

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

**ΠΑΥΛΙΔΟΥ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΑ
ΑΔΑΜΙΔΗΣ ΑΔΑΜΟΣ**

Περίληψη

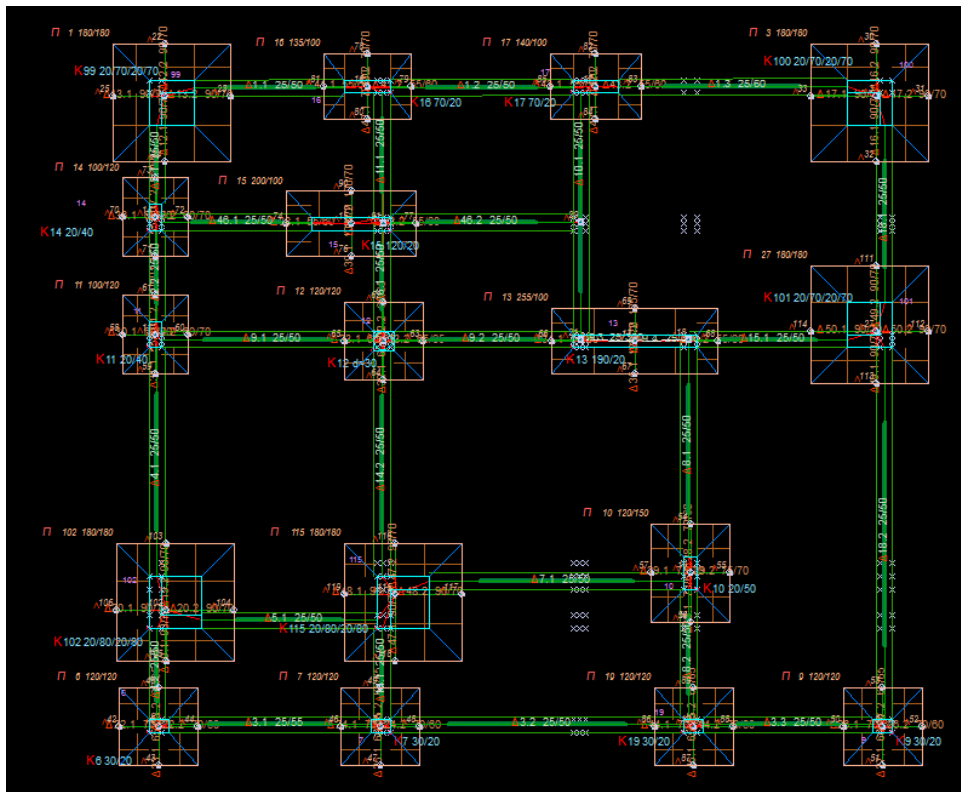
Η παρούσα εργασία αφορά τη μελέτη αποτίμησης και ενίσχυσης διώροφης κατοικίας με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα. Για την αποτίμηση της κατασκευής εφαρμόστηκε η ανελαστική στατική ανάλυση (pushover) με χρήση του προγράμματος Fespa. Η κατασκευή που αναλύεται είναι ένα κτίριο κατασκευασμένο τη δεκαετία του '90 σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια) και σεισμικής ζώνης Z2 ($\alpha_{gR}=0,24$) [2]. Σκοπός της εργασίας ήταν να διαπιστωθεί κατά πόσο ένα σχετικά πρόσφατα κατασκευασμένο κτίριο χρειάζεται επέμβαση ή ενίσχυση σύμφωνα με τις νέες διατάξεις του ΚΑΝ. ΕΠΕ. Στη συνέχεια εφαρμόζονται ενισχύσεις με ινοπλισμένα πολυμερή (FRP) και μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος στα μέλη που κρίθηκε απαραίτητο. Τέλος εξάγονται συμπεράσματα για τη σεισμική συμπεριφορά του κτιρίου και για την ιδανικότερη λύση ενίσχυσης της κατασκευής.

1. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

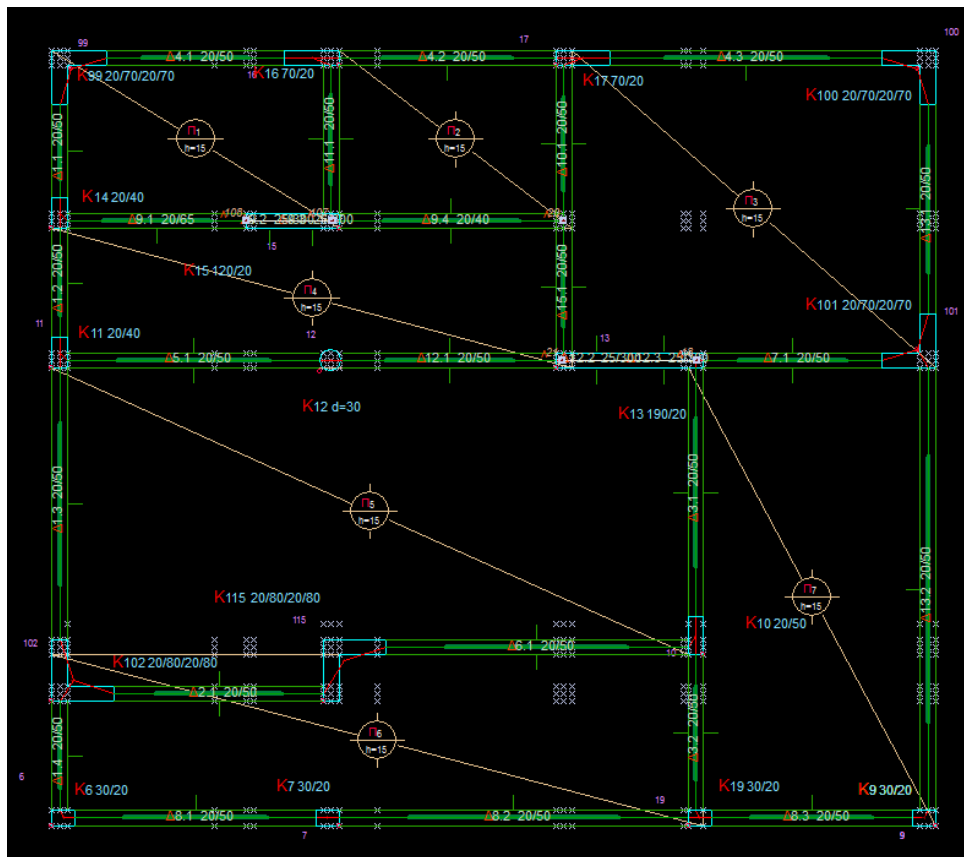
Στην παρούσα εργασία παρουσιάζεται η διαδικασία αποτίμησης και ενίσχυσης μίας υφιστάμενης διώροφης κατοικίας με χρήση του λογισμικού Master της εταιρίας LHlogismiki.

