

## ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΔΙΑΦΟΡΕΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΥΣ ΜΕ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝ.ΕΠΕ

**ΑΘΑΝΑΣΙΟΥ ΠΑΝΑΓΙΩΤΑ**

Προπτυχιακή φοιτήτρια Π.Π., [civ7238@upnet.gr](mailto:civ7238@upnet.gr)

### Περίληψη

Η παρούσα εργασία ασχολείται με την αποτίμηση υφιστάμενης διώροφης κατασκευής με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα, καθώς και με την ενίσχυσή της με τρεις ευρέως διαδεδομένες μεθόδους ενίσχυσης. Τόσο η αποτίμηση όσο και ο ανασχεδιασμός έγινε με το πρόγραμμα ETABS σε συνδυασμό με το BLAX[1], εφαρμόζοντας μη γραμμική στατική ανάλυση-pushover[2], ακολουθώντας τον ελληνικό κανονισμό επεμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ για Β στάθμη επιτελεστικότητας. Στόχος της εργασίας αποτελεί η σύγκριση των μεθόδων ενίσχυσης καθώς και η εξαγωγή στοιχειωδών συμπερασμάτων της αποτελεσματικότητάς τους.

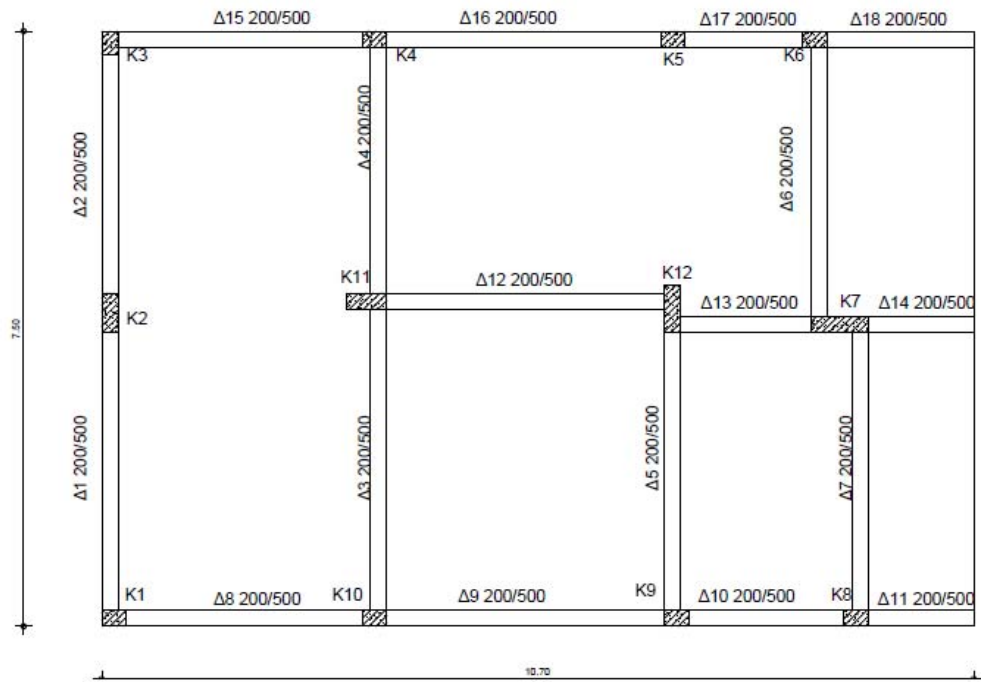
### 1.ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η Ελλάδα είναι μια χώρα που χαρακτηρίζεται από έντονη σεισμικότητα, καθιστώντας αναγκαία την αποκατάσταση των βλαβών που προκλήθηκαν από κάποιον ισχυρό σεισμό ή την βελτίωση της απόκρισής τους σε έναν μελλοντικό. Η συνεχώς αυξανόμενη παροχή νέας γνώσης από την διεθνή επιστημονική κοινότητα του αντισεισμικού τομέα στους νέους εθνικούς κανονισμούς και η ανάγκη συμμόρφωσης σε αυτούς των υφιστάμενων κατασκευών, οδηγούν συχνά σε μελέτες ανασχεδιασμού. Έτσι ήταν πλέον αναγκαία η σύνταξη ενός κανονισμού που να ανταποκρίνεται στα ιδιαίτερα εθνικά χαρακτηριστικά της χώρας. Κρίθηκε επομένως, από τον Φεβρουάριο του 2009 η σύνταξη του κανονισμού επεμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ[3], φτάνοντας σήμερα με την τελευταία αναθεώρηση του 2017.

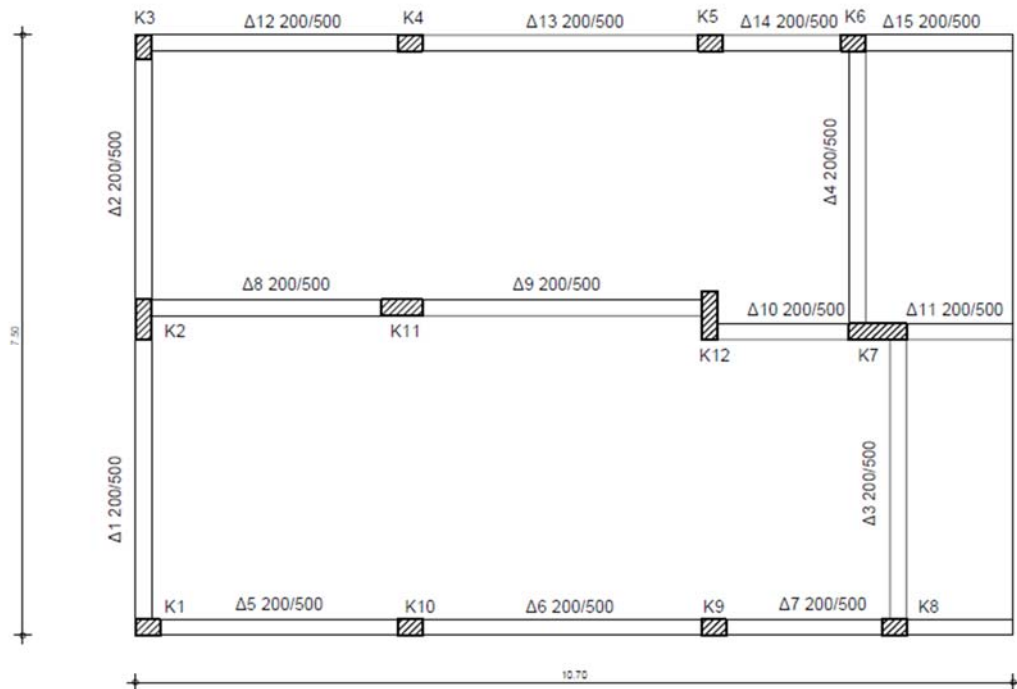
Στόχος της εργασίας είναι να αναδείξουμε την συμπεριφορά μίας υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής μέσω της σεισμικής αποτίμησης, σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ, με και χωρίς τοιχοποιία. Στην συνέχεια, τα μέλη που εμφάνισαν ανεπάρκεια για στάθμη επιτελεστικότητας Β «Σημαντικές Βλάβες», θα ενισχυθούν κατάλληλα με μανδύες ινοπλισμένων πολυμερών, με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος και με τοιχώματα. Από τις αναλύσεις που θα προκύψουν θα διεξαχθούν συμπεράσματα για την απόκριση του φορέα στους διαφόρους τύπους ενίσχυσης.

### 2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

Το κτήριο βρίσκεται στο νομό Αχαΐας στην ζώνη σεισμικότητας II (σεισμικός συντελεστής εδάφους 0.24g), όπως προκύπτει από το εθνικό προσάρτημα, και κατασκευάστηκε προ του 1985 βάσει του υπάρχοντος κανονισμού οπλισμένου σκυροδέματος Β.Δ 18.2.1954. Το κτήριο είναι διώροφο χωρίς την παρουσία pilotis και εδράζεται σε μέσο αργιλικό έδαφος. Χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα C16/20 καθώς και χάλυβας οπλισμού S400 και για τους συνδετήρες S220. Η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων κρίθηκε ικανοποιητική και σύμφωνα με τον το παράρτημα 4 η μέση θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος υπολογίστηκε 20MPa.



Σχήμα 2.1 : Κάτοψη πρώτου ορόφου



Σχήμα 2.2 : Κάτοψη δευτέρου ορόφου

Υποστυλώματα	Διαστάσεις (mm)	Διαμήκεις Οπλισμοί	Συνδετήρες
K1	200x300	4Φ18+2Φ16	Φ8/200
K2	200x500	4Φ18+4Φ16	Φ8/200
K3	200x300	4Φ18+2Φ16	Φ8/200
K4	200x300	4Φ18+2Φ16	Φ8/200
K5	200x300	4Φ18+2Φ16	Φ8/200
K6	200x300	4Φ18+2Φ16	Φ8/200
K7	200x700	4Φ18+8Φ16	Φ8/200
K8	200x300	4Φ18+2Φ16	Φ8/200
K9	200x300	4Φ18+2Φ16	Φ8/200
K10	200x300	4Φ18+2Φ16	Φ8/200
K11	200x500	4Φ18+4Φ16	Φ8/200
K12	200x600	4Φ18+6Φ16	Φ8/200

Πίνακας 2.1-Οπλισμοί υποστυλωμάτων

Δοκοί	Διατομή (mm)	Κεκαμμένα σίδερα	Κάτω ίσια σίδερα	Άνω ίσια σίδερα	Συνδετήρες
Δ1	200x500	2Φ14	2Φ12	2Φ12	Φ8/200
Δ2	200x500	2Φ14	2Φ12	2Φ12	Φ8/200
Δ3	200x500	2Φ14	2Φ12	2Φ12	Φ8/200
Δ4	200x500	2Φ16	2Φ14	2Φ12	Φ8/200
Δ5	200x500	2Φ14	2Φ14	2Φ12	Φ8/200
Δ6	200x500	2Φ16	2Φ14	2Φ12	Φ8/200
Δ7	200x500	2Φ14	2Φ14	2Φ12	Φ8/200
Δ8	200x500	2Φ14	2Φ12	2Φ12	Φ8/200
Δ9	200x500	2Φ14	2Φ12	2Φ12	Φ8/200
Δ10	200x500	2Φ14	2Φ12	2Φ12	Φ8/200
Δ11	200x500	2Φ16	2Φ12	2Φ12	Φ8/200
Δ12	200x500	2Φ14	2Φ14	2Φ12	Φ8/200
Δ13	200x500	2Φ14	2Φ14	2Φ12	Φ8/200
Δ14	200x500	2Φ16	2Φ12	2Φ12	Φ8/200
Δ15	200x500	2Φ14	2Φ12	2Φ12	Φ8/200
Δ16	200x500	2Φ12	2Φ12	2Φ12	Φ8/200
Δ17	200x500	2Φ14	2Φ12	2Φ12	Φ8/200
Δ18	200x500	2Φ16	2Φ12	2Φ12	Φ8/200

Πίνακας 2.2-Οπλισμοί Δοκών πρώτου ορόφου

Δοκοί	Διατομή	Κεκαμμένα σίδερα	Κάτω ίσια σίδερα	Άνω ίσια σίδερα	Συνδετήρες
Δ1	200x500	2Φ14	2Φ12	2Φ12	Φ8/200
Δ2	200x500	2Φ14	2Φ12	2Φ12	Φ8/200
Δ3	200x500	2Φ16	2Φ14	2Φ12	Φ8/200
Δ4	200x500	2Φ14	2Φ14	2Φ12	Φ8/200
Δ5	200x500	2Φ14	2Φ12	2Φ12	Φ8/200
Δ6	200x500	2Φ14	2Φ12	2Φ12	Φ8/200
Δ7	200x500	2Φ14	2Φ12	2Φ12	Φ8/200
Δ8	200x500	2Φ16	2Φ12	2Φ12	Φ8/200
Δ9	200x500	2Φ14	2Φ14	2Φ12	Φ8/200
Δ10	200x500	2Φ14	2Φ14	2Φ12	Φ8/200
Δ11	200x500	2Φ14	2Φ14	2Φ12	Φ8/200
Δ12	200x500	2Φ16	2Φ12	2Φ12	Φ8/200
Δ13	200x500	2Φ14	2Φ12	2Φ12	Φ8/200
Δ14	200x500	2Φ12	2Φ12	2Φ12	Φ8/200
Δ15	200x500	2Φ14	2Φ12	2Φ12	Φ8/200

Πίνακας 2.3-Οπλισμοί Δοκών δευτέρου ορόφου

## 2.2 Φορτίσεις δομικών στοιχείων

Για τον υπολογισμό των φορτίων των δομικών στοιχείων της κατασκευής έγιναν οι παρακάτω παραδοχές:

### A. Μόνιμα Φορτία (G):

- 1) Ίδιο βάρος σκυροδέματος: 25,00 KN/m<sup>3</sup>
- 2) Βάρος δρομικής οπτοπλινθοδομής: 2,10 KN/m<sup>3</sup>
- 3) Βάρος μπατικής οπτοπλινθοδομής: 3,60 KN/m<sup>3</sup>

