



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Τομέας Δομοστατικής

Εργαστήριο Οπλισμένου Σκυροδέματος

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

«Διερεύνηση μεθόδων αντισεισμικής ενίσχυσης κτιρίων σχολείου ΟΣ στην Τήνο»



Καλουμένου Μαρία Θηρεσία

Επιβλέπων καθηγητής: Χ. Ζέρης Καθηγητής ΕΜΠ,

Διευθυντής Τομέα Δομοστατικής, Διευθυντής Εργαστηρίου Οπλισμένου Σκυροδέματος

Αθήνα, Ιούλιος 2023

Μαρία Θηρεσία Καλουμένου (2023).

Διερεύνηση μεθόδων αντισεισμικής ενίσχυσης κτιρίων σχολείου ΟΣ στην Τήνο

Διπλωματική Εργασία 2023

Εργαστήριο Οπλισμένου Σκυροδέματος, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα

Maria Thiresia Kaloumenou (2023).

Investigation of seismic strengthening methods of reinforced concrete school buildings in Tinos

Diploma Thesis 2023

Institute of Reinforced Concrete, National Technical University of Athens, Greece

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας αποτελεί η ενίσχυση υπάρχουσας σχολικής μονάδας της Τήνου, η οποία απαρτίζεται από δύο στατικώς ανεξάρτητα κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος. Εφαρμόζεται μη γραμμική στατική ανάλυση ως μέθοδος αποτίμησης της ικανότητας των ενισχυμένων κτιρίων σύμφωνα με τις σχετικές διατάξεις του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ). Αρχικά, γίνεται σύντομη αναφορά στη διαχρονική εξέλιξη των αντισεισμικών κανονισμών στον Ελλαδικό χώρο καθώς και η αναγκαιότητα αποτίμησης και ενίσχυσης των υφιστάμενων κτιρίων με βάση τον πρόσφατο Κανονισμό Επεμβάσεων και του Ευρωκώδικα 8.

Τα υπό μελέτη κτίρια έχουν χρόνο κατασκευής το 1983 και αποτελούνται από ισόγειο και έναν όροφο, ενώ ο φέρον οργανισμός είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα. Αφού παρουσιάστηκαν η γεωμετρία, τα υλικά κατασκευής, τα φορτία και οι σεισμικές δράσεις στα υπάρχοντα κτίρια ορίστηκαν οι παραδοχές και οι απαραίτητοι έλεγχοι ασφαλείας που πρέπει να εφαρμοστούν σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ για την αντισεισμική αποτίμηση της σχολικής μονάδας. Στη συνέχεια, γίνεται περιγραφή του δομικού προσομοιώματος στο λογισμικό *seismostruct* που χρησιμοποιήθηκε για την αποτίμηση καθώς και τα αποτελέσματα αυτής. Η αντισεισμική αποτίμηση έχει συνταχθεί από τον κύριο Χ.Ζέρη καθηγητή του Ε.Μ.Π στα πλαίσια Ερευνητικού Προγράμματος «Διερεύνηση της υφιστάμενης κατασκευής και της συμπεριφοράς υπό σεισμική δράση και περιβαλλοντική έκθεση και προτάσεις τυχόν επεμβάσεων των σχολείων του Δήμου Τήνου». Από την ανάλυση προέκυψαν σημαντικές ανεπάρκειες με συνέπεια την ανάγκη ανασχεδιασμού των κτιρίων με κατάλληλες μεθόδους.

Οι διαθέσιμοι τρόποι ενίσχυσης μίας κατασκευής αποτελούνται από την κατασκευή τοιχωμάτων, ενίσχυση με μεταλλικούς συνδέσμους, κατασκευή μανδύων από οπλισμένο σκυρόδεμα ή ινοπλισμένα πολυμερή. Στη παρούσα διπλωματική επιλέχθηκε η ενίσχυση των κτιρίων της σχολικής μονάδας με δύο τεχνικές, αυτής της ενίσχυσης με την προσθήκη τοιχωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος και της προσθήκης μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος.

Η προσθήκη, η όπλιση και η διαστασιολόγηση των τοιχίων έγινε σύμφωνα με τους απαιτούμενους ελέγχους του ΕΚ8 και ΕΚ2 οι οποίοι παρουσιάζονται λεπτομερώς. Έπειτα, προσομοιώθηκαν τα κτίρια σε λογισμικό *seismostruct* με την προσθήκη των νέων τοιχωμάτων ώστε να γίνει η στατική μη γραμμική ανάλυση. Μετά την μόρφωση των καμπύλων ικανότητας των κτιρίων για τις διευθύνσεις Χ και Ψ παρατηρείται ότι η προσθήκη μόνο τοιχωμάτων δεν επαρκεί για την σεισμική αναβάθμιση των κτιρίων γι' αυτό προχώρησα στην προσθήκη μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος στις δοκούς που αστοχούσαν πριν εκπληρώσουν τις απαιτήσεις της στάθμης επιτελεστικότητας. Με την προσθήκη τοιχωμάτων και μανδύων η αποτίμηση της συμπεριφοράς του κτιρίου πληρεί τα κριτήρια του ισχύοντος κανονιστικού πλαισίου επεμβάσεων.

Ο δεύτερος τρόπος ενίσχυσης των φορέων με χρήση μόνο μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος επιτελεί τον στόχο και τους ελέγχους του κανονισμού αφού διαστασιολογήθηκαν κατάλληλα σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Δεν γίνεται να παραληφθεί η μελέτη της ενίσχυσης των θεμελιώσεων του κτιρίου. Στην περίπτωση που ενισχύουμε με νέα τοιχία απαιτείται προσθήκη νέων πεδιλοδοκών ενώ στην μέθοδο ενίσχυσης με μανδύες απαιτείται διαπλάτυνση του κώνου των πεδίων ή έμπηξη των οπλισμών του μανδύα σε αυτά .

Τέλος συντάχθηκε οικονομική προσφορά των εργασιών του έργου καθώς και χρονοδιάγραμμα(GANTT τύπου 1) των εργασιών για κάθε μια μέθοδο που μελετήθηκε .

Abstract

The subject of this thesis is the strengthening of an existing school unit in Tinos, which consists of two statically independent reinforced concrete buildings. Non-linear static analysis is applied as a method of assessing the capacity of reinforced buildings in accordance with the relevant provisions of the Interventions Regulation (KAN.EPE). First, a brief reference is made to the evolution of anti-seismic regulations in Greece as well as the need to assess and strengthen existing buildings based on the recent Interventions Regulation and Eurocode 8.

The buildings under study were constructed in 1983 and consist of a ground floor and one floor, while the load-bearing body is made of reinforced concrete. After presenting the geometry, construction materials, loads and seismic actions in the existing buildings, the assumptions and the necessary safety controls that must be implemented in accordance with the KAN.EPE (regulation of interventions) for the anti-seismic assessment of the school unit. Then, a description is made of the structural simulation using seismostruct software for the seismic evaluation and its results. The anti-seismic assessment has been prepared by Mr. X. Zeris, professor of N.T.U.A in the framework of the Research Program "Investigation of the existing construction and the behavior under seismic action and environmental report and proposals for possible interventions of the schools of the Municipality of Tinos". The analysis revealed significant inadequacies resulting in the need to redesign the buildings with appropriate methods.

The available ways of strengthening a structure consist of the construction of walls, reinforcement with metal links, construction of extra layer of reinforced concrete or fiber-reinforced polymers. In this diploma, the strengthening of the buildings of the school unit was applied with two techniques, strengthening with the addition of reinforced concrete walls and the addition of reinforced concrete layers.

The application, reinforcement and dimensioning of the walls was done in accordance with the required controls of EK8 and EK2 which are presented in detail. Then, the buildings were simulated in seismostruct software with the addition of the new walls in order to perform the static nonlinear analysis. After the formation of the capacity curves of the buildings for the X and Y directions it is observed that the addition of walls is not sufficient for the seismic upgrading of the buildings so I proceeded to add reinforced concrete layers to the beams that failed before fulfilling the performance level requirements. By adding walls and reinforced beams with concrete layers, the assessment of the building's behavior meets the criteria of the current regulatory framework for interventions.

The second way of strengthening the carriers using only reinforced concrete layers fulfills the objective and the controls of the regulation after they have been properly dimensioned according to the KAN.EPE (regulation of interventions).

The study of strengthening the building's foundations could not be omitted. In the case that we reinforce with new walls, the addition of new strap footings is required, while in the method of reinforcement with reinforced concrete layers, it is necessary to widen the cone of the footing or tie the reinforcements of the layer into them.

Finally, a financial offer of the project was composed as well as a time schedule (GANTT type 1) of the work for each method that was studied.

Ευχαριστίες

Με την ολοκλήρωση αυτής τις διπλωματικής εργασίας θα ήθελα να ευχαριστήσω ιδιαίτερα τον κύριο Χρήστο Ζέρη που μου εμπιστεύτηκε το συγκεκριμένο θέμα και με καθοδηγούσε συνεχόμενα ανεξαρτήτου ώρας , ημέρας και περίπτωσης . Μέσα από τα βάθη της καρδιάς μου ευχαριστώ και όλους τους καθηγητές του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου που μου μεταλαμπάδευσαν όλες αυτές τις γνώσεις που χρειάζεται ένας μηχανικός και με έμαθαν να δουλεύω σκληρά και μεθοδικά . Ακόμη, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον κύριο Σταύρο Μαρκαντώνη που έλυσε κάθε απορία που είχα σχετικά με το προσομοίωμα της παρούσας μελέτης .

Ευχαριστώ από τα βάθη της καρδιάς μου τους γονείς μου Μάνθο και Μαρία , την αδερφή μου Εμμανουέλα και τη Μοάνα που στήριζαν τα όνειρα και τις φιλοδοξίες μου αυτά τα 24 χρόνια ζωής. Τέλος, θέλω να πω το μεγαλύτερο ευχαριστώ στον Αντώνη και στους φίλους μου Μάριο , Αναστασία , Χρήστο ,Αντιγόνη, Νίκο, Έλενα, Σοφία που μαζί περάσαμε ατελείωτες ώρες διαβάσματος, εξεταστικές , αποτυχίες αλλά ακόμα περισσότερες επιτυχίες και χαρές , πάντα ήσασταν ο ήλιος που ξεπροβάλλει σε μια συννεφιασμένη μέρα .

Αφιερώνω την παρούσα διπλωματική στο νονό μου Νίκο.

Περιεχόμενα

Περίληψη	3
Abstract	5
Ευχαριστίες	6
1 Εισαγωγή.....	11
1.1 Αναγκαιότητα ενίσχυσης υφιστάμενων κατασκευών στον Ελλαδικό χώρο.....	11
1.2 Ανασχεδιασμός υφιστάμενων κατασκευών	12
2 Περιγραφή έργου.....	13
2.1 περιγραφή υπάρχουσας κατασκευής.....	13
2.2 Γεωμετρία-σχέδια και υλικά κατασκευής κτιρίων Β και Γ.....	15
2.3 Φορτία και σεισμικές δράσεις.....	19
3. Αποτίμηση κτιρίου με βάση τον ΚΑΝΕΠΕ	21
3.1 Έλεγχοι ασφαλείας κατά ΚΑΝΕΠΕ [6]	21
3.2 Αποτίμηση δομικής επάρκειας κατασκευών.....	21
3.3 Παραδοχές της μελέτης στατικής επάρκειας	22
3.3.1 Αντιπροσωπευτική αντοχή των υλικών	22
3.3.2 Αντοχές υλικών.....	22
3.3.3 Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων	23
3.3.4 Στάθμη επιτελεστικότητας.....	23
3.3.5 Κατηγορία βλαβών.....	23
3.4 Περιγραφή Δομικού Προσομοιώματος στο λογισμικό Seismostruct	24
3.4.1 Δυνατότητες λογισμικού.....	24
3.4.2 Εισαγωγή υλικών.....	24
3.4.3 Κατηγορίες στοιχείων	24
3.4.4 Κόμβοι.....	25
3.4.5 Συζευγμένες δεσμεύσεις	25
3.4.6 Εξωτερικές δεσμεύσεις.....	25
3.4.7 Επιβαλλόμενα φορτία.....	25
3.4.8 Μέθοδος ανάλυσης και έλεγχοι επάρκειας	25
3.4.9 Τρισδιάστατη απεικόνιση προσομοιώματος κτιρίου Β και Γ στο seismostruct	26
3.4.10 Ιδιομορφική ανάλυση.....	27
3.4.11 Ανελαστική ανάλυση Pushover	27

3.4.12 Καμπύλη ικανότητας.....	28
3.5 Αποτελέσματα ανάλυσης για τα κτίρια Β και Γ (Ανάλυση υποψήφιου διδάκτορα κ.Σταύρου Μαρκαντώνη).....	28
3.6 Συμπεράσματα αποτίμησης	31
4. Τρόποι ενίσχυσης κτιρίων και επισκευές	32
4.1 Ενίσχυση με κατασκευή τοιχωμάτων	32
4.2 Ενίσχυση με μεταλλικούς συνδέσμους	32
4.3 Ενίσχυση με μανδύες από ινοπλισμένα πολυμερή.....	32
4.4 Ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος.....	33
5. Ενίσχυση κτιρίων Β και Γ με τοιχία	33
5.1 Προσομοίωση κατασκευής με τοιχία στο λογισμικό SAP2000.....	35
5.1.1 Βασικές παραδοχές προσομοίωσης	35
5.1.2 Καθορισμός γεωμετρίας.....	35
5.1.3 Καθορισμός υλικών και ιδιοτήτων τους	36
5.1.4 Καθορισμός διατομών	37
5.1.5 Καθορισμός στηρίξεων	40
5.1.6 Ανάθεση φορτίων	40
5.2 διαστασιολόγηση τοιχίων Β και Γ κτιρίου.....	44
5.2.1 Όπλιση τοιχίων κτίριο Β.....	44
5.2.2 ΟΠΛΙΣΗ ΤΟΙΧΙΟΥ 2,3Χ0,4 ΚΤΙΡΙΟ Γ (T2)	52
5.2.3 ΟΠΛΙΣΗ ΤΟΙΧΙΟΥ Γ ΚΤΙΡΙΟ 3Χ0,35 (T1)	55
5.2.4 ΟΠΛΙΣΗ ΤΟΙΧΙΟΥ Γ ΚΤΙΡΙΟ 3Χ0,3 (T4)	59
5.2.5 ΟΠΛΙΣΗ ΤΟΙΧΙΟΥ Γ ΚΤΙΡΙΟ 4,05Χ0,3 (T4)	63
5.3 Ανάλυση Pushover ενισχυμένων κτιρίων Β και Γ με τοιχία.....	68
5.4 Αποτελέσματα ανάλυσης Pushover για ενίσχυση κτιρίου Β και Γ με τοιχώματα	70
5.4.1 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΤΗΣ ΕΠΙΛΥΣΗΣ: ΟΡΘΟΓΩΝΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΚΤΙΡΙΟ Β	70
5.4.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΤΗΣ ΕΠΙΛΥΣΗΣ: ΤΡΙΓΩΝΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΚΤΙΡΙΟ Β	78
5.4.3 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΤΗΣ ΕΠΙΛΥΣΗΣ: ΟΡΘΟΓΩΝΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΚΤΙΡΙΟ Γ.....	86
5.4.4 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΤΗΣ ΕΠΙΛΥΣΗΣ: ΤΡΙΓΩΝΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΚΤΙΡΙΟ Γ.....	94
5.5 Ενίσχυση με τοιχώματα και μανδύες.....	102
5.6 Αποτελέσματα ανάλυσης κτιρίου Β και Γ ενισχυμένα με τοιχία και μανδύες	103
5.6.1 Ορθογωνική κατανομή Β κτίριο.....	103
5.6.2 Τριγωνική κατανομή Β κτίριο.....	105

5.6.3 Ομοιόμορφη κατανομή Γ κτίριο	107
5.6.4 Τριγωνική κατανομή Γ κτίριο	109
5.7 Σύνδεση τοιχωμάτων με δοκούς.....	111
5.8 Συμπεράσματα.....	112
6. Ενίσχυση κτιρίων Β και Γ με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος	114
6.1 Επιλογή προσθήκης μανδύων	114
6.2 Αποτελέσματα ανάλυσης κτιρίου Β και Γ ενισχυμένα με μανδύες.....	119
6.2.1 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΤΗΣ ΕΠΙΛΥΣΗΣ: ΟΡΘΟΓΩΝΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΚΤΙΡΙΟ Γ.....	119
6.2.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΤΗΣ ΕΠΙΛΥΣΗΣ: ΤΡΙΓΩΝΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΚΤΙΡΙΟ Γ.....	123
6.2.3 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΤΗΣ ΕΠΙΛΥΣΗΣ: ΟΡΘΟΓΩΝΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΚΤΙΡΙΟ Β	125
6.2.4 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΤΗΣ ΕΠΙΛΥΣΗΣ: ΤΡΙΓΩΝΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΚΤΙΡΙΟ Β	127
1.3 Συμπεράσματα ενίσχυσης κτιρίων Β και Γ με μανδύες.....	129
7. Ενίσχυση της θεμελίωσης.....	130
7.1 Θεμελιώσεις.....	130
7.2 Περιγραφή υπάρχουσας θεμελίωσης.....	130
7.3 Ενίσχυση πεδίων υποστυλωμάτων με χρήση μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος	131
7.4 Κατασκευή νέων θεμελίων	133
7.4.1 Επιλογή διαστάσεων νέων πεδίων τοιχίων για τα κτίρια Β και Γ και έλεγχοι	133
8. Οικονομική μελέτη και χρονοδιάγραμμα εργασιών	139
8.1 Εργασίες αποκατάστασης.....	139
8.1.1 Καθαίρεση – απομάκρυνση σαθρών επιφανειακών στρώσεων σκυροδέματος	139
8.1.2 Καθαρισμός με υδροβολή ή αμμοβολή	139
8.1.3 Πλήρωση ρωγμών ή διάκενων	139
8.1.4 Αποκατάσταση γεωμετρίας στοιχείων Φ.Ο.....	139
8.2 Εργασίες ενίσχυσης	140
8.2.1 Εμφύτευση χαλύβδινων βλήτρων.....	140
8.2.2 Εφαρμογή εκτοξευόμενου σκυροδέματος	140
8.2.3 Διάνοιξη οπών.....	140
8.3 Ανάλυση κόστους αποκατάστασης και ενίσχυσης	141
8.4 Χρονοδιάγραμμα έργου για τις δύο μεθόδους ενίσχυσης.....	143
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	145
Εικόνα αστοχίας υφιστάμενων κτιρίων με βάση την ανάλυση.....	147
Εικόνες πραγματικών βλαβών κτιρίων	148

1 Εισαγωγή

1.1 Αναγκαιότητα ενίσχυσης υφιστάμενων κατασκευών στον Ελλαδικό χώρο

Η Ελλάδα αποτελείται σε ένα μεγάλο της ποσοστό από κατασκευές που έχουν σχεδιαστεί με βάση παλαιότερους αντισεισμικού κανονισμούς του 1959 ,του 1984 και του 1995 . Σήμερα για την κατασκευή ενός φέρον οργανισμού χρησιμοποιούνται οι διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 (European Committee for Standardization, EN1998-Design of structures for Earthquake resistance 2004). Βάση τον κανονισμού του 1959 τα δομικά στοιχεία υπολογίζονταν και διαστασιολογούνταν με τη θεώρηση ότι οι σεισμικές δυνάμεις είναι οριζόντιες και ανάλογες με τις μάζες της κατασκευής συγκεντρωμένες στις πλάκες του κάθε ορόφου . Στον κανονισμό του 1984 προστέθηκε ο ικανοτικός σχεδιασμός των υποστυλωμάτων σε κάμψη , ο έλεγχος επιρροών β' τάξης και η δυνατότητα όπλισης στοιχείων με στόχο την επίτευξη τοπικής πλαστιμότητας. Το 1995 εντάχθηκε το ανελαστικό φάσμα απόκρισης , ο συντελεστής συμπεριφοράς q κ.α. Συνεπώς, είναι απαραίτητη η αποτίμηση και η προ-σεισμική ενίσχυση των παλαιότερων κτιρίων του Ελλαδικού χώρου ώστε να επιτελείται ο στόχος του αντισεισμικού σχεδιασμού, υπό το πρίσμα των αρχών επιτελεστικότητας, ο οποίος δεν είναι άλλος από την προστασία της ανθρώπινης ζωής.

Στις μέρες μας η πλειοψηφία του κτιριακού συνόλου στην Ελλάδα είναι κτίρια κατασκευασμένα σύμφωνα με τους παλιούς αντισεισμικού κανονισμούς τα οποία συνήθως παρουσιάζουν μια σειρά από ανεπάρκειες και επιβάλλεται να ελεγχθούν σύμφωνα με τις απαιτήσεις των σύγχρονων κανονισμών . Το μεγαλύτερο ποσοστό των προβλημάτων εντοπίζονται σε ανεπάρκεια αγκύρωσης των συνδετήρων και διαμήκων οπλισμών στις κρίσιμες περιοχές του φορέα , στις χαμηλές αντοχές της ποιότητας του υπάρχοντος σκυροδέματος , στις μικρές επικαλύψεις των ράβδων οπλισμού , σε χαμηλή ποιότητα και ποσότητα οπλισμού λόγω της διάβρωσης και στην απουσία διαστασιολόγησης των μελών σύμφωνα με τον ικανοτικό σχεδιασμό . Για τις κατασκευές αυτές που δεν έχουν μελετηθεί και κατασκευαστεί με τους σύγχρονους κανονισμούς είναι χρήσιμη και κάποιες φορές αναγκαία η εκτίμηση και ο έλεγχος της επάρκειάς τους έναντι σεισμού . Η αποτίμηση της συμπεριφοράς τους έναντι σεισμού επισημαίνει τα τρωτά σημεία της κατασκευής και αναδεικνύει την ανεπάρκεια της φέρουσας ικανότητας , οδηγώντας τον μελετητή στην σωστή αποκατάσταση(επισκευή) και ενίσχυση της φέρουσας ικανότητας του κτιρίου. Κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό του φορέα ορίζεται η επιθυμητή συμπεριφορά του δηλαδή οι μέγιστες ανελαστικές παραμορφώσεις που αναπτύσσει ο φορέα υπό σεισμική διέγερση . Η μέθοδος μελέτης αποτίμησης και ενίσχυσης των κατασκευών στην Ελλάδα προβλέπεται από τις διατάξεις του Κανονισμού Επεμβάσεων και μετέπειτα από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ (Κανονισμός Επεμβάσεων). Στην Ευρώπη αντίστοιχα χρησιμοποιείται ο Ευρωκώδικας 8 – Μέρος3.

1.2 Ανασχεδιασμός υφιστάμενων κατασκευών

Η διαδικασία ανασχεδιασμού υφιστάμενων οικοδομημάτων είναι μια απαιτητική διαδικασία προκειμένου η συμπεριφορά της κατασκευής μετά τον ανασχεδιασμό να επιτελεί τις απαιτήσεις των σύγχρονων κανονισμών . Η δυσκολία οξύνεται ειδικά όταν δεν υπάρχουν επαρκείς πληροφορίες για τα υλικά κατασκευής , τους οπλισμούς , τη θεμελίωση και τα σχέδια του υπάρχοντος κτιρίου.

Η διαδικασία επίτευξης του ανασχεδιασμού μιας κατασκευής αποτελείται από 5 στάδια:

1. Τεκμηρίωση της κατασκευής. Με τον όρο τεκμηρίωση κατασκευής περιγράφεται ο προσδιορισμός της ακριβούς γεωμετρίας του φορέα (και της θεμελίωσης) , των μηχανικών χαρακτηριστικών των υφιστάμενων υλικών , της όπλισης των στοιχείων , των φορτίων και των πιθανών βλαβών. Με βάση τον βαθμό τεκμηρίωσης της κατασκευής του φορέα γίνεται ο προσδιορισμός της στάθμης αξιοπιστίας των δεδομένων για τη νέα μελέτη .
2. Αποτίμηση επάρκειας κατασκευής. Αφού οριστεί η στάθμη επιτελεστικότητας για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας του κτιρίου τίθεται ο κατάλληλος στόχος επιτελεστικότητας για τον ανασχεδιασμό της από τον μελετητή με βάση τις απαιτήσεις του κύριου του έργου .
3. Λήψη απόφασης για ανασχεδιασμό. . Εφόσον προκύψει από την ανάλυση ότι η επιτελεστικότητα της κατασκευής είναι χαμηλότερη από την επιθυμητή λαμβάνεται η απόφαση του ανασχεδιασμού.
4. Προσδιορισμός βέλτιστης επέμβασης και σχεδιασμός της. Η επιθυμητή σεισμική απόκριση της κατασκευής μετά την ενίσχυση γίνεται μέσω τροποποιήσεων των χαρακτηριστικών της κατασκευής δηλαδή της μάζας , της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας. Το βέλτιστο τεchnοοικονομικό αποτέλεσμα επιτυγχάνεται συχνά και με συνδυασμό διαφόρων μεθόδων ενίσχυσης.
5. Υλοποίηση επέμβασης και ενίσχυσης

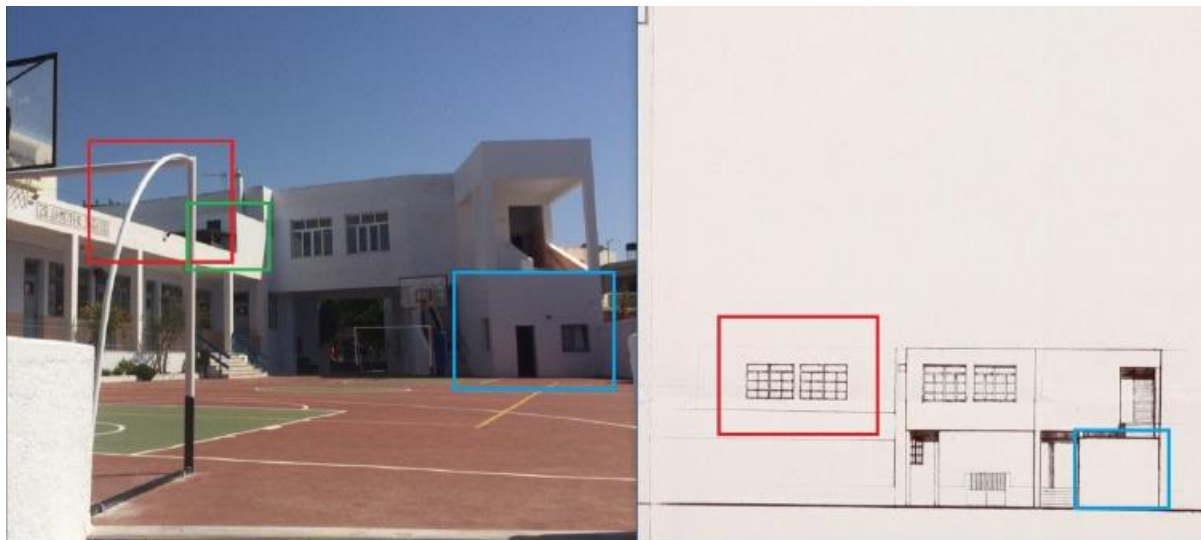
2 Περιγραφή έργου

2.1 περιγραφή υπάρχουσας κατασκευής

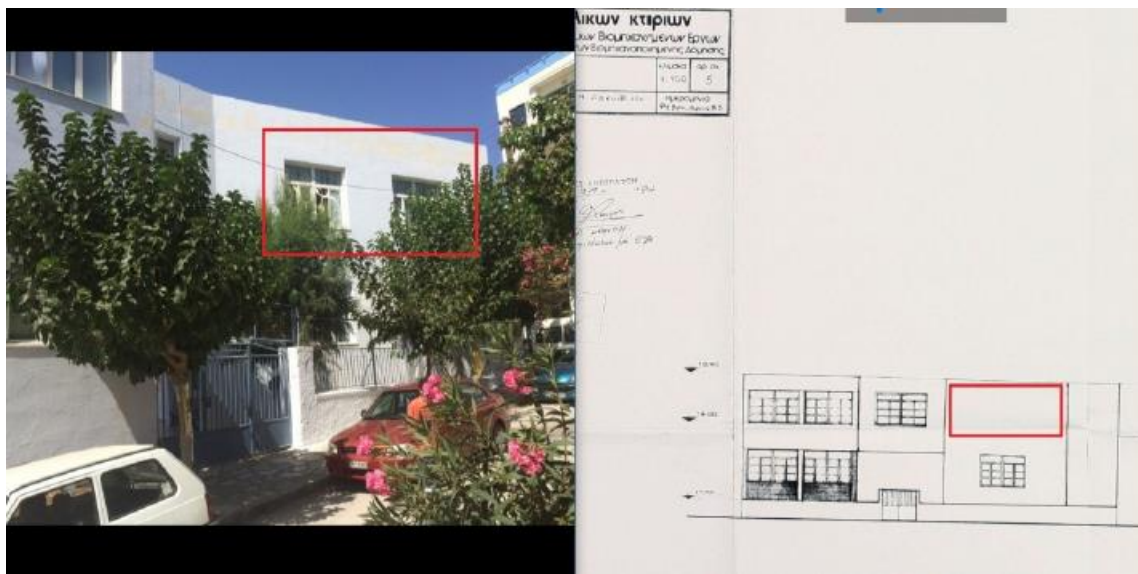
Το κτίριο που μελετάται αποτελεί το 2ο Δημοτικό Σχολείο Τήνου το οποίο ανήκει στον Δήμο Τήνου και απαρτίζεται από τρία κτίρια . Το συγκρότημα περιλαμβάνει τρία στατικώς ανεξάρτητα δομήματα, τα οποία έχουν διαφορετικό φέροντα οργανισμό και έτος κατασκευής. Στην παρούσα εργασία μελετάται το Β και Γ κτίριο από φέρον οργανισμό οπλισμένου σκυροδέματος τα οποία είναι μέρος της ανατολικής πτέρυγας με έτος κατασκευής (σε δεύτερη φάση από το κτίριο Α) το 1983 . Το εν λόγω συγκρότημα βρίσκεται εντός σχεδίου Πόλεως , στο οικοδομικό τετράγωνο Γ.69 και περικλείεται από τις οδούς (βόρεια) Α. Σώχου , (ανατολικά) Μαρίας Βελουδίου – Ζάννε , (δυτικά) Μ.Νόδεστρωμ. Μετά από τοπογραφικές μετρήσεις στο πεδίο ,από την ομάδα που συνέταξε ο καθηγητής του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου Χρήστος Ζέρης ,διαπιστώθηκε ότι το συνολικό συγκρότημα αποτελείται από εμβαδό 775 m² και ότι τα σχέδια της με αριθμ. 926/1983 οικοδομικής άδειας δεν συμφωνούν με τον όγκο και τις εγκεκριμένες όψεις .Η μελέτη περιλαμβάνει δύο στατικώς ανεξάρτητα διάφορα κτίσματα με κλιμακοστάσιο (Β και Γ). Τα δύο κτίσματα δομούνται σαν στατικώς ανεξάρτητα πλαίσια με φέροντα οργανισμό από ΟΣ και θεμελίωση σε ενιαία στάθμη από μεμονωμένα πέδιλα συνδεδεμένα με συνδετήριες δοκούς. Το έργο όταν κατασκευάστηκε είχε μελετηθεί για απαιτήσεις σεισμικότητας Ι (Αντισεισμικός Κανονισμός 1959 [15]), και επιτρεπόμενη τάση εδάφους 2,5 Kg/cm².



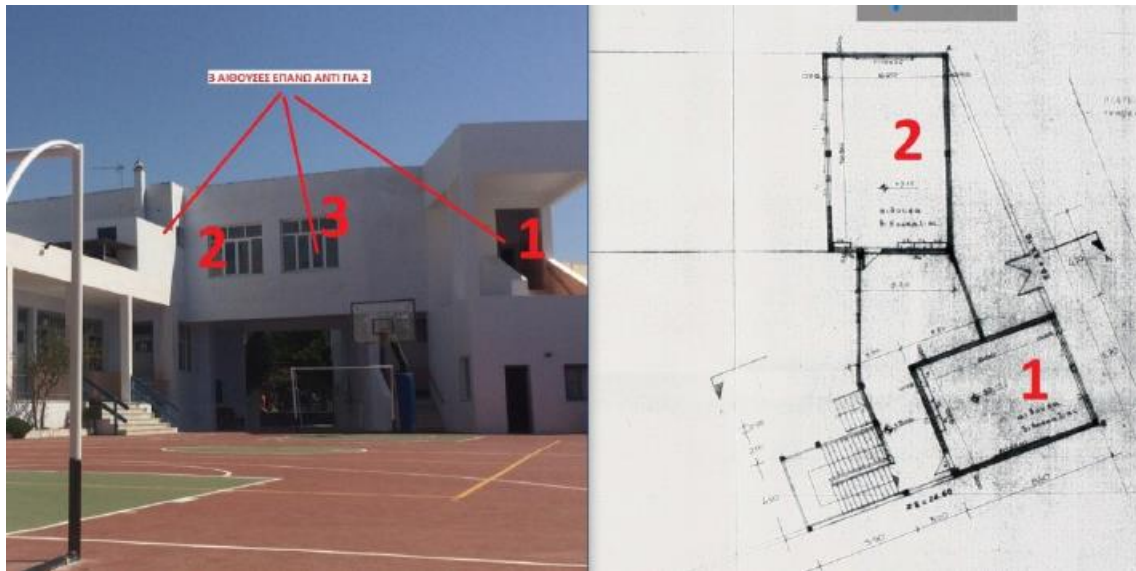
Εικόνα 1: Κάτοψη κτιριακού συγκροτήματος



Εικόνα 2: Ασυμφωνία σχεδίων με παρούσα κατασκευή



Εικόνα 3: Ασυμφωνία σχεδίων με παρούσα κατασκευή



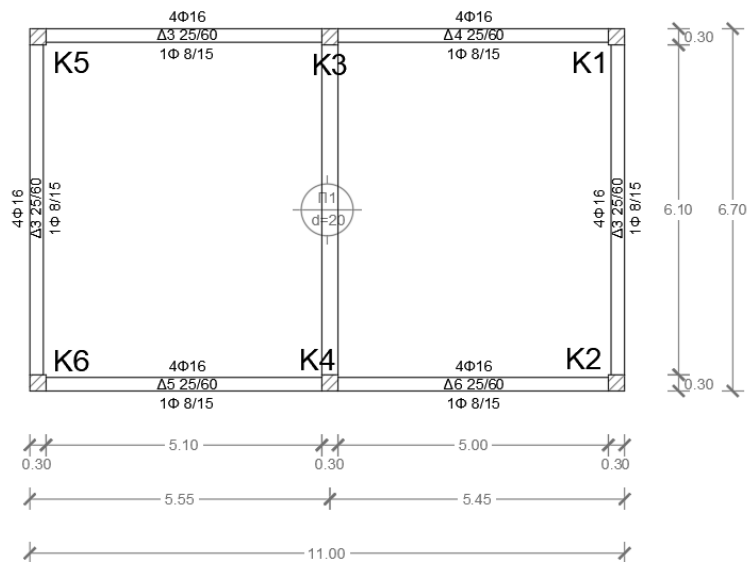
Εικόνα 4: Απεικόνιση κτιρίων για κατανόηση

2.2 Γεωμετρία-σχέδια και υλικά κατασκευής κτιρίων Β και Γ

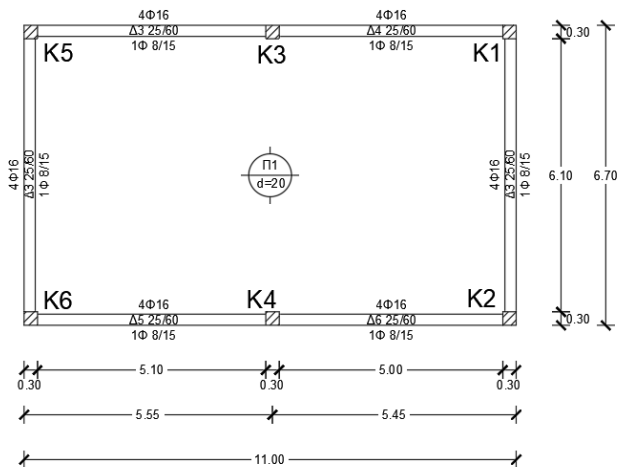
Τα υλικά κατασκευής για τα υπάρχοντα κτίρια είναι σκυρόδεμα B225 και χάλυβες St III για τους διαμήκεις και St I για τους συνδετήρες.

Κτίριο Β

Το κτίριο Β είναι ένα παραλληλόγραμμο διώροφο κτίριο κανονικό σε κάτοψη και όψη με διαστάσεις 6,7m X 11m και συνολικό ύψος που ανέρχεται στα 8,6m. Διαθέτει εξωτερικά σκαλιά που ανεβαίνουν στη στάθμη του ισογείου στο +1,08 .



Εικόνα 5: Κάτοψη ξυλοτύπου ισογείου κτιρίου Β

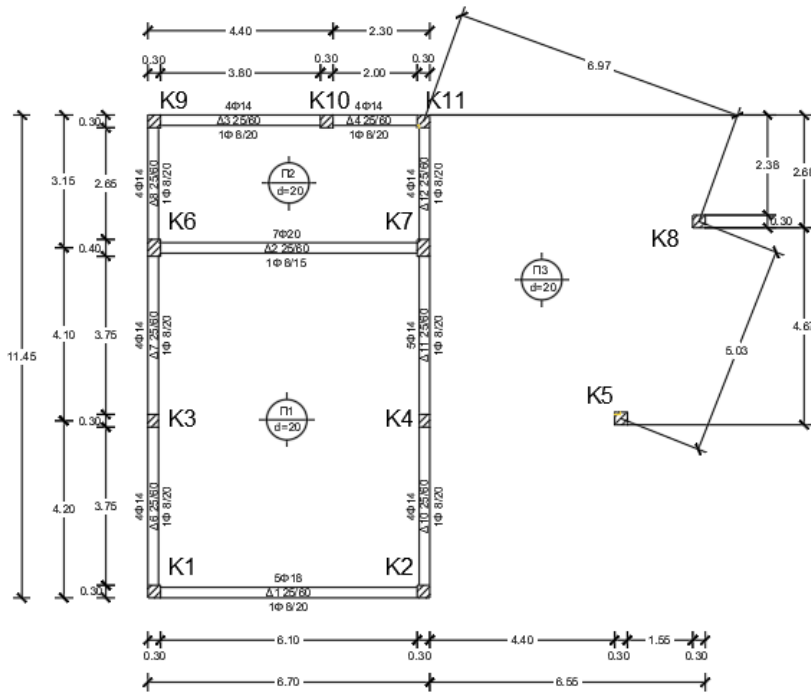


Εικόνα 6: Κάτοψη ξυλοτύπου ορόφου κτιρίου Β

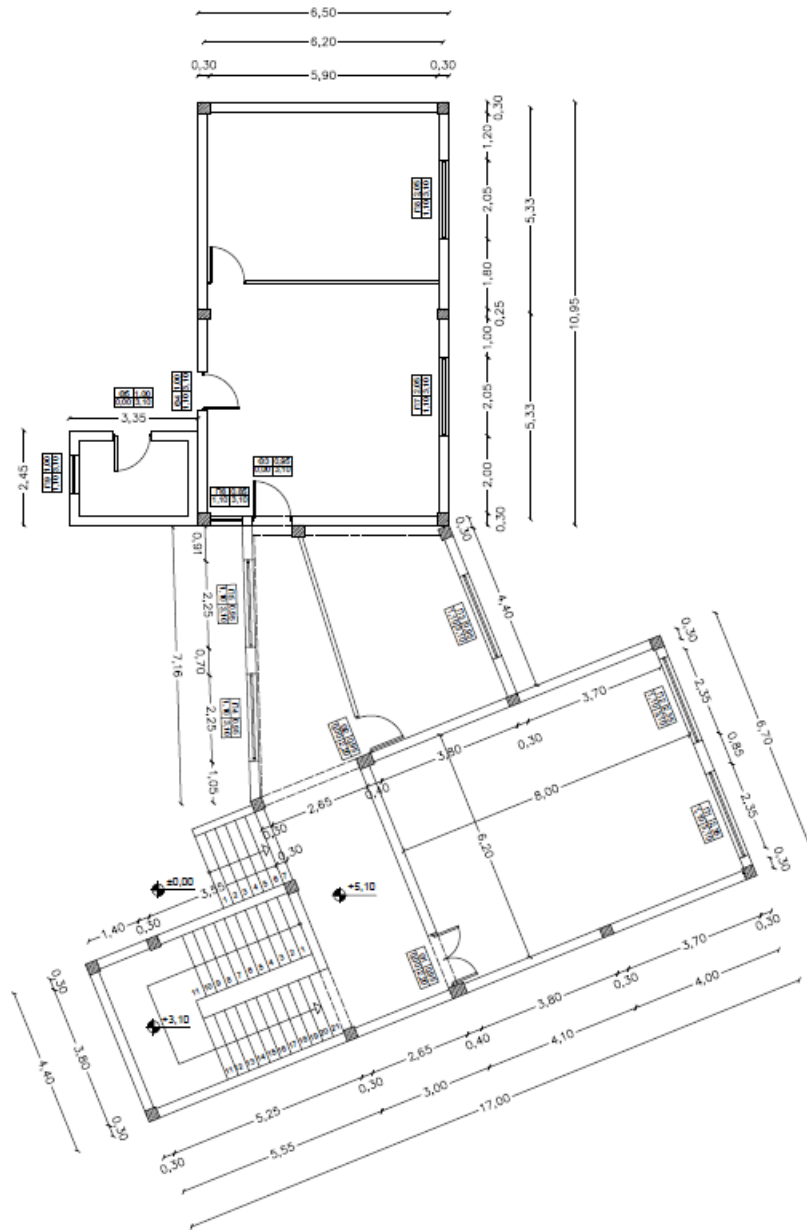
Κτίριο Γ

Το κτίριο Γ είναι ένα διώροφο κτίριο κανονικό σε κάτοψη και όψη με διαστάσεις 11,45 m X 13,25m και συνολικό ύψος που ανέρχεται στα 8,6m. Διαθέτει εξωτερικά σκαλιά που ανεβαίνουν

στη στάθμη του ισογείου στο +1,08 καθώς και κλιμακοστάσιο εξωτερικό το οποίο στεγάζεται και περιβάλλεται από τοιχοποιία σε όλες τις πλευρές του. Τέλος στον όροφο υπάρχει και μια πλάκα που συνδέει εσωτερικά τα δύο κτίρια χωρίς όμως να επηρεάζει τη στατική τους ανεξαρτησία (δημιουργείται μια αψίδα στο ισόγειο που συντελεί την κύρια είσοδο του σχολείου) .



Εικόνα 7: Κάτοψη ξυλοτύπου ισογείου κτιρίου Γ



Εικόνα 9: Κάτοψη ξυλοτύπου κτιρίου Β και Γ

2.3 Φορτία και σεισμικές δράσεις

Εφαρμόζονται τα φορτία στη νέα υπό ανασύνταξη μελέτης, ως εξής:

Μόνιμα Φορτία:

Ίδιο βάρος σκυροδέματος 25 kN/m^3 ,

Επικάλυψη δώματος με μόνωση $2,00 \text{ kN/m}^2$,

Επικάλυψη σε αίθουσες και διαδρόμους $1,00 \text{ kN/m}^2$,

Επικάλυψη σε κλίμακες 1,30 kN/m²,

Τοιχοποιίες:

- δρομική τοιχοποιία 2,10 kN/m² και
- μπατική τοιχοποιία 3,60 kN/m².

Κινητά Φορτία:

Κινητό φορτίο αιθουσών 3,50 kN/m²,

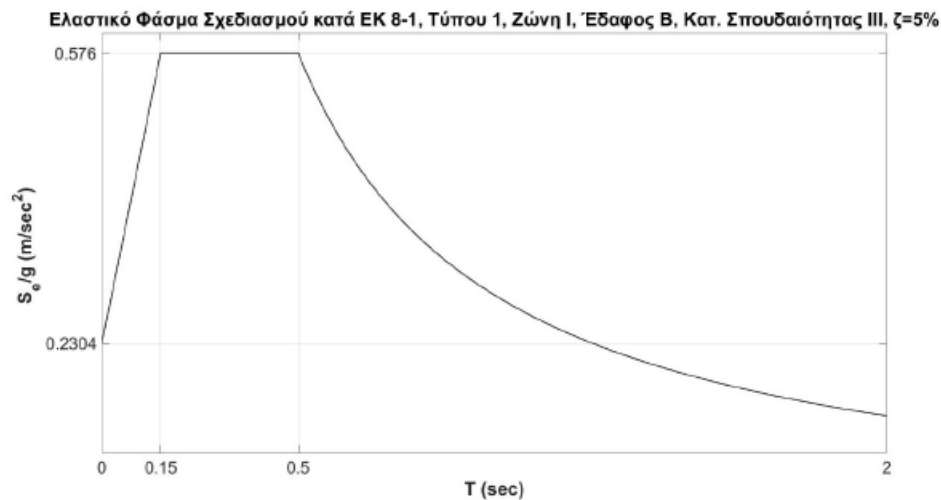
Κινητό φορτίο διαδρόμων και κλιμακοστασίων 5,00 kN/m²

Κινητό φορτίο δώματος 1,50 kN/m²

Σεισμικές δράσεις (EN1998-1 [11])

- Κατηγορία χρήσης: **C1** (χώρος συνάθροισης κοινού), Σχολείο (EN1991-1-1 [10] § 6.3.1.1, Πίνακας 6.1).
- Συντελεστής συμμετοχής κινητών φορτίων σε τυχηματική φόρτιση σεισμού (EN1990-1 [9] § A1.2.2, Πίνακας A1.1): **$\psi_2 = 0,60$**
- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας: **I agR = 0,16g** (Δήμος Τήνου)
- Έδαφος κατηγορίας **B** κατά Πιν. 3.1 EN1998-1 [11]: **T_B = 0,15 sec, T_C = 0,50 sec, T_D = 2,0 sec, S = 1,20**

- Κατηγορία σπουδαιότητας κτιρίων κατά EN1998-1 [11]: **III** (Εκπαιδευτικά κτίρια),
- Συντελεστής σπουδαιότητας § 2.1 **$\gamma_I = 1,20$**



Εικόνα 10: Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού ΕΚ8-1

3. Αποτίμηση κτιρίου με βάση τον ΚΑΝΕΠΕ

3.1 Έλεγχοι ασφαλείας κατά ΚΑΝΕΠΕ [6]

Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ, §.4.5.2 και 4.5.3, §.9.3.1 και Παρ. 9Α, για τη στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές βλάβες» (B) οι έλεγχοι σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας των πρωτευόντων δομικών στοιχείων του φορέα (δοκοί, υποστυλώματα και τοιχία) γίνονται με τη βασική ανίσωση ασφαλείας :

$$S_d \leq R_d$$
$$S_d = \gamma_{sd} \cdot S_k (= \gamma_f S_k)$$
$$R_d = (1/\gamma_{Rd}) \cdot R_k \rightarrow R_d = R \left(\frac{f_k}{\gamma_m} \right)$$

όπου S_d νοείται η απαίτηση λόγω ταυτόχρονων σεισμικών δράσεων και κατακορύφων φορτίων και ως R_d νοείται ως η διατιθέμενη αντοχή του δομήματος, σε όρους, κατά περίπτωση, εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών (βλ. §4.1.2 ΚΑΝΕΠΕ)

Ειδικότερα, για ανελαστική ανάλυση της επάρκειας του δομήματος, οι όροι ελέγχου της ανίσωσης ασφαλείας είναι :

1. Για πλάστιμους μηχανισμούς αστοχίας, οι παραμορφώσεις (πχ στροφή χορδής μέλους, θ_d), όπου, S_d η ανελαστική στροφή χορδής που απαιτείται από την ανελαστική επίλυση για σεισμικές δράσεις σχεδιασμού προσαυξημένες κατά γ_{sd} , η δε διατιθέμενη παραμόρφωση του μέλους R_d , όπου:

$$R_d = \theta_d = \frac{1}{2} \cdot \frac{\theta_y + \theta_u}{\gamma_{Rd}}$$

υπολογίζεται με τις μέσες τιμές των υλικών από την διερεύνηση πεδίου και εργαστηρίου.

2. Για ψαθυρούς μηχανισμούς αστοχίας, τα εντατικά μεγέθη της επίλυσης (πχ τέμνουσα μέλους, Q_d), για σεισμικές δράσεις σχεδιασμού είναι προσαυξημένες κατά γ_{sd} , η δε διατιθέμενη αντοχή του μέλους Q_{rd} υπολογίζεται με τις αντιπροσωπευτικές τιμές των υλικών (πχ, $f_{c,r}$, $f_{y,r}$) που προκύπτουν από την διερεύνηση πεδίου και εργαστηρίου και κατάλληλο συντελεστή ασφαλείας γ_m για το σκυρόδεμα και/ή το χάλυβα, όπου:

- Για Ικανοποιητική ΣΑΔ (§.4.5.3.1) οι τιμές των επιμέρους συντελεστών υλικού είναι:

$\gamma_{mc} = 1,30$ για το σκυρόδεμα

$\gamma_{ms} = 1,15$ για τον οπλισμό

3.2 Αποτίμηση δομικής επάρκειας κατασκευών

Η αποτίμηση της σεισμικής απόκρισης υφιστάμενων κατασκευών βασίζεται στη σύγκριση δύο μεγεθών της σεισμικής δράσης σχεδιασμού S_d που επιβάλλεται στην κατασκευή και της αντοχής σχεδιασμού R_d της κατασκευής έναντι της επιβαλλόμενης σεισμικής έντασης. Η σύγκριση γίνεται σε όρους δυνάμεων ή παραμορφώσεων, συνήθως σε επίπεδο δομικών στοιχείων είτε στα άκρα τους, είτε σε ενδιάμεσα κρίσιμα σημεία τους. Εφόσον η σεισμική ένταση υπερβεί την σεισμική αντοχή, δηλαδή όταν $S_d > R_d$, τότε

προκύπτει ανεπάρκεια. Ο αντισεισμικός κανονισμός βασίζεται στον καθορισμό αποδεκτών επιπέδων βλάβης της κατασκευής ανάλογα με την σεισμική δράση που μπορεί να αναπτυχθεί με στόχο το κτίριο να επιτελεί την προσδοκώμενη σεισμική ικανότητα που ορίζουμε. Η αποτίμηση και η ενίσχυση των υφιστάμενων κατασκευών στην Ελλάδα καθορίζεται από το Μέρος 3 του Ευρωκώδικα 8 («Αποτίμηση και ενίσχυση κτιρίων») και από τον πρόσφατο Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) (Δρίτσος, 2009 & 2012). Οι τιμές της αντοχής γίνεται με βάση εξισώσεων που ορίζουν οι κανονισμοί ενώ της έντασης εξαγονται από την ανάλυση. Οι μέθοδοι ανάλυσης που μπορούν να χρησιμοποιηθούν καθορίζονται από την αξιοπιστία των διαθέσιμων δεδομένων και την κανονικότητα του κτιρίου.

3.3 Παραδοχές της μελέτης στατικής επάρκειας

3.3.1 Αντιπροσωπευτική αντοχή των υλικών

Η αντιπροσωπευτική τιμή για τα υλικά υφιστάμενης κατασκευής είναι ίση με τη μέση τιμή μείον μία τυπική απόκλιση των μετρήσεων, ανηγμένες σε τιμές κυλίνδρου. Η εν λόγω τιμή υπολογίζεται από τις τιμές κύβου (κατά Ε7) ανηγμένες σε κύλινδρο με συντελεστή 80%:

$$f_{c,r} = f_{cm} - \sigma_{fc}$$

Από τις αναλύσεις των μετρήσεων στο πεδίο και στο εργαστήριο, οι εν λόγω τιμές δίδονται στον Πίνακα παρακάτω:

ΣΧΟΛΕΙΟ	ΚΤΙΡΙΟ	Κρουσίμετρο R		$f_{c,R}$ (MPa) ¹⁾		$f_{c,cube}$ (MPa) ²⁾		$f_{c,r}$ MPa ^{3α)}	$f_{c,r}$ MPa ^{3β)}
		ΜΟ	ΤΑ	ΜΟ	ΤΑ	ΜΟ f_{cm}	ΤΑ σ_{fc}		
2ο ΔΗΜΟΤΙΚΟ	A1, A2 (1962)	26		20,1	-	18,4	-	- ⁴⁾	- ⁴⁾
	B	32,8	6,3	32,7	8,7	32,8	11,9	26,2	16,7
	Γ	30,9	4,7	28,2	8,1	20,7	7,3	16,6	10,7
Σημειώσεις ¹⁾ Αντοχή πρότυπου κύβου κατά Ε7 από τους πυρήνες και τις κρουσιμετρήσεις ²⁾ Αντοχή πρότυπου κύβου κατά Ε7 από τους πυρήνες και τις βαθμονομημένες κρουσιμετρήσεις ³⁾ Αντιπροσωπευτική αντοχή κυλίνδρου κατά ΚΑΝΕΠΕ [6]: α) Για πλαστική αστοχία (ΜΟ κυλίνδρου) και β) Για ψαθυρή αστοχία (μέσος όρος -τυπική απόκλιση). ⁴⁾ Κτίρια από λιθοδομή, για τα οποία τα στοιχεία από ΟΣ είναι δευτερεύοντα στην παραλαβή σεισμού. Λαμβάνονται οι «ερήμην» χαρακτηριστικές τιμές, Παρ. 3.1 [6]. ⁵⁾ Για το Λύκειο, καθώς έχει προηγηθεί εργαστηριακή μελέτη αποτίμησης των ιδιοτήτων των υλικών στη Μελέτη Ενίσχυσης του 2004, λαμβάνονται οι τιμές από τα Σχέδια (υφιστάμενο σκυροδέμα κατηγορίας C16), σύμφωνα με το Άρθρο 3.7.1.2 [6], οπότε δεν παρελήφθησαν πυρήνες. Εν τούτοις, έγινε επαλήθευση κρουσιμέτρησης.									

Εικόνα 11: Αντοχή σκυροδέματος για χρήση στη ΜΣΕ των κτιρίων από ΟΣ του 2ου Δημοτικού

3.3.2 Αντοχές υλικών

Με βάση τα προαναφερθέντα, η αντιπροσωπευτική τιμή της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος στη μη γραμμική στατική ανάλυση είναι η μέση τιμή της αντοχής, όπως προέκυψε από τις εργασίες στο πεδίο και στο ΕΟΣ ΕΜΠ, δηλαδή για κτίριο Γ **16,6 MPa** και για κτίριο Β **26,2 MPa**, όπως και η αντοχή του σκυροδέματος στους ελέγχους σε όρους παραμορφώσεων. Αντίστοιχα, η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος σε όρους δυνάμεων είναι η προκύπτουσα τιμή

της μέσης μείον της τυπικής απόκλισης, δηλαδή για κτίριο Γ **10,7 MPa** και για κτίριο Β **16,7 MPa** .

Όσον αφορά την τάση διαρροής του χάλυβα λαμβάνονται «ερήμην» αντιπροσωπευτικές τιμές αντοχής των υλικών κατά το Παράρτημα 3.1 του ΚΑΝΕΠΕ . Κατά τα σχέδια του κτιρίου, ο διαμήκης οπλισμός είναι κατηγορίας StIII και ο εγκάρσιος οπλισμός είναι κατηγορίας StI. Επομένως η μέση τιμή της αντοχής σε διαρροή του χάλυβα κατηγορίας StIII είναι 450 MPa και η μέση μείον την τυπική απόκλιση 410 MPa. Αντίστοιχα, η μέση τιμή της αντοχής σε διαρροή του χάλυβα κατηγορίας StI είναι 280 MPa και η μέση μείον την τυπική απόκλιση 240 MPa.

3.3.3 Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων

Με βάση τις εργασίες πεδίου και Εργαστηρίου επιλέγεται **Ικανοποιητική Στάθμη Γεωμετρικών Δεδομένων** . Με βάση τον πίνακα στάθμης αξιοπιστίας γεωμετρίας δεδομένων εφόσον εφαρμόστηκαν τα σχέδια της αρχικής μελέτης με λίγες τροποποιήσεις προκύπτει ότι η ελάχιστη στάθμη είναι ικανοποιητική . Επομένως κατά την § 4.5.2 (β) του ΚΑΝΕΠΕ τα μόνιμα φορτία επί της κατασκευής, όπως και το ίδιο βάρος πολλαπλασιάζονται με τον συντελεστή $\gamma_g=1,10$.

Επιλέγεται **Ικανοποιητική Στάθμη Δεδομένων** ως προς τις αντοχές των υλικών άρα κατά την § 4.5.3.1 (α) του ΚΑΝΕΠΕ [6] οι τιμές γ_m λαμβάνονται: $\gamma_c= 1,30$ και $\gamma_s = 1,15$.

3.3.4 Στάθμη επιτελεστικότητας

Τα σχολικά κτίρια Β και Γ που ανήκουν στο 2^ο Δημοτικό Σχολείο Τήνου αποτιμώνται σύμφωνα με τη στάθμη επιτελεστικότητας B1 και A2 καθώς η σχολική μονάδα ανήκει στην Κατηγορία Σπουδαιότητας III κατά EN1998-1. Η στάθμη επιτελεστικότητας B1 αντιστοιχεί σε υπέρβαση σεισμικής δράσης σχεδιασμού 10% σε διάρκεια 50 ετών και η A2 αντιστοιχεί σε πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 50% σε διάρκεια 50 ετών.

3.3.5 Κατηγορία Βλαβών

Από τις έρευνες πεδίου και εργαστηρίου, στο κτίριο έχει διαπιστωθεί σημαντική διάβρωση του οπλισμού των υποστυλωμάτων, επομένως το κτίριο κατατάσσεται στην κατηγορία «Έντονες και εκτεταμένες βλάβες ή / και επεμβάσεις». Επομένως, επιλέγεται :

$\gamma_{sd}=1,20$ (ΚΑΝΕΠΕ).

Στις βλάβες, συμπεριλαμβάνονται γενικώς και οι φθορές, π.χ. λόγω φυσικοχημικών δράσεων (§3.4β) ΚΑΝΕΠΕ).

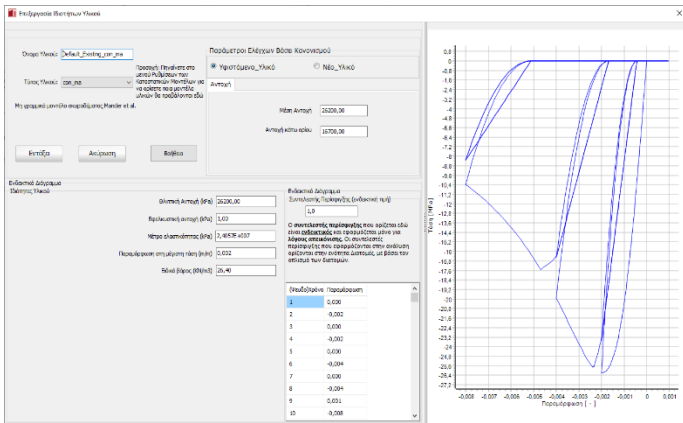
3.4 Περιγραφή Δομικού Προσομοιώματος στο λογισμικό Seismostruct

3.4.1 Δυνατότητες λογισμικού

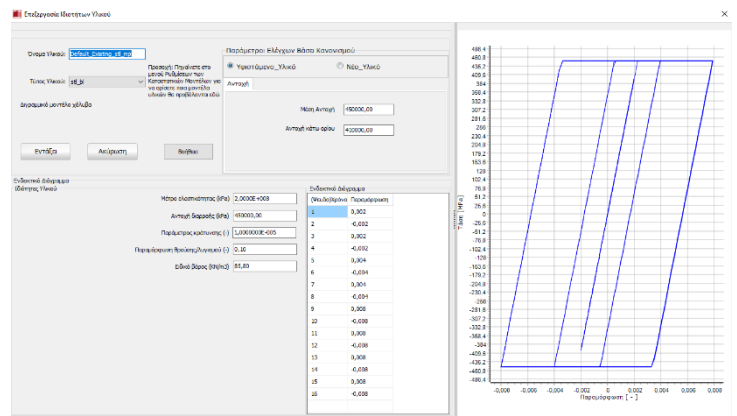
Για τον έλεγχο της επάρκειας του κτιρίου γίνεται χρήση του λογισμικού SeismoStruct . Το εν λόγω λογισμικό βασίζεται στη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων (ΠΣ) και έχει τη δυνατότητα, μέσα από ένα ευέλικτο γραφικό περιβάλλον εισαγωγής δεδομένων και επεξεργασίας των αποτελεσμάτων να προβλέψει τη μη γραμμική χωρική συμπεριφορά δομημάτων από ΟΣ, χάλυβα, τοιχοποιία υπό στατική ή δυναμική φόρτιση. Κατά την ανελαστική επίλυση λαμβάνονται υπόψη μη γραμμικότητες λόγω ανελαστικότητας των υλικών ή λόγω φαινομένων δευτέρας τάξεως. Για τη διενέργεια των απαιτούμενων ελέγχων μίας ΜΣΕ κατά ΚΑΝΕΠΕ , το λογισμικό εκτελεί αυτόματα σε κάθε βήμα της επίλυσης τους ελέγχους επάρκειας πλαστικής στροφής χορδής και διατμητικής ικανότητας, όπως περιληπτικά αναπτύσσονται παρακάτω. Ως εκ τούτου, υπολογίζεται αυτόματα από το λογισμικό σε κάθε βήμα επίλυσης η εκάστοτε διατιθέμενη ποσότητα σύμφωνα με τις παραμέτρους επίλυσης γίνεται (επιμέρους συντελεστές ΣΑΔ, αντιπροσωπευτικές τιμές υλικών, εντατικά μεγέθη) και ελέγχεται έναντι της ζήτησης.

3.4.2 Εισαγωγή υλικών

Το σκυρόδεμα εισάγεται με μη γραμμικό μοντέλο Mander ενώ ο χάλυβας με διγραμμικό μοντέλο . Οι τιμές των αντοχών των υλικών πάρθηκαν από τη μελέτη που έγινε μετά τη δειγματοληψία



Εικόνα 12: Διάγραμμα παραμόρφωσης – τάσης υφιστάμενου σκυροδέματος



Εικόνα 13: Διάγραμμα παραμόρφωσης – τάσης υφιστάμενου χάλυβα

3.4.3 Κατηγορίες στοιχείων

Ο τύπος των στοιχείων δοκών υποστυλωμάτων επιλέχθηκε να είναι ανελαστικό πλαισιακό στοιχείο δύναμης με πλαστικές αρθρώσεις (infrmFBPH). Πρόκειται για 3D στοιχείο δοκού-υποστυλώματος δύναμης το οποίο είναι ικανό για την προσομοίωση στοιχείων χωρικών πλαισίων με γεωμετρική μη γραμμικότητα και μη γραμμικότητα υλικών. Η σχέση τάσης-παραμόρφωσης των στοιχείων δοκού-υποστυλώματος υπολογίζεται μέσω της ολοκλήρωσης

της μη γραμμικής μονοαξονικής απόκρισης υλικού των επιμέρους ινών στις οποίες έχει υποδιαιρεθεί η διατομή, καταγράφοντας πλήρως την ανελαστικότητα συγκεντρωμένη σε ένα σταθερό μήκος του στοιχείου ,στα άκρα. Τα πλεονεκτήματα ενός τέτοιου μοντέλου δεν είναι μόνο ο μειωμένος χρόνος ανάλυσης (δεδομένου ότι η ολοκλήρωση της απόκρισης των ινών πραγματοποιείται μόνο για τα δύο ακραία τμήματα του στοιχείου), αλλά και ο πλήρης έλεγχος/ρύθμιση του μήκους πλαστικής άρθρωσης (ή της εξάπλωσης της ανελαστικότητας), που επιτρέπει τον υπερσκελισμό φαινομένων τοπικής αστάθειας. Σε αυτούς τους τύπους στοιχείων ορίζονται δύο κόμβοι (αρχή και τέλος) μέσω των οποίων ορίζεται η θέση τους στο χώρο , το μήκος και η διεύθυνση .

Επίσης στο κτίριο Γ χρησιμοποιείται ένα ελαστικό πλαισιακό στοιχείο *elfin* για την μοντελοποίηση της κλίμακας καθώς αποτελείται από μέλη που υπόκεινται σε χαμηλά επίπεδα διέγερσης και η απόκριση βρίσκεται στον ελαστικό κλάδο. Οι ελαστικές και μηχανικές του ιδιότητες υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα .

3.4.4 Κόμβοι

Ορίστηκαν κόμβοι δομικοί σε όλες τις θέσεις σύνδεσης δοκού με υποστύλωμα καθώς και υποστυλώματος εδάφους στις κατάλληλες συντεταγμένες x,y,z

3.4.5 Συζευγμένες δεσμεύσεις

Ορίζονται τα άκαμπτα διαφράγματα για την προσομοίωση των πλακών καθώς και ένας άκαμπτος σύνδεσμος για τον κόμβο ελέγχου . Στο κτίριο Γ συγκεκριμένα ορίζονται και 5 άκαμπτοι σύνδεσμοι που συμβάλλουν στην σύνδεση των ελαστικών στοιχείων της κλίμακας με τα δοκάρια της εκάστοτε στάθμης .

3.4.6 Εξωτερικές δεσμεύσεις

Ορίζονται στους κόμβους σύνδεσης υποστυλωμάτων εδάφους οι δεσμεύσεις για $x + y + z + rz + ry + rz$ ώστε να προσομοιώνεται σωστά η πάκτωση

3.4.7 Επιβαλλόμενα φορτία

Το προσομοίωμα έχει δημιουργηθεί μέσω του *building designer* του *seismostruct* το οποίο είναι ένα γραφικό περιβάλλον που μπορείς να σχεδιάσεις το κτίριο ορίζοντας στοιχεία δοκού, υποστυλώματος, πλάκας κ.ά. καθώς και τα υλικά τους οπλισμούς και τα φορτία . Μετά γίνεται εξαγωγή του σχεδιασμένου κτιρίου στο *seismostruct* έχοντας την δυνατότητα να ορίσουμε όλες τις διαθέσιμες αναλύσεις και τους τύπους φόρτισης (ορθογωνική, τριγωνική, ιδιομορφική) . Όταν εξάγεται το αρχείο στο *seismostruct* όλα μεταφράζονται αυτόματα.

3.4.8 Μέθοδος ανάλυσης και έλεγχοι επάρκειας

Ως μέθοδος ανάλυσης του φορέα για τον έλεγχο σε ΟΚΑ της ΜΣΕ επιλέγεται η ανελαστική στατική ανάλυση, σύμφωνα με την § 5.7 κατά ΚΑΝΕΠΕ. Εφαρμόζονται δύο κατανομές

εγκάρσιων φορτίων όπως ορίζει ο ΚΑΝΕΠΕ και έχουν επιλεγθεί η ομοιόμορφη και η τριγωνική κατανομή .

Έλεγχος της στροφής χορδής κάθε μέλους, θ , δηλαδή πραγματοποιείται έλεγχος με βάση τις παραμορφώσεις. Η απαίτηση της στροφής χορδής προκύπτει από την αντίστοιχη Στάθμη Επιτελεστικότητας. Οι σχέσεις οι οποίες δίνουν τη στροφή χορδής ενός δομικού μέλους από ΟΣ: στη διαρροή (θ_y) (Σχέσεις Σ2.α και Σ2.β ΚΑΝΕΠΕ) και τη μέση τιμή στροφής χορδής στην αστοχία (θ_{um}) (Σχέση Σ11.α ΚΑΝΕΠΕ) είναι οι εξής:

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + \alpha_{VZ}}{3} + 0.0014 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_s} \right) + \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}}$$

$$\theta_{um} = 0,016 (0,3^v) \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega - \omega')} f_c \right]^{0,225} (\alpha_s)^{0,35} 25 \left(\alpha \rho_s \frac{f_{yw}}{f_c} \right)$$

Έλεγχος διατμητικής αστοχίας κάθε μέλους.

