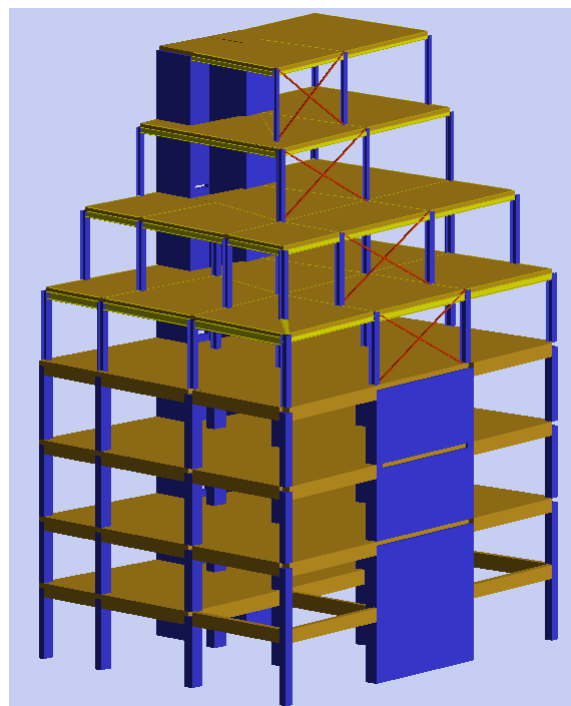




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Μελέτη Ενίσχυσης Τριώροφου Κτιρίου και Προσθήκης Τεσσάρων Ορόφων Για Χρήση Γραφείων



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Ευστράτιος Β. Δεμερτζίδης

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος

Αθήνα, Νοέμβριος 2017

ΕΜΚ ΔΕ 2017/40

Δεμερτζίδης Ε. Β. (2017).
Μελέτη Ενίσχυσης Τριώροφου Κτιρίου και Προσθήκης Τεσσάρων Ορόφων Για Χρήση
Γραφείων ΕΜΚ ΔΕ 2017/40
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Demertzidis E. V. (2017).
Design and reinforcement of three-storey building and expansion of four floors for office
use
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2017/40
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2011/40

Design and reinforcement of three-storey building and expansion of four floors for office use

Demertzidis E. V. (supervised by Thanopoulos P.)

Περιεχόμενα

Περίληψη	3
Abstract	4
Ευχαριστίες	5
1 Εισαγωγή	6
1.1 Γενικά	6
1.2 Στόχος της εργασίας	6
1.3 Διάρθρωση της εργασίας	8
2 Παρουσίαση του υπό μελέτη κτιρίου	9
2.1 Εισαγωγή	9
2.2 Κανονισμός Επεμβάσεων	9
2.2.1 Γενικά για τον ΚΑΝ.ΕΠΕ	9
2.2.2 Στάθμες επιτελεστικότητας	10
2.2.3 Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ.)	11
2.2.4 Συνεκτίμηση των τοιχοποιιών πλήρωσης	12
2.2.5 Μέθοδος ανάλυσης	12
2.2.6 Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας	12
2.3 Τεχνική περιγραφή υφιστάμενου φορέα	13
2.3.1 Γενικά	13
2.3.2 Υλικά	14
2.3.3 Διαστάσεις φερόντων στοιχείων και οπλισμοί	15
3 Προσομοίωση της Κατασκευής	18
3.1 Περιγραφή Υπολογιστικού Προσομοιώματος	18
3.2 Υλικά προσομοιώματος	19
3.3 Διατομές στοιχείων διατομών φέροντος οργανισμού	19
3.3.1 Υποστυλώματα	19
3.3.2 Τοιχώματα	20
3.3.3 Δοκοί	22
3.3.4 Πλάκες	23
3.4 Τοιχοποιίες πλήρωσης	24
3.5 Θεμελίωση	24
3.6 Φορτία	26

3.7	Παραδοχές.....	28
3.8	Ανάλυση υφιστάμενου κτιρίου.....	30
3.8.1	Γενικά.....	30
3.8.2	Αποτελέσματα Ανάλυσης για τους συνδιασμούς δράσεων	30
3.8.3	Υπάρχοντες σπλισμοί.....	33
3.8.4	Ιδιομορφική ανάλυση κατασκευής.....	33
3.9	Αρχικά συμπεράσματα για τη συμπεριφορά του κτιρίου	36
4	Προσθήκη 4 ορόφων	37
4.1	Περιγραφή της προσθήκης.....	37
4.2	Υλικά προσομοιώματος.....	37
4.3	Διατομές στοιχείων διατομών φέροντος οργανισμού	38
4.3.1	Υποστυλώματα.....	38
4.3.2	Τοιχώματα.....	39
4.3.3	Δοκοί.....	39
4.3.4	Πλάκες.....	40
4.4	Τοιχοποιίες πλήρωσης.....	40
4.5	Θεμελίωση.....	41
4.6	Φορτία	41
4.7	Ανάλυση προσθήκης	44
4.7.1	Γενικά.....	44
4.7.2	Αποτελέσματα Ανάλυσης για τους συνδυασμούς δράσεων.....	45
4.7.3	Έλεγχοι Μελών	47
4.7.4	Πλαστική ροπή αντοχής δοκού	50
4.7.5	Ελαστική ανάλυση και εύρεση τάσεων για Ο.Κ.Λ	50
4.7.6	Υπολογισμός διατμητικών ήλων.....	51
4.7.7	Συνδέσεις.....	52
4.7.8	Υπολογισμός αντοχής πλακών.....	55
5	Αποτίμηση κτιρίου πριν την ενίσχυση	56
5.1	Εισαγωγικά για την ανάλυση Pushover.....	56
5.1.1	Ο συντελεστής α_u/α_l	56
5.1.2	Διαγραμματική ροή ανάλυσης Pushover	58
5.2	Εκτέλεση της Pushover στο προσομοίωμα	59
6	Ενίσχυση Κτιρίου	62
6.1	Εισαγωγή στα μέτρα ενίσχυσης	62
6.2	Ενίσχυση υποστυλωμάτων	62
6.2.1	Κατασκευαστικές διατάξεις	63
6.2.2	Υλικά.....	64
6.2.3	Παραδοχές.....	64
6.2.4	Μεταφορά δυνάμεων μεταξύ παλαιού και νέου σκυροδέματος	64
6.2.5	Διατομές υποστυλωμάτων μετά την ενίσχυση.....	65
6.2.6	Δράση Βλήτρου.....	66
6.3	Κατασκευή τοιχώματος.....	69
6.4	Δημιουργία καμπύλης Ικανότητας με τη μέθοδο Pushover	71
6.4.1	Αποτελέσματα ιδιοπεριόδων και ιδιομορφών.....	76
6.5	Έλεγχοι επάρκειας μελών.....	78
6.5.1	Δοκοί.....	78
6.5.2	Υποστυλώματα.....	79
7	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	81
8	Βιβλιογραφία.....	82

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Μελέτη Ενίσχυσης Τριώροφου Κτιρίου και Προσθήκης Τεσσάρων Ορόφων Για Χρήση
Γραφείων ΕΜΚ ΔΕ 2017/40
Δεμερτζίδης Ευστράτιος (Επιβλέπων: Θανόπουλος Π.)

Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία με τίτλο «Μελέτη Τριώροφου Κτιρίου και Προσθήκης Τεσσάρων Ορόφων Για Χρήση Γραφείων» εκπονήθηκε στα πλαίσια της ολοκλήρωσης του προπτυχιακού κύκλου σπουδών της σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου. Αντικείμενο μελέτης της εργασίας αποτελεί η μελέτη προσθήκης ορόφων με σύμμικτη λειτουργία και η ενίσχυση του υφιστάμενου κτιρίου.

Το κτίριο που μελετήθηκε βρίσκεται στην περιοχή της Αθήνας και κατασκευάστηκε σύμφωνα με τον ΕΚΩΣ/ΕΑΚ 2000. Πρόκειται για τριώροφο κτίριο με φέροντα οργανισμό από ωπλισμένο σκυρόδεμα. Στο κτίριο αυτό υπήρξε η ανάγκη επέκτασης του ώστε να μπορέσει να χρησιμοποιηθεί για γραφεία. Έτσι απαιτήθηκε η μελέτη προσθήκης 4 ορόφων αλλά και η ανάγκη για ενίσχυση της υπάρχουσας κατασκευής.

Η πορεία που ακολουθήθηκε για την εξακρίβωση της παραπάνω υπόθεσης αναπτύχθηκε σε τέσσερα επιμέρους στάδια. Αρχικά γίνεται ανάλυση της υπάρχουσας κατασκευής σε κατάλληλο προσομοίωμα, για την αναγνώριση του στατικού συστήματος, και αποτύπωση των υπαρχόντων οπλισμών των φερόντων στοιχείων. Στη συνέχεια έγινε η μελέτη για την προσθήκη των ορόφων. Έπειτα έγινε η αποτίμηση του υφιστάμενου κτιρίου μαζί με την προσθήκη με τη μέθοδο ανελαστικής στατικής ανάλυσης Pushover. Εντοπίζονται οι στατικές απαιτήσεις της προκύπτουσας κατασκευής και τα σημεία που χρήζουν ενίσχυσης. Ενισχύεται η κατασκευή όπου απαιτείται, με χρήση παραδοσιακών και νέων μεθόδων και γίνονται οι έλεγχοι με τα κριτήρια που επιβάλλουν ο ΚΑΝ.ΕΠΕ και ο Ευρωκώδικας (EC). Τέλος ξανακάνουμε ανελαστική στατική ανάλυση ώστε να διαπιστωθεί ότι το ενισχυμένο πλέον κτίριο καλύπτει τα κριτήρια της στάθμης επιτελεστικότητας που διαλέξαμε.

Οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν σε κατάλληλα χωρικά προσομοιώματα του κτιρίου στο στατικό πρόγραμμα Fespa.

Συνολικά, τα αποτελέσματα οδηγούν στο συμπέρασμα ότι η ενίσχυση κρίνεται αναγκαία ώστε το υπάρχον οικοδόμημα να παραλάβει την πρόσθετη ένταση. Οι επεμβάσεις ενίσχυσης πραγματοποιούνται με τέτοιο τρόπο ώστε να μην επηρεάζονται η όψη του κτιρίου και οι εσωτερικοί χώροι του σε μεγάλο βαθμό και παράλληλα, όσον αφορά το κατασκευαστικό κομμάτι, όπως ορίζουν οι διατάξεις των κανονισμών.

Abstract

This diploma thesis entitled "Design and reinforcement of a three-storey building and expansion of four floors for office use" was implemented in the framework of the completion of the undergraduate course of Civil Engineering at the National Technical University of Athens. The subject of study of the work is the design and expansion of four floors and the reinforcement of the existing building

The building that was studied is located in the area of Athens and was constructed according to the Reinforced Concrete Regulation of 2000 and the regulation against Earthquakes of 2000. It is a three-storey building with a reinforced concrete structure. In this building there was the need to expand it so as it could be used for offices. This required the addition of 4 floors. For this reason there is the need to design the four floors addition and to strengthen the existing construction.

The course followed to identify the above case was developed in four separate stages. Initially we analyze the existing structure in a suitable model, to identify the static system and to register the reinforcement of the existing structural bearing elements. The design study was then done for the addition of the four floors. Then the existing building was evaluated along with the Pushover static analysis. The static requirements of the resulting structure and the elements requiring reinforcement are identified. The construction is reinforced where is necessary, using the methods of Greek Regulation of Interventions, and checks are carried out under the criteria imposed by Greek Regulation of Interventions and the Eurocode (EC). Finally, we repeat a nonlinear inelastic static analysis to see that the now- reinforced building meets the performance criteria we chose.

All analyses were performed in suitable structural simulations of the building in the static Fespa program.

In total, the results lead to the conclusion that reinforcement is necessary. The reinforcement interventions are implemented in a way that there is not important influence on the external view and the internal spaces of the building and, in parallel, as far as the constructional part is concerned, according to the provisions of the regulations.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον καθηγητή της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π και επιβλέποντα της εργασίας μου κ. Παύλο Θανόπουλο για τη συνεργασία αλλά και για την πολύτιμη βοήθεια του κατά τη διάρκεια εκπόνησης της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένεια μου και κυρίως τους γονείς μου για την αμέριστη αγάπη τους και συμπαράσταση τους όλα αυτά τα χρόνια των σπουδών μου.

Τέλος δε θα μπορούσα να παραλείψω τους φίλους μου και που ήταν βασικό κομμάτι της ζωής μου αυτά τα χρόνια.

1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Η ανάγκη της ενίσχυσης των κατασκευών προέκυψε από την απαίτηση για αναπαλαίωση και ενδυνάμωση υφιστάμενων κτισμάτων με ταυτόχρονη διατήρηση της αρχικής τους μορφής. Αφορά κατασκευές με αρχιτεκτονική αξία, όπως ιστορικά κτίρια, μνημεία, ορόσημα, αλλά και δημόσια κτίρια ή κατοικίες κάποιας παλαιότητας.

Στην προσπάθεια διερεύνησης του ζητήματος άρχισαν να διατυπώνονται προτάσεις και μεθοδολογίες για την επίλυση του προβλήματος. Παράλληλα, διευρύνθηκε η επιστημονική γνώση στον τομέα της ερμηνείας και πρόληψης φυσικών φαινομένων και έγινε προσπάθεια για υιοθέτηση ενός κανονιστικού πλαισίου, όσον αφορά τον κτηριακό σχεδιασμό, που θα ενσωμάτωνε τα νέα αυτά ευρήματα.

Τα τελευταία χρόνια, με την εμβάθυνση στον τομέα των υλικών και με τη βοήθεια των ηλεκτρονικών υπολογιστών, που επιτάχυναν και απλοποίησαν τα υπολογιστικά μοντέλα, το πρόβλημα της ενίσχυσης υφιστάμενων κατασκευών μελετήθηκε εκτεταμένα και διεξοδικά και οδήγησε στην ανάπτυξη διάφορων μεθόδων και τεχνικών. Συνεπώς, στις μέρες μας, δίδεται η δυνατότητα στον μελετητή μηχανικό να επιλέξει μέσα από ένα πλήθος λύσεων την πλέον ενδεδειγμένη για το εκάστοτε πρόβλημα.

Οι μέθοδοι ενισχύσεων που εφαρμόζονται σήμερα αποσκοπούν στη βελτίωση της συμπεριφοράς της κατασκευής και στην αναβάθμιση της συνολικής δομικής επίδοσής της. Αυτό επιτυγχάνεται μέσα από την αύξηση της αντοχής των φερόντων στοιχείων, της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας. Έτσι επιτυγχάνεται η ενδυνάμωση της κατασκευής και ταυτόχρονα δεν αλλοιώνεται η αρχιτεκτονική της όψη καθώς διατηρείται η αρχική μορφή των κτιρίων, όπου είναι επιθυμητό. Επιπλέον, παρέχεται η δυνατότητα για τμηματική επέμβαση στα σημεία που παρουσιάζονται κατασκευαστικές ελλείψεις ή αδυναμίες.

Τέλος, με την ευελιξία που δίνει η δυνατότητα επιλογής μέσα από διαφορετικές τεχνικές και μεθόδους ενίσχυσης, η επέμβαση γίνεται συγκριτικά πιο οικονομική καθώς επιτυγχάνεται το επιθυμητό αποτέλεσμα με μικρότερο κόστος από εκείνο μιας αντίστοιχης καθολικής επέμβασης που θα απαιτούσε κατεδάφιση και εκ νέου ανέγερση της κατασκευής.

1.2 Στόχος της εργασίας

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας αποτελεί η προσθήκη τεσσάρων ορόφων σε υφιστάμενο κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα και η διερεύνηση ενίσχυσης του. Η ανάγκη για τη μελέτη αυτή προέκυψε ύστερα από την ανάγκη να χρησιμοποιηθεί το κτίριο για γραφεία με αποτέλεσμα να πρέπει να δημιουργηθούν επιπλέον χώροι το οποίο επιτεύχθηκε με την προσθήκη ορόφων με σύμμικτη λειτουργία. Η προσθήκη αυτή είχε ως συνέπεια την αύξηση των εντατικών μεγεθών στην υπάρχουσα κατασκευή με αποτέλεσμα να απαιτηθεί και η ενίσχυση του κτιρίου αυτού.

Σε πρώτο στάδιο μελετήθηκε το κτίριο στην αρχική του μορφή, πριν την επέμβαση, και κατασκευάστηκε στο πρόγραμμα Fespa το υπολογιστικό προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε για την εκτέλεση των αναλύσεων. Έγινε προκαταρκτική ανάλυση και προσδιορίστηκε η εντατική κατάσταση και η αντοχή των μελών του αρχικού φέροντος οργανισμού. Στη συνέχεια έγινε η προσθήκη των ορόφων και μελετήθηκε σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες. Εντοπίστηκαν τα σημεία που πιθανόν χρήζουν ενίσχυσης στην υφιστάμενη και επιλέχθηκαν οι μέθοδοι επέμβασης. Αποφασίστηκε τα υποστυλώματα να ενισχυθούν με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος ενώ οι δοκοί και οι πλάκες με προσθήκη οπλισμένου σκυροδέματος και υφάσματα από ινοπλισμένα πολυμερή σε περίπτωση που χρειάζονται. Ακολούθησε η εφαρμογή των επεμβάσεων και ελέγχθηκε η ενισχυμένη κατασκευή με τη μέθοδο μη γραμμικής ανελαστικής στατικής ανάλυσης Pushover.

Με βάση τα αποτελέσματα των τελικών ελέγχων έγινε συνολική αποτίμηση της συμπεριφοράς της κατασκευής και εξάχθηκαν τα συμπεράσματα για την αναγκαιότητα ή μη της ενίσχυσης. Όλες οι αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν έγιναν στο πρόγραμμα του Fespa ενώ οι έλεγχοι έγιναν όπως ορίζεται από τις διατάξεις των κανονισμών (Κανονισμό Επεμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ και Ευρωκώδικα EC).

1.3 Διάρθρωση της εργασίας

Στο παρόν 1ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ γίνεται μια εισαγωγή στο θέμα της διπλωματικής εργασίας, εντοπίζονται οι στόχοι της και περιγράφεται η συλλογιστική πορεία που ακολουθήθηκε και γίνεται συνοπτική αναφορά στο περιεχόμενο κάθε κεφαλαίου.

Στο 2ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ παρουσιάζεται το υπό μελέτη κτίριο. Παρατίθενται πληροφορίες σχετικά με το φέροντα οργανισμό, τα φορτία που παραλαμβάνει και τα υλικά από τα οποία είναι κατασκευασμένα τα μέλη του. Γίνεται εισαγωγική αναφορά στον ΚΑΝ.ΕΠΕ και τις διατάξεις του.

Στο 3ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ περιγράφεται το προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις, οι παραδοχές που έγιναν και η μέθοδος που ακολουθήθηκε κατά την ανάλυση. Παρατίθενται τα αποτελέσματα των πρώτων στατικών αναλύσεων τα οποία περιλαμβάνουν τα εντατικά μεγέθη που καταπονούν τα φέροντα στοιχεία και τους υπάρχοντες οπλισμούς του κτιρίου. Γίνεται αναγνώριση της απόκρισης του κτιρίου και εξάγονται κάποια αρχικά συμπεράσματα για τη συμπεριφορά της κατασκευής ως στατικό σύστημα.

Στο 4ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ γίνεται η προσθήκη των τεσσάρων ορόφων. Εξάγονται τα νέα εντατικά μεγέθη, βάσει των οποίων θα γίνει ο σχεδιασμός των νέων μελών της προσθήκης, γίνονται όλοι οι έλεγχοι σε ΟΚΑ και ΟΚΛ και δίνονται και οι συνδέσεις των μεταλλικών μελών

Στο 5ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ γίνεται η αποτίμηση του μη ενισχυμένου προσομοιώματος με τη μέθοδο της PUSHOVER. Από τους λόγους επάρκειας των μελών που προκύπτουν κρίνονται το είδος και οι θέσεις των ενισχύσεων .

Στο 6ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ περιγράφεται η στρατηγική που θα ακολουθηθεί κατά την επέμβαση, με την κατασκευή μανδύων από οπλισμένο σκυρόδεμα για τα υποστυλώματα και την κατασκευή τοιχίου από την αρχή σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες.Γίνεται σύντομη περιγραφή των μεθόδων και του κανονιστικού πλαισίου που εφαρμόζεται στην κάθε μια. Στο τέλος δημιουργείται η καμπύλη ικανότητας του κτιρίου ώστε να φανεί αν το κτίριο κρίνεται επαρκές μετά την επέμβαση.

Στο 6ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ παρατίθενται τα αποτελέσματα των αναλύσεων του τελικού προσομοιώματος μετά από την εφαρμογή των ενισχύσεων και γίνεται έλεγχος για την ικανότητα του κτιρίου να παραλάβει τα στατικά φορτία. Επίσης ελέγχεται η αντοχή του σε σεισμό και αποτιμάται το επιλεχθέν σύστημα ενίσχυσης.

Στο 7ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ, αξιολογείται συνολικά η επέμβαση και παρατίθενται τα τελικά συμπεράσματα που εξάχθηκαν από τη μελέτη.

Το τελευταίο κομμάτι αποτελούν οι βιβλιογραφικές αναφορές.

2 Παρουσίαση του υπό μελέτη κτιρίου

2.1 Εισαγωγή

Το κτίριο που μελετήθηκε είναι ένα τριώροφο κτίσμα που βρίσκεται στην περιοχή της Καλλιθέας στη συμβολή των οδών Ζαν Μωρέας και Φαλήρου και θα λειτουργήσει ως γραφεία. Ο σκελετός του είναι κατασκευασμένος από οπλισμένο σκυρόδεμα και χρονολογείται στο τέλος του προηγούμενου αιώνα, όπου ήταν σε ισχύ ο κανονισμός οπλισμένου σκυροδέματος του 2000 και ο αντισεισμικός κανονισμός του 2000. Κατά συνέπεια το κανονιστικό πλαίσιο με βάση το οποίο έγινε η ανέγερση της κατασκευής είναι αρκετά κοντά στη σύγχρονη λογική των ευρωπαϊκών κανονισμών. Αυτό όπως θα δούμε στα επόμενα κεφάλαια είναι πολύ καλό για την αποτίμηση που θα γίνει στο τελικό μοντέλο καθώς δε θα χρειαστεί εκτεταμένες ενισχύσεις.

Στο παρόν κεφάλαιο περιγράφεται αναλυτικά η κατασκευή. Δίνονται οι διαστάσεις των χώρων και των δομικών στοιχείων του φέροντος οργανισμού (υποστυλώματα, πλάκες και δοκοί), τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν, τα φορτία για τα οποία μελετήθηκε καθώς και οι παραδοχές που έγιναν κατά τη μελέτη. Επίσης γίνεται αναφορά στον κανονισμό επεμβάσεων και στην εφαρμογή του στο υπό εξέταση κτίριο.

Σημειώνεται ότι, λόγω της απουσίας κατασκευαστικών σχεδίων, έγινε η παραδοχή ότι το κτίριο είναι επαρκώς οπλισμένο για τα φορτία που του ασκούνται πριν την επέμβαση και ότι δεν υπάρχουν σε αυτό βλάβες ή κατασκευαστικές ατέλειες και παραλείψεις.

2.2 Κανονισμός Επεμβάσεων

2.2.1 Γενικά για τον ΚΑΝ.ΕΠΕ

Ο Κανονισμός Επεμβάσεων συντάχθηκε για να ορίσει ένα κανονιστικό πλαίσιο που θα διέπει τις κάθε είδους επεμβάσεις σε υφιστάμενες κατασκευές. Η τελευταία αναθεώρηση του έγινε το 2013 και ο Κανονισμός είναι σε ισχύ μέχρι σήμερα σε αυτή τη μορφή.

Στον Κανονισμό Επεμβάσεων περιέχονται διατάξεις που καθορίζουν (ΚΑΝ.ΕΠΕ 2013 § 1.1) :

- i. Τα κριτήρια αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενου δομήματος και τη στρατηγική που ακολουθείται.
- ii. Τις ελάχιστες υποχρεωτικές απαιτήσεις όσον αφορά τη φέρουσα ικανότητα ανασχεδιασμένων δομημάτων ή μελών τους. Οι απαιτήσεις αυτές καθορίζονται σε συνάρτηση με το είδος της κατασκευής, τη χρήση του και το χρόνο ανέγερσης.
- iii. Τον τρόπο και τα μέσα με τα οποία μπορεί να γίνει η επέμβαση, δίνοντας τη δυνατότητα στο μελετητή μηχανικό να χρησιμοποιήσει λεπτομερέστερες μεθόδους αρκεί αυτές να ικανοποιούν τις απαιτούμενες προϋποθέσεις.
- iv. Τη συσχέτιση του περιεχομένου του Κανονισμού με άλλους ισχύοντες κανονισμούς όπως κανονισμούς που αφορούν τα υλικά δόμησης, τα επιβαλλόμενα φορτία κ.α.

Ο Κανονισμός έχει συνταχθεί για να χρησιμοποιείται στην αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα με ή χωρίς βλάβες. Σημειώνεται ότι «έργα υψηλής

διακινδύνευσης» δεν καλύπτονται από τον Κανονισμό. Ως «έργα υψηλής διακινδύνευσης» κατατάσσονται αυτά των οποίων ενδεχόμενη βλάβη μπορεί να έχει σοβαρές συνέπειες σε μεγάλη έκταση έξω από την περιοχή τους όπως φράγματα ή θαλάσσια έργα.

2.2.2 Στάθμες επιτελεστικότητας

Η λογική που ακολουθείται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ, όσον αφορά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό σε υφιστάμενες κατασκευές, επικεντρώνεται στον σχεδιασμό βάσει ενός επιδιωκόμενου στόχου. Αποβλέπουμε δηλαδή, το κτίριο να έχει συγκεκριμένη συμπεριφορά για σεισμό ορισμένης έντασης. Εισάγεται για το λόγο αυτό από τον κανονισμό η έννοια της *στάθμης επιτελεστικότητας*. Η στάθμη επιτελεστικότητας εκφράζει το συνδυασμό αναμενόμενης συμπεριφοράς της κατασκευής και σεισμού σχεδιασμού. Ορίζονται τρεις στάθμες επιτελεστικότητας και δύο επίπεδα σεισμικής έντασης όπως φαίνονται στο παρακάτω σχήμα.

Μια παράμετρος που πρέπει να λαμβάνεται υπόψη όταν γίνεται η επιλογή στόχων αποτίμησης και ανασχεδιασμού είναι η κοινωνική σπουδαιότητα του έργου. Συνεπώς, θα οριστούν διαφορετικοί στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού όταν μελετάται μια συνήθης κατασκευή όπως μια κατοικία και διαφορετικοί στόχοι αν μελετάται ένας χώρος συνάθροισης κοινού ή μια εγκατάσταση υψηλού κινδύνου.

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
	«Περιορισμένες βλάβες»	«Σημαντικές βλάβες»	«Οιονεί κατάρρευση»
10%	A1	B1	Γ1
50%	A2	B2	Γ2

Πίνακας 2.1 Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού

Στο υπό μελέτη κτίριο, το οποίο θα χρησιμοποιηθεί ως γραφεία, τόσο η αποτίμηση όσο και ο ανασχεδιασμός γίνονται για στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές βλάβες» και σεισμό σχεδιασμού με πιθανότητα υπέρβασης 10% εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών (περίοδος επαναφοράς 475 χρόνια). Για αυτόν το στόχο αποτίμησης και ανασχεδιασμού ο φέρον οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες αλλά επισκευάσιμες βλάβες, ενώ τα δομικά στοιχεία διαθέτουν εναπομένουσα αντοχή και δυσκαμψία και είναι σε θέση να παραλάβουν τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μετρίου μεγέθους. Ο φέρον οργανισμός μπορεί να αντέξει μετασεισμούς μέτριας έντασης. Κατά τον σεισμό δεν αναμένεται να προκληθεί σοβαρός τραυματισμός ατόμων λόγω βλαβών ή πτώσης στοιχείων του μη φέροντος οργανισμού. Ως αντίστοιχες βλάβες αναφέρονται ενδεικτικώς οι ακόλουθες για τον φέροντα οργανισμό: Καμπτικές και διατμητικές ρωγμές, περιορισμένες απολεπίσεις σκυροδέματος, τοπικοί λυγισμοί διαμήκων ράβδων οπλισμού και άνοιγμα ορισμένων ακρίστρων συνδετήρων σε λίγα υποστυλώματα (ΚΑΝ.ΕΠΕ § 2.2.2).

2.2.3 Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ.)

Εισάγονται από τον κανονισμό τρεις στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων.

- i. «Υψηλή»
- ii. «Ικανοποιητική»
- iii. «Ανεκτή»

Ανάλογα με την στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ.) επιλέγονται κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας για τις δράσεις γSd, συντελεστές ασφαλείας για τα υλικά (υπάρχοντα και προστιθέμενα) γm και καθορίζεται η μέθοδος που θα χρησιμοποιηθεί για την ανάλυση (π.χ. ελαστική, ανελαστική στατική). Η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων δεν είναι κατ' ανάγκη ίδια για τα υλικά και τα γεωμετρικά δεδομένα του κτιρίου. Για τα υλικά γίνεται διερεύνηση για τον προσδιορισμό των χαρακτηριστικών που υπεισέρχονται στους υπολογισμούς όπως η αντοχή και το μέτρο ελαστικότητας. Ως γεωμετρικά δεδομένα θεωρούνται:

- Το είδος και η γεωμετρία του φορέα της θεμελίωσης
- Το είδος και η γεωμετρία του φορέα της ανωδομής
- Το είδος και η γεωμετρία των τοιχοπληρώσεων
- Οι επιστρώσεις, επενδύσεις κ.λπ.
- Η όπλιση

Η στάθμη αξιοπιστίας γεωμετρικών δεδομένων επιλέγεται με βάση τον παρακάτω πίνακα :

ΣΧΕΔΙΑ ΑΡΧΙΚΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ		ΠΡΟΕΛΕΥΣΗ ΔΕΔΟΜΕΝΟΥ	ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ	ΔΕΔΟΜΕΝΑ								
				ΕΙΔΟΣ ΚΑΙ ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΦΟΡΕΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ Η ΑΝΩΔΟΜΗΣ			ΠΛΑΧΗ, ΒΑΡΗ κ.λπ. ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ, ΕΠΙΣΤΡΩΣΕΩΝ, ΕΠΕΝΔΥΣΕΩΝ κ.λπ.			ΔΙΑΤΑΞΗ ΚΑΙ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΕΣ ΟΠΛΙΣΗΣ		
ΥΠΑΡΧΟΥΝ	ΜΕΝ ΥΠΑΡΧΟΥΝ			Ανεκτή	Ικανοποιητική	Υψηλή	Ανεκτή	Ικανοποιητική	Υψηλή	Ανεκτή	Ικανοποιητική	Υψηλή
✓		1	Δεδομένο που προέρχεται από σχέδιο της αρχικής μελέτης η οποία έχει αποδεδειγμένα εφαρμοστεί, χωρίς τροποποιήσεις	(1)			✓			✓		✓
✓		2	Δεδομένο που προέρχεται από σχέδιο της αρχικής μελέτης η οποία έχει εφαρμοστεί με λίγες τροποποιήσεις	(2)			✓			✓		✓
✓		3	Δεδομένο που προέρχεται από αναφορά (π.χ. υπόμνημα σε σχέδιο της αρχικής μελέτης)	(3)	✓			✓			✓	
	✓	4	Δεδομένο που έχει διαπιστωθεί ή/και μετρηθεί ή/και αποτυπωθεί αξιόπιστα	(4)		✓			✓			✓
	✓	5	Δεδομένο που έχει προσδιοριστεί με έμμεσον αλλά επαρκώς αξιόπιστον τρόπο	(5)	✓			✓			✓	
	✓	6	Δεδομένο που έχει ευλόγως θεωρηθεί κατά την κρίση Μηχανικού	(6)	✓	✓		✓	✓		✓	✓

(1η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013)

Πίνακας 2.2 Στάθμη αξιοπιστίας γεωμετρικών δεδομένων

Στην παρούσα μελέτη θεωρείται «ικανοποιητική» στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων τόσο για τα υλικά όσο και για τα γεωμετρικά δεδομένα, αφού οι προέλευση των δεδομένων προέρχεται κυρίως από την κρίση του Μηχανικού

2.2.4 Συνεκτίμηση των τοιχοποιών πλήρωσης

Στο υπό μελέτη κτίριο δεν συνεκτιμούνται οι τοιχοποιίες πλήρωσης στις αναλύσεις τόσο για τα κατακόρυφα όσο και για τα σεισμικά φορτία. Τα προσομοιώματα ανάλυσης του φέροντος οργανισμού δεν περιλαμβάνουν καθόλου τοίχους πλήρωσης.

2.2.5 Μέθοδος ανάλυσης

Αρχικά για να προσδιοριστούν οι οπλισμοί του υφιστάμενου κτιρίου έγινε ανάλυση σύμφωνα με το φάσμα σεισμού του ΕΑΚ2000. Η προσθήκη θα διαστασιολογηθεί σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες 3, 4 και 8. Η αρχική και τελική αποτίμηση του κτιρίου θα γίνει σύμφωνα με τη μη γραμμική ανάλυση Pushover για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β1 που επιλέξαμε. Η ανίσωση ασφαλείας έχει τη μορφή που ορίζουν οι διατάξεις του Ευρωκώδικα (EC) και οι έλεγχοι γίνονται σε όρους εντατικών μεγεθών. Οι έλεγχοι γίνονται συγκρίνοντας τα εντατικά μεγέθη που καταπονούν τα στοιχεία του φορέα με τις αντίστοιχες αντοχές του κάθε στοιχείου. Στους υπολογισμούς προσμετρούνται οι αβεβαιότητες με κατάλληλους συντελεστές ασφαλείας.

2.2.6 Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας

2.2.6.1 Για τα προσομοιώματα

Λαμβάνονται υπόψη επιμέρους συντελεστές ασφαλείας τόσο για τα προσομοιώματα ανάλυσης όσο και για τους ελέγχους. Όταν το σύνολο σχεδόν των σεισμικών δράσεων πρόκειται να αναληφθεί από νέους και επαρκείς φορείς λαμβάνεται επιμέρους συντελεστής ασφαλείας $\gamma_{sd} = 1,00$ (ΚΑΝ.ΕΠΕ § 4.5.1). Όταν οι σεισμικές δράσεις αναλαμβάνονται και από το ήδη υπάρχον κτίσμα η τιμή του συντελεστή ασφαλείας λαμβάνεται από τον ακόλουθο πίνακα:

Συνδυασμοί οριζοι μονίμων δράσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §4.1.2, §4.5.1-2)	$\gamma_{G,Q} = \gamma_{sd} \cdot \gamma_{g,q}$		
	Έντονες & εκτεταμένες βλάβες ή/και επεμβάσεις	Ελαφρές & Τοπικές βλάβες ή/και επεμβάσεις	Χωρίς βλάβες ή / και επεμβάσεις ή νέος φορέας
	$\gamma_{sd} = 1.20$	$\gamma_{sd} = 1.10$	$\gamma_{sd} = 1.00$
Υψηλή ΣΑΔ $\gamma_{g,q}=1.00$	$1.20 \cdot \{G + \psi_2 \cdot Q\}$	$1.10 \cdot \{G + \psi_2 \cdot Q\}$	$1.00 \cdot \{G + \psi_2 \cdot Q\}$
Ικανοποιητική ΣΑΔ $\gamma_{g,q}=1.10$	$1.32 \cdot \{G + \psi_2 \cdot Q\}$	$1.21 \cdot \{G + \psi_2 \cdot Q\}$	$1.10 \cdot \{G + \psi_2 \cdot Q\}$
Ανεκτή ΣΑΔ $\gamma_{g,q}=1.20$	$1.44 \cdot \{G + \psi_2 \cdot Q\}$	$1.32 \cdot \{G + \psi_2 \cdot Q\}$	$1.20 \cdot \{G + \psi_2 \cdot Q\}$

Πίνακας 2.3 Τιμές του συντελεστή γ_{sd}

Για τις ελαστικές αναλύσεις επιτρέπεται η εφαρμογή τους όταν οι παραπάνω συντελεστές επαυξηθούν κατά 0,15 ($\gamma_{sd,el} = \gamma_{sd} + 0,15$). Για την παρούσα εργασία λαμβάνεται τιμή του συντελεστή ίση με $\gamma_{sd} = 1,10$.

2.2.6.2 Για τις δράσεις

Για τις μόνιμες δράσεις και για ικανοποιητική Σ.Α.Δ. λαμβάνεται $\gamma_G = 1,35$ για τους βασικούς συνδυασμούς και $\gamma_G = 1,10$ για τους υπόλοιπους συνδυασμούς συμπεριλαμβανομένου και του σεισμικού. Για τις μεταβλητές δράσεις λαμβάνεται ο συντελεστής με την καθιερωμένη τιμή του $\gamma_Q = 1,5$.

2.2.6.3 Για τα υλικά

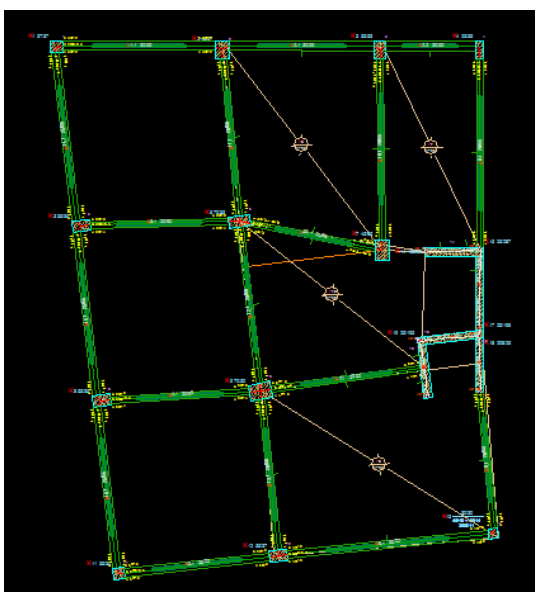
Για τα υφιστάμενα υλικά και για ικανοποιητική Σ.Α.Δ. οι τιμές γ_m θα λαμβάνονται όπως προβλέπουν οι κανονισμοί, δηλαδή $\gamma_c = 1,5$ και $\gamma_s = 1,15$. Για τα προστιθέμενα υλικά λαμβάνονται τιμές συντελεστών μεγαλύτερες από τις καθιερωμένες

2.3 Τεχνική περιγραφή υφιστάμενου φορέα

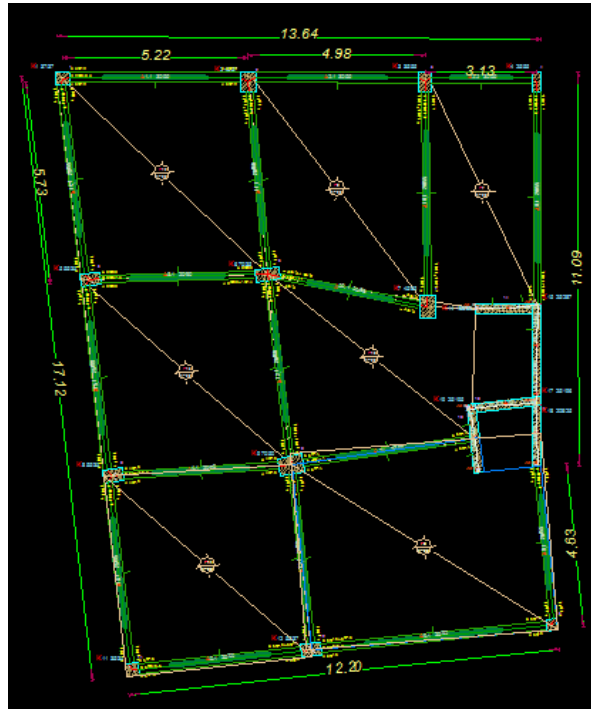
Τα βήματα που ακολουθήθηκαν για την αποτίμηση του φορέα περιλάμβαναν την συλλογή στοιχείων για το δόμημα, την ανάλυση του και την εξαγωγή των εντατικών μεγεθών που καταπονούν τον αρχικό φορέα. Ο υφιστάμενος φορέας καλείται να συμμετάσχει στον ανασχεδιασμένο φορέα και να αναλάβει εκτός από τα κατακόρυφα και σεισμικά φορτία. Συνεπώς η αποτίμησή του γίνεται με αναλυτικές μεθόδους όπως ορίζονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Τα προσομοιώματα που χρησιμοποιήθηκαν στις αναλύσεις είναι χωρικά και αντιπροσωπεύουν το σύνολο του φορέα ενώ διευκρινίζεται ότι στο φορέα δεν παρουσιάζονται βλάβες.

2.3.1 Γενικά

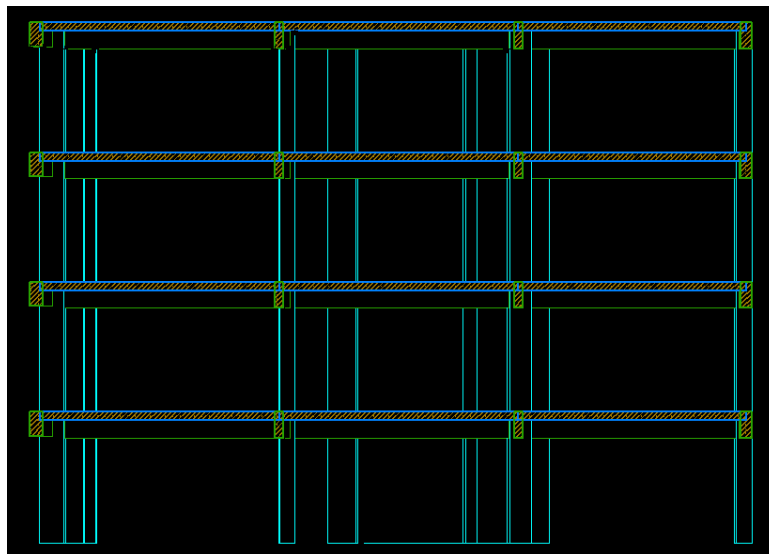
Πρόκειται για τριώροφο κτίσμα και έχει κατασκευαστεί με βάση τον αντισεισμικό κανονισμό του 2000 και τον κανονισμό οπλισμένου σκυροδέματος του 2000. Ο φέρων οργανισμός αποτελείται από στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος. Η κατασκευή έχει εμβαδόν $210,68 \text{ m}^2$ και έχει ύψος ισογείου $3,02 \text{ m}$, $1^{\text{ου}}$ ορόφου $2,60 \text{ m}$, ύψος $2^{\text{ου}}$ ορόφου $3,05 \text{ m}$ και ύψος $3^{\text{ου}}$ ορόφου $3,15$ ενώ το συνολικό της ύψος είναι $11,72 \text{ m}$.