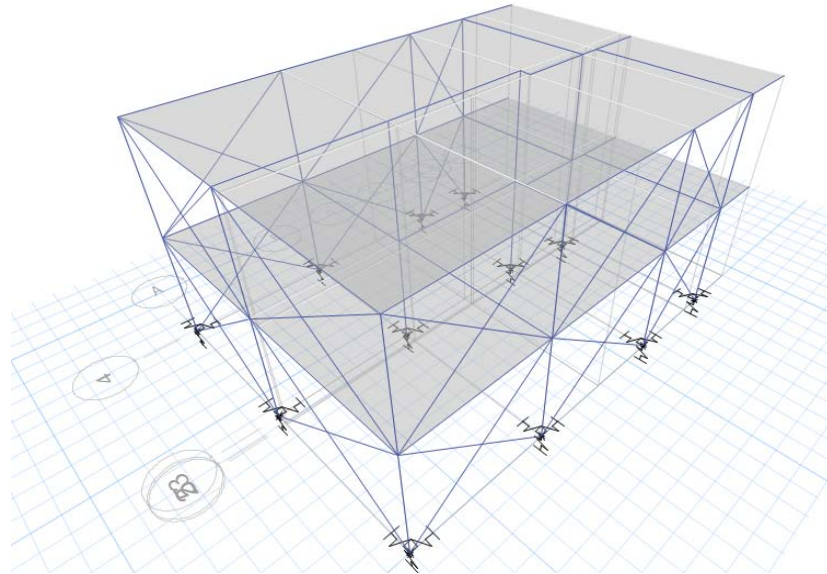
### B. Κινητά Φορτία (Q):

- 1) Κινητό ωφέλιμο πλακών: 2,00 KN/m<sup>2</sup>
- 2) Κινητό ωφέλιμο προβόλων: 5,00 KN/m<sup>2</sup>

## 2.3 Προσομοίωση κτηρίου

Για τα υποστυλώματα καθώς και για τις δοκούς η προσομοίωση έγινε με την χρήση γραμμικών πεπερασμένων στοιχείων που διαθέτει το πρόγραμμα. Οι πλάκες θεωρήθηκαν απολύτως απαραμόρφωτες στο επίπεδό τους και προσομοιώθηκε η διαφραγματική λειτουργία στις στάθμες των ορόφων. Προκειμένου να γίνει αντιληπτή η αλληλεπίδραση εδάφους-θεμελίωσης-ανωδομής η θεμελίωση προσομοιώθηκε με κατάλληλες ελατηριακές σταθερές. Συγκεκριμένα γίνεται η θεώρηση ότι στον κόμβο σύνδεσης των κατακόρυφων στοιχείων στην στάθμη θεμελίωσης υπάρχει ελαστική στήριξη (για τους τρεις κυριότερους βαθμούς ελευθερίας δηλ. κατακόρυφη μετακίνηση ως προς άξονα Z και δύο στροφές ως προς οξικές X και Y). Τέλος η τοιχοποιία προσομοιώθηκε σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ ως διαγώνιος θλιπτήρας με πλάτος όσο το πάχος της εκάστοτε τοιχοποιίας (t=0.2m) και ενεργό ύψος b=0.15L (L μήκος θλιπτήρα). Η αντοχή της τοιχοποιίας  $f_{wc}=1,5$  MPa μέτρο ελαστικότητας  $E_w=800 \cdot f_{wc}=1200$  MPa. Αξίζει να σημειωθεί ότι αν υπάρχει άνοιγμα τοποθετημένο περίπου στο κέντρο του φατνώματος, του οποίου οι διαστάσεις πλησιάζουν ή υπερβαίνουν το 50% των αντίστοιχων διαστάσεων του φατνώματος, η τοιχοπλήρωση μπορεί να

αμελείται. Αυτή η υπόθεση έγινε στα φαινόμενα που καταλήγουν σε εξώστη. Στο παρακάτω σχήμα φαίνεται τρισδιάστατη απεικόνιση της κατασκευής.



Σχήμα 2.3 : Τρισδιάστατη προσομοίωση κτιρίου στο Etabs

Οι ελατηριακές σταθερές υπολογίστηκαν σύμφωνα με τους τύπους (Φαρδής-Μαθήματα οπλισμένου σκυροδέματος μέρος ΙΙΙ)[4] :

Α) Δυσκαμψία στην κατακόρυφη διεύθυνση:

$$k_z = \frac{G_s b_x}{1-\nu} \left[ 1,55 \left( \frac{b_y}{b_x} \right)^{\frac{3}{4}} + 0,8 \right] \left[ 1 + \frac{1}{21} \frac{t}{b_x} \left( 2 + 2,6 \frac{b_x}{b_y} \right) \right] \left[ 1 + 0,32 \left( \frac{h(b_x + b_y)}{b_x b_y} \right)^{\frac{2}{3}} \right]$$

Β) Δυσκαμψία για στροφή περί οριζόντιο άξονα  $\chi$  παράλληλο στην  $b_x$

$$k_{\varphi\chi} = \frac{G_s b_x^3}{1-\nu} \left[ 0,47 \left( \frac{b_y}{b_x} \right)^{2,4} + 0,034 \right] \left[ 1 + 1,4 \left( \frac{h}{b_y} \right)^{0,6} \left( 1,5 + 3,7 \frac{\left( \frac{h}{b_y} \right)^{1,9}}{\left( \frac{h}{t} \right)^{0,6}} \right) \right]$$

Γ) Δυσκαμψία για στροφή περί οριζόντιο άξονα  $\chi$  παράλληλο στην  $b_y$

$$k_{\varphi y} = \frac{G_s b_x^3}{1-\nu} \left[ 0,4 \frac{b_y}{b_x} + 0,1 \right] \left[ 1 + 2,5 \frac{h}{b_x} \left( 1 + 2 \frac{\frac{h}{\sqrt{b_x b_y}}}{\left( \frac{h}{t} \right)^{0,2}} \right) \right]$$

Όπου  $b_x$  αντιστοιχεί η μικρότερη πλευρά σε περίπτωση ορθογωνικού πεδίου.

### 3. ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Η ανελαστική στατική ανάλυση γνωστή ως pushover analysis είναι μια ευρέως διαδεδομένη μέθοδος αντισεισμικού σχεδιασμού, κατά την οποία εξετάζεται η συμπεριφορά του φορέα έναντι σταθερών φορτίων βαρύτητας και μονοτονικά αυξανόμενων οριζόντιων φορτίων έως ότου κάποιο δομικό στοιχείο του φέροντος οργανισμού δεν είναι πλέον σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία που του επιβάλλονται. Αυτό επιτυγχάνεται θεωρώντας τις ανελαστικές παραμορφώσεις συγκεντρωμένες σε συγκεκριμένες κρίσιμες θέσεις (πλαστικές αρθρώσεις)

Κύριος στόχος της διαδικασίας αυτής είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν το κτίριο υπόκειται στην σεισμική δράση για την οποία γίνεται αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός. Αποτέλεσμα της pushover είναι να χαρακτηί μία καμπύλη αντίστασης του φορέα σε όρους τέμνουσας βάσης-μετακίνησης του κόμβου ελέγχου.

Ως βασική προϋπόθεση εφαρμογής της μεθόδου σύμφωνα με τον κανονισμό θεωρείται η εφαρμογή της σε κτίρια στα οποία η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι ιδιαίτερα σημαντική. Για τον έλεγχο αυτής της προϋπόθεσης, απαιτείται μια αρχική δυναμική ελαστική ανάλυση στην οποία θα γίνεται εκτίμηση των ιδιομορφών οι οποίες συνεισφέρουν τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας. Έπειτα, θα γίνεται μια δεύτερη δυναμική ελαστική ανάλυση με βάση μόνον την πρώτη ιδιομορφή για κάθε διεύθυνση. Η επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών θα θεωρείται σημαντική όταν η τέμνουσα κάθε ορόφου από την πρώτη ανάλυση υπερβαίνει το 130% της δεύτερης. Ωστόσο, σε περίπτωση που δεν ικανοποιείται η προϋπόθεση, επιτρέπεται και πάλι η ανελαστική στατική ανάλυση παράλληλα με μια συμπληρωματική δυναμική ελαστική ανάλυση.

#### 3.1 Προϋπόθεση εφαρμογής ανελαστικής ανάλυσης

Για τον έλεγχο της προϋπόθεσης εφαρμογής ανελαστικής ανάλυσης που προαναφέρθηκε, απαιτείται μια αρχική δυναμική ανάλυση κατά την οποία θα συνεκτιμώνται οι ιδιομορφές οι οποίες συνεισφέρουν τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας. Κατόπιν γίνεται μια δεύτερη δυναμική ελαστική ανάλυση με βάση την πρώτη μόνο ιδιομορφή (σε κάθε διεύθυνση)

Η επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών μπορεί να θεωρείται ότι είναι σημαντική όταν η τέμνουσα σε κάθε όροφο που προκύπτει από την πρώτη ανάλυση υπερβαίνει το 130% εκείνης από την δεύτερη ανάλυση. Για τις παραπάνω δυναμικές αναλύσεις έγινε χρήση ελαστικού φάσματος ΕΚ-8-2004 με  $q=1$

Όροφος	Αρχική δυναμική ανάλυση		Δεύτερη Ανάλυση (1 <sup>η</sup> Ιδιομορφή)		Δεύτερη Ανάλυση (2 <sup>η</sup> Ιδιομορφή)		Επιρροή Ιδιομορφών
	V <sub>x</sub> (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	x 1.3	V <sub>x</sub> (kN)	x 1.3	
1	1247.62	1111.5389	1116.90	1451.97	1247.37	1621.58	<b>OXI</b>
2	642.97	570.89	573.3249	745.322	642.837	835.69	<b>OXI</b>

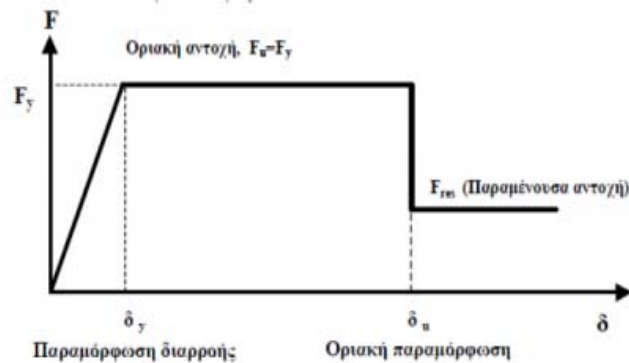
**Πίνακας 3.1**-Τέμνουσα σε κάθε όροφο

Ως συμπέρασμα από τα αποτελέσματα του παραπάνω πίνακα προέκυψε ότι η επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική και επομένως μπορούμε να εφαρμόσουμε ανελαστική στατική ανάλυση.

### 3.2 Προσομοίωση ανελαστικής συμπεριφοράς των δομικών μελών

Η μηχανική συμπεριφορά των δομικών στοιχείων περιγράφεται μέσω ενός διαγράμματος που συσχετίζει κάποιο εντατικό μέγεθος  $F$  με την αντίστοιχη παραμόρφωση. Αν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η κάμψη, κατάλληλα μεγέθη για την περιγραφή των διαγραμμάτων είναι ροπή κάμψης  $M$  και η καμπυλότητα  $1/r$ . Αντίθετα αν η καθοριστική είναι η διάτμηση κατάλληλα μεγέθη είναι η τέμνουσα δύναμη  $V$  και η παραμόρφωση  $\gamma$ .

Επειδή στα μέλη από οπλισμένο σκυρόδεμα συνυπάρχουν οι καμπτικές και διατμητικές παραμορφώσεις, η καταλληλότερη επιλογή του εντατικού  $F$  και της αντίστοιχης παραμόρφωσης  $\delta$ , είναι η ροπή  $M$  και η γωνία στροφής  $\theta$  στα άκρα του στοιχείου



Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ το παραπάνω διάγραμμα περιγράφεται σε όρους ροπής-καμπυλότητας ( $M, \varphi$ ) ή σε όρους ροπής-γωνίας στροφής χορδής ( $M, \theta$ ), με το πρώτο σημείο να αντιστοιχεί στην τιμή της διαρροής ( $F_y, \delta_y$ ) και το δεύτερο σημείο στην τιμή της αστοχίας ( $F_u, \delta_u$ ).

Πιο συγκεκριμένα για την δημιουργία του διαγράμματος γίνεται εφαρμογή των τύπων του παραρτήματος 7 του ΚΑΝ.ΕΠΕ

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{Ls+a_pz}{3} + 0.0014(1 + 1.5 \frac{h}{Ls}) + \frac{[(1/r)_y \cdot db \cdot fy]}{8 \cdot \sqrt{fc}} \quad (\text{βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ Κεφ. 7 Εξ. Σ.2})$$

Στους υπολογισμούς υπεισέρχεται ο όρος  $(1/r)_y$  ο οποίος αναφέρεται στην τιμή της καμπυλότητας στην διαρροή.