Η σχέση η οποία δίνει την αντοχή δομικού μέλους από ΟΣ υπό ανακυκλιζόμενες δράσεις είναι οι εξής:

(Παράρτημα 7Γ ΚΑΝΕΠΕ)

$$V_R = \frac{h-x}{2L_s} \min \left(0,55 \frac{N}{A_c f_c} \right) + \left(1 - 0,05 \min \left(\frac{5}{\mu_{\theta}^{pl}} \right) \right) \cdot \left[0,16 \cdot \max \left(\frac{0,5}{100 \rho_{tot}} \right) \left(1 - 0,16 \cdot \min \left(\frac{5}{\alpha_s} \right) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right]$$

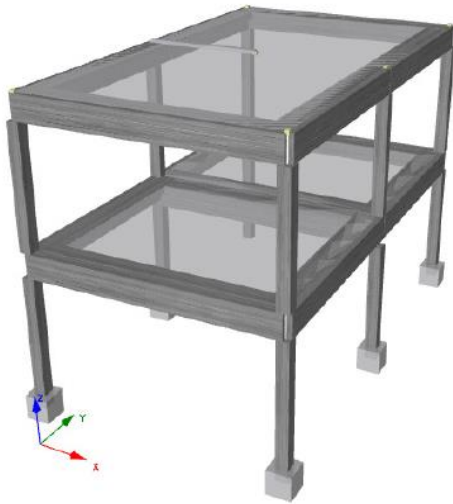
Ενώ, η μέγιστη αντοχή σε τέμνουσα λόγω αστοχίας του διαγώνιου θλιπτήρα (αστοχία σε λοξή θλίψη) δεν μπορεί να υπερβεί την παρακάτω τιμή (Σχ. Γ.4, ΚΑΝΕΠΕ)

$$\frac{V_{R,max}}{\sqrt{f_c} b_w z} = 0,85 \left(1 - 0,06 \min \left(\frac{5}{\mu_{\theta}^{pl}} \right) \right) \left(1 + 1,8 \min \left(\frac{0,15}{N/A_c f_c} \right) \right) \left(1 + 0,25 \max \left(\frac{1,75}{100 \rho_{tot}} \right) \right) \left(1 - 0,2 \min \left(\frac{2}{\alpha_s} \right) \right)$$

3.4.9 Τρισδιάστατη απεικόνιση προσομοιώματος κτιρίου Β και Γ στο seismostruct



Εικόνα 14: Τρισδιάστατη απεικόνιση κτιρίου Γ μέσω προγράμματος SeismoStruct



Εικόνα 15: Τρισδιάστατη απεικόνιση κτιρίου Β μέσω προγράμματος SeismoStruct

3.4.10 Ιδιομορφική ανάλυση

Για τα κτίρια Β και Γ όπως ορίζεται από τον ΚΑΝΕΠΕ έγινε αρχικά μια ιδιομορφική ανάλυση για να επιβεβαιωθεί η μη σημαντικότητα των κύριων ιδιομορφιών και να μπορεί να εφαρμοστεί η στατική ανελαστική ανάλυση pushover. Τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης και στα δύο κτίρια έδειξαν οι δύο πρώτες ιδιομορφές είναι μεταφορικές κατά x και y .

3.4.11 Ανελαστική ανάλυση Pushover

Η ανελαστική στατική ανάλυση είναι η πιο δημοφιλής μέθοδος που χρησιμοποιείται για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό των υφιστάμενων κατασκευών και βοηθάει στην κατανόηση της πραγματικής συμπεριφοράς των κατασκευών όταν υποβληθούν σε ισχυρούς σεισμούς, καταδεικνύοντας τους μηχανισμούς αστοχίας αλλά και το ενδεχόμενο προοδευτικής κατάρρευσης (Σπυράκος 2004). Η ανελαστική στατική ανάλυση βασίζεται στον έλεγχο των μετακινήσεων της κατασκευής και απαιτεί τον προσδιορισμό της ικανότητας της κατασκευής, της απαίτησης σε μετακίνηση της, και της συμπεριφοράς της. Η ανελαστική ανάλυση ακολουθεί τα εξής βήματα :

- Εισαγωγή κατακόρυφων φορτίων και στη συνέχεια προοδευτική εισαγωγή οριζόντιων φορτίσεων (επιλεγμένη κατανομή φόρτισης)
- Επαυξητική διαδικασία μέχρι να σχεδιαστεί η καμπύλη ικανότητας του κτιρίου
- Διγραμμικοποίηση της καμπύλης ικανότητας

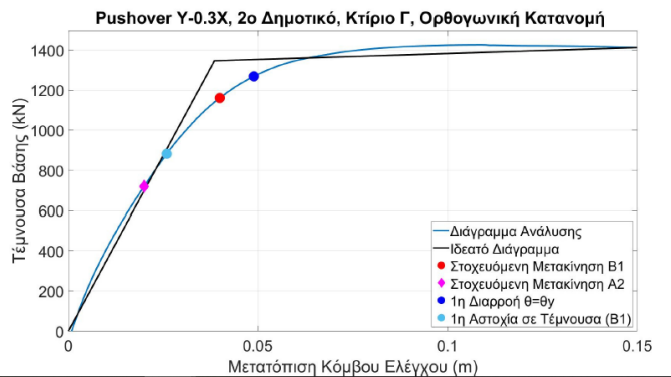
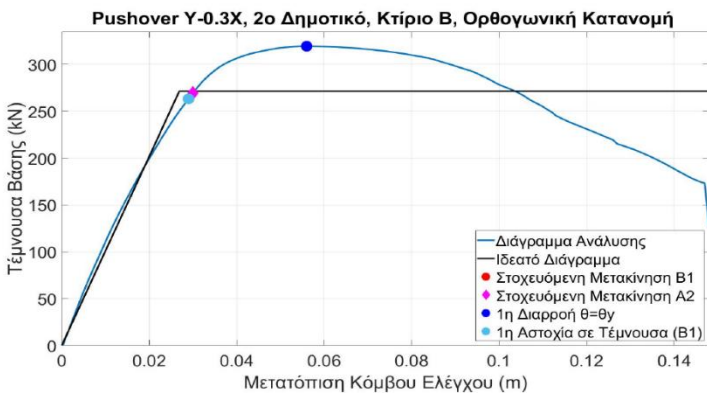
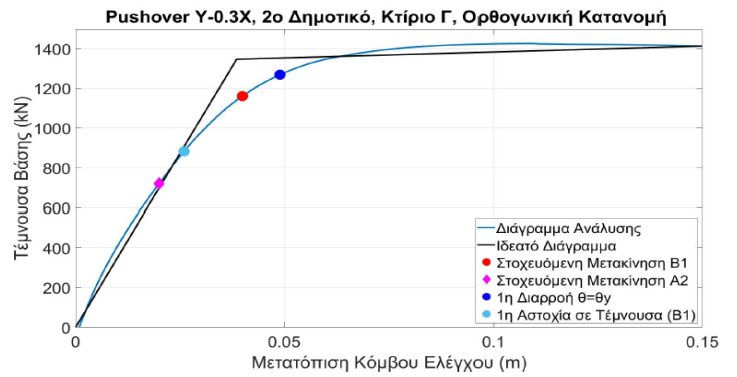
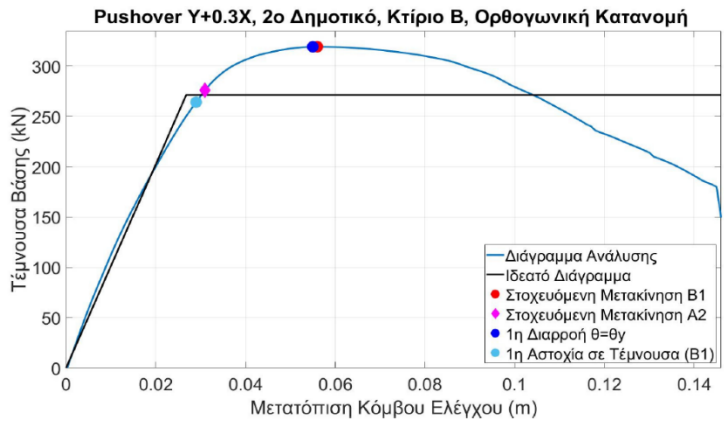
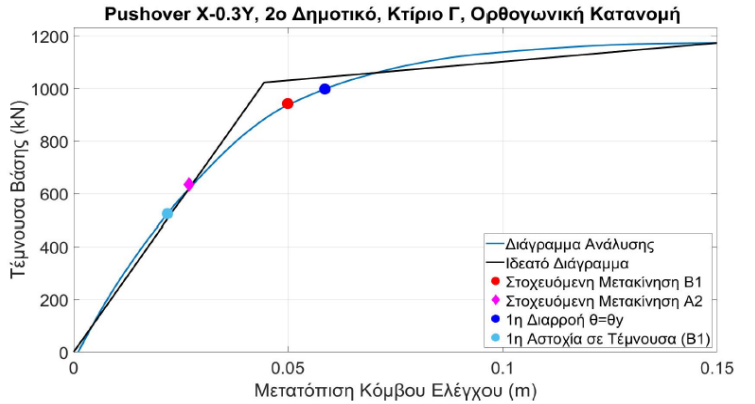
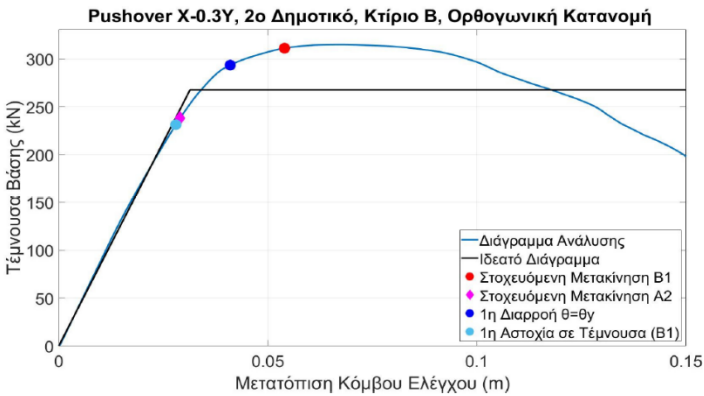
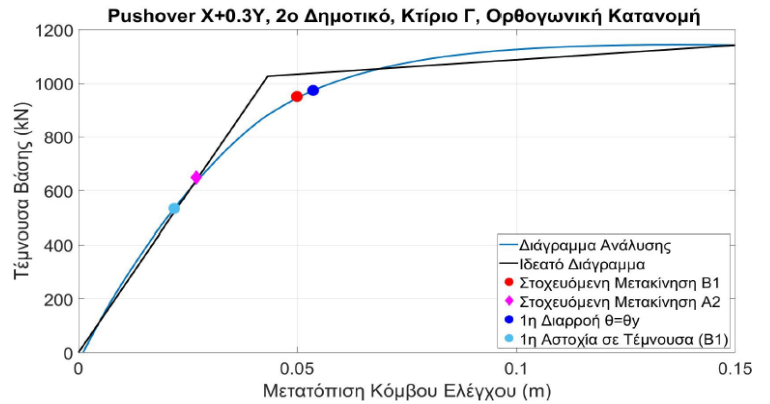
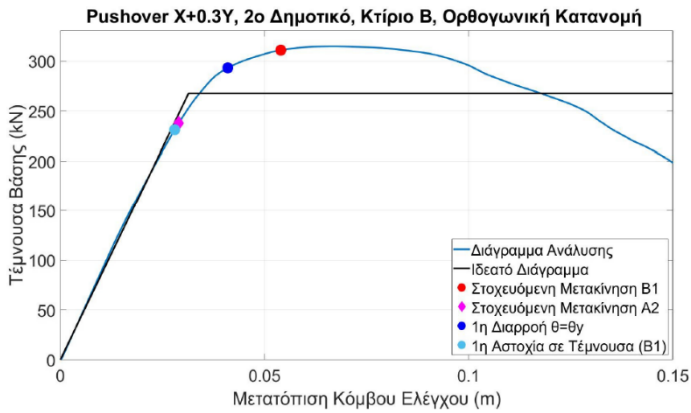
- Εισαγωγή του φάσματος του κανονισμού με το ποσοστό απόσβεσης και υπολογίζεται η ιδιοπερίοδος του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή
- Υπολογίζεται η στοχευμένη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου και στις δύο διευθύνσεις
- Υπολογίζονται τα μεγέθη της απόκρισης για την μετακίνηση του κόμβου ελέγχου ίση με εκείνη της στοχευμένης μετακίνησης
- Μετατοπίσεις στάθμεων επιτελεστικότητας
 ΑΧ (Άμεση Χρήση) : σημείο διαρροής, όπου $M = My$ (3.30) και $d = dy$ (3.31)
 ΠΖ (Προστασία Ζωής): σημείο όπου $M = My$ (3.32) και $d = 1.2 * dy + du$ γrd (3.33)
 ΟΚ(Οιονεί κατάρρευση): σημείο όπου $M = My$ (3.34) και $d = du$ γrd (3.35)
- Γίνεται έλεγχος εκπλήρωσης των κριτηρίων της στάθμης επιτελεστικότητας και οι έλεγχοι βάση κανονισμού

Συνιστάται όταν εφαρμόζεται η ανελαστική στατική μέθοδος, να διασφαλίζεται τουλάχιστον «Ικανοποιητική» ΣΑΔ.

3.4.12 Καμπύλη ικανότητας

Η καμπύλη ικανότητας εκφράζει τη μη γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου στη βάση και της μετατόπισης της οροφής. Ως σημείο αναφοράς, δηλαδή σημείο, όπου μετρείται η μετατόπιση, προτείνεται να επιλεγεί το κέντρο μάζας του ανώτερου ορόφου. Στην καμπύλη ικανότητας καθορίζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας της κατασκευής. Η μη γραμμική σχέση φόρτισης μετακίνησης υπολογίζεται σε κάθε βήμα στατικής ανάλυσης (ανάλυση pushover) για διάφορες τιμές των οριζόντιων φορτίων που ασκείται σε κάθε όροφο. Η κατανομή του φορτίου επιλέγεται από τον μελετητή και σε κάθε στατική ανάλυση αυξάνεται σταδιακά η τέμνουσα βάση υπολογίζοντας παράλληλα την μετακίνηση κορυφής. Η κατανομή φορτίων καθ' ύψος μπορεί να είναι ορθογωνική, τριγωνική, ιδιομορφική (με βάση μία ή περισσότερες ιδιομορφές) και προσαρμοστική. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. αναφέρει ότι πρέπει να επιλεγούν τουλάχιστον δύο, εκ των οποίων η μία να είναι η τριγωνική.

3.5 Αποτελέσματα ανάλυσης για τα κτίρια Β και Γ (Ανάλυση υποψήφιου διδάκτορα κ.Σταύρου Μαρκαντώνη)



3.6 Συμπεράσματα αποτίμησης

Αποτίμηση Χ.Ζέρης ενόψει σύμβασης με τον Δήμο Τήνου : «ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΚΑΙ ΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΥΠΟ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΡΑΣΗ ΚΑΙ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΙΚΗ ΕΚΘΕΣΗ ΚΑΙ ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΤΥΧΟΝ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ ΤΩΝ ΣΧΟΛΕΙΩΝ ΤΟΥ ΔΗΜΟΥ ΤΗΝΟΥ»

Από τις επί μέρους ανελαστικές επιλύσεις προκύπτει ότι τόσο τα υποστυλώματα ισογείου και ορόφου όσο και οι δοκοί αστοχούν σε ψαθυρή διατμητική αστοχία στο δεδομένο σημείο της Στάθμης Επιτελεστικότητας B1, σε όλους τους σεισμικούς συνδυασμούς κατά ΚΑΝΕΠΕ, ενώ δεν αστοχεί κανένα στοιχείο λόγω ελλείματος διατιθέμενης παραμόρφωσης σε ανελαστική στροφή χορδής (πλάστιμη μορφή συμπεριφοράς). Συμπερασματικά, τα εν λόγω δομικά μέλη πρέπει να ενισχυθούν έναντι διατμητικής ανεπάρκειας. Λαμβάνοντας υπόψη και τις κακές αγκυρώσεις των υφιστάμενων οπλισμών στους κόμβους, επιβάλλεται και η προσθήκη τοιχιών σε όλο το ύψος σε κατά το δυνατόν συμμετρική διάταξης κάτοψης, ώστε να μειωθούν και οι σχετικές μετατοπίσεις οροφής στο σεισμό ελέγχου της στάθμης B1.

Επί πλέον, κατά την ανελαστική απόκριση του κτιρίου, λόγω της εύκαμπτης πλαισιωτής συμπεριφοράς του, οι σεισμικές απαιτήσεις στη στάθμη ελέγχου B1 είναι περίπου 4 cm (Δ/νση Y). Οι αντίστοιχες απαιτήσεις (Δ/νση Y) από την ανελαστική συμπεριφορά του κτιρίου B εν επαφή με το Γ είναι παρόμοιες, περίπου 5,7 cm, με αποτέλεσμα, αθροιστικά, η σχετική μετατόπιση μεταξύ των δύο κτιρίων ίση με 9,7 cm να υπερβαίνει τον υφιστάμενο σεισμικό αρμό κατασκευής που είναι περίπου 2 cm, με αποτέλεσμα να προκύπτει ότι τα δύο κτίρια B και Γ θα συγκρουστούν μεταξύ τους κατά το σεισμό ελέγχου B1, γεγονός που πρέπει να αποφευχθεί με αύξηση της σχετικής τους δυσκαμψίας.

Επισκευές

Στα κτίρια B και Γ από ΟΣ δεν υπάρχουν εμφανείς βλάβες στατικής δυσλειτουργίας, που σχετίζονται με καθίζηση των θεμελίων, έντονη καταπόνηση σε περιοχές στα άκρα δοκών και/ή υποστυλωμάτων λόγω υπερφόρτισης σε σεισμό. Επίσης δεν αναφέρθηκαν σχετικά συμβάντα.

Εν τούτοις, κατά την αποτύπωση των κτιρίων (Αυγ. 2021) παρατηρήθηκαν:

- Ρηγματώση λόγω εμφανούς διαφορικής καθίζησης του θεμελίου της οπτοπλινθοδομής στην αποθήκη κάτω από το κλιμακοστάσιο του κτιρίου Γ, με εμφανή σημάδια παρουσίας ανερχόμενης υγρασίας στο χώρο της αποθήκης. Δεν αποτελεί πρόβλημα στη λειτουργία του ΦΟ.
- Βλάβες λόγω διάβρωσης των οπλισμών του ΦΟ ή μη ΦΟ σε σεισμό:
- Σε δοκούς και κυρίως υποστυλώματα στο κτίριο Γ, εμφανείς επιφανειακά ακόμη και πριν την αποκατάστασή τους. Σημειώνεται ότι, σύμφωνα με τον Δ/ντη του σχολείου, τα σκυροδέματα των υποστυλωμάτων είχαν ήδη επισκευασθεί στο κλιμακοστάσιο του κτιρίου B παλαιότερα, αλλά είχαν πάλι αστοχήσει.
- Ρηγματώσεις στα περιμετρικά στηθαία επικάλυψης των δύο κτιρίων, λόγω αστοχίων της υγρομόνωσης στην πλάκα επικάλυψης και θερμοκρασιακών συστολών - διαστολών. Από τις εν λόγω ρηγματώσεις βρίσκει δίοδο το κορεσμένο σε χλωριόντα νερό του περιβάλλοντος προς τους οπλισμούς, με αποτέλεσμα να μειώνεται η διάρκεια ζωής του έργου

- Οι εν λόγω βλάβες λόγω διάβρωσης, ειδικότερα στην εξωτερική περίμετρο των κτιρίων Β και Γ, κατά τη φάση των μετρήσεων πεδίου (Σεπ. 2021) ευρίσκονταν σε πρόγραμμα αποκατάστασης.

4. Τρόποι ενίσχυσης κτιρίων και επισκευές

Στην παρούσα διπλωματική χρησιμοποιήθηκαν δύο μέθοδοι ενίσχυσης της κατασκευής που μελετήθηκε. Η πρώτη μέθοδος είναι η κατασκευή τοιχωμάτων σε συγκεκριμένα πλαίσια του φορέα και η δεύτερη ενίσχυση των υποστυλώματα και δοκούς . Η μέθοδος ενίσχυσης των υποστυλωμάτων και των δοκών, που η διαθέσιμη αντοχή τους δεν εξυπηρετεί της απαίτηση της στάθμης , είναι η αύξηση του δομικού στοιχείου με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος (πλήρης, τρίπλευρος , δίπλευρος).

4.1 Ενίσχυση με κατασκευή τοιχωμάτων

Η κατασκευή ενός νέου τοιχώματος για την ενίσχυση ενός υφιστάμενου κτιρίου επιτελεί στην αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του φορέα. Επίσης με τα τοιχία μπορούν να διορθωθούν σφάλματα σχεδιασμού όπως στρεπτική ευαισθησία του κτιρίου και ασυμμετρία κατανομής δυσκαμψίας καθ' ύψος του κτιρίου. Η σωστή επιλογή της θέσης και του πλήθους των νέων τοιχωμάτων είναι κρίσιμο σημείο της μελέτης καθώς πρέπει πάντα να επιτελούνται οι περιορισμοί που προβλέπει ο αντισεισμικός κανονισμός για την αποφυγή απότομης δυσκαμψίας καθ' ύψος της κατασκευής . Τα τοιχώματα μπορούν να είναι εντός των πλαισίων του φορέα , προκατασκευασμένα panels , τοιχώματα από οπλισμένο ή άοπλο σκυρόδεμα , πλευρικά τοιχώματα σε συνέχεια υποστυλωμάτων . Η τεχνική σκυροδέτησης των τοιχωμάτων μπορεί να γίνει είτε με έγχυση του σκυροδέματος είτε με εκτόξευση .

4.2 Ενίσχυση με μεταλλικούς συνδέσμους

Σύμφωνα με την τεχνική αυτή τοποθετούνται στα πλαίσια μεταλλικοί σύνδεσμοι σε μορφή χιαστί (X) ή Y ή V η ανεστραμμένου Y . Με τη μέθοδο αυτή επιτυγχάνεται αύξηση της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας . Τα πλεονεκτήματα της είναι η γρήγορη τοποθέτηση(καθώς δεν είναι απαραίτητα η καθαίρεση της τοιχοποιίας) και το μικρό ίδιο βάρος . Να σημειωθεί ότι στη συγκεκριμένη περίπτωση η χρήση μεταλλικών συνδέσμων είναι απαγορευτική καθώς δουλεύουμε σε ένα περιβάλλον με έντονη παρουσία χλωριόντων .

4.3 Ενίσχυση με μανδύες από ινοπλισμένα πολυμερή

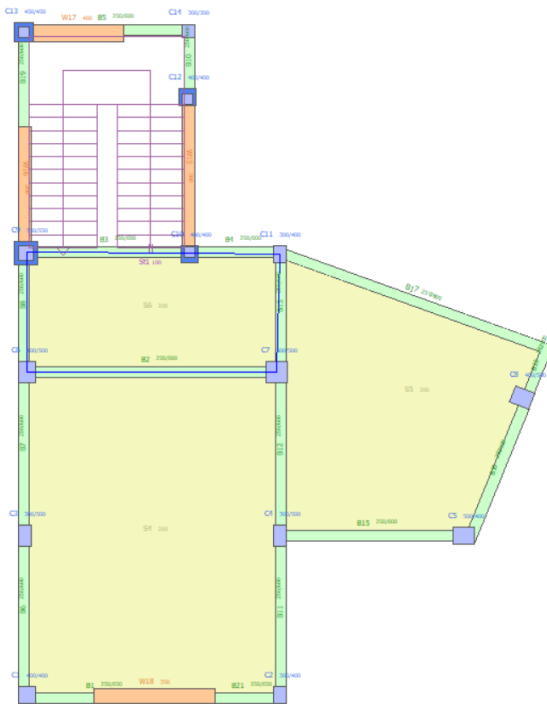
Τα ινοπλισμένα πολυμερή είναι σύνθετα υλικά που αποτελούνται από ίνες υψηλής αντοχής και μέτρου ελαστικότητας συγκολλημένες σε μια σκληρυμένη μήτρα ρητίνης . Η παραλαβή των φορτίων γίνεται μέσω των ινών που λειτουργούν ως οπλισμός . Η ρητίνη προστατεύει τις ίνες από

το περιβάλλον και μεταβιβάζει τα φορτία στις ίνες. Η χρήση του γίνεται για την αύξηση της πλαστιμότητας του φορέα .

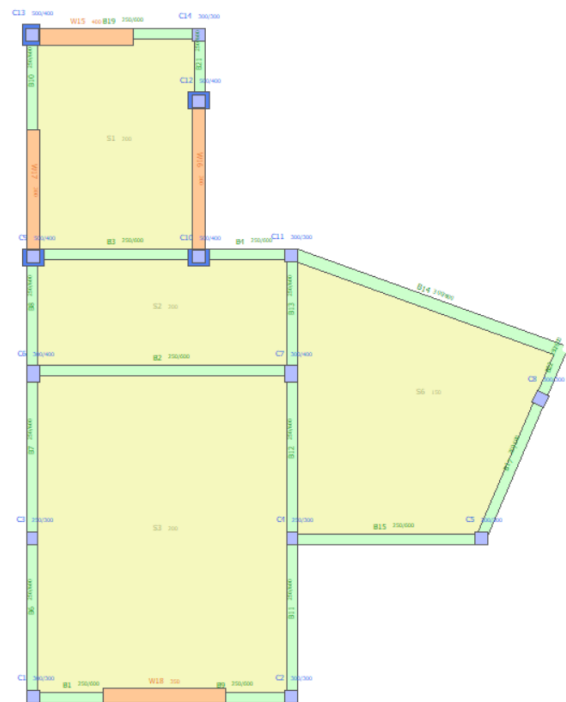
4.4 Ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος

Η ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος αποτελεί τεχνική ενίσχυσης με αύξηση της διατομής του ενισχυόμενου μέλους . Γίνεται κατασκευή μανδύα περιμετρικά (πλήρης , τρίπλευρος , δίπλευρος , μονόπλευρος) με προσθήκη νέων στρώσεων σκυροδέματος μεγαλύτερης αντοχής του υπάρχοντος και πρόσθετου οπλισμού . Η τεχνική αυτή προσφέρει αύξηση της δυσκαμψίας , της αντοχής, της πλαστιμότητας και της πυροπροστασίας του μέλους και μειώνει την λυγηρότητα του . Η συνάφεια μεταξύ παλαιού και νέου σκυροδέματος γίνεται με την προσθήκη βλήτρων που πακτώνονται στο παλιό σκυρόδεμα και ηλεκτροσυγκολλούνται με τους νέους οπλισμούς. Το νέο σκυρόδεμα προστίθεται είτε με εκτόξευση είτε με έγχυση. Το ελάχιστο πάχος μανδύα με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα είναι 5cm ενώ για μανδύες έγχυτου είναι 8-12cm. Στους μανδύες για την ενίσχυση των υποστυλωμάτων γίνεται επέκταση του μανδύα ως τη στάθμη θεμελίωσης όπου αγκυρώνονται οι νέοι διαμήκεις οπλισμοί στο υφιστάμενο πέδιλο.

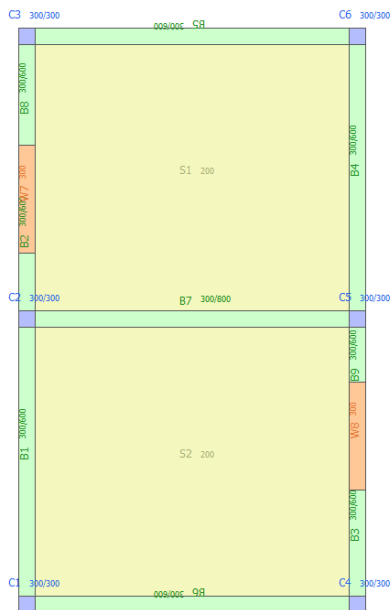
5. Ενίσχυση κτιρίων Β και Γ με τοιχία



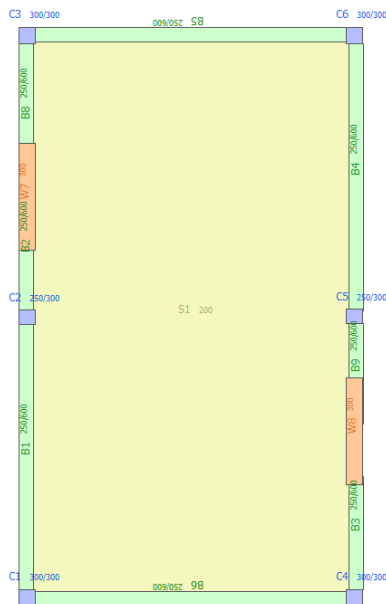
Εικόνα 17:Κάτοψη οροφής ισογείου κτιρίου Γ, ενισχυμένου φορέα με τοιχία.



Εικόνα 16:Κάτοψη οροφής Α' ορόφου κτιρίου Γ, ενισχυμένου φορέα με τοιχία.



Εικόνα 18:Κάτοψη οροφής ισογείου κτιρίου Β, ενισχυμένου φορέα με τοιχία.



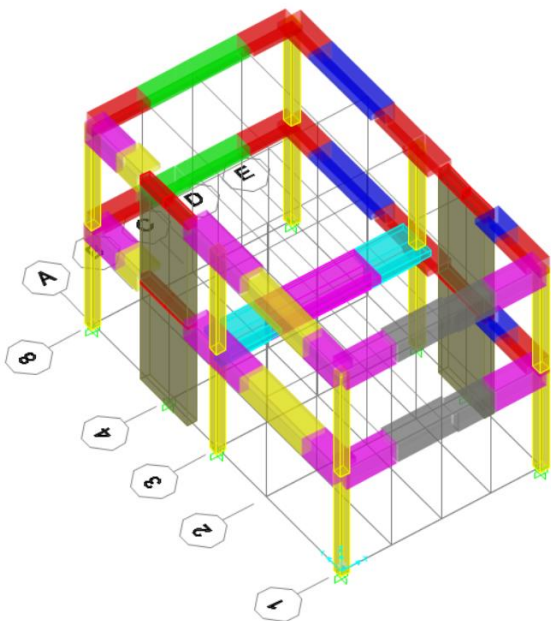
Εικόνα 19:Κάτοψη οροφής Α' ορόφου κτιρίου Β, ενισχυμένου φορέα με τοιχία

Εισάγονται στις επιλεγμένες θέσεις στο κτίριο Γ και Β τα τοιχία που φαίνονται με πορτοκαλί χρώμα . Η επιλογή των θέσεων έγινε λαμβάνοντας υπόψη την αρχιτεκτονική του κτιρίου, ώστε να εξυπηρετείται η λειτουργία του μετά την ενίσχυση και την συμμετρική τοποθέτηση των τοιχίων, για να αποφευχθούν τυχόν προβλήματα στρέψης του κτιρίου. Στο κτίριο Γ όπως φαίνεται υπάρχει ένα εμφανιζόμενο τοιχίο στο πλαίσιο της κλίμακας που χρησιμοποιεί τα υπάρχοντα υποστυλώματα ως κρυφά υποστυλώματα του νέου τοιχίου ενισχυμένα με μανδύα . Τα άλλα δύο τοιχία του κτιρίου Β που γειτνιάζουν με κολώνες (στο κλιμακοστάσιο) δεν χρησιμοποιούν το υποστύλωμα ως κρυφό αλλά ενισχύονται με μανδύα ώστε να εξασφαλισθεί η καλή λειτουργία και η συνάφεια με τα καινούρια μέλη (τοιχία) που τοποθετούνται (ο υπολογισμός των διαστάσεων του μανδύα και των οπλισμών του βρίσκονται το τεύχος υπολογισμών). Το τέτατρο τοιχίο του κτιρίου Γ όπως και τα τοιχία του κτιρίου Β βρίσκονται ενδιάμεσα στα πλαίσια . Η μη κεντρική τοποθέτηση των τοιχίων στα πλαίσια του κτιρίου Β έγινε για να εξυπηρετούνται οι απαιτήσεις φωτισμού των αιθουσών καθώς δεν θα μπορούσαμε να καθαιρέσουμε τελείως τα παράθυρα ή να μειώσουμε τις διαστάσεις τους ,αλλά να τα μετακινήσουμε λίγο.

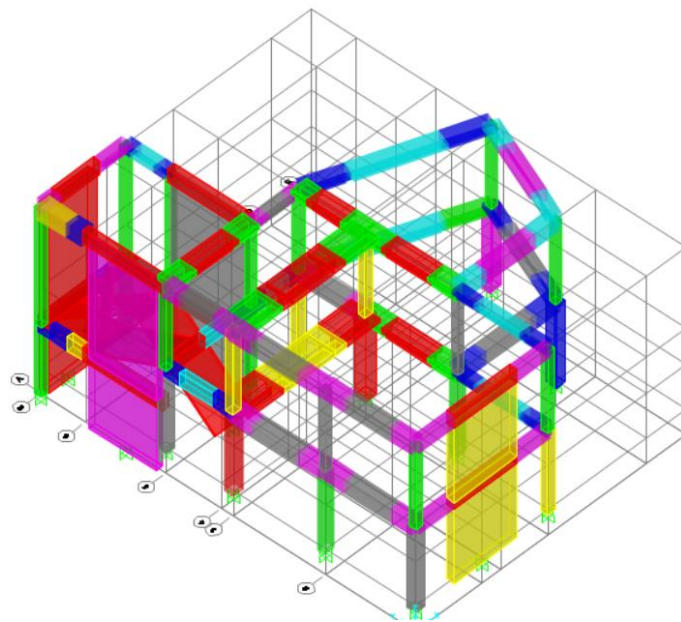
5.1 Προσομοίωση κατασκευής με τοιχία στο λογισμικό SAP2000

5.1.1 Βασικές παραδοχές προσομοίωσης

Για την ανάλυση της συμπεριφοράς του κτιρίου και την εξαγωγή των εντατικών μεγεθών των νέων μελών των κατασκευών έγινε χρήση του προγράμματος SAP2000. Όλα τα επιμέρους δομικά στοιχεία του φορέα (δοκοί, υποστυλώματα, τοιχώματα, κλίμακες) προσομοιώθηκαν κατάλληλα με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία σε ένα χωρικό προσομοίωμα. Οι τοιχοπληρώσεις δεν περιλήφθηκαν στο προσομοίωμα καθώς η επίδραση τους στη σεισμική αντίσταση του κτιρίου δεν θεωρήθηκε σημαντική.



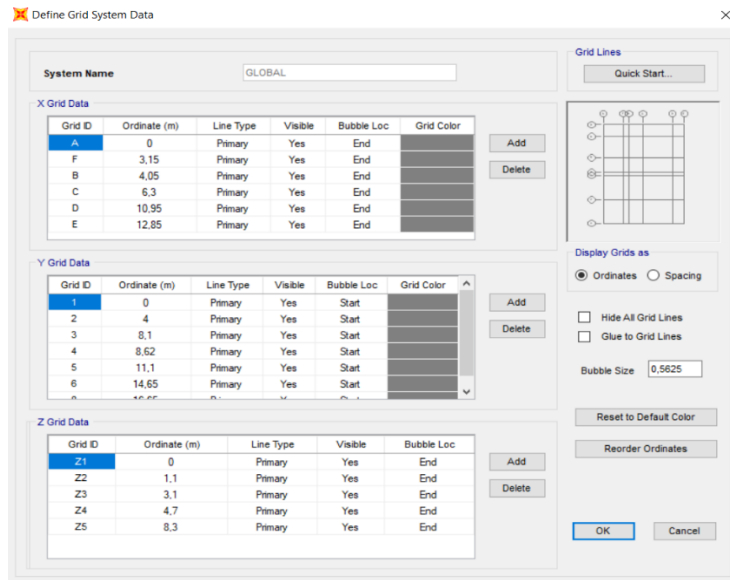
Εικόνα 21: 3d απεικόνιση κτιρίου Β μέσω SAP2000.



Εικόνα 20: 3d απεικόνιση κτιρίου Γ μέσω SAP2000.

5.1.2 Καθορισμός γεωμετρίας

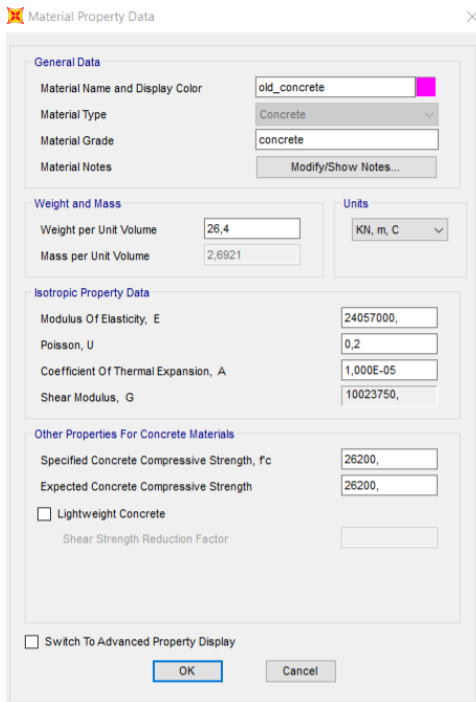
Με την εκκίνηση του προγράμματος για τη δημιουργία του μοντέλου ορίζουμε το τύπο του κανάβου και τις μονάδες μέτρησης που θα χρησιμοποιηθούν. Στη δική μας περίπτωση επιλέχθηκε ο κανάβος grid only και οι μονάδες μέτρησης kN,m,C. Στη συνέχεια συνθέτουμε τις συντεταγμένες του κανάβου ορίζοντας κάθε φορά τη συντεταγμένη του νέου σημείου μετρώντας την συνολική του απόσταση από την αρχή των αξόνων.



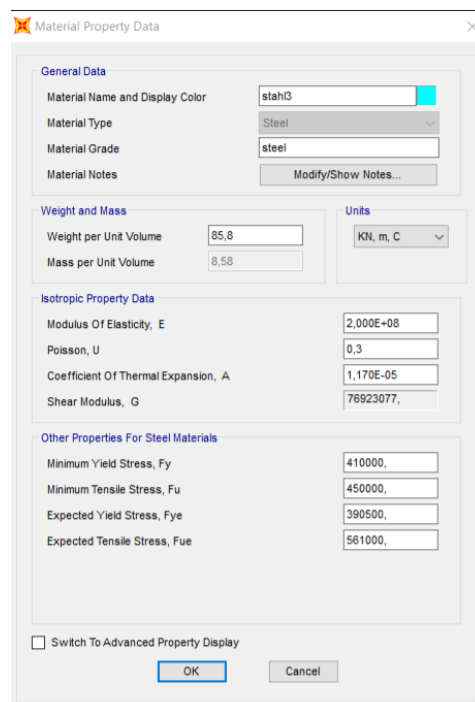
Εικόνα 21: Κάνναβος κτιρίου

5.1.3 Καθορισμός υλικών και ιδιοτήτων τους

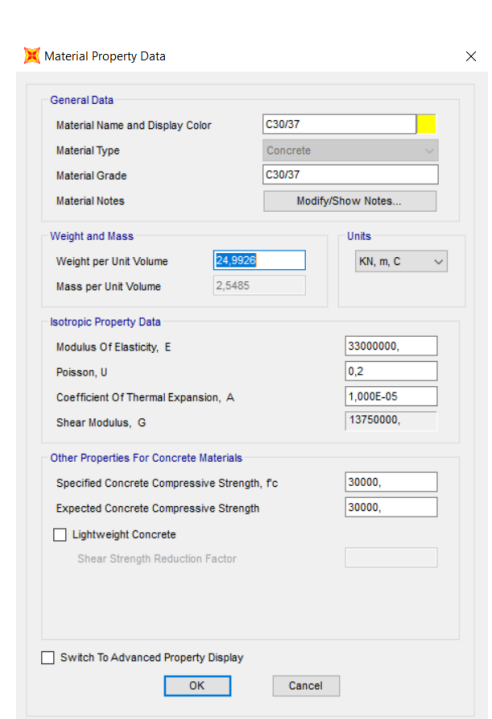
Στο προσομοίωμα έγινε εισαγωγή του παλαιού σκυροδέματος και χάλυβα αλλά και νέου σκυροδέματος αντοχής C30/37 και χάλυβα B500C. Το σκυρόδεμα επιλέχθηκε για κατηγορία XS1 καθώς τα κτίρια βρίσκονται κοντά στο λιμάνι του νησιού της Τήνου.



Εικόνα 22: Εισαγωγή υφιστάμενου σκυροδέματος



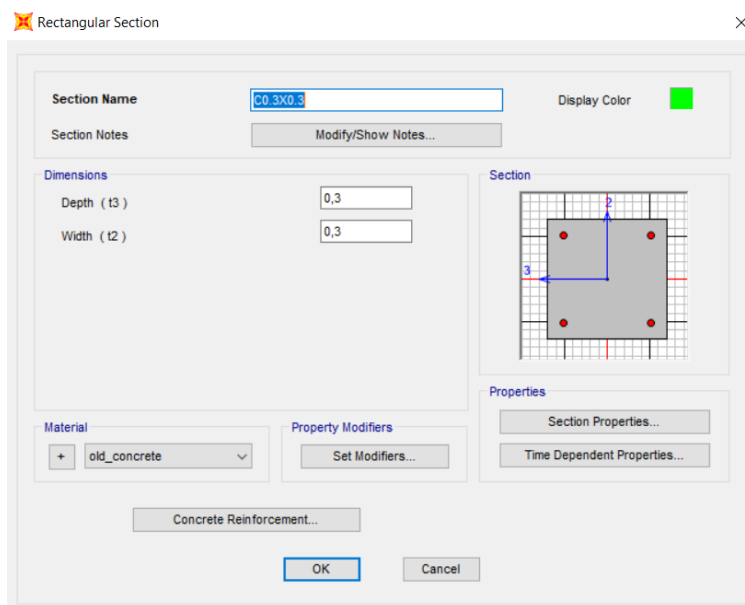
Εικόνα 23: Εισαγωγή υφιστάμενου χάλυβα



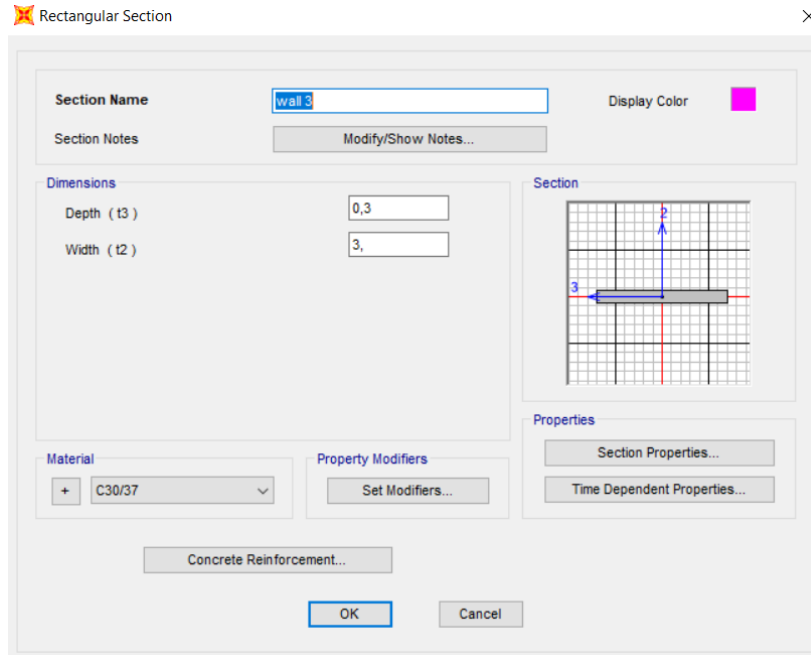
Εικόνα 24: Εισαγωγή νέου σκυροδέματος

5.1.4 Καθορισμός διατομών

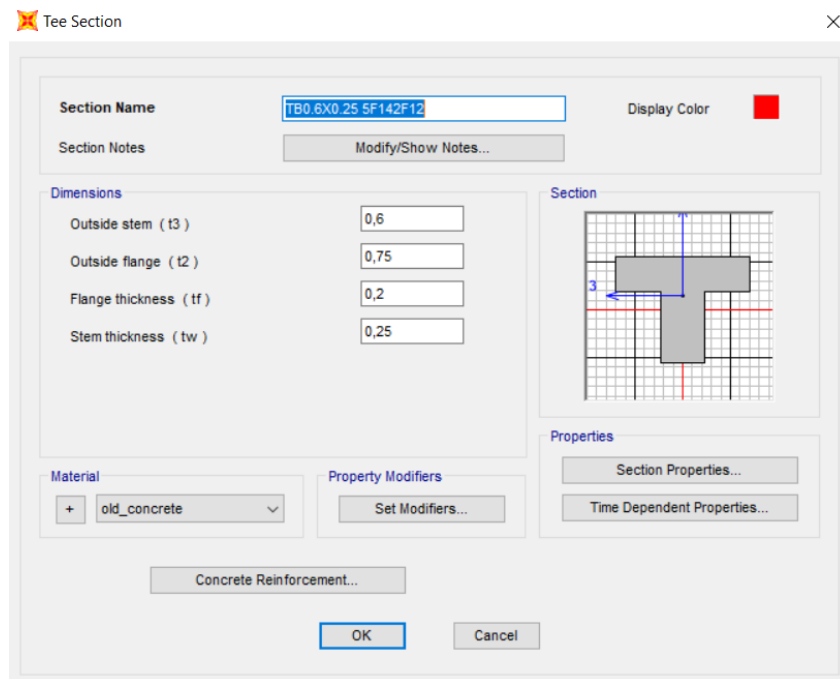
Για την προσομοίωση των δοκών επιλέχθηκε η διατομή πλακοδοκού καθώς για τα υποστυλώματα και τα τοιχώματα η ορθογωνική διατομή. Οι πλακοδοκοί προσομοιώθηκαν με βάση τις διαστάσεις που εξήγαγε ο προσομοιωτής κτιρίου του seismostruct και έγινε η εισαγωγή διατομών διαφορετικής όπλισης στο μέσο και στα άκρα της κάθε δοκού. Επιλέγεται ένα παράδειγμα από κάθε κατηγορία στοιχείου καθώς οι διαφορετικές διατομές που χρησιμοποιήθηκαν και για τα δύο κτίρια ήταν πάρα πολλές. Να σημειωθεί ότι για την μοντελοποίηση του τοιχώματος χρησιμοποιήθηκε μια άκαμπτη δοκός (μοντελική) με άπειρη δυσκαμψία και μηδενικό βάρος ώστε να προσομοιώσει την ενσωμάτωση της υπάρχουσας δοκού στο νέο τοίχιο και να μεταφερθούν σωστά τα φορτία στο τόιχιο. Οι κλίμακες προσομοιώθηκαν με ορθογωνικές διατομές και το πλατύσκαλο συνδέθηκε με μοντελικές δοκούς με τα δοκάρια του κλιμακοστασίου για να επιτευχθεί η σωστή παραμόρφωση του φορέα.



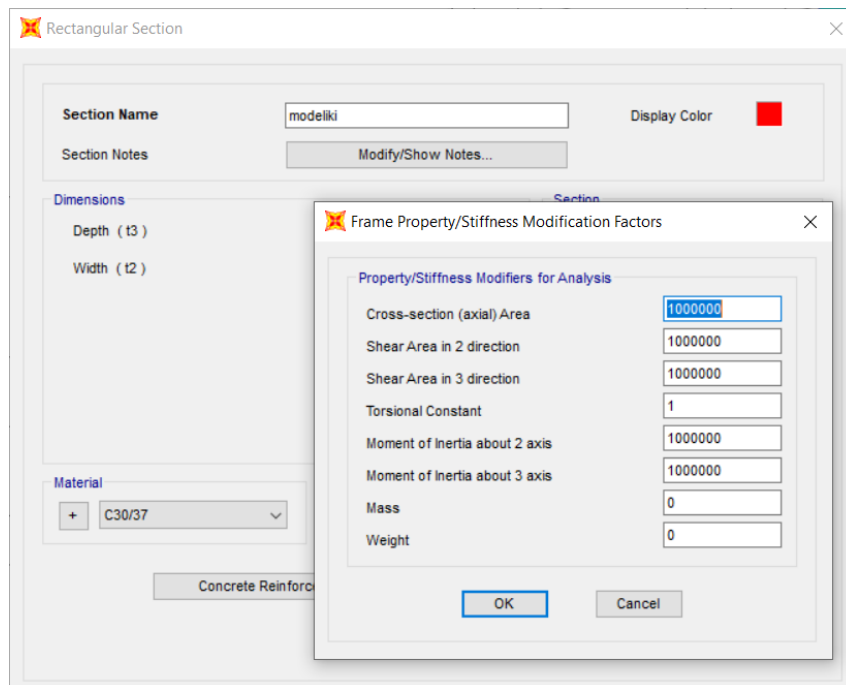
Εικόνα 25: Τυπικό υποστύλωμα



Εικόνα 26: Γεωμετρία τοιχίου ενισχύσεως

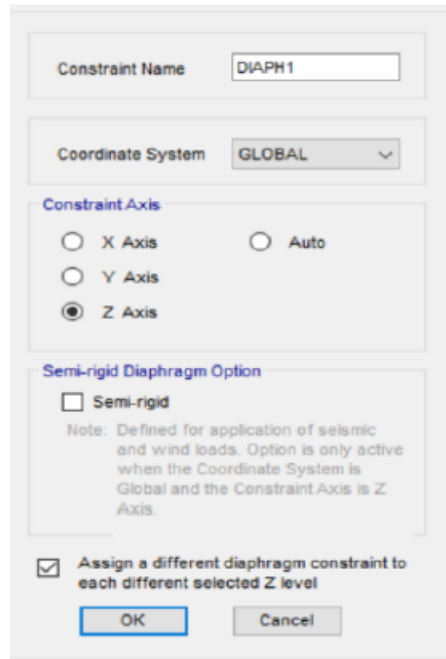


Εικόνα 27: Τυπική πλακοδοκός προσομοίωσης



Εικόνα 28: Εισαγωγή μοντελικής δοκού

Για την προσομοίωση των πλακών απλά εισάγω στη θέση τους διαφράγματα καθώς τα φορτία τους και το ίδιο βάρος τους έχει εισαχθεί όπως θα αναλυθεί παρακάτω . Οι πλάκες συμβάλλουν στη διαφραγματική λειτουργία του φορέα δηλαδή στην κοινή μετακίνηση των υποστυλωμάτων και των δοκών του κτιρίου. Το διάφραγμα είναι άκαμπτο και απαραμόρφωτο στο επίπεδο του και συμβάλλει άμεσα στη σωστή πρόσληψη των σεισμικών φορτίων από τον φορέα. Τίθεται διαφορετικό διάφραγμα σε κάθε όροφο και σε κάθε πλάκα στα κτίρια Β και Γ .



Εικόνα 29: Εισαγωγή διαφράγματος

5.1.5 Καθορισμός στηρίξεων

Για την προσομοίωση των στηρίξεων επιλέγουμε στη βάση των υποστυλωμάτων (και της κλίμακας που καταλήγει στο έδαφος) τη δέσμευση όλων των βαθμών ελευθερίας για να προσομοιωθεί η πάκτωση .



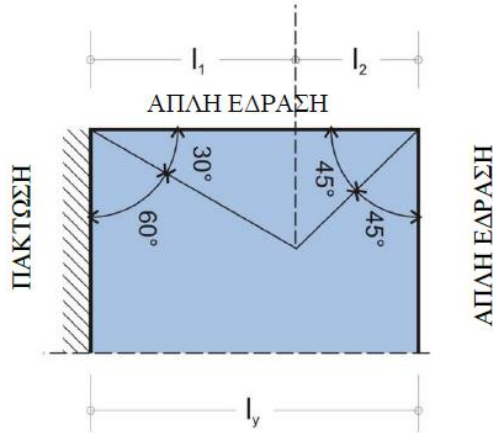
Εικόνα 30: Εισαγωγή στηρίξεων

5.1.6 Ανάθεση φορτίων

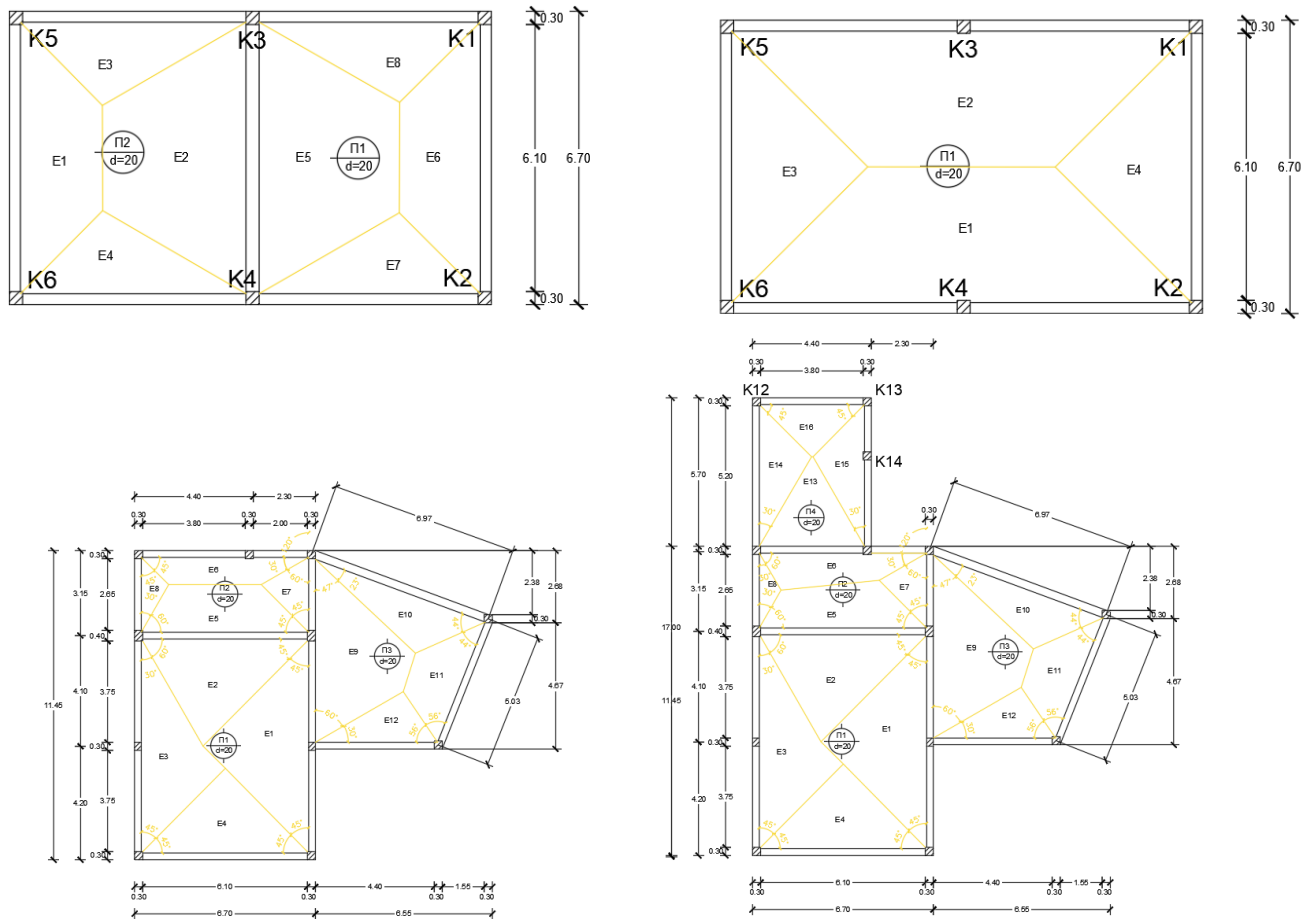
- Κατακόρυφα φορτία

Η κατανομή των μόνιμων και κινητών φορτίων των πλακών στις δοκούς γίνεται σύμφωνα με την επιφάνεια επιρροής τους . Οι επιφάνειες επιρροής των δοκών καθορίζονται με βάση

τις συνθήκες στήριξης . Στη συνέχεια υπολογίζεται το $u=E/I$ (E =εμβαδόν επιρροής I =τετμημένη) και σε κάθε δοκό πολλαπλασιάζεται το φορτίο επί το συντελεστή u που αντιστοιχεί στην επιφάνεια επιρροής που ακουμπάει η δοκός (αν είναι πάνω από μία αθροίζω τα u).



Εικόνα 31: Ανάλυση φορτίων από πλάκα σε δοκούς



Εικόνα 32: Διαχωρισμός εμβαδών πλακών σε κάθε δοκό

Φόρτιση δοκών

A) Ίδιον βάρος $g=25*0,6*0,3$

B) Πλάκα σκυροδέματος $g=25*0,2*u$


Γ) Μόνιμα $g'=u*1+11,16$ για δοκούς στον τελευταίο όροφο $g'=u*2+3,24$

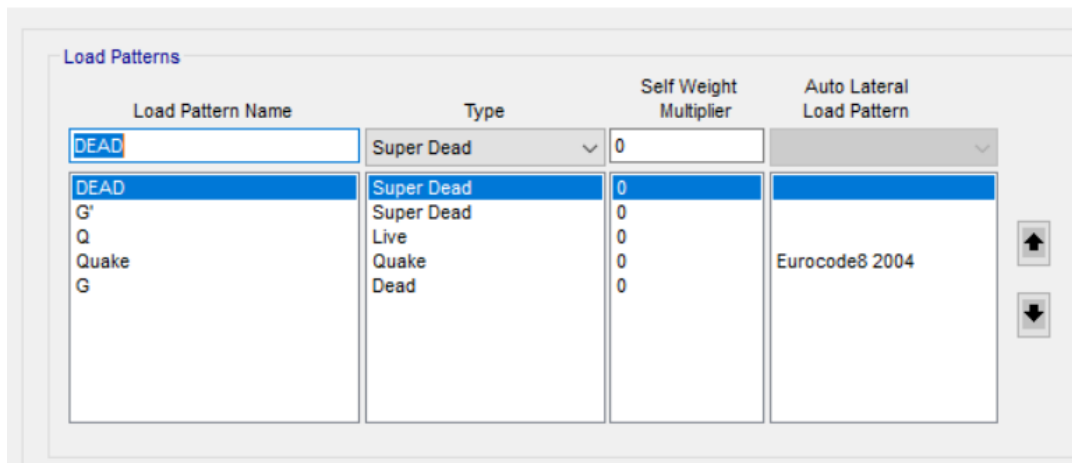
Δ) Κινητά $q=u*3,5$ για δοκούς στον τελευταίο όροφο $q=u*1,5$

Για τις δοκούς του κλιμακοστασίου το $g'=5,58$

Η μοντελική φορτίζεται αντίστοιχα χωρίς το ίδιο βάρος της.

Στα υποστυλώματα προσθέτουμε ένα κατακόρυφο φορτίο G σε κάθε στάθμη ίσο με το ίδιο βάρος τους.

 Define Load Patterns



Load Pattern Name	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load Pattern
DEAD	Super Dead	0	
DEAD	Super Dead	0	
G'	Super Dead	0	
Q	Live	0	
Quake	Quake	0	Eurocode8 2004
G	Dead	0	

Εικόνα 33: Εισαγωγή διαφόρων Load Pattern.

Οριζόντια φορτία

Σεισμικές δράσεις Ε αποτελούν τις οριζόντιες φορτίσεις του προσομοιώματος των κατασκευών. Το φάσμα σχεδιασμού για εδαφική επιτάχυνση $a_g=0,16$ (ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I NEAK2000) και έδαφος κατηγορίας Β .

T_b =τιμή ιδιοπεριόδου για το σταθερό κλάδο του φάσματος επιταχύνσεων

T_c =τιμή ιδιοπεριόδου για τη στιγμή που σταματάει ο σταθερός κλάδος του φάσματος επιταχύνσεων

T_d =τιμή ιδιοπεριόδου για το σταθερό κλάδο του φάσματος μετατοπίσεων

Κατηγορία εδάφους	S	T_b (sec)	T_c (sec)	T_d (sec)
A	1.00	0.15	0.40	2.50
B	1.20	0.15	0.50	2.50
C	1.15	0.20	0.60	2.50
D	1.35	0.20	0.80	2.50
E	1.40	0.15	0.50	2.50

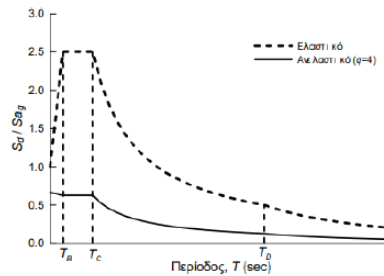
Εικόνα 29: Παράμετροι Ελαστικού Φάσματος Σχεδιασμού

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_b} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_b$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad \text{για } T_b \leq T \leq T_c$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_c}{T} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_c \leq T \leq T_d$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_c \cdot T_b}{T^2} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_d \leq T \leq 4 \text{ sec}$$

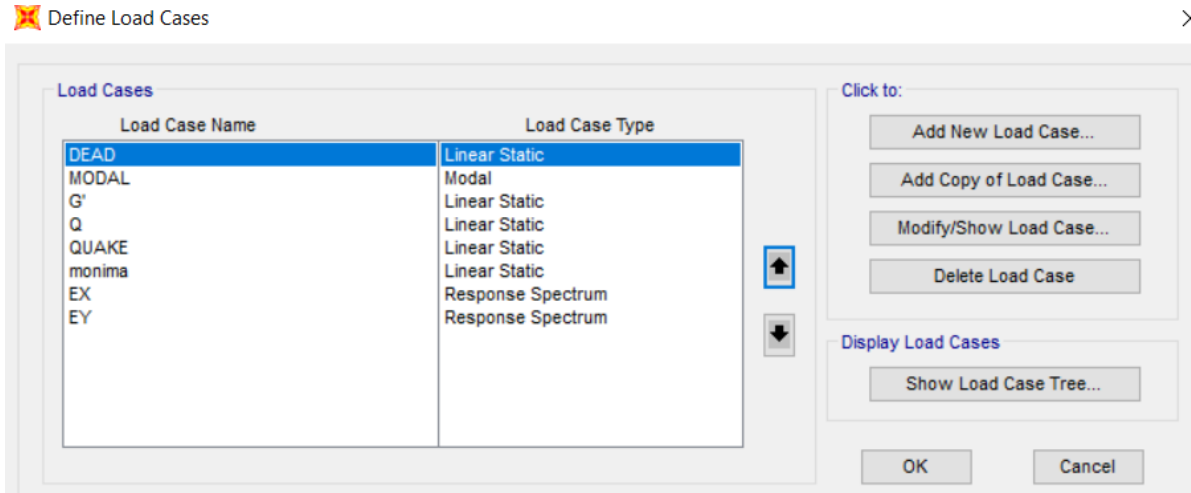


a) Εισαγωγή φάσματος σχεδιασμού (q=5,4)

Response Spectrum EuroCode 8 - 2004 Function Definition

Εικόνα 34: Εισαγωγή φάσματος σχεδιασμού στην ανάλυση

b) Κατάσταση φόρτισης προσομοιώματος



Εικόνα 35: Εισαγωγή Load cases

Επιλογή συνδυασμών φόρτισης :

1.35G + 1.50Q (OKA)	1.00G + 0.6Q -EX -0.3EY
1.00G + 0.6Q	1.00G + 0.6Q +0.3EX +EY
1.00G + 1.00Q (OKL)	1.00G + 0.6Q +0.3EX -EY
1.00G + 0.6Q +EX +0.3EY	1.00G + 0.6Q -0.3EX +EY
1.00G + 0.6Q +EX -0.3EY	1.00G + 0.6Q -0.3EX -EY
1.00G + 0.6Q -EX +0.3EY	

5.2 διαστασιολόγηση τοιγίων Β και Γ κτιρίου

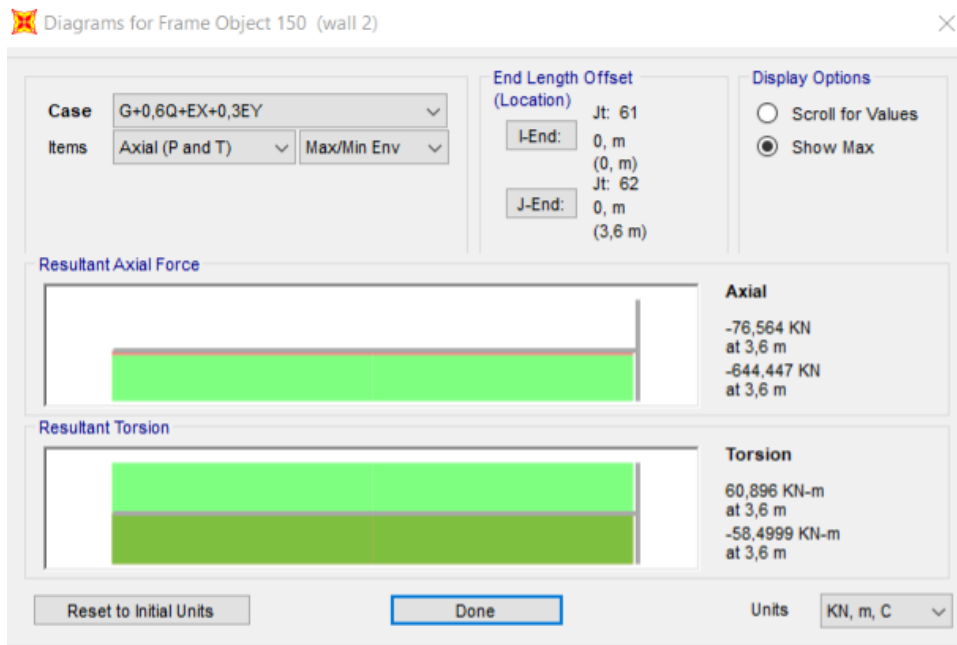
5.2.1 Όπλιση τοιγίων κτίριο Β

Συνδυασμός $g+\psi_2q+Ex+0.3Ey$

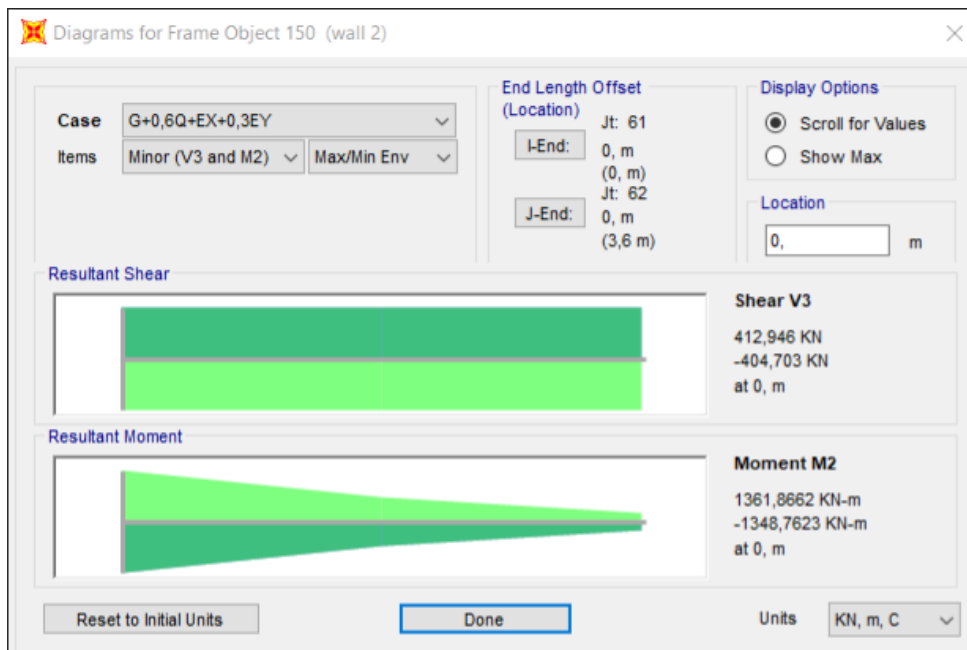
Med=1361,86

Ned=-644,47

Ved=412,9



Εικόνα 36: Αξονική τοιχίου υπό σεισμικό συνδυασμό G+0,6Q+EX+0,3EY



Εικόνα 37: Τέμνουσα και ροπή τοιχίου υπό σεισμικό συνδυασμό G+0,6Q+EX+0,3EY

Απαιτούμενοι έλεγχοι επάρκειας τοιχώματος και αλληλεπιδράσεις μεταξύ τους.

