

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

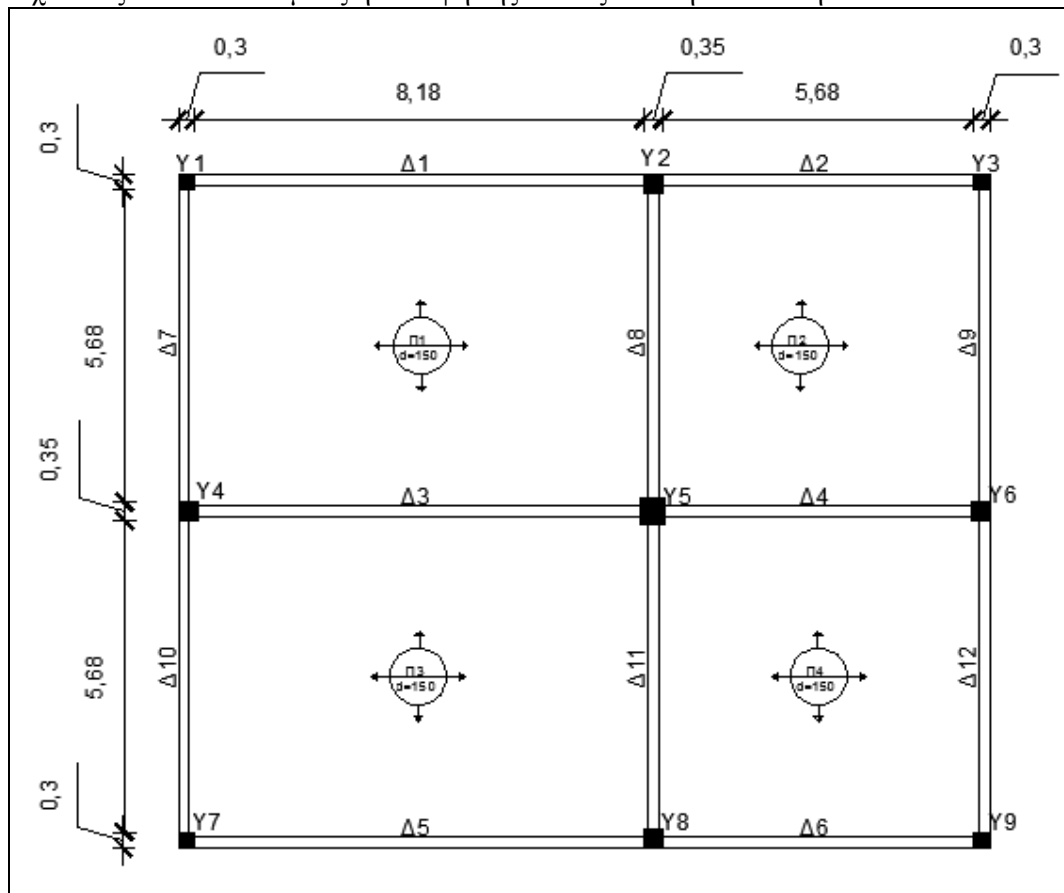
ΑΝΤΩΝΟΠΟΥΛΟΣ ΧΑΡΑΛΑΜΠΟΣ  
ΚΑΡΑΧΑΛΙΟΥ ΜΑΡΙΑ

### Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας είναι η εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας μιας τυπικής οικοδομής κατασκευασμένης το 1975 και η ενίσχυσή της σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Εξετάστηκαν δύο διαφορετικές τεχνικές ενίσχυσης, η δημιουργία μανδρών από οπλισμένο σκυρόδεμα και η τοιχωματοποίηση πλαισίων, με στόχο την αύξηση της αντοχής ή/και της πλαστιμότητας της κατασκευής. Για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας πραγματοποιήθηκαν μη γραμμικές αναλύσεις με την μέθοδο pushover κατά EC8 και ΚΑΝ.ΕΠΕ και χρήση του λογισμικού tol-raf.

### 1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ –ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΦΟΡΕΑ

Πρόκειται για μια διώροφη οικοδομή η οποία είναι κατασκευασμένη το 1975 με τους ισχύοντες τότε κανονισμούς η κάτοψη της οποίας είναι η ακόλουθη.



Σχήμα 1:Κάτοψη κτηρίου

Εδώ, αξίζει να σημειωθεί η ύπαρξη μεγάλων ανοιγμάτων στις αριστερές πλάκες αλλά και το μεγάλο ύψος των δοκών, κάτι που δεν συνηθίζεται στις νέες κατασκευές.

Διαστάσεις και οπλισμοί γραμμικών στοιχείων:

**Υποστυλώματα:**

γωνιακά: 300/300 με οπλισμό 4Φ20

περιμετρικά : 350/350 με οπλισμό 4Φ18

κεντρικό : 450/450 με οπλισμό 8Φ16

Όλα τα υποστυλώματα διαθέτουν συνδετήρες Φ8/200 που θεωρούνται καλά αγκυρωμένοι με ημικυκλικά άγκιστρα.

**Δοκοί:**

Περιμετρικοί : 200/500 και οπλίζονται στο κάτω πέλμα με 4Φ14 στα ανοίγματα, από τα οποία τα μισά κάμπτονται στις στηρίξεις ,ενώ υπάρχει πρόσθετος αντισεισμικός οπλισμός 2Φ14.

Εσωτερικοί : 200/600 και οπλίζονται στο κάτω πέλμα με 4Φ16 στα ανοίγματα ,από τα οποία επίσης τα μισά κάμπτονται στις στηρίξεις και υπάρχει και εδώ πρόσθετος αντισεισμικός οπλισμός 2Φ18.

Οι δοκοί διαθέτουν συνδετήρες Φ8/300 με επαρκή αγκύρωση.

Οι πλάκες έχουν πάχος 150 mm και είναι οπλισμένες σε δυο διευθύνσεις με Φ10/150.Το ύψος κάθε ορόφου είναι 3m.

Στις πλάκες ασκείται φορτίο από επικάλυψη ίσο με 1.5 kN/m<sup>2</sup> και το ωφέλιμο φορτίο, σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς, είναι ίσο με 2 kN/ m<sup>2</sup>.

Περιμετρικά υπάρχει μπατική τοιχοποιία με εκτιμώμενο φαινόμενο βάρος 3.6 kN/m<sup>2</sup> και εσωτερικά δρομική τοιχοποιία με φαινόμενο βάρος 2.1 kN/ m<sup>2</sup>.Στις περιμετρικές δοκούς της δεύτερης στάθμης η μπατική τοιχοποιία είναι ύψους 1.20 μ. Λαμβάνεται όμως υπόψη η μείωση των φορτίων των τοιχοπληρώσεων λόγω των ανοιγμάτων και τα φαινόμενα βάρη θεωρούνται μειωμένα κατά 50% και 35% αντίστοιχα.

Το κτήριο βρίσκεται σε περιοχή ζώνης σεισμικότητας II και η κατηγορία εδάφους είναι B. Θεωρείται μέσης κατηγορίας πλαστιμότητας και κατηγορία A: συνήθη κτήρια κατοικιών.