A) Η διαρροή της διατομής οφείλεται σε διαρροή του εφελκόμενου χάλυβα

$$(1/r)_y = \frac{fy}{[Es \cdot (1-\xi y) \cdot d]} \quad (\text{βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Α Εξ. Α.1})$$

Όπου:

$$\xi y = (\alpha^2 \cdot A^2 + 2 \cdot \alpha \cdot B)^{\frac{1}{2}} - \alpha \cdot A \quad (\text{βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Α Εξ. Α.3})$$

$$A = \rho + \rho' + \rho v + \frac{N}{b \cdot d \cdot fy} \quad (\text{βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Α Εξ. Α.4})$$

$$B = \rho + \rho' \cdot \delta' + 0.5 \cdot \rho v \cdot (1 + \delta') + \frac{N}{b \cdot d \cdot fy}$$

Η διαρροή της διατομής οφείλεται σε μη-γραμμικότητα των παραμορφώσεων του θλιβόμενου σκυροδέματος

$$\left(\frac{1}{r}\right)_y = \frac{1.8 fc}{Ec \cdot \xi y \cdot d} \quad (\text{βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Α Εξ. Α.2})$$

$$\xi y = (\alpha^2 \cdot A^2 + 2 \cdot \alpha \cdot B)^{\frac{1}{2}} - \alpha \cdot A \quad (\text{βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Α Εξ. Α.3})$$

$$A = \rho + \rho' + \rho v - \frac{N}{1.8 \cdot \alpha \cdot b \cdot d \cdot f_c} \quad (\text{βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Α Εξ. Α.5})$$

$$B = \rho + \rho' \cdot \delta' + 0.5 \cdot \rho v \cdot (1 + \delta')$$

Στις εξισώσεις (Α.4) και (Α.5),  $\rho$ ,  $\rho'$  και  $\rho v$  είναι τα ποσοστά του εφελκόμενου, του θλιβόμενου και του μεταξύ τους καταναμεμένου σπλισμού (ανηγμένα στο bd),  $\delta' = d'/d$ , όπου  $d'$  η απόσταση από το κέντρο του θλιβόμενου σπλισμού μέχρι την ακραία θλιβόμενη ίνα σκυροδέματος,  $b$  το πλάτος της θλιβόμενης ζώνης και  $N$  το αξονικό φορτίο (θετικό σε θλίψη)

Με δεδομένη καμπυλότητα στη διαρροή την μικρότερη εκ των δύο προϋπολογισθέντων, η ροπή  $M_y$  προκύπτει:

$$M_y = b \cdot d^3 \left(\frac{1}{r}\right)_y \cdot \left[ E_c \cdot \frac{\xi y^2}{2} \cdot \left(0.5 \cdot (1 + \delta') - \frac{\xi y}{3}\right) + \left\{ (1 - \xi y)\rho + (\xi y - \delta')\rho' + \frac{\rho v}{6} (1 - \delta') \right\} (1 - \delta') \cdot \frac{E_s}{2} \right]$$

Για την μέση τιμή της γωνίας στροφής χορδής κατά την αστοχία δοκών ή υποστυλωμάτων που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με τις μετά το 1985 διατάξεις για αντισεισμικότητα:

$$\theta_{um} = 0.016 \cdot (0.3^v) \left[ \frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01, \omega)} f_c \right]^{0.225} \cdot (a_s)^{0.35} \cdot 25^{\left(\frac{a \rho f_{yw}}{f_c}\right)} (1.25^{100 \rho a})$$

Για την μέση τιμή του πλαστικού τμήματος της μέσης γωνίας στροφής χορδής κατά την αστοχία του στοιχείου:

$$\theta_{um}^{pl} = \theta_u - \theta_y = 0.0145 \cdot (0.25^v) \left[ \frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01, \omega)} f_c \right]^{0.225} f_c^{0.2} \cdot (a_s)^{0.35} \cdot 25^{\left(\frac{a \rho f_{yw}}{f_c}\right)} (1.275^{100 \rho a})$$

Σε στοιχεία που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευαστεί με βάση τα ισχύοντα στην Ελλάδα προ του 1985, με χρήση νευροχαλύβων, οι τιμές που υπολογίζονται με βάση τα ανωτέρω χρειάζεται να διαιρεθούν δια 1.2

### 3.3 Στοχευόμενη Μετακίνηση

Για τον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης μπορεί να γίνεται η χρήση ευρέως αποδεκτών απλοποιητικών μεθόδων όπως αυτές ορίζονται από την § 5.7.4.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Στον υπολογισμό θα λαμβάνεται υπόψη όλοι εκείνοι οι παράγοντες οι οποίοι επηρεάζουν την μετακίνηση ενός ανελαστικά αποκρινόμενου κτιρίου. Επίσης επιτρέπεται η θεώρηση της μετακίνησης ενός ελαστικά μονοβάθμιου συστήματος με ιδιοπερίοδο ίση με την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του κτιρίου. Εάν δεν χρησιμοποιηθούν ακριβέστερες προσεγγίσεις η στοχευόμενη μετακίνηση  $\delta_t$  μπορεί να υπολογιστεί με βάση την παρακάτω σχέση και να διορθώνεται όπου αυτό απαιτείται:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 \left(\frac{T_e^2}{4\pi^2}\right) S_e(T),$$



όπου:

$T_e$ : η ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος στην θεωρούμενη διεύθυνση.

$S_e(T)$ : η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο της κατασκευής  $T_e$ .

$C_0$ : Συντελεστής που συσχετίζει τη φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα με δυσκαμψία  $K_e$  με την πραγματική μετακίνηση  $\delta_i$  της κορυφής του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου φορέα. Οι τιμές που μπορεί να λαμβάνει είναι 1,0 1,1 1,2 1,3 1,4 1,5 για αριθμό ορόφων 1, 2, 3, 4, 5 και  $\geq 10$ , αντίστοιχα.

$C_1$ : διορθωτικός συντελεστής μέσω του οποίου λαμβάνεται υπόψη η διαφορά μεταξύ της μέγιστης ανελαστικής μετακίνησης του φορέα από την αντίστοιχη ελαστική. Μπορεί να λαμβάνει τιμές ίσες προς:

$C_1 = 1,0$  για  $T_e \geq T_c$ , και

$C_1 = [1,0 + (R - 1)T_c/T_e]/R$  για  $T_e < T_c$ , όπου:

$T_c$ : η τιμή στην οποία αρχίζει ο κατιών κλάδος του φάσματος απόκρισης κατά EC8-1

$R = V_{el} / V_y$ , ο λόγος της ελαστικής απαίτησης προς την αντίστοιχη διαρροής του φορέα, ο οποίος μπορεί να υπολογισθεί από:

$$R = \frac{S_e/g}{V_y/W} C_m$$

$V_y$ : η αντίσταση διαρροής η οποία υπολογίζεται έπειτα από την κατάλληλη διγραμμικοποίηση της καμπύλης αντίστασης του κτιρίου (βλ. παραπάνω). Για λόγους απλοποίησης ο λόγος  $V_y/W$  μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 0,15 για κτίριο με μικτό σύστημα και 0,10 για κτίριο με αμιγώς πλαισιακή διάταξη.

$C_m$ : ο συντελεστής δρώσας μάζας (για την συνεκτίμηση των ανώτερων ιδιομορφών), ο οποίος μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 0,9 για πλαίσια με τρεις και άνω ορόφους, 0,8 για τοιχώματα οπλισμένου σκυροδέματος και 1,0 για τις υπόλοιπες περιπτώσεις.

$G$ : Η επιτάχυνση της βαρύτητας (9,807 m/sec<sup>2</sup>)

$W$ : Το βάρος που αντιστοιχεί στην ταλαντούμενη μάζα.

$S_e$ : η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο της κατασκευής  $T_e$ .

$C_2$ : διορθωτικός συντελεστής μέσω του οποίου λαμβάνεται υπόψη η επιρροή της ανακύκλησης της φόρτισης στην αντοχή και την δυσκαμψία του φορέα. Οι τιμές του λαμβάνονται από τον παρακάτω πίνακα.

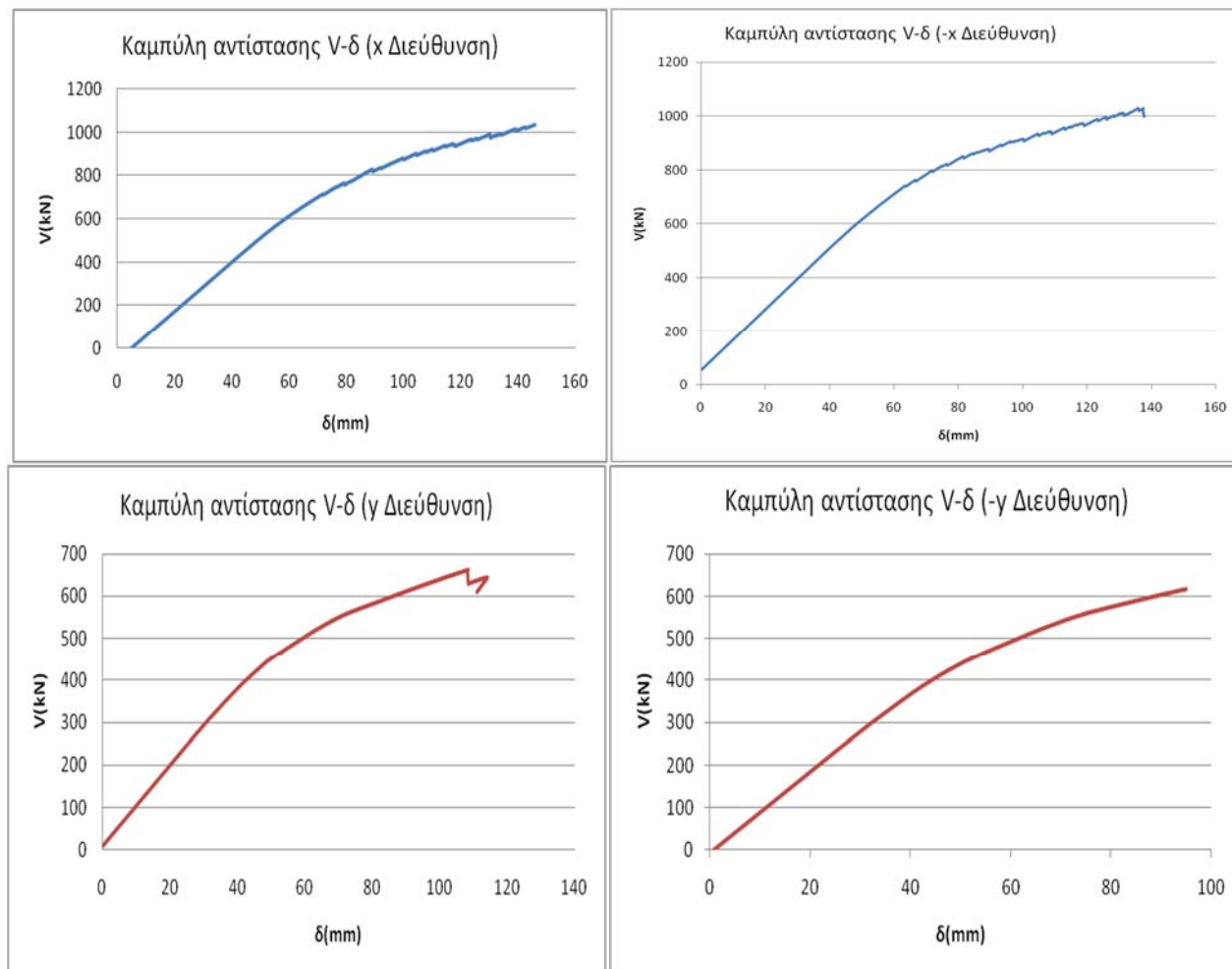
Στάθμη επιτελεστικότητας	$T=0,1 \text{ sec}$		$T \geq T_c$	
	Φορέας τύπου 1	Φορέας τύπου 2	Φορέας τύπου 1	Φορέας τύπου 2
«Περιορισμένες βλάβες»	1,0	1,0	1,0	1,0
«Σημαντικές βλάβες»	1,3	1,0	1,1	1,0
«Οιονεί κατάρρευση»	1,5	1,0	1,2	1,0

**Πίνακας 3.1** : Υπολογισμός συντελεστή  $C_2$

## 4. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

### 4.1.1 Χωρίς τοιχοπληρώσεις

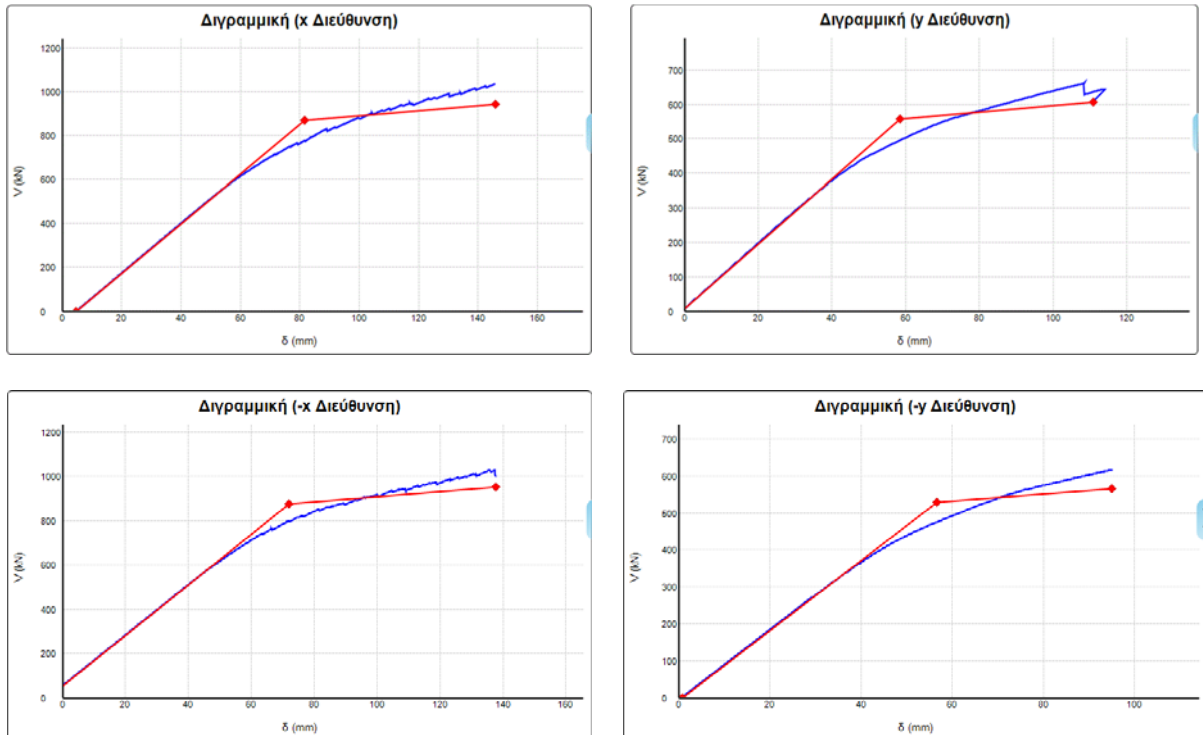
Το Etabs για την περίπτωση ιδιομορφική κατανομής των μετακινήσεων χαράσσει την κάτωθι καμπύλη V-δ για τις διευθύνσεις x και y του σεισμού.



