

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΑΝΤΟΧΗΣ ΚΤΗΡΙΟΥ ΕΠΙΛΟΓΗ ΣΤΡΑΤΗΓΙΚΗΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΕΠΙΛΟΓΗ ΤΕΛΙΚΗΣ ΛΥΣΗΣ

Καμάρης Γεώργιος – Μαραβάς Ανδρέας

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Στην παρούσα εργασία εκτιμάται η αντοχή του φέροντος οργανισμού ενός θεωρητικού κτηρίου, με ανάλυση Πλευρικής Οριακής Ώθησης (Pushover Analysis), χρησιμοποιώντας το πρόγραμμα H/Y Sap2000 NonLinear. Με βάση τα αποτελέσματα της ανάλυσης και της μορφής αστοχίας του κτηρίου επιλέγεται η στρατηγική ενίσχυσής του. Για την εφαρμογή αυτής της στρατηγικής προτείνονται τέσσερις λύσεις ενίσχυσης. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων για κάθε επιμέρους λύση σχολιάζονται και συγκρίνονται μεταξύ τους. Εκτιμώνται οι επιμέρους λύσεις βάσει των κριτηρίων της αντοχής, της πλάστιμότητας και του επιθυμητού τρόπου αστοχίας της κατασκευής (Ικανοτικός Σχεδιασμός). Τέλος, επιλέγεται η καταλληλότερη λύση.

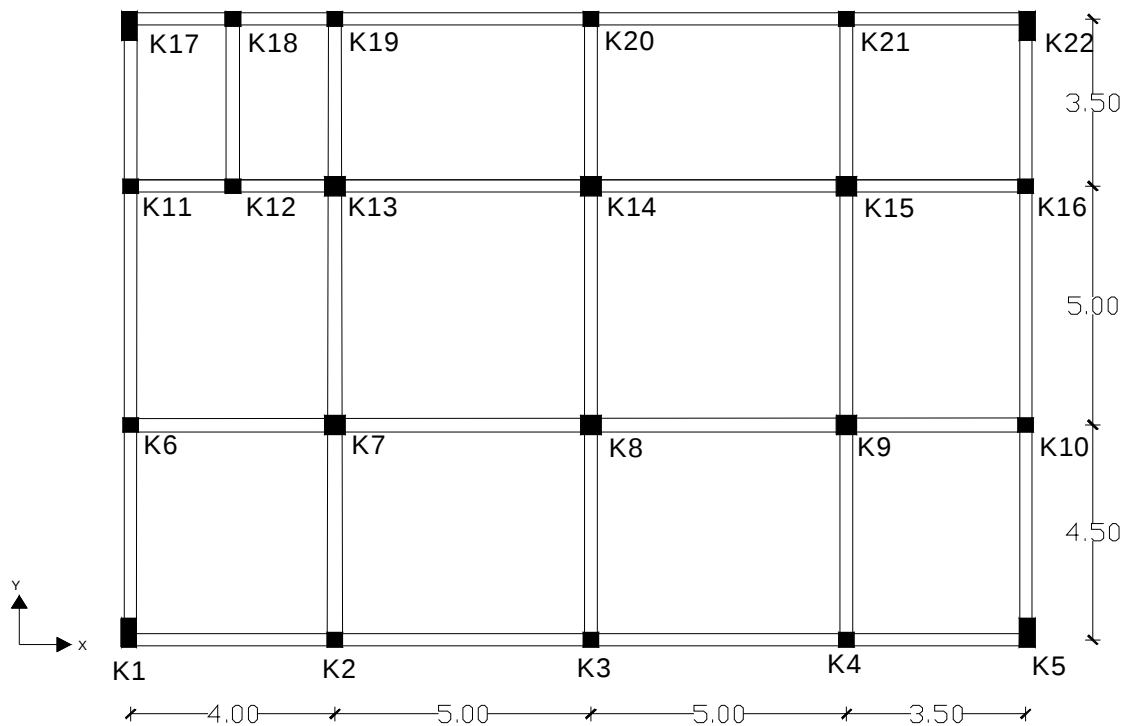
ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η κατασκευή που αναλύεται είναι ένα θεωρητικό (μη υπαρκτό) κτήριο με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα, το οποίο προσομοιάζει πολυώροφα κτήρια που κατασκευάστηκαν στον ελληνικό χώρο με παλαιότερους αντισεισμικούς κανονισμούς που δεν απαιτούσαν ικανοτικό σχεδιασμό. Σκοπός της εργασίας είναι η αποτίμηση της αντοχής της κατασκευής με βάση τους νεότερους κανονισμούς (Ε.Κ.Ω.Σ. 2000, EC2, Ν.Ε.Α.Κ. 2000 κτλ.) ώστε να εκτιμηθεί η ανάγκη ενίσχυσής της, καθώς και οι πιθανοί τρόποι που θα εφαρμοστεί αυτή. Από τους παραπάνω τρόπους επιλέγεται ο πιο ενδεδειγμένος.

ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

(α) Γεωμετρία Κατασκευής

Το κτήριο, το οποίο εξετάζεται, είναι ένας χωρικός πλαισιακός φορέας με συνολικό ύψος $H = 17 \text{ m}$. Πρόκειται για ένα τετραώροφο κτήριο μέ ύψος ορόφου $h = 3 \text{ m}$. Θεμελιώνεται σε βάθος $z = 2 \text{ m}$ με πέδιλα. Οι δοκοί θεωρούνται όλες όμοιες μεταξύ τους με διαστάσεις 25×60 . Οι πλάκες έχουν πάχος $d = 0.15 \text{ m}$ σε όλα τα επίπεδα του κτηρίου. Η κάτοψη του κτηρίου είναι ορθογωνική. Τα κατακόρυφα στοιχεία είναι ομοιόμορφα κατανομημένα στην κάτοψη με αποτέλεσμα να μην υπάρχουν μεγάλες μεταβολές της μάζας και της δυσκαμψίας σε επίπεδο ορόφου. Το ίδιο συμβαίνει και καθ' ύψος του κτηρίου. Ακολουθεί η κάτοψη του τυπικού ορόφου (Σχήμα 1) καθώς και πίνακας με τις διαστάσεις των υποστυλωμάτων (Πίν.1).



Σχήμα 1. Τυπική κάτοψη ορόφου.

Πίνακας 1.

Υποστύλωμα	Διάσταση	Υποστύλωμα	Διάσταση
K 1	30/60	K 12	30/30
K 2	30/30	K 13	40/40
K 3	30/30	K 14	40/40
K 4	30/30	K 15	40/40
K 5	30/60	K 16	30/30
K 6	30/30	K 17	30/60
K 7	40/40	K 18	30/30
K 8	40/40	K 19	30/30
K 9	40/40	K 20	30/30
K 10	30/30	K 21	30/30
K 11	30/30	K 22	30/60

(β) Υλικά

Τα υλικά που λήφθηκαν υπόψη στην παρούσα ανάλυση αντιστοιχούν σε υλικά που χρησιμοποιούνταν σε κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος, οι οποίες είχαν σχεδιασθεί κυρίως κατά τη διάρκεια των ετών 1960 έως 1985. Έτσι επιλέχθηκε σκυρόδεμα κατηγορίας C12/16 (αντιστοιχεί στο B 225) και χάλυβας κατηγορίας S 220 (αντιστοιχεί στον St III α) .Επίσης και ο οπλισμός των φερόντων στοιχείων ακολουθεί την πρακτική εκείνης της

περιόδου .Έτσι επιλέχθηκαν 4Φ16 και 4Φ18 για τα υποστυλώματα 30X30 και 40X40 αντίστοιχα με συνδετήρες Φ6/200 .Η κατασκευή θεωρείται πως δεν έχει υποστεί βλάβες απο κάποια σεισμική δράση και τα υλικά της βρίσκονται στην ελαστική τους περιοχή .