Σχήμα 2.1 Κάτοψη ισογείου πριν την επέμβαση



Σχήμα 2.2 Κάτοψη υπόλοιπων ορόφων πριν την επέμβαση



Σχήμα 2.3 Τομή κτιρίου πριν την επέμβαση

2.3.2 Υλικά

Το σκυρόδεμα θεωρείται κατηγορίας C 16/20 με χαρακτηριστική αντοχή $f_{ck} = 16 \text{ MPa}$ ενώ ο χάλυβας θεωρείται κατηγορίας B500C με μέτρο ελαστικότητας $E = 200 \text{ GPa}$ και ονομαστική τιμή αντοχής $f_{sy} = 500 \text{ MPa}$.

Και για τα δύο υλικά λαμβάνεται στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων «ικανοποιητική» όπως προαναφέρθηκε.

2.3.3 Διαστάσεις φερόντων στοιχείων και οπλισμοί

Το κτίριο έχει φέροντα οργανισμό που αποτελείται από τοιχώματα, υποστυλώματα, δοκούς και πλάκες. Το κτίριο είναι μη κανονικό σε κάτοψη και επειδή ο πυρήνας των τοιχωμάτων είναι στη μία πλευρά του κτιρίου αυτό το κάνει αρκετά εύστρεπτο.

2.3.3.1 Κατακόρυφα στοιχεία

Συνολικά σε όλο το κτίριο υπάρχουν δώδεκα (12) υποστυλώματα και πέντε (5) τοιχώματα που συμπεριφέρονται ως ομάδα τοιχωμάτων άρα συνολικά υπάρχουν 48 υποστυλώματα και 20 τοιχώματα. Η ομάδα αυτή των τοιχίων είναι στη δεξιά πλευρά του κτιρίου και περίπου στη μέση. Ωστόσο αναλαμβάνουν τη μεγαλύτερη σεισμική δύναμη με αποτέλεσμα το κέντρο στροφής του κτιρίου να είναι πολύ κοντά στα τοιχία. Τα υποστυλώματα έχουν αποστάσεις και στις δύο διευθύνσεις από 5 έως 5,70 περίπου μέτρα και σε αυτά συντρέχουν δοκοί διαφόρων διαστάσεων. Τα υποστυλώματα είναι ορθογωνικά και τετραγωνικά και οι διαστάσεις τους ποικίλουν αλλά παραμένουν σταθερές και στους δύο ορόφους. Τα τοιχώματα είναι ορθογωνικά και γωνιακά επίσης με σταθερές διαστάσεις και είναι διατεταγμένα και στις δύο διευθύνσεις λειτουργίας του κτιρίου xx' και yy' .

Όσον αφορά τον οπλισμό, τα υποστυλώματα είναι συμμετρικά οπλισμένα με ράβδους διαμέτρου που κυμαίνεται από 14 mm έως 20 mm ($\Phi 14 - \Phi 20$) με διαφορετικό οπλισμό για το ισόγειο και τον 1ο όροφο. Οι συνδετήρες που χρησιμοποιούνται είναι διαμέτρου 8 mm ($\Phi 8$) για τα υποστυλώματα και οριζόντιος οπλισμός 10mm ($\Phi 10$)/15cm για τα τοιχία και θεωρούνται δίτητοι.

Οι επικαλύψεις λαμβάνονται ίσες με $d_l = 0,03$ m για τα υποστυλώματα και τα τοιχία.

Στον παρακάτω πίνακα αναγράφονται οι διαστάσεις και ο οπλισμός κάθε υποστυλώματος. Το κάθε υποστυλώμα σε κάθε όροφο έχει τους ίδιους οπλισμούς.

α/α	Ορ.	Διατομή	Εμβαδό(cm^2)	Ο π λ ι σ μ ο	Εσχάρες - Συνδετήρες
K 1	Ορ.0	37/37	0,14	4 Φ 16+4 Φ 14	Σ Φ 8/11
K 2	Ορ.2	45/57	0,26	10 Φ 16+4 Φ 14	Σ Φ 8/11
K 3	Ορ.3	35/55	0,19	4 Φ 18+8 Φ 14	Σ Φ 8/11
K 4	Ορ.0	25/55	0,14	4 Φ 16+6 Φ 14	Σ Φ 8/9
K 5	Ορ.3	55/35	0,19	10 Φ 16	Σ Φ 8/12
K 6	Ορ.0	70/35	0,25	6 Φ 18+6 Φ 14	Σ Φ 8/11
K 7	Ορ.3	45/65	0,29	10 Φ 16+6 Φ 14	Σ Φ 8/11
K 8	Ορ.0	55/35	0,19	10 Φ 16	Σ Φ 8/12
K 9	Ορ.3	70/50	0,35	10 Φ 20+2 Φ 16	Σ Φ 8/12
K 11	Ορ.0	35/35	0,12	4 Φ 16+4 Φ 14	Σ Φ 8/11
K 12	Ορ.3	55/37	0,20	4 Φ 16+8 Φ 14	Σ Φ 8/11
K 13	Ορ.0	30/30	0,09	4 Φ 16+4 Φ 14	Σ Φ 8/11
K 14	Ορ.3	186/30	0,56	6 Φ 16+4 Φ 14	Ορ.# Φ 10/15 - Κατ.# Φ 10/15 , $l_c = 24 - 3\tau\mu.$ Σ Φ 10/15
K 15	Ορ.0	25/287	0,72	8 Φ 16+8 Φ 14	Ορ.# Φ 10/15 - Κατ.# Φ 10/15 , $l_c = 45 - 4\tau\mu.$ Σ Φ 10/15
K 17	Ορ.3	25/196	0,49	6 Φ 16+7 Φ 14	Ορ.# Φ 10/15 - Κατ.# Φ 10/15 , $l_c = 40 - 3\tau\mu.$ Σ Φ 10/15
K 18	Ορ.0	208/25	0,52	8 Φ 16+8 Φ 14	Ορ.# Φ 10/15 - Κατ.# Φ 10/15 , $l_c = 40 - 3\tau\mu.$ Σ Φ 10/15
K 19	Ορ.3	25/195	0,49	6 Φ 16+8 Φ 14	Ορ.# Φ 10/15 - Κατ.# Φ 10/15 , $l_c = 40 - 3\tau\mu.$ Σ Φ 10/15

Πίνακας 2.4 Διαστάσεις και οπλισμοί υποστυλωμάτων

2.3.3.2 Δοκοί

Στο δόμημα υπάρχουν δεκαεπτά (18) δοκοί σε κάθε όροφο (72), οι οποίες είναι ορθογωνικές διαφόρων διαστάσεων.

Στην 1η κατηγορία ανήκουν οι δοκοί Δ1.1,Δ2.1 και Δ2.2 που βρίσκονται στην πάνω πλευρά της περιμέτρου του κτιρίου και συντρέχουν στα ακραία πάνω υποστυλώματα. Οι διαστάσεις τους είναι 0,30 m x 0,55 m και η επικάλυψη θεωρείται ίση με $d_1= 0,035$ m . Η όπλιση τους έχει γίνει με ράβδους διαμέτρου Φ12 – Φ16 για το διαμήκη οπλισμό και με ράβδους Φ8 για τον εγκάρσιο οπλισμό διάτμησης.

Στη 2η κατηγορία ανήκουν οι δοκοί Δ3.1,Δ4.1,Δ7.1,Δ11.1,Δ12.1,Δ13.1, Δ22.1 που βρίσκονται στο εσωτερικό του κτιρίου με διαστάσεις 0,2 m x 0,6 m και η επικάλυψη θεωρείται ίση με $d_1= 0,035$ m . Η όπλιση έχει γίνει επίσης με ράβδους Φ12 – Φ16 για το διαμήκη οπλισμό και με ράβδους Φ8 για τον εγκάρσιο οπλισμό.

Στη 3η κατηγορία ανήκουν οι δοκοί Δ8.1,Δ9.1,Δ10.1 που βρίσκονται στη δεξιά εξωτερική πλευρά του κτιρίου με διαστάσεις 0,2 m x 0,55 m και η επικάλυψη θεωρείται ίση με $d_1= 0,035$ m . Η όπλιση έχει γίνει επίσης με ράβδους Φ12 – Φ16 για το διαμήκη οπλισμό και με ράβδους Φ8 για τον εγκάρσιο οπλισμό.

Στη 4η κατηγορία ανήκουν οι δοκοί Δ14.1,Δ15.1,Δ16.1 που βρίσκονται στην εξωτερική αριστερή πλευρά με διαστάσεις 0,25 m x 0,55 m και η επικάλυψη θεωρείται ίση με $d_1= 0,035$ m . Η όπλιση έχει γίνει επίσης με ράβδους Φ12 – Φ16 για το διαμήκη οπλισμό και με ράβδους Φ8 για τον εγκάρσιο οπλισμό.

Στη 5η κατηγορία ανήκουν οι δοκοί Δ5.1,Δ6.1 που βρίσκονται στην εξωτερική κάτω πλευρά με διαστάσεις 0,25 m x 0,60 m και η επικάλυψη θεωρείται ίση με $d_1= 0,035$ m . Η όπλιση έχει γίνει επίσης με ράβδους Φ12 – Φ16 για το διαμήκη οπλισμό και με ράβδους Φ8 για τον εγκάρσιο οπλισμό.

Στους παρακάτω πίνακες παρατίθενται τα στοιχεία των δοκών.

Δοκός	b/h	Ράβδοι	Ράβδοι	As	ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ	Κρίσιμο
[/]	[cm]	ΚΑΤΩ	ΠΑΝΩ	cm ²	Κρίσιμοι	Μήκος
Δ1.1	30/55	3Φ12	3Φ12	6,79	2τμ.ΣΦ8/9/20	0,55
Δ2.1	30/55	3Φ12	3Φ12	6,79	2τμ.ΣΦ8/9/20	0,55
Δ2.2	30/55	3Φ12	3Φ12	6,79	2τμ.ΣΦ8/9/20	0,55
Δ3.1	20/60	2Φ14	2Φ12	5,34	2τμ.ΣΦ8/9/20	0,6
Δ4.1	20/60	2Φ14	2Φ12	5,34	2τμ.ΣΦ8/9/20	0,6
Δ5.1	25/60	3Φ12	3Φ12	6,79	2τμ.ΣΦ8/9/20	0,6
Δ6.1	25/60	4Φ12	2Φ12	6,79	2τμ.ΣΦ8/9/20	0,6
Δ7.1	20/60	4Φ12	5Φ12	10,18	2τμ.ΣΦ8/9/20	0,6
Δ8.1	20/55	3Φ12	2Φ16	7,41	2τμ.ΣΦ8/9/20	0,55
Δ9.1	20/55	3Φ12	2Φ12	5,65	2τμ.ΣΦ8/9/20	0,55
Δ10.1	20/55	3Φ18	3Φ18	15,27	2τμ.ΣΦ8/13/20	0,55
Δ11.1	20/60	3Φ12	2Φ12	5,65	2τμ.ΣΦ8/9/20	0,6
Δ12.1	20/60	3Φ12	2Φ12	5,65	2τμ.ΣΦ8/9/20	0,6
Δ13.1	20/60	3Φ12	2Φ12	5,65	2τμ.ΣΦ8/9/20	0,6
Δ14.1	25/55	2Φ12	3Φ12	5,65	2τμ.ΣΦ8/9/20	0,55
Δ15.1	25/55	2Φ12	3Φ12	5,65	2τμ.ΣΦ8/9/20	0,55
Δ16.1	25/55	2Φ12	3Φ12	5,65	2τμ.ΣΦ8/9/20	0,55
Δ22.1	20/55	2Φ14	2Φ14	6,16	2τμ.ΣΦ8/11/20	0,55

Πίνακας 2.6 Δοκοί ισογείου, διαστάσεις και οπλισμοί

Δοκός	b/h	Ράβδοι	Ράβδοι	As	ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ	Κρίσιμο
[/]	[cm]	ΚΑΤΩ	ΠΑΝΩ	cm ²	Κρίσιμοι	Μήκος
Δ1.1	30/55	4Φ12	3Φ12	7,92	2τμ.ΣΦ8/9/20	0,55
Δ2.1	30/55	3Φ12	2Φ12	5,65	2τμ.ΣΦ8/9/20	0,55
Δ2.2	30/55	3Φ12	2Φ12	5,65	2τμ.ΣΦ8/9/20	0,55
Δ3.1	20/60	3Φ14	2Φ14	7,7	2τμ.ΣΦ8/11/20	0,6
Δ4.1	20/60	3Φ16	2Φ16	10,05	2τμ.ΣΦ8/12/20	0,6
Δ5.1	25/60	4Φ12	3Φ12	7,92	2τμ.ΣΦ8/9/20	0,6
Δ6.1	25/60	3Φ12	2Φ12	5,65	2τμ.ΣΦ8/9/20	0,6
Δ7.1	20/60	4Φ14	4Φ14	12,32	2τμ.ΣΦ8/11/20	0,6
Δ8.1	20/55	3Φ14	3Φ12	8,01	2τμ.ΣΦ8/9/20	0,55
Δ9.1	20/55	5Φ12	2Φ12	7,92	2τμ.ΣΦ8/9/20	0,55
Δ10.1	20/55	3Φ14	3Φ14	9,24	2τμ.ΣΦ8/11/20	0,55
Δ11.1	20/60	5Φ12	3Φ12	9,05	2τμ.ΣΦ8/9/20	0,6
Δ12.1	20/60	5Φ12	3Φ12	9,05	2τμ.ΣΦ8/9/20	0,6
Δ13.1	20/60	6Φ12	3Φ12	10,18	2τμ.ΣΦ8/9/20	0,6
Δ14.1	25/55	3Φ12	3Φ12	6,79	2τμ.ΣΦ8/9/20	0,55
Δ15.1	25/55	3Φ12	3Φ12	6,79	2τμ.ΣΦ8/9/20	0,55
Δ16.1	25/55	3Φ12	3Φ12	6,79	2τμ.ΣΦ8/9/20	0,55
Δ22.1	20/55	3Φ14	2Φ14	7,7	2τμ.ΣΦ8/11/20	0,55

Πίνακας 2.6 Δοκοί υπόλοιπων ορόφων, διαστάσεις και οπλισμοί

2.3.3.3 Πλάκες

Τα φορτία μεταβιβάζονται στο φέροντα οργανισμό μέσω των πλακών. Στο υπό μελέτη κτίριο οι πλάκες θεωρούνται απαραμόρφωτες μέσα στο επίπεδό τους και λειτουργούν ως διαφράγματα. Έχουν πάχος $h = 0,20$ m και είναι οπλισμένες σύμφωνα με τον ΕΚΩΣ 2000. Η επικάλυψη θεωρείται ίση με $d/1 = 0,02$ m.

2.3.3.4 Τοιχοποιίες πλήρωσης

Στην παρούσα μελέτη δεν γίνεται αναφορά στους τοίχους πλήρωσης ως δομικά στοιχεία. Θεωρείται ότι δεν έχουν δυσμενή επιρροή στο φορέα και δεν συνεκτιμώνται στην ανάληψη κατακόρυφων ή σεισμικών δράσεων. Γίνεται η παραδοχή ότι στο κτίριο η τοιχοποιία είναι μπατική και προσμετρείται μόνο ως επιπλέον φόρτιση που καταπονεί το φέροντα οργανισμό στις μόνιμες δράσεις.

2.3.3.5 Θεμελίωση

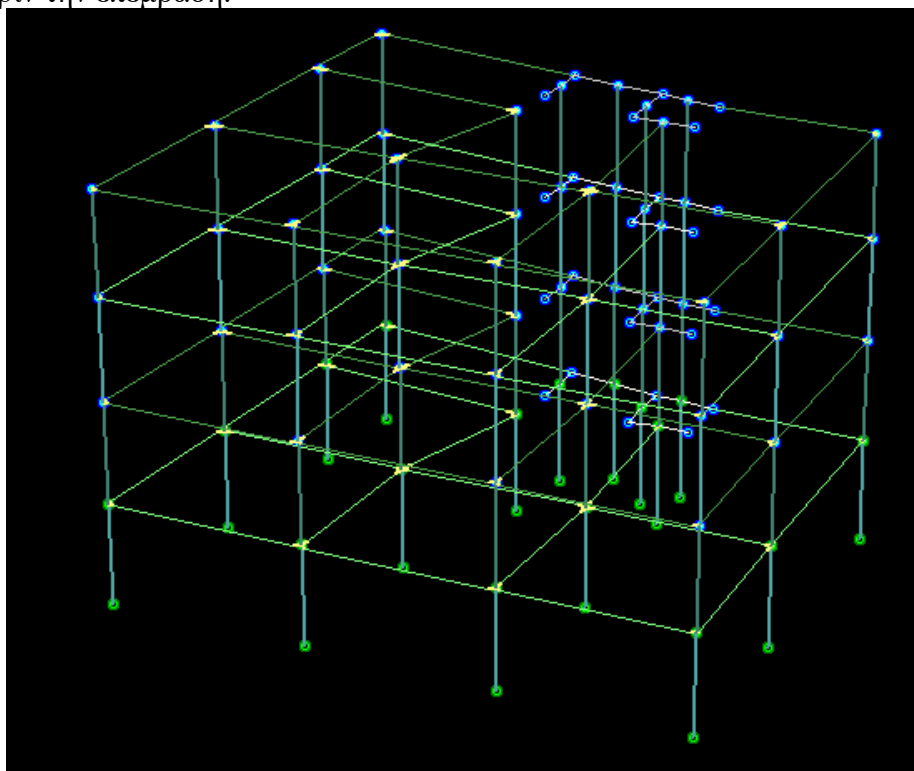
Στην κατασκευή υπάρχει υπόγειο το οποίο δεν μελετήθηκε στα πλαίσια της παρούσας εργασίας. Θεωρήθηκε ότι το κτίριο θεμελιώνεται στη στάθμη του εδάφους. Οι συνθήκες θεμελίωσης για τα υποστυλώματα είναι πλήρεις πακτώσεις, δηλαδή όλοι οι βαθμοί ελευθερίας, μετακνησιακοί και στροφικοί, θεωρούνται δεσμευμένοι και στις τρεις διευθύνσεις του φορέα.

3 Προσομοίωση της Κατασκευής

3.1 Περιγραφή Υπολογιστικού Προσομοιώματος

Η προσομοίωση της κατασκευής έγινε στο πρόγραμμα Fespa. Πρόκειται για ελληνικό στατικό πρόγραμμα που δίνει τη δυνατότητα στο χρήστη να κατασκευάσει ή να εισάγει χωρικά και επίπεδα μοντέλα τα οποία μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την εκτέλεση στατικών και δυναμικών αναλύσεων. Το πρόγραμμα είναι εφοδιασμένο και σχεδιασμένο καταλλήλως ώστε να μπορεί να εκτελέσει αναλύσεις σύμφωνα με τις διατάξεις διάφορων κανονισμών μεταξύ των οποίων οι παλαιότεροι ελληνικοί κανονισμοί ο Ευροκώδικας (EC) αλλά και ο ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Το χωρικό μοντέλο που κατασκευάστηκε συντίθεται από γραμμικά και επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία. Με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία προσομοιώθηκαν οι δοκοί και τα υποστυλώματα ενώ τα επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία χρησιμοποιήθηκαν για την προσομοίωση των πλακών. Επίσης προσομοιώθηκαν τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν, τα φορτία και οι συνδυασμοί φορτίσεων. Στο πρόγραμμα Fespa εκτελέστηκαν όλες οι αναλύσεις, στατικές και δυναμικές για την αποτίμηση της συμπεριφοράς της κατασκευής πριν την τροποποίηση της και μετά τον ανασχεδιασμό και την ενίσχυσή της. Όλες οι αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν στο πρώτο στάδιο είναι σύμφωνα με τον κανονισμό του ΕΚΩΣ/ΕΑΚ 2000. Στο παρακάτω σχήμα φαίνεται το προσομοίωμα του υφιστάμενου κτιρίου πριν την επέμβαση.



Σχήμα 3.1 Προσομοίωμα του κτιρίου στο πρόγραμμα Fespa

3.2 Υλικά προσομοιώματος

Το πρόγραμμα διαθέτει βιβλιοθήκη υλικών που χρησιμοποιούνται συνήθως στις κατασκευές, όπως σκυρόδεμα, χάλυβας οπλισμών και κατασκευαστικός κ.α., με καταγεγραμμένες τις ιδιότητες τους. Ορίζονται αρχικά τα υλικά που υπάρχουν στο κτίριο πριν την επέμβαση, δηλαδή σκυρόδεμα κλάσης C 16/20 και χάλυβας οπλισμών ποιότητας B 500B.

Υλικό	
Ποιότητα σκυροδέματος	? C16/20
Χαρακτηριστική αντοχή σκυροδέματος f_{ck} [MPa]	? 16
Συντ. ασφαλείας σκυροδέματος γ_c	? 1.500
Συντ. μακροχρόνιων επιδράσεων στην θλιπτική αντοχή α_{cc}	? 0.850

Σχήμα 3.2 Ορισμός υλικού στο Fespa (σκυρόδεμα C16/20)

Υλικό	
Χαρακτηρ. αντοχή χάλυβα f_{yk} [MPa]	? 500
Χαρακτηρ. αντοχή χάλυβα συνδετήρων f_{ykW} [MPa]	? 500
Χαρακτηριστική αντοχή χάλυβα πλάκων [MPa]	? 500
Συντ. ασφαλείας χάλυβα γ_s	? 1.150

Σχήμα 3.3 Ορισμός υλικού στο Fespa (Χάλυβας B500B)

3.3 Διατομές στοιχείων διατομών φέροντος οργανισμού

3.3.1 Υποστυλώματα

Τα υποστυλώματα προσομοιώθηκαν με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία με άξονα αναφοράς τον άξονα που διέρχεται από το κέντρο βάρους της διατομής. Ορίζονται οι διαστάσεις, το υλικό της διατομής και του οπλισμού, η επικάλυψη και άλλες κατασκευαστικές λεπτομέρειες όπως η διάμετρος των ράβδων οπλισμού, η ελάχιστη και η μέγιστη απόσταση μεταξύ τους και η κλίση των σκελών του οπλισμού διάτμησης. Στο Fespa τα μήκη λυγισμού όταν έχουν την τιμή μηδέν υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα.

The screenshot shows the 'Υποστυλώμα' (Column) dialog box in the Fespa software. It contains several tabs: Διατομή, Στατικά, Φορτία, Σκυρόδεμα, Οπλισμοί, Έδαφος, Υλικά - Αποτίμηση, Δομικός χάλυβας, Pushover, and Συνδετή. The 'Διατομή' tab is active. The form includes the following fields:

- Είδος υλικού: Σκυρόδεμα
- Κατηγορία διατομής: Ορθογωνική
- Διατομές Sidefor: Άλλη
- Γωνία τοποθέτησης ϕ [°]: 6.40
- b [m]: 0.370
- d [m]: 0.370
- Επικάλυψη συνδετήρων, c_{nom} [m]: 0.030
- Αυτόματος υπολογισμός αδρανειακών στοιχείων: Ναι

Σχήμα 3.4 Παράδειγμα ορισμού διατομής υποστυλώματος στο Fespa

Υποστυλώμα		
Διατομή	Στατικά	Φορτία
Υλικό		
Παύτητα σκυροδέματος	?	C16/20
Χαρακτηριστική αντοχή σκυροδέματος f_{ck} [MPa]	?	16
Σταθερές υλικού	?	...
Πισατιμότητα		
Αυξημένες απαιτήσεις πισατιμότητας	?	Ναι
Κανονικός έλεγχος κάββων	?	Αυτόματο
Συντελεστής κωνοτικής μεγέθυνσης κάββου	?	1.400
Περιορισμός κωνοτικής μεγέθυνσης κάββου (acc) από q	?	Χωρίς περιορισμό
Τοίχωμα κατά ΕΑΚ 2003	?	Αυτόματο
Τοίχωμα κατά ΕΚΩΣ 2000	?	Αυτόματο
Διάτμηση		
Κανονικός έλεγχος διάτμησης	?	Αυτόματο
Διάτμηση υποστυλώματος γfId άνω	?	1.100
Διάτμηση υποστυλώματος γfId κάτω	?	1.100
Διάτμηση τοιχώματος γfId άνω	?	1.000
Διάτμηση τοιχώματος γfId κάτω	?	1.000
Έλεγχος κάββου		
Εφαρμογή κανόνων περιορισμένης	?	Αυτόματο
Καντό υποστυλώμα		
Έλεγχος καντού υποστυλώματος	?	Αυτόματο
Εξασφάλιση καντού υποστυλώματος	?	Με προσαύξηση εντατικών μεγεθών
Επιδράσεις Τοικοπήρωσης		
Κάτω άκαμπτο τμήμα H_t [m]	?	0.00
Λιγισμός		
Ενεργό μήκος ληγισμού ως προς τον ισχυρό άξονα l_{eq} [m]	?	0.00
Ενεργό μήκος ληγισμού ως προς τον ασθενή άξονα l_{eq} [m]	?	0.00

Σχήμα 3.5 Παράδειγμα ιδιοτήτων σκυροδέματος υποστυλώματος στο Fespa

Υποστυλώμα		
Διατομή	Στατικά	Φορτία
Μέθοδος	?	Διαστασιοποίηση
Ομάδα τοιχωμάτων για όπλιση	?	0
Υλικό		
Χαρακτηρ. αντοχή χάλυβα f_{yk} [MPa]	?	500
Χαρακτηρ. αντοχή χάλυβα συνδετήρων f_{yk} [MPa]	?	500
Συνδετήρας Σιδερί		
Τυποποιημένος συνδετήρας Σιδερί	?	Όχι
Διάμετροι οπλισμού		
Διάμετροι κύριου οπλισμού	?	...
Διάμετροι κατακόρ. οπλισμού κορμού τοιχωμάτων	?	...
Διάμ. συνδετήρων υπ/των, άκρων & οριζ. εσχάρας ταχ/των	?	...
Λεπτομέρειες όπλισης		
Μέγιστη απόσταση εγκάρσια συγκρατούμενων ράβδων [m]	?	0.200
Ελάχιστη καθαρή απόσταση ράβδων [m]	?	0.025
Απόσταση συνδετήρων υπ/των & άκρων τοιχωμάτων s_{max} [m]	?	0.200
Ελάχιστες τμήσεις συνδετήρων	?	2
Προτιμητέα μορφή συνδετήρα σε τετράγωνο υποστυλώμα	?	Ράμβος
Ράβδοι διαξονικής	?	Στις γωνίες
Απόσταση οριζόντ. ράβδων κορμού τοιχωμάτων sh_{max} [m]	?	0.200
Απόσταση κατακόρ. ράβδων κορμού τοιχωμάτων sv_{max} [m]	?	0.200

Υπόδειγμα << Ενότητα Όλες/Καμία

Τμήσεις Συνδετήρα

Απόσταση ράβδων

Κύριος οπλισμός

Ενισχυμένο άκρο

Βήμα συνδετήρων: S

Απόσταση κατακόρυφων ράβδων: Sv

Απόσταση οριζόντιων ράβδων: Sh

Οπλισμός υποστ/τος ταχ/τος

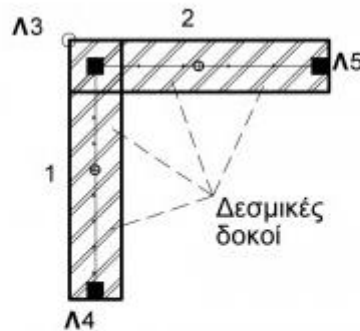
Σχήμα 3.6 Παράδειγμα ιδιοτήτων οπλισμού υποστυλώματος στο Fespa

3.3.2 Τοιχώματα

Το Fespa ορίζει τα τοιχώματα όπως τα υποστυλώματα με τη διαφορά ότι στη συνέχεια τοποθετούνται κόμβοι στα άκρα του τοιχώματος. Στους κόμβους αυτούς στη συνέχεια τοποθετούνται δεσμικές δοκοί οι οποίες προσφέρουν την ακαμψία του σκυροδέματος.

Επίσης για να περιγραφεί μια σύνθετη διατομή αποτελούμενη από τοιχία όπως π.χ. ο πυρήνας του ασανσέρ ακολουθήθηκαν τα παρακάτω βήματα: Η σύνθετη διατομή από δύο (ή περισσότερα) τοιχώματα δεν πρέπει να περιγράφεται ως μια διατομή τύπου Γ ή Π, αλλά ως ανεξάρτητες ορθογώνιες διατομές οι οποίες επικαλύπτονται. Δίδεται ένα παράδειγμα μιας διατομής τύπου Γ.

- Καθορισμός των παραμέτρων της Κ1.
- Εισαγωγή της Κ1.
- Καθορισμός των παραμέτρων της Κ2.
- Εισαγωγή της Κ2 με κοινή τη σταθερή κορυφή της με αυτή της Κ1.
- Εντολή «Κόμβοι τοιχώματος» του Λοιπού Κόμβου και κλικ διαδοχικά στις Κ1 και Κ2. Έτσι τοποθετούνται τρεις λοιποί κόμβοι (Λ3, Λ4, Λ5).
- Εντολή «Έξυπνη εισαγωγή» της Δοκού για την εισαγωγή των δοκών Δ1 και Δ2. Έτσι τοποθετούνται συνολικά τέσσερις δεσμικές δοκοί.
- Εντολή «Ομάδα υποστυλωμάτων» του Υποστυλώματος, αποδοχή του ονόματος που προτείνει το πρόγραμμα και κλικ διαδοχικά στις Κ1 και Κ2 προκειμένου να οπλιστούν ενιαία. Στύλοι με αριθμό ομάδας 0 είναι ανεξάρτητοι (εκτός ομάδας). Αυτό φαίνεται στις παραμέτρους του υποστυλώματος (Υποστύλωμα > Οπλισμοί > Ομάδα υποστυλωμάτων για όπλιση) και στον πίνακα 205.1 «Στατικά – γενικά υποστυλωμάτων».



Διατομή που αποτελείται από δύο επικαλυπτόμενα τοιχώματα, μαζί με τους λοιπούς κόμβους και τις δεσμικές δοκούς που απαιτούνται για τη σωστή προσομοίωση του στατικού συστήματος.

Σχήμα 3.7 Παράδειγμα σύνθετης διατομής υποστυλωμάτων στο Fespa



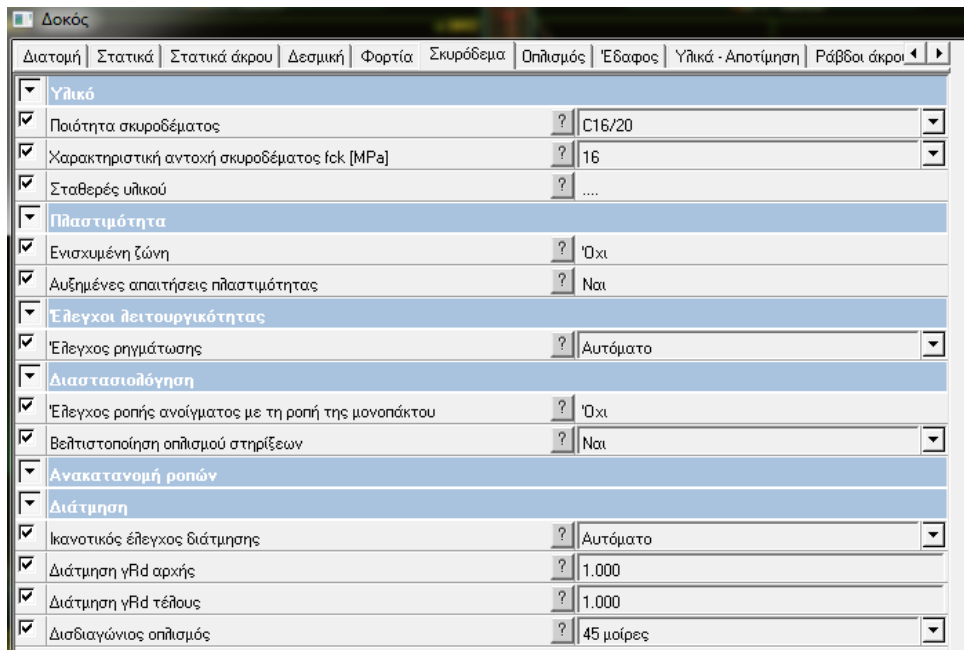
Σχήμα 3.8 Ομάδα τοιχωμάτων του παρόντος μοντέλου στο Fespa

3.3.3 Δοκοί

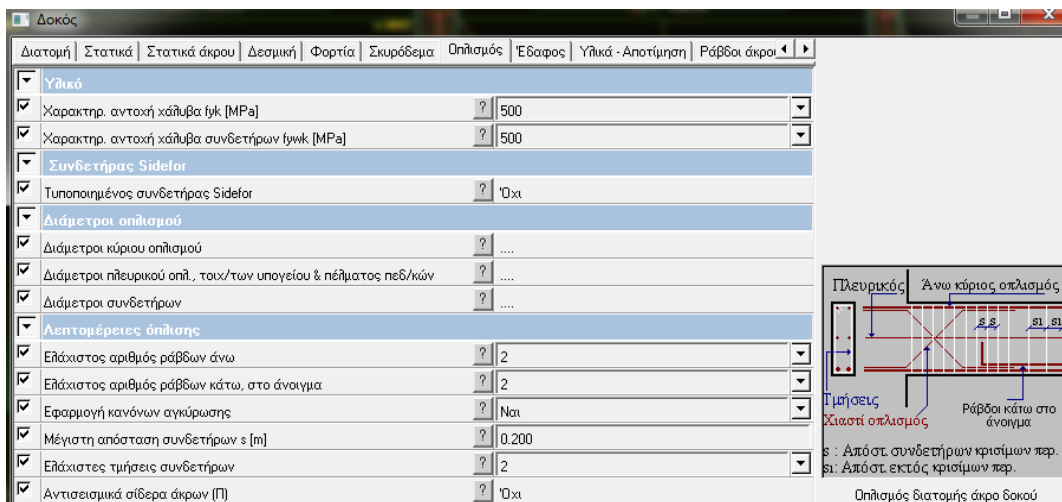
Οι δοκοί προσομοιώθηκαν με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία με άξονα αναφοράς τον άξονα που διέρχεται από το κέντρο βάρους της διατομής. Ορίζονται οι διαστάσεις, το υλικό της διατομής και του οπλισμού, η επικάλυψη και άλλες κατασκευαστικές λεπτομέρειες όπως η διάμετρος των ράβδων οπλισμού, η ελάχιστη και η μέγιστη απόσταση μεταξύ τους και η κλίση των σκελών του οπλισμού διάτμησης.



Σχήμα 3.9 Παράδειγμα ορισμού διατομής δοκού στο Fespa



Σχήμα 3.10 Παράδειγμα ιδιοτήτων σκυροδέματος δοκού στο Fespa



Σχήμα 3.11 Παράδειγμα ιδιοτήτων οπλισμού δοκού στο Fespa

3.3.4 Πλάκες

Η κάτοψη κάθε ορόφου αποτελείται από επτά (7) πλάκες εκτός του πρώτου ορόφου που αποτελείται από τέσσερις πλάκες πάχους $h = 0,20$ m που εδράζονται επί των δοκών. Η προσομοίωση των πλακών έγινε με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία πάχους 200 mm από τα υλικά που ορίστηκαν παρακάτω. Ο οπλισμός των πλακών υπολογίζεται σύμφωνα με τη μέθοδο του Markus.

Πλάκα		
Διατομή Φορτία Σκυρόδεμα Οπλισμός Σχέδιο Τομή Κείμενο Εμφάνιση Φωτορεαλισμός Όλα		
<input checked="" type="checkbox"/>	Πάχος (h) [m]	0.200
<input checked="" type="checkbox"/>	Μεταβλητό πάχος άκρου προβόλου [%h]	100.000
<input checked="" type="checkbox"/>	Επικάλυψη σπονι [m]	0.020
<input checked="" type="checkbox"/>	Σκάλα	Όχι
<input checked="" type="checkbox"/>	Υψόμετρο [m]	3.02
<input checked="" type="checkbox"/>	Τύπος	Ανωδομής
<input checked="" type="checkbox"/>	Κεκλιμένη	Όχι
<input checked="" type="checkbox"/>	Διατομή	Συμπαγής

Σχήμα 3.12 Παράδειγμα ιδιοτήτων διατομής πλακών στο Fespa

3.4 Τοιχοποιίες πλήρωσης

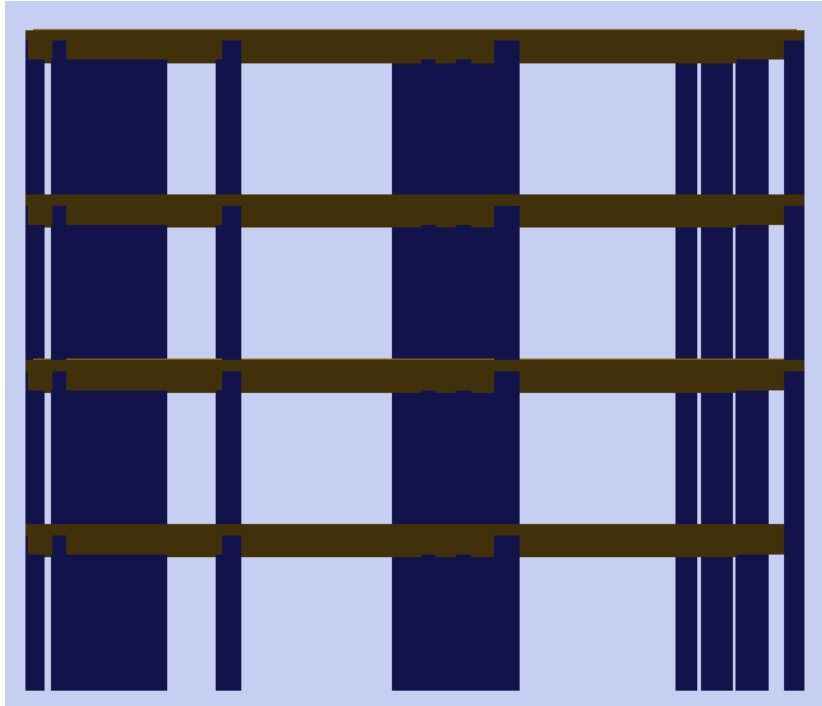
Στο υπό μελέτη δόμημα, οι τοιχοποιίες πλήρωσης, όπως προαναφέρθηκε (§ 2.2.3.4 της παρούσας εργασίας), δεν συνεκτιμώνται στην ανάληψη ούτε κατακόρυφων, ούτε σεισμικών δράσεων, καθώς η μη συνεκτίμηση αυτή δεν έχει δυσμενείς επιπτώσεις για το φέροντα οργανισμό σε γενικό ή τοπικό επίπεδο. Οι τοιχοποιίες λαμβάνονται υπόψη μόνο κατά τον υπολογισμό του ίδιου βάρους της κατασκευής, όπου το φορτίο τους μεταβιβάζεται στις γειτονικές πλάκες με μέθοδο που αναλύεται παρακάτω

3.5 Θεμελίωση

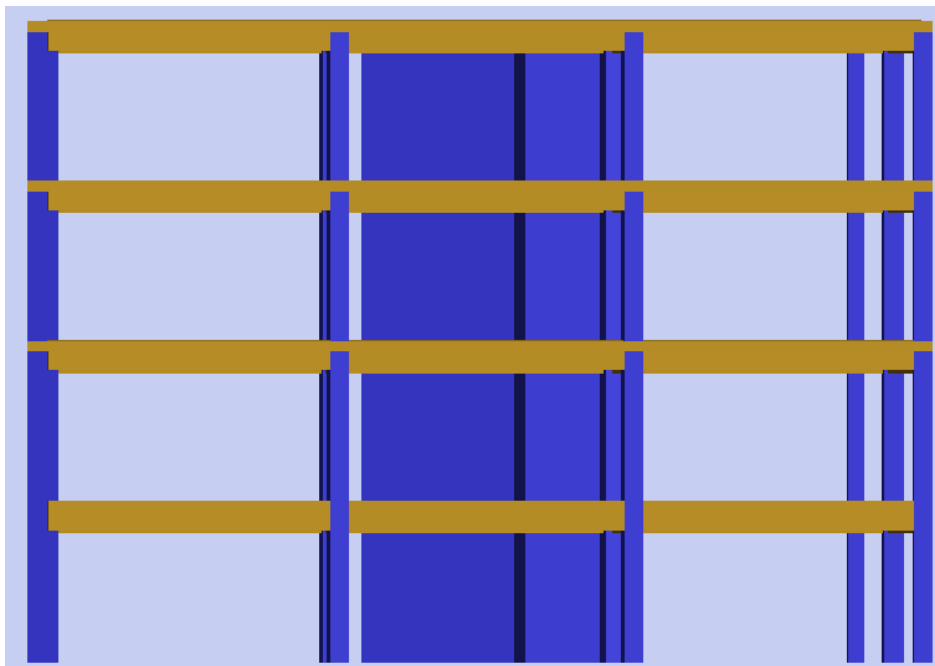
Το κτίριο θεωρείται πλήρως πακτωμένο στο έδαφος καθώς το υπόγειο δεν μελετάται στα πλαίσια της παρούσας εργασίας. Ορίζονται οι συνθήκες στήριξης στο Fespa με δέσμευση όλων των βαθμών ελευθερίας σε κάθε διεύθυνση για τα υποστυλώματα του ισογείου.