Αρχικά έγινε η εισαγωγή του φορέα στο υπολογιστικό πρόγραμμα. Ο κανονισμός σκυροδέματος και ο αντισεισμικός κανονισμός που ακολουθήθηκαν είναι ο Νέος '95 [2]. Τα σεισμολογικά στοιχεία που απαιτήθηκαν είναι ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας 2 με συντελεστή σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους 0,24g και σπουδαιότητα του κτιρίου κατηγορίας II. Ο συντελεστής εδάφους είναι B και ο συντελεστής θεμελίωσης θ είναι 1,0. Η ποιότητα σκυροδέματος της κατασκευής είναι C16/20 και ο οπλισμός S500 με ποιότητα χάλυβα S235.

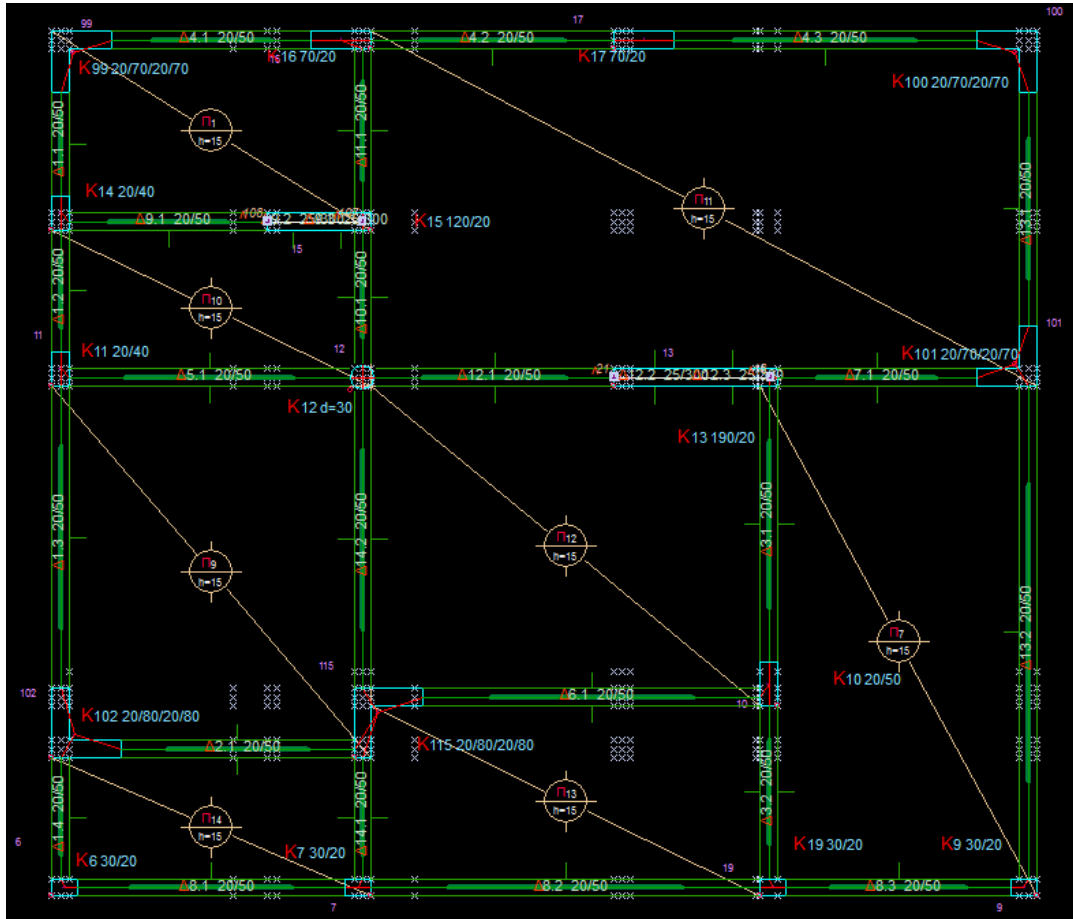
Κατά την εισαγωγή του φορέα τοποθετήθηκε και λήφθηκε υπόψη στους υπολογισμούς η υφιστάμενη θεμελίωση με πέδιλα, η οποία έχει βάθος 1,30m, ενώ αντίθετα δεν λήφθηκαν υπόψη οι τοιχοποιίες πλήρωσης του φορέα. Οι πλάκες έχουν πάχος $t = 0,15m$ με κινητό φορτίο $2 kN/m^2$ και το κλιμακοστάσιο έχει προσομοιωθεί με πλάκα πάχους $t = 0,15m$ κινητού φορτίου $3,5 kN/m^2$. Το ύψος των ορόφων του κτιρίου είναι $h = 3,20m$.