Τα αρχικά υλικά της κατασκευής είναι σκυρόδεμα C16/20 και χάλυβας S400. Για την εξυπηρέτηση ευρύτερων κοινωνικό -οικονομικών αναγκών θεσπίζονται διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας (στοχευόμενες συμπεριφορές) υπό δεδομένους αντίστοιχους σεισμούς σχεδιασμού. Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού αποτελούν συνδυασμούς αφενός μιας στάθμης επιτελεστικότητας και αφετέρου μιας σεισμικής δράσης με δεδομένη «ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του κτηρίου». [2]

Πιθανότητα Υπέρβασης Σεισμικής εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμες επιτελεστικότητας φέροντος		
	<<Περιορισμένες βλάβες>>	<<Σημαντικές βλάβες>>	<<Οιωνοί κατάρρευση>>
10%	A1	B1	Γ1
50%	A2	B2	Γ2

Πίνακας 1:Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού

Στα πλαίσια της εργασίας μελετάμε την περίπτωση σημαντικές βλάβες (B1).

Διακρίνονται τρεις στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων :

- I. «Υψηλή»
- II. «Ικανοποιητική»
- III. «Ανεκτή»

και αντιστοιχούν στα επίπεδα γνώσης (ΕΓ ή ΚL) 1 έως 3 (περιορισμένη, κανονική, πλήρης) του ΕΚ8-3. [2]

Για τις ανάγκες τις εργασίες θεωρούμε ότι το δόμημα δεν έχει βλάβες και ικανοποιεί όλες τις προδιαγραφές που αναφέρθηκαν παραπάνω. Έτσι, θεωρούμε ότι έχουμε επίπεδο γνώσης κατασκευής κανονικό (ΕΓ2).

Διακρίνουμε τα στοιχεία του φορέα μας σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα. Πρωτεύοντα είναι αυτά που συμβάλλουν στην αντοχή και ευστάθεια του κτιρίου υπό σεισμικά φορτία και είναι κρίσιμα στην αντίσταση του κτηρίου έναντι κατάρρευσης και δευτερεύοντα όλα τα υπόλοιπα. Τόσο τα κύρια όσο και τα δευτερεύοντα στοιχεία ελέγχονται με βάση τις δυνάμεις και παραμορφώσεις λόγω σεισμικών δυνάμεων και μετακινήσεων ,σε συνδυασμό με τα αντίστοιχα κατακόρυφα φορτία. [2]

## 2. ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Πριν την ανελαστική στατική ανάλυση πραγματοποιούμε μια ελαστική δυναμική ανάλυση με σκοπό να προσδιορίσουμε τη σχέση των ανωτέρων ιδιομορφών και της πρώτης ιδιομορφής αλλά και για να εξάγουμε στοιχεία που θα χρειαστούμε στην ανάλυση pushover, όπως η μορφή της πρώτης ασύζευκτης ιδιομορφής, από την οποία θα προκύψει η οριζόντια φόρτιση του κτηρίου.[3]

Πιο συγκεκριμένα, η στατική ανελαστική μέθοδος εφαρμόζεται σε κτήρια στα οποία η επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική. Για τον έλεγχο της προϋπόθεσης αυτής πραγματοποιήθηκε πρώτα μια δυναμική ελαστική ανάλυση και παρατηρήθηκε ότι οι τρεις πρώτες ιδιομορφές συνεισφέρουν τουλάχιστον στο 90% της συνολικής μάζας. Κατόπιν, έγινε μια δεύτερη δυναμική ελαστική ανάλυση με βάση μόνο την πρώτη ιδιομορφή σε κάθε διεύθυνση. Η επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών δεν θεωρείται σημαντική γιατί η τέμνουσα σε κάθε όροφο που προκύπτει από την πρώτη ανάλυση δεν υπερβαίνει το 130% εκείνης από την δεύτερη ανάλυση. [2]. Τα αποτελέσματα των παραπάνω φαίνονται αναλυτικά στους πίνακες 2 και 3.

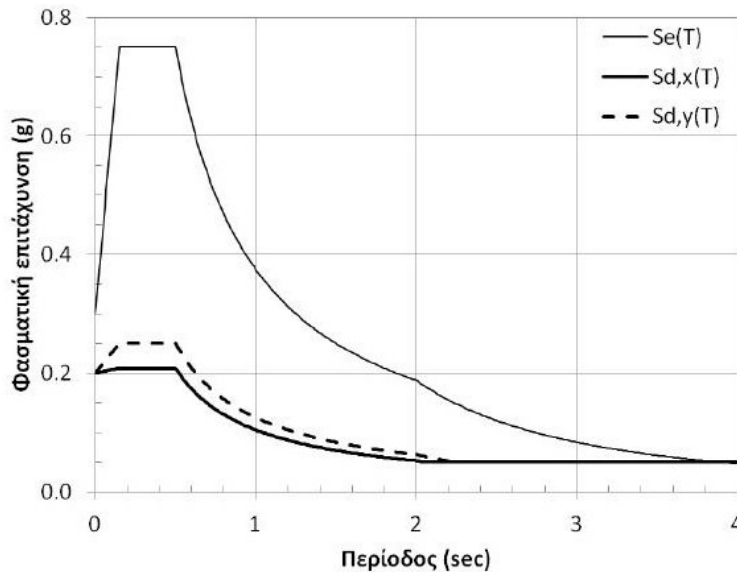
Θέση μάζας	Ιδιομορφές	Ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας	
		$\Sigma m_x$ (%)	$\Sigma m_y$ (%)
1	1	0.00	75.43
	2	91.56	75.43
	3	91.56	91.89
2	1	91.56	0.00
	2	91.56	91.62
	3	91.56	91.88
3	1	72.13	12.16
	2	87.88	86.25
	3	91.56	91.89
4	1	72.13	12.16
	2	87.88	86.25
	3	91.56	91.89

Πίνακας 2: Ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας

Στάθμη	3 Ιδιομορφές		1 Ιδιομορφή		Μεταβολή (%)	
	Fxi(kN)	Fyi(kN)	Fxi(kN)	Fyi(kN)	Fxi	Fyi
Σ1	778,44	778,44	778,44	778,44	0	0
Σ2	1326,27	1326,27	1326,27	1326,27	0	0

Πίνακας 3: Τεμνουσών Δυνάμεων.

Για τις πιο πάνω δυναμικές αναλύσεις έγινε χρήση του ελαστικού φάσματος του ΕΚ8-1 με χρήση του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς  $q=1$ .