**Σχήμα 4.1 :** Καμπύλες αντίστασης V-δ για κάθε διεύθυνση

Από τις παραπάνω καμπύλες φαίνεται ότι ο φορέας έχει μεγαλύτερη αντοχή σε τέμνουσα στην διεύθυνση x (ξεπερνάει  $V=1000\text{kN}$ ). Από την άλλη πλευρά η μετακίνηση αστοχίας του κόμβου έλεγχου είναι επίσης μεγαλύτερη στην διεύθυνση x φτάνοντας έως  $\delta_u=140\text{mm}$ , ενώ στην διεύθυνση y η μέγιστη μετακίνηση αστοχίας είναι  $\delta_u=120\text{mm}$ . Στις καμπύλες διακρίνονται επιπλέον κάποια άλματα στην τέμνουσα τα οποία υποδεικνύουν τις αστοχίες των μελών.

“Υστερα από την διγραμμικοποίηση της καμπύλης με την χρήση του προγράμματος Bilin[5] προκύπτουν τα απαιτούμενα στοιχεία για τον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης σε κάθε διεύθυνση



Σχήμα 4.2 : Διγραμμικοποίηση καμπυλών αντίστασης

X Διεύθυνση	Y Διεύθυνση	-X Διεύθυνση	-Y Διεύθυνση
Kel =11357.9	Kel =9415.971	Kel =11399	Kel =9438.9
K0=11408.33	K0=9547.5	K0=11409	K0=9166.7

$C_0=1.2$ , διάωροφο κτίριο

$C_1=1$ ,  $T > T_c$

$C_2=1.1$   $T > T_c$ , σημαντικές βλάβες

$C_3=1$ , Στη συνήθη (για κτίρια από ΟΣ και από τοιχοποιία) περίπτωση, όπου  $\theta < 0.1$  λαμβάνεται ίσο με την μονάδα

$T_x=0.7\text{sec}$

$T_y=0.766\text{sec}$

$$\text{Για } T_c < T < T_D \quad S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \left[ \frac{T_c}{T} \right] \\ \geq 0.2 \cdot a_g \end{cases}$$

Συνεπώς η στοχευόμενη μετακίνηση υπολογίζεται για κάθε διεύθυνση

$\delta(t)=82.67\text{mm}$ , x διεύθυνση

$\delta(t)=89.24\text{mm}$ , y διεύθυνση

$\delta(t)=83\text{mm}$ , -x διεύθυνση

$\delta(t)=91.25\text{mm}$ , -y διεύθυνση

Από την ανελαστική ανάλυση που εφαρμόστηκε, προέκυψε ότι αστοχούν δέκα από τα δώδεκα υποστυλώματα του πρώτου ορόφου (μαλακός όροφος)-(K3-K12)

#### 4.1.2 Με τοιχοπληρώσεις

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ εφόσον οι τοιχοπληρώσεις δεν επιφέρουν αύξηση της σεισμικής μετακίνησης ενός ορόφου σε ποσοστό μεγαλύτερο του 15% σε οποιαδήποτε στάθμη του κτιρίου μπορούν να θεωρηθούν ευμενείς για την κατασκευή. Προκειμένου να προσδιοριστεί εάν οι τοιχοποιίες λειτουργούν με ευμένεια ή δυσμένεια στην κατασκευή έγινε μια στατική ελαστική ανάλυση. Στην αναφερόμενη ανάλυση χρησιμοποιήθηκε το φάσμα του ΕΚ8-1 με  $q=2$ , ενώ οι δυσκαμψίες των γραμμικών μελών μειώθηκαν σύμφωνα με τον πίνακα Σ4.1-ΚΑΝ.ΕΠΕ (2013).

#### Σεισμική μετακίνηση 1<sup>ου</sup> ορόφου

	Χωρίς τοιχοπληρώσεις (mm)	Με τοιχοπληρώσεις (mm)
G+0.3Q+Ex+0.3Ey	8.209	4.210
G+0.3Q+Ex-0.3Ey	8.153	4.201
G+0.3Q-Ex+0.3Ey	-6.272	-2.960
G+0.3Q-Ex-0.3Ey	-6.329	-2.971
G+0.3Q+Ey+0.3Ex	8.623	6.724
G+0.3Q+Ey-0.3Ex	8.571	6.722
G+0.3Q-Ey+0.3Ex	-8.891	-7.010
G+0.3Q-Ey-0.3Ex	-8.943	-7.012

Πίνακας 4.1: Σεισμική μετακίνηση πρώτου ορόφου

#### Σεισμική μετακίνηση 2<sup>ου</sup> ορόφου

	Χωρίς τοιχοπληρώσεις (mm)	Με τοιχοπληρώσεις (mm)
G+0.3Q+Ex+0.3Ey	14.044	7.602
G+0.3Q+Ex-0.3Ey	13.944	7.597
G+0.3Q-Ex+0.3Ey	-9.469	-4.576
G+0.3Q-Ex-0.3Ey	-9.570	-4.581
G+0.3Q+Ey+0.3Ex	14.191	11.363
G+0.3Q+Ey-0.3Ex	14.088	11.353
G+0.3Q-Ey+0.3Ex	-15.029	-12.169
G+0.3Q-Ey-0.3Ex	-15.132	-12.179

Πίνακας 4.2: Σεισμική μετακίνηση δευτέρου ορόφου

Συνεπώς στην περίπτωση αυτή οι τοιχοποιία μπορεί να θεωρηθεί ότι δεν δρα με δυσμένεια στον φέροντα οργανισμό, και να απαλλαγεί από την υποχρέωση συνεκτίμησης της. Στην συνέχεια με τον ίδιο τρόπο προαναφέρθηκε παραπάνω, διγραμμικοποιούνται οι καμπύλες που προκύπτουν από την ανελαστική ανάλυση, και υπολογίζεται η στοχευόμενη μετακίνηση σε κάθε διεύθυνση. Στον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης για την x διεύθυνση του σεισμού ισχύει ότι  $T_B < T_a < T_C \Rightarrow S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q}$ , ενώ τα υπόλοιπα παραμένουν ως είχαν. Τα αποτελέσματα που προκύπτουν φαίνονται στον παρακάτω πίνακα

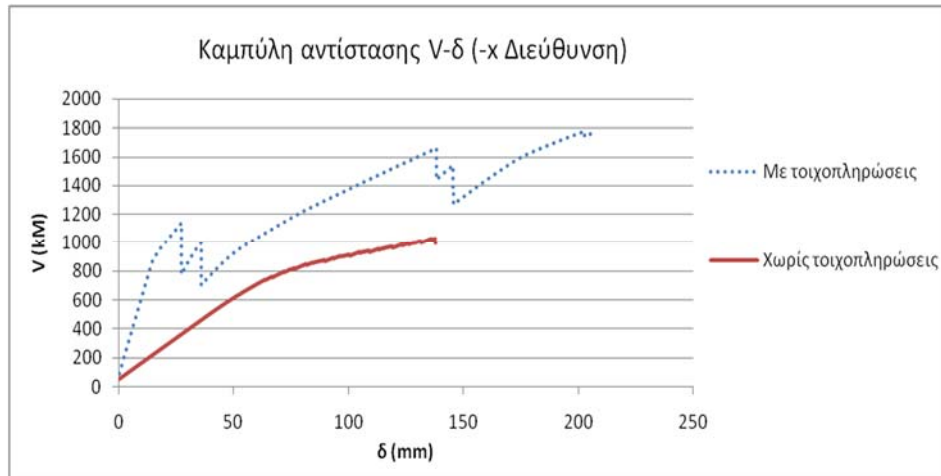
Ιδιοπερίοδος	Διεύθυνση σεισμού	Στοχευόμενη μετακίνηση $\delta(t)$
$T_x=0.322\text{sec}$	+x	36.0mm
-	-x	38.3mm
$T_y=0.57\text{sec}$	+y	69.2mm
-	-y	66.0mm

Πίνακας 4.3: Στοχευόμενη μετακίνηση

Για την  $x$  διεύθυνση του σεισμού της pushover ανάλυσης, στην στοχευόμενη μετακίνηση και για στάθμη επιτελεστικότητας Β δεν παρατηρείται αστοχία των μελών του φορέα παραμόνο των τοιχοπληρώσεων Αντίθετα για  $y$  διεύθυνση παρατηρείται η αστοχία δύο υποστηλωμάτων (Κ6 και Κ8)

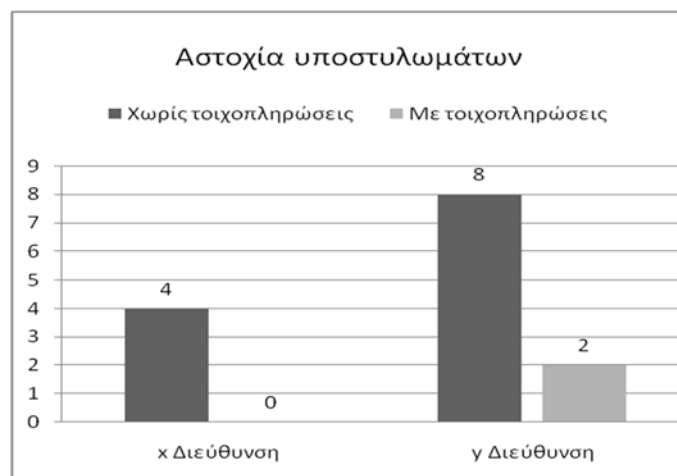
### Σύγκριση αποτελεσμάτων

Από την παρακάτω καμπύλη συμπεραίνουμε ότι ο φορέας με τοιχοπληρώσεις έχει πολύ μεγάλη αντοχή σε τέμνουσα βάση, αστοχίας και διαρροής, αύξηση στην πλαστιμότητα και της δυσκαμψίας έναντι του φορέα χωρίς τοιχοπληρώσεις



Σχήμα 4.3 : Σύγκριση καμπυλών αντίστασης φορέα με και χωρίς τοιχοπληρώσεις

Προκειμένου να γίνει καλύτερη σύγκριση του φορέα με ή χωρίς τοιχοπληρώσεις κατά την αποτίμηση, κατασκευάστηκε ραβδογράφημα που παρουσιάζει συνοπτικά το πλήθος της αστοχίας των μελών σε κάθε διεύθυνση του σεισμού. Από το παρακάτω γράφημα συμπεραίνουμε ότι οι τοιχοπληρώσεις συνεισφέρουν θετικά στην απόκριση της κατασκευής καθώς το πλήθος των ανεπαρκειών είναι πολύ μικρότερο συγκριτικά με το κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις. Σε καμία από τις περιπτώσεις δεν έχουμε ανεπάρκειες των δοκών και αυτό οφείλεται στην έλλειψη ικανοτικού σχεδιασμού την εποχή κατασκευής του κτιρίου.



Σχήμα 4.4 : Πλήθος αστοχίας υποστηλωμάτων

Από τα συμπεράσματα που προέκυψαν και εφόσον η θεώρηση ή μη της τοιχοποιίας είναι στην κρίση του μηχανικού, αποφασίστηκε η ενίσχυση να γίνει θεωρώντας απουσία των

τοιχοπληρώσεων, ώστε να δοθεί έμφαση στην ενίσχυση και όχι στην οικονομία του υλικού ενίσχυσης.

