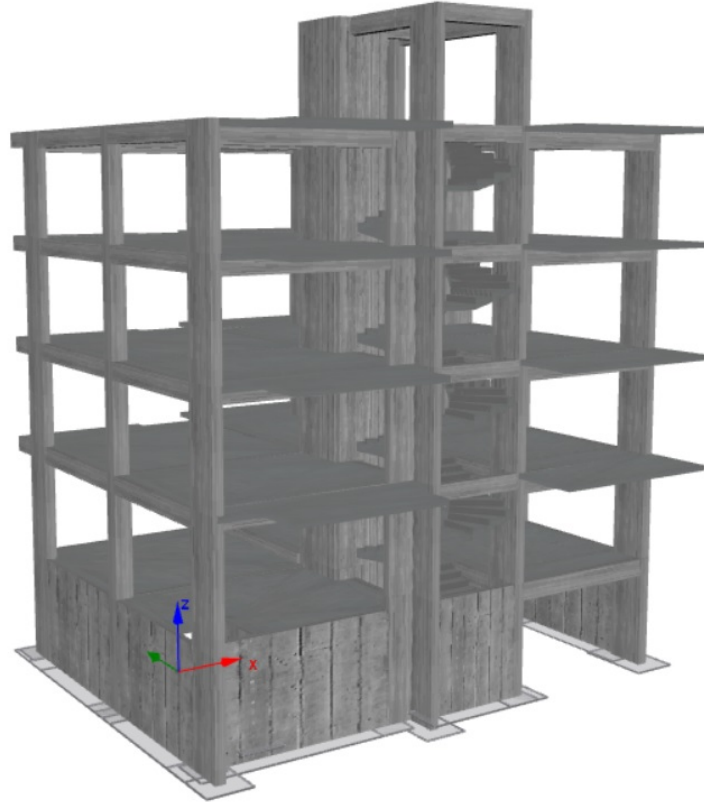




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών



**Σεισμική Αποτίμηση 4-όροφου Κτιρίου με Υπόγειο από Ο.Σ.
κατασκευής 1990 στο Χαλάνδρι Αττικής, Μελέτη Προσθήκης
Μεταλλικού Ορόφου και Ενίσχυση**

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΘΩΜΑΗ – ΚΑΛΟΜΟΙΡΑ ΛΑΖΑΡΗ

Επιβλέπων: Δημήτριος Βαμβάτσικος

Αθήνα, Ιούλιος 2023

ΕΜΚ ΜΕ 2023/03

Θωμαή - Καλομοίρα Λάζαρη (2023)
Σεισμική Αποτίμηση 4-όροφου Κτιρίου με Υπόγειο από Ο.Σ. κατασκευής 1990 στο Χαλάνδρι
Αττικής, Μελέτη Προσθήκης Μεταλλικού Ορόφου και Ενίσχυση
Μεταπτυχιακή Εργασία ΕΜΚ ΜΕ 2023/03
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Thomai – Kalomoira Lazari (2023)
Seismic assessment of a 4-storey with basement, reinforced concrete building, constructed in
1990 in Chalandri - Athens, Study of an added steel storey and Retrofitting
MSc Thesis ΕΜΚ ΜΕ 2023/03
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη.....	3
Abstract	4
1 Εισαγωγή.....	6
1.1 Γενικά.....	6
1.2 Πρωτοβάθμιος προσεισμικός έλεγχος.....	7
1.3 Δευτεροβάθμιος προσεισμικός έλεγχος.....	8
1.3.1 Μέθοδος Δρίτσου Σ.....	8
1.3.2 Μέθοδος Βουγιούκα Εμ.	12
1.4 Τριτοβάθμιος προσεισμικός έλεγχος.....	13
2 Περιγραφή κτιρίου	15
2.1 Γενική περιγραφή κτιρίου	15
2.2 Υλικά & φορτία.....	15
3 Εφαρμογή μεθόδων	17
3.1 Πρωτοβάθμιος προσεισμικός έλεγχος – Ταχύς οπτικός έλεγχος	17
3.2 Μέθοδος Δρίτσου Σ.....	18
3.2.1 Εφαρμογή κριτηρίων	18
3.2.2 Προσδιορισμός σεισμικής αντίστασης.....	24
3.2.3 Προσδιορισμός δείκτη προτεραιότητας ελέγχου, λ.....	25
3.3 Μέθοδος Βουγιούκα Εμ.	26
3.4 Τριτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος.....	27
3.4.1 Αποτελέσματα Ιδιομορφικής Ανάλυσης	27
3.4.2 Αποτελέσματα Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης.....	29
3.5 Σύγκριση μεθόδων.....	35
3.6 Εκτίμηση τρωτότητας του φορέα_SPO2FRAG.....	36
4 Περιγραφή μεταλλικού ορόφου -Διαστασιολόγηση	39
4.1 Περιγραφή κατασκευής.....	39
4.2 Υλικά κατασκευής & Φορτία	41
4.2.1 Υλικά κατασκευής.....	41
4.2.2 Μόνιμα φορτία (Dead & Dead Plus).....	41
4.2.3 Κινητά φορτία (Live Roof).....	42
4.2.4 Φορτίο χιονιού.....	42
4.2.5 Φορτίο ανέμου.....	43
4.2.6 Σεισμικές δράσεις.....	51
4.2.7 Θερμοκρασιακά φορτία.....	52
4.2.8 Συνδυασμοί δράσεων.....	52
4.3 Διαστασιολόγηση	56
4.4 Συνδέσεις.....	68
5 Αποτίμηση και Μέτρα Ενίσχυσης.....	71
5.1 Σύγκριση αρχικού και τελικού προσομοιώματος.....	71
5.2 Στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού	73
5.3 Μέτρα Ενίσχυσης – Θεσμικό πλαίσιο ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	75
5.4 Αποτίμηση κατασκευής.....	76
5.5 Εφαρμογή Μέτρων Ενίσχυσης.....	77
6 Τεχνική περιγραφή και εκτίμησης κόστους	83
6.1 Ενίσχυση με ΙΟΠ.....	83
6.1.1 Τεχνική περιγραφή	83
6.1.2 Ανάλυση τιμών εργασιών.....	85
6.2 Ενίσχυση με Μανδύα Ο.Σ.	85
6.2.1 Τεχνική περιγραφή	85
6.2.2 Ανάλυση τιμών εργασιών.....	86

6.3	Εκτίμηση κόστους προτάσεων – Στάθμη Β2	86
	Βιβλιογραφία	88
	Παράρτημα Α : Σχέδια Ξυλοτύπων.....	90
	Παράρτημα Β : Επίλυση έδρασης υποστυλώματος.....	95

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΜΕ 2023/03

Σεισμική Αποτίμηση 4-όροφου Κτιρίου με Υπόγειο από Ο.Σ. κατασκευής 1990 στο Χαλάνδρι Αττικής, Μελέτη Προσθήκης Μεταλλικού Ορόφου και Ενίσχυση

Λάζαρη Θ.Κ. (Επιβλέπων: Βαμβάτσικος Δ.)

Περίληψη

Τις τελευταίες δεκαετίες, σε παγκόσμιο επίπεδο οι απαιτήσεις στον αντισεισμικό σχεδιασμό έχουν αυξηθεί. Παράλληλα ο δομικός πλούτος γηράσκει, και προκύπτει η ανάγκη για την μελέτη της σεισμικής συμπεριφοράς υφιστάμενων κατασκευών, οι οποίες έχουν μελετηθεί με παλαιότερα πρότυπα. Η ανάγκη αυτή είναι ιδιαίτερα επιτακτική για την Ελλάδα, μία χώρα με έντονη σεισμική δραστηριότητα. Πιο ευάλωτες κατασκευές έναντι σεισμού θεωρούνται οι ανεγερθείσες προ του έτους 1984, δηλαδή πριν την αναθεώρηση του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού του 1959 με σημαντικά άρθρα (ΦΕΚ 239B/1984). Στο πλαίσιο αυτό εντάσσεται η προσπάθεια από τον Ο.Α.Σ.Π. (Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας) για τον προσεισμικό έλεγχο κτιρίων δημόσιας και κοινωφελούς χρήσης (ΦΕΚ 2943B/ 2023). Έχει εκδοθεί με ισχύ νόμου ο ΚΑΝ.ΕΠΕ (Κανονισμός Επεμβάσεων, ΦΕΚ 3197B/2022) για τις μεθόδους αποτίμησης, επισκευών και ενισχύσεων σε υφιστάμενα κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος.

Ακολουθεί η μελέτη της σεισμικής ικανότητας υφιστάμενης τετραώροφης οικοδομής κατοικιών με υπόγειο, κατασκευής έτους 1990 στο Χαλάνδρι Αττικής. Η αποτίμηση πραγματοποιείται σε τρία επίπεδα, τον πρωτοβάθμιο προσεισμικό έλεγχο σύμφωνα με τις οδηγίες του Ο.Α.Σ.Π, τον δευτεροβάθμιο προσεισμικό έλεγχο και τον τριτοβάθμιο έλεγχο. Ο δευτεροβάθμιος έλεγχος πραγματοποιείται βάσει δύο μεθόδων: α) την μεθοδολογία του Σ. Δρίτσου, και β) την μέθοδο του Ε. Βουγιούκα. Από την σύγκριση των δύο μεθόδων προκύπτει ότι η μέθοδος Δρίτσου είναι πιο συντηρητική. Ο τριτοβάθμιος έλεγχος γίνεται κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ πραγματοποιώντας αναλύσεις με την μέθοδο της ανελαστικής στατικής ανάλυσης με το λογισμικό αποτίμησης Seisbuild. Επιπλέον παράγονται οι καμπύλες τρωτότητας της κατασκευής με την εφαρμογή SPO2FRAG.

Ακολουθεί η μελέτη προσθήκης μεταλλικού ορόφου στο λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων SAP2000. Αποτιμάται εκ νέου η σεισμική ικανότητα της κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος στο Seisbuild, συνεκτιμώντας την πρόσθετη μάζα του μεταλλικού ορόφου, ως φορτίο στο κτίριο. Πραγματοποιείται σύγκριση του αρχικού και του τελικού κτιρίου (με την πρόσθετη μάζα). Μεταξύ των δύο προσομοιωμάτων δεν διαπιστώθηκαν ουσιώδεις διαφορές στα αποτελέσματα, λόγω της μικρής μάζας της πρόσθετης κατασκευής. Για το μοντέλο με την πρόσθετη μάζα προτείνονται μέτρα ενίσχυσης και γίνεται εκτίμηση του κόστους αυτών.

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

MSc THESIS
EMK ME 2023/03

Seismic assessment of a 4-storey reinforced concrete building with basement, constructed in 1990 in Chalandri - Athens, Study of an added steel storey and Retrofitting

Lazari T.K. (Supervisor: Vamvatsikos D.)

Abstract

In the last decades, the seismic design demands have been increased worldwide. Simultaneously existing structures are getting older, and the need has arisen regarding the study of the seismic behavior of those structures, designed according to older standards. This is especially imperative in Greece, a country characterized by intense seismicity. More vulnerable structures against seismic actions are considered those erected prior to 1984, before the updating of the first Greek Antiseismic Standard of 1959. In this context, an effort is made by the greek organization O.A.S.P. (Earthquake Design and Protection Organization) for the primary seismic assessment of public utility buildings (Government Gazette 2943B/ 2023). Furthermore, KAN.EPE - Regulation of Retrofitting (Government Gazette 3197B/2022) has been issued containing the guidelines for the structural assessment, repair and reinforcement of existing concrete buildings.

In the following chapters, the seismic capacity of a four-story residential building with a basement constructed in 1990 in Chalandri, Attica, is studied. The assessment is carried out at three stages, the primary pre-seismic assessment according to instructions approved by O.A.S.P., the secondary pre-seismic assessment and the third-order seismic assessment. The secondary pre-seismic assessment is carried out according to two methodologies: a) the methodology of S. Dritsos, and b) the method of E. Vougioukas. Comparing the two methods the Dritsos method, is found to be more conservative. The third-order assessment is carried out according to KAN.EPE. executing pushover analyses using the Seismobuild software. Additionally the fragility curves of the structure are produced using SPO2FRAG.

Subsequently, a single added steel story is studied in the finite element software SAP2000. The seismic capacity of the existing concrete structure is reassessed in Seismobuild, taking into consideration the additional mass of the steel story as load upon the building. A comparison is carried out between the initial and the final model (with the additional mass). Between the aforementioned models the results were only slightly differentiated. For the model with the additional mass, reinforcement measures are proposed and the cost of the proposals is estimated.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα καθηγητή Δρ Δημήτριο Βαμβάτσικο, για την ουσιαστική και συνεπή καθοδήγηση που μου προσέφερε.

Ευχαριστώ και την οικογένειά μου για την κατανόηση και την υποστήριξη κατά την διάρκεια των σπουδών μου.

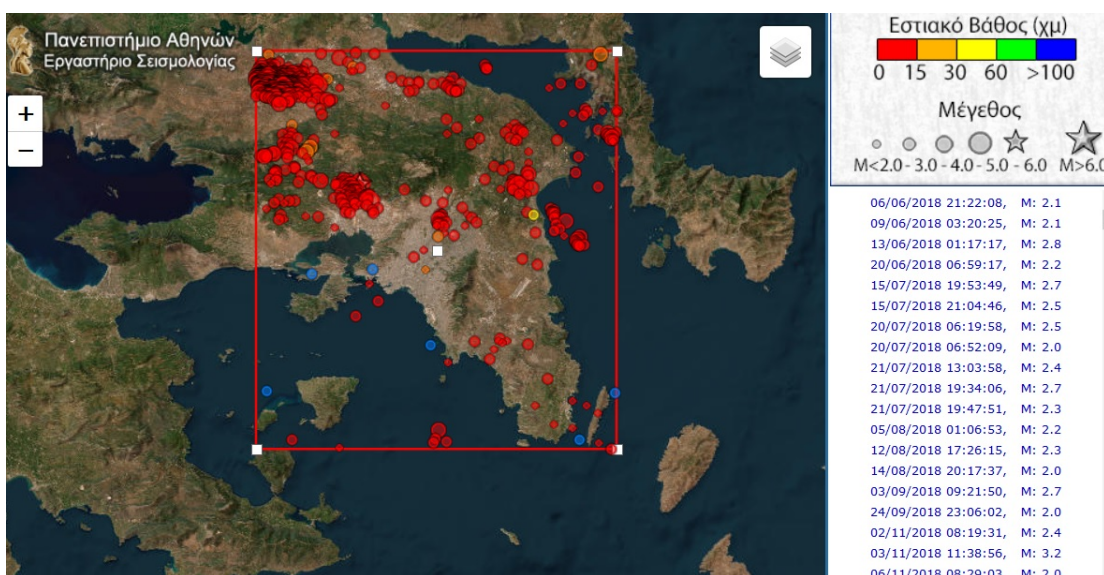
1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Η καταγραφή ισχυρών σεισμών στην Ελλάδα έχει οδηγήσει στην έκδοση ενός αυστηρού τεχνικού πλαισίου για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των νέων κτιρίων και υποδομών. Παράλληλα η έντονη σεισμικότητα παράγει την ανάγκη να καθιερωθεί ένα τεχνικό και θεσμικό πλαίσιο για την εκτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς των υφιστάμενων κατασκευών.

Στην παρούσα μεταπτυχιακή εργασία μελετάται η φέρουσα ικανότητα υφιστάμενης τετραώροφης οικοδομής με υπόγειο, από οπλισμένο σκυρόδεμα, κατασκευής 1990 στο Χαλάνδρι Αττικής. Η περιοχή του Χαλανδρίου εμπίπτει στην ζώνη Ι σεισμικής επικινδυνότητας, με εδαφική επιτάχυνση 0,16 g.

Η εκτίμηση της σεισμικής τρωτότητας του κτιρίου περιλαμβάνει τον πρωτοβάθμιο προσεισμικό έλεγχο, τον δευτεροβάθμιο προσεισμικό έλεγχο και τον τριτοβάθμιο έλεγχο. Ο Οργανισμός Αντισεισμικής Σχεδιασμού και Προστασίας έχει εκδώσει οδηγίες για τον πρωτοβάθμιο κτιρίων, ο οποίος περιορίζεται σε αδρή εκτίμηση. Ανάλογα με τα αποτελέσματα του πρωτοβάθμιου ελέγχου εκτιμάται εάν η φέρουσα ικανότητα του κτιρίου οφείλεται, να διερευνηθεί σε δεύτερο επίπεδο. Ο δευτεροβάθμιος προσεισμικός έλεγχος αποδίδει ακριβέστερα αποτελέσματα σε σχέση με τον πρωτοβάθμιο έλεγχο, είναι δε υπολογιστικά πιο απαιτητικός. Στα πλαίσια της μεταπτυχιακής εργασίας ο δευτεροβάθμιος προσεισμικός έλεγχος γίνεται με την μεθοδολογία του Σ. Δρίτσου, η οποία αποτελεί οδηγία του Ο.Α.Σ.Π.. Για περαιτέρω διερεύνηση η φέρουσα ικανότητα του κτιρίου αποτιμάται και με την μέθοδο δευτεροβάθμιου ελέγχου του Ε. Βουγιούκα. Ο τριτοβάθμιος έλεγχος, αποτελεί ακριβέστερη εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας και θα πραγματοποιηθεί κατά τις διατάξεις του ελληνικού κανονισμού επεμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ. Η μέθοδος αποτίμησης για τον τριτοβάθμιο έλεγχο είναι η μέθοδος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης - pushover.



Σχήμα 1.1: Καταγραφή σεισμών στην περιοχή της Αττικής για το διάστημα 2018-2023
(Πηγή: <http://www.geophysics.geol.uoa.gr>)

1.2 Πρωτοβάθμιος προσεισμικός έλεγχος

Ο πρωτοβάθμιος προσεισμικός έλεγχος ή ταχύς οπτικός έλεγχος αποτελεί ένα σύντομο τρόπο εκτίμησης της δομικής τρωτότητας του κτιρίου, με περιορισμένη όμως αξιοπιστία. Περιλαμβάνει την συμπλήρωση δελτίου αποτελούμενο από πέντε ενότητες και την βαθμολόγηση της κατασκευής. Ανάλογα με την τελική βαθμολογία της κατασκευής εκτιμάται εάν η τρωτότητα του κτιρίου πρέπει να διερευνηθεί περαιτέρω. Το δελτίο συνοδεύεται από τεχνική έκθεση με φωτογραφίες.

Ενότητα Α: Γενικά στοιχεία για το κτίριο: διεύθυνση, χρήση, αριθμός χρηστών, ιδιοκτησιακό καθεστώς

Ενότητα Β: Γενικά τεχνικά στοιχεία του κτιρίου (αριθμός ορόφων, εμβαδόν κάτοψης, ολική δομημένη επιφάνεια, έτος κατασκευής, έτος προσθηκών, διαθεσιμότητα μελέτης, χρήση μελέτης κατά τον έλεγχο, εάν έχει χαρακτηριστεί διατηρητέο ή εάν έχει επισκευαστεί, σπουδαιότητα κτιρίου κατά Ε.Α.Κ.).

Ενότητα Γ: Σεισμολογικά και γεωτεχνικά χαρακτηριστικά περιοχής (Ζώνη σεισμική επικινδυνότητας κατά Ε.Α.Κ. κατά τον χρόνο του ελέγχου και κατά τον χρόνο μελέτης, εκτίμηση κατηγορίας εδάφους κατά Ε.Α.Κ.).

Ενότητα Δ: Δομικός τύπος του κτιρίου. Για κτίρια ωπλισμένου σκυροδέματος διακρίνονται οι εξής δομητικοί τύποι: α) ΟΣα για κτίρια ανεγερθέντα με παλαιότερους αντισεισμικούς κανονισμούς, στην ουσία κτίρια μέχρι το έτος 1985, β) ΟΣβ για κτίρια της περιόδου 1985 μέχρι 1995-2000, γ) ΟΣγ για κτίρια με σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς.

Ενότητα Ε: στοιχεία έναντι τρωτότητας του σεισμού (ύπαρξη μαλακού ορόφου, μη κανονικότητα καθ' ύψος, μη κανονικότητα σε κάτοψη, ύπαρξη κοντών υποστυλωμάτων, ύπαρξη βλαβών ή κακοτεχνιών, κίνδυνος κρούσης με γειτονικά κτίρια, ενδεχόμενο στρέψης κλπ)

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζεται η βαθμολογία των κτιρίων με φέροντα οργανισμό από ωπλισμένο σκυρόδεμα σύμφωνα με το δελτίο δομικής τρωτότητας.

Πίνακας 1.1: Βαθμολογία κτιρίων από Ω.Σ. σύμφωνα με τον πρωτ/θμιο έλεγχο (ΦΕΚ 405Β/2014)

Παράμετρος	Δομικός τύπος: Ωπλισμένο Σκυρόδεμα		
	ΩΣα	ΩΣβ	ΩΣγ
Βασική βαθμολογία	6.0	7.0	8.0
Ζώνη σεισμική επικινδυνότητας Ι	-0.5	-1.0	-0.5
Ζώνη σεισμική επικινδυνότητας ΙΙ ή ΙΙΙ	-1.5	-1.5	-1.0
Έδαφος κατηγορίας Β (για αποδεδειγμένως Α: -0.1)	-0.3	-0.3	-0.3
Έδαφος κατηγορίας Γ ή Δ	-0.6	-0.6	-0.6
Έδαφος κατηγορίας Γ ή Δ και άνω των 5 ορόφων	-0.8	-0.8	-0.8
Έδαφος κατηγορίας Χ	-0.8	-0.8	-0.8
Χωρίς αντισεισμικός κανονισμός	-0.5	-	-
Προηγούμενες αντισεισμικές επιβαρύνσεις προβλήματα	-1.0	-0.5	-0.5
Κακή κατάσταση	-0.5	-0.5	-0.5
Κρούση με γειτονικά κτίρια	-0.5	-0.5	-
Pilotis/ή και κοντά υποστυλώματα	-1.5	-1.5	-0.5
Κανονική διάταξη τοιχοπλήρωσης	0.5	0.5	-
Μεγάλο ύψος	-1.0	-0.5	-0.5
Μη κανονικότητα σε τομή	-1.0	-0.5	-0.5
Μη κανονικότητα σε κάτοψη	-1.0	-0.5	-0.5

Στρέψη (έντονη)	-0.5	-0.5	-0.5
Ένταση λειτουργίας	0.2 ή 0.5	0.2 ή 0.5	0.2 ή 0.5
Αριθμός χρηστών ≤ 9	-0.2	-0.2	-0.2
Αριθμός χρηστών 10-99	-0.4	-0.4	-0.4
Αριθμός χρηστών ≥ 100	-0.6	-0.6	-0.6

Εάν η τελική βαθμολογία προκύψει μικρότερη από 4, το κτίριο είναι υψηλής προτεραιότητας περαιτέρω ελέγχου και πρέπει να διερευνηθεί περαιτέρω, εάν προκύψει μεγαλύτερη από 4 και μικρότερη από 5.5 το κτίριο είναι μέσης προτεραιότητας περαιτέρω ελέγχου, και εάν προκύψει μεγαλύτερη από 5.5 το κτίριο είναι χαμηλής προτεραιότητας περαιτέρω ελέγχου.

1.3 Δευτεροβάθμιος προσεισμικός έλεγχος

1.3.1 Μέθοδος Δρίτσου Σ.

Ο δευτεροβάθμιος προσεισμικός έλεγχος της κατασκευής πραγματοποιείται σύμφωνα με την εγκεκριμένη μεθοδολογία Σ. Δρίτσου (ΦΕΚ 3134B/2022). Η μέθοδος εφαρμόζεται σε κτίρια τα οποία κατά τον πρωτοβάθμιο προσεισμικό έλεγχο έλαβαν μειωμένη βαθμολογία. Είναι πιο περίπλοκη από τον πρωτοβάθμιο προσεισμικό έλεγχο προβλέποντας προσεγγιστικούς υπολογισμούς αλλά πιο απλή και ταχύτερη σε σχέση με τον τριτοβάθμιο έλεγχο. Για την πραγματοποίηση της μεθόδου, απαιτείται πρόσβαση στους χώρους του κτιρίου, την αποτύπωση της γεωμετρίας και της παθολογίας της κατασκευής, οπτικό έλεγχο της κατασκευής, ελέγχους των δομικών υλικών στο πεδίο, και αποτίμηση χαρακτηριστικών δεικτών χωρίς να απαιτείται η προσομοίωση της κατασκευής. Αποτέλεσμα της μεθόδου είναι η εκτίμηση της σεισμικής ικανότητας του κτιρίου και επάρκειας έναντι της απαίτησης, και ο υπολογισμός του δείκτη λ , Δείκτης Προτεραιότητας Ελέγχου, ο οποίος υποδεικνύει την σειρά προτεραιότητας των κτιρίων για τον τριτοβάθμιο προσεισμικό έλεγχο.

Τα βήματα της μεθόδου για τον προσδιορισμό του δείκτη λ , περιλαμβάνουν :

1. Υπολογισμός τέμνουσας βάσης σχεδιασμού, V_{req}

Σε κάθε κύρια διεύθυνση η τέμνουσα βάσης σχεδιασμού, V_{req} , του κτιρίου προσδιορίζεται βάσει του φάσματος σχεδιασμού κατά τον Ευρωκώδικα 8 (EC8-EN 1998-1: 2004) από την σχέση:

$$V_{req} = M S_d(T) \quad (1.1)$$

όπου:

M: η μάζα του κτιρίου όπως προκύπτει από τον συνδυασμό της φόρτισης $G+\psi_2 Q$

$S_d(T)$: η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού κατά την παράγραφο 5 του σώματος της μεθοδολογίας

T: η ιδιοπερίοδος της κατασκευής εκτιμώμενη κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Λαμβάνεται συντελεστής σπουδαιότητας $\gamma_1=1$ και ο συντελεστής q λαμβάνεται για στάθμη επιτελεστικότητας B (Σημαντικές Βλάβες) σύμφωνα με το παράρτημα Δ της μεθοδολογίας.

2. Υπολογισμός σεισμικής αντίστασης, V_R

Σε κάθε κύρια διεύθυνση προσδιορίζεται προσεγγιστικά η συνολική σεισμική αντίσταση του κτιρίου χρησιμοποιώντας την τέμνουσα βάσης, V_R ($V_{R,x}$ & $V_{R,y}$). Η τέμνουσα βάσης, V_R , πρέπει να υπολογίζεται με ίδιο τρόπο κατά την μελέτη ομάδας κτιρίων ώστε να προκύπτουν συγκρίσιμα αποτελέσματα.

$$V_R = \beta V_{R0} \quad (1.2)$$

όπου:

V_{R0} : η τέμνουσα αντοχής στην βάση του κτιρίου, χωρίς να λαμβάνεται υπ' όψιν η αρνητική επιρροή από τα κριτήρια 1-13 της μεθόδου που περιγράφονται στον Πίνακα 1.2.

β : μειωτικός συντελεστής των κριτηρίων, που μειώνει την τέμνουσα αντοχής. Το κάθε κριτήριο λαμβάνει έναν βαθμό επιβάρυνσης, β_i , και έχει τον αντίστοιχο συντελεστή βαρύτητας σ_i .

$$\beta = \sum \frac{\sigma_i \beta_i}{5} \quad (1.3)$$

Πίνακας 1.2: Κριτήρια Σεισμικής επιβάρυνσης και συντελεστές βαρύτητας

a/a	Κριτήρια Σεισμικής επιβάρυνσης		Βαθμός επιβάρυνσης β_i					Συντελεστές βαρύτητας σ_i
			0 (max)	1	2	3	4	
1	Υπερ κρεισ ιμα	Βλάβες στατικής ανεπάρκειας						0,10
2		Οξειδωση οπλισμών						0,10
3		Μέγεθος ανηγμένου φορτίου						0,05
4	Κανονικότητα κάτοψης							0,05
5	Κατανομή δυσκαμψίας σε κάτοψη- στρέψη							0,10
6	Κανονικότητα σε τομή/όψη							0,05
7	Κατανομή δυσκαμψίας καθ' ύψος – Μαλακός όροφος							0,15
8	Κατανομή μάζας καθ' ύψος							0,05
9	Κοντά υποστυλώματα							0,15
10	Κατακόρυφες ασυνέχειες							0,05
11	Διαδρομή και μεταφορά δυνάμεων							0,05
12	Γειτονικά κτίρια							0,05
13	Κακοτεχνίες, τραυματισμού							0,05

Η τέμνουσα βάσης, V_{R0} , προκύπτει από τις αντοχές των επιμέρους κατακορύφων φέροντων στοιχείων της κατασκευής:

$$V_{R0} = a_1 \sum V_{Ri}^{υποστηλ} + a_2 \sum V_{Ri}^{τοιχ} + a_3 \sum V_{Ri}^{κοντ. υποστηλ} + \sum V_{Ri}^{τοιχοπλ.} \quad (1.4)$$

Πίνακας 1.3: Τιμές συντελεστών a_1 , a_2 και a_3

$a_1=0,50$ $a_2=0,70$ $a_3=0,85$	Όταν υπάρχουν υποστυλώματα, τοιχώματα και κοντά υποστυλώματα.
$a_1=0,70$ $a_2=0,85$	Όταν υπάρχουν υποστυλώματα και τοιχώματα και δεν υπάρχουν κοντά υποστυλώματα.
$a_1=0,70$ $a_3=0,70$	Όταν ο φορέας είναι πλαισιακός χωρίς τοιχώματα και υπάρχουν κοντά υποστυλώματα.
$a_1=0,85$	Όταν ο φορέας είναι πλαισιακός χωρίς την παρουσία τοιχωμάτων ή κοντών υποστυλωμάτων.

Για την μέθοδο θεωρείται ότι η ύπαρξη κοντών υποστυλωμάτων υφίσταται όταν ο βαθμός επιβάρυνσης του κριτηρίου 9, προκύπτει $\beta_9 < 3$, και ότι η παρουσία τοιχωμάτων υφίσταται όταν βαθμός τοιχωματοποίησης προκύπτει $\alpha_T > 0,10$. Ο βαθμός τοιχωματοποίησης είναι ο λόγος της συνολικής τέμνουσας, $\sum V_{Ri}$, που παραλαμβάνουν τα τοιχώματα στην βάση του ισογείου προς την τέμνουσα, V_{R0} , που αναλαμβάνουν όλα τα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία, στην φάση της αστοχίας του κτιρίου:

$$\alpha_T = \frac{\sum V_{Ri}^{τοιχωμ}}{V_{R0}} \quad (1.5)$$

Υπολογισμός V_{Ri}

Σύμφωνα με την μέθοδο εφόσον διατίθενται δεδομένα για οπλισμούς η διατμητική αντοχή, V_{Ri} , του κάθε κατακόρυφου μέλους προκύπτει:

$$V_{Ri} = \min (V_{Rd}, V_M) \quad (1.6)$$

όπου :

V_{Rd} : η διατμητική αντοχή που δύναται να υπολογιστεί βάσει των σχέσεων του Παραρτήματος 7Γ του ΚΑΝ.ΕΠΕ

$V_M = M_R/L_s$ η τέμνουσα που αντιστοιχεί στην καμπτική αστοχία του μέλους.

Η μικρότερη τιμή μεταξύ των V_{Rd} και V_M δείχνει ποιος μηχανισμός ελέγχει την αστοχία του μέλους, εάν αστοχεί ψαθυρά λόγω διάτμησης ή αστοχεί λόγω κάμψης.

- Υπολογισμός V_{Rd} - Παράρτημα 7Γ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Η διατμητική αντοχή V_{Rd} μέλους που υπόκειται σε ανακυκλιζόμενες δράσεις απομειώνεται ανάλογα με το μέγεθος του πλαστικού τμήματος της γωνίας στροφής χορδής στη διατομή της μέγιστης ροπής. Εάν γίνει αναγωγή του μεγέθους αυτού στο μέγεθος της γωνίας στροφής χορδής στην διαρροή στην ίδια διατομή προκύπτει $\mu_{\theta pl} = \mu_{\theta} - 1$. Η αντοχή έναντι διάτμησης όπως καθορίζεται από την διαρροή των συνδετήρων και την απομείωση ανάλογα με το μέγεθος $\mu_{\theta pl}$ προκύπτει:

$$V_R = \frac{h - x}{2 L_s} \min(N, 0.55 A_c f_c) + (1 - 0.05 \min(5, \mu_{\theta pl}^{\theta})) (0.16 \max(0.5, 100 \rho_{tot})) \quad (1.7)$$

$$(1 - 0.16 \min(5, a_s)) \sqrt{f_c} A_c + V_W$$

όπου:

h: το ύψος της διατομής

x: ύψος θλιβόμενης ζώνης, $x=\xi_y/d$, το οποίο υπολογίζεται σύμφωνα με το παράρτημα 7^A ΚΑΝ.ΕΠΕ.

N: το αξονικό φορτίο (θετικό για θλίψη, μηδενικό για εφελκυσμό)

α_s : λόγος διάτμησης

A_c : εμβαδόν διατομής

f_c : αντοχή σκυροδέματος (MPa)

ρ_{tot} : ποσοστό διαμήκους οπλισμού

V_w : συμβολή του διατμητικού οπλισμού στην τέμνουσα. Για ορθογωνική διατομή πάχους b_w δίνεται από την σχέση

$$V_w = \rho_w b_w z f_{yw} \quad (1.8)$$

όπου:

ρ_w : ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού

z: μοχλοβραχίονας εσωτερικός δυνάμεων

f_{wd} : τάση διαρροής εγκάρσιου οπλισμού

- Υπολογισμός V_M

Η ροπή αντοχής M_R του κατακόρυφου στοιχείου στον πόδα του υπό εξέταση κρίσιμου ορόφου μπορεί να υπολογιστεί μέσω των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης ροπής κάμψης – αξονικής και της σχέσης:

$$M_R = \mu b d f_{cd} \quad (1.9)$$

L_s : το μήκος διάτμησης το οποίο μπορεί να ληφθεί $L_s = L_k/2$

L_k : για τα υποστυλώματα θεωρείται το καθαρό ύψος στον κρίσιμο όροφο, για τα τοιχώματα είναι η απόσταση μεταξύ της διατομής βάσης στον κρίσιμο όροφο και της κορυφής του τοιχώματος στο κτίριο

3. Υπολογισμός δείκτη λ

Προσδιορίζεται ο Δείκτης Προτεραιότητας Ελέγχου ανά διεύθυνση, στην βάση του κρίσιμου ορόφου, με βάση τον λόγο:

$$\frac{V_{req}}{V_R} = \frac{V_{req}}{\beta V_{RO}} \quad (1.10)$$

$$\lambda_x = \frac{V_{req,x} + 0,30 V_{req,y}}{V_{R,x} + 0,30 V_{R,y}} \quad (1.11)$$

$$\lambda_y = \frac{V_{req,y} + 0,30 V_{req,x}}{V_{R,y} + 0,30 V_{R,x}} \quad (1.12)$$

Ο δείκτης προτεραιότητας ελέγχου δίνεται από την σχέση:

$$\lambda = 100 \max(\lambda_x, \lambda_y) \quad (1.13)$$

Το υπό μελέτη κτίριο θα καταταχθεί σε σεισμική κατηγορία για στάθμη επιτελεστικότητας B (Σημαντικές Βλάβες) ανάλογα με τον συντελεστή δ :

$$\delta = \min\left(\frac{1}{\lambda_x}, \frac{1}{\lambda_y}\right) \quad (1.14)$$

Πίνακας 1.4: Κατάταξη σε σεισμική Κατηγορία κατά τον 2-βάθμιο προσεισμικό έλεγχο

Περίοδος Επαναφοράς (έτη)	Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	δ	ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ (Κ)
2475	2%	$1.80 \leq \delta$	K0
975	5%	$1.30 \leq \delta < 1.80$	K1⁺
475	10%	$1.00 \leq \delta < 1.30$	K1
225	20%	$0.75 \leq \delta < 1.00$	K2⁺
135	30%	$0.60 \leq \delta < 0.75$	K2
70	50%	$0.45 \leq \delta < 0.60$	K3⁺
40	70%	$0.35 \leq \delta < 0.45$	K3
20	90%	$0.25 \leq \delta < 0.35$	K4⁺
<20	>90%	$\delta < 0.25$	K4

1.3.2 Μέθοδος Βουγιούκα Εμ.

Με την μέθοδο υπολογίζεται η διατμητική αντοχή των κατακόρυφων μελών. Η μέθοδος Βουγιούκα έχει τις ακόλουθες βάσεις-θεωρήσεις: α) όλα τα κατακόρυφα στοιχεία του κρίσιμου ορόφου αστοχούν ταυτόχρονα, β) η φέρουσα ικανότητα του κτιρίου είναι το άθροισμα της αντοχής όλων των μελών.

- Υπολογίζεται η διατμητική αντοχή, V_R των επιμέρους κατακόρυφων μελών, υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων σύμφωνα με το παράρτημα 7Γ του Κανονισμού Επεμβάσεων, όπως περιγράφηκε στην ανωτέρω παράγραφο.
- Ελέγχεται πως αστοχεί το στοιχείο, από κάμψη ή από διάτμηση. Υπολογίζεται η ροπή διαρροής, M_y , από την σχέση Α6.β του παραρτήματος 7Α του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και η τιμή της τέμνουσας που αντιστοιχεί στην ροπή αυτή.

Σύμφωνα με το Παράρτημα για διατομή οπλισμένου σκυροδέματος με ορθογωνική θλιβόμενη ζώνη η ροπή M_y δίνεται από την σχέση:

$$\frac{M_y}{b d^3} = \left(\frac{1}{r}\right)_y \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left(0.5(1 + \delta') - \frac{\xi_y}{3} \right) + ((1 - \xi_y)\rho + (\xi_y - \delta')\rho' + \frac{\rho_v}{6}(1 + \delta'))(1 - \delta') \frac{E_s}{2} \right\} \quad (1.15)$$

$$V = \frac{M_y}{L_s} \quad (1.16)$$

όπου:

$(1/r)_y$: η καμπυλότητα διαρροής

ξ_y : το ύψος της θλιβόμενης ζώνης στην διαρροή ανηγμένο στο στατικό ύψος d

δ' : ο λόγος d'/d με d' η απόσταση από το κέντρο του θλιβόμενου οπλισμού μέχρι την ακραία θλιβόμενη ίνα

ρ, ρ', ρ_v : το ποσοστό του εφελκόμενου, του θλιβόμενου, και του τοποθετημένου ανάμεσά τους οπλισμού

E_s, E_c : τα μέτρων ελαστικότητας του χάλυβα οπλισμού και του σκυροδέματος αντίστοιχα

b: το πλάτος της θλιβόμενης ζώνης

- Εάν η διαρροή της διατομής οφείλεται σε διαρροή του εφελκόμενου οπλισμού, η καμπυλότητα διαρροής $(1/r)_y$ ορίζεται:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_y = \frac{f_y}{E_s(1 - \xi_y)d} \quad (1.17)$$

- Εάν η διαρροή οφείλεται σε μη-γραμμικότητα των παραμορφώσεων του θλιβόμενου σκυροδέματος (για παραμόρφωση ακραίας θλιβόμενης ίνας πέραν του $\varepsilon_c \sim 1.80f_c/E_c$:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_y = \frac{\varepsilon_c}{\xi_y d} = \frac{1.8f_c}{E_c \xi_y d} \quad (1.18)$$

Λαμβάνεται η μικρότερη τιμή από τις παραπάνω εξισώσεις, και χρησιμοποιούνται οι αντίστοιχες σχέσεις από το Παράρτημα 7^A για τον υπολογισμό του ξ_y .

1.4 Τριτοβάθμιος προσεισμικός έλεγχος

Η αποτίμηση και ο ανασχεδιασμός μίας κατασκευής γίνεται βάσει της επιλεγμένης στάθμης επιτελεστικότητας και της σεισμικής δράσης η οποία έχει καθορισμένη πιθανότητα υπέρβασης κατά την διάρκεια ζωής του έργου. Η στάθμη επιτελεστικότητας καθορίζεται συναρτήσει του επιπέδου βλάβης ως Α (Περιορισμένες βλάβες), Β (Σημαντικές Βλάβες), Γ (Οιονεί κατάρρευση).

Ο τριτοβάθμιος έλεγχος της σεισμικής επάρκειας της κατασκευής στην εργασία, θα γίνει με την μέθοδο της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (μέθοδος pushover) κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Στην μέθοδο εκτιμούνται οι ανελαστικές παραμορφώσεις και η μέγιστη μετακίνηση όταν το κτίριο υπόκειται στην καθορισθείσα σεισμική δράση. Η εφαρμογή της μεθόδου συνίσταται να γίνεται για ικανοποιητική Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων υφιστάμενων υλικών και γεωμετρίας δομήματος, για υψηλή Στάθμη Αξιοπιστίας για κατασκευαστικές λεπτομέρειες και σε κτίρια όπου οι ανώτερες ιδιομορφές δεν είναι σημαντικές.

Πραγματοποιούνται διαδοχικές αναλύσεις για την εύρεση των παραμορφώσεων, και το κτίριο υπόκειται σε ολοένα αυξανόμενα οριζόντια φορτία – σεισμική φόρτιση. Η κατανομή του σεισμικού φορτίου γίνεται με δύο τουλάχιστον διαφορετικούς τρόπους (πχ στον Ευρωκώδικα 8-1 προβλέπεται ιδιομορφική και ομοιόμορφη κατανομή) για να ληφθεί υπόψιν η μεταβολή του τρόπου κατανομής των φορτίων λόγω της μη γραμμικής παραμόρφωσης περιοχών του φορέα και της επιρροής των ανώτερων ιδιομορφών.

