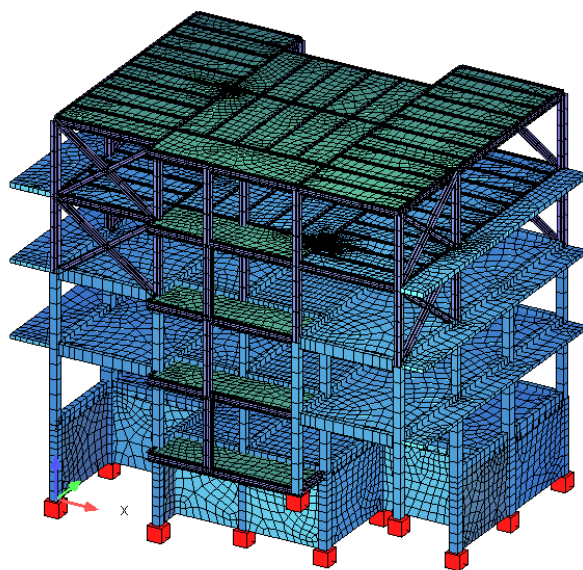




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Μελέτη προσθήκης μεταλλικών ορόφων και ενίσχυση υφιστάμενου κτιρίου



Διπλωματική Εργασία

Γλακουσάκη Θεοδοσία

ΕΜΚ ΔΕ 2024 15

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος, Επίκουρος Καθηγητής

Αθήνα, Ιούλιος 2024

Copyright © Θεοδοσία Γλακουσάκη, 2024
Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος

Απαγορεύεται η αντιγραφή, αποθήκευση σε αρχείο πληροφοριών, διανομή, αναπαραγωγή, μετάφραση ή μετάδοση της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό, υπό οποιαδήποτε μορφή και με οποιοδήποτε μέσο επικοινωνίας, ηλεκτρονικό ή μηχανικό, χωρίς την προηγούμενη έγγραφη άδεια της συγγραφέως. Επιτρέπεται η αναπαραγωγή, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό την προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα. Ερωτήματα που αφορούν στη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς την συγγραφέα.

Η έγκριση της διπλωματικής εργασίας από τη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου δεν υποδηλώνει αποδοχή των απόψεων της συγγραφέως (Ν. 5343/1932, Άρθρο 202).

Copyright © Theodosia Glakousaki, 2024
All Rights Reserved

Neither the whole nor any part of this diploma thesis may be copied, stored in a retrieval system, distributed, reproduced, translated, or transmitted for commercial purposes, in any form or by any means now or hereafter known, electronic or mechanical, without the written permission from the author. Reproducing, storing and distributing this thesis for non-profitable, educational or research purposes is allowed, without prejudice to reference to its source and to inclusion of the present text. Any queries in relation to the use of the present thesis for commercial purposes must be addressed to its author.

Approval of this diploma thesis by the School of Civil Engineering of the National Technical University of Athens (NTUA) does not constitute in any way an acceptance of the views of the author contained herein by the said academic organisation (L. 5343/1932, art. 202).

Θεοδοσία Γλακουσάκη (2024)
Μελέτη προσθήκης μεταλλικών ορόφων και ενίσχυση υφιστάμενου κτιρίου
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2024 15
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Theodosia Glakousaki (2024)
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2024 15
Study on the Addition of Steel Floors and Structural Strengthening of an Existing Building
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Ευχαριστίες

Με τη ολοκλήρωση της παρούσας διπλωματικής, θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα καθηγητή κ. Παύλο Θανόπουλο, για την πολύτιμη και συνεχή καθοδήγηση καθ' όλη την διάρκεια της εκπόνησης της εργασίας, όπου χωρίς την βοήθεια και την στήριξη του οποίου θα ήταν αδύνατη. Επίσης ευχαριστώ την οικογένεια μου για την αδιάλειπτη στήριξη και την ενθάρρυνση που μου παρείχαν σε κάθε στάδιο αυτής της προσπάθειας. Επιπλέον θα ήθελα να εκφράσω την ευγνωμοσύνη μου σε όλους τους φίλους και όλους εκείνους που, με οποιονδήποτε τρόπο, συνέβαλαν στην ολοκλήρωση αυτής της εργασίας.



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2024 15

Μελέτη προσθήκης μεταλλικών ορόφων και ενίσχυση υφιστάμενου κτιρίου

Γλακουσάκη Θεοδοσία

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος, Επίκουρος Καθηγητής

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα διπλωματική εργασία, εκπονηθείσα στο πλαίσιο ολοκλήρωσης των προπτυχιακών σπουδών του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών στο Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, εξετάζει την προσθήκη μεταλλικών ορόφων σε υφιστάμενο κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα και τον έλεγχο της ενίσχυσής του. Το κτίριο, που βρίσκεται στην περιοχή Καστρί Αττικής και κατασκευάστηκε τη δεκαετία του 1970, μελετήθηκε σύμφωνα με τους κανονισμούς που παρουσιάζονται στο πρώτο κεφάλαιο της εργασίας. Η γραφική αναπαράσταση και η ανάλυση της κατασκευής πραγματοποιήθηκαν μέσω του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων SOFiSTiK.

Αρχικά, περιγράφονται λεπτομερώς τα υλικά και τα γεωμετρικά στοιχεία της υφιστάμενης κατασκευής και των προστιθέμενων μεταλλικών ορόφων. Μετά την εισαγωγή των φορτίων και των συνδυασμών φορτίσεων, η εργασία επικεντρώνεται στην στατική και δυναμική ανάλυση του κτιρίου με τους νέους μεταλλικούς ορόφους. Η ανάλυση αυτή αποσκοπεί στην εξέταση των μελών που χρειάζονται ενίσχυση.

Στο επόμενο στάδιο, υλοποιείται ενίσχυση της κατασκευής με τη χρήση μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας και σύνθετων υλικών (FRP). Τέλος, η εργασία καταλήγει σε μια σύγκριση των αποτελεσμάτων της ανάλυσης πριν και μετά την ενίσχυση της κατασκευής. Τα αποτελέσματα δείχνουν τη σημαντική βελτίωση της κατασκευής μετά την προσθήκη των μεταλλικών ορόφων και την εφαρμογή των μέτρων ενίσχυσης, επιβεβαιώνοντας την αποτελεσματικότητα των προτεινόμενων λύσεων.



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



DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2024 15

Design of the Addition of Steel Storeys and Structural Strengthening of an Existing Building

Theodosia Glakousaki

Supervisor: Pavlos Thanopoulos

ABSTRACT

This thesis, undertaken as part of the undergraduate studies at the School of Civil Engineering at the National Technical University of Athens, examines the addition of steel storeys to an existing reinforced concrete building and the evaluation of its strengthening. The building, located in the Kastri area of Attica and constructed in the 1970s, was designed according to the regulations presented in the first chapter of the thesis. The graphical design and analysis were performed using the finite element software SOFiSTiK.

Initially, the materials and geometric properties of the existing structure and the added steel storeys are described in detail. After the introduction of loads and load combinations, the work focuses on the static and dynamic analysis of the building with the new steel storeys. This analysis aims to identify the members that require strengthening.

In the next stage, the building is strengthened using steel braces and composite materials (FRP). Finally, the thesis concludes with a comparison of the analysis results before and after the strengthening of the structure. The results show significant improvement in the building's performance following the addition of steel storeys and the implementation of the strengthening measures, confirming the effectiveness of the proposed solutions.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1.	Εισαγωγή	11
1.1.	Αντικείμενο εργασίας.....	11
1.2.	Κανονιστικό πλαίσιο	11
1.3.	Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (Σ.Α.Δ)	11
1.4.	Μέθοδοι ανάλυσης	12
1.5.	Παρουσίαση προγράμματος SOFiSTiK.....	13
2.	Παρουσίαση υφιστάμενου φορέα.....	14
2.1.	Περιγραφή κτιρίου	14
2.2.	Υλικά.....	14
2.2.1.	Σκυρόδεμα	14
2.2.2.	Χάλυβας	15
2.3.	Γεωμετρικά στοιχεία κατασκευής.....	16
2.3.1.	Θεμελίωση.....	18
2.3.2.	Υποστυλώματα	19
2.3.3.	Δοκοί	20
2.3.4.	Πλάκες	22
2.3.5.	Τοιχοποιίες	23
3.	Προσθήκη μεταλλικών ορόφων.....	25
3.1.	Γενικά	25
3.2.	Υλικά.....	27
3.3.	Γεωμετρικά στοιχεία μεταλλικού φορέα	27
3.3.1.	Υποστυλώματα	28
3.3.2.	Δοκοί	29
3.3.3.	Χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	30
3.3.4.	Πλάκες	32
3.3.5.	Κατηγορίες διατομών	32
4.	Φορτία-Συνδυασμοί Φορτίσεων	34
4.1.	Μόνιμα φορτία.....	34
4.1.1.	Ίδιο βάρος.....	34
4.1.2.	Πρόσθετα μόνιμα	34
4.2.	Κινητά φορτία.....	36
4.3.	Φορτία ανέμου.....	37
4.4.	Σεισμικές Δράσεις Σχεδιασμού.....	37
4.4.1.	Κατηγορία εδάφους.....	38
4.4.2.	Συντελεστής συμπεριφοράς η	40
4.4.3.	Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	41
4.4.4.	Συντελεστής σπουδαιότητας	41

4.5.	Συνδυασμοί φορτίσεων	42
4.5.1.	Οριακή κατάσταση αστοχίας - (Ultimate Limit States)	42
4.5.2.	Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας - (Serviceability Limit States)	43
4.5.3.	Εισαγωγή συνδυασμών στο πρόγραμμα	44
5.	Ανάλυση κτιρίου μετά την προσθήκη μεταλλικών οροφών	46
5.1.	Έλεγχοι μεταλλικών ορόφων	46
5.1.1.	Υποστυλώματα HEA260	47
5.1.2.	Δοκοί IPE300	54
5.1.3.	Χιαστί HEB220	57
5.2.	Εντατικά μεγέθη	60
5.2.1.	Στατικός συνδυασμός αστοχίας	60
5.2.2.	Σεισμικός συνδυασμός αστοχίας	61
5.3.	Απαιτούμενοι οπλισμοί ορόφων	63
5.3.1.	Στατικός συνδυασμός αστοχίας	63
5.3.2.	Σεισμικός συνδυασμός αστοχίας	68
5.4.	Έλεγχος δυσκαμψίας	71
5.5.	Δυναμική Φασματική ανάλυση	72
5.5.1.	Γενικά	72
5.5.2.	Παραμορφώσεις λόγω ιδιομορφών	73
5.5.3.	Έλεγχος φαινομένων 2 ^{ης} τάξης	76
5.5.4.	Σεισμικές μετακινήσεις	78
6.	Προσθήκη ενίσχυσης	80
6.1.	Γενικά	80
6.2.	Χρήση μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας	80
6.3.	Ενίσχυση με σύνθετα υλικά (FRP)	84
6.4.	Προσομοίωση ενισχυμένου φορέα στο πρόγραμμα	88
7.	Ανάλυση ενισχυμένου φοερα	90
7.1.	Απαιτούμενοι οπλισμοί	90
7.2.	Έλεγχοι μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας	93
7.3.	Έλεγχος δυσκαμψίας	95
7.4.	Παραμορφώσεις λόγω ιδιομορφών	96
7.5.	Σεισμικές μετακινήσεις	98
8.	Συμπερασματα	100
9.	Βιβλιογραφία	101

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1. Αντικείμενο εργασίας

Στην Ευρώπη, η Ελλάδα κατατάσσεται στην πρώτη θέση στην Ευρώπη όσον αφορά την σεισμικότητα. Ο πρώτος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός εφαρμόστηκε από το 1959 και αναβαθμίστηκε το 1984, η εφαρμογή του οποίου ξεκίνησε το 1985. Ο Νέος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ν.Ε.Α.Κ.) άρχισε να εφαρμόζεται το 1995, ενώ από το 2001 ισχύει ο ΕΑΚ-2000. Μέχρι σήμερα ο ΕΑΚ-2000 έχει τροποποιηθεί και διευκρινιστεί με αλλαγές που κρίθηκαν αναγκαίες τα τελευταία χρόνια. Γι' αυτό τον λόγο εμφανίζεται το ερώτημα σχετικά με την ασφάλεια των κτιρίων που κατασκευάστηκαν πριν το 1995, ιδιαίτερα εκείνων που κατασκευάστηκαν πριν το 1985.

Η παρούσα μελέτη εστιάζει στην προσθήκη δύο μεταλλικών ορόφων σε υφιστάμενο διώροφο κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα. Το υφιστάμενο κτίριο είναι κατασκευασμένο το 1970, δηλαδή με τις προ του 1985 διατάξεις για αντισεισμικό σχεδιασμό. Λαμβάνοντας υπόψη την παλαιότητα της κατασκευής και δεδομένης της αυξημένης σεισμικής τρωτότητας και των νέων φορτίων που επιβάλλονται στη δομή, κρίνεται απαραίτητη η προσθήκη ενίσχυσης στο υφιστάμενο κτίριο. Η ενίσχυση θα υλοποιηθεί με μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας και σύνθετα υλικά (FRP), αφού πρώτα γίνει έλεγχος επάρκειας των μελών της κατασκευής.

1.2. Κανονιστικό πλαίσιο

Η εκπόνηση της παρούσας διπλωματικής εργασίας πραγματοποιήθηκε με βάση τους εξής κανονισμούς:

- Ευρωκώδικας 1 (ΕΛΟΤ EN1991): Φορτία-δράσεις σχεδιασμού
- Ευρωκώδικας 2 (ΕΛΟΤ EN1992): Κατασκευές από σκυρόδεμα
- Ευρωκώδικας 3 (ΕΛΟΤ EN1993): Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα
- ΕΑΚ-2000: Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000
- ΚΑΝΕΠΕ: Κανονισμός Επεμβάσεων

1.3. Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (Σ.Α.Δ)

Σύμφωνα με την παράγραφο 3.6 του ΚΑΝ.ΕΠΕ:

«Η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (ΣΑΔ) εκφράζει την επάρκεια των πληροφοριών περί του υφιστάμενου κτιρίου και αναφέρεται στα δεδομένα που επηρεάζουν τις δράσεις και τις αντιστάσεις. Η ΣΑΔ λαμβάνεται υπόψη κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό»

Από τον Κανονισμό, διακρίνονται τρεις Στάθμες Αξιοπιστίας Δεδομένων:

- Υψηλή
- Ικανοποιητική
- Ανεκτή

Ανάλογα με τη στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ.), επιλέγονται κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας γ_f για ορισμένες δράσεις με αβέβαιες τιμές, σε συνδυασμό με τους κατάλληλους γ_{sd} καθώς και κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας γ_m για τα δεδομένα των υφιστάμενων υλικών, σε συνδυασμό με τους κατάλληλους γ_{Rd} . Επιπρόσθετα, καθορίζεται η μέθοδος που θα χρησιμοποιηθεί για την ανάλυση (π.χ. ελαστική, ανελαστική στατική). Η στάθμη αξιοπιστίας γεωμετρικών δεδομένων επιλέγεται βάσει τον παρακάτω πίνακα του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Για το υφιστάμενο κτίριο έχει ληφθεί στάθμη αξιοπιστίας «Ικανοποιητική».

ΣΧΕΔΙΑ ΑΡΧΙΚΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ		ΔΕΔΟΜΕΝΑ										
		ΠΡΟΒΛΕΥΣΗ ΔΕΔΟΜΕΝΟΥ			ΣΑΑγ (= η δυσμενέστερη μεταξύ των ΣΑΑγ1 & ΣΑΑγ2)			ΣΑΑδ				
					ΕΙΔΟΣ ΚΑΙ ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΦΟΡΕΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ή ΑΝΩΔΟΜΗΣ (ΣΑΑγ1)			ΠΑΧΗ, ΒΑΡΗ κ.λπ. ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ, ΕΠΙΣΤΡΩΣΕΩΝ, ΕΠΕΝΔΥΣΕΩΝ κ.λπ. (ΣΑΑγ2)			ΔΙΑΤΑΞΗ ΚΑΙ ΛΕΙΤΟΜΕΡΕΙΕΣ ΟΠΛΙΣΗΣ	
ΥΠΑΡΧΟΥΝ	ΔΕΝ ΥΠΑΡΧΟΥΝ	ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ	Ανεκτή	Ικανοποιητική	Υψηλή	Ανεκτή	Ικανοποιητική	Υψηλή	Ανεκτή	Ικανοποιητική	Υψηλή	
✓		1	Δοκίμιο που προέρχεται από σχέδιο της αρχικής μελέτης η οποία έχει αποδοκιμασμένα εφαρμόσεται χωρίς τροποποιήσεις	(1)			✓				✓	
✓		2	Δοκίμιο που προέρχεται από σχέδιο της αρχικής μελέτης η οποία έχει εφαρμόσεται με λίγες τροποποιήσεις	(2)			✓				✓	✓
✓		3	Δοκίμιο που προέρχεται από αναφορά (π.χ. υπόμνημα σε σχέδιο της αρχικής μελέτης)	(3)	✓			✓			✓	
	✓	4	Δοκίμιο που έχει διαπιστωθεί ή/και μετρηθεί ή/και αποτυπωθεί αξιόπιστα	(4)		✓	✓		✓	✓	✓	✓
	✓	5	Δοκίμιο που έχει προσδιοριστεί με έμμεσον αλλά επαρκώς αξιόπιστον τρόπο	(5)	✓	✓		✓	✓		✓	✓
	✓	6	Δοκίμιο που έχει ειλόγως θεωρηθεί κατά την κρίση Μηχανικού	(6)	✓	✓		✓	✓		✓	✓

Εικόνα 1-1: Πίνακας Στάθμης Αξιοπιστίας Δεδομένων (ΚΑΝ.ΕΠΕ Πίνακας 3.2)

Οι επιμέρους συντελεστές ασφάλειας που θα χρησιμοποιηθούν στην παρούσα διπλωματική εργασία λαμβάνονται με βάση την §4.5 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Πιο συγκεκριμένα, για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και για ικανοποιητική στάθμη αξιοπιστίας, οι συντελεστές που έχουν ληφθεί υπόψη είναι αυτοί που προβλέπουν οι Κανονισμοί:

Για τα υλικά της κατασκευής:

- $\gamma_c = 1,3$ για το σκυρόδεμα και
- $\gamma_s = 1,15$ για τον χάλυβα

Για τις δράσεις της κατασκευής:

- $\gamma_G = 1,35$, για μόνιμες δράσεις και για τους βασικούς συνδυασμούς και
- $\gamma_G = 1,10$ για μόνιμες δράσεις και για τους υπόλοιπους συνδυασμούς (η περίπτωση αυτή καλύπτει και την τυχηματική δράση του σεισμού)
- $\gamma_Q = 1,5$ για μεταβλητές δράσεις και για τους βασικούς συνδυασμούς και
- $\gamma_Q = \psi_2$ για μεταβλητές δράσεις και για τον σεισμικό.

1.4. Μέθοδοι ανάλυσης

Με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ (§2.4.3.3) για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό ενός κτιρίου μπορεί να χρησιμοποιηθεί μια από τις παρακάτω μεθόδους ανάλυσης:

- Ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση με καθολικούς (q) ή τοπικούς (m) δείκτες.
- Ελαστική δυναμική ανάλυση με καθολικούς (q) ή τοπικούς (m) δείκτες.
- Ανελαστική στατική ανάλυση
- Ανελαστική δυναμική ανάλυση (ανάλυση χρονοϊστορίας)

Η επιλογή της κατάλληλης μεθόδου ανάλυσης θα γίνεται με βάση τη σπουδαιότητα και τις τυχόν βλάβες ή φθορές του κτιρίου, καθώς και τα διαθέσιμα δεδομένα για τις διατομές και τις αντοχές των δομικών στοιχείων. Σύμφωνα με τις παραγράφους §5.5.2 και §5.6.1, ικανοποιούνται οι προϋποθέσεις εφαρμογής της ισοδύναμης στατικής ανάλυσης και της ελαστικής δυναμικής ανάλυσης αντίστοιχα. Επομένως στην παρούσα εργασία για την ανάλυση της κατασκευής θα εφαρμοστούν οι εξής μέθοδοι:

- Ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση με καθολικούς (q) δείκτες.
- Ελαστική δυναμική ανάλυση με καθολικούς (q) δείκτες.

Η ισοδύναμη στατική μέθοδος, κατανέμει τις οριζόντιες δυνάμεις καθ' ύψος του φορέα λαμβάνοντας υπόψη μόνο την μάζα του κάθε ορόφου. Η ισοδύναμη στατική μέθοδος στηρίζεται σε προσεγγιστική μόνον θεώρηση της θεμελιώδους ιδιομορφής ταλάντωσης για κάθε διεύθυνση υπολογισμού, χωρίς να απαιτεί ιδιομορφική ανάλυση. Η απλοποίηση αυτή επιτρέπει τον άμεσο υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης με τη βοήθεια «ισοδύναμων» σεισμικών δυνάμεων, οι οποίες εφαρμόζονται σαν στατικά φορτία επάνω στην κατασκευή.

Η δυναμική φασματική μέθοδος περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Εφαρμόζεται χωρίς περιορισμούς σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών. Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους. Κατά την εφαρμογή της αρκεί η θεώρηση ενός μόνον προσανατολισμού των δύο οριζόντιων (και κάθετων μεταξύ τους) συνιστωσών του σεισμού. Για $q=1$ χρησιμοποιείται το ελαστικό φάσμα $\Phi_e(T)$ (με εισαγωγή της κατάλληλης τιμής του συντελεστή θεμελίωσης θ), ενώ για $q > 1$ χρησιμοποιείται το φάσμα σχεδιασμού $\Phi_d(T)$.

Πιο συγκεκριμένα, για να προσδιοριστούν οι απαιτούμενοι οπλισμοί του υφιστάμενου κτιρίου και για τον έλεγχο εντατικών μεγεθών έγινε ανάλυση σύμφωνα με την ισοδύναμη στατική μέθοδο κατά ΕΑΚ2000, ενώ ο έλεγχος μετακινήσεων και ο υπολογισμός ιδιομορφών του φορέα θα γίνει σύμφωνα με την δυναμική φασματική μέθοδο κατά ΕΑΚ2000. Η προσθήκη μεταλλικών ορόφων διαστασιολογήθηκε σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3. Στους υπολογισμούς προσμετρούνται οι αβεβαιότητες με κατάλληλους συντελεστές ασφαλείας.

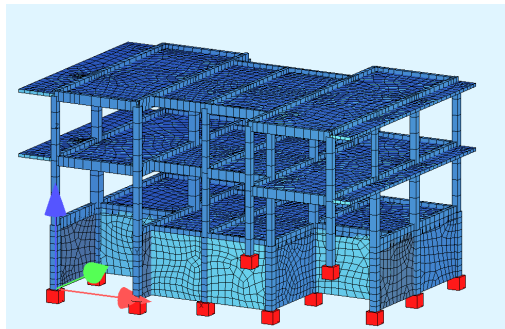
1.5. Παρουσίαση προγράμματος SOFiSTiK

Η ανάλυση και η μελέτη της κατασκευής πραγματοποιήθηκε μέσω του προγράμματος SOFiSTiK-2023. Το SOFiSTiK είναι ένα πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων το οποίο χρησιμοποιείται για την στατική και δυναμική ανάλυση κατασκευών από σκυρόδεμα και χάλυβα. Αρχικά μορφώνεται ο φορέας σε γραφικό περιβάλλον AutoCAD, μέσω ενός plugin που λέγεται SOFiPLUS-X. Στα επιμέρους στοιχεία ορίζονται τα υλικά, οι διατομές και οι οπλισμοί με βάση τους κανονισμούς που έχουμε ορίσει από την βιβλιοθήκη του προγράμματος. Στη συνέχεια εφαρμόζονται οι συνθήκες στήριξης, τα φορτία καθώς και οι συνδυασμοί αυτών. Αφού ολοκληρωθεί η μόρφωση ο φορέας εισάγεται στο πρόγραμμα SSD (SOFiSTiK Structural Desktop), στο οποίο γίνεται η ανάλυση και προκύπτουν όλα τα εντατικά μεγέθη. Επίσης γίνεται φασματική δυναμική ανάλυση για το σεισμό σχεδιασμού αλλά και ιδιομορφική ανάλυση.

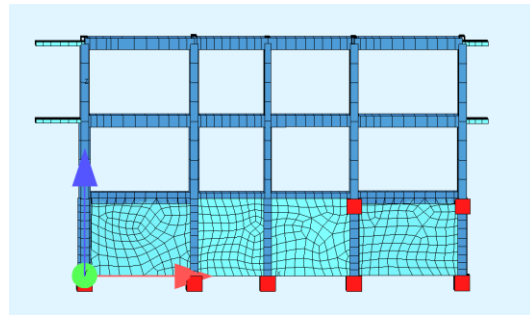
2. ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ

2.1. Περιγραφή κτιρίου

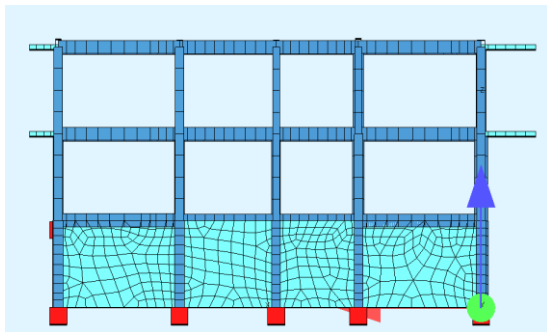
Το κτίριο που θα εξεταστεί είναι κατασκευασμένο από οπλισμένο σκυρόδεμα του οποίου η μελέτη πραγματοποιήθηκε το 1968. Βρίσκεται στην περιοχή Καστρί, και αποτελείται από τρία επίπεδα. Το υπόγειο, το οποίο περιλαμβάνει αποθήκες διαμερισμάτων και χώρο στάθμευσης, με εμβαδόν 106 m^2 , το ισόγειο, και ένα επιπλέον όροφο με εμβαδόν 147 m^2 . Το συνολικό ύψος του υφιστάμενου κτιρίου ανέρχεται στα 9 m, καθώς το ισόγειο και ο πρώτος όροφος έχουν ύψος 3m, και το ύψος του υπογείου είναι 3m.



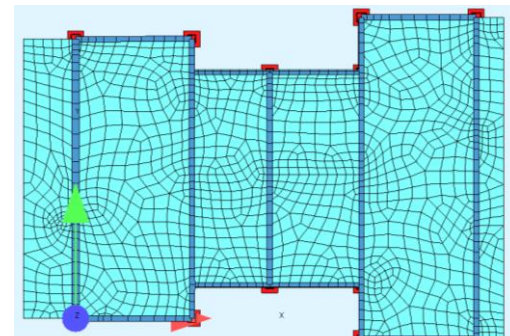
Εικόνα 2-1: Τρισδιάστατη απεικόνιση αρχικού φορέα



Εικόνα 2-2: Μπροστινή όψη αρχικού φορέα



Εικόνα 2-3: Πίσω όψη αρχικού φορέα



Εικόνα 2-4: Κάτοψη αρχικού φορέα

2.2. Υλικά

2.2.1. Σκυρόδεμα

Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν για το σκυρόδεμα είναι B160 σύμφωνα με τις παλαιότερες απαιτήσεις. Η συσχέτιση κατηγορίας σκυροδέματος ανάλογα με τον χρόνο κατασκευής του έργου φαίνονται στον Πίνακα 2-1. Επομένως η κατηγορία σκυροδέματος βάσει των νέων κανονισμών είναι ανάμεσα στην κατηγορία C8/10 και C12/15. Για την ανάλυση θα επιλέξουμε κατηγορία C12/15.

Πίνακας 2-1: Αντιστοίχιση παλαιού με νέο σκυροδέμα

Χρόνος	$W_{28}^{(1)}$	Ονομαστική τιμή της θλιπτικής αντοχής σκυροδέματος											
1	1907-16	300 ²⁾	W_{28}	W_{28}	W_{28}	W_{28}							
		M ³⁾	100	150	180	230							
		$f_{ck}^{(4)}$	5	6	7	8							
2	1916-25	200	W_{28}	W_{28}	W_{28}								
		M	150	180	245								
		f_{ck}	7	8	9								
3	1925-32	200	W_{b28}	W_{b28}	W_{b28}								
		M	100	130	180								
		f_{ck}	6	8	11								
4	1932-43	200	W_{b28}	W_{b28}	W_{b28}								
		M	120	160	210								
		f_{ck}	8	10	12								
5	1954-91	200	B	B	B	B	B	B	B				
		M	80	120	160	225	300	450	600				
		f_{ck}	8	10	16	20	28	35					
6	από το 1991	150	C8	C12	C16	C20	C25	C30	C35	C40	C45		
		5%	/10	/15	/20	/25	/30	/35 ⁵⁾	/45	/50	/55		
		f_{ck}	8	12	16	20	25	30	35	40	45		

1) Κυβικό δοκίμιο ηλικίας 28 ημερών, 2) Μήκος ακμής κυβικού δοκιμίου [mm],
3) Μέση τιμή 3 δοκιμών [kg/cm²] ή όριο 5% της χαρακτηριστικής τιμής θλιπτικής αντοχής [N/mm²], 4) Χαρακτηριστική αντοχή κολίνδρου f_{ck} [N/mm²], 5) C30/37 από το 2010 και αύξηση των ποιοτήτων έως C90/105

Για την κατηγορία σκυροδέματος C12/15 η χαρακτηριστική αντοχή σε θλίψη είναι $f_{ck}=12$ MPa και το μέτρο ελαστικότητας $E_{cm}=27$ (GPa), όπως φαίνεται στον Πίνακα 2-2.

Πίνακας 2-2: Κατηγορίες σκυροδέματος (Ευρωκώδικας 2/Κεφάλαιο 3)

	Κατηγορία σκυροδέματος													
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5
$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	32	34	35	36	37	38	39	41	42	44
ϵ_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8
ϵ_{cu1} (‰)					3,5			3,2			3,0	2,8	2,8	2,8
ϵ_{c2} (‰)					2,0			2,2			2,3	2,4	2,5	2,6
ϵ_{cu2} (‰)					3,5			3,1			2,9	2,7	2,6	2,6
n					2,0			1,75			1,6	1,45	1,4	1,4
ϵ_{c3} (‰)					1,75			1,8			1,9	2,0	2,2	2,3
ϵ_{cu3} (‰)					3,5			3,1			2,9	2,7	2,6	2,6

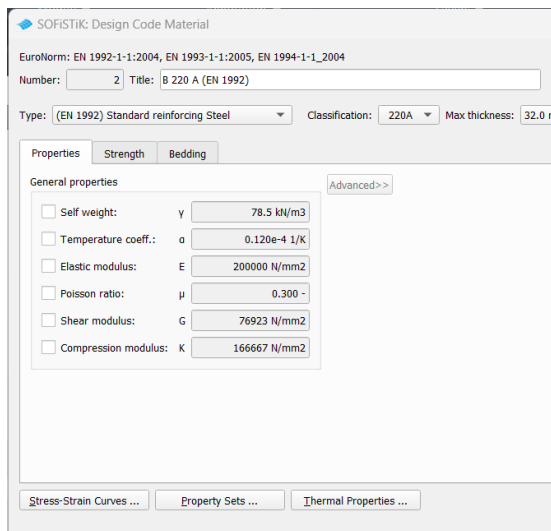
2.2.2. Χάλυβας

Για τον χάλυβα οπλισμών έχει επιλεγεί χάλυβας κατηγορίας StI στην υφιστάμενη κατασκευή. Η κατηγορία αυτή βασίζεται στα παλαιά πρότυπα και επομένως θα πρέπει να την αντιστοιχίσουμε με τους ισχύοντες κανονισμούς. Βάσει των σημερινών κανονισμών η κατηγορία χάλυβα StI αντιστοιχεί σε κατηγορία S220 όπως προβλέπει ο Νέος Κανονισμός Τεχνολογίας Χαλυβών Οπλισμού Σκυροδέματος (2008) (Πίνακας 2-3)

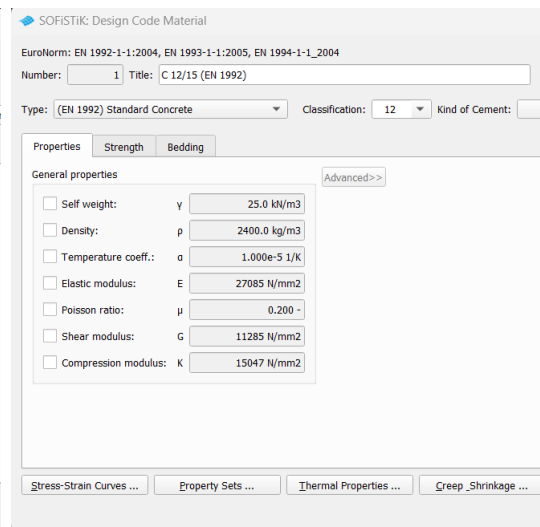
Πίνακας 2-3: Ονομαστική και μέση τιμή χάλυβα οπλισμού

Κατηγορία Χάλυβα Οπλισμού	«Ονομαστική» Μέση τιμή f_{ym} (MPa)	«Χαρακτηριστική» Μέση τιμή μείον μία τυπική απόκλιση f_{yk} (MPa)
S220 & Stahl I	280	240
S400 & Stahl III	450	410
S500 & Stahl IV	520	500

Η εισαγωγή των κατηγοριών των υλικών (σκυροδέματος και χάλυβα οπλισμού), καθώς και τα αντίστοιχα χαρακτηριστικά τους στο πρόγραμμα, παρουσιάζεται στις εικόνες 2-5 και 2-6.



Εικόνα 2-5: Κατηγορία σκυροδέματος

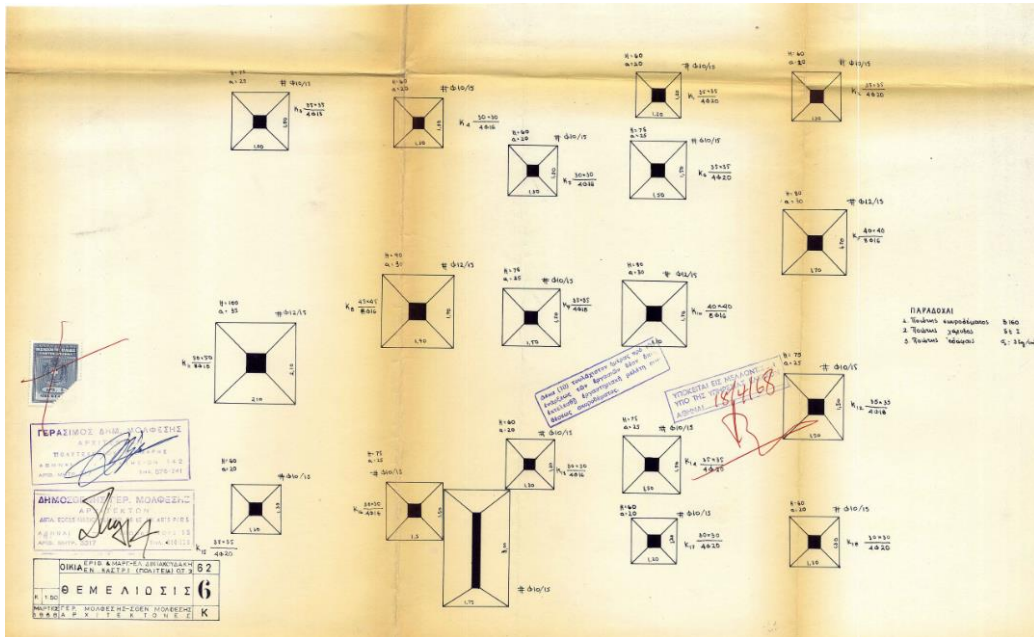


Εικόνα 2-6: Κατηγορία χάλυβα οπλισμού

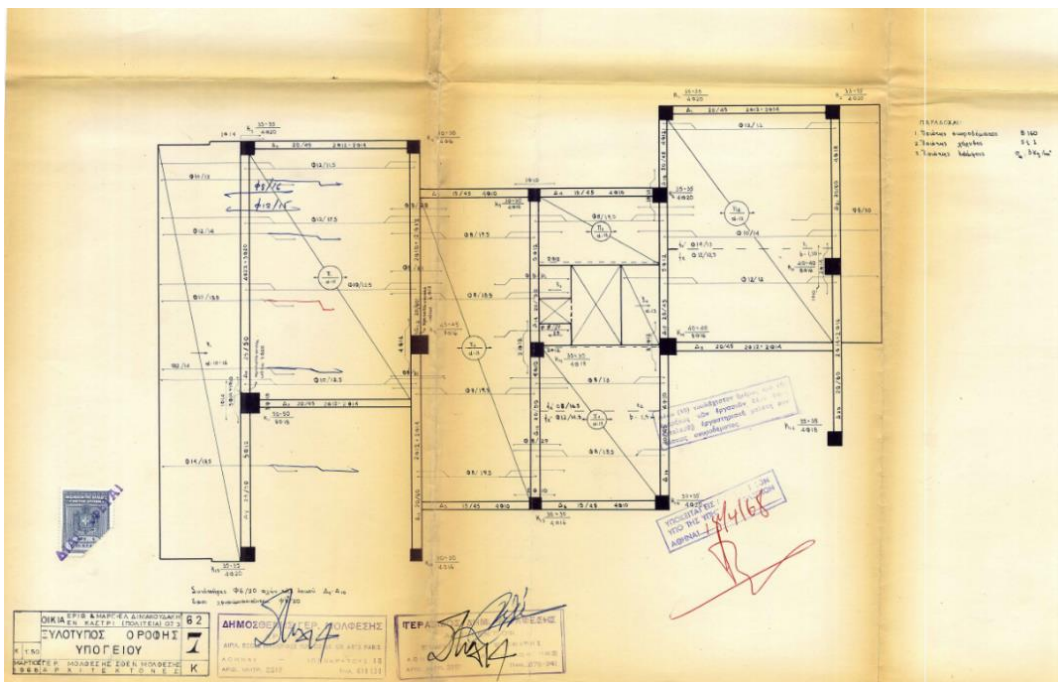
2.3. Γεωμετρικά στοιχεία κατασκευής

Βάσει των διατιθέμενων σχεδίων και των ξυλοτύπων της υφιστάμενης κατασκευής, αντλούμε πληροφορίες σχετικά με τα γεωμετρικά στοιχεία του δομήματος.

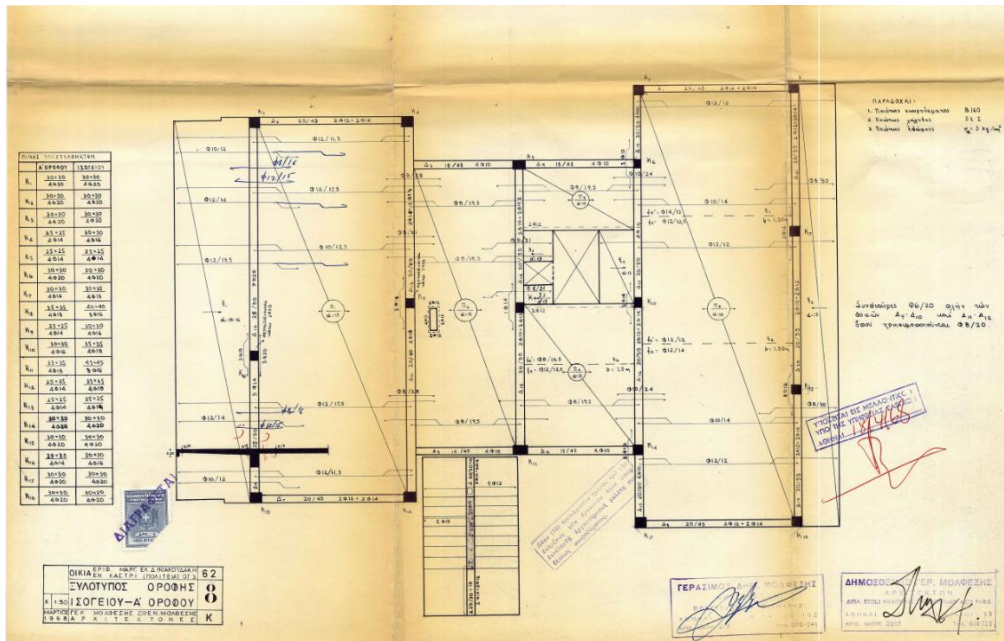
Στην εικόνα 2-7 παρουσιάζεται ο ξυλότυπος θεμελίωσης της υφιστάμενης κατασκευής, ενώ στις εικόνες 2-8 και 2-9 φαίνονται ο ξυλότυπος οροφής υπογείου και ισογείου- πρώτου ορόφου αντίστοιχα. Όπως φαίνεται στους διατιθέμενους ξυλότυπους, η κατασκευή διαθέτει ανοιχτό χώρο φωταγωγού (για φωτισμό-αερισμό τουαλέτων) τον οποίο όμως δεν θα λάβουμε υπόψη στην παρούσα εργασία, και στη θέση του θα τοποθετηθεί πλάκα από οπλισμένο σκυρόδεμα. Τα δομικά στοιχεία αναλύονται στις παρακάτω παραγράφους και τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν είναι C12/15 για το σκυρόδεμα και B220 για τον χάλυβα οπλισμών όπως αναφέρθηκε.



Εικόνα 2-7: Ξυλότυπος θεμελίωσης



Εικόνα 2-8: Ξυλότυπος οροφής υπογείου



Εικόνα 2-9: Ξυλότυπος οροφής ισογείου και Α' ορόφου

2.3.1. Θεμελίωση

Οι θεμελιώσεις αποτελούν το κύριο μέρος μίας κατασκευής καθώς μέσω αυτής επιτυγχάνεται η ασφαλής και ομοιόμορφη στήριξη του δομήματος στο έδαφος. Ο σχεδιασμός των θεμελιώσεων πρέπει να γίνει με τρόπο που να εξασφαλίζει την ομοιόμορφη διανομή των κατακόρυφων φορτίων στο έδαφος, καθώς παραλαμβάνουν τα φορτία της κατασκευής και τα μεταβιβάζουν στο έδαφος. Επιπλέον, πρέπει να προστατεύουν τον φέροντα οργανισμό από οριζόντιες δυνάμεις, όπως οι σεισμικές δονήσεις, και εδαφικές παραμορφώσεις, όπως οι καθιζήσεις.

