

Πειραματική διερεύνηση 4-ορόφων πλαισίων ΟΣ
ενισχυμένων με εμφαντούμενα τοιχώματα ΟΣ –
Προτάσεις για τον ΚΑΝΕΠΕ

Τελική Έκθεση

Η. Στρεπέλιας, Ξ. Παλιός, Ε. Μπούσιας, Μ.Ν. Φαρδής, Δ. Μπισκίνης

Πάτρα 2011

Περιεχόμενα

1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	4
2	ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΟΚΙΜΙΩΝ (ΦΑΣΗ 1).....	5
3	ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΠΛΑΙΣΙΑΚΟΥ ΤΜΗΜΑΤΟΣ ΦΟΡΕΑ (ΦΑΣΗ 2).....	8
4	ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΔΟΚΙΜΙΟΥ (ΦΑΣΗ 3)	11
	4.1 <i>Ιδιομορφική ανάλυση.....</i>	<i>11</i>
	4.2 <i>Γραμμική στατική ανάλυση.....</i>	<i>13</i>
	4.3 <i>Διαστασιολογήση σπλισμών φατνωματος</i>	<i>16</i>
	4.4 <i>Διαστασιολογήση συνδέσης φατνωματος – πλαίσιου</i>	<i>18</i>
5	ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ	27
	5.1 <i>Μη γραμμική στατική ανάλυση</i>	<i>27</i>
	5.2 <i>Μη γραμμική δυναμική ανάλυση.....</i>	<i>32</i>
6	ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΔΟΚΙΜΙΟΥ 1 (ΦΑΣΗ 4)	35
	6.1 <i>Κατασκευή δοκιμίου</i>	<i>41</i>
	6.2 <i>Δοκιμές υλικών.....</i>	<i>53</i>
7	ΥΒΡΙΔΙΚΗ ΔΟΚΙΜΗ ΔΟΚΙΜΙΟΥ 1 (ΦΑΣΗ 5)	57
	7.1 <i>Ανακλιζόμενη δοκιμή.....</i>	<i>57</i>
	7.2 <i>Επισκευή δοκιμίου.....</i>	<i>68</i>
	7.3 <i>Υβριδική δοκιμή</i>	<i>71</i>
	7.4 <i>Ανακλιζόμενη δοκιμή.....</i>	<i>84</i>
8	ΔΟΚΙΜΙΟ 2 (ΦΑΣΗ 6).....	92
9	ΥΒΡΙΔΙΚΗ ΔΟΚΙΜΗ ΔΟΚΙΜΙΟΥ 2 (ΦΑΣΗ 7)	105
10	ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΔΙΑΤΑΞΕΩΝ ΚΑΝ.ΕΠΕ. ΜΕ ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ	118
	10.2 <i>Σύγκριση τιμών από τον ΚΑΝΕΠΕ για διατηρητική αντοχή με πειραματικά αποτελέσματα</i>	<i>124</i>
11	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ - ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ	126
	11.1 <i>Αποτελέσματα δοκιμών.....</i>	<i>126</i>

11.2	Συμπεράσματα - Σύγκριση πειραματικών τιμών για ιδιότητες παραμόρφωσης και αντοχής με τιμές από τον ΚΑΝΕΠΕ για μονολιθικό τοίχωμα.....	129
12	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	131

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Τοιχώματα οπλισμένου σκυροδέματος εμφαντούμενα σε πλαίσια αποτελούν τον αποτελεσματικότερο και οικονομικότερο τρόπο ενίσχυσης πολυορόφων κτιρίων Οπλ. Σκυροδέματος, ιδίως αυτών με Pilotis. Ο Ευρωκώδικας 8–Μέρος 3 καλύπτει πλήρως και επαρκώς την ενίσχυση μέσω Ινο-οπλισμένων Πολυμερών (ΙΟΠ) ή μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος, ενώ την προσθήκη εμφαντούμενων τοιχωμάτων την αποσιωπά. Ο ΚΑΝΕΠΕ αναφέρεται στη διαστασιολόγηση των τοιχωμάτων αυτών σε όρους δυνάμεων, χωρίς όμως να δίνει μέσα για τον υπολογισμό των χαρακτηριστικών τους παραμορφώσεων (στη διαρροή και στην αστοχία) και της δυσκαμψίας τους εάν το εμφαντούμενο τοίχωμα δεν μπορεί να θεωρηθεί μονολιθικό με το περιβάλλον πλαίσιο.

Η μέχρι σήμερα πειραματική έρευνα καλύπτει επαρκώς τις άλλες συνήθειες τεχνικές ενίσχυσης – τη χρήση ΙΟΠ και τους μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος – όχι όμως τα εμφαντούμενα πρόσθετα τοιχώματα, για τα οποία η μέχρι σήμερα πειραματική έρευνα δεν στοχεύει στο αναγκαίο αλλά στο εφικτό, έστω και αν αυτό είναι εκτός του πραγματικού στόχου. Η μέχρι σήμερα πειραματική έρευνα τοιχωμάτων εμφαντούμενων σε πλαίσια Οπλ. Σκυροδέματος περιορίζεται ουσιαστικώς σε μονόροφα – το πολύ διώροφα – δοκίμια σε μικρή κλίμακα (συνήθως 1:3 ή και μικρότερη, σπανίως 1:2), λόγω της πρακτικής δυσχέρειας δοκιμής μεγάλων σε διάσταση δοκιμίων με υψηλή αντοχή. Σε πολυόροφα τοιχώματα δεν ισχύουν τα συμπεράσματα και οι κανόνες που έχουν εξαχθεί από δοκιμές μονόροφων τοιχωμάτων, ούτε κατ' αναλογία, καθότι:

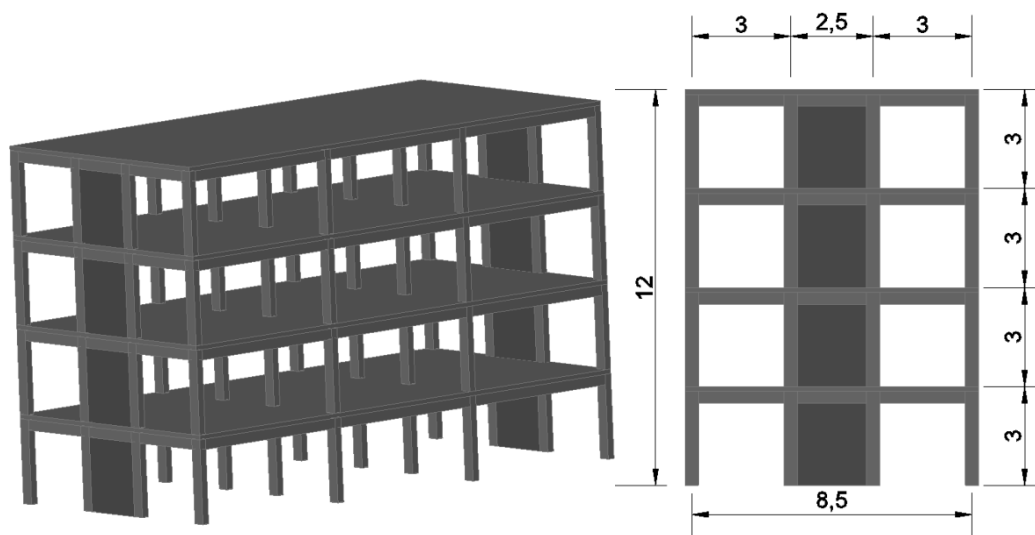
- Χαμηλά δοκίμια έχουν πολύ μικρό λόγο διάτμησης και η συμπεριφορά και η αστοχία τους δεν μπορεί παρά να κυριαρχείται από τη διάτμηση. Αντίθετα, ένα πολυόροφο και λυγηρό τοίχωμα ελέγχεται από την κάμψη και μπορεί εύκολα να διαστασιολογηθεί έτσι ώστε αφενός μεν να σχηματισθεί πλαστική άρθρωση στη βάση του, αφετέρου η διάτμηση να μην επηρεάζει δυσμενώς τη συμπεριφορά.
- Δεν λαμβάνονται υπόψη οι ανώτερες ιδιόμορφες ταλάντωσης του κτιρίου, οι οποίες αυξάνουν τη διατμητική ένταση στους ανώτερους ορόφους μετά το σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης στη βάση.
- Δεν λαμβάνεται υπόψη η αλληλεπίδραση του εμφαντούμενου τοιχώματος με τον υπόλοιπο πλαισιακό φορέα.

Για τους ανωτέρω λόγους, ο στόχος του προγράμματος εντοπίζεται στην διενέργεια δοκιμών

σε τοιχώματα με όσο το δυνατόν περισσότερους ορόφους και μεγάλη λυγηρότητα, λαμβάνοντας υπόψη κατά το εφικτόν την επιρροή του υπόλοιπου φορέα και την αλληλεπίδραση με αυτόν.

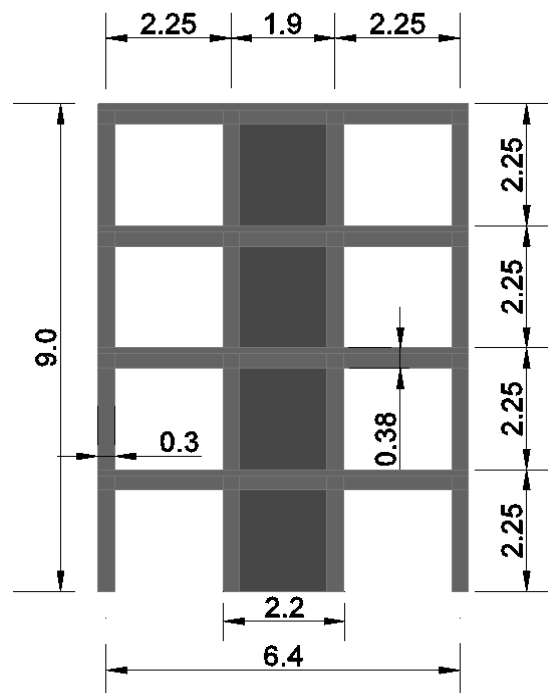
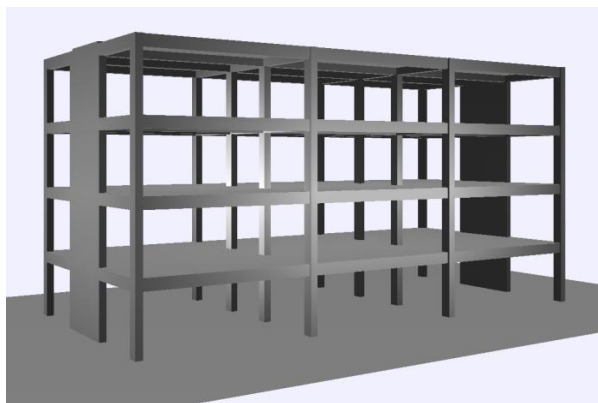
2 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΟΚΙΜΙΩΝ (ΦΑΣΗ 1)

Η ενίσχυση φορέων με εμφάτωση με ΟΣ επιλεγμένων ανοιγμάτων τους αποτελούν τον αποτελεσματικότερο και οικονομικότερο τρόπο ενίσχυσης πολυορόφων κτιρίων Οπλ. Σκυροδέματος, ιδίως αυτών με Pilotis. Για το σχεδιασμό των δοκιμών θεωρήθηκε φορέας ΟΣ με τρία κανονικά ανοίγματα των 6m στη διαμήκη διεύθυνση και τρία ανοίγματα 3.0, 2.5 και 3m στην εγκάρσια διεύθυνση. Τα υποστυλώματα του φορέα είναι διαστάσεων 0.25×0.40m (η μεγάλη διάσταση παράλληλη στη διαμήκη διεύθυνση του φορέα) ενώ οι δοκοί 0.25×0.50m. Δεδομένης της έλλειψης πειραματικών δοκιμών πολύ-όροφων τοιχωμάτων και της επιδίωξης χρήσης του δυνατόν μικρότερου συντελεστή κλίμακας, επελέγη τετραώροφο πλαίσιο στο οποίο υλοποιείται εμφάτωση με οπλισμένο σκυρόδεμα του εσωτερικού ανοίματος (2.50m) στην εγκάρσια διεύθυνση (Σχ. 1).



Σχήμα 1: Φορέας σε φυσική κλίμακα

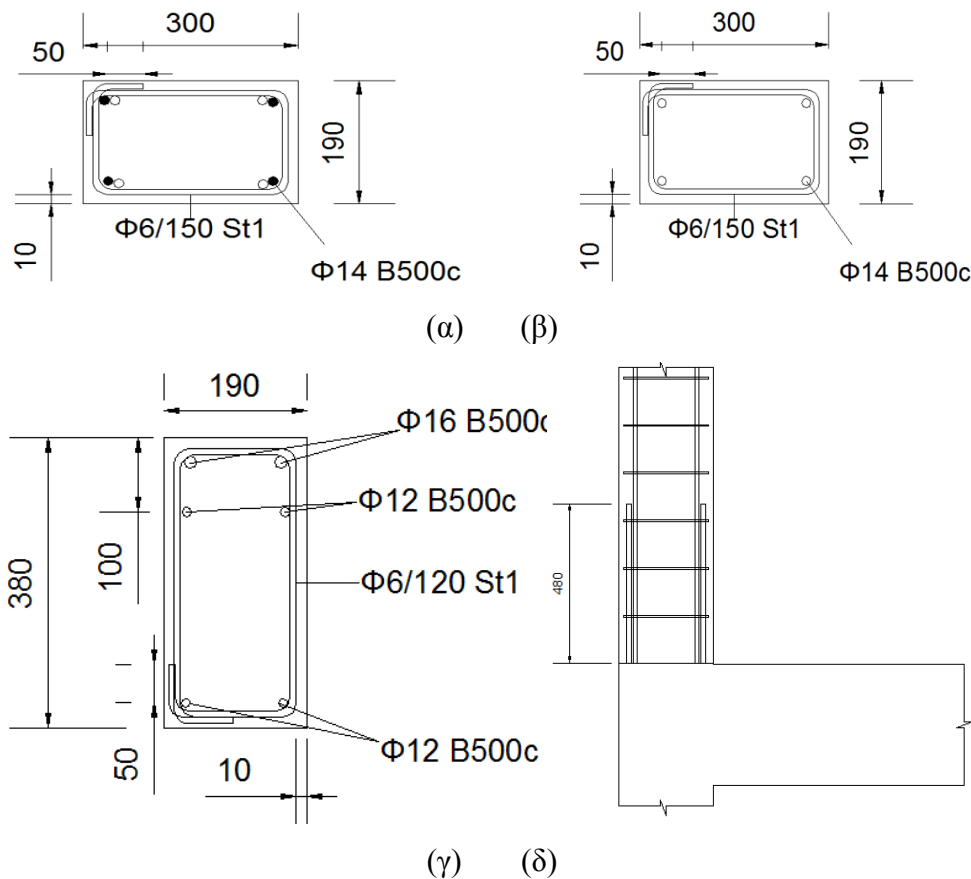
Με βάση τους εργαστηριακούς περιορισμούς οι δοκιμές πραγματοποιούνται σε δοκίμια υπό κλίμακα $\frac{3}{4}$. Επομένως, ο συντελεστής κλίμακας ορίζεται ως $S_L = \frac{S_p}{S_m} = \frac{4}{3}$, όπου p και m δηλώνουν πρωτότυπη και υπο-κλίμακα κατασκευή, αντίστοιχα. Η τελική γεωμετρία καθώς επίσης και η όπλιση του προς δοκιμή φορέα (Σχ. 2) καθορίστηκε με βάση τις αρχές της διαστατικής ανάλυσης. Ο υπο κλίμακα φορέας που προκύπτει αποτελείται από τέσσερα τετραώροφα πλαίσια τριών ανοιγμάτων, με αξονικές αποστάσεις μεταξύ των πλαισίων 4.5m και ύψος ορόφου 2.25m. Τα δύο εξωτερικά ανοίγματα έχουν μήκος 2.25m και το κεντρικό άνοιγμα (το οποίο και θα εμφανωθεί) 1.90m. Τα υποστυλώματα έχουν διαστάσεις 0.30m x 0.19m, οι δοκοί 0.38m x 0.19m και οι πλάκες έχουν πάχος 0.12m. Τελικά τα προκύπτοντα τοιχώματα (συμπεριλαμβανομένων των υφιστάμενων υποστυλωμάτων) έχουν διαστάσεις διατομής 2.2m x 0.19m.



Σχήμα 2: Φορέας υπό κλίμακα 1:0.75

Τα χαρακτηριστικά όπλισης του αρχικού πλαισίου προσομοιάζουν εκείνα υφιστάμενων κατασκευών (αραιοί συνδετήρες, μικρό πάχος επικάλυψης, ανεπαρκές μήκος μάτισης, ασθενεί υποστυλώματα - ισχυρές δοκοί) με συνδυασμό διαμήκους οπλισμού S400 και εγκάρσιου S220. Με δεδομένη την αδυναμία εύρεσης οπλισμού κατηγορίας S400, έγινε αναγωγή σε ποιότητα B500C με βάση τις αρχές της διαστατικής ανάλυσης. Συγκεκριμένα

(βλ. Σχ. 3), ο διαμήκης οπλισμός των υποστυλωμάτων αποτελείται από 4Φ14 κατηγορίας B500C. Οι συνδετήρες αποτελούνται από λείο χάλυβα S220 διαμέτρου Φ6/150mm. Στους οπλισμούς των δοκών συνυπολογίζονται οι οπλισμοί του συνεργαζόμενου πλάτους των πλακών. Οι συνδετήρες αποτελούνται από λείο χάλυβα κατηγορίας S220 Φ6/120mm, στο πάνω και στο κάτω πέλμα τοποθετούνται 2Φ16 και 2Φ12 κατηγορίας B500C αντίστοιχα, ενώ σε απόσταση 100mm από το πάνω πέλμα τοποθετούνται επιπλέον 2Φ12 για να συνυπολογιστεί και ο οπλισμός του κάτω πέλματος των πλακών (η πλάκα δεν συμπεριλαμβάνεται στο δοκίμιο). Όλοι οι συνδετήρες αγκυρώνονται με άγκυστρα 90°. Στη βάση κάθε ορόφου οι διαμήκεις ράβδοι των υποστυλωμάτων ματίζονται σε μήκος $34d_b$ (480mm). Η επικάλυψη των οπλισμών είναι 10mm.



