

Χαλύβδινη καθ' ύψος προσθήκη σε υφιστάμενο κτίριο: Περίπτωση εφαρμογής και πολυκριτηριακή ανάλυση

Διπλωματική εργασία

Ιωάννα Σκουλουμπρή
Επιβλέπων: Ευάγγελος Ευθυμίου

Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών
Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης

Θεσσαλονίκη, Ιούλιος, 2025

Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία αφορά τις επεμβάσεις σε υφιστάμενα κτίρια και εξετάζει ειδικότερα τη χρήση χαλύβδινων δομικών συστημάτων για την κάθετη επέκτασή τους, αναδεικνύοντας τα χαρακτηριστικά και τις ιδιαιτερότητες της μεταλλικής επιλογής σε τέτοιου είδους εφαρμογές. Συγκεκριμένα, μέσω μελέτης περίπτωσης εφαρμογής σε υπάρχον κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα, διερευνάται η δυνατότητα καθ' ύψος προσθήκης χαλύβδινου φέροντος οργανισμού με τη χρήση αριθμητικών υπολογιστικών μεθόδων, εστιάζοντας στη στατική και σεισμική του συμπεριφορά.

Στο πλαίσιο αυτό, σημαντικό μέρος της εργασίας αποτελεί η ανάλυση και αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας του υφιστάμενου κτιρίου με βάση τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2012), ώστε να αξιολογηθεί η αναγκαιότητα ενισχύσεων πριν την εφαρμογή της νέας προσθήκης. Παράλληλα, ένα καινοτόμο στοιχείο της μελέτης αποτελεί η εφαρμογή εργαλείου πολυκριτηριακής ανάλυσης (μέθοδος PROMETHEE), για την αξιολόγηση εναλλακτικών σεναρίων κατασκευής με βάση τεχνικά, οικονομικά και χρονικά κριτήρια. Η συνδυασμένη αξιολόγηση επιτρέπει τη διατύπωση τεκμηριωμένων συμπερασμάτων ως προς τη βέλτιστη λύση καθ' ύψος επέκτασης, λαμβάνοντας υπόψη τις απαιτήσεις σεισμικότητας, το κόστος κατασκευής, τον απαιτούμενο χρόνο υλοποίησης και τη συνολική απόδοση του φέροντος οργανισμού.

Λέξεις-κλειδιά: Επέκταση καθ' ύψος, κατασκευή από χάλυβα, κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα, σεισμική ανάλυση, χρόνος κατασκευής

Abstract

This thesis focuses on interventions in existing buildings, specifically examining the use of steel structural systems for vertical extensions. It highlights the key characteristics and particularities of steel as a construction material in such applications. A case study is presented involving the vertical addition of a steel structure to an existing reinforced concrete building, using numerical computational methods to assess structural performance.

A key part of the study is the analysis and evaluation of the existing building's load-bearing capacity according to the Greek Code for Interventions (KAN.EPE 2012), in order to determine the necessity for any reinforcements prior to the addition. Furthermore, an original aspect of this work is the implementation of a multi-criteria decision analysis tool (PROMETHEE method), used to compare alternative construction scenarios based on technical, economic, and scheduling criteria. This combined assessment enables the formulation of well-supported conclusions regarding the optimal vertical extension solution, taking into account seismic risk, construction cost, duration, and the overall performance of the structural system.

Keywords: Vertical extension, steel construction, reinforced concrete construction, seismic analysis, construction time

Ευχαριστίες

Η παρούσα διπλωματική εργασία πραγματοποιήθηκε στο τμήμα Πολιτικών Μηχανικών του Αριστοτελείου Πανεπιστημίου Θεσσαλονίκης κατά τα έτη 2024-2025. Είναι αποτέλεσμα εκτεταμένης και συστηματικής προσπάθειας, απαιτώντας χρόνο, διαρκή μελέτη αλλά και υποστήριξη σημαντικών ανθρώπων για μένα.

Ευχαριστώ θερμά τον επιβλέποντα καθηγητή μου κύριο Ευάγγελο Ευθυμίου επίκουρο καθηγητή εργαστηρίου μεταλλικών κατασκευών, για τη καθοδήγηση και επίβλεψη της εργασίας. Αποτέλεσε μέντορας μου στο κατασκευαστικό τομέα. Επίσης, να ευχαριστήσω τους καθηγητές της επιτροπής αξιολόγησης της διπλωματικής τον κύριο Γρηγόριο Μανούκα επίκουρο καθηγητή στο εργαστήριο οπλισμένου σκυροδέματος, που με καθοδήγησε στα θέματα που αφορούσαν το σκυρόδεμα και τον Γεώργιο Αρετούλη καθηγητή εργαστηρίου διαχείρισης τεχνικών έργων, για τις πολύτιμες συμβουλές του στην κοστολόγηση του έργου.

Εκφράζω τις ευχαριστίες μου στον πολιτικό μηχανικό κύριο Πραξιτέλη Δημητριάδη για την αμέριστη βοήθεια του με το πρόγραμμα Rfem 6 της εταιρίας Dlubal. Ακόμη τους μηχανικούς κύριο Παναγιώτη Κούση για την βοήθεια του σε θέματα πρακτικά της κατασκευής.

Με την ευκαιρία αυτή, θέλω να εκφράσω από τα βάθη της καρδιάς μου τις ευχαριστίες μου στους γονείς μου. Αρχικά, τον πολυαγαπημένο μου πατέρα που με ενέπνευσε να γίνω πολιτικός μηχανικός και να συνεχίσω το έργο του και τη μητέρα μου για την αμέριστη κατανόηση και συμπαράσταση της σε όλη την φοιτητική μου πορεία.

Περιεχόμενα

Περίληψη	3
Abstract	4
Ευχαριστίες	5
1 Εισαγωγή	14
1.1 Πλαίσιο εκπόνησης διπλωματικής εργασίας	14
1.2 Δομή διπλωματικής εργασίας	15
2 Προσθήκες σε υφιστάμενα κτίρια και χάλυβας	17
2.1 Ορισμοί (νομολογία)-Κατηγορίες κτηρίων- Διεθνή ορολογία	17
2.2 Ιστορικά στοιχεία.....	19
2.3 Ιδιαιτερότητες σχεδιασμού κατασκευής.....	26
2.4 Κανονιστικό πλαίσιο και διαδικασία σύμφωνα με πολεοδομία.....	30
2.5 Χρήση χαλύβδινων στοιχείων και συστημάτων	38
3 Περίπτωση εφαρμογής.....	44
3.1 Περιγραφή- Διαθέσιμα αρχεία	44
3.1.1 Κάλυψη- συντελεστής δόμησης- αρτιότητα-οικοδομησιμότητα.....	47
3.1.2 Θέση κτιρίου και εγκαταστάσεων	47
3.1.3 Υλικά Κατασκευής.....	47
3.1.4 Στατική μελέτη.....	48
3.1.5 Κανονικότητα κάτοψης.....	51
3.2 Προσομοίωση του φορέα.....	51
3.3 Τοποθέτηση οπλισμού στον φορέα	60
3.4 Φορτία.....	63
3.4.1 Φορτίο χιονιού	64
3.4.2 Φορτίο ανέμου	67
3.4.3 Σεισμικά φορτία	70
3.4.4 Συνδυασμός φορτίων	71

3.5	Σεισμικές αναλύσεις φορέα στο πρόγραμμα RFEM 6	73
3.5.1	Προσομοίωση δυναμικής φασματικής ανάλυσης.....	73
3.5.2	Υπολογισμός τέμνουσας βάσης	85
3.5.3	Προσομοίωση στατικής υπερωθητικής ανάλυσης.....	86
3.6	Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας.....	101
3.6.1	Έλεγχος Φέρουσας Ικανότητας μέσω Ελαστικής Ανάλυσης.....	102
3.6.2	Βήματα Αποτίμησης μετά από Ανελαστική Ανάλυση (Pushover)	106
4.	Μελέτη προσθήκης καθ' ύψος.....	112
4.1	Σχεδιασμός φορέα-Ανάλυση.....	112
4.1.1	Σύνδεση υφιστάμενου φορέα με χαλύβδινα υποστηλώματα	115
4.1.2	Σύνδεση χαλύβδινων μελών.....	117
4.1.3	Επιβαλλόμενα φορτία στο μεταλλικό φορέα για διαστασιολόγηση.....	123
4.1.4	Αποτελέσματα διαστασιολόγησης.....	125
4.1.5	Σχεδιασμός μεταλλικού φορέα στο υφιστάμενο στο RFEM 6	126
4.1.6	Ανάλυση αποτελεσμάτων	129
4.1.7	Αποτελέσματα αναλύσεων φορέα	131
4.1.8	Έλεγχος λυγισμού και τοπικού λυγισμού	143
4.1.9	Επάρκεια διατομών	147
4.1.10	Έλεγχοι μελών (Κάμψη-Διάτμηση-Στρέψη).....	150
4.1.11	Υπολογισμός Θλιπτικής Αντοχής της Πλάκας.....	163
4.2	Επέκταση φορέα καθ' ύψος με σκυρόδεμα	164
4.2.1	Αρχιτεκτονική- στατική μελέτη.....	164
4.2.2	Σχεδιασμός του φορέα στο πρόγραμμα προσομοίωσης	165
4.2.3	Επιβαλλόμενα φορτία στον φορέα από σκυρόδεμα	167
4.2.4	Προσομοίωση ανάλυσης φορέα.....	170
4.2.5	Αποτελέσματα αναλύσεων φορέα	175
4.2.6	Συμπεράσματα και απαραίτητοι έλεγχοι	187

4.3	Συγκριτική μελέτη με κάθετη επέκταση από Ο/Σ και χάλυβα.....	189
5.	Πολυκριτηριακή ανάλυση- Παράμετρος κόστους.....	192
5.1	Πολυκριτηριακή Ανάλυση Λήψης Αποφάσεων	192
5.1.1	Τι είναι η πολυκριτηριακή ανάλυση λήψης αποφάσεων	192
5.1.2	Κύριες Στρατηγικές Πολυκριτηριακής Αξιολόγησης.....	193
5.1.3	Επιλογή Πολυκριτηριακής Μεθόδου, Κριτηρίων και Σταθμίσεων	194
5.1.4	Αποτελέσματα προσομοιώσεων κριτηρίων	196
5.2	Κοστολόγηση.....	200
5.2.1	Διαδικασία κοστολόγησης	200
5.2.2	Υπολογισμός ποσοτήτων υλικών για επέκταση με σκυρόδεμα.....	201
5.2.3	Αναλυτικός υπολογισμός ποσοτήτων υλικών για επέκταση με χάλυβα	205
5.2.4	Κοστολόγηση των υλικών	206
5.3	Χρόνος κατασκευής.....	207
5.4	Σύγκριση μισθών εργατών στην κατασκευή	208
6.	Συμπεράσματα	212
7.	Βιβλιογραφικές αναφορές.....	214
	Παράρτημα Α: Κατηγοριοποίηση σπουδαιότητας κτηρίου	216
	Παράρτημα Β: Ευρωκώδικας	218
	B1.Επιβαλλόμενα φορτία στον υφιστάμενο φορέα σύμφωνα με Ευρωκώδικα 1 .	218
	B2. Δράσεις χιονιού	220
	B3. Δράσεις ανέμου	223
	B4. Σεισμικές δράσεις σύμφωνα με Ευρωκώδικα 8	227
	B5. Μέθοδοι ανάλυσης φορέα σύμφωνα με Ευρωκώδικα 8	239

Ευρετήριο Εικόνων

σελίδα

Εικόνα 1: Βασιλική εκκλησία, 324μ.Χ, (vizantinaistorika.blogspot.com).....	21
Εικόνα 2: Βασιλική Αγίου Πέτρου, σήμερα (romeingreek.eu)	21
Εικόνα 3: Ο 1ος ουρανοξύστης 42,1μ το 1885 που επεκτάθηκε κατά 2 ορόφους (https://www.wikiwand.com/ Home_Insurance_Building).....	21
Εικόνα 4: Το Tenement Krasiński το 1939. (https://treyst.pl/kamienica-krasinskich/).....	22
Εικόνα 5: 1 Triton Square στο Λονδίνο (https://facademap.cb/building/1-triton-square/)....	22
Εικόνα 6: Βίλα Πετρίδη, 1η επέκταση κτηρίου στη Θεσσαλονίκη (https://el.m.wikipedia.org/ Villa_Petridi_Anagenniseos.jpg).....	23
Εικόνα 7: Όπισθεν επέκταση κατοικίας (https://urbanflows.ac.uk/).....	23
Εικόνα 8: Μετατροπή και επέκταση σιδηροδρομικής γραμμής σε αστικό χώρο (misteriosodigital.com).....	24
Εικόνα 9,10: Δυόροφη επέκταση κτηρίου στην Ελβετία με ελαφριά υλικά πχ ξύλο (https://archello.com/ project/084saw-vertical-extension-on-avenue-wendt-geneva).....	24
Εικόνα 11: Επέκταση κτηρίου με μεταλλικό σκελετό στη Χαλκιδική (https://sximamixanikoi.com).....	25
Εικόνα 12: Όψεις κτηρίου μετά την προσθήκη καθ' ύψους (https://sximamixanikoi.com).....	25
Εικόνα 13,14: Διώροφη καθ' ύψος επέκταση κτηρίου με μεταλλικό σκελετό στην Αθήνα και λεπτομέρεια σύνδεσης πλάκας σκυροδέματος με χαλύβδινο υποστήλωμα (https://smartbuilding.gr/).....	26
Εικόνα 15: Μεταλλικός φορέας επέκτασης κτηρίου στη Κέρκυρα (https://metallikaktiria.gr/).....	27
Εικόνα 236: Χάρτης θεμελιώδους βασικής ταχύτητας του ανέμου (researchgate.net).....	224
Εικόνα 237: Μέσες φασματικές τεταγμένες κατά EC8 researchgate.net).....	228
Εικόνα 238: Φάσμα σχεδιασμού (researchgate.net).....	229
Εικόνα 239: Χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας Ελλάδος κατά ΕΑΚ2000.....	230

Εικόνα 240: Προτεινόμενο ελαστικό φάσμα απόκρισης τύπου 1 κατά EC8.....	234
Εικόνα 241: Προτεινόμενο ελαστικό φάσμα απόκρισης τύπου 2 κατά EC8.....	234
Εικόνα 242: Εξιδανίκευση υπερωθητικής καμπύλης κατά EC8.....	242
Εικόνα 243: Μοντέλα προσομοίωσης ανελαστικής συμπεριφοράς διατομής κατά EC8.....	245

Οι υπόλοιπες εικόνες που παρατίθενται παρακάτω αποτελούν υλικό από προσωπική μου έρευνα. Πρόκειται για φωτογραφίες, ή άλλου τύπου οπτικά δεδομένα που συλλέχθηκαν και τεκμηριώθηκαν στο πλαίσιο της ερευνητικής μου δραστηριότητας, με στόχο την υποστήριξη και την ενίσχυση των συμπερασμάτων της παρούσας μελέτης.

Ευρετήριο πινάκων

Σελίδα

πίνακας 1: Βάρος ανά κιλό για δοκό από οπλισμένο σκυρόδεμα και χάλυβα.....	39
πίνακας 2: Πλεονεκτήματα βάρους χάλυβα έναντι σκυροδέματος	40
πίνακας 3: Πλεονεκτήματα βάρους χάλυβα έναντι σκυροδέματος για συνολικό χρόνο κατασκευής και εργασιών.....	40
πίνακας 4: Κατηγορία σκυροδέματος και χαρακτηριστική αντοχή σε κυλινδρικό/κυβικό δοκίμιο.....	47
πίνακας 5: Επιλογή υλικών σχεδιασμού στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων Rfem6, Dlubal...	60
πίνακας 6: Συνδυασμός φορτίων για ανάλυση στην οριακή κατάσταση αντοχής.....	71
πίνακας 7: Συνδυασμός φορτίων για ανάλυση στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.....	72
πίνακας 8: Συνδυασμός φορτίων για ανάλυση στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	73
πίνακας 9: Αρχικές συντεταγμένες, μετακινήσεις/στροφή σημείων και ποσοστό συμμετοχής στα 10 σημεία με τις μεγαλύτερες μετατοπίσεις.....	79
πίνακας 10: Μέγιστες μετατοπίσεις και στροφές ύστερα από δυναμική φασματική ανάλυση.....	80
πίνακας 11: Αρχικές συντεταγμένες, μετακινήσεις/στροφή σημείων και ποσοστό συμμετοχής στα 10 σημεία με τις μεγαλύτερες μετατοπίσεις.....	91
πίνακας 12: Μέγιστες μετατοπίσεις και στροφές ύστερα από στατική υπερωθητική ανάλυση.....	93
πίνακας 13: Αρχικές συντεταγμένες, μετακινήσεις/στροφή σημείων και ποσοστό συμμετοχής στα 10 σημεία με τις μεγαλύτερες μετατοπίσεις.....	97
πίνακας 14: Μέγιστες μετατοπίσεις και στροφές ύστερα από στατική υπερωθητική ανάλυση.....	98
πίνακας 15: Μέγιστες τιμές βελών κάμψης σύμφωνα με ΕΑΚ 2000.....	110
πίνακας 16: Σύγκριση στηρίξεων τύπου Λ και Χ.....	113
πίνακας 17: Σύγκριση χαλύβδινων διατομών για στηρίξεις τύπου Χ.....	114
πίνακας 18: Αρχικές συντεταγμένες, μετακινήσεις/στροφή σημείων και ποσοστό συμμετοχής στα 10 σημεία με τις μεγαλύτερες μετατοπίσεις.....	134
πίνακας 19: Μέγιστες μετατοπίσεις και στροφές ύστερα από ανελαστική ανάλυση.....	134

πίνακας 20: Μέγιστες μετατοπίσεις και στροφές ύστερα από ανελαστική ανάλυση	139
πίνακας 21: Κλάση διατομών χάλυβα.....	146
πίνακας 22: Φέρουσα ικανότητα χαλύβδινων διατομών και δείκτης εκμετάλλευσης.....	146
πίνακας 23: Αρχικές συντεταγμένες, μετακινήσεις/στροφή σημείων και ποσοστό συμμετοχής στα 10 σημεία με τις μεγαλύτερες μετατοπίσεις.....	177
πίνακας 24: Μέγιστες μετατοπίσεις και στροφές ύστερα από ελαστική ανάλυση.....	179
πίνακας 25: Μέγιστες μετατοπίσεις και στροφές ύστερα από ανελαστική ανάλυση.....	184
πίνακας 26: Σύγκριση αποτελεσμάτων επεκτάσεων.....	190
πίνακας 27: Σημαντικότητα κριτηρίων για κατασκευή κτηρίου.....	194
πίνακας 28: Σημαντικότητα κριτηρίων κόστους για κατασκευή κτηρίου.....	194
πίνακας 29: Τυπική αναλογία υλικών για 1 m ³ σκυροδέματος C16/20.....	204
πίνακας 30: Υπολογισμός συνολικών ποσοτήτων υλικών συνολικά για σκυρόδεμα.....	204
πίνακας 31: Κατανομή τεμαχίων οπλισμού ανά διάμετρο ράβδου.....	204
πίνακας 32: Συνολικό βάρος οπλισμού ανά διάμετρο και μονάδα μήκους.....	205
πίνακας 33: Κοστολόγηση σκυροδέματος και οπλισμού για την επέκταση κτιρίου.....	207
πίνακας 34: Κοστολόγηση σκυροδέματος, οπλισμού και χαλύβδινων μελών για την επέκταση κτιρίου.....	207
πίνακας 35: Ημερομίσθια εργατών.....	209
πίνακας 36: Απαιτούμενοι εταλλοκατασκευαστές και ημερομίσθια.....	210
πίνακας 37: Απαιτούμενοι εργάτες για σκυρόδετηση πλάκας και ημερομίσθια.....	210
πίνακας 38: Συνολικός μισθολογικός κόστος για επέκταση από χάλυβα.....	210
πίνακας 39: Συγκεντρωτικά για το κόστος μόνο εργατικών για τις προτεινόμενες επεκτάσεις.....	211
πίνακας A1: Κατηγοριοποίηση κτηρίων σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	216
Πίνακας A2: Κατηγορία σπουδαιότητας κτηρίων σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	216
Πίνακας A3: Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	217
Πίνακας B1: Ομάδες χρήσεις κτηρίων.....	218
Πίνακας B2: Οι αντίστοιχες τιμές δράσεων q _k και Q _k	219
Πίνακας B3: Κατηγοριοποίηση στεγών με βάση την προσβασιμότητα.....	219

Πίνακας B4: Χαρακτηριστικό φορτίο χιονιού στο έδαφος, s_k , συναρτήσει του υψομέτρου για τις τρεις ζώνες της Ελλάδος.....	221
Πίνακας B5: Συνιστώμενες τιμές του C_e για διάφορα τοπογραφικά χαρακτηριστικά.....	222
Πίνακας B6: Απεικονίσεις της ανώτερης τραχύτητας κάθε κατηγορίας εδάφους και αντίστοιχοι ορισμοί.....	225
Πίνακας B7: Κατηγοριών Τραχύτητας Εδάφους σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1.....	226
Πίνακας B8: Τιμές αναφοράς μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους κατά ΕΑΚ 2000.....	230
Πίνακας B9: Κατηγορίες σπουδαιότητας κτιρίων κατά EC8.....	231
Πίνακας B10: Κατηγορία εδάφους κατά EC8.....	232
Πίνακας B11: Τιμές παραμέτρων ελαστικού φάσματος Type 1.....	235
Πίνακας B12: Τιμές παραμέτρων ελαστικού φάσματος Type 2.....	235
Πίνακας B13: Τιμές ποσοστού απόσβεσης κατά ΕΑΚ 2000.....	236

1 Εισαγωγή

1.1 Πλαίσιο εκπόνησης διπλωματικής εργασίας

Στόχος της παρούσας διπλωματικής είναι η συγκριτική αξιολόγηση της δυνατότητας καθ' ύψος επέκτασης ενός υφιστάμενου κτηρίου, με την εφαρμογή δύο διαφορετικών δομικών συστημάτων: αφενός του συστήματος αμιγώς οπλισμένου σκυροδέματος και αφετέρου της σύμμικτης κατασκευής από χάλυβα και σκυρόδεμα.. Το παρών θέμα, παρουσιάζει ιδιαίτερο ενδιαφέρον, καθώς συνδυάζει τεχνικά, πολεοδομικά, οικονομικά και περιβαλλοντικά ζητήματα με έναν ολοκληρωμένο και σύγχρονο τρόπο. Εστιάζοντας σε μια πραγματική περίπτωση εφαρμογής, αποφεύγει τον θεωρητικό χαρακτήρα και αναδεικνύει την πολυπλοκότητα που συνοδεύει τέτοιου είδους παρεμβάσεις στο υφιστάμενο δομημένο περιβάλλον. Η χρήση χαλύβδινου φέροντος οργανισμού για καθ' ύψος προσθήκη προσφέρει σημαντικά πλεονεκτήματα, όπως μικρό βάρος, ταχύτητα κατασκευής και ελάχιστη επιβάρυνση του υφιστάμενου φορέα. Επίσης αυξάνεται η αξία του ακινήτου και πιθανή αναβάθμιση ενεργειακά του κτηρίου.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία παρουσιάζεται η επέκταση ενός υφιστάμενου κτηρίου του 2007 καθ' ύψος και η ευκαιρία εμβάθυνσης σε ένα σύγχρονο, πρακτικό και σύνθετο πρόβλημα που συνδέεται άμεσα με τις πραγματικές ανάγκες των πόλεων. Πρόκειται για ένα πεδίο όπου συνδυάζονται τεχνικές γνώσεις, καινοτόμα υλικά και μέθοδοι, καθώς και κριτική σκέψη για την επιλογή της βέλτιστης λύσης. Επιπλέον, το αντικείμενο αυτό βρίσκεται στο επίκεντρο της βιώσιμης αστικής ανάπτυξης, αφού αφορά την αναβάθμιση και επαναξιοποίηση του υπάρχοντος κτιριακού αποθέματος, χωρίς κατεδαφίσεις ή περιβαλλοντικά επιζήμιες παρεμβάσεις. Η επέκταση του φορέα προσομοιώνεται με χάλυβα είτε με σκυρόδεμα. Τα υφιστάμενα σχέδια έχουν αποτυπωθεί στο πρόγραμμα Autocad 2D 2024 και η στατική ανάλυση των φορέων πραγματοποιήθηκε με το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων RFEM 6 της εταιρίας Dlubal.

Κατόπιν έρευνας που πραγματοποιήθηκε για σημαντικούς συντελεστές σχεδιασμού του κτηρίου, και με τη χρήση του προγράμματος Promethee για την ανάλυση των δεδομένων και την κοστολόγηση της εκάστοτε κατασκευής προκύπτει το αποτέλεσμα του καταλληλότερου υλικού.

1.2 Δομή διπλωματικής εργασίας

Η εργασία συγκροτείται από έξι κεφάλαια ειδικότερα:

- Κεφάλαιο 1:

Το εισαγωγικό κεφάλαιο εμπεριέχει το θέμα και την δομή της εργασίας.

- Κεφάλαιο 2:

Αναφέρεται σε εκτενή ανάλυση σχετικά με τις επεκτάσεις υφιστάμενων κτιρίων, με έμφαση στις καθ' ύψος προσθήκες και τη χρήση χαλύβδινων φερόντων στοιχείων. Περιλαμβάνει ορισμούς από την ελληνική και διεθνή νομοθεσία, κατηγοριοποιήσεις κτιρίων, ιστορική αναδρομή των επεκτάσεων από τη νεολιθική εποχή έως σήμερα, καθώς και παραδείγματα εφαρμογών στην Ελλάδα. Εξετάζονται αναλυτικά οι αρχιτεκτονικές, στατικές, νομικές και τεχνικές ιδιαιτερότητες των προσθηκών, τα πλεονεκτήματα του χάλυβα (όπως χαμηλό βάρος, ευκολία συναρμολόγησης, ταχύτητα κατασκευής), και παρουσιάζεται το ρυθμιστικό πλαίσιο (ΝΟΚ, Ν.4495/2017, ΚΑΝ.ΕΠΕ). Βασική προϋπόθεση για την επιτυχή υλοποίηση τέτοιων επεμβάσεων αποτελεί ο εμπεριστατωμένος σχεδιασμός, η τεχνική αρτιότητα και η πλήρης τήρηση των πολεοδομικών και ενεργειακών απαιτήσεων, προκειμένου να διασφαλιστεί η ασφάλεια και η λειτουργικότητα της κατασκευής.

- Κεφάλαιο 3:

Στο συγκεκριμένο κεφάλαιο διερευνάτε ο υφιστάμενος τριώροφος φορέα στον Νέο Μαρμαρά, Χαλκιδικής με σκοπό την επέκταση καθ' ύψος. Το κτήριο, που ανεγέρθηκε το 2007 αλλά παρέμεινε ημιτελές, αποτελείται από τρεις ανεξάρτητες κατοικίες. Η κατασκευή βασίζεται στον Γενικό Οικοδομικό Κανονισμό του 1985 και έχει σχεδιαστεί με σκυρόδεμα C16/20 και χάλυβα B500C και παρουσιάζονται τα αρχιτεκτονικά σχέδια στο πρόγραμμα Autocad 2D, 2024 και οι ξυλότυποι. Ακολουθεί, η στατική μελέτη σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό, ενώ η προσομοίωση της κατασκευής έγινε μέσω του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων RFEM 6, Dlubal. Τέλος, αναλύονται τα φορτία, οι περιβαλλοντικές επιδράσεις και οι μέθοδοι αξιολόγησης της στατικής επάρκειας.

- Κεφάλαιο 4:

Στο κεφάλαιο αυτό εξετάζεται η καθ' ύψος επέκταση υφιστάμενου κτιρίου με δύο εναλλακτικούς φέροντες οργανισμούς: από οπλισμένο σκυρόδεμα και από χάλυβα. Περιλαμβάνει επιλογή διατομών και συνδέσεων, εφαρμογή φασματικής και υπερωθητικής ανάλυσης στο λογισμικό RFEM 6, καθώς και υπολογισμό φορτίων χιονιού, ανέμου και σεισμού σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες 1, 8 και τον ΕΑΚ 2000.

- Κεφάλαιο 5:

Το κεφάλαιο χωρίζεται σε δύο εναλλακτικά μοντέλα χαλύβδινου φορέα. Στο πρώτο, εξετάζεται η σεισμική συμπεριφορά πολυώροφου κτηρίου με συνδυασμό φέροντος οργανισμού από σκυρόδεμα στη βάση και χαλύβδινο σκελετό στους ανώτερους ορόφους με στηρίξεις τύπου Λ. Συγκρίνονται δύο διατάξεις αντιανεμικών στηρίξεων: τύπου Χ και τύπου Λ, ως προς την αποτελεσματικότητα στη σεισμική απόκριση. Στο δεύτερο μέρος, εξετάζεται η αλλαγή σεισμικής ζώνης του κτηρίου σε Ζώνη ΙΙΙ και αξιολογεί την αντοχή του σε αυξημένες σεισμικές επιταχύνσεις. Πραγματοποιούνται ελαστικές και ανελαστικές αναλύσεις για να εκτιμηθεί η σεισμική του συμπεριφορά.

- Κεφάλαιο 6:

Στο τελευταίο κεφάλαιο εφαρμόζεται πολυκριτηριακή ανάλυση με εξειδικευμένο πρόγραμμα, όπου μέσω αξιολόγησης τεχνικών και οικονομικών κριτηρίων. Η εργασία επιχειρεί να αναδείξει και μια πρόσθετη σημαντική πτυχή της αντιμετώπισης της δραστηριότητας της προσθήκης.

- Κεφάλαιο 7:

Αποτελεί τον επίλογο της παρούσας διπλωματικής και καταδεικνύει το σύμμικτο σύστημα σκυροδέματος-χάλυβα να υπερτερεί σε αντισεισμική συμπεριφορά, ταχύτητα κατασκευής και συνολική ανθεκτικότητα, καθιστώντας το ιδανικό για περιοχές υψηλής σεισμικής επικινδυνότητας. Αντίθετα, το σκυρόδεμα είναι πιο οικονομικό αλλά απαιτεί ενισχύσεις και περισσότερο χρόνο, επομένως η επιλογή πρέπει να βασίζεται σε συνδυασμό κόστους, ασφάλειας και χρονικών απαιτήσεων του έργου.

2 Προσθήκες σε υφιστάμενα κτίρια και χάλυβας

2.1 Ορισμοί (νομολογία)-Κατηγορίες κτηρίων- Διεθνή ορολογία

Η επέκταση κτιρίου ορίζεται ως η αύξηση του όγκου, της επιφάνειας ή/και του ύψους ενός υφιστάμενου κτιρίου, με προσθήκες σε επαφή ή σε συνέχεια του υπάρχοντος, είτε σε οριζόντια είτε σε κατακόρυφη (καθ' ύψος) κατεύθυνση. Ο ορισμός της επέκτασης κτηρίου βάσει της ελληνικής νομοθεσίας δίνεται κυρίως στον Νέο Οικοδομικό Κανονισμό (ΝΟΚ, Ν.4067/2012) και συμπληρωματικά στον Γενικό Οικοδομικό Κανονισμό (ΓΟΚ, Ν.1577/1985), όπως ισχύει.

Ως επέκταση κτηρίου θεωρείται η προσθήκη νέου χώρου σε υφιστάμενο νόμιμο κτήριο, είτε:

- Καθ' ύψος, δηλαδή με την προσθήκη επιπλέον ορόφων,
- Καθ' έκταση, δηλαδή με οριζόντια επέκταση του περιγράμματος.

Η επέκταση αποτελεί δομική παρέμβαση που τροποποιεί το υπάρχον κτήριο και απαιτεί την έκδοση οικοδομικής άδειας σύμφωνα με τις διατάξεις του Ν.4495/2017 περί αυθαιρέτων και έκδοσης οικοδομικών αδειών. [1]

Στη διεθνή βιβλιογραφία η επέκταση κτηρίου ορίζεται:

<< A building extension, extension or addition is a room or set of rooms built onto a house or similar building after initial construction has been completed. Adding onto a building is a popular remodelling project to increase space within the building. These extensions can be built onto the rear, sides or fronts of buildings or can be added vertically as new storeys.>> Μια επέκταση, προέκταση ή προσθήκη κτιρίου είναι ένα δωμάτιο ή ένα σύνολο δωματίων που κατασκευάζονται πάνω σε ένα σπίτι ή παρόμοιο κτήριο μετά την ολοκλήρωση της αρχικής κατασκευής. Η προσθήκη σε ένα κτήριο είναι ένα δημοφιλές έργο ανακαίνισης για την αύξηση του χώρου μέσα στο κτήριο. Αυτές οι επεκτάσεις μπορούν να κατασκευαστούν στο πίσω μέρος, στα πλάγια ή στα μέτωπα των κτηρίων ή μπορούν να προστεθούν κάθετα ως νέοι όροφοι.

<< Vertical extension” refers to the addition of new storeys above existing buildings and is increasingly recognised as a means of generating new useable floorspace whilst reducing resource extraction, waste generation and associated carbon emissions.>> Η «κάθετη επέκταση» αναφέρεται στην προσθήκη νέων ορόφων πάνω από υπάρχοντα κτίρια και

αναγνωρίζεται ολοένα και περισσότερο ως μέσο δημιουργίας νέου αξιοποιήσιμου χώρου δαπέδου, μειώνοντας παράλληλα την εξόρυξη πόρων, την παραγωγή αποβλήτων και τις σχετικές εκπομπές άνθρακα. [2]

Η διάκριση των κτιρίων σε κατηγορίες αποτελεί θεμέλιο του στατικού και αντισεισμικού σχεδιασμού, καθώς επιτρέπει την ορθολογική προσέγγιση ανάλογα με τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά κάθε κατασκευής. Οι πιο σημαντικές ταξινομήσεις που χρησιμοποιούνται στον τεχνικό και νομοθετικό λόγο είναι οι εξής:

1. Τυπικά – Ιστορικά Κτίρια

Τυπικά κτίρια είναι οι σύγχρονες κατασκευές που έχουν ανεγερθεί βάσει εγκεκριμένων μελετών, τηρώντας τον ισχύοντα Οικοδομικό Κανονισμό και τις απαιτήσεις του Ευρωκώδικα. Χρησιμοποιούν συνήθως σύγχρονα υλικά (οπλισμένο σκυρόδεμα, χάλυβα, τοιχοποιία ακριβείας) και εντάσσονται σε προκαθορισμένα κατασκευαστικά πρότυπα, διευκολύνοντας την ανάλυση, την ενίσχυση ή την επέκτασή τους. Αντίθετα, ιστορικά ή παραδοσιακά κτίρια χαρακτηρίζονται από παλαιότητα, ιδιαίτερη αρχιτεκτονική και κατασκευαστική τεχνική (π.χ. λιθοδομές, ξυλόπλινθοι, ξύλινες δοκοσειρές), και συχνά δεν συμμορφώνονται με σύγχρονους κανονισμούς. Τέτοια κτίρια απαιτούν ειδική προσέγγιση σε επεμβάσεις, σεβασμό στην πολιτιστική τους αξία και συχνά υπάγονται σε περιορισμούς από την αρχαιολογική ή πολεοδομική υπηρεσία. [3]

2. Κανονικά – Μη Κανονικά Κτίρια (βάσει EC8)

Κανονικά κτίρια παρουσιάζουν συμμετρία και ομοιομορφία τόσο στην κάτοψη όσο και καθ' ύψος, με συνεχή κατανομή μαζών και ακαμψίας. Προσφέρουν σταθερή και προβλέψιμη σεισμική συμπεριφορά, επιτρέποντας τη χρήση απλοποιημένων μεθόδων ανάλυσης. Αντίθετα, μη κανονικά κτίρια εμφανίζουν γεωμετρικές ή δυναμικές ασυμμετρίες, όπως προεξοχές, εκκεντρότητες, απότομες αλλαγές στην ακαμψία, ή «μαλακούς ορόφους». Χρειάζονται λεπτομερέστερες και πιο αυστηρές αναλύσεις για την εξασφάλιση της σεισμικής τους επάρκειας, καθώς είναι πιο ευάλωτα σε παραμορφώσεις, στρέψη και βλάβες. [4]

3. Υφιστάμενα – Νέα Κτίρια

Νέα κτίρια κατασκευάζονται εξ αρχής βάσει των τρεχόντων κανονισμών (NOK, Ευρωκώδικες) και επομένως σχεδιάζονται με ενσωματωμένες αντισεισμικές προβλέψεις. Υφιστάμενα κτίρια είναι αυτά που έχουν ήδη ανεγερθεί, ενδεχομένως πριν την εφαρμογή των σύγχρονων κανονισμών. Για επεμβάσεις (ενίσχυση, αλλαγή χρήσης ή επέκταση), απαιτείται έλεγχος στατικής επάρκειας, ειδικά σε περιπτώσεις αλλαγής φορτίσεων ή αύξησης μάζας. [1]

4. Οπλισμένου Σκυροδέματος – Μεταλλικά – Φέρουσας Τοιχοποιίας

Κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα αποτελούν τη συνήθη σύγχρονη μορφή κατασκευής, με ευκολία στον σχεδιασμό και υψηλή φέρουσα ικανότητα. Μεταλλικά κτίρια προσφέρουν χαμηλό βάρος και μεγάλη αντοχή, αλλά απαιτούν ιδιαίτερη προσοχή στη σύνδεση και προστασία από διάβρωση ή φωτιά. Κτίρια φέρουσας τοιχοποιίας, συνήθως παλαιά, είναι πιο ευάλωτα σε σεισμούς και χρήζουν ειδικών τεχνικών ενίσχυσης (π.χ. ινοπλισμένα κονιάματα, μεταλλικά πλαίσια). [5]

5. Κατηγορία Σημαντικότητας (K1–K4, EC8)

Η κατηγορία σημαντικότητας επηρεάζει τις σεισμικές απαιτήσεις ανάλογα με τη χρήση του κτιρίου:

K1: Κατοικίες, αποθήκες – χαμηλής σημασίας.

K2: Σχολεία, μικρά εμπορικά κτίρια – συνήθους σημασίας.

K3: Νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί – υψηλής σημασίας.

K4: Κρίσιμες εγκαταστάσεις (π.χ. πυρηνικά, στρατηγικά κέντρα) – μέγιστης σημασίας.

[6]

2.2 Ιστορικά στοιχεία

Η επέκταση των κτιρίων έχει ένα πλούσιο ιστορικό πλαίσιο, που χαρακτηρίζεται από σημαντικές αρχιτεκτονικές εξελίξεις και κοινωνικές αλλαγές. Ακολουθούν ορισμένα βασικά σημεία από διάφορες περιόδους:

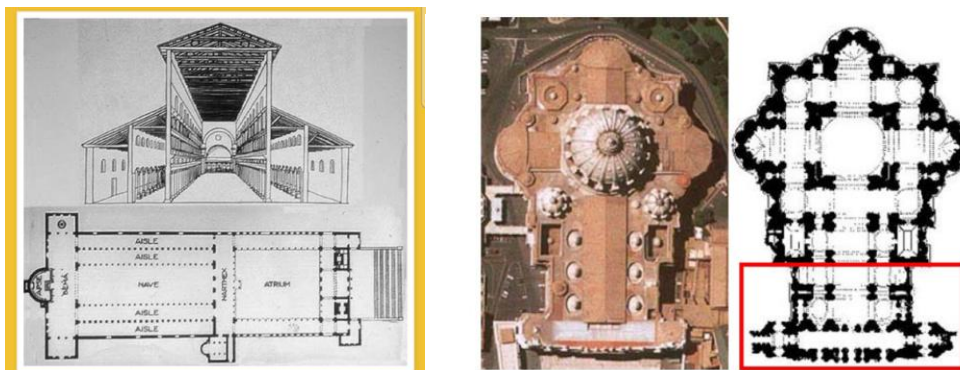
- Αρχαϊκή περίοδος- Μεσαίωνας

Νεολιθική Εποχή (10.000–2000 π.Χ.) : Ξεκίνησε η ανάπτυξη μόνιμων κατασκευών, με σημαντικές καινοτομίες στις οικοδομικές τεχνικές και υλικά, όπως τούβλα από λάσπη και πέτρα.

Κλασική εποχή (1000 π.Χ. - 500 μ.Χ.) : Οι Έλληνες και οι Ρωμαίοι συνέβαλαν σημαντικά στην αρχιτεκτονική, εισάγοντας τη χρήση κιόνων και τόξων, που επέτρεψαν μεγαλύτερες και πιο ανθεκτικές κατασκευές.

- Αναγέννηση έως τον 19ο αιώνα

Αναγέννηση (14ος–17ος αιώνας) : Αυτή η περίοδος είδε μια αναβίωση της κλασικής αρχιτεκτονικής, με έμφαση στη συμμετρία και την αναλογία. Αξιοσημείωτες επεκτάσεις περιλάμβαναν τη Βασιλική του Αγίου Πέτρο στο Βατικανό, η οποία υπέστη σημαντικές ανακαινίσεις και επεκτάσεις. [7]



Εικ. 1(αριστερά): Βασιλική εκκλησία, 324μ.Χ Εικ.2(δεξιά): Βασιλική Αγίου Πέτρου, σήμερα

Βιομηχανική Επανάσταση (18ος–19ος αιώνας) : Η εισαγωγή νέων υλικών όπως ο χυτοσίδηρος και ο χάλυβας επέτρεψε τα ψηλότερα κτίρια και τις επεκτατικές κατασκευές. Το Home Insurance Building θεωρείται ο πρώτος «ουρανοξύστης» στον κόσμο, καθώς ήταν το πρώτο μεγάλο κτίριο που χρησιμοποιούσε μεταλλικό σκελετό αντί για πέτρα ή τούβλα ως φέρον οργανισμό. Το 1891, μόλις έξι χρόνια μετά την ανέγερσή του, προστέθηκαν δύο επιπλέον όροφοι, δοκιμάζοντας για πρώτη φορά την κατακόρυφη επέκταση σε κτίριο με νέο δομικό σύστημα. Η προσθήκη έγινε με τρόπο που διατήρησε τη στατικότητα και το στυλ του αρχικού σχεδίου – κάτι που ήταν τότε πρωτοφανές.



Εικ. 3: Ο 1^{ος} ουρανοξύστης 42,1μ το 1885 που επεκτάθηκε κατά 2 ορόφους με μεταλλικό σκελετό

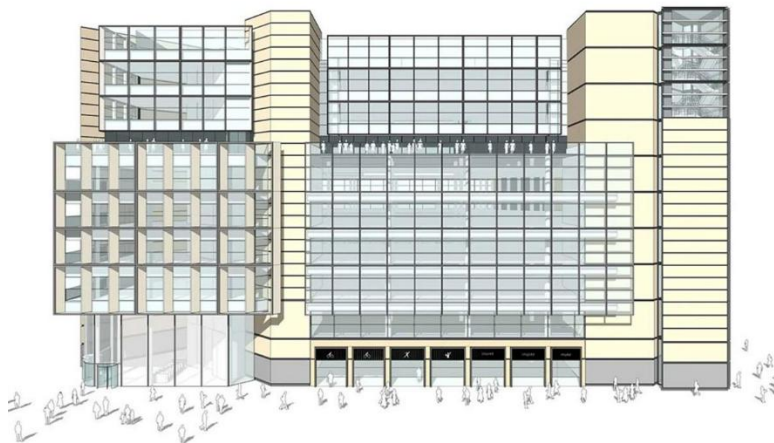
- Εξελίξεις του 20ου αιώνα

Αρχές 20ου αιώνα : Η άνοδος των ουρανοξυστών λόγω έλλειψης χώρου και αύξησης αξίας της γης μεταμόρφωσε τα αστικά τοπία. Το ιστορικό αυτό επταόροφο παραδοσιακό πολυκατοικία σχεδιάστηκε και υλοποιήθηκε μεταξύ 1907–1910 για την οικογένεια Krasinski, αντικαθιστώντας προγενέστερη, μικρότερη κατοικία και αξιοποιώντας τον περιορισμένο αστικό χώρο προς τα πάνω. Ήταν πρωτοποριακό, καθώς ενσωμάτωνε τον νεοκλασικό

σχεδιασμό με υψηλούς, στερεούς ορόφους, πρόδρομο των μεταγενέστερων αστικών ουρανοξυστών στην κεντρική Ευρώπη. Επίσης 1 Triton Square, Λονδίνο (1990s) όπου αρχικά ήταν 5 όροφοι, προστέθηκαν 3 νέοι όροφοι, με επέκταση πυρήνων και πλήρη ανακατασκευή προσόψεων .



Εικ. 4: To Tenement Krasinski το 1939.



Εικ.5: 1 Triton Square στο Λονδίνο

Το κτίριο επί της οδού Αναγεννήσεως 10, κατασκευασμένο μεταξύ 1905–1910, αποτελεί χαρακτηριστικό δείγμα αρχιτεκτονικής αρχών 20ού αιώνα στο δυτικό τμήμα της Θεσσαλονίκης. Αν και δεν υπάρχουν συγκεκριμένες μαρτυρίες για κατακόρυφη επέκταση σε ύψος κατά την περίοδο αυτή, το σταδιακό ανέβασμα ορόφων σε κτίρια του κέντρου ήταν αρκετά συνηθισμένο και προσαρμόστηκε στην πολεοδομική εξέλιξη της πόλης. [8]



Εικ.6: Βίλα Πετρίδη, 1^η επέκταση κτηρίου στη Θεσσαλονίκη

Από τις μεγαλύτερες προσθήκες του 20^{ου} αιώνα όπου προστέθηκαν 11 επιπλέον όροφοι σε υπάρχον κτίριο 31 ορόφων, με νέους μεταλλικούς σκελετούς και δυτικό πυρήνα στο Southbank Tower, Λονδίνο (1970s).



Εικ.7: Πύργος Southbank, προσθήκη 11 ορόφων χαλύβδινου σκελετού

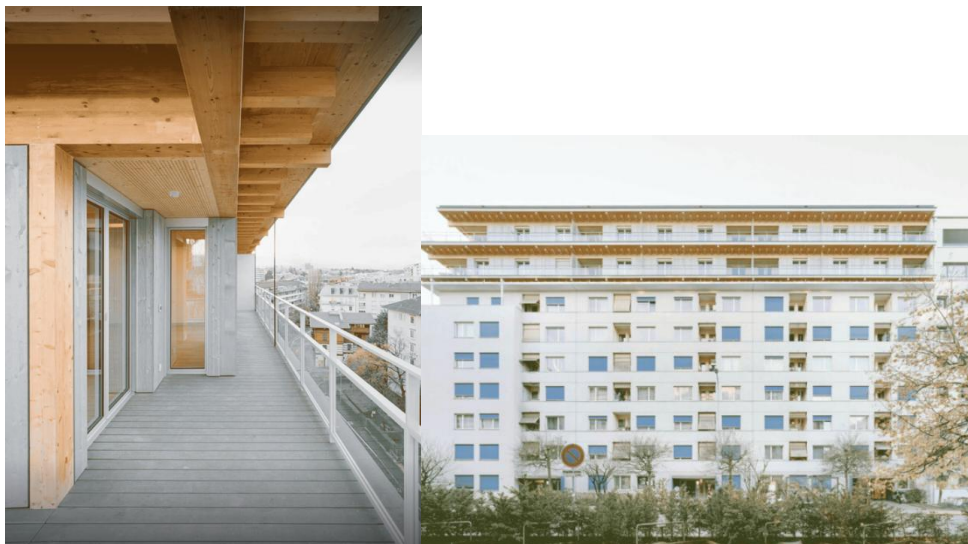
- Πρόσφατες εξελίξεις

Τέλη 20ου έως αρχές 21ου αιώνα : Η σύγχρονη αρχιτεκτονική έχει αγκαλιάσει τη βιωσιμότητα και την προσαρμοστική επαναχρησιμοποίηση. Έργα όπως το High Line στη Νέα Υόρκη επιδεικνύουν καινοτόμες προσεγγίσεις για την επέκταση των αστικών χώρων μετατρέποντας παλιές σιδηροδρομικές γραμμές σε δημόσια πάρκα.



Εικ.8: Μετατροπή και επέκταση σιδηροδρομικής γραμμής σε αστικό χώρο

Σε ένα κτίριο της δεκαετίας του 1950 προστέθηκαν δύο νέοι όροφοι με σύγχρονο σχεδιασμό από τους αρχιτέκτονες Lacroix Chessex, οι οποίοι απέφυγαν την απλή αντιγραφή του αρχικού στυλ στο Avenue Wendt, Γενεύη – επί επέκταση, 2023. Η επέμβαση ενσωματώθηκε οπτικά σε γειτονικά κτίρια που είχαν αναβαθμιστεί, ενώ οι νέοι όροφοι κατασκευάστηκαν με ελαφριά υλικά και διακριτική ένταξη. [9]



Εικ.9,10: Δυόροφη επέκταση κτηρίου στην Ελβετία με ελαφριά υλικά πχ ξύλο

Η χρήση του χαλύβδινου σκελετού για καθ' ύψος επεκτάσεις υφιστάμενων κτιρίων αποτελεί πλέον μία καθιερωμένη και αποδοτική πρακτική στην Ελλάδα. Η δομική ευελιξία

του χάλυβα, το μειωμένο βάρος σε σύγκριση με το σκυρόδεμα και η ταχύτητα κατασκευής τον καθιστούν εξαιρετικά κατάλληλο για έργα σε πυκνοκατοικημένες περιοχές ή σε κτίρια με περιορισμένο φέροντα οργανισμό. Παρακάτω παρουσιάζονται ενδεικτικά παραδείγματα τέτοιων επεκτάσεων:

1. Μονοκατοικία στον Μαρμαρά Χαλκιδικής

Σε διώροφο υφιστάμενο κτίριο, πραγματοποιήθηκε καθ' ύψος επέκταση με την προσθήκη τρίτου ορόφου κατασκευασμένου εξ ολοκλήρου από μεταλλικό σκελετό. Η νέα προσθήκη επιφάνειας 96,5 τ.μ. σχεδιάστηκε με σκοπό τη μέγιστη ενσωμάτωση στο αρχικό περίγραμμα και αισθητική του κτιρίου. Ο μεταλλικός σκελετός επέτρεψε την ελαχιστοποίηση επιβαρύνσεων στα θεμέλια και την ταχεία ολοκλήρωση του έργου, χωρίς διακοπή λειτουργίας της υφιστάμενης χρήσης.



Εικ.11: Επέκταση κτηρίου με μεταλλικό σκελετό στη Χαλκιδική



Εικ.12: Όψεις κτηρίου μετά την προσθήκη καθ' ύψους

2. Καθ' Ύψος Επέκταση σε Κτήριο στον Άγιο Δημήτριο Αττικής

Η Smart Building ανέλαβε προσθήκη δύο επιπλέον ορόφων συνολικής επιφάνειας περίπου 160 τ.μ. σε υφιστάμενο διώροφο κτίσμα στον Άγιο Δημήτριο. Ο νέος φέρων οργανισμός από χάλυβα σχεδιάστηκε ώστε να ενσωματωθεί πλήρως στον αρχιτεκτονικό ρυθμό του υπάρχοντος κτιρίου, με χρήση ελαφρών προκατασκευασμένων στοιχείων. Η χαλύβδινη κατασκευή συνέβαλε σε σημαντική μείωση του συνολικού χρόνου κατασκευής και επέτρεψε την εργασία σε περιορισμένο χώρο, χωρίς σοβαρή όχληση στη γειτονιά.



Εικ. 13,14: Διώροφη καθ' ύψος επέκταση κτηρίου με μεταλλικό σκελετό στην Αθήνα και λεπτομέρεια σύνδεσης πλάκας σκυροδέματος με χαλύβδινο υποστήλωμα

3. Κατοικίες με Προσθήκη Ορόφου στην Κέρκυρα

Στην Κέρκυρα υλοποιήθηκαν δύο παραδείγματα επιτυχούς εφαρμογής μεταλλικών καθ' ύψος προσθηκών. Στην περιοχή Δασιά, προστέθηκε όροφος 35 τ.μ. με διρριχτη στέγη, ενώ στον Πετριτή πραγματοποιήθηκε αντίστοιχη προσθήκη 55 τ.μ. με τετράριχτη κεραμοσκεπή. Και στις δύο περιπτώσεις επιλέχθηκε μεταλλικός σκελετός, λόγω της ευκολίας μεταφοράς υλικών σε δυσπρόσιτες περιοχές και της μικρής καταπόνησης των υφιστάμενων θεμελίων. Η προκατασκευή και συναρμολόγηση του μεταλλικού φορέα συνέβαλε στην ταχύτατη ολοκλήρωση και στην αισθητική εναρμόνιση με το παραδοσιακό τοπικό ύφος.



Εικ.15: Μεταλλικός φορέας επέκτασης κτηρίου στη Κέρκυρα

Τα παραπάνω έργα καταδεικνύουν την αυξανόμενη αποδοχή και αξιοποίηση του χάλυβα ως κύριο δομικό στοιχείο στις καθ' ύψος επεκτάσεις, προσφέροντας λύσεις δομικά ασφαλείς, οικονομικά βιώσιμες και αισθητικά ευέλικτες. Η επιτυχία τέτοιων εφαρμογών ενισχύει την τάση μετάβασης από παραδοσιακές μεθόδους κατασκευής σε σύγχρονες τεχνικές με χρήση μεταλλικών στοιχείων.[10]

Συνολικά, η επέκταση των κτιρίων σε όλη την ιστορία αντανακλά τα εξελισσόμενα αρχιτεκτονικά στυλ, τις τεχνολογικές εξελίξεις και τις μεταβαλλόμενες κοινωνικές ανάγκες. Κάθε εποχή έχει συμβάλει στην πλούσια αρχιτεκτονική κληρονομιά που βλέπουμε σήμερα. Σήμερα, η έμφαση δίνεται όχι μόνο στη μεγιστοποίηση του χώρου, αλλά και στη βιωσιμότητα, την ενεργειακή απόδοση και την αρμονική ένταξη των επεκτάσεων στο περιβάλλον.

2.3 Ιδιαιτερότητες σχεδιασμού κατασκευής

Η επέκταση ενός υφιστάμενου κτηρίου κατοικιών συνιστά ένα σύνθετο αρχιτεκτονικό και τεχνικό εγχείρημα, το οποίο δεν περιορίζεται απλώς στην αύξηση της δόμησης, αλλά προϋποθέτει τη συστηματική ενσωμάτωση νέων όγκων σε ένα ήδη διαμορφωμένο και λειτουργικό πλαίσιο. Η δυσκολία δεν έγκειται μόνο στη φυσική κατασκευή, αλλά κυρίως στον τρόπο με τον οποίο αυτή η νέα προσθήκη συμβαδίζει με τις τεχνικές, νομικές, αισθητικές και λειτουργικές απαιτήσεις του υφιστάμενου κτηρίου.

Σε αντίθεση με τη νέα οικοδομή, η επέκταση απαιτεί λεπτομερή κατανόηση του υπάρχοντος δομικού συστήματος, των ιδιοκτησιακών και πολεοδομικών περιορισμών, καθώς και των δυνατοτήτων αναβάθμισης του κτηρίου σε επίπεδο ενεργειακής απόδοσης και χρήσης. Ο συνδυασμός αυτών των παραμέτρων διαμορφώνει ένα πεδίο εργασίας που χαρακτηρίζεται από πολυπλοκότητα, αλλά και υψηλές δυνατότητες ποιοτικής και λειτουργικής βελτίωσης.

Στο πλαίσιο αυτό, στο παρών υπό κεφάλαιο παρουσιάζονται οι βασικές ιδιαιτερότητες που οφείλουν να ληφθούν υπόψη κατά τον σχεδιασμό και την κατασκευή επεκτάσεων σε κατοικίες. Πιο συγκεκριμένα, εξετάζονται τα εξής πεδία:

- Νομικές και πολεοδομικές ιδιαιτερότητες, που αφορούν την άδεια δόμησης, τους συντελεστές δόμησης και το ιδιοκτησιακό καθεστώς.
- Στατικές και κατασκευαστικές ιδιαιτερότητες, όπως η φέρουσα ικανότητα του κτηρίου και η δομική συμβατότητα παλαιού και νέου μέρους.
- Αρχιτεκτονικές και λειτουργικές ιδιαιτερότητες, με έμφαση στην αισθητική ένταξη, την εργονομία και την προσβασιμότητα.
- Τεχνικές και οικονομικές ιδιαιτερότητες, που περιλαμβάνουν ζητήματα σύνδεσης με υπάρχοντα δίκτυα, περιορισμούς εργοταξιακής φύσης και προϋπολογισμό.

Ακολουθεί η αναλυτική παρουσίαση των αρχιτεκτονικών και οικονομικών ιδιαιτεροτήτων.

- Αρχιτεκτονικές και Λειτουργικές Ιδιαιτερότητες

1. Εναρμόνιση με το Υφιστάμενο Αρχιτεκτονικό Ύψος

Κατά τον σχεδιασμό μιας επέκτασης είναι θεμελιώδες η νέα κατασκευή να εναρμονίζεται με την αρχιτεκτονική ταυτότητα του υφιστάμενου κτηρίου. Αυτό αφορά τόσο τη μορφολογία (όγκοι, αναλογίες, γραμμές), όσο και τα υλικά (σοβάδες, επενδύσεις, κουφώματα, χρώματα). Σε περιπτώσεις παραδοσιακών ή ιστορικών κτηρίων, η πιστή αναπαραγωγή των υφιστάμενων μορφολογικών χαρακτηριστικών είναι συχνά υποχρεωτική από πολεοδομικές διατάξεις. Στον αντίποδα, σε σύγχρονα περιβάλλοντα, μπορεί να επιλεγεί μια διακριτή διαφοροποίηση – με σεβασμό όμως στον συνολικό αρχιτεκτονικό χαρακτήρα – ώστε να δηλωθεί καθαρά το νέο από το παλιό.

2. Εσωτερική και Εξωτερική Λειτουργική Συνέχεια

Η προσθήκη ενός νέου χώρου σε ένα υπάρχον κτήριο πρέπει να διασφαλίζει λειτουργική συνέχεια και συνοχή. Για παράδειγμα, σε προσθήκη υπνοδωματίου, θα πρέπει να υπάρχει κατάλληλη πρόσβαση από την υπάρχουσα κάτοψη χωρίς ακατάστατες ή ακατάλληλες μεταβάσεις (όπως μακροί διάδρομοι ή απότομες αλλαγές στάθμης). Επίσης, σε επεκτάσεις καθ'

ύψος (νέος όροφος), θα πρέπει να εξασφαλίζεται η κατακόρυφη επικοινωνία μέσω σκάλας ή ανελκυστήρα, γεγονός που ενδέχεται να επηρεάσει ριζικά τον σχεδιασμό του υφιστάμενου κλιμακοστασίου. Η λειτουργικότητα των χώρων, παλιών και νέων, πρέπει να επαναξιολογείται συνολικά ώστε να διατηρείται η εργονομία της κατοικίας.

3. Φυσικός Φωτισμός και Αερισμός

Μία κρίσιμη λειτουργική παράμετρος είναι η διασφάλιση επαρκούς φυσικού φωτισμού και αερισμού στους νέους χώρους. Ο ΝΟΚ προβλέπει ελάχιστα ποσοστά ανοιγμάτων σε σχέση με την επιφάνεια των δωματίων, αλλά πέρα από την τυπική συμμόρφωση, ζητούμενο είναι και η ποιοτική ένταξη των ανοιγμάτων στο σύνολο του σχεδιασμού. Ειδικά σε περιπτώσεις όπου η νέα προσθήκη καταλαμβάνει προκήπια ή πλευρές με δυσανατολισμό, απαιτείται ιδιαίτερη μελέτη ώστε να αποφεύγεται η δημιουργία σκοτεινών ή ασφυκτικών χώρων.

4. Ασφάλεια, Πυρασφάλεια και Διαφυγή

Οι νέες κατασκευές πρέπει να συμμορφώνονται με τις προβλέψεις του κανονισμού πυροπροστασίας, τόσο ως προς τα υλικά όσο και ως προς τις οδούς διαφυγής. Αυτό σημαίνει ότι, σε ορισμένες περιπτώσεις, ενδέχεται να απαιτείται επιπλέον έξοδος κινδύνου ή δεύτερη σκάλα σε πολυκατοικίες, ειδικά όταν η επέκταση αφορά περισσότερους από έναν όροφο. Σε κατοικίες που εξυπηρετούνται από μία έξοδο, ο σχεδιασμός πρέπει να εγγυάται εύκολη και ασφαλή εκκένωση σε περίπτωση πυρκαγιάς ή σεισμού. Επίσης, οι πυράντοχες διαχωριστικές επιφάνειες και τα ασφαλή υλικά αποκτούν ιδιαίτερη σημασία.

5. Προσβασιμότητα και Προσαρμογή Χρήσης

Η επέκταση είναι επίσης ευκαιρία για τη βελτίωση της προσβασιμότητας του κτηρίου, ιδιαίτερα για ηλικιωμένα ή ΑμεΑ άτομα. Η ενσωμάτωση ραμπών, ανελκυστήρα ή ισόπεδων διαβάσεων μπορεί να αναβαθμίσει τη συνολική λειτουργικότητα της κατοικίας. Επιπλέον, ενδείκνυται να εξεταστεί αν οι νέοι χώροι θα μπορούσαν να φιλοξενήσουν πολλαπλές χρήσεις, π.χ. ένα γραφείο, έναν ξενώνα ή έναν ανεξάρτητο χώρο κατοικίας με ξεχωριστή είσοδο.

6. Ενεργειακή Συνοχή και Αναβάθμιση

Στον αρχιτεκτονικό σχεδιασμό πρέπει να ενσωματωθεί και η διάσταση της ενεργειακής συμπεριφοράς του συνόλου. Η προσθήκη δεν μπορεί να αντιμετωπίζεται αυτόνομα, αλλά ως συνέχεια ενός ενιαίου κελύφους. Γι' αυτό απαιτείται πρόβλεψη για θερμομόνωση, σκιασμούς, αεροστεγανότητα, και όπου είναι δυνατόν, η τοποθέτηση ενεργειακών κουφωμάτων ή φωτοβολταϊκών. Η ενεργειακή μελέτη που συνοδεύει την οικοδομική άδεια προβλέπει τέτοιες παρεμβάσεις, αλλά ο ρόλος του αρχιτέκτονα είναι να τις εντάξει λειτουργικά και αισθητικά στο σχεδιασμό. [11,12]

- Τεχνικές και Οικονομικές Ιδιαιτερότητες

1. Σύνδεση με Υφιστάμενα Δίκτυα και Εγκαταστάσεις

Μια από τις βασικές τεχνικές προκλήσεις σε επεκτάσεις υφιστάμενων κτηρίων είναι η σύνδεση των νέων εγκαταστάσεων με τα υπάρχοντα δίκτυα ύδρευσης, αποχέτευσης, ηλεκτροδότησης και θέρμανσης. Συχνά τα παλαιότερα δίκτυα δεν είναι σχεδιασμένα να εξυπηρετήσουν πρόσθετους χώρους, με αποτέλεσμα να απαιτείται ενίσχυση ή ακόμα και πλήρης ανακατασκευή τους. Για παράδειγμα, μια προσθήκη μπάνιου σε νέο όροφο μπορεί να απαιτήσει αλλαγή του υδραυλικού συλλέκτη ή νέα κατακόρυφη στήλη. Η συνδεσιμότητα των νέων μερών με τις υπάρχουσες παροχές πρέπει να διασφαλιστεί χωρίς να δημιουργούνται πιέσεις στα συστήματα ή κίνδυνοι αστοχίας (όπως υπερφόρτωση ηλεκτρικών γραμμών ή ακατάλληλη απορροή).

2. Περιορισμοί στην Κατασκευαστική Πρόσβαση

Οι επεκτάσεις σε κατοικημένα ή αστικά κτήρια συχνά παρουσιάζουν περιορισμούς πρόσβασης για τα συνεργεία και τα μηχανήματα. Η μεταφορά υλικών σε υψηλούς ορόφους, η έλλειψη χώρου για εναπόθεση εργοταξιακού εξοπλισμού ή η αναγκαιότητα νυχτερινών εργασιών για αποφυγή ενόχλησης των κατοίκων, συνθέτουν ένα απαιτητικό πεδίο συντονισμού. Επιπλέον, η εργασία εντός ή γύρω από έναν χώρο που ήδη κατοικείται σημαίνει ότι πρέπει να λαμβάνονται αυξημένα μέτρα ασφαλείας, υγιεινής και προστασίας των χρηστών του κτηρίου, γεγονός που επηρεάζει τον χρόνο εκτέλεσης και το τελικό κόστος του έργου.

3. Αυξημένος Κατασκευαστικός Κίνδυνος και Απρόβλεπτα

Οι εργασίες επέκτασης συνήθως παρουσιάζουν μεγαλύτερο βαθμό τεχνικής αβεβαιότητας σε σχέση με μία νέα κατασκευή. Οι απρόβλεπτες καταστάσεις, όπως π.χ. αποκαλύψεις ρωγμών, κακής ποιότητας θεμελίωσης ή αστοχιών σε παλιές τοιχοποιίες, είναι συχνές και ενδέχεται να απαιτήσουν επείγουσες τροποποιήσεις του σχεδιασμού ή ενισχύσεις επί τόπου. Αυτές οι απρόβλεπτες παρεμβάσεις αυξάνουν σημαντικά το κόστος και δημιουργούν ενδεχόμενες καθυστερήσεις. Γι' αυτό είναι κρίσιμο να υπάρχει τεχνικός φάκελος με στοιχεία της υφιστάμενης κατασκευής (όπως στατικές μελέτες, αρχικές άδειες και σχέδια), ώστε να περιοριστούν οι εκπλήξεις.

4. Κόστος Επέκτασης σε Σχέση με Νέα Κατασκευή

Αν και φαινομενικά μια επέκταση μοιάζει οικονομικότερη από την ανέγερση νέας κατοικίας, στην πράξη το κόστος ανά τετραγωνικό μέτρο μιας προσθήκης είναι συχνά υψηλότερο. Αυτό οφείλεται στις τεχνικές δυσκολίες προσαρμογής, στη μεγαλύτερη εξειδίκευση του προσωπικού που απαιτείται, στην ανάγκη για προσωρινά έργα (ικριώματα, στηρίγματα), καθώς και στο υψηλό κόστος ελέγχων, επιβλέψεων και ασφαλιστικών εισφορών.

Επίσης, πολλά έργα επεκτάσεων ενδέχεται να απαιτήσουν ειδικούς μηχανικούς (π.χ. γεωτεχνικούς, πυρασφάλειας) ή ειδικές εγκρίσεις, γεγονός που ανεβάζει περαιτέρω τον συνολικό προϋπολογισμό.

5. Εξασφάλιση Χρηματοδότησης και Ένταξη σε Προγράμματα

Η χρηματοδότηση μιας επέκτασης μπορεί να είναι δυσκολότερη από μιας νέας οικοδομής, καθώς οι τράπεζες διστάζουν να χρηματοδοτήσουν έργα με υψηλό τεχνικό ρίσκο ή αβέβαιο ιδιοκτησιακό καθεστώς. Ωστόσο, σε ορισμένες περιπτώσεις είναι δυνατή η ένταξη σε προγράμματα ενεργειακής αναβάθμισης ή επιδοτούμενα προγράμματα κατοικίας, υπό την προϋπόθεση ότι η επέκταση περιλαμβάνει ενεργειακή αναβάθμιση ή εξυπηρετεί συγκεκριμένες κοινωνικές ανάγκες (π.χ. ΑμεΑ, πολύτεκνες οικογένειες). Η υποστήριξη από εξειδικευμένο μηχανικό μπορεί να βοηθήσει στην ένταξη σε ευρωπαϊκά ή εθνικά προγράμματα χρηματοδότησης.

6. Συντήρηση και Επίπτωση στη Μακροχρόνια Αξία

Τεχνικά και οικονομικά, η επέκταση ενός κτηρίου επιδρά και στη μελλοντική συντήρηση και εμπορική του αξία. Αν δεν σχεδιαστεί σωστά, μπορεί να προκαλέσει δυσλειτουργίες ή να μειώσει την αισθητική και επομένως την αγοραστική του αξία. Αντίθετα, μια ορθά εκτελεσμένη επέκταση μπορεί να αυξήσει σημαντικά την απόδοση επένδυσης, ειδικά αν προσθέτει χώρους υψηλής χρηστικότητας (π.χ. ανεξάρτητο διαμέρισμα, γραφείο, σοφίτα). Πρέπει όμως να υπολογιστούν και τα μελλοντικά έξοδα συντήρησης, ειδικά αν πρόκειται για κατασκευές σε δύσκολα σημεία (π.χ. στέγες, προεξοχές).

Η επέκταση ενός κτηρίου κατοικιών είναι ένα πολύπλευρο εγχείρημα που απαιτεί προσεκτικό σχεδιασμό, τεχνική κατάρτιση και πλήρη κατανόηση των νομικών, πολεοδομικών και λειτουργικών περιορισμών. Κάθε επέμβαση σε ένα υπάρχον κέλυφος πρέπει να γίνεται με σεβασμό στην υφιστάμενη δομή και με στόχο την ομαλή ένταξη του νέου στον παλαιό χώρο, τόσο από άποψη αισθητικής όσο και λειτουργικότητας. [1,13]

2.4 Κανονιστικό πλαίσιο και διαδικασία σύμφωνα με πολεοδομία

Η επέκταση ενός κτηρίου καθ' ύψος αποτελεί μία από τις πλέον συνήθεις παρεμβάσεις στον αστικό ιστό, κυρίως λόγω της ανάγκης για αύξηση του διαθέσιμου δομημένου χώρου σε περιορισμένα οικόπεδα, χωρίς μεταβολή της κάλυψης του εδάφους. Πρόκειται όμως για μια πολυπαραγοντική διαδικασία που υπάγεται σε αυστηρό ρυθμιστικό πλαίσιο, τόσο από πλευράς πολεοδομικής νομοθεσίας όσο και από τεχνικής και στατικής άποψης.

Η συγκεκριμένη επέμβαση διέπεται από κανόνες που διασφαλίζουν τη νομιμότητα, την ασφάλεια, την αρμονία της δόμησης με το ευρύτερο περιβάλλον, καθώς και τη συμβατότητα με το ισχύον ρυθμιστικό και χωρικό σχεδιασμό. Οι απαιτήσεις που τίθενται, αφορούν κυρίως τον συντελεστή δόμησης, το επιτρεπόμενο ύψος, την ενεργειακή απόδοση, τη στατική επάρκεια του φέροντος οργανισμού, αλλά και τη μορφολογική και λειτουργική ένταξη του νέου ορόφου στο υπάρχον κτιριακό σύνολο.

Η γνώση και κατανόηση του κανονιστικού πλαισίου είναι απαραίτητη τόσο για τους ιδιοκτήτες ακινήτων όσο και για τους μηχανικούς και μελετητές που καλούνται να προτείνουν, να σχεδιάσουν και να υλοποιήσουν τέτοιες επεμβάσεις. Η παρούσα ανάλυση στοχεύει στην παρουσίαση του θεσμικού πλαισίου που ισχύει στην Ελλάδα για την προσθήκη καθ' ύψος, με παράλληλη αναφορά στις απαιτούμενες τεχνικές προϋποθέσεις και στους βασικούς περιορισμούς που απορρέουν από τη νομοθεσία και τα πολεοδομικά εργαλεία σχεδιασμού.

1. Νομική Βάση της Δόμησης Καθ' Ύψος

Η προσθήκη καθ' ύψος αποτελεί μία ειδική κατηγορία οικοδομικής δραστηριότητας που ρυθμίζεται από το γενικό και ειδικό πολεοδομικό δίκαιο. Η βασική νομική θεμελίωση προέρχεται από τον Νόμο 4495/2017, ο οποίος αντικατέστησε παλαιότερους νόμους για την έκδοση οικοδομικών αδειών και καθορίζει τους γενικούς όρους και διαδικασίες για την επέμβαση σε κτήρια. Επιπλέον, εφαρμόζεται ο Νέος Οικοδομικός Κανονισμός (ΝΟΚ), δηλαδή ο Ν. 4067/2012, που καθορίζει τις τεχνικές και γεωμετρικές παραμέτρους της δόμησης, όπως είναι το επιτρεπόμενο ύψος, ο αριθμός των ορόφων, η απόσταση από όρια, κ.ά.

Οι διατάξεις αυτές ορίζουν ποια είναι τα όρια των παρεμβάσεων σε ένα ήδη υπάρχον κτίσμα, με στόχο τη διατήρηση της ασφάλειας, της πολεοδομικής συνοχής και της ποιότητας ζωής.

2. Συντελεστής Δόμησης και Επιτρεπόμενο Ύψος

Καίρια σημασία έχει ο Συντελεστής Δόμησης (Σ.Δ.), ο οποίος εκφράζει το μέγιστο επιτρεπόμενο εμβαδόν (σε τ.μ.) που μπορεί να χτιστεί σε σχέση με την επιφάνεια του οικοπέδου. Για την προσθήκη καθ' ύψος πρέπει να υφίσταται υπόλοιπο συντελεστή δόμησης, δηλαδή να μην έχει ήδη εξαντληθεί το δικαίωμα δόμησης από τα υπάρχοντα κτίσματα.

Παράλληλα, το επιτρεπόμενο ύψος του κτιρίου εξαρτάται από: την πολεοδομική ζώνη, το εάν υπάρχει εγκεκριμένο ρυμοτομικό σχέδιο ή όχι. Ειδικά Π.Δ. που μπορεί να περιορίζουν ή να αυξάνουν το ύψος. Τη σχέση του κτηρίου με τα όμορα (π.χ. απαιτούμενα φράγματα ηλιοπροστασίας ή φωτισμού). Η υπέρβαση του ύψους, ακόμη και αν υπάρχει υπόλοιπο Σ.Δ., απαγορεύεται, εκτός αν υπάρχουν ειδικές εξαιρέσεις με αναλυτική τεκμηρίωση. [1]

3. Δομική και Στατική Επάρκεια

Η προσθήκη καθ' ύψος συνεπάγεται επιβάρυνση του φέροντος οργανισμού του υφιστάμενου κτηρίου. Για τον λόγο αυτό, απαιτείται αναλυτική στατική μελέτη που θα αποδεικνύει ότι:

- Το υπάρχον κτίσμα μπορεί να δεχτεί την πρόσθετη κατασκευή.
- Υπάρχει η δυνατότητα επεμβάσεων (π.χ. ενίσχυσης του φορέα).

Οι νέες κατασκευές συμμορφώνονται με τον Κανονισμό Σκυροδέματος (ΕΚΟΣ) και τον Αντισεισμικό Κανονισμό (ΕΑΚ/ΕC8). Ιδίως σε παλαιά κτήρια (πριν το 1985), ενδέχεται να απαιτείται ενίσχυση θεμελίωσης ή αντικατάσταση υλικών για την κάλυψη των σημερινών απαιτήσεων.

Η επέκταση ενός κτιρίου καθ' ύψος, δηλαδή η προσθήκη ενός ή περισσότερων ορόφων, συνιστά σοβαρή κατασκευαστική παρέμβαση και εμπίπτει στις διατάξεις του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Πριν από οποιαδήποτε τέτοια επέμβαση, είναι απαραίτητη η αξιολόγηση της φέρουσας ικανότητας του υφιστάμενου φέροντος οργανισμού. Αν διαπιστωθούν ανεπαρκή στοιχεία ή αστοχίες, το κτίριο πρέπει να ενισχυθεί, ώστε να μπορεί να υποστηρίξει με ασφάλεια το επιπλέον βάρος και τις νέες σεισμικές καταπονήσεις. Η προσθήκη καθ' ύψος κατατάσσεται στην Κατηγορία 3 επεμβάσεων, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., που θεωρείται βαριά επέμβαση. Αυτό συνεπάγεται την ανάγκη για πλήρη στατική και σεισμική αξιολόγηση του κτιρίου, και εφαρμογή σύγχρονων προδιαγραφών. Οι νέες κατασκευές (οι προστιθέμενοι όροφοι) πρέπει να πληρούν τις απαιτήσεις του ισχύοντος Κανονισμού Αντισεισμικού Σχεδιασμού (ΕΑΚ 2000) και του Κανονισμού Οπλισμένου Σκυροδέματος (ΕΚΩΣ 2000). Παράλληλα, πρέπει να διασφαλίζεται η ορθή σύνδεση μεταξύ νέων και παλαιών τμημάτων του κτιρίου, είτε με στατική συνέχεια είτε με αντισεισμικό διαχωρισμό, ώστε να αποφεύγονται φαινόμενα ασυμμετρίας και στρέψης κατά τη διάρκεια σεισμού. Επιπλέον, η νέα προσθήκη επιτρέπεται μόνο αν το υπάρχον κτίριο είναι νομίμως υφιστάμενο ή τακτοποιημένο με βάση τις διατάξεις περί αυθαιρέτων (π.χ. Ν.4495/2017). Ο μελετητής οφείλει να ελέγξει αν η προσθήκη υπερβαίνει τον επιτρεπόμενο συντελεστή δόμησης, κάλυψης ή ύψους της περιοχής, σύμφωνα με τις προβλέψεις του ισχύοντος πολεοδομικού κανονισμού και της οικοδομικής άδειας. Σε ορισμένες περιπτώσεις, απαιτείται και η εκπόνηση μελέτης ενεργειακής αναβάθμισης σύμφωνα με τον ΚΕΝΑΚ, ειδικά όταν η επέμβαση είναι εκτεταμένη.

Η διαδικασία αδειοδότησης απαιτεί την εκπόνηση σειράς μελετών, όπως στατική και αντισεισμική μελέτη, μελέτη επεμβάσεων βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ., καθώς και την υποβολή πλήρους

φακέλου στην πολεοδομία. Ανάλογα με την πολεοδομική περιοχή, ίσως χρειάζεται και έγκριση από το Συμβούλιο Αρχιτεκτονικής (ΣΑ). Είναι, επομένως, αναγκαία η συνεργασία με διπλωματούχο πολιτικό μηχανικό που να έχει εμπειρία σε επεμβάσεις και ενισχύσεις υφιστάμενων κτιρίων. [6]

4. Διαδικασία και Απαραίτητα Δικαιολογητικά

Η διαδικασία για την έκδοση οικοδομικής άδειας επέκτασης περιλαμβάνει αρχικά την εκπόνηση και υπογραφή όλων των απαραίτητων τεχνικών μελετών από τους αντίστοιχους μηχανικούς. Ακολουθεί η υποβολή πλήρους φακέλου στην πλατφόρμα του e-Άδειες, συνοδευόμενου από τοπογραφικό διάγραμμα, διάγραμμα κάλυψης, τίτλους ιδιοκτησίας, υπεύθυνες δηλώσεις νομιμότητας και τις προαναφερόμενες μελέτες. Ο φάκελος ελέγχεται από την Υπηρεσία Δόμησης (ΥΔΟΜ) και εφόσον είναι πλήρης και σύμφωνος, εγκρίνεται η άδεια.

Προτού ξεκινήσει η κατασκευή, πρέπει να καταβληθούν οι απαιτούμενες εισφορές (ΙΚΑ, ΤΕΕ, εισφορά σε χρήμα αν υφίσταται), και να δηλωθεί η έναρξη στο εργοτάξιο. Η άδεια ισχύει για 4 χρόνια (ή 1 έτος για μικρές προσθήκες), με δυνατότητα ανανέωσης.

5. Περιορισμοί Ανά Περιοχή – Χρήσεις Γης

Η κάθε περιοχή στην Ελλάδα υπάγεται σε ειδικό ή γενικό πολεοδομικό σχέδιο, που καθορίζει τις χρήσεις γης και τους όρους δόμησης (ύψος, αριθμός ορόφων, επιτρεπόμενες δραστηριότητες, αναλογίες ακάλυπτων χώρων κ.ά.).

Σε περιοχές με ειδικά καθεστώτα, όπως: Παραδοσιακοί οικισμοί (π.χ. Πήλιο, Αρναία), Ιστορικά κέντρα (π.χ. Πλάκα), Ζώνες Προστασίας (Αρχαιολογικές ή Natura), η προσθήκη καθ' ύψος μπορεί να απαγορεύεται πλήρως ή να επιτρέπεται υπό αυστηρές προϋποθέσεις και έγκριση από τα αρμόδια συμβούλια (ΣΑ, ΚΑΣ, ΥΠΠΟΑ κ.ά.).

6. Νομικά Θέματα Ιδιοκτησίας και Συνιδιοκτησίας

Όταν το ακίνητο βρίσκεται σε καθεστώς οριζόντιας ή κάθετης ιδιοκτησίας, η εκτέλεση προσθήκης καθ' ύψος απαιτεί την έγγραφη συναίνεση των λοιπών συνιδιοκτητών, εκτός αν ο τίτλος αναγνωρίζει ρητά δικαίωμα επί του αέρα (δικαίωμα υψούν). Η ύπαρξη κοινοχρήστων χώρων, δικαιωμάτων διόδου ή περιοριστικών όρων από το καταστατικό της πολυκατοικίας μπορεί να εμποδίσει ή να ακυρώσει την οικοδομική άδεια. Επομένως, ο πλήρης νομικός έλεγχος από συμβολαιογράφο και δικηγόρο είναι απαραίτητος πριν την έναρξη της διαδικασίας.

7. Περιβαλλοντικά και Ενεργειακά Κριτήρια

Σύμφωνα με τις σύγχρονες απαιτήσεις του Κανονισμού Ενεργειακής Απόδοσης Κτηρίων (KENAK), κάθε προσθήκη καθ' ύψος πρέπει να ενσωματώνει σύγχρονες ενεργειακές λύσεις, όπως: θερμομόνωση, ενεργειακά κουφώματα, εγκατάσταση ηλιακών ή

φωτοβολταϊκών συστημάτων (όπου επιτρέπεται). Επιπλέον, εφόσον η επέκταση γίνεται εντός περιοχών με περιβαλλοντική ευαισθησία, μπορεί να απαιτείται και περιβαλλοντική αδειοδότηση ή προκαταρκτική έγκριση επέμβασης. [1]

- Στατικές και Κατασκευαστικές Ιδιαιτερότητες

1. Έλεγχος Στατικής Επάρκειας Υφιστάμενου Κτηρίου

Κάθε προσθήκη σε ένα υφιστάμενο κτήριο επιβάλλει την επανεκτίμηση της στατικής του επάρκειας. Πριν προχωρήσει οποιοδήποτε σχέδιο επέκτασης, είναι κρίσιμο να διαπιστωθεί κατά πόσο ο φέρων οργανισμός – δηλαδή τα υποστυλώματα, τα δοκάρια, οι πλάκες και η θεμελίωση – μπορεί να αντέξει τα πρόσθετα φορτία. Αυτό ισχύει κυρίως σε επεκτάσεις καθ' ύψος (π.χ. προσθήκη ορόφου), αλλά και σε οριζόντιες επεκτάσεις που επηρεάζουν πλευρικά το υφιστάμενο κέλυφος. [14]

Ο έλεγχος γίνεται μέσω στατικής μελέτης βάσει του Ευρωκώδικα 8, ο οποίος ορίζει τις απαιτήσεις για την αντισεισμική συμπεριφορά νέων και υφιστάμενων κατασκευών. Στην περίπτωση υφιστάμενων κτηρίων, εφαρμόζεται επιπλέον ο Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.), που προβλέπει μεθόδους αξιολόγησης της φέρουσας ικανότητας και επεμβάσεων για τη βελτίωσή της. Στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. απαιτείται αρχικά προκαταρκτική αποτίμηση της υφιστάμενης κατάστασης και, όπου χρειάζεται, πλήρη αναλυτική αποτίμηση με υπολογιστικά μοντέλα. Οι επεμβάσεις που τυχόν απαιτούνται (π.χ. ενισχύσεις με μανδύες, προσθήκη τοιχωμάτων ή εφαρμογή ινών CFRP) σχεδιάζονται με βάση τα αποτελέσματα αυτών των ελέγχων. Όπου απαιτείται, η μελέτη συνοδεύεται από επιτόπιες και εργαστηριακές δοκιμές, όπως έλεγχος αντοχής σκυροδέματος, ανάλυση υπάρχοντος οπλισμού με ραδιογραφία ή φεροσακοπικό εξοπλισμό, και γεωτεχνική διερεύνηση της θεμελίωσης.

Η ορθή εφαρμογή του ΚΑΝ.ΕΠΕ. διασφαλίζει ότι οποιαδήποτε προσθήκη ή επέμβαση σε υφιστάμενο κτήριο δεν θα θέσει σε κίνδυνο τη στατική και σεισμική του επάρκεια.2. Ενίσχυση του Φέροντος Οργανισμού. Σε περίπτωση που διαπιστωθούν ελλείψεις ή ανεπάρκεια στην υπάρχουσα κατασκευή, μπορεί να απαιτηθούν στατικές ενισχύσεις σύμφωνα με τις προβλέψεις του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. παρέχει σαφείς κατευθύνσεις για τη διάγνωση, την αξιολόγηση και τη στατική ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών, με στόχο την επαρκή αντισεισμική θωράκιση και φέρουσα ικανότητα.

Ενδεικτικά, οι μέθοδοι ενίσχυσης περιλαμβάνουν:

- Προσθήκη μανδυνών από οπλισμένο σκυρόδεμα ή εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, για την αύξηση της διατομής και της φέρουσας ικανότητας στοιχείων (άρθρο 8.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

- Επικόλληση ή περίβλημα με υλικά σύνθετων ινών (FRP), όπως ανθρακονήματα, για αύξηση της διατμητικής αντοχής ή της παραμορφωσιμότητας (άρθρο 8.4).
- Αγκυρώσεις θεμελίων ή ενίσχυση εδαφικών στρωμάτων, σε περιπτώσεις ανεπαρκών θεμελιώσεων (άρθρο 8.7).
- Προσθήκη νέων φερόντων στοιχείων, όπως υποστυλώματα ή τοιχώματα, για την επανακατανομή δράσεων και την αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής του φορέα (άρθρο 8.1 και 8.5).

Οι παραπάνω τεχνικές έχουν εξελιχθεί σημαντικά τόσο σε επίπεδο υλικών όσο και μεθοδολογίας εφαρμογής. Ωστόσο, όπως αναφέρεται και στον ΚΑΝ.ΕΠΕ., «η επέμβαση σε υφιστάμενες κατασκευές απαιτεί προσεκτικό σχεδιασμό και συχνά επηρεάζει τη λειτουργική χρήση των χώρων», ιδίως όταν απαιτείται πρόσβαση σε σημεία ήδη επενδεδυμένα ή αποπερατωμένα (π.χ. δάπεδα, τοιχοποιίες, σοβάδες, εγκαταστάσεις). Επιπλέον, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. τονίζει τη σημασία της μη καταστροφικής διερεύνησης και της έμφασης στη διατήρηση της λειτουργικότητας και της αισθητικής των κατασκευών, στο μέτρο του δυνατού (Κεφάλαιο 3). [6]

3. Σύνδεση Νέας Κατασκευής με το Υφιστάμενο Κτήριο

Η σωστή σύνδεση της νέας κατασκευής με την υπάρχουσα αποτελεί τεχνική και μελετητική πρόκληση. Πρέπει να εξασφαλιστεί συνεχής και ασφαλής μετάδοση φορτίων, χωρίς δημιουργία εντάσεων ή ρηγματώσεων στα σημεία επαφής. Επιπλέον, ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται στη σεισμική συμπεριφορά της επέκτασης: το παλιό και το νέο τμήμα μπορεί να έχουν διαφορετική ακαμψία ή διαφορετικό τρόπο συμπεριφοράς κατά τη διάρκεια σεισμικής δόνησης. Σε πολλές περιπτώσεις προτείνεται η πρόβλεψη δομικού αρμού διαστολής, ώστε να αποφεύγονται δυσμενείς αλληλεπιδράσεις μεταξύ των δύο τμημάτων.

4. Διαφορετικές Κατασκευαστικές Τεχνοτροπίες και Υλικά

Πολλές επεκτάσεις γίνονται σε κτήρια που χρονολογούνται από διαφορετικές εποχές και έχουν κατασκευαστεί με παλαιότερους κανονισμούς και τεχνικές (π.χ. λιθοδομές, πλινθοδομές, άοπλο σκυρόδεμα). Η ένταξη νέων υλικών όπως το οπλισμένο σκυρόδεμα, τα μεταλλικά στοιχεία ή ακόμα και τα ξύλινα συστήματα, πρέπει να γίνει με τρόπο που να διασφαλίζει την τεχνική συμβατότητα αλλά και την δομική συνεργασία μεταξύ παλιού και νέου. Η εσφαλμένη επιλογή ή ο κακός συνδυασμός υλικών μπορεί να οδηγήσει σε ρωγμές, θερμογέφυρες ή προβλήματα υγρασίας.

5. Προβλήματα Πρόσβασης και Κατασκευαστικών Φάσεων

Η επέκταση ενός κατοικημένου κτηρίου αποτελεί σύνθετη διαδικασία που συνοδεύεται από πλήθος τεχνικών και λειτουργικών προκλήσεων. Ένα από τα κύρια ζητήματα που προκύπτουν αφορά την περιορισμένη πρόσβαση για τα συνεργεία, τα μηχανήματα και τη μεταφορά υλικών, ιδιαίτερα σε αστικά περιβάλλοντα με περιορισμένους κοινόχρηστους χώρους ή σε πολυκατοικίες με υφιστάμενη κατοίκηση. Αυτή η συνθήκη καθιστά αναγκαίο έναν λεπτομερή και ρεαλιστικό σχεδιασμό της φάσης της κατασκευής.

Η πρόοδος των εργασιών απαιτεί συχνά τμηματική ή φάση-κατά-φάση υλοποίηση, με αυστηρό χρονοπρογραμματισμό και ευελιξία στις κατασκευαστικές μεθόδους. Εναλλακτικές λύσεις για τη μεταφορά υλικών, όπως χρήση γερανών τύπου spider, ανυψωτικών μέσων μικρού όγκου ή και προσωρινών εξωτερικών ανελκυστήρων, συμβάλλουν στη διευκόλυνση της διαδικασίας. Σε ορισμένες περιπτώσεις, μπορεί να απαιτηθεί η εκτέλεση εργασιών κατά τις νυχτερινές ώρες ή τα σαββατοκύριακα, ώστε να ελαχιστοποιηθεί η όχληση προς τους κατοίκους ή τους γειτονικούς χρήστες. Εξίσου σημαντική είναι η μέριμνα για την υγεία και την ασφάλεια τόσο των εργαζομένων όσο και των ενοίκων. Αυτό περιλαμβάνει τη χρήση προσωρινών στηριγμάτων και μεταλλικών ενισχύσεων όπου απαιτείται, την εγκατάσταση φραγμάτων σκόνης ή ηχομονωτικών πετασμάτων, καθώς και την εφαρμογή αυστηρών μέτρων για την αποτροπή ατυχημάτων (π.χ. περιφράξεις εργοταξίου, σήμανση επικινδύνων σημείων, διατήρηση καθαρών διαδρόμων διαφυγής). Επιπλέον, είναι απαραίτητη η συνεχής ενημέρωση των κατοίκων και η διατήρηση ανοιχτής επικοινωνίας για ζητήματα όπως η διακοπή κοινής ωφέλειας, η προσβασιμότητα και ο χρονισμός των εργασιών. Τέλος, η χρήση σύγχρονων τεχνολογιών, όπως η τρισδιάστατη αποτύπωση (3D scanning) και το Building Information Modeling (BIM), μπορεί να προσφέρει σημαντικά πλεονεκτήματα στον ακριβή σχεδιασμό, την πρόβλεψη προβλημάτων και τη βελτιστοποίηση της κατασκευαστικής φάσης. Ο συνδυασμός τεχνικής επάρκειας, στρατηγικού σχεδιασμού και κοινωνικής ευαισθησίας είναι καθοριστικός για την επιτυχημένη και ασφαλή υλοποίηση τέτοιων έργων.

6. Συμβατότητα με Θερμομόνωση και Ενεργειακά Συστήματα

Μια κρίσιμη τεχνική ιδιαιτερότητα που σχετίζεται με τις κατασκευαστικές λεπτομέρειες στις επεκτάσεις υφιστάμενων κτηρίων είναι η συμβατότητα των μονώσεων και των ενεργειακών συστημάτων μεταξύ του παλαιού και του νέου τμήματος. Η αρμονική ενοποίηση των δομικών και μηχανολογικών στοιχείων του κελύφους αποτελεί προϋπόθεση για την εξασφάλιση της ενεργειακής απόδοσης, της στεγανότητας και της μακροχρόνιας αντοχής του συνόλου της κατασκευής.

Σε περιπτώσεις κάθετης επέκτασης (προσθήκη ορόφου) ή οριζόντιας (πλευρική ανάπτυξη), η συνέχεια της θερμομονωτικής στρώσης, της υδρομόνωσης και των ατμοφραγών πρέπει να εξασφαλίζεται χωρίς θερμογέφυρες και με υλικά συμβατά ως προς τη σύσταση και τη συμπεριφορά τους. Ειδική προσοχή απαιτείται στις ζώνες σύνδεσης των δύο κατασκευαστικών φάσεων, όπου η πιθανότητα θερμικών απωλειών ή υγρασίας είναι αυξημένη. Οι μονώσεις (θερμομόνωση, ηχομόνωση, υδρομόνωση) θα πρέπει να αντιμετωπίζονται ως ενιαίο σύστημα, ώστε να αποφεύγονται ασυνέχειες που μειώνουν την απόδοση και αυξάνουν τον κίνδυνο φθορών. Ταυτόχρονα, τα σύγχρονα ενεργειακά πρότυπα που ορίζονται από τον ΚΕΝΑΚ (Κανονισμός Ενεργειακής Απόδοσης Κτηρίων) επιβάλλουν την εκπόνηση ενεργειακής μελέτης για το σύνολο του κτηρίου, όχι μόνο για το νέο τμήμα. Αυτό σημαίνει ότι σε πολλές περιπτώσεις, η προσθήκη απαιτεί και την ενεργειακή αναβάθμιση του υφιστάμενου κτηρίου, ώστε να επιτευχθεί συνολική συμμόρφωση με τα απαιτούμενα όρια κατανάλωσης ενέργειας, εκπομπών και ενεργειακής απόδοσης. Η ενσωμάτωση συστημάτων όπως θερμαντικά και ψυκτικά δίκτυα, συστήματα εξαερισμού με ανάκτηση θερμότητας (HRV), ή ΑΠΕ (π.χ. φωτοβολταϊκά, αντλίες θερμότητας) πρέπει να γίνει με τρόπο που εξασφαλίζει ενιαία λειτουργία, συμβατότητα εξοπλισμού και αποδοτική κατανομή φορτίων. Η ύπαρξη διπλών ή μη συντονισμένων συστημάτων οδηγεί συχνά σε δυσλειτουργίες και αυξημένες ενεργειακές απώλειες. Τέλος, η χρήση σύγχρονων εργαλείων, όπως θερμογραφία, δοκιμές αεροστεγανότητας (blower door tests) και ψηφιακή μοντελοποίηση μέσω BIM, μπορεί να εντοπίσει σημεία ασυμβατότητας, να βελτιστοποιήσει τον σχεδιασμό και να εξασφαλίσει την ενεργειακή συνέχεια και αποδοτικότητα του επεκτεινόμενου κτηρίου.

Η διαδικασία έκδοσης αδειών και υλοποίησης επεκτάσεων σε υφιστάμενα κτήρια διέπεται από ένα ιδιαίτερα σύνθετο και πολυεπίπεδο κανονιστικό πλαίσιο, που περιλαμβάνει πολεοδομικές, ενεργειακές, στατικές και περιβαλλοντικές απαιτήσεις. Οι ισχύοντες νόμοι, διατάξεις, εγκύκλιοι και τεχνικές οδηγίες (π.χ. ΝΟΚ, ΚΕΝΑΚ, αντισεισμικός κανονισμός, Υ.Α. για μικρές κατασκευές, κ.ά.) συχνά αλληλεπιδρούν μεταξύ τους, δημιουργώντας την ανάγκη για ιδιαίτερη προσοχή κατά τον σχεδιασμό και τη διαχείριση της αδειοδοτικής διαδικασίας. Η πληθώρα των νομοθετημάτων και η συχνή τροποποίησή τους καθιστούν απαραίτητη τη συνεργασία με εξειδικευμένους μηχανικούς και η διαρκής ενημέρωση όλων των εμπλεκόμενων μερών. Πάνω απ' όλα, απαιτείται η διασφάλιση της διαφάνειας, της ακρίβειας στις δηλώσεις και της τήρησης των διαδικασιών, ώστε να αποφεύγονται παρατυπίες που μπορεί να οδηγήσουν σε καθυστερήσεις, κυρώσεις ή ακόμη και ακύρωση της οικοδομικής άδειας. [1,6,13]

2.5 Χρήση χαλύβδινων στοιχείων και συστημάτων

Η χρήση χαλύβδινων στοιχείων αποτελεί έναν από τους πιο σημαντικούς και διαδεδομένους τρόπους υλοποίησης φερόντων οργανισμών στη σύγχρονη τεχνολογία κατασκευών. Ο χάλυβας, ως υλικό υψηλής αντοχής και αξιοπιστίας, έχει καθιερωθεί σε πληθώρα εφαρμογών, από πολώροφα κτίρια και γέφυρες έως βιομηχανικές εγκαταστάσεις και προσωρινές κατασκευές. Η ευκολία στη διαμόρφωση, η δυνατότητα προκατασκευής και συναρμολόγησης, καθώς και η ικανότητα να ανταποκρίνεται σε υψηλά φορτία, καθιστούν τα χαλύβδινα συστήματα βασικό εργαλείο για τον μηχανικό.

Ένα ακόμη σημαντικό πλεονέκτημα των χαλύβδινων κατασκευών είναι η δυνατότητα επέκτασης και προσαρμογής τους. Λόγω της συναρμολογούμενης φύσης τους, τα χαλύβδινα στοιχεία μπορούν εύκολα να τροποποιηθούν ή να επεκταθούν, εξυπηρετώντας μεταβαλλόμενες ανάγκες χρήσης ενός κτιρίου ή εγκατάστασης χωρίς εκτεταμένες επεμβάσεις στον φέροντα οργανισμό. Αυτή η ευελιξία καθιστά τον χάλυβα ιδανική επιλογή για έργα που απαιτούν μελλοντική αναβάθμιση ή αναδιοργάνωση.

Η επιλογή χαλύβδινων στοιχείων για την επέκταση υφιστάμενων κτηρίων αποτελεί μια ιδιαίτερα αποδοτική και ευέλικτη λύση. Ο χάλυβας, λόγω των ιδιαίτερων μηχανικών και κατασκευαστικών χαρακτηριστικών του, προσφέρει σειρά πλεονεκτημάτων που εξυπηρετούν τις αυξημένες απαιτήσεις μιας επέκτασης, είτε οριζόντιας είτε καθ' ύψος.

1. Υψηλή Αντοχή με Μικρό Όγκο

Ένα από τα πιο σημαντικά χαρακτηριστικά των χαλύβδινων στοιχείων είναι η υψηλή μηχανική αντοχή σε σχέση με τον όγκο και το βάρος τους. Αυτό σημαίνει ότι ο χάλυβας μπορεί να αναλάβει πολύ μεγαλύτερα φορτία σε σχέση με άλλα δομικά υλικά, όπως το σκυρόδεμα ή το ξύλο, χρησιμοποιώντας λεπτότερα και ελαφρύτερα διατομικά στοιχεία. Λόγω μικρότερων διατομών δοκών και υποστυλωμάτων επειδή ο χάλυβας έχει πολύ μεγαλύτερη αντοχή σε θλίψη και κάμψη, οι απαιτούμενες διατομές (π.χ. I ή H προφίλ) είναι λεπτές, με αποτέλεσμα να καταλαμβάνουν λιγότερο χώρο μέσα στο νέο ή υφιστάμενο κτήριο. Αυτό αυξάνει την ωφέλιμη επιφάνεια. Επίσης, μεγαλύτερα ανοίγματα χωρίς ενδιάμεσα στηρίγματα καθώς με τον χάλυβα, είναι εφικτό να κατασκευαστούν μεγάλα ανοίγματα (π.χ. σε αίθουσες, γκαράζ ή βιομηχανικούς χώρους) χωρίς πυκνά υποστυλώματα, διατηρώντας τον εσωτερικό χώρο ελεύθερο. Τέλος, μικρή επίδραση στα θεμέλια διότι οι λεπτές και ελαφρύτερες χαλύβδινες κατασκευές συνεπάγονται μικρότερα πρόσθετα φορτία στα θεμέλια του υπάρχοντος κτηρίου. Έτσι, μειώνονται οι ανάγκες ενίσχυσης των υπογείων κατασκευών και των εδαφικών βάσεων, κάτι που είναι καίριο για την οικονομία και επίτευξη της επέκτασης. [15]

Πιν.1: Βάρος ανά κιλό για δοκό από οπλισμένο σκυρόδεμα και χάλυβα

Υλικό Φορέα	Ύψος Δοκού για ίδιο φορτίο	Βάρος ανά μέτρο
Οπλισμένο Σκυρόδεμα	~60-80 cm	300-400 kg/m
Χάλυβας (π.χ. IPE)	~30-40 cm	80-120 kg/m

2. Μικρό Βάρος – Μειωμένα Φορτία

Ο χάλυβας είναι ένα υλικό με υψηλή πυκνότητα, αλλά λόγω της μεγάλης του αντοχής, τα δομικά στοιχεία που κατασκευάζονται από αυτόν είναι πολύ πιο λεπτά και ελαφριά σε σχέση με αντίστοιχα στοιχεία από σκυρόδεμα. Έτσι, παρά τη φύση του, τα χαλύβδινα συστήματα έχουν τελικά μικρότερο συνολικό βάρος όταν ενσωματωθούν σε έναν φορέα.

Ένα από τα βασικά πλεονεκτήματα των χαλύβδινων στοιχείων, ειδικά σε περιπτώσεις επέκτασης υφιστάμενων κτηρίων, είναι το μικρό τους βάρος. Λόγω της υψηλής αντοχής του χάλυβα, οι απαιτούμενες διατομές είναι σχετικά λεπτές και ελαφριές, γεγονός που μειώνει σημαντικά τα κατακόρυφα φορτία που προστίθενται στον φέροντα οργανισμό. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα να περιορίζεται η επιβάρυνση των υφιστάμενων θεμελίων, κάτι που είναι καθοριστικό σε περιπτώσεις παλαιών κτηρίων όπου η φέρουσα ικανότητα δεν επαρκεί για πρόσθετους ορόφους ή πλευρικές επεκτάσεις. Το μικρό βάρος των χαλύβδινων κατασκευών συνεπάγεται και μειωμένες σεισμικές δράσεις, καθώς οι δυνάμεις που αναπτύσσονται σε ένα κτήριο κατά τη διάρκεια σεισμού είναι ανάλογες της μάζας του. Συνεπώς, μια ελαφριά μεταλλική προσθήκη ενισχύει την σεισμική συμπεριφορά του συνολικού συστήματος, καθιστώντας την επιλογή του χάλυβα εξαιρετικά συμφέρουσα σε σειсмоγενείς περιοχές όπως η Ελλάδα. Επιπλέον, το χαμηλό βάρος διευκολύνει την ανύψωση, μεταφορά και συναρμολόγηση των στοιχείων στο εργοτάξιο. Αυτό είναι ιδιαίτερα χρήσιμο όταν η επέκταση πραγματοποιείται σε αστικά περιβάλλοντα με περιορισμένο χώρο ή σε περιπτώσεις όπου το κτήριο παραμένει εν λειτουργία κατά τη διάρκεια των εργασιών. Η χρήση προκατασκευασμένων, ελαφριών στοιχείων μειώνει τον χρόνο επέμβασης, τον θόρυβο και τη διατάραξη της καθημερινής λειτουργίας του χώρου.

Τέλος, σε περιπτώσεις ανεπαρκών ή ευαίσθητων εδαφών, το μικρότερο βάρος του νέου φορέα περιορίζει τις καθιζήσεις και την καταπόνηση του εδάφους, μειώνοντας την ανάγκη για ενισχυτικά έργα ή θεμελίωση σε βάθος. Έτσι, ο χάλυβας προσφέρει μια ευέλικτη, τεχνικά ασφαλή και οικονομική λύση για την επέκταση κτηρίων κάθε τύπου. [6,16]

Πιν.2: Πλεονεκτήματα βάρους χάλυβα έναντι σκυροδέματος

Επέκταση	Με σκυρόδεμα	Με χάλυβα
Μάζα νέου φορέα	Υψηλή (λόγω μεγάλων διατομών & βάρους)	Χαμηλή (λεπτές διατομές, μικρή μάζα)
Φόρτιση θεμελίων	Αυξημένη	Περιορισμένη
Ανάγκη ενίσχυσης	Συχνά απαιτείται	Συχνά αποφεύγεται

3. Ευκολία και Ταχύτητα Κατασκευής

Η χρήση χαλύβδινων στοιχείων προσφέρει σημαντικά πλεονεκτήματα στον τομέα της ταχύτητας και της ευκολίας κατασκευής, ιδιαίτερα όταν πρόκειται για επεκτάσεις σε υφιστάμενα κτήρια. Ο χάλυβας επιτρέπει προκατασκευή των φορέων σε εργοστάσιο, με υψηλό επίπεδο ακρίβειας και ποιότητας. Τα έτοιμα στοιχεία μεταφέρονται στο εργοτάξιο, όπου πραγματοποιείται η ταχεία συναρμολόγηση με τη χρήση βιδωτών συνδέσεων ή συγκολλήσεων. Αυτή η διαδικασία ελαχιστοποιεί τους χρόνους κατασκευής, συγκριτικά με τις υγρές εργασίες σκυροδέτησης που απαιτούν χρόνο ωρίμανσης και περισσότερες φάσεις εργασίας.

Ένα βασικό πλεονέκτημα της ταχείας συναρμολόγησης είναι η ελαχιστοποίηση της διακοπής λειτουργίας του υφιστάμενου κτηρίου. Σε περιπτώσεις όπου το κτήριο παραμένει σε χρήση (όπως σχολεία, γραφεία ή βιομηχανικές εγκαταστάσεις), είναι κρίσιμο να μειωθεί η όχληση και ο χρόνος παρουσίας συνεργείων στον χώρο. Οι χαλύβδινες κατασκευές ανταποκρίνονται άριστα σε αυτήν την ανάγκη, προσφέροντας καθαρή, ξηρή και γρήγορη κατασκευή. Επιπλέον, το γεγονός ότι τα στοιχεία είναι τυποποιημένα και προκαθορισμένα επιτρέπει την ελαχιστοποίηση σφαλμάτων στο εργοτάξιο, καθώς και τον καλύτερο προγραμματισμό των εργασιών. Η κατασκευή γίνεται πιο προβλέψιμη και λιγότερο εξαρτώμενη από εξωτερικούς παράγοντες, όπως ο καιρός, κάτι που είναι ιδιαίτερα χρήσιμο για επεκτάσεις που γίνονται σε σύντομο χρονοδιάγραμμα ή με αυστηρούς προϋπολογισμούς.

Τέλος, η ελαφρότητα των χαλύβδινων στοιχείων διευκολύνει τη μεταφορά, αποθήκευση και ανύψωση στο εργοτάξιο. Ακόμα και σε δύσκολα προσβάσιμα ή πυκνοκατοικημένα σημεία, η χρήση μικρών γερανών και η γρήγορη τοποθέτηση μειώνουν την ανάγκη για βαριά εργοταξιακή υποδομή. Αυτό προσδίδει στον χάλυβα επιχειρησιακή ευελιξία, καθιστώντας τον ιδανικό για σύνθετες ή περιορισμένες παρεμβάσεις σε αστικά περιβάλλοντα.

[15]

Πιν.3: Πλεονεκτήματα βάρους χάλυβα έναντι σκυροδέματος για συνολικό χρόνο κατασκευής και εργασιών

Στάδιο Εργασιών	2 όροφοι – Σκυρόδεμα (RC)	2 όροφοι – Χάλυβας (Steel Frame)
Μελέτη & Έγκριση Άδειας	2–3 μήνες	2–3 μήνες
Ενίσχυση υπάρχουσας δομής	2–4 εβδομάδες	2–3 εβδομάδες
Κατασκευή Φέροντος Οργανισμού	5–7 εβδομάδες	2–3 εβδομάδες
Στεγάνωση / Οροφή / Τοποθέτηση	2 εβδομάδες	1–2 εβδομάδες
Εσωτερικές εργασίες	4–6 εβδομάδες	3–4 εβδομάδες
Συνολικός χρόνος κατασκευής	13–17 εβδομάδες	8–11 εβδομάδες

4. Ευκολία Σύνδεσης με Υφιστάμενες Κατασκευές

Ένα κρίσιμο πλεονέκτημα των χαλύβδινων κατασκευών στις περιπτώσεις επέκτασης υφιστάμενων κτηρίων είναι η ευκολία σύνδεσής τους με τον υπάρχοντα φέροντα οργανισμό. Η γεωμετρική ακρίβεια των μεταλλικών στοιχείων και η δυνατότητα προσαρμογής τους σε διάφορες θέσεις επιτρέπουν την ομαλή ενσωμάτωση νέων τμημάτων σε παλαιές κατασκευές, ακόμη και όταν αυτές είναι φτιαγμένες από διαφορετικά υλικά όπως το σκυρόδεμα ή η λιθοδομή.

Οι συνδέσεις μεταξύ χαλύβδινων στοιχείων και του υπάρχοντος φορέα μπορούν να επιτευχθούν με διάφορες μεθόδους, όπως κοχλιώσεις, αγκυρώσεις με χημικά ή μηχανικά μέσα, μεταλλικές πλάκες σύνδεσης ή συγκολλήσεις. Αυτές οι τεχνικές επιτρέπουν ευελιξία στον σχεδιασμό και τη στατική λειτουργία του νέου τμήματος, ενώ διευκολύνουν την εφαρμογή ακόμη και σε περιπτώσεις όπου οι αρχικές συνθήκες δεν είναι πλήρως προβλέψιμες.