Αποτέλεσμα της pushover είναι η δημιουργία της καμπύλης αντίστασης του κτιρίου, που εκφράζεται με το διάγραμμα της μετακίνησης δ του επιλεγμένου κόμβου ελέγχου – τέμνουσας βάσης V_{base} . Ελέγχεται εάν η μετακίνηση που προκαλείται από την σεισμική διέγερση, στοχευόμενη μετακίνηση δ_t , έχει ως αποτέλεσμα επίπεδο βλάβης μεγαλύτερο από τον αποδεκτό (που έχει τεθεί για την στάθμη επιτελεστικότητας).

Η στοχευόμενη μετακίνηση, δ_t , υπολογίζεται με βάση την σχέση (παρ. 5.7 εξίσωση Σ5.6, ΚΑΝ.ΕΠΕ.):

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_2 \frac{T_e^2}{4\pi^2} S_{e(T)} \quad (1.19)$$

όπου:

$S_{e(T)}$: η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση από το φάσμα EC 8, που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο της κατασκευής T_e

T_e : η ισοδύναμη ιδιοπερίοδος υπολογιζόμενη βάσει της ελαστικής ιδιοπερίοδου T στην διεύθυνση που μελετάται, της αντίστοιχης ελαστικής πλευρικής δυσκαμψίας K_0 , και της ισοδύναμης πλευρικής δυσκαμψίας K_e (εξίσωση Σ5.5 ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

$$T_e = T \sqrt{\frac{K_0}{K_e}} \quad (1.20)$$

C_0, C_1, C_2 : συντελεστές κατά την παράγραφο 5.7.4.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

- C_0 : Οι τιμές μπορεί να λαμβάνονται ίσες προς 1, 1.2, 1.3, 1.4, 1.5 για αριθμό ορόφων 1, 2, 3, 5 και >10 αντίστοιχα.

- C_1 : μπορεί να λαμβάνεται

$$C_1=1.0 \text{ για } T_e \geq T_c$$

$$C_1=1.0+(R-1)T_c/T_e/R \text{ για } T_e < T_c$$

T_c : η τιμή στην οποία αρχίζει ο κατιών κλάδος του φάσματος απόκρισης

R : ο λόγος της ελαστικής απαίτησης προς την αντίσταση διαρροής του φορέα. Ο λόγος R λαμβάνεται από την σχέση:

$$R = \frac{S_e}{\frac{g}{V_y} C_m} \quad (1.21)$$

V_y : η αντίσταση διαρροής. Ο λόγος V_y/W δύναται να λαμβάνεται ίσος με 0.15 για κτίρια με μικτό σύστημα και 0.1 για κτίρια με αμιγώς πλαισιακό σύστημα.

- C_2 : Οι τιμές μπορεί να λαμβάνονται από τον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 1.5: Τιμές του συντελεστή C_2

Στάθμη επιτελεστικότητας	$T_e \leq 0.1 \text{ s}$		$T_e \geq T_c$	
	Φορέας τύπου 1 (χαμηλή πλαστιμότητα)	Φορέας τύπου 2 (υψηλή πλαστιμότητα)	Φορέας τύπου 1 (χαμηλή πλαστιμότητα)	Φορέας τύπου 2 (υψηλή πλαστιμότητα)
Περιορισμένες βλάβες	1	1,0	1.0	1.0
Σημαντικές βλάβες	1.3	1.0	1.1	1.0
Οιονεί κατάρρευση	1.5	1.0	1.2	1.0

2 Περιγραφή κτιρίου

2.1 Γενική περιγραφή κτιρίου

Το τετραώροφο κτίριο κατοικιών με υπόγειο και απόληξη κλιμακοστασίου βρίσκεται στον Χαλάνδρι, και μελετήθηκε το έτος 1989 σύμφωνα με τον τότε ισχύοντα αντισεισμικό κανονισμό (ΕΑΚ 1959 , όπως αναθεωρήθηκε το 1984). Το εμβαδόν του υπογείου (βοηθητική χρήση) είναι $E=159,88 \mu^2$ και το εμβαδόν του ισογείου-πυλωτή είναι $E=159,88 \mu^2$ με εμβαδόν κλειστού χώρου ισογείου $E=86,45 \mu^2$. Ο Α', Β' και Γ' όροφοι είναι τυπικοί όροφοι με εμβαδόν περιγράμματος κάτοψης - ξυλότυπου $E=159,88 \mu^2$. Το εμβαδόν του δώματος είναι $E=19,55 \mu^2$. Το ύψος του υπογείου είναι 3,20 μ, το ύψος του ισογείου, του 1^{ου}, 2^{ου}, 3^{ου}, είναι 3,10 μ και το ύψος του δώματος 3,10 μ. Υφίσταται υπερύψωση του κτιρίου σε σχέση με το περιβάλλον διαμορφωμένο έδαφος. Το συνολικό ύψος του κτιρίου (λόγω υπερύψωσης) είναι 12,85 μ.



Σχήμα 2.1: Άποψη της κατασκευής προς αποτίμηση

2.2 Υλικά & φορτία

Η αποτίμηση του κτιρίου γίνεται βάσει των διαθέσιμων ξυλότυπων (γεωμετρία, διαστάσεις πρωτεύοντων και δευτερεύοντων μελών, κύριοι οπλισμοί, οπλισμοί διάτμησης). Τα σχέδια της στατικής μελέτης που συνοδεύουν την οικοδομική άδεια επισυνάπτονται στο παράρτημα Α. Επίσης από την μελέτη χρησιμοποιήθηκαν δεδομένα για τα υλικά και τα φορτία. Για την ανάλυση pushover γίνονται οι απαραίτητες αντιστοιχίσεις των αντοχών των υλικών της στατικής μελέτης, στα σημερινά διαθέσιμα υλικά, μέσω της βιβλιοθήκης του SeisMobuild.

Σημειώνεται ότι για τις δευτεροβάθμιες μεθόδους, όπου η μεθοδολογία συνιστούσε τιμές διαφορετικές από εκείνες του Πίνακα 2.1 χρησιμοποιήθηκαν εκείνες.

Πίνακας 2.1: Πίνακας Υλικών για την αποτίμηση

Υλικό	Ποιότητα βάσει ξυλοτύπων	Μέση αντοχή f_{cm} (MPa)	Χαρακτηριστική αντοχή f_{ck} (MPa)
Σκυρόδεμα	B225	16	12
		Όριο αντοχής f_u (MPa)	Όριο διαρροής f_y (MPa)
Χάλυβας κύριου οπλισμών	StIII	450	410
Χάλυβας συνδετήρων υποστυλωμάτων	StI	280	240
Χάλυβας συνδετήρων δοκών	StIII	450	410

Για τα φορτία της κατασκευής:

Μόνιμα

- Ιδίο βάρος. Λαμβάνεται ειδικό βάρος ωπλισμένου σκυροδέματος $\gamma=24 \text{ kN/m}^3$.
- Επικαλύψεις δαπέδων: $G'=1,30 \text{ kN/m}^2$
- Επικαλύψεις κλιμάκων: $G'=2,20 \text{ kN/m}^2$
- Εσωτερικές τοιχοποιίες στις πλάκες: $G'= 2,00 \text{ kN/m}^2$
- Μπατική τοιχοποιία με σενάζ: $G=(H_{\text{οροφου}}-h_{\text{δοκού}}) * 3,6$ (γραμμικό φορτίο στις δοκούς)
- Δρομική τοιχοποιία με σενάζ: $G=(H_{\text{οροφου}}-h_{\text{δοκού}}) * 2,1$ (γραμμικό φορτίο στις δοκούς)

Κινητά

- Κατοικίας: 2 kN/m^2
- Εξώστες: 5 kN/m^2
- Κλίμακες: $3,5 \text{ kN/m}^2$

Χιόνι: $0,40 \text{ kN/m}^2$

Σεισμικά φορτία –Δεδομένα φάσματος

- Συντελεστής σπουδαιότητας (Κατοικία: Κατηγορία Σπουδαιότητας II): $\gamma=1$
- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας **I**
- Σεισμική επιτάχυνση αναφοράς: $a_{gR}=0.16g$
- Κατηγορία εδάφους **C**, (Φάσμα Τύπος **1**),
 $S=1,15$, $T_B=0,20 \text{ sec}$, $T_C=0,60 \text{ sec}$, $T_D=2,5 \text{ sec}$

3 Εφαρμογή μεθόδων

3.1 Πρωτοβάθμιος προσεισμικός έλεγχος – Ταχύς οπτικός έλεγχος

Το πρώτο βήμα για την αποτίμηση του κτιρίου είναι η συμπλήρωση του δελτίου τρωτότητας ώστε το κτίριο να ενταχθεί σε κατηγορία προτεραιότητας για περαιτέρω έλεγχο. Το κτίριο έχει ανεγερθεί σύμφωνα με μελέτη με ισχύοντα κατά το έτος 1989 αντισεισμικό κανονισμό, και κατατάσσεται σε δομικό τύπο ΩΣβ. Η περιοχή του Χαλανδρίου ανήκει στην ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I και αναφορικά με το έδαφος θεμελίωσης γίνεται η παραδοχή ότι είναι κατηγορίας Γ. Ο φέρων οργανισμός βρίσκεται σε καλή κατάσταση χωρίς προηγούμενες σεισμικές επιβαρύνσεις και δεν έχουν υλοποιηθεί μεταγενέστερες επεμβάσεις. Δεν υφίσταται κίνδυνος εμβολισμού των υποστυλωμάτων από μέλη γειτονικών κατασκευών, ενώ οι τοιχοπλήρωσεις κρίνονται σχετικά συμμετρικά κατανεμημένες στην κάτοψη. Το κτίριο δεν έχει μεγάλο ύψος (αριθμός ορόφων <5) ενώ χαρακτηρίζεται για τις ανάγκες συμπλήρωσης του δελτίου ως κανονικό σε κάτοψη και σε τομή.

Πίνακας 3.1: Συμπλήρωση δελτίου προσεισμικού ελέγχου

Παράμετρος	ΩΣβ	
Βασική βαθμολογία	7.0	X
Ζώνη σεισμική επικινδυνότητας I	-1.0	X
Ζώνη σεισμική επικινδυνότητας II ή III	-1.5	
Έδαφος κατηγορίας B (για αποδεδειγμένως A: -0.1)	-0.3	
Έδαφος κατηγορίας Γ ή Δ	-0.6	X
Έδαφος κατηγορίας Γ ή Δ και άνω των 5 ορόφων	-0.8	
Έδαφος κατηγορίας X	-0.8	
Χωρίς αντισεισμικός κανονισμός	-	
Προηγούμενες αντισεισμικές επιβαρύνσεις προβλήματα	-0.5	
Κακή κατάσταση	-0.5	
Κρούση με γειτονικά κτίρια	-0.5	
Pilotis/ή και κοντά υποστυλώματα	-1.5	X
Κανονική διάταξη τοιχοπλήρωσης	0.5	X
Μεγάλο ύψος	-0.5	
Μη κανονικότητα σε τομή	-0.5	
Μη κανονικότητα σε κάτοψη	-0.5	
Στρέψη (έντονη)	-0.5	
Ένταση λειτουργίας	0.2 ή 0.5	0,2
Αριθμός χρηστών ≤9	-0.2	
Αριθμός χρηστών 10-99	-0.4	X
Αριθμός χρηστών ≥100	-0.6	
Αρχική /Γενική Βαθμολογία του κτιρίου	4,2	

Η τελική τρωτότητα του κτιρίου συμπίπτει με την αρχική βαθμολογία, δηλαδή 4,2 , καθώς δεν διαπιστώνονται κατασκευές επί το κτίριο, οι οποίες να «συνεισφέρουν» στην τρωτότητα της κατασκευής. Βάσει της βαθμολογίας το κτίριο χαρακτηρίζεται ως μέσης προτεραιότητας περαιτέρω ελέγχου.

3.2 Μέθοδος Δρίτσου Σ.

3.2.1 Εφαρμογή κριτηρίων

1. Βλάβες στατικής ανεπάρκειας.

Δεν έχουν εντοπιστεί βλάβες στατικής ανεπάρκειας στην υπό έλεγχο οικοδομή. Βαθμονόμηση κριτηρίου $\beta_1=5$.

2. Οξείδωση οπλισμών.

Δεν έχει παρατηρηθεί το φαινόμενο της οξείδωσης του οπλισμού. Βαθμονόμηση κριτηρίου $\beta_2=5$.

3. Μέγεθος ανηγμένου φορτίου, v_d .

Σύμφωνα με την μέθοδο για τον υπολογισμό του ανηγμένου αξονικού φορτίου χρησιμοποιείται:

$$v_d = \frac{N_{sd}}{A_c f_{ck}(1 - \theta)} \quad (3.1)$$

όπου:

N_{sd} : η αξονική από τον συνδυασμό G+0,3Q

f_{ck} : η χαρακτηριστική τιμή σκυροδέματος. Ειδικά για την εφαρμογή της μεθόδου Δρίτσου λαμβάνεται η προτεινόμενη τιμή $f_{ck}=15$ MPa για σκυρόδεμα B225

θ : ο δείκτης μεταθετότητας, ο οποίος λαμβάνεται ίσος με το μηδέν για κατακόρυφα στοιχεία με καθαρό ύψος μικρότερο από 3,5 μ.

A_c : το εμβαδόν διατομής του στοιχείου

Υπολογίστηκε το ανηγμένο αξονικό φορτίο για τα κατακόρυφα μέλη, v_d^i , και το μέσο ανηγμένο φορτίο v_d από την σχέση:

$$v_d = \frac{1}{N} \sum_1^N v_d^i = 0,14 \quad (3.2)$$

Πίνακας 3.2: Τιμές του ανηγμένου αξονικού φορτίου για τα υποστυλώματα του ισόγειου

Μέλος	Εμβαδόν (m ²)	Αξονικό φορτίο (Kn)	v _d
K1	0,345	666,01	0,13
K2	0,475	844,91	0,12
K3	0,345	788,45	0,15
K4	0,345	537,34	0,10
K5	0,25	706,98	0,19
T6 _a	0,34	482,45	0,09
T6 _b	0,34	646,95	0,13
T7	0,42	663,13	0,11
K8	0,2025	537,94	0,18
K9	0,2025	467,98	0,15
K10	0,2875	425,23	0,10
K11	0,345	652,1	0,13
K12	0,3025	860,6	0,19
K13	0,345	910,85	0,18
K14	0,2025	415,23	0,14

Σύμφωνα με την μεθοδολογία εφόσον ισχύει $v_d^i \leq 0.30$ και μέσο ανηγμένο αξονικό $v_d = 0,138 \leq 0.15$ η βαθμονόμηση του κριτηρίου 3, είναι $\beta_3=5$.

4. Κανονικότητα κάτοψης

Λαμβάνοντας υπόψιν τις εσοχές και υπολογίζονται το εμβαδόν αυτών, το κτίριο κρίνεται κανονικό ως προς την κάτοψη. Βαθμονόμηση κριτηρίου $\beta_4=5$.

5. Κατανομή δυσκαμψίας σε κάτοψη – στρέψη.

Η μη συμμετρική κατανομή της δυσκαμψίας στην κάτοψη, έχει ως αποτέλεσμα την ανομοιόμορφη σεισμική επιβάρυνση. Αυτό συνήθως οδηγεί σε στρεπτική σεισμική απόκριση. Για την βαθμονόμηση του κριτηρίου, προσδιορίζονται οι συντεταγμένες x_{CM} , y_{CM} του κέντρου μάζας λαμβάνοντας υπόψιν τα βαρυτικά φορτία από τις σχέσεις:

$$x_{CM} = \frac{\sum(N_{sd,i}x_{c,i})}{\sum N_{sd,i}} \quad (3.3)$$

$$y_{CM} = \frac{\sum(N_{sd,i}y_{c,i})}{\sum N_{sd,i}} \quad (3.4)$$

Υπολογίζονται οι δυσκαμψίες των κατακόρυφων μελών ανά διεύθυνση x και y, $K_{C,x,i}$, $K_{C,y,i}$ στο ισόγειο σύμφωνα με την ακόλουθη προσεγγιστική σχέση:

$$K_C = \frac{12(EI)_{eff}}{H^3(1+\eta)} \alpha_k \quad (3.5)$$

Όπου:

$$\eta = \frac{30(EI)_{eff}}{E_c A_w H^2} \quad \text{για τοιχώματα} \quad (3.6)$$

$$\eta = 0 \quad \text{για υποστυλώματα}$$

H: το ύψος του κατακόρυφου στοιχείου

E_c : το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος

A_w : η διατομή του τοιχώματος

α_k : συντελεστής δυσκαμψίας. Στις περιπτώσεις φορέων με βαθμό τοιχωματοποίησης $\alpha_T < 0,10$, ο συντελεστής α_k μπορεί να ληφθεί ίσο με 1.

$$\alpha_k = \frac{k_c + \Sigma k_{ba}}{4k_c + \Sigma k_{ba}} \quad (3.7)$$

Όπου:

$k_c = (EI)_{eff}/H$ ο δείκτης δυσκαμψίας του κατακόρυφου στοιχείου

Σk_{ba} : το άθροισμα των δεικτών δυσκαμψίας $(EI)_{eff}/L_b$ των δοκών που συντρέχουν στην κεφαλή του μέλους στην διεύθυνση που ελέγχεται, με L_b το μήκος των δοκών.

Η ενεργός δυσκαμψία $(EI)_{eff}$ λαμβάνεται από τον Πίνακα Σ4.1 της παρ. 4.4.1.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ., δηλαδή ισούται με $0,8E_c I_g$ για υποστύλωμα εσωτερικό και $0,6E_c I_g$ για υποστύλωμα περιμετρικό. Για τα τοιχώματα λαμβάνεται $0,5E_c I_g$. Για τις δοκούς λαμβάνεται η τιμή $0,4E_c I_g$. Για τις πλακοδοκούς τύπου Γ ή Τ λαμβάνεται $I_g = 1,5I_w$ ή $2I_w$ αντίστοιχα, όπου I_w η ροπή αδρανείας της ορθογωνικής διατομής.

Υπολογίζεται η συνεισφορά των μπατικών, εντός πλαισίων, τοιχοπληρώσεων στην δυσκαμψία. Η οριζόντια δυσκαμψία της τοιχοπλήρωσης προσωμοιώνεται με μία ισοδύναμη αμφιαρθρωτή θλιβόμενη διαγώνια ράβδος. Για τον υπολογισμό χρησιμοποιούνται τιμές από τις προτεινόμενες «ερήμην» της μεθόδολογίας (Παράρτημα Δ μεθόδολογίας).

- αντοχή σε λοξή θλίψη $f_{wc,s} = 1,50$ MPa (καλή ποιότητα δόμησης, μπατικός τοίχος)
- ανηγμένη παραμόρφωση της ισοδύναμης ράβδου στην διαρροή $\epsilon_y = 0,0015$
- ανηγμένη παραμόρφωση στην αστοχία $\epsilon_u = 0,004$.

$$K_{inf} = \frac{E_{inf} A_{inf}}{L_d} \cos^2 a \quad (3.8)$$

Όπου:

E_{inf} : το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοπλήρωσης

A_{inf} : η διατομή της ισοδύναμης ράβδου. Για τον υπολογισμό του εμβαδού μπορεί να ληφθεί πλάτος τοιχοποιίας $b = 0,15 L$ κατά την παράγραφο 7.4.1, εξίσωση Σ.18, του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

L_d : το μήκος της ισοδύναμης ράβδου

a : η γωνία κλίσης της ράβδου ως προς την οριζόντιο

Οι συντεταγμένες για το «κέντρο δυσκαμψίας»:

$$x_{CR} = \frac{\sum K_{Cx,i} x_{C,i} + \sum K_{inf,x,i} x_{inf,i}}{\sum K_{Cx,i} + \sum K_{inf,x,i}} \quad (3.9)$$

$$y_{CR} = \frac{\sum K_{Cy,i} y_{C,i} + \sum K_{inf,y,i} y_{inf,i}}{\sum K_{Cy,i} + \sum K_{inf,y,i}} \quad (3.10)$$

Πίνακας 3.3: Στοιχεία για την εύρεση των συντεταγμένων του κέντρου βάρους και του κέντρου δυσκαμψίας του ισογείου

Μέλος	x_i	y_i	N_{sd}	$x_i N_i$	$y_i N_i$	K_x	K_y	$K_x * x_i$	$K_y * y_i$
K1	0,15	0,63	666,01	99,90	416,26	7930,10	69004,61	1189,52	43127,88
K2	6,38	0,75	844,91	5387,99	635,37	45232,64	4748,74	288448,55	3571,06
K3	9,45	0,58	788,45	7450,85	453,36	9332,66	70406,99	88193,62	40484,02
K4	14,25	0,58	537,34	7657,10	308,97	8415,51	69116,64	119921,00	39742,07
K5	0,25	5,85	706,98	176,75	4135,83	12168,83	13206,60	3042,21	77258,61
T6 _a	6,85	5,90	482,45	3304,78	2846,46	95000,69	3740,83	650754,75	22070,90
T6 _b	6,85	4,00	646,95	4431,61	2587,80	91230,76	3805,96	624930,70	15223,83
T7	6,10	4,95	663,13	4045,09	3282,49	3946,10	116055,86	24071,21	574476,52
K8	9,33	5,75	537,94	5016,29	3093,16	15660,19	16776,29	146031,30	96463,65
K9	14,18	5,58	467,98	6633,62	2608,99	8714,46	10860,25	123527,44	60545,89
K10	13,85	8,48	425,23	5889,44	3603,82	55518,50	6631,18	768931,19	56199,28
K11	0,15	11,13	652,10	97,82	7254,61	7268,72	74841,00	1090,31	832606,14
K12	6,08	11,43	860,60	5228,15	9832,36	21310,62	16711,77	129462,00	190931,98
K13	9,40	11,13	910,85	8561,99	10133,21	10872,73	70676,19	102203,68	786272,61
K14	13,28	11,48	415,23	5512,18	4764,76	10127,24	9261,41	134439,09	106274,63
Σύνολο			9606,15	69493,54	55957,45	402729,74	555844,31	3206236,55	2945249,06

Πίνακας 3.4: Αποτελέσματα για την οριζόντια δυσκαμψία των τοιχοπληρώσεων, K_{inf}

$\Sigma K_{inf_{x,i}}$	42202,30
$\Sigma K_{inf_{x,i}} * x_i$	242416,60
$\Sigma K_{inf_{y,i}}$	85999,57
$\Sigma K_{inf_{y,i}} * x_i$	489462,20

Από τους υπολογισμούς προκύπτει το κέντρο βάρους προκύπτει με συντεταγμένες $x_c=7,23 \mu$, $y_c=5,83 \mu$, ενώ το κέντρο δυσκαμψίας υπολογίζεται $x_{cR}=7,75 \mu$ και $y_{cR}=5,35 \mu$.

Οι εκκεντρότητες ανά διεύθυνση e_x και e_y και οι ανηγμένες τιμές ϵ υπολογίζονται:

$$e_x=7,75-7,23=0,52 \mu \text{ και } \epsilon_x=e_x/L_x=0,52/14,40=0,036 \mu$$

$$e_y=5,83-5,35=0,48 \mu \text{ και } \epsilon_y=e_y/L_y=0,48/11,70=0,041 \mu$$

Το κτίριο κρίνεται ότι δεν κινδυνεύει από στρέψη καθώς η ανηγμένη τιμή ϵ προκύπτει μικρότερη από 0,05. Βαθμονόμηση κριτηρίου $\beta_5=5$.

6. Κανονικότητα σε τομή/όψη

Το κριτήριο αυτό αφορά τυχόν μεταβολή των διαστάσεων του φέροντος οργανισμού. Ο φέρων οργανισμός του υπό μελέτη κτιρίου δεν μεταβάλλεται σημαντικά καθ' ύψος οπότε η βαθμονόμηση του κριτηρίου λαμβάνεται $\beta_5=5$.

7. Κατανομή δυσκαμψίας καθ' ύψος – Μαλακός Όροφος

Υπολογίζονται οι δυσκαμψίες των κατακόρυφων στοιχείων όλων των ορόφων. Για τον ισόγειο όροφο ο συντελεστής δυσκαμψίας α_k υπολογίζεται σύμφωνα με το κριτήριο 5. Για τους υπόλοιπους ορόφους ο συντελεστής δυσκαμψίας α_k υπολογίζεται:

$$\alpha_k = \frac{k_{bb} + \Sigma k_{ba}}{4k_c + \Sigma k_{ba} + \Sigma k_{bb}} \quad (3.11)$$

Όπου:

Σk_{bb} : το άθροισμα των δεικτών δυσκαμψίας $(EI)_{\text{eff}}/L_b$ των δοκών που συντρέχουν στον πόδα του κατακόρυφου στοιχείου στην διεύθυνση που ελέγχεται, με L_b το μήκος των δοκών.

Η δυσκαμψία του κάθε ορόφου προκύπτει από το άθροισμα των δυσκαμψιών των κατακορύφων φέροντων στοιχείων και των τοιχοπληρώσεων.

$$K_{tot,x,i} = \sum K_{c,x,i} + \sum K_{inf,x,i} \quad (3.12)$$

$$K_{tot,y,i} = \sum K_{c,y,i} + \sum K_{inf,y,i} \quad (3.13)$$

Το κριτήριο στο υπό μελέτη φορέα δεν εφαρμόζεται στην απόληξη του κλιμακοστασίου και στο υπόγειο.

Σύμφωνα με το κριτήριο και με τον τρόπο υπολογισμού της δυσκαμψίας που προτείνει η μεθοδολογία δυσκαμψία του ισογείου αν και ρ_{Iotis} υπολογίζεται αρκετά σημαντική.

Πίνακας 3.5: Δυσκαμψία ορόφων (λόγω υποστυλωμάτων-τοιχωμάτων-τοιχοπληρώσεων)

Όροφος	Δυσκαμψία κατά x-x', K_x (kN/m)	Δυσκαμψία κατά y-y', K_y (kN/m)	Διαφορά δυσκαμψίας ΔK_x (kN/m)	Διαφορά δυσκαμψίας ΔK_y (kN/m)
Ισόγειο	444932,05	641843,38	-	-
A' Όροφος	222961,1	261893,2	49,88%	59,1%
B' Όροφος	214152,7	241759,4	3,9%	7,68%
Γ' Όροφος	203053,9	235776,3	5,18%	2,47%

Η δυσκαμψία του ισογείου είναι σημαντικά μεγαλύτερη από την δυσκαμψία του A' Ορόφου. Βαθμονόμηση κριτηρίου $\beta_{5,x}=1$ και $\beta_{5,y}=1$.

8. Κατανομή μάζας καθ' ύψος

Υπολογίζεται η μάζα του κάθε ορόφου M_{tot} , και η διαφορά μάζας μεταξύ των γειτονικών ορόφων. Σημαντική μεταβολή της μάζας επηρεάζει δυσμενώς την αντισεισμική συμπεριφορά του κτιρίου.

Πίνακας 3.6: Μάζα ορόφων

Όροφος	Βάρος (kN)	Μάζα (tn)	Διαφορά μάζας (%)
Ισόγειο	2512,87	256,15	
A' Όροφος	2434,59	248,17	3,11
B' Όροφος	2402,91	244,94	1,31
Γ' Όροφος	2255,78	229,95	6,52

Οι υπολογισθείσες διαφορές μαζών είναι μικρότερη από 20%. Βαθμονόμηση κριτηρίου $\beta_5=5$.

9. Κοντά υποστυλώματα

Το κριτήριο αυτό συνδέεται με την ψαθυρή αστοχία που προκαλείται από «φύσει» ή θέσει κοντά υποστυλώματα. Κοντό υποστυλώμα για τις ανάγκες του κριτηρίου και για τον

υπολογισμό της τιμής V_{RO} , θεωρείται όταν $l/h \leq 5$. Η διάσταση h είναι η διάσταση παράλληλη με την διεύθυνση του σεισμού.

Η συμβολή των κοντών υποστυλωμάτων στην συνολική επιβάρυνση λαμβάνεται υπόψιν μέσω αντίστοιχων συντελεστών βαρύτητας.

για $l/h \leq 2$ $\beta_1=1$ $\sigma.\beta.=5$
για $2 < l/h \leq 3$ $\beta_1=2$ $\sigma.\beta.=4$
για $3 < l/h \leq 4$ $\beta_1=3$ $\sigma.\beta.=3$
για $4 < l/h \leq 5$ $\beta_1=4$ $\sigma.\beta.=2$
για $l/h > 5$ $\beta_1=5$ $\sigma.\beta.=1$

Για ένα πλήθος n υποστυλωμάτων στην εξεταζόμενη στάθμη η βαθμονόμηση του κριτηρίου υπολογίζεται:

$$\bar{\beta} = \frac{n_1 * 1 * 5 + n_2 * 2 * 4 + n_3 * 3 * 3 + n_4 * 4 * 2 + n_5 * 5 * 1}{5 * n_1 + 4 * n_2 + 3 * n_3 + 2 * n_4 + n_5} \quad (3.14)$$

Όπου n_i το πλήθος των υποστυλωμάτων

Κατά την διεύθυνση $x-x$ ο συντελεστής β_x προκύπτει 2,80 και κατά την διεύθυνση $y-y$ ο συντελεστής β_y προκύπτει 3,10.

Ο βαθμός τοιχοματοποίησης α_T στην διεύθυνση $x-x$ υπολογίστηκε 13,8% ($0,10 < \alpha_T < 0,50$) και στην διεύθυνση $y-y$ 4% ($\alpha_T < 0,10$). Με γραμμική παρεμβολή σύμφωνα με τον τύπο προκύπτει:

$$\beta_{\text{τελ}} = \bar{\beta} + \frac{\alpha_T(5 - \bar{\beta})}{0,60} \leq 5 \quad (3.15)$$

Συνεπώς προκύπτει:

$\beta_{\text{τελ},x}=3,30$
 $\beta_{\text{τελ},y}=3,10$

10. Κατακόρυφες ασυνέχειες

Στον φορέα δεν υπάρχουν φυτευτά υποστυλώματα ή τοιχώματα σε δοκούς ή πλάκες ή κεκλιμένα υποστυλώματα. Για το κριτήριο αυτό ελέγχεται η εκκεντρότητα καθ' ύψος του άξονα των κατακόρυφων στοιχείων. Οι μέγιστες τιμές της εκκεντρότητας που υπολογίζεται καθ' ύψος μεταξύ των ορόφων είναι:

- $e_x = 0,025$ ($0,05 * b_x < 0,025 < 0,15 b_x$)
- $e_y = 0,025$ ($0,05 * b_y < 0,11 < 0,15 b_y$)

Βαθμονόμηση κριτηρίου $\beta_{10,x}=4$ και $\beta_{10,y}=4$.

11. Διαδρομή και μεταφορά δυνάμεων

Στην κάτοψη υπάρχει τοίχωμα σε μορφή Π. Βρίσκεται στο μέσο της κάτοψης, σε επαφή με το διάφραγμα και συνδέεται επίσης με δοκούς. Η σύνδεση κρίνεται ικανοποιητική. Ο βαθμός του κριτηρίου λαμβάνεται $B_\alpha=5$.

Επίσης υπάρχουν σαφή επίπεδα πλαισιακής λειτουργίας. Το κριτήριο λαμβάνεται $B_\beta=5$.

Βαθμονόμηση κριτηρίου $\beta_{11}=5$.

12. Γειτονικά κτίρια

Το κτίριο είναι πανταχόθεν ελεύθερο και δεν βρίσκεται σε επαφή με άλλα κτίρια. Βαθμονόμηση κριτηρίου $\beta_{12}=5$.

13. Κακοτεχνίες, τραυματισμοί

Το κτίριο βρίσκεται σε καλή κατάσταση και δεν έχουν παρατηρηθεί βλάβες στο σκυρόδεμα από υγρασία, φυσικές ή χημικές δράσεις. Λόγω της αμφιβολίας ως προς την

τήρηση της επιστήμης κατά της προ 30-ετίας κατασκευής της οικοδομής το κριτήριο λαμβάνεται με βαθμό $\beta_{13}=4$.

Πίνακας 3.7: Πίνακας κριτηρίων

a/a	Κριτήριο	$\beta_{i,x}$	$\beta_{i,y}$	σ_i	$\sigma_i \beta_{i,x}$	$\sigma_i \beta_{i,y}$
1	Βλάβες στατικής ανεπάρκειας	5	5	0,10	0,50	0,50
2	Οξειδωση οπλισμών	5	5	0,10	0,50	0,50
3	Μέγεθος ανηγμένου αξονικού φορτίου	5	5	0,05	0,25	0,25
4	Κανονικότητα κάτοψης	5	5	0,05	0,25	0,25
5	Κατανομή δυσκαμψίας σε κάτοψη-στρέψη	5	5	0,10	0,50	0,50
6	Κανονικότητα σε τομή/όψη	5	5	0,05	0,25	0,25
7	Κατανομή δυσκαμψίας καθ' ύψος-μαλακός όροφος	1	1	0,15	0,15	0,15
8	Κατανομή μάζας καθ' ύψος	5	5	0,05	0,25	0,25
9	Κοντά υποστυλώματα	3,30	3,10	0,15	0,49	0,47
10	Κατακόρυφες ασυνέχειες	4	4	0,05	0,20	0,20
11	Διαδρομή και μεταφορά δυνάμεων	5	5	0,05	0,25	0,25
12	Γειτονικά κτήρια	5	5	0,05	0,25	0,25
13	Κακοτεχνίες, τραυματισμοί	4	4	0,05	0,25	0,25

Από την παρακάτω σχέση (1.3) προκύπτει:

$$\beta = \sum \frac{\sigma_i \beta_i}{5}$$

$$\beta_x = 4,09/5 = 0,82$$

$$\beta_y = 4,07/5 = 0,81$$

3.2.2 Προσδιορισμός σεισμικής αντίστασης

Οι αντοχές $V_{Rd,i,x}$ και $V_{Rd,y}$ υπολογίστηκαν σύμφωνα με το Παράρτημα 7Γ του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και οι αντοχές $V_{M,x}$ και $V_{M,y}$ υπολογίστηκαν βάσει του τοποθετημένου οπλισμού και είναι η τέμνουσα που αντιστοιχεί στην ροπή αστοχίας. Μεταξύ των τιμών V_{Rd} , V_M επιλέγεται η μικρότερη τιμή:

Πίνακας 3.8: Αντοχές μελών

Μέλος	$V_{Rd,x}$	$V_{M,x}$	$V_{Rd,y}$	$V_{M,y}$	$V_{Ri,x}$	$V_{Ri,y}$
K1	134,65	562,22	343,66	460,00	134,65	343,66
K2	289,95	681,48	328,29	511,11	289,95	328,29
K3	143,71	562,22	378,21	511,11	143,71	378,21
K4	124,70	511,11	305,69	434,44	124,70	305,69
K5	194,04	442,31	193,26	461,54	194,04	193,26
T _{6α}	178,05	369,23	121,80	108,39	178,05	108,39
T _{6β}	170,41	369,23	130,06	108,39	170,41	108,39
T7	86,97	131,29	138,15	426,92	86,97	138,15
K8	152,62	295,96	152,05	311,54	152,62	152,05
K9	145,24	264,81	144,76	311,54	145,24	144,76
K10	270,89	243,27	90,93	375,96	243,27	90,93
K11	133,60	583,85	339,64	424,62	133,60	339,64
K12	239,86	511,92	238,95	535,19	239,86	238,95
K13	151,70	583,85	409,12	477,69	151,70	409,12
K14	139,43	311,54	139,01	280,38	139,43	139,01

Σύμφωνα με την εξίσωση (1.4), επιλέγοντας τους κατάλληλους συντελεστές α_1 , α_2 , και συντηρητικά αγνοώντας την συμβολή της τοιχοποιίας η προκύπτουσα τέμνουσα αντοχής στην βάση του κτιρίου V_{Ro} είναι:

$$V_{Ro,x}=1822,01 \text{ kN}$$

$$V_{Ro,y}=2413,66 \text{ kN}$$

Από τους υπολογισμούς στο Excel για την εύρεση της διατμητικής αντοχής V_{Rd} σύμφωνα με το παράρτημα 7Γ προκύπτει ότι σε όλα τα μέλη κρίσιμο υλικό είναι το σκυρόδεμα. Τέλος από τον παραπάνω πίνακα φαίνεται ότι στα περισσότερα μέλη αναμένεται ψαθυρή αστοχία και στις δύο διευθύνσεις. Κατά την διεύθυνση X όλα τα μέλη αστοχούν ψαθυρά, και κατά την διεύθυνση Y όλα τα μέλη αστοχούν ψαθυρά πλην των τοιχωμάτων T_{6α} και T_{6β}.

Ο υπολογισμός της σεισμικής αντίστασης σύμφωνα με την εξίσωση (1.2):

$$V_{R,x}=0,82*1822,01= 1494,05 \text{ kN}$$

$$V_{R,y}=0,81*2413,66= 1955,06 \text{ kN}$$

3.2.3 Προσδιορισμός δείκτη προτεραιότητας ελέγχου, λ

Ο προσδιορισμός του δείκτη προτεραιότητας ελέγχου λ_x , λ_y της κατασκευής, γίνεται σύμφωνα με τις εξισώσεις (1.11), (1.12). Για τον προσδιορισμό του δείκτη απαιτείται ο υπολογισμός της τιμής της σεισμικής απαίτησης V_{req} σε κάθε κύρια διεύθυνση.

Η ιδιοπερίοδος λαμβάνεται η τιμή που προκύπτει από την ιδιομορφική ανάλυση είναι $T_x=0,426$ και $T_y=0,369$, ενώ η εμπειρική ιδιοπερίοδος σύμφωνα με το παράρτημα Δ υπολογίζεται:

$$T_o = C_t h_n^\beta \quad (3.16)$$

όπου

T: η εμπειρική ιδιοπερίοδος και προκύπτει 0,518 sec

C_t: 0,052

β: 0,90

h_n: το ύψος του κτιρίου σε μέτρα - 12,85 m για το κτίριο μελέτης

Ο υπολογισμός της φασματικής επιτάχυνσης γίνεται σύμφωνα με το Παράρτημα Δ της μεθόδου. Η σεισμική απαίτηση, βάσει των ιδιοπεριόδων που προέκυψαν από το SeisMobuild, είναι:

$$V_{\text{req},x} = 1561,10 \text{ kN}$$

$$V_{\text{req},y} = 1561,10 \text{ kN}$$

Σε κάθε περίπτωση για το έδαφος C ισχύει: $T_B < T < T_c$ και τα αποτελέσματα για την εμπειρική ιδιοπερίοδο είναι ίδια.

Ο συντελεστής λ υπολογίζεται:

$$\lambda_x = 0,98$$

$$\lambda_y = 0,85$$

Τελικός συντελεστής λ :

$$\lambda = 100 \max(\lambda_x, \lambda_y) = 98 \quad (3.17)$$

Συντελεστής δ :

$$\delta = \min\left(\frac{1}{\lambda_x}, \frac{1}{\lambda_y}\right) = 1,02 \quad (3.18)$$

Ο συντελεστής δ ορίζεται $\delta=1,17$ και σύμφωνα με τον Πίνακα 2.4 το κτίριο κατατάσσεται οριακά στην Σεισμική Κατηγορία K1.

3.3 Μέθοδος Βουγιούκα Εμ.

Κατά την μέθοδο υπολογίζεται η αντοχή, V_R των κατακόρυφων στοιχείων του ισογείου, σύμφωνα με τις σχέσεις του Παραρτήματος 7Γ. Οι αντοχές των υποστλωμάτων και των τοιχωμάτων, υπολογίστηκαν στην παράγραφο 3.2.2 της εργασίας. Εν συνεχεία υπολογίζεται η τέμνουσα V_M που αντιστοιχεί στην ροπή διαρροής, M_y , σύμφωνα με τις εξισώσεις (1.15)-(1.16). Από τις δύο αντοχές επιλέγεται για το κάθε μέλος η μικρότερη. Η συνολική αντοχή αποτελεί το άθροισμα των αντοχών των επιμέρους στοιχείων.

Πίνακας 3.9: Αντοχές μελών

Μέλος	$V_{Rd,x}$	$V_{My,x}$	$V_{Rd,y}$	$V_{My,y}$	$V_{Ri,x}$	$V_{Ri,y}$
K1	134,65	195,24	343,66	945,60	134,65	343,66
K2	289,95	308,08	328,29	807,80	289,95	328,29
K3	143,71	196,25	378,21	941,99	143,71	378,21
K4	124,70	194,45	305,69	950,79	124,70	305,69
K5	194,04	280,20	193,26	305,66	194,04	193,26
$T_{6\alpha}$	178,05	139,21	121,80	131,00	139,21	121,80
$T_{6\beta}$	170,41	139,21	130,06	133,04	139,21	130,06
T_7	86,97	123,76	138,15	203,49	86,97	138,15
K8	152,62	183,64	152,05	202,24	152,62	152,05
K9	145,24	183,05	144,76	201,67	145,24	144,76
K10	270,89	611,97	90,93	135,90	270,89	90,93
K11	133,60	195,14	339,64	946,09	133,60	339,64
K12	239,86	209,71	238,95	379,17	209,71	238,95
K13	151,70	129,95	409,12	939,62	129,95	409,12
K14	139,43	107,15	139,01	201,39	107,15	139,01

Σύμφωνα με την μέθοδο η συνολική αντίσταση του κτιρίου κατά τις δύο διευθύνσεις είναι:

$$V_{R,x} = 2401,60 \text{ kN}$$

$$V_{R,y} = 3453,57 \text{ kN}$$

Από τον παραπάνω πίνακα διαπιστώνεται, για την μέθοδο Βουγιούκα, ότι για σεισμό κατά την διεύθυνση x τα περισσότερα μέλη αστοχούν ψαθυρά καθώς η διατμητική αντοχή είναι μικρότερη από την αντοχή που αντιστοιχεί στην καμπτική διαρροή. Τα μέλη τα οποία δεν αστοχούν ψαθυρά είναι τα T6_a, T6_b, και K13. Για την διεύθυνση Y προβλέπεται ψαθυρή αστοχία για όλα τα μέλη.