Σχήμα 3: Λεπτομέρεις όπλισης: (α) των υποστυλωμάτων στην βάση ορόφων, (β) των υποστυλωμάτων, (γ) των δοκών, (δ) της περιοχής ματίσεων

3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΠΛΑΙΣΙΑΚΟΥ ΤΜΗΜΑΤΟΣ ΦΟΡΕΑ (ΦΑΣΗ 2)

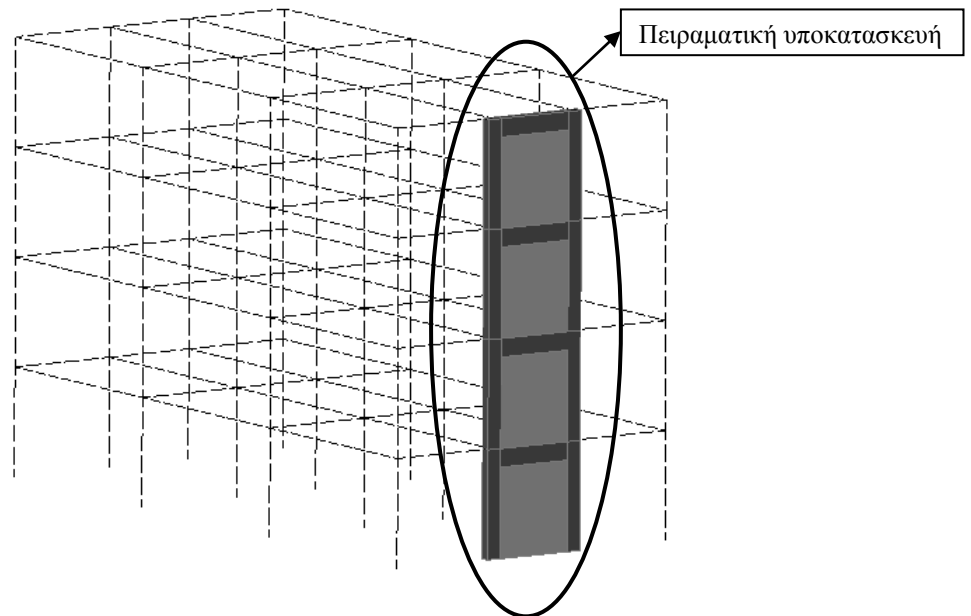
Ο φορέας που περιγράφεται παραπάνω θα δοκιμαστεί πειραματικά με χρήση της ψευδοδυναμικής μεθόδου δοκιμών με υπο – κατασκευές. Η ψευδοδυναμική μέθοδος είναι μια υβριδική μέθοδος κατά την οποία η κατασκευή επιμερίζεται σε ένα τμήμα της το οποίο εξετάζεται αναλυτικά ενώ το υπόλοιπο – το οποίο αποτελεί το τμήμα της κατασκευής η συμπεριφορά του οποίου ενδιαφέρει – αποτελεί το φυσικό δοκίμιο που εξετάζεται εργαστηριακά. Η κατασκευή – δοκίμιο που κατασκευάζεται και τοποθετείται στο εργαστήριο διακριτοποιείται ως ένα σύστημα συγκεντρωμένων μαζών με πεπερασμένο αριθμό βαθμών ελευθερίας. Οι αδρανειακές δυνάμεις καθώς επίσης και οι δυνάμεις απόσβεσης καθορίζονται αναλυτικά ενώ η επιβαλλόμενη διέγερση (επιταχυνσιογράφημα) καθορίζεται αριθμητικά. Κατά την διάρκεια της δοκιμής, η εξίσωση κίνησης επιλύεται με απευθείας βηματική αριθμητική ολοκλήρωση και αποκτάται η μετακίνηση στόχος η οποία για κάθε βήμα επιβάλλεται στο δοκίμιο στατικά από τα υδραυλικά έμβολα, τα οποία είναι προσαρμοσμένα στο δοκίμιο σε θέσεις που συμπίπτουν με τους βαθμούς ελευθερίας. Οι δυνάμεις επαναφοράς που αναπτύσσονται στην κατασκευή λόγω της επιβαλλόμενης μετακίνησης μετρούνται από τις δυναμοκυψέλες των εμβόλων στο τέλος κάθε βήματος και στην συνέχεια χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό της μετακίνησης του επόμενου βήματος. Η χρήση της πειραματικά μετρούμενης δύναμης επαναφοράς, απαλείφει τις ανακρίβειες που θα υπεισέρχονταν με την χρήση οιοδήποτε προσομοιώματος για την περιγραφή της μεταβολής της δυσκαμψίας του δοκιμίου κατά τη δοκιμή.

Λόγω συμμετρίας της κατασκευής που επελέγη εξετάζεται ένα από τα εξωτερικά επίπεδα πλαίσια (τα οποία και παρέχουν το μεγαλύτερο ποσοστό δυσκαμψίας του φορέα). Επιπλέον, εργαστηριακά δοκιμάζεται μόνο το τετράωροφο εμφαντωμένο πλαίσιο (πειραματική υποκατασκευή) ενώ ο υπόλοιπος φορέας προσομοιώνεται αναλυτικά (αναλυτική υποκατασκευή, Σχ. 4) εξασφαλίζοντας την ικανοποίηση των συνθηκών ισορροπίας στα κοινά όρια πειραματικής και αναλυτικής υποκατασκευής.

Η εξίσωση δυναμικής ισορροπίας για ένα σύστημα υποκατασκευών μπορεί να παρασταθεί ως:

$$(M^A + M^E)a + (C^A + C^E)v + r_s^A + r_s^E = f$$

όπου a και v η επιτάχυνση και η ταχύτητα, M και C το μητρώο μάζας και απόσβεσης, αντίστοιχα, r_s η δύναμη επαναφοράς, ενώ οι δείκτες A και E αναφέρονται στο αναλυτικό και πειραματικό τμήμα της κατασκευής, αντίστοιχα. Το μητρώο f παριστά τη δύναμη διέγερσης.



Σχήμα 4: Πειραματική και αναλυτική υποκατασκευή

Για την επίλυση της δυναμικής αυτής εξίσωσης ισορροπίας, χρησιμοποιείται η μέθοδος κεντρικής διαφοράς που ανήκει στην “οικογένεια” μεθόδων ολοκλήρωσης Newmark με παραμέτρους $\beta=0$ και $\gamma=1/2$. Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή σε κάθε χρονικό βήμα i διάρκειας Δt , υπολογίζεται το διάνυσμα της μετακίνησης x του επόμενου βήματος για το σύνολο της κατασκευής βάσει της σχέσης:

$$\mathbf{x}_{i+1} = \mathbf{x}_i + \Delta t \cdot \mathbf{v}_i + \frac{\Delta t^2}{2} \cdot \mathbf{a}_i$$

Στη συνέχεια τα έμβολα επιβάλλουν τις υπολογιζόμενες για κάθε βαθμό ελευθερίας μετακινήσεις στην πειραματική υποκατασκευή και με βάση τις δυναμοκυψέλες των εμβόλων μετράται το διάνυσμα της δύναμης επαναφοράς της πειραματικής υποκατασκευής \mathbf{r}_s^E . Η δύναμη επαναφοράς της αναλυτικής υποκατασκευής \mathbf{r}_s^A υπολογίζεται ως το γινόμενο του ελαστικού μητρώου δυσκαμψίας της αναλυτικής υποκατασκευής επί τις μετακινήσεις των δυναμικών βαθμών ελευθερίας της. Στη συνέχεια υπολογίζεται το διάνυσμα των επιταχύνσεων και ταχυτήτων των δυναμικών βαθμών ελευθερίας με βάση τις σχέσεις:

$$\mathbf{a}_{i+1} = \left(\mathbf{M} + \frac{\Delta t}{2} \cdot \mathbf{C} \right)^{-1} \cdot \left(\mathbf{f}_{i+1} - \mathbf{r}_s^E - \mathbf{r}_s^A - \mathbf{C} \cdot \mathbf{a}_i - \frac{\Delta t}{2} \cdot \mathbf{C} \cdot \mathbf{v}_i \right)$$

$$v_{i+1} = v_i + \frac{\Delta t}{2} \cdot (a_i + a_{i+1})$$

Στην περίπτωση της σχεδιαζόμενης δοκιμής και με την υπόθεση της διαφραγματικής λειτουργίας των πλακών της κατασκευής, έχουμε συνολικά τέσσερις δυναμικούς βαθμούς ελευθερίας (τη μετακίνηση στο επίπεδο του κάθε ορόφου). Το διαγώνιο μητρώο των μαζών υπολογίζεται με βάση το μόνιμα και το οιονεί μόνιμο τμήμα των κινητών φορτίων και έχει τιμή 43375kg για κάθε στοιχείο της κυρίας διαγωνίου. Το μητρώο απόσβεσης αγνοείται δεδομένου ότι η απόσβεση οφείλεται σχεδόν αποκλειστικά στην υστερητική απόκριση του δοκιμίου.

Το ελαστικό μητρώο δυσκαμψίας της αναλυτικής υποκατασκευής, το οποίο πολλαπλασιαζόμενο με τις μετακινήσεις δίνει το διάνυσμα r_s^A , είναι διαγώνιο. Τα στοιχεία της κυρίας διαγωνίου είναι

$$K_{11} = -\frac{11840kN}{m}, K_{22} = -\frac{129kN}{m}, K_{33} = \frac{768kN}{m} \text{ και } K_{44} = \frac{2659kN}{m},$$

όπου ο πρώτος βαθμός ελευθερίας αναφέρεται στη μετακίνηση του πρώτου ορόφου, κοκ. Προκύπτουν από τη γραμμική στατική ανάλυση της Παρ. 4.2 για ανεστραμμένη τριγωνική κατανομή οριζοντίων δυνάμεων ορόφων, συγκεκριμένα από τις σχετικές μετακινήσεις ορόφων και τα οριζόντια φορτία ορόφων που αναλαμβάνουν τα πλαίσια. Τα τελευταία προκύπτουν ως διαφορά της συνολικής τέμνουσας υποστυλωμάτων από όροφο σε όροφο (βλ. Σχ. 9). Το αρνητικό πρόσημο οφείλεται στο γεγονός ότι στα δυαδικά συστήματα το τοίχωμα συγκρατεί τα κατακόρυφα μέλη του πλαισίου επειδή το τελευταίο έχει μεγαλύτερες οριζόντιες σχετικές μεταθέσεις. Το αντίθετο συμβαίνει στους ανώτερους ορόφους.

4 ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΔΟΚΙΜΙΟΥ (ΦΑΣΗ 3)

Για την διαστασιολόγηση τόσο των οπλισμών των τοιχωμάτων όσο και της σύνδεσης αυτών με το περιβάλλον πλαίσιο πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις του φορέα-δοκίμιο στο πρόγραμμα ANSR-UoP. Για την προσομοίωση, οι βάσεις των υποστυλωμάτων θεωρήθηκαν πλήρως πακτωμένες. Οι κόμβοι δοκών – υποστυλωμάτων θεωρούνται άκαμπτοι ενώ έχει επίσης θεωρηθεί διαφραγματική λειτουργία στις στάθμες των ορόφων. Τα τοιχώματα έχουν προσομοιωθεί με ένα γραμμικό μέλος διαστάσεων 2.2m x 0.19m και ύψους όσο το ύψος των ορόφων ενώ θεωρείται ότι λειτουργεί μονολιθικά με το περιβάλλον πλαίσιο.

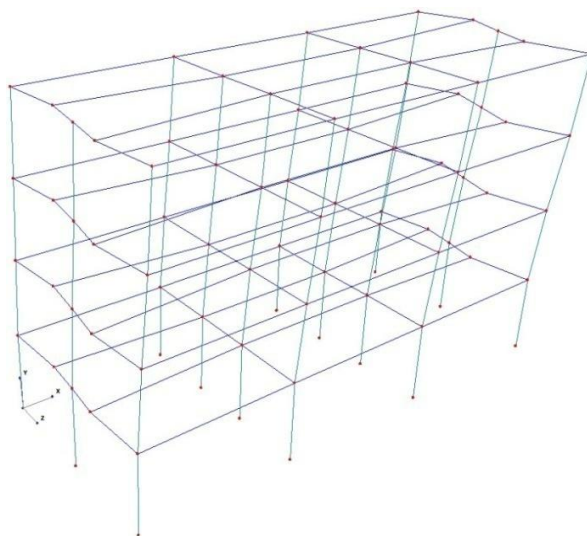
Τα φορτία ορίζονται ως επιφανειακά στις πλάκες και στην συνέχεια κατανέμονται στις δοκούς. Ως μόνιμο φορτίο επιβλήθηκε ένα ομοιόμορφο κατανεμημένο $G=3\text{kN/m}^2$ (επιπλέον του ίδιο βάρους του φορέα) και ως κινητό ένα επίσης ομοιόμορφο κατανεμημένο $Q=1.5\text{kN/m}^2$. Οι μάζες θεωρούνται συγκεντρωμένες στους κόμβους κάθε στάθμης ορόφου και προκύπτουν από τον συνδυασμό δράσεων $G+0.3Q$. Προκύπτει για τον φορέα συνολική μάζα ίση με 347.11t και συγκεκριμένα για τον 1^ο, 2^ο και 3^ο όροφο μάζα ίση με 88.07t και για τον 4^ο όροφο ίση με 82.9t. Στις δοκούς λήφθηκε υπόψη το συνεργαζόμενο πλάτος των πλακών ενώ στις βάσεις των υποστυλωμάτων συνυπολογίστηκαν οι ματίσεις των διαμήκων οπλισμών. Τέλος, θεωρήθηκε σκυρόδεμα με μέση θλιπτική αντοχή ίση με 24MPa και μέτρο ελαστικότητας 30GPa. Η τάση διαρροής του χάλυβα του πλαισίου για τις διαμήκεις ράβδους θεωρήθηκε ίση με 575MPa και για τους συνδετήρες ίση με 280MPa. Η τάση διαρροής του χάλυβα για το τοίχωμα θεωρήθηκε ίση με 575MPa.

4.1 ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

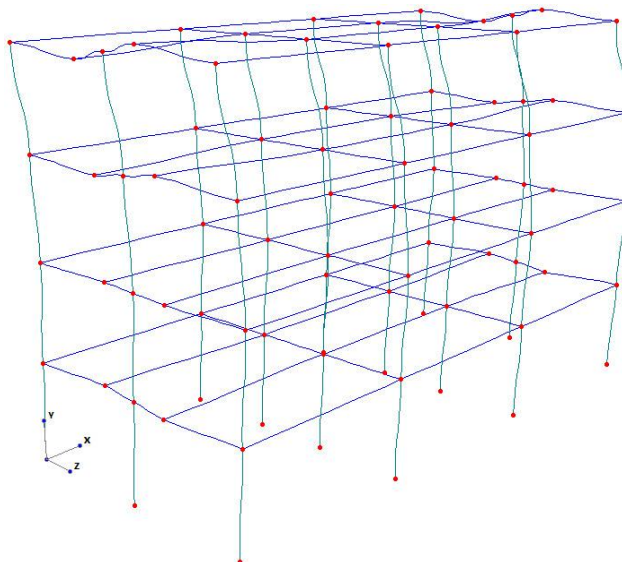
Οι σημαντικότερες ιδιομορφές που προέκυψαν κατά την ανάλυση στην διεύθυνση παράλληλα στα τοιχώματα φαίνονται στα Σχ. 5, 6 και 7, ενώ οι αντίστοιχες ιδιοσυχνότητες συνοψίζονται στον Πίνακα 1.

Πίνακας 1: Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης

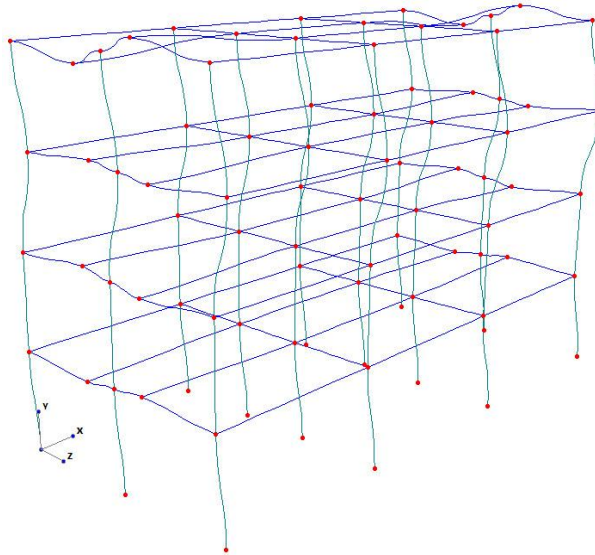
Ιδιομορφή	Περίοδος (sec)	Συντελεστής συμμετοχής	Ενεργή ιδιομορφική μάζα (%)
2η	0.6114	16.08	74.53
6η	0.1783	6.85	13.54
7η	0.0865	4.73	6.45



Σχήμα 5: 2η ιδιομορφή, $T=0.6114\text{sec}$



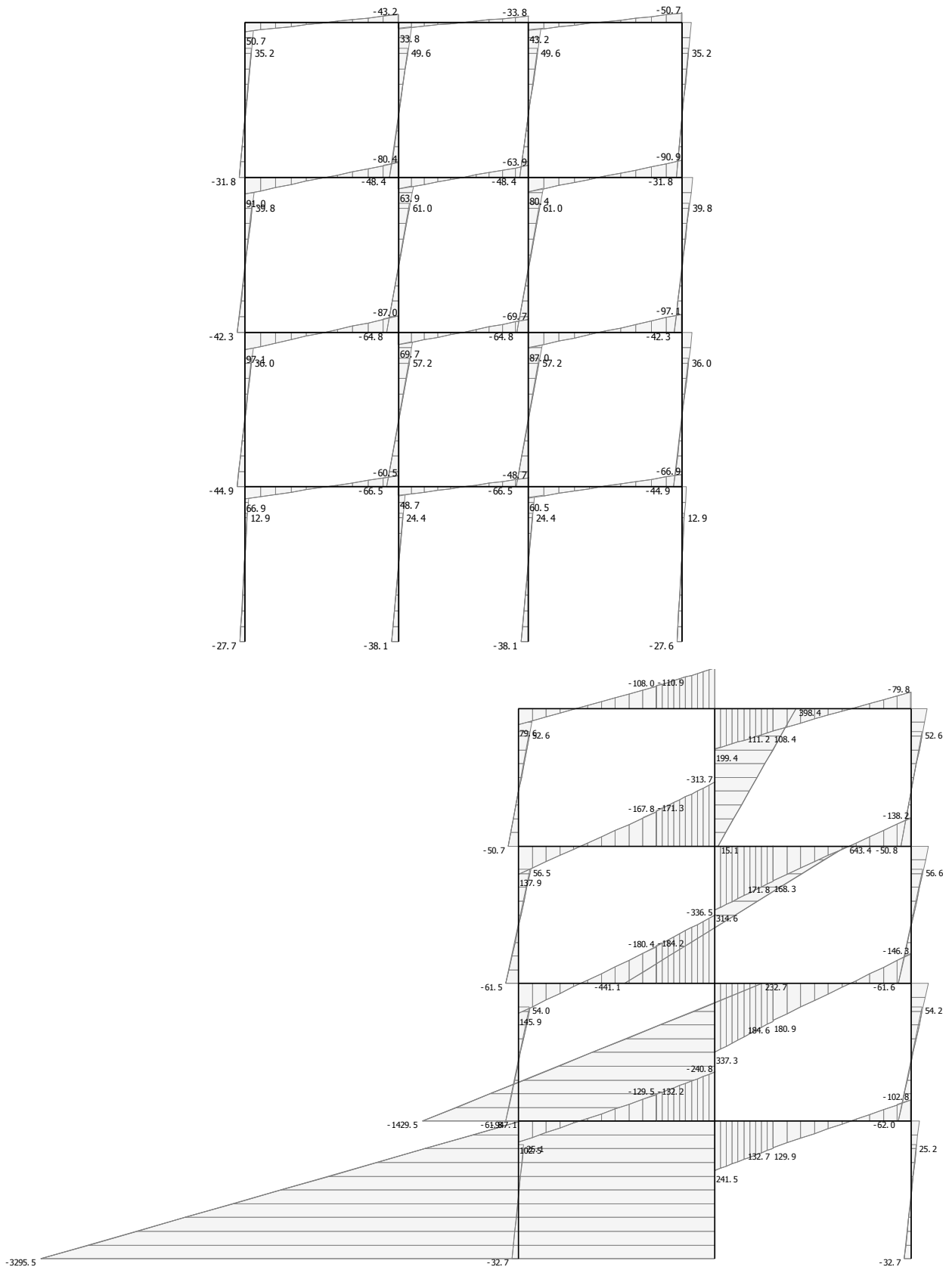
Σχήμα 6: 6η ιδιομορφή, $T=0.1783\text{sec}$