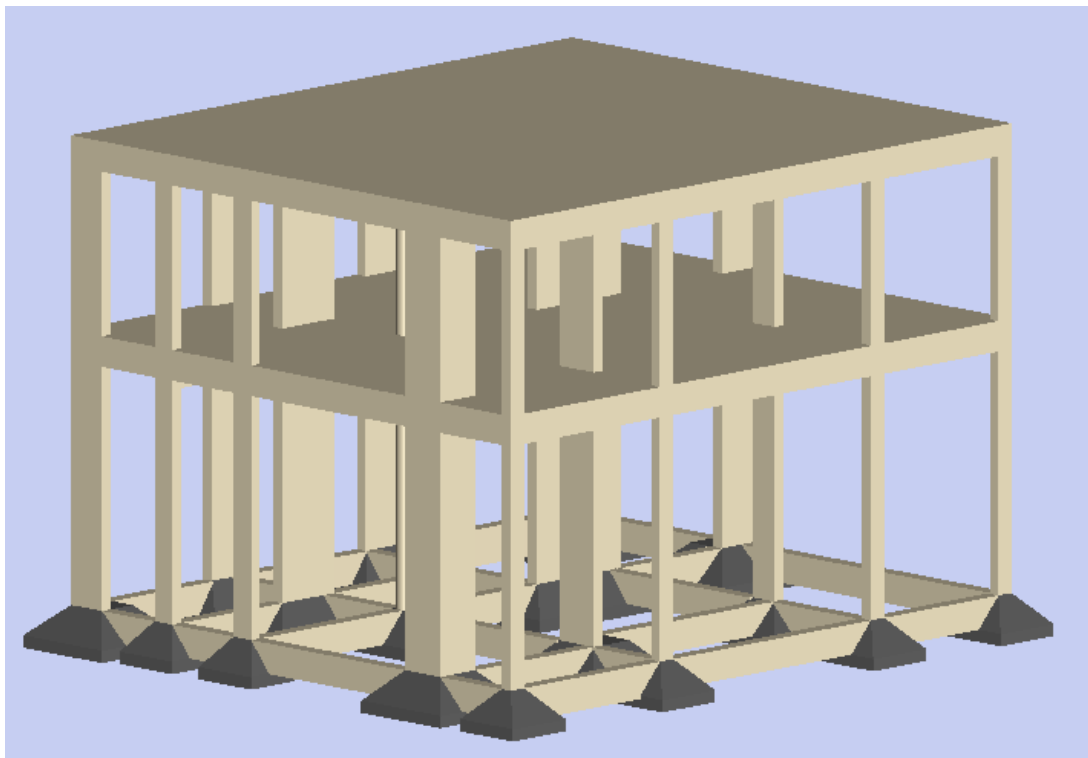
Σχήμα 1: Κάτοψη Θεμελίωσης κτιρίου



Σχήμα 2: Κάτοψη ισογείου



Σχήμα 3: Κάτοψη δευτέρου ορόφου



Σχήμα 4: Τρισδιάστατη Απεικόνιση Κτιρίου

1.1. ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

Εν συνεχεία έγινε εισαγωγή των υφιστάμενων οπλισμών στο μοντέλο που προέκυψαν με τον ισχύοντα κανονισμό κατά τον χρόνο κατασκευής και σημειώθηκαν στους διαθέσιμους ξυλότυπους της μελέτης.

Στα υποστυλώματα και στα ανοίγματα των δοκών του κτιρίου τοποθετήθηκε ο υφιστάμενος διαμήκης οπλισμός σύμφωνα με τον ΝΕΟ'95 [2]. Ο οπλισμός συνδετήρων των υποστυλωμάτων και των δοκών καθώς και ο οπλισμός άκρων δοκών τοποθετήθηκε από το πρόγραμμα. Η όπλιση των πλακών όπως και της θεμελίωσης έγινε μέσω του προγράμματος.

	Υποστυλώματα		Πέδιλα
	Διαστάσεις	Οπλισμός	Διαστάσεις
K1	70×70×20	12Φ16	180×180×50
K2	70×20	6Φ18	135×100×50
K3	70×20	6Φ18	140×100×50
K4	70×70×20	12Φ16	180×180×50
K5	20×40	4Φ18	100×120×50
K6	120×20	8Φ20+Φ12/15	200×100×50
K7	20×40	4Φ18	100×130×50
K8	d=30	8Φ16	120×120×50
K9	190×20	8Φ20+Φ12/15	255×100×50
K10	70×70×20	12Φ16	180×180×50
K11	80×80×20	12Φ16	180×180×50
K12	80×80×20	12Φ16	200×150×50
K13	20×50	6Φ16	120×150×50
K14	30×20	4Φ18	120×120×50
K15	30×20	4Φ18	120×120×50
K16	30×20	4Φ18	120×120×50
K17	30×20	4Φ18	120×120×50

Πίνακας 1: Διατομές και Οπλισμός Υποστυλωμάτων και Διατομές Θεμελίωσης

Δοκοί Ισόγειου			
	Διαστάσεις	Οπλισμός	
		κάτω	άνω
Δ1	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ2	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ3	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ4	20×50	3Φ16	2Φ12
Δ5	20×50	3Φ16	2Φ12
Δ6	20×50	3Φ16	2Φ12
Δ7	20×50	3Φ18	2Φ12
Δ8	20×50	4Φ20	2Φ12
Δ9	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ10	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ11	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ12	20×50	3Φ14	2Φ18
Δ13	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ14	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ15	20×50	4Φ14	2Φ12
Δ16	20×50	4Φ16	2Φ12
Δ17	20×50	4Φ18	3Φ14
Δ18	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ19	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ20	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ21	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ22	20×65	4Φ14	2Φ12
Δ23	20×40	3Φ14	2Φ12

Πίνακας 2: Διαστάσεις και Οπλισμός Δοκών Ισογείου

Δοκοί Ορόφου			
	Διαστάσεις	Οπλισμός	
		κάτω	άνω
Δ1	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ2	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ3	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ4	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ5	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ6	20×50	4Φ18	2Φ12
Δ7	20×50	3Φ16	2Φ12
Δ8	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ9	20×50	4Φ18	2Φ12
Δ10	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ11	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ12	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ13	20×50	3Φ14	2Φ18
Δ14	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ15	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ16	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ17	20×50	3Φ16	2Φ12
Δ18	20×50	3Φ16	2Φ12
Δ19	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ20	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ21	20×50	3Φ16	2Φ12
Δ22	20×50	3Φ16	2Φ12
Δ23	20×50	4Φ18	2Φ12
Δ24	20×50	3Φ14	2Φ12

Πίνακας 3: Διαστάσεις και Οπλισμός Δοκών Ορόφου

2. ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER)

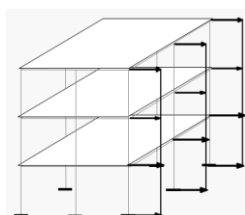
Η χρήση ανελαστικών μεθόδων ανάλυσης για την αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών επιτρέπει καλύτερη εποπτεία και κατανόηση συμπεριφοράς μιας κατασκευής όταν υποβληθεί σε ισχυρούς σεισμούς για τους οποίους είναι δεδομένο ότι θα συμπεριφερθεί ανελαστικά. Στόχος της ανάλυσης Pushover σε παλαιές κατασκευές που αποτιμώνται ή ανασχεδιάζονται είναι η χάραξη της καμπύλης αντίστασης και βάσει αυτής, ο προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας για δεδομένη σεισμική διέγερση. Κατά την εφαρμογή της Pushover ανάλυσης η κατασκευή ωθείται σταδιακά με σταθερά αυξανόμενη πλευρική φόρτιση μέχρι να φτάσει στην αστοχία. Σταδιακά σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις σε οποιοδήποτε στοιχείο-μέλος (δοκό, υποστύλωμα) καθώς απομειώνεται σταδιακά η αντοχή των κόμβων κατά μήκος των στοιχείων-μελών. Τελικά θα δημιουργηθεί μηχανισμός κατάρρευσης, των οποίων οι πλαστικές παραμορφώσεις θα είναι τέτοιες, που τα στοιχεία δεν θα μπορούν να παραλάβουν περαιτέρω ένταση και η κατασκευή θα αστοχήσει.