1. Καθορισμός του λόγου διάτμησης
2. Έλεγχος έναντι κάμψης

3. Έλεγχος έναντι τέμνουσας
4. Έλεγχος περίσφιξης των ακραίων στοιχείων του τοιχώματος
5. Έλεγχος έναντι ολίσθησης λόγω διάτμησης.
6. Έλεγχος επάρκειας μήκους ακραίων στοιχείων

Ικανοποίηση γεωμετρικών κανονιστικών απαιτήσεων

$$L_w / b_w = 2 / 0.30 = 6,67 > 4$$

$$b_w \geq \max \{0.15, h_s / 20\} = 0.18 \text{ m} < 0.30 (=b_w)$$

Όπου h_s = Καθαρό ύψος ορόφου=3,6 m

Ακραία περισφιγμένα στοιχεία τοιχώματος (κρυφά υποστυλώματα)

$$l_c \geq \max \{0.15 * l_w, 1.5 * b_w\} = 0.45 \text{ m} \leq 0.48 \text{ m}$$

Ικανοποίηση κανονιστικών απαιτήσεων όπλισης

1)Εντός των κρυφών υποστυλωμάτων πρέπει να τοποθετείται ελάχιστος κατακόρυφος οπλισμός με ελάχιστο ποσοστό το 5% της διατομής του ακραίου στοιχείου $A_{sc,L} \geq 0.005 * 30 * 48 = 7,2 \text{ cm}^2$

Κατακόρυφη απόσταση συνδετήρων:

$$s_w = \min \{ b_0 / 3, 125 \text{ mm}, 6 * db_L \} = 63,33 \text{ mm} \quad b_0=19 \text{ cm} \quad c=55 \text{ mm}$$

Ελάχιστη διάμετρος συνδετήρων και συνδέσμων:

$$db_w \geq 0.4 * dd_L, \max * \sqrt{f_{yd} / f_{yd}} \geq \Phi 6$$

$db_w \geq \Phi 6$ τοποθετούνται συνδετήρες $\Phi 8$ εφόσον ο κατακόρυφος οπλισμός είναι μέχρι $\Phi 20$

Ελάχιστο μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό οπλισμών περίσφιξης εντός της κρίσιμης περιοχής:
 $\omega_w d \geq 0.12$

Η απόσταση μεταξύ διαδοχικών κατακόρυφων οπλισμών που περιορίζονται από συνδετήρες ή συνδέσμους δεν πρέπει να υπερβαίνει τα 15cm.

Άρα το κρυφό υποστύλωμα είναι 45 cm θα μπουν 2 σειρές και 4 στήλες οπλισμών

2)Οπλισμοί κορμού:

Ελάχιστο ποσοστό οριζόντιου και κατακόρυφου οπλισμού στις παρειές του κορμού:

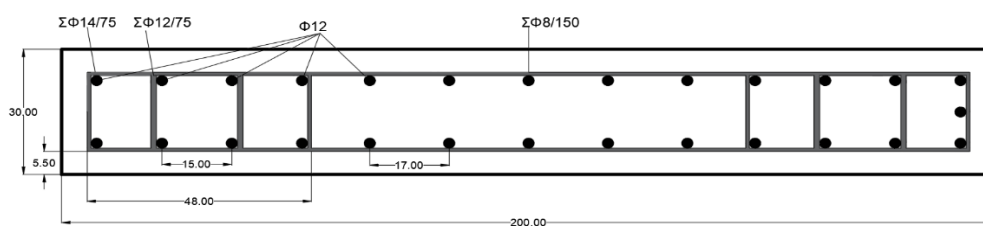
$$\rho_{hmin} = \rho_{vmin} = 0.002 \text{ (EC8 §5.5.3.4.5(13))}$$

$$\text{Διάμετρος οπλισμών κορμού} \begin{cases} d \geq 8 \text{ mm} & \text{(EC8 §5.5.3.4.5(15))} \\ d \leq b_w / 8 = 300 / 8 = 37,5 \text{ mm} \end{cases}$$

Μέγιστη απόσταση μεταξύ των οπλισμών $s = \min \{250, 25 \cdot d\} = 250 \text{ mm}$ καθώς έχουμε οπλισμό πάνω από $\Phi 8$

Λεπτομέρεια οπλισμένης διατομής

Λαμβάνοντας υπόψη όλους τους παραπάνω περιορισμούς, και με την υπόθεση τοποθέτησης συνδετήρων $\Phi 12$ στα κρυφά υποστυλώματα, διαμορφώνεται η λεπτομέρεια της οπλισμένης διατομής που φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:



Εικόνα 38: Λεπτομέρεια όπλισης τοιχίου

Έλεγχος έναντι κάμψης

Έλεγχος αξονικού φορτίου

$$v_d = 648,64 / (0,30 \cdot 2 \cdot 20000) = 0,054 < 0,35$$

$$d_1 = 30 - 5,5 - 0,8 - 1,2/2 = 23,1 \quad d_1/h = 0,231/2 = 0,1155$$

$$\mu_{ed} = 1344,5 / (0,3 \cdot 2^2 \cdot 20000) = 0,056$$

$$A_{stot} = 0,06 \cdot 200 \cdot 30 \cdot 20 / 435 = 16,55 \text{ cm}^2$$

από διαγράμματα $d/h = 0,1$ EC2

$$\omega = 0,06$$

Τίθεται περίπου το 1/3 ανά κρυφό ($= 5,52 \text{ cm}^2 < 7,2 \text{ cm}^2$ άρα βάζουμε τον ελάχιστο) και το 1/3 στον κορμό ισοκατανεμημένο.

Δηλαδή 8 $\Phi 12$ ανά κρυφό και 5*2 $\Phi 12/170$ στον κορμό.

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	
1 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΜΕ ΔΟΚΙΜΕΣ ΤΟΙΧΙΟΥ ΜΕ ΚΑΤΑΝΕΜΗΜΕΝΟ ΟΠΛΙΣΜΟ (ΕΝ 1992-1-1, 1998-1)																
2 Δεδομένα Εισαγόμενα στοιχεία (σε μονάδες που δίδονται)																
3 Για τον έλεγχο του κρυφού υπ/τος																
L _w	2,00	m	f _{cd}	20000,0	kN/m ²	x	0,309	m	Υπόμνηση: ε _{cu2,c} = 0.1 α _{w,ed} + 0.0035							
b _w , b ₀	0,30	m	f _{yd}	434782,6	kN/m ²	φ	0,01134	1/m	= ε _{crms} /x							
f _{ct}	30000,00	kN/m ²	ε _{yd}	0,00217		ε _c (y=0)	-0,0078	1/m	ε _{cu2,c} = 0,31900							
f _{yk}	500000,00	kN/m ²				ξ = x/d	0,19	= x/(0.8L _w)	ε _{cu2,c} = 0,03540							
E _s	200000000	kN/m ²	a _s	0,810		h _c	0,00	m	(ισχύει αν ε _{crms} > 0.0035)							
N _{ed}	644,64	kN	ζ	0,416		ε _s			f _s	F _s = A _s *f _s	M(F _s) = F _s *(L _w /2-y _{s1})					
α _{cc}	1,00		Δεδομένα οπλισμού (εμβαδόν και θέση ως προς το μί													
γ _{rec}	1,50		MPa													
γ _{int}	1,15		kN													
			kNm													
			A _{s1,1}	2,26	cm ²	Y _{s1}	0,93	m	0,0026	434,78	98,26	90,89				
			A _{s1,2}	2,26	cm ²	Y _{s1}	0,78	m	0,0010	207,89	46,98	36,79				
			A _{s1,3}	2,26	cm ²	Y _{s1}	0,65	m	-0,0005	-91,47	-20,67	-13,46				
			A _{s1,4}	2,26	cm ²	Y _{s1}	0,52	m	-0,0020	-399,89	-90,37	-46,54				
			A _{s2}	2,26	cm ²	Y _s	0,34	m	-0,0040	-434,78	-98,26	-33,41				
			A _{s3}	2,26	cm ²	Y _s	0,17	m	-0,0059	-434,78	-98,26	-16,70				
			A _{s4}	2,26	cm ²	Y _s	0,00	m	-0,0078	-434,78	-98,26	0,00				
			A _{s5}	2,26	cm ²	Y _s	-0,17	m	-0,0098	-434,78	-98,26	16,70				
			A _{s6}	2,26	cm ²	Y _s	-0,34	m	-0,0117	-434,78	-98,26	33,41				
			A _{s7}	0,00	cm ²	Y _s	0,00	m	-0,0078	-434,78	0,00	0,00				
			A _{s8}	0,00	cm ²	Y _s	0,00	m	-0,0078	-434,78	0,00	0,00				
			A _{s9}	0,00	cm ²	Y _s	0,00	m	-0,0078	-434,78	0,00	0,00				
			A _{s10}	0,00	cm ²	Y _s	0,00	m	-0,0078	-434,78	0,00	0,00				
			A _{s11}	0,00	cm ²	Y _s	0,00	m	-0,0078	-434,78	0,00	0,00				
			A _{s12}	0,00	cm ²	Y _s	0,00	m	-0,0078	-434,78	0,00	0,00				
			A _{s13}	0,00	cm ²	Y _s	0,00	m	-0,0078	-434,78	0,00	0,00				
			A _{s14}	0,00	cm ²	Y _s	0,00	m	-0,0078	-434,78	0,00	0,00				
			A _{s15}	0,00	cm ²	Y _s	0,00	m	-0,0078	-434,78	0,00	0,00				
			A _{s16}	0,00	cm ²	Y _s	0,00	m	-0,0078	-434,78	0,00	0,00				
			A _{s17}	0,00	cm ²	Y _s	0,00	m	-0,0078	-434,78	0,00	0,00				
			A _{s18}	0,00	cm ²	Y _s	0,00	m	-0,0078	-434,78	0,00	0,00				
			A _{s19}	0,00	cm ²	Y _s	0,00	m	-0,0078	-434,78	0,00	0,00				
			A _{s20}	0,00	cm ²	Y _s	0,00	m	-0,0078	-434,78	0,00	0,00				
			A _{s21}	2,26	cm ²	Y _s	-0,52	m	-0,0137	-434,78	-98,26	51,10				
			A _{s22}	2,26	cm ²	Y _{s1}	-0,78	m	-0,0167	-434,78	-98,26	76,64				
			A _{s23}	2,26	cm ²	Y _{s1}	-0,65	m	-0,0152	-434,78	-98,26	63,87				
			A _{s24}	2,26	cm ²	Y _{s1}	-0,93	m	-0,0183	-434,78	-98,26	90,89				
			Χώρος προσθήκης περισσότερων													
			ινών χάλυβα													
			Εξαγόμενα													
N _{ed}	649,1	kN	M _{ed}	1656,9	kNm											
32 Έλεγχος αξονικής ισορροπίας (να είναι < 0.0)																
N _{ed} -N _{sd}	4,5	kN											ΣF _s	= -850,15	ΣM(F _s)	= 350,18
										F _c	= 1499,24	M(F _c)	= 1306,75			

Έλεγχος κανονιστικών απαιτήσεων

Το ποσοστό (ρL) του κατακόρυφου οπλισμού των ακραίων κρυφών υποστυλωμάτων κατά EC8 §5.4.3.4.2(8) είναι :

$$\rho L = \frac{8 \cdot 1,13}{30 \cdot 48} = 6,28 \cdot 10^{-3} > \rho_{nmin} = 5 \cdot 10^{-3}$$

Το ποσοστό (ρν) του κατακόρυφου οπλισμού του κορμού κατά EC8 §5.5.3.4.5(13)P είναι :

$$\rho n = \frac{2 \cdot 1,13}{30 \cdot 17} = 4,43 \cdot 10^{-3} > \rho_{nmin} = 2 \cdot 10^{-3}$$

$$M_{rd} = 1656,9 \text{ kNm} > M_{ed} = 1361,86 \text{ kNm}$$

Έλεγχος έναντι διάτμησης

1. Γεωμετρικό διατμητικό μήκος :

$$H_w/l_w = 7,2/2 = 3,6 > 2 \text{ το τοίχωμα θεωρείται καμπτικό}$$

2. Ανηγμένο διατμητικό μήκος:

$$\alpha_s = M_{ed} / (V_{ed} \cdot l_w) = 1361,86 / (412,9 \cdot 2) = 1,64 < 2,00$$

Άρα θεωρούμε το τοίχωμα χθαμαλό. Άρα ο ικανοτικός ακολουθεί την παρακάτω διαδικασία.

- Ικανοτική τέμνουσα:

$$V_{ed}' = \varepsilon \cdot V_{ed}$$

$$\text{Όπου } \varepsilon = 1,2 \cdot M_{rd} / M_{ed} < q$$

$$\varepsilon = 1,2 \cdot 1666,2 / 1361,86 = 1,47 < 5,4 \rightarrow \varepsilon = 1,47 \rightarrow V_{ed}' = 1,47 \cdot 412,9 = 606,2 \text{ kN}$$

Έλεγχος σε διαγώνια θλίψη:

$$V_{Rd,max} = 0.40 \cdot \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot \frac{f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (\text{EC8 §5.5.3.4.2})$$

όπου:

$$\cot \theta = \tan \theta = 1 \quad \text{και} \quad z = 0.80 \cdot l_w,$$

$$v_1 = 0.6 \cdot (1 - 30/200) = 0.51$$

$$b_w = 0.30$$

$$V_{rd,max} = 0.4 \cdot 1 \cdot 0.3 \cdot 0.8 \cdot 2 \cdot 0.51 \cdot 20000/2 = 979.2 \text{ kN} > 606.2 \text{ kN}$$

Έλεγχος διατμητικού οπλισμού κορμού:

Για $a_s < 2$

Οι οριζόντιες ράβδοι κορμού θα ικανοποιούν την έκφραση :

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + 0.75 \rho_h f_{yd,h} b_{wo} \alpha_s l_w$$

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] b_w \cdot d = 67920.65 \text{ N} = 67.92 \text{ kN}$$

$$\rho_1 = A_s / b_w \cdot d = 11.2 / (30 \cdot 23.1) = 0.016 < 0.02$$

$$C_{Rd,c} = 0.12 \quad k = 1 + \sqrt{200/d} = 1.91 < 2 \quad f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c = 644470 / (930 \cdot 300) = 1.13 < 0.2 \cdot f_{cd} = 2 \quad k_1 = 0.15$$

$$b_w = 0.3$$

$$\rho_h \geq \frac{606.2 - 67.92}{0.3 \cdot 1.64 \cdot 2 \cdot 0.75 \cdot 434782} = 1.76 \cdot 10^{-3}$$

$$\rho_h = A_h / b_{wo} \cdot s_h \rightarrow A_h / s_h \geq 1.76 \cdot 10^{-3} \cdot 0.3 = 5.03 \cdot 10^{-4} \cdot 10^4 = 5.03 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

επιλέγεται Φ8/15 δίτητος $\rightarrow 6.7 \text{ cm}^2 / \text{m} \geq 5.03 \text{ cm}^2 / \text{m}$

$$\rho_h = \frac{2 \cdot 0.5}{30 \cdot 15} = 2.22 \cdot 10^{-3} \geq \rho_{hmin} = 2 \cdot 10^{-3} \quad (\text{EC8 §5.5.3.4.5(13)P})$$

Έλεγχος περίσφιξης των ακραίων στοιχείων

Η απαιτούμενη πλαστιμότητα καμπυλοτήτων $\mu\phi$ για τα τοιχώματα της ΚΠΥ : τροποποιημένου συντελεστής συμπεριφοράς (με βάση την τελική υπεραντοχή σχεδιασμού σε κάμψη)

$$q'o = q_0 \cdot (M_{Ed}/M_{Rd}) = 5,4 \cdot (1361,86/1656,9) = 4,4$$

$$\mu\phi = 2 \cdot q'o - 1 = 7,87$$

Η απαιτούμενη περίσφιξη πρέπει να πληρεί τη σχέση:

$$\alpha \cdot \omega_{wd,rqd} \geq 30 \cdot \mu\phi \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0.035 \quad (\text{EC8 §5.4.3.2.2(8)})$$

όπου, υπολογίζεται η απαιτούμενη περίσφιξη στο ακραίο (κρυφό ή πραγματικό) υποστύλωμα ως μεμονωμένο υποστύλωμα διαστάσεων h_c , b_c .

Με προσεγγιστική εκτίμηση, ολόκληρη η θλιπτική δύναμη F_{cd} που προκύπτει από την επίλυση της διατομής ανηγμένη στη διατομή του ακραίου υποστυλώματος h_c , b_c , οπότε στη σχέση του EC8 λαμβάνεται $\omega v = 0$ καθώς η συνεισφορά του οπλισμού κορμού σε διαρροή έχει συμπεριληφθεί στην εν λόγω v_d .

$$v_d = 1499,24 / (0.30 \cdot 0.480 \cdot 20000) = 0,52$$

$$\omega v = 0$$

$$\alpha \cdot \omega_{\text{απαιτ}} > 30 \cdot 7,87 \cdot 0,52 \cdot 0,00217 \cdot 0,3 / 0,184 - 0,035 = 0,385$$

με υπόθεση τοποθέτησης συνδετήρων $\Phi 14$, 12/ 7,5 προκύπτει

$$\alpha_s = 0,74 \text{ , } \alpha_n = 0.65 \rightarrow \alpha = 0.48$$

$$\omega_{\text{απαιτ}} > 0.79 > \omega_{\text{min}} = 0.12 \quad (\text{EC 5.5.3.4.5(10)})$$

$$\omega_d = \frac{(2 \cdot 0.48 + 2 \cdot 0.19) \cdot 1,54 + (2 \cdot 0.19) \cdot 1,13 \cdot 10^{-4} \cdot 434782}{0.182 \cdot 0.48 \cdot 0.075 \cdot 20000} = 0,827 > 0,79$$

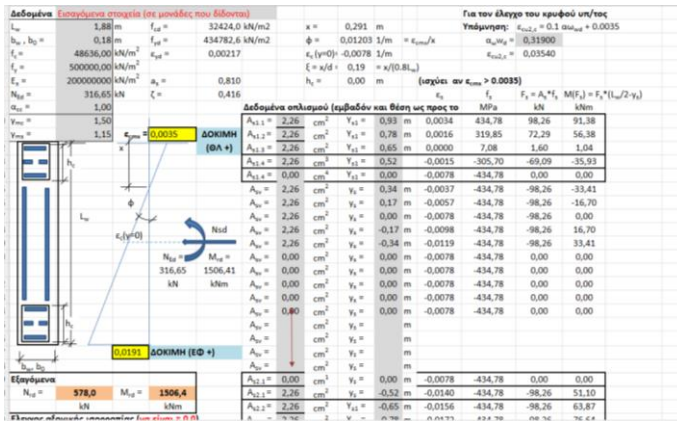
Έλεγχος επάρκειας μήκους ακραίων στοιχείων

Ο έλεγχος γίνεται βάσει της §5.4.3.4.2(6) του EC8 και ο στόχος του είναι η εξασφάλιση της προστασίας του σκυροδέματος έναντι αποφλοίωσης σε εκείνο το τμήμα των άκρων του τοιχώματος όπου ενδέχεται να αναπτυχθεί, λόγω της στροφής της διατομής, βράχυνση μεγαλύτερη του 3.5%. Η προστασία του σκυροδέματος παρέχεται μέσω της περίσφιξης αυτής της περιοχής.

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0.1 \cdot a \cdot \omega_{wd} = 0.043$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot (1.125 + 1.25 \cdot a \cdot \omega_{wd}) = 48636 \text{ kNm}$$

$x_u = 0,291 > 0,48$ m επαρκεί το μήκος περισφιγμένης ακραίας περιοχής



Έλεγχος έναντι ολίσθησης λόγω διάτμησης

Ο έλεγχος αφορά την ικανότητα της διατομής να μεταφέρει την τέμνουσα μέσω τυχόν κατασκευαστικού αρμού διακοπής της σκυροδέτησης και γίνεται στα κτίρια υψηλής κατηγορίας πλαστιμότητας. Η τέμνουσα μπορεί να μεταφερθεί μέσω της δράσης βλήτρου των κατακόρυφων οπλισμών του κορμού του τοιχώματος, όπως και πρόσθετων κεκλιμένων οπλισμών ή βλήτρων, όπως και μέσω τριβής μεταξύ των εκατέρωθεν του αρμού παρειών του σκυροδέματος στο τμήμα της διατομής που θλίβεται.

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$$

$$V_{Rd,s} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd}$$

όπου:

V_{dd} : η συμβολή της δράσης βλήτρου των κατακόρυφων οπλισμών

V_{id} : η συμβολή της δράσης βλήτρου των κεκλιμένων οπλισμών

V_{fd} : η συμβολή της τριβής του σκυροδέματος

$$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.3 \cdot \Sigma A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0.25 \cdot f_{yd} \cdot \Sigma A_{sj} \end{array} \right.$$

$$V_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_f \cdot \left[(\Sigma A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed}) \cdot \xi + \frac{M_{Ed}}{z} \right] \\ 0.5 \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{w0} \end{array} \right.$$

όπου $\mu_f = 0.6$ για πιο λείες επιφάνειες και 0.7 για τραχείες.

Από την ανάλυση της αποφλοιωμένης διατομής προέκυψε $\xi=0.19$
 $\Sigma A_{sj} = 2 \cdot 5 \cdot 1.13 = 11,3 \text{ cm}^2$ (κορμού)
 $V_{dd} = \min \{137,02; 122,88\} = 122,88 \text{ kN}$
 $V_{fd} = \min \{746,9; 581,4\} = 581,4 \text{ kN}$
 $V_{rds} = 581,4 + 122,88 = 704,28 > 606,2$

Δεν χρειάζεται να τοποθετηθούν κεκλιμένες ράβδοι έναντι ολίσθησης

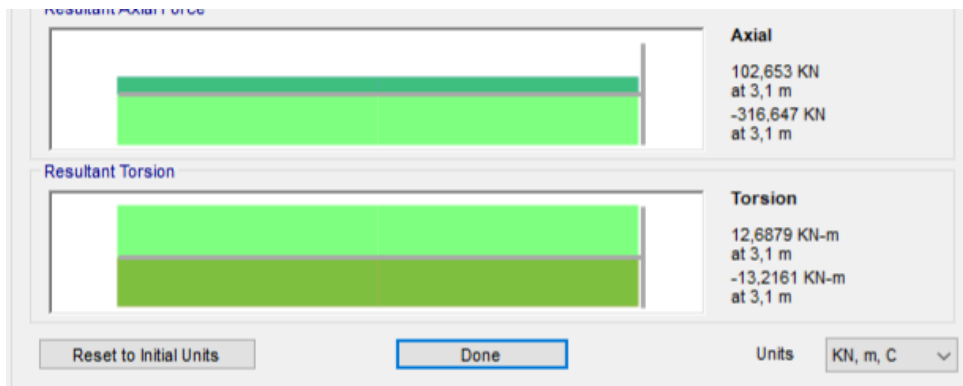
5.2.2 ΟΠΛΙΣΗ ΤΟΙΧΙΟΥ 2,3X0,4 ΚΤΙΡΙΟ Γ (Τ2)

Συνδυασμός $g+\psi 2q+Ex+0.3Ey$

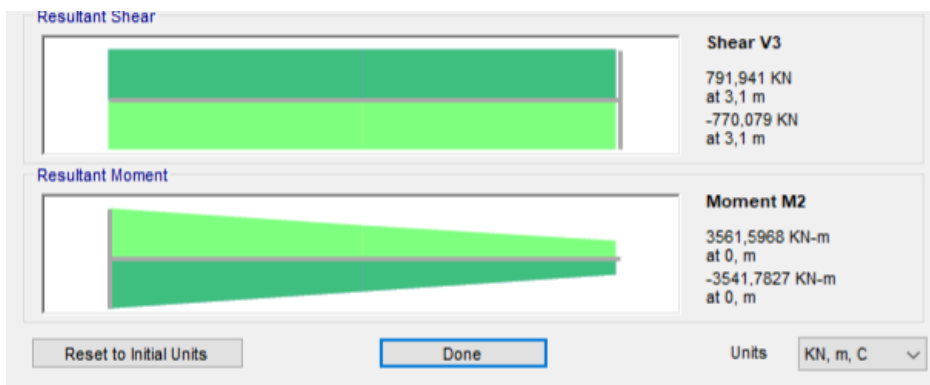
$M_{ed} = 3561,6$

$N_{ed} = -316,647$

$V_{ed} = 791$



Εικόνα 39: Αξονική τοιχίου (2,3m) υπό σεισμικό συνδυασμό $G+0,6Q+EX+0,3EY$



Εικόνα 40: Τέμνουσα και ροπή τοιχίου (2,3m) υπό σεισμικό συνδυασμό $G+0,6Q+EX+0,3EY$

Ικανοποίηση γεωμετρικών κανονιστικών απαιτήσεων

$$L_w / b_w = 2,3 / 0,40 = 5,75 > 4$$

$$b_w \geq \max \{0,15, h_s / 20\} = 0,235 \text{ m} < 0,4 (=b_w)$$

Όπου h_s = Καθαρό ύψος ορόφου = 4,7 - 3,6 m

Ακραία περισφιγμένα στοιχεία τοιχώματος (κρυφά υποστυλώματα)

$$l_c \geq \max \{0,15 * l_w, 1,5 * b_w\} = 0,6 \text{ m} \leq 0,6 \text{ m}$$

Ικανοποίηση κανονιστικών απαιτήσεων όπλισης

1) Εντός των κρυφών υποστυλωμάτων πρέπει να τοποθετείται ελάχιστος κατακόρυφος οπλισμός με ελάχιστο ποσοστό το 5% της διατομής του ακραίου στοιχείου $A_{sc}, L \geq 0,005 * 40 * 60 = 12 \text{ cm}^2$

Ελάχιστη διάμετρος συνδετήρων και συνδέσμων:

$$d_{bw} \geq 0,4 * d_{L,max} * \sqrt{f_{yd} / f_{yd}} \geq \Phi 6$$

$d_{bw} \geq \Phi 6$ τοποθετούνται συνδετήρες $\Phi 8$ εφόσον ο κατακόρυφος οπλισμός είναι μέχρι $\Phi 20$

Ελάχιστο μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό οπλισμών περίσφιξης εντός της κρίσιμης περιοχής:
 $\omega_w d \geq 0,12$

Η απόσταση μεταξύ διαδοχικών κατακόρυφων οπλισμών που περιορίζονται από συνδετήρες ή συνδέσμους δεν πρέπει να υπερβαίνει τα 15cm.

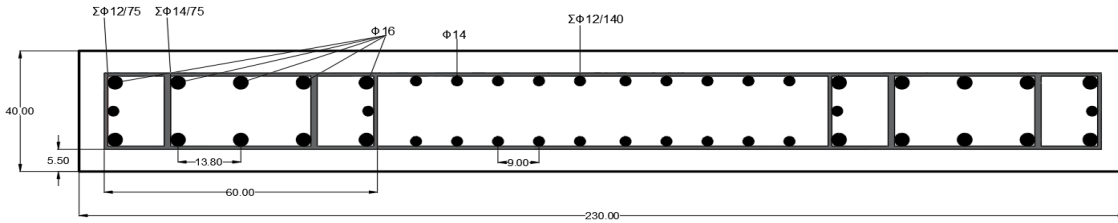
Άρα το κρυφό υποστύλωμα είναι 60 cm θα μπουν 3 σειρές και 5 στήλες οπλισμών

2) Οπλισμοί κορμού

Ελάχιστο ποσοστό οριζόντιου και κατακόρυφου οπλισμού στις παρειές του κορμού:
 $\rho_{min} = \rho_{vmin} = 0,002$ (EC8 §5.5.3.4.5(13))

$$\text{Διάμετρος οπλισμών κορμού} \begin{cases} d \geq 8 \text{ mm} & \text{(EC8 §5.5.3.4.5(15))} \\ d \leq b_w / 8 = 400 / 8 = 50 \text{ mm} \end{cases}$$

Μέγιστη απόσταση μεταξύ των οπλισμών $s = \min \{250, 25 * d\} = 250 \text{ mm}$ καθώς έχουμε οπλισμό πάνω από $\Phi 8$



Εικόνα 41: Λεπτομέρεια όπλισης τοιχίου 2.3m

Έλεγχος έναντι κάμψης

Έλεγχος αξονικού φορτίου

$$v d = 316,647 / (0,4 * 2,3 * 20000) = 0,0172 < 0,35$$

$$d_1 = 40 - 5,5 - 0,8 - 1,2 / 2 = 33,1 \quad d_1/h = 0,331 / 2,3 = 0,144$$

$$\mu_{ed} = 3561 / (0,4 * 2,3^2 * 20000) = 0,084$$

$$A_{stot} = 0,15 * 230 * 40 * 20 / 435 = 63,44 \text{ cm}^2$$

από διαγράμματα $d/h = 0,15$ EC2

$$\omega = 0,15$$

Τίθεται περίπου το 1/3 ανά κρυφό ($= 21,15 \text{ cm}^2 > 12 \text{ cm}^2$) και το 1/3 στον κορμό ισοκαταναμημένο.

Δηλαδή 10Φ16+2Φ12 ανά κρυφό και 10*2Φ12/90 στον κορμό.

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΜΕ ΔΟΚΙΜΕΣ ΤΟΙΧΙΟΥ ΜΕ ΚΑΤΑΝΕΜΗΜΕΝΟ ΟΠΛΙΣΜΟ (ΕΝ 1992-1-1, 1998-1)

Δεδομένα	Εισαγόμενα στοιχεία (σε μονάδες που δίδονται)	Υπολογισμοί	Για τον έλεγχο του κρυφού υπ/τος
L_w	2,30 m	$f_{cd} = 20000,0 \text{ kN/m}^2$	$\chi = 0,357 \text{ m}$
b_w, b_0	0,40 m	$f_{yd} = 434782,6 \text{ kN/m}^2$	$\phi = 0,00981 \text{ 1/m} = \epsilon_{crmk}/\chi$
f_c	30000,00 kN/m^2	$\epsilon_{yd} = 0,00217$	$\alpha_{crmk} = 0,31900$
f_y	500000,00 kN/m^2	$\epsilon_{ci}(y=0) = -0,0078 \text{ 1/m}$	$\epsilon_{crk} = 0,03540$
E_s	200000000 kN/m^2	$a_s = 0,810$	$\xi = \chi/d = 0,19 = \chi/(0,8L_w)$
N_{ed}	316,65 kN	$h_c = 0,00 \text{ m}$	(ισχύει αν $\epsilon_{crmk} > 0,0035$)
α_{cc}	1,00		ϵ_s
y_{ms}	1,50		f_s
y_{ms}	1,15		$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$
			$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
			ϵ_s
			f_s
			$F_s = A_s \cdot f_s$

Έλεγχος κανονιστικών απαιτήσεων

Το ποσοστό (ρ_L) του κατακόρυφου οπλισμού των ακραίων κρυφών υποστυλωμάτων κατά EC8 §5.4.3.4.2(8) είναι :

$$\rho_L = \frac{10 \cdot 2,01 + 2 \cdot 1,13}{40 \cdot 60} = 9,32 \cdot 10^{-3} > \rho_{Lmin} = 5 \cdot 10^{-3}$$

Το ποσοστό (ρ_v) του κατακόρυφου οπλισμού του κορμού κατά EC8 §5.5.3.4.5(13)P είναι :

$$\rho_v = \frac{2 \cdot 1,13}{40 \cdot 9} = 6,28 \cdot 10^{-3} > \rho_{vmin} = 2 \cdot 10^{-3}$$

$$M_{rd} = 3588,4 \text{ kNm} > M_{ed} = 3561,6 \text{ kNm}$$

Έλεγχος έναντι διάτμησης

a) Γεωμετρικό διατμητικό μήκος :

$$H_w / l_w = 7,6 / 2,3 = 3,3 > 2 \text{ το τοίχωμα θεωρείται καμπτικό}$$

b) Ανηγμένο διατμητικό μήκος:

$$\alpha_s = M_{ed} / (V_{ed} \cdot l_w) = 3561,6 / (791 \cdot 2,3) = 1,96 < 2,00 \text{ οριακά}$$

Άρα θεωρούμε το τοίχωμα χθαμαλό. Άρα ο ικανοτικός ακολουθεί την παρακάτω διαδικασία.

Ικανοτική τέμνουσα:

$$V_{ed}' = \varepsilon \cdot V_{ed}$$

$$\text{Όπου } \varepsilon = 1,2 \cdot M_{rd} / M_{ed} < \eta$$

$$\varepsilon = 1,2 \cdot 3588,4 / 3561,6 = 1,007 < 5,4 \rightarrow \varepsilon = 1,007 \rightarrow V_{ed}' = 1,007 \cdot 791 = 796,95 \text{ KN}$$

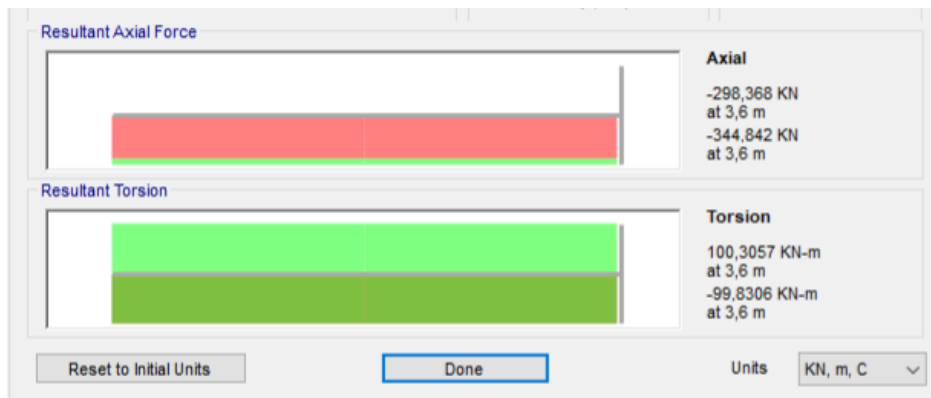
5.2.3 ΟΠΛΙΣΗ ΤΟΙΧΙΟΥ Γ ΚΤΙΡΙΟ 3Χ0,35 (T1)

Συνδυασμός $g + \psi 2q + E_x + 0,3E_y$

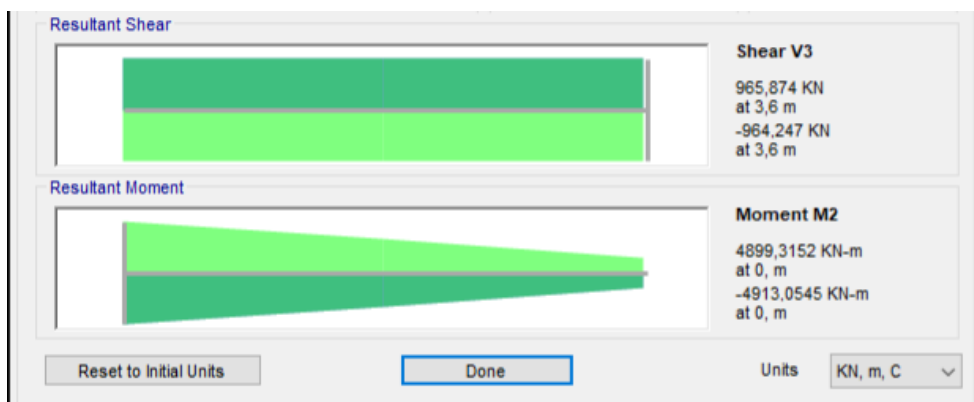
$$M_{ed} = 4899$$

$$N_{ed} = -344,8$$

$$V_{ed} = 965$$



Εικόνα 42: Αξονική τοιχίου (3m) υπό σεισμικό συνδυασμό G+0,6Q+EX+0,3EY



Εικόνα 42: Τέμνουσα και ροπή τοιχίου (3m) υπό σεισμικό συνδυασμό G+0,6Q+EX+0,3EY

Ικανοποίηση γεωμετρικών κανονιστικών απαιτήσεων

$$L_w / b_w = 3 / 0.35 = 8,57 > 4$$

$$b_w \geq \max \{0.15, h_s / 20\} = 0.18 \text{ m} < 0.35 (=b_w)$$

Όπου h_s = Καθαρό ύψος ορόφου = 3,6 m

Ακραία περισφιγμένα στοιχεία τοιχώματος (κρυφά υποστυλώματα)

$$l_c \geq \max \{0.15 * l_w, 1.5 * b_w\} = 0.525 \text{ m} \leq 0.6 \text{ m}$$

Ικανοποίηση κανονιστικών απαιτήσεων όπλισης

1) Εντός των κρυφών υποστυλωμάτων πρέπει να τοποθετείται ελάχιστος κατακόρυφος οπλισμός με ελάχιστο ποσοστό το 5% της διατομής του ακραίου στοιχείου

$$A_{sc,L} \geq 0.005 * 35 * 60 = 10,5 \text{ cm}^2$$

Ελάχιστη διάμετρος συνδετήρων και συνδέσμων:

$$d_{bw} \geq 0.4 * d_{dL,max} * \sqrt{f_{yd} / f_{yd}} \geq \Phi 6$$

$dbw \geq \Phi 6$ τοποθετούνται συνδετήρες $\Phi 8$ εφόσον ο κατακόρυφος οπλισμός είναι μέχρι $\Phi 20$

Ελάχιστο μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό οπλισμών περίσφιξης εντός της κρίσιμης περιοχής:
 $\omega wd \geq 0.12$

Η απόσταση μεταξύ διαδοχικών κατακόρυφων οπλισμών που περιορίζονται από συνδετήρες ή συνδέσμους δεν πρέπει να υπερβαίνει τα 15cm.

Άρα το κρυφό υποστύλωμα είναι 60 cm θα μπουν 3 σειρές και 5 στήλες οπλισμών

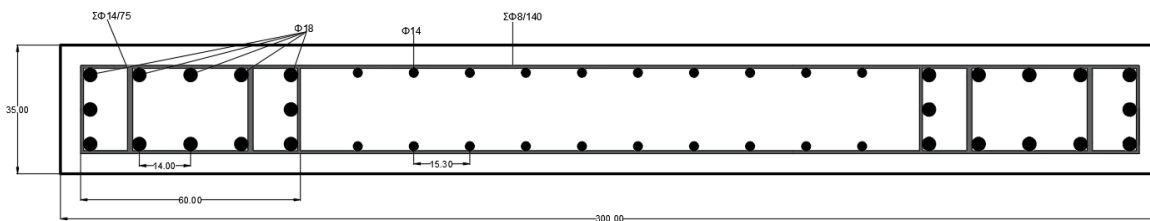
2) Οπλισμοί κορμού

Ελάχιστο ποσοστό οριζόντιου και κατακόρυφου οπλισμού στις παρειές του κορμού:

$\rho_{\min} = \rho_{n\min} = 0.002$ (EC8 §5.5.3.4.5(13))

Διάμετρος οπλισμών κορμού $\left\{ \begin{array}{l} d \geq 8\text{mm} \\ d \leq bw/8 = 400/8 = 50\text{mm} \end{array} \right.$ (EC8 §5.5.3.4.5(15))

Μέγιστη απόσταση μεταξύ των οπλισμών $s = \min \{250, 25 \cdot d\} = 250\text{mm}$ καθώς έχουμε οπλισμό πάνω από $\Phi 8$



Εικόνα 43: Λεπτομέρεια όπλισης τοιχίου 3m

Έλεγχος έναντι κάμψης

Έλεγχος αξονικού φορτίου

$$v_d = 344,8 / (0,35 \cdot 3 \cdot 20000) = 0,016 < 0,35$$

$$d_1 = 35 - 5,5 - 0,8 - 1,2/2 = 28,1 \quad d_1/h = 0,325/3 = 0,09$$

$$\mu_{ed} = 4899 / (0,35 \cdot 3^2 \cdot 20000) = 0,077$$

$$A_{stot} = 0,15 \cdot 300 \cdot 35 \cdot 20 / 435 = 72,41 \text{ cm}^2$$

από διαγράμματα $d/h = 0,10$ EC2

$$\omega = 0,15$$

b) Ανηγγμένο διατμητικό μήκος:

$$\alpha_s = M_{Ed} / (V_{Ed} * l_w) = 4899 / (965 * 3) = 1.69 < 2.00$$

Άρα θεωρούμε το τοίχωμα χθαμαλό. Άρα ο ικανοτικός ακολουθεί την παρακάτω διαδικασία.

Ικανοτική τέμνουσα:

$$V_{Ed}' = \varepsilon * V_{Ed}$$

Όπου $\varepsilon = 1.2 * M_{rd} / M_{ed} < \eta$

$$\varepsilon = 1.2 * 5573.5 / 4899 = 1.36 < 5.4 \rightarrow \varepsilon = 1.72 \rightarrow V_{Ed}' = 1.36 * 965 = 1317.4 \text{ KN}$$

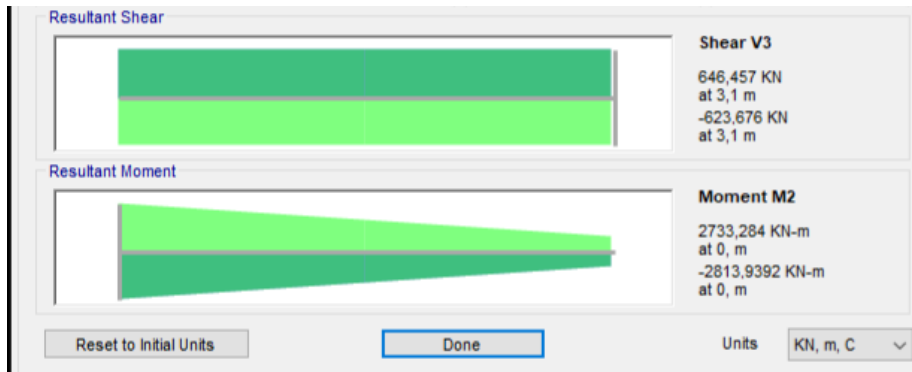
5.2.4 ΟΠΛΙΣΗ ΤΟΙΧΙΟΥ Γ ΚΤΙΡΙΟ 3Χ0,3 (T4)

Συνδυασμός $g+\psi 2q+Ey+0.3Ex$ τοιχίο $3*0,3$

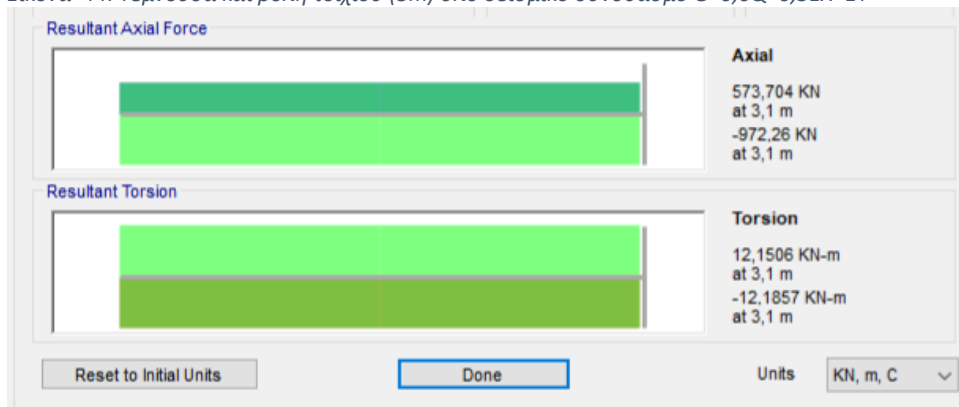
$$M_{ed}=2733$$

$$N_{ed}=-972$$

$$V_{ed}=623$$



Εικόνα 44: Τέμνουσα και ροπή τοιχίου (3m) υπό σεισμικό συνδυασμό $G+0,6Q+0,3EX+EY$



Εικόνα 45: Αξονική τοιχίου (3m) υπό σεισμικό συνδυασμό $G+0,6Q+0,3EX+EY$

Ικανοποίηση γεωμετρικών κανονιστικών απαιτήσεων

$$L_w / b_w = 3 / 0.30 = 10 > 4$$

$$b_w \geq \max \{0.15, h_s / 20\} = 0.18 \text{ m} < 0.30 (=b_w)$$

Όπου h_s = Καθαρό ύψος ορόφου = 3,6 m

Ακραία περισφιγμένα στοιχεία τοιχώματος (κρυφά υποστυλώματα)

$$l_c \geq \max \{0.15 * l_w, 1.5 * b_w\} = 0.45 \text{ m} \leq 0.584 \text{ m}$$

Ικανοποίηση κανονιστικών απαιτήσεων όπλισης

1) Εντός των κρυφών υποστυλωμάτων πρέπει να τοποθετείται ελάχιστος κατακόρυφος οπλισμός με ελάχιστο ποσοστό το 5% της διατομής του ακραίου στοιχείου

$$A_{sc,L} \geq 0.005 * 30 * 58,4 = 8,76 \text{ cm}^2$$

Κατακόρυφη απόσταση συνδετήρων:

$$s_w = \min \{ b_0 / 3, 125 \text{ mm}, 6 * db_L \} = 63,33 \text{ mm} \quad b_0 = 19 \text{ cm} \quad c = 55 \text{ mm}$$

Ελάχιστη διάμετρος συνδετήρων και συνδέσμων:

$$db_w \geq 0.4 * d_{dL,max} * \sqrt{f_{yd} / f_{yd}} \geq \Phi 6$$

$db_w \geq \Phi 6$ τοποθετούνται συνδετήρες $\Phi 8$ εφόσον ο κατακόρυφος οπλισμός είναι μέχρι $\Phi 20$

Ελάχιστο μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό οπλισμών περίσφιξης εντός της κρίσιμης περιοχής:

$$\omega_w d \geq 0.12$$

Η απόσταση μεταξύ διαδοχικών κατακόρυφων οπλισμών που περιορίζονται από συνδετήρες ή συνδέσμους δεν πρέπει να υπερβαίνει τα 15cm.

Άρα το κρυφό υποστυλώμα είναι 58,4 cm θα μπουν 3 σειρές και 5 στήλες οπλισμών

2) Οπλισμοί κορμού:

Ελάχιστο ποσοστό οριζόντιου και κατακόρυφου οπλισμού στις παρειές του κορμού:

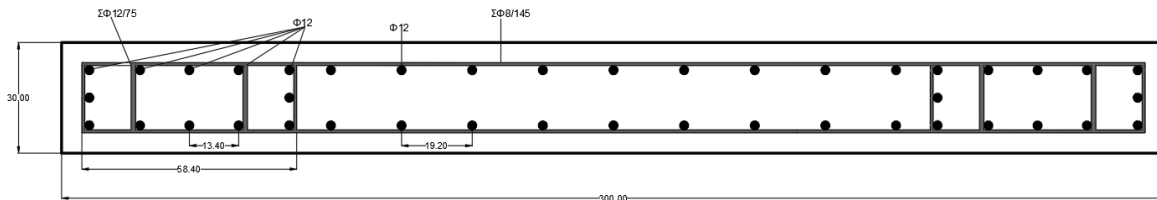
$$\rho_{hmin} = \rho_{vmin} = 0.002 \text{ (EC8 §5.5.3.4.5(13))}$$

$$\text{Διάμετρος οπλισμών κορμού} \begin{cases} d \geq 8 \text{ mm} \\ d \leq b_w / 8 = 300 / 8 = 37,5 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{(EC8 §5.5.3.4.5(15))}$$

Μέγιστη απόσταση μεταξύ των οπλισμών $s = \min \{250, 25 * d\} = 250 \text{ mm}$ καθώς έχουμε οπλισμό πάνω από $\Phi 8$

Λεπτομέρεια οπλισμένης διατομής

Λαμβάνοντας υπόψη όλους τους παραπάνω περιορισμούς, και με την υπόθεση τοποθέτησης συνδετήρων Φ12 στα κρυφά υποστυλώματα, διαμορφώνεται η λεπτομέρεια της οπλισμένης διατομής που φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:



Εικόνα 46: Λεπτομέρεια όπλισης τοιχίου 3m

Έλεγχος έναντι κάμψης

Έλεγχος αξονικού φορτίου

$$v_d = 972 / (0.30 \cdot 3 \cdot 20000) = 0,054 < 0.35$$

$$d_1 = 30 - 5,5 - 0,8 - 1,2/2 = 23,1 \quad d_1/h = 0,225/3 = 0,077$$

$$\mu_{ed} = 2733 / (0,3 \cdot 3^2 \cdot 20000) = 0,05$$

$$A_{stot} = 0,095 \cdot 300 \cdot 30 \cdot 20 / 435 = 39,3 \text{ cm}^2$$

από διαγράμματα $d/h=0,10$ και $d/h=0,05$ EC2

$$\omega = 0,095$$

Τίθεται περίπου το 1/3 ανά κρυφό ($=13,1 \text{ cm}^2 > 7,2 \text{ cm}^2$) και το 1/3 στον κορμό ισοκατανεμημένο.

Δηλαδή 12Φ12 ανά κρυφό και 9*2Φ12/192 στον κορμό.

1 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΜΕ ΔΟΚΙΜΕΣ ΤΟΙΧΙΟΥ ΜΕ ΚΑΤΑΝΕΜΗΜΕΝΟ ΟΠΛΙΣΜΟ (ΕΝ 1992-1-1, 1998-1)

2	Δεδομένα	Εισαγόμενα στοιχεία (σε μονάδες που δίδονται)				Για τον έλεγχο του κρυφού υπ/τος
3	L_w	3,00 m	f_{ctd}	20000,0 kN/m ²	$x =$	0,463 m
4	b_w, b_0	0,30 m	f_{yd}	434782,6 kN/m ²	$\phi =$	0,00756 1/m = ϵ_{ctm}/x
5	f_c	30000,00 kN/m ²	ϵ_{yd}	0,00217	$\epsilon_c (y=0) =$	-0,0078 1/m
6	f_y	500000,00 kN/m ²			$\xi = x/d =$	0,19 = $x/(0.8L_w)$
7	E_s	200000000 kN/m ²	$a_s =$	0,810	$h_c =$	0,00 m (ισχύει αν $\epsilon_{ctm} > 0.0035$)
8	N_{Ed}	972,00 kN	$\zeta =$	0,416	ϵ_s	f_s
9	α_{cc}	1,00			$F_s = A_s \cdot f_s$	$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
10	γ_{frc}	1,50				
11	γ_{fms}	1,15	$\epsilon_{ctm} =$	0,0035	ΔΟΚΙΜΗ (ΘΛ +)	
12						
13						
14						
15						
16						
17						
18						
19						
20						
21						
22						
23						
24						
25						
26						
27						
28						
29	Εξαγόμενα					
30	N_{Ed}	969,6 kN	M_{Ed}	3915,1 kNm		
31						
32	Έλεγχος αξονικής ισορροπίας (να είναι ≈ 0.0)					
33	$N_{Ed} - N_{sd}$	-2,4 kN				
34						
35						
36						

Έλεγχος κανονιστικών απαιτήσεων

Το ποσοστό (ρL) του κατακόρυφου οπλισμού των ακραίων κρυφών υποστυλωμάτων κατά EC8 §5.4.3.4.2(8) είναι :

$$\rho L = \frac{12 \cdot 0,89}{30 \cdot 58,4} = 6,09 \cdot 10^{-3} > \rho_{nmin} = 5 \cdot 10^{-3}$$

Το ποσοστό (ρν) του κατακόρυφου οπλισμού του κορμού κατά EC8 §5.5.3.4.5(13)P είναι :

$$\rho n = \frac{2 \cdot 1,13}{30 \cdot 19,2} = 3,92 \cdot 10^{-3} > \rho_{nmin} = 2 \cdot 10^{-3}$$

$$M_{rd} = 3915,1 \text{ kNm} > M_{ed} = 2733 \text{ kNm}$$

Έλεγχος έναντι διάτμησης

a) Γεωμετρικό διατμητικό μήκος :

$$H_w / l_w = 8,6 / 3 = 2,87 > 2 \text{ το τοίχωμα θεωρείται καμπτικό}$$

b) Ανηγμένο διατμητικό μήκος:

$$\alpha_s = M_{Ed} / (V_{Ed} \cdot l_w) = 2733 / (623 \cdot 3) = 1.46 < 2.00$$

Άρα θεωρούμε το τοίχωμα χθαμαλό. Άρα ο ικανοτικός ακολουθεί την παρακάτω διαδικασία.

Ικανοτική τέμνουσα:

$$V_{Ed}' = \epsilon \cdot V_{Ed}$$

Όπου $\varepsilon = 1.2 * M_{rd} / M_{ed} < \eta$

$\varepsilon = 1.2 * 3915,1 / 2733 = 1,72 < 5,4 \rightarrow \varepsilon = 1,72 \rightarrow V_{Ed}' = 1,72 * 623 = 1071,96 \text{KN}$

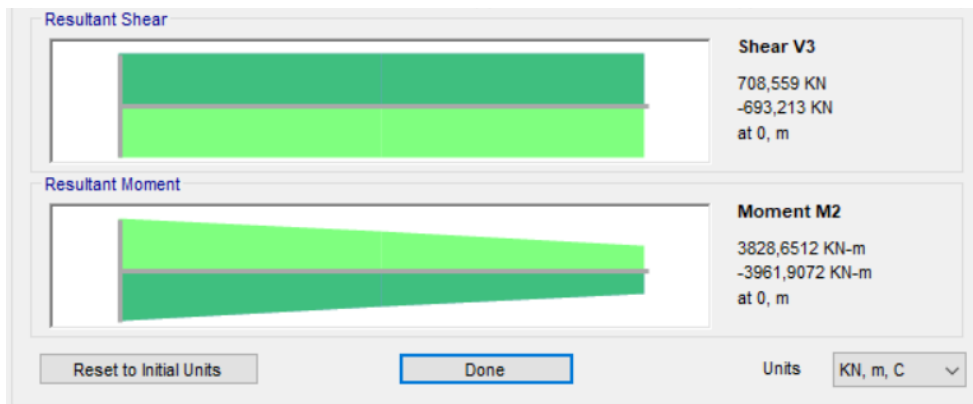
Συνδυασμός $g+\psi 2q+E_y+0.3E_x$ τοιχίο $3,25*0,3$

5.2.5 ΟΠΛΙΣΗ ΤΟΙΧΙΟΥ Γ ΚΤΙΡΙΟ 4,05X0,3 (T4)

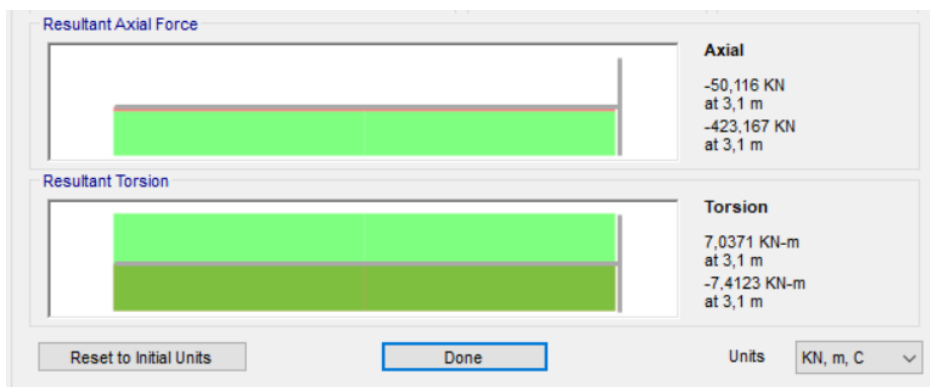
$M_{ed} = 3828,65 + 4,1 + 12,05 = 3844,8$

$N_{ed} = -423,167 - 388,58 - 628,11 = 1439,86$

$V_{ed} = 693,213 + 1,64 + 9,71 = 704,563$



Εικόνα 47: Τέμνουσα και ροπή τοιχίου (3,25m) υπό σεισμικό συνδυασμό $G+0,6Q+0,3EX+EY$



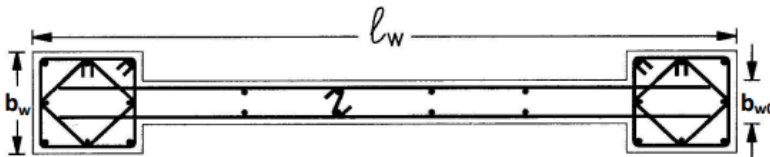
Εικόνα 48: Αξονική τοιχίου (3m) υπό σεισμικό συνδυασμό $G+0,6Q+0,3EX+EY$

Ικανοποίηση γεωμετρικών κανονιστικών απαιτήσεων

$$L_w / b_w = 4,05 / 0.50 = 8,1 > 4$$

$$b_{w0} \geq \max \{0.15, h_s / 20\} = 0.18 \text{ m} < 0.30 (=b_{w0})$$

Όπου h_s = Καθαρό ύψος ορόφου=3,6 m



β. Τείχος με διαπλατισμένα άκρα διαμορφωμένα ως υποστυλώματα

Ικανοποίηση κανονιστικών απαιτήσεων όπλισης

1) Εντός των κρυφών υποστυλωμάτων πρέπει να τοποθετείται ελάχιστος κατακόρυφος οπλισμός με ελάχιστο ποσοστό το 5% της διατομής του ακραίου στοιχείου

$$A_{sc,L} \geq 0.005 * 50 * 50 = 12,5 \text{ cm}^2$$

Κατακόρυφη απόσταση συνδετήρων:

$$s_w = \min \{ b_0 / 3, 125 \text{ mm}, 6 * db_L \} = 63,33 \text{ mm} \quad b_0 = 19 \text{ cm} \quad c = 55 \text{ mm}$$

Ελάχιστη διάμετρος συνδετήρων και συνδέσμων:

$$db_w \geq 0.4 * d_{dL,max} * \sqrt{f_{yd} / f_{yd}} \geq \Phi 6$$

$db_w \geq \Phi 6$ τοποθετούνται συνδετήρες $\Phi 8$ εφόσον ο κατακόρυφος οπλισμός είναι μέχρι $\Phi 20$

Ελάχιστο μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό οπλισμών περίσφιξης εντός της κρίσιμης περιοχής:

$$\omega_w d \geq 0.12$$

Η απόσταση μεταξύ διαδοχικών κατακόρυφων οπλισμών που περιορίζονται από συνδετήρες ή συνδέσμους δεν πρέπει να υπερβαίνει τα 15cm.

Άρα το κρυφό υποστυλώμα είναι 58,4 cm θα μπουν 3 σειρές και 5 στήλες οπλισμών

2) Οπλισμοί κορμού:

Ελάχιστο ποσοστό οριζόντιου και κατακόρυφου οπλισμού στις παρειές του κορμού:

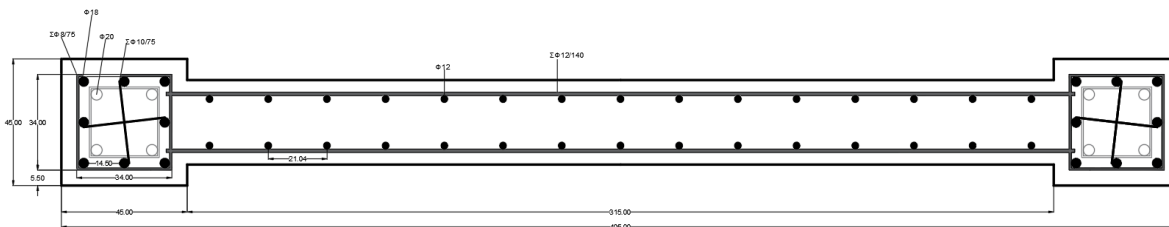
$$\rho_{\min} = \rho_{v\min} = 0.002 \text{ (EC8 §5.5.3.4.5(13))}$$

Διάμετρος οπλισμών κορμού $\left\{ \begin{array}{l} d \geq 8\text{mm} \\ d \leq bw_0/8 = 300/8 = 37,5\text{mm} \end{array} \right.$ (EC8 §5.5.3.4.5(15))

Μέγιστη απόσταση μεταξύ των οπλισμών $s = \min \{250, 25*d\} = 250\text{mm}$ καθώς έχουμε οπλισμό πάνω από $\Phi 8$

Λεπτομέρεια οπλισμένης διατομής

Λαμβάνοντας υπόψη όλους τους παραπάνω περιορισμούς, και με την υπόθεση τοποθέτησης συνδετήρων $\Phi 8$ στα κρυφά υποστυλώματα, διαμορφώνεται η λεπτομέρεια της οπλισμένης διατομής που φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:



Εικόνα 49: Λεπτομέρεια όπλισης τοιχίου 4,05m

Έλεγχος έναντι κάμψης

Έλεγχος αξονικού φορτίου

$$\left. \begin{array}{l} vd = 1439,86 / (Ac * 20000) = 0,05 < 0,35 \quad Ac = 1,41\text{m}^2 \\ d1 = 50 - 5,5 - 0,8 - 1,2/2 = 42,5 \quad d1/h = 0,425/4,05 = 0,1 \\ \mu ed = 3828,65 / (Ac * 4,05 * 20000) = 0,033 \\ Astot = 0,10 * 14100 * 20 / 435 = 64,82\text{cm}^2 \end{array} \right\} \omega = 0,10$$

από διαγράμματα $d/h = 0,10$ EC2

Τίθεται περίπου το 1/3 ανά κρυφό ($= 21,6 \text{ cm}^2 > 12,5 \text{ cm}^2$) και το 1/3 στον κορμό ισοκαταναμημένο.

Δηλαδή 8 $\Phi 18$ στο μανδύα και υπάρχουν 4 $\Phi 20$ ανά κρυφό και 15*2 $\Phi 12/210$ στον κορμό.

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΜΕ ΔΟΚΙΜΕΣ ΤΟΙΧΙΟΥ ΜΕ ΚΑΤΑΝΕΜΗΜΕΝΟ ΟΠΛΙΣΜΟ (ΕΝ 1992-1-1, 1998-1)

Δεδομένα	Εισαγόμενα στοιχεία (σε μονάδες που δίδονται)				Για τον έλεγχο του κρυφού υπ/τος
L_w	4,05 m	f_{cd}	20000,0 kN/m ²	$x =$	0,624 m
b_w, b_0	0,30 m	f_{yd}	434782,6 kN/m ²	$\phi =$	0,00560 1/m = ϵ_{crms}/x
f_{ct}	30000,00 kN/m ²	ϵ_{yd}	0,00217	$\epsilon_c (y=0)$	-0,0079 1/m
f_y	500000,00 kN/m ²	a_s	0,810	$\xi = x/d$	0,19 = $x/(0,8L_w)$
E_s	200000000 kN/m ²	ζ	0,416	$h_c =$	0,00 m
N_{Ed}	1438,86 kN				(ισχύει αν $\epsilon_{crms} > 0,0035$)
α_{cc}	1,00				
γ_{red}	1,50				
γ_{ms}	1,15				

Δεδομένα οπλισμού (εμβαδόν και θέση ως προς το μ)	ϵ_s	f_s	$F_s = A_s \cdot f_s$	$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$	
		MPa	kN	kNm	
$A_{s1,1} = 7,36$ cm ²	$Y_{s1} = 1,95$ m	0,0031	434,78	320,00	
$A_{s1,2} = 6,28$ cm ²	$Y_{s1} = 1,87$ m	0,0027	434,78	273,04	
$A_{s1,3} = 5,09$ cm ²	$Y_{s1} = 1,78$ m	0,0021	419,75	213,65	
$A_{s1,4} = 6,28$ cm ²	$Y_{s1} = 1,68$ m	0,0015	308,78	193,91	
$A_{s1,5} = 7,36$ cm ²	$Y_{s1} = 1,60$ m	0,0011	223,58	164,56	
$A_{sv} = 2,26$ cm ²	$y_s = 1,47$ m	0,0004	77,85	17,59	
$A_{sv} = 2,26$ cm ²	$y_s = 1,26$ m	-0,0008	-157,56	-35,61	
$A_{sv} = 2,26$ cm ²	$y_s = 1,05$ m	-0,0020	-392,96	-88,81	
$A_{sv} = 2,26$ cm ²	$y_s = 0,84$ m	-0,0031	-434,78	-98,26	
$A_{sv} = 2,26$ cm ²	$y_s = 0,63$ m	-0,0043	-434,78	-98,26	
$A_{sv} = 2,26$ cm ²	$y_s = 0,42$ m	-0,0055	-434,78	-98,26	
$A_{sv} = 2,26$ cm ²	$y_s = 0,21$ m	-0,0067	-434,78	-98,26	
$A_{sv} = 2,26$ cm ²	$y_s = 0,00$ m	-0,0079	-434,78	-98,26	
$A_{sv} = 2,26$ cm ²	$y_s = -0,21$ m	-0,0090	-434,78	-98,26	
$A_{sv} = 2,26$ cm ²	$y_s = -0,42$ m	-0,0102	-434,78	-98,26	
$A_{sv} = 2,26$ cm ²	$y_s = -0,63$ m	-0,0114	-434,78	-98,26	
$A_{sv} = 2,26$ cm ²	$y_s = -0,84$ m	-0,0126	-434,78	-98,26	
$A_{sv} = 2,26$ cm ²	$y_s = -1,05$ m	-0,0137	-434,78	-98,26	
$A_{sv} = 2,26$ cm ²	$y_s = -1,26$ m	-0,0149	-434,78	-98,26	
$A_{sv} = 2,26$ cm ²	$y_s = -1,47$ m	-0,0161	-434,78	-98,26	
$A_{s2,1} = 7,36$ cm ²	$Y_{s2} = -1,60$ m	-0,0168	-434,78	-320,00	
$A_{s2,2} = 6,28$ cm ²	$Y_{s2} = -1,68$ m	-0,0172	-434,78	-273,04	
$A_{s2,3} = 5,09$ cm ²	$Y_{s2} = -1,78$ m	-0,0178	-434,78	-221,30	
$A_{s2,4} = 6,28$ cm ²	$Y_{s2} = -1,87$ m	-0,0184	-434,78	-273,04	
$A_{s2,5} = 7,36$ cm ²	$Y_{s2} = -1,95$ m	-0,0188	-434,78	-320,00	
		$\Sigma F_s =$	-1528,18	$\Sigma M(F_s) =$	4860,50
		$F_c =$	3033,04	$M(F_c) =$	5354,07

Εξαγόμενα			
N_{Ed}	1504,9 kN	M_{Ed}	10214,6 kNm
Έλεγχος αξονικής ισορροπίας (να είναι $\approx 0,0$)			
$N_{Ed} - N_{sd}$	66,0 kN		

Έλεγχος κανονιστικών απαιτήσεων

Το ποσοστό (ρ_L) του κατακόρυφου οπλισμού των ακραίων κρυφών υποστρωμάτων κατά EC8 §5.4.3.4.2(8) είναι :

$$\rho_L = \frac{32,93}{50 \cdot 44,5} = 14,8 \cdot 10^{-3} > \rho_{Lmin} = 5 \cdot 10^{-3}$$

Το ποσοστό (ρ_v) του κατακόρυφου οπλισμού του κορμού κατά EC8 §5.5.3.4.5(13)P είναι :

$$\rho_v = \frac{2 \cdot 1,13}{30 \cdot 21} = 3,59 \cdot 10^{-3} > \rho_{vmin} = 2 \cdot 10^{-3}$$

$$M_{rd} = 10214,6 \text{ kNm} > M_{ed} = 3844,8 \text{ kNm}$$

Έλεγχος έναντι διάτμησης

α) Γεωμετρικό διατμητικό μήκος :

$$H_w / l_w = 8,6 / 4,05 = 2,12 > 2 \text{ το τοίχωμα θεωρείται καμπτικό}$$

β) Ανηγμένο διατμητικό μήκος:

$$\alpha_s = M_{Ed} / (V_{Ed} \cdot l_w) = 3844,8 / (704,563 \cdot 3) = 5,45 > 2,00$$

Άρα θεωρούμε το τοίχωμα λυγηρό . Άρα ο ικανοτικός ακολουθεί την παρακάτω διαδικασία.