ΑΠΟΤΙΜΙΣΗ ΑΝΤΟΧΗΣ ΚΤΗΡΙΟΥ

(α) Εξιδανίκευση

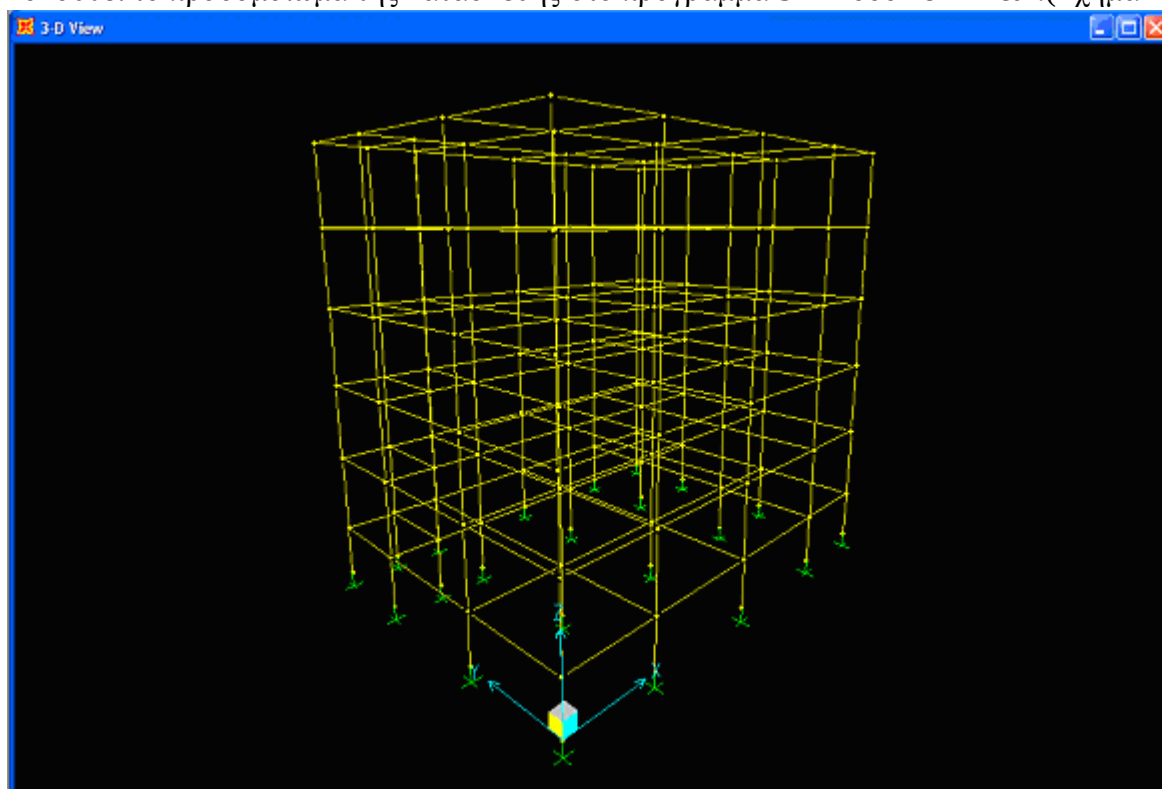
Η εξιδανίκευση του κτηρίου έγινε αποκλειστικά με την χρήση γραμμικών πεπερασμένων στοιχείων .Τα υποστυλώματα προσομοιώθηκαν με πρισματικά γραμμικά μέλη στο χώρο με τις πραγματικές τους διαστάσεις .Ομοίως και οι δοκοί με την διαφορά ότι το πραγματικό πλάτος των δοκών αντικαθιστάθηκε με το συνεργαζόμενο πλάτος (b_m) στο άνω πέλμα αυτών .Οι πλάκες της κατασκευής λήφθηκαν υπόψη σε όρους μετατοπίσεων (διαφραγματική λειτουργία), σε όρους δυσκαμψίας (συνεργαζόμενο πλάτος δοκών) και σε όρους φόρτισης (φόρτιση δοκών με τα φορτία των πλακών) .

Ειδικότερα , η διαφραγματική λειτουργία των πλακών λήφθηκε υπόψη με τον καθορισμό ίδιων κινηματικών συνθηκών για τους κόμβους της κατασκευής στο επίπεδο X-Y. Τα φορτία των πλακών μεταφέρθηκαν στις δοκούς στηρίζεώς τους σύμφωνα με τον κανονισμό Ε.Κ.Ω.Σ 2000 .Το συνεργαζόμενο πλάτος υπολογίστηκε σύμφωνα με τις διατάξεις του Ν.Ε.Α.Κ 2000, βάσει των εξής σχέσεων :

(i) Αμφίπλευρες δοκοί : $b_m = 8 h_f + b_w$ και

(ii) Μονόπλευρες δοκοί : $b_m = 3 h_f + b_w$, όπου h_f το πάχος της πλάκας και b_w το πλάτος της δοκού .

Ακολουθεί το προσομοίωμα της κατασκευής στο πρόγραμμα SAP2000NonLinear.(Σχήμα 2)



Σχήμα 2. Προσομοίωμα κτηρίου στο SAP2000NonLinear.

(β) Παραδοχές – Φορτίσεις

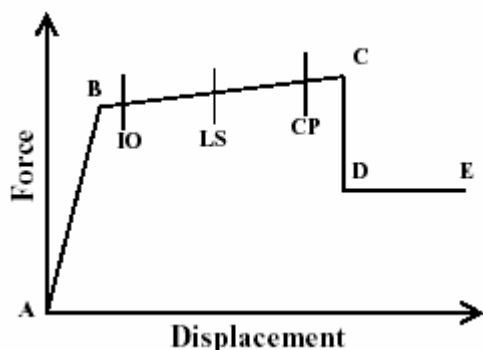
Το έδαφος θεμελίωσης θεωρείται βραχώδες και γι' αυτό οι στηρίξεις της κατασκευής εξομοιώνονται με πακτώσεις. Το κλιμακοστάσιο δεν λαμβάνεται υπόψη στο μοντέλο της κατασκευής, ούτε για την στατική ανάλυση ούτε για την μη γραμμική (Pushover). Αυτό γίνεται διότι είναι πολύ μικρότερο σε σχέση με την κάτοψη του κτηρίου, οπότε δεν επηρεάζει την αντοχή των φερόντων στοιχείων της κατασκευής αλλά ούτε και την δυσκαμψία τους.

Οι τιμές των φορτίων που χρησιμοποιήθηκαν για την ανάλυση είναι: I.B σκυροδέματος = 25 kN/m^3 , επίστρωση δαπέδων = 1 kN/m^2 , βάρος τοιχοποιίας (δρομικές οπτοπλινθοδομές) = 2.1 kN/m^2 , ωφέλιμο φορτίο = 2.0 kN/m^2 .

Η στατική ανάλυση έγινε σύμφωνα με τον Ε.Κ.Ω.Σ, με συνδυασμό φόρτισης $1.35G + 1.50Q$ για τα κατακόρυφα φορτία. Η μη γραμμική ανάλυση (Pushover) έγινε για τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις της κατασκευής (X,Y) με συνδυασμό φόρτισης $G + 0.30Q$ για τα κατακόρυφα φορτία.

Η διαδικασία της μεθόδου πλευρικής οριακής ώθησης οδηγεί στην εύρεση της τιμής της τέμνουσας βάσης για την οποία έχουμε την δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στην κατασκευή. Για την εύρεση αυτών τοποθετούμε στην αρχή και το τέλος των γραμμικών μελών ειδικές παραμέτρους που στο πρόγραμμα SAP2000NonLinear ονομάζονται <<hinges>>. Οι παράμετροι αυτοί επιτρέπουν στο πρόγραμμα να <<παρακολουθεί>> την μεταβολή των εντάτικών μεγεθών στις θέσεις των <<hinges>> και με βάση τα εντατικά μεγέθη που ελεγχονται απ' αυτά και τις ιδιότητες της κάθε διατομής να εξακριβώνεται εάν για ένα συγκεκριμένο επίπεδο φόρτισης δημιουργείται πλαστική άρθρωση.