Σχήμα 2:Ελαστικό φάσμα για τις δυο διευθύνσεις και για  $\xi=5\%$  [7]

Θεωρούμε ότι τα μη φέροντα στοιχεία είναι μη επηρεαζόμενα από τις παραμορφώσεις και ότι γίνεται απομείωση των δυσκαμψιών. Η ανάλυση γίνεται στις τέσσερις θέσεις μάζας λαμβάνοντας υπόψη την τυχηματική εκκεντρότητα προκειμένου να ληφθεί υπόψη η αβεβαιότητα ως προς την θέση των μαζών και τη χωρική μεταβολή της σεισμικής κίνησης. [4]

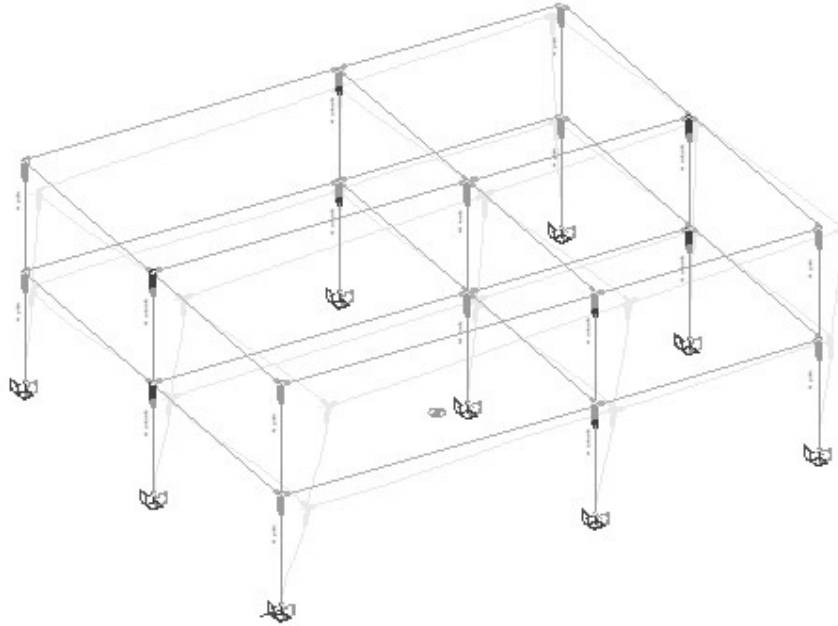
Επιπλέον, εξετάζεται αν θα ληφθούν υπόψη τα φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης στην ανάλυση. Όταν έχουμε μεγάλες μετακινήσεις δημιουργούνται επιπρόσθετες ροπές στους κόμβους των υποστυλωμάτων οι οποίες προέρχονται από την εκκεντρότητα του αξονικού φορτίου ως προς τον κόμβο βάσης του υποστυλώματος. Βρέθηκε, λοιπόν, ότι ο συντελεστής ευαισθησίας της σχετικής μετακίνησης κάθε ορόφου είναι  $\theta < 0.1$ , που σημαίνει πως δεν τα λάμβάνουμε υπόψη στην ανελαστική στατική ανάλυση που ακολουθεί.

Τέλος, ένα κτήριο θεωρείται στρεπτικά ευαίσθητο όταν κατά τη μία τουλάχιστον κύρια διεύθυνση η ακτίνα δυστρεψίας ( $r_i$ ) ως προς το κέντρο μάζας κάθε διαφράγματος είναι μικρότερη από την ακτίνα αδράνειας ( $I_s$ ) του διαφράγματος. [5] Ενδεικτικά αναφέρονται οι τιμές για την πρώτη θέση μάζας

Στάθμη	$r_i$	$I_s$	$r_{ii}$	$I_s$
Σ1	6.53	5.47	6.53	5.47
Σ2	6.53	5.47	6.53	5.47

Πίνακας 4: Ακτινών δυστρεψίας και αδράνειας

Παρακάτω παρουσιάζεται το ιδιομορφικό σχήμα της κατασκευής όπως προκύπτει από την ανάλυση για την πρώτη θέση μάζας και την πρώτη ιδιομορφή.



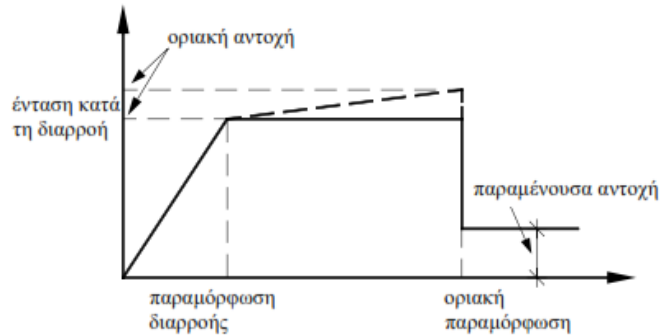
Σχήμα 3: Ιδιομορφική παραμόρφωση  $m_{11}$

### 3. ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER)

Κύριος στόχος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν το κτίριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση και η σύγκρισή τους με τις επιτρεπόμενες τιμές που προσδιορίζονται με βάση τη στοχευόμενη στάθμη επιτελεστικότητας και τις ικανότητες των μελών που προκύπτουν από τα προσομοιώματα για τη συμπεριφορά τους.[6]

Βασική προϋπόθεση εφαρμογής της μεθόδου είναι η επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών να μην είναι σημαντική, το οποίο, όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, πληρείται. Επιπλέον, συνιστάται να διασφαλίζεται ικανοποιητική στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων. Στην περίπτωση μας το επίπεδο γνώσης του κτηρίου είναι κανονικό.

Στη στατική ανελαστική ανάλυση το προσομοίωμα του κτηρίου συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα μη-γραμμικά χαρακτηριστικά του νόμου έντασης - παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων. Σε κάθε περιοχή που αναμένεται να εμφανισθεί ανελαστική συμπεριφορά λαμβάνεται υπόψη η σχέση έντασης - παραμόρφωσης μέσω πλήρων καμπυλών μονότονης φόρτισης μέχρι την αστοχία, οι οποίες περιλαμβάνουν τη φάση εξασθένησης της αντίστασης του στοιχείου, καθώς και την παραμένουσα αντίστασή του. Οι καμπύλες αυτές έχουν τη μορφή του σχήματος που ακολουθεί.



Σχήμα 4: Θεωρητικές καμπύλες εντατικού μεγέθους – παραμόρφωση [2]

Σημειώνεται πως οι περιοχές όπου αναμένεται να εμφανισθεί η ανελαστική συμπεριφορά, σε κτίρια πλαισιακού τύπου, είναι οι κρίσιμες περιοχές των υποστυλωμάτων και των δοκών, όπου και ορίζονται οι «πλαστικές αρθρώσεις».

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.