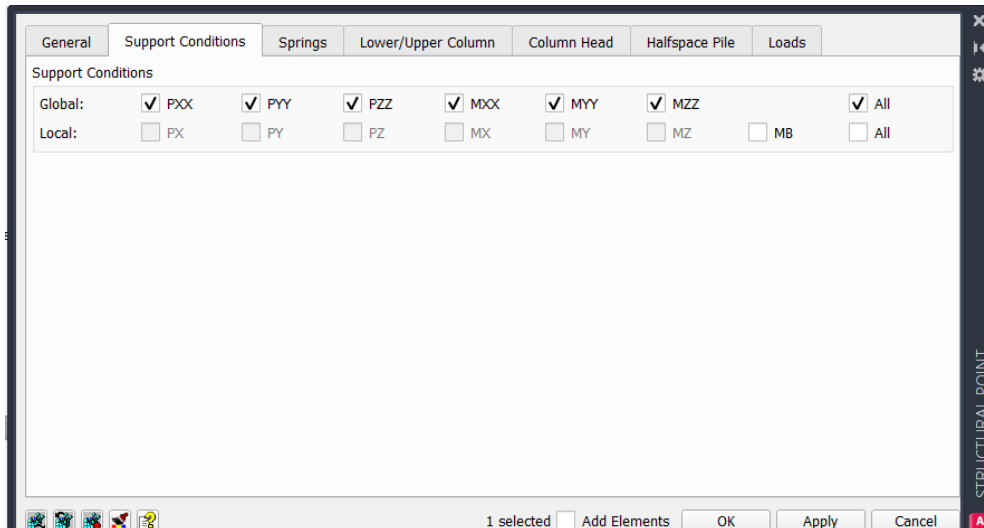
Υπάρχουν διαφορετικά είδη θεμελιώσεων, η επιλογή των οποίων γίνεται αναλόγως το δομικό σύστημα αλλά και το έδαφος στο οποίο εδράζεται η θεμελίωση. Ένα σύνθητες είδος θεμελιώσεων αποτελούν οι θεμελιώσεις σκελετού από οπλισμένο σκυρόδεμα. Αυτές χωρίζονται στις εξής κατηγορίες:

- Ανεξάρτητα πέδιλα
- Πεδιλοδοκούς
- Κοιτοστρώσεις

Στην υφιστάμενη κατασκευή έχει πραγματοποιηθεί θεμελίωση με ανεξάρτητα τετραγωνικά πέδιλα. Τα ανεξάρτητα πέδιλα χρησιμοποιούνται όταν οι αποστάσεις μεταξύ των αξόνων υποστυλωμάτων είναι τέτοιες που επιτρέπουν την άνετη ανάπτυξη της αναγκαίας επιφάνειας του πέδιλου έδρασής τους.

Όπως παρουσιάζεται και στον ξυλότυπο θεμελίωσης, η κατασκευή διαθέτει 18 κεντρικά δύσκαμπτα πέδιλα, από τα οποία τα 17 είναι τετράγωνα και το ένα είναι ορθογώνιο. Επιπλέον, το υπόγειο διαθέτει περιμετρικά τοιχεία όπου θεωρείται ότι προσφέρουν επαρκή δυσκαμψία στις δύο διευθύνσεις, εξασφαλίζοντας το απαραμόρφωτο της στάθμης οροφής του υπογείου.

Κατά συνέπεια, στην παρούσα εργασία, οι θεμελιώσεις προσομοιώθηκαν στο πρόγραμμα σαν πακτώσεις στο έδαφος. Η προσομοίωση των πακτώσεων στο πρόγραμμα SOFIPLUS-X έγινε μέσω της εντολής "Structural Area-Point", δεσμεύοντας όλους τους βαθμούς ελευθερίας στις συνθήκες στήριξης.



Εικόνα 2-10: Εισαγωγή πακτώσεων στο πρόγραμμα

Τα βασικά δομικά στοιχεία που συνθέτουν έναν φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι τα εξής:

- Υποστυλώματα
- Δοκοί
- Πλάκες

2.3.2. Υποστυλώματα

Τα υποστυλώματα αποτελούν τα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία τα οποία μεταφέρουν τα φορτία (μόνιμα και κινητά) μίας κατασκευής στο έδαφος μέσω της θεμελίωσης. Ειδική περίπτωση υποστυλωμάτων μεγάλου μήκους και μικρού πάχους είναι τα τοιχώματα.

Σε κτίρια της δεκαετίας του 1970, παρουσιάζεται απουσία τοιχωμάτων και αραιή διάταξη υποστυλωμάτων. Επιπλέον, τα φέροντα στοιχεία είναι σχετικά μικρών διαστάσεων, όπως φαίνεται και στα χαρακτηριστικά των υποστυλωμάτων της υφιστάμενης κατασκευής.

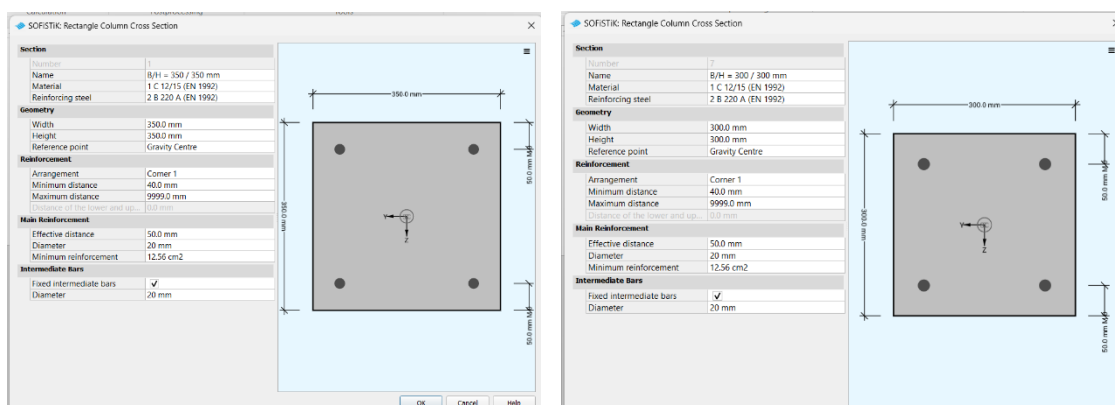
Το υπόγειο περιλαμβάνει συνολικά δεκαέξι υποστυλώματα ενώ το ισόγειο και ο πρώτος όροφος, διαθέτουν συνολικά δεκαοκτώ υποστυλώματα. Οι διαστάσεις και οι οπλισμοί των παραπάνω παρουσιάζονται αναλυτικά στους παρακάτω πίνακες.

Πίνακας 2-2: Διαστάσεις και οπλισμοί υποστυλωμάτων υφιστάμενης κατασκευής

A/A	Διαστάσεις	Οπλισμοί
K1	35x35	4Φ20
K2	35x35	4Φ20
K3	35x35	4Φ20
K4	30x30	4Φ16
K5	30x30	4Φ16
K6	35x35	4Φ20
K7	40x40	8Φ16
K8	45x45	8Φ16
K9	35x35	4Φ18
K10	40x40	8Φ16
K11	50x50	8Φ18
K12	35x35	4Φ18
K13	30x30	4Φ16
K14	35x35	4Φ20
K15	35x35	4Φ20
K16	30x30	4Φ16

ΠΙΝΑΚΑΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ	
Α' ΟΡΟΦΟΥ	ΙΣΟΓΕΙΟΥ
K ₁	30x30 / 4Φ20
K ₂	30x30 / 4Φ20
K ₃	30x30 / 4Φ20
K ₄	25x25 / 4Φ14
K ₅	25x25 / 4Φ14
K ₆	30x30 / 4Φ20
K ₇	30x30 / 4Φ16
K ₈	35x35 / 4Φ18
K ₉	35x35 / 4Φ18
K ₁₀	30x30 / 4Φ16
K ₁₁	30x30 / 4Φ20
K ₁₂	25x25 / 4Φ14
K ₁₃	25x25 / 4Φ14
K ₁₄	30x30 / 4Φ20
K ₁₅	30x30 / 4Φ20
K ₁₆	25x25 / 4Φ14
K ₁₇	30x30 / 4Φ20
K ₁₈	30x30 / 4Φ20

Τα υποστυλώματα προσομοιώθηκαν με πεπερασμένα στοιχεία στο πρόγραμμα, αφού πρώτα ορίστηκαν τα υλικά, οι διαστάσεις, οι οπλισμοί και οι ελάχιστες αποστάσεις μεταξύ τους, μέσω της εντολής "Cross sections" στην βιβλιοθήκη. Στην εικόνα 2-11 παρουσιάζονται ενδεικτικά οι διατομές των υποστυλωμάτων K1 του υπογείου και του ισογείου.



Εικόνα 2-11: Ορισμός υποστυλωμάτων

2.3.3. Δοκοί

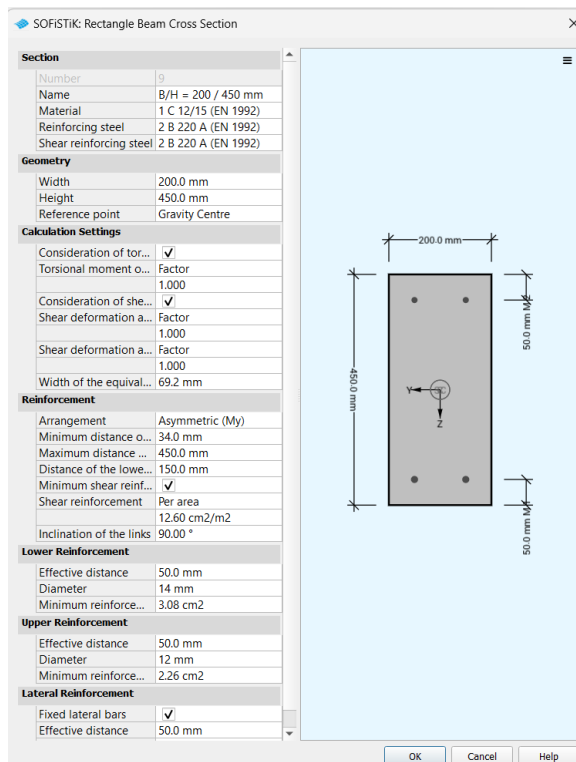
Οι δοκοί παραλαμβάνουν τα φορτία από τις πλάκες και τα μεταφέρουν στα υποστυλώματα, τα οποία με την σειρά τους στην θεμελίωση, όπως προαναφέρθηκε. Οι δοκοί έχουν ορθογωνική διατομή και σύμφωνα με τις διατάξεις του Κανονισμού του 1959, έχουν μικρές διατομές όπως φαίνεται και στον Πίνακα 2-3 που ακολουθεί.

Η κατασκευή περιλαμβάνει σύνολο δεκαεννέα δοκούς στην οροφή υπογείου και εικοσιένα δοκούς στην οροφή ισογείου και πρώτου ορόφου. Στον πίνακα 2-3 παρουσιάζονται λεπτομερώς οι διαστάσεις και οι υφιστάμενοι οπλισμοί του υπογείου, του ισογείου και του πρώτου ορόφου.

Πίνακας 2-3: Διαστάσεις και οπλισμοί δοκών

Δ/Α	ΥΠΟΓΕΙΟ		ΙΣΟΓΕΙΟ και Α'ΟΡΟΦΟΣ	
	Διαστάσεις	Οπλισμοί	Διαστάσεις	Οπλισμοί
Δ1	20/45	2Φ12+2Φ14	20/45	2Φ12+2Φ14
Δ2	20/45	2Φ12+2Φ14	20/45	2Φ12+2Φ14
Δ3	15/45	4Φ10	15/45	4Φ10
Δ4	15/45	4Φ10	15/45	4Φ10
Δ5	15/45	4Φ10	15/45	4Φ10
Δ6	15/45	4Φ10	15/45	4Φ10
Δ7	20/45	2Φ12+2Φ14	20/45	2Φ12+2Φ14
Δ8	20/45	2Φ12+2Φ14	20/45	2Φ12+2Φ14
Δ9	25/50	5Φ12	25/50	5Φ14
Δ10	25/50	4Φ22+3Φ20	25/50	7Φ20
Δ11	20/60	2Φ12+2Φ14	20/60	4Φ18
Δ12	20/60	2Φ10+2Φ12	20/60	2Φ18+2Φ16
Δ13	20/50	4Φ10	20/50	2Φ10+2Φ12
Δ14	20/50	5Φ12	20/50	2Φ10+2Φ12
Δ15	-	-	20/50	4Φ10
Δ16	20/45	4Φ10	20/50	2Φ12+2Φ14
Δ17	20/45	5Φ12	20/50	4Φ10
Δ18	20/45	4Φ12	20/50	4Φ10
Δ19	-	-	20/55	2Φ12+2Φ14
Δ20	20/60	2Φ14+2Φ16	20/55	2Φ10+2Φ12
Δ21	20/60	4Φ12	20/55	2Φ12+2Φ14

Όπως και για τις διατομές των υποστυλωμάτων, οι δοκοί προσομοιώθηκαν με πεπερασμένα στοιχεία, και η εισαγωγή των διατομών και των λεπτομερειών έγινε μέσω της εντολής "Cross sections" στην βιβλιοθήκη του προγράμματος. Ενδεικτικά παρουσιάζεται στην εικόνα 2-12 η διατομή της δοκού Δ1.



Εικόνα 2-12: Ορισμός δοκού Δ1

2.3.4. Πλάκες

Οι πλάκες είναι επιφανειακοί επίπεδοι φορείς οι οποίοι φορτίζονται κάθετα στο επίπεδο τους από φορτίσεις οποιασδήποτε μορφής.

Οι πλάκες κατατάσσονται στις εξής κατηγορίες:

1. Αναλόγως του τρόπου κατασκευής:
 - Ολόσωμες πλάκες
 - Πλάκες με νευρώσεις
 - Πλάκες με διάκενα
2. Αναλόγως του σχήματος κατόψεως:
 - Ορθογωνικές
 - Κυκλικές
 - Τριγωνικές κ.α.
3. Αναλόγως του είδους οπλισμού:
 - Οπλισμένες
 - Προεντεταμένες
4. Αναλόγως της διατάξεως οπλισμού:
 - Οπλισμένες (κυρίως) κατά μία διεύθυνση
 - Οπλισμένες (κυρίως) κατά δύο διευθύνσεις κ.α.
5. Αναλόγως της στατικής λειτουργίας:
 - Μεμονωμένες
 - Συνεχείς
6. Αναλόγως των συνθηκών στηρίξεως:
 - Πρόβολοι
 - Διέρειστες πλάκες
 - Τριέρειστες πλάκες
 - Τετραέρειστες πλάκες

Η υφιστάμενη κατασκευή αποτελείται από ολόσωμες ορθογωνικές συνεχείς πλάκες, οπλισμένες κυρίως κατά μία διεύθυνση.

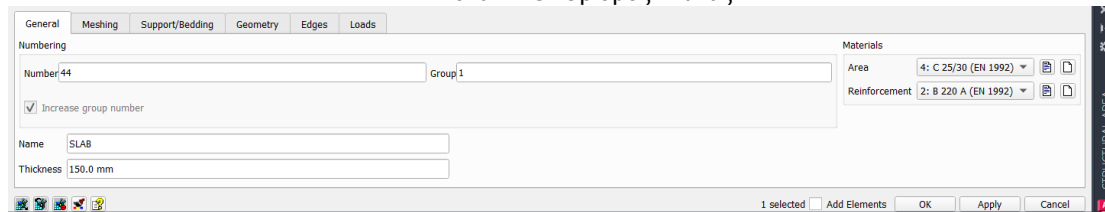
Υπάρχουν συνολικά δεκαπέντε αμφιέρειστες πλάκες οι οποίες έχουν πάχος 13 εκατοστών, και τέσσερις πρόβολοι με πάχος 15 εκατοστά. Αυτές οι πλάκες κατανέμονται ως εξής:

- Πέντε αμφιέρειστες πλάκες στην οροφή υπογείου
- Πέντε αμφιέρειστες πλάκες στην οροφή ισογείου
- Πέντε αμφιέρειστες πλάκες στην στον πρώτο όροφο
- Δύο πρόβολοι στην οροφή ισογείου
- Δύο πρόβολοι στην οροφή πρώτου ορόφου

Οι οπλισμοί των πλακών παρουσιάζονται αναλυτικά στους ξυλότυπους των Εικόνων 2.7-2.9.

Συνίσταται να γίνεται ανάλυση της πλάκας σε πλήθος από μικρά μεμονωμένα τριγωνικά ή ορθογωνικά στοιχεία, όμοιας ή διαφόρων μορφών. Έτσι οι πλάκες προσομοιώθηκαν με πεπερασμένα στοιχεία μέσω της εντολής "Structual Area" (Εικόνα 2-15).

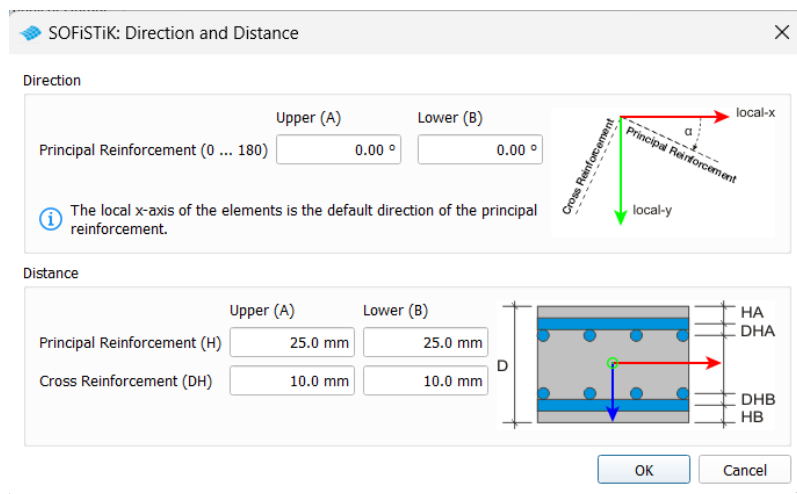
Εικόνα 2-13: Ορισμός πλάκας



Σύμφωνα με τις κατασκευαστικές διατάξεις του 1959, τα ελάχιστα πάχη των επικαλύψεων για τις πλάκες είναι τα εξής:

- Πλάκα με ή χωρίς νευρώσεις: 1.0cm
- Πλάκα με ή χωρίς νευρώσεις στην ύπαιθρο: 1.5cm
- Στα υπόλοιπα στοιχεία της κατασκευής: 1.5cm
- Στα υπόλοιπα στοιχεία της κατασκευής ύπαιθρο: 2.0cm

Στο υφιστάμενο κτίριο, το πάχος της επικάλυψης σε όλες τις πλάκες είναι 25mm. Όπως παρουσιάζεται και στην εικόνα 18, οι επικαλύψεις και οι οπλισμοί προσομοιώθηκαν μέσω της εντολής "Design parameters of area elements".

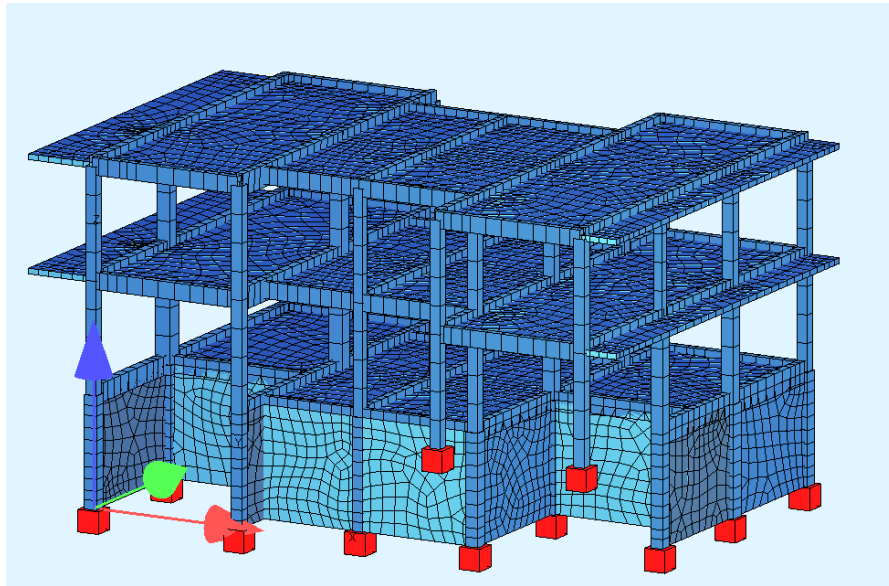


Εικόνα 2-14: Ορισμός επικαλύψεων

2.3.5. Τοιχοποιίες

Στο προσομοίωμα του υπό μελέτη κτιρίου δεν λαμβάνονται υπόψη οι τοιχοποιίες πλήρωσης στις αναλύσεις τόσο για τα κατακόρυφα όσο και για τα σεισμικά φορτία καθώς θεωρούνται εύκαμπτες και η αντοχή τους είναι αμελητέα. Παρόλαυτα η μάζα τους λαμβάνεται υπόψη και εισάγεται ως γραμμικό φορτίο στα δοκάρια, το οποίο θα αναλυθεί στις παρακάτω παραγράφους.

Στην εικόνα 2-15 παρουσιάζεται η τρισδιάστατη απεικόνιση του αρχικού φορέα πρωτού γίνει η τοποθέτηση των μεταλλικών ορόφων και της ενίσχυσης.



Εικόνα 2-15: Τρισδιάστατη απεικόνιση αρχικού φορέα

3. ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΟΡΟΦΩΝ

3.1. Γενικά

Σε κατασκευές μεγάλης ηλικίας, τα μεταλλικά στοιχεία αποτελούν την βέλτιστη επιλογή όταν πρόκειται για προσθήκη ορόφων, λόγω των πολλαπλών πλεονεκτημάτων που συνδυάζουν. Μερικά από αυτά είναι τα εξής:

- Σε σύγκριση με το σκυρόδεμα, ο χάλυβας είναι πιο ελαστικό υλικό επομένως, η χρήση του βοηθά στην προστασία των μεταλλικών κατασκευών από τις δονήσεις, καθιστώντας τον ιδανικό για αντισεισμικές εφαρμογές.
- Είναι ελαφρύτερα συγκριτικά με το σκυρόδεμα.
- Η δυνατότητα ανακύκλωσης του χάλυβα επιτρέπει την αποσυναρμολόγηση και την μεταφορά της κατασκευής αν αυτό απαιτηθεί
- Η δυνατότητα σχεδιασμού μεγάλων ανοιγμάτων.

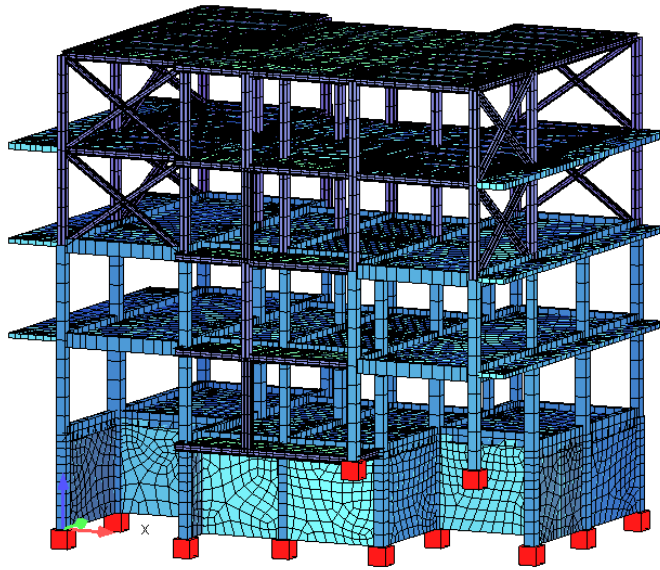
Στα πλαίσια της παρούσας εργασίας μελετήθηκε η προσθήκη δύο μεταλλικών ορόφων, με σύμμικτες πλάκες στην υφιστάμενη κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η χρήση των δύο προστιθέμενων ορόφων προορίζεται για κατοικίες. Ταυτόχρονα, έγινε προσθήκη εξωτερικής σκάλας από μεταλλική κατασκευή. Η ανάλυση της προσθήκης πραγματοποιήθηκε με το πρόγραμμα SOFiSTiK, αφού πρώτα έγινε ο σχεδιασμός και η διαστασιολόγηση των μελών.

Όλες οι συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων, κύριων-δευτερευουσών δοκών, καθώς και οι συνδέσεις των χιαστί συνδέσμων με τα υποστυλώματα είναι απλές συνδέσεις τέμνουσας (αρθρώσεις). Τα υποστυλώματα θεωρούνται πακτωμένα στην βάση τους.

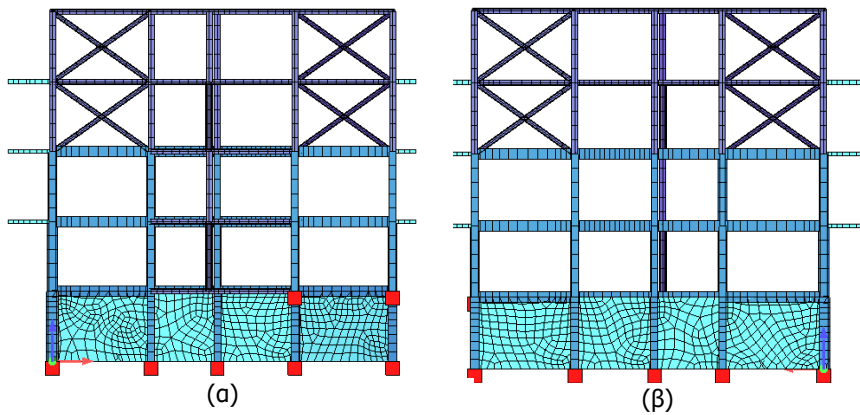
Οι δύο προστιθέμενοι όροφοι θα έχουν εμβαδόν αντίστοιχο με το εμβαδόν του ισογείου και του πρώτου ορόφου της υφιστάμενης κατασκευής, δηλαδή 147m², και το ύψος του κάθε ορόφου θα ανέρχεται στα 3m. Οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν για τα υποστυλώματα, τους χιαστί συνδέσμους, τις κύριες και τις δευτερεύουσες δοκούς, καθώς και οι διατομές των συμμικτων πλακών, θα παρουσιαστούν αναλυτικά σε επόμενο κεφάλαιο.

Η προστιθέμενη εξωτερική σκάλα έχει συνολικό εμβαδόν 12 m², και θα τοποθετηθεί παράλληλα στις δοκούς Δ5 και Δ6 του υπογείου έως τον τελευταίο όροφο.

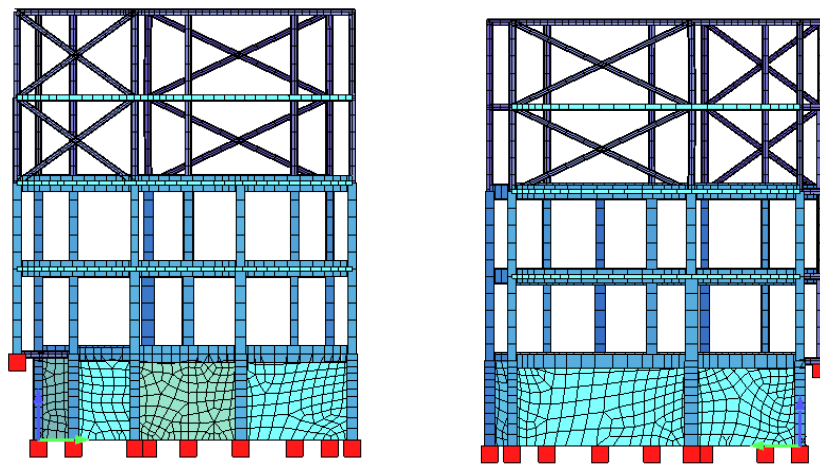
Στις παρακάτω εικόνες αποτυπώνεται η τρισδιάστατη απεικόνιση του φορέα, μετά την προσθήκη όπως σχεδιάστηκε στο πρόγραμμα SOFiSTiK.



Εικόνα 3-1: Τρισδιάστατη απεικόνιση φορέα μετά την προσθήκη μεταλλικών ορόφων



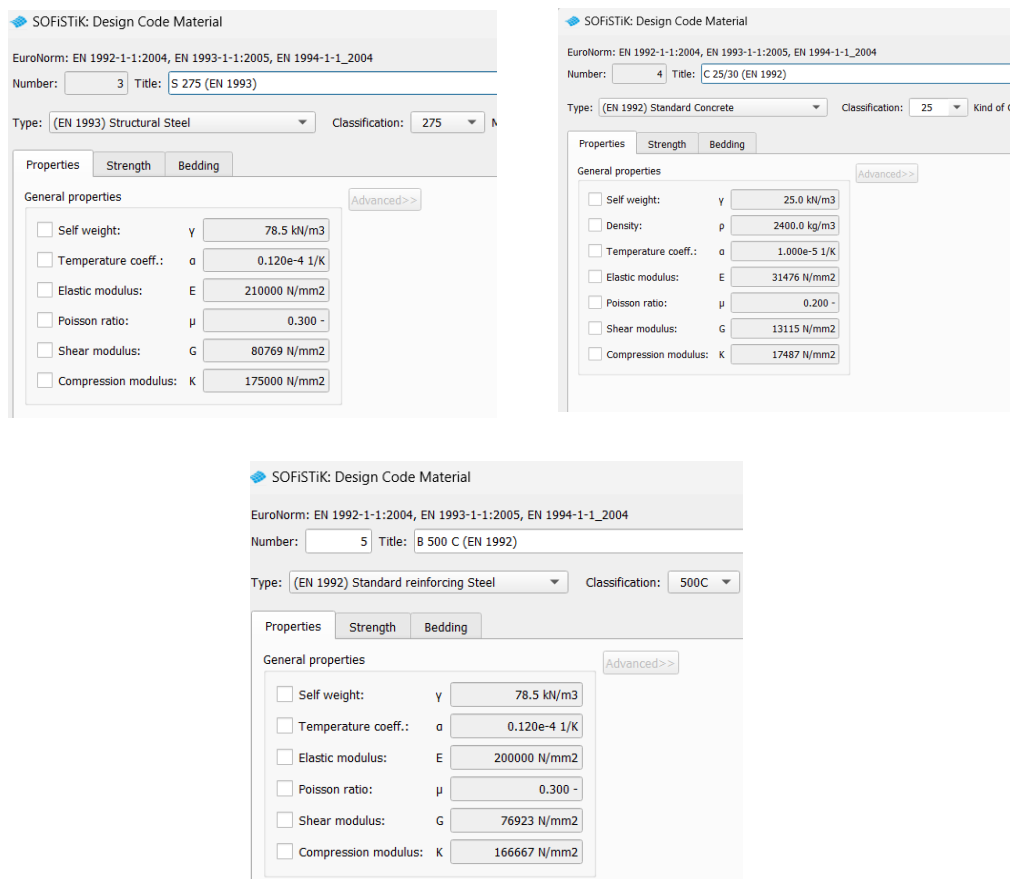
Εικόνα 3-2: Όψεις: (α) Μπροστινή όψη με μεταλλικό φορέα, (β): πίσω όψη με μεταλλικό φορέα



Εικόνα 3-3: Πλάγιες όψεις κτιρίου μετά την προσθήκη μεταλλικού φορέα

3.2. Υλικά

Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν για την προσθήκη των ορόφων είναι S275 για τον χάλυβα, C25/30 για το σκυρόδεμα και B500C για τον χάλυβα οπλισμών. Η εισαγωγή των υλικών και των ιδιοτήτων τους στο πρόγραμμα έγινε μέσω της επιλογής "Materials", καθώς διαθέτει πλούσια βιβλιοθήκη υλικών, βασισμένη στους κανονισμούς και τους Ευρωκώδικες που έχουμε ορίσει αρχικά



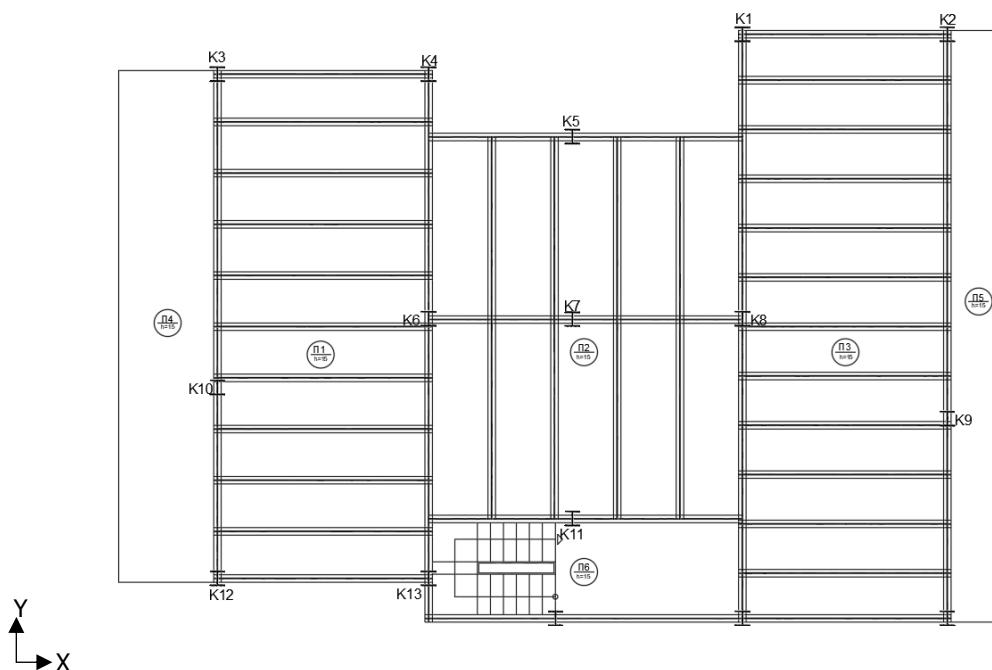
Εικόνα 3-4: Εισαγωγή υλικών στο πρόγραμμα

3.3. Γεωμετρικά στοιχεία μεταλλικού φορέα

Για τον σχεδιασμό της μεταλλικής κατασκευής επιλέχτηκαν χαλύβδινες διατομές θερμής έλασης για τα δομικά στοιχεία τα οποία είναι:

- Υποστυλώματα
- Κύριες δοκοί
- Δευτερεύουσες δοκοί
- Σύμμεικτες πλάκες
- Συστήματα εξασφάλισης πλευρικής ευστάθειας (χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας)

Στις εικόνες 3-5 και 3-6 παρουσιάζεται ο ξυλότυπος των μεταλλικών ορόφων καθώς και οι λεπτομέρειες των διατομών που χρησιμοποιήθηκαν.



Εικόνα 3-5: Ξυλότυπος μεταλλικών ορόφων

Η εισαγωγή των διατομών στο πρόγραμμα έγινε μέσω της επιλογής “Cross Sections” και η εισαγωγή των ιδιοτήτων τους έγινε αυτόματα από την βιβλιοθήκη του προγράμματος.

3.3.1. Υποστυλώματα

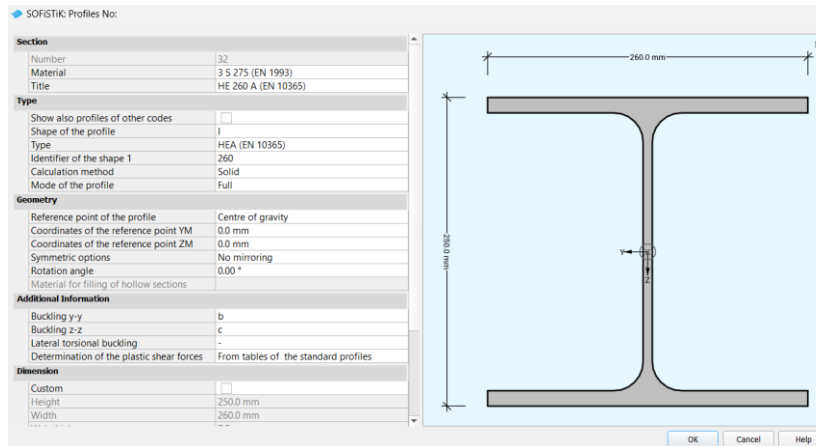
Για τα υποστυλώματα προτιμώνται συνήθως πλατύπελμες διατομές, όπως διατομές (π.χ. HEA ή HEB), καθώς συγκριτικά με τις υψίκορμες διατομές (π.χ. IPE) έχουν καλύτερη αντοχή σε λυγισμό και στις δύο διευθύνσεις.

Στην παρούσα εργασία, για τα υποστυλώματα επιλέχτηκε διατομή HEA260. Επειδή περιοριζόμαστε μόνο σε προσθήκη δύο ορόφων, θα χρησιμοποιηθεί η ίδια διατομή σε όλα τα υποστυλώματα και τους δύο ορόφους για λόγους κατασκευαστικής ευκολίας.

Οι βασικοί έλεγχοι που θα πραγματοποιηθούν για τα υποστυλώματα είναι οι εξής:

- Έλεγχος αντοχής της διατομής σε διάτμηση στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας
- Έλεγχος αντοχής της διατομής σε θλίψη στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας
- Έλεγχος αντοχής της διατομής σε κάμψη στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας
- Αλληλεπίδραση κάμψης-τέμνουσας
- Αλληλεπίδραση κάμψης-αξονικής θλιπτικής δύναμης
- Καμπτικός και στρεπτοκαμπτικός λυγισμός για έλεγχο ευστάθειας μέλους

Ο κάθε όροφος θα αποτελείται από δεκαπέντε υποστυλώματα προσανατολισμένα έτσι ώστε κατά την δράση των καθοριστικών φορτίων να ενεργοποιούνται οι ισχυροί τους άξονες.



Εικόνα 3-6: Εισαγωγή διατομής HEA260 στο πρόγραμμα

3.3.2. Δοκοί

Η μεταλλική κατασκευή απαρτίζεται από κύριες και δευτερεύουσες δοκούς (διαδοκίδες). Οι κύριες δοκοί στηρίζονται στα υποστυλώματα μεταφέροντας σε αυτά τα μόνιμα φορτία της κατασκευής. Οι δευτερεύουσες δοκοί (διαδοκίδες) τοποθετούνται ανάμεσα στις κύριες δοκούς, προκειμένου να μειώσουν τα μεγάλα ανοίγματα των πλακών, καθώς και να συμβάλουν στην διανομή των φορτίων.

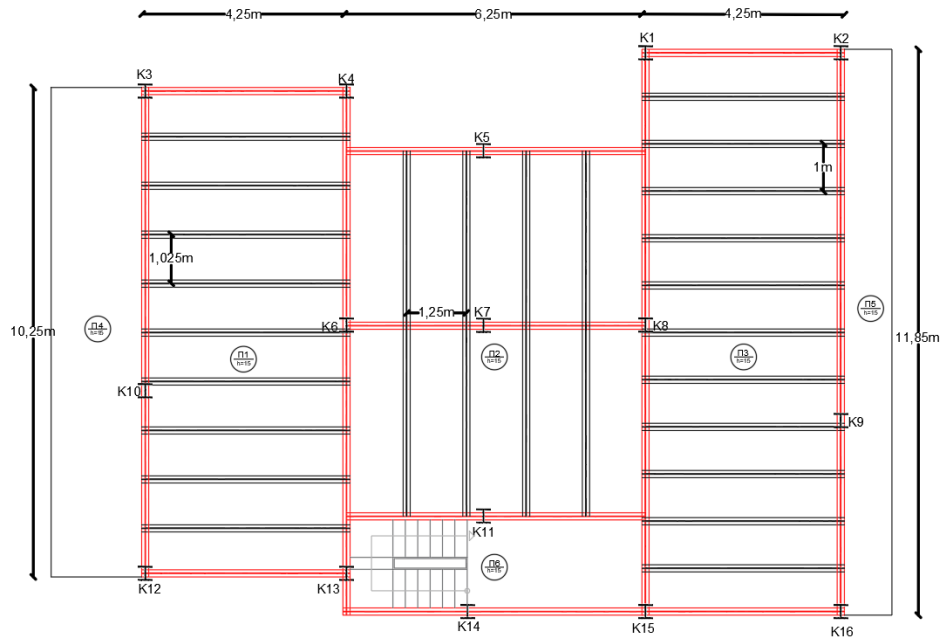
Συνήθως για τις δοκούς επιλέγονται υψίκορμοι κορμοί (IPE) καθώς είναι επιλογή που συνδυάζει αντοχή, οικονομία και ευκολία εγκατάστασης.

Οι βασικοί έλεγχοι των δοκών που θα πραγματοποιηθούν είναι οι εξής:

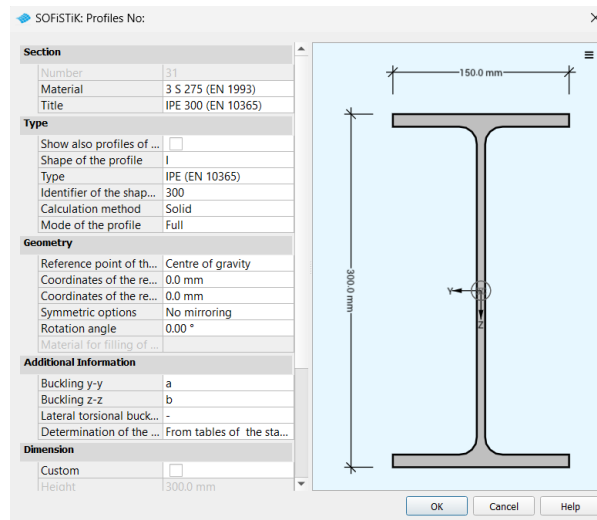
- Έλεγχος σε κάμψη στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας
- Έλεγχος σε διάτμηση στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας
- Έλεγχος βελών στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Ο έλεγχος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού θα παραλειφθεί καθώς οι δοκοί εξασφαλίζονται πλευρικά από την σύμμικτη πλάκα κατά την φάση λειτουργίας.

Τόσο για τις κύριες όσο και για τις δευτερεύουσες δοκούς έχει επιλεγθεί η ίδια διατομή, IPE300. Ο κάθε όροφος αποτελείται από έντεκα κύριες δοκούς και είκοσι τέσσερις δευτερεύουσες δοκούς. Οι διαστάσεις των δοκών καθώς και οι αποστάσεις των διαδοκίδων μεταξύ τους παρουσιάζονται στον ξυλότυπο της εικόνας 3-7.



Εικόνα 3-7: Κύριες δοκοί με κόκκινο χρώμα, δευτερεύουσες με μαύρο



Εικόνα 3-8:Εισαγωγή διατομής IPE300

3.3.3. Χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Η διάταξη των συνδέσμων δυσκαμψίας, πρέπει να ακολουθεί κάποιους βασικούς κανόνες, ώστε η μόρφωση του κτιρίου να είναι κατάλληλη. Τέτοιοι είναι οι εξής :

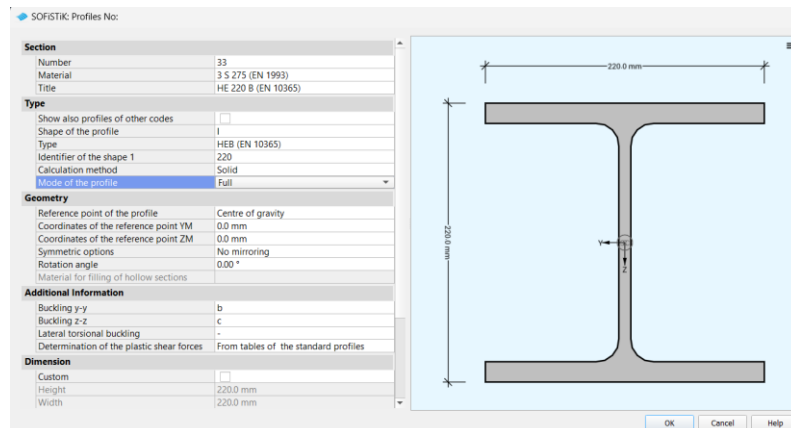
- Η καλύτερη τοποθέτηση των συνδέσμων δυσκαμψίας είναι γύρω από την περίμετρο του κτιρίου, σε συμμετρική διάταξη. Αυτή η τοποθέτηση ενισχύει την αντοχή στη στρέψη, καθώς οι σύνδεσμοι βρίσκονται σε μεγάλη απόσταση από το κέντρο μάζας του κτιρίου. Η συμμετρική διάταξη βοηθά στην αποτελεσματική αντιμετώπιση των οριζοντίων δυνάμεων και στις δύο κατευθύνσεις, διασφαλίζοντας πλευρική σταθερότητα τόσο στον άξονα Χ όσο και στον άξονα Υ.