Επιπλέον, η σύνδεση με υφιστάμενες κατασκευές μπορεί να επιτευχθεί με ελάχιστες παρεμβάσεις στο υπάρχον κτήριο. Σε αντίθεση με τις κατασκευές από σκυρόδεμα, οι οποίες συχνά απαιτούν εκτεταμένες κατεδαφίσεις, ρήγματα ή αποξηλώσεις, τα μεταλλικά στοιχεία μπορούν να προσαρμοστούν τοπικά, με διακριτικές και αναστρέψιμες επεμβάσεις. Αυτό είναι ιδιαίτερα σημαντικό σε διατηρητέα κτήρια, κτήρια με ιστορική ή αισθητική αξία ή σε περιπτώσεις που το υφιστάμενο κτήριο παραμένει σε λειτουργία. Αξιοσημείωτο είναι επίσης

ότι οι χαλύβδινες συνδέσεις μπορούν εύκολα να ελεγχθούν και να επισκευαστούν στο μέλλον, ενώ δίνουν τη δυνατότητα για μελλοντικές αποσυνδέσεις ή τροποποιήσεις. Αυτή η αναστρεψιμότητα αυξάνει τη διάρκεια ζωής της κατασκευής και παρέχει ευελιξία για μελλοντικές επεμβάσεις, χωρίς να απαιτούνται ριζικές μετατροπές.

Συνολικά, η ευκολία σύνδεσης των χαλύβδινων επεκτάσεων με το υπάρχον κτήριο συμβάλλει στην τεχνική, λειτουργική και οικονομική βιωσιμότητα του έργου. Επιτρέπει την καλύτερη συνεργασία παλαιών και νέων στοιχείων, ελαχιστοποιώντας τα προβλήματα που συνήθως συνοδεύουν τις εργασίες επέκτασης.

5. Δυνατότητα Αποσυναρμολόγησης – Μελλοντικής Τροποποίησης

Ένα από τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά των χαλύβδινων κατασκευών, που τις καθιστά μοναδικές σε σχέση με άλλα δομικά συστήματα, είναι η δυνατότητα αποσυναρμολόγησης και επανασυναρμολόγησης. Τα μεταλλικά στοιχεία μπορούν να αποσπαστούν σχετικά εύκολα, χωρίς να υποστούν σοβαρές φθορές, διατηρώντας τη δυνατότητα επαναχρησιμοποίησης τους είτε στο ίδιο έργο είτε σε νέο. Αυτή η ιδιότητα είναι εξαιρετικά χρήσιμη σε έργα που προβλέπουν προσωρινές ή αναστρέψιμες επεκτάσεις, καθώς και σε περιπτώσεις που οι χρήσεις του κτηρίου ενδέχεται να αλλάξουν με την πάροδο του χρόνου.

Η συναρμολογούμενη φύση του χάλυβα, με συνδέσεις κυρίως μηχανικές (κοχλίες, πείρους, μεταλλικά εξαρτήματα), επιτρέπει την εύκολη αποσύνδεση των στοιχείων χωρίς καταστροφική παρέμβαση, κάτι που δεν είναι εφικτό με το οπλισμένο σκυρόδεμα. Έτσι, μια μεταλλική επέκταση μπορεί να αφαιρεθεί ή να ανασχεδιαστεί με ελάχιστο κόστος και χωρίς μεγάλες εργασίες κατεδάφισης, διατηρώντας την υπόλοιπη κατασκευή ανέπαφη. Η δυνατότητα τροποποίησης ή ενίσχυσης των μεταλλικών στοιχείων στο μέλλον προσφέρει σημαντική ευελιξία στον σχεδιασμό. Ανάλογα με τις μελλοντικές ανάγκες του ιδιοκτήτη, είναι δυνατόν να προστεθούν νέα δομικά μέλη, να αλλάξει η γεωμετρία της κατασκευής ή ακόμη και να μεταφερθεί μέρος του έργου σε άλλη τοποθεσία. Αυτό καθιστά τις χαλύβδινες επεκτάσεις εξαιρετικά προσαρμόσιμες σε ένα μεταβαλλόμενο οικονομικό, λειτουργικό ή πολεοδομικό πλαίσιο.

Τέλος, η αναστρεψιμότητα και η επαναχρησιμοποίηση των χαλύβδινων στοιχείων συμβάλλει και στην αειφορία και βιωσιμότητα της κατασκευής. Η μείωση αποβλήτων, η δυνατότητα επαναχρησιμοποίησης υλικών και η αποφυγή ενεργοβόρων κατεδαφίσεων ευθυγραμμίζονται με τις αρχές της κυκλικής οικονομίας και της πράσινης δόμησης, οι οποίες αποκτούν συνεχώς μεγαλύτερη σημασία στον σύγχρονο τεχνικό κόσμο. [18]

- Αισθητική και Αρχιτεκτονική Ελευθερία

Η χρήση χαλύβδινων στοιχείων δεν περιορίζεται μόνο σε τεχνικά ή στατικά πλεονεκτήματα: προσφέρει και ευρεία αρχιτεκτονική ελευθερία, καθιστώντας τον χάλυβα ιδανικό για έργα που απαιτούν ιδιαίτερη αισθητική προσέγγιση ή σύγχρονο σχεδιασμό. Ο χάλυβας μπορεί να πάρει ποικίλες μορφές και διατομές, να καμπυλωθεί ή να κοπεί με ακρίβεια, και να ενσωματωθεί σε σύνθετες γεωμετρικές λύσεις που θα ήταν δύσκολες ή αδύνατες με άλλα δομικά υλικά.

Αυτή η ελευθερία στον σχεδιασμό επιτρέπει την κατασκευή μεγάλων ανοιγμάτων χωρίς ενδιάμεσα υποστυλώματα, λεπτών και κομψών δομικών στοιχείων, καθώς και φιλικών προς το φως και τον αέρα διαμορφώσεων. Έτσι, οι χαλύβδινες επεκτάσεις μπορούν να συμπληρώσουν ή να ανανεώσουν την αισθητική ταυτότητα του υφιστάμενου κτηρίου, προσδίδοντας μια μοντέρνα όψη, χωρίς να επιβάλλονται στον χαρακτήρα της παλαιάς κατασκευής. Επίσης, ο χάλυβας συνδυάζεται εύκολα με άλλα υλικά όπως γυαλί, ξύλο και αλουμίνιο, προσφέροντας τη δυνατότητα δημιουργίας εντυπωσιακών αρχιτεκτονικών συνθέσεων. Συχνά χρησιμοποιείται σε επεκτάσεις μουσείων, σχολείων ή επαγγελματικών χώρων, όπου η οπτική ταυτότητα του κτηρίου είναι σημαντική.

Τέλος, τα εκτεθειμένα χαλύβδινα στοιχεία μπορούν να ενισχύσουν τον σχεδιασμό εσωτερικών και εξωτερικών χώρων με βιομηχανική ή μοντέρνα αισθητική, η οποία έχει κερδίσει έδαφος στις τελευταίες δεκαετίες. Το αποτέλεσμα είναι μια κατασκευή που δεν είναι μόνο λειτουργική και αποδοτική, αλλά και οπτικά ελκυστική, προσδίδοντας αξία και χαρακτήρα στον χώρο. [19]

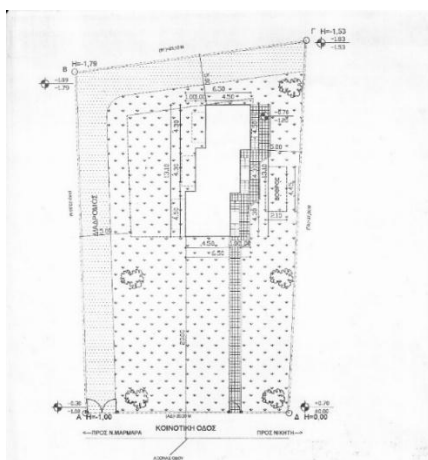
3 Περίπτωση εφαρμογής

3.1 Περιγραφή- Διαθέσιμα αρχεία

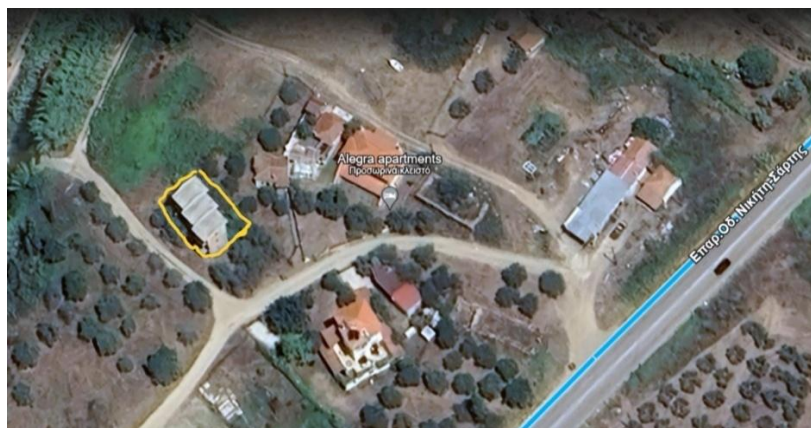
Το υφιστάμενο κτήριο ανήκει σε τμήμα του εκτός σχεδίου πόλης σε απόσταση 5,3 km από το χωριό Ν. Μαρμαράς στο νομό Σιθωνίας Χαλκιδικής. Το κτήριο βρίσκεται 500m από την παραλία, 50m από την επαρχιακή οδό Νικήτης-Συκιάς.

Η κάλυψη του οικοπέδου των 764m² είναι 76,31m² από το κτήριο και 6 ελαιόδεντρα. Το έτος ανέγερσης είναι το 2007 όμως λόγω οικονομικών προβλημάτων σταμάτησε η κατασκευή το 2008 ολοκληρώνοντας τα χωματουργικά και τον σκελετό μαζί με τη θερμομόνωση όπως φαίνεται στις φωτογραφίες. Το συνολικό εμβαδόν των τριών ορόφων του κτηρίου είναι 240.05 m².

Το οικιστικό περιβάλλον που πλαισιώνει τις κατοικίες στη περιοχή δεν έχει ιδιαίτερα αρχιτεκτονικά ή μορφολογικά χαρακτηριστικά. Όλα τα παραπάνω φαίνονται αναλυτικά στην φωτογραφική αποτύπωση που ακολουθεί (εικ.16,17).



Εικ. 16: Απόσπασμα Σχεδίου Πόλης



Εικ. 17: Αεροφωτογραφία περιοχής (Google maps)

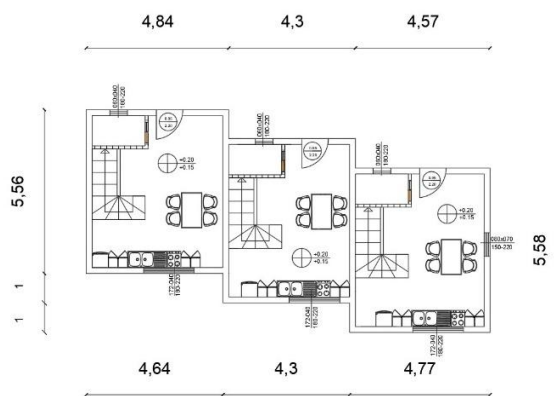
Ο εξεταζόμενος φορέας είναι κτίριο τριών ορόφων με στέγη. Η κάτοψη της κατασκευής συνολικά είναι διαστάσεων 13.71* 7.58m. Το κτήριο αποτελείται από τρεις κατοικίες χωρίς ενδιάμεσους αρμούς.

Η πρώτη κατοικία έχει διαστάσεις κάτοψης 4.84*5.56m που αποτελούν την βάση της ανωδομής.

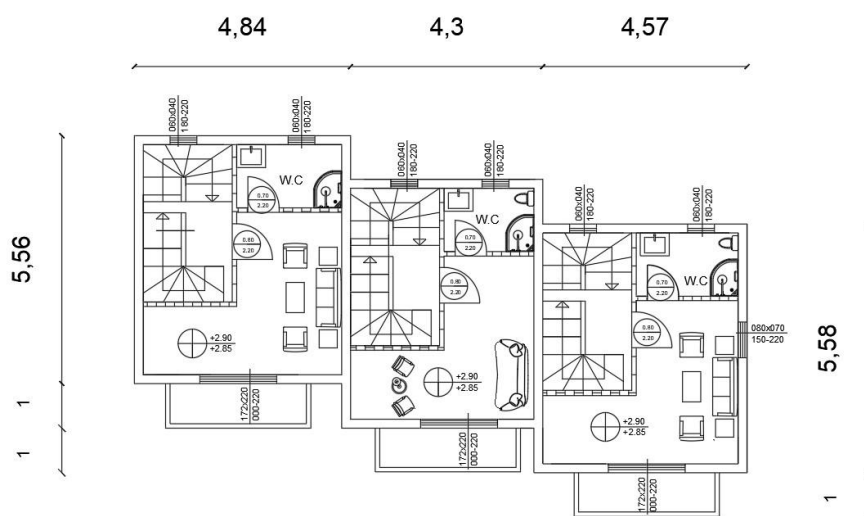
Η δεύτερη κατοικία προεξέχει κατά 1m από τη πρώτη κατοικία, έχει διαστάσεις 4.3*5.56m που αποτελούν την βάση της ανωδομής.

Η τρίτη κατοικία προεξέχει κατά 1m από τη δεύτερη κατοικία, έχει διαστάσεις 4.57*5.58m που αποτελούν την βάση της ανωδομής.

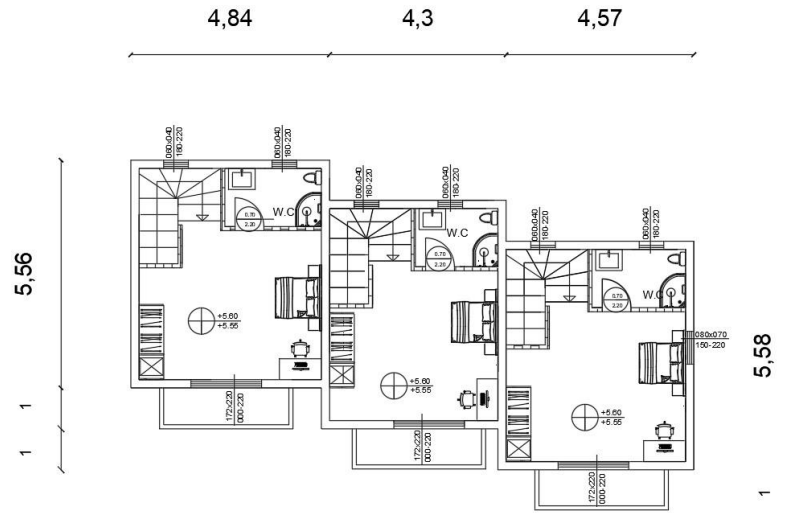
Το ύψος κάθε ορόφου είναι 2.7m μεταξύ δύο πλακών και το ύψος της στέγης είναι 0.8m. Επομένως το συνολικό ύψος του κτηρίου είναι 8.9m . Ακολουθούν τα σχέδια (κατόψεις κάθε ορόφου, τομή) που έχουν αποτυπωθεί στο σχεδιαστικό πρόγραμμα Autocad (εικ.18-22).



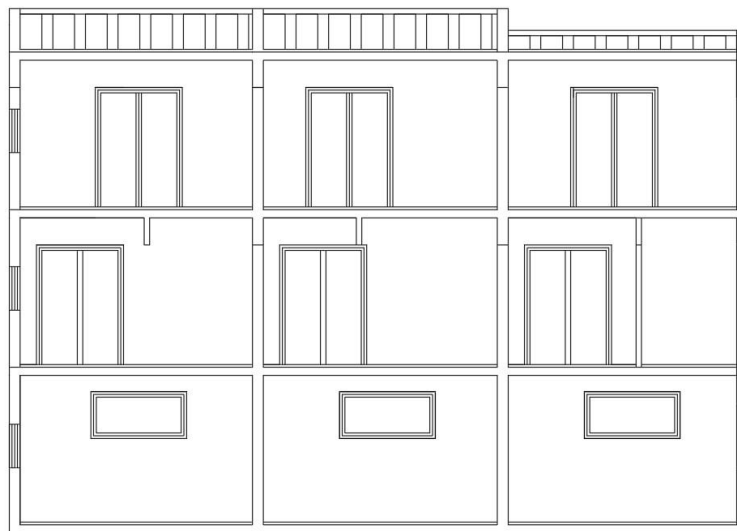
Εικ. 18: Κάτοψη ισογείου



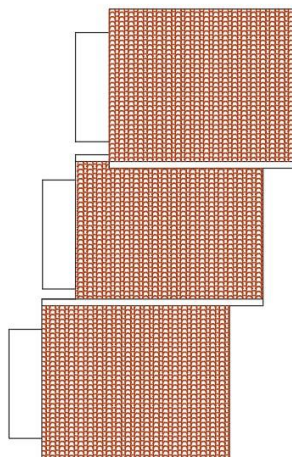
Εικ.19: Κάτοψη 1ου ορόφου



Εικ 20: Κάτοψη 2^{ου} ορόφου



Εικ. 21: Τομή Α-Α υφισταμένου κτηρίου



Εικ. 22: Κάτοψη στέγης

3.1.1 Κάλυψη- συντελεστής δόμησης- αρτιότητα-οικοδομησιμότητα

Ο κανονισμός με τον όποιον σχεδιάστηκε και έγινε η ανέγερση του κτηρίου ήταν ο Γενικός Οικοδομικός Κανονισμός (ΓΟΚ) του 1985. Σύμφωνα με αυτόν στο άρθρο 8, ορίζεται ως ποσοστό κάλυψη το 70% του οικοπέδου και δεν προσμετρούνται οι εξώστες και τα αρχιτεκτονικά στοιχεία και απαιτείται ακάλυπτος χώρος. Γι' αυτό, η κάλυψη του οικοπέδου των 764m² είναι 76,31m² από το κτήριο και 6 ελαιόδεντρα.

Για το συντελεστή δόμησης ισχύει 0.4 δηλαδή κτήρια με ύψος 10.75m για την περιοχή Τριποτάμου Σιθωνίας. Το παρόν οικόπεδο λόγω ότι εντάσσεται σε εκτός σχεδίου περιοχή θεωρείται αγροτεμάχιο, γι αυτό σύμφωνα με το άρθρο 651 του 1977 μπορεί να χαρακτηριστεί ως άρτιο και οικοδομήσιμο. [1]

3.1.2 Θέση κτιρίου και εγκαταστάσεων

Η θέση του κτηρίου έχει τοποθετηθεί σύμφωνα με τον Γενικό Οικοδομικό Κανονισμό του Ν. 1577/1985 το άρθρου 14, καθώς τηρούνται οι ελάχιστες αποστάσεις $\Delta=3,00+0,10H$ από τα όμορα κτίσματα και δεν υφίσταται αδόμητο όμορο οικόπεδο. Επίσης λόγω ότι είναι γωνιακό το οικόπεδο είχε προβλεφθεί να υπάρχει και ακάλυπτος χώρος όπως φαίνεται στην εικόνα 16.

Το ιδιαίτερο χαρακτηριστικό του κτηρίου είναι πως χωρίζεται σε τρεις αυτόνομες κατοικίες με σύσταση οριζόντιας ιδιοκτησίας λόγω ότι το οικόπεδο είναι εκτός σχεδίου. Η κάθε μεζονέτα αποτελείται από τρεις ορόφους συνολικού εμβαδού 80,73m² και εφάπτεται η μια με την επόμενη. Σύμφωνα με τον Ν. 1577/1985 το άρθρου 14, οι εφαπτόμενες κατοικίες θεωρούνται ως ενιαίο κτήριο καθώς η απόσταση μεταξύ τους είναι μικρότερη από Δ όπως ορίζει ο κανονισμός.[1]

3.1.3 Υλικά Κατασκευής

- Σκυρόδεμα

Το σκυρόδεμα της κατασκευής είναι κατηγορίας C16/20 και σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2 έχει χαρακτηριστικά $f_{ck}=16\text{MPa}$, $f_{cm}=24\text{MPa}$ ($f_{cm}=f_{ck}+8\text{MPa}$), και $E=27\text{GPa}$.

Πιν.4: Κατηγορία σκυροδέματος και χαρακτηριστική αντοχή σε κυλινδρικό/κυβικό δοκίμιο

Κατηγορία σκυροδέματος	F_{ck} (κυλ) MPa	F_{ck} (κυβ) MPa
C8/10	8	10
C12/15	12	15

C16/20	16	20
C20/25	20	25
C30/37	30	37
C35/45	35	45

- Χάλυβας

Ο χάλυβας οπλισμού είναι κατηγορίας B500C. Σύμφωνα με το Ευρωκώδικα 2 παρ. 9.2, ο χάλυβας S500 έχει $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$ και $f_{ym} = 520 \text{ Mpa}$. Επιπλέον, λαμβάνεται μέτρο ελαστικότητας χάλυβα $E_s = 500 \text{ GPa}$.

- Οπτόπλινθοι

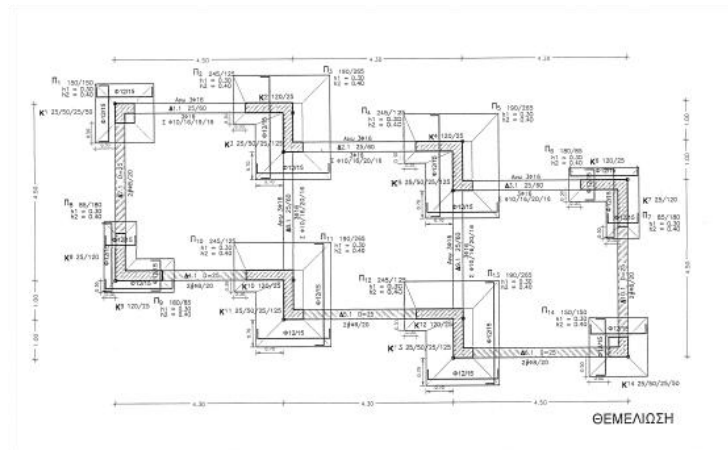
Οι οπτόπλινθοι που χρησιμοποιήθηκαν για την τοιχοποιία, στο μπάνιο και στην αποθήκη καθεμιάς κατοικίας, από την κεραμουργία βορείου Ελλάδος έχουν διαστάσεις $330 \times 90 \times 150 \text{ mm}$.

3.1.4 Στατική μελέτη

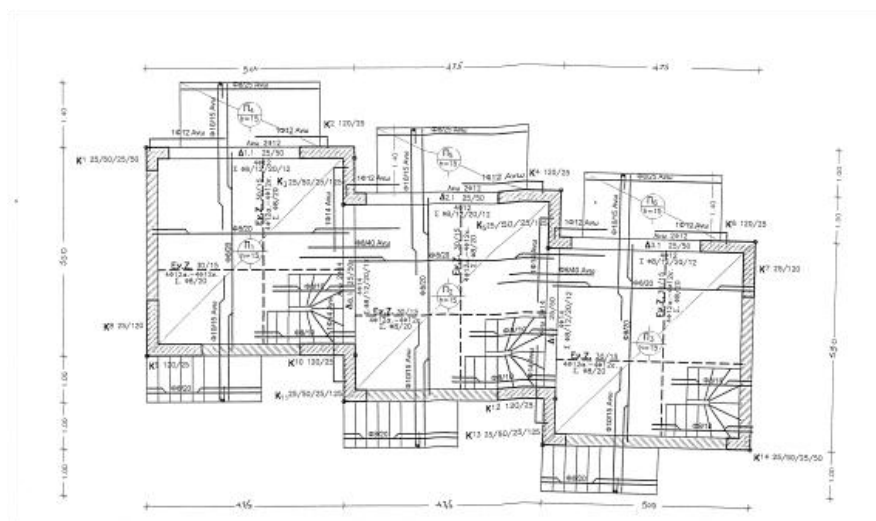
Από το αρχείο της τεχνικής έκθεσης που είχε κατατεθεί στη πολεοδομία, υπάρχουν αντίγραφα από την στατική μελέτη, οποία περατώθηκε στο πρόγραμμα FESPA 2 ακολουθώντας τον Ελληνικό Κανονισμό Ωπλισμένου Σκυροδέματος του 1985 και τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό του 2000 και των υπόλοιπων κανονισμών που υπήρχαν έως το 2003 όπου συντάχθηκε η μελέτη.

Επίσης, υπάρχουν οι ξυλότυποι θεμελίωσης-ισογείου και ισογείου- 1^{ου} ορόφου (εικ. 23-28). Για το ξυλότυπο του θεμελίου χρησιμοποιούνται κυρίως χάλυβας S500 ($f_{ck} = 500 \text{ MPa}$) και διαφόρων διατομών d όπως 4 και 8 για τους κάτω οπλισμούς ενώ για τους άνω διατομής d όπως 8, 10 και 12, αντίστοιχα και στο ξυλότυπο ισογείου- 1^{ου} ορόφου οι ίδιες διατομές.

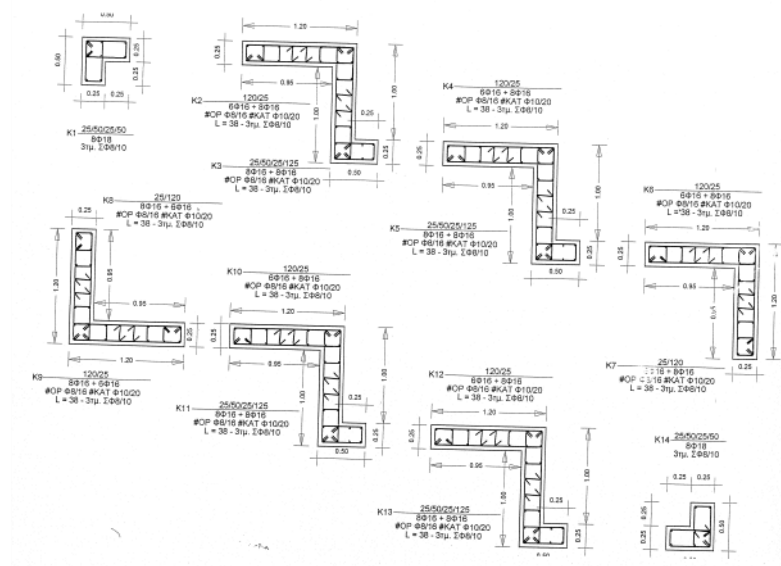
Ως θεμελίωση έχει τοποθετηθεί μια έκκεντρη περιμετρική πεδιλοδοκός όπου καταλήγουν τα τοιχώματα του ισογείου της κατασκευής. Στο φορέα δεν παρουσιάζονται υποστυλώματα διότι οι διαστάσεις των τμημάτων είναι μικρές και κάθε τμήμα συνδέεται με το διπλανό του με τις δοκούς.



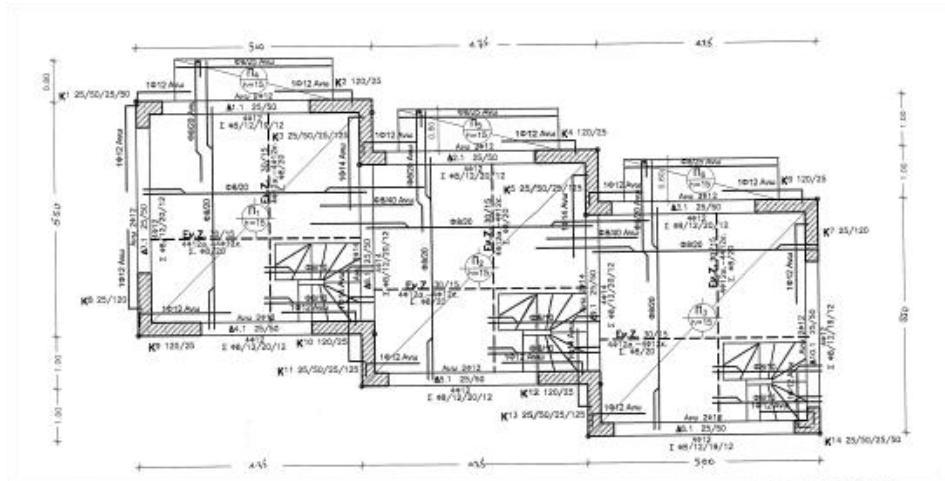
Εικ.23: Ξυλότυπος θεμελίωσης των κατοικιών



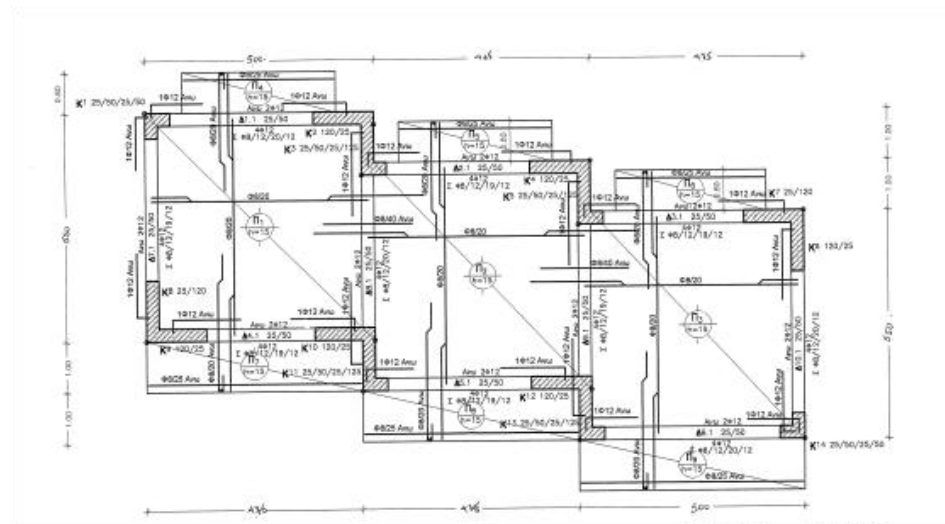
Εικ.24: Ξυλότυπος ισόγειου των κατοικιών



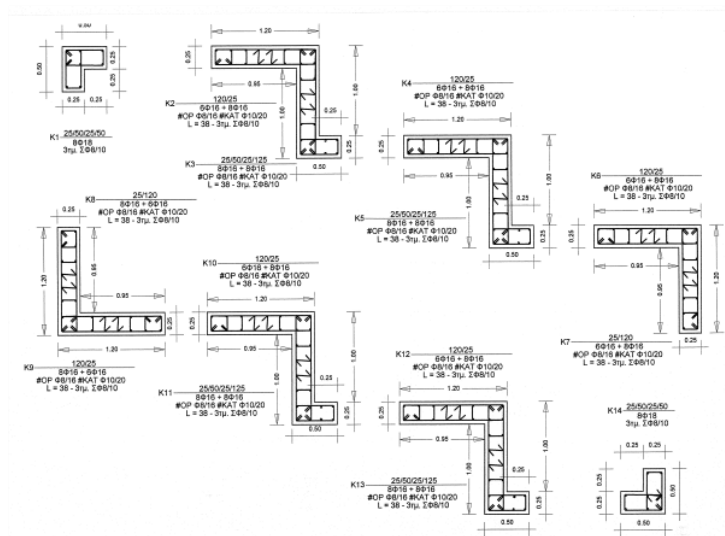
Εικ.25: Λεπτομέρεια ξυλότυπου των δοκών στο ισόγειο



Εικ.26: Ξυλότυπος των κατοικιών στο 1^ο όροφο



Εικ.27: Ξυλότυπος των κατοικιών στο 2^ο όροφο



Εικ.28: Λεπτομέρεια ξυλότυπου των δοκών στους ορόφους

3.1.5 Κανονικότητα κάτοψης

Ένα κτίριο θεωρείται ότι συμμορφώνεται με τις απαιτήσεις σχεδιασμού εάν πληρούνται οι απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 8 παρ.4.2. Συγκεκριμένα, πρέπει να πληρούνται οι ακόλουθες προϋποθέσεις:

1. Συμμετρία: Το κτίριο πρέπει να είναι περίπου συμμετρικό γύρω από δύο άξονες όσον αφορά την κατανομή μάζας και ακαμψίας.
2. Καμπυλότητα: Κάθε δομικό στοιχείο πρέπει να περιβάλλεται από μια κυρτή γραμμή αναδίπλωσης.
3. Πλευρική ακαμψία: Η πλευρική ακαμψία του κτιρίου πρέπει να είναι αρκετά υψηλή ώστε να αποφεύγεται η παραμόρφωση της μεμβράνης που επηρεάζει την κατανομή των διατμητικών δυνάμεων στα κατακόρυφα στοιχεία. Αυτό το πρόβλημα εμφανίζεται συνήθως σε κτίρια με κατόψεις σχήματος L, σχήματος C, σχήματος H, σχήματος I και σχήματος X, όπου τα πτερύγια της κάτοψης τείνουν να απομακρύνονται από το κέντρο, προκαλώντας παραμόρφωση της μεμβράνης. Σε αυτήν την περίπτωση, το κτίριο δεν πληροί το πρότυπο και θεωρείται ότι δεν είναι σύμφωνο με το σχέδιο.
4. Ο λόγος των κατακόρυφων διαστάσεων του σχεδίου του κτιρίου, $\lambda = L_{\max}/L_{\min}$, ορίζεται ως η λυγνρότητα του σχεδίου του κτιρίου και θα πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση $\lambda = L_{\max}/L_{\min} \leq 4$.
5. Το κτίριο δεν πρέπει να είναι ευάλωτο σε στρέψη. [4]

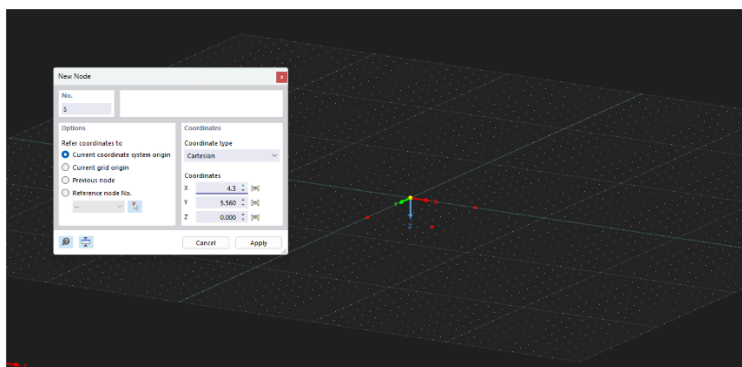
Το υπό μελέτη κτίριο, είναι γεωμετρικά ασύμμετρο και στους δύο άξονες x-x και y-y λόγω των προεξοχών, επομένως η κατανομή της μάζας και της δυσκαμψίας δεν είναι συμμετρική. Επομένως, το κτίριο δεν μπορεί να θεωρηθεί κανονικό κατά EC8 §4.2. Γι' αυτό πρέπει να αντιμετωπιστεί ως μη-κανονικό, δηλαδή:

- Χρήση δυναμικής ανάλυσης (όχι απλής ανελαστικής στατικής).
- Ενδεχόμενη απαίτηση για προσανζημένες διαστασιολογήσεις.
- Ίσως χρειαστεί επανασχεδιασμός ή ενίσχυση κρίσιμων περιοχών (π.χ. πυρήνες, τοιχεία, κόμβοι).

3.2 Προσομοίωση του φορέα

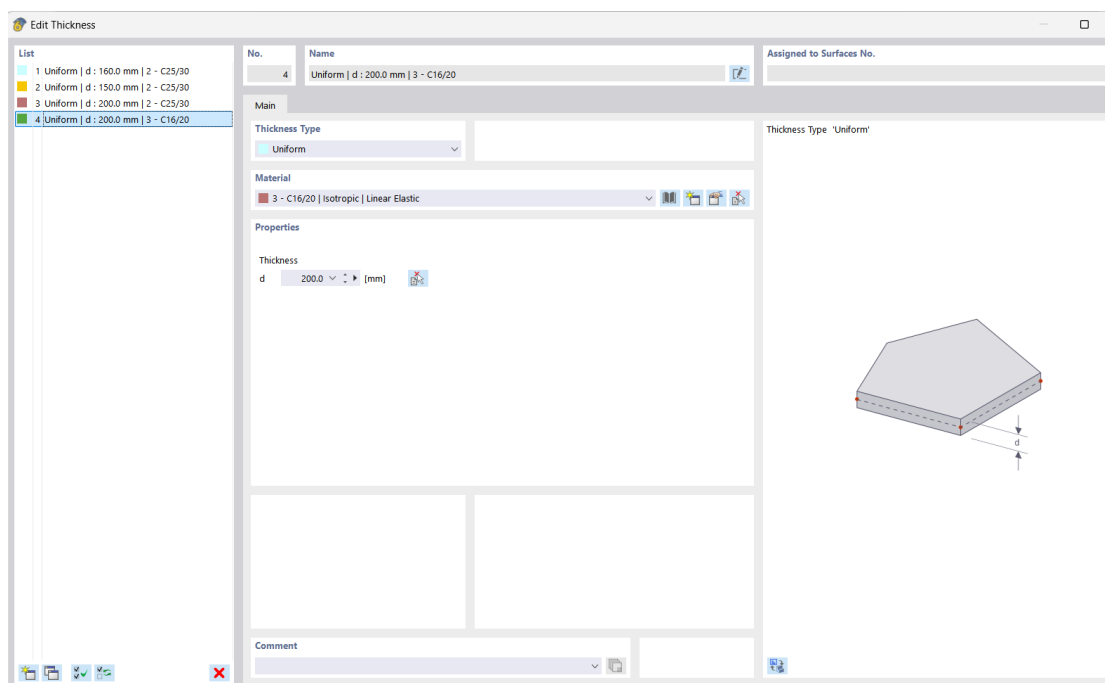
Για την προσομοίωση του φορέα χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα RFEM 6 της εταιρίας Dlubal. Αρχικά, ο σχεδιασμός ξεκίνησε με το περίγραμμα του ισογείου της πρώτης κατοικίας τοποθετώντας σημεία (nodes) στους άξονες x και y σύμφωνα με τις τέσσερες γωνίες σε

αποστάσεις σύμφωνα με τα αρχιτεκτονικά σχέδια. Ξεκινώντας ως αφετηρία το σημείο (0,0) και 1^η γωνία του κτηρίου συνεχίζοντας με τα υπόλοιπα σημεία (4.84,0) (0,5.56) (4.84,5.56).



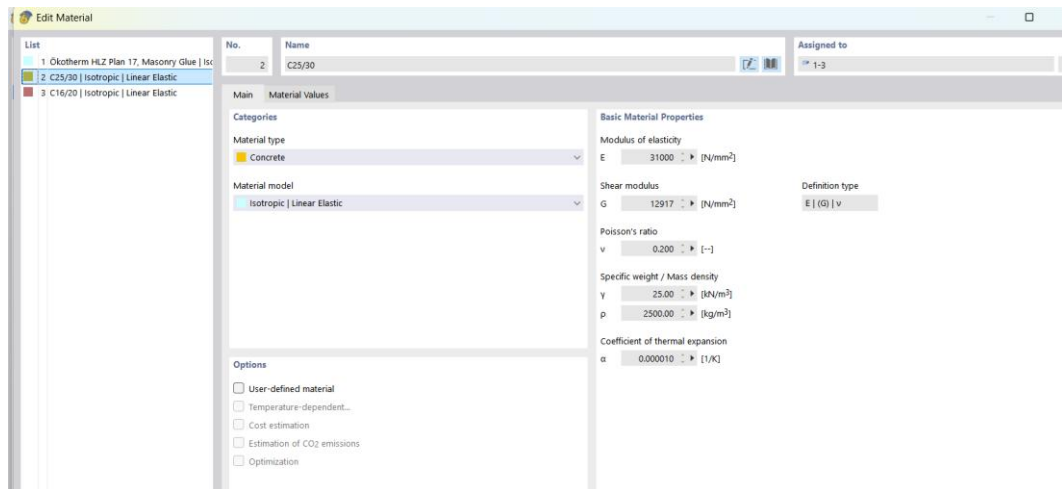
Εικ.29: Δημιουργία των 4 σημείων για την κάτοψη της 1^{ης} κατοικίας

Συνεχίζοντας με την δημιουργία μιας νέας επιφάνειας με πάχος 20cm, υλικό σκυρόδεμα C16/20 και επιλέχθηκαν τα τέσσερα σημεία που σχεδιάστηκαν, για την τοποθέτηση του δαπέδου. Επίσης επιλέγοντας την εντολή στήριξης (support) κι στη συνέχεια άρθρωση (rigid), θεωρούνται οι πλάκες ως επιφάνειες στήριξης και έδρασης. Η επιλογή αρθρώσεων ως μέθοδος στήριξης της κατασκευής έγινε διότι η προσομοίωση έγινε με πραγματικές συνθήκες της κατασκευής, περιορίζοντας τις κινήσεις σε συγκεκριμένα σημεία και επιτρέποντας την ακριβή ανάλυση της κατασκευής υπό διάφορες συνθήκες φόρτισης.

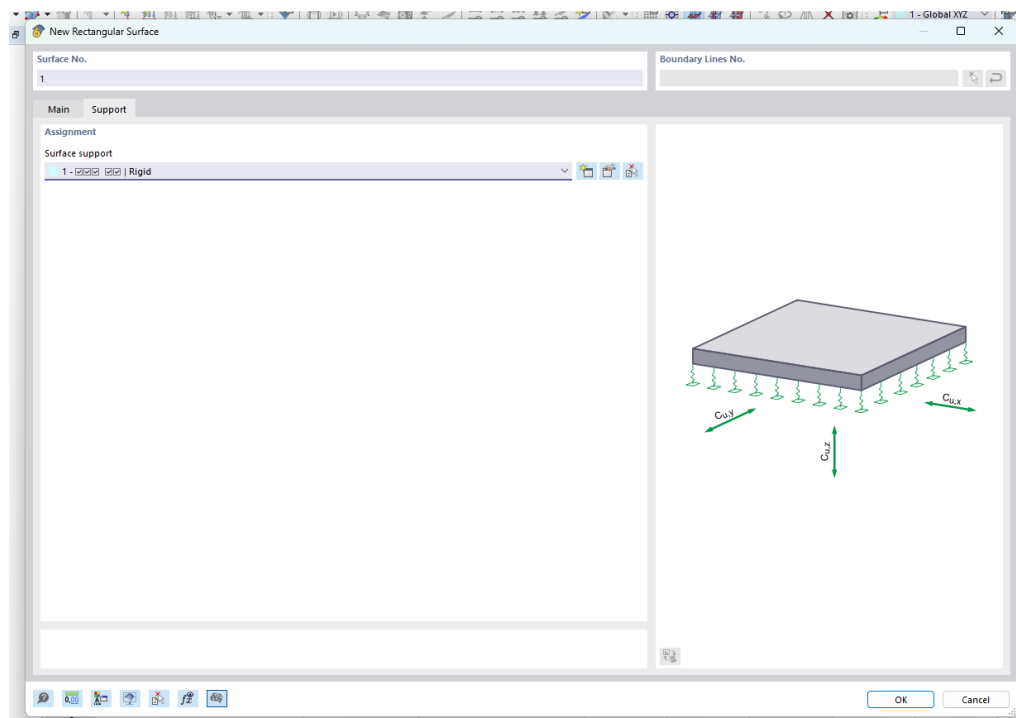


Εικ.30: Δημιουργία πάχους πλάκας 20cm από σκυρόδεμα C16/20

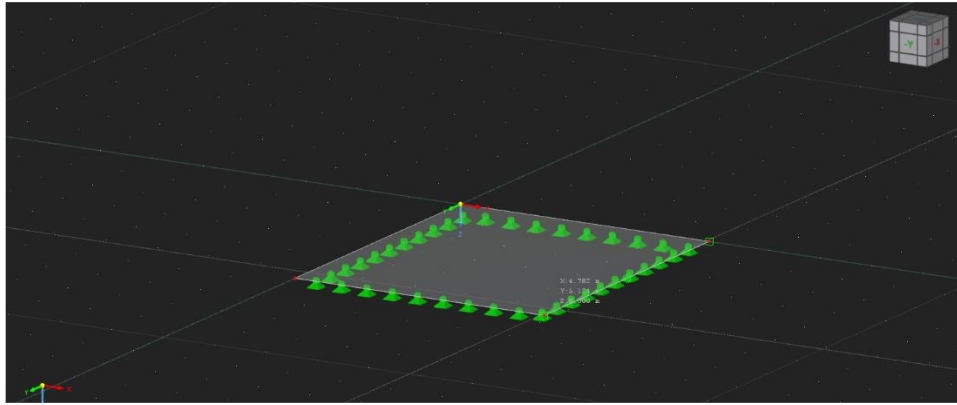
ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗΣ ΕΠΕΚΤΑΣΗΣ ΜΕ ΧΑΛΥΒΑ & ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ



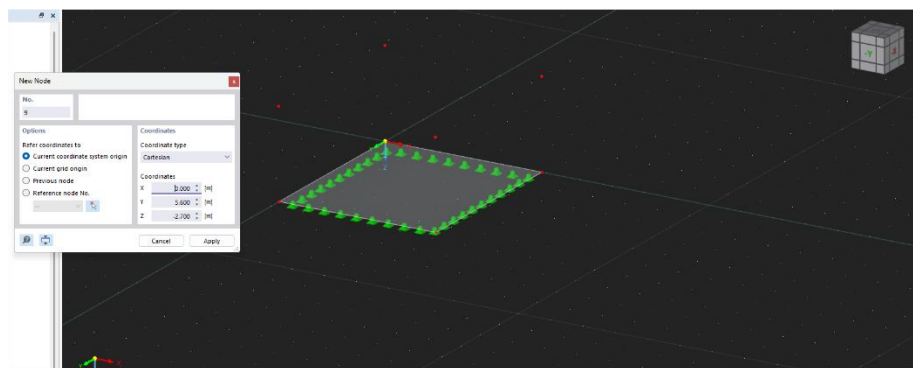
Εικ.31: Επιλογή κι επεξεργασία σκυροδέματος C16/20



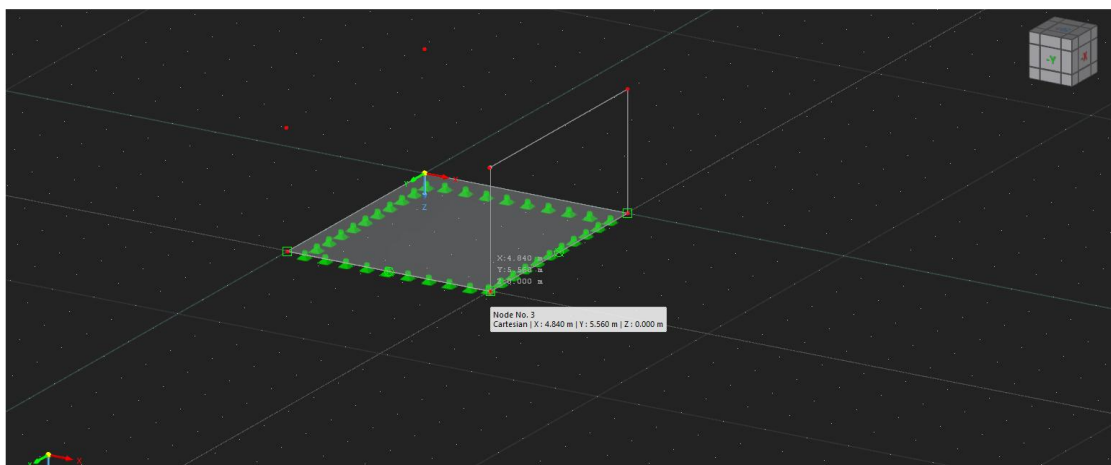
Εικ.32: Επιλογή στηρίξεων (αρθρώσεις) για την πλάκα έδρασης

Εικ.33: Ολοκληρωμένη η πλάκα έδρασης της 1^{ης} κατοικίας

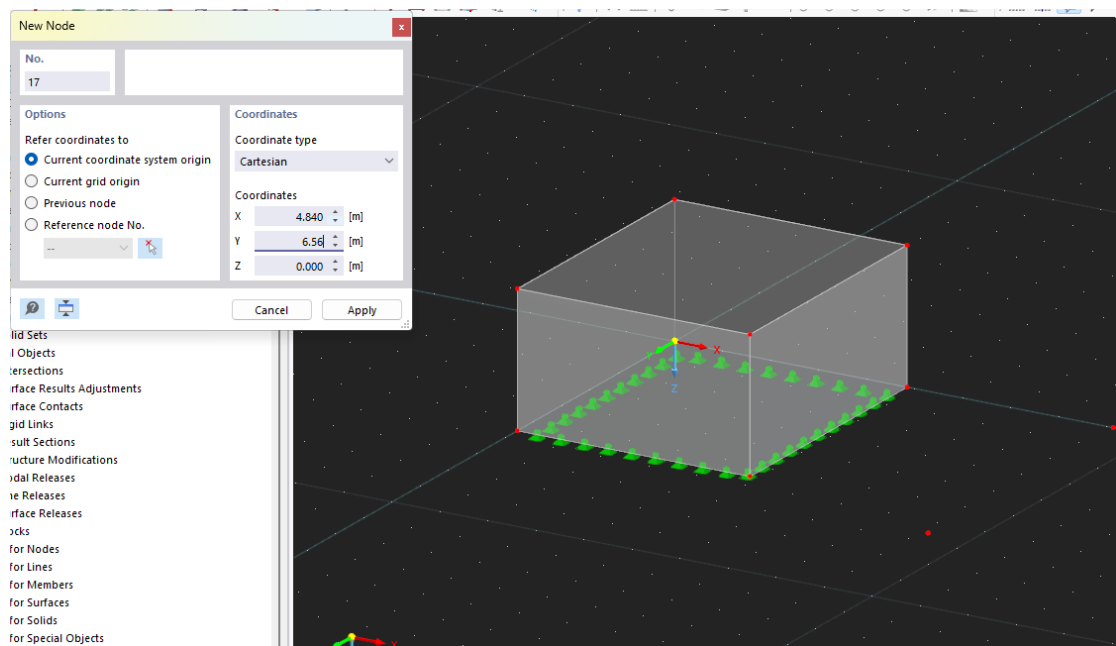
Κατόπιν, σχεδιάστηκαν περιμετρικά τα εξωτερικά σημεία καθ' ύψος σύμφωνα με τις διαστάσεις του σχεδίου πχ (0, 5.6, -2.7) ώστε να ολοκληρωθεί ο πρώτος όροφος και τοποθετήθηκαν οι τοίχοι από σκυρόδεμα.



Εικ.34: Δημιουργία σημείων για την εξωτερική τοιχοποιία

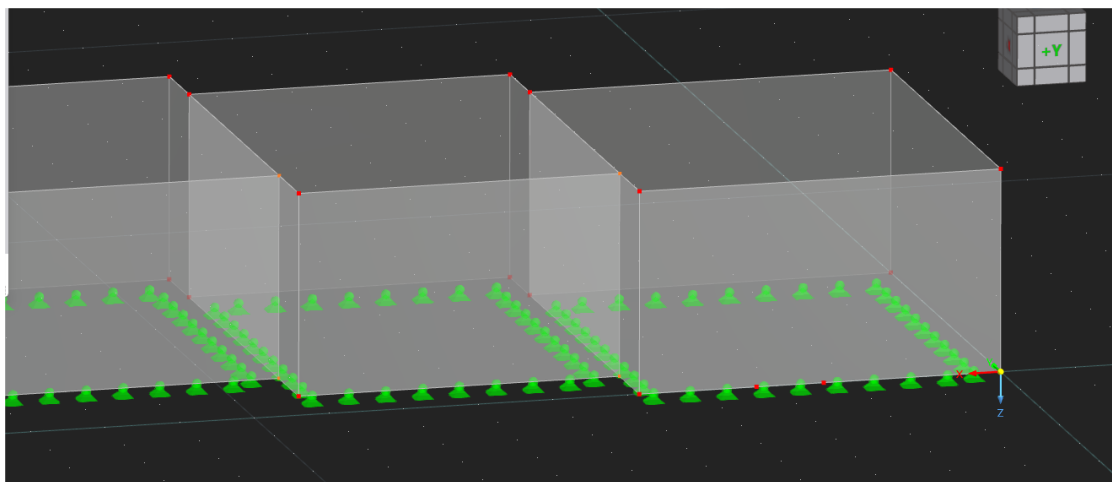


Εικ.35: Σχεδιασμός τοιχείων περιμετρικά της κατοικίας



Εικ.36: Ολοκλήρωση ισογείου της 1ης κατοικίας

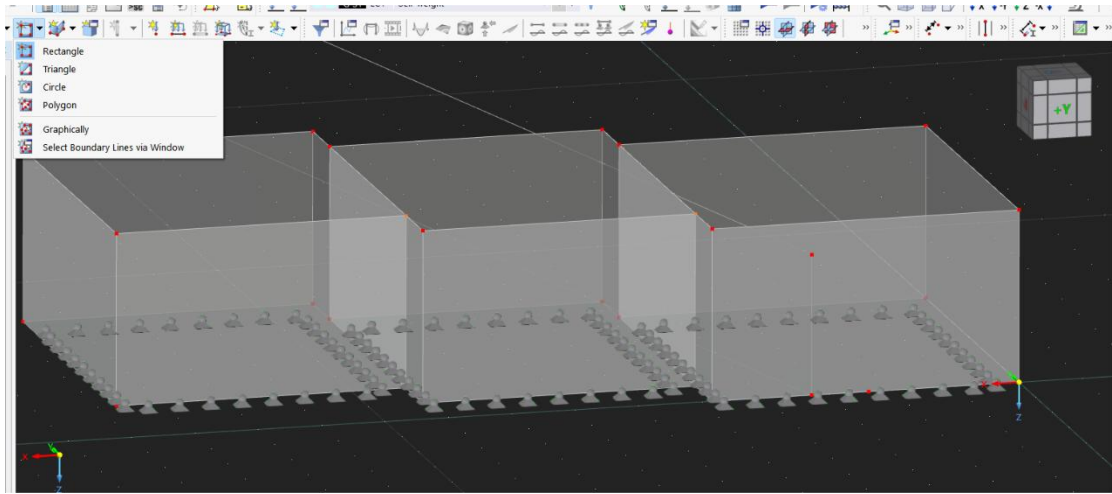
Η ίδια μεθοδολογία ακολουθήθηκε ώστε να σχεδιαστούν και οι επόμενες δύο κατοικίες. Ιδιαίτερη προσοχή στις εσοχές-προεξοχές κατά 1m για την δεύτερη κατοικία και κατά 2m στην τρίτη.



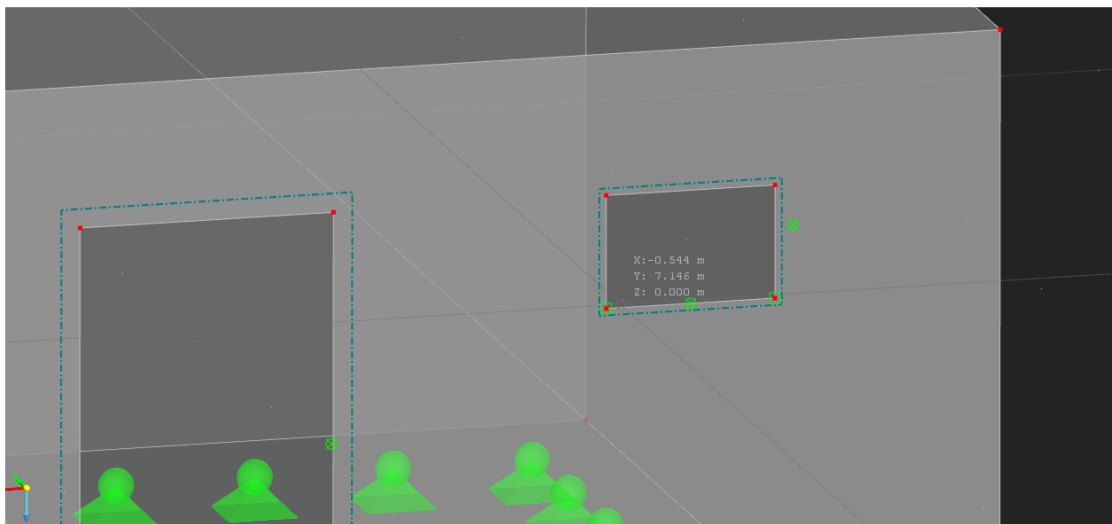
Εικ.37: Ολοκλήρωση σχεδιασμού ισογείου του κτηρίου

Για την ολοκλήρωση του ισογείου, σχεδιάστηκαν τα ανοίγματα δηλαδή θέσεις πόρτας και παραθύρων. Οι διαστάσεις των εξωτερικών πορτών είναι 0.90×2.20 και των εσωτερικών $0.70-0.80 \times 2.20$, αντίστοιχα των παραθύρων για το ισόγειο 0.60×0.60 , 1.8×0.9 και στους ορόφους 1.7×2.2 . Όπως και στην αρχή, εντοπίστηκαν τα σημεία των οπών από τα αρχιτεκτονικά σχέδια και τοποθετήθηκαν στο χώρο, κατόπιν με την εντολή νέο άνοιγμα (new

rectangular opening) και την επιλογή του σχήματος που είναι η οπή όπως ορθογώνια, τετράγωνη, τριγωνική ή πολυγωνική και επιλέχθηκαν τα περιμετρικά σημεία της οπής.



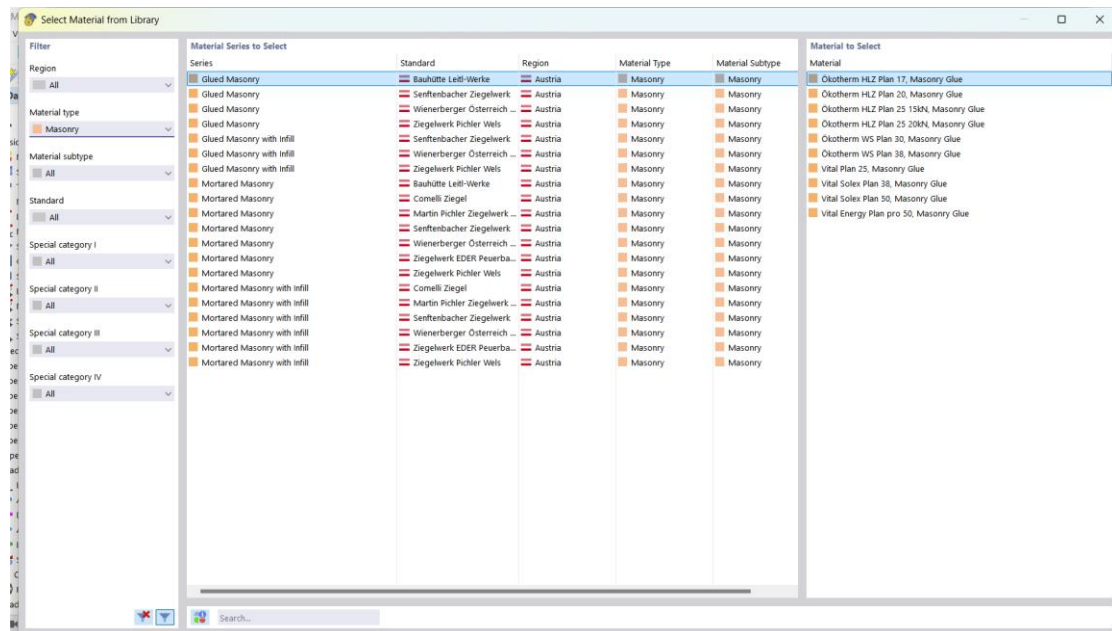
Εικ.38: Δημιουργία σημείων για οπή πόρτας



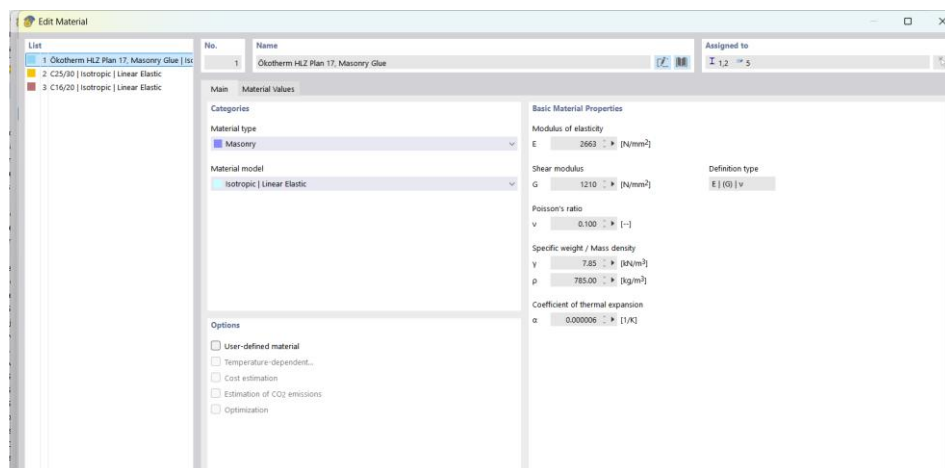
Εικ.39: Οπές πόρτας και παραθύρου

Επίσης, για την δημιουργία της εσωτερικής τοιχοποιίας και των αντίστοιχων ανοιγμάτων, ακολουθήθηκε η ίδια μεθοδολογία. Για την διευκόλυνση, δημιουργίας ανοιγμάτων ορίστηκαν νέα τοπικά συστήματα αναφοράς (οι άξονες u, w, v), στα τοιχία όπου τοποθετήθηκαν τα ανοίγματα σχεδιασμού.

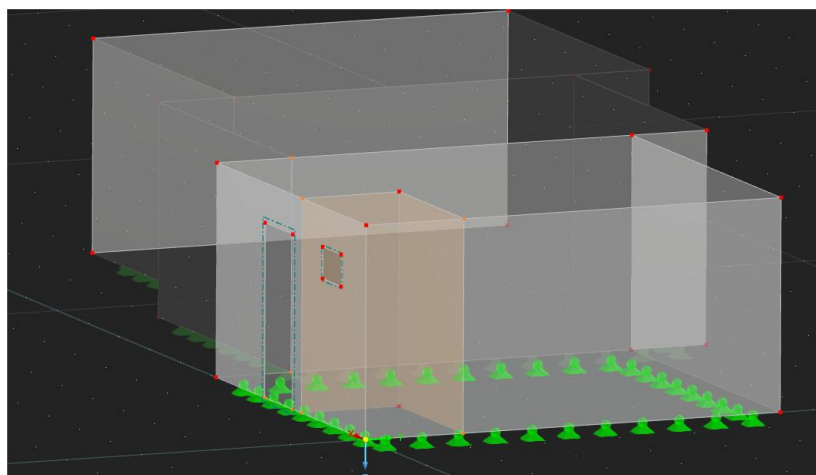
ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗΣ ΕΠΕΚΤΑΣΗΣ ΜΕ ΧΑΛΥΒΑ & ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ



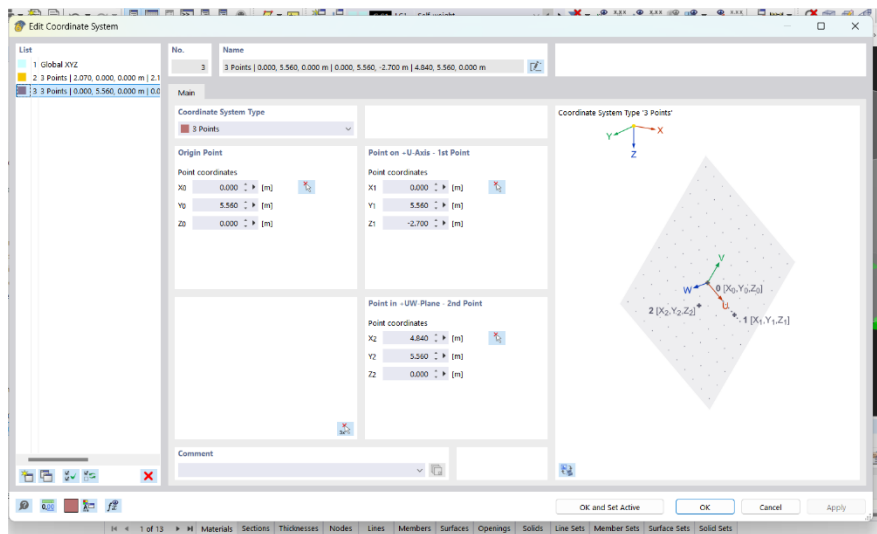
Εικ.40: Επιλογή υλικού πλήρωσης τοιχοποιίας από την βιβλιοθήκη του προγράμματος



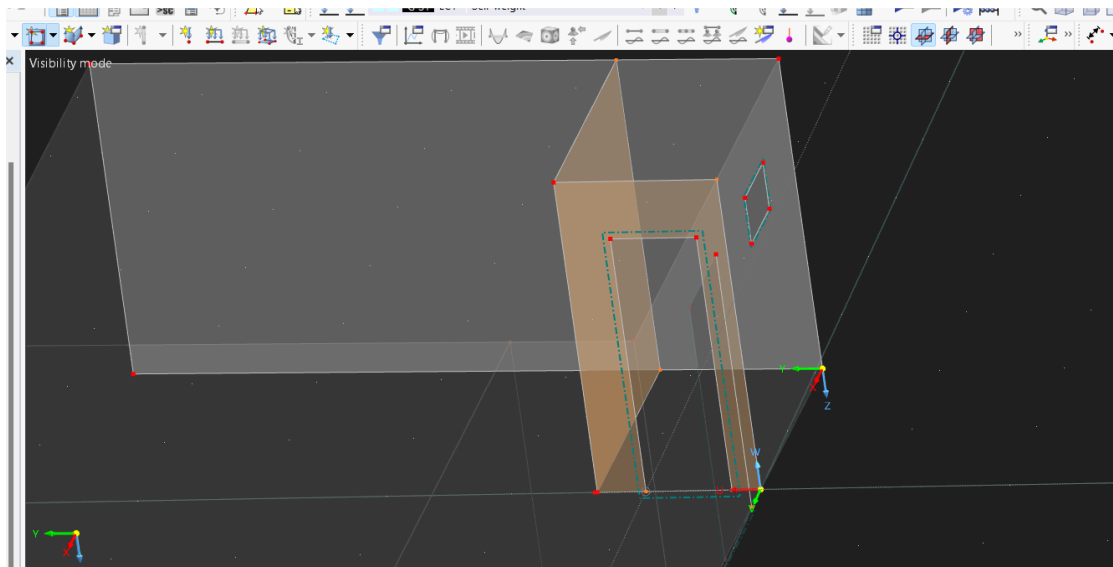
Εικ.41: Επιλογή κι επεξεργασία χαρακτηριστικών οπτόπλινθων



Εικ.42: Σχεδιασμός εσωτερικής τοιχοποιίας για αποθήκη στο ισόγειο

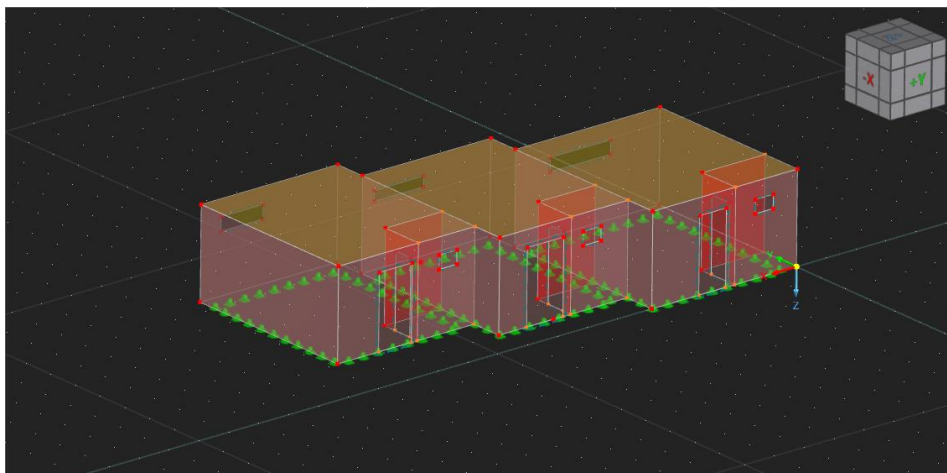


Εικ.43: Επιλογή 3 σημείων για τη δημιουργία τοπικών αξόνων

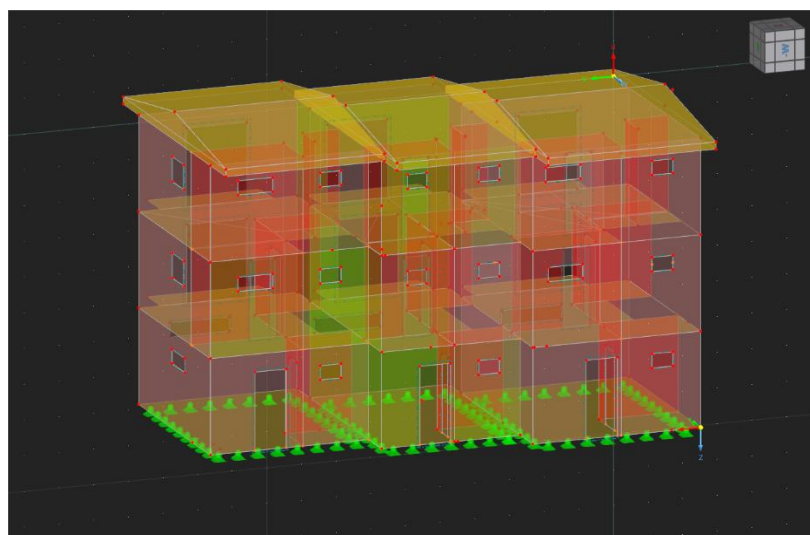


Εικ.44: Σχεδιασμός οπής για την εσωτερική πόρτα

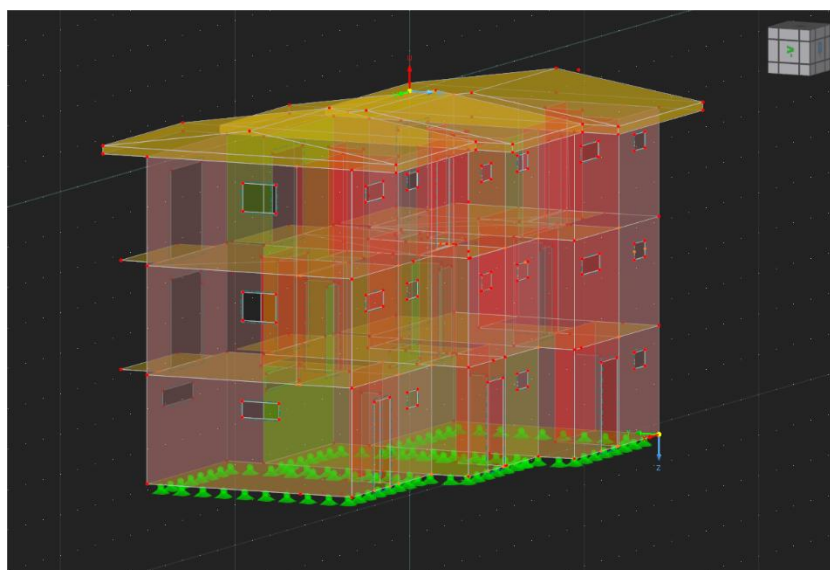
Ο τελικός τρισδιάστατος φορέας ολοκληρώνεται από τη δημιουργία των 3 ορόφων και της στέγης ακολουθώντας την άνω σχεδίαση. Το ύψος της στέγης είναι 0.8m.



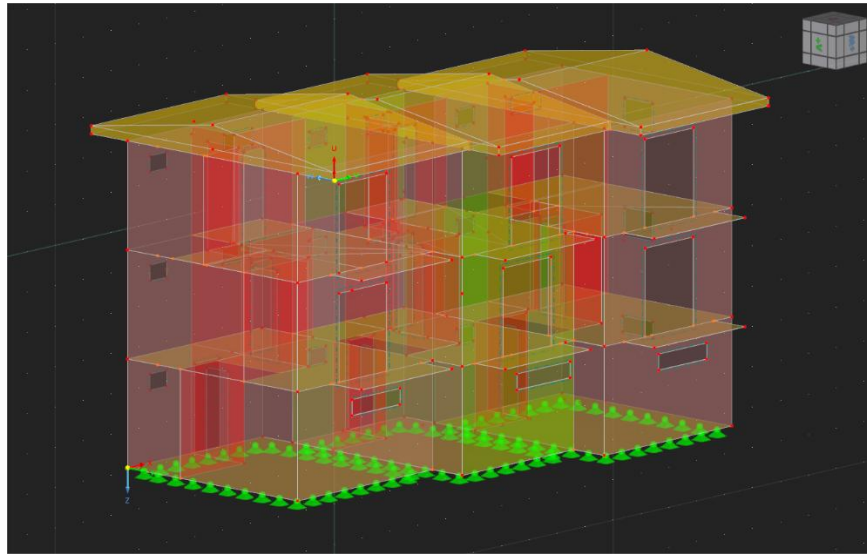
Εικ.45: Ολοκλήρωση σχεδιασμού του ισογείου ορόφου του κτηρίου



Εικ. 46: Ολοκλήρωση σχεδιασμού υφιστάμενου κτηρίου (πίσω όψη)



Εικ. 47: Ολοκλήρωση σχεδιασμού υφιστάμενου κτηρίου (πλαινή όψη)



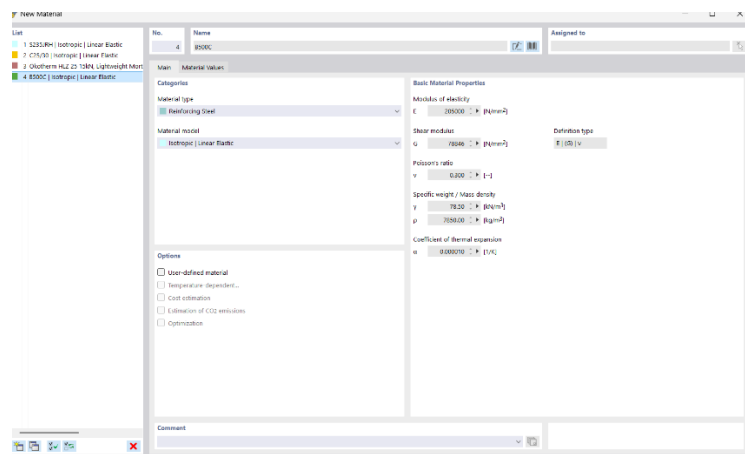
Εικ. 48: Ολοκλήρωση σχεδιασμού υφιστάμενου κτηρίου (έμπροσθεν όψη)

Πιν.5: Επιλογή υλικών σχεδιασμού στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων Rfem6, Dlubal

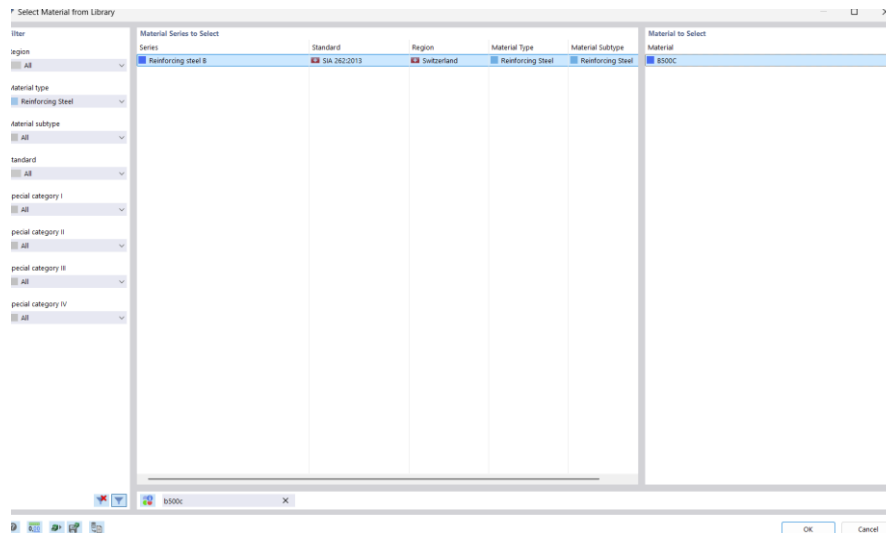
Υλικό	
Σκυρόδεμα	C16/20
Χάλυβας οπλισμού	B500C
Τοιχοποιία	Okotherm HLZ 15KN lightweight 600kg/m ³

3.3 Τοποθέτηση οπλισμού στον φορέα

Με βάση τους ξυλότυπους τοποθετήθηκαν οι οπλισμοί στον υφιστάμενο φορέα. Αρχικά δημιουργώντας το υλικό χάλυβα κατηγορίας B500C, ο οποίος θα χρησιμοποιηθεί ως χάλυβας οπλισμού.

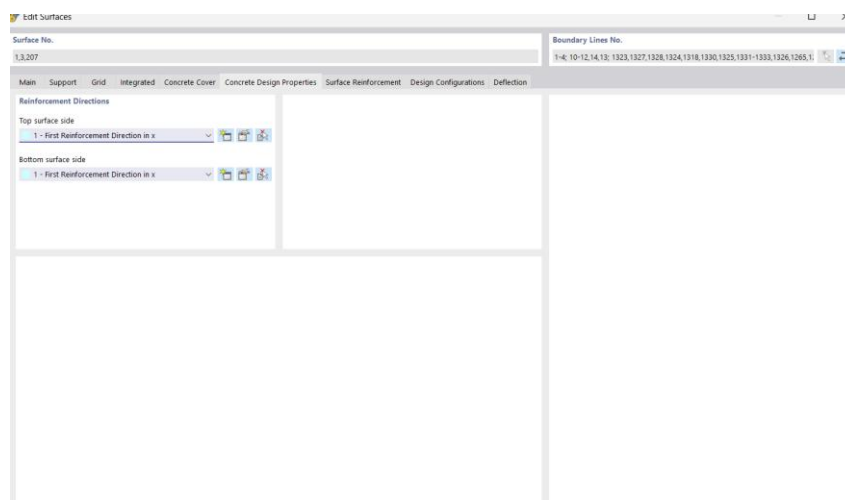


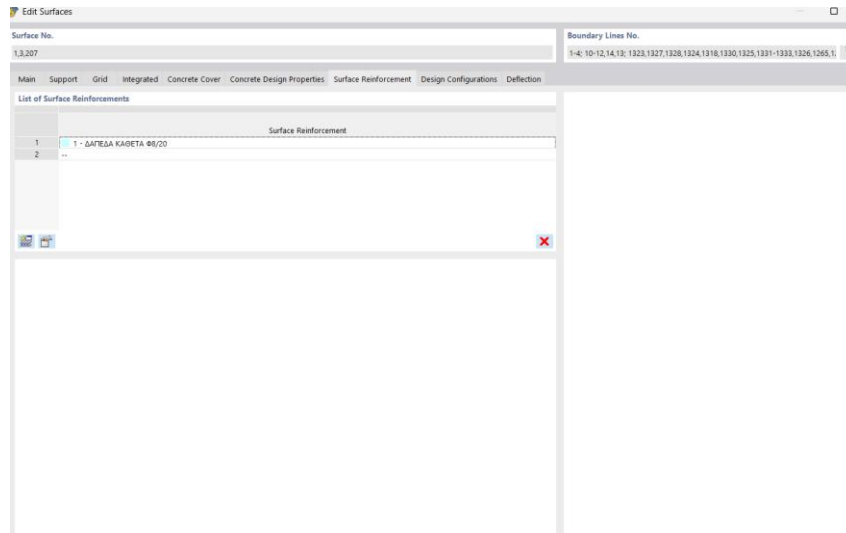
Εικ. 49: Επιλογή υλικού χάλυβα για τους οπλισμούς



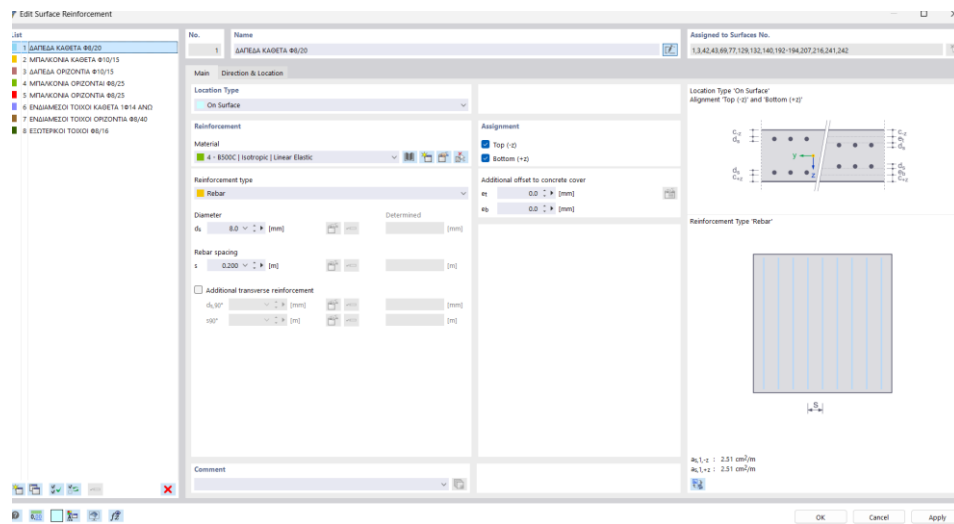
Εικ. 50: Επιλογή χάλυβα B500C από την βιβλιοθήκη των υλικών

Στην συνέχεια, έγινε επιλογή σε ποια στοιχεία του φορέα (δάπεδα, τοίχους) από οπλισμένο σκυρόδεμα θα τοποθετηθούν οι οπλισμοί. Για αρχή τα δάπεδα του ισογείου επεξεργάστηκαν στις καρτέλες Ιδιότητες σχεδιασμού σκυροδέματος (Concrete design properties), ενίσχυση επιφάνειας (Surface reinforcement). Στην καρτέλα Ιδιότητες σχεδιασμού σκυροδέματος (Concrete design properties) επιλέχθηκε η διεύθυνση x για την τοποθέτηση των χαλύβων κάθετα. Στην συνέχεια, στην καρτέλα ενίσχυση επιφάνειας (Surface reinforcement) θα τοποθετήθηκε ο οπλισμός. Δημιουργήθηκαν διάφοροι επιλογές οπλισμού ανάλογα την διάμετρο και την απόσταση μεταξύ τους. Παράδειγμα στα δάπεδα του ισογείου υπάρχουν κάθετοι και οριζόντιοι οπλισμοί $\Phi 8/20$. Για την τοποθέτηση του οπλισμού εγκάρσια επιλέχθηκε η επιλογή πρόσθετη εγκάρσια ενίσχυση (Additional transverse reinforcement) και συμπληρώθηκε η διατομή του χάλυβα οπλισμού και η απόσταση μεταξύ τους.

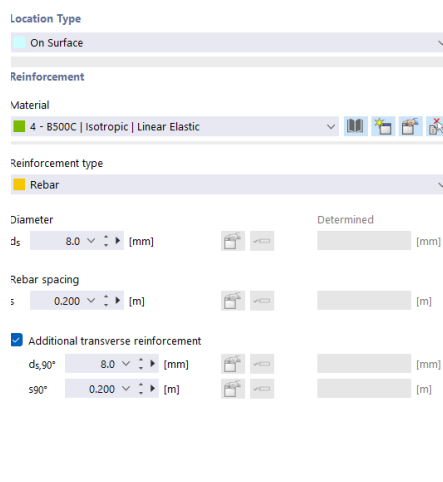
Εικ. 51: Καρτέλα με τις ιδιότητες σχεδιασμού σκυροδέματος επιλέγοντας τον άξονα x



Εικ. 52: Καρτέλα οπλισμού επιφανειών όπου επιλέγουμε τον οπλισμό

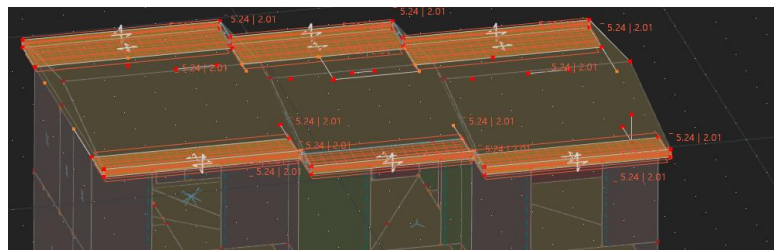


Εικ.53: Δημιουργία διαφορετικών τύπων οπλισμών ανάλογα την διάμετρο και την απόσταση μεταξύ τους

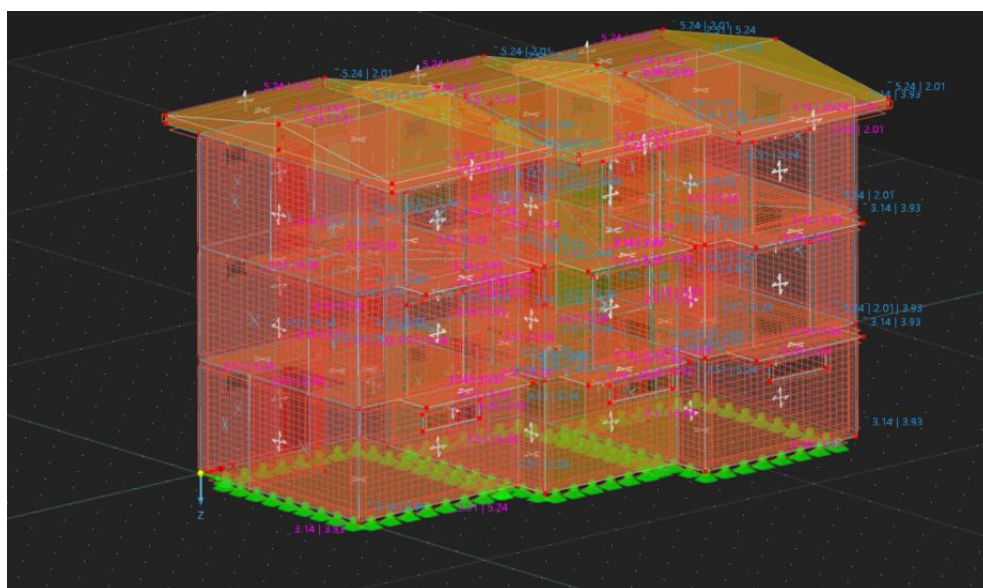


Εικ.54: Ορισμός οπλισμού κατά 90°

Για τον οπλισμό των δαπέδων στους υπόλοιπους ορόφους, ακολουθήθηκε η ίδια διαδικασία τοποθέτησης των οπλισμών όπως και στα μπαλκόνια. Για τα μπαλκόνια χρειάστηκαν οπλισμοί $\Phi 10/25$ ως κάθετοι και $\Phi 8/25$ οριζόντιοι. Για την τοποθέτηση οπλισμών στους εσωτερικούς τοίχους μεταξύ των κατοικιών χρησιμοποιήθηκαν χάλυβας $\Phi 8/40$ και άνω $1\Phi 14$. Στον φορέα υπάρχουν σημεία όπου οι δύο πλάκες συνδέονται με οπλισμό για παραπάνω ενίσχυση. Αυτό υφίσταται μεταξύ των εσωτερικών τοιχίων όπου τοποθετείται οπλισμός $\Phi 8/40$ και μεταξύ των πλακών με τα μπαλκόνια με $\Phi 10/15$.



Εικ.55: Οπλισμοί στους εξώστες



Εικ. 56: Τοποθέτηση οπλισμών σε όλο το φορέα

3.4 Φορτία

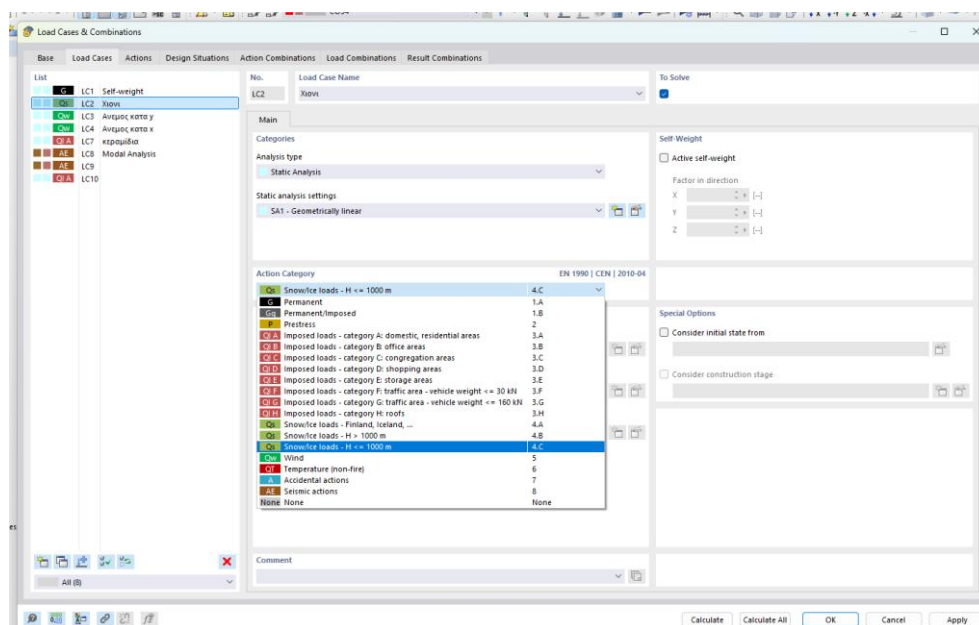
Το RFEM 6 επιτρέπει την εύκολη και ακριβή τοποθέτηση αυτών των φορτίων στον φορέα, είτε μέσω προκαθορισμένων φορτίων από τη βιβλιοθήκη του προγράμματος είτε με τη

δημιουργία εξειδικευμένων φορτίων ανάλογα με τις ανάγκες της συγκεκριμένης κατασκευής και τοπικής γεωγραφίας.

3.4.1 Φορτίο χιονιού

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1.3, το υψόμετρο του κτηρίου είναι στα 0m διότι είναι δίπλα στη θάλασσα άρα $H < 1000\text{m}$. Επίσης εντάσσεται στη ζώνη Β καθώς βρίσκεται στο νομό Χαλκιδικής. Επομένως, το χαρακτηριστικό φορτίο χιονιού σύμφωνα με τον πίνακα είναι $s_k = 0.81\text{kPa}$, συντελεστής έκθεσης $c_e = 0.80$ και θερμικός συντελεστής $c_t = 1.00$. [21]

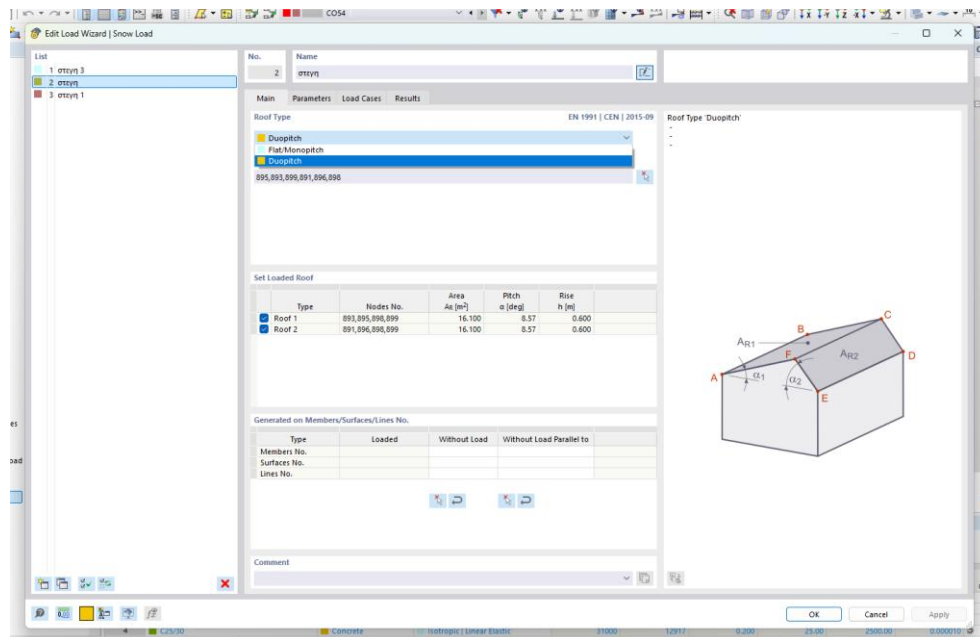
Ξεκινώντας από τη δημιουργία ενός νέου φορτίου (new load cases) και επιλέχθηκε φορτίο για υψόμετρο $H < 1000\text{m}$.



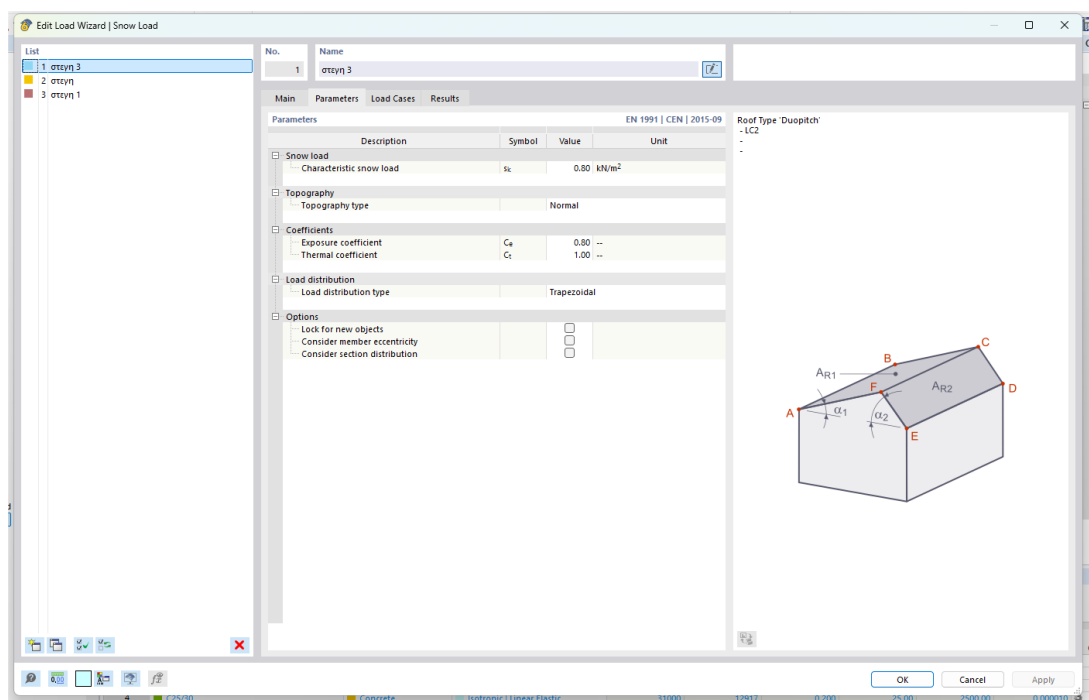
Εικ.57: Επιλογή φορτίου χιονιού για $H < 1000\text{m}$

Στην συνέχεια, επιλέχθηκε η δίρριχτη στέγη με παραμέτρους s_k , c_e , c_t . Τα σημεία σύμφωνα με το σχήμα της εικόνας 58 ήταν οδηγοί για τη τοποθέτηση του φορτίου και το πρόγραμμα DLUBAL RFEM 6 υπολογίζουν αυτόματα οι συνδυασμοί φορτίων. Γίνεται επανάληψη της διαδικασίας και στις τρεις στέγες

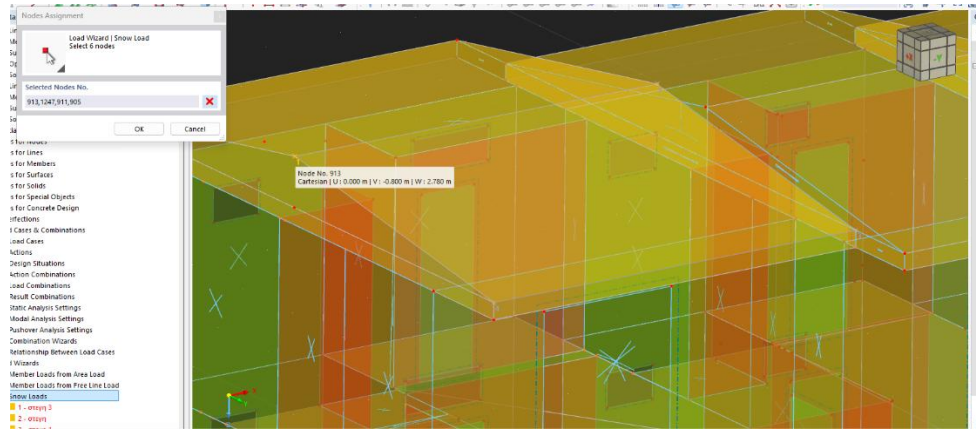
ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗΣ ΕΠΕΚΤΑΣΗΣ ΜΕ ΧΑΛΥΒΑ & ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ



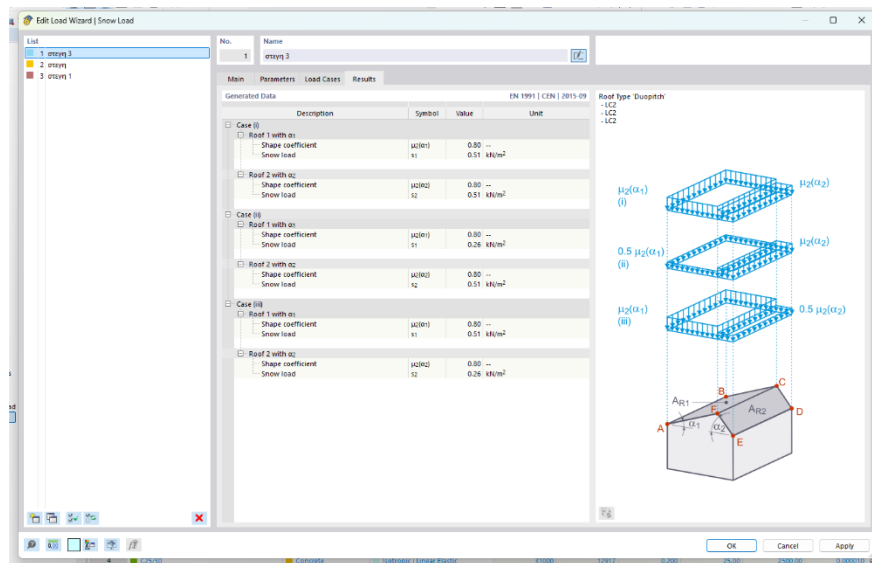
Εικ.58: Επεξεργασία οδηγού φόρτισης χιονιού για δίρριχτη στέγη



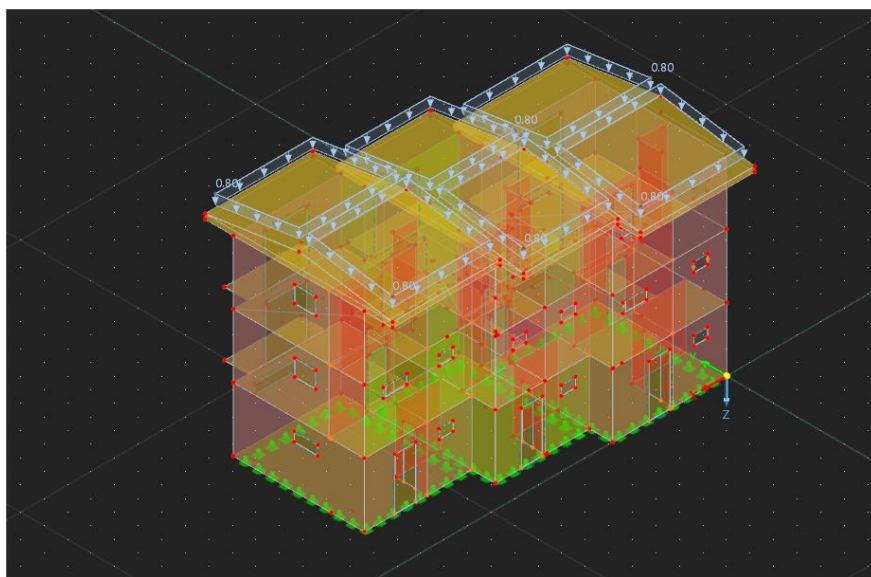
Εικ.59: Χαρακτηριστικές παράμετροι χιονιού



Εικ.60: Επιλογή σημείων στέγης για τοποθέτηση φορτίου χιονιού



Εικ.61: Συνδυασμοί φορτίσεων χιονιού

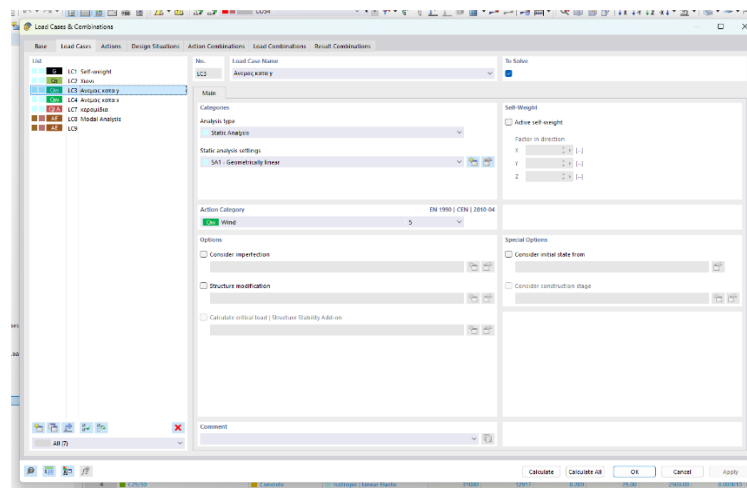


Εικ.62: Τελική τοποθέτηση του φορτίου χιονιού σε όλη την επιφάνεια των στεγών

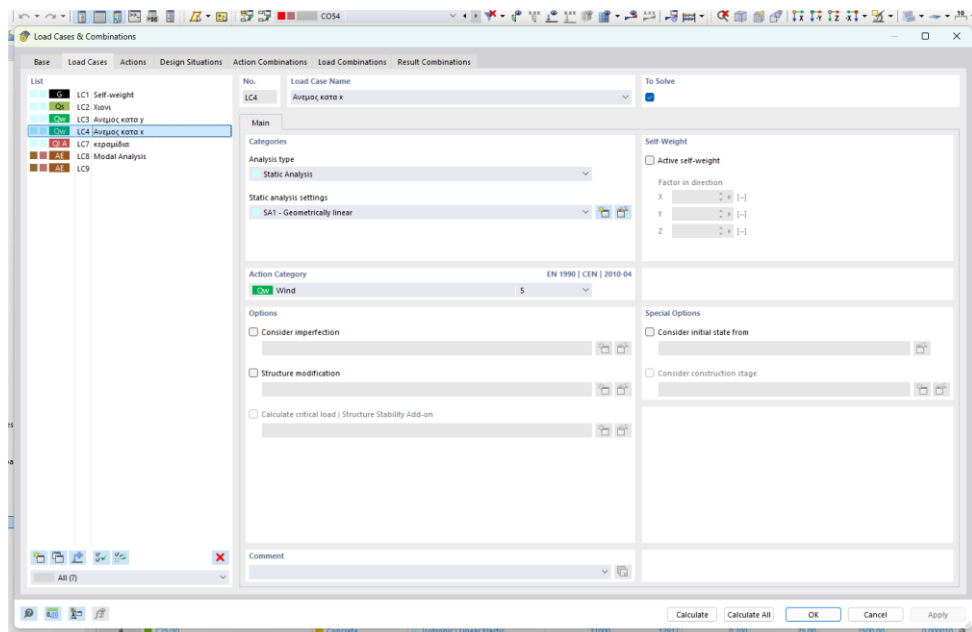
3.4.2 Φορτίο ανέμου

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1.4 παράρτημα 2, η θεμελιώδης βασική ταχύτητα ανέμου είναι $v_{b,0}=33\text{m/s}$ διότι βρίσκεται ο φορέας σε απόσταση έως 500m από τη παραλία. Το συνολικό ύψος του φορέα είναι 8.9m συμπεριλαμβανομένου κι την στέγη. Επίσης, για το προσδιορισμό της τραχύτητας του εδάφους σύμφωνα με το Ευρωκώδικα 1.3 το κτήριο ανήκει στην κατηγορία εδάφους 0. Επίσης ισχύουν οι παραμέτροι: $c_o=c_{dir}=1, k_r=0.19$. [21]

Για τη δημιουργία ενός νέου φορτίου (new load cases) επιλέχθηκε ο άνεμος ως φορτίο και για τους δύο άξονες (x και y).

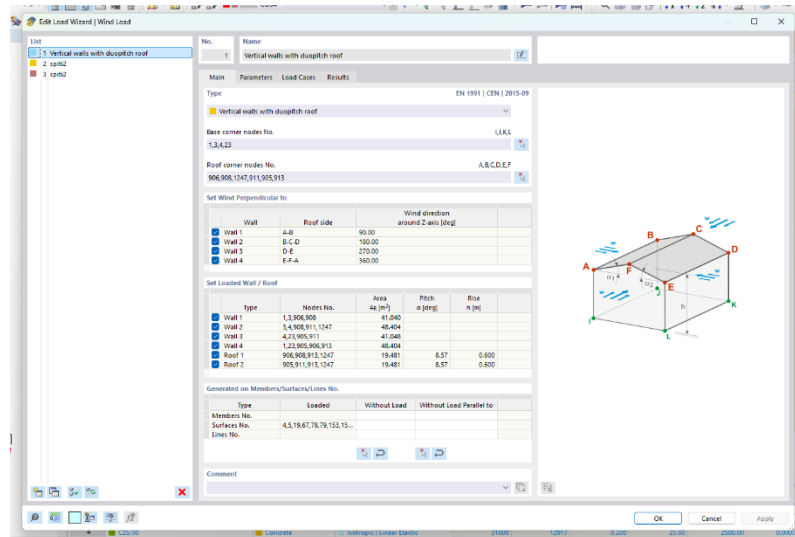


Εικ.63: Δημιουργία φορτίου ανέμου στον άξονα y

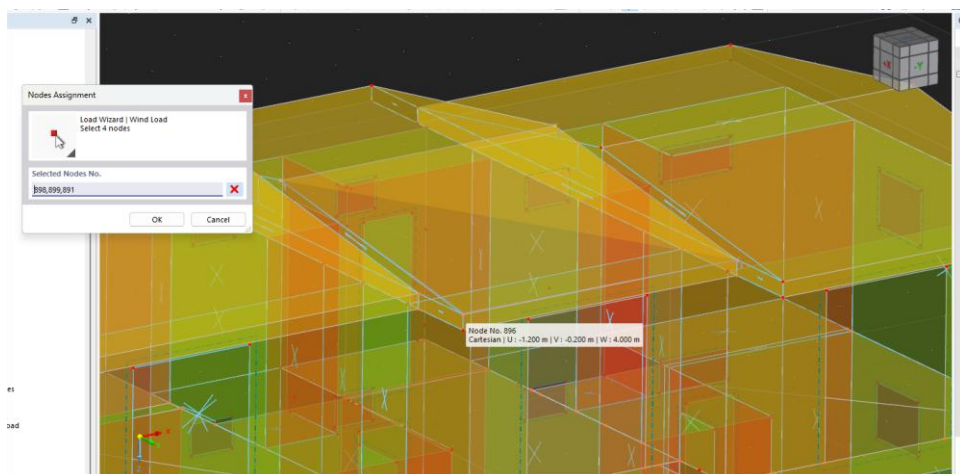


Εικ.64: Δημιουργία φορτίου ανέμου στον άξονα x

Κατόπιν, επιλέχθηκε η δίρριχτη στέγη με παραμέτρους v_b, c_o, c_{dir}, k_r . Επιλέγοντας τα σημεία σύμφωνα με το σχήμα της εικόνας 65 για τοποθέτηση του φορτίου στην στέγη αλλά κι τα σημεία στα θεμέλια για να αναγνωριστούν οι εσοχές-προεξοχές και το πρόγραμμα Rfem 6 υπολογίζει αυτόματα τους συνδυασμούς φορτίων. Η ίδια διαδικασία πραγματοποιήθηκε στις 3 στέγες.