Στήριξη		
Όλα		
	Τύπος	Πλήρης πάκτωση
<input checked="" type="checkbox"/>	Δx	Σταθερή
<input checked="" type="checkbox"/>	Δy	Σταθερή
<input checked="" type="checkbox"/>	Δz	Σταθερή
<input checked="" type="checkbox"/>	Φx	Σταθερή
<input checked="" type="checkbox"/>	Φy	Σταθερή
<input checked="" type="checkbox"/>	Φz	Σταθερή

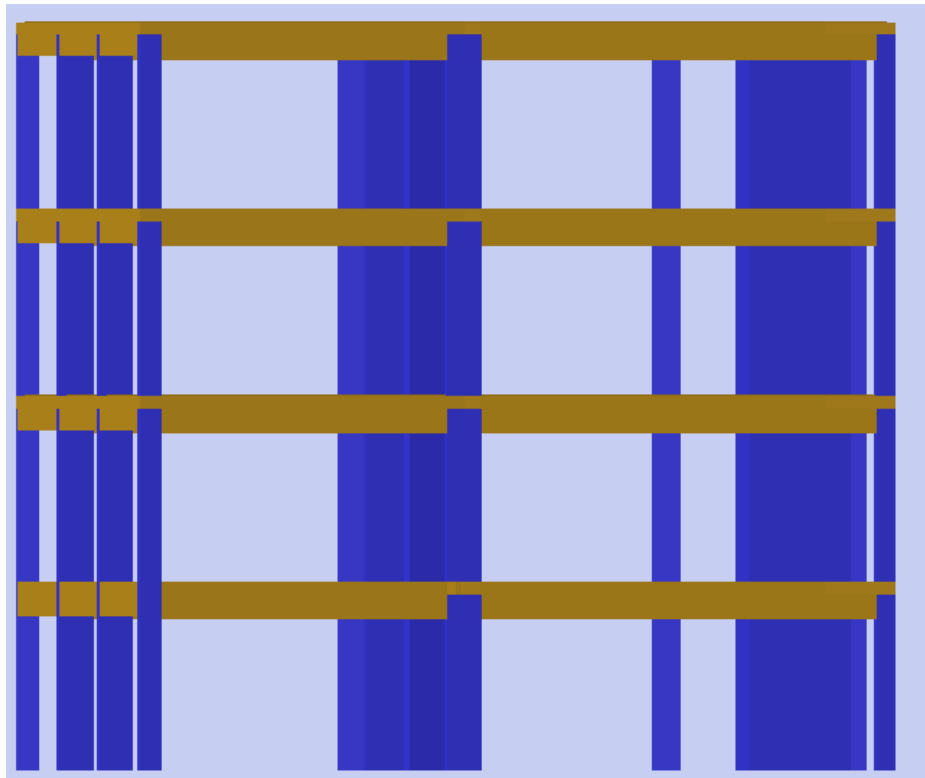
Σχήμα 3.13 Συνθήκες στήριξης υποστυλωμάτων στο Fespa



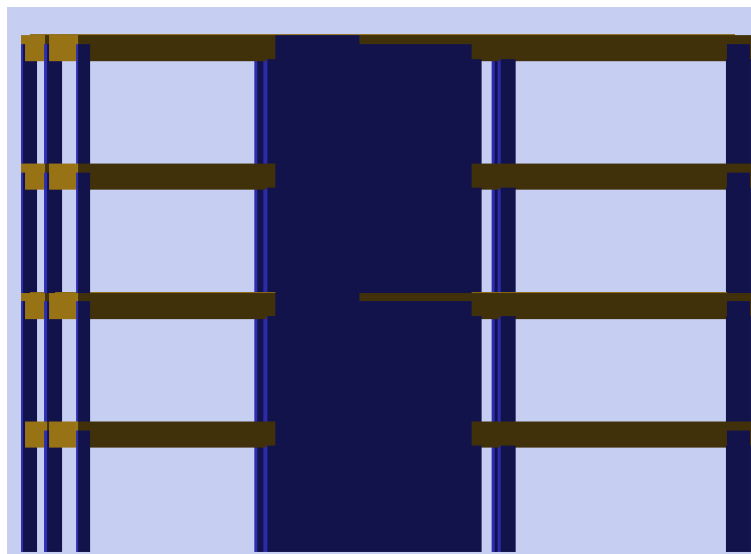
Σχήμα 3.15 Όψη προσομοιώματος στο Fespa



Σχήμα 3.16 Όψη προσομοιώματος στο Fespa



Σχήμα 3.17 Όψη προσομοιώματος στο Fespa



Σχήμα 3.17 Όψη προσομοιώματος στο Fespa

3.6 Φορτία

Τα φορτία που επιβάλλονται στην κατασκευή υπολογίζονται με βάση τα στοιχεία που υπάρχουν για τα υλικά (πυκνότητα, ίδιο βάρος) και όπως υποδεικνύουν οι διατάξεις του Ευρωκώδικα κατ' αναλογία με τη σπουδαιότητα της κατασκευής. Το ίδιο βάρος των στοιχείων του φέροντος οργανισμού υπολογίζεται αυτόματα από το Fespa, σύμφωνα με τις ιδιότητες των υλικών.

Στις μόνιμες δράσεις συγκαταλέγονται το ίδιο βάρος πλακών, δοκών και υποστυλωμάτων, τα φορτία από τις τοιχοποιίες πλήρωσης και τα φορτία των επικαλύψεων των πλακών. Στις μεταβλητές δράσεις συμπεριλαμβάνονται τα κινητά φορτία όπως ορίζονται στον Ευρωκώδικα.

Μόνιμες δράσεις

1. Το ίδιο βάρος των πλακών είναι ίδιο για όλες τις πλάκες και υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα

$$\text{Υπολογίζεται } g_k = 0,20 \text{ (m) } * 25 \text{ (kN/m}^3 \text{) } = 5 \text{ kN/m}^2$$

2. Για τις επικαλύψεις λαμβάνεται φορτίο ίσο με $g_k' = 1 \text{ kN/m}^2$

3. Φορτία τοιχοποιίας πλήρωσεως

Τα φορτία τοιχοποιιών πλήρωσης υπολογίζονται με τον παρακάτω τρόπο:

$G_{\text{τοιχ}} = \gamma_{\text{τοιχ}} * (\text{Ορόφου} - \text{ηδοκού})$ όπου $\gamma_{\text{τοιχ}} = 3,6 \text{ kN/m}^2$ για μπατική τοιχοποιία. Για να λάβουμε υπόψη μας το βάρος της τοιχοποιίας θεωρούμε σε κάθε δοκό γραμμικό φορτίο 9 kN/m .

Μεταβλητές δράσεις

Το κτίριο πρόκειται να λειτουργήσει ως γραφεία και ανήκει στην κατηγορία Β του Ευρωκώδικα. Ο Ευρωκώδικας ορίζει κινητό φορτίο ίσο με 2 kN/m^2 . Συνεπώς επιβάλλεται ομοιόμορφο καταναμημένο φορτίο επί των πλακών: $Q = 2 \text{ kN/m}^2$. Παρακάτω δίνεται ο πίνακας που δίνει τα κινητά φορτία για διάφορες χρήσεις κτιρίων.

Διατομή	Φορτία	Σκυρόδεμα	Οπλισμός	Σχέδιο	Τομή	Κείμενο	Εμφάνιση	Φωτορεαλισμός	'Όλα
<input checked="" type="checkbox"/>	Μόνιμα φορτία [kN/m ²]						?	1.00	
<input checked="" type="checkbox"/>	Κινητά φορτία [kN/m ²]						?	2.00	
<input checked="" type="checkbox"/>	Γραμμικό φορτίο μόνιμο [kN/m]						?	0.000	
<input checked="" type="checkbox"/>	Γραμμικό φορτίο κινητό [kN/m]						?	0.000	
<input checked="" type="checkbox"/>	Ροπή μόνιμων [kNm/m]						?	0.00	
<input checked="" type="checkbox"/>	Ροπή κινητών [kNm/m]						?	0.00	

Σχήμα 3.18 Φορτία σε κάθε πλάκα στο προσομοίωμα του Fespa

Κατηγορία	Χρήση	Παράδειγμα	q_k kN/m ²	
A	Χώροι διαμονής	Δωμάτια σε κατοικίες, θάλαμοι σε νοσοκομεία, υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία, κουζίνες και τουαλέτες	Δάπεδα: 2,0 Σκάλες: 3,5	
B	Χώροι γραφείων		Μπαλκόνια: 5,0	
C	Χώροι συνάθροισης (εξαιρούνται οι χώροι που κατατάσσονται στις κατηγορίες A, B και D)	C1: Χώροι με τραπέζια κλπ. Π.χ. σχολικοί χώροι, νηπιαγωγεία, καφενεία, εστιατόρια, αίθουσες φαγητού, αναγνωστήρια, χώροι υποδοχής.	3,0	
		C2: Χώροι με σταθερά καθίσματα. Π.χ. εκκλησίες, θέατρα/κινηματογράφοι, αίθουσες συνεδριάσεων, αίθουσες συγκεντρώσεων, χώροι αναμονής σε σιδηροδρομικούς σταθμούς.	5,0	
		C3: Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού. Π.χ. μουσεία, εκθεσιακοί χώροι, χώροι πρόσβασης σε δημόσια κτίρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία, προαυλίες σιδηροδρομικών σταθμών.	5,0	
		C4: Χώροι για σωματικές δραστηριότητες. Π.χ. αίθουσες χορού, γυμναστικής, θεατρικές σκηνές.	5,0	
		C5: Χώροι επιρρεπείς σε μεγάλα πλήθη. Π.χ. αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα, εξέδρες γηπέδων, εξώστες και χώροι πρόσβασης, πλατφόρμες σιδηροδρόμων.	7,5	
D	Χώροι με εμπορικά καταστήματα	D1: Χώροι σε καταστήματα, γενικά.	5,0	
		D2: Χώροι σε πολυκαταστήματα	5,0	
E	Χώροι αποθήκευσης και βιομηχανικής χρήσης	E1: Χώροι επιρρεπείς στη συγκέντρωση αγαθών, συμπεριλαμβανομένων των χώρων πρόσβασης E2: Βιομηχανική χρήση βάσει χρήσης	7,5	
F	κυκλοφορία σταθμεύσει	$W \leq 30$ kN	Γκαράζ και χώροι στάθμευσης, στεγασμένοι και υπαίθριοι	2,5
30 kN < $W \leq 160$ kN σε 2 άξονες)		Οδοί πρόσβασης, ζώνες φόρτωσης και εκφόρτωσης, ζώνες προσβάσιμες σε πυροσβεστικά οχήματα	5,0	
H	Στέγες μη-προσβάσιμες (εκτός για συντήρηση και επισκευή)		0,5	
I	Στέγες προσβάσιμες για χρήση σύμφωνα με τις κατηγορίες A έως D			

Πίνακας 3.1 Πίνακας κινητών φορτίων ανάλογα με τη χρήση κτιρίου

Διατομή	Στατικά	Στατικά άκρου	Δεσμική	Φορτία	Σκυρόδεμα	Οπλισμός	Έδαφος	Υλικά - Ανοτίμηση	Ράβδοι άκρου
Όνομα δράσης				?	Μόνιμα G				
Συντομογραφία				?	Μόνιμα G				
Υπολογισμός ίδιου βάρους				?	Όχι				
<input checked="" type="checkbox"/>	Κατεύθυνση φόρτισης			?	Καθολικό Σ. Σ.				
<input checked="" type="checkbox"/>	q_x [kN/m]			?	0.000				
<input checked="" type="checkbox"/>	q_y [kN/m]			?	-9.000				
<input checked="" type="checkbox"/>	q_z [kN/m]			?	0.000				
<input checked="" type="checkbox"/>	m_x (τοπικό Σ.Σ.) [kNm/m]			?	0.00				

Σχήμα 3.19 Φορτία σε κάθε δοκό για τοιχοποιία στο προσομοίωμα του Fespa

3.7 Παραδοχές

Λόγω της απουσίας λεπτομερών κατασκευαστικών σχεδίων, έγινε η υπόθεση ότι οι οπλισμοί προκύπτουν από τους παρακάτω συνδυασμούς δράσεων επειδή πρόκειται για κατασκευή που είναι σχετικά καινούργια. Επίσης υποθέσαμε ότι οι οπλισμοί είναι σε συμφωνία με τις διατάξεις περί ελαχίστων οπλισμών που ορίζονται στον Ευρωκώδικα. Για

τον υπολογισμό αυτό έγιναν αναλύσεις τόσο για στατικά φορτία όσο και για το φάσμα σχεδιασμού του ΕΑΚ τόσο για τα γραμμικά στοιχεία όσο και για τις πλάκες.

816	Όνομα	Αυτόματη παραγωγή	Σε περιβάλλον	Έλεγχος αστοχίας	Έλεγχος ρηγματώσεων	Περισσότερες τάσεις	Έλεγχος βέλους	Μόνιμα φορτία ξ'γ'G	Κινητά φορτία γ'Q...	Κινητά φορτία Α...	Κινητά φορτία Β...	Κινητά φορτία C...	Κινητά φορτία D...	Κινητά φορτία E...	G+ψ 2'Q
1	1.35G + 1.50*0.7Q	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.350	1.050	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	1.35G + 1.50*0.7QA	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.350	0.000	1.050	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3	1.35G + 1.50*0.7QB	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.350	0.000	0.000	1.050	0.000	0.000	0.000	0.000
4	1.35G + 1.50*0.7QC	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.350	0.000	0.000	0.000	1.050	0.000	0.000	0.000
5	1.35G + 1.50*0.7QD	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.350	0.000	0.000	0.000	0.000	1.050	0.000	0.000
6	1.35G + 1.50*0.7QE	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.350	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.050	0.000
7	ξ*1.35G + 1.50Q	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.148	1.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
8	ξ*1.35G + 1.50QA	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.148	0.000	1.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
9	ξ*1.35G + 1.50QB	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.148	0.000	0.000	1.500	0.000	0.000	0.000	0.000
10	ξ*1.35G + 1.50QC	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.148	0.000	0.000	0.000	1.500	0.000	0.000	0.000
11	ξ*1.35G + 1.50QD	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.148	0.000	0.000	0.000	0.000	1.500	0.000	0.000
12	ξ*1.35G + 1.50QE	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.148	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.500	0.000
13	1.00 * G + 1.00 * Q	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	Ναι	Όχι	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
14	G + ψ2'Q	Ναι	Όχι	Όχι	Ναι	Όχι	Ναι	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000

Σχήμα 3.20 Συνδιασμοί δράσεων του Fespa

Γενικά	Αντισεισμικός	Φάσμα	Συντελεστής q	Σκυρόδεμα	Οπλισμός	Έδαφος	Υλικό - Αποτίμηση	Δομικός κάλυβας	Αποτίμηση	Φάσμα - Αποτίμηση	Τοι...
Αντισεισμικός κανονισμός	?	EAK 2000									
Μέθοδος επίλυσης EAK2000	?	Δυναμική με μετατόπιση μαζών									
Εξασφάλιση ελαστοπλαστικού μηχανισμού	?	Ναι									
Σεισμική δράση											
Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	?	2									
Συντ. σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους a	?	0.160									
Σπουδαιότητα κτιρίου	?	II (συνήθη κτίρια)									
Συντελεστής σπουδαιότητας I	?	1.000									
Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς οριζόντια ax	?	2.000									
Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς οριζόντια az	?	2.000									
Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς κατακόρυφα qv	?	1.750									
Συντ. φάσματος η	?	1.000									
Παράμετροι φάσματος											
Φάσμα	?	Φάσμα σχεδιασμού									
Κατηγορία εδάφους	?	B									
Συντ. θεμελίωσης θ	?	1.000									
Συντελεστής απόσβεσης [%]	?	5.00									
Απλοποιημένη φασματική μέθοδος											
Συντ. υπολογισμού ιδιοπεριόδου Ta_x, Ct_x=...	?	0.050									
Συντ. υπολογισμού ιδιοπεριόδου Ta_z, Ct_z=...	?	0.050									
Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος Ta_x	?	0.500									
Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος Ta_z	?	0.500									
Κατακόρυφη συνιστώσα σεισμού	?	Όχι									
Κατακόρυφη συνιστώσα σε πλάκες-προβόλους	?	Ναι									

Σχήμα 3.21 Παράμετροι φάσματος σχεδιασμού στο προσομοίωμα του Fespa

Συντελεστής q q=α*kw											
Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς οριζόντια ax	?	2.000									
Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς οριζόντια az	?	2.000									
Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς κατακόρυφα qv	?	1.000									
Στατικό Σύστημα											
Κύριο υλικό κτιρίου (για προσδιορισμό q)	?	Σκυρόδεμα									
Κατηγορία πλαστικότητας	?	ΚΠΜ									
Τύπος στατικού συστήματος [διεύθυνση X]	?	Στρεπτικά εύκαμπτο σύστημα									
Τύπος στατικού συστήματος [διεύθυνση Z]	?	Στρεπτικά εύκαμπτο σύστημα									

Σχήμα 3.22 Συντελεστής q στο προσομοίωμα του Fespa

3.8 Ανάλυση υφιστάμενου κτιρίου

3.8.1 Γενικά

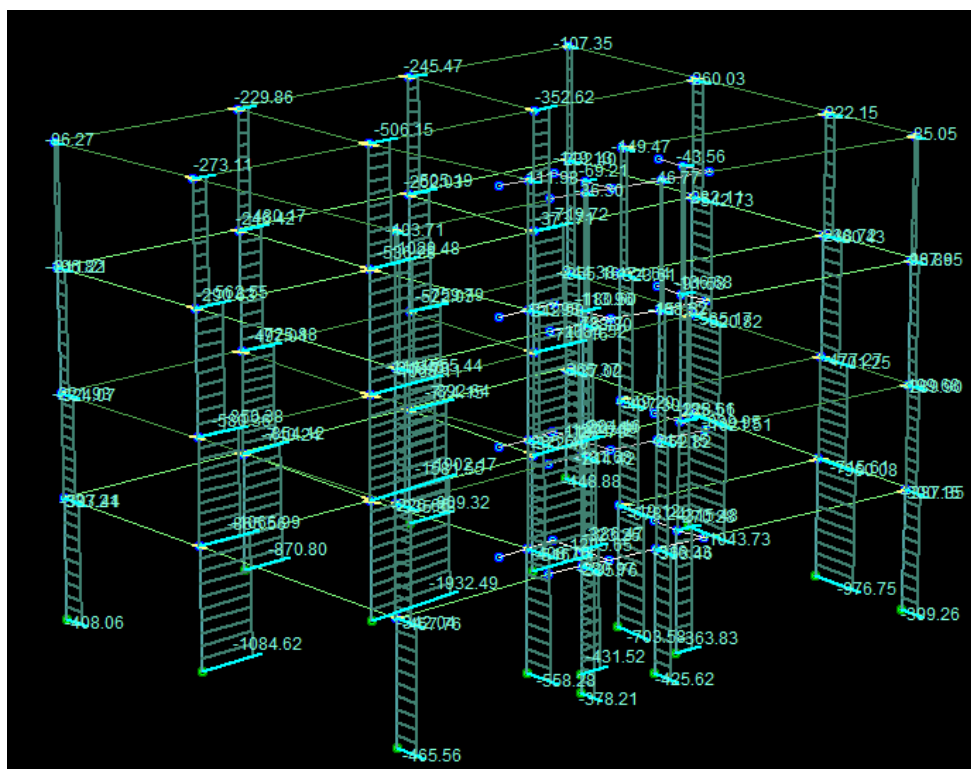
Η αρχική ανάλυση του υπάρχοντος κτιρίου έχει στόχο τον προσδιορισμό της γενικής συμπεριφοράς της κατασκευής ως στατικό σύστημα και τον υπολογισμό των οπλισμών της. Λόγω της έλλειψης κατασκευαστικών σχεδίων υποθέσαμε ότι οι οπλισμοί που αντιστοιχούν στα μέλη του μοντέλου είναι ικανοί να παραλάβουν τους παραπάνω συνδιασμούς δράσεων επειδή θεωρούμε ότι το κτίριο είναι καινούργιο και έχει οπλιστεί καλάς.

Ο προσδιορισμός των υπάρχοντων οπλισμών γίνεται με χρήση του προγράμματος του Fespa. Οι διατομές οπλίστηκαν σύμφωνα με τον εκάστοτε κανονισμό και ελέγξαμε ότι καλύπτουν τα ελάχιστα όρια του Ευρωκώδικα.

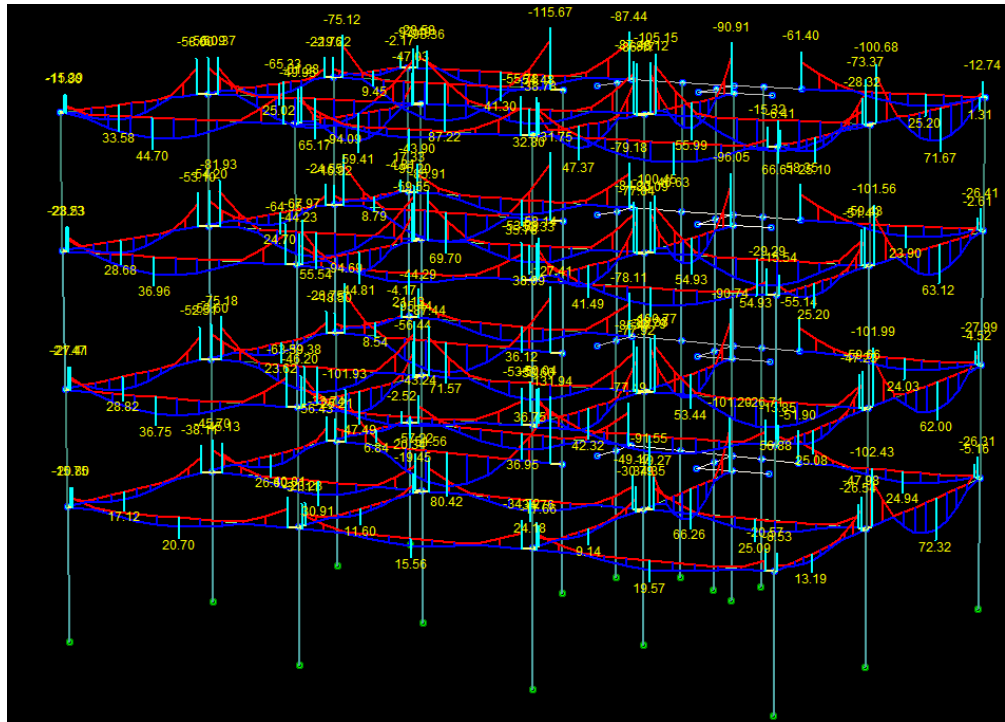
Τέλος, πραγματοποιείται ιδιομορφική ανάλυση για τον προσδιορισμό των ιδιομορφών του κτιρίου.

3.8.2 Αποτελέσματα Ανάλυσης για τους συνδιασμούς δράσεων

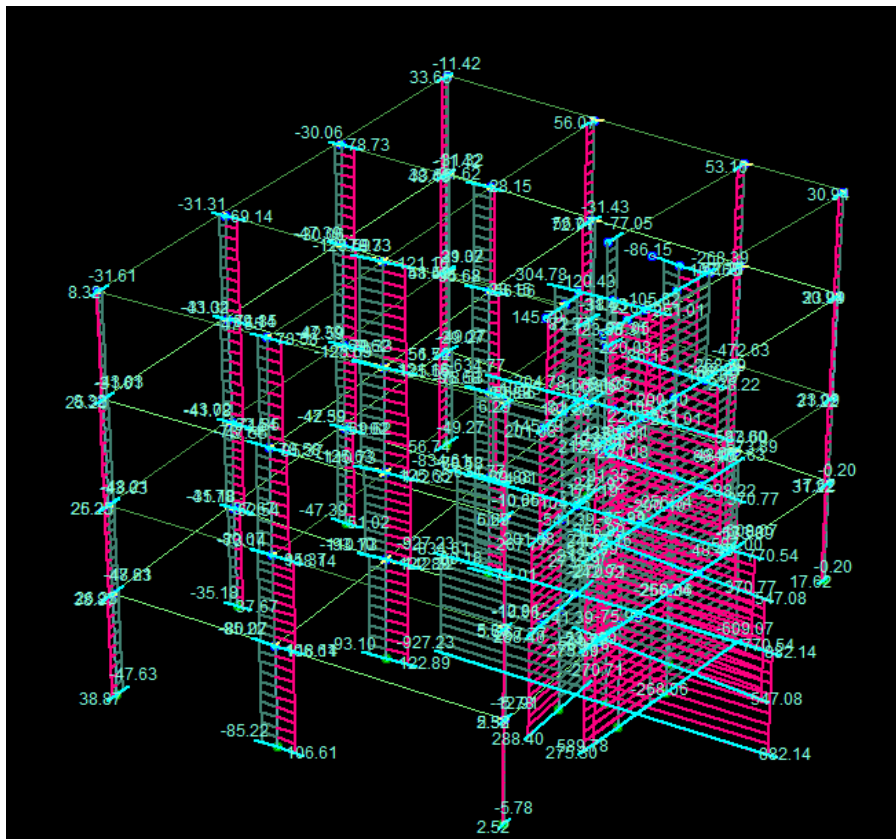
Η ελαστική ανάλυση για τους συνδιασμούς πέρα από τα εντατικά μεγέθη που θα χρησιμοποιηθούν για την εύρεση των οπλισμών, δίνει και μια εικόνα για την απόκριση του αρχικού φορέα σε οποιαδήποτε φόρτιση. Από τα διαγράμματα των εντατικών μεγεθών παρατηρούμε ότι η μεγαλύτερη ένταση αναπτύσσεται στο εσωτερικό τμήμα του κτιρίου όπως φαίνεται στην κάτοψη. Επίσης παρατηρούμε ότι τα τοιχώματα στις σεισμικές δράσεις παραλαμβάνουν το μεγαλύτερο φορτίο λόγω της μεγάλης ακαμψίας τους.



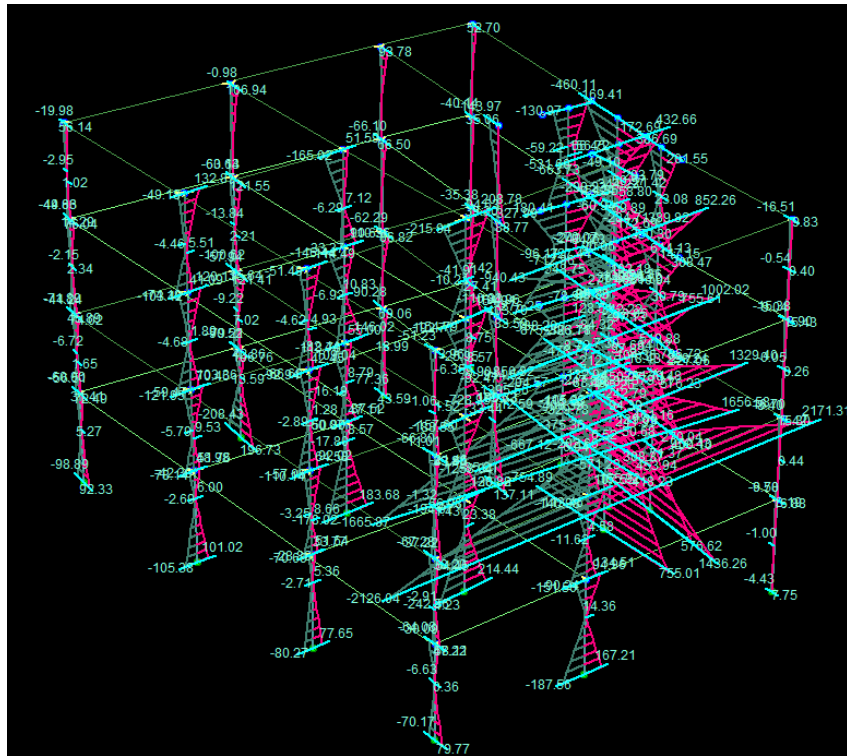
Σχήμα 3.23 Αξονικές Δυνάμεις υποστυλωμάτων για το συνδιασμο 1.35G + 1.5Q



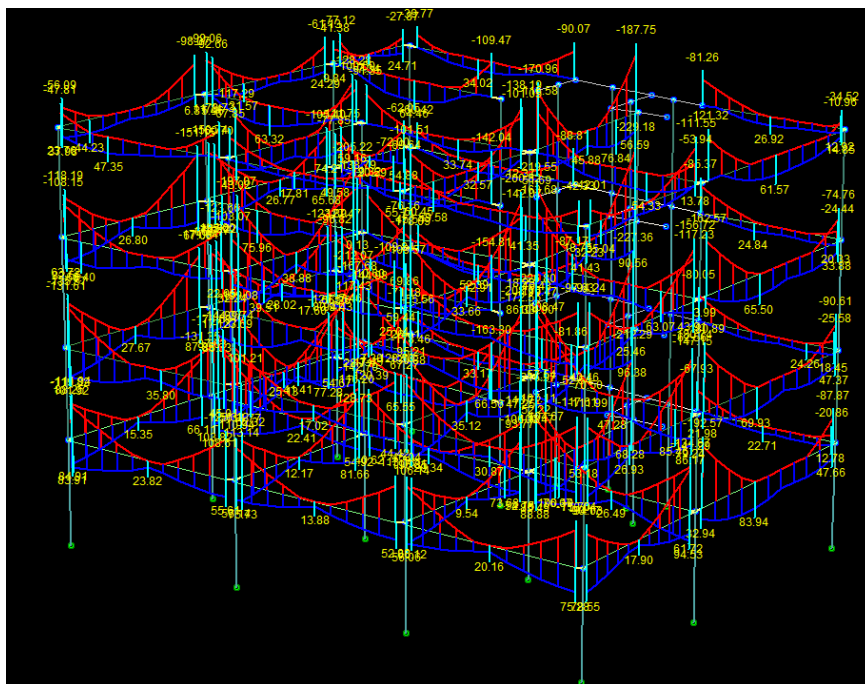
Σχήμα 3.24 Ροπές δοκών για το συνδυασμό 1.35G + 1.5Q



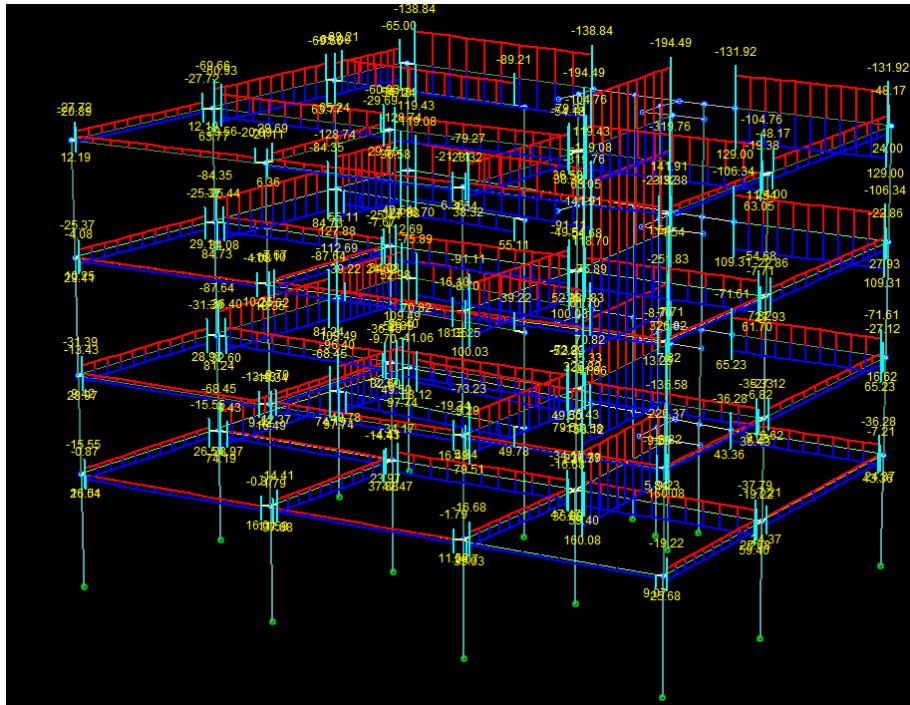
Σχήμα 3.25 Περιβάλλουσα τεμνουσών δυνάμεων για τη σεισμική απόκριση



Σχήμα 3.26 Περιβάλλουσα ροπών υποστυλωμάτων για τη σεισμική απόκριση



Σχήμα 3.27 Περιβάλλουσα ροπών δοκών για τη σεισμική απόκριση



Σχήμα 3.28 Περιβάλλουσα αξονικών δοκών για τη σεισμική απόκριση

Τα παραπάνω σχήματα παρατίθενται για ποιοτική αναπαράσταση της έντασης του φορέα και κατανόηση της συμπεριφοράς του ως στατικό σύστημα.

3.8.3 Υπάρχοντες οπλισμοί

Οι υπάρχοντες οπλισμοί υπολογίζονται από το πρόγραμμα για τους συνδυασμούς δράσεων καλύπτοντας ταυτόχρονα και τις κατασκευαστικές διατάξεις. Τα τοιχώματα ορίστηκαν να οπλιστούν ως ομάδα υποστυλωμάτων επειδή τα άκρα των τοιχωμάτων είναι κοινά για παραπάνω από δύο τοιχώματα. Οι οπλισμοί είναι αυτοί που δόθηκαν στο κεφάλαιο 2.

3.8.4 Ιδιομορφική ανάλυση κατασκευής

Οι ιδιομορφές υπολογίστηκαν από την εξίσωση $| [K] - [M] \cdot \omega^2 | = 0$. Οι πρώτες εννιά ιδιομορφές ενεργοποιούν μεγαλύτερο από το 90% της μάζας της κατασκευής και στις δύο διευθύνσεις xx' και yy' . Παρακάτω δίνονται οι ιδιοσυχνότητες και ιδιοπερίοδοι της κατασκευής καθώς και οι αντίστοιχες ιδιομορφές.

Φορέας 1: (Μετάθεση μάζας κατά +X)						
Ιδιομορφή	X-διεύθ. [%]	Y-διεύθ. [%]	Z-διεύθ. [%]	X-ολική [%]	Y-ολική [%]	Z-ολική [%]
1	0.135	0.000	35.058	0.135	0.000	35.058
2	79.521	0.000	0.531	79.655	0.000	35.589
3	0.414	0.000	32.392	80.070	0.000	67.981
4	0.213	0.000	18.065	80.283	0.000	86.046
5	12.201	0.000	0.055	92.484	0.000	86.101
6	2.790	0.000	0.778	95.274	0.000	86.879
7	0.049	0.000	0.178	95.323	0.000	87.057
8	0.022	0.000	0.008	95.345	0.000	87.065
9	0.437	0.000	8.661	95.782	0.000	95.727

Σχήμα 3.29 Ποσοστό μάζας συμμετοχής για μετάθεση κατά +x

Φορέας 2: (Μετάθεση μάζας κατά +Z)						
Ιδιομορφή	X-διεύθ. [%]	Y-διεύθ. [%]	Z-διεύθ. [%]	X-ολική [%]	Y-ολική [%]	Z-ολική [%]
1	0.961	0.000	40.392	0.961	0.000	40.392
2	79.125	0.000	0.189	80.086	0.000	40.581
3	0.270	0.000	0.098	80.356	0.000	40.679
4	0.114	0.000	46.581	80.470	0.000	87.259
5	0.056	0.000	0.544	80.526	0.000	87.803
6	14.996	0.000	0.022	95.522	0.000	87.824
7	0.004	0.000	0.107	95.526	0.000	87.932
8	0.019	0.000	0.061	95.546	0.000	87.992
9	0.110	0.000	8.190	95.656	0.000	96.182

Σχήμα 3.30 Ποσοστό μάζας συμμετοχής για μετάθεση κατά +z

Φορέας 3: (Μετάθεση μάζας κατά -X)

Ιδιομορφή	X-θεωθ. [%]	Y-θεωθ. [%]	Z-θεωθ. [%]	X-ολική [%]	Y-ολική [%]	Z-ολική [%]
1	0.032	0.000	45.815	0.032	0.000	45.815
2	79.780	0.000	0.301	79.812	0.000	46.116
3	0.000	0.000	1.547	79.812	0.000	47.662
4	0.635	0.000	40.622	80.447	0.000	88.385
5	0.024	0.000	0.670	80.471	0.000	88.954
6	14.424	0.000	0.280	94.895	0.000	89.234
7	0.510	0.000	0.003	95.405	0.000	89.237
8	0.001	0.000	0.242	95.406	0.000	89.479
9	1.893	0.000	2.898	97.299	0.000	92.378

Σχήμα 3.31 Ποσοστό μάζας συμμετοχής για μετάθεση κατά -χ

Φορέας 4: (Μετάθεση μάζας κατά -Z)

Ιδιομορφή	X-θεωθ. [%]	Y-θεωθ. [%]	Z-θεωθ. [%]	X-ολική [%]	Y-ολική [%]	Z-ολική [%]
1	2.205	0.000	39.631	2.205	0.000	39.631
2	77.055	0.000	2.790	79.260	0.000	42.420
3	0.176	0.000	0.256	79.436	0.000	42.676
4	1.291	0.000	44.300	80.727	0.000	86.975
5	0.021	0.000	0.707	80.748	0.000	87.692
6	14.033	0.000	0.863	94.781	0.000	88.545
7	0.454	0.000	0.001	95.235	0.000	88.546
8	0.099	0.000	0.187	95.334	0.000	88.733
9	2.101	0.000	2.860	97.435	0.000	91.593

Σχήμα 3.32 Ποσοστό μάζας συμμετοχής για μετάθεση κατά -z

Φορέας 1: (Μετάθεση μάζας κατά +X)

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος
-	-
-	[sec]
1	0.6795
2	0.4233
3	0.2321
4	0.2209
5	0.1280
6	0.1268
7	0.1068
8	0.0885
9	0.0802

Φορέας 2: (Μετάθεση μάζας κατά +Z)

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος
-	-
-	[sec]
1	0.7082
2	0.4197
3	0.2337
4	0.2182
5	0.1331
6	0.1265
7	0.1146
8	0.0913
9	0.0787

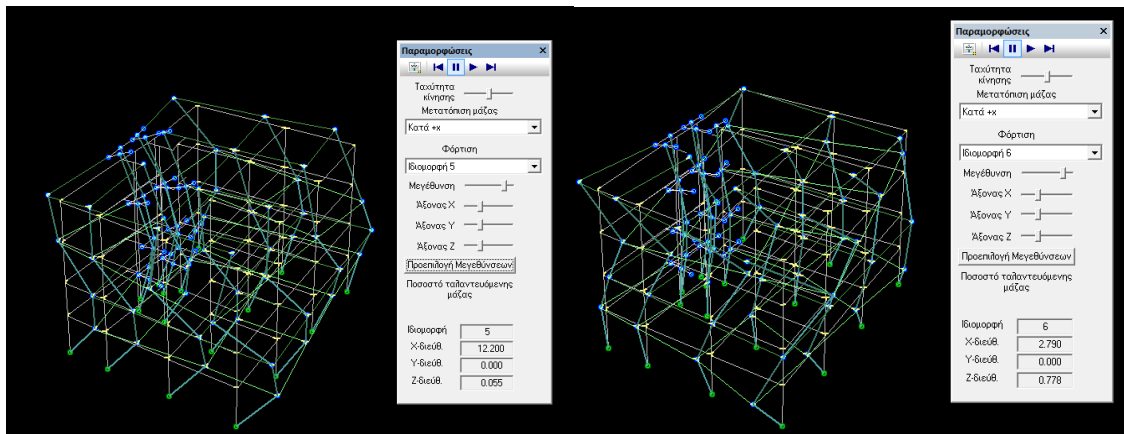
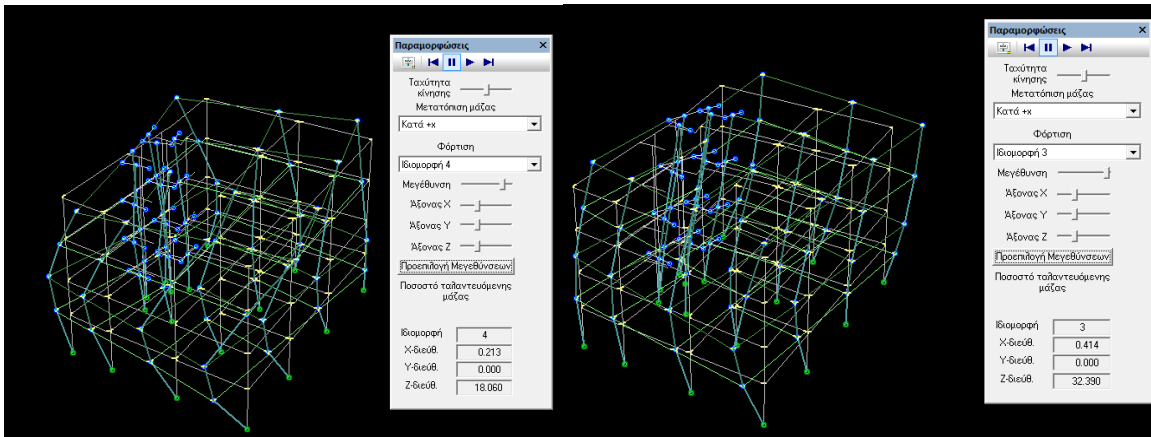
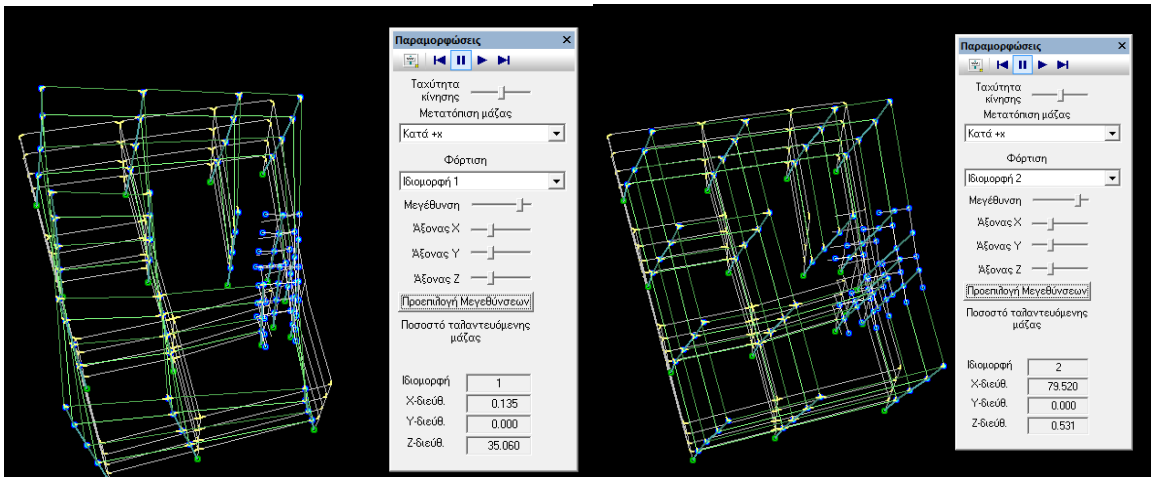
Φορέας 3: (Μετάθεση μάζας κατά -X)