- Για κάθε άξονα (X και Y), πρέπει να υπάρχουν ζεύγη συνδέσμων για να κατανέμονται οι οριζόντιες δυνάμεις ομοιόμορφα. Αν σε έναν από τους δύο άξονες υπάρχει μόνο ένας σύνδεσμος, προκύπτει εκκεντρότητα ανάμεσα στη θέση εφαρμογής των σεισμικών δυνάμεων στο κέντρο μάζας του ορόφου και τη θέση παραλαβής αυτών των δυνάμεων από τον σύνδεσμο.
- Για να αποφεύγονται προβλήματα στρέψης, τα μέλη κάθε ζεύγους συνδέσμων πρέπει να έχουν παρόμοια δυσκαμψία και στις δύο κύριες κατευθύνσεις του κτιρίου. Επιπλέον, πρέπει να διατηρείται η συνέχεια των συνδέσμων κατά ύψος του κτιρίου, έτσι ώστε να μην αλλάζει το κέντρο δυσκαμψίας από όροφο σε όροφο και να μην δημιουργούνται επιπλέον στρεπτικές καταπονήσεις.

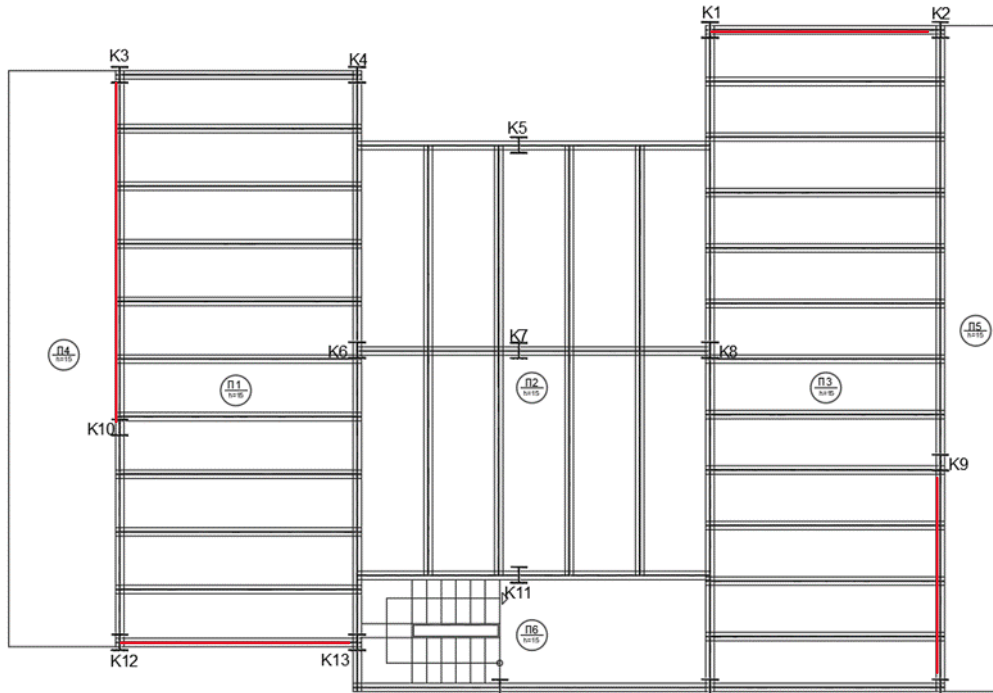
Οι βασικοί έλεγχοι των διαγώνιων συνδέσμων δυσκαμψίας που θα πραγματοποιηθούν είναι οι εξής:

- Έλεγχος έναντι λυγισμού λόγω αξονικής δύναμης
- Έλεγχος αντοχής σε θλιψη

Στην υφιστάμενη κατασκευή επιλέχτηκαν χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας διατομής HEB220 και τοποθετήθηκαν στις θέσεις που παρουσιάζονται στην εικόνα 3-9.



Εικόνα 3-9: Εισαγωγή διατομής HEB220 στο SOFISTIK



Εικόνα 3-10: Θέσεις τοποθέτησης χιαστί συνδέσεων (με κόκκινο χρώμα)

3.3.4. Πλάκες

Οι πλάκες των μεταλλικών ορόφων έχουν προσομοιωθεί ως σύμμικτες, δηλαδή με ταυτόχρονη χρήση χαλυβδόφυλλων και σκυροδέματος. Οι σύμμικτες πλάκες συνδυάζουν τα πλεονεκτήματα των δύο υλικών,

Στο κτίριο της παρούσας εργασίας τοποθετήθηκαν σύμμικτες πλάκες με τις νευρώσεις των φύλλων παράλληλες με τη διεύθυνση Z, εγκάρσια στις διαδοκίδες. Οι πλάκες σχεδιάστηκαν με συνολικό ύψος $h=150\text{mm}$ και με χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 πάχους $0,75\text{mm}$.

Θεωρείται ότι μόνο το καθαρό πάχος του σκυροδέματος συνεισφέρει στην αντοχή της πλάκας σε κάμψη. Επίσης, ως οπλισμός στην πάνω πλευρά της πλάκας τοποθετήθηκε πλέγμα οπλισμού $\Phi 8/15$ με ποιότητα χάλυβα S500 και καθαρή επικάλυψη $c=30\text{mm}$. Τέλος, το σκυρόδεμα της πλάκας είναι ποιότητας C20/25.

3.3.5. Κατηγορίες διατομών

Οι μεταλλικές διατομές κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες, αναλόγως την αντοχή τους και τον περιορισμό της στρωφικής ικανότητάς τους, εξαιτίας της πρόκλησης αστάθειας, λόγω ανάπτυξης τοπικού λυγισμού. Η μέθοδος ανάλυσης των μεταλλικών διατομών μπορεί να είναι είτε πλαστική (M_{pl}) είτε ελαστική (M_{el}), αναλόγως την κατηγορία κατάταξης τους.

Οι εν λόγω κατηγορίες περιγράφονται ακολούθως :

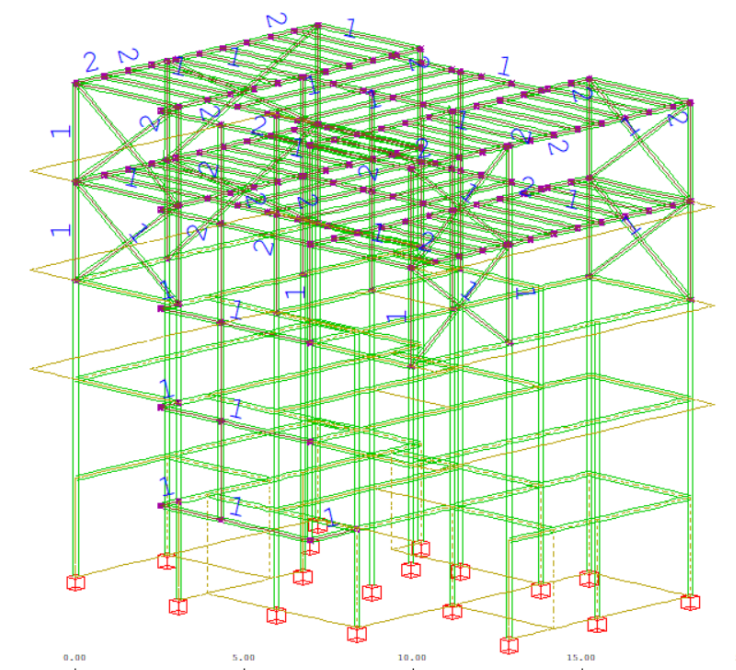
- Διατομές κατηγορίας 1 : Είναι εκείνες που μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση στρωφική ικανότητα, χωρίς μείωση της αντοχής τους.
- Διατομές κατηγορίας 2 : Είναι εκείνες που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη στρωφική ικανότητα λόγω τοπικού λυγισμού.

- Διατομές κατηγορίας 3 : Είναι εκείνες στις οποίες η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του χαλύβδινου μέλους, υποθέτοντας ελαστική κατανομή τάσεων, μπορεί να φτάσει το όριο διαρροής, αλλά ο τοπικός λυγισμός εμποδίζει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής.
- Διατομές κατηγορίας 4 : Είναι εκείνες στις οποίες ο τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέρη της διατομής.

Οι ροπές αντοχής για τις τέσσερις κατηγορίες διατομών είναι :

- Κατηγορίες 1 και 2 : Η πλαστική ροπή αντοχής M_{pl}
- Κατηγορία 3 : Η ελαστική ροπή αντοχής M_{el}
- Κατηγορία 4 : Η ροπή τοπικού λυγισμού $M_0 < M_{el}$

Στην παρούσα κατασκευή όλες οι μεταλλικές διατομές είναι κατηγορίας 1 ή 2 όπως παρουσιάζεται και στην εικόνα 3-11, μετά τα αποτελέσματα της ανάλυσης των μεταλλικών ορόφων στο πρόγραμμα SOFISTIK.



Εικόνα 3-11: Κατηγορίες μεταλλικών διατομών

4. ΦΟΡΤΙΑ-ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ

Η ανάλυση του υφιστάμενου κτιρίου θα πραγματοποιηθεί λαμβάνοντας υπόψη τα φορτία που προβλέπει ο Ευρωκώδικας 1 (EN1991-1), και όχι βάσει των κανονισμών που ίσχυαν κατά τη διάρκεια της κατασκευής του δομήματος. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι έχει γίνει προσθήκη δύο επιπλέον μεταλλικών ορόφων, και θα απαιτηθεί ενίσχυση της κατασκευής για την αντιμετώπιση των νέων φορτίων. Όπως είναι γνωστό, τα φορτία που δέχονται οι κατασκευές χωρίζονται σε δύο κυρίες κατηγορίες, στατικά και δυναμικά ή αλλιώς σταθερά ή μεταβαλλόμενα με το χρόνο.

4.1. Μόνιμα φορτία

4.1.1. Ίδιο βάρος

Στα μόνιμα φορτία θα συμπεριλάβουμε το ίδιο βάρος της κατασκευής το οποίο εφαρμόζεται αυτόματα από το πρόγραμμα μέσω της εντολής Load Case Manager εισάγοντας συντελεστή 1 στο πεδίο Factor of dead weight στο μόνιμο φορτίο.

Nr	Title	Action	Factor of dead weight	γ-u	γ-f	γ-a	ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂	ψ _{inf}
1	ΠΡΟΣΘΕΤΟ ΜΟΝΙΜΟ	G dead load		0.00	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2	ΚΙΝΗΤΟ	Q variable load		0.00	1.50	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30
3	ΜΟΝΙΜΟ	G dead load		1.00	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Εικόνα 4-1: Ίδιο βάρος κατασκευής

4.1.2. Πρόσθετα μόνιμα

Σε όλες τις πλάκες της κατασκευής θα εφαρμοστεί πρόσθετο μόνιμο φορτίο ίσο με 1,2 kN/m² ως φορτίο επικαλύψεων.

Name	Load Case	Class	Type	Distribution	Value 1	Value 2	Value 3
1 ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ	1 - ΠΡΟΣΘΕΤΟ ΜΟΝΙΜΟ	Load	PG - load in gravity direction	Uniform	1.20 kN/m ²	1.20 kN/m ²	1.20 kN/m ²
2 ΚΙΝΗΤΟ	2 - ΚΙΝΗΤΟ	Load	PG - load in gravity direction	Uniform	2.00 kN/m ²	2.00 kN/m ²	2.00 kN/m ²

Εικόνα 4-2: Πρόσθετο μόνιμο φορτίο πλακών

Το ίδιο βάρος των εσωτερικών τοιχοπληρώσεων θα ληφθεί υπόψη ως πρόσθετο μόνιμο φορτίο, ομοιόμορφα κατανομημένο στις πλάκες που συνορεύουν με τις εσωτερικές τοιχοποιίες, με βάση τον παρακάτω τύπο:

$$g_{\text{πλ,τοίχ.}} = g_{\text{τοίχ.}} \cdot h_{\text{τοίχ.}} \cdot l_{\text{τοίχ.}} / l_x \cdot l_y \quad (4-1)$$

όπου $g_{\text{τοίχ.}} = 2,1 \text{ kN/m}^2$, συνήθης τιμή κατανομημένου φορτίου στην επιφάνεια των εσωτερικών τοίχων

$h_{\text{τοίχ.}}$ = ύψος τοίχου

$l_{\text{τοίχ.}}$ = μήκος τοίχου

l_x = διάσταση πλάκας στην διεύθυνση x

l_y = διάσταση πλάκας στην διεύθυνση y

Για τα φορτία υπογείου, οι πλάκες αναλαμβάνουν τα φορτία των δοκών Δ11, Δ12, Δ13, Δ14 και Δ17. Η αναλυτικότερη κατανομή των φορτίων των δοκών στις πλάκες παρουσιάζονται στον πίνακα 4-1.

$\Delta 11 \rightarrow \Pi 2$
 $\Delta 12 \rightarrow \Pi 1, \Pi 2$
 $\Delta 13 \rightarrow \Pi 2, \Pi 4$
 $\Delta 14 \rightarrow \Pi 2, \Pi 3$
 $\Delta 17 \rightarrow \Pi 3, \Pi 5$

Πίνακας 4-1: Φορτία τοιχοποιίας πλακών υπογείου

ΟΡΟΦΗ ΥΠΟΓΕΙΟΥ					
	$\Delta 11$	$\Delta 12$	$\Delta 13$	$\Delta 14$	$\Delta 17$
$g_{\text{τοιχ}}$	2,1	2,1	2,1	2,1	2,1
$h_{\text{τοιχ}}$	3	3	3	3	3
$l_{\text{τοιχ}}$	5,2	5	3,88	3,88	3,7
	$\Pi 1$	$\Pi 2$	$\Pi 3$	$\Pi 4$	$\Pi 5$
l_x	4,25	2,85	3,35	3,35	4,1
l_y	6,35	7,75	3,8	4,1	6
$g_{\text{πλ.τοιχ}}$	0,58	3,86	1,88	0,89	0,47

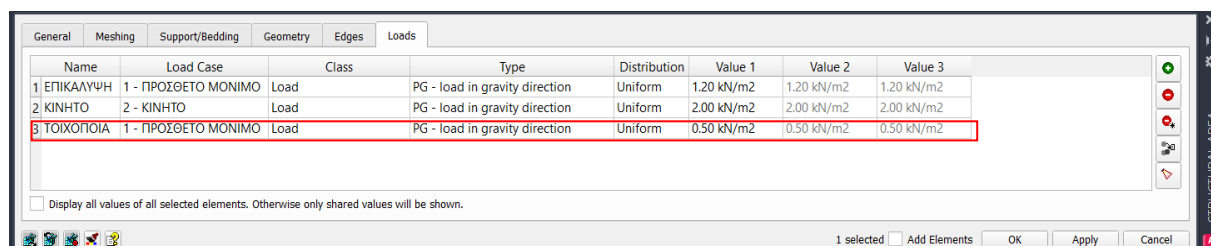
Για τα φορτία ισογείου και των υπόλοιπων ορόφων, οι πλάκες αναλαμβάνουν τα φορτία των δοκών $\Delta 11$, $\Delta 12$, $\Delta 14$, $\Delta 15$, $\Delta 16$ και $\Delta 17$. Η αναλυτικότερη κατανομή των φορτίων των δοκών στις πλάκες παρουσιάζονται στον πίνακα 4-2.

$\Delta 11 \rightarrow \Pi 1, \Pi 2$
 $\Delta 12 \rightarrow \Pi 1, \Pi 2$
 $\Delta 14 \rightarrow \Pi 2, \Pi 3$
 $\Delta 15 \rightarrow \Pi 2, \Pi 4$
 $\Delta 16 \rightarrow \Pi 4, \Pi 5$
 $\Delta 17 \rightarrow \Pi 3, \Pi 5$

Πίνακας 4-2: Φορτία τοιχοποιίας πλακών ισογείου και ορόφων

ΟΡΟΦΕΣ ΙΣΟΓΕΙΟΥ-ΟΡΟΦΩΝ						
	$\Delta 11$	$\Delta 12$	$\Delta 14$	$\Delta 15$	$\Delta 16$	$\Delta 17$
$g_{\text{τοιχ}}$	2,1	2,1	2,1	2,1	2,1	2,1
$h_{\text{τοιχ}}$	3	3	3	3	3	3
$l_{\text{τοιχ}}$	5,2	5	3,88	3,88	4	3,7
	$\Pi 1$	$\Pi 2$	$\Pi 3$	$\Pi 4$	$\Pi 5$	
l_x	4,25	2,85	3,35	3,35	4,1	
l_y	6,35	7,75	3,8	4,1	6	
$g_{\text{πλ.τοιχ}}$	1,19	2,56	1,88	1,81	0,99	

Στην εικόνα 4-3 παρουσιάζεται ενδεικτικά η τοποθέτηση του φορτίου τοιχοποιίας στο πρόγραμμα στην πλάκα 5 της οροφής υπογείου



Εικόνα 4-3: Εισαγωγή φορτίου εσωτερικής τοιχοποιίας

Τέλος εισάγουμε στις δοκούς γραμμικό κατανεμημένο φορτίο το ίδιο βάρος των εξωτερικών τοιχοποιιών πλήρωσης, ίσο με 10 kN/m

General	Beam/Cable	Beam Hinges	Support Conditions	Bedding	Lower/Upper Wall	Interface Elements	Loads
Name	Load Case	Class	Type	Distribution	Distribution Curve	Value 1	Value 2
1 ΦΟΡΤΙΟΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ	1 - ΠΡΟΣΘΕΤΟ ΜΟΝΙΜΟ	Load	PG - load in gravity direction	Uniform	Linear: At the Start	10.00 kN/m	10.00 kN/m

Εικόνα 4-4: Φορτίο εξωτερικών δοκών

4.2. Κινητά φορτία

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 (EN1991) οι κατασκευές χωρίζονται σε κατηγορίες ανάλογα με την χρήση τους, όπως φαίνεται στον πίνακα 4-3 αναλυτικά.

Πίνακας 4-3: Κατηγορίες κατασκευών ανάλογα με την χρήση τους (EN1991).

Κατηγορία	Συγκεκριμένη Χρήση	Παράδειγμα
A	Χώροι διαμονής	Δωμάτια σε κτήρια κατοικιών και σπίτια. Θάλαμοι και πέριγες σε νοσοκομεία. Υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενοώνες, κουζίνες και τουαλέτες.
B	Χώροι γραφείων	
C	Χώροι στους οποίους οι άνθρωποι μπορεί να συνθροισθούν (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες A, B, και D ¹⁾)	<p>C1: Χώροι με τραπέζια κλπ. Π.χ. σχολικοί χώροι, νηπιοναγώγια, καφεενεία, εστιατόρια, αίθουσες φεγγιτού, αναγνωστήρια, χώροι υποδοχής.</p> <p>C2: Χώροι με σταθερά καθίσματα. Π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα ή κινηματογράφους, αίθουσες συνεδριάσεων, αίθουσες ομιλίας, αίθουσες συγκεντρώσεων, χώροι αναμονής, χώροι αναμονής σε σιδηροδρομικούς σταθμούς.</p> <p>C3: Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού, π.χ. χώροι σε μουσεία, εκθεσιακοί χώροι, κλπ. και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτήρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία. Προαύλια σιδηροδρομικών σταθμών.</p>
C	Χώροι στους οποίους οι άνθρωποι μπορεί να συνθροισθούν (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες A, B, και D ¹⁾)	<p>C4: Χώροι για πιθανές σωματικές δραστηριότητες, π.χ. αίθουσες χορού, αίθουσες γυμναστικής και θεατρικές σκηνές</p> <p>C5: Χώροι επιρρεπείς σε μεγάλα πλήθη, π.χ. για δημόσιες εκδηλώσεις όπως αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα, εξέδρες γηπέδων, εξώστες και χώροι πρόσβασης, πλατφόρμες σιδηροδρόμων.</p>
D	Χώροι με εμπορικά καταστήματα	<p>D1: Χώροι σε καταστήματα λιανικής πώλησης γενικά.</p> <p>D2: Χώροι σε πολυκαταστήματα</p>

¹⁾ Εφαρμόζεται η προσοχή στο 6.3.1.1(2), και συγκεκριμένα για το C4 και C5. Βλέπε EN 1990 στην περίπτωση που πρέπει να εξετασθούν οι δυναμικές επιδράσεις. Για την Κατηγορία E, βλέπε πίνακα 6.3

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1 Βλέπε 6.3.2 για αποθήκευση ή βιομηχανικές δραστηριότητες.

Η υφιστάμενη κατασκευή αποτελεί κατοικία, επομένως κατατάσσεται στην κατηγορία A.

Αφού επιλέξουμε την κατηγορία της κατασκευής, ανάλογα με την χρήση της, θα προχωρήσουμε στον εντοπισμό κινητών φορτίων που θα εφαρμοστούν στην υπό μελέτη κατασκευή, βασιζόμενοι στον Πίνακα 4-4.

Πίνακας 4-4: Κινητά φορτία με βάση την κατηγορία κατασκευής (EN1991)

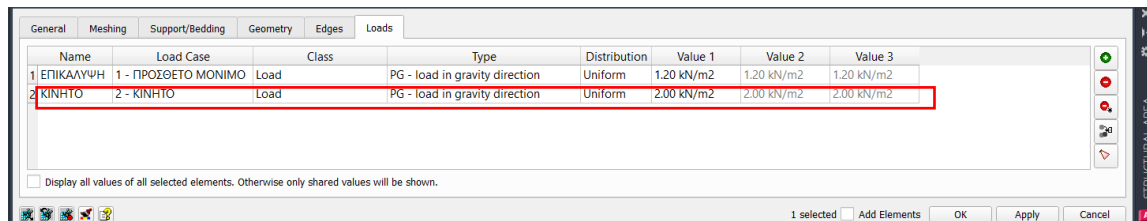
Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Κατηγορία A και Κατηγορία B		
-Δάπεδα	2,0	2,0
-Σκάλες	3,5	2,0
-Μπαλκόνια	5,0	3,0
Κατηγορία C		
-C1	3,0	3,0
-C2	5,0	4,0
-C3	5,0	4,0
-C4	5,0	4,0
-C5	7,5	4,5
Κατηγορία D		
-D1	5,0	4,0
-D2	5,0	4,0

Έτσι στις πλάκες της υφιστάμενης κατασκευής θα εφαρμοστούν:

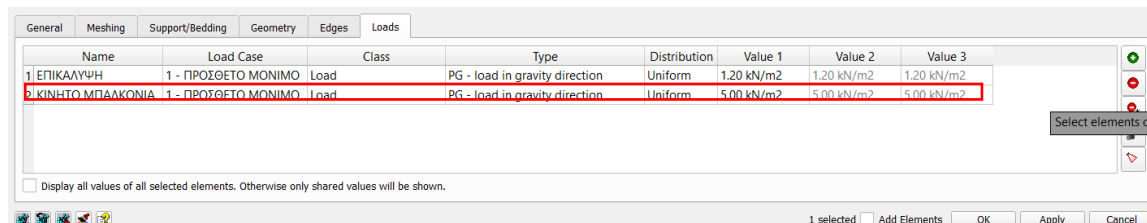
Κατανεμημένο φορτίο q :

- 2 kN/m² στις πλάκες
- 5 kN/m² στους προβόλους (μπαλκόνια) καθώς και στη στέγη
- 3,5 kN/m² στις εξωτερικές πλάκες σκάλας

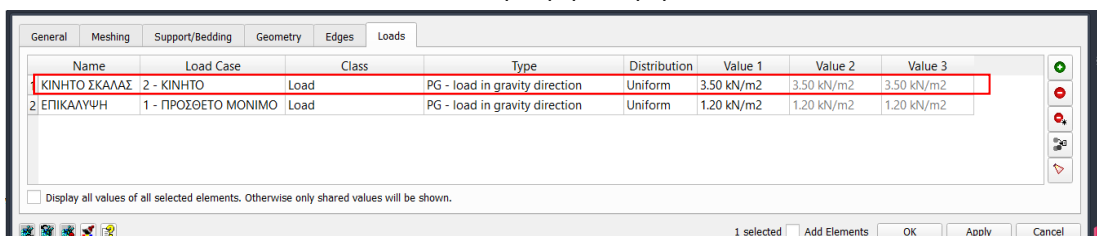
Η εισαγωγή των κινητών φορτίων στο πρόγραμμα έγινε μέσω της εντολής "Area Loads" όπως παρουσιάζεται στις παρακάτω εικόνες.



Εικόνα 4-5: Κινητό φορτίο πλακών



Εικόνα 4-6: Κινητό φορτίο προβόλων



Εικόνα 4-7: Κινητό φορτίο σκάλας

4.3. Φορτία ανέμου

Στην παρούσα εργασία δεν θα λάβουμε υπόψη τον άνεμο, καθώς η επιρροή του στο παρών σύστημα θεωρείται αμελητέα, λόγω της μεγάλης μάζας και αδράνειας της κατασκευής.

4.4. Σεισμικές Δράσεις Σχεδιασμού

Οι σεισμικές δράσεις σχεδιασμού αφορούν τις ταλαντώσεις ενός κτιρίου λόγω σεισμικής δράσης, γνωστές και ως σεισμικές διεγέρσεις ή δονήσεις. Αυτές οι κινήσεις προκαλούνται από τη γρήγορη κίνηση του εδάφους και της βάσης της κατασκευής, με αλλαγές προς κάθε κατεύθυνση γύρω από τη θέση ισορροπίας της.

Οι κινήσεις αυτές περιλαμβάνουν οριζόντιες και κάθετες κινήσεις, με τις οριζόντιες να είναι πιο σημαντικές για την ανάλυση. Επιπλέον, η κάθετη κίνηση, ενώ είναι υπάρχουσα, συνήθως αγνοείται λόγω της μικρότερης επίδρασής της σε σύγκριση με τις οριζόντιες κινήσεις. Αυτές οι κινήσεις είναι ανεξάρτητες και μπορούν να συνυπάρξουν χωρικά.

Για την ανάλυση της κατασκευής, θα χρησιμοποιηθεί η μέθοδος φάσματος απόκρισης, και η ισοδύναμη στατική μέθοδος, σύμφωνα με το Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό 2000 (ΕΑΚ-2000). Κατά την ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης, λαμβάνονται υπόψιν τόσες ιδιομορφές όσες απαιτούνται για να ταλαντώνεται το 90% της συνολικής μάζας της κατασκευής. Αυτό σημαίνει ότι το άθροισμα των μαζών που συμμετέχουν στις ιδιομορφές, λόγω των αντίστοιχων ταλαντώσεων, πρέπει να ανέρχεται στο 90% ή περισσότερο της συνολικής μάζας της κατασκευής.

Οι σεισμικές δυνάμεις εξαρτώνται από:

- Τις εδαφικές συνθήκες της κάθε περιοχής

- Τα χαρακτηριστικά κάθε σεισμού
- Την ποιότητα κατασκευής του κτιρίου

4.4.1. Κατηγορία εδάφους

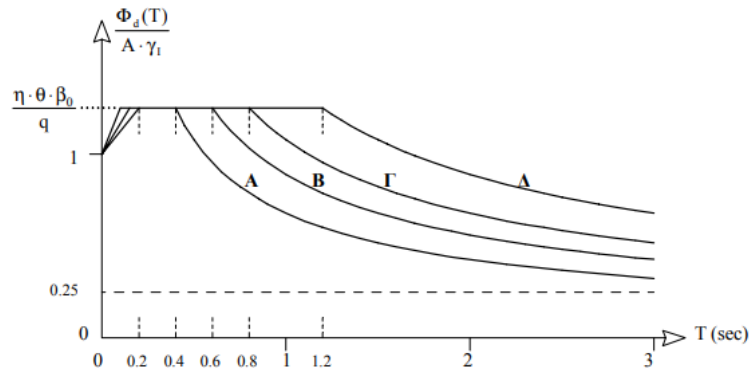
Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα (ΕΑΚ-2000), από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας, τα εδάφη κατατάσσονται σε πέντε κατηγορίες Α, Β, Γ, Δ και Χ που περιγράφονται στον πίνακα (4-5). Οι τιμές χαρακτηριστικών δίνονται στον πίνακα (4-6). Στην εικόνα (4-7) παρουσιάζεται γραφικά ο υπολογισμός του φάσματος απόκρισης των οριζόντιων συνιστωσών σεισμού.

Πίνακας 4-5: Κατηγορίες εδάφους (ΕΑΚ-2000)

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ
A	Βραχώδεις ή ημιβραχώδεις σχηματισμοί εκτεινόμενοι σε αρκετή έκταση και βάθος, με τη προϋπόθεση ότι δεν παρουσιάζουν έντονη αποσάθρωση Στρώσεις πυκνού κοκκώδους υλικού με μικρό ποσοστό ιλυοαργιλικών προσμιξεων, πάχους μικρότερου των 70μ. Στρώσεις πολύ σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μικρότερου των 70μ.
B	Εντόνως αποσαθρωμένα βραχώδη ή εδάφη που από μηχανική άποψη μπορούν να εξομοιωθούν με κοκκώδη. Στρώσεις κοκκώδους υλικού μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μεγάλης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ. Στρώσεις σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μεγαλύτερου των 70μ.
Γ	Στρώσεις κοκκώδους υλικού μικρής σχετικής πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ. Ιλυοαργιλικά εδάφη μικρής αντοχής σε πάχος μεγαλύτερο των 5μ.
Δ	Έδαφος με μαλακές αργίλους υψηλού δείκτη πλασιμότητας ($I_p > 50$) συνολικού πάχους μεγαλύτερου των 10μ.
Χ	Χαλαρά λεπτόκοκκα αμμοίλιωδη εδάφη υπό τον υδάτινο ορίζοντα, που ενδέχεται να ρευστοποιηθούν (εκτός αν ειδική μελέτη αποκλείσει τέτοιο κίνδυνο, ή γίνει βελτίωση των μηχανικών τους ιδιοτήτων) Εδάφη που βρίσκονται δίπλα σε εμφανή τεκτονικά ρήγματα. (Βλπ. και παρ. 5.1[3]). Απότομες κλιείς καλυπτόμενες με προϊόντα χαλαρών πλευρικών κορημάτων. Χαλαρά κοκκώδη ή μαλακά ιλυοαργιλικά εδάφη, εφόσον έχει αποδειχθεί ότι είναι επικίνδυνα από άποψη δυναμικής συμπεκνώσεως ή απώλειας αντοχής. Πρόσφατες χαλαρές επιχωματώσεις (μπάζα). Οργανικά εδάφη. Εδάφη κατηγορίας Γ με επικινδύνως μεγάλη κλίση.

Πίνακας 4-6: Τιμές χαρακτηριστικών περιόδων (ΕΑΚ-2000)

Κατηγορία εδάφους	A	B	Γ	Δ
T_1	0.10	0.15	0.20	0.20
T_2	0.40	0.60	0.80	1.20



Εικόνα 4-8: Φάσμα σχεδιασμού κατά ΕΑΚ-2000

Αναλυτικότερα, τα φάσματα σχεδιασμού οριζόντιων συνιστωσών σεισμού καθορίζονται από τις παρακάτω εξισώσεις (ΕΑΚ-2000 §2.3.1) :

$$0 \leq T \leq T_1 \quad \Phi_d(T) = \gamma_I A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(\frac{\eta \theta \beta_0}{q} - 1 \right) \right] \quad (4-2)$$

$$T_1 \leq T \leq T_2 \quad \Phi_d(T) = \gamma_I A \frac{\eta \theta \beta_0}{q} \quad (4-3)$$

$$T_2 < T \quad \Phi_d(T) = \gamma_I A \frac{\eta \theta \beta_0}{q} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad (4-4)$$

Όπου:

- $A = a \cdot g$: μέγιστη σεισμική οριζόντια επιτάχυνση εδάφους
- g : επιτάχυνση βαρύτητας
- γ_I : συντελεστής σπουδαιότητας κτιρίου
- q : συντελεστής συμπεριφοράς κατασκευής
- η : διορθωτικός συντελεστής για ποσοστό απόσβεσης $\neq 5\%$
- θ : συντελεστής επιρροής θεμελίωσης
- T_1 και T_2 : χαρακτηριστικές περιόδου του φάσματος
- $\beta_0 = 2,5$: συντελεστής φασματικής επιτάχυνσης
- A, B, Γ, Δ : κατηγορία εδάφους

Ο διορθωτικός συντελεστής υπολογίζεται από την σχέση:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \geq 0,7 \quad (4-5)$$

Το ποσοστό απόσβεσης ζ λαμβάνεται από τον παρακάτω πίνακα, ανάλογα με το είδος της κατασκευής:

Πίνακας 4-7 Τιμές ποσοστού απόσβεσης ζ (Πίνακας 2.8-ΕΑΚ2000)

Είδος Κατασκευής	$\zeta\%$
Μεταλλική: με συγκολλήσεις	2
με κοχλιώσεις	4
Σκυρόδεμα: άοπλο	3
οπλισμένο	5
προεντεταμένο	4
Τοιχοποιία: οπλισμένη	6
διαζωματική	5
Ξύλινη: κολλητή	4
κοχλιωτή	4
ηλωτή	5

Για την υφιστάμενη κατασκευή έχει ληφθεί $\zeta=5\%$ και επομένως $\eta=1$.

Ο συντελεστής θεμελίωσης λαμβάνεται ίσος με 0,9 με βάση τον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 4-8: Συντελεστής θεμελίωσης θ (Πίνακας 2.7-ΕΑΚ2000)

Προϋποθέσεις		
1α.	Το κτίριο διαθέτει ένα υπόγειο	
1β.	Η θεμελίωση του κτιρίου είναι γενική κοιτόστρωση	0.90
1γ.	Η θεμελίωση του κτιρίου είναι με πασσάλους που φέρουν δοκούς σύνδεσης στην κεφαλή	
2α.	Το κτίριο διαθέτει δύο τουλάχιστον υπόγεια	0.80
2β.	Το κτίριο διαθέτει ένα τουλάχιστον υπόγειο και η θεμελίωση είναι γενική κοιτόστρωση	
2γ.	Η θεμελίωση του κτιρίου είναι με πασσάλους που συνδέονται με ενιαίο κεφαλόδεσμο (όχι αναγκαστικά ενιαίου πάχους)	
Παρατήρηση: Υπόγειος θεωρείται ένας όροφος όταν έχει περιμετρικά τοιχώματα έτσι, ώστε οι συνδόμενες πλάκες να είναι πρακτικά αμετάθετες.		

4.4.2. Συντελεστής συμπεριφοράς q

Οι φορείς από οπλισμένο σκυρόδεμα έχουν την ικανότητα απόδοσης ενέργειας, κυρίως μέσω της πλαστικής συμπεριφοράς των στοιχείων τους. Η επιρροή της πλαστιμότητας του φορέα, μειώνει την σεισμική απόκριση του και η μείωση αυτή λαμβάνεται υπόψη στο συντελεστή συμπεριφοράς q . Ο συντελεστής q εξαρτάται από τον τύπο του φορέα, από την κανονικότητά του σε κάτοψη και όψη και από την κατηγορία πλαστιμότητας. Η μικρότερη τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς είναι $q=1.50$, δηλαδή σε οποιοδήποτε σύνθετο ή όχι κτίριο μπορεί να επιλεγεί $q=1.50$ χωρίς καμία ταξινόμηση και κανένα έλεγχο κανονικότητας. Η περίπτωση αυτή δεν είναι μόνο υπέρ της ασφαλείας, αλλά καλύπτει και τις περιπτώσεις ριζικής αλλαγής του φορέα του κτιρίου λόγω ανακαίνισης, αλλαγής χρήσης ή οποιασδήποτε άλλου λόγου, κατά τη διάρκεια της ζωής του κτιρίου.

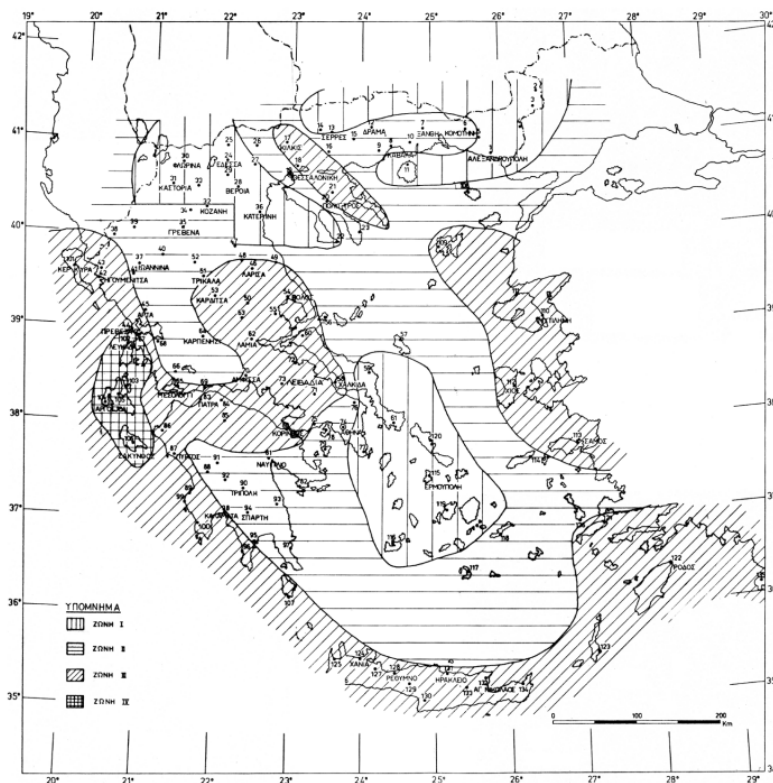
Με βάση την §4.6 ΚΑΝ.ΕΠΕ και λόγω της παλαιότητας του υφιστάμενου κτιρίου, αλλά και του σχεδιασμού του, χωρίς καμία αντισεισμική απαίτηση, η τιμή του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς επιλέχθηκε να είναι "χωρίς αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας", δηλαδή $q=1.5$, με καμία απαίτηση ικανοτικού σχεδιασμού και κατασκευαστική διαμόρφωση και όπλιση μελών όπως στις μη-αντισεισμικές κατασκευές.

Πίνακας 4-9: Μέγιστες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς q (Πίνακας 2.6-ΕΑΚ2000)

ΥΛΙΚΟ	ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ	q
1. ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	α. Πλαίσια ή μικτά συστήματα	3.50
	β. Συστήματα τοιχωμάτων που λειτουργούν σαν πρόβολοι	3.00
	γ. Συστήματα στα οποία τουλάχιστον το 50% της συνολικής μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους.	2.00
2. ΧΑΛΥΒΑΣ	α. Πλαίσια	4.00
	β. Δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα *	4.00
	γ. Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα:	
	• διαγώνιοι σύνδεσμοι	3.00
	• σύνδεσμοι τύπου V ή L	1.50
	• σύνδεσμοι τύπου K (όπου επιτρέπεται*)	1.00
* Βλέπε Παράρτημα Γ.		
3. ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ	α. Με οριζόντια διαζώματα	1.50
	β. Με οριζόντια και κατακόρυφα διαζώματα	2.00
	γ. Οπλισμένα (κατακόρυφα και οριζόντια)	2.50
4. ΞΥΛΟ	α. Πρόβολοι	1.00
	β. Δοκοί – Τόξα – Κολλητά πετάσματα	1.50
	γ. Πλαίσια με κοχλιώσεις	2.00
	δ. Πετάσματα με ηλώσεις	3.00

4.4.3. Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας

Η εδαφική επιτάχυνση a_{gR} αντιπροσωπεύει την μέγιστη σεισμική επιτάχυνση εδάφους. Η τιμή της a_{gR} εξαρτάται από την σεισμικότητα της περιοχής. Με βάση τον ΕΑΚ-2000, η χώρα υποδιαιρείται σε τέσσερις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας όπως παρουσιάζεται στον χάρτη της εικόνας (4-7), και οι αντίστοιχες τιμές της εδαφικής επιτάχυνσης a_{gR} δίνονται στον πίνακα (4-5). Το υπό μελέτη κτίριο βρίσκεται στην ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας ΙΙ. Επομένως η τιμή της εδαφικής επιτάχυνσης a_{gR} λαμβάνεται ίση με 0,16g.



Εικόνα 4-9: Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας (ΕΑΚ-2000)

Πίνακας 4-10: Τιμές συντελεστή a_{gR} (ΕΑΚ-2000)

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	I	II	III	IV
α	0.12	0.16	0.24	0.36

4.4.4. Συντελεστής σπουδαιότητας

Κατά τον ΕΑΚ-2000, τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας με βάση τον κίνδυνο για ανθρώπινες ζωές και τις κοινωνικοοικονομικές επιπτώσεις που είναι δυνατόν να έχει η ενδεχόμενη καταστροφή ή διακοπή λειτουργίας τους και ιδιαίτερα κατά την διάρκεια του σεισμού και αμέσως μετά.

Για κάθε κατηγορία σπουδαιότητας έχει υπολογιστεί ο συντελεστής γ_I . Αυτός ο συντελεστής λαμβάνει τιμές από 0.85 για κατασκευές μικρής σημασίας έως 1.3 για κατασκευές με μεγάλη σημασία, όπως φαίνεται στον Πίνακα 4-6. Με αυτόν τον τρόπο, ο αντισεισμικός σχεδιασμός για σημαντικές κατασκευές είναι πιο ανθεκτικός σε ισχυρούς σεισμούς που συμβαίνουν λιγότερο συχνά. Η τελική τιμή της εδαφικής επιτάχυνσης σχεδιασμού a_g με σκοπό

να λαμβάνει υπόψη και την επιρροή της σπουδαιότητας του δομήματος δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$a_g = \gamma_I * a_{gR} \quad (4-6)$$

Πίνακας 4-11: Συντελεστής σπουδαιότητας (Πίνακας 2.3-ΕΑΚ2000)

Κατηγορία Σπουδαιότητας		γ_I
Σ1	Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, π.χ. αγροτικά οικήματα, υπόστεγα, στάβλοι κλπ.	0.85
Σ2	Συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κλπ.	1.00
Σ3	Εκπαιδευτικά κτίρια, κτίρια δημόσιων συναθροίσεων, αίθουσες αεροδρομίων και γενικώς κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου. Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας (π.χ. κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες) κλπ.	1.15
Σ4	Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας, όπως κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, κτίρια δημόσιων επιτελικών υπηρεσιών. Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας (π.χ. μουσεία κλπ.).	1.30

Για το υφιστάμενο κτίριο ο συντελεστής γ_I ισούται με 1, καθώς η κατασκευή κατατάσσεται στην κατηγορία Σ2 (συνήθες κτίριο κατοικίας).