Ικανοτική τέμνουσα:

$$VEd' = \varepsilon * VEd$$

Όπου $\varepsilon = 1.2 * M_{rd} / M_{ed} < q$ (υποθετικά για κοντό τοίχωμα)

$$\varepsilon = 1.2 * 10214,6 / 3844,8 = 3,18 < 5.4 \rightarrow \varepsilon = 3,18 \rightarrow VEd' = 3,18 * 704,563 = 2246,2 \text{KN}$$

Συγκεντρωτικός πίνακας ελέγχων τοιχιών (που δεν γράφηκαν παραπάνω)

Έλεγχος		ΤΙΜΗ			
		WALL 3/0.35	WALL 3/0.3	WALL 2,3/0,4	WALL 4,05/0,3
Διαγώνια θλίψη	V _{rdmax} (κN)	1780,8	1555,2	1459,2	3408
Διατμητικού σπλισμού κορμού	V _{rd,c}	93,7	81,72	116,46	
	V _{ed}	1317,4	1071,96	796,995	2246,2
	ρ _h >	2,11 E-3	2,31E-3	1,16E-3	
	A _h /s _h > cm ² /m	7,4	6,9	4,63	15,9
	επιλέγεται	Φ8/14	Φ8/14,5	Φ8/15	Φ12/14
Περισφύξης ακραίων στοιχείων	μ _φ	8,49	6,54	9,7	3,06
	v _d	0,624	0,641	0,48	0,71
	ων	0	0	0	0
	α _s (ανα 7,5cm)	0,78	0,75	0,81	0,82
	α _n	0,78	0,778	0,764	0,807
	α	0,6084	0,5835	0,61884	0,66174
	ω _{απαιτ} >	0,8	0,7	0,64	0,217
	επιλέγεται	Φ14/7,5	Φ12/7,5	Φ12εξωτ και Φ14εσωτ /7,5	Φ8 εξωτ και Φ10 εσωτ/7,5
ω _d	0,877	0,74	0,65	0,33	
Επάρκειας μήκους ακραίων στοιχείων	ε _{cu2,c}	0,052	0,046	0,044	0,025
	f _{ck,c} (kNm)	53758,755	49942,125	48663,6	41939,03
	ξ	0,19	0,19	0,19	0,1
	x _u	0,436	0,437	0,331	0,32
Έναντι ολίσθησης λόγω διάτμησης	V _{dd}	334,95	221,2	245,78	358,11
	V _{fd}	1057,35	923,4	638,4	1072
	V _{rds}	1392,3	1144,6	884,18	1430,11
	επιλέγεται	2 κεκλυμένες ράβδοι υπο γωνία 45 Φ22	2 κεκλυμένες ράβδοι υπό γωνία 45 Φ22	2 κεκλυμένες ράβδοι υπό γωνία 45 Φ22	8 κεκλυμένες ράβδοι υπό γωνία 45 Φ22

5.3 Ανάλυση Pushover ενισχυμένων κτιρίων Β και Γ με τοιχεία

Αφού έγινε η πλήρης διαστασιολόγηση και όπλιση των τοιχίων με βάση τον ΕΚ8 τα τοιχεία εισήχθησαν κατάλληλα στο προσομοίωμα του λογισμικού του seismostruct . Στο σχεδιαστή κτιρίου υπάρχει η επιλογή εισαγωγής στοιχείου τοιχώματος ορίζοντας νέα υλικά για αυτό καθώς και τους κατάλληλους οπλισμούς τους οποίους έχουμε βγάλει βάση των κανονισμών . Στο ενισχυμένο πλέον κτίριο Β και Γ εφαρμόζουμε μέσω του seismostruct στατική ανελαστική ανάλυση pushover κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ στη διεύθυνση x και y με τις ίδιες παραδοχές (για τριγωνική και ομοιόμορφη κατανομή) .

Στόχοι Επιτελεσιμότητας Επιλογή ενός ή περισσότερων στόχων επιτελεσιμότητας για εφαρμογή στους ελέγχους

Greek Interventions Code, Table 2-1: Assessment or Redesign Objectives

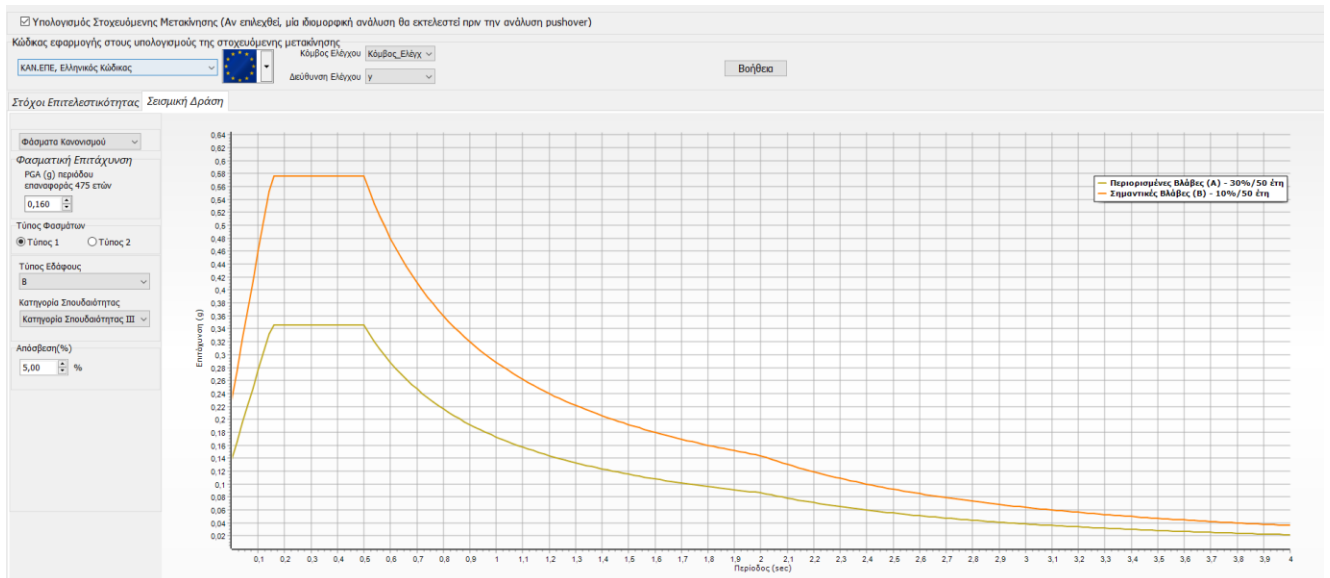
Πιθανότητα υπέρβασης της σηματικής βλάβης εντός ενός κύκλου συμβατικής ζωής 50 ετών	Περιορισμένες βλάβες	Σημαντικές βλάβες	Οσιεινή Κατάρρευση
2%	<input type="checkbox"/> A0	<input checked="" type="checkbox"/> B0	<input type="checkbox"/> C0
5%	<input type="checkbox"/> A1+	<input type="checkbox"/> B1+	<input type="checkbox"/> C1+
10%	<input type="checkbox"/> A1	<input checked="" type="checkbox"/> B1	<input type="checkbox"/> C1
20%	<input type="checkbox"/> A2+	<input type="checkbox"/> B2+	<input type="checkbox"/> C2+
30%	<input checked="" type="checkbox"/> A2	<input type="checkbox"/> B2	<input type="checkbox"/> C2
50%	<input type="checkbox"/> A3+	<input type="checkbox"/> B3+	<input type="checkbox"/> C3+
70%	<input type="checkbox"/> A3	<input type="checkbox"/> B3	<input type="checkbox"/> C3
90%	<input type="checkbox"/> A4+	<input type="checkbox"/> B4+	<input type="checkbox"/> C4+
>90%	<input type="checkbox"/> A4	<input type="checkbox"/> B4	<input type="checkbox"/> C4

Στάθμη Επιτελεσιμότητας Περιορισμένες βλάβες (A) Πιθανότητα Υπέρβασης 30% / 50 έτη - Περίοδος Επαναφοράς 135 έτη
 Η κατασκευή παρουσιάζει μόνο ελαφρές βλάβες με τα δομικά στοιχεία να διατηρούν την αντοχή τους και την δυσκαμψία τους. Τα μη δομικά στοιχεία μπορεί να παρουσιάσουν καταγεγραμμένη ρηγμάτωση, αλλά οι βλάβες μπορεί να είναι οικονομικά επισκευάσιμες. Οι μόνιμες μετακινήσεις είναι αμελητέες.

Στάθμη Επιτελεσιμότητας Σημαντικές βλάβες (B) Πιθανότητα Υπέρβασης 10% / 50 έτη - Περίοδος Επαναφοράς 475 έτη
 Η κατασκευή έχει σημαντικές βλάβες με κάποια απόμειονοα πλευρική αντοχή και δυσκαμψία. Μερικά μη δομικά στοιχεία έχουν βλάβες. Παρατηρούνται μέτριες μόνιμες μετακινήσεις.

Στάθμη Επιτελεσιμότητας Οσιεινή Κατάρρευση (C) Πιθανότητα Υπέρβασης >90% / 50 έτη - Περίοδος Επαναφοράς >900 έτη
 Η κατασκευή έχει βαριές βλάβες με χαμηλή απόμειονοα πλευρική αντοχή και δυσκαμψία. Τα περισσότερα μη δομικά στοιχεία έχουν καταρρεύσει. Παρατηρούνται μεγάλες μόνιμες μετακινήσεις.

Εικόνα 50: Εφαρμογή ελαστικής στατικής ανάλυσης pushover μέσω ΚΑΝΕΠΕ



Εικόνα 51: Φάσματα σχεδιασμού για περιορισμένες και σημαντικές βλάβες

Και στη συνέχεια ορίζουμε να γίνουν οι έλεγχοι ικανότητας στροφής χορδής και διατμητικής ικανότητας πλαισιακού στοιχείου για στάθμη επιτελεστικότητας προστασία ζωής (B) σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ . Επίσης για όλα τα μέλη ορίζεται να ελέγχονται τα εξής κριτήρια επιτελεστικότητας :

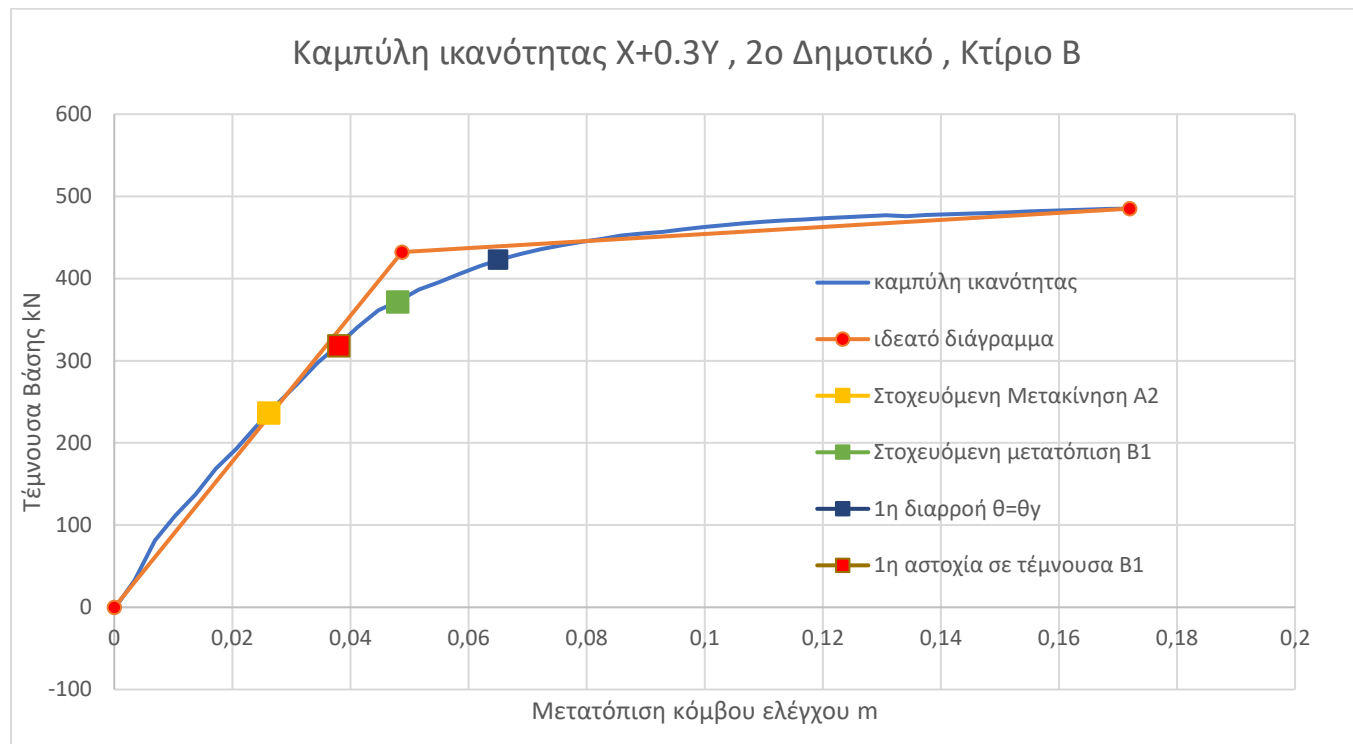
1. Παραμόρφωσης Σκυροδέματος (σύθλιψη περισφιγμένου → έλεγχος πυρήνα) για τιμή - 0,008
2. Παραμόρφωση (διαρροή) οπλισμού για την τιμή 0,0025
3. Παραμόρφωσης Σκυροδέματος (σύθλιψη απερίσφικτου) για τιμή -0,0035
4. Θραύση οπλισμού για τιμή 0,1
5. Στροφής χορδής διαρροής πλαισιακού στοιχείου με βάση την εξίσωση του ΚΑΝ.ΕΠΕ 7.2.2 εξ. (Σ.2) ή (Σ.3)

Η διαδικασία ανάλυσης Pushover εφαρμόζεται σε 50 βήματα

5.4 Αποτελέσματα ανάλυσης Pushover για ενίσχυση κτιρίου Β και Γ με τοιχώματα

5.4.1 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΤΗΣ ΕΠΙΛΥΣΗΣ: ΟΡΘΟΓΩΝΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΚΤΙΡΙΟ Β

5.4.1.1 Αποτελέσματα μη γραμμικής στατικής ανάλυσης κατά $X+0,3Y$ κτίριο Β.

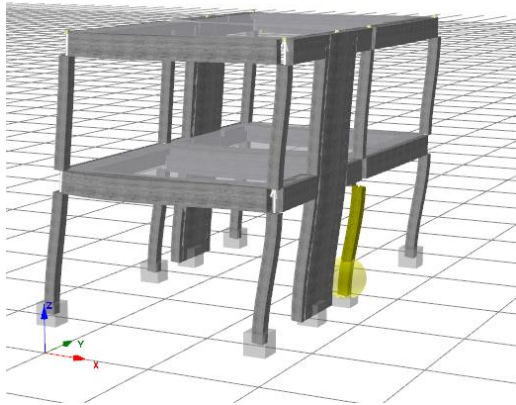


$K_{elas}(kN/m):$	12190,22
$K_{eff}(kN/m):$	8870,15
a:	0,0483
$F_y(kN):$	432,32
$dy(m):$	0,0487
Σφάλμα ίσων εμβαδών(%):	0,97

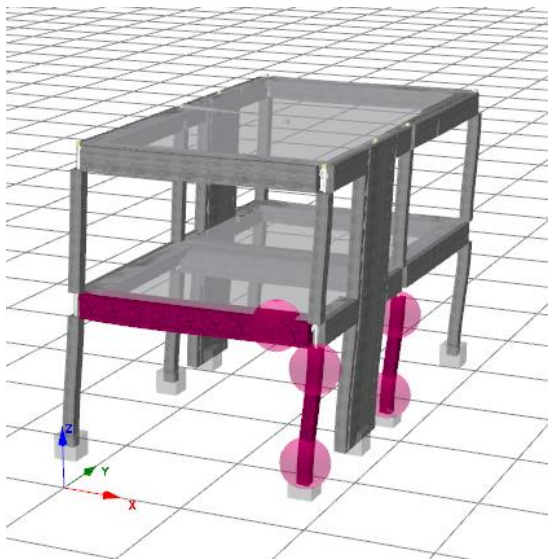
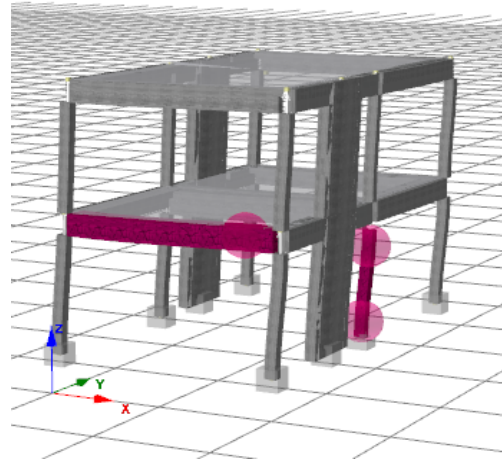
Σημεία Διγραμμοποίησης	
Displacement (m)	F (kN)
0,0000	0,00
0,0487	432,32
0,1720	485,08
0,1720	485,08

Στοχευμένη μετακίνηση κόμβου ελέγχου κατά X (m)	
Στάθμη επιτελεσματικότητας A2	0,02615898
Στάθμη επιτελεσματικότητας B1	0,04795813

1η Διαρροή μέλους C5_1 για μετατόπιση κορυφής κατά X 0,065 m



1η Διατμητική αστοχία μέλους B6_1 και C5_1 για μετατόπιση κορυφής κατά X 0,038 m



Τελική εικόνα αστοχίας στη Στάθμη Επιτελεστικότητας B1

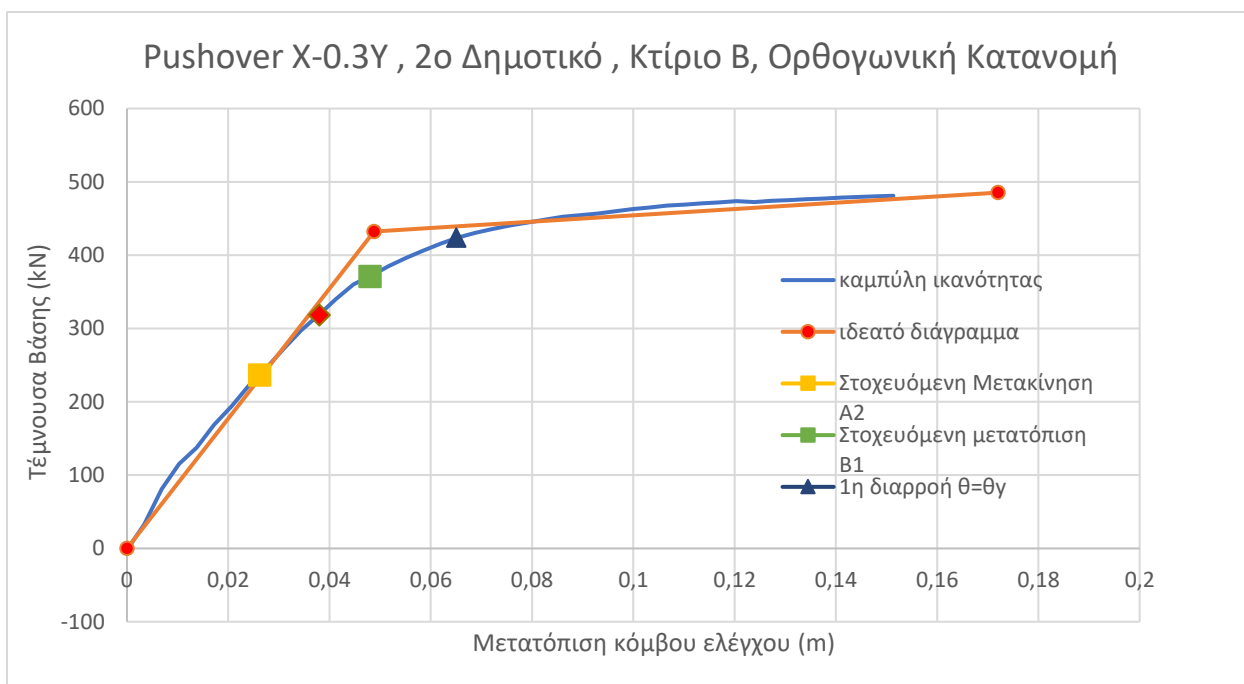
Οι έλεγχοι στροφής χορδής κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την στάθμη επιτελεστικότητας B1 ικανοποιούνται για την φόρτιση X+0,3Y με ορθογωνική κατανομή (βλ. Παράρτημα ΙΙ).

Οι έλεγχοι τέμνουσας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την στάθμη επιτελεστικότητας B1 δεν ικανοποιούνται για την φόρτιση X+0,3Y με ορθογωνική κατανομή (βλ. Παράρτημα ΙΙ) για τα εξής μέλη:

	ΟΝΟΜΑΤΟΛΟΓΙΑ	ΑΠΑΙΤΗΣΗ Sd	ΑΝΤΟΧΗ Rd	ΑΝΑΛΟΓΙΑ Sd/Rd	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
--	--------------	----------------	-----------	-------------------	-----------

B6_1 - Sec(a) - axis(3)	class_B6_1	119,8447	111,955	1,07047	***ΕΚΠΛΗΡΩΘΗΚΕ***
C4_1 - Sec(a) - axis(3)	class_C4_1	44,14421	43,14122	1,02325	***ΕΚΠΛΗΡΩΘΗΚΕ***
C4_1 - Sec(b) - axis(3)	class_C4_1	44,14421	43,14122	1,02325	***ΕΚΠΛΗΡΩΘΗΚΕ***
C5_1 - Sec(a) - axis(3)	class_C5_1	54,38853	49,70018	1,09433	***ΕΚΠΛΗΡΩΘΗΚΕ***
C5_1 - Sec(b) - axis(3)	class_C5_1	54,38853	49,70018	1,09433	***ΕΚΠΛΗΡΩΘΗΚΕ***

5.4.1.2 Αποτελέσματα μη γραμμικής στατικής ανάλυσης κατά X-0,3Y κτίριο B.

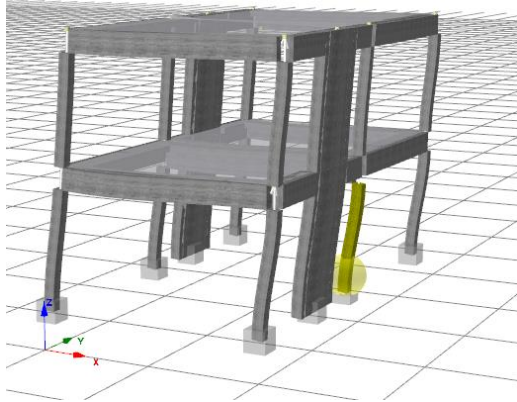


K_elas(kN/m):	12195,15
K_eff(kN/m):	8861,23
a:	0,0486
Fy(kN):	432,25
dy(m):	0,0488
Σφάλμα ίσων εμβαδών(%):	0,38

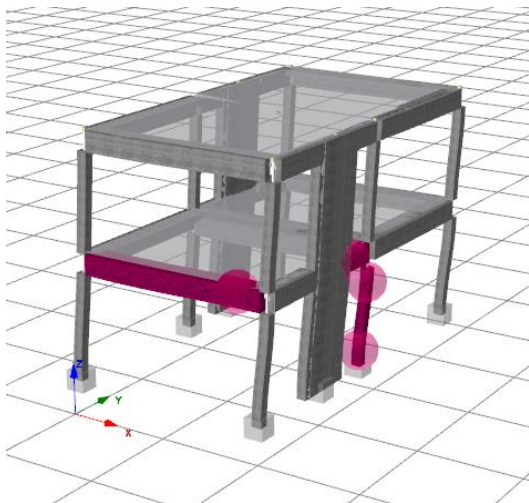
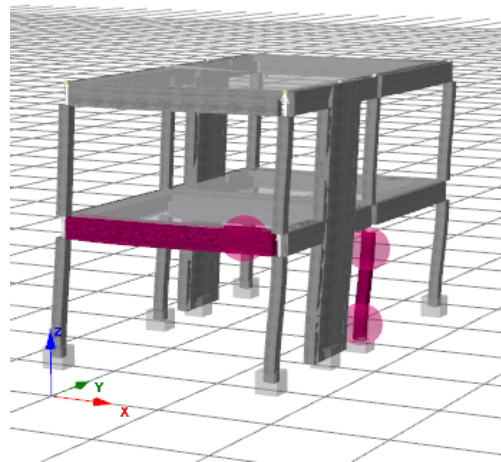
Σημεία Διγραμμοποίησης	
Displacement (m)	F (kN)
0,0000	0,00
0,0488	432,25
0,1720	485,32
0,1720	485,32

Στοχευμένη μετακίνηση κόμβου ελέγχου κατά X (m)	
Στάθμη επιτελεστικότητας A2	0,02617744
Στάθμη επιτελεστικότητας B1	0,04799197

1η Διαρροή μέλους C5_1 για μετατόπιση κορυφής κατά X 0,065 m



1η Διατμητική αστοχία μέλους B6_1 για μετατόπιση κορυφής κατά X 0,038 m



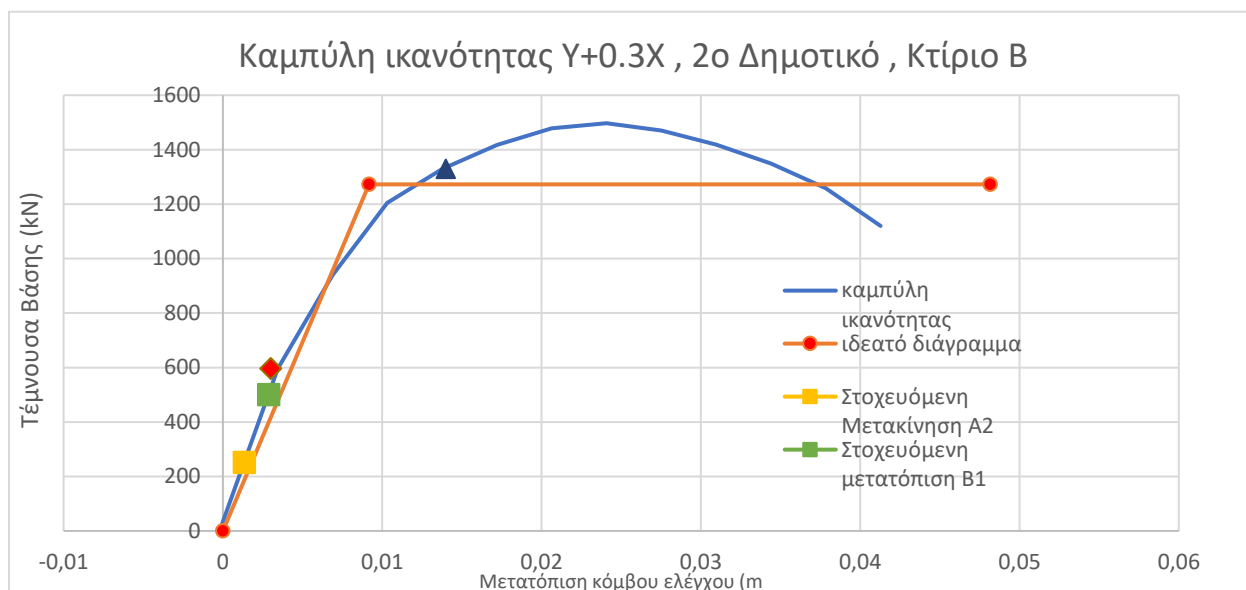
Τελική εικόνα αστοχίας στη Στάθμη Επιτελεστικότητας B1

Οι έλεγχοι στροφής χορδής κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την στάθμη επιτελεστικότητας B1 ικανοποιούνται για την φόρτιση X-0,3Y με ορθογωνική κατανομή .

Οι έλεγχοι τέμνουσας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την στάθμη επιτελεστικότητας B1 δεν ικανοποιούνται για την φόρτιση X-0,3Y με ορθογωνική κατανομή για τα εξής μέλη:

	ΟΝΟΜΑΤΟΛΟΓΙΑ	ΑΠΑΙΤΗΣΗ Sd	ΑΝΤΟΧΗ Rd	ΑΝΑΛΟΓΙΑ Sd/Rd	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
B6_1 - Sec(a) - axis(3)	class_B6_1	120,1186	111,9467	1,073	***ΕΚΠΛΗΡΩΘΗΚΕ***
B9_1 - Sec(a) - axis(3)	class_B9_1	137,2656	135,1586	1,01559	***ΕΚΠΛΗΡΩΘΗΚΕ***
C5_1 - Sec(a) - axis(3)	class_C5_1	51,34923	46,73531	1,09872	***ΕΚΠΛΗΡΩΘΗΚΕ***
C5_1 - Sec(b) - axis(3)	class_C5_1	51,34923	46,73531	1,09872	***ΕΚΠΛΗΡΩΘΗΚΕ***

5.4.1.3 Αποτελέσματα μη γραμμικής στατικής ανάλυσης κατά Y+0,3X κτίριο B.

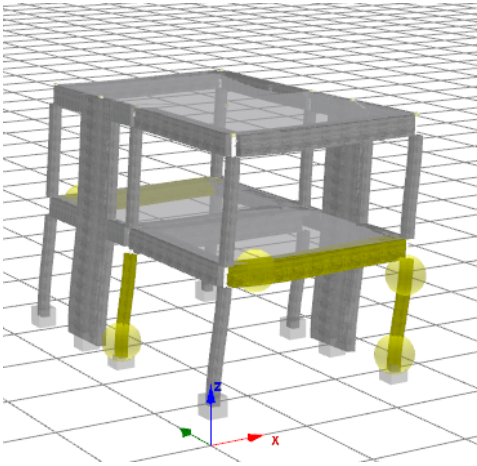


K _{elas} (kN/m):	163342,47
K _{eff} (kN/m):	138845,51
a:	0,0000
F _y (kN):	1272,53
d _y (m):	0,0092
Σφάλμα ίσων εμβαδών(%):	96,68

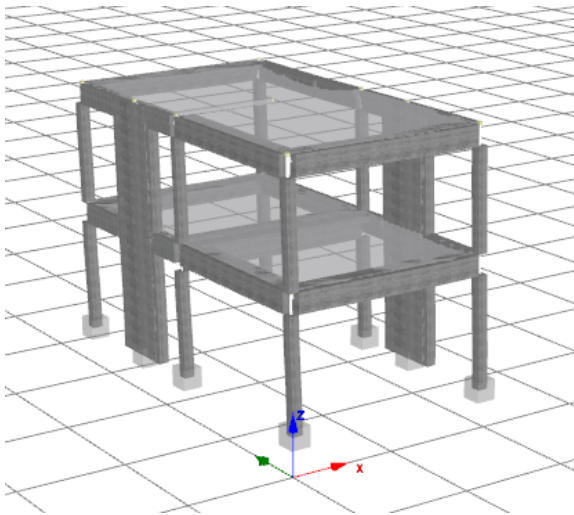
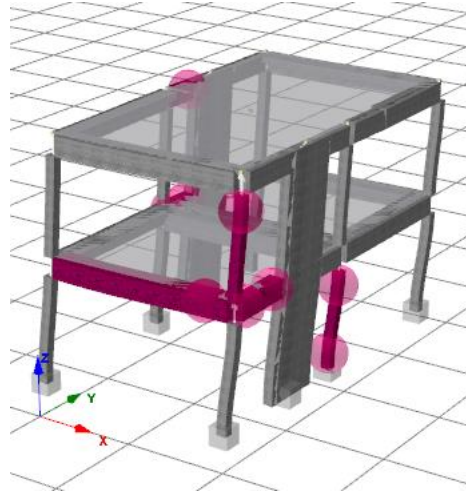
Σημεία Διγραμμοποίησης	
Displacement (m)	F (kN)
0,0000	0,00
0,0092	1272,53
0,0373	1272,53
0,0482	1272,53

Στοχευμένη μετακίνηση κόμβου ελέγχου κατά Y (m)	
Στάθμη επιτελεσματικότητας A2	0,00132783
Στάθμη επιτελεσματικότητας B1	0,00285395

1_η Διαρροή μέλους για μετατόπιση κορυφής κατά X 0,014 m



1_η Διατμητική αστοχία μέλους για μετατόπιση κορυφής κατά X 0,003 m

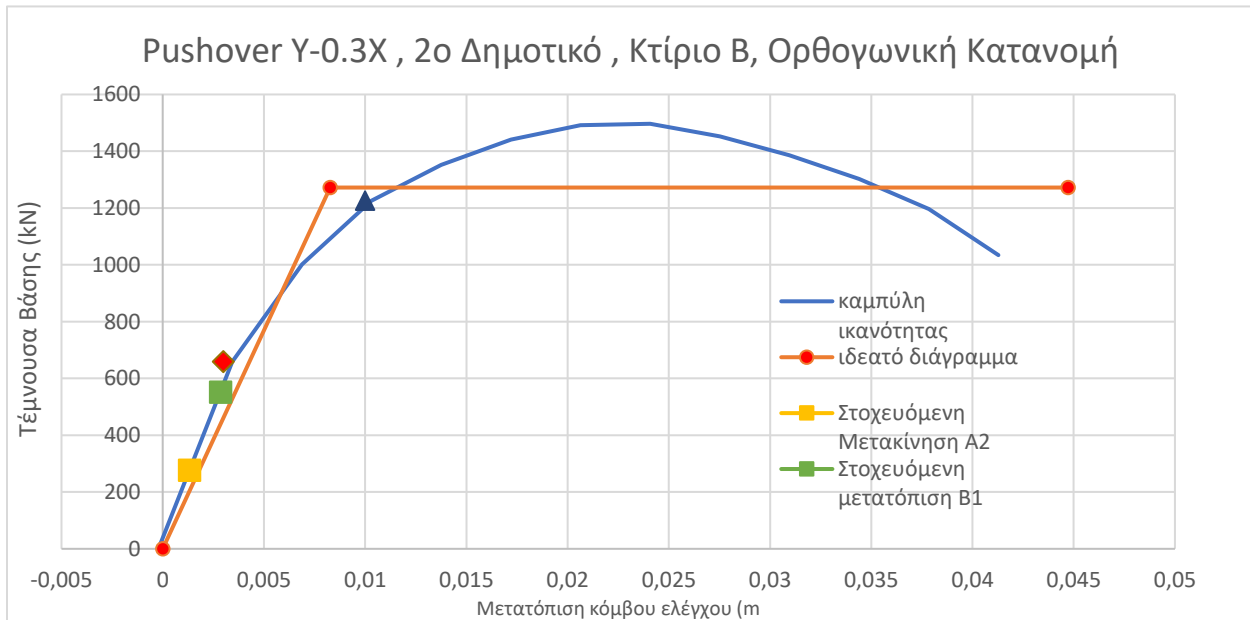


Τελική εικόνα αστοχίας στη Στάθμη Επιτελεστικότητας B1

Οι έλεγχοι στροφής χορδής κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την στάθμη επιτελεστικότητας B1 ικανοποιούνται για την φόρτιση $Y+0,3X$ με ορθογωνική κατανομή .

Οι έλεγχοι τέμνουσας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την στάθμη επιτελεστικότητας B1 ικανοποιούνται για την φόρτιση $Y+0,3X$ με ορθογωνική κατανομή για τα εξής μέλη:

5.4.1.4 Αποτελέσματα μη γραμμικής στατικής ανάλυσης κατά Y-0,3X κτίριο B.

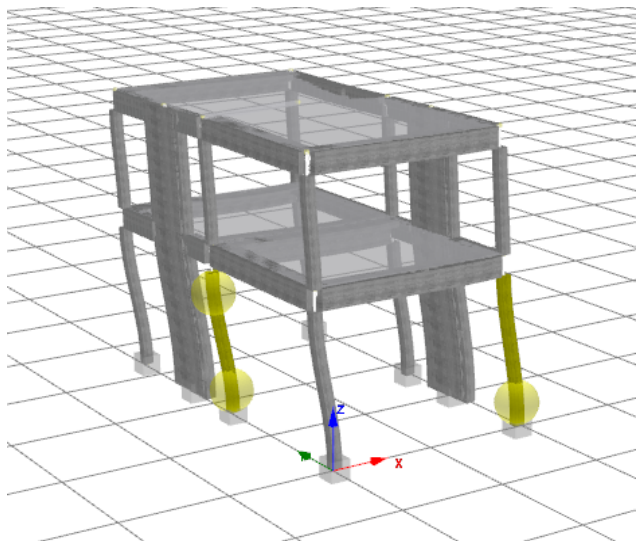


K _{elas} (kN/m):	180570,95
K _{eff} (kN/m):	153767,86
a:	0,0000
F _γ (kN):	1272,16
dy(m):	0,0083
Σφάλμα ίσων εμβαδών(%):	97,00

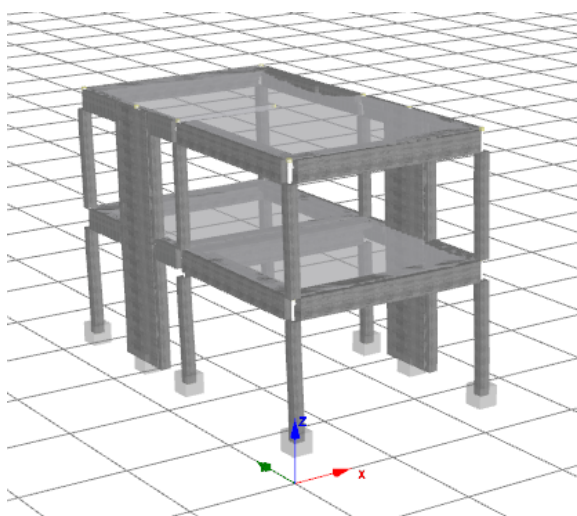
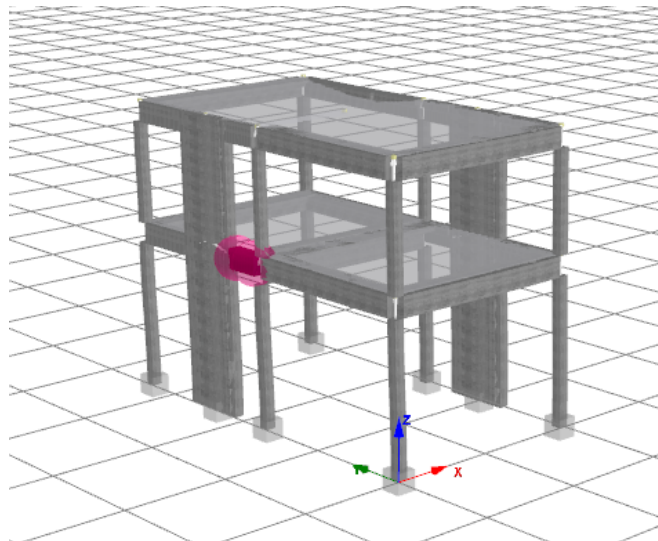
Σημεία Διγραμμοποίησης	
Displacement (m)	F (kN)
0,0000	0,00
0,0083	1272,16
0,0354	1272,16
0,0447	1272,16

Στοχευμένη μετακίνηση κόμβου ελέγχου κατά Y (m)	
Στάθμη επιτελεστικότητας A2	0,00132477
Στάθμη επιτελεστικότητας B1	0,00284751

1η Διαρροή μέλους C4_1 και C2_1 για μετατόπιση κορυφής κατά X 0,01 m



1η Διατμητική αστοχία μέλους B2_1 για μετατόπιση κορυφής κατά X 0,003 m



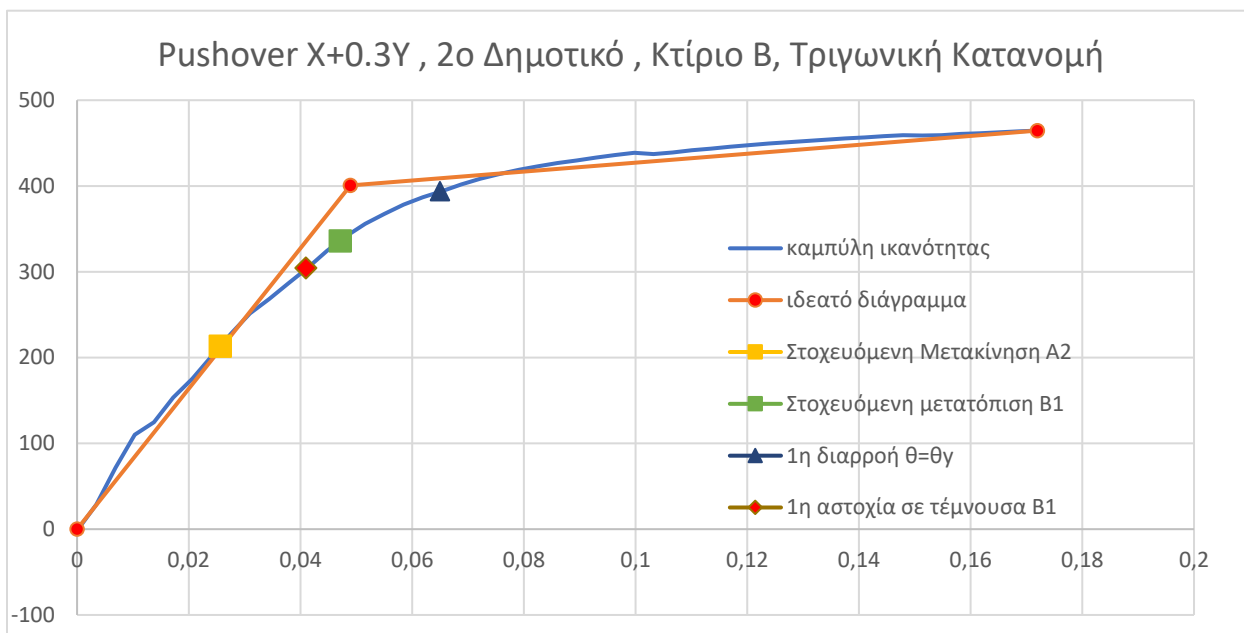
Τελική εικόνα αστοχίας στη Στάθμη Επιτελεστικότητας B1

Οι έλεγχοι στροφής χορδής κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την στάθμη επιτελεστικότητας B1 ικανοποιούνται για την φόρτιση Y-0,3X με ορθογωνική κατανομή .

Οι έλεγχοι τέμνουσας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την στάθμη επιτελεστικότητας B1 δεν ικανοποιούνται για την φόρτιση Y-0,3X με ορθογωνική κατανομή για τα εξής μέλη:

5.4.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΤΗΣ ΕΠΙΛΥΣΗΣ: ΤΡΙΓΩΝΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΚΤΙΡΙΟ Β

5.4.2.1 Αποτελέσματα μη γραμμικής στατικής ανάλυσης κατά $X+0,3Y$ κτίριο Β.

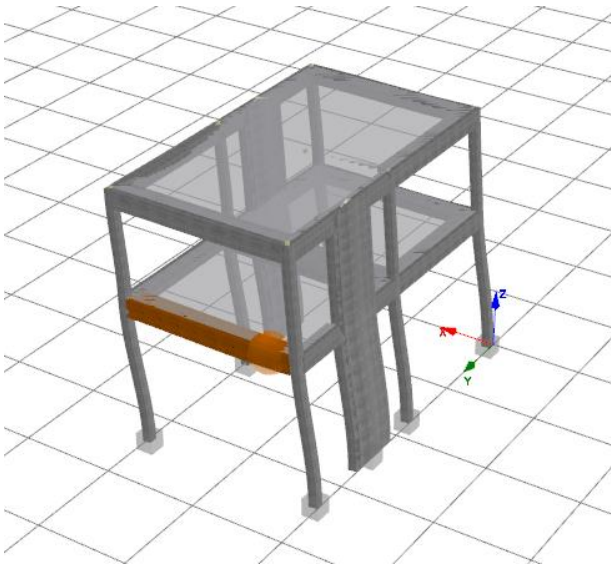


$K_{elas}(kN/m)$:	10859,55
$K_{eff}(kN/m)$:	8187,38
a:	0,0635
$F_y(kN)$:	400,66
$d_y(m)$:	0,0489
Σφάλμα ίσων εμβαδών(%):	0,58

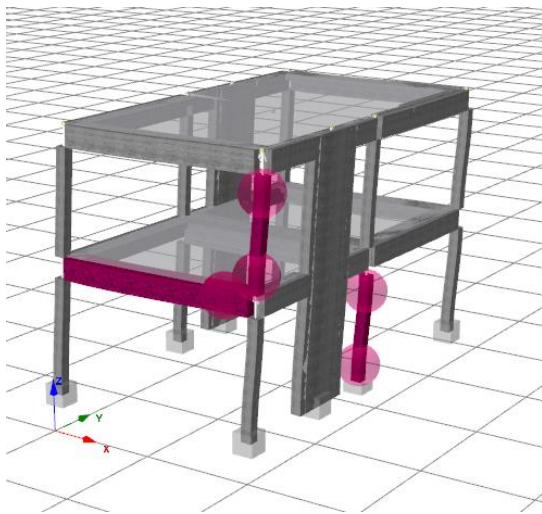
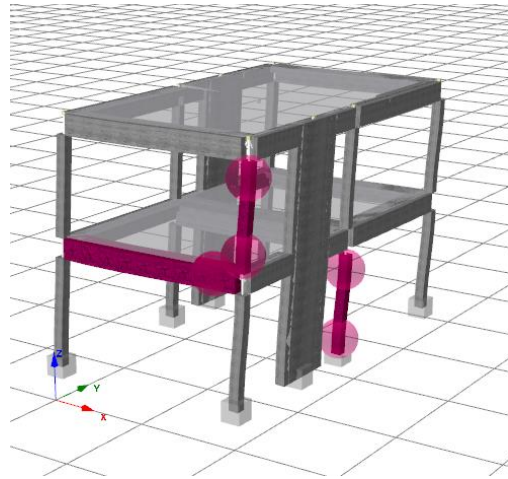
Σημεία Διγραμμοποίησης	
Displacement (m)	F (kN)
0,0000	0,00
0,0489	400,66
0,1720	464,60
0,1720	464,60

Στοχευμένη μετακίνηση κόμβου ελέγχου κατά X (m)	
Στάθμη επιτελεσματικότητας A2	0,02565005
Στάθμη επιτελεσματικότητας B1	0,04708771

1η Διαρροή μέλους B5_1 για μετατόπιση κορυφής κατά X 0,065 m



1η Διατμητική αστοχία μέλους για μετατόπιση κορυφής κατά X 0,041 m



Τελική εικόνα αστοχίας στη Στάθμη Επιτελεστικότητας B1

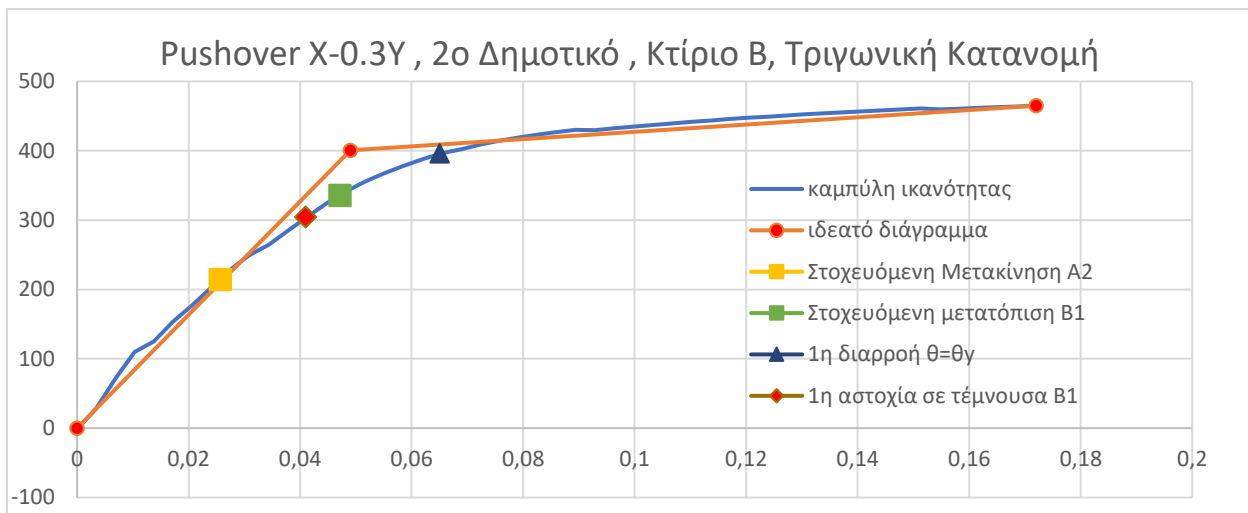
Οι έλεγχοι στροφής χορδής κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την στάθμη επιτελεστικότητας B1 ικανοποιούνται για την φόρτιση X+0,3Y με τριγωνική κατανομή .

Οι έλεγχοι τέμνουσας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την στάθμη επιτελεστικότητας B1 δεν ικανοποιούνται για την φόρτιση X+0,3Y με τριγωνική κατανομή για τα εξής μέλη:

	ΟΝΟΜΑΤΟΛΟΓΙΑ	ΑΠΑΙΤΗΣΗ Sd	ΑΝΤΟΧΗ Rd	ΑΝΑΛΟΓΙΑ Sd/Rd	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
B6_1 - Sec(a) - axis(3)	class_B6_1	118,1312	112,1797	1,05305	***ΕΚΠΛΗΡΩΘΗΚΕ***

C4_2 - Sec(a) - axis(3)	class_C4_2	41,86452	38,44344	1,08899	***ΕΚΠΛΗΡΩΘΗΚΕ***
C4_2 - Sec(b) - axis(3)	class_C4_2	41,86452	38,44344	1,08899	***ΕΚΠΛΗΡΩΘΗΚΕ***
C5_1 - Sec(a) - axis(3)	class_C5_1	51,25607	47,69378	1,07469	***ΕΚΠΛΗΡΩΘΗΚΕ***
C5_1 - Sec(b) - axis(3)	class_C5_1	51,25607	47,69378	1,07469	***ΕΚΠΛΗΡΩΘΗΚΕ***

5.4.2.2 Αποτελέσματα μη γραμμικής στατικής ανάλυσης κατά X-0,3Y κτίριο B.

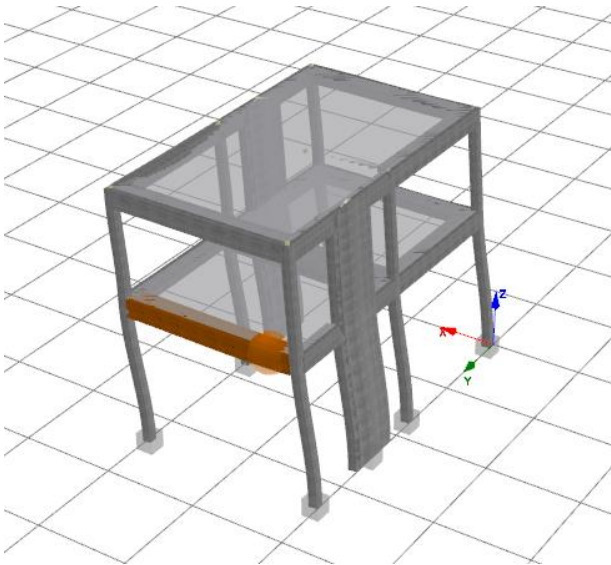


K _{elas} (kN/m):	10835,50
K _{eff} (kN/m):	8165,73
a:	0,0643
F _γ (kN):	400,35
d _γ (m):	0,0490
Σφάλμα ίσων εμβαδών(%):	0,33

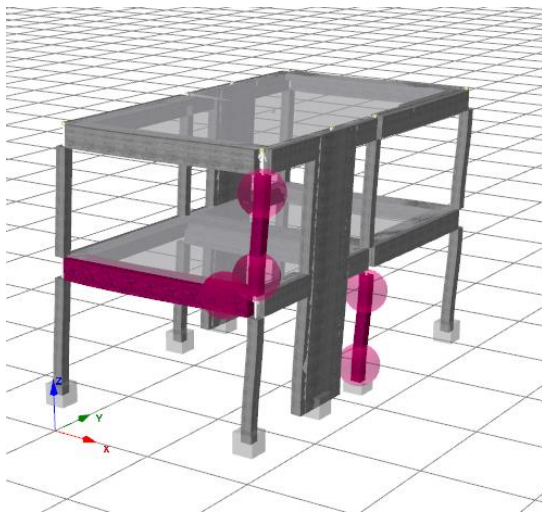
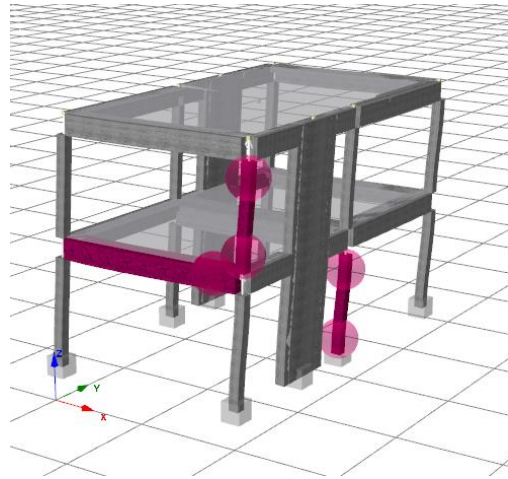
Σημεία Διγραμμοποίησης	
Displacement (m)	F (kN)
0,0000	0,00
0,0490	400,35
0,1720	464,96
0,1720	464,96

Στοχευόμενη μετακίνηση κόμβου ελέγχου κατά X (m)	
Στάθμη επιτελεσματικότητας A2	0,02565979
Στάθμη επιτελεσματικότητας B1	0,04710019

1η Διαρροή μέλους B5_1 για μετατόπιση κορυφής κατά X 0,065 m



1η Διατμητική αστοχία μέλους για μετατόπιση κορυφής κατά X 0,041 m



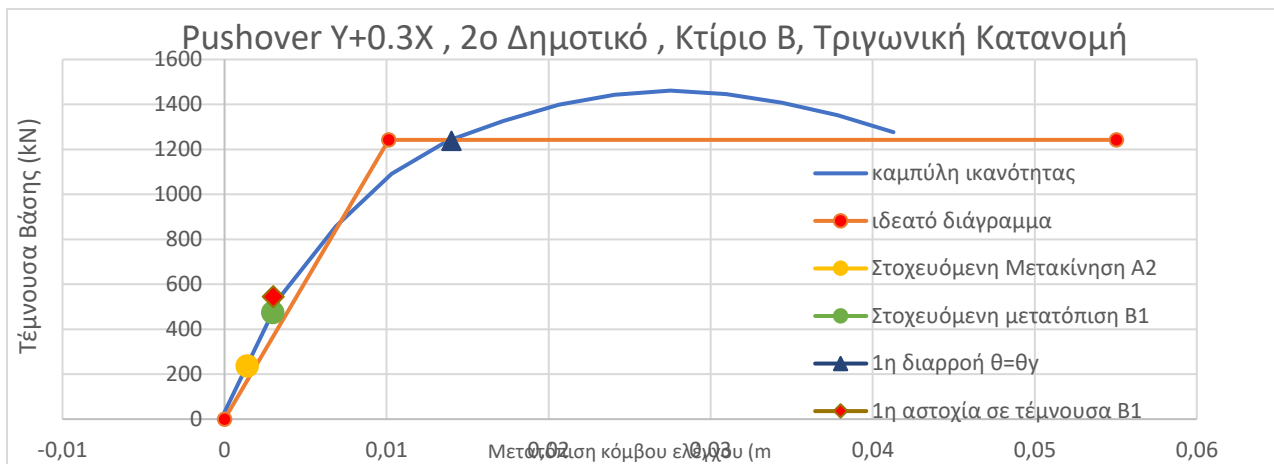
Τελική εικόνα αστοχίας στη Στάθμη Επιτελεστικότητας B1

Οι έλεγχοι στροφής χορδής κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την στάθμη επιτελεστικότητας B1 ικανοποιούνται για την φόρτιση X-0,3Y με τριγωνική κατανομή .

Οι έλεγχοι τέμνουσας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την στάθμη επιτελεστικότητας B1 δεν ικανοποιούνται για την φόρτιση X-0,3Y με τριγωνική κατανομή για τα εξής μέλη:

	ΟΝΟΜΑΤΟΛΟΓΙΑ	ΑΠΑΙΤΗΣΗ Sd	ΑΝΤΟΧΗ Rd	ΑΝΑΛΟΓΙΑ Sd/Rd	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
B6_1 - Sec(a) - axis(3)	class_B6_1	118,1312	112,1797	1,05305	***ΕΚΠΛΗΡΩΘΗΚΕ***
C4_2 - Sec(a) - axis(3)	class_C4_2	41,86452	38,44344	1,08899	***ΕΚΠΛΗΡΩΘΗΚΕ***
C4_2 - Sec(b) - axis(3)	class_C4_2	41,86452	38,44344	1,08899	***ΕΚΠΛΗΡΩΘΗΚΕ***
C5_1 - Sec(a) - axis(3)	class_C5_1	51,25607	47,69378	1,07469	***ΕΚΠΛΗΡΩΘΗΚΕ***
C5_1 - Sec(b) - axis(3)	class_C5_1	51,25607	47,69378	1,07469	***ΕΚΠΛΗΡΩΘΗΚΕ***

5.4.2.3 Αποτελέσματα μη γραμμικής στατικής ανάλυσης κατά Y+0,3X κτίριο B.

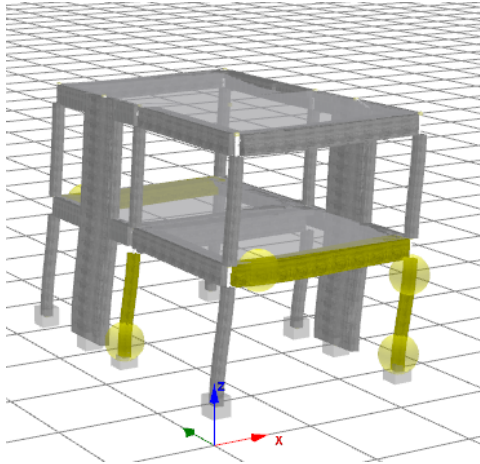


K_elas(kN/m):	149029,91
K_eff(kN/m):	122565,42
a:	0,0000
Fy(kN):	1242,25
dy(m):	0,0101
Σφάλμα ίσων εμβαδών(%):	88,68

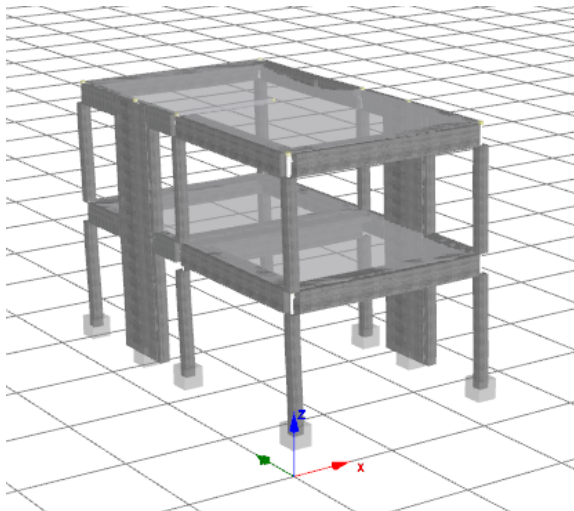
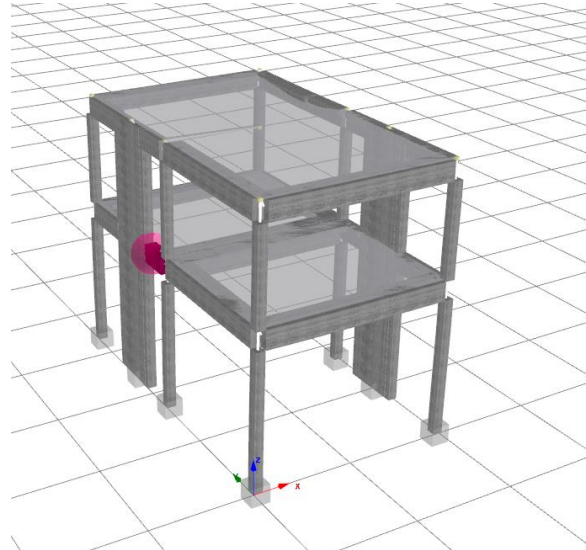
Σημεία Διγραμμοποίησης	
Displacement (m)	F (kN)
0,0000	0,00
0,0101	1242,25
0,0422	1242,25
0,0550	1242,25

Στοχευμένη μετακίνηση κόμβου ελέγχου κατά Y(m)	
Στάθμη επιτελεστικότητας A2	0,00138489
Στάθμη επιτελεστικότητας B1	0,00297429

1η Διαρροή μέλους για μετατόπιση κορυφής κατά X 0,014 m



1η Διατμητική αστοχία μέλους για μετατόπιση κορυφής κατά X 0,003 m

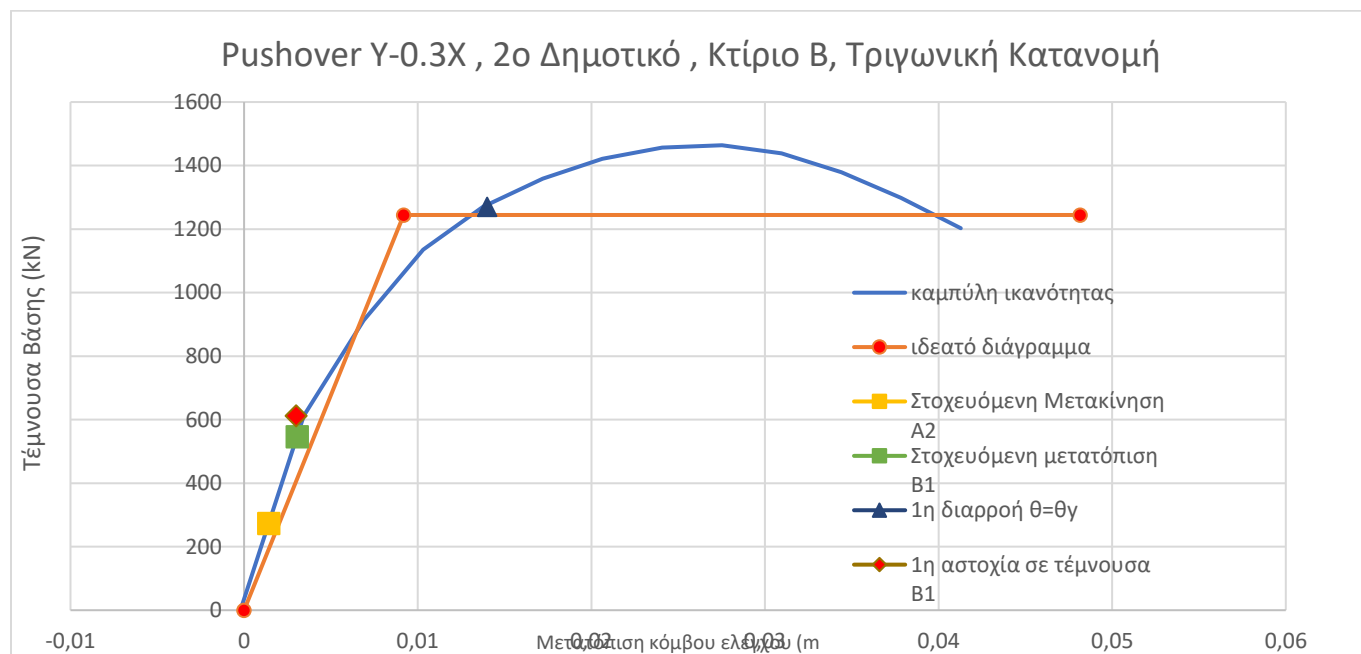


Τελική εικόνα αστοχίας στη Στάθμη Επιτελεστικότητας B1

Οι έλεγχοι στροφής χορδής κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την στάθμη επιτελεστικότητας B1 ικανοποιούνται για την φόρτιση Y+0,3X με τριγωνική κατανομή .

Οι έλεγχοι τέμνουσας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την στάθμη επιτελεστικότητας B1 ικανοποιούνται για την φόρτιση Y+0,3X με τριγωνική κατανομή για τα εξής μέλη:

5.4.2.4 Αποτελέσματα μη γραμμικής στατικής ανάλυσης κατά Y-0,3X κτίριο B.