3.4 Τριτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος

Για τον τριτοβάθμιο προσεισμικό έλεγχο έγινε η χρήση του λογισμικού Seismobuild 2022, και πραγματοποιήθηκε ανελαστική στατική ανάλυση, με κανονιστικό πλαίσιο τον Κανονισμό Επεμβάσεων. Ως στάθμες επιτελεσματικότητας τέθηκαν Σημαντικές Βλάβες και Οιονεί Κατάρρευση. Για την στάθμη Σημαντικές Βλάβες τέθηκε στόχος αποτίμησης B3+ (σύμφωνα με τον αναθεωρημένο ΚΑΝ.ΕΠΕ.) με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 50% στα 50 χρόνια. Για το επίπεδο βλαβών Οιονεί κατάρρευση τέθηκε στόχος αποτίμησης Γ1 με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 10% στα 50 χρόνια. Εισήχθησαν στο λογισμικό τα στοιχεία του κανονιστικού φάσματος, δηλαδή επιτάχυνση σχεδιασμού για βραχώδες υπόβαθρο 0,16g για την περιοχή του Χαλανδρίου, τύπος εδάφους C και κατηγορία σπουδαιότητας κτιρίου Σ2. Η αξιολογία δεδομένων τέθηκε «Ικανοποιητική»

Ελέγχθηκαν τα μέλη του φορέα ως προς την αντοχή τους σε διάτμηση, και ως προς την ικανότητα σε όρους στροφής χορδής.

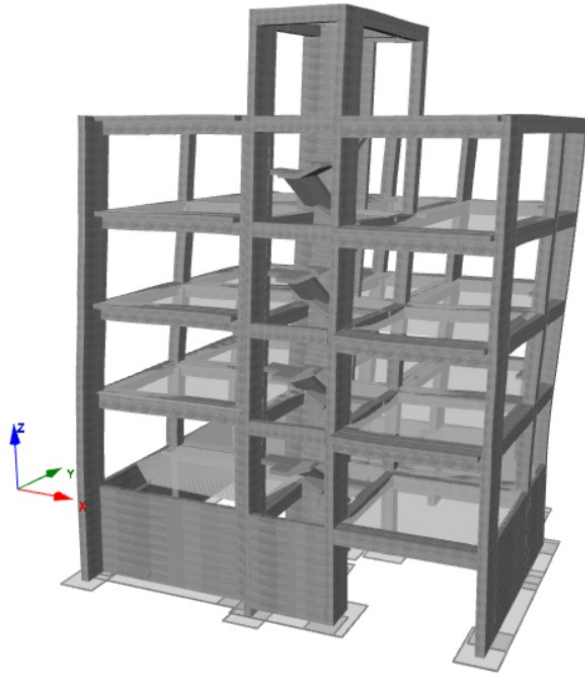
3.4.1 Αποτελέσματα Ιδιομορφικής Ανάλυσης

Πραγματοποιήθηκε ιδιομορφική ανάλυση για τον προσδιορισμό των ιδιοπεριόδων της κατασκευής και το ποσοστό των ιδιομορφικών μαζών:

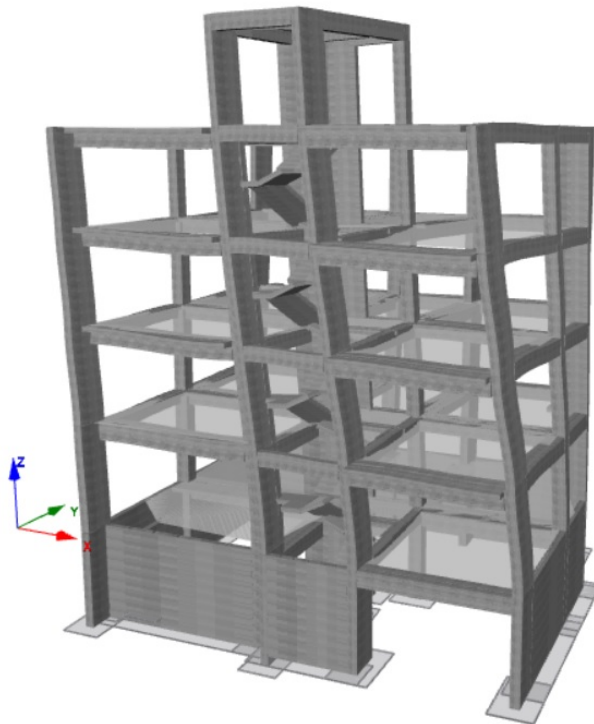
Πίνακας 3.10: Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης

Ιδιομορφή	T (sec)	Δρώσα ιδιομορφική μάζα		
		U _x	U _y (%)	R _z (%)
1	0,426	50,587	1,042	14,274
2	0,400	14,041	3,281	50,458
3	0,369	0,013	59,562	4,424

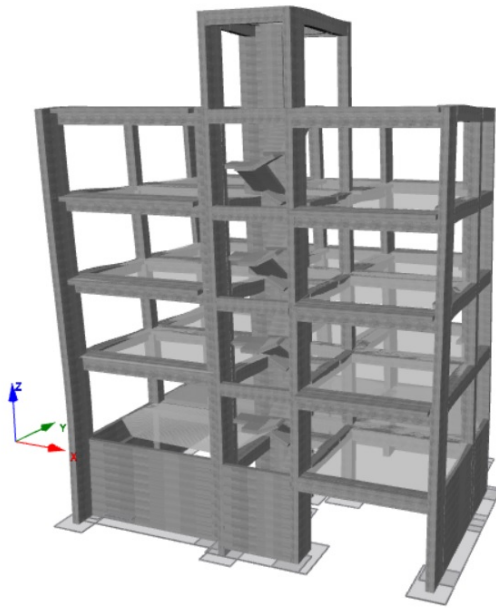
Βάσει των αποτελεσμάτων στην 1η ιδιομορφή ενεργοποιείται το μεγαλύτερο ποσοστό της μάζας του κτιρίου κατά την διεύθυνση $x-x'$, στην 3η ιδιομορφή ενεργοποιείται το μεγαλύτερο ποσοστό κατά την διεύθυνση $y-y'$, ενώ η στροφική μετακίνηση περί τον άξονα z είναι μεγαλύτερη στην 2η ιδιομορφή. Η 1η ιδιομορφή είναι μεταφορική κατά την διεύθυνση x , η 3η μεταφορική κατά την διεύθυνση y , και η 2η είναι η στροφική.



Σχήμα 3.1: 1^η Ιδιομορφή - Μεταφορική κατά την διεύθυνση x



Σχήμα 3.2: 2^η Ιδιομορφή - Στροφική



Σχήμα 3.3: 3^η Ιδιομορφή – Μεταφορική κατά την διεύθυνση y

3.4.2 Αποτελέσματα Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης

Για την εκτίμηση της σεισμικής ικανότητας του κτιρίου κατά την X και Y διεύθυνση πραγματοποιήθηκε ανάλυση pushover, για τους παρακάτω συνδυασμούς με ομοιόμορφη και ιδιομορφική κατανομή των σεισμικών φορτίων (8 συνδυασμοί). Για την μελέτη της απόκρισης του κτιρίου ανά διεύθυνση, η σεισμική δράση επιβλήθηκε μονοαξονικά στο προσομοίωμα (uniaxial).

$$S_d = G + \psi_2 Q \pm X \quad (3.19)$$

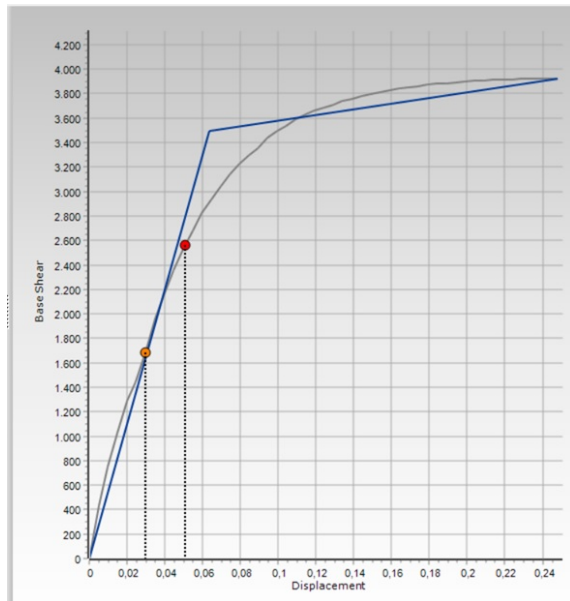
$$S_d = G + \psi_2 Q \pm Y$$

Όπου:

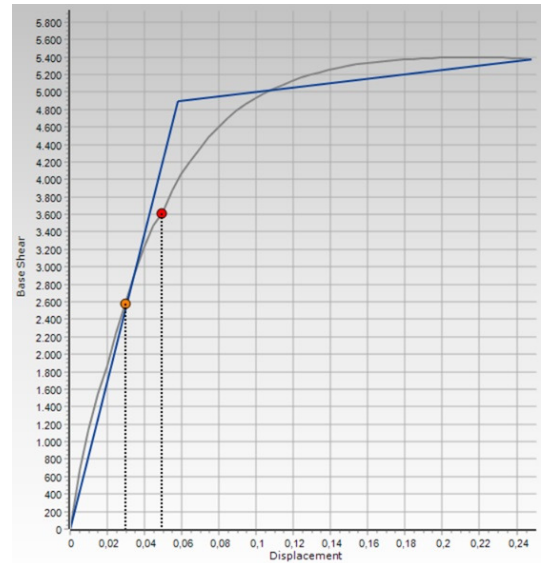
G, Q: τα βαρυτικά φορτία

X, Y: σεισμική δράση

Από την ανάλυση παράγεται η καμπύλη ικανότητας του κτιρίου. Στα παρακάτω διαγράμματα παρουσιάζονται τα διαγράμματα $V_{\text{base}} - \delta_{\text{top}}$ για συνδυασμούς με σεισμική δράση κατά X, και με σεισμική δράση κατά Y.

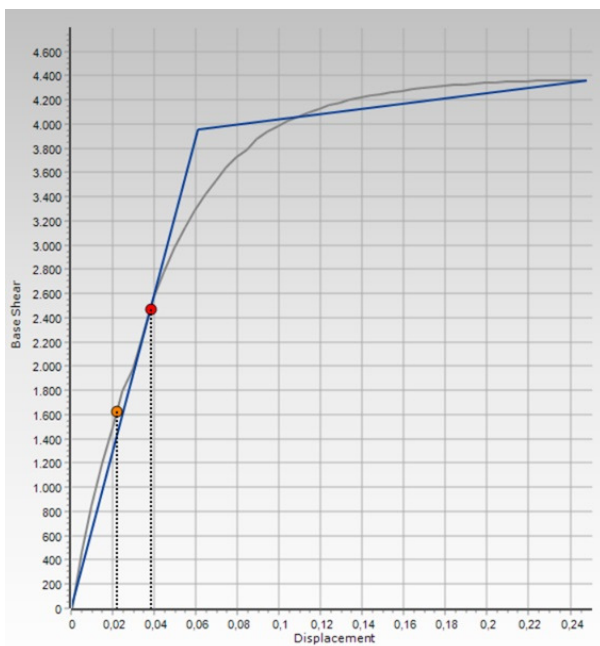


(α) Ιδιομορφική κατανομή +X

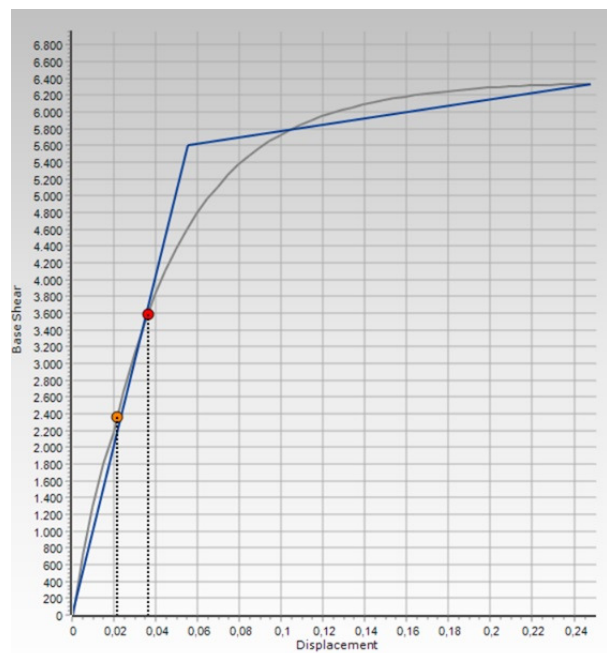


(β) Ομοιόμορφη κατανομή +X

Σχήμα 3.4: Καμπύλη Ικανότητας κατά την διεύθυνση X



(α) Ιδιομορφική κατανομή +Y



(β) Ομοιόμορφη κατανομή +Y

Σχήμα 3.5: Καμπύλη Ικανότητας κατά την διεύθυνση Y

Τα αποτελέσματα που παρουσιάζονται στην υπόλοιπη εργασία θα αφορούν την ιδιομορφική κατανομή των σεισμικών φορτίων.

Στους παρακάτω Πίνακες, καταγράφονται τα σημεία της καμπύλης ικανότητας που αντιστοιχούν στην στοχευόμενη μετακίνηση δ του κόμβου ελέγχου για τις επιλεγμένες στάθμες επιτελεστικότητας B3⁺ και Γ1.

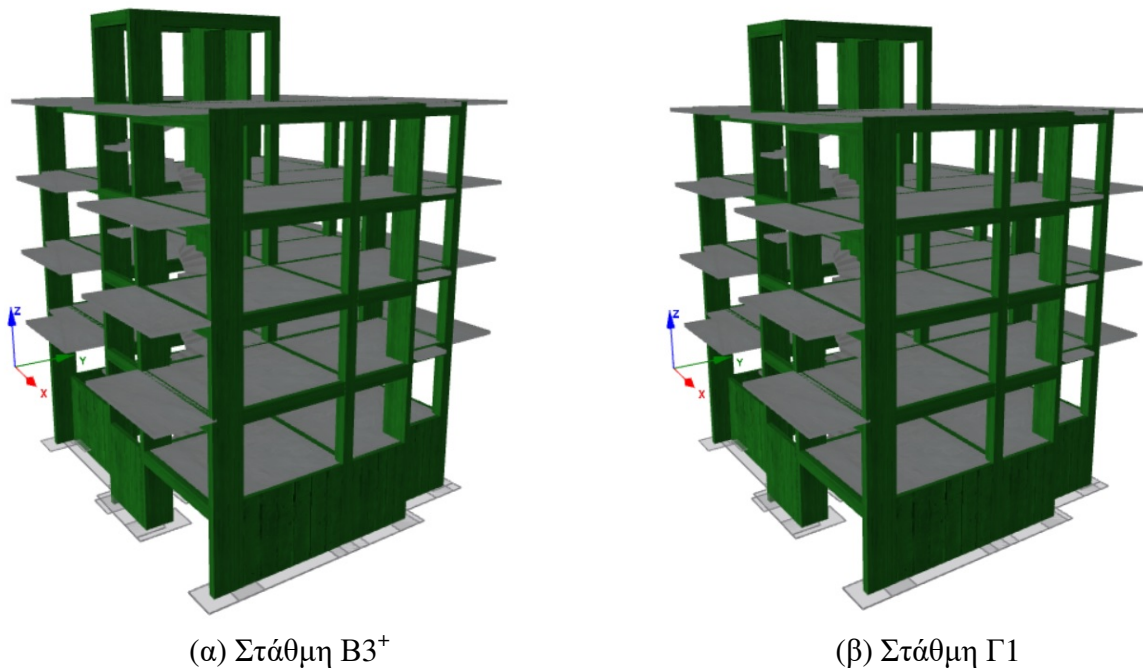
Πίνακας 3.11: Στοχευόμενη μετακίνηση - Τέμνουσα Βάσης_ διεύθυνση X

	V_{base} (kN)	δ_{top} (m)
Σημαντικές Βλάβες_ B3 ⁺	1683,96	0,029726
Οιονεί κατάρρευση_Γ1	2561,19	0,050679

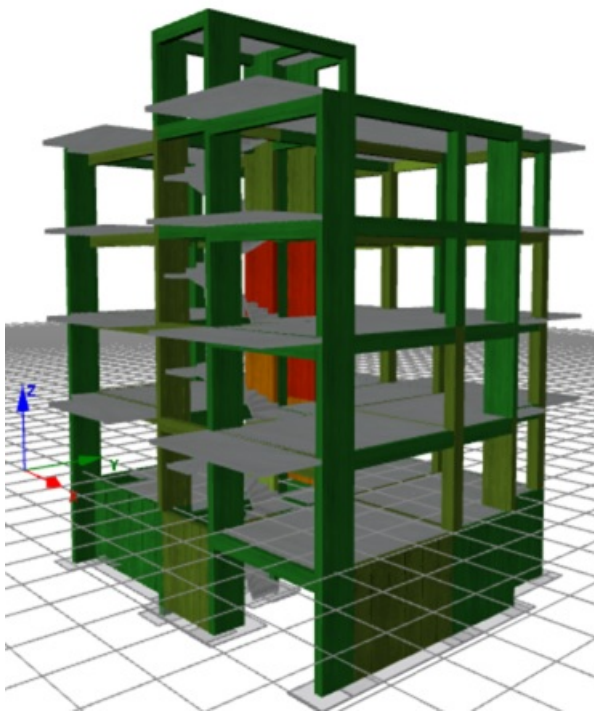
Πίνακας 3.12: Στοχευόμενη μετακίνηση - Τέμνουσα Βάσης_ διεύθυνση Y

	V_{base} (kN)	δ_{top} (m)
Σημαντικές Βλάβες_ B3 ⁺	1624,45	0,02197
Οιονεί κατάρρευση_Γ1	2473,37	0,03825

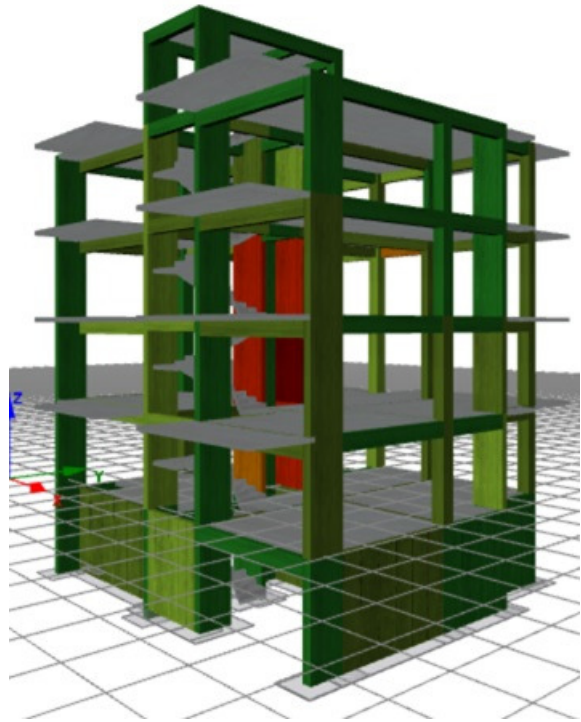
Από την ανάλυση pushover προκύπτει ο λόγος Απαίτησης προς Ικανότητα του κάθε μέλους. Η απόδοση των μελών παρουσιάζεται στα ακόλουθα σχήματα με χρωματική διαβάθμιση. Ο φορέας, δεν «κινδυνεύει» από κάμψη καθώς κανένα μέλος δεν αστοχεί στον έλεγχο στροφής χορδής. Μέλη του φορέα αστοχούν ψαθυρά έναντι διάτμησης για τις Στάθμες B3⁺ και Γ1, ενώ παρατηρείται ότι οι αστοχίες επικεντρώνονται στα τοιχώματα του κλιμακοστασίου. Οι αστοχίες που προκύπτουν είναι αναμενόμενες καθώς το κτίριο μελετήθηκε με παλιότερο αντισεισμικό κανονισμό. Οι αστοχίες στις δοκούς, θα αγνοηθούν, καθώς το πρόγραμμα δεν λαμβάνει υπόψιν την συμβολή των λοξών θλιπτήρων στην ανάληψη της τέμνουσας, με αποτέλεσμα να παρουσιάζεται, στην ανάλυση, αστοχία στις δοκούς.



Σχήμα 3.6: Αποτελέσματα ελέγχου στροφής χορδής κατά X: καμία αστοχία

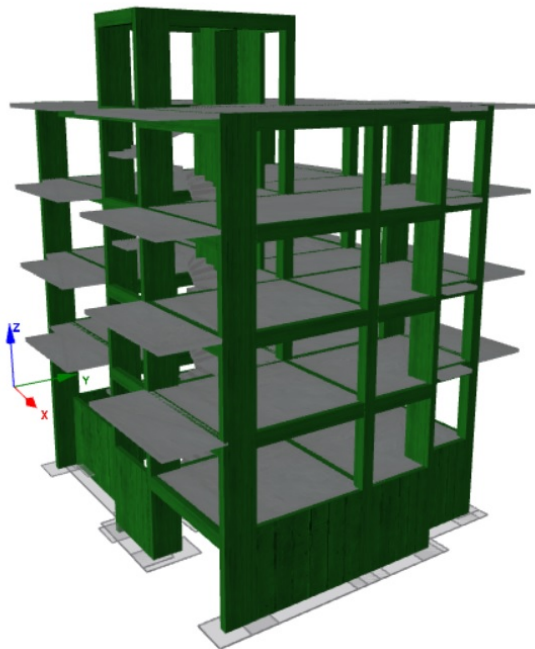


(α) Στάθμη B3⁺

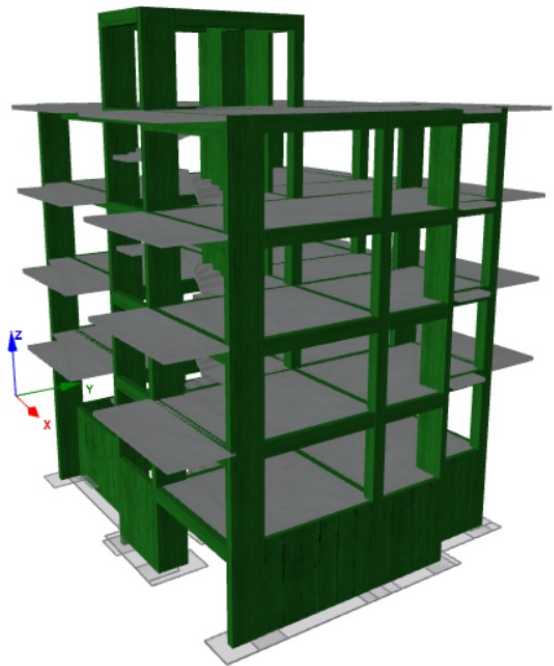


(β) Στάθμη Γ1

Σχήμα 3.7: Αποτελέσματα ελέγχου έναντι διάτμησης κατά X

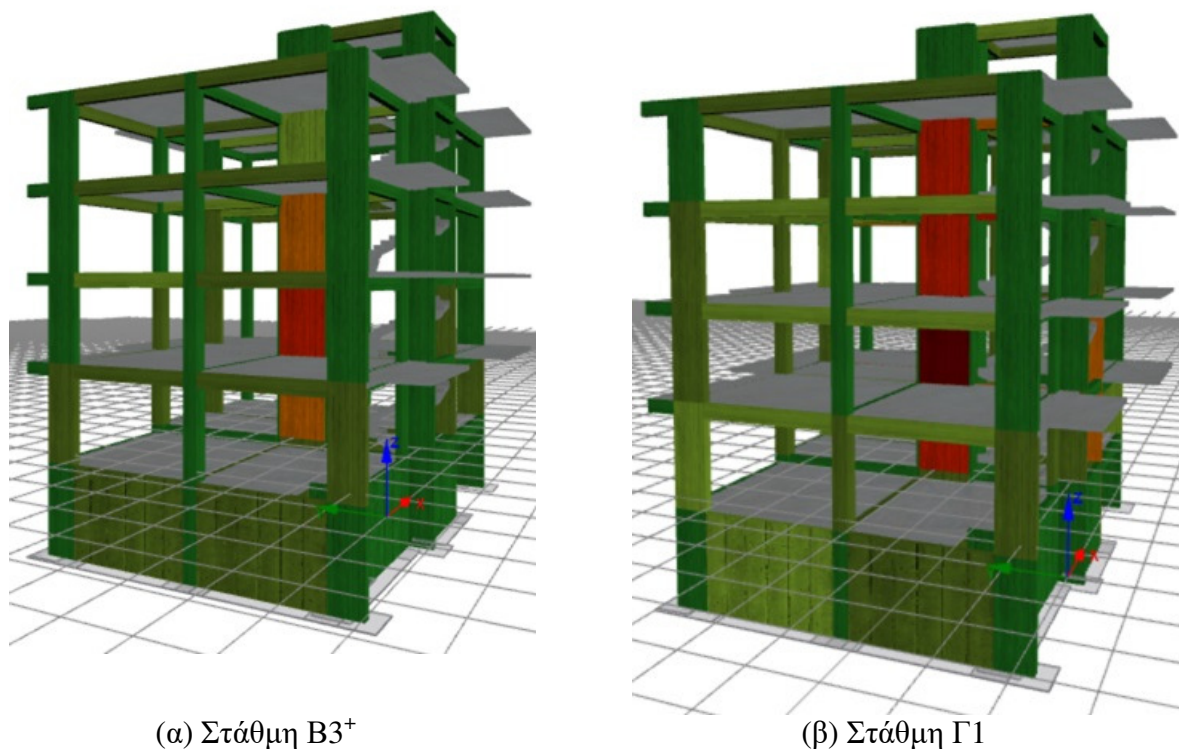


(α) Στάθμη B3⁺



(β) Στάθμη Γ1

Σχήμα 3.8: Αποτελέσματα ελέγχου στροφής χορδής κατά Y: καμία αστοχία



Σχήμα 3.9: Αποτελέσματα ελέγχου έναντι διάτμησης κατά Y

Στην συνέχεια πραγματοποιήθηκε μία επαναληπτική διαδικασία στο λογισμικό για την εύρεση της τιμής της εδαφικής επιτάχυνσης για την οποία οριακά ικανοποιούνται ο έλεγχος έναντι τέμνουσας για όλα τα κατακόρυφα μέλη. Από την ανάλυση προκύπτει ότι ο έλεγχος των κατακόρυφων μελών έναντι διάτμησης ικανοποιείται για επιτάχυνση εδάφους $a_{g,x}=0,059g$ και $a_{g,y}=0,05g$ για σεισμό κατά X και κατά Y αντίστοιχα.

Πίνακας 3.13: Αποτελέσματα επαναληπτικής διαδικασίας_ Διεύθυνση X, $a_{g,x}=0,059g$

	V_{base} (kN)	δ_{top} (m)
Σημαντικές Βλάβες_ B3 ⁺	818,61	0,0111
Οιονεί κατάρρευση_ Γ1	1205,03	0,0182

Πίνακας 3.14: Αποτελέσματα επαναληπτικής διαδικασίας_ Διεύθυνση Y, $a_{g,x}=0,050g$

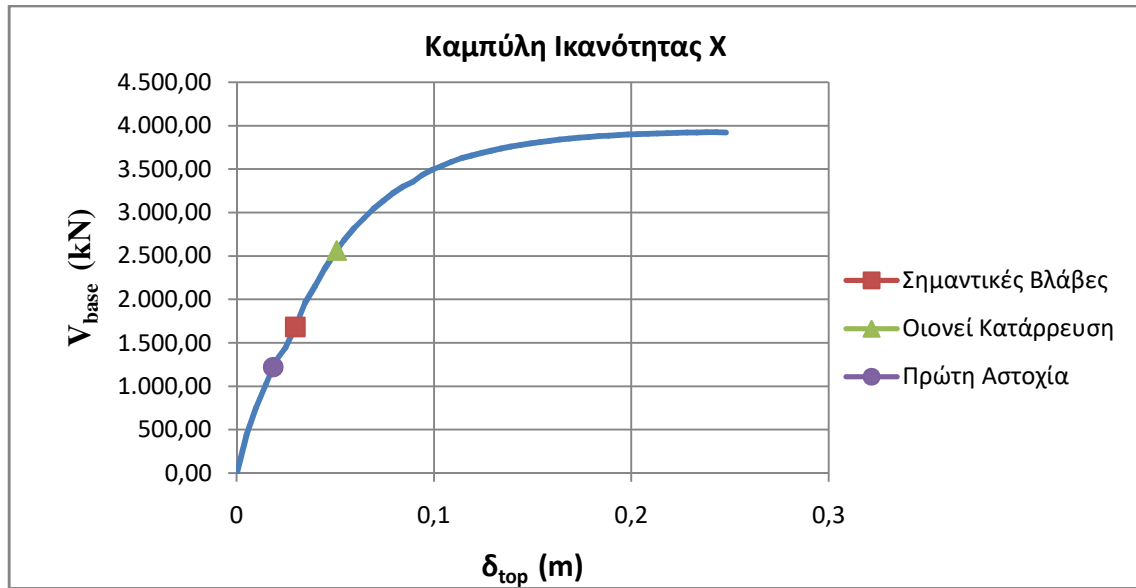
	V_{base} (kN)	δ_{top} (m)
Σημαντικές Βλάβες_ B3 ⁺	610,34	0,00686
Οιονεί κατάρρευση_ Γ1	952,04	0,01144

Η 1^η διατμητική αστοχία ύστερα από την ανάλυση στο Seismobuild, εντοπίζεται στο τοίχωμα T6_a του α' ορόφου για σεισμό κατά X (για $a_{g,x}=0,06g$) , ενώ για σεισμό κατά Y στο τοίχωμα T7 του ισογείου (και $a_{g,y}=0,051g$) .

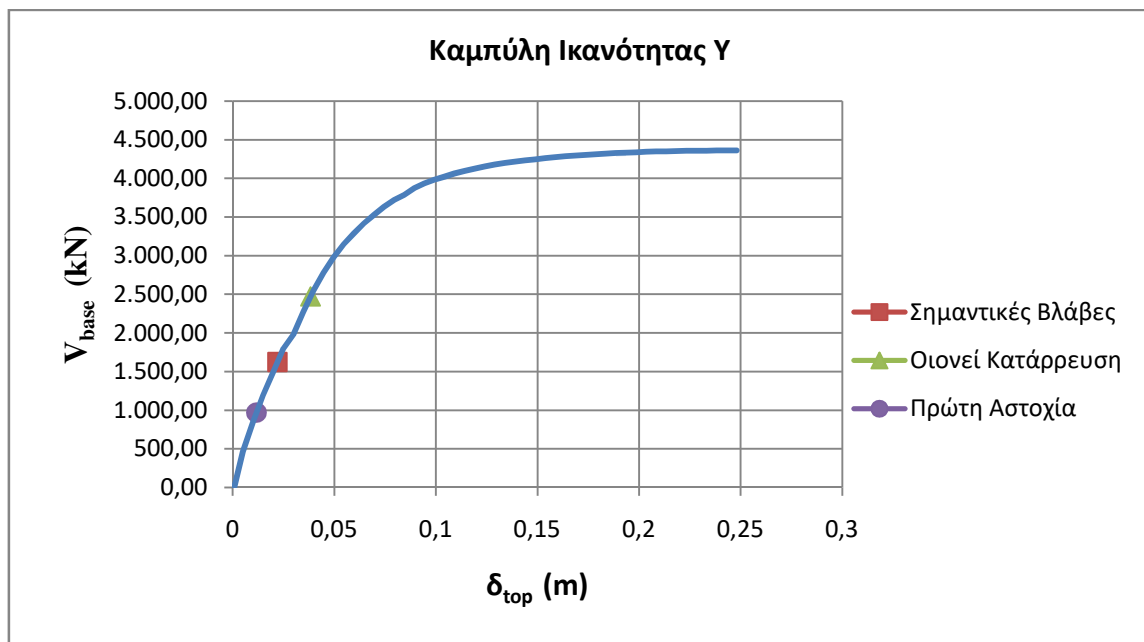
Πίνακας 3.15: Τέμνουσα βάση και μετακίνηση για την α' διατμητική αστοχία

Διεύθυνση	Τέμνουσα Βάσης (kN)	Μετακίνηση
X	1221,74	0,01853
Y	958,45	0,01155

Η καμπύλη ικανότητας του κτιρίου με τα σημεία που αντιστοιχούν στις Στάθμες B3+ (Σημαντικές Βλάβες) και Γ1 (Οιονεί κατάρρευση) και το σημείο της πρώτης διατμητικής αστοχίας:



Σχήμα 3.10: Καμπύλη ικανότητας και 1^η διατμητική αστοχία_Διεύθυνση X



Σχήμα 3.11: Καμπύλη ικανότητας και 1^η διατμητική αστοχία_Διεύθυνση Y

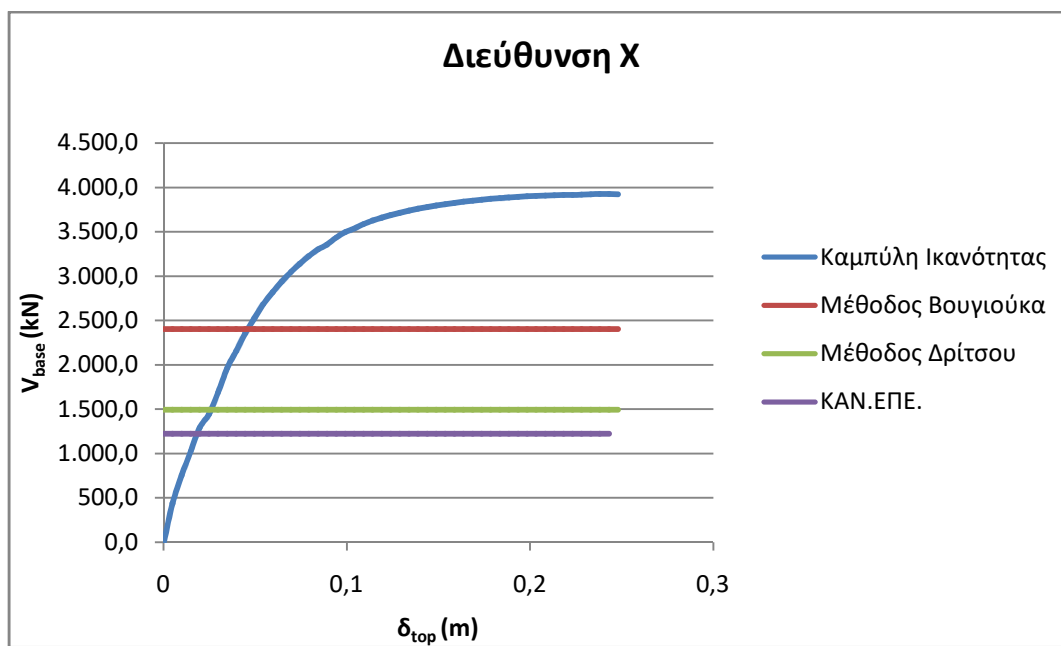
3.5 Σύγκριση μεθόδων

Από την σύγκριση των μεθόδων διαπιστώνεται ότι από τους δευτεροβάθμιους προσεισμικούς ελέγχους η μέθοδος Δρίτσου είναι συντηρητική έναντι της μεθόδου Βουγιούκα. Οι δύο μέθοδοι στηρίζονται στην άθροιση των επιμέρους αντοχών του κτιρίου, αλλά στην μέθοδο Δρίτσου χρησιμοποιούνται μειωτικοί συντελεστές.

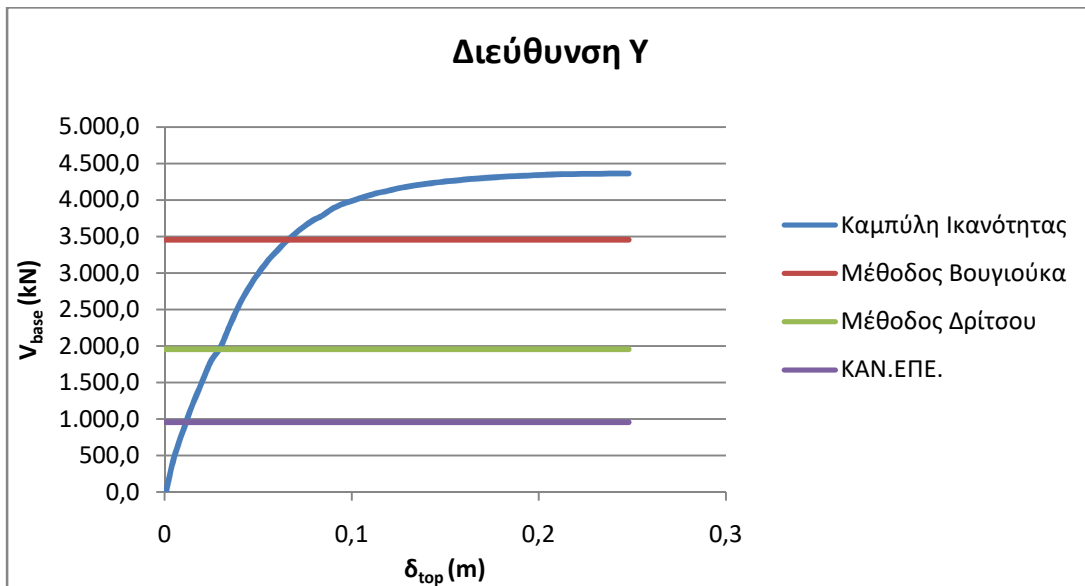
Παρατηρείται ότι και στους δύο δευτεροβάθμιους προσεισμικούς μεθόδους η φέρουσα ικανότητα της κατασκευής προκύπτει μεγαλύτερη κατά την Y διεύθυνση από ότι στη X. Παρ' όλα αυτά το αντίθετο συμβαίνει κατά τον ακριβέστερο τριτοβάθμιο. Αυτό υποδηλώνει ότι στην διεύθυνση Y υπάρχει ένα υποοπλισμένο στοιχείο το οποίο αστοχεί πρώτο. Η θεώρηση αυτή είναι σύμφωνη με τα αποτελέσματα της επαναληπτικής διαδικασίας καθώς η πρώτη αστοχία για σεισμό κατά Y συμβαίνει για μικρότερη εδαφική επιτάχυνση από ότι για σεισμό κατά X, $a_{g,x}=0,06g$ έναντι $a_{g,y}=0,051g$.

Πίνακας 3.16: Σεισμική ικανότητα – Τέμνουσα βάση

Μέθοδος	X	Y
Δρίτσος	1494,05	1955,06
Βουγιούκα	2401,60	3453,57
ΚΑΝ.ΕΠΕ.	1221,74	958,45



Σχήμα 3.12: Σύγκριση μεθόδων για σεισμό κατά X



Σχήμα 3.13: Σύγκριση μεθόδων για σεισμό κατά Y

3.6 Εκτίμηση τρωτότητας του φορέα_SPO2FRAG

Για καλύτερη κατανόηση της συμπεριφοράς της κατασκευής σε περίπτωση σεισμού και την εκτίμηση των ζημιών παρατίθενται οι καμπύλες τρωτότητας. Είναι ένα εργαλείο για τον υπολογισμό της πιθανότητας υπέρβασης ενός ορισμένου επιπέδου ζημιάς για ένα εύρος της σεισμικής διέγερσης.

Η εργασία αυτή πραγματοποιήθηκε με το λογισμικό SPO2FRAG - Static Pushover to Fragility (Βαμβάτσικος et al, 2017), το οποίο παράγει τις καμπύλες τρωτότητας βάσει των αποτελεσμάτων της ανάλυσης pushover. Βασίζεται στο αλγόριθμο SPO2IDA (Βαμβάτσικος και Cornell, 2006), ο οποίος επιτρέπει την αποφυγή της μελέτης της σεισμικής απόκρισης μέσω πολύπλοκων αναλυτικών μεθόδων, όπως η επαυξητική δυναμική ανάλυση (IDA – incremental dynamic analysis). Κατά την μέθοδο IDA μελετάται η σεισμική απόκριση σε όρους της επιλεγμένης παραμέτρου, έχοντας ως δεδομένο - input καταγραφές επιταχυνσιογραφημάτων, τα οποία κανονικοποιούνται συνεχώς ώστε να ανταποκρίνονται σε αυξανόμενη ένταση.

Ο αλγόριθμος SPO2IDA στηρίζεται σε ημιεμπειρικές εξισώσεις οι οποίες έχουν προκύψει από μία μεγάλη βάση επαυξητικών δυναμικών αναλύσεων. Η ανάλυση pushover χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό των δυναμικών χαρακτηριστικών μονοβάθμιου ταλαντωτή. Παράγονται οι καμπύλες IDA, που αντιστοιχούν στο μέσο και στο σύν μία και πλήν μια τυπική απόκλιση της κατανομής των IDA αναλύσεων (16% , 50% , 84%) και μετατρέπονται στις καμπύλες που αντιστοιχούν στον πολυβάθμιο ταλαντωτή. Με βάση το επίπεδο ζημιάς που ορίζεται υπολογίζονται οι καμπύλες τρωτότητας.