4.5. Συνδυασμοί φορτίσεων

Κάθε συνδυασμός δράσεων πρέπει να περιλαμβάνει μία κυρίαρχη μεταβλητή δράση ή μία τυχαματική δράση. Με βάση τον Ευρωκώδικα, οι συνδυασμοί που θα λάβουμε υπόψη στην παρούσα εργασία θα είναι οι εξής:

4.5.1. Οριακή κατάσταση αστοχίας - (Ultimate Limit States)

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας (ULS) σχετίζονται με την αποτροπή κατάρρευσης (είτε πλήρους είτε μερικής) και αφορούν τόσο την ασφάλεια της κατασκευής όσο και την προστασία των ατόμων μέσα σε αυτήν. Κατά την μελέτη του, ο μελετητής πρέπει να εξασφαλίσει ότι η μέγιστη αντοχή της κατασκευής (και κάθε μέρος της) είναι επαρκής για να αντέξει τις μέγιστες δράσεις που θα την επηρεάσουν (κάτω από ακραίες συνθήκες φόρτισης), με ένα λογικό περιθώριο ασφαλείας.

Ο έλεγχος που περιγράφει την οριακή κατάσταση αστοχίας είναι ο εξής:

$$\text{Αντοχή σχεδιασμού} \geq \text{Δράση σχεδιασμού}$$

$$R_d \geq E_d \quad (4-7)$$

- Στατικός συνδυασμός αστοχίας

Για μόνιμες ή οιοinei μόνιμες καταστάσεις σχεδιασμού (persistent and transient situations), ο συνδυασμός που χρησιμοποιείται περιγράφεται από την παρακάτω σχέση:

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,i} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4-8)$$

- Σεισμικός συνδυασμός αστοχίας

Για σεισμικές καταστάσεις σχεδιασμού ο συνδυασμός που χρησιμοποιείται περιγράφεται από την εξίσωση (4-9).

$$\sum G_{k,j} + A E_d + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad j \geq 1 \quad i \geq 1 \quad (4-9)$$

4.5.2. Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας - (Serviceability Limit States)

Η λειτουργικότητα (SLS) αναφέρεται στην συμπεριφορά της κατασκευής υπό τα συνήθη φορτία λειτουργίας της. Με εξαίρεση την στιγμή της αστοχίας, όπου κάποιος μηχανισμός συμπεριφοράς έχει υπερβεί την αντοχή του, το μεγαλύτερο τμήμα της ωφέλιμης διάρκειας ζωής του κτίσματος αντιστοιχεί σε στάδιο λειτουργικότητας. Για τον λόγο αυτό η προσέγγιση κατά τον σχεδιασμό για το στάδιο της λειτουργικότητας είναι να διατηρούνται τα μεγέθη των τάσεων και στα δύο υλικά στην ελαστική περιοχή (να μην υπάρξει δηλαδή διαρροή χάλυβα ή σύνθλιψη σκυροδέματος υπό τα φορτία λειτουργίας).

Ο έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι ο εξής:

Επιτρεπόμενη παραμόρφωση \geq Αναμενόμενη παραμόρφωση

$$\delta_{\text{επιτρ.}} \geq \delta_{\text{max}} \quad (4-10)$$

Όπου: $\delta_{\text{επιτρ.}}$: προκύπτει ανάλογα με την χρήση του χώρου

δ_{max} : προκύπτει από την στατική ανάλυση

Ο συχνός συνδυασμός (frequent combination) στην κατάσταση λειτουργικότητας που χρησιμοποιείται περιγράφεται από την παρακάτω σχέση:

$$\Sigma G_{k,j} + \psi_{1i} Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,I} Q_{k,i} \quad (4-11)$$

Οι τιμές των συντελεστών για την Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και Λειτουργικότητας των παραπάνω εξισώσεων παρουσιάζονται στον Πίνακα 4-12

Πίνακας 4-12: Τιμές συντελεστών για οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας

		Οριακές καταστάσεις αστοχίας (ULS)		Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (SLS)	
		Δυσμενής επίδραση	Ευμενής επίδραση	Δυσμενής επίδραση	Ευμενής επίδραση
Μόνιμα φορτία (G)	γ_G	1,35	1,00	1,00	1,00
Κινητά φορτία (Q)	γ_Q	1,50	0	1,00	0
Τυχηματικά φορτία A και σεισμός E	γ_A, γ_E	1,00	0	-	-

Οι τιμές των συντελεστών ψ που χρησιμοποιούνται δίνονται από τον Πίνακα 4-13. (EN1991)

Πίνακας 4-13: Τιμές συντελεστών ψ (EN1991)

Δράσεις	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία Α: κατοικίες, συνήθη κτήρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία Β: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρους οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} < \text{βάρους οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-3)*			
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{ m}$	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{ m}$	0,50	0,20	0
Φορτία ανέμου σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊές) σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Οι τιμές ψ μπορούν να καθορισθούν από το Εθνικό Προσάρτημα.			
* Για χώρες οι οποίες δεν αναφέρονται παρακάτω, βλέπε συναφείς τοπικές συνθήκες.			

4.5.3. Εισαγωγή συνδυασμών στο πρόγραμμα

Επομένως οι συνδυασμοί οι οποίοι χρησιμοποιήθηκαν και εισάχθηκαν στο πρόγραμμα είναι οι εξής:

- Για τον στατικό συνδυασμό αστοχίας:

$$1,35*(G+G')+1,5*Q \quad (4-12)$$

- Για τον σεισμικό συνδυασμό αστοχίας

$$1,1*G + 0,3*Q + E_x + 0,3E_y$$

$$1,1*G + 0,3*Q - E_x - 0,3E_y$$

$$1,1*G + 0,3*Q + E_x - 0,3E_y$$

$$1,1*G + 0,3*Q - E_x + 0,3E_y \quad (4-13)$$

$$1,1*G + 0,3*Q + 0,3E_x + E_y$$

$$1,1*G + 0,3*Q - 0,3E_x - E_y$$

$$1,1*G + 0,3*Q + 0,3E_x - E_y$$

$$1,1*G + 0,3*Q - 0,3E_x + E_y$$

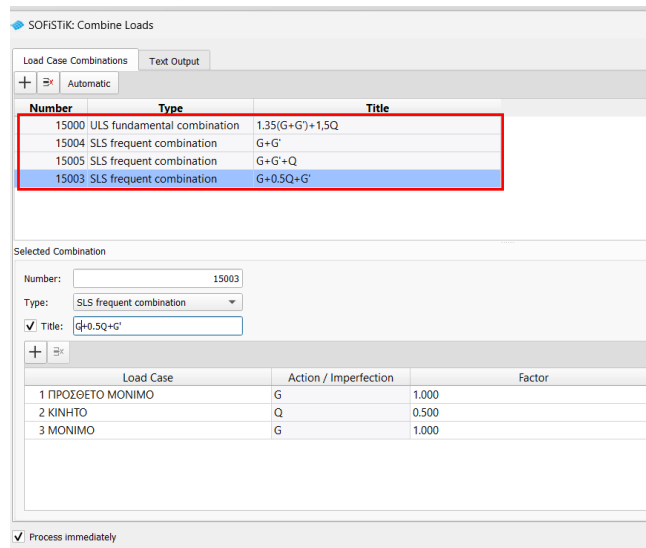
- Για τον συνδυασμό οριακής κατάστασης λειτουργικότητας

$$G+G'$$

$$G+G'+Q \quad (4-14)$$

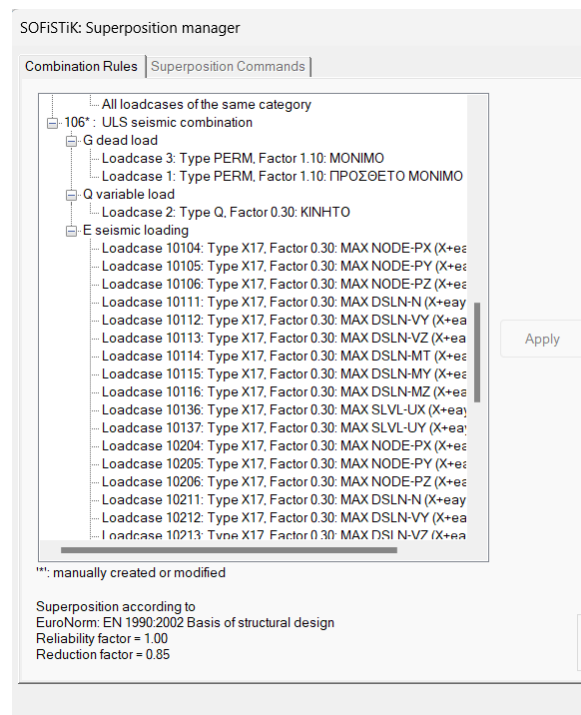
$$G+G'+0,5*Q$$

Η εισαγωγή των συνδυασμών για τον στατικό συνδυασμό αστοχίας και για τον συνδυασμό οριακής κατάστασης λειτουργικότητας, στο πρόγραμμα γίνεται αυτόματα, έχοντας ορίσει το κανονιστικό πλαίσιο, μέσω της εντολής "Combine Loads", όπως παρουσιάζεται στην παρακάτω εικόνα.



Εικόνα 4-10: Εισαγωγή συνδυασμών των εξ. (4-12) και (4-14) στο πρόγραμμα SOFISTIK

Για τον σεισμικό συνδυασμό αστοχίας, μέσω της εντολής "Combination Rules", ορίζονται αυτόματα οι συνδυασμοί της εξ. (4-13), και υπολογίζεται μέσω της υπορουτίνας του προγράμματος, MAXIMA, η περιβάλλουσα των ακραίων τιμών των εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών. Τέλος γίνεται επαλληλία των παραπάνω τιμών με τις αντίστοιχες τιμές τους από τον συνδυασμό δράσεων $G+\psi Q$.

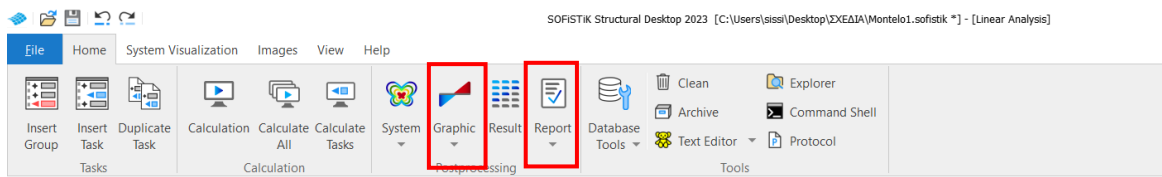


Εικόνα 4-11: Εισαγωγή σεισμικού συνδυασμού αστοχίας

5. ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΟΡΟΦΩΝ

Η ανάλυση του υπάρχοντος κτιρίου μετά την προσθήκη μεταλλικών ορόφων, έχει στόχο τον προσδιορισμό της γενικής συμπεριφοράς της κατασκευής ως στατικό σύστημα και τον υπολογισμό της επάρκειας των υφιστάμενων οπλισμών της. Ο προσδιορισμός των απαιτούμενων οπλισμών και ο έλεγχος επάρκειας των μεταλλικών ορόφων γίνεται με χρήση του προγράμματος του SOFiSTiK. Οι διατομές οπλίστηκαν σύμφωνα με τον εκάστοτε κανονισμό και ελέγξαμε ότι καλύπτουν τα ελάχιστα όρια του Ευρωκώδικα. Τέλος, πραγματοποιείται ιδιομορφική ανάλυση για τον προσδιορισμό των ιδιομορφών του κτιρίου.

Όπως προαναφέρθηκε, η ανάλυση πραγματοποιήθηκε στο πρόγραμμα SOFiSTiK, προσομοιώνοντας την κατασκευή με πεπερασμένα στοιχεία. Αρχικά εισάγουμε τους συνδυασμούς φορτίσεων στις Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας και Λειτουργικότητας, καθώς και τα δεδομένα για την Φασματική Ανάλυση, όπως παρουσιάζεται στην παράγραφο 4. Μέσω της εντολής "Graphic" στην βιβλιοθήκη του SOFiSTiK (Εικόνα 5-1), έχουμε την δυνατότητα να ελέγξουμε τα εντατικά μεγέθη, τις παραμορφώσεις, τις μετακινήσεις κλπ για κάθε συνδυασμό. Τέλος μέσω της εντολής "Report" μπορούμε να πάρουμε αναλυτικά τα αποτελέσματα των υπολογισμών.

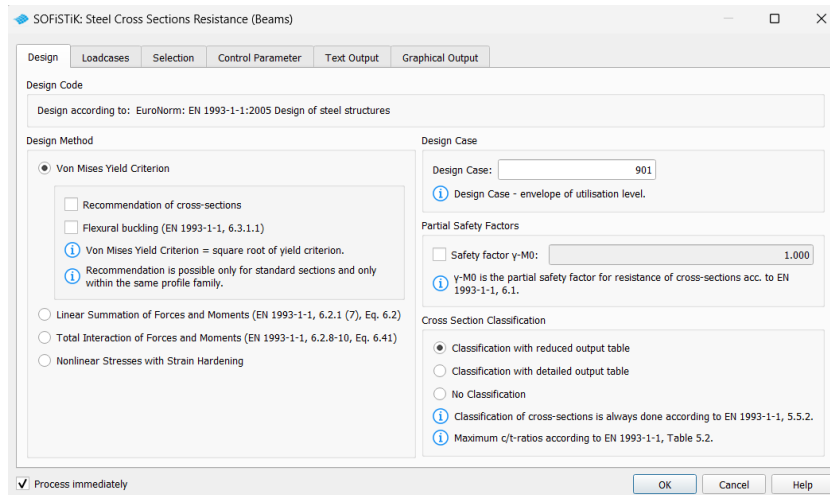


Εικόνα 5-1: Βιβλιοθήκη αποτελεσμάτων στο πρόγραμμα SOFiSTiK

Στις παρακάτω παραγράφους αναλύονται τα αποτελέσματα της γραμμικής ανάλυσης καθώς και της δυναμικής φασματικής ανάλυσης.

5.1. Έλεγχοι μεταλλικών ορόφων

Αρχικά υπολογίστηκαν οι συντελεστές εκμετάλλευσης των μεταλλικών διατομών στο SOFiSTiK, μέσω της επιλογής "Steel Cross Sections Resistance (Beams)" .



Εικόνα 5-2: Ανάλυση Steel Cross Resistance (Beams)

Οι συντελεστές εκμετάλλευσης των διατομών προέκυψαν μικρότεροι της μονάδας (<1,0), το οποίο αποδεικνύει ότι οι υπόψη διατομές είναι επαρκείς. Τα αποτελέσματα δίνονται στον Πίνακα 5-1.

Πίνακας 5-1: Συντελεστής εκμετάλλευσης μεταλλικών διατομών

Maximum Utilisation Level											
	N	Vy	Vz	My	Mz	Mtp	Mts	Mb	Ncr	SCL	Total
	σ-x	σ+x	τ	σ-v	σ-s	σ-dyn	As-l	As-v	crack	c/t	
Section 31	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	(2)	0.953
IPE 300 (EN 10365)	0.347	0.344	0.953	0.953	-	-	-	-	-	0.136	
Section 32	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	(1)	0.523
HE 260 A (EN 10365)	0.523	0.439	0.366	0.523	-	-	-	-	-	0.323	
Section 33	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	(1)	0.072
HE 220 B (EN 10365)	0.072	0.018	0.010	0.072	-	-	-	-	-	0.030	
Total	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	(2)	0.953
	0.523	0.439	0.953	0.953	-	-	-	-	-	0.323	
N	normal force		τ	shear stress							
Vy,Vz	shear force		σ-v	principal or von Mises stress							
My,Mz	bending		σ-s	stress in reinforcements							
Mtp,Mts	torsion (p)rietary and (s)econdary		σ-dyn	stress range							
Mb	warping moment		As-l	longitudinal reinforcements							
Ncr	flexural buckling		As-v	transverse reinforcements or concrete shear strength							
SCL	cross-section class		crack	crack width							
σ-x	longitud. compressive stress		c/t	stress dependant utilisation level (see AQB Manual 2.3.2)							
σ+x	longitud. tensile stress		Total	most unfavorable utilisation for all checks							

Στην συνέχεια ακολουθούν οι αναλυτικότεροι έλεγχοι των χαλύβδινων διατομών της κατασκευής.

5.1.1. Υποστυλώματα HEA260

- Έλεγχος σε διάτμηση (τέμνουσα στον άξονα z):

Με βάση τον EC3, για πλαστικό σχεδιασμό, η τιμή σχεδιασμού V_{ED} της διατομής θα πρέπει να ακολουθεί την ακόλουθη συνθήκη:

$$\frac{V_{ED,z}}{V_{pl,RD,z}} \leq 1 \quad (5-1)$$

Όπου, $V_{pl,Rd}$ είναι η πλαστική διατμητική αντοχή ίση με

$$V_{pl,RD,z} = \frac{A_{v,z} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} \quad (5-2)$$

Όπου:

- $f_y/\sqrt{3}$ είναι το όριο διαρροής του χάλυβα σε διάτμηση, σύμφωνα με το κριτήριο ισοδυναμίας von Mises
- A_v είναι η επιφάνεια διάτμησης, η οποία για ελατές διατομές I και H, με φορτίο παράλληλο προς τον κορμό υπολογίζεται από τον τύπο:

$$A - 2*b*t_f + (t_w + 2*r) t_f \geq \eta*h_w*t_w \quad (5-3)$$

Όπου:

- A η επιφάνεια της διατομής
- b το συνολικό πλάτος
- h το συνολικό ύψος
- h_w το ύψος του κορμού
- r η ακτίνα συναρμογής κορμού – πέλματος
- t_f το πάχος του πέλματος t
- w το πάχος του κορμού
- η λαμβάνεται ίσο με 1,0

Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά A, b, t_f, t_w, r, η, και h_w για την διατομή HEA260 παρουσιάζονται στον ακόλουθο πίνακα:

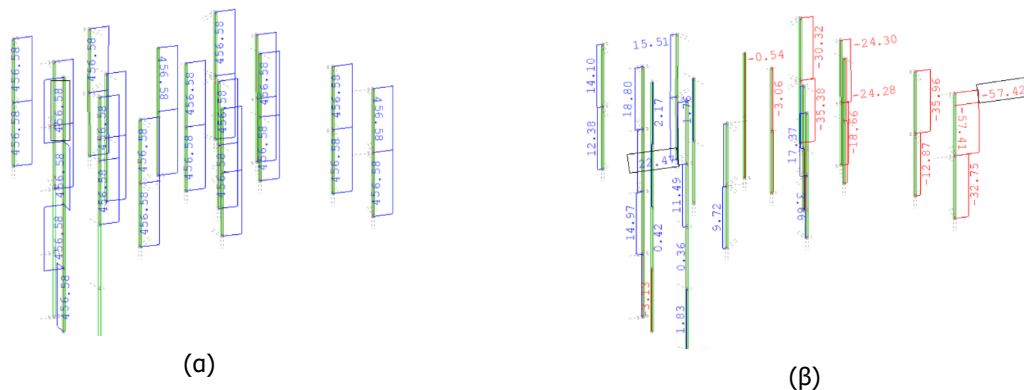
Πίνακας 5-2: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά μεταλλικών διατομών HEA

Όνομα	Γεωμετρικές διαστάσεις						Βάρος G (kg/m)	Κατάταξη (σύμφωνα με EN1993-1-1:2005 ¹)									
	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	r (mm)	A (mm ²) x100		Καθαρή κάμψη ²				Αξονική θλίψη					
							S235	S275	S355	S450	S235	S275	S355	S450			
HE-100 A	96	100	8,0	5,0	12,0	21,24	16,7	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
HE-120 A	114	120	8,0	5,0	12,0	25,34	19,9	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
HE-140 A	133	140	8,5	5,5	12,0	31,42	24,7	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
HE-160 A	152	160	9,0	6,0	15,0	38,77	30,4	1	1	1	2	1	1	1	2	2	
HE-180 A	171	180	9,5	6,0	15,0	45,25	35,5	1	1	2	3	1	1	2	3	3	
HE-200 A	190	200	10,0	6,5	18,0	53,83	42,3	1	1	2	3	1	1	2	3	3	
HE-220 A	210	220	11,0	7,0	18,0	64,34	50,5	1	1	2	3	1	1	2	3	3	
HE-240 A	230	240	12,0	7,5	21,0	76,84	60,3	1	1	2	3	1	1	2	3	3	
HE-260 A	250	260	12,5	7,5	24,0	86,82	68,2	1	1	3	3	1	1	3	3	3	
HE-280 A	270	280	13,0	8,0	24,0	97,26	76,4	1	2	3	3	1	2	3	3	3	
HE-300 A	290	300	14,0	8,5	27,0	112,5	88,3	1	2	3	3	1	2	3	3	3	
HE-320 A	310	300	15,5	9,0	27,0	124,4	97,6	1	1	2	3	1	1	2	3	3	
HE-340 A	330	300	16,5	9,5	27,0	133,5	105	1	1	1	2	1	1	1	2	3	
HE-360 A	350	300	17,5	10,0	27,0	142,8	112	1	1	1	2	1	1	1	2	3	
HE-400 A	390	300	19,0	11,0	27,0	159,0	125	1	1	1	1	1	1	2	2	2	
HE-450 A	440	300	21,0	11,5	27,0	178,0	140	1	1	1	1	1	1	2	3	3	
HE-500 A	490	300	23,0	12,0	27,0	197,5	155	1	1	1	1	1	1	2	3	4	
HE-550 A	540	300	24,0	12,5	27,0	211,8	166	1	1	1	1	1	1	2	2	4	4
HE-600 A	590	300	25,0	13,0	27,0	226,5	178	1	1	1	1	1	1	2	3	4	4
HE-650 A	640	300	26,0	13,5	27,0	241,6	190	1	1	1	1	1	1	3	4	4	4
HE-700 A	690	300	27,0	14,5	27,0	260,5	204	1	1	1	1	1	1	3	4	4	4
HE-800 A	790	300	28,0	15,0	30,0	285,8	224	1	1	1	1	1	1	4	4	4	4
HE-900 A	890	300	30,0	16,0	30,0	320,5	252	1	1	1	1	1	1	4	4	4	4
HE-1000 A	990	300	31,0	16,5	30,0	346,8	272	1	1	1	1	1	1	4	4	4	4

Επομένως η εξίσωση (5-1) παίρνει την μορφή:

$$V_{ED,z} \leq \frac{A_{v,z} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} \quad (5-4)$$

Η $V_{pl,RD,z}$ καθώς και οι δρώσες τέμνουσες $V_{ED,z}$ για τα μεταλλικά υποστυλώματα στην διεύθυνση z υπολογίζονται αυτόματα από το SOFISTI κ , για τον στατικό συνδυασμό αστοχίας, και παρουσιάζονται στις ακόλουθες εικόνες.



Εικόνα 5-3: Έλεγχος υποστυλωμάτων HEA260 σε τέμνουσα στον άξονα z . (α): Πλαστική διατμητική αντοχή $V_{pl,z}$ (β): Τιμή σχεδιασμού $V_{ED,z}$

Αφού ικανοποιείται η εξίσωση (5-4) για όλα τα υποστυλώματα HEA260 της μεταλλικής κατασκευής, συμπεραίνουμε ότι αυτά επαρκούν έναντι τέμνουσας στον άξονα z .

➤ Έλεγχος σε διάτμηση (τέμνουσα στον άξονα y):

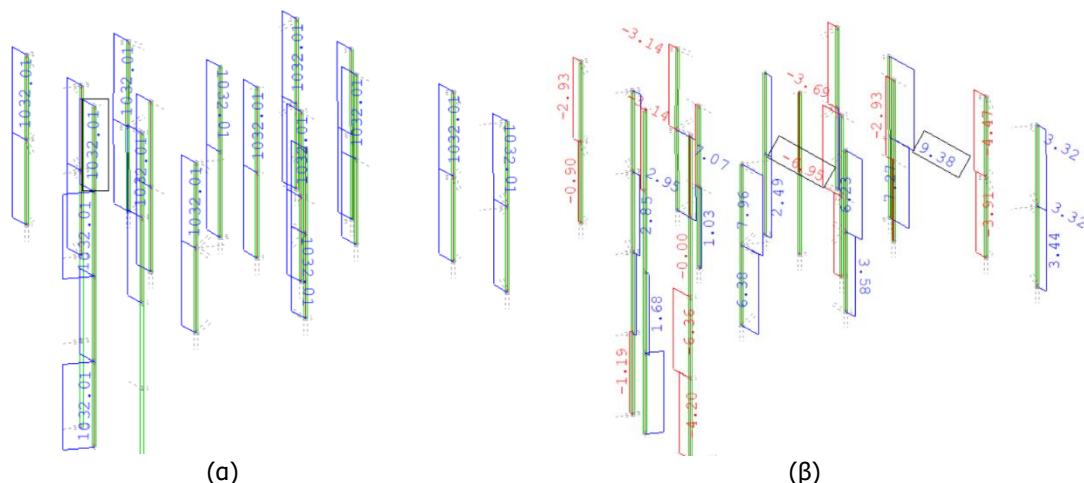
Ο έλεγχος για τέμνουσα στον άξονα y ακολουθεί την παρακάτω εξίσωση:

$$V_{ED,y} \leq \frac{A_{v,y} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} \quad (5-5)$$

Όπου:

$$A_{v,y} = A - A_{v,z} \quad (5-6)$$

Όμοια με την $V_{pl,z}$ και την $V_{ED,z}$, η $V_{pl,RD,y}$ και $V_{ED,y}$ υπολογίζονται αυτόματα από το SOFISTI κ , και τα αποτελέσματα απεικονίζονται στα ακόλουθα σχήματα.



Εικόνα 5-4: Έλεγχος υποστυλωμάτων HEA260 σε τέμνουσα στον άξονα y . (α): Πλαστική διατμητική αντοχή $V_{pl,y}$ (β): Τιμή σχεδιασμού $V_{ED,y}$

Όλα τα μεταλλικά υποστυλώματα HEA260 επαρκούν έναντι τέμνουσας στον άξονα y , καθώς ικανοποιείται η εξίσωση (5-5).

➤ Έλεγχος σε κάμψη και τέμνουσα

Όταν συνυπάρχουν σε κάποιες διατομές εκτός από ροπή κάμψης και σημαντική δρώσα τέμνουσα δύναμη, η οποία είναι μεγαλύτερη από τη μισή πλαστική διατμητική αντοχή $V_{pl,Rd}$, τότε η ροπή αντοχής της διατομής που θα χρησιμοποιηθεί για τη διαστασιολόγηση πρέπει να απομειωθεί.

Επειδή ισχύει: $V_{ED,z} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd}$, και στις δυο διευθύνσεις δεν θα χρειαστεί απομείωση της ροπής αντοχής της διατομής HEA260.

➤ Έλεγχος σε θλίψη

Με βάση τον EC3, για πλαστικό σχεδιασμό, η τιμή σχεδιασμού N_{ED} της διατομής θα πρέπει να ακολουθεί την ακόλουθη συνθήκη:

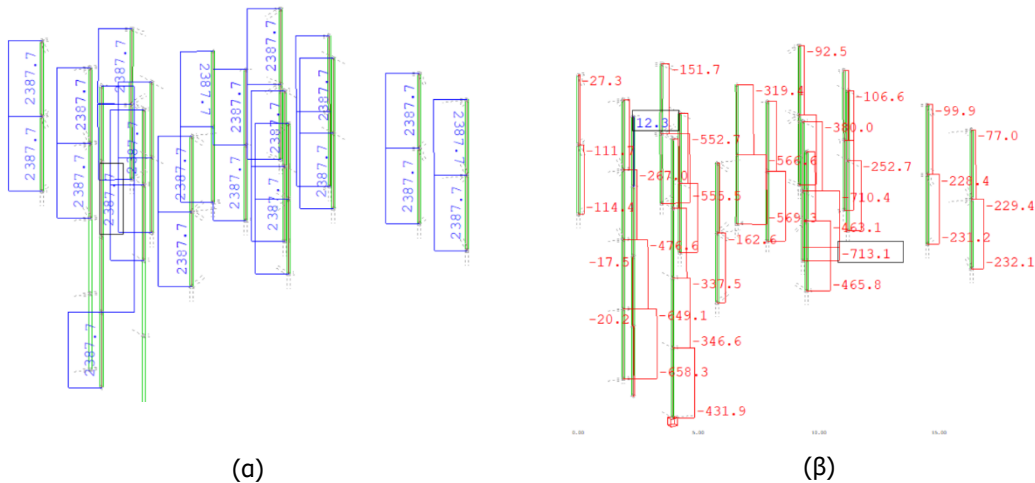
$$\frac{N_{ED}}{N_{pl,Rd}} \leq 1 \quad (5-7)$$

Όπου,

- $N_{pl,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού της διατομής σε ομοιόμορφη θλίψη ίση με

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_f \cdot \gamma_y}{\gamma_{M0}} \quad (5-8)$$

Στις ακόλουθες εικόνες παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των υπολογισμών της N_{ED} και της $N_{pl,Rd}$, από όπου προκύπτει ότι όλες οι διατομές των υποστυλωμάτων HEA260 επαρκούν έναντι θλίψης, καθώς ικανοποιείται η εξίσωση (5-7).



Εικόνα 5-5: Έλεγχος υποστυλωμάτων HEA260 θλίψη. (α): Πλαστική θλιπτική αντοχή N_{pl} (β): Τιμή σχεδιασμού N_{ED}

➤ Αλληλεπίδραση κάμψης και αξονικής θλιπτικής

Όταν σε κάποιες διατομές συνυπάρχουν ροπή κάμψης και ταυτόχρονη σημαντική αξονική δύναμη, θα πρέπει να ληφθεί υπόψη η επίδραση της αξονικής δύναμης μέσω της μείωσης της πλαστικής ροπής αντοχής. Το κριτήριο σχεδιασμού για διατομές κατηγορίας 1 ή 2 περιγράφεται στην ακόλουθη εξίσωση:

$$M_{ED} \leq M_{N,Rd} \quad (5-9)$$

Όπου:

- $M_{N,Rd}$, είναι η πλαστική ροπή αντοχής, μειωμένη λόγω της αξονικής δύναμης.

Η απομείωση της πλαστικής ροπής λόγω αξονικής δύναμης, δεν απαιτείται να γίνει και επομένως η $M_{N,Rd}$ λαμβάνεται ίση με την M στις εξής περιπτώσεις:

Για διατομές διπλής συμμετρίας I και H περί τον άξονα γ-γ, όταν ικανοποιούνται ταυτόχρονα οι παρακάτω εξισώσεις:

$$N_{ED} \leq 0,25N_{pl,Rd} \quad (5-10)$$

Και

$$N_{ED} \leq \frac{0,5h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5-11)$$

Για διατομές διπλής συμμετρίας I και H, όταν :

$$N_{ED} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5-12)$$

Στην περίπτωση διαξονικής κάμψης ο έλεγχος ταυτόχρονη κάμψης και αξονικής ακολουθεί την παρακάτω εξίσωση:

$$\left[\frac{M_{y,ED}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,ED}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad (5-13)$$

Όπου για διατομές I και H:

- $\alpha=2$
- $\beta=5n$, το n υπολογίζεται μέσω της εξίσωσης:

$$n = \frac{N_{ED}}{N_{pl,Rd}} \quad (5-14)$$

Ο έλεγχος έναντι κάμψης με ταυτόχρονη αξονική θλιπτική δύναμη πραγματοποιείται αυτόματα από το πρόγραμμα SOFiSTiK, μετά την ανάλυση της μεταλλικής κατασκευής.

- Έλεγχος καμπτικού λυγισμού

Η απώλεια της ευστάθειας και της ευθυγραμμίας κάποιου μέλους, λόγω καταπόνησής του από αξονική θλιπτική δύναμη, οδηγεί σε κάμψη αυτού περί τον ισχυρό ή τον ασθενή άξονα της διατομής του. Αυτού του είδους η αστάθεια αποτελεί τον καμπτικό λυγισμό λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης.

Ο έλεγχος επάρκειας διατομής έναντι καμπτικού λυγισμού ορίζεται μέσω της σχέσης :

$$\frac{N_{ED}}{N_{b,RD}} \leq 1 \quad (5-15)$$

Όπου:

- N_{ED} , είναι η δρώσα αξονική θλιπτική δύναμη
- $N_{b,Rd}$ είναι η αντοχή του θλιβομένου μέλους σε λυγισμό και για κατηγορίες διατομών 1 και 2 προκύπτει από την σχέση:

$$N_{b,RD} = \frac{\chi f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5-16)$$

Όπου:

- «χ» είναι ο μειωτικός συντελεστής για την αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού [$\chi = \min(\chi_y, \chi_z)$].
- γ_{M1} , λαμβάνεται ίσο με 1
- Έλεγχος στρεπτοκαμπτικού (πλευρικού) λυγισμού

Ο πλευρικός λυγισμός συμβαίνει σε μία διατομή, μη προστατευμένη πλευρικά, όταν υποβάλλεται σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα της διατομής της λόγω ακραίων ροπών ή κυρίως εγκαρσίων φορτίων. Αυτή η φόρτιση έχει ως συνέπεια να θλίβεται ένα από τα πέλματά της, το οποίο καθίσταται ευαίσθητο σε λυγισμό εκτός του επιπέδου του. Η προκύπτουσα παραμόρφωση αποτελεί συνδυασμό στρέψης και πλευρικής κάμψης.

Για να επαρκεί μία διατομή έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού θα πρέπει να ικανοποιείται η παρακάτω εξίσωση:

$$\frac{M_{ED}}{M_{b,RD}} \leq 1 \quad (5-17)$$

Όπου:

- M_{ED} είναι η ροπή κάμψης σχεδιασμού (περί τον ισχυρό άξονα M_y)
- $M_{b,Rd}$ είναι η ροπή αντοχής έναντι πλευρικού λυγισμού, η οποία υπολογίζεται με βάση της σχέσης για διατομές κατηγορίας 1 ή 2:

$$M_{b,RD} = \chi_{LT} W_{y,pl} \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5-18)$$

Όπου:

- $W_{y,pl}$, είναι η ροπή αντίστασης
- χ_{LT} είναι ο μειωτικός συντελεστής για καμπτόμενα μέλη σταθερής διατομής
- γ_{M1} , λαμβάνεται ίσο με 1

Οι τιμές των $N_{b,Rd}$ και $M_{b,Rd}$, καθώς και οι έλεγχοι καμπτικού και στρεπτοκαμπτικού λυγισμού πραγματοποιούνται αυτόματα από το πρόγραμμα SOFiSTiK. Από εκεί προέκυψε πως όλες οι διατομές υποστυλωμάτων HEA260 ικανοποιούν τις εξισώσεις (5-9) και (5-11) και επομένως επαρκούν έναντι καμπτικού και στρεπτοκαμπτικού λυγισμού αντίστοιχα.

Στον παρακάτω πίνακα απεικονίζονται ενδεικτικά οι παραπάνω έλεγχοι για το υποστυλώμα K7 του πρώτου μεταλλικού ορόφου.

Πίνακας 5-3: Έλεγχος καμπτικού και στρεπτοκαμπτικού λυγισμού υποστυλώματος K7

Design Values												
Selection	Length [m]	SNo	SCL	$\gamma-M1$	$\gamma-M0$	Loadcase	N-Ed [kN]	M-y,Ed [kNm]	M-z,Ed [kNm]			
SLN 166	3.000	32	1	1.00	1.00	15000	-351.6	8.15	0.61			
SNo cross-section number $\gamma-M1$ partial safety factor for resistance of members to instability assessed by member (EN 1993-1-1, 6.1) SCL cross-section class $\gamma-M0$ partial safety factor for resistance of cross-sections (EN 1993-1-1, 6.1)												
Flexural-Torsional Buckling (EN 1993-1-1, 6.3.1)												
N-cr [kN]	L-cr [m]	β	y-y	z-z	α	λ	θ	χ	N-b,Rd [kN]			
66477.9 ²	1.810	0.6	b		0.340	0.190	0.516	1.000	2387.7			
2832.2 ² (T)	3.000	1.0		c	0.490	0.918	1.097	0.589	1405.6			
¹ determined by eigenvalue analysis												
N-cr elastic critical flexural buckling force L-cr comparative buckling length β buckling length coefficient y-y,z-z EN 1993-1-1, Table 6.2: Selection of buckling curve for a cross-section α imperfection factor λ non-dimensional slenderness χ reduction factor for flexural buckling N-b,Rd design buckling resistance of a compression member (T) elastic critical torsional buckling force												
Lateral Torsional Buckling (EN 1993-1-1, 6.3.2)												
M-cr [kNm]	C-1	LTB	$\alpha-LT$	$\lambda-LT$	$\lambda-LT0$	β	$\theta-LT$	$\chi-LT$	k-c	f	$\chi-LT,mod$	M-b,Rd [kNm]
1313.05 ²	1.800	a	0.210	0.439	0.200	1.000	0.621	0.942	0.745	0.906	1.000	252.95
¹ determined by eigenvalue analysis												
M-cr elastic critical moment for lateral torsional buckling C-1 moment factor, depending on bending moment diagram and support conditions LTB EN 1993-1-1, Table 6.4: Recommended lateral torsional buckling curves $\alpha-LT$ imperfection factor for lateral torsional buckling $\lambda-LT$ non-dimensional slenderness $\lambda-LT0, \beta$ according to EN 1993-1-1, 6.3.2.2: $\lambda-LT0 = 0.2, \beta = 1.0$ $\chi-LT$ reduction factor for lateral torsional buckling according to EN 1993-1-1, 6.3.2.3 k-c correction factor according to EN 1993-1-1, resulting from C-1 f factor according to EN 1993-1-1, 6.3.2.3(2) $\chi-LT,mod$ modified reduction factor for lateral torsional buckling according to EN 1993-1-1, 6.3.2.3 M-b,Rd design buckling resistance moment												

Όταν μέλη σταθερής διατομής και διπλής συμμετρίας καταπονούνται ταυτοχρόνως από αξονική θλιπτική δύναμη και ροπές κάμψης περί τον ισχυρό και τον ασθενή άξονα της διατομής (διαξονική κάμψη), τότε πραγματοποιούνται οι ακόλουθοι έλεγχοι:

$$\frac{N_{ED}}{\chi_y N_{RK}} + k_{yy} \frac{M_{y,ED} + \Delta M_{y,ED}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,ED} + \Delta M_{z,ED}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (5-19)$$

Και

$$\frac{N_{ED}}{\chi_z N_{RK}} + k_{zy} \frac{M_{y,ED} + \Delta M_{y,ED}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,ED} + \Delta M_{z,ED}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (5-20)$$

Όπου:

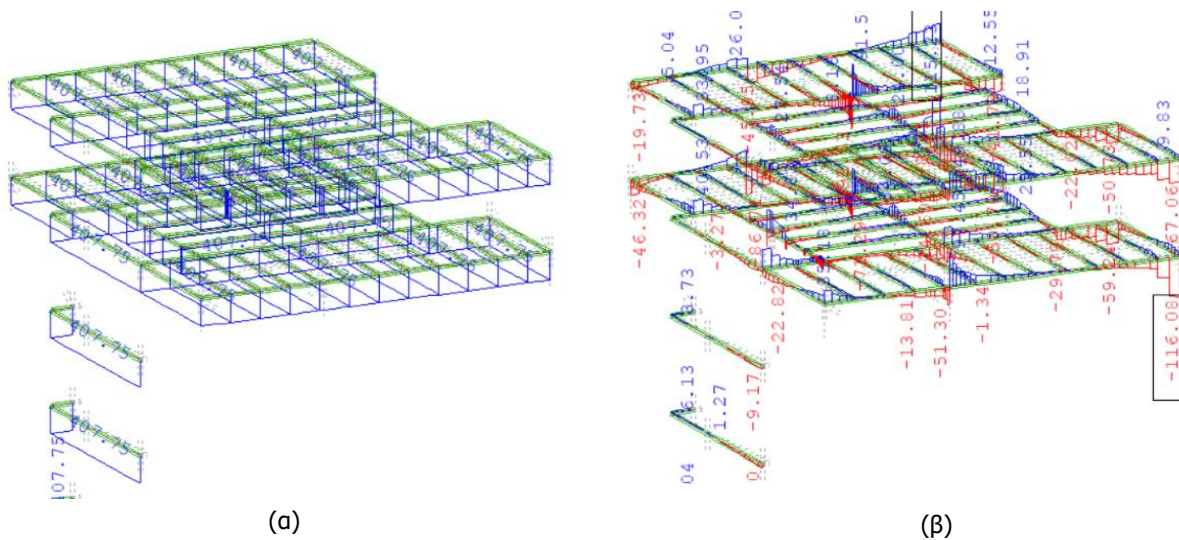
- $N_{ED}, M_{y,ED}, M_{z,ED}$ οι τιμές της θλιπτικής δύναμης και των μεγίστων ροπών, ως ως προς τους άξονες $y-y$ και $z-z$ κατά μήκος του μέλους
- $N_{Rk}, M_{y,Rk}, M_{z,Rk}$ οι χαρακτηριστικές τιμές των αντοχών της διατομής
- χ_y, χ_z οι μειωτικοί συντελεστές, λόγω καμπτικού λυγισμού
- χ_{LT} ο μειωτικός συντελεστής λόγω πλευρικού (στρεπτοκαμπτικού) λυγισμού. Για μέλη μη ευαίσθητα σε στρεπτική κατάπληξη θα λαμβάνεται $\chi_{LT} = 1,0$
- $k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$ οι συντελεστές αλληλεπίδρασης, εξαρτώμενοι από τη μέθοδο που έχει επιλεγεί $\gamma_{M1} = 1,00$ ο συντελεστής ασφαλείας

Όλοι οι παραπάνω συντελεστές καθώς και οι έλεγχοι των εξισώσεων (5-19) και (5-20) πραγματοποιούνται αυτόματα από το πρόγραμμα, και ικανοποιούνται για όλα τα μεταλλικά υποστυλώματα της κατασκευής. Ενδεικτικά παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης του υποστυλώματος K7 του πρώτου μεταλλικού ορόφου.

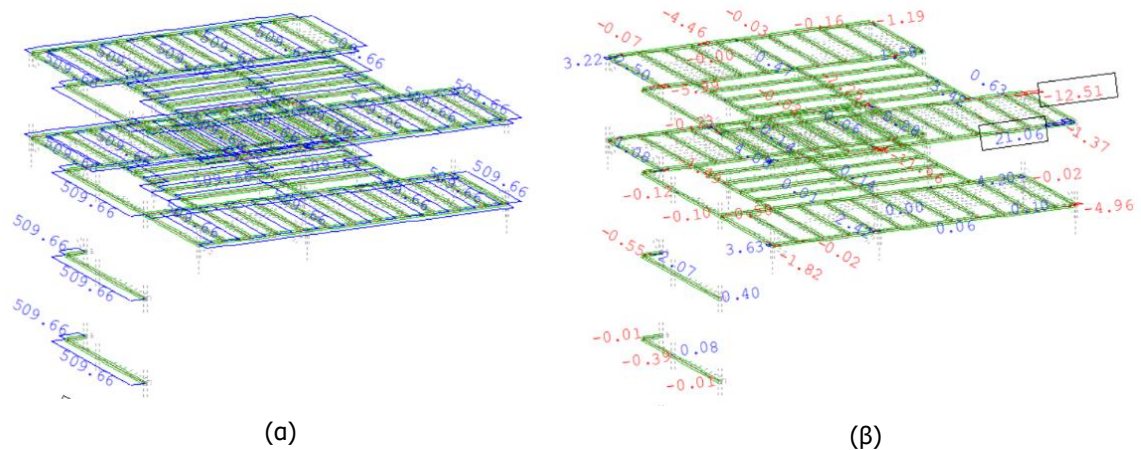
- Έλεγχος σε διάτμηση (τέμνουσα στον άξονα z και γ)

Ο έλεγχος των δοκών σε τέμνουσα κατά τον άξονα z και γ, θα γίνει βάσει των εξισώσεων (5-1) και (5-5) αντίστοιχα. Μετά την ανάλυση των αποτελεσμάτων του προγράμματος προκύπτει πως όλοι οι δοκοί ικανοποιούν τον έλεγχο σε τέμνουσα και στις δύο διευθύνσεις.