Τα εντατικά μεγέθη που ελέγχονται από τις παραμέτρους <<hinges>> διαφέρουν ανάλογα με το μέλος της κατασκευής. Έτσι για τα κατακόρυφα στοιχεία οι ιδιότητες των <<hinges>> προκύπτουν από την αλληλεπίδραση των εντατικών μεγεθών $N-M_x-M_y$, ενώ για τις δοκούς από την επίδραση M_y . Σύμφωνα με τις διατάξεις του ATC-40 το κάθε <<hinge>> επιλέγεται από το ίδιο το πρόγραμμα με την σχέση ροπής – στρώσης. Έτσι για την κάθε διατομή το πρόγραμμα προσδιορίζει ανάλογα με την σχέση δύναμης παραμόρφωσης σε ποιο σημείο αρχίζει η περιοχή κράτυνσης (σημείο B), σε ποιο σημείο υπάρχει ασφάλεια ανθρώπινης ζωής (σημείο LS) και σε ποιο σημείο επέρχεται θράυση (σημείο C) όπως φαίνεται στο σχήμα 3.



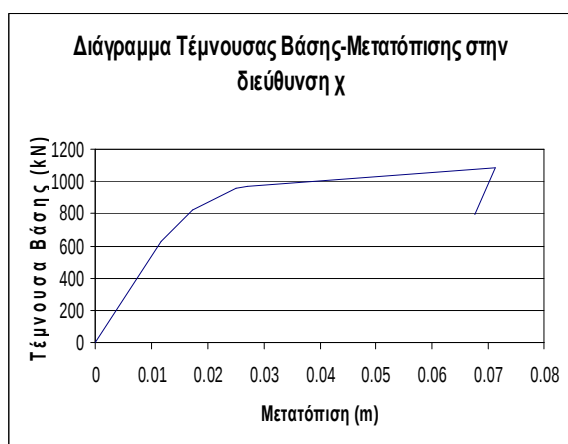
Σχήμα 3. Επεξήγηση περιοχών

- B: Αρχή περιοχής κράτυνσης
- IO : Άμεση κράτυνση (Immediately Occupancy)
- LS: Ασφάλεια ζωής (Life Safety)
- CP: Αποτροπή κατάρρευσης (Collapse Prevention)
- C : Κατάρρευση (Collapse)

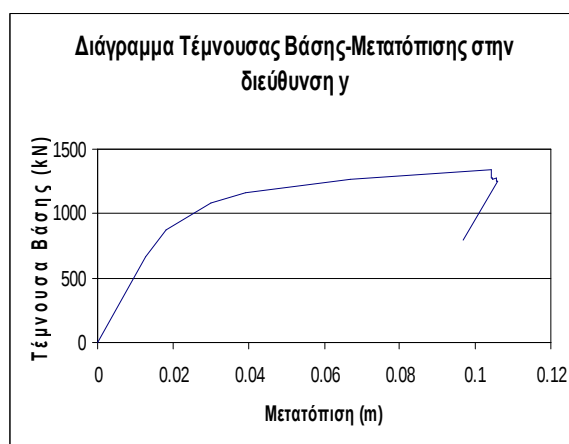
Η μέθοδος Pushover υλοποιείται από το πρόγραμμα με βηματική αύξηση της οριζόντιας μετατόπισης της κατασκευής και ταυτόχρονο έλεγχο της κατάστασης των παραμέτρων <<hinges>> .

(γ) Αποτελέσματα Ανάλυσης- Αποτίμηση Αντοχής

Τα αποτελέσματα της στατικής ανάλυσης του αρχικού φορέα έδειξαν ότι η κατασκευή φέρει με ασφάλεια τα κατακόρυφα φορτία της (γεγονός που αναμενόταν) .Τα αποτελέσματα της ανάλυσης Pushover παρουσιάζονται στα διαγράμματα και τους πίνακες που ακολουθούν.



Διάγραμμα 1

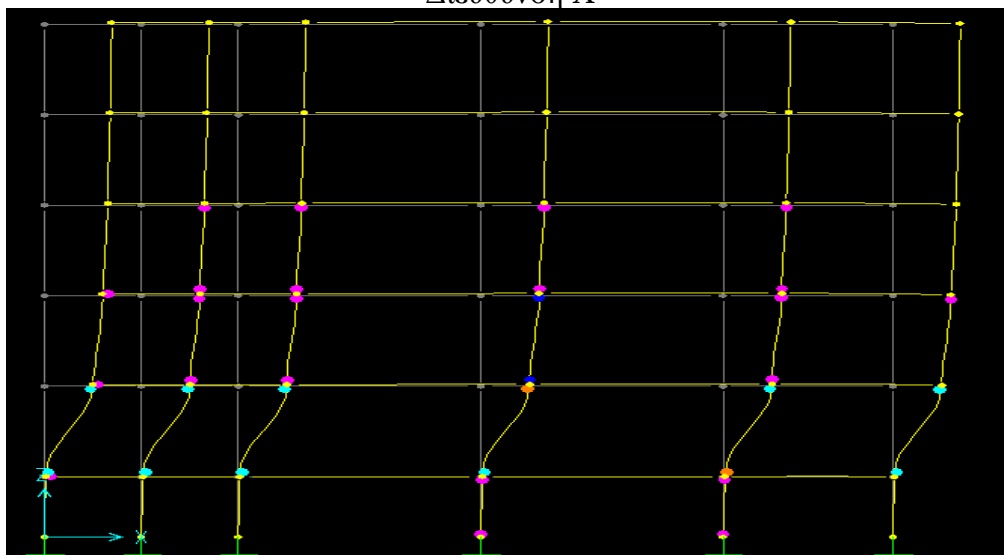


Διάγραμμα 2

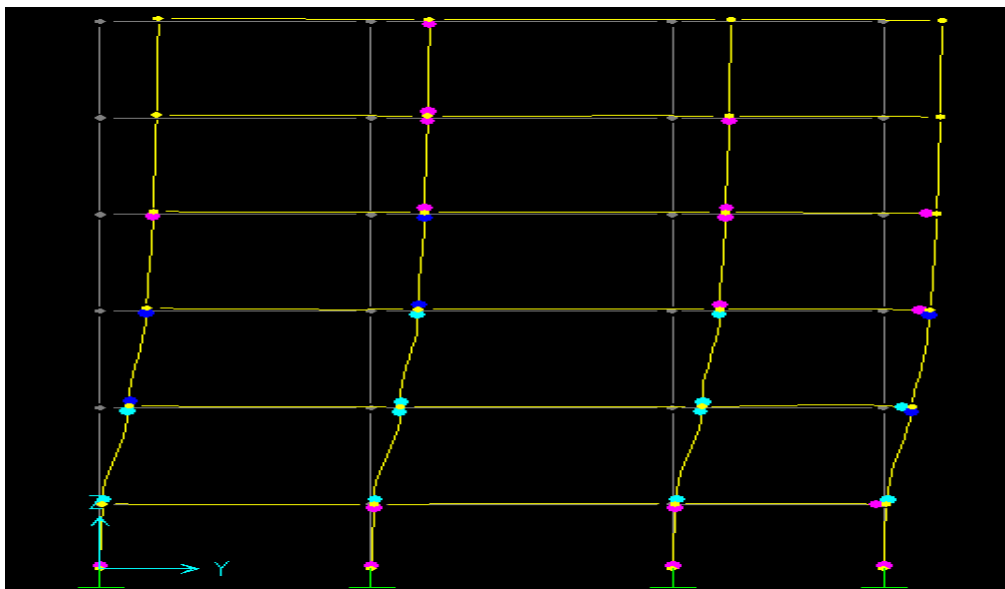
Διευθύνση x	
f_y (kN)	623.4612
f_u (kN)	1080.652

Διευθύνση y	
f_y (kN)	664.2834
f_u (kN)	1284.624

Ακολουθεί το σχήμα αστοχίας σε επιλεγμένα πλαίσια που έδωσε το πρόγραμμα και για τις δύο διευθύνσεις :

Διεύθυνση X 

Διεύθυνση Υ



Απο τα παραπάνω προκύπτει ότι σε όλα τα πλαίσια έχουμε σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων στην βάση και στην κορυφή των υποστηλωμάτων ισογείου και των δύο πρώτων ορόφων. Η ανάλυση μας δείχνει ότι το παρόν κτήριο παρουσιάζει μή επιθυμητό τρόπο αστοχίας. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι τα κατακόρυφα στοιχεία έχουν μικρότερες καμπτικές αντοχές από το άθροισμα των αντοχών των δοκών που συντρέχουν σ' αυτά. Παρατηρείται επίσης ότι το κτήριο παρουσιάζει σημαντικές μετατοπίσεις.