Απαραίτητη προϋπόθεση για την εφαρμογή της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η μικρή επιρροή ανώτερων ιδιομορφών, καθώς η καμπύλη ικανότητας κατασκευάζεται με βάση την παραδοχή, ότι η θεμελιώδης ιδιομορφή της ταλάντωσης είναι δεσπόζουσα όσον αφορά στη σεισμική απόκριση της κατασκευής.

Η σεισμική ένταση εκφράζεται με οριζόντια φόρτιση κατανομής σύμφωνης με την κατανομή των αδρανειακών δυνάμεων, η οποία αυξάνεται σταδιακά μέχρι το επίπεδο της κρίσιμης μετακίνησης του δομήματος, το οποίο ταυτίζεται με την οροφή του κτιρίου. Ο κόμβος ελέγχου της στοχευόμενης μετακίνησης (§5.7.32) θα λαμβάνεται εν γένει στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου.

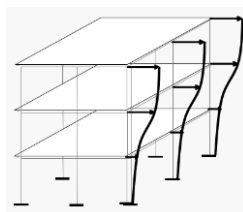
Η Pushover ανάλυση πραγματοποιείται με δυο κατανομές:

- i. Ομοιόμορφη Κατανομή: Οριζόντιες δυνάμεις, οι οποίες είναι ανάλογες με τη μάζα, ανεξάρτητα από τη στάθμη.



Σχήμα 5: Ομοιόμορφη Κατανομή[4]

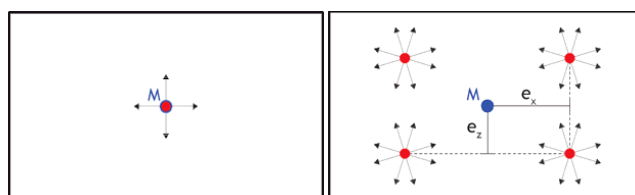
- ii. Ιδιομορφική Κατανομή: Οριζόντια φορτία που βασίζονται στο σχήμα της ιδιομορφής της κατασκευής που αντιστοιχεί στο μεγαλύτερο ποσοστό ιδιομορφικής μάζας όπως προέκυψε από ελαστική ιδιομορφική ανάλυση.



Σχήμα 6: Ιδιομορφική Κατανομή[4]

Επίσης, στην παρούσα ανελαστική στατική ανάλυση συνεκτιμώνται και οι στατικές επιρροές 2ης τάξεως για αποφυγή υπερεκτίμησης της αντοχής του κτιρίου.

Καθορίζεται επίσης ο συντελεστής συνδυασμού εγκάρσιας φόρτισης [%]=30 και δεν επιλέγεται τυχηματική εκκεντρότητα για μείωση του υπολογιστικού φόρτου και του αριθμού των ανελαστικών γραμμικών αναλύσεων σε 16.



Σχήμα 7: Διευθύνσεις φόρτισης διαφράγματος χωρίς τυχηματική εκκεντρότητα και με τυχηματική εκκεντρότητα[4]

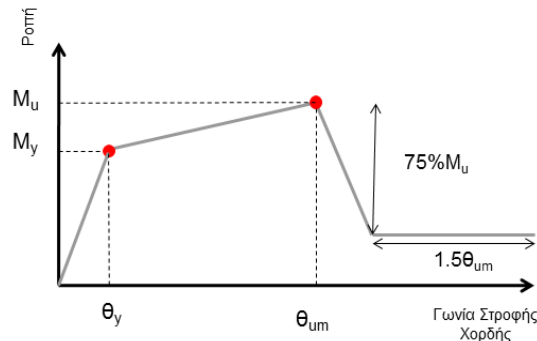
Επίσης έγινε η επιλογή των Ευρωκωδίκων ως κανονισμών έτσι ώστε να χρησιμοποιηθεί το φάσμα των Ευρωκωδίκων, όπως καθορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ καθώς και όλες οι διατάξεις του Ευρωκώδικα στις οποίες παραπέμπει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ.. Καθορίστηκε επίσης η σεισμική ζώνη Ζ2 και η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση ίση με 0,24[4].

2.1. ΚΥΡΙΑ ΚΑΙ ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΝΤΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Ως κύρια (ή πρωτεύοντα) μέλη χαρακτηρίζονται όλα τα κατακόρυφα και οριζόντια στοιχεία που συμβάλλουν στην αντοχή και την ευστάθεια του δομήματος υπό σεισμικά φορτία, ενώ για τα δευτερεύοντα μέλη η δυσκαμψία και η αντοχή τους στις σεισμικές δράσεις αγνοούνται, αλλά διατηρείται η ικανότητα ανάληψης των κατακόρυφων φορτίων βαρύτητας[4]. Στο παρών κτίριο όλα τα μέλη του θεωρούνται κύρια.

2.2. ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΕΝΤΑΣΗΣ - ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗΣ

Η ανελαστική στατική ανάλυση βασίζεται στην εμφάνιση των πλαστικών αρθρώσεων στα μέλη της κατασκευής. Η ανελαστικότητα προκύπτει με τη συσχέτιση των γενικευμένων μεγεθών δύναμης F (δύναμη ή ροπή) με τις αντίστοιχες παραμορφώσεις δ (μετατοπίσεις ή στροφές). Η μορφή του διαγράμματος είναι τέτοια, ώστε να προσεγγίζει την περιβάλλουσα των βρόγχων υστέρησης κατά την επιβολή ανακυκλιζόμενης έντασης στο υπόψη μέλος. Στην περίπτωση αξονικά καταπονούμενων μελών το ρόλο του F παίζει η δύναμη και του δ η μετακίνηση, ενώ στην περίπτωση καμπτόμενων μελών το ρόλο του F παίζει η ροπή M ενώ του δ η γωνία στροφής χορδής θ .