Στις παρακάτω εικόνες παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων τις διευθύνσεις z και γ.



Εικόνα 5-7: Έλεγχος δοκών IPE300 σε τέμνουσα στον άξονα z. (α): Πλαστική διατμητική αντοχή $V_{pl,z}$
(β): Τιμή σχεδιασμού $V_{ED,z}$



Εικόνα 5-8: Έλεγχος δοκών IPE300 σε τέμνουσα στον άξονα γ. (α): Πλαστική διατμητική αντοχή $V_{pl,y}$
(β): Τιμή σχεδιασμού $V_{ED,y}$

- Έλεγχος βελών στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Οι οριακές τιμές των κατακορύφων μετακινήσεων (βελών), οι οποίες ορίζονται από το εθνικό προσάρτημα EN 1993-1-1, δίνονται στον ακόλουθο πίνακα.

Πίνακας 5-5: Μέγιστα επιτρεπόμενα βέλη

	Όρια	
	δ_{\max}	δ_2
Στέγες (γενικά)	L/200	L/250
Στέγες που συχνά φέρουν προσωπικό άλλο από αυτό για συντήρηση	L/250	L/300
Πατώματα (γενικά)	L/250	L/300
Πατώματα και στέγες που υποστηρίζουν γύψινα ή άλλα ψαθυρά τελειώματα ή μη εύκαμπτα χωρίσματα	L/250	L/350
Πατώματα που υποστηρίζουν υποστυλώματα (εκτός εάν το βέλος κάμψης έχει ληφθεί υπ' όψη στην καθολική ανάλυση για τον προσδιορισμό της έσχατης οριακής κατάστασης)	L/400	L/500
Όπου το δ_{\max} μπορεί να βλάψει την εμφάνιση του κτιρίου	L/250	

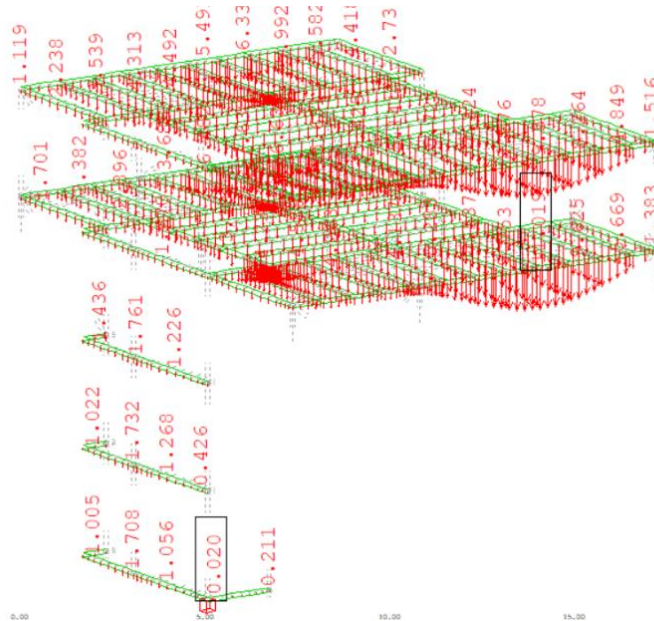
Όπου:

- $\delta_{\max, \text{επιτρεπόμενο}} =$ μέγιστη παραμόρφωση λαμβάνοντας υπόψη το αρνητικό αρχικό βέλος
- $\delta_2 =$ παραμόρφωση λόγω μεταβλητών φορτίων

Για να ικανοποιείται ο έλεγχος έναντι κατακόρυφων βελών θα πρέπει να ισχύει η ακόλουθη εξίσωση:

$$\delta_{\max} \leq \delta_{\max, \text{επιτρεπόμενο}} \quad (5-23)$$

Ο έλεγχος θα γίνει για τον δυσμενέστερο από τους τρεις συνδυασμούς οριακής κατάστασης λειτουργικότητας που αναφέρονται στην παράγραφο 5.2, δηλαδή για τον συνδυασμό (G+G'+Q). Βάσει των αποτελεσμάτων των αναλύσεων που παρουσιάζονται παρακάτω, το μέγιστο κατακόρυφο βέλος έχει προκύψει ίσο με 11,02 mm = 1,1 cm στην κύρια δοκό μήκους 11,85m.



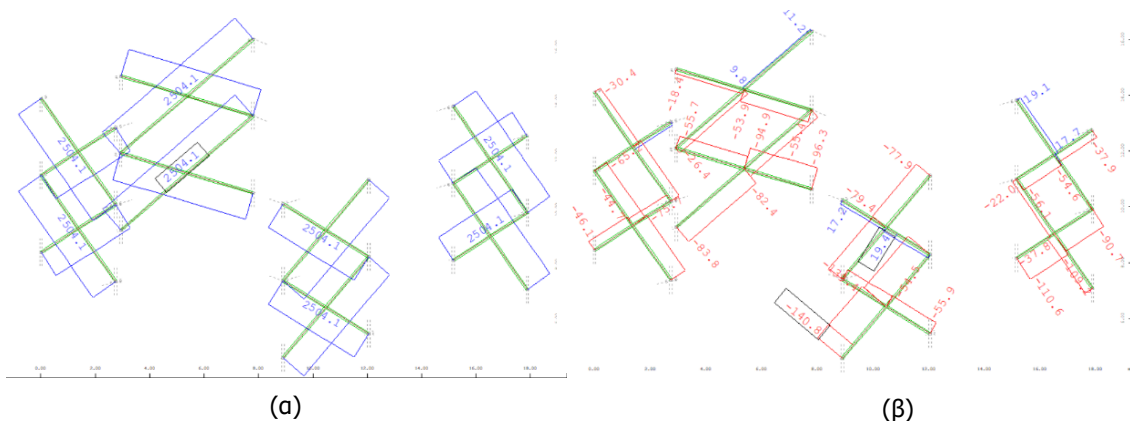
Εικόνα 5-9: Κατακόρυφα βέλη δοκών για τον συνδυασμό: G+G'+Q

Το μέγιστο επιτρεπόμενο κατακόρυφο βέλος με βάση τον πίνακα 6.1, για την προαναφερθείσα δοκό είναι: $\delta_{\max} = 1185/250 = 4,74 \text{ cm} \geq \delta_{\max}$, επομένως ο έλεγχος κατακόρυφων βελών ικανοποιείται.

5.1.3. Χιαστί HEB220

- Έλεγχος σε θλιπτική αξονική δύναμη

Ο έλεγχος θλιπτικής αξονικής δύναμης ικανοποιείται για όλους τους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας, καθώς ικανοποιείται η εξίσωση (5-7), δηλαδή $N_{ED} \leq N_{pl,RD}$. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων παρουσιάζονται στις παρακάτω εικόνες:



Εικόνα 5-10: Έλεγχος χιαστί διατομών HEB220 σε θλιπτική αξονική δύναμη: (α): Πλαστική αξονική $N_{pl,RD}$
(β): Δρώσα αξονική N_{ED}

- Έλεγχος σε λυγισμό λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης:

Τέλος, πραγματοποιήθηκε έλεγχος λυγισμού λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης για τους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας, τα αποτελέσματα του οποίου προκύπτουν αυτόματα από το πρόγραμμα SOFiSTiK. Βάσει των αποτελεσμάτων όλοι οι χιαστί σύνδεσμοι ικανοποιούν την εξίσωση (5-15) και άρα επαρκούν έναντι λυγισμού.

Ακολουθεί πίνακας με τους αναλυτικούς ελέγχους όλων των μελών των μεταλλικών ορόφων που προαναφέρθηκαν.

Πίνακας 5-9: Αναλυτικά αποτελέσματα ελέγχων μεταλλικών διατομών

ID	LC	LCST	n-y	n-z	m-y	m-z	nm-y	nm-z	Check
68	15000	951	0.00	0.00	0.25	0.00	0.250	0.130	Pas sed✓
76	15000	951	0.01	0.01	0.53	0.00	0.544	0.289	Pas sed✓
77	15000	951	0.00	0.00	0.29	0.00	0.290	0.152	Pas sed✓
78	15000	951	0.00	0.00	0.31	0.01	0.323	0.172	Pas sed✓
79	15000	951	0.00	0.00	0.71	0.00	0.707	0.368	Pas sed✓
80	15000	951	0.00	0.01	0.76	0.01	0.769	0.406	Pas sed✓
81	15000	951	0.00	0.00	0.26	0.00	0.259	0.135	Pas sed✓
82	15000	951	0.00	0.00	0.36	0.00	0.366	0.193	Pas sed✓
83	15000	951	0.00	0.00	0.45	0.00	0.456	0.239	Pas sed✓
84	15000	951	0.00	0.00	0.32	0.01	0.326	0.172	Pas sed✓
85	15000	951	0.00	0.00	0.36	0.00	0.361	0.186	Pas sed✓
86	15000	951	0.01	0.01	0.19	0.00	0.202	0.113	Pas sed✓
87	15000	951	0.00	0.00	0.09	0.00	0.093	0.050	Pas sed✓
88	15000	951	0.00	0.00	0.15	0.00	0.151	0.079	Pas sed✓
89	15000	951	0.00	0.00	0.08	0.00	0.084	0.044	Pas sed✓
90	15000	951	0.00	0.00	0.17	0.00	0.171	0.090	Pas sed✓
91	15000	951	0.00	0.00	0.08	0.00	0.082	0.043	Pas sed✓
92	15000	951	0.00	0.00	0.22	0.00	0.216	0.113	Pas sed✓
93	15000	951	0.00	0.00	0.17	0.00	0.170	0.090	Pas sed✓
94	15000	951	0.00	0.00	0.07	0.00	0.071	0.039	Pas sed✓
95	15000	951	0.00	0.00	0.05	0.00	0.056	0.030	Pas sed✓
96	15000	951	0.00	0.00	0.08	0.00	0.076	0.041	Pas sed✓
97	15000	951	0.00	0.00	0.13	0.00	0.130	0.068	Pas sed✓
98	15000	951	0.00	0.00	0.21	0.00	0.207	0.109	Pas sed✓
99	15000	951	0.00	0.00	0.20	0.00	0.205	0.107	Pas sed✓
100	15000	951	0.00	0.00	0.12	0.00	0.122	0.063	Pas sed✓
101	15000	951	0.00	0.00	0.13	0.00	0.125	0.065	Pas sed✓
102	15000	951	0.00	0.00	0.23	0.00	0.229	0.120	Pas sed✓
103	15000	951	0.00	0.00	0.13	0.00	0.125	0.065	Pas sed✓
104	15000	951	0.00	0.00	0.11	0.00	0.112	0.059	Pas sed✓
105	15000	951	0.00	0.00	0.13	0.00	0.132	0.069	Pas sed✓
106	15000	951	0.00	0.00	0.18	0.00	0.182	0.095	Pas sed✓
107	15000	951	0.00	0.00	0.23	0.00	0.229	0.119	Pas sed✓
108	15000	951	0.00	0.00	0.18	0.00	0.179	0.093	Pas sed✓
109	15000	951	0.00	0.00	0.20	0.00	0.199	0.105	Pas sed✓
110	15000	951	0.00	0.00	0.12	0.00	0.120	0.064	Pas sed✓
111	15000	951	0.00	0.00	0.10	0.00	0.106	0.056	Pas sed✓
112	15000	951	0.00	0.00	0.18	0.00	0.182	0.097	Pas sed✓
113	15000	951	0.00	0.00	0.16	0.00	0.157	0.082	Pas sed✓
153	15000	951	0.05	0.08	0.06	0.01	0.107	0.118	Pas sed✓
154	15000	951	0.23	0.33	0.11	0.12	0.395	0.460	Pas sed✓
155	15000	951	0.14	0.24	0.23	0.05	0.360	0.378	Pas sed✓
156	15000	951	0.08	0.13	0.10	0.08	0.200	0.226	Pas sed✓
157	15000	951	0.10	0.17	0.21	0.05	0.302	0.296	Pas sed✓
158	15000	951	0.10	0.12	0.04	0.06	0.158	0.178	Pas sed✓
159	15000	951	0.11	0.19	0.07	0.01	0.172	0.227	Pas sed✓
160	15000	951	0.20	0.23	0.13	0.06	0.335	0.330	Pas sed✓
161	15000	951	0.00	0.00	0.10	0.00	0.098	0.051	Pas sed✓
162	15000	951	0.00	0.00	0.16	0.00	0.164	0.085	Pas sed✓
163	15000	951	0.15	0.25	0.03	0.03	0.184	0.282	Pas sed✓
164	15000	951	0.11	0.14	0.07	0.04	0.184	0.196	Pas sed✓
165	15000	951	0.30	0.49	0.03	0.04	0.338	0.531	Pas sed✓
166	15000	951	0.15	0.25	0.03	0.01	0.175	0.268	Pas sed✓
167	15000	951	0.24	0.42	0.01	0.04	0.265	0.451	Pas sed✓
168	15000	951	0.00	0.00	0.14	0.00	0.145	0.075	Pas sed✓
169	15000	951	0.00	0.00	0.19	0.00	0.187	0.098	Pas sed✓
170	15000	951	0.00	0.00	0.13	0.00	0.129	0.068	Pas sed✓
171	15000	951	0.00	0.00	0.18	0.00	0.183	0.096	Pas sed✓

ID	LC	LCST	n-y	n-z	m-y	m-z	nm-y	nm-z	Check
172	15000	951	0.00	0.00	0.16	0.00	0.160	0.084	Pas sed✓
173	15000	951	0.00	0.00	0.21	0.00	0.211	0.110	Pas sed✓
174	15000	951	0.00	0.00	0.15	0.00	0.153	0.080	Pas sed✓
175	15000	951	0.00	0.00	0.19	0.00	0.190	0.099	Pas sed✓
176	15000	951	0.00	0.00	0.18	0.00	0.181	0.095	Pas sed✓
177	15000	951	0.00	0.00	0.19	0.00	0.186	0.097	Pas sed✓
178	15000	951	0.00	0.00	0.20	0.00	0.199	0.104	Pas sed✓
179	15000	951	0.00	0.00	0.17	0.00	0.165	0.086	Pas sed✓
180	15000	951	0.00	0.00	0.21	0.00	0.215	0.112	Pas sed✓
181	15000	951	0.01	0.02	0.06	0.06	0.093	0.090	Pas sed✓
182	15000	951	0.07	0.10	0.09	0.14	0.239	0.262	Pas sed✓
183	15000	951	0.04	0.07	0.15	0.06	0.209	0.187	Pas sed✓
184	15000	951	0.04	0.06	0.09	0.09	0.170	0.165	Pas sed✓
185	15000	951	0.03	0.06	0.24	0.10	0.334	0.254	Pas sed✓
186	15000	951	0.07	0.12	0.07	0.08	0.156	0.194	Pas sed✓
187	15000	951	0.12	0.20	0.06	0.00	0.173	0.229	Pas sed✓
188	15000	951	0.04	0.06	0.13	0.10	0.206	0.186	Pas sed✓
189	15000	951	0.05	0.08	0.09	0.03	0.139	0.140	Pas sed✓
190	15000	951	0.07	0.09	0.23	0.13	0.328	0.277	Pas sed✓
191	15000	951	0.06	0.11	0.03	0.01	0.098	0.135	Pas sed✓
192	15000	951	0.05	0.08	0.09	0.02	0.143	0.133	Pas sed✓
193	15000	951	0.16	0.27	0.01	0.09	0.200	0.324	Pas sed✓
194	15000	951	0.08	0.13	0.03	0.01	0.103	0.150	Pas sed✓
195	15000	951	0.14	0.24	0.01	0.06	0.169	0.280	Pas sed✓
196	15000	951	0.00	0.00	0.22	0.00	0.225	0.118	Pas sed✓
197	15000	951	0.00	0.00	0.16	0.00	0.157	0.082	Pas sed✓
198	15000	951	0.00	0.00	0.14	0.00	0.144	0.075	Pas sed✓
199	15000	951	0.00	0.00	0.19	0.00	0.194	0.101	Pas sed✓
200	15000	951	0.00	0.00	0.29	0.00	0.288	0.150	Pas sed✓
201	15000	951	0.00	0.00	0.37	0.00	0.369	0.192	Pas sed✓
202	15000	951	0.00	0.00	0.28	0.00	0.279	0.145	Pas sed✓
203	15000	951	0.00	0.00	0.21	0.00	0.210	0.109	Pas sed✓
204	15000	951	0.00	0.00	0.22	0.00	0.215	0.112	Pas sed✓
205	15000	951	0.00	0.00	0.25	0.00	0.000	0.000	Pas sed✓
206	15000	951	0.00	0.00	0.16	0.00	0.166	0.087	Pas sed✓
207	15000	951	0.00	0.00	0.13	0.00	0.132	0.069	Pas sed✓
208	15000	951	0.00	0.00	0.13	0.00	0.132	0.069	Pas sed✓
209	15000	951	0.00	0.00	0.19	0.00	0.193	0.101	Pas sed✓
210	15000	951	0.00	0.00	0.30	0.00	0.300	0.158	Pas sed✓
211	15000	951	0.00	0.00	0.32	0.00	0.319	0.167	Pas sed✓
212	15000	951	0.00	0.00	0.37	0.00	0.377	0.197	Pas sed✓
213	15000	951	0.00	0.00	0.23	0.00	0.000	0.000	Pas sed✓
214	15000	951	0.00	0.00	0.20	0.00	0.198	0.103	Pas sed✓
215	15000	951	0.00	0.00	0.21	0.00	0.208	0.108	Pas sed✓
216	15000	951	0.02	0.04	0.04	0.08	0.092	0.103	Pas sed✓
217	15000	951	0.05	0.09	0.14	0.00	0.176	0.154	Pas sed✓
218	15000	951	0.00	0.00	0.27	0.00	0.277	0.145	Pas sed✓
219	15000	951	0.02	0.03	0.43	0.01	0.468	0.264	Pas sed✓
220	15000	951	0.01	0.01	0.28	0.00	0.298	0.164	Pas sed✓
221	15000	951	0.00	0.00	0.24	0.00	0.246	0.131	Pas sed✓
222	15000	951	0.01	0.01	0.58	0.00	0.591	0.314	Pas sed✓
223	15000	951	0.01	0.01	0.71	0.01	0.730	0.389	Pas sed✓
224	15000	951	0.00	0.00	0.24	0.00	0.242	0.128	Pas sed✓
225	15000	951	0.00	0.00	0.41	0.00	0.419	0.221	Pas sed✓
226	15000	951	0.00	0.01	0.47	0.00	0.478	0.254	Pas sed✓
227	15000	951	0.00	0.00	0.30	0.00	0.309	0.163	Pas sed✓
228	15000	951	0.01	0.03	0.91	0.00	0.938	0.508	Pas sed✓
229	15000	951	0.01	0.01	0.19	0.00	0.205	0.119	Pas sed✓

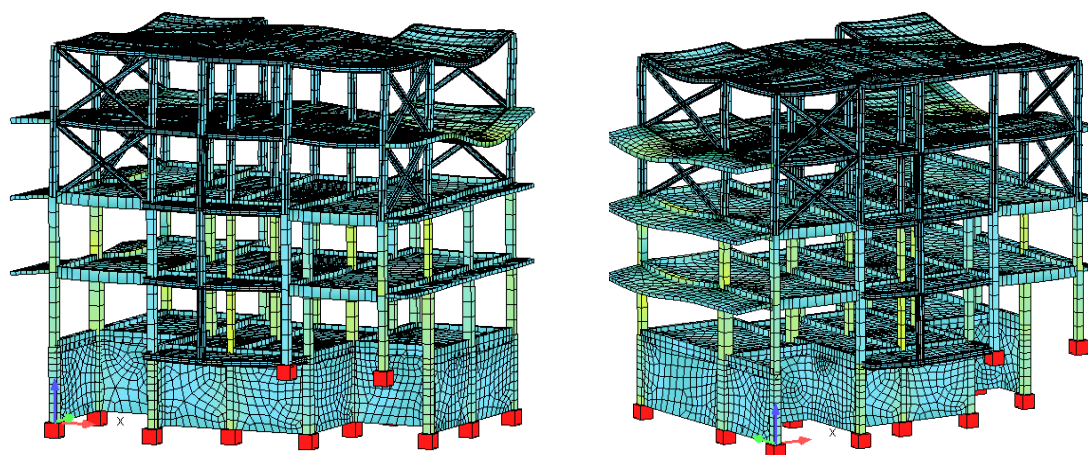
ID	LC	LCST	n-y	n-z	m-y	m-z	nm-y	nm-z	Check
230	15000	951	0.00	0.00	0.09	0.00	0.091	0.049	Pas sed✓
231	15000	951	0.00	0.00	0.12	0.00	0.119	0.063	Pas sed✓
232	15000	951	0.00	0.00	0.07	0.00	0.069	0.036	Pas sed✓
233	15000	951	0.00	0.00	0.16	0.00	0.080	0.080	Pas sed✓
234	15000	951	0.00	0.00	0.05	0.00	0.053	0.028	Pas sed✓
235	15000	951	0.00	0.00	0.07	0.00	0.072	0.037	Pas sed✓
236	15000	951	0.00	0.00	0.00	0.00	0.005	0.003	Pas sed✓
237	15000	951	0.00	0.00	0.10	0.00	0.105	0.056	Pas sed✓
238	15000	951	0.00	0.00	0.00	0.00	0.004	0.005	Pas sed✓
239	15000	951	0.00	0.00	0.12	0.00	0.118	0.065	Pas sed✓
240	15000	951	0.00	0.00	0.01	0.00	0.010	0.007	Pas sed✓
241	15000	951	0.00	0.00	0.14	0.00	0.144	0.077	Pas sed✓
242	15000	951	0.00	0.00	0.01	0.00	0.011	0.006	Pas sed✓
243	15000	951	0.00	0.00	0.20	0.00	0.204	0.107	Pas sed✓
244	15000	951	0.01	0.01	0.01	0.00	0.018	0.016	Pas sed✓
245	15000	951	0.00	0.01	0.21	0.00	0.222	0.121	Pas sed✓
246	15000	951	0.01	0.02	0.01	0.01	0.024	0.028	Pas sed✓
247	15000	951	0.01	0.01	0.03	0.06	0.060	0.063	Pas sed✓
248	15000	951	0.01	0.01	0.00	0.03	0.022	0.027	Pas sed✓
249	15000	951	0.00	0.00	0.02	0.01	0.025	0.019	Pas sed✓
250	15000	951	0.00	0.00	0.01	0.02	0.023	0.021	Pas sed✓
251	15000	951	0.07	0.10	0.02	0.00	0.082	0.115	Pas sed✓
252	15000	951	0.03	0.05	0.01	0.00	0.044	0.058	Pas sed✓
253	15000	951	0.03	0.04	0.01	0.00	0.036	0.050	Pas sed✓
254	15000	951	0.00	0.01	0.00	0.00	0.010	0.011	Pas sed✓
255	15000	951	0.02	0.03	0.01	0.00	0.030	0.036	Pas sed✓
256	15000	951	0.04	0.06	0.01	0.00	0.045	0.066	Pas sed✓
257	15000	951	0.00	0.00	0.01	0.00	0.007	0.005	Pas sed✓
258	15000	951	0.02	0.04	0.00	0.00	0.030	0.043	Pas sed✓
259	15000	951	0.01	0.02	0.01	0.00	0.023	0.027	Pas sed✓
260	15000	951	0.05	0.08	0.01	0.00	0.060	0.087	Pas sed✓
261	15000	951	0.03	0.04	0.00	0.00	0.032	0.047	Pas sed✓
262	15000	951	0.00	0.00	0.01	0.00	0.007	0.005	Pas sed✓
263	15000	951	0.03	0.05	0.01	0.00	0.037	0.060	Pas sed✓
264	15000	951	0.00	0.00	0.01	0.00	0.010	0.007	Pas sed✓
265	15000	951	0.05	0.10	0.01	0.00	0.064	0.108	Pas sed✓
266	15000	951	0.04	0.08	0.01	0.00	0.052	0.088	Pas sed✓

n-y buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.46 (N-Ed / N-b,y,Ed)
n-z buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.46 (N-Ed / N-b,z,Ed)
m-y buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.54 (M-y,Ed / M-b,y,Ed)
m-z M-z,Ed / M-z,Nk/y-M
nm-y buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.61
nm-z buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.62

5.2. Εντατικά μεγέθη

5.2.1. Στατικός συνδυασμός αστοχίας

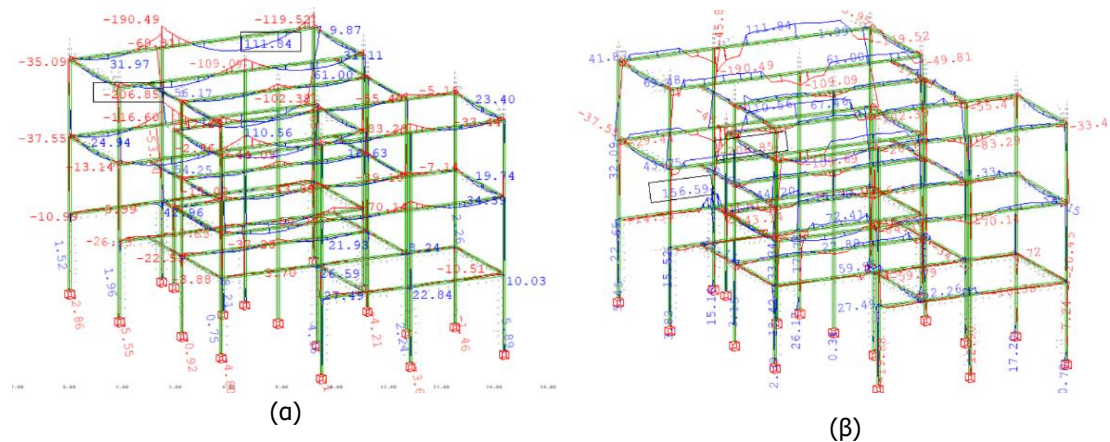
Η παραμόρφωση του φορέα για τον συνδυασμό της Οριακής Κατάστασης Αστοχίας $(1,35(G+G') + 1,5Q)$ παρουσιάζεται στην εικόνα 5-11:



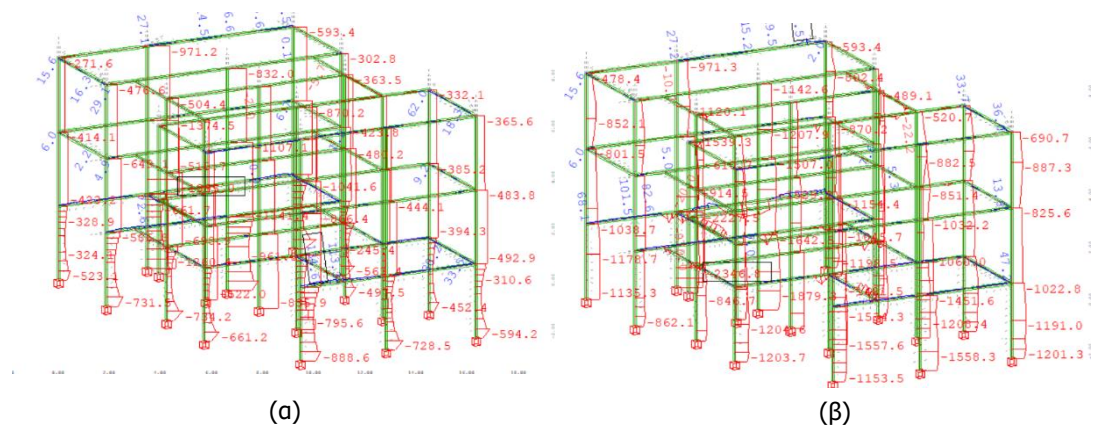
Εικόνα 5-11: Τρισδιάστατη παραμόρφωση φορέα στον στατικό συνδυασμό αστοχίας

Στη συνέχεια θα γίνει έλεγχος των εντατικών μεγεθών (ροπές και αξονικές) της κατασκευής για τους ορόφους από οπλισμένο σκυρόδεμα. Στις εικόνες 5-13 και 5-14 παρουσιάζονται οι τιμές ροπής και αξονικής αντίστοιχα, στον στατικό συνδυασμό αστοχίας.

Από τα διαγράμματα των εντατικών μεγεθών παρατηρούμε ότι η μεγαλύτερη ένταση αναπτύσσεται στο αριστερό τμήμα του κτιρίου όπως φαίνεται στην κάτοψη. Επίσης παρατηρούμε ότι τα τοιχώματα υπογείου παραλαμβάνουν το μεγαλύτερο φορτίο λόγω της μεγάλης ακαμψίας τους.



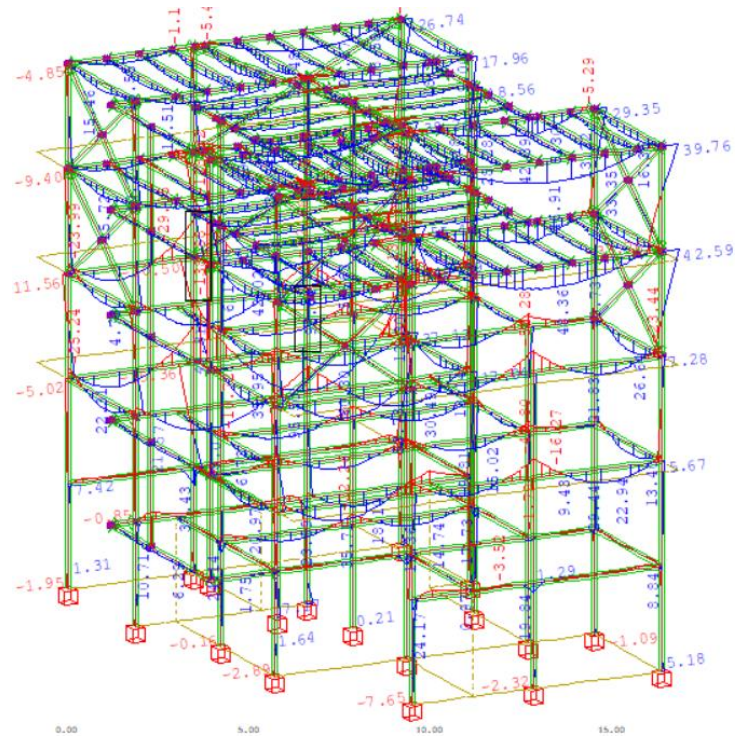
Εικόνα 5-12: Τιμές ροής στον στατικό συνδυασμό αστοχίας: (α): Ροπή δράσης σχεδιασμού ($M_{sd,y}$), (β): Ροπή αντοχής σχεδιασμού ($M_{Rd,y}$)



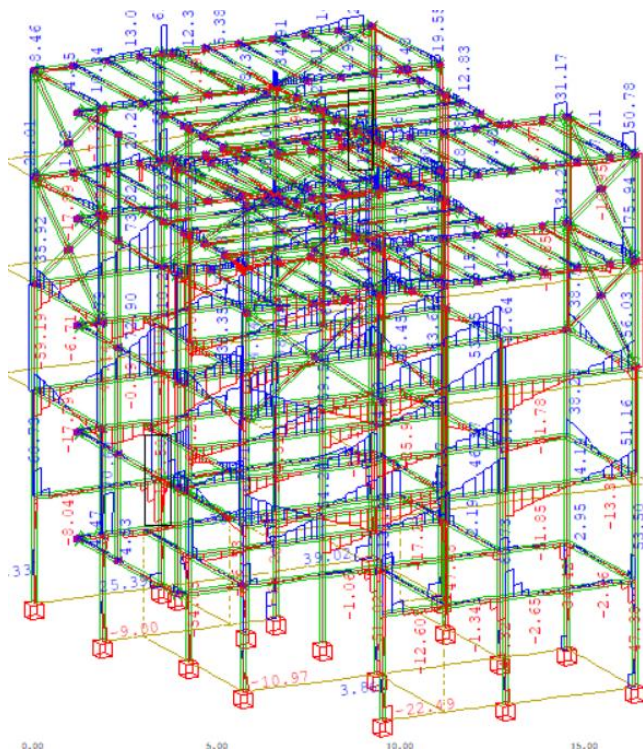
Εικόνα 5-13: Τιμές αξονικής στον στατικό συνδυασμό αστοχίας: (α): Αξονική δράσης σχεδιασμού (N_{sd}), (β): Αξονική αντοχής σχεδιασμού (N_{Rd})

5.2.2. Σεισμικός συνδυασμός αστοχίας

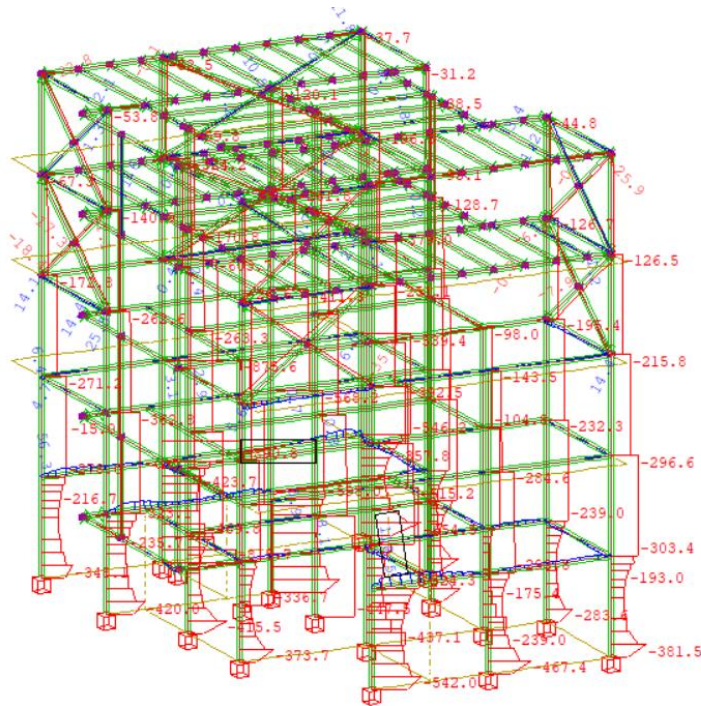
Τα μέγιστα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν για τον σεισμικό συνδυασμό αστοχίας από την χωρική επαλληλία CQC παρουσιάζεται στις εικόνες 5-14, 5-15 και 5-16. Τα παρακάτω σχήματα παρατίθενται για ποιοτική αναπαράσταση της έντασης του φορέα και κατανόηση της συμπεριφοράς του ως στατικό σύστημα.



Εικόνα 5-14: Τιμές ροής (M_y) στον σεισμικό συνδυασμό αστοχίας



Εικόνα 5-15: Τιμές τέμνουσας (V_z) στον σεισμικό συνδυασμό αστοχίας

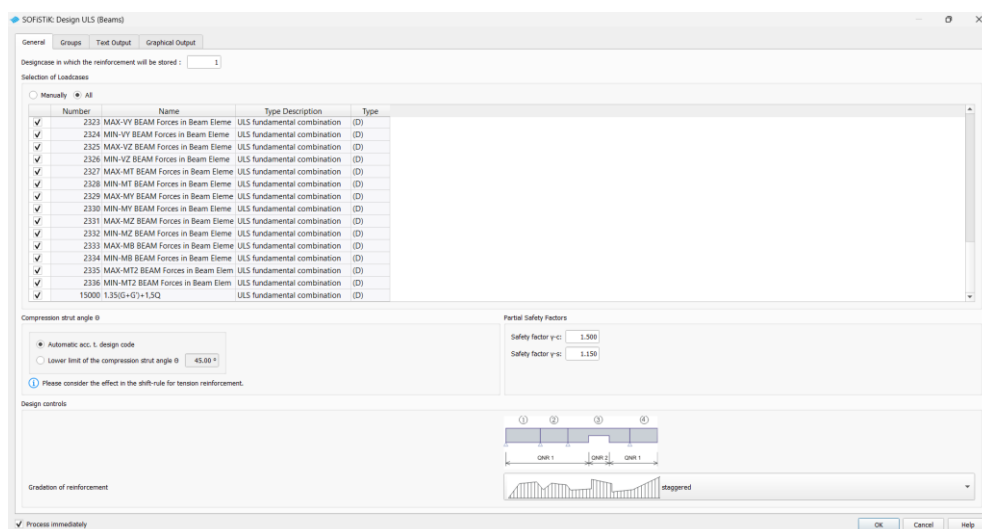


Εικόνα 5-16: Τιμές αξονικής (N_x) στην στον σεισμικό συνδυασμό αστοχίας

5.3. Απαιτούμενοι οπλισμοί

5.3.1. Στατικός συνδυασμός αστοχίας

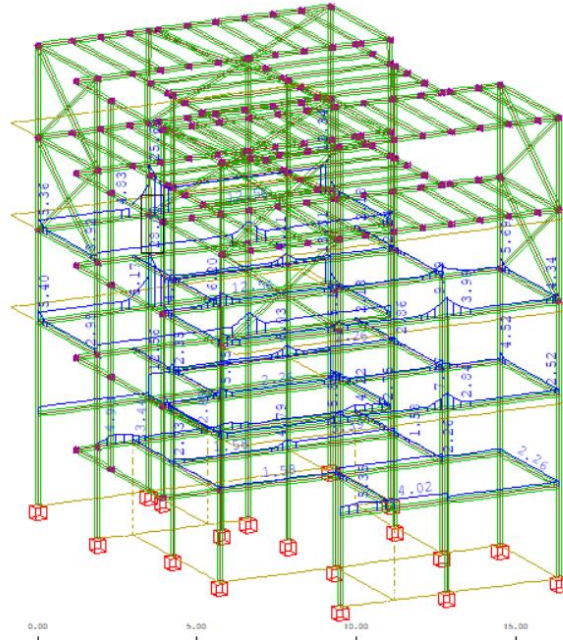
Αφού έχουν εισαχθεί τα δεδομένα για τον στατικό συνδυασμό αστοχίας, μέσω της εντολής "Design ULS (Beams)" και "Design ULS (Area elements)" δίνονται οι απαιτήσεις οπλισμών για τις δοκούς, τα υποστυλώματα και τις πλάκες αντίστοιχα.



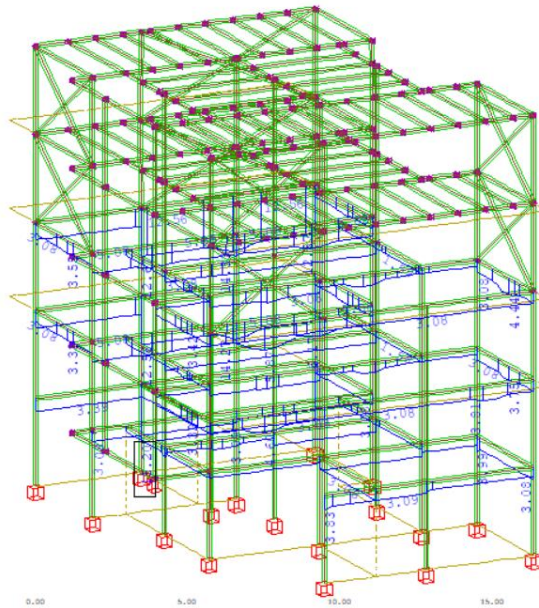
Εικόνα 5-17: Ανάλυση Design ULS (Beams)- στο SOFiSTiK

Για την υπάρχουσα κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα, από τα αποτελέσματα των αναλύσεων, για τον βασικό στατικό συνδυασμό σχεδιασμού σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας, προέκυψαν οι απαιτούμενοι οπλισμοί σε κάθε θέση, με σκοπό να γίνει η σύγκρισή τους με τους υπάρχοντες, ώστε να εντοπιστούν τα στοιχεία που δεν επαρκούν και χρήζουν ενίσχυσης.

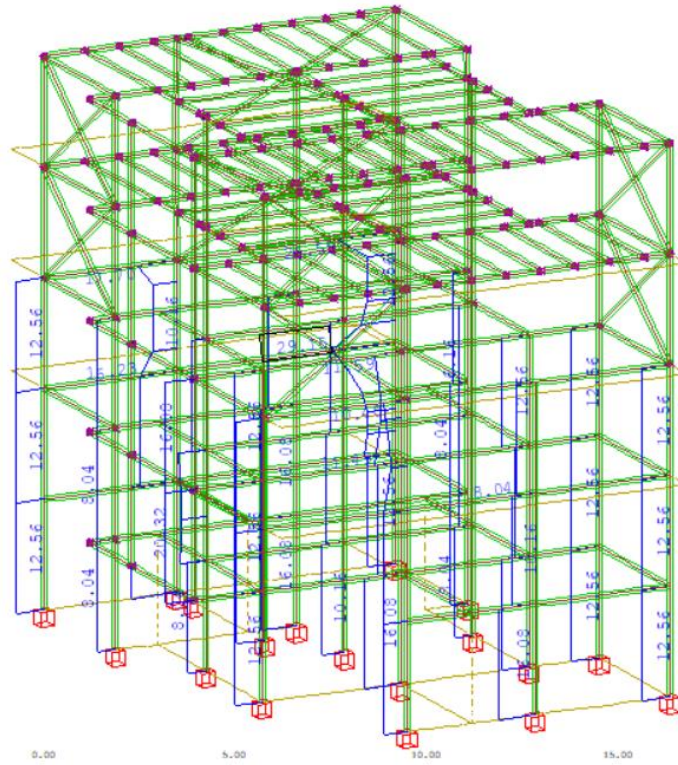
Τα αποτελέσματα των οπλισμών για τον στατικό συνδυασμό αστοχίας βρίσκονται στην επιλογή του προγράμματος "Graphic", με την ονομασία "Design Case 1".