ΕΠΙΛΟΓΗ ΣΤΡΑΤΗΓΙΚΗΣ ΕΠΕΜΒΑΣΗΣ

Με βάση τα παραπάνω η στρατηγική ενίσχυσης που θα ακολουθηθεί θα πρέπει να οδηγήσει στην αύξηση της αντοχής της κατασκευής και την αύξηση της δυσκαμψίας της και στις δύο διευθύνσεις. Βασική προτεραιότητα θα πρέπει να δοθεί στην επίτευξη του επιθυμητού τρόπου αστοχίας κατά τον ικανοτικό σχεδιασμό, δηλαδή της δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των δοκών και στις βάσεις των υποστηλωμάτων στο επίπεδο θεμελίωσης.

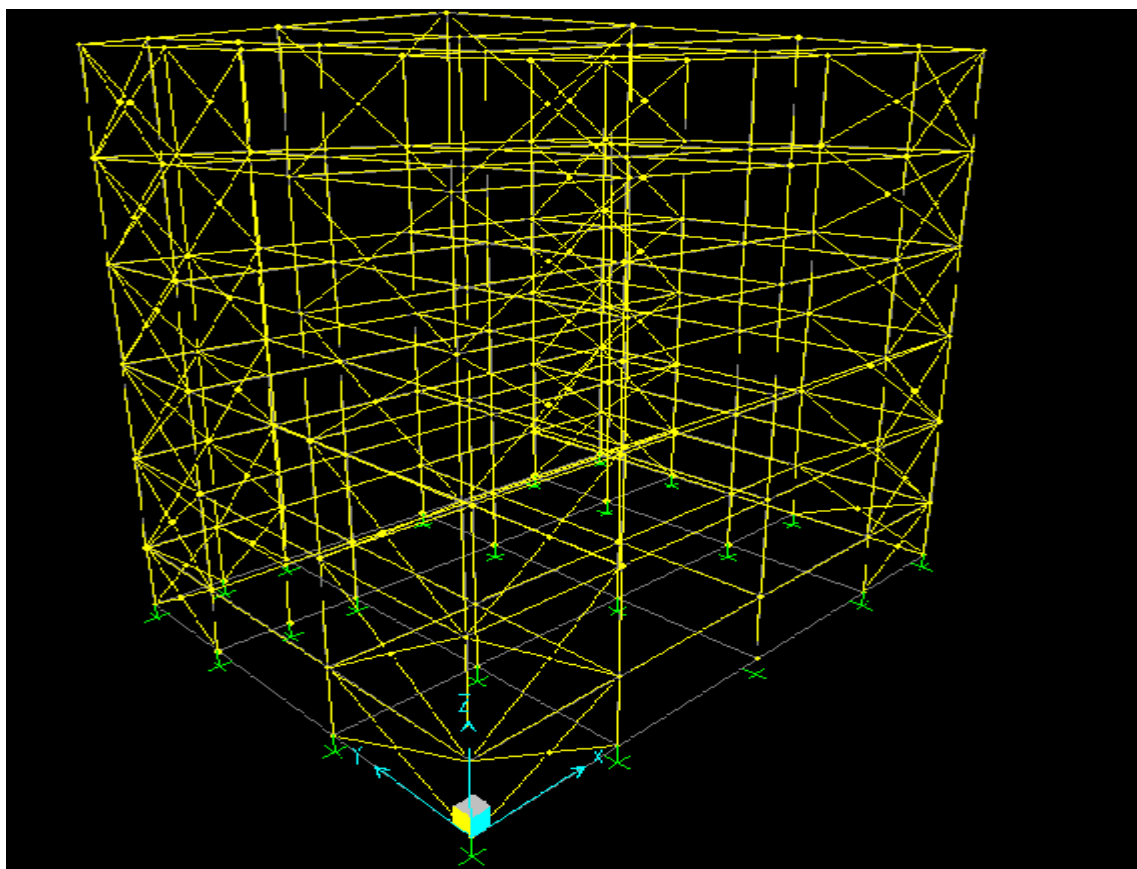
Οι λύσεις που δοκιμάστηκαν για την αντιμετώπιση του προβλήματος είναι οι εξής :

- (1) Μεταλλικά Δικτυώματα
- (2) Μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα
- (3) Εμφανούμενα τοιχώματα
- (4) Εμφανούμενα τοιχώματα και μανδύες

Ακολουθεί η εκτενής παρουσίαση αυτών, σχολιασμός των αποτελεσμάτων της κάθε μεθόδου και σύγκριση αυτών η οποία οδηγεί στην επιλογή της τελικής λύσης.

(1) Μεταλλικά Δικτυώματα

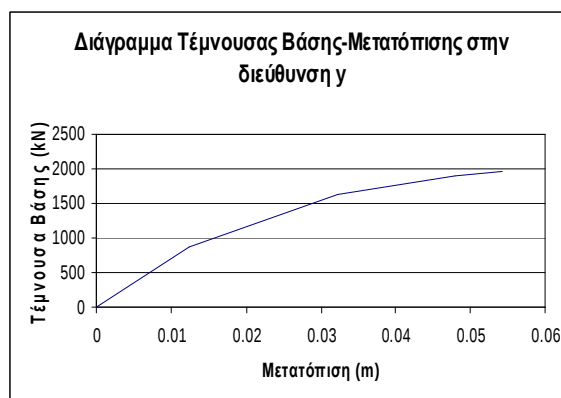
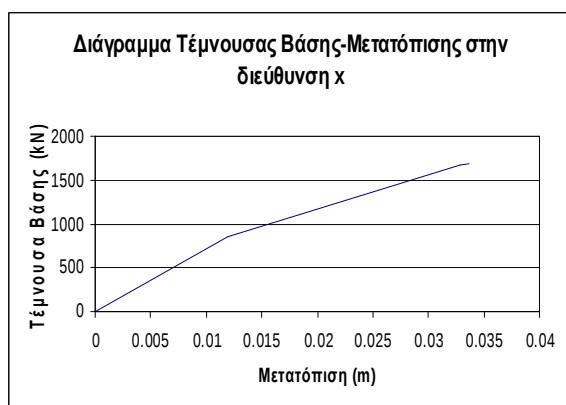
Σ' αυτή τη μέθοδο επέμβασης χρησιμοποιήθηκαν μεταλλικά στοιχεία διατομής διπλού ανισοσκελούς γωνιακού L 50.40.4, ποιότητας χάλυβα Fe360. Τα στοιχεία τοποθετήθηκαν σε επιλεγμένα φατνώματα της κατασκευής όπως φαίνεται στο παρακάτω Σχήμα 4.



Σχήμα 4.

Τα μεταλλικά στοιχεία θεωρήθηκαν ως πρισματικά γραμμικά μέλη στο χώρο. Στην αρχή και στο τέλος αυτών των στοιχείων τοποθετήθηκαν <<hinges>> για την μη γραμμική ανάλυση. Σημειώνεται ότι τα υπόλοιπα στοιχεία παραμένουν ως έχουν και η προσομοίωση γίνεται όπως πριν. Θα πρέπει επίσης να τονιστεί πώς η συγκεκριμένη επέμβαση απαιτεί έλεγχο των κόμβων της κατασκευής στους οποίους συντρέχουν τα μεταλλικά στοιχεία που προστίθενται και πιθανή ενίσχυσή τους. Αυτή η ενίσχυση δεν λαμβάνεται υπόψη από το συγκεκριμένο πρόγραμμα, χωρίς αυτό να σημαίνει πώς η ανάλυση δεν ήταν ακριβής.