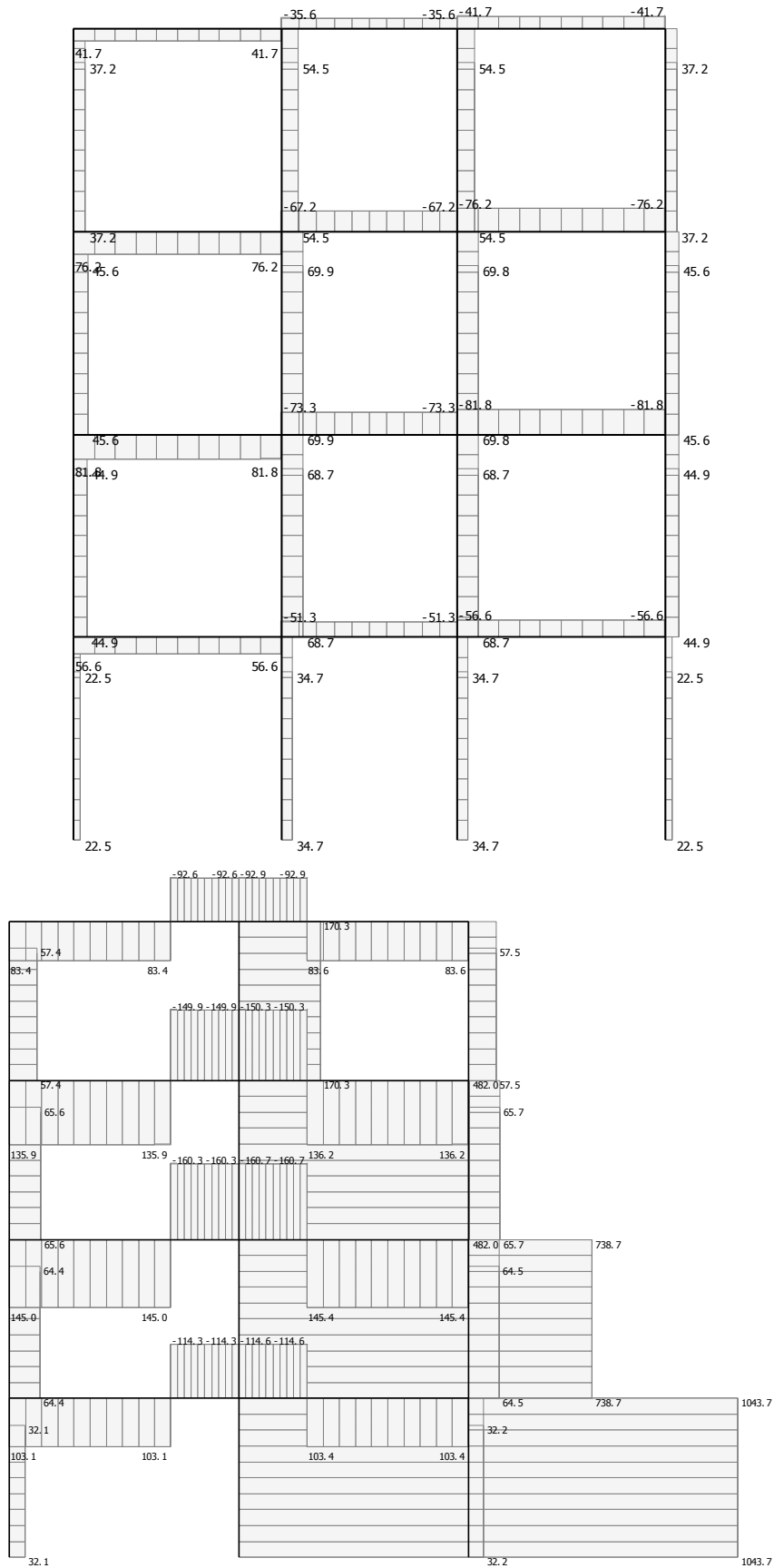
Σχήμα 7: 7η ιδιομορφή, $T=0.0865\text{sec}$

4.2 ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

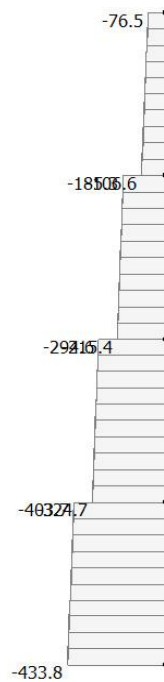
Για την διαστασιολόγηση των οπλισμών των τοιχωμάτων πραγματοποιήθηκε γραμμική στατική ανάλυση με τριγωνική καθ' ύψος κατανομή. Για τον υπολογισμό της τέμνουσας βάσης χρησιμοποιήθηκαν τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης. Επίσης χρησιμοποιήθηκε το φάσμα Τύπου I του Ευρωκώδικα 8 για έδαφος τύπου C, εδαφική επιτάχυνση $0.3g$, απόσβεση 5% , ενώ ο συντελεστής συμπεριφοράς θεωρήθηκε μονάδα. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης φαίνονται στα Σχ. 8, 9 και 10.



Σχήμα 8: Καμπτικές ροπές στα εσωτερικά πλαίσια (πάνω) και στα εξωτερικά πλαίσια (κάτω) του φορέα



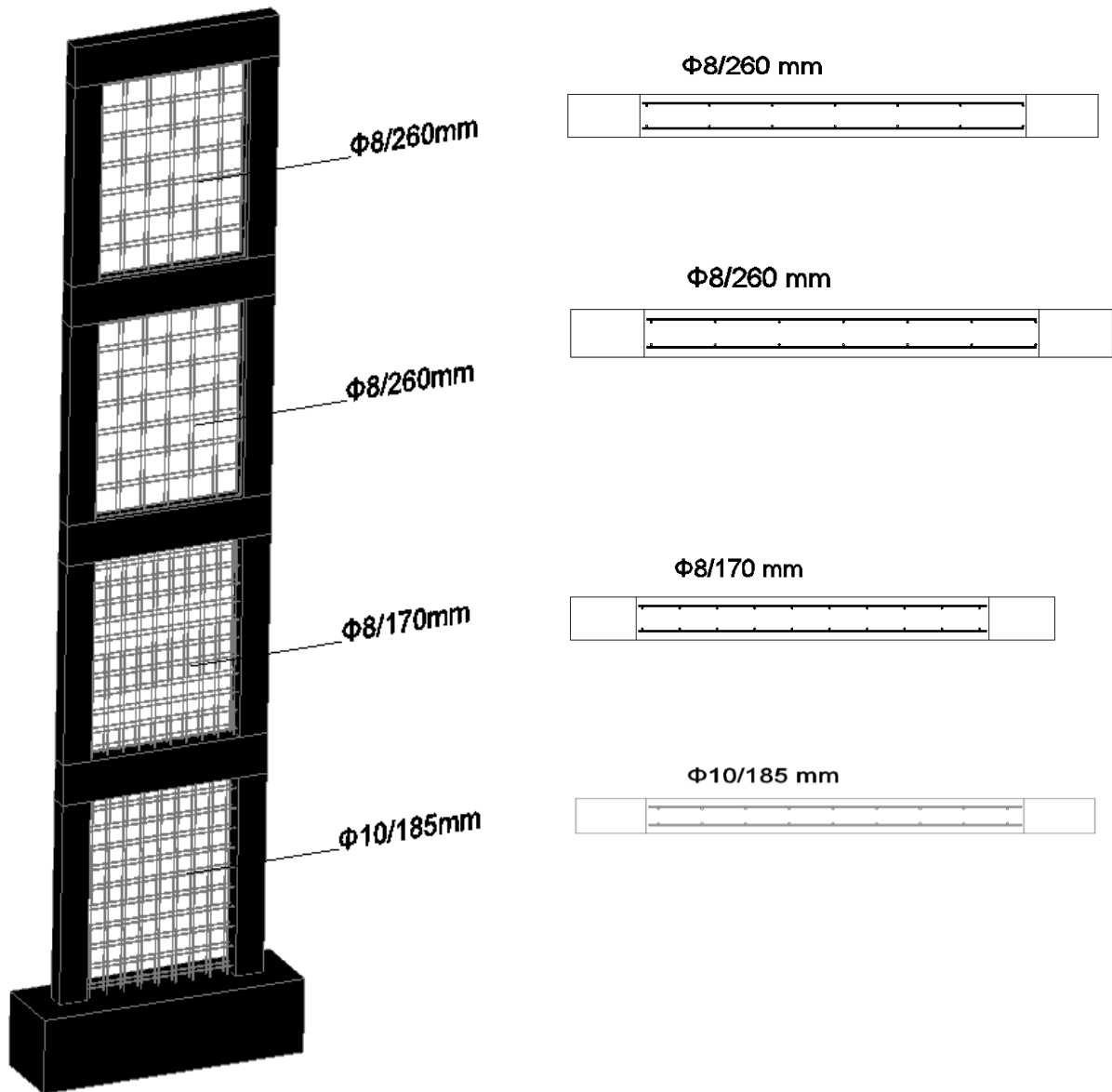
Σχήμα 9: Διατμητικές δυνάμεις στα εσωτερικά πλαίσια (πάνω) και στα εξωτερικά πλαίσια (κάτω) του φορέα



Σχήμα 10: Αξονική δύναμη τοιχώματος

4.3 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΟΠΛΙΣΜΩΝ ΦΑΤΝΩΜΑΤΟΣ

Με βάση τα παραπάνω αποτελέσματα διαστασιολογήθηκε το τοίχωμα σε κάμψη με αξονική δύναμη και σε διάτμηση σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες 2 και 8. Στην διαμήκη διεύθυνση προέκυψαν και στις δύο παρειές του τοιχώματος 9Φ10/185mm στον πρώτο όροφο, 10Φ8/170mm στον δεύτερο και 7Φ8/260mm στον τρίτο και τέταρτο όροφο. Ο εγκάρσιος (οριζόντιος) οπλισμός προέκυψε και στις δύο παρειές στον πρώτο όροφο 10Φ10/185mm, στον δεύτερο 11Φ8/170mm ενώ στον τρίτο και στον τέταρτο όροφο 8Φ8/260mm. Στον Πιν. 2 παρουσιάζονται οι ροπές διαρροής/αντοχής, το μήκος διάτμησης και οι γωνίες στροφής χορδής στην διαρροή/αστοχία που προκύπτουν από τα παραπάνω.



Σχήμα 11: Οπλισμός τοιχωμάτων

Πίνακας 2: Ιδιότητες τοιχωμάτων

Όροφος	Μήκος διάτμησης L_s (m)	Ροπή διαρροής M_y (kNm)	Ροπή αντοχής M_{Rd} (kNm)	Γωνία στροφής χορδής στην διαρροή θ_y	Γωνία στροφής χορδής στην αστοχία θ_u
1ος	3.16	1580	1390	0.00538	0.00973
2ος	1.95	1345	1190	0.00463	0.00891
3ος	1.35	1075	995	0.0039	0.00812
4ος	2.35	1020	860	0.00323	0.0066

4.4 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΦΑΤΝΩΜΑΤΟΣ – ΠΛΑΙΣΙΟΥ

Η σύνδεση του φατνώματος με το περιβάλλον πλαίσιο επιτυγχάνεται μέσω βλήτρων και αγκυρίων. Τα βλήτρα καλούνται να παραλάβουν και να μεταφέρουν τις τέμνουσες από το περιβάλλον πλαίσιο στο φάτνωμα ενώ τα αγκύρια λειτουργούν ως αναμονές μάτισης του διαμήκους και του εγκάρσιου οπλισμού του τοιχώματος. Η διαστασιολόγηση των αγκυρίων και των βλήτρων πραγματοποιείται για την (ικανοτικά προσαυξημένη) τέμνουσα που αναπτύσσεται στους ορόφους του τοιχώματος κατά την καμπτική του αστοχία. Οι τέμνουσες σχεδιασμού προκύπτουν από τις ελαστικές τέμνουσες προσαυξημένες ικανοτικά και συνοψίζονται στον παρακάτω Πίνακα (Πίνακας 3).

Πίνακας 3: Τέμνουσες σχεδιασμού βλήτρων και αγκυρίων

Όροφος	Ελαστικές τέμνουσες (kN)	Ικανοτικές τέμνουσες (kN)
1ος	500	700
2ος	355	495
3ος	230	320
4ος	82	115

Οι διάμετροι, το μήκος και οι αποστάσεις μεταξύ των αγκυρίων και των βλήτρων καθώς επίσης τους και το μήκος τους υπολογίστηκαν από τις τέμνουσες σχεδιασμού. Για τον υπολογισμό του μήκους μάτισης θεωρήθηκαν καλές συνθήκες συνάφειας (δεδομένου ότι το τοίχωμα στο εργαστήριο θα σκυροδετηθεί οριζόντια), ενώ λήφθηκε υπόψη ότι οι εγκάρσιες ράβδοι του φατνώματος τοποθετούνται εξωτερικά από τις διαμήκειες ράβδους. Τα αποτελέσματα της διαστασιολόγησης συνοψίζονται παρακάτω.

Πίνακας 4: Διαστασιολόγηση βλήτρων 1^{ης} μεθόδου σύνδεσης

Όροφος	Οριζόντια			Κατακόρυφα		
	Βλήτρα	Μήκος έμπτυξης στο πλαίσιο (mm)	Μήκος έμπτυξης στο φάτνωμα (mm)	Βλήτρα	Μήκος έμπτυξης στο πλαίσιο (mm)	Μήκος έμπτυξης στο φάτνωμα (mm)
1ος	18Φ16/92.5	130 (8db)	130 (8db)	20Φ16/92.5	130 (8db)	130 (8db)
2ος	18Φ16/85	130 (8db)	130 (8db)	22Φ16/85	130 (8db)	130 (8db)
3ος	12Φ16/130	130 (8db)	130 (8db)	14Φ16/130	130 (8db)	130 (8db)
4ος	12Φ14/130	110 (8db)	110 (8db)	14Φ14/130	110 (8db)	110 (8db)

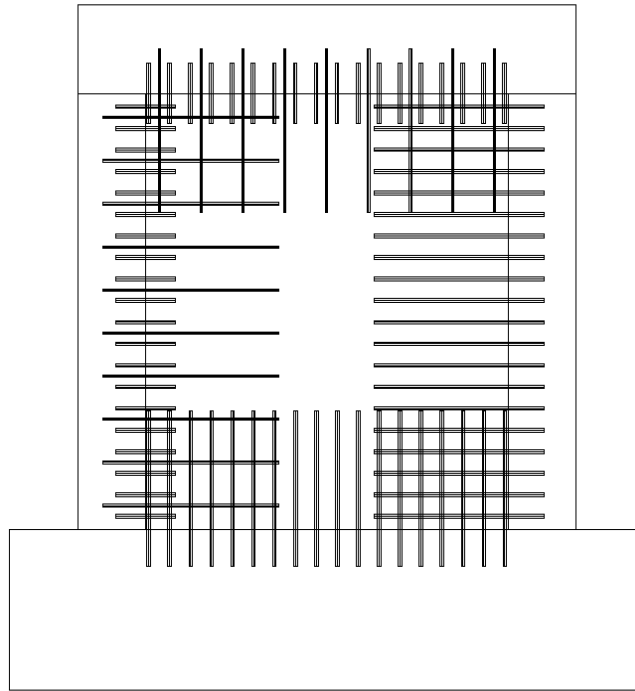
Πίνακας 5: Διαστασιολόγηση αγκυριών 1^{ης} μεθόδου σύνδεσης

Όροφος	Οριζόντια			Κατακόρυφα		
	Αγκύρια (στις δύο παρειές)	Μήκος έμπτυξης στο πλαίσιο (mm)	Μήκος έμπτυξης στο φάτνωμα (mm)	Αγκύρια (στις δύο παρειές)	Μήκος έμπτυξης στο πλαίσιο (mm)	Μήκος έμπτυξης στο φάτνωμα (mm)
1ος	9Φ10/185	190	590 (59db)	10Φ10/185	190	510 (51db)
2ος	10Φ8/170	130	470 (59db)	11Φ8/170	130	420 (52db)
3ος	7Φ8/260	130	470 (59db)	8Φ8/260	130	430 (54db)
4ος	7Φ8/260	130	470 (59db)	8Φ8/260	130	430 (54db)

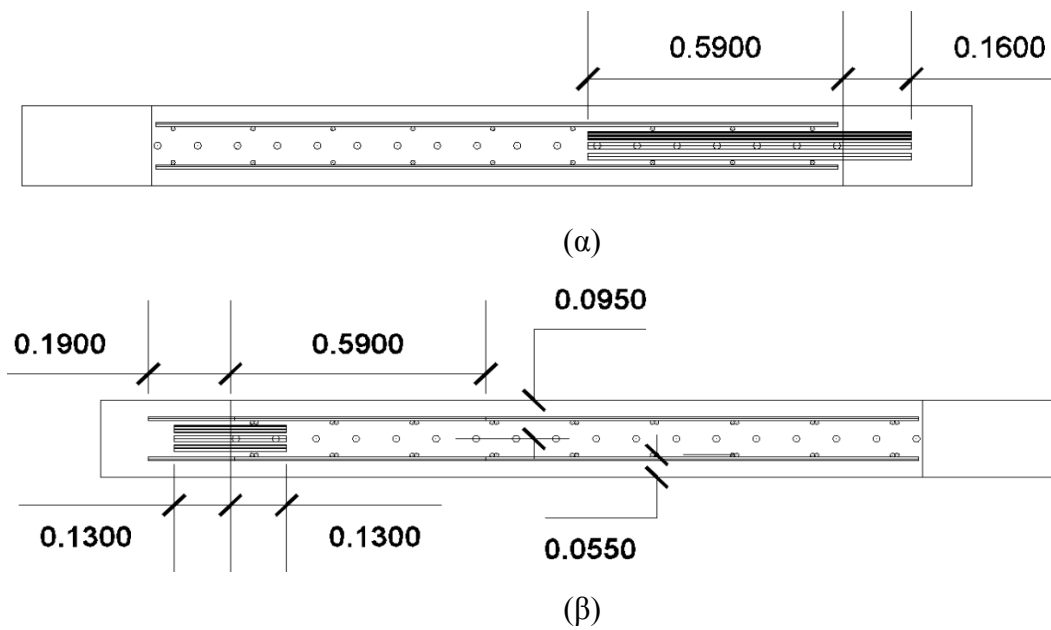
Πίνακας 6: Διαστασιολόγηση βλήτρων 2^{ης} μεθόδου σύνδεσης