Πίνακας 3.17: Υπολογισμός θ_{roof} (%) για την 1^η διατμητική αστοχία για την διεύθυνση X

Επίπεδο βλαβών	θ_{roof} (%)
Στάθμη Β _ Life Safety	0,087
Στάθμη Γ _ Collapse Prevention	0,14

Πίνακας 3.18: Υπολογισμός θ_{roof} (%) για την 1^η διατμητική αστοχία για την διεύθυνση Y

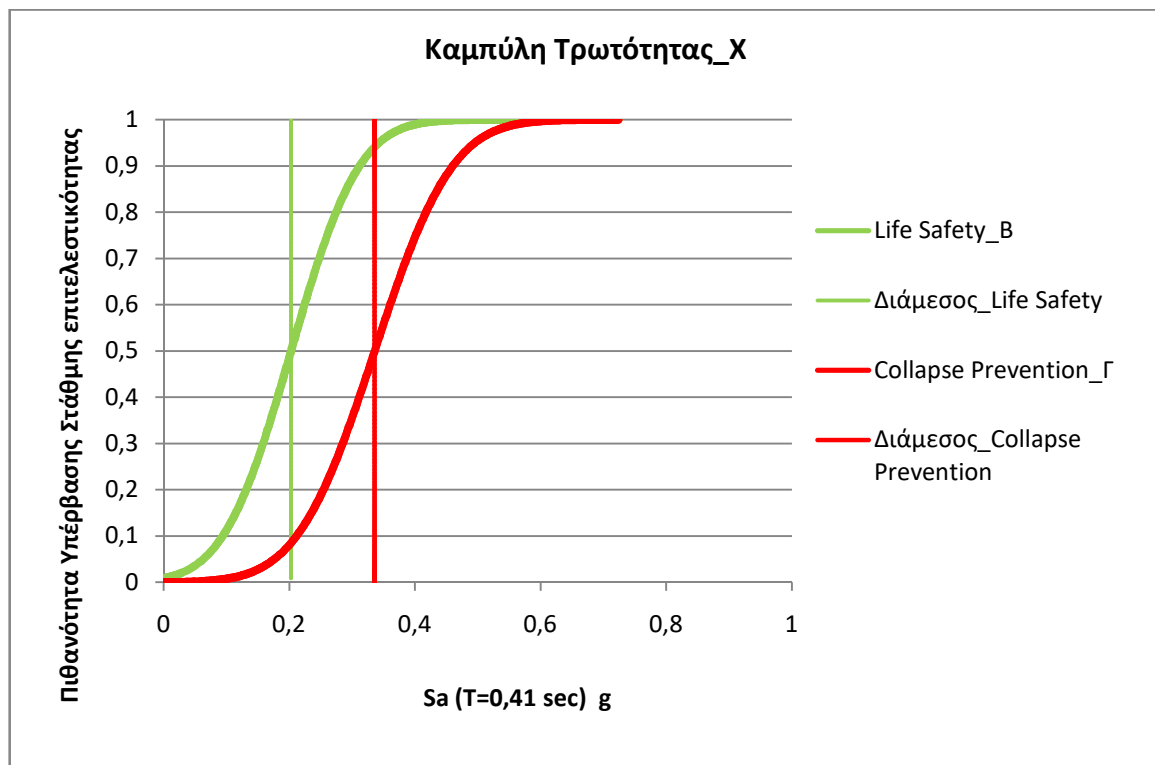
Επίπεδο βλαβών	θ_{roof} (%)
Στάθμη Β _ Life Safety	0,047
Στάθμη Γ _ Collapse Prevention	0,087

Πίνακας 3.19: Μέση φασματική επιτάχυνση και τυπική απόκλιση_Διεύθυνση X

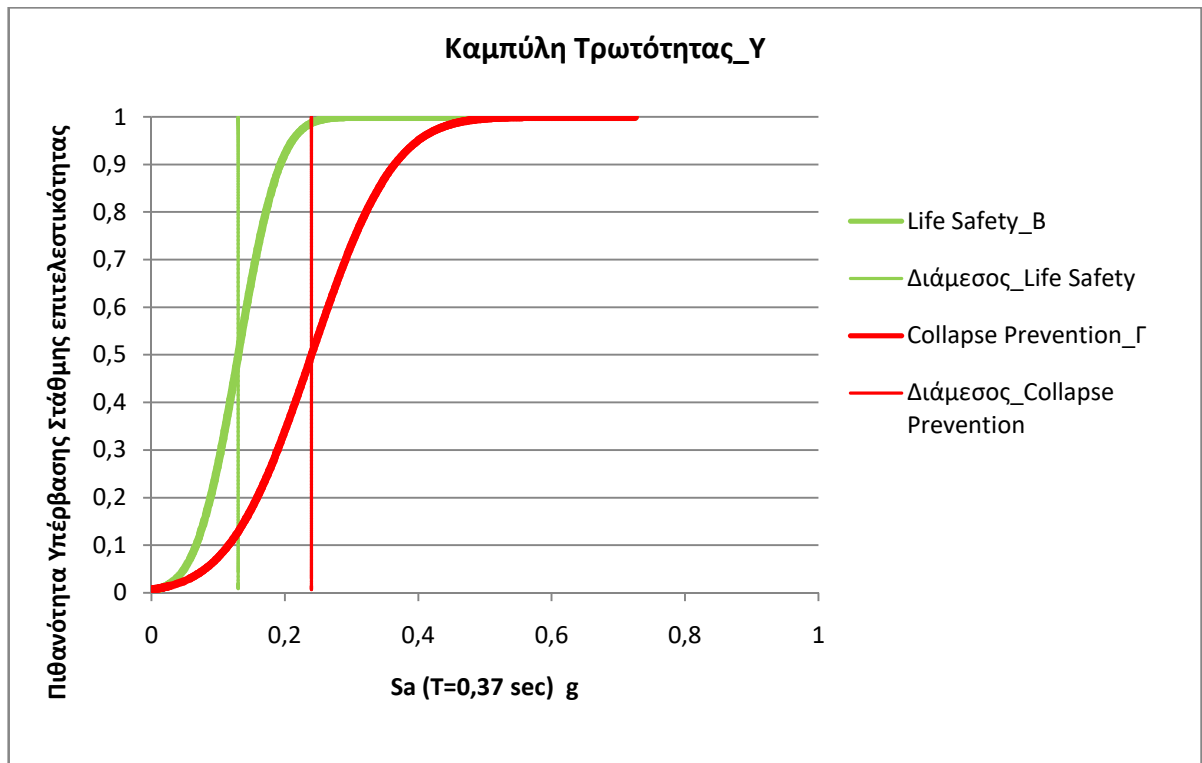
Επίπεδο βλαβών	Sa (g)	Τυπική απόκλιση
Στάθμη Β _ Life Safety	0,203	0,085
Στάθμη Γ _ Collapse Prevention	0,336	0,097

Πίνακας 3.20: Μέση φασματική επιτάχυνση και τυπική απόκλιση_Διεύθυνση Y

Επίπεδο βλαβών	Sa (g)	Τυπική απόκλιση
Στάθμη Β _ Life Safety	0,13	0,05
Στάθμη Γ _ Collapse Prevention	0,24	0,097



Σχήμα 3.14: Καμπύλη Τρωτότητας για την 1^η διατμητική αστοχία_Διεύθυνση X



Σχήμα 3.15: Καμπύλη Τρωτότητας για την 1^η διατημητική αστοχία_Διεύθυνση Y

4 Περιγραφή μεταλλικού ορόφου -Διαστασιολόγηση

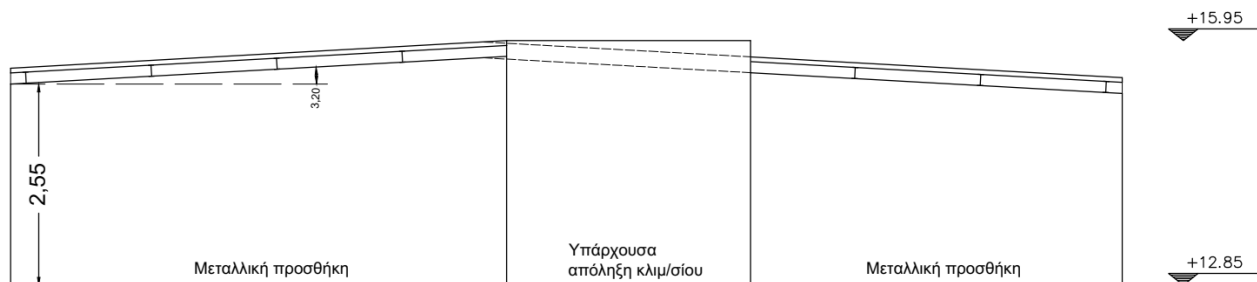
4.1 Περιγραφή κατασκευής

Αντικείμενο της εργασίας αποτελεί και η αποτίμηση της υφιστάμενης κατασκευής και η λήψη των απαραίτητων μέτρων ενίσχυσης αυτής, έπειτα από την καθ' ύψος προσθήκη ενός μεταλλικού ορόφου. Η επιλογή του δομικού χάλυβα έγινε με σκοπό την μείωση του βάρους στην τελική κατασκευή και την μικρότερη σεισμική επιβάρυνση. Επίσης θα ήταν κατασκευαστικά απαιτητικό και δυσχερές για το υπάρχον κτίριο η προσθήκη ορόφου από ωπλισμένο σκυρόδεμα καθώς δεν υπάρχουν οι απαραίτητες αναμονές οπλισμού στο δώμα. Ο δομικός χάλυβας χαρακτηρίζεται από υψηλή ολκιμότητα, και έχει την δυνατότητα να υπόκειται σε μεγάλες παραμορφώσεις χωρίς να αστοχεί ψαθυρά. Οι μεταλλικές κατασκευές χαρακτηρίζονται από καλή αντισεισμική συμπεριφορά, ενώ κατά την μελέτη προκύπτουν μικρές διατομές. Προσφέρουν την δυνατότητα μόρφωσης μεγάλων ανοιγμάτων, εξοικονόμηση χρόνου κατά την κατασκευή καθώς τα μέλη έρχονται έτοιμα από το εργοστάσιο, ενώ είναι ευχερής η εφαρμογή μέτρων αποκατάστασης σε περίπτωση βλάβης. Τέλος οι μεταλλικές κατασκευές αποσυναρμολογούνται εύκολα αν απαιτηθεί, και τα μέλη μεταφέρονται με δυνατότητα επαναχρησιμοποίησης του υλικού.

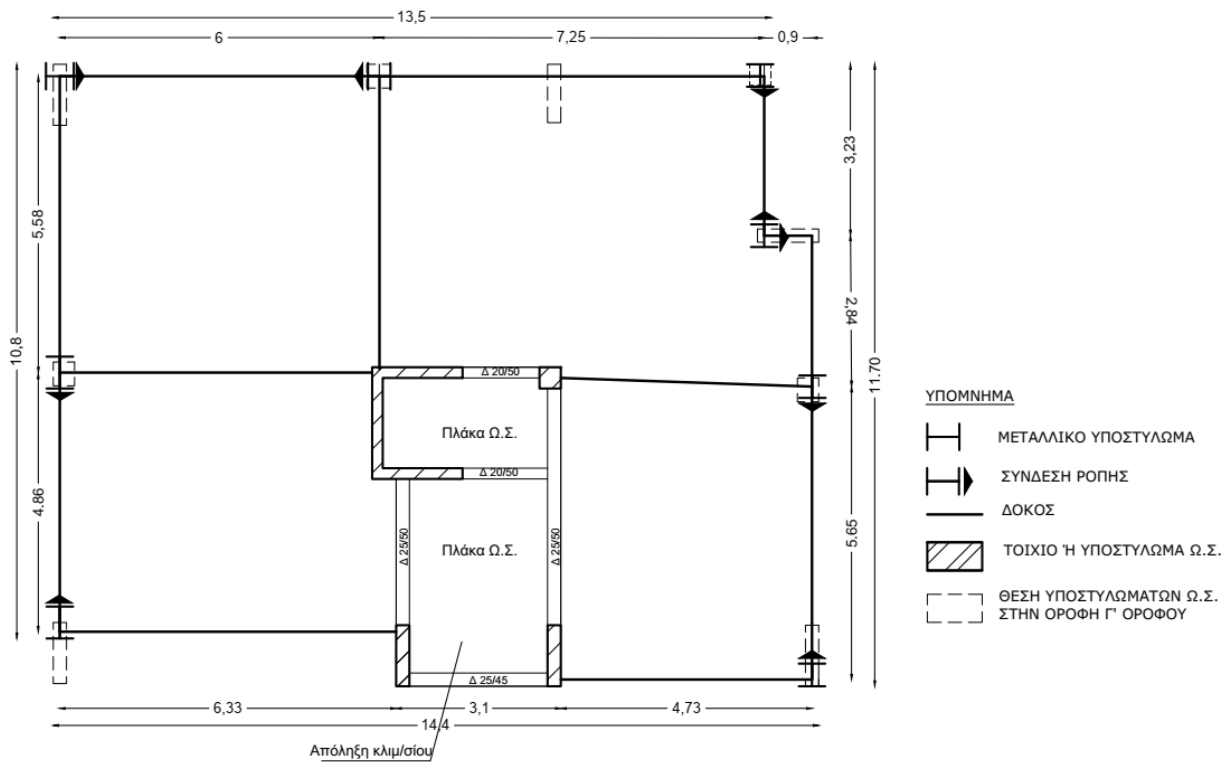
Για την μελέτη χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό SAP2000 και το κανονιστικό πλαίσιο περιλαμβάνει τον Ευρωκώδικα 1 (Βασικές Αρχές Σχεδιασμού και Δρασεις στις Κατασκευές), τον Ευρωκώδικα 3 (Σχεδιασμός Μεταλλικών Κατασκευών), και τον Ευρωκώδικα 8 (Αντισεισμικός Σχεδιασμός).

Ο μεταλλικός ορόφος είναι κατ' έκταση του κλιμακοστασίου με εμβαδόν 139,56 τμ. Τα βασικά στοιχεία του περιλαμβάνουν:

- φατνώματα με συνδέσεις ροπής.
- τεγίδες μέσω των οποίων τα φορτία που ασκούνται στην οροφή, μεταφέρονται στις δοκούς, ενώ λειτουργούν ως σύστημα ανάρτησης της ψευδοροφής και του ηλεκτρομηχανολογικού εξοπλισμού. Κάθετα στις τεγίδες τοποθετούνται ελκυστήρες, οι οποίοι σχεδιάζονται για να λειτουργούν σε εφελκυσμό, με σκοπό τον περιορισμό της πλευρικής παραμόρφωσης των τεγίδων.
- φύλλα οροφής και πλευρικής επικάλυψης, τα οποία πρέπει να έχουν επαρκή αντοχή και να προσφέρουν θερμομονωτική προστασία. Τα στοιχεία αυτά πρέπει να αγκυρώνονται επαρκώς στα στοιχεία στα οποία στηρίζονται ώστε να μεταφέρουν ικανοποιητικά τα φορτία ανεμοπίεσης και τα υπόλοιπα φορτία (Βάγιας et al, 2013).

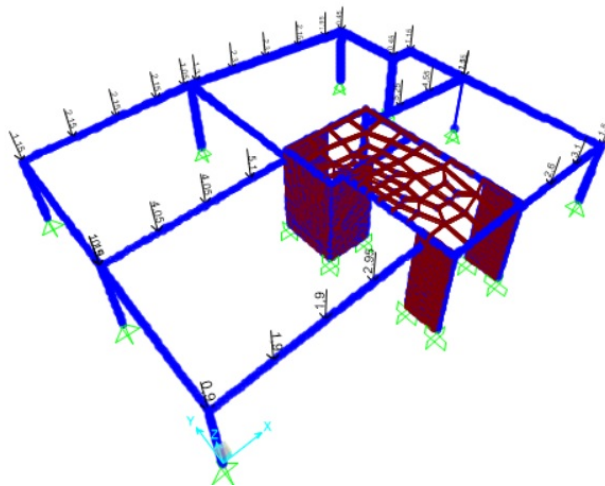


Σχήμα 4.1: Σχηματική εμπρόσθια όψη προσθήκης (προσθήκη ορόφου κατ' έκταση της απόληξης κλιμακοστασίου)

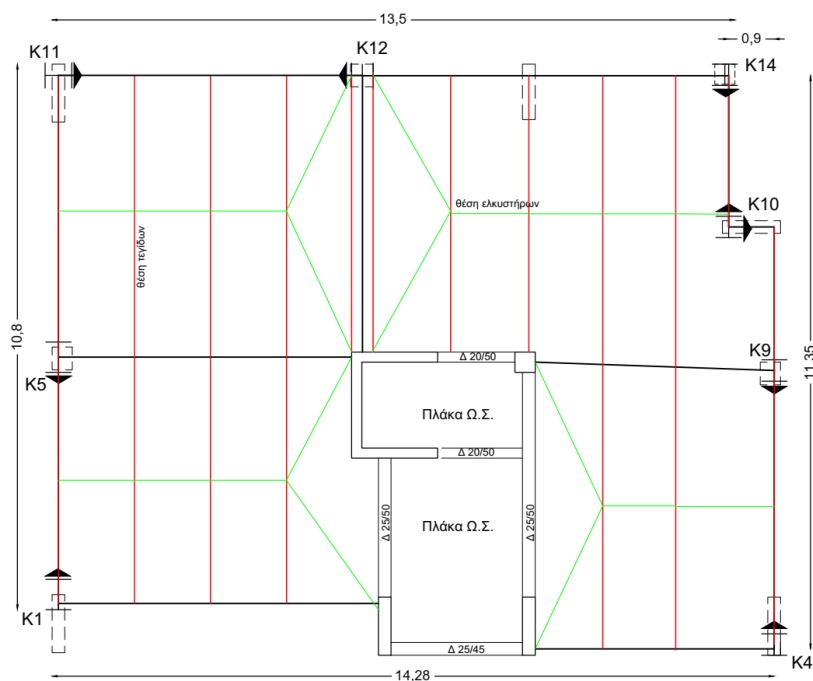


Σχήμα 4.2: Προτεινόμενη μάρφωση στο λογισμικό SAP2000 του φέροντος δομικού συστήματος (επιμέρους διαστάσεις = κεντροβαρικά)

Οι τεγίδες δεν θα συμμετάσχουν στην προσομοίωση. Η θέση των τεγίδων θα ληφθεί υπόψιν ώστε η εισαγωγή στο υπολογιστικό μοντέλο των φορτίων που φέρουν, και η άσκησή τους επί των δοκών να αντιπροσωπεύει με τρόπο βέλτιστο την πραγματική φορτισιακή κατάσταση του φορέα.



Σχήμα 4.3: Επιβολή φορτίων στο προσομοίωμα



Σχήμα 4.4: Θέση τεγίδων και ελκυστήρων

4.2 Υλικά κατασκευής & Φορτία

4.2.1 Υλικά κατασκευής

Για τον φέροντα οργανισμό χρησιμοποιήθηκε δομικός χάλυβας κατηγορίας S355. Τα όρια διαρροή f_y και αντοχής f_u λαμβάνεται από τα πρότυπα EN 1993-1-1 και EN 10025-2 για έλαση εν θερμώ.

- Όριο διαρροής : $f_y=355$ MPa
- Όριο εφελκυστικής αντοχής: $f_u= 510$ MPa

Αναλυτικά για τον δομικό χάλυβα:

- Μέτρο ελαστικότητας : $E=210000$ MPa
- Λόγος Poisson: $\nu=0,30$
- Μέτρο διάτμησης: $G=81000$ MPa
- Ειδικό βάρος : $\gamma=78,50$ /m³

Για την κατασκευή της μεταλλικής προσθήκης θα χρησιμοποιηθούν φύλλα-πάνελ για την επικάλυψη οροφής. Θα χρησιμοποιηθούν πολυουρεθανικά φύλλα της εταιρείας Έλαστρον, τα οποία σύμφωνα με το προϊόντικό φυλλάδιο (Έλαστρον, 2020) συμμορφώνονται με το ευρωπαϊκό πρότυπα EN 14509:2013, είναι θερμικά αξιόπιστα, ανθεκτικά στις καιρικές και μηχανικές καταπονήσεις, διαθέτουν μικρό ίδιο βάρος, προσφέρουν αεροστεγανότητα και υδατοστεγανότητα, αποτελούν μονολιθικό προϊόν και είναι εύκολο να τοποθετηθούν. Για λόγους αισθητικούς θα τοποθετηθεί γυψοσανίδα Knauf πάχους 20mm (Knauf, 2016) με μεταλλικό οδηγό στερεωμένο στις τεγίδες. Για την πλευρική επικάλυψη προτείνεται σύστημα τοιχοποιίας της ίδιας εταιρείας με μεταλλικό σκελετό. Επιλέγεται το προϊόν WM411C.1 (Knauf, 2019).

4.2.2 Μόνιμα φορτία (Dead & Dead Plus)

Στα μόνιμα φορτία της προσθήκης περιλαμβάνονται:

- το ίδιο βάρος των φέροντος δομικού συστήματος από χάλυβα, το οποίο υπολογίζεται αυτόματα από το λογισμικό με συντελεστή 1,10 ώστε να ληφθεί υπόψιν και το βάρος των συνδέσεων.
- Το βάρος των τειγίδων, το βάρος της επικάλυψης οροφής και της γυψοσανίδας. Το βάρος της επιστέγασης λαμβάνεται 0,10 kN/m² και το βάρος της γυψοσανίδας 0,20 kN/m²
- Το βάρος της πλευρικής επικάλυψης 0,50 kN/m² .

(Οι επικαλύψεις των δαπέδων υπολογίζονται ως φορτίο στην υφιστάμενη κατασκευή).

4.2.3 Κινητά φορτία (Live Roof)

Τα επιβαλλόμενα κινητά φορτία αφορούν την στέγη. Επιλέγεται τιμή για στέγη Κατηγορίας Η κατά τον Ευρωκώδικα EN 1991-1-1 (2002), δηλαδή 0,50 kN/m².

Πίνακας 4.1: Κατηγορίες στεγών (EN 1991-1-1, Table 6.9)

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

4.2.4 Φορτίο χιονιού

Το φορτίο χιονιού ανήκει στις μεταβλητές δράσεις και έχει μικρό μέγεθος συγκριτικά με τα υπόλοιπα φορτία. Ο υπολογισμός του γίνεται σύμφωνα με την ακόλουθη εξίσωση:

$$S = \mu_i c_e c_t s_k \quad (4.1)$$

όπου

μ_i : συντελεστής σχήματος και τίθεται με τιμή 0,80 για χαμηλής κλίσεως οροφές (Πίν. 5.2 EN 1991-1-3)

c_e : συντελεστής έκθεσης και λαμβάνεται τιμή 1,00 για έκθεση σε κανονικές συνθήκες

c_t : Θερμικός συντελεστής ο οποίος λαμβάνει τιμή ίση με 1.

s_k : Χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού

$$s_k = s_{k,0} \left(1 + \frac{A}{917}\right)^2 \quad (4.2)$$

όπου

A : το υψόμετρο της θέσης του έργου το οποίο θεωρείται μεταξύ των τιμών 0 -100 μ

$s_{k,0}$: το χαρακτηριστικό φορτίο χιονιού στο έδαφος στην στάθμη της θάλασσας. Η τιμή του εξαρτάται από την Ζώνη στην οποία βρίσκεται το έργο. Το έργο ανήκει στην Ζώνη Α και λαμβάνεται ίσο με 0,40.

Το φορτίο χιονιού για την μεταλλική στέγη υπολογίζεται $s=0,40$ kN/m² .

4.2.5 Φορτίο ανέμου

Για τις μεταλλικές κατασκευές σημαντικό ρόλο λαμβάνει το φορτίο ανέμου. Διερευνήθηκε η επιρροή του ανέμου με διεύθυνση x , $-x$, y και $-y$. Αναγκαίο είναι να προσδιοριστεί η ταχύτητα του ανέμου και η προκύπτουσα ανεμοπίεση, η οποία εξαρτάται από παραμέτρους όπως η θέση του έργου, εάν το κτίριο βρίσκεται σε πυκνοδομημένη ή αραιοδομημένη περιοχή, η γεωμετρία της κατασκευής, η τοπογραφία, η μέση ταχύτητα και η διεύθυνση του ανέμου (Βάγιας et al, 2013).

Το έργο μελέτης βρίσκεται σε αστική περιοχή, σε απόσταση μεγαλύτερη από 10 km από την ακτή και η βασική ταχύτητα του ανέμου, $v_{b,0}$ ορίζεται 27 m/sec , σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα. Η βασική ταχύτητα του ανέμου v_b υπολογίζεται:

$$v_b = c_{dir} c_{season} v_{b,0} = 27 \text{ m/sec} \quad (4.3)$$

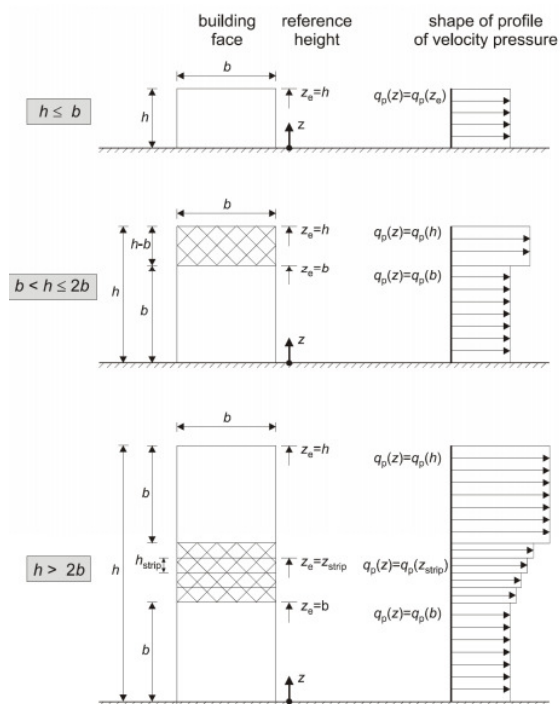
όπου

c_{dir} : ο συντελεστής διεύθυνσης – τιμή 1

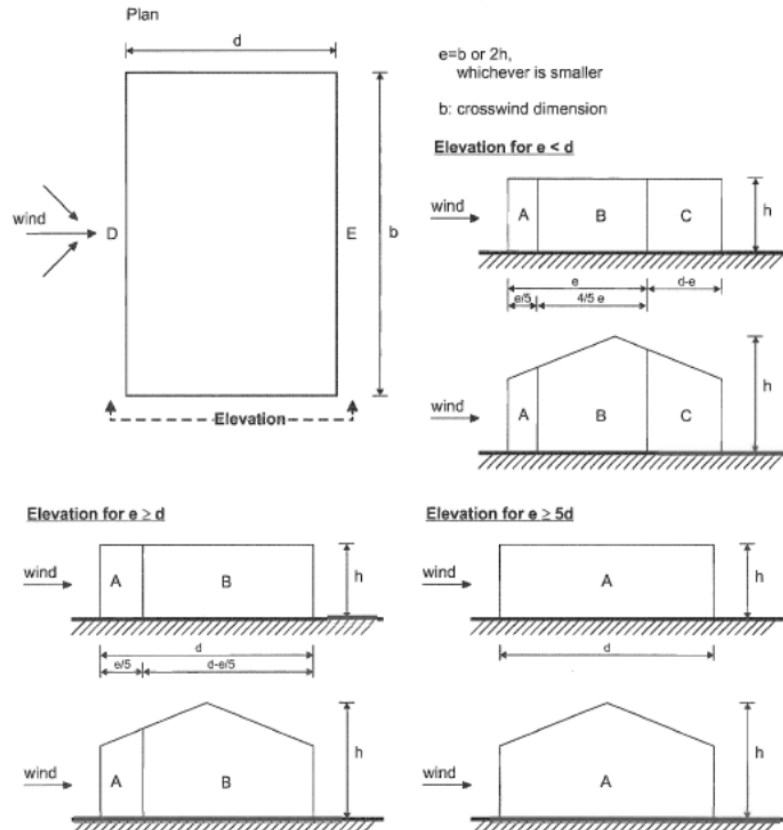
c_{season} : ο εποχικός συντελεστής – τιμή 1

Το κανονιστικό πλαίσιο των Ευρωκωδίκων (EN 1991-1-4) ορίζει την εφαρμογή συντελεστών εξωτερικής πίεσης c_{pe} σε ζώνες στις εξωτερικές κατακόρυφες επιφάνειες και στις οροφές, και εσωτερικής πίεσης c_{pi} αντίστοιχα, που εξαρτώνται από το ύψος και το πλάτος της κατασκευής.

- Συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe}



Σχήμα 4.5: Καθορισμός ύψους αναφοράς z_r

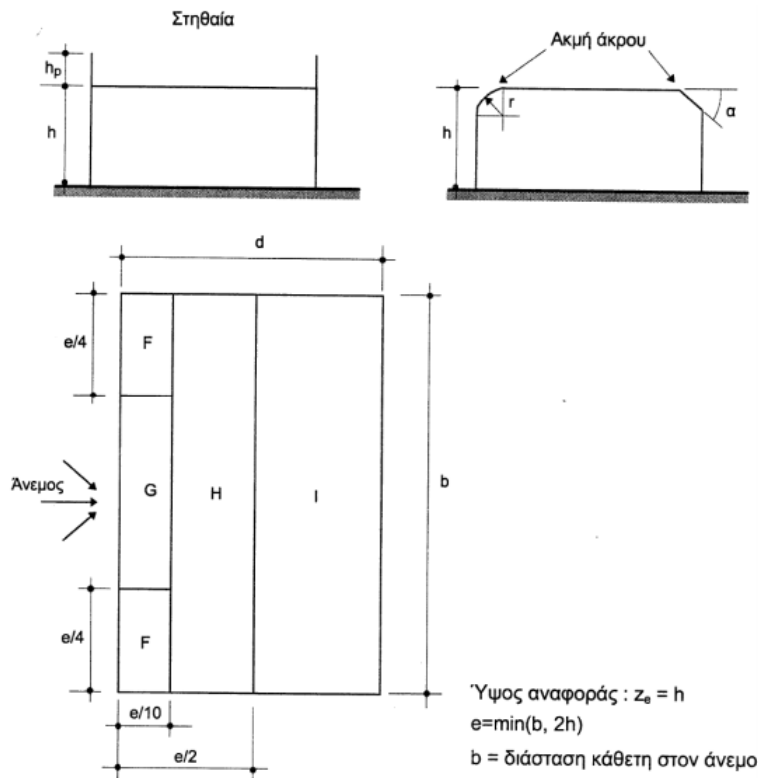


Σχήμα 4.6: Καθορισμός ζωνών των εξωτερικών κατακόρυφων επιφανειών

Πίνακας 4.2: Τιμές των συντελεστών εξωτερικών πιέσεων σε κατακόρυφες επιφάνειες (EN 1991-1-4 Table. 7.1)

Ζώνη	A		B		C		D		E	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
$h/d = 5$	-1,20	-1,40	-0,80	-1,10	-0,50		+0,80	+1,0	-0,70	
$h/d = 1$	-1,20	-1,40	-0,80	-1,10	-0,50		+0,80	+1,0	-0,50	
$h/d \leq 0,25$	-1,20	-1,40	-0,80	-1,10	-0,50		+0,70	+1,0	-0,30	

Η στέγη, έχει χαμηλή κλίση $\alpha < 5^0$ και κατά την παράγραφο 7.2.3 του EN 1991-1-4 θεωρείται οριζόντια.



Σχήμα 4.7: Καθορισμός ζωνών σε οριζόντιες οροφές

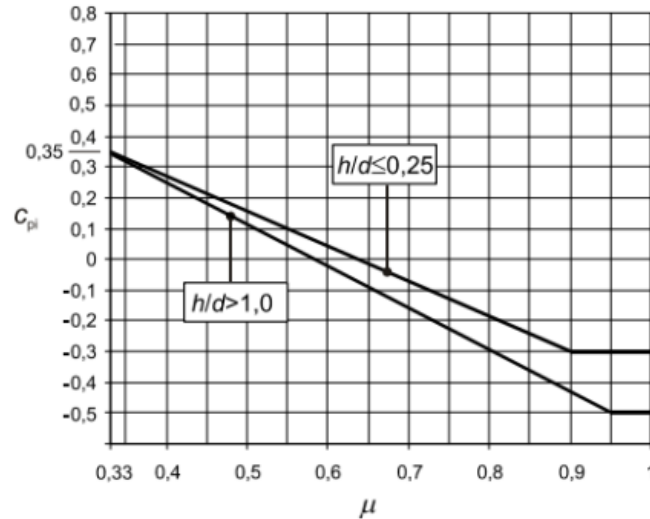
Πίνακας 4.3: Τιμές των συντελεστών εξωτερικών πιέσεων σε οροφές με αιχμηρά άκρα (Απόσπασμα από Table 7.2 EN 1991-1-4)

F		G		H		I	
$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-1,80	-2,50	-1,20	-2,0	-0,70	-1,20	±0,20	

- Συντελεστές εσωτερικής πίεσης c_{pi}

Για να χαρακτηριστεί μία πλευρά του κτιρίου ως δεσπόζουσα θα πρέπει τα ανοίγματα της πλευράς αυτής να είναι τουλάχιστον τα διπλάσια από το άθροισμα των υπολοίπων πλευρών. Για την υπό μελέτη προσθήκη δεν υφίσταται δεσπόζουσα πλευρά. Οι συντελεστές εσωτερικής πίεσης υπολογίζονται βάση του λόγου μ .

$$\mu = \frac{\sum \text{επιφάνεια ανοιγμάτων όπου το } c_{pe} \text{ είναι αρνητικό ή μηδέν}}{\sum \text{επιφάνεια όλων των ανοιγμάτων}} \quad (4.4)$$



Σχήμα 4.8: Συντελεστής εσωτερικής πίεσης (EN 1991-1-4, Figure 7.13)

α. Υπολογισμός μέσης ταχύτητας ανέμου, $v_m(z)$

$$v_m(z) = c_r(z)c_o(z) v_b \quad (4.5)$$

Όπου:

$c_o(z)$: ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης - τιμή 1

$c_r(z)$: ο συντελεστής. Δίδεται από την σχέση:

$$c_r(z) = k_r \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \quad \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} = 200 \quad (4.6)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) \quad \text{για } z \leq z_{\min} \quad (4.7)$$

Ο συντελεστής εδάφους k_r δίνεται από την σχέση:

$$k_r = 0,19 \left(\frac{z}{z_{0,II}} \right)^{0,07} \quad (4.8)$$

Για κατηγορία εδάφους IV (περιοχή στην οποία τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτήρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15 m - EN1991 1-4 , Table 4.1), λαμβάνονται συντελεστές $z_0=1$ και $z_{\min}=10$.

Για την κατηγορία εδάφους II ισχύει $z_{0,II}=0,05$.

β. Υπολογισμός πίεσης ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$

$$q_p(z) = (1 + 7 * I_v(z)) \frac{1}{2} \rho v_m^2(z) \quad (4.9)$$

Όπου:

ρ : η πυκνότητα του αέρα με προτεινόμενη τιμή $1,25 \text{ kg/m}^3$

$I_v(z)$: η ένταση του στροβιλισμού σε ύψος z

$$I_v(z_e) = \frac{1}{c_o(z) \ln \frac{z}{z_0}} \quad \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (4.10)$$

$$I_V(z_e) = I_V(z_{\min}) \quad \text{για } z \leq z_{\min} \quad (4.11)$$

γ. Υπολογισμός εξωτερικών πιέσεων w_e

Υπολογίζονται οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} σύμφωνα με τους Πίνακες 4.2 , Πίνακας 4.3 και η ασκούμενη πίεση σύμφωνα με τον παρακάτω τύπο:

$$w_e = q_p(z_e)c_{pe} \quad (4.12)$$

δ. Υπολογισμός εσωτερικών πιέσεων w_i

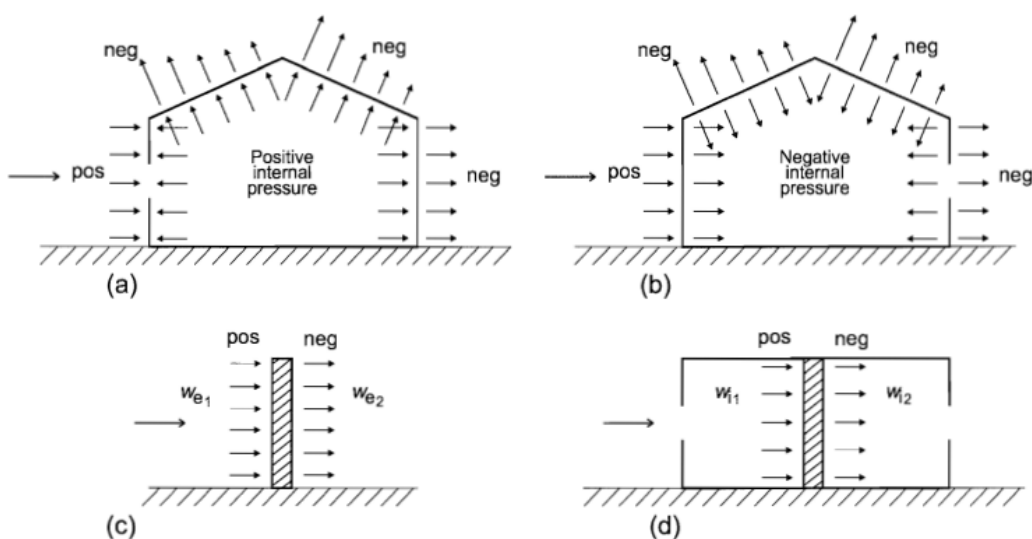
Η επιρροή της πίεσης του ανέμου στις εσωτερικές επιφάνειες της προσθήκης υπολογίζεται μέσω των συντελεστών c_{pi} , οι οποίοι υπολογίζονται βάσει των ανοιγμάτων. Λόγω της αβεβαιότητας του αριθμού και του μεγέθους των κουφωμάτων λαμβάνονται δύο ακραίες τιμές c_{pi} , ήτοι $c_{pi,1}=0.2$ και $c_{pi,2}=-0.3$. Η πίεση του ανέμου υπολογίζεται :

$$w_i = q_p(z_e)c_{pi} \quad (4.13)$$

ε. Υπολογισμός τελικής πίεσης και υπολογισμός φορτίων

Μετά τον υπολογισμό των συντελεστών c_p και της εσωτερικής και εξωτερικής πίεσης, η τελική πίεση ενός στοιχείου, w , προκύπτει από την επαλληλία αυτών..Η πίεση που ασκείται προς την επιφάνεια λαμβάνεται με θετικό πρόσημο και η πίεση που απομακρύνεται από την επιφάνεια, αναρρόφηση, λαμβάνεται με αρνητικό πρόσημο.

$$w = w_e + w_i \quad (4.14)$$



Σχήμα 4.9: Τελική πίεση επί στοιχείων (EN 1991-1-4, Figure 5.1)

- Υπολογισμός φορτίων ανέμου – Διεύθυνση +x

Για αυτήν την διεύθυνση ισχύει $h < b < 2b$. Ο μεταλλικός όροφος μορφώνεται σε σχετικό ύψος από 12,85 έως 15,95, συνεπώς σε ύψος $b=10,80$ m ο άνεμος προσπίπτει στην κατασκευή ωπλισμένου σκυροδέματος. Η βασική πίεση q_b υπολογίζεται για ύψος αναφοράς $z_e=h_{ολ}=15,95$ μ.

Ο συντελεστής τραχύτητας $c_r(z)$, ο συντελεστής εδάφους k_r και η μέση ταχύτητα του ανέμου v_m υπολογίζονται:

$$c_r(z) = 0,6489$$

$$k_r = 0,2343$$

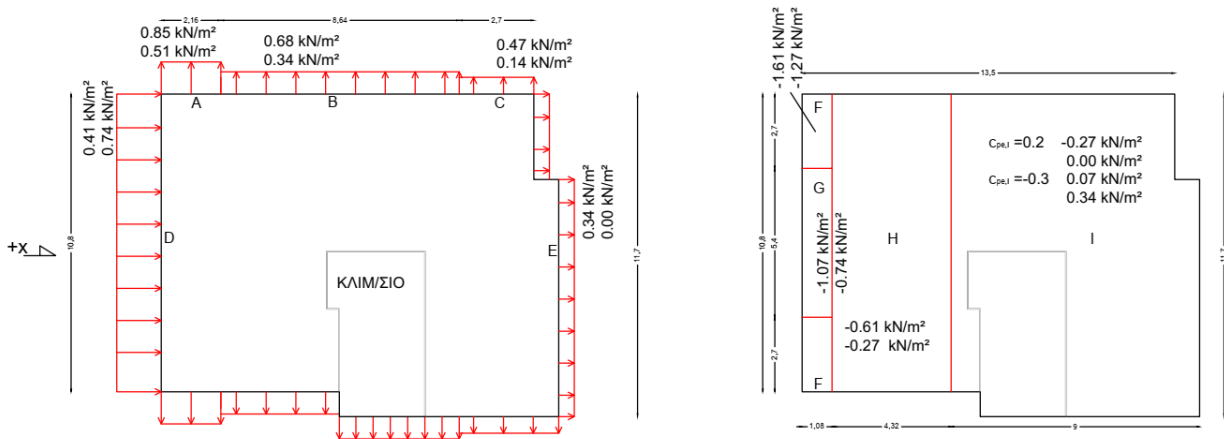
$$v_m = 17,522 \text{ m/sec}$$

$$I_v = 0,361$$

$$q_p = 0,6769$$

Πίνακας 4.4: Υπολογισμός ασκούμενης πίεσης για διεύθυνση ανέμου +x

Ζώνη	c_{pe}	q_p	w_e	$w_{i,1}$ για $c_{pi} = -0,2$	$w_{i,2}$ για $c_{pi} = -0,3$	Τελική πίεση w_1 (kN/m ²)	Τελική πίεση w_2 (kN/m ²)
A	-1,05	0,68	-0,71	0,14	-0,20	-0,85	-0,51
B	-0,8	0,68	-0,54	0,14	-0,20	-0,68	-0,34
C	-0,5	0,68	-0,34	0,14	-0,20	-0,47	-0,14
D	0,8	0,68	0,54	0,14	-0,20	0,41	0,74
E	-0,3	0,68	-0,20	0,14	-0,20	-0,34	0,00
F	-2,17	0,68	-1,47	0,14	-0,20	-1,61	-1,27
G	-1,39	0,68	-0,94	0,14	-0,20	-1,07	-0,74
H	-0,70	0,68	-0,47	0,14	-0,20	-0,61	-0,27
I	-0,20	0,68	-0,14	0,14	-0,20	-0,27	0,07
I'	0,2	0,68	0,14	0,14	-0,20	0,00	0,34



Σχήμα 4.10: Κατανομή πιέσεων στους κατακόρυφους τοίχους και στην οροφή, διεύθυνση ανέμου +x

- Υπολογισμός φορτίων ανέμου – Διεύθυνση -x

Για αυτήν την διεύθυνση ισχύει $h < b < 2b$. Ο μεταλλικός όροφος μορφώνεται σε σχετικό ύψος από 12,85 έως 15,95, συνεπώς σε ύψος $b = 11,70$ m ο άνεμος προσπίπτει στην κατασκευή ωπλισμένου σκυροδέματος. Η βασική πίεση q_b υπολογίζεται για ύψος αναφοράς $z_e = h_{ολ} = 15,95$ μ.