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης παρουσιάζονται στα διαγράμματα και τους πίνακες που ακολουθούν.



Διευθύνση χ	
f_y (kN)	848.1707
f_u (kN)	1690.925

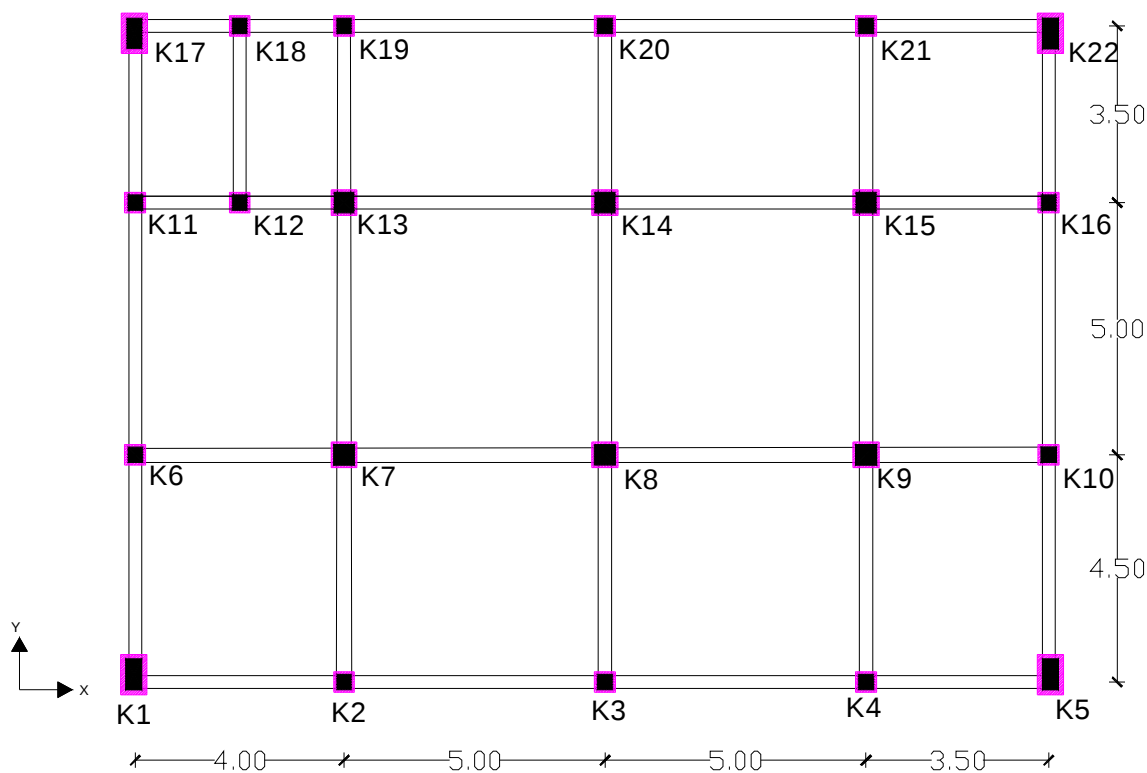
Διευθύνση y	
f_y (kN)	863.5308
f_u (kN)	1954.211

Συμπεράσματα

Παρατηρήθηκε ότι η λύση είχε ως αποτέλεσμα την μικρή αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας της κατασκευής και στις δύο διευθύνσεις με ταυτόχρονη μείωση της πλαστιμότητας. Επίσης ο τρόπος αστοχίας ήταν ο ίδιος με του αρχικού κτηρίου και άρα μη επιθυμητός.

(2) Μανδύες απο έγχυτο σκυρόδεμα

Σε αυτή την μέθοδο επέμβασης χρησιμοποιήθηκαν μανδύες απο έγχυτο σκυρόδεμα κατηγορίας C20/25 σε όλα τα κατακόρυφα στοιχεία της κατασκευής. Οι μανδύες που επιλέχθηκαν έχουν πάχος 5 cm για όλα τα υποστυλώματα εκτός των γωνιακών (διαστάσεων 30X60) που έχουν πάχος 10 cm και καλυπτουν όλο το ύψος του κτηρίου. Οι οπλισμοί των μανδυνών αποτελούνται απο χάλυβα S500 διαμέτρων Φ18 (διαμήκεις) και Φ8 (εγκάρσιοι) σύμφωνα με τις κατασκευαστικές διατάξεις του Ε.Κ.Ω.Σ 2000. Παρατίθεται η κάτοψη του τυπικού ορόφου μετά την ενίσχυση (Σχήμα 5).

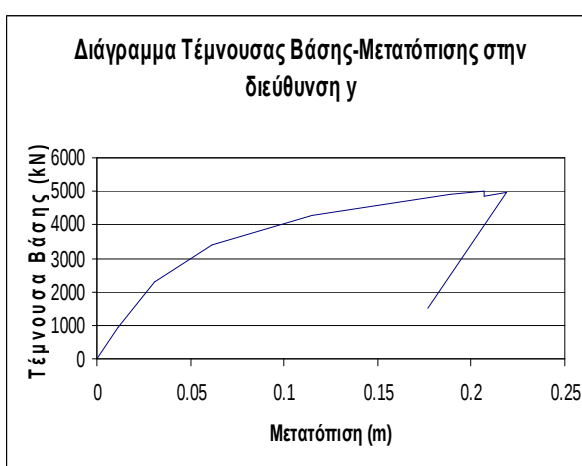
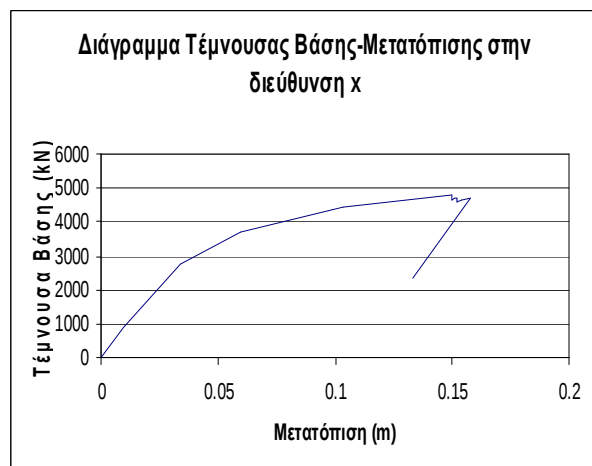


Σχήμα 5. Κάτοψη τυπικού ορόφου

Τα μέλη (μανδύα – παλαιού σκυροδέματος) προσομοιώθηκαν ως γραμμικά πρισματικά , με τις ίδιες παραμέτρους <<hinges>> όπως στο αρχικό μοντέλο. Οι διατομές που

διαμορφώθηκαν μετά την επέμβαση προσομοιώθηκαν στο μοντέλο του κτηρίου ως μονολιθικές με συντελεστή $k_k = 0.70$ κατά EC8 .

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης παρουσιάζονται στα διαγράμματα και τους πίνακες που ακολουθούν .