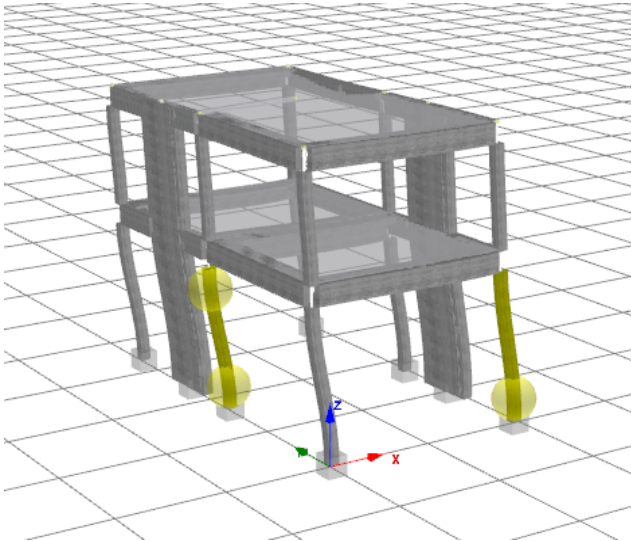


K _{elas} (kN/m):	167705,60
K _{eff} (kN/m):	135307,09
a:	0,0000
F _y (kN):	1244,36
d _y (m):	0,0092
Σφάλμα ίσων εμβαδών(%):	93,12

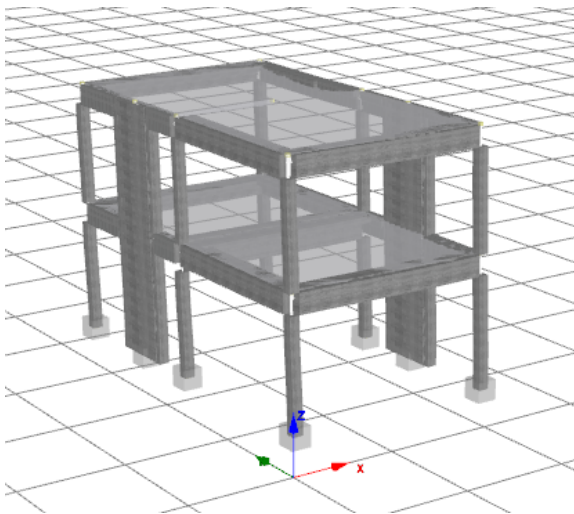
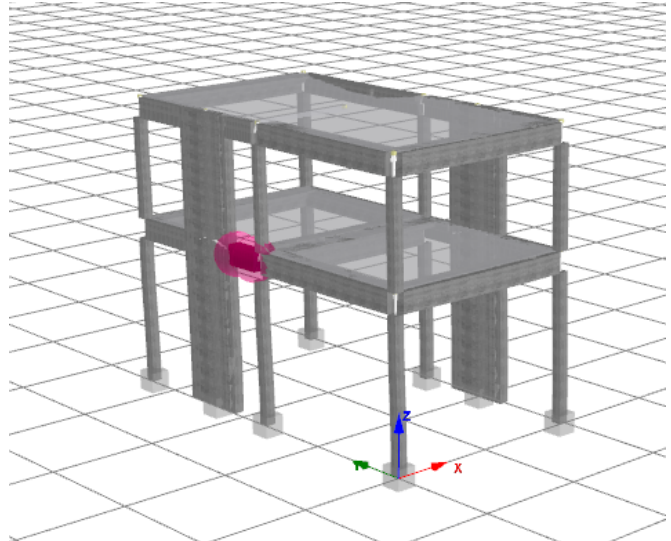
Σημεία Διγραμμοποίησης	
Displacement (m)	F (kN)
0,0000	0,00
0,0092	1244,36
0,0398	1244,36
0,0482	1244,36

Στοχευμένη μετακίνηση κόμβου ελέγχου κατά Y (m)	
Στάθμη επιτελεστικότητας A2	0,00141917
Στάθμη επιτελεστικότητας B1	0,00304652

1η Διαρροή μέλους για μετατόπιση κορυφής κατά X 0,014 m



1η Διατμητική αστοχία μέλους B2_1 για μετατόπιση κορυφής κατά X 0,003 m



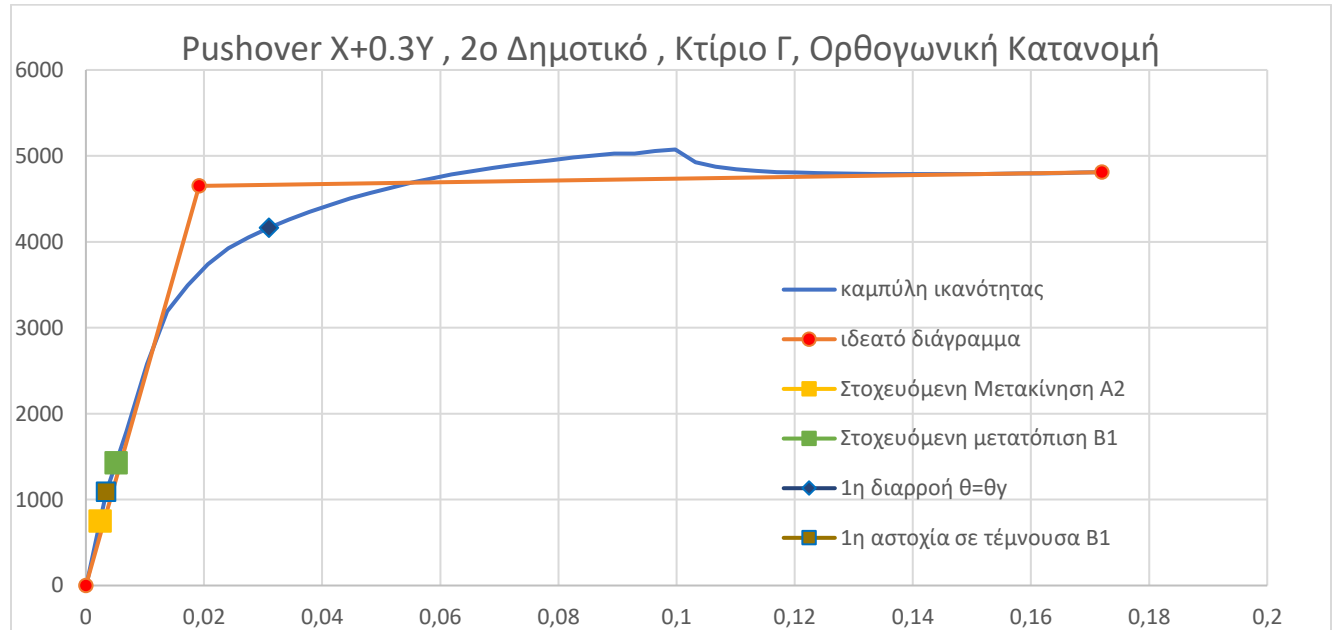
Τελική εικόνα αστοχίας στη Στάθμη Επιτελεστικότητας B1

Οι έλεγχοι στροφής χορδής κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την στάθμη επιτελεστικότητας B1 ικανοποιούνται για την φόρτιση $Y-0,3X$ με τριγωνική κατανομή .

Οι έλεγχοι τέμνουσας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την στάθμη επιτελεστικότητας B1 ικανοποιούνται για την φόρτιση $Y-0,3X$ με τριγωνική κατανομή για τα εξής μέλη:

5.4.3 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΤΗΣ ΕΠΙΛΥΣΗΣ: ΟΡΘΟΓΩΝΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΚΤΙΡΙΟ Γ

5.4.3.1 Αποτελέσματα μη γραμμικής στατικής ανάλυσης κατά $X+0,3Y$ και $-X-0,3Y$ κτίριο Γ.

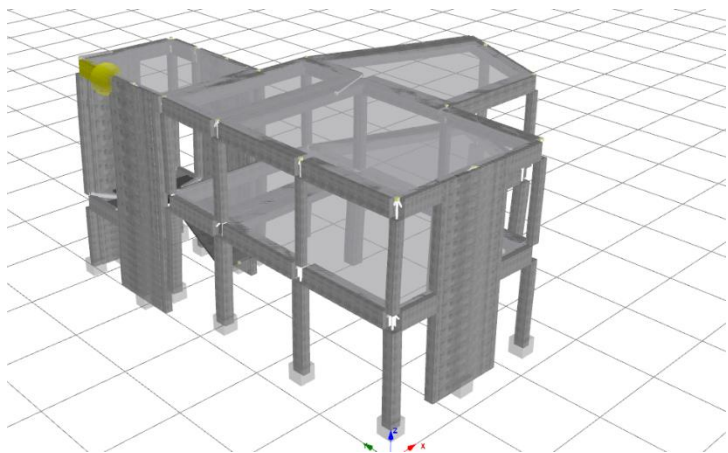


$K_{elas}(kN/m):$	323263,49
$K_{eff}(kN/m):$	242196,36
$a:$	0,0043
$F_y(kN):$	4650,36
$d_y(m):$	0,0192
Σφάλμα ίσων εμβαδών(%)	0,12

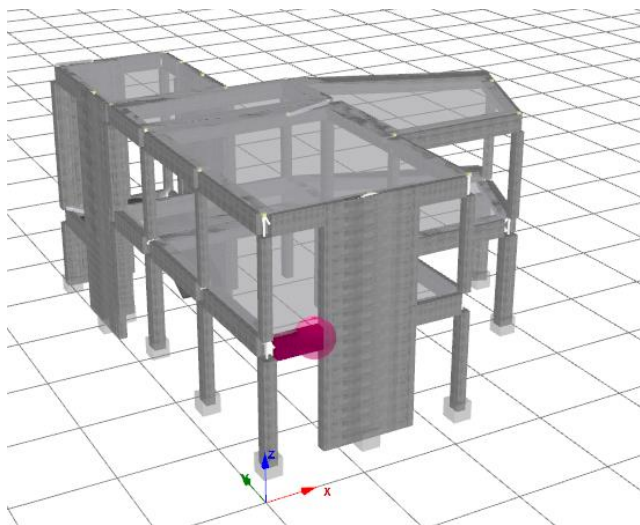
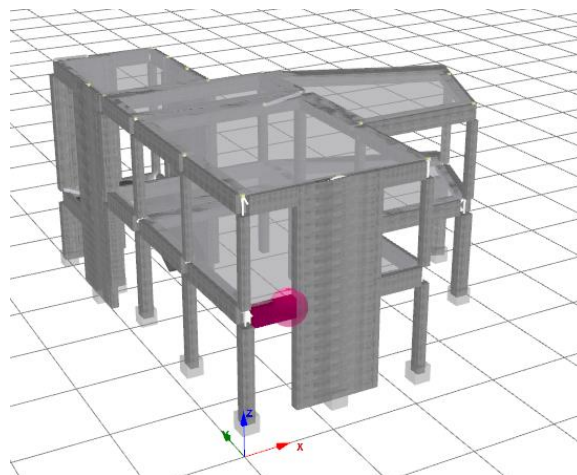
Σημεία Διγραμμοποίησης	
Displacement (m)	F (kN)
0,0000	0,00
0,0192	4650,36
0,1720	4809,78
0,1720	4809,78

Στοχευμένη μετακίνηση κόμβου ελέγχου κατά X (m)	
Στάθμη επιτελεσματικότητας A2	0,00240086
Στάθμη επιτελεσματικότητας B1	0,00509657

1η Διαρροή μέλους Β9_2 για μετατόπιση κορυφής κατά X 0,031 m



1η Διατμητική αστοχία μέλους Β1_1 για μετατόπιση κορυφής κατά X 0,0034 m



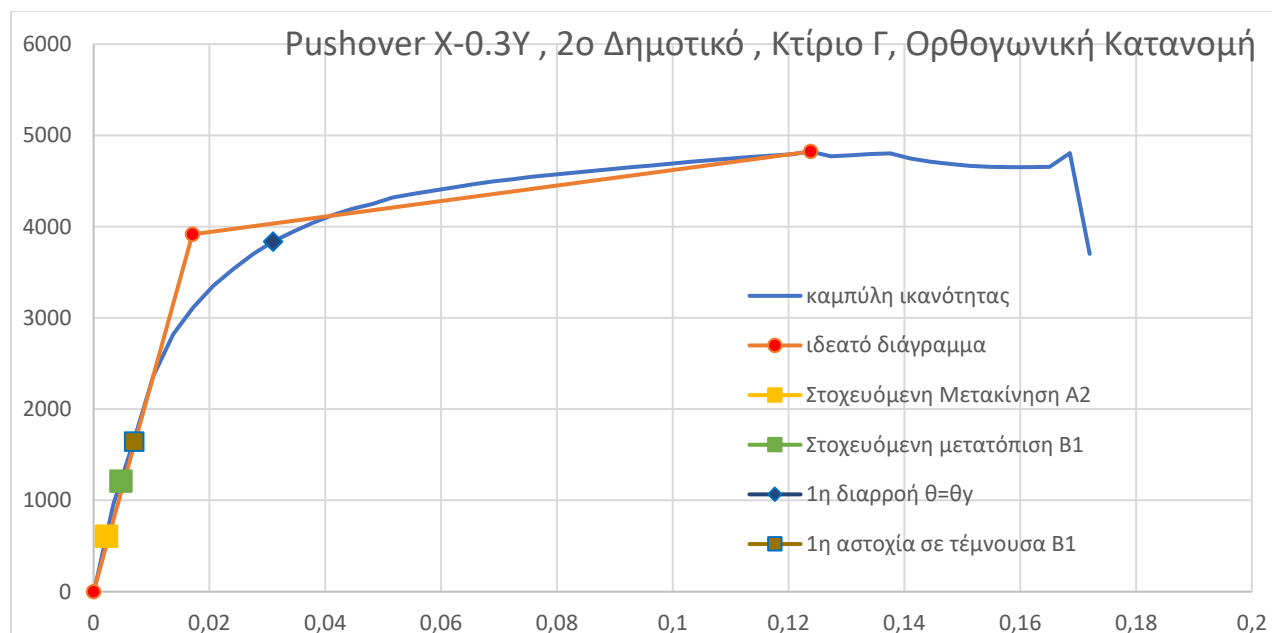
Τελική εικόνα αστοχίας στη Στάθμη Επιτελεστικότητα Β1

Οι έλεγχοι στροφής χορδής κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την στάθμη επιτελεστικότητας Β1 ικανοποιούνται για την φόρτιση $X+0,3Y$ και $-X-0,3Y$ με ορθογωνική κατανομή .

Οι έλεγχοι τέμνουσας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την στάθμη επιτελεστικότητας Β1 δεν ικανοποιούνται για την φόρτιση $X+0,3Y$ και $-X-0,3Y$ με ορθογωνική κατανομή για τα εξής μέλη:

	Όνομα Κατηγορίας Στοιχείου	Απαίτηση	Ικανότητα	Λόγος Επιτ/κότητας	Κατάσταση
B1_1 - Διατ.(b) - άξονας(3)	class_B1_1	187,1452	171,6265	1,09042	***ΕΚΠΛΗΡΩΘΗΚΕ***

5.4.3.2 Αποτελέσματα μη γραμμικής στατικής ανάλυσης κατά $X-0,3Y$ και $-X+0,3Y$ κτίριο Γ.

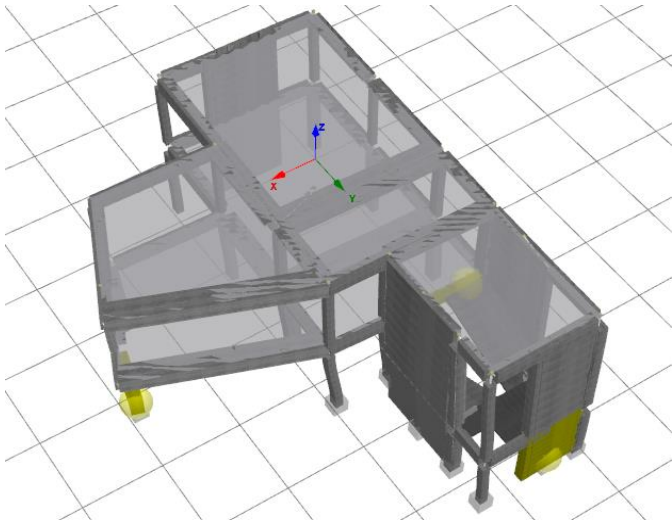


$K_{elas}(kN/m)$:	285183,66
$K_{eff}(kN/m)$:	229505,65
a:	0,0371
$F_y(kN)$:	3914,06
$d_y(m)$:	0,0171
Σφάλμα ίσων εμβαδών(%):	0,20

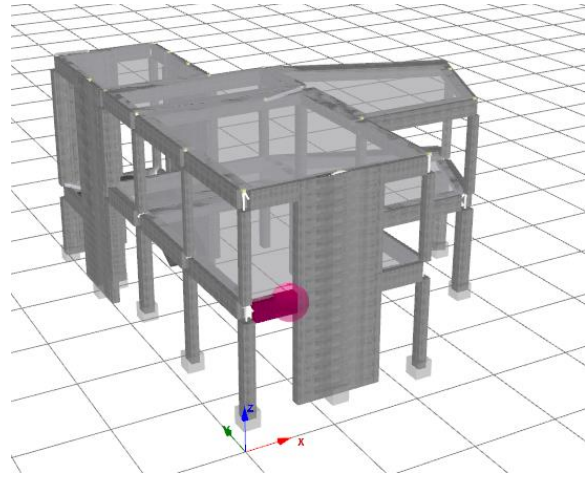
Σημεία Διγραμμοποίησης	
Displacement (m)	F (kN)
0,0000	0,00
0,0171	3914,06
0,1238	4822,61
0,1238	4822,61

Στοχευόμενη μετακίνηση κόμβου ελέγχου κατά X (m)	
Στάθμη επιτελεσματικότητας A2	0,00221078
Στάθμη επιτελεσματικότητας B1	0,00470294

1^η Διαρροή μέλους για μετατόπιση κορυφής κατά X 0,031m



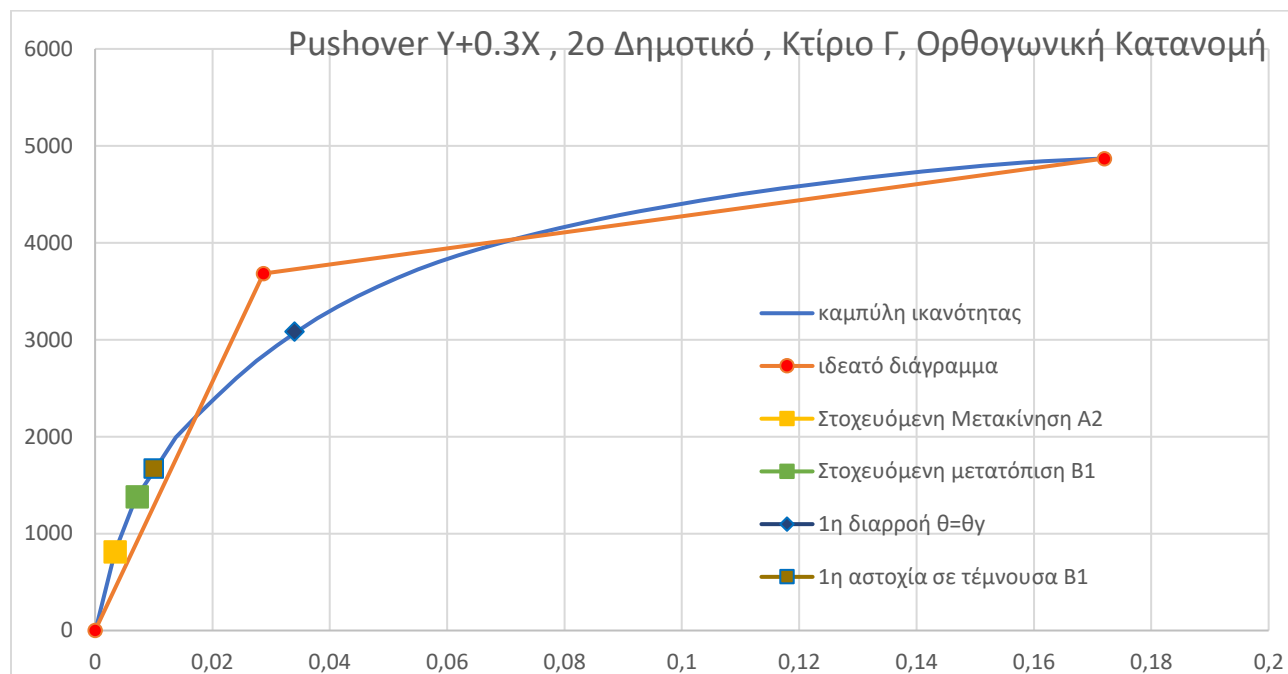
1^η Διατμητική αστοχία μέλους B1_1 για μετατόπιση κορυφής κατά X 0,007 m



Οι έλεγχοι στροφής χορδής κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την στάθμη επιτελεστικότητας B1 ικανοποιούνται για την φόρτιση X-0,3Y και -X+0,3Y με ορθογωνική κατανομή .

Οι έλεγχοι τέμνουσας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την στάθμη επιτελεστικότητας B1 ικανοποιούνται για την φόρτιση X-0,3Y και -X+0,3Y με ορθογωνική κατανομή .

5.4.3.3 Αποτελέσματα μη γραμμικής στατικής ανάλυσης κατά $Y+0,3X$ και $-Y-0,3X$ κτίριο Γ.

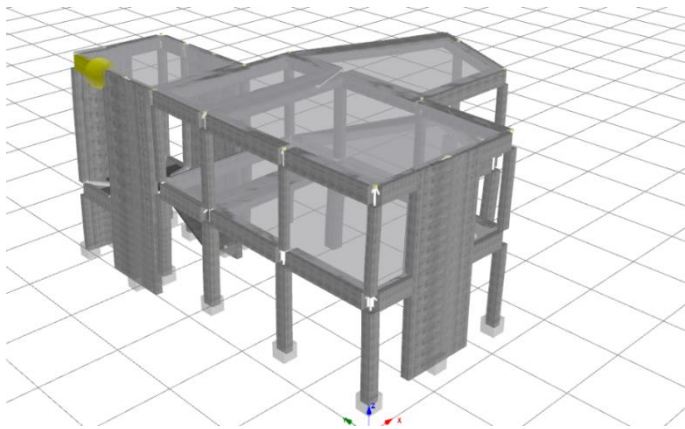


$K_{elas}(kN/m):$	242938,51
$K_{eff}(kN/m):$	128281,61
a:	0,0646
$F_y(kN):$	3681,94
$d_y(m):$	0,0287
Σφάλμα ίσων εμβαδών(%):	0,82

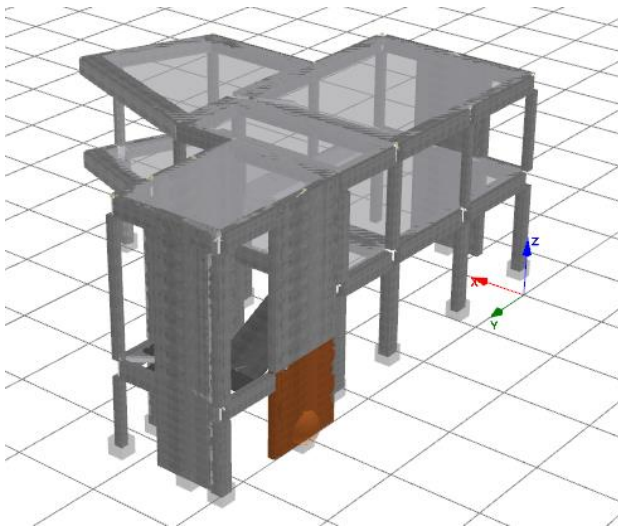
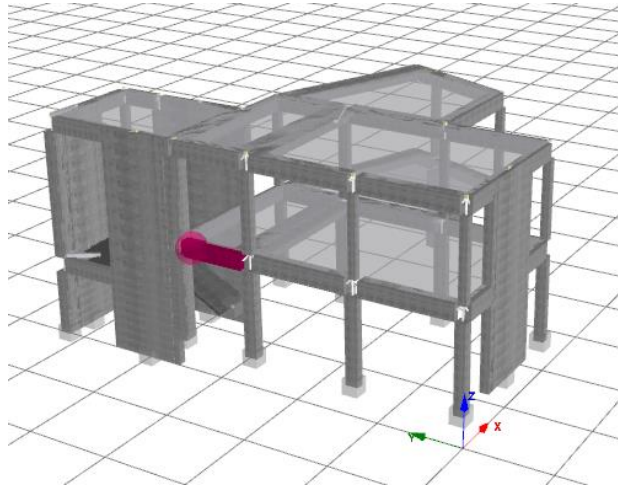
Σημεία Διγραμμοποίησης	
Displacement (m)	F (kN)
0,0000	0,00
0,0287	3681,94
0,1720	4869,30
0,1720	4869,30

Στοχευμένη μετακίνηση κόμβου ελέγχου κατά Y (m)	
Στάθμη επιτελεσματικότητας A2	0,00340652
Στάθμη επιτελεσματικότητας B1	0,00714854

1η Διαρροή μέλους Β9_2 για μετατόπιση κορυφής κατά Χ 0,034 m



1η Διατμητική αστοχία μέλους Β8_1 για μετατόπιση κορυφής κατά Χ 0,01 m

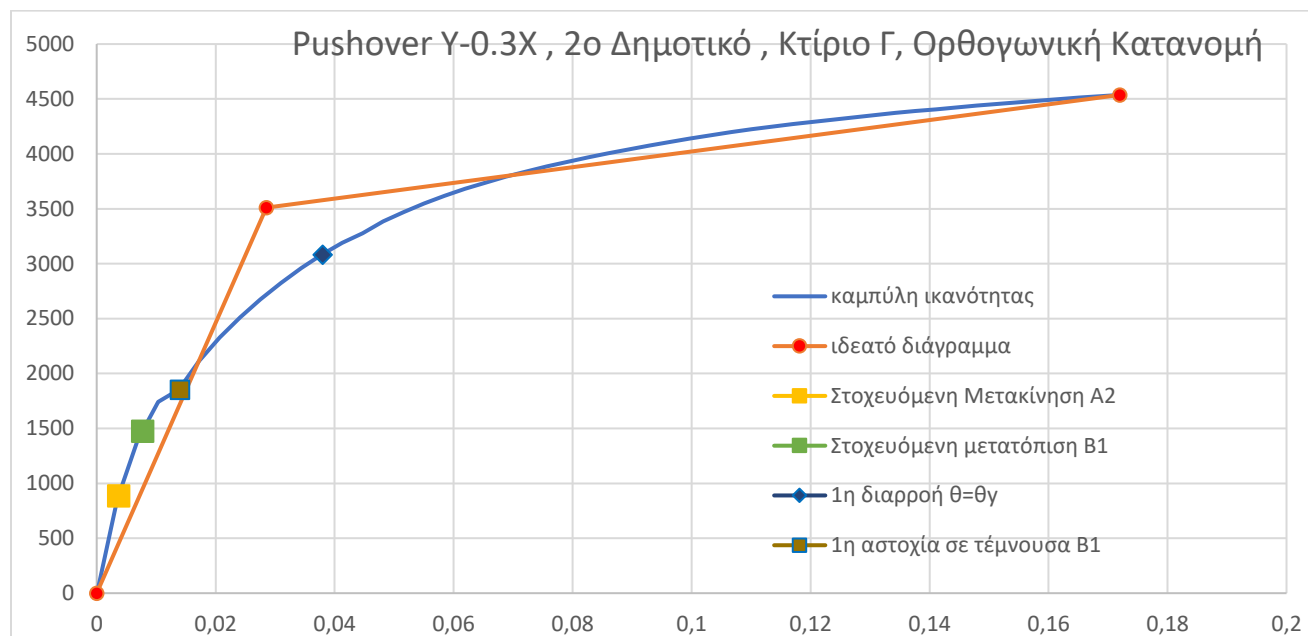


Τελική εικόνα αστοχίας στη Στάθμη Επιτελεστικότητας Β1 (διαρροή σπλισμών)

Οι έλεγχοι στροφής χορδής κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την στάθμη επιτελεστικότητας Β1 ικανοποιούνται για την φόρτιση $Y+0,3X$ και $-Y-0,3X$ με ορθογωνική κατανομή .

Οι έλεγχοι τέμνουσας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την στάθμη επιτελεστικότητας Β1 ικανοποιούνται για την φόρτιση $Y+0,3X$ και $-Y-0,3X$ με ορθογωνική κατανομή

5.4.3.4 Αποτελέσματα μη γραμμικής στατικής ανάλυσης κατά $Y-0,3X$ και $-Y+0,3X$ κτίριο Γ.

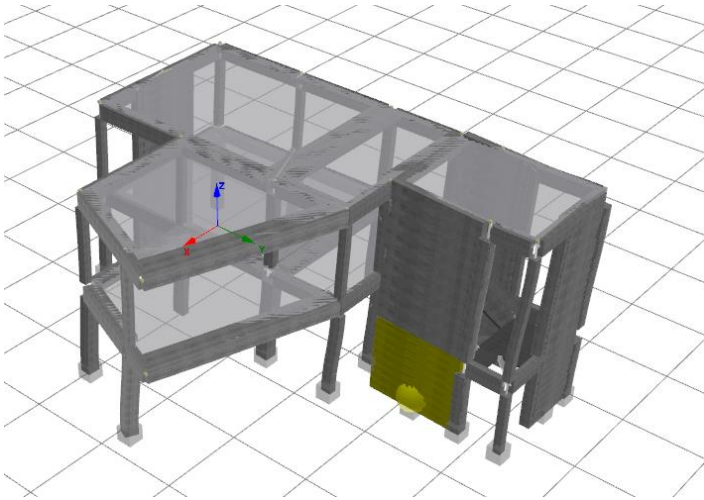


$K_{elas}(kN/m):$	251624,07
$K_{eff}(kN/m):$	123235,45
a:	0,0580
$F_y(kN):$	3511,45
$d_y(m):$	0,0285
Σφάλμα ίσων εμβαδών(%)	0,11

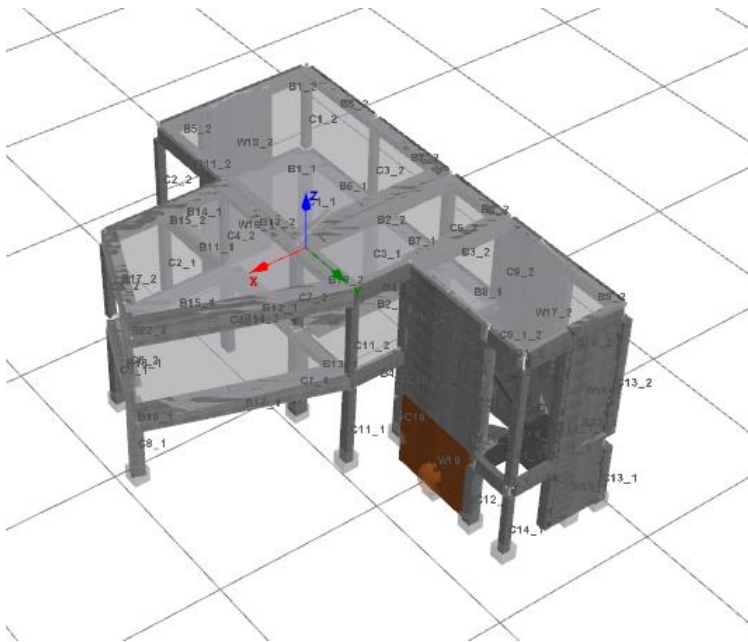
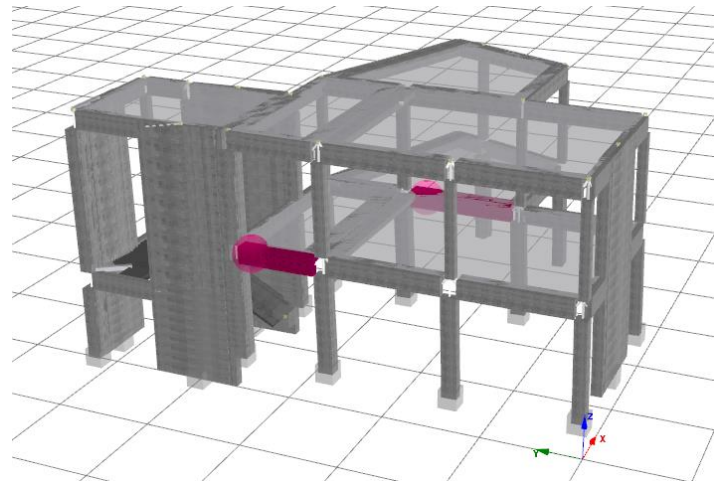
Σημεία Διγραμμοποίησης	
Displacement (m)	F (kN)
0,0000	0,00
0,0285	3511,45
0,1720	4537,09
0,1720	4537,09

Στοχευόμενη μετακίνηση κόμβου ελέγχου κατά Y (m)	
Στάθμη επιτελεσματικότητας A2	0,00367278
Στάθμη επιτελεσματικότητας B1	0,00768596

1η Διαρροή μέλους για μετατόπιση κορυφής κατά X 0,038 m



1η Διατμητική αστοχία μέλους B8_1 και B12_1 για μετατόπιση κορυφής κατά X 0,014 m



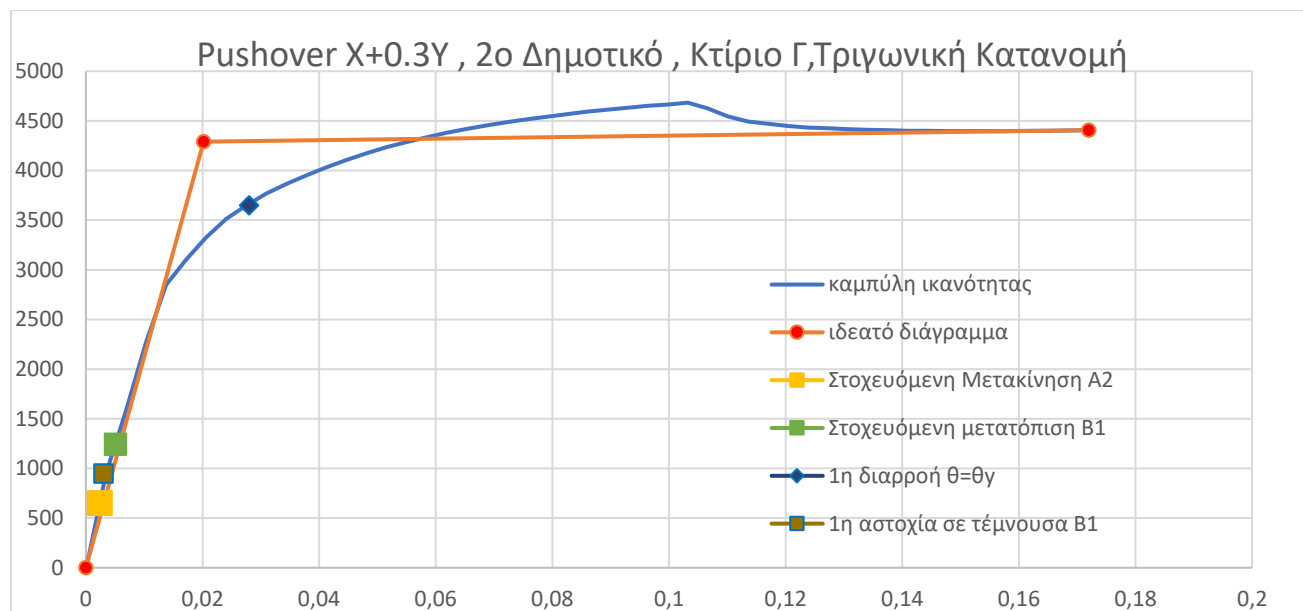
Τελική εικόνα αστοχίας στη Στάθμη Επιτελεστικότητας B1 (διαρροή σπλισμού)

Οι έλεγχοι στροφής χορδής κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την στάθμη επιτελεστικότητας B1 ικανοποιούνται για την φόρτιση $Y-0,3X$ και $-Y+0,3X$ με ορθογωνική κατανομή .

Οι έλεγχοι τέμνουσας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την στάθμη επιτελεστικότητας B1 ικανοποιούνται για την φόρτιση $Y-0,3X$ και $-Y+0,3X$ με ορθογωνική κατανομή

5.4.4 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΤΗΣ ΕΠΙΛΥΣΗΣ: ΤΡΙΓΩΝΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΚΤΙΡΙΟ Γ

5.4.4.1 Αποτελέσματα μη γραμμικής στατικής ανάλυσης κατά $X+0,3Y$ και $-X-0,3Y$ κτίριο Γ.

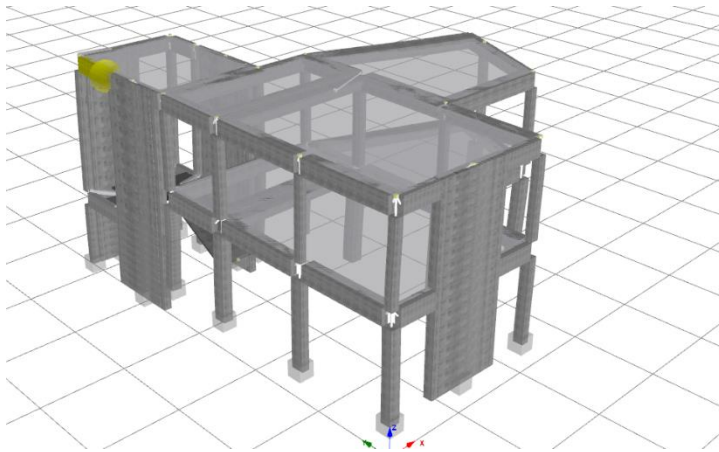


$K_{elas}(kN/m):$	281606,79
$K_{eff}(kN/m):$	212456,50
a:	0,0036
$F_y(kN):$	4289,94
$d_y(m):$	0,0202
Σφάλμα ίσων εμβαδών(%):	0,01

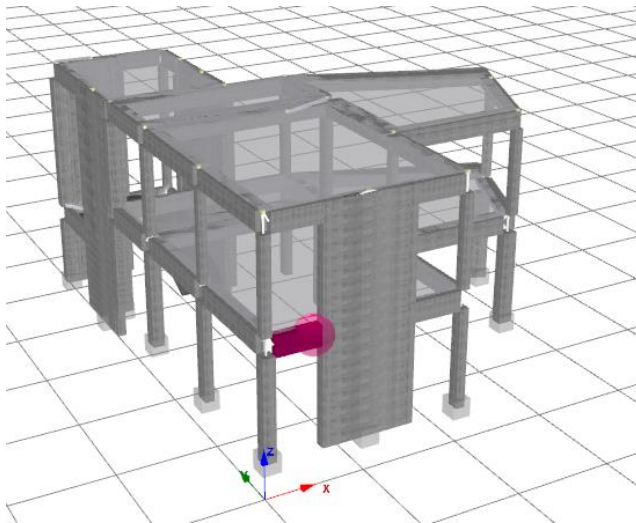
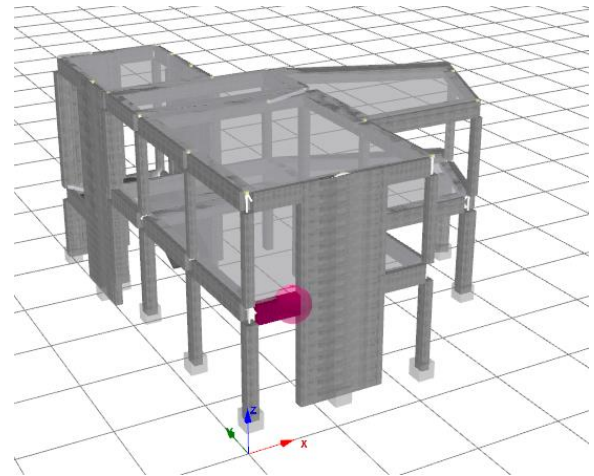
Σημεία Διγραμμοποίησης	
Displacement (m)	F (kN)
0,0000	0,00
0,0202	4289,94
0,1720	4405,99
0,1720	4405,99

Στοχευμένη μετακίνηση κόμβου ελέγχου κατά X (m)	
Στάθμη επιτελεσματικότητας A2	0,00238425
Στάθμη επιτελεσματικότητας B1	0,00506235

1η Διαρροή μέλους B9_2 για μετατόπιση κορυφής κατά X 0,028 m



1η Διατμητική αστοχία μέλους B1_1 για μετατόπιση κορυφής κατά X 0,003 m



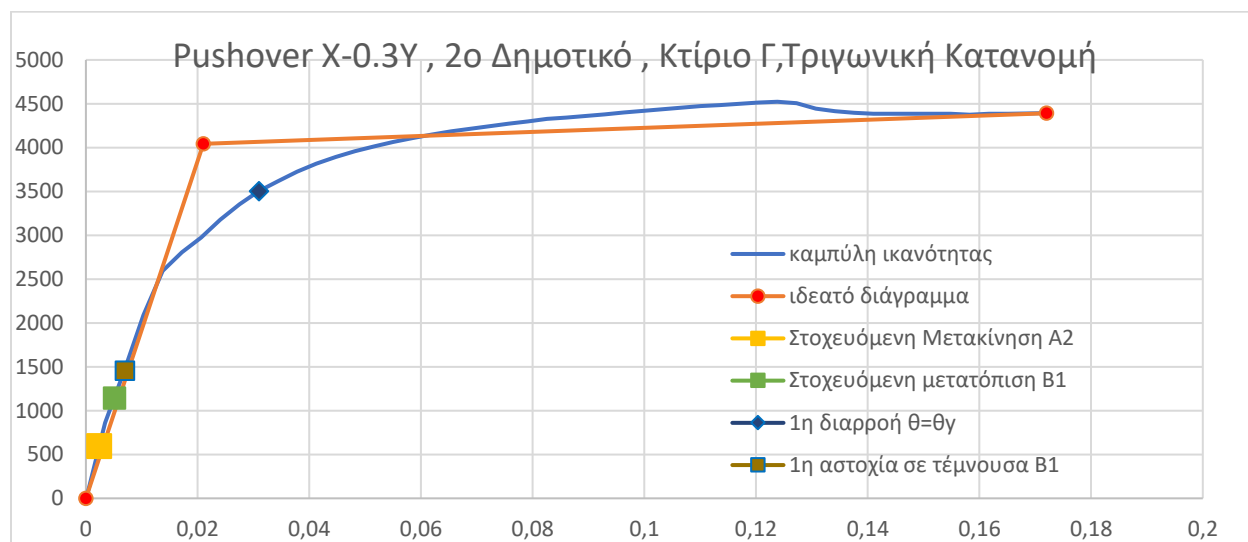
Τελική εικόνα αστοχίας στη Στάθμη Επιτελεστικότητα B1

Οι έλεγχοι στροφής χορδής κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την στάθμη επιτελεστικότητας B1 ικανοποιούνται για την φόρτιση X+0,3Y και -X-0,3Y με τριγωνική κατανομή .

Οι έλεγχοι τέμνουσας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την στάθμη επιτελεστικότητας B1 δεν ικανοποιούνται για την φόρτιση X+0,3Y και -X-0,3Y με τριγωνική κατανομή για τα εξής μέλη:

	Όνομα Κατηγορίας Στοιχείου	Απαίτηση	Ικανότητα	Λόγος Επιτ/κότητας	Κατάσταση
B1_1 - Διατ.(b) - άξονας(3)	class_B1_1	179,1279	170,5526	1,05028	***ΕΚΠΛΗΡΩΘΗΚΕ***

5.4.4.2 Αποτελέσματα μη γραμμικής στατικής ανάλυσης κατά $X-0,3Y$ και $-X+0,3Y$ κτίριο Γ.

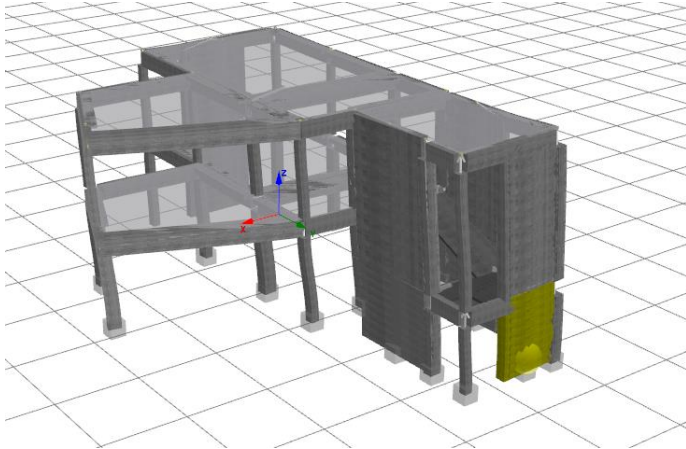


$K_{elas}(kN/m)$:	255823,72
$K_{eff}(kN/m)$:	192400,48
a:	0,0120
$F_y(kN)$:	4042,89
$d_y(m)$:	0,0210
Σφάλμα ίσων εμβαδών(%):	0,71

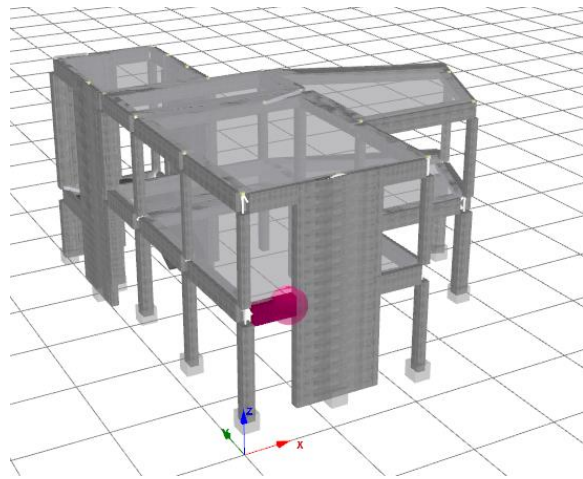
Σημεία Διγραμμοποίησης	
Displacement (m)	F (kN)
0,0000	0,00
0,0210	4042,89
0,1720	4391,54
0,1720	4391,54

Στοχευμένη μετακίνηση κόμβου ελέγχου κατά X (m)	
Στάθμη επιτελεσματικότητας A2	0,00239174
Στάθμη επιτελεσματικότητας B1	0,00507777

**1η Διαρροή μέλους για μετατόπιση
κορυφής κατά X 0,031 m**



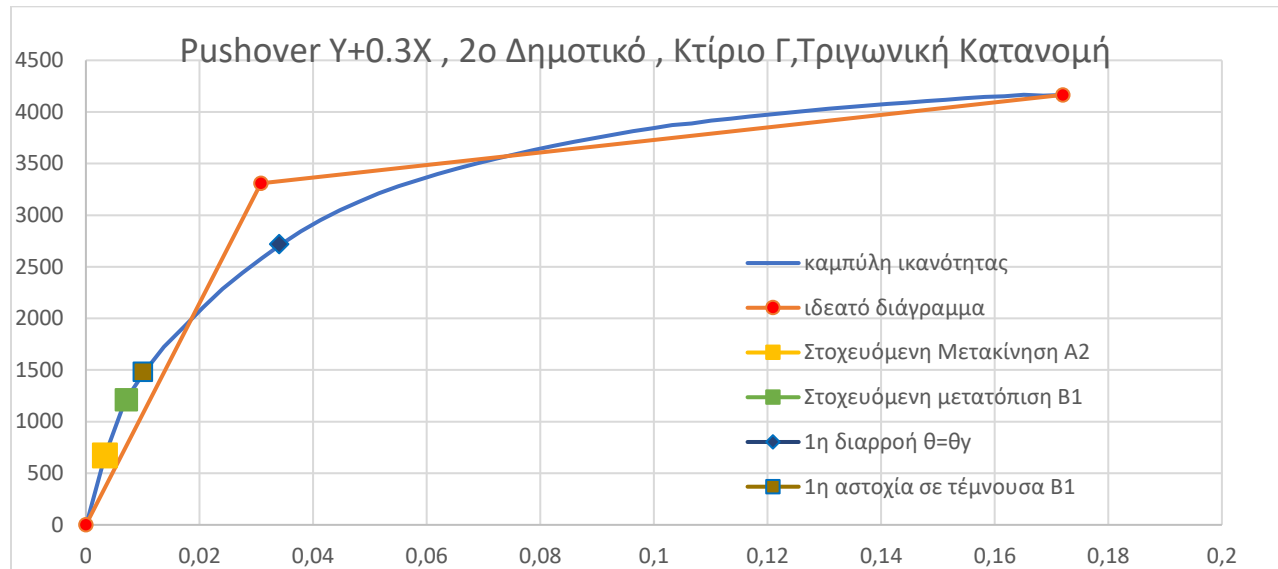
**1η Διατμητική αστοχία μέλους B1_1
για μετατόπιση κορυφής κατά X 0,007 m**



Οι έλεγχοι στροφής χορδής κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την στάθμη επιτελεστικότητας B1 ικανοποιούνται για την φόρτιση $X-0.3Y$ και $-X+0,3Y$ με τριγωνική κατανομή .

Οι έλεγχοι τέμνουσας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την στάθμη επιτελεστικότητας B1 ικανοποιούνται για την φόρτιση $X-0.3Y$ και $-X+0,3Y$ με τριγωνική κατανομή

5.4.4.3 Αποτελέσματα μη γραμμικής στατικής ανάλυσης κατά $Y+0,3X$ και $-Y-0,3X$ κτίριο Γ.

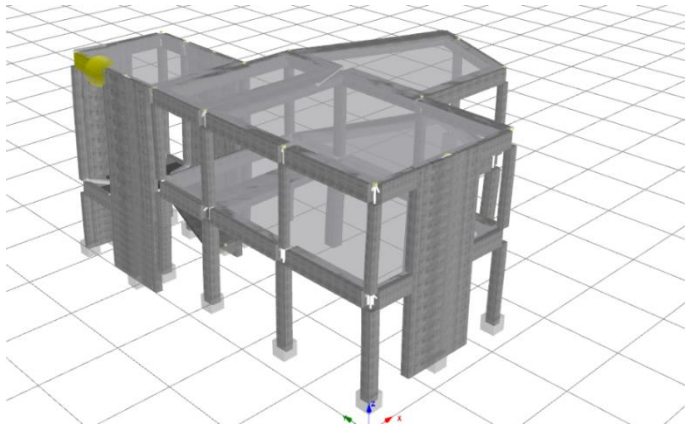


$K_{elas}(kN/m):$	201754,19
$K_{eff}(kN/m):$	107373,22
a:	0,0565
$F_y(kN):$	3308,47
$d_y(m):$	0,0308
Σφάλμα ίσων εμβαδών(%):	0,17

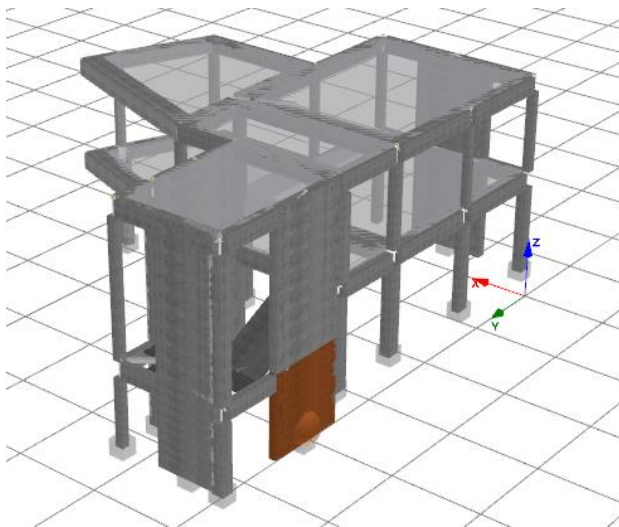
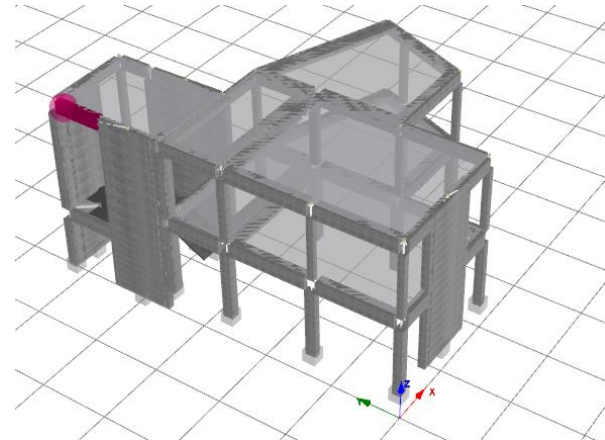
Σημεία Διγραμμοποίησης	
Displacement (m)	F (kN)
0,0000	0,00
0,0308	3308,47
0,1720	4165,49
0,1720	4165,49

Στοχευμένη μετακίνηση κόμβου ελέγχου κατά Y (m)	
Στάθμη επιτελεσματικότητας A2	0,00337991
Στάθμη επιτελεσματικότητας B1	0,00709471

1η Διαρροή μέλους B9_2 για μετατόπιση κορυφής κατά X 0,034 m



1η Διατμητική αστοχία μέλους B8_1 για μετατόπιση κορυφής κατά X 0,01 m

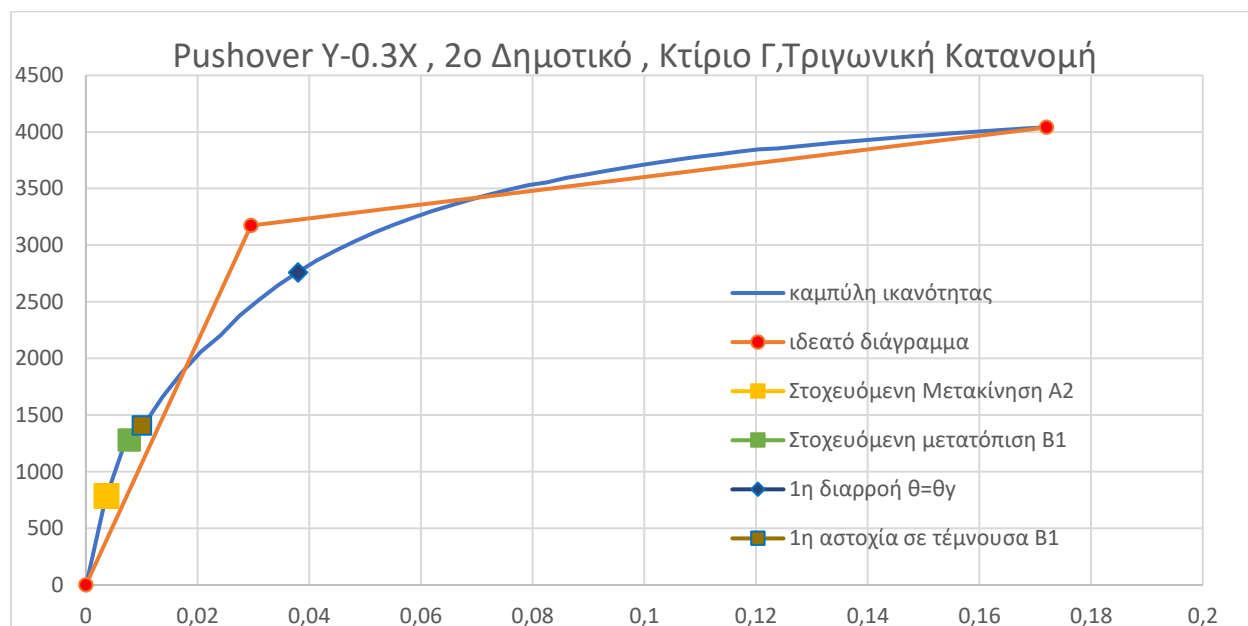


Τελική εικόνα αστοχίας στη Στάθμη Επιτελεστικότητας B1 (διαρροή οπλισμών)

Οι έλεγχοι στροφής χορδής κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την στάθμη επιτελεστικότητας B1 ικανοποιούνται για την φόρτιση $Y+0.3X$ και $-Y-0.3X$ με τριγωνική κατανομή .

Οι έλεγχοι τέμνουσας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την στάθμη επιτελεστικότητας B1 ικανοποιούνται για την φόρτιση $Y+0.3X$ και $-Y-0.3X$ με τριγωνική κατανομή

5.4.4.4 Αποτελέσματα μη γραμμικής στατικής ανάλυσης κατά $Y-0,3X$ και $-Y+0,3X$ κτίριο Γ.

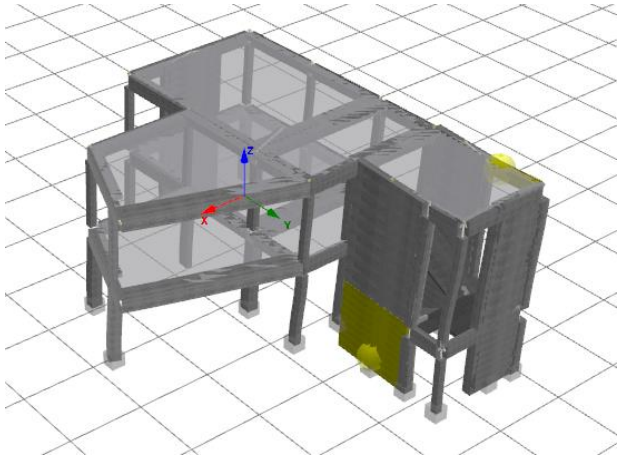


$K_{elas}(kN/m)$:	220538,56
$K_{eff}(kN/m)$:	107395,81
a:	0,0567
$F_y(kN)$:	3172,48
$d_y(m)$:	0,0295
Σφάλμα ίσων εμβαδών(%):	0,23

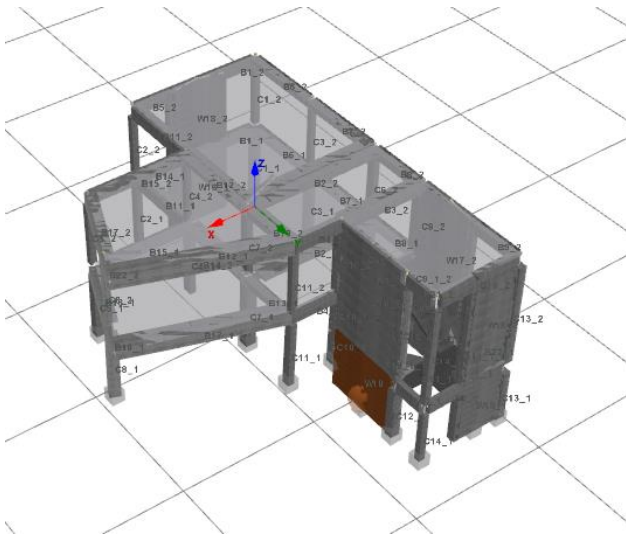
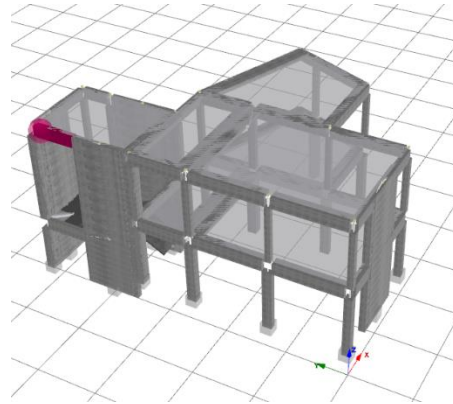
Σημεία Διγραμμοποίησης	
Displacement (m)	F (kN)
0,0000	0,00
0,0295	3172,48
0,1720	4040,15
0,1720	4040,15

Στοχευόμενη μετακίνηση κόμβου ελέγχου κατά Y (m)	
Στάθμη επιτελεσματικότητας A2	0,00369382
Στάθμη επιτελεσματικότητας B1	0,00772832

1η Διαρροή μέλους για μετατόπιση κορυφής κατά X 0,038 m



1η Διατμητική αστοχία μέλους B9_2 για μετατόπιση κορυφής κατά X 0,01 m



Τελική εικόνα αστοχίας στη Στάθμη Επιτελεστικότητας B1 (διαρροή χάλυβα σπλισμού)

Οι έλεγχοι στροφής χορδής κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την στάθμη επιτελεστικότητας B1 ικανοποιούνται για την φόρτιση $Y-0.3X$ και $-Y+0,3X$ με τριγωνική κατανομή .

Οι έλεγχοι τέμνουσας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την στάθμη επιτελεστικότητας B1 ικανοποιούνται για την φόρτιση $Y-0.3X$ και $-Y+0,3X$ με τριγωνική κατανομή

5.5 Ενίσχυση με τοιχώματα και μανδύες

Όπως φαίνεται από τις αναλύσεις μόνο η προσθήκη των τοιχίων δεν είναι αρκετή για να ικανοποιείται η στάθμη επιτελεστικότητας. Γι' αυτό επιλέγεται να ενισχύσουμε τις δοκούς που αστοχούν με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος. Σημαντικό είναι να αναφέρουμε ότι μετά την ενίσχυση με τοιχία δεν αστοχούν πλέον τα υποστυλώματα. Για την προσθήκη των μανδύων βρήκα τα εντατικά μεγέθη στο βήμα της στάθμης επιτελεστικότητας και με αυτά διαστασιολόγησα και όπλισα τον μανδύα. Παρακάτω παρουσιάζεται ο τρόπος που διαστασιολογήθηκαν για τη δοκό B1_1 του κτιρίου Γ ομοίως έγινε και για τις δοκούς B9_1 και B2_1 του κτιρίου Β (δίπλα στα τοιχία).