Σημια 8: Γενική μορφή διαγράμματος $M-\theta$ [4]

Η συμπεριφορά της πλαστικής άρθρωσης ορίζεται με τον καταστατικό νόμο ροπής-γωνίας στροφής χορδής του μέλους (υποστυλώματος ή δοκού) με τις γωνίες στροφής χορδής να υπολογίζονται βάση των καμπυλοτήτων στη διαρροή και στην αστοχία της διατομής του μέλους. Θεωρούμε ότι η ελαστική γραμμή κάμψης του μέλους είναι τέτοια ώστε στα δύο άκρα να αναπτύσσονται δύο ίσες και αντίθετες γωνίες στροφής χορδής[4].

Ως γωνία στροφής χορδής ορίζεται η γωνία μεταξύ της εφαπτομένης στον παραμορφωμένο άξονα του στοιχείου στο άκρο του και της χορδής που συνδέει το άκρο αυτό με το άκρο του ανοίγματος διάτμησης, δηλαδή το σημείο μηδενισμού των ροπών. Στο Σχήμα 9 παρουσιάζεται η γραφική επεξήγηση της γωνίας στροφής χορδής [4].



Σχήμα 9: Γωνίες στροφής χορδής σε κάθε κόμβο μέλους

2.3. ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

Ως στάθμη επιτελεστικότητας ορίζεται η ελάχιστη στάθμη αντοχής (δηλαδή το αποδεκτό επίπεδο βλαβών) που θα πρέπει να έχει η κατασκευή με βάση την επιλογή του Κύριου του Έργου. Ο καθορισμός του στόχου σχεδιασμού εξαρτάται από τον επιθυμητό συνδυασμό ασφάλειας και κόστους, λαμβάνοντας υπόψη και τη σπουδαιότητα της κατασκευής. Η κάθε στάθμη επιτελεστικότητας ορίζεται με βάση την οριακή γωνία στροφής χορδής ως εξής:

Περιορισμού βλαβών (Damage Limitation - DL) - $\theta \leq \theta_y$

Άμεση χρήση μετά τον σεισμό - ο φορέας επιτρέπεται να έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες, με τα δομικά στοιχεία να μην έχουν περάσει τη διαρροή και να διατηρούν την αντοχή και την δυσκαμψία τους[4].

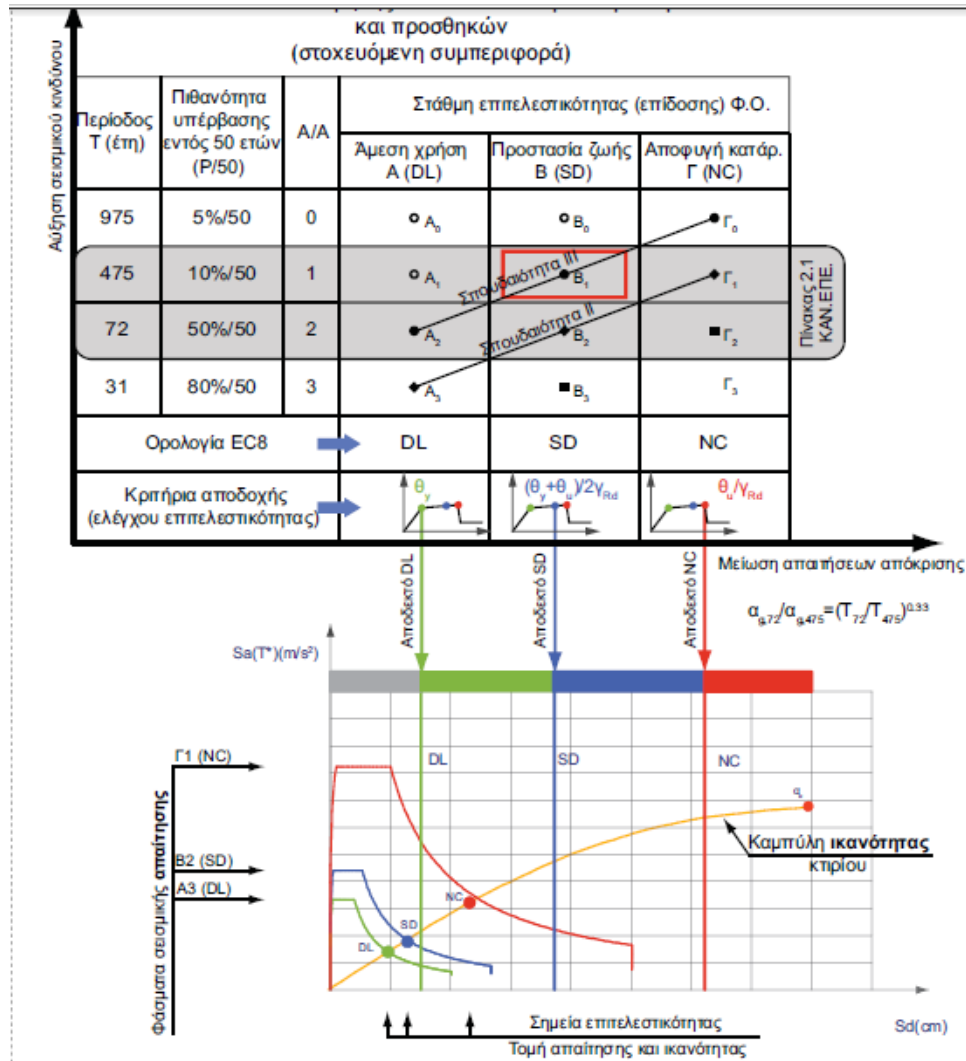
Σημαντικών βλαβών (Severe Damage - SD) - $\theta \leq 0.75\theta_u$

Προστασία ζωής - τα φέροντα στοιχεία επιτρέπεται να εμφανίσουν σημαντικές ανελαστικές παραμορφώσεις. Τα πρωτεύοντα μέλη εξασφαλίζεται ότι διαθέτουν αρκετό περιθώριο ασφαλείας έναντι εξάντλησης της διαθέσιμης παραμόρφωσης αστοχίας θ_u [4].