Διευθύνση x	
f_y (kN)	887.9149
f_u (kN)	4782.652

Διευθύνση y	
f_y (kN)	955.408
f_u (kN)	4994.755

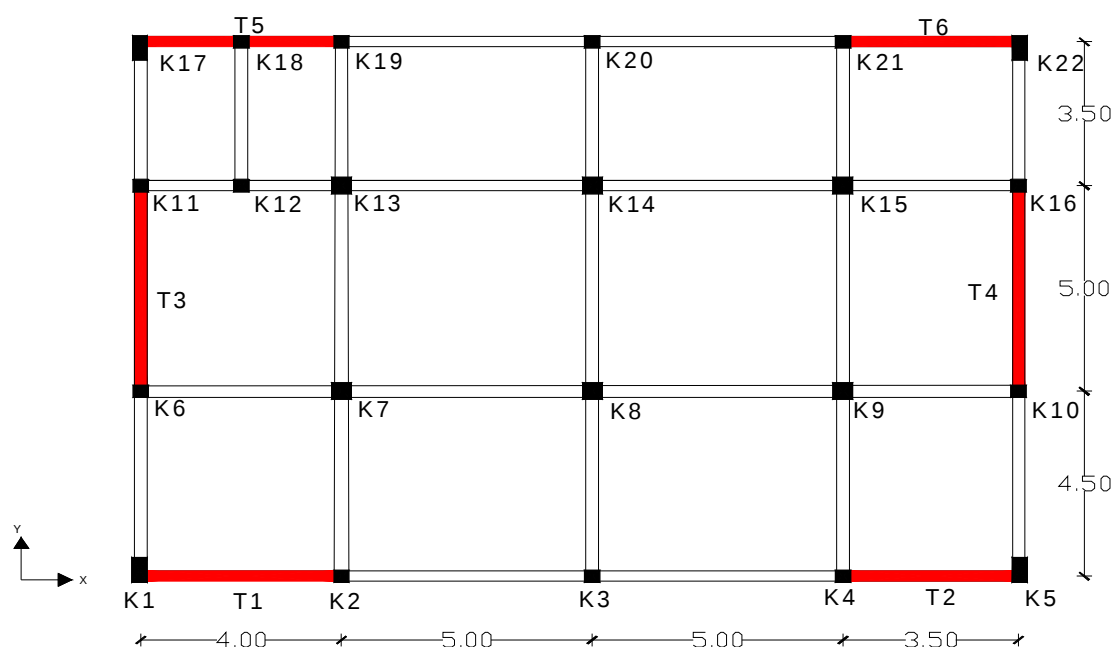
Συμπεράσματα

Παρατηρήθηκε ότι η λύση είχε ως αποτέλεσμα την ικανοποιητική αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας της κατασκευής και στις δύο διευθύνσεις, παράλληλα με σημαντική αύξηση της πλαστιμότητας. Επίσης ο τρόπος αστοχίας ήταν παρόμοιος με τον αρχικό και άρα μη επιθυμητός.

(3) Εμφατινόμενα τοιχώματα.

Σε αυτή την μέθοδο επέμβασης χρησιμοποιήθηκαν εμφατινόμενα τοιχώματα από έγχυτο σκυρόδεμα κατηγορίας C20/25. Τα τοιχώματα αυτά τοποθετήθηκαν συμμετρικά ως προς την κάτοψη του κτηρίου ώστε να μην δημιουργείται στρέψη. Τα τοιχώματα καλύπτουν όλο το ύψος του κτηρίου .

Οι οπλισμοί των τοιχωμάτων αποτελούνται από χάλυβα S500 , διαμέτρων Φ18 (διαμήκεις) και Φ10 (εγκάρσιοι) σύμφωνα με τις κατασκευαστικές διατάξεις του Ε.Κ.Ω.Σ 2000 .Παρατίθεται η κάτοψη του τυπικού ορόφου μετά την ενίσχυση(Σχήμα 6) .



Τοίχωμα	Διάσταση
T1	370/30
T2	330/30
T3	30/470
T4	30/470
T5	370/30
T6	330/30

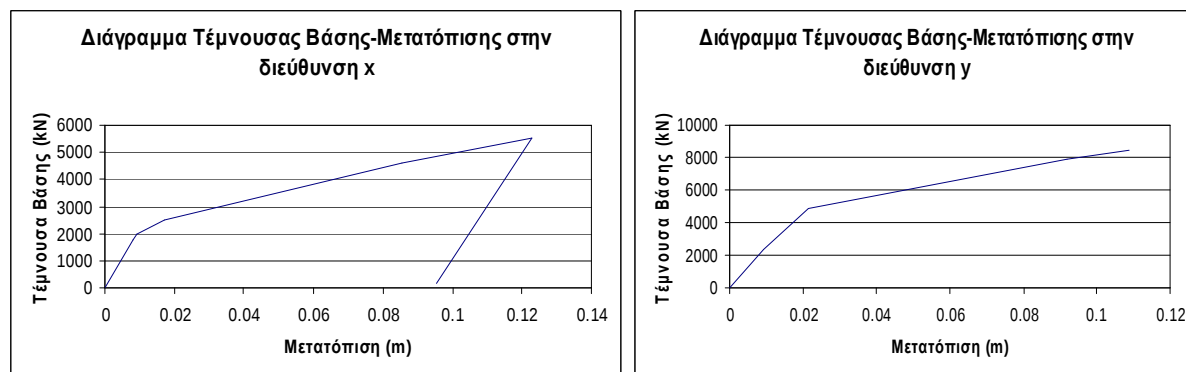
Σχήμα 6. Κάτοψη τυπικού ορόφου

Οι διατομές των τοιχωμάτων εξιδανικεύτηκαν ως γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία με τις διαστάσεις των αντίστοιχων διατομών που φαίνονται στον πίνακα του σχήματος 6. Στα νέα γραμμικά μέλη τοποθετήθηκαν οι παράμετροι <<hinges>> με ιδιότητες N - M_x - M_y όπως και των υπολοίπων κατακόρυφων στοιχείων. Τα υπόλοιπα μέλη προσομοιώθηκαν όπως και στο αρχικό μοντέλο.

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης παρουσιάζονται στα διαγράμματα και στους πίνακες που ακολουθούν.

Διευθύνση x	
f_y (kN)	1778.663
f_u (kN)	5551.37

Διευθύνση y	
f_y (kN)	2328.264
f_u (kN)	7920.958

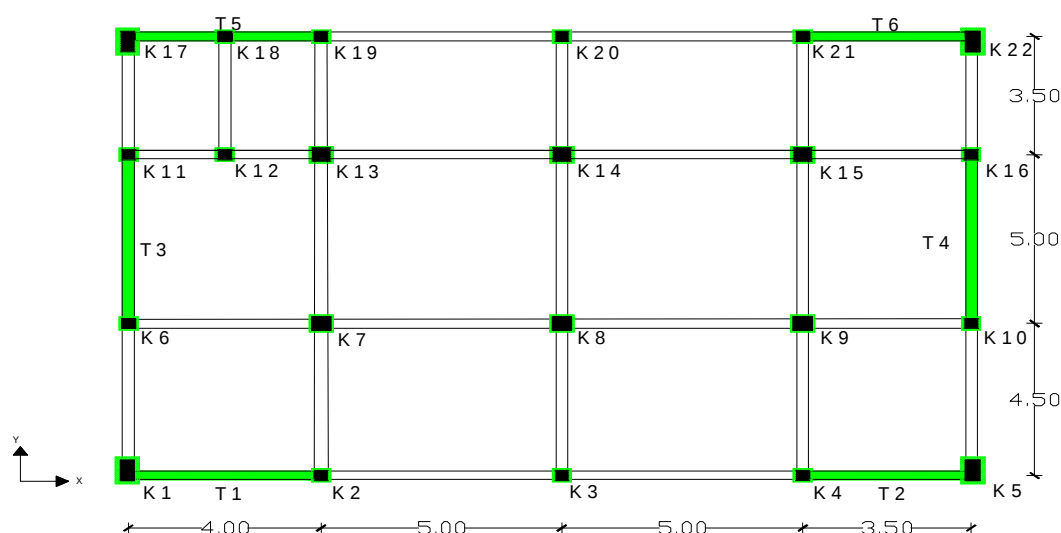


Συμπεράσματα

Παρατηρήθηκε ότι η λύση είχε ως αποτέλεσμα την θεαματική αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας της κατασκευής και στις δύο διευθύνσεις, παράλληλα με σημαντική αύξηση της πλαστιμότητας. Επίσης ο τρόπος αστοχίας ήταν παρόμοιος με τον αρχικό και άρα μη επιθυμητός.