Ενίσχυση με μανδύα της δοκού B1_1 κτιρίου Γ που αστοχεί σε διάτμηση

Υφιστάμενες διαστάσεις : 25X65 cm

Νέες διαστάσεις : 40X80 cm (επικάλυψη 5,5 cm)

Τοποθετείται ο ελάχιστος οπλισμός στον μανδύα 4Φ12 στις 4 γωνίες και συνδετήρες Φ8/10,15,10

Δαμήκης οπλισμοί		
wtot=	0,05	
b=	40	cm
h=	80	cm
d=	0,67	cm
Med=	154,72	kn*m
Ned=	357,92	kn
μ=	0,030219	
v=	0,055925	
fcd=	20	Mn/m ²
fyd=	434,7826	Mn/m ²
fctm=	2,896468	
Astot=	7,36	cm ²
Asmin=	4,036518	cm ²
Asmax=	128	cm ²

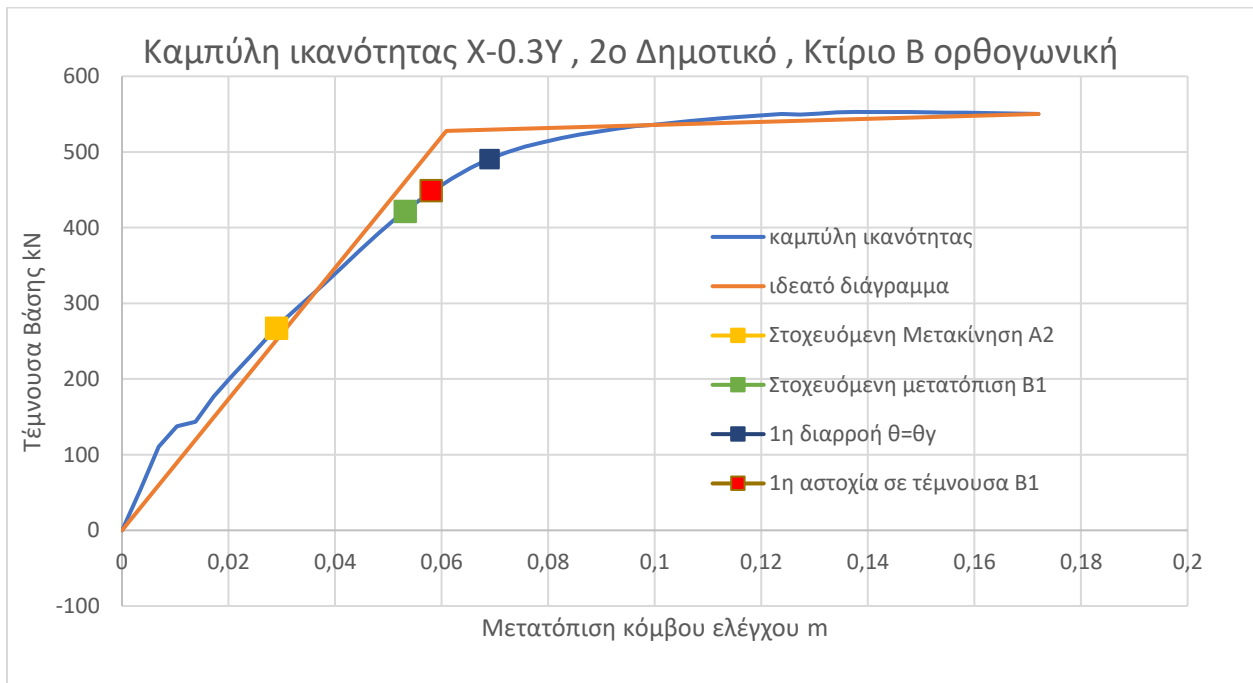
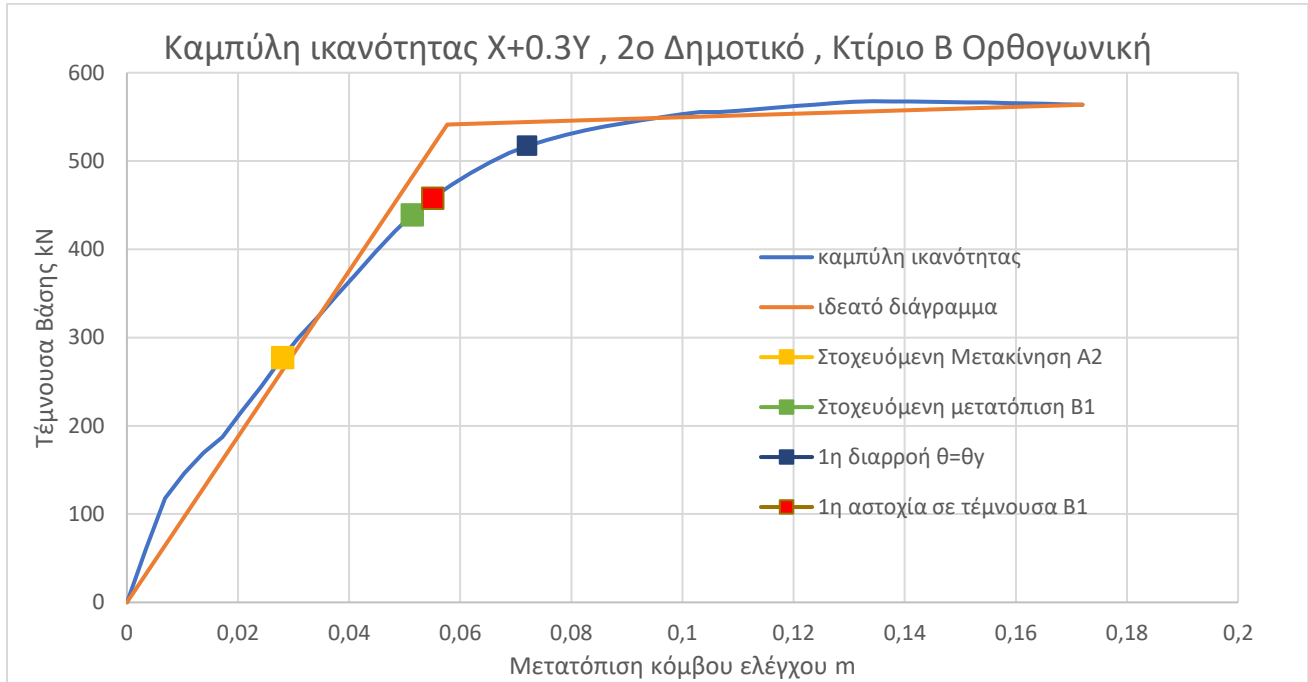
Συνδετήρες		
Vsd=	248,76	kn
Vrd=	158,8	kn
Vsd-Vrd=	187,15	kn
d=	0,67	m
fywd=	434782,6	
Asw/s=	0,071384	cm
δίτμητοι/8	1	cm ²
s=	14,00876	cm

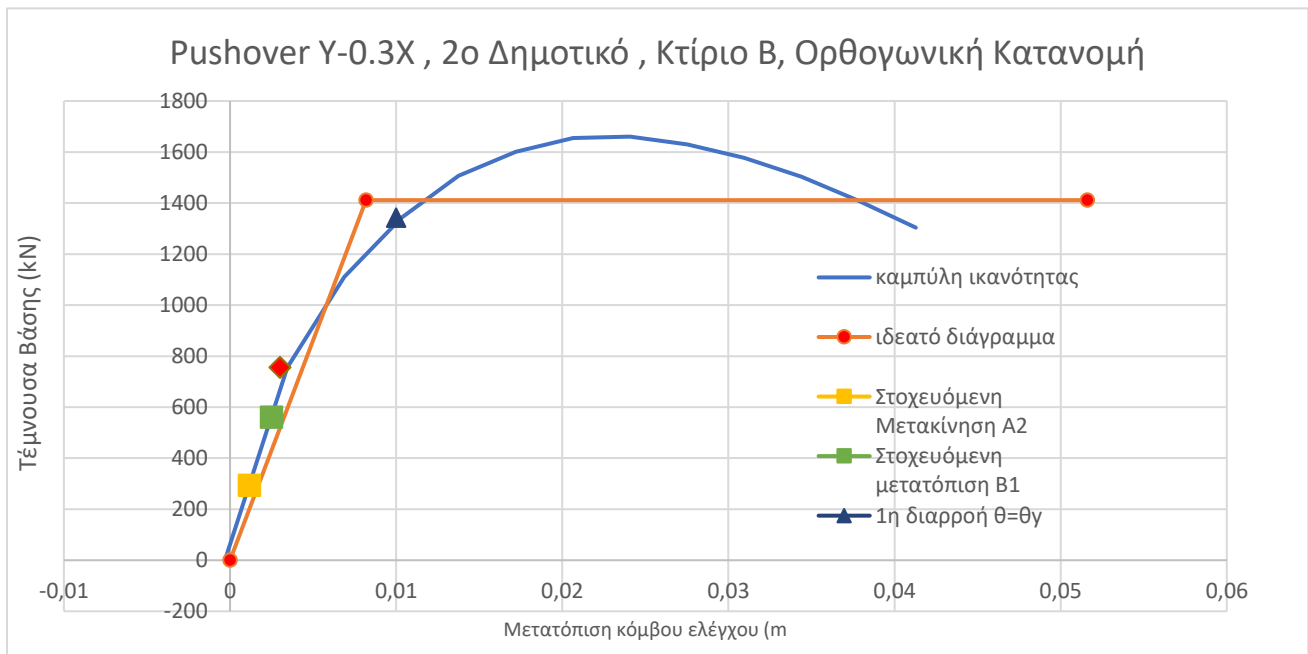
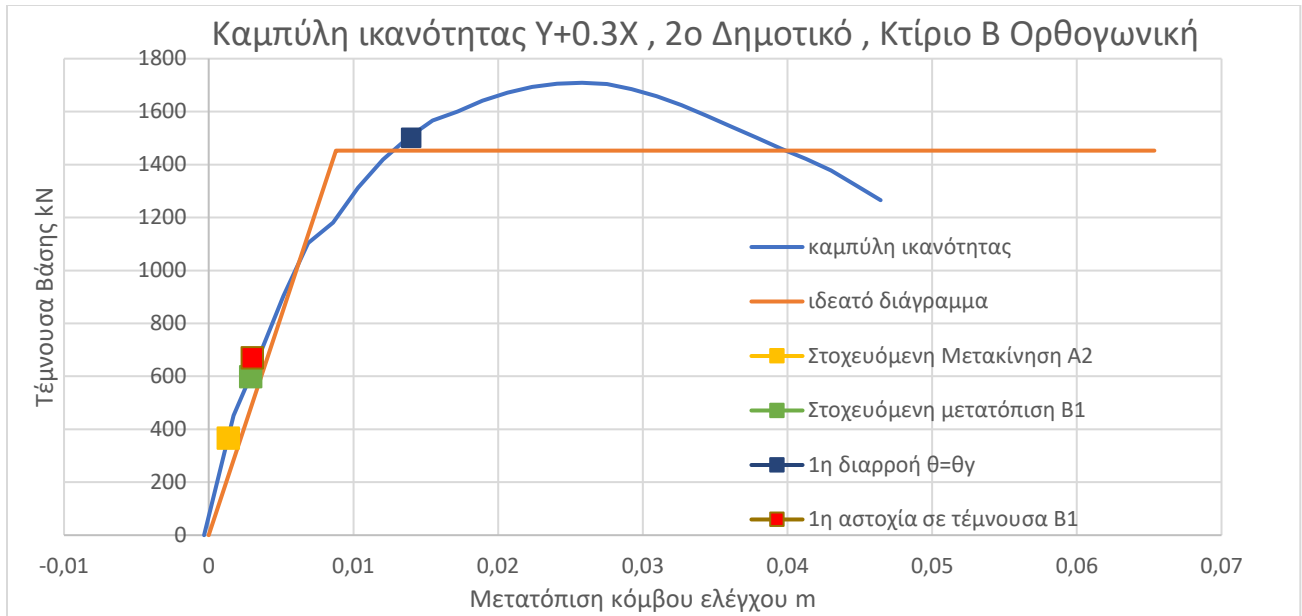
Ελάχιστοι οπλισμοί		
st,max=	502,5	mm
Asw/s=	0,035054	cm
s2=	28,52722	cm

Στο κτίριο Β έγινε ενίσχυση με μανδύες στα δοκάρια B2_1(διπλευρος μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος με συνδ Φ8/15 και οπλισμό 6Φ16) και B9_1 (με τρίπλευρο μανδύα 7Φ16 και συνδετήρα Φ8/15)

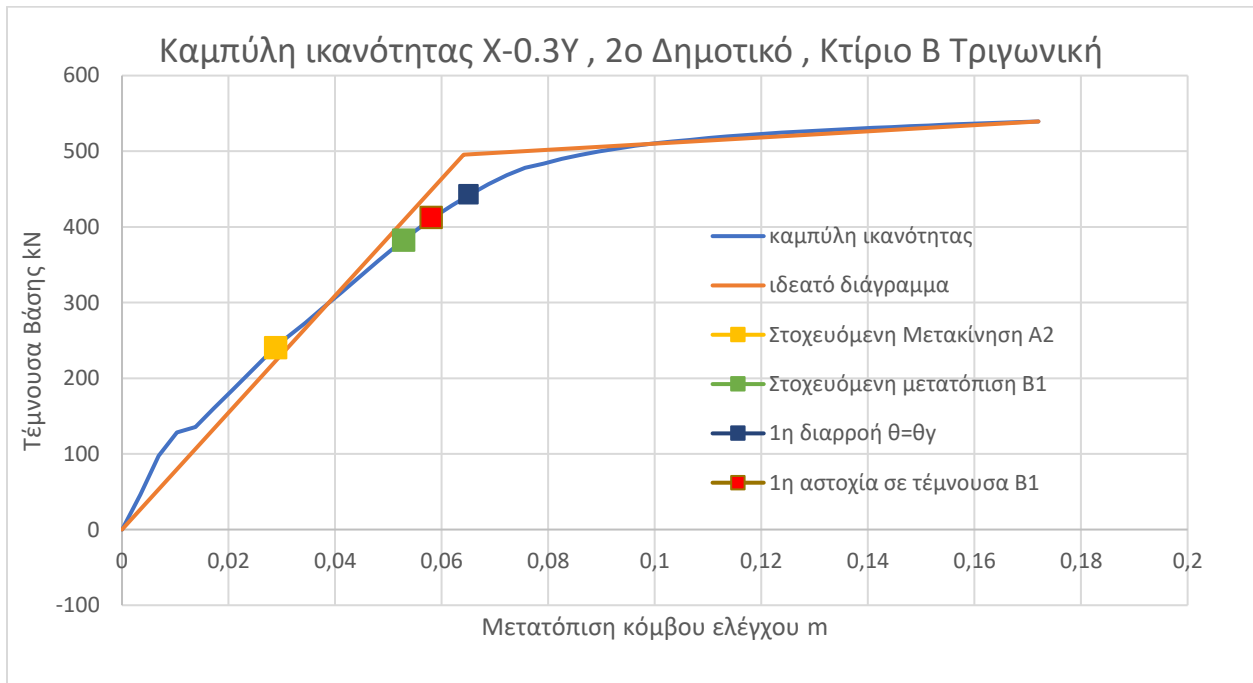
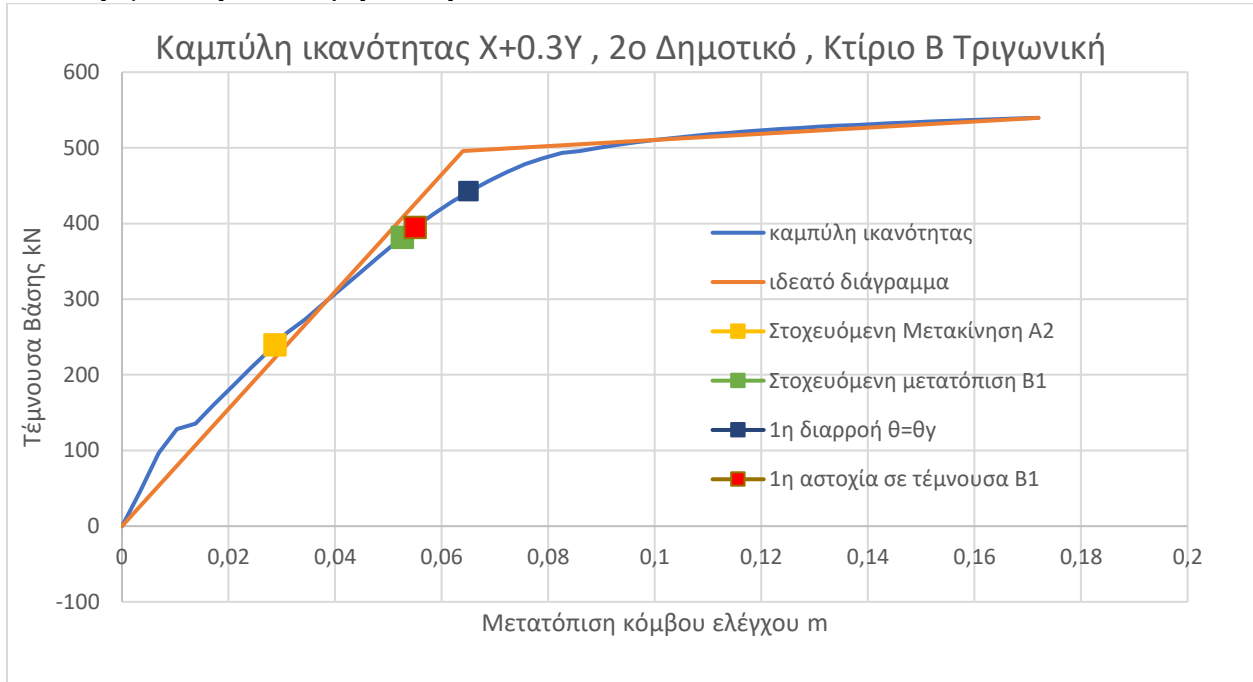
5.6 Αποτελέσματα ανάλυσης κτίριου Β και Γ ενισχυμένα με τοιχία και μανδύες

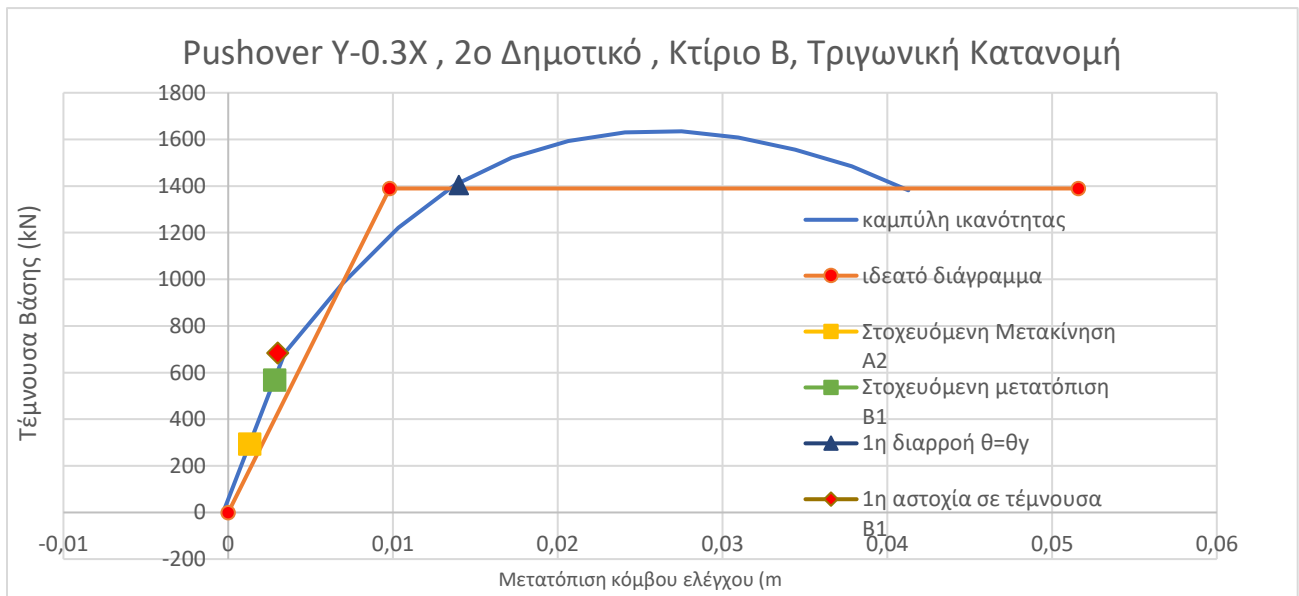
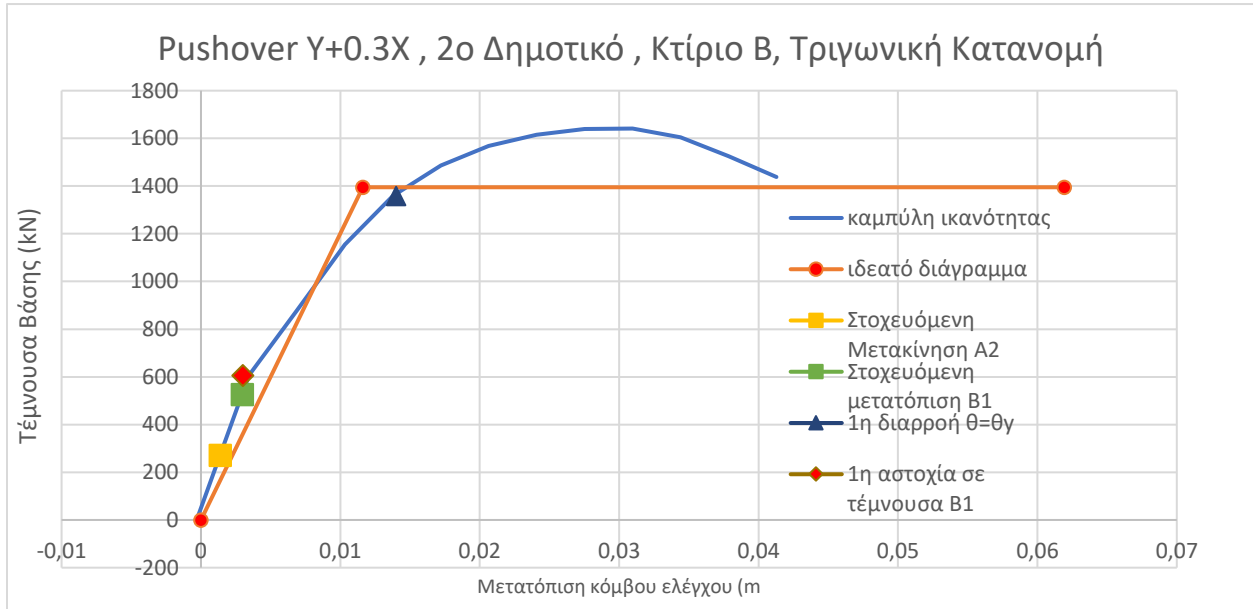
5.6.1 Ορθογωνική κατανομή Β κτίριο



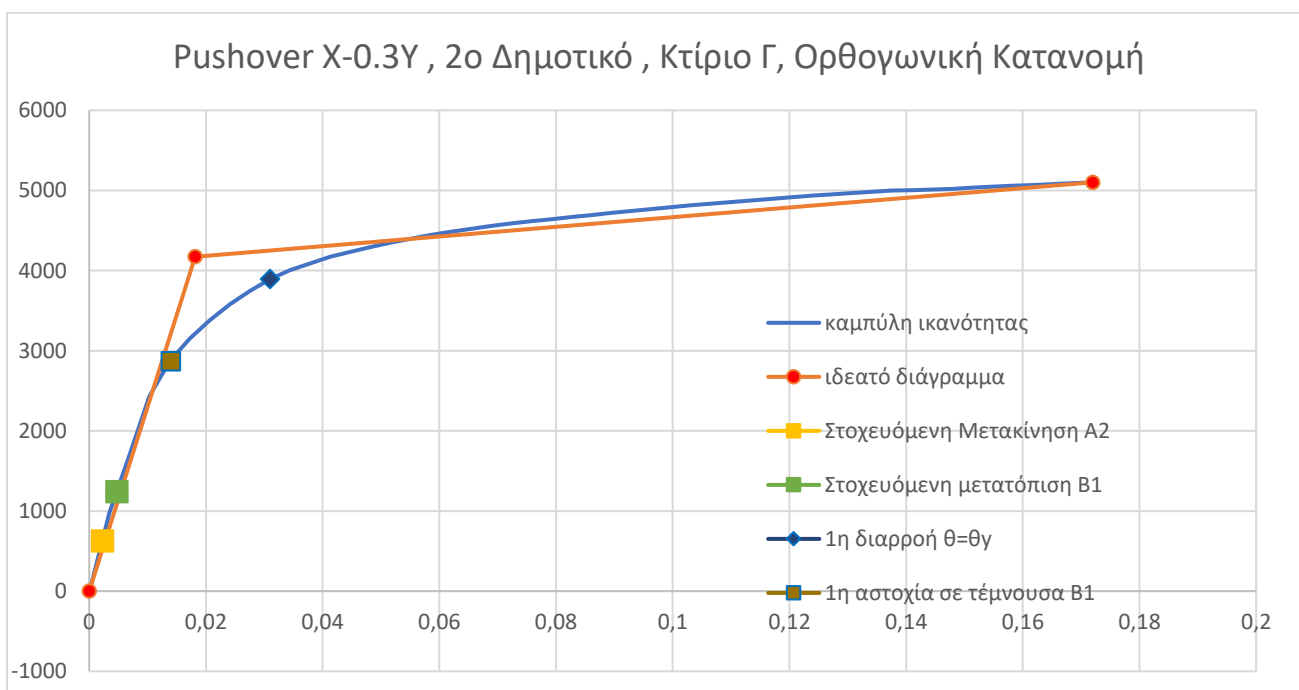
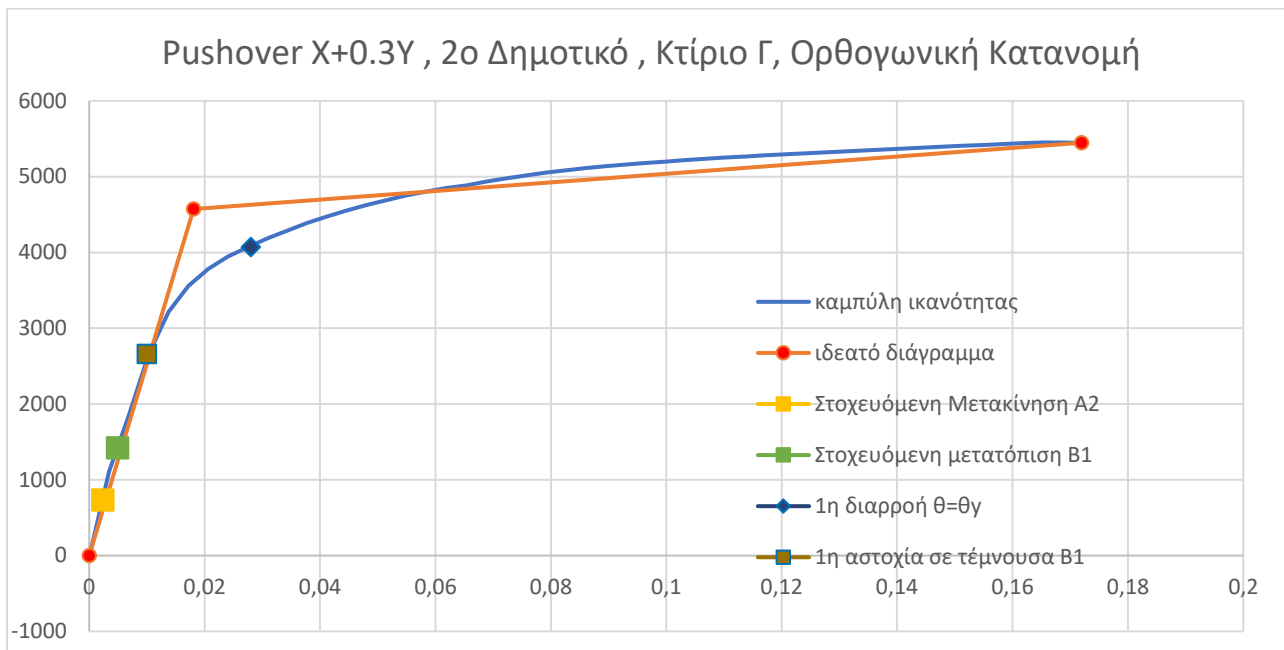


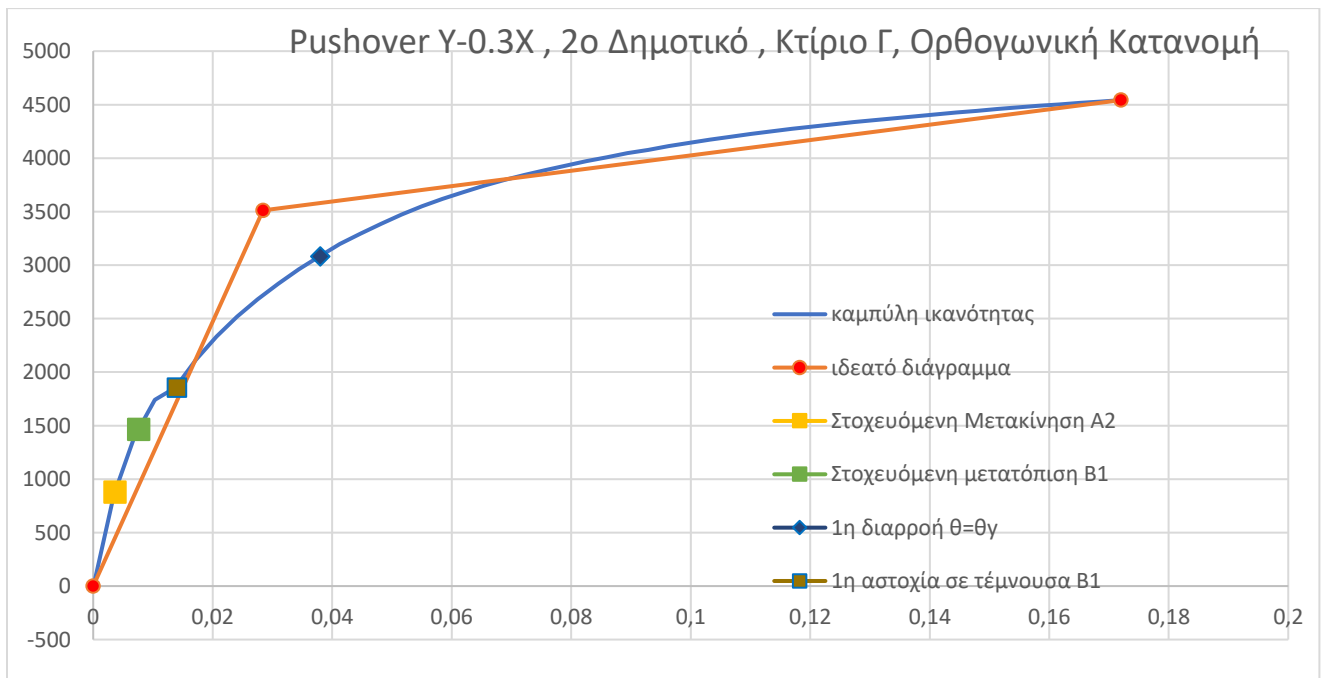
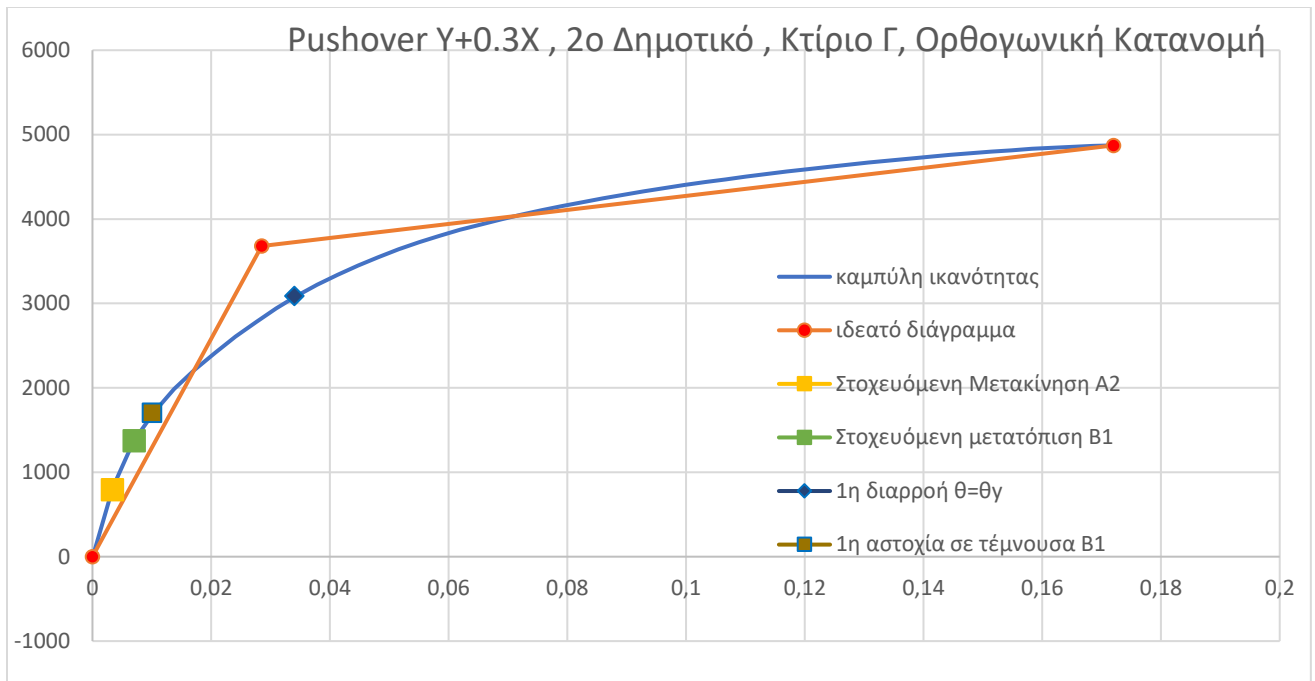
5.6.2 Τριγωνική κατανομή Β κτίριο



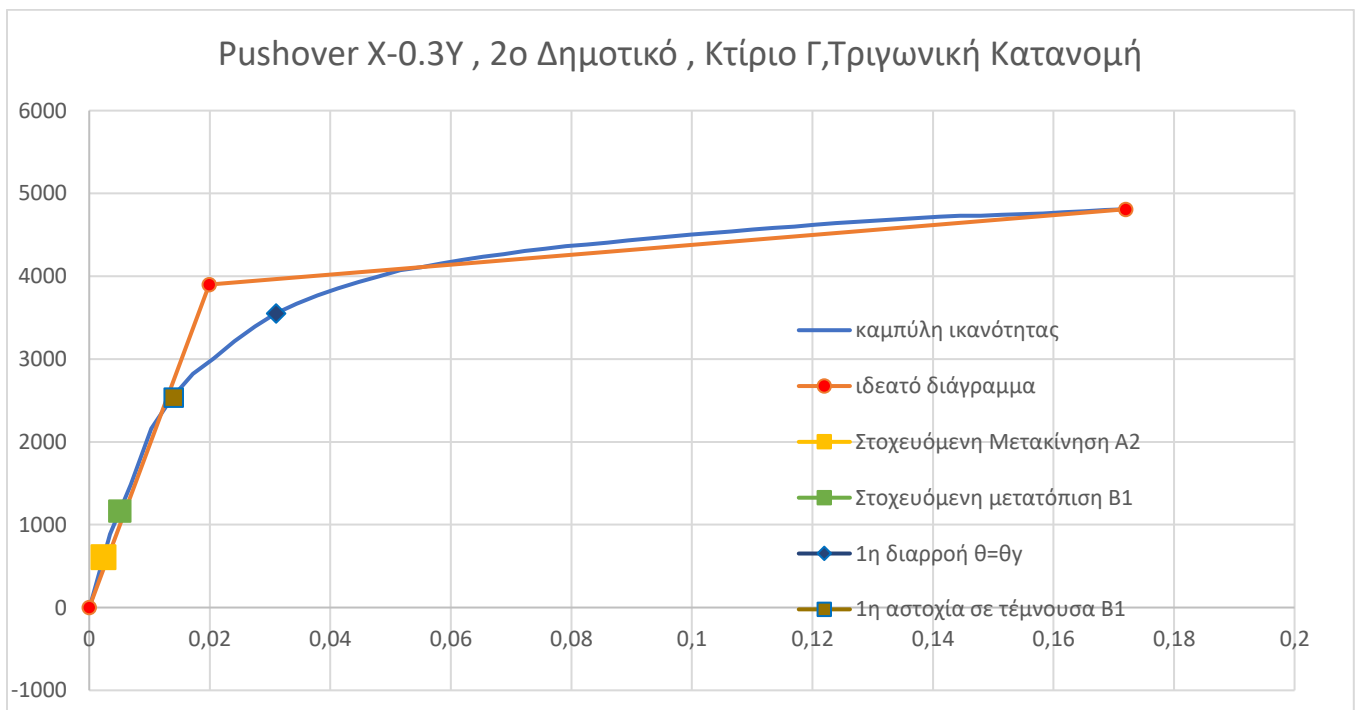
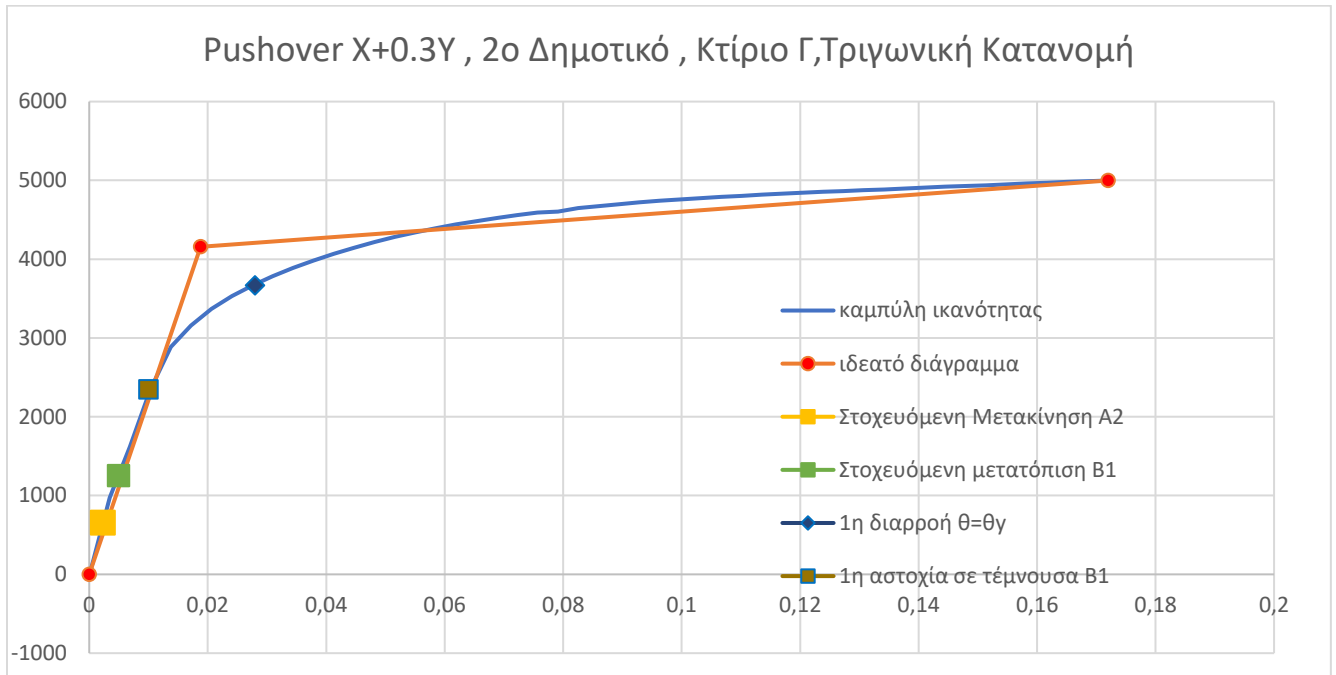


5.6.3 Ομοιόμορφη κατανομή Γ κτίριο

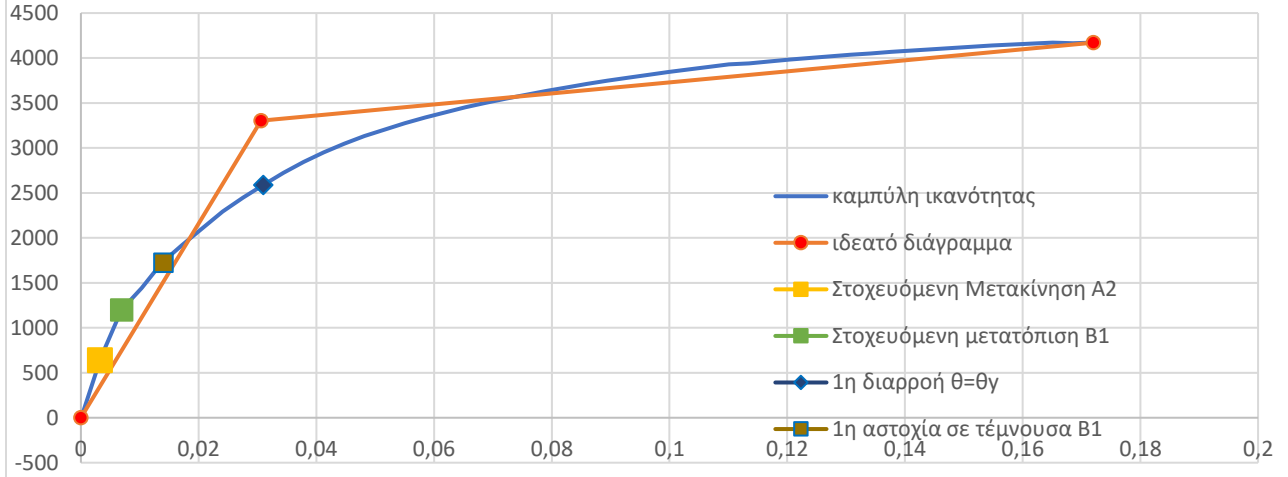




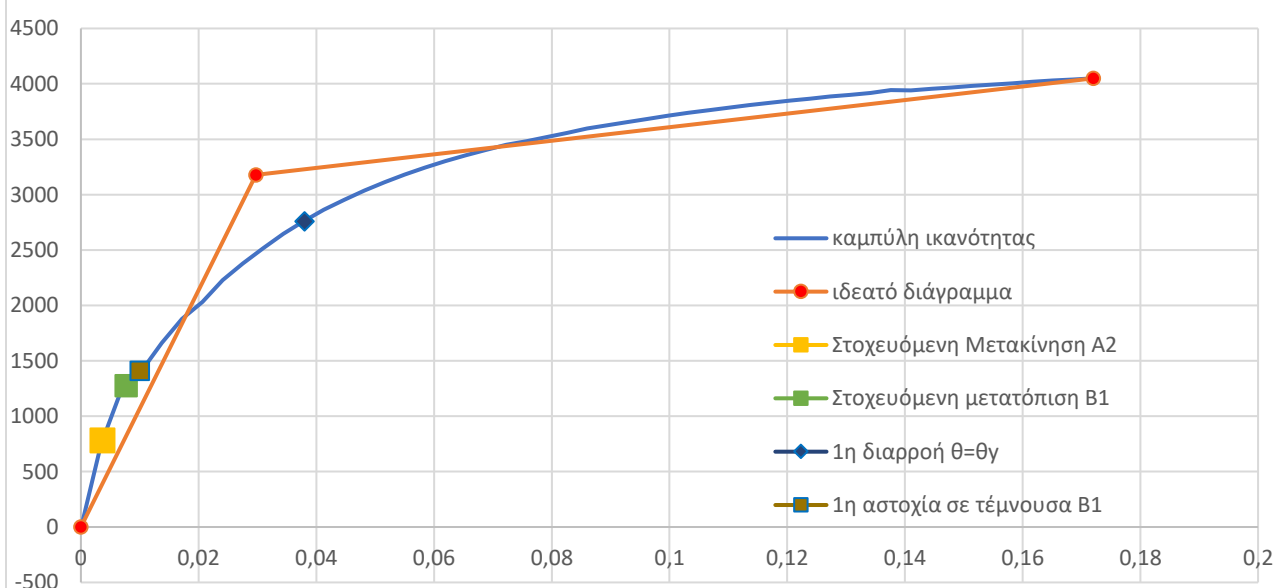
5.6.4 Τριγωνική κατανομή Γ κτίριο



Pushover $Y+0.3X$, 2ο Δημοτικό , Κτίριο Γ,Τριγωνική Κατανομή



Pushover $Y-0.3X$, 2ο Δημοτικό , Κτίριο Γ,Τριγωνική Κατανομή



5.7 Σύνδεση τοιχωμάτων με δοκούς

Για τη βέλτιστη λειτουργία των τοιχωμάτων επιτυγχάνεται με την εξασφάλιση της μονολιθικής σύνδεσης τους με τις παράπλευρες δοκούς. Για να επιτευχθεί λοιπόν η προσδοκώμενη συμπεριφορά πρέπει να τοποθετηθούν βλήτρα μέσω των οποίων εξασφαλίζεται η επαρκής μεταφορά δυνάμεων μεταξύ των παλαιών και νέων στοιχείων. Παρουσιάζεται αναλυτικά η πορεία υπολογισμού για τον απαιτούμενο αριθμό βλήτρων των τοιχωμάτων.

ΚΑΝ.ΕΠΕ§6.1.2.2

Η τιμή σχεδιασμού της μέγιστης τέμνουσας, F_{ud} , που μπορεί να μεταφερθεί από μια ράβδο με διάμετρο d_b , με επαρκές μήκος (§6.1.2.2.γ) και επαρκείς επικαλύψεις (§6.1.2.2β), μπορεί να υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση:

$$F_{ud} = \frac{1,30d_b^2}{\gamma_{Rd}} \sqrt{f_{cd}f_{yd}} \leq \frac{A_s f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

A_s : η διατομή της ράβδου

f_{cd} : η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος

f_{yd} : η τιμή σχεδιασμού του ορίου διαρροής της ράβδου, και το

γ_{Rd} λαμβάνεται ίσο με 1,3.

Όταν η διεπιφάνεια την οποία διαπερνά η ράβδος ενδέχεται να υποβληθεί σε ανακυκλιζόμενη δράση, συνιστάται να λαμβάνεται υπ' όψη μειωμένη αντοχή βλήτρου, ως ακολούθως:

$$F_{ud} = 0.65d_b^2 \sqrt{f_{cd}f_{yd}} \leq \frac{A_s f_{yd}}{\sqrt{3}} [\text{mm, MPa}]$$

Απαιτούμενος αριθμός βλήτρων

$$n = V_{Td} / F_{ud}$$

Ελάχιστες επικαλύψεις

Για να εξασφαλίζεται ότι ο μηχανισμός βλήτρου αστοχεί με διαρροή του βλήτρου και ταυτόχρονη τοπική αστοχία λόγω συνθλίψεως του σκυροδέματος κάτω απ' την ράβδο πρέπει η επικάλυψη του βλήτρου διαμέτρου d_b να είναι τουλάχιστον ίση με :

για $d_b \geq 14\text{mm}$

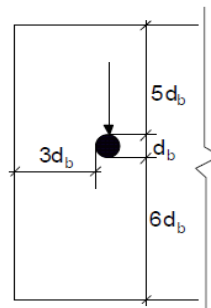
Κατά την διεύθυνση της φόρτισης

Ελάχιστη εμπρός επικάλυψη $= 6d_b = 84\text{mm}$

Ελάχιστη πίσω επικάλυψη $= 5d_b = 70\text{mm}$

Κάθετα στην διεύθυνση της φόρτισης

Ελάχιστη πλευρική επικάλυψη $= 3d_b = 42\text{mm}$



Απόσταση μεταξύ διαδοχικών βλήτρων

Η καθαρή απόσταση μεταξύ διαδοχικών βλήτρων να είναι κατελάχιστον

$$s_{min} > 5 d_b = 5 * 14 = 70 \text{ mm}$$

Μήκος εμπήξεως

Το μήκος εμπήξεως του βλήτρου στο παλαιό σκυρόδεμα πρέπει να είναι $l_{bmin} > 8 d_b = 112 \text{ mm}$
Απαιτούμενος αριθμός βλήτρων σύνδεσης δοκού τοιχώματος για τα κτίρια Β και Γ

Τοιχίο		Δρώσα Τέμνουσα	Αριθμός βλήτρων
Τ1Β	Ισόγειο	210,5	12
	Όροφος	101,87	6
Τ2Β	Ισόγειο	230,65	13
	Όροφος	134,43	8
Τ1Γ	Ισόγειο	438,47	24
	Όροφος	283,32	16
Τ2Γ	Ισόγειο	229,93	13
	Όροφος	195,3	11
Τ3Γ	Ισόγειο	74,86	5
	Όροφος	191,03	11
Τ4Γ	Ισόγειο	155,84	9
	Όροφος	140,05	8

5.8 Συμπεράσματα

Συμπερασματικά, με την προσθήκη των τοιχωμάτων δεν παρατηρείται σημαντική βελτίωση στη μείωση της σεισμικής τρωτότητας του κτιρίου, αφού ναι μεν η απαίτηση σε μετακίνηση μειώθηκε, αλλά από την άλλη πλευρά αυξήθηκε σημαντικά η απαίτηση σε τέμνουσα βάσης, κι αυτό είχε ως αποτέλεσμα η ικανότητα της κατασκευής να απέχει από την απαιτούμενη. Συγκεκριμένα, στο κτίριο Β η ιδιοπερίοδος μειώθηκε από 0,56 σε 0,43 ενώ στο κτίριο Γ το οποίο είχε στρεπτική ευαισθησία μειώθηκε από 0,45 σε 0,16. Τα κτίρια δεν είναι ευαίσθητα πλέον σε στρέψη. Αυτό φαίνεται από τη μορφή των δύο πρώτων-σημαντικών ιδιομορφών (είναι μεταφορική), αλλά και από το ποσοστό της ενεργοποιούμενης μάζας σε κάθε μία από αυτές. τα μέτρα ενίσχυσης δεν κρίνονται ικανοποιητικά και σε τοπικό και σε καθολικό επίπεδο, κάνοντας επιτακτική την λήψη περαιτέρω μέτρων ενίσχυσης.

	Διεύθυνση	Τέμνουσα Βάσης στην πρώτη ασοχία		Απαιτούμενη τέμνουσα Βάσης για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β		Μετακίνηση πρώτης ασοχίας		Απαιτούμενη μετακίνηση για στάθμη επιτελεστικότητας Β	
		Προ	Μετά	Προ	Μετά	Προ	Μετά	Προ	Μετά
ΚΤΙΡΙΟ Β	X	230	328,6	320	372	0,028	0,038	0,054	0,048
	Y	270	596	325	500,6	0,029	0,003	0,056	0,0028
ΚΤΙΡΙΟ Γ	X	540	1088	990	1428	0,021	0,0034	0,05	0,005
	Y	900	1671	1190	1381	0,026	0,01	0,04	0,007

Μετά την ενίσχυση των κτιρίων με τοιχία και πρόσθετους μανδύες παρατηρείται ότι και στις δύο διευθύνσεις ο φορέας του κτιρίου επαρκεί, αφού πλέον η ικανότητα του υπερβαίνει την απαίτηση που καθορίζεται από την στάθμη επιτελεστικότητας και τη σεισμική δράση. Από τα αποτελέσματα γίνεται φανερό ότι με την ενίσχυση του φορέα αυξήθηκε τόσο η αντοχή του, όσο επίσης η δυσκαμψία και η πλαστιμότητά του. Συνεπώς, με βάση τα ευρήματα της της Pushover ανάλυσης του ενισχυμένου με τοιχώματα και μανδύες φορέα, προκύπτει ότι επετεύχθη η σεισμική αναβάθμιση του σύμφωνα με τους στόχους που ετέθησαν βάσει των κανονιστικών διατάξεων και δεν χρειάζονται πρόσθετα μέτρα ενίσχυσης.

	Διεύθυνση	Τέμνουσα Βάσης στην πρώτη ασοχία			Απαιτούμενη τέμνουσα Βάσης για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β			Μετακίνηση πρώτης ασοχίας			Απαιτούμενη μετακίνηση για στάθμη επιτελεστικότητας Β		
		ΠΡΟ	ENT	ENTM	ΠΡΟ	ENT	ENTM	ΠΡΟ	ENT	ENTM	ΠΡΟ	ENT	ENTM
ΚΤΙΡΙΟ Β	X	230	328,6	458	320	372	439	0,028	0,038	0,055	0,054	0,048	0,051
	Y	270	596	671	325	500,6	600	0,029	0,003	0,003	0,056	0,0028	0,003
ΚΤΙΡΙΟ Γ	X	540	1088	2657	990	1428	1423	0,021	0,0034	0,01	0,05	0,005	0,004
	Y	900	1671	1705	1190	1381	1375	0,026	0,01	0,01	0,04	0,007	0,007

Επιπλέον, κατά την ανελαστική απόκριση του κτιρίου, οι σεισμικές απαιτήσεις του κτιρίου Γ στη στάθμη ελέγχου Β1 είναι περίπου 0,7 cm (Δ/ση Y). Οι αντίστοιχες απαιτήσεις (Δ/ση Y) από την ανελαστική συμπεριφορά του κτιρίου Β εν επαφή με το Γ 0,3 cm, με αποτέλεσμα, αθροιστικά, η σχετική μετατόπιση μεταξύ των δύο κτιρίων ίση με 1 cm να μην υπερβαίνει τον υφιστάμενο σεισμικό αρμό κατασκευής που είναι περίπου 2 cm, με αποτέλεσμα να προκύπτει ότι τα δύο κτίρια Β και Γ δεν θα συγκρουσθούν μεταξύ τους κατά το σεισμό ελέγχου Β1.

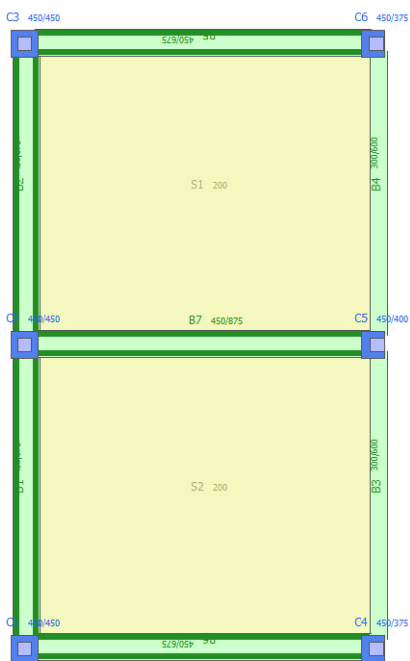
6. Ενίσχυση κτιρίων Β και Γ με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος

6.1 Επιλογή προσθήκης μανδύων

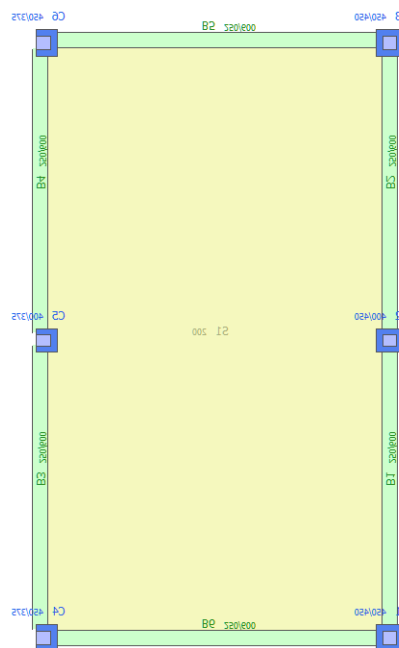
Στην μελέτη αντισεισμικής αποτίμησης του κτιρίου Β όλα τα υποστυλώματα του ισογείου ορόφου και τα 4 γωνιακά του ορόφου δεν επαρκούν έναντι διάτμησης για τη στάθμη επιτελεστικότητας . Γι' αυτό αρχικά επιλέχθηκε να ενισχυθούν όλα τα υποστυλώματα με μανδύα και στη συνέχεια να γίνει περαιτέρω ενίσχυση δοκών που θα αστοχούν σε διάτμηση ή σε έλεγχο στροφής χορδής ή σε διαρροή οπλισμού στη στάθμη επιτελεστικότητας. Ομοίως, έγινε και η ενίσχυση για το κτίριο Γ. Είναι σημαντικό να επισημάνουμε ότι η διαρροή των οπλισμών των δοκών στο κτίριο αποτελεί αστοχία καθώς δεν έχουμε επαρκή μήκη αγκύρωσης στους οπλισμούς των δοκών και κινδυνεύουν σε εξόλκευση . Τα εντατικά μεγέθη που χρησιμοποιήθηκαν για την διαστασιολόγηση και όπλιση των μανδύων είναι από τον συνδυασμό $G+0.3Q \pm E_x \pm 0.3E_y$ και $G+0.3Q \pm E_y \pm 0.3E_x$ από τους οποίους λαμβάνονται οι μέγιστες τιμές στον πόδα και στην κορυφή κάθε στοιχείου. Η επικάλυψη όπως ορίζεται για $XS1$ $e_{nom}=5,5cm$. Παρουσιάζεται ένα παράδειγμα επιλογής μανδύων για τις δοκούς ενώ ολοκληρωμένοι οι πίνακες για τα υποστυλώματα και τις δοκούς και των δύο κτιρίων θα επισυναπτούν στο τέλος της διπλωματικής στο τεύχος υπολογισμών.

	M	N	μ	ν	ω	Astot	Αυπαρ χον	As min	επιλέγ εται	V	As/s	επιλέγ εται
B1 _1	219, 12	160, 6	0,055 898	0,028 679	0, 11	17,06 897	6,28	5,6	6φ16	128, 56	0,004 563	Φ6/10- 15-10
B2 _1	179, 57	340, 4	0,053 127	0,065 462	0, 05	7,758 621	6,28	5,2	4φ14	108, 86	0,003 864	Φ6/10- 15-10
B3 _1	180, 72	214, 39	0,053 467	0,041 229	0, 1	15,51 724	6,28	5,2	7φ16	128, 23	0,004 551	Φ6/10- 15-10
B4 _1	173, 13	324, 64	0,051 222	0,062 431	0, 07	10,86 207	6,28	5,2	4φ14	105, 79	0,003 755	Φ6/10- 15-10
B5 _1	165, 6	45,3 8	0,048 994	0,008 727	0, 09	13,96 552	7,35	5,2	6φ14	119, 03	0,004 225	Φ6/10- 15-10
B6 _1	166, 43	30,2	0,049 24	0,005 808	0, 09	13,96 552	7,35	5,2	6φ14	118, 79	0,004 216	Φ6/10- 15-10
B7 _1	208, 93	72,5 9	0,061 814	0,013 96	0, 12	23,58 621	7,35	5,2	9φ16	140, 17	0,004 975	Φ6/10- 15-10

Η ενίσχυση με μανδύες είναι μια μέθοδος που χρειάζεται να γίνεται σε βήματα . Πρώτα ενισχύθηκαν τα υποστυλώματα με μανδύες έγιναν οι στατικές ανελαστικές αναλύσεις Pushover για τους συνδυασμούς $X \pm 0.3Y$ και $Y \pm 0.3X$ και στις δύο κατανομές και στη συνέχεια



Εικόνα 54: Κάτοψη οροφής ισογείου κτιρίου Β, ενισχυμένου φορέα με μανδύες.



Εικόνα 55: Κάτοψη οροφής α' ορόφου κτιρίου Β, ενισχυμένου φορέα με μανδύες.

Υπολογισμός διαμηκών οπλισμών

Παράδειγμα για υποστύλωμα C3 κτιρίου Β

	C3		b=	0,45	h=	0,45	d=	0,069		
	Μάνω	Νάνω	μ	ν	ω	Μκάτω	Νκάτω	μ	ν	ω
x+0,3γ	51,4	229,21	0,028203	0,056595	0,05	78,83	237,3	0,043254	0,058593	0,09
x-0,3γ	59,19	190,04	0,032477	0,046923	0,06	83,47	198,13	0,0458	0,048921	0,1
γ+0,3x	41,05	347,84	0,022524	0,085886	0	36,44	355,93	0,019995	0,087884	0
γ-0,3x	9,88	310,82	0,005421	0,076746	0	24,78	318,9	0,013597	0,078741	0

Για τον υπολογισμό του διαμήκους οπλισμού χρησιμοποιούμε τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης M-N του ΕΚ2 για συμμετρική όπλιση

Χρησιμοποιείται σκυρόδεμα C30/37 χάλυβας B500C και $d/h=6,9/45=0,15$

Υπολογίζεται η ανηγμένη αξονική και ροπή για το άνω και κάτω πέλιμα του υποστυλώματος και για κάθε συνδυασμό φόρτισης

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{bh^2 f_{cd}}$$

$$\nu_{sd} = \frac{N_{sd}}{bh f_{cd}}$$

Τελικά από τους πίνακες παίρνουμε το ω και επιλέγεται να οπλιστεί με το μεγαλύτερο ω . Στο δικό μας παράδειγμα όπως φαίνεται και στον πίνακα από πάνω $\omega=0,1$

Το ελάχιστο ποσοστό που προβλέπει ο ΕΚ8 για τα υποστυλώματα αντιστοιχεί σε $0,01A_c=0,01*45*45=20,25 \text{ cm}^2$

Ο υπάρχον οπλισμός στο υποστυλώμα αντιστοιχεί σε $12,57 \text{ cm}^2$ αρα απαιτείται επιπλέον $7,68 \text{ cm}^2$ στο μανδύα . Επιλέγονται να τοποθετηθούν 6Φ14 ($A_s=9,24 \text{ cm}^2$)

Υπολογισμός εγκάρσιων οπλισμών

$V_{sd} > V_{rds}$ ΚΑΝ.ΕΠΕ§8.2.2.2

Όπου $V_{rds} = V_{rds}^0 + V_{rds}^n$ (άθροισμα τεμνουσών που αναλαμβάνουν οι συνδετήρες του αρχικού στοιχείου και της ενίσχυσης)

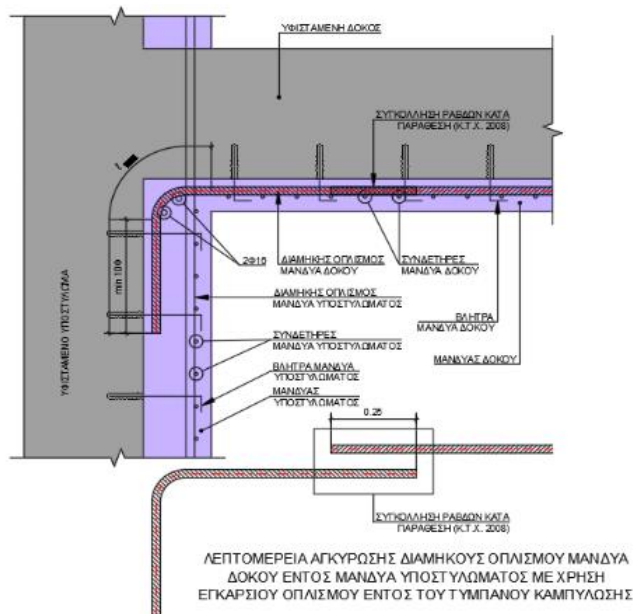
Έχουμε $V_{sd} - V_{rds} = 44,4$

$F_{ywd} = f_{yd} / \gamma_s = 500000 / 1,15$

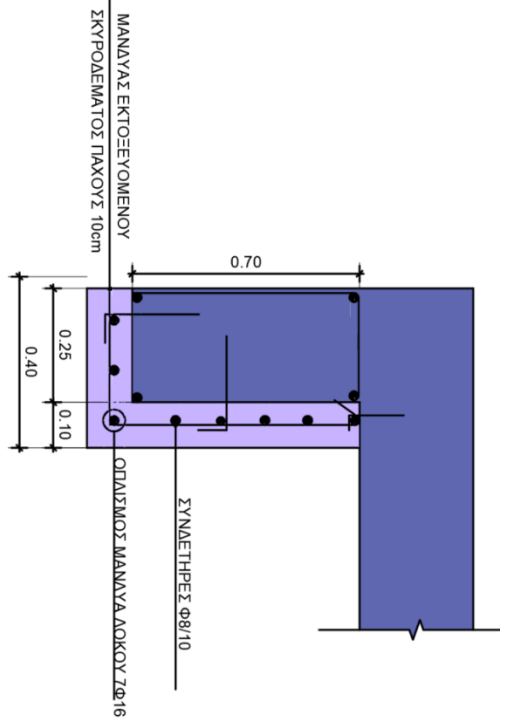
$A_s / s = 44,4 / 0,9 * f_{ywd} * 0,069 (d)$

Τοποθετούνται Φ6/10

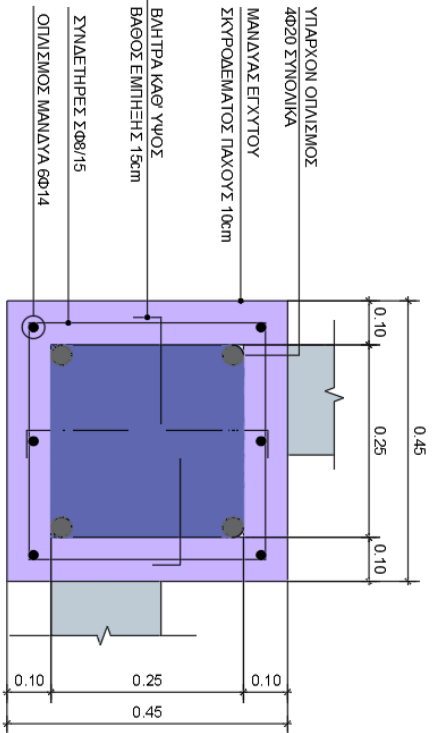
Τυπικά σχέδια δοκών και υποστυλωμάτων με μανδύες



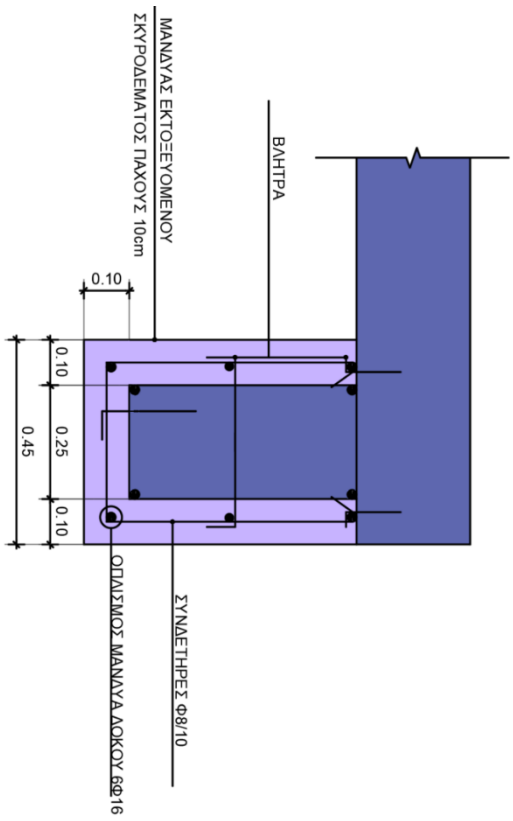
Εικόνα 56: Λεπτομέρεια αγκύρωσης διαμήκους οπλισμού μανδύα δοκού εντός μανδύα υποστυλώματος



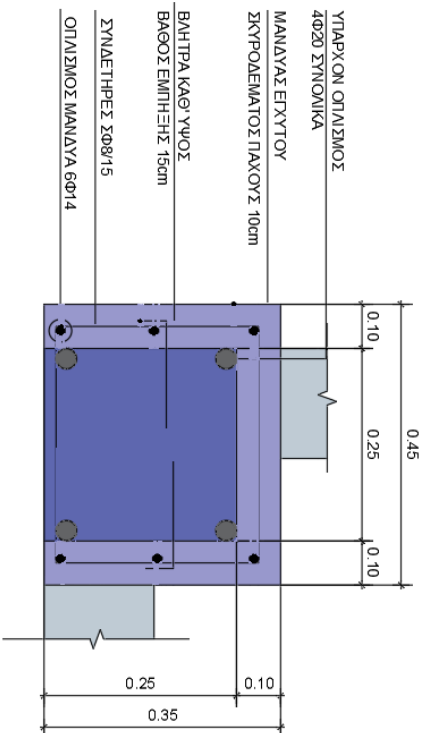
ΤΥΠΙΚΗ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΥΠΑΡΧΟΥΣΑΣ ΔΟΚΟΥ ΣΤΟ ΟΜΟΡΡΟ ΚΤΙΡΙΟ



ΤΥΠΙΚΗ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ Κ-1.3 ΚΤΙΡΙΟ Β



ΤΥΠΙΚΗ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΥΠΑΡΧΟΥΣΑΣ ΔΟΚΟΥ

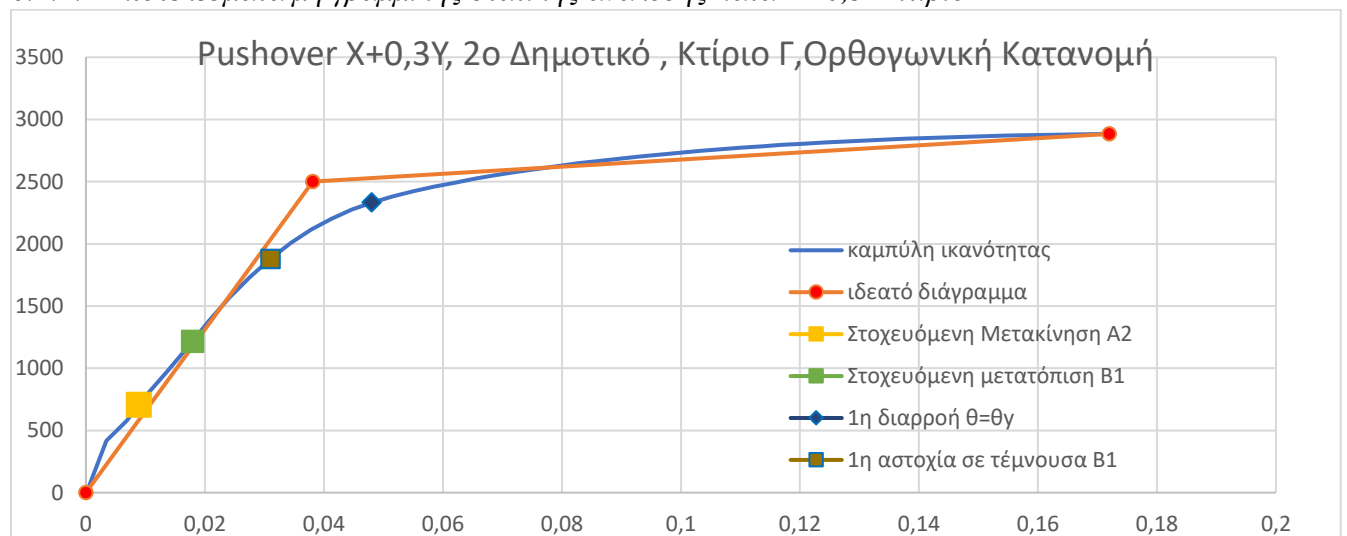


ΤΥΠΙΚΗ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ Κ-4.5 ΚΤΙΡΙΟ Β

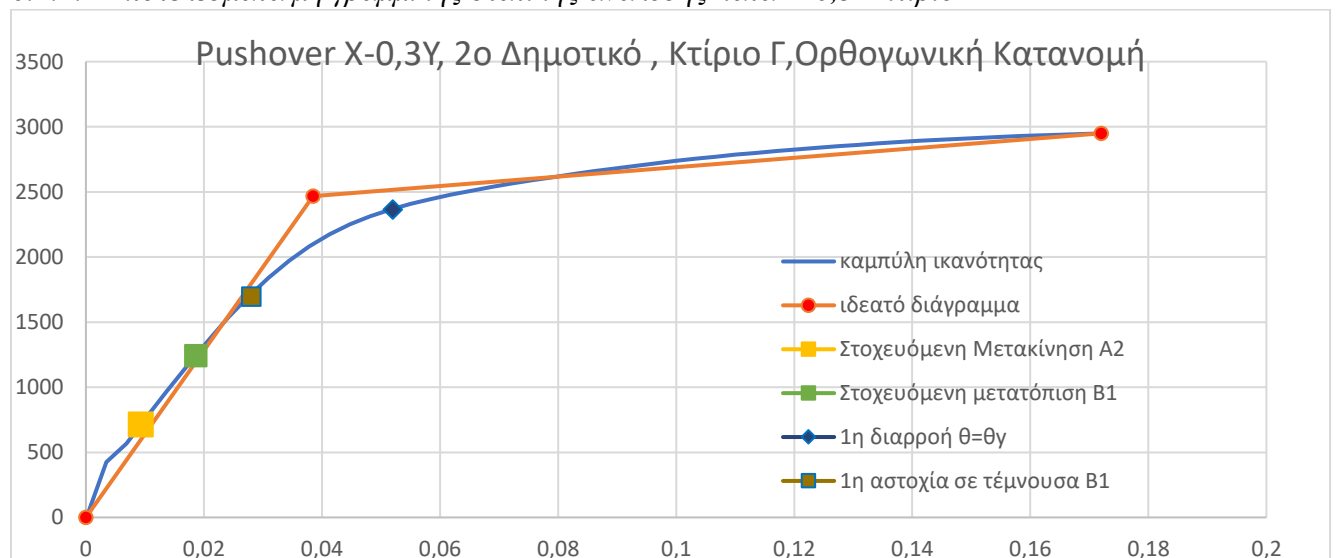
6.2 Αποτελέσματα ανάλυσης κτιρίου Β και Γ ενισχυμένα με μανδύες

6.2.1 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΤΗΣ ΕΠΙΛΥΣΗΣ: ΟΡΘΟΓΩΝΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΚΤΙΡΙΟ Γ

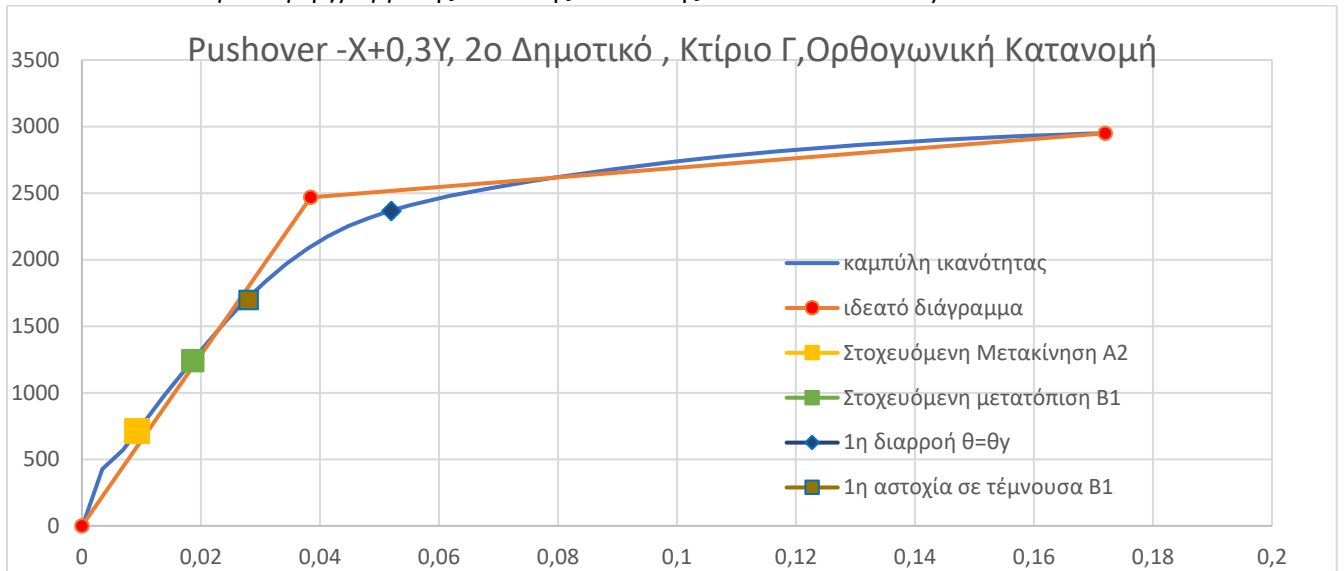
6.2.1.1 Αποτελέσματα μη γραμμικής στατικής ανάλυσης κατά $X+0,3Y$ κτίριο Γ