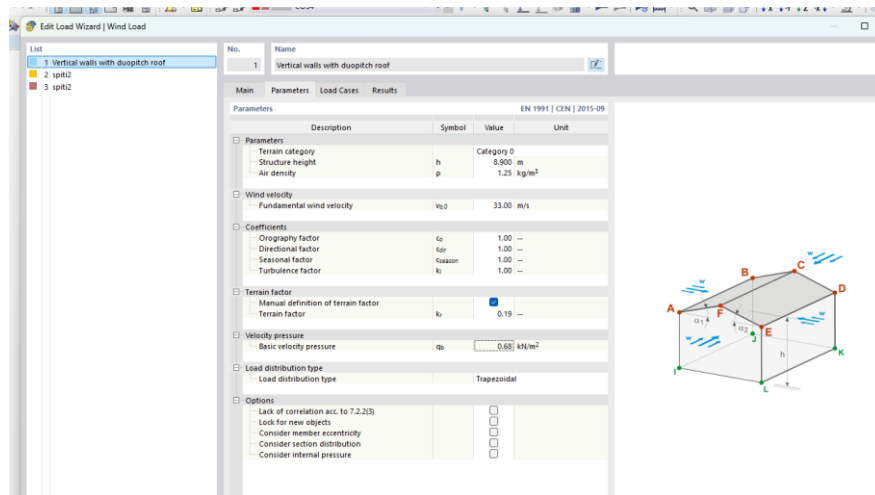


Εικ.65: Επεξεργασία οδηγού φόρτισης ανέμου για δίρριχτη στέγη

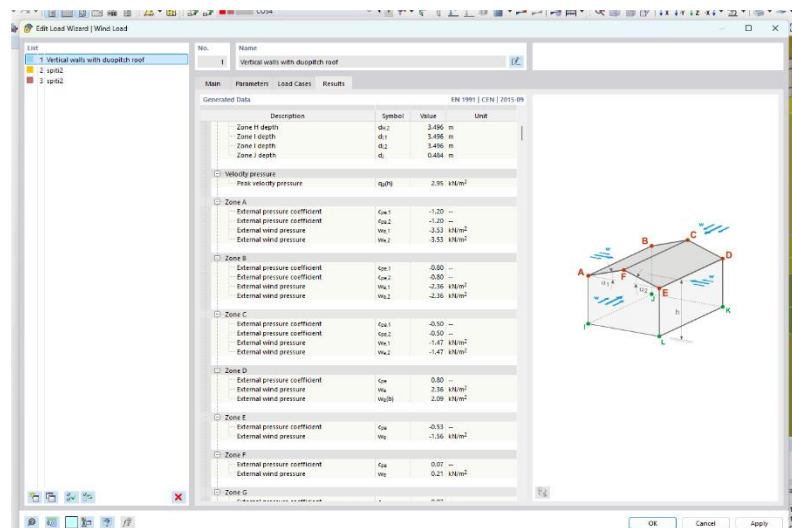


Εικ.66: Επιλογή σημείων στέγης για τοποθέτηση φορτίου ανέμου

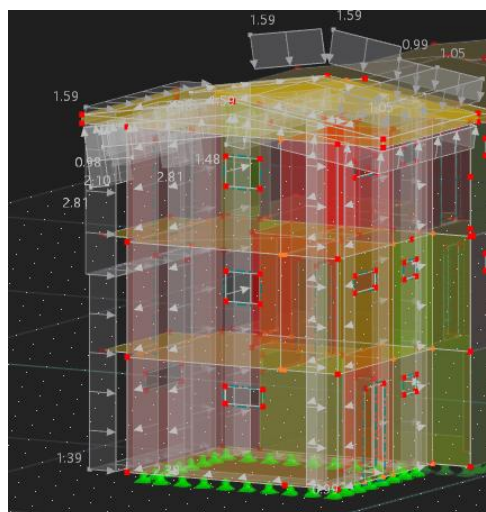
ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗΣ ΕΠΕΚΤΑΣΗΣ ΜΕ ΧΑΛΥΒΑ & ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ



Εικ.67: Χαρακτηριστικές παράμετροι ανέμου



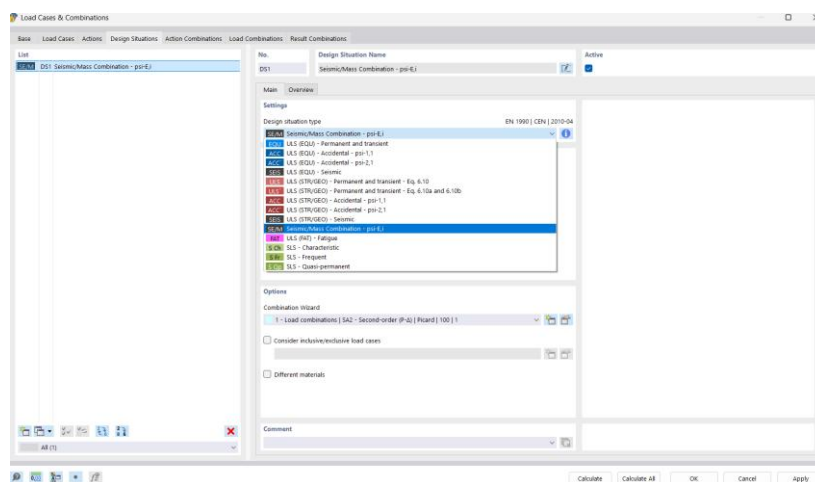
Εικ.68: Συνδυασμοί φορτίσεων ανέμου



Εικ.69: Τοποθέτηση ανέμου στον άξονα χ στον φορέα

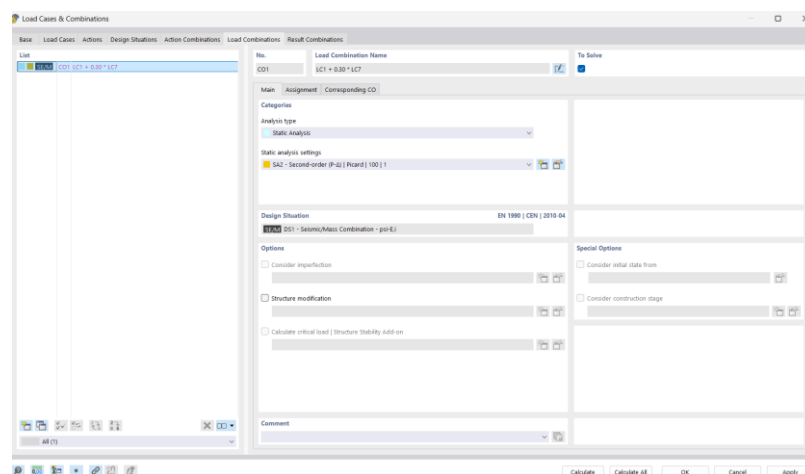
3.4.3 Σεισμικά φορτία

Για την ανάλυση των σεισμικών φορτίων στο πρόγραμμα Dlubal RFEM 6 χρειάζεται η δημιουργία μιας νέας κατάστασης σχεδιασμού (Design Situation) που βρίσκεται στην καρτέλα με τον σχεδιασμό φορτίων και συνδυασμών (Load Cases and Combinations). Επιλέχθηκε ο συνδυασμός μάζας με σεισμικά φορτία (εικ.70). Ο σχεδιασμός αυτός θα βοηθήσει στην συνέχεια στην ανελαστική ανάλυση (Pushover Analysis). $\Sigma_{j \geq 1} G_{k_j} + \Sigma_{i \geq 1} \psi_{E,i} Q_{k_i}$ και $\psi_{E,i} = \varphi \psi_{2,i}$. Όπου G_{k_j} μόνιμες δράσεις, Q_{k_i} μεταβλητές δράσεις, φ συντελεστής σύμφωνα με EC8 για $\psi_{2,i}$ σταθερός συντελεστής. [4]



Εικ.70: Δημιουργία κατάστασης σχεδιασμού για σεισμικά φορτία με συνδυασμό την μάζα

Στην συνέχεια, δημιουργήθηκε ο συνδυασμός φορτίων σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, που θα αναλυθεί. Από τα φορτία που υπάρχουν στο φορέα για τη σεισμική ανάλυση χρειάζονται η μάζα και το βάρος των κεραμιδιών, τα υπόλοιπα φορτία δεν προσμετρώνται στις σεισμικές αναλύσεις. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, ο συνδυασμός που προκύπτει είναι $W+0.3W_{\text{κεραμιδιών}}$. [4]



Εικ.71: Συνδυασμός φορτίων για σεισμική ανάλυση

3.4.4 Συνδυασμός φορτίων

Μετά την τοποθέτηση όλων των φορτίων σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, όπως τα μόνιμα φορτία (π.χ., το βάρος της κατασκευής και των μόνιμων στοιχείων), τα κινητά φορτία (π.χ., χρήστες, έπιπλα, εξοπλισμός), τα φορτία ανέμου και τα φορτία χιονιού, το πρόγραμμα δημιουργεί συνδυασμούς φορτίων. Αυτοί οι συνδυασμοί φορτίων χρησιμοποιούνται για να αναλυθούν οι διάφορες οριακές καταστάσεις της κατασκευής. Συγκεκριμένα, το πρόγραμμα πραγματοποιεί αναλύσεις σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 0 (ορισμός φορτίων), Ευρωκώδικα 2 για το σκυρόδεμα και Ευρωκώδικα 3 για τον χάλυβα, για τις Οριακές Καταστάσεις Αντοχής (ULS Characteristic-Frequent), που εξετάζουν τη δυνατότητα της κατασκευής να αντέξει σε ακραία φορτία, και τις Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας (SLS Characteristic), οι οποίες διασφαλίζουν ότι η κατασκευή δεν θα παρουσιάσει υπερβολικές παραμορφώσεις ή ανεπιθύμητες επιπτώσεις στη λειτουργικότητά της. Επιπλέον, το πρόγραμμα εξετάζει τις Συχνές Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας (SLS Frequent), για να εξασφαλίσει ότι η κατασκευή θα παραμείνει λειτουργική και άνετη υπό συνήθεις συνθήκες φόρτισης, όπως είναι τα κανονικά φορτία χρήσης και οι καθημερινές κλιματικές μεταβολές. Η προσομοίωση αυτών των συνδυασμένων φορτίων και οριακών καταστάσεων επιτρέπει την αξιολόγηση της συμπεριφοράς της κατασκευής υπό διαφορετικές συνθήκες, διασφαλίζοντας την ασφάλεια, την αντοχή και την άνεση των χρηστών της. Στις προσομοιώσεις που πραγματοποιήθηκαν στη παρούσα διπλωματική χρησιμοποιήθηκαν οι παρακάτω 52 συνδυασμοί φορτίων, οι οποίοι διαχωρίστηκαν σε 3 πίνακες ανάλογα τις αναλύσεις (ULS, SLS Characteristic, SLS Frequent) όπου LC1: ίδιον βάρος, LC2: φορτίο χιονιού, LC3: φορτίο ανέμου κατά y, LC4: φορτίο ανέμου κατά x, LC5: φορτίο κεραμιδιών. [20,21]

Πιν.6: Συνδυασμός φορτίων για ανάλυση στην οριακή κατάσταση αντοχής

Αριθμός συνδυασμού φορτίων	Συνδυασμός φορτίων
CO1	$1.35 \cdot LC1$
CO2	$1.50 \cdot LC3 + 1.35 \cdot LC1$
CO3	$1.50 \cdot LC4 + 1.35 \cdot LC1$
CO4	$1.50 \cdot LC3 + 0.75 \cdot LC2 + 1.35 \cdot LC1$
CO5	$1.50 \cdot LC3 + 0.75 \cdot LC2 + 1.35 \cdot LC1$
CO6	$1.50 \cdot LC3 + 0.75 \cdot LC2 + 1.05 \cdot LC5 + 1.35 \cdot LC1$
CO7	$1.50 \cdot LC4 + 0.75 \cdot LC2 + 1.05 \cdot LC5 + 1.35 \cdot LC1$
CO8	$1.50 \cdot LC3 + 1.05 \cdot LC5 + 1.35 \cdot LC1$

CO9	$1.50*LC4 + 1.05*LCS + 1.35*LC1$
CO10	$1.50*LC2 + 1.35*LC1$
CO11	$0.90*LC3 + 1.50*LC2 + 1.35*LC1$
CO12	$0.90*LCA + 1.50*LC2 + 1.35*LC1$
CO13	$0.90*LC3 + 1.50*LC2 + 1.05*LC5 + 1.35*LC1$
CO14	$0.90*LCA + 1.50*LC2 + 1.05*LC5 + 1.35*LC1$
CO15	$1.50*LC2 + 1.05*LC5 + 1.35*LC1$
CO16	$1.50*LCS + 1.35*LC1$
CO17	$0.90*LC3 + 1.50*LC5 + 1.35*LC1$
CO18	$0.90*LCA + 1.50*LC5 + 1.35*LC1$
CO19	$0.90*LC3 + 0.75*LC2 + 1.50*LC5 + 1.35*LC1$
CO20	$0.90*LCA + 0.75*LC2 + 1.50*LC5 + 1.35*LC1$
CO21	$0.75*LC2 + 1.50*LC5 + 1.35*LC1$

Πιν.7: Συνδυασμός φορτίων για ανάλυση στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Αριθμός συνδυασμού φορτίων	Συνδυασμός φορτίων
CO22	LC1
CO23	LC3 + LC1
CO24	LC3 + LC1
CO25	$LC3 + 0.50*LC2 + LC1$
CO26	$LC4 + 0.50*LC2 + LC1$
CO27	$LC3 + 0.50*LC2 + 0.70*LC5 + LC1$
CO28	$LC4 + 0.50*LC2 + 0.70*LC5 + LC1$
CO29	$LC3 + 0.70*LC5 + LC1$
CO30	$LC4 + 0.70*LC5 + LC1$
CO31	LC2 + LC1
CO32	$0.60*LC3 + LC2 + LC1$
CO33	$0.60*LC4 + LC2 + LC1$
CO34	$0.60*LC3 + LC2 + LC1 + 0.70 * LC5$
CO35	$0.60 * LC4 + LC2 + 0.70* LC5 + LC1$
CO36	$LC2 + 0.70* LC5 + LC1$
CO37	LC5 + LC1

CO38	$0.60 * LC3 + LC5 + LC1$
CO39	$0.60 * LC4 + LC5 + LC1$
CO40	$0.60 * LC3 + 0.50 * LC2 + LC5 + LC1$
CO41	$0.60 * LC4 + 0.50 * LC2 + LC5 + LC1$
CO42	$0.50 * LC2 + LC5 + LC1$

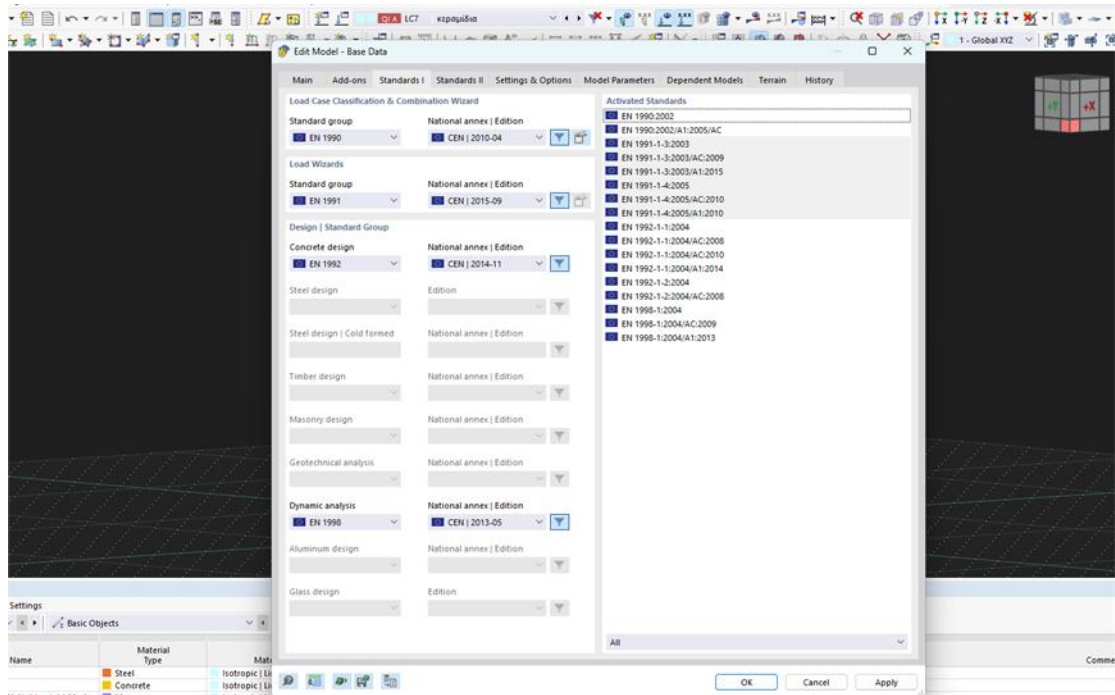
Πιν.8: Συνδυασμός φορτίων για ανάλυση στην συχνή οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Αριθμός συνδυασμού φορτίων	Συνδυασμός φορτίων
C043	LC1
C044	$0.20 * LC3 + LC1$
C045	$0.20 * LC4 + LC1$
C046	$0.20 * LC3 + 0.30 * LC5 + LC1$
C047	$0.20 * LC4 + 0.30 * LC5 + LC1$
C048	$0.20 * LC2 + LC1$
C049	$0.20 * LC2 + 0.30 * LC5 + LC1$
C050	$0.50 * LC5 + LC1$
C051	LC1
C052	$0.30 * LC5 + LC1$

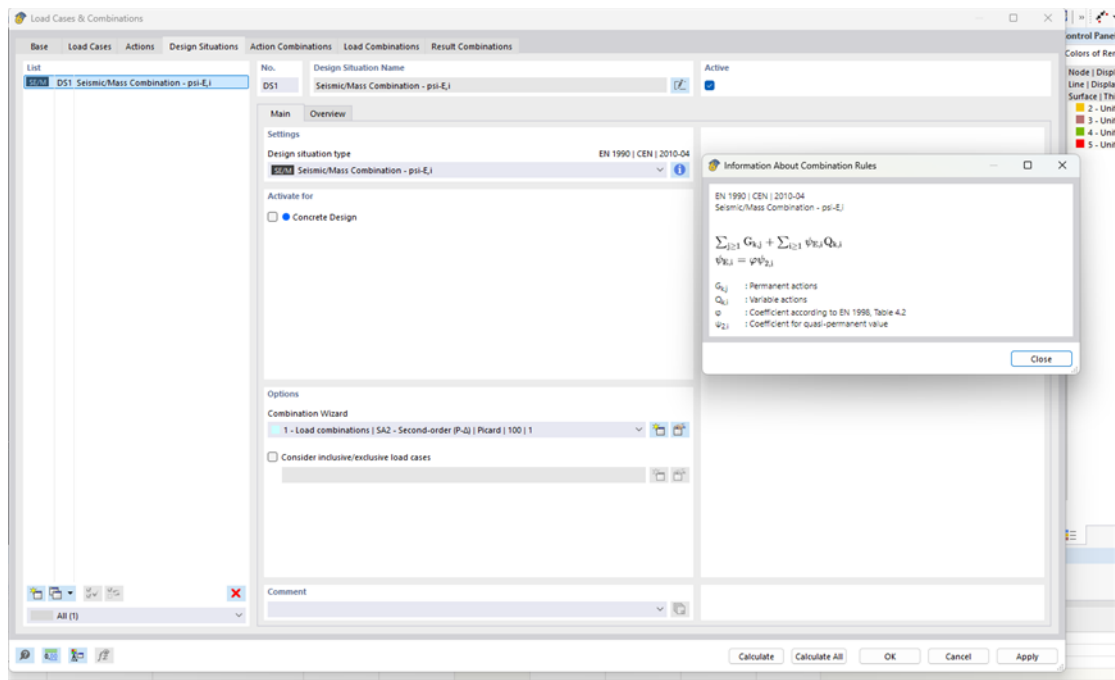
3.5 Σεισμικές αναλύσεις φορέα στο πρόγραμμα RFEM 6

3.5.1 Προσομοίωση δυναμικής φασματικής ανάλυσης

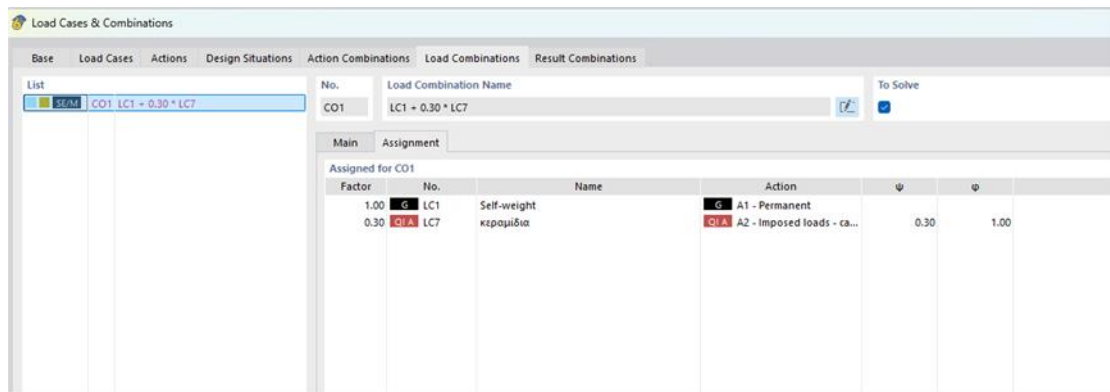
Η δημιουργία της σεισμικής δυναμικής φασματικής ανάλυσης πραγματοποιήθηκε σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 παρ. 4.3, για το συνδυασμό φορτίων της παραγράφου 3.4 της παρούσας διπλωματικής εργασίας. Στη συνέχεια το πρόγραμμα αυτόματα δημιουργεί το συνδυασμό των κατάλληλων φορτίων και επιλέγει το ίδιο βάρος της κατασκευής και το φορτίο στα κεραμίδια, τα υπόλοιπα φορτία δεν επηρεάζουν την σεισμική ανάλυση.[4]



Εικ.72: Επιλογή ανάλυσης σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες

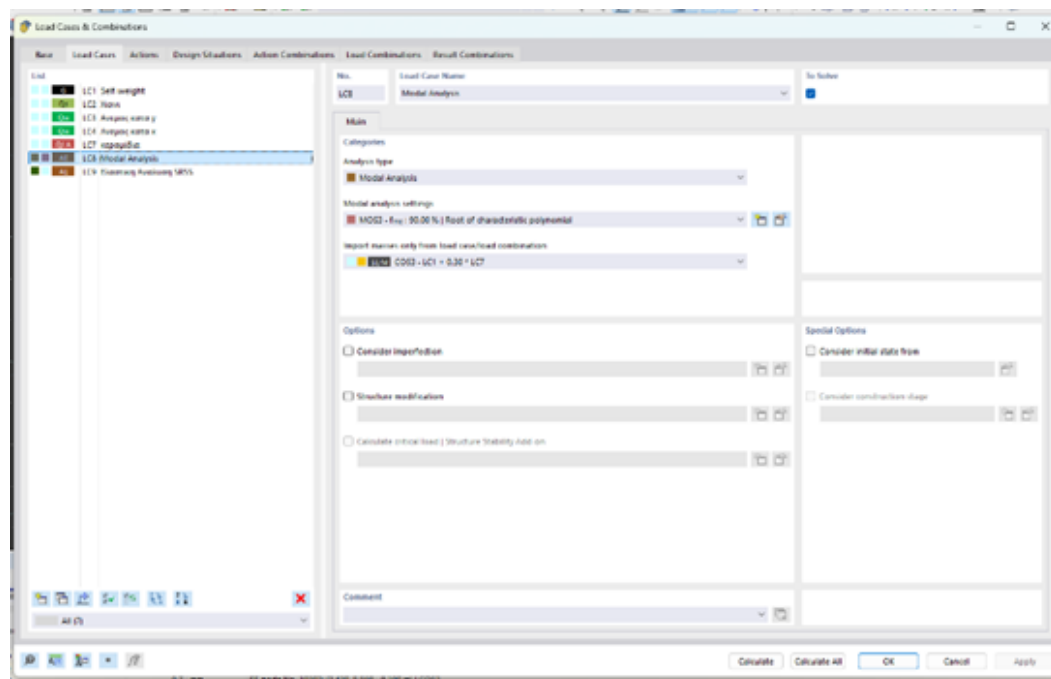


Εικ.73: Δημιουργία σεισμικής ανάλυσης κατά Ρ-Δ

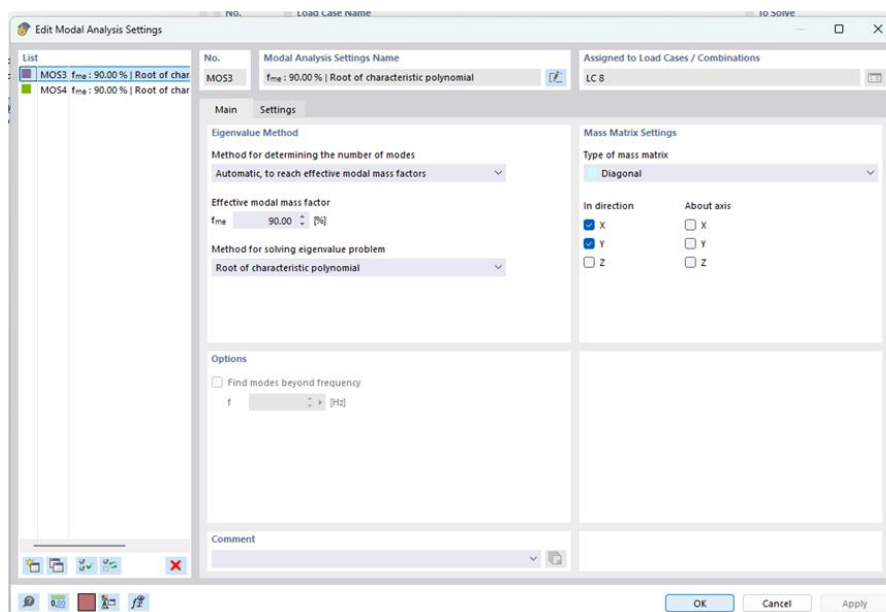


Εικ.74: Συνδυασμός φορτίων για την δυναμική ανάλυση

Κατόπιν δημιουργήθηκε ένα φορτίο ανάλυσης του φορέα για οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (SLS). Η ανάλυση θα πραγματοποιηθεί κατά 90% της ρίζας του πολυώνυμου αυτόματα για την επίτευξη των συντελεστών μάζας ώστε να υπολογιστούν με ακρίβεια οι ιδιοτιμές του φορέα.



Εικ.75: Δημιουργία νέας φόρτισης

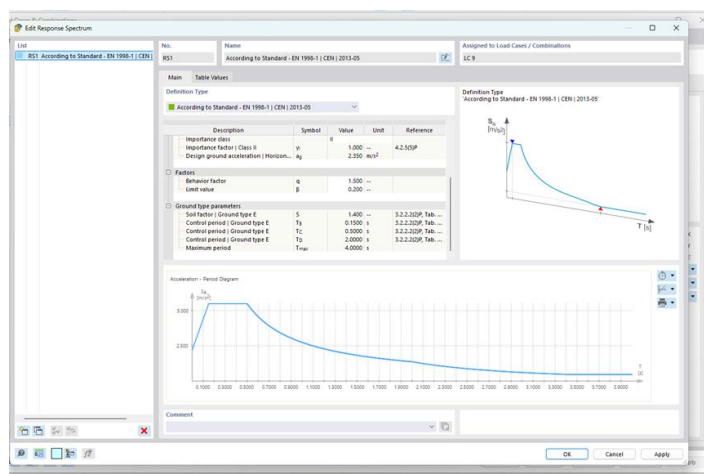


Εικ.76: Μέθοδος ιδιοτιμών και ανάλυση αυτόματα στους άξονες x,y έως ο συντελεστής μάζας φθάσει στο 90%

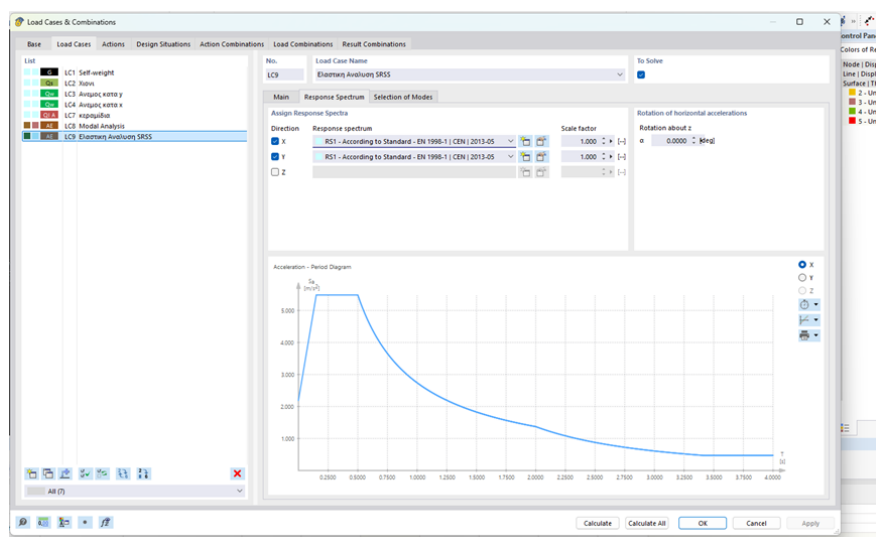
Και τέλος, το φορτίο της ελαστικής φασματικής ανάλυσης στο οποίο επιλέχθηκε να γίνει η ανάλυση στους άξονες x και y κατά τον Ευρωκώδικα 8.3 και έχοντας ως δεδομένα τα εξής:

Κατηγορία εδάφους: E, εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλούς με τιμές νb κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800 \text{ m/s}$.

Σπουδαιότητα κτηρίου: II, συνήθη κτίρια που δεν ανήκουν σε άλλες κατηγορίες και μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς $a_{gr} = 2.35 \text{ m/s}^2$ για τη Ζώνη 2.



Εικ.77: Επιλογή κριτηρίων για τη φασματική ελαστική απόκριση



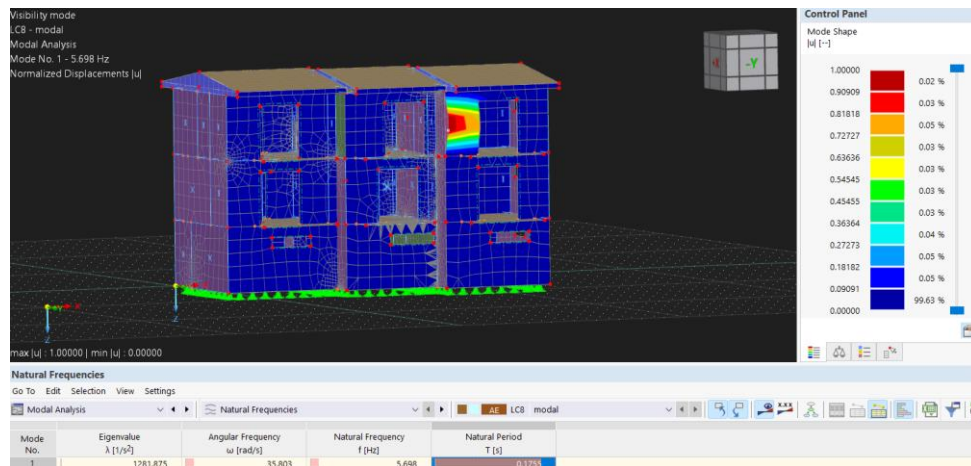
Εικ. 78: Συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης τύπου 2 για κατηγορία εδάφους E

- Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης

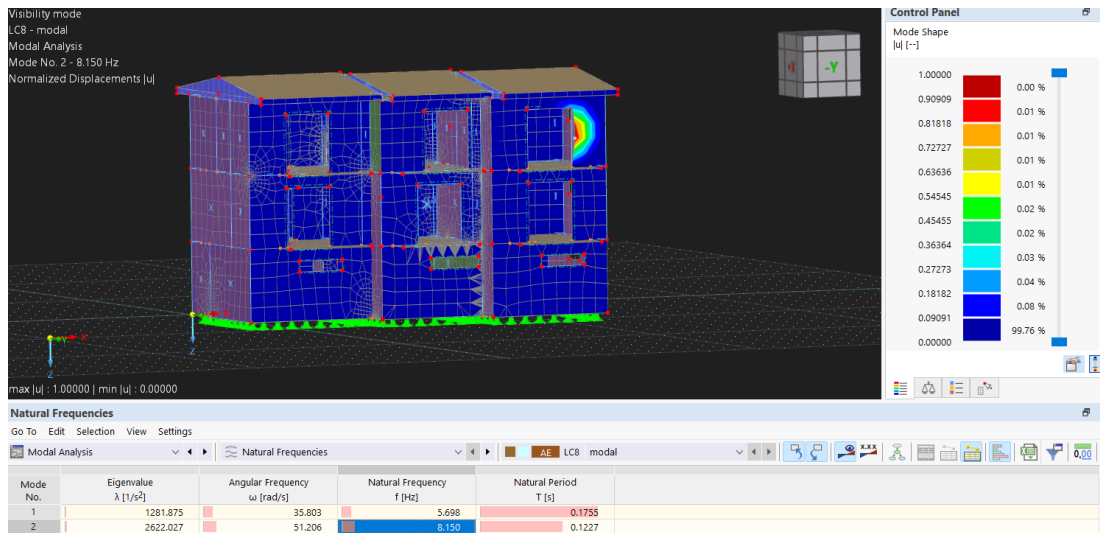
Για τη σωστή εκτέλεση της δυναμικής φασματικής ανάλυσης, απαιτείται να ληφθούν υπόψη οι ιδιομορφές των οποίων τα ποσοστά συμμετοχής των μαζών (για τις μετακινήσεις U_x , U_y , και στροφή Θ_z) φτάνουν τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του κτιρίου. Στη παρακάτω εικόνα έχουν παρατεθεί τα δεδομένα όλων των ιδιομορφών της δυναμικής φασματικής ανάλυσης και στις εικόνες παρουσιάζονται οι πρώτες 4 μεγαλύτερες ιδιομορφές.

ModeNo.	Eigenvalue	Angular Freq	Natural Freq	Natural Period	ModeNo.	Eigenvalue	Angular Freq	Natural Freq	Natural Period
	λ [1/s ²]	ω [rad/s]	f [Hz]	T [s]		λ [1/s ²]	ω [rad/s]	f [Hz]	T [s]
1	1281,875	35,80328	5,69826878	0,1754919	33	97356,44	312,0199	49,65952	0,020137
2	2622,027	51,20573	8,14964495	0,12270473	34	107992,5	328,6222	52,30184	0,01912
3	3135,253	55,99333	8,91161467	0,11221311	35	109259,9	330,5448	52,60785	0,019009
4	12941,73	113,7617	18,1057385	0,05523111	36	111383,4	333,7415	53,11661	0,018827
5	15045,64	122,6607	19,5220535	0,05122412	37	112208,5	334,9754	53,31299	0,018757
6	15688,39	125,2533	19,9346793	0,05016384	38	117424	342,6719	54,53792	0,018336
7	19635,81	140,1278	22,3020363	0,04483895	39	121571	348,6703	55,4926	0,01802
8	22622,98	150,4094	23,9383968	0,04177389	40	127893	357,6213	56,91719	0,017569
9	23600,71	153,6252	24,4502125	0,04089944	41	134353,3	366,5423	58,33702	0,017142
10	31219,05	176,6891	28,120951	0,03556068	42	141898,9	376,6947	59,95283	0,01668
11	32349,96	179,8609	28,6257574	0,03493357	43	150403,4	387,8187	61,72327	0,016201
12	35011,43	187,1134	29,7800236	0,03357956	44	155527,7	394,37	62,76594	0,015932
13	37462	193,551	30,8046009	0,03246268	45	157828,4	397,2762	63,22847	0,015816
14	39397,04	198,4869	31,5901686	0,03165542	46	161544,1	401,9255	63,96843	0,015633
15	41890,7	204,6722	32,5745891	0,03069878	47	166484	408,0244	64,93911	0,015399
16	42549,14	206,2744	32,8295941	0,03046032	48	166603,8	408,1713	64,96248	0,015394
17	45246,33	212,7119	33,8541426	0,02953848	49	178730,6	422,7654	67,28521	0,014862
18	48469,08	220,1569	35,0390644	0,02853957	50	179793,2	424,0203	67,48492	0,014818
19	53121,67	230,4814	36,6822516	0,02726114	51	182453,1	427,1453	67,98228	0,01471
20	57588,14	239,9753	38,1932533	0,02618263	52	188339,1	433,9805	69,07014	0,014478
21	62509,97	250,0199	39,7919081	0,02513074	53	190228,2	436,1516	69,41568	0,014406
22	63224,35	251,4445	40,0186404	0,02498836	54	193249,3	439,6013	69,96472	0,014293
23	73459,48	271,0341	43,1364155	0,02318227	55	195487,4	442,1395	70,36869	0,014211
24	74254,48	272,4967	43,3692045	0,02305784	56	202174,8	449,6386	71,5622	0,013974
25	74783,44	273,4656	43,523405	0,02297614	57	206688,9	454,6305	72,35669	0,01382
26	75063,94	273,978	43,6049507	0,02293318	58	208123,1	456,2051	72,6073	0,013773
27	76523,5	276,6288	44,0268426	0,02271342	59	212749,2	461,2475	73,40981	0,013622
28	82097	286,5257	45,6019884	0,02192887	60	222736,8	471,95	75,11317	0,013313
29	86474,1	294,0648	46,801866	0,02136667	61	227696,3	477,1754	75,94482	0,013167
30	94184,89	306,8956	48,8439478	0,02047337	62	232024,4	481,6891	76,66321	0,013044
31	94536,19	307,4674	48,9349535	0,02043529	63	238860,2	488,7333	77,78432	0,012856
32	95587,26	309,1719	49,2062361	0,02032263	64	242426,3	492,3681	78,36281	0,012761

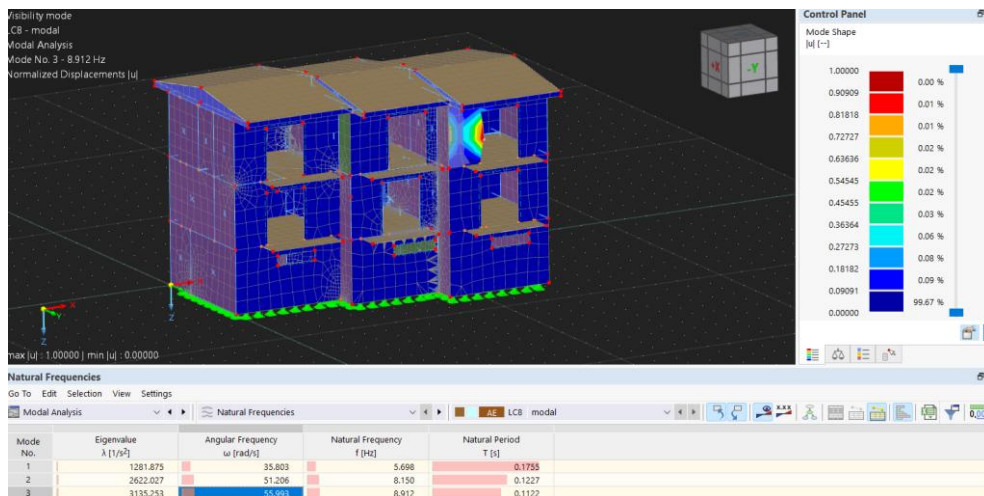
Εικ.79: Οι ιδιομορφές και ιδιοπερίοδοι πριν την ελαστική φασματική ανάλυση



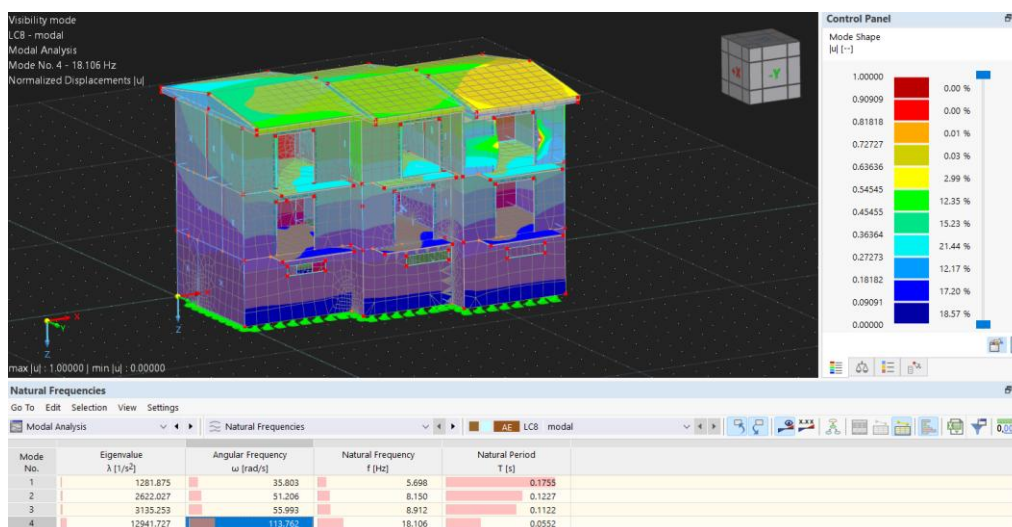
Εικ.80: Μετακινήσεις του φορέα με την μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο



Εικ.81: Μετακινήσεις του φορέα με την 2^η μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο



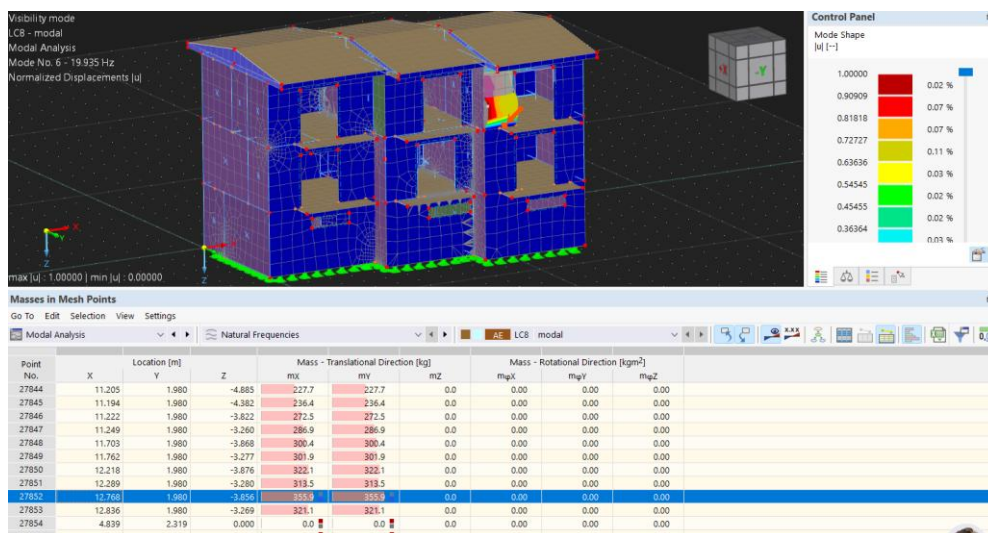
Εικ.82: Μετακινήσεις του φορέα με την 3^η μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο

Εικ.83: Μετακινήσεις του φορέα με την 4^η μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο

Στο παρακάτω πίνακα 9, παραθέτονται τα σημεία με τις αρχικές συνταγμένες και τις μετακινήσεις/ στροφές ύστερα από την φασματική ελαστική ανάλυση. Στη τελευταία στήλη είναι το ποσοστό συμμετοχής του σημείου επί του συνολικού αθροίσματος των μαζών. Επίσης στην εικόνα παρουσιάζετε το σημείο με την μέγιστη μετατόπιση.

Πιν. 9: Αρχικές συντεταγμένες, μετακινήσεις/στροφή σημείων και ποσοστό συμμετοχής στα 10 σημεία με τις μεγαλύτερες μετατοπίσεις

Σημείο	x	y	z	mx	my	mz	mφx	mφy	mφz	ux
27582	12.768	1.98	-3.856	355.9	355.9	0.0	0.00	0.00	0.00	0.0532%
27884	10.18	1.98	-3.811	350.6	350.6	0.0	0.00	0.00	0.00	0.0524%
27882	9.652	1.98	-3.792	334	334	0.0	0.00	0.00	0.00	0.0500%
27885	10.126	1.98	-3.17	326.2	326.2	0.0	0.00	0.00	0.00	0.0488%
27850	12.218	1.98	-3.876	322.1	322.1	0.0	0.00	0.00	0.00	0.0482%
27853	12.836	1.980	-3.269	321.1	321.1	0.0	0.00	0.00	0.00	0.0480%
27851	12.289	1.980	-3.280	313.5	313.5	0.0	0.00	0.00	0.00	0.0469%
3446	10.740	1.980	-3.240	306.1	306.1	0.0	0.00	0.00	0.00	0.0458%
3445	10.740	1.980	-3.780	302.4	302.4	0.0	0.00	0.00	0.00	0.0452%
27849	11.762	1.980	-3.277	301.9	301.9	0.0	0.00	0.00	0.00	0.0452%



Εικ.84: Σημείο με την μεγαλύτερη μετατόπιση

- Αποτελέσματα δυναμικής φασματικής ανάλυσης

Τα αποτελέσματα της ελαστικής ανάλυσης αποκαλύπτουν σημαντικές πληροφορίες για τη συμπεριφορά του κτηρίου, η οποία αξιολογεί την απόκριση του σε δυναμικά φορτία όπως η σεισμική δραστηριότητα. Η χρωματική κλίμακα αντιπροσωπεύει παραμορφώσεις και μετατοπίσεις σε χιλιοστά, με το μπλε να υποδηλώνει ελάχιστη κίνηση και το κόκκινο να τονίζει περιοχές σημαντικής παραμόρφωσης.

Στην εικόνα 85, δείχνει τις μετατοπίσεις του κτηρίου, με έντονα χρώματα να υποδεικνύουν τις περιοχές με τις μεγαλύτερες παραμορφώσεις στην έμπροσθεν όψη, ενώ η εικόνα 86 επικεντρώνεται στην όπισθεν όψη. Είναι εμφανές ότι η μεγαλύτερη παραμόρφωση (7.9 mm) εντοπίζεται στο πάνω μέρος του κτηρίου, κάτι που μπορεί να υποδεικνύει την ύπαρξη αδύναμων σημείων στη δομή. Από τα συνολικά αποτελέσματα, φαίνεται ότι οι μεγαλύτερες παραμορφώσεις εντοπίζονται στο πάνω μέρος του κτηρίου, ενώ οι περιοχές με μικρότερες παραμορφώσεις δείχνουν μεγαλύτερη σταθερότητα. Η ανάλυση υποδεικνύει ότι το κτήριο ενδέχεται να χρειάζεται ενίσχυση στις περιοχές υψηλής παραμόρφωσης, κυρίως στο ανώτερο μέρος, για να βελτιωθεί η συνολική αντοχή και σταθερότητα του κτηρίου υπό δυναμικές επιδράσεις.

Στον ακόλουθο πίνακα 10, παρουσιάζονται οι μέγιστες μετατοπίσεις και περιστροφές του υφιστάμενου φορέα.

Πίν.10: Μέγιστες μετατοπίσεις και στροφές ύστερα από δυναμική φασματική ανάλυση

Μέγιστες (απόλυτες) μετατοπίσεις και περιστροφές	
Μέγιστη μετατόπιση σε κατεύθυνση X	0.8 mm

Μέγιστη μετατόπιση σε κατεύθυνση Y	8.7 mm
Μέγιστη μετατόπιση σε κατεύθυνση Z	0.4 mm
Μέγιστη διανυσματική μετατόπιση	8.7 mm
Μέγιστη στροφή γύρω από τον άξονα X	15.2 mrad
Μέγιστη στροφή γύρω από τον άξονα Y	2.2 mrad
Μέγιστη στροφή γύρω από τον άξονα Z	13.7 mrad

- Οριζόντιες μετατοπίσεις – Εντός ορίων κανονισμών ΕΚΩΣ 2000 και Ευρωκώδικα 8:

Η μέγιστη μετατόπιση εμφανίζεται στην κατεύθυνση Y και είναι 8.7 mm. Αυτό αντιστοιχεί σε λόγο μετατόπισης προς ύψος (drift ratio):

$$8.7/3000 = 0.0029 \Rightarrow \text{ή } 0.29 \%$$

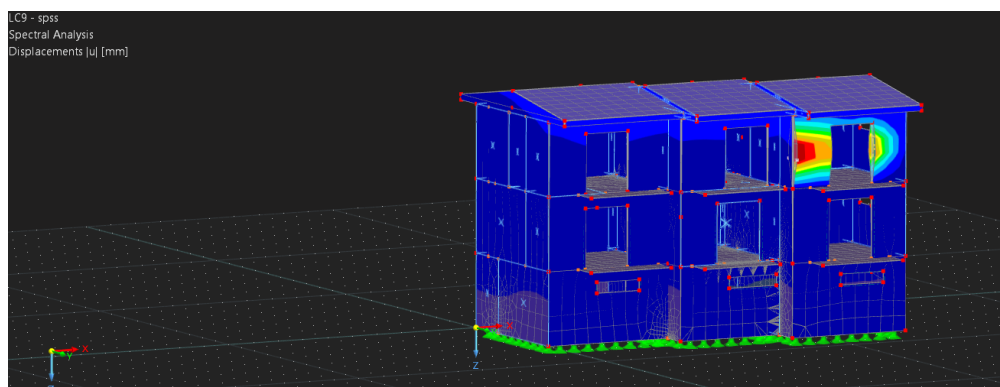
Αυτός ο λόγος είναι σαφώς μικρότερος από τα επιτρεπτά όρια του EC8, τα οποία κυμαίνονται μεταξύ 0.5% έως 0.75% για ελαστική συμπεριφορά σε κτίρια κατηγορίας σπουδαιότητας II. Συνεπώς, οι μετατοπίσεις είναι ασφαλείς και πλήρως αποδεκτές για τον φέροντα οργανισμό και τη λειτουργικότητα του κτιρίου.

- Γωνιακές στροφές – Αποδεκτές χωρίς υπέρβαση κρίσιμων τιμών

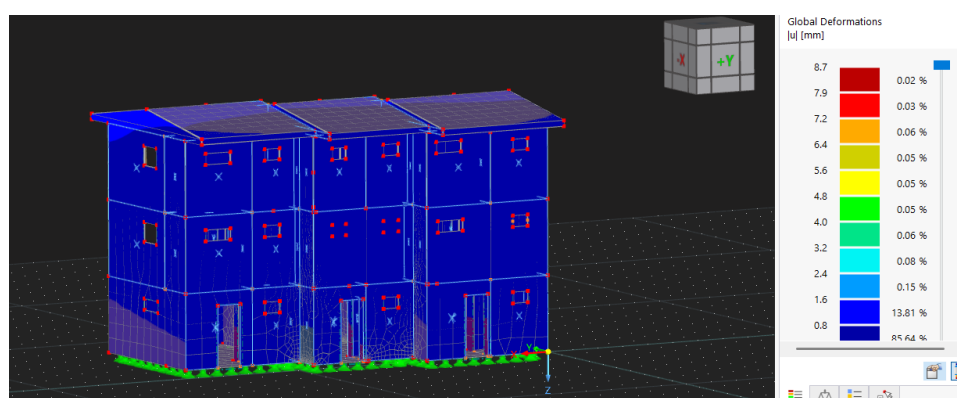
Οι μέγιστες στροφές γύρω από τους άξονες X και Z (15.2 και 13.7 mrad αντίστοιχα) είναι επίσης εντός επιτρεπτών ορίων, καθώς η κρίσιμη τιμή για στροφή κατά τον EC8 κυμαίνεται περίπου στις 20–25 mrad για τις ελαστικές φάσεις. Οι τιμές αυτές δεν δημιουργούν υπερβολικές παραμορφώσεις που να επηρεάζουν την ασφάλεια ή τη λειτουργικότητα, ούτε δείχνουν την ανάγκη ενίσχυσης ή ανακατανομής φορτίων.

- Συνολική δομική συμπεριφορά – Στατική επάρκεια

Η συνολική διανυσματική μετατόπιση (επίσης 8.7 mm) δείχνει συνεπή συμπεριφορά του συστήματος υπό πλάγιες φορτίσεις. Δεν παρατηρούνται ασυμμετρίες ή τοπικές συγκεντρώσεις παραμόρφωσης. Επίσης, δεν υπάρχουν ενδείξεις για φαινόμενα συσσώρευσης στροφών γύρω από κατακόρυφους άξονες που θα μπορούσαν να επιφέρουν φαινόμενα συστροφής ή αστάθειας.[4,14]

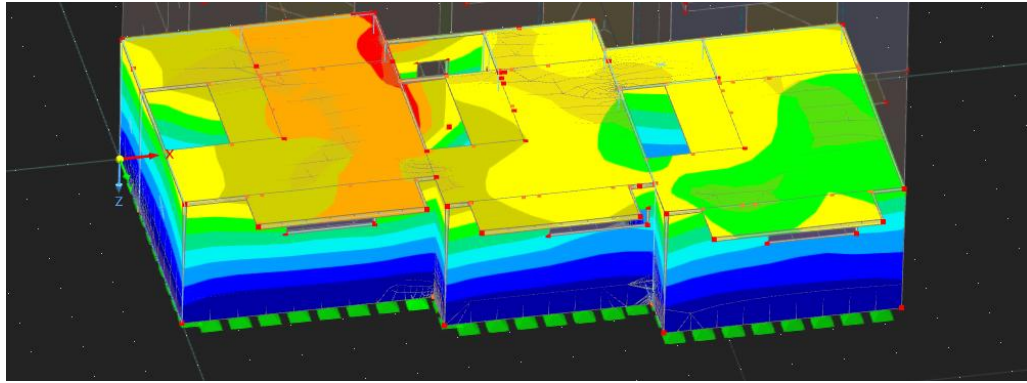


Εικ.85: Αποτέλεσμα μετακινήσεων του φορέα σε χιλιοστά μετά την φασματική ελαστική ανάλυση (έμπροσθεν όψη)

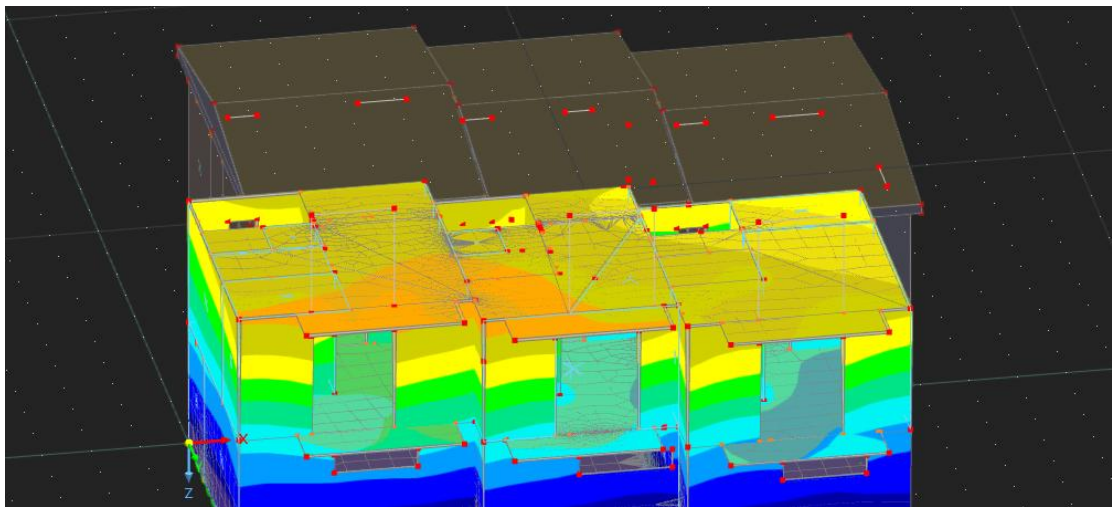


Εικ.86: Αποτελέσματα μετακινήσεων του φορέα μετά τη φασματική ελαστική ανάλυση (όπισθεν όψη)

Παρατηρήθηκε, σύμφωνα με τις εικόνες 87 και 88, τα αποτελέσματα για τις πλάκες του 2ου και 3ου ορόφου δείχνουν έντονες παραμορφώσεις κυρίως στις γωνιακές περιοχές και κοντά στις θέσεις στήριξης, με τις περιοχές αυτές να παρουσιάζουν τις μεγαλύτερες εντάσεις. Οι παραμορφώσεις είναι πιο έντονες στην κορυφή των πλακών, γεγονός που υποδηλώνει αυξημένα φορτία ή πιθανές περιοχές υπερφόρτωσης. Η κατανομή των δυνάμεων είναι σχετικά ομοιόμορφη, αλλά οι μεγαλύτερες παραμορφώσεις εντοπίζονται στις άκρες και τα σημεία σύνδεσης με τα υποστηλώματα στα άκρα και στα σημεία γύρω από τις οπές, υποδεικνύοντας την ανάγκη για διεύρυνση των σημείων αυτών και πιθανή βελτίωση η συνολική αντοχή της δομής.

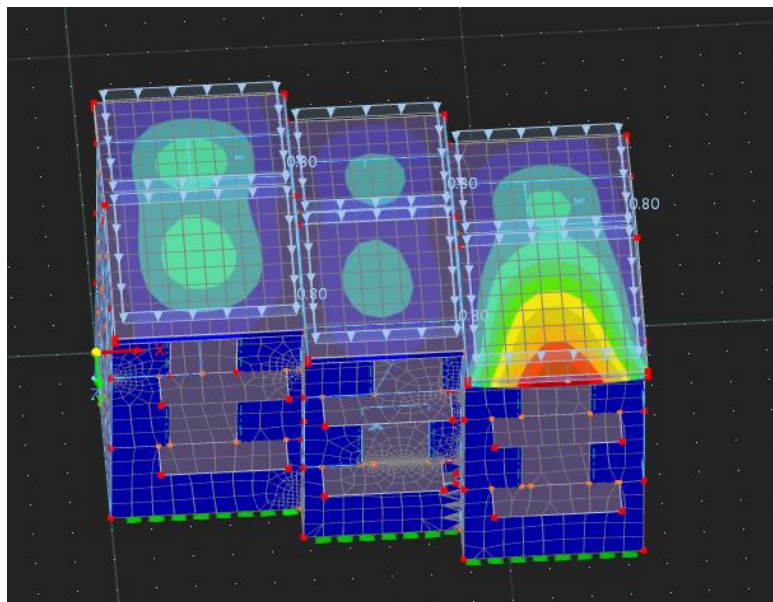


Εικ.87: Αποτελέσματα μετακινήσεων φασματικής ελαστικής ανάλυσης δαπέδου 1^{ου} ορόφου



Εικ.88: Αποτελέσματα μετακινήσεων φασματικής ελαστικής ανάλυσης δαπέδου 2^{ου} ορόφου

Η εικόνα 89, εστιάζει στην επίδραση των φορτίων χιονιού στην οροφή, οπτικοποιώντας την κατανομή των κατακόρυφων μετατοπίσεων λόγω του συσσωρευμένου βάρους. Τα αποτελέσματα υποδεικνύουν ότι ένα τμήμα της οροφής παρουσιάζει υψηλότερες παραμορφώσεις, που αντιπροσωπεύονται από κόκκινα και κίτρινα περιγράμματα.

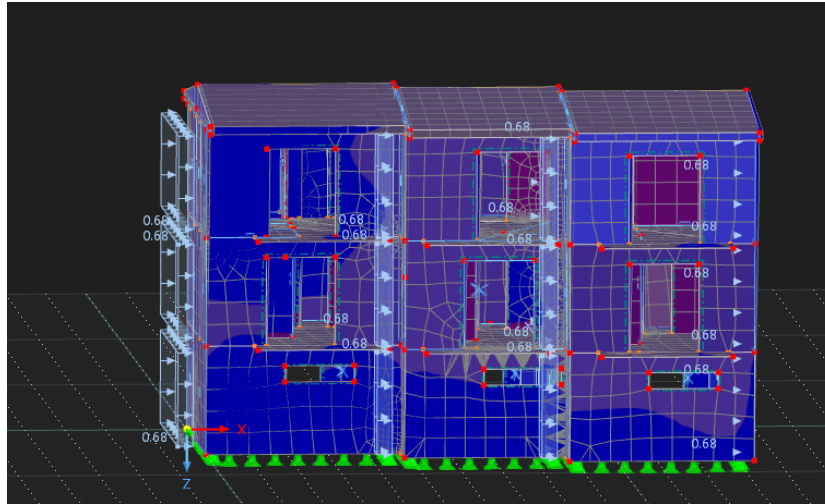


Εικ.89: Αποτελέσματα μετακινήσεων ανάλυσης υπό φορτίο χιονιού

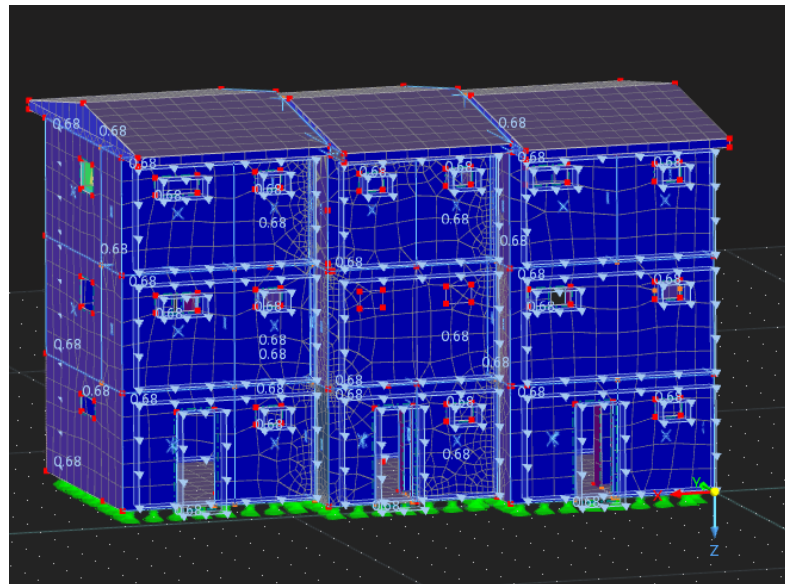
Οι εικόνες 90,91 δείχνουν τα αποτελέσματα από την ανάλυση του φορτίου ανέμου που επιδρά στην κατασκευή, με το φορτίο να εφαρμόζεται τόσο στην κατεύθυνση του άξονα Χ όσο και του άξονα Υ. Οι περιοχές του κτηρίου που επηρεάζονται περισσότερο από τον άνεμο εμφανίζονται με έντονα χρώματα (κόκκινο και πορτοκαλί), ενώ οι περιοχές με χαμηλότερες εντάσεις φορτίου εμφανίζονται μπλε και πράσινες.

Από τις εικόνες, παρατηρείται ότι το φορτίο του ανέμου είναι πιο έντονο στις προσόψεις του κτηρίου και στις περιοχές που εκτίθενται άμεσα στον άνεμο. Οι γωνιακές περιοχές, ειδικά στις ανώτερες στάθμες, φαίνεται να δέχονται μεγαλύτερο φορτίο, κάτι που είναι αναμενόμενο λόγω της ταχύτητας του ανέμου και της κατεύθυνσης του. Ειδικότερα, στην πρώτη εικόνα, παρατηρούμε ότι οι πλευρές που είναι εκτεθειμένες στις διευθύνσεις Χ και Υ παρουσιάζουν τις μεγαλύτερες παραμορφώσεις και φορτία, ενώ οι πίσω και προστατευμένες πλευρές του κτηρίου εμφανίζουν μικρότερες εντάσεις.

Το φορτίο ανέμου φαίνεται να έχει κατανεμηθεί με τρόπο που επηρεάζει σημαντικά την στατική συμπεριφορά του κτηρίου στις γωνίες και τις περιοχές που δεν προστατεύονται από άλλες δομές.



Εικ. 90: Αποτελέσματα μετακινήσεων ανάλυσης υπό φορτίο ανέμου στον άξονα y (έμπροσθεν όψη)



Εικ. 91: Αποτελέσματα μετακινήσεων ανάλυσης υπό φορτίο ανέμου στον άξονα x (όπισθεν όψη)

3.5.2 Υπολογισμός τέμνουσας βάσης

Η δύναμη τέμνουσας V_{tot} για κάθε όροφο υπολογίζεται κατά προσέγγιση με βάση το ισοδύναμο φορτίο και την κατανομή ύψους, γεγονός που επιτρέπει τον υπολογισμό της σεισμικής τέμνουσας βάσης και της κατανομής της μεταξύ των ορόφων. Η ώθηση βάσης υπολογίζεται από τις τιμές του φάσματος επιτάχυνσης σχεδιασμού χρησιμοποιώντας τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο. Η συνολική ποσότητα του σεισμικού φορτίου F_b (τέμνουσα βάσης) υπολογίζεται με βάση τη σχέση του Ευρωκώδικα 8 παρ. 4.3. [4]

$$F_b = S_d(T) \cdot m \cdot \lambda$$

$$\text{Εξ (1).}$$

Όπου : T : η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος ταλαντώσεως της κατασκευής,

λ : συντελεστής διόρθωσης όπου $\lambda=0,85$ εάν $T \leq 2T_c$ και το κτίριο έχει πάνω από δύο ορόφους ή $\lambda=1$ σε κάθε άλλη περίπτωση

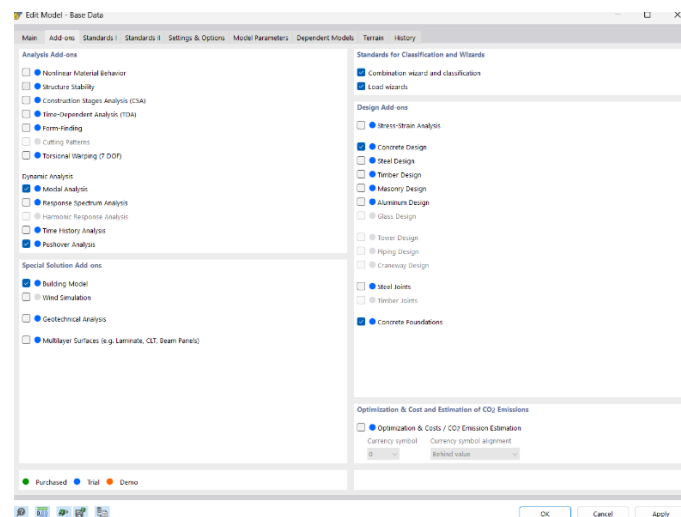
$S_d(T)$: η τιμή της φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού

Για το εξεταζόμενο κτίριο $T = 0.27\text{sec} \Rightarrow T > T_A = 0.20\text{ sec}$

$S_d(T) = a_g \cdot \gamma_I \cdot S \cdot \beta \Rightarrow 0,24g \cdot 1 \cdot 1,4 \cdot 2,5 = 8.24\text{ m/sec}^2$ Εξ. (2). Η συνολική μάζα του κτιρίου για συνδυασμό $G+0,3Q$ είναι $m = 334258\text{ ton}$. Επομένως η τέμνουσα βάσης υπολογίζεται ως εξής : $F_b = S_d(T) \cdot m \cdot \lambda = 8.24 \cdot 334258 \cdot 1 \Rightarrow F_b = 35714.28\text{ N}$ ή 35.714KN

3.5.3 Προσομοίωση στατικής υπερωθητικής ανάλυσης

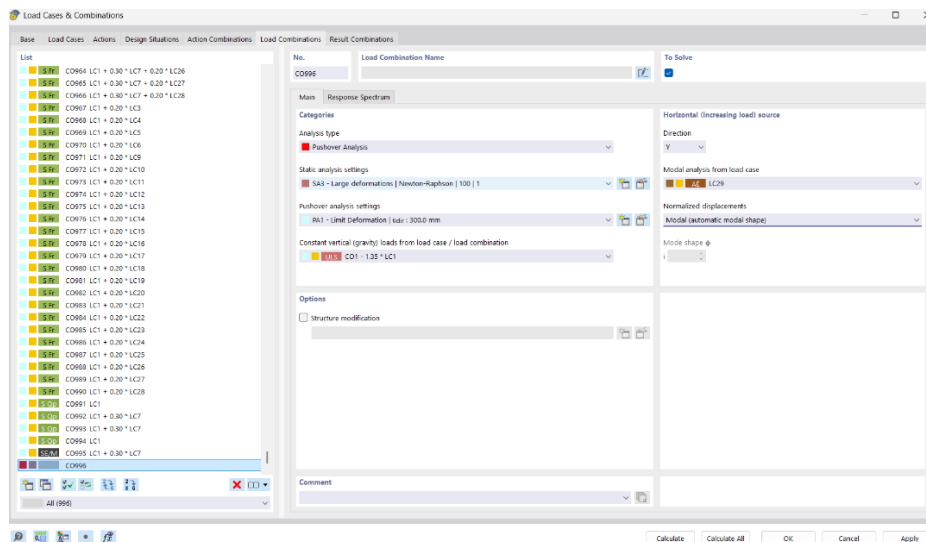
Αρχικά δημιουργήθηκε η σεισμική σχεδιαστική ανάλυση Pushover ώστε η επίλυση να γίνει σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 παρ.5.3, παράρτημα 5, για το συνδυασμό φορτίων. Στη συνέχεια το πρόγραμμα αυτόματα δημιουργεί το συνδυασμό των κατάλληλων φορτίων και επιλέγει το ίδιο βάρος της κατασκευής και το φορτίο στα κεραμίδια. Τα υπόλοιπα φορτία δεν επηρεάζουν την σεισμική ανάλυση.[4]



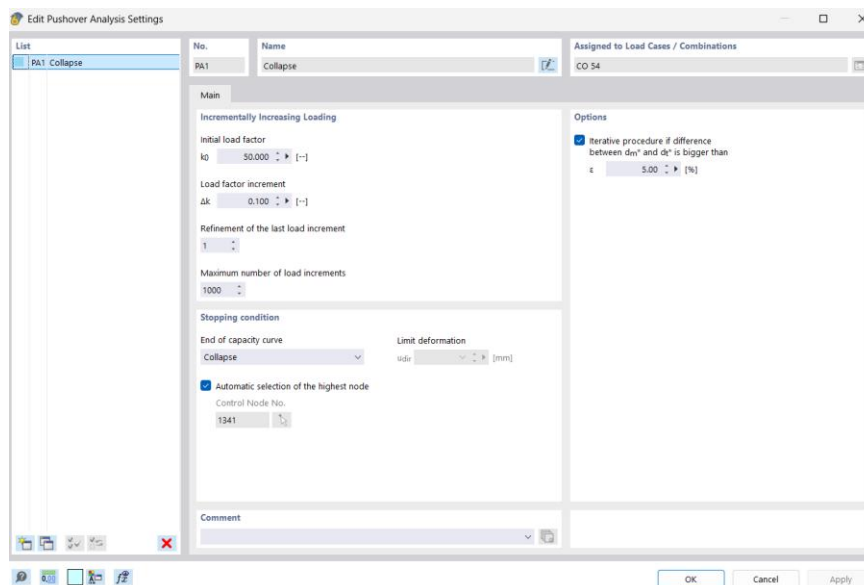
Εικ.92: Επιλογή pushover ανάλυσης κατά Ευρωκώδικα

Ακολουθήθηκε η ίδια διαδικασία και δημιουργήθηκε ένας συνδυασμός φορτίων σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 με το ίδιο βάρος και το βάρος των κεραμιδιών. Επίσης έγινε ανάλυση Pushover μέχρι την κατάρρευση του κτηρίου. Επιλογή αρχικού φορτίου φόρτισης $k_0=50.000\text{kN}$, συντελεστής αύξησης φορτίου $\Delta k=0.1$.

ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗΣ ΕΠΕΚΤΑΣΗΣ ΜΕ ΧΑΛΥΒΑ & ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ



Εικ.93: Δημιουργία συνδυασμού φορτίου για ανελαστική κατάσταση έως την κατάρρευση



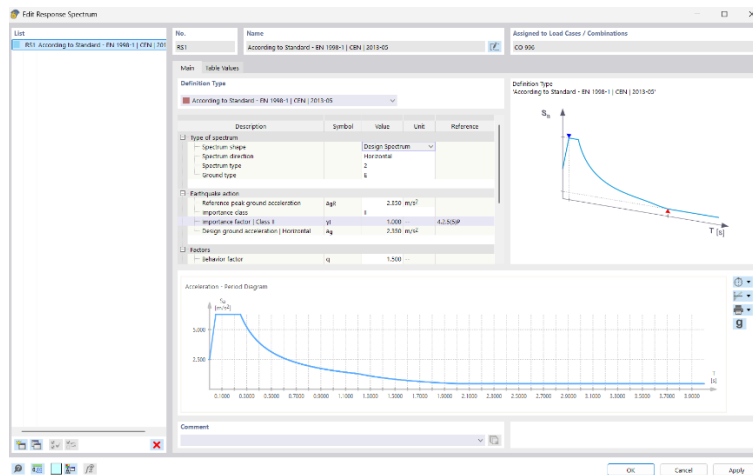
Εικ.94: Επιλογή αρχικού φορτίου φόρτισης, συντελεστής αύξησης φορτίου και μέγιστος αριθμός αυξήσεων σε φορτίο.

Στο τέλος, το φορτίο της ανελαστικής φασματικής ανάλυσης στους άξονες x και y κατά τον Ευρωκώδικα 8.3, επιλέχθηκε να γίνει η ανάλυση έχοντας τα εξής δεδομένα:

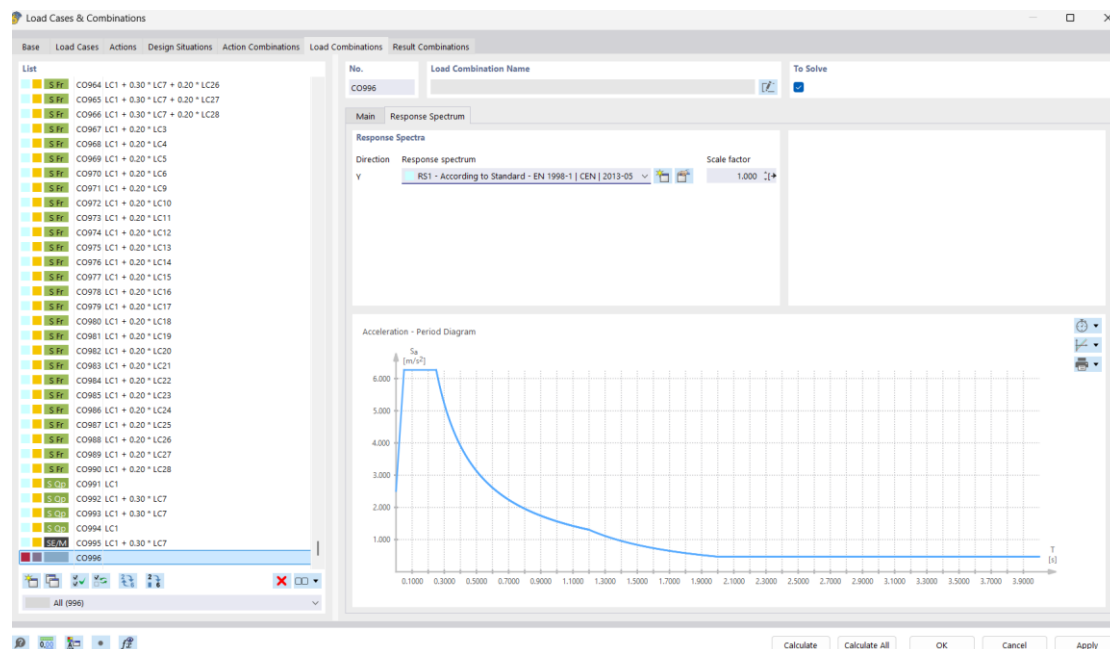
Κατηγορία εδάφους: E, εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές νb κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800 \text{ m/s}$.

Σπουδαιότητα κτηρίου: II, συνήθη κτίρια που δεν ανήκουν σε άλλες κατηγορίες

Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς $a_{gr} = 2.35 \text{ m/s}^2$ για τη ζώνη 2.



Εικ.95: Κριτήρια για τη φασματική ανελαστική απόκριση



Εικ.96: Διάγραμμα επιτάχυνσης- περιόδου

- Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης με τριγωνικό φορτίο κατανομής

Η ανάλυση pushover είναι μια μέθοδος που χρησιμοποιείται για την εκτίμηση της μη-γραμμικής συμπεριφοράς μιας κατασκευής όταν αυτή υπόκειται σε σεισμικά ή άλλα φορτία. Μέσω αυτής της ανάλυσης, επιτυγχάνεται η εκτίμηση της συμπεριφοράς του φορέα σε ακραίες συνθήκες, ενώ παράλληλα γίνεται αξιολόγηση της ικανότητας του φορέα να αντέξει τις αντίστοιχες δυνάμεις.

Αρχικά, πραγματοποιήθηκε η μοντελοποίηση του φορέα, η οποία περιλαμβάνει τη χρήση ιδιομορφών (mode shapes) για την εκτίμηση της δυναμικής συμπεριφοράς της κατασκευής. Οι ιδιομορφές αντιπροσωπεύουν τα πιθανά σχήματα παραμόρφωσης της κατασκευής κατά τη

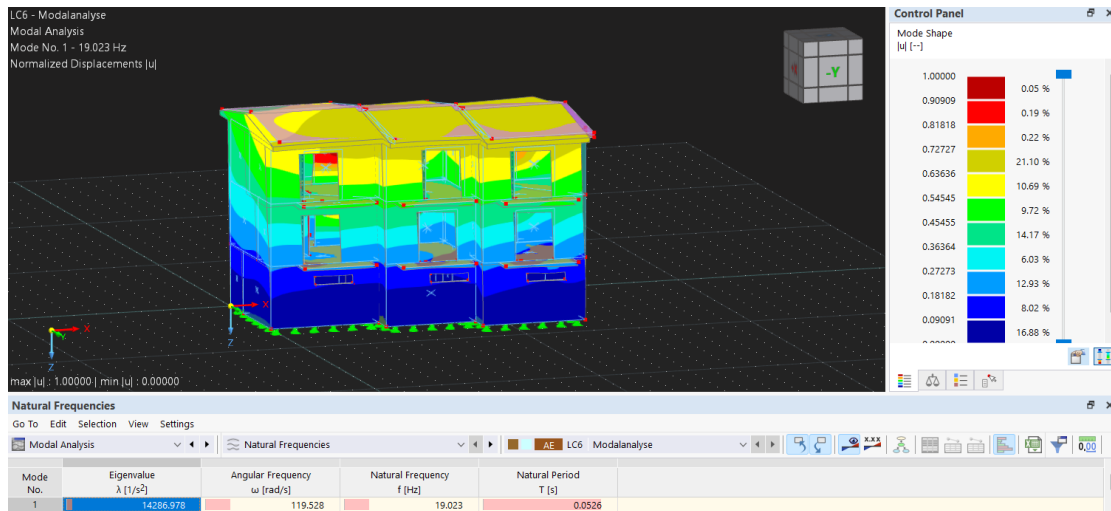
διάρκεια μιας σεισμικής ή άλλης φόρτισης, και είναι κρίσιμες για την ανάλυση της συμπεριφοράς του φορέα. Με τη βοήθεια των ιδιομορφών, υπολογίζονται τα χαρακτηριστικά της κατασκευής, όπως οι παραμορφώσεις, οι δυνάμεις και οι μετατοπίσεις για διάφορες συνθήκες φόρτισης.

Μετά την ολοκλήρωση της μοντελοποίησης, πραγματοποιείται η pushover ανάλυση για την εκτίμηση των μετατοπίσεων της κατασκευής υπό αυξανόμενα φορτία. Η διαδικασία αυτή επιτρέπει την ανίχνευση πιθανών αποτυχιών στον φορέα, ενώ προσφέρει πολύτιμες πληροφορίες για τη δυναμική του συμπεριφορά και τη συνολική αντίστασή του σε σεισμικά ή άλλα καταπόνηση.

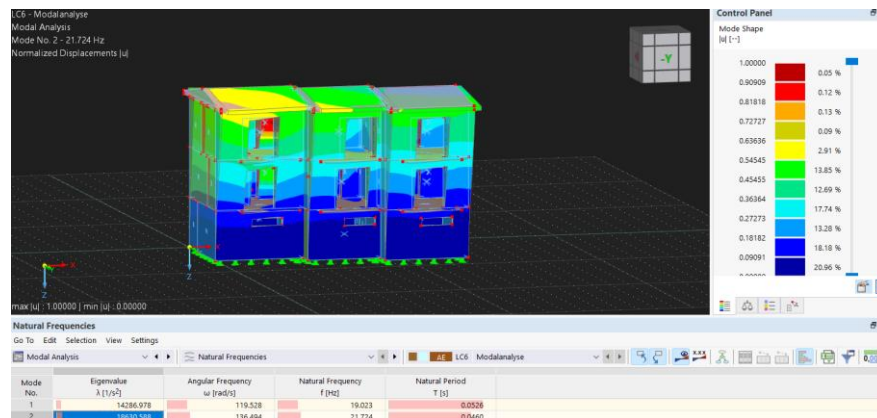
Αυτή η ανάλυση είναι σημαντική, καθώς βοηθά στον εντοπισμό κρίσιμων περιοχών του φορέα που ενδέχεται να υποστούν σοβαρές ζημιές, ενώ ταυτόχρονα καθορίζει τη σχεδίαση της κατασκευής για τη βελτίωση της ανθεκτικότητάς της σε καταπονήσεις. Στην εικόνα 96 παρουσιάζονται όλες οι ιδιομορφές και ιδιοτιμές του φορέα ενώ στις εικ.97-100 οι πρώτες 4 μεγαλύτερες ιδιομορφές.

Eigenvalue λ [1/s ²]	Angular Frequency ω [rad/s]	Natural Frequency f [Hz]	Natural Period T [s]	Mode No.	Eigenvalue λ [1/s ²]	Angular Frequency ω [rad/s]	Natural Frequency f [Hz]	Natural Period T [s]
14286,978	119,528	19,023	0,0526	37	199774,810	446,962	71,136	0,0141
18630,588	136,494	21,724	0,0460	38	204420,749	452,129	71,959	0,0139
29177,689	170,815	27,186	0,0368	39	208116,031	456,197	72,606	0,0138
29308,679	171,198	27,247	0,0367	40	211315,693	459,691	73,162	0,0137
30593,269	174,909	27,838	0,0359	41	216880,439	465,704	74,119	0,0135
31212,560	176,671	28,118	0,0356	42	227466,905	476,935	75,907	0,0132
34447,040	185,599	29,539	0,0339	43	234448,746	484,199	77,063	0,0130
35549,935	188,547	30,008	0,0333	44	237230,279	487,063	77,518	0,0129
46535,641	215,721	34,333	0,0291	45	237306,854	487,142	77,531	0,0129
47528,886	218,011	34,698	0,0288	46	241367,027	491,291	78,191	0,0128
49810,948	223,184	35,521	0,0282	47	244060,031	494,024	78,626	0,0127
51412,629	226,744	36,087	0,0277	48	247504,427	497,498	79,179	0,0126
58180,489	241,206	38,389	0,0260	49	249050,236	499,049	79,426	0,0126
64834,817	254,627	40,525	0,0247	50	255067,916	505,042	80,380	0,0124
65374,331	255,684	40,693	0,0246	51	256469,762	506,428	80,601	0,0124
66278,749	257,447	40,974	0,0244	52	258094,043	508,030	80,855	0,0124
70277,694	265,099	42,192	0,0237	53	259483,061	509,395	81,073	0,0123
75045,606	273,945	43,600	0,0229	54	261914,268	511,776	81,452	0,0123
75170,339	274,172	43,636	0,0229	55	262898,443	512,736	81,605	0,0123
79701,666	282,315	44,932	0,0223	56	265159,063	514,936	81,955	0,0122
83926,868	289,701	46,107	0,0217	57	269408,679	519,046	82,609	0,0121
94168,719	306,869	48,840	0,0205	58	274193,923	523,635	83,339	0,0120
100456,310	316,948	50,444	0,0198	59	277325,261	526,617	83,814	0,0119
111760,463	334,306	53,206	0,0188	60	284525,957	533,410	84,895	0,0118
118444,910	344,158	54,774	0,0183	61	290330,859	538,824	85,756	0,0117
126932,061	356,275	56,703	0,0176	62	293283,754	541,557	86,191	0,0116
136003,388	368,786	58,694	0,0170	63	294412,034	542,597	86,357	0,0116
147848,537	384,511	61,197	0,0163	64	296152,998	544,199	86,612	0,0115
148412,498	385,243	61,313	0,0163	65	297286,122	545,240	86,778	0,0115
157348,864	396,672	63,132	0,0158	66	304204,696	551,548	87,782	0,0114
159042,841	398,802	63,471	0,0158	67	308203,577	555,161	88,357	0,0113
165357,758	406,642	64,719	0,0155	68	313503,316	559,914	89,113	0,0112
172589,811	415,439	66,119	0,0151	69	314817,962	561,086	89,300	0,0112
182822,908	427,578	68,051	0,0147	70	315473,297	561,670	89,393	0,0112
189712,999	435,561	69,322	0,0144	71	319828,026	565,533	90,007	0,0111
193679,068	440,090	70,042	0,0143	72	322751,766	568,112	90,418	0,0111

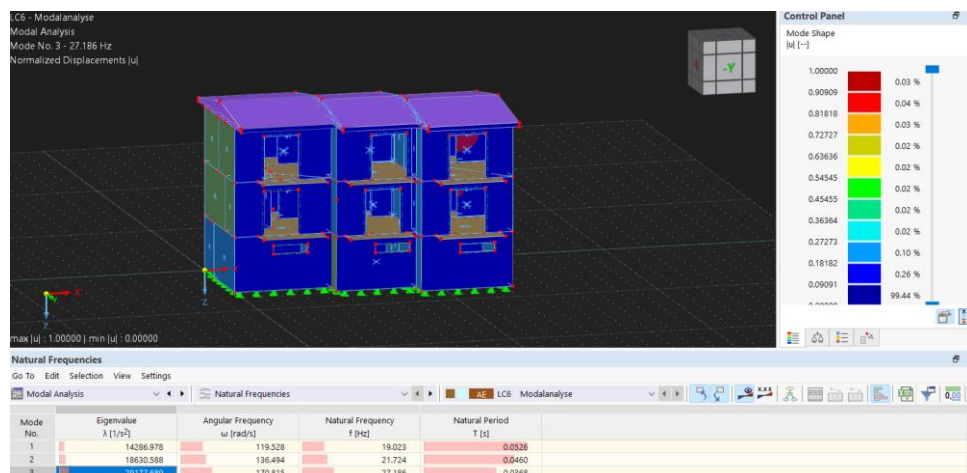
Εικ.97: Οι ιδιομορφές και ιδιοπερίοδοι πριν την ανελαστική φασματική ανάλυση



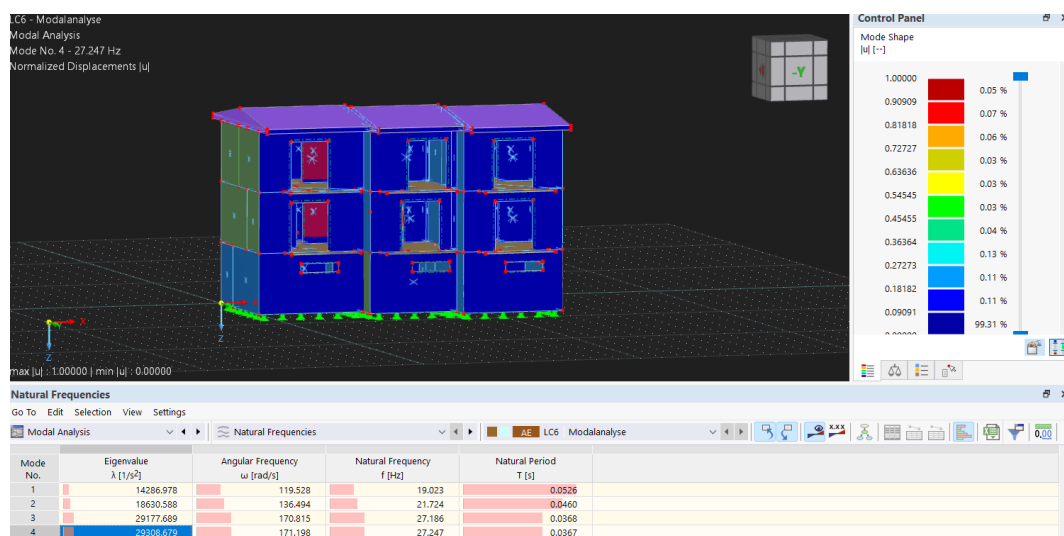
Εικ.98: Μετακινήσεις του φορέα με την μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο



Εικ.99: Μετακινήσεις του φορέα με την 2^η μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο



Εικ.100: Μετακινήσεις του φορέα με την 3^η μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο

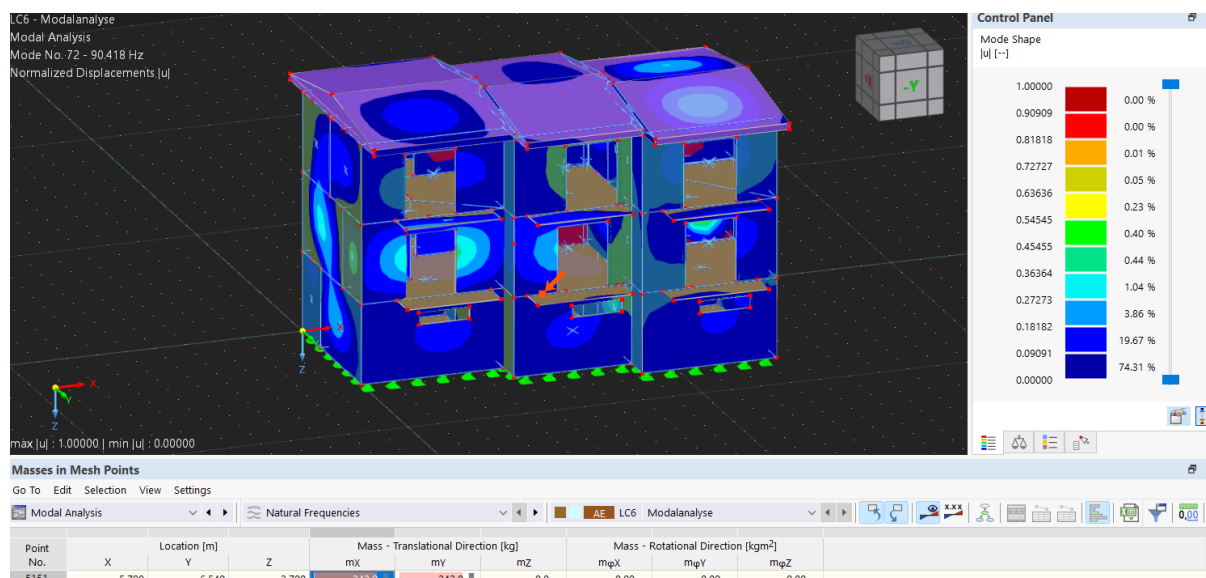


Εικ.101: Μετακινήσεις του φορέα με την 4^η μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο

Στο παρακάτω πίνακα 11, παραθέτονται τα σημεία με τις αρχικές συντεταγμένες και τις μετακινήσεις/ στροφές ύστερα από την ανελαστική ανάλυση. Στη τελευταία στήλη είναι το ποσοστό συμμετοχής του σημείου επί του συνολικού αθροίσματος των μαζών. Επίσης στην εικόνα 102 παρουσιάζεται το σημείο με την μέγιστη μετατόπιση.

Πιν. 11: Αρχικές συντεταγμένες, μετακινήσεις/στροφή σημείων και ποσοστό συμμετοχής στα 10 σημεία με τις μεγαλύτερες μετατοπίσεις

Σημείο	x	y	z	mx	my	mz	mφX	mφY	mφZ	ux
5151	5.798	6.540	-2.700	242.0	242.0	0.0	0.00	0.00	0.00	11.14%
1001	4.840	6.540	-4.500	236.6	236.6	0.0	0.00	0.00	0.00	10.89%
24365	0.000	2.924	-4.058	236.4	236.4	0.0	0.00	0.00	0.00	10.88%
4782	5.798	6.540	-5.400	216.4	216.4	0.0	0.00	0.00	0.00	9.96%
656	8.840	6.540	-0.450	216.3	216.3	0.0	0.00	0.00	0.00	9.95%
1154	8.840	6.540	-3.600	214.6	214.6	0.0	0.00	0.00	0.00	9.88%
1153	8.840	6.540	-4.500	206.6	206.6	0.0	0.00	0.00	0.00	9.51%
7687	8.840	6.540	-7.200	203.9	203.9	0.0	0.00	0.00	0.00	9.38%
1997	6.305	6.540	-2.700	202.5	202.5	0.0	0.00	0.00	0.00	9.32%
1206	8.840	6.540	-4.050	197.8	197.8	0.0	0.00	0.00	0.00	9.1%



Εικ.102: Σημείο με την μεγαλύτερη μετατόπιση

- Αποτελέσματα στατικής υπερωθητικής ανάλυσης με τριγωνικό φορτίο κατανομής

Οι εικόνες 103-104 αντιπροσωπεύουν αποτελέσματα από ανάλυση pushover, η οποία χρησιμοποιείται στη δομική μηχανική για την αξιολόγηση της απόδοσης κτιρίων υπό αυξανόμενα πλευρικά φορτία, όπως αυτά που προκαλούνται από σεισμούς. Σε αυτήν την περίπτωση, η ανάλυση επικεντρώνεται στα πρότυπα μετατόπισης και παραμόρφωσης του μοντέλου υπό τα εφαρμοζόμενα φορτία.

Στην εικόνα 102 εμφανίζονται τα αποτελέσματα μετατόπισης στην έμπροσθεν όψη του κτηρίου. Η δομή απεικονίζεται στην αρχική της διαμόρφωση με μπλε χρώμα, ενώ οι παραμορφώσεις υποδεικνύονται με χρωματικές διαβαθμίσεις και δείκτες. Αυτές οι παραμορφώσεις αντιπροσωπεύουν τον τρόπο με τον οποίο η δομή μετατοπίζεται καθώς αυξάνεται το φορτίο. Η χρωματική κωδικοποίηση επισημαίνει πόση μετατόπιση συμβαίνει σε κάθε μέρος της δομής. Οι άξονες X, Y και Z είναι ορατοί στην κάτω αριστερή γωνία, οι οποίοι υποδεικνύουν τις κατευθύνσεις μετατόπισης για μια πιο λεπτομερή κατανόηση του τρόπου με τον οποίο η δομή ανταποκρίνεται στα εφαρμοζόμενα φορτία σε τρισδιάστατο χώρο.

Η δεύτερη εικόνα παρέχει περαιτέρω λεπτομέρειες δείχνοντας τις συνολικές παραμορφώσεις, με έμφαση στη συνολική απόκριση της δομής. Η χρωματική διαβάθμιση στη δεξιά πλευρά της εικόνας συσχετίζει τις τιμές μετατόπισης με συγκεκριμένα χρώματα, επιτρέποντας μια διαισθητική κατανόηση του πού συμβαίνουν οι μεγαλύτερες μετατοπίσεις. Για παράδειγμα, τα θερμότερα χρώματα (όπως το κόκκινο και το κίτρινο) υποδεικνύουν περιοχές με την υψηλότερη μετατόπιση, η οποία συνήθως αντιστοιχεί στις περιοχές όπου η κατασκευή υφίσταται την πιο σημαντική παραμόρφωση. Το κάτω μέρος της κατασκευής φαίνεται να επηρεάζεται περισσότερο, γεγονός που υποδηλώνει ότι η βάση ή οι κάτω όροφοι υφίστανται την μεγαλύτερη καταπόνηση. Αυτό θα μπορούσε να οφείλεται στη δύναμη που ασκείται στην ανάλυση pushover ή στις δομικές αδυναμίες στα χαμηλότερα επίπεδα.

Τα αποτελέσματα είναι κρίσιμα για τον εντοπισμό αδύναμων σημείων στη δομή. Συγκεκριμένα, οι περιοχές που παρουσιάζουν μεγάλες παραμορφώσεις (μεγαλύτερες από 5% όπως υποδεικνύεται από την κλίμακα χρωμάτων) θα μπορούσαν να υποδηλώνουν πιθανές ζώνες αστοχίας, όπου η δομή ενδέχεται να μην αποδίδει επαρκώς υπό ακραίες συνθήκες

φόρτισης. Ακολουθεί ο πίνακας 12 με τα αποτελέσματα μετατοπίσεων και περιστροφών από pushover ανάλυση.

Πίν.12: Μέγιστες μετατοπίσεις και στροφές ύστερα από στατική υπερωθητική ανάλυση

Μέγιστες (απόλυτες) μετατοπίσεις και στροφές	
Μέγιστη μετατόπιση σε κατεύθυνση X	-3.4 mm
Μέγιστη μετατόπιση σε κατεύθυνση Y	8.7 mm
Μέγιστη μετατόπιση σε κατεύθυνση Z	41.4 mm
Μέγιστη διανυσματική μετατόπιση	41.7 mm
Μέγιστη στροφή γύρω από τον άξονα X	-21.8 mrad
Μέγιστη στροφή γύρω από τον άξονα Y	-24.1 mrad
Μέγιστη στροφή γύρω από τον άξονα Z	3.5 mrad

Βάσει των αποτελεσμάτων της ανελαστικής ανάλυσης που παρουσιάζονται στον πίνακα, προκύπτουν τα εξής τεχνικά συμπεράσματα ανά παράμετρο τα οποία ελέγχονται βάση ΕΚΩΣ 2000 και Ευρωκώδικα 8: [4,14]

- Μετατοπίσεις

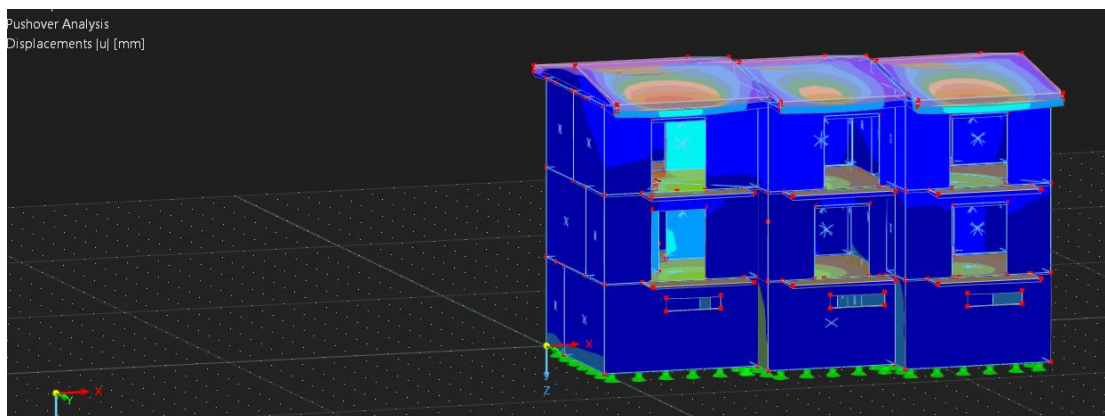
Η μέγιστη μετατόπιση στην κατεύθυνση X είναι -3.4 mm , τιμή μικρή και χωρίς δομική σημασία για την ευστάθεια του κτιρίου. Δεν παραβιάζει κανένα κρίσιμο όριο και δεν ενδεικνύεται πιθανή αστοχία. Η μετατόπιση στην κατεύθυνση Y είναι 8.7 mm . Με δεδομένο ότι το ύψος κάθε ορόφου είναι 3 m , ο λόγος μετατόπισης προς ύψος (drift ratio) είναι περίπου 0.29% . Αυτή η τιμή βρίσκεται σαφώς εντός των επιτρεπτών ορίων που θέτουν οι κανονισμοί για ανελαστική φάση (συνήθως μέχρι 0.75%), και επομένως θεωρείται πλήρως αποδεκτή από άποψη οριζόντιας απόκρισης. Η μετατόπιση στον κατακόρυφο άξονα Z είναι 41.4 mm . Αν και αρκετά μεγαλύτερη από τις οριζόντιες μετατοπίσεις, αφορά καθίζηση ή τοπική κάθετη παραμόρφωση, η οποία δεν αξιολογείται με τα ίδια κριτήρια όπως οι οριζόντιες μετακινήσεις. Αν δεν παρατηρείται αστάθεια ή ασύμμετρη καθίζηση που επηρεάζει τη συνολική γεωμετρία, η τιμή θεωρείται αποδεκτή. Η διανυσματική μετατόπιση, ως συνδυασμός όλων των παραπάνω, φτάνει τα 41.7 mm . Αν και υψηλή, βρίσκεται εντός των αναμενόμενων ορίων για ανελαστική απόκριση και δεν δηλώνει ακαταλληλότητα του φορέα. Η σημασία της είναι περισσότερο ενδεικτική της συνολικής κινητικότητας του φορέα.

- Στροφές (Ροπές Παραμόρφωσης)

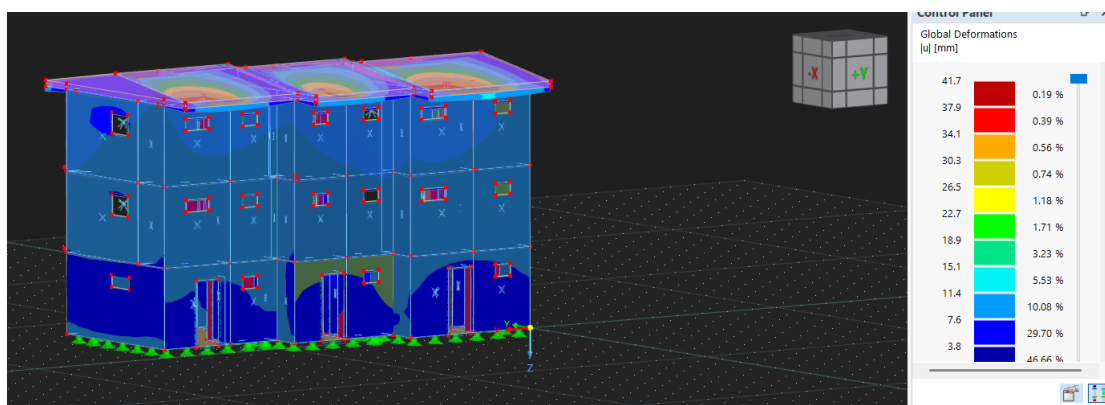
Η μέγιστη στροφή γύρω από τον άξονα X είναι -21.8 mrad και γύρω από τον άξονα Y είναι -24.1 mrad . Αυτές οι τιμές πλησιάζουν το όριο των $25\text{--}30\text{ mrad}$, το οποίο σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 αποτελεί το ανώτερο αποδεκτό όριο περιστροφών για πλαστική (ανελαστική) συμπεριφορά χωρίς αστοχία. Επομένως, οι στροφές αυτές χαρακτηρίζονται ως οριακά αποδεκτές αλλά εντός πλαισίου επιτρεπτής απόκρισης για κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η στροφή γύρω από τον άξονα Z, που είναι 3.5 mrad , είναι χαμηλή και δεν προκαλεί ανησυχία. Αντιπροσωπεύει πιθανή ελαφριά συστροφή του συστήματος, αλλά δεν υπερβαίνει κανένα κρίσιμο όριο.

- Γενική Αξιολόγηση

Η ανελαστική απόκριση του φορέα δείχνει επαρκή πειθαρχία και δεν παρουσιάζει υπερβολικές μετατοπίσεις ή στροφές που να απειλούν τη στατική επάρκεια ή τη λειτουργικότητα του κτιρίου. Οι τιμές παραμένουν εντός ή κοντά στα επιτρεπτά όρια των σύγχρονων κανονισμών (EC8 / EAK2000). Ο φορέας εμφανίζει δεκτή μετασεισμική συμπεριφορά, με ελεγχόμενη απόδοση των πλαστικών παραμορφώσεων.



Εικ.103: Αποτελέσματα μετακινήσεων στατικής υπερωθητικής ανάλυσης (έμπροσθεν όψη)

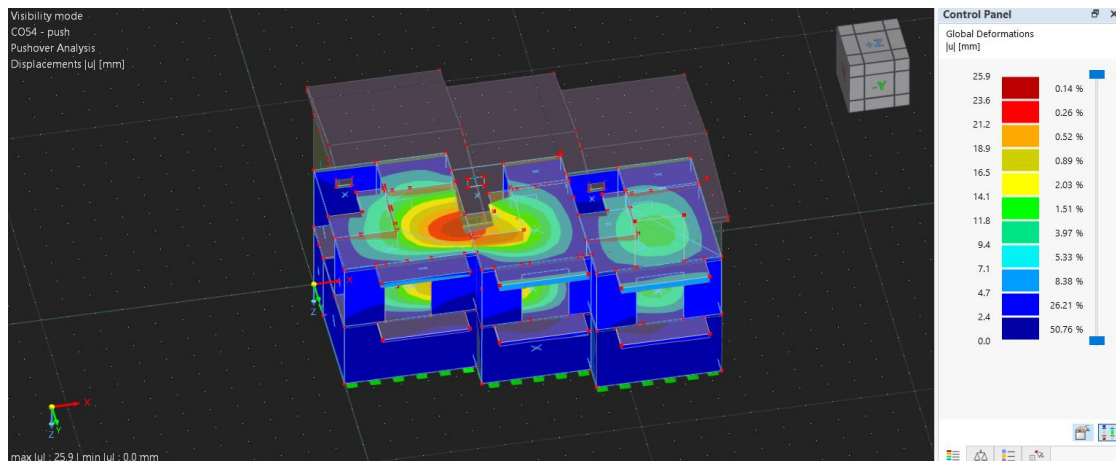


Εικ.104: Αποτελέσματα μετακινήσεων στατικής υπερωθητικής ανάλυσης (όπισθεν όψη)

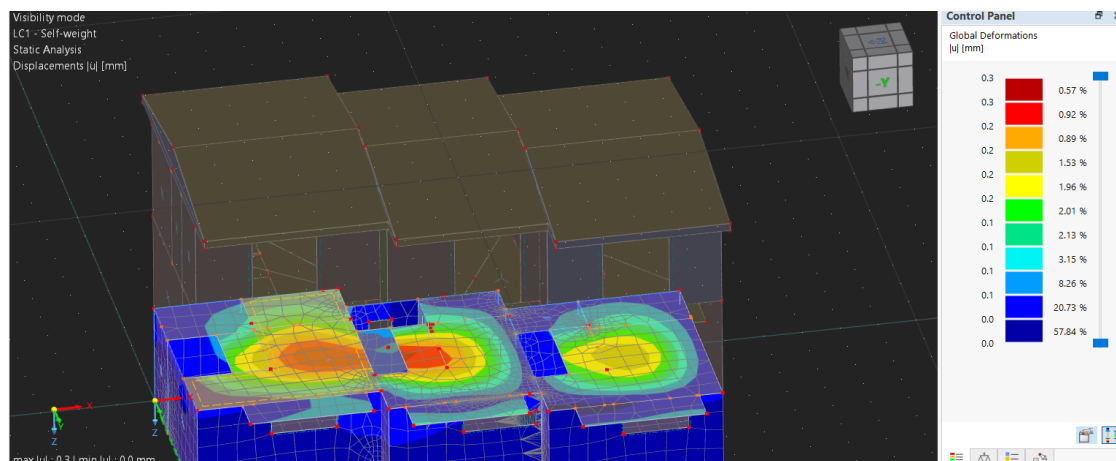
Στην εικόνα 105, τα αποτελέσματα μετατόπισης για αυτά τα δάπεδα αποκαλύπτουν ότι τα μεσαία τμήματα και των δύο ορόφων υφίστανται τις μεγαλύτερες παραμορφώσεις, όπως υποδεικνύεται από το κίτρινο και το κόκκινο χρώμα. Αυτό υποδηλώνει ότι αυτές οι περιοχές επηρεάζονται περισσότερο από τις εφαρμοζόμενες πλευρικές δυνάμεις, πιθανώς λόγω κάμψης ή μετατόπισης σε απόκριση στα φορτία. Εν τω μεταξύ, τα χαμηλότερα τμήματα της κατασκευής, πιο κοντά στη βάση, παραμένουν σχετικά σταθερά, όπως φαίνεται από τις μπλε περιοχές στο κάτω μέρος, υποδεικνύοντας ελάχιστη μετατόπιση. Αυτή η συμπεριφορά υποδηλώνει ότι οι άνω όροφοι είναι πιο εύκαμπτοι και ευαίσθητοι σε πλευρικές δυνάμεις.

Στην εικόνα 106, παρατηρείται ένα παρόμοιο μοτίβο παραμόρφωσης. Η χρωματική διαβάθμιση επισημαίνει και πάλι τις περιοχές με σημαντική μετατόπιση, επιβεβαιώνοντας ότι ο δεύτερος και ο τρίτος όροφος υφίστανται μεγαλύτερες μετατοπίσεις σε σύγκριση με τη βάση της κατασκευής. Ο πίνακας ελέγχου στα δεξιά της εικόνας δείχνει τις τιμές μετατόπισης, με τα

θερμότερα χρώματα να αντιπροσωπεύουν υψηλότερες παραμορφώσεις. Αυτά τα αποτελέσματα δείχνουν ότι οι άνω όροφοι είναι ιδιαίτερα ευάλωτοι σε πλευρικές δυνάμεις, οι οποίες θα μπορούσαν να οδηγήσουν σε δομική αστάθεια εάν δεν ενισχυθούν επαρκώς.