Ο συντελεστής τραχύτητας $c_r(z)$, ο συντελεστής εδάφους k_r και η μέση ταχύτητα του ανέμου v_m υπολογίζονται:

$$c_r(z) = 0,6489$$

$$k_r = 0,2343$$

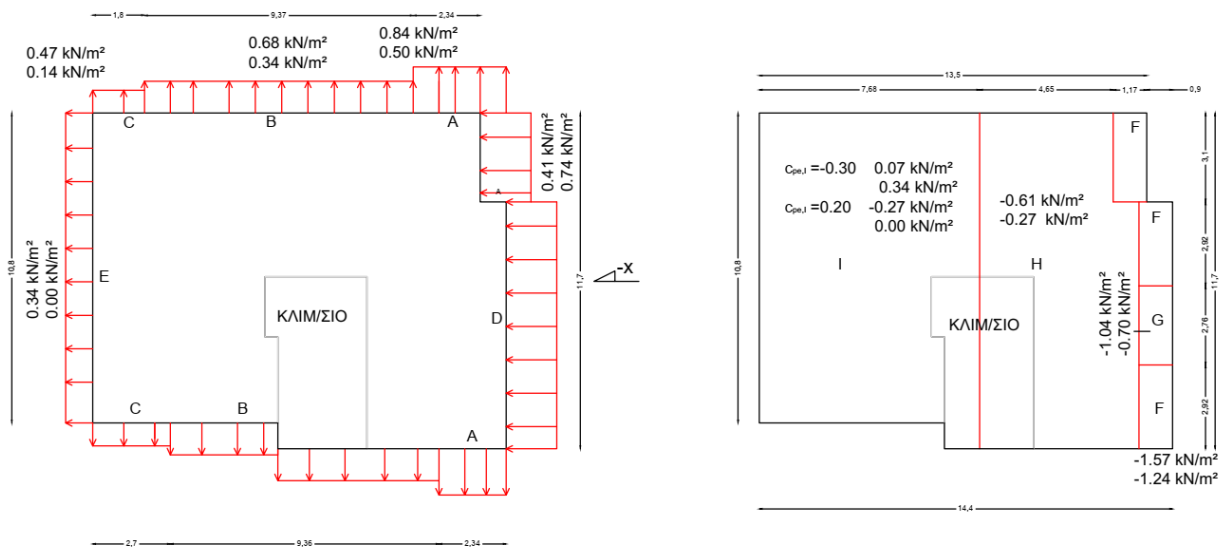
$$v_m = 17,522 \text{ m/sec}$$

$$I_v = 0,361$$

$$q_p = 0,6769$$

Πίνακας 4.5: Υπολογισμός ασκούμενης πίεσης για διεύθυνση ανέμου -x

Ζώνη	c_{pe}	q_p	w_e	$w_{i,1}$ για $c_{pi}=0,2$	$w_{i,2}$ για $c_{pi}=-0,3$	Τελική πίεση w_1 (kN/m ²)	Τελική πίεση w_2 (kN/m ²)
A	-1,04	0,68	-0,71	0,14	-0,20	-0,84	-0,50
B	-0,80	0,68	-0,54	0,14	-0,20	-0,68	-0,34
C	-0,50	0,68	-0,34	0,14	-0,20	-0,47	-0,14
D	0,80	0,68	0,54	0,14	-0,20	0,41	0,74
E	-0,30	0,68	-0,20	0,14	-0,20	-0,34	0,00
F	-2,13	0,68	-1,44	0,14	-0,20	-1,57	-1,24
G	-1,33	0,68	-0,90	0,14	-0,20	-1,04	-0,70
H	-0,70	0,68	-0,47	0,14	-0,20	-0,61	-0,27
I	-0,20	0,68	-0,14	0,14	-0,20	-0,27	0,07
I'	0,20	0,68	0,14	0,14	-0,20	0,00	0,34



Σχήμα 4.11: Κατανομή πιέσεων στους κατακόρυφους τοίχους και στην οροφή, διεύθυνση ανέμου -x

- Υπολογισμός φορτίων ανέμου – Διεύθυνση +y

Για αυτήν την διεύθυνση ισχύει $h < b < 2b$. Συνεπώς ορίζονται δύο ύψη αναφοράς. Η βασική πίεση q_b υπολογίζεται για ύψος αναφοράς $z_e=b=14,40$ μ. και $z_e=h_{ολ}=15,95$ μ.

Ο συντελεστής τραχύτητας $c_r(z)$, ο συντελεστής εδάφους k_r και η μέση ταχύτητα του ανέμου v_m υπολογίζονται:

για $z_e=b=14,40$ μ
 $c_r(z)=0,625$
 $k_r=0,2343$
 $v_m=16,87$ m/sec
 $I_v=0,3749$
 $q_p=0,6450$

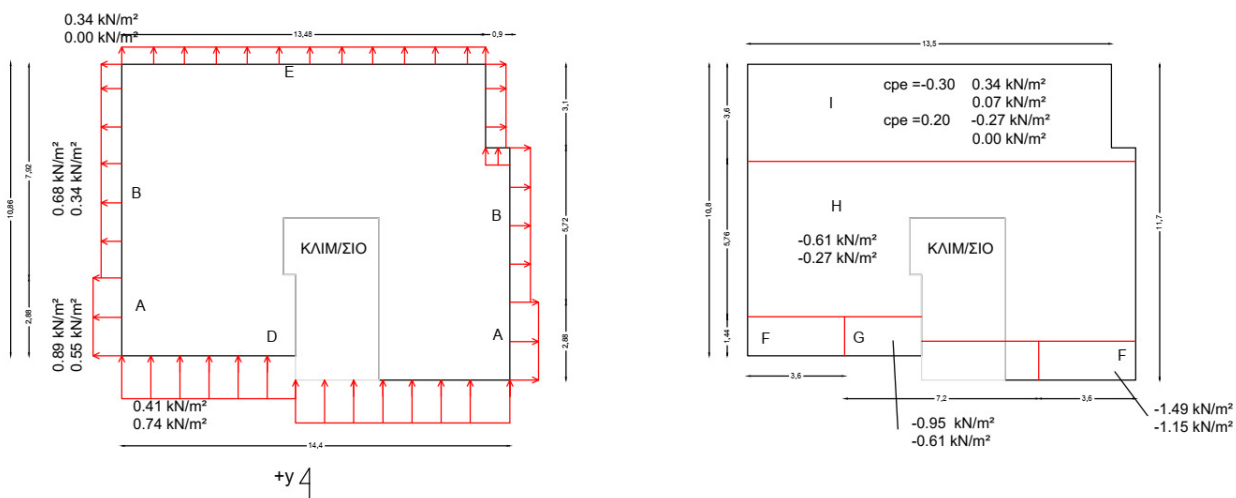
για $z_e=b=15,95$ μ
 $c_r(z)=0,6489$
 $k_r=0,2343$
 $v_m=17,522$ m/sec
 $I_v=0,3610$
 $q_p=0,6769$

Πίνακας 4.6: Υπολογισμός ασκούμενης πίεσης για ύψος $z_e=14,40$ για διεύθυνση ανέμου +y

Ζώνη	c_{pe}	q_p	w_e	$w_{i,1}$ για $c_{pi}=0,2$	$w_{i,2}$ για $c_{pi}=-0,3$	Τελική πίεση w_1 (kN/m ²)	Τελική πίεση w_2 (kN/m ²)
A	-1,11	0,65	-0,72	0,13	-0,19	-0,84	-0,52
B	-0,80	0,65	-0,52	0,13	-0,19	-0,65	-0,32
D	0,80	0,65	0,52	0,13	-0,19	0,39	0,71
E	-0,30	0,65	-0,19	0,13	-0,19	-0,32	0,00

Πίνακας 4.7: Υπολογισμός ασκούμενης πίεσης για ύψος $z_e=15,95$ για διεύθυνση ανέμου +y

Ζώνη	c_{pe}	q_p	w_e	$w_{i,1}$ για c_{pi} =0,2	$w_{i,2}$ για c_{pi} =-0,3	Τελική πίεση w_1	Τελική πίεση w_2
A	-1,11	0,68	-0,75	0,14	-0,20	-0,89	-0,55
B	-0,80	0,68	-0,54	0,14	-0,20	-0,68	-0,34
D	0,80	0,68	0,54	0,14	-0,20	0,41	0,74
E	-0,30	0,68	-0,20	0,14	-0,20	-0,34	0,00
F	-2,00	0,68	-1,35	0,14	-0,20	-1,49	-1,15
G	-1,20	0,68	-0,81	0,14	-0,20	-0,95	-0,61
H	-0,70	0,68	-0,47	0,14	-0,20	-0,61	-0,27
I	-0,20	0,68	-0,14	0,14	-0,20	-0,27	0,07
I	0,20	0,68	0,14	0,14	-0,20	0,00	0,34



Σχήμα 4.12: Κατανομή πιέσεων στους κατακόρυφους τοίχους και στην οροφή, διεύθυνση ανέμου +y για ύψος αναφοράς $z_e=15,95$ μ

- Υπολογισμός φορτίων ανέμου – Διεύθυνση -y

Για αυτήν την διεύθυνση ισχύει $h < b < 2b$. Συνεπώς ορίζονται δύο ύψη αναφοράς.. Η βασική πίεση q_b υπολογίζεται για ύψος αναφοράς $z_e=b=13,50$ μ. και $z_e=h_{ολ}=15,95$ μ.

Ο συντελεστής τραχύτητας $c_r(z)$, ο συντελεστής εδάφους k_r και η μέση ταχύτητα του ανέμου v_m υπολογίζονται:

για $z_e=b=13,50 \mu$
 $c_r(z)=0,609$
 $k_r=0,2343$
 $v_m=16,466 \text{ m/sec}$
 $I_v=0,3842$
 $q_p=0,625$

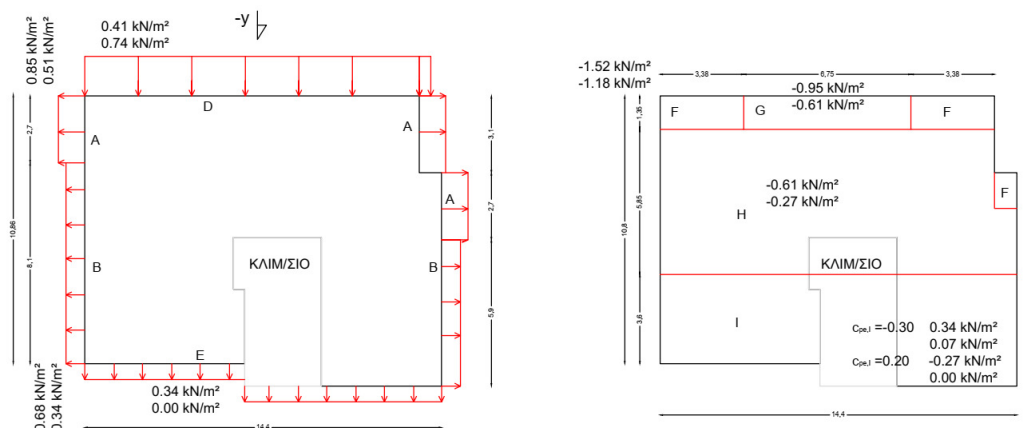
για $z_e=b=15,95 \mu$
 $c_r(z)=0,6489$
 $k_r=0,2343$
 $v_m=17,522 \text{ m/sec}$
 $I_v=0,3610$
 $q_p=0,6769$

Πίνακας 4.8: Υπολογισμός ασκούμενης πίεσης για ύψος $z_e=13,50$ για διεύθυνση ανέμου -y

Ζώνη	c_{pe}	q_p	w_e	$w_{i,1}$ για $c_{pi}=0,2$	$w_{i,2}$ για $c_{pi}=-0,3$	Τελική πίεση $w_1 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	Τελική πίεση $w_2 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
A	-1,23	0,63	-0,77	0,13	-0,19	-0,89	-0,58
B	-0,8	0,63	-0,50	0,13	-0,19	-0,63	-0,31
D	0,8	0,63	0,50	0,13	-0,19	0,38	0,69
E	-0,3	0,63	-0,19	0,13	-0,19	-0,31	0,00

Πίνακας 4.9: Υπολογισμός ασκούμενης πίεσης για ύψος $z_e=15,95$ για διεύθυνση ανέμου -y

Ζώνη	c_{pe}	q_p	w_e	$w_{i,1}$ για $c_{pi}=0,2$	$w_{i,2}$ για $c_{pi}=-0,3$	Τελική πίεση $w_1 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	Τελική πίεση $w_2 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
A	-1,05	0,68	-0,71	0,14	-0,20	-0,85	-0,51
B	-0,8	0,68	-0,54	0,14	-0,20	-0,68	-0,34
D	0,8	0,68	0,54	0,14	-0,20	0,41	0,74
E	-0,3	0,68	-0,20	0,14	-0,20	-0,34	0,00
F	-2,04	0,68	-1,38	0,14	-0,20	-1,52	-1,18
G	-1,2	0,68	-0,81	0,14	-0,20	-0,95	-0,61
H	-0,7	0,68	-0,47	0,14	-0,20	-0,61	-0,27
I	-0,2	0,68	-0,14	0,14	-0,20	-0,27	0,07
I	0,2	0,68	0,14	0,14	-0,20	0,00	0,34



Σχήμα 4.13: Κατανομή πιέσεων στους κατακόρυφους τοίχους και στην οροφή, διεύθυνση ανέμου -y για ύψος αναφοράς $z_e=15,95 \mu$

4.2.6 Σεισμικές δράσεις

Ο σεισμός έχει δυσμενής επιπτώσεις στην κατασκευή καθώς το σεισμικό κύμα που καταφθάνει στην θέση των κατασκευών δημιουργεί αδρανειακές δυνάμεις στις κατασκευές με συνέπεια την πρόκληση παραμορφώσεων στην κατασκευή. Τα χαρακτηριστικά του φάσματος δόθηκαν στο κεφάλαιο 2.2.

Η φασματική επιτάχυνση S_d σχεδιασμού σε κάθε περιοχή του φάσματος είναι:

$$\begin{aligned}
 S_d(T) &= a_g S \left[\frac{2}{3} 1 + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \text{ για } 0 \leq T \leq T_B \\
 S_d(T) &= a_g S \frac{2,5}{q} \text{ για } T_B \leq T \leq T_C \\
 S_d(T) &= a_g S \frac{2,5 T_C}{q T} \text{ για } T_C \leq T \leq T_D \\
 S_d(T) &= a_g S \frac{2,5 T_C T_D}{q T^2} \text{ για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec}
 \end{aligned} \tag{4.15}$$

όπου

S_d : η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού

a_g : η επιτάχυνση σε βραχώδες έδαφος

T_B, T_C, T_D : οι χαρακτηριστικές περίοδοι του φάσματος

q : δείκτης συμπεριφοράς ο οποίος εισάγει στην ανάλυση την ανελαστική συμπεριφορά της κατασκευής.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα (EN1998-1) οι ανώτατες τιμές για τον συντελεστή q είναι:

Πίνακας 4.10: Ανώτατα όρια για τον συντελεστή q (EN1998-1, Table 6.2)

Δομικό σύστημα	Κατηγορία πλαστιμότητας	
	Μέση	Υψηλή
α) Πλαίσια ροπή	4,0	6,0
β) Πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας		
-Διαγώνιοι	4,0	4,0
-Σχήματος V	2,0	2,5
γ) Πλαίσια με έκκεντρους σύνδεσμους δυσκαμψίας	4,0	6,0
Για χαμηλή Κατηγορία Πλαστιμότητας μπορεί να λαμβάνεται $q=1,50$ χωρίς την απαίτηση πραγματοποίησης ικανοτικών ελέγχων $q=1,50$		

Για τον συγκεκριμένο φορέα όπου η δυσμενέστερη δράση κρίνεται ο άνεμος επιλέγεται συντελεστής $q=1,50$.

4.2.7 Θερμοκρασιακά φορτία

Η μεταβολή της θερμοκρασίας του περιβάλλοντος προκαλεί ένταση στον φορέα λόγω της προκαλούμενης συστολής – διαστολής. Η επιρροή των θερμοκρασιακών μεταβολών λαμβάνεται υπόψιν ορίζοντας στο SAP2000 μεταβολή θερμοκρασίας $\Delta T = \pm 20$ βαθμούς στα μέλη του φορέα.

4.2.8 Συνδυασμοί δράσεων

Η κατασκευή θα μελετηθεί για συνδυασμούς δράσεων που αφορούν την οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ) και την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (ΟΚΛ). Η οριακή κατάσταση αστοχίας συνδέεται με την κατάρρευση του φορέα ή τμήματος αυτού και την προστασία του δομήματος και της ανθρώπινης ζωής. Η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας αφορά καταστάσεις κατά τις οποίες η κατασκευή δεν καταρρέει αλλά συμπεριφέρεται με μη ικανοποιητικό τρόπο με δυσμενή επιρροή στο αίσθημα της ασφάλειας των χρηστών.

Για να προκύψει η δράση του σχεδιασμού, ο κανονισμός χρησιμοποιεί τους συντελεστές ασφαλείας γ_f , μεγαλύτεροι από την μονάδα με τους οποίους πολλαπλασιάζονται οι

χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων λόγω της αβεβαιότητας σχετικά με την αληθινή τιμή του φορτίου. Σε κάθε συνδυασμό θεωρείται μία δράση βασική και οι υπόλοιπες θεωρείται ότι δρουν ταυτόχρονα με την βασική, απομειωμένες με συντελεστές ψ , για να ληφθεί υπόψιν ότι οι μέγιστες τιμές όλων των δράσεων δεν δρουν ταυτόχρονα.

Πίνακας 4.11: Τιμές συντελεστών γ_f

Δράση	Οριακή Κατάσταση	Δυσμενής Επιρροή	Ευμενής Επιρροή
Μόνιμες	ΟΚΑ	1,35	1,00
	ΟΚΛ	1,00	1,00
Μεταβλητές	ΟΚΑ	1,50	0,00
	ΟΚΛ	1,00	0,00

Πίνακας 4.12: Τιμές συντελεστών ψ_0 , ψ_1 , ψ_2

Δράση	ψ_0 (χαρακτηριστική τιμή)	ψ_1 (για την συχνή τιμή)	ψ_2 (για την οιονεί μόνιμη τιμή)
Κινητά	0,70	0,50	0,30
Χιόνι	0,50	0,20	0,00
Άνεμος	0,60	0,20	0,0
Θερμοκρασία σε κτίρια	0,60	0,50	0,0

- Συνδυασμοί για την Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

$$S_d = \Sigma(\gamma_{G,j} G_{k,i} + \gamma_{Q,1} Q_{k,i} + \Sigma(\gamma_{Q,j} \psi_{0,i} Q_{k,j}) \quad (4.16)$$

Σεισμικοί συνδυασμοί:

$$S_d = \Sigma G_{k,i} + E + \Sigma \psi_{2,j} Q_{k,j}) \quad (4.17)$$

Οι συνδυασμοί που ελέγχθηκαν λαμβάνοντας υπόψιν την πίεση και την υποπίεση του ανέμου:

- Στατικός συνδυασμός:

1,35G

1,35G+1,50Q

- Επικρατέστερη δράση τα κινητά φορτία

1,35G+1,5Q+1,5*0,50*S+1,5*0,6*W_x+1,5*0,6*T

1,35G+1,5Q+1,5*0,50*S+1,50*0,6*W_{-y}+1,5*0,6*T

1,35G+1,5Q+1,5*0,50*S+1,50*0,6*W_{+y}+1,5*0,6*T

1,35G+1,5Q+1,5*0,50*S+1,5*0,6*W_{-x}+1,5*0,6*T

1,35G+1,5Q+1,5*0,50*S+1,5*0,6*T

- Επικρατέστερη δράση το χιόνι

1,35G+1,5*0,70*Q+1,5*S+1,5*0,6*W_x+1,5*0,6*T

1,35G+1,5*0,70*Q+1,5*S+1,50*0,6*W_{-y}+1,5*0,6*T

$$1,35G+1,5*0,70*Q+1,5*S+1,50*0,6*W_{+y}+1,5*0,6*T$$

$$1,35G+1,5*0,70*Q+1,5*S+1,5*0,6*W_{-x}+1,5*0,6*T$$

$$1,35G+1,5*0,70*Q+1,5*S+1,5*0,6*T$$

- Επικρατέστερη δράση ο άνεμος

$$1,35G+1,5*0,70*Q+1,5*0,5*S+1,5*W_x+1,5*0,6*T$$

$$1,35G+1,5*0,70*Q+1,5*0,5*S+1,5*W_{-x}+1,5*0,6*T$$

$$1,35G+1,5*0,70*Q+1,5*0,5*S+1,50*W_y+1,5*0,6*T$$

$$1,35G+1,5*0,70*Q+1,5*0,5*S+1,50*W_{-y}+1,5*0,6*T$$

$$G+1,5*W_x$$

$$G+1,5*W_{-x}$$

$$G+1,50*W_y$$

$$G+1,50*W_{-y}$$

- Επικρατέστερη δράση οι θερμοκρασιακές μεταβολές

$$1,35G+1,5*0,70*Q+1,5*0,5*S+1,5*0,6*W_x+1,5*T$$

$$1,35G+1,5*0,70*Q+1,5*0,5*S+1,50*0,6*W_{-y}+1,5*T$$

$$1,35G+1,5*0,70*Q+1,5*0,5*S+1,5*0,6*W_{-x}+1,5*T$$

$$1,35G+1,5*0,70*Q+1,5*0,5*S+1,50*0,6*W_{+y}+1,5*T$$

$$1,35G+1,5*0,70*Q+1,5*0,5*S+1,5*T$$

- Σεισμικοί συνδυασμοί

$$G+0,3*Q +E_x+ 0,3E_y$$

$$G+0,3*Q +E_x- 0,3E_y$$

$$G+0,3*Q -E_x+ 0,3E_y$$

$$G+0,3*Q -E_x- 0,3E_y$$

$$G+0,3*Q +0,3E_x+ E_y$$

$$G+0,3*Q +0,3E_x- E_y$$

$$G+0,3*Q -0,3E_x+ E_y$$

$$G+0,3*Q -0,3E_x- E_y$$

- Συνδυασμοί για την Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Χαρακτηριστικός συνδυασμός

$$S_d = \Sigma G_{k,i} + Q_{k,1} + \Sigma \psi_{0,j} Q_{k,j} \quad (4.18)$$

Συχνοί συνδυασμοί

$$S_d = \Sigma G_{k,i} + \psi_{1,i} Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,j} Q_{k,j} \quad (4.19)$$

Ημιμόνιμος συνδυασμός

$$S_d = \Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{2,j} Q_{k,j} \quad (4.20)$$

Χαρακτηριστικοί συνδυασμοί

- Επικρατέστερη δράση τα κινητά:

$$1,0G+Q+0,50*S+0,6*W_x+0,6*T$$

$$1,0G+Q+0,50*S+0,6*W_{-y}+0,6*T$$

$$1,0G+Q+0,50*S+0,6*W_y+0,6*T$$

$$1,0G+Q+0,50*S+0,6*W_{-x}+0,6*T$$

$$1,0G+Q+0,50*S+0,6*T$$

- Επικρατέστερη δράση το χιόνι:

$$1,0G+0,7Q+S+0,6*W_x+0,6*T$$

$$1,0G+0,7Q+S+0,6*W_{-x}+0,6*T$$

$$1,0G+0,7Q+S+0,6*W_y+0,6*T$$

$$1,0G+0,7Q+S+0,6*W_{-y}+0,6*T$$

$$1,0G+0,7Q+S+0,6*T$$

- Επικρατέστερη δράση ο άνεμος:

$$1,0G+0,7Q+0,5 S+W_x+0,6*T$$

$$1,0G+0,7Q+0,5 S+W_{-x}+0,6*T$$

$$1,0G+0,7Q+0,5 S+W_y+0,6*T$$

$$1,0G+0,7Q+0,5 S+W_{-y}+0,6*T$$

$$1,0G+W_{-y}$$

$$1,0G+W_{-x}$$

$$1,0G+W_y$$

$$1,0G+W_x$$

- Επικρατέστερη δράση οι θερμοκρασιακές μεταβολές:

$$1,0G+0,7Q+0,5 S+0,6*W_x+T$$

$$1,0G+0,7Q+0,5 S+0,6*W_y+T$$

$$1,0G+0,7Q+0,5 S+0,6*W_{-x}+T$$

$$1,0G+0,7Q+0,5 S+0,6*W_{-y}+T$$

$$1,0G+0,7Q+0,5 S+T$$

Συχνοί συνδυασμοί

- Επικρατέστερη δράση τα κινητά:

$$1,0G+0,5 Q$$

- Επικρατέστερη δράση το χιόνι:

$$1,0G+0,3 Q+0,2 S$$

- Επικρατέστερη δράση ο άνεμος:

$$1,0G+0,3Q+0,2 W_x$$

$$1,0G+0,3Q+0,2 W_y$$

$$1,0G+0,3Q+0,2 W_{-x}$$

$$1,0G+0,3Q+0,2 W_{-y}$$

- Επικρατέστερη δράση οι θερμοκρασιακές μεταβολές:

$$1,0G+0,3 Q+ 0,2T$$

$$1,0G+0,3 Q+0,2T$$

$$1,0G+0,3 Q+0,2T$$

$$1,0G+0,3 Q+0,2 T$$

Ημιμόνιμοι συνδυασμοί

$$1,0G+0,3Q$$

4.3 Διαστασιολόγηση

Η διαστασιολόγηση έγινε στο SAP2000 κατά Ευρωκώδικα. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης παρουσιάζονται στο Σχήμα 4.14: Διατομές μελών οι οποίες προέκυψαν από την ανάλυση στο SAP2000. Στην παρούσα εργασία παρουσιάζεται δειγματηπτικός έλεγχος μελών του φορέα για την Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και την Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας. Σχετικά με τον έλεγχο στην ΟΚΛ, τα ανεκτά όρια για την κατακόρυφη παραμόρφωση στεγών και πατωμάτων παρουσιάζονται στον πίνακα **Πίνακας 4.13**.

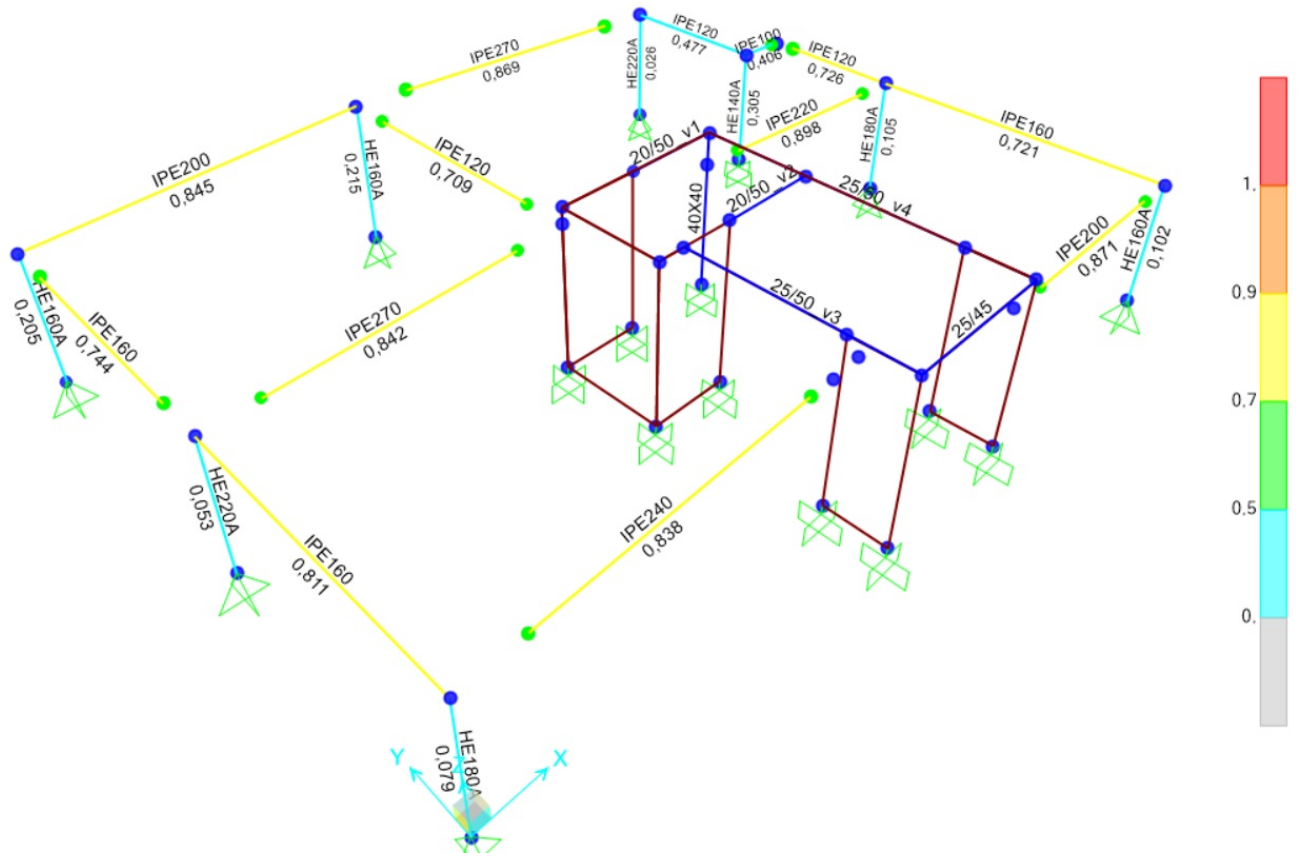
Πίνακας 4.13: Απόσπασμα Πίνακα - Όρια οριζόντιων παραμορφώσεων για τον έλεγχο ΟΚΛ (EN 1993)

	Όρια	
	δ_{max}	δ_2
Στέγες (γενικά)	L/200	L/250
Πατώματα (γενικά)	L/250	L/300

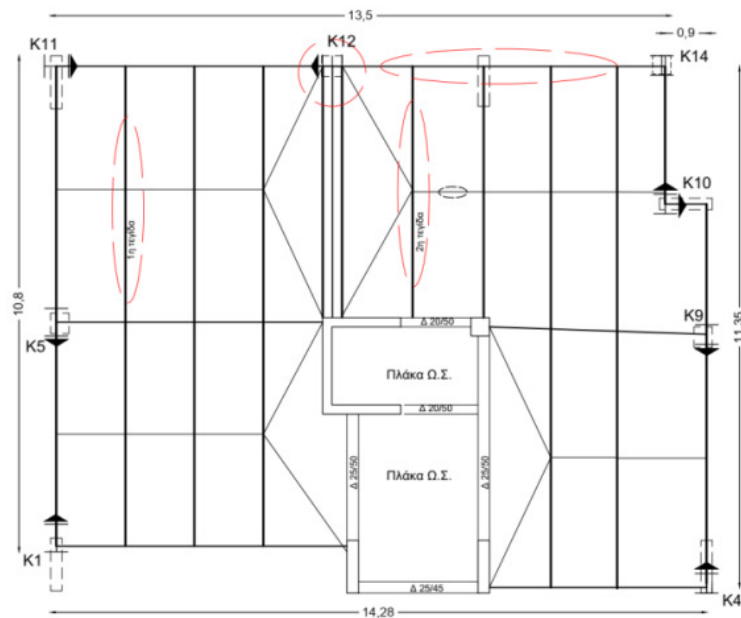
δ_{max} : η μέγιστη παραμόρφωση λαμβάνοντας υπόψιν το αρχικό αρνητικό βέλος

δ_2 : η παραμόρφωση λόγω μεταβλητών δράσεων

Το ανώτατο όριο για την οριζόντια παραμόρφωση στην κορυφή των υποστυλωμάτων ορίζεται $\frac{h}{300}$ ανά όροφο.



Σχήμα 4.14: Διατομές μελών οι οποίες προέκυψαν από την ανάλυση στο SAP2000



Σχήμα 4.15: Επιλογή μελών για δειγματοληπτικό έλεγχο

A) Έλεγχος τεγίδων

Ελέγχονται οι επιλεγμένες τεγίδες για τον συνδυασμό για άνεμο W_{+x} και για $c_{pi}=-0.30$. Για την επίλυση αγνοείται η επιρροή των έμμεσων θερμοκρασιακών δράσεων. Το φορτίο του ανέμου στην επιστέγαση ασκείται κάθετα στον τοπικό άξονα y-y των τεγίδων, ενώ τα υπόλοιπα φορτία (ιδίο βάρος, χιόνι, βάρος πάνελ και ψευδοροφής) έχουν κατακόρυφη φορά και αναλύονται στις διευθύνσεις των τοπικών αξόνων της τεγίδων.

Πίνακας 4.14: Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά διατομής IPE 140

h (mm)	b(mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r(mm)	A(cm ²)	A _{vz} (cm ²)	W _{pl,y} (cm ³)	W _{pl,z} (cm ³)	I _y (cm ⁴)
140	73	4,7	6,9	7	16,43	7,64	88,34	19,25	541,2

I _z (cm ⁴)	i _y (cm)	i _z (cm)	I _t (cm ³)	I _w (cm ⁶)	G (kN/m)
44,92	5,74	1,65	2,45	1980	0,129

- 1^η τεγίδα προς έλεγχο: IPE140 μήκους 5,58 μ με εύρος επιρροής 1,50 μ (κλίση φ=3,2 °).

Ιδίο βάρος τεγίδας: $G=0,129$ kN/m

Φορτίο επικάλυψης οροφής και γυσοσανίδας: $G'=(0,10+0,20) * 1,50 = 0,45$ kN/m

Κινητό φορτίο: $Q=0,5*1,5 = 0,75$ kN/m

Φορτίο χιονιού: $S=0,4*1,50 = 0,60$ kN/m

Φορτίο ανέμου (αναρρόφηση) όπως υπολογίστηκε στην θέση της τεγίδας $w_{+x}=-1,15$ kN/m

- 2^η τεγίδα προς έλεγχο: IPE140 μήκους 5,58 μ με εύρος επιρροής 1,55 μ (κλίση φ=3,2 °)

Ιδίο βάρος τεγίδας: $G=0,129$ kN/m

Φορτίο επικάλυψης οροφής : $G'=(0,10+0,20) * 1,55 = 0,47$ kN/m

Κινητό φορτίο: $Q=0,5*1,55 = 0,775$ kN/m

Φορτίο χιονιού: $S=0,4*1,55 = 0,62$ kN/m

$W_{+x}= 0,34*1,55 =0,53$ kN/m (φορά προς τα κάτω)

Έλεγχος στην ΟΚΑ

- Φορτία σχεδιασμού 1^η τεγίδα

Συνδυασμοί με φορτία προς τα κάτω:

κύριο φορτίο τα κινητά φορτία:

$$q_{d,z} = [1,35*(0,129+0,45)+1,5*0,75+1,5*0,5*0,6]*\cos 3,20 = 2,35 \text{ kN/m}$$

$$q_{d,y} = [1,35*(0,129+0,45)+1,5*0,75+1,5*0,5*0,6]*\sin 3,20 = 0,13 \text{ kN/m}$$

κύριο φορτίο το χιόνι:

$$q_{d,z} = [1,35*(0,129+0,45)+1,5*0,7*0,75+1,5*0,6]*\cos 3,20 = 2,47 \text{ kN/m}$$

$$q_{d,y} = [1,35*(0,129+0,45)+1,5*0,7+1,5*0,6]*\sin 3,20 = 0,15 \text{ kN/m}$$

Συνδυασμοί με φορτία προς τα άνω:

κύριο φορτίο ο άνεμος:

$$q_{d,z} = [1,00*(0,129+0,45)]\cos 3,2+1,5*(-1,15)] = -1,15 \text{ kN/m}$$

$$q_{d,y} = [1,00*(0,129+0,45)]\sin 3,2 = 0,03 \text{ kN/m}$$

- Φορτία σχεδιασμού 2^η τεγίδα

Συνδυασμοί με φορτία προς τα κάτω:

κύριο φορτίο τα κινητά φορτία:

$$q_{d,z} = [1,35*(0,129+0,47)+1,5*0,775+1,5*0,5*0,62]*\cos 3,20 + 1,5*0,6*0,53 = 2,9 \text{ kN/m}$$

$$q_{d,y}=[1,35*(0,129+0,47)+1,5*0,775+1,5*0,5*0,62]*\sin 3,20 =0,14 \text{ kN/m}$$

κύριο φορτίο το χιόνι:

$$q_{d,z}=[1,35*(0,129+0,47)+1,5*0,7*0,775+1,5*0,62]*\cos 3,20 +1,5*0,6*0,53=3,02 \text{ kN/m}$$

$$q_{d,y}=[1,35*(0,129+0,47)+1,5*0,7*0,775+1,5*0,62]*\sin 3,20 =0,14 \text{ kN/m}$$

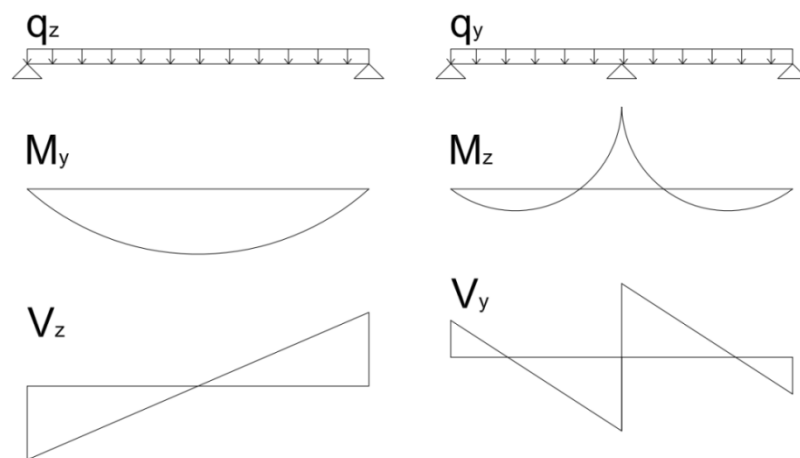
κύριο φορτίο ο άνεμος:

$$q_{d,z}=[1,35*(0,129+0,47)+1,5*0,7*0,775+1,5*0,5*0,62]*\cos 3,20 +1,5*0,53=2,88 \text{ kN/m}$$

$$q_{d,y}=[1,35*(0,129+0,47)+1,5*0,7*0,775+1,5*0,5*0,62]*\sin 3,20 =0,12 \text{ kN/m}$$

Το δυσμενέστερο φορτίο προκύπτει για την 2^η τεγίδα, θέτοντας κύριο μεταβλητό φορτίο το χιόνι. Θα υπολογιστούν τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού και οι έλεγχοι θα πραγματοποιηθούν για αυτήν την φόρτιση.

Κατά τον άξονα z-z της διατομής, το στατικό μοντέλο της τεγίδας είναι αμφιέρειστη δοκός ενώ κατά τον άξονα y-y, όπου τοποθετείται ελκυστήρας στο μέσο της τεγίδας το στατικό μοντέλο είναι συνεχής δοκός δύο ίσων ανοιγμάτων.



Σχήμα 4.16: Στατικό μοντέλο της τεγίδας και σχηματικά εντατικά μεγέθη

- Εντατικά μεγέθη σχεδιασμού

Φορτίο $q_{d,z}$

$$\text{Μέγιστη ροπή στο μέσο } M_{Ed,y} = q_z L^2 / 8 = 3,02 * 5,58^2 / 8 = 11,75 \text{ kN m}^2$$

$$\text{Τέμνουσα στην στήριξη } V_{Ed,z} = q_z L / 2 = 3,02 * 5,58 / 2 = 8,42 \text{ kN}$$

Φορτίο $q_{d,y}$

$$\text{Μέγιστη ροπή στην θέση του ελκυστήρα } M_{Ed,z} = q_y L^2 / 8 = 0,14 * (0,5 * 5,58)^2 / 8 = 0,14 \text{ Kn m}^2$$

Μέγιστη ροπή στο κάθε άνοιγμα (1,38 μ από στήριξη):

$$M_{Ed,z} = q_y L^2 / 14,22 = 0,14 * (0,5 * 5,58)^2 / 14,22 = 0,08 \text{ Kn m}^2$$

$$\text{Τέμνουσα στην στήριξη του ελκυστήρα } V_{Ed,y} = (5/8) q_y L / 2 = (5/8) * 0,14 * (0,5 * 5,58) = 0,24 \text{ kN}$$

$$\text{Τέμνουσα στην κάθε ακραία στήριξη } V_{Ed,y} = (3/8) q_y L / 2 = (3/8) * 0,14 * (0,5 * 5,58) = 0,15 \text{ kN}$$

- Κατάταξη διατομής

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,813$$

-κορμός

$$\frac{c}{t} = \frac{112,2}{4,7} = 23,87 < 72 * 0.813 = 58,53$$

-πέλματα

$$\frac{c}{t} = \frac{(73 - 4,7) * 0.5 - 7}{6,9} = 3,93 < 9 * 0.813 = 7,317$$

Κατηγορία 1

$$M_{C,Rd,y} = \frac{88,34 * 355 * 0,001}{1} = 31,36 \text{ kNm}$$

$$M_{C,Rd,z} = \frac{19,25 * 355 * 0,001}{1} = 6,83 \text{ kNm}$$

- Έλεγχος διατομής σε τέμνουσα

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (4.21)$$

$A_{vz} = \max[(A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f; \eta h_w t_w] = 7,64 \text{ cm}^2$ για φορτία παράλληλα στον κορμό

$A_v = A - \Sigma [h_w t_w] = 11,15 \text{ cm}^2$ για φορτία παράλληλο στα πέλματα

$$V_{pl,Rd,z} = \frac{7,64 * 35,5}{1 * \sqrt{3}} = 156,59 \text{ kN} > V_{Ed,z}$$

$V_{Ed,z} < 0,5 V_{pl,Rd,z}$, δεν απαιτείται απομείωση της καμπτικής αντοχής λόγω τέμνουσας

$$V_{pl,Rd,y} = \frac{11,15 * 35,5}{1 * \sqrt{3}} = 228,53 \text{ kN} > V_{Ed,y}$$

$V_{Ed,y} < 0,5 V_{pl,Rd,y}$, δεν απαιτείται απομείωση της καμπτικής αντοχής λόγω τέμνουσας

- Έλεγχος διατομής σε διαξονική κάμψη

Απουσία αξονικής.