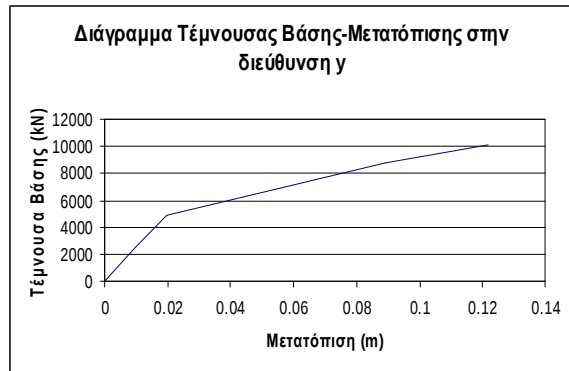
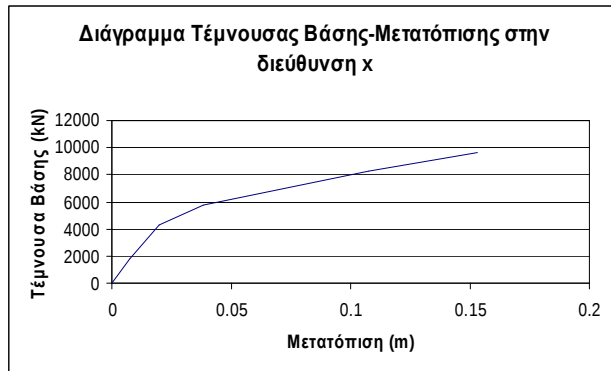
(4) Τοιχώματα και Μανδύες

Η λύση αυτή ουσιαστικά αποτελεί συνδυασμό των λύσεων (2) και (3). Επιλέγεται δηλαδή η τοποθέτηση εμφανιζόμενων τοιχωμάτων στις ίδιες θέσεις με την λύση (3) και ενίσχυση όλων των υποστρωμάτων με μανδύες απο έγχυτο σκυρόδεμα με τον ίδιο τρόπο όπως στην λύση (2). Τα υλικά και η εξιδανίκευση είναι ακριβώς τα ίδια με τις λύσεις (2) και (3). Ακολουθεί η κάτοψη του τυπικού ορόφου μετά την ενίσχυση (Σχήμα 7).



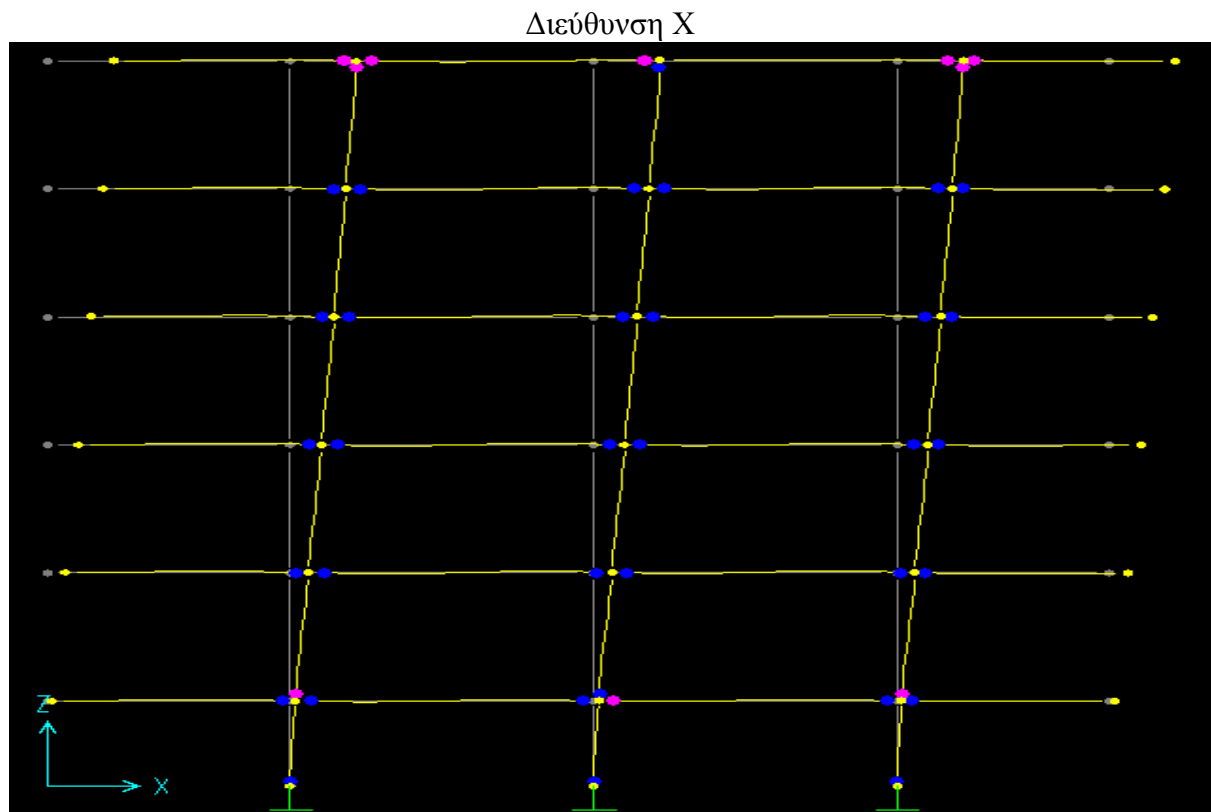
Σχήμα 7. Κάτοψη τυπικού ορόφου

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης παρουσιάζονται στα διαγράμματα και τους πίνακες που ακολουθούν .