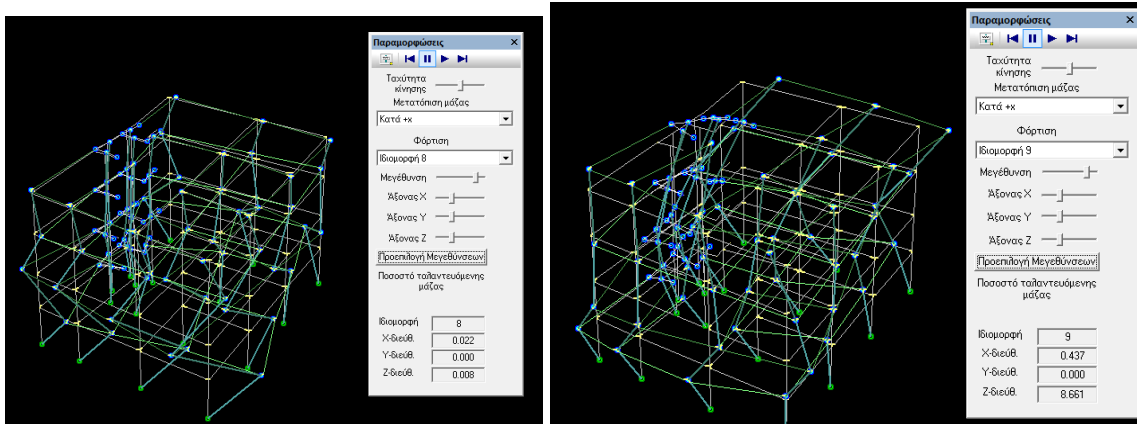
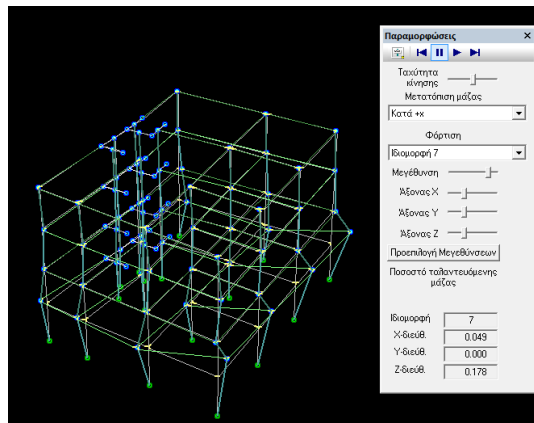
Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος
-	-
-	[sec]
1	0.7406
2	0.4235
3	0.2444
4	0.2067
5	0.1407
6	0.1290
7	0.1218
8	0.0955
9	0.0778

Φορέας 4: (Μετάθεση μάζας κατά -Z)

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος
-	-
-	[sec]
1	0.7160
2	0.4233
3	0.2363
4	0.2155
5	0.1352
6	0.1300
7	0.1145
8	0.0936
9	0.0779

Σχήμα 3.33 Περίοδοι για κάθε ιδιομορφή





Σχήμα 3.33 9 διαφορετικές ιδιομορφές

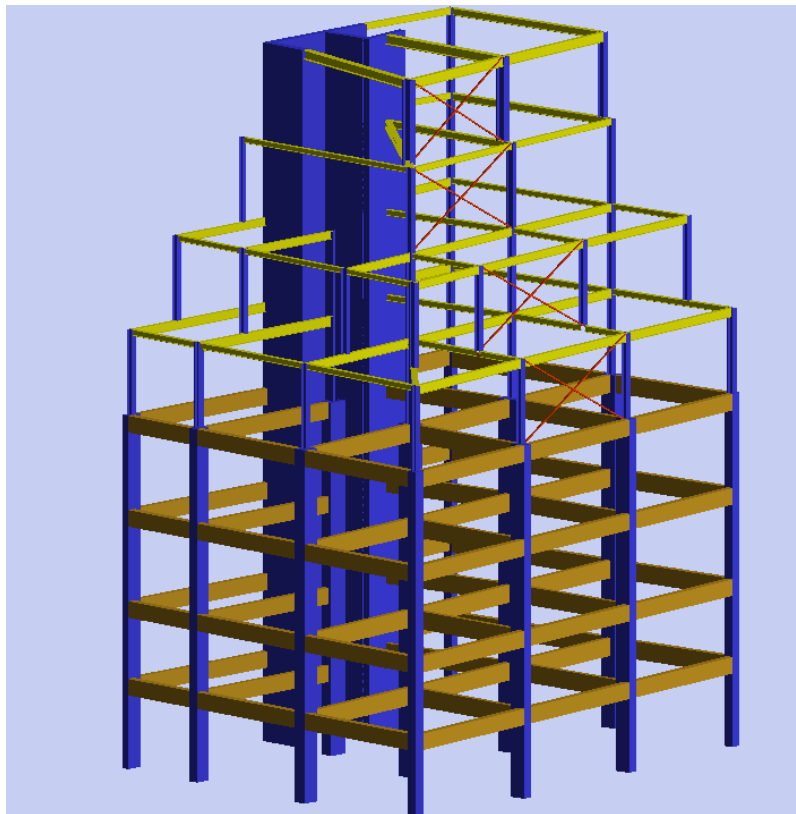
3.9 Αρχικά συμπεράσματα για τη συμπεριφορά του κτιρίου

Η ανελαστική ανάλυση που εκτελέστηκε στον αρχικό φορέα πριν την επέμβαση, έδωσε ορισμένα στοιχεία για την συμπεριφορά του κτιρίου. Αρχικά βλέπουμε ότι στο ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού του ΕΚ8 τα τοιχεία είναι αυτά που παραλαμβάνουν τη μεγαλύτερη τέμνουσα βάση. Για τις διαστάσεις των υποστλωμάτων διαπιστώθηκε η επάρκειά τους με τον έλεγχο για το ανηγμένο αξονικό φορτίο. Όσον αφορά τους οπλισμούς, οι πλάκες προέκυψε ότι είναι καλώς οπλισμένες. Παρατηρούμε ωστόσο ότι για κάθε κατεύθυνση σεισμού λόγω της μεγάλης δυσκαμψίας των τοιχείων το κτίριο είναι αρκετά εύστρεπτο.

4 Προσθήκη 4 ορόφων

4.1 Περιγραφή της προσθήκης

Στο κεφάλαιο αυτό θα εξετάσουμε το σενάριο της προσθήκης με μεταλλική κατασκευή. Μέσα στα πλεονεκτήματα των μεταλλικών κατασκευών είναι η ταχύτητα ανέγερσης, το μειωμένο βάρος αλλά και ο υψηλός λόγος αντοχής προς βάρος που παρέχει ο χάλυβας. Η επίλυση του πλαισίου έγινε με το στατικό πρόγραμμα Fespa, το οποίο διαστασιολόγησε τις διατομές των μεταλλικών μελών και πλακών, αφού έγινε η εισαγωγή των εντατικών μεγεθών και επιλέχθηκαν οι θέσεις των υποστυλωμάτων. Η ποιότητα του χάλυβα που χρησιμοποιήθηκε είναι S275, ενώ για τον συντελεστή συμπεριφοράς q χρησιμοποιήσαμε $q=2$ που είχε υπολογιστεί για το υφιστάμενο κτίριο και αφού εκείνο ήταν αρκετά εύστρεπτο πέρα $q=2$. Παρακάτω ακολουθούν μερικοί πίνακες από το πρόγραμμα που αφορούν τις παραδοχές με τις οποίες έγινε η επίλυση του πλαισίου.



Σχήμα 4.1 3D μοντέλο της προσθήκης

4.2 Υλικά προσομοιώματος

Το πρόγραμμα διαθέτει βιβλιοθήκη υλικών που χρησιμοποιούνται συνήθως στις κατασκευές, όπως σκυρόδεμα, χάλυβας οπλισμών και κατασκευαστικός κ.α., με καταγεγραμμένες τις ιδιότητες τους. Ορίζονται τα υλικά που θα χρειαστούν για την προσθήκη, δηλαδή σκυρόδεμα κλάσης C 25/30 και χάλυβας οπλισμών ποιότητας B 500B για τις πλακες

και τα τοιχία του ασανσέρ και δομικός χάλυβας S275 για τα μεταλλικά δοκάρια και τα υποστυλώματα.

Υλικό	
Ποιότητα σκυροδέματος	? C25/30
Χαρακτηριστική αντοχή σκυροδέματος fck [MPa]	? 25

Σχήμα 4.2 Ορισμός υλικού στο Fespa (σκυρόδεμα C25/30)

Υλικό	
Χαρακτηρ. αντοχή χάλυβα fyk [MPa]	? 500
Χαρακτηρ. αντοχή χάλυβα συνδετήρων fywk [MPa]	? 500
Χαρακτηριστική αντοχή χάλυβα πλάκων [MPa]	? 500

Σχήμα 4.3 Ορισμός υλικού στο Fespa (Χάλυβας B500C)

Υλικό	
Ποιότητα χάλυβα	? S 275
Τάση αστοχίας [fy] [MPa]	? 430
Τάση διαρροής [fy] [MPa]	? 275
Συντελεστές ασφαλείας	
Συντ. ασφαλείας (αντοχή διατομών) γM0	? 1.000
Συντ. ασφαλείας (αντοχή μέλους) γM1	? 1.000
Συντ. ασφαλείας (οριακή αντοχή σε εφελκυσμό) γM2	? 1.250
Πλάστικότητα	
Συντελεστής υπεραντοχής γon	? 1.250
Έλεγχος πληρότητας διαγώνιων συνδέσμων	? Ναι
Ικανοτικός σχεδιασμός υποστυλιωμάτων σε κάμψη	? Αυτόματο

Σχήμα 4.4 Ορισμός υλικού στο Fespa (Δομικός Χάλυβας S275MPa)

4.3 Διατομές στοιχείων διατομών φέροντος οργανισμού

4.3.1 Υποστυλώματα

Τα υποστυλώματα προσομοιώθηκαν με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία με άξονα αναφοράς τον άξονα που διέρχεται από το κέντρο βάρους της διατομής. Ορίζονται οι διαστάσεις και το υλικό της διατομής. Επιλέχθηκε ότι όσο ανεβαίνουμε σε ορόφους οι διατομές να μικραίνουν ώστε να είναι πιο οικονομική η κατασκευή.

Διατομή	Στατικά	Φορτία	Σκυρόδεμα	Οπλισμοί	Έδαφος	Υλικά - Αποτίμηση	Δομικός χάλυβας	Pushover	Συνδετήρες	Τοιχοποιία	Σχέδ
<input checked="" type="checkbox"/> Είδος υλικού	? Δομικός Χάλυβας										
<input type="checkbox"/> Διατομές σε χρήση	? HEA220										
<input checked="" type="checkbox"/> Αυτόματος υπολογισμός αδρανειακών στοιχείων	? Ναι										
<input checked="" type="checkbox"/> Κατηγορία διατομής	? HEA										
<input checked="" type="checkbox"/> Όνομα διατομής	? 220										
<input type="checkbox"/> Όνομα διατομής κάτοψης	? HEA220										

Σχήμα 4.5 Παράδειγμα ορισμού διατομής υποστυλώματος στο Fespa

Διατομή	Στατικά	Φορτία	Σκυρόδεμα	Οπλισμοί	Έδαφος	Υλικά - Αποτίμηση	Δομικός χάλυβας	Pushover	Συνδετήρες
Υλικό									
<input checked="" type="checkbox"/>	Ποιότητα χάλυβα	?	S 275						
<input checked="" type="checkbox"/>	Τάση αστοχίας [fu] [MPa]	?	430						
<input checked="" type="checkbox"/>	Τάση διαρροής [fy] [MPa]	?	275						
<input checked="" type="checkbox"/>	Σταθερές υλικού	?						
Συντελεστές μήκους λυγισμού $L_{cr}=a_0 \cdot K \cdot L$									
<input checked="" type="checkbox"/>	Συντελ. ισοδ. μήκους λυγισμού [Ky] (περί ισχυρό άξονα-Y)	?	1.000						
<input checked="" type="checkbox"/>	Συντελ. ισοδ. μήκους λυγισμού [Kz] (περί ασθενή άξονα-Z)	?	1.000						
<input checked="" type="checkbox"/>	Συντελ. καθ. μήκους λυγισμού [a0y] (περί ισχυρό άξονα-Y)	?	1.000						
<input checked="" type="checkbox"/>	Συντελ. καθ. μήκους λυγισμού [a0z] (περί ασθενή άξονα-Z)	?	1.000						
Οριακή εφελκυστική αντοχή καθαρής διατομής NuRd									
<input checked="" type="checkbox"/>	Συντελεστής καθαρής διατομής [Anet/ A]	?	1.000						
Έλεγχοι									
<input checked="" type="checkbox"/>	Έλεγχος σε αξονική δύναμη	?	Ναι						
<input checked="" type="checkbox"/>	Έλεγχος σε ροπές κάμψης	?	M _y + M _z						
<input checked="" type="checkbox"/>	Απαιτήση ελέγχου σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό	?	Ναι						
Πλαστικότητα									
<input checked="" type="checkbox"/>	Αυξημένες απαιτήσεις πλαστικότητας	?	Ναι (Κύριο σεισμικό μέλος)						
<input checked="" type="checkbox"/>	Κανονικός σχεδιασμός υποστυλώματος σε κάμψη	?	Αυτόματο						

Σχήμα 4.6 Παράδειγμα ιδιοτήτων δομικού χάλυβα υποστυλώματος στο Fespa

4.3.2 Τοιχώματα

Το Fespa ορίζει τα τοιχώματα όπως τα υποστυλώματα με τη διαφορά ότι στη συνέχεια τοποθετούνται κόμβοι στα άκρα του τοιχώματος. Στους κόμβους αυτούς στη συνέχεια τοποθετούνται δεσμικές δοκοί οι οποίες προσφέρουν την ακαμψία του σκυροδέματος. Επιλέχθηκε να συνεχιστούν τα τοιχεία και στους ορόφους της προσθήκης με σκυρόδεμα C25/30 και οπλισμο B500C.

4.3.3 Δοκοί

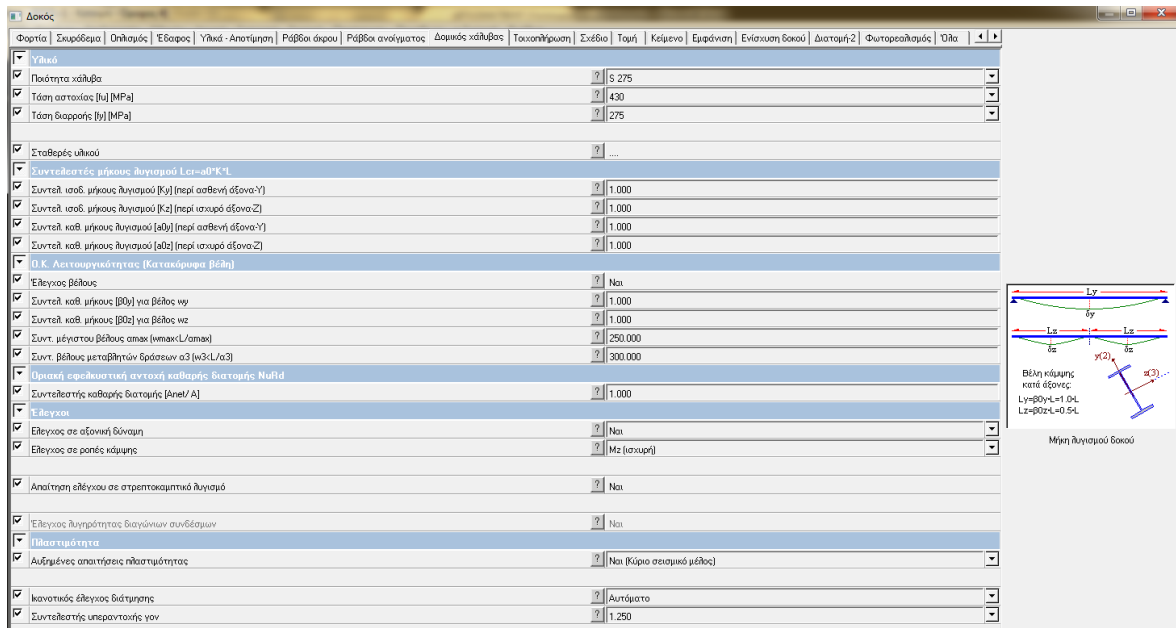
Οι δοκοί προσομοιώθηκαν με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία με άξονα αναφοράς τον άξονα που διέρχεται από το κέντρο βάρους της διατομής. Ορίζονται οι διαστάσεις και το υλικό της κάθε διατομής. Οι διατομές όσο ανεβαίνουμε στους ορόφους μικραίνουν ώστε να είναι πιο οικονομικός ο σχεδιασμός. Στην ασθενή διεύθυνση οι δοκοί δεν ελέγχονται για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό επειδή θα υπάρχει σύμμικτη λειτουργία με την πλάκα και δε θα μπορεί να λυγίσει σε εκείνη τη διεύθυνση ένα δοκάρι.

Διατομή	Στατικά	Στατικά άκρα	Δεσμική	Φορτία	Σκυρόδεμα	Οπλισμός	Έδαφος	Υλικά - Αποτίμηση	Ράβδοι άκρου
<input checked="" type="checkbox"/>	Είδος υλικού	?	Δομικός Χάλυβας						
<input checked="" type="checkbox"/>	Είδος μέλους	?	Γενικό μέλος (μεταλλικό)						
	Διατομές σε χρήση	?	HEA200						
<input checked="" type="checkbox"/>	Αυτόματος υπολογισμός αδρανειακών στοιχείων	?	Ναι						
<input checked="" type="checkbox"/>	Κατηγορία διατομής	?	HEA						
<input checked="" type="checkbox"/>	Όνομα διατομής	?	200						
<input checked="" type="checkbox"/>	Όνομα διατομής κάμψης	?	HEA200						
<input checked="" type="checkbox"/>	Γωνία τοποθέτησης φ [°]	?	0.00						
<input checked="" type="checkbox"/>	h [mm]	?	190.00						
<input checked="" type="checkbox"/>	b [mm]	?	200.00						
<input checked="" type="checkbox"/>	t _w [mm]	?	6.50						
<input checked="" type="checkbox"/>	t _f [mm]	?	10.00						
<input checked="" type="checkbox"/>	Βάρος [kN/m]	?	0.423						



HEA μεταλλική διατομή

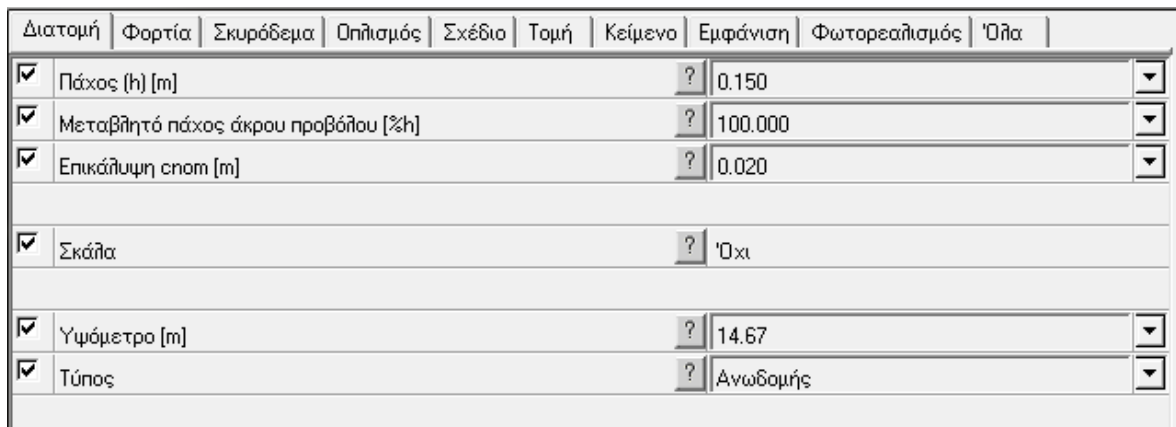
Σχήμα 4.7 Παράδειγμα ορισμού διατομής δοκού στο Fespa



Σχήμα 4.8 Παράδειγμα ιδιοτήτων δομικού χάλυβα δοκού στο Fespa

4.3.4 Πλάκες

Η κάτοψη κάθε ορόφου αποτελείται από επτά (7) πλάκες $h = 0,15$ m που εδράζονται επί των δοκών. Η προσομοίωση των πλακών έγινε με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία πάχους 150 mm από τα υλικά που ορίστηκαν παρακάτω. Ο οπλισμός των πλακών υπολογίζεται σύμφωνα με τη μέθοδο του Markus. Το σκυρόδεμα τους είναι C25/30 και έχουν σύμμικτη λειτουργία με τις δοκούς μέσω των διατμητικών ήλων.



Σχήμα 4.9 Παράδειγμα ιδιοτήτων διατομής πλακών στο Fespa

4.4 Τοιχοποιίες πλήρωσης

Στο υπό μελέτη δόμημα, οι τοιχοποιίες πλήρωσης, όπως προαναφέρθηκε (§ 2.2.3.4 της παρούσας εργασίας), δεν συνεκτιμώνται στην ανάληψη ούτε κατακόρυφων, ούτε σεισμικών δράσεων, καθώς η μη συνεκτίμηση αυτή δεν έχει δυσμενείς επιπτώσεις για το φέροντα οργανισμό σε γενικό ή τοπικό επίπεδο. Οι τοιχοποιίες λαμβάνονται υπόψη μόνο κατά τον υπολογισμό του ίδιου βάρους της κατασκευής, όπου το φορτίο τους μεταβιβάζεται στις γειτονικές πλάκες με μέθοδο που αναλύεται παρακάτω.

4.5 Θεμελίωση

Το κτίριο θεωρείται πλήρως πακτωμένο στο έδαφος καθώς το υπόγειο δεν μελετάται στα πλαίσια της παρούσας εργασίας. Ορίζονται οι συνθήκες στήριξης στο Fespa με δέσμευση όλων των βαθμών ελευθερίας σε κάθε διεύθυνση για τα υποστυλώματα του ισογείου.

4.6 Φορτία

Τα φορτία λαμβάνονται υπόψην όπως και στο προηγούμενο κεφάλαιο. Τα φορτία που επιβάλλονται στην κατασκευή υπολογίζονται με βάση τα στοιχεία που υπάρχουν για τα υλικά (πυκνότητα, ίδιο βάρος) και όπως υποδεικνύουν οι διατάξεις του Ευρωκώδικα κατ' αναλογία με τη σπουδαιότητα της κατασκευής. Το ίδιο βάρος των στοιχείων του φέροντος οργανισμού υπολογίζεται αυτόματα από το Fespa, σύμφωνα με τις ιδιότητες των υλικών.

Μόνιμες δράσεις

1. Το ίδιο βάρος των πλακών είναι ίδιο για όλες τις πλάκες και υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα

$$\text{Υπολογίζεται } g_k = 0,15 \text{ (m) } * 25 \text{ (kN/m}^3 \text{) } = 3,75 \text{ kN/m}^2$$

2. Για τις επικαλύψεις λαμβάνεται φορτίο ίσο με $g_k' = 1 \text{ kN/m}^2$

3. Φορτία τοιχοποιίας πλήρωσεως

Τα φορτία τοιχοποιιών πλήρωσης υπολογίζονται με τον παρακάτω τρόπο:

$G_{\text{τοιχ}} = \gamma_{\text{τοιχ}} * (\text{Ηορόφου} - \text{ηδοκού})$. Για να ληφθεί υπόψη θεωρούμε σε κάθε δοκό φορτίο 3 kN/m

Μεταβλητές δράσεις

Το κτίριο πρόκειται να λειτουργήσει ως γραφεία και ανήκει στην κατηγορία B του Ευρωκώδικα. Ο Ευρωκώδικας ορίζει κινητό φορτίο ίσο με 2 kN/m^2 . Συνεπώς επιβάλλεται ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο επί των πλακών: $q = 2 \text{ kN/m}^2$. Παρακάτω δίνεται ο πίνακας που δίνει τα κινητά φορτία για διάφορες χρήσεις κτιρίων.

Διατομή	Φορτία	Σκυρόδεμα	Οπλισμός	Σχέδιο	Τομή	Κείμενο	Εμφάνιση	Φωτορεαλισμός	'Όλα
<input checked="" type="checkbox"/>	Μόνιμα φορτία [kN/m ²]					?	1.00		
<input checked="" type="checkbox"/>	Κινητά φορτία [kN/m ²]					?	2.00		
<input checked="" type="checkbox"/>	Γραμμικό φορτίο μόνιμο [kN/m]					?	0.000		
<input checked="" type="checkbox"/>	Γραμμικό φορτίο κινητό [kN/m]					?	0.000		
<input checked="" type="checkbox"/>	Ροπή μονίμων [kNm/m]					?	0.00		
<input checked="" type="checkbox"/>	Ροπή κινητών [kNm/m]					?	0.00		

Σχήμα 4.10 Φορτία σε κάθε πλάκα στο προσομοίωμα του Fespa

Κατηγορία	Χρήση	Παράδειγμα	q _k kN/m ²	
A	Χώροι διαμονής	Δωμάτια σε κατοικίες, θάλαμοι σε νοσοκομεία, υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία, κουζίνες και τουαλέτες	Δάπεδα: 2,0 Σκάλες: 3,5	
B	Χώροι γραφείων		Μπαλκόνια: 5,0	
C	Χώροι συνάθροισης (εξαιρούνται οι χώροι που κατατάσσονται στις κατηγορίες A, B και D)	C1: Χώροι με τραπέζια κλπ. Π.χ. σχολικοί χώροι, νηπιαγωγεία, καφενεία, εστιατόρια, αίθουσες φαγητού, αναγνωστήρια, χώροι υποδοχής.	3,0	
		C2: Χώροι με σταθερά καθίσματα. Π.χ. εκκλησίες, θέατρα/κινηματογράφοι, αίθουσες συνεδριάσεων, αίθουσες συγκεντρώσεων, χώροι αναμονής σε σιδηροδρομικούς σταθμούς.	5,0	
		C3: Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού. Π.χ. μουσεία, εκθεσιακοί χώροι, χώροι πρόσβασης σε δημόσια κτίρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία, προαύλια σιδηροδρομικών σταθμών.	5,0	
		C4: Χώροι για σωματικές δραστηριότητες. Π.χ. αίθουσες χορού, γυμναστικής, θεατρικές σκηνές.	5,0	
		C5: Χώροι επιρρεπείς σε μεγάλα πλήθη. Π.χ. αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα, εξέδρες γηπέδων, εξώστες και χώροι πρόσβασης, πλατφόρμες σιδηροδρόμων.	7,5	
D	Χώροι με εμπορικά καταστήματα	D1: Χώροι σε καταστήματα, γενικά.	5,0	
		D2: Χώροι σε πολυκαταστήματα	5,0	
E	Χώροι αποθήκευσης και βιομηχανικής χρήσης	E1: Χώροι επιρρεπείς στη συγκέντρωση αγαθών, συμπεριλαμβανομένων των χώρων πρόσβασης E2: Βιομηχανική χρήση βάσει χρήσης	7,5	
F	κυκλοφορία σταθμεύσιμα	W ≤ 30 kN	Γκαράζ και χώροι στάθμευσης, στεγασμένοι και υπαίθριοι	2,5
30 kN < W ≤ 160 kN σε 2 άξονες)		Οδοί πρόσβασης, ζώνες φόρτωσης και εκφόρτωσης, ζώνες προσβάσιμες σε πυροσβεστικά οχήματα	5,0	
H	Στέγες μη-προσβάσιμες (εκτός για συντήρηση και επισκευή)		0,5	
I	Στέγες προσβάσιμες για χρήση σύμφωνα με τις κατηγορίες A έως D			

Πίνακας 4.1 Πίνακας κινητών φορτίων ανάλογα με τη χρήση κτιρίου

Στο κτίριο λήφθηκε υπόψη και φόρτιση από άνεμο με ταχύτητα 27m/s αφού είναι στην Αθήνα. Η φόρτιση που προκύπτει είναι σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1.

Άνεμος	
Αυτόματη παραγωγή φορτίων ανέμου	? Ναι
Κατανομή φορτίου	? Μόνο καθ' ύψος
Βασική ταχύτητα ανέμου V _b [m/s]	? 27.000
Κατηγορία ανάγλυφου	? IV
Συντελεστής ορογραφίας C _o	? 1.00
Συντελεστής εσωτερικής πίεσης C _{pi}	? 0.00

Φορτία ανέμου [EC1-1-4]

Βασική ταχύτητα ανέμου V _b	=	27.0m/s
Κατηγορία ανάγλυφου	=	II
Συντελεστής ορογραφίας C _o	=	1.00
Συντελεστής εσωτερικής πίεσης C _{pi}	=	0.00
Υψόμετρο βάσης για εφαρμογή ανεμοπίεσης	=	0.00m
Ύψος κτιρίου ως προς τα φορτία ανέμου	=	23.47m

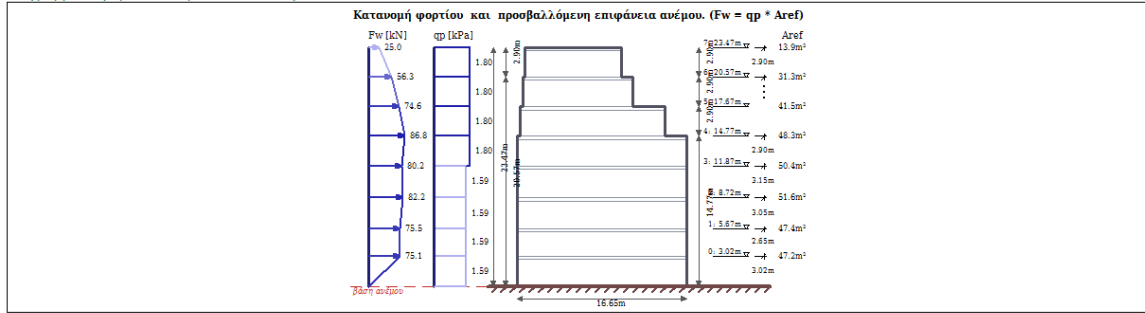
Φόρτιση ανέμου. Φορτίσεις ανέμου - Διευθύνσεις: +X & -X

Διαστάσεις κτιρίου	:	
Διάσταση κτιρίου κάθετη στον άνεμο b	=	14.30m
Διάσταση κτιρίου παράλληλη στον άνεμο d	=	11.53m
Συντελεστής εξωτερικής πίεσης στη διεύθυνση του ανέμου	:	
Προσήμιος C _{peD}	=	0.80
Υπήνεμος C _{peE}	=	-0.55

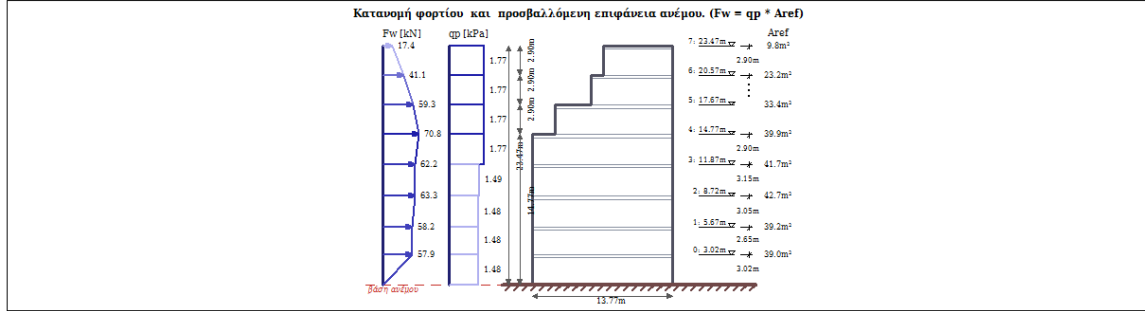
Φόρτιση ανέμου. Φορτίσεις ανέμου - Διευθύνσεις: +Z & -Z

Διαστάσεις κτιρίου	:	
Διάσταση κτιρίου κάθετη στον άνεμο b	=	11.53m
Διάσταση κτιρίου παράλληλη στον άνεμο d	=	14.30m
Συντελεστής εξωτερικής πίεσης στη διεύθυνση του ανέμου	:	
Προσήμιος C _{peD}	=	0.80
Υπήνεμος C _{peE}	=	-0.53

Διαγράμματα φορτίων ανέμου. Διεύθυνση: +X & -X



Διαγράμματα φορτίων ανέμου. Διεύθυνση: +Z & -Z



Σχήμα 4.11 Φόρτιση ανέμου στο προσομοίωμα του Fespa

816	Όνομα	Αυτόματη παραγωγή	Σε περιβάλλοντα	Ελεγχος αστοχίας	Ελεγχος ρηγματώσεως	Περιορισμός τένσεων	Ελεγχος βέλους	Μόνιμα φορτία ξγγ	Κινητά φορτία γQ...	Κινητά φορτία A...	Κινητά φορτία B...	Κινητά φορτία C...	Κινητά φορτία D...	Κινητά φορτία E...	G+ψ2Q	W[+x]	W[+z]	W[-x]	W[-z]
1	1.35G + 1.50*0.7Q	Ναι	Ναι	Ναι	Οχι	Οχι	Οχι	1.350	1.050	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	1.35G + 1.50*0.7QA	Ναι	Ναι	Ναι	Οχι	Οχι	Οχι	1.350	0.000	1.050	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3	1.35G + 1.50*0.7QB	Ναι	Ναι	Ναι	Οχι	Οχι	Οχι	1.350	0.000	0.000	1.050	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
4	1.35G + 1.50*0.7QC	Ναι	Ναι	Ναι	Οχι	Οχι	Οχι	1.350	0.000	0.000	0.000	1.050	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
5	1.35G + 1.50*0.7QD	Ναι	Ναι	Ναι	Οχι	Οχι	Οχι	1.350	0.000	0.000	0.000	0.000	1.050	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6	1.35G + 1.50*0.7QE	Ναι	Ναι	Ναι	Οχι	Οχι	Οχι	1.350	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.050	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7	ξ*1.35G + 1.50Q	Ναι	Ναι	Ναι	Οχι	Οχι	Οχι	1.148	1.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
8	ξ*1.35G + 1.50QA	Ναι	Ναι	Ναι	Οχι	Οχι	Οχι	1.148	0.000	1.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
9	ξ*1.35G + 1.50QB	Ναι	Ναι	Ναι	Οχι	Οχι	Οχι	1.148	0.000	0.000	1.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10	ξ*1.35G + 1.50QC	Ναι	Ναι	Ναι	Οχι	Οχι	Οχι	1.148	0.000	0.000	0.000	1.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
11	ξ*1.35G + 1.50QD	Ναι	Ναι	Ναι	Οχι	Οχι	Οχι	1.148	0.000	0.000	0.000	0.000	1.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
12	ξ*1.35G + 1.50QE	Ναι	Ναι	Ναι	Οχι	Οχι	Οχι	1.148	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
13	ξ*1.35G+1.50Q+1.50*0.6	Ναι	Ναι	Ναι	Οχι	Οχι	Οχι	1.148	1.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.900	0.000	0.000	0.000
14	ξ*1.35G+1.50W(+x)+1.5	Ναι	Ναι	Ναι	Οχι	Οχι	Οχι	1.148	1.050	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.500	0.000	0.000	0.000
15	1.00G+1.50W(+x)	Ναι	Ναι	Ναι	Οχι	Οχι	Οχι	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.500	0.000	0.000	0.000
16	1.35*G+1.50*0.7Q+1.50*0.6	Ναι	Ναι	Ναι	Οχι	Οχι	Οχι	1.350	1.050	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.900	0.000	0.000	0.000
17	ξ*1.35G+1.50Q+1.50*0.6	Ναι	Ναι	Ναι	Οχι	Οχι	Οχι	1.148	1.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.900	0.000	0.000
18	ξ*1.35G+1.50W(+z)+1.5	Ναι	Ναι	Ναι	Οχι	Οχι	Οχι	1.148	1.050	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.500	0.000	0.000
19	1.00G+1.50W(+z)	Ναι	Ναι	Ναι	Οχι	Οχι	Οχι	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.500	0.000	0.000
20	1.35*G+1.50*0.7Q+1.50*0.6	Ναι	Ναι	Ναι	Οχι	Οχι	Οχι	1.350	1.050	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.900	0.000	0.000
21	ξ*1.35G+1.50Q+1.50*0.6	Ναι	Ναι	Ναι	Οχι	Οχι	Οχι	1.148	1.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.900	0.000
22	ξ*1.35G+1.50W(+x)+1.5	Ναι	Ναι	Ναι	Οχι	Οχι	Οχι	1.148	1.050	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.500	0.000
23	1.00G+1.50W(+x)	Ναι	Ναι	Ναι	Οχι	Οχι	Οχι	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.500	0.000
24	1.35*G+1.50*0.7Q+1.50*0.6	Ναι	Ναι	Ναι	Οχι	Οχι	Οχι	1.350	1.050	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.900	0.000
25	ξ*1.35G+1.50Q+1.50*0.6	Ναι	Ναι	Ναι	Οχι	Οχι	Οχι	1.148	1.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.900
26	ξ*1.35G+1.50W(+z)+1.5	Ναι	Ναι	Ναι	Οχι	Οχι	Οχι	1.148	1.050	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.500
27	1.00G+1.50W(+z)	Ναι	Ναι	Ναι	Οχι	Οχι	Οχι	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.500
28	1.35*G+1.50*0.7Q+1.50*0.6	Ναι	Ναι	Ναι	Οχι	Οχι	Οχι	1.350	1.050	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.900
29	1.00 *G + 1.00 *Q	Ναι	Οχι	Οχι	Οχι	Ναι	Οχι	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
30	G + ψ2*Q	Ναι	Οχι	Οχι	Ναι	Οχι	Οχι	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
*		Οχι	Οχι	Οχι	Οχι	Οχι	Οχι	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Σχήμα 4.12 Συνδιασμοί δράσεων του Fespa

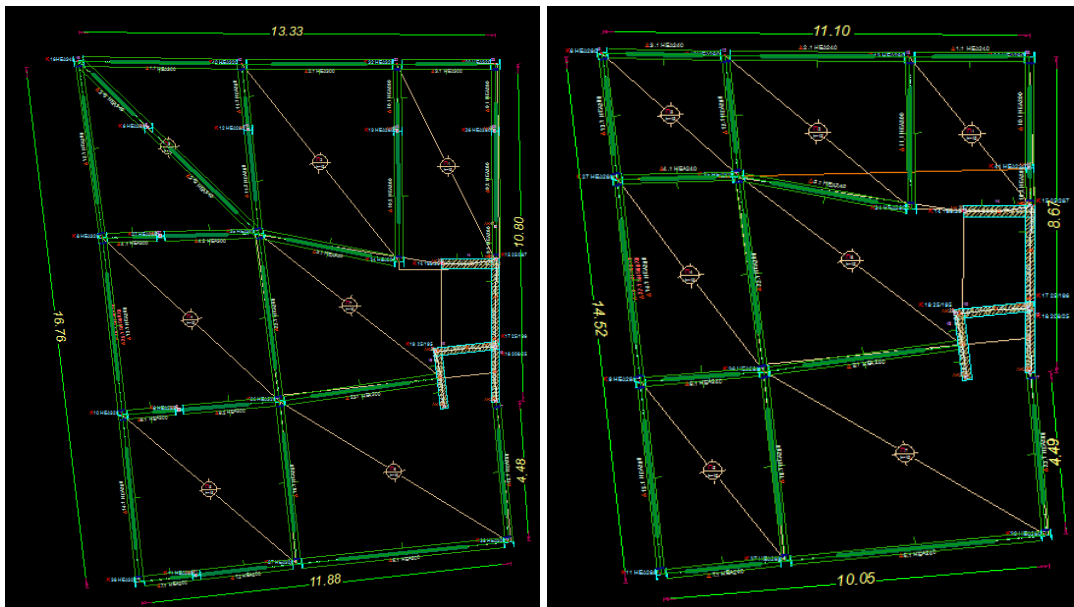
4.7 Ανάλυση προσθήκης

4.7.1 Γενικά

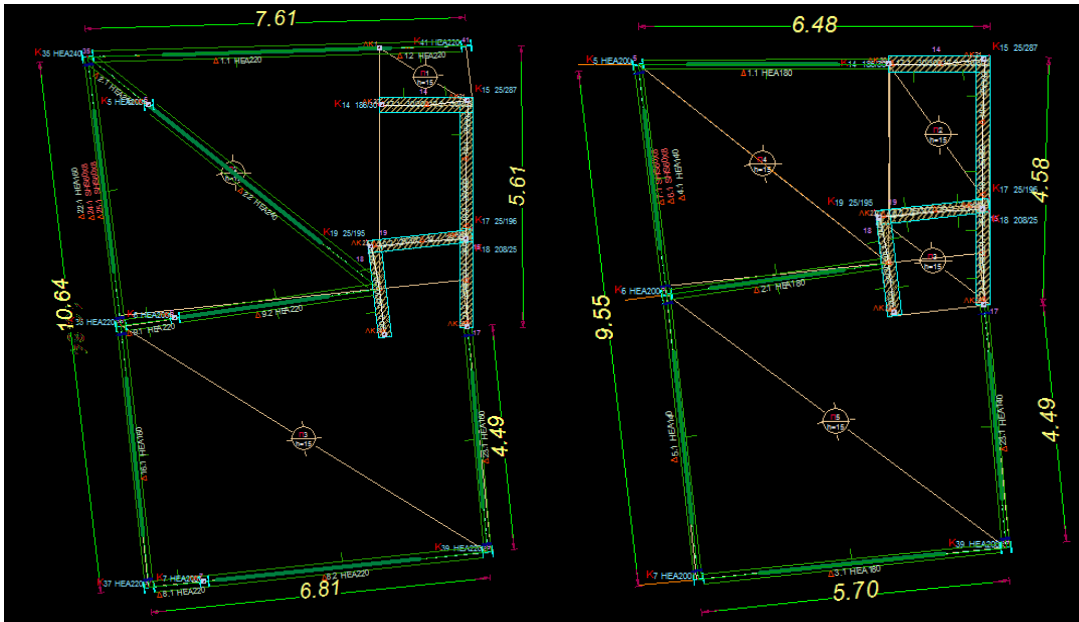
Η ανάλυση έγινε για την προσθήκη δηλώνοντας κάθε όροφο της προσθήκης ως νέο ενώ τους ορόφους του υπάρχοντος κτιρίου τους δηλώσαμε ως υφιστάμενους έτσι ώστε να μην διαστασιοποιηθούν για τα αυξημένα εντατικά μεγέθη που θα προέκυπταν.