#### 4.2 Έλεγχος με δείκτες ανεπάρκειας

Προκειμένου να προσδιοριστεί ο βαθμός επάρκειας ή ανεπάρκειας έκαστου μέλους, έγινε έλεγχος με βάση τους δείκτες επάρκειας των μελών. Για στάθμη επιτελεστικότητας Β “Σημαντικές βλάβες”, όλα τα στοιχεία του φέροντος οργανισμού επιτρέπεται να αναπτύξουν σημαντικές ανελαστικές παραμορφώσεις, αλλά τα πρωτεύοντα στοιχεία πρέπει να διαθέτουν σημαντικό περιθώριο ασφαλείας έναντι εξάντλησης της διαθέσιμης παραμόρφωσης αστοχίας τους.

$$\text{Δείκτης ανεπάρκειας } \lambda = \frac{S_d}{R_d}$$

Όπου  $S_d$ : παραμορφωσιακό μέγεθος  $\delta$  από την ανάλυση

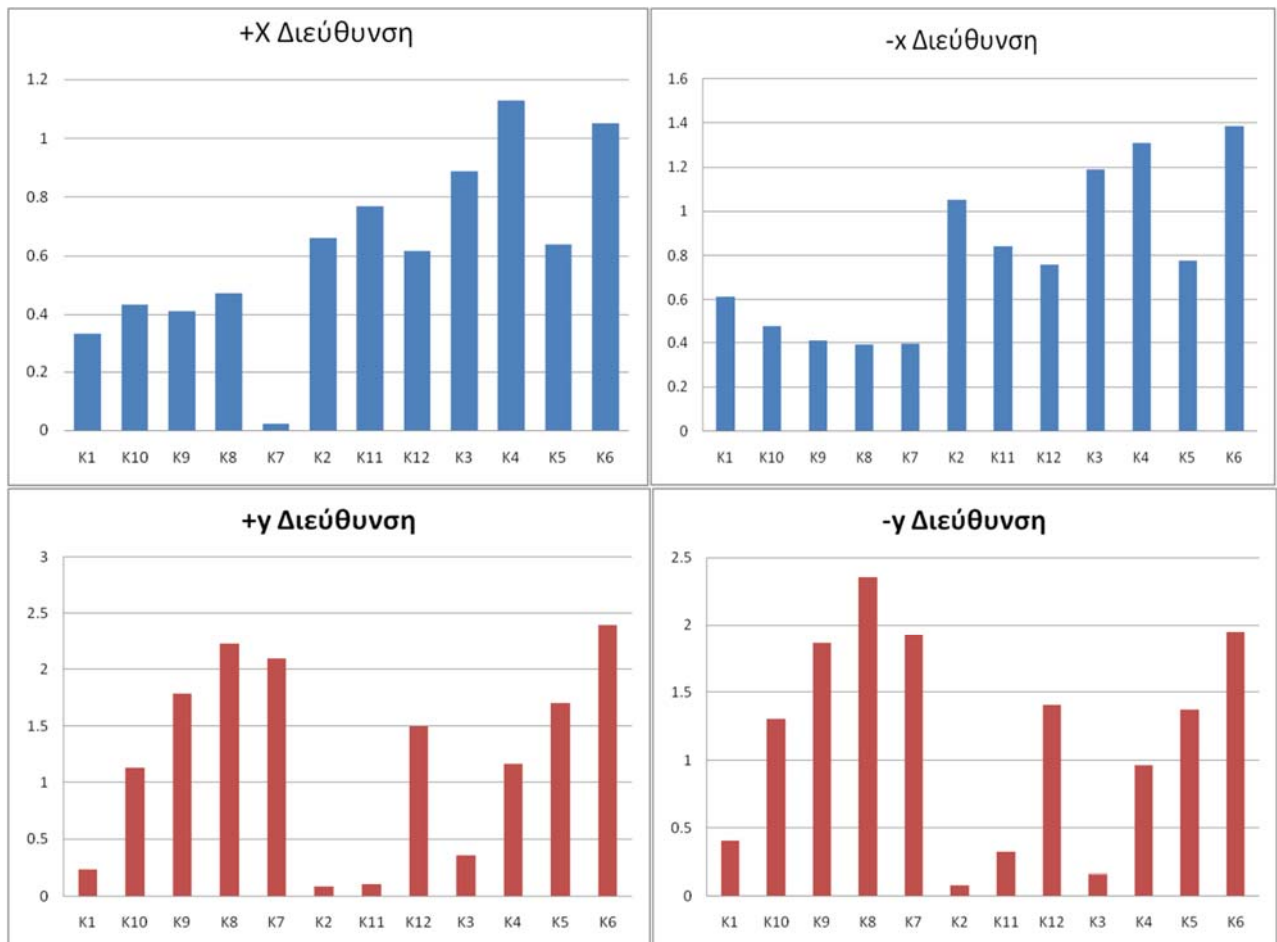
$R_d$ : τιμή σχεδιασμού της διαθέσιμης παραμόρφωσης

- Η  $R_d$  υπολογίζεται με βάση τις μέσες τιμές ιδιοτήτων των υλικών και με  $\gamma_{Rd}=1.5$

$$R_d = \frac{0.5(\theta_y + \theta_u)}{\gamma_{Rd}}$$

- Για τον προσδιορισμό της  $S_d$ , υπολογίζεται σε κάθε άκρο των μελών η τιμή της γωνίας στροφής  $\theta$ , σε μετακίνηση ίση με την στοχευόμενη

Έλεγχος με τον βάση τον δείκτη ανεπάρκειας έγινε μόνο στα υποστυλώματα του πρώτου ορόφου στα οποία παρουσιάζονται αστοχίες. Τα παρακάτω ραβδογράμματα δίνουν μια πιο σαφή εικόνα της ανεπάρκειας των μελών.



Σχήμα 4.5 : Δείκτες ανεπάρκειας μελών

Από τα παραπάνω ραβδογραφήματα προκύπτει ότι δυσμενέστερη διεύθυνση είναι η  $-y$  όσον αφορά το βαθμό ανεπάρκειας των μελών, ενώ η δυσμενέστερη διεύθυνση όσον αφορά το πλήθος στοιχείων που αστοχούν είναι η  $y$  διεύθυνση του σεισμού.

## 5. ΤΕΧΝΙΚΕΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ

### 5.1 Ενίσχυση με μανδύες ινοπλισμένων πολυμερών (FRP)

#### 5.1.1 Γενικά

Μια από τις πιο ραγδαίες τεχνολογικές εξελίξεις των τελευταίων δεκαπέντε ετών στον κατασκευαστικό κλάδο είναι η χρήση συνθετικών υλικών όπως ινοπλισμένα πολυμερή. Αυτή η τεχνική ενίσχυσης γνώρισε μεγάλη ανταπόκριση στον κατασκευαστικό κλάδο λόγω των σημαντικών πλεονεκτημάτων στις ιδιότητες τους. Τα κυριότερα από αυτά είναι η εξαιρετικά υψηλή εφελκυστική αντοχή τους (πολλαπλάσιο του κοινού χάλυβα), ανθεκτικότητα τους σε διάβρωση, το χαμηλό τους βάρος, η τοποθέτησή τους δεν απαιτεί βαρύ εξοπλισμό, είναι διαθέσιμα σε μεγάλα μήκη και σε συνδυασμό με τη μεγάλη ευκαμψία τους η τεχνική της ενίσχυσης χαρακτηρίζεται από ευκολία και ταχύτητα. Αποτελούν ιδανική περίπτωση ενίσχυσης όταν δεν είναι επιθυμητή η αύξηση των διαστάσεων των υπό ενίσχυση δομικών στοιχείων. Τα σύνθετα υλικά είναι ιδιαίτερα ανταγωνιστικά σε σχέση με τις συμβατικές επεμβάσεις (πχ. επικόλληση χαλυβδοελασμάτων, μεταλλικοί μανδύες) γι' αυτό και η εφαρμογή τους αυξάνεται με ραγδαίους ρυθμούς παρά το υψηλό κόστος των υλικών.

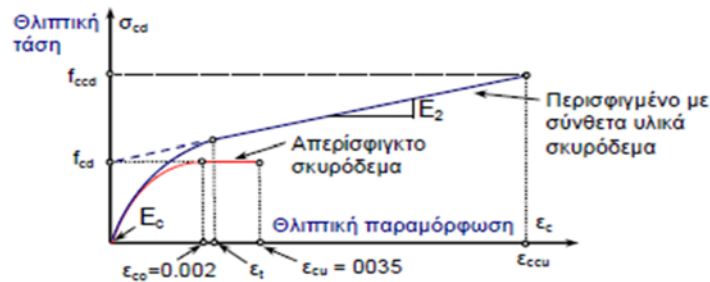
Τα σύνθετα υλικά από ινοπλισμένα πολυμερή, έχουν ως συστατικά τους ίνες υψηλής αντοχής και μέτρου ελαστικότητας, σε παχύρρευστη σκληρυμένη μήτρα. Οι κυριότεροι τύποι ινών είναι :ίνες άνθρακα, ίνες γυαλιού, ίνες αραμιδίου ενώ σε εφαρμογές πολιτικού μηχανικού μπορεί να είναι και ίνες γραφίτη, από καρβίδιο του πυριτίου και ίνες βορίου.



Σχήμα 5.1: Τοποθέτηση μανδύων ινοπλισμένων πολυμερών-Σ. Δρίτσος «Ενισχύσεις-Επισκευές»[6]

### 5.1.2 Διαδικασία ενίσχυσης

Για τον σχεδιασμό του διαγράμματος M-θ θεωρήθηκε ότι το My και το θy μένει σταθερό και υπολογίζεται από τους τύπους το ΚΑΝ.ΕΠΕ που έχουν προαναφερθεί. Αντίθετα το θu και το Mu αλλάζουν, γεγονός το οποίο εξηγείται με το παρακάτω διάγραμμα το οποίο παρουσιάζει την αντοχή του σκυροδέματος σε σχέση με την παραμόρφωση αρχικά θεωρώντας το απερίσφικτο και ύστερα περισφιγμένο με FRP



**Σχήμα 5.2 :** Καμπύλη τάσης παραμόρφωσης για απερίσφικτο και περισφιγμένο μέσω σύνθετων υλικών σκυρόδεμα (Τριανταφύλλου-ενισχύσεις κατασκευών Ο.Σ και φέρουσας τοιχοποιίας με σύνθετα υλικά)[7]

Συμπερασματικά, από την καμπύλη τάσης-παραμόρφωσης και σε συνδυασμό με τους τύπους το ΚΑΝ.ΕΠΕ του παραρτήματος 7, αποδεικνύεται ότι τα μεγέθη στην διαρροή παραμένουν σταθερά ενώ στην θραύση μεταβάλλονται σημαντικά

Σύμφωνα με τον ΕΚ8-3 (2005) λαμβάνεται

$$\theta_{um} = 0.016 \cdot (0.3^v) \left[ \frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01, \omega)} f_c \right]^{0.225} \cdot (a_s)^{0.35} \cdot 25^{\left( a \rho \frac{f_{yw}}{f_c} + a_f \rho_f \frac{f_{fe}}{f_c} \right)} (1.25^{100 \rho_d})$$

$$\theta_{um}^{pl} = \theta_u - \theta_y = 0.0145 \cdot (0.25^v) \left[ \frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01, \omega)} f_c \right]^{0.225} f_c^{0.2} \cdot (a_s)^{0.35} \cdot 25^{\left( a \rho \frac{f_{yw}}{f_c} + a_f \rho_f \frac{f_{fe}}{f_c} \right)} (1.275^{100 \rho_d})$$

$$f_{fe} \min(f_f, \varepsilon_{fu} E_f) \left[ 1 - 0.7 \min(f_f, \varepsilon_{fu} E_f) \frac{\rho_{fx}}{f_c} \right]$$

Όπου  $f_f$ ,  $\varepsilon_{fu}$  και  $E_f$  η εφελκυστική αντοχή, η οριακή παραμόρφωση και το μέτρο ελαστικότητας του συνθετικού υλικού, αντίστοιχα. Η συνιστώμενη τιμή του  $\varepsilon_{fu}$  είναι 0.015 για συνθετικά υλικά με ίνες άνθρακα ή αραμιδίου και 0.020 για ίνες γυαλιού.

$\rho_{fx}$  = γεωμετρικό ποσοστό συνθέτων υλικών παράλληλα στην διεύθυνση x

$s_h$  = απόσταση συνδετήρων

$f_{yw}$  = τάση διαρροής συνδετήρων

$f_{fe}$  = ενεργή αντοχή μανδύα συνθέτων υλικών

$\rho_d$  = γεωμετρικό ποσοστό τυχόν δισδιαγώνιου οπλισμού

$a_f$  = συντελεστής αποδοτικότητας της περίσφιγξης με σύνθετα υλικά

$a$  = συντελεστής αποδοτικότητας της περίσφιγξης με συνδετήρες, ίσος με

$$\alpha = \left( 1 - \frac{s_h}{2b_0} \right) \left( 1 - \frac{s_h}{2h_0} \right) \left( 1 - \frac{\sum b_i^2}{6b_0 h_0} \right)$$



Επίσης μεταβάλλεται και η παραμόρφωση αστοχίας του περισιγμένου σκυροδέματος η οποία χρησιμοποιείται για την εύρεση του  $M_u$ .