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y,Rd}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}}\right)^{\beta} \leq 1 \quad (4.22)$$

Όπου οι συντελεστές α και β :

$\alpha=2$ για διατομές τυπου I

$\beta=\max(5n;1)$ με $n=N_{Ed}/N_{pl,Rd}$. Στην υπό μελέτη τεγίδα $\beta=1$

Έλεγχος στην θέση του ελκυστήρα:

$$(11,75/31,36)^2 + (0,14/6,83)^1 = 0,16 < 1$$

- Έλεγχος μέλους

Μειωτικός συντελεστής χ_{LT} υπολογίζεται:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad (4.23)$$

$$\Phi_{LT} = 0,5\{1 + a_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,20)\} + \bar{\lambda}_{LT}^2 \quad (4.24)$$

Όπου

α_{LT} : ο συντελεστής ατελειών που αντιστοιχεί στην καμπύλη λυγισμού
 λ_{LT} : ανηγμένη λυγηρότητα

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{f_y W_y / M_{cr}} \quad (4.25)$$

Για διατομές με δύο άξονες συμμετρίας δίνεται από την βιβλιογραφία:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(kL)^2} \left\{ \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} \right\}^{0.5} \quad (4.26)$$

Όπου:

C_1 : συντελεστής εξαρτώμενος από τις συνθήκες φόρτισης και στρεπτικής στήριξης. Για το αμφιέρειστο μέλος με μία θέση ενδιάμεσης στήριξης λαμβάνεται $C_1=1,35$.

I_t, I_w : οι σταθερές στρέψης και στρέβλωσης αντίστοιχα

I_z : η ροπή αδρανείας ως προς τον ασθενή άξονα

k : συντελεστής εξαρτώμενος από το είδος των στηρίξεων ως προς την ελευθερία στροφής του τμήματος που δεν υποστηρίζεται πλευρικά.

εάν $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,20$ ή $M_{Ed} / M_{cr} \leq 0,04$ δεν χρειάζεται έλεγχος έναντι στρεμτοκαμπτικού λυγισμού.

$k=0,5$

$M_{cr} = 23380 \text{ kN cm} = 23,38 \text{ kN m}$

Καμπύλη πλευρικού λυγισμού α και συντελεστής πλευρικών ατελειών 0,21.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{88,34 \cdot 355 \cdot 0,001}{23,38}} = 1,16$$

$$\varphi_{LT} = 0,5 * [1 + 0,21 * (1,15 - 0,2) + 1,15^2] = 1,27$$

$$\chi_{LT} = 1 / (1,27 + \sqrt{1,27^2 - 1,16^2}) = 0,56$$

Απουσία αξονικής δύναμης η σχέση αλληλεπίδρασης (EN 1993-1-1 παρ.6.3.3) γίνεται:

$$\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,70 < 1 \quad (4.27)$$

Έλεγχος στην ΟΚΛ

- 1^η τεγίδα

Μόνιμα και μεταβλητά φορτία

Συνδυασμοί με φορτία προς τα κάτω

κύριο φορτίο τα κινητά φορτία:

$$q_{d,z} = [1,0 * (0,129 + 0,45) + 1,0 * 0,75 + 0,5 * 0,60] * \cos 3,20 = 1,62 \text{ kN/m}$$

$$q_{d,y} = [1,0 * (0,129 + 0,45) + 1,0 * 0,75 + 0,5 * 0,60] * \sin 3,20 = 0,09 \text{ kN/m}$$

- κύριο φορτίο το χιόνι:

$$q_{d,z} = [1,0 * (0,129 + 0,45) + 0,7 * 0,75 + 1,0 * 0,60] * \cos 3,20 = 1,7 \text{ kN/m}$$

$$q_{d,y}=[1,0*(0,129+0,45)+0,7*0,75+1,0*0,60]*\sin 3,20 = 0,1 \text{ kN/m}$$

Συνδυασμοί με φορτία προς τα άνω

κύριο φορτίο ο άνεμος:

$$q_{d,z}=[1,0*(0,129+0,45)]*\cos 3,20 -1,15 = 0,57 \text{ kN/m}$$

$$q_{d,y}=[1,0*(0,129+0,45)]*\sin 3,20 = 0,03 \text{ kN/m}$$

Μεταβλητά φορτία

Συνδυασμοί με φορτία προς τα κάτω

-κύριο φορτίο τα κινητά φορτία:

$$q_{d,z}=[1,0*0,75+0,5*0,60]*\cos 3,20 = 1,05 \text{ kN/m}$$

$$q_{d,y}=[1,0*0,75+0,5*0,60]*\sin 3,20 = 0,06 \text{ kN/m}$$

-κύριο φορτίο το χιόνι:

$$q_{d,z}=[0,7*0,75+1,0*0,60]*\cos 3,20 = 1,12 \text{ kN/m}$$

$$q_{d,y}=[0,7*0,75+1,0*0,60]*\sin 3,20 = 0,06 \text{ kN/m}$$

Συνδυασμοί με φορτία προς τα άνω

- κύριο φορτίο ο άνεμος:

$$q_{d,z}=-1,15 \text{ kN/m}$$

Υπολογισμός βέλους

Μόνιμα και μεταβλητά φορτία

$$w=5*q_z L^4/(384 E I_y)=5*1,7*(5,58)^4/(384 *210*10^6 *541,20*10^{-8})=0,018 < \delta_{\max}=558/200=0,028 \mu$$

Μεταβλητά φορτία

$$w=5*q_z L^4/(384 E I_y)=5*1,15*(5,58)^4/(384 *210*10^6 *541,2*10^{-8})= 0,012 < \delta_{\max}=558/250=0,022 \mu$$

- 2^η τεγίδα

Μόνιμα και μεταβλητά φορτία

Συνδυασμοί με φορτία προς τα κάτω:

κύριο φορτίο τα κινητά φορτία:

$$q_{d,z}=[1,0*(0,129+0,47)+1,0*0,775+0,5*0,62]*\cos 3,20 +0,6*0,53= 2,0 \text{ kN/m}$$

$$q_{d,y}=[1,0*(0,129+0,47)+1,0*0,775+0,5*0,62]*\sin 3,20 = 0,09 \text{ kN/m}$$

κύριο φορτίο το χιόνι:

$$q_{d,z}=[1,0*(0,129+0,47)+0,7*0,775+1,0*0,62]*\cos 3,20 +0,6*0,53= 2,07 \text{ kN/m}$$

$$q_{d,y}=[1,0*(0,129+0,47)+0,7*0,775+1,0*0,62]*\sin 3,20 = 0,1 \text{ kN/m}$$

-κύριο φορτίο ο άνεμος:

$$q_{d,z}=[1,0*(0,129+0,47)+0,7*0,775+0,5*0,62]*\cos 3,20 +1,0*0,53= 2,00 \text{ kN/m}$$

$$q_{d,y}=[1,0*(0,129+0,47)+0,7*0,775+0,5*0,62]*\sin 3,20 = 0,08 \text{ kN/m}$$

Μεταβλητά φορτία

Συνδυασμοί με φορτία προς τα κάτω:

-κύριο φορτίο τα κινητά φορτία:

$$q_{d,z}=[1,0*0,775+0,5*0,62]*\cos 3,20 +0,6*0,53= 1,4 \text{ kN/m}$$

$$q_{d,y}=[1,0*0,775+0,5*0,62]*\sin 3,20 = 0,06 \text{ kN/m}$$

-κύριο φορτίο το χιόνι:

$$q_{d,z} = [0,7*0,775+1,0*0,62]*\cos 3,20 +0,6*0,53= 1,48 \text{ kN/m}$$

$$q_{d,y}=[0,7*0,775+1,0*0,62]*\sin 3,20 = 0,07 \text{ kN/m}$$

-κύριο φορτίο ο άνεμος:

$$q_{d,z} = [0,7*0,775+0,5*0,62]*\cos 3,20 +1,0*0,53= 1,38 \text{ kN/m}$$

$$q_{d,y}=[0,7*0,775+0,5*0,62]*\sin 3,20 = 0,05 \text{ kN/m}$$

Υπολογισμός βέλους

Μόνιμα και μεταβλητά φορτία

$$w=5*q_z L^4/(384 E I_y)=5*2,07*(5,58)^4/(384 *210*10^6 *541,20*10^{-8})=0,022 < \delta_{\max}=558/200=0,028 \mu$$

Μεταβλητά φορτία

$$w=5*q_z L^4/(384 E I_y)=5*1,48*(5,58)^4/(384 *210*10^6 *541,20*10^{-8})=0,016 < \delta_{\max}=558/250=0,022 \mu$$

B) Έλεγχος ελκυστήρα

Διαστασιολογείται ο τελευταίος ελκυστήρας ο οποίος θα παραλάβει την εφελκυστική δύναμη από το σύνολο των τεγίδων (4 ενδιάμεσες + 1 ακραία) που βρίσκονται σε χαμηλότερο ύψος από αυτών.

- για την κάθε ενδιάμεση τεγίδα η αντίδραση στην στήριξη είναι: $V_{Ed,y}=2*0,24 = 0,48 \text{ kN}$.
- για την ακραία τεγίδα υπολογίστηκε: $V_{Ed,y}=0,08 \text{ kN}$

Μέγιστη δύναμη για την οποία πρέπει να διαστασιολογηθεί:

$$E_d=4*0,48 + 0,08 =2,0 \text{ kN}$$

Φ12 εμβαδόν $A_s=0,843 \text{ cm}^2$ και όριο διαρροής χάλυβα $f_{yb}=220 \text{ MPa}$.

Εφελκυστική αντοχή ελκυστήρα:

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} \quad (4.28)$$

$$k_2: 0,9$$

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

$$F_t=13,35 \text{ kN} > 2 \text{ kN}$$

Γ) Έλεγχος δοκού IPE270

Πίνακας 4.15: Χαρακτηριστικά διατομής IPE 270

h (mm)	b(mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r(mm)	A(cm ²)	A _{vz} (cm ²)	W _{pl,y} (cm ³)	W _{pl,z} (cm ³)	I _y (cm ⁴)
270	135	6,6	10,2	15	45,95	22,14	484	96,95	5790

I _z (cm ⁴)	i _y (cm)	i _z (cm)	I _t (cm ³)	I _w *10 ⁻³ (cm ⁶)	G (kN/m)
419,90	11,23	3,02	15,94	70,58	0,361

Έλεγχος στην ΟΚΑ

Ελέγχεται η επιλεγμένη δοκός για τα εντατικά μεγέθη του κρίσιμου συνδυασμού, όπως προκύπτουν από την επίλυση στο λογισμικό: $1,35(G+G') + 1,05 Q + 1,5S + 0,9W_{+x} + 0,9T$ για αρνητική εσωτερική πίεση $c_{p,i} = -0,3$.

$$M_{Ed,y} = 36,24 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed,z} = 4,9 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed,y} = 2,78 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed,z} = 19,62 \text{ kN/m}$$

$$N_{Ed} = -1,5 \text{ kN/m}$$

- Κατάταξη διατομής

κορμός

$$\frac{c}{t} = \frac{219,6}{6,6} = 33,27 < 72 * 0,813 = 58,53$$

πέλματα

$$\frac{c}{t} = \frac{\frac{135 - 6,6}{2} - 15}{10,2} = 4,82 < 9 * 0,813 = 7,317$$

Κατηγορία 1.

Καμπτική αντίσταση διατομής

$$M_{C,Rd,y} = \frac{484 * 355 * 0,001}{1} = 171,82 \text{ kNm}$$

$$M_{C,Rd,z} = \frac{96,95 * 355 * 0,001}{1} = 34,41 \text{ kNm}$$

- Έλεγχος διατομής σε τέμνουσα

$A_{vz} = 22,14 \text{ cm}^2$ για φορτία παράλληλο στον κορμό

$$V_{pl,Rd,z} = \frac{22,14 * 355 * 0,1}{1 * \sqrt{3}} = 453,78 \text{ kN} > V_{Ed,z}$$

$A_{vy} = 31,45 \text{ cm}^2$ για φορτία παράλληλο στα πέλματα

$$V_{pl,Rd,y} = \frac{31,45 * 355 * 0,1}{1 * \sqrt{3}} = 644,59 \text{ kN} > V_{Ed,y}$$

$$V_{Ed,z} < 0,5V_{pl,Rd,z}$$

$$V_{Ed,y} < 0,5V_{pl,Rd,y}$$

Δεν απομειώνεται η καμπτική αντίσταση λόγω τέμνουσας.

- Έλεγχος διατομής σε κάμψη και αξονική

Η αξονική δύναμη είναι μικρή σε μέγεθος (τιμή 1,5 kN) και δεν ελέγχεται η απαίτηση απομείωσης της πλαστικής ροπής.

Ακόμα και τα μεγέθη σχεδιασμού $M_{Ed,y}$ και $M_{Ed,z}$ να ήταν στην ίδια διατομή ο έλεγχος ικανοποιείται:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y,Rd}}\right)^a + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}}\right)^b = (36,24/171,82)^2 + (4,9/34,41)^1 = 0,19 < 1$$

$$\alpha=2$$

$$\beta=\max(5n;1)=1$$

- Έλεγχος μέλους

Θα αγνοηθεί η επίδραση της μικρής αξονικής δύναμης. Θεωρείται ότι οι τεγίδες δεν προσφέρουν επαρκή πλευρική εξασφάλιση του θλιβόμενου (άνω) πέλματος της δοκού και ότι η φόρτιση της δοκού προσομοιάζει ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο.

Για την δοκό τίθεται $k=1$, $C_1=1,132$.

$$M_{cr}=57,20 \text{ kN m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT}=1,73$$

$$\varphi_{LT}=2,16$$

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

Η καταστατική εξίσωση υπολογίζεται $0,87 < 1$.

Έλεγχος στην ΟΚΛ

- Υπολογισμός βέλους

Το μέγιστο βέλος για την δοκό προκύπτει από την επίλυση για την φόρτιση στην ΟΚΛ:
 $1,0 (G+G') + 0,7 Q + S + 0,6W_{+x} + 0,6T$ για εσωτερική πίεση $c_p, i=0,2$.

$$\delta_{\max}=2,2 \text{ cm} < 750/200=3,75 \text{ cm}$$

Για τα μεταβλητά φορτία προκύπτει:

$$\delta_2=2,0 \text{ cm} < 750/250=3,0 \text{ cm}$$

Δ) Υποστύλωμα HEA160

Πίνακας 4.16: Χαρακτηριστικά διατομής HEA160

h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r (mm)	A (cm ²)	A _{vz} (cm ²)	W _{pl,y} (cm ³)	W _{pl,z} (cm ³)	I _y (cm ⁴)
152	160	6,0	9,0	15	38,77	13,21	245,10	117,60	1673

I _z (cm ⁴)	i _y (cm)	i _z (cm)	I _t (cm ³)	I _w *10 ⁻³ (cm ⁶)
615,60	6,57	3,98	12,19	31,41

Έλεγχος στην ΟΚΑ

Τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού προκύπτουν:

$$N_{Ed}=19,21 \text{ kN}$$

$$V_{z,Ed}=6,39 \text{ kN}$$

$$V_{y,Ed}=0,13 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed}=15,33 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Ed}=0,1 \text{ kNm}$$

- Κατάταξη διατομής

κορμός

$$\frac{c}{t} = \frac{104}{6,0} = 17,33 < 72 * 0,813 = 58,53$$

πέλματα

$$\frac{c}{t} = \frac{\frac{160-6}{2} - 15}{9} = 6,89 < 9 * 0.813 = 7,317$$

Κατηγορία 1.

- Αντοχή διατομής σε θλίψη

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.29)$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{38,77 * 355 * 0,1}{1} = 1376,33 \text{ kN} > N_{Ed}$$

- Αντοχή διατομής σε τέμνουσα

$$V_{pl,Rd,z} = \frac{13,21 * 35,5}{1 * \sqrt{3}} = 270,75 \text{ kN} > V_{Ed,z}$$

$$V_{pl,Rd,y} = \frac{32,53 * 35,5}{1 * \sqrt{3}} = 666,73 \text{ kN} > V_{Ed,y}$$

$V_{Ed} < 0,5 V_{pl,Rd}$, δεν απαιτείται απομείωση της καμπτικής αντίστασης λόγω τέμνουσας

- Αντοχή διατομής σε κάμψη και αξονική

Η απομείωση της ροπής αντοχής λόγω παρουσίας αξονικής δύναμης σε διατομές τύπου H:

$$M_{N,y,Rd} = \min [M_{pl,y,Rd} (1-n) / (1-0,5 a); M_{pl,y,Rd}]$$
$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} (1 - [(n-a)/(1-a)]^2) \text{ για } n > a \text{ και } M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \text{ για } n \leq a \quad (4.30)$$

Όπου

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \quad (4.31)$$

$$a = \min[(A - 2bt_f)/A ; 0.5] \quad (4.32)$$

αν

$-N_{Ed} \leq 0,25 N_{pl,Rd}$ και $N_{Ed} \leq (0,5 h_w t_w f_y) / \gamma_{M0}$ τότε $M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}$ και δεν απομειώνεται

$-N_{Ed} \leq (h_w t_w f_y) / \gamma_{M0}$ τότε $M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd}$ και δεν απομειώνεται

Για διαξονική κάμψη

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}}\right)^\beta < 1 \quad (4.33)$$

για διατομή τύπου H $\alpha=2$ και $\beta=\max(5n; 1)$

Για το υποστύλωμα :

$$N_{Ed}=19,21 \text{ kN} < 0,25 N_{pl,Rd}= 344,08 \text{ kN} \text{ και } N_{Ed}=19,21 \text{ kN} < (0,5 * h_w t_w f_y) / \gamma_{M0}=110,76 \text{ kN}$$

Δεν απαιτείται απομείωση της πλαστικής ροπής αντίστασης.

$$M_{pl,y,Rd}=W_{pl,y}f_y/\gamma_{M0}=245,1*355*0,001 / 1 =87,01 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,z,Rd}=W_{pl,z}f_y/\gamma_{M0}=117,6*355*0,001 / 1 =41,74 \text{ kNm}$$

Έγινε έλεγχος της εξίσωσης (4.33) στο Excel και ο έλεγχος ικανοποιείται και στην διατομή όπου εμφανίζεται η μέγιστη ροπή κατά τον y άξονα και στην διατομή όπου εμφανίζεται η μέγιστη ροπή κατά τον z άξονα.

- Έλεγχος μέλους σε θλίψη και κάμψη

Ο μειωτικός συντελεστής λυγισμού :

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1 \quad (4.34)$$

$$\Phi = 0,5\{1 + a(\bar{\lambda} - 0,20) + \bar{\lambda}^2\} \quad (4.35)$$

όπου

a: ο συντελεστής ατελειών

λ : η ανηγμένη λυγηρότητα. Για διατομές κατηγορίας 1:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad (4.36)$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (4.37)$$

άξονας y: καμπύλη λυγισμού b και συντελεστή ατελειών a=0,34

άξονας z : καμπύλη c με συντελεστή ατελειών a=0,49.

Πίνακας 4.17: Αποτελέσματα υπολογισμών

Άξονας	Μήκος λυγισμού L _{cr} (m)	Ανηγμένη λυγηρότητα	Συντελεστής Φ	Μειωτικό συντελεστής χ
y-y	6,55	1,31	1,54	0,42
z-z	1,93	0,64	0,81	0,76

Ελέγχονται οι καταστατικές εξισώσεις:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \leq 1 \quad (4.38)$$

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

k=1.

k_w=1

C₁=1,879

M_{cr}=314,79 kNm

καμπύλη λυγισμού a

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,53$

Φ_{LT}=0,67

χ_{LT}=0,91

c_{my}=c_{mz}=c_{Mlt}=0,6 > 0,4

k_{yy}=0,62

$k_{yz}=0,6$
 $k_{zy}=0,36$
 $k_{zz}=0,37$
 $N_{Rk}=1376,35 \text{ kN}$

$$\frac{19,21}{0,42 \frac{1376,35}{1}} + \frac{0,62 \cdot 15,33}{0,91 \frac{87,01}{1}} + \frac{0,6 \cdot 0,1}{\frac{41,74}{1}} = 0,153 < 1$$

$$\frac{19,21}{0,76 \frac{1376,35}{1}} + \frac{0,36 \cdot 15,33}{0,91 \frac{87,01}{1}} + \frac{0,37 \cdot 0,1}{\frac{41,74}{1}} = 0,09 < 1$$

Έλεγχος στην ΟΚΑ

- Υπολογισμός βέλους

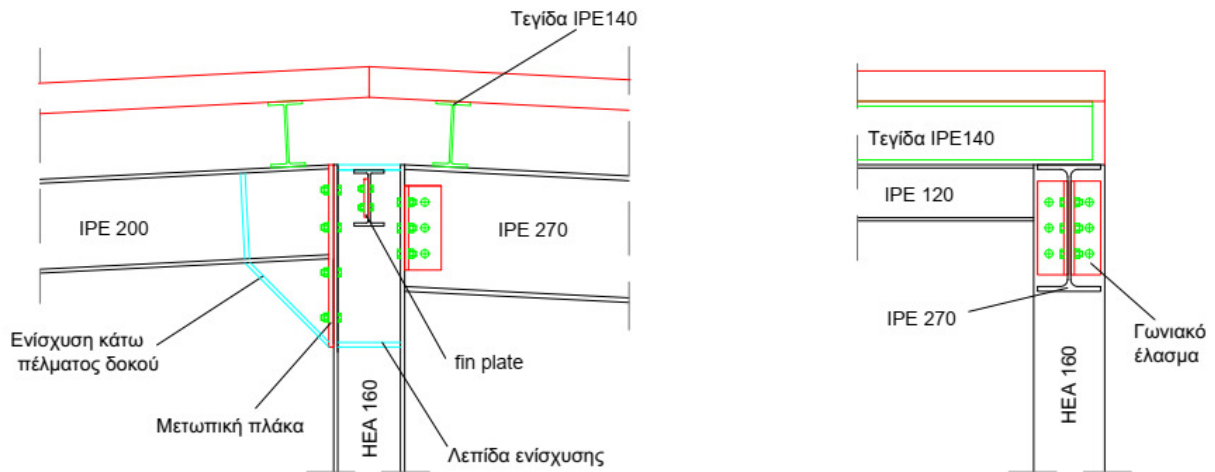
Από την ανάλυση για τον συνδυασμό $(G+G') + 0,7Q + S + 0,6T + 0,6W_x$ για $c_{r1}=-0,3$ προκύπτει:

$$\delta = 0,13 \text{ cm} < 285/300 = 0,95 \text{ cm}$$

4.4 Συνδέσεις

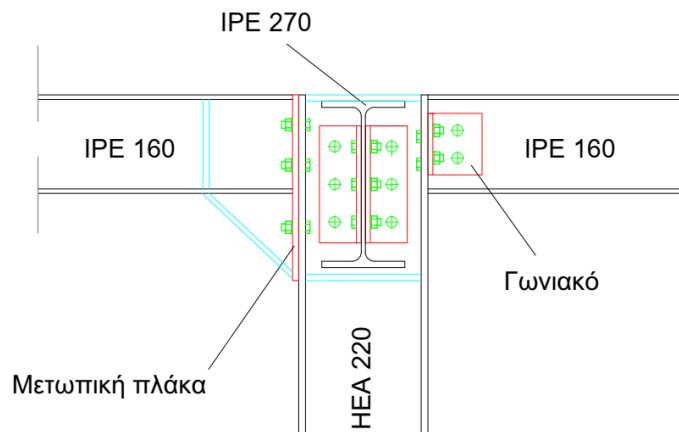
Σε αυτήν την παράγραφο παρουσιάζονται οι συνδέσεις σχηματικά:

- Σύνδεση ροπής υποστυλώματος HEA160 με δοκό IPE200 και σύνδεση τέμνουσας υποστυλώματος HEA160 με δοκό IPE 270



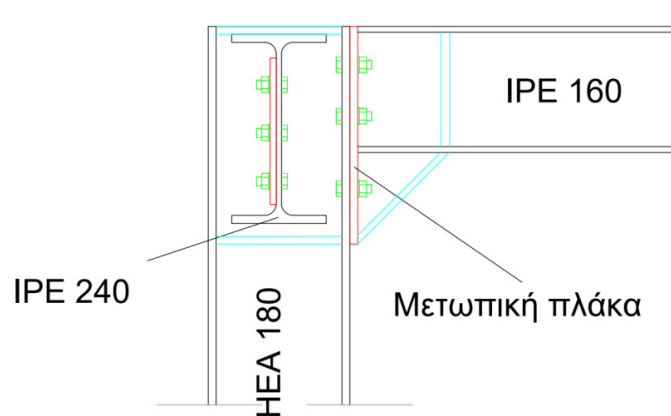
Σχήμα 4.17: Λεπτομέρεια συνδέσεων

- Σύνδεση Ροπής υποστυλώματος HEA220 με δοκό IPE160 και σύνδεση τέμνουσας υποστυλώματος HEA220 με δοκό IPE 160



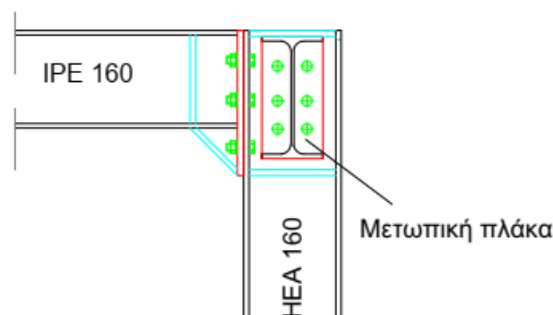
Σχήμα 4.18: Λεπτομέρεια συνδέσεων

- Σύνδεση Ροπής υποστυλώματος HEA180 με δοκό IPE160 και σύνδεση τέμνουσας υποστυλώματος HEA180 με δοκό IPE 240



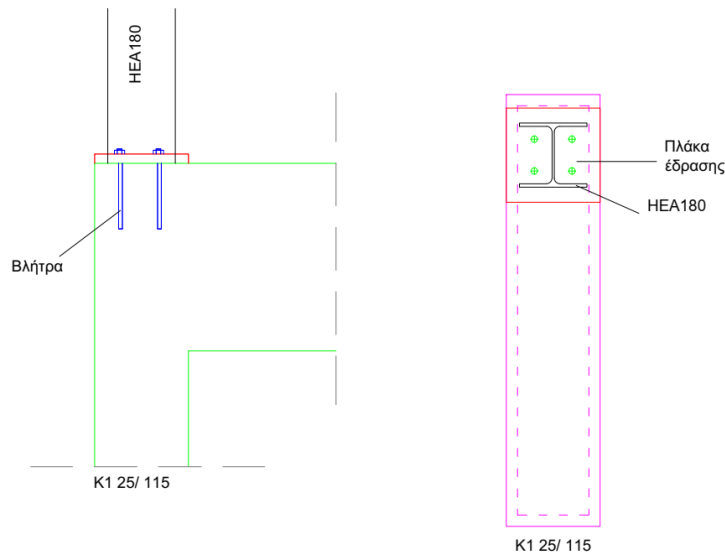
Σχήμα 4.19: Λεπτομέρεια συνδέσεων

- Σύνδεση Ροπής υποστυλώματος HEA160 με δοκό IPE160 και σύνδεση τέμνουσας υποστυλώματος HEA160 με δοκό IPE200



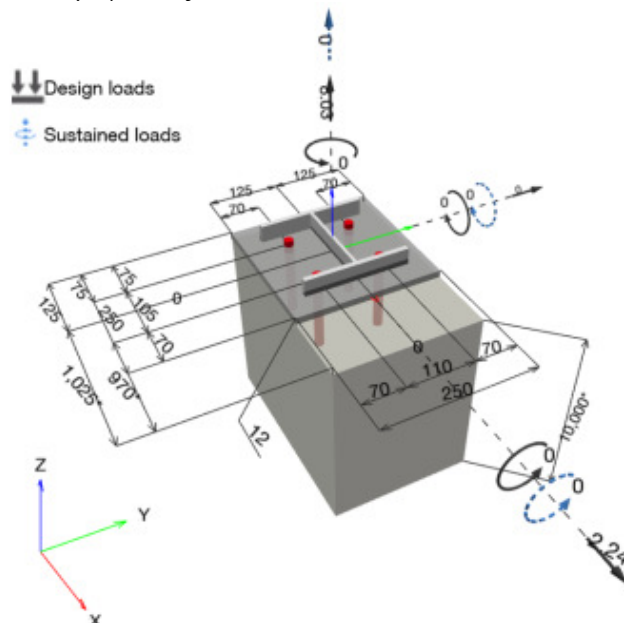
Σχήμα 4.20: Λεπτομέρεια συνδέσεων

- Λεπτομέρεια έδρασης υποστυλώματος HEA 180



Σχήμα 4.21: Λεπτομέρεια έδρασης

Η έδραση του υποστυλώματος HEA180 επί υποστυλώματος ωπλισμένου σκυροδέματος στην υφιστάμενη κατασκευή επιλύθηκε στην εφαρμογή Profis Engineering της εταιρείας Hilti, για συνδυασμό ανέμου με εφελκυστική αξονική. Η αναλυτική επίλυση επισυνάπτεται στο Παράρτημα Β της εργασίας. Η λύση προβλέπει χημικό αγκύριο με ένεμα HIT-RE 500 V4 (Hilti, 2023) με αγκύρια HAS –U 8.8, μεγέθους M16.



Σχήμα 4.22: Απόσπασμα επίλυσης στην εφαρμογή Profis Engineering, Hilti

5 Αποτίμηση και Μέτρα Ενίσχυσης

5.1 Σύγκριση αρχικού και τελικού προσομοιώματος

Το τρίτο μέρος της διπλωματικής πραγματεύεται την λήψη των απαραίτητων μέτρων ενίσχυσης λαμβάνοντας υπόψιν την μάζα του μεταλλικού ορόφου. Ο μεταλλικός όροφος αποτελεί μία εύκαμπτη κατασκευή με μικρό βάρος, η οποία παραλαμβάνει μικρό τμήμα της σεισμικής δράσης. Για αυτό τον λόγο για την μελέτη της ενίσχυσης ο πρόσθετος όροφος προσομοιώνεται ως φορτίο στην υφιστάμενη κατασκευή και ορίζεται στην ανάλυση ο ίδιος κόμβος ελέγχου.

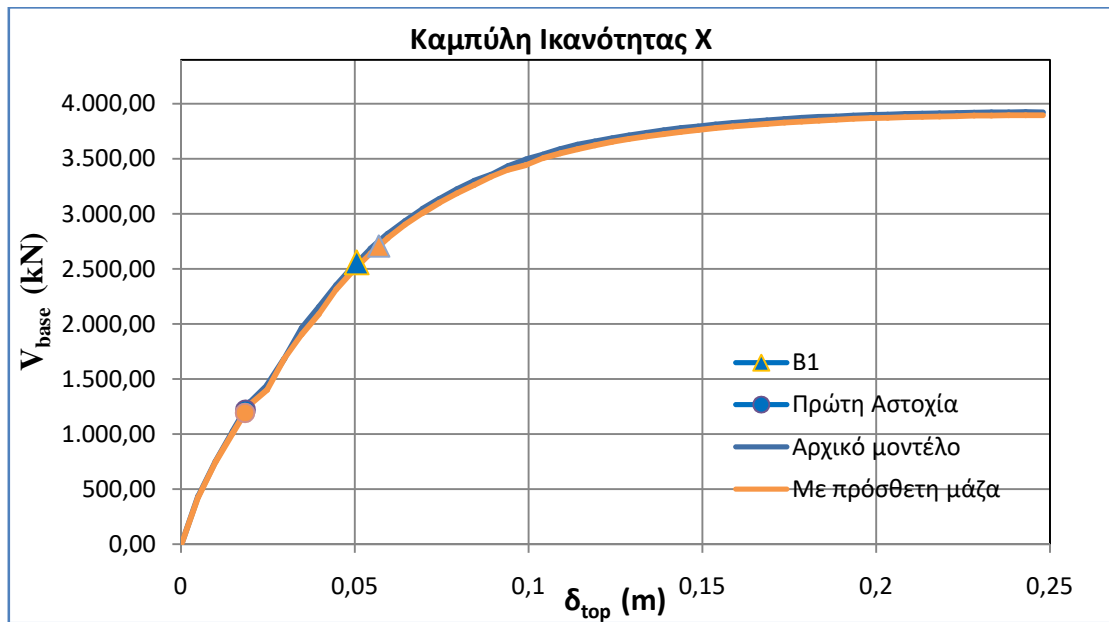
Για τον υπολογισμό της επιπλέον μάζας στην οροφή του Γ' ορόφου λαμβάνονται μεταξύ άλλων και τα φορτία όπως περιγράφηκαν στο κεφάλαιο 4.

- Ιδίο βάρος χάλυβα: $78,5 \text{ kg/m}^3$. Το βάρος των μεταλλικών μελών πολλαπλασιάζεται επί 1,10 ώστε να ληφθούν υπόψιν τα φορτία των συνδέσεων.
- Φορτίο πάνελ οροφής και γυψοσανίδας: $0,3 \text{ kN/m}^2$
- Φορτίο πλαγιοκάλυψης: $0,5 \text{ kN/m}^2$
- Φορτίο εξισωτικών στρώσεων: $2,25 \text{ kN/m}^2$
- Φορτίο επικάλυψης δαπέδου: $1,3 \text{ kN/m}^2$
- Φορτίο χιονιού: $0,4 \text{ kN/m}^2$
- Κινητό φορτίο δαπέδων: 2 kN/m^2
- Στο τελικό προσομοίωμα, αφαιρείται από την οροφή του Γ' ορόφου το φορτίο του στηθαίου από δρομική τοιχοποιία ύψους 1,20 μ που είχε προβλεφθεί σε κάποιες από τις δοκούς του αρχικού προσομοιώματος.

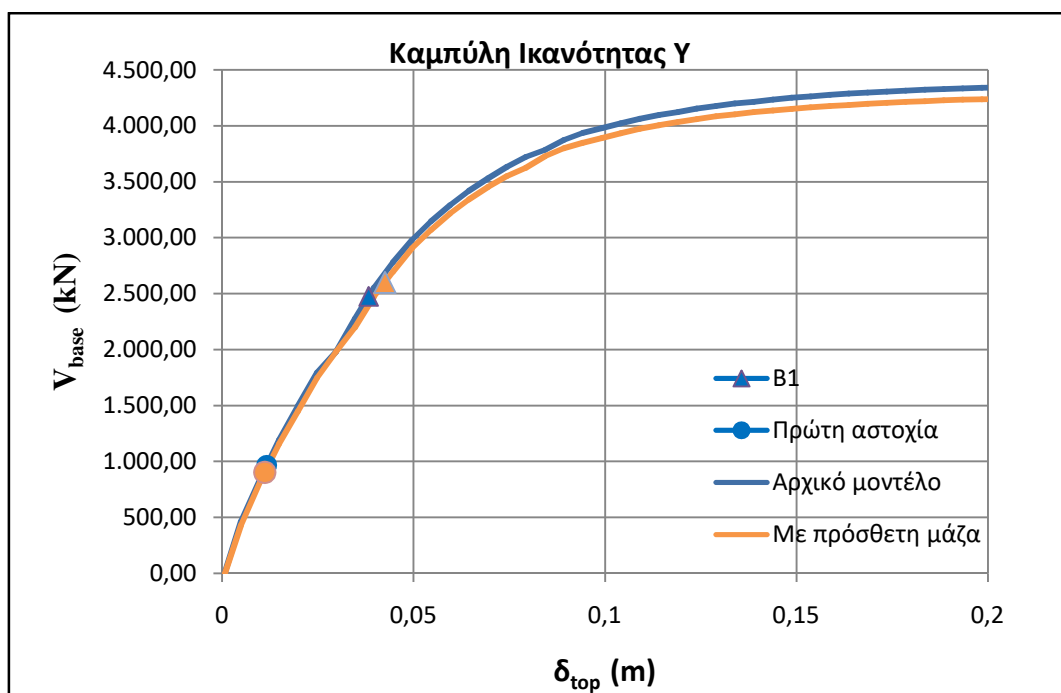
Στα ακόλουθα σχήματα παρουσιάζεται η καμπύλη ικανότητας του αρχικού και του τελικού μοντέλου με τα σημεία της καμπύλης που αντιστοιχούν στην στοχευόμενη μετακίνηση, δ_i , για την στάθμη B1 (10% πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης στα 50 χρόνια) και τα σημεία που αντιστοιχούν στην 1^η διατμητική αστοχία. Η 1^η αστοχία είναι πριν από την στοχευόμενη μετακίνηση, άρα και στα δύο μοντέλα τα κριτήρια της στάθμης επιτελεστικότητας δεν πληρούνται.

Από διαγράμματα παρατηρείται μεγάλη σύμπτωση της καμπύλης της Φέρουσας Ικανότητας στα δύο μοντέλα. Αυτό δικαιολογείται καθώς η προστιθέμενη μάζα σε όρους $G+0,3Q$, λόγω του νέου ορόφου αποτελεί μικρό ποσοστό, 7%, της μάζας του υφιστάμενου κτιρίου.

Διαπιστώνεται ότι το σημείο που αντιστοιχεί στην μετακίνηση δ_i μετακινείται πιο δεξιά στο διάγραμμα στο τελικό μοντέλο του κτιρίου. Από το τεύχος υπολογισμών του SeisMobuild προκύπτει ότι οι συντελεστές C_0 , C_1 , C_2 , C_3 παραμένουν ίδιοι ή μεταβάλλονται απειροελάχιστα, ενώ η ισοδύναμη ιδιοπερίοδος της κατασκευής, T_e αυξάνεται στο μοντέλο με την πρόσθετη μάζα. Από τις ιδιοπεριόδους προκύπτει ότι και τα δύο μοντέλα «εμπίπτουν» στο πλατώ του φάσματος, συνεπώς δεν μεταβάλλεται η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση S_e (που αντιστοιχεί στην ιδιοπερίοδο T_e του κάθε μοντέλου). Σύμφωνα με τα παραπάνω και με την εξίσωση $\delta_i = C_0 C_1 C_2 C_3 \frac{T_e^2}{4\pi^2} S_{e(T)}$ (εξίσωση Σ5.6 ΚΑΝ.ΕΠΕ.) η στοχευόμενη μετακίνηση προκύπτει ελαφρά μεγαλύτερη στο μοντέλο με την πρόσθετη μάζα.



Σχήμα 5.1: Καμπύλη Ικανότητας_Διεύθυνση X



Σχήμα 5.2: Καμπύλη Ικανότητας_Διεύθυνση Y

Για το τελικό μοντέλο η 1^η διατμητική αστοχία κατά την διεύθυνση X αντιστοιχεί σε επιτάχυνση εδάφους 0,052 g έναντι 0,060 g του αρχικού. Για την διεύθυνση Y η 1^η αστοχία αντιστοιχεί σε επιτάχυνση 0,044 g έναντι 0,051 g του αρχικού μοντέλου.

Μετά από την επαναληπτική διαδικασία υπολογίστηκε η Φέρουσα Ικανότητα του τελικού μοντέλου. Οι διαφορές που παρατηρούνται στην τέμνουσα βάσης δεν είναι μεγάλες, λόγω της μικρής μάζας. Λογικά στο τελικό μοντέλο το υψηλότερο αξονικό φορτίο θα οδηγεί στο κάθε κατακόρυφο μέλος να αναπτύσσει μεγαλύτερη φέρουσα ικανότητα αλλά να αστοχεί πιο γρήγορα.