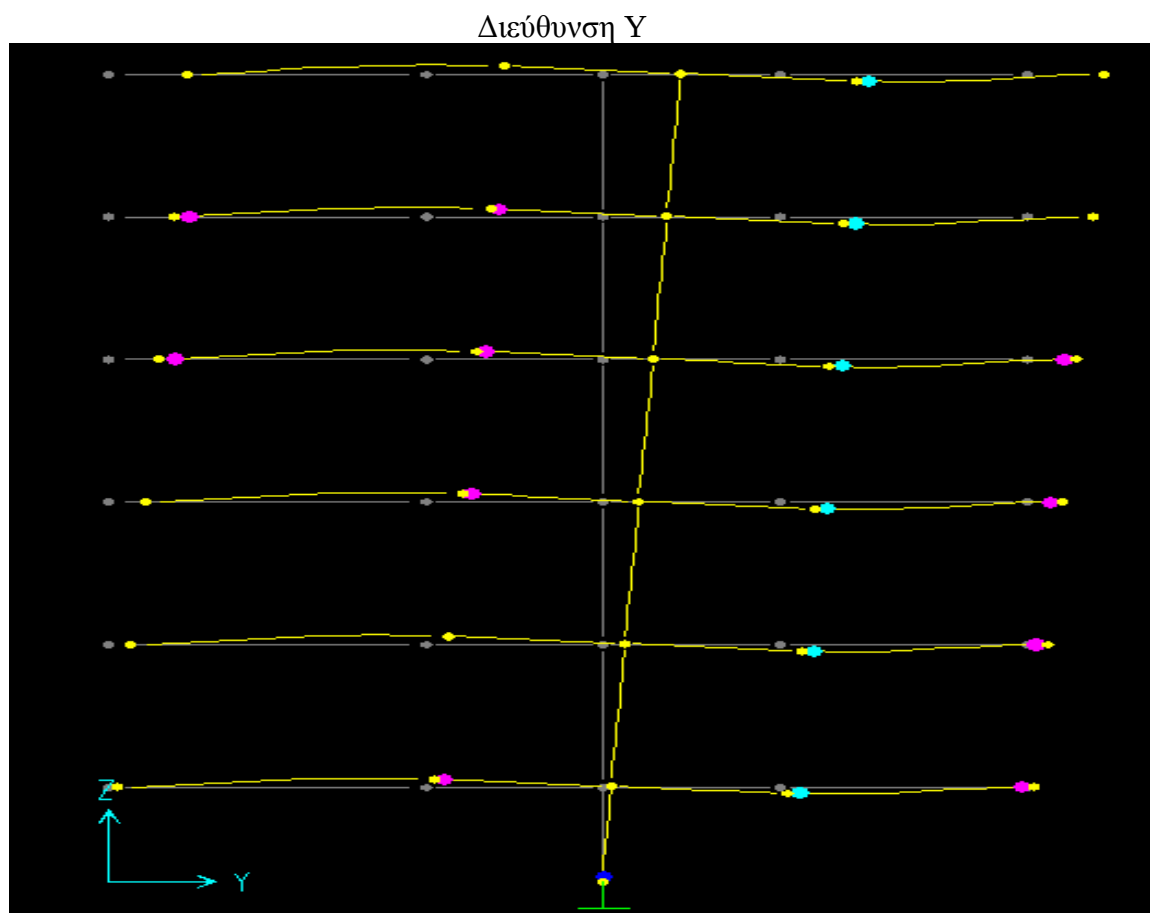


Διευθύνση x	
f_y (kN)	1797.025
f_u (kN)	9623.436

Διευθύνση y	
f_y (kN)	2496.388
f_u (kN)	10121.17



Σχήμα 8



Σχήμα 9

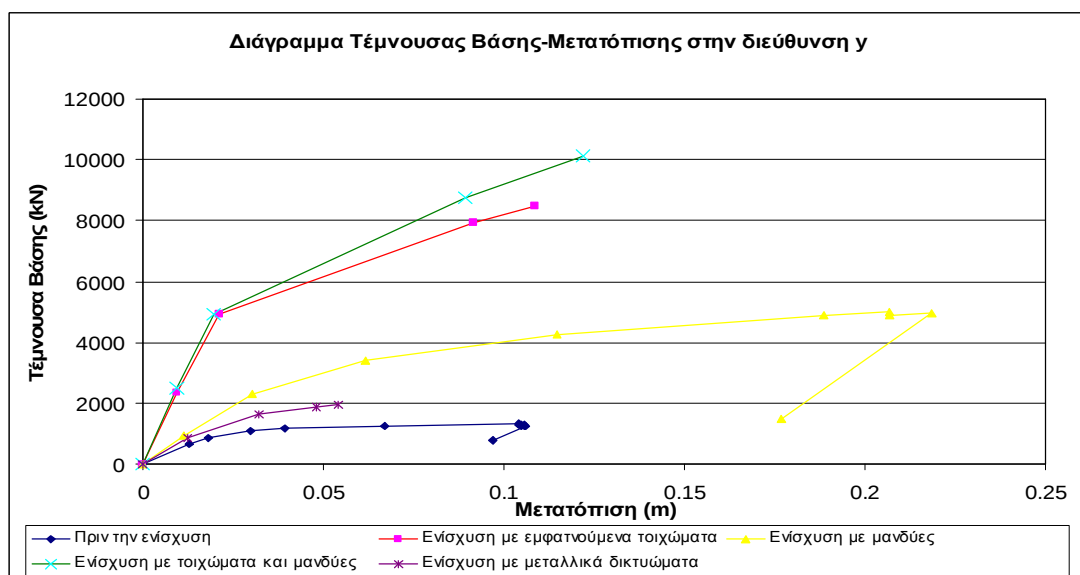
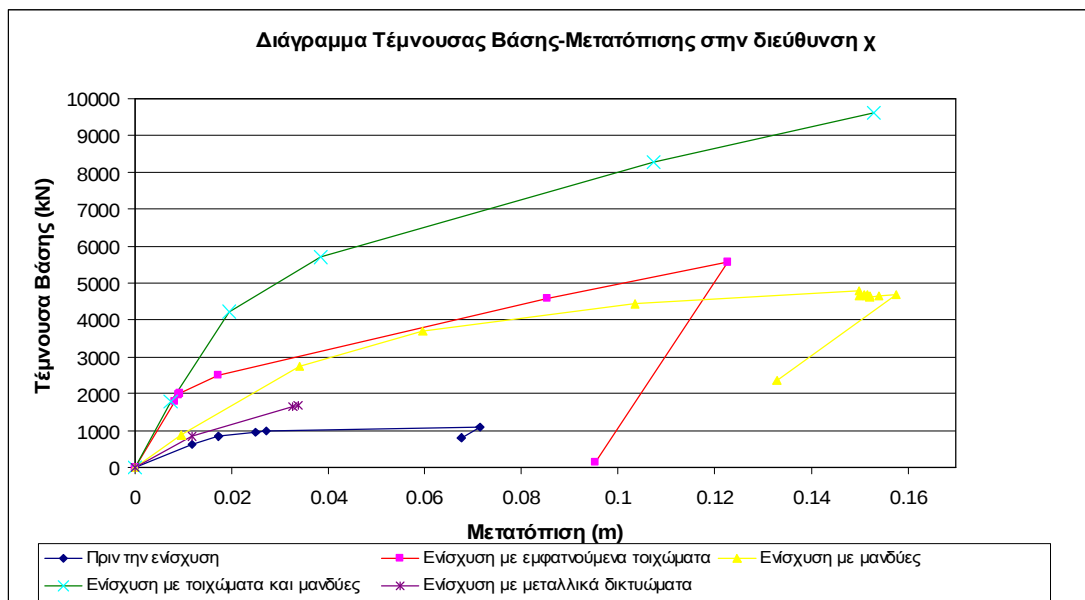
Συμπεράσματα

Παρατηρήθηκε ότι η λύση είχε ως αποτέλεσμα την θεαματική αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας της κατασκευής και στις δύο διευθύνσεις, παράλληλα με σημαντική αύξηση της πλαστιμότητας. Επίσης ο τρόπος αστοχίας ήταν αυτή τη φορά πολύ πιο διαφορετικός από τον αρχικό. Είναι ο επιθυμητός τρόπος γιατί έχουμε πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς και στις βάσεις των υποστυλωμάτων στην σταθμη θεμελίωσης (Σχήματα 8,9) .

ΕΠΙΛΟΓΗ ΤΕΛΙΚΗΣ ΛΥΣΗΣ

Για την επιλογή της τελικής λύσης συγκρίνονται οι τέσσερις λύσεις που προτάθηκαν παραπάνω με βάση τις μη γραμμικές αναλύσεις. Για το σκοπό αυτό παρατίθενται οι ακόλουθοι πίνακες σύγκρισης και τα διαγράμματα Δύναμης – Μετατόπισης.

Προτεινόμενες Λύσεις Επέμβασης	Διεύθυνση x			Διεύθυνση y		
	Μεταβολή $f_u(\%)$	Μεταβολή $\mu_s(\%)$	Μορφή Αστοχίας	Μεταβολή $f_u(\%)$	Μεταβολή $\mu_s(\%)$	Μορφή Αστοχίας
Λύση 1	36.09	-56.19	Μη επιθυμητή	34.26	-44.47	Μη επιθυμητή
Λύση 2	77.40	58.62	Μη επιθυμητή	74.28	55.51	Μη επιθυμητή
Λύση 3	80.53	56.85	Μη επιθυμητή	83.78	19.36	Μη επιθυμητή
Λύση 4	88.77	68.33	Επιθυμητή	87.31	37.98	Επιθυμητή



Από τα παραπάνω διαπιστώνεται ότι η καταλληλότερη μέθοδος ενίσχυσης είναι αυτή με τον συνδυασμό εμφαντιζόμενων τοιχωμάτων και μανδυνών (Λύση 4). Αυτό οφείλεται στο ότι προσφέρει την μεγαλύτερη αύξηση της αντοχής της κατασκευής και επιθυμητό τρόπο αστοχίας. Παρά το γεγονός ότι δεν προσφέρει την καλύτερη δυνατή πλαστιμότητα υπερτερεί της 2^{ης} λύσης (Μανδύες) στους άλλους δύο τομείς. Δεν μπορούμε παρ'όλα αυτά να παραβλέψουμε ότι η λύση 4 προσφέρει ικανοποιητική πλαστιμότητα.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Sap 2000 NonLinear Concrete Design Manual
2. Ε.Α.Κ. 2000
3. Ε.Κ.Ω.Σ 2000
4. EC 8