Όροφος	Οριζόντια			Κατακόρυφα		
	Βλήτρα	Μήκος έμπτυξης στο πλαίσιο (mm)	Μήκος έμπτυξης στο φάτνωμα (mm)	Βλήτρα	Μήκος έμπτυξης στο πλαίσιο (mm)	Μήκος έμπτυξης στο φάτνωμα (mm)
1ος	18Φ16/92.5	160	590 (59db)	20Φ16/92.5	160	510 (51db)
2ος	18Φ16/85	130 (8db)	470 (59db)	22Φ16/85	130 (8db)	420 (52db)
3ος	12Φ16/130	130 (8db)	470 (59db)	14Φ16/130	130 (8db)	430 (54db)
4ος	12Φ14/130	110 (8db)	470 (59db)	14Φ14/130	110 (8db)	430 (54db)

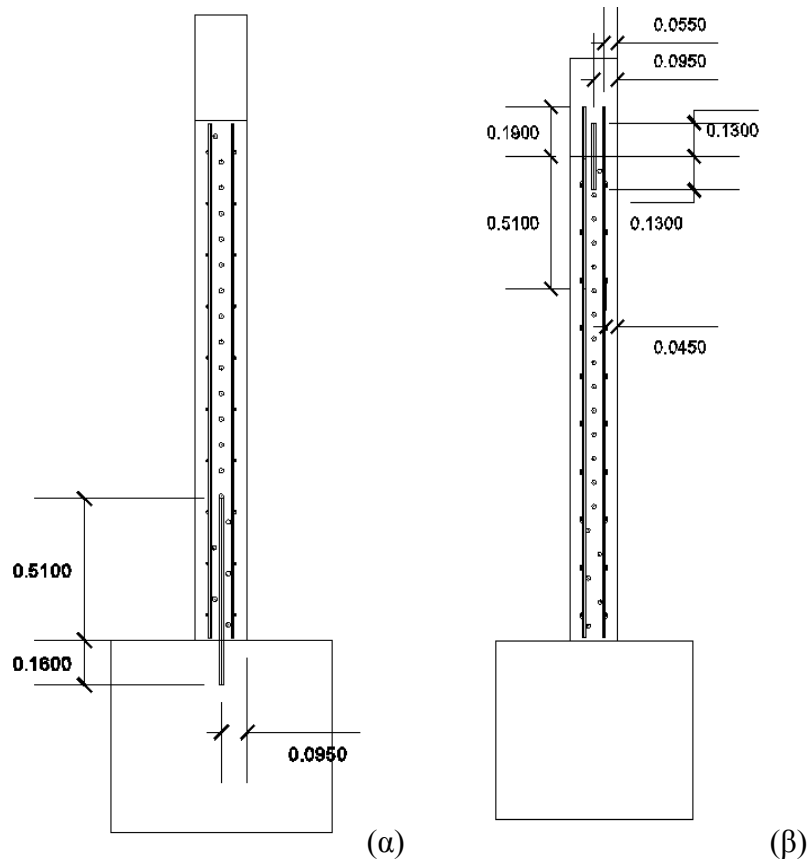
Για να διερευνηθούν και οι δύο μέθοδοι σύνδεσης επιλέγεται να χρησιμοποιηθούν σε κάθε φάτνωμα και οι δύο μέθοδοι, με τον πρώτο να εφαρμόζεται στην δοκό οροφής και το αριστερά υποστύλωμα και την δεύτερη μέθοδο στην δοκό βάσης και το δεξιά υποστύλωμα.



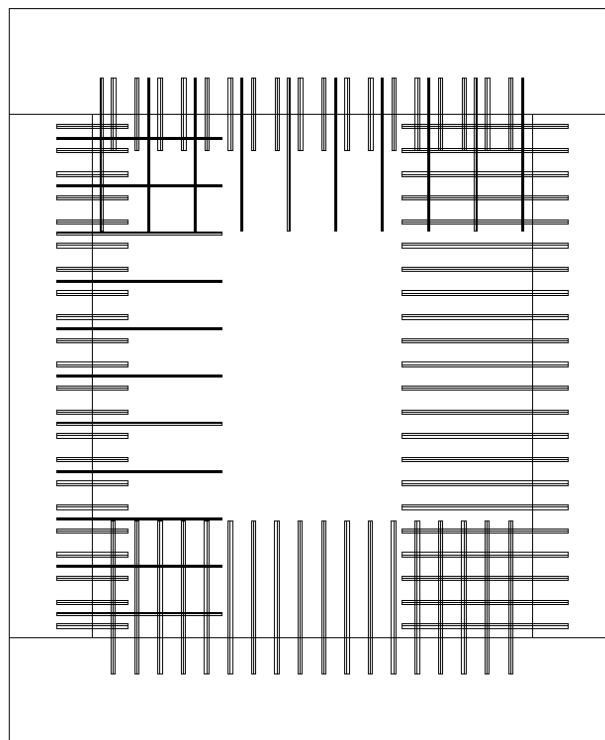
Σχήμα 12: Σύνδεση φατνώματος πλαισίου 1^{ου} ορόφου



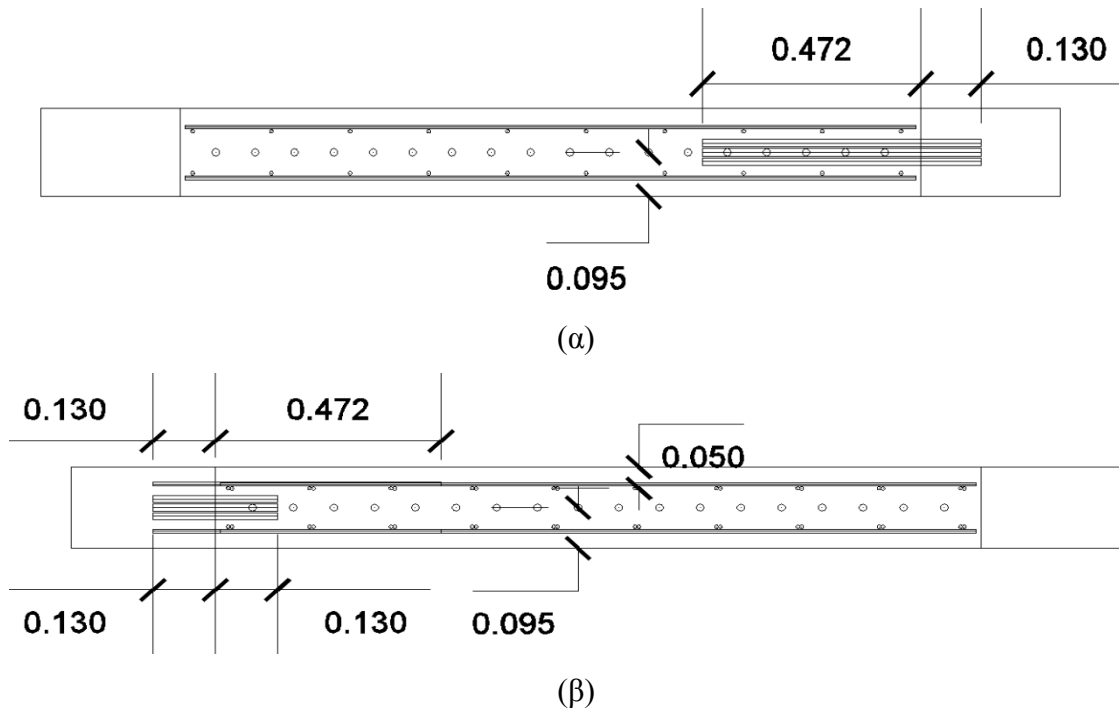
Σχήμα 13: Λεπτομέρειες σύνδεσης φατνώματος πλαισίου 1^{ου} ορόφου (α) στη δοκό βάσης, (β) στην δοκό οροφής



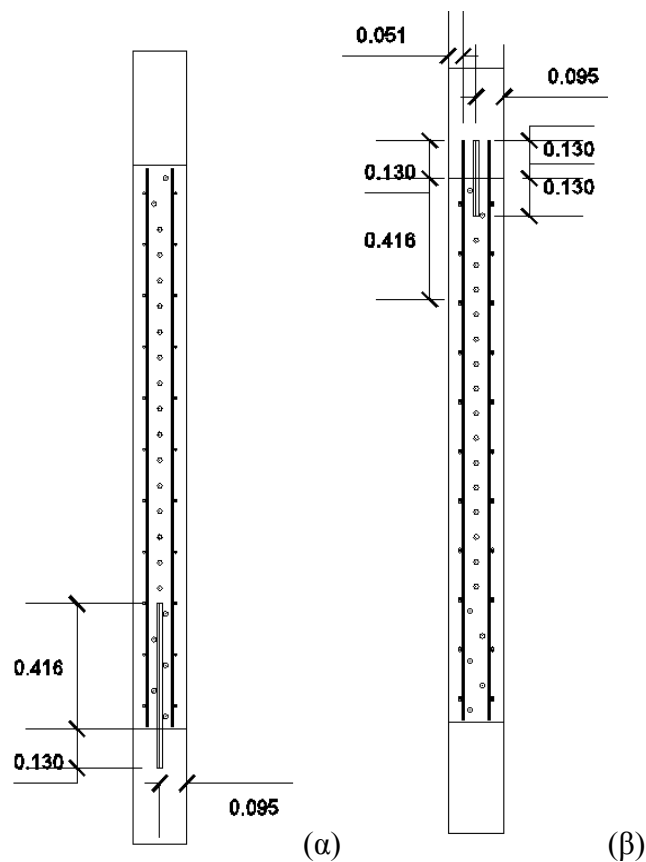
Σχήμα 14: Λεπτομέρειες σύνδεσης φατνώματος πλαισίου 1^{ου} ορόφου (α) στο δεξιά υποστύλωμα, (β) στο αριστερά υποστύλωμα



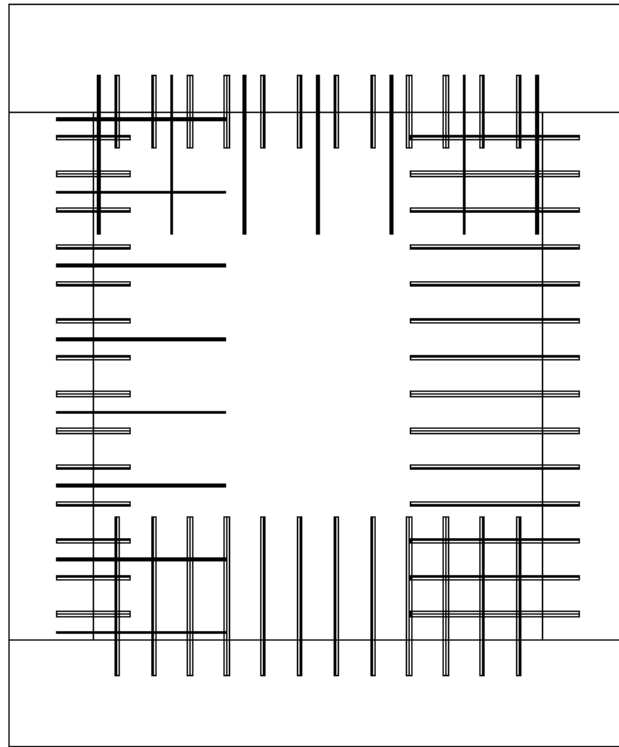
Σχήμα 15: Σύνδεση φατνώματος πλαισίου 2^{ου} ορόφου



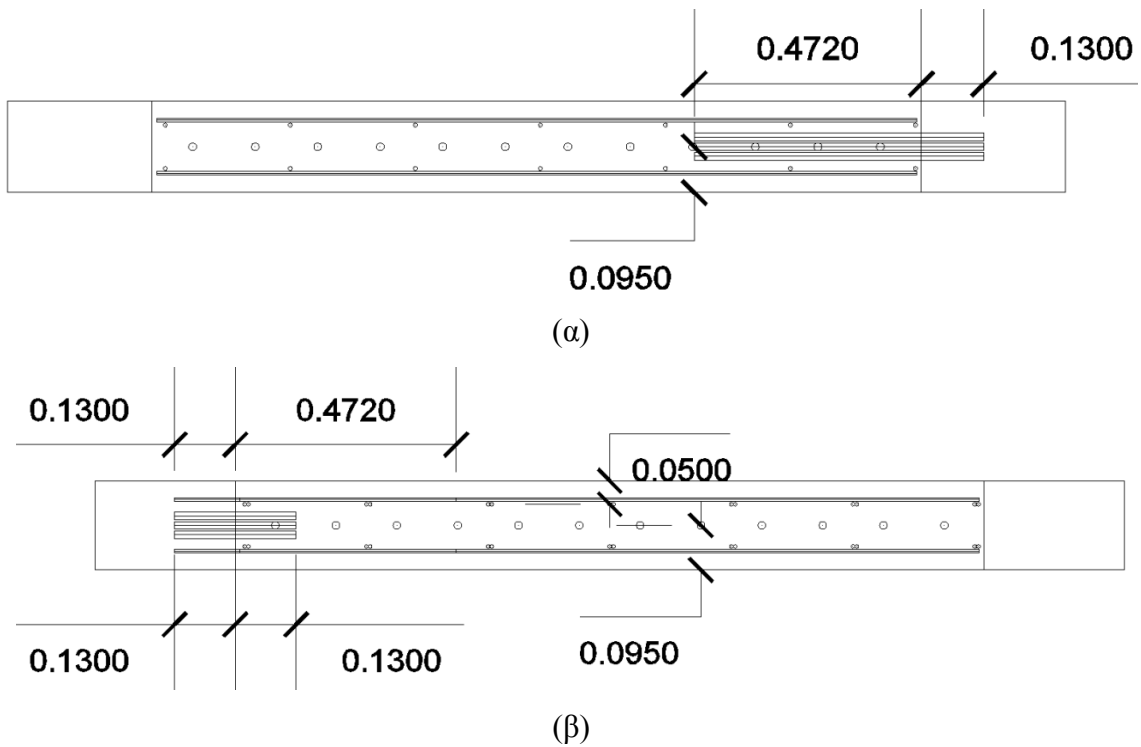
Σχήμα 16: Λεπτομέρειες σύνδεσης φατνώματος πλαισίου 2ου ορόφου (α) στην δοκό βάσης, (β) στην δοκό οροφής



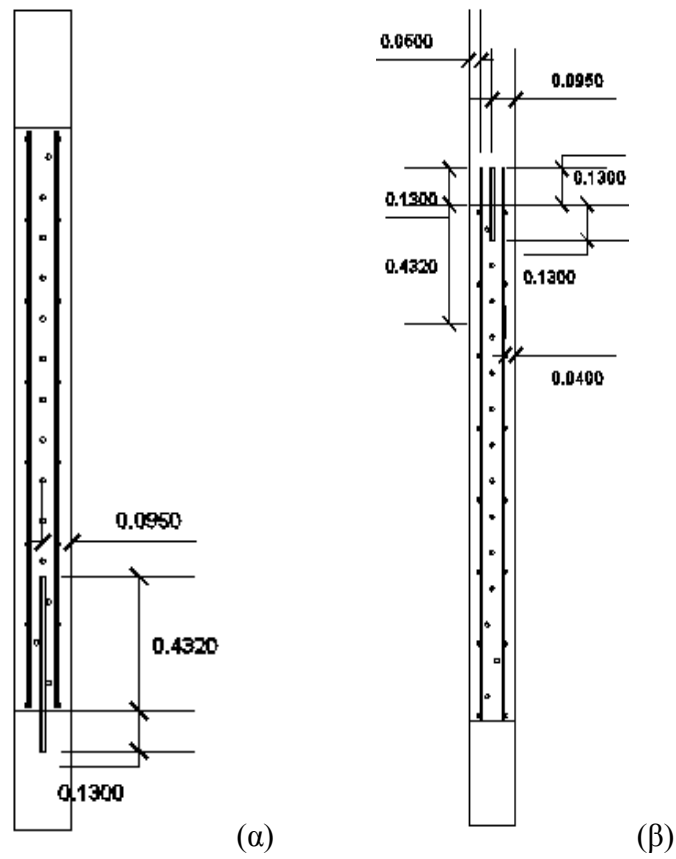
Σχήμα 17: Λεπτομέρειες σύνδεσης φατνώματος πλαισίου 1^{ου} ορόφου (α) στο δεξιά υποστύλωμα, (β) στο αριστερά υποστύλωμα



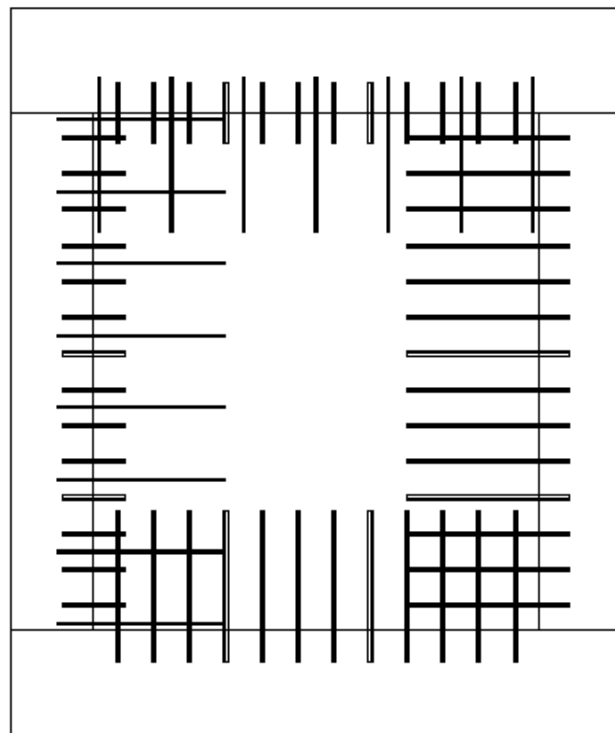
Σχήμα 18: Σύνδεση φατνώματος πλαισίου 3^{ου} ορόφου