Σχήμα 5: Γωνία στροφής χορδής [3]

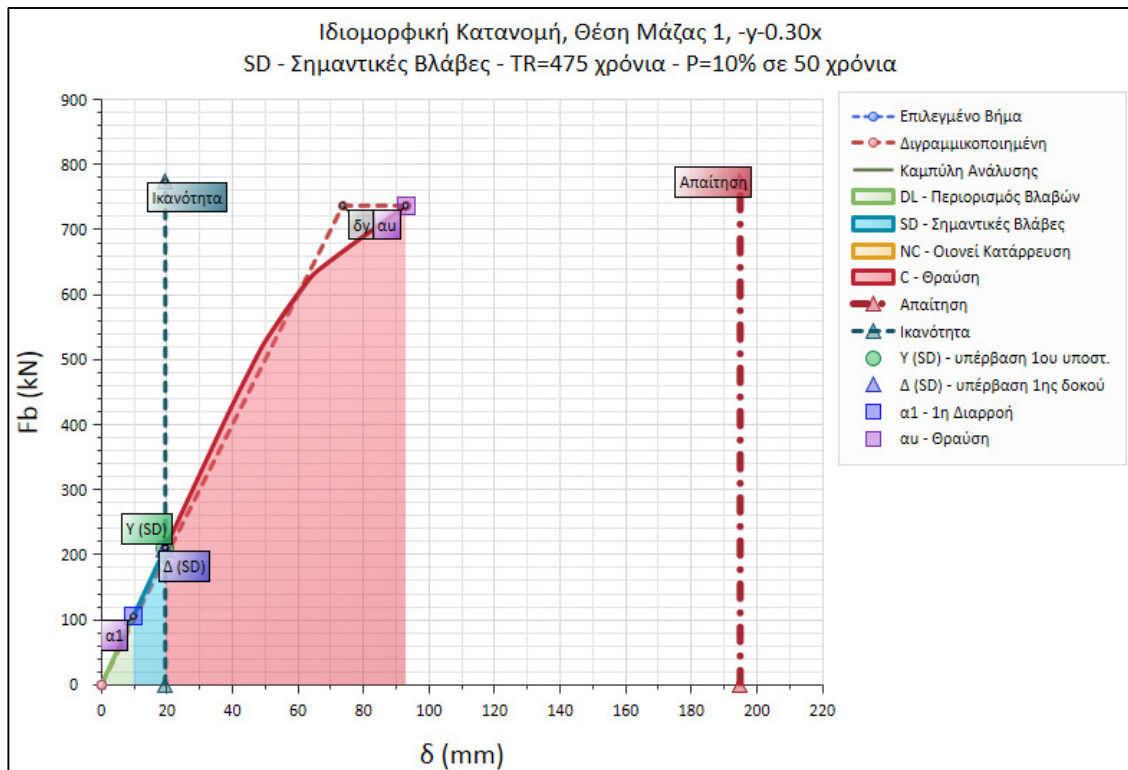
Το προσομοίωμα του κτιρίου υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία κατανεμημένα κατά τρόπο ανάλογο προς τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, τα οποία αυξάνονται μονότονα μέχρι το βήμα όπου κάποιο δομικό στοιχείο εξαντλεί τη φέρουσα ικανότητά του. Τα οριζόντια στατικά φορτία εφαρμόζονται στη στάθμη κάθε διαφράγματος. Για να θεωρηθούν επαρκή τα αποτελέσματα της ανελαστικής στατικής ανάλυσης απαιτείται η κατασκευή να αποκρίνεται κυρίως κατά την πρώτη ιδιομορφή της σε κάθε διεύθυνση. Στην περίπτωση αυτή η εφαρμογή της κατανομής σύμφωνα με το σχήμα της ιδιομορφής αυτής οδηγεί σε ακριβή αποτελέσματα που μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την εξαγωγή συμπερασμάτων για την ικανότητα του φορέα. Σε κανονικά κτίρια, δηλαδή σε κτίρια με γεωμετρική κανονικότητα σε κάτοψη αλλά και ομοιόμορφη κατανομή της πλευρικής δυσκαμνίας και μάζας καθ' ύψος, η κατασκευή αποκρίνεται κατά την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή κυρίως. Σημειώνεται, πως το κτίριο που έχει θεωρηθεί στην παρούσα εργασία πληροί τα κριτήρια κανονικότητας που αναφέρθηκαν.

Από την ανάλυση του προσομοιώματος προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου, η οποία παρουσιάζεται σε όρους τέμνουσας βάσης  $V_b$  – μετακίνησης  $\delta$  χαρακτηριστικού του σημείου (κόμβος ελέγχου), το οποίο λαμβάνεται στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου. Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας. Η σχέση τέμνουσας βάσης – μετατόπισης κόμβου ελέγχου αντικαθίσταται από μια εξιδανικευμένη διγραμμική καμπύλη. Τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις που υπολογίζονται από την ανάλυση ελέγχονται σύμφωνα με τα κριτήρια

επιτελεστικότητας, ώστε να διαπιστωθεί η επάρκεια ή μη του φορέα, με βάση της απαιτήσεις που τέθηκαν αρχικά.

#### 4. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΑΡΧΙΚΟΥ ΦΟΡΕΑ

Με βάση όσα αναφέρθηκαν παραπάνω και με χρήση του προγράμματος tol-raf, έγινε η ανάλυση του αρχικού-μη ενισχυμένου φορέα. Η ανάλυση πραγματοποιήθηκε με ιδιομορφική κατανομή οριζοντίων δυνάμεων. Οι συνδυασμοί φόρτισης προκύπτουν από τις δυο διευθύνσεις σεισμικής ώθησης, μιας κύριας και μίας δευτερεύουσας. Οι διευθύνσεις αυτές δημιουργούν με τα πρόσημα τους και τις τέσσερις θέσεις μάζας οκτώ δυνατούς συνδυασμούς φόρτισης. Στο σχήμα 6 παρουσιάζεται η καμπύλη τέμνουσας βάσης-μετατόπισης κόμβου ελέγχου για τον δυσμενέστερο συνδυασμό θέσης μάζας και περίπτωσης φόρτισης.



Η μέγιστη τέμνουσα βάσης είναι  $F_b=736,65$  kN και η μέγιστη μετατόπιση του κόμβου ελέγχου είναι  $\delta=92,875$  mm.

Από το διάγραμμα συμπεραίνουμε ότι το κτήριο για την στάθμη επιτελεστικότητας «σημαντικές βλάβες» υπολείπεται σε αντοχή και σε πλαστιμότητα και χρήζει ανάγκης ενίσχυσης. Ακόμα, στο βήμα 3 της ανάλυσης, για  $F_b=210,47$  και  $\delta=19,54$  mm, γίνεται ταυτόχρονη υπέρβαση της ικανότητας του πρώτου υποστυλώματος (Y8-Σ2) και της πρώτης δοκού (Δ1-Σ2), όπως φαίνεται και στον πίνακα.