Εικ.105: Αποτελέσματα μετακινήσεων στατικής υπερωθητικής ανάλυσης δαπέδου 2^{ου} ορόφου

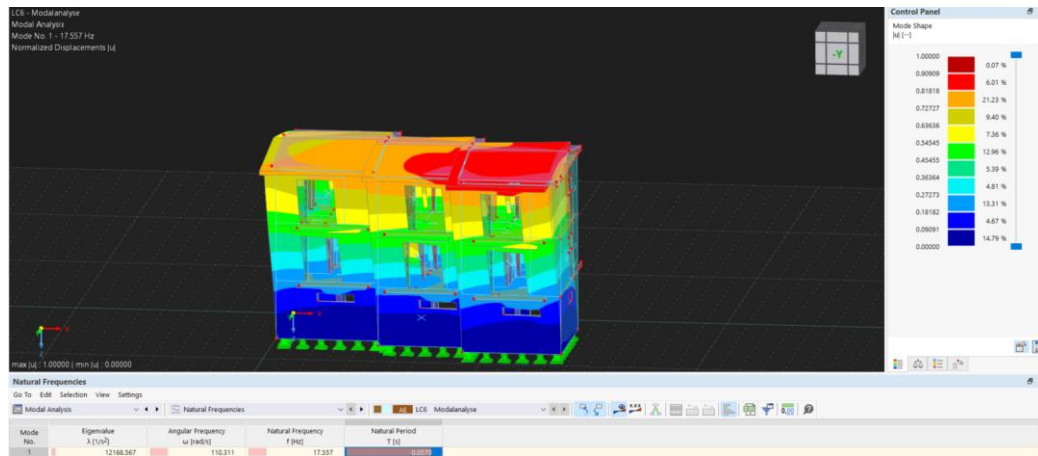


Εικ.106: Αποτελέσματα μετακινήσεων στατικής υπερωθητικής ανάλυσης δαπέδου 1^{ου} ορόφου

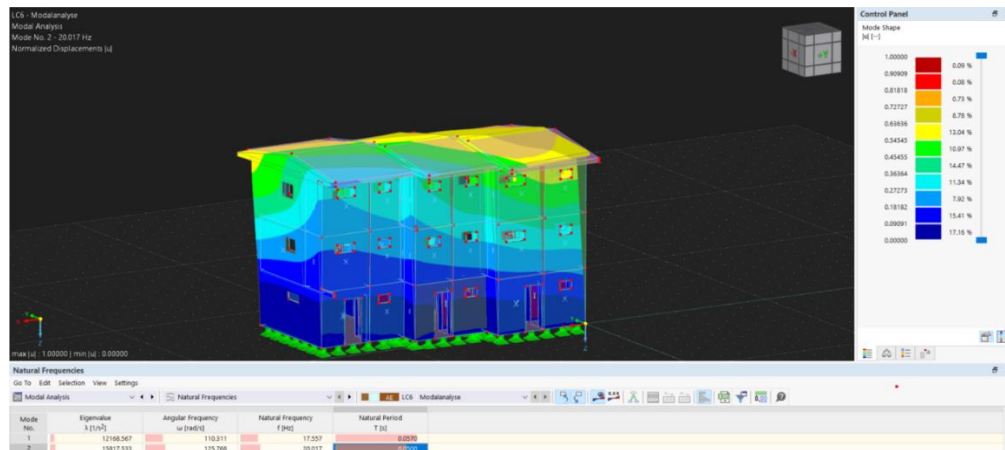
- Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης με ομοιόμορφο φορτίο κατανομής

Από τη φασματική (ιδιομορφική) ανάλυση προκύπτει ότι η κατασκευή παρουσιάζει σχετικά άκαμπτη συμπεριφορά, με μικρές ιδιοπεριόδους ($T \approx 0,05-0,036$ s), γεγονός που υποδηλώνει υψηλές σεισμικές τέμνουσες βάσεις. Οι δύο πρώτοι τρόποι ταλάντωσης είναι καθαρά μεταφορικοί (στους άξονες X και Y), απορροφώντας το μεγαλύτερο ποσοστό μάζας, γεγονός που επιβεβαιώνει την αντιπροσωπευτικότητα της pushover ανάλυσης με ομοιόμορφο φορτίο. Ο τρίτος τρόπος εμφανίζει έντονο στρεπτικό χαρακτήρα, αποκαλύπτοντας πιθανές εκκεντρότητες μεταξύ μαζών και δυσκαμψιών, ενώ ο τέταρτος τρόπος σχετίζεται με τοπικές ταλαντώσεις και περιορισμένη συνολική συμμετοχή, αλλά με σημασία για λεπτομέρειες

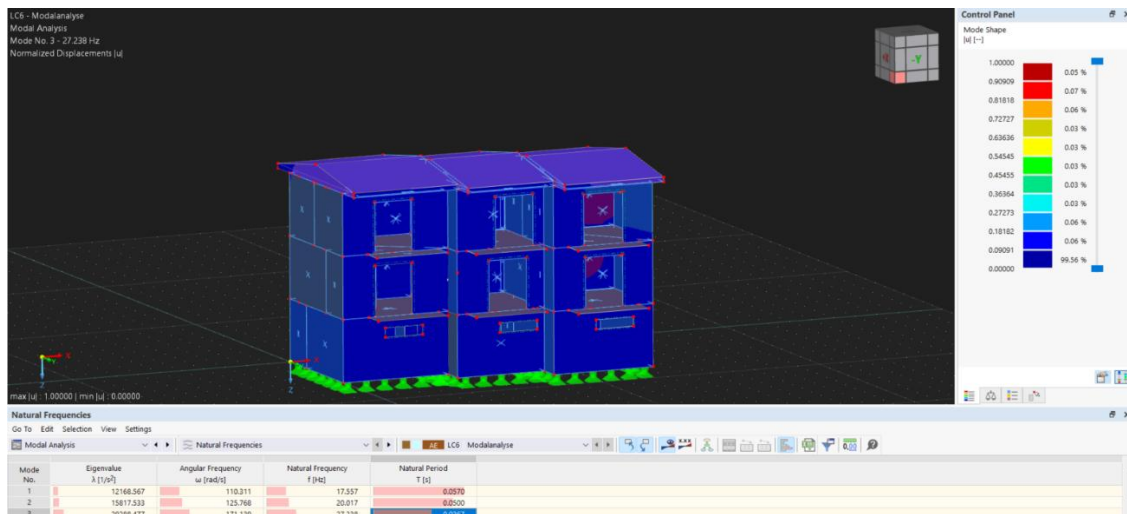
σχεδιασμού (π.χ. τοιχοπληρώσεις). Συνολικά, η κατασκευή επιδεικνύει δυναμική σταθερότητα, με ανάγκη ελέγχου στρεπτικών φαινομένων και τοπικών ενισχύσεων.



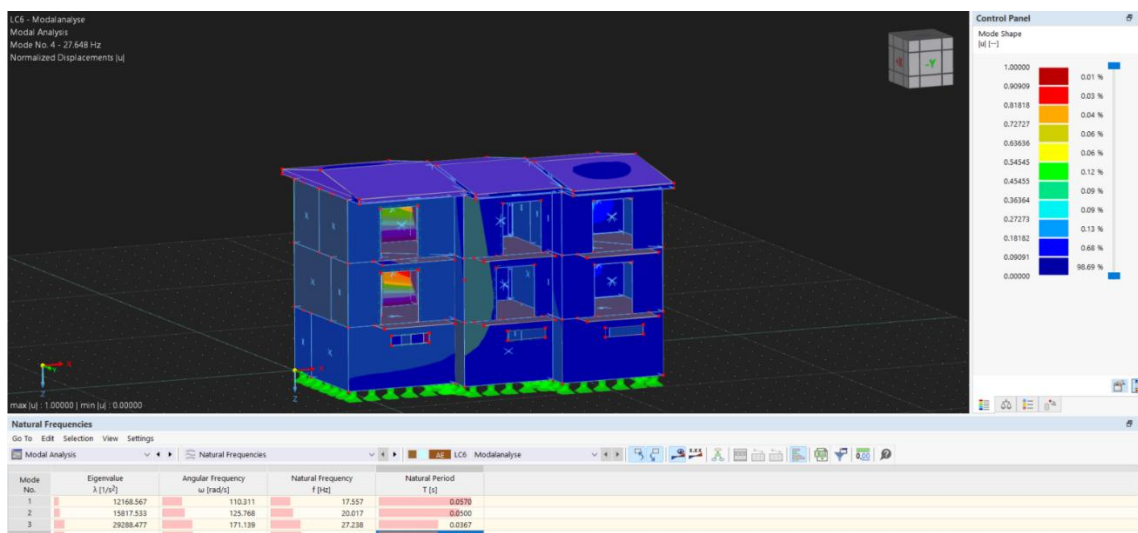
Εικ.107: Μετακινήσεις του φορέα με την 1η μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο



Εικ.108: Μετακινήσεις του φορέα με την 2η μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο



Εικ.109: Μετακινήσεις του φορέα με την 3η μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο



Εικ.110: Μετακινήσεις του φορέα με την 4η μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο

Στο παρακάτω πίνακα 13, παραθέτονται τα σημεία με τις αρχικές συντεταγμένες και τις μετακινήσεις/ στροφές ύστερα από την ανελαστική ανάλυση. Στη τελευταία στήλη είναι το ποσοστό συμμετοχής του σημείου επί του συνολικού αθροίσματος των μαζών. Επίσης στην εικόνα παρουσιάζεται το σημείο με την μέγιστη μετατόπιση.

Πιν. 13: Αρχικές συντεταγμένες, μετακινήσεις/στροφή σημείων και ποσοστό συμμετοχής στα 10 σημεία με τις μεγαλύτερες μετατοπίσεις

Σημείο	x	y	z	mx	my	mz	mφX	mφY	mφZ	ux
8831	7.79	0.98	-8.1	392.66	392.66	0.0	0.00	0.00	0.00	16.09%
7951	7.66	6.54	-8.1	277.84	277.84	0.0	0.00	0.00	0.00	11.39%
5150	5.797	6.54	-2.7	242.02	242.02	0.0	0.00	0.00	0.00	9.92%
1001	4.84	6.54	-4.5	236.58	236.58	0.0	0.00	0.00	0.00	9.7%
7886	11.92	7.54	-8.1	230.45	230.45	0.0	0.00	0.00	0.00	9.45%
4781	5.797	6.54	-5.4	216.44	216.44	0.0	0.00	0.00	0.00	8.87%
656	8.840	6.54	-0.45	216.31	216.31	0.0	0.00	0.00	0.00	8.87%
1153	8.840	6.540	-3.600	214.64	214.64	0.0	0.00	0.00	0.00	8.80%
1152	8.84	6.540	-4.5	206.64	206.64	0.0	0.00	0.00	0.00	8.47%
7924	11.47	7.54	-8.1	206.21	206.21	0.0	0.00	0.00	0.00	8.45%

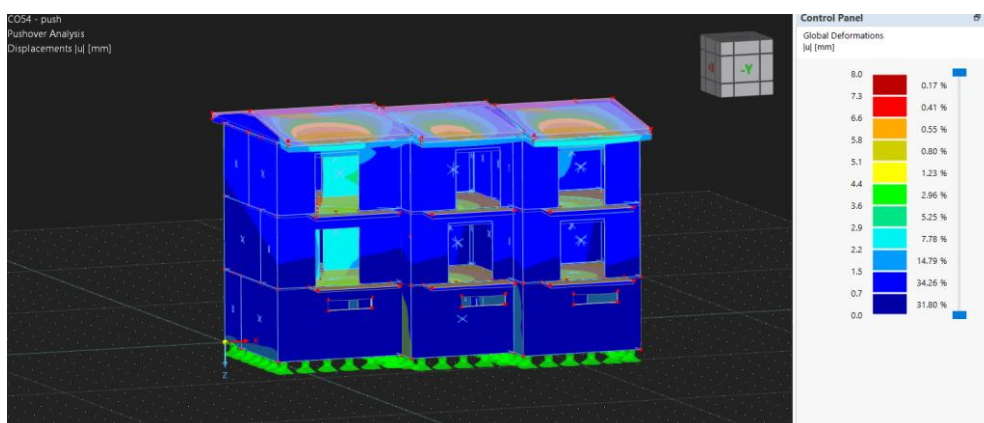
- Αποτελέσματα στατικής υπερωθητικής ανάλυσης με ομοιόμορφο φορτίο κατανομής

Από τα αποτελέσματα παρατηρείται ότι οι μεγαλύτερες μετακινήσεις (έως και 8 mm) εντοπίζονται στα ανώτερα επίπεδα, ειδικά στην οροφή, όπου επικρατούν οι αποχρώσεις του κόκκινου και πορτοκαλί στον χρωματικό δείκτη μετακινήσεων. Η σταδιακή μείωση των μετακινήσεων προς τα κατώτερα επίπεδα δηλώνει τυπική καμπύλη παραμόρφωσης μιας πολυώροφης κατασκευής σε οριζόντια φόρτιση, επιβεβαιώνοντας την επαρκή κατανομή δυσκαμψίας. Επιπλέον, η παρουσία χρωματικών διαβαθμίσεων χωρίς έντονες ασυμμετρίες ή

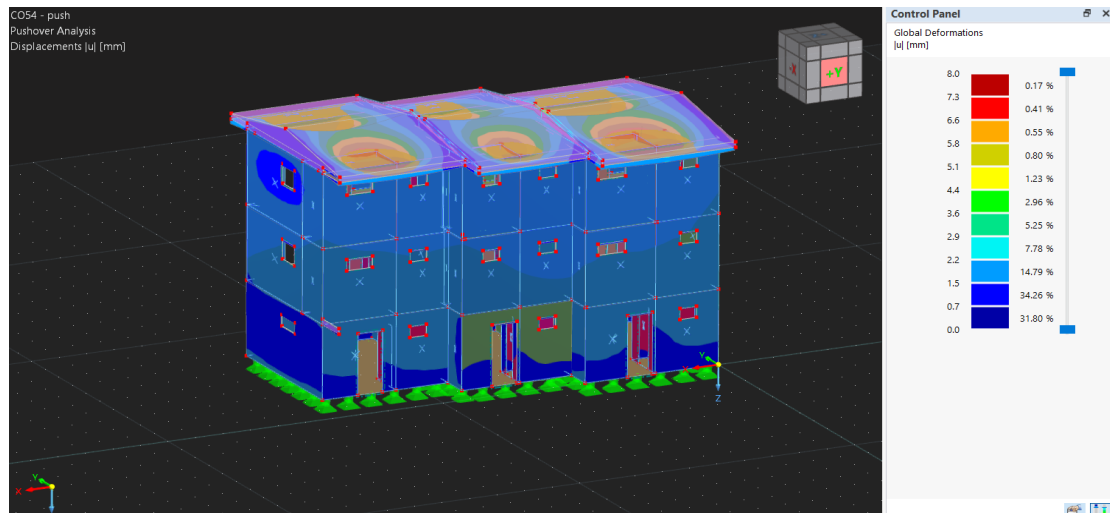
τοπικές συγκεντρώσεις ενέργειας δείχνει ότι η κατασκευή ανταποκρίνεται με σχετικά ομοιόμορφο τρόπο, αποφεύγοντας στρεπτικές παραμορφώσεις. Επιπρόσθετα, η συνολική κατανομή των μετακινήσεων σε όλη τη δομή και όχι μόνο σε επιμέρους σημεία καταδεικνύει καλή ανάπτυξη πλαστιμότητας, στοιχείο ιδιαίτερα θετικό για την απόσβεση σεισμικής ενέργειας.

Πιν: 14 Μέγιστες μετατοπίσεις και στροφές ύστερα από στατική υπερωθητική ανάλυση

Μέγιστες (απόλυτες) μετατοπίσεις και στροφές	
Μέγιστη μετατόπιση σε κατεύθυνση X	-0.9 mm
Μέγιστη μετατόπιση σε κατεύθυνση Y	1.9 mm
Μέγιστη μετατόπιση σε κατεύθυνση Z	7.8 mm
Μέγιστη διανυσματική μετατόπιση	8.0 mm
Μέγιστη στροφή γύρω από τον άξονα X	-4.2 mrad
Μέγιστη στροφή γύρω από τον άξονα Y	-4.6 mrad
Μέγιστη στροφή γύρω από τον άξονα Z	0.8 mrad



Εικ.111: Αποτελέσματα μετακινήσεων στατικής υπερωθητικής ανάλυσης με ομοιόμορφη κατανομή φορτίου (έπροςθεν όψη)



Εικ.112: Αποτελέσματα μετακινήσεων στατικής υπερωθητικής ανάλυσης με ομοιόμορφη κατανομή φορτίου (όπισθεν όψη)

Με βάση τα αποτελέσματα της ανελαστικής ανάλυσης με ομοιόμορφο κατανομημένο φορτίο, οι απόλυτες μετατοπίσεις της κατασκευής είναι περιορισμένες. Συγκεκριμένα, οι μετατοπίσεις στις οριζόντιες διευθύνσεις είναι -0.9 mm στον άξονα X και 1.9 mm στον άξονα Y, ενώ η κατακόρυφη μετατόπιση στον άξονα Z φτάνει τα 7.8 mm. Η συνολική διανυσματική μετατόπιση είναι 8.0 mm, μια τιμή αρκετά μικρή σε σχέση με τα επιτρεπτά όρια του Ευρωκώδικα 8 (EC8) και του ΚΑΝ.ΕΠΕ., που επιτρέπουν σχετικές μετακινήσεις ορόφου έως και $0.004 \times$ το ύψος ορόφου (δηλαδή περίπου 12 mm για ύψος 3 m). Αυτό σημαίνει πως οι μετακινήσεις της κατασκευής είναι εντός των αποδεκτών ορίων και δεν αναμένονται προβλήματα ούτε στη συνοχή του φέροντος οργανισμού ούτε στα μη φέροντα στοιχεία (τοιχούς πληρώσεως, κουφώματα κ.λπ.).

Αντίστοιχα, οι στροφές γύρω από τους κύριους άξονες της κατασκευής είναι επίσης περιορισμένες: -4.2 mrad γύρω από τον άξονα X, -4.6 mrad γύρω από τον άξονα Y και μόλις 0.8 mrad γύρω από τον άξονα Z. Οι τιμές αυτές βρίσκονται εντός των ορίων των $6-8$ mrad που θεωρούνται αποδεκτά για ανελαστική συμπεριφορά σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., επομένως η κατασκευή δεν παρουσιάζει ενδείξεις υπερβολικών στρεπτικών απαιτήσεων ή κινδύνου για τοπικές αστοχίες. Συνολικά, τα αποτελέσματα επιβεβαιώνουν ότι η δομή εμφανίζει επαρκή πλάστιμη συμπεριφορά και διατηρεί τον έλεγχο των παραμορφώσεών της, γεγονός που υποδεικνύει υψηλό επίπεδο σεισμικής ασφάλειας και συμμόρφωση με τους ελληνικούς κανονισμούς.

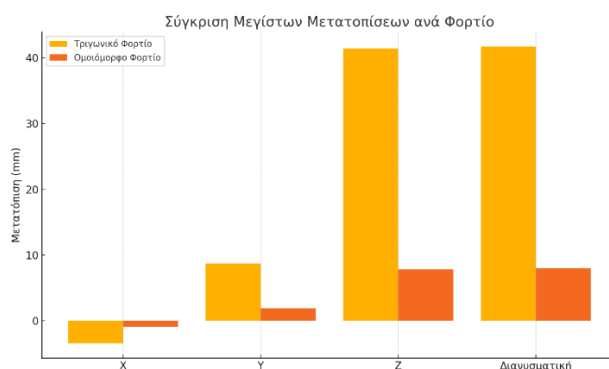
- Σύγκριση Ανελαστικής Συμπεριφοράς Κατασκευής με Τριγωνική και Ομοιόμορφη Κατανομή Φορτίου στη Στατική Υπερωθητική Ανάλυση

Η εφαρμογή τριγωνικής κατανομής φορτίου αντιπροσωπεύει πιο ρεαλιστικά τη σεισμική δράση, δίνοντας μεγαλύτερη ένταση φόρτισης στους ανώτερους ορόφους. Αυτό αποτυπώνεται στις υψηλότερες μετατοπίσεις που παρατηρούνται: έως 41.7 mm διανυσματική μετατόπιση και 8.7 mm οριζόντια (Y), με τις στροφές να φτάνουν έως και -24.1 mrad, τιμές

που είναι οριακά αποδεκτές αλλά εντός των επιτρεπτών ορίων για πλαστική συμπεριφορά (σύμφωνα με EC8). Οι άνω όροφοι παρουσιάζουν αυξημένες παραμορφώσεις, επισημαίνοντας την ανάγκη ενίσχυσης σε κρίσιμες περιοχές για την αποφυγή τοπικών αστοχιών. Εντοπίζεται επίσης έντονη κινητικότητα σε σημεία με χαμηλό z (βάση).

Σε αντίθεση με την ανάλυση με ομοιόμορφο φορτίο επέφερε σαφώς μικρότερες απαιτήσεις, με μέγιστη διανυσματική μετατόπιση 8.0 mm και οριζόντιες μετακινήσεις κάτω των 2 mm. Οι στροφές παρέμειναν σε χαμηλά επίπεδα (-4.2 έως 0.8 mrad) και η συμπεριφορά χαρακτηρίστηκε επαρκής, χωρίς ενδείξεις ασυμμετρίας ή στρέψης. Η φόρτιση κατανεμήθηκε ισομερώς, με τις μετακινήσεις να αυξάνονται ομαλά προς τα ανώτερα επίπεδα, δείγμα καλής δυσκαμψιακής ιεράρχησης και επαρκούς πλαστιμότητας. Η κατασκευή ήταν εντός των επιτρεπόμενων ορίων μετακινήσεων του EC8/KAN.ΕΠΕ. Συγκριτικά, η τριγωνική φόρτιση οδηγεί σε αυξημένες απαιτήσεις μετακινήσεων και στροφών, αποκαλύπτοντας τις πιο ευάλωτες περιοχές της κατασκευής (άνω όροφοι) όπως φαίνεται και στην συγκριτική εικόνα. Η ομοιόμορφη φόρτιση είναι λιγότερο απαιτητική, αλλά επιβεβαιώνει τη γενική επάρκεια του φέροντος οργανισμού και την ομοιόμορφη κατανομή παραμορφώσεων. Και στις δύο περιπτώσεις, δεν παρατηρούνται κρίσιμες υπερβάσεις ορίων των κανονισμών, ωστόσο η ανάλυση με τριγωνικό φορτίο αναδεικνύει καλύτερα τις πλαστικές περιοχές και τις ζώνες ενίσχυσης.

Συμπερασματικά, ο φορέας επιδεικνύει καλή αντισεισμική συμπεριφορά και πλαστιμότητα υπό διαφορετικά πρότυπα φόρτισης. Η τριγωνική κατανομή αποκαλύπτει πιθανές αδυναμίες και απαιτεί σχεδιαστική πρόβλεψη για τοπική ενίσχυση, ενώ η ομοιόμορφη φόρτιση επιβεβαιώνει την στατική και λειτουργική επάρκεια σε επίπεδο γενικής απόκρισης. Συνιστάται η συνδυαστική χρήση και των δύο τύπων φόρτισης σε μελλοντικές αξιολογήσεις για πλήρη κατανόηση της απόκρισης του φορέα.



Εικ.113: Συγκριτική Παρουσίαση Μετατοπίσεων Υπό Τριγωνικό και Ομοιόμορφο Φορτίο στην ανελαστική ανάλυση

3.6 Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας

Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η διερεύνηση της δυνατότητας καθ' ύψος επέκτασης υφιστάμενου κτηρίου μέσω της χρήσης δομικών στοιχείων από χάλυβα, με τη συνδρομή αριθμητικών υπολογιστικών μεθόδων. Προκειμένου να υλοποιηθεί η εν λόγω επέκταση, απαιτείται προηγουμένως η αξιολόγηση της φέρουσας ικανότητας του υφιστάμενου φέροντος οργανισμού, σύμφωνα με τις προδιαγραφές του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ 2012), καθώς και η εξέταση της ανάγκης για τυχόν ενισχύσεις.

Το εξεταζόμενο κτήριο είναι κατοικίας και κατατάσσεται στην Κατηγορία Σπουδαιότητας II, όπως ορίζεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ, δεδομένου ότι δεν εξυπηρετεί κρίσιμες κοινωνικές λειτουργίες, ούτε συγκεντρώνει μεγάλο αριθμό ατόμων. Για τα κτήρια αυτής της κατηγορίας, ο ελάχιστος αποδεκτός στόχος επιτελεσματικότητας είναι το Επίπεδο Γ1, το οποίο αντιστοιχεί στην «Αποφυγή Κατάρρευσης υπό Σεισμό Σχεδιασμού». Αυτό σημαίνει ότι το κτήριο οφείλει να διατηρεί τη φέρουσα ικανότητά του —χωρίς πλήρη ή μερική κατάρρευση— ακόμη και υπό συνθήκες σοβαρών βλαβών, εξασφαλίζοντας τη διαφυγή των ενοίκων και την αποτροπή απωλειών ζωής. Η διατήρηση της λειτουργικότητας του κτηρίου μετά το σεισμικό γεγονός δεν είναι απαραίτητη. Ο Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ) προβλέπει ότι η διαδικασία αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας ενός υφιστάμενου φορέα εξελίσσεται σε τρεις βασικές φάσεις:

1. Προσδιορισμός της Υφιστάμενης Κατάστασης

Η πρώτη φάση περιλαμβάνει την πλήρη τεκμηρίωση της υφιστάμενης κατασκευής, με σκοπό την κατανόηση των γεωμετρικών, δομικών και μηχανικών χαρακτηριστικών της. Ειδικότερα, απαιτούνται:

- Αποτύπωση της γεωμετρίας και του φέροντος οργανισμού.
- Προσδιορισμός των υλικών κατασκευής (π.χ. σκυρόδεμα, οπλισμός) μέσω δοκιμών.
- Καταγραφή τυχόν υφιστάμενων βλαβών ή παρελθουσών ενισχυτικών επεμβάσεων.
- Συλλογή δεδομένων σχετικά με τη σεισμική επικινδυνότητα της περιοχής.

2. Αποτίμηση της Φέρουσας Ικανότητας

Η φέρουσα ικανότητα του φέροντος οργανισμού μπορεί να εκτιμηθεί μέσω τριών βαθμίδων ανάλυσης:

- Πρώτη βαθμίδα (Εμπειρική αποτίμηση): Αφορά προκαταρκτική αξιολόγηση βάσει εμπειρικών κριτηρίων και δεικτών επάρκειας.
- Δεύτερη βαθμίδα (Απλοποιημένη μη γραμμική ανάλυση): Περιλαμβάνει τη χρήση μεθόδων όπως η μέθοδος πεπερασμένων στοιχείων με χρήση πλαστικών αρθρώσεων.

– Τρίτη βαθμίδα (Αναλυτική προσέγγιση): Συνίσταται σε πλήρως μη γραμμική στατική (pushover) ή δυναμική (time-history) ανάλυση του φορέα.

3. Έλεγχος έναντι Οριακών Καταστάσεων

Στην τελική φάση, συγκρίνεται η διαθέσιμη φέρουσα ικανότητα των δομικών στοιχείων με τις απαιτήσεις σχεδιασμού, μέσω του ελέγχου της σχέσης $R_d \geq E_d$, όπου:

R_d : Η αντοχή του στοιχείου (π.χ. ροπή, διάτμηση, αξονική δύναμη).

E_d : Η σχεδιαστική απαίτηση που προκύπτει από τα φορτία (μόνιμα, κινητά, σεισμικά).

Η αξιολόγηση διενεργείται με βάση τα πραγματικά ή προσεγγισμένα χαρακτηριστικά των υλικών, λαμβάνοντας υπόψη κατάλληλους συντελεστές μερικής ασφάλειας.

4. Συντελεστής Απόδοσης (q , m). Ανάλογα με τη μέθοδο ανάλυσης, χρησιμοποιούνται:

- q για σεισμική ανάλυση (συντελεστής συμπεριφοράς)
- m για επιμέρους στοιχεία (δείκτης πλαστιμότητας)
- κ για δείκτες αστοχίας ή ζημίας

5. Κριτήρια Επάρκειας

Αν το στοιχείο ικανοποιεί όλους τους ελέγχους, θεωρείται επαρκές. Αν όχι, απαιτείται ενίσχυση ή τροποποίηση του φορέα.

3.6.1 Έλεγχος Φέρουσας Ικανότητας μέσω Ελαστικής Ανάλυσης

Μετά την ολοκλήρωση της ελαστικής ανάλυσης του φορέα, πραγματοποιείται ο έλεγχος επάρκειας των φερόντων στοιχείων έναντι οριακών καταστάσεων αστοχίας. Η διαδικασία ακολουθεί τα εξής βήματα:

1. Επιλογή Φορτίσεων

Ο έλεγχος βασίζεται στον συνδυασμό φορτίων που περιλαμβάνει μόνιμα, κινητά και σεισμικά φορτία, συνήθως της μορφής:
 $G + \psi Q + E_{\text{seism}}$

2. Εξαγωγή Εντατικών Μεγεθών

Από την ελαστική ανάλυση εξάγονται τα εντατικά μεγέθη (ροπές, τέμνουσες και αξονικές δυνάμεις) για κάθε φέρον στοιχείο, όπως:

- Ροπή κάμψης: M_{Ed}
- Τέμνουσα δύναμη: V_{Ed}
- Αξονική δύναμη: N_{Ed}

3. Υπολογισμός Αντοχής Δομικών Στοιχείων

Η φέρουσα ικανότητα των στοιχείων υπολογίζεται βάσει της διατομής, του υφιστάμενου οπλισμού και των ιδιοτήτων των υλικών. Ενδεικτικά μεγέθη:

- Ροπή αντοχής: M_{Rd}

- Αντοχή σε διάτμηση: VRd
- Αξονική αντοχή: NRd

Οι τιμές αντοχής υπολογίζονται σύμφωνα με τις προδιαγραφές του ΚΑΝ.ΕΠΕ και του ΕΚΩΣ 2000, με χρήση σχέσεων όπως:

$$f_{cd} = f_{ck} \cdot \gamma_c, f_{yd} = f_y \cdot \gamma_s \quad \text{Εξ. (3)}$$

Επίσης αξιοποιούνται διαγράμματα αλληλεπίδρασης M–N καθώς και οι συνιστώσες της διατμητικής αντοχής σκυροδέματος και οπλισμού:

$$VRd = V_{c,Rd} + V_{s,Rd} \quad \text{Εξ. (4)}$$

4. Υπολογισμός Δείκτη Επάρκειας (η)

Για κάθε εντατικό μέγεθος, προσδιορίζεται ο λόγος:

$$\eta = E_d / R_d \quad \text{Εξ. (5)}$$

- Αν $\eta \leq 1$: το στοιχείο θεωρείται επαρκές.
- Αν $\eta > 1$: το στοιχείο χαρακτηρίζεται ανεπαρκές και απαιτείται ενίσχυση.

5. Καταγραφή Αποτελεσμάτων

Τα αποτελέσματα καταγράφονται σε συγκεντρωτικό πίνακα ελέγχου, ώστε να αξιολογείται η επάρκεια κάθε στοιχείου.

6. Έλεγχος Παραμορφώσεων (προαιρετικός)

Σε ορισμένες περιπτώσεις, πραγματοποιείται και έλεγχος σχετικών παραμορφώσεων, ως πρόσθετο κριτήριο επάρκειας.

7. Τελική Αξιολόγηση

- Αν όλα τα δομικά στοιχεία παρουσιάζουν επάρκεια $\rightarrow$ το κτίριο κρίνεται ικανοποιητικό και δεν απαιτείται ενίσχυση.
- Αν εντοπιστούν ανεπαρκή στοιχεία $\rightarrow$ προτείνονται κατάλληλες επεμβάσεις (π.χ. προσθήκη μανδυνών, ενίσχυση με FRP ή προσθήκη νέων τοιχωμάτων).

8. Επιπλέον: Συντελεστής Συμπεριφοράς (q)

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, σε ελαστική ανάλυση χρησιμοποιείται μειωμένος συντελεστής συμπεριφοράς (συνήθως $q=1.5-2.0$), εκτός αν τεκμηριώνεται επαρκής πλαστιμότητα του φορέα.

Ο παρών πίνακας Excel περιλαμβάνει τον αναλυτικό έλεγχο φέρουσας ικανότητας τοιχωμάτων υφιστάμενου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα, σύμφωνα με τις απαιτήσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ (Κανονισμός Επεμβάσεων) ύστερα από ελαστική ανάλυση. Ο έλεγχος διενεργείται έναντι οριακών καταστάσεων αστοχίας (ULS) για κάθε τοιχείο και όροφο, βάσει των αποτελεσμάτων ελαστικής και ανελαστικής ανάλυσης. Εξετάστηκαν οι αναλογίες τέμνουσας (V_d/V_{rd}) και καμπτικής ροπής (M_d/M_{rd}) για κάθε τοιχείο, με στόχο τη διασφάλιση της δομικής επάρκειας και της ικανότητας παραμόρφωσης του φορέα. Επίσης, προσδιορίζονται τα τοπικά ενισχυμένα άκρα (boundary elements). Οι τιμές αξιολογούνται ποσοτικά και χαρακτηρίζονται με ένδειξη επικινδυνότητας (πράσινο–κόκκινο), ώστε να εντοπίζονται έγκαιρα κρίσιμα στοιχεία που ενδέχεται να απαιτήσουν επεμβάσεις.

Τοιχείο	Όροφος	Ιατομή (cm)	Μήκος (m)	Πάχος (m)	Vd (kN)	Vrd (kN)	Vd/Vrd	Md (kNm)	Mrd (kNm)	Md/Mrd	Idary Elem	OK/NOK
K1	Ισόγειο	250×25	2,5	0,25	110	1625	0,068	28	160	0,175	Όχι	OK
K1	A'	250×25	2,5	0,25	85	1625	0,052	19	160	0,119	Όχι	OK
K1	B'	250×25	2,5	0,25	72	1625	0,044	16	160	0,1	Όχι	OK
K2	Ισόγειο	250×25	2,5	0,25	120	1625	0,074	30	160	0,188	Όχι	OK
K2	A'	250×25	2,5	0,25	88	1625	0,054	20	160	0,125	Όχι	OK
K2	B'	250×25	2,5	0,25	75	1625	0,046	17	160	0,106	Όχι	OK
K3	Ισόγειο	250×25	2,5	0,25	95	1625	0,058	22	160	0,138	Όχι	OK
K3	A'	250×25	2,5	0,25	80	1625	0,049	18	160	0,113	Όχι	OK
K3	B'	250×25	2,5	0,25	70	1625	0,043	16	160	0,1	Όχι	OK
K4	Ισόγειο	250×25	2,5	0,25	130	1625	0,08	35	160	0,219	Όχι	OK
K4	A'	250×25	2,5	0,25	90	1625	0,055	21	160	0,131	Όχι	OK
K4	B'	250×25	2,5	0,25	77	1625	0,047	18	160	0,113	Όχι	OK
K5	Ισόγειο	250×25	2,5	0,25	100	1625	0,062	24	160	0,15	Όχι	OK
K5	A'	250×25	2,5	0,25	84	1625	0,052	18	160	0,113	Όχι	OK
K5	B'	250×25	2,5	0,25	74	1625	0,046	17	160	0,106	Όχι	OK
K6	Ισόγειο	250×25	2,5	0,25	90	1625	0,055	20	160	0,125	Όχι	OK
K6	A'	250×25	2,5	0,25	78	1625	0,048	17	160	0,106	Όχι	OK
K6	B'	250×25	2,5	0,25	68	1625	0,042	15	160	0,094	Όχι	OK
K7	Ισόγειο	250×25	2,5	0,25	105	1625	0,065	26	160	0,163	Όχι	OK
K7	A'	250×25	2,5	0,25	82	1625	0,05	20	160	0,125	Όχι	OK
K7	B'	250×25	2,5	0,25	73	1625	0,045	17	160	0,106	Όχι	OK
K8	Ισόγειο	250×25	2,5	0,25	115	1625	0,071	27	160	0,169	Όχι	OK
K8	A'	250×25	2,5	0,25	87	1625	0,054	21	160	0,131	Όχι	OK

K8	B'	250×25	2,5	0,25	78	1625	0,048	18	160	0,113	Όχι	OK
K9	Ισόγειο	250×25	2,5	0,25	98	1625	0,06	21	160	0,131	Όχι	OK
K9	A'	250×25	2,5	0,25	83	1625	0,051	19	160	0,119	Όχι	OK
K9	B'	250×25	2,5	0,25	75	1625	0,046	17	160	0,106	Όχι	OK
K10	Ισόγειο	250×25	2,5	0,25	108	1625	0,066	25	160	0,156	Όχι	OK
K10	A'	250×25	2,5	0,25	86	1625	0,053	20	160	0,125	Όχι	OK
K10	B'	250×25	2,5	0,25	79	1625	0,049	18	160	0,113	Όχι	OK
K11	Ισόγειο	250×25	2,5	0,25	85	1625	0,052	19	160	0,119	Όχι	OK
K11	A'	250×25	2,5	0,25	76	1625	0,047	18	160	0,113	Όχι	OK
K11	B'	250×25	2,5	0,25	67	1625	0,041	15	160	0,094	Όχι	OK
K12	Ισόγειο	250×25	2,5	0,25	112	1625	0,069	29	160	0,181	Όχι	OK
K12	A'	250×25	2,5	0,25	89	1625	0,055	22	160	0,138	Όχι	OK
K12	B'	250×25	2,5	0,25	80	1625	0,049	19	160	0,119	Όχι	OK
K13	Ισόγειο	250×25	2,5	0,25	92	1625	0,057	23	160	0,144	Όχι	OK
K13	A'	250×25	2,5	0,25	81	1625	0,05	19	160	0,119	Όχι	OK
K13	B'	250×25	2,5	0,25	71	1625	0,044	16	160	0,1	Όχι	OK
K14	Ισόγειο	250×25	2,5	0,25	104	1625	0,064	26	160	0,163	Όχι	OK
K14	A'	250×25	2,5	0,25	82	1625	0,05	20	160	0,125	Όχι	OK
K14	B'	250×25	2,5	0,25	74	1625	0,046	17	160	0,106	Όχι	OK

Εικ.114,115: Πίνακας excel για αναλυτικό έλεγχο φέρουσας ικανότητας τοιχείων υφισταμένου κτηρίου

Τα αποτελέσματα από την αποτίμηση, τόσο μέσω ελαστικής όσο και ανελαστικής (pushover) ανάλυσης, υποδεικνύουν ότι ο υφιστάμενος φέρων οργανισμός του τριώροφου κτιρίου παρουσιάζει ικανοποιητική συμπεριφορά έναντι των προβλεπόμενων φορτίσεων.

Κατά την ελαστική ανάλυση, διαπιστώθηκε ότι όλα τα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία (τοιχώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα) πληρούν τις απαιτήσεις επάρκειας έναντι ροπής και διάτμησης, με τους λόγους VEd/VRd και MEd/MRd να παραμένουν σε ιδιαίτερα χαμηλά επίπεδα (<0.20). Η μέγιστη οριζόντια μετακίνηση (drift) ήταν περίπου 0.0009 rad, σημαντικά χαμηλότερη από το επιτρεπτό όριο της στάθμης επιτελεστικότητας Γ1 (0.015 rad), γεγονός που επιβεβαιώνει τη στιβαρότητα του φορέα.

Στο πλαίσιο της ανελαστικής ανάλυσης, διαπιστώθηκε πως το σύνολο των τοιχωμάτων εμφανίζει επαρκή καμπτική αντοχή. Ωστόσο, σε ορισμένα λεπτότερα τοιχώματα (όπως τα K1

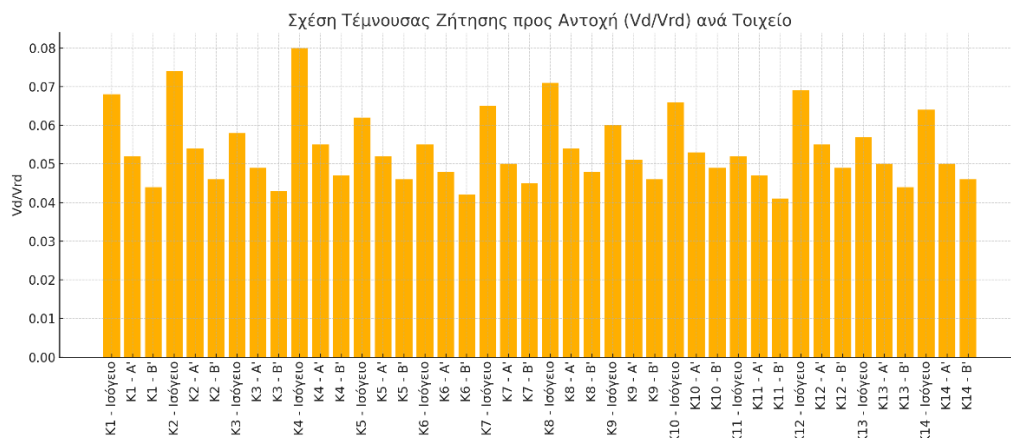
και K14), κυρίως στον ισόγειο όροφο, παρατηρήθηκαν ανεπάρκειες σε διάτμηση (με $V_{Ed} > V_{Rd}$), λόγω των αυξημένων σεισμικών απαιτήσεων στη βάση του φορέα.

Παρά τις τοπικές αυτές αστοχίες, η συνολική παραμόρφωση της κατασκευής παρέμεινε περιορισμένη ($\sim 0.047\%$) και εντός των ορίων της στάθμης "Άμεσης Χρήσης" (Immediate Occupancy), επιβεβαιώνοντας σχεδόν ελαστική απόκριση του συνόλου του συστήματος.

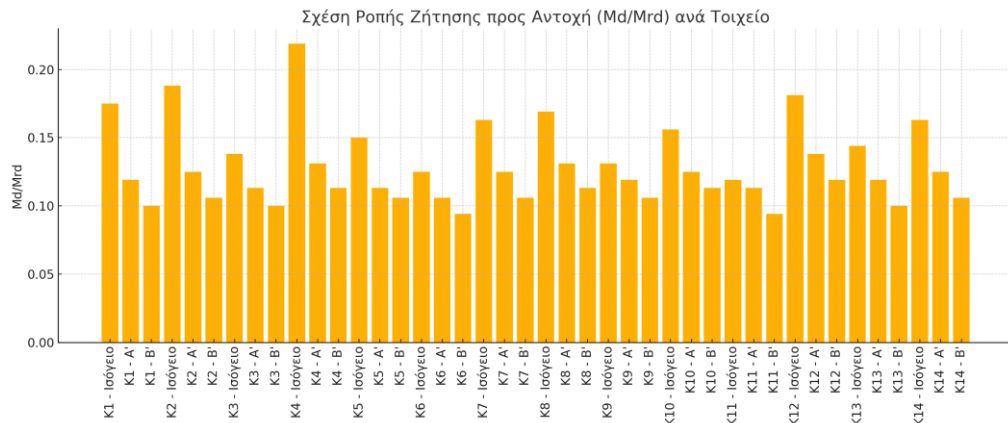
Αναφορικά με την οριζόντια μετακίνηση μεταξύ ορόφων (drift), καταγράφηκαν τιμές της τάξεως του 0.054% ανά όροφο, δηλαδή πολύ χαμηλότερες από το επιτρεπόμενο όριο των 0.4% για τη στάθμη Άμεσης Χρήσης (IO). Συνεπώς, δεν εντοπίζεται ανάγκη ενίσχυσης λόγω πλευρικών μετακινήσεων.

Το μοναδικό δομικό ζήτημα που αναδείχθηκε αφορά τις παραμορφώσεις των πλακών στους δύο ανώτερους ορόφους. Κατά την ανελαστική ανάλυση καταγράφηκαν τιμές έως και 23.6 mm , υπερβαίνοντας τα επιτρεπτά όρια των βελών κάμψης βάσει του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (ΕΑΚ 2000). Παρότι τα στοιχεία αυτά θεωρούνται δευτερεύοντα, προτείνεται η περαιτέρω διερεύνηση της συμπεριφοράς τους και, εφόσον απαιτείται, η εφαρμογή τοπικών επεμβάσεων ενίσχυσης για την αποφυγή λειτουργικών ή αισθητικών προβλημάτων.

Συνοψίζοντας, ο φέρων οργανισμός του υφιστάμενου κτιρίου θεωρείται κατά κανόνα επαρκής, χωρίς ανάγκη καθολικών ενισχύσεων. Ωστόσο, για την εξασφάλιση πλήρους συμμόρφωσης με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, απαιτούνται στοχευμένες ενισχύσεις σε επιλεγμένα τοιχώματα (κυρίως για λόγους διατμητικής επάρκειας). Έτσι διασφαλίζεται η ασφαλής καθ' ύψος επέκταση του κτιρίου και η μακροχρόνια σταθερότητα της κατασκευής.



Εικ.116: Σχέση Τέμνουσας Ζήτησης Προς Αντοχή (V_d/V_{rd}) Ανά Τοιχείο



Εικ. 117.: Σχέση Ροπής Ζήτησης Προς Αντοχή (Md/Mrd) Ανά Τοιχείο

Η παρούσα μελέτη ανέδειξε ότι ο φέρων οργανισμός του υφιστάμενου τριώροφου κτηρίου, αποτελούμενος από τοιχώματα και κατακόρυφα στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα, παρουσιάζει επαρκή φέρουσα ικανότητα και ικανοποιητική σεισμική απόκριση, τόσο βάσει των αποτελεσμάτων ελαστικής όσο και ανελαστικής ανάλυσης. Η κατασκευή πληροί τις απαιτήσεις της στάθμης επιτελεστικότητας Γ1 ("Αποφυγή Κατάρρευσης") του ΚΑΝ.ΕΠΕ, ενώ σε αρκετές περιπτώσεις επιτυγχάνει και χαρακτηριστικά ανώτερων επιπέδων επιτελεστικότητας. Οι χαμηλές τιμές παραμορφώσεων ($\text{drift} < 0.06\%$) και η ικανοποιητική κατανομή εντατικών μεγεθών στους ορόφους ενισχύουν την εκτίμηση ότι ο φορέας εμφανίζει υψηλή στατική επάρκεια. Οι τοπικές ανεπάρκειες σε διάτμηση, που παρατηρήθηκαν σε επιμέρους τοιχώματα του ισογείου, δύνανται να αντιμετωπιστούν με στοχευμένες ενισχυτικές παρεμβάσεις, χωρίς να επηρεάζουν ουσιαστικά τη συνολική συμπεριφορά του κτηρίου. Εξαιρέση αποτελούν οι παραμορφώσεις των οριζόντιων πλακών, οι οποίες υπερέβησαν τα καθορισμένα όρια χρηστικότητας του ΕΑΚ 2000. Παρότι τα στοιχεία αυτά δεν επηρεάζουν τη συνολική φέρουσα ικανότητα —καθότι χαρακτηρίζονται ως δευτερεύοντα— συνιστάται η περαιτέρω στατική αξιολόγησή τους και η τοπική ενίσχυση, εφόσον κριθεί αναγκαία.

Συμπερασματικά, η υφιστάμενη φέρουσα δομή είναι σε θέση να υποστηρίξει την επιδιωκόμενη καθ' ύψος επέκταση του κτηρίου, σύμφωνα με τις απαιτήσεις του Κανονισμού Επεμβάσεων. Η επόμενη φάση της μελέτης θα επικεντρωθεί στη διατύπωση και ανάλυση εναλλακτικών προτάσεων επέκτασης, λαμβάνοντας υπόψη τις κανονιστικές απαιτήσεις, την κατασκευαστική βιωσιμότητα και τη μακροχρόνια ανθεκτικότητα της κατασκευής.

3.6.2 Βήματα Αποτίμησης μετά από Ανελαστική Ανάλυση (Pushover)

Μετά την εκτέλεση της ανελαστικής (μη γραμμικής) στατικής ανάλυσης τύπου pushover, ακολουθούν εξειδικευμένοι έλεγχοι φέρουσας ικανότητας για τα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία (τοιχώματα), με βάση τις απαιτήσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Η διαδικασία περιλαμβάνει τα εξής στάδια:

1. Αποτίμηση με βάση τη Στάθμη Επιτελεστικότητας (Σ.Ε.)

Για κάθε στοιχείο, αξιολογείται η συμπεριφορά του συγκριτικά με τις οριακές τιμές της αντίστοιχης στάθμης επιτελεστικότητας (π.χ. Γ1 – Αποφυγή Κατάρρευσης, ΙΟ – Άμεση Χρήση). Οι κρίσιμες παράμετροι που εξετάζονται είναι:

- Η καμψυλότητα (ϕ) στη βάση των τοιχωμάτων.
- Η στροφή (θ) σε κρίσιμες θέσεις του φορέα.

- Το μήκος της πλαστικής άρθρωσης, ώστε να τεκμηριώνεται η αναπτυσσόμενη πλαστιμότητα.
- Η παρουσία ρωγμών, παραμορφώσεων και περιστροφών που σχετίζονται με τοπική αστοχία.

2. Έλεγχος Φέρουσας Ικανότητας σε Καμπτική Καταπόνηση

Υπολογίζεται η διατιθέμενη ροπή καμψής στη βάση κάθε τοιχώματος και συγκρίνεται με τη μέγιστη αναπτυσσόμενη απαίτηση: $MRd \geq MEd$

- MR : διατιθέμενη ροπή αντοχής
- MEd : απαιτούμενη ροπή από την ανάλυση

3. Έλεγχος Αντοχής σε Διάτμηση

Η συνολική διατμητική αντοχή προκύπτει ως άθροισμα των συνιστωσών του σκυροδέματος και του διαμήκους οπλισμού: $VRd = Vc + Vs$ Εξ.(6)

Η τιμή αυτή συγκρίνεται με τη σχεδιαστική απαίτηση VEd . Ο έλεγχος ικανοποιείται όταν: $VRd \geq VEd$

4. Έλεγχος Παραμορφωσιακών Ικανοτήτων

Εξετάζεται κατά πόσο οι παραμορφώσεις που αναπτύσσονται στο φορέα (π.χ. στροφές, καμπυλότητες, μετακινήσεις) βρίσκονται εντός των αποδεκτών ορίων για τη συγκεκριμένη στάθμη επιτελεστικότητας. Η παραμόρφωση πρέπει να είναι μικρότερη ή ίση από τη διαθέσιμη ικανότητα παραμόρφωσης του στοιχείου.

5. Εξαγωγή Συμπεράσματος Επάρκειας

- Αν το στοιχείο πληροί τους ελέγχους σε καμπτική και διατμητική αντοχή, καθώς και ως προς τις οριακές παραμορφώσεις, τότε χαρακτηρίζεται επαρκές.
- Σε περίπτωση που παρατηρείται υπέρβαση των απαιτήσεων έναντι διάτμησης ή παραμορφώσεων, το στοιχείο θεωρείται ανεπαρκές και απαιτεί τοπική ενίσχυση, ώστε να επιτευχθεί η ζητούμενη στάθμη ασφαλείας.

Αναλυτικότερα στο παρών πίνακα Excel, εικ. συγκεντρώθηκε ο αναλυτικός έλεγχος φέρουσας ικανότητας των τοιχωμάτων υφιστάμενου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα, σύμφωνα με τις απαιτήσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ (Κανονισμός Επεμβάσεων), κατόπιν ανελαστικής (pushover) ανάλυσης. Ο έλεγχος εκτελείται στις οριακές καταστάσεις αστοχίας (ULS) για κάθε τοίχωμα και όροφο, αξιοποιώντας τα αποτελέσματα της ανελαστικής απόκρισης. Αξιολογούνται οι λόγοι τέμνουσας (Vd/Vrd) και καμπτικής ροπής (Md/Mrd), ώστε να τεκμηριώνεται τόσο η δομική επάρκεια όσο και η απαιτούμενη πλαστιμότητα του φορέα.

Όροφος	Τοιχείο	Διαστάσει	Οπλισμός διάτμ	A (cm ² /m)	f _{yd}	V _s	ρ _l	V _c	V _{rd}	Συμπέρασι
Ισόγειο	K1	0.25*0.6	Φ10/10	1.57	435	0.06	0.804	0.29	0.35	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ
Ισόγειο	K2	0.25*0.90	Φ10/10	1.57	435	0.06	0.536	0.38	0.44	ΕΠΑΡΚΕΙ
Ισόγειο	K3	0.25*0.90	Φ10/10	1.57	435	0.06	0.536	0.38	0.44	ΕΠΑΡΚΕΙ
Ισόγειο	K4	0.25*0.90	Φ10/10	1.57	435	0.06	0.536	0.38	0.44	ΕΠΑΡΚΕΙ
Ισόγειο	K5	0.25*0.90	Φ10/10	1.57	435	0.06	0.536	0.38	0.44	ΕΠΑΡΚΕΙ
Ισόγειο	K6	0.25*0.90	Φ10/10	1.57	435	0.06	0.536	0.38	0.44	ΕΠΑΡΚΕΙ
Ισόγειο	K7	0.25*0.90	Φ10/10	1.57	435	0.06	0.536	0.38	0.44	ΕΠΑΡΚΕΙ
Ισόγειο	K8	0.25*0.90	Φ10/10	1.57	435	0.06	0.804	0.29	0.35	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ
Ισόγειο	K9	0.25*0.90	Φ10/10	1.57	435	0.06	0.536	0.38	0.44	ΕΠΑΡΚΕΙ
Ισόγειο	K10	0.25*0.90	Φ10/10	1.57	435	0.06	0.536	0.38	0.44	ΕΠΑΡΚΕΙ
Ισόγειο	K11	0.25*0.90	Φ10/10	1.57	435	0.06	0.536	0.38	0.44	ΕΠΑΡΚΕΙ
Ισόγειο	K12	0.25*0.90	Φ10/10	1.57	435	0.06	0.536	0.38	0.44	ΕΠΑΡΚΕΙ
Ισόγειο	K13	0.25*0.90	Φ10/10	1.57	435	0.06	0.536	0.38	0.44	ΕΠΑΡΚΕΙ
Ισόγειο	K14	0.25*0.50	Φ10/10	1.57	435	0.06	0.9648	0.26	0.32	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ

Εικ.118: Έλεγχος Τοιχωμάτων Ανά Όροφο

Όροφος	Τοιχείο	Διαστάσει	f _{yd}	A _s	d	M _{rd}	Med	Συμπέρασι
Ισόγειο	K1	0.25*0.6	435	1206	0.57	0.27	0.01	ΕΠΑΡΚΕΙ
Ισόγειο	K2	0.25*0.90	435	1206	0.87	0.41	0.02	ΕΠΑΡΚΕΙ
Ισόγειο	K3	0.25*0.90	435	1206	0.87	0.41	0.02	ΕΠΑΡΚΕΙ
Ισόγειο	K4	0.25*0.90	435	1206	0.87	0.41	0.02	ΕΠΑΡΚΕΙ
Ισόγειο	K5	0.25*0.90	435	1206	0.87	0.41	0.02	ΕΠΑΡΚΕΙ
Ισόγειο	K6	0.25*0.90	435	1206	0.87	0.41	0.02	ΕΠΑΡΚΕΙ
Ισόγειο	K7	0.25*0.90	435	1206	0.87	0.41	0.02	ΕΠΑΡΚΕΙ
Ισόγειο	K8	0.25*0.90	435	1206	0.57	0.27	0.01	ΕΠΑΡΚΕΙ
Ισόγειο	K9	0.25*0.90	435	1206	0.87	0.41	0.02	ΕΠΑΡΚΕΙ
Ισόγειο	K10	0.25*0.90	435	1206	0.87	0.41	0.02	ΕΠΑΡΚΕΙ
Ισόγειο	K11	0.25*0.90	435	1206	0.87	0.41	0.02	ΕΠΑΡΚΕΙ
Ισόγειο	K12	0.25*0.90	435	1206	0.87	0.41	0.02	ΕΠΑΡΚΕΙ
Ισόγειο	K13	0.25*0.90	435	1206	0.87	0.41	0.02	ΕΠΑΡΚΕΙ
Ισόγειο	K14	0.25*0.50	435	1206	0.87	0.41	0.01	ΕΠΑΡΚΕΙ

Εικ.119: Έλεγχος Καμπτικής Αντοχής Τοιχωμάτων

Από την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας των τοιχωμάτων, βάσει των αποτελεσμάτων της ανελαστικής ανάλυσης (pushover) και των προδιαγραφών του ΚΑΝ.ΕΠΕ, προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα: όλα τα τοιχώματα εμφανίζουν επαρκή καμπτική αντοχή, καθώς η αναπτυσσόμενη ροπή παραμένει σημαντικά χαμηλότερη από την αντίστοιχη διατιθέμενη. Αντιθέτως, σε αρκετά τοιχώματα παρατηρείται ανεπάρκεια έναντι τέμνουσας, κυρίως στα στενότερα (π.χ. K1 και K14) και στον ισόγειο όροφο, όπου καταγράφονται οι μεγαλύτερες απαιτήσεις λόγω της αυξημένης σεισμικής έντασης. Παρά την ανελαστική φύση της ανάλυσης, η συνολική παραμόρφωση της κατασκευής (στροφή ~0.047%) είναι πολύ μικρή και εντός των ορίων της στάθμης «Άμεσης Χρήσης» (ΙΟ), κάτι που επιβεβαιώνει την ελαστική ή σχεδόν ελαστική συμπεριφορά του φέροντος οργανισμού. Συνεπώς, η πλειονότητα των τοιχωμάτων θεωρείται ικανοποιητική ως προς τη φέρουσα ικανότητα, ενώ τοπικές επεμβάσεις

ενίσχυσης σε επιλεγμένα τοιχώματα (ιδίως στον πρώτο όροφο) κρίνονται απαραίτητες για την εξασφάλιση πλήρους επάρκειας έναντι διάτμησης.

Έλεγχος drift:

Συνολική μετακίνηση κορυφής:

$$\Delta 3 = 4.4 \text{ mm} = 0.0044 \text{ m}$$

Ύψος κτιρίου:

$$h = 9.4 \text{ m} \Rightarrow 3 \text{ οροφοί} \Rightarrow h_{\text{ορ.}} = 2.7 \text{ m}$$

Όροφος	Ύψος (m)	Δi (m)	ΔDrift	Drift %
Ισόγειο $\rightarrow$ 1ος	2.7	~ 0.00147	0.00147	$0.00147 / 2.7$ $= 0.054\%$
1ος $\rightarrow$ 2ος	2.7	~ 0.00293	0.00147	0.054%
2ος $\rightarrow$ 3ος	2.7	0.0044	0.00147	0.054%

Ο έλεγχος οριζόντιας μετακίνησης (drift) βάσει των αποτελεσμάτων της ανελαστικής ανάλυσης έδειξε ότι η σχετική μετακίνηση μεταξύ των ορόφων είναι περίπου 0.05%, τιμή που βρίσκεται πολύ κάτω από τα επιτρεπόμενα όρια του ΚΑΝ.ΕΠΕ ακόμη και για τη στάθμη «Άμεσης Χρήσης (ΙΟ)». Συνεπώς, το κτίριο παρουσιάζει άκαμπτη και σταθερή συμπεριφορά ως προς την οριζόντια παραμόρφωση και δεν απαιτείται ενίσχυση για τον έλεγχο μετακινήσεων.

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα της ανελαστικής ανάλυσης (pushover) και τους ελέγχους φέρουσας ικανότητας που πραγματοποιήθηκαν βάσει του ΚΑΝ.ΕΠΕ, προκύπτει ότι το υφιστάμενο κτίριο παρουσιάζει ικανοποιητική καμπτική επάρκεια σε όλα τα τοιχώματα και πολύ χαμηλές σχετικές μετακινήσεις ($\text{drift} \approx 0.05\%$), οι οποίες είναι σημαντικά μικρότερες από τα όρια της στάθμης επιτελεστικότητας «Άμεσης Χρήσης (ΙΟ)». Ωστόσο, διαπιστώθηκαν ανεπάρκειες έναντι τέμνουσας δύναμης σε ορισμένα τοιχώματα, κυρίως τα μικρότερου μήκους (π.χ. K1 και K14), καθώς και στον ισόγειο όροφο, όπου συγκεντρώνεται μεγαλύτερη σεισμική απαίτηση. Παρά το γεγονός ότι η συνολική παραμόρφωση του φορέα είναι περιορισμένη, η υπέρβαση της διαθέσιμης διατμητικής αντοχής ($V_{Ed} > V_{Rd}$) σε επιμέρους στοιχεία δεν επιτρέπει την αποδοχή της φέρουσας ικανότητας του συνόλου του φέροντος οργανισμού χωρίς επεμβάσεις. Συνεπώς, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ απαιτούνται τοπικές ενισχύσεις, κυρίως σε στοιχεία με διατμητική ανεπάρκεια, προκειμένου να εξασφαλιστεί πλήρης δομική επάρκεια και να επιτραπεί η ασφαλής χρήση του κτιρίου στις προβλεπόμενες στάθμες επιτελεστικότητας.

Επίσης, κατά την αξιολόγηση της φέρουσας δομής του κτιρίου, ελέγχονται τα δομικά στοιχεία που επηρεάζουν την ακαμψία και την κατανομή του φορτίου ή τις δυνάμεις λόγω πλευρικών κινήσεων, μπορούν να ταξινομηθούν ως "κύρια" ή "δευτερεύοντα". Θεωρείται πως τα στοιχεία που συμβάλλουν στην αντοχή και τη σταθερότητα του κτιρίου υπό σεισμικά φορτία είναι τα κύρια, ενώ τα υπόλοιπα φέροντα στοιχεία ταξινομούνται ως δευτερεύοντα. Η βασική διάκριση μεταξύ κυρίων και δευτερευόντων στοιχείων έγκειται στα κριτήρια απόδοσής τους. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ παρ. 5.3, στα δευτερεύοντα στοιχεία επιτρέπεται να

υποστούν μεγαλύτερες παραμορφώσεις και μεγαλύτερη ζημιά από τα πρωτεύοντα στοιχεία. Ο στόχος της ανάλυσης με την επιβολή των φορτίων είναι η διασφάλιση του φορέα ώστε να πραγματοποιηθεί η επέκταση του καθ' ύψος δηλαδή να μεταφέρονται τα κατακόρυφα φορτία στο έδαφος. Σε αυτή τη μελέτη, τα κατακόρυφα δομικά στοιχεία ταξινομούνται ως πρωτεύοντα, ενώ τα οριζόντια ως δευτερεύοντα. Διαπιστώνεται πως τα εξωτερικά τοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα δεν επηρεάζονται από τα φορτία ανέμου, χιονιού και σεισμού.

Εφόσον οι αναλύσεις δεν παρουσιάζουν κάποιο πρόβλημα στα κατακόρυφα μέλη του υφιστάμενου φορέα και δεν εμφανίζονται έντονες μετακινήσεις, μπορεί να πραγματοποιηθεί η επέκταση σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων και δεν απαιτούνται επεμβάσεις.

Έλεγχος Παραμορφώσεων Πλακών (Βέλη Κάμψης) – Αξιολόγηση βάσει ΕΑΚ 2000

Στο πλαίσιο της παρούσας αποτίμησης, εξετάστηκαν οι κάθετες παραμορφώσεις (βέλη κάμψης) των οριζόντιων δομικών στοιχείων (πλακών) με σκοπό να διαπιστωθεί η συμβατότητά τους με τις λειτουργικές απαιτήσεις του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (ΕΑΚ 2000). Οι μέγιστες τιμές των βελών κάμψης οριζοντίων δομικών στοιχείων ορίζονται στο πίνακα 13.

Πίν.15: Μέγιστες τιμές βελών κάμψης σύμφωνα με ΕΑΚ 2000

Κριτήριο	Φόρτιση	Συνδυασμός	Όριο
Εμφάνιση-Χρηστικότητα	Υπό το σύνολο των φορτίων	Μακροχρόνια	L/250
Βλάβη διαχωριστικών	Μετά την τοποθέτηση διαχωριστικών	Μακροχρόνια	L/500

Οι διαστάσεις κάθε πλάκας είναι $L_x=4,84\text{m}$ και $L_y=5,56\text{m}$ οπότε σύμφωνα με το τύπο $L/250$, προκύπτει $L_x/250=0,019\text{m}$ ή 19mm και $L_y/250=0,0224$ ή $22,4\text{mm}$. Σύμφωνα με την εικόνα 103, οι παραμορφώσεις στις πλάκες φτάνουν τα 0.3mm στην ελαστική ανάλυση και $23,6\text{mm}$ στην ανελαστική ανάλυση.

Η παρούσα διερεύνηση κατέδειξε ότι ο υφιστάμενος φέρων οργανισμός του τριώροφου κτηρίου πληροί, σε γενικές γραμμές, τις απαιτήσεις αντοχής και ευστάθειας σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ 2012). Η αξιολόγηση έδειξε ότι τα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία βρίσκονται σε ικανοποιητική κατάσταση και είναι σε θέση να υποστηρίξουν την επιδιωκόμενη καθ' ύψος επέκταση του κτηρίου, χωρίς την ανάγκη ενισχυτικών παρεμβάσεων. Παράλληλα, διαπιστώθηκαν οριακές υπερβάσεις στις παραμορφώσεις των πλακών, κυρίως υπό την ανελαστική ανάλυση, οι οποίες ωστόσο δεν συνιστούν κρίσιμο παράγοντα για την ασφάλεια και τη λειτουργικότητα του φορέα, δεδομένου ότι τα συγκεκριμένα στοιχεία

χαρακτηρίζονται ως δευτερεύοντα. Για την αποφυγή μελλοντικών λειτουργικών προβλημάτων, συστήνεται η περαιτέρω εξέταση των πλακών υπό το πρίσμα του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (ΕΑΚ 2000) και, εφόσον κριθεί αναγκαίο, η λήψη τοπικών μέτρων ενίσχυσης. Συμπερασματικά, η υφιστάμενη δομή μπορεί να ανταποκριθεί με ασφάλεια στις απαιτήσεις της προτεινόμενης επέκτασης, διασφαλίζοντας τη δομική επάρκεια και την ασφάλεια του κτηρίου. Η μελέτη που ακολουθεί θα επικεντρωθεί στη διερεύνηση της βέλτιστης λύσης για την επέκταση, με γνώμονα την ορθή εφαρμογή των κανονιστικών απαιτήσεων και τη διασφάλιση της μακροχρόνιας ανθεκτικότητας του συνόλου της κατασκευής.

Τα αποτελέσματα ανέδειξαν υψηλό βαθμό επάρκειας για τα περισσότερα φέροντα στοιχεία, τόσο σε όρους καμπτικής όσο και διατμητικής αντοχής. Η συμπεριφορά του κτιρίου υπό σεισμική φόρτιση χαρακτηρίστηκε ικανοποιητική, με εξαιρετικά χαμηλές σχετικές μετακινήσεις (drift) και περιορισμένες συνολικές παραμορφώσεις. Παράλληλα, επισημάνθηκαν τοπικές αστοχίες σε επιλεγμένα τοιχώματα του ισογείου όσον αφορά τη διατμητική τους επάρκεια, καθώς και οριακές υπερβάσεις στα βέλη κάμψης ορισμένων πλακών. Οι ανωτέρω παρατηρήσεις δεν αναιρούν τη γενική θετική εικόνα της κατασκευής. Καθίσταται εφικτή η επέκταση του κτιρίου καθ' ύψος. Το παρόν κεφάλαιο δημιουργεί τη βάση για τη μελέτη καθ' ύψους επέκτασης, η οποία αφορά την επιλογή του βέλτιστου δομικού συστήματος, με στόχο την τεχνικά και κατασκευαστικά αποδοτική ενσωμάτωσή του στο υφιστάμενο πλαίσιο. [6]

4. Μελέτη προσθήκης καθ'ύψος

Στο κεφάλαιο αυτό, αναδεικνύονται οι τεχνικές προκλήσεις και οι απαιτούμενοι έλεγχοι σύμφωνα με τους κανονισμούς, όπως επίσης και η παραγωγή μετρήσιμων μεγεθών σχετικά με την στατική και σεισμική αποτελεσματικότητα της χαλύβδινης κάθετης επέκτασης του υφιστάμενου κτιρίου. Εκ παραδοχής θα ληφθούν υπόψη πρόσθετοι δύο όροφοι. Στη πραγματικότητα θα είχε υπερβεί το ανώτατο ύψος των 10.75m που αντιστοιχεί σε συντελεστή δόμηση 0.4 της περιοχής.

4.1 Σχεδιασμός φορέα-Ανάλυση

Στην Ελλάδα, οι επεκτάσεις κτηρίων από χάλυβα δεν είναι σύνηθες διότι τον θεωρούν ακριβό υλικό και υψηλό το κόστος τοποθέτησης. Καθώς δεν υπάρχουν τα αρκετά κατάλληλα εξειδικευμένα συνεργεία για να γίνει η σωστή τοποθέτηση των μεταλλικών στοιχείων ή η μεταφορά τους δεν είναι εύκολη ειδικά σε απομακρυσμένες περιοχές ή στα νησιά. Γι' τους σκοπούς της παρούσας διπλωματικής, θα παρουσιαστεί ο σχεδιασμός και η ανάλυση της διώροφης επέκτασης του κτηρίου με χαλύβδινα μέλη. Στόχος είναι η ανθεκτικότητα του μεταλλικού σκελετού έναντι του ανέμου, η μείωση του συνολικού βάρους της επέκτασης και η αντοχή σε σεισμικά φορτία με ελάχιστες μετακινήσεις. Για να πραγματοποιηθεί ο σχεδιασμός και η ανάλυση του φορέα θα πρέπει να επιλεχθούν ορισμένα σημαντικά χαρακτηριστικά.

Αρχικά, έγινε η επιλογή υλικού και διατομών χάλυβα. Στην Ελλάδα, η επιλογή των για υποστυλώματα και δοκούς ευθυγραμμίζεται με τα ευρωπαϊκά πρότυπα, ιδιαίτερα το Ευρωκώδικα 3, ο οποίος καθορίζει κοινές ποιότητες δομικού χάλυβα όπως S235, S275 και S355. Η επιλογή του προφίλ εξαρτάται από παράγοντες όπως οι δομικές απαιτήσεις, η φέρουσα ικανότητα, οι αρχιτεκτονικοί παράγοντες και οικονομικές απαιτήσεις. Η κατηγορία χάλυβα S235 έχει χαμηλή περιεκτικότητα σε άνθρακα, είναι κατάλληλος για γενικές δομικές εφαρμογές με καλή συγκολλησιμότητα, μηχανική κατεργασία και μορφοποίηση και οικονομικό και ευρέως διαθέσιμο. Ακόμη, είναι ιδανικό για ελαφριές κατασκευές όπως κτίρια κατοικιών, εμπορικά κτίρια χαμηλού ύψους και προσφέρει συστήματα αντιστήριξης για ζώνες χαμηλής σεισμικότητας ή δευτερεύοντα δομικά στοιχεία αλλά είναι πιο ακριβό. Σε σύγκριση με τον S275 που είναι χάλυβας μέτριας αντοχής που προσφέρει υψηλότερη αντοχή διαρροής από το S235 και διατηρεί ακόμα καλή ικανότητα συγκόλλησης και μηχανική επεξεργασία.

Χρησιμοποιείται σε εφαρμογές μέσης αντοχής όπως μεσαίου μεγέθους κτίρια και ελαφριές βιομηχανικές κατασκευές με συστήματα στήριξης ή δευτερεύοντα δομικά στοιχεία σε μέτριες σεισμικές συνθήκες για μεσαίες σεισμικές ζώνες.

Το δεύτερο σημαντικό είναι η επιλογή διατομών για υποστηλώματα και δοκούς. Σε κτήρια μικρής κλίμακας, χρησιμοποιούνται διατομές HEA ή HEB για κατακόρυφα μέλη λόγω αυξημένων φορτίων που πρέπει να μεταφερθούν ενώ για οριζόντια IPE λόγω αντοχής σε κάμψη. Οι διαστάσεις των διατομών εξαρτάται από τα φορτία που θα ασκούνται στο φορέα και θα αναλυθούν στη συνέχεια.

Επίσης, στη κατασκευή η τοποθέτηση αντιανεμικών στηρίξεων τύπου X διότι το κτήριο είναι πολύ κοντά στη θάλασσα και ο μεταλλικός σκελετός σε ύψος από και άνω. Η επιλογή στηρίξεων τύπου X έναντι τύπου Λ έγινε διότι το τύπου X-προσφέρει μεγιστοποίηση της ακαμψίας και της αντοχής και λόγω έλλειψης χώρου δεν αποτελεί πρόβλημα στη τοποθέτηση ενώ το τύπου Λ για διατήρηση του αρχιτεκτονικού ανοίγματος είναι απαραίτητη και χρειάζεται καλύτερη ενίσχυση. Στο κάτωθι πίνακα 16 παρουσιάζεται η σύγκριση των δύο τύπων αντιανεμικών στηρίξεων στηριζόμενοι σε σημαντικές παραμέτρους.

Πιν. 16: Σύγκριση στηρίξεων τύπου Λ και X

	Τύπος X	Τύπος Λ
Σεισμικό σχεδιασμό	Ισχυρή αντίσταση κι στις 2 κατευθύνσεις	Καλή αντίσταση, αλλά λιγότερο αποτελεσματική εάν αποτύχει η κεντρική σύνδεση
Κατανομή φορτίου	Κατανέμει συμμετρικά τις σεισμικές δυνάμεις	Μεταφέρει περισσότερο φορτίο στους αρμούς δοκού-υποστηλώματος
Ενδεχόμενη αστοχία	Η αστοχία ενός μέλους εξακολουθεί να παρέχει κάποια μεταφορά φορτίου	Η αστοχία ενός βραχίονα αυξάνει τις δυνάμεις της δέσμης
Ολκιμότητα	Όλκιμο λόγω συμπεριφοράς τάσης-παραμόρφωσης	Πιο όλκιμο λόγω μηχανισμών διαρροής
Αρχιτεκτονική αισθητική	Μπορεί να εμποδίσει τα ανοίγματα λόγω πλήρους διέλευσης	Πιο ελεύθερος χώρος, καλύτερα για μεγάλα παράθυρα ή πόρτες

Ευκολία κατασκευής	Απλό αλλά μπορεί να απαιτεί περισσότερο χάλυβα	Ελαφρώς πιο περίπλοκες συνδέσεις, αλλά επιτρέπει καλύτερη ενσωμάτωση
--------------------	--	--

Για την επιλογή τύπου διατομής των αντισεισμικών στηρίξεων υπάρχουν επιλογές λόγω αυξημένης ποικιλομορφίας. Συνήθως χρησιμοποιείται διατομή CHS ή Celsius (RHS/SHS) για ζώνες υψηλής σεισμικότητας και δυναμικά φορτία, θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί και τύπου HEA σε μη σεισμογενείς περιοχές με αυξημένα φορτία. Γι' αυτό στο πίνακα 17 γίνεται σύγκριση των διατομών. Στη συνέχεια, θα πραγματοποιηθεί η ανάλυση του φορέα με τα φορτία και θα γίνει η διαστασιολόγηση των μελών. [17]

Πιν. 17: Σύγκριση μεταλλικών διατομών για αντισεισμικές στηρίξεις

	Προφίλ IPE	Προφίλ HEA	Προφίλ CHS	Προφίλ RHS/SHS
Δύναμη & αντοχή	Καλό σε κάμψη και συμπίεση αλλά λιγότερο αποτελεσματικό στη στρέψη	Υψηλή χωρητικότητα φορτίου, εξαιρετική για βαριά φορτία	Υψηλή χωρητικότητα φορτίου, εξαιρετική για βαριά φορτία	Παρόμοιο με το CHS αλλά καλύτερο σε ακαμψία
Αντίσταση σε λυγισμό	Επιρρεπής σε λυγισμό υπό θλίψη	Καλύτερη αντίσταση από το IPE, λιγότερο επιρρεπής σε τοπικό λυγισμό	Εξαιρετική αντοχή λόγω κλειστού σχήματος	Υψηλή αντοχή στο λυγισμό, αποτελεσματικό στον έλεγχο της λεπτότητας
Σεισμικό σχεδιασμό	Επαρκές αλλά λιγότερο αποτελεσματικό στη διάχυση ενέργειας	Καλό για στατικά φορτία, μη βελτιστοποιημένο για σεισμικές εφαρμογές	Ιδανικό για σεισμικές ζώνες—όλκιμες και διασπώμενες ενέργεια	Εξαιρετικό για σεισμικά φορτία
Βάρος	Ελαφρύ, οικονομικά αποδοτικό	Βαρύ, μπορεί να είναι υπερβολικό για ελαφριές κατασκευές	Υψηλή αναλογία αντοχής προς βάρος	Υψηλή αναλογία αντοχής προς βάρος, αντοχή σε δυναμικά φορτία

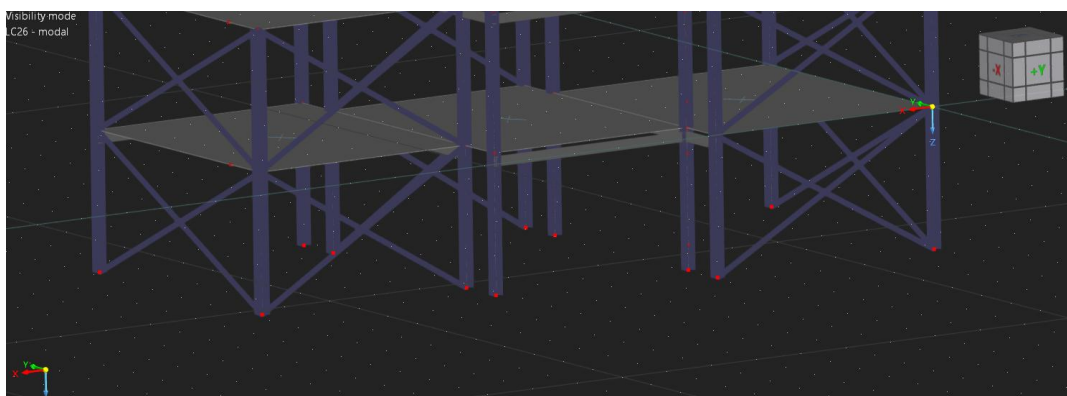
Αρχιτεκτονική αισθητική	Απλή, οικονομική εμφάνιση	Ογκώδης, λιγότερο ελκυστική	Κομψό και μοντέρνο	Κομψό με καθορισμένες άκρες
Ευκολία Κατασκευής & Σύνδεσης	Εύκολη κατασκευή και σύνδεση	Πιο απαιτητικό για σύνθετες αρθρώσεις	Απαιτεί ειδικευμένη συγκόλληση	Παρόμοιο με το CHS αλλά ευκολότερο για βιδωτές συνδέσεις
Κόστος	Οικονομικό, άμεσα διαθέσιμο	Ακριβό λόγω βάρους	Δαπανηρό	Ελαφρώς φθηνότερο από CHS

4.1.1 Σύνδεση υφιστάμενου φορέα με χαλύβδινα υποστηλώματα

Η προτεινόμενη χαλύβδινη προσθήκη αποτελείται από: υποστηλώματα HEA, δοκούς IPE και κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας CHS

Θα χρησιμοποιηθούν για τα υποστήλωματα χαλύβδινες διατομές τύπου HEA200, δοκοί IPE 180 και κατακόρυφοι συνδέσμοι δυσκαμψίας κοιλοδοκοί RHS 90*60*5.3.

Ο αρχικός σχεδιασμός ακολουθεί τα αρχιτεκτονικά σχέδια της ενότητας 3.1 και επιλέγονται διατομές για τα υποστηλώματα HEA 200, για τις δοκούς IPE 180 και για τις κοιλοδοκούς CHS 90*60*5.3. Ξεκινώντας με τη δημιουργία σημείων σύμφωνα με τα αρχιτεκτονικά σχέδια όπου θα τοποθετηθούν τα υποστηλώματα.

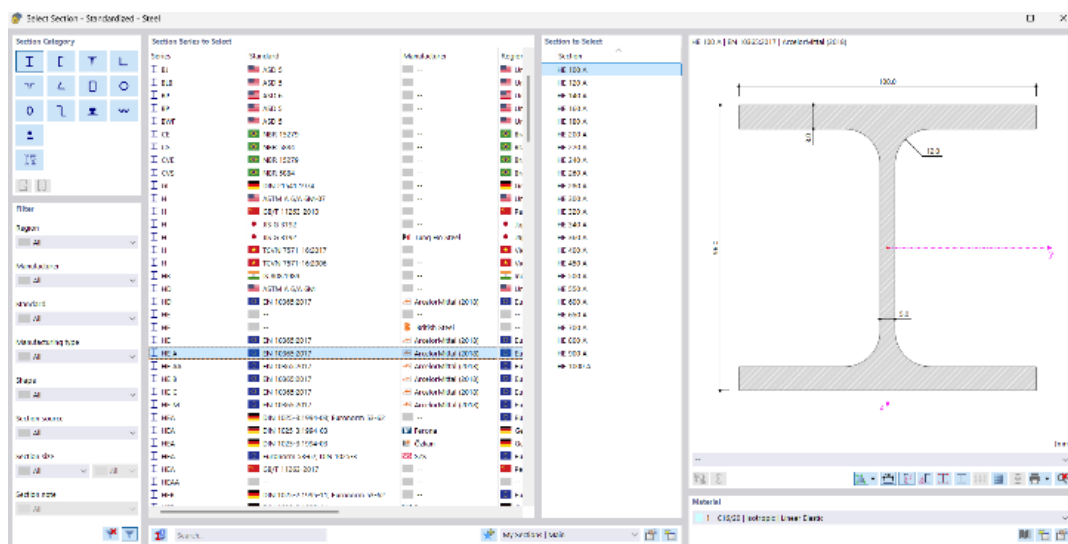


Εικ.120: Τοποθέτηση σημείων για την τοποθέτηση των χαλύβδινων υποστηλωμάτων

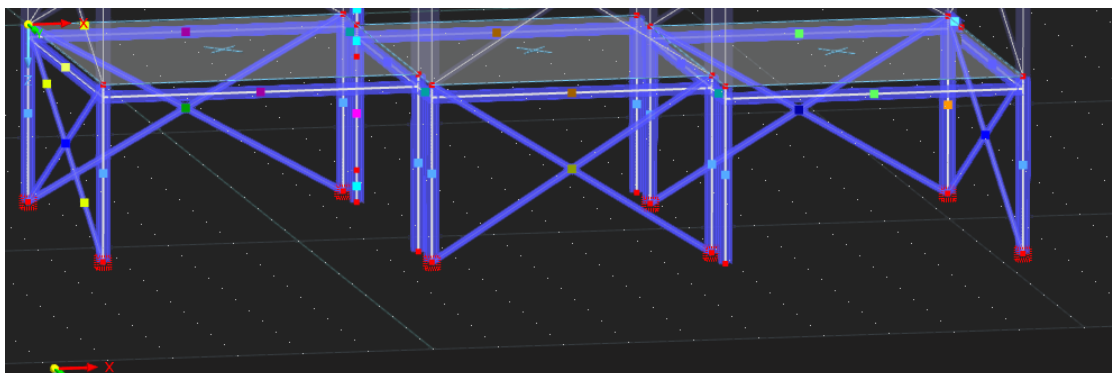
Κατόπιν ακολουθεί η επιλογή διατομών των υποστηλωμάτων από τη βιβλιοθήκη του προγράμματος. Επιλέγονται πλατύπελμες διατομές HEA 200 και υψίκορμες IPE 180. Στη συνέχεια σχεδιάζονται τα υποστήλωματα, η πλάκα του 2^{ου} ορόφου 20cm και τα δοκάρια.



Εικ.121: Επιλογή χαλύβδινων διατομών (υψίκορμων, κυκλικής, πι διατομής) από τη βιβλιοθήκη του RFEM6

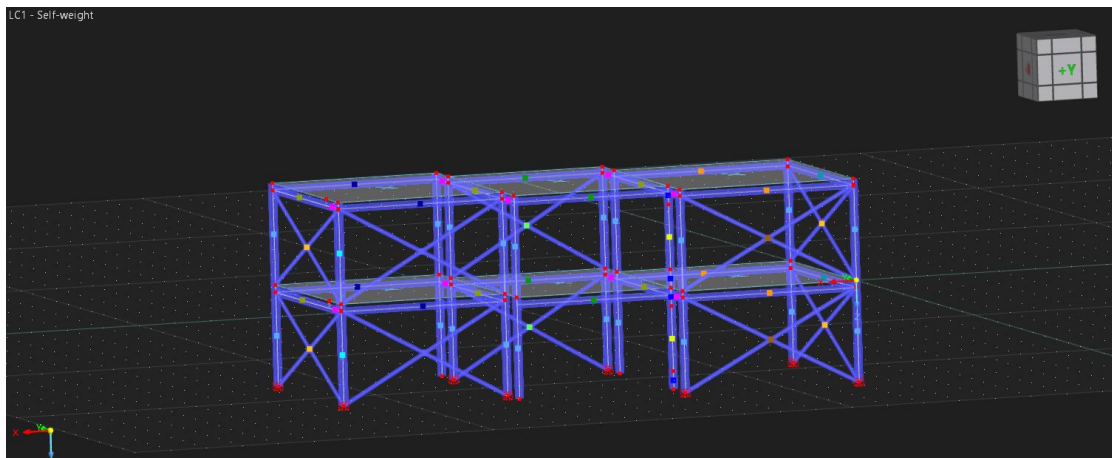


Εικ.122: Επιλογή χαλύβδινης διατομής IPE

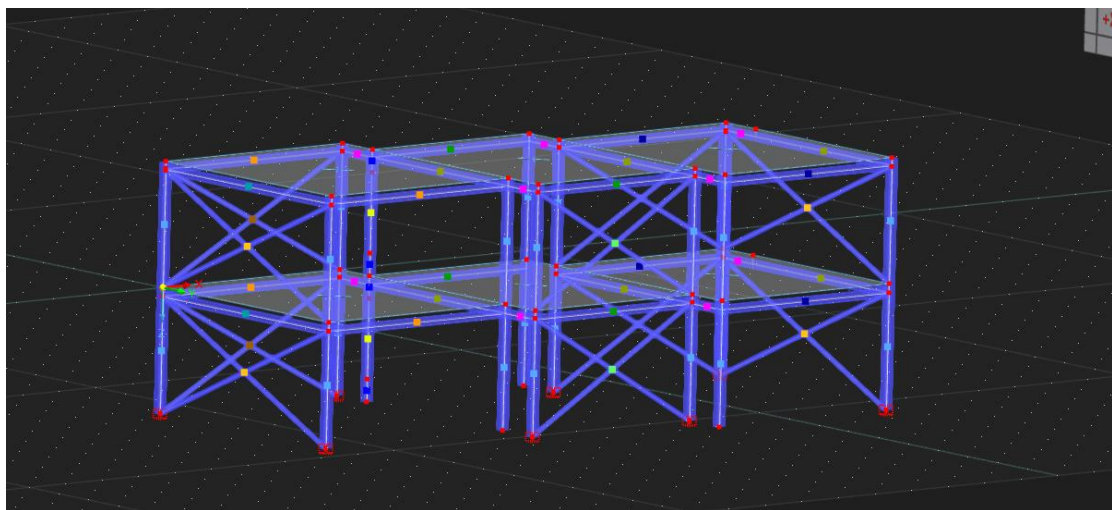


Εικ.123: Σχεδιασμός 1^{ου} ορόφου με πλάκα σκυροδέματος 15cm

Ακριβώς η ίδια διαδικασία ακολουθείται για το σχεδιασμό του 2^{ου} ορόφου με την διαφορά πως η πλάκα σκυροδέματος του δώματος είναι 15cm.



Εικ.124: Σχεδιασμός χαλύβδινου φορέα (όπισθεν όψη)

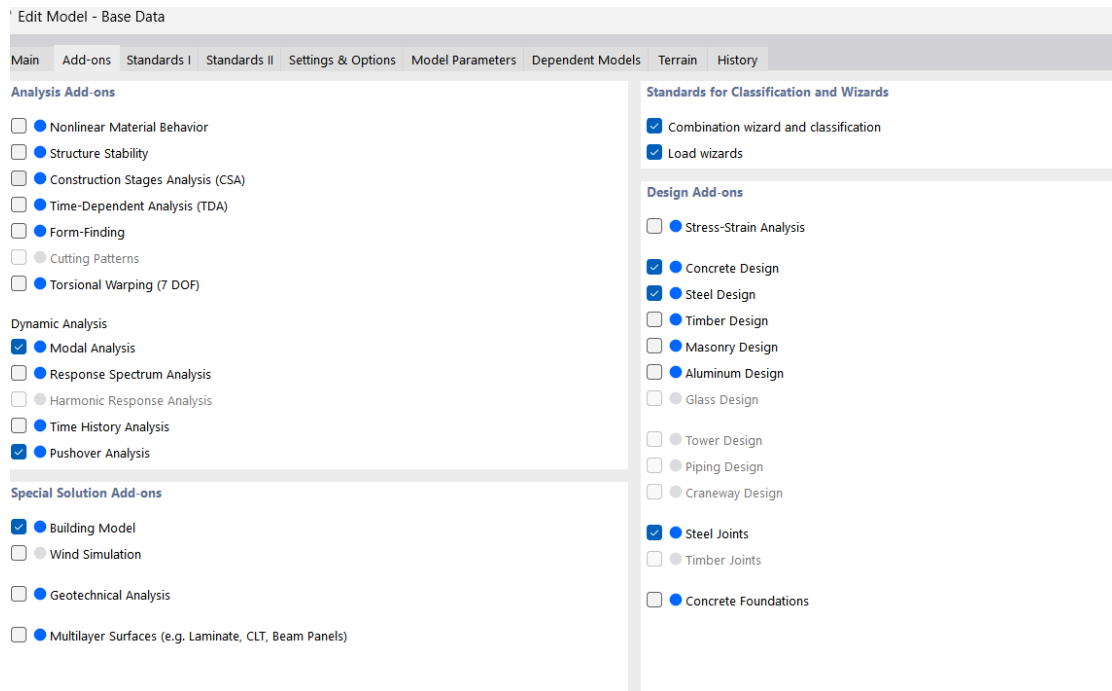


Εικ.125: Σχεδιασμός χαλύβδινου φορέα (έμπροσθεν όψη)

4.1.2 Σύνδεση χαλύβδινων μελών

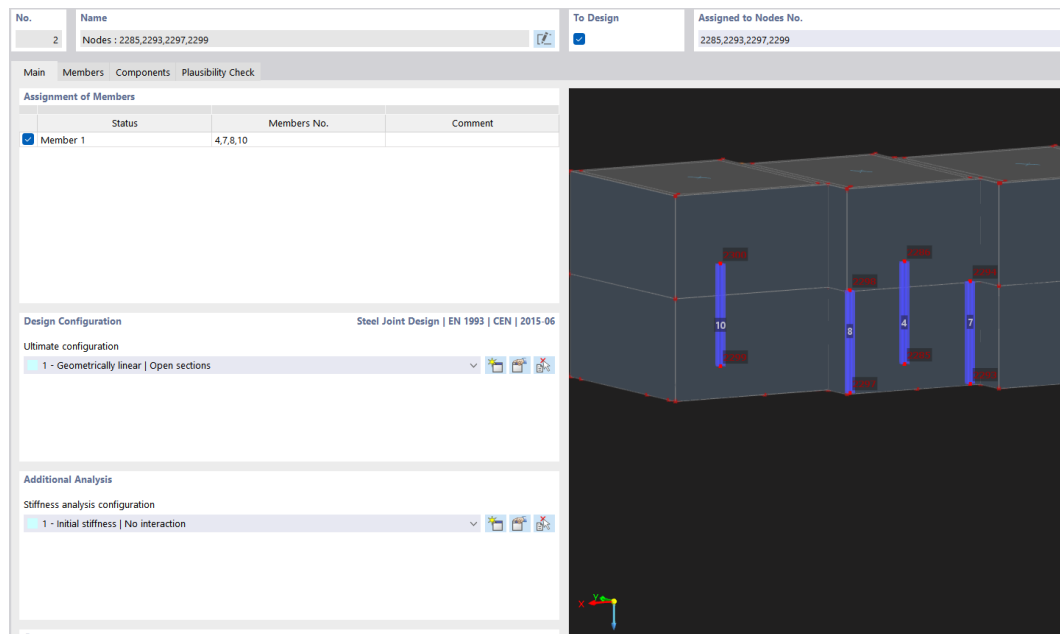
- Σύνδεση υποστυλωμάτων με υφιστάμενη πλάκα σκυροδέματος

Οι συνδέσεις των μεταλλικών υποστυλωμάτων με την υφιστάμενη πλάκα σκυροδέματος θα γίνει με βίδες. Αναλυτικότερα, ενεργοποιείται η επιλογή 'Steel joint' ώστε να μπορεί να επεξεργαστούν όλα τα σημεία.

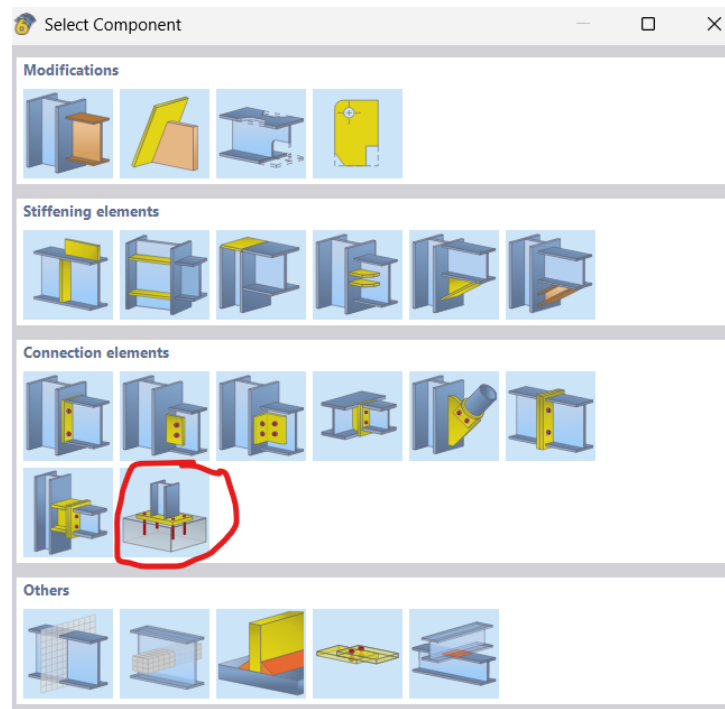


Εικ.126: Επιλογή επεξεργασίας σημείων σε χαλύβδινα μέλη

Στη συνέχεια επιλέχθηκαν τα σημεία που θα συνδεθούν με την υφιστάμενη πλάκα και δεν συνδέονται με άλλο χαλύβδινο μέλος. Και από την καρτέλα 'Components', επιλέγεται η σύνδεση με βίδες στη πλάκα.

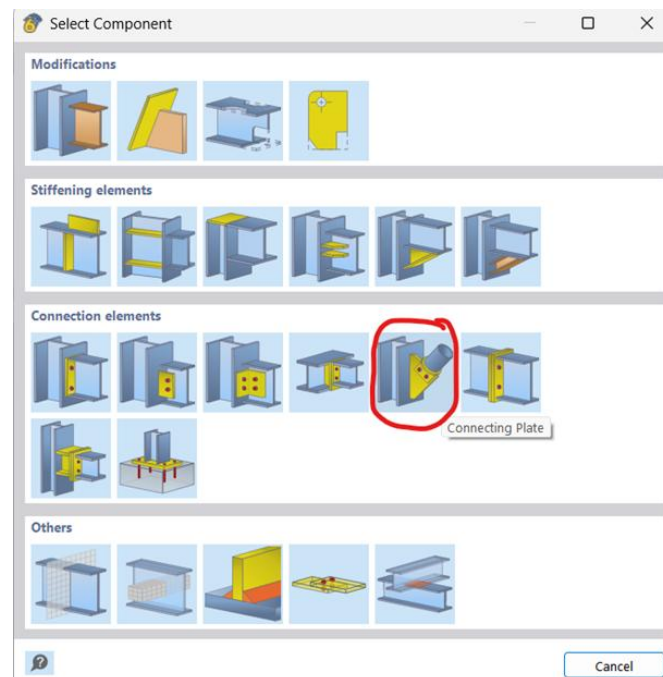


Εικ.127: Επιλογή υποστυλωμάτων για σύνδεση με υφιστάμενη πλάκα

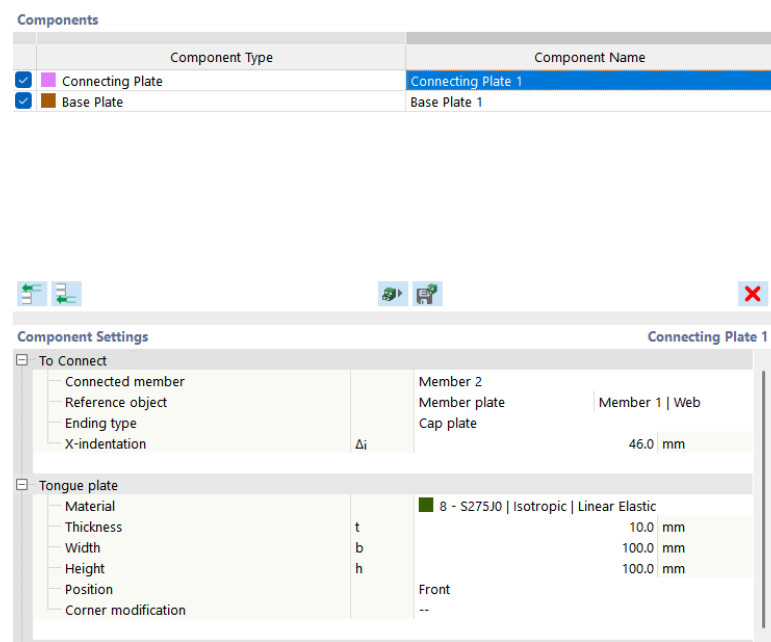


Εικ.128: Επιλογή σύνδεσης με μπουλώνια

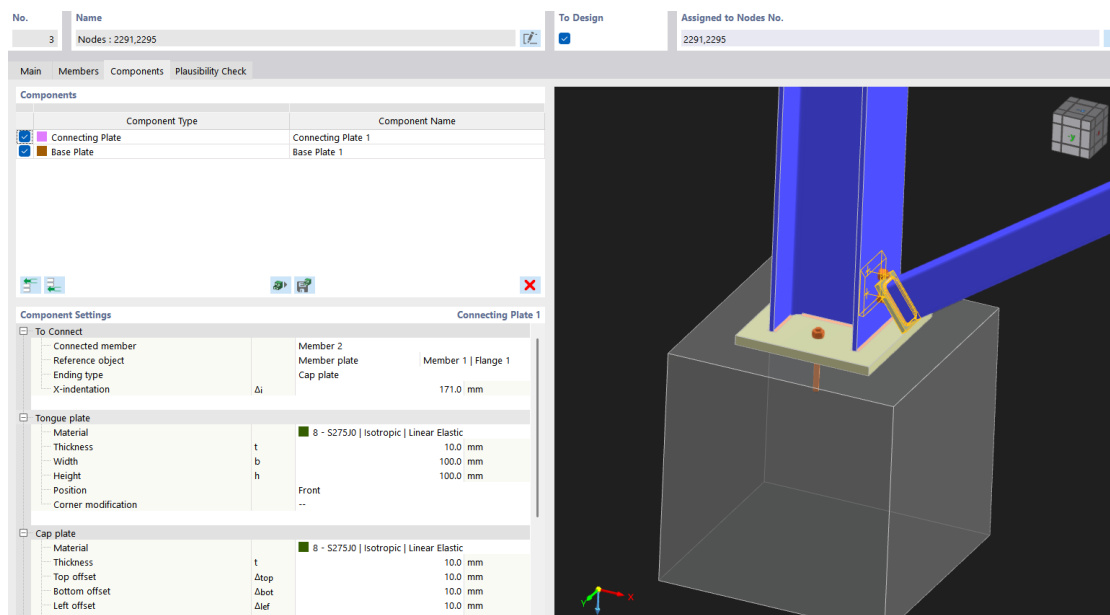
Για τα υποστυλώματα που συνδέονται με τις αντιανεμικές στηρίξεις X, έγινε η επιλογή 'connecting plate' και συμπληρώθηκαν τα κενά με τα αντίστοιχα μέλη που θα ενωθούν και οι λεπτομέρειες όπως σε ποια πλευρά θα γίνει η σύνδεση (μπροστινή ή πλαϊνή).



Εικ.129: Επιλογή σύνδεση υποστυλώματος με πλάγια δοκό



Εικ.130: Λεπτομέρειες σύνδεσης

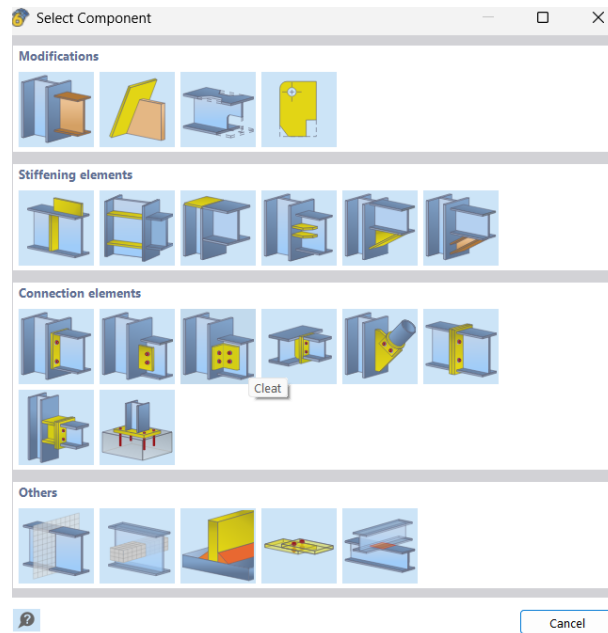


Εικ.131: Λεπτομέρεια σύνδεσης υποστυλώματος-πλάκας

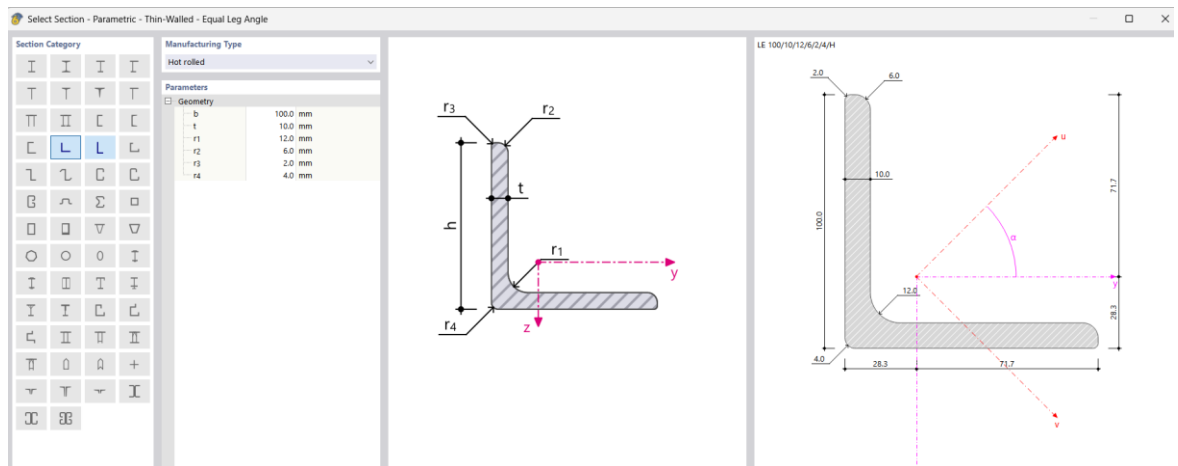
- Σύνδεση υποστυλωμάτων με δοκούς και δοκούς X

Για τις συνδέσεις αυτού του τύπου, αρχικά επιλέχθηκε το κάθε σημείο ξεχωριστά διότι υπάρχουν 2 ή 3 συνδέσεις μελών. Για τη σύνδεση των υποστυλωμάτων με τις δοκούς επιλέχθηκε η εντολή 'cleat' η οποία συνδέει τα 2 μέλη με βίδες και με ενισχυτικό μέλος. Κατόπιν, επιλέγονται τα 2 μέλη δοκών και το ενιαίο υποστύλωμα των 2 ορόφων καθώς και το

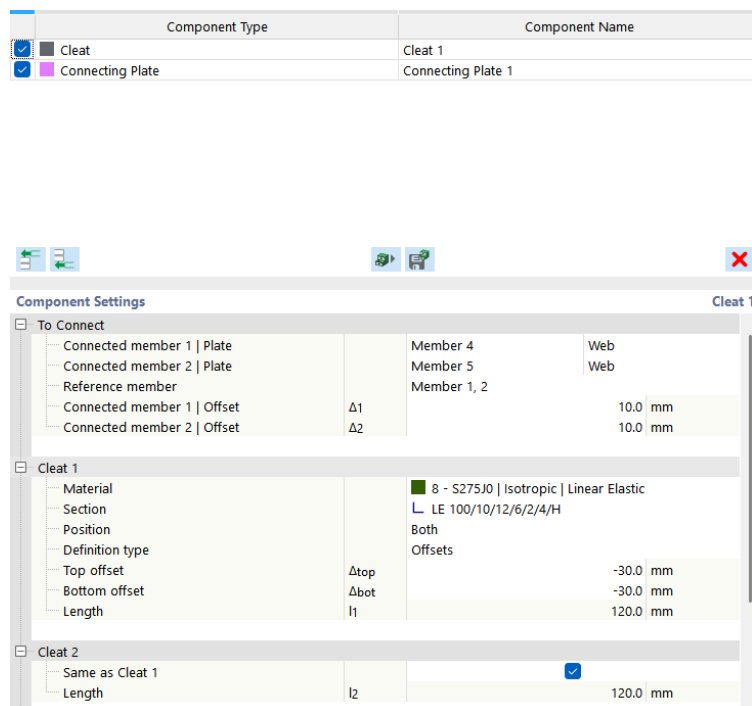
είδος του ενισχυτικού μέλους. Για τα σημεία με 3 ή 4 μέλη σύνδεσης, ακολουθήθηκε η ίδια διαδικασία στις υπόλοιπες συνδέσεις.



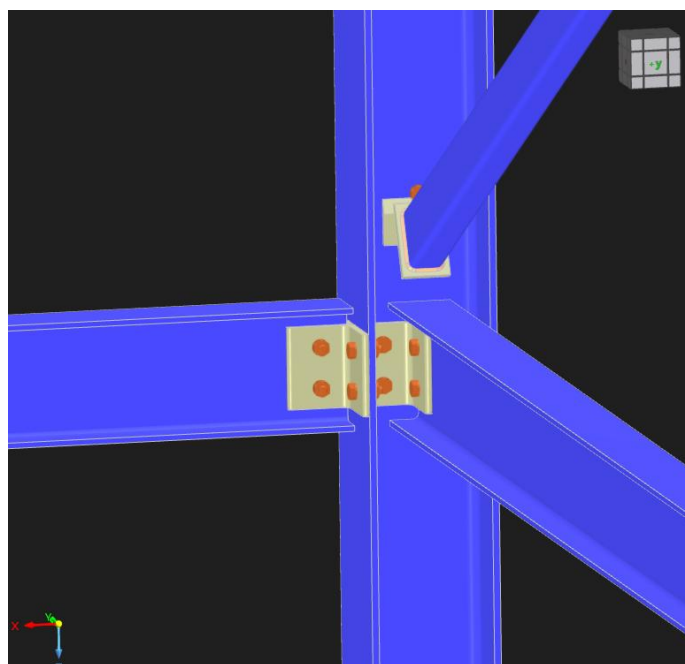
Εικ.132: Επιλογές σύνδεσης υποστυλώματος-δοκού



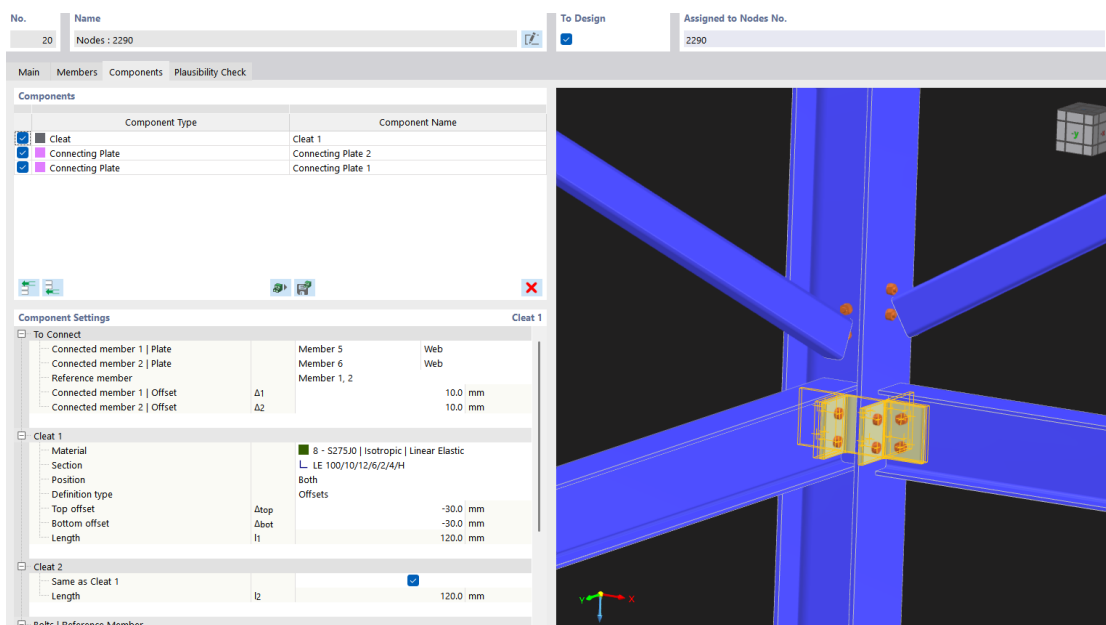
Εικ.133: Χαρακτηριστικά ενισχυτικού μέλους



Εικ.134: Λεπτομέρειες σύνδεσης



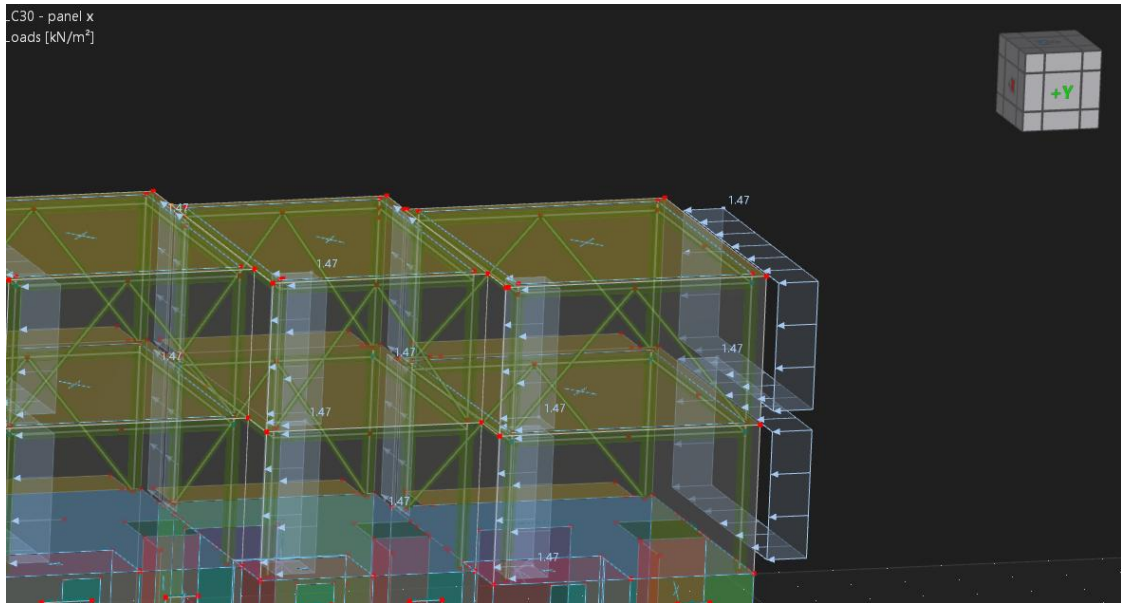
Εικ.135: Λεπτομέρειες σύνδεσης σε 3D



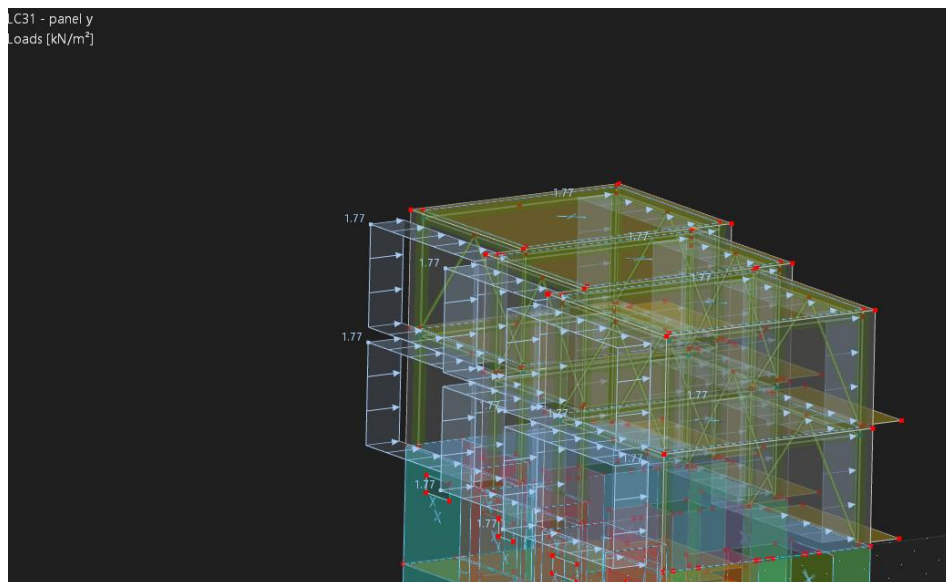
Εικ.136: Λεπτομέρειες σύνδεσης υποστυλώματος με 4 συνδέσεις

4.1.3 Επιβαλλόμενα φορτία στο μεταλλικό φορέα για διαστασιολόγηση

Τα φορτία που επιβάλλονται στον φορέα είναι ο άνεμος, το χιόνι και ο σεισμός σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, τα οποία επιβάλλονται όπως έχει αναλυθεί σε προηγούμενες παραγράφους. Περιμετρικά από το μεταλλικό φορέα τοποθετήθηκαν μεταλλικά πάνελ με εσωτερική θερμομόνωση πολυουρεφάνης τα οποία είναι περίπου 20cm και ζυγίζουν 12kg/m^2 . Οι εξωτερικοί τοίχοι στον άξονα y έχουν 15.039 m^2 ενώ στον άξονα χ έχουν 12.55 m^2 άρα οι δυνάμεις που ασκούνται είναι 1.77 Kn/m και 1.47 kN/m αντίστοιχα. Για την τοποθέτηση των φορτίων επειδή δεν υπάρχουν στη βιβλιοθήκη του προγράμματος τα συγκεκριμένα υλικά, θα δημιουργήσουν εικονικούς τοίχους για μεταφορά φορτίων και πάνω σε αυτούς τα φορτία.