Οιονεί κατάρρευση (Near Collapse - NC) - $\theta \leq \theta_u$

Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης - για τα φέροντα στοιχεία εξασφαλίζεται ότι δεν θα υπάρξει υπέρβαση της διαθέσιμης παραμόρφωσης αστοχίας[4].

Σύμφωνα με τους ανεκτούς στόχους αποτίμησης υφιστάμενων κτιρίων, και επειδή η σπουδαιότητα του κτιρίου είναι Σ2 (συνήθης), επιλέγουμε στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» (SD ή B) με πιθανότητα υπέρβασης 10% (βλ. Σχήμα 10).



Σχήμα 10: Ανεκτοί στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού υφισταμένων και προσθηκών [4]

2.4. ΣΤΑΘΜΗ ΑΞΙΟΠΙΣΤΙΑΣ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ

Στις υφιστάμενες κατασκευές οι αριθμητικές τιμές των δεδομένων ενδέχεται να υπόκεινται σε σφάλματα σημαντικότερα από ότι στην περίπτωση νέων κατασκευών (ΚΑΝ.ΕΠΕ. σελ4-5 κεφ. 4.2)[1]. Δια της αιτίας αυτής η αξιοπιστία των δεδομένων που υπεισέρχονται στην αποτίμηση και στον ανασχεδιασμό πρέπει να λαμβάνεται υπόψη. Έτσι υιοθετούνται τρεις στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων, υψηλή, ικανοποιητική, ανεκτή. Για τις ανάγκες τις εργασίας, θεωρήθηκε ότι για την κατασκευή του φορέα έχει εφαρμοστεί με ακρίβεια η στατική μελέτη και, συνεπώς, η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων είναι ικανοποιητική (ΚΑΝ.ΕΠΕ. σελ2-3 κεφ. 2.1.3)[1].

2.5 ΛΟΓΟΙ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΜΕΛΩΝ λ

Οι λόγοι επάρκειας (απαίτηση/ικανότητα) υποδεικνύουν εάν και κατά πόσο ένα μέλος του φέροντος οργανισμού έχει ξεπεράσει την οριακή τιμή γωνίας στροφής θ ($\lambda = \theta / \theta_{lim}$) ή τέμνουσας δύναμης ($\lambda = V / V_R$) που αντιστοιχούν στην κάθε στάθμη επιτελεστικότητας.

Εφόσον $\lambda \leq 1$, τότε το κριτήριο ικανοποιείται, αλλιώς το κτίριο δεν επαρκεί για την αντίστοιχη στάθμη επιτελεστικότητας.

3. ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

Με βάση τα όσα αναφέρθηκαν παραπάνω πραγματοποιείται η αποτίμηση φέρουσας ικανότητας του κτιρίου και τα αποτελέσματα αξιολογούνται σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων επάρκειας Δοκών

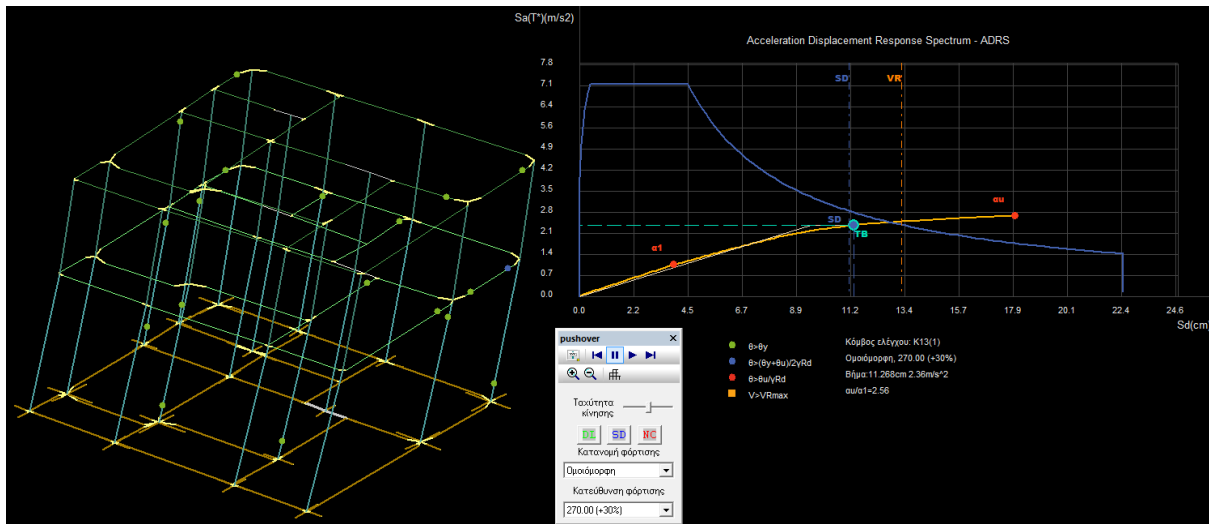
Μέλος	Κ/Δ	λDL Αρχής	λDL Τέλους	λSD Αρχής	λSD Τέλους	λNC Αρχής	λNC Τέλους	λ VRy Αρχής	λ VRy Τέλους
Δ1.4(0)	Κύριο	-	-	0.50	0.18	-	-	0.43	0.50
Δ2.1(0)	Κύριο	-	-	1.08 !	0.98	-	-	0.76	0.69
Δ3.1(0)	Κύριο	-	-	0.62	0.42	-	-	0.52	0.44
Δ3.2(0)	Κύριο	-	-	0.36	0.06	-	-	0.36	0.40
Δ4.1(0)	Κύριο	-	-	0.46	0.26	-	-	0.34	0.35
Δ4.2(0)	Κύριο	-	-	0.26	0.29	-	-	0.39	0.40
Δ4.3(0)	Κύριο	-	-	0.23	0.54	-	-	0.33	0.39
Δ5.1(0)	Κύριο	-	-	0.12	0.04	-	-	0.21	0.24
Δ6.1(0)	Κύριο	-	-	0.85	0.25	-	-	0.59	0.42
Δ7.1(0)	Κύριο	-	-	0.96	0.98	-	-	0.52	0.59
Δ8.1(0)	Κύριο	-	-	0.66	0.09	-	-	0.25	0.30
Δ8.2(0)	Κύριο	-	-	0.10	0.09	-	-	0.24	0.21
Δ8.3(0)	Κύριο	-	-	0.09	0.66	-	-	0.29	0.26
Δ9.1(0)	Κύριο	-	-	0.06	0.60	-	-	0.28	0.28
Δ9.4(0)	Κύριο	-	-	0.61	0.06	-	-	0.39	0.30
Δ10.1(0)	Κύριο	-	-	0.47	0.17	-	-	0.33	0.12
Δ11.1(0)	Κύριο	-	-	0.35	0.38	-	-	0.38	0.36
Δ12.1(0)	Κύριο	-	-	0.26	0.74	-	-	0.40	0.45
Δ13.1(0)	Κύριο	-	-	1.13 !	0.85	-	-	0.93	0.59
Δ13.2(0)	Κύριο	-	-	0.56	0.10	-	-	0.37	0.27
Δ15.1(0)	Κύριο	-	-	0.18	0.53	-	-	0.25	0.43