Να πούμε ότι ο έλεγχος για τα μεταλλικά στο Fespa γίνεται με τον Ευρωκώδικα 3. Για αυτό και κάποιοι υπολογισμοί έγιναν στο excel ώστε να ελεγχθεί η σύμμικτη διατομή δοκού με το συνεργαζόμενο πλάτος της πλάκας που προέκυψε. Επίσης για τη διαστασιολόγηση ορίζουμε εμείς αρχικές διατομές και το Fespa ελέγχει αν επαρκούν και προτείνει τη βέλτιστη διατομή από την ομάδα διατομών που έχουμε ήδη επιλέξει. Οι σύμμικτες πλάκες είναι συμπαγείς και για την σκυροδέτηση τους έγινε υποστύλωση των δοκών ώστε να μην υπάρξει πρόβλημα στρεπτοκαμπτικού λυγισμού στη φάση σκυροδέτησης.

Η προσθήκη ελέγχθηκε και σύμφωνα με το φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8 για δεδομένα που προκύπτουν από την περιοχή της Αθήνας.



Σχήμα 4.13 Κάτοψη 4^{ου} και 5^{ου} ορόφου



Σχήμα 4.14 Κάτοψη 6^{ου} και 7^{ου} ορόφου

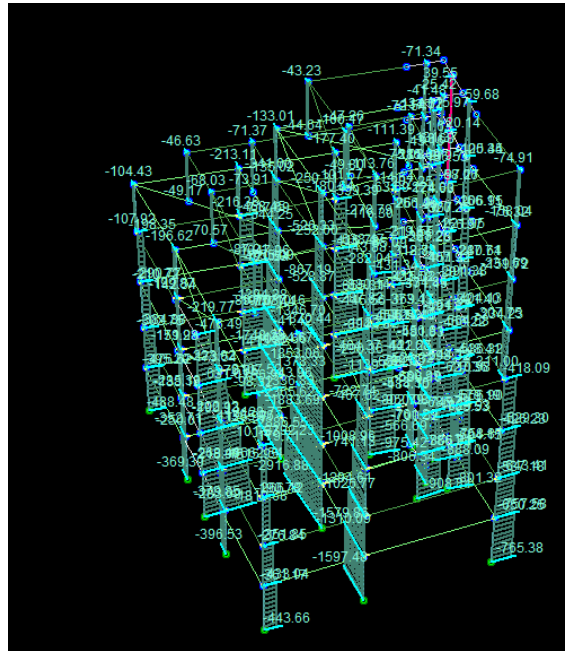
Φάσμα	Συντελεστής α	Σκυροδεμα	Οπλισμός	Έδαφος	Υλικό - Αποτίμηση	Δομικός χάλυβας	Αποτίμηση	Φάσμα - Αποτίμηση	Τοιχοποιία	1.1
Αντισεισμικός κανονισμός										EC8
Εθνικό προσάρτημα										GR - Ελλάδα
Σεισμική δράση										
Σεισμική ζώνη										Z1
Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση a_gR [g]										0.160
Σπουδαιότητα κτιρίου										II (συνήθη κτίρια)
Συντελεστής σπουδαιότητας I										1.000
Συντελεστής τοπογραφίας S_t										1.000
Παράμετροι φάσματος										
Φάσμα										Φάσμα σχεδιασμού
Εδαφικός τύπος										B
Συντελεστής εδάφους S										1.200
Χαρακτηριστικές περιόδοι φάσματος									
Συντελεστής απόσβεσης [%]										5.00
Συντ. β κάτω ορίου φάσματος σχεδιασμού										0.200
Απλοποιημένη φασματική μέθοδος										
Συντελεστής διόρθωσης λ_x										1.000
Συντελεστής διόρθωσης λ_z										1.000
Εκτίμηση θεμελιώδους ιδιοπεριόδου $T_{a,x}$										$C_1 \cdot h^{0.75}$
Εκτίμηση θεμελιώδους ιδιοπεριόδου $T_{a,z}$										$C_1 \cdot h^{0.75}$
Συντ. υπολογισμού ιδιοπεριόδου $T_{a,x}$ $C_{1,x} = \dots$										0.050
Συντ. υπολογισμού ιδιοπεριόδου $T_{a,z}$ $C_{1,z} = \dots$										0.050
Θεμελιώδης ιδιοπεριόδος $T_{a,x}$										0.500
Θεμελιώδης ιδιοπεριόδος $T_{a,z}$										0.500
Κατακόρυφη συνιστώσα										
Κατακόρυφη συνιστώσα σεισμού										Όχι
Κατακόρυφη συνιστώσα σε πλάκες-προβόλους										Ναι
Λόγος επιτάχυνσης κατακόρυφα προς οριζόντια $\lambda = a_{ng}/a_g =$										0.900
Εδαφική επιτάχυνση κατακόρ. a_{ngR} ($=\lambda \cdot a_gR$)										0.144

Σχήμα 4.15 Παράμετροι φάσματος σχεδιασμού στο προσομοίωμα του Fespa

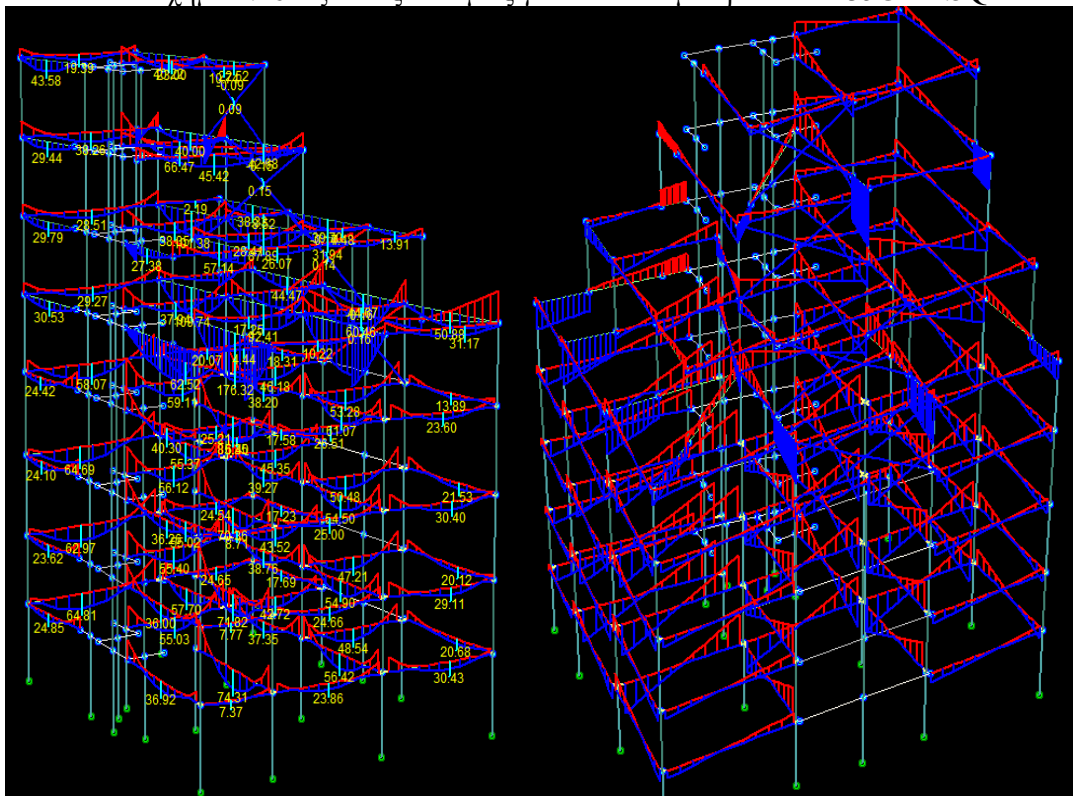
4.7.2 Αποτελέσματα Ανάλυσης για τους συνδυασμούς δράσεων

Η ελαστική ανάλυση για τους συνδυασμούς πέρα από τα εντατικά μεγέθη που θα χρησιμοποιηθούν για την εύρεση των κατάλληλων διατομών. Οι διατομές επιλέχθηκαν για υποστυλώματα και δοκούς από την ομάδα των HEA ενώ οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας από την ομάδα CHS. Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι χρησιμοποιούνται για την

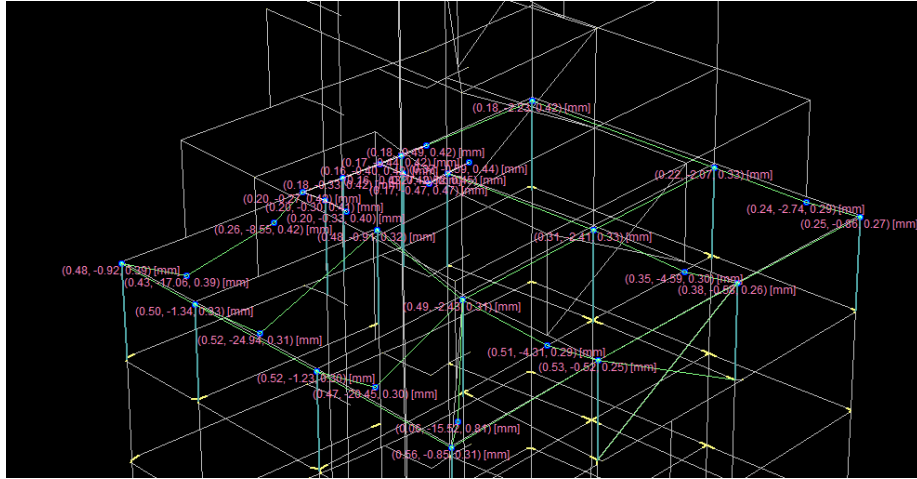
ανάληψη σεισμικής δύναμης στη διεύθυνση Z, ενώ στη διεύθυνση χ υπάρχει πλαισιακή λειτουργία.



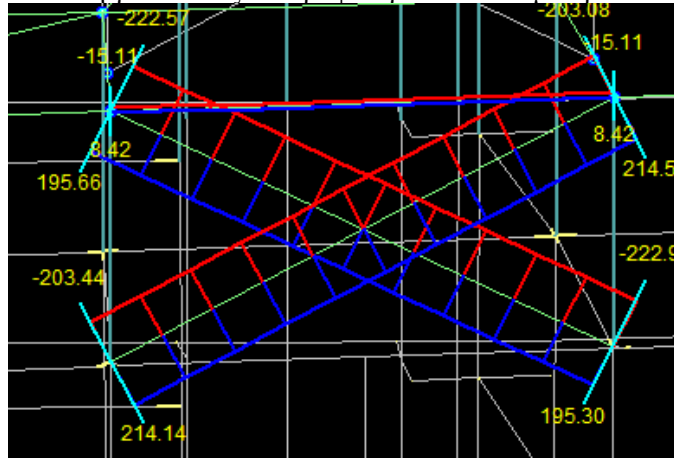
Σχήμα 4.16 Αξονικές δυνάμεις για συνδυασμό δράσεων 1.35G + 1.5Q



Σχήμα 4.17 Ροπές και τέμνουσες για δοκούς για συνδυασμό δράσεων 1.35G + 1.5Q



Σχήμα 4.18 Βέλη για δοκούς 4^{ου} ορόφου για συνδυασμό δράσεων G + ψ2Q



Σχήμα 4.18 Σεισμική περιβάλλουσα αξονικών κατακόρυφων συνδέσμων

4.7.3 Έλεγχοι Μελών

Οι έλεγχοι γίνονται με τις παρακάτω σχέσεις:

ΕΛΕΓΧΟΙ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ: $\frac{E_d}{R_d} \leq 1$

[EC3 (6.17)]: Διάτμηση: $\frac{V_{yEd}}{V_{yRd}} \leq 1, \frac{V_{zEd}}{V_{zRd}} \leq 1 \Rightarrow v_y \leq 1, v_z \leq 1$

Κάμψη με Αξονική

[EC3 (6.2)]: Κατηγ. 3: $\kappa\Delta = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{yEd}}{M_{yRd}} + \frac{M_{zEd}}{M_{zRd}} \leq 1 \Rightarrow \kappa\Delta = n + m_y + m_z \leq 1$

[EC3 (6.41)]: Κατηγ. 1,2: $\lambda\Delta = \left(\frac{M_{yEd}}{M_{y,N,Rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{zEd}}{M_{z,N,Rd}}\right)^\beta \leq 1 \Rightarrow \lambda\Delta = m_{y,N}^\alpha + m_{z,N}^\beta \leq 1, \lambda\Delta \geq n$

Αντοχή των μελών σε λυγισμό [EC3-1-1 §6.3]

[EC3 (6.61)]: $\frac{N_{Ed}}{X_y \cdot \frac{N_{sk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{yEd}}{X_{LT} \cdot \frac{M_{sk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{zEd}}{\frac{M_{sk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \Rightarrow n_y + m_{yy} + m_{yz} \leq 1$

[EC3 (6.62)]: $\frac{N_{Ed}}{X_z \cdot \frac{N_{sk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{yEd}}{X_{LT} \cdot \frac{M_{sk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{zEd}}{\frac{M_{sk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \Rightarrow n_z + m_{zy} + m_{zz} \leq 1$

Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μεταλλικών στόλων

Όνομα	Ορόφος [l]	Τύπος [l]	Διατομή	Κατηγορία [l]	v _y	v _z	κΔ \ λΔ	EC3 (6.61) n _y +m _{yy} +m _{yz}	EC3 (6.62) n _z +m _{zy} +m _{zz}	Πρόταση Διατομής
-------	------------	-----------	---------	---------------	----------------	----------------	---------	---	---	------------------

K34	4	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA320	1	0,01	0,04	0,12	0,19	0,17	HEA180
K34	5	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA280	2	0,01	0,10	0,11	0,25	0,23	HEA180
K35	4	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA320	1	0,02	0,12	0,27	0,38	0,47	HEA240
K35	5	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA320	1	0,01	0,12	0,22	0,35	0,34	HEA240
K35	6	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA240	1	0,03	0,15	0,68	0,75	0,96	HEA240
K36	4	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA320	1	0,01	0,16	0,30	0,43	0,44	HEA260
K36	5	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA280	2	0,13	0,26	0,43	0,43	0,44	HEA220
K36	6	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA220	1	0,16	0,41	0,65	0,51	0,51	HEA200
K37	4	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA320	1	0,01	0,14	0,19	0,37	0,35	HEA240
K37	5	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA280	2	0,12	0,14	0,30	0,24	0,24	HEA200
K37	6	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA220	1	0,14	0,21	0,44	0,30	0,30	HEA180
K38	4	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA320	1	0,01	0,16	0,20	0,36	0,28	HEA240
K39	4	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA320	1	0,01	0,12	0,16	0,35	0,28	HEA240
K39	5	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA280	2	0,07	0,09	0,21	0,17	0,17	HEA160
K39	6	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA220	1	0,09	0,10	0,27	0,20	0,20	HEA140
K39	7	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA200	1	0,14	0,27	0,46	0,28	0,28	HEA160
K40	4	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA320	1	0,01	0,15	0,16	0,32	0,25	HEA220
K41	6	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA220	1	0,02	0,05	0,54	0,33	0,46	HEA180

Σχήμα 4.19 Έλεγχος Μεταλλικών Υποστυλωμάτων

Υποστώμα: Κ8, Όροφος 4

Γενικά δεδομένα

Κόμβοι	Αρχή: 29(3)	Τέλος: 8(4)	Μέλος: 29	Υψος = 2,90 [m]
Διατομή	HEA320			
Υλικά	Δομικός Χάλυβας : S275			Ελαστικές αρθρώσεις
Καουσιμότητα	Πλαστιμότητα : ΚΙΠΜ		Κόρο Μέλος	Αρχή: Οχι Τέλος: Οχι
Συντελεστές	Ky=1,00	Kz=1,00	a0y=1,00	a0z=1,00
ΣΠΕΜ	[X]=1,00	[Z]=1,00		

Ανοχή μέλους σε λυγισμό [EC3-1-1 §6.3.1.1]

Αξονας [J]	Κ.Λ. [J]	a [J]	K*a0*L [m]	λ [J]	λ1 [J]	λ/λ1 [J]	x [J]	Ncr [kN]	NbRd [kN]
y	b	0,34	2,90	21,35	86,81	0,246	0,984	56510,21	3365,06
z	c	0,49	2,90	38,72	86,81	0,446	0,873	17214,30	2985,55

* ==> Όπου L το μήκος για διαστασιολόγηση.

Μέγιστα ελέγχων Ed/Rd - Υπεραντοχή: 1,1γouδn = 1,62 / 1,1γouδγ = 1,62

Φόρτ [J]	Θέση [J]	Κατηγορία [J]	n	vy	vz	my	mz	κΔ \ λΔ	EC3 (6.61) ny+myy+mzy	EC3 (6.62) nz+myz+mzz
ΣΣ:+z	8(4)	1	0,12	0,01	0,13	0,35	0,07	0,19	0,37	0,32
ΣΣ:+z	8(4)	1	0,13	0,01	0,13	0,33	0,06	0,17	0,42	0,37
ΣΣ:+z	29(3)	1	0,13	0,01	0,18	0,16	0,13	0,16	0,32	0,37
ΣΣ:+x	29(3)	1	0,11	0,01	0,18	0,18	0,10	0,13	0,30	0,31

Σχήμα 4.20 Μέγιστα ελέγχων ενός υποστυλώματος

Όνομα	Όροφος [J]	Τύπος [J]	Διατομή	Κατηγορία [J]	vy	vz	κΔ \ λΔ	EC3 (6.61) ny+myy+mzy	EC3 (6.62) nz+myz+mzz	Πρόταση Διατομής
Δ1.1	4	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA300	2	0,29	0,02	0,03	0,11	0,06	HEA180
Δ2.1	4	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA300	2	0,29	0,02	0,03	0,12	0,07	HEA160
Δ3.1	4	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA300	2	0,43	0,06	0,03	0,09	0,06	HEA180
Δ4.1	4	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA300	2	0,35	0,12	0,21	0,37	0,20	HEA240
Δ4.2	4	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA300	2	0,35	0,15	0,15	0,27	0,14	HEA220
Δ5.1	4	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA300	2	0,35	0,02	0,07	0,20	0,11	HEA200
Δ6.1	4	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA300	2	0,34	0,11	0,23	0,40	0,22	HEA240
Δ6.2	4	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA300	2	0,34	0,03	0,18	0,32	0,17	HEA240
Δ7.1	4	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA300	2	0,30	0,02	0,07	0,22	0,13	HEA200
Δ7.2	4	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA300	2	0,30	0,02	0,06	0,18	0,09	HEA200
Δ8.1	4	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA300	2	0,25	0,04	0,06	0,19	0,11	HEA200
Δ9.1	4	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA260	1	0,22	0,06	0,54	0,72	0,38	HEA240
Δ9.2	4	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA260	1	0,10	0,07	0,31	0,48	0,25	HEA220
Δ9.3	4	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA260	1	0,15	0,07	0,05	0,20	0,14	HEA160
Δ10.1	4	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA260	1	0,33	0,05	0,95	0,99	0,52	HEA260
Δ10.2	4	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA260	1	0,24	0,02	0,54	0,64	0,33	HEA240
Δ11.1	4	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA260	1	0,33	0,05	0,91	0,96	0,50	HEA260
Δ11.2	4	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA260	1	0,25	0,03	0,60	0,48	0,25	HEA240
Δ12.1	4	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA200	1	0,13	0,03	0,21	0,48	0,28	HEA160
Δ13.1	4	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA260	1	0,07	0,03	0,04	0,19	0,10	HEA160
Δ14.1	4	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA260	1	0,08	0,02	0,04	0,19	0,11	HEA160
Δ15.1	4	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA260	1	0,06	0,03	0,02	0,13	0,08	HEA140
Δ16.1	4	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA260	1	0,19	0,02	0,20	0,46	0,24	HEA200
Δ22.1	4	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA260	1	0,16	0,04	0,14	0,38	0,20	HEA200
Δ23.1	4	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA300	2	0,34	0,13	0,13	0,27	0,15	HEA220
Δ24.1	4	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA340	1	0,11	0,01	0,08	0,23	0,15	HEA220
Δ24.2	4	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA340	1	0,20	0,06	0,17	0,17	0,10	HEA220
Δ25.1	4	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	SHS60X8	1			0,98			SHS60X8
Δ26.1	4	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	SHS60X8	1			0,89			SHS60X8

Δ1.1	5	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA240	1	0,36	0,08	0,09	0,18	0,10	HEA160
Δ2.1	5	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA240	1	0,26	0,03	0,06	0,15	0,09	HEA160
Δ3.1	5	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA240	1	0,35	0,06	0,04	0,12	0,06	HEA140
Δ4.1	5	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA240	1	0,28	0,10	0,12	0,25	0,14	HEA180
Δ5.1	5	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA240	1	0,33	0,03	0,10	0,25	0,13	HEA160
Δ6.1	5	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA240	1	0,38	0,09	0,11	0,20	0,12	HEA180
Δ7.1	5	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA240	1	0,34	0,04	0,07	0,18	0,11	HEA160
Δ8.1	5	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA240	1	0,23	0,04	0,10	0,27	0,15	HEA160
Δ9.1	5	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA240	1	0,34	0,08	0,22	0,33	0,19	HEA200
Δ10.1	5	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA200	1	0,16	0,07	0,06	0,28	0,21	HEA140
Δ10.2	5	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA200	1	0,24	0,06	0,31	0,60	0,35	HEA180
Δ11.1	5	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA200	1	0,20	0,02	0,25	0,51	0,28	HEA160
Δ12.1	5	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA200	1	0,14	0,02	0,08	0,29	0,16	HEA140
Δ13.1	5	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA200	1	0,06	0,01	0,03	0,13	0,10	HEA100
Δ14.1	5	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA200	1	0,11	0,04	0,13	0,26	0,15	HEA140
Δ15.1	5	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA200	1	0,11	0,02	0,12	0,35	0,19	HEA140
Δ16.1	5	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA200	1	0,28	0,02	0,78	0,89	0,47	HEA200
Δ22.1	5	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA200	1	0,23	0,04	0,59	0,54	0,32	HEA200
Δ23.1	5	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA200	1	0,10	0,05	0,07	0,27	0,17	HEA120
Δ27.1	5	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS60X8	1			0,80			SHS60X6.3
Δ28.1	5	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS60X8	1			0,78			SHS60X6
Δ11.1	6	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA220	1	0,24	0,04	0,19	0,42	0,24	HEA180
Δ12.1	6	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA220	1	0,19	0,02	0,10	0,31	0,18	HEA160
Δ2.1	6	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA240	1	0,25	0,03	0,22	0,38	0,21	HEA200
Δ2.2	6	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA240	1	0,17		0,12	0,25	0,13	HEA180
Δ8.1	6	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA220	1	0,37	0,03	0,20	0,47	0,28	HEA180
Δ8.2	6	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA220	1	0,25	0,03	0,22	0,43	0,22	HEA180
Δ9.1	6	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA220	1	0,61	0,19	0,46	0,66	0,36	HEA220
Δ9.2	6	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA220	1	0,41	0,07	0,84	0,87	0,47	HEA220
Δ16.1	6	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA160	1	0,15	0,07	0,40	0,56	0,32	HEA140
Δ22.1	6	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA160	1	0,16	0,07	0,45	0,55	0,41	HEA140
Δ23.1	6	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA160	1	0,13	0,07	0,22	0,48	0,27	HEA120
Δ24.1	6	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS60X8	1			0,63			SHS60X6
Δ25.1	6	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS60X8	1			0,72			SHS60X6
Δ1.1	7	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA180	1	0,24	0,04	0,19	0,35	0,19	HEA140
Δ2.1	7	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA180	1	0,37	0,04	0,64	0,70	0,38	HEA180
Δ3.1	7	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA180	1	0,24	0,02	0,24	0,43	0,26	HEA140
Δ4.1	7	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA140	1	0,14	0,02	0,26	0,52	0,45	HEA120
Δ5.1	7	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA140	1	0,20	0,06	0,80	0,91	0,49	HEA140
Δ6.1	7	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS60X8	1			0,17			SHS40X2.5
Δ7.1	7	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS60X8	1			0,45			SHS60X5
Δ23.1	7	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA140	1	0,25	0,08	0,91	0,84	0,45	HEA140

Σχήμα 4.21 Έλεγχος Μεταλλικών Δοκών

Τύπος μελών	Διατομή μελών	Κατηγορία μελών	vy	vz	κΔ ΛΔ	ΕC3 (6.61) ny+myz+myz	ΕC3 (6.62) nz+mzy+mzz	Πρόταση Διατομής
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA200	1	0,01	0,14	0,44	0,48	0,64	HEA180
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA280	2	0,01	0,16	0,29	0,47	0,44	HEA220
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA320	1	0,02	0,18	0,30	0,43	0,47	HEA260
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA340	1	0,04	0,15	0,55	0,50	0,74	HEA300
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA240	1	0,03	0,15	0,68	0,75	0,96	HEA240
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA220	1	0,02	0,16	0,54	0,65	0,51	HEA200
ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA300	2	0,43	0,12	0,23	0,40	0,22	HEA240
ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA260	1	0,33	0,07	0,95	0,99	0,52	HEA260
ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA200	1	0,28	0,07	0,78	0,89	0,47	HEA200
ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA340	1	0,20	0,01	0,08	0,23	0,15	HEA220
ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS60X8	1			0,98			SHS60X8
ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA240	1	0,38	0,10	0,22	0,38	0,21	HEA200
ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA220	1	0,61	0,19	0,84	0,87	0,47	HEA220
ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA160	1	0,16	0,07	0,45	0,56	0,41	HEA140
ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA180	1	0,37	0,04	0,64	0,70	0,38	HEA180
ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA140	1	0,25	0,08	0,91	0,91	0,49	HEA140

Σχήμα 4.22 Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας ανά διατομή στο κτίριο

Προμέτρηση μεταλλικών μελών					
Συνολική προμέτρηση μεταλλικών μελών					
A/A [l]	Τύπος μελών	Διατομή μελών	Συνολ. μήκος [m]	Συνολ. βάρος [kg]	
1	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA200	11,60	490,68	
2	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA280	31,90	2437,16	
3	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA320	34,80	3396,48	
4	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA340	2,90	304,50	
5	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA240	2,90	174,87	
6	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA220	11,60	585,80	
7	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA300	41,75	3686,89	
8	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA260	44,11	3008,42	
9	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA200	46,75	1977,35	
10	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA340	7,96	835,68	
11	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS60X8	47,63	595,38	
12	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA240	41,71	2514,85	
13	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA220	18,77	947,66	
14	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA160	15,11	459,47	
15	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA180	13,94	494,75	
16	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA140	14,03	346,42	
17	ΑΕΡΟΙΣΜΑΤΑ	----	387,45	22256,37	

Σχήμα 4.22 Προμέτρηση Μεταλλικών μελών

Βλέπουμε ότι στην υφιστάμενη κατασκευή προστίθεται λόγω της προσθήκης ένα βάρος μόνο από τα μέλη από χάλυβα που είναι κοντά στους 22.5 τόνους.

4.7.4 Πλαστική ροπή αντοχής δοκού

Για τις δοκούς του 4^{ου} ορόφου που είναι HEA 300 έγινε έλεγχος αν η πλαστική ροπή αδράνειας στις στηρίξεις και στα ανοίγματα είναι μεγαλύτερες από τις ροπές που αναπτύχθηκαν στο προσομοίωμα. Οι ροπές υπολογίστηκαν σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4 και προέκυψαν ροπές αντοχής που δίνονται στον παρακάτω πίνακα:

ΘΕΤΙΚΕΣ ΡΟΠΕΣ		
$\rho_s = A_s / A_c$	0,0096	
κ.β συμμικτής	8,82	cm
z	1,32	cm
kc	0,45	<1
ρ_{smin}	0,08	
συντ αυξησης πλατους πλακας	1,29	
νέο πλατος	1,52	m
Z=	3107,50	kN
z0=	9,61	cm
Mpl,rd	767,36	kNm
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ 1(ΕΦΕΛΚΥΕΤΑΙ ΟΛΟΚΛΗΡΗ)		
ΑΡΝΗΤΙΚΕΣ ΡΟΠΕΣ		
D=Aa*fyd	3107,50	kN
Zs1	130,43	kN
Zs2	86,96	kN
Zf	2310,00	kN
Zw/(z0-d-tf0)	46,75	580,11
zo	28,81	
Mpl,rd-	404,43	kNm
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ		
ΚΟΡΜΟΣ		12,41cm
c/t	24,47	<53,58
ΠΕΛΜΑ		
c/t	8,48	<9,2
Mpl,a,rd	380,33	
Διατομή κατηγορίας 2		

Σχήμα 4.23 Πλαστικές Ροπές αντοχής σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4

4.7.5 Ελαστική ανάλυση και εύρεση τάσεων για Ο.Κ.Λ

Για τον συνδυασμό G + ψ2Q και τις ροπές που προέκυψαν έγινε ελαστική ανάλυση σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4 και υπολογίστηκαν οι τάσεις για μια δοκό HEA300 ώστε να δούμε αν επαρκεί. Η ανάλυση αυτή έγινε σύμφωνα με τη μέθοδο της ισοδύναμης διατομής. Ο υπολογισμός των τάσεων έγινε για ζεύγος (N,M)=(-50kN,100kNm). Οι τάσεις που προέκυψαν δίνονται παρακάτω:

HEA 300							ΣΤΑΤΙΚΕΣ ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ		
h	290,00 mm	σκυρόδεμα σε θλιψη			σκυρόδεμα σε εφελκυσμό		Wau1	2053,65 cm ³	
b	300,00 mm	I1e	61459,74	cm ⁴	I2e	20080,69	cm ⁴	Wao1	66299,05 cm ³
tf	8,50 mm	ze	14,07	cm	ze	28,67	cm	Ws1	-15089,58 cm ³
tg	14,00 mm	S	1638,50	cm ³	S	1990,87	cm ³	Wcu1	449122,63 cm ³
r	27,00 mm	la	18260,00	cm ⁴	Ac	0,00		Wco1	-29584,34 cm ³
h-2c	208,00 mm	Ac	1775,63	cm ²	Ic	0,00	cm ²		
A	113,00 cm ²	Ic	4899,11		n	6,77		Wau2	1310,21 cm ³
		n	6,77		Ace	0,00		Wao2	-1468,56 cm ³
		Ace	262,12	cm ²	Ae	118,00	cm ²	Ws2	-1075,34 cm ³
		Ae	380,12	cm ²	zaa		cm ²		
		zaa	15,00	cm ²	zc				
		zc	7,50	cm ²	As	5,00	cm ²		
		As	5,00	cm ²	zs	10,00	cm		
		zs	10,00	cm					
		ΤΑΣΕΙΣ			ΤΑΣΕΙΣ				
		σau1	4,74	<27,5	kN/cm ²	σau2	-8,43	<27,5	kN/cm ²
		σao1	0,02	<27,5	kN/cm ²	σao2	6,37	<27,5	kN/cm ²
		σs1	-0,79	<50/1,15	kN/cm ²	σs2	8,86	<50/1,15	kN/cm ²
		σcu1	0,01	<1,42	kN/cm ²	σcu2	0,00		
		σco1	-0,51	<1,42	kN/cm ²	σco2	0,00		

Σχήμα 4.24 Τάσεις ελαστικής ανάλυσης σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4

Στην ΟΚΛ ελέγχεται επίσης το βέλος που προκύπτει από αυτόν τον συνδυασμό. Προκύπτει βέλος στο ελεγχόμενο μέλος ίσο με 4.5mm και το επιτρεπόμενο βέλος είναι $\delta_{max}=L/250=505/250=2.02\text{cm}$. Οπότε ο έλεγχος ικανοποιείται.

4.7.6 Υπολογισμός διατμητικών ήλων

Για διατομές κατηγορίας 1 ή 2 όπως είναι η διατομή μας για την οριακή κατάσταση αστοχίας επιτρέπεται η δρώσα ροπή να είναι μεγαλύτερη από την ελαστική αντοχή σε ροπή της διατομής. Στην περίπτωση αυτή τμήματα της διατομής συμπεριφέρονται ανελαστικά. Η διαμήκης διάτμηση σε αυτή την περίπτωση είναι μεγαλύτερη από εκείνη που προκύπτει από τη σχέση $V1=Ved*s/Ie$ και η οποία σχέση δεν ισχύει αφού προέρχεται από τη θεωρία της ελαστικότητας. Έτσι όταν υπάρχουν οι ακόλουθες προϋποθέσεις η διαμήκης διάτμηση υπολογίζεται αλλιώς. Οι προϋποθέσεις αυτές είναι:

- Οικοδομικά έργα
- Διατομές κατηγορίας 1 ή 2
- Όγκιμη συμπεριφορά διατμητικών συνδέσμων
- Οριακή κατάσταση αστοχίας(όχι κόπωσης)

Έτσι η διαμήκης διάτμηση για περιοχές μεταξύ μηδενικών και θετικών ροπών υπολογίζεται ως: $V1=\Sigma T1=D+=Z+$

Σε τμήμα μεταξύ θετικών και αρνητικών ροπών ισχύει η σχέση: $V1=D^+ + Z^- = Z^+ + Z^-$

Σε τμήμα μεταξύ μηδενικών και αρνητικών ροπών: $V1=\Sigma T1= Z^-$

$D+=Acd*0.85fcd+Asfs$ θλιπτική δύναμη σκυροδέματος και οπλισμού πλάκας για θετική ροπή $Mpl,Rd+$

$Z+=Aa*fy$ εφελκυστική δύναμη σιδηροδοκού για θετική ροπή $Mpl,Rd+$

$Z-=As*fs$ εφελκυστική δύναμη οπλισμού πλάκας για αρνητική ροπή $Mpl,Rd-$

Το μέλος που εξετάζεται είναι μεταξύ αρνητικών και θετικών ροπών και προκύπτουν διατμητικοί ήλοι σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα και τοποθετούνται 2Φ22/24cm:

	ΔΙΑΜΗΚΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗ			
	ΜΕΤΑΞΥ ΑΡΝΗΤΙΚΩΝ-ΘΕΤΙΚΩΝ ΡΟΠΩΝ			
	V1=D ⁺ + Z ⁻	2041,66 kN		
	D+	1824,27 kN		
	Z-	217,39 kN		
	Prd	98,85 kN		
	d	2,20 cm		
	nf	21,00 ΣΕ ΜΗΚΟΣ	5,05/2	m
	ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ			
	d<=22mm			
	h=100mm>=4*22mm			
	ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ 2			
	Mpl,Rd<2,5Mpl,a,Rd			
	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΉΛΩΝ	24,05		
	ΜΕΤΑΒΙΒΑΖΟΜΕΝΗ ΔΙΑΜΗΚΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	823,76 kN		
	ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΙ ΔΙΑΤΑΞΗΣ ΉΛΩΝ			
	eL>	11,00 cm		
	eL<	80,00 cm		
	et>	5,50 cm		
	cmin	2,00 cm		
	et<	11,59 cm		

$$P_{Rd} = \frac{0,8 f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_V}$$

ή:

$$P_{Rd} = \frac{0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_V}$$

όποια είναι μικρότερη , με :

$$\alpha = 0,2 \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad \text{για } 3 \leq h_{sc} / d \leq 4$$

$$\alpha = 1 \quad \text{για } h_{sc} / d > 4$$

Σχήμα 4.25 Υπολογισμός Διατμητικών Ήλων και τύποι αντοχής ενός ήλου

4.7.7 Συνδέσεις

Στο υποκεφάλαιο αυτό θα παραθέσουμε ενδεικτικά τις επιλύσεις των τριών διαφορετικών ειδών συνδέσεων μεταλλικών μελών που θα συναντήσουμε στην προσθήκη που θα γίνει με μεταλλικά στοιχεία. Η επίλυση των συνδέσεων έγινε με τις μέγιστες εντάσεις που υπάρχουν στο κτήριο για κάθε είδος σύνδεσης , και κάθε σύνδεση παρακάτω θα είναι η σύνδεση που θα πραγματοποιηθεί σε όλες τις αντίστοιχες συνδέσεις του κτιρίου για θέματα βελτιστοποίησης και πρακτικότητας.

Η σύνδεση Δοκού σε Υποστύλωμα ανήκει στην κατηγορία συνδέσεων ροπής , οπότε με χρήση του προγράμματος συνδέσεων του Fespa κάνουμε επίλυση της σύνδεσης , η οποία αποτελείται από τους παρακάτω ελέγχους.

Αντοχή σε ροπή :

Η αντοχή της σύνδεσης προκύπτει από την αντοχή των επιμέρους βασικών στοιχείων που την αποτελούν :

- Κορμός στύλου σε τέμνουσα
- Κορμός στύλου σε θλίψη
- Κορμός στύλου σε εφελκυσμό
- Πέλμα στύλου σε κάμψη
- Μετωπική πλάκα σε κάμψη
- Κορμός και πέλμα δοκού σε θλίψη
- Έλεγχος βραχέων T ανεξάρτητα αλλά και σε ομάδες , όπου εξετάζονται 3 πιθανοί τρόποι αστοχίας
- Αστοχία πέλματος βραχέως T
- Αστοχία των κοχλιών ταυτόχρονα με την αστοχία του πέλματος
- Αστοχία των κοχλιών
- Αντοχή κοχλιών ταυτόχρονα με την αστοχία πλάκας έδρασης σε σύνθλιψη άντυγας

Αντοχή σε τέμνουσα :

Η αντοχή της σύνδεσης σε τέμνουσα προκύπτει ύστερα από τους παρακάτω ελέγχους :

- Αντοχή των κοχλιών σε τέμνουσα
- Αντοχή των ελασμάτων σε σύνθλιψη άντυγας

Απο κάθε σειρά κοχλιών προκύπτει η ελάχιστη αντοχή σε τέμνουσα , με βάση τους παραπάνω ελέγχους . Άρα η συνολική αντοχή της σύνδεσης σε τέμνουσα προκύπτει από το άθροισμα των αντοχών όλων των σειρών κοχλιών της σύνδεσης



Σχήμα 4.26 Σύνδεση ροπής υποστυλώματος-δοκού και Σύνδεση συνδέσμου δυσκαμψίας στο υποστύλωμα

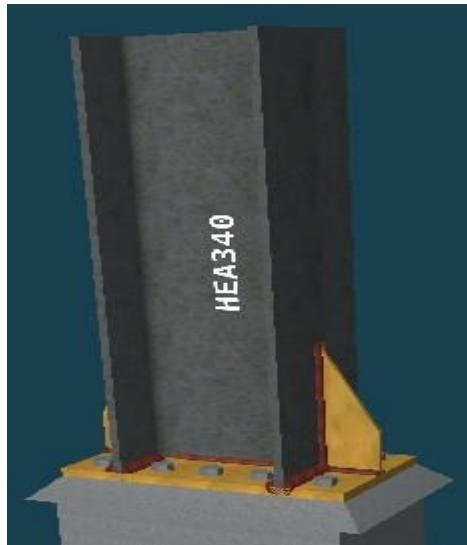
Έδραση υποστυλώματος

Στην κατηγορία αυτή ανήκουν οι συνδέσεις που αφορούν την έδραση υποστυλωμάτων σε θεμέλια από οπλισμένο σκυρόδεμα , στην περίπτωση μας τα θεμέλια αυτά θεωρούνται τα υποστυλώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα των υποκείμενων ορόφων. Στα υποστυλώματα αυτά , θα ανοιχθούν οπές ώστε να μουν τα αγκύρια στα οποία το άνωθεν μεταλλικό υποστύλωμα θα εδραστεί.

Με χρήση του προγράμματος Fespa κάναμε τους παρακάτω ελέγχους :

- Αντοχή σκυροδέματος σε θλίψη
- Αντοχή αγκυρίων σε εφελκυσμό
- Αντοχή της πλάκας έδρασης σε κάμψη
- Πέλμα και κορμός στύλου σε θλίψη
- Κορμός στύλου σε εφελκυσμό
- Αντοχή των συγκολλήσεων
- Αντοχή σε τέμνουσα των αγκυρίων
- Αντοχή πλάκας έδρασης σε σύνθλιψη άντυγας

Για κάθε σειρά αγκυρίων βρίσκεται η ελάχιστη αντοχή σε τέμνουσα από τους παραπάνω ελέγχους , ενώ η τελική αντοχή της σύνδεσης σε τέμνουσα βρίσκεται από το άθροισμα των αντοχών των επιμέρους σειρών της σύνδεσης.