Στοιχείο	Βήμα	Λόγος ανεπάρκειας( $\lambda_{sd}$ )
Υ8-Σ2	3	1.328
Δ1-Σ2	3	1.122

Πίνακας 5: Λόγοι ανεπάρκειας

Ως  $\lambda_{sd}$  χαρακτηρίζεται η στροφή του στοιχείου λόγω των δράσεων του σεισμικού σχεδιασμού προς την οριακή ικανότητα στροφής του στοιχείου. Ο μεγαλύτερος λόγος  $\lambda_{sd}$  για ένα επιμέρους στοιχείο σε μια στάθμη (το πλέον υπερκαταπονούμενο) θεωρείται κρίσιμος λόγος  $\lambda_{sd}$  για την στάθμη και συνεπώς για το κτήριο.[2]

## 5. ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΜΑΝΔΥΕΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Η τεχνική της κατασκευής μανδύων σε στοιχεία ωπλισμένου είναι η πλέον αποτελεσματική μέθοδος αύξησης της αντοχής, καμπτικής και διατμητικής, δυσκαμψίας και πλαστιμότητας τους. Εφαρμόζεται σε περιπτώσεις στοιχείων με σοβαρές βλάβες ή ιδιαίτερη ανεπάρκεια των χαρακτηριστικών τους. Η τεχνική περιλαμβάνει αύξηση της διατομής του στοιχείου με νέο σκυρόδεμα με νέους διαμήκεις και εγκάρσιους οπλισμούς. Η κατασκευή τους μπορεί να γίνει είτε με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, η οποία είναι η πιο συνηθισμένη πρακτική για την κατασκευή μανδύων μικρού πάχους και δεν απαιτείται ξυλότυπος, είτε με έγχυτο σκυρόδεμα, για μανδύες μεγαλύτερου πάχους, όπου απαιτείται και ξυλότυπος. [1]

Για την ενίσχυση χρησιμοποιήθηκαν μανδύες πάχους 8 cm ,σκυρόδεμα C30/37 και χάλυβας B500C. Στην περίπτωση των υποστυλωμάτων έγινε χρήση ολικού περιμετρικού μανδύα, ενώ στις δοκούς έγινε χρήση ανοικτού μανδύα (στις τρεις πλευρές). Για την σύνδεση παλαιού και νέου σκυροδέματος χρησιμοποιήθηκαν βλήτρα χάλυβα ποιότητας B500C, διαμέτρου Φ14 και μήκους 15cm, φροντίζοντας να ικανοποιούν τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. περί ελαχίστου μήκους, εγκάρσιου και διαμήκους οπλισμού.

Για να καταλήξουμε στην τελική μορφή ενίσχυσης, η οποία παρουσιάζεται στη συνέχεια, πραγματοποιήθηκαν διάφορες δοκιμές, για διαφορετικές περιπτώσεις ενίσχυσης, και καταλήξαμε σε αυτή που είχε τα βέλτιστα αποτελέσματα.

Οπλισμοί μανδύων των γραμμικών στοιχείων:

### Υποστυλώματα:

γωνιακά: 12Φ20

περιμετρικά : 12Φ18

κεντρικό : 12Φ20

Όλα τα υποστυλώματα διαθέτουν νέους συνδετήρες Φ10/100 και βλήτρα με πυκνότητα 20 cm στη διαμήκη διεύθυνση και 10 cm στην εγκάρσια.

### Δοκοί:

#### Περιμετρικοί :

κάτω πέλμα: 2Φ18

άνω πέλμα: 2Φ16 στο σημείο επαφής του μανδύα με την πλάκα

Εσωτερικοί : με και.

κάτω πέλμα: 4Φ18

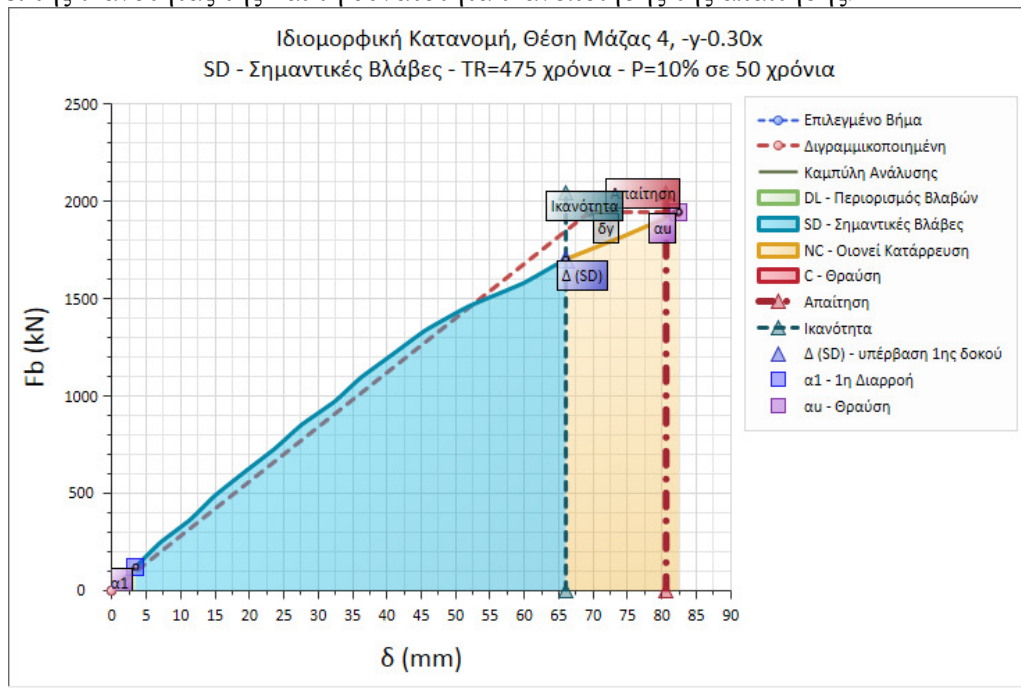
άνω πέλμα: 2Φ16 και 2Φ18

Οι δοκοί διαθέτουν συνδετήρες Φ10/100 στις μη κρίσιμες, Φ10/75 στις κρίσιμες και βλήτρα με πυκνότητα 20 cm στη διαμήκη διεύθυνση και 10 cm στην εγκάρσια.

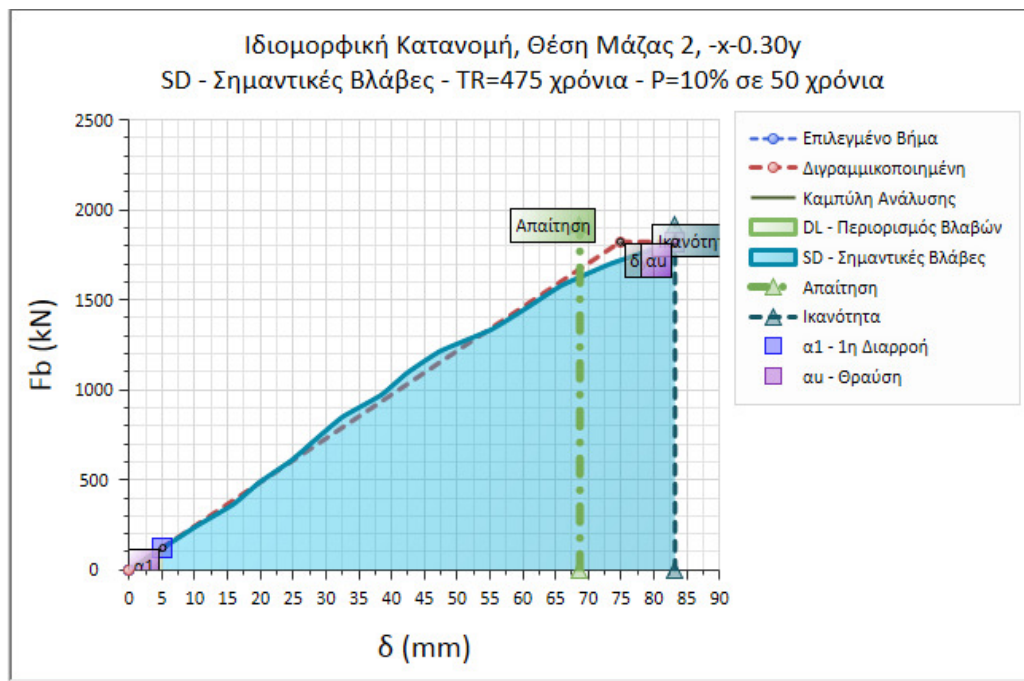
Σημειώνεται ότι ο αρχικός χάλυβας της κατασκευής είναι S400 και συνεπώς μη συγκολλητός. Γι αυτό το λόγο δεν έχει γίνει σύνδεση παλαιών και νέων ράβδων με χρήση αναρτήρων και η συμμετοχή των αρχικών στοιχείων στην ανάληψη φορτίων θεωρείται μειωμένη.