Σχήμα 11: Συγκεντρωτικοί λόγοι στατικής επάρκειας δοκών

Κατά την αποτίμηση Φ.Ι με Pushover, προκύπτουν συγκεντρωτικοί πίνακες λόγων επάρκειας για όλα τα μέλη του κτιρίου (δοκοί – υποστυλώματα). Για το παρόν κτίριο προκύπτουν λόγοι επάρκειας μεγαλύτεροι της μονάδος σε δυο δοκούς για στάθμη επιτελεστικότητας SD ή «Σημαντικές Βλάβες», δηλαδή στις συγκεκριμένες δοκούς η απαίτηση είναι μεγαλύτερη από την ικανότητα. Στο Σχήμα 11 που ακολουθεί εμφανίζονται με μπλε κουκκίδες τα μέλη εκείνα που έχουν εξαντλήσει την οριακή παραμόρφωση για τη στάθμη αυτή, πράγμα που μεταφράζεται ως εμφάνιση πρώτης πλαστικής άρθρωσης για την οποία

$$\theta > (\theta_y + \theta_u)/2\gamma_{Rd}$$

Συνεπώς τα μέλη αυτά χρειάζονται ενίσχυση.



Σχήμα 12: Διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας ADRS (συμπεριφορά κτιρίου σε όρους φασματικής επιτάχυνσης – φασματικής μετακίνησης) και εικόνα πλαστικών αρθρώσεων κτιρίου κατά την εξάντληση της στάθμης επιτελεστικότητας «Σημαντικών βλαβών» SD.

4. ΕΝΙΧΥΣΗ ΕΝΑΝΤΙ ΚΑΜΨΕΩΣ

Δύο τρόποι ενίσχυσης δοκών έναντι κάμψης που προτείνονται από τον ΚΑΝ. ΕΠΕ[5] και περιλαμβάνονται και στο λογισμικό ανάλυσης το οποίο επιλέχθηκε είναι ενίσχυση με ινοπλισμένα πολυμερή (FRP) και ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος. Με την βοήθεια του προγράμματος έγιναν δοκιμές των δύο μεθόδων ενίσχυσης των συγκεκριμένων δοκών.

4.1. ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΙΝΟΠΛΙΣΜΕΝΑ ΠΟΛΥΜΕΡΗ (FRP)

Οι λόγοι επάρκειας λ των δοκών Δ2.1(0) και Δ13.1(0), για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD που μελετάται, προέκυψαν μεγαλύτεροι της μονάδας. Η ενίσχυση πραγματοποιήθηκε με ινοπλισμένα πολυμερή (FRP) μέτρου ελαστικότητας $E_f = 3.0E + 008 \text{ kN/m}^2$, οριακής εφελκυστικής αντοχής $f_{uf} = 2500 \text{ MPa}$, οριακής ανηγμένης παραμόρφωσης $e_{uf} = 1.5E - 2$ και συνολικού πάχους υλικού $t_f = 1.0 \text{ mm}$. Κατά την αποτίμηση του ενισχυόμενου φορέα λόγω ανακατανομής της έντασης[3] προέκυψαν λόγοι επάρκειας μεγαλύτεροι της μονάδας στα μέλη Δ6.2(0) και Δ7.1(1), στα οποία έγινε επίσης ενίσχυση με ινοπλισμένα πολυμερή. Τελικά όλα τα μέλη στο τεύχος επίλυσης είχαν λόγο επάρκειας μικρότερο τα μονάδας όπως φαίνεται στο Σχήμα 13.

Μέγιστα Λόγων Επάρκειας Έλεγχος Στροφών

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος [I]	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας [I]
DL	Δ7.1(0)	Κύριο	1.00
SD	-	-	-
NC	-	-	-

Μέγιστα Λόγων Επάρκειας Έλεγχος Διάτμησης

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος [I]	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας [I]
DL	Δ1.1(0)	Κύριο	0.69
SD	-	-	-
NC	-	-	-

Σχήμα 13: Μέγιστοι λόγοι επάρκειας λ δοκών

Ωστόσο ο έλεγχος σε κάμψη υπό στατικά φορτία με περιορισμένη ανακατανομή ροπών κατέδειξε ανεπάρκεια των ενισχυόμενων δοκών και συνεπώς απαιτείται αλλαγή στις συγκεκριμένες ενισχύσεις.

Σύμφωνα με τον EC2-1-1§5.5, στην οριακή κατάσταση δημιουργούνται πλαστικές στροφές στα πιο στρεσαρισμένα τμήματα της κατασκευής. Αυτές οι στροφές μεταφέρονται σε άλλες ζώνες με αποτέλεσμα την περαιτέρω αύξηση του φορτίου, επιτρέποντας έτσι να ληφθεί για τον σχεδιασμό της ενίσχυσης, μια μειωμένη ροπή κάμψης M (μικρότερη από την ροπή $M_{elastic}$), με την προϋπόθεση ότι στα άλλα τμήματα του κτιρίου λαμβάνονται υπόψη οι αντίστοιχες μεταβολές των τιμών του φορτίου, ώστε να εξασφαλισθεί ισορροπία. Ωστόσο θεωρείται ότι μια ανακατανομή που πραγματοποιείται με βάση τους κανόνες πλαστιμότητας εξασφαλίζει ισορροπία μόνο στην οριακή κατάσταση[3].