Σχήμα 4.27 Έδραση υποστυλώματος

Σύνδεση Κατακόρυφου συνδέσμου Δυσκαμψία

Στην κατηγορία αυτή ανήκουν οι συνδέσεις των εγκάρσιων στοιχείων ακαμψίας ενός μεταλλικού φορέα πάνω σε κόμβο δοκού και υποστυλώματος. Με το πρόγραμμα υπολογίζεται ο παρακάτω τύπος σύνδεσης Κοχλιωτή σύνδεση διαγωνίου μέσω κομβοελάσματος σε κόμβο δοκού υποστυλώματος. Από το πρόγραμμα γίνονται οι παρακάτω έλεγχοι για την διαστασιολόγηση της σύνδεσης :

- Έλεγχοι διαγωνίου μέλους
- Έλεγχος σε διαρροή
- Έλεγχος σε θραύση
- Έλεγχος της κοχλίωσης σύνδεσης του διαγωνίου με το κομβοέλασμα
- Έλεγχος σε τέμνουσα
- Έλεγχος σε διάτμηση
- Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυνας κομβοελάσματος
- Έλεγχος της συγκόλλησης σύνδεσης κομβοελάσματος με δοκό και υποστυλώμα

4.7.8 Υπολογισμός αντοχής πλακών

Επίλυση πλακών 4ου ορόφου												
Στατικό σύστημα πλακών : Επιφανειακός φορέας												
Υπολογισμοί οπλισμών και έλεγχος λειτουργικότητας κατά του EC2-1-1.												
Ο υπολογισμός των εντατικών μεγεθών των πλακών έγινε με την μέθοδο Ribet-Martins												
Υπολογισμός κοινού οικοδομικού έργου - Χωρίς ανάγνωση Δυσμενών Φορτίσεων												
Εντατικά μεγέθη - Οπλισμοί πλακών												
Πλάκα [J]	Τύπος [J]	Διε	dx [m]	mfz [kN/m]	As1x_rq [cm²]	As2x_rq [cm²]	dz [m]	mfz [kN/m]	As1z_rq [cm²]	As2z_rq [cm²]		
1	4	x-z	0,125	7,19	1,37	0,00	0,115	1,94	0,40	0,00		
2	4	x-z	0,125	9,14	1,76	0,00	0,115	5,24	1,08	0,00		
3	4	x-z	0,125	8,97	1,72	0,00	0,115	7,36	1,54	0,00		
4	4	x-z	0,125	7,84	1,50	0,00	0,115	6,97	1,45	0,00		
5	4	x-z	0,125	8,13	1,56	0,00	0,115	7,33	1,53	0,00		
6	4	x-z	0,115	7,13	1,49	0,00	0,125	12,29	2,39	0,00		
7	4	x-z	0,115	4,56	0,94	0,00	0,125	8,11	1,55	0,00		
Στις πλάκες zoellner ή sandwich, τα εντατικά μεγέθη και οι οπλισμοί έχουν αναχθεί ανά διαδικασία												
Ράβδοι σιδηρού οπλισμού πλακών												
Πλάκα [J]	Διεύθυνση Κάτω	x Άνω	Διεύθυνση Κάτω	z Άνω	Ελεύθερη Κάτω	παρά Άνω	Οπλισ Κάτω	συνορτής Άνω				
1	Ø8/25		Ø8/25									
2	Ø8/25		Ø8/25									
3	Ø8/25		Ø8/25									
4	Ø8/25		Ø8/25									
5	Ø8/25		Ø8/25									
6	Ø8/25		Ø8/21									
7	Ø8/25		Ø8/25									
Ροές και οπλισμοί στηρίξεων												
Πλάκα [J]	πλάκα [J]	d [m]	ΜEd1 [kNm]	ΜEd2 [kNm]	ΜEd [kNm]	As1_rq [cm²]	As2_rq [cm²]	Άνω	Κάτω			
1 (Αρ)	2 (Δε)	0,125	11,20	15,74	13,47	2,63	0,00	+ Ø8/50				
2 (Αρ)	3 (Δε)	0,125	15,74	19,20	17,47	3,47	0,00	+ Ø8/34				
2 (Κα)	7 (Αν)	0,115	12,29	13,87	13,08	2,80	0,00	+ Ø8/50				
3 (Κα)	4 (Αν)	0,115	18,03	16,12	17,08	3,73	0,00	+ Ø8/29				
4 (Δε)	7 (Αρ)	0,115	15,54	10,76	13,15	2,81	0,00	+ Ø8/50				
4 (Κα)	5 (Αν)	0,115	16,12	17,42	16,77	3,65	0,00	+ Ø8/30				
5 (Δε)	6 (Αρ)	0,115	18,03	20,29	19,16	4,23	0,00	+ Ø8/22				
6 (Αν)	7 (Κα)	0,125	23,81	13,87	18,84	3,76	0,00	+ Ø8/32				
Ο. Κ. Λειτουργικότητας: Συνθήκη απαλλαγής αναλυτικού υπολογισμού βέλους. [EC2-1-1 §7.4.2]												
Πλάκα [J]	l [m]	d [m]	K [J]	ρθ [ο/οο]	As1_pr [cm²]	As1_ca [cm²]	As2_ca [cm²]	[l/d]	[l/d]lim			
1	3,20	0,125	1,30	4,00	2,01	1,37	0,00	25,63	<	167,08		
2	4,78	0,125	1,50	4,00	2,01	1,76	0,00	38,25	<	103,37		
3	5,11	0,125	1,30	4,00	2,01	1,72	0,00	40,89	<	93,90		
4	5,03	0,125	1,30	4,00	2,01	1,50	0,00	40,21	<	133,21		
5	5,06	0,125	1,30	4,00	2,01	1,56	0,00	40,49	<	121,30		
6	5,44	0,125	1,30	4,00	2,39	2,39	0,00	43,51	<	49,65		
7	4,53	0,125	1,50	4,00	2,01	1,55	0,00	36,26	<	141,03		
Ο. Κ. Λειτουργικότητας: Αναλυτικός έλεγχος βέλους.												
Πλάκα [J]	ΜEd [kNm]	Συντ. ζ	Κάμψη + Στ.Ι	Ερπυσμός Στ.ΙΙ	Συστολή Στ.Ι	Ξήρανσης Στ.ΙΙ	Ολικό βέλος	Επιτρ βέλος	Υψωση Ξυλοστ	Βέλος διασχ.	Επιτρ. διασχ.	
1	4,09	0,00	1,52	0,00	0,29	0,00	1,81	12,82	0,00	0,46	9,15	Ο.Κ.
2	5,19	0,00	3,34	0,00	0,50	0,00	3,84	19,12	0,00	1,00	13,66	Ο.Κ.
3	5,10	0,00	4,72	0,00	0,72	0,00	5,44	20,45	0,00	1,41	14,60	Ο.Κ.
4	4,46	0,00	3,87	0,00	0,68	0,00	4,54	20,10	0,00	1,16	14,36	Ο.Κ.
5	4,62	0,00	4,10	0,00	0,69	0,00	4,79	20,24	0,00	1,23	14,46	Ο.Κ.
6	6,99	0,00	7,11	0,00	0,94	0,00	8,05	21,75	0,00	2,13	15,54	Ο.Κ.
7	4,61	0,00	2,68	0,00	0,45	0,00	3,13	18,13	0,00	0,80	12,95	Ο.Κ.
Τα βέλη σε [mm] - Ο έλεγχος των παραμορφώσεων γίνεται με την φόρτιση [G+ψ2*Q]. (EC2 - §7.4)												
Συντελεστής ερπυσμού φ = 2,50 - Συστολή Ξήρανσης ecs = 0,0004												
Ο. Κ. Λειτουργικότητας: Περιορισμός Ρηγμάτωσης (άνογμα) - Wk<0,3 [EC2-1-1 §7.3.4]												
Πλάκα [J]	d [m]	ΜEd [kNm]	Μcr [kNm]	Asmin [cm²]	os [MPa]	SrMax [m]	esm-ecm [°E-3]	Wk [mm]				
1	0,125	4,09	<	7,56	2,61							
2	0,125	5,19	<	7,56	2,61							
3	0,125	5,10	<	7,56	2,61							
4	0,125	4,46	<	7,56	2,61							
5	0,125	4,62	<	7,56	2,61							
6	0,125	6,99	<	7,64	2,40							
7	0,125	4,61	<	7,56	2,61							
Ο έλεγχος ρηγμάτωσης στο άνοιγμα γίνεται με την φόρτιση [G+ψ2*Q]. [EC2-1-1 §7.3.4]												
Ο. Κ. Λειτουργικότητας: Περιορισμός Ρηγμάτωσης (στήριξη) - Wk<0,3 [EC2-1-1 §7.3.4]												
Στήριξη [J]	d [m]	ΜEd [kNm]	Μcr [kNm]	Asmin [cm²]	os [MPa]	SrMax [m]	esm-ecm [ο/οο]	Wk [mm]				
P1 - P2	0,125	7,66	<	7,78	2,60							
P2 - P3	0,125	9,93	>	7,88	2,59	253,53	0,15	0,84	0,122			
P2 - P7	0,125	7,44	<	7,78	2,60							
P3 - P4	0,125	9,71	>	7,93	2,59	231,70	0,14	0,76	0,110			
P4 - P7	0,125	7,48	<	7,78	2,60							
P4 - P5	0,125	9,53	>	7,92	2,59	230,96	0,14	0,75	0,108			
P5 - P6	0,125	10,89	>	8,05	2,44	228,11	0,14	0,80	0,113			
P6 - P7	0,125	10,71	>	7,94	2,59	253,82	0,14	0,88	0,126			
Ο έλεγχος ρηγμάτωσης στην στήριξη γίνεται με την φόρτιση [G+ψ2*Q]. [EC2-1-1 §7.3.4]												
Ο. Κ. Λειτουργικότητας: Περιορισμός τάσεων (άνογμα). [EC2-1-1 §7.2]												
Πλάκα [J]	d [m]	ΜEd [G+Q] [kNm]	Μcr [kNm]	os [MPa]	σση (k1*fck) [MPa]	os [MPa]	σση (k3*fyk) [MPa]	Πρόσθ - [cm²]				
1	0,125	5,16	<	7,56								
2	0,125	6,55	<	7,56								
3	0,125	6,43	<	7,56								
4	0,125	5,62	<	7,56								
5	0,125	5,83	<	7,56								
6	0,125	8,82	>	7,64	4,73	<	9,60	322,80	<	400,00		
7	0,125	5,81	<	7,56								
Ο. Κ. Λειτουργικότητας: Περιορισμός τάσεων (στήριξη). [EC2-1-1 §7.2]												
Στήριξη [J]	d [m]	ΜEd [G+Q] [kNm]	Μcr [kNm]	os [MPa]	σση (k1*fck) [MPa]	os [MPa]	σση (k3*fyk) [MPa]	Πρόσθ - [cm²]				
P1 - P2	0,125	9,66	>	7,78	4,75	<	9,60	283,52	<	400,00		
P2 - P3	0,125	12,53	>	7,88	5,84	<	9,60	319,88	<	400,00		
P2 - P7	0,125	9,38	>	7,78	4,61	<	9,60	275,31	<	400,00		
P3 - P4	0,125	12,25	>	7,93	5,56	<	9,60	292,34	<	400,00		
P4 - P7	0,125	9,43	>	7,78	4,64	<	9,60	276,75	<	400,00		
P4 - P5	0,125	12,03	>	7,92	5,49	<	9,60	291,40	<	400,00		
P5 - P6	0,125	13,74	>	8,05	5,95	<	9,60	287,80	<	400,00		
P6 - P7	0,125	13,51	>	7,94	6,12	<	9,60	320,24	<	400,00		
Ο έλεγχος τάσεων χαλβα και ακυρωθέντος γίνεται με την φόρτιση [G+Q]. (EC2-1-1 §7.2)												

Σχήμα 4.28 Οπλιση και έλεγχος πλακών

5 Αποτίμηση κτιρίου πριν την ενίσχυση

5.1 Εισαγωγικά για την ανάλυση Pushover

Για να επιλέξουμε τους τύπους ενισχύσεως που θα χρησιμοποιήσουμε αρχικά κάναμε μία πρώτη ανάλυση Pushover έτσι ώστε να έχουμε μια πρώτη εκτίμηση των μελών που είναι ευάλωτα να αστοχήσουν αλλά και να ξέρουμε τον τύπο αστοχίας.

Η μη γραμμική στατική ανάλυση είναι απαραίτητη όπως προαναφέρθηκε, για διαφορετικούς λόγους τόσο σε νέα όσο και σε παλιά κτίρια. Η διαφοροποίηση έγκειται στο σκοπό που επιδιώκεται να επιτευχθεί μέσω της ανάλυσης αυτής.

Νέα Κτίρια

Σε νέα κτίρια επιδιώκεται μέσω της ανάλυσης Pushover, η **χάραξη της καμπύλης αντίστασης** της κατασκευής και εξ' αυτής ο **προσδιορισμός του λόγου $au/a1$** . Ο λόγος $au/a1$ χρησιμοποιείται τελικά στον υπολογισμό του συντελεστή συμπεριφοράς q της κατασκευής. Οι απαραίτητοι έλεγχοι της κατασκευής παρόλα αυτά πραγματοποιούνται με βάση τα αποτελέσματα ελαστικής ανάλυσης. Θεωρείται ότι υπάρχει πλήρης γνώση της γεωμετρίας του φορέα της κατασκευής, της θεωρητικής ποιότητας των χρησιμοποιούμενων υλικών και των κατασκευαστικών λεπτομερειών.

Υφιστάμενα Κτίρια

Σε παλαιές κατασκευές που αποτιμώνται ή ανασχεδιάζονται, στόχος της ανάλυσης Pushover είναι η **χάραξη της καμπύλης αντίστασης** και βάσει αυτής, ο **προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας** για δεδομένη σεισμική διέγερση. Με βάση το σημείο επιτελεστικότητας πραγματοποιούνται οι απαραίτητοι έλεγχοι σε όρους παραμορφώσεων ή δυνάμεων. Θεωρείται ότι υπάρχει γνώση της γεωμετρίας του φορέα της κατασκευής, της πραγματικής ποιότητας των χρησιμοποιούμενων υλικών και των κατασκευαστικών λεπτομερειών που μπορεί να κυμαίνεται από πλήρης έως περιορισμένη.

5.1.1 Ο συντελεστής $au/a1$

Ο ενιαίος συντελεστής συμπεριφοράς q μιας κατασκευής είναι σταθερός ή ανάλογος του λόγου $au/a1$, σύμφωνα με την τάξη της πλαστιμότητάς της (EC8-1, §5.2.2.2). Ο λόγος απαιτείται από τον EC8 στην ανάλυση νέων κατασκευών και είναι δυνατόν να προσδιοριστεί με δύο τρόπους:

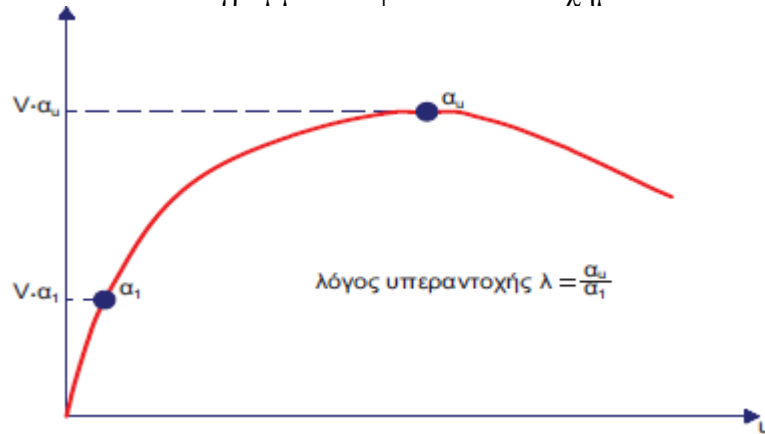
1. **Προσεγγιστικά**, ανάλογα με το στατικό σύστημα του φορέα και με κατάλληλη απομείωση σε περίπτωση που το κτίριο δεν είναι κανονικό σε κάτοψη.
2. **Υπολογιστικά**, με πραγματοποίηση μη γραμμικής στατικής ανάλυσης (Pushover)

Ο λόγος αυτός απαρτίζεται από:

$a1$ = τιμή με την οποία πρέπει να πολλαπλασιαστούν τα οριζόντια φορτία ώστε να φτάσει κάποιο μέλος της κατασκευής στην καμπτική διαρροή ενώ όλες οι άλλες φορτίσεις

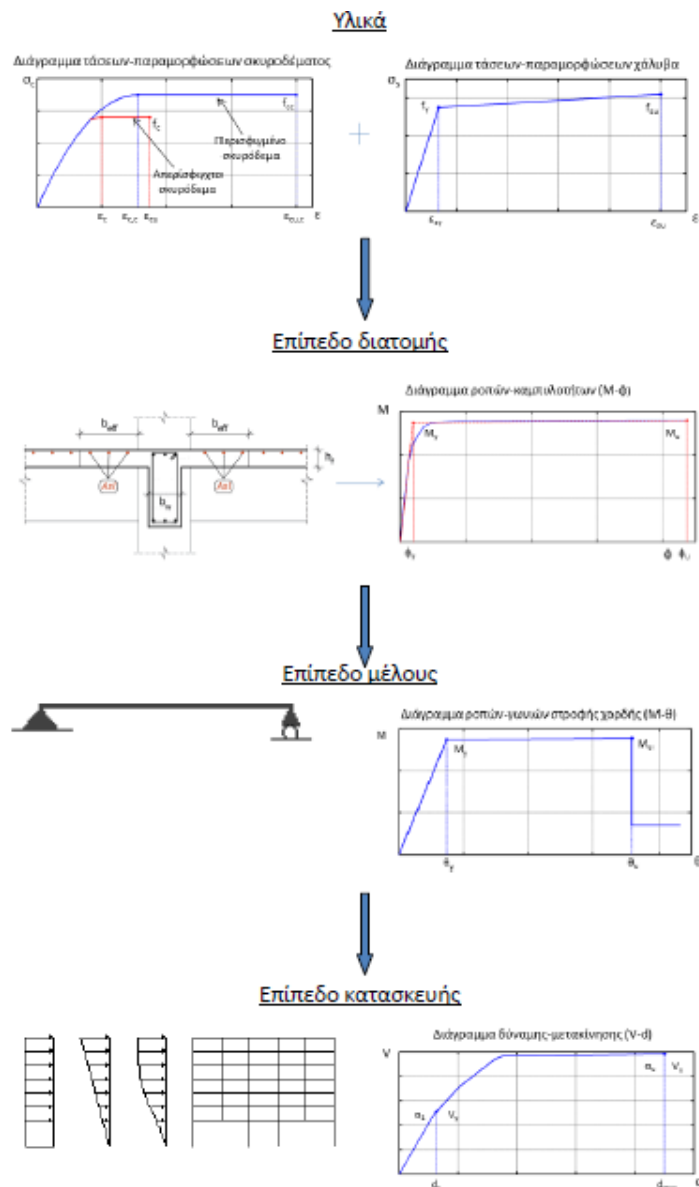
παραμένουν σταθερές (εμφάνιση της πρώτης πλαστικής άρθρωσης στο φέροντα οργανισμό).

α_u =τιμή με την οποία πρέπει να πολλαπλασιαστούν τα οριζόντια φορτία ώστε να δημιουργηθεί επαρκής αριθμός πλαστικών αρθρώσεων στο κτίριο για την αστάθεια του τελευταίου, ενώ όλες οι άλλες φορτίσεις παραμένουν σταθερές. Είναι φανερό πως σε μια αμφιέριστη δοκό ο λόγος αυτός είναι ίσος με 1, διότι η δημιουργία της 1ης πλαστικής άρθρωσης εφόσον δεν υπάρχει υπεραντοχή, είναι ικανή να οδηγήσει σε κατάρρευση. Συνεπώς, όσο μεγαλύτερη είναι η ικανότητα της κατασκευής να καταναλώνει ενέργεια μέσω πλαστικών παραμορφώσεων, τόσο μεγαλύτερος είναι ο λόγος αυτός. Η μέγιστη τιμή του λόγου σύμφωνα με τον EC8, όταν δεν πραγματοποιείται ανάλυση Pushover είναι 1.3, ενώ για τιμές μεγαλύτερες, απαιτείται επαλήθευση με χρήση της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης. Αυτή η επαλήθευση είναι αναγκαία, προκειμένου να είναι βέβαιο πως η κατασκευή είναι «ικανή» να αναπτύξει μεγάλες πλαστικές παραμορφώσεις πριν να φτάσει στο σημείο κατάρρευσης. Ωστόσο η μέγιστη τιμή του λόγου που μπορεί να χρησιμοποιηθεί στο σχεδιασμό είναι 1.5, ακόμα και αν η ανάλυση Pushover προβλέπει μεγαλύτερο. Ενδεικτικά το διάγραμμα α-δ φαίνεται στο Σχήμα.



Σχήμα 5.1 Καμπύλη αντίστασης κατασκευής

5.1.2 Διαγραμματική ροή ανάλυσης Pushover



Σχήμα 5.2: Διαγραμματική ροή ανάλυσης Pushover

Για την εξαγωγή της καμπύλης αντίστασης απαιτείται ο προσδιορισμός της αντοχής των μελών της κατασκευής. Η διαδικασία που ακολουθείται φαίνεται στο Σχήμα 5.2. Η πορεία εξαγωγής της καμπύλης αντίστασης ακολουθεί τη λογική της εκκίνησης από την τοπική αντοχή των κρίσιμων διατομών μέσα στην κατασκευή (άκρα των φερόντων μελών της κατασκευής) και της κατάληξης στη γενική απόκριση ολόκληρης της κατασκευής. Αρχικά ορίζονται τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών και χαράσσεται το διάγραμμα **ροπών καμπυλοτήτων** των ακραίων διατομών των φερόντων μελών της κατασκευής για διάφορα επίπεδα αξονικής δύναμης. Έτσι συνεκτιμάται η αλληλεπίδραση αξονικής ορθής έντασης και διαξονικής κάμψης. Γνωρίζοντας τον τρόπο απόκρισης των κρίσιμων διατομών ενός μέλους είναι δυνατή η εύρεση της συμπεριφοράς αυτού, η οποία εκφράζεται με το διάγραμμα **ροπών-γωνιών στροφής χορδής**. Η γενικότερη απόκριση της κατασκευής υπό οριζόντια φόρτιση μπορεί πλέον να προσδιοριστεί βασιζόμενη στην απόκριση των επιμέρους μελών της.

Στα επόμενα αναλύεται διεξοδικά το κάθε επίπεδο προσομοίωσης και ανάλυσης, όπως επεξηγείται από τους σύγχρονους κανονισμούς και ενσωματώνεται στο FESPA.

5.2 Εκτέλεση της Pushover στο προσομοίωμα

Όλα τα μέλη της κατασκευής ορίζονται ως υφιστάμενα και βάζουμε τις παραμέτρους για την Pushover.

Χαρακτηρισμός μελών	? Υφιστάμενα
Οπλισμοί μελών	? Νέα & ενισχυόμενα με μανδύα
Αυτόματος υπολογισμός αντοχών	? Ναι
Νέο σκυρόδεμα	
Ποιότητα σκυροδέματος	? C16/20
Χαρακτηριστική αντοχή σκυροδέματος f _{ck} [MPa]	? 16
Νέος οπλισμός	
Χαρακτηρ. αντοχή χάλυβα f _{yk} [MPa]	? 500
Οριακή παραμόρφωση νέου οπλισμού ε _{su_n} [%]	? 6.000
Χαρακτηρ. αντοχή χάλυβα συνδετήρων f _{yk} [MPa]	? 500
Υφιστάμενο σκυρόδεμα & Οπλισμός	
Μέση αντοχή σκυροδέματος f _{cm} [MPa]	? 22.5
Μέση αντοχή χάλυβα f _{ym} [MPa]	? 460.0
Οριακή παραμόρφωση υφιστάμενου οπλισμού ε _{su_e} [%]	? 6.000
Μέση αντοχή χάλυβα συνδετήρων f _{ym} [MPa]	? 460.0
Επίπεδο γνώσης (Σ.Α.Δ.) υφιστάμενων υλικών - Συντ. ασφαλείας	
Επίπεδο γνώσης (Σ.Α.Δ.) σκυροδέματος	? KL2 - Κανονική (Ικανοποιητική)
Συντελεστής εμπιστοσύνης χαρακτηριστικών σκυροδέματος C _{Fc}	? 1.200
Συντελεστής ασφαλείας σκυροδέματος γ _c	? 1.500
Επίπεδο γνώσης (Σ.Α.Δ.) χάλυβα οπλισμού	? KL2 - Κανονική (Ικανοποιητική)
Συντελεστής εμπιστοσύνης χαρακτηριστικών χάλυβα C _{Fs}	? 1.200
Συντελεστής ασφαλείας χάλυβα γ _s	? 1.150

Σχήμα 5.3 Υλικά –Αποτίμηση

Χαρακτηριστικά φάσματος	
Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση α _{gR} [g]	? 0.160
Συντελεστής σπουδαιότητας γ _I	? 1.000
Παράμετροι φάσματος - Τιμές αναφοράς (Σπουδαιότητα II)	
Συμβατικός χρόνος ζωής T _L [έτη]	? 50
Υπολογισμός φάσματος απαίτησης βάσει...	? Πιθανότητας υπέρβασης P _R
Πιθανότητα υπέρβασης P _L R [%]	? 9.99
Περίοδος επαναφοράς T _L R [έτη]	? 475.0
Εκθέτης k	? 3.000
DL - Περιορισμός βλαβών	
Στάθμη επιτελεστικότητας DL	? Όχι
DL - Περίοδος επαναφοράς T _{DL} R [Ετη]	? 31.1
DL - Πιθανότητα υπέρβασης P _{DL} R [%]	? 80.00
Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (γ _I α _{gR}) _{DL}	? 0.064
SD - Σημαντικές βλάβες	
Στάθμη επιτελεστικότητας SD	? 1η υπέρβαση ορίου σε υποστ/μα ή κύρια δοκό*
SD - Περίοδος επαναφοράς T _{SD} R [Ετη]	? 474.6
SD - Πιθανότητα υπέρβασης P _{SD} R [%]	? 10.00
Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (γ _I α _{gR}) _{SD}	? 0.160
NC - Οιονεί κατάρρευση	
Στάθμη επιτελεστικότητας NC	? Όχι
NC - Περίοδος επαναφοράς T _{NC} R [Ετη]	? 474.6
NC - Πιθανότητα υπέρβασης P _{NC} R [%]	? 10.00
Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (γ _I α _{gR}) _{NC}	? 0.160
Όρια επιτελεστικότητας	
Αριθμός υποστρωμάτων n	? 2

Σχήμα 5.4 Ορισμός στάθμης επιτελεστικότητας

Γενικά	
Τυχματική εκκεντρότητα	? Μόνο στην εγκάρσια διεύθυνση
Φαινόμενα 2ας τάξης (P-Δ)	? Ναι
Πλήθος Αξονικών (Αλληλεπίδραση N-My-Mz)	? 5
Γωνία στροφής χορδής θu για ορθογωνικές διατομές	? Εμπειρικό μοντέλο (EC8-3 (A.1))
Επιρροή περίσφιγξης στα διαγράμματα αντοχής	? Ναι
Γωνία στροφής χορδής BSD (BB) βάσει	? EC8
Pushover	
A' Κατανομή φόρτισης	? Ομοιόμορφη
B' Κατανομή φόρτισης	? Ιδιομορφική
Συντελεστής συνδυασμού εγκάρσιας φόρτισης [%]	? 30,0
Ασπίες τοικοπήρωσις ενεργές	? Ναι
Ενισχυμένες τοικοπήρωσις ενεργές	? Ναι
Τοικοματοποιήσεις πλαισίων ενεργές	? Ναι

Σχήμα 5.5 Δεδομένα Pushover

	Μέλος	Κ/Δ	λDL		λSD		λNC	
			Αρχής	Τέλους	Αρχής	Τέλους	Αρχής	Τέλους
1	Δ1.1(0)	Κύριο	-	-	2.21 !	1.53 !	-	-
2	Δ2.1(0)	Κύριο	-	-	2.54 !	1.73 !	-	-
3	Δ2.2(0)	Κύριο	-	-	2.89 !	2.52 !	-	-
4	Δ3.1(0)	Κύριο	-	-	0.76	0.62	-	-
5	Δ4.1(0)	Κύριο	-	-	0.60	1.22 !	-	-
6	Δ5.1(0)	Κύριο	-	-	2.02 !	2.88 !	-	-
7	Δ6.1(0)	Κύριο	-	-	1.50 !	2.20 !	-	-
8	Δ7.1(0)	Κύριο	-	-	0.48	0.38	-	-
9	Δ8.1(0)	Κύριο	-	-	0.14	0.15	-	-
10	Δ9.1(0)	Κύριο	-	-	0.12	0.23	-	-
11	Δ10.1(0)	Κύριο	-	-	0.65	1.51 !	-	-
12	Δ11.1(0)	Κύριο	-	-	1.46 !	2.80 !	-	-
13	Δ12.1(0)	Κύριο	-	-	1.89 !	2.47 !	-	-
14	Δ13.1(0)	Κύριο	-	-	1.62 !	2.21 !	-	-
15	Δ14.1(0)	Κύριο	-	-	2.51 !	4.14 !	-	-
16	Δ15.1(0)	Κύριο	-	-	2.54 !	4.13 !	-	-
17	Δ16.1(0)	Κύριο	-	-	2.19 !	3.76 !	-	-
18	Δ1.1(1)	Κύριο	-	-	1.22 !	0.30	-	-
19	Δ3.1(1)	Κύριο	-	-	0.62	0.48	-	-
20	Δ4.1(1)	Κύριο	-	-	0.46	0.55	-	-
21	Δ5.1(1)	Κύριο	-	-	1.46 !	1.47 !	-	-
22	Δ6.1(1)	Κύριο	-	-	0.98	1.43 !	-	-
23	Δ7.1(1)	Κύριο	-	-	0.34	0.34	-	-
24	Δ8.1(1)	Κύριο	-	-	0.23	0.15	-	-
25	Δ9.1(1)	Κύριο	-	-	0.16	0.21	-	-
26	Δ10.1(1)	Κύριο	-	-	0.64	0.87	-	-
27	Δ11.1(1)	Κύριο	-	-	1.22 !	1.75 !	-	-
28	Δ12.1(1)	Κύριο	-	-	1.33 !	1.40 !	-	-
29	Δ13.1(1)	Κύριο	-	-	0.98	1.59 !	-	-
30	Δ14.1(1)	Κύριο	-	-	1.82 !	2.44 !	-	-
31	Δ15.1(1)	Κύριο	-	-	1.56 !	2.36 !	-	-
32	Δ16.1(1)	Κύριο	-	-	1.62 !	2.30 !	-	-
33	Δ1.1(2)	Κύριο	-	-	0.89	0.24	-	-
34	Δ3.1(2)	Κύριο	-	-	0.51	0.38	-	-
35	Δ4.1(2)	Κύριο	-	-	0.46	0.46	-	-
36	Δ5.1(2)	Κύριο	-	-	0.82	0.97	-	-
37	Δ6.1(2)	Κύριο	-	-	0.89	0.80	-	-
38	Δ7.1(2)	Κύριο	-	-	0.38	0.28	-	-
39	Δ8.1(2)	Κύριο	-	-	0.21	0.14	-	-
40	Δ9.1(2)	Κύριο	-	-	0.19	0.23	-	-

Σχήμα 5.6 Έλεγχος επάρκειας δοκών

	Μέλος	Κ/Δ	λDL		λSD		λNC	
			Αρχής	Τέλους	Αρχής	Τέλους	Αρχής	Τέλους
1	K1(0)	Κύριο	-	-	2.91 !	0.18	-	-
2	K1(1)	Κύριο	-	-	0.26	0.60	-	-
3	K1(2)	Κύριο	-	-	0.28	0.48	-	-
4	K1(3)	Κύριο	-	-	0.15	0.34	-	-
5	K1(5)	Κύριο	-	-	0.29	0.19	-	-
6	K1(7)	Κύριο	-	-	0.00	0.04	-	-
7	K2(0)	Κύριο	-	-	2.46 !	0.15	-	-
8	K2(1)	Κύριο	-	-	0.23	1.38 !	-	-
9	K2(2)	Κύριο	-	-	0.67	0.86	-	-
10	K2(3)	Κύριο	-	-	0.44	0.61	-	-
11	K2(5)	Κύριο	-	-	0.25	0.30	-	-
12	K2(7)	Κύριο	-	-	0.00	0.09	-	-
13	K3(0)	Κύριο	-	-	1.41 !	0.17	-	-
14	K3(1)	Κύριο	-	-	0.21	0.78	-	-
15	K3(2)	Κύριο	-	-	0.63	0.59	-	-
16	K3(3)	Κύριο	-	-	0.31	0.37	-	-
17	K3(5)	Κύριο	-	-	0.23	0.18	-	-
18	K3(7)	Κύριο	-	-	0.18	0.65	-	-
19	K4(0)	Κύριο	-	-	0.51	0.13	-	-
20	K4(1)	Κύριο	-	-	0.18	0.63	-	-
21	K4(2)	Κύριο	-	-	0.38	0.37	-	-
22	K4(3)	Κύριο	-	-	0.24	0.23	-	-
23	K4(5)	Κύριο	-	-	0.16	0.17	-	-
24	K5(0)	Κύριο	-	-	2.08 !	0.21	-	-
25	K5(1)	Κύριο	-	-	0.25	0.57	-	-
26	K5(2)	Κύριο	-	-	0.23	0.39	-	-
27	K5(3)	Κύριο	-	-	0.15	0.33	-	-
28	K5(5)	Κύριο	-	-	0.25	0.23	-	-
29	K6(0)	Κύριο	-	-	1.70 !	0.19	-	-
30	K6(1)	Κύριο	-	-	0.20	0.50	-	-
31	K6(2)	Κύριο	-	-	0.27	0.36	-	-

Σχήμα 5.7 Έλεγχος επάρκειας υποστυλωμάτων

Βλέπουμε ότι τα περισσότερα μέλη οπλισμένου σκυροδέματος κρίνονται ανεπαρκή για τη στάθμη επιτελεστικότητας «σημαντικές βλάβες». Έτσι πρέπει να γίνουν κάποιες επεμβάσεις στο κτίριο για να μπορέσει να κριθεί επαρκές.

6 Ενίσχυση Κτιρίου

6.1 Εισαγωγή στα μέτρα ενίσχυσης

Η στρατηγική που ακολουθείται για την ενίσχυση ενός δομήματος περιλαμβάνει πολλές μεταβλητές και εξαρτάται από διάφορους παράγοντες καθιστώντας τη διαδικασία της επιλογής της μεθόδου ενίσχυσης πολύπλοκη και χρονοβόρα. Στον αντίποδα, η πληθώρα μεθόδων που είναι διαθέσιμες στον τομέα των ενισχύσεων των κατασκευών δίνει τη δυνατότητα στο μελετητή μηχανικό να επιλέξει την καταλληλότερη δυνατή λύση για το κάθε πρόβλημα.

Μετά και από την εκτέλεση των αναλύσεων του αναθεωρημένου προσομοιώματος καταγράφηκαν οι αδυναμίες της κατασκευής και εντοπίστηκαν τα σημεία στα οποία απαιτείται ενίσχυση του φορέα. Αποφασίστηκε να ενισχυθούν τα υποστυλώματα, ορισμένες δοκοί και να προστεθεί ένα νέο τοιχίο ώστε το κτίριο να αποκτήσει μια πιο σωστή λειτουργία κατά τη διάρκεια οριζόντιας φόρτισης από σεισμό και να σταματήσει να είναι τόσο εύστρεπτο. Επίσης αυτό θα έχει ως αποτέλεσμα το νέο στοιχείο να αναλάβει σημαντικό ποσοστό της τέμνουσας βάσης ώστε τα υπόλοιπα τοιχία να αναλάβουν μικρότερη δύναμη. Για τον ίδιο λόγο ενισχύθηκαν με μανδύες όλα τα υπόλοιπα υποστυλώματα ώστε να γίνουν πιο δύσκαμπτα.

Τα μέτρα που θα ληφθούν για την ενίσχυση της κατασκευής περιλαμβάνουν χρήση παλαιών και νέων μεθόδων. Συγκεκριμένα, για την ενίσχυση των υποστυλωμάτων αποφασίστηκε να χρησιμοποιηθούν, συνεχείς σε όλους τους ορόφους, μανδύες από οπλισμένο σκυρόδεμα. Για τις δοκούς θα χρησιμοποιηθούν υφάσματα από ινοπλισμένα πολυμερή για την αύξηση της καμπτικής αντοχής και σε όσες δοκούς υπάρχει πρόβλημα σε ΟΚΛ θα γίνει αύξηση του ύψους τους με πρόσθετη στρώση οπλισμένου σκυροδέματος. Θα κατασκευαστούν μανδύες σε όλα τα υποστυλώματα εκτός των τοιχίων. Από πλευράς δοκών, η πλειονότητα θα ενισχυθεί με ινοπλισμένα πολυμερή.

Στη συνέχεια του παρόντος κεφαλαίου γίνεται παρουσίαση των μεθόδων που χρησιμοποιήθηκαν στην ενίσχυση του κτιρίου και τεχνική περιγραφή της διαδικασίας που ακολουθείται για την εφαρμογή τους. Αναλύεται η κάθε μέθοδος ξεχωριστά και γίνεται αναφορά στις παραδοχές που πραγματοποιήθηκαν κατά την εισαγωγή των νέων στοιχείων στο προσομοίωμα.

6.2 Ενίσχυση υποστυλωμάτων

Η ενίσχυση κατακόρυφων στοιχείων με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος αποτελεί μια συνήθη μέθοδο ενδυνάμωσης των κατασκευών που εφαρμόζεται με επιτυχία και έχει μελετηθεί εκτεταμένα. Πρόκειται στην ουσία για πρόσθετη στρώση σκυροδέματος που κατασκευάζεται περιμετρικά του υπάρχοντος υποστυλώματος και το εσωκλείει. Με τη νέα στρώση σκυροδέματος αυξάνεται η διατομή του στοιχείου και δίνεται η δυνατότητα όπλισής της με νέες διαμήκειες και εγκάρσιες ράβδους χάλυβα.

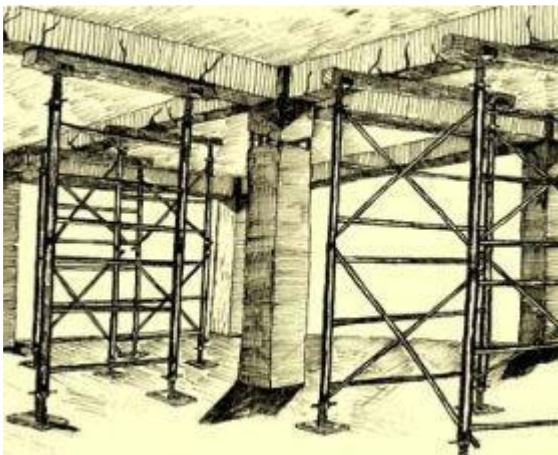
Με τη μέθοδο αυτή επιτυγχάνεται αύξηση της αντοχής του στοιχείου, της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας ενώ συντελείται και περισφιγξη του υπάρχοντος στοιχείου λόγω της εξωτερικής μανδύωσης του που αυξάνει ακόμη περισσότερο την αντοχή και την

πλαστιμότητα. Μια άλλη εφαρμογή που έχει η μέθοδος αυτή είναι στην επισκευή υποστυλωμάτων με σοβαρές ή και μικρότερες βλάβες. Ακόμα, εφαρμόζεται για την ενίσχυση δοκών όταν απαιτείται αύξηση της διατομής της δοκού και σε κόμβους δοκών υποστυλωμάτων.

Σημαντικό πλεονέκτημα της μεθόδου είναι η καλή γνώση των ιδιοτήτων των υλικών που χρησιμοποιούνται (σκυρόδεμα, χάλυβας) και η μακροχρόνια εφαρμογή τους στην πράξη. Ενώ, ένα ακόμα πλεονέκτημα είναι ότι διατηρείται αμετάβλητη η κατασκευή από αρχιτεκτονικής άποψης ενώ με τη νέα στρώση σκυροδέματος παρέχεται πυροπροστασία στο στοιχείο στο οποίο εφαρμόζεται.

Οι μανδύες κατασκευάζονται στην πλειονότητά τους είτε με έγχυτο σκυρόδεμα είτε με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Η 1^η περίπτωση εφαρμόζεται για κατασκευή μανδύων πάχους μεγαλύτερου από οχτώ εκατοστά (8 cm) ενώ η 2^η για μανδύες των οποίων το πάχος δεν υπερβαίνει τα δέκα εκατοστά (10 cm). Για την κατασκευή μανδύων με έγχυτο σκυρόδεμα είναι αναγκαία η χρήση ξυλότυπων σε αντίθεση με το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ενώ η 1^η μέθοδος μειονεκτεί κατά τη σκυροδέτηση (δυσκολία στην κατασκευή του μανδύα στην κορυφή του υποστυλώματος) και η 2^η απαιτεί ειδική μέριμνα κατά τη συντήρηση.

Η διαδικασία που ακολουθείται για την κατασκευή μανδύα από οπλισμένο σκυρόδεμα απαιτεί προσωρινή υποστήλωση του στοιχείου που πρόκειται να υποστεί την επέμβαση ούτως ώστε να αποφορτισθεί, απομάκρυνση του αποδιοργανωμένου σκυροδέματος, αν υπάρχει, και επισκευή τυχόν κατεστραμμένων, από οξείδωση ή άλλους παράγοντες, ράβδων οπλισμού. Ακολούθως, εκτραχύνεται το σκυρόδεμα και καθαρίζεται με νερό υπό πίεση ενώ διατάσσονται και συγκολλούνται οι νέοι οπλισμοί και οι αναρτήσεις. Τέλος τοποθετείται ο ξυλότυπος και γίνεται η σκυροδέτηση του νέου σκυροδέματος.



Σχήμα 6.1 Υποστήλωση και αποφόρτιση για κατασκευή μανδύα

6.2.1 Κατασκευαστικές διατάξεις

Σύμφωνα με τους κανονισμούς, το ελάχιστο πάχος για μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος που κατασκευάζεται με έγχυτο σκυρόδεμα πρέπει να είναι 80 – 120 mm ενώ το ελάχιστο πάχος μανδύα από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα πρέπει να είναι 50 mm.

Για τους νέους οπλισμούς που θα τοποθετηθούν ισχύουν οι διατάξεις που αφορούν τα υποστυλώματα γενικότερα ενώ ορίζονται ελάχιστα για τους διατμητικούς συνδέσμους που θα χρησιμοποιηθούν στη διεπιφάνεια παλαιού και νέου σκυροδέματος και για τις αποστάσεις μεταξύ των βλήτρων.

Ακόμα, η επιφάνεια του νέου σκυροδέματος δεν πρέπει να ξεπερνά το διπλάσιο της επιφάνειας της διατομής του υπάρχοντος υποστυλώματος ($A_c' < 2 \cdot A_c$) και η αντοχή του νέου σκυροδέματος πρέπει να είναι μια κατηγορία μεγαλύτερη από την αντοχή του παλαιού σκυροδέματος.

6.2.2 Υλικά

Τα υλικά που θα χρησιμοποιηθούν στους μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος είναι σκυρόδεμα κατηγορίας C 25/30 με χαρακτηριστική αντοχή κυβικού δοκιμίου $f_{ck} = 25$ MPa και χάλυβας κλάσης B500 C με χαρακτηριστική αντοχή $f_s = 500$ MPa και μέτρο ελαστικότητας $E_s = 200$ GPa.