Κατά τον ίδιο τρόπο που έγινε η ανάλυση για τον αρχικό φορέα έγινε και για τον ενισχυμένο. Στα σχήματα 7 και 8 παρουσιάζονται ενδεικτικά οι καμπύλες τέμνουσας βάσης-μετατόπισης κόμβου ελέγχου για τον ευμενέστερο και δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης βάσει της ικανότητας της και τη δυνατότητα ικανοποίησης της απαίτησης.



Σχήμα 7 : Καμπύλη τέμνουσας βάσης-μετατόπισης κόμβου ελέγχου για ενίσχυση με χρήση μανδύων ωπλισμένου σκυροδέματος για τον δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης



Σχήμα 8 : Καμπύλη τέμνουσας βάσης-μετατόπισης κόμβου ελέγχου για ενίσχυση με χρήση μανδύων ωπλισμένου σκυροδέματος για τον ευμενέστερο συνδυασμό φόρτισης

Αναλυτικά αποτελέσματα υπερωθητικής ανάλυσης						
Συνδυασμός Φόρτισης-Θ.Μ.	Σημείο Θραύσης		1η υπέρβαση ικανότητας			Συντελεστής πλαστιμότητας
	Μετατόπιση Κόμβου Ελέγχου (mm)	Τέμνουσα Βάσης (kN)	Βήμα	Μετατόπιση Κόμβου Ελέγχου (mm)	Τέμνουσα Βάσης (kN)	
-y-0,3x - Θ.Μ.4	82,48	1943,77	15	66,03	1700,8	1,32
-x-0,3y - Θ.Μ.2	83,231	1822,28	Δεν γίνεται υπέρβαση της ικανότητας			1

Πίνακας 6 : Αποτελεσμάτων υπερωθητικής ανάλυσης

Παρατηρούμε ότι για την πρώτη περίπτωση φόρτισης η ικανότητα του κτηρίου δεν καλύπτει την απαίτηση για τη δεδομένη στάθμη επιτελεστικότητας. Ωστόσο, συγκριτικά με τον αρχικό φορέα, έχουν αυξηθεί σημαντικά οι τιμές της μετατόπισης του κόμβου ελέγχου και της τέμνουσας βάσης για το σημείο πρώτης υπέρβασης (αντοχή του φορέα) αλλά και για το σημείο θραύσης. Όσον αφορά την πλαστιμότητα, με βάση την πραγματική καμπύλη ο συντελεστής πλαστιμότητας ισούται περίπου με 1.2 ενώ με βάση την διγραμμική καμπύλη είναι ίσος με 1.3.

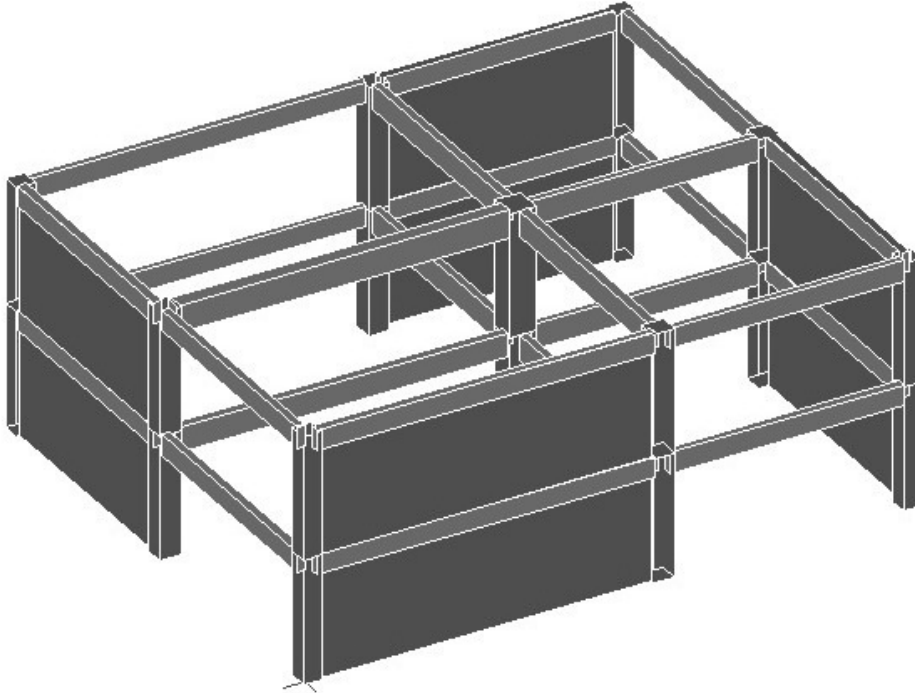
Στην δεύτερη περίπτωση, η ικανότητα του κτηρίου καλύπτει την αντίστοιχη απαίτηση. Σε σχέση με την πρώτη, παρατηρούμε ότι το κτήριο μπορεί να δεχτεί μεγαλύτερες δυνάμεις και να λάβει μεγαλύτερες παραμορφώσεις χωρίς κάποιο από τα στοιχεία του να έχουν υπερβεί την ικανότητά του.

Σημειώνεται πως η ικανότητα του ενισχυμένου φορέα για ορισμένους συνδυασμούς φόρτισης έχει ξεπεράσει την απαίτηση ενώ για άλλους όχι. Αυτό απαιτεί περαιτέρω διερεύνηση. Σκοπός όμως της παρούσας εργασίας δεν είναι η εύρεση του καλύτερου τρόπου ενίσχυσης αλλά η παρουσίαση της συμπεριφοράς του ενισχυμένου ως προς το αρχικό.

## 6. ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΠΟΙΗΣΗ ΠΛΑΙΣΙΟΥ

Η προσθήκη νέων τοιχωμάτων εντός υφισταμένων πλαισίων της κατασκευής θεωρείται η πλέον αποτελεσματική μέθοδος για την αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του φορέα. Η μέθοδος εφαρμόζεται για να διορθωθούν σφάλματα σχεδιασμού που σχετίζονται με την μόρφωση του φορέα.[1]

Στην εργασία μελετήθηκε η εμφάνιση πλαισίων με προσθήκη νέων τοιχωμάτων, στις θέσεις που φαίνονται στο σχήμα, τα οποία περιλαμβάνουν τα υπάρχοντα υποστυλώματα και στα οποία τοποθετήθηκε μανδύας πάχους 8cm.