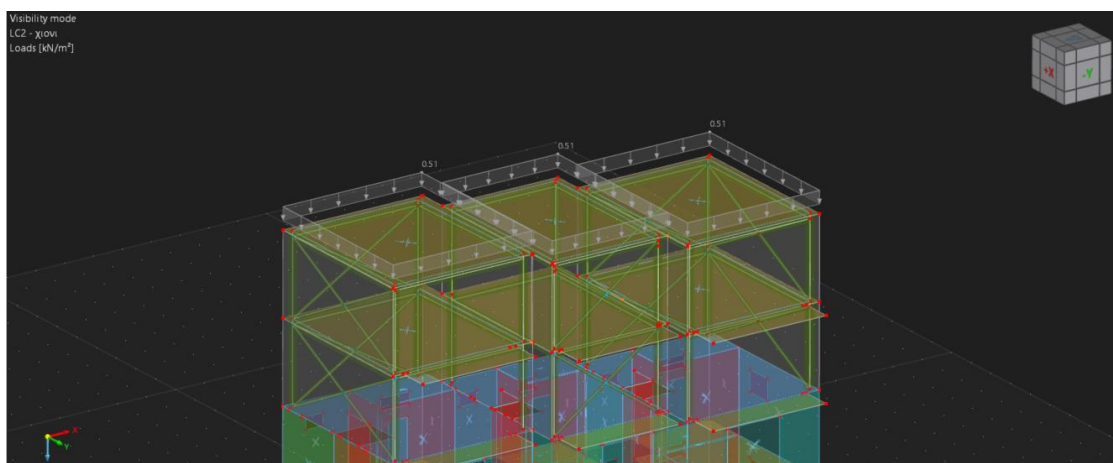


Εικ.137: Επιβολή φορτίου πάνελ στους τοίχους στον άξονα χ



Εικ.138: Επιβολή φορτίου πάνελ στους τοίχους στον άξονα γ

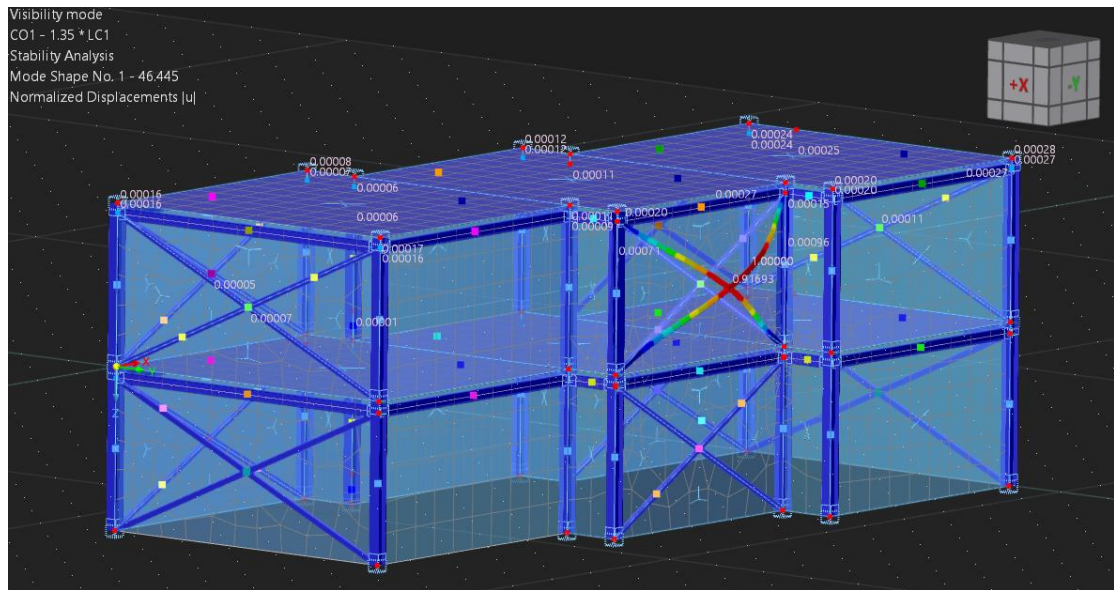
Στην εικόνα απεικονίζεται η επιβολή φορτίου χιονιού (LC2 – snow) στην ανώτερη στάθμη της κατασκευής, όπως εφαρμόζεται στο λογισμικό ανάλυσης. Το φορτίο έχει κατανεμηθεί ομοιόμορφα επί των οροφών των τριών διακριτών πλαισίων, με ένταση 0.51 kN/m^2 , σύμφωνα με τις προβλέψεις των Ευρωκωδίκων (EN 1991-1-3) για κανονικές συνθήκες χιονόπτωσης. Η χρήση διαφανών και χρωματικά διαφοροποιημένων επιφανειών καθιστά σαφή τη γεωμετρική κατανομή του φορτίου, φαίνεται να έχει διαμορφωθεί με τρόπο που υποστηρίζει την αξιόπιστη κατανομή και μεταφορά των φορτίων προς τη θεμελίωση.



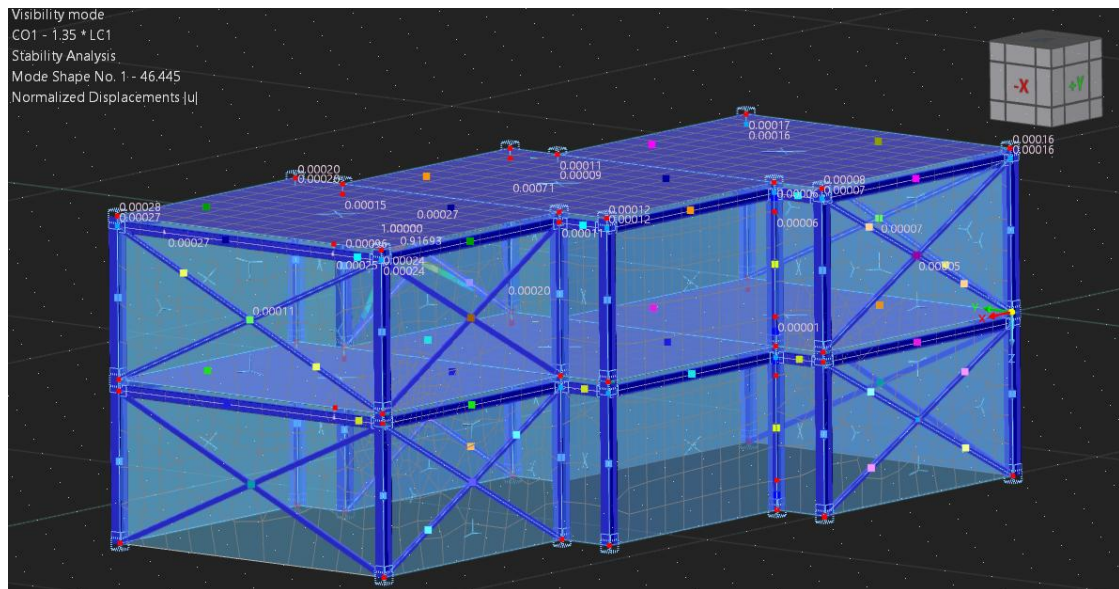
Εικ.139: Επιβολή φορτίου χιονιού στο δώμα

4.1.4 Αποτελέσματα διαστασιολόγησης

Οι παρακάτω εικόνες 140 κι 141 απεικονίζουν τα αποτελέσματα ανάλυσης σταθερότητας (καμπυλότητας) για μια πολυώροφη μεταλλική κατασκευή με αντηρίδες. Η ανάλυση εστιάζει στην πρώτη μορφή κάμψης, η οποία αντιστοιχεί σε έναν κρίσιμο συντελεστή φορτίου. Αυτή η υψηλή τιμή υποδεικνύει ότι η κατασκευή μπορεί θεωρητικά να αντέξει περισσότερο από 46 φορές το τρέχον εφαρμοζόμενο φορτίο πριν υποστεί καθολική κάμψη, γεγονός που υποδηλώνει εξαιρετική συνολική σταθερότητα και σημαντικό περιθώριο ασφαλείας έναντι αστάθειας. Οι κανονικοποιημένες τιμές παραμόρφωσης που εμφανίζονται στο πλαίσιο αντιπροσωπεύουν το σχετικό σχήμα της πρώτης μορφής κάμψης, και όχι τις πραγματικές μετατοπίσεις. Η μέγιστη κανονικοποιημένη μετατόπιση συγκεντρώνεται στο άνω-μεσαίο τμήμα του πλαισίου, το οποίο είναι η πιο εύκαμπτη περιοχή σε αυτό το σχήμα μορφής. Οι παραμορφώσεις είναι ιδιαίτερα έντονες γύρω από την διαγώνια αντηρίδα στο κεντρικό πλαίσιο, όπως απεικονίζεται στην εικόνα 140, όπου η μία αντηρίδα επισημαίνεται με κόκκινο χρώμα - υποδηλώνοντας ότι παίζει κρίσιμο ρόλο στον μηχανισμό κάμψης και θα πρέπει να εξεταστεί προσεκτικά για όρια θλίψης και λυγηρότητας. Τα υπόλοιπα μέρη της κατασκευής παρουσιάζουν ελάχιστη κίνηση, υποδεικνύοντας ότι το σύστημα αντηρίδων ενισχύει αποτελεσματικά την πλευρική ακαμψία και παρέχει σταθερότητα. Αν και η συνολική σταθερότητα της κατασκευής έχει επιβεβαιωθεί, οι κρίσιμες αντηρίδες που επηρεάζουν τον μορφικό χαρακτήρα της ιδιομορφίας θα ελεγχθούν περαιτέρω ως προς τον τοπικό λυγισμό και την επάρκεια των συνδέσεών τους, προκειμένου να διασφαλιστεί η πλήρης δομική αξιοπιστία.



Εικ.140: Αποτελέσματα διαστασιολόγησης χαλύβδινου φορέα (έμπροσθεν όψη)

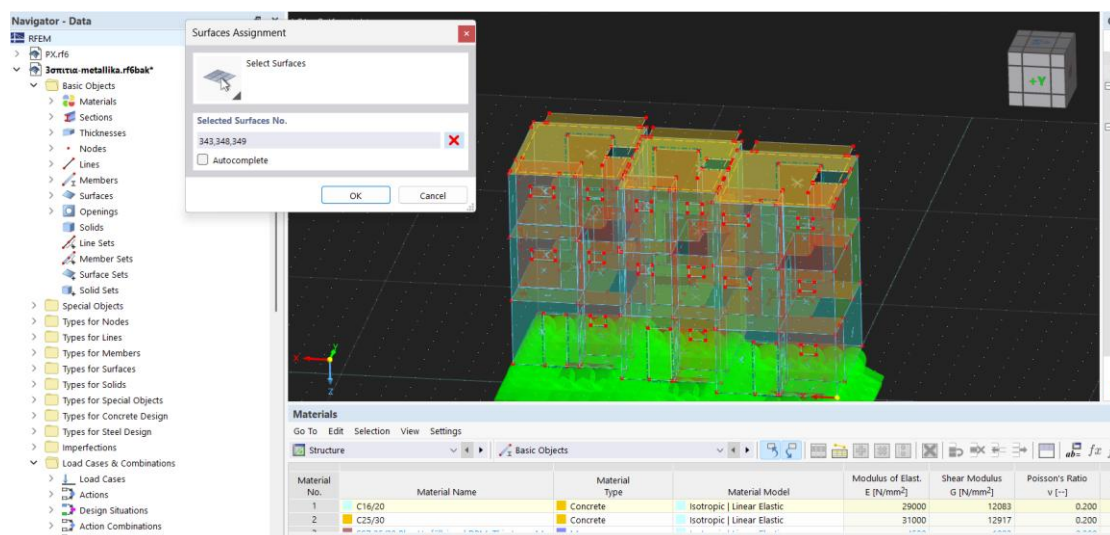


Εικ.141: Αποτελέσματα διαστασιολόγησης χαλύβδινου φορέα (όπισθεν όψη)

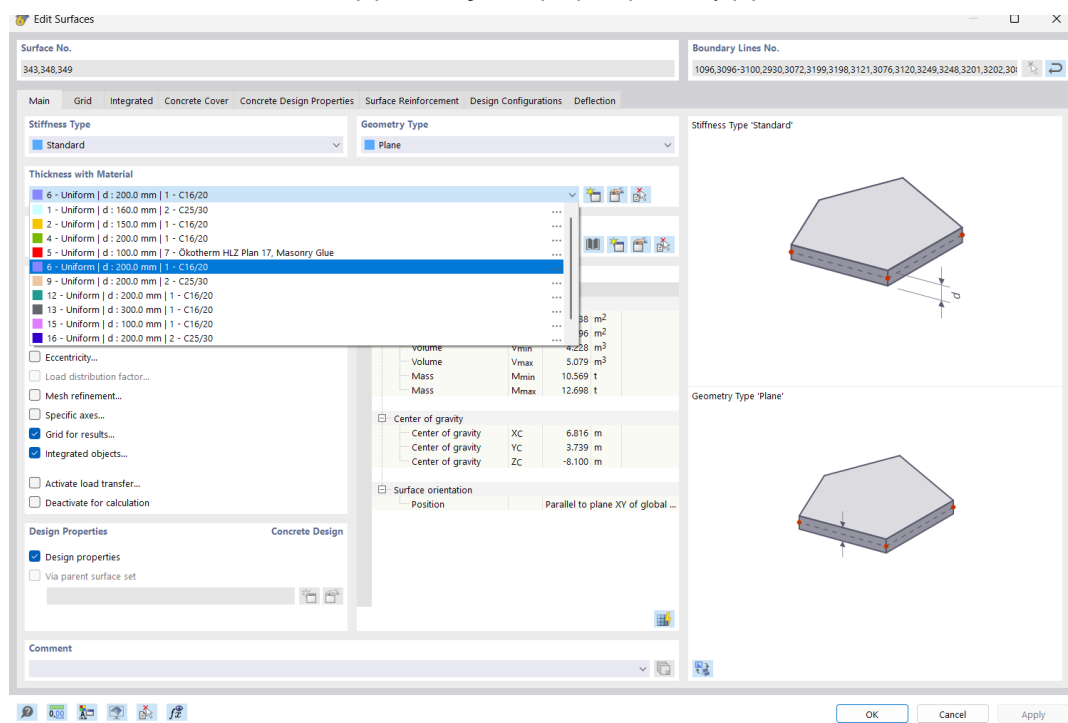
4.1.5 Σχεδιασμός μεταλλικού φορέα στο υφιστάμενο στο RFEM

6

Αρχικά, έγινε η αλλαγή της πλάκας του 3^{ου} ορόφου από 15cm σε 20cm ώστε να πραγματοποιηθεί η εγκατάσταση του μεταλλικού φορέα στο υφιστάμενο με αγκυρώσεις.

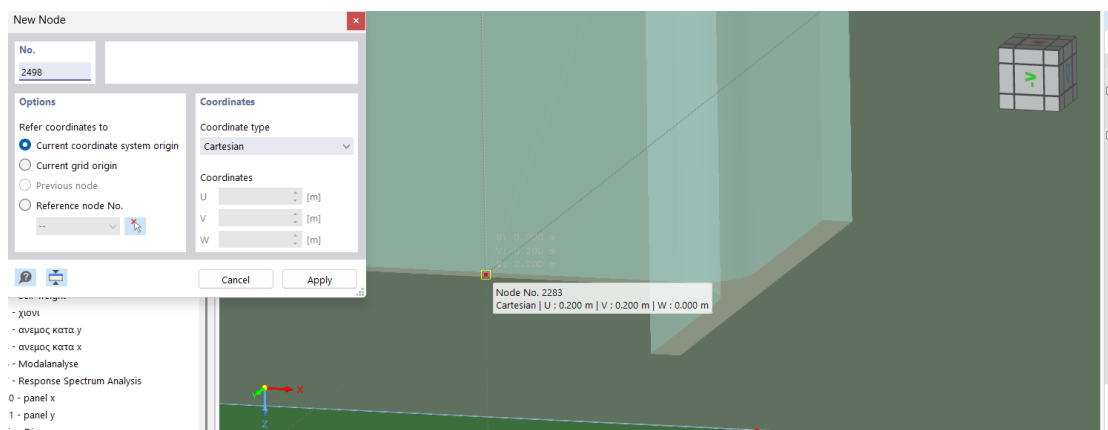


Εικ.142: Επιλογή πλάκας 3^{ου} ορόφου για επεξεργασία



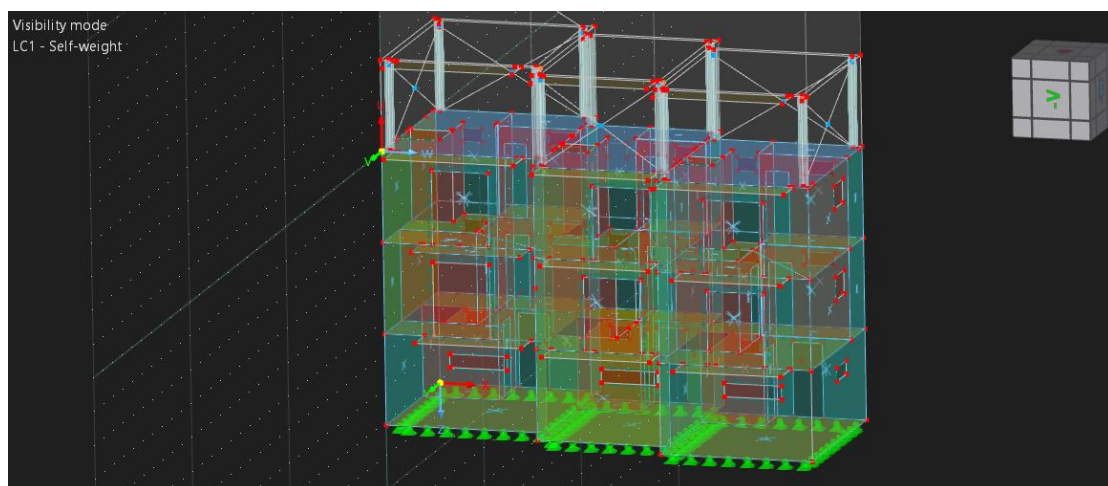
Εικ.143: Επιλογή πάχους πλάκας 3^{ου} ορόφου 20cm

Στην συνέχεια, ο σχεδιασμός του μεταλλικού φορέα ξεκίνησε αφού πρώτα ορίστηκαν τοπικοί άξονες στην πλάκα σκυροδέματος για διευκόλυνση του σχεδιασμού. Η απόσταση του κέντρου βάρους των μεταλλικών υποστηλώματων από το γωνιακό άκρο της πλάκας πρέπει να είναι 15-25cm σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 EN 1993-1-1 για αποτελεσματική αγκύρωση του οπλισμού, αποτροπή συγκέντρωσης τάσεων κοντά στην άκρη της πλάκας, και διευκόλυνση της τοποθέτησης καλουπιών και της σκυροδέτησης.. Η επιλογή έγινε στα 20cm όπως φαίνεται και στην εικόνα. Η διατομή των υποστηλώματων είναι HEA 200 χάλυβα S275.



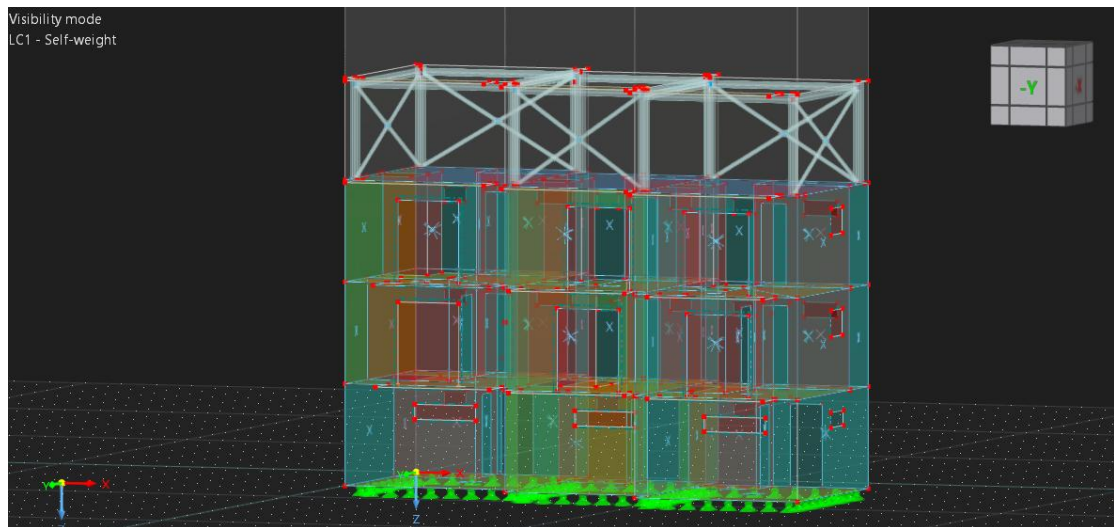
Εικ.144: Απόσταση 20cm μεταλλικού υποστηλώματος από γωνιακό άκρο της πλάκας

Ακολουθήθηκε η μεθοδολογία για το σχεδιασμό των χαλύβδινων υποστηλωμάτων σε όλο το όροφο κοντά στις γωνίες της πλάκας.



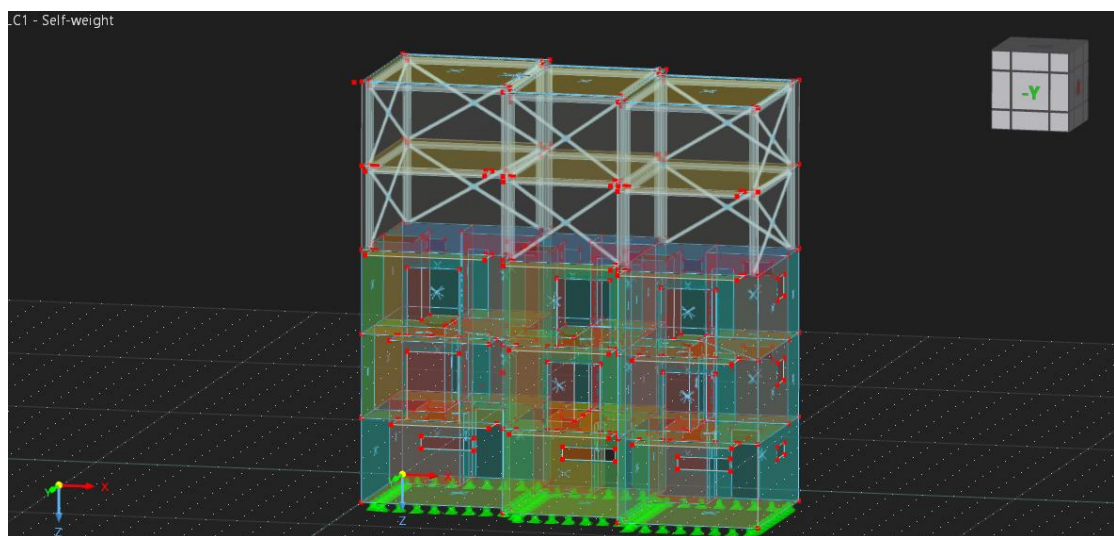
Εικ.145: Τοποθέτηση υποστηλωμάτων

Στην συνέχεια, θα πραγματοποιήθηκε ο σχεδιασμός των δοκών. Η επιλογή από την βιβλιοθήκη του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων, για διατομή IPE 180 και έγινε η ένωση των δύο σημείων της κορυφής των υποστηλωμάτων. Στα ίδια σημεία με τον 3^ο όροφο τοποθετήθηκε η πλάκα σκυροδέματος 15cm και με την εντολή rid τα δοκάρια ακριβώς κάτω από την πλάκα σκυροδέματος όπως παρουσιάζεται στη φωτογραφία.



Εικ.146: Τοποθέτηση δοκών

Η ίδια διαδικασία σχεδιασμού πραγματοποιήθηκε και για τον επόμενο όροφο και ολοκληρώθηκε ο σχεδιασμός του χαλύβδινου σκελετού επέκτασης του υφιστάμενου φορέα.



Εικ.147: Ολοκλήρωση επέκτασης χαλύβδινων μελών

4.1.6 Ανάλυση αποτελεσμάτων

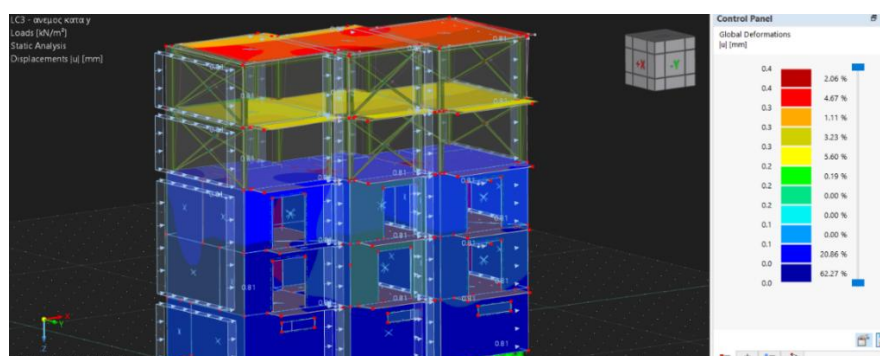
- Υπό φορτία ανέμου για διεύθυνση x και y

Η δομική ανάλυση του κτιρίου υπό πλευρική φόρτιση ανέμου κατά τις διευθύνσεις X και Y επιβεβαιώνει την επαρκή ακαμψία και την ικανοποιητική σεισμική και ανεμολογική απόκριση της κατασκευής. Οι κατακόρυφες μετατοπίσεις παρουσιάζουν ομαλή αύξηση καθ' ύψος, χωρίς τοπικές ασυνέχειες ή αιχμές, γεγονός που καταδεικνύει συνεχή κατανομή ακαμψίας και σωστή λειτουργία του φέροντος οργανισμού.

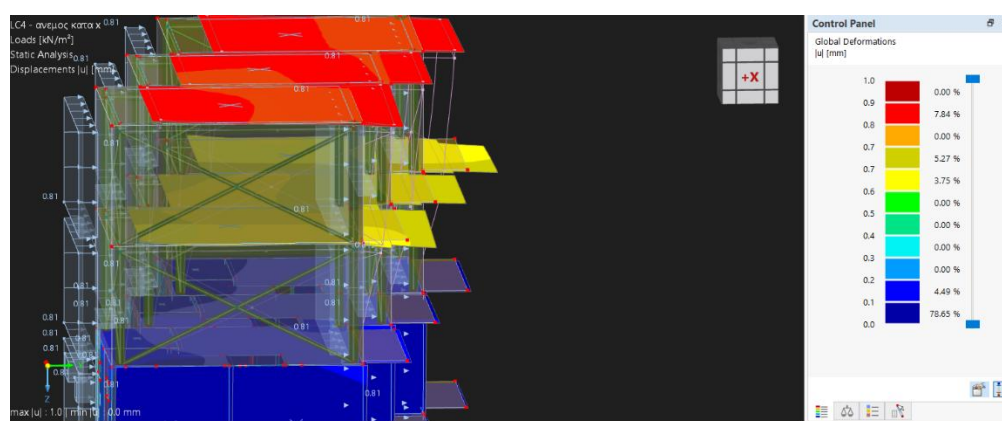
Η μέγιστη πλευρική μετατόπιση φθάνει τα 0,41 mm στον ανώτατο όροφο, τιμή που είναι πολλαπλάσια μικρότερη από τα επιτρεπόμενα όρια του Ευρωκώδικα 3 ($H/500$ έως $H/200$).

για ύψος $H = 13,5 \text{ m} \rightarrow$ όρια 27 mm έως $67,5 \text{ mm}$). Η σημαντικά χαμηλή αυτή μετατόπιση φανερώνει ότι η πλευρική ακαμψία της κατασκευής, σε συνδυασμό με τη συμβολή των τοιχωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα, είναι επαρκώς κατανεμημένη και αποτελεσματική. Η στρεπτική απόκριση (περιστροφή γύρω από τον κατακόρυφο άξονα) είναι αμελητέα, γεγονός που συνάδει με συμμετρική γεωμετρία, σωστή κατανομή μάζας και απουσία εκκεντροτήτων. Τα διαγράμματα μετατόπισης υποδεικνύουν συνεχή κατανομή των παραμορφώσεων, χωρίς ενδείξεις τοπικών αδυναμιών ή απότομων διαφορών στην ένταση της φόρτισης. Αξιοσημείωτο είναι ότι πάνω από το 60% του κτιρίου εμφανίζει μετατοπίσεις μικρότερες από $0,1 \text{ mm}$, ενώ μόνο ένα ποσοστό μικρότερο του 5% — εντοπισμένο κυρίως σε προβολικά ή ακραία σημεία — φθάνει την κορυφαία τιμή των $0,41 \text{ mm}$. Οι τιμές αυτές ενισχύουν τη διαπίστωση ότι η δομή λειτουργεί εντός λειτουργικών ορίων, με χαμηλό κίνδυνο αστοχίας μη φερόντων στοιχείων όπως πλάκες ή επιχρίσματα.

Παρότι και στις δύο διευθύνσεις η συμπεριφορά είναι ικανοποιητική, το κτίριο εμφανίζει ελαφρώς αυξημένη ευκαμψία κατά τη διεύθυνση X. Αυτό υποδεικνύει ότι η κατασκευή είναι βελτιστοποιημένη για φόρτιση στη διεύθυνση Y, πιθανώς λόγω της διάταξης των κατακόρυφων στοιχείων. Συνεπώς, μπορεί να εξεταστεί η τοπική ενίσχυση σε προβόλους ή ακραίες θέσεις για ενίσχυση της ομοιομορφίας στην απόκριση υπό πλευρική φόρτιση.



Εικ.148: Αποτελέσματα μετακινήσεων υπό φορτία ανέμου



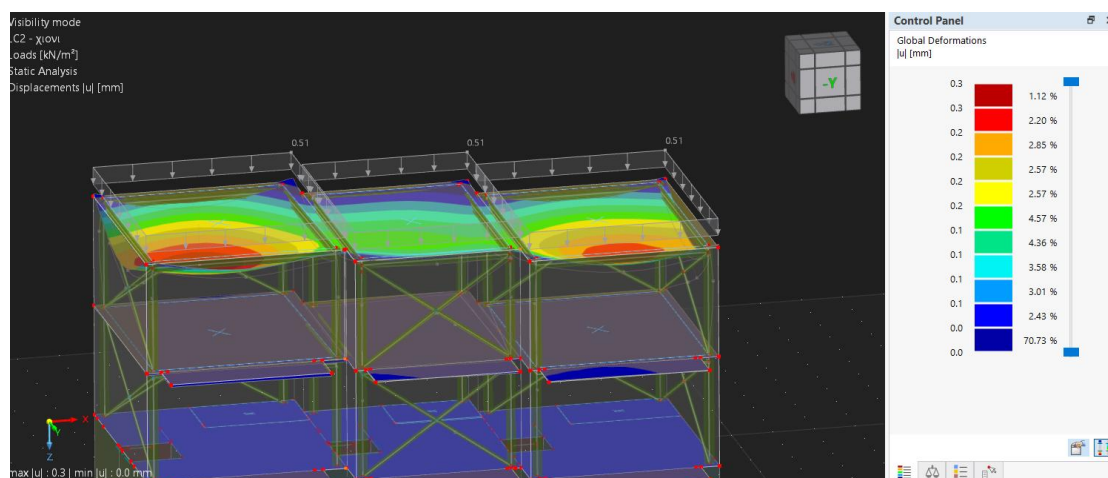
Εικ.149: Αποτελέσματα μετακινήσεων υπό φορτία ανέμου

- Υπό φορτία χιονιού στο δώμα

Η στατική ανάλυση του φορέα στο λογισμικό RFEM 6 υπό την επίδραση φορτίου χιονιού ανέδειξε υψηλή απόδοση και λειτουργικότητα του συστήματος οροφής. Το εφαρμοζόμενο κατακόρυφο φορτίο, κατανεμημένο ομοιόμορφα στην επιφάνεια της πλάκας, οδήγησε σε μέγιστη κατακόρυφη μετατόπιση μόλις 0,3 mm, τιμή που βρίσκεται σαφώς εντός των αποδεκτών ορίων του Ευρωκώδικα και δεν επηρεάζει τη λειτουργικότητα ή την ακεραιότητα του κελύφους.

Η κατανομή των παραμορφώσεων εστιάζοντας στις κεντρικές περιοχές των πλακών, ενώ οι άκρες παραμένουν σχεδόν ανεπηρέαστες. Η χρωματική διαβάθμιση μετατόπισης ενισχύει τη διαπίστωση ομοιόμορφης ακαμψίας και απουσίας τοπικών ασθενειών ή σημειακών παραμορφώσεων, γεγονός που πιστοποιεί τη σωστή λειτουργία του φορέα και την αποτελεσματική κατανομή φορτίου προς τις δοκούς και τα υποστυλώματα. Περισσότερο από το 70% της επιφάνειας δεν εμφανίζει μετρήσιμες μετατοπίσεις, γεγονός που επιβεβαιώνει τη στιβαρή κατακόρυφη διαδρομή φορτίου και υποδεικνύει την ελάχιστη συμμετοχή των κατώτερων επιπέδων στην καταπόνηση από το φορτίο χιονιού. Επιπλέον, η παρουσία τοπικών στηρίξεων οροφής ενισχύει τη σταθερότητα, περιορίζει πλευρικές μετακινήσεις και συμβάλλει στην συνολική ακαμψία του συστήματος.

Συνολικά, η κατασκευή ανταποκρίνεται με εξαιρετική αποτελεσματικότητα στο φορτίο χιονιού, εξασφαλίζοντας τόσο τη στατική επάρκεια όσο και τη μακροχρόνια λειτουργικότητα, αποτρέποντας φαινόμενα καθιζήσεων, ζημιών στεγάνωσης ή παραμορφώσεων στα τελικά στοιχεία της οροφής.



Εικ.150: Αποτελέσματα μετακινήσεων υπό φορτίο χιονιού

4.1.7 Αποτελέσματα αναλύσεων φορέα

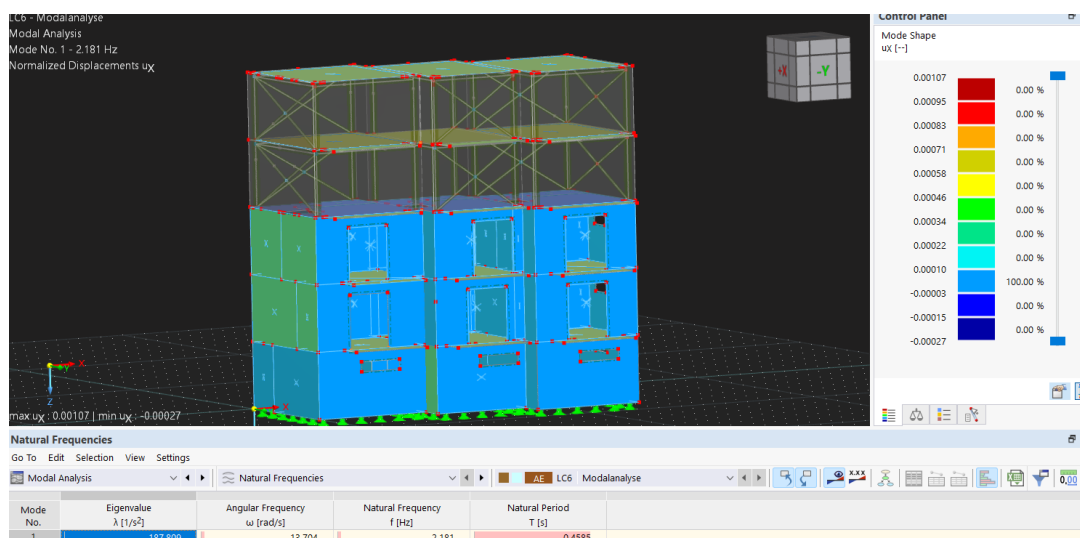
- Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης

Στην παρούσα ενότητα εξετάζονται οι ιδιοτιμές και οι ιδιομορφές που προκύπτουν από το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων πριν από τη διεξαγωγή των ελαστικών και ανελαστικών αναλύσεων. Οι ιδιοτιμές αντιπροσωπεύουν τις φυσικές συχνότητες ταλάντωσης του φορέα και είναι κρίσιμες για την κατανόηση της δυναμικής συμπεριφοράς του κτιρίου. Οι ιδιομορφές περιγράφουν τα σχήματα παραμόρφωσης του φορέα κατά τη

διάρκεια των φυσικών ταλαντώσεων, και η ανάλυσή τους επιτρέπει την εκτίμηση της κατανομής των παραμορφώσεων και των φορτίων στα διάφορα στοιχεία του κτιρίου. Αυτές οι πληροφορίες αποτελούν τη βάση για την ελαστική και ανελαστική ανάλυση, αφού καθορίζουν την αντίδραση του φορέα σε δυναμικές καταπονήσεις, όπως σεισμικά φορτία ή άλλες εξωτερικές δυνάμεις. Στην εικόνα 151 παρουσιάζονται όλες οι ιδιοτιμές του φορέα και στις εικόνες 152-155 οι 4 μεγαλύτερες ιδιοτιμές. Η παρουσίαση πέραν της 1ης–2ης ιδιομορφής βοηθά στην επιβεβαίωση της σωστής μοντελοποίησης (π.χ. συμμετρίας, σύνδεσης, στηρίξεων), και στην ανίχνευση μη ρεαλιστικών βαθμών ελευθερίας (π.χ. ανεπιθύμητων τοπικών μετακινήσεων).

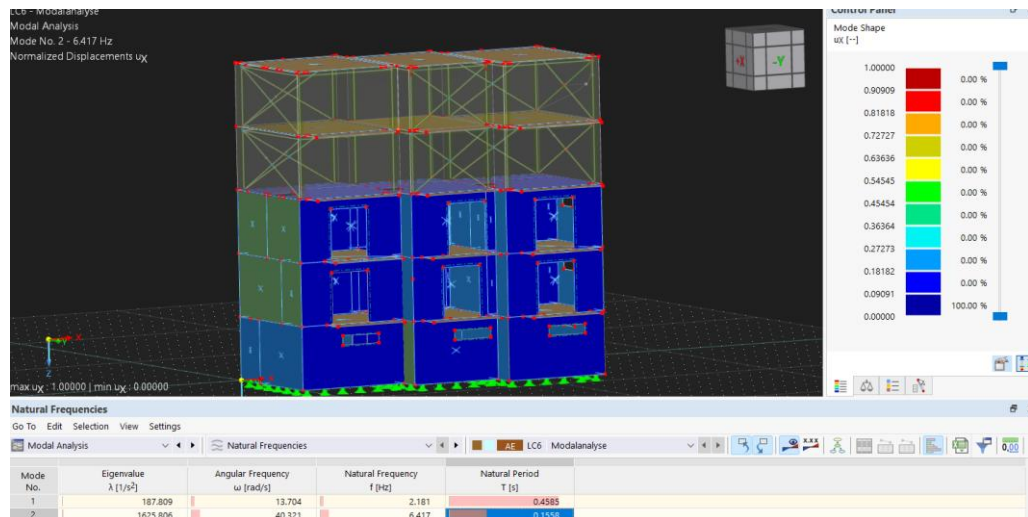
Mode No.	Eigenvalue λ [1/s ²]	Angular Frequency ω [rad/s]	Natural Frequency f [Hz]	Natural Period T [s]	Mode No.	Eigenvalue λ [1/s ²]	Angular Frequency ω [rad/s]	Natural Frequency f [Hz]	Natural Period T [s]
1	187.809	13.704	2.181	0.4585	65	78164.07847	279.578	44.496	0.0225
2	1651.806	40.321	6.417	0.1558	66	78214.93988	279.598	44.499	0.0225
3	1687.687	41.081	6.538	0.1529	67	78353.71931	279.917	44.550	0.0224
4	1830.512	42.784	6.809	0.1469	68	78763.03843	280.648	44.666	0.0224
5	1952.080	44.182	7.032	0.1421	69	80804.67769	284.261	45.242	0.0221
6	2349.331	48.470	7.714	0.1296	70	84003.91277	289.834	46.129	0.0217
7	3161.343	56.226	8.849	0.1117	71	84572.53132	290.814	46.284	0.0216
8	3241.935	56.783	9.007	0.1107	72	85113.00994	291.741	46.432	0.0215
9	3317.067	57.594	9.166	0.1081	73	85466.98864	305.724	48.657	0.0206
10	3447.981	58.720	9.346	0.1070	74	89412.67296	315.312	50.183	0.0199
11	4038.720	70.276	11.185	0.0884	75	89806.64469	315.922	50.381	0.0199
12	5380.456	73.352	11.674	0.0857	76	104916.0533	323.907	51.551	0.0194
13	5852.122	76.368	12.154	0.0825	77	106366.7244	326.446	51.955	0.0192
14	6288.829	79.383	12.621	0.0793	78	108972.8049	330.110	52.539	0.0190
15	6672.033	81.683	13.000	0.0769	79	109200.6966	330.455	52.594	0.0190
16	7121.222	84.545	13.459	0.0743	80	110454.5159	332.293	52.866	0.0189
17	9055.853	95.182	15.146	0.0660	81	111888.8609	334.498	53.237	0.0188
18	9131.673	95.580	15.209	0.0658	82	114579.3167	338.496	53.873	0.0186
19	1134.080	106.556	16.859	0.0594	83	114903.9119	344.229	54.766	0.0183
20	16261.331	127.530	20.235	0.0493	84	122932.5911	350.617	55.802	0.0179
21	17029.548	130.497	20.769	0.0481	85	137644.3256	371.004	59.047	0.0169
22	18021.296	134.248	21.346	0.0468	86	140468.9838	381.239	61.010	0.0164
23	20359.384	142.686	22.709	0.0440	87	148376.1807	385.196	61.306	0.0163
24	26270.582	162.082	25.796	0.0388	88	149489.4417	386.639	61.535	0.0163
25	26757.178	163.576	26.034	0.0384	89	157338.6657	396.911	63.170	0.0158
26	28895.950	164.000	26.101	0.0383	90	159441.7781	399.302	63.551	0.0157
27	27700.339	166.434	26.489	0.0378	91	165966.6128	407.390	64.838	0.0154
28	27828.322	166.818	26.505	0.0377	92	166832.9851	408.432	65.097	0.0154
29	29372.429	171.387	27.277	0.0367	93	167132.2372	408.818	65.065	0.0154
30	30630.838	175.057	27.855	0.0359	94	172591.0284	415.441	66.119	0.0151
31	31564.785	177.685	28.276	0.0354	95	177466.0221	421.267	67.847	0.0149
32	32776.811	181.044	28.814	0.0347	96	181818.7344	431.067	68.606	0.0146
33	33084.787	181.892	28.849	0.0345	97	187472.6743	432.981	68.811	0.0145
34	34379.662	185.418	29.510	0.0339	98	189431.1302	435.237	69.270	0.0144
35	35547.219	188.540	30.007	0.0333	99	190366.0888	436.310	69.411	0.0144
36	39122.887	197.810	31.483	0.0318	100	193102.0966	439.434	69.598	0.0143
37	43224.765	212.681	33.846	0.0295	101	198191.3666	445.187	70.814	0.0141
38	46862.749	216.016	34.380	0.0291	102	201153.7024	448.502	71.381	0.0140
39	46965.760	216.577	34.469	0.0290	103	205343.3409	451.148	72.121	0.0139
40	46967.492	216.720	34.492	0.0290	104	207434.8113	455.450	72.487	0.0138
41	49561.578	222.624	35.432	0.0282	105	208163.0913	456.249	72.614	0.0138
42	49861.144	223.385	35.540	0.0281	106	210078.5327	458.343	72.948	0.0137
43	50045.575	223.709	35.604	0.0281	107	212134.9474	460.581	73.304	0.0136
44	51673.913	227.319	36.179	0.0276	108	213886.371	462.424	73.597	0.0136
45	52805.543	230.008	36.615	0.0273	109	228402.8675	477.915	76.963	0.0131
46	53334.110	230.942	36.756	0.0272	110	230326.5768	479.924	76.382	0.0131
47	54327.812	233.083	37.096	0.0270	111	230599.5198	480.208	76.427	0.0131
48	56509.694	237.718	37.834	0.0264	112	235475.9933	485.259	77.231	0.0129
49	57691.867	240.191	38.238	0.0262	113	238962.5602	488.838	77.801	0.0129
50	58203.128	241.253	38.397	0.0260	114	241769.0843	491.700	78.257	0.0128
51	58386.919	241.628	38.458	0.0260	115	242738.3625	493.699	78.575	0.0127
52	58890.384	242.261	38.557	0.0259	116	245881.3926	495.864	78.919	0.0127
53	61730.598	248.456	39.543	0.0253	117	247434.3805	497.428	79.168	0.0126
54	62001.443	249.019	39.631	0.0252	118	249886.1771	499.887	79.559	0.0126
55	64340.618	253.655	40.370	0.0248	119	255216.4508	505.190	80.403	0.0124
56	64540.494	254.048	40.433	0.0247	120	256640.137	506.597	80.627	0.0124
57	64645.140	255.882	40.717	0.0246	121	259376.0521	509.290	81.896	0.0123
58	65495.980	255.922	40.731	0.0246	122	261775.524	511.636	81.429	0.0123
59	66298.991	257.486	40.880	0.0244	123	262702.8416	513.545	81.574	0.0123
60	70392.113	265.315	42.236	0.0237	124	265236.8674	513.966	81.657	0.0122
61	74136.657	272.280	43.335	0.0231	125	271471.3838	521.029	82.824	0.0121
62	75120.894	274.082	43.621	0.0229	126	274047.24	525.794	83.676	0.0120
63	75126.796	274.257	43.649	0.0229	127	277713.0123	528.879	84.174	0.0119
64	76628.571	276.819	44.057	0.0227					

Εικ.151: Οι ιδιομορφές και ιδιοπερίοδοι

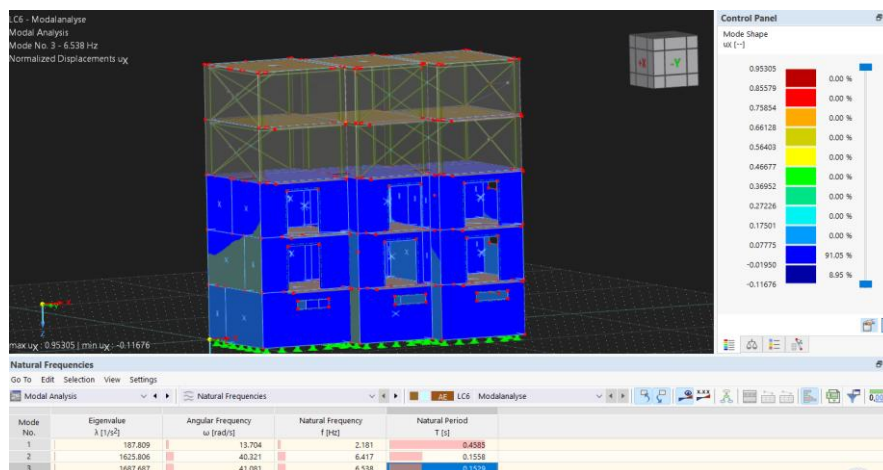


Εικ.152: Μετακινήσεις του φορέα με την μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο

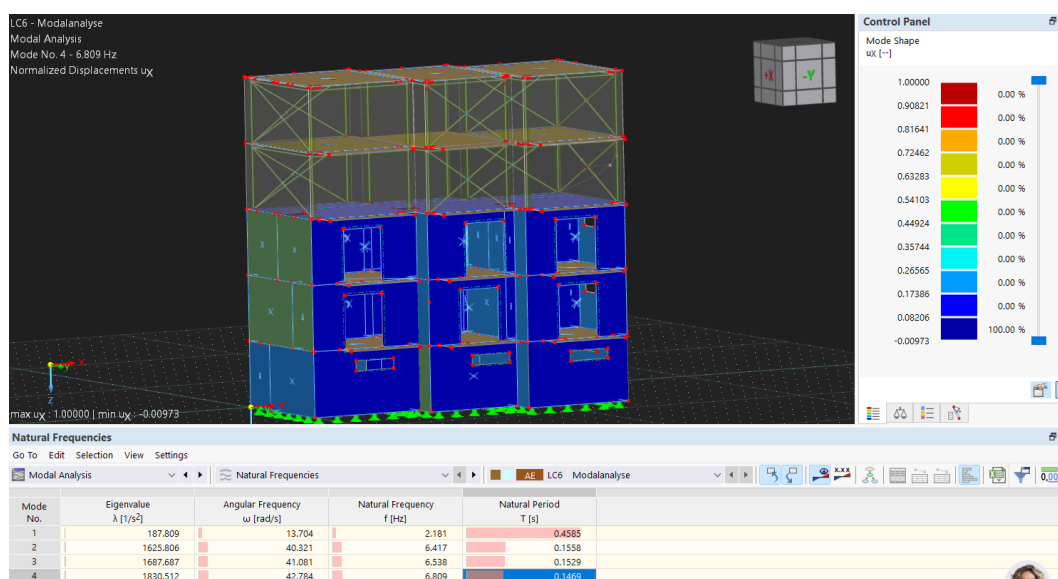
ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗΣ ΕΠΕΚΤΑΣΗΣ ΜΕ ΧΑΛΥΒΑ & ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ



Εικ.153: Μετακινήσεις του φορέα με την 2^η μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο



Εικ.154: Μετακινήσεις του φορέα με την 3^η μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο



Εικ.155: Μετακινήσεις του φορέα με την 4^η μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο

Στο παρακάτω πίνακα 18, παραθέτονται τα σημεία με τις αρχικές συνταγμένες και τις μετακινήσεις/ στροφές ύστερα από την φασματική ελαστική ανάλυση. Στη τελευταία στήλη είναι το ποσοστό συμμετοχής του σημείου επί του συνολικού αθροίσματος των μαζών.

Πιν. 18: Αρχικές συντεταγμένες, μετακινήσεις/στροφή σημείων και ποσοστό συμμετοχής στα 10 σημεία με τις μεγαλύτερες μετατοπίσεις

Σημείο	x	y	z	mx	my	mz	mφ _x	mφ _y	mφ _z	ux
24356	0.000	2.904	-4.010	248.6	248.6	0.0	0.00	0.00	0.00	0.0249%
5025	5.798	6.540	-2.700	242.0	242.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.0242%
12428	7.790	0.980	-8.100	240.2	240.2	0.0	0.00	0.00	0.00	0.0240%
1001	4.840	6.540	-4.500	236.6	236.6	0.0	0.00	0.00	0.00	0.0237%
24367	0.000	2.213	-3.912	222.9	222.9	0.0	0.00	0.00	0.00	0.0223%
4782	5.798	6.540	-5.400	216.4	216.4	0.0	0.00	0.00	0.00	0.0216%
656	8.840	6.540	-0.450	216.3	216.3	0.0	0.00	0.00	0.00	0.0216%
1154	8.840	6.540	-3.600	214.6	214.6	0.0	0.00	0.00	0.00	0.0215%
21940	8.840	6.540	-4.500	206.6	206.6	0.0	0.00	0.00	0.00	0.0207%
1153	8.840	6.540	-4.500	206.6	206.6	0.0	0.00	0.00	0.00	0.0206%

- Αποτελέσματα δυναμικής φασματικής ανάλυσης

Η φασματική ανάλυση της σεισμικής απόκρισης του κτιρίου, όπως προσομοιώθηκε στο RFEM 6, ανέδειξε μια σαφώς διακριτή δυναμική συμπεριφορά μεταξύ των κατακόρυφων ζωνών. Η μέγιστη πλευρική μετατόπιση που καταγράφηκε ήταν 72,1 mm, και εντοπίζεται στα ανώτερα επίπεδα της χαλύβδινης υπερκατασκευής, γεγονός σύμφυτο με την ενεργοποίηση ανώτερων ιδιομορφών και την αυξημένη δυναμική ευκαμψία στα υψηλότερα τμήματα των κτιρίων.

Αντίθετα, τα κατώτερα επίπεδα από οπλισμένο σκυρόδεμα παραμένουν σχεδόν αμετακίνητα, λειτουργώντας ως άκαμπτη βάση (rigid base), όπως επιβεβαιώνεται από τον χρωματικό χάρτη μετατοπίσεων με τιμές πλησίον του μηδενός (0,0 mm). Ειδικά, η τιμή 52,5 mm σε τοπική περιοχή πλάκας οροφής καταδεικνύει έντονη συμμετοχή των χαλύβδινων ορόφων στη σεισμική απόκριση. Η συγκέντρωση μετακινήσεων στην κορυφή, σε συνδυασμό με τη σχεδόν πλήρη ακινησία της βάσης, υποδηλώνει ενεργοποίηση εύκαμπτων ιδιομορφών και πιθανά στρεπτικά φαινόμενα στον άνω φέροντα οργανισμό.

Συνολικά, το κτίριο εμφανίζει επαρκή στατική και δυναμική ακαμψία στη βάση και ικανοποιητική απορρόφηση σεισμικής ενέργειας. Στον ακόλουθο πίνακα 19 παρουσιάζονται οι μέγιστες μετατοπίσεις και στροφές του κτηρίου.

Πιν.19: Μέγιστες μετατοπίσεις και στροφές ύστερα από ελαστική ανάλυση

Μέγιστες μετατοπίσεις και στροφές	
-----------------------------------	--

Μέγιστη μετατόπιση σε κατεύθυνση X	31.5 mm
Μέγιστη μετατόπιση σε κατεύθυνση Y	32.9 mm
Μέγιστη μετατόπιση σε κατεύθυνση Z	55.9 mm
Μέγιστη διανυσματική μετατόπιση	72.1 mm
Μέγιστη στροφή γύρω από τον άξονα X	4.6 mrad
Μέγιστη στροφή γύρω από τον άξονα Y	17.8 mrad
Μέγιστη στροφή γύρω από τον άξονα Z	19.4 mrad

Βάσει της ελαστικής φασματικής ανάλυσης για το πεντάωροφο κτήριο (3 όροφοι από σκυρόδεμα και 2 από χάλυβα) και δεδομένου ότι το κτήριο ανήκει στην Κατηγορία Σπουδαιότητας II, συ σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 (EC8) και τον ΕΚΩΣ 2000:

- Μετακινήσεις και οριζόντια παραμορφωσιμότητα

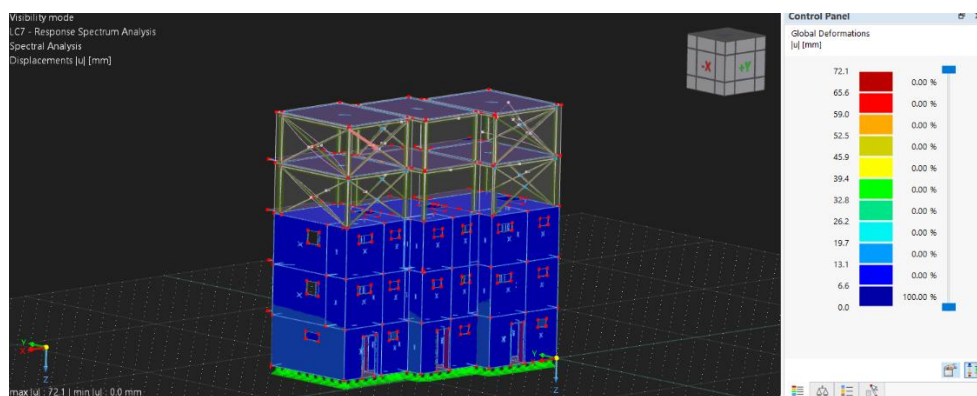
Οι μέγιστες μετακινήσεις ανά κατεύθυνση είναι 31.5 mm στον άξονα X, 32.9 mm στον Y και 55.9 mm στον Z, με τη μέγιστη διανυσματική μετατόπιση να φθάνει τα 72.1 mm. Για συνολικό ύψος κτηρίου 13.5 m (5 τυπικοί όροφοι $\times$ 2.7 m), το μέγιστο σχετικό οριζόντιο drift υπολογίζεται περίπου σε 0.534%. Η τιμή αυτή είναι εντός των αποδεκτών ορίων που θέτει ο EC8 για κτήρια Κατηγορίας Σπουδαιότητας II, καθώς δεν υπερβαίνει το επιτρεπτό όριο του 0.75% για κατασκευές με συνήθη μη δομικά στοιχεία. Συνεπώς, δεν απαιτείται λήψη πρόσθετων μέτρων λόγω υπερβολικών μετατοπίσεων.

- Στρέψη και ασυμμετρία κατανομής ακαμψίας

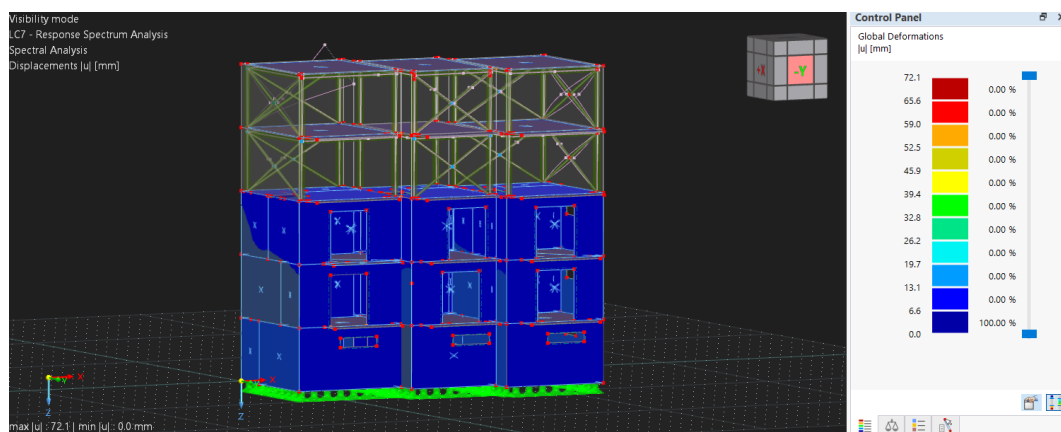
Οι παρατηρούμενες στροφές γύρω από τους κύριους άξονες είναι 4.6 mrad (X), 17.8 mrad (Y) και 19.4 mrad (Z). Οι τιμές στις κατευθύνσεις Y και Z υπερβαίνουν το επίπεδο που θεωρείται ως ένδειξη σημαντικής στρεπτικής παραμόρφωσης (>15 mrad), κάτι που υποδηλώνει πιθανή ασύμμετρη κατανομή ακαμψίας ή μάζας στο κτήριο. Ο EC8 αναφέρει ότι σε τέτοιες περιπτώσεις πρέπει να ελέγχεται η επίδραση της στρέψης στις ακραίες μετακινήσεις και ενδεχομένως να γίνονται τροποποιήσεις στη γεωμετρία ή την κατανομή των τοιχωμάτων/πλαισίων. Αν και η στρέψη δεν υπερβαίνει κρίσιμα όρια για άκαμπτα κτήρια, η παρουσία της καλεί για επιπλέον έλεγχο των μη δομικών στοιχείων, ιδίως στις εξωτερικές παρειές.

- Συμβατότητα με απαιτήσεις EC8 και ΕΚΩΣ 2000

Η διεξαχθείσα ελαστική φασματική ανάλυση καλύπτει τις ελάχιστες απαιτήσεις του EC8 για Κατηγορία Σπουδαιότητας II, χωρίς να απαιτείται μη γραμμική ανάλυση. Οι τιμές των μετατοπίσεων και στροφών είναι αποδεκτές για τη συγκεκριμένη κατηγορία χρήσης, ενώ δεν παρατηρούνται ενδείξεις υπέρβασης κρίσιμων ορίων παραμορφώσεων. Από την πλευρά του ΕΚΩΣ 2000, δεν καταγράφεται αστοχία ή ανάγκη επανελέγχου πλαστικοποιήσεων, δεδομένου ότι η ανάλυση παραμένει εντός του ελαστικού πεδίου.



Εικ.156: Αποτελέσματα μετακινήσεων ύστερα από ελαστική ανάλυση (όπισθεν όψη)

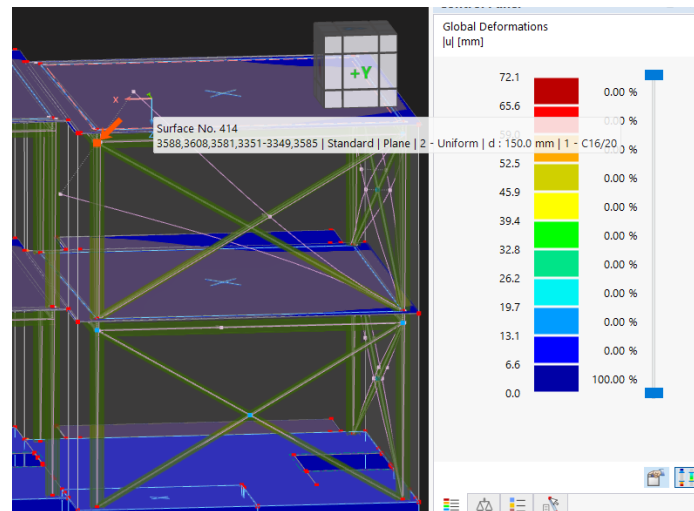


Εικ.157: Αποτελέσματα μετακινήσεων ύστερα από ελαστική ανάλυση (έμπροσθεν όψη)

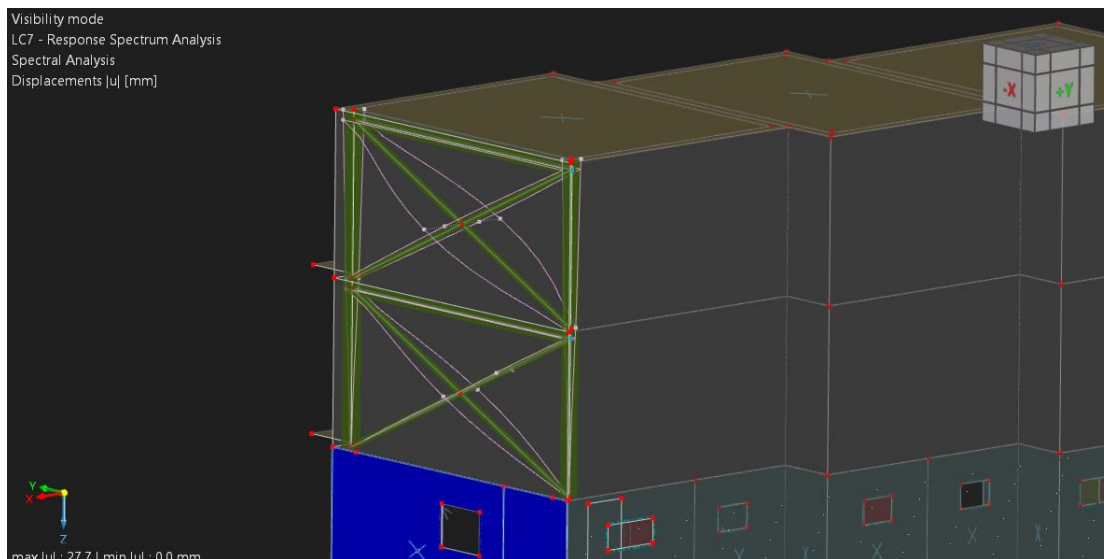
Τα αποτελέσματα της ελαστικής δομικής ανάλυσης δείχνουν ότι η μέγιστη πλευρική μετατόπιση εντοπίζεται στο ανώτατο επίπεδο του κτιρίου, με τιμή περίπου 27,7 mm, σύμφωνα με το υπόμνημα μετατόπισης των εικόνων 158 και 159. Η μετατόπιση συγκεντρώνεται στην περιοχή της Επιφάνειας Νο. 414, γεγονός που καταδεικνύει αυξημένη πλευρική ευκαμψία στο ανώτερο τμήμα της κατασκευής.

Η χρωματική διαβάθμιση του διαγράμματος υποδηλώνει ότι τα χαμηλότερα επίπεδα παρουσιάζουν σημαντικά μικρότερες παραμορφώσεις, γεγονός που αντανακλά την αποτελεσματική λειτουργία των συστημάτων X-bracing στη βάση. Όπως απεικονίζεται και στην εικόνα 195, οι χαλύβδινοι βραχίονες εμφανίζουν τυπικές ελαστικές παραμορφώσεις, επιβεβαιώνοντας ότι εμπλέκονται ενεργά στη μεταφορά σεισμικών φορτίων και συμβάλλουν ουσιαστικά στην πλευρική ακαμψία του συστήματος.

Η αντίθεση στη συμπεριφορά μεταξύ άκαμπτων και εύκαμπτων ζωνών είναι χαρακτηριστική και αναδεικνύει τη σημασία του σωστού συντονισμού της κατανομής ακαμψίας καθ' ύψος. Παρότι η συνολική απόκριση βρίσκεται εντός ελαστικού ορίου και θεωρείται ικανοποιητική, το άνω τμήμα της κατασκευής εμφανίζει τάσεις υπερβολικής μετακίνησης, οι οποίες μπορεί να επηρεάσουν την ανθεκτικότητα σε σεισμική ή ανεμολογική φόρτιση.



Εικ.158: Λεπτομέρεια μέγιστης μετατόπισης σημείου 27,7mm



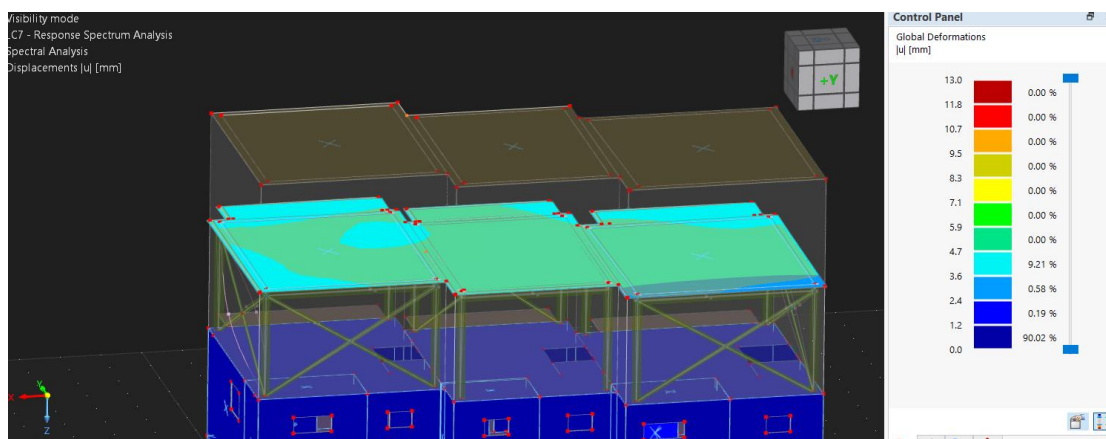
Εικ.159: Λεπτομέρεια μετατόπισης αντιανεμικών στηρίξεων

Οι εικόνες 160–162 απεικονίζουν τις καθολικές μετατοπίσεις μιας αρθρωτής δομής κατά τη διάρκεια ανάλυσης φάσματος απόκρισης, δίνοντας έμφαση στην ελαστική απόκριση του φορέα.

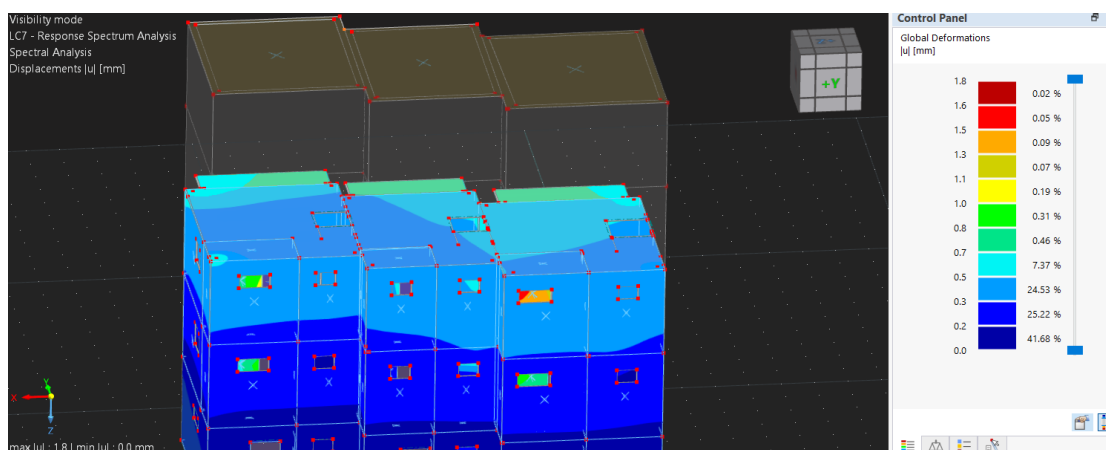
Αναλυτικότερα, στην εικόνα 160 (κάτοψη), παρατηρείται μέγιστη μετατόπιση 1,8 mm, με το κύριο μέρος των παραμορφώσεων να εντοπίζεται στον επάνω όροφο. Η επικράτηση χρωμάτων από μπλε έως ανοιχτό κυανό υποδηλώνει μικρές έως μέτριες μετακινήσεις, ενώ η σχεδόν αμετάβλητη βάση της κατασκευής καταδεικνύει αποτελεσματική αγκύρωση και σταθερή κατανομή των φορτίων προς το υπόβαθρο. Η εικόνα 161, με μετωπιαία προβολή, παρουσιάζει μέγιστη μετατόπιση 1,2 mm. Οι σημαντικότερες τοπικές μετακινήσεις εντοπίζονται γύρω από δομικά ανοίγματα του ισόγειου (θύρες, παράθυρα), στοιχείο που αποδίδεται σε τοπική μείωση της ακαμψίας στις περιοχές αυτές. Οι ανώτερες στάθμες διατηρούν ομοιόμορφη και περιορισμένη παραμόρφωση, γεγονός που υποδηλώνει ότι η πλευρική μετακίνηση απορροφάται κυρίως από τις κατώτερες στάθμες, ιδίως κοντά σε διακοπτόμενα δομικά στοιχεία. Η εικόνα 162, στην οποία περιλαμβάνονται ορατά στοιχεία στήριξης, δείχνει αύξηση

της μέγιστης μετατόπισης στα 13 mm. Τα χαμηλότερα τμήματα εμφανίζουν ελαχιστοποιημένη μετακίνηση (βαθύ μπλε), υποδεικνύοντας επαρκή λειτουργία των στηριγμάτων και αυξημένη δυσκαμψία στη βάση. Αντίθετα, τα ανώτερα επίπεδα εμφανίζουν μεγαλύτερες τιμές μετατόπισης (πράσινοι-κυανοί τόνοι), κάτι που χρήζει περαιτέρω διερεύνησης για την ενίσχυση της πλευρικής συγκράτησης ή τη βελτιστοποίηση του σχεδιασμού στο ανώτερο άκρο του φορέα.

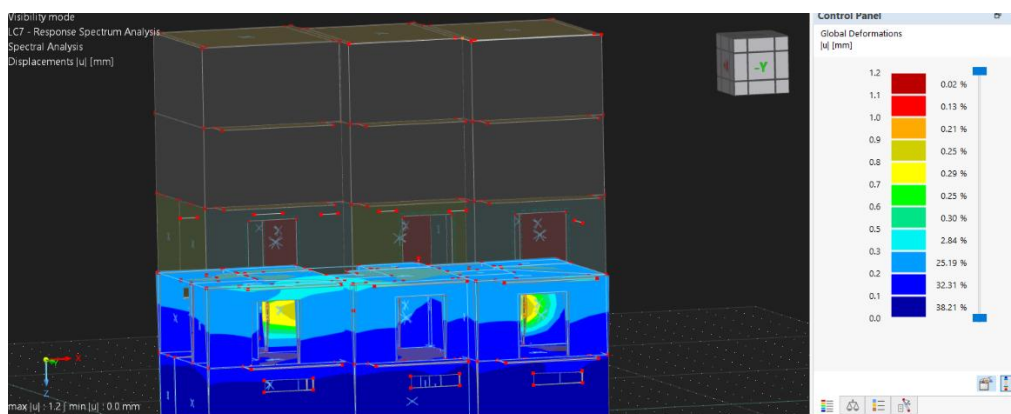
Συνολικά, η ανάλυση καταδεικνύει καλή ελαστική συμπεριφορά και σταθερή λειτουργία της βάσης, με τις μετατοπίσεις να παραμένουν εντός αποδεκτών ορίων σχεδιασμού. Η αποτελεσματικότητα των στηρίξεων και η καλή αγκύρωση του συστήματος εξασφαλίζουν τη γενική σταθερότητα, ενώ σημεία τοπικής παραμόρφωσης σε ανώτερα επίπεδα ή κοντά σε ανοίγματα υποδεικνύουν πιθανά περιθώρια ενίσχυσης για βελτίωση της συνολικής απόκρισης.



Εικ.160: Αποτελέσματα βυθίσεων πλάκας 4^{ου} ορόφου ύστερα από ελαστική ανάλυση



Εικ.161: Αποτελέσματα βυθίσεων πλάκας 3^{ου} ορόφου ύστερα από ελαστική ανάλυση



Εικ. 162: Αποτελέσματα βυθίσεων πλάκας 2ου ορόφου ύστερα από ελαστική ανάλυση

- Αποτελέσματα στατικής υπερωθητικής ανάλυσης

Η στατική υπερωθητική ανάλυση (pushover), όπως παρουσιάζεται στις εικόνες 163–165, καταδεικνύει ότι το κτίριο εμφανίζει έντονα άκαμπτη συμπεριφορά υπό σταδιακά αυξανόμενη πλευρική φόρτιση. Η μέγιστη καταγραφείσα συνολική μετατόπιση φτάνει τα 28,7 mm, ωστόσο το προφίλ παραμόρφωσης υποδεικνύει ότι αυτή αφορά εξαιρετικά περιορισμένες περιοχές της κατασκευής.

Πιο συγκεκριμένα, το 99% του φορέα παρουσιάζει μετατοπίσεις μικρότερες των 2,6 mm, όπως αποτυπώνεται με βαθύ μπλε στην κλίμακα παραμόρφωσης. Δεν καταγράφονται περιοχές με υψηλότερες ανελαστικές μετακινήσεις (π.χ. πράσινα ή κόκκινα επίπεδα παραμόρφωσης), υποδηλώνοντας ότι η κατασκευή παραμένει κυρίως στο ελαστικό στάδιο λειτουργίας ή βρίσκεται στην αρχή της μετάβασης σε ανελαστική συμπεριφορά. Η ομοιόμορφη κατανομή της μικρής παραμόρφωσης, σε συνδυασμό με την απουσία τοπικών εντοπισμένων περιοχών αστοχίας, επιβεβαιώνει την αποτελεσματικότητα του πλευρικού φέροντος συστήματος. Το πιθανό σύστημα αντίστασης περιλαμβάνει διατμητικά τοιχώματα στα κατώτερα επίπεδα και ενισχυμένα πλαίσια στα ανώτερα, τα οποία συνεισφέρουν στην απορρόφηση και διάχυση των πλευρικών φορτίων. Ιδιαίτερη σημασία έχει η παρατήρηση ότι η θεμελίωση παραμένει απολύτως σταθερή και απαραμόρφωτη, γεγονός που επιβεβαιώνει την επαρκή αγκύρωση και τη δομική ακεραιότητα της βάσης.

Συνολικά, τα αποτελέσματα της υπερωθητικής ανάλυσης αποκαλύπτουν μια κατασκευή με υψηλή αρχική σεισμική ικανότητα και ισχυρή απόκριση σε πλευρικά φορτία, με σαφή πλεονεκτήματα στην ελαστική φάση συμπεριφοράς και ενδεχομένως περιθώρια για επιπλέον μετά-ελαστική παραμόρφωση, αν χρειαστεί. Αυτή η συμπεριφορά είναι ιδιαίτερα θετική για τις απαιτήσεις αντισεισμικού σχεδιασμού.

Πιν.20: Μέγιστες μετατοπίσεις και στροφές ύστερα από ανελαστική ανάλυση

Μέγιστες μετατοπίσεις και στροφές	
Μέγιστη μετατόπιση σε κατεύθυνση X	14.2 mm
Μέγιστη μετατόπιση σε κατεύθυνση Y	1.9 mm
Μέγιστη μετατόπιση σε κατεύθυνση Z	24.9 mm
Μέγιστη διανυσματική μετατόπιση	28.7 mm
Μέγιστη στροφή γύρω από τον άξονα X	1.2 mrad

Μέγιστη στροφή γύρω από τον άξονα Y	-7.5 mrad
Μέγιστη στροφή γύρω από τον άξονα Z	-0.5 mrad

Η ανελαστική στατική ανάλυση του πενταώροφου κτηρίου επιβεβαιώνει την καλή σεισμική απόκριση της κατασκευής, σύμφωνα με τις απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 8 και του ΕΚΩΣ 2000. Με δεδομένο το συνολικό ύψος 13,5 m και τυπικό ύψος ορόφου 2,7 m, οι παρατηρούμενες μέγιστες μετατοπίσεις ανέρχονται σε:

- 14,2 mm στη διεύθυνση X,
- 1,9 mm στη διεύθυνση Y,
- 24,9 mm στη διεύθυνση Z, με διανυσματική μετατόπιση 28,7 mm.

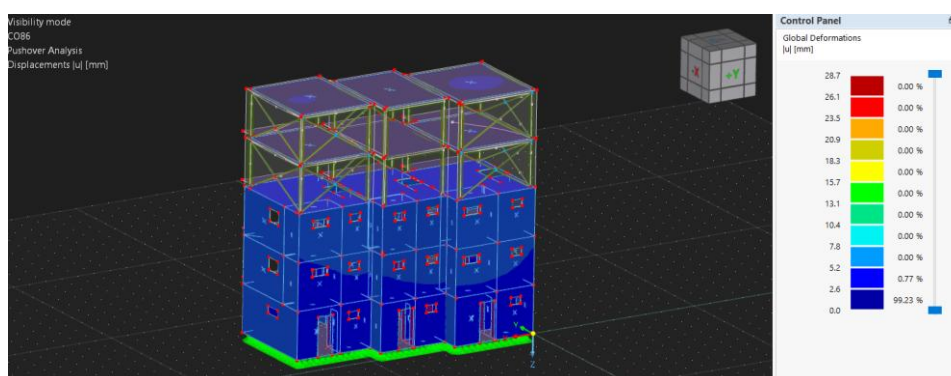
Αυτά τα μεγέθη αντιστοιχούν σε σχετική παραμόρφωση (drift) της τάξεως του 0,21% του συνολικού ύψους, σαφώς εντός των ορίων επιτρεπόμενης μετακίνησης ($\leq 0,75\%$) για κατασκευές Κατηγορίας Σπουδαιότητας II. Ως εκ τούτου, οι μετακινήσεις χαρακτηρίζονται αποδεκτές, χωρίς να αναμένονται λειτουργικές ή αισθητικές επιπτώσεις σε μη φέροντα στοιχεία, όπως τοιχοποιίες ή επιχρίσματα.

Αναφορικά με τις στροφές (στρεπτικές παραμορφώσεις), καταγράφηκαν οι εξής τιμές:

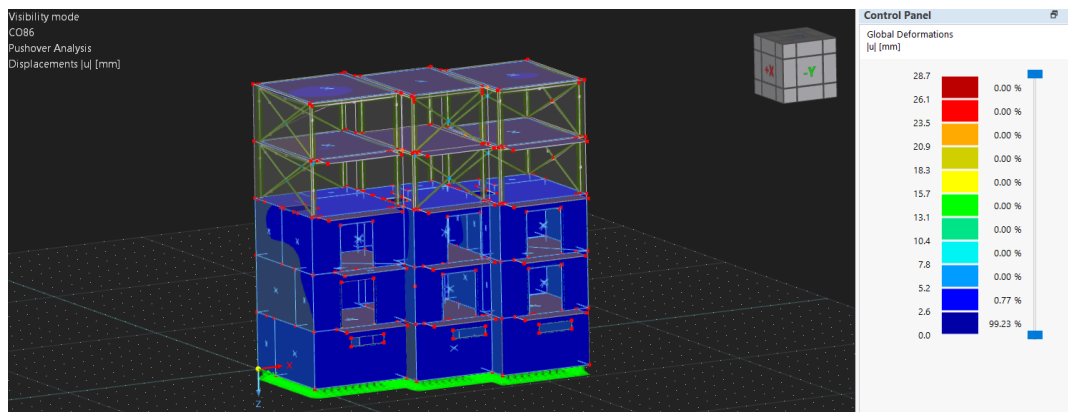
- 1,2 mrad γύρω από τον άξονα X,
- -7,5 mrad γύρω από τον άξονα Y,
- -0,5 mrad γύρω από τον άξονα Z.

Όλες οι τιμές παραμένουν σαφώς χαμηλότερες από το όριο των 15 mrad, που χρησιμοποιείται ενδεικτικά ως κατώφλι για σημαντική δυναμική στρέψη, γεγονός που επιβεβαιώνει την απουσία ασυμμετρίας και επαρκή συμμετρική ακαμψία στο σχέδιο. Η κατανομή των παραμορφώσεων είναι ομαλή, χωρίς εντοπισμένες περιοχές υπερσυγκέντρωσης εντατικών μεγεθών ή πλαστικοποιήσεις σε κρίσιμα στοιχεία, γεγονός που φανερώνει ότι η δομή παραμένει σε προβλέψιμο ανελαστικό στάδιο λειτουργίας, απορροφώντας ενέργεια σταδιακά χωρίς ενδείξεις αστοχίας ή τοπικής κατάρρευσης.

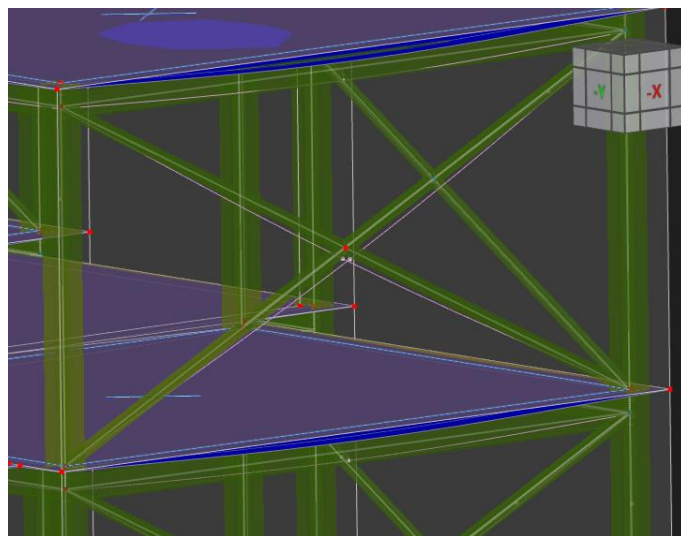
Συνολικά, η κατασκευή επιδεικνύει υψηλή αρχική φέρουσα ικανότητα, ικανοποιητική μετασεισμική συμπεριφορά και επαρκή πλαστιμότητα, γεγονός που τεκμηριώνει την δομική επάρκεια του φέροντος οργανισμού στο υφιστάμενο σεισμικό σενάριο φόρτισης.



Εικ.163: Αποτελέσματα μετακινήσεων από pushover ανάλυση (όπισθεν όψη)



Εικ.164: Αποτελέσματα μετακινήσεων από pushover ανάλυση (έμπροσθεν όψη)



Εικ.165: Λεπτομέρεια μετατόπισης αντιανεμικών στηρίξεων

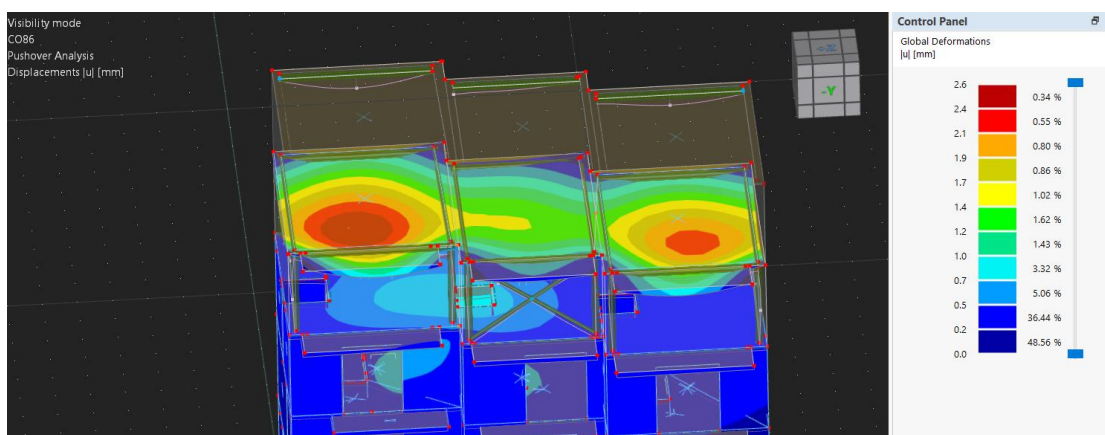
Η ανελαστική στατική ανάλυση (pushover) ανά στάθμη για την τριώροφη δομή του κτιρίου στο λογισμικό RFEM 6 αναδεικνύει μια προοδευτική, σταθερή και λειτουργική κατανομή παραμορφώσεων υπό πλευρική φόρτιση. Η συμπεριφορά κάθε ορόφου διαφοροποιείται, ανάλογα με τη σχετική ακαμψία, τη διαδρομή φορτίου και τις τοπικές συνδέσεις.

Στην εικόνα 166, που αναφέρεται στον άνω όροφο, καταγράφεται η μέγιστη παραμόρφωση 2,6 mm, συγκεντρωμένη κοντά στη μέση των πλακών οροφής. Η χρωματική απεικόνιση αποκαλύπτει ότι περισσότερο από το 48% της επιφάνειας παραμένει ουσιαστικά απαραμόρφωτο, ενώ οι κόκκινες και πορτοκαλί ζώνες υποδηλώνουν περιοχές αυξημένης παραμόρφωσης, πιθανώς λόγω τοπικής ευκαμψίας του διαφράγματος ή αύξησης των τάσεων από την ανώτερη σεισμική διέγερση. Η εικόνα 167, που αντιπροσωπεύει τον 4ο όροφο, εμφανίζει μέγιστη παραμόρφωση 1,4 mm. Η κατανομή των μετατοπίσεων είναι πιο ομοιόμορφη, με τις υψηλότερες τιμές στο κέντρο της πλάκας, πιθανώς λόγω της συγκεντρωμένης κατακόρυφης μεταφοράς φορτίων ή μικρών διαφορών στην ακαμψία κατακόρυφων στοιχείων. Η μετάβαση χρωμάτων από μπλε σε πράσινο και κίτρινο δηλώνει συνεκτική απόκριση, χωρίς εντοπισμένα ασθενή σημεία. Η εικόνα 168, που αφορά το ισόγειο, καταγράφει χαμηλότερη μετατόπιση (1,0 mm) με ευρεία, διάχυτη κατανομή της παραμόρφωσης. Το επίπεδο εμφανίζει ισχυρή στήριξη και δυσκαμψία, γεγονός που αποδίδεται

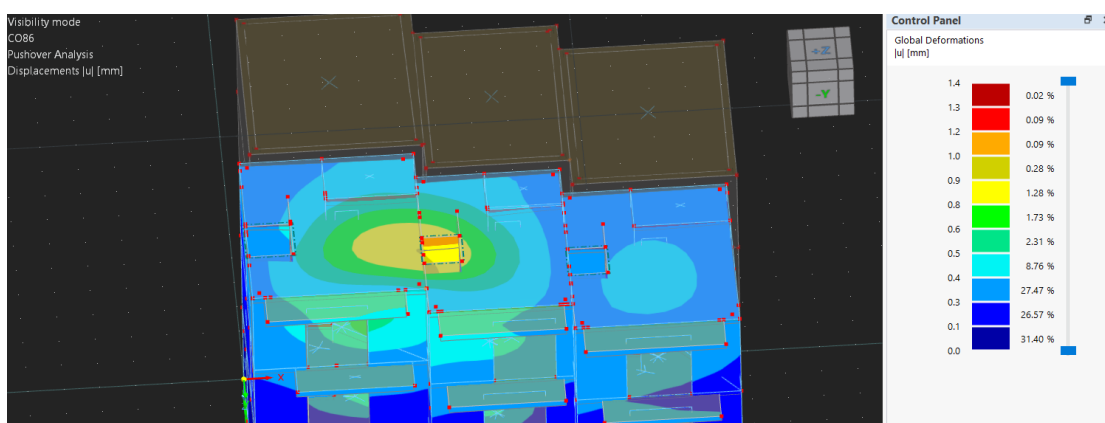
στη θεμελίωση και την πλευρική εγκάρσια ενίσχυση, ενδεχομένως με διατμητικά τοιχώματα ή άλλα συστήματα αντίστασης. Η γενική απόκριση του κτηρίου υποδεικνύει ότι:

- οι άνω στάθμες λειτουργούν πιο εύκαμπτα, απορροφώντας μεγαλύτερο μέρος της πλευρικής μετατόπισης,
- ενώ οι μεσαίοι και κατώτεροι όροφοι επιδεικνύουν αυξημένη δυσκαμψία και πιο ελεγχόμενη μετακίνηση.

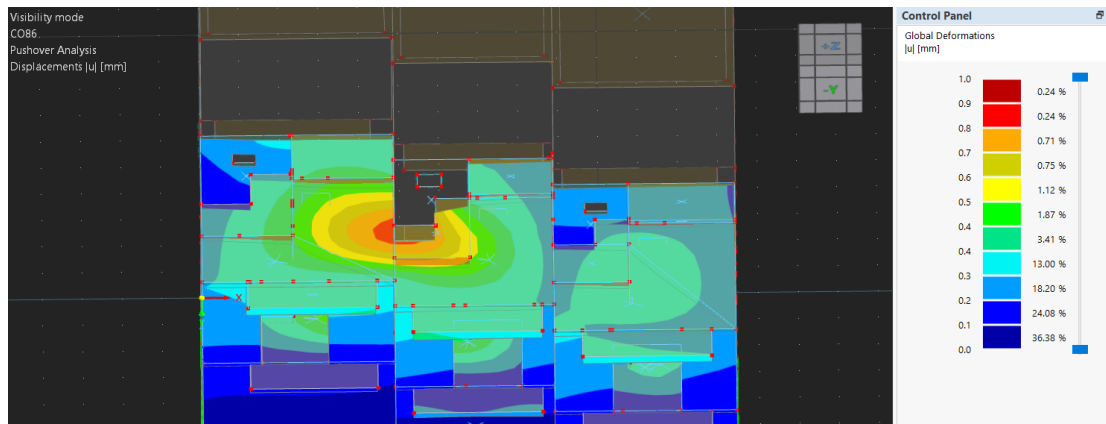
Η ανάλυση επιβεβαιώνει μια προβλέψιμη και προοδευτικά εξελισσόμενη πλευρική συμπεριφορά, με την παραμόρφωση να αυξάνεται ανάλογα με το ύψος, όπως αναμένεται για πολυώροφες κατασκευές. Δεν παρατηρούνται ενδείξεις τοπικής αστοχίας, απώλειας ακαμψίας ή δομικής ασυμμετρίας. Η λειτουργία των πλακών ως διαφραγμάτων κρίνεται ικανοποιητική και οι μηχανισμοί μεταφοράς φορτίων παρουσιάζονται επαρκώς ενσωματωμένοι στο δομικό σύστημα. Η συνολική πλευρική απόκριση του κτηρίου χαρακτηρίζεται ως σταθερή, ασφαλής και σύμφωνη με τις απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 8, επιβεβαιώνοντας τη δομική του επάρκεια υπό σεισμική φόρτιση.



Εικ.166: Αποτελέσματα βυθίσεων πλάκας 4ου ορόφου ύστερα από pushover ανάλυση



Εικ.167: Αποτελέσματα βυθίσεων πλάκας 3ου ορόφου ύστερα από pushover ανάλυση



Εικ.168: Αποτελέσματα βυθίσεων πλάκας 2ου ορόφου ύστερα από pushover ανάλυση

4.1.8 Έλεγχος λυγισμού και τοπικού λυγισμού

Ο έλεγχος λυγισμού σε μεταλλικό φορέα είναι ένας σημαντικός υπολογισμός για την αξιολόγηση της στατικής και δυναμικής συμπεριφοράς του φορέα υπό φορτία. Ο λυγισμός (ή ευκαμψία) αναφέρεται στην τάση του στοιχείου να λυγίσει υπό την επίδραση εξωτερικών φορτίων. Ο έλεγχος αυτός είναι απαραίτητος για να διασφαλιστεί ότι ο φορέας θα παραμείνει σταθερός και δεν θα υποστεί επικίνδυνη παραμόρφωση ή αστοχία λόγω λυγισμού.

Για την εκτίμηση του λυγισμού ενός μεταλλικού φορέα, χρησιμοποιούνται διάφοροι τύποι και μέθοδοι υπολογισμού, με τους κυριότερους να περιλαμβάνουν την κλασική θεωρία του λυγισμού για ευθύγραμμα δομικά στοιχεία (στήλες, δοκούς κ.λπ.) και την ανάλυση των χαρακτηριστικών της ελαστικής συμπεριφοράς των στοιχείων. Παράγοντες που επηρεάζουν το λυγισμό σε μεταλλικούς φορείς:

1. Μήκος στοιχείου (L): Ο λυγισμός αυξάνεται με την αύξηση του μήκους του στοιχείου.
2. Ακαμψία (EI): Ο συντελεστής ακαμψίας, ο οποίος εξαρτάται από το εύρος του υλικού και το γεωμετρικό σχήμα του στοιχείου, επηρεάζει την αντοχή του στοιχείου στον λυγισμό.
3. Φόρτιση (P): Η φόρτιση που ασκείται στο στοιχείο πρέπει να συγκριθεί με τη μέγιστη ανθεκτικότητα του, η οποία εξαρτάται από τη χαρακτηριστική τάση του υλικού.
4. Στήριξη του στοιχείου: Ο τρόπος στήριξης του στοιχείου (αν είναι ακραία στηριγμένο, ενδιάμεσο στηριγμένο κ.λπ.) επηρεάζει τον τρόπο και την κατανομή των παραμορφώσεων λόγω λυγισμού. [27]

Ο Ευρωκώδικας 3 παρ.1.1 παρέχει τις οδηγίες για τον έλεγχο του λυγισμού σε μεταλλικούς φορείς. Ο βασικός τύπος για τον υπολογισμό του λυγισμού μιας στήλης ή δοκού είναι:

$$P/A \leq f_{cd} \cdot (1/\lambda^2) \quad \text{Εξ. (7)}$$

Όπου:

- P είναι η εφαρμοζόμενη δύναμη,
- A είναι η διατομή του στοιχείου,

- f_c είναι η χαρακτηριστική αντοχή του υλικού,
- λ είναι ο λόγος λυγισμού, που υπολογίζεται ως:

$$\lambda = L/r$$

Εξ. (8)

Με:

- L το μήκος του στοιχείου,
- r την ακτίνα αδράνειας της διατομής (ή το αντίστοιχο μέγεθος που χαρακτηρίζει την ακαμψία του στοιχείου).

Στην παρούσα μελέτη πραγματοποιήθηκε έλεγχος λυγισμού στο μεταλλικό φορέα στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων Rfem 6 και ακολουθούν τα αποτελέσματα όπου παρουσιάζονται τα εξής κρίσιμα σημεία:

1. Critical Load Factors (Κρίσιμοι Παράγοντες Φορτίου):

- Ο πρώτος τρόπος (Mode 1) έχει κρίσιμο παράγοντα φορτίου 62.701, υποδεικνύοντας το βασικό φορτίο που προκαλεί λυγισμό στον φορέα.
- Ο δεύτερος τρόπος (Mode 2) έχει κρίσιμο παράγοντα φορτίου 84.089, και ο τρίτος (Mode 3) 98.331, ενώ ο τέταρτος τρόπος (Mode 4) έχει 128.261. Αυτοί οι παράγοντες φανερώνουν τη σχετική ευαισθησία του συστήματος στις αντίστοιχες τρόπους φόρτισης, με την πρώτη και δεύτερη κατάσταση να αντιστοιχούν σε χαμηλότερους παράγοντες σε σχέση με τις υπόλοιπες.

2. Magnification Factor (Παράγοντας Μεγέθυνσης):

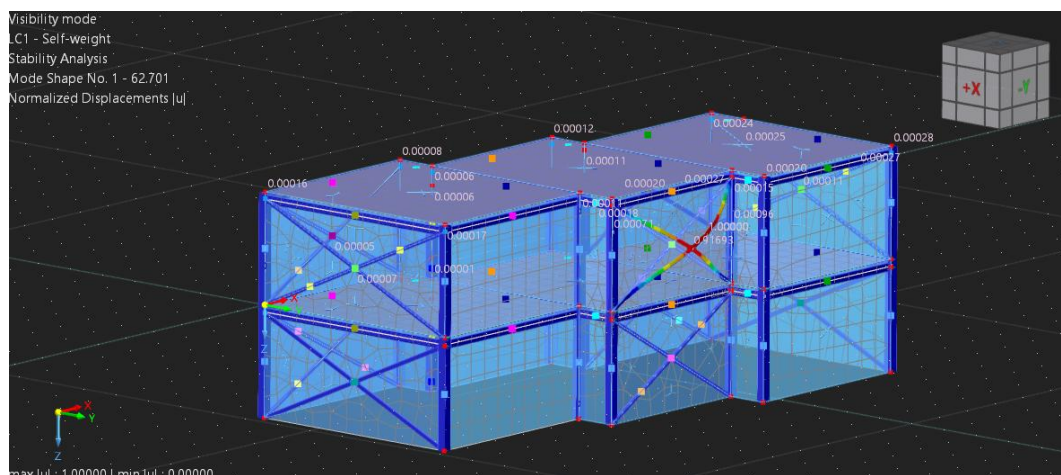
- Οι παράγοντες μεγέθυνσης για κάθε τρόπο (από 1.016 για τον πρώτο τρόπο έως 1.008 για τον τέταρτο τρόπο) δείχνουν το βαθμό ενίσχυσης των αναμενόμενων παραμορφώσεων στον φορέα λόγω του λυγισμού. Αυτοί οι παράγοντες είναι σχετικά χαμηλοί, κάτι που δείχνει ότι το σύστημα παραμένει αρκετά σταθερό, ακόμα και υπό τις κρίσιμες συνθήκες φορτίου.

3. Μορφή Ιδιομορφής (Mode Shape):

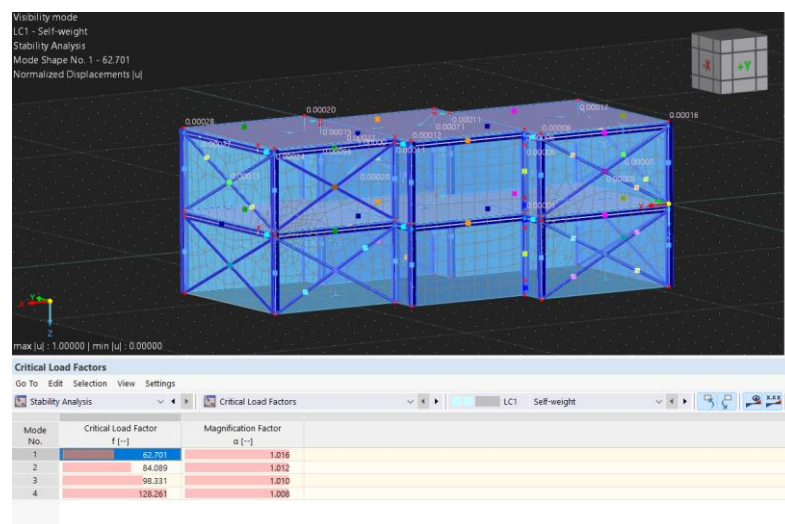
- Στην εικόνα, οι παραμορφώσεις του φορέα είναι ελάχιστες, με την μεγαλύτερη παραμόρφωση να εντοπίζεται κυρίως στις γωνίες του κτιρίου, και κυρίως σε περιοχές με μικρές γεωμετρικές ή υλικές ατέλειες. Αυτό υποδεικνύει ότι η κατασκευή είναι γενικά ανθεκτική στον λυγισμό και οι επιπτώσεις περιορίζονται σε περιοχές υψηλότερης ευκαμψίας.

Συμπερασματικά, ο φορέας δείχνει να είναι αρκετά σταθερός έναντι του λυγισμού με μικρές μετατοπίσεις και ευκαμψίες στις κεντρικές περιοχές. Οι χαμηλότεροι κρίσιμοι παράγοντες φορτίου και οι μικροί παράγοντες μεγέθυνσης υποδεικνύουν ότι το κτίριο έχει

καλή αντοχή στη διαδικασία του λυγισμού και οι παραμορφώσεις παραμένουν εντός ασφαλών ορίων.



Εικ. 169: Αποτελέσματα λυγισμού στο χαλύβδινο σκελετό (έμπροσθεν όψη)



Εικ. 170: Αποτελέσματα λυγισμού (όπισθεν όψη) και κρίσιμοι παράγοντες φορτίου

Ο παρακάτω πίνακας παρουσιάζει τη σύγκριση μεταξύ διαφορετικών διατομών χαλύβδινων προφίλ (HEA 200, IPE 180 και RHS 90506.3) ως προς κρίσιμες γεωμετρικές παραμέτρους και τις αντίστοιχες κατατάξεις τους σε κατηγορίες πλαστιμότητας σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 (EN 1993-1-1). Συγκεκριμένα, καταγράφονται οι λόγοι λυγισμού (c/t και h_w/t_w), τα αντίστοιχα όρια ταξινόμησης για κάθε λόγο, καθώς και η τελική κατάταξη κάθε διατομής σε κλάση διατομής, οι οποίες (1 έως 4) σχετίζονται με τη δυνατότητα των διατομών να αναπτύξουν πλαστική ροπή ή να υφίστανται τοπικό λυγισμό, με την Κλάση 1 να είναι η πλέον πλεονεκτική.

Πιν.21: Κλάση διατομών χάλυβα

Διατομή	c/t	Όριο κλάσης	Hw/tw	Όριο κλάσης 1	Κλάση διατομής
HEA 200	9,18	8,32	24,0	66,56	2
IPE 180	5,36	8,32	29,06	66,56	1
RHS 90*50*6.3	4,94	4,94	-	-	1

Η αξιολόγηση των διατομών με βάση τα κριτήρια του Ευρωκώδικα 3 (EN 1993-1-1) οδηγεί στην εξής ταξινόμηση: Η διατομή HEA 200 κατατάσσεται στην Κλάση 2, καθώς τα πέλματα υπερβαίνουν οριακά το κριτήριο της Κλάσης 1, αλλά παραμένουν εντός του ορίου της Κλάσης 2, ενώ ο κορμός βρίσκεται άνετα εντός των επιτρεπτών ορίων. Η Κλάση 2 επιτρέπει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής, χωρίς όμως περαιτέρω ανακατανομή ροπών πέρα από το ελαστικό διάγραμμα. Η διατομή IPE 180 πληροί με μεγάλη άνεση τα κριτήρια της Κλάσης 1, τόσο στα πέλματα όσο και στον κορμό, επιτρέποντας πλήρως πλαστική ανάλυση και ανακατανομή ροπών. Αντίστοιχα, η διατομή RHS 90×50×6.3, λόγω του «παχιού» τοιχώματός της, βρίσκεται μακριά από τα κρίσιμα όρια λυγισμού και κατατάσσεται επίσης στην Κλάση 1. Συνεπώς, για τις διατομές IPE 180 και RHS 90×50×6.3 δεν απαιτείται καμία μείωση στην αντοχή λόγω τοπικού λυγισμού, ενώ για τη HEA 200 λαμβάνονται οι αντοχές που αντιστοιχούν στην Κλάση 2, με τις αντίστοιχες περιορισμένες δυνατότητες ανακατανομής.

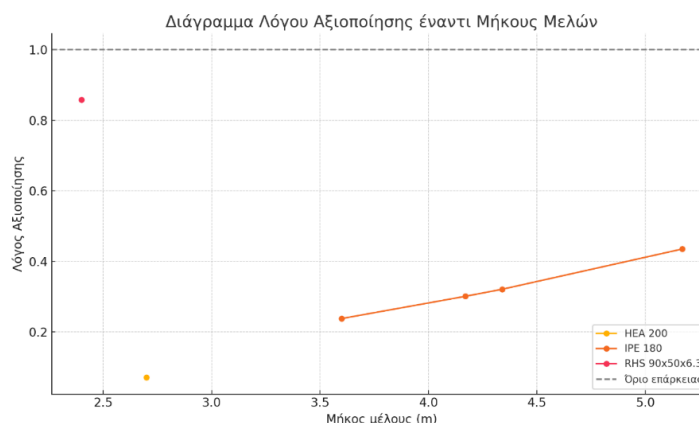
Ο παρακάτω πίνακας παρουσιάζει τον έλεγχο φέρουσας ικανότητας δύο χαλύβδινων διατομών (HEA 200 και IPE 180) σε αξονική θλίψη, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 (EN 1993-1-1). Για κάθε διατομή παρατίθενται τα γεωμετρικά και μηχανικά μεγέθη που επηρεάζουν τη φέρουσα ικανότητα: το μήκος λυγισμού (L_{cr}), η αδράνεια (I), ο λόγος λυγισμού (λ), ο συντελεστής μείωσης λόγω λυγισμού (χ), καθώς και οι τιμές της πλαστικής αντοχής σε θλίψη ($N_{pl,Rd}$) και αντοχής σε λυγισμό ($N_{b,Rd}$). Επίσης, αναγράφεται το εφαρμοζόμενο αξονικό φορτίο (N_{Ed}) και ο δείκτης εκμετάλλευσης (Utilization), με την αντίστοιχη αξιολόγηση της επάρκειας κάθε διατομής. Βάση αποτελεσμάτων διαπιστώνεται ότι και οι δύο διατομές παρουσιάζουν υψηλή φέρουσα ικανότητα σε σχέση με τα επιβαλλόμενα φορτία, καταλήγοντας σε πολύ χαμηλές τιμές εκμετάλλευσης και κρίνονται επαρκείς.