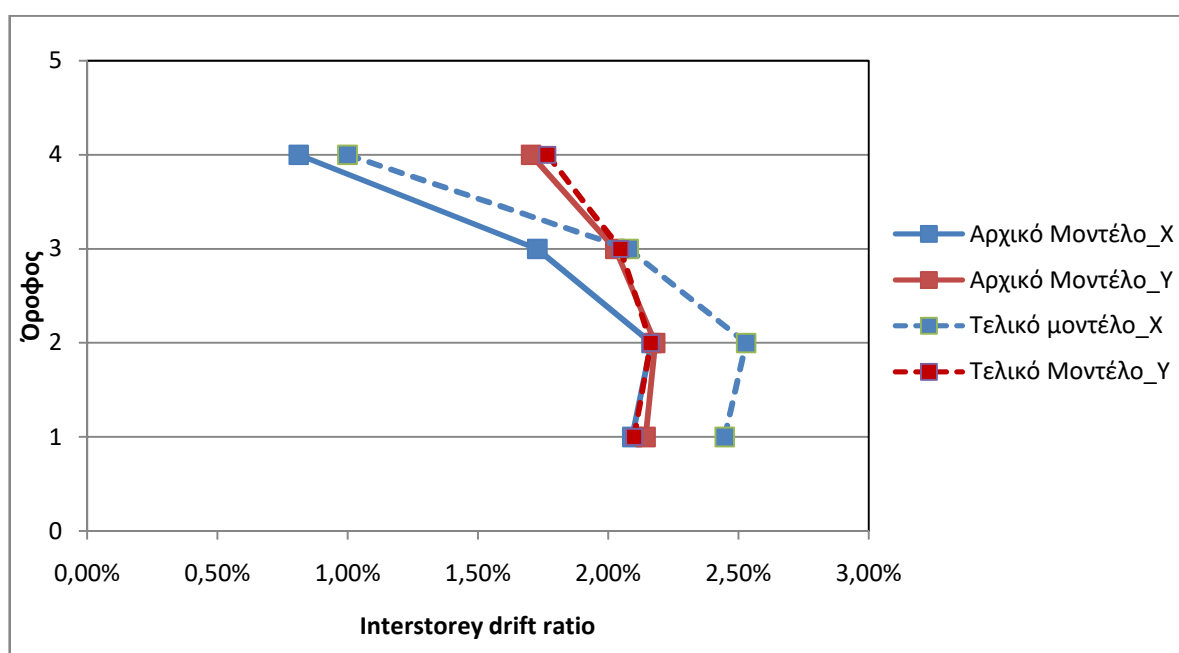
Πίνακας 5.1: Σύγκριση αποτελεσμάτων για την Φέρουσα Ικανότητα

	Διεύθυνση	Τέμνουσα Βάσης (kN)	Μετακίνηση οροφής
Αρχικό μοντέλο	X	1221,74	0,01853
	Y	958,45	0,01155
Τελικό μοντέλο	X	1193,39	0,0184
	Y	905,98	0,011216

Πίνακας 5.2: Πλήθος Υποστυλωμάτων που αστοχούν_Στάθμη Β1

	Διεύθυνση	Πλήθος υποστυλωμάτων
Αρχικό μοντέλο	X	6
	Y	5
Τελικό μοντέλο	X	6
	Y	7

Η ανηγμένη σχετική μετακίνηση των ορόφων δεν διαφέρει σημαντικά στα δύο μοντέλα και στις δύο διευθύνσεις (Σχήμα 5.3). Διαφορά παρατηρείται κατά την διεύθυνση X, για την οποία σε προηγούμενο κεφάλαιο κατά την εφαρμογή της μεθόδου Δρίτσου, έχει υπολογιστεί μικρότερη δυσκαμψία από την αντίστοιχη της διεύθυνσης Y.



Σχήμα 5.3: Ανηγμένη Σχετική Μετακίνηση Ορόφων

5.2 Στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού

Για την μελέτη της ενίσχυσης του κτιρίου μελετάται η απόκριση υπό τους συνδυασμούς με ομοιόμορφη και υπό ιδιομορφική κατανομή των σεισμικών φορτίων (64 συνδυασμοί).

$$S_d = G + 0,30Q \pm X \pm 0,3Y \pm eccX \quad (5.1)$$

$$S_d = G + 0,30Q \pm X \pm 0,3Y \pm eccY$$

$$S_d = G + 0,30Q \pm Y \pm 0,3X \pm eccX$$

$$S_d = G + 0,30Q \pm Y \pm 0,3X \pm eccY$$

Οι στόχοι που θέτει ο Κανονισμός για την αποτίμηση μίας κατασκευής και του ανασχεδιασμού αυτής τίθενται στον Πίνακα Πίνακας 5.3. Η βασική σεισμική κλάση του ενός κτιρίου είναι η σεισμική του κλάση για στάθμη επιτελεστικότητας Β (Σημαντικές Βλάβες).

Πίνακας 5.3: Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού Φέροντος οργανισμού
(Πίνακας 2.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

$a_g / a_{g,ref}$	Στάθμη Επιτελεστικότητας Φέροντος Οργανισμού		
	Α «Περιορισμένες Βλάβες»	Β «Σημαντικές Βλάβες»	Γ «Οιονεί Κατάρρευση»
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


Πίνακας 5.4: Ελάχιστοι Ανεκτοί στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού υφιστάμενων κτιρίων
(Πίνακας ΠΑ. 2.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Ελάχιστοι Ανεκτοί Στόχοι
I	Γ2
II	Γ1
III	B1
IV	B1 και A2 (Ικανοποίηση και των δύο στόχων)

Στο Παράρτημα 2.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. του κανονισμού αναφέρεται ότι είναι αποδεκτή οποιαδήποτε επέμβαση αναβάθμισης του κτιρίου η οποία: α) είτε διασφαλίζει τον ελάχιστο ανεκτό στόχο ανασχεδιασμού σύμφωνα με τον Πίνακα Π.Α. 2.1 του κανονισμού είτε, β) βελτιώνει μία τουλάχιστον βασική σεισμική κλάση, όχι μόνο από αυτήν που ανήκει το κτίριο πριν την επέμβαση, αλλά και από την ελάχιστη βασική σεισμική κλάση (Πίνακας ΠΑ. 2.2. ΚΑΝ.ΕΠΕ).

Με επαναληπτική διαδικασία που πραγματοποιήθηκε στο λογισμικό, διαπιστώθηκε ότι η βασική σεισμική κλάση του κτιρίου είναι η κλάση B4⁺.

Πίνακας 5.5: Ελάχιστες βασικές σεισμικές κλάσεις υφιστάμενων κτιρίων σπουδαιότητας I και II
(Πίνακας ΠΑ. 2.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

Εφαρμοσθέντες Κανονισμοί Μελέτης και Κατασκευής	Ελάχιστη Βασική Σεισμική Κλάση Κτιρίου
.... < 1985	B3
 1985 ≤ < 1995	B3 ⁺
1995 ≤	B2 ⁺

5.3 Μέτρα Ενίσχυσης – Θεσμικό πλαίσιο ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Στις παρακάτω παραγράφους παρουσιάζονται συνοπτικά, επιλεγμένες μεθόδους για την ενίσχυση των στοιχείων έναντι τέμνουσας και γενικά για την ενίσχυση της κατασκευής.

➤ Επεμβάσεις στα Υποστυλώματα

Κατά την παράγραφο 8.2.2.2 του Κανονισμού Επεμβάσεων η ανεπάρκεια του οπλισμού διατμήσεως ραβδόμορφου στοιχείου ωπλισμένου σκυροδέματος μπορεί να αντιμετωπιστεί με την προσθήκη εξωτερικών στοιχείων από χάλυβα ή ινοπλισμένα πολυμερή (FRP) ή με την προσθήκη μανδύα.

Στην περίπτωση τοποθέτησης μανδύων η συνολική τέμνουσα που θα αναλάβει το στοιχείο είναι:

$$V_{Rd,s}^{tot} = V_{Rd,s}^o + V_{Rd,s}^n \quad (5.2)$$

Όπου $V_{Rd,s}^o$ και $V_{Rd,s}^n$ οι τέμνουσες που παραλαμβάνει ο οπλισμός διάτμησης του αρχικού και του τελικού στοιχείου αντίστοιχα.

Στην περίπτωση τοποθέτησης εξωτερικού οπλισμού από χάλυβα ή ινοπλισμένα πολυμερή η συνολική τέμνουσα που θα αναλάβει ο κάθε στοιχείο είναι :

$$V_{Rd,s}^{tot} = V_{Rd,s}^o + V_{jd} \quad (5.3)$$

Όπου V_{jd} η τέμνουσα που αναλαμβάνει ο νέος εξωτερικός οπλισμός και δίνεται από την εξίσωση 8.13 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.:

$$V_{jd} = \sigma_{jd} \rho_j b_w h_{j,ef} (\cot\theta + \cot\alpha) \sin^2\alpha \quad (5.4)$$

➤ Επεμβάσεις στα Τοιχώματα

Σύμφωνα με την παράγραφο 8.4.2.2. του Κανονισμού η ενίσχυση της φέρουσας ικανότητας σε τέμνουσα τοιχωμάτων γίνεται ομοίως με τα ραβδόμορφα στοιχεία, είτε με μανδύες είτε με εξωτερικά στοιχεία από χάλυβα ή ινοπλισμένα πολυμερή, ανάλογα με τον λόγο για τον οποίον αστοχούν: διαρροή των συνδετήρων, αστοχία κορμού σε λοξή θλίψη, διατμητική ολίσθηση, κοντά τοιχώματα.

Σύμφωνα με το Παράρτημα 7Γ του Κανονισμού η διατμητική αντοχή όπως καθορίζεται από την διαρροή των συνδετήρων V_R (εξίσωση Γ.1 του παραρτήματος), δεν μπορεί να ξεπεράσει την οριακή τιμή που αντιστοιχεί στην αστοχία του κορμού σε λοξή θλίψη, $V_{R,max}$ (εξισώσεις Γ.4 και Γ.5 του Παραρτήματος).

Στα τοιχώματα εξετάζεται και το φαινόμενο ολίσθησης στην βάση ή και σε άλλες διατομές όπου είναι δυνατόν να διαρρεύσει ο οπλισμός έναντι κάμψης. Η τέμνουσα αντοχής σε ολίσθηση, $V_{R,SLS}$, (εξισώσεις Γ.6, Γ.14), δεν απαιτείται να υπολογίζεται σε τοιχώματα όπου η διατμητική αστοχία προηγείται της διαρροής του οπλισμού κάμψης.

Για κοντά τοιχώματα, με χαμηλό λόγο διάτμησης, θα πρέπει να ελέγχεται η αντοχή $V_{R,squat}$ η οποία αθροίζει την συνεισφορά του σκυροδέματος και την συνεισφορά του οπλισμού.

Συγκεντρωτικά το Παράρτημα αναφέρει ότι για τον υπολογισμό της τελικής τέμνουσας αντοχής λαμβάνεται υπόψιν:

- A) για λόγο διάτμησης $\alpha_s < 1$: η μικρότερη τιμή από $V_{R,squat}$ και $V_{R,SLS}$
- B) για λόγο διάτμησης $1.0 < \alpha_s < 1.2$: η μικρότερη τιμή από V_R , $V_{R,max}$, $V_{R,squat}$ και $V_{R,SLS}$
- Γ) για λόγο διάτμησης $\alpha_s > 1.2$: η μικρότερη τιμή από V_R , $V_{R,max}$, $V_{R,SLS}$

➤ Εμφάτνωση πλαισίων και προσθήκη νέων παράπλευρων τοιχωμάτων

Κατά το κεφάλαιο 8.5 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. η εμφάτνωση περιλαμβάνει πλήρωση επιλεγμένων πλαισίων με τοιχώματα ή με ράβδους δικτύωσης για την αύξηση της δυσκαμψίας και της σεισμικής αντίστασης του φορέα. Σύμφωνα με τα σχόλια της παρ. 8.5.1 προτείνεται η μέθοδος να εφαρμόζεται κατακόρυφα σε όλο το ύψος της κατακόρυφης σειράς των πλαισίων. Πρέπει να ελέγχεται η επιρροή των νέων στοιχείων στα υπάρχοντα φέροντα στοιχεία, στις καθιζήσεις και στην θεμελίωση του φορέα και να ελέγχεται η στροφή του θεμελίου του νέου στοιχείου.

Για την εμφάτνωση πλαισίου με πάχος μικρότερο ή ίσο της δοκού η τέμνουσα που παραλαμβάνει το φάτνωμα δίνεται από την σχέση 8.27 του Κανονισμού.

$$F_s = F_s - 2V_{Rc}/\gamma_{sd} \quad (5.5)$$

Όπου

V_s : η συνολική τέμνουσα που παραλαμβάνει το νέο τοίχωμα

V_{Rc} : η τέμνουσα αντοχής του κάθε κρυφουποστυλώματος

γ_{sd} : συντελεστής αβεβαιότητας προσομοιώματος

Ελέγχεται το νέο τοίχωμα σε θλίψη του διαγώνιου θλιπτήρα και σε διάτμηση στις διεπιφάνειες σύνδεσης νέου και υφιστάμενων στοιχείων. Η όπλιση του κορμού και των ακραίων υποστυλωμάτων γίνεται κατά τις διατάξεις του ΕΚ 2 και ΕΚ8.

Στο κεφάλαιο 8.6 αναφέρεται η μέθοδος ενίσχυσης του κτιρίου με την προσθήκη νέων παράπλευρων τοιχωμάτων. Σε κάθε περίπτωση τα νέα στοιχεία πρέπει να συνδέονται επαρκώς με τα υφιστάμενα μέλη ώστε να επιτυγχάνεται η μεταφορά των σεισμικών δράσεων. Η θεμελίωση των νέων στοιχείων προτείνεται να συνδέεται με την νέα και πρέπει να γίνεται έλεγχος της στροφής του θεμελίου.

5.4 Αποτίμηση κατασκευής

Σύμφωνα με τα παραπάνω η αποτίμηση και η ενίσχυση του κτιρίου, πρέπει να ικανοποιούν κατ' ελάχιστον τις απαιτήσεις της στάθμης Γ1 με $a_g/a_{g,ref}=1$ και πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια, ή τις απαιτήσεις της στάθμης Β2 για την οποία ισχύει $a_g/a_{g,ref} = 0,60$ και πιθανότητα υπέρβασης 30% στα 50 χρόνια (η οποία αποτελεί την στάθμη πάνω από την ελάχιστη βασική σεισμική κλάση). Στις αναλύσεις διαπιστώθηκε ότι τα μέλη δεν αστοχούν στον έλεγχο γωνία στροφής χορδής, αλλά αστοχούν ψαθυρά σε διάτμηση.

Πίνακας 5.6: Αστοχίες μελών έναντι διάτμησης

Μέλος	Όροφος	Λόγος: Απαίτηση/Ικανότητα	
		Στάθμη Γ1	Στάθμη Β2
K1	1	1,01	
K2	1	1,51	1,21
K2	2	1,04	
K3	1	1,3	1,01
K3	2	1,33	
K4	1	1,23	
T _{6a}	1	3,38	1,46
T _{6a}	2	2,24	1,81
T _{6a}	3	2,18	1,53
T _{6a}	4	1,05	1,03
T _{6b}	1	1,98	1,55
T _{6b}	2	2,27	1,8
T _{6b}	3	2,17	1,43
T _{6b}	4		1,15
T7	1	4,09	3,32
T7	2	2,79	1,95
T7	3	2,16	1,51
T7	4	1,9	1,22
K11	1	1,07	
K13	1	1,11	

5.5 Εφαρμογή Μέτρων Ενίσχυσης

Για τα κατακόρυφα στοιχεία του κτιρίου που αστοχούν γίνεται η επιλογή να εφαρμοστεί στρώσεις ΙΟΠ καθώς κατασκευαστικά είναι πιο εύκολη η εφαρμογή τους συγκριτικά με του μανδύες Ω.Σ. Επίσης η εφαρμογή ΙΟΠ αποτελεί την καταλληλότερη λύση για τα τοιχώματα του φρεατίου του ασανσέρ ώστε να μην μειωθούν οι εσωτερικές διαστάσεις αυτού. Η εφαρμογή του υφάσματος στα τοιχώματα του ασανσέρ θα διακόπτεται κατ' ανάγκη στις θέσεις των οδηγών του φρεατίου ασανσέρ (~ ανά 1,20 μ).

Για την εργασία επιλέγεται ΙΟΠ με ίνες άνθρακα της εταιρείας SikaWrap® Hex-103 C (Sika, 2019), με τα τεχνικά χαρακτηριστικά όπως φαίνεται στην παρακάτω εικόνα.

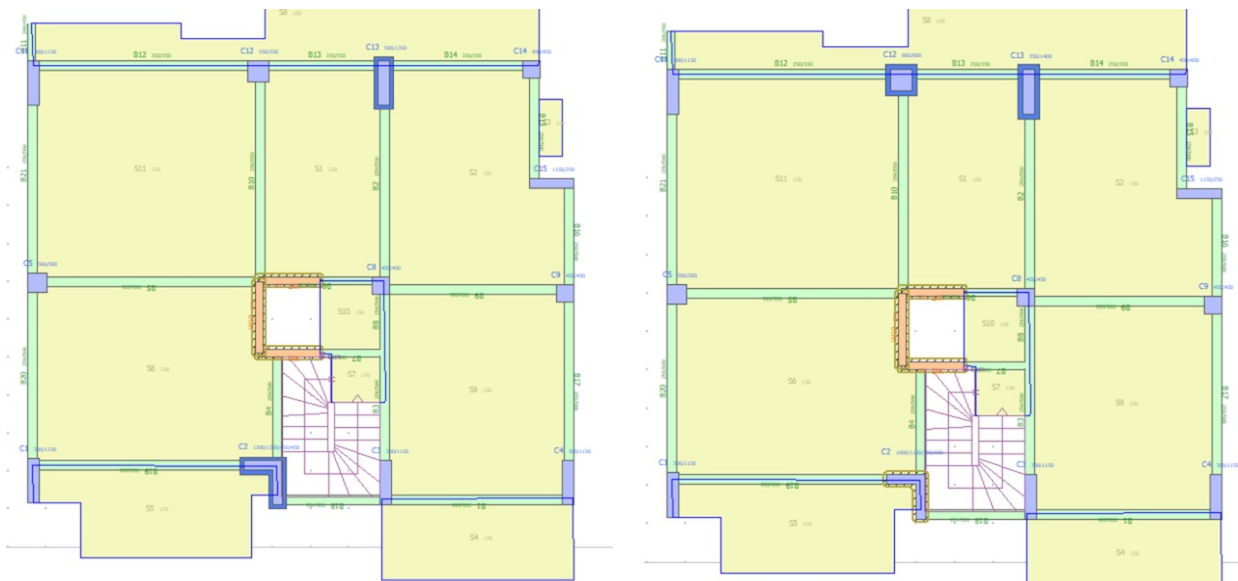
Technical Data	
SikaWrapB® Hex 103C	
Company Name: Sika	
Type: Carbon	
Fiber Orientation: 0° (uniaxial)	
Application: Dry/Wet	
Resin: Sikadur® 300, Sikadur® Hex 300 or Sikadur® 301	
Typical Fiber Properties (nominal values)	
Fiber Thickness (mm)	0,3400
Tensile Strength (MPa)	3793,0
Tensile Modulus (MPa)	234500,0
Elongation (%)	1,50
Weight (gr/m ²)	618,0
Cured Laminate Properties (design values)	
Fiber Thickness (mm)	1,0160
Tensile Strength (MPa)	1055,0
Tensile Modulus (MPa)	64828,0
Elongation (%)	1,00

Σχήμα 5.4: Τεχνικά χαρακτηριστικά ανθρακοϋφάσματος

Αρχικά εφαρμόστηκε 1 στρώση ΙΟΠ στα υποστυλώματα που αστοχούν και έγινε η ανάλυση για την στάθμη Β2. Διαπιστώθηκε ότι τα τοιχώματα συνεχίζουν να αστοχούν, ενώ η αύξηση των στρώσεων του υφάσματος στα στοιχεία δεν οδήγησε σε σημαντική βελτίωση του λόγου Απαίτηση / Ικανότητα. Συμπεραίνεται ότι πριν από την διαρροή των συνδετήρων τα τοιχώματα αστοχούν από άλλη αιτία, όπως περιγράφηκαν σε παραπάνω παράγραφο. Για αυτόν τον λόγο για την επίτευξη των στόχων Β2 και Γ1 θα πρέπει να γίνει ανακατανομή της έντασης. Τα τοιχώματα πρέπει να «ελαφρυνθούν» καμπτικά, και αυτό μπορεί να γίνει με την εφαρμογή μανδύων σε κατάλληλα υποστυλώματα της κάτοψης.

- Στάθμη Β2

Για την Στάθμη Β2 παρουσιάζονται οι παρακάτω προτάσεις – λύσεις. Επίσης παρουσιάζονται τα αποτελέσματα και για την στάθμη Γ1 για λόγους σύγκρισης.



(α) Πρόταση Α

(β) Πρόταση Β

Σχήμα 5.5: Προτεινόμενα μέτρα ενίσχυσης (κάτοψη ισογείου)_ Στάθμη Β2

- Πρόταση Α: Εφαρμογή 1 στρώσης ΙΟΠ στα τοιχώματα του φρεατίου καθ' ύψος και μανδύες στα υποστυλώματα Κ2 και Κ13 του ισογείου
- Πρόταση Β: Εφαρμογή 1 στρώσης ΙΟΠ στα τοιχώματα του φρεατίου καθ' ύψος, εφαρμογή 1 στρώσης ΙΟΠ στο υποστύλωμα Κ2 του ισογείου και μανδύα στα υποστυλώματα Κ13 και Κ12 του ισογείου

Πίνακας 5.7: Αποτελέσματα ενίσχυσης στα μέλη που αστοχούσαν
Πρόταση Α

Μέλος	Όροφος	Λόγος: Απαίτηση/Ικανότητα		Στρώσεις ΙΟΠ
		Στάθμη Β2	Στάθμη Γ1	
Κ1	1		0,87	
Κ2	1	0,52	0,96	(Μανδύας)
Κ2	2		1,00	
Κ3	1	0,88	1,12	
Κ3	2		1,32	
Κ4	1		1,08	
Τ6 _α	1	0,88	1,15	1
Τ6 _α	2	0,95	1,24	1
Τ6 _α	3	0,81	1,07	1
Τ6 _α	4	0,54	0,70	1
Τ6 _β	1	0,88	1,10	1
Τ6 _β	2	0,95	1,24	1
Τ6 _β	3	0,74	1,04	1
Τ6 _β	4	0,51		1

T7	1	0,85	1,13	1
T7	2	0,77	1,18	1
T7	3	0,59	0,85	1
T7	4	0,53	0,79	1
K11	1		0,95	
K13	1		0,64	(Μανδύας)

Πίνακας 5.8: Αποτελέσματα ενίσχυσης στα μέλη που αστοχούσαν Πρόταση Β

Μέλος	Όροφος	Λόγος: Απαιτήση/Ικανότητα		Στρώσεις ΙΟΠ
		Στάθμη Β2	Στάθμη Γ1	
K1	1		0,99	
K2	1	0,73	0,85	1
K2	2		1,08	
K3	1	0,95	1,2	
K3	2		1,33	
K4	1		1,08	
T6 _a	1	0,82	1,03	1
T6 _a	2	0,83	1,13	1
T6 _a	3	0,67	0,94	1
T6 _a	4	0,43	0,62	1
T6 _b	1	0,94	1,17	1
T6 _b	2	0,91	1,21	1
T6 _b	3	0,72	0,99	1
T6 _b	4	0,5		1
T7	1	0,98	1,21	1
T7	2	0,94	1,28	1
T7	3	0,61	0,88	1
T7	4	0,52	0,76	1
K11	1		0,98	
K12	1			(Μανδύας)
K13	1		0,63	(Μανδύας)

Από τις παραπάνω προτάσεις προτείνεται η πρόταση Α καθώς προβλέπονται επεμβάσεις σε μικρότερο αριθμό δομικών στοιχείων.

- Στάθμη Γ1

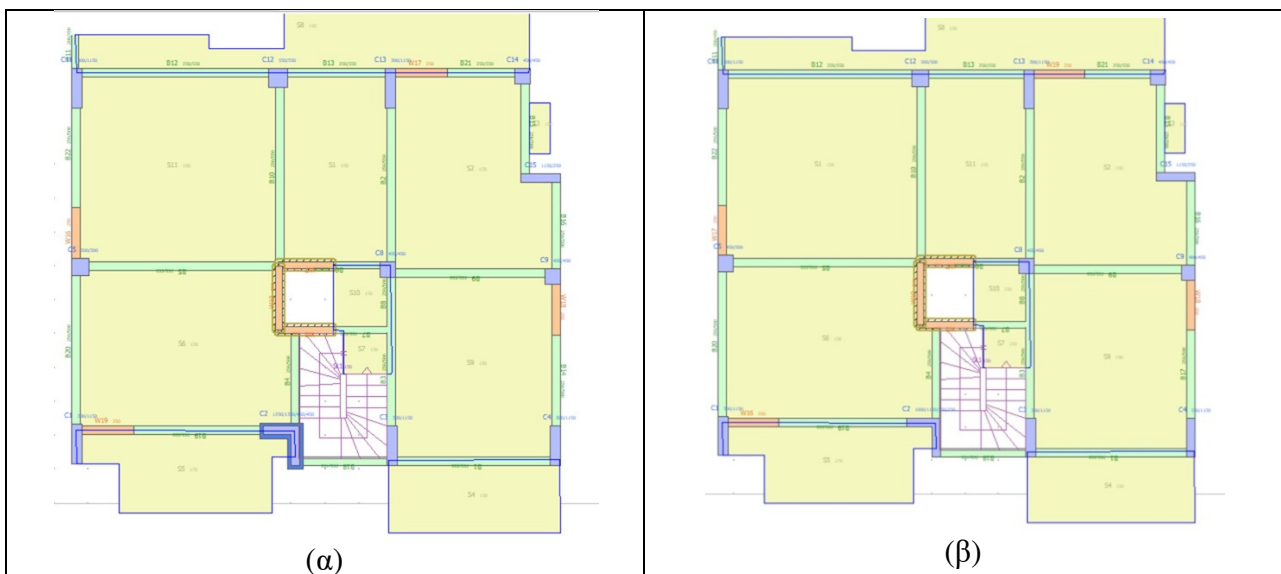
Για την στάθμη Γ1 οι απαιτήσεις ενίσχυσης είναι υψηλές. Με την διαδικασία trial and error έγιναν δοκιμές στο λογισμικό ώστε να βρεθεί η κατάλληλη λύση. Η λύση που διαπιστώθηκε ότι μπορεί να προταθεί ώστε να εξασφαλίζονται οι απαιτήσεις της στάθμης Γ1 και να μην αστοχούν τα τοιχώματα του ασανσέρ, είναι η προσθήκη παράπλευρων τοιχωμάτων, 2 τοιχώματα ανά

διεύθυνση, στο ισόγειο και στον Α' όροφο, εφαρμογή μανδύα στο υποστύλωμα Κ2 του ισογείου και εφαρμογή ΙΟΠ στο φρεάτιο του ασανσέρ σε όλους τους ορόφους.

Η λύση αυτή οδηγεί στην ενίσχυση του συνόλου του κτιρίου και όχι μεμονωμένων μελών. Η προσθήκη νέων φερόντων στοιχείων και η εμφάνιση των πλαισίων οδηγούν σε ανακατανομή της έντασης και στην «ελάφρυνση» των υφιστάμενων προβληματικών στοιχείων. Η δυσκαμψία του κτιρίου αυξάνεται και μειώνονται οι μετακινήσεις έναντι πλευρικής καταπόνησης.

Στα μειονεκτήματα της μεθόδου περιλαμβάνεται το γεγονός ότι προστίθεται σημαντικό βάρος στην κατασκευή. Επίσης είναι κατασκευαστικά απαιτητική λύση, ιδιαίτερα η σύνδεση των νέων τοιχωμάτων με τις υφιστάμενες δοκούς και υποστυλώματα. Θα πρέπει να διερευνηθεί περαιτέρω πως επιδρά στην δυσκαμψία και στην στρέψη του φορέα και πως επηρεάζεται η διαφραγματική λειτουργία των πατωμάτων.

Τέλος στις δοκιμές που έγιναν στο Seisbuild διαπιστώνεται ότι δεν αναιρείται η απαίτηση εφαρμογής του κοστοβόρου ΙΟΠ στο φρεάτιο του ασανσέρ (ακόμα και στην περίπτωση που τα τοιχώματα προστεθούν και στους 4 ορόφους).



Σχήμα 5.6: Προτεινόμενα μέτρα ενίσχυσης (α) κάτοψη ισογ., (β) κάτοψη Α' ορόφου_Στάθμη Γ1

Πίνακας 5.9: Αποτελέσματα ενίσχυσης στα μέλη που αστοχούσαν

		Λόγος: Απαίτηση/Ικανότητα	
Μέλος	Όροφος	Στάθμη Γ1	Στρώσεις ΙΟΠ
K1	1	0,72	
K2	1	0,82	(Μανδύας)
K2	2	0,81	
K3	1	0,84	
K3	2	0,82	
K4	1	0,81	
T6 _a	1	0,79	1
T6 _a	2	0,68	1
T6 _a	3	0,98	1
T6 _a	4	0,77	1
T6 _b	1	0,81	1
T6 _b	2	0,72	1
T6 _b	3	1,02 (οριακή αστοχία)	1
T6 _b	4		1
T7	1	0,89	1
T7	2	0,86	1
T7	3	0,84	1
T7	4	0,70	1
K11	1	0,74	
K13	1	0,94	

6 Τεχνική περιγραφή και εκτίμησης κόστους

Το κεφάλαιο αυτό παραθέτει μία συνοπτική περιγραφή για την μεθοδολογία εφαρμογής των ΙΟΠ και των μανδυνών. Η περιγραφή στηρίζεται στις Ελληνικές Τεχνικές Προδιαγραφές - ΕΤΕΠ (ΦΕΚ 6366Β/ 2022 και ΦΕΚ 2221Β /2012), οι οποίες περιέχουν αναλυτικές και εκτενείς οδηγίες, για τον μελετητή και τον κατασκευαστή.

Για την εκτίμηση του κόστους χρησιμοποιήθηκαν τιμές από κατάλληλα υλικά. Οι τιμές προέρχονται από ιστοσελίδες εμπορίου και χρησιμοποιούνται με επιφύλαξη ως προς την ακρίβεια (πχ ανάλογα με την εταιρεία του υλικού που θα επιλεγεί, διαφοροποίηση τιμών μεταξύ καταστημάτων, επικαιροποίηση τιμών κλπ). Για λοιπές εργασίες χρησιμοποιήθηκε και το περιγραφικό τιμολόγιο οικοδομικών έργων από την ιστοσελίδα «<https://www.ggde.gr>».

Εν συνεχεία θα γίνει εκτίμηση του κόστους των προτάσεων του κεφαλαίου 5 για την στάθμη Β2.

6.1 Ενίσχυση με ΙΟΠ

6.1.1 Τεχνική περιγραφή

Η ενίσχυση μελών με ΙΟΠ γίνεται σύμφωνα με την Ελληνική Τεχνική Προδιαγραφή (ΕΛΟΤ) ΤΠ 1501-14-01-08-01 (ΦΕΚ 6366Β/ 2022) «Ενίσχυση – αποκατάσταση κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα με επικόλληση υφασμάτων από ινοπλισμένα πολυμερή (υφάσματα FRP)». Ακολουθούν συνοπτικά τα βήματα της τεχνικής προδιαγραφής:

- Προετοιμασία επιφάνειας σκυροδέματος:

Η επιφάνεια του σκυροδέματος για την εφαρμογή του FRP πρέπει να είναι επίπεδη, χωρίς εξάρσεις. Αρχικά, αφαιρούνται τα επιχρίσματα ώστε να αποκαλυφθεί η επιφάνεια του υποκείμενου σκυροδέματος. Η διαδικασία αυτή γίνεται σύμφωνα με την ΕΛΟΤ ΤΟ 1501-14-01-01-01: «Καθαρισμός επιφανείας σκυροδέματος από αποσαθρώσεις ή ξένα υλικά».

Αν προβλέπεται από την μελέτη αποφορτίζονται προσωρινά τα δομικά στοιχεία.

Καθαρίζεται η επιφάνεια του με σμυριδόπετρα (ΕΛΟΤ 1501-14-01-01-02: «Προετοιμασία επιφανείας σκυροδέματος για επεμβάσεις επισκευών και ενισχύσεων»), για την απομάκρυνση τυχόν χαλαρών τμημάτων και να αποκαλυφθούν τα αδρανή.

Η σκόνη αφαιρείται είτε με φύσημα με πεπιεσμένο αέρα είτε με αντλία κενού.

Εξάρσεις εξομαλύνονται με ελαφρές αερόσφυρες ή ηλεκτρόσφυρες, και βαθουλώματα αποκαθίστανται με εποξειδικό στόκο ή επισκευαστικό τσιμεντοειδές κονίαμα (το οποίο προτείνεται εάν το πάχος πλήρωσης είναι μεγαλύτερο από 5mm).

Προετοιμάζεται το δομικό μέλος – καμπύλωση των ακμών σύμφωνα με τις προδιαγραφές του κατασκευαστή. Η διαδικασία αυτή πρέπει να γίνεται με ελαφρύ εξοπλισμό για να αποφευχθεί η διατάραξη του στοιχείου.

Μετράται η θερμοκρασία του μέλους για να ελεγχθεί αν πληρούνται οι προϋποθέσεις, όπως τίθενται από τον κατασκευαστή, για την εφαρμογή της εποξειδικής ρητίνης.

Μετράται η υγρασία του μέλους για να ελεγχθεί αν πληρούνται οι προϋποθέσεις, όπως τίθενται από τον κατασκευαστή, για την εφαρμογή του εποξειδικού συγκολλητικού.

- Εφαρμογή υφάσματος:

Το σκυρόδεμα επαλείφεται με υλικό υποστρώματος (αστάρι) συμβατό με την ρητίνη.

Το ύφασμα κόβεται στις επιθυμητές διαστάσεις.

Η επιφάνεια του σκυροδέματος επαλείφεται με θιξοτροπική κόλλα (επικόλληση υφασμάτων σε ξηρή κατάσταση), αφού στεγνώσει το υπόστρωμα. Η επικόλληση του υφάσματος σε ξηρή κατάσταση επιτρέπεται για το επιλεγμένο ανθρακοϋφασμα της μελέτης.

Η εφαρμογή του υφάσματος γίνεται με τα χέρια με ταυτόχρονη συμπίεση με ρολό ώστε να απορριφθεί η πλεονάζουσα κόλλα.

Το ύφασμα εφαρμόζεται με υπερκάλυψη. Πρέπει να αποφεύγεται οι πτυχώσεις του υφάσματος και να επιδιώκεται η διατήρηση της ευθυγραμμίας των ινών.

Ακολουθεί ο εμποτισμός του υφάσματος με ρητίνη με πλαστικό ρολό, έως η εποξειδική ρητίνη διαποτίσει το ύφασμα. Το ρολό πρέπει να κινείται προς μία κατεύθυνση και όχι εμπρός – πίσω, ώστε να αποφευχθεί η χαλάρωση του FRP και η δημιουργία πτυχώσεων.

Επανάληψη διαδικασίας (εφαρμογή της εποξειδικής κόλλας) εάν απαιτούνται πολλαπλές στρώσεις.

Επιπλέον τοποθετείται πάνω στο ύφασμα τελική στρώση εποξειδικής κόλλας, και προτού σκληρυνθεί η στρώση αυτή πραγματοποιείται «πασπάλισμα» με χαλαζιακή άμμο μεγέθους κόκκου 0,5 έως 1 mm, ώστε να δημιουργείται κατάλληλη επιφάνεια για τα επιχρίσματα (ποσότητα 1 kg ανά m^2).

Τέλος αποσύρονται τα μέτρα υποστήριξης ώστε το στοιχείο να φέρει όλα τα φορτία και ακολουθούν τα μέτρα αποκατάστασης της ανωδομής τοίχοι κλπ.



Σχήμα 6.1: Παράδειγμα εφαρμογής

6.1.2 Ανάλυση τιμών εργασιών

Πίνακας 6.1: Ανάλυση τιμών εργασιών για την εφαρμογή ΙΟΠ

Ανάλυση Εργασίας	Κόστος €/m ²
Καθαίρεση επιχρισμάτων (ΟΙΚ 2252)	5,60
Εποξειδικός στόκος, Τιμή εμπορίου: 14,40 €/ kg Κατανάλωση: 1,35 kg /m ² /mm	15
Ρητίνη ασταρώματος και εμποτισμού: Τιμή εμπορίου: 81 € η συσκευασία των 5 kg, Κατανάλωση μαζί με την στρώση ασταρώματος: 1,0-1,50 kg/m ² /στρώση	24,30
Ανθρακούφασμα	85
Εποξειδική Ρητίνη, Τιμή εμπορίου: 81 €/kg η συσκευασία των 5 kg, Κατανάλωση: 0,8 kg/m ² /mm	12,96 ανά στρώση πάχους 1mm
Χαλαζιακή άμμος (14 € η συσκευασία των 25 kg)	0,60
Για εργασία διάρκειας 1,5 h (κατά εκτίμηση)	40
Σύνολο (ανά τετραγωνικό μέτρο ΙΟΠ):	183,46

6.2 Ενίσχυση με Μανδύα Ο.Σ.

6.2.1 Τεχνική περιγραφή

Τα βήματα που παρουσιάζονται στην παρακάτω παράγραφο είναι σύμφωνα με την ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-14-01-14-00 (ΦΕΚ 2221B /2012) «Ενισχύσεις - αποκαταστάσεις κατασκευών από σκυρόδεμα με μανδύα εκτοξευομένου σκυροδέματος». Συνοπτικά, η μεθοδολογία περιλαμβάνει:

- Προετοιμασία επιφάνειας σκυροδέματος. Η προετοιμασία γίνεται σύμφωνα με την ΕΛΟΤ 1501-14-01-01-02. Περιλαμβάνει:

Αποφόρτιση δομικών στοιχείων.

Αφαίρεση επιχρισμάτων τα επιχρίσματα ώστε να αποκαλυφθεί η επιφάνεια του υποκείμενου σκυροδέματος. Απομακρύνονται τυχόν χημικές ουσίες, λάδια κλπ.

Εκτρέχυνση της επιφάνειας του σκυροδέματος ώστε να δημιουργηθούν ευνοϊκές συνθήκες για την συνάφεια μεταξύ νέου και παλιού υλικού. Το απαιτούμενο βάθος των εξαρμάτων ορίζεται από την μελέτη.

- Εκτόξευση σκυροδέματος

Αφού τοποθετηθούν οι οπλισμοί του μανδύα κατά την μελέτη εκτοξεύεται το σκυρόδεμα, με τρόπο ώστε να τηρούνται οι αναλογίες στο μίγμα, να μην υπάρχουν εμφράξεις και να διατηρείται σταθερή ροή στο ακροφύσιο. Η θερμοκρασία του μίγματος και του περιβάλλοντος χώρου πρέπει να είναι μεταξύ 50 και 350 C. Η ταχύτητα εκτόξευσης και η απόσταση του ακροφυσίου από την επιφάνεια πρέπει να είναι τέτοιες ώστε η βελτιστοποιείται η συμπίκνωση και η πρόσφυση και να αποφεύγεται η αναπήδηση. Κάθε στρώση θα δομείται με κατεύθυνση

από τα κατώτερα τμήματα προς τα ανώτερα με επάλληλες κυκλικές ή ελλειπτικές κινήσεις του ακροφυσίου.

Σε κάθε στρώση δεν πρέπει να τοποθετείται περισσότερο υλικό από αυτό που μπορεί να προσκολληθεί με ασφάλεια. Σε κατακόρυφες στρώσεις όταν συμπεριλαμβάνονται οπλισμοί αυτοί πρέπει να καλύπτονται τουλάχιστον 25 mm.

6.2.2 Ανάλυση τιμών εργασιών

Πίνακας 6.2: Ανάλυση τιμών εργασιών για την εφαρμογή μανδύα

Ανάλυση εργασίας	Κόστος
Καθαίρεση επιχρισμάτων (ΟΙΚ 2252)	5,60 €/m ²
Χαλύβδινοι οπλισμοί κατηγορίας B500C (S500s) (ΟΙΚ 3873)	1,07 €/kg
Προμήθεια, μεταφορά επί τόπου, διάστρωση και συμπύκνωση σκυροδέματος για κατασκευές από σκυρόδεμα C20/25 (ΟΙΚ 3215)	95 €/m ³
Εργασία σε ώρες τεχνίτη κατά εκτίμηση	26 €/h

Για την εφαρμογή των μέτρων ενίσχυσης θα πρέπει να ληφθούν υπόψιν τα παρακάτω κόστη.

Πίνακας 6.3: Ανάλυση τιμών λοιπών οικοδομικών εργασιών

Ανάλυση εργασίας	Κόστος
Καθαίρεση πλινθοδομών (ΟΙΚ 2222)	15,70 €/m ³
Ικριώματα σιδηρά, σωληνωτά (ΟΙΚ 2303)	5,60 €/m ²
Τοίχος πάχους μίας πλίνθους , μπατικοί τοίχοι (ΟΙΚ 4623.1)	33,50 €/m ²
Γραμμικά διαζώματα (σενάζ) μπατικών τοίχων (ΟΙΚ 3213)	19,70 €/m
Επιχρίσματα τριπτά ή πατητά με τσιμεντοκονίαμα (ΟΙΚ 7122)	14,00 €/m ²
Σπατουλάρισμα προετοιμασμένων επιφανειών (ΟΙΚ 7737)	3,40 €/m ²
Αστάρι	2,80 €/m ²
Χρωματισμοί εξωτερικών επιφανειών με χρήση χρωμάτων, ακρυλικής ή στυρενιο-ακρυλικής βάσεως.(ΟΙΚ 7785.1)	10,10 €/m ²

6.3 Εκτίμηση κόστους προτάσεων – Στάθμη Β2

Στην παρούσα παράγραφο εκτιμάται το κόστος των προτάσεων που προτάθηκαν στην παράγραφο 5.3.