Σχήμα 9: Θέσεις τοιχοματοποίησης πλαισίων

Επίσης, έγινε ενίσχυση του κεντρικού υποστυλώματος και της εσωτερικής δοκού Δ3. Για την ενίσχυση χρησιμοποιήθηκαν τα ίδια υλικά με την περίπτωση των μανδύων, ενώ για τους μανδύες των υποστυλωμάτων χρησιμοποιήθηκαν βλήτρα διαμέτρου Φ1, μήκους 15cm.

Όπως και στην μέθοδο των μανδύων, έγιναν δοκιμές όσον αφορά την θέση, τις διαστάσεις και τον οπλισμό των τοιχωμάτων, μέχρι να καταλήξουμε στην τελική βέλτιστη λύση.

Οπλισμοί των νέων τοιχωμάτων:

**Τοίχωμα 1:**

Μανδύες υποστυλωμάτων 30/30: 8Φ20

Μανδύες υποστυλωμάτων 35/35: 8Φ18

Συνδετήρες κρυφών: Φ10/100

Κατακόρυφος οπλισμός κορμού: Φ12/100

Σχάρα κορμού: 2Φ10/100

Συνδετήρες κορμού: 13Φ10/100

**Τοίχωμα 2:**

Μανδύες υποστυλωμάτων 30/30: 8Φ20

Μανδύες υποστυλωμάτων 35/35: 8Φ18

Συνδετήρες κρυφών: Φ10/100

Κατακόρυφος οπλισμός κορμού: Φ12/100

Σχάρα κορμού: 2Φ10/100

Συνδετήρες κορμού: 26Φ10/100

Στους μανδύες των κρυφών υποστυλωμάτων τοποθετήθηκαν βλήτρα με πυκνότητα στη διαμήκη και εγκάρσια διεύθυνση 10cm.

**Οπλισμός μανδύα κεντρικού υποστυλώματος:**

Διαμήκης: 8Φ18

Εγκάρσιος: Φ10/100

Βλήτρα: Φ14 μήκους 15cm με πυκνότητα στη διαμήκη διεύθυνση 20cm και στην εγκάρσια 10cm.

Οπλισμός ενισχυμένης δοκού

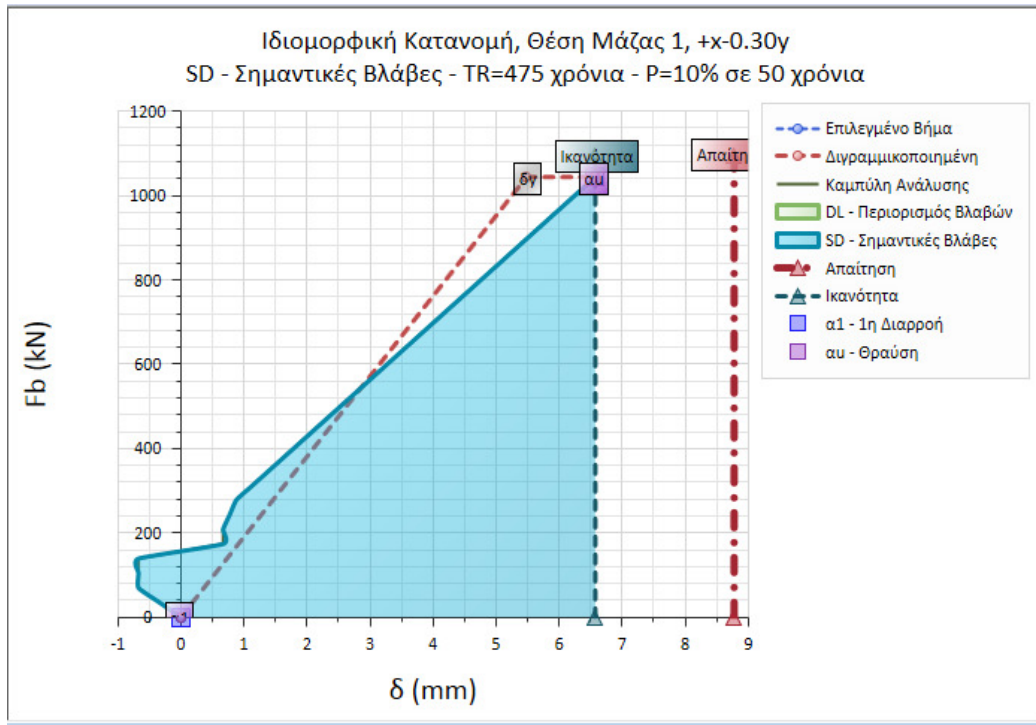
Άνω πέλμα: 2Φ16

Κάτω πέλμα: 2Φ18

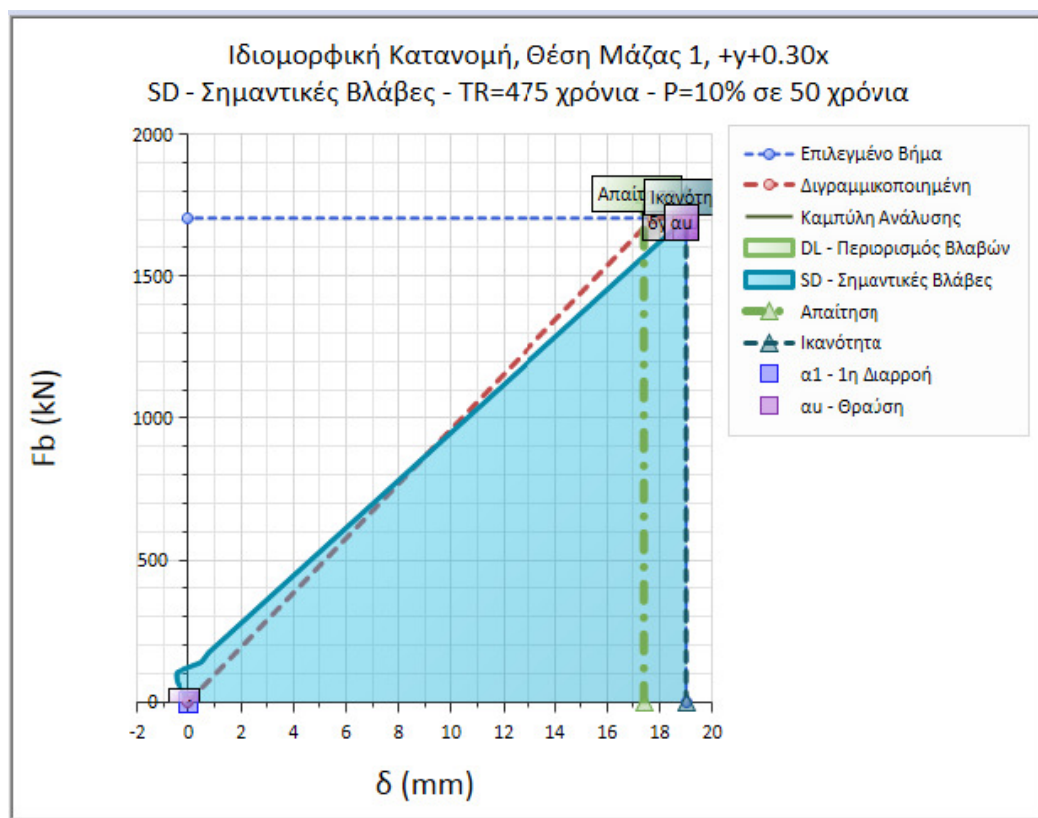
Συνδετήρες: Φ10/100

Βλήτρα: Φ14 μήκους 12cm με πυκνότητα στη διαμήκη διεύθυνση 20cm και στην εγκάρσια 10cm.