Πιν.22: Φέρουσα ικανότητα χαλύβδινων διατομών και δείκτης εκμετάλλευσης

Διατομή	L_{cr} (mm)	I (mm ⁴)	λ	χ	$N_{pl,Rd}$	$N_{b,Rd}$	N_{Ed}	Utilization	Κατάσταση
HEA 200	2700	76.4	0.407	0.923	1619.8	1495.4	165	0.11	Επαρκεί

IPE 180	5170	49.3	1.208	0.43	841.5	841.5	100	0.276	Επαρκεί
------------	------	------	-------	------	-------	-------	-----	-------	---------

- Μέτρο λυγηρότητας (λ) για HEA και IPE
- Συντελεστή μείωσης χ
- Αντοχής σε λυγισμό NRd
- Λόγου αξιοποίησης $N_{Ed}/N_{b,Rd}$



Εικ.171: Μέγιστος λόγος αξιοποίησης ανάλογα με το μήκος μέλους και τύπο διατομής

4.1.9 Επάρκεια διατομών

Ο έλεγχος επάρκειας των διατομών αποτελεί κρίσιμο στάδιο στον δομικό σχεδιασμό, καθώς διασφαλίζει ότι κάθε φέρον μέλος μπορεί να φέρει τις εντατικές τιμές που προκύπτουν από τη στατική ανάλυση, εντός των ορίων αντοχής του υλικού και της διατομής του. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 (EN 1993-1-1), η φέρουσα ικανότητα κάθε μεταλλικού στοιχείου αξιολογείται ως προς αξονικές δυνάμεις, ροπές κάμψης και τέμνουσες, ενώ παράλληλα ελέγχεται και η ευστάθειά του έναντι τοπικού λυγισμού ή γενικής λυγηρότητας. Η κάθε διατομή κατατάσσεται σε κατηγορία (1 έως 4) με βάση τις διαστάσεις και το πάχος των επιμέρους στοιχείων της, γεγονός που επηρεάζει τον τρόπο υπολογισμού των αντοχών της. Στην παρούσα μελέτη εξετάζεται η επάρκεια των χρησιμοποιούμενων διατομών (HEA, IPE, RHS) υπό τις δυσμενέστερες εντατικές τιμές, όπως αυτές προέκυψαν από την αριθμητική ανάλυση του φορέα. Κατά τον έλεγχο επάρκειας κάθε διατομής, υπολογίζονται οι λόγοι αξιοποίησης για τις βασικές επιμέρους εντατικές ενέργειες: αξονική δύναμη, ροπή κάμψης και τέμνουσα. Οι λόγοι αυτοί, γνωστοί ως Utilization Ratios, εκφράζουν πόσο κοντά βρίσκεται το μέλος στην αντίστοιχη οριακή του αντοχή. Συγκεκριμένα:

- Util_N: λόγος αξιοποίησης σε αξονική δύναμη

$$Util_N = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$$

Εξ. (8)

όπου N_{Ed} είναι η υπολογιστική αξονική δύναμη και $N_{pl,Rd}$ η πλαστική αντοχή της διατομής σε αξονική θλίψη ή εφελκυσμό.

- $Util_M$: λόγος αξιοποίησης σε ροπή κάμψης

$$Util_M = M_{Ed} / M_{pl,Rd}$$

Εξ. (9)

όπου M_{Ed} είναι η υπολογιστική ροπή και $M_{pl,Rd}$ η πλαστική ροπή αντοχής της διατομής.

- $Util_V$: λόγος αξιοποίησης σε τέμνουσα δύναμη

$$Util_V = V_{Ed} / V_{pl,Rd}$$

Εξ.(10)

όπου V_{Ed} είναι η τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού και $V_{pl,Rd}$ η πλαστική διατμητική αντοχή της διατομής.

Για κάθε μέλος, λαμβάνεται υπόψη ο μέγιστος από τους παραπάνω λόγους για τη συνολική αξιολόγηση της επάρκειάς του. Όταν ο λόγος αξιοποίησης παραμένει μικρότερος ή ίσος του 1.00, το μέλος θεωρείται επαρκές. Μικρές τιμές (π.χ. 0.10 ή 0.20) υποδηλώνουν μεγάλη απομένουσα φέρουσα ικανότητα.

Όνομα διατομής	Υλικό	N (kN)	My (kNm)	Vy (kN)	Util N	Util M	Util V	Max u	Κατάσταση
1 BEAM HEA 200		-61	1,51	3,28	0,037	0,021	0,004	0,037	Επαρκεί
2 BEAM HEA 200		-22,64	1,21	0,89	0,01	0,01	0,012	0,017	Επαρκεί
3 BEAM HEA 200		-48,05	3,024	1,58	0,029	0,042	0,0021	0,042	Επαρκεί
4 BEAM HEA 200		-95,24	1,97	1,71	0,058	0,027	0,0023	0,058	Επαρκεί
5 BEAM HEA 200		-24,01	1,84	0,62	0,014	0,025	0,0008	0,025	Επαρκεί
6 BEAM HEA 200		-84,02	0,55	0,88	0,051	0,0077	0,001	0,05	Επαρκεί
7 BEAM HEA 200		-80,76	0,54	1,59	0,049	0,0076	0,0022	0,049	Επαρκεί
8 BEAM HEA 200		-4,91	0,67	0,52	0,003	0,0093	0,0007	0,0093	Επαρκεί
9 BEAM HEA 200		-24,89	1,19	0,46	0,015	0,016	0,00064	0,016	Επαρκεί
10 BEAM HEA 200		-52,35	0,74	2,75	0,032	0,01	0,0038	0,032	Επαρκεί
11 BEAM HEA 200		-84,47	0,68	1,042	0,052	0,0095	0,0014	0,052	Επαρκεί
12 BEAM HEA 200		-23,1	4,89	-2,97	0,014	0,068	0,0041	0,0685	Επαρκεί
38 BEAM HEA 200		-22,31	3,137	8,21	0,013	0,043	0,011	0,043	Επαρκεί
39 BEAM HEA 200		-43,75	0,83	2,44	0,027	0,011	0,0033	0,027	Επαρκεί
43 BEAM HEA 200		-41,3	1,64	2,47	0,025	0,022	0,0034	0,025	Επαρκεί
45 BEAM HEA 200		-40,32	-0,11	2,22	0,024	0,0015	0,003	0,024	Επαρκεί
49 BEAM HEA 200		-1,23	2,38	1,27	0,00076	0,033	0,0017	0,033	Επαρκεί
53 BEAM HEA 200		-24,09	5,69	8,98	0,014	0,079	0,012	0,079	Επαρκεί
54 BEAM HEA 200		-9,78	4,7	1,94	0,006	0,065	0,0027	0,065	Επαρκεί
56 BEAM HEA 200		-24,44	5,13	4,54	0,015	0,071	0,0063	0,071	Επαρκεί
63 BEAM HEA 200		-44,83	2,29	2,61	0,027	0,032	0,0036	0,032	Επαρκεί
110 BEAM HEA 200		-3,2	2,51	-1,49	0,0019	0,035	0,002	0,035	Επαρκεί

Εικ.172: Πίνακας Αξιολόγησης Δομικών Μελών με Διατομή HEA 200

ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗΣ ΕΠΕΚΤΑΣΗΣ ΜΕ ΧΑΛΥΒΑ & ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

Όνομα διατομής	Υλικό	N (kN)	My (kNm)	Vy (kN)	Util N	Util M	Util V	Max u	Κατάσταση
160 RIB IPE 180		19	8,73	6,08	0,022	0,27	0,014	0,27	Επαρκεί
161 RIB IPE 180		6,64	11,47	19,4	0,0078	0,35	0,046	0,35	Επαρκεί
162 RIB IPE 180		14,31	6,01	7,38	0,017	0,18	0,017	0,18	Επαρκεί
163 RIB IPE 180		10,94	9,45	11,4	0,013	0,29	0,027	0,29	Επαρκεί
164 RIB IPE 180		8,64	8,8	7,86	0,01	0,27	0,018	0,27	Επαρκεί
165 RIB IPE 180		11,48	4,54	2,21	0,013	0,14	0,0052	0,14	Επαρκεί
166 RIB IPE 180		10,23	9,56	7,28	0,012	0,29	0,017	0,29	Επαρκεί
167 RIB IPE 180		5,1	2,89	3,5	0,006	0,09	0,0083	0,09	Επαρκεί
168 RIB IPE 180		9,64	10,16	13,29	0,011	0,31	0,031	0,31	Επαρκεί
169 RIB IPE 180		19,56	9,63	9,97	0,023	0,29	0,023	0,29	Επαρκεί
170 RIB IPE 180		9,3	12,09	12,17	0,011	0,37	0,029	0,37	Επαρκεί
171 RIB IPE 180		14,4	8,23	7,74	0,017	0,25	0,018	0,25	Επαρκεί
172 RIB IPE 180		14,62	8,03	15,96	0,017	0,24	0,038	0,24	Επαρκεί
173 RIB IPE 180		9,85	11,68	15,33	0,011	0,45	0,036	0,45	Επαρκεί
174 RIB IPE 180		12,72	9,38	9,84	0,015	0,29	0,023	0,29	Επαρκεί
175 RIB IPE 180		11,15	12,02	11,06	0,013	0,37	0,033	0,37	Επαρκεί
176 RIB IPE 180		11,6	11,23	8,48	0,013	0,34	0,02	0,34	Επαρκεί
177 RIB IPE 180		3,9	3,08	4,06	0,0046	0,095	0,0096	0,095	Επαρκεί
178 RIB IPE 180		9,65	10,66	7,64	0,011	0,33	0,018	0,33	Επαρκεί
179 RIB IPE 180		5,81	3,01	5,26	0,0069	0,093	0,012	0,093	Επαρκεί
180 RIB IPE 180		11,29	6,47	17,78	0,013	0,2	0,042	0,2	Επαρκεί
181 RIB IPE 180		9,99	14,09	18,98	0,011	0,43	0,045	0,43	Επαρκεί
182 RIB IPE 180		9,15	7,8	9,01	0,01	0,24	0,021	0,24	Επαρκεί
183 RIB IPE 180		9,07	11,17	13,54	0,01	0,34	0,032	0,34	Επαρκεί

Εικ.173: Πίνακας Αξιολόγησης Δομικών Μελών με Διατομή IPE 180

Όνομα διατομής	Υλικό	N (kN)	My (kNm)	Vy (kN)	Util N	Κατάσταση
117 BEAM CELSIUS		0	0,08	-0,0008	0,00032	Επαρκεί
118 BEAM CELSIUS		-0,72	0,027	0,01	0,001	Επαρκεί
119 BEAM CELSIUS		0,01	0,09	0,01	2,56*10 ⁻⁴	Επαρκεί
123 BEAM CELSIUS		-5,3	0,04	0,009	0,011	Επαρκεί
124 BEAM CELSIUS		-1,76	0,027	-0,015	0,0037	Επαρκεί
125 BEAM CELSIUS		-1,13	0,06	-0,013	0,0002	Επαρκεί
126 BEAM CELSIUS		-4,72	0,05	0,035	0,009	Επαρκεί
127 BEAM CELSIUS		2,89	0,033	-0,028	0,006	Επαρκεί
128 BEAM CELSIUS		3,61	0,071	-0,003	0,007	Επαρκεί
130 BEAM CELSIUS		-6,11	0,039	0,012	0,01	Επαρκεί
131 BEAM CELSIUS		-0,8	0,06	-0,008	0,001	Επαρκεί
132 BEAM CELSIUS		-1,34	0,25	-0,01	0,002	Επαρκεί
137 BEAM CELSIUS		-6,43	0,057	0,02	0,013	Επαρκεί
138 BEAM CELSIUS		3,43	0,033	-0,02	0,007	Επαρκεί
139 BEAM CELSIUS		2,9	0,025	0,03	0,006	Επαρκεί
141 BEAM CELSIUS		0,36	0,15	-0,006	0,0007	Επαρκεί
142 BEAM CELSIUS		2,41	0,13	0,005	0,005	Επαρκεί
143 BEAM CELSIUS		1,38	0,037	0,007	0,0029	Επαρκεί
147 BEAM CELSIUS		1,5	0,211	-0,01	0,00318	Επαρκεί
148 BEAM CELSIUS		6,59	0,207	0,01	0,013	Επαρκεί
149 BEAM CELSIUS		5,2	0,197	0,01	0,01	Επαρκεί
151 BEAM CELSIUS		1,05	0,21	-0,001	0,002	Επαρκεί
152 BEAM CELSIUS		0,89	0,21	-0,001	0,001	Επαρκεί
154 BEAM CELSIUS		-0,07	0,17	-0,0009	0,001	Επαρκεί
155 BEAM CELSIUS		-0,22	0,174	-0,0009	0,0004	Επαρκεί
156 BEAM CELSIUS		-0,55	0,14	0,01	0,001	Επαρκεί
157 BEAM CELSIUS		0	0	0	0	Επαρκεί
158 BEAM CELSIUS		1,85	0,17	0,002	0,003	Επαρκεί
159 BEAM CELSIUS		5,75	0,2	0,007	0,01	Επαρκεί

Εικ.174: Πίνακας Αξιολόγησης Δομικών Μελών με Διατομή Celsius

Η επεξεργασία των αποτελεσμάτων από τους πίνακες αξιοποίησης (Util_N, Util_M, Util_V) δείχνει ότι όλα τα φέροντα μέλη του μεταλλικού φορέα παρουσιάζουν πολύ

ικανοποιητικά επίπεδα ασφάλειας. Οι τιμές των λόγων αξιοποίησης παραμένουν σε χαμηλά επίπεδα, κυρίως κάτω από 0,30, κάτι που υποδηλώνει σημαντικό περιθώριο φέρουσας ικανότητας σε σχέση με τις εφαρμοζόμενες εντατικές τιμές. Η μεγαλύτερη αξιοποίηση εντοπίζεται γενικά στον συνδυασμό κάμψης (Util_M), όμως και αυτή παραμένει σαφώς κάτω από το όριο αποδοχής (≤ 1.00). Καμία διατομή δεν εμφανίζει υπέρβαση της πλαστικής αντοχής της σε αξονική δύναμη, ροπή ή τέμνουσα, ενώ η επιλεγμένη γεωμετρία των διατομών (HEA, IPE, RHS) κρίνεται επαρκής τόσο από άποψης στατικής συμπεριφοράς όσο και λυγιστικής σταθερότητας. Συνεπώς, προκύπτει ότι ο σχεδιασμός του φέροντος οργανισμού είναι ασφαλής και συμβατός με τις απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 3.

4.1.10 Έλεγχοι μελών (Κάμψη-Διάτμηση-Στρέψη)

- Έλεγχος κάμψης στα υποστηλώματα και στις δοκούς

Ο έλεγχος κάμψης στα χαλύβδινα μέλη είναι απαραίτητος γιατί αυτά συχνά υπόκεινται σε κάμπτουςες ροπές λόγω των φορτίων που φέρουν (όπως κατακόρυφα φορτία σε δοκούς). Η κάμψη προκαλεί εφελκυστικές και θλιπτικές τάσεις στη διατομή, και αν οι τάσεις αυτές ξεπεράσουν την αντοχή του χάλυβα, το μέλος μπορεί να αστοχήσει είτε με υπέρβαση τάσεων, είτε με τοπικό λυγισμό. Ο έλεγχος εξασφαλίζει ότι:

- το μέλος δεν θα αποτύχει υπό τις εφαρμοζόμενες ροπές,
- οι τάσεις παραμένουν μέσα στα επιτρεπτά όρια,
- το κτήριο πληροί τις προδιαγραφές του EC3 (Ευρωκώδικας 3 – Χάλυβας).

Τύπος ελέγχου καμπτικής ροπής: $M_{Ed}/M_{Rd} \leq 1.0$

Όπου: M_{Ed} = Σχεδιαστική ροπή κάμψης (π.χ. από φόρτιση) M_{Rd} = Σχεδιαστική αντοχή σε κάμψη, που δίνεται από:

$$M_{Rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} \text{ (για πλήρως πλαστική διατομή)} \quad \text{Εξ. (11)}$$

ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗΣ ΕΠΕΚΤΑΣΗΣ ΜΕ ΧΑΛΥΒΑ & ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

Member	Section_Type	Mz_kNm	M_R_kNm	Utilization_Mz
2283	HEA200	1,012316	42,065	0,024065518
2284	HEA200	3,833331	42,065	0,091128753
2285	HEA200	2,107891	42,065	0,050110329
2286	HEA200	3,338996	42,065	0,079377059
2287	HEA200	0,852203	42,065	0,020259194
2288	HEA200	2,477253	42,065	0,058891073
2289	HEA200	1,059939	42,065	0,025197646
2290	HEA200	4,053388	42,065	0,096360109
2291	HEA200	0,627267	42,065	0,014911851
2292	HEA200	1,845386	42,065	0,043869868
2293	HEA200	1,899397	42,065	0,045153857
2294	HEA200	3,18087	42,065	0,075617972
2295	HEA200	0,766613	42,065	0,018224486
2296	HEA200	2,769778	42,065	0,065845192
2297	HEA200	0,48913	42,065	0,011627957
2298	HEA200	1,61398	42,065	0,038368715
2299	HEA200	0,432034	42,065	0,010270629
2300	HEA200	0,825933	42,065	0,019634684
2301	HEA200	0,927051	42,065	0,022038536
2302	HEA200	3,105782	42,065	0,073832925
2304	HEA200	3,638764	42,065	0,086503364
2305	HEA200	1,021506	42,065	0,024283989
2306	HEA200	3,987703	42,065	0,094798597
2341	HEA200	4,289796	42,065	0,101980174
2342	HEA200	5,171515	42,065	0,122941044
2346	HEA200	3,455002	42,065	0,082134839

2350	HEA200	2,228245	42,065	0,052971473
2351	HEA200	3,513376	42,065	0,083522548
2355	HEA200	1,867576	42,065	0,044397385
2356	HEA200	3,196249	42,065	0,075983573
2364	HEA200	5,625895	42,065	0,133742898
2366	HEA200	3,729468	42,065	0,088659646
2367	HEA200	2,782867	42,065	0,066156353
2368	HEA200	5,000869	42,065	0,118884322
2448	HEA200	2,310942	42,065	0,054937406
2450	HEA200	1,421617	42,065	0,033795721
2459	HEA200	2,02755	42,065	0,048200404
2463	HEA200	1,710564	42,065	0,040664781
2468	HEA200	3,99711	42,065	0,095022228
2469	HEA200	3,052156	42,065	0,072558089
2470	HEA200	0,967015	42,065	0,022988589
2471	HEA200	1,477321	42,065	0,035119957
2476	HEA200	1,703328	42,065	0,040492761
2477	HEA200	2,428989	42,065	0,057743706
2481	HEA200	1,977622	42,065	0,047013479
2482	HEA200	2,829466	42,065	0,067264139
2483	HEA200	1,981193	42,065	0,047098372
2487	HEA200	4,250335	42,065	0,101042078
2488	HEA200	4,143965	42,065	0,098513372
2491	HEA200	3,897862	42,065	0,092662831

Εικ. 175,176: Έλεγχος κάμψης υποστηλωμάτων HEA 200

Ο έλεγχος κάμψης που πραγματοποιήθηκε για τα χαλύβδινα μέλη με διατομή HEA 200, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 και για κάμψη γύρω από τον ισχυρό άξονα (M_z), έδειξε ότι όλα τα μέλη είναι επαρκή. Οι υπολογισμένες τιμές ροπών κάμψης ήταν σημαντικά μικρότερες από την πλαστική ροπή αντοχής της διατομής (42.07 kNm για χάλυβα S235), με δείκτες αξιοποίησης που κυμαίνονταν μεταξύ 0.02 και 0.09. Η διατομή HEA 200, ταξινομημένη ως Κλάση 2, επιτρέπει την αξιοποίηση της πλαστικής αντοχής χωρίς πλήρη ανακατανομή ροπών. Συνεπώς, τα μέλη εμφανίζουν μεγάλη φέρουσα ικανότητα, και ο σχεδιασμός τους κρίνεται ασφαλής και συντηρητικός.

Member	Section_Type	M_z kNm	M_{R_z} kNm	Utilization_1
2284	IPE180	3,183427	22,842	0,139367
2286	IPE180	8,448888	22,842	0,369884
2288	IPE180	2,131175	22,842	0,093301
2290	IPE180	2,680947	22,842	0,117369
2292	IPE180	2,42746	22,842	0,106272
2294	IPE180	2,190282	22,842	0,095888
2296	IPE180	2,596635	22,842	0,113678
2298	IPE180	1,27714	22,842	0,055912
2300	IPE180	2,692356	22,842	0,117869
2302	IPE180	3,300076	22,842	0,144474
2304	IPE180	4,311468	22,842	0,188752
2306	IPE180	1,066852	22,842	0,046706
2337	IPE180	2,523223	22,842	0,110464
2341	IPE180	2,916386	22,842	0,127676
2342	IPE180	4,032341	22,842	0,176532
2346	IPE180	4,747981	22,842	0,207862
2350	IPE180	1,289018	22,842	0,056432
2351	IPE180	3,172678	22,842	0,138897
2355	IPE180	1,185096	22,842	0,051882
2356	IPE180	2,91286	22,842	0,127522
2364	IPE180	3,615713	22,842	0,158292
2366	IPE180	6,768055	22,842	0,296299
2367	IPE180	2,017404	22,842	0,08832
2368	IPE180	2,405427	22,842	0,105307

Εικ. 177: Έλεγχος κάμψης υποστηλωμάτων IPE 180

Από τον έλεγχο κάμψης των δοκών με διατομή IPE 180, προέκυψε ότι όλες οι ροπές που αναπτύσσονται βρίσκονται σημαντικά κάτω από την πλαστική ροπή αντοχής της διατομής, η οποία για χάλυβα S235 υπολογίζεται σε περίπου 22.84 kNm. Οι δείκτες αξιοποίησης κυμαίνονται μεταξύ 0.09 και 0.37, κάτι που υποδηλώνει ότι τα μέλη λειτουργούν με ασφάλεια και μεγάλη επάρκεια ως προς την κάμψη. Συνεπώς, οι δοκοί IPE 180 κρίνονται επαρκείς για

τις εφαρμοζόμενες ροπές και κατάλληλες για χρήση στον φέροντα οργανισμό, σύμφωνα με τις απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 3.

Για τη διατομή HEA 200 από χάλυβα S275J, εξετάστηκε η επάρκεια σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα (y), σύμφωνα με τον κανονισμό SP 16.13330:2017. Οι εντατικές δράσεις που προέκυψαν είναι: κανονική θλιπτική δύναμη $N = -61.146 \text{ kN}$, τέμνουσες δυνάμεις $Q_z = 5.137 \text{ kN}$, $Q_y = 3.010 \text{ kN}$, και καμπτικές ροπές $M_y = 2.801 \text{ kNm}$, $M_z = -4.049 \text{ kNm}$. Η στρεπτική ροπή είναι αμελητέα.

Για τον έλεγχο περί τον άξονα y χρησιμοποιήθηκε το ελαστικό μέτρο αντίστασης $W_{el,y,n,min} = 388.60 \text{ cm}^3$, η αντοχή διαρροής του χάλυβα $R_{yn} = 275 \text{ N/mm}^2$, με $\gamma_m = 1.02$ και $\gamma_c = 0.90$, δίνοντας υπολογιστική τιμή αντοχής:

$$R_y = R_{yn} \gamma_m = 275 \cdot 1.02 = 280.5 \text{ N/mm}^2$$

Ο δείκτης αξιοποίησης σε κάμψη υπολογίζεται ως:

$$\eta = M_y W_{el,y,n,min} \cdot R_y \cdot \gamma_c = 2.801 \text{ kNm} \cdot 388.60 \text{ cm}^3 \cdot 280.5 \text{ N/mm}^2 \cdot 0.90 = 0.030 \leq 1.0$$

Ο έλεγχος καταδεικνύει ότι η διατομή HEA 200 (S275J0) είναι πλήρως επαρκής σε κάμψη περί τον άξονα y, καθώς ο δείκτης αξιοποίησης είναι μόλις 3% της αντοχής, εξασφαλίζοντας πολύ υψηλό περιθώριο ασφαλείας.

Design Check Details | Design Checks in Location

S275J0 | EN 10025-2:2019-08
HEA 200 | DIN 1025-3:1994-03; ...

Design Internal Forces

Design internal force	Value	Unit	Comment
Design normal force	-95.921	kN	
Design shear force perpendicular to z-axis	1.727	kN	
Design shear force perpendicular to y-axis	0.869	kN	
Design torsional moment	0.000	kNm	Negligible
Design bending moment about y-axis	0.574	kNm	
Design bending moment about z-axis	0.257	kNm	

Design Check Values

Design check value	Value	Unit	Reference
Design normal force	-95.921	kN	
Design shear force perpendicular to y-axis	0.869	kN	
Design shear force perpendicular to z-axis	1.727	kN	
Design bending moment about y-axis	0.574	kNm	
Design bending moment about z-axis	0.257	kNm	
Axial stress due to N	-17.819	N/mm ²	
Axial stress due to M _y	-1.478	N/mm ²	
Axial stress due to M _z	1.920	N/mm ²	
Axial stress	-17.377	N/mm ²	
Yield strength	R _{yn}	275.000 N/mm ²	[1], 6.1
Partial safety factor for material	γ _m	1.02	[1], 6.1, Tab. 3
Service factor	γ _c	0.90	[1], 4.3.2, Tab. 1
Design value of yield strength	R _y	268.293 N/mm ²	[1], 6.1, Tab. 2
Design check ratio	η	0.063	[1], 8.2.1, Eq. 44

Design Check SP6300 | SP 16.13330 | 2017-02

Section Proof
Combined bending, shear and axial force

$$R_y = \frac{R_{m}}{\gamma_m} = \frac{275.000 \text{ N/mm}^2}{1.02} = 268.293 \text{ N/mm}^2$$

$$\eta = 0.87 \cdot \frac{|\sigma_x|}{R_y \cdot \gamma_c} = 0.87 \cdot \frac{|-17.377 \text{ N/mm}^2|}{268.293 \text{ N/mm}^2 \cdot 0.90} = 0.063$$

η = 0.063 ≤ 1

References:
[1] SP 16.13330.2017

Εικ.178: Έλεγχος Διατομής Χαλύβδινης Δοκού HEA 200 στο RFEM 6

Ο έλεγχος εφελκυσμού για τη διατομή IPE 180 από χάλυβα κατηγορίας S275J0, που εκτελέστηκε στο λογισμικό RFEM 6, έδειξε ότι η υπολογιστική εφελκυστική δύναμη είναι $N_t = 9.309 \text{ kN}$. Η καθαρή επιφάνεια της διατομής ($A_n = 23.95 \text{ cm}^2$) σε συνδυασμό με την τιμή διαρροής του υλικού ($R_y = 268.293 \text{ N/mm}^2$) παρέχει διαθέσιμη αντοχή πολλαπλάσια της απαιτούμενης. Ο λόγος αξιοποίησης προκύπτει $\eta = 0.016 \leq 1$, κάτι που καταδεικνύει ότι οι

αναπτυσσόμενες εφελκυστικές δυνάμεις είναι εξαιρετικά χαμηλές και η διατομή παρουσιάζει πλήρη επάρκεια σε εφελκυσμό, με πολύ μεγάλο περιθώριο ασφαλείας.

Design Check Details				Design Check SP1100 SP 16.13330 2017-02	
Material Properties				Section Proof	
Section Properties				Tension acc. to 7.1.1	
Design Internal Forces				$R_{t,Ed} = \frac{N_{Ed}}{A_n} = \frac{9.309 \text{ kN}}{23.95 \text{ cm}^2} = 275.000 \text{ N/mm}^2$ $R_{t,Ed} = 275.000 \text{ N/mm}^2$	
Design normal force	N	9.309 kN		$R_{t,Ed} \leq 440 \text{ N/mm}^2$	
Design shear force perpendicular to z-axis	Qz	0.056 kN	Negligible	$\eta = \frac{R_{t,Ed}}{A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{275.000 \text{ N/mm}^2}{23.95 \text{ cm}^2 \cdot 268.293 \text{ N/mm}^2 \cdot 1.02} = 0.016$	
Design shear force perpendicular to y-axis	Qy	-0.854 kN		$\eta = 0.016 \leq 1$	
Design torsional moment	Mt	12.125 kNm		$R_y = \text{Design value of yield strength}$	
Design bending moment about y-axis	My	-9.598 kNm		$R_{y,Ed} = \text{Yield strength}$	
Design bending moment about z-axis	Mz	-9.598 kNm		$V_{m,Ed} = \text{Partial safety factor for material}$	
Design Check Values				$440 \text{ N/mm}^2 = \text{Limit yield strength value } 440 \text{ N/mm}^2$	
Design tensile force	Nt	9.309 kN		$N_{t,Ed} = \text{Design tensile force}$	
Net area of section	An	23.95 cm ²	[1], 7.1.2	$A_n = \text{Net area of section}$	
Yield strength	Ry	275.000 N/mm ²	[1], 6.1	$V_c = \text{Service factor}$	
Partial safety factor for material	γm	1.02	[1], 6.1, Tab. 3	References:	
Service factor	Vc	0.90	[1], 4.3.2, Tab. 1	[1] SP 16.13330.2017	
Design value of yield strength	Ry	268.293 N/mm ²	[1], 6.1, Tab. 2		
Design check ratio	η	0.016	≤ 1 [1], 7.1.1, Eq. 5		

Εικ.179: Έλεγχος Διατομής Χαλύβδινης Δοκού IPE 190 στο RFEM 6

- Έλεγχος διάτμησης υποστηλωμάτων και δοκών

Ο έλεγχος διατμητικής αντοχής σε χαλύβδινα φέροντα στοιχεία αποτελεί θεμελιώδη παράμετρο της διαστασιολόγησης, καθώς στοχεύει στην αποτροπή τοπικής αστοχίας λόγω υπέρβασης της επιτρεπόμενης τέμνουσας τάσης. Στα γραμμικά μέλη, όπως οι δοκοί, η τέμνουσα δύναμη αναπτύσσεται κυρίως σε περιοχές εγγύς των στηρίξεων και των σημείων συγκέντρωσης φορτίων, όπου οι εντάσεις διάτμησης είναι μέγιστες. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 (EN 1993-1-1), η διατμητική αντοχή προσδιορίζεται μέσω της πλαστικής διατμητικής τάσης του χάλυβα, λαμβάνοντας υπόψη το πάχος του κορμού και τους μερικούς συντελεστές ασφαλείας. Η σύγκριση της υπολογιστικής τέμνουσας δύναμης με την διαθέσιμη διατμητική αντοχή επιτρέπει την ασφαλή αξιολόγηση της φέρουσας ικανότητας του μέλους έναντι διατμητικών καταπονήσεων, συμβάλλοντας καθοριστικά στην ολοκληρωμένη τεκμηρίωση της επάρκειας του δομικού συστήματος. Βασικός τύπος ελέγχου διάτμησης: $V_{Ed}/V_{pl,Rd} \leq 1.0$

Όπου: V_{Ed} : Υπολογιστική τέμνουσα δύναμη (από στατική ανάλυση), $V_{pl,Rd}$: Πλαστική αντοχή της διατομής σε διάτμηση

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

Εξ.(12)

ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗΣ ΕΠΕΚΤΑΣΗΣ ΜΕ ΧΑΛΥΒΑ & ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

Member	Section_Type	Vtotal	VplRd	UtilizationV
2283	HEA200	2,060713	298	0,00691514
2284	HEA200	4,122638	298	0,01383436
2285	HEA200	1,715111	298	0,00575541
2286	HEA200	2,61795	298	0,00878507
2287	HEA200	1,469402	298	0,00493088
2288	HEA200	3,806417	298	0,01277321
2289	HEA200	1,576302	298	0,0052896
2290	HEA200	3,739799	298	0,01254966
2291	HEA200	0,989565	298	0,00332069
2292	HEA200	1,628333	298	0,0054642
2293	HEA200	1,597158	298	0,00535959
2294	HEA200	2,47935	298	0,00831997
2295	HEA200	0,875936	298	0,00293938
2296	HEA200	4,587624	298	0,01539471
2297	HEA200	0,790513	298	0,00265273
2298	HEA200	1,899893	298	0,00637548
2299	HEA200	1,568415	298	0,00526314
2300	HEA200	1,568415	298	0,00526314
2301	HEA200	1,03211	298	0,00346346
2302	HEA200	4,134042	298	0,01387262
2304	HEA200	3,61971	298	0,01214668
2305	HEA200	1,202783	298	0,00403618
2306	HEA200	3,149828	298	0,01056989
2341	HEA200	3,778307	298	0,01267888
2342	HEA200	8,213692	298	0,02756272

2346	HEA200	3,416055	298	0,01146327
2350	HEA200	4,384803	298	0,0147141
2351	HEA200	2,47935	298	0,00831997
2355	HEA200	1,899893	298	0,00637548
2356	HEA200	5,523373	298	0,01853481
2364	HEA200	8,981394	298	0,03013891
2366	HEA200	2,61795	298	0,00878507
2367	HEA200	3,806417	298	0,01277321
2368	HEA200	4,548684	298	0,01526404
2448	HEA200	1,582079	298	0,00530899
2450	HEA200	1,469402	298	0,00493088
2459	HEA200	2,752045	298	0,00923505
2463	HEA200	4,134042	298	0,01387262
2468	HEA200	8,213692	298	0,02756272
2469	HEA200	3,416055	298	0,01146327
2470	HEA200	0,989565	298	0,00332069
2471	HEA200	4,587624	298	0,01539471
2476	HEA200	1,628333	298	0,0054642
2477	HEA200	2,193573	298	0,00736098
2481	HEA200	4,384803	298	0,0147141
2482	HEA200	5,523373	298	0,01853481
2483	HEA200	3,283251	298	0,01101762
2487	HEA200	4,548684	298	0,01526404
2488	HEA200	8,981394	298	0,03013891
2491	HEA200	3,778307	298	0,01267888

Εικ.180,181: Έλεγχος διάτμησης στα υποστυλώματα

Για την περίπτωση των διατομών HEA 200, η πλαστική διατμητική αντοχή ορίστηκε ίση με 298 kN, με βάση τις γεωμετρικές ιδιότητες του προφίλ και την αντοχή του υλικού. Η μέγιστη τέμνουσα δύναμη VEd για κάθε μέλος προέκυψε από τη στατική ανάλυση, επιλέγοντας την δυσμενέστερη από τις τιμές Vy και Vz ανά θέση. Οι τιμές αυτές συγκρίθηκαν με την αντοχή Vpl,Rd για να προσδιοριστεί ο δείκτης αξιοποίησης διάτμησης.

Τα αποτελέσματα δείχνουν ότι οι τέμνουσες καταπονήσεις είναι πολύ μικρότερες από την οριακή αντοχή της διατομής. Οι δείκτες αξιοποίησης κυμαίνονται σε εξαιρετικά χαμηλά επίπεδα, γεγονός που φανερώνει υψηλό επίπεδο ασφαλείας και ικανοποιητική συμπεριφορά της διατομής έναντι διάτμησης. Συμπερασματικά, τα μέλη με διατομή HEA 200 παρουσιάζουν άριστη επάρκεια ως προς τη διατμητική αντοχή. Δεν απαιτείται καμία παρέμβαση ή ενίσχυση, ενώ η διατομή μπορεί να χρησιμοποιηθεί με ασφάλεια σε περιοχές υψηλών διατμητικών απαιτήσεων.

Member	Section_Typ	Vtotal	VplRd	UtilizationV
2284	IPE180	21,43742	208	0,103064519
2286	IPE180	10,5376	208	0,050661538
2288	IPE180	15,31569	208	0,073633125
2290	IPE180	18,13392	208	0,087182313
2292	IPE180	12,99169	208	0,062460053
2294	IPE180	12,31848	208	0,059223462
2296	IPE180	18,20017	208	0,087500822
2298	IPE180	8,643274	208	0,041554202
2300	IPE180	17,83188	208	0,085730197
2302	IPE180	18,57524	208	0,089304043
2304	IPE180	19,40451	208	0,093290913
2306	IPE180	17,64259	208	0,084820144
2337	IPE180	11,50073	208	0,055291976
2341	IPE180	18,98679	208	0,091282644
2342	IPE180	18,86139	208	0,090679764
2346	IPE180	12,3229	208	0,059244716
2350	IPE180	7,197976	208	0,034605654
2351	IPE180	11,78544	208	0,056660769
2355	IPE180	7,09381	208	0,034104856
2356	IPE180	8,791664	208	0,042267615
2364	IPE180	16,92662	208	0,081377976
2366	IPE180	7,396151	208	0,035558418
2367	IPE180	13,71371	208	0,065931298
2368	IPE180	17,08736	208	0,08215076

Εικ.182: Έλεγχος διάτμησης στις δοκούς

Για τη διατομή IPE180, η αντίστοιχη πλαστική αντοχή σε διάτμηση εκτιμήθηκε ίση με 208 kN βάσει τυπικών γεωμετρικών χαρακτηριστικών. Η μέγιστη τιμή της τέμνουσας δύναμης VEd προσδιορίστηκε από τα αποτελέσματα της στατικής ανάλυσης για κάθε μέλος, λαμβάνοντας υπόψη τόσο τη δύναμη κατά την κατακόρυφη διεύθυνση Vy όσο και κατά την εγκάρσια Vz, επιλέχθηκε η μέγιστη εκ των δύο σε απόλυτη τιμή για τον έλεγχο. Από τα αποτελέσματα που προέκυψαν, διαπιστώθηκε ότι όλες οι τέμνουσες δυνάμεις βρίσκονται σημαντικά χαμηλότερα

από την οριακή αντοχή της διατομής. Οι δείκτες αξιοποίησης που υπολογίστηκαν για κάθε μέλος ήταν πολύ μικρότεροι της μονάδας, γεγονός που καταδεικνύει ότι τα μέλη λειτουργούν με αυξημένα περιθώρια ασφαλείας. Αυτό υποδηλώνει ότι δεν πλησιάζουν καν τα όρια της διατμητικής τους ικανότητας, ακόμα και υπό τις πλέον δυσμενείς φορτίσεις. Συνοψίζοντας, τα μέλη IPE 180 αποδείχθηκαν πλήρως επαρκή έναντι διάτμησης και δεν απαιτείται καμία πρόσθετη ενίσχυση ή ανασχεδιασμός.

Για τη διατομή HEA 200 από χάλυβα κατηγορίας S275, εξετάστηκε η επάρκεια σε διάτμηση περί τον άξονα y . Η υπολογιστική τέμνουσα δύναμη είναι $Q_y = 3.146 \text{ kN}$, ενώ τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της διατομής είναι πάχος κορμού $t_w = 6.5 \text{ mm}$, στατικό μέτρο $S_y = 214.70 \text{ cm}^3$ και ροπή αδράνειας $I_y = 3692.00 \text{ cm}^4$.

Η αντοχή σε διάτμηση υπολογίζεται βάσει της σχέσης:

$$R_s = 0.58 \cdot R_{yn} = 0.58 \cdot 2751.02 = 155.610 \text{ N/mm}^2$$

και ο δείκτης αξιοποίησης προκύπτει:

$$\eta = Q_y \cdot S_y I_y \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c = 3.146 \cdot 214.703692.00 \cdot 6.5 \cdot 155.610 \cdot 0.90 = 0.020 \leq 1.0$$

Ο έλεγχος καταδεικνύει ότι η διατομή HEA 200 (S275J0) είναι πλήρως επαρκής σε διάτμηση, καθώς ο δείκτης αξιοποίησης είναι μόλις 2% της αντοχής, εξασφαλίζοντας πολύ υψηλό περιθώριο ασφαλείας.

Design Check Details				Design Checks in Location	
Material Properties				S275J0 EN 10025-2:2019-08	
Section Properties				HEA 200 DIN 1025-3:1994-03; ...	
Design Internal Forces					
Design normal force	N	-95.921 kN			
Design shear force perpendicular to z-axis	Q _z	1.727 kN			
Design shear force perpendicular to y-axis	Q _y	0.869 kN			
Design torsional moment	M _t	0.000 kNm			Negligible
Design bending moment about y-axis	M _y	0.574 kNm			
Design bending moment about z-axis	M _z	0.257 kNm			
Design Check Values					
Design normal force	N	-95.921 kN			
Design shear force perpendicular to y-axis	Q _y	0.869 kN			
Design shear force perpendicular to z-axis	Q _z	1.727 kN			
Design bending moment about y-axis	M _y	0.574 kNm			
Design bending moment about z-axis	M _z	0.257 kNm			
Axial stress due to N	σ _N	-17.819 N/mm ²			
Axial stress due to M _y	σ _{NMy}	-1.478 N/mm ²			
Axial stress due to M _z	σ _{NMz}	1.920 N/mm ²			
Axial stress	σ _N	-17.377 N/mm ²			
Yield strength	R _y	275.000 N/mm ²		[1], 6.1	
Partial safety factor for material	γ _m	1.02 --		[1], 6.1, Tab. 3	
Service factor	γ _c	0.90 --		[1], 4.3.2, Tab. 1	
Design value of yield strength	R _y	268.293 N/mm ²		[1], 6.1, Tab. 2	
Design check ratio	η	0.063 --	≤ 1	✓ [1], 8.2.1, Eq. 44	
References					
[1] SP 16.13330.2017					

Design Check SP6300 | SP 16.13330 | 2017-02

Section Proof
Combined bending, shear and axial force

$$\begin{aligned}
 R_y &= \frac{R_m}{\gamma_m} \\
 &= \frac{275.000 \text{ N/mm}^2}{1.02} \\
 &= 268.293 \text{ N/mm}^2 \\
 \eta &= 0.87 \cdot \frac{|\sigma_x|}{R_y \cdot \gamma_c} \\
 &= 0.87 \cdot \frac{|-17.377 \text{ N/mm}^2|}{268.293 \text{ N/mm}^2 \cdot 0.90} \\
 &= 0.063
 \end{aligned}$$

$$\eta = 0.063 \leq 1$$

R_y Design value of yield strength
R_m Yield strength
γ_m Partial safety factor for material
σ_x Axial stress
γ_c Service factor

References:

[1] SP 16.13330.2017

Εικ. 183: Έλεγχος Διατομής Χαλύβδινης σε διάτμηση υποστηλώματος HEA200 στο RFEM 6

Ο έλεγχος διάτμησης της διατομής IPE 180 από χάλυβα κατηγορίας S275, σύμφωνα με τις διατάξεις του κανονισμού Ευρωκώδικα 3, έδωσε τα ακόλουθα αποτελέσματα: Η σχεδιαστική τέμνουσα δύναμη περί τον άξονα y είναι $Q_y = 17.810 \text{ kN}$. Η υπολογιστική αντοχή σε διάτμηση, λαμβάνοντας υπόψη το πάχος κορμού ($t_w = 5.3 \text{ mm}$), το στατικό μέτρο της διατομής ($S_y = 83.21 \text{ cm}^3$), καθώς και την τιμή διαρροής του χάλυβα ($R_{yn} = 275 \text{ N/mm}^2$ με εφαρμογή των συντελεστών ασφαλείας $\gamma_m = 1.02$ και $\gamma_c = 0.90$), υπολογίστηκε σε $R_s = 155.610 \text{ N/mm}^2$. Ο δείκτης αξιοποίησης προκύπτει $\eta = 0.152 \leq 1.0$, γεγονός που επιβεβαιώνει ότι η διατομή διαθέτει επάρκεια έναντι διάτμησης με υψηλό περιθώριο ασφαλείας.

Design Check Details		Design Checks in Location		527510 EN 10025-2:2019-08		Design Check SP3100.01 SP 16.13330 2017-02	
Material Properties		IPE 180 DIN 1025-S:1994-02; ...				Section Proof	
Section Properties						Shear perpendicular to y-axis acc. to 8.2.1 Elastic design	
Design Internal Forces							
Design normal force	N	-2.497	kN			$R_{t,y} = 0.58 \cdot \left(\frac{R_{t,y}}{t_w} \right)$	
Design shear force perpendicular to z-axis	Q _z	-2.644	kN			$= 0.58 \cdot \left(\frac{275.000 \text{ N/mm}^2}{1.02} \right)$	
Design shear force perpendicular to y-axis	Q _y	17.810	kN			$= 155.610 \text{ N/mm}^2$	
Design torsional moment	M _t	-1.614	kNm			$\eta = \frac{Q_y \cdot S_y}{I_y \cdot t_w \cdot R_{t,y} \cdot \gamma_c}$	
Design bending moment about y-axis	M _y	-6.338	kNm			$= \frac{17.810 \text{ kN} \cdot 83.21 \text{ cm}^3}{1317.0000 \text{ cm}^4 \cdot 5.3 \text{ mm} \cdot 155.610 \text{ N/mm}^2 \cdot 0.90}$	
Design bending moment about z-axis	M _z	-0.163	kNm			$= 0.152$	
Design Check Values						$\eta = 0.152 \leq 1$	
Design shear force perpendicular to y-axis	Q _y	17.810	kN			$R_{t,y}$ Design value of shear strength	
Web thickness	t _w	5.3	mm			$R_{t,y}$ Yield strength	
Static moment of gross sectional area	S _y	83.21	cm ³			γ_m Partial safety factor for material	
Moment of inertia of gross sectional area	I _y	1317.0000	cm ⁴			Q_y Design shear force perpendicular to y-axis	
Yield strength	R _y	275.000	N/mm ²			S_y Static moment of gross sectional area	
Partial safety factor for material	γ_m	1.02	--			I_y Moment of inertia of gross sectional area	
Service factor	γ_c	0.90	--			t_w Web thickness	
Design value of shear strength	R _t	155.610	N/mm ²			γ_c Service factor	
Design check ratio	η	0.152	--				
References							
[1] SP 16.13330.2017							

Εικ.184: Έλεγχος Διατομής Χαλύβδινης σε διάτμηση δοκού IPE 180 στο RFEM 6

- Στρέψη

Ο έλεγχος στρέψης σε μεταλλικά μέλη αφορά την επάρκεια της διατομής έναντι ροπής στρέψης TEd, που μπορεί να προκαλέσει στροφές και παραμορφώσεις του στοιχείου γύρω από τον διαμήκη άξονά του. Ακολουθεί η επιστημονική προσέγγιση σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 (EN 1993-1-1). Ο βασικός έλεγχος στρέψης έχει τη μορφή:

$$T_{Ed}/TR_d \leq 1.0 \quad \text{Εξ. (13)}$$

Όπου:

- TEd: Εφαρμοζόμενη στρεπτική ροπή (από στατική ανάλυση)
- TRd: Αντοχή της διατομής σε στρέψη

Υπολογισμός στρεπτικής αντοχής:

$$TR_d = (G \cdot I_t / L) \cdot \phi_{ult} \quad \text{Εξ. (14)}$$

$$\text{ή, σε πιο πρακτική προσέγγιση: } TR_d = f_y \cdot W_t / \gamma_{M0} \quad \text{Εξ. (15)}$$

Όπου:

- G: Διάτμηση (modulus of rigidity) $\approx 81000 \text{ MPa}$ για χάλυβα
- I_t: Πολική ροπή αδράνειας στρέψης
- W_t: Αντοχή σε στρέψη
- γ_{M0}: Συντελεστής ασφαλείας (τυπικά 1.0)
- f_y: Χαρακτηριστική αντοχή χάλυβα (π.χ. 235 MPa)

ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗΣ ΕΠΕΚΤΑΣΗΣ ΜΕ ΧΑΛΥΒΑ & ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

Member	Section_Type	T	TRd	ization_Tor
2283	HEA200	0,00034	0,2632	0,001292
2284	HEA200	0,005124	0,2632	0,019468
2285	HEA200	0,000021	0,2632	7,98E-05
2286	HEA200	0,000063	0,2632	0,000239
2287	HEA200	0,000313	0,2632	0,001189
2288	HEA200	0,005549	0,2632	0,021083
2289	HEA200	0,000228	0,2632	0,000866
2290	HEA200	0,004918	0,2632	0,018685
2291	HEA200	0,000314	0,2632	0,001193
2292	HEA200	0,004311	0,2632	0,016379
2293	HEA200	0,000046	0,2632	0,000175
2294	HEA200	0,000092	0,2632	0,00035
2295	HEA200	0,000494	0,2632	0,001877
2296	HEA200	0,00783	0,2632	0,029749
2297	HEA200	0,000012	0,2632	4,56E-05
2298	HEA200	0,000068	0,2632	0,000258
2299	HEA200	0,000064	0,2632	0,000243
2300	HEA200	0,000064	0,2632	0,000243
2301	HEA200	0,000392	0,2632	0,001489
2302	HEA200	0,006395	0,2632	0,024297
2304	HEA200	0,000349	0,2632	0,001326
2305	HEA200	0,00093	0,2632	0,003533
2306	HEA200	0,006115	0,2632	0,023233
2341	HEA200	0,003991	0,2632	0,015163
2342	HEA200	0,012684	0,2632	0,048191

2346	HEA200	0,017284	0,2632	0,065669
2350	HEA200	0,012438	0,2632	0,047257
2351	HEA200	0,000092	0,2632	0,00035
2355	HEA200	0,000068	0,2632	0,000258
2356	HEA200	0,017283	0,2632	0,065665
2364	HEA200	0,00831	0,2632	0,031573
2366	HEA200	0,000063	0,2632	0,000239
2367	HEA200	0,000087	0,2632	0,000331
2368	HEA200	0,003389	0,2632	0,012876
2448	HEA200	0,004918	0,2632	0,018685
2450	HEA200	0,005549	0,2632	0,021083
2459	HEA200	0,006115	0,2632	0,023233
2463	HEA200	0,006395	0,2632	0,024297
2468	HEA200	0,012684	0,2632	0,048191
2469	HEA200	0,017284	0,2632	0,065669
2470	HEA200	0,004311	0,2632	0,016379
2471	HEA200	0,00783	0,2632	0,029749
2476	HEA200	0,000901	0,2632	0,003423
2477	HEA200	0,000994	0,2632	0,003777
2481	HEA200	0,012438	0,2632	0,047257
2482	HEA200	0,017283	0,2632	0,065665
2483	HEA200	0,005124	0,2632	0,019468
2487	HEA200	0,003389	0,2632	0,012876
2488	HEA200	0,00831	0,2632	0,031573
2491	HEA200	0,003991	0,2632	0,015163

Εικ.185: Έλεγχος στρέψης στα υποστηλώματα σύμφωνα με τον EC3

Ο έλεγχος στρέψης στα μέλη με διατομή HEA 200 πραγματοποιήθηκε με βάση την εφαρμοζόμενη στρεπτική ροπή TEd, όπως προέκυψε από τα αποτελέσματα της στατικής ανάλυσης, και συγκρίθηκε με την αντίστοιχη αντοχή σε στρέψη TR, υπολογισμένη με βάση τις γεωμετρικές ιδιότητες της διατομής και τη χαρακτηριστική αντοχή του χάλυβα ποιότητας

S235. Για το προφίλ HEA 200, χρησιμοποιήθηκε τιμή της στρεπτικής αντοχής ίση με 0.263 kNm.

Από την ανάλυση προέκυψε ότι οι εφαρμοζόμενες στρεπτικές ροπές είναι πολύ χαμηλές σε σχέση με την οριακή στρεπτική αντοχή των διατομών. Οι τιμές αξιοποίησης κυμαίνονται σε πολύ χαμηλά επίπεδα (πολύ κάτω της μονάδας), γεγονός που δείχνει ότι τα μέλη HEA 200 δεν επιφορτίζονται σημαντικά από στρέψη και λειτουργούν με αυξημένα περιθώρια ασφαλείας. Συνεπώς, τα μέλη με διατομή HEA 200 είναι πλήρως επαρκή έναντι στρέψης και δεν απαιτούνται ενισχύσεις ή ειδικά μέτρα ενίσχυσης, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3.

Member	ection_Typ	T_kNm	T_Rd_kNm	zation_Tor
2284	IPE180	3,024812	0,06815	44,38462
2286	IPE180	3,595373	0,06815	52,75676
2288	IPE180	3,027219	0,06815	44,41994
2290	IPE180	0,842954	0,06815	12,3691
2292	IPE180	1,616987	0,06815	23,72688
2294	IPE180	5,249957	0,06815	77,03532
2296	IPE180	5,311488	0,06815	77,9382
2298	IPE180	3,035157	0,06815	44,53642
2300	IPE180	3,259091	0,06815	47,82232
2302	IPE180	5,419361	0,06815	79,52107
2304	IPE180	2,784871	0,06815	40,86384
2306	IPE180	1,591365	0,06815	23,35092
2337	IPE180	4,50357	0,06815	66,0832
2341	IPE180	1,13189	0,06815	16,6088
2342	IPE180	1,292026	0,06815	18,95856
2346	IPE180	4,335421	0,06815	63,61586
2350	IPE180	2,378133	0,06815	34,89557
2351	IPE180	4,796483	0,06815	70,38126
2355	IPE180	3,314479	0,06815	48,63506
2356	IPE180	3,334678	0,06815	48,93145
2364	IPE180	1,346802	0,06815	19,76232
2366	IPE180	3,508634	0,06815	51,48399
2367	IPE180	3,434991	0,06815	50,40339
2368	IPE180	1,559752	0,06815	22,88704

Εικ.186: Έλεγχος στρέψης στις δοκούς

Για τα μέλη με διατομή IPE 180, η στρεπτική αντοχή υπολογίστηκε με βάση το χαρακτηριστικό στρεπτικό αντίσταθμο W_{tW_t} του προφίλ και θεωρήθηκε ίση με 0.068 kNm, δεδομένου ότι τα προφίλ IPE έχουν συνήθως μικρή στρεπτική δυσκαμψία λόγω της ανοιχτής τους μορφής.

Για τη διατομή HEA 200 από χάλυβα κατηγορίας S275J προέκυψαν οι εξής εντατικές δράσεις: κανονική δύναμη $N = -95.921$ kN (θλιπτική), διατμητικές δυνάμεις $Q_y = 0.869$ kN και $Q_z = 1.727$ kN, καμπτικές ροπές $M_y = 0.574$ kNm και $M_z = 0.257$ kNm, ενώ η στρεπτική ροπή είναι αμελητέα.

Οι αναπτυσσόμενες τάσεις στη διατομή υπολογίσθηκαν ως εξής:

- από αξονική θλίψη: $\sigma_{x,N} = -17.819 \text{ N/mm}^2$,
- από κάμψη γύρω από τον άξονα y: $\sigma_{x,M_y} = -1.478 \text{ N/mm}^2$,
- από κάμψη γύρω από τον άξονα z: $\sigma_{x,M_z} = 1.920 \text{ N/mm}^2$,
με αποτέλεσμα συνολική συνδυασμένη τάση $\sigma_x = -17.377 \text{ N/mm}^2$.

Η τιμή διαρροής του υλικού είναι $R_{yN} = 275 \text{ N/mm}^2$ με μερικό συντελεστή ασφαλείας $\gamma_m = 1.02$ και συντελεστή συνθηκών λειτουργίας $\gamma_c = 0.90$, δίνοντας υπολογιστική αντοχή:

$$R_y = R_{yN} \gamma_m = 275 \cdot 1.02 = 280.5 \text{ N/mm}^2$$

Ο δείκτης αξιοποίησης προκύπτει από τη σχέση:

$$\eta = 0.87 \cdot |\sigma_x| / R_y \cdot \gamma_c = 0.87 \cdot 17.377 / 280.5 \cdot 0.90 = 0.063 \leq 1.0$$

Κατά συνέπεια, η διατομή HEA 200 (S275J0) παρουσιάζει πλήρη επάρκεια έναντι συνδυασμένης καταπόνησης, με πολύ χαμηλό ποσοστό αξιοποίησης και υψηλό περιθώριο ασφαλείας.

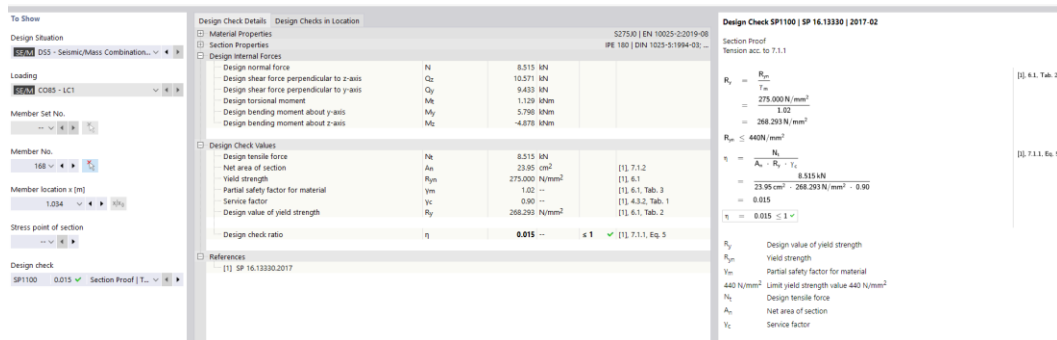
Design Check Details Design Checks in Location				Design Check SP6300 SP 16.13330 2017-02			
Material Properties				S275J0 EN 10025-2:2019-08			
Section Properties				HEA 200 DIN 1025-3:1994-03 ...			
Design Internal Forces				Section Proof Combined bending, shear and axial force			
Design normal force		N	-95.921 kN	Negligible	$R_{t_x} = \frac{R_{t_x}}{T_{t_x}} = \frac{275.000 \text{ N/mm}^2}{1.02} = 268.293 \text{ N/mm}^2$	[1], 6.1, Tab. 3	
Design shear force perpendicular to z-axis		Qz	1.727 kN				
Design shear force perpendicular to y-axis		Qy	0.669 kN				
Design torsional moment		Mt	0.000 kNm				
Design bending moment about y-axis		My	0.574 kNm				
Design bending moment about z-axis		Mz	0.237 kNm				
Design Check Values				$\eta = 0.87 \cdot \frac{ \sigma_x }{R_{t_x} \cdot \gamma_c} = 0.87 \cdot \frac{ -17.377 \text{ N/mm}^2 }{268.293 \text{ N/mm}^2 \cdot 0.90} = 0.063$			[1], 6.2.1, Eq. 4
Design normal force		N	-95.921 kN				
Design shear force perpendicular to y-axis		Qy	0.669 kN				
Design shear force perpendicular to z-axis		Qz	1.727 kN				
Design bending moment about y-axis		My	0.574 kNm				
Design bending moment about z-axis		Mz	0.237 kNm				
Axial stress due to N		$\sigma_{x,N}$	-17.819 N/mm ²	$\eta = 0.063 \leq 1$	$\bar{R}_y$ Design value of yield strength R_{yN} Yield strength γ_m Partial safety factor for material σ_x Axial stress γ_c Service factor	[1], 6.1, Tab. 3 [1], 4.3.2, Tab. 1 [1], 6.1, Tab. 2	
Axial stress due to My		σ_{x,M_y}	-1.478 N/mm ²				
Axial stress due to Mz		σ_{x,M_z}	1.920 N/mm ²				
Axial stress		σ_x	-17.377 N/mm ²				
Yield strength		RyN	275.000 N/mm ²				
Partial safety factor for material		γm	1.02 --				
Service factor		γc	0.90 --	References: [1] SP 16.13330.2017			
Design value of yield strength		Ry	268.293 N/mm ²				
Design check ratio		η	0.063 --	≤ 1	✓	[1], 6.2.1, Eq. 44	
References							
[1] SP 16.13330.2017							

Εικ.187: Έλεγχος στρέψης σε υποστήλωμα HEA 200 στο RFEM 6

Σε αυτή την εικόνα παρουσιάζεται ο έλεγχος στρέψης για τη διατομή IPE 180 από χάλυβα S275, σύμφωνα με τον κανονισμό.

- Η υπολογιστική στρεπτική ροπή είναι $M_t = 1.129 \text{ kNm}$, τιμή ιδιαίτερα χαμηλή σε σχέση με την αντοχή της διατομής.
- Οι παράμετροι του ελέγχου βασίζονται στην καθαρή γεωμετρία και τις μηχανικές ιδιότητες του χάλυβα, με $R_{yN} = 275 \text{ N/mm}^2$, μερικό συντελεστή ασφαλείας $\gamma_m = 1.02$ και συντελεστή συνθηκών λειτουργίας $\gamma_c = 0.90$.

Ο δείκτης αξιοποίησης της στρεπτικής αντοχής προκύπτει $\eta = 0.015 \leq 1.0$, ένδειξη ότι το μέλος παρουσιάζει πλήρη επάρκεια έναντι στρέψης.

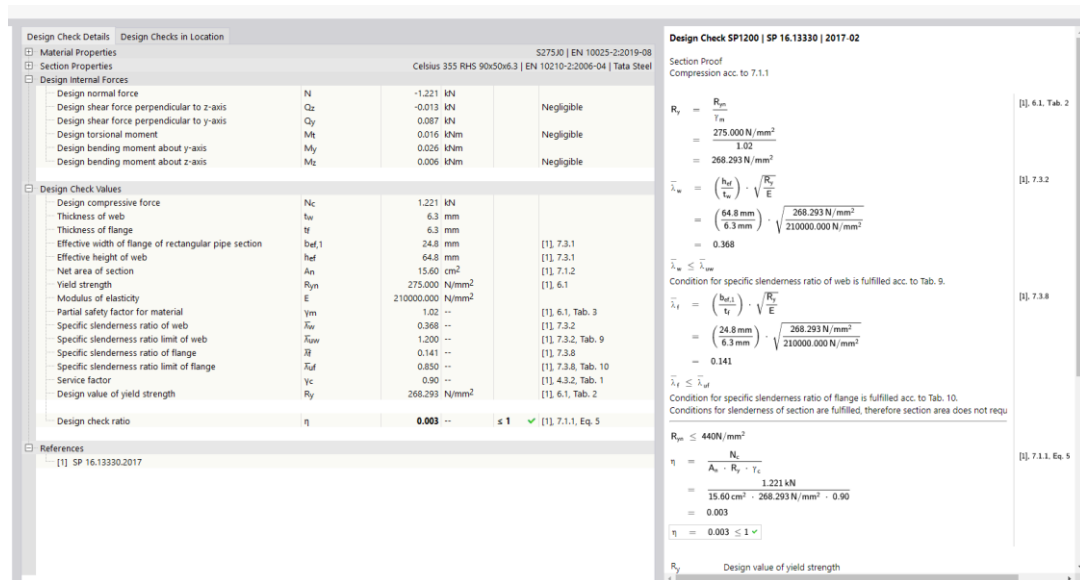


Εικ.188: Έλεγχος στρέψης σε δοκό IPE 180

Για τη διατομή RHS 90×50×6.3 mm από χάλυβα S275J0, με καθαρή επιφάνεια $A_n = 15.60 \text{ cm}^2$, η υπολογιστική αξονική δύναμη ανέρχεται σε $N_c = 1.221 \text{ kN}$. Η υπολογιστική αντοχή σε θλίψη, λαμβάνοντας υπόψη $R_{yn} = 275 \text{ N/mm}^2$, μερικό συντελεστή ασφαλείας $\gamma_m = 1.02$ και συντελεστή λειτουργίας $\gamma_c = 0.90$, υπολογίζεται σε $R_y = 268.293 \text{ N/mm}^2$.

- Οι λόγοι λυγηρότητας του ιστού και των πελμάτων προκύπτουν $\bar{\lambda}_w = 0.368$ και $\bar{\lambda}_f = 0.141$, τιμές μικρότερες των αντίστοιχων οριακών ($\bar{\lambda}_{w,lim} = 0.850$, $\bar{\lambda}_{f,lim} = 0.538$), συνεπώς η διατομή δεν απαιτεί μείωση αντοχής λόγω τοπικού λυγισμού.
- Ο δείκτης αξιοποίησης είναι:
- $\eta = N_c A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c = 0.003 \leq 1.0$

Κατά συνέπεια, η διατομή RHS 90×50×6.3 εμφανίζει πλήρη επάρκεια έναντι αξονικής θλίψης με πολύ χαμηλό ποσοστό αξιοποίησης.



Εικ.189: Έλεγχος στρέψης σε δοκό RHS 90*50*6.3

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης έδειξαν ότι η πλειονότητα των μελών φορτίζεται πολύ ήπια σε στρέψη, με τις τιμές στρεπτικής ροπής να κυμαίνονται αρκετά κάτω από το όριο αντοχής. Ωστόσο, επειδή η στρεπτική αντοχή είναι μικρή, ακόμη και μικρές ροπές στρέψης θα μπορούσαν θεωρητικά να γίνουν κρίσιμες. Εν προκειμένω, οι δείκτες αξιοποίησης παραμένουν πολύ κάτω του ορίου επάρκειας, με κανένα μέλος να μην προσεγγίζει την αστοχία.

Συμπερασματικά, τα μέλη IPE 180 είναι επαρκή ως προς τη στρέψη, αλλά λόγω της χαμηλής στρεπτικής τους ικανότητας, συνιστάται προσοχή σε μελλοντικά φορτία στρέψης, ειδικά σε μη συμμετρικά φορτιζόμενα ή έκκεντρα στηριζόμενα στοιχεία.

4.1.11 Υπολογισμός Θλιπτικής Αντοχής της Πλάκας

Ο έλεγχος διάτρησης είναι απαραίτητος σε περιοχές συγκέντρωσης φορτίων σημειακής επαφής, όπως στις συνδέσεις υποστυλωμάτων με πλάκες ή πέδιλα. Πρόκειται για φαινόμενο τοπικής διάτρησης της πλάκας λόγω της συγκεντρωμένης κατακόρυφης δύναμης, και συνήθως εμφανίζεται γύρω από το περίγραμμα του φορτίου. Η αξιολόγηση της φέρουσας ικανότητας ως προς διάτρηση πραγματοποιείται σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 2 (EN 1992-1-1), χωρίς ενίσχυση, και λαμβάνει υπόψη τη γεωμετρία του αποτυπώματος, το ωφέλιμο πάχος της διατομής, καθώς και τις ιδιότητες του σκυροδέματος και του οπλισμού. Ο έλεγχος αφορά τόσο σε πλάκες όσο και σε πέδιλα θεμελίωσης, ιδιαίτερα σε περιπτώσεις μεταλλικών υποστυλωμάτων που μεταφέρουν σημαντικές συγκεντρωμένες φορτίσεις σε μικρή επιφάνεια. Θεωρήθηκε ότι το υποστήλωμα HEA 200 μεταφέρει το φορτίο σε αποτύπωμα

$$\sim 0.19 \text{ m} \times 0.2 \text{ m} \Rightarrow$$

$$u = 2 \cdot (0.19 + 0.2) = 0.78 \text{ m (περίμετρος ελέγχου)}$$

$$d = 0.15 \text{ m} - 0.03 \text{ m} \approx 0.12 \text{ m (ωφέλιμο πάχος)}$$

Η αντοχή σε διάτρηση (χωρίς ενίσχυση) κατά EC2:

$$VR_{d,c} = 0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot u \cdot d \quad \text{Εξ. (16)}$$

Εκτίμηση:

- $\rho = 0.003$
- $f_{ck} = 16$
- $k = 1 + \sqrt{(200/d)} = 1 + \sqrt{(200/120)} \approx 2.29$
- $\Rightarrow VR_{d,c} \approx \sim 110\text{--}120 \text{ kN}$

Σύγκριση με φορτίο υποστυλώματος:

- $N_{Ed} = 95 \text{ kN} < VR_{d,c} \approx 110 \text{ kN} \Rightarrow \text{Επαρκεί}$

Στην περίπτωση του μεταλλικού υποστυλώματος HEA 200, η τιμή του φορτίου σχεδιασμού ήταν $N_{Ed} = 95 \text{ kN}$, ενώ η περίμετρος ελέγχου και το ωφέλιμο πάχος καθορίστηκαν σε $u = 0.78 \text{ m}$ και $d \approx 0.12 \text{ m}$ αντίστοιχα. Σύμφωνα με τον τύπο υπολογισμού της αντοχής σε διάτρηση του EC2, και με τις παραδοχές $\rho = 0.003$, $f_{ck} = 16 \text{ MPa}$ και $k \approx 2.29$, προκύπτει φέρουσα ικανότητα $VR_{d,c} \approx 110\text{--}120 \text{ kN}$. Επομένως, συγκρίνοντας με τη φορτίου

σχεδιασμού, $N_{Ed} < V_{Rd,c}$, και κατά συνέπεια η διατομή κρίνεται επαρκής έναντι διάτρησης χωρίς ανάγκη για πρόσθετη ενίσχυση.

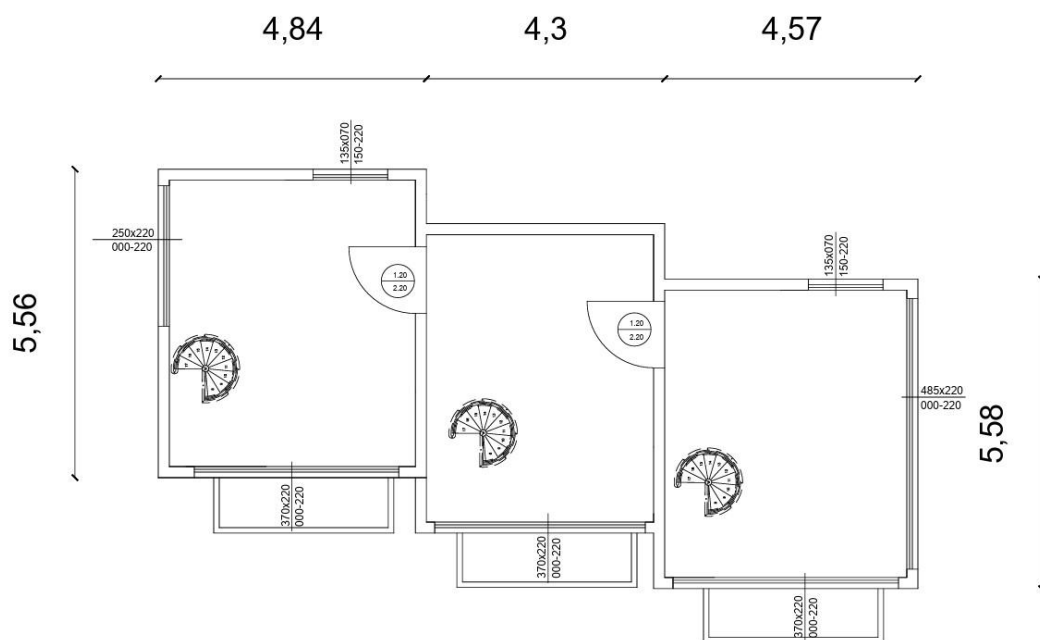
4.2 Επέκταση φορέα καθ' ύψος με σκυρόδεμα

4.2.1 Αρχιτεκτονική- στατική μελέτη

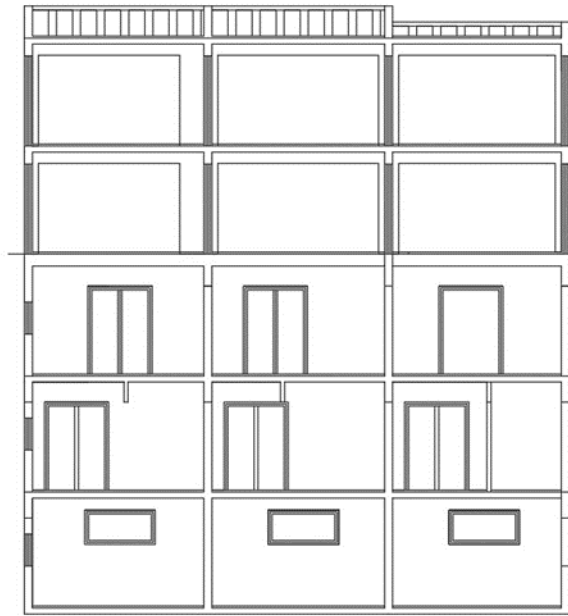
Για τους σκοπούς της διπλωματικής, θεωρούμε πως η επέκταση καθ' ύψος του κτηρίου θα πραγματοποιηθεί με τα ίδια υλικά που χρησιμοποιήθηκαν στον υφιστάμενο φορέα δηλαδή σκυρόδεμα C16/20 και χάλυβα B500C διατομών Φ8,10,12.

Στην κάτοψη των αρχιτεκτονικών σχεδίων της επέκτασης εικ.171-172 φαίνονται τα μεγαλύτερα ανοίγματα όπου μετέπειτα θα τοποθετηθούν κουφώματα. Επίσης για εξοικονόμηση χώρου και σκυροδέματος προτείνεται η χρήση μεταλλικής κυκλικής σκάλας και οι κατοικίες μεταξύ τους θα επικοινωνούν. Διατηρείται το ίδιο πάχος εξωτερικών τοιχείων από σκυρόδεμα 20cm και πάχος πλάκας 15cm.

Ο ξυλότυπος παραμένει ο ίδιος σύμφωνα με του 2^{ου} ορόφου όπως φαίνονται στις εικόνες 23-28. Για την στέγη θα τοποθετούν κεραμίδια όπως και στον προ υπάρχων φορέα.



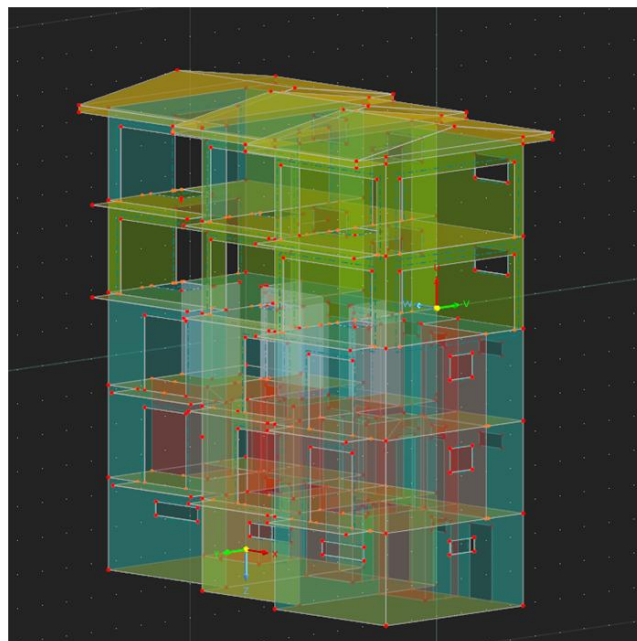
Εικ. 190: Κάτοψη επέκτασης του κτηρίου από σκυρόδεμα και στους δύο ορόφους



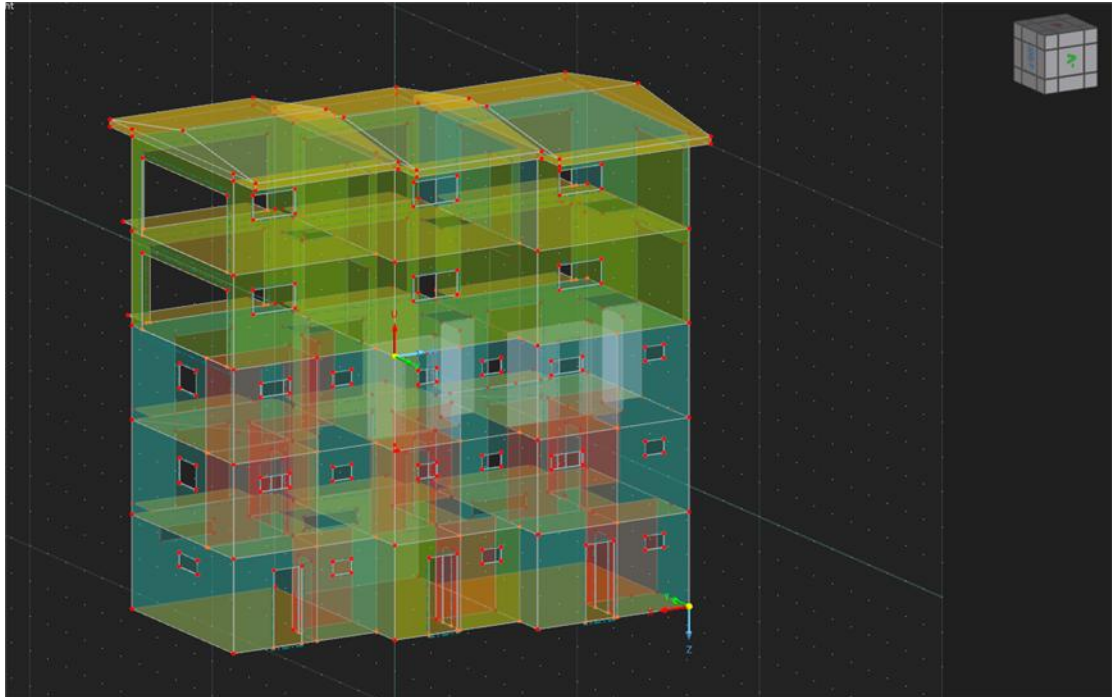
Εικ. 191: Τομή A-A κτηρίου με επέκταση από σκυρόδεμα

4.2.2 Σχεδιασμός του φορέα στο πρόγραμμα προσομοίωσης

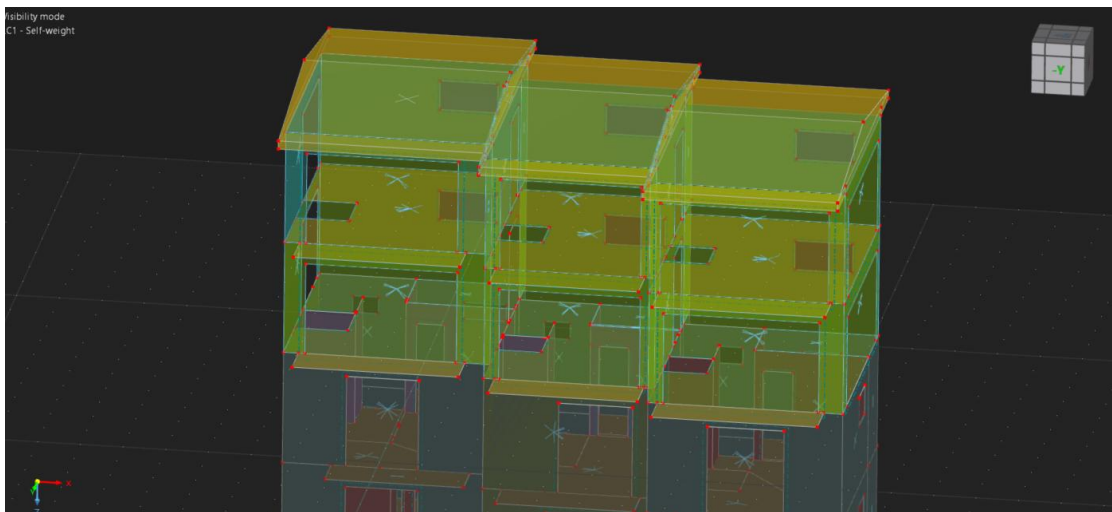
Η προσομοίωση του φορέα πραγματοποιείται στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων RFEM 6 της εταιρίας Dlubal. Για τον αρχικό σχεδιασμό ολόκληρου του φορέα ακολουθούμε τα βήματα της παραγράφου 3.2.



Εικ.192: Επέκταση κτηρίου από σκυρόδεμα (έμπροσθεν όψη)

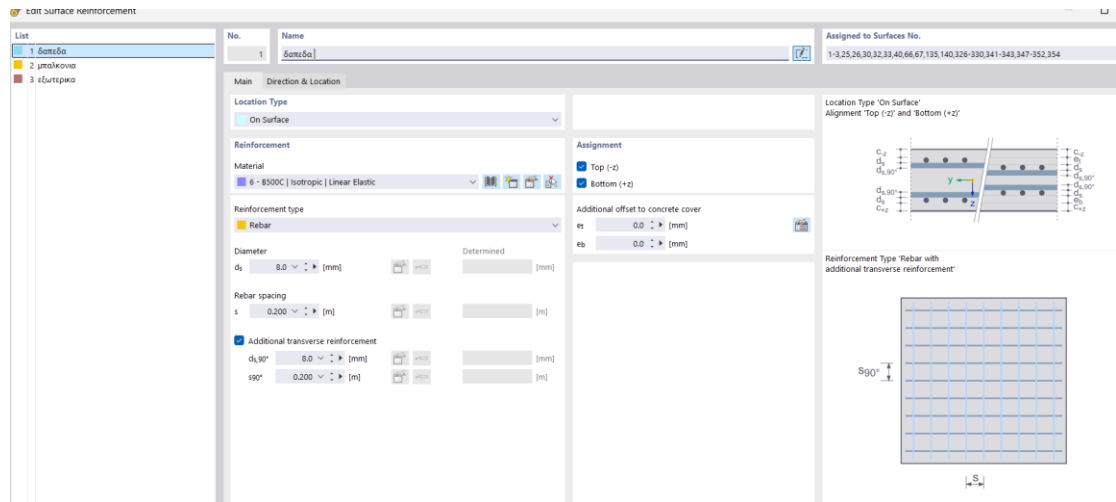


Εικ.193: Επέκταση κτηρίου από σκυρόδεμα (όπισθεν όψη)

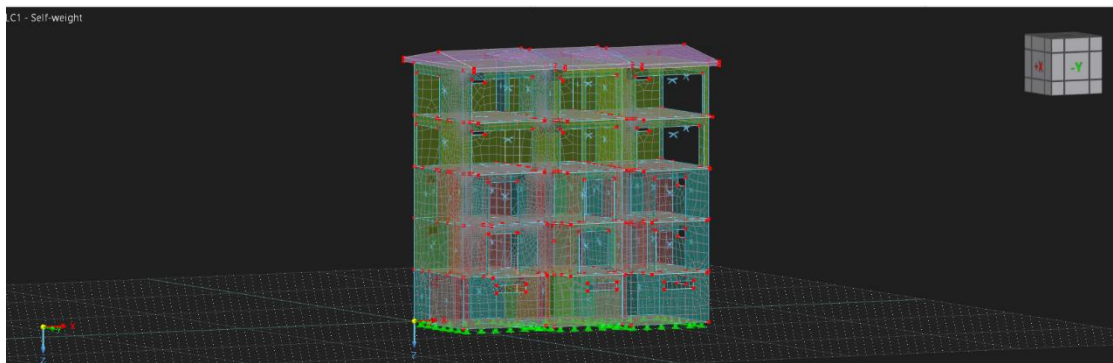


Εικ.194: Λεπτομέρεια σχεδιασμού επέκτασης κτηρίου

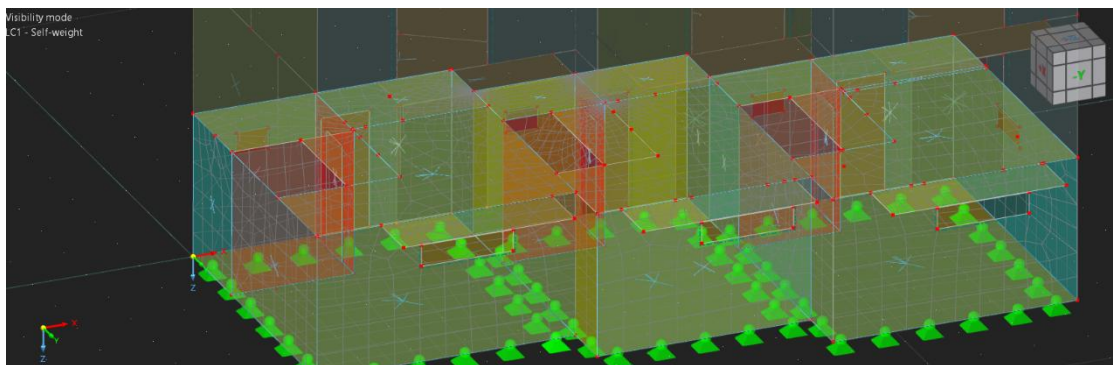
ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗΣ ΕΠΕΚΤΑΣΗΣ ΜΕ ΧΑΛΥΒΑ & ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ



Εικ.195: Λεπτομέρεια οπλισμών στο πρόγραμμα Dlubal



Εικ.196: Τοποθέτηση οπλισμών στο φορέα



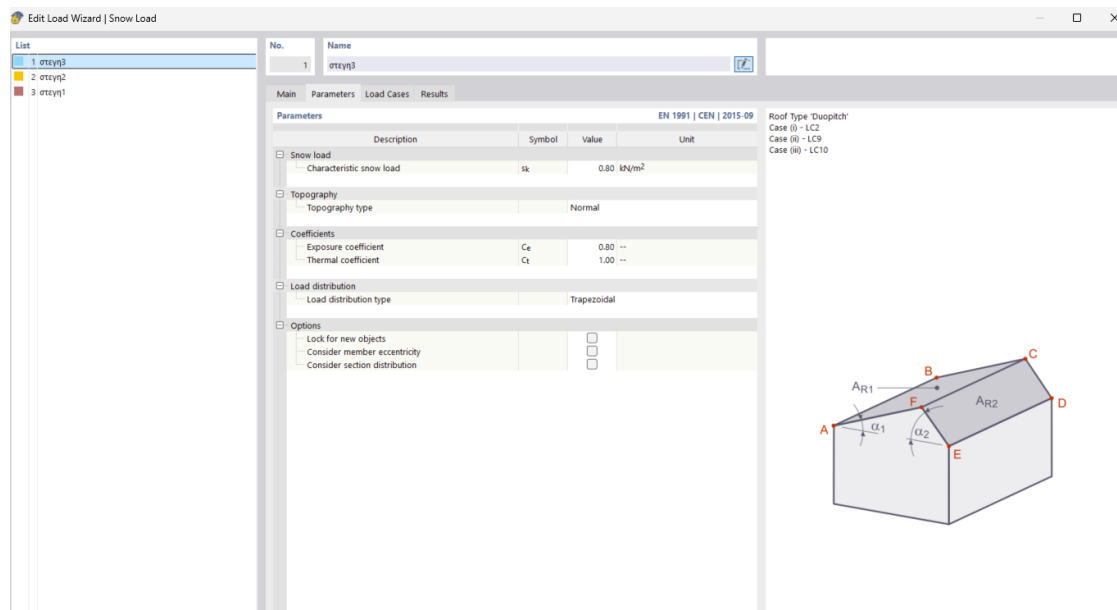
Εικ.197: Λεπτομέρεια τοποθέτησης οπλισμού

4.2.3 Επιβαλλόμενα φορτία στον φορέα από σκυρόδεμα

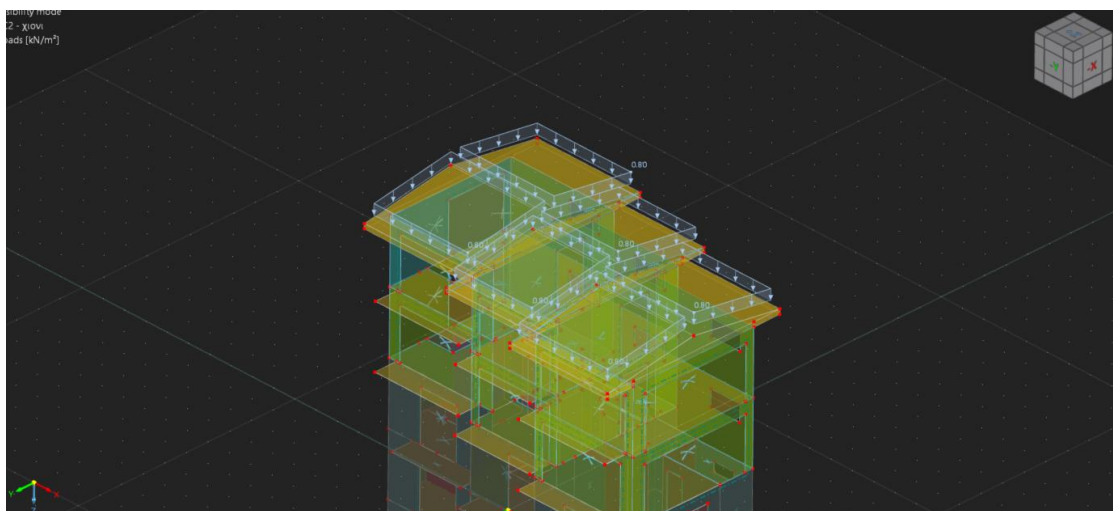
Τα φορτία που θα αναλυθούν είναι το χιόνι, ο άνεμος, τα κεραμίδια στη στέγη και ο σεισμός σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1.

- Δράση χιονιού

Η δράση του χιονιού επηρεάζει τις στέγες. Σύμφωνα με το παράρτημα 2, το υψόμετρο του κτηρίου είναι στα 0m διότι είναι δίπλα στη θάλασσα άρα $H < 1000m$. Επίσης εντάσσεται στη ζώνη Β καθώς βρίσκεται στο νομό Χαλκιδικής. Επομένως, το χαρακτηριστικό φορτίο χιονιού σύμφωνα με τον πίνακα είναι $s_k = 0.81kPa$, συντελεστής έκθεσης $c_e = 0.80$ και θερμικός συντελεστής $c_t = 1.00$.



Εικ. 198: Συντελεστές για φορτίο χιονιού

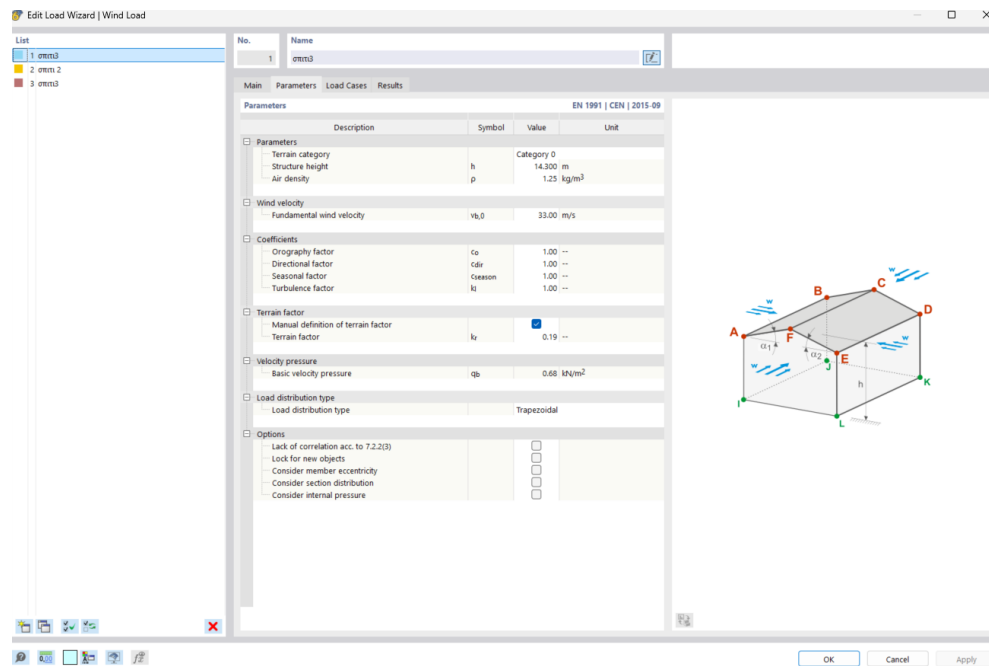


Εικ.199: Δράση χιονιού στη στέγη του φορέα

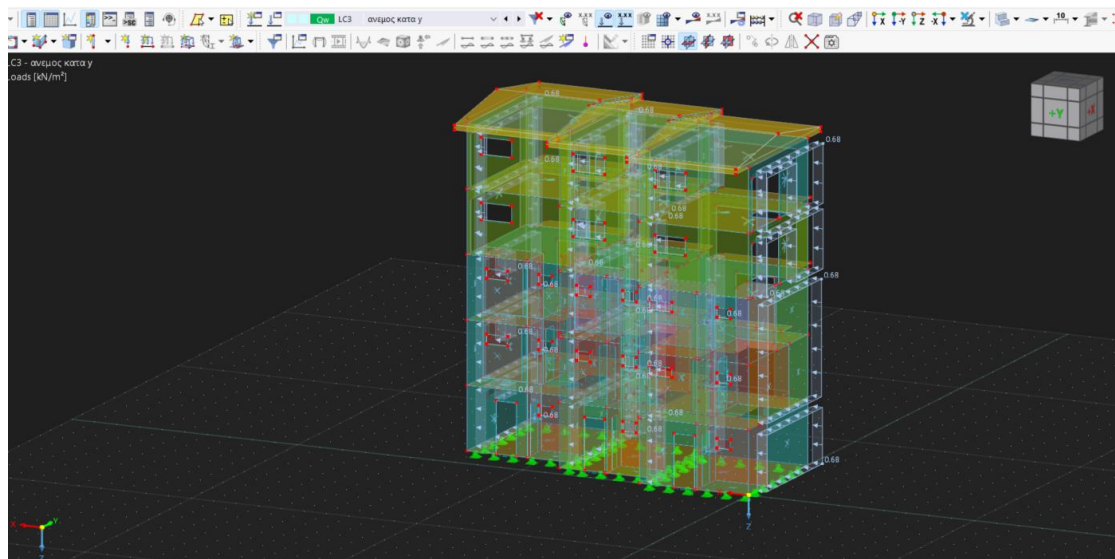
- Δράση ανέμου

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1.4 η θεμελιώδης βασική ταχύτητα ανέμου $v_{b,0} = 33m/s$ διότι βρίσκεται ο φορέας σε απόσταση 500m από τη παραλία. Το συνολικό ύψος του φορέα είναι 14.3m συμπεριλαμβανομένου κι την στέγη. Επίσης, για το προσδιορισμό της τραχύτητας

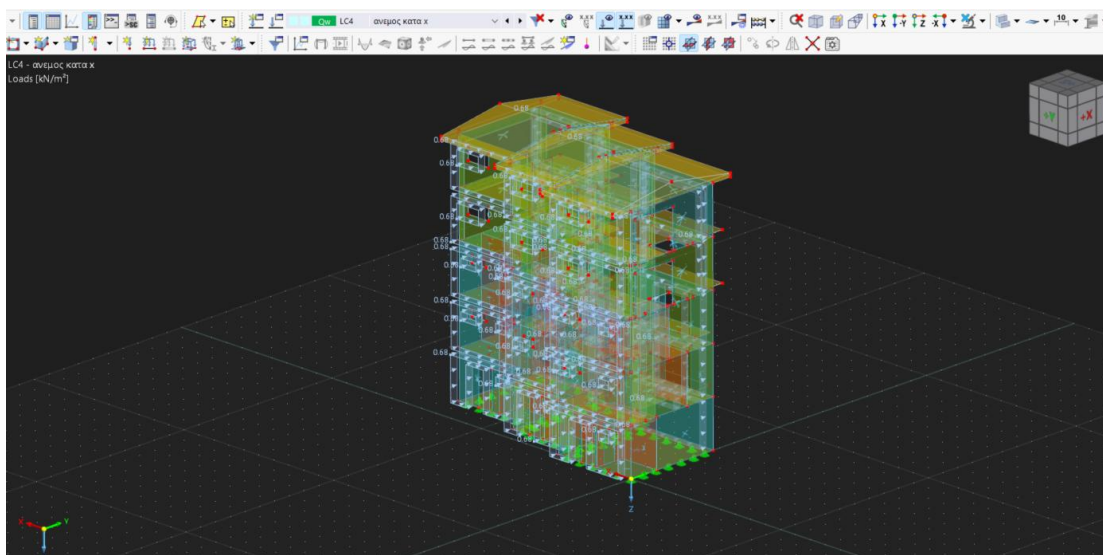
του εδάφους σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 το κτήριο ανήκει στην κατηγορία εδάφους 0. Επίσης για τις παραμέτρους: $c_o=c_{dir}=1, k_r=0.19$. Ο προσδιορισμός του ανέμου γίνεται και στις δύο διευθύνσεις x και y. [20,21]



Εικ. 200: Συντελεστές για φορτίο ανέμου



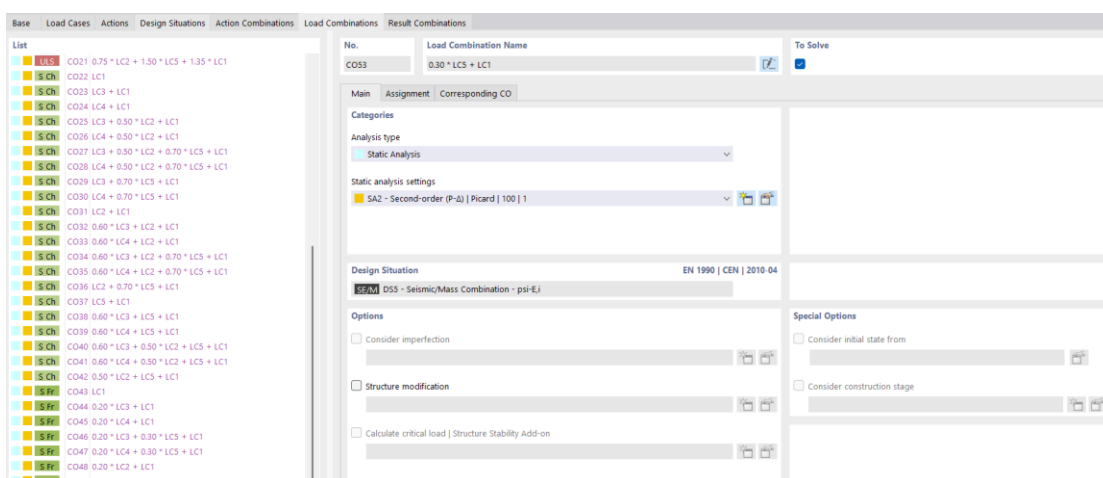
Εικ.201: Δράση ανέμου στην διεύθυνση y



Εικ.202: Δράση ανέμου στην διεύθυνση x

- Σεισμικά φορτία

Η ανάλυση των σεισμικών φορτίων πραγματοποιείται όπως τη παράγραφο 3.5 για συνδυασμό μάζας με σεισμικά φορτία. Τα απαραίτητα φορτία για τις σεισμικές αναλύσεις είναι το ίδιο βάρος και το φορτίο των κεραμιδιών $W+0.3W_{\text{κεραμιδιών}}$



Εικ.203: Συνδυασμός φορτίων για σεισμική ανάλυση

4.2.4 Προσομοίωση ανάλυσης φορέα

- Προσομοίωση δυναμικής φασματικής ανάλυσης στο φορέα επέκτασης από σκυρόδεμα

Η ελαστική ανάλυση του φορέα θα πραγματοποιηθεί στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων RFEM6 της εταιρίας Dlubal σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8. Η επίλυση του φορέα θα πραγματοποιηθεί ώστε να βρεθεί η ιδιοτιμή του συστήματος που είναι το 90% της μεγαλύτερης ρίζας του χαρακτηριστικού πολυνόμου.

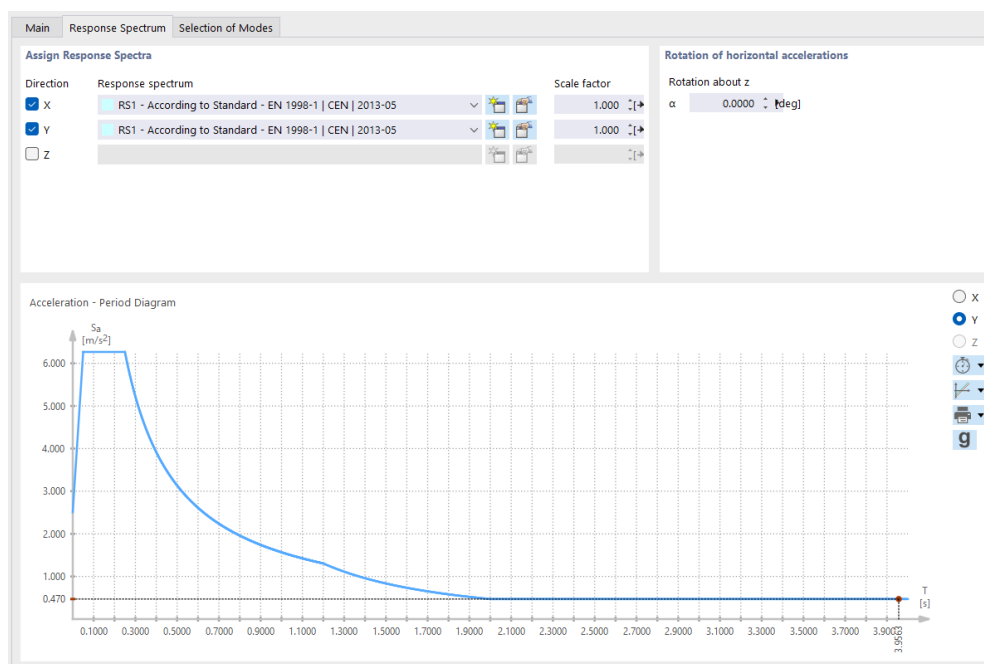
The screenshot shows a software interface for creating an elastic analysis. The 'Load Case Name' is 'Response Spectrum Analysis'. The 'Analysis type' is 'Response Spectrum Analysis'. The 'Spectral analysis settings' are 'SPS1 - SRSS | SRSS'. The 'Import modal analysis from load case' is 'AE LC6 - Modalanalyse'. The 'Options' section includes checkboxes for 'Consider accidental torsion', 'Additional Settings | Consider X and Y independently', and 'User-defined building lengths'. There are input fields for eccentricity (ex, ey) and building length (ΔX, ΔY).

Εικ.204: Δημιουργία ελαστικής ανάλυσης με βάση την μοντελοποίηση του φορέα

Για την ανάλυση του φορέα χρειάζονται οι εξής πληροφορίες:

Κατηγορία εδάφους: E, εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές νb κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800 \text{ m/s}$.

Σπουδαιότητα κτηρίου: II, συνήθη κτίρια που δεν ανήκουν σε άλλες κατηγορίες και μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς $a_{gr} = 2.35 \text{ m/s}^2$ για τη Ζώνη 2.



Εικ.205: Συνιστώσες φάσματα ελαστικής απόκρισης τύπου 2 για κατηγορία εδάφους E



Εικ.206: Κριτήρια για τη φασματική ελαστική απόκριση

- Προσομοίωση στατικής υπερωθητικής ανάλυσης στο φορέα επέκτασης από σκυρόδεμα

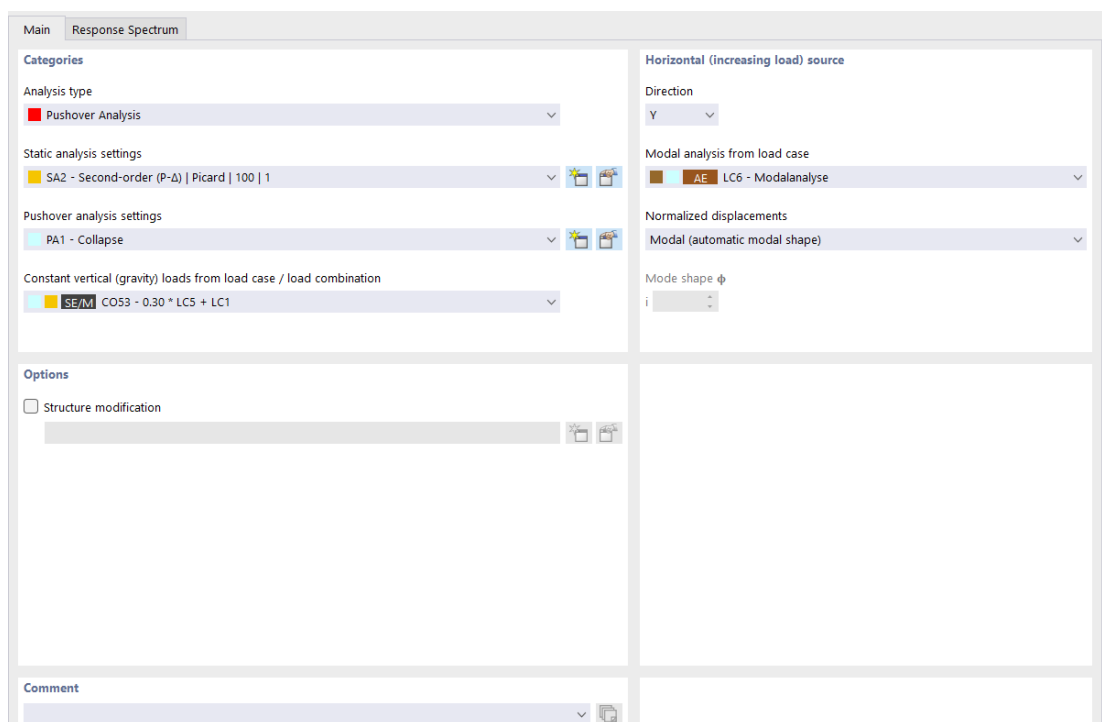
Στην συνέχεια ακολουθήθηκε η ίδια διαδικασία και δημιουργήθηκε συνδυασμός φορτίων όπως παρουσιάστηκε στην παράγραφο 4.5.4 της παρούσας διπλωματικής. Επίσης έγινε η ανάλυση Pushover μέχρι την κατάρρευση του κτηρίου. Επιλογή αρχικού φορτίου φόρτισης $k_0=10000\text{kN}$, συντελεστής αύξησης φορτίου $\Delta k=0.1$. Η ελαστική ανάλυση του φορέα πραγματοποιήθηκε στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων RFEM6 της εταιρίας

Dlubal σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8. Η επίλυση του φορέα θα πραγματοποιηθεί ώστε να βρεθεί η ιδιοτιμή του συστήματος που είναι το 90% της μεγαλύτερης ρίζας του χαρακτηριστικού πολωνύμου.

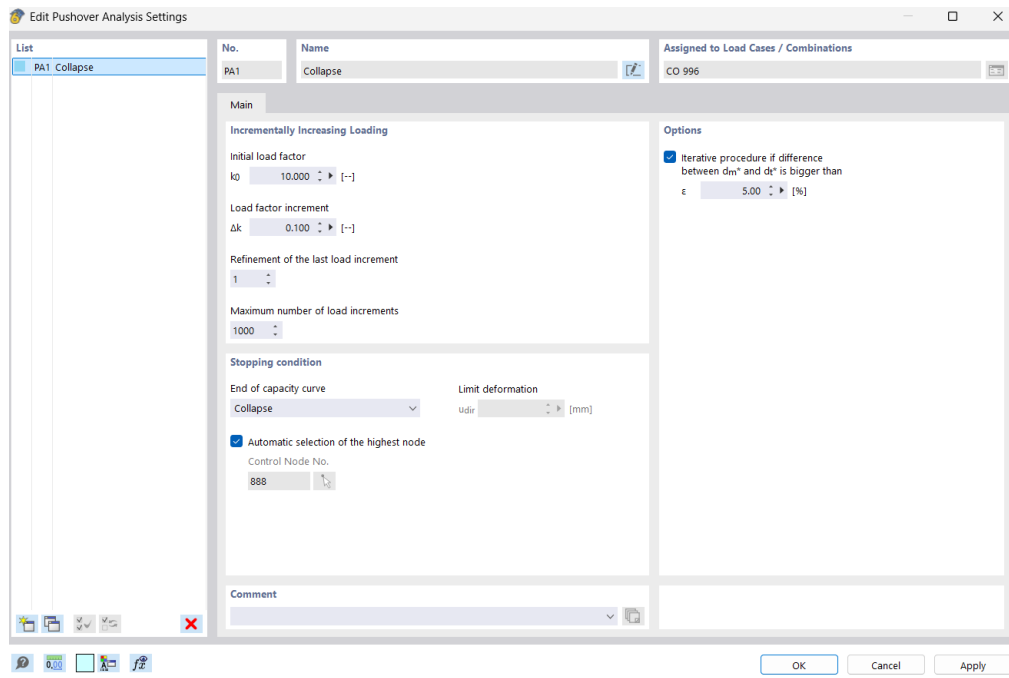
Το φορτίο της ανελαστικής φασματικής ανάλυσης το οποίο επιλέχθηκε να γίνει η ανάλυση στους άξονες x και y και έχοντας ως δεδομένα τα εξής:

Κατηγορία εδάφους: E, εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές νb κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800 \text{ m/s}$.

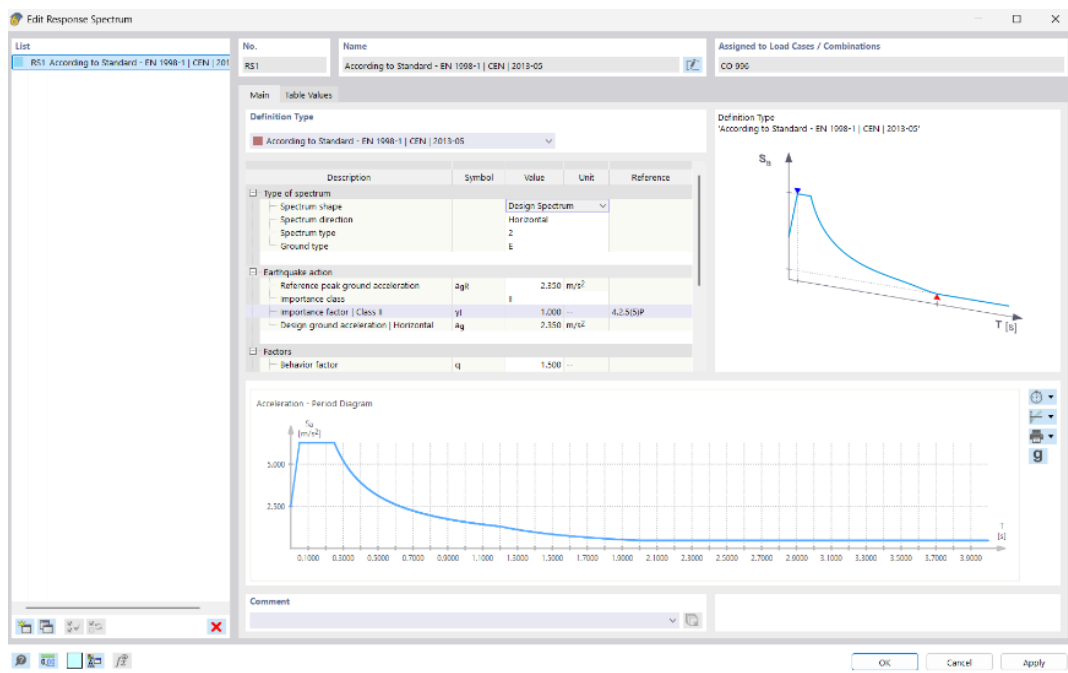
Σπουδαιότητα κτηρίου: II, συνήθη κτίρια που δεν ανήκουν σε άλλες κατηγορίες
Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς $a_{gr} = 2.35 \text{ m/s}^2$ για τη ζώνη 2.