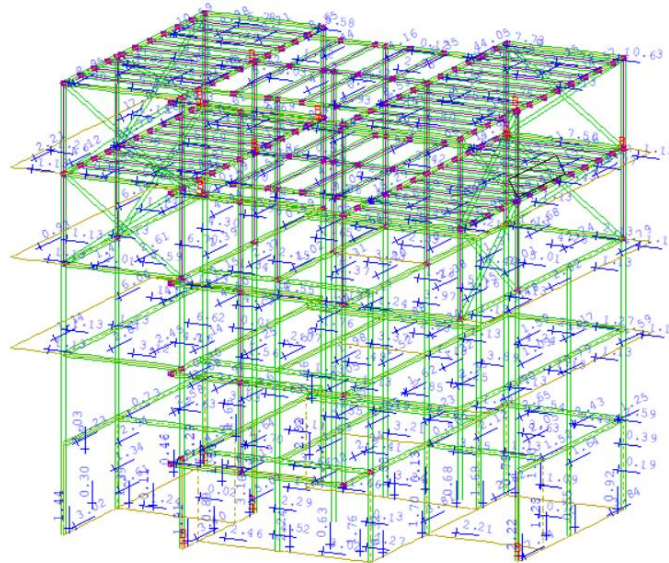
Εικόνα 5-18: Απαιτούμενοι άνω οπλισμοί δοκών στον στατικό συνδυασμό αστοχίας



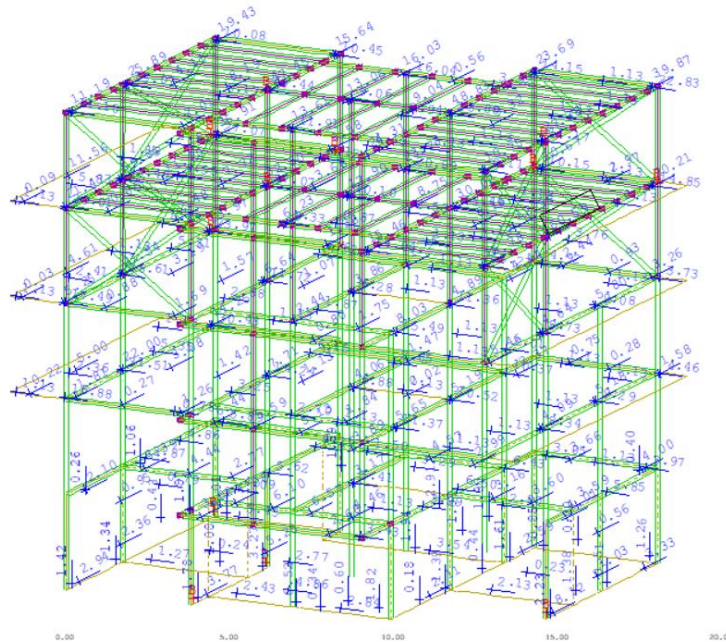
Εικόνα 5-19: Απαιτούμενοι κάτω οπλισμοί δοκών στον στατικό συνδυασμό αστοχίας



Εικόνα 5-20: Απαιτούμενοι οπλισμοί υποστυλωμάτων στον στατικό συνδυασμό αστοχίας



Εικόνα 5-21: Απαιτούμενοι κάτω οπλισμοί πλακών στον στατικό συνδυασμό αστοχίας



Εικόνα 5-22: Απαιτούμενοι άνω οπλισμοί πλακών στον στατικό συνδυασμό αστοχίας

Στον πίνακα 5-10 παρουσιάζονται αναλυτικά οι υφιστάμενοι και οι απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί υποστυλωμάτων στον στατικό συνδυασμό αστοχίας, για την οροφή υπογείου, ισογείου και Α' ορόφου της υφιστάμενης κατασκευής. Για τα υποστυλώματα που δεν επαρκούν θα τοποθετηθεί ενίσχυση, όπως αναφέρεται στο κεφάλαιο 6.

Πίνακας 5-10: Έλεγχος επάρκειας οπλισμών υποστυλωμάτων στον στατικό συνδυασμό αστοχίας

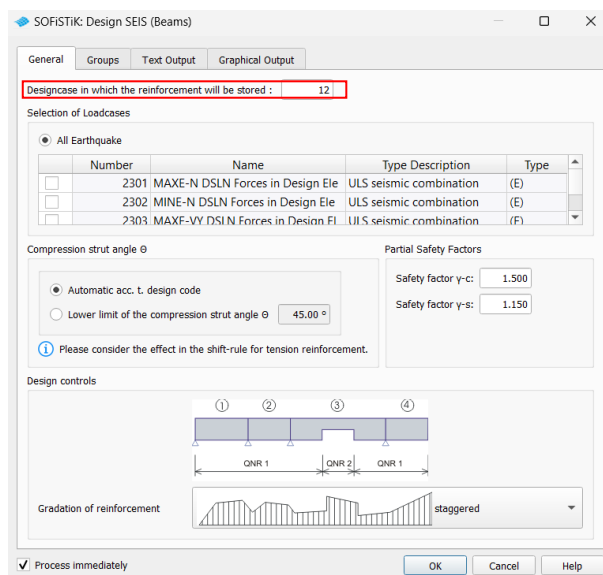
ΥΠΟΓΕΙΟ-Στατικός Συνδυασμός Αστοχίας				
A/A	Διαστάσεις	As _{υπάρχων} (cm ²)	As _{απατούμενο} (cm ²)	Επάρκεια
K1	35x35	12,56	12,56	ΝΑΙ
K2	35x35	12,56	12,56	ΝΑΙ
K3	35x35	12,56	12,56	ΝΑΙ
K4	30x30	8,04	8,04	ΝΑΙ
K5	30x30	8,04	8,04	ΝΑΙ
K6	35x35	12,56	12,56	ΝΑΙ
K7	40x40	16,08	16,08	ΝΑΙ
K8	45x45	16,08	16,08	ΝΑΙ
K9	35x35	10,16	10,16	ΝΑΙ
K10	40x40	16,08	16,08	ΝΑΙ
K11	50x50	20,32	20,32	ΝΑΙ
K12	35x35	10,16	10,16	ΝΑΙ
K13	30x30	8,04	8,04	ΝΑΙ
K14	35x35	12,56	12,56	ΝΑΙ
K15	35x35	12,56	12,56	ΝΑΙ
K16	30x30	8,04	8,04	ΝΑΙ

ΙΣΟΓΕΙΟ-Στατικός Συνδυασμός Αστοχίας				
A/A	Διαστάσεις	As _{υπάρχων} (cm ²)	As _{απατούμενο} (cm ²)	Επάρκεια
K1	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ
K2	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ
K3	30x30	12,56	30,41	ΟΧΙ
K4	30x30	8,04	8,04	ΝΑΙ
K5	25x25	6,16	6,16	ΝΑΙ
K6	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ
K7	35x35	10,16	10,16	ΝΑΙ
K8	40x40	16,08	16,08	ΝΑΙ
K9	30x30	8,04	8,04	ΝΑΙ
K10	35x35	10,16	11,27	ΟΧΙ
K11	45x45	16,08	17,95	ΟΧΙ
K12	35x35	10,16	13,22	ΟΧΙ
K13	25x25	6,16	11,83	ΟΧΙ
K14	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ
K15	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ
K16	30x30	8,04	12,56	ΟΧΙ
K17	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ
K18	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ

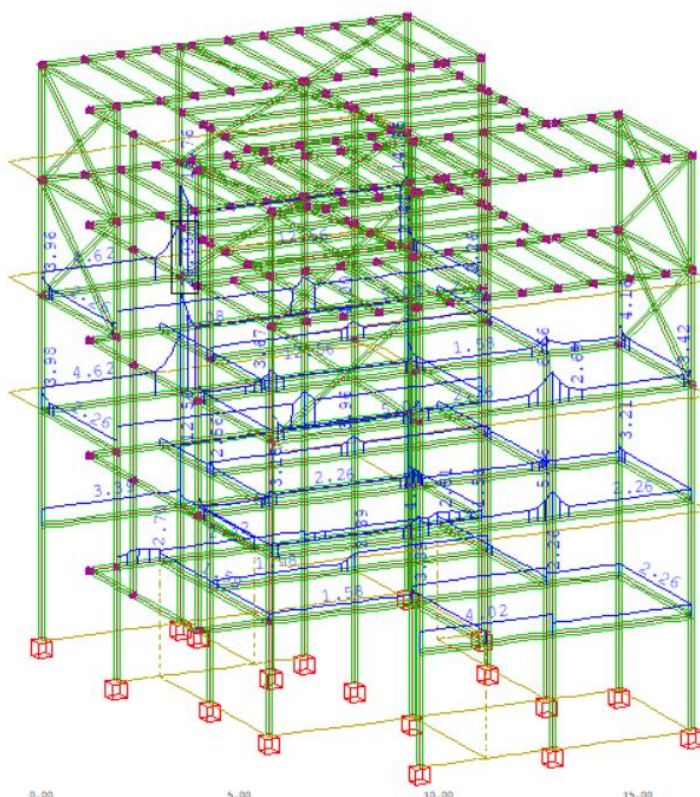
Α' ΟΡΟΦΟΣ-Στατικός Συνδυασμός Αστοχίας				
A/A	Διαστάσεις	As _{υπάρχων} (cm ²)	As _{απατούμενο} (cm ²)	Επάρκεια
K1	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ
K2	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ
K3	30x30	12,56	29,38	ΟΧΙ
K4	25x25	6,16	6,16	ΝΑΙ
K5	25x25	6,16	6,16	ΝΑΙ
K6	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ
K7	30x30	8,04	8,04	ΝΑΙ
K8	35x35	10,16	12,56	ΟΧΙ
K9	25x25	6,16	6,16	ΝΑΙ
K10	30x30	8,04	11,49	ΟΧΙ
K11	35x35	10,16	20,08	ΟΧΙ
K12	25x25	6,16	13,7	ΟΧΙ
K13	25x25	6,16	6,16	ΝΑΙ
K14	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ
K15	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ
K16	25x25	6,16	8,04	ΟΧΙ
K17	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ
K18	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ

5.3.2. Σεισμικός συνδυασμός αστοχίας

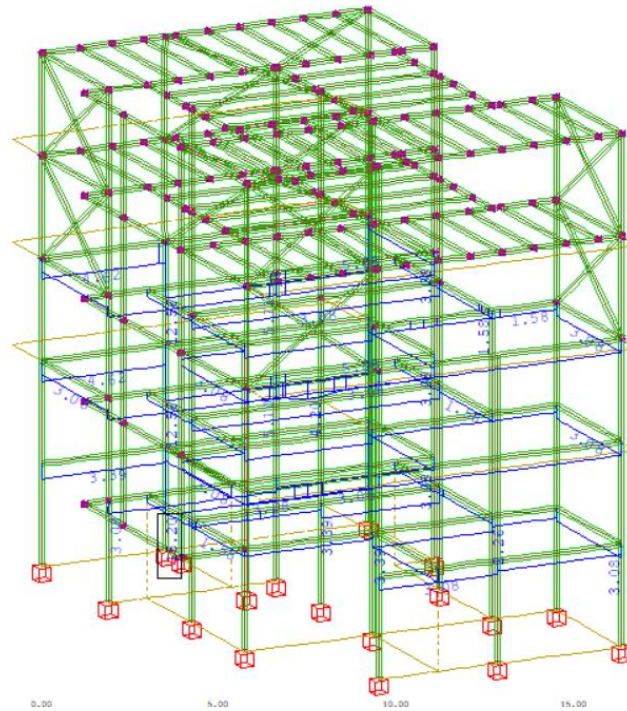
Αφού έχουν εισαχθεί τα δεδομένα για τον σεισμικό συνδυασμό αστοχίας, μέσω της εντολής "Design SEIS (Beams)" δίνονται οι απαιτήσεις οπλισμών για τις δοκούς, και τα υποστυλώματα. Τα αποτελέσματα των οπλισμών για τον στατικό συνδυασμό αστοχίας βρίσκονται στην επιλογή του προγράμματος "Graphic", με την ονομασία "Design Case 12".



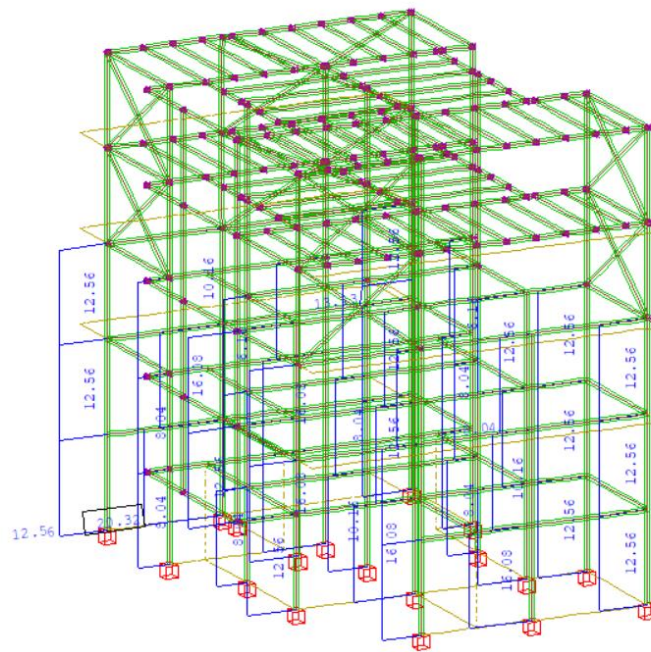
Εικόνα 5-23: Ανάλυση Design SEIS (Beams) στο SOFISTIK



Εικόνα 5-24: Απαιτούμενοι άνω οπλισμοί δοκών στον σεισμικό συνδυασμό αστοχίας



Εικόνα 5-25: Απαιτούμενοι κάτω οπλισμοί δοκών στον σεισμικό συνδυασμό αστοχίας



Εικόνα 5-26: Απαιτούμενοι οπλισμοί υποστυλωμάτων στον σεισμικό συνδυασμό αστοχίας

Στον πίνακα 5-11 γίνεται έλεγχος επάρκειας των οπλισμών των υποστυλωμάτων για τον σεισμικό συνδυασμό αστοχίας. Για τα υποστυλώματα που δεν επαρκούν θα τοποθετηθεί ενίσχυση όπως αναφέρεται στην παράγραφο 6.

Πίνακας 5-11: Έλεγχος επάρκειας οπλισμών υποστυλωμάτων στον σεισμικό συνδυασμό αστοχίας

ΥΠΟΓΕΙΟ-Σεισμικός Συνδυασμός Αστοχίας				
A/A	Διαστάσεις	As _{υπάρχων} (cm ²)	As _{απαιτούμενο} (cm ²)	Επάρκεια
K1	35x35	12,56	12,56	ΝΑΙ
K2	35x35	12,56	12,56	ΝΑΙ
K3	35x35	12,56	12,56	ΝΑΙ
K4	30x30	8,04	8,04	ΝΑΙ
K5	30x30	8,04	8,04	ΝΑΙ
K6	35x35	12,56	12,56	ΝΑΙ
K7	40x40	16,08	16,08	ΝΑΙ
K8	45x45	16,08	16,08	ΝΑΙ
K9	35x35	10,16	10,16	ΝΑΙ
K10	40x40	16,08	16,08	ΝΑΙ
K11	50x50	20,32	20,32	ΝΑΙ
K12	35x35	10,16	10,16	ΝΑΙ
K13	30x30	8,04	8,04	ΝΑΙ
K14	35x35	12,56	12,56	ΝΑΙ
K15	35x35	12,56	12,56	ΝΑΙ
K16	30x30	8,04	8,04	ΝΑΙ

ΙΣΟΓΕΙΟ-Σεισμικός Συνδυασμός Αστοχίας				
A/A	Διαστάσεις	As _{υπάρχων} (cm ²)	As _{απαιτούμενο} (cm ²)	Επάρκεια
K1	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ
K2	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ
K3	30x30	12,56	13,94	ΟΧΙ
K4	30x30	8,04	8,04	ΝΑΙ
K5	25x25	6,16	6,16	ΝΑΙ
K6	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ
K7	35x35	10,16	10,16	ΝΑΙ
K8	40x40	16,08	16,08	ΝΑΙ
K9	30x30	8,04	8,04	ΝΑΙ
K10	35x35	10,16	10,16	ΝΑΙ
K11	45x45	16,08	16,08	ΝΑΙ
K12	35x35	10,16	10,16	ΝΑΙ
K13	25x25	6,16	6,16	ΝΑΙ
K14	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ
K15	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ
K16	30x30	8,04	8,04	ΝΑΙ
K17	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ
K18	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ

Α' ΟΡΟΦΟΣ-Σεισμικός Συνδυασμός Αστοχίας				
A/A	Διαστάσεις	As _{υπάρχων} (cm ²)	As _{απαιτούμενο} (cm ²)	Επάρκεια
K1	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ
K2	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ
K3	30x30	12,56	13,94	ΟΧΙ
K4	25x25	6,16	6,16	ΝΑΙ
K5	25x25	6,16	6,16	ΝΑΙ
K6	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ
K7	30x30	8,04	8,04	ΝΑΙ
K8	35x35	10,16	12,56	ΟΧΙ
K9	25x25	6,16	6,16	ΝΑΙ
K10	30x30	8,04	8,04	ΝΑΙ
K11	35x35	10,16	10,16	ΝΑΙ
K12	25x25	6,16	6,16	ΝΑΙ
K13	25x25	6,16	6,16	ΝΑΙ
K14	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ
K15	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ
K16	25x25	6,16	8,04	ΟΧΙ
K17	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ
K18	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ

5.4. Έλεγχος δυσκαμψίας

Ένα σημαντικό πρόβλημα δομικής τρωτότητας του κτιρίου είναι η ύπαρξη μαλακού ορόφου. Σύμφωνα με τον αντισεισμικό κανονισμό το φαινόμενο του μαλακού ορόφου εμφανίζεται όταν υπάρχει σημαντικά μικρότερη δυσκαμψία του υποκείμενου ορόφου σε σχέση με τους υπερκείμενους η οποία οδηγεί σε συγκέντρωση των μετακινήσεων σε ένα όροφο και όχι αναλογικά σε όλους, γεγονός που δημιουργεί προβλήματα μετέπειτα λόγω της συγκέντρωσης παραμορφώσεων σε συγκεκριμένα σημεία

Storeys			
Storey	Designation	Elevation [m]	Height [m]
6	B ΜΕΤΑΛΛΙΚΗ	15.000	3.000
5	A ΜΕΤΑΛΛΙΚΗ	12.000	3.000
4	A ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	9.000	3.000
3	ΟΡΟΦΗ ΙΣΟΓΕΙΟΥ	6.000	3.000
2	ΟΡΟΦΗ ΥΠΟΓΕΙΟΥ	3.000	3.000
1	ΥΠΟΓΕΙΟ	0.000	0.000

Εικόνα 5-27: Εισαγωγή δεδομένων ορόφων της κατασκευής

Soft Storey Check - Stiffness in X Direction						
Storey	Storey Stiff. X S [kN/m]	Upper Storey Stiff. X S1 [kN/m]	S3 [kN/m]	Ratio X		Irregularity Check
				S/S1 [-]	S/S3 [-]	
6	210470.67	-	-	-	-	-
5	371273.09	210470.67	-	1.764 ¹	-	Regular ✓
4	71172.41	371273.09	-	0.192 ²	-	Extreme soft
3	121206.16	71172.41	217638.73	1.703 ¹	0.557 ³	Extreme soft
2	90755121152.00	121206.16	187883.88	748766.597 ¹	483038.372 ⁴	Regular ✓
1	-	90755121152.00	30251772586.67	-	-	-

¹ Stiffness ratio S/S1 sufficiently high, above the threshold for soft storey classification: SR1 = 0.70
² Stiffness ratio S/S1 below the threshold for extreme soft storey classification: SRX1 = 0.60
³ Stiffness ratio S/S3 below the threshold for extreme soft storey classification: SRX3 = 0.70
⁴ Stiffness ratio S/S3 sufficiently high, above the threshold for soft storey classification: SR3 = 0.80

S1 Stiffness of the storey above
 S3 Average stiffness of the 3 storeys above

Εικόνα 5-28: Έλεγχος δυσκαμψίας στην διεύθυνση X

Soft Storey Check - Stiffness in Y Direction						
Storey	Storey Stiff. Y S [kN/m]	Upper Storey Stiff. Y S1 [kN/m]	S3 [kN/m]	Ratio Y		Irregularity Check
				S/S1 [-]	S/S3 [-]	
6	321919.09	-	-	-	-	-
5	494125.59	321919.09	-	1.535 ¹	-	Regular ✓
4	99623.34	494125.59	-	0.202 ²	-	Extreme soft
3	158667.75	99623.34	305222.67	1.593 ¹	0.520 ³	Extreme soft
2	691096453120.00	158667.75	250805.564	355620.176 ¹	2755506.880 ⁴	Regular ✓
1	-	691096453120.00	230365571754.67	-	-	-

¹ Stiffness ratio S/S1 sufficiently high, above the threshold for soft storey classification: SR1 = 0.70
² Stiffness ratio S/S1 below the threshold for extreme soft storey classification: SRX1 = 0.60
³ Stiffness ratio S/S3 below the threshold for extreme soft storey classification: SRX3 = 0.70
⁴ Stiffness ratio S/S3 sufficiently high, above the threshold for soft storey classification: SR3 = 0.80

S1 Stiffness of the storey above
 S3 Average stiffness of the 3 storeys above

Εικόνα 5-29: Έλεγχος δυσκαμψίας στην διεύθυνση Y

Όπου:

- S: Δυσκαμψία του αντίστοιχου ορόφου
- S₁: Δυσκαμψία του ορόφου από πάνω
- S₃: Μέση δυσκαμψία των τριών ορόφων από πάνω

Με βάση τα παραπάνω αποτελέσματα, το κτίριο θα πρέπει να ενισχυθεί προκειμένου να αποφυγεί ο σχηματισμός «μαλακού ορόφου» στο ισόγειο και τον πρώτο. Μία μέθοδος είναι η ενίσχυση με χιαστί μεταλλικά στοιχεία εντός των φαντωμάτων, μέσα σε μεταλλικά πλαίσια (τελάρια), τα οποία θα ενωθούν με τις δοκούς από οπλισμένο σκυροδέμα. Τα μεταλλικά πλαίσια είναι απαραίτητα ώστε να μην καταπονθηθούν οι κόμβοι του πλαισίου από σκυροδέμα λόγω των αξονικών δυνάμεων των χιαστί.

5.5. Δυναμική Φασματική ανάλυση

5.5.1. Γενικά

Η ανάλυση του υφιστάμενου φορέα μετά την προσθήκη μεταλλικών ορόφων θα πραγματοποιηθεί μέσω της δυναμικής φασματικής μεθόδου κατά ΕΑΚ-2000 (ή ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης κατά EC8). Η εφαρμογή της μεθόδου είναι δυνατή σε όλες τις περιπτώσεις κτιρίων και πρόκειται για δυναμική ανάλυση με επαλληλία ιδιομορφών και χρήση ομαλοποιημένου φάσματος σχεδιασμού. Σε αυτή τη μέθοδο θα ληφθούν υπόψη τόσες ιδιομορφές ώστε με το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών να ταλαντώνεται τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του κτιρίου.

Βήματα της μεθόδου:

Η εφαρμογή της δυναμικής φασματικής μεθόδου περιλαμβάνει τα ακόλουθα βήματα:

1. Υπολογισμός των ιδιομορφών και των αντίστοιχων ιδιοπεριόδων του συστήματος. Συνήθως απαιτείται να ληφθεί υπόψη ένας περιορισμένος μόνο αριθμός ιδιομορφών οι οποίες ονομάζονται σημαντικές ιδιομορφές.
2. Υπολογισμός της μέγιστης απόκρισης κάθε ιδιομορφής με χρήση του φάσματος επιταχύνσεων σχεδιασμού.
3. Επαλληλία των μέγιστων αποκρίσεων ιδιομορφών, με κατάλληλη μέθοδο ώστε να εκτιμηθεί η μέγιστη απόκριση του συστήματος. Αυτό γίνεται για κάθε συνιστώσα της σεισμική δράσης σχεδιασμού.
4. Επαλληλία με κατάλληλη μέθοδο των μεγίστων αποκρίσεων για ταυτόχρονη δράση των συνιστωσών σεισμού.

Ο ελάχιστος αριθμός ιδιομορφών k που πρέπει να λαμβάνονται υπόψη πρέπει να ακολουθεί τις εξής συνθήκες:

$$k \geq 3\sqrt{n} \quad \text{και} \quad T_k \leq 0,2 \text{sec} \quad (5-24)$$

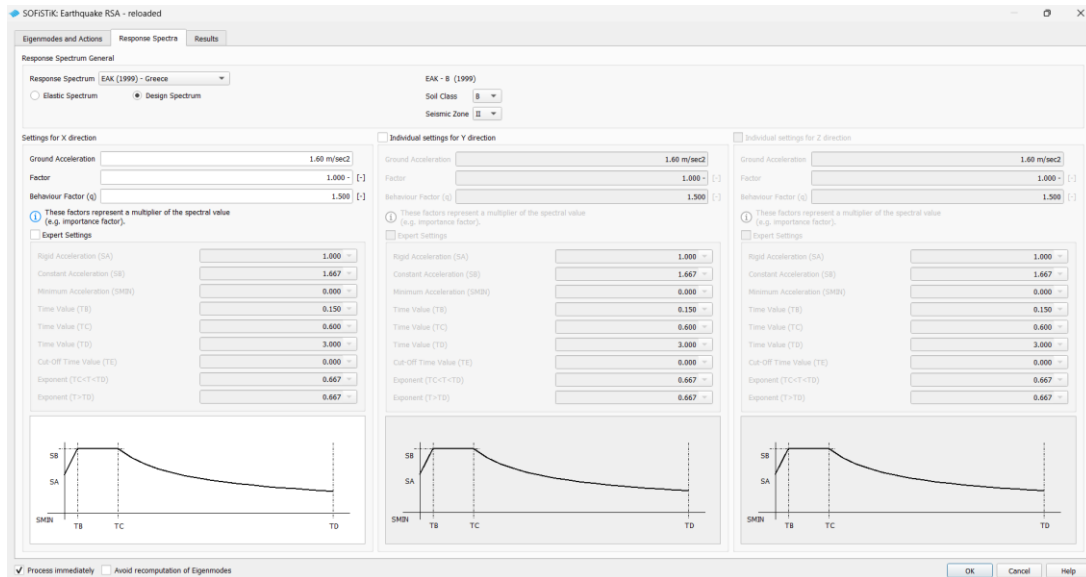
Όπου:

- k : αριθμός ιδιομορφών που λαμβάνονται υπόψη
- n : αριθμός ορόφων κτιρίου
- T_k : ιδιοπερίοδος k ιδιομορφής

Η επαλληλία ιδιομορφών συνίσταται να εφαρμοστεί σύμφωνα με την μέθοδο SRSS (τετραγωνική ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων των επί μέρους μεγίστων ιδιομορφικών απαιτήσεων) έτσι αν x_i η τιμή της μέγιστης απόκρισης του μεγέθους X κατά την i ιδιομορφή τότε οι αντίστοιχες ακραίες τιμές $e_x X$ (μέγιστη και ελάχιστη), κατά την απόκριση του συστήματος λαμβάνεται από την σχέση:

$$e_x X = \pm \sqrt{x_1^2 + x_2^2 + \dots + x_k^2} \quad (5-25)$$

Για την εκτέλεση της δυναμικής φασματικής ανάλυσης είναι απαραίτητη η εισαγωγή σεισμολογικών στοιχείων σχετικά με το κτίριο και το έδαφος θεμελίωσής του, που αναφέρθηκαν στο κεφάλαιο 4.4, στο SOFiSTiK. Αρχικά, επιλέγεται ο αριθμός των ιδιομορφών που είναι επιθυμητός να παραχθεί από το υπολογιστικό πρόγραμμα στο τέλος της ανάλυσης. Η εισαγωγή των παραμέτρων για την ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης στο πρόγραμμα, έγινε μέσω όπως βιβλιοθήκης στην επιλογή "Earthquake RSA-Response Spectra", όπως φαίνεται στην εικόνα 5-30.



Εικόνα 5-30: Εισαγωγή παραμέτρων στο πρόγραμμα

5.5.2. Παραμορφώσεις λόγω ιδιομορφών

Οι ιδιομορφές υπολογίζονται με βάση την εξίσωση:

$$|[K]-[M]*\omega^2|=0 \quad (5-26)$$

Όπου $[K]$ το μητρώο στιβαρότητας του φορέα, $[M]$ είναι το μητρώο μάζας του φορέα και ω η ιδιοσυχνότητα του φορέα.

Στον ακόλουθο πίνακα παρουσιάζονται οι περιόδοι και οι συχνότητες των ιδιομορφών που απαιτήθηκαν ώστε το άθροισμα των δρώσεων ιδιομορφικών μαζών να είναι τουλάχιστον ίσο με το 90% της συνολικής μάζας της κατασκευής. Συνολικά απαιτήθηκαν 93 ιδιομορφές έτσι ώστε να ενεργοποιηθεί το 91,63% της μάζας της κατασκευής στην διεύθυνση X και το 90,22% στην διεύθυνση Y. Η συνολική μάζα του κτιρίου μετά την προσθήκη μεταλλικών ορόφων υπολογίστηκε από το πρόγραμμα 975 τόνους.

Πίνακας 5-11: Αποτελέσματα ταλαντούμενης μάζας ιδιομορφών

Modal Masses		M-eff						Γ		
Mode	LC	X [t]	Y [t]	Z [t]	X [o/o]	Y [o/o]	Z [o/o]	X	Y	Z
1	10501	662.526	0.001	0.000	68.07	0.00	0.00	25.7396	-0.0284	0.0001
2	10502	0.362	542.389	0.000	0.04	55.73	0.00	-0.6015	23.2893	-0.0001
3	10503	2.035	119.059	0.000	0.21	12.23	0.00	-1.4264	-10.9114	0.0001
4	10504	60.249	0.050	0.000	6.19	0.01	0.00	-7.7620	0.2242	-0.0003
5	10505	0.040	64.334	0.000	0.00	6.61	0.00	0.2008	8.0208	0.0006
7	10506	9.763	0.009	0.000	1.00	0.00	0.00	3.1246	-0.0955	-0.0007
9	10507	0.004	5.406	0.000	0.00	0.56	0.00	0.0600	2.3250	-0.0012
76	10508	45.897	14.918	0.000	4.72	1.53	0.00	-6.7747	-3.8624	0.0001
79	10509	26.740	70.688	0.000	2.75	7.26	0.00	5.1711	8.4076	0.0001
82	10510	60.533	4.630	0.000	6.22	0.48	0.00	7.7803	-2.1518	-0.0001
83	10511	5.363	8.136	0.000	0.55	0.84	0.00	2.3158	-2.8524	-0.0000
93	10512	18.253	48.402	0.000	1.88	4.97	0.00	-4.2723	6.9571	0.0001
	Σ	891.764	878.023	0.000	91.63	90.22	0.00			
Mode	Eigenmode number	X in X-direction		Y in Y-direction		Z in Z-direction		Modal participation factor		
LC	Load case	X in X-direction		Y in Y-direction		Z in Z-direction				
M-eff	Effective modal mass	X in X-direction		Y in Y-direction		Z in Z-direction				
Γ	Modal participation factor	X in X-direction		Y in Y-direction		Z in Z-direction				

Από την ανάλυση προκύπτει ότι η πρώτη ιδιομορφή είναι δεσπόζουσα στην διεύθυνση X (μεταφορική κατά X με $F_1=1,286$ Hz και $T_1=0,777$ sec), η δεύτερη ιδιομορφή είναι δεσπόζουσα στην διεύθυνση Y (μεταφορική κατά Y με $F_2=1,544$ Hz και $T_2=0,648$ sec) και η τρίτη είναι δεσπόζουσα στην διεύθυνση Y (μεταφορική κατά Y $F_3=1,648$ Hz και $T_3=0,607$).

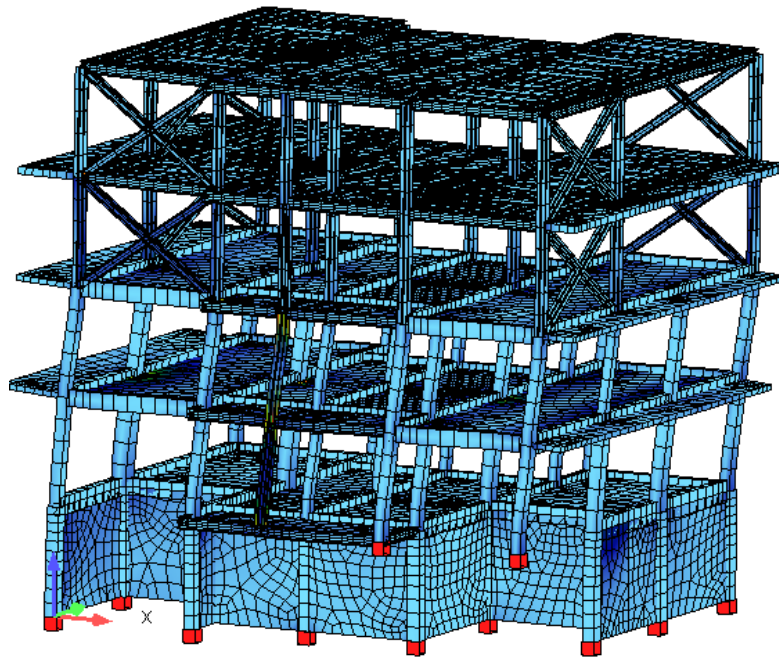
Στον Πίνακα παρουσιάζονται αναλυτικά τα χαρακτηριστικά των 30 πρώτων ιδιομορφών της κατασκευής.

Πίνακας 5-12: Χαρακτηριστικά ιδιομορφών

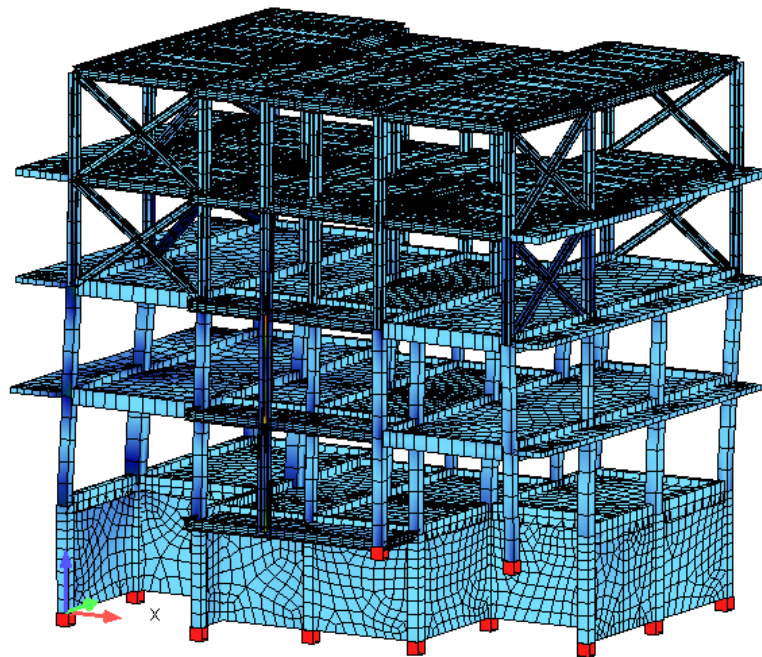
Eigenmodes						
Mode	λ [1/sec ²]	ω [1/sec]	f [Hz]	T [sec]	ξ [o/o]	ϵ
1	65.314	8.082	1.286	0.777	5.00	0.000000048
2	94.123	9.702	1.544	0.648	5.00	0.000000048
3	107.200	10.354	1.648	0.607	5.00	0.000000048
4	1074.613	32.781	5.217	0.192	5.00	0.000000116
5	1338.677	36.588	5.823	0.172	5.00	0.000000098
6	1521.780	39.010	6.209	0.161	5.00	0.000000050
7	2104.006	45.869	7.300	0.137	5.00	0.000000054
8	2621.469	51.200	8.149	0.123	5.00	0.000000003
9	2646.797	51.447	8.188	0.122	5.00	0.000000211
10	2734.616	52.294	8.323	0.120	5.00	0.000000001
11	2747.321	52.415	8.342	0.120	5.00	0.000000002
12	2749.033	52.431	8.345	0.120	5.00	0.000000001
13	2775.568	52.684	8.385	0.119	5.00	0.000000002
14	2804.483	52.957	8.428	0.119	5.00	0.000000002
15	2842.892	53.319	8.486	0.118	5.00	0.000000001
16	2844.032	53.329	8.488	0.118	5.00	0.000000002
17	2858.007	53.460	8.508	0.118	5.00	0.000000002
18	2916.045	54.000	8.594	0.116	5.00	0.000000003
19	3100.399	55.681	8.862	0.113	5.00	0.000000002
20	3316.507	57.589	9.166	0.109	5.00	0.000000055
21	3320.904	57.627	9.172	0.109	5.00	0.000000158
22	4452.476	66.727	10.620	0.094	5.00	0.000000003
23	5335.544	73.045	11.625	0.086	5.00	0.000000094
24	6370.240	79.814	12.703	0.079	5.00	0.000000003
25	6508.733	80.677	12.840	0.078	5.00	0.000000003
26	7811.970	88.385	14.067	0.071	5.00	0.000000060
27	8721.499	93.389	14.863	0.067	5.00	0.000000208
28	11060.952	105.171	16.738	0.060	5.00	0.000000040
29	11101.330	105.363	16.769	0.060	5.00	0.000000018
30	11403.576	106.788	16.996	0.059	5.00	0.000000062

Mode Eigenmode number T Period
 λ Eigenvalue ξ Modal damping
 ω Circular eigenfrequency ϵ Relative error

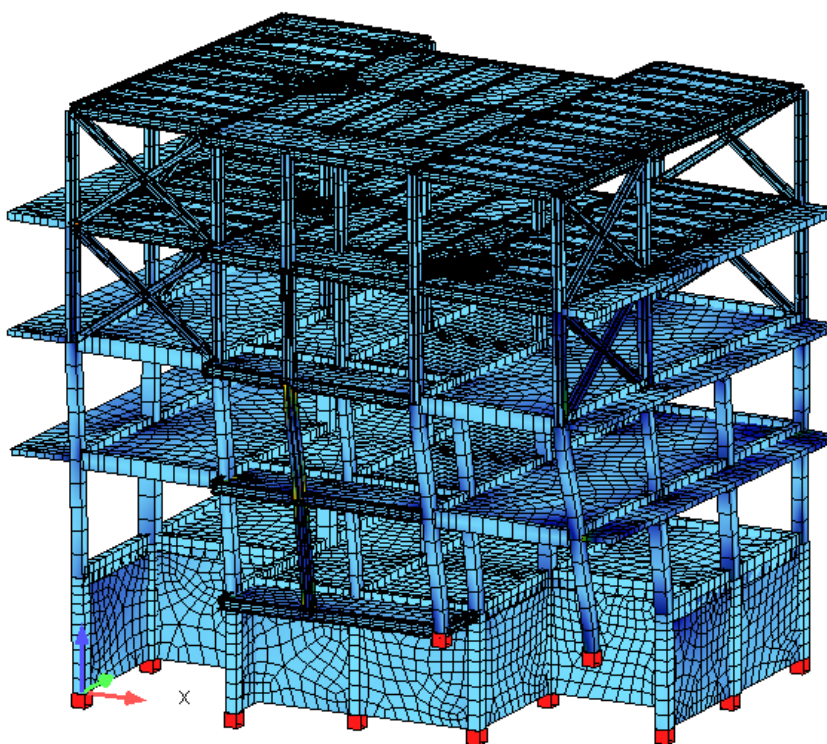
Οι αντίστοιχες παραμορφώσεις της κατασκευής για τις τρεις πρώτες ιδιομορφές φαίνονται στις Εικόνες (5-31), (5-32) και (5-33).



Εικόνα 5-31: Παραμόρφωση πρώτης ιδιομορφής ($T_1=0,777$ sec)



Εικόνα 5-32: Παραμόρφωση δεύτερης ιδιομορφής ($T_2=0,648$ sec)



Εικόνα 5-33: Παραμόρφωση τρίτης ιδιομορφής ($T_3=0,607$ sec)

5.5.3. Έλεγχος φαινομένων 2^{ης} τάξης

Με τον όρο «φαινόμενα 2ας τάξεως» υπονοείται η επί πλέον ένταση (πρόσθετες ροπές) που προκαλείται σε ένα φορέα από τη δημιουργία εκκεντροτήτων (πλάγιων μετακινήσεων) ή την αύξηση των ήδη υπάρχουσών, κατά την εφαρμογή κατακόρυφων φορτίων, λόγω παραμορφώσεων που προκαλούν οι οριζόντιες σεισμικές φορτίσεις στον φορέα κατά την επιβολή τους.

Η επιρροή φαινομένων 2^{ης} τάξεως μπορεί να αγνοηθεί για τον σεισμικό συνδυασμό δράσεων εφόσον σε όλους τους ορόφους ικανοποιείται η ακόλουθη σχέση:

$$\theta = (P_{\text{TOT}} \cdot d_r) / (V_{\text{TOT}} \cdot h) \leq 0,10 \quad (5-27)$$

όπου:

- θ ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου
- P_{TOT} συνολικό κατακόρυφο φορτίο του ορόφου που εξετάζεται και των υπερκειμένων, στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού
- d_r η σχετική μετακίνηση του ορόφου που εξετάζεται στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού
- V_{TOT} η συνολική σεισμική τέμνουσα του υπό εξέταση ορόφου στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού h το ύψος του υπό εξέταση ορόφου

Οι τιμές των N_{TOT} , V_{TOT} προκύπτουν από το συνδυασμό δράσεων " $\Sigma G_{k,j} + A_{Ed} + \Sigma \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$ ", όπως αναφέρθηκε στην παράγραφο 4.5.1.

Εναλλακτικά ο συντελεστής ευαισθησίας θ μπορεί να υπολογιστεί με μεγαλύτερη ακρίβεια από την γραμμική ανάλυση λυγισμού για σεισμό. Υπολογίζουμε έτσι τον συντελεστή α_{cr} στο

κτήριο. Όπου a_{cr} , ο συντελεστής με τον οποίο θα πρέπει να πολλαπλασιαστεί η φόρτιση σχεδιασμού, ώστε να προκληθεί καθολική ελαστική αστάθεια.

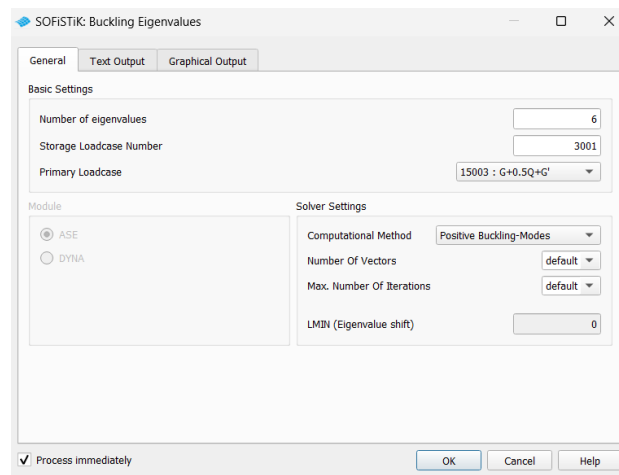
Οι ιδιομορφές που θα προκαλέσουν καθολικό λυγισμό για πρώτη φορά κατά x και y στην κατασκευή, είναι αυτές των οποίων θα ληφθεί ο συντελεστής λυγισμού και κατ' επέκταση το a_{cr} , αφού διαιρέσουμε με q , λαμβάνοντας υπόψιν και τον παράγοντα των πλαστικών μετακινήσεων του κτιρίου. Έτσι συντελεστής ευαισθησίας μπορεί να υπολογιστεί από την ακόλουθη εξίσωση:

$$\theta = q/a_{cr} \quad (5-28)$$

Αν ισχύει $\theta \leq 0,10$ σε όλους τους ορόφους τότε επιτρέπεται να παραλείπεται η επιρροή των φαινομένων δευτέρας τάξεως. Αν σε κάποιους ορόφους ισχύει $0,10 \leq \theta \leq 0,20$ τότε επιβάλλεται να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή των φαινομένων δευτέρας τάξεως με επαύξηση της σεισμικής δράσης κατά $1/(1-\theta)$. Αν σε κάποιους ορόφους ισχύει $0,20 \geq \theta \geq 0,30$ τότε επιβάλλεται να γίνεται ακριβέστερος προσδιορισμός των επιρροών 2^{ης} τάξης με μεθόδους ανάλυσης που λαμβάνουν υπόψη την πραγματική κατανομή των αξονικών δυνάμεων, την επίδραση της στροφής και τις αναπτυσσόμενες παραμορφώσεις του φορέα. Σε καμία περίπτωση δεν επιτρέπεται να ισχύει $\theta \geq 0,30$.