4.2. ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΜΑΝΔΥΕΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Οι λόγοι επάρκειας λ των δοκών Δ2.1(0) και Δ13.1(0), για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD που μελετάται, προέκυψαν μεγαλύτεροι της μονάδας. Η ενίσχυση πραγματοποιήθηκε με κλειστούς μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος αν και στην πράξη επιλέγεται η λιγότερο αποτελεσματική τεχνική της κατασκευής ανοικτού μανδία[7]. Κατά την αποτίμηση του ενισχυόμενου φορέα λόγω ανακατανομής της έντασης προέκυψε λόγος επάρκειας μεγαλύτερος της μονάδας στα μέλη στο μέλος Δ1.1(0), στο οποίο έγινε επίσης ενίσχυση με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος.

Δοκός Δ2.1(0): παλαιός οπλισμός 2Φ12 άνω, 4Φ18 κάτω, ΣΦ8/12/12/12
 πρόσθετος οπλισμός 4Φ18 άνω, 4Φ16 κάτω, ΣΦ8/13/20/13
 πάχος στρώσης 8cm, σκυρόδεμα εκτοξευόμενο C20/25

Δοκός Δ13.1(0): παλαιός οπλισμός 2Φ12 άνω, 3Φ16 κάτω, ΣΦ8/12/20/12
 πρόσθετος οπλισμός 4Φ18 άνω, 4Φ20 κάτω, ΣΦ8/14/20/14
 πάχος στρώσης 8cm, σκυρόδεμα εκτοξευόμενο C20/25

Δοκός Δ1.1(0): παλαιός οπλισμός 2Φ12 άνω, 3Φ14 κάτω, ΣΦ8/12/12/12, Χ1Φ12\1Φ12
 πρόσθετος οπλισμός 4Φ12 άνω, 4Φ16 κάτω, ΣΦ8/10/20/10
 πάχος στρώσης 8cm, σκυρόδεμα εκτοξευόμενο C20/25

Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων επάρκειας Δοκών									
Μέλος	Κ/Δ	ΑΔΙ Αρχής	ΑΔΙ Τέλους	ΑΣΔ Αρχής	ΑΣΔ Τέλους	ΛΙΣ Αρχής	ΛΙΣ Τέλους	λ VRY Αρχής	λ VRY Τέλους
Δ1.1(0)	Κύριο	-	-	1.09 !	0.20	-	-	0.72	0.50
Δ1.2(0)	Κύριο	-	-	0.15	0.15	-	-	0.26	0.32
Δ1.3(0)	Κύριο	-	-	0.18	0.73	-	-	0.34	0.38

Σχήμα 14: Συγκεντρωτικοί λόγοι στατικής επάρκειας δοκών

Τελικά όλα τα μέλη στο τεύχος επίλυσης είχαν λόγο επάρκειας μικρότερο της μονάδας όπως φαίνεται στο Σχήμα 14. Συνεπώς, δεν απαιτείται αλλαγή στις επιλεγμένες ενισχύσεις ή ενίσχυση κάποιου άλλου μέλους λόγω ανακατανομής της έντασης.

Μέγιστα Λόγων Επάρκειας Έλεγχος Στροφών			
Στάθμη Επιτελεστικότητα	Μέλος [I]	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας [I]
DL	-	-	-
SD	Δ7.1(0)	Κύριο	0.95
NC	-	-	-

Μέγιστα Λόγων Επάρκειας Έλεγχος Διάτμησης			
Στάθμη Επιτελεστικότητα	Μέλος [I]	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας [I]
DL	-	-	-
SD	Δ13.1(0)	Κύριο	0.72
NC	-	-	-

Σχήμα 15: Μέγιστοι λόγοι επάρκειας λ δοκών

5. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Παρακάτω παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα συμπεράσματα στα οποία κατέληξε η παρούσα μελέτη:

- Με τις επιλεγμένες ενισχύσεις το υφιστάμενο κτίριο ικανοποιεί τον έλεγχο επάρκειας για τη στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικών βλαβών» SD, κάτι το οποίο συμπεραίνεται τόσο από τους λόγους επάρκειας στο τεύχος επίλυσης όσο και από το τρισδιάστατο προσομοίωμα (3DV) όπου στο βήμα της στοχευόμενης μετακίνησης για τη στάθμη SD κανένα μέλος και σε καμία περίπτωση φόρτισης δεν εμφανίζει πλαστική άρθρωση που να εξαντλεί την οριακή παραμόρφωση για αυτή τη στάθμη (δηλαδή $\theta < (\theta_y + \theta_u) / 2\gamma_{Rd}$).
- Το παρόν κτίριο το οποίο έχει διαστασιολογηθεί σύμφωνα με τον κανονισμό ΝΕΟ '95 έχει μεγάλη πιθανότητα να αποφύγει την κατάρρευση υποβαλλόμενο σε σεισμική δράση αρκετά μεγαλύτερη από εκείνη για την οποία διαστασιολογήθηκε.
- Στο κτίριο αυτό παρατηρείται μεγάλη ικανότητα κατανάλωσης σεισμικής ενέργειας μέσω της δημιουργίας πλαστικών παραμορφώσεων. Αυτό σημαίνει πως ακόμη και μετά τη διαρροή ορισμένων στοιχείων του φέροντα οργανισμού το κτίριο εξακολουθεί να απέχει αρκετά από το σημείο κατάρρευσης.
- Η ενίσχυση δοκών με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος είναι πιο αποτελεσματική στο κτίριο που αναλύθηκε από την ενίσχυση με FRP σύμφωνα με το λογισμικό που ακολουθήθηκε.

6. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] ΚΑΝ. ΕΠΕ, αναθεωρημένη έκδοση 2013
- [2] ΝΕΟΣ '95
- [3] EC2
- [4] Βοηθητικά κείμενα της LH Logismiki
- [5] Στ. Δρίτσος "Παρουσιάσεις μαθήματος 2014-2015"
<https://eclass.upatras.gr/modules/document/document.php?course=ARCH148&openDir=/543e29d8gMSM>
- [6] Γαϊτανάρος Γρηγόριος & Κοντόπουλος Γεώργιος, "Σχεδιασμός Νέου Κτιρίου κατά ΕΚΩΣ/ΕΑΚ και Έλεγχος Επάρκειάς του κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.", 19ο φοιτητικό συνέδριο, Πάτρα, 2013
<http://www.episkeves.civil.upatras.gr/Page.aspx?ID=42>
- [7] Δρίτσος Σ., "Ενισχύσεις – Επισκευές κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος", Εκδ.Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα 2011