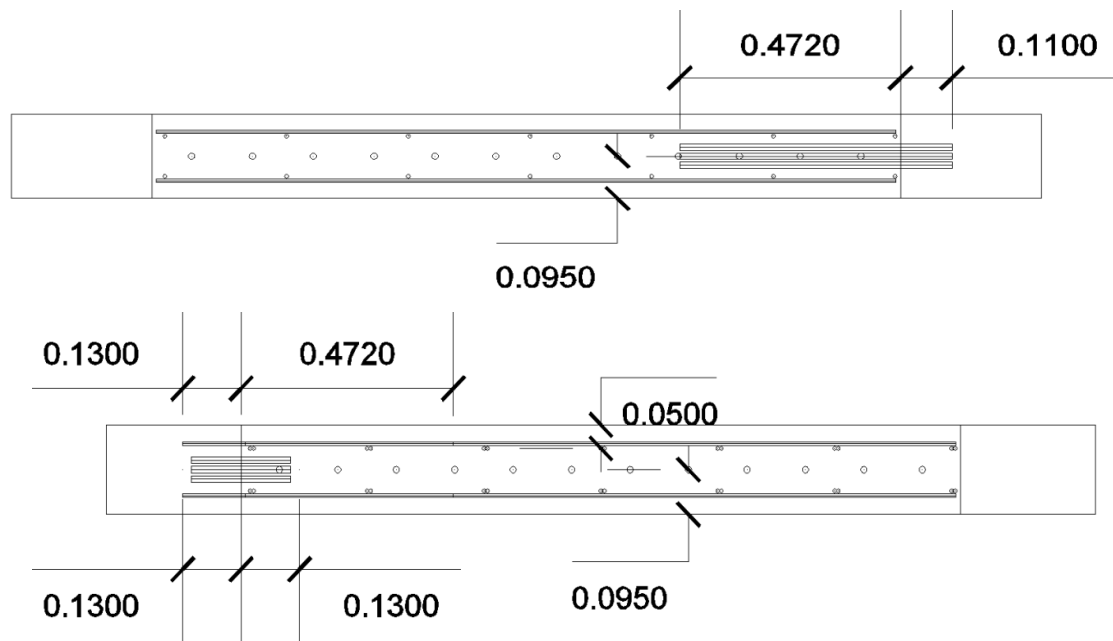
Σχήμα 19: : Λεπτομέρειες σύνδεσης φατνώματος πλαισίου 3^{ου} ορόφου (α) στην δοκό βάσης, (β) στην δοκό οροφής



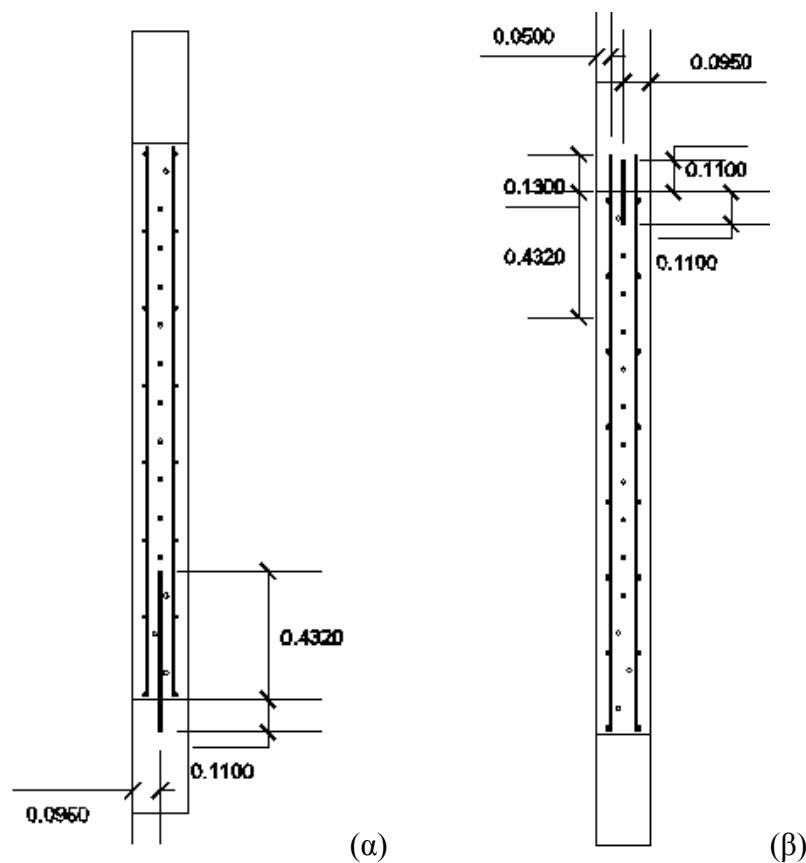
Σχήμα 20: Λεπτομέρειες σύνδεσης φατνώματος πλαισίου 3^{ου} ορόφου (α) στο υποστύλωμα δεξιά, (β) στο υποστύλωμα αριστερά



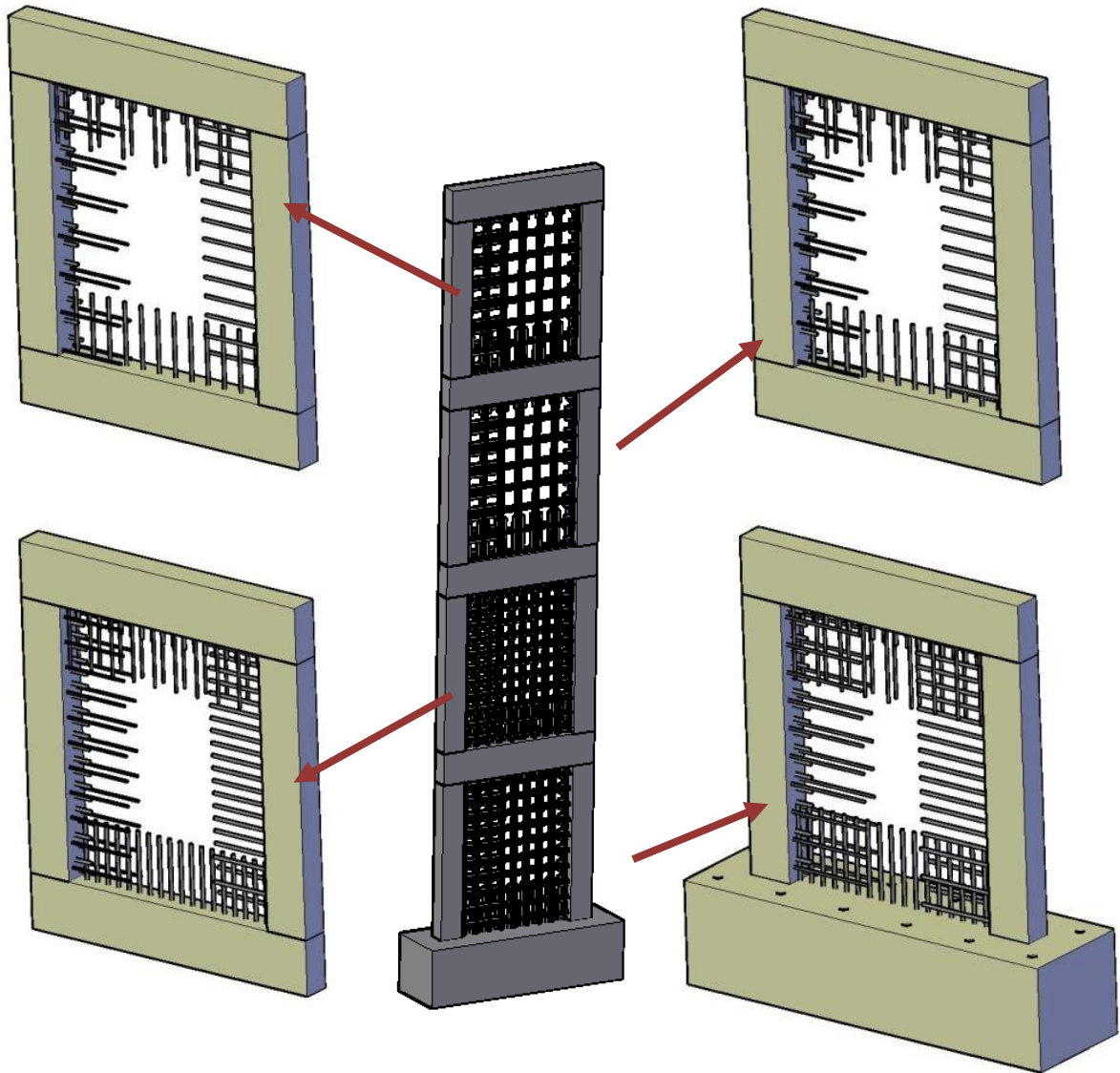
Σχήμα 21: Σύνδεση φατνώματος πλαισίου 4^{ου} ορόφου



Σχήμα 22: Λεπτομέρειες σύνδεσης φατνώματος πλαισίου 4^{ου} ορόφου στην δοκό βάσης (πάνω), στην δοκό οροφής (κάτω)



Σχήμα 23: Λεπτομέρειες σύνδεσης φατνώματος πλαισίου 3^{ου} ορόφου (α) στο υποστύλωμα δεξιά, (β) στο υποστύλωμα αριστερά

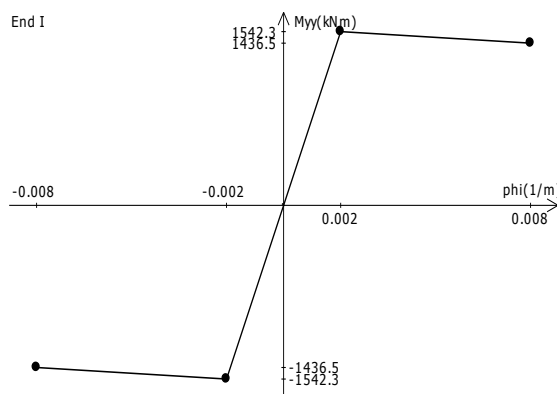


Σχήμα 24: Τρισδιάστατη απεικόνιση εμφαντούμενου τοιχώματος

5 ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ

Πραγματοποιήθηκαν μη γραμμικές στατικές και δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας με σκοπό την διερεύνηση της συμπεριφοράς του **ενισχυμένου φορέα**. Ο σκοπός ήταν να προβλεφθούν για τον υπό εξέταση φορέα οι ανελαστικές μετακινήσεις καθώς επίσης και ο τρόπος αστοχίας του φορέα. Επίσης, από τα αποτελέσματα των αναλύσεων αυτών προέκυψε μια πιο ρεαλιστική εκτίμηση της τέμνουσας βάσης που θα αναπτυχθεί κατά την διάρκεια των δοκιμών. Εξάλλου, τόσο οι δυνάμεις όσο και οι μετακινήσεις είναι σημαντικοί παράγοντες για τον σχεδιασμό της πειραματικής διάταξης.

Για την προσομοίωση του φορέα στο πρόγραμμα ANSRuop χρησιμοποιήθηκαν οι ίδιες παραδοχές για τις μάζες, τα φορτία, την διαφραγματική λειτουργία κλπ. που χρησιμοποιήθηκαν για την γραμμική ανάλυση. Τα μέλη του φορέα προσομοιώθηκαν με γραμμικά στοιχεία συγκεντρωμένης ανελαστικότητας στα άκρα. Η συμπεριφορά του μέλους προσομοιώνεται, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 και τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., με ένα διγραμμικό διάγραμμα ροπών – γωνιών στροφής χορδής (Σχ. 25). Σε περίπτωση μη συμμετρικής διατομής οι ροπές λαμβάνονται διαφορετικές για αρνητική και θετική κάμψη. Τέλος, στα υποστυλώματα λαμβάνονται υπόψη φαινόμενα γεωμετρικής μη γραμμικότητας (P-δ).

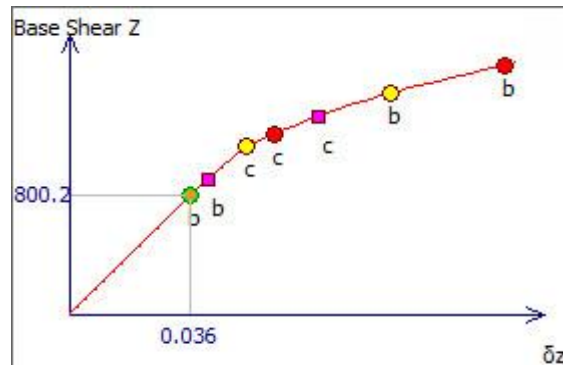


Σχήμα 25: Διγραμμικός νόμος συμπεριφοράς μέλους σε όρους M-θ

5.1 ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

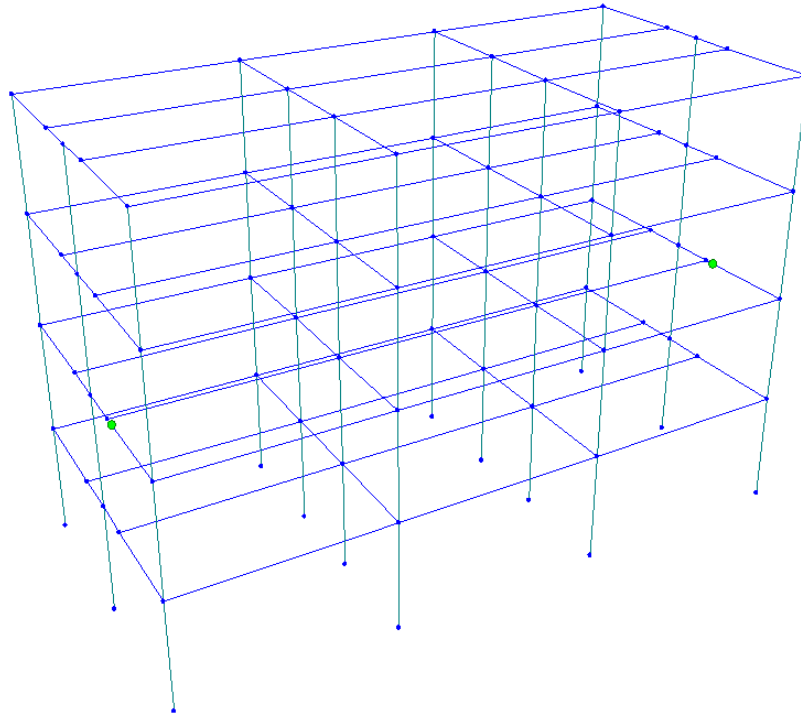
Για την ανάλυση χρησιμοποιήθηκε ανεστραμμένη τριγωνική κατανομή καθ' ύψος σύμφωνα με τις διάταξης του Ευρωκώδικα 8 και του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Τα οριζόντια φορτία

ασκούνται στους κόμβους, στην διεύθυνση παράλληλα στα τοιχώματα και είναι ανάλογα των επικόμβιων μαζών. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων δίνονται σε μορφή διαγραμμάτων τέμνουσας βάσης - μετακίνησης κορυφής.

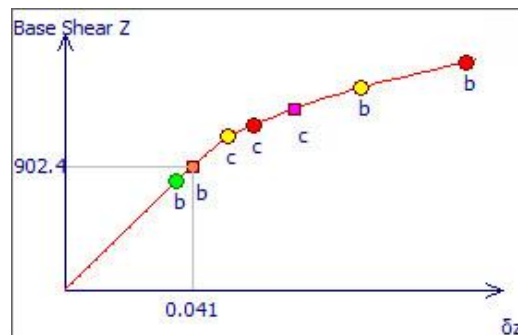


Σχήμα 26: Πρώτη υπέρβαση στάθμης επιτελεστικότητας «Περιορισμός Βλαβών», κατά EN1998, σε κάμψη, στις δοκούς οροφής 2ου ορόφου

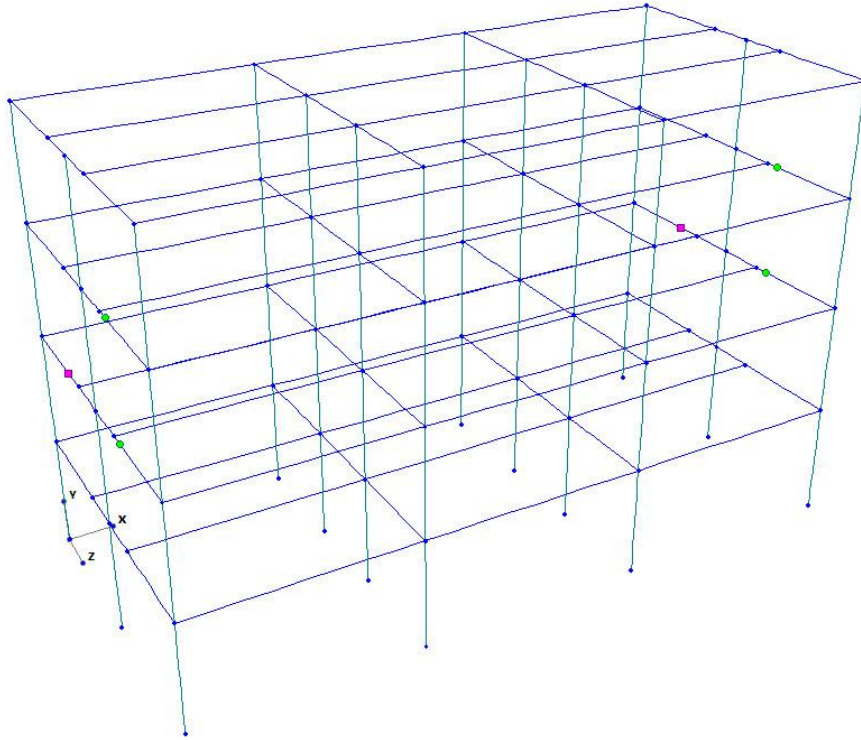
Στα διαγράμματα σημειώνονται τα σημεία που αντιστοιχούν στην πρώτη υπέρβαση κάποιας στάθμης επιτελεστικότητας, σε ένα τουλάχιστον «κύριο» δομικό στοιχείο του κτιρίου. Με πράσινο κύκλο σημειώνεται η υπέρβαση της στάθμης επιτελεστικότητας «Περιορισμός Βλαβών» σε κάμψη σε κάποιο άκρο στοιχείου, με κίτρινο κύκλο η υπέρβαση στάθμης επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» σε κάμψη, με κόκκινο κύκλο η υπέρβαση στάθμης επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση» σε κάμψη και με μωβ τετράγωνο σημειώνεται η υπέρβαση στάθμης επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση» σε διάτμηση σε κάποιο άκρο στοιχείου.