Στην παρούσα διπλωματική θα πραγματοποιηθεί έλεγχος φαινομένων 2^{ας} τάξεως υπολογίζοντας τον συντελεστή θ μέσω της εξίσωσης (5-28).

Η ανάλυση για τον υπολογισμό του συντελεστή a_{cr} στο SOFiSTiK, γίνεται μέσω της επιλογής "Buckling Eigenvalues". Ο συντελεστής υπολογίζεται από την κρίσιμη ιδιομορφή λυγισμού, μέσω της ιδιομορφικής ανάλυσης λυγισμού του κτιρίου, για τα κατακόρυφα φορτία του σεισμικού σχεδιασμού, δηλαδή $(G+G'+0,3*Q)$, όπως φαίνεται και στην εικόνα 5-34.



Εικόνα 5-34: Ανάλυση Buckling Eigenvalues

Πίνακας 5-13: Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης λυγισμού

No	LC	Relativ error	buckling factor
1	3001	2.92E-20	24.785
2	3002	6.12E-17	34.609
3	3003	1.20E-15	35.732
4	3004	1.52E-08	46.626
5	3005	8.86E-08	49.502
6	3006	1.46E-06	54.680

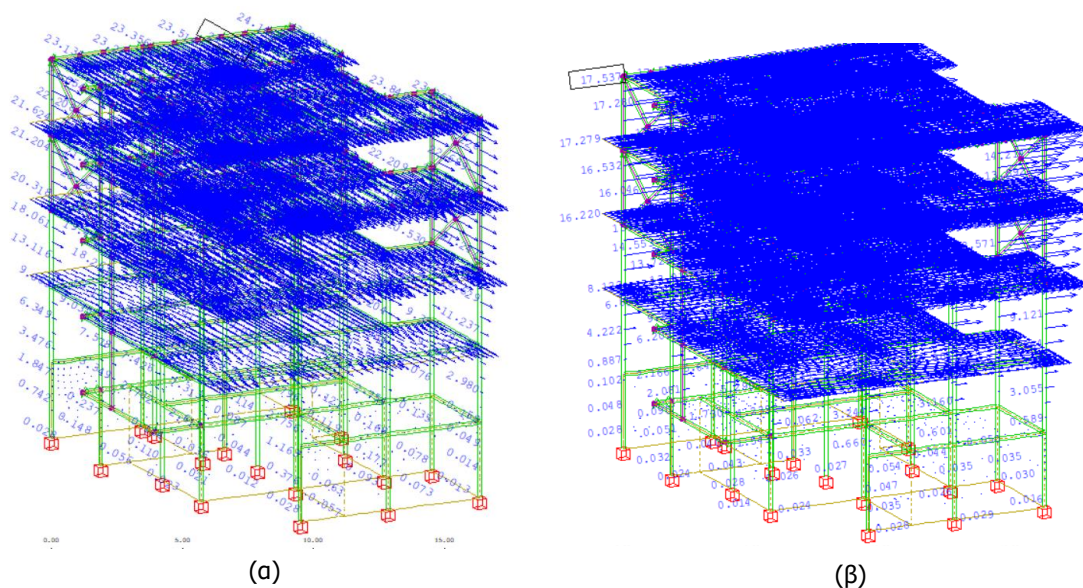
Όπως προαναφέρθηκε, ο συντελεστής a_{cr} που θα ληφθεί υπόψη είναι της ιδιομορφής, που προκαλεί καθολικό λυγισμό στο κτίριο για πρώτη φορά, δηλαδή $a_{cr}=24,785$.

$$\theta = 1,5/24,785 = 0,061 < 0,10 \quad (5-29)$$

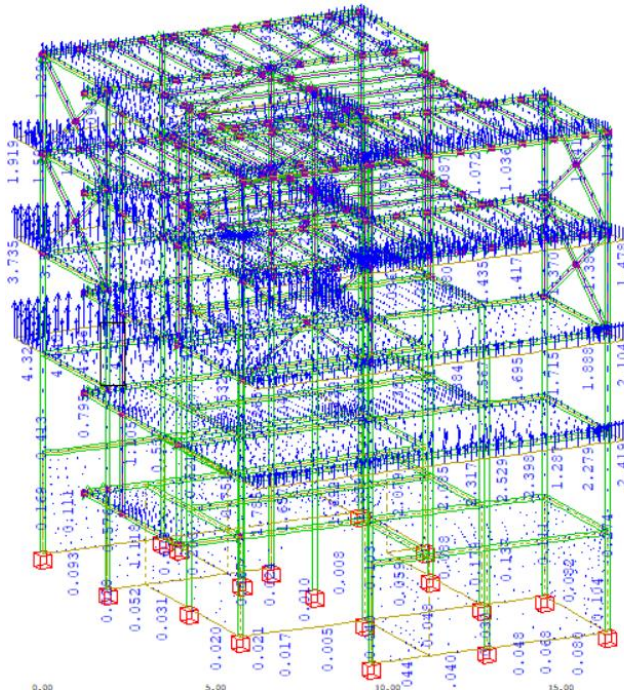
Επομένως οι επιρροές 2^{ης} τάξεως δεν θα ληφθούν υπόψη.

5.5.4. Σεισμικές μετακινήσεις

Στις ακόλουθες εικόνες παρουσιάζονται οι μέγιστες μετακινήσεις από την σεισμική φόρτιση στους άξονες x, y και z αντίστοιχα. Η μέγιστη μετακίνηση στην διεύθυνση x έχει προκύψει 24,29 mm, στην διεύθυνση y είναι 17,53 mm και στην διεύθυνση z είναι 4,78 mm.



Εικόνα 5-35: Σεισμικές μετακινήσεις: (α) Στον καθολικό άξονα X (β): Στον καθολικό άξονα Y



Εικόνα 5-36: Σεισμικές μετακινήσεις στον καθολικό άξονα Z

6. ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

6.1. Γενικά

Στην Ελλάδα, οι περισσότερες κατασκευές χρονολογούνται πριν το 1980, κατασκευασμένες σύμφωνα τους τότε κανονισμούς. Έτσι είναι πιθανό να μην ικανοποιούν τις σημερινές σεισμικές απαιτήσεις, γεγονός που καθιστά τα συγκεκριμένα δομήματα ευαίσθητα στον σεισμό.

Η ενίσχυση αυτών κτιρίων αποτελεί μία λύση για την αύξηση της αντοχής τους και την βελτίωση της ασφάλειας τους. Η ενίσχυση πραγματοποιείται λαμβάνοντας υπόψη τις βλάβες του εξεταζόμενου κτιρίου καθώς και τα αποτελέσματα της αποτίμησης του.

Σύμφωνα με την §2.3.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ:

«Με τον όρο ενίσχυση νοείται η διαδικασία επέμβασης σε ένα δόμημα με ή χωρίς βλάβες, η οποία αυξάνει τη φέρουσα ικανότητα ή πλαστιμότητα του στοιχείου ή φορέα σε στάθμη υψηλότερη από αυτήν του αρχικού σχεδιασμού»

Αναλυτικότερα, οι στόχοι ενίσχυσης ενός υφιστάμενου κτιρίου κατηγοριοποιούνται στις εξής κατηγορίες:

- Αύξηση αντοχής σε σεισμούς
- Περιορισμός βλαβών
- Αύξηση ικανότητας παραμόρφωσης μελών
- Διόρθωση κρίσιμων ανεπαρκειών και μη-κανονικοτήτων

Επομένως οι τύποι ενισχύσεων διακρίνονται στις παρακάτω κατηγορίες αναλόγως με τον στόχο ενίσχυσης:

- Βελτίωση πλαστιμότητας
- Αύξηση αντοχής και δυσκαμψίας
- Ταυτόχρονη αύξηση πλαστιμότητας δυσκαμψίας και αντοχής

Με δεδομένο ότι το κτίριο έχει κατασκευαστεί χωρίς έναν σύγχρονο αντισεισμικό κανονισμό πρέπει να προχωρήσουμε σε πρώτη φάση σε μία γενικευμένη ενίσχυση ώστε το κτίριο να "ανακουφιστεί" στο σύνολο του έναντι σεισμού και έτσι να μειωθούν οι σεισμικές εντάσεις στα πιο αδύναμα μέλη της κατασκευής σε επίπεδα χαμηλότερα από τα όρια της αντοχής τους. Στη συνέχεια θα ενισχυθούν επιπροσθέτως τα μέλη που συνεχίζουν να είναι αδύναμα αυξάνοντας την αντοχή και την πλαστιμότητά τους.

Σε μία κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα υπάρχουν διάφοροι τρόποι ενίσχυσης, όπως είναι η προσθήκη δικτυωτών συνδέσμων, η προσθήκη τοιχωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος, η ενίσχυση θεμελίωσης, και η χρήση μανδύων. Ο μηχανικός είναι υπεύθυνος ώστε μετά από εξέταση της κατάστασης και των απαιτήσεων του κτιρίου να προσδιορίσει τον βέλτιστο τρόπο ενίσχυσης.

Στην παρούσα εργασία θα μελετήσουμε τα παρακάτω συστήματα επεμβάσεων, τα οποία στοχεύουν στην αύξηση αντοχής δυσκαμψίας και πλαστιμότητας των μελών.

6.2. Χρήση μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας

Με την προσθήκη των μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας, οι σεισμικές δυνάμεις αναλαμβάνονται κυρίως από τις αξονικές δυνάμεις των συνδέσμων. Η ενίσχυση της κατασκευής με μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας αποτρέπει την εμφάνιση ψαθυρής αστοχίας μέσω της δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων.

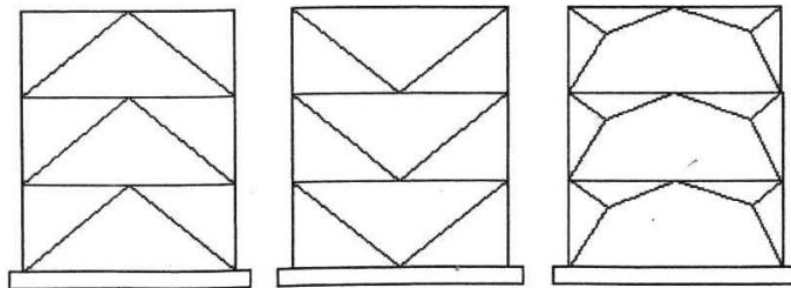
Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας μπορούν να διαχωριστούν στις εξής κατηγορίες:

Ανάλογα με τον τρόπο σύνδεσης των μελών του συνδέσμου δυσκαμψίας με το ζύγωμά του φατνώματος σε:

- Κεντρικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας

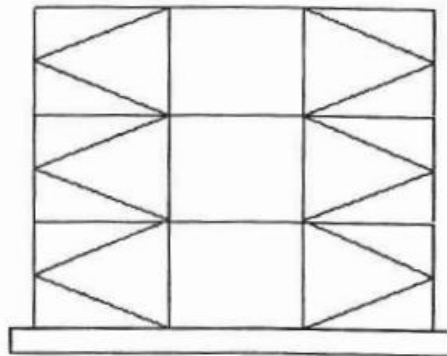
Οι κεντρικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας φέρουν τα πλευρικά φορτία της κατασκευής τα οποία μεταφέρονται μέσω συνδέσμων και προκαλούν αξονικές καταπονήσεις στα διαγώνια μέλη. Το πλαίσιο οπλισμένου σκυροδέματος αναλαμβάνει τα κατακόρυφα φορτία.

Ανάλογα με το αν η θέση του σημείου σύνδεσης στο φάντωμα είναι πάνω ή κάτω, οι κεντρικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας μπορεί να είναι τύπου Λ ή V αντίστοιχα, όπως φαίνεται και στην εικόνα 6-1.



Εικόνα 6-1: Τύποι συνδέσμων κεντρικών δυσκαμψίας

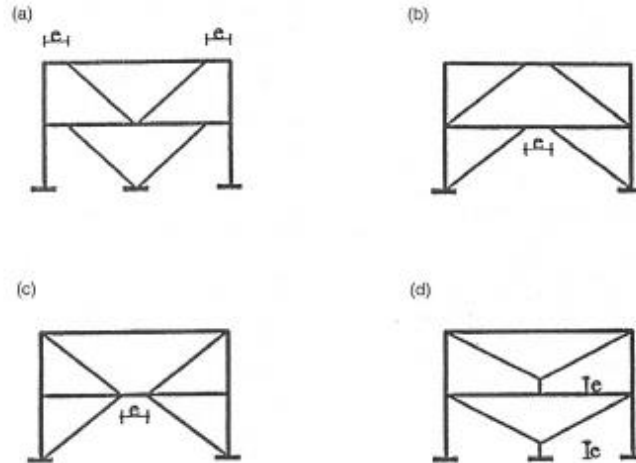
Ακόμη, ένα άλλο είδος δικτυωτού συνδέσμου μπορεί να είναι τύπου K, όπου συνίσταται να αποφεύγεται καθώς δημιουργούν κοντά υποστυλώματα λόγω της σύνδεσής τους με αυτά στο μέσον τους. Επιπλέον απαιτούν τη συμμετοχή του υποστυλώματος στην ανάπτυξη του μηχανισμού διαρροής. Με αυτόν τον τρόπο περιορίζεται η δυνατότητα πλάστιμης συμπεριφοράς του συστήματος πλαίσιο σύνδεσμοι δυσκαμψίας.



Εικόνα 6-2: Δικτυωτός σύνδεσμος τύπου K

- Έκκεντροι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Στους έκκεντρος συνδέσμους δυσκαμψίας, τουλάχιστον ένα από τα μέλη είναι συνδεδεμένο με το ζύγωμα έκκεντρα ως προς τον αντίστοιχο κόμβο του υποστυλώματος. Το τμήμα της δοκού που αποτελεί την έκκεντρη σύζευξη ονομάζεται δοκός σύζευξης και καταπονείται έντονα σε κάμψη και διάτμηση. Στην εικόνα 6-3 φαίνονται μερικοί τύποι έκκεντρων συνδέσμων δυσκαμψίας.



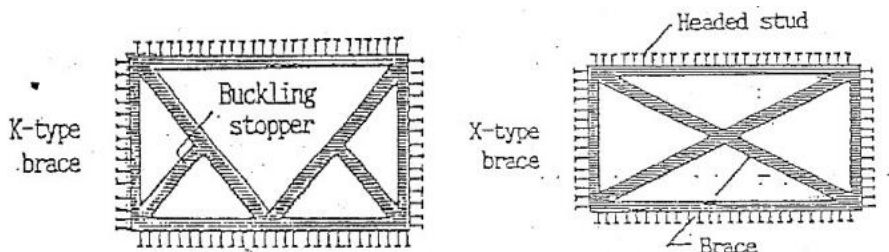
Εικόνα 6-3: Τύποι έκκεντρων συνδέσμων δυσκαμψίας

Το βασικότερο πλεονέκτημα των έκκεντρων συνδέσμων είναι ότι συνδυάζουν τις πιο απαιτητικές προδιαγραφές για αντισεισμικό σχεδιασμό, δηλαδή υψηλή δυσκαμψία σε κανονικά επίπεδα πλευρικής φόρτισης, αλλά και πολύ καλή πλαστιμότητα στη σπάνια περίπτωση μεγάλου σεισμικού φορτίου.

Περαιτέρω, οι μεταλλικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας διαχωρίζονται στις παρακάτω κατηγορίες ανάλογα το είδος σύνδεσης με την υφιστάμενη κατασκευή οπλισμένου σκυροδέματος

- Συνδέσμους με εσωτερική σύνδεση

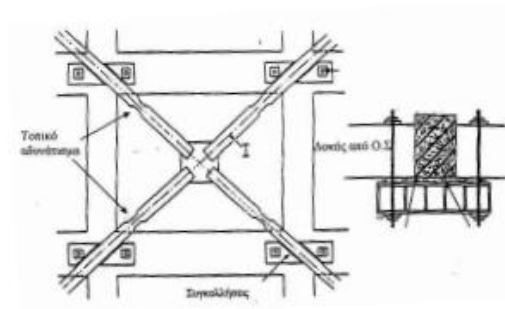
Σε αυτήν την περίπτωση σύνδεσης το σύστημα συνδέσμων τοποθετείται στον κενό χώρο μεταξύ της δοκού και των υποστυλωμάτων στο υπάρχον πλαίσιο οπλισμένου σκυροδέματος με αποτέλεσμα κάθε πλαίσιο να είναι ξεχωριστά συνδεδεμένο στο εσωτερικό του με ένα σύνδεσμο δυσκαμψίας. Με αυτόν τον τρόπο σύνδεσης αποφεύγεται η μεταφορά των δράσεων στους συνδέσμους με εκκεντρότητα.



Εικόνα 6-4: Μεταλλικά προκατασκευασμένα κλειστά πλαίσια με συνδέσμους δυσκαμψίας

- Σύνδεσμος με εξωτερική σύνδεση

Αποτελούνται από μεταλλικά δικτυώματα ή μεταλλικά πλαίσια που συνδέονται σε όλο το κτίριο ως εξωτερική υποστήριξη ή πιο συχνά τοπικά εξωτερικά μεμονομένων πλαισίων. Συνήθως χρησιμοποιούνται στην περίπτωση που η αρχιτεκτονική ή η δομή του κτιρίου δεν επιτρέπει τη χρήση ενσωματωμένου μεταλλικού κτιρίου όπως για παράδειγμα η ύπαρξη τοιχοποιίας.



Εικόνα 6-5: Εξωτερικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας (αριστερά) και λεπτομέρεια σύνδεσης του συνδέσμου με το πλαίσιο (δεξιά)

Στις Εικόνες (6-6), (6-7) και (6-8) παρουσιάζονται παραδείγματα τοποθέτησης μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας με σκοπό την ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών.



Εικόνα 6-6: Παράδειγμα χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας σε υφιστάμενο κτίριο



Εικόνα 6-7: Παράδειγμα συνδέσμων τύπου Λ σε υφιστάμενη κατασκευή



Εικόνα 6-8: Παράδειγμα τοποθέτησης χιαστί συνδέσμων και συνδέσμων τύπου Λ σε κατασκευή

Στην παρούσα εργασία θα τοποθετηθούν κεντρικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου Χ με εσωτερική σύνδεση. Τα χιαστί συστήματα τοποθετήθηκαν από την στάθμη θεμελίωσης έως τον τελευταίο όροφο οπλισμένου σκυροδέματος. Όπως και για τα χιαστί συστήματα των μεταλλικών ορόφων, επιλέχτηκαν διατομές ΗΕΒ220, και χάλυβας ποιότητας S275.

6.3. Ενίσχυση με σύνθετα υλικά (FRP)

Η ανάγκη για ενίσχυση των υφιστάμενων υποστυλωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα προκύπτει όταν τα στοιχεία καλούνται να παραλάβουν φορτία τα οποία υπερβαίνουν τη διαθέσιμη αντοχή τους. Η καθ' ύψος προσθήκη ορόφων σε υπάρχουσα κατασκευή αποτελεί τυπικό παράδειγμα ενίσχυσης υποστυλωμάτων.

Οι μέθοδοι ενίσχυσης υποστυλωμάτων διακρίνονται σε δύο βασικές κατηγορίες. Κριτήριο της διάκρισης αποτελεί το αν η ενίσχυση επιτυγχάνεται με ή χωρίς αύξηση της διατομής του στοιχείου.

- Οι τεχνικές ενίσχυσης που ανήκουν στην πρώτη κατηγορία υλοποιούνται κυρίως με την κατασκευή μανδύα γύρω από το αρχικό στοιχείο με προσθήκη νέων στρώσεων σκυροδέματος και πρόσθετου οπλισμού.
- Αντίθετα με τις μεθόδους ενίσχυσης της δεύτερης κατηγορίας οι διαστάσεις της διατομής παραμένουν ουσιαστικά αμετάβλητες και η ενίσχυση επιτυγχάνεται με την ενεργό περισφιγξη του στοιχείου.

Τα σύνθετα υλικά αποτελούνται από υφάσματα ή ελάσματα από ινοπλισμένα πολυμερή ή FRP (Fiber Reinforced Polymers), εμποτισμένα με ειδικές εποξικές ρητίνες. Τα υλικά αυτά μπορούν να τοποθετηθούν στις επιφάνειες των δομικών στοιχείων (δοκών, υποστυλωμάτων, πλακών αλλά και τοιχοποιιών) αποτελώντας εξωτερικό οπλισμό και μόνιμη ενίσχυσή τους.

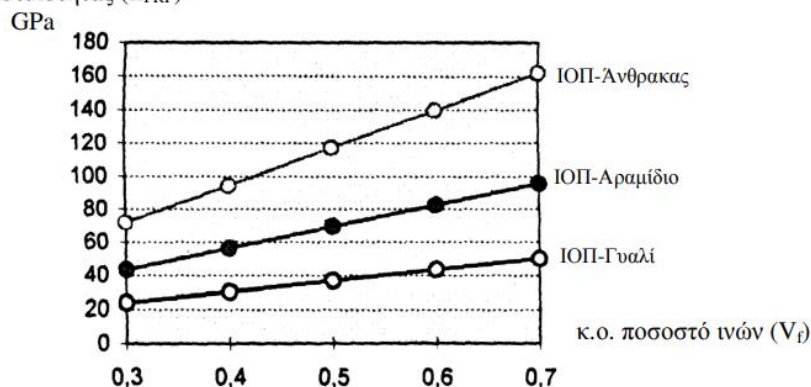
Τα ινοπλισμένα πολυμερή είναι σύνθετα υλικά που αποτελούνται από ίνες υψηλής εφελκυστικής αντοχής εμποτισμένες με «θερμοσκληρυνόμενη» ρητίνη, της οποίας τα χαρακτηριστικά δεν είναι ευαίσθητα σε θερμοκρασίες κάτω των 80° C. Οι συνήθεις τύποι ινών είναι από γυαλί ή αραμίδιο ή από άνθρακα με πολύ μικρή διάμετρο, της τάξης των 5-25 μm. Τα χαρακτηριστικά των ινοπλισμένων πολυμερών εξαρτώνται κυρίως από την κατ' όγκο περιεκτικότητά τους σε ίνες.

Στις παρακάτω εικόνες τα τυπικά χαρακτηριστικά των ινών σε σύγκριση με τα αντίστοιχα χαρακτηριστικά του χάλυβα, και η εξάρτηση του μέτρου ελαστικότητας από το ποσοστό ινών.

Πίνακας 6-1: Τυπικά χαρακτηριστικά ινών

Ίνες	Πυκνότητα ($\text{kg/m}^3 \times 10^3$)	Μέτρο Ελαστικότητας (GPa)	Λόγος Poisson	Εφελκυστική Αντοχή (MPa)	Παραμορφ. Αστοχίας (%)
<u>Άνθρακα</u>					
Υψηλού Μέτρου Ελαστ.	1,90	350-500	0,35	2.500-3.100	0,50-0,90
Πολύ Υψηλού Μέτρου Ελαστ.	1,90	500-700	0,35	2.100-2.400	0,20-0,40
Υψηλής Αντοχής	1,80	215-235	0,35	3.500-4.800	1,40-2,00
Πολύ Υψηλής Αντοχής	1,80	215-235	0,35	3.500-6.000	1,50-2,30
<u>Γυαλιού</u>					
Τύπου E ή Z	2,55	70-75	0,25	1.900-3.000	3,00-4,50
Τύπου S	2,45	85-90	0,25	3.500-4.800	4,50-5,50
<u>Αραμιδίου</u>					
Κέβλαρ 29	1,45	70-80	0,32	3.500-4.100	4,30-5,00
Κέβλαρ 49	1,45	115-130	0,32	3.500-4.000	2,50-3,50
Χάλυβας	7,86	200	0,28	400-1700	12-25

Μέτρο Ελαστικότητας (E_{FRP})

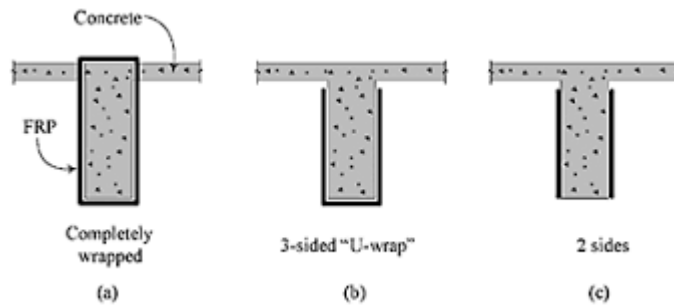


Εικόνα 6-9: Εξάρτηση μέτρου ελαστικότητας από το ποσοστό ινών

Λόγω κυρίως της ανθεκτικότητάς τους σε ηλεκτροχημική διάβρωση και του υψηλού λόγου αντοχής προς βάρος, αποτελούν μία πολύ καλή εναλλακτική επιλογή για την επίλυση προβλημάτων που σχετίζονται με την επισκευή και ενίσχυση κατασκευών.

Βοηθούν στην αύξηση της καμπτικής αντοχής, ενώ μέσω της περίσφυξης στην αύξηση της διατμητικής αντοχής και της διαθέσιμης πλαστιμότητας. Οι ίνες εφαρμόζονται κάθετα στον άξονα των δομικών μελών μέσω της επικόλλησης του υφάσματος στις εξωτερικές επιφάνειες του δομικού στοιχείου. Σκοπός αυτής της εφαρμογής, είναι οι ίνες να είναι περίπου κάθετα με τις πιθανές ρωγμές που θα δημιουργηθούν λόγω διάτμησης.

Οι πιο γνωστοί τρόποι επικόλλησης αυτών των σύνθετων υλικών όπως φαίνεται και στο σχήμα 6-10 είναι: ο κλειστός μανδύας W, η μορφής U, και η πλευρική. Η αγκύρωση της ενίσχυσης κρίνεται σκόπιμο, να βρίσκεται στη θλιβόμενη ζώνη, καθώς η αποκόλληση του υφάσματος αποτελεί κρίσιμη μορφή αστοχίας και πρέπει να πραγματοποιείται η βέλτιστη αγκύρωση του στο υφιστάμενο στοιχείο.



Εικόνα 6-10: Συνήθεις τρόποι επικόλλησης ινών

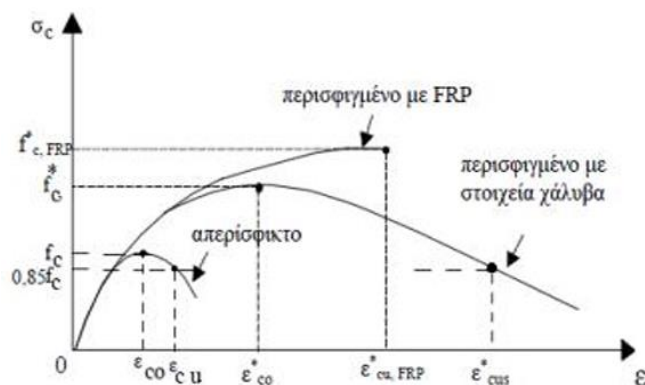
Στην εικόνα 6-11 παρουσιάζονται παραδείγματα ενίσχυσης με σύνθετα υλικά σε υφιστάμενες κατασκευές.



Εικόνα 6-11: Παραδείγματα περίσφιξης με ΙΟΠ σε υφιστάμενες κατασκευές

Στην υφιστάμενη κατασκευή θα υλοποιηθεί ενίσχυση υποστυλωμάτων χωρίς αλλαγή της διατομής τους, με μανδύες ινοπλισμένα πολυμερή (FRP), όπου θα τοποθετηθούν στα σημεία σύνδεσης των χιαστί συνδέσμων με τα υποστυλώματα οπλισμένου σκυροδέματος, καθώς και στα σημεία σύνδεσης της εξωτερική μεταλλικής σκάλας με τα υποστυλώματα.

Όπως προαναφέρθηκε, οι μανδύες χρησιμοποιήθηκαν για την περίσφιξη του σκυροδέματος. Έτσι, η προσομοίωση των ενισχυμένων υποστυλωμάτων στο SOFISTiK θα γίνει με την αλλαγή των ιδιοτήτων του σκυροδέματος, μετά την περίσφιξη του όπως παρουσιάζεται στην εικόνα 6-12.



Εικόνα 6-12: Ιδιότητες σκυροδέματος μετά από περίσφιξη

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ ισχύουν οι ακόλουθες σχέσεις για το περισφιγμένο σκυρόδεμα:

- Εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού των FRP:

$$f_{fd} = f_{fu} / \gamma_m \quad (6-1)$$

όπου, $\gamma_m = 1,00$ για ΙΟΠ με ίνες άνθρακα

- Θλιπτική αντοχή του περισφιγμένου πλέον σκυροδέματος:

$$f_{c,frp} = (1,125 + 1,25\omega_{wd})f_c \quad (6-2)$$

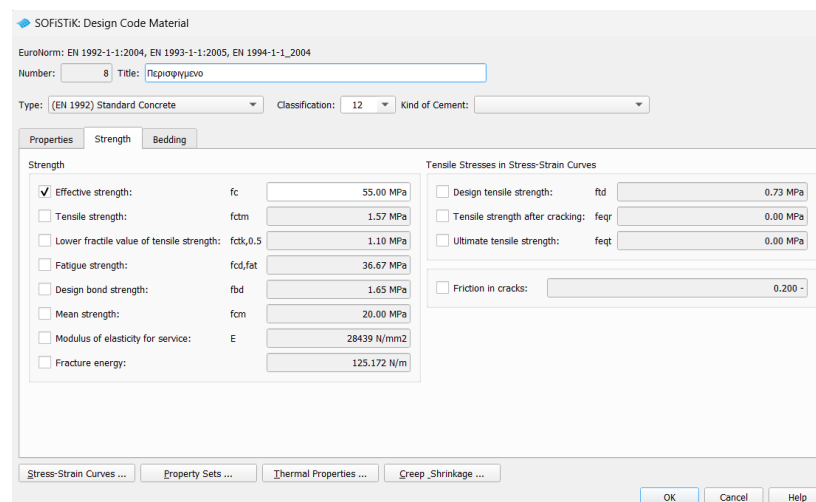
όπου $\omega_{wd} = (A_f \cdot f_{fd}) / (A_c \cdot f_{cd})$

Τα χαρακτηριστικά του μανδύα παρουσιάζονται στον πίνακα 6-2.

Πίνακας 6-2: Χαρακτηριστικά μανδύα FRP

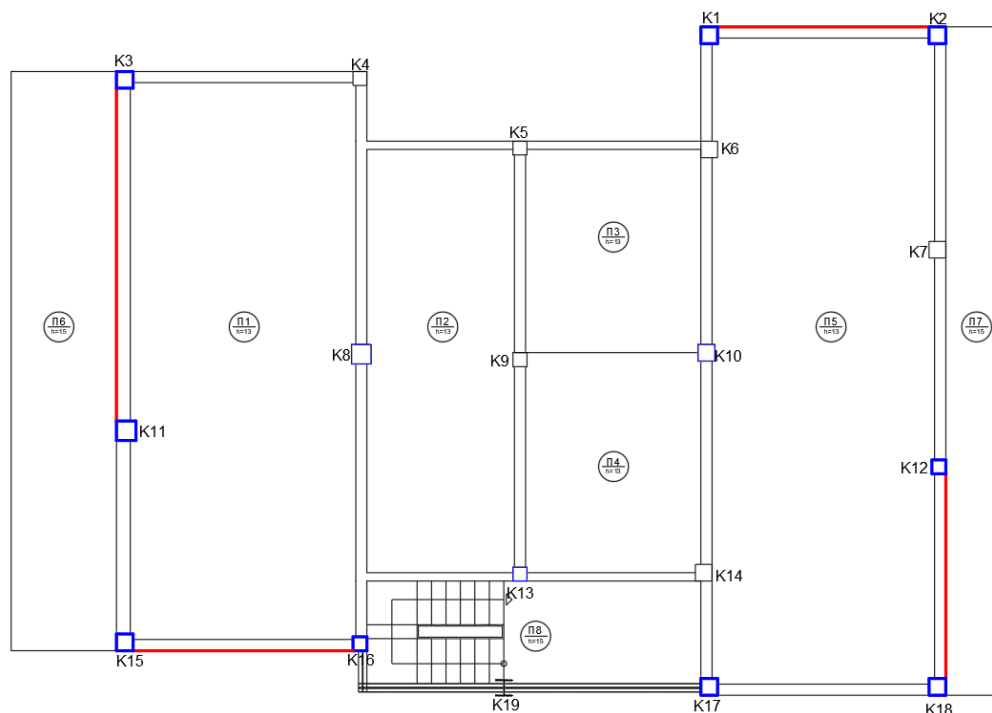
Πάχος υλικού: t_f (mm)	1.2
Μέτρο ελαστικότητας: E (G_{pa})	300
Οριακή εφελκυστική αντοχή: f_{fu} (M_{pa})	2500
Οριακή ανηγμένη παραμόρφωση: ϵ_{fu}	0.015

Ακολουθεί η εισαγωγή των παραπάνω δεδομένων στο πρόγραμμα μέσω της εντολής «Materials => New material».



Εικόνα 6-13: Εισαγωγή περισφιγμένου σκυροδέματος

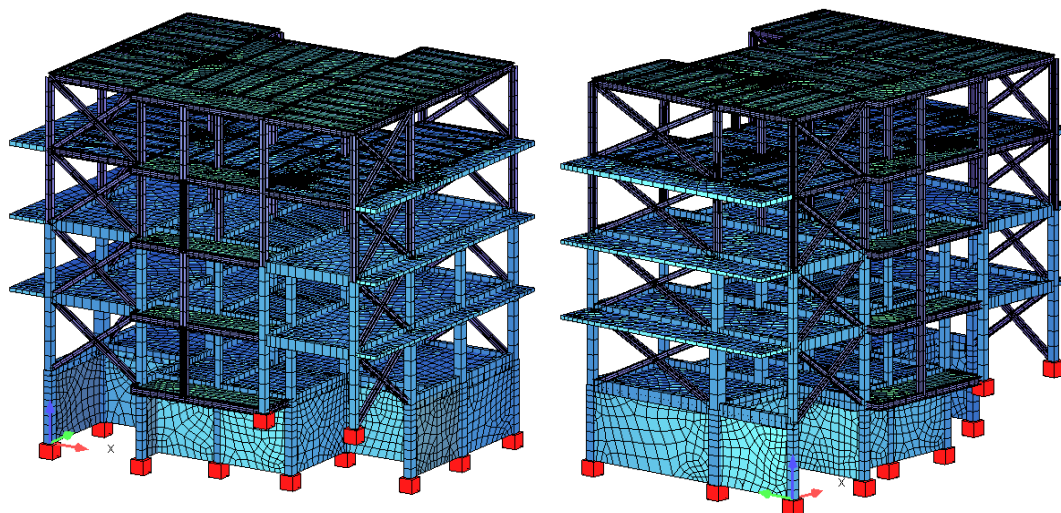
Τα σημεία ενίσχυσης των ορόφων από οπλισμένο σκυρόδεμα παρουσιάζονται στην εικόνα 6-14, και έχουν επιλεγεί από τους ελέγχους που πραγματοποιήθηκαν στην παράγραφο 5. Αναλυτικότερα, ενισχύονται τα υποστυλώματα K1, K2, K3, K8, K10, K11, K12, K15, K13, K16 και K17 των ορόφων ισογείου και πρώτου ορόφου σκυροδέματος με μανδύες FRP, και προεκτείνονται τα μεταλλικά χιαστί των μεταλλικών ορόφων στους ορόφους από οπλισμένο σκυρόδεμα. Με κόκκινο χρώμα φαίνονται τα σημεία τοποθέτησης πλευρικών χιαστί και με μπλε χρώμα απεικονίζονται οι διατομές υποστυλωμάτων στις οποίες πραγματοποιήθηκε περισφιξη με μανδύες FRP.



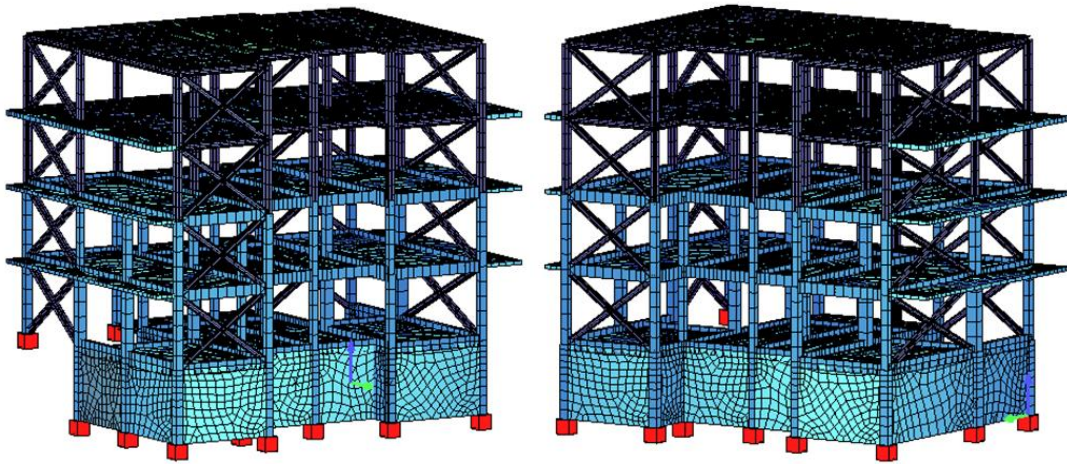
Εικόνα 6-14: Θέσεις ενίσχυσης ορόφων οπλισμένου σκυροδέματος

6.4. Προσομοίωση ενισχυμένου φορέα στο πρόγραμμα

Στις παρακάτω εικόνες παρουσιάζεται ο τελικός φορέας όπως προσομοιώθηκε στο πρόγραμμα SOFiStiK.



Εικόνα 6-15: Τρισδιάστατο προσομοίωμα μπροστινής όψης τελικού φορέα



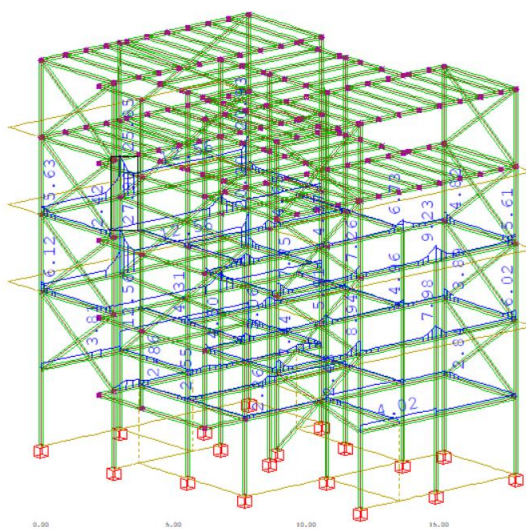
Εικόνα 6-16: Τρισδιάστατο προσομοίωμα πίσω όψης τελικού φορέα

7. ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ

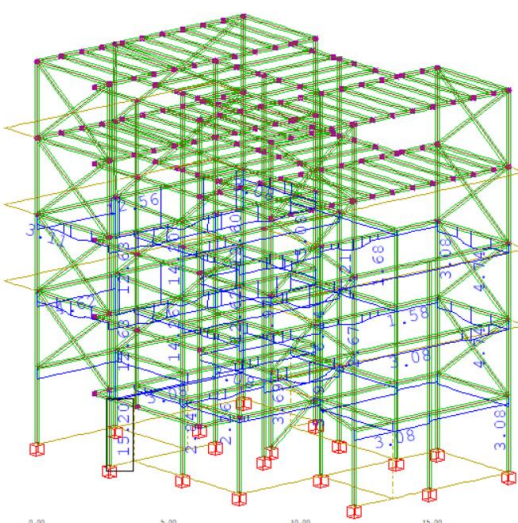
Στον ενισχυμένο φορέα θα γίνει στατική και δυναμική ανάλυση με τους συνδυασμούς και τα δεδομένα που έχουν εισαχθεί στα κεφάλαιο 4. Έπειτα θα γίνει σύγκριση αποτελεσμάτων από την ανάλυση του ενισχυμένου και του μη ενισχυμένου φορέα όπως υπολογίστηκε στο κεφάλαιο 5.