6.2.3 Παραδοχές

Η λογική που ακολουθείται στην ενίσχυση των υποστυλωμάτων στην παρούσα εργασία είναι ότι υπάρχει συνεργασία παλαιού και νέου σκυροδέματος. Για αυτό το λόγο ορίζονται οι συντελεστές μονολιθικότητας k_k , k_r και k_m οι οποίοι μειώνουν τη δυσκαμψία, την αντοχή και την πλαστιμότητα μια ενισχυμένης διατομής αντίστοιχα.

Η προσθήκη των μανδύων επιβαρύνει με πρόσθετα φορτία τη θεμελίωση και ενδέχεται να προκαλέσει την ανάγκη για ενίσχυση των θεμελίων. Στα πλαίσια της παρούσας εργασίας θεωρείται ότι περιβάλλονται με μανδύα και τα αντίστοιχα υποστυλώματα του υπογείου και δεν διερευνάται η ενίσχυση της θεμελίωσής τους.

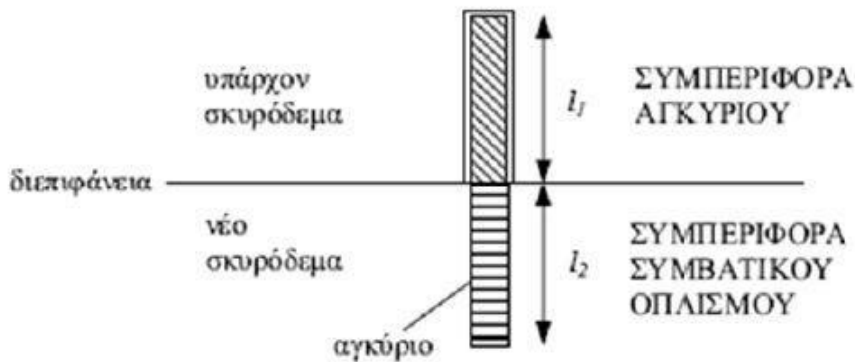
<input checked="" type="checkbox"/>	Ενισχυόμενο μέλος	?	Ενισχυόμενο
<input checked="" type="checkbox"/>	Στάθμη βλάβης υποστυλώματος	?	B
<input checked="" type="checkbox"/>	Συντελεστής φέρουσας ικανότητας (U)	?	0.950
<input checked="" type="checkbox"/>	Συντελεστής μονολιθικότητας ακαμψίας $\gamma(n,k)$?	1.000
<input checked="" type="checkbox"/>	Συντελεστής μονολιθικότητας αντοχής σε κάμψη $\gamma(n,M)$?	0.800
<input checked="" type="checkbox"/>	Συντελεστής μονολιθικότητας αντοχής σε διάτμηση $\gamma(n,V)$?	0.850
<input checked="" type="checkbox"/>	Τρόπος αποκατάστασης	?	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
<input checked="" type="checkbox"/>	Συντελεστής διάτμησης σύνθετου υλικού	?	2.960
<input checked="" type="checkbox"/>	Πάχος στρώσης σύνθετου υλικού [mm]	?	1.30
<input checked="" type="checkbox"/>	Διατμητική τάση σχεδιασμού σύνθετου υλικού [MPa]	?	80
<input checked="" type="checkbox"/>	Συντ. ασφαλείας σκυροδέματος ενίσχυσης γ_c	?	1.500
<input checked="" type="checkbox"/>	Συντ. ασφαλείας χάλυβα ενίσχυσης γ_s	?	1.150

Σχήμα 6.2 Συντελεστές μονολιθικότητας για υποστυλώματα

6.2.4 Μεταφορά δυνάμεων μεταξύ παλαιού και νέου σκυροδέματος

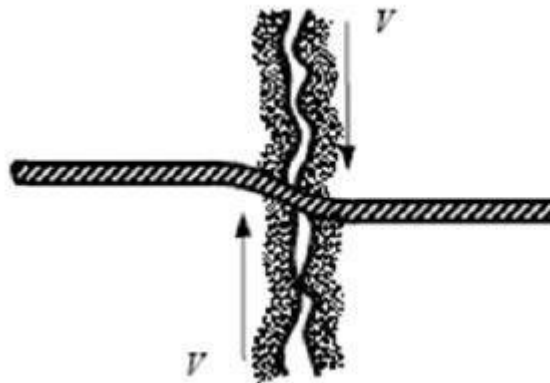
Η μεταφορά των δυνάμεων από το υπάρχον υποστυλώμα στο μανδύα επιτυγχάνεται με καλή σύνδεση μεταξύ των παλαιών και των νέων στοιχείων. Για το σκοπό αυτό χρησιμοποιούνται μεταλλικά στοιχεία σε μορφή ράβδων τα οποία τοποθετούνται κάθετα στη διεύθυνση του υποστυλώματος και λειτουργούν είτε ως διατμητικοί σύνδεσμοι

(βλήτρα), είτε ως αγκύρια. Τα μεταλλικά αυτά στοιχεία τοποθετούνται σε οπές που ανοίγονται στο υπάρχον υποστυλώμα και αγκυρώνονται με χρήση εποξειδικής κόλλας ή ειδικού κονιάματος.



Σχήμα 6.3 Λειτουργία αγκυρίου

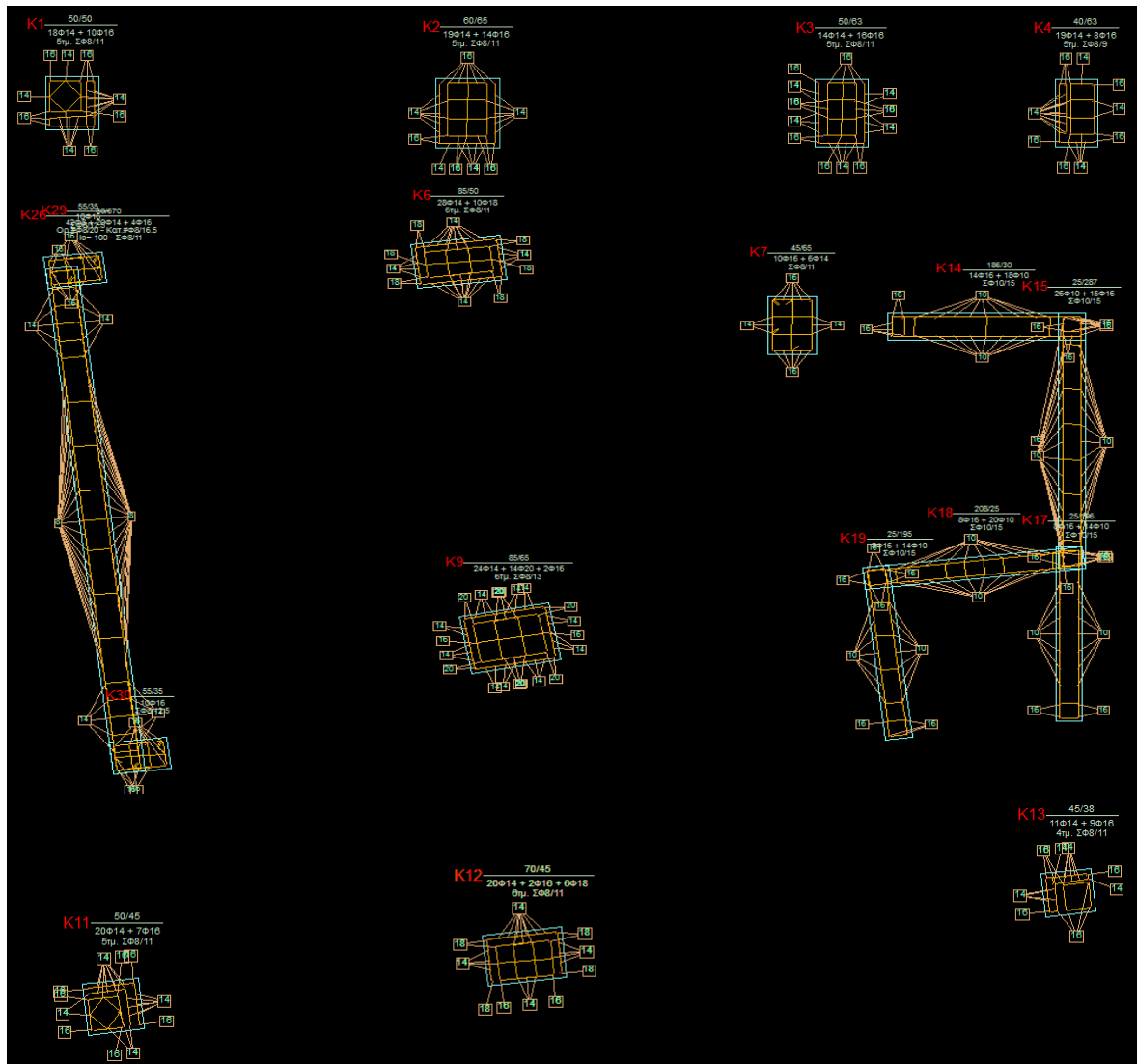
Η διαδικασία τοποθέτησης περιλαμβάνει τα εξής στάδια. Αρχικά ανοίγεται η τρύπα στο υπάρχον στοιχείο με τρυπάνι (η τρύπα πρέπει να είναι 6 mm μεγαλύτερη από τη διάσταση της μεταλλικής ράβδου που θα εισαχθεί). Εν συνεχεία, καθαρίζεται η οπή και τοποθετείται ο μεταλλικός σύνδεσμος οπότε και διογκώνεται αν πρόκειται για μηχανικό σύνδεσμο ή πληρώνεται η οπή με κατάλληλη ποσότητα ρητίνης αν πρόκειται για χημική αγκύρωση.



Σχήμα 6.4 Λειτουργία αγκυρίου

6.2.5 Διατομές υποστυλωμάτων μετά την ενίσχυση

Οι μανδύες των υποστυλωμάτων θεωρείται ότι κατασκευάζονται από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και έχουν πάχος $d = 7,5\text{cm}$. Τα υποστυλώματα με τις νέες διαστάσεις και τους νέους οπλισμούς φαίνονται στο παρακάτω σχήμα. Τα περιμετρικά υποστυλώματα ενισχύθηκαν μόνο στις πλευρές που μπορούσε να γίνει η ενίσχυση. Έτσι στα περιμετρικά έγινε μανδύας σε τρεις πλευρές και στα γωνιακά σε δύο.



Σχήμα 6.5 Λεπτομέρειες όπλισης μανδύα υποστυλωμάτων

Ως οπλισμός διάτμησης τοποθετούνται ράβδοι διαμέτρου 8 mm ανά 10 εκατοστά (Φ8/10) για αύξηση της πλαστιμότητας. Καλύπτονται οι διατάξεις του Ευρωκώδικα που ορίζουν ελάχιστη διάμετρο ράβδου 6 mm ή $dbl/4$ και οι απαιτήσεις για ικανοτικό σχεδιασμό έναντι τέμνουσας, με μηχανισμό αστοχίας του υποστυλώματος πρώτα σε κάμψη και στη συνέχεια σε τέμνουσα.

6.2.6 Δράση Βλήτρου

Δράση βλήτρου αναπτύσσεται όταν ένας μεταλλικός σύνδεσμος καταπονείται σε διάτμηση, λόγω της σχετικής ολίσθησης των παρειών της διεπιφάνειας παλαιού και νέου στοιχείου. Η ολίσθηση προκαλεί σημειακή εκκεντρότητα της ράβδου του συνδέσμου, με αποτέλεσμα τοπική θλίψη του σκυροδέματος σε διεύθυνση κάθετη στον άξονα της ράβδου. Ο μηχανισμός δράσης βλήτρου αναφέρεται στις δυνάμεις που ασκεί το σκυρόδεμα ως αντίδραση στην επιβαλλόμενη θλίψη από το Παλιό σκυρόδεμα μεταλλικό σύνδεσμο. Λόγω της δράσης του βλήτρου, οι πιθανότεροι τύποι αστοχίας είναι οι ακόλουθοι:

1. Αστοχία τύπου Α': Θραύση του χάλυβα του βλήτρου λόγω υπέρβασης της χαρακτηριστικής αντοχής του στη θέση της διεπιφάνεια. Πρόκειται για τον πιθανότερο τύπο αστοχίας στην περίπτωση που το βλήτρο αγκυρώνεται σε σκυρόδεμα καλής ποιότητας και βρίσκεται σε ικανή απόσταση από το άκρο του στοιχείου. Κατ' αντιστοιχία με την περίπτωση της αντοχής σε διάτμηση κοχλιών στις συνδέσεις σιδηρών κατασκευών, η τιμή σχεδιασμού της μέγιστης τέμνουσας V_{ud} που μπορεί να μεταφερθεί από ένα βλήτρο δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$V_{ud}^A = \frac{A_s f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

όπου A_s είναι το εμβαδόν της διατομής του βλήτρου και $f_{yd} / \sqrt{3}$ το όριο διαρροής σχεδιασμού του χάλυβα σύμφωνα με το κριτήριο von Mises.

Αστοχία τύπου Β': Τοπική αστοχία του σκυροδέματος που περιβάλλει το βλήτρο λόγω της θλιπτικής δύναμης που ασκεί το βλήτρο στο σκυρόδεμα στη διεύθυνση του διατμητικού φορτίου με ταυτόχρονο σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης στο βλήτρο). Προσομοιάζοντας αυτόν τον τύπο αστοχίας με την περίπτωση πλαστικής αστοχίας πασσάλου εμπηγμένου στο έδαφος καταλήγουμε στην ακόλουθη σχέση για την τιμή της τέμνουσας σχεδιασμού :

$$V_{ud}^B = \gamma_m d_b^2 [\sqrt{1 + (1.3\varepsilon)^2} - 1.3\varepsilon] \sqrt{f_{cd} f_{yd}}$$

όπου:

$$\varepsilon = 3 \frac{e}{d_b} \sqrt{\frac{f_{cd}}{f_{yd}}}$$

Στις παραπάνω σχέσεις d_b είναι η διάμετρος του βλήτρου, f_{cd} και f_{yd} η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος και του ορίου διαρροής του χάλυβα αντίστοιχα, και e η εκκεντρότητα εφαρμογής του διατμητικού φορτίου ως προς τη διεπιφάνεια.

Σύμφωνα με πειραματικά αποτελέσματα, για στατική φόρτιση ο συντελεστής γ_m μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 1.30. Σε περίπτωση ανακυκλιζόμενης φόρτισης στη διεπιφάνεια παλαιού και νέου στοιχείου, όπως είναι η σεισμική δράση, λόγω της μεταβαλλόμενης διεύθυνσης της σχετικής ολίσθησης των παρειών, ο συντελεστής γ_m της εξίσωσης πρέπει να λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα.

Αστοχία τύπου Γ': Απόσχιση πλευρικού κώνου σκυροδέματος λόγω ανεπαρκούς επικάλυψης είτε κατά τη διεύθυνση της φόρτισης είτε κάθετα προς αυτή. Συγκεκριμένα όταν η επικάλυψη σκυροδέματος είναι μικρότερη από κάποιες ελάχιστες τιμές που αναφέρονται παρακάτω, ο μηχανισμός αστοχεί με απόσχιση του σκυροδέματος, η οποία συμβαίνει για χαμηλή τιμή του διατμητικού φορτίου, πολύ μικρή ολίσθηση κατά μήκος των παρειών της διεπιφάνειας και είναι εξαιρετικά ψαθυρή. Για τους λόγους αυτούς η αστοχία τύπου Γ' πρέπει να αποφεύγεται και να προτιμάται η αστοχία τύπου Β' που χαρακτηρίζεται από ελαστοπλαστική συμπεριφορά του βλήτρου και μεγάλες τιμές σχετικής ολίσθησης.

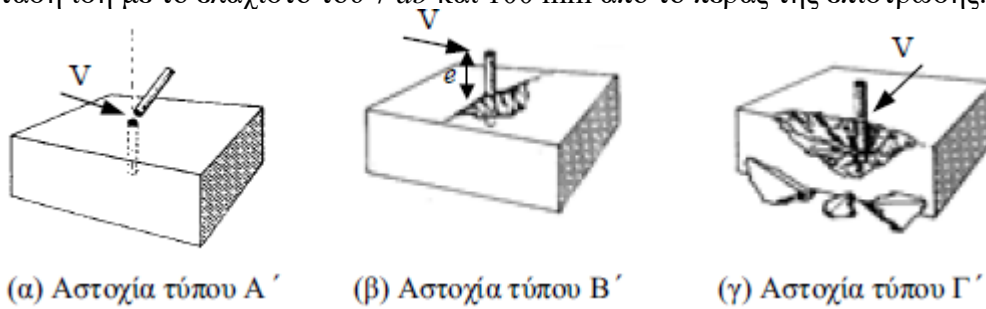
Οι ελάχιστες τιμές επικάλυψης για να αποφευχθεί αστοχία τύπου Γ' είναι οι ακόλουθες:

Κατά τη διεύθυνση της φόρτισης:

- Ελάχιστη κάτω επικάλυψη = 6 d_b
- Ελάχιστη άνω επικάλυψη = 5 d_b
- Κάθετα στη διεύθυνση της φόρτισης:
- Ελάχιστη πλευρική επικάλυψη = 3 d_b

Για να επιτευχθεί ο επιθυμητός τύπος αστοχίας Β', συνιστάται το μήκος αγκύρωσης να είναι τουλάχιστον ίσο με το δεκαπλάσιο της διαμέτρου του βλήτρου. Επίσης, σε περιοχές

υψηλών διατμητικών τάσεων, είναι σκόπιμο το πρώτο βλήτρο να τοποθετείται σε απόσταση ίση με το ελάχιστο του 7 db και 100 mm από το πέρας της επίστρωσης.



Σχήμα 6.6 Τύποι αστοχίας δράσης βλήτρου

Άλλοι παράγοντες που επηρεάζουν το μηχανισμό βλήτρου είναι η ρηγμάτωση του σκυροδέματος, η ύπαρξη εγκάρσιου οπλισμού, η ανακύκλιση της φόρτισης, η γωνία κλίσης του βλήτρου ως προς τη διεπιφάνεια παλαιού και νέου στοιχείου και η θέση του βλήτρου σε σχέση με τη διεύθυνση σκυροδέτησης. Γενικά η ρηγμάτωση του σκυροδέματος, η ανακύκλιση της φόρτισης και η τοποθέτηση των βλήτρων υπό γωνία μειώνουν τη διατμητική αντοχή της διεπιφάνειας λόγω δράσης βλήτρου, ενώ η ύπαρξη εγκάρσιου οπλισμού την αυξάνει. Παρόλ' αυτά, επειδή η επίδραση των παραμέτρων αυτών είναι δύσκολο να ποσοτικοποιηθεί, η συνεισφορά τους αγνοείται στον υπολογισμό της διατμητικής αντοχής λόγω δράσης βλήτρου.

Με αυτόν τον τρόπο υπολογίστηκε η ποσότητα των βλήτρων που πρέπει να μπει σε μια διεπιφάνεια ώστε να υπάρχει πλήρης συνεργασία μεταξύ παλαιού και νέου σκυροδέματος.

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΒΛΗΤΡΩΝ ΔΙΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ Κ2	
ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΡΧΙΚΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ C16/20, 10Φ16+4Φ14, S500B, d1=3cm	
ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΕΝΙΣΧΥΟΜΕΝΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ C25/30, 4Φ16+15Φ14, S500B, d1=3cm	
60/65 19Φ 14 + 14Φ 16 5τμ. ΣΦ8/11	ΚΟΡΥΦΗ
	ΒΑΣΗ
ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ Α1Γ1	
ΒΑΣΗ	
Es2	0,117 %
x	0,225 m
Fs2	274,74 kN
Fc1	1166,47 kN
a1	0,08 m
εc2	0,10 %
Fc2	368,63 kN
F _{ABB1A1A}	1072,58 kN
F _{ΑΓΓ1Α1Α}	918,52 kN
ΚΟΡΥΦΗ	
Fs1	429,73 kN
F _{ΑΓΓ1Α1Α}	356,33 kN

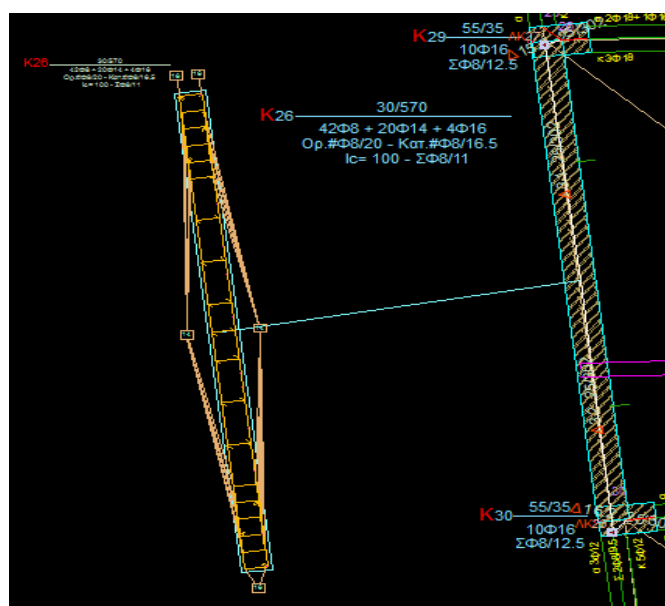
ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΟ ΦΟΡΤΙΟ ΣΤΟ ΥΨΟΣ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ Α1Γ1

Vsd	1274,85	kN		
ΒΛΗΤΡΑ Φ16 S500B				
Vud	21,79	kN		
n1	60,00	βλήτρα		
ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ Α1Γ1				
Vsd	1502,31	kN		
ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ ΠΟΥ ΔΙΑΠΕΡΝΟΥΝ ΤΗ ΔΙΕΠΙΦΑΝΕΙΑ				
ΣΦ8/11				
Vud,s	5,45	kN		
nw	26,00			
ΣΚΕΛΗ ΣΥΝΔ	52,00			
Vw	283,30			
n2	56,00	n2<n1		
ΑΡΑ 60 ΒΛΗΤΡΑ ΣΕ ΑΠΟΣΤΑΣΗ				
s	14,34			
ΤΟΠΟΘΕΤΩ 3ΒΛ/14cm στο ύψος του υποστυλώματος				
ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΕΣ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ				
lb=10φ	16	cm		
1ο βλήτρο	10			
smax	45	cm		

Σχήμα 6.7 Υπολογισμός βλήτρων σε διατομή

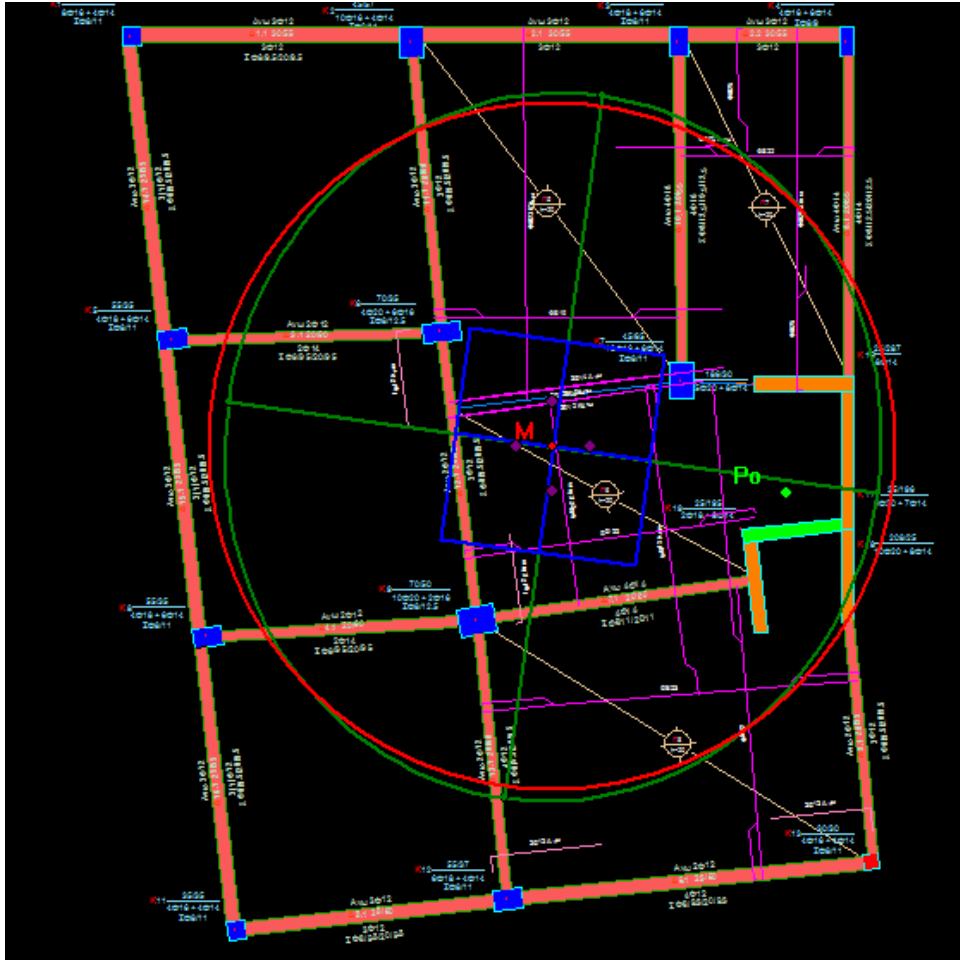
6.3 Κατασκευή τοιχώματος

Στο κτίριο προστέθηκε τοίχωμα 570*30cm ώστε να αποκτήσει το κτίριο μια καλύτερη λειτουργία. Το τοίχωμα αυτό οπλίστηκε σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 2 και 8.

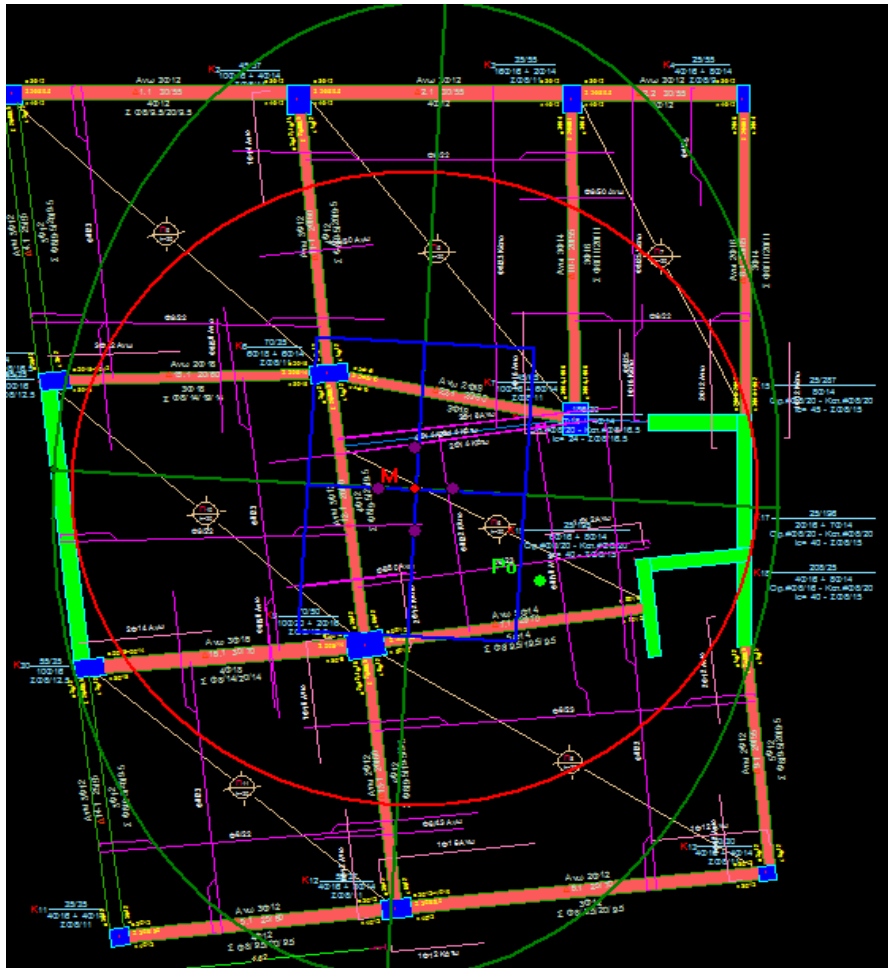


Σχήμα 6.7 Νέο τοίχωμα

Τα γειτονικά υποστοιχώματα το τοιχίου θα ενισχυθούν με μανδύες και μέσα στους μανδύες θα αγκυρωθεί και το τοιχίο αυτό ώστε να έχουν τη λειτουργία που πρέπει. Η σκυροδέτηση του νέου τοιχώματος θα γίνει σε όλους τους ορόφους του αρχικού κτιρίου. Στις δύο παρακάτω εικόνες βλέπουμε πόσο άλλαξε το κέντρο στροφής P_0 . Αυτό είχε ως αποτέλεσμα τη βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς του κτιρίου αλλά και να γίνει δεσπόζουσα ιδιομορφή η μετακίνηση στη διεύθυνση της δύναμης και όχι η στροφή.



Σχήμα 6.8 Θέση κέντρου στροφής πριν την ενίσχυση



Σχήμα 6.9 Θέση κέντρου στροφής μετά την ενίσχυση

6.4 Δημιουργία καμπύλης Ικανότητας με τη μέθοδο Pushover

Αφού αποφασίστηκαν τα μέτρα που περιγράφηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο έγιναν οι απαραίτητες αλλαγές στο προσομοίωμα για να αποτυπώνεται πιο σωστά η συμπεριφορά της ενισχυμένης κατασκευής.

Ορίστηκαν νέα υλικά για τους μανδύες και για τα πρόσθετα υποστρώματα και αναθεωρήθηκαν κάποιες διατομές. Ακολούθησαν οι τελικές αναλύσεις και οι έλεγχοι που έγιναν σύμφωνα με τη στάθμη επιτελεστικότητας που διαλέξαμε. Έτσι η καμπύλη ικανότητας συγκρίνεται με το φάσμα απαίτησης για να δούμε αν το κτίριο παίρνει τη μετακίνηση που απαιτείται. Ορίστηκε ως κόμβος ελέγχου ο παρακάτω στον τελευταίο όροφο:



Σχήμα 6.9 Θέση κόμβου ελέγχου

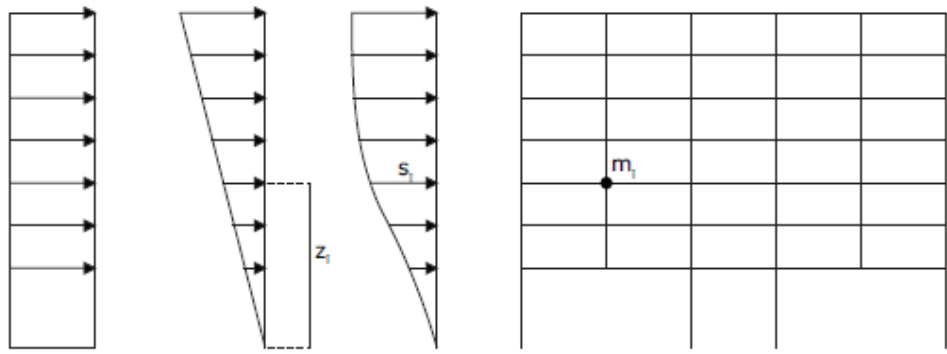
Η Pushover γίνεται με δύο κατανομές, την ομοιόμορφη και την ιδιομορφική. Το μέγεθος της οριζόντιας δύναμης F_i που επιβάλλεται σε κάθε βήμα στον κόμβο i είναι ανάλογο της μάζας του m_i , ενώ στην τριγωνική κατανομή είναι ανάλογο και από το ύψος z_i ενώ στην ιδιομορφική κατανομή καθορίζεται από το μέγεθος της μετατόπισης s_i της μάζας στην θεμελιώδη ιδιομορφή κατά X ή Z .

Ομοιόμορφη:
$$F_i = F_b \cdot \frac{m_i}{m_j}$$

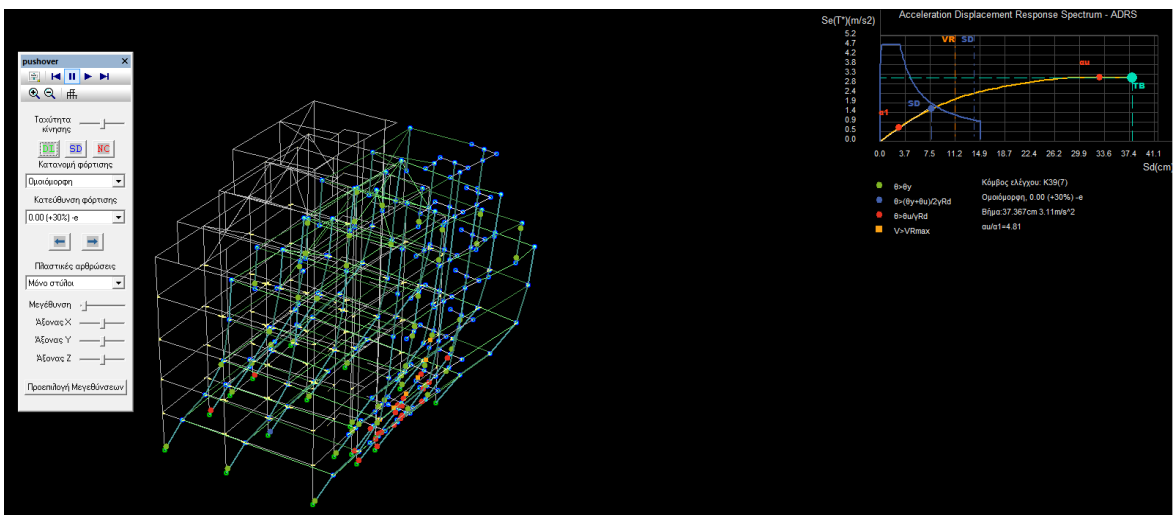
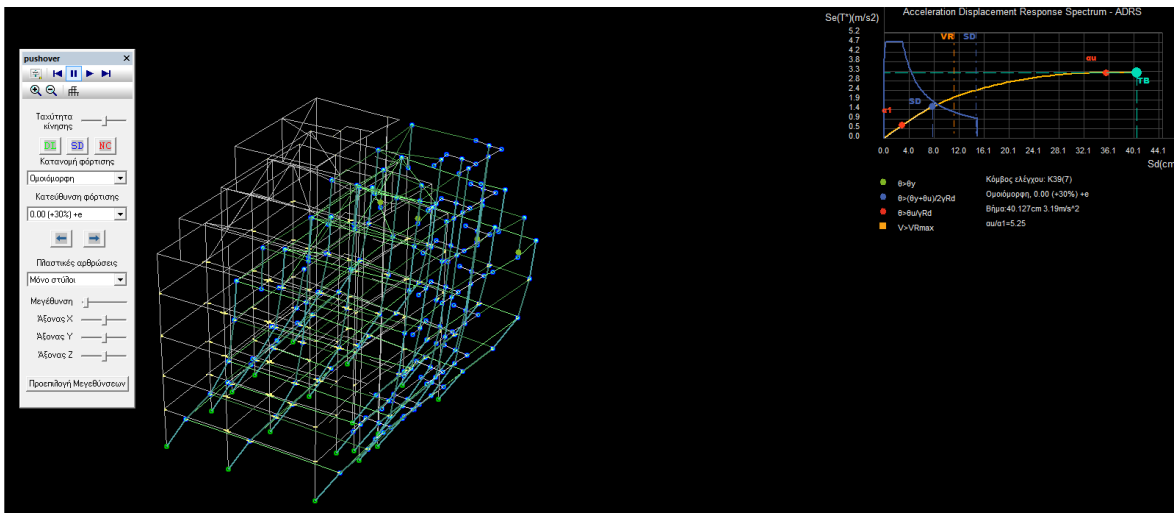
Τριγωνική:
$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}$$

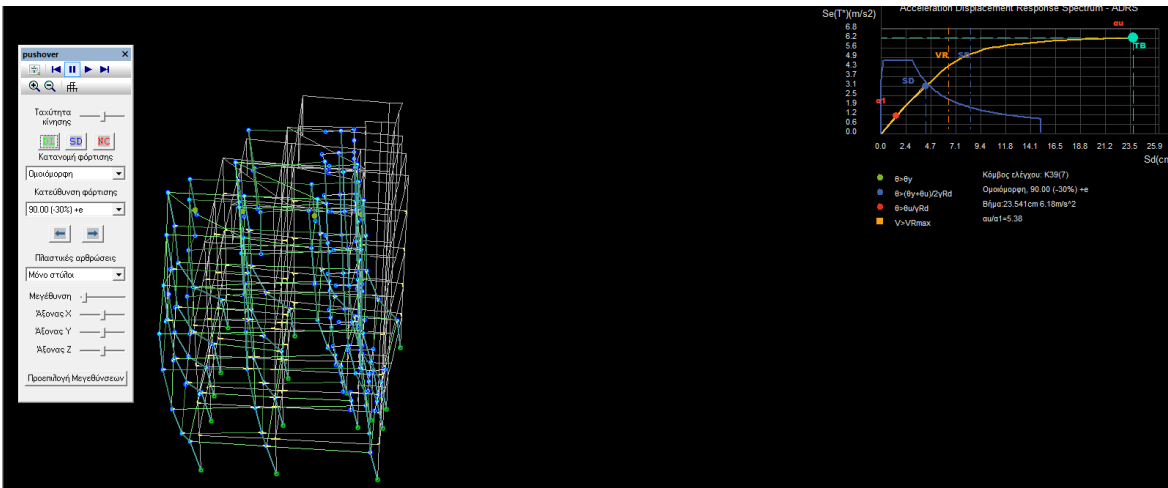
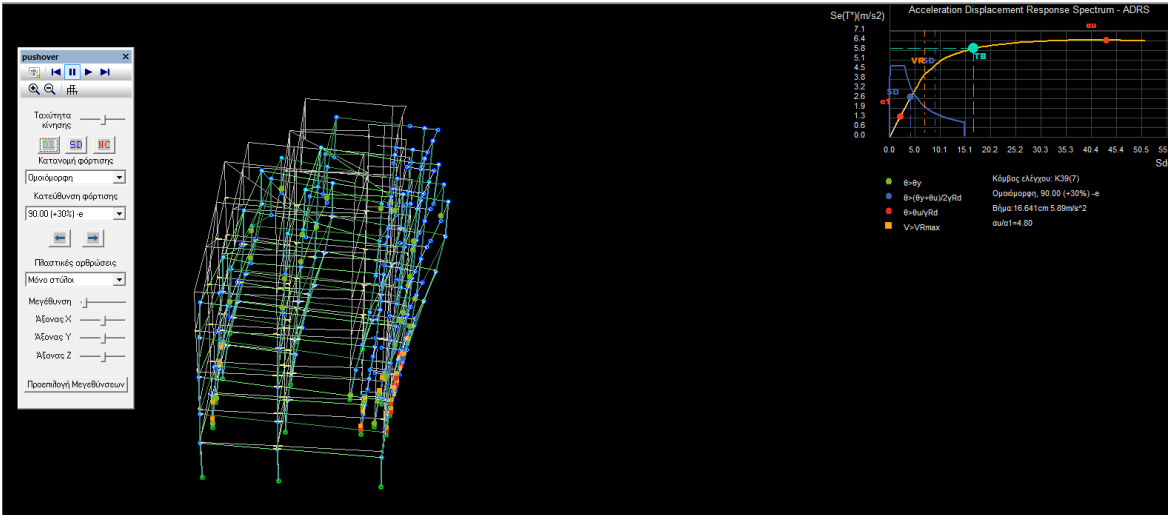
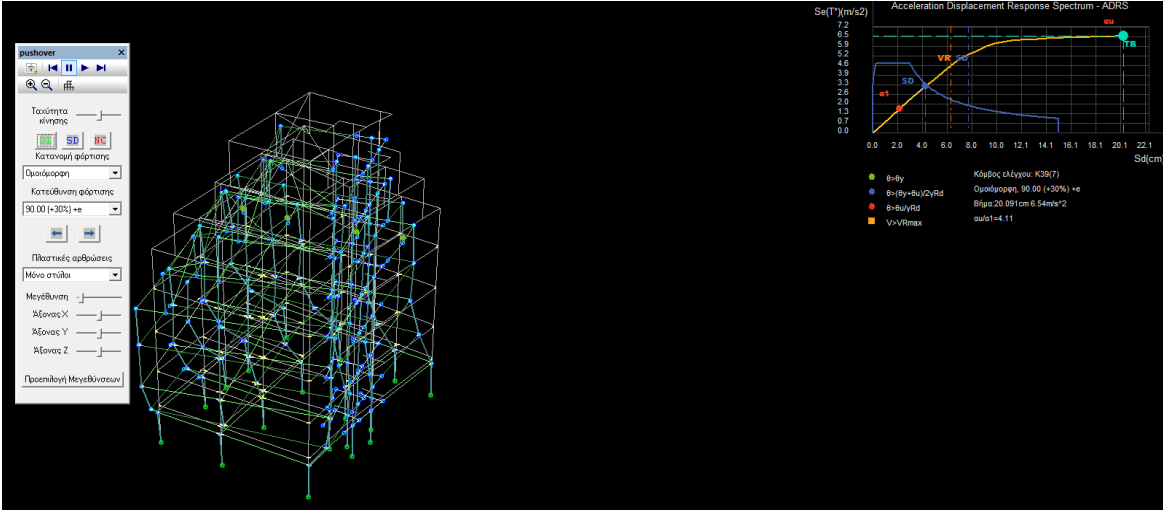
Ιδιομορφική:
$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j}$$