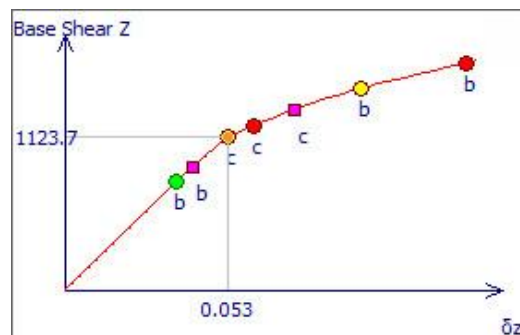
Σχήμα 27: Εμφάνιση της θέσης των καμπτικών αστοχιών στις δοκούς οροφής 2ου ορόφου



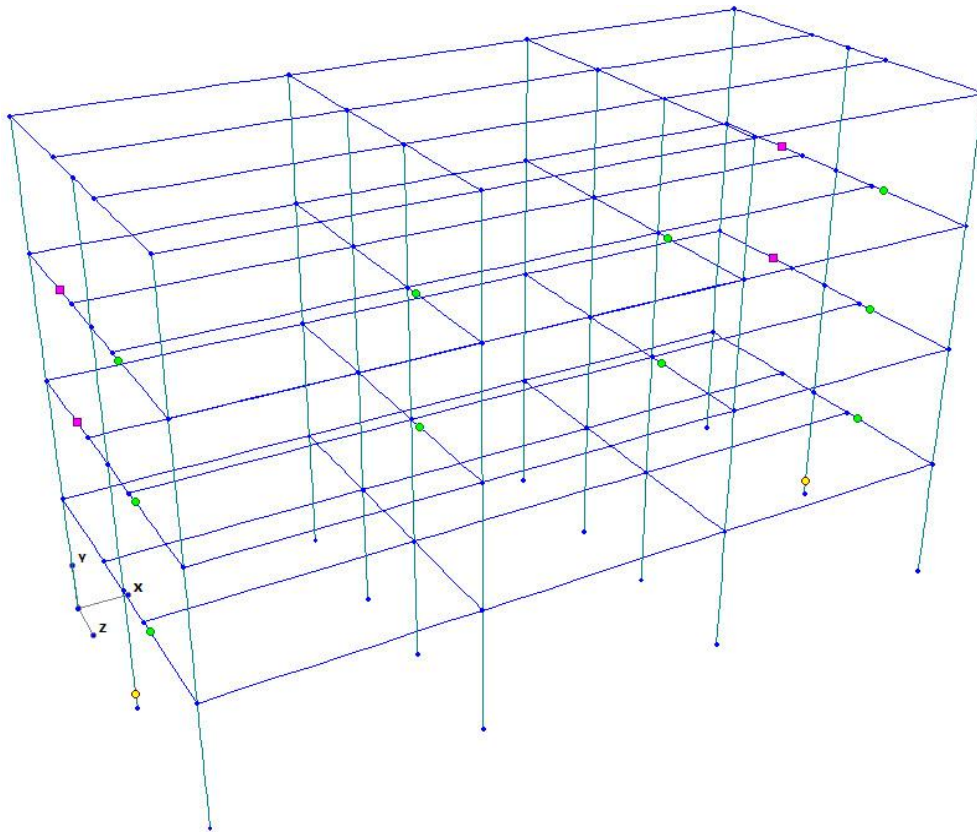
Σχήμα 28: Πρώτη υπέρβαση στάθμης επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση», κατά ENV 1998, σε διάτμηση, στις δοκούς οροφής 2ου ορόφου



Σχήμα 29: Εμφάνιση της θέσης των διατμητικών αστοχιών στις δοκούς οροφής 2ου ορόφου

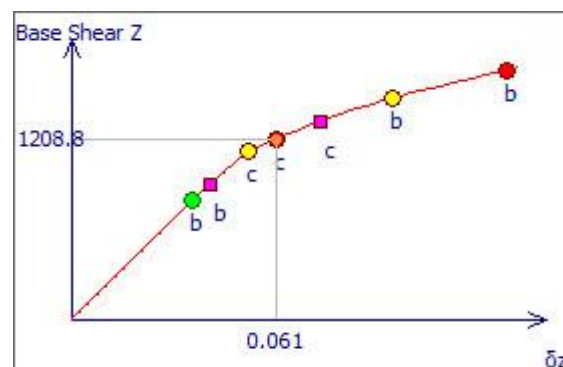


Σχήμα 30: Πρώτη υπέρβαση στάθμης επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες», κατά ENV1998, σε κάμψη, στις βάσεις των τοιχωμάτων

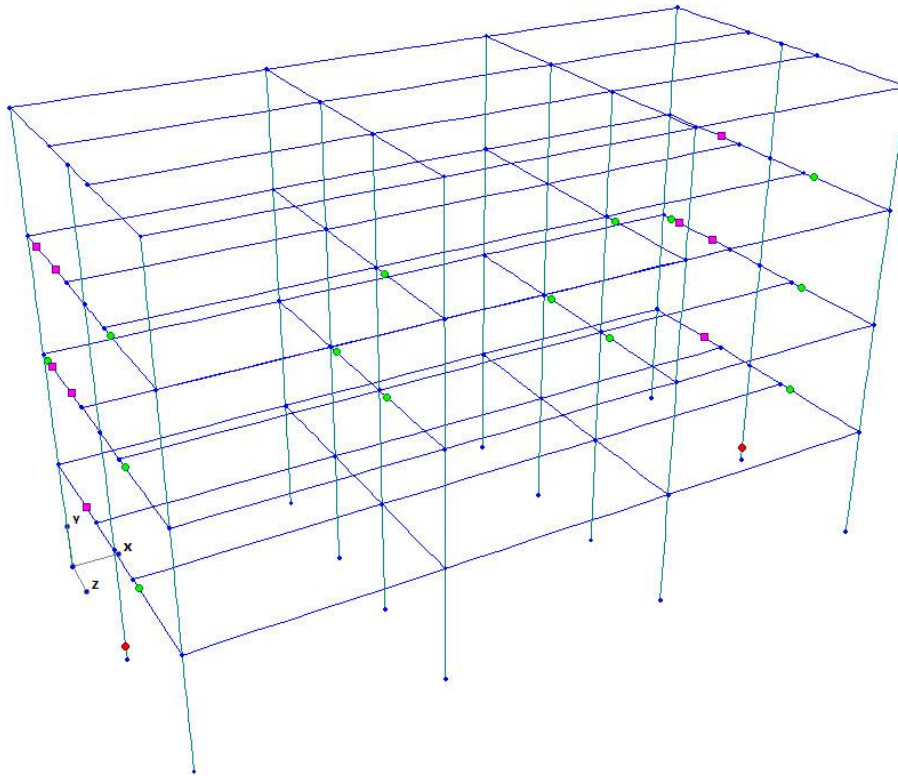


Σχήμα 31: Εμφάνιση καμπτικών αστοχιών στις βάσεις των τοιχωμάτων ενίσχυσης

Η απευθείας υπέρβαση του σταδίου «Περιορισμός Βλαβών» του Ευρωκώδικα 8 υποδηλώνει μορφή ψαθυρής αστοχίας στη βάση των τοιχωμάτων ενίσχυσης.



Σχήμα 32: Πρώτη υπέρβαση στάθμης επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση», κατά EN1998, σε κάμψη, στις βάσεις των τοιχωμάτων



Σχήμα 33: Εμφάνιση καμπτικών αστοχιών στις βάσεις των τοιχωμάτων

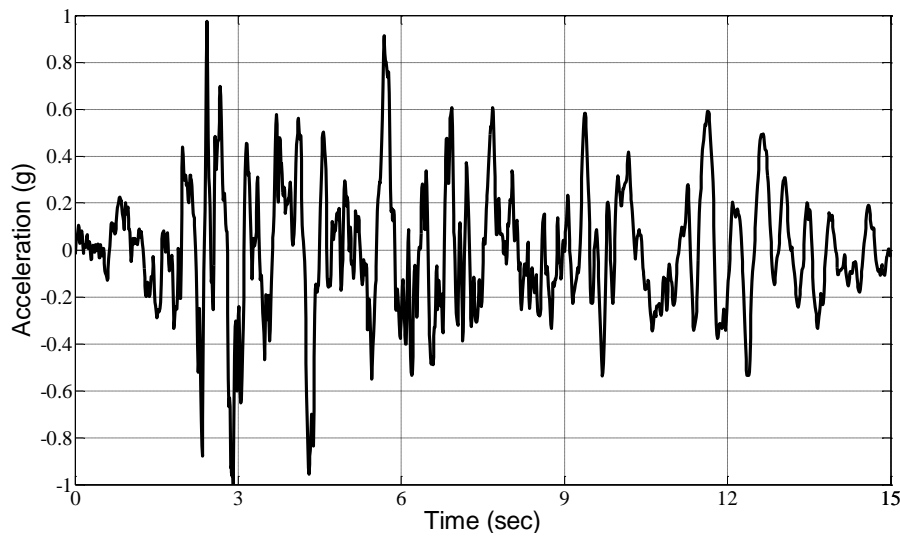
5.2 ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Για την ανάλυση χρησιμοποιήθηκε το επιταχυνσιογράφημα του σεισμού στο Montenegro το 1979, όπως αυτός καταγράφηκε από το σταθμό παρατήρησης Herceg Novi, τροποποιημένο κατάλληλα ώστε να είναι συμβατό με το φάσμα του Ευρωκώδικα 8 και κανονικοποιημένο σε 1g (Σχ. 33). Η καταγραφή αποτελείται από 1500 σημεία με χρονικό βήμα 0.01 sec. Από εφαρμογή διαστατικής ανάλυσης προκύπτει ότι για λόγους ομοιότητας της πρωτότυπης κατασκευής με το δοκίμιο απαιτείται ο χρόνος του επιταχυνσιογραφήματος

να πολλαπλασιαστεί με: $\sqrt{1/S_L} = \sqrt{3/4}$. Στο τέλος του επιταχυνσιογραφήματος προστέθηκε αριθμός σημείων μηδενικής τιμής επιτάχυνσης ώστε να ληφθεί και η ελεύθερη ταλάντωση του δοκιμίου. Τελικά η συνολική διάρκεια του επιβληθέντος επιταχυνσιογραφήματος ήταν 18 sec.

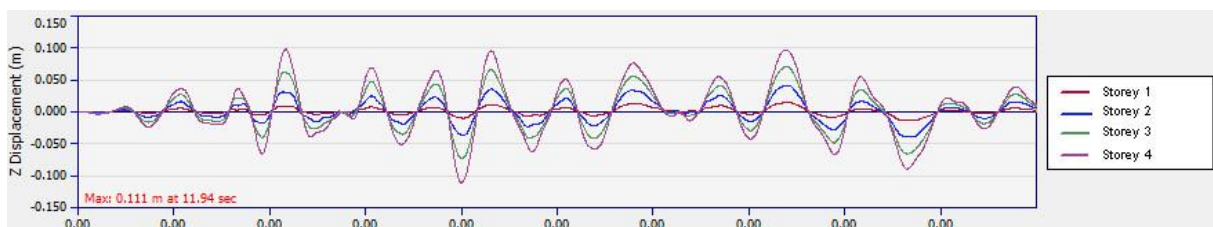
Πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις στην διεύθυνση παράλληλα στα τοιχώματα, σε διάφορα επίπεδα μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης πολλαπλασιάζοντας το επιταχυνσιογράφημα

με κατάλληλο συντελεστή έτσι ώστε για κατηγορία εδάφους C και απόσβεση 5% να προκύπτει η επιθυμητή επιτάχυνση.

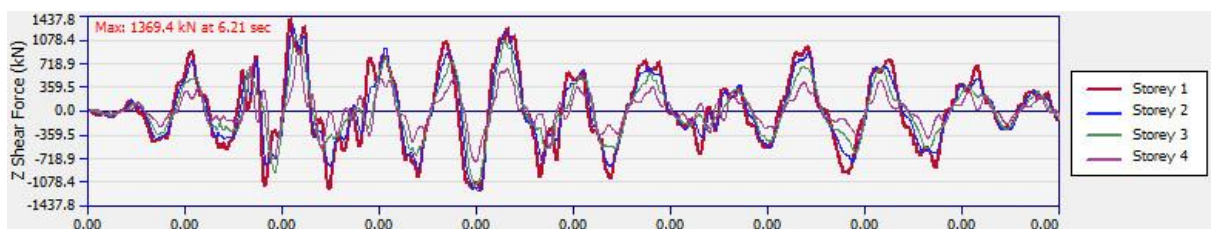


Σχήμα 34: Επιταχυνσιογράφημα Herceg Novi

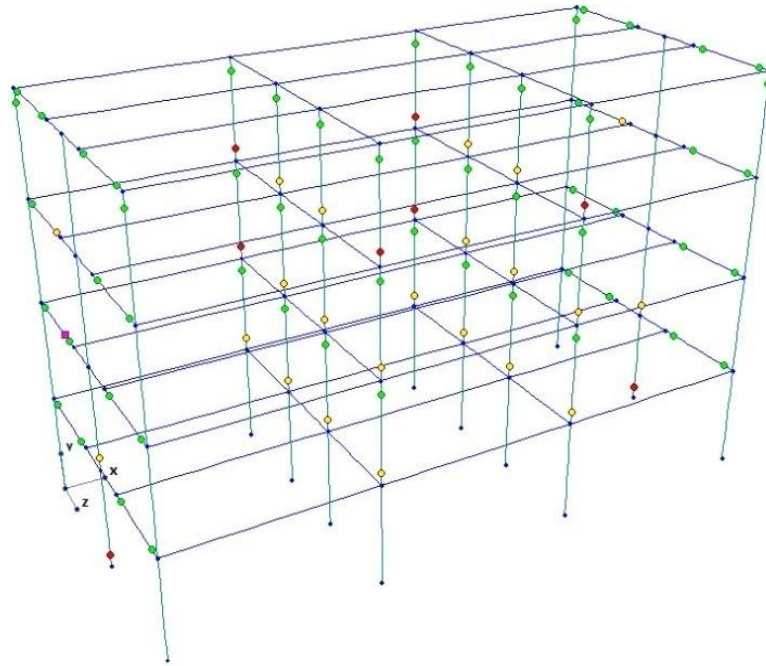
Ακολουθούν τα αποτελέσματα των αναλύσεων σε μορφή διαγραμμάτων χρονοϊστορίας μετακινήσεων και τεμνουσών δυνάμεων για την εδαφική επιτάχυνση αστοχίας του φορέα και σε πίνακα για όλες τις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν.



Σχήμα 35: Χρονοϊστορία μετατοπίσεων ορόφων (PGA: 0.3g)



Σχήμα 36: Χρονοϊστορία τεμνουσών δυνάμεων ορόφων (PGA: 0.3g)



Σχήμα 36: Τελική κατάσταση φορέα σε σεισμική κίνηση έντασης 0.3g

Παρατηρείται ότι οι δοκοί αστοχούν σε διάτμηση ξεπερνώντας τη στάθμη επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση» πριν αστοχήσουν τα τοιχώματα. Ο σπλισμός των τοιχωμάτων φαίνεται να είναι επαρκής και οδηγεί σε ψαθυρή αστοχία του συνολικού φορέα.

Πίνακας 7: Αποτελέσματα μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων σε διάφορα επίπεδα PGA

PGA	Όροφος	Μετακίνηση		Τέμνουσα δύναμη	
		Τιμή	Χρόνος	Τιμή	Χρόνος
0.15g	1ος	0.006	7.83	901.6	7.83
	2ος	0.018	7.83	836.2	7.84
	3ος	0.032	7.83	655.9	7.80
	4ος	0.043	7.82	378.2	7.80
0.2g	1ος	0.007	7.86	1079.1	7.84
	2ος	0.023	7.86	1026.9	7.87
	3ος	0.043	7.86	822	7.89
	4ος	0.058	7.86	464.2	7.82
0.25g	1ος	0.009	7.90	1107.5	5.42
	2ος	0.027	7.89	1075.3	5.45
	3ος	0.049	7.88	904	7.86
	4ος	0.067	7.88	506.4	7.88
0.3g	1ος	0.012	10.25	1173	5.49
	2ος	0.033	10.26	1137.8	5.46
	3ος	0.055	10.27	919.5	5.43
	4ος	0.073	10.28	523.2	5.35

6 ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΔΟΚΙΜΙΟΥ 1 (ΦΑΣΗ 4)

Το εργαστήριο αποτελείται από ένα ισχυρό δάπεδο και από δυο τοίχους αντίδρασης ύψους 5.5m ο καθένας. Λόγω του μεγάλου ύψους του δοκιμίου (9m) επιλέχθηκε οι δοκιμές να πραγματοποιηθούν με αυτό σε οριζόντια θέση. Η βάση του τοιχώματος αγκυρώνεται στον ένα τοίχο αντίδρασης με 12 ράβδους προέντασης διαμέτρου 32mm. Κάθε μια από αυτές τις ράβδους προεντείνεται με δύναμη 300 kN έτσι ώστε να εξασφαλιστούν συνθήκες πάκτωσης στην βάση του δοκιμίου. Για να εξασφαλιστεί ότι το τοίχωμα δεν κάμπτεται εκτός επιπέδου λόγω του ίδιου βάρους του χρησιμοποιούνται 8 αμφιαρθρωτές ράβδοι στήριξης (ανα δύο στα ύψη των ορόφων). Το ύψος των στηρίξεων αυτών επιλέχθηκε έτσι ώστε κατά την διάρκεια της δοκιμής να περιορίζεται λόγω της κυκλικής τους κίνησης η εκτός επιπέδου μετακίνηση του τοιχώματος σε όχι πάνω από 5 mm για μετακίνηση κορυφής ίση με 0,1m. Τελικά το δοκίμιο τοποθετείται σε ύψος 1.25m από το δάπεδο.

Οι μετακινήσεις επιβάλλονται στα ύψη των ορόφων μέσω τεσσάρων σερβουδραυλικών εμβόλων. Τα δύο από αυτά (των δύο πρώτων ορόφων) αγκυρώνονται στον δεύτερο τοίχο αντίδρασης. Λόγω του ότι το ύψος του δοκιμίου είναι μεγαλύτερο από το μήκος του τοίχου αντίδρασης, για την αγκύρωση των εμβόλων των δύο ανώτερων ορόφων κατασκευάστηκαν 2 βάσεις από οπλισμένο σκυρόδεμα με οπές ανά 0.5m σε όλες τις διευθύνσεις οι οποίες και πακτώνονται στο ισχυρό δάπεδο του εργαστηρίου.

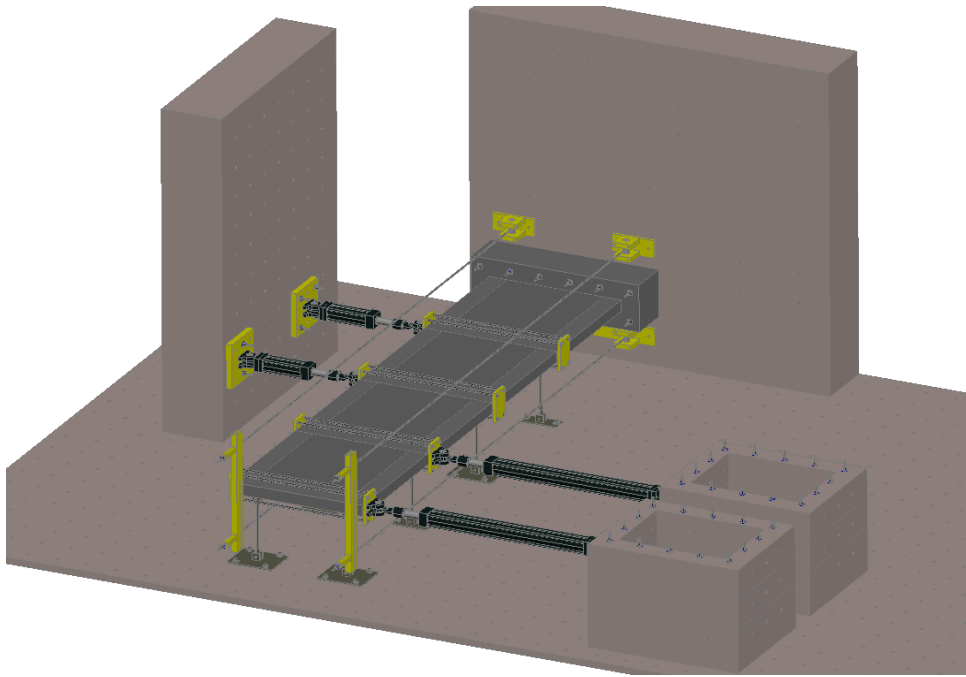
Το αξονικό φορτίο που επιβάλλεται στο τοίχωμα παραμένει σταθερό καθ' ύψος. Επιβάλλεται σε αυτό μέσω τεσσάρων υδραυλικών γρύλλων, δύο μεταλλικών κοιλοδοκών και τεσσάρων ράβδων προέντασης εξωτερικά του τοιχώματος. Οι ράβδοι προέντασης αγκυρώνονται στον τοίχο αντίδρασης με αρθρωτές στηρίξεις έτσι ώστε να μην κάμπτονται ακολουθώντας την οριζόντια μετακίνηση του τοιχώματος.