Περίσφιξη ΙΟΠ με ίνες άνθρακος

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.0035(f_{cc}:f_c)^2 = 0.0035(1 + K)^2 \quad (\text{βλ. Εξίσωση 8.20 ΚΑΝ.ΕΠΕ 2017})$$

Περίσφυξη ΙΟΠ με ίνες γυαλιού

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.007(f_{cc}:f_c)^2 = 0.007(1 + K)^2 \quad (\text{βλ. Εξίσωση 8.20 ΚΑΝ.ΕΠΕ 2017})$$

$$\text{Όπου } K = 3.5\Lambda^{\frac{3}{4}} \text{ και } \Lambda = \alpha\rho_{jx} \frac{f_{ju}}{f_c}$$

$$f_{cc} = (1 + K) \cdot f_c \quad (\text{βλ. Εξίσωση 8.18 ΚΑΝ.ΕΠΕ 2017})$$

### 5.1.3 Διαστασιολόγηση ενίσχυσης

Για την ενίσχυση της παρούσας κατασκευής επιλέχθηκαν μανδύες FRP από άνθρακα μέτρου ελαστικότητας  $E=225\text{GPa}$ , εφελκυστική αντοχή  $f_{fd}=3500\text{MPa}$ , ενεργή αντοχή σχεδιασμού  $f_{fde}=0.8 \times 3500=2800\text{MPa}$  πλάτος υφάσματος  $b=60\text{cm}$  και πάχους  $0.12\text{mm}$  στα μικρών διαστάσεων υποστυλώματα, ενώ στα μεγάλα χρησιμοποιήθηκαν μανδύες πάχους  $0.24\text{mm}$ . Παρακάτω παρουσιάζεται πίνακας με τον αριθμό των στρώσεων που χρησιμοποιήθηκαν.

Υποστυλώματα	Πάχος στρώσεων(mm)	Αριθμός στρώσεων
K1	0.12	3
K2	0.24	2
K3	0.12	3
K4	0.12	3
K5	0.12	3
K6	0.12	3
K7	0.24	3
K8	0.12	3
K9	0.12	3
K10	0.12	3
K11	0.24	2
K12	0.24	3

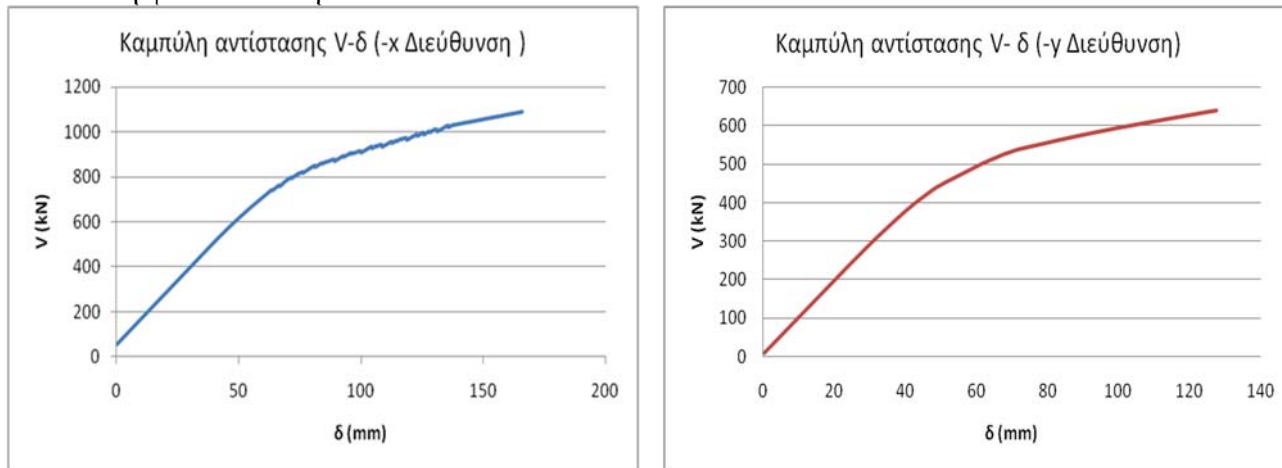
Πίνακας 5.1: Αριθμός στρώσεων ενίσχυσης με FRP

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ όταν το πλήθος των στρώσεων είναι  $k>4$  η εφελκυστική αντοχή πολλαπλασιάζεται με έναν απομειωτικό συντελεστή  $\psi=k^{-1/4}$ . Αλλιώς λαμβάνεται  $\psi=1,0$ . Ωστόσο στην προκειμένη περίπτωση ο αριθμός των στρώσεων  $k<4$ , οπότε η εφελκυστική αντοχή μένει ως έχει.

- ✚ Η αύξηση αυτή που παρατηρείται στο πάχος των μανδύων που τοποθετούνται στα μεγαλύτερα υποστυλώματα εξηγείται από το γεγονός ότι τα δομικά στοιχεία με λόγο πλευρών 1:2 έχουν μεγάλες αδρανειακές περιοχές και ο συντελεστής περίσφιξης  $\alpha_n$  τείνει κοντά στο μηδέν. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα τόσο η παραμόρφωση αστοχίας του

περισφιγμένου σκυροδέματος όσο και η αντοχή του σκυροδέματος, να μην παρουσιάζουν αισθητή αύξηση με την προσθήκη στρώσεων ή αύξηση του πάχους του μανδύα.

Η στοχευόμενη μετακίνηση του φορέα ύστερα από την ενίσχυση δεν μεταβάλλεται. Οι καμπύλες που προκύπτουν από την ανελαστική ανάλυση για την δυσμενέστερη φορά του σεισμού ανά διεύθυνση φαίνονται παρακάτω



Σχήμα 5.3: Καμπύλες αντίστασης V-δ

## 5.2 Ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος

### 5.2.1 Γενικά

Η τεχνική της αύξησης των διαστάσεων της διατομής με κατασκευή μανδύα από οπλισμένο σκυρόδεμα αποτελεί την συνηθέστερη μέθοδο ενίσχυσης υφιστάμενων υποστυλωμάτων που εμφανίζουν ανεπάρκεια όσον αφορά την αντοχή, τη δυσκαμψία και την πλαστιμότητά τους.

Η τεχνική περιλαμβάνει την αύξηση της διατομής του υποστυλώματος με νέο σκυρόδεμα και νέους διαμήκεις και εγκάρσιους οπλισμούς περιμετρικά και μπορεί να εκτείνεται είτε σε όλο το μήκος του υποστυλώματος (ολικός μανδύας) είτε σε ένα μόνο τμήμα του (τοπικός μανδύας). Ακόμη ο μανδύας μπορεί να περιβάλλει ολόκληρη την διατομή ( κλειστός μανδύας) η τμήμα αυτής (ανοιχτός μανδύας) σε περιπτώσεις υποστυλωμάτων τα οποία είναι στα όρια με άλλη οικοδομή

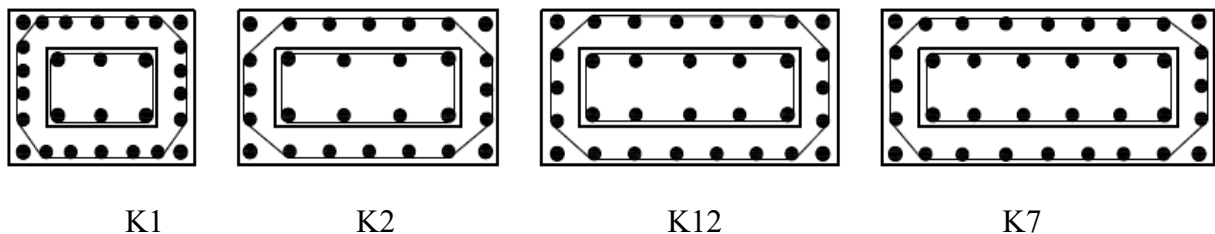
Τα κυριότερα πλεονεκτήματα που παρουσιάζει η συγκεκριμένη μέθοδος είναι αφενός ότι δεν μεταβάλλεται η αρχιτεκτονική όψη της ενισχυμένης κατασκευής, αφετέρου αυξάνεται ο βαθμός της πυροπροστασίας. Επίσης, συντελεί στην μείωση της λυγηρότητας, καθώς και στην αύξηση της δυσκαμψίας της διατομής.



Σχήμα 5.4: Τοποθέτηση μανδυών οπλισμένου σκυροδέματος-Σ. Δρίτσος «Ενισχύσεις-Επισκευές»[6]

### 5.2.2 Διαστασιολόγηση ενίσχυσης

Για τους μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα C20/25 , χάλυβας οπλισμού οπλισμού S500, και για τους συνδετήρες S220. Ο μανδύας που χρησιμοποιήθηκε είναι κλειστός πάχους  $t=10\text{cm}$ . Η διάταξη του οπλισμού φαίνεται παρακάτω. Οι γωνιακές ράβδοι όλων των μανδύων των υποστυλωμάτων είναι διατομής Φ18 ενώ οι εσωτερικές Φ16. Οι συνδετήρες που χρησιμοποιήθηκαν είναι Φ10/100. . Ενίσχυση απαιτήθηκε μόνο στα υποστυλώματα του πρώτου ορόφου



Σχήμα 5.5: Οπλισμός μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος

Οι διάταξη του οπλισμού στους μανδύες είναι με τέτοιον τρόπο ώστε να ικανοποιούνται οι παρακάτω κατασκευαστικές διατάξεις:

Κατασκευαστικές διατάξεις για διαμήκη οπλισμό

$$\rho_{\min}=1\% , A_{s,\min}=\rho_{\min} \cdot A_c$$

$$\rho_{\max}=4\% , A_{s,\max}=\rho_{\max} \cdot A_c$$

τουλάχιστον τρεις ράβδοι ανά πλευρά

απόσταση ράβδων (που συγκρατούνται από γωνία συνδετήρα) $<150$

απόσταση ράβδων (που δεν συγκρατούνται από γωνία συνδετήρα) $<150$

$C_v, C_h \geq \max(20\text{mm}, \text{διάμετρος μεγαλύτερης ράβδου}, \max \text{κόκκος} + 5)=35\text{mm}$

Κατασκευαστικές διατάξεις για συνδετήρες

$$L_{cr}=\max\{1.5h, 1.5b_c, 0.6, H_{cr}/5\}$$

Εκτός κρισίμων περιοχών:

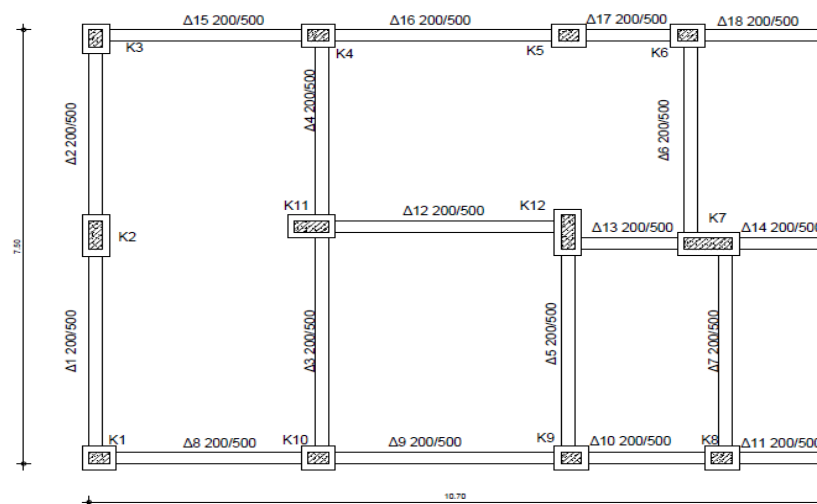
$$d_{bw} > \max\{6\text{mm}, d_{bl}/4\}$$

$$s_w < \min\{12 d_{bl}; 0.6h_c; 0.6b_c; 240\}$$

Εντός κρισίμων περιοχών:

$$d_{bw} > \max\{6\text{mm}, d_{bl}/0.4 \sqrt{f_{yd}/f_{ywd}} d_{bl}\}$$

$$s_w < \min\{6 d_{bl}; b_0/3; 125\}$$

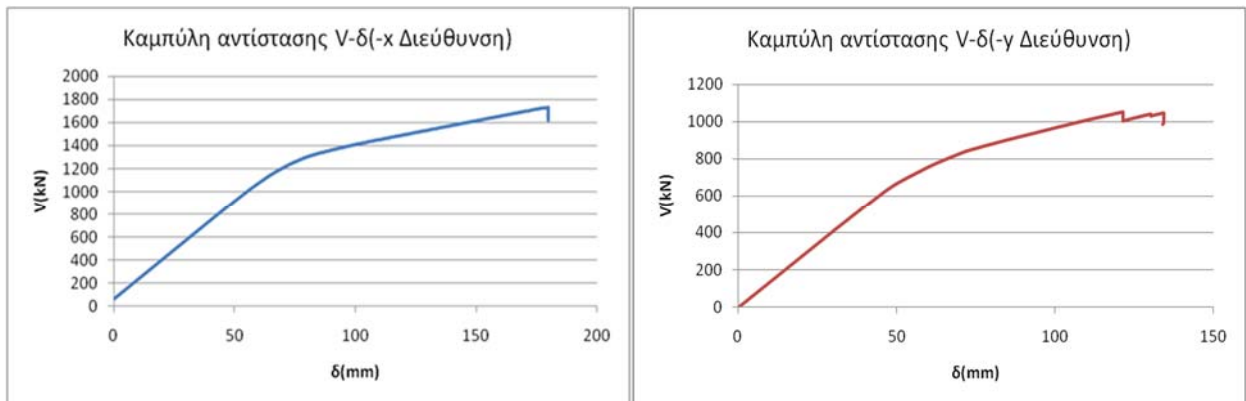


Σχήμα 5.6: Κάτοψη ισογείου ύστερα από ενίσχυση με μανδύες Ο.Σ

Στην προκειμένη περίπτωση η ιδιοπερίοδος αλλάζει με αποτέλεσμα να μεταβάλλεται και η στοχευόμενη μετακίνηση του φορέα για κάθε διεύθυνση. Με την ίδια διαδικασία που προαναφέρθηκε προκύπτουν τα εξής:

Ιδιοπερίοδος	Διεύθυνση σεισμού	Στοχευόμενη μετακίνηση $\delta(t)$
$T_x=0.522\text{sec}$	+x	61.5mm
-	-x	60.0mm
$T_y=0.565\text{sec}$	+y	66.7mm
-	-y	64.3mm

**Πίνακας 5.2:** Στοχευόμενη μετακίνηση



**Σχήμα 5.7:** Καμπύλες αντίστασης V- $\delta$

### 5.3 Ενίσχυση με τοιχώματα

#### 5.3.1 Γενικά

Η τοιχωματοποίηση φατνωμάτων πλαισίων είναι μια μέθοδος ευρέως χρησιμοποιημένη ιδιαίτερα σε περιπτώσεις όπου οι απαιτήσεις για αύξηση της δυσκαμψίας είναι μεγάλη, όπως για παράδειγμα σε κατασκευές με ανοιχτά ισόγεια (τύπου pilotis). Σε αυτόν τον τρόπο ενίσχυσης δημιουργούνται μανδύες σκυροδέματος γύρω από τα υποστυλώματα έτσι ώστε να ενσωματωθούν στα φατνώματα οπλισμένου σκυροδέματος που κατασκευάζονται. Η τεχνική αυτή απαιτεί εξασφάλιση σύνδεσης με το περιβάλλον πλαισίωμα. Το πάχος της εμφάντωσης μπορεί να είναι μικρότερο, ίσο ή μεγαλύτερο από το πλάτος της δοκού. Στην συνέχεια για την όπλιση των νέων τοιχωμάτων που δημιουργούνται ακολουθούνται οι διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 [5]. Σε περίπτωση που η κατασκευή βρίσκεται σε όριο ιδιοκτησίας, τότε το φάτνωμα μπορεί να καλύπτει μόνο τις τρεις πλευρές του υποστυλώματος.