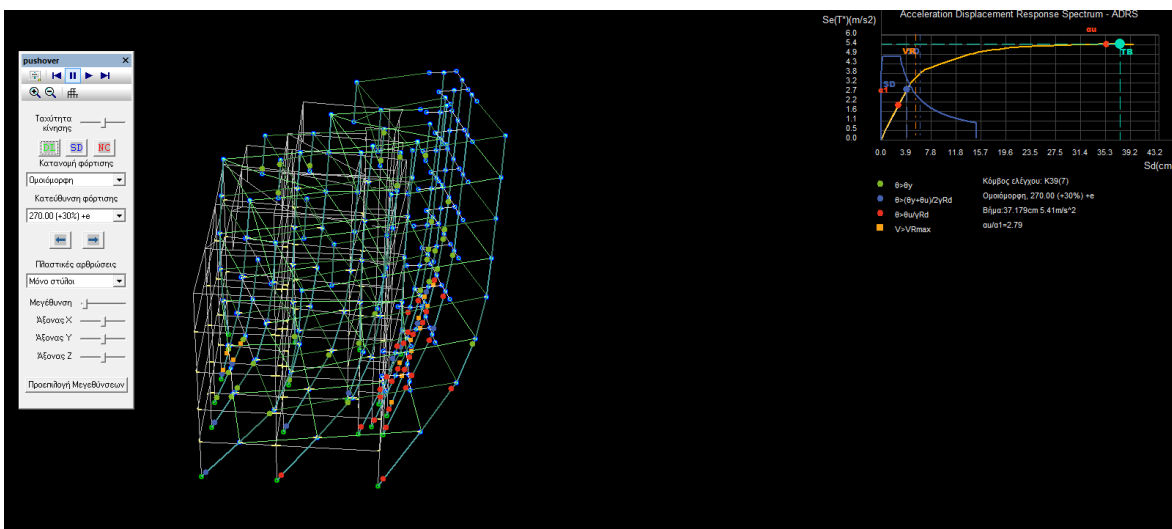
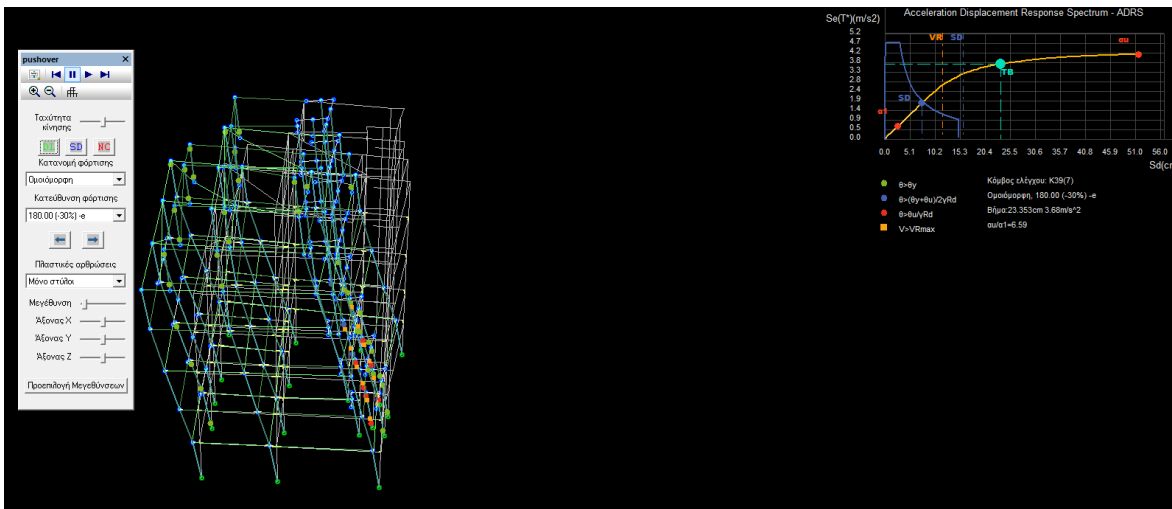
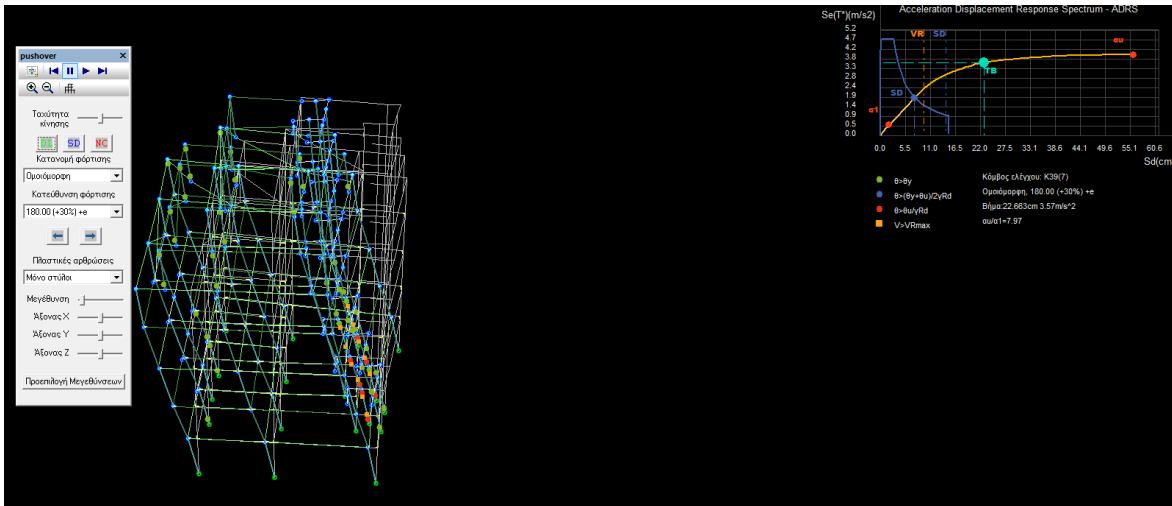
Όπου F_b η συνολική εφαρμοζόμενη δύναμη (τέμνουσα βάσης)



Σχήμα 6.10 Κατανομές φόρτισης







Σχήμα 6.11 Καμπύλη ικανότητας για διάφορες κατευθύνσεις και εκκεντρότητες

6.4.1 Αποτελέσματα ιδιοπεριόδων και ιδιομορφών

Φορέας 1: (Μετάθεση μάζας κατά +X)						
Ιδιομορφή	X-δισθ. [%]	Y-δισθ. [%]	Z-δισθ. [%]	X-ολική [%]	Y-ολική [%]	Z-ολική [%]
1	61.025	0.000	0.181	61.025	0.000	0.181
2	0.869	0.000	50.240	61.895	0.000	50.420
3	1.566	0.000	1.285	63.461	0.000	51.706
4	18.056	0.000	1.246	81.517	0.000	52.951
5	4.326	0.000	8.407	85.843	0.000	61.359
6	1.762	0.000	3.861	87.604	0.000	65.220
7	0.420	0.000	12.549	88.024	0.000	77.769
8	2.491	0.000	4.434	90.515	0.000	82.203
9	2.173	0.000	0.239	92.688	0.000	82.443
10	0.154	0.000	2.363	92.842	0.000	84.805
11	0.094	0.000	1.794	92.936	0.000	86.599
12	2.903	0.000	0.298	95.840	0.000	86.897
13	0.172	0.000	0.046	96.011	0.000	86.943
14	0.924	0.000	0.000	96.935	0.000	86.944
15	0.071	0.000	0.090	97.006	0.000	87.034
16	0.000	0.000	0.118	97.006	0.000	87.151
17	0.412	0.000	1.724	97.418	0.000	88.875
18	0.612	0.000	0.037	98.030	0.000	88.912
19	0.432	0.000	0.025	98.462	0.000	88.937
20	0.278	0.000	0.469	98.740	0.000	89.406
21	0.000	0.000	0.563	98.740	0.000	89.969
Φορέας 2: (Μετάθεση μάζας κατά +Z)						
Ιδιομορφή	X-δισθ. [%]	Y-δισθ. [%]	Z-δισθ. [%]	X-ολική [%]	Y-ολική [%]	Z-ολική [%]
1	58.668	0.000	0.214	58.668	0.000	0.214
2	2.978	0.000	39.308	61.646	0.000	39.522
3	2.326	0.000	10.133	63.972	0.000	49.654
4	9.441	0.000	4.779	73.413	0.000	54.433
5	13.047	0.000	5.328	86.460	0.000	59.761
6	0.923	0.000	7.057	87.383	0.000	66.818
7	0.724	0.000	11.895	88.107	0.000	78.714
8	0.392	0.000	2.424	88.499	0.000	81.138
9	4.256	0.000	0.741	92.755	0.000	81.879
10	0.032	0.000	3.151	92.787	0.000	85.031
11	0.734	0.000	0.969	93.521	0.000	86.000
12	1.571	0.000	0.208	95.093	0.000	86.208
13	0.955	0.000	0.077	96.047	0.000	86.285
14	0.373	0.000	0.019	96.420	0.000	86.304
15	1.042	0.000	0.107	97.462	0.000	86.410
16	0.050	0.000	0.044	97.512	0.000	86.454
17	0.021	0.000	1.103	97.533	0.000	87.558
18	0.023	0.000	0.030	97.556	0.000	87.587
19	1.411	0.000	0.010	98.967	0.000	87.597
20	0.035	0.000	6.677	99.002	0.000	94.275
Φορέας 3: (Μετάθεση μάζας κατά -X)						
Ιδιομορφή	X-δισθ. [%]	Y-δισθ. [%]	Z-δισθ. [%]	X-ολική [%]	Y-ολική [%]	Z-ολική [%]
1	60.275	0.000	0.181	60.275	0.000	0.181
2	2.081	0.000	34.439	62.356	0.000	34.619
3	0.848	0.000	13.637	63.204	0.000	48.256
4	9.581	0.000	5.016	72.785	0.000	53.272
5	12.386	0.000	7.483	85.172	0.000	60.755
6	2.165	0.000	6.279	87.337	0.000	67.034
7	1.937	0.000	0.048	89.274	0.000	67.082
8	0.084	0.000	14.064	89.358	0.000	81.146
9	2.912	0.000	0.306	92.270	0.000	81.452
10	0.130	0.000	2.139	92.399	0.000	83.591
11	0.361	0.000	0.680	92.760	0.000	84.271
12	0.361	0.000	1.353	93.122	0.000	85.624
13	1.914	0.000	0.326	95.036	0.000	85.950
14	1.900	0.000	0.006	96.935	0.000	85.956
15	0.272	0.000	0.070	97.207	0.000	86.026
16	0.045	0.000	0.044	97.252	0.000	86.070
17	0.210	0.000	0.739	97.463	0.000	86.809
18	0.851	0.000	0.078	98.314	0.000	86.887
19	0.590	0.000	0.000	98.904	0.000	86.887
20	0.064	0.000	5.858	98.968	0.000	92.745
Φορέας 4: (Μετάθεση μάζας κατά -Z)						
Ιδιομορφή	X-δισθ. [%]	Y-δισθ. [%]	Z-δισθ. [%]	X-ολική [%]	Y-ολική [%]	Z-ολική [%]
1	61.947	0.000	0.124	61.947	0.000	0.124
2	0.605	0.000	43.947	62.552	0.000	44.071
3	0.328	0.000	6.320	62.881	0.000	50.391
4	21.264	0.000	0.048	84.146	0.000	50.439
5	0.863	0.000	11.630	85.008	0.000	62.068
6	2.634	0.000	4.288	87.643	0.000	66.357
7	1.841	0.000	0.101	89.484	0.000	66.458
8	0.278	0.000	15.407	89.762	0.000	81.865
9	0.550	0.000	0.203	90.312	0.000	82.068
10	2.238	0.000	2.096	92.550	0.000	84.164
11	0.080	0.000	0.457	92.631	0.000	84.621
12	0.104	0.000	1.759	92.734	0.000	86.380
13	3.855	0.000	0.130	96.389	0.000	86.511
14	0.038	0.000	0.041	96.628	0.000	86.551
15	0.164	0.000	0.088	96.792	0.000	86.639
16	0.011	0.000	0.108	96.803	0.000	86.747
17	1.466	0.000	0.069	98.269	0.000	86.816
18	0.066	0.000	0.001	98.334	0.000	86.817
19	0.049	0.000	2.749	98.383	0.000	89.566
20	0.203	0.000	0.744	98.586	0.000	90.310

Πίνακας 6.1 Ιδιομορφές και συμμετοχή ιδιομορφικών μαζών για κάθε διεύθυνση επιβολής δύναμης

Φορέας 1: (Μετάθεση μάζας κατά +X)					
Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος	Οριζόντια Συνιστώσα 0	-	Οριζόντια Συνιστώσα 90	-
-	[sec]	[m/sec ²]	[Ποσοστό g]	[m/sec ²]	[Ποσοστό g]
1	0.6272	1.87695	0.191	1.87695	0.191
2	0.4283	2.35440	0.240	2.35440	0.240
3	0.3768	2.35440	0.240	2.35440	0.240
4	0.2400	2.35440	0.240	2.35440	0.240
5	0.2132	2.35440	0.240	2.35440	0.240
6	0.1600	2.35440	0.240	2.35440	0.240
7	0.1390	2.27402	0.232	2.27402	0.232
8	0.1284	2.19639	0.224	2.19639	0.224
9	0.1150	2.09769	0.214	2.09769	0.214
10	0.1091	2.05478	0.209	2.05478	0.209
11	0.0976	1.97058	0.201	1.97058	0.201
12	0.0942	1.94578	0.198	1.94578	0.198
13	0.0890	1.90760	0.194	1.90760	0.194
14	0.0873	1.89506	0.193	1.89506	0.193
15	0.0829	1.86276	0.190	1.86276	0.190
16	0.0767	1.81732	0.185	1.81732	0.185
17	0.0694	1.76380	0.180	1.76380	0.180
18	0.0649	1.73079	0.176	1.73079	0.176
19	0.0642	1.72609	0.176	1.72609	0.176
20	0.0619	1.70900	0.174	1.70900	0.174
21	0.0592	1.68949	0.172	1.68949	0.172
22	0.0584	1.68343	0.172	1.68343	0.172
23	0.0566	1.67010	0.170	1.67010	0.170
24	0.0553	1.66043	0.169	1.66043	0.169
25	0.0522	1.63779	0.167	1.63779	0.167

Φορέας 2: (Μετάθεση μάζας κατά +Z)					
Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος	Οριζόντια Συνιστώσα 0	-	Οριζόντια Συνιστώσα 90	-
-	[sec]	[m/sec ²]	[Ποσοστό g]	[m/sec ²]	[Ποσοστό g]
1	0.6306	1.86679	0.190	1.86679	0.190
2	0.4400	2.35440	0.240	2.35440	0.240
3	0.3712	2.35440	0.240	2.35440	0.240
4	0.2545	2.35440	0.240	2.35440	0.240
5	0.2154	2.35440	0.240	2.35440	0.240
6	0.1729	2.35440	0.240	2.35440	0.240
7	0.1343	2.23930	0.228	2.23930	0.228
8	0.1251	2.17214	0.221	2.17214	0.221
9	0.1219	2.14892	0.219	2.14892	0.219
10	0.1098	2.05989	0.210	2.05989	0.210
11	0.0973	1.96802	0.201	1.96802	0.201
12	0.0938	1.94306	0.198	1.94306	0.198
13	0.0892	1.90918	0.195	1.90918	0.195
14	0.0858	1.88443	0.192	1.88443	0.192
15	0.0836	1.86831	0.190	1.86831	0.190
16	0.0779	1.82607	0.186	1.82607	0.186
17	0.0708	1.77458	0.181	1.77458	0.181
18	0.0646	1.72801	0.176	1.72801	0.176
19	0.0625	1.71384	0.175	1.71384	0.175
20	0.0587	1.68533	0.172	1.68533	0.172
21	0.0580	1.68073	0.171	1.68073	0.171
22	0.0566	1.67044	0.170	1.67044	0.170
23	0.0547	1.65624	0.169	1.65624	0.169
24	0.0513	1.63163	0.166	1.63163	0.166
25	0.0511	1.62964	0.166	1.62964	0.166

Φορέας 3: (Μετάθεση μάζας κατά -X)					
Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος	Οριζόντια Συνιστώσα 0	-	Οριζόντια Συνιστώσα 90	-
-	[sec]	[m/sec ²]	[Ποσοστό g]	[m/sec ²]	[Ποσοστό g]
1	0.6276	1.87557	0.191	1.87557	0.191
2	0.4522	2.35440	0.240	2.35440	0.240
3	0.3632	2.35440	0.240	2.35440	0.240
4	0.2534	2.35440	0.240	2.35440	0.240
5	0.2290	2.35440	0.240	2.35440	0.240
6	0.1766	2.35440	0.240	2.35440	0.240
7	0.1352	2.24576	0.229	2.24576	0.229
8	0.1302	2.20971	0.225	2.20971	0.225
9	0.1221	2.15028	0.219	2.15028	0.219
10	0.1179	2.11949	0.216	2.11949	0.216
11	0.1038	2.01617	0.206	2.01617	0.206
12	0.1016	2.00015	0.204	2.00015	0.204
13	0.0951	1.95262	0.199	1.95262	0.199
14	0.0905	1.91824	0.196	1.91824	0.196
15	0.0838	1.88385	0.192	1.88385	0.192
16	0.0789	1.83351	0.187	1.83351	0.187
17	0.0685	1.75749	0.179	1.75749	0.179
18	0.0645	1.72815	0.176	1.72815	0.176
19	0.0643	1.72661	0.176	1.72661	0.176
20	0.0603	1.69767	0.173	1.69767	0.173
21	0.0600	1.69545	0.173	1.69545	0.173
22	0.0582	1.68219	0.171	1.68219	0.171
23	0.0559	1.66478	0.170	1.66478	0.170
24	0.0550	1.65860	0.169	1.65860	0.169

Φορέας 4: (Μετάθεση μάζας κατά -Z)					
Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος	Οριζόντια Συνιστώσα 0	-	Οριζόντια Συνιστώσα 90	-
-	[sec]	[m/sec ²]	[Ποσοστό g]	[m/sec ²]	[Ποσοστό g]
1	0.6294	1.87041	0.191	1.87041	0.191
2	0.4330	2.35440	0.240	2.35440	0.240
3	0.3704	2.35440	0.240	2.35440	0.240
4	0.2409	2.35440	0.240	2.35440	0.240
5	0.2212	2.35440	0.240	2.35440	0.240
6	0.1632	2.35440	0.240	2.35440	0.240
7	0.1406	2.28563	0.233	2.28563	0.233
8	0.1322	2.22430	0.227	2.22430	0.227
9	0.1209	2.14100	0.218	2.14100	0.218
10	0.1159	2.10473	0.215	2.10473	0.215
11	0.1054	2.02764	0.207	2.02764	0.207
12	0.0996	1.98548	0.202	1.98548	0.202
13	0.0956	1.96340	0.200	1.96340	0.200
14	0.0879	1.89932	0.194	1.89932	0.194
15	0.0865	1.88903	0.193	1.88903	0.193
16	0.0753	1.80747	0.184	1.80747	0.184
17	0.0679	1.75295	0.179	1.75295	0.179
18	0.0672	1.74781	0.178	1.74781	0.178
19	0.0658	1.73800	0.177	1.73800	0.177
20	0.0607	1.70063	0.173	1.70063	0.173
21	0.0589	1.68736	0.172	1.68736	0.172

Πίνακας 6.2 Ιδιομορφές και συμμετοχή ιδιομορφικών μαζών για κάθε διεύθυνση επιβολής δύναμης

6.5 Έλεγχοι επάρκειας μελών

6.5.1 Δοκοί

Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων επάρκειας δοκών									
Μέλος	Κ/Δ	ΑΔΙ Αρχής	ΑΔΙ Τέλους	ΑΣΔ Αρχής	ΑΣΔ Τέλους	ΑΝΚ Αρχής	ΑΝΚ Τέλους	λ V _{Rγ} Αρχής	λ V _{Rγ} Τέλους
Δ1.1(0)	Κύριο	-	-	0.23	0.30	-	-	0.17	0.21
Δ2.1(0)	Κύριο	-	-	0.24	0.23	-	-	0.16	0.17
Δ2.2(0)	Κύριο	-	-	0.23	0.28	-	-	0.17	0.18
Δ4.1(0)	Κύριο	-	-	0.04	0.03	-	-	0.08	0.10
Δ5.1(0)	Κύριο	-	-	0.20	0.29	-	-	0.16	0.21
Δ6.1(0)	Κύριο	-	-	0.15	0.15	-	-	0.18	0.16
Δ7.1(0)	Κύριο	-	-	0.18	0.08	-	-	0.33	0.34
Δ8.1(0)	Κύριο	-	-	0.12	0.07	-	-	0.16	0.18
Δ9.1(0)	Κύριο	-	-	0.06	0.09	-	-	0.14	0.10
Δ10.1(0)	Κύριο	-	-	0.10	0.10	-	-	0.43	0.43
Δ11.1(0)	Κύριο	-	-	0.09	0.06	-	-	0.30	0.31
Δ12.1(0)	Κύριο	-	-	0.07	0.08	-	-	0.28	0.27
Δ13.1(0)	Κύριο	-	-	0.09	0.07	-	-	0.33	0.27
Δ14.1(0)	Κύριο	-	-	0.03	0.04	-	-	0.09	0.07
Δ15.1(0)	Κύριο	-	-	0.29	0.20	-	-	0.37	0.31
Δ16.1(0)	Κύριο	-	-	0.30	0.20	-	-	0.31	0.23
Δ1.1(1)	Κύριο	-	-	0.21	0.21	-	-	0.17	0.21
Δ2.1(1)	Κύριο	-	-	0.22	0.16	-	-	0.17	0.16
Δ2.2(1)	Κύριο	-	-	0.19	0.15	-	-	0.16	0.15
Δ4.1(1)	Κύριο	-	-	0.06	0.06	-	-	0.08	0.10
Δ5.1(1)	Κύριο	-	-	0.15	0.23	-	-	0.15	0.20
Δ6.1(1)	Κύριο	-	-	0.15	0.08	-	-	0.18	0.15
Δ7.1(1)	Κύριο	-	-	0.21	0.13	-	-	0.32	0.34
Δ8.1(1)	Κύριο	-	-	0.14	0.09	-	-	0.20	0.23
Δ9.1(1)	Κύριο	-	-	0.09	0.12	-	-	0.20	0.14
Δ10.1(1)	Κύριο	-	-	0.11	0.12	-	-	0.42	0.45
Δ11.1(1)	Κύριο	-	-	0.10	0.06	-	-	0.31	0.31
Δ12.1(1)	Κύριο	-	-	0.06	0.08	-	-	0.27	0.27
Δ13.1(1)	Κύριο	-	-	0.10	0.07	-	-	0.33	0.27
Δ14.1(1)	Κύριο	-	-	0.05	0.05	-	-	0.09	0.07
Δ15.1(1)	Κύριο	-	-	0.29	0.23	-	-	0.27	0.28
Δ16.1(1)	Κύριο	-	-	0.26	0.21	-	-	0.25	0.23
Δ1.1(2)	Κύριο	-	-	0.25	0.20	-	-	0.18	0.20
Δ2.1(2)	Κύριο	-	-	0.31	0.19	-	-	0.21	0.19
Δ2.2(2)	Κύριο	-	-	0.25	0.14	-	-	0.18	0.14
Δ4.1(2)	Κύριο	-	-	0.05	0.07	-	-	0.08	0.11
Δ5.1(2)	Κύριο	-	-	0.13	0.20	-	-	0.17	0.20
Δ6.1(2)	Κύριο	-	-	0.18	0.10	-	-	0.19	0.14
Δ7.1(2)	Κύριο	-	-	0.24	0.16	-	-	0.34	0.36
Δ8.1(2)	Κύριο	-	-	0.16	0.10	-	-	0.22	0.25
Δ9.1(2)	Κύριο	-	-	0.10	0.08	-	-	0.17	0.11
Δ10.1(2)	Κύριο	-	-	0.11	0.14	-	-	0.40	0.44
Δ11.1(2)	Κύριο	-	-	0.09	0.06	-	-	0.24	0.24
Δ12.1(2)	Κύριο	-	-	0.05	0.09	-	-	0.27	0.28
Δ13.1(2)	Κύριο	-	-	0.10	0.07	-	-	0.33	0.28
Δ14.1(2)	Κύριο	-	-	0.06	0.04	-	-	0.10	0.07
Δ15.1(2)	Κύριο	-	-	0.28	0.26	-	-	0.29	0.36
Δ16.1(2)	Κύριο	-	-	0.22	0.26	-	-	0.29	0.33
Δ1.1(3)	Κύριο	-	-	0.23	0.17	-	-	0.17	0.19
Δ2.1(3)	Κύριο	-	-	0.24	0.18	-	-	0.20	0.19
Δ2.2(3)	Κύριο	-	-	0.24	0.23	-	-	0.20	0.17
Δ4.1(3)	Κύριο	-	-	0.21	0.09	-	-	0.12	0.12
Δ5.1(3)	Κύριο	-	-	0.22	0.17	-	-	0.18	0.20
Δ6.1(3)	Κύριο	-	-	0.18	0.15	-	-	0.19	0.16
Δ7.1(3)	Κύριο	-	-	0.20	0.16	-	-	0.30	0.34
Δ8.1(3)	Κύριο	-	-	0.09	0.10	-	-	0.15	0.20
Δ9.1(3)	Κύριο	-	-	0.11	0.12	-	-	0.23	0.15
Δ10.1(3)	Κύριο	-	-	0.11	0.12	-	-	0.39	0.43
Δ11.1(3)	Κύριο	-	-	0.12	0.11	-	-	0.26	0.28
Δ12.1(3)	Κύριο	-	-	0.11	0.10	-	-	0.24	0.26
Δ13.1(3)	Κύριο	-	-	0.10	0.09	-	-	0.35	0.28
Δ14.1(3)	Κύριο	-	-	0.09	0.17	-	-	0.12	0.09
Δ15.1(3)	Κύριο	-	-	0.23	0.23	-	-	0.35	0.44
Δ16.1(3)	Κύριο	-	-	0.19	0.21	-	-	0.29	0.34

Σχήμα 6.12 Έλεγχοι επάρκειας δοκών

6.5.2 Υποστυλώματα

Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων επάρκειας Υποστυλωμάτων									
Μέλος	K/Δ	ADL Αρχής	ADL Τέλους	ASD Αρχής	ASD Τέλους	ANC Αρχής	ANC Τέλους	λ V/Ry	λ V/Rz
K1(0)	Κύριο	-	-	0.12	0.02	-	-	0.06	0.02
K1(1)	Κύριο	-	-	0.06	0.07	-	-	0.08	0.02
K1(2)	Κύριο	-	-	0.08	0.07	-	-	0.08	0.03
K1(3)	Κύριο	-	-	0.07	0.11	-	-	0.07	0.02
K2(0)	Κύριο	-	-	0.14	0.03	-	-	0.11	0.04
K2(1)	Κύριο	-	-	0.07	0.10	-	-	0.10	0.07
K2(2)	Κύριο	-	-	0.09	0.06	-	-	0.10	0.06
K2(3)	Κύριο	-	-	0.06	0.10	-	-	0.07	0.07
K3(0)	Κύριο	-	-	0.12	0.03	-	-	0.11	0.06
K3(1)	Κύριο	-	-	0.09	0.10	-	-	0.13	0.11
K3(2)	Κύριο	-	-	0.10	0.09	-	-	0.12	0.09
K3(3)	Κύριο	-	-	0.07	0.09	-	-	0.09	0.10
K4(0)	Κύριο	-	-	0.09	0.02	-	-	0.06	0.04
K4(1)	Κύριο	-	-	0.07	0.09	-	-	0.07	0.09
K4(2)	Κύριο	-	-	0.08	0.09	-	-	0.05	0.06
K4(3)	Κύριο	-	-	0.08	0.09	-	-	0.04	0.07
K5(7)	Κύριο	-	-	0.28	0.13	-	-	-	-
K6(0)	Κύριο	-	-	0.15	0.04	-	-	0.03	0.15
K6(1)	Κύριο	-	-	0.08	0.10	-	-	0.04	0.14
K6(2)	Κύριο	-	-	0.07	0.07	-	-	0.05	0.09
K6(3)	Κύριο	-	-	0.06	0.08	-	-	0.04	0.10
K6(5)	Κύριο	-	-	0.56	0.20	-	-	-	-
K6(7)	Κύριο	-	-	0.18	0.04	-	-	-	-
K7(0)	Κύριο	-	-	0.11	0.05	-	-	0.10	0.10
K7(1)	Κύριο	-	-	0.03	0.02	-	-	0.02	0.10
K7(2)	Κύριο	-	-	0.04	0.03	-	-	0.01	0.09
K7(3)	Κύριο	-	-	0.04	0.06	-	-	0.03	0.12
K7(7)	Κύριο	-	-	0.14	0.04	-	-	-	-
K8(4)	Κύριο	-	-	0.23	0.23	-	-	-	-
K9(0)	Κύριο	-	-	0.15	0.04	-	-	0.05	0.21
K9(1)	Κύριο	-	-	0.07	0.11	-	-	0.05	0.17
K9(2)	Κύριο	-	-	0.10	0.09	-	-	0.05	0.15
K9(3)	Κύριο	-	-	0.09	0.13	-	-	0.05	0.23
K9(5)	Κύριο	-	-	0.35	0.17	-	-	-	-
K10(4)	Κύριο	-	-	0.24	0.23	-	-	-	-
K11(0)	Κύριο	-	-	0.10	0.01	-	-	0.02	0.05
K11(1)	Κύριο	-	-	0.04	0.07	-	-	0.06	0.02
K11(2)	Κύριο	-	-	0.08	0.07	-	-	0.08	0.03
K11(3)	Κύριο	-	-	0.09	0.07	-	-	0.07	0.02
K11(5)	Κύριο	-	-	0.28	0.11	-	-	-	-
K12(0)	Κύριο	-	-	0.12	0.03	-	-	0.03	0.11
K12(1)	Κύριο	-	-	0.05	0.08	-	-	0.05	0.09
K12(2)	Κύριο	-	-	0.09	0.07	-	-	0.06	0.11
K12(3)	Κύριο	-	-	0.08	0.09	-	-	0.06	0.12
K12(5)	Κύριο	-	-	0.49	0.26	-	-	-	-
K13(0)	Κύριο	-	-	0.17	0.06	-	-	0.18	0.18
K13(1)	Κύριο	-	-	0.23	0.28	-	-	0.15	0.05
K13(2)	Κύριο	-	-	0.25	0.26	-	-	0.14	0.07
K13(3)	Κύριο	-	-	0.23	0.20	-	-	0.10	0.07
K13(5)	Κύριο	-	-	0.44	0.23	-	-	-	-
K14(0)	Κύριο	-	-	0.50	0.27	-	-	-	-
K14(1)	Κύριο	-	-	0.48	0.39	-	-	-	0.67
K14(2)	Κύριο	-	-	0.36	0.31	-	-	-	0.85
K14(3)	Κύριο	-	-	0.39	0.39	-	-	-	0.56
K14(4)	Κύριο	-	-	0.13	0.10	-	-	-	0.49
K14(5)	Κύριο	-	-	0.09	0.08	-	-	-	0.19
K14(6)	Κύριο	-	-	0.06	0.06	-	-	-	0.09
K14(7)	Κύριο	-	-	0.04	0.04	-	-	-	0.09
K15(0)	Κύριο	-	-	0.36	0.24	-	-	-	0.76
K15(1)	Κύριο	-	-	0.41	0.37	-	-	-	0.73
K15(2)	Κύριο	-	-	0.41	0.38	-	-	-	0.63
K15(3)	Κύριο	-	-	0.35	0.33	-	-	-	0.61
K15(4)	Κύριο	-	-	0.12	0.12	-	-	-	0.54
K15(5)	Κύριο	-	-	0.10	0.11	-	-	-	0.40
K15(6)	Κύριο	-	-	0.06	0.06	-	-	-	0.18
K15(7)	Κύριο	-	-	0.02	0.02	-	-	-	0.08
K16(4)	Κύριο	-	-	0.11	0.42	-	-	-	-
K17(0)	Κύριο	-	-	0.29	0.22	-	-	-	0.50
K17(1)	Κύριο	-	-	0.30	0.34	-	-	-	0.62
K17(2)	Κύριο	-	-	0.28	0.28	-	-	-	0.51
K17(3)	Κύριο	-	-	0.25	0.25	-	-	-	0.39
K17(4)	Κύριο	-	-	0.15	0.12	-	-	-	0.52
K17(5)	Κύριο	-	-	0.10	0.09	-	-	-	0.25
K17(6)	Κύριο	-	-	0.05	0.06	-	-	-	0.12
K17(7)	Κύριο	-	-	0.01	0.02	-	-	-	0.05
K18(0)	Κύριο	-	-	0.51	0.40	-	-	-	0.84
K18(2)	Κύριο	-	-	0.39	0.35	-	-	-	0.76
K18(3)	Κύριο	-	-	0.32	0.33	-	-	-	0.56
K18(4)	Κύριο	-	-	0.14	0.14	-	-	-	0.40
K18(5)	Κύριο	-	-	0.11	0.11	-	-	-	0.31
K18(6)	Κύριο	-	-	0.08	0.08	-	-	-	0.24
K18(7)	Κύριο	-	-	0.06	0.06	-	-	-	0.18
K19(0)	Κύριο	-	-	0.32	0.23	-	-	-	0.46
K19(1)	Κύριο	-	-	0.26	0.36	-	-	-	0.33
K19(2)	Κύριο	-	-	0.42	0.39	-	-	-	0.34
K19(3)	Κύριο	-	-	0.39	0.35	-	-	-	0.44
K19(4)	Κύριο	-	-	0.28	0.22	-	-	-	0.91
K19(5)	Κύριο	-	-	0.15	0.12	-	-	-	0.31
K19(6)	Κύριο	-	-	0.08	0.06	-	-	-	0.12
K19(7)	Κύριο	-	-	0.05	0.05	-	-	-	0.08
K26(0)	Κύριο	-	-	0.15	0.03	-	-	-	0.48
K26(1)	Κύριο	-	-	0.11	0.05	-	-	-	0.75
K26(2)	Κύριο	-	-	0.12	0.08	-	-	-	0.61
K26(3)	Κύριο	-	-	0.13	0.15	-	-	-	0.51
K26(5)	Κύριο	-	-	0.41	0.21	-	-	-	-
K27(5)	Κύριο	-	-	0.42	0.21	-	-	-	-
K29(0)	Κύριο	-	-	0.17	0.08	-	-	0.03	0.13
K29(1)	Κύριο	-	-	0.11	0.08	-	-	0.04	0.22
K29(2)	Κύριο	-	-	0.11	0.08	-	-	0.04	0.21
K29(3)	Κύριο	-	-	0.11	0.12	-	-	0.02	0.15
K30(0)	Κύριο	-	-	0.19	0.05	-	-	0.02	0.15
K30(1)	Κύριο	-	-	0.10	0.08	-	-	0.03	0.19
K30(2)	Κύριο	-	-	0.10	0.09	-	-	0.03	0.19
K30(3)	Κύριο	-	-	0.11	0.11	-	-	0.02	0.13
K32(4)	Κύριο	-	-	0.12	0.12	-	-	-	-
K33(4)	Κύριο	-	-	0.07	0.09	-	-	-	-
K34(4)	Κύριο	-	-	0.09	0.08	-	-	-	-
K34(5)	Κύριο	-	-	0.20	0.24	-	-	-	-
K35(4)	Κύριο	-	-	0.17	0.24	-	-	-	-
K35(5)	Κύριο	-	-	0.18	0.10	-	-	-	-
K35(6)	Κύριο	-	-	0.13	0.47	-	-	-	-
K36(4)	Κύριο	-	-	0.20	0.18	-	-	-	-
K36(5)	Κύριο	-	-	0.28	0.32	-	-	-	-
K36(6)	Κύριο	-	-	0.12	0.25	-	-	-	-
K37(4)	Κύριο	-	-	0.19	0.13	-	-	-	-
K37(5)	Κύριο	-	-	0.23	0.28	-	-	-	-
K37(6)	Κύριο	-	-	0.10	0.13	-	-	-	-
K38(4)	Κύριο	-	-	0.13	0.15	-	-	-	-
K39(4)	Κύριο	-	-	0.12	0.06	-	-	-	-
K39(5)	Κύριο	-	-	0.13	0.13	-	-	-	-
K39(6)	Κύριο	-	-	0.05	0.06	-	-	-	-
K39(7)	Κύριο	-	-	0.08	0.08	-	-	-	-
K40(4)	Κύριο	-	-	0.12	0.15	-	-	-	-
K41(6)	Κύριο	-	-	0.25	0.19	-	-	-	-

Σημείωση: Ο λόγος επάρκειας έναντι διάτμησης υπολογίζεται στη στάθμη: SD

Σχήμα 6.12 Έλεγχοι επάρκειας υποστυλωμάτων

7 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην παρούσα εργασία μελετήθηκε η ενίσχυση κτιρίου λόγω της προσθήκης που έγινε σε αυτό για να χρησιμοποιηθεί μετέπειτα ως γραφεία. Η Προσθήκη περιλάμβανε 4 μεταλλικούς ορόφους όπου οι δοκοί θα είχαν σύμμικτη λειτουργία με τις πλάκες. Τα συμπεράσματα που εξήχθησαν είναι τα εξής :

- Αρχικά, η ενίσχυση του κτιρίου μετά την προσθήκη φάνηκε αναγκαία από την εκτέλεση της πρώτης μη γραμμικής ανελαστικής ανάλυσης Pushover για στάθμη επιτελεσματικότητας σημαντικών βλαβών αφού τα υφιστάμενα μέλη θα λάβουν τώρα μεγαλύτερες εντάσεις λόγω της προσθήκης. Για αυτό και τα υποστυλώματα έπρεπε να ενισχυθούν με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος
- Λόγω της ιδιαιτερότητας της κατασκευής, αποφασίστηκε να κατασκευαστεί από την αρχή ένα νέο τοίχωμα ώστε το κτίριο να πάψει να είναι τόσο εύστρεπτο όταν επιβάλλονται σεισμικά φορτία
- Από την επέμβαση επιτεύχθηκε αύξηση της αντοχής των στοιχείων του φέροντος οργανισμού και της δυσκαμψίας του κτιρίου συνολικά γεγονός που αποδεικνύεται από τη μείωση των ιδιοπεριόδων της κατασκευής.
- Οι πλάκες δεν παρουσίασαν ανάγκη εκτεταμένης ενίσχυσης και έδειξαν επαρκή αντοχή καθώς δεν επηρεάστηκε το στατικό τους μοντέλο.
- Τέλος, αποτιμώντας συνολικά την κατασκευή εξάγεται το συμπέρασμα ότι η ομάδα των τοιχωμάτων λόγω της μεγάλης της δυσκαμψίας καταπονείται σε μεγαλύτερο βαθμό στα σεισμικά φορτία και για αυτό ενισχύθηκαν όλα τα υπόλοιπα υποστυλώματα ώστε να επιτευχθεί μείωση του ποσοστού της τέμνουσας βάσης που θα λάμβανε σε αντίθετη περίπτωση.

8 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1999). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005β). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Aslani H., Miranda E. (2005). “Probabilistic earthquake loss estimation and loss disaggregation in buildings.” Report No. 157, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, Stanford, CA.
5. Bazzurro P., and Luco N. (2007). “Does amplitude scaling of ground motion records result in biased nonlinear structural drift responses?” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36(13), 1813–1835.
6. Celarec D., Vamvatsikos D., Dolsek M. (2011). “Simplified estimation of seismic risk for buildings with consideration of the structural ageing process.” In: Dolsek M. (ed), *Protection of Built Environment Against Earthquakes*. Springer: Dordrecht.
7. Cornell C.A., Jalayer F., Hamburger R.O., Foutch D.A. (2002). “The probabilistic basis for the 2000 SAC/FEMA steel moment frame guidelines.” *ASCE Journal of Structural Engineering*, 128(4), 526–533.
8. CUNY (2012). “Avoiding and detecting plagiarism.” The City University of New York, New York, NY, http://www.gc.cuny.edu/CUNY_GC/media/CUNY-Graduate-Center/PDF/Policies/General/AvoidingPlagiarism.pdf.
9. 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.
10. Dolsek M. (2009). “Incremental dynamic analysis with consideration of modelling uncertainties.” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 38(6), 805–825.
11. Dolsek M., Fajfar, P. (2008). “The effect of masonry infills on the seismic response of a four storey reinforced concrete frame – A probabilistic assessment.” *Engineering Structures*, 30(11), 3186–3192.
12. Haselton C.B. (2006). “Assessing seismic collapse safety of modern reinforced concrete moment frame buildings.” PhD Thesis, Stanford University, Stanford, CA.
13. Jalayer F. (2003). “Direct Probabilistic Seismic Analysis: Implementing Non-linear Dynamic Assessments.” PhD Thesis, Stanford University, Stanford, CA.
14. Jalayer F., Cornell, C.A. (2009). “Alternative non-linear demand estimation methods for probability-based seismic assessments.” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 38(8), 951–1052.
15. Liel A.B., Haselton C.B., Deierlein G.G., Baker J.W. (2009). “Incorporating modeling uncertainties in the assessment of seismic collapse risk of buildings.” *Structural Safety*, 31(2), 197–211.
16. Luco N., Cornell C.A. (2007). “Structure-specific scalar intensity measures for near-source and ordinary earthquake ground motions.” *Earthquake Spectra*, 23(2), 357–392

17. McKenna F., Fenves G.L., Scott M.H. (2000). “Open system for earthquake engineering simulation”, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, CA, <http://opensees.berkeley.edu> [01/10/2016].
18. NIST (2010). “Applicability of Nonlinear Multiple-Degree-of-Freedom Modeling for Design.” Report No NIST GCR 10-917-9, prepared for the National Institute of Standards by the NEHRP Consultants Joint Venture, CA.
19. PEER (2005). “PEER NGA Database.” Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, CA, <http://peer.berkeley.edu/nga/> [22/10/2016].
20. SAC Joint Venture (2000a). “Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings.” Report No. FEMA-350, prepared for the Federal Emergency Management Agency, Washington DC.
21. SAC Joint Venture (2000b). “Recommended seismic evaluation and upgrade criteria for existing welded steel moment-frame buildings.” Report No. FEMA-351, prepared for the Federal Emergency Management Agency, Washington DC.
22. Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2002). “Incremental Dynamic Analysis.” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), 491–514.
23. Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2004). “Applied Incremental Dynamic Analysis.” *Earthquake Spectra*, 20(2), 523–553.
24. Vamvatsikos D., Fragiadakis M. (2010). “Incremental Dynamic Analysis for seismic performance uncertainty estimation.” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 39(2), 141–163.
25. Χάμψας Α. Μ. Μελέτη ενίσχυσης σχολικού κτιρίου με συμβατικές και νέες τεχνικές
26. Σπυράκος Κ., Ενίσχυση κατασκευών για σεισμικά φορτία
27. Ευρωκώδικας 1
28. Ευρωκώδικας 2
29. Ευρωκώδικας 3
30. Ευρωκώδικας 4
31. Ευρωκώδικας 8