Παρακάτω παρουσιάζονται ενδεικτικά οι καμπύλες τέμνουσας βάσης-μετατόπισης κόμβου ελέγχου για τον ευμενέστερο και δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης βάσει της ικανότητας της και τη δυνατότητα ικανοποίησης της απαίτησης.



Σχήμα 10: Καμπύλη τέμνουσας βάσης-μετατόπισης κόμβου ελέγχου για ενίσχυση με τοιχώματα για τον δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης



Σχήμα 11: Καμπύλη τέμνουσας βάσης-μετατόπισης κόμβου ελέγχου για ενίσχυση με τοιχώματα για τον ευμενέστερο συνδυασμό φόρτισης

Αναλυτικά αποτελέσματα υπερωθητικής ανάλυσης						
Συνδυασμός Φόρτισης-Θ.Μ.	Σημείο Θραύσης		1η υπέρβαση ικανότητας			Συντελεστής πλαστιμότητας
	Μετατόπιση Κόμβου Ελέγχου (mm)	Τέμνουσα Βάσης (kN)	Βήμα	Μετατόπιση Κόμβου Ελέγχου (mm)	Τέμνουσα Βάσης (kN)	
+x-0,3y - Θ.Μ.1	6,574	1043,56	31	6,574	1043,56	-
+x+0,3y - Θ.Μ.1	19,002	1704,48	Δεν γίνεται υπέρβαση της ικανότητας			-

Πίνακας 7: Αποτελεσμάτων υπερωθητικής ανάλυσης

Παρατηρούμε ότι για την πρώτη περίπτωση φόρτισης η ικανότητα του κτηρίου δεν καλύπτει την απαίτηση για τη δεδομένη στάθμη επιτελεστικότητας. Ωστόσο, συγκριτικά με τον αρχικό φορέα, έχει αυξηθεί σημαντικά η αντοχή. Επίσης, όπως αναμενόταν έχει αυξηθεί η δυσκαμψία, αφού σε κάθε χιλιοστό μετατόπισης αντιστοιχούν μεγαλύτερες πλευρικές δυνάμεις, και έχει μειωθεί αρκετά η μετατόπιση θραύσης. Τέλος, όπως φαίνεται και στα δύο διαγράμματα το ενισχυμένο κτήριο δεν έχει πλαστιμότητα και δεν λαμβάνει μεγάλες παραμορφώσεις.

Στη δεύτερη περίπτωση, η ικανότητα του κτηρίου καλύπτει την απαίτηση. Η αντοχή του είναι ακόμα μεγαλύτερη, ενώ δέχεται και μεγαλύτερη μετατόπιση του κόμβου ελέγχου, η

οποία ωστόσο δεν αυξάνει σε σχέση με τον αρχικό φορέα. Η δυσκαμψία είναι εξίσου αυξημένη και δεν υπάρχει πλαστιμότητα.

Όπως και στην περίπτωση ενίσχυσης με μανδύες, η ικανότητα του κτηρίου καλύπτει την απαίτηση σε ορισμένες περιπτώσεις φόρτισης ενώ σε άλλες όχι.

## 7. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Συγκρίνοντας τα αποτελέσματα των δύο μεθόδων καταλήγουμε στα εξής συμπεράσματα:

- Η αύξηση της αντοχής είναι ίδιας τάξης μεγέθους και για τις δύο μεθόδους. Ειδικότερα, στην ευνοϊκότερη περίπτωση φόρτισης για κάθε μία μέθοδο ενίσχυσης, η αντοχή για την ενίσχυση με μανδύες είναι 7% μεγαλύτερη.
- Με τη μέθοδο της εμφάντωσης πλαισίων, το κτήριο αποκτά πολύ μεγαλύτερη δυσκαμψία και δέχεται πολύ μικρότερες παραμορφώσεις και μετατοπίσεις, σε σχέση με τη μέθοδο των μανδυών.
- Η πλαστιμότητα που επιτυγχάνεται με τη μέθοδο της εμφάντωσης πλαισίων είναι ανύπαρκτη.
- Παρά τα παραπάνω, η ικανότητα του φορέα με τη δεύτερη μέθοδο ενίσχυσης καλύπτει την απαίτηση για περισσότερες περιπτώσεις φόρτισης στις τέσσερις θέσεις μάζας.
- Στην περίπτωση ενίσχυσης με τοιχώματα παρατηρούνται σημαντικές διαφορές στην ικανότητα της τέμνουσας βάσης και της μετατόπισης του κόμβου ελέγχου, ανάλογα με τη διεύθυνση φόρτισης. Αντίθετα, στην περίπτωση ενίσχυσης με μανδύες οι διαφορές είναι μικρότερες, γεγονός που δείχνει πως το κτήριο δεν επηρεάζεται από τη διεύθυνση φόρτισης.
- Οι περισσότερες αστοχίες συναντώνται στις εσωτερικές δοκούς, τόσο στο αρχικό κτήριο όσο και στα ενισχυμένα, γεγονός που οφείλεται στα μεγάλα ανοίγματα και στο μεγάλο ύψος των δοκών.
- Συνολικά, ιδανικότερη μέθοδος ενίσχυσης για το κτήριο της εργασίας είναι η τοιχωματοποίηση πλαισίων, καθώς μας επιτρέπει να μειώσουμε τα ανοίγματα

## 8. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

[1] Στέφανος Η. Δρίτσος, «Ενισχύσεις – Επισκευές Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδεματος», Έκδοση Πανεπιστημίου Πατρών, Πάτρα 2010.

[2] ΚΑΝ.ΕΠΕ 2013.

[3] [www.tol.com.gr](http://www.tol.com.gr)

[4] Μιχαήλ Ν. Φαρδής, Γεώργιος Τσιώνης, « Εφαρμογή του Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 1 για τον αντισεισμικό σχεδιασμό πολυρόφων κτηρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα», Σεπτέμβριος 2011.

[5] ΕΑΚ 2003.

[6] Μπάρος Δημήτριος, 2006, «Επιλογή στρατηγικής ενίσχυσης σε υφιστάμενες κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα με χρήση ανελαστικών αναλύσεων», Διατριβή Μ.Δ.Ε, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών.

[7] EC8-1.