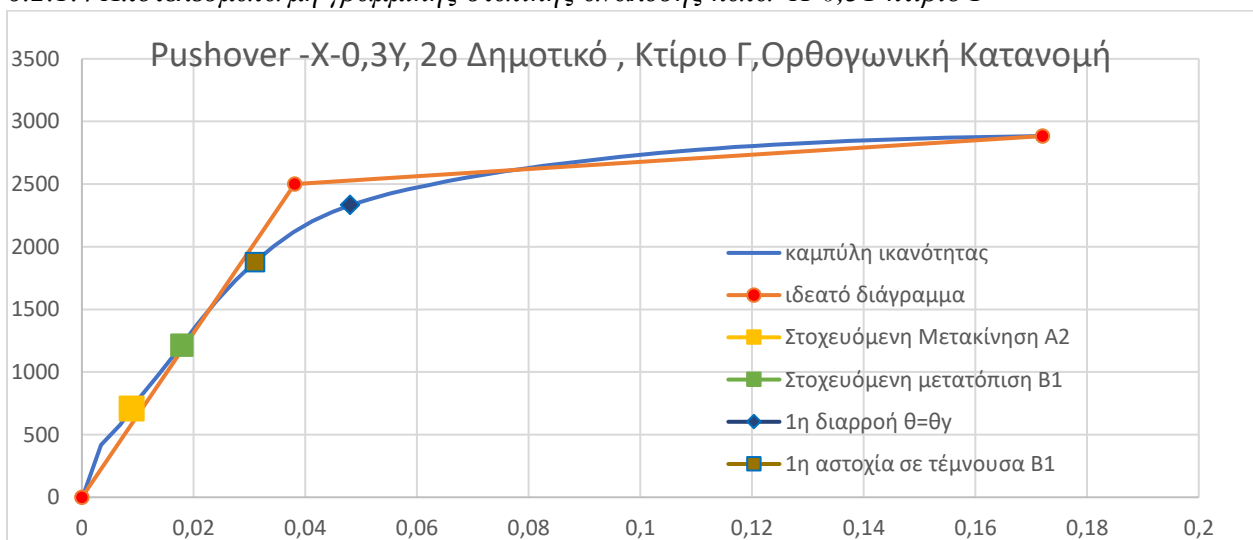
6.2.1.2 Αποτελέσματα μη γραμμικής στατικής ανάλυσης κατά $X-0,3Y$ κτίριο Γ



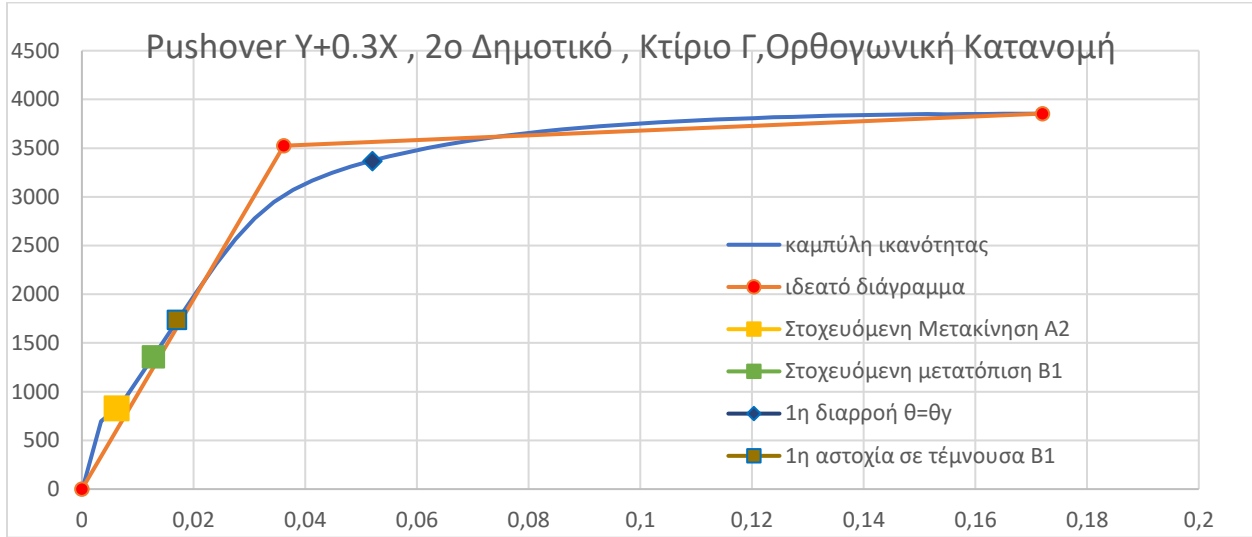
6.2.1.3 Αποτελέσματα μη γραμμικής στατικής ανάλυσης κατά $-X+0,3Y$ κτίριο Γ



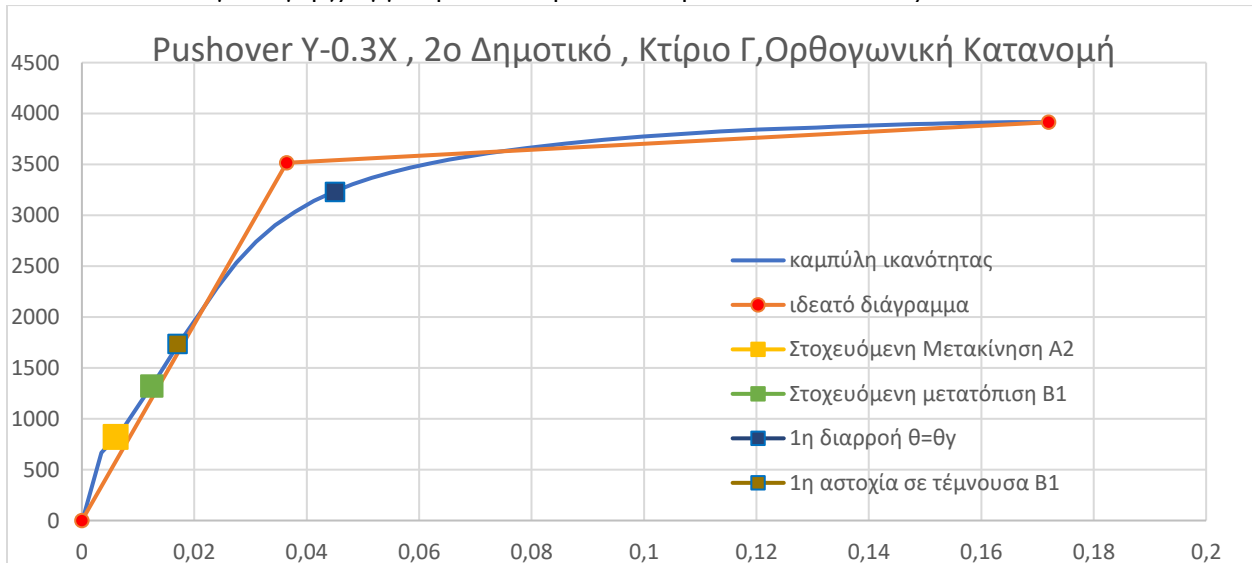
6.2.1.4 Αποτελέσματα μη γραμμικής στατικής ανάλυσης κατά $-X-0,3Y$ κτίριο Γ



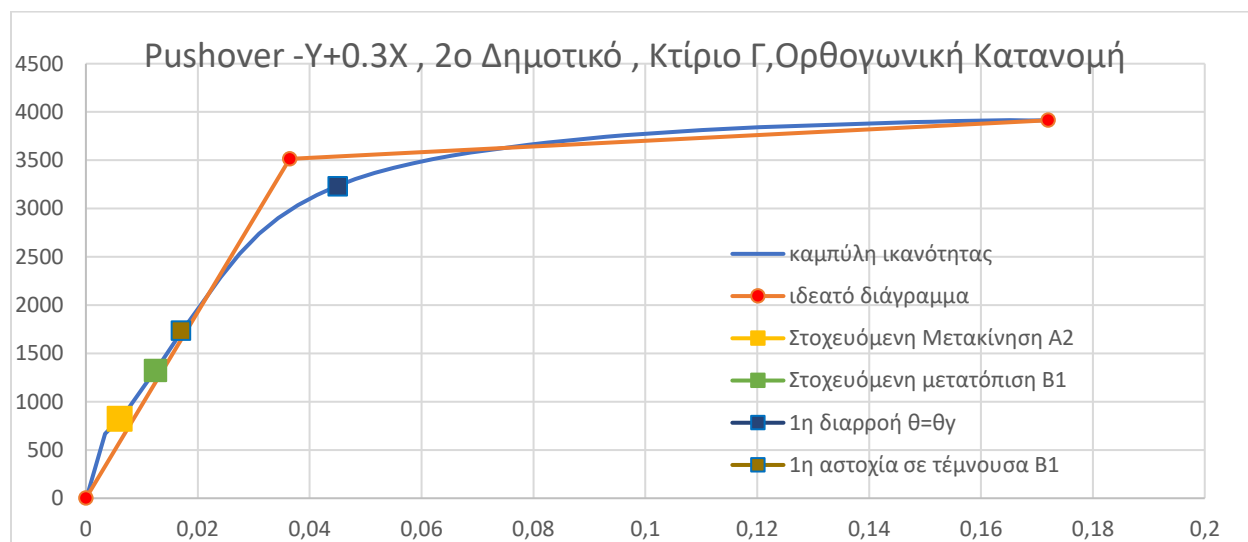
6.2.1.5 Αποτελέσματα μη γραμμικής στατικής ανάλυσης κατά $Y+0,3X$ κτίριο Γ



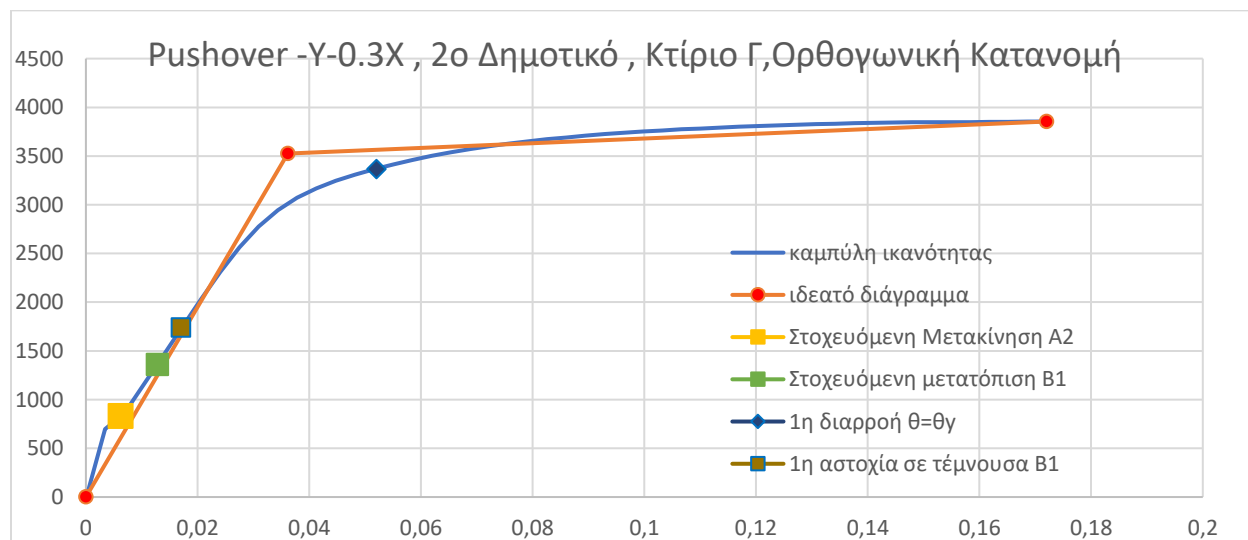
6.2.1.6 Αποτελέσματα μη γραμμικής στατικής ανάλυσης κατά $Y-0,3X$ κτίριο Γ



6.2.1.7 Αποτελέσματα μη γραμμικής στατικής ανάλυσης κατά $-Y+0,3X$ κτίριο Γ

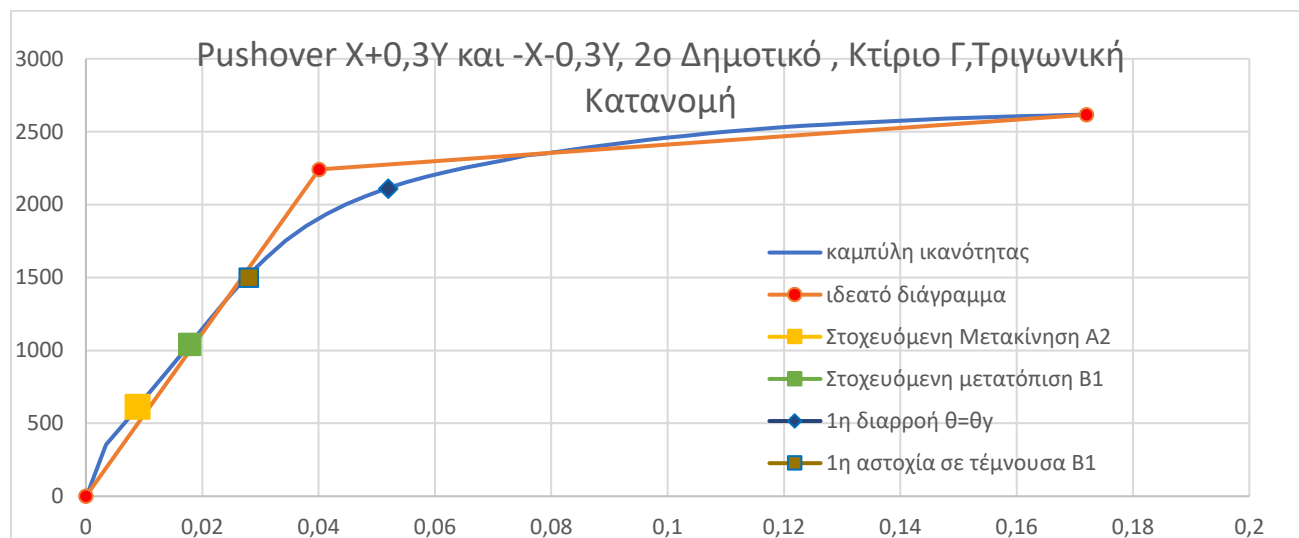


6.2.1.8 Αποτελέσματα μη γραμμικής στατικής ανάλυσης κατά $-Y-0,3X$ κτίριο Γ

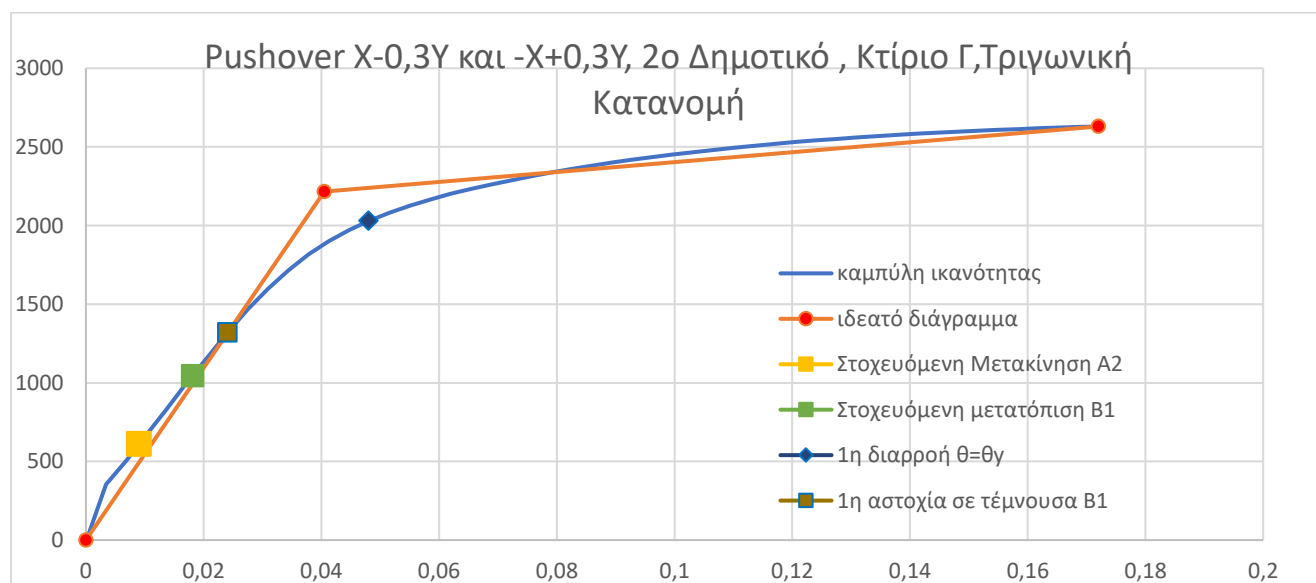


6.2.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΤΗΣ ΕΠΙΛΥΣΗΣ: ΤΡΙΓΩΝΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΚΤΙΡΙΟ Γ

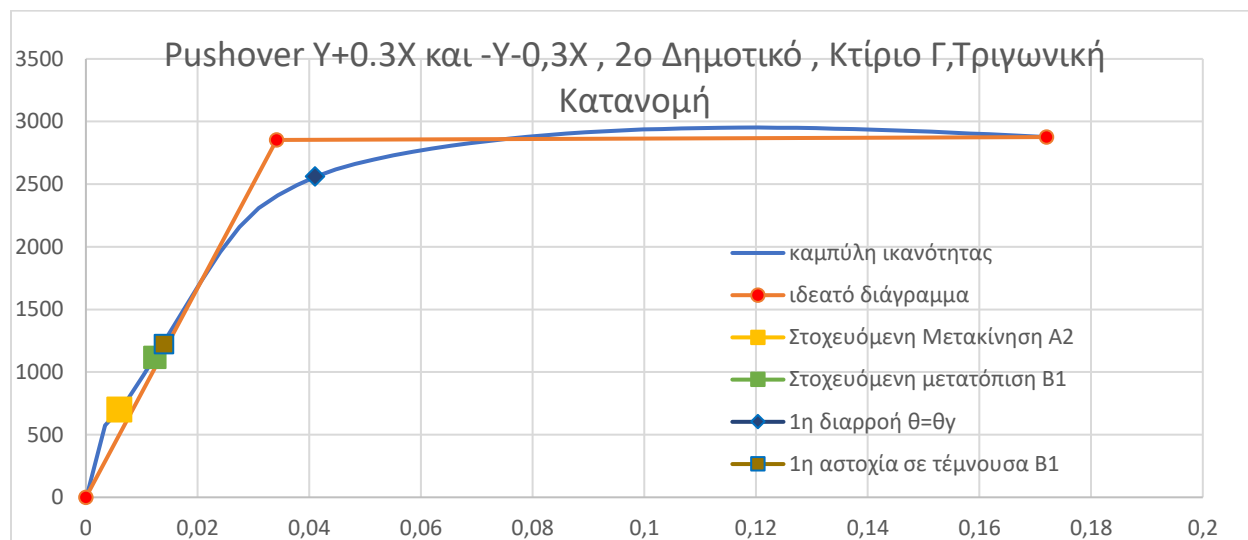
6.2.2.1 Αποτελέσματα μη γραμμικής στατικής ανάλυσης κατά $X+0,3Y$ και $-X-0,3Y$ κτίριο Γ



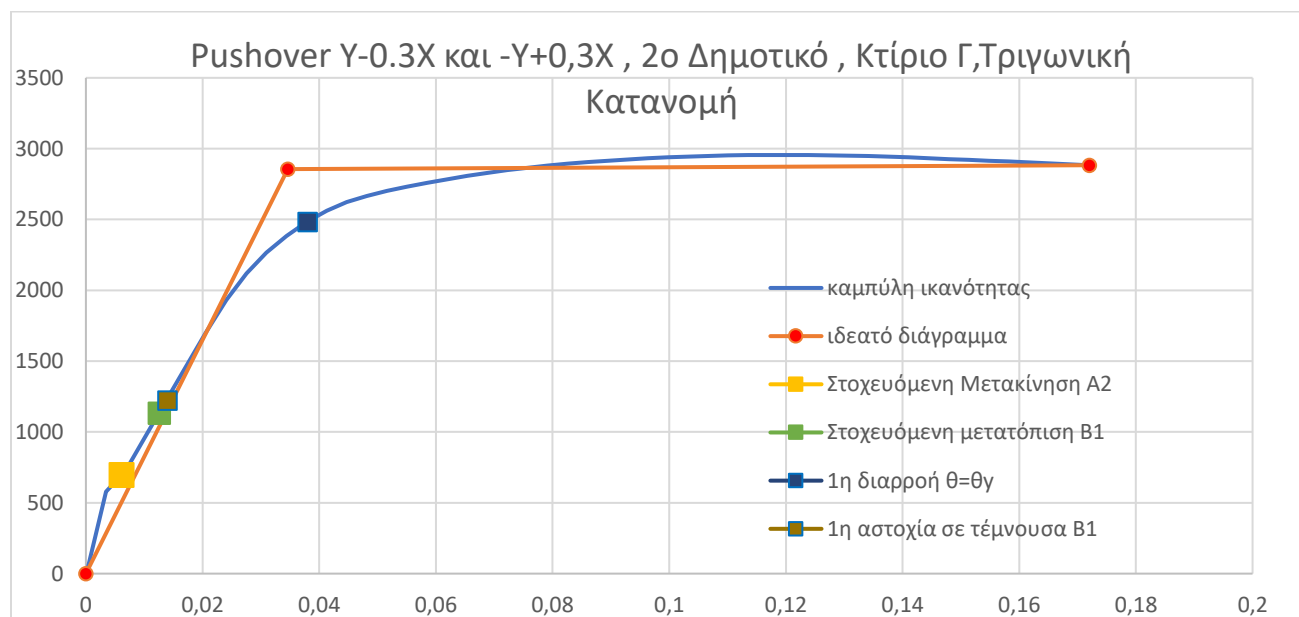
6.2.2.2 Αποτελέσματα μη γραμμικής στατικής ανάλυσης κατά $X-0,3Y$ και $-X+0,3Y$ κτίριο Γ



6.2.2.3 Αποτελέσματα μη γραμμικής στατικής ανάλυσης κατά $Y+0,3X$ και $-Y+0,3X$ κτίριο Γ

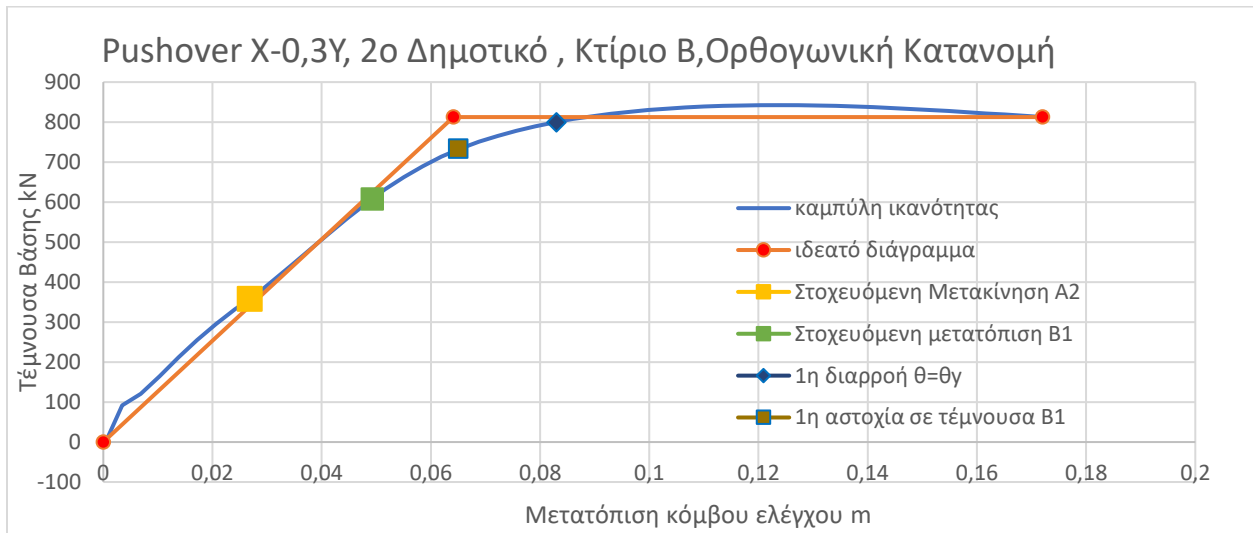


6.2.2.4 Αποτελέσματα μη γραμμικής στατικής ανάλυσης κατά $Y-0,3X$ και $-Y+0,3X$ κτίριο Γ

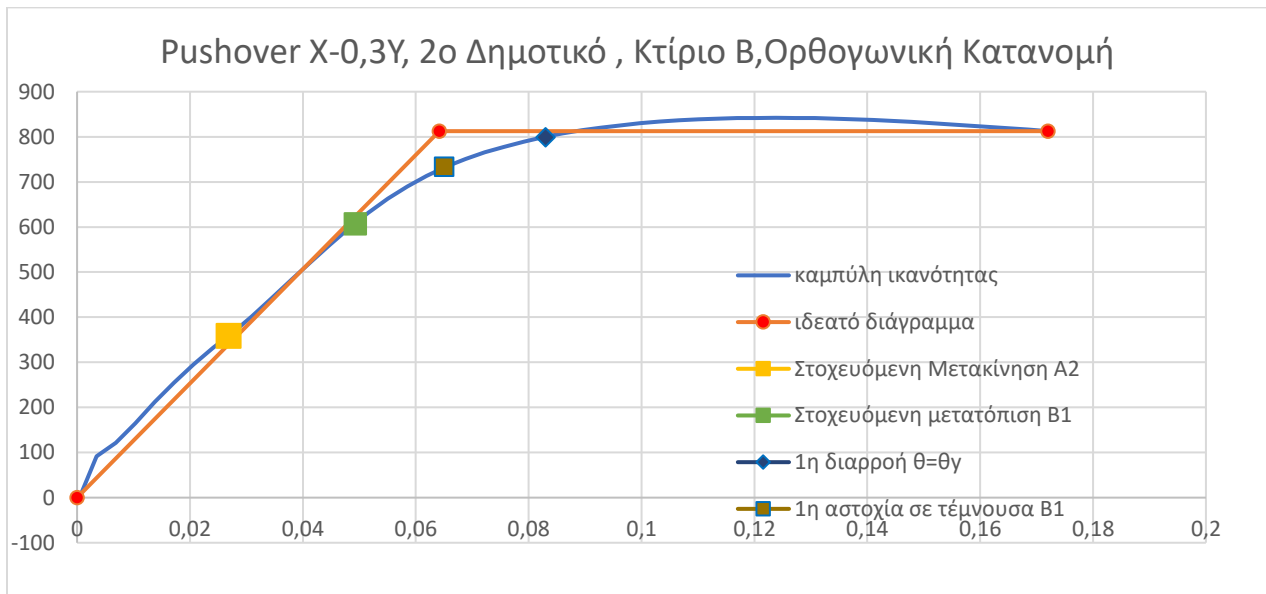


6.2.3 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΤΗΣ ΕΠΙΛΥΣΗΣ: ΟΡΘΟΓΩΝΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΚΤΙΡΙΟ Β

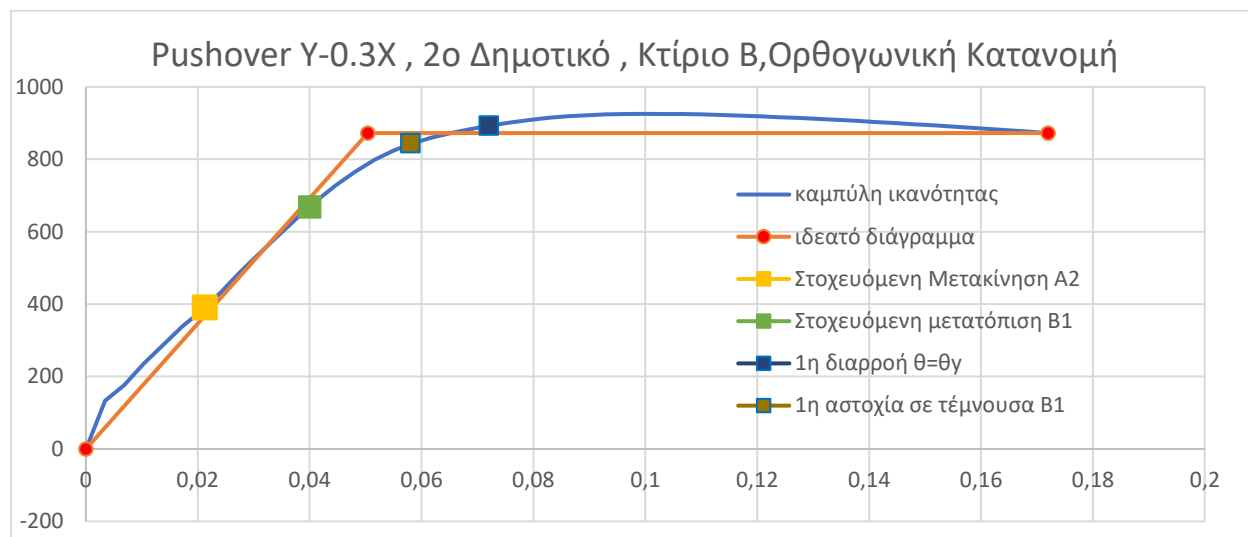
6.2.3.1 Αποτελέσματα μη γραμμικής στατικής ανάλυσης κατά $X+0,3Y$ κτίριο Β.



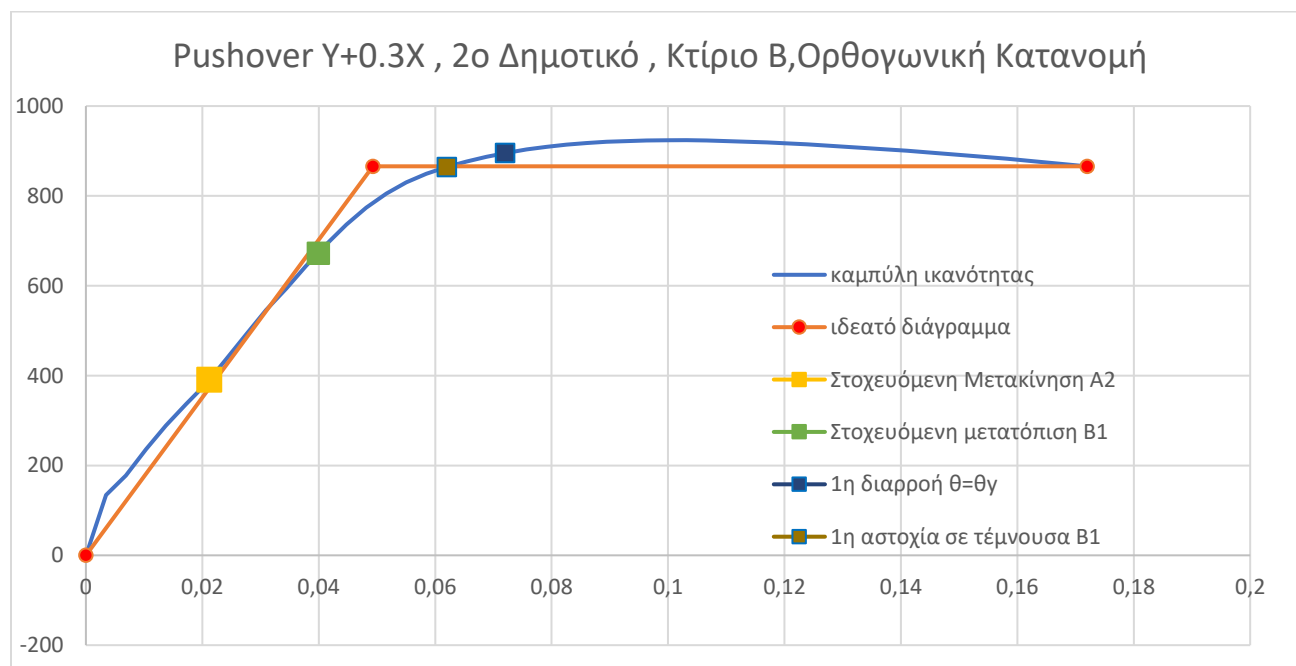
6.2.3.2 Αποτελέσματα μη γραμμικής στατικής ανάλυσης κατά $X-0,3Y$ κτίριο Β.



6.2.3.3 Αποτελέσματα μη γραμμικής στατικής ανάλυσης κατά $Y-0,3X$ κτίριο Β.

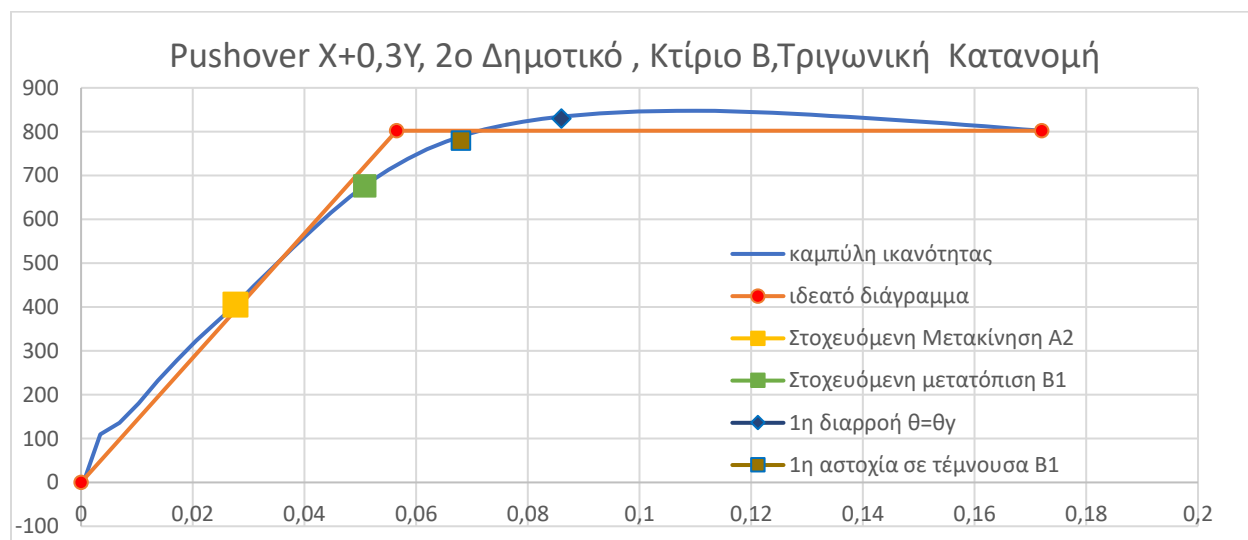


6.2.3.4 Αποτελέσματα μη γραμμικής στατικής ανάλυσης κατά $Y+0,3X$ κτίριο Β.

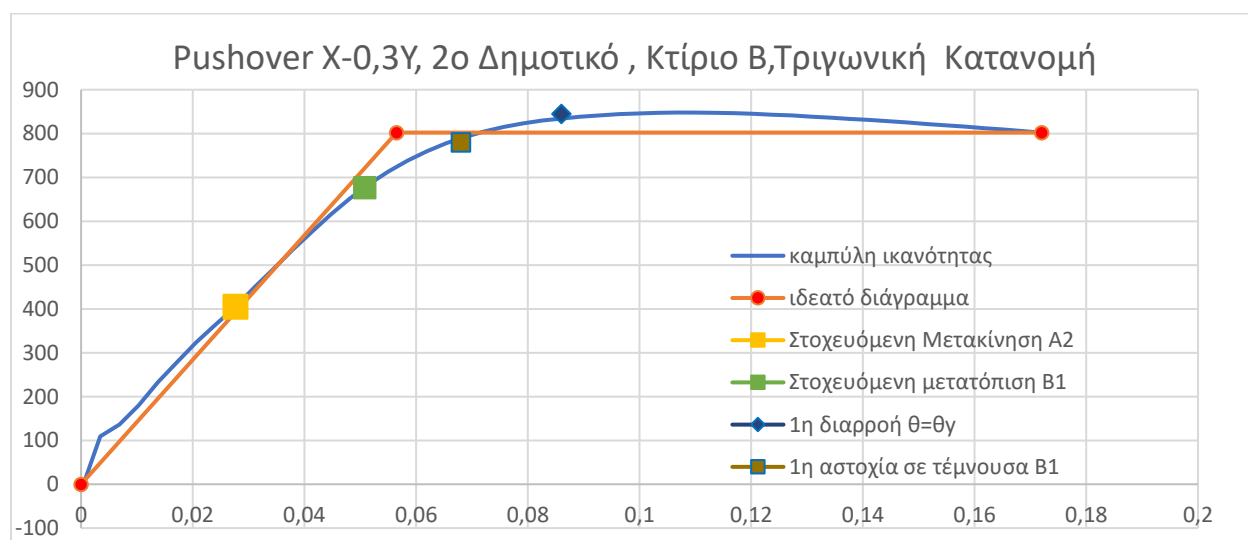


6.2.4 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΤΗΣ ΕΠΙΛΥΣΗΣ: ΤΡΙΓΩΝΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΚΤΙΡΙΟ Β

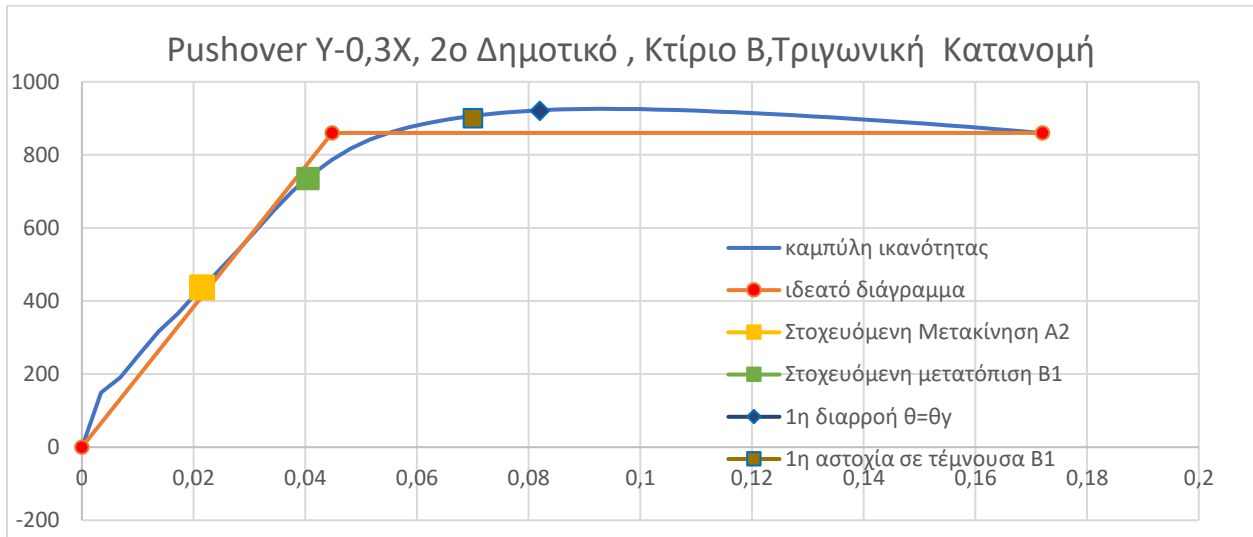
6.2.4.1 Αποτελέσματα μη γραμμικής στατικής ανάλυσης κατά $X+0,3Y$ κτίριο Β



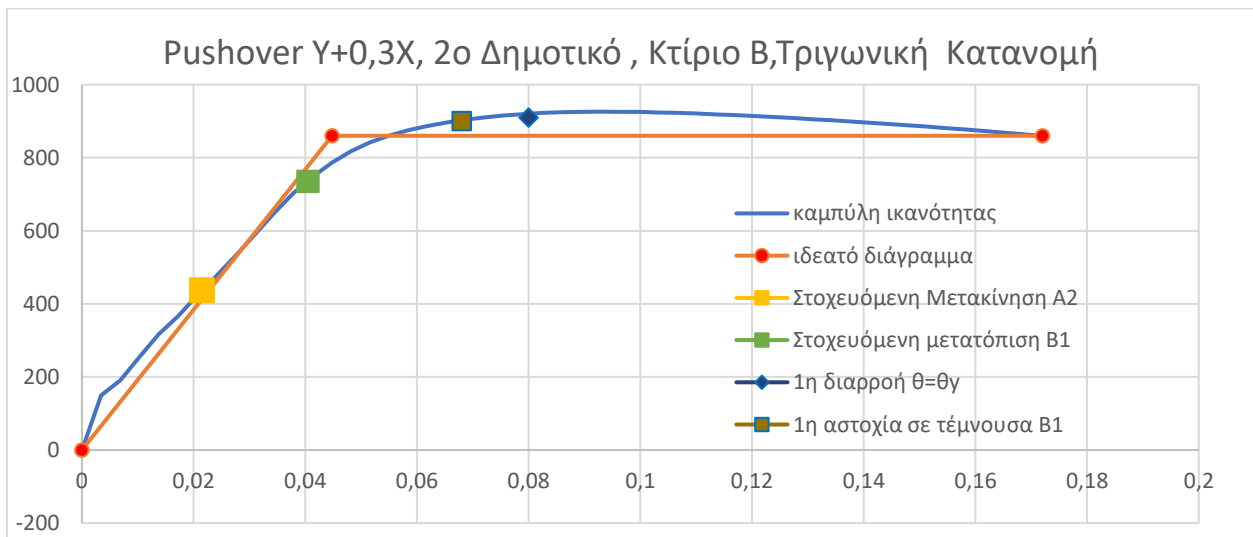
6.2.4.2 Αποτελέσματα μη γραμμικής στατικής ανάλυσης κατά $X-0,3Y$ κτίριο Β



6.2.4.3 Αποτελέσματα μη γραμμικής στατικής ανάλυσης κατά $Y-0,3X$ και $-X+0,3Y$ κτίριο B



6.2.4.4 Αποτελέσματα μη γραμμικής στατικής ανάλυσης κατά $Y+0,3X$ κτίριο B



1.3 Συμπεράσματα ενίσχυσης κτιρίων Β και Γ με μανδύες

Μετά την ενίσχυση των κτιρίων με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος παρατηρείται ότι και στις δύο διευθύνσεις ο φορέας του κτιρίου επαρκεί, αφού πλέον η ικανότητα του υπερβαίνει την απαίτηση που καθορίζεται από την στάθμη επιτελεστικότητας και τη σεισμική δράση. Από τα αποτελέσματα γίνεται φανερό ότι με την ενίσχυση του φορέα αυξήθηκε τόσο η αντοχή του, όσο επίσης και η πλαστιμότητά του. Συνεπώς, με βάση τα ευρήματα της της Pushover ανάλυσης του ενισχυμένου με μανδύες φορέα, προκύπτει ότι επετεύχθη η σεισμική αναβάθμιση του σύμφωνα με τους στόχους που ετέθησαν βάσει των κανονιστικών διατάξεων και δεν χρειάζονται πρόσθετα μέτρα ενίσχυσης. Η ιδιοπερίοδος για το κτίριο Γ μειώθηκε από 0,45 σε 0,21 ενώ για το κτίριο Β από 0,55 σε 0,339 . Οι ενεργές ιδιομορφικές μάζες δεν μεταβλήθηκαν σχεδόν καθόλου.

	Διεύθυνση	Τέμνουσα Βάσης στην πρώτη ασοχία		Απαιτούμενη τέμνουσα Βάσης για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β		Μετακίνηση πρώτη ασοχίας		Απαιτούμενη μετακίνηση για στάθμη επιτελεστικότητας Β	
		Προ	Μετά	Προ	Μετά	Προ	Μετά	Προ	Μετά
ΚΤΙΡΙΟ Β	Χ	230	733	320	607	0,028	0,065	0,054	0,049
	Υ	270	864	325	672	0,029	0,062	0,056	0,039
ΚΤΙΡΙΟ Γ	Χ	540	1877	990	1215	0,021	0,031	0,05	0,017
	Υ	900	1739	1190	1359	0,026	0,017	0,04	0,013

Βέβαια κατά την ανελαστική απόκριση του κτιρίου, λόγω της εύκαμπτης πλαισιωτής συμπεριφοράς του, οι σεισμικές απαιτήσεις του κτιρίου Γ στη στάθμη ελέγχου Β1 είναι περίπου 1,3 cm (Δ/νση Υ). Οι αντίστοιχες απαιτήσεις (Δ/νση Υ) από την ανελαστική συμπεριφορά του κτιρίου Β εν επαφή με το Γ είναι παρόμοιες, περίπου 3,9 cm, με αποτέλεσμα, αθροιστικά, η σχετική μετατόπιση μεταξύ των δύο κτιρίων ίση με 5,2 cm να υπερβαίνει τον υφιστάμενο σεισμικό αρμό κατασκευής που είναι περίπου 2 cm, με αποτέλεσμα να προκύπτει ότι τα δύο κτίρια Β και Γ θα συγκρουσθούν μεταξύ τους κατά το σεισμό ελέγχου Β1. Λογικό αποτέλεσμα καθώς οι μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος προσφέρουν πλαστιμότητα στην κατασκευή και δεν συμβάλλουν στην αύξηση της δυσκαμψίας.

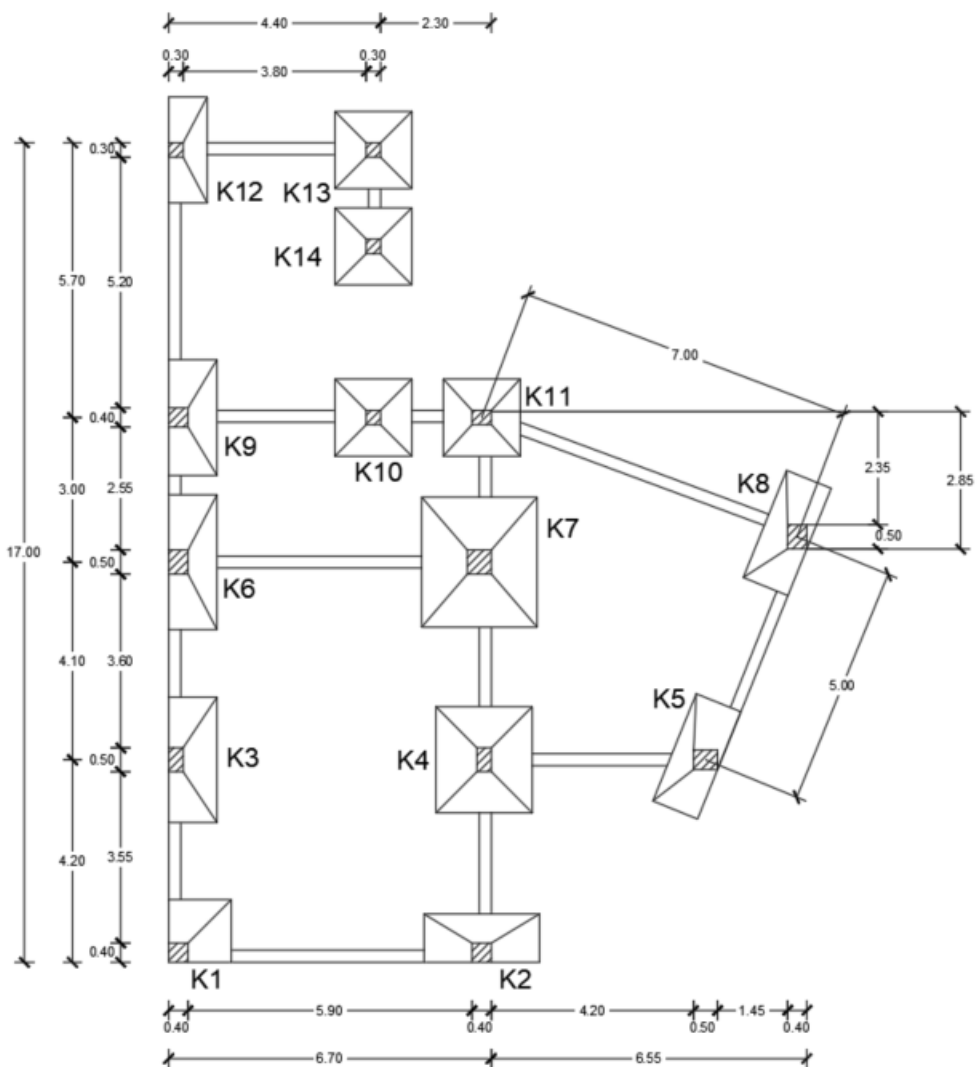
7. Ενίσχυση της θεμελίωσης

7.1 Θεμελιώσεις

Θεμελίωση ορίζεται το υπόγειο τμήμα της κατασκευής μέσω του οποίου μεταφέρονται τα φορτία της ανωδομής στο έδαφος. Η θεμελίωση σχεδιάζεται για τις δράσεις της κατασκευής έτσι ώστε να εξασφαλίζει την ευστάθεια της ανωδομής (έναντι ανατροπής και ολίσθησης) και να περιορίζει τις καθιζήσεις του εδάφους ώστε οι τιμές αυτών να μην δημιουργούν προβλήματα στην ασφάλεια και την κανονική χρήση της κατασκευής. Η θεμελίωση αν πρόκειται για υποστυλώμα γίνεται μέσω της διαπλάτυνσης της βάσης (πεδίλου) με ορθογωνική συνήθως κάτοψη και σχήμα κόλουρης πυραμίδας, ή πλάκας με σταθερό αλλά σημαντικό πάχος. Όταν πρόκειται για τοίχους ή τοιχώματα μεγάλου μήκους, η διαπλάτυνση γίνεται κυρίως κατά τη διεύθυνση του πλάτους, με θεμελιολωρίδα. Τα μεμονωμένα πέδιλα και οι τυχόν θεμελιολωρίδες πρέπει να συνδέονται μεταξύ τους με συνδετήριες δοκούς ώστε να μειώνονται οι διαφορικές καθιζήσεις και να εξασφαλιστεί η συνεργασία τους στη μεταφορά των δυνάμεων και ροπών στο έδαφος. Ο σχεδιασμός μιας επιφανειακής θεμελίωσης περιλαμβάνει δύο στάδια: 1) την επιλογή των διαστάσεων κάτοψης των στοιχείων θεμελίωσης, με κριτήριο τη φέρουσα ικανότητα ("αντοχή") του εδάφους θεμελίωσης, και 2) για δοσμένη κάτοψη κάθε στοιχείου θεμελίωσης, τον καθορισμό του ύψους του, ή γενικότερα των λοιπών διαστάσεών του, καθώς και του οπλισμού του, με στόχο και κριτήριο την αντοχή του ίδιου του στοιχείου

7.2 Περιγραφή υπάρχουσας θεμελίωσης

Από τα σχέδια ξυλοτύπων των κτιρίων Β και Γ που παραδόθηκαν από την Τεχνική Υπηρεσία Δήμου Τήνου υπάρχουν σχέδια για τον ξυλότυπο της θεμελίωσης μόνο στο κτίριο Γ. Τα υποστυλώματα θεμελιώνονται σε μεμονωμένα κωνικά πέδιλα σε ενιαία στάθμη θεμελίωσης συνδεδεμένα με συνδετήριες δοκούς. Γίνεται η υπόθεση ότι το βάθος της θεμελίωσης βρίσκεται στο 1,5 μ όπως όριζε ο κανονισμός. Το κτίριο έχει μελετηθεί για επιτρεπόμενη τάση εδάφους 2,5 Kg/cm². Γίνεται η υπόθεση ότι η θεμελίωση στο κτίριο ακολουθεί την ίδια λογική με αυτή του κτιρίου Α καθώς δεν είναι διαθέσιμοι οι ξυλότυποι και δεν υπήρχε δυνατότητα αποκάλυψης της θεμελίωσης στην παρούσα μελέτη για να επιβεβαιωθεί η υπόθεσή μας. Πρέπει να σημειωθεί ότι το Κτίριο Α (το οποίο είναι προγενέστερο των κτιρίων Β και Γ και έχει φέρον οργανισμό από πέτρα) έχει γίνει μερική αποκάλυψη ενός εκ των θεμελίων και συνάδει με το βάθος των 1,5 m. Άρα είναι εύλογη η υπόθεση ότι η θεμελίωση και των δύο νέων κτιρίων Β και Γ να βρίσκονται στην ίδια στάθμη με το όμορο τους. Πρέπει να σημειωθεί ότι στο Γ κτίριο στο κλιμακοστάσιο έχει παρατηρηθεί καθίζηση και χρήζει άμεση ενίσχυση τοπικά στη θεμελίωση.

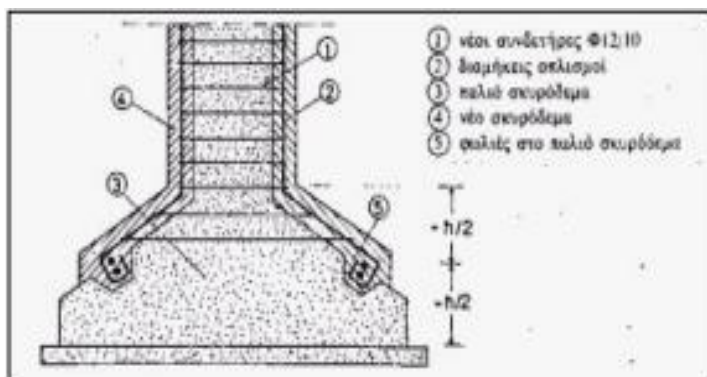


Εικόνα 56: Ξυλότυπος θεμελίωσης κτιρίου Γ

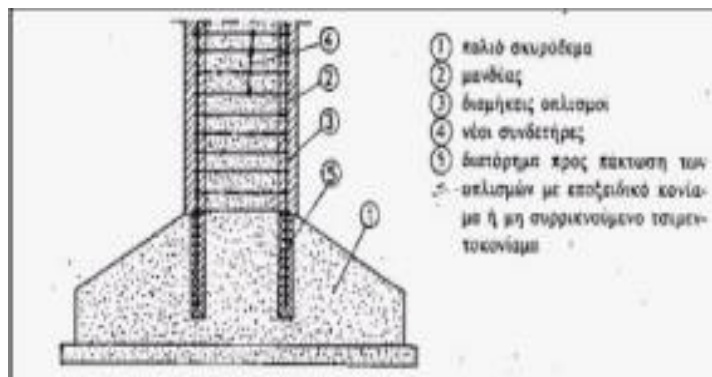
7.3 Ενίσχυση πεδίων υποστυλωμάτων με χρήση μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος

Στην περίπτωση που τα στοιχεία θεμελίωσης είναι πέδιλα και παράλληλα με αυτά ενισχύεται και το φέρον κατακόρυφο στοιχείο (υποστύλωμα ή τοίχωμα), η τεχνική επέμβασης είναι η χρήση μανδύων από σκυρόδεμα. Ο μανδύας τοποθετείται περιμετρικά του πεδίου κατά τρόπο ώστε να αυξάνονται οι διαστάσεις του σε όψη και κάτοψη. Έτσι στη βάση του πεδίου μπαίνει σαν περιμετρικός δακτύλιος με κλειστούς συνδετήρες που λόγω του μεγάλου μήκους τους κατασκευάζονται με τμήματα υπερκαλυπτόμενα στα άκρα τους, ούτως ώστε να μπορούν να παραληφθούν οι δυνάμεις εκτροπής που δημιουργούνται για τη μεταφορά των αξονικών δυνάμεων

του μανδύα στο έδαφος ή αντίστροφα των εδαφικών πιέσεων προς το μανδύα. Επιπλέον απαιτείται και επαρκής αγκύρωση των οπλισμών στην περιοχή περιμετρικά της βάσης του παλαιού θεμελίου, για να μεταφερθούν επαρκώς οι προαναφερθείσες πρόσθετες κατακόρυφες αντιδράσεις του εδάφους καθώς και οι λοξές δυνάμεις εντός του μανδύα του πεδίλου. Για να εξασφαλιστεί η συνεργασία παλαιού νέου σκυροδέματος τοποθετούνται διατμητικοί σύνδεσμοι (βλήτρα). Το νέο σκυρόδεμα πρέπει να υπερβαίνει σε αντοχή το παλιό τουλάχιστον κατά 10 MPa και τα χονδρά αδρανή να μην υπερβαίνουν τα 2cm. Υπάρχει και η δυνατότητα αύξησης των διαστάσεων του πεδίου χωρίς άμεση ενίσχυση του ίδιου, αλλά μέσω της σύνδεσης του μανδύα του υποστυλώματος στο πέδιλο. Αυτό επιτυγχάνεται είτε με το πέρασ του μανδύα στο πέδιλο, είτε με την αγκύρωση των οπλισμών του μανδύα του στύλου στο πέδιλο. Στην πρώτη περίπτωση ο μανδύας που φτάνει ως το πέδιλο πρέπει να καλύπτει τουλάχιστον το μισό του ύψους του πεδίου και να περιλαμβάνει κλειστούς οριζώντιους συνδετήρες τουλάχιστον $\varnothing 12/10$. Για την αγκύρωση των οπλισμών του υποστυλώματος στο τέλος του μανδύα στο πέδιλο, κατασκευάζονται «φωλιές» όπου εγκιβωτίζονται οι οριζόντιοι οπλισμοί. Στην δεύτερη περίπτωση ανοίγονται οπές στο σημείο σύνδεσης ώστε να πακτωθούν οι διαμήκεις οπλισμοί του μανδύα μέσα στο υπάρχον υποστύλωμα με τη παράλληλη έγχυση εποξειδικού κονιάματος ή συρρικνούμενου τσιμεντοκονιάματος ή χρήση ρητίνης. Το μήκος της οπής είναι ίσο με το απαιτούμενο μήκος αγκύρωσης.



Εικόνα 57: Λεπτομέρεια σύνδεσης μανδύα – υποστυλώματος με διαπλάτυνση κώνου



Εικόνα 58: Λεπτομέρεια σύνδεσης μανδύα – υποστυλώματος με έμπηξη οπλισμών

Η διαδικασία που ακολουθείται για την εξασφάλιση της συνεργασία παλαιού και νέου σκυροδέματος είναι η εξής :

- 1) Καθαίρεση του βλαμμένου σκυροδέματος και διαμόρφωση κοιλοτήτων για τον σωστό εγκιβωτισμό του νέου υλικού
- 2) Αποκάλυψη των παλαιών οπλισμών όπου χρειάζεται εξυγίανση
- 3) Μηχανική εκτράχυνση της επιφάνειας αναμονής της παλιάς επιφάνειας σκυροδέματος
- 4) Έκπληση της επιφάνειας αναμονής με άφθονο νερό υπό πίεση
- 5) Διαβροχή παλαιού σκυροδέματος μέχρι κορεσμού αυτού πριν την σκυροδέτηση του νέου

7.4 Κατασκευή νέων θεμελίων

Η κατασκευή νέων θεμελίων επιβάλλεται λόγω δημιουργίας πρόσθετων φορτίων τα οποία καλείται να αναλάβει η κατασκευή. Η πρακτική αυτή είναι απαραίτητη στην λύση ενίσχυσης κτιρίου με τοιχία καθώς η προσθήκη νέων μελών (τοιχιών) απαιτεί την έδραση αυτών σε νέα κατάλληλα πεδιλοδοκάρια . Η τροποποίηση της υφιστάμενης θεμελίωσης χρησιμοποιείται ώστε να επιτευχθεί μεγαλύτερη φέρουσα ικανότητα . Τα νέα πέδιλα των τοιχιών εγκιβωτίζονται τα ήδη υπάρχοντα συνδετήρια δοκάρια τοπικά και αν οι διαστάσεις τους μετά την μελέτη είναι μεγαλύτερες από αυτές των πεδύλων των υποστυλωμάτων γίνεται μια ενιαία πεδιλοδοκός που περιέχει και το πέδιλο του υποστυλώματος και την συνδετήρια δοκό .

7.4.1 Επιλογή διαστάσεων νέων πεδύλων τοιχιών για τα κτίρια Β και Γ και έλεγχοι

Για δύσκαμπτες πεδιλοδοκούς η παραδοχή εδάφους Winkler οδηγεί σ 'ένα απλό τρόπο υπολογισμού της κατανομής πιέσεων εδάφους p κατά μήκος της πεδιλοδοκού. Οι βυθίσεις y_s του κάτω πέλματος της πεδιλοδοκού θα είναι γραμμική συνάρτηση της απόστασης x από το μέσο του μήκους της $\rightarrow y_s = ax + \beta$. Λόγω της αναλογίας p και y προκύπτει τραπεζοειδής κατανομή πιέσεων εδάφους η οποία μπορεί να υπολογιστεί από τις συνθήκες ισορροπίας . Έτσι αν η αρχή των συντεταγμένων x οριστεί το μέσο του μήκους της δοκού η σχέση των εδαφικών πιέσεων μεταφράζεται :

$$p(x) = \frac{1}{b_l} \left(\sum F_i + 12 \frac{\sum M_{y_i} + \sum F_i x_i}{l^2} x \right)$$

Στην περίπτωση μας που το πέλμα της πεδιλοδοκού δεν είναι συμμετρικό ως προς τον κορμό (έχουμε περίπτωση μεσοτοιχίας μορφή ανεστραμμένου Γ) αναπτύσσεται στον κορμό στρέψη η οποία λαμβάνεται υπόψιν στη διαστασιολόγηση μέσω της εκκεντρότητάς που υπολογίζεται.

- Προσδιορισμός διαστάσεων κορμού πεδιλοδοκών

Με τις ροπές και τις τέμνουσες που υπολογίζονται από την ανάλυση γίνεται η διαστασιολόγηση του κορμού της πεδιλοδοκού σε κάμψη και διάτμηση . Σύμφωνα με το ΕΚ8 τα εντατικά μεγέθη που υπολογίστηκαν λόγω σεισμού (Ε) πρέπει να πολλαπλασιάζονται με τον συντελεστή α_{cd} στην επαλληλία με τις δράσεις από τον συνδυασμό $G + \psi 2Q$. Το πλάτος B του πέλματος εκλέγεται έτσι ώστε η μέγιστη τιμή της εδαφοπίεσης p να μην ξεπερνά την επιτρεπόμενη τάση εδάφους

Δεδομένα

Φορτία \rightarrow Οιονεί μόνιμος σεισμικός συνδυασμός

$N_g = G + Q$ $M_g = M_g + M_q$ N_E και M_E

$f = 1,5$ (βάθος θεμελίωσης) $\sigma_{ed} = 0,25$ MPa

εκκεντρότητα (για τα πεδιλοδοκάρια που βρίσκονται στα όρια του οικοπέδου και στα όρια με το όμορο κτίριο Α) $e_k = M/N$ (m)

$$M_{\text{τελ}} = M - N \cdot e_k$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{A_c} + \gamma \varepsilon \delta \cdot f + \frac{6M_{\text{τελ}}}{l_x^2 \cdot l_y}$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{N}{A_c} + \gamma \varepsilon \delta \cdot f - \frac{6M_{\text{τελ}}}{l_x^2 \cdot l_y}$$

- Επιλογή ύψους

Για να είναι δύσκαμπτο το πέδιλο θα πρέπει το ύψος h να ικανοποιεί την σχέση: $h > (l-b)/4$, δηλαδή το ύψος του πεδίλου να είναι μεγαλύτερο από το μισό του μήκους του προβόλου. Έτσι, στα έκκεντρα πέδιλα η σχέση τροποποιείται καταλλήλως. Το πέδιλο είναι έκκεντρο κατά x και κεντρικό κατά y :

Διεύθυνση x : $h > l_{\text{προβόλ}}/2$

Διεύθυνση y : $h > (l_y - b_y)/4$

- Έλεγχος σε κάμψη

$$N_d = 1,35G + 1,5Q$$

$$M_d = 1,35M_g + 1,5M_q$$

Δεν λαμβάνονται υπόψη το ίδιο βάρος των γαιών τα φορτία εδράζονται απευθείας στο έδαφος και δεν παράγουν καμπτική ένταση

$$M_{\text{tot}} = M_d - N \cdot e_k$$

$$\sigma_{\text{max,d}} = \frac{N}{A_c} + \frac{6M_{\text{τελ}}}{l_x^2 \cdot l_y}$$

$$\sigma_{\text{min,d}} = \frac{N}{A_c} - \frac{6M_{\text{τελ}}}{l_x^2 \cdot l_y}$$

$M_{y,d,R}$ = ροπή στην αρχή του πέλματος (διεύθυνση y)

$M_{y,d,L} = 0$ (έχω μονόπλευρο πέλμα λόγω ορίων οικοπέδου)

$$D_x = h - c_{\text{nom}} - \Phi/2$$

Για $b = b_y$ και d_x

$$\mu_{sd} = \frac{M_{y,d,r}}{b \cdot d_x^2 \cdot f_{cd}} \rightarrow \omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{sd}}$$

$A_{s,x} = \omega \cdot b \cdot d_x \cdot f_{cd} / f_{yd}$ που κατανέμεται σε πλάτος l_y μειωμένο κατά 10 cm για να ληφθούν υπόψη οι επικαλύψεις στις εκατέρωθεν παρειές

$$D_y = d_x - \Phi$$

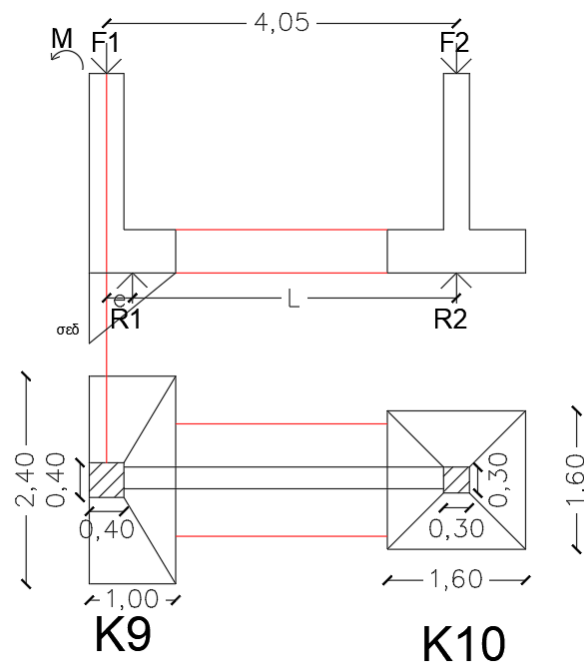
$M_{x,d,R}$ = ροπή στην αρχή του πέλματος (διεύθυνση x)

$$\mu_{sd} = \frac{M_{x,d,r}}{b \cdot d_y^2 \cdot f_{cd}} \rightarrow \omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{sd}}$$

$A_{s,y} = \omega \cdot b \cdot d_y \cdot f_{cd} / f_{yd}$ που κατανέμεται σε πλάτος l_x μειωμένο κατά 10 cm για να ληφθούν υπόψη οι επικαλύψεις στις εκατέρωθεν παρειές

- Έλεγχος σε διάτμηση \rightarrow τα δύσκαμπτα πέδιλα δεν κινδυνεύουν από διάτμηση και ο έλεγχος αμελείται
- Έλεγχος σε διάτμηση \rightarrow τα δύσκαμπτα πέδιλα δεν κινδυνεύουν από διάτμηση και ο έλεγχος αμελείται

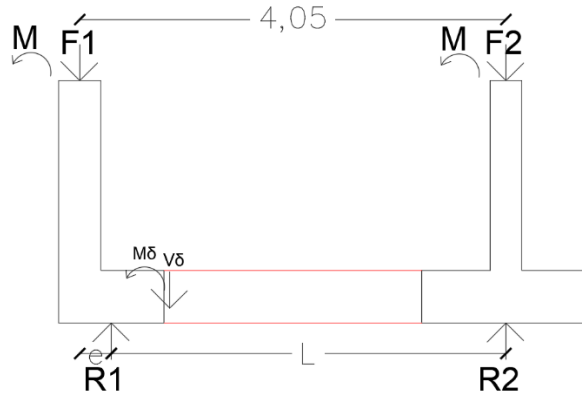
Πρέπει να σημειωθεί ότι για την αποφυγή ανατροπής του έκκεντρου πεδύλου πρέπει να κατασκευαστεί μια δοκός κάθετα στο πέδιλο που θα παραλάβει τη ροπή του δημιουργείται στην πλευρά που δεν έχουμε το φτερό . Παρουσιάζεται παράδειγμα υπολογισμού διαστασιολόγησης έκκεντρης πεδילוδοκού και της αντίστοιχης συνδετήριας δοκού στο κτίριο Γ .(§1.5.3 Κατασκευές και Θεμελιώσεις από ΩΠΛ.ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ Θ.Π ΤΑΣΙΟΣ εκδ Συμμετρία)



Εικόνα 59: Παράδειγμα επίλυσης συστήματος συνδετήριας δοκού

Η απόσταση του R1 από την παρεία του K9 είναι : $L1 = 1/2 - 0,4 = 0,1$ m

Η απόσταση του R1 από την R2 είναι : $L = 4,05 - 0,1 = 3,95$ m



Εικόνα 60: Παράδειγμα επίλυσης συστήματος συνδετήριας δοκού

Εξισώσεις ισορροπίας : $R1 = \frac{\sigma_{\epsilon\delta} \cdot l_x \cdot l_y}{2}$

Ισορροπία πεδίλου : $R1 \cdot l_x / 6 + M_{\delta} \text{αριστερά} + F1 \cdot l_x / 2 = M1 + F1 \cdot e$ (όπου $e = l_x / 2 - 0,15$)

$R1 = F1 + V_{\delta} \text{αριστερά} = F1 + 2M_{\delta} / l_{\delta}$

$l_x = [M1 - (k_{\delta} \cdot \sigma_{\epsilon\delta} / 2Es + F1 \cdot b_x / 2)] / [2/3 \cdot (k_{\delta} \cdot \sigma_{\epsilon\delta} / Es \cdot l_{\delta}) - F1/3]$

Το συμβιβαστό των παραμορφώσεων :

Στροφή πεδίλου $\varphi_{\text{πεδ}} = \frac{\frac{\sigma_{\epsilon\delta}}{2} \cdot \frac{l_x}{2}}{\frac{Es}{l_x} \cdot \frac{l_x}{2}}$ άρα $\frac{M_{\delta}}{k_{\delta}} = \varphi_{\delta}$ (K_{δ} = ακαμψία δοκού και φ_{δ} στροφή δοκού)

Τελικά $M_{\delta} = K_{\delta} \cdot \sigma_{\epsilon\delta} / 2Es$ αντικαθιστώντας στην σχέση του l_x

$l_x = \frac{[M1 - (M_{\delta} + F1 \cdot \frac{b_x}{2})]}{[\frac{2}{3} \cdot (\frac{2M_{\delta}}{l_{\delta}}) - \frac{F1}{3}]}$ → βρίσκω την ροπή που αναλαμβάνει η δοκός M_{δ} αριστερά

Στην δεξιά πλευρά λόγω της ροπής δίνεται στο πέδιλο εκκεντρότητα η οποία εξουδετερώνει τη ροπή

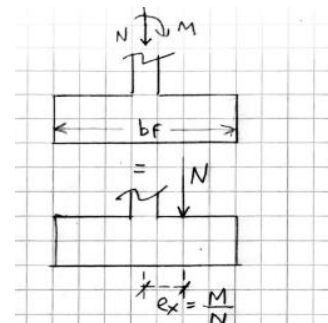
Η κατανομή της τάσης του εδάφους είναι ορθογωνική και ισούται με

$\sigma_{\epsilon\delta} = \frac{N}{l_x \cdot l_y} \pm \frac{6M}{l_x^2 \cdot l_y}$

$e = M/N$

$M_{\delta} = N \cdot (l_x / 2 - \text{bυποστ} / 2)$

Στη συνέχεια φτιάχνουμε το διάγραμμα των ροπών στην δοκό και οπλίζεται σε κάμψη με την μέγιστη τιμή.