#### 5.3.2 Διαστασιολόγηση ενίσχυσης

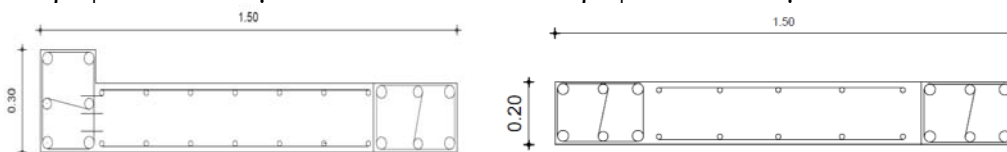
Για την ενίσχυση του φορέα χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα C16/20, χάλυβας οπλισμού S400 και συνδετήρων S220. Για την σύνδεση του παλιού υποστηλώματος με το τοίχωμα χρησιμοποιήθηκαν βλήτρα. Οπλισμός τοιχωμάτων:

κορμός :  $\Phi 8/160$

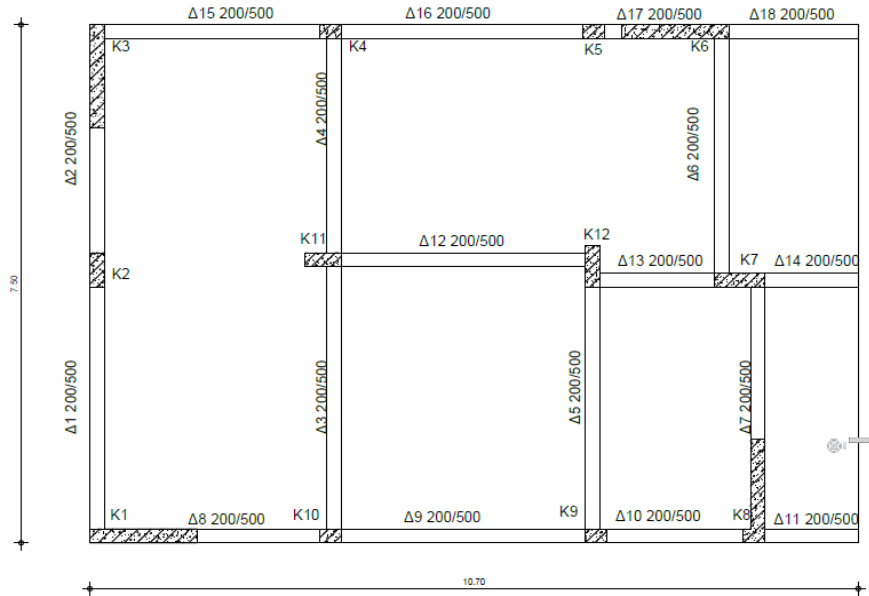
Κρυφά υποστυλώματα:  $4\Phi 18+2\Phi 16$

κορμός :  $\Phi 8/200$

Κρυφά υποστυλώματα:  $4\Phi 18+2\Phi 16$



**Σχήμα 5.8:** Οπλισμός τοιχωμάτων ενίσχυσης

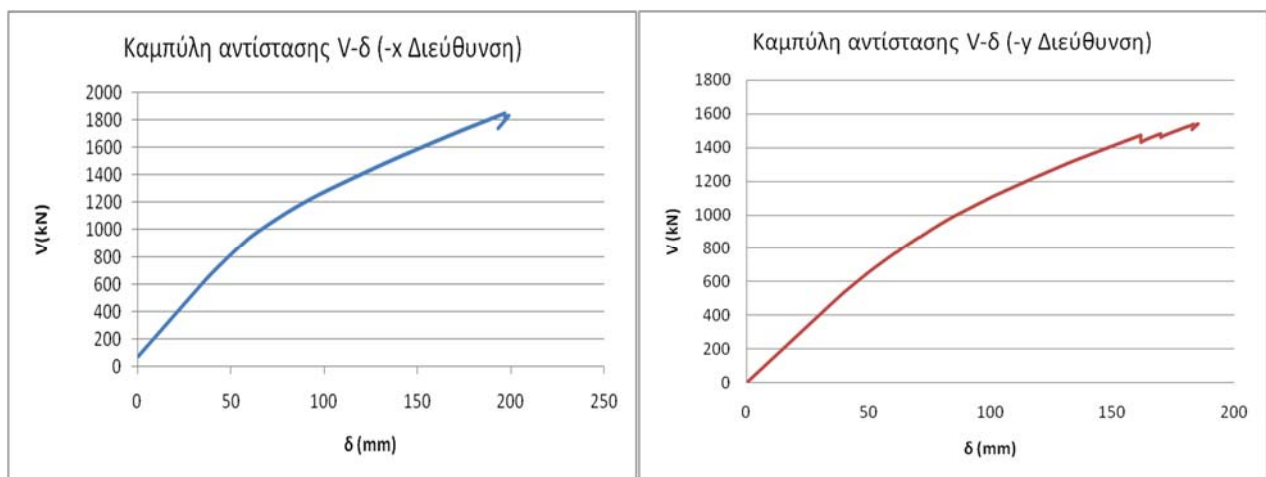


Σχήμα 5.9: Κάτοψη ισογείου ύστερα από ενίσχυση με τοιχώματα

Επιπλέον η νέα ιδιοπερίοδος ανά διεύθυνση και η στοχευόμενη μετακίνηση παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα:

Ιδιοπερίοδος	Διεύθυνση σεισμού	Στοχευόμενη μετακίνηση δ(t)
$T_x=0.59\text{sec}$	+x	70.0mm
-	-x	66.7mm
$T_y=0.58\text{sec}$	+y	71.7mm
-	-y	69.0mm

Πίνακας 5.3: Στοχευόμενη μετακίνηση



Σχήμα 5.10: Καμπύλες αντίστασης V-δ

#### 5.4 Ενιαίος δείκτης συμπεριφοράς ( q )

Ο ενιαίος δείκτης συμπεριφοράς q ενός δομήματος, διαμορφώνεται από το γινόμενο του παράγοντος υπεραντοχής  $q_v$  και του παράγοντος πλαστιμότητας  $q_\pi$ . Η σχέση που ισχύει είναι παρακάτω

$$q = q_v \times q_\pi$$

Ο παράγων υπεραντοχής ( $q_v$ ), που εκφράζεται σε όρους δύναμης, ισούται με τον λόγο της σεισμικής δύναμης τέμνουσας (τέμνουσας βάσεως)  $V_u$  που οδηγεί σε γενικευμένη διαρροή πολλών δομικών στοιχείων, ως προς την δύναμη  $V_1$  που οδηγεί σε διαρροή (γενικώς από κάμψη) του πρώτου δομικού στοιχείου (οποιοδήποτε, αλλά κυρίως πρωτεύοντος και μάλιστα του κρίσιμου ορόφου)

$$q_v = \frac{V_u}{V_1} \quad (1)$$

Η τιμή της  $q_\pi$  μεταβάλλεται αναλόγως της ιδιοπεριόδου του κτιρίου. Για πολύ μικρές T ισχύει  $q_\pi \cong 1$  ενώ για μεγαλύτερες T (μετά την κορυφή, το μέγιστο του φάσματος επιταχύνσεων), δηλ για απόκριση υπό ίση (πρακτικώς) μετακίνηση ισχύει  $q_\pi \cong \mu_d = \mu_\theta$ . Έτσι η σχέση  $q_\pi$  και  $\mu_d$  μπορεί να εκφραστεί ως

$$\text{Για } T \leq T_c \quad \mu_d = 1 + \frac{T_c}{T(q_\pi - 1)} \quad (2)$$

$$\text{Για } T \geq T_c \quad \mu_d = q_\pi, \text{ όπου } \mu_d = \frac{\delta_t}{\delta_y}$$

$\delta_t$  = η οριακή παραμόρφωση αστοχίας (αναλόγως της στάθμης επιτελεστικότητας)

$\delta_y$  = η παραμόρφωση γενικευμένης διαρροής, έναρξης δημιουργίας μαλακού ορόφου.

Από διγραμμικοποίηση των καμπυλών αντίστασης με το πρόγραμμα Bilin, προκύπτει το  $\delta_y$  και το  $V_y$ .

	Αρχικός φορέας		Ενίσχυση με FRP		Ενίσχυση με μανδύες Ο.Σ		Ενίσχυση με τοιχώματα	
	x	y	x	y	x	y	x	y
<b><math>V_{u,i}</math> (kN)</b>	870	723	827	513.49	1491.91	895.35	1441.61	1898.7
<b><math>V_{y,i}</math> (kN)</b>	492	415	942	236.01	916.68	429.00	609.8	454.35
<b><math>\delta_{y,i}</math> (mm)</b>	71.9	66	67.74	55	91	65.8	85	92
<b><math>\delta_{t,i}</math> (mm)</b>	73	68.97	138.9	103	80	67	81.67	70.88
<b>q</b>	1.79	1.686	3.440	3.863	1.431	2.4109	2.272	3.219

Πίνακας 5.4: Ενιαίος δείκτης συμπεριφοράς σε κάθε φορέα

Από τα παραπάνω, γίνεται αντιληπτό ότι ο ενιαίος δείκτης συμπεριφοράς έπειτα από την ενίσχυση παρουσιάζει αύξηση. Την μεγαλύτερη αύξηση παρουσιάζει ο φορέας που ενισχύθηκε με μανδύα ινοπλισμένων πολυμερών (FRP), που συγκεκριμένα στην διεύθυνση x η αύξηση παρατηρήθηκε σε ποσοστό 92% και στην διεύθυνση y η αύξηση έγινε σε ποσοστό 115%. Εξαιρέση αποτέλεσαν οι μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος, όπου παρατηρήθηκε πτώση στον συντελεστή q, η οποία οφείλεται στο γεγονός ότι η πρώτη αστοχία, με βάση την στάθμη επιτελεστικότητας, συμβαίνει στον δεύτερο όροφο (μη ενισχυμένος), και σε μικρή μετακίνηση σε σχέση με την γενικευμένη διαρροή των μελών. Ωστόσο τα παραπάνω αποτελέσματα αναφέρονται για Β στάθμη επιτελεστικότητας. Ενδιαφέρον παρουσιάζει η σύγκριση των αποτελεσμάτων αυτών με τα q που προκύπτουν σε επίπεδο κατάρρευσης της κατασκευής. Τα δεδομένα προκύπτουν ύστερα από διγραμμικοποίηση με την χρήση του Bilin.

	Αρχικός φορέας		Ενίσχυση με FRP		Ενίσχυση με μανδύες Ο.Σ		Ενίσχυση με τοιχώματα	
	x	y	x	y	x	y	x	y
<b>V<sub>u,i</sub> (kN)</b>	910	580	942	600	1600	988.4	1591.61	2034.55
<b>V<sub>y,i</sub> (kN)</b>	850	520	800	513.49	1491.91	895.35	1441.67	1898.7
<b>δ<sub>y,i</sub> (mm)</b>	81	57	70	55	80	65.8	85	111
<b>δ<sub>t,i</sub> (mm)</b>	145	96	169	130	180	134	193.085	202
<b>q</b>	1.916	1.878	2.807	2.537	2.507	2.259	2.317	1.95

**Πίνακας 5.5:** Ενιαίος δείκτης συμπεριφοράς σε κάθε φορέα

Από την σύγκριση των δύο πινακών φαίνεται ότι το q στον αρχικό φορέα για κατάρρευση της κατασκευής, είναι λίγο μεγαλύτερο από αυτό που προκύπτει για στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές βλάβες». Αντίθετα στην περίπτωση ενίσχυσης με FRP και τοιχώματα το q παρουσιάζει μείωση. Αξιοσημείωτη μεταβολή παρουσιάζει ο ενιαίος δείκτης συμπεριφοράς για ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος, όπου για στάθμη επιτελεστικότητας Β το q υπολογίστηκε μικρότερο από το q του μη ενισχυμένου φορέα, ενώ στην περίπτωση κατάρρευσης της κατασκευής αυξήθηκε σημαντικά.