7.1. Απαιτούμενοι οπλισμοί

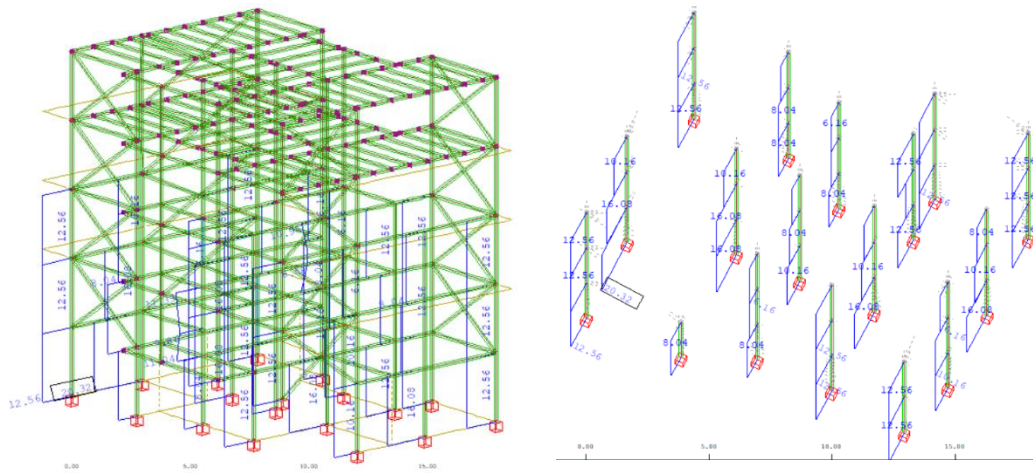
Στις παρακάτω εικόνες παραθετονται οι απαιτούμενοι οπλισμοί της ενισχυμένης κατασκευής για τον στατικό και τον σεισμικό συνδυασμό αστοχίας. Στον Πίνακα 7-1 αναγράφονται αναλυτικότερα οι απαιτούμενοι διαμήκεις οπλισμοί των υποστυλωμάτων για τον στατικό και τον σεισμικό συνδυασμό αστοχίας. Όπως παρουσιάζεται, αυξήθηκε η αντοχή των υποστυλωμάτων μετά την ενίσχυση καθώς επαρκούν οι διατιθέμενοι οπλισμοί για όλους τους συνδυασμούς αστοχίας



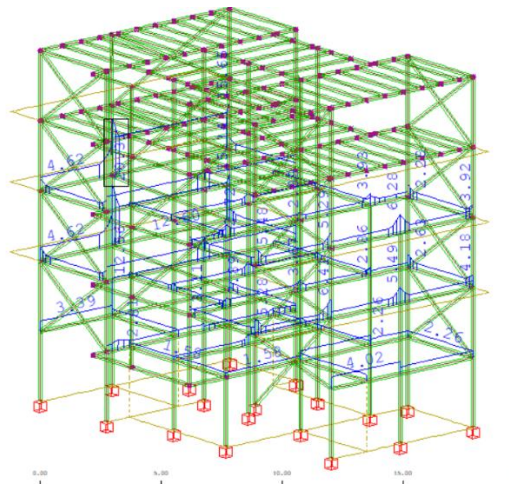
Εικόνα 7-1: Άνω οπλισμοί δοκών στον στατικό συνδυασμό αστοχίας



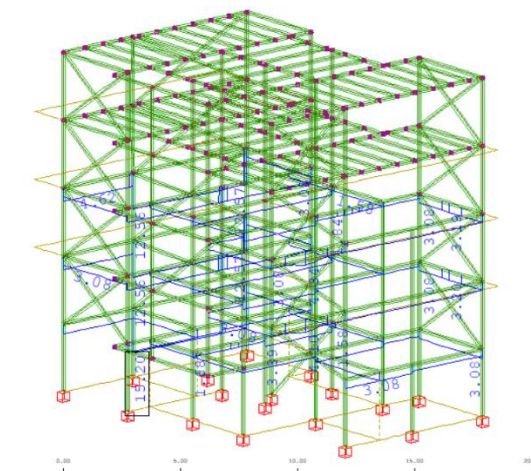
Εικόνα 7-2: Κάτω οπλισμοί δοκών στον στατικό συνδυασμό αστοχίας



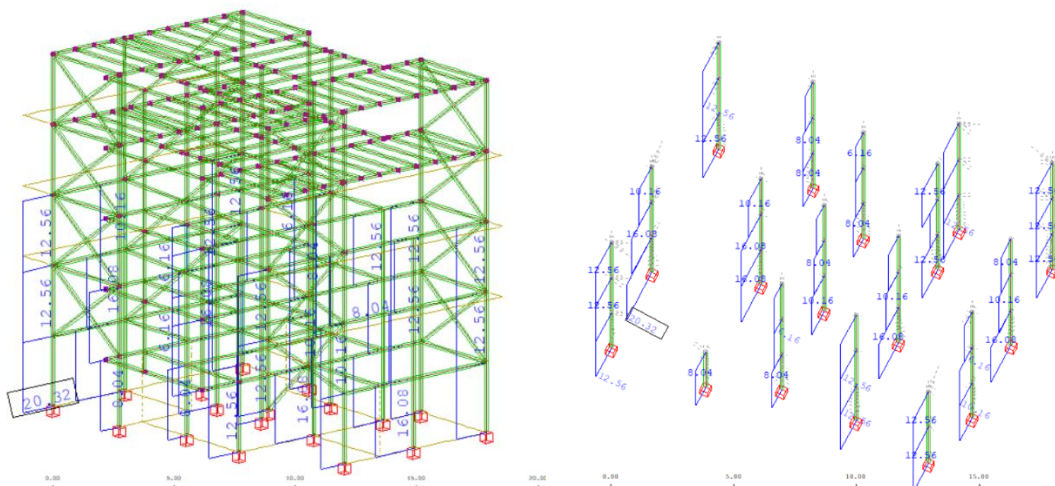
Εικόνα 7-3: Οπλισμοί υποστυλωμάτων στον στατικό συνδυασμό αστοχίας



Εικόνα 7-4: Άνω οπλισμοί δοκών στον σεισμικό συνδυασμό αστοχίας



Εικόνα 7-5: Κάτω οπλισμοί δοκών στον σεισμικό συνδυασμό αστοχίας



Εικόνα 7-6: Οπλισμοί υποστυλωμάτων στον σεισμικό συνδυασμό αστοχίας

Πίνακας 7-1: Απαιτούμενοι οπλισμοί υποσυλωμάτων μετά την ενίσχυση τη κατασκευής

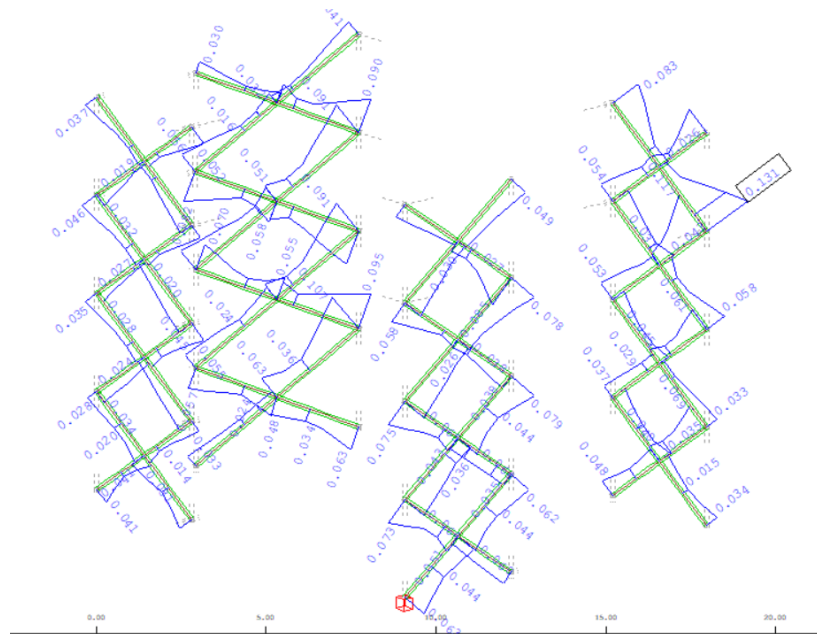
ΥΠΟΓΕΙΟ-Στατικός Συνδυασμός Αστοχίας					ΥΠΟΓΕΙΟ-Σεισμικός Συνδυασμός Αστοχίας				
A/A	Διαστάσεις	As _{υπάρχων} (cm ²)	As _{απατούμενο} (cm ²)	Επάρκεια	A/A	Διαστάσεις	As _{υπάρχων} (cm ²)	As _{απατούμενο} (cm ²)	Επάρκεια
K1	35x35	12,56	12,56	ΝΑΙ	K1	35x35	12,56	12,56	ΝΑΙ
K2	35x35	12,56	12,56	ΝΑΙ	K2	35x35	12,56	12,56	ΝΑΙ
K3	35x35	12,56	12,56	ΝΑΙ	K3	35x35	12,56	12,56	ΝΑΙ
K4	30x30	8,04	8,04	ΝΑΙ	K4	30x30	8,04	8,04	ΝΑΙ
K5	30x30	8,04	8,04	ΝΑΙ	K5	30x30	8,04	8,04	ΝΑΙ
K6	35x35	12,56	13,56	ΝΑΙ	K6	35x35	12,56	13,56	ΝΑΙ
K7	40x40	16,08	16,08	ΝΑΙ	K7	40x40	16,08	16,08	ΝΑΙ
K8	45x45	16,08	16,08	ΝΑΙ	K8	45x45	16,08	16,08	ΝΑΙ
K9	35x35	10,16	10,16	ΝΑΙ	K9	35x35	10,16	10,16	ΝΑΙ
K10	40x40	16,08	16,08	ΝΑΙ	K10	40x40	16,08	16,08	ΝΑΙ
K11	50x50	20,32	20,32	ΝΑΙ	K11	50x50	20,32	20,32	ΝΑΙ
K12	35x35	10,16	10,16	ΝΑΙ	K12	35x35	10,16	10,16	ΝΑΙ
K13	30x30	8,04	8,04	ΝΑΙ	K13	30x30	8,04	8,04	ΝΑΙ
K14	35x35	12,56	12,56	ΝΑΙ	K14	35x35	12,56	12,56	ΝΑΙ
K15	35x35	12,56	12,56	ΝΑΙ	K15	35x35	12,56	12,56	ΝΑΙ
K16	30x30	8,04	8,04	ΝΑΙ	K16	30x30	8,04	8,04	ΝΑΙ

ΙΣΟΓΕΙΟ-Στατικός Συνδυασμός Αστοχίας					ΙΣΟΓΕΙΟ-Σεισμικός Συνδυασμός Αστοχίας				
A/A	Διαστάσεις	As _{υπάρχων} (cm ²)	As _{απατούμενο} (cm ²)	Επάρκεια	A/A	Διαστάσεις	As _{υπάρχων} (cm ²)	As _{απατούμενο} (cm ²)	Επάρκεια
K1	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ	K1	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ
K2	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ	K2	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ
K3	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ	K3	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ
K4	30x30	8,04	8,04	ΝΑΙ	K4	30x30	8,04	8,04	ΝΑΙ
K5	25x25	6,16	6,16	ΝΑΙ	K5	25x25	6,16	6,16	ΝΑΙ
K6	30x30	12,56	13,56	ΝΑΙ	K6	30x30	12,56	13,56	ΝΑΙ
K7	35x35	10,16	10,16	ΝΑΙ	K7	35x35	10,16	10,16	ΝΑΙ
K8	40x40	16,08	16,08	ΝΑΙ	K8	40x40	16,08	16,08	ΝΑΙ
K9	30x30	8,04	8,04	ΝΑΙ	K9	30x30	8,04	8,04	ΝΑΙ
K10	35x35	10,16	10,16	ΝΑΙ	K10	35x35	10,16	10,16	ΝΑΙ
K11	45x45	16,08	16,08	ΝΑΙ	K11	45x45	16,08	16,08	ΝΑΙ
K12	35x35	10,16	10,16	ΝΑΙ	K12	35x35	10,16	10,16	ΝΑΙ
K13	25x25	6,16	6,16	ΝΑΙ	K13	25x25	6,16	6,16	ΝΑΙ
K14	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ	K14	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ
K15	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ	K15	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ
K16	30x30	8,04	8,04	ΝΑΙ	K16	30x30	8,04	8,04	ΝΑΙ
K17	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ	K17	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ
K18	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ	K18	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ

Α' ΟΡΟΦΟΣ-Στατικός Συνδυασμός Αστοχίας					Α' ΟΡΟΦΟΣ-Σεισμικός Συνδυασμός Αστοχίας				
A/A	Διαστάσεις	As _{υπάρχων} (cm ²)	As _{απατούμενο} (cm ²)	Επάρκεια	A/A	Διαστάσεις	As _{υπάρχων} (cm ²)	As _{απατούμενο} (cm ²)	Επάρκεια
K1	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ	K1	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ
K2	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ	K2	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ
K3	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ	K3	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ
K4	25x25	6,16	6,16	ΝΑΙ	K4	25x25	6,16	6,16	ΝΑΙ
K5	25x25	6,16	6,16	ΝΑΙ	K5	25x25	6,16	6,16	ΝΑΙ
K6	30x30	12,56	13,56	ΝΑΙ	K6	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ
K7	30x30	8,04	8,04	ΝΑΙ	K7	30x30	8,04	8,04	ΝΑΙ
K8	35x35	10,16	10,16	ΝΑΙ	K8	35x35	10,16	10,16	ΝΑΙ
K9	25x25	6,16	6,16	ΝΑΙ	K9	25x25	6,16	6,16	ΝΑΙ
K10	30x30	8,04	8,04	ΝΑΙ	K10	30x30	8,04	8,04	ΝΑΙ
K11	35x35	10,16	10,16	ΝΑΙ	K11	35x35	10,16	10,16	ΝΑΙ
K12	25x25	6,16	6,16	ΝΑΙ	K12	25x25	6,16	6,16	ΝΑΙ
K13	25x25	6,16	6,16	ΝΑΙ	K13	25x25	6,16	6,16	ΝΑΙ
K14	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ	K14	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ
K15	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ	K15	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ
K16	25x25	6,16	6,16	ΝΑΙ	K16	25x25	6,16	6,16	ΝΑΙ
K17	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ	K17	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ
K18	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ	K18	30x30	12,56	12,56	ΝΑΙ

7.2. Έλεγχος μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας

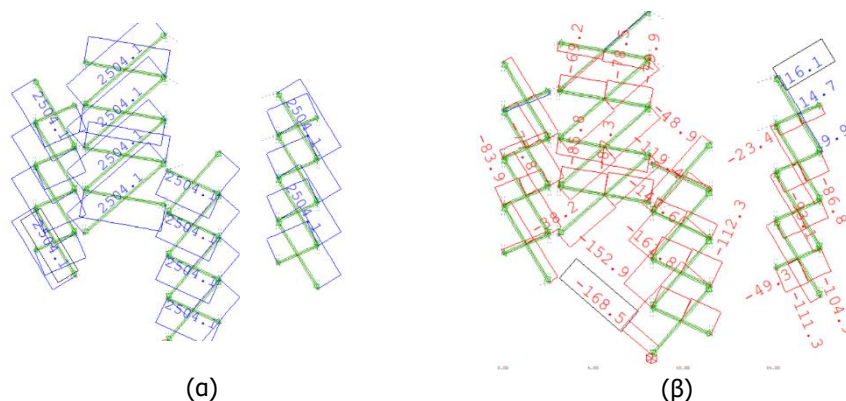
Στην εικόνα 7-7 φαίνονται οι συντελεστές εκμετάλλευσης των μεταλλικών χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας. Όλοι οι συντελεστές έχουν τιμή < 1, επομένως οι διατομές τους είναι επαρκείς.



Εικόνα 7-7: Συντελεστές εκμετάλλευσης χιαστί συνδέσμων

➤ Έλεγχος σε θλιπτική αξονική δύναμη

Ο έλεγχος θλιπτικής αξονικής δύναμης ικανοποιείται για όλους τους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας, καθώς ικανοποιείται η εξίσωση $N_{ED} \leq N_{pl,RD}$. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων παρουσιάζονται στην εικόνα 7-8:



Εικόνα 7-8: Έλεγχος χιαστί διατομών HEB220 σε θλιπτική αξονική δύναμη: (α): Πλαστική αξονική $N_{pl,RD}$
(β): Δρώσα αξονική N_{ED}

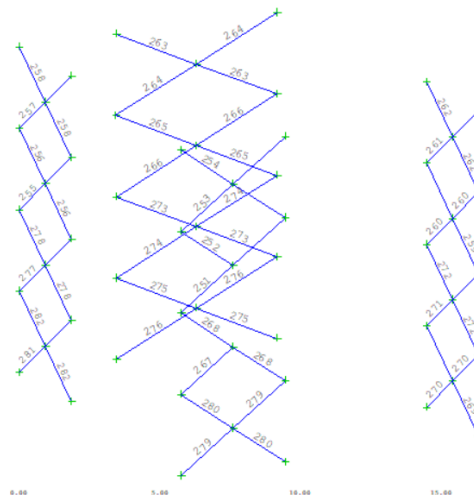
➤ Έλεγχος σε λυγισμό λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης:

Τα αποτελέσματα για τον έλεγχο λυγισμού για τους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας προκύπτουν αυτόματα από το πρόγραμμα SOFISTiK. Βάσει των αποτελεσμάτων όλοι οι χιαστί σύνδεσμοι επαρκούν έναντι λυγισμού καθώς ικανοποιούν την εξίσωση: $\frac{N_{ED}}{N_{b,RD}} \leq 1$.

Στην εικόνα 7-9 φαίνονται οι ονομασίες των χιαστί συνδέσμων και στην εικόνα 7-10 παρουσιάζονται τα αναλυτικά αποτελέσματα λυγισμού των μελών στην διεύθυνση y και z , όπου:

$$n - y = \frac{N_{ED}}{N_{b,RD,y}} \tag{7-1}$$

$$n - z = \frac{N_{ED}}{N_{b,RD,z}} \tag{7-2}$$



Εικόνα 7-9: Αριθμός μελών χιαστί συνδέσμων

255	15000	951	0.02	0.03	0.01	0.00	0.028	0.034	Passed✓
256	15000	951	0.03	0.06	0.01	0.00	0.042	0.061	Passed✓
257	15000	951	0.00	0.00	0.01	0.00	0.007	0.005	Passed✓
258	15000	951	0.02	0.04	0.00	0.00	0.028	0.040	Passed✓
259	15000	951	0.01	0.02	0.01	0.00	0.024	0.028	Passed✓
260	15000	951	0.04	0.07	0.01	0.00	0.055	0.078	Passed✓
261	15000	951	0.02	0.04	0.00	0.00	0.030	0.042	Passed✓
262	15000	951	0.00	0.00	0.01	0.00	0.007	0.005	Passed✓
263	15000	951	0.03	0.05	0.01	0.00	0.035	0.056	Passed✓
264	15000	951	0.00	0.00	0.01	0.00	0.011	0.009	Passed✓
265	15000	951	0.05	0.09	0.01	0.00	0.060	0.100	Passed✓
266	15000	951	0.04	0.08	0.01	0.00	0.050	0.085	Passed✓
267	15000	951	0.07	0.12	0.02	0.00	0.095	0.130	Passed✓
268	15000	951	0.05	0.09	0.02	0.00	0.071	0.096	Passed✓
269	15000	951	0.02	0.04	0.01	0.00	0.035	0.045	Passed✓
270	15000	951	0.05	0.09	0.01	0.00	0.065	0.093	Passed✓
271	15000	951	0.04	0.07	0.01	0.00	0.051	0.072	Passed✓
272	15000	951	0.02	0.02	0.01	0.00	0.025	0.030	Passed✓
273	15000	951	0.04	0.08	0.01	0.00	0.056	0.092	Passed✓
274	15000	951	0.04	0.09	0.01	0.00	0.055	0.093	Passed✓
275	15000	951	0.05	0.11	0.01	0.00	0.067	0.118	Passed✓
276	15000	951	0.04	0.08	0.01	0.00	0.056	0.091	Passed✓
277	15000	951	0.04	0.07	0.01	0.00	0.052	0.072	Passed✓
278	15000	951	0.03	0.05	0.01	0.00	0.036	0.050	Passed✓
279	15000	951	0.08	0.13	0.01	0.00	0.097	0.139	Passed✓
280	15000	951	0.05	0.08	0.01	0.00	0.063	0.087	Passed✓
281	15000	951	0.01	0.01	0.02	0.00	0.025	0.022	Passed✓
282	15000	951	0.02	0.03	0.02	0.00	0.040	0.043	Passed✓
n-y buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.46 (N-Ed / N-b,y,Rd) n-z buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.46 (N-Ed / N-b,z,Rd) m-y buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.54 (M-y,Ed / M-b,y,Rd) m-z buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.51 m-z buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.62									

Εικόνα 7-10: Αναλυτικός έλεγχος χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας

7.3. Έλεγχος δυσκαμψίας

Πραγματοποιήθηκε έλεγχος δυσκαμψίας μετά την προσθήκη των μεταλλικών χιαστί στο κτίριο. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων οδηγούν στο συμπέρασμα ότι επιτυγχάνεται η αύξηση δυσκαμψίας του κτιρίου μετά την ενίσχυση, και αποφεύγεται η δημιουργία «μαλακού ορόφου».

Soft Storey Check - Stiffness in X Direction

Storey	Storey Stiff. X S [kN/m]	Upper Storey Stiff. X		Ratio X		Irregularity Check
		S1 [kN/m]	S3 [kN/m]	S/S1 [-]	S/S3 [-]	
6	181911.05	-	-	-	-	-
5	292507.22	181911.05	-	1.608 ¹	-	Regular✓
4	493177.38	292507.22	-	1.686 ¹	-	Regular✓
3	865555.31	493177.38	322531.90	1.755 ¹	2.684 ²	Regular✓
2	90739687424.00	865555.31	550413.33	104834.071 ¹	164857.357 ²	Regular✓
1	-	90739687424.00	30247015765.33	-	-	-

¹ Stiffness ratio S/S1 sufficiently high, above the threshold for soft storey classification: SR1 = 0.70
² Stiffness ratio S/S3 sufficiently high, above the threshold for soft storey classification: SR3 = 0.80
S1 Stiffness of the storey above
S3 Average stiffness of the 3 storeys above

Εικόνα 7-11: Έλεγχος δυσκαμψίας στην διεύθυνση X

Soft Storey Check - Stiffness in Y Direction

Storey	Storey Stiff. Y S [kN/m]	Upper Storey Stiff. Y		Ratio Y		Irregularity Check
		S1 [kN/m]	S3 [kN/m]	S/S1 [-]	S/S3 [-]	
6	295328.62	-	-	-	-	-
5	458726.72	295328.62	-	1.553 ¹	-	Regular✓
4	678825.62	458726.72	-	1.480 ¹	-	Regular✓
3	969186.12	678825.62	477627.00	1.428 ¹	2.029 ²	Regular✓
2	690913869824.00	969186.12	702246.17	712880.480 ¹	983862.786 ²	Regular✓
1	-	690913869824.00	230305169408.00	-	-	-

¹ Stiffness ratio S/S1 sufficiently high, above the threshold for soft storey classification: SR1 = 0.70
² Stiffness ratio S/S3 sufficiently high, above the threshold for soft storey classification: SR3 = 0.80
S1 Stiffness of the storey above
S3 Average stiffness of the 3 storeys above

Εικόνα 7-12: Έλεγχος δυσκαμψίας στην διεύθυνση Y

7.4. Παραμορφώσεις λόγω ιδιομορφών

Στον Πίνακα 7-2 παρουσιάζονται οι περίοδοι και οι συχνότητες των ιδιομορφών που απαιτήθηκαν ώστε το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών να είναι τουλάχιστον ίσο με το 90% της συνολικής μάζας της κατασκευής. Απαιτήθηκαν 136 ιδιομορφές για να ενεργοποιηθεί το 91,67% της μάζας της κατασκευής στην διεύθυνση X και το 91% στην διεύθυνση Y. Η συνολική μάζα του κτιρίου μετά την ενίσχυση υπολογίστηκε από το πρόγραμμα 981 τόνους. Στον πίνακα 7-3 παρουσιάζονται αναλυτικά τα χαρακτηριστικά των 30 πρώτων ιδιομορφών. Παρατηρείται σημαντική μείωση των τριών πρώτων ιδιομορφών μετά την ενίσχυση του κτιρίου, γεγονός που δείχνει ότι το δόμημα έγινε πιο δύσκαμπτο.

Πίνακας 7-2: Ταλαντούμενες μάζες ιδιομορφών

Mode	LC	M-eff						Γ		
		X [t]	Y [t]	Z [t]	X [o/o]	Y [o/o]	Z [o/o]	X	Y	Z
1	10501	601.088	0.051	0.000	61.36	0.01	0.00	-24.5171	-0.2269	0.0001
2	10502	0.208	547.807	0.000	0.02	55.92	0.00	0.4556	-23.4053	0.0006
3	10503	0.243	41.438	0.000	0.02	4.23	0.00	0.4926	6.4372	0.0003
4	10504	133.519	0.269	0.000	13.63	0.03	0.00	-11.5551	0.5188	-0.0006
16	10505	0.639	127.453	0.000	0.07	13.01	0.00	0.7993	11.2895	0.0005
27	10506	0.706	21.912	0.000	0.07	2.24	0.00	-0.8401	-4.6810	0.0001
100	10507	57.526	25.337	0.000	5.87	2.59	0.00	-7.5846	-5.0335	-0.0001
103	10508	16.958	22.632	0.000	1.73	2.31	0.00	4.1180	4.7573	-0.0000
104	10509	0.060	22.769	0.000	0.01	2.32	0.00	0.2458	4.7716	-0.0004
108	10510	21.444	7.410	0.000	2.19	0.76	0.00	-4.6308	2.7221	-0.0002
110	10511	15.421	1.141	0.000	1.57	0.12	0.00	-3.9269	1.0682	0.0005
113	10512	16.474	0.291	0.000	1.68	0.03	0.00	4.0588	-0.5392	-0.0004
124	10513	11.454	35.331	0.000	1.17	3.61	0.00	3.3844	-5.9440	-0.0004
136	10514	22.298	37.671	0.000	2.28	3.85	0.00	4.7221	-6.1377	0.0001
Σ		898.038	891.511	0.000	91.67	91.00	0.00			

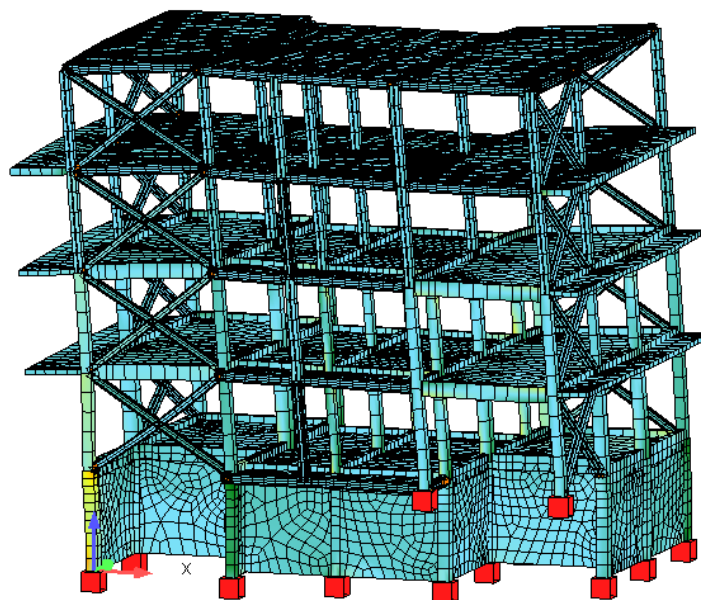
Mode Eigenmode number X in X-direction
LC Load case Y in Y-direction
M-eff Effective modal mass Z in Z-direction
Γ Modal participation factor

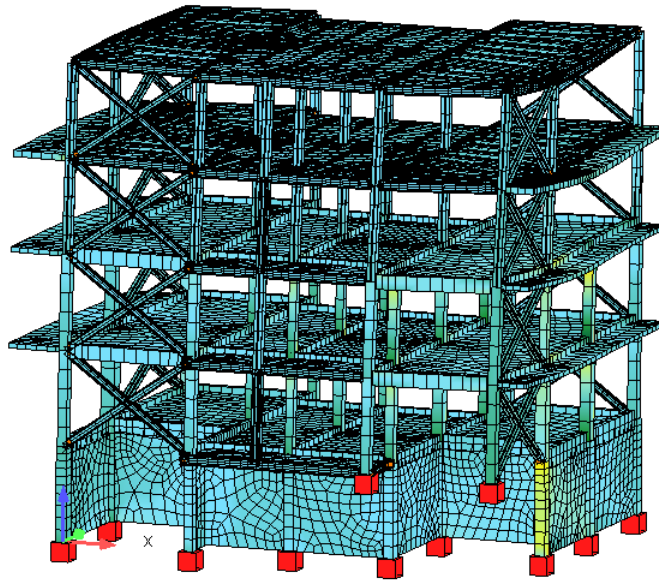
Πίνακας 7-3: Χαρακτηριστικά ιδιομορφών

Eigenmodes

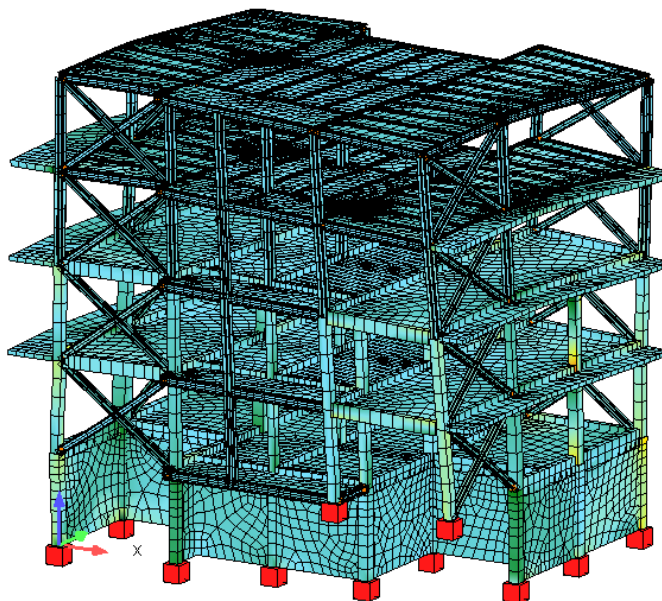
Mode	λ [1/sec ²]	ω [1/sec]	f [Hz]	T [sec]	ξ [o/o]	ϵ
1	221.731	14.891	2.370	0.422	5.00	0.000000045
2	331.698	18.213	2.899	0.345	5.00	0.000000051
3	652.964	25.553	4.067	0.246	5.00	0.000000058
4	2247.194	47.405	7.545	0.133	5.00	0.000000058
5	2621.348	51.199	8.149	0.123	5.00	0.000000001
6	2734.560	52.293	8.323	0.120	5.00	0.000000002
7	2766.036	52.593	8.370	0.119	5.00	0.000000002
8	2774.134	52.670	8.383	0.119	5.00	0.000000002
9	2786.519	52.787	8.401	0.119	5.00	0.000000002
10	2804.951	52.962	8.429	0.119	5.00	0.000000002
11	2829.011	53.188	8.465	0.118	5.00	0.000000002
12	2843.184	53.322	8.486	0.118	5.00	0.000000002
13	2859.962	53.479	8.511	0.117	5.00	0.000000002
14	2898.114	53.834	8.568	0.117	5.00	0.000000002
15	3100.287	55.680	8.862	0.113	5.00	0.000000003
16	3271.318	57.195	9.103	0.110	5.00	0.000000048
17	3306.863	57.505	9.152	0.109	5.00	0.000000025
18	3322.012	57.637	9.173	0.109	5.00	0.000000063
19	3331.744	57.721	9.187	0.109	5.00	0.000000035
20	3354.332	57.917	9.218	0.108	5.00	0.000000027
21	4469.974	66.858	10.641	0.094	5.00	0.000000003
22	6125.064	78.263	12.456	0.080	5.00	0.000000075
23	6370.061	79.813	12.703	0.079	5.00	0.000000003
24	6508.401	80.675	12.840	0.078	5.00	0.000000003
25	6608.321	81.292	12.938	0.077	5.00	0.000000083
26	8413.657	91.726	14.599	0.068	5.00	0.000000088
27	9397.361	96.940	15.428	0.065	5.00	0.000000074
28	11040.403	105.073	16.723	0.060	5.00	0.000000021
29	11076.151	105.243	16.750	0.060	5.00	0.000000031
30	11092.112	105.319	16.762	0.060	5.00	0.000000010

Mode Eigenmode number T Period
 λ Eigenvalue ξ Modal damping
 ω Circular eigenfrequency ϵ Relative error
f Eigenfrequency

Εικόνα 7-13: Παράμρφωση πρώτης ιδιομορφής ($T_1=0,422$ sec)



Εικόνα 7-14: Παραμόρφωση δεύτερης ιδιομορφής ($T_2=0,345$ sec)

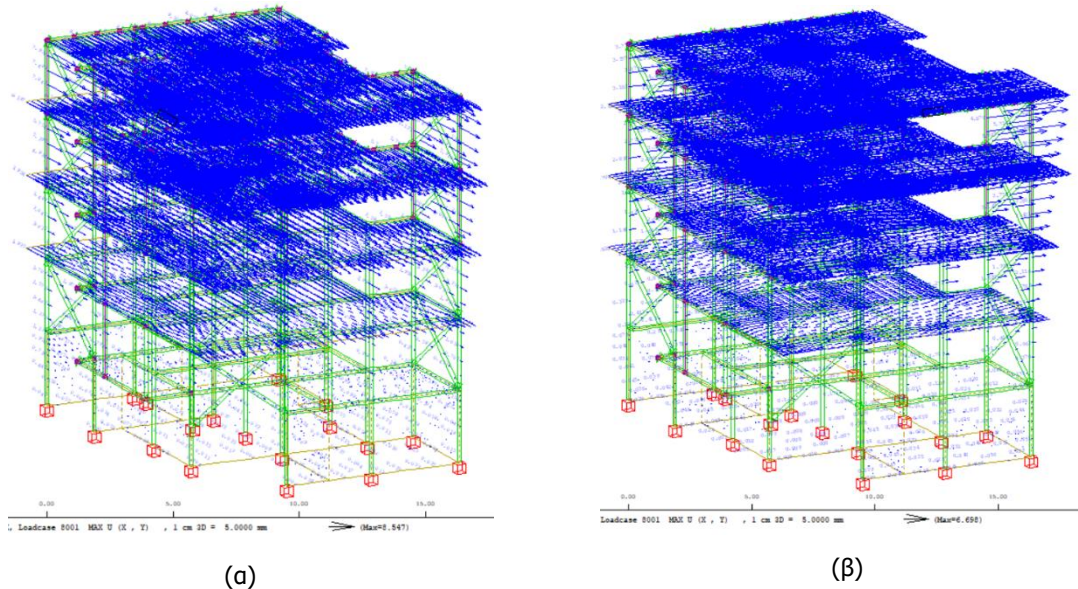


Εικόνα 7-15: Παραμόρφωση τρίτης ιδιομορφής ($T_3=0,246$ sec)

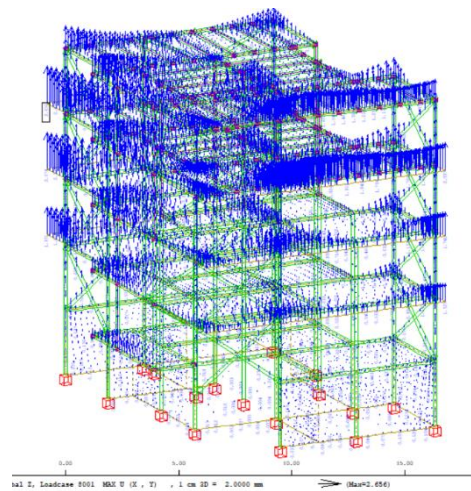
7.5. Σεισμικές μετακινήσεις

Μετά την ανάλυση του ενισχυμένου κτιρίου στον σεισμικό συνδυασμό αστοχίας έγινε έλεγχος μετακινήσεων στις καθολικές διευθύνσεις x , y και z . Σε σχέση με τις μετακινήσεις που υπολογίστηκαν για τον φορέα πριν την ενίσχυση (Κεφάλαιο 6.4.3.) παρατηρείται σημαντική μείωση και στις τρεις διευθύνσεις.

Στις ακόλουθες εικόνες παρουσιάζονται οι μέγιστες μετακινήσεις από την σεισμική φόρτιση στους άξονες καθολικούς x, y και z αντίστοιχα. Η μέγιστη μετακίνηση στην διεύθυνση x έχει προκύψει 8,55 mm (μείωση 64%) , στην διεύθυνση y είναι 6,69 mm (μείωση 61%) και στην διεύθυνση z είναι 2,66 mm (μείωση 44%).



Εικόνα 7-16: Σεισμικές μετακινήσεις: (α): Στον καθολικό άξονα X (β): Στον καθολικό άξονα Y



Εικόνα 7-17: Σεισμικές μετακινήσεις στον καθολικό άξονα Z

8. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Όταν πρόκειται να γίνει καθ' ύψος προσθήκη ορόφων σε υφιστάμενη κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα, η επιλογή του χάλυβα ως κατασκευαστικό υλικό προσφέρει πολλά πλεονεκτήματα. Αρχικά, η ελαφρύτητα του χάλυβα συνεισφέρει στη μείωση των επιπτώσεων στις υφιστάμενες κατασκευές κατά την προσθήκη νέων ορόφων, ενώ ταυτόχρονα μειώνει το κόστος του έργου. Επιπλέον, η γρήγορη εγκατάσταση του χάλυβα επιτρέπει την ταχύτερη ολοκλήρωση της κατασκευής λόγω της απλότητας και αυτοματοποιημένης διαδικασίας κατασκευής των χαλύβδινων φορέων. Αυτό οδηγεί σε οικονομικότερες λύσεις, διασφαλίζοντας ταυτόχρονα υψηλή ποιότητα κατασκευής λόγω της τυποποιημένης παραγωγής των χαλύβδινων στοιχείων με υψηλές προδιαγραφές.

Κατά την ανάλυση της υφιστάμενης κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα, που είναι κατασκευασμένη με βάση τους παλαιούς Ελληνικούς Κανονισμούς (ήτοι τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 και τον Κανονισμό Ο.Σ. του 1954), εντοπίζονται οι ανάγκες για ενίσχυση της κατασκευής λόγω της αδυναμίας των παλαιότερων κανονισμών αλλά και των επιπλέον φορτίων που εισήχθησαν μετά την προσθήκη μεταλλικών ορόφων. Συγκεκριμένα, οι στατικές αναλύσεις αποκαλύπτουν την ανεπάρκεια ορισμένων υποστυλωμάτων να ανταποκριθούν στις απαιτήσεις διαμήκους οπλισμού ενώ μέσω της δυναμικής ανάλυσης ελέγχου δυσκαμψίας και μετακινήσεων, παρουσιάζονται αδυναμίες στην δυσκαμψία, την πλαστιμότητα και την αντοχή της κατασκευής. Καταλήγουμε επομένως στο συμπέρασμα ότι η ενίσχυση του υφιστάμενου κτιρίου καθίσταται αναγκαία, ώστε να επαρκεί σύμφωνα με τους σημερινούς Κανονισμούς.

Ο τρόπος ενίσχυσης της κατασκευής επιλέχτηκε με βάση της ανάγκες που προέκυψαν κατά την ανάλυση του κτιρίου μετά τους προστιθέμενους μεταλλικούς ορόφους που παρουσιάζεται στο Κεφάλαιο 5 της παρούσας διπλωματικής. Ένας τρόπος ενίσχυσης που εφαρμόστηκε είναι η χρήση χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας, όπου έχει ως στόχο την παραλαβή των σεισμικών δράσεων από τα μεταλλικά στοιχεία. Όπως αποδείχθηκε η χρήση χιαστί μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας, αποτέλεσε αποτελεσματικό τρόπο ενίσχυσης στην μείωση των μετατοπίσεων της κατασκευής και στην αύξηση της δυσκαμψίας της. Στη συνέχεια, τοποθετήθηκαν σύνθετα υλικά (FRP) στα υποστυλώματα που παρουσίασαν ανεπάρκειες, που είχε ως αποτέλεσμα την αύξηση της αντοχής και της ικανότητας τους να παραλάβουν τα προστιθέμενα φορτία των μεταλλικών ορόφων μέσω περίσφιξης. Η συνδυαστική χρήση των προαναφερθέντων μεθόδων ενίσχυσης αποσκοπούσε στη μεγιστοποίηση της απόδοσής τους. Μετά την πλήρη εφαρμογή των ενισχύσεων, παρατηρήθηκε μείωση στις σεισμικές μετακινήσεις, ενώ η κατασκευή παρουσίασε αυξημένη αντοχή και δυσκαμψία, με τις διατομές να είναι πλέον επαρκείς.

9. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Αναστάσιος, Π. Δ. (2021). Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας και ενίσχυση διατηρητέου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα με χρήση μεταλλικών στοιχείων και συνθετικών υλικών. Αθήνα: Διπλωματική Εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.
2. Ανδρέας, Δ. (2015). Προσθήκη Μεταλλικού Ορόφου σε Υφιστάμενη Κατασκευή από Οπλισμένο Σκυρόδεμα . Αθήνα : Διπλωματική Εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.
3. Δρίτσος, Σ. Η. (2005). Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα. Πάτρα.
4. Θανόπουλος Παύλος, Σ. Α. Σημειώσεις Διαλέξεων: "Σύμμικτες Κατασκευές". Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.
5. Ι. Βαγιάς, Χ. Γ. Παραδείγματα Εφαρμογής σε Ειδικά Θέματα Μεταλλικών Κατασκευών. Αθήνα : Εκδόσεις Κλειδάριθμος.
6. Ιωάννης, Κ. (2019). Προσθήκη 2 μεταλλικών Ορόφων σε Υφιστάμενο Κτίριο από Οπλισμένο Σκυρόδεμα . Αθήνα : Διπλωματική Εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.
7. Καραγιάννης, Χ. Γ. Σχεδιασμός Συμπεριφορά Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα εναντι Σεισμού. Εκδόσεις Σοφία
8. Νέος Κανονισμός Τεχνολογίας Χαλυβώ Οπλισμού Σκυροδέματος. ((ΦΕΚ 1416Β' / 17-07-2008)).
9. Νικολοπούλου Βασιλική, Τ. Γ. (2011). Ενίσχυση Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος με Μεταλλικούς Συνδέσμους Δυσκαμψίας. "17ο Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές Κατασκευών.
10. Ο.Α.Σ.Π. Ελληνικός Αντισεισμικός Σχεδιασμός (ΕΑΚ-2000). Αθήνα: ΣΠΜΕ.
11. Ο.Α.Σ.Π. (2022 3η Αναθεώρηση). Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝΕΠΕ). Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας.
12. Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος - 2000 (ΕΚΩΣ - 2000).
13. Σπυράκος, Σ. (2004). Ενίσχυση Κατασκευών για Σεισμικά Φορτία. Αθήνα .
14. Σπυρίδων, Τ. (2016). Σχεδιασμός τετραώροφου μεταλλικού κτιρίου γραφείων με εναλλακτικές διατάξεις συνδέσμων δυσκαμψίας. Αθήνα : Διπλωματική Εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.
15. Τάσιος, Θ. Π. Κατασκευές και Θεμελιώσεις από Οπλισμένο Σκυρόδεμα. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο: Εκδόσεις Συμμετρία.
16. Χ., Σ. (2019). Αποτίμηση και Ενίσχυση Κτιρίου από Οπλισμένο Σκυρόδεμα Δεκαετίας 1970. Αθήνα: Μεταπτυχιακή Εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.
17. Χάρης Γαντές, Δ. Β. Σημειώσεις Διαλέξεων: Σιδηρές Κατασκευές Ι, ΙΙ. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.
18. Ψυχάρης, Γ. Ν. (2014). Βασικές Διατάξεις Ευρωκώδικα 8. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.
19. Ευστράτιος Β. Δερμετζίδης (2017). Μελέτη Ενίσχυσης Τριώροφου Κτιρίου και Προσθήκης Τεσσάρων Ορόφων Για Χρήση Γραφείων: Διπλωματική Εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο
20. ΕΛΟΤ Ελληνικό Πρότυπο EN1992-1-1: "Ευρωκώδικας 2: Σχεδιασμός κατασκευών από σκυρόδεμα-Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια"
21. ΕΛΟΤ Ελληνικό Πρότυπο EN1998-1:"Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών-Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια"
22. Ι.Κ. Βάγιας « Σιδηρές Κατασκευές , Ανάλυση και Διαστασιολόγηση ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος.

23. Δημοπούλου Άννα (2013). Μελετη Προσθηκης Οροφου Απο Μεταλλικο Σκελετο Σε Υφισταμενο Κτιριο Απο Οπλισμενο Σκυροδεμα: Μεταπτυχιακή Διπλωματική εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.
24. De Luca F., Vamvatsikos D., Iervolino I. (2011). "Near-optimal bilinear fit of capacity curves for equivalent SDOF analysis." Proceedings of the COMPDYN2011 Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Corfu, Greece.
25. Celarec D., Vamvatsikos D., Dolsek M. (2011). "Simplified estimation of seismic risk for buildings with consideration of the structural ageing process."
26. Ιωάννης Βayas , Pavlos Thanopoulos: "Behaviour Of Seismic Resistant Braced Frames With Innovative Dissipative (Inerd) Connections" Technical Report, NTU Athens
27. Γαντές Χ. (2015). Ελαστικός και ανελαστικός λυγισμός θλιβόμενων ράβδων
28. Αντωνοπουλος Θεμιστοκλης (2014). "Ενίσχυση υφιστάμενων κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος με ανοικτους ισογειους ορόφους (pilotis) για βελτιωμενη αντισεισμικη συμπεριφορα " Διδακτορική Διατριβή, Πάτρα