Κατά την διάρκεια των δοκιμών θα λαμβάνονται μετρήσεις των βασικών παραμέτρων της απόκρισης του δοκιμίου καθώς επίσης και μετρήσεις για την διερεύνηση της αποτελεσματικότητας σύνδεσης του φατνώματος με το περιβάλλον πλαίσιο. Συνολικά θα χρησιμοποιηθούν 96 αισθητήρες. Συγκεκριμένα 4 δυναμοκυψέλες προσαρμοσμένες στα έμβολα που επιβάλλουν τις μετακινήσεις θα μετρούν τις δυνάμεις επαναφοράς του δοκιμίου και 4 αισθητήρες μετακίνησης θα μετρούν τις μετατοπίσεις στις στάθμες των ορόφων. Για την μέτρηση της διατμητικής παραμόρφωσης σε κάθε όροφο θα τοποθετηθεί ένα ζεύγος επιμηκυνσιόμετρα τοποθετημένα διαγωνίως (Σχ. 39, Σχ. 40, Σχ. 41, Σχ. 42). Για την μέτρηση της αξονικής παραμόρφωσης των υποστυλωμάτων του περιβάλλοντος πλαισίου θα χρησιμοποιηθούν επίσης 8 επιμηκυνσιόμετρα, ένα σε κάθε υποστύλωμα. Για την μέτρηση της

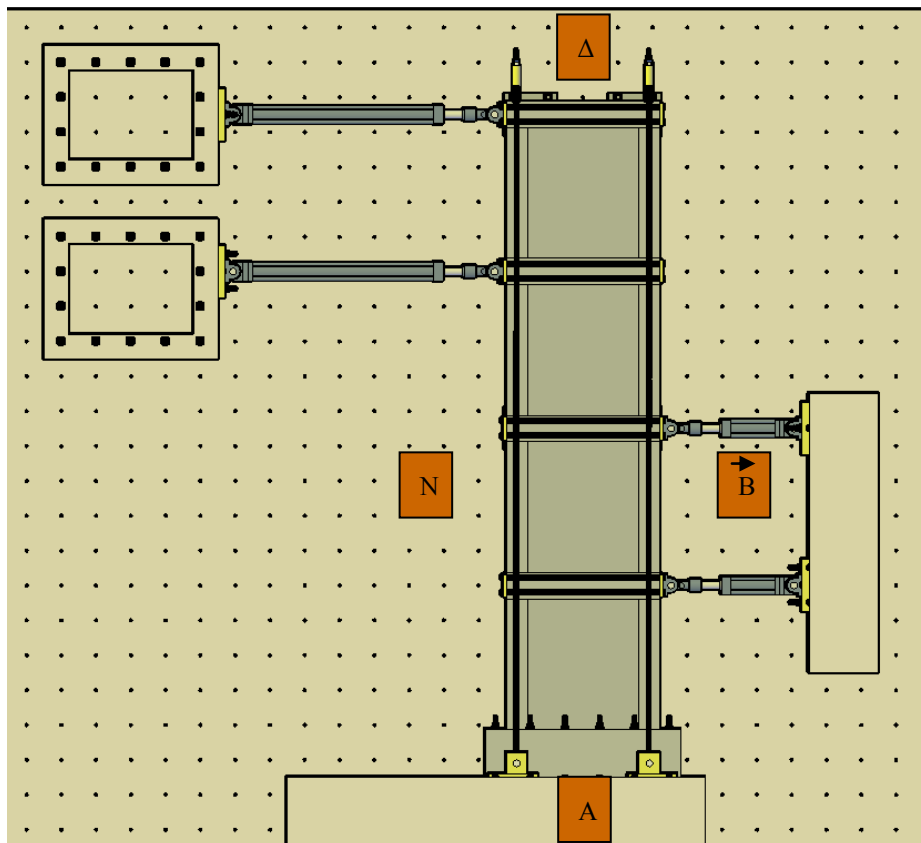
στροφής της κρίσιμης περιοχής του τοιχώματος θα χρησιμοποιηθούν 5 ζεύγη επιμηκυνσιομέτρων εκατέρωθεν του τοιχώματος σε απόσταση 450mm, 900 mm, 1350 mm, 1800 mm και 2700mm από την βάση του δοκιμίου. (Σχ. 39, Σχ. 40).

Η κύρια παράμετρος της δοκιμής είναι η διερεύνηση της συμπεριφοράς και της επάρκειας της μεθόδου σύνδεσης του φατνώματος με το περιβάλλον πλαίσιο. Γι' αυτό το λόγο θα χρησιμοποιηθούν συνολικά 56 αισθητήρες για μετρήσεις που χαρακτηρίζουν την συμπεριφορά της σύνδεσης. Συγκεκριμένα, στον πρώτο όροφο χρησιμοποιούνται 4 επιμηκυνσιόμετρα στο μέσο του μήκους των μελών του πλαισίου για την μέτρηση της ολίσθησης και 10 ζεύγη επιμηκυνσιομέτρων σε τριγωνική διάταξη, εκ των οποίων 2 ζεύγη βρίσκονται στην κάτω όψη του φατνώματος, στα άκρα των μελών του πλαισίου από τα οποία με κατάλληλο γεωμετρικό μετασχηματισμό προκύπτει τόσο η ολίσθηση στη διεπιφάνεια όσο και η αποκόλληση του πλαισίου από το φάτνωμα (Σχ. 40, Σχ. 41, Σχ. 42, Σχ. 43). Ομοίως στον δεύτερο όροφο τοποθετούνται 4 επιμηκυνσιόμετρα στο μέσο του μήκους των μελών του πλαισίου για την μέτρηση της ολίσθησης και 10 ζεύγη επιμηκυνσιομέτρων σε τριγωνική διάταξη στα άκρα των μελών του πλαισίου. Στον τρίτο όροφο τοποθετούνται 6 επιμηκυνσιόμετρα, 4 στα άκρα των υποστυλωμάτων και 2 στο μέσο των δοκών για την μέτρηση της ολίσθησης της διεπιφάνειας ενώ τέλος στον 4^ο όροφο τοποθετούνται 4 επιμηκυνσιόμετρα στο μέσο των μελών του πλαισίου για την μέτρηση της ολίσθησης στην διεπιφάνεια.

Για την μέτρηση του αξονικού φορτίου που επιβάλλεται στο τοίχωμα κατά την διάρκεια της δοκιμής θα χρησιμοποιηθούν 4 πιεσόμετρα των υδραυλικών γρύλλων και 8 ηλεκτρικά μηκυνσιόμετρα επικολλημένα στις 4 ράβδους επιβολής του αξονικού φορτίου. Τέλος, για την πιστοποίηση της συμπεριφοράς της πειραματικής διάταξης χρησιμοποιούνται 2 επιμηκυνσιόμετρα για την μέτρηση της μετακίνησης της βάσης του τοιχώματος και 8 ηλεκτρικά μηκυνσιόμετρα για την μέτρηση της δύναμης των αμφιαρθρωτών στηρίξεων του τοιχώματος.

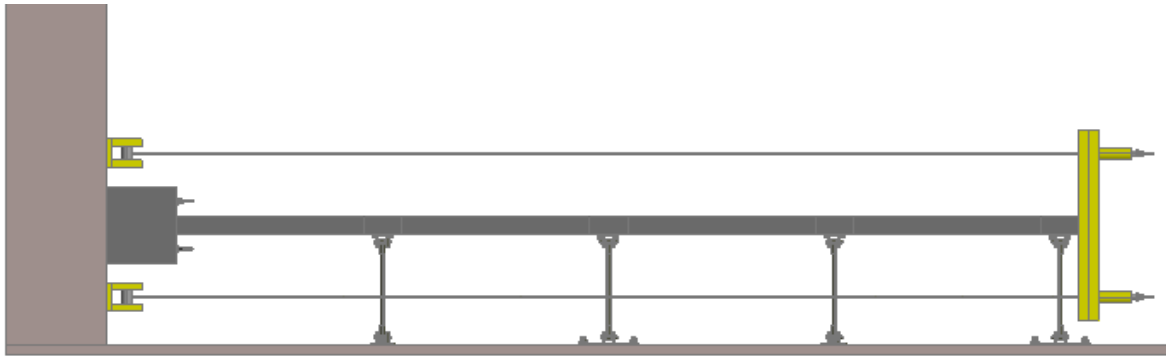


Σχήμα 37: Τριδιάστατη απεικόνιση πειραματικής διάταξης

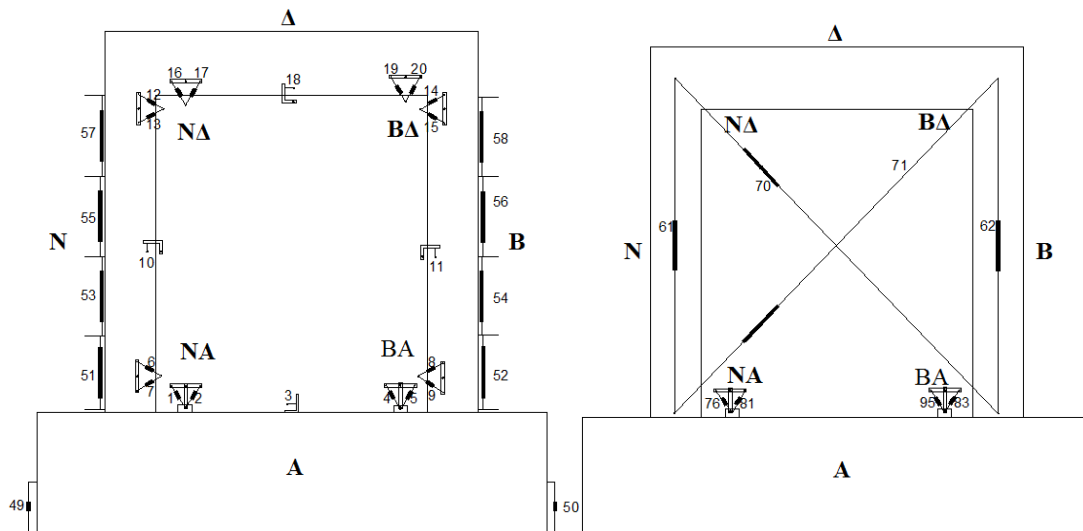


Σχήμα 38: Κάτοψη πειραματικής διάταξης

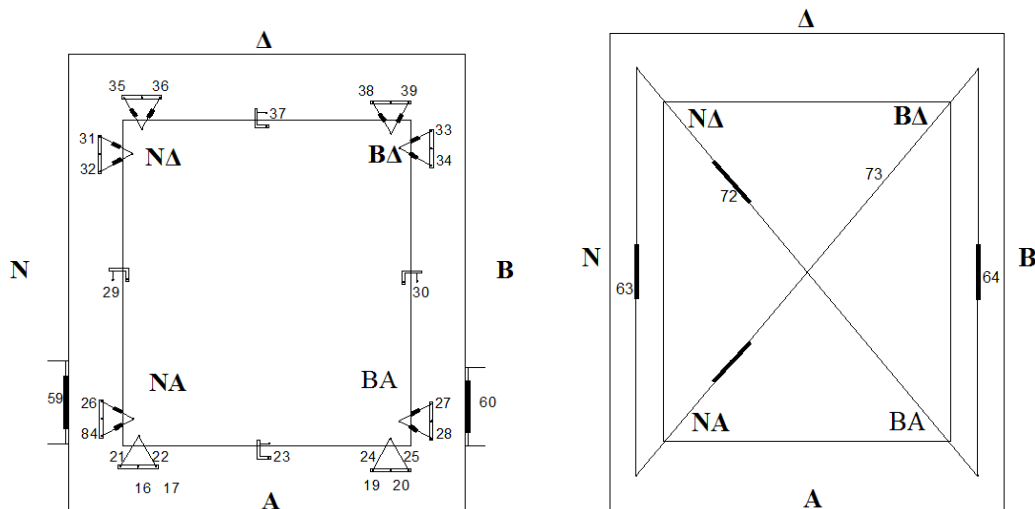
Οι θέσεις στις οποίες τοποθετούνται οι αισθητήρες ορίζονται σύμφωνα με τα 4 σημεία του ορίζοντα (Σχ. 38). Η θετική μετακίνηση ορίζεται προς τον βορρά.



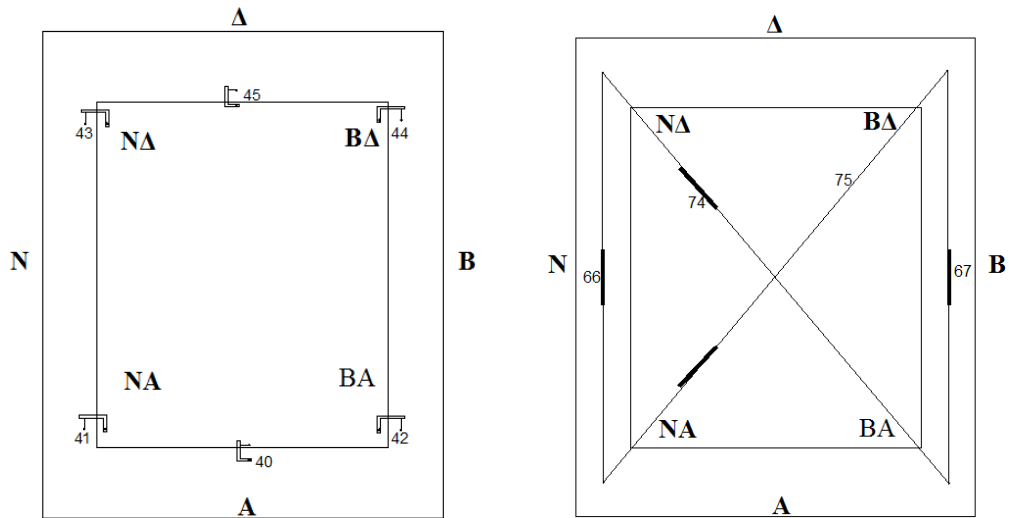
Σχήμα 39: Πλάγια όψη πειραματικής διάταξης



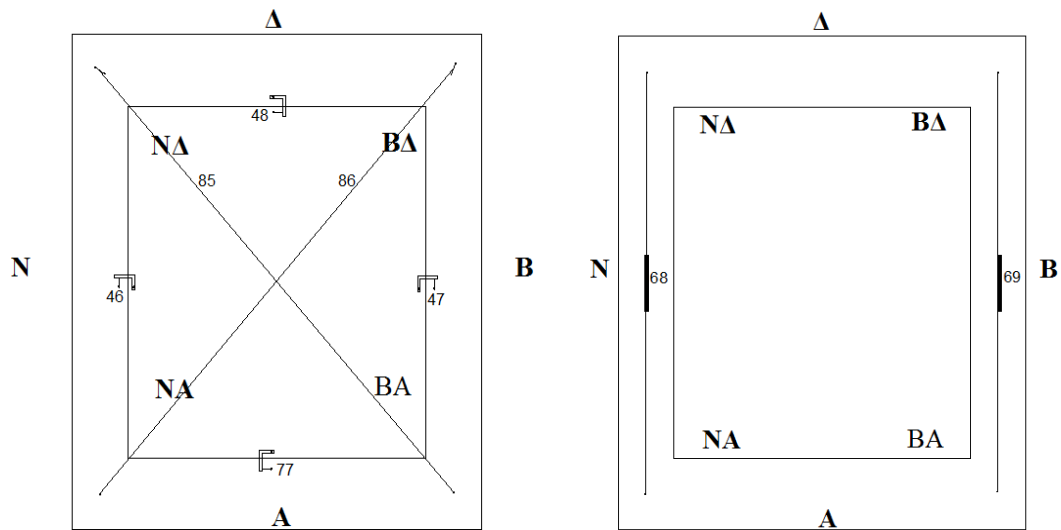
Σχήμα 40: Θέσεις αισθητήρων 1ου ορόφου, πάνω όψη (αριστερά), κάτω όψη (δεξιά)



Σχήμα 41: Θέσεις αισθητήρων 2ου ορόφου, πάνω όψη (αριστερά), κάτω όψη (δεξιά)



Σχήμα 42: Θέσεις αισθητήρων 3ου ορόφου, πάνω όψη (αριστερά), κάτω όψη (δεξιά)



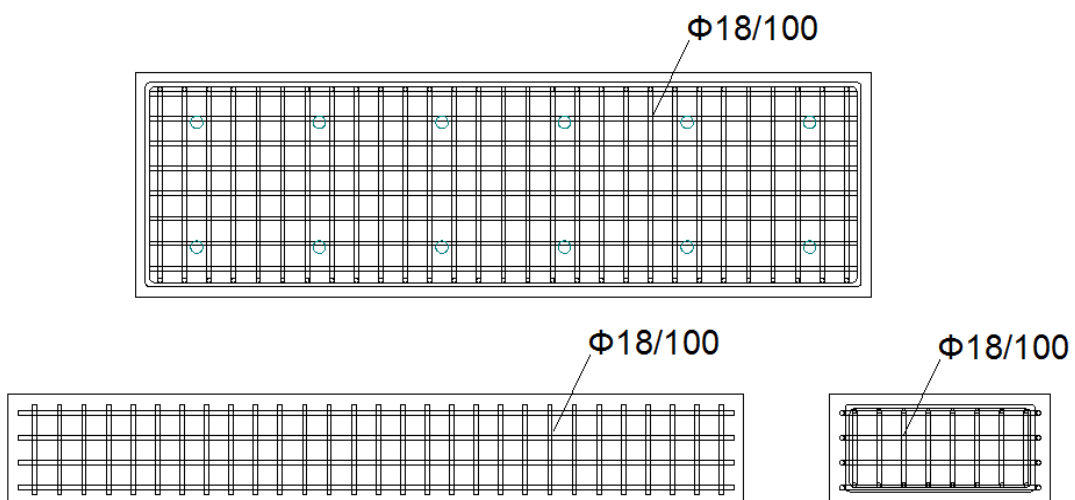
Σχήμα 43: Θέσεις αισθητήρων 4ου ορόφου, πάνω όψη (αριστερά), κάτω όψη (δεξιά)



Σχήμα 44: Πειραματική διάταξη

6.1 ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΔΟΚΙΜΙΟΥ

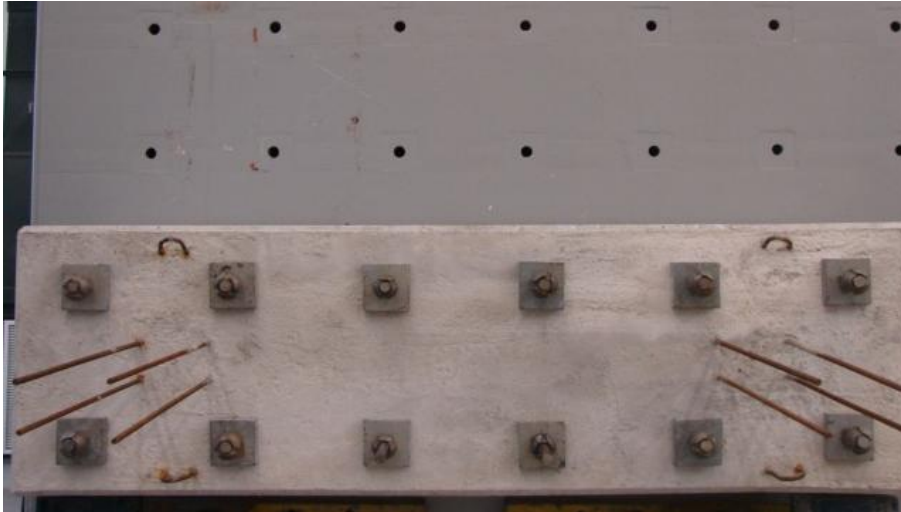
Η κατασκευή του δοκιμίου (κατασκευή ξυλοτύπων, σκυροδέτηση) πραγματοποιήθηκε από εργολάβο. Αρχικά κατασκευάστηκε η βάση του τοιχώματος διαστάσεων 3m x 0.9m x 0.69m στην οποία προβλέφθηκαν οι αναμονές για την μάτιση των ράβδων οπλισμού των υποστυλωμάτων του πρώτου ορόφου (Σχ. 45, Σχ.46). Κατόπιν η βάση του τοιχώματος αγκυρώθηκε στον τοίχο αντίδρασης στο επιθυμητό ύψος (Σχ. 47).