Εικόνα 61: Εκκεντρα πέδιλα και πεδילוδοκοί μάθημα Μπετο 2 ΕΜΠ

$$\mu_{sd} = \frac{M_{yd,R}}{b \cdot d_x^2 \cdot f_{cd}}$$

Αν $\mu_{sd} < \mu_{lim}$ τότε $A_s = 2 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} / f_{yd}$ αλλιώς Απαιτείται εφελκόμενος και θλιβόμενος οπλισμός

$$A_{s1} = \omega_1 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} / f_{yd} \quad A_{s2} = \omega_2 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} / f_{yd}$$

Ελάχιστος διαμήκης οπλισμός : 3Φ14 άνω και κάτω για κτίρια μέχρι 3 ορόφους

Ελάχιστος οπλισμός συνδετήρων :

$$A_{smin} = \rho_{min} \cdot b \cdot h \text{ (για C25/30 και χάλυβα S500 } \rho_{min} = 3\%)$$

$$A_{smax} = \rho_{max} \cdot b \cdot h \text{ (για C25/30 και χάλυβα S500 } \rho_{max} = 14\%)$$

Ελάχιστη διάμετρο συνδετήρα Φ10/20

Υλικά κατασκευής πεδιλοδοκών θεμελίωσης : σκυρόδεμα C25/30 (XC2) χάλυβας οπλισμού B500C επικάλυψη οπλισμών $c_{nom} = 0,05$

ΠΙΝΑΚΑΣ ΟΠΛΙΣΜΩΝ ΝΕΩΝ ΠΕΔΙΛΩΝ

	ΣΤΟΙΧΕΙΟ	M	b	d	μ	ω	As(cm ²)	ανα μέτρο			Asmin
ΚΤΙΡΙΟ Β	ΠΔ1	917,07	1,2	0,442	0,276127	0,330862	57,18021	16,57398	Φ14/9	17,1	7,171008
	ΠΔΣυνδ	230,14	1,8	0,442	0,046196	0,047316	12,26579	2,85251	Φ10/7	11,22	10,75651
	ΠΔ2	889,03	1,2	0,442	0,267684	0,318361	55,01983	15,94778	Φ14/9	17,1	7,171008
ΚΤΙΡΙΟ Γ	ΠΔ1	1309,55	1,3	0,442	0,363971	0,478408	89,56934	22,39233	Φ18/11	23,13	7,768592
	ΠΔ2	150,44	1,6	0,442	0,033973	0,03457	7,96602	3,006045	Φ10/7	11,22	9,561344
	ΠΔ3	167,77	1,6	0,442	0,037886	0,038633	8,902068	4,565163	Φ10/7	11,22	9,561344
	ΠΔ4	808,79	1	0,442	0,292229	0,355375	51,18048	15,74784	Φ14/9	17,1	5,97584
	ΠΔΣυνδ	551,64	1,3	0,442	0,15332	0,167318	31,32595	12,7861	Φ14/12	12,83	7,768592

8.Οικονομική μελέτη και χρονοδιάγραμμα εργασιών

8.1 Εργασίες αποκατάστασης

8.1.1 Καθαίρεση – απομάκρυνση σαθρών επιφανειακών στρώσεων σκυροδέματος

Η καθαίρεση των σαθρών τμημάτων του σκυροδέματος πραγματοποιείται με ενδεδειγμένο για την εκάστοτε περίπτωση τρόπο, όπως σφυροκάλεμο ή αερόσφουρα ≤ 6 kg και θα προχωρήσει τουλάχιστον μέχρι την πλήρη αποκάλυψη των υπαρχόντων σιδηρών οπλισμών, η επικάλυψη των οποίων έχει χάσει την αντοχή της λόγω της έκθεσης στις περιβαλλοντικές συνθήκες αλλά και της ενανθράκωσης που παρατηρείται.

8.1.2 Καθαρισμός με υδροβολή ή αμμοβολή

Ο καθαρισμός με υδροβολή ή αμμοβολή των αποκαλυφθέντων (μετά την καθαίρεση των σαθρών) επιφανειών σκυροδέματος και των αποκαλυφθέντων σιδηρών οπλισμών, εξασφαλίζει υγιή χάλυβα και καθαρό σκυρόδεμα. Με την διαδικασία της υδροβολής / αμμοβολής επιδιώκεται επίσης και τράχυνση της αποκαλυφθείσας επιφάνειας σκυροδέματος, αλλά και η μη απότομη μεταβολή του απομένοντος πάχους σκυροδέματος.

8.1.3 Πλήρωση ρωγμών ή διάκενων

Για την αποκατάσταση φερόντων στοιχείων σκυροδέματος που εμφανίζουν ρωγμές ή διάκενα, θα πραγματοποιηθεί αποκατάσταση με ενέσιμη εποξειδική ρητίνη χαμηλού ιξώδους, τύπου Sikadur 52 ή άλλου ισοδύναμου. Οι προς εκτέλεση εργασίες καθώς και τα χρησιμοποιούμενα υλικά θα ακολουθούν τις προδιαγραφές σύμφωνα με τα πρότυπα: ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-14-01-07-01:2009 - Πλήρωση ρωγμών στοιχείων σκυροδέματος μικρού εύρους, ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-14-01-07-02:2009 - Πλήρωση ρωγμών στοιχείων σκυροδέματος μεγάλου εύρους.

8.1.4 Αποκατάσταση γεωμετρίας στοιχείων Φ.Ο.

Σε στοιχεία του φέροντος οργανισμού που δεν εφαρμόζεται μέθοδος ενίσχυσης αλλά παρατηρούνται απομειώσεις διατομής θα χρησιμοποιηθεί επισκευαστικό κονίαμα κατηγορίας R3 ή R4 (σύμφωνα με το πρότυπο EN 1504), για την αποκατάσταση της γεωμετρίας της διατομής.

8.2 Εργασίες ενίσχυσης

8.2.1 Εμφύτευση χαλύβδινων βλήτρων

Τα βλήτρα και γενικώς τα στοιχεία αγκυρώσεων στο υπάρχον σκυρόδεμα θα εφαρμόζονται με χρήση εποξειδικής ρητίνης για την εξασφάλιση της συνεργασίας παλαιού και νέου σκυροδέματος των φορέων και τοποθέτηση των πρόσθετων κύριων και βοηθητικών οπλισμών που θα προκύψουν από την μελέτη ενισχύσεων.

8.2.2 Εφαρμογή εκτοξευόμενου σκυροδέματος

Η εφαρμογή εκτοξευόμενου σκυροδέματος πραγματοποιείται επί των μανδύων στα ενισχυόμενα μέλη σε διαδοχικές στρώσεις, με την ποιότητα και στα πάχη που καθορίζει η οριστική μελέτη αποκατάστασης του Φ.Ο. και σύμφωνα με τους κανόνες εφαρμογής της συγκεκριμένης τεχνολογίας στην πράξη. Ο μανδύας εκτοξευόμενου σκυροδέματος υλοποιείται εφ' όλης της επιφανείας σκυροδέματος. Η όπλιση των μανδύων στα υποστυλώματα θα πραγματοποιηθεί με οπλισμούς αντοχής B500c και επικάλυψη μελών 5,5cm (κατηγορία περιβάλλοντος XS1). Στα ενισχυόμενα μέλη, το μεγαλύτερο μέρος της έντασης θα παραλαμβάνεται πλέον από τους μανδύες εκτοξευόμενου σκυροδέματος, ωστόσο μία επαρκής συμμετοχή στη φέρουσα ικανότητα συνεχίζουν να προσδίδουν και οι υφιστάμενες διατομές στο εσωτερικό των μελών. Η διατμητική σύνδεση μεταξύ παλαιού και νέου σκυροδέματος επιτυγχάνεται με την τοποθέτηση βλήτρων από χάλυβα οπλισμού διαμέτρων 10mm (Φ10) και κατάλληλη απόσταση μεταξύ τους.

8.2.3 Διάνοιξη οπών

Για την αγκύρωση του οπλισμού των μανδύων θα πρέπει να διανοιχθούν οπές κατάλληλης διαμέτρου (1 διάμετρο μεγαλύτερη από αυτή των οπλισμών) ώστε να αγκυρωθούν με παράλληλη έγχυση ρητίνης. Ακόμη, Για την τοποθέτηση των κατακόρυφων ράβδων του μανδύα των στύλων, θα πρέπει να γίνουν οπές στις πλάκες, ώστε να εξασφαλίζεται η συνέχεια των οπλισμών καθ' ύψος. Οι οπές θα έχουν διάμετρο $\Phi+2\text{mm}$. Στην ανώτατη στάθμη, οι ράβδοι βλητρώνονται με ρητίνη στις υφιστάμενες δοκούς ή πλάκες. Στην περίπτωση ενίσχυσης με τοιχία απαιτείται η διάνοιξη οπών για να βλητρωθούν τα τοιχία στις υπάρχουσες δοκούς.

8.3 Ανάλυση κόστους αποκατάστασης και ενίσχυσης

Για τον υπολογισμό του κόστους αποκατάστασης βλαβών και ενισχύσεων σε δομικά στοιχεία της κατασκευής έγινε ανάλυση τιμών για τα υλικά τον εξοπλισμό και το εργατικό προσωπικό που απαιτείται για την εκτέλεση των εργασιών . Συγκεκριμένα συντάχθηκε προσφορά του έργου για :

- Προεργασίες
- Καθαιρέσεις
- Εκσαφές , επιχώσεις
- Εργασίες και υλικά σκυροδέτησης και ενίσχυσης
- Αποκατάσταση τοιχοποιίας
- Χρωματισμοί
- Μονώσεις
- Λοιπά έξοδα

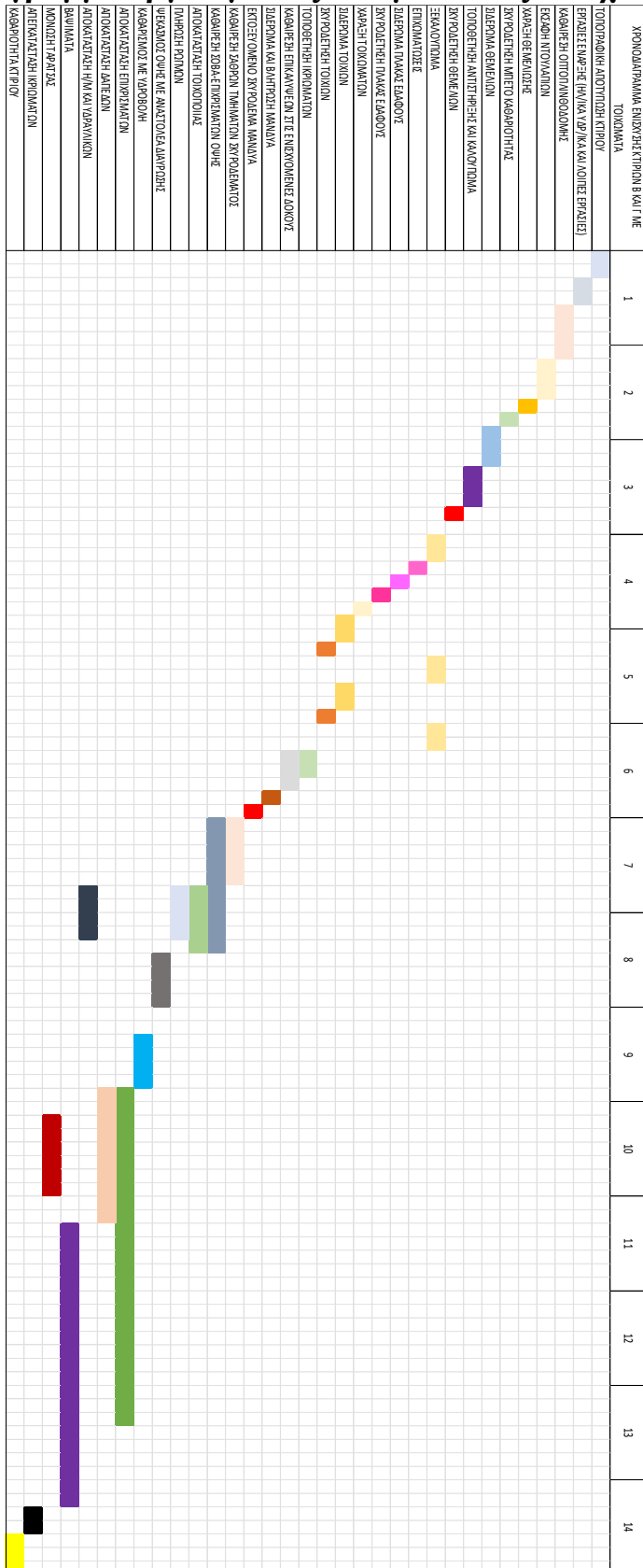
Οι αναφερόμενες τιμές ελήφθησαν από τιμολόγια και προσφορές εταιρειών της αγοράς και οι προμετρήσεις των υλικών έγιναν με βάση τα σχέδια που συντάχθηκαν . Παρακάτω παρουσιάζεται η αναλυτική οικονομική προσφορά ξεχωριστά για κάθε μέθοδο ενίσχυσης .

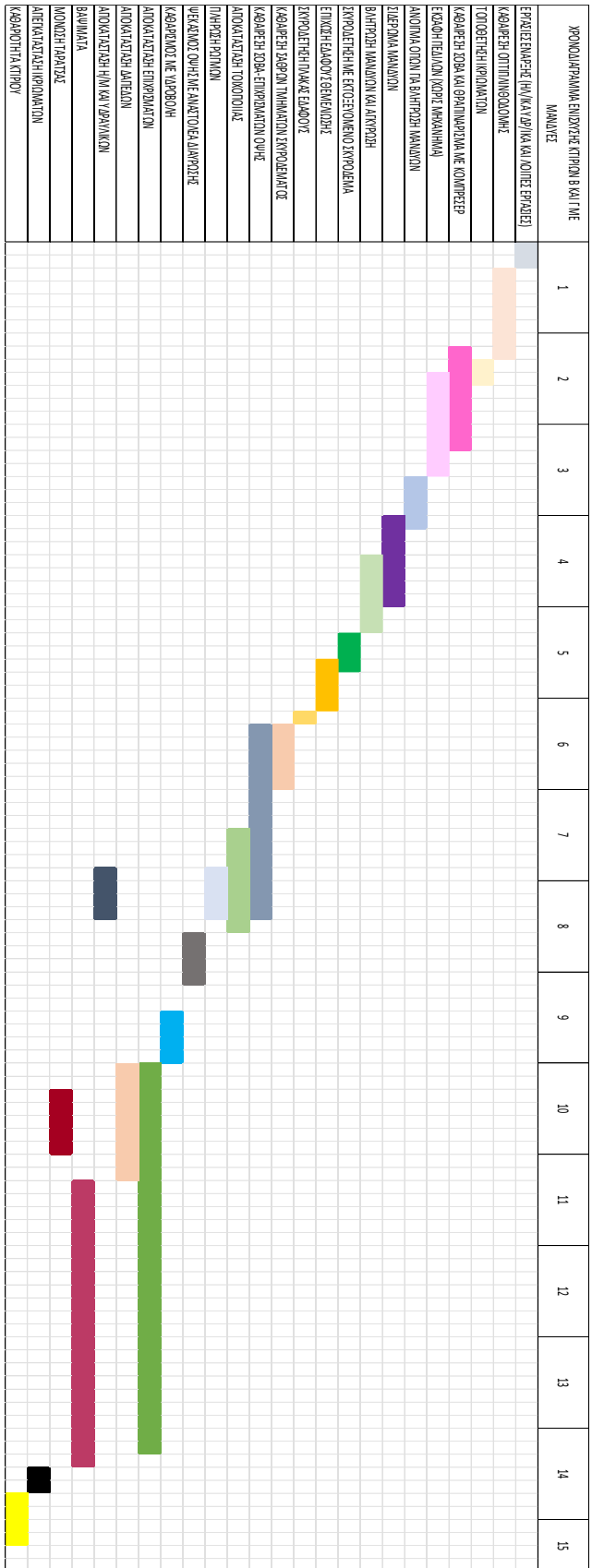
Α/Α	Περιγραφή Εργασιών	ΑΤ	Μ.Μ	ΠΟΣΟΤΗΤΑ Ενίσχυση με τοιχία	ΠΟΣΟΤΗΤΑ Ενίσχυση με μανδύες	ΤΙΜΗ ΜΟΝΑΔΑΣ	ΔΑΠΑΝΗ	
							Ενίσχυση με τοιχία	Ενίσχυση με μανδύες
ΟΙΚΟΔΟΜΙΚΕΣ ΕΡΓΑΣΙΕΣ								
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΡΓΑΣΙΩΝ 1 : Προεργασίες - Καθαιρέσεις - Εκσαφές - Επιχώσεις(ΠΡ)								
1	Ειδική εκσκαφή(νισιόλιπτα) οποιοδήποτε τύπου εδάφους, μετά της απομάκρυνσης των προϊόντων στις τελικές θέσεις απόρριψης ή επιχώσης (στη τελική τιμή προστίθεται και η εργασία μηχανήματος)	ΠΡ1	m ³	125,20	74,12	11,00	4.017,20	3.455
2	Εξυγίανση του εδάφους με θραυστό υλικό κατάλληλης κοκκομετρικής διαβάθμισης	ΠΡ2	m ³	1,28	1,28	12,00	15,36	15
3	Επιχώσεις με κατάλληλα προϊόντα εκσκαφών	ΠΡ3	m ³	41,7	24,7	11	788,70	602
4	Καθαίρεση οπτοπλινθοδομής, μετά των συνδεδεμένων μ' αυτήν λοιπών οικοδομικών υλικών (επιχρώμα, επένδυση κλπ), μετά της απομάκρυνσης των προϊόντων στις τελικές θέσεις απόρριψης ή αποθήκευσης με το οποιοδήποτε μέσο και σε οποιοδήποτε απόσταση	ΠΡ4	m ³	196,32	69	17	3.337,44	1.173
5	Καθαίρεση πλακοστρώσεων διαπέδων πατωτές τύπου και οποιοδήποτε πάχους χωρίς να καταβάλλεται προσοχή να ακεραία εξαγωγή πλακών, μετά της απομάκρυνσης των προϊόντων στις τελικές θέσεις αποθήκευσης με το οποιοδήποτε μέσο και σε οποιοδήποτε απόσταση	ΠΡ5	m ²	293,8	293,8	15	4.407,00	4.407
6	Αποήλωση μεταλλικών κηκλωμάτων κουρμιμάτων μετά προσοχής, με σκοπό την επανατοποθέτησή τους, μετά της απομάκρυνσης των προϊόντων στις τελικές θέσεις αποθήκευσης με το οποιοδήποτε μέσο και σε οποιοδήποτε απόσταση	ΠΡ6	τεμάχια	6	7	300/ημ	300,00	300
7	Καθαίρεση όλων των επικαλυμμένων σκυροδέματος έως ανένδοτη αποκόλληση	ΠΡ7	m ³				0,00	0
8	Καθαίρεση επιχρισμάτων σε όλη την πρόσψη	ΠΡ8	m ²	331,17	627,43	13	4.305,21	8.157
9	Καθαίρεση όλων των σταθρών τμημάτων σκυροδέματος έως ανένδοτη αποκόλληση	ΠΡ9	m ³				0,00	0
10	ποσοποίηση κερμάτων	ΠΡ10	m ²	633,51	633,51	12	7.602,12	7.602
11	Καθαίρεση επιχρισμάτων	ΠΡ11	m ²	4,64	132	13	60,32	1.716
ΣΥΝΟΛΟ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑΣ ΕΡΓΑΣΙΩΝ 1 :							24.773,03	25.711,04
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΡΓΑΣΙΩΝ 2 : Σκυροδέματα - Ενισχύσεις (ΣΚ)								
12	Πλήρης κατασκευή φέροντος οργανισμού από οπλισμένο σκυροδέμα (σκυροδέμα, σιδερέμια, πρόσκτα σκυροδέματος) συμβατικού τύπου ποιότητας C30/37	ΣΚ1	m ³	53,8	0	110	5918	0
13	Άσπλο σκυροδέμα καθαρότητας ποιότητας C12/15	ΣΚ2	m ³	9	0	70	630	0
14	Μανδύας εκτοξευόμενου σκυροδέματος ποιότητας C30/37 επί στοιχεία φέροντος οργανισμού παλιού σκυροδέματος ενεργού πάχους έως 10cm μετά την τοποθέτηση διαμήκων και εγκάρσιων οπλισμών και βλήτρων (τημ περιλαμβάνει σιδερέμια και βλήτρα)	ΣΚ3	m ³	0,8	40,49	260	208	10527,4
15	Πλήρης κατασκευή πεδλοδοκών θεμελίωσης	ΣΚ4	m ³	83,46	0	110	9180,6	0
16	Τοποθέτηση νέων διαμήκων οπλισμών και συνδετήρων	ΣΚ5	Kg	5299,85	2237,86	0,25	1324,9625	559,465
17	Καλουπίωμα	ΣΚ6	m ²	89,9	0	100	8990	0
18	επισκευή ραγμών	ΣΚ7	m			65	0	0
20	Χάραξη πεδλοδοκών	ΣΚ8	επισκέψεις	3		1000-2000	2000	
ΣΥΝΟΛΟ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑΣ ΕΡΓΑΣΙΩΝ 2 :							28251,5625	11086,865
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΡΓΑΣΙΩΝ 3 : Τοιχοποιίες (ΧΩ)								
21	Αποκατάσταση οπτοπλινθοδομής μπλοκής πάχους 30cm από οπτοπλινθούς διαστάσεων 19X9X6 ή 19X12X9cm	ΧΩ1	λαμπιάς				1500	1500
22	Αποκατάσταση επιχρισμάτων	ΧΩ2	m ²	331,17	627,43	30	9935,1	18822,9
ΣΥΝΟΛΟ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑΣ ΕΡΓΑΣΙΩΝ 3 :							11435,1	20322,9

Α/Α	Περιγραφή Εργασιών	Α.Τ	Μ.Μ	ΠΟΣΟΤΗΤΑ Ενίσχυση με τοιχία	ΠΟΣΟΤΗΤΑ Ενίσχυση με μανδύες	ΤΙΜΗ ΜΟΝΑΔΑΣ	ΔΑΠΑΝΗ	
							Ενίσχυση με τοιχία	Ενίσχυση με μανδύες
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΡΓΑΣΙΩΝ 4 : Χρωματισμοί (ΧΡ)								
23	Ειδικό εξωτερικοί χρωματισμοί επί επιφανειών επιχρισμάτων με ανόργανα αναστατικά χρώματα υδρούλου, ενδεικτικού τύπου STO ή τύπου KEIM GRANITAL , αρίστης ποιότητας και καταλλήλων προδιαγραφών	ΧΡ1	m ²	584,23	584,23	12	7010,76	7010,76
24	Χρωματισμοί εσωτερικοί σπατουλαριστοί επί επιφανειών επιχρισμάτων με πλαστικό χρώμα Super Neopal της BIBEXΡΩΜ ή ισοδύναμο, με προηγούμενη χρήση primer	ΧΡ2	m ²	332,24	100	10	3322,4	1000
25	επικάλυψη της επιφάνειας του σκυροδέματος με επίχρισμα ή σύστημα χρωμάτων (πχ αστάρι και δύο χέρια ακρυλικό χρώμα) στην εξωτερική όψη	ΧΡ3	m ²	119,1	75	30	3573	2250
ΣΥΝΟΛΟ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑΣ ΕΡΓΑΣΙΩΝ 4 :							13906,16	10260,76
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΡΓΑΣΙΩΝ 5 : Μονώσεις (ΜΟ)								
26	Ψεκασμός όλης της επιφάνειας της πρόσοψης με ψεκαζόμενο διάλυμα αναστολέα διάβρωσης σε τρία χέρια που απέχουν το ένα από το άλλο 6 ώρες. Συνολική ποσότητα διαλύματος αναστολέα διάβρωσης ένα (1) λίτρο (l) ανά τετραγωνικό μέτρο επιφάνειας σκυροδέματος.	ΜΟ1	m ²	584,23	584,23	17	9931,91	9931,91
27	Τοποθέτηση ασφαλτόπανου για υγραμόνωση	ΜΟ2	m ²	165,6	165,6	15	2484	2484
28	Τοποθέτηση polytile στην ταράτσα για θερμομόνωση	ΜΟ3	m ²	165,6	165,6	30	4968	4968
ΣΥΝΟΛΟ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑΣ ΕΡΓΑΣΙΩΝ 5 :							17383,91	17383,91
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΡΓΑΣΙΩΝ 6 : Λοιπές εργασίες (ΛΕ)								
29	Τοποθέτηση κουφωμάτων	ΛΕ1	ημέρα	2	2	300	600	300
30	Αποκατάσταση διαπέδων	ΛΕ2	m ²	293,8	293,8	40	11752	11752
31	Μέτρα προστασίας εργοταξίου	ΛΕ3				1000	1000	1000
		ΛΕ4						
32	Τεχνικός ασφαλείας		μήνα			250	250	250
33	Ηλεκτρολόγος	ΛΕ5	επίσκεψη			200-400	350	350
34	Υδραυλικός	ΛΕ6	επίσκεψη			200-400	400	200
		ΛΕ7						
ΣΥΝΟΛΟ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑΣ ΕΡΓΑΣΙΩΝ 6 :							14352	13852

ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΚΟΣΤΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΜΕ ΤΟΙΧΙΑ ΚΑΙ ΜΑΝΔΥΕΣ	110.101,76
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΚΟΣΤΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΜΕ ΜΑΝΔΥΕΣ	98.617,47

8.4 Χρονοδιάγραμμα έργου για τις δύο μεθόδους ενίσχυσης





ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Ζέρης Χ. (2019). 1η Έκθεση Προόδου: Διερεύνηση αρχαιικού υλικού. Έργο: Διερεύνηση της υφιστάμενης κατάστασης και της συμπεριφοράς υπό σεισμική δράση και περιβαλλοντική έκθεση και προτάσεις τυχόν επεμβάσεων των σχολείων του Δήμου Τήνου. ΕΜΠ.

Ζέρης Χ. (2022). 2η Έκθεση Προόδου: Διερευνητικές εργασίες στο πεδίο και στο εργαστήριο. Έργο: Διερεύνηση της υφιστάμενης κατάστασης και της συμπεριφοράς υπό σεισμική δράση και περιβαλλοντική έκθεση και προτάσεις τυχόν επεμβάσεων των σχολείων του Δήμου Τήνου. ΕΜΠ

Ζέρης Χ. (2022). 3η Έκθεση Προόδου: ΜΕΛΕΤΗ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ 2ου ΔΗΜ. ΣΧΟΛΕΙΟΥ ΤΗΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟ Γ

Ζέρης Χ. (2022). 3η Έκθεση Προόδου: ΜΕΛΕΤΗ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ 2ου ΔΗΜ. ΣΧΟΛΕΙΟΥ ΤΗΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟ Β

Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝΕΠΕ). ΦΕΚ 2187 /Β/05–09–2013. 2η αναθεώρηση. 2017. ΦΕΚ Τεύχος Β' 2984/30.08.2017. ΟΑΣΠ. Υπουργείο Υποδομών και Μεταφορών.

SeismoStruct. (2023). Έκδοση 20. Seismosoft και ΑΛΦΑ Κατασκευαστική ΕΠΕ, Περ. Σταύρου 21, Χαλκίδα 34132. <https://seismosoft.com/> , <https://www.alfakat.gr/>

Δρίτσος Σ.(2005) ΕΠΙΣΚΕΥΕΣ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ από οπλισμένο σκυρόδεμα

Κ.Σπυράκος (2004) Ενίσχυση κατασκευών για σεισμικά φορτία

Τάσιος Θ.Π. (1999) Κατασκευές και θεμελιώσεις από ωπλισμένο σκυρόδεμα

Καραγιάννης Χ. (2019) Σχεδιασμός Κατασκευών από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα και Σεισμικές δράσεις , Σύγχρονες αντιλήψεις και Ευρωκώδικες.

Σημειώσεις μαθήματος «Αποτίμησης και ενίσχυσης του Ε.Μ.Π»

ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8: Αντισεισμικός Σχεδιασμός Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, prEN 1998-1, 2003.

ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 2: Σχεδιασμός φορέων από Σκυρόδεμα – Μέρος 1-1: Γενικοί Κανόνες και Κανόνες για κτίρια, EN 1992-1-1, 2004

ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8: Αντισεισμικός Σχεδιασμός – Μέρος 3: Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και ενισχύσεις κτιρίων, EN 1998-3, 2005.

ΚΑΝ. ΕΠΕ., Κανονισμός Επεμβάσεων, ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2012 - 3η Αναθεώρηση, ΟΑΣΠ, Αθήνα, 2022

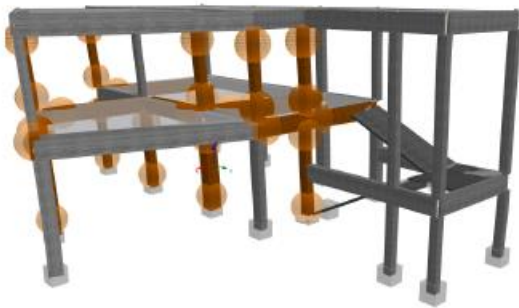
Κοκκινάκος, Δ. Έλεγχος επάρκειας ενίσχυσης σχολικού κτιρίου απο οπλισμένο σκυρόδεμα. Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία, Σχολή Πολ. Μηχ/κών ΕΜΠ, 2011.

Κουτρώνας Α. Αποτίμηση και ανασχεδιασμός υφιστάμενου κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος με ελαστικές και ανελαστικές μεθόδους με βάση τον Κανονισμό Επεμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2012, Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία, Τμήμα Πολ. Μηχ/κών ΑΠΘ, 2012.

ΟΑΣΠ (2022), ΚΑΝ.ΕΠΕ. Κανονισμός Επεμβάσεων, Ομάδα Μελέτης για την Σύνταξη Κανονισμού Επεμβάσεων σε Κτίρια από Οπλισμένο Σκυρόδεμα.

Τρέζος Κ. (2020) Ωπλισμένο σκυρόδεμα με βάση τον Ευρωκώδικα 2.

Εικόνα αστοχίας υφιστάμενων κτιρίων με βάση την ανάλυση



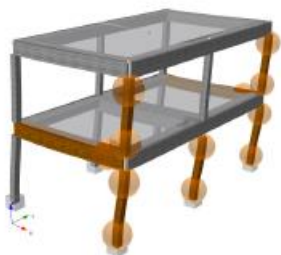
Τελική εικόνα αστοχίας στη Στάθμη
Επιτελεστικότητα B1

Εικόνα αστοχία κτίριου Γ για σεισμό κατά X



Τελική εικόνα αστοχίας στη Στάθμη
Επιτελεστικότητα B1

Εικόνα αστοχία κτίριου Γ για σεισμό κατά Y



Τελική εικόνα αστοχίας στη Στάθμη
Επιτελεστικότητα B1

Εικόνα αστοχία κτίριου Β για σεισμό κατά X



Τελική εικόνα αστοχίας στη Στάθμη
Επιτελεστικότητα B1

Εικόνα αστοχία κτίριου Β για σεισμό κατά Y

Εικόνες πραγματικών βλαβών κτιρίων





ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

ΟΠΛΙΣΜΟΙ ΚΤΙΡΙΟ Β ΜΕΘΟΔΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΜΕ ΜΑΝΔΥΕΣ

	Διαστάσεις	Διαμήκης οπλισμός	Πρόσθετος διαμήκης οπλισμός	Εγκάρσιος οπλισμός
sec_BR6_2	0.60000 0.25000 0.67033 0.20000 0.20000 0.42032 0.02500	κάτω(2@18mm) ανω(2@12mm) ηλεμπικά(0@12mm) ηλάκα_κάτω(1@12mm) ηλάκα_άνω(1@12mm)	0,00025447 -0,081 0,556 0,00025447 0,00 0,556 0,00025447 0,081 0,556 0,00015394 -0,05 0,558 0,00015394 0,00 0,042	(2-2)@5mm/0,20
sec_BL1_2	0.60000 0.25000 0.61014 0.20000 0.20000 0.36013 0.02500	κάτω(2@16mm) ανω(2@12mm) ηλεμπικά(0@16mm) ηλάκα_κάτω(1@12mm) ηλάκα_άνω(1@12mm)	0,00020106 -0,05 0,559 0,00020106 0,05 0,559 0,00015394 0,00 0,56 0,00015394 0,00 0,04	(2-2)@5mm/0,15
sec_BM1_2	0.60000 0.25000 0.61014 0.20000 0.20000 0.36013 0.02500	κάτω(4@16mm) ανω(2@12mm) ηλεμπικά(0@12mm) ηλάκα_κάτω(1@12mm) ηλάκα_άνω(1@12mm)		(2-2)@5mm/0,15
sec_BR1_2	0.60000 0.25000 0.61014 0.20000 0.20000 0.36013 0.02500	κάτω(2@16mm) ανω(2@12mm) ηλεμπικά(0@12mm) ηλάκα_κάτω(1@12mm) ηλάκα_άνω(1@12mm)	0,00020106 -0,084 0,559 0,00020106 -0,05 0,559 0,00020106 0,05 0,559 0,00020106 0,084 0,559 0,00020106 -0,02 0,559 0,00020106 0,01 0,559	(2-2)@5mm/0,15
sec_BM6_2	0.60000 0.25000 0.67033 0.20000 0.20000 0.42032 0.02500	κάτω(5@18mm) ανω(2@12mm) ηλεμπικά(0@12mm) ηλάκα_κάτω(1@12mm) ηλάκα_άνω(1@12mm)		(2-2)@5mm/0,20
sec_BL2_2	0.60000 0.25000 0.56016 0.20000 0.20000 0.31015 0.02500	κάτω(2@16mm) ανω(2@12mm) ηλεμπικά(0@16mm) ηλάκα_κάτω(1@12mm) ηλάκα_άνω(1@12mm)	0,00020106 -0,084 0,559 0,00020106 -0,05 0,559 0,00020106 0,05 0,559 0,00020106 0,084 0,559 0,00020106 -0,01 0,559 0,00020106 0,01 0,559	(2-2)@5mm/0,15
sec_BM2_2	0.60000 0.25000 0.56016 0.20000 0.20000 0.31015 0.02500	κάτω(4@16mm) ανω(2@12mm) ηλεμπικά(0@12mm) ηλάκα_κάτω(1@12mm) ηλάκα_άνω(1@12mm)		(2-2)@5mm/0,15
sec_BR2_2	0.60000 0.25000 0.56016 0.20000 0.20000 0.31015 0.02500	κάτω(2@16mm) ανω(2@12mm) ηλεμπικά(0@12mm) ηλάκα_κάτω(1@12mm) ηλάκα_άνω(1@12mm)	0,00020106 -0,084 0,559 0,00020106 0,084 0,559 0,00015394 0,00 0,56 0,00015394 0,00 0,04	(2-2)@5mm/0,15
sec_BL6_2	0.60000 0.25000 0.67033 0.20000 0.20000 0.42032 0.02500	κάτω(2@18mm) ανω(2@12mm) ηλεμπικά(0@12mm) ηλάκα_κάτω(1@12mm) ηλάκα_άνω(1@12mm)	0,00025447 -0,081 0,556 0,00025447 0,00 0,556 0,00025447 0,081 0,556 0,00015394 -0,05 0,558 0,00015394 -0,05 0,042	(2-2)@5mm/0,20
sec_BR5_2	0.60000 0.25000 0.67077 0.20000 0.20000 0.00000 0.02500	κάτω(2@18mm) ανω(2@12mm) ηλεμπικά(0@12mm) ηλάκα_κάτω(1@12mm) ηλάκα_άνω(1@12mm)	0,00025447 -0,081 0,556 0,00025447 0,00 0,556 0,00025447 0,081 0,556 0,00015394 0,05 0,558 0,00015394 0,00 0,042	(2-2)@5mm/0,20
sec_BL4_2	0.60000 0.25000 0.61015 0.20000 0.20000 0.00000 0.02500	κάτω(2@16mm) ανω(2@12mm) ηλεμπικά(0@16mm) ηλάκα_κάτω(1@12mm) ηλάκα_άνω(1@12mm)	0,00020106 -0,07 0,559 0,00020106 -0,04 0,559 0,00020106 -0,01 0,559 0,00020106 0,00 0,559 0,00020106 0,03 0,559 0,00020106 0,06 0,559	(2-2)@5mm/0,15
sec_BM4_2	0.60000 0.25000 0.61015 0.20000 0.20000 0.00000 0.02500	κάτω(4@16mm) ανω(2@12mm) ηλεμπικά(0@12mm) ηλάκα_κάτω(1@12mm) ηλάκα_άνω(1@12mm)		(2-2)@5mm/0,15
sec_BR4_2	0.60000 0.25000 0.61015 0.20000 0.20000 0.00000 0.02500	κάτω(2@16mm) ανω(2@12mm) ηλεμπικά(0@12mm) ηλάκα_κάτω(1@12mm) ηλάκα_άνω(1@12mm)	0,00020106 -0,04 0,559 0,00020106 0,04 0,559 0,00015394 0,00 0,56 0,00015394 0,00 0,04	(2-2)@5mm/0,15
sec_BM5_2	0.60000 0.25000 0.67077 0.20000 0.20000 0.00000 0.02500	κάτω(5@18mm) ανω(2@12mm) ηλεμπικά(0@12mm) ηλάκα_κάτω(1@12mm) ηλάκα_άνω(1@12mm)		(2-2)@5mm/0,20
sec_BL3_2	0.60000 0.25000 0.61015 0.20000 0.20000 0.00000 0.02500	κάτω(2@16mm) ανω(2@12mm) ηλεμπικά(0@16mm) ηλάκα_κάτω(1@12mm) ηλάκα_άνω(1@12mm)	0,00015394 0,00 0,533 0,00015394 0,00 0,067 0,00020106 -0,057 0,532 0,00020106 0,057 0,532	(2-2)@5mm/0,15
sec_BM3_2	0.60000 0.25000 0.61015 0.20000 0.20000 0.00000 0.02500	κάτω(4@16mm) ανω(2@12mm) ηλεμπικά(0@12mm) ηλάκα_κάτω(1@12mm) ηλάκα_άνω(1@12mm)		(2-2)@5mm/0,15
sec_BR3_2	0.60000 0.25000 0.61015 0.20000 0.20000 0.00000 0.02500	κάτω(2@16mm) ανω(2@12mm) ηλεμπικά(0@12mm) ηλάκα_κάτω(1@12mm) ηλάκα_άνω(1@12mm)	0,00020106 -0,02 0,532 0,00020106 0,01 0,532 0,00020106 -0,05 0,532 0,00020106 0,03 0,532 0,00020106 0,057 0,532 0,00020106 -0,057 0,532	(2-2)@5mm/0,15
sec_BL5_2	0.60000 0.25000 0.67077 0.20000 0.20000 0.00000 0.02500	κάτω(2@18mm) ανω(2@12mm) ηλεμπικά(0@12mm) ηλάκα_κάτω(1@12mm) ηλάκα_άνω(1@12mm)	0,00025447 -0,081 0,556 0,00025447 0,00 0,556 0,00025447 0,081 0,556 0,00015394 0,05 0,558 0,00015394 0,00 0,042	(2-2)@5mm/0,20
sec_strBM2_1	0.67500 0.45000 0.55000 0.25000 0.80411 0.20000 0.20000 0.45411 0.05500	εξωτ_κάτω(2@14mm) εξωτ_ηλεμπέ(2@14mm) εσωτ_κάτω(4@16mm) εσωτ_άνω(2@12mm) εσωτ_ηλεμπέ(0@12mm) ηλάκα_κάτω(1@12mm) ηλάκα_άνω(1@12mm)		εξωτερικά(1-2)@6mm/0,15 εσωτερικά(2-2)@5mm/0,15
sec_strBR2_1	0.67500 0.45000 0.55000 0.25000 0.80411 0.20000 0.20000 0.45411 0.05500	εξωτ_κάτω(2@14mm) εξωτ_ηλεμπέ(2@14mm) εσωτ_κάτω(2@16mm) εσωτ_άνω(2@12mm) εσωτ_ηλεμπέ(0@12mm) ηλάκα_κάτω(1@12mm) ηλάκα_άνω(1@12mm)	0,00020106 0,0999 0,606 0,00020106 0,0999 0,606 0,00015394 0,1008 0,607 0,00015394 0,1008 0,135	εξωτερικά(1-2)@6mm/0,10 εσωτερικά(2-2)@5mm/0,15
sec_strBL5_1	0.67500 0.45000 0.55000 0.25000 0.86924 0.20000 0.20000 0.10000 0.05500	εξωτ_κάτω(2@14mm) εξωτ_ηλεμπέ(4@14mm) εσωτ_κάτω(2@18mm) εσωτ_άνω(2@12mm) εσωτ_ηλεμπέ(0@12mm) ηλάκα_κάτω(1@12mm) ηλάκα_άνω(1@12mm)	0,00025447 0,0972 0,59815385 0,00025447 0,0972 0,59815385 0,00025447 0,0972 0,59815385 0,00015394 0,099 0,60023077 0,00015394 0,099 0,13692857	εξωτερικά(1-2)@6mm/0,10 εσωτερικά(2-2)@5mm/0,20
sec_strBL2_1	0.67500 0.45000 0.55000 0.25000 0.80411 0.20000 0.20000 0.45411 0.05500	εξωτ_κάτω(2@14mm) εξωτ_ηλεμπέ(2@14mm) εσωτ_κάτω(2@16mm) εσωτ_άνω(2@12mm) εσωτ_ηλεμπέ(0@16mm) ηλάκα_κάτω(1@12mm) ηλάκα_άνω(1@12mm)	0,00020106 0,0999 0,606 0,00020106 0,0999 0,606 0,00020106 0,0999 0,606 0,00020106 0,0999 0,606 0,00020106 0,0999 0,606 0,00020106 0,0999 0,606	εξωτερικά(1-2)@6mm/0,10 εσωτερικά(2-2)@5mm/0,15
sec_strBR1_1	0.67500 0.45000 0.55000 0.25000 0.80677 0.20000 0.20000 0.45677 0.05500	εξωτ_κάτω(2@16mm) εξωτ_ηλεμπέ(4@16mm) εσωτ_κάτω(2@16mm) εσωτ_άνω(2@12mm) εσωτ_ηλεμπέ(0@12mm) ηλάκα_κάτω(1@12mm) ηλάκα_άνω(1@12mm)	0,00020106 0,0999 0,59919231 0,00020106 0,0999 0,59919231 0,00020106 0,0999 0,59919231 0,00020106 0,0999 0,59919231 0,00020106 0,0999 0,59919231 0,00020106 0,0999 0,59919231	εξωτερικά(1-2)@6mm/0,10 εσωτερικά(2-2)@5mm/0,15
sec_strBM1_1	0.67500 0.45000 0.55000 0.25000 0.80677 0.20000 0.20000 0.45677 0.05500	εξωτ_κάτω(2@16mm) εξωτ_ηλεμπέ(4@16mm) εσωτ_κάτω(4@16mm) εσωτ_άνω(2@12mm) εσωτ_ηλεμπέ(0@12mm) ηλάκα_κάτω(1@12mm) ηλάκα_άνω(1@12mm)		εξωτερικά(1-2)@6mm/0,15 εσωτερικά(2-2)@5mm/0,15

ΠΙΝΑΚΕΣ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ ΓΙΑ ΟΠΛΙΣΗ ΜΑΝΔΥΩΝ ΚΤΙΡΙΟ Γ

c13													
	Μάνω	Νάνω	μ	v	ω		Μκάτω	Νκάτω	μ	v	ω	V	As/s
x+0,3y	30,51	97,44	0,017	0,025	0,05		22,62	103,57	0,012	0,025	0,02	21,19	0,00086
x-0,3y	1,69	24,29	0,001	0,006	0		8,45	30,42	0,0046	0,0075	0	4,03	0,00016
γ+0,3x	93,25	322,25	0,05	0,08	0,09		92,03	328,37	0,05	0,08	0,09	72,24	0,00293
γ-0,3x	88,91	264,11	0,048	0,065	0,06		85,44	270,24	0,0467	0,0667	0,07	68,42	0,0027
c9													
x+0,3y	29,29	183,61	0,01	0,04	0,02		10,56	192,28	0,0038	0,038	0	19,93	0,0008
x-0,3y	70,51	159,05	0,025	0,032	0,03		72,84	167,73	0,026	0,033	0,02	71,36	0,0028
γ+0,3x	67,63	348,69	0,025	0,07	0,02		135,59	357,36	0,05	0,034	0,1	99,55	0,004
γ-0,3x	53,45	255,77	0,02	0,045	0,01		139,13	264,45	0,05	0,05	0,12	95,02	0,0038
ελάχιστος απαιτούμενος οπλισμός				C13		16,2	cm ²	Astot=8,38	Πρόσθετοι 4Φ14				
				C19		19,8	cm ²	Astot=13,662	Πρόσθετοι 4Φ14				

C1												
	Μάνω	Νάνω	μ	v	ω	Μκάτω	Νκάτω	μ	v	ω	Αυταρχον=	V
x+0,3y	13,92	135,05	0,004183321	0,022322314	0	0,469	149,36	0,000141	0,0246876	0		4,37
x-0,3y	40,63	175,61	0,012210368	0,029026446	0	32,3	189,92	0,009707	0,03139174	0		21,9
γ+0,3x	28,69	55,65	0,008622089	0,009198347	0	59,98	69,96	0,018026	0,01156364	0,02		26,66
γ-0,3x	31,82	119,03	0,009562735	0,01967438	0	73,59	133,34	0,022116	0,02203967	0,04		31,42
C3												
	Μάνω	Νάνω	μ	v	ω	Μκάτω	Νκάτω	μ	v	ω	Αυταρχον=	V
x+0,3y	23,53	189,4	0,006188034	0,032376068	0	21,17	236,66	0,005567	0,0404547	0		13,46
x-0,3y	43,86	202,51	0,011534517	0,034617094	0,02	45,01	249,77	0,011837	0,04269573	0,01		26,72
γ+0,3x	153,32	227,63	0,040320842	0,038911111	0,06	160,95	274,89	0,042327	0,04698974	0,07		94,28
γ-0,3x	170,29	235,99	0,044783695	0,040340171	0,07	175,45	283,25	0,046141	0,0484188	0,08		103,53
C5												
	Μάνω	Νάνω	μ	v	ω	Μκάτω	Νκάτω	μ	v	ω	Αυταρχον=	V
x+0,3y	36,58	187,15	0,007870898	0,026174825	0	43,01	212,45	0,009254	0,02971329	0		17,76
x-0,3y	25,81	290	0,005553523	0,040559441	0	31,61	315,3	0,006802	0,0440979	0		12,67
γ+0,3x	89,41	8,94	0,0192383	0,00125035	0,03	122,84	34,2	0,026431	0,00478322	0		48,12
γ-0,3x	77,81	39,7	0,016742335	0,005552448		109	14,4	0,023453	0,00201399	0		42,6
C7												
	Μάνω	Νάνω	μ	v	ω	Μκάτω	Νκάτω	μ	v	ω	Αυταρχον=	V
x+0,3y	89,7	633,83	0,016331361	0,075009467	0	77,64	671,33	0,01413564	0,079447	0		49,15
x-0,3y	65,94	662,95	0,012005462	0,078455621	0	63,31	700,45	0,01152663	0,082893	0		38,25
γ+0,3x	362,68	511,44	0,066031862	0,060525444	0,1	387,18	548,49	0,07049249	0,06491	0,13		223,72
γ-0,3x	364,14	412,12	0,066297679	0,048771598	0,12	379,47	479,62	0,06908876	0,05676	0,14		222,31
C10												
	Μάνω	Νάνω	μ	v	ω	Μκάτω	Νκάτω	μ	v	ω	Αυταρχον=	V
x+0,3y	31,33	140,77	0,017190672	0,034758025	0	15,2	145,67	0,00834019	0,035968	0		23,16
x-0,3y	25,63	152,14	0,0140631	0,037565432	0	17,79	157,05	0,00976132	0,038778	0		21,5
γ+0,3x	29,57	118,14	0,016224966	0,02917037	0	1,55	123,04	0,00085048	0,03038	0		15,62
γ-0,3x	26,5	383,13	0,014540466	0,0946	0	6,43	349,13	0,00352812	0,086205	0		10,3
C12												
	Μάνω	Νάνω	μ	v	ω	Μκάτω	Νκάτω	μ	v	ω	Αυταρχον=	V
x+0,3y	2,94	236,8	0,001613169	0,058469136	0	6,52	242,93	0,0035775	0,059983	0		3,69
x-0,3y	9,43	199,31	0,005174211	0,049212346	0	13,87	205,44	0,00761043	0,050726	0		9,18
γ+0,3x	14,92	283,49	0,008186557	0,069997531	0	15,84	289,61	0,00869136	0,071509	0		12,14
γ-0,3x	21,67	240,68	0,011890261	0,05942716	0	27,66	246,8	0,01517695	0,060938	0		19,46

	C2		b=	0,45	h=	0,55	d=		Αυπαρχον=	12,57		
	Μάνω	Νάνω	μ	ν	ω	Μκάτω	Νκάτω	μ	ν	ω	V	
x+0,3y	2,13	297,35	0,000782369	0,060070707	0	17,94	308,05	0,00658953	0,062232	0	5,69	
x-0,3y	33,51	348,33	0,01230854	0,070369697	0	31,15	359,03	0,01144169	0,072531	0	19,07	
γ+0,3x	8,36	178,69	0,003070707	0,03609899	0	70,04	189,39	0,02572635	0,038261	0	22,74	
γ-0,3x	8,33	102,21	0,003059688	0,020648485	0	70,36	112,91	0,02584389	0,02281	0	23,26	
	C4		b=	0,45	h=	0,65	d=		Αυπαρχον=	15,65		
	Μάνω	Νάνω	μ	ν	ω	Μκάτω	Νκάτω	μ	ν	ω	V	
x+0,3y	66,05	247,37	0,017370151	0,04228547	0	63,09	260,74	0,01659172	0,044571	0	38,73	
x-0,3y	61,36	255,67	0,016136752	0,043704274	0	61,11	269,04	0,01607101	0,04599	0	36,73	
γ+0,3x	188,56	311,58	0,049588429	0,053261538	0,13	190,59	324,95	0,05012229	0,055547	0,1	112,85	
γ-0,3x	201,8	403,36	0,053070348	0,068950427	0,1	208,49	416,74	0,05482972	0,071238	0,11	121,65	
	C6		b=	0,55	h=	0,65	d=		Αυπαρχον=	21,9		
	Μάνω	Νάνω	μ	ν	ω	Μκάτω	Νκάτω	μ	ν	ω	V	
x+0,3y	32,52	168,65	0,00699731	0,023587413	0	25,28	190,13	0,00543948	0,026592	0	17,45	
x-0,3y	56,75	204,78	0,012210866	0,028640559	0	51,45	220,26	0,01107047	0,030806	0	32,59	
γ+0,3x	177,99	240,78	0,03829801	0,033675524	0,05	196,7	262,26	0,04232383	0,03668	0,08	112,54	
γ-0,3x	184,77	343,08	0,039756859	0,047983217	0,03	206,38	364,56	0,04440667	0,050987	0,1	116,86	
	C8		b=	0,55	h=	0,65	d=		Αυπαρχον=	25,14		
	Μάνω	Νάνω	μ	ν	ω	Μκάτω	Νκάτω	μ	ν	ω	V	
x+0,3y	39,52	440,77	0,008503497	0,061646154	0	157,89	494,33	0,0339731	0,069137	0,05	42,69	
x-0,3y	52,44	353,68	0,011283486	0,049465734	0	186,2	407,24	0,04006455	0,056957	0,02	52,08	
γ+0,3x	11,67	480,48	0,002511027	0,0672	0	29,8	524,04	0,00641205	0,073292	0	9,06	
γ-0,3x	30,69	415,55	0,00660355	0,058118881	0	132,59	469,11	0,02852932	0,06561	0	35,4	
	C11		b=	0,45	h=	0,55	d=		Αυπαρχον=	12,57		
	Μάνω	Νάνω	μ	ν	ω	Μκάτω	Νκάτω	μ	ν	ω	V	
x+0,3y	37,23	433,13	0,013674931	0,08750101	0	36,2	443,83	0,0132966	0,089663	0	21,53	
x-0,3y	11,8	334,16	0,004334252	0,067507071	0	20,34	344,86	0,00747107	0,069669	0	9,34	
γ+0,3x	158,85	524,24	0,058347107	0,105907071	0,1	161,85	534,94	0,05944904	0,108069	0,11	93,6	
γ-0,3x	129,07	160,47	0,047408632	0,032418182	0,7	134,95	165,37	0,04956841	0,033408	0,1	77,43	
	C14		b=	0,45	h=	0,45	d=		Αυπαρχον=	12,57		
	Μάνω	Νάνω	μ	ν	ω	Μκάτω	Νκάτω	μ	ν	ω	V	
x+0,3y	4,8	174,19	0,002633745	0,043009877	0	5,98	180,31	0,00328121	0,044521	0	4,25	
x-0,3y	11,43	131,48	0,006271605	0,032464198	0	11,44	137,6	0,00627709	0,033975	0	9,06	
γ+0,3x	14,32	181,62	0,007857339	0,044844444	0	13,82	187,74	0,00758299	0,046356	0	11,14	
γ-0,3x	24,6	135,95	0,013497942	0,033567901	0	26,55	142,1	0,01456679	0,035086	0	20,29	

	M	N	μ	ν	ω	Astot	Αυπαρχον	Asmin	επιλέγεται	V	As/s	επιλέγεται
B1_1	196,55	103,83	0,050140306	0,018541	0,1	12,87356	22,9	5,6	4φ14	121,61	0,004316	Φ6/10-15-10
B2_1	349,08	445,81	0,103278107	0,085733	0,18	21,51724	11,68	5,2	6φ16	185,86	0,006597	Φ6/10-15-10
B3_1	139,96	193,3	0,041408284	0,037173	0,05	5,977011	5,34	5,2	4φ14	105,75	0,003753	Φ6/10-15-10
B3_2	118,2	154,2	0,034970414	0,029654	0,015	1,793103	5,34	5,2	4φ14	88,31	0,003134	Φ6/10-15-10
B4_1	172,62	482,95	0,051071006	0,092875	0,05	5,977011	5,34	5,2	4φ14	179,36	0,006366	Φ6/10-15-10
B4_2	88,06	260,37	0,026053254	0,050071	0,1	11,95402	5,34	5,2	4φ16	96,16	0,003413	Φ6/10-15-10
B6_1	134,29	194,83	0,039730769	0,037467	0,05	5,977011	5,34	5,2	4φ14	107,18	0,003804	Φ6/10-15-10
B7_1	140,27	294,12	0,0415	0,056562	0,05	5,977011	5,34	5,2	4φ14	95,9	0,003404	Φ6/10-15-10
B8_1	136,49	343,15	0,040381657	0,06599	0,03	3,586207	5,34	5,2	4φ14	124,79	0,004429	Φ6/10-15-10
B11_1	180,04	260,97	0,053266272	0,050187	0,1	11,95402	5,34	5,2	4φ16	130,82	0,004643	Φ6/10-15-10
B12_1	208,57	405,54	0,061707101	0,077988	0,08	9,563218	5,34	5,2	4φ14	150,39	0,005338	Φ6/10-15-10
B13_1	138,48	346,85	0,040970414	0,066702	0,08	9,563218	5,34	5,2	4φ14	123,07	0,004368	Φ6/10-15-10
B15_1	258,54	385,15	0,076491124	0,074067	0,15	17,93103	7,35	5,2	6φ16	163,07	0,005788	Φ6/10-15-10
B16_1	241,15	374,78	0,071346154	0,072073	0,15	17,93103	7,35	5,2	6φ16	174,08	0,006179	Φ6/10-15-10

ΠΙΝΑΚΕΣ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ ΓΙΑ ΟΠΛΙΣΗ ΜΑΝΔΥΩΝ ΚΤΙΡΙΟ Β

C1		b=		0,45		h=		0,45		d=		6,9					
Μάνω		Νάνω		μ	ν	ω	Μκάτω	Νκάτω	μ	ν	ω	Αυπαρχον	12,57	V	As/s		
x+0,3y	59,17	191,67	0,032466	0,047326	0,06	83,85	199,76	0,046008	0,049323	0,1	Amin=	4,05	41,48	0,001559			
x-0,3y	51,09	229,9	0,028033	0,056765	0,05	78,92	237,98	0,043303	0,05876	0,09	Astot=	9,310344828	37,38	0,001405			
γ+0,3x	6,54	191,86	0,003588	0,047373	0	20,02	199,94	0,010985	0,049368	0	τοποθετείται 6φ14		7,51	0,000282			
γ-0,3x	52,75	238,7	0,028944	0,058938	0,05	40,63	246,74	0,022294	0,060923	0,02	τοποθετείται 6φ14		27,41	0,00103			
C2		b=		0,45		h=		0,45		d=		6,9					
Μάνω		Νάνω		μ	ν	ω	Μκάτω	Νκάτω	μ	ν	ω	Αυπαρχον	12,57	V	As/s		
x+0,3y	74	366,89	0,040604	0,09059	0,015	99,2	374,49	0,054431	0,092467	0,025	Amin=	4,05	52,42	0,00197			
x-0,3y	74,24	367,69	0,040735	0,090788	0,015	99,25	375,28	0,054458	0,092662	0,025	Astot=	2,327586207	52,5	0,001973			
γ+0,3x	36,28	448,86	0,019907	0,11083	0	31,92	456,45	0,017514	0,112704	0	τοποθετείται 4φ14		20,14	0,000757			
γ-0,3x	12,226	414,87	0,006708	0,102437	0	22,27	422,47	0,012219	0,104314	0	τοποθετείται 4φ14		9,79	0,000368			
C3		b=		0,45		h=		0,45		d=		6,9					
Μάνω		Νάνω		μ	ν	ω	Μκάτω	Νκάτω	μ	ν	ω	Αυπαρχον	12,57	V	As/s		
x+0,3y	51,4	229,21	0,028203	0,056595	0,05	78,83	237,3	0,043254	0,058593	0,09	Amin=	4,05	37,46	0,001408			
x-0,3y	59,19	190,04	0,032477	0,046923	0,06	83,47	198,13	0,0458	0,048921	0,1	Astot=	9,310344828	41,4	0,001556			
γ+0,3x	41,05	347,84	0,022524	0,085886	0	36,44	355,93	0,019995	0,087884	0	τοποθετείται 6φ14		22,03	0,000828			
γ-0,3x	9,88	310,82	0,005421	0,076746	0	24,78	318,9	0,013597	0,078741	0	τοποθετείται 6φ14		9,43	0,000354			
C4		b=		0,35		h=		0,45		d=		6,9					
Μάνω		Νάνω		μ	ν	ω	Μκάτω	Νκάτω	μ	ν	ω	Αυπαρχον	12,57	V	As/s		
x+0,3y	98,6	318,67	0,054102	0,078684	0,05	98,48	326,76	0,054036	0,080681	0,04	Amin=	3,15	56,21	0,002112			
x-0,3y	98,33	346,63	0,053953	0,085588	0,04	99,06	354,72	0,054354	0,087585	0,04	Astot=	3,620689655	56,34	0,002117			
γ+0,3x	7,17	181,15	0,003934	0,044728	0	19,8	189,24	0,010864	0,046726	0	τοποθετείται 6φ14		7,69	0,000289			
γ-0,3x	52,19	228,71	0,028636	0,056472	0,05	40,27	230,79	0,022096	0,056985	0,03	τοποθετείται 6φ14		27,21	0,001023			
C5		b=		0,35		h=		0,45		d=		6,9					
Μάνω		Νάνω		μ	ν	ω	Μκάτω	Νκάτω	μ	ν	ω	Αυπαρχον	12,57	V	As/s		
x+0,3y	111,85	492,88	0,061372	0,121699	0,1	111,47	500,48	0,061163	0,123575	0,1	Amin=	3,15	66,53	0,0025			
x-0,3y	112,29	493,73	0,061613	0,121909	0,1	111,79	501,33	0,061339	0,123785	0,1	Astot=	7,24137931	66,77	0,002509			
γ+0,3x	11,81	429,64	0,00648	0,106084	0	21,9	437,24	0,012016	0,10796	0	τοποθετείται 4φ14		9,53	0,000358			
γ-0,3x	35,72	462,01	0,019599	0,114077	0	31,34	469,61	0,017196	0,115953	0	τοποθετείται 4φ14		19,66	0,000739			
C6		b=		0,35		h=		0,45		d=		6,9					
Μάνω		Νάνω		μ	ν	ω	Μκάτω	Νκάτω	μ	ν	ω	Αυπαρχον	12,57	V	As/s		
x+0,3y	98,11	345,96	0,053833	0,085422	0,08	98,84	354,04	0,054233	0,087417	0,08	Amin=	3,15	56,25	0,002114			
x-0,3y	98,43	317,29	0,054008	0,078343	0,09	98,35	325,38	0,053964	0,080341	0,08	Astot=	6,517241379	56,16	0,002111			
γ+0,3x	9,03	299,1	0,004955	0,073852	0	24,02	307,19	0,01318	0,075849	0	τοποθετείται 4φ14		9,02	0,000339			
γ-0,3x	41,31	337,04	0,022667	0,08322	0	36,67	345,12	0,020121	0,085215	0	τοποθετείται 4φ14		22,18	0,000834			
M	N	μ	ν	ω	Astot	Αυπαρχον	Asmin	επιλέγεται	V	As/s	επιλέγεται						
B1_1	219,12	160,6	0,055898	0,028679	0,11	17,06897	6,28	5,6	6φ16	128,56	0,004563	Φ6/10-15-10					
B2_1	179,57	340,4	0,053127	0,065462	0,05	7,758621	6,28	5,2	4φ14	108,86	0,003864	Φ6/10-15-10					
B3_1	180,72	214,39	0,053467	0,041229	0,1	15,51724	6,28	5,2	7φ16	128,23	0,004551	Φ6/10-15-10					
B4_1	173,13	324,64	0,051222	0,062431	0,07	10,86207	6,28	5,2	4φ14	105,79	0,003755	Φ6/10-15-10					
B5_1	165,6	45,38	0,048994	0,008727	0,09	13,96552	7,35	5,2	6φ14	119,03	0,004225	Φ6/10-15-10					
B6_1	166,43	30,2	0,04924	0,005808	0,09	13,96552	7,35	5,2	6φ14	118,79	0,004216	Φ6/10-15-10					
B7_1	208,93	72,59	0,061814	0,01396	0,12	23,58621	7,35	5,2	9φ16	140,17	0,004975	Φ6/10-15-10					