### 5.5 Έλεγχος επάρκειας σε επίπεδο κατασκευής

Η μέθοδος αυτή επικεντρώνεται στην αξιολόγηση ολόκληρης της κτιριακής κατασκευής και όχι σε μεμονωμένα μέλη. Στόχος της μεθόδου είναι να υπολογιστεί η επιτάχυνση του σεισμού κατά την οποία επαρκούν όλα τα μέλη του φορέα για στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές βλάβες» και ύστερα να συγκριθεί με την μέγιστη εδαφική επιτάχυνση της εκάστοτε γεωγραφικής τοποθεσίας, όπως αυτή προκύπτει από το εθνικό προσάρτημα. Ο δείκτης ανεπάρκειας ( $\lambda$ ) εκφράζεται ως το πηλίκο της επιτάχυνσης της γεωγραφικής τοποθεσίας της κατασκευής προς την οριακή επιτάχυνση για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας.

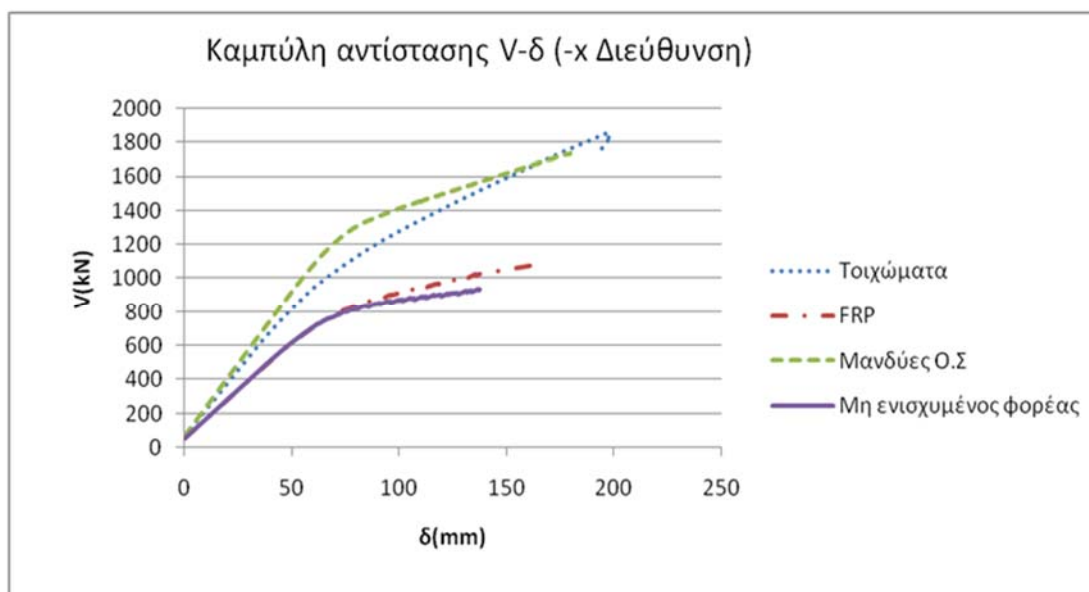
$$\lambda = \frac{\alpha_g}{\alpha_i}$$

Κτίριο	Διεύθυνση	Μετακίνηση πριν την πρώτη αστοχία (mm)	Επιτάχυνση γεωγραφικής τοποθεσίας	Επιτάχυνση για Β' στάθμη επιτελεστικότητας	$\lambda$	
<b>Αρχικός φορέας</b>	x	73	0.24	0.21	1.142857	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
	y	68.97	0.24	0.18	1.333333	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
<b>FRP</b>	x	138.9	0.24	0.409	0.586797	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
	y	103	0.24	0.303	0.792079	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
<b>Μανδύες Ο.Σ</b>	x	80	0.24	0.276	0.869565	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
	y	67	0.24	0.247	0.97166	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
<b>Τοιχώματα</b>	x	81.7	0.24	0.286	0.839161	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
	y	70.9	0.24	0.248	0.967742	ΕΠΑΡΚΕΙΑ

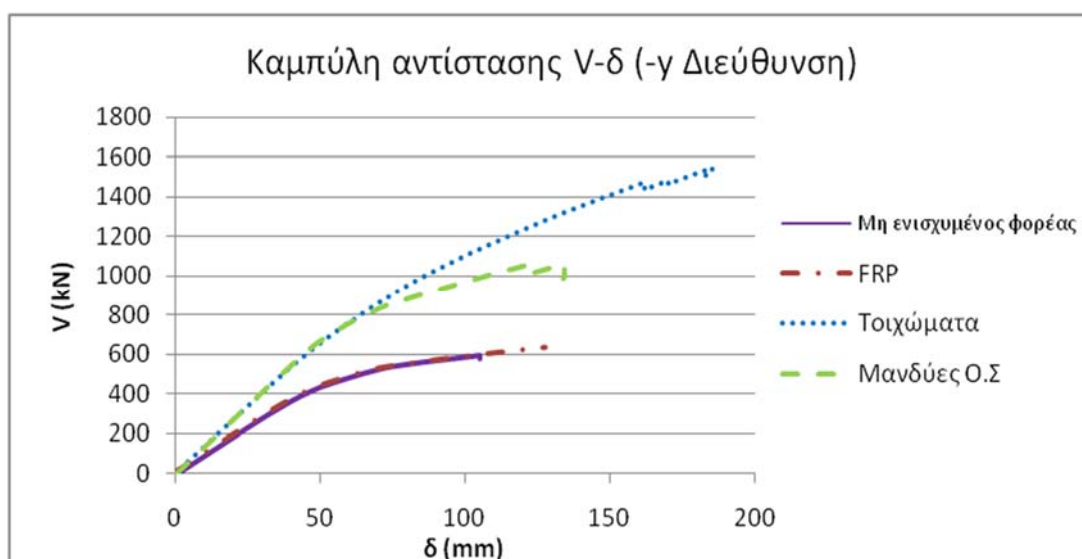
**Πίνακας 5.6:** Δείκτης ανεπάρκειας κατασκευής

Από τα αποτελέσματα που προέκυψαν συμπεραίνουμε ότι το κτίριο χωρίς ενίσχυση παρουσιάζει σημαντική ανεπάρκεια ιδιαίτερα στην y διεύθυνση του σεισμού, ενώ όλοι οι τύποι ενισχύσεων συνέβαλαν σημαντικά στην επάρκεια του κτιρίου. Μεγαλύτερη απόδοση παρουσίασε η ενίσχυση με μανδύες ινοπλισμένων πολυμερών

## 6.ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ



Σχήμα 6.1: Σύγκριση καμπυλών αντίστασης για την -x Διεύθυνση



Σχήμα 6.2: Σύγκριση καμπυλών αντίστασης για την -y Διεύθυνση

**FRP:** Η ενίσχυση με μανδύες από ινοπλισμένα πολυμερή είχε ως αποτέλεσμα την αύξηση της μετακίνησης του κόμβου ελέγχου στην αστοχία ( $\delta_u$ ) ενώ η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου στην διαρροή παρέμεινε σταθερή ( $\delta_y$ ). Αυτό έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση της πλαστιμότητας της κατασκευής. Όσον αφορά την τέμνουσα βάσης στην διαρροή παραμένει επίσης σταθερή ενώ η τέμνουσα βάσης στην αστοχία αυξάνεται ελάχιστα. Τέλος η δυσκαμψία όπως ήταν αναμενόμενο παρέμεινε σταθερή.

**Μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος :** Η ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος του φορέα είχε ως αποτέλεσμα την αύξηση τόσο της μετακίνησης του κόμβου ελέγχου στην αστοχία όσο και της τέμνουσας βάσης στην διαρροή και στην αστοχία. Η πλαστιμότητα και η δυσκαμψία αυξήθηκαν σημαντικά.



**Τοιχώματα:** Η ενίσχυση με τοιχοματοποίηση του φορέα είχε ως αποτέλεσμα επίσης την αύξηση της μετακίνησης του κόμβου ελέγχου στην αστοχία και της τέμνουσας βάσης στην διαρροή και στην αστοχία. Επίσης, όπως και στην ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος, παρατηρήθηκε αύξηση στην πλαστιμότητα και στην δυσκαμψία της κατασκευής.

### Γενικά συμπεράσματα

- Στην ανελαστική ανάλυση η επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών δεν θεωρήθηκε σημαντική για να χρησιμοποιηθεί στην συνέχεια μια συμπληρωματική ανελαστική δυναμική ανάλυση.
- Η στοχευόμενη μετακίνηση έπειτα από την ενίσχυση παρέμεινε σταθερή για τον ενισχυμένο φορέα με μανδύα ινοπλισμένων πολυμερών, ενώ μειώθηκε αισθητά στην περίπτωση μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος και τοιχωμάτων. Το γεγονός αυτό οφείλεται στην αύξηση της δυσκαμψίας του φορέα.
- Οι τοιχοπληρώσεις λειτουργούν με ευμένεια στην κατασκευή, αυξάνουν την αντοχή σε τέμνουσα και την πλαστιμότητα, και συντελούν στην μείωση του πλήθους των αστοχιών των μελών.
- Αστοχία παρατηρείται μόνο στα υποστυλώματα και όχι στα δοκάρια, γεγονός που οφείλεται στην απουσία ικανοτικού σχεδιασμού στα κτίρια εκείνης της εποχής. Επιπλέον τα δοκάρια έχουν μεγάλες διαστάσεις σε σχέση με υποστυλώματα και στο πάνω πέλμα των δοκών στις στηρίξεις υπάρχει πρόσθετος οπλισμός από την πλάκα, που προκύπτει από το συνεργαζόμενο ημιπλάτος σε εφελκυσμό της πλάκας.
- Ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος έγινε μόνο στα υποστυλώματα του πρώτου ορόφου, ενώ με μανδύες ινοπλισμένων πολυμερών και τοιχώματα έγινε και στους δύο ορόφους.
- Ο ενιαίος δείκτης συμπεριφοράς  $q$  αυξάνεται σημαντικά έπειτα από την ενίσχυση, γεγονός αναμενόμενο, εφόσον αυξήθηκε η πλαστιμότητα του φορέα. Εξάιρεση αποτέλεσε ο φορέας που ενισχύθηκε με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος στον οποίο προκλήθηκε αστοχία μέλους στον δεύτερο όροφο (μη ενισχυμένος όροφος), πριν την γενικευμένη διαρροή των μελών
- Ο δείκτης ανεπάρκειας σε επίπεδο κατασκευής απέδειξε ότι ο μη ενισχυμένος φορέας δεν επαρκεί για σεισμική επιτάχυνση 0.24g, ενώ έπειτα από ενίσχυση ο φορέας επαρκεί στα  $f_{fr}$  για σεισμική επιτάχυνση 0.303g, στους μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος για 0.247g και τέλος για τοιχώματα για 0.248g.
- Από τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την αποτίμηση του ενισχυμένου φορέα σε έκαστη περίπτωση συμπεραίνουμε ότι όλοι οι τρόποι ενίσχυσης είναι αποτελεσματικοί. Η ενίσχυση με μανδύες ινοπλισμένων πολυμερών (FRP) επιφέρουν μεγάλη αύξηση στην πλαστιμότητα, ενώ οι μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος και τα τοιχώματα επιφέρουν αύξηση τόσο στην πλαστιμότητα όσο και στην τέμνουσα βάσης διαρροής και αστοχίας ενώ παράλληλα αυξάνουν την δυσκαμψία. Η επιλογή της ενίσχυσης είναι στην κρίση του μηχανικού συνυπολογίζοντας και κάποιες άλλες παραμέτρους, όπως η οικονομία και η δυσκολία στην εφαρμογή της κάθε ενίσχυσης.

## 7. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Σφακιανάκης Μ.Γ. (2015), ‘‘Πρόγραμμα ΒΙΑΧ: Οδηγίες χρήσης’’, Πάτρα
- [2] Σφακιανάκης Μ.Γ. (2013), ‘‘Αναλύσεις τύπου Pushover με τα προγράμματα CSi SAP2000, ETABS και ΒΙΑΧ’’, Σημειώσεις, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα
- [3] ΚΑΝ.ΕΠΕ 2013, ‘‘Κανονισμός επεμβάσεων’’
- [4] Μαθήματα Οπλισμένου Σκυροδέματος, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα.
- [5] Πρόγραμμα Bilin, Γιώργος Παναγόπουλος, ΤΕΙ Κεντρικής Μακεδονίας
- [6] Δρίτσος Σ.Η. (2015), ‘‘Επισκευές και ενισχύσεις κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος’’, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα.
- [7] Τριανταφύλλου Α.Χ «Ενισχύσεις κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος και φέρουσας τοιχοποιίας με σύνθετα υλικά»
- [8] ΚΑΝ.ΕΠΕ 2017, ‘‘Κανονισμός επεμβάσεων’’