- Πρόταση Α
 - Εφαρμογή ΙΟΠ: 22833,33 €

- Εφαρμογή μανδύα: 1866,07 €
 - Λοιπές οικοδομικές εργασίες: 4152,30 €
- Σύνολο: 28851,10 ευρώ

- Πρόταση Β

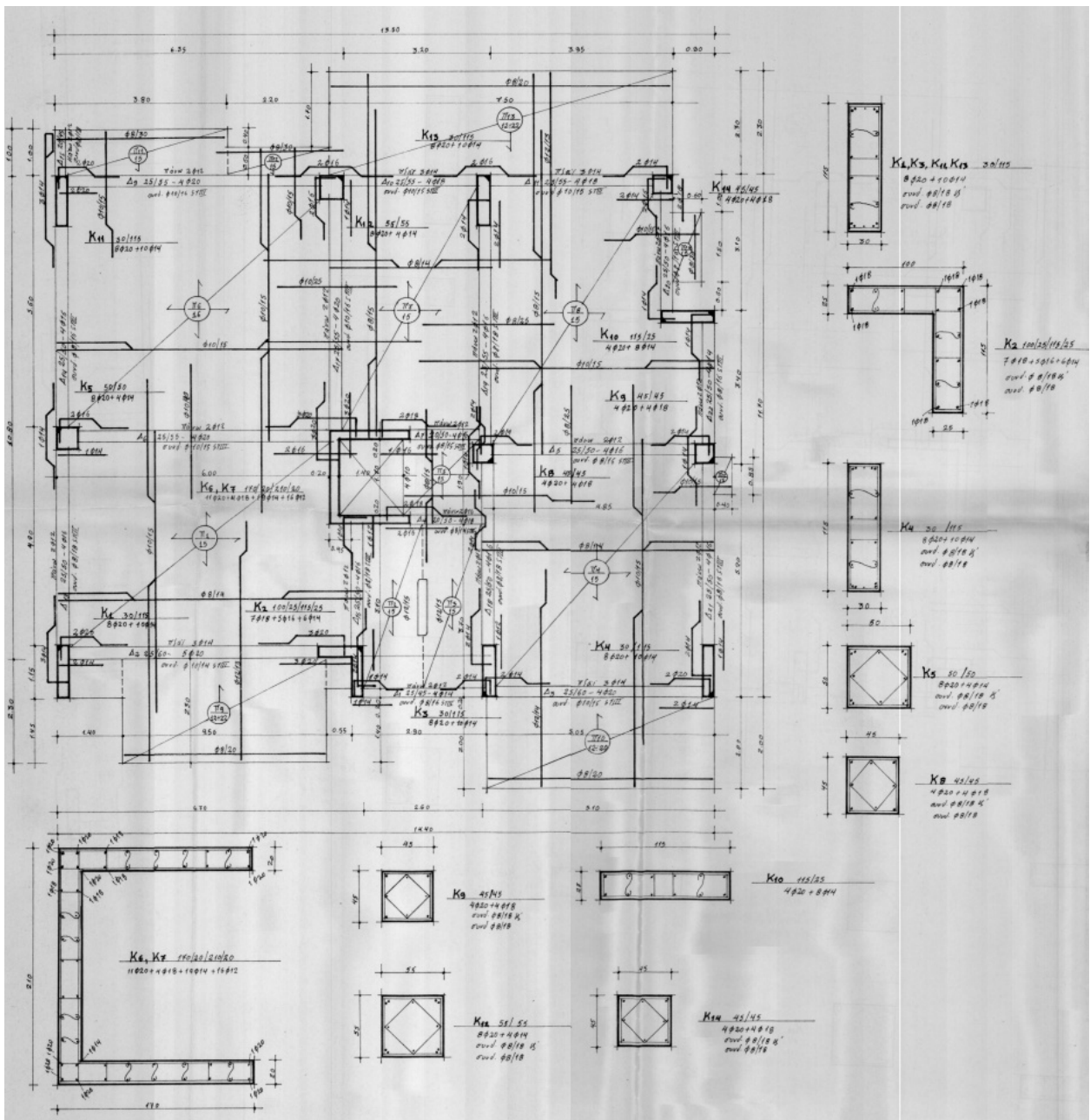
- Εφαρμογή ΙΟΠ: 25149,63 €
 - Εφαρμογή μανδύα: 1373,20 €
 - Λοιπές οικοδομικές εργασίες: 4108 €
- Σύνολο: 30630,83 ευρώ

Το υπολογισθέν κόστος θα πρέπει να αναθεωρηθεί περίπου 15% ώστε να ληφθούν υπόψη τα απρόβλεπτα των εργασιών.

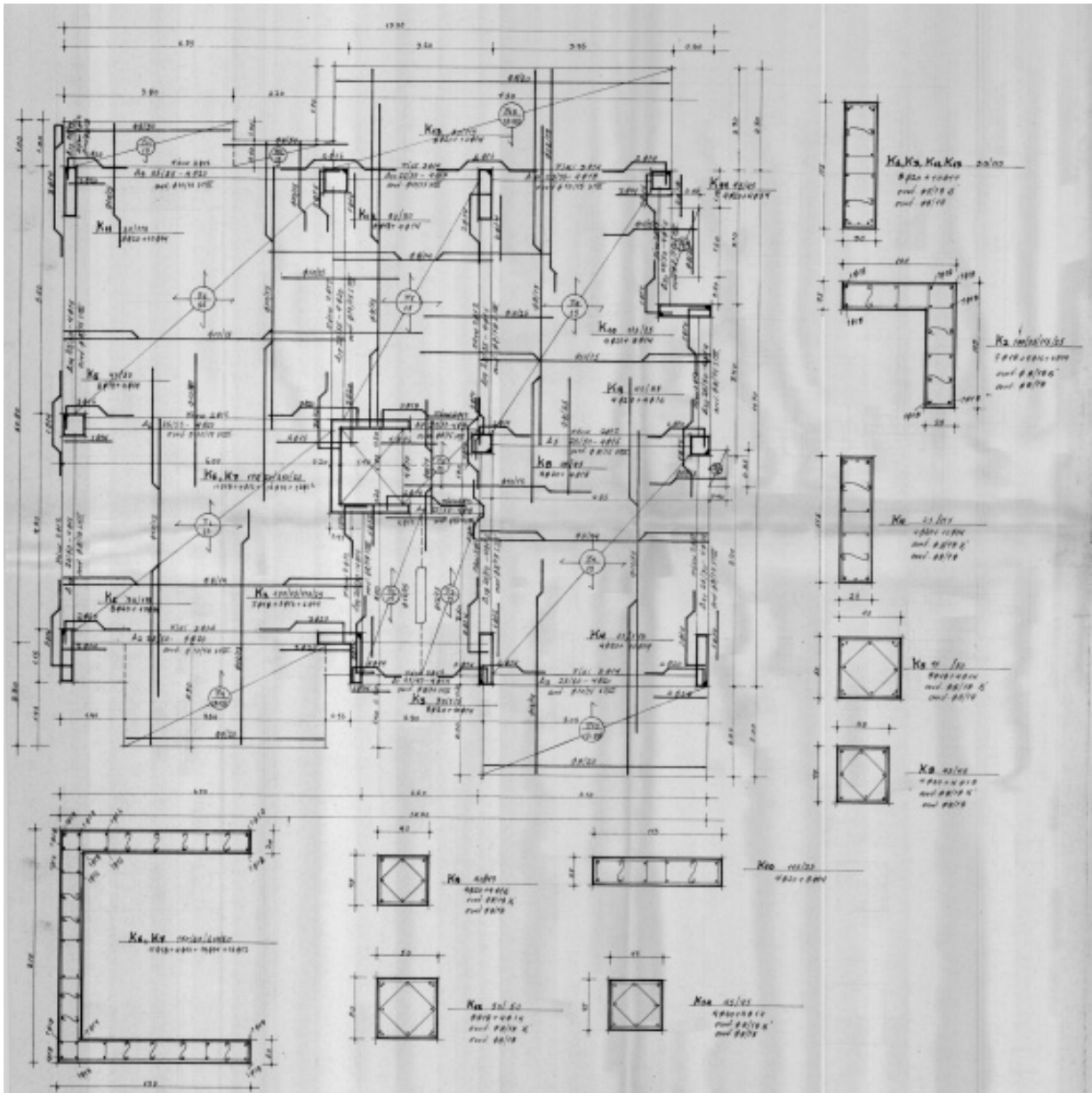
Βιβλιογραφία

1. Baltazopoulos G., Baraschino R., Iervolino I., Vamvatsikos D (2017), SPO2FRAG: Software for seismic fragility assessment based on static pushover. Bulletin of Earthquake Engineering. DOI: 10.1007/s10518-017-0145-3
2. Hilti (2023), «HIT-RE 500 V4 INJECTION MORTAR – Technical Datasheet», https://www.hilti.co.uk/medias/sys_master/documents/hcc/hde/9861783519262/Technical-data-sheet-for-HIT-RE-500-V4-injectable-mortar-in-concrete-Technical-information-ASSET-DOC-13527227.pdf
3. Knauf (2019), «Knauf Exterior Wall with Aquapanel Technology», Τεχνικό φυλλάδιο, https://www.aquapanel.com/fileadmin/user_upload/Downloads/Brochures/Exterior/KAQ_Exterior_Wall_Brochure_EN_LR_110319.pdf
4. Knauf, (2016), «Οροφές με γυψοσανίδες Knauf», Τεχνικό φυλλάδιο, <https://www.knauf.gr/systimata/anazitisi-systimaton/d11.html#vpDetails>
5. Seismosoft (2022) "SeismoBuild 2022 – A computer program for seismic assessment and retrofitting of RC structures." , <https://seismosoft.com>
6. Sika (2019), «Product Data Sheet Wrap Hex 103C», Τεχνικό φυλλάδιο, https://usa.sika.com/content/dam/dms/us01/v/sikawrap_hex-103c.pdf
7. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2013). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, με παραδείγματα εφαρμογής», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
8. Γαντές Χ., Βαμβάτσικος Δ., Θανόπουλος Π., Λιγνός Ξ., Σπηλιόπουλος Α, Καραφέρης Α. (2022), Σημειώσεις Μαθήματος: «Σιδηρές Κατασκευές Ι», Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα
9. Γαντές Χ., Βαμβάτσικος Δ., Θανόπουλος Π., Λιγνός Ξ., Σπηλιόπουλος Α, Καραφέρης Α. (2022), Σημειώσεις Μαθήματος: «Σιδηρές Κατασκευές ΙΙ», Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα
10. Έλαστρον (2020), «Θερμομονωτικά πάνελ πολυουρεθάνης», Προϊοντικό φυλλάδιο, https://www.elastron.gr/media/uploads_file/2023/01/16/p1gmsllqrh1b351c1b5i6mdp1mjr5.pdf
11. EN 1991-1-3 Ευρωκώδικας 1 (2003), «Δράσεις σε δομήματα – Μέρος 1-3: Γενικές Δράσεις – Δράσεις Χιονιού»
12. EN 1991-1-4:2005 + A1 Ευρωκώδικας 1 (2010), «Δράσεις σε δομήματα – Μέρος 1-4: Γενικές Δράσεις – Δράσεις Ανέμου»
13. EN 1993, Ευρωκώδικας 3 (2005), «Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα»
14. Ο.Α.Σ.Π. (2014), Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος, Εφημερίδα της Κυβέρνησης ΦΕΚ 405B/ 20-02-2014
15. Ο.Α.Σ.Π. (2022), «Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος Κτιρίων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα», 1^η αναθεώρηση, Εφημερίδα της Κυβέρνησης ΦΕΚ 3134B/21-6-2022
16. Ο.Α.Σ.Π. (2022), «Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ)», 3^η αναθεώρηση, Εφημερίδα της Κυβέρνησης ΦΕΚ 3197B/22-6-2022
17. Φύλλο Εφημερίδας Κυβερνήσεως (1999), «Έγκριση Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού», ΦΕΚ 2184B/ 20-12-1999
18. Φύλλο Εφημερίδας Κυβερνήσεως (2012), «Έγκριση τετρακοσίων σαράντα (440) Ελληνικών Τεχνικών Προδιαγραφών με υποχρεωτική εφαρμογή σε όλα τα δημόσια έργα», ΦΕΚ 2221B/2012

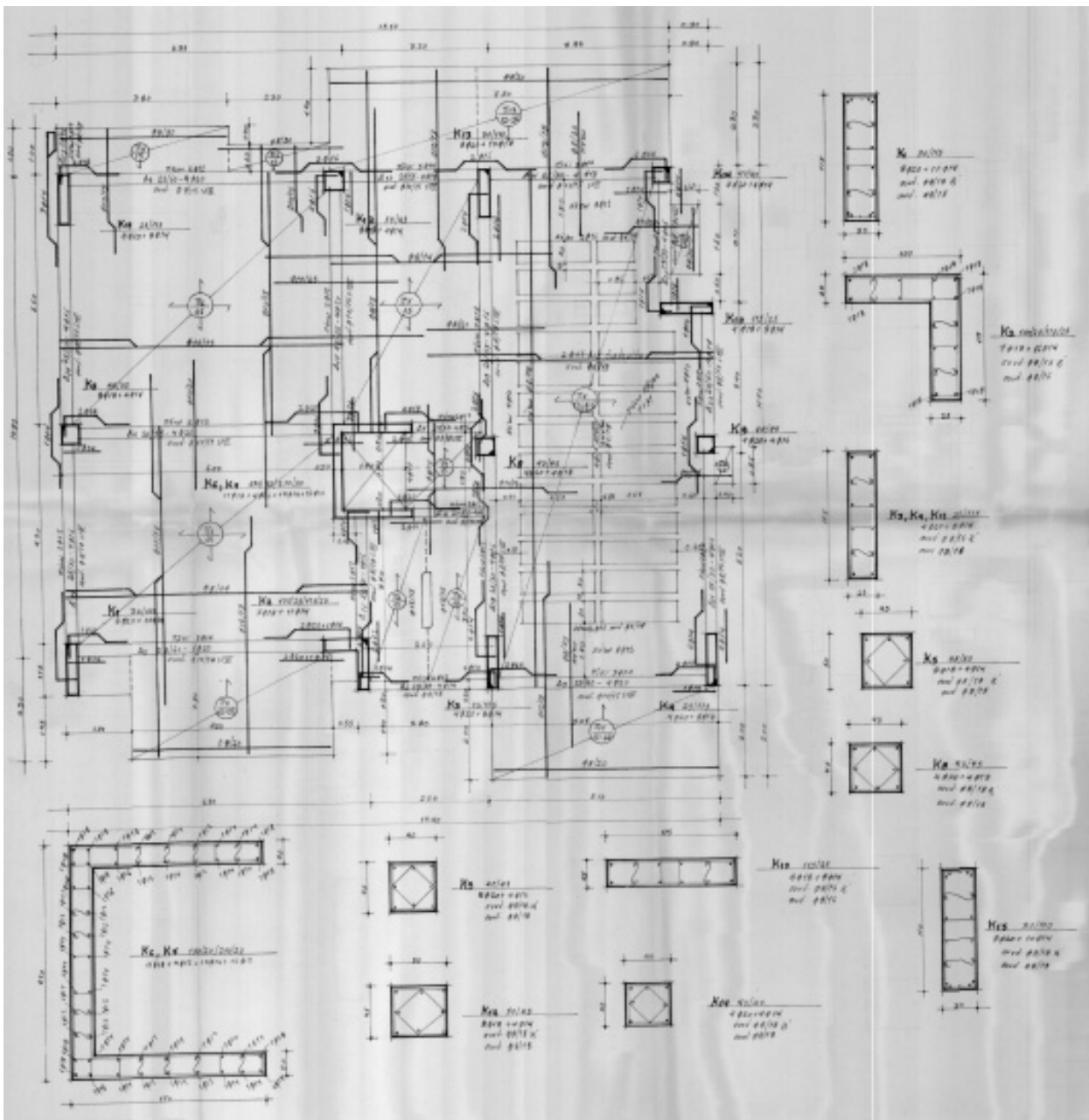
19. Φύλλο Εφημερίδας Κυβερνήσεως (2014), «Δελτίο Ελέγχου Δομικής Τρωτότητας Αυθαιρέτου Δ.Ε.ΔΟ.Τ.Α.», ΦΕΚ 405/20-02-2014
20. Φύλλο Εφημερίδας Κυβερνήσεως (2017), « Κανονισμός Περιγραφικών Τιμολογίων Εργασιών για δημόσιες συμβάσεις έργων», ΦΕΚ 1746B/ 19-05-2017
21. Φύλλο Εφημερίδας Κυβερνήσεως (2022), «Έγκριση εκατόν πενήντα τεσσάρων (154) Ελληνικών Τεχνικών Προδιαγραφών με υποχρεωτική εφαρμογή σε όλα τα δημόσια έργα και μελέτες», ΦΕΚ 6366B/15-12-2022



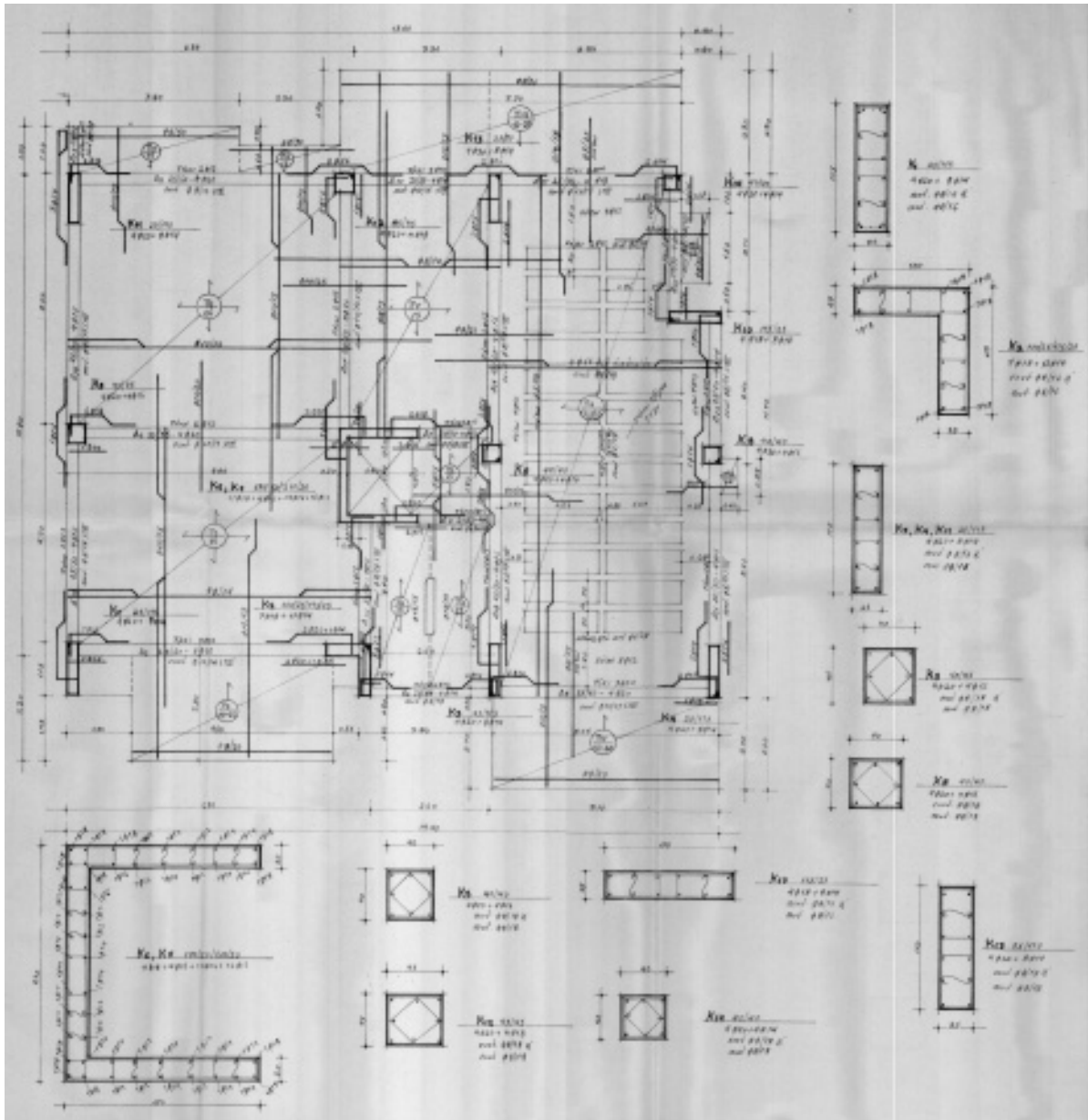
Σχήμα Α.2: Ευλότυπος Οροφής Ισογείου



Σχήμα Α.3: Ξυλότυπος Οροφής Α' Ορόφου



Σχήμα Α.4: Ξυλότυπος Οροφής Β' Ορόφου



Σχήμα Α.5: Ευλότυπος Οροφής Γ' Ορόφου

Παράρτημα Β : Επίλυση έδρασης υποστυλώματος



Hilti PROFIS Engineering 3.0.85


www.hilti.gr

Company:		Page:	1
Address:		Specifier:	
Phone Fax:		E-Mail:	
Design:	Concrete - May 16, 2023	Date:	5/16/2023
Fastening point:			

Specifier's comments:

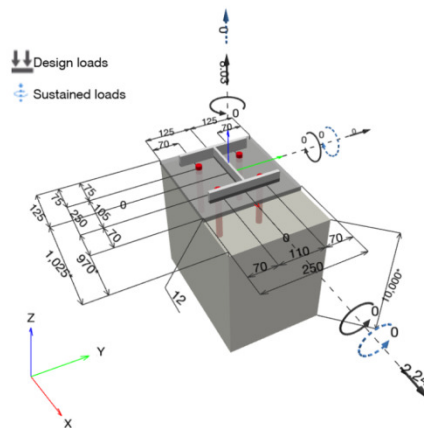
1 Anchor Design

1.1 Input data

Anchor type and diameter:	HIT-RE 500 V4 + HAS-U 8.8 M16	
Return period (service life in years):	50	
Item number:	2223835 HAS-U 8.8 M16x190 (element) / 2287552 HIT-RE 500 V4 (adhesive)	
Effective embedment depth:	$h_{ef,act} = 120.0$ mm ($h_{ef,limit} = -$ mm)	
Material:	8.8	
Evaluation Service Report:	Hilti Technical Data	
Issued Valid:	- -	
Proof:	Design Method Extended EN 1992-4, Chemical	
Stand-off installation:	$e_b = 0.0$ mm (no stand-off); $t = 12.0$ mm	
Anchor plate ^{CBFEM} :	$l_x \times l_y \times t = 250.0$ mm x 250.0 mm x 12.0 mm;	
Profile:	IPBi/HEA, IPBI 180 / HE 180 A; (L x W x T x FT) = 171.0 mm x 180.0 mm x 6.0 mm x 9.5 mm	
Base material:	cracked concrete, C12/15, $f_{c,cy} = 12.00$ N/mm ² ; $h = 10,000.0$ mm, Temp. short/long: 40/24 °C, User-defined partial material safety factor $\gamma_c = 1.500$	
Installation:	hammer drilled hole, Installation condition: Dry	
Reinforcement:	no reinforcement or reinforcement spacing ≥ 150 mm (any \emptyset) or ≥ 100 mm ($\emptyset \leq 10$ mm) no longitudinal edge reinforcement	

^{CBFEM} - The anchor calculation is based on a component-based Finite Element Method (CBFEM)

Geometry [mm] & Loading [kN, kNm]



Input data and results must be checked for conformity with the existing conditions and for plausibility!
PROFIS Engineering (c) 2003-2023 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti is a registered Trademark of Hilti AG, Schaan

www.hilti.gr

Company:		Page:	2
Address:		Specifier:	
Phone Fax:		E-Mail:	
Design:	Concrete - May 16, 2023	Date:	5/16/2023
Fastening point:			

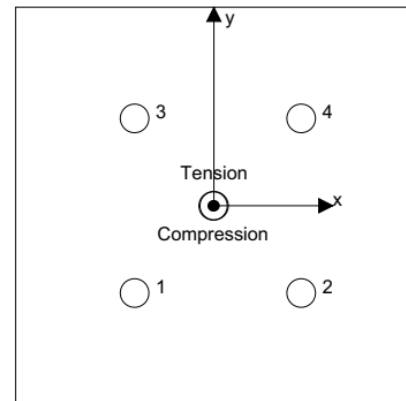
1.1.1 Load combination

Case	Description	Forces [kN] / Moments [kNm]	Seismic	Fire	Max. Util. Anchor [%]
1	Combination 1	N = 8.030; V _x = 2.240; V _y = 0.000; M _x = 0.000; M _y = 0.000; M _z = 0.000; N _{sus} = 0.000; M _{x,sus} = 0.000; M _{y,sus} = 0.000;	no	no	54

1.2 Load case/Resulting anchor forces
Anchor reactions [kN]

Tension force: (+Tension, -Compression)

Anchor	Tension force	Shear force	Shear force x	Shear force y
1	2.384	0.551	0.551	0.007
2	2.180	0.569	0.569	0.001
3	2.384	0.551	0.551	-0.007
4	2.179	0.569	0.569	-0.001



resulting tension force in (x/y)=(0.1/-0.0): 9.127 [kN]
 resulting compression force in (x/y)=(-0.5/-0.1): 1.144 [kN]

Anchor forces are calculated based on a component-based Finite Element Method (CBFEM)

www.hilti.gr

Company:		Page:	3
Address:		Specifier:	
Phone Fax:		E-Mail:	
Design:	Concrete - May 16, 2023	Date:	5/16/2023
Fastening point:			

1.3 Tension load (EN 1992-4, Section 7.2.1)

	Load [kN]	Capacity [kN]	Utilization β_N [%]	Status
Steel Strength*	2.384	83.733	3	OK
Combined pullout-concrete cone failure**	9.127	38.433	24	OK
Concrete Breakout Failure**	9.127	16.925	54	OK
Splitting failure**	9.127	21.237	43	OK

* highest loaded anchor **anchor group (anchors in tension)

1.3.1 Steel Strength

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{M,s}} \quad \text{EN 1992-4, Table 7.1}$$

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
125.600	1.500	83.733	2.384



www.hilti.gr

Company:
Address:
Phone | Fax:
Design: Concrete - May 16, 2023
Fastening point:

Page: 4
Specifier:
E-Mail:
Date: 5/16/2023

1.3.2 Combined pullout-concrete cone failure

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{M,p}} \quad \text{EN 1992-4, Table 7.1}$$

$$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \psi_{g,Np} \cdot \psi_{s,Np} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,Np} \cdot \psi_{ec2,Np} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.13)}$$

$$N_{Rk,p}^0 = \psi_{sus} \cdot \tau_{Rk} \cdot \pi \cdot d \cdot h_{ef} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.14)}$$

$$\psi_{sus} = 1 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.14a)}$$

$$s_{cr,Np} = 7.3 \cdot d \cdot \sqrt{\psi_{sus} \cdot \tau_{Rk}} \leq 3 \cdot h_{ef} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.15)}$$

$$\psi_{g,Np} = \psi_{g,Np}^0 \cdot \left(\frac{s}{s_{cr,Np}} \right)^{0.5} \cdot (\psi_{g,Np}^0 - 1) \geq 1.00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.17)}$$

$$\psi_{g,Np}^0 = \sqrt{\bar{n} - (\sqrt{\bar{n}} - 1) \cdot \left(\frac{\tau_{Rk,c}}{\tau_{Rk,c}^0} \right)^{1.5}} \geq 1.00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.18)}$$

$$\tau_{Rk,c} = \frac{k_3}{\pi \cdot d} \cdot \sqrt{\bar{n}} \cdot f_{ck} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.19)}$$

$$\psi_{s,Np} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}} \leq 1.00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.20)}$$

$$\psi_{ec1,Np} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{c1,N}}{s_{cr,Np}} \right)} \leq 1.00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.21)}$$

$$\psi_{ec2,Np} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{c2,N}}{s_{cr,Np}} \right)} \leq 1.00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.21)}$$

$$h_{ef} = \max \left(\frac{c_{max}}{c_{cr,Np}}, \frac{s_{max}}{s_{cr,Np}} \right) \cdot h_{ef} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.9)}$$

$A_{p,N}$ [mm ²]	$A_{p,N}^0$ [mm ²]	$\tau_{Rk,usr,20}$ [N/mm ²]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]	$f_{c,eff}$ [N/mm ²]
63,750	22,500	17.00	360.0	180.0	70.0	12.00
h_{ef} [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	$s_{cr,Np}$ [mm]				
50.0	75.0	150.0				
ψ_c	$\tau_{Rk,cr}$ [N/mm ²]	k_3	$\tau_{Rk,c}$ [N/mm ²]	$\psi_{g,Np}^0$	$\psi_{g,Np}$	
0.775	8.52	7.700	3.75	1.000	1.000	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$	
2.4	0.970	0.0	1.000	0.980	1.000	
ψ_{sus}^0	α_{sus}	ψ_{sus}				
0.880	0.000	1.000				
$N_{Rd,p}^0$ [kN]	$N_{Rd,p}$ [kN]	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Ed} [kN]		
21.415	57.649	1.500	38.433	9.127		

Group anchor ID
1-4



www.hilti.gr

Company:
Address:
Phone | Fax:
Design: Concrete - May 16, 2023
Fastening point:

Page: 5
Specifier:
E-Mail:
Date: 5/16/2023

1.3.3 Concrete Breakout Failure

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{M,c}} \quad \text{EN 1992-4, Table 7.1}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,N} \cdot \psi_{ec2,N} \cdot \psi_{M,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.1)}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1.5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.2)}$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.3)}$$

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1.00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.4)}$$

$$\psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N,1}}{s_{cr,N}} \right)} \leq 1.00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N,2}}{s_{cr,N}} \right)} \leq 1.00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{M,N} = 1 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.7)}$$

$$h_{ef} = \max \left(\frac{c_{max}}{c_{cr,N}}, \frac{s_{max}}{s_{cr,N}} \right) \cdot h_{ef} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.9)}$$

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	$f_{c,eff}$ [N/mm ²]		
63,750	22,500	180.0	360.0	12.00		
h_{ef} [mm]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]				
50.0	75.0	150.0				
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	
2.4	0.970	0.0	1.000	0.980	1.000	
z [mm]	$\psi_{M,N}$	k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
0.7	1.000	7.700	9.431	1.500	16.925	9.127

Group anchor ID
1-4



Hilti PROFIS Engineering 3.0.85

www.hilti.gr

Company:
Address:
Phone | Fax: |
Design: Concrete - May 16, 2023
Fastening point:

Page:
Specifier:
E-Mail:
Date: 5/16/202

1.3.4 Splitting failure

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,sp} = \frac{N_{Rk,sp}}{\gamma_{Msp}} \quad \text{EN 1992-4, Table 7.1}$$

$$N_{Rk,sp} = N_{Rk,sp}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,N} \cdot \psi_{ec2,N} \cdot \psi_{h,sp} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.23)}$$

$$N_{Rk,sp}^0 = \min(N_{Rk,p}^0, N_{Rk,c}^0)$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,sp} \cdot s_{cr,sp} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.3)}$$

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c}{c_{cr,sp}} \leq 1.00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.4)}$$

$$\psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N,1}}{s_{cr,sp}}\right)} \leq 1.00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N,2}}{s_{cr,sp}}\right)} \leq 1.00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{h,sp} = \left(\frac{h}{h_{min}}\right)^{2/3} \leq \max\left\{1; \left(\frac{h_{ef} + 1.5 \cdot c_1}{h_{min}}\right)^{2/3}\right\} \leq 2.00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.24)}$$

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,sp}$ [mm]	$s_{cr,sp}$ [mm]	$\psi_{h,sp}$	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]	
63,750	22,500	120.0	240.0	1.255	12.00	
h_{ef} [mm]	$c_{cr,sp}$ [mm]	$s_{cr,sp}$ [mm]				
75.0	75.0	150.0				
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	k_1
2.4	0.970	0.0	1.000	0.980	1.000	7.700
$N_{Rk,sp}^0$ [kN]	$\gamma_{M,sp}$	$N_{Rd,sp}$ [kN]	N_{Ed} [kN]			
9.431	1.500	21.237	9.127			

Group anchor ID
1-4



Hilti PROFIS Engineering 3.0.85

www.hilti.gr

Company:
Address:
Phone | Fax: |
Design: Concrete - May 16, 2023
Fastening point:

Page:
Specifier:
E-Mail:
Date: 5/16/202

1.4 Shear load (EN 1992-4, Section 7.2.2)

	Load [kN]	Capacity [kN]	Utilization β_v [%]	Status
Steel Strength (without lever arm)*	0.569	50.240	2	OK
Steel failure (with lever arm)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Pryout Strength**	2.240	34.914	7	OK
Concrete edge failure in direction x+**	2.240	9.907	23	OK

* highest loaded anchor **anchor group (relevant anchors)

1.4.1 Steel Strength (without lever arm)

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{M,s}} \quad \text{EN 1992-4, Table 7.2}$$

$$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V_{Rk,s}^0 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.35)}$$

$V_{Rk,s}^0$ [kN]	k_7	$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
62.800	1.000	62.800	1.250	50.240	0.569



www.hilti.gr

Company:
Address:
Phone | Fax: |
Design: Concrete - May 16, 2023
Fastening point:

Page:
Specifier:
E-Mail:
Date: 5/16/2023

1.4.2 Pryout Strength (Concrete Breakout Strength controls)

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{M,c,p}} \quad \text{EN 1992-4, Table 7.2}$$

$$V_{Rk,cp} = k_B \cdot \min\{N_{Rk,c}; N_{Rk,p}\} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.39c)}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,N} \cdot \psi_{ec2,N} \cdot \psi_{M,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.1)}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1.5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.2)}$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.3)}$$

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1.00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.4)}$$

$$\psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{v,1}}{s_{cr,N}}\right)} \leq 1.00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{v,2}}{s_{cr,N}}\right)} \leq 1.00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{M,N} = 1 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.7)}$$

$$h_{ef} = \max\left(\frac{C_{cr,N}^{max}}{C_{cr,N}}, \frac{S_{max}}{S_{cr,N}}\right) \cdot h_{ef} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.9)}$$

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k_B	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]	
63,750	22,500	180.0	360.0	2.000	12.00	
h_{ef} [mm]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]				
50.0	75.0	150.0				
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	$\psi_{M,N}$
0.0	1.000	0.0	1.000	0.980	1.000	1.000
k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Ed} [kN]		
7.700	9.431	1.500	34.914	2.240		
Group anchor ID						
1-4						



www.hilti.gr

Company:
Address:
Phone | Fax: |
Design: Concrete - May 16, 2023
Fastening point:

Page: 9
Specifier:
E-Mail:
Date: 5/16/2023

1.4.3 Concrete edge failure in direction x+

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{M,c}} \quad \text{EN 1992-4, Table 7.2}$$

$$V_{Rk,c} = k_T \cdot V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{\alpha,V} \cdot \psi_{ec,V} \cdot \psi_{re,V} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.40)}$$

$$V_{Rk,c}^0 = k_9 \cdot d_{nom}^\alpha \cdot l_f^\beta \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot c_1^{1.5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.41)}$$

$$\alpha = 0.1 \cdot \left(\frac{l_f}{c_1}\right)^{0.5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.42)}$$

$$\beta = 0.1 \cdot \left(\frac{d_{nom}}{c_1}\right)^{0.2} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.43)}$$

$$A_{c,V}^0 = 4.5 \cdot c_1^2 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.44)}$$

$$\psi_{s,V} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c_2}{1.5 \cdot c_1} \leq 1.00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.45)}$$

$$\psi_{h,V} = \left(\frac{1.5 \cdot c_1}{h}\right)^{0.5} \geq 1.00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.46)}$$

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{v,V}}{3 \cdot c_1}\right)} \leq 1.00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.47)}$$

$$\psi_{\alpha,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_v)^2 + (0.5 \cdot \sin \alpha_v)^2}} \geq 1.00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.48)}$$

l_f [mm]	d_{nom} [mm]	k_9	α	β	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]
120.0	16.00	1.700	0.035	0.044	12.00
c_1 [mm]	$A_{c,V}^0$ [mm ²]	$A_{c,V}$ [mm ²]			
970.0	363,750	4,234,050			
$\psi_{s,V}$	$\psi_{h,V}$	$\psi_{\alpha,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\psi_{ec,V}$	$\psi_{re,V}$
0.714	1.000	1.000	0.0	1.000	1.000
$V_{Rk,c}^0$ [kN]	k_T	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Ed} [kN]	
242.123	1.0	1.500	9.907	2.240	

www.hilti.gr

Company:		Page:	10
Address:		Specifier:	
Phone Fax:		E-Mail:	
Design:	Concrete - May 16, 2023	Date:	5/16/2023
Fastening point:			

1.5 Combined tension and shear loads (EN 1992-4, Section 7.2.3)

Steel failure

β_N	β_V	α	Utilization β_{NV} [%]	Status
0.028	0.011	2.000	1	OK

$$\beta_N^a + \beta_V^a \leq 1.0$$

Concrete failure

β_N	β_V	α	Utilization β_{NV} [%]	Status
0.539	0.226	1.500	51	OK

$$\beta_N^a + \beta_V^a \leq 1.0$$

www.hilti.gr

Company:		Page:	11
Address:		Specifier:	
Phone Fax:		E-Mail:	
Design:	Concrete - May 16, 2023	Date:	5/16/2023
Fastening point:			

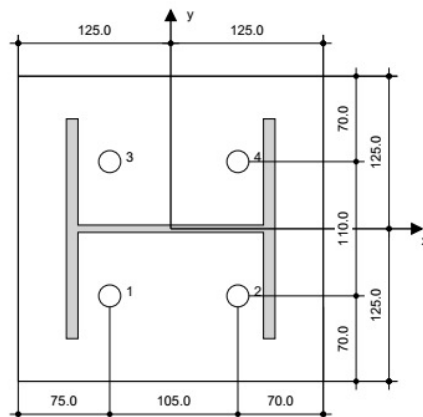
1.7 Installation data

Anchor plate, steel: S 355; E = 210,000.00 N/mm ² ; f_{yk} = 355.00 N/mm ²	Anchor type and diameter: HIT-RE 500 V4 + HAS-U 8.8 M16
Profile: IPB/IHEA, IPB1 180 / HE 180 A; (L x W x T x FT) = 171.0 mm x 180.0 mm x 6.0 mm x 9.5 mm	Item number: 2223835 HAS-U 8.8 M16x190 (element) / 2287552 HIT-RE 500 V4 (adhesive)
Hole diameter in the fixture: d_f = 18.0 mm	Maximum installation torque: 80 Nm
Plate thickness (input): 12.0 mm	Hole diameter in the base material: 18.0 mm
Drilling method: Hammer drilled	Hole depth in the base material: 120.0 mm
Cleaning: Compressed air cleaning of the drilled hole according to instructions for use is required	Minimum thickness of the base material: 160.1 mm

Hilti HAS-U threaded rod with HIT-RE 500 V4 injection mortar with 120 mm embedment h_{ef} , M16, Steel galvanized, Hammer drilled installation per instruction for use

1.7.1 Recommended accessories

Drilling	Cleaning	Setting
<ul style="list-style-type: none"> Suitable Rotary Hammer Properly sized drill bit 	<ul style="list-style-type: none"> Compressed air with required accessories to blow from the bottom of the hole Proper diameter wire brush 	<ul style="list-style-type: none"> Dispenser including cassette and mixer Torque wrench


Coordinates Anchor [mm]

Anchor	x	y	c_x	c_{xk}	c_y	c_{yk}
1	-50.0	-55.0	75.0	1,075.0	70.0	180.0
2	55.0	-55.0	180.0	970.0	70.0	180.0
3	-50.0	55.0	75.0	1,075.0	180.0	70.0
4	55.0	55.0	180.0	970.0	180.0	70.0



Hilti PROFIS Engineering 3.0.85

www.hilti.gr

Company:		Page:	14
Address:		Specifier:	
Phone Fax:		E-Mail:	
Design:	Concrete - May 16, 2023	Date:	5/16/2023
Fastening point:			

2 Anchor plate rigidity check

2.1 Input data

Anchor plate:	Shape: Rectangular $l_x \times l_y \times t = 250.0 \text{ mm} \times 250.0 \text{ mm} \times 12.0 \text{ mm}$ Calculation: Anchor Plate Rigidity Check Material: S 355; $F_y = 355.00 \text{ N/mm}^2$; $\epsilon_{lim} = 5.00\%$
Anchor type and size:	HIT-RE 500 V4 + HAS-U 8.8 M16, $h_{ef} = 120.0 \text{ mm}$
Anchor stiffness:	The anchor is modeled considering stiffness values determined from load displacement curves tested in an independent laboratory. Please note that no simple replacement of the anchor is possible as the anchor stiffness has a major impact on the load distribution results.
Design method:	EN-based design using component-based FEM
Stand-off installation:	$e_b = 0.0 \text{ mm}$ (No stand-off); $t = 12.0 \text{ mm}$
Profile:	IPBI 180 / HE 180 A; $(L \times W \times T \times FT) = 171.0 \text{ mm} \times 180.0 \text{ mm} \times 6.0 \text{ mm} \times 9.5 \text{ mm}$ Material: S 355; $F_y = 355.00 \text{ N/mm}^2$; $\epsilon_{lim} = 5.00\%$ Eccentricity x: 0.0 mm Eccentricity y: 0.0 mm
Base material:	Cracked concrete; $C12/15$; $f_{c,oyt} = 12.00 \text{ N/mm}^2$; $h = 10,000.0 \text{ mm}$; $E = 27,000.00 \text{ N/mm}^2$; $G = 11,250.00 \text{ N/mm}^2$; $\nu = 0.20$
Welds (profile to anchor plate):	Type of redistribution: Plastic Material: S 235
Mesh size:	Number of elements on edge: 8 Min. size of element: 10.0 mm Max. size of element: 50.0 mm

2.2 Anchor plate classification

Results below are displayed for the decisive load combinations: Combination 1

Anchor tension forces	Equivalent rigid anchor plate (CBFEM)	Component-based Finite Element Method (CBFEM) anchor plate design
Anchor 1	2.098 kN	2.384 kN
Anchor 2	1.917 kN	2.180 kN
Anchor 3	2.098 kN	2.384 kN
Anchor 4	1.917 kN	2.179 kN

User accepted to consider the selected anchor plate as rigid by his/her engineering judgement. This means the anchor design guidelines can be applied.



Hilti PROFIS Engineering 3.0.85

www.hilti.gr

Company:		Page:	14
Address:		Specifier:	
Phone Fax:		E-Mail:	
Design:	Concrete - May 16, 2023	Date:	5/16/2023
Fastening point:			

3 Summary of results

Anchors	Load combination	Max. utilization	Status
	Combination 1	54%	OK

Fastening meets the design criteria!