Εικ.207: Δημιουργία συνδυασμού φορτίου για ανελαστική κατάσταση έως την κατάρρευση



Εικ.208: Επιλογή αρχικού φορτίου φόρτισης, συντελεστής αύξησης φορτίου και μέγιστος αριθμός αυξήσεων σε φορτίο.



Εικ.209: Κριτήρια για τη φασματική ανελαστική απόκριση

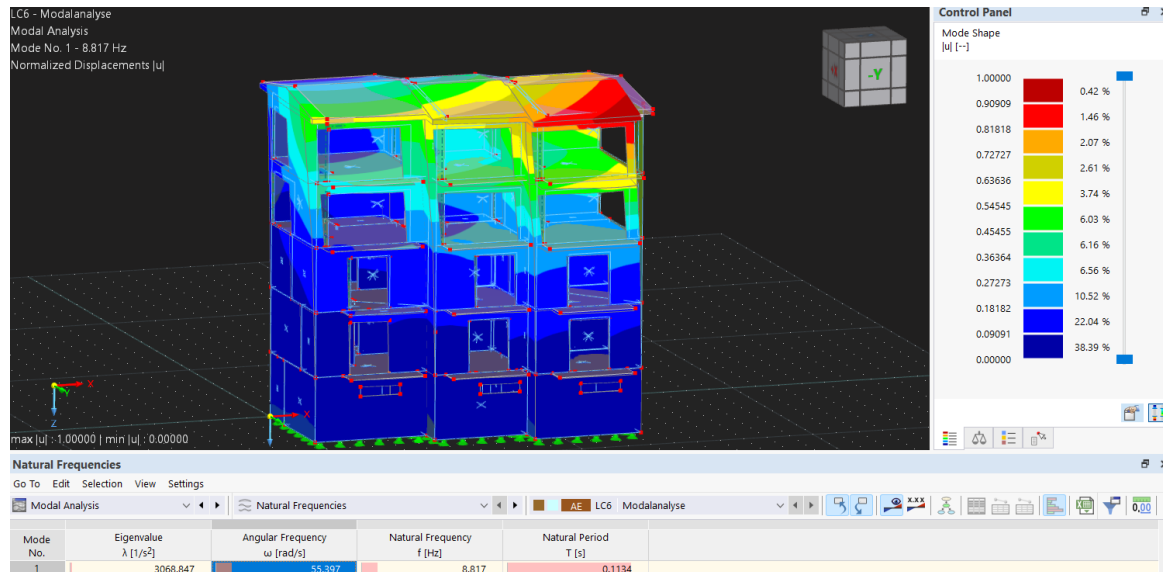
4.2.5 Αποτελέσματα αναλύσεων φορέα

- Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης

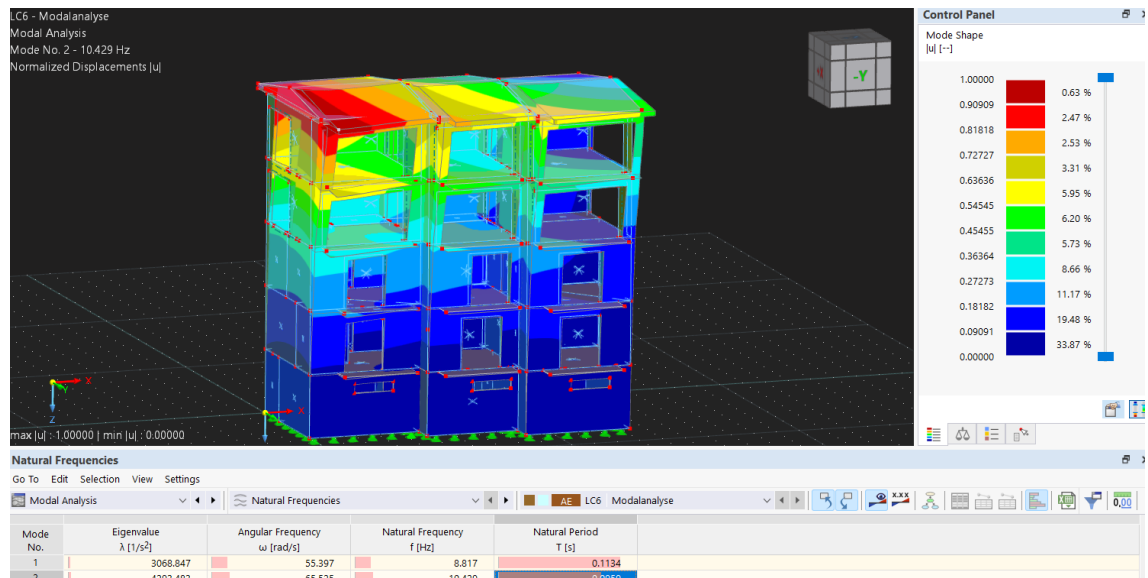
Για την ορθή εκτέλεση της δυναμικής φασματικής ανάλυσης, είναι απαραίτητο να ληφθούν υπόψη οι ιδιομορφές, των οποίων τα ποσοστά συμμετοχής των μαζών (για τις μετακινήσεις U_x , U_y και στροφή Θ_z) υπερβαίνουν το 90% της συνολικής μάζας του κτιρίου. Στη παρακάτω εικόνα 210, παρατίθεται το σύνολο των δεδομένων των ιδιομορφών που χρησιμοποιούνται στη δυναμική φασματική ανάλυση, ενώ στις εικόνες 211-214 απεικονίζονται οι τέσσερις πρώτες και μεγαλύτερες ιδιομορφές. Οι πρώτες τέσσερις ιδιομορφές της κατασκευής παρουσιάζουν διαφορετικές χαρακτηριστικές ταλαντώσεις του φορέα. Από την πρώτη στην τέταρτη ιδιομορφή, η συχνότητα αυξάνεται, με την παραμόρφωση να γίνεται πιο τοπική και να επηρεάζει κυρίως τα ανώτερα επίπεδα της κατασκευής. Αυτές οι ιδιομορφές είναι κρίσιμες για την εκτίμηση της δυναμικής συμπεριφοράς του κτιρίου, καθώς καθορίζουν την απόκριση του στην σεισμική δραστηριότητα ή άλλες εξωτερικές δυνάμεις. Η κατανομή των μετατοπίσεων σε κάθε ιδιομορφή δείχνει τις περιοχές του κτιρίου που θα έχουν τη μεγαλύτερη αντίσταση ή τη μεγαλύτερη παραμόρφωση κατά τη διάρκεια των σεισμικών φορτίσεων ή άλλων δυναμικών επιδράσεων.

Mode No.	Eigenvalue λ [1/s ²]	Angular Frequency ω [rad/s]	Natural Frequency f [Hz]	Natural Period T [s]	ModeNo.	Eigenvalue λ [1/s ²]	Angular Freq. ω [rad/s]	Natural Frequency f [Hz]	Natural Period T [s]
1	3068,847	55,397	8,817	0,1134	25	84011,8138	289,848	46,131	0,0217
2	4293,483	65,525	10,429	0,0959	26	99407,3822	315,289	50,180	0,0199
3	10386,769	101,915	16,220	0,0617	27	99860,187	316,007	50,294	0,0199
4	29047,178	170,432	27,125	0,0369	28	105201,057	324,347	51,621	0,0194
5	30439,785	174,470	27,768	0,0360	29	111816,077	334,389	53,220	0,0188
6	30675,762	175,145	27,875	0,0359	30	118453,109	344,170	54,776	0,0183
7	31658,841	177,929	28,318	0,0353	31	137616,176	370,967	59,041	0,0169
8	35393,712	188,132	29,942	0,0334	32	139736,247	373,813	59,494	0,0168
9	36286,751	190,491	30,318	0,0330	33	147736,111	384,365	61,174	0,0163
10	46463,404	215,554	34,306	0,0291	34	148152,887	384,906	61,260	0,0163
11	46616,041	215,907	34,363	0,0291	35	150414,606	387,833	61,726	0,0162
12	47168,205	217,182	34,566	0,0289	36	156863,348	396,060	63,035	0,0159
13	49813,536	223,189	35,522	0,0282	37	159951,217	399,939	63,652	0,0157
14	51213,467	226,304	36,017	0,0278	38	163156,6	403,926	64,287	0,0156
15	57662,235	240,130	38,218	0,0262	39	169519,793	411,728	65,529	0,0153
16	58976,619	242,851	38,651	0,0259	40	172596,265	415,447	66,120	0,0151
17	65396,548	255,727	40,700	0,0246	41	175769,164	419,248	66,725	0,0150
18	65519,855	255,968	40,739	0,0245	42	179470,009	423,639	67,424	0,0148
19	66291,047	257,470	40,978	0,0244	43	185146,005	430,286	68,482	0,0146
20	70367,153	265,268	42,219	0,0237	44	189092,833	434,848	69,208	0,0144
21	74436,486	272,831	43,422	0,0230	45	197034,173	443,885	70,647	0,0142
22	75159,756	274,153	43,633	0,0229	46	200951,578	448,276	71,345	0,0140
23	75441,861	274,667	43,715	0,0229	47	201456,92	448,840	71,435	0,0140
24	78361,149	279,931	44,552	0,0224					

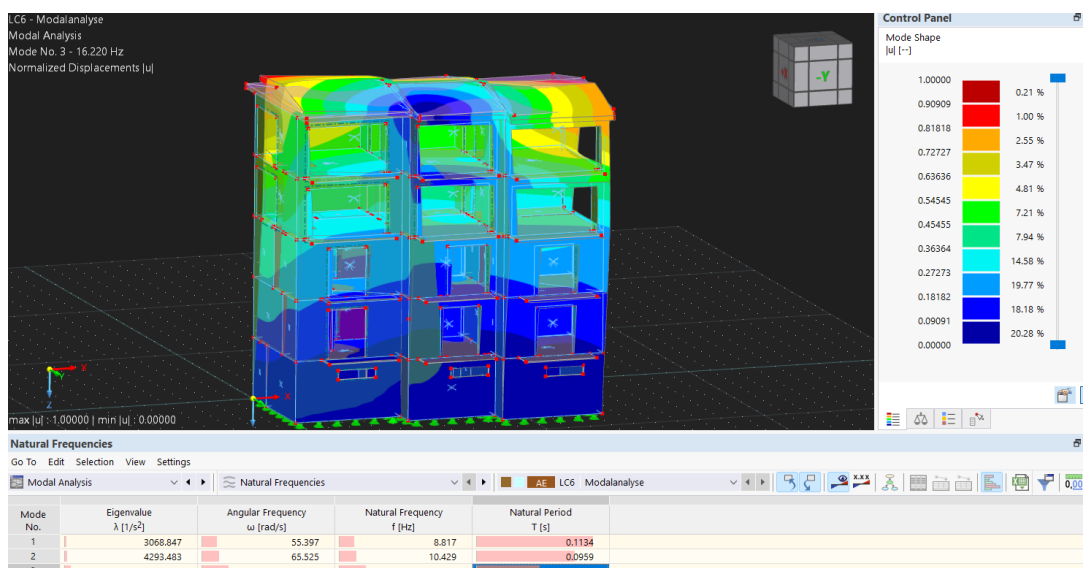
Εικ.210: Οι ιδιομορφές και ιδιοπερίοδοι πριν την ελαστική φασματική ανάλυση



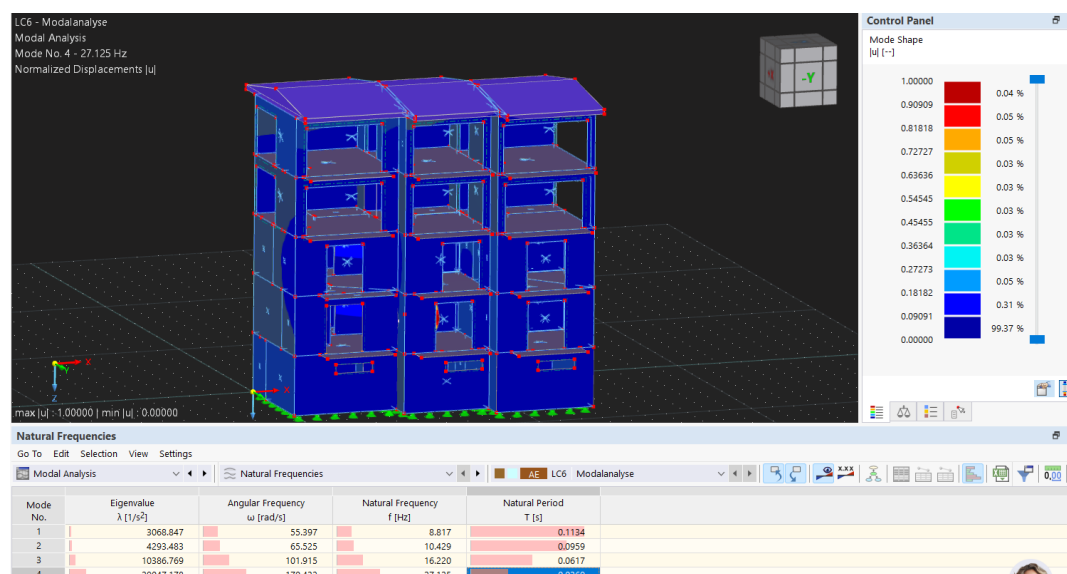
Εικ.211: Μετακινήσεις του φορέα με την μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο



Εικ.212: Μετακινήσεις του φορέα με την 2^η μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο



Εικ.213: Μετακινήσεις του φορέα με την 3^η μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο



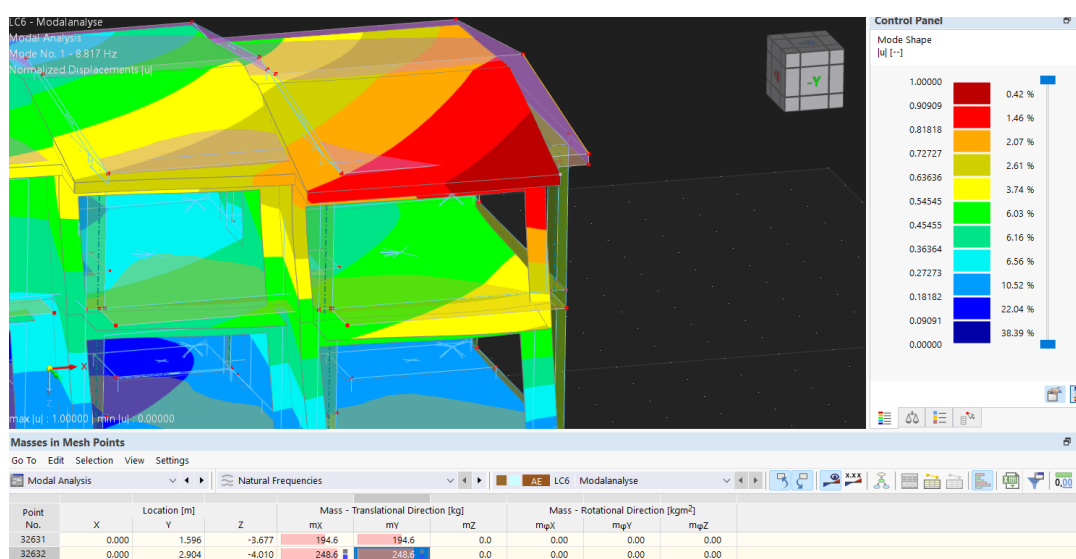
Εικ.214 : Μετακινήσεις του φορέα με την μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο

Στο παρακάτω πίνακα 23, παραθέτονται τα σημεία με τις αρχικές συντεταγμένες και τις μετακινήσεις/ στροφές ύστερα από την φασματική ελαστική ανάλυση. Στη τελευταία στήλη είναι το ποσοστό συμμετοχής του σημείου επί του συνολικού αθροίσματος των μαζών. Επίσης στην εικόνα 196 παρουσιάζετε το σημείο με την μέγιστη μετατόπιση.

Πιν. 23: Αρχικές συντεταγμένες, μετακινήσεις/στροφή σημείων και ποσοστό συμμετοχής στα 10 σημεία με τις μεγαλύτερες μετατοπίσεις

Σημείο	x	y	z	mx	my	mz	mφ _x	mφ _y	mφ _z	ux
32631	0.000	2.904	-4.010	248.6	248.6	0.0	0.00	0.00	0.00	11.04%

5151	5.798	6.540	-2.700	242.0	242.0	0.0	0.00	0.00	0.00	10.75%
11016	7.790	0.980	-8.100	241.7	241.7	0.0	0.00	0.00	0.00	10.73%
1001	4.840	6.540	-4.500	236.6	236.6	0.0	0.00	0.00	0.00	10.51%
32642	0.000	2.213	-3.912	222.9	222.9	0.0	0.00	0.00	0.00	9.90%
4782	5.798	6.540	-5.400	216.4	216.4	0.0	0.00	0.00	0.00	9.61%
656	8.840	6.540	-0.450	216.3	216.3	0.0	0.00	0.00	0.00	9.61%
11168	8.840	6.540	-3.600	214.6	214.6	0.0	0.00	0.00	0.00	9.53%
11007	8.840	6.540	-4.500	206.6	206.6	0.0	0.00	0.00	0.00	9.17%
32796	0.000	2.697	-4.787	206.2	206.2	0.0	0.00	0.00	0.00	9.16%



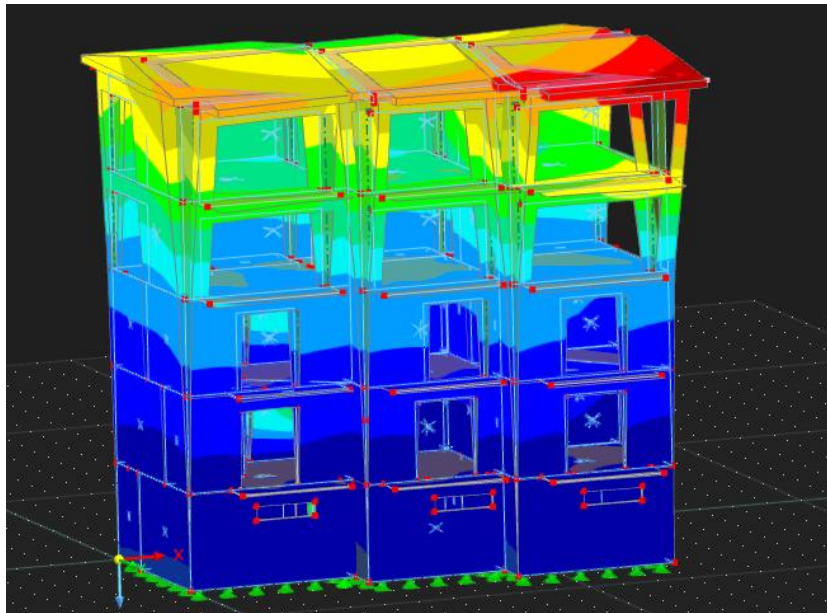
Εικ.215: Σημείο με τις μεγαλύτερες μετακινήσεις

- Αποτελέσματα δυναμικής φασματικής ανάλυσης

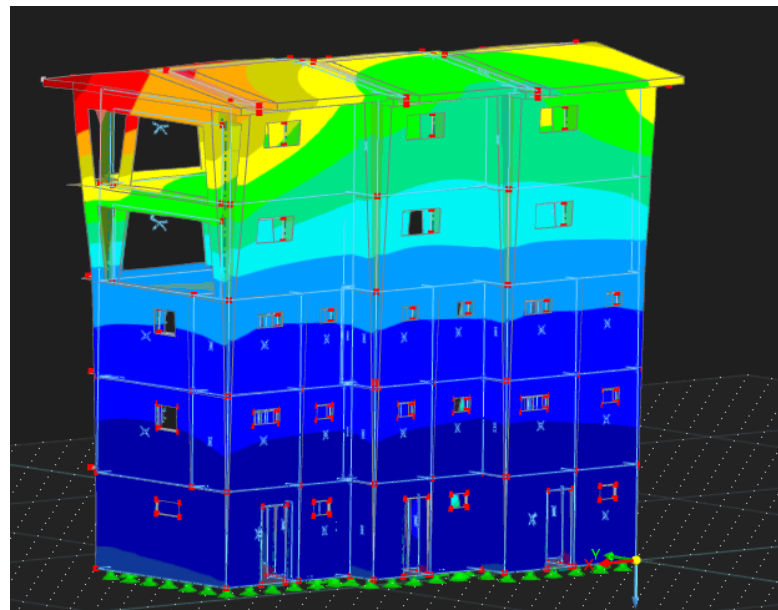
Στις εικόνες 216,217 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των μετακινήσεων του φορέα ύστερα από την ελαστική ανάλυση για το πολυώροφο κτίριο. Με βάση τις χρωματικές διαβαθμίσεις φαίνεται η κατανομή της τάσης και οι μετατοπίσεις του φορέα.

Αναλυτικότερα, τα χαμηλότερα τμήματα του κτιρίου είναι κυρίως μπλε, υποδηλώνοντας μικρότερη μετατόπιση. Ενώ στα ανώτερα τμήματα μεταβαίνουν από πράσινο σε κίτρινο και κόκκινο, υποδηλώνοντας υψηλότερη μετατόπιση υπό συνθήκες φόρτισης. Οι κόκκινες ζώνες στην οροφή και τους επάνω τοίχους υποδηλώνουν σημαντική συγκέντρωση τάσεων, λόγω φορτίων ανέμου ή δομικής ευελιξίας. Η προεξοχή της οροφής στην επάνω αριστερή γωνία δείχνει κόκκινες ζώνες, υποδεικνύοντας μια περιοχή υψηλής τάσης, η οποία μπορεί να είναι ευάλωτη σε επέκταση καθ' ύψους. Η ακανόνιστη κατανομή των τάσεων στο

επάνω δεξιό τμήμα υποδηλώνει στρεπτική απόκριση διότι το κτίριο είναι ασύμμετρο και υπάρχουν μεγάλα ανοίγματα.



Εικ. 216: Αποτελέσματα μετακινήσεων φασματικής ελαστικής ανάλυσης (έμπροσθεν όψη)



Εικ. 217: Αποτελέσματα μετακινήσεων φασματικής ελαστικής ανάλυσης (όπισθεν όψη)

Πίν.24: Μέγιστες μετατοπίσεις και στροφές ύστερα από στατική υπερωθητική ανάλυση

Μέγιστες μετατοπίσεις και στροφές	
Μέγιστη μετατόπιση σε κατεύθυνση Χ	3.5 mm
Μέγιστη μετατόπιση σε κατεύθυνση Υ	3.4 mm

Μέγιστη μετατόπιση σε κατεύθυνση Z	0.9 mm
Μέγιστη διανυσματική μετατόπιση	4.9 mm
Μέγιστη στροφή γύρω από τον άξονα X	2.9 mrad
Μέγιστη στροφή γύρω από τον άξονα Y	2.7mrad
Μέγιστη στροφή γύρω από τον άξονα Z	1.7 mrad

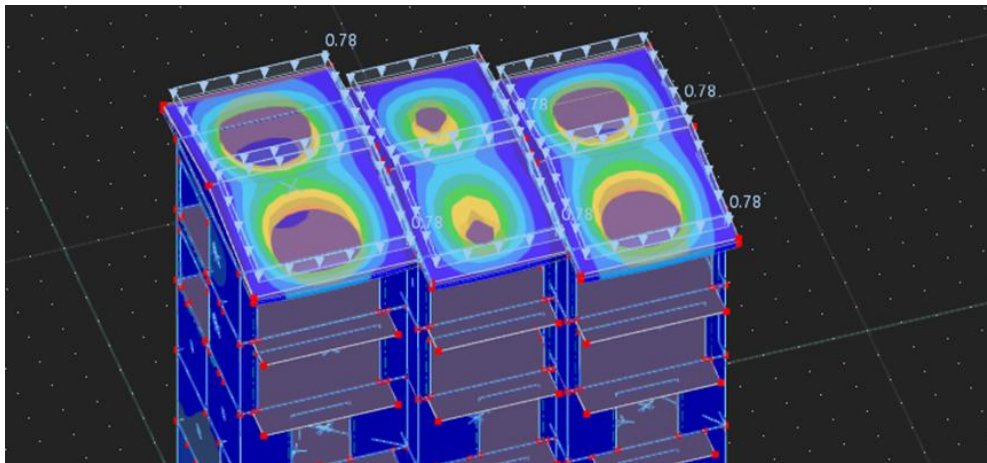
Βάσει των αποτελεσμάτων της ελαστικής ανάλυσης για το 5ώροφο κτήριο με τυπικό όροφο ύψους 2,7 m, και σύμφωνα με τις απαιτήσεις των Ευρωκωδίκων EC2, EC8 και του ΕΚΩΣ 2000, προκύπτουν τα εξής τεχνικά συμπεράσματα:

Οι μέγιστες οριζόντιες μετατοπίσεις στις διευθύνσεις X και Y είναι 3,5 mm και 3,4 mm αντίστοιχα. Οι τιμές αυτές βρίσκονται σημαντικά κάτω από το ανώτατο επιτρεπτό όριο σχετικής μετακίνησης μεταξύ ορόφων, το οποίο σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 (EC8) ανέρχεται στο 0.004 του καθαρού ύψους ορόφου, δηλαδή 10,8 mm για ύψος 2,7 m. Συνεπώς, το κτήριο παρουσιάζει ικανοποιητική συμπεριφορά υπό πλευρικά φορτία, χωρίς ενδείξεις υπερβολικών μετατοπίσεων που θα μπορούσαν να επηρεάσουν τη λειτουργικότητα ή τη δομική ακεραιότητα. Η κατακόρυφη μετατόπιση (Z) καταγράφεται στα 0,9 mm, ενώ η συνολική διανυσματική μετατόπιση φτάνει τα 4,9 mm. Οι τιμές αυτές θεωρούνται επίσης χαμηλές, κάτι που δηλώνει ότι το σύστημα δεν παρουσιάζει αξιοσημείωτες καθιζήσεις ή προβλήματα στον κατακόρυφο φέροντα οργανισμό. Αυτό είναι ιδιαίτερα σημαντικό για τη διατήρηση της γεωμετρικής συμβατότητας μεταξύ των στοιχείων (δοκών, πλακών, υποστυλωμάτων) και την αποφυγή δυσμενών επιρροών στα μη φέροντα στοιχεία (τοιχοί, κουφώματα κ.λπ.).

Όσον αφορά τις στροφές γύρω από τους τρεις κύριους άξονες (X, Y, Z), καταγράφηκαν τιμές 2,9 mrad, 2,7 mrad και 1,7 mrad αντίστοιχα. Οι τιμές αυτές είναι εξαιρετικά περιορισμένες και εντός των αποδεκτών ορίων των κανονισμών (συνήθως 5–6 mrad για σεισμικές δράσεις), γεγονός που επιβεβαιώνει την καλή στρεπτική συμπεριφορά της κατασκευής. Αυτό σημαίνει ότι η κάτοψη και η διάταξη των στοιχείων είναι ικανοποιητικά συμμετρική ή τουλάχιστον έχει αντιμετωπιστεί επαρκώς η πιθανή στρεπτική εκκεντρότητα.

Συνολικά, η ελαστική ανάλυση αποδεικνύει ότι η φέρουσα κατασκευή του κτηρίου είναι επαρκώς διαστασιολογημένη. Οι μετατοπίσεις και οι στροφές είναι περιορισμένες, χωρίς ενδείξεις επικινδυνότητας για την ευστάθεια ή την κανονική λειτουργία του φορέα. Η μελέτη είναι πλήρως συμβατή με τις απαιτήσεις των Ευρωκωδίκων και του ΕΚΩΣ 2000, γεγονός που αποδεικνύει την καλή ποιότητα του σχεδιασμού και την ορθότητα των παραδοχών της στατικής ανάλυσης.[3,14,28]

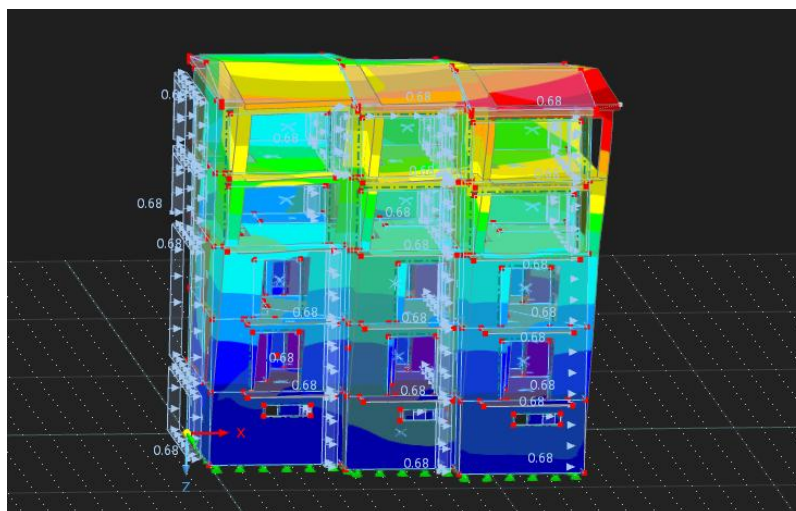
Η εικόνα 218 παρουσιάζει την κατανομή τάσεων και μετατόπισης στη οροφής κάτω από φορτίο κεραμιδιών. Από την κατανομή του φορτίου φαίνεται πως τα κεραμίδια επηρεάζουν το φορέα. Η παρουσία ζωνών κυκλικής τάσης υποδηλώνει ότι τα κεραμίδια παρουσιάζουν κάμψη ή παραμόρφωση κάτω από το φορτίο των πλακιδίων. Οι κεντρικές περιοχές της πλάκας της οροφής παρουσιάζουν μεγαλύτερη τάση και μετατόπιση, όπως υποδεικνύεται από τις κίτρινες έως καφέ ζώνες. Τα εξωτερικά άκρα και οι γωνίες φαίνεται να παρουσιάζουν λιγότερη παραμόρφωση (μπλε και πράσινες ζώνες), γεγονός που υποδηλώνει ότι το φορτίο μεταφέρεται αποτελεσματικά στη δομή στήριξης.



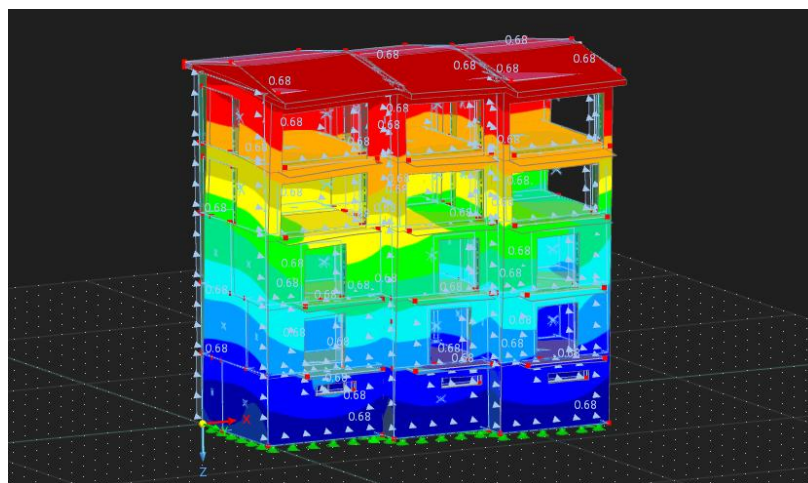
Εικ.218 : Αποτελέσματα μετακινήσεων από την επιρροή κεραμιδιών στην ανοδομή

Η εικόνα 219 παρουσιάζει μια ελαφρά παραμόρφωση του κτιρίου απεικονίζει με μετατόπιση υπό το εφαρμοζόμενο φορτίο ανέμου στην διεύθυνση y. Οι τελευταίοι όροφοι φαίνεται να παρουσιάζουν τη μεγαλύτερη μετατόπιση, η οποία είναι τυπική για την κατασκευή υπό πλευρικά φορτία. Φαίνεται ότι υπάρχει συγκέντρωση υψηλότερων πιέσεων που υποδεικνύονται από τις κόκκινες περιοχές γύρω από τις γωνίες και τις άκρες του κτιρίου. Αυτό αναμένεται επίσης λόγω της ροής του ανέμου.

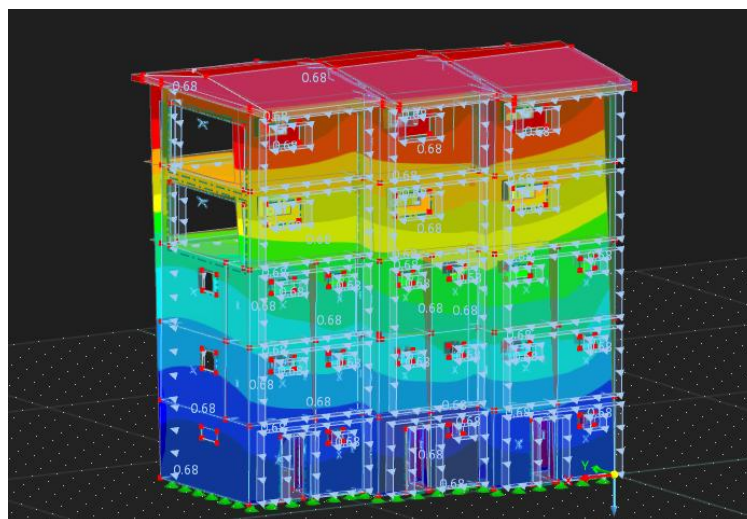
Σε αντίθεση με την διεύθυνση x, όπου με βάσεις τις εικόνες 220 και 221, διαπιστώνεται πως ο άνεμος επηρεάζει σε μεγάλο βαθμό κυρίως τους δύο ορόφους επέκτασης. Το σημείο που επηρεάζεται αρκετά από τον άνεμο είναι το 2.36% του φορέα



Εικ. 219: Αποτελέσματα μετακινήσεων ανάλυσης υπό φορτίο ανέμου στον άξονα y (έμπροσθεν όψη)



Εικ. 220: Αποτελέσματα μετακινήσεων υπό φορτίο ανέμου στον άξονα x (έμπροσθεν όψη)



Εικ. 221: Αποτελέσματα μετακινήσεων ανάλυσης υπό φορτίο ανέμου στον άξονα x (όπισθεν όψη)

- Αποτελέσματα στατικής υπερωθητικής ανάλυσης

Οι εικόνες 222,223 απεικονίζουν την στατική υπερωθητική ανάλυση ενός πολυώροφου κτιρίου, μια κρίσιμη διαδικασία στη δομική μηχανική που χρησιμοποιείται για την αξιολόγηση της συμπεριφοράς κατασκευών υπό πλευρικά φορτία, όπως αυτά που προκαλούνται από σεισμούς ή ισχυρούς ανέμους. Αυτή η μη γραμμική στατική ανάλυση βοηθά στον εντοπισμό των αδύναμων σημείων στο κτίριο και παρέχει πληροφορίες για τον αστοχίες πριν από την ολική κατάρρευση.

Αναλυτικότερα, το χρωματολόγιο που εμφανίζεται στο κτίριο αντιπροσωπεύει το μέγεθος μετατόπισης, με μπλε περιοχές που υποδηλώνουν ελάχιστη κίνηση και κόκκινες περιοχές που αντιπροσωπεύουν περιοχές με τη μεγαλύτερη μετατόπιση. Σύμφωνα με τον πίνακα ελέγχου της δεύτερης εικόνας, η μέγιστη συνολική παραμόρφωση φτάνει τα 63,1 mm, η οποία συγκεντρώνεται κυρίως στην στέγη και τις επάνω ορόφους. Τα χαμηλότερα επίπεδα παρουσιάζουν σημαντικά λιγότερη παραμόρφωση, επιβεβαιώνοντας ότι η ακαμψία είναι υψηλότερη στη βάση λόγω των στοιχείων θεμελίωσης και πλευρικής αντοχής στο φορτίο. Η βάση της κατασκευής παραμένει σχετικά μη παραμορφωμένη, υποδηλώνοντας ότι το σύστημα θεμελίωσης περιορίζει αποτελεσματικά τις κινήσεις, αποτρέποντας την υπερβολική καθίζηση ή κλίση.

Η μεγάλη μετατόπιση στην οροφή υποδηλώνει ότι η κατασκευή δεν συγκρατείται πλήρως στην κορυφή, γεγονός που μπορεί να υποδηλώνει ανεπαρκή πλευρική στήριξη ή ανεπαρκείς συνδέσεις ροπής. Αυτή η συμπεριφορά υποδηλώνει ότι η κατασκευή έχει μια ευέλικτη απόκριση, με αυξημένη παραμόρφωση καθώς αυξάνεται το ύψος, κάτι που είναι σύνηθες φαινόμενο σε φορείς με ροπή ή κτίρια με μειωμένη πλευρική ακαμψία στα ανώτερα επίπεδα. Επίσης οι αρθρώσεις με κόκκινο τονίζουν πιθανές ζώνες υψηλής τάσης, οι οποίες ενδέχεται να εμφανίσουν σχηματισμό πλαστικής σύνδεσης υπό ακραία φόρτιση. Αυτές οι περιοχές θα πρέπει να εξεταστούν περαιτέρω για να διασφαλιστεί ότι η κατασκευή μπορεί να αντέξει την κυκλική φόρτιση χωρίς σημαντική υποβάθμιση. Μια λύση εκ των υστέρων θα μπορούσε να περιλαμβάνει την προσθήκη διατμητικών τοιχωμάτων, χαλύβδινων στηριγμάτων ή συντονισμένων αποσβεστήρων μάζας για την εξουδετέρωση της υπερβολικής κίνησης.

Η ανάλυση pushover παρέχει κρίσιμες πληροφορίες για τη δομική απόδοση του κτιρίου υπό πλευρικές δυνάμεις. Τα παρατηρούμενα μοτίβα μετατόπισης υποδεικνύουν ότι ενώ το θεμέλιο και ο κάτω όροφος παραμένουν σταθερά, οι επάνω όροφοι παρουσιάζουν σημαντική κίνηση, η οποία θα μπορούσε να οδηγήσει σε αστάθεια κάτω από ακραία σεισμικά φαινόμενα. Η αντιμετώπιση αυτών των τρωτών σημείων μέσω στρατηγικών μετασκευής και δομικών

ενισχύσεων μπορεί να βελτιώσει σημαντικά την αντοχή και την ασφάλεια του κτιρίου, διασφαλίζοντας συμμόρφωση με τους σεισμικούς κώδικες και πρότυπα.

Πίν.25: Μέγιστες μετατοπίσεις και στροφές ύστερα από ανελαστική ανάλυση

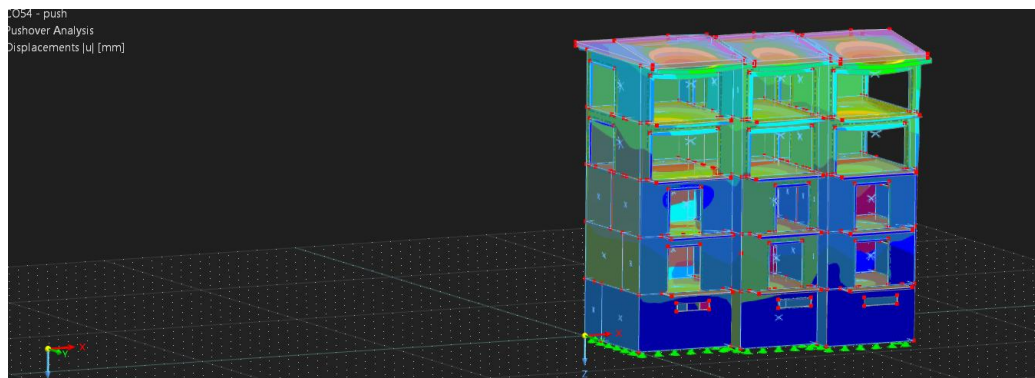
Μέγιστες μετατοπίσεις και στροφές	
Μέγιστη μετατόπιση σε κατεύθυνση X	-29.1 mm
Μέγιστη μετατόπιση σε κατεύθυνση Y	144.0 mm
Μέγιστη μετατόπιση σε κατεύθυνση Z	54.8 mm
Μέγιστη διανυσματική μετατόπιση	148.7 mm
Μέγιστη στροφή γύρω από τον άξονα X	31.0 mrad
Μέγιστη στροφή γύρω από τον άξονα Y	-33.0 mrad
Μέγιστη στροφή γύρω από τον άξονα Z	-9.4 mrad

Βάσει των αποτελεσμάτων της ανελαστικής ανάλυσης για το πενταώροφο κτήριο με ύψος τυπικού ορόφου 2,7 m, διαπιστώνεται ότι οι αποκρίσεις της κατασκευής παρουσιάζουν σημαντικές υπερβάσεις σε σχέση με τα επιτρεπόμενα όρια των Ευρωκωδίκων EC2, EC8 και του ΕΚΩΣ 2000, γεγονός που υποδεικνύει ανεπαρκή φέρουσα ικανότητα υπό σεισμική φόρτιση στο πλαίσιο οριακής κατάστασης αστοχίας (ULS).

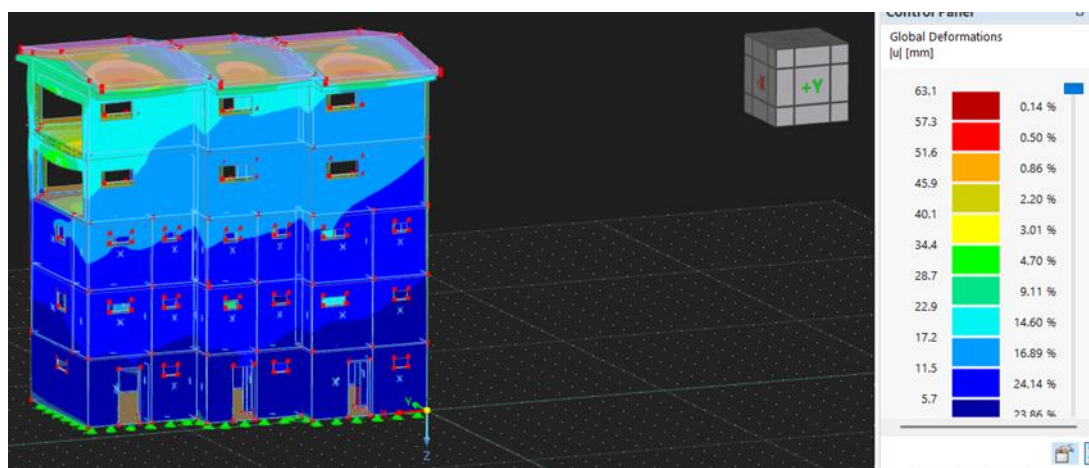
Η μέγιστη μετατόπιση στη διεύθυνση Y ανέρχεται στα 144,0 mm, τιμή που υπερβαίνει κατά πολύ το επιτρεπόμενο όριο της σχετικής μετακίνησης μεταξύ ορόφων, το οποίο για την ανελαστική φάση είναι $0,02 \cdot h = 54 \text{ mm}$ (με $h = 2,7 \text{ m}$). Αυτή η απόκλιση δηλώνει έντονες ανελαστικές παραμορφώσεις, πιθανή εμφάνιση μαλακού ορόφου ή σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων που οδηγούν σε αστοχία. Η μετατόπιση στη διεύθυνση X, αν και αρνητική, είναι συγκριτικά μικρότερη (-29,1 mm), ωστόσο απαιτεί προσεκτική ερμηνεία ως προς το σημείο και τη μορφή του δυναμικού φορτίου. Η κατακόρυφη μετατόπιση (54,8 mm) επίσης υπερβαίνει τα συνήθη όρια και γεννά ανησυχία για ενδεχόμενες τοπικές καθιζήσεις ή αστοχίες σε υποστυλώματα, κόμβους ή άλλους κρίσιμους φορείς της κατασκευής. Σε συνδυασμό με την υψηλή διανυσματική μετατόπιση (148,7 mm), αποδεικνύεται ότι η συνολική δυσκαμψία του συστήματος έχει περιοριστεί σημαντικά εξαιτίας των πλαστικών παραμορφώσεων. Ιδιαίτερη σημασία έχουν και οι στροφές γύρω από τους κύριους άξονες. Οι τιμές που καταγράφονται (31,0 mrad γύρω από X, -33,0 mrad γύρω από Y και -9,4 mrad γύρω από Z) ξεπερνούν κατά πολύ τις τιμές που θεωρούνται αποδεκτές για την ανελαστική φάση (τυπικά έως 20–25 mrad). Αυτό φανερώνει την ύπαρξη έντονης στρεπτικής αστάθειας και πιθανή ανομοιομορφία στην

κατανομή δυσκαμψίας ή μαζών, οδηγώντας σε αυξημένο κίνδυνο απώλειας ευστάθειας και ανεξέλεγκτης στροφικής απόκρισης κατά τη διάρκεια σεισμικής δράσης.

Συνοψίζοντας, η ανελαστική συμπεριφορά του κτηρίου υποδηλώνει ότι το φέρον σύστημα, στη σημερινή του μορφή, δεν πληροί τις απαιτήσεις ασφαλείας των σύγχρονων κανονισμών. Οι υψηλές μετατοπίσεις και στροφές δηλώνουν ανάγκη για τροποποίηση του σχεδιασμού, με έμφαση στην αύξηση της πλαστιμότητας, της στρεπτικής συμμετρίας και της ενεργού δυσκαμψίας. Πιθανές παρεμβάσεις περιλαμβάνουν την ενίσχυση κρίσιμων υποστυλωμάτων, την προσθήκη τοιχωμάτων ή την αναδιάταξη των φερόντων στοιχείων, ενώ θα μπορούσε να εξεταστεί και η ενσωμάτωση αποσβεστήρων ή άλλων μέσων σεισμικής απορρόφησης.[3,14,28]



Εικ.222: Αποτελέσματα μετακινήσεων ανελαστικής ανάλυσης (έμπροσθεν όψη)



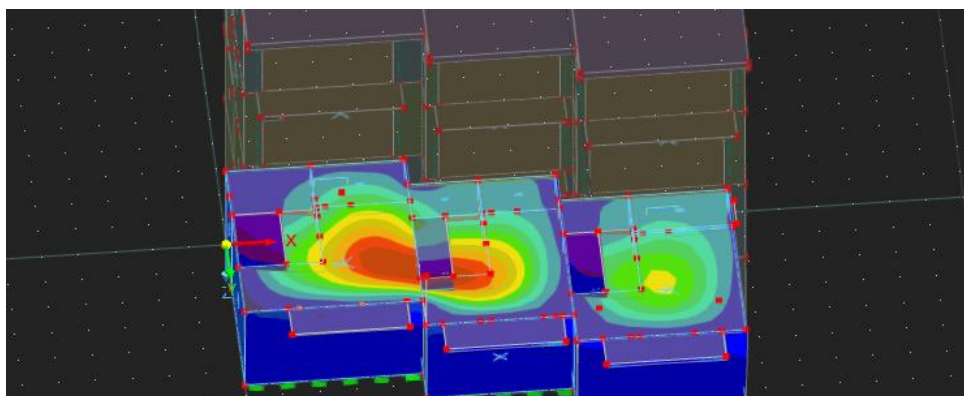
Εικ.223: Αποτελέσματα μετακινήσεων ανελαστικής ανάλυσης (όπισθεν όψη)

Οι εικόνες 224 έως 226 απεικονίζουν τα αποτελέσματα ανάλυσης pushover που πραγματοποιήθηκε σε ορόφους του πολώροφου κτιρίου. Το διάγραμμα περιγράμματος αποκαλύπτει ανομοιόμορφη κατανομή μετατόπισης σε διαφορετικά τμήματα της κατασκευής, υποδεικνύοντας διαφορετική ακαμψία και αντίσταση φορτίου. Το πιο αριστερό τμήμα

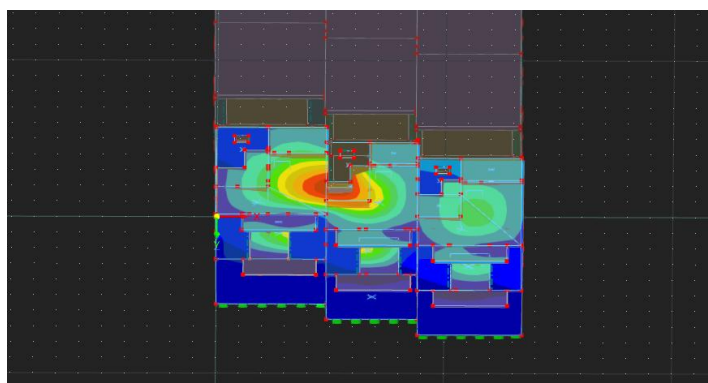
παρουσιάζει την υψηλότερη παραμόρφωση, όπως αποδεικνύεται από τα κόκκινα και πορτοκαλί περιγράμματα, υποδηλώνοντας ένα πιθανό αδύναμο σημείο στην πλευρική διαδρομή φορτίου. Αυτό μπορεί να οφείλεται σε ακανόνιστη κατανομή μάζας, αδύναμες συνδέσεις ή ανεπαρκή πλευρική ακαμψία σε αυτήν την περιοχή.

Αντίθετα, το δεξιότερο τμήμα παρουσιάζει λιγότερη μετατόπιση, όπως υποδεικνύεται από τις πράσινες και κίτρινες ζώνες, που σημαίνει ότι διατηρεί μεγαλύτερη δομική ακεραιότητα υπό τα εφαρμοζόμενα φορτία. Οι χαμηλότεροι όροφοι, κυρίως σκιασμένοι με μπλε, παρουσιάζουν ελάχιστη κίνηση, υποδηλώνοντας ότι παρέχουν ισχυρή υποστήριξη και έχουν χαμηλότερα επίπεδα μετατόπισης. Ωστόσο, η συγκέντρωση υψηλής παραμόρφωσης σε ένα τμήμα θα μπορούσε να οδηγήσει σε στρεπτικά φαινόμενα ή εντοπισμένη αστοχία, η οποία μπορεί να θέσει σε κίνδυνο τη συνολική σταθερότητα της κατασκευής.

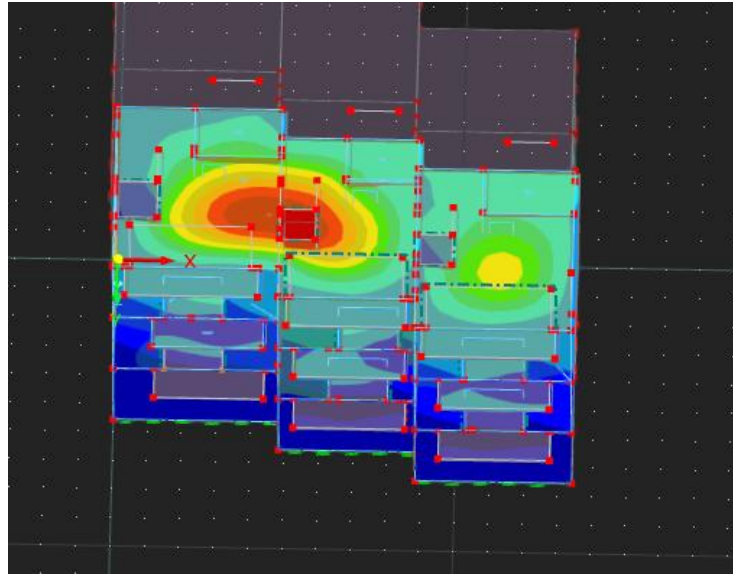
Για να μετριαστούν αυτά τα τρωτά σημεία, θα πρέπει να ληφθούν υπόψη στρατηγικές δομικής μετασκευής, όπως η ενίσχυση αδύναμων συνδέσεων, η ανακατανομή της ακαμψίας ή η προσθήκη συστημάτων στήριξης.



Εικ.224: Αποτελέσματα μετακινήσεων ανελαστικής ανάλυσης δαπέδου 1ου ορόφου



Εικ.225: Αποτελέσματα μετακινήσεων ανελαστικής ανάλυσης δαπέδου 2ου ορόφου



Εικ.226: Αποτέλεσμα μετακινήσεων ανελαστικής ανάλυσης δαπέδου 3ου ορόφου

4.2.6 Συμπεράσματα και απαραίτητοι έλεγχοι

Με βάση τα αποτελέσματα που προέκυψαν ύστερα από την φασματική ελαστική και τη στατική υπερωθητική ανάλυση πρέπει να πραγματοποιηθούν έλεγχοι σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 και 3, για τα φορτία ανέμου και τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό 2000 για τις βυθίσεις των πλακών.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 παράγραφος 4, για να διασφαλίζεται η σταθερότητα του κτηρίου όσο αφορά τα φορτία ανέμου θα πρέπει να τηρούνται τα κάτωθι κριτήρια:

1. Συνολική ταλάντωση κτηρίου (πλευρική ολίσθηση)

- Κοινό όριο: $H/500$ έως $H/300$, όπου H είναι το συνολικό ύψος του κτηρίου.
- $H/500 \rightarrow$ Για κτίρια με ευαίσθητα φινιρίσματα, χωρίσματα ή προσόψεις.
- $H/300 \rightarrow$ Μπορεί να χρησιμοποιηθεί για λιγότερο ευαίσθητες κατασκευές.

Το παρόν κτήριο, το συνολικό ύψος είναι 14,3m, Άρα για μια μη ευαίσθητη κατασκευή $14,3/300 = 0,0476\text{m}$ ή 47,6mm, σύμφωνα με τους υπολογισμούς οι μετακινήσεις είναι περίπου 12mm στην διεύθυνση y και 17mm στην διεύθυνση x.

2. Παραμορφώσεις δαπέδου και οριζόντιες παραμορφώσεις

Η μετατόπιση μεταξύ ορόφων (Δ) περιορίζεται για την αποφυγή ρωγμών σε μη δομικά στοιχεία. Τυπικό όριο μετατόπισης μεταξύ ορόφων: $\Delta \leq h/300$ έως $h/500$, όπου h είναι το ύψος ορόφου.

Για το κτήριο που μελετήθηκε, ο τυπικός όροφος έχει ύψος 2.7m άρα $h/300 = 2.7/300 = 0.009\text{m}$ ή 9mm έως $h/500 = 2.7/500 = 0.0054\text{m}$ ή 5,4mm. Σύμφωνα με τους

υπολογισμούς οι μετακινήσεις είναι περίπου 2mm στην διεύθυνση y και 2.5mm στην διεύθυνση x.

Επομένως σύμφωνα με τα όρια του Ευρωκώδικα 1.4, οι μετακινήσεις που υφίσταται το κτήριο είναι εντός ορίων του κανονισμού.

Για τις βυθίσεις που παρουσιάζονται στις πλάκες πρέπει να εξεταστούν σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό του 2000 και τον Ευρωκώδικα 2, ώστε να εξασφαλίζεται ο έλεγχος πλακών για να αποφευχθούν οι βλάβες και να μην υπάρξουν υπερυψώσεις στην κατασκευή. Συγκεκριμένα, οι διαστάσεις κάθε πλάκας είναι $L_x=4,84\text{m}$ και $L_y=5,56\text{m}$ οπότε σύμφωνα με το τύπο $L/250$, προκύπτει $L_x/250=0,019\text{m}$ ή 19mm και $L_y/250=0,0224$ ή 22,4mm. Σύμφωνα με την εικόνα 105, οι παραμορφώσεις στις πλάκες φτάνουν τα 3.1mm στην ελαστική ανάλυση και 1cm στην ανελαστική ανάλυση. Οι παραμορφώσεις υπερβαίνουν τα όρια του κανονισμού για τις πλάκες σύμφωνα με τον ΕΚΩΣ 2000. Γι αυτό εξετάζονται οι βυθίσεις των πλακών σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2 όπου για τυπικά βάθη πλακών ισχύει 100mm έως 300mm κάτω από την κύρια πλάκα και για βαθιά βύθιση ($>300\text{mm}$), ενδεχομένως να απαιτηθεί πρόσθετη ενίσχυση ή στήριξη δοκού. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2, οι βυθίσεις των πλακών είναι εντός ορίων.

Συμπερασματικά, οι υπολογισμοί που πραγματοποιήθηκαν στο πλαίσιο της φασματικής ελαστικής και της στατικής υπερωθητικής ανάλυσης δείχνουν ότι το κτίριο πληροί τα απαιτούμενα κριτήρια του Ευρωκώδικα 1 για τη σταθερότητα υπό φορτία ανέμου και τις παραμορφώσεις του διαφράγματος. Οι συνολικές ταλαντώσεις του κτιρίου είναι εντός των επιτρεπόμενων ορίων, με τις μετακινήσεις να κυμαίνονται γύρω από 12mm στην κατεύθυνση y και 17mm στην κατεύθυνση x, γεγονός που εξασφαλίζει την ακεραιότητα των φινιρισμάτων και των μη δομικών στοιχείων. Επιπλέον, οι παραμορφώσεις μεταξύ των ορόφων παραμένουν εντός των τυπικών ορίων του Ευρωκώδικα 1, με τις μετατοπίσεις να μην ξεπερνούν τα 2,5mm, διασφαλίζοντας την αποφυγή ρωγμών σε μη δομικά στοιχεία. Όσον αφορά τις βυθίσεις των πλακών, οι παραμορφώσεις υπερβαίνουν τα όρια του Ευρωκώδικα 2, γεγονός που υποδεικνύει την ανάγκη περαιτέρω εξέτασης και πιθανής ενίσχυσης των πλακών σύμφωνα με τις απαιτήσεις του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (ΕΑΚ 2000) και του Ευρωκώδικα 2, για την αποφυγή υπερυψώσεων και βλαβών στις πλάκες. Ωστόσο, οι βυθίσεις των πλακών παραμένουν εντός των επιτρεπόμενων ορίων του κανονισμού για τυπικά βάθη πλακών.

4.3 Συγκριτική μελέτη με κάθετη επέκταση από Ο/Σ και χάλυβα

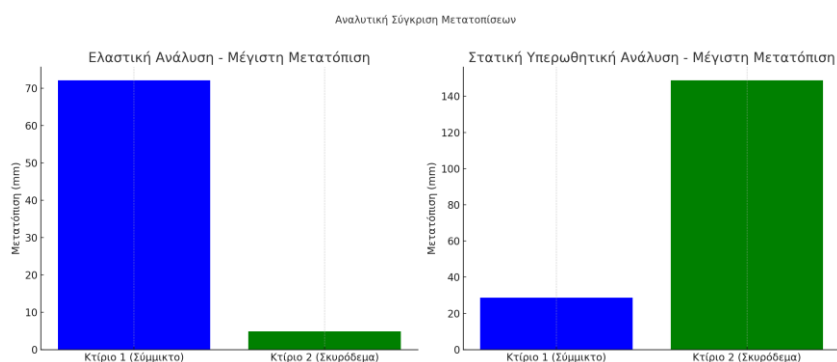
Η παρούσα ανάλυση συγκρίνει τη δομική συμπεριφορά δύο πολυώροφων κτιρίων: ενός σύμμικτου φορέα από σκυρόδεμα και χάλυβα και ενός αμιγώς από σκυρόδεμα, υπό ελαστική (φασματική) και στατική υπερωθητική (pushover) ανάλυση.

Αρχικά, στην ελαστική ανάλυση, το σύμμικτο κτίριο παρουσίασε τη μεγαλύτερη μέγιστη διανυσματική μετατόπιση (72,1 mm), συγκριτικά με το σκυρόδεμα (4,9 mm). Αυτό οφείλεται στην αυξημένη ευκαμψία των ανώτερων ορόφων που είναι κατασκευασμένοι από χάλυβα. Αντιθέτως, το σκυρόδεμα εμφάνισε μεγαλύτερη συνολική ακαμψία, με τις μετατοπίσεις να εντοπίζονται κυρίως στην κορυφή και γύρω από ασυμμετρίες. Η φασματική απόκριση του σύμμικτου φορέα υποδηλώνει τη δημιουργία δυναμικά ευάλωτης «μαλακής στάθμης» στη ζώνη μετάβασης μεταξύ σκυροδέματος και χάλυβα, ενώ στο σκυρόδεμα παρατηρήθηκε πιθανή στρεπτική απόκριση λόγω ασυμμετρίας και ανοίγματος.

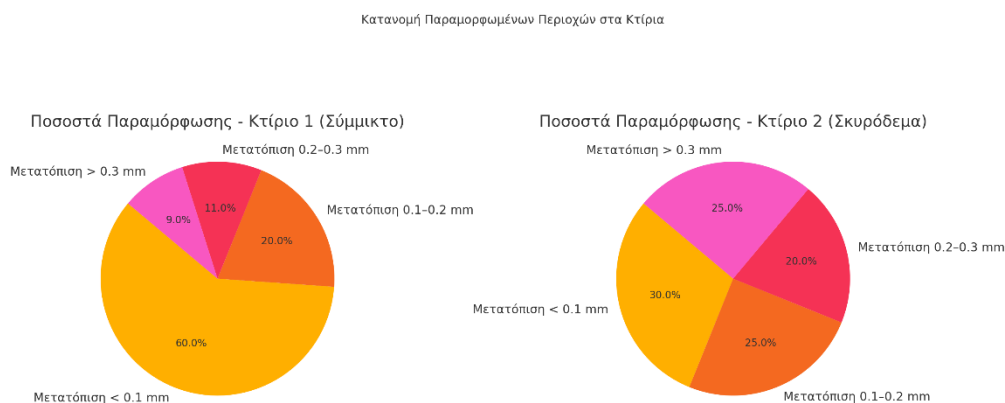
Στη στατική υπερωθητική ανάλυση, η εικόνα αντιστρέφεται. Το σύμμικτο κτίριο διατήρησε εξαιρετικά ελεγχόμενη συμπεριφορά, με μόλις 28,7 mm μέγιστη μετατόπιση, και το 99% της κατασκευής να έχει παραμορφώσεις κάτω από 2,6 mm. Αυτό δηλώνει υψηλή αρχική ακαμψία και καλά ενσωματωμένους μηχανισμούς αντίστασης σε πλευρικά φορτία. Αντίθετα, το κτίριο από σκυρόδεμα εμφάνισε πολύ μεγαλύτερες παραμορφώσεις με μέγιστη τιμή 148,7 mm, οι οποίες εντοπίστηκαν κυρίως στους ανώτερους ορόφους. Το γεγονός αυτό υποδηλώνει σοβαρή ευκαμψία στην κορυφή, που θα μπορούσε να οδηγήσει σε αστοχία υπό ακραία σεισμικά φορτία.

Η κατανομή των παραμορφωμένων περιοχών ενισχύει τα παραπάνω συμπεράσματα. Στο σύμμικτο κτίριο, το 60% των επιφανειών παρέμεινε με μετατόπιση κάτω από 0,1mm, επιβεβαιώνοντας την υψηλή του συνολική ακαμψία. Αντιθέτως, στο σκυρόδεμα, το 25% των επιφανειών παρουσίασε μετατοπίσεις άνω των 0,3 mm, γεγονός που υποδηλώνει μεγαλύτερη ευαισθησία σε πλευρικές φορτίσεις.

Συνολικά, το σύμμικτο κτίριο υπερέχει σε πλευρική αντοχή και ομοιόμορφη συμπεριφορά υπό σεισμική φόρτιση, παρότι παρουσιάζει μεγαλύτερες ελαστικές μετατοπίσεις στα ανώτερα επίπεδα. Το κτίριο από σκυρόδεμα διακρίνεται για την αρχική του ακαμψία, αλλά απαιτεί ενίσχυση στους ανώτερους ορόφους ώστε να διαχειριστεί αποτελεσματικά μεγαλύτερες πλευρικές παραμορφώσεις.



Εικ.227: Σύγκριση αποτελεσμάτων μετατοπίσεων σε ελαστική και pushover ανάλυση για τα 2 κτήρια



Εικ.228: Ποσοστά παραμόρφωσης κτηρίων

Πιν.26: Σύγκριση αποτελεσμάτων επεκτάσεων

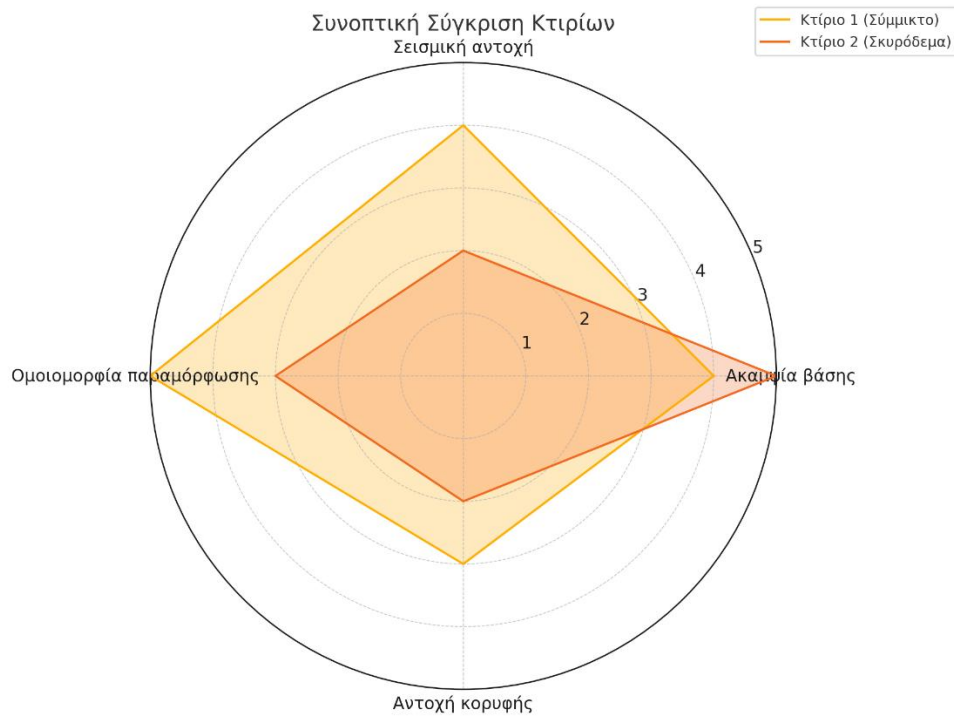
Παράμετροι	Κτίριο σύμμικτο	Κτίριο σκυροδέματος
Ελαστική ανάλυση	Μεγάλη μετατόπιση στο χαλύβδινο τμήμα	Πολύ μικρή μετατόπιση συνολικά
Pushover ανάλυση	Άριστη συμπεριφορά, ελάχιστες παραμορφώσεις	Υψηλές παραμορφώσεις στην κορυφή
Κύριο πρόβλημα	Πιθανή αστοχία στη ζώνη σύνδεσης σκυροδέματος-χάλυβα	Μεγάλη ευκαμψία στα ανώτερα επίπεδα
Σεισμική Αντοχή	Πολύ καλή με βελτίωση στη σύνδεση	Χρήζει ενίσχυσης στα πάνω επίπεδα
Ακαμψία	Υψηλή στα χαμηλά επίπεδα, μέτρια στα υψηλά	Πολύ υψηλή στη βάση, χαμηλή στην κορυφή

Συμπεράσματα

Η σύγκριση της σεισμικής συμπεριφοράς των δύο κτιρίων, του σύμμικτου φορέα από σκυρόδεμα και χάλυβα και του αμιγώς σκυροδέματος, καταδεικνύει σαφείς διαφορές στην απόκριση και την ακαμψία τους κατά τη διάρκεια των σεισμικών φορτίσεων. Στην ελαστική ανάλυση, το σύμμικτο κτίριο παρουσίασε μεγαλύτερες διανυσματικές μετατοπίσεις, κυρίως λόγω της αυξημένης ευκαμψίας του χαλύβδινου τμήματος του φορέα. Αντίθετα, το σκυρόδεμα εμφάνισε μικρότερες μετατοπίσεις, χάρη στην μεγαλύτερη συνολική ακαμψία του, αλλά παρουσίασε προβλήματα ασυμμετρίας που επηρεάζουν την απόκριση σε δυναμικές καταπονήσεις. Στη στατική υπερωθητική ανάλυση (pushover), η συμπεριφορά του σύμμικτου κτιρίου υπήρξε εξαιρετικά ελεγχόμενη, με μικρές παραμορφώσεις που υποδηλώνουν υψηλή αρχική ακαμψία και ισχυρούς μηχανισμούς αντίστασης σε πλευρικά φορτία. Το σκυρόδεμα, αντίθετα, παρουσίασε πολύ μεγαλύτερες παραμορφώσεις, ιδιαίτερα στους ανώτερους ορόφους, υποδεικνύοντας την ευαισθησία του στη δημιουργία αστοχιών σε ακραία σεισμικά φορτία, λόγω της αυξημένης ευκαμψίας στην κορυφή. Αναφορικά με την κατανομή των παραμορφωμένων περιοχών, το σύμμικτο κτίριο επέδειξε μεγαλύτερη συνολική ακαμψία, με το 60% των επιφανειών του να παραμένει σχεδόν αμετάβλητο. Αντιθέτως, το κτίριο από

σκυρόδεμα παρουσίασε σημαντικές μετατοπίσεις στις κορυφαίες ζώνες, υπογραμμίζοντας την ανάγκη για ενίσχυση στους ανώτερους ορόφους.

Συνολικά, το σύμμικτο κτίριο προσφέρει καλύτερη σεισμική αντοχή και σταθερότητα, ιδιαίτερα λόγω της ισχυρής σύνδεσης σκυροδέματος και χάλυβα, ενώ το κτίριο από σκυρόδεμα χρειάζεται ενίσχυση για να βελτιώσει την αντοχή του στις ανώτερες ζώνες, προκειμένου να μειωθούν οι παραμορφώσεις και να εξασφαλιστεί η αποτελεσματική διαχείριση των πλευρικών φορτίων.



Εικ.229: Σύγκριση των κτηρίων με βάση σημαντικές παραμέτρους

5. Πολυκριτηριακή ανάλυση- Παράμετρος κόστους

5.1 Πολυκριτηριακή Ανάλυση Λήψης Αποφάσεων

5.1.1 Τι είναι η πολυκριτηριακή ανάλυση λήψης αποφάσεων

Το MCDM (Multi-Criteria Decision Making) αποτελεί μεθοδολογία η οποία συνδυάζει την αξιολόγηση της συνολικής απόδοσης εναλλακτικών λύσεων βάσει ποικίλων, συχνά αντικρουόμενων, ποιοτικών και ποσοτικών κριτηρίων, με στόχο την επίτευξη μιας συμβιβαστικής λύσης. Οι τεχνικές που εφαρμόζονται στο πλαίσιο αυτό συνδέονται άμεσα με την αντιμετώπιση σύνθετων και πρακτικών προβλημάτων της πραγματικής ζωής.

Παρά την ποικιλία των τεχνικών πολυκριτηριακής ανάλυσης, πολλές από αυτές μοιράζονται κοινά θεμελιώδη χαρακτηριστικά, τα οποία συνοψίζονται ως εξής:

- Εναλλακτικές λύσεις: Οι διαθέσιμες επιλογές που καλείται να αξιολογήσει και να επιλέξει ο εκάστοτε ενδιαφερόμενος.
- Πολλαπλά Κριτήρια (Στόχοι): Τα πρότυπα αξιολόγησης, με βάση τα οποία εξετάζεται η καταλληλότητα κάθε εναλλακτικής.
- Σταθμίσεις (Βάρη): Οι συντελεστές βαρύτητας που αποδίδονται σε κάθε κριτήριο, προκειμένου να αποτυπωθεί η σχετική σημασία τους στη διαδικασία λήψης απόφασης.
- Μητρώο Απόφασης: Η μαθηματική αναπαράσταση του προβλήματος, συνήθως υπό μορφή πίνακα, όπου κάθε στοιχείο a_{ij} είναι η απόδοση της εναλλακτικής A_i ως προς το κριτήριο C_j ($i = 1, 2, \dots, m$ και $j = 1, 2, \dots, n$).

Όταν ζητείται η επιλογή της «καλύτερης» λύσης από ένα σύνολο εναλλακτικών, το πρόβλημα μετασχηματίζεται σε πρόβλημα βελτιστοποίησης επιλογής. Η διαδικασία λήψης αποφάσεων, αν και ιδιαίτερα απαιτητική, ακολουθεί τα εξής βασικά στάδια:

1. Προσδιορισμός του εκάστοτε προβλήματος.
2. Διατύπωση των εναλλακτικών λύσεων.
3. Αξιολόγηση των συνεπειών κάθε εναλλακτικής.
4. Επιλογή της βέλτιστης λύσης και η εφαρμογή της.
5. Αξιολόγηση αποτελεσμάτων
6. Συλλογή και επεξεργασία πρόσθετων πληροφοριών.

Οι ειδικοί επισημαίνουν ότι το πλέον κρίσιμο στάδιο στην επίλυση προβλημάτων πολλαπλών κριτηρίων είναι ο ακριβής ορισμός και η πλήρης κατανόηση του προβλήματος. Μετά τον εντοπισμό του προβλήματος, ακολουθεί η αναγνώριση των διαθέσιμων επιλογών και η καταγραφή των σχετικών κριτηρίων που θα χρησιμοποιηθούν στην αξιολόγηση. Τα κριτήρια αυτά μπορεί να σχετίζονται με παράγοντες που είτε ενισχύουν είτε επιδεινώνουν την απόδοση των εναλλακτικών λύσεων.

Η διαδικασία αξιολόγησης περιλαμβάνει τη βαθμολόγηση κάθε εναλλακτικής ως προς κάθε κριτήριο και την ιεράρχηση των λύσεων με βάση τις συνολικές επιδόσεις τους. Καθώς η βαθμολογία των εναλλακτικών διαφέρει μεταξύ των κριτηρίων, απαιτείται η χρήση πολυκριτηριακών τεχνικών για την αποτροπή υποκειμενικών κρίσεων. Η τελική επιλογή βασίζεται στην κατάταξη των εναλλακτικών, η οποία ολοκληρώνεται μέσω της εφαρμογής πολυκριτηριακών μεθόδων.

Η χρήση πολυκριτηριακής ανάλυσης προσφέρει σημαντικά πλεονεκτήματα:

- Μειώνει τη δυσκολία αξιολόγησης σε σύνθετα προβλήματα με πολλαπλούς εμπλεκόμενους φορείς.
- Διατηρεί την αυτονομία και τη σημασία κάθε κριτηρίου, χωρίς την ανάγκη αναγωγής σε κοινή κλίμακα.
- Ενισχύει τη διαφάνεια της διαδικασίας επιλογής, διευκολύνοντας την τεκμηρίωση της θέσης κάθε κριτηρίου.

5.1.2 Κύριες Στρατηγικές Πολυκριτηριακής Αξιολόγησης

Οι στρατηγικές πολυκριτηριακής αξιολόγησης κατατάσσονται σε τρεις βασικές κατηγορίες:

1. Σύνθεση σε Ενιαίο Κριτήριο: Οι αποδόσεις των εναλλακτικών συνδυάζονται σε μία συνολική συνάρτηση χρησιμότητας, η οποία και βελτιστοποιείται. Σε αυτήν την κατηγορία εντάσσονται οι μέθοδοι TOPSIS, MAUT, AHP κ.ά. Η σύγκριση μεταξύ των κριτηρίων είναι υποχρεωτική.
2. Σύνθεση μέσω Δυναμικών Σχέσεων Προτεραιότητας: Αναπτύσσονται σχέσεις υπεροχής μεταξύ των επιλογών, επιτρέποντας την αξιολόγηση μέσω των μεθόδων ELECTRE, PROMETHEE κ.ά. Σε αυτήν την κατηγορία επιτρέπεται η μη συγκρισιμότητα ορισμένων κριτηρίων.

3. Διαδραστικές Στρατηγικές Γειτονίας: Εφαρμόζονται επαναληπτικές μέθοδοι «δοκιμής και σφάλματος», συχνά σε προβλήματα με αντικρουόμενους στόχους, μέσω τεχνικών όπως ο προγραμματισμός στόχων. [29]

5.1.3 Επιλογή Πολυκριτηριακής Μεθόδου, Κριτηρίων και Σταθμίσεων

Για την παρούσα μελέτη επιλέχθηκε η χρήση της μεθόδου PROMETHEE, μέσω του λογισμικού PROMETHEE Academic Edition, λαμβάνοντας υπόψη τα πλεονεκτήματα σε σύγκριση με άλλες πολυκριτηριακές στρατηγικές, όπως αναφέρονται και σε σχετικές επιστημονικές δημοσιεύσεις.

Τα κριτήρια αξιολόγησης που επιλέχθηκαν περιλαμβάνουν:

- Κόστος (κατασκευής, συντήρησης και λειτουργίας).
- Φορτία.
- Χρόνος Κατασκευής.
- Ενεργειακή Απόδοση του Κτηρίου.
- Μελέτη (τεχνική πληρότητα).
- Αισθητική.

Η στάθμιση των κριτηρίων έγινε μέσω ερωτηματολογίου προς ειδικούς μηχανικούς, χρησιμοποιώντας πενταβάθμια κλίμακα, όπου το 1 αντιστοιχούσε στη μικρότερη σημασία και το 5 στη μέγιστη. Τα αποτελέσματα των απαντήσεων ομαδοποιήθηκαν και παρουσιάζονται στους αντίστοιχους συγκεντρωτικούς πίνακες.

Πιν.27: Σημαντικότητα κριτηρίων για κατασκευή κτηρίου

Υλικά/Κριτήρια	Φορτία	Χρόνος Κατασκευής	Ενεργειακή Απόδοση	Μελέτη	Αισθητική
Σκυρόδεμα	5	5	4	5	1
Χάλυβας	4	2	2	3	4

Πιν.28: Σημαντικότητα κριτηρίων κόστους για κατασκευή κτηρίου

Υλικά/Κριτήρια	Κόστος Κατασκευής	Κόστος Συντήρησης	Κόστος Λειτουργίας
Σκυρόδεμα	5	4	3
Χάλυβας	4	2	3

ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗΣ ΕΠΕΚΤΑΣΗΣ ΜΕ ΧΑΛΥΒΑ & ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

Visual PROMETHEE Academic - unnamed (not saved)

File Edit Model Control PROMETHEE-GAIA GDSS GIS Custom Assistants Snapshots Options Help

Scenario1	ΦΩΤΙΑ	ΧΡΟΝΟΣ ΚΑ...	ΕΝΕΡΓΕΙΑΚΗ...	ΜΕΛΕΤΗ	ΑΙΣΘΗΤΙΚΗ
Unit	5-point	5-point	5-point	5-point	5-point
Cluster/Group	◆	◆	◆	◆	◆
Preferences					
Min/Max	min	min	max	max	max
Weight	5,00	2,00	4,00	3,00	4,00
Preference Fn.	Level	Level	Level	Level	Level
Thresholds	absolute	absolute	absolute	absolute	absolute
- Q: Indifference	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
- P: Preference	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
- S: Gaussian	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
Statistics					
Minimum	4,00	2,00	2,00	3,00	1,00
Maximum	5,00	5,00	4,00	5,00	4,00
Average	4,50	3,50	3,00	4,00	2,50
Standard Dev.	0,50	1,50	1,00	1,00	1,50
Evaluations					
ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	very good	very good	good	very good	very bad
ΧΑΛΥΒΑΣ	good	bad	bad	average	good

Εικ.230 : Προσομοίωση κριτηρίων κατασκευής στο πρόγραμμα Promethee

Visual PROMETHEE Academic - unnamed (not saved)

File Edit Model Control PROMETHEE-GAIA GDSS GIS Custom Assistants

Scenario1	ΚΟΣΤΟΣ ΚΑΤ...	ΚΟΣΤΟΣ ΑΕΙ...	ΚΟΣΤΟΣ ΣΥΝ...
Unit	5-point	5-point	5-point
Cluster/Group	◆	◆	◆
Preferences			
Min/Max	min	min	min
Weight	5,00	2,00	3,00
Preference Fn.	Level	Level	Level
Thresholds	absolute	absolute	absolute
- Q: Indifference	1,00	1,00	1,00
- P: Preference	2,00	2,00	2,00
- S: Gaussian	n/a	n/a	n/a
Statistics			
Minimum	4,00	3,00	2,00
Maximum	5,00	3,00	4,00
Average	4,50	3,00	3,00
Standard Dev.	0,50	0,00	1,00
Evaluations			
ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	good	average	good
ΧΑΛΥΒΑΣ	very good	average	bad

Εικ.231 : Προσομοίωση κριτηρίων κόστους στο πρόγραμμα Promethee

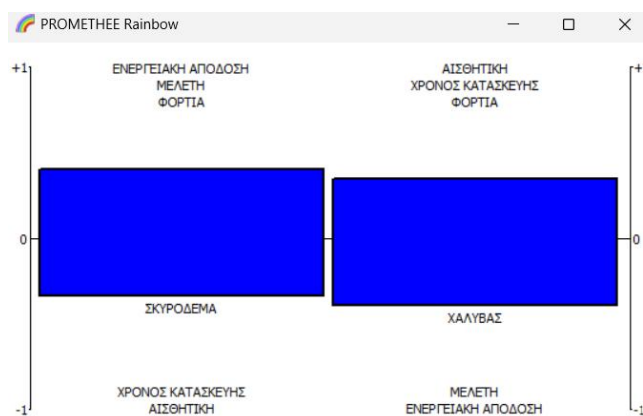
5.1.4 Αποτελέσματα προσομοιώσεων κριτηρίων

Η μέθοδος PROMETHEE εφαρμόστηκε για τη σύγκριση δύο δομικών επιλογών, του σκυροδέματος και του χάλυβα, με βάση πέντε κριτήρια: φορτία, χρόνος κατασκευής, ενεργειακή απόδοση, μελέτη και αισθητική. Κάθε κριτήριο έχει διαφορετικό βάρος, με το κριτήριο «Φορτία» να έχει τη μεγαλύτερη βαρύτητα (5.00), ενώ η αισθητική και η μελέτη ακολουθούν με βάρη 4.00 και 3.00 αντίστοιχα. Τα κριτήρια ταξινομούνται είτε ως επιδιωκόμενα (max) είτε ως προς αποφυγή (min), ανάλογα με τη φύση τους.

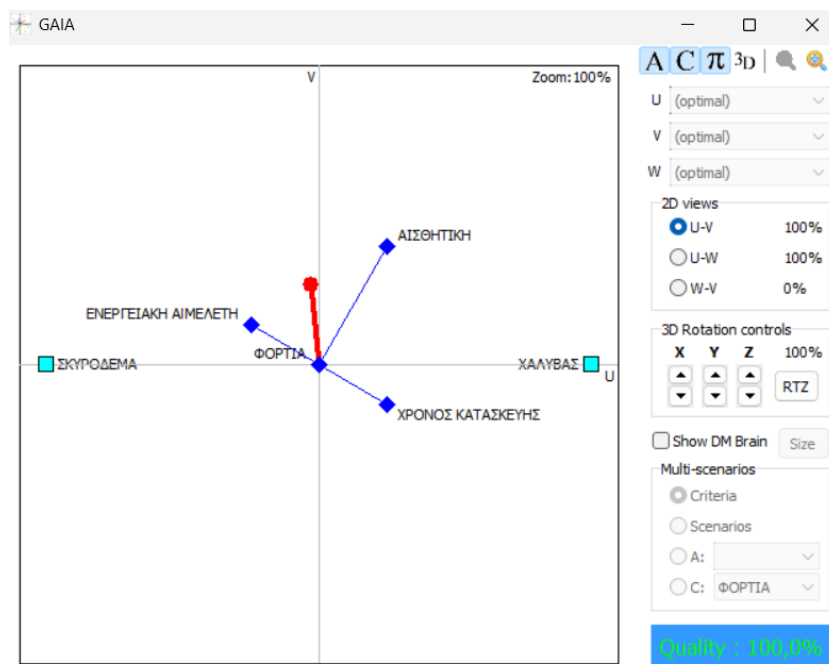
Από το γράφημα PROMETHEE Rainbow εικ.246, προκύπτει ότι η εναλλακτική του Σκυροδέματος έχει καθαρή θετική ροή, δηλαδή υπερτερεί σε περισσότερα και/ή σημαντικότερα κριτήρια έναντι του Χάλυβα. Το Σκυρόδεμα αποδίδει ιδιαίτερα καλά στα κριτήρια «Φορτία», «Ενεργειακή Απόδοση» και «Μελέτη», που είναι και από τα κριτήρια με υψηλή βαρύτητα. Αντιθέτως, ο Χάλυβας παρουσιάζει πλεονεκτήματα κυρίως στον «Χρόνο Κατασκευής» και την «Αισθητική», αλλά τα πλεονεκτήματα αυτά δεν φαίνεται να αρκούν για να τον καταστήσουν προτιμότερη επιλογή στο σύνολο.

Η ανάλυση GAIA, εικ.247, που παρέχει μια γραφική απεικόνιση των εναλλακτικών σε σχέση με τα κριτήρια, ενισχύει περαιτέρω αυτό το συμπέρασμα. Ο άξονας προτίμησης (κόκκινο βέλος), που αντιπροσωπεύει τη συνολική κατεύθυνση της προτίμησης με βάση τα βάρη των κριτηρίων, δείχνει ξεκάθαρα προς την κατεύθυνση του Σκυροδέματος. Επιπλέον, τα διανύσματα των σημαντικότερων κριτηρίων (π.χ. Φορτία, Ενεργειακή Απόδοση, Μελέτη) συγκλίνουν προς το Σκυρόδεμα, καθιστώντας το την πιο ισορροπημένη και συνεπή επιλογή σε σχέση με τις συνολικές προτιμήσεις.

Συμπερασματικά, τα αποτελέσματα της ανάλυσης υποδεικνύουν ότι το Σκυρόδεμα αποτελεί τη βέλτιστη επιλογή με βάση τα δεδομένα που εισήχθησαν και τα βάρη των κριτηρίων. Αν και ο Χάλυβας έχει ορισμένα πλεονεκτήματα, δεν επαρκούν για να υπερκεράσουν τη συνολική υπεροχή του Σκυροδέματος.



Εικ.232 : Αποτελέσματα κριτηρίων κατασκευής με διάγραμμα Rainbow



Εικ.233 : Αποτελέσματα κριτηρίων κατασκευής με ανάλυση Gaia

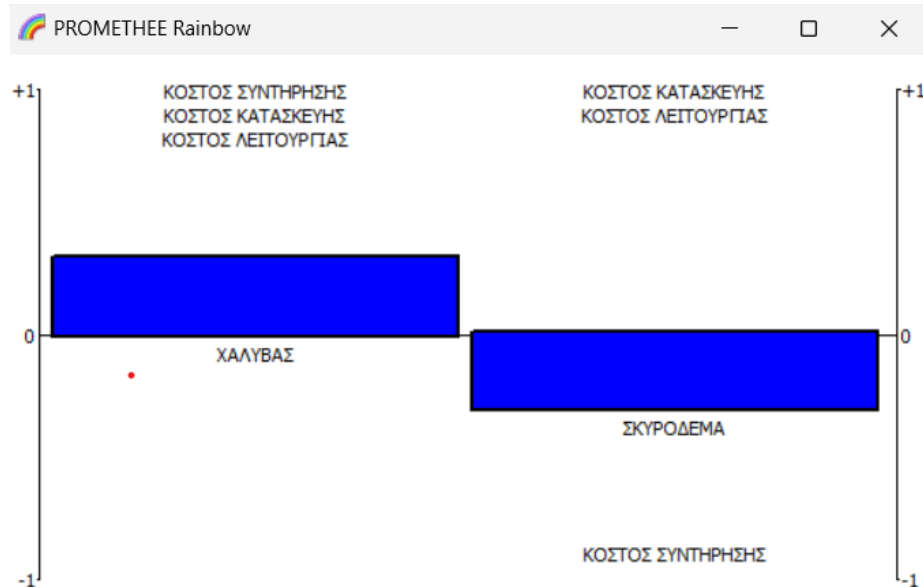
Με βάση τη ομάδα κριτηρίων που σχετίζεται με το κόστος (κατασκευής, λειτουργίας και συντήρησης), πραγματοποιήθηκε νέα πολυκριτηριακή αξιολόγηση των εναλλακτικών Σκυρόδεμα και Χάλυβας. Τα κριτήρια είναι όλα τύπου “min” (δηλαδή όσο μικρότερη η τιμή, τόσο καλύτερη η απόδοση), με το κόστος κατασκευής να έχει το μεγαλύτερο βάρος (5.00), ακολουθούμενο από το κόστος συντήρησης (3.00) και το κόστος λειτουργίας (2.00).

Από το PROMETHEE Rainbow, εικ.247, διάγραμμα, παρατηρείται ότι ο Χάλυβας εμφανίζει καθαρή θετική ροή, γεγονός που σημαίνει ότι θεωρείται συνολικά οικονομικά πιο αποδοτική επιλογή βάσει των τριών αυτών κριτηρίων. Αντιθέτως, το Σκυρόδεμα κατατάσσεται χαμηλότερα, καθώς έχει μεγαλύτερο συνολικό κόστος. Ειδικότερα, ο Χάλυβας υπερτερεί στο κόστος κατασκευής και έχει συγκρίσιμη απόδοση στο κόστος λειτουργίας, ενώ το Σκυρόδεμα υστερεί εμφανώς στο κόστος συντήρησης, το οποίο φαίνεται να έχει καθοριστικό ρόλο στην αξιολόγηση του.

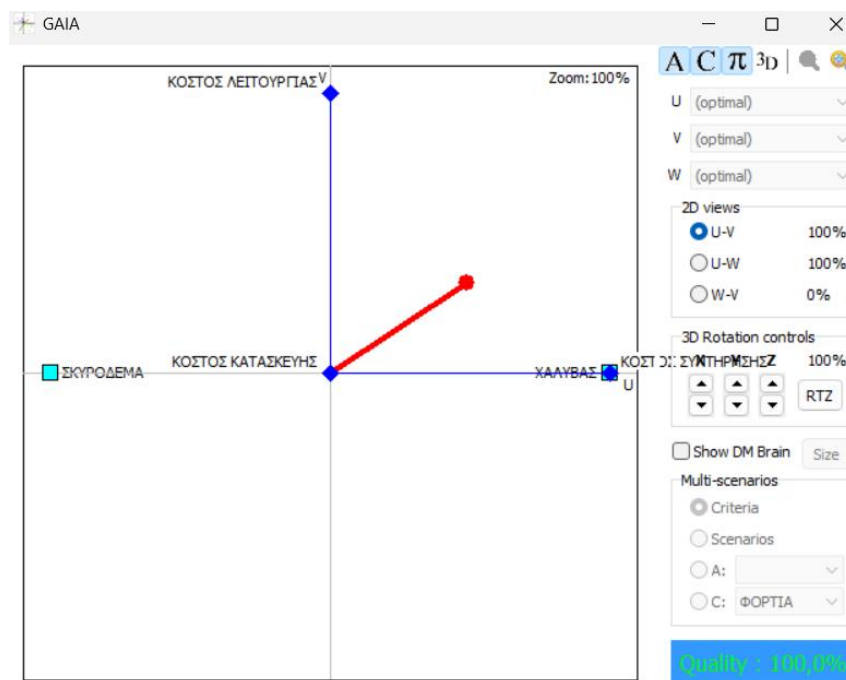
Η GAIA ανάλυση στην εικ.249, ενισχύει αυτή την εικόνα. Το κόκκινο διάνυσμα της συνολικής προτίμησης δείχνει ξεκάθαρα προς την κατεύθυνση του Χάλυβα, ο οποίος βρίσκεται σε μεγαλύτερη ευθυγράμμιση με τους άξονες των τριών κριτηρίων κόστους. Το Σκυρόδεμα βρίσκεται πιο απομονωμένο και σε αντίθετη κατεύθυνση, γεγονός που δείχνει ότι δεν υποστηρίζεται από κανένα από τα βασικά οικονομικά κριτήρια.

Συμπερασματικά, βάσει της ανάλυσης που εστιάζει αποκλειστικά στο κόστος, η επιλογή του Χάλυβα υπερτερεί σαφώς του Σκυροδέματος. Παρά το γεγονός ότι στο

προηγούμενο σενάριο (με τεχνικά/λειτουργικά κριτήρια) το Σκυρόδεμα είχε την υπεροχή, εδώ η οικονομική διάσταση αλλάζει τη συνολική κατάταξη, αναδεικνύοντας τον Χάλυβα ως την πιο συμφέρουσα επιλογή υπό το πρίσμα του κόστους.



Εικ.234 : Αποτελέσματα κριτηρίων κόστους με διάγραμμα Rainbow



Εικ.235 : Αποτελέσματα κριτηρίων κόστους με ανάλυση Gaia

Για την τελική, ολιστική αξιολόγηση χρησιμοποιήθηκαν συνολικά οκτώ κριτήρια: πέντε τεχνικά και τρία οικονομικά. Τα τεχνικά κριτήρια περιλαμβάνουν τη φέρουσα ικανότητα (Φορτία), τον Χρόνο Κατασκευής, την Ενεργειακή Απόδοση, τη Μελέτη και την Αισθητική.

Από την άλλη, τα οικονομικά κριτήρια περιλαμβάνουν το Κόστος Κατασκευής, το Κόστος Λειτουργίας και το Κόστος Συντήρησης/Ανακύκλωσης. Κάθε κριτήριο συνοδεύεται από συγκεκριμένο βάρος, γεγονός που καθορίζει την επίδρασή του στη συνολική απόφαση. Συνολικά, τα τεχνικά κριτήρια συγκεντρώνουν μεγαλύτερο ποσοστό βαρύτητας (περίπου 64%) σε σχέση με τα οικονομικά (36%).

Από τα επιμέρους σενάρια που εξετάστηκαν, προκύπτει ότι το Σκυρόδεμα υπερτερεί σημαντικά στα περισσότερα τεχνικά κριτήρια. Ιδιαίτερα, παρουσιάζει υψηλή απόδοση στην Ενεργειακή Απόδοση, τη Μελέτη και τη Φέρουσα Ικανότητα, που έχουν και σημαντικό βάρος. Αντιθέτως, ο Χάλυβας υπερισχύει κυρίως στα οικονομικά κριτήρια, με εντυπωσιακή επίδοση στο Κόστος Κατασκευής και αρκετά καλή συμπεριφορά στη Συντήρηση. Όμως, η οικονομική υπεροχή αυτή δεν φαίνεται να επαρκεί για να ανατρέψει τη συνολική τεχνική υπεροχή του Σκυροδέματος. Η ανάλυση PROMETHEE GAIA επιβεβαιώνει αυτή την εικόνα. Το Σκυρόδεμα βρίσκεται πλησιέστερα στην κατεύθυνση του διανύσματος προτίμησης στα τεχνικά κριτήρια, ευθυγραμμισμένο με τις πιο σημαντικές απαιτήσεις του έργου. Αντιθέτως, ο Χάλυβας τοποθετείται πλησιέστερα στην κατεύθυνση των οικονομικών κριτηρίων, αλλά δεν επιτυγχάνει συνολική υπεροχή, αφού η βαρύτητά τους είναι συγκριτικά χαμηλότερη.

Συμπερασματικά, η ολιστική ανάλυση δείχνει ότι το Σκυρόδεμα παραμένει η προτιμότερη επιλογή όταν η απόφαση βασίζεται σε ισορροπία κόστους και απόδοσης, με προτεραιότητα στις τεχνικές απαιτήσεις. Ωστόσο, σε περιπτώσεις όπου ο διαθέσιμος προϋπολογισμός είναι ιδιαίτερα περιορισμένος ή όταν η εύκολη κατασκευή και συντήρηση υπερτερούν ως στόχοι, ο Χάλυβας αναδεικνύεται ως εναλλακτική με ισχυρό πλεονέκτημα στο κόστος. Η τελική επιλογή εξαρτάται επομένως από τη στρατηγική προτεραιότητα του έργου – είτε αυτή είναι η μακροπρόθεσμη τεχνική απόδοση είτε η άμεση οικονομική αποδοτικότητα.

5.2 Κοστολόγηση

Η κοστολόγηση κατασκευαστικών λύσεων που βασίζονται στην επέκταση από σκυροδέμα είτε χάλυβα αποτελεί κρίσιμο στάδιο στον σχεδιασμό έργων επεκτάσεων, καθώς επηρεάζει άμεσα τόσο τη βιωσιμότητα όσο και τη μακροχρόνια λειτουργικότητα της κατασκευής. Σε θεωρητικό επίπεδο, η εκτίμηση κόστους γίνεται με βάση τρία βασικά πεδία: το αρχικό κόστος κατασκευής, το κόστος λειτουργίας/ενεργειακής κατανάλωσης και το κόστος συντήρησης ή ανακύκλωσης στο μέλλον. Αυτά τα στοιχεία προσεγγίζονται μέσω τεχνικών προδιαγραφών, τιμοκαταλόγων υλικών, εργονομικών μελετών και προβλέψεων κύκλου ζωής. Ωστόσο, στην πράξη τα κόστη διαφοροποιούνται σημαντικά ανάλογα με τις τοπικές συνθήκες της αγοράς. Ειδικά στην περιοχή της Χαλκιδικής, σύμφωνα με τα πιο πρόσφατα δεδομένα αγοράς, οι τιμές του σκυροδέματος εμφανίζουν σχετική σταθερότητα, ενώ ο χάλυβας παρουσιάζει αυξημένη μεταβλητότητα λόγω διεθνών τιμολογιακών πιέσεων. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα η επιλογή μεταξύ των δύο υλικών να μην εξαρτάται μόνο από τεχνικά κριτήρια, αλλά και από τη χρονική συγκυρία και τις τοπικές διακυμάνσεις τιμών, καθιστώντας την οικονομική αξιολόγηση ουσιαστικό εργαλείο υποστήριξης της τελικής απόφασης.

5.2.1 Διαδικασία κοστολόγησης

Η διαδικασία κοστολόγησης για τις δύο λύσεις επέκτασης με χρήση σκυροδέματος ή χάλυβα θα βασιστεί σε ποσοτικές τεχνικές εκτιμήσεις των απαιτούμενων υλικών ανά κατασκευαστική διατομή και στην αντιστοίχισή τους με τις τρέχουσες τιμές αγοράς. Η προσέγγιση θα είναι αναλυτική και διαφανής, ώστε να καταγραφούν με ακρίβεια τα επιμέρους κόστη και να συγκριθούν ισότιμα οι δύο τεχνικές επιλογές. Όλα τα αποτελέσματα θα συγκεντρωθούν σε ένα φύλλο εργασίας Excel, ώστε να μπορούν να επαναχρησιμοποιηθούν ή να αναπροσαρμοστούν ανάλογα με τις τιμές της αγοράς ή αλλαγές στο σχεδιασμό.

Η κοστολόγηση θα περιλαμβάνει τα εξής βήματα:

1. Υπολογισμός κυβικών μέτρων σκυροδέματος (m^3). Για κάθε επιμέρους κατασκευαστικό στοιχείο (π.χ. δοκάρια, υποστυλώματα, πλάκες), θα υπολογιστεί ο όγκος με βάση τις γεωμετρικές διαστάσεις των διατομών. Ο συνολικός όγκος ανά τύπο διατομής θα πολλαπλασιαστεί με την τρέχουσα τιμή αγοράς ανά κυβικό μέτρο σκυροδέματος, όπως αυτή ισχύει στη Χαλκιδική.
2. Υπολογισμός κιλών οπλισμού (kg). Η απαιτούμενη ποσότητα χάλυβα οπλισμού θα εκτιμηθεί με βάση τους συντελεστές kg/m^3 (συνήθως κυμαίνονται από 80 έως 120

kg/m³ για στοιχεία σκυροδέματος, ανάλογα με τη στατική απαίτηση). Στη συνέχεια, θα πολλαπλασιαστεί με την τιμή ανά κιλό χάλυβα οπλισμού (B500C ή άλλο).

3. Υπολογισμός κιλών δομικού χάλυβα (μόνο για λύση με χάλυβα). Στην περίπτωση μεταλλικής κατασκευής, θα υπολογιστεί η συνολική μάζα χάλυβα ανά διατομή (π.χ. HEA, IPE, RHS, κ.λπ.), με βάση τις διαστάσεις και τις γραμμικές πυκνότητες (kg/m). Το άθροισμα όλων των στοιχείων θα μετατραπεί σε συνολικά κιλά και θα κοστολογηθεί σύμφωνα με την τρέχουσα τιμή χάλυβα κατασκευών στη Χαλκιδική.
4. Σύνταξη πίνακα κόστους σε Excel. Όλα τα δεδομένα —ποσότητες υλικών, μονάδες μέτρησης, τιμές αγοράς και τελικά κόστη— θα καταχωρηθούν σε φύλλο Excel. Το αρχείο θα περιλαμβάνει:
 - ο Ανάλυση κόστους ανά τύπο στοιχείου
 - ο Σύγκριση συνολικού κόστους ανά εναλλακτική (σκυρόδεμα- χάλυβας)
 - ο Δυνατότητα μεταβολής μονάδων κόστους (με χρήση τύπων/συναρτήσεων)

Αυτή η μεθοδολογία επιτρέπει ρεαλιστική και δυναμική κοστολόγηση, λαμβάνοντας υπόψη και τις τοπικές συνθήκες αγοράς, αλλά και τα πραγματικά γεωμετρικά και στατικά δεδομένα του έργου.

5.2.2 Υπολογισμός ποσοτήτων υλικών για επέκταση με σκυρόδεμα

Στο παρόν στάδιο της μελέτης αναλύεται η κοστολόγηση της επέκτασης του υφιστάμενου κτηρίου, η οποία προβλέπεται να αναπτυχθεί σε δύο επιπλέον ορόφους με φέρουσα κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η ανάλυση ξεκινά με τον υπολογισμό των απαιτούμενων ποσοτήτων σκυροδέματος για τα βασικά φέροντα στοιχεία, δηλαδή τις οριζόντιες πλάκες και τα κατακόρυφα τοιχεία. Σημειώνεται ότι κατά τους υπολογισμούς έχει ληφθεί υπόψη η αφαίρεση των επιφανειών που καταλαμβάνουν τα απαραίτητα ανοίγματα, όπως είναι τα κουφώματα και οι οπές για το κλιμακοστάσιο, ώστε οι όγκοι σκυροδέματος να ανταποκρίνονται με μεγαλύτερη ακρίβεια στην πραγματική κατασκευή. Παράλληλα, εκτιμώνται οι απαιτήσεις σε σιδηρό οπλισμό (τόσο διαμήκη όσο και εγκάρσια στοιχεία) για την επαρκή ενίσχυση των φερόντων στοιχείων, σύμφωνα με τις προβλεπόμενες τεχνικές προδιαγραφές και τους ξυλοτύπους.

1. Σκυρόδεμα

Όσο αφορά τις 3 πλάκες πάχους 0,15m η καθεμία και διαστάσεων 4.84*5.56, 4,30*5.56 και 5,58*4.77m. Άρα συνολικά και για τις 3 πλάκες απαιτούνται:

- $3 \cdot (4,84 \cdot 5,56 \cdot 1,5) = 12 \text{ m}^3$

- $3 \cdot (4,30 \cdot 5,56 \cdot 1,5) = 12 \text{ m}^3$
- $3 \cdot (5,58 \cdot 4,77 \cdot 1,5) = 10,08 \text{ m}^3$

Επομένως για τις πλάκες χρειάζονται: $34,08 \text{ m}^3$.

Όσο αφορά τα τοιχεία από σκυρόδεμα και για τους 2 ορόφους (2,7m ύψος ο κάθε όροφος):

Κατοικία στα αριστερά χρειάζεται συνολικά 19 m^3 διότι:

$$\text{Αριστερή πλευρά: } 5,56 \cdot 5,4 \cdot 0,2 = 6 \text{ m}^3 - 2,5 \cdot 2,2 \cdot 0,2 = 4,9 \text{ m}^3$$

$$\text{Πίσω πλευρά: } 4,84 \cdot 5,4 \cdot 0,2 = 5,22 \text{ m}^3 - 1,35 \cdot 0,7 \cdot 0,2 = 5,031 \text{ m}^3$$

$$\text{Μπροστινή πλευρά: } 4,84 \cdot 5,4 \cdot 0,2 = 5,22 \text{ m}^3 - 3,7 \cdot 2,2 \cdot 0,2 = 3,59 \text{ m}^3$$

$$\text{Δεξιά πλευρά: } 5,56 \cdot 5,4 \cdot 0,2 = 6 \text{ m}^3 - 1,2 \cdot 2,2 \cdot 0,2 = 5,47 \text{ m}^3$$

Ενδιάμεση κατοικία χρειάζεται συνολικά $14,2 \text{ m}^3$ διότι:

$$\text{Πίσω πλευρά: } 4,3 \cdot 5,4 \cdot 0,2 = 4,64 \text{ m}^3$$

$$\text{Μπροστινή πλευρά: } 4,3 \cdot 5,4 \cdot 0,2 = 4,64 \text{ m}^3 - 3,7 \cdot 2,2 \cdot 0,2 = 3,01 \text{ m}^3.$$

$$\text{Αριστερή πλευρά: } 1 \cdot 5,4 \cdot 0,2 = 1,08 \text{ m}^3$$

$$\text{Δεξιά πλευρά: } 5,56 \cdot 5,4 \cdot 0,2 = 6 \text{ m}^3 - 1,2 \cdot 2,2 \cdot 0,2 = 5,47 \text{ m}^3$$

Κατοικία στα δεξιά χρειάζεται συνολικά $13,2 \text{ m}^3$ διότι:

$$\text{Πίσω πλευρά: } 4,57 \cdot 5,4 \cdot 0,2 = 4,93 - 1,35 \cdot 0,7 \cdot 0,2 = 4,74 \text{ m}^3$$

$$\text{Αριστερή πλευρά: } 1 \cdot 5,4 \cdot 0,2 = 1,08 \text{ m}^3$$

$$\text{Μπροστινή πλευρά: } 4,57 \cdot 5,4 \cdot 0,2 = 4,93 \text{ m}^3 - 3,7 \cdot 2,2 \cdot 0,2 = 3,3 \text{ m}^3$$

$$\text{Δεξιά πλευρά: } 5,58 \cdot 5,4 \cdot 0,2 = 6,18 \text{ m}^3 - 4,85 \cdot 2,2 \cdot 0,2 = 4,04 \text{ m}^3$$

Η απαιτούμενη ποσότητα σκυροδέματος για την επέκταση είναι 81 m^3 λόγω πιθανών λάθους ή απωλειών απαιτείται 15% περισσότερο άρα 93 m^3 σκυρόδεμα C16/20.

Για μεταφορά 93 κυβικά μέτρα σκυροδέματος με βαρέλες (φορτηγά μπετονιέρες) χρειάζονται 11 έως 16 φορτία, ανάλογα με τη χωρητικότητα της βαρέλας. (χωρητικότητας $6-9 \text{ m}^3$ /βαρέλα).

Επίσης σημαντικός είναι και ο υπολογισμός υλικών για την σύνθεση του σκυροδέματος. Για την παραγωγή 1 κυβικού μέτρου σκυροδέματος C16/20, χρησιμοποιείται συνήθως μια αναλογία υλικών βάσει δοκιμασμένων συνθέσεων (mix design). Αν και η ακριβής δοσολογία εξαρτάται από πολλούς παράγοντες (π.χ. υγρασία αδρανών, πλαστικότητα, μέθοδος ανάμιξης), στο πίνακα παρουσιάζεται μια τυπική ενδεικτική αναλογία για σκυρόδεμα C16/20 για 1 κυβικό μέτρο και για 93 κυβικά μέτρα στον πίνακα.

Πιν.29: Τυπική αναλογία υλικών για 1 m³ σκυροδέματος C16/20

Υλικό	Ποσότητα
Σκυρόδεμα	300-350kg
Άμμος (ψιλή)	750–850 kg
Χαλίκι (χονδρά αδρανή)	1000–1100 kg
Νερό	150–180 λίτρα
Λόγος N/T	0.5–0.6 (νερό/τσιμέντο)

Πιν.30: Υπολογισμός συνολικών ποσοτήτων υλικών συνολικά για σκυρόδεμα

Υλικό	Υπολογισμός	Σύνολο
Σκυρόδεμα	93 × 325 kg	30.225 kg = 30,2 tn
Άμμος (ψιλή)	93 × 800 kg	74.400 kg = 74,4 tn
Χαλίκι (χονδρά αδρανή)	93 × 1050 kg	97.650 kg = 97,7 tn
Νερό	93 × 165 l	15.345 l = 15,3 m ³

Για την παραγωγή 93 κυβικών μέτρων σκυροδέματος C16/20, απαιτούνται περίπου:

- 30,2 τόνους τσιμέντο (ή 604 σακιά των 50 kg)
- 74,4 τόνους άμμου,
- 97,7 τόνους χαλικιού,
- και 15,3 κυβικά μέτρα νερού.

Αυτή η ποσότητα καλύπτει την παραγωγή σκυροδέματος με μέση σύνθεση και φυσιολογικές συνθήκες εφαρμογής.

2. Χάλυβας

Ο υπολογισμός του οπλισμού σε φέροντα στοιχεία σκυροδέματος, όπως οι πλάκες και οι δοκοί, αποτελεί κρίσιμο στάδιο στον σχεδιασμό και την κατασκευή ενός στατικού φορέα. Η ορθή επιλογή της διατομής και της διαμέτρου των ράβδων (οπλισμού) διασφαλίζει την αντοχή, την ευστάθεια και τη μακροχρόνια ανθεκτικότητα της κατασκευής. Στην παρούσα περίπτωση, εξετάζονται πλάκες οπλισμένες με ράβδους Φ8/10 (διάμετρος 8 mm ανά 10 cm) και τοιχεία με ράβδους Φ16 ή Φ18. Ο υπολογισμός περιλαμβάνει τον προσδιορισμό του συνολικού μήκους και βάρους του οπλισμού, ώστε να προκύψει η απαιτούμενη ποσότητα χάλυβα για κάθε δομικό στοιχείο.

- Για τις πλάκες

Η πλάκα με διαστάσεις 4,84*5,56=26,91 m² θα τοποθετηθούν Φ8/10.

Οριζόντιες ράβδοι (κατά μήκος της πλάτους 4,84 m):

- Διαστήματα = $4,84 \div 0,10 = 48,4$
- Τεμάχια = $48 + 1 = 49$ τεμάχια

Κάθετες ράβδοι (κατά μήκος των 5,56 m):

- Διαστήματα = $5,56 \div 0,10 = 55,6$
- Τεμάχια = $55 + 1 = 56$ τεμάχια

Και για τις 3 πλάκες απαιτούνται οριζόντιοι 147 τεμάχια και κάθετοι 168 τεμάχια.

Η πλάκα με διαστάσεις $4,3 \times 5,56 = 23,91 \text{ m}^2$ θα τοποθετηθούν Φ8/10.

Οριζόντιες ράβδοι (κατά μήκος των 4,30 m):

- Διαστήματα = $4,30 \div 0,10 = 43$
- Τεμάχια = $43 + 1 = 44$ τεμάχια

Κάθετες ράβδοι (κατά μήκος των 5,56 m):

- Διαστήματα = $5,56 \div 0,10 = 55,6$
- Τεμάχια = $55 + 1 = 56$ τεμάχια

Και για τις 3 πλάκες απαιτούνται οριζόντιοι 132 τεμάχια και κάθετοι 168 τεμάχια.

Η πλάκα με διαστάσεις $4,77 \times 5,58 = 24,94 \text{ m}^2$ θα τοποθετηθούν Φ8/10.

Οριζόντιες ράβδοι (κατά μήκος των 4,77 m):

- Διαστήματα = $4,77 \div 0,10 = 47,7$
- Τεμάχια = $47 + 1 = 48$ τεμάχια

Κάθετες ράβδοι (κατά μήκος των 5,58 m):

- Διαστήματα = $5,58 \div 0,10 = 55,8$
- Τεμάχια = $55 + 1 = 56$ τεμάχια

Και για τις 3 πλάκες απαιτούνται οριζόντιοι 144 τεμάχια και κάθετοι 168 τεμάχια.

- Για δοκούς

Από την εικόνα 28 φαίνονται τα τεμάχια που απαιτούνται για τις δοκούς, συνολικά είναι 96 τεμάχια Φ18 και 140 τεμάχια Φ16 σε έναν όροφο. Επομένως για τους 2 ορόφους 192 τεμάχια Φ18 και 280 τεμάχια Φ16. Τα συνολικά τεμάχια παρουσιάζονται στο παρακάτω πίνακα 32.

Πιν.31: Κατανομή τεμαχίων οπλισμού ανά διάμετρο ράβδου

Τύπος οπλισμού	Τεμάχια
----------------	---------

Φ8	927
Φ16	280
Φ18	192

Στο παρακάτω πίνακα 33 παρουσιάζεται το συνολικό βάρος για κάθε τύπο οπλισμού και συνολικά για όλα τα τεμάχια.

Πιν.32: Συνολικό βάρος οπλισμού ανά διάμετρο και μονάδα μήκους

Τύπος οπλισμού	Βάρος (kg/m)	Συνολικό βάρος (kg)
Φ8	0,395	18883,439
Φ16	1,580	2388,96
Φ18	2,000	2073,6

5.2.3 Αναλυτικός υπολογισμός ποσοτήτων υλικών για επέκταση με χάλυβα

Στο παρόν υπό κεφάλαιο εξετάζεται η κοστολόγηση της επέκτασης του υφιστάμενου κτηρίου, η οποία θα υλοποιηθεί με φέρουσα κατασκευή από χαλύβδινα μέλη και θα περιλαμβάνει δύο επιπλέον ορόφους. Η ανάλυση ξεκινά με τον υπολογισμό των απαιτούμενων ποσοτήτων σκυροδέματος για τις οριζόντιες πλάκες, οι οποίες θα υποστηρίζονται από μεταλλικό φορέα. Παράλληλα, πραγματοποιείται αποτίμηση των χαλύβδινων διατομών (δοκών, υποστυλωμάτων και λοιπών στοιχείων), τόσο ως προς τον αριθμό και τον τύπο των τεμαχίων όσο και ως προς το συνολικό τους βάρος, σύμφωνα με την εγκεκριμένη στατική μελέτη. Για τις πλάκες έχουν υπολογιστεί αναλυτικά η ποσότητα σκυροδέματος και οι οπλισμοί.

- ο Σκυρόδεμα

Για τις πλάκες χρειάζονται: $34,08\text{m}^3$ λόγω πιθανών απωλειών ή λάθους $39,2\text{m}^3$.

- ο Χάλυβας οπλισμού

Απαιτούνται μόνο οι οπλισμοί Φ8 για τις πλάκες δηλαδή 927 τεμάχια συνολικού βάρους 18883,439kg.

- ο Χαλύβδινα μέλη

Χαλύβδινα μέλη χρησιμοποιήθηκαν 12 τεμάχια ανά όροφο HEA 200 διατομής b(mm) 190, s (mm) 6,5 και t(mm) 10,0 ενώ το ύψος h=2,7m. Το βάρος ανά μέτρο σε μια ράβδο είναι 61,3kg/m επομένως για ύψος 2,7m είναι $2,7 \cdot 61,3 = 165,51\text{kg}$. Για 24 τεμάχια: $24 \cdot 165,51 = 3972,24\text{kg}$.

Επίσης 12 τεμάχια ανά όροφο IPE180 διατομής $b(\text{mm})$ 91, $s(\text{mm})$ 5,3 και $t(\text{mm})$ 8,0 ενώ το ύψος κυμαίνεται 3,6-5,17m. Το βάρος ανά μέτρο σε μια ράβδο είναι 21,3kg/m επομένως:

- για ύψος 3,6m είναι $3,6 \cdot 21,3 = 76,68\text{kg}$ και 2 τεμάχια ανά όροφο άρα 153,36kg.
- για ύψος 4,17m είναι $4,17 \cdot 21,3 = 88,82\text{kg}$ και 2 τεμάχια ανά όροφο άρα 177,64kg.
- για ύψος 4,34m είναι $4,34 \cdot 21,3 = 92,44\text{kg}$ και 2 τεμάχια ανά όροφο άρα 184,88kg.
- για ύψος 5,17m είναι $5,17 \cdot 21,3 = 110,121\text{kg}$ και 6 τεμάχια ανά όροφο άρα 660.72kg.
- Συνολικά και για τους 2 ορόφους απαιτούνται 2353,2kg για διατομή IPE180

Τέλος για 10 τεμάχια ανά όροφο μέλους διατομή CHS 90*50*6,3 διατομής $s(\text{mm})$ 6,3 το ύψος $h=2,4\text{m}$. Το βάρος ανά μέτρο σε μια ράβδο είναι 15,82kg/m επομένως $2,4 \cdot 15,82 = 37,96\text{kg}$ το τεμάχιο. Συνολικά χρειάζονται $37,96 \cdot 20 = 759,36\text{kg}$.

5.2.4 Κοστολόγηση των υλικών

Η παρούσα κοστολόγηση αφορά την αποτύπωση του συνολικού κόστους υλικών με βάση τα επικαιροποιημένα δεδομένα της αγοράς στην περιοχή της Σιθωνίας Χαλκιδικής για το έτος 2025. Η εκτίμηση βασίζεται σε τοπικές τιμές προμήθειας και μεταφοράς βασικών οικοδομικών υλικών, όπως έτοιμο σκυρόδεμα, χάλυβες οπλισμού και χαλύβδινα μέλη τύπου IPE, HEA και κυκλικής διατομής (CHS), λαμβάνοντας υπόψη τις ισχύουσες τιμές ανά μονάδα μέτρησης, τα μεταφορικά κόστη, καθώς και τις ιδιαιτερότητες της περιοχής. Στόχος είναι η κατάρτιση μιας ρεαλιστικής και τεκμηριωμένης οικονομικής αποτίμησης, κατάλληλης για προγραμματισμό τεχνικών έργων στην εν λόγω γεωγραφική ζώνη. Τα στοιχεία για το κόστος των υλικών στη Χαλκιδική λήφθηκαν από την εταιρία Sith Metal, η οποία συνεργάζεται με τη Sidenor Hellas για τους χάλυβες οπλισμού και τα χαλύβδινα μέλη ενώ για το σκυρόδεμα από την εταιρία Σκυρόδεμα Σιθωνίας Α.Ε

Η τιμή της του σκυροδέματος κατηγορίας C16/20 είναι 92 €/m³, για το χάλυβα οπλισμού 0,83 €/kg, για τα χαλύβδινα μέλη: τύπου HEA 200 1,90 €/kg, τύπου IPE 180 1,70 €/kg και CHS 1,80 €/kg (χωρίς φόρους κι επιπλέον έξοδα μεταφοράς ή χαλβανισμός).

Το συνολικό κόστος για την διώροφη επέκταση του κτηρίου με σκυρόδεμα παρουσιάζεται στο ακόλουθο πίνακα 36 ενώ για την διώροφη επέκταση του κτηρίου με χαλύβδινα μέλη στο πίνακα 37. [30]

Πιν.33: Κοστολόγηση σκυροδέματος και οπλισμού για την επέκταση κτιρίου

Υλικά	Ποσότητα	Τιμή μονάδας	Κόστος (€)
Σκυρόδεμα	93m³	92 €/m³	8556
Οπλισμός	Φ8 18883,43 kg	0,83 €/kg	15676,25
	Φ16 2388,96 kg		1721,09
	Φ18 2073,6 kg		1982,84
		Σύνολο:	27935,93 €

Πιν.34: Κοστολόγηση σκυροδέματος, οπλισμού και χαλύβδινων μελών για την επέκταση κτιρίου

Υλικά	Ποσότητα	Τιμή μονάδας	Κόστος(€)
Σκυρόδεμα	39,2 m ³	92 €/m ³	3606,4
Οπλισμός	Φ8 18883,43 kg	0,83 €/kg	15676,25
Χαλύβδινα μέλη	HEA 200 3972,24kg	1,90 €/kg	7546,8
	IPE 180 2353,2kg	1,70 €/kg	4000,5
	CHS 90*50*6,3 759,36kg	1,80 €/kg	1367
Σύνολο:			32196,798 €

5.3 Χρόνος κατασκευής

Η παρούσα μελέτη αφορά την κατασκευή δύο επιπλέον ορόφων σε υφιστάμενο κτήριο, με στόχο την επέκταση της συνολικής δομημένης επιφάνειας και την αναβάθμιση της λειτουργικότητας του χώρου. Η προσθήκη αυτή κρίνεται απαραίτητη για την κάλυψη αυξημένων αναγκών στέγασης ή χρήσεων (κατοικίας, φιλοξενίας ή επαγγελματικών δραστηριοτήτων), ενώ λαμβάνει υπόψη τόσο τα στατικά χαρακτηριστικά του υφιστάμενου φορέα όσο και τις ισχύουσες πολεοδομικές διατάξεις.

Στο πλαίσιο της μελέτης εξετάζονται δύο βασικές επιλογές κατασκευής: η χρήση οπλισμένου σκυροδέματος και η χρήση μεταλλικού φορέα (χάλυβα). Κάθε επιλογή παρουσιάζει διαφορετικά πλεονεκτήματα σε ό,τι αφορά τον χρόνο υλοποίησης, το κόστος, την κατασκευαστική ευκολία και τις επιβαρύνσεις στο υπάρχον κέλυφος. Η εκτίμηση της χρονικής διάρκειας υλοποίησης αποτελεί κρίσιμο παράγοντα για τον προγραμματισμό του έργου και την επιλογή της βέλτιστης λύσης.

Για χρονική εκτίμηση για κατασκευή 2 ορόφων (~160 τ.μ. σύνολο) με βάση αυτό:

- ο Σκυρόδεμα:
 - Εκσκαφές & καλούπωμα: 2–3 εβδομάδες
 - Σκυροδέτηση & ωρίμανση κάθε ορόφου: 4 εβδομάδες x 2
 - Τοιχοποιία – επιχρίσματα – κουφώματα – υποδομές: 6–8 εβδομάδες
 - Σύνολο: 3,5 – 4,5 μήνες
- ο Χάλυβας:
 - Προκατασκευή μεταλλικού σκελετού: 2–3 εβδομάδες
 - Συναρμολόγηση: 1–2 εβδομάδες
 - Ξηρή δόμηση (τοιχοί, υποδομές, κουφώματα): 3–4 εβδομάδες
 - Σύνολο: 1,5 – 2 μήνες

Η κατασκευή δύο επιπλέον ορόφων σε υφιστάμενο κτήριο αποτελεί μια στρατηγική επιλογή αξιοποίησης του διαθέσιμου δομήσιμου χώρου, η οποία μπορεί να ενισχύσει σημαντικά τη λειτουργικότητα και την οικονομική αξία του ακινήτου. Η συγκριτική ανάλυση μεταξύ κατασκευής με οπλισμένο σκυρόδεμα και μεταλλική δομή ανέδειξε τις ιδιαίτερες απαιτήσεις και τα πλεονεκτήματα κάθε μεθόδου. Ειδικότερα, η μεταλλική κατασκευή προσφέρει σημαντική εξοικονόμηση χρόνου και μειωμένο φορτίο στον υφιστάμενο φορέα, καθιστώντας την ιδιαίτερα ελκυστική σε περιπτώσεις προσθήκης καθ' ύψος.

5.4 Σύγκριση μισθών εργατών στην κατασκευή

Κατά την επιλογή μεθόδου κατασκευής για μια διώροφη επέκταση 160 τ.μ., δύο δημοφιλείς επιλογές είναι ο παραδοσιακός φέρων οργανισμός από οπλισμένο σκυρόδεμα και ο σύγχρονος χαλύβδινος σκελετός με ενδιάμεσες πλάκες από σκυρόδεμα. Η απόφαση επηρεάζει τόσο τον χρόνο ολοκλήρωσης όσο και το εργατικό κόστος. Στην Ελλάδα, από τις 1 Απριλίου 2025, το εθνικό κατώτατο ημερομίσθιο για εργατοτεχνίτες (οικοδόμους) έχει ως εξής: €39,30 μεικτά/ημέρα για άγαμους χωρίς προϋπηρεσία. Υπάρχουν επιπλέον προσαυξήσεις για όσους έχουν προϋπηρεσία (τριετίες) ή είναι έγγαμοι, σύμφωνα με την Εθνική Γ.Σ.Σ.Ε.:

Με 1 τριετία → €38,92 (€39,30 μείον) — (πιθανώς μικρή διαφορά αναφοράς)

Με 2 τριετίες → €40,78

Με 3 τριετίες → €42,63

Με 4 τριετίες → €44,48

Με 5 τριετίες → €46,34

Για τα τεχνικά δεδομένα έργου που μελετήθηκε, εμβαδόν: 160 τ.μ. συνολικά (80 τ.μ. 4^{ος} όροφος + 80 τ.μ. 5ος όροφος).

Εργατοτεχνίτες ανά φάση για επέκταση φορέα από σκυρόδεμα

1. Ξυλότυποι (Καλουπώματα) χρειάζονται:
3–4 ξυλουργοί / καλουπατζήδες
1–2 εργάτες βοηθοί
Διάρκεια: ~5–6 ημέρες/πλάκα (ανάλογα και με την εμπειρία)
2. Οπλισμός σκυροδέματος (σιδεράδες) χρειάζονται:
2–3 σιδεράδες
1 εργάτης βοηθός
Διάρκεια: 3–4 ημέρες/πλάκα
3. Σκυροδέτηση (ρίψη σκυροδέματος) χρειάζονται (για την ημέρα της ρίψης):
2–3 εργάτες για αντλία ή κουβά
1 άτομο για δόνηση – επιπεδοποίηση
Διάρκεια: 1 ημέρα/πλάκα
4. Ξεκαλούπωμα χρειάζονται:
2–3 εργάτες (μπορεί να είναι οι ίδιοι με τους καλουπατζήδες)
Γίνεται 5–7 ημέρες μετά τη ρίψη (ανάλογα τον καιρό).

Πιν.35: Ημερομίσθια εργατών

Ειδικότητα	Ημερομίσθιο	Καθαρό κατά προσέγγιση
Ξυλουργός	50-60 €	~45 €
Σιδεράς	50-60 €	~ 45 €
Εργάτης γενικών	40-45 €	~35 €
Σκυροδέτης	50€ (για ρίψη)	~40-45 €

- Εκτίμηση ημερών εργασίας (για όλο το έργο φέροντος):
Ξυλουργοί: 3 άτομα × 15 ημέρες = 45 ημερομίσθια
Σιδεράδες: 2 άτομα × 10 ημέρες = 20 ημερομίσθια
Εργάτες: 2 άτομα × 18 ημέρες = 36 ημερομίσθια
Σκυροδετητές (ρίψη): 3 άτομα × 2 ημέρες = 6 ημερομίσθια
- Υπολογισμός κόστους:
Ξυλουργοί: 45 × €50 = €2.250

Σιδεράδες: $20 \times \text{€}50 = \text{€}1.000$

Εργάτες: $36 \times \text{€}40 = \text{€}1.440$

Σκυροδετητές: $6 \times \text{€}50 = \text{€}300$

Σύνολο εργατικών: περίπου $\text{€}5.000\text{--}\text{€}5.500$ (καθαρό) (Η $\sim\text{€}6.000$ μεικτά με αποδείξεις/συμβόλαιο)

Εργατοτεχνίτες ανά φάση για επέκταση φορέα από χάλυβα

- Για το σκελετό χρειάζεται συνεργείο: 4–5 άτομα
- Για το ξυλότυπο και τους χάλυβες οπλισμού συνεργείο: 4–6 άτομα
- Γερανίστας / αντλία σκυροδέματος (2 μέρες)
- Επιστάτης ή μηχανικός (μόνιμα)

Πιν.36: Απαιτούμενοι μεταλλό-εργάτες και ημερομίσθια

Ειδικότητα	Άτομα	Ημέρες	Ημερομίσθιο	Υποσύνολο
Μεταλλοτεχνίτες	4	8	€55	€1.760
Εργάτες γενικών	1	8	€40	€320
Υποσύνολο				€2.080

Πιν.37: Απαιτούμενοι εργάτες για σκυροδέτηση πλάκας και ημερομίσθια

Ειδικότητα	Άτομα	Ημέρες	Ημερομίσθιο	Υποσύνολο
Ξυλότυποι	3	6	€50	€900
Σιδεράδες	2	6	€50	€600
Σκυροδετητές (ρίψη)	3	2	€50	€300
Εργάτες γενικών	2	8	€40	€640
Υποσύνολο				€2.440

Πιν.38: συνολικός μισθολογικός κόστος για επέκταση από χάλυβα

Φάση	Κόστος
Σκελετός	€2.080
Πλάκες σκυροδέματος	€2.440
Συνολικό εργατικό κόστος	€4.520 (καθαρό)

Σύνολο εργατικών: περίπου €4500–€5.000 (καθαρό) (Η ~€5.400–€5.700 μεικτά με αποδείξεις/συμβόλαιο)

Πιν.39: Συγκριτικά για το κόστος μόνο εργατικών για τις προτεινόμενες επεκτάσεις

Κατηγορία	Σκυρόδεμα	Χάλυβας + πλάκες
Τεχνίτες	~€2.500	~€2.000
Εργάτες	~€1.500	~€1.200
Σκυροδετητές	~€300	~€300
Γενικά (καθαρό)	~€5.300	~€4.500

Για την κατασκευή διώροφης επέκτασης 160 τ.μ., το σύστημα με χαλύβδινο σκελετό έχει χαμηλότερο εργατικό κόστος (~€4.500 έναντι ~€5.300). Είναι ιδανικό για οργανωμένα εργοτάξια με πρόσβαση σε γερανό και έτοιμα συνεργεία. Αντίθετα, το σκυρόδεμα είναι πιο διαδεδομένο αλλά απαιτεί περισσότερο χρόνο, περισσότερα συνεργεία και υψηλότερο συντονισμό.

6. Συμπεράσματα

Η παρούσα διπλωματική κατέδειξε τις ουσιαστικές διαφορές μεταξύ των δύο δομικών επιλογών του αμιγώς οπλισμένου σκυροδέματος και του σύμμικτου φορέα σκυροδέματος–χάλυβα τόσο ως προς την κατασκευαστική και οικονομική τους διάσταση όσο και, κυρίως, ως προς την αντισεισμική τους συμπεριφορά.

Η ελαστική ανάλυση ανέδειξε ότι το σύμμικτο κτίριο εμφανίζει μεγαλύτερες μετατοπίσεις στα ανώτερα επίπεδα λόγω της εγγενούς ευκαμψίας του χάλυβα, υποδεικνύοντας εν δυνάμει ανάπτυξη μαλακής στάθμης στη ζώνη σύνδεσης των δύο υλικών. Αντίθετα, το σκυρόδεμα, με τη μεγαλύτερη αρχική ακαμψία, περιορίζει τις συνολικές μετατοπίσεις, αλλά είναι πιο επιρρεπές σε στρεπτική αστάθεια λόγω γεωμετρικής ασυμμετρίας.

Ωστόσο, στη στατική υπερωθητική (pushover) ανάλυση, το σύμμικτο κτίριο παρουσίασε εξαιρετική απόκριση, με ομοιόμορφη κατανομή παραμορφώσεων και ενίσχυση της πλευρικής αντοχής του φορέα. Το γεγονός ότι το 99% των παραμορφώσεων περιορίζονται κάτω από 2,6 mm καταδεικνύει υψηλή ενεργή αντισεισμική απόδοση. Αντιθέτως, το σκυρόδεμα υπέστη σημαντικές παραμορφώσεις στους άνω ορόφους (έως 148,7 mm), γεγονός που αποκαλύπτει ανεπαρκή σεισμική συμπεριφορά στην κορυφή και δυνητικό κίνδυνο αστοχίας σε περίπτωση ισχυρού σεισμού.

Από πλευράς κόστους, η κατασκευή με σκυρόδεμα παραμένει πιο προσιτή (~27.900 €), ενώ το σύμμικτο σύστημα απαιτεί μεγαλύτερη επένδυση (~32.200 €). Ωστόσο, το πλεονέκτημα της ανώτερης σεισμικής αντοχής και συμπεριφοράς του σύμμικτου συστήματος μπορεί να δικαιολογήσει το επιπλέον κόστος, ιδίως για περιοχές υψηλής σεισμικής επικινδυνότητας, όπως η Σιθωνία.

Πέραν των τεχνικών και οικονομικών χαρακτηριστικών, ιδιαίτερη σημασία αποκτά και η χρονική διάσταση της κατασκευής. Η κατασκευή δύο επιπλέον ορόφων με σύστημα από οπλισμένο σκυρόδεμα απαιτεί εκτιμώμενο χρόνο 3,5 έως 4,5 μηνών, λόγω των πολλαπλών φάσεων υγρής δόμησης, της ανάγκης ωρίμανσης του σκυροδέματος και της επιβάρυνσης του εργοταξιακού χρονοδιαγράμματος. Αντιθέτως, η χρήση σύμμικτης κατασκευής (με μεταλλικό σκελετό και σκυρόδεμα) μπορεί να μειώσει τον χρόνο υλοποίησης σε 1,5 έως 2 μήνες, χάρη στην προκατασκευή μεταλλικών στοιχείων, την ξηρή δόμηση και τη μειωμένη ανάγκη για βαριές εργασίες επί τόπου.

Συνοψίζοντας, η αντισεισμική απόδοση πρέπει να αποτελεί καθοριστικό παράγοντα επιλογής δομικού συστήματος. Το σύμμικτο κτίριο προσφέρει μεγαλύτερη ευκαμψία, ενεργειακή απορρόφηση, ταχύτερη ολοκλήρωση και συνολική σεισμική ανθεκτικότητα. Το σκυρόδεμα, παρότι οικονομικό, ενδείκνυται μόνο αν συνοδευτεί από πρόσθετες στατικές ενισχύσεις και επαρκές χρονοδιάγραμμα. Η τελική απόφαση πρέπει να λαμβάνει υπόψη όχι μόνο την άμεση δαπάνη, αλλά και τη μακροχρόνια ασφάλεια, τη λειτουργικότητα και την ταχύτητα αποπεράτωσης του έργου, ιδίως σε περιβάλλοντα με αυξημένες σεισμικές απαιτήσεις και χρονικούς περιορισμούς.

7. Βιβλιογραφικές αναφορές

- [1] Γενικός Οικοδομικός Κανονισμός (ΓΟΚ) Ν. 1577/1985 και Νέος Οικοδομικός Κανονισμός (ΝΟΚ) Ν. 4067/2012
- [2] S. Emmitt, & C. A Gorse, (2014). Barry's Introduction to Construction of Buildings (3rd ed.). Wiley-Blackwell.
- [3] A. J. Kappos,. (2014). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. Springer.
- [4]Eurocode 8 (EC8):Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, EN 1998-1:2004.
- [5] Penelis, G., & Kappos, A. (1997). Earthquake-Resistant Concrete Structures. E & FN Spon.
- [6] Π.Σ.Κ. (Κανονισμός Επεμβάσεων σε Υφιστάμενα Κτίρια) ΚΑΝΕΠΕ, ΦΕΚ 256/Β/2017. Εθνικός κανονισμός για την αξιολόγηση και ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών
- [7] B. Fletcher. (2001) ‘A History of Architecture’, Architectural Press
- [8] G. Ślusarczyk, A. Łachwa, W. Palacz, B. Strug, A. Paszyńska, E. Grabska, ‘An extended hierarchical graph-based building model for design and engineering problems’, Automation in Construction, Volume 74, 2017, Pg: 95-102
- [9] Ιστότοπος: www.archdaily.com
- [10] Περιοδικό: ‘ΤΟ ΜΕΤΑΛΛΟ ΣΤΑ ΚΤΙΡΙΑ’, Κτίριο
- [11] S. Emmitt & C. A. Gorse (2014). Barry's Introduction to Construction of Buildings. Wiley-Blackwell
- [12] S. Kim, & H. Park, (2018). 'STRUCTURAL PERFORMANCE OF STEEL FRAME EXTENSIONS IN URBAN BUILDINGS' Journal of Constructional Steel Research, 145, Pg: 34-45.
- [13] Κανονισμός Επεμβάσεων σε Υφιστάμενα Κτήρια (ΚΕΝΑΚ), ΦΕΚ 256/Β/2017
- [14] ΕΚΩΣ 2000, Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος 2000, ΟΑΣΠ
- [15] C. G Salmon, J. E. Johnson, & F. A Malhas (2008). Steel Structures: Design and Behavior (5th ed.) Pearson
- [16] M. N Fardis (2009). Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings Based on EN-Eurocode 8. Springer

- [17] P. J. Cameron & S. R. Gilham (2004). Modern Methods of Construction: Steel Framing Systems. Steel Construction Institute (SCI).
- [18] Steel Construction Institute (SCI). (2013). Design of Structural Steel Connections to Eurocode 3
- [19] K. Frampton, (2007). Modern Architecture: A Critical History. Thames & Hudson
- [20] Eurocode 0 EN 1990: Eurocode - Basis of structural design
- [21] Eurocode 1 EN 1991-1-1 (2002) Eurocode 1: Actions on structures
- [22] C.G Salmon, J.E Johnson, F.A. Malhas (2008) " Steel Structures: Design and Behavior", 5th Edition
- [23] R.G. Ogden, R. Henley "Connections Between Steel and other materials", The steel construction Institute, Silwood Park
- [24] F. M. Mazzolani, (2012). "Modern Steel Construction and Structural Detailing", CRC Press
- [25] Β. Κατράκης (2015), "Μεταλλικές Κατασκευές ΙΙ – Σύνδεσμοι" Συμμετρία
- [26] C.G Salmon, J.E. Johnson, F.A. Malhas, (2009) "Steel Structures: Design and Behavior" 5th Edition, Pearson.
- [27] Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings
- [28] Eurocode 2 EN 1992-1-1: Eurocode 2: Design of concrete structures
- [29] Preference ranking organization method for enrichment evaluation PROMETHEE <https://visual-promethee.com>
- [30] Autocad 2024 και Advance Steel 2025 της εταιρίας Autodesk www.autodesk.com
- [31] Πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων Rfem 6 της εταιρίας Dlubal www.dlubal.com

Παράρτημα Α: Κατηγοριοποίηση σπουδαιότητας κτηρίου

Για την αντιμετώπιση ευρύτερων κοινωνικοοικονομικών απαιτήσεων, θεσπίζονται διακριτά επίπεδα επιτελεστικότητας (προβλεπόμενη συμπεριφορά του φέροντος οργανισμού) τα οποία συσχετίζονται με συγκεκριμένες σεισμικές δράσεις σχεδιασμού.

Οι στόχοι αποτίμησης ή/και ανασχεδιασμού προσδιορίζονται μέσω του συνδυασμού ενός επιπέδου επιτελεστικότητας με μια σεισμική δράση, λαμβάνοντας υπόψη μια αποδεκτή πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής επιτάχυνσης κατά τη διάρκεια της σχεδιαστικής (τεχνικής) ζωής του κτηρίου, σύμφωνα με την έννοια του σεισμού σχεδιασμού.

Το εξεταζόμενο υφιστάμενο κτήριο κατοικιών κατατάσσεται, σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ, 2012), στην Κατηγορία Σπουδαιότητας II. Για την κατηγορία αυτή, οι ελάχιστοι αποδεκτοί στόχοι επιτελεστικότητας αντιστοιχούν στο επίπεδο Γ1, το οποίο χαρακτηρίζεται από εκτεταμένες βλάβες στον φέροντα οργανισμό και μεγάλες σχετικές μετακινήσεις μεταξύ ορόφων.

Πίνακας Α1: Κατηγοριοποίηση κτηρίων σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Κτήρια
I	Μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού πχ: αγροτικά οικήματα, αποθήκες, υπόστεγα
II	Συνήθη κτήρια πχ: κατοικίες, βιομηχανικά κτήρια και κτήρια γραφείων
III	Κτήρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας καθώς και κτήρια δημόσιων συναθροίσεων πχ: αεροδρόμια, ιδρύματα
IV	Κτήρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού όσο και μετά, είναι ζωτικής σημασίας πχ: νοσοκομεία

Πίνακας Α2: Κατηγορία σπουδαιότητας κτηρίων σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Ελάχιστοι Ανεκτοί Στόχοι
I	Γ2
II	Γ1
III	B1
IV	B1 και A2

Για τον προσδιορισμό της αποτίμησης και ανασχεδιασμού, σύμφωνα με τον Πίνακα 4 του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ), υπολογίζεται η αντιστοίχιση μεταξύ της στάθμης επιτελεστικότητας του κτηρίου και της αντίστοιχης ανηγμένης οριζόντιας εδαφικής επιτάχυνσης (ag).

Πίνακας Α3: Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ

ag/ag,ref	Στάθμη Επιτελεστικότητας		
	A: Περιορισμένες βλάβες	B: Σημαντικές βλάβες	Γ: Οιονεί βλάβες
1.80	A0	B0	Γ0
1.30	A1+	B1+	Γ1+
1.00	A1	B1	Γ1
0.75	A2+	B2+	Γ2+
0.60	A2	B2	Γ2
0.45	A3+	B3+	Γ3+
0.35	A3	B3	Γ3
0.25	A4+	B4+	Γ4+
<0.25	A4	B4	Γ4

Στο πλαίσιο αυτό, ισχύουν οι εξής ορισμοί:

ag,ref: η οριζόντια εδαφική επιτάχυνση αναφοράς, η οποία αντιστοιχεί σε σεισμική δράση με πιθανότητα υπέρβασης 10% εντός χρόνου ζωής έως και 50 έτη, δηλαδή στη διάρκεια της συμβατικής κατασκευής.

ag: η οριζόντια εδαφική επιτάχυνση, η οποία χρησιμοποιείται στον έλεγχο έναντι της στοχοθετημένης στάθμης επιτελεστικότητας.

Παράρτημα Β: Ευρωκώδικας

Β1.Επιβαλλόμενα φορτία στον υφιστάμενο φορέα σύμφωνα με Ευρωκώδικα 1

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 (ΕΛΟΤ EN 1991-1-1), τα επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια είναι εκείνα τα φορτία που προκύπτουν από τη χρήση του κτηρίου, τόσο υπό κανονικές συνθήκες (όπως η τοποθέτηση επίπλων και ο συνήθης αριθμός χρηστών), όσο και υπό σπάνιες αλλά αναμενόμενες καταστάσεις (όπως συγκέντρωση μεγάλου αριθμού ατόμων). Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα (ΕΠ) του Ευρωκώδικα 1 — το οποίο, στην παρούσα φάση, δεν έχει ακόμη εκδοθεί για ορισμένες κατηγορίες —, για την Κατηγορία Α προβλέπονται επιπλέον υποκατηγορίες που καλύπτουν ειδικές περιπτώσεις χώρων διαμονής.

Για τον ορθό καθορισμό των επιβαλλόμενων φορτίων, οι χώροι δαπέδων και στέγης ενός κτηρίου πρέπει να κατηγοριοποιούνται βάσει της χρήσης τους. Οι κύριες κατηγορίες χρήσης, όπως ορίζονται από τον Κανονισμό, είναι οι εξής:

Πίνακας Β1: Ομάδες χρήσεις κτηρίων (πίνακας 6.1 EN1991-1-1)

Κατηγορία	Συγκεκριμένη χρήση	Παραδείγματα
A	Χώροι διαμονής	Δωμάτια σε κτίρια κατοικιών και σπίτια, θάλαμοι και αι πτέρυγες σε νοσοκομεία, υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες.
B	Χώροι γραφείων	
C	Χώροι στους οποίους οι άνθρωποι μπορεί να συναθροισθούν	C1: χώροι με τραπέζια κτλ π χ. οι σχολικοί χώροι, νηπιαγωγεία, καφενεία, εστιατόρια, αίθουσες φαγητού, αναγνωστήρια, χώροι υποδοχής 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\ C3 χώροι χωρίς εμπόδια στη κίνηση του κοινού πχ. χώροι σε μουσεία, εκθεσιακοί χώροι κτλ και χώροι με πρόσβαση σε δημόσια διοικητικά κτίρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία C4 χώροι για πιθανές σωματικές δραστηριότητες, π χ. αίθουσες χορού, αίθουσες γυμναστικής και θεατρικές σκηνές C5 χώροι προσβάσιμοι από μεγάλα πλήθη, π χ. δημόσιες εκδηλώσεις, όπως αίθουσες συναυλιών,

		κλειστά γήπεδα, εξέδρες γηπέδου ν εξώστες και χώροι πρόσβασης, πλατφόρμες σιδηροδρόμων.
D	Χώροι σε εμπορικά καταστήματα	D1: καταστήματα λιανικής πώλησης γενικά. D2: χώροι σε πολυκαταστήματα.

Το συγκεντρωμένο φορτίο Q_k προορίζεται για την εκτέλεση τοπικών ελέγχων αντοχής (π.χ. σε δομικά στοιχεία όπως πλάκες ή δοκούς) και θεωρείται ότι ενεργεί μεμονωμένα, χωρίς ταυτόχρονη συνύπαρξη με άλλα επιβαλλόμενα φορτία. Σε περιπτώσεις όπου το δάπεδο είναι κατασκευασμένο κατά τρόπο που επιτρέπει την ελεύθερη μετακίνηση κινητών χωρισμάτων, το ίδιο βάρος των χωρισμάτων αυτών λαμβάνεται υπόψιν μέσω ενός ομοιόμορφου κατανεμημένου φορτίου q_k το οποίο προστίθεται στα φορτία δαπέδου που ορίζονται στον ακόλουθο πίνακα Β2.

Πίνακας Β2: Οι αντίστοιχες τιμές δράσεων q_k (ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο) και Q_k (συγκεντρωμένο φορτίο) (πίνακας 6.2 EN1991-1-1)

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	q_k (kN/m ²)	Q_k (kN)
Κατηγορία Α και Β		
Δάπεδα	2,0	2,0
Σκάλες	3,5	2,0
Μπαλκόνια	5,0	3,0

Στα ανωτέρω επιβαλλόμενα φορτία θα πρέπει να προστεθεί και το ίδιο βάρος της στέγης, το οποίο δεν συνυπολογίζεται με τα φορτία ανέμου και χιονιού, σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 1.1, παρ. 6. Οι στέγες ταξινομούνται σε διακριτές κατηγορίες ανάλογα με τον βαθμό προσβασιμότητάς τους, καθώς η χρήση και η δυνατότητα πρόσβασης επηρεάζουν τον προσδιορισμό των επιβαλλόμενων φορτίων. Συγκεκριμένα, διακρίνονται οι εξής κατηγορίες:

Πίνακας Β3: Κατηγοριοποίηση στεγών με βάση την προσβασιμότητα σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 – ΕΛΟΤ EN 1991-1-1

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	Συγκεκριμένη χρήση
H	Στέγες μη-προσβάσιμες παρά μόνο για κανονική συντήρηση
I	Στέγες προσβάσιμες για χρήση σύμφωνα με τις κατηγορίες Α έως D
K	Στέγες προσβάσιμες για ειδικές χρήσεις

Η επιλογή της κατάλληλης κατηγορίας αποτελεί βασική προϋπόθεση για την ορθή ανάθεση φορτίων σχεδιασμού, σε συνδυασμό με τα προβλεπόμενα στο Εθνικό Προσάρτημα.

B2. Δράσεις χιονιού

Η δράση του χιονιού θεωρείται ότι ασκείται επί των στεγών (οριζοντιωμένων ή μη) κτιριακών και λοιπών τεχνικών έργων, ως αποτέλεσμα της κατακόρυφης επιφόρτισης από τη συσσωρευμένη μάζα χιονιού. Η συσσώρευση αυτή δύναται να προέρχεται είτε από ελεύθερη κατακρήμνιση είτε από μετακίνηση λόγω ανεμοπίεσης, κλίσεως της επιφάνειας ή/και τεχνητών παρεμβάσεων. Η εν λόγω δράση θεωρείται στατική (μη δυναμική), μεταβλητή ως προς τον χρόνο (σχετιζόμενη με τη διάρκεια και ένταση της χιονόπτωσης), αλλά χωρικά σταθερή ως προς τη θέση εφαρμογής της στο φορέα.

Το φορτίο χιονιού επί της στέγης, s (σε kPa), είναι το χαρακτηριστικό φορτίο χιονιού επί του εδάφους, s_k (σε kPa), κατόπιν τροποποίησης μέσω τριών συντελεστών προσαρμογής, ως εξής:

$$s = \mu i C_e C_{ts} s_k \quad (4)$$

Όπου:

- μ (συντελεστής σχήματος): Λαμβάνει υπόψη τη γεωμετρία και κλίση της στέγης και τον τρόπο κατανομής του χιονιού επ' αυτής.
- C_e (συντελεστής έκθεσης): Εκφράζει την έκθεση της στέγης στις καιρικές επιδράσεις, ιδίως τον άνεμο και την προστασία από εμπόδια ή παρακείμενα κτίσματα.
- C_{ts} (θερμικός συντελεστής): Αντιστοιχεί στην επίδραση της θερμικής απώλειας του κτιρίου στη συσσώρευση ή απομάκρυνση του χιονιού από τη στέγη.

Οι παραπάνω συντελεστές ορίζονται σύμφωνα με τις προβλέψεις του Ευρωκώδικα 1 (EN 1991-1-3) και των εθνικών παραρτημάτων.

Το χαρακτηριστικό φορτίο χιονιού επί του εδάφους, s_k , επηρεάζεται κυρίως από τη γεωγραφική θέση και το υψόμετρο της υπό μελέτη περιοχής. Οι τιμές του s_k καθορίζονται με βάση μακροχρόνια κλιματικά δεδομένα, λαμβάνοντας υπόψη την ένταση και συχνότητα χιονοπτώσεων. Στο Παράρτημα Γ του Ευρωκώδικα 1 (EN 1991-1-3) παρέχονται χαρτογραφημένες ζώνες με τις τιμές του φορτίου χιονιού, αναγμένες στη στάθμη της θάλασσας, για το σύνολο των Ευρωπαϊκών κρατών. Οι τιμές αυτές αποτελούν το αποτέλεσμα συντονισμένης μετεωρολογικής και στατιστικής μελέτης, η οποία διεξήχθη σε ευρωπαϊκό επίπεδο. Στο πλαίσιο αυτό, η Ελλάδα έχει διαχωριστεί, με βάση κλιματολογικά κριτήρια, σε τρεις βασικές ζώνες χιονιού, στις οποίες αντιστοιχούν διαφορετικές τιμές χαρακτηριστικού φορτίου χιονιού s_k , αναφερόμενες στη στάθμη της θάλασσας:

- Ζώνη Α: Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας και όλα τα νησιά πλην των Σποράδων και της Εύβοιας

- Ζώνη Γ: Νομοί Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδες και Εύβοια
- Ζώνη Β: Υπόλοιπη Χώρα

Πίνακας Β4: Χαρακτηριστικό φορτίο χιονιού στο έδαφος, s_k , συναρτήσει του υψομέτρου για τις τρεις ζώνες της Ελλάδος από Εθνικό Προσάρτημα του Ευρωκώδικα 1 – ΕΛΟΤ EN 1991-1-3

Υψόμετρο Α (m)	Ζώνη Α	Ζώνη Β	Ζώνη Γ
από έως			
0 100	0.40	0.81	1.72
100 200	0.42	0.84	1.78
200 300	0.44	0.89	1.88
300 400	0.48	0.95	2.02
400 500	0.52	1.04	2.21
500 600	0.57	1.14	2.43
600 700	0.63	1.27	2.69
700 800	0.70	1.41	2.99
800 900	0.79	1.57	3.34
900 1000	0.88	1.75	3.72
1000 1100	0.98	1.95	Απαιτείται Ειδική μελέτη
1100 1200	1.08	2.17	
1200 1300	1.20	2.41	
1300 1400	1.33	2.66	
1400 1500	0.40	0.80	
1500 Και άνω	Δεν καλύπτεται από τον Ευρωκώδικα		

Η τελική τιμή του s_k για συγκεκριμένο υψόμετρο z προκύπτει από τις αντίστοιχες εθνικές διατάξεις, βάσει εμπειρικών σχέσεων που λαμβάνουν υπόψη την αύξηση του φορτίου χιονιού με το υψόμετρο.

$$s_k = s_{k0} \left(1 - \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right) \quad (5)$$

όπου: s_{k0} είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου του χιονιού στη στάθμη της θάλασσας (δηλαδή $A = 0$), σε kN/m^2 , A είναι το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από τη στάθμη της θάλασσας σε m.

Η συσσώρευση χιονιού επί της στέγης μιας κατασκευής επηρεάζεται σημαντικά τόσο από την έκθεσή της στον άνεμο, όσο και από τη θερμική της συμπεριφορά, ιδίως όταν δεν διαθέτει κατάλληλη θερμομόνωση. Ο Ευρωκώδικας 1 (EN 1991-1-3) λαμβάνει υπόψη τα παραπάνω φαινόμενα μέσω δύο διορθωτικών συντελεστών:

- C_e (συντελεστής έκθεσης): Λαμβάνει υπόψη την επίδραση του ανέμου στην απόθεση ή απομάκρυνση χιονιού από τη στέγη. Ο τυπικός συντελεστής θεωρείται ίσος με τη μονάδα ($C_e = 1.0$).
- Ωστόσο, σε περιπτώσεις: Προστατευμένων κατασκευών (π.χ. περιβαλλόμενων από υψηλότερα κτήρια ή φυσικά εμπόδια), μπορεί να ληφθεί $C_e = 0.8$.
- Εκτεθειμένων κατασκευών (π.χ. σε ύψωμα, χωρίς προστατευτικά εμπόδια), μπορεί να ληφθεί $C_e = 1.2$.

Πίνακας Β5: Συνιστώμενες τιμές του C_e για διάφορα τοπογραφικά χαρακτηριστικά σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 – ΕΛΟΤ EN 1991-1-3

Τοπογραφικά Χαρακτηριστικά	C_e
Εκτεθειμένο	0,8
Κανονικό	1,0
Προφυλαγμένο	1,2

Η επιλογή της τιμής του συντελεστή έκθεσης (C_e) λαμβάνεται υπόψη για την τρέχουσα κατάσταση του περιβάλλοντος χώρου και τη μελλοντική αναμενόμενη εξέλιξη του δομημένου περιβάλλοντος του έργου. Συγκεκριμένα, σε περιοχές που προς το παρόν χαρακτηρίζονται ως εκτεθειμένες, ενδεχομένως να δικαιολογείται η χρήση μειωμένου συντελεστή $C_e = 0.8$. Ωστόσο, εάν υπάρχουν ενδείξεις ή προοπτικές για αστική ανάπτυξη, κατασκευή κτισμάτων ή άλλες παρεμβάσεις που ενδέχεται να μειώσουν τη σχετική έκθεση στο μέλλον, συνίσταται η χρήση συντηρητικότερης τιμής, δηλαδή $C_e = 1.0$, ώστε να διασφαλιστεί η μακροχρόνια επάρκεια του φέροντος οργανισμού.

Αντίστοιχα, ο θερμικός συντελεστής (C_t) λαμβάνεται κατά κανόνα ίσος με $C_t = 1.0$, εκτός εάν τεκμηριωμένα αποδεικνύεται ότι η στέγη εμφανίζει σημαντικές θερμικές απώλειες (π.χ. σε μη μονωμένα βιομηχανικά κτίρια ή θερμοκήπια), οπότε δύναται να εφαρμοστεί μειωμένος συντελεστής. Η χρήση τιμών χαμηλότερων της μονάδας για τους C_e και C_t απαιτεί τεκμηρίωση και κριτική τεχνική αξιολόγηση εκ μέρους του μελετητή.

B3. Δράσεις ανέμου

Η δράση του ανέμου σε μία κατασκευή οφείλεται στη ροή του αέρα όταν αυτός προσπίπτει επάνω σε επιφάνειες του φορέα. Οι αναπτυσσόμενες δυνάμεις είναι κάθετες προς την προσβαλλόμενη επιφάνεια και προέρχονται από τη διαφορά πίεσης μεταξύ των ανεμοπλήκτων και των υπήνεμων όψεων. Επιπλέον, σε περιπτώσεις που ο άνεμος σαρώνει επιφάνειες παράλληλα, αναπτύσσονται δυνάμεις τριβής (ολισθητικές), οι οποίες σε ορισμένα δομικά στοιχεία (όπως ελαφρές μεταλλικές στέγες ή επενδύσεις) μπορεί να είναι πρωτεύοντες. Σύμφωνα με τον Παγκόσμιο Μετεωρολογικό Οργανισμό (WMO), για να διασφαλίζεται η συγκρισιμότητα των μετρήσεων ταχύτητας ανέμου, οι συνθήκες μέτρησης ορίζονται ως εξής:

- Το ανεμόμετρο βρίσκεται σε ύψος 10 m από την επιφάνεια του εδάφους,
- Η περιοχή να είναι επίπεδη και τραχύτητα κατηγορίας II
- Η τιμή να είναι μέση δηλαδή ανά δεκαλέπτο. Με βάση στατιστική επεξεργασία των μετρήσεων, ορίζεται ως θεμελιώδης βασική ταχύτητα ανέμου ($v_{b,0}$) εκείνη η μέση ταχύτητα δεκαλέπτου που έχει ετήσια πιθανότητα υπέρβασης 0.02, δηλαδή μέση περίοδο επαναφοράς 50 ετών. Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα του ΕΛΟΤ EN 1991-1-4, υιοθετούνται οι εξής τιμές για τη $v_{b,0}$ στην Ελλάδα:
- 33 m/s για τις παράκτιες και νησιωτικές περιοχές σε απόσταση έως 10 km από τη θάλασσα,
- 27 m/s για την υπόλοιπη επικράτεια.

Η συνολική δράση του ανέμου υπολογίζεται μέσω:

$$q_p(z) = [1 + I_v(z)] * \frac{1}{2} * \rho * U_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b \quad (6)$$

Της πίεσης αιχμής (q_b), η οποία εξαρτάται από τη θεμελιώδη βασική ταχύτητα του ανέμου και τις τοπικές συνθήκες, και των κατάλληλων αεροδυναμικών συντελεστών (π.χ. συντελεστές πίεσης και τριβής), που εξαρτώνται από τη γεωμετρία και τη διεύθυνση προσβολής της κατασκευής.

- Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος z υπολογίζεται με τη σχέση: $\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$
- $I_v(z)$: Η ένταση του στροβιλισμού σε ύψος z . Εκφράζει τη σχετική διακύμανση της ταχύτητας του ανέμου λόγω της ανατάραξης, και εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και το ύψος.

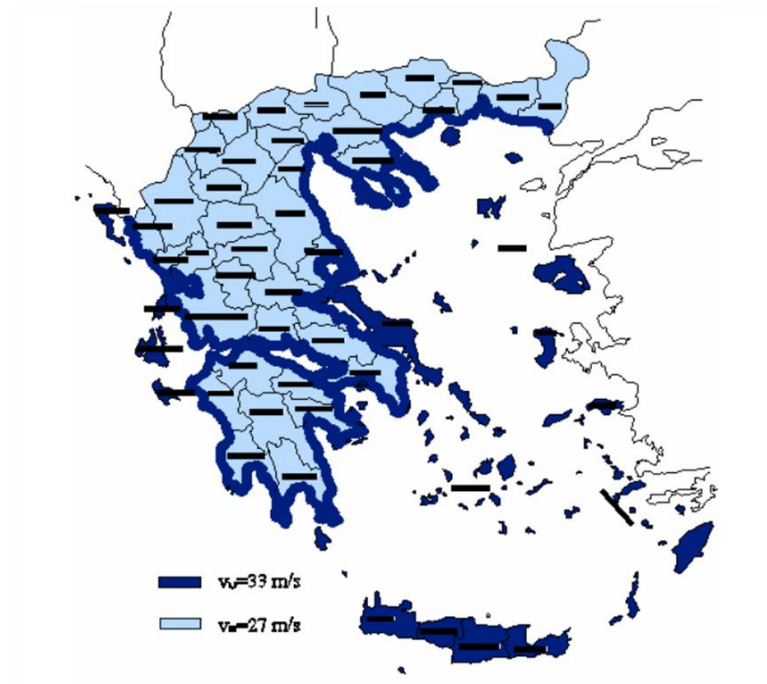
- $v_m(z)$: Η μέση ταχύτητα του ανέμου σε ύψος z πάνω από το επίπεδο του εδάφους. Υπολογίζεται από τη θεμελιώδη βασική ταχύτητα του ανέμου ($v_{b,0}$) προσαρμοσμένη με κατάλληλους συντελεστές (τραχύτητας, διεύθυνσης, κλιματικής προσαρμογής κ.ά.).
- $c_e(z)$: Ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος εκφράζει την επιρροή της τοπογραφίας και της τραχύτητας στην ενίσχυση της μέσης ταχύτητας του ανέμου.

$$\Deltaίνεται από τη σχέση: q_b = \frac{1}{2} * \rho * U_b^2 \quad (7)$$

όπου η βασική ταχύτητα ανέμου v_b , ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10 m πάνω από έδαφος κατηγορίας II και είναι ίση με:

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0} \quad (8)$$

όπου: c_{dir} ο συντελεστής διεύθυνσης (προτεινόμενη τιμή 1,0) c_{season} ο συντελεστής εποχής (προτεινόμενη τιμή 1,0) $v_{b,0}$ η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου, ίση με τη χαρακτηριστική μέση ταχύτητα του ανέμου 10 λεπτών, ανεξάρτητα από την διεύθυνση του και την εποχή του έτους, στα 10 m πάνω από το έδαφος, σε ανοικτή περιοχή με χαμηλή βλάστηση, όπως γρασίδι και με μεμονωμένα εμπόδια ανά αποστάσεις μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές του ύψους των εμποδίων (έδαφος κατηγορίας II).

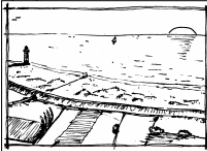
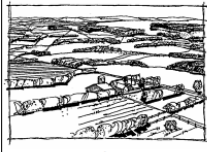
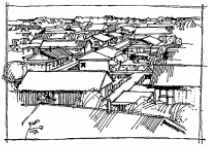


Εικ.236: Χάρτης θεμελιώδους βασικής ταχύτητας του ανέμου

Η τραχύτητα του εδάφους είναι καθοριστικός παράγοντας για την κατανομή της ταχύτητας του ανέμου καθ' ύψος (wind speed profile) και επηρεάζει την εκτιμώμενη δυναμική φόρτιση επί των κατασκευών. Η τραχύτητα εξαρτάται κυρίως από:

- Το ύψος των εμποδίων (κτίρια, δέντρα, μορφολογικά στοιχεία),
- Την πυκνότητα και κανονικότητα κατανομής αυτών των εμποδίων στην περιοχή γύρω από το έργο.
- Η επιφάνεια εδάφους ταξινομείται σε πέντε κατηγορίες τραχύτητας: Κατηγορία 0, I, II, III και IV, κάθε μία από τις οποίες αντιστοιχεί σε διαφορετικό επίπεδο τραχύτητας και συνεπώς σε διαφορετική κατανομή ταχύτητας του ανέμου καθ' ύψος.

Πίνακας Β6: Απεικονίσεις της ανώτερης τραχύτητας κάθε κατηγορίας εδάφους και αντίστοιχοι ορισμοί σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 – ΕΛΟΤ EN 1991-1-4

 Κατηγορία εδάφους 0: Θάλασσα, παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	 Κατηγορία εδάφους I: Λίμνες ή περιοχή με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμποδία
 Κατηγορία εδάφους II: Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμποδία (δέντρα, κτήρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	 Κατηγορία εδάφους III: Περιοχή με κανονική κάλυψη από βλάστηση ή από κτήρια ή από μεμονωμένα εμποδία με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)
 Κατηγορία εδάφους IV: Περιοχή στην οποία τουλάχιστον το 15 % της επιφάνειας καλύπτεται με κτήρια των οποίων το μέσο	

Η μέση ταχύτητα του ανέμου σε ύψος z πάνω από το επίπεδο του εδάφους, συμβολιζόμενη ως $vm(z)$, εξαρτάται κυρίως από:

- την τραχύτητα του εδάφους,
- την τοπογραφική διαμόρφωση (π.χ. λόφοι, πρανή, κοιλάδες).

Η ταχύτητα $vm(z)$ υπολογίζεται από τη σχέση:

$$vm(z)=cr(z) \cdot c0(z) \cdot vbn_m(z) = cr(z) \cdot c0(z) \cdot c(z)=cr(z) \cdot c0(z) \cdot vb \quad (9)$$

Όπου:

- v_b : Η βασική ταχύτητα του ανέμου, δηλαδή η μέση ταχύτητα ανέμου διάρκειας 10 λεπτών με ετήσια πιθανότητα υπέρβασης 0.02, σε ύψος 10 m από έδαφος κατηγορίας II.
- $cr(z)$: Ο συντελεστής τραχύτητας, ο οποίος προσαρμόζει τη βασική ταχύτητα v_b ανάλογα με:
 - ο το ύψος z πάνω από το έδαφος,
 - την κατηγορία τραχύτητας (0, I, II, III, IV),
 - τις τοπικές γεωμετρικές συνθήκες.

Ο $cr(z)$ αυξάνεται με το ύψος και εξαρτάται από την καμπυλότητα του προφίλ ροής του ανέμου, που γίνεται πιο έντονη σε περιοχές υψηλής τραχύτητας.

- $c_0(z)$: Ο συντελεστής τοπογραφικής ενίσχυσης, που λαμβάνει υπόψη την αύξηση της ταχύτητας ανέμου λόγω τοπογραφικών σχηματισμών, όπως κορυφές λόφων, πρανή ή κοιλάδες. Για επίπεδο έδαφος ή όταν δεν απαιτείται ειδική προσαρμογή, λαμβάνεται: $c_0(z)=1.0$

Ο συντελεστής εδάφους k_r δίνεται από την σχέση: $k_r=0,19*(z_0/z_{0II})^{0,07}$ (10)

όπου οι παράμετροι z_0 και z_{min} δίνονται από τον επόμενο πίνακα Β7 συναρτήσει της τραχύτητας του εδάφους.

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

$$I_v(z) = kI / (c_0(z) * \ln(z/z_0)) \quad (11)$$

για $z_{min} \leq z \leq z_{max}$ και $I_v(z) = I_v(z_{min})$ για $z \leq z_{min}$ όπου: kI είναι ο συντελεστής στροβιλισμού (ίσος με 1).

Πίνακας Β7: Κατηγοριών Τραχύτητας Εδάφους σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 – ΕΛΟΤ EN 1991-1-

4

Κατηγορία εδάφους		$z_0(m)$	$z_{min}(m)$
0	Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοιχτή 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, κτήρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0,05	2
III	Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτήρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0,3	5

IV	Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτήρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m	1,0	10
----	--	-----	----

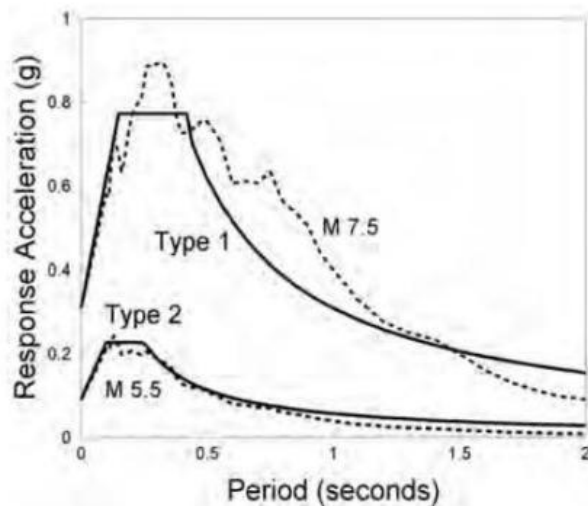
B4. Σεισμικές δράσεις σύμφωνα με Ευρωκώδικα 8

Οι σεισμικές δράσεις, όπως προβλέπονται και στον ΕΑΚ 2000, ορίζονται στον Ευρωκώδικα 8 μέσω της μέγιστης επιτάχυνσης απόκρισης της κατασκευής υπό τον αναμενόμενο σεισμό. Αυτή αναπαρίσταται από το φάσμα επιταχύνσεων της κατασκευής. Η διαδικασία ξεκινά με το ελαστικό φάσμα απόκρισης, το οποίο στη συνέχεια μειώνεται μέσω συντελεστών που λαμβάνουν υπόψη την ικανότητα της κατασκευής να απορροφά σεισμική ενέργεια μέσω ανελαστικών παραμορφώσεων. Το τελικό φάσμα επιταχύνσεων σχεδιασμού προκύπτει με βάση το ελαστικό φάσμα (με απόσβεση 5%) και τη διαίρεση των φασματικών επιταχύνσεων με τον συντελεστή συμπεριφοράς (q), που εκφράζει την ανελαστική συμπεριφορά της κατασκευής.

Σε οριζόντιο επίπεδο, η σεισμική δράση εφαρμόζεται ταυτόχρονα και ανεξάρτητα κατά δύο κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις, χρησιμοποιώντας το ίδιο φάσμα απόκρισης για καθεμία. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, προβλέπονται δύο τύποι φασμάτων σχεδιασμού:

- Το Φάσμα Τύπου 1, το οποίο εφαρμόζεται σε περιοχές υψηλής σεισμικότητας (όπως στη νότια Ευρώπη) και αντιστοιχεί σε σειμούς μεγέθους κοντά στο 7.
- Το Φάσμα Τύπου 2, κατάλληλο για περιοχές μέτριας ή χαμηλής σεισμικότητας (όπως η κεντρική και βόρεια Ευρώπη), που αντιστοιχεί σε σειμούς μεγέθους έως 5,5.

Στο σχετικό σχήμα παρουσιάζονται οι μέσες φασματικές τιμές που προκύπτουν από τις εξισώσεις πρόβλεψης σεισμικής κίνησης για ευρωπαϊκό έδαφος, για περιοχές με βραχώδες υπέδαφος σε απόσταση 10 km από επίκεντρο μικρού και μεγάλου σεισμού. Αυτές συγκρίνονται με τα φάσματα Τύπου 1 και 2 του Ευρωκώδικα 8, τα οποία βασίζονται στις μέσες τιμές της μέγιστης αναμενόμενης επιτάχυνσης του εδάφους.



Εικ. 237: Μέσες φασματικές τεταγμένες κατά EC8

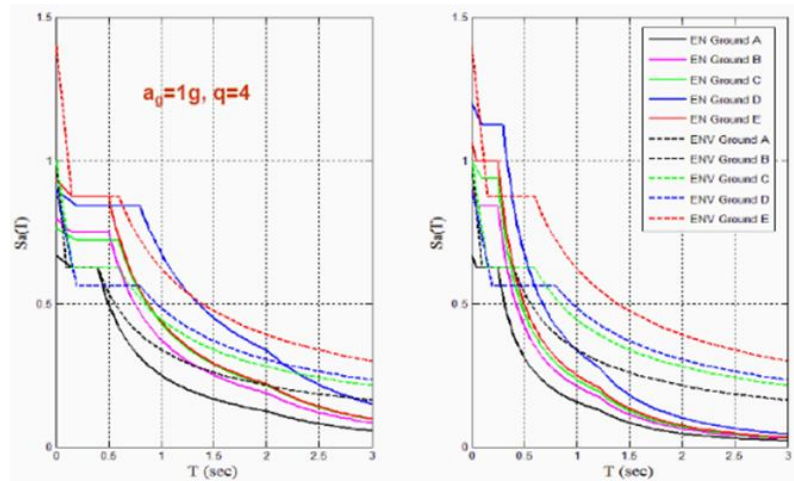
Το ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων με απόσβεση 5%, όπως ορίζεται στον Ευρωκώδικα 8, παρουσιάζεται σχηματικά και περιλαμβάνει τρεις διακριτές περιοχές:

1. Περιοχή σταθερής φασματικής επιτάχυνσης: Βρίσκεται μεταξύ των περιόδων T_B και T_C , όπου η φασματική επιτάχυνση διατηρείται σταθερή και ισούται με 2,5 φορές τη μέγιστη επιτάχυνση του εδάφους (a_g).
2. Περιοχή σταθερής φασματικής ταχύτητας: Εκτείνεται από την περίοδο T_C έως την T_D . Σε αυτό το διάστημα, η φασματική επιτάχυνση μειώνεται και είναι αντίστροφα ανάλογη της περιόδου ($1/T$).
3. Περιοχή σταθερής φασματικής μετατόπισης: Για περιόδους μεγαλύτερες από το T_D , η φασματική επιτάχυνση συνεχίζει να μειώνεται και είναι αντίστροφα ανάλογη του τετραγώνου της περιόδου ($1/T^2$).

Στις περιοχές σταθερής φασματικής επιτάχυνσης, φασματικής ταχύτητας και φασματικής μετατόπισης, το φάσμα σχεδιασμού προκύπτει από το ελαστικό φάσμα απόκρισης με απόσβεση 5%, διαιρούμενο με τον συντελεστή συμπεριφοράς q , ώστε να ληφθεί υπόψη η ανελαστική συμπεριφορά της κατασκευής. Κατ' εξαίρεση, για την ανερχόμενη περιοχή του φάσματος, δηλαδή για περιόδους $T < T_B$, το φάσμα σχεδιασμού προσδιορίζεται μέσω γραμμικής παρεμβολής μεταξύ δύο οριακών τιμών:

- Της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης S_{ag} , διαιρεμένης με συντελεστή υπεραντοχής ίσο με 1,5, που λαμβάνει υπόψη την αυξημένη φέρουσα ικανότητα σε σχέση με τη σχεδιαστική αντοχή, για $T=0$.
- Της σταθερής φασματικής επιτάχυνσης, ίσης με $2.5 \cdot a_g/q$ για $T=T_B$.

Επιπλέον, προβλέπεται ένα κατώτατο όριο για τη φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού, το οποίο δεν επιτρέπεται να είναι μικρότερο από το 20% της μέγιστης επιτάχυνσης σε βραχώδες έδαφος a_g .



Εικ.238: Φάσμα σχεδιασμού

Οι σχέσεις που περιγράφουν το φάσμα επιταχύνσεων σχεδιασμού (EC8 παρ 3.2.2.5):

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g * S * \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} * \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (12)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g * S * \frac{2,5}{q} \quad (13)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) = a_g * S * \frac{2,5}{q} * \frac{T_C}{T} \text{ όταν } \geq \beta * a_g \quad (14)$$

$$T_D \leq T: S_d(T) = a_g * S * \frac{2,5}{q} * \frac{T_C * T_D}{T^2} \text{ όταν } \geq \beta * a_g \quad (15)$$

Όπου:

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

- q συντελεστής συμπεριφοράς
- β κάτω όριο για τη σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού (προτείνεται η τιμή $\beta=0.2$)
- Συντελεστής σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους (a_g)

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, η σεισμική δράση αναφοράς — δηλαδή αυτή που αντιστοιχεί σε πιθανότητα υπέρβασης 10% εντός 50 ετών — εξαρτάται από τη γεωγραφική θέση και εκφράζεται μέσω της μέγιστης οριζόντιας επιτάχυνσης αναφοράς a_{gR} σε βραχώδεις υπέδαφος. Η τιμή αυτή καθορίζεται με βάση τον εθνικό χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας.

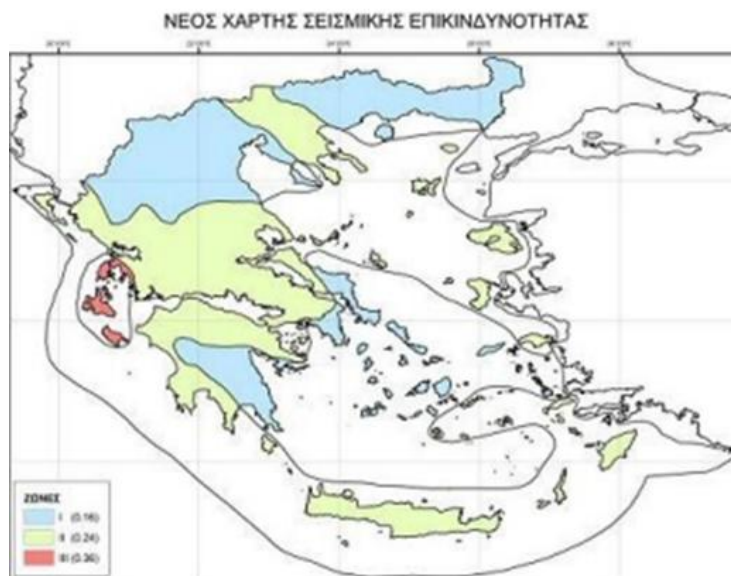
Στο Εθνικό Προσάρτημα του Ευρωκώδικα 8, έχουν υιοθετηθεί οι τρεις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας του ΕΑΚ 2000, καθώς και οι αντίστοιχες συμβατικές τιμές επιτάχυνσης για κάθε ζώνη, οι οποίες παρουσιάζονται στον σχετικό πίνακα. Οι τιμές αυτές θεωρείται ότι ισχύουν κατά μέσο όρο για έδαφος κατηγορίας C. Αυτό σημαίνει ότι, σε σχέση με τον ΕΑΚ 2000, οι φασματικές επιταχύνσεις στα εδάφη κατηγοριών B έως E προκύπτουν ενισχυμένες κατά 15% έως 40%, λόγω των διαφορών στη βαθμονόμηση της σεισμικής απόκρισης.

Η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση στην επιφάνεια του εδάφους εξαρτάται από την κατηγορία εδάφους και υπολογίζεται ως το γινόμενο της επιτάχυνσης αναφοράς a_{gR} επί τον συντελεστή εδάφους S .

Στο σχήμα που ακολουθεί, παρουσιάζεται ο χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας της Ελλάδας, σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000, καθώς και ο σχετικός πίνακας B8 τιμών αναφοράς της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης για κάθε ζώνη.

Πίνακας B8: Τιμές αναφοράς μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους κατά ΕΑΚ 2000

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



Εικ.239: Χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας Ελλάδος κατά ΕΑΚ2000

- Συντελεστής σπουδαιότητας κτιρίων (γ_i)

Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας, ανάλογα με τις συνέπειες που θα έχει η κατάρρευσή τους στην ανθρώπινη ζωή, τη δημόσια ασφάλεια, την προστασία των πολιτών, καθώς και τις κοινωνικές και οικονομικές επιπτώσεις, ιδιαίτερα κατά την άμεση μετασεισμική περίοδο.

Κάθε κατηγορία σπουδαιότητας συνοδεύεται από συγκεκριμένους:

- Συντελεστές σπουδαιότητας γ_i , οι οποίοι επηρεάζουν την ένταση της σεισμικής δράσης που εφαρμόζεται στον σχεδιασμό, και
- Συντελεστές μείωσης ν , οι οποίοι χρησιμοποιούνται για τον προσδιορισμό της σεισμικής δράσης περιορισμού βλαβών (δηλαδή για ελαφρά σεισμικά φορτία, π.χ. σε ελέγχους λειτουργικότητας ή μη-δομικών ζημιών).

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, η κατηγορία σπουδαιότητας 2 (που περιλαμβάνει τα περισσότερα συνήθη κτίρια) λαμβάνει συντελεστή $\gamma_i=1,0$

Για τις υπόλοιπες κατηγορίες (1, 3 και 4), οι τιμές των συντελεστών γ_i καθορίζονται από το Εθνικό Προσάρτημα, όπως παρουσιάζεται στον ακόλουθο πίνακα Β9.

Πίνακας Β9: Κατηγορίες σπουδαιότητας κτιρίων κατά EC8

Κατηγορία σπουδαιότητας	Κτίρια	γ_i	ν
I	Κτήρια ήσσονος σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια π.χ. αγροτικά οικήματα	0.8	0.5
II	Κανονικά κτήρια τα οποία δεν ανήκουν στις υπόλοιπες κατηγορίες	1.0	0.5

III	Κτίρια των οποίων η σεισμική αντίσταση είναι σημαντική σε ότι αφορά τις συνέπειες που συνδέονται με πιθανή κατάρρευση πχ. σχολεία, χώροι συνάθροισης	1.2	0.4
IV	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά την διάρκεια των σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών πχ νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί κλπ.	1.4	0.4

- Έδαφος έδρασης

Ο προσδιορισμός του εδάφους έδρασης αποτελεί το πρώτο βήμα στον αντισεισμικό σχεδιασμό, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8. Τα εδάφη κατατάσσονται σε επτά κατηγορίες (Α έως Ε, καθώς και κατηγορίες S1 και S2), ανάλογα με γεωτεχνικά χαρακτηριστικά και μηχανικές ιδιότητες όπως:

- η μέση ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων στο επιφανειακό στρώμα ($V_{s,30}$),
- η γεωλογική σύσταση,
- η συνοχή και ο βαθμός συμπίκνωσης,
- και το πάχος των υπερκειμένων εδαφικών στρωμάτων.

Η επίσημη κατηγοριοποίηση παρουσιάζεται στον Πίνακα Β10 της παρούσας διπλωματικής ή στον Ευρωκώδικα 8 παρ3.1.2 .

Αυτή η ταξινόμηση είναι κρίσιμη, καθώς επηρεάζει την επιλογή του συντελεστή εδάφους (S), ο οποίος χρησιμοποιείται για την τροποποίηση της σεισμικής επιτάχυνσης αναφοράς a_{gr} , προκειμένου να υπολογιστεί η σεισμική επιτάχυνση στην επιφάνεια του εδάφους.

Πίνακας Β10: Κατηγορία εδάφους κατά EC8

Κατηγορία εδάφους	$V_{s,30}$ (m/s)	Nspt	cu (kPa)
A: Βράχος, με 5m το πολύ επικάλυψη από μαλακότερο έδαφος	> 800	-	-
B: Πολύ πυκνά κοκκώδη εδάφη ή πολύ σκληρή άργιλος, βάθους αρκετών δεκάδων μέτρων	360-800	> 50	> 250
C: Κοκκώδη εδάφη υψηλής ή μέσης πυκνότητας ή σκληρή άργιλος βάθους αρκετών δεκάδων έως πολλών εκατοντάδων μέτρων	180-360	15-50	70-250
D: Κοκκώδη εδάφη μικρής έως μέσης πυκνότητας ή μαλακή άργιλος	< 180	< 15	< 70
E: 6-20m έδαφος C ή D πάνω από βράχο			

S1: $\geq 10\text{m}$ μαλακή άργιλος/ίλος με δείκτη πλαστιμότητας $PI > 40$ και υψηλή περιεκτικότητα νερού	< 100	-	10-20
S2: Ευαίσθητη άργιλος, εδάφη ρευστοποιημένα ή εκτός A-E ή S1			

Οι σεισμικές δράσεις δεν εξαρτώνται αποκλειστικά από τη σεισμική ζώνη στην οποία βρίσκεται το έργο, αλλά επηρεάζονται σημαντικά και από τις τοπικές εδαφικές συνθήκες. Για τον λόγο αυτό, ο Ευρωκώδικας 8 προβλέπει την κατάταξη των εδαφών σε επτά κατηγορίες: A, B, C, D, E, S1 και S2.

Η κατηγοριοποίηση αυτή βασίζεται σε γεωτεχνικές παραμέτρους, όπως η στρωματογραφία και τα μηχανικά χαρακτηριστικά του εδάφους, και παρουσιάζεται στον αντίστοιχο πίνακα του Ευρωκώδικα. Η κατάταξη επιτρέπει την αποτίμηση της επίδρασης των τοπικών συνθηκών στη σεισμική απόκριση της κατασκευής, μέσω της επιλογής κατάλληλου συντελεστή εδάφους (S). Για τις ειδικές κατηγορίες εδαφών S1 και S2, απαιτούνται εξειδικευμένες γεωτεχνικές μελέτες, ώστε να προσδιοριστούν με ακρίβεια οι σεισμικές δράσεις, λόγω της ιδιαίτερης συμπεριφοράς των εδαφών αυτών κατά τη διάρκεια σεισμού.

Η κατάταξη των εδαφών βασίζεται κατά προτεραιότητα στη μέση ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων στα ανώτερα 30 μέτρα του εδάφους, γνωστή ως $v_{S,30}$. Αν αυτή η τιμή δεν είναι διαθέσιμη, μπορεί να χρησιμοποιηθεί ο δείκτης NSPT (ο αριθμός κρούσεων του πρότυπου δοκιμής διεύθυνσης για βάθος 30 cm).
$$v_{S,30} = \sum_{i=1,N}^{30} \frac{h_i}{v_j} \quad (16)$$

Στα σχήματα παρουσιάζονται τα ελαστικά φάσματα απόκρισης που προβλέπονται από τον Ευρωκώδικα 8 για κάθε τύπο εδάφους. Όπως έχει ήδη αναφερθεί, ο Ευρωκώδικας 8 προβλέπει δύο τύπους φασμάτων απόκρισης:

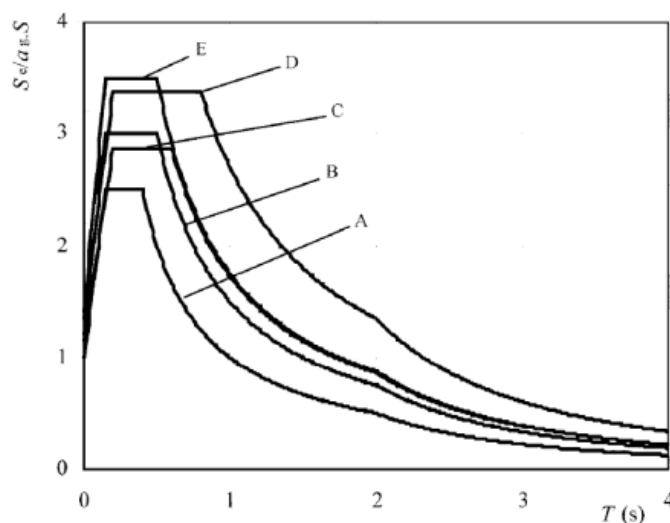
- Φάσμα Τύπου 1: για περιοχές με υψηλή σεισμικότητα, όπου το μέγεθος του αναμενόμενου σεισμού είναι $M > 5,5$.
- Φάσμα Τύπου 2: για περιοχές με μέτρια ή χαμηλή σεισμικότητα, με $M < 5,5$.

Για κάθε τύπο φάσματος (1 ή 2), προβλέπονται διαφορετικά φάσματα απόκρισης ανάλογα με την κατηγορία εδάφους, από A έως E. Οι πέντε βασικές κατηγορίες εδαφών περιγράφονται ως εξής:

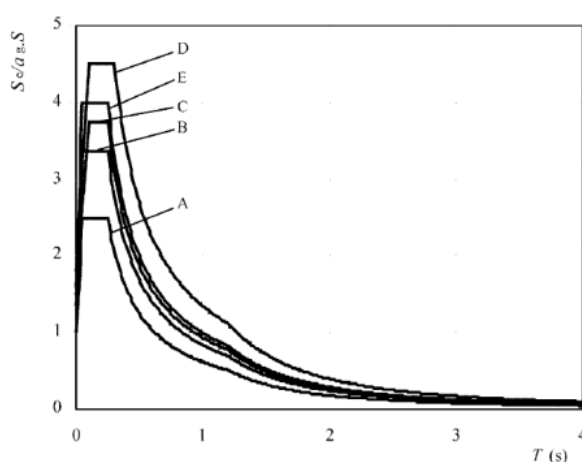
- Κατηγορία A: Βραχώδες έδαφος ή πολύ σκληρός βράχος.
- Κατηγορία B: Πολύ πυκνή άμμος, αμμοχάλικο ή πολύ σκληρή άργιλος με πυκνή σύσταση.
- Κατηγορία C: Πυκνή άμμος ή αμμοχάλικο, ή σκληρή άργιλος.
- Κατηγορία D: Χαλαρό ή μέτριο μη συνεκτικό έδαφος, ή μαλακή έως μέσης πυκνότητας συνεκτική γη.

- Κατηγορία Ε: Εδαφικά προφίλ που περιλαμβάνουν επιφανειακή στρώση προσχώσεων πάχους 5–20 m, που υπέρκειται βραχώδους ή ημιβραχώδους στρώσης.

Οι διαφορές στη μορφή των φασμάτων για κάθε κατηγορία εδάφους αντανακλούν την ενίσχυση ή απόσβεση της σεισμικής κίνησης που προκαλούν τα τοπικά εδαφικά χαρακτηριστικά.



Εικ.240: Προτεινόμενο ελαστικό φάσμα απόκρισης τύπου 1 κατά EC8 για απόσβεση 5%



Εικ.241: Προτεινόμενο ελαστικό φάσμα απόκρισης τύπου 2 κατά EC8 για απόσβεση 5%

Στη συνέχεια παρατίθενται οι πίνακες με τις τιμές των παραμέτρων που ενσωματώνουν την επίδραση των τοπικών εδαφικών συνθηκών στους υπολογισμούς των σεισμικών δράσεων. Οι παράμετροι αυτές εισέρχονται στις σχέσεις του φάσματος απόκρισης και επηρεάζουν άμεσα τη φασματική επιτάχυνση του εδάφους.

Οι συντελεστές εξαρτώνται κυρίως από την κατηγορία εδάφους, ενώ ιδιαίτερα κρίσιμοι είναι:

- ο συντελεστής εδάφους S , και

- οι χαρακτηριστικές περίοδοι T_B , T_C , T_D ,

οι οποίες ορίζουν τα όρια μεταξύ των επιμέρους περιοχών του ελαστικού φάσματος απόκρισης (σταθερής επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετατόπισης). Οι τιμές αυτών των παραμέτρων παρέχονται στους πίνακες που ακολουθούν και έχουν καθοριστεί από το Εθνικό Προσάρτημα του Ευρωκώδικα 8 για την Ελλάδα.

Σημαντικό είναι το γεγονός ότι ο Ευρωκώδικας 8 προβλέπει διαφορετικές τιμές για τους εν λόγω συντελεστές, ανάλογα με τον τύπο του φάσματος απόκρισης (Τύπου 1 ή Τύπου 2), που έχει επιλεγεί για την εκάστοτε περιοχή, με βάση το επίπεδο σεισμικότητας.

Πίνακας B11: Τιμές παραμέτρων ελαστικού φάσματος Type 1

Κατηγορία εδάφους	S	T_B	T_C	T_D
A	1.0	0.15	0.4	2.0
B	1.2	0.15	0.5	2.0
C	1.15	0.20	0.6	2.0
D	1.35	0.20	0.8	2.0
E	1.4	0.15	0.5	2.0

Πίνακας B12: Τιμές παραμέτρων ελαστικού φάσματος Type 2

Κατηγορία εδάφους	S	T_B	T_C	T_D
A	1.0	0.05	0.25	1.2
B	1.35	0.05	0.25	1.2
C	1.5	0.10	0.25	1.2
D	1.8	0.10	0.30	1.2
E	1.6	0.05	0.25	1.2

Οι παράμετροι που καθορίζουν τη μορφή του ελαστικού φάσματος απόκρισης και με τις οποίες λαμβάνεται υπόψη η επίδραση των τοπικών εδαφικών συνθηκών είναι οι εξής:

- T_B : Το κάτω όριο της περιόδου του σταθερού κλάδου φασματικής επιτάχυνσης. Ορίζει το σημείο μετάβασης από την αρχική γραμμική αύξηση προς τη μέγιστη φασματική επιτάχυνση.
- T_C : Το άνω όριο της περιόδου του σταθερού κλάδου φασματικής επιτάχυνσης. Από αυτό το σημείο και μετά, η φασματική επιτάχυνση αρχίζει να μειώνεται με τρόπο αντίστροφα ανάλογο της περιόδου.
- T_D : Η περίοδος που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής φασματικής μετακίνησης, όπου η φασματική επιτάχυνση μειώνεται με τον νόμο $1/T^2$.

- S: Ο συντελεστής εδάφους, ο οποίος τροποποιεί την τιμή της επιτάχυνσης αναφοράς ag_R , ώστε να ληφθεί υπόψη η ενίσχυση της σεισμικής κίνησης λόγω των τοπικών εδαφικών συνθηκών.

- Συντελεστές απόσβεσης n

Ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης n χρησιμοποιείται για να εκφράσει τη μεταβολή της επιρροής της ιξώδους απόσβεσης στην ελαστική περιοχή της σεισμικής απόκρισης, όταν το ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης ξ διαφέρει από την τιμή αναφοράς του 5%.

Η αύξηση της απόσβεσης στην ανελαστική συμπεριφορά της κατασκευής θεωρείται ότι εμπεριέχεται στην τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q , και επομένως δεν επηρεάζει επιπλέον την ελαστική απόκριση μέσω του n .

Για τιμή απόσβεσης ίση με 5%, ο συντελεστής λαμβάνει την τιμή $n=1,0$.

Σε περιπτώσεις όπου πρέπει να ληφθεί υπόψη διαφορετικό ποσοστό απόσβεσης, η τιμή του συντελεστή n υπολογίζεται από τη σχέση: $n = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} \geq 0,55$ (17)

όπου:

- ξ είναι το ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης της κατασκευής (εκφρασμένο σε %).

Σε ειδικές περιπτώσεις, όπου η απόσβεση διαφέρει ουσιωδώς από το 5%, αντί του υπολογισμού μπορεί να χρησιμοποιηθεί πίνακας τιμών για το ξ , όπως αυτός που παρατίθεται στη συνέχεια.

Πίνακας B13: Τιμές ποσοστού απόσβεσης κατά ΕΑΚ 2000

Είδος κατασκευής		$\xi\%$
Μεταλλική:	Με συγκολλήσεις	2
	Με κοχλιώσεις	4
Σκυρόδεμα:	Άοπλο	3
	Οπλισμένο	5
	Προεντεταμένο	4
Τοιχοποιία:	Οπλισμένη	6
	Διαζυγματική	5
Ξύλινη:	Κολλητή	4
	Κοχλιωτή	4

	Ηλωτή	5
--	-------	---

- Πλαστιμότητα-κατηγορίες πλαστιμότητας

Πλαστιμότητα ορίζεται ως η ικανότητα της κατασκευής (ή μεμονωμένων μελών της) να υφίστανται μεγάλες ανελαστικές παραμορφώσεις πέραν του σημείου διαρροής, χωρίς σημαντική απώλεια της φέρουσας ικανότητας. Στην αντισεισμική μηχανική η πλαστιμότητα εκφράζεται ως:

- Απαίτηση πλαστιμότητας: το επίπεδο που πρέπει να επιτευχθεί κατά τον σεισμό σχεδιασμού — εξαρτάται από τη σεισμική δράση και την κατασκευή.
- Διαθεσιμότητα πλαστιμότητας: το μέγιστο επίπεδο που μπορεί να υποστηρίξει η κατασκευή χωρίς αστοχία — είναι ιδιότητα του συστήματος.

Ο κανονισμός στοχεύει στη δημιουργία αξιόπιστων μηχανισμών απορρόφησης ενέργειας σε προκαθορισμένες, κρίσιμες περιοχές, ώστε να μειώνονται οι αδρανειακές φορτίσεις στο υπόλοιπο της κατασκευής. Για κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα, η πλαστική συμπεριφορά επιτυγχάνεται μόνο όταν αποφεύγονται ψαθυροί τρόποι αστοχίας (π.χ. διάτμηση, σύνθλιψη σκυροδέματος, κάμψη οπλισμού) μέσω κατάλληλης κατασκευαστικής διαμόρφωσης των κρίσιμων περιοχών. Ο Ευρωκώδικας 8 εισάγει τρεις κατηγορίες πλαστιμότητας:

1. Χαμηλή Πλαστιμότητα (DCL / ΚΠΧ)

- ο Δεν επιδιώκεται υστερητική πλαστιμότητα.
- ο Ο σεισμικός σχεδιασμός βασίζεται κυρίως στη στατική αντοχή της κατασκευής.
- ο Συντελεστής συμπεριφοράς: $q=1,5$.
- ο Ισχύει σε περιοχές χαμηλής σεισμικότητας.
- ο Δεν επιτρέπεται στην Ελλάδα, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα.

2. Μέση Πλαστιμότητα (DCM / ΚΠΜ)

- ο Επιτρέπονται υψηλά επίπεδα πλαστιμότητας.
- ο Συντελεστής συμπεριφοράς: $1,5 < q < 4$.
- ο Απαιτούνται πρόσθετες απαιτήσεις σε σχεδιασμό και κατασκευαστικές λεπτομέρειες.

3. Υψηλή Πλαστιμότητα (DCH / ΚΠΥ)

- Υποστηρίζονται πολύ μεγάλες ανελαστικές αποκρίσεις.
- Συντελεστής συμπεριφοράς: $q > 4$.
- Ο σχεδιασμός γίνεται με πολύ αυστηρές απαιτήσεις σε υλικά, γεωμετρία, και κατασκευαστική διαμόρφωση.

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q μπορεί να διαφέρει ανά οριζόντια διεύθυνση της κατασκευής, ακόμη και αν εφαρμόζεται η ίδια κατηγορία πλαστιμότητας.

- Οι κατηγορίες DCM και DCH βασίζονται στην ικανότητα απορρόφησης ενέργειας, με κατάλληλη διαμόρφωση κρίσιμων περιοχών για επιθυμητή πλαστική συμπεριφορά.
- Για την κατηγορία DCL (ΚΠΧ), η διαστασιολόγηση γίνεται για το σεισμό σχεδιασμού, χωρίς απαίτηση για υψηλή πλαστιμότητα, και με περιορισμούς στα υλικά.
- Σε περιοχές μέσης ή υψηλής σεισμικότητας, η επιλογή DCL είναι οικονομικά μη αποδοτική και δομικά μη ασφαλής σε περίπτωση σεισμού ισχυρότερου του σεισμού σχεδιασμού.

Οι κατηγορίες Μέσης (ΚΠΜ/DCM) και Υψηλής Πλαστιμότητας (ΚΠΥ/DCH) θεωρούνται ισοδύναμες όσον αφορά την ασφάλεια έναντι του σεισμού σχεδιασμού. Ωστόσο, παρουσιάζουν επιμέρους διαφορές:

- Ο σχεδιασμός ΚΠΜ είναι απλούστερος στην εφαρμογή επί τόπου και ενδέχεται να παρέχει καλύτερη συμπεριφορά σε μέτριας έντασης σεισμούς.
- Ο σχεδιασμός ΚΠΥ, παρόλο που είναι πιο απαιτητικός, προσφέρει μεγαλύτερα περιθώρια ασφαλείας απέναντι σε τοπικές ή γενικευμένες καταρρεύσεις, ιδίως σε σεισμούς ισχυρότερους από τον σεισμό σχεδιασμού.

Στην Ελλάδα, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα του Ευρωκώδικα 8, δεν επιτρέπεται ο σχεδιασμός για ΚΠΜ σε κτίρια σπουδαιότητας 3 ή 4 που βρίσκονται σε σεισμικές ζώνες Z2 ή Z3, εκτός από προκατασκευασμένα κτίρια με τοιχώματα ή κυψελωτούς φέροντες οργανισμούς. Όταν ο σχεδιασμός βασίζεται στην υπόθεση πλαστικής συμπεριφοράς (με τιμές μετακινήσεων και παραμορφώσεων πέρα από την ελαστική περιοχή), είναι απαραίτητο να εξασφαλίζεται ότι η κατασκευή θα αστοχήσει με πλαστικό (ελατός) τρόπο, αποφεύγοντας ψαθυρούς μηχανισμούς αστοχίας. Αυτή η βασική αρχή αποτελεί τη βάση του ικανοτικού σχεδιασμού. Οι βασικές αρχές του ικανοτικού σχεδιασμού περιλαμβάνουν:

- Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς πριν από τα υποστυλώματα (δοκοί "θυσιάζονται" για να προστατεύσουν τα υποστυλώματα).
- Επαρκής περίσφιξη του σκυροδέματος μέσω πυκνών μεταλλικών συνδετήρων.
- Εξασφάλιση ότι τα μεταλλικά μέλη αστοχούν μακριά από τις συνδέσεις.

- Αποφυγή γεωμετρικών και μαζικών ακανονιστιών στην κάτοψη ή καθ' ύψος της κατασκευής.
- Σχεδιασμός έτσι ώστε οι καμπτικές αντοχές να είναι μικρότερες από τις διατμητικές, για την αποφυγή ψαθυρής διαρροής μέσω διάτμησης.

Η πλαστιμότητα μπορεί να οριστεί και με βάση τις μετατοπίσεις, ως εξής: $\mu = \frac{x_{max}}{x_y}$ (18)

όπου:

- x_{max} η μέγιστη μετατόπιση της κατασκευής,
- x_y : η μετατόπιση διαρροής, δηλαδή η μετατόπιση κατά την οποία το σύστημα εξέρχεται από την ελαστική περιοχή.

Η πλαστική συμπεριφορά της κατασκευής οδηγεί σε μείωση των απαιτήσεων σε σχεδιαστικές δυνάμεις. Αυτή η μείωση ποσοτικοποιείται μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς q , ο οποίος ορίζεται ως: $q = \frac{F_{el}}{F_y}$ (19)

όπου:

- F_{el} : η μέγιστη δύναμη που θα αναπτυσσόταν εάν η κατασκευή αποκρινόταν ελαστικά στον σεισμό,
- F_y : η δύναμη διαρροής του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος.

Με απλά λόγια, όσο μεγαλύτερη είναι η διαθέσιμη πλαστιμότητα, τόσο μεγαλύτερη είναι η "έκπτωση" στις σεισμικές δυνάμεις σχεδιασμού μέσω του q .

B5. Μέθοδοι ανάλυσης φορέα σύμφωνα με Ευρωκώδικα 8

- Δυναμική φασματική ανάλυση

Η δυναμική φασματική ανάλυση, γνωστή και ως ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης, αποτελεί μία από τις πλέον διαδεδομένες μεθόδους δυναμικής ανάλυσης κατασκευών. Η μέθοδος βασίζεται στην επαλληλία της απόκρισης των ιδιομορφών, υπό την παραδοχή ότι η κατασκευή συμπεριφέρεται γραμμικά ελαστικά. Ο σκοπός της μεθόδου είναι ο προσδιορισμός της συνολικής απόκρισης της κατασκευής ως ενιαίου συστήματος, μέσω της ανάλυσης της απόκρισης κάθε ιδιομορφής χωριστά και στη συνέχεια της σύνθεσης των αποτελεσμάτων με στατιστικές μεθόδους. Η μέθοδος εφαρμόζεται γενικά σε κάθε είδους κατασκευή, σύμφωνα με το Μέρος 1, Παράγραφος 4.3 του Ευρωκώδικα 8.

Βασικά Βήματα Εφαρμογής Ιδιομορφική Ανάλυση του Συστήματος

1. Υπολογίζονται οι ιδιοσυχνότητες, οι ιδιοπερίοδοι, και οι μορφές ταλάντωσης του φέροντος οργανισμού. Επιλέγονται οι σημαντικές ιδιομορφές βάσει των διατάξεων του Ευρωκώδικα 8, ώστε να καλύπτεται επαρκώς η συμμετοχή μαζών.
2. Καθορισμός Φάσματος Επιταχύνσεων Σχεδιασμού. Επιλέγεται το κατάλληλο ελαστικό φάσμα απόκρισης, και για κάθε ιδιομορφή υπολογίζεται η μέγιστη απόκριση βάσει των χαρακτηριστικών της (περίοδος και απόσβεση).
3. Σύνθεση Αποκρίσεων Ιδιομορφών
Πραγματοποιείται στατιστική επαλληλία των μέγιστων αποκρίσεων, αφού δεν μπορούν να θεωρηθούν ότι συμβαίνουν ταυτόχρονα. Οι πιο συνήθεις μέθοδοι επαλληλίας είναι:
 - SRSS (Square Root of the Sum of Squares), και
 - CQC (Complete Quadratic Combination), κατάλληλη για ιδιομορφές με κοντινές ιδιοπεριόδους.
4. Χωρική Σύνθεση Αποκρίσεων
Οι αποκρίσεις για κάθε οριζόντια συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης συνδυάζονται για την εκτίμηση της συνολικής απόκρισης της κατασκευής.

Η επίλυση του ιδιομορφικού προβλήματος γίνεται με την παραδοχή μηδενικής απόσβεσης (πρόβλημα ιδιοτιμών). Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 (Μέρος 1, παρ.4.3): Πρέπει να λαμβάνεται τουλάχιστον αριθμός ιδιομορφών ώστε το άθροισμα των συμμετεχουσών ιδιομορφικών μαζών να μην είναι μικρότερο από το 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας του συστήματος σε κάθε οριζόντια διεύθυνση. Εναλλακτικά, εάν αυτό δεν επιτυγχάνεται, τότε όλες οι ιδιομορφές με συμμετοχή μάζας $> 5\%$ της συνολικής ταλαντούμενης μάζας πρέπει να συμπεριληφθούν. Σε χωρική ανάλυση, ο ελάχιστος αριθμός ιδιομορφών k , πρέπει να ικανοποιεί συγκεκριμένες συνθήκες που ορίζονται από τον κανονισμό, και οι οποίες θα παρουσιαστούν στη συνέχεια:

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} \quad (20)$$

$$T_k \leq 0,20 \text{ sec}$$

Όπου: k :αριθμός ιδιομορφών που λαμβάνονται υπόψη

Η μέθοδος SRSS (τετραγωνική ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων) χρησιμοποιείται για την επαλληλία ιδιομορφικών αποκρίσεων όταν αυτές θεωρούνται ασυσχέτιστες μεταξύ τους.

Για να θεωρηθούν δύο ιδιομορφές iii και jjj ασυσχέτιστες, θα πρέπει να ισχύει η παρακάτω συνθήκη μεταξύ των ιδιοπεριόδων τους: $T_j \leq 0,9 \cdot T_i$ όπου:

- T_i, T_j : ιδιοπερίοδοι των ιδιομορφών i και j .

Αν αυτή η συνθήκη πληρούται για όλα τα ζεύγη ιδιομορφών που συμμετέχουν στην ανάλυση, τότε επιτρέπεται η χρήση της μεθόδου SRSS για τη σύνθεση της συνολικής απόκρισης.

Έστω ότι: E_i : το μέγιστο μέγεθος (ένταση ή παραμόρφωση) που προκύπτει από την ιδιομορφή i . Τότε, η μέγιστη απόκριση του συστήματος, E , προσεγγίζεται από τη σχέση:

$$\varepsilon_e = \pm \sqrt{E_{E_1}^2 + \varepsilon_{E_2}^2 + \dots + \varepsilon_{E_k}^2} = \pm \sqrt{\sum_i \varepsilon_{E_i}^2} \quad (21)$$

όπου: k : ο αριθμός των ιδιομορφών που συμμετέχουν στην ανάλυση.

Η παραπάνω εξίσωση περιλαμβάνεται και στο Μέρος 1, Παράγραφος 4.3 του Ευρωκώδικα 8.

- Στατική υπερωθητική ανάλυση

Η ανελαστική στατική ανάλυση, γνωστή διεθνώς ως Pushover Analysis (ή αλλιώς nonlinear static analysis, στατική υπερωθητική ανάλυση, ή μέθοδος ελέγχου των μετακινήσεων), αποτελεί την σημαντικότερη μη-γραμμική στατική μέθοδο για την αποτίμηση της σεισμικής απόκρισης των κατασκευών. Ο κύριος σκοπός της μεθόδου είναι ο προσδιορισμός των ανελαστικών παραμορφώσεων που αναπτύσσονται στα δομικά στοιχεία υπό τη δράση της σεισμικής διέγερσης σχεδιασμού. Η μεθοδολογία στηρίζεται στην αναγωγή της απόκρισης ενός πολυβάθμιου δομικού συστήματος σε εκείνη ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή, του οποίου τα χαρακτηριστικά (μάζα, δυσκαμψία, αντοχή) προκύπτουν μέσα από μια στατική ανάλυση βήμα προς βήμα (incremental), στην οποία εφαρμόζονται οριζόντια φορτία με συγκεκριμένη κατανομή.

Βήματα Εφαρμογής

1. Δημιουργία προσομοιώματος

Το σύστημα μοντελοποιείται ως πολυβάθμια κατασκευή, στην οποία περιλαμβάνονται οι μη-γραμμικές συμπεριφορές των επιμέρους στοιχείων (δοκοί, υποστυλώματα, τοιχώματα κ.ά.).

2. Επιβολή πλευρικής φόρτισης

Επιβάλλεται επαυξητική πλευρική φόρτιση με προκαθορισμένη κατανομή (π.χ. κατανομή ανάλογη της μορφής της πρώτης ιδιομορφής ή κατανομή ίσης επιτάχυνσης). Σε κάθε βήμα φόρτισης, υπολογίζονται τα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη.

3. Κατασκευή υπερωθητικής καμπύλης (καμπύλη ικανότητας)

Προκύπτει η υπερωθητική καμπύλη, που απεικονίζει τη μη-γραμμική σχέση μεταξύ της επιβαλλόμενης οριζόντιας δύναμης και της μετατόπισης της κορυφής της κατασκευής.

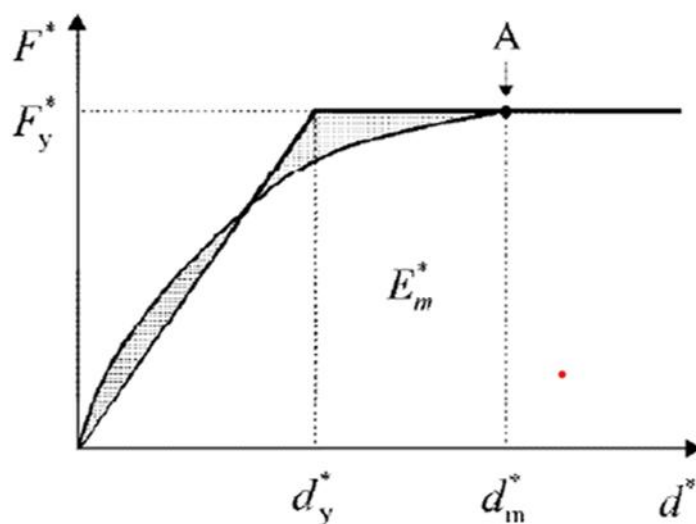
4. Εξιδανίκευση της καμπύλης ικανότητας

Η καμπύλη εξιδανικεύεται με διγραμμική προσέγγιση, ώστε να επιτραπεί η αναγωγή της σε ισοδύναμο μονοβάθμιο ταλαντωτή. Η πιο συνήθης μέθοδος εξιδανίκευσης στηρίζεται στην εξίσωση του εμβαδού κάτω από την αρχική και την εξιδανικευμένη καμπύλη, διατηρώντας την ενεργειακή ισοδυναμία.

5. Ανάλυση του ισοδύναμου ταλαντωτή

Η απόκριση του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος εκτιμάται με τη χρήση του φάσματος απόκρισης ή του φάσματος σχεδιασμού, το οποίο προσδιορίζει τη μέγιστη ανελαστική απόκριση για δεδομένη περίοδο και απόσβεση.

Η μέθοδος παρέχει πολύτιμη πληροφορία για τη σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής σε όρους πλαστιμότητας, μορφής αστοχίας, σειράς ενεργοποίησης των πλαστικών αρθρώσεων και υπολειπόμενης φέρουσας ικανότητας. Η διγραμμικοποίηση της καμπύλης ικανότητας αποτελεί σημαντικό βήμα, καθώς η ακρίβεια της απόκρισης εξαρτάται από το επιλεγμένο μοντέλο εξιδανίκευσης.



Εικ.242: Εξιδανίκευση υπερωθητικής καμπύλης κατά EC8

Κατά τη στατική υπερωθητική ανάλυση, η σεισμική δράση σχεδιασμού εισάγεται στη διαδικασία μέσω της επιβαλλόμενης μετακίνησης του κόμβου ελέγχου, γνωστής ως μετακίνηση-στόχος (target displacement).

Η μετακίνηση του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή προσδιορίζεται αρχικά από το ελαστικό φάσμα απόκρισης, και στη συνέχεια τροποποιείται με διορθωτικούς συντελεστές, ώστε να εξασφαλιστεί ρεαλιστική προσαρμογή στις ανελαστικές απαιτήσεις του πολυβάθμιου συστήματος. Η τελική μετακίνηση-στόχος χρησιμοποιείται ως κριτήριο τερματισμού της επαναληπτικής υπερωθητικής ανάλυσης:

- η ανάλυση επαναλαμβάνεται βήμα προς βήμα
- έως ότου η μετατόπιση στον κόμβο ελέγχου φτάσει την υπολογισμένη μετακίνηση-στόχο.

Για πληρέστερη αποτίμηση της απόκρισης της κατασκευής:

- Η ίδια υπερωθητική διαδικασία εκτελείται και με αντίθετη φορά φόρτισης, χρησιμοποιώντας την ίδια κατανομή πλευρικών δυνάμεων.
- Σε χωρικούς φορείς, η διαδικασία εκτελείται ανεξάρτητα για κάθε διεύθυνση σεισμικής διέγερσης, ενώ οι τελικές εντατικές και παραμορφωσιακές τιμές προκύπτουν από την εφαρμογή κανόνων χωρικής επαλληλίας.

Κατά τη διεξαγωγή της ανάλυσης, γίνεται η παραδοχή ότι οι κρίσιμες περιοχές των δομικών στοιχείων μπορούν να εμφανίσουν πλαστικές παραμορφώσεις. Συνεπώς, ο εντοπισμός των περιοχών αυτών είναι κρίσιμος για την αξιόπιστη προσομοίωση της ανελαστικής συμπεριφοράς.

Για την ανελαστική προσομοίωση στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα, υπάρχουν δύο κύριες μεθοδολογικές προσεγγίσεις για την ενσωμάτωση της μη-γραμμικότητας:

1. Μοντέλο συγκεντρωμένης πλαστιμότητας (concentrated plasticity model):

Στη θεώρηση συγκεντρωμένης πλαστιμότητας, οι ανελαστικές παραμορφώσεις θεωρείται ότι συγκεντρώνονται σε συγκεκριμένες, προκαθορισμένες θέσεις του φορέα. Οι περιοχές αυτές, γνωστές ως κρίσιμες περιοχές, εντοπίζονται κυρίως στα άκρα των δομικών στοιχείων (δοκοί, υποστυλώματα κ.λπ.), όπου η πιθανότητα ανάπτυξης πλαστικών παραμορφώσεων είναι αυξημένη. Η μη-γραμμική συμπεριφορά προσομοιώνεται μέσω της εισαγωγής πλαστικών αρθρώσεων – ιδεατών στοιχείων μηδενικού μήκους που προσομοιώνουν την ανελαστική απόκριση ενός δομικού μέλους. Αυτές οι αρθρώσεις περιγράφονται μέσω:

- Διγραμμικών ή πολυγραμμικών διαγραμμάτων έντασης–μετακίνησης ή έντασης–παραμόρφωσης.
- Διαγραμμάτων ροπής–στροφής (για κάμψη), τα οποία ενδέχεται να αντικαθίστανται από διαγράμματα ροπής–καμπυλότητας (curvature) για μεγαλύτερη ακρίβεια.

Η ανελαστική συμπεριφορά σε διάτμηση θα μπορούσε να προσομοιωθεί με διαγράμματα τέμνουσας δύναμης–διατμητικής παραμόρφωσης. Στην πράξη, όμως, αυτή συχνά αγνοείται, με αποτέλεσμα η υπερωθητική ανάλυση να μην μπορεί να ανιχνεύσει διατμητικές αστοχίες. Γι' αυτό, απαιτείται: Συμπληρωματικός έλεγχος διατμητικής αντοχής των διατομών, βάσει των τελικών εντατικών μεγεθών που προκύπτουν από την ανάλυση. Εναλλακτικά, όταν είναι γνωστό εκ των προτέρων ότι η διατμητική αστοχία προηγείται της καμπτικής, μπορεί να εφαρμοστεί τεχνητή μείωση της καμπτικής αντοχής σε θέσεις πιθανής εμφάνισης πλαστικής άρθρωσης, ώστε να αποτραπεί η μη επιθυμητή ψαθυρή διαρροή.

2. Μοντέλο κατανεμημένης πλαστιμότητας (distributed plasticity model):

Στη θεώρηση κατανεμημένης πλαστιμότητας, η πλαστικοποίηση των δομικών στοιχείων δεν εντοπίζεται σε προκαθορισμένες θέσεις (όπως στις πλαστικές αρθρώσεις), αλλά εμφανίζεται σταδιακά σε διάφορα σημεία της διατομής και κατά μήκος του στοιχείου, ανάλογα με την ικανοποίηση κάποιου κριτηρίου διαρροής. Οι πλαστικές περιοχές μπορούν να εμφανιστούν σε οποιαδήποτε θέση κατά μήκος του στοιχείου, ανάλογα με την ένταση της καταπόνησης. Η πλαστικοποίηση εξελίσσεται τοπικά, με βάση τις εντατικές καταπονήσεις και την ιστορία φόρτισης.

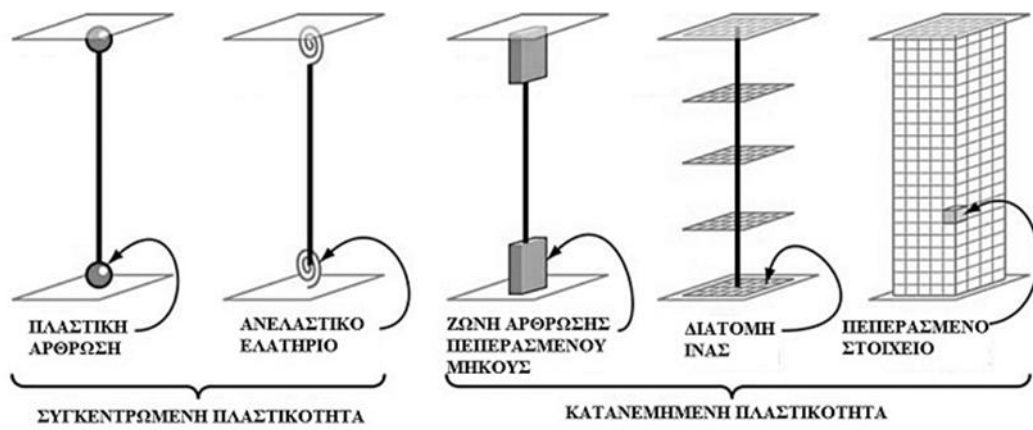
Στα μοντέλα κατανεμημένης πλαστιμότητας, το άγνωστο μπορεί να είναι είτε: οι μετακινήσεις, είτε οι δυνάμεις, ανάλογα με τη διατύπωση της ανάλυσης. Τα μεγέθη αυτά προκύπτουν από τα καθολικά μεγέθη του φορέα (μετατοπίσεις ή εντάσεις) μέσω εξισώσεων παρεμβολής, οι οποίες εξασφαλίζουν τη συμβατότητα και την ισορροπία.

Η ανελαστική συμπεριφορά σε επίπεδο διατομής προσεγγίζεται με δύο βασικές μεθόδους:

- Μέσω του καταστατικού νόμου τάσης–παραμόρφωσης (κλασική θεωρία πλαστικότητας): Το μοντέλο βασίζεται σε ομοιογενή σχέση υλικού, περιγράφοντας την απόκριση μέσω της τάσης σε συνάρτηση με την παραμόρφωση.

- Μέσω διακριτοποίησης της διατομής:

Η διατομή διαιρείται σε επιμέρους τμήματα (fibers) και η τελική απόκριση της διατομής προκύπτει από αριθμητική ολοκλήρωση των εντάσεων σε όλη την επιφάνειά της. Αυτή η προσέγγιση επιτρέπει την ακριβή αποτίμηση της συμπεριφοράς σύνθετων διατομών και τη λήψη υπόψη της μη-γραμμικής απόκρισης υλικών.



Εικ.243: Μοντέλα προσομοίωσης ανελαστικής συμπεριφοράς διατομής