Σχήμα 45: Οπλισμός βάσης τοιχώματος



Σχήμα 46: Οπλισμός βάσης τοιχώματος



Σχήμα 47: Βάση τοιχώματος αγκυρωμένη στον τοίχο αντίδρασης

Στην συνέχεια τοποθετήθηκαν στο ισχυρό δάπεδο του εργαστηρίου οι αμφιαρθρωτές στηρίξεις (Σχ. 48) και κατασκευάστηκε ο ξυλότυπος του πλαισίου σύμφωνα με τα σχέδια.



Σχήμα 48: Αμφιαρθρωτή στήριξη τοιχώματος



Σχήμα 49: Ξυλότυπος πλαισίου



Σχήμα 50: Όπλιση πλαισίου, μάτιση ράβδων υποστυλώματος



Σχήμα 51: Όπλιση πλαισίου, κόμβος υποστυλώματος – δοκού



Σχήμα 52: Όπλιση υποστύλωσης



Σχήμα 53: Όπλιση δοκού



Σχήμα 54: Σκυροδετημένο πλαίσιο πριν την εμφότνωση

Ο ξυλότυπος του πλαισίου (Σχ. 49) αφαιρέθηκε 7 ημέρες μετά τη σκυροδέτηση. Στη συνέχεια ανοίχθηκαν οι οπές των βλήτρων και των αγκυρίων σύμφωνα με τα κατασκευαστικά σχέδια που προέκυψαν από τη διαστασιολόγησή τους (Σχ. 12 – Σχ. 23). Στις δοκούς βάσης των ορόφων και στα υποστυλώματα της βόρειας πλευράς επιλέχθηκε η 2^η μέθοδος σύνδεσης και στις δοκούς οροφής και στα υποστυλώματα της νότιας πλευράς η 1^η μέθοδος σύνδεσης.

Στις γωνίες δοκών υποστυλωμάτων όπου διασταυρώνονται τα βλήτρα των υποστυλωμάτων με αυτά των δοκών, επιλέχθηκε η μετατόπιση των βλήτρων των υποστυλωμάτων από την μέση γραμμή του υποστυλώματος και η τοποθέτησή τους εκατέρωθεν (πάνω και κάτω εναλλάξ) των βλήτρων των δοκών. Οι οπές, πριν την έγχυση ρητίνης και την τοποθέτηση των βλήτρων και των αγκυρίων σε αυτές, καθαρίστηκαν με επιμέλεια από υπολείμματα σκόνης.



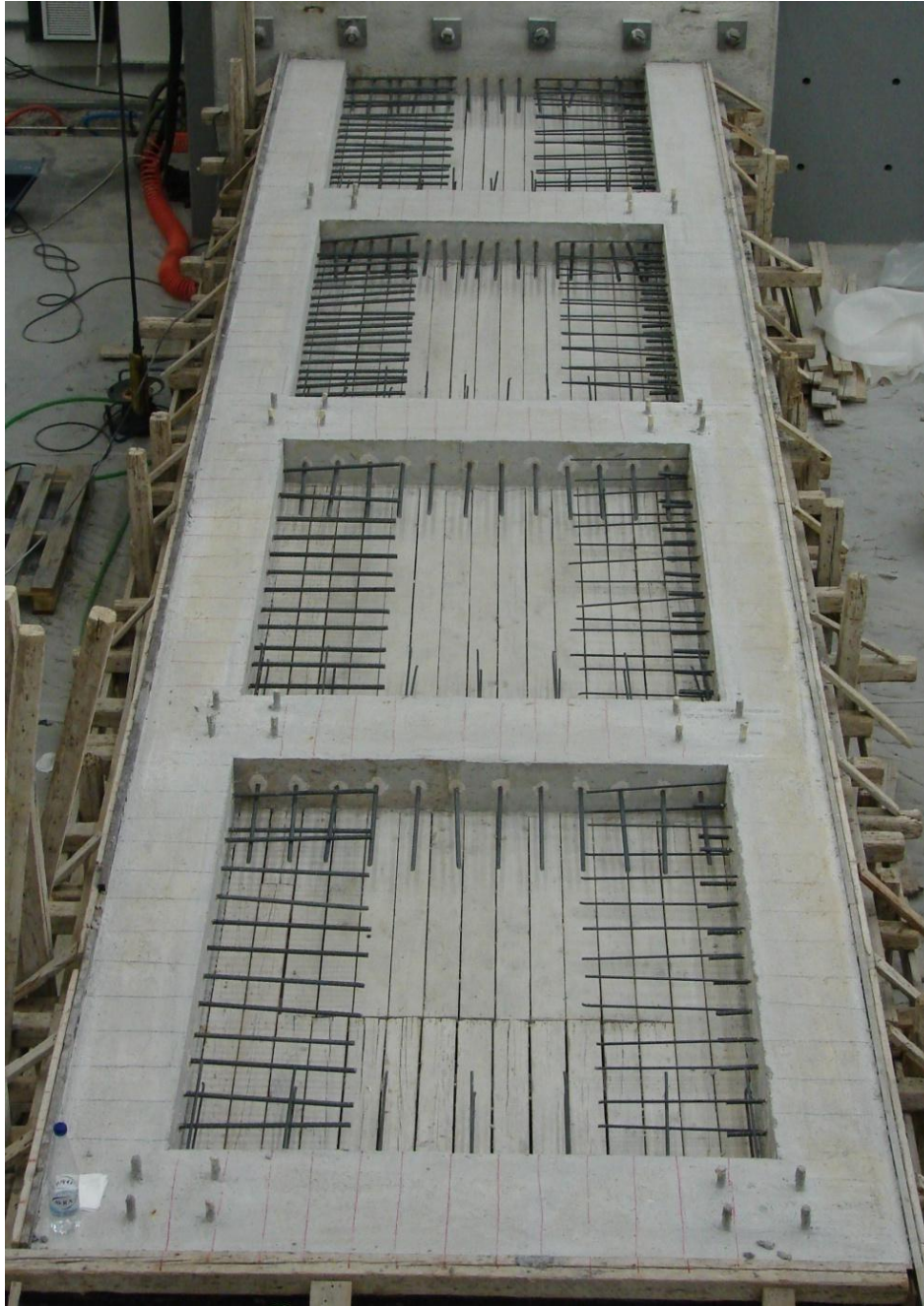
Σχήμα 55: Διάνοιξη οπών



Σχήμα 56: Καθαρισμός οπών

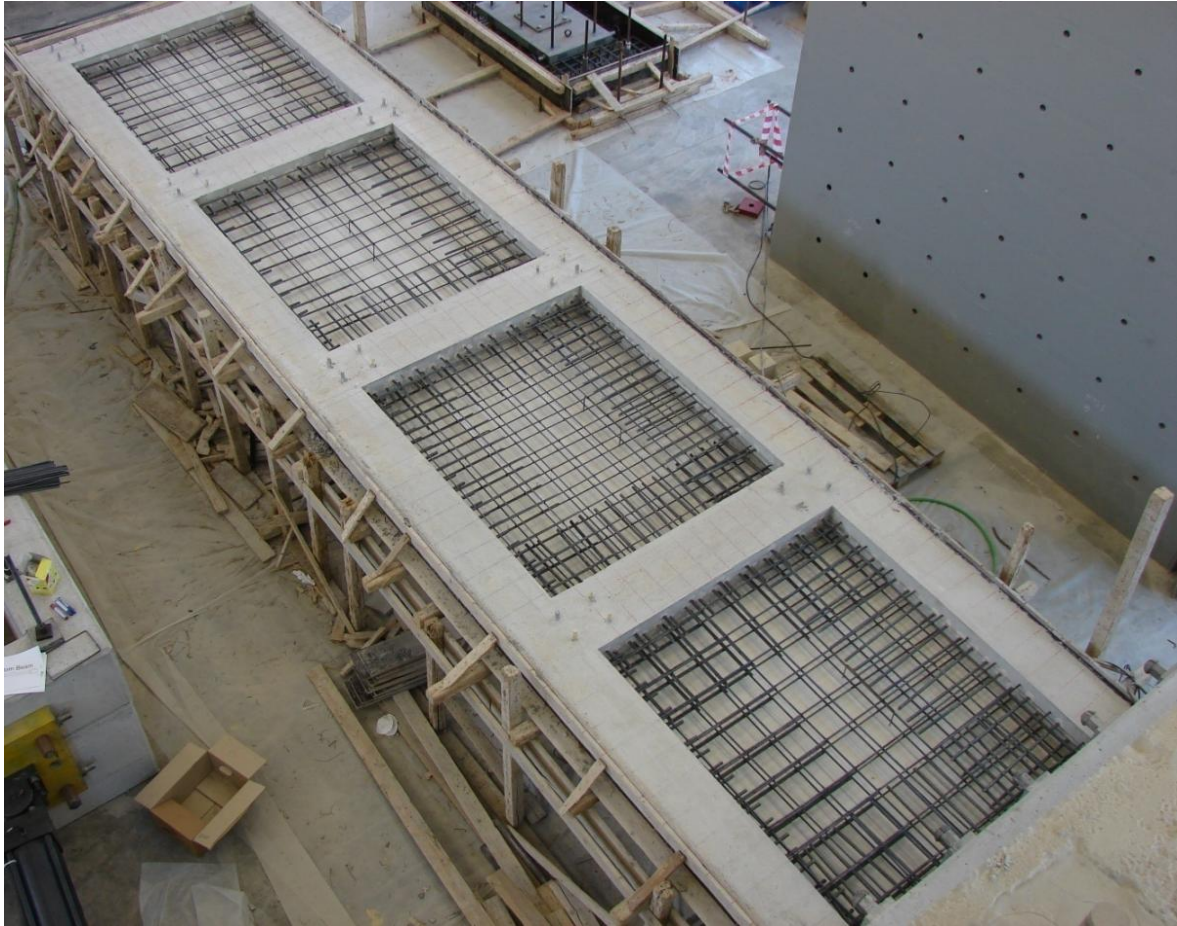


Σχήμα 57: Έγχυση ρητίνης και τοποθέτηση βλήτρων και αγκυρίων



Σχήμα 58: Τελική θέση βλήτρων και αγκυρίων

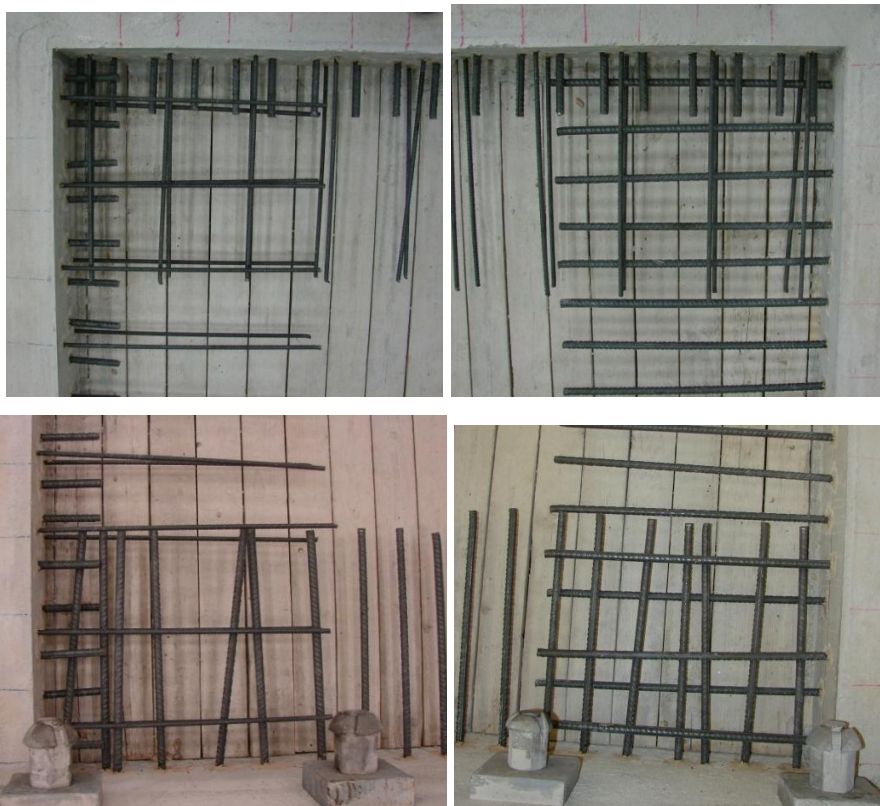
Στην συνέχεια τοποθετήθηκε ο οπλισμός του φατώματος και σκυροδετήθηκε το τοίχωμα.



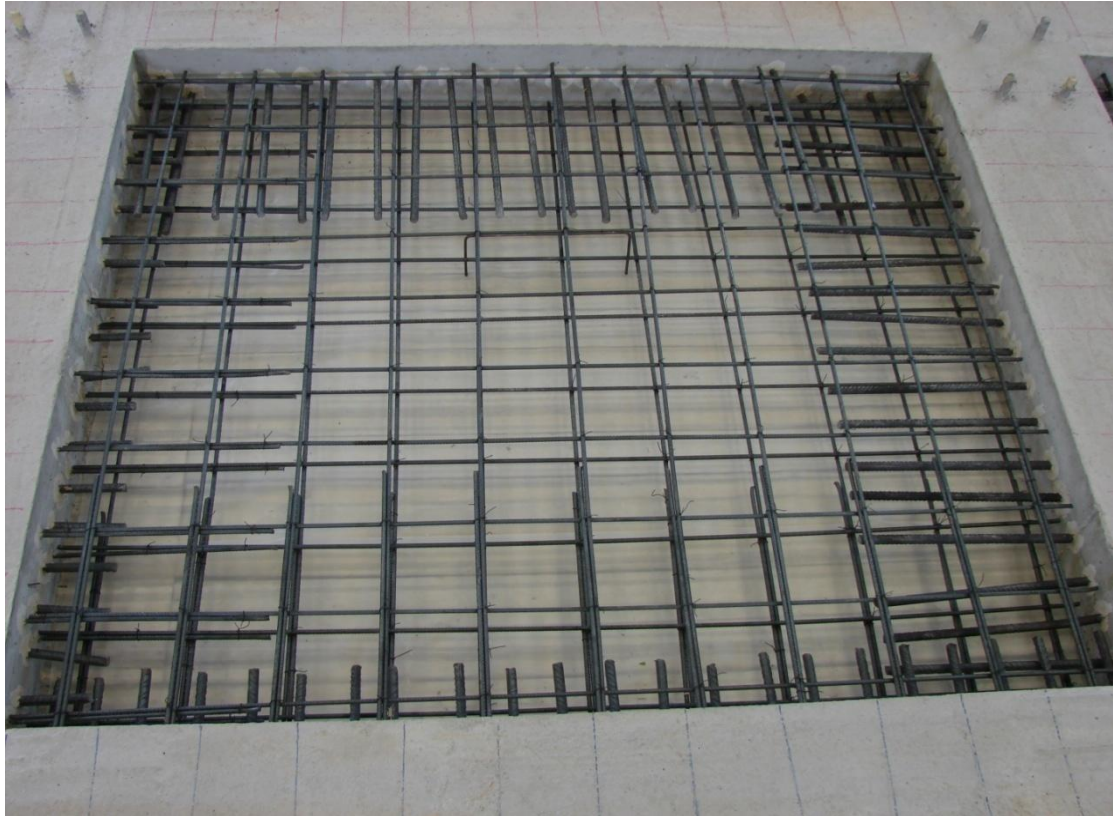
Σχήμα 59: Οπλισμός φατνώματος



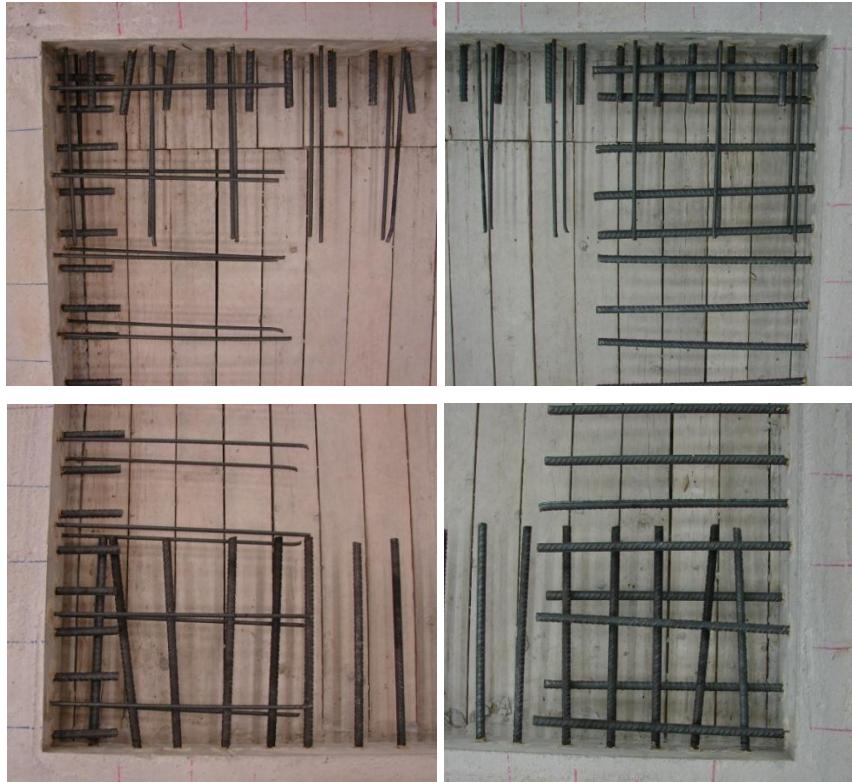
Σχήμα 60: Οπλισμός 1ου ορόφου



Σχήμα 61: Λεπτομέρειες όπλισης 1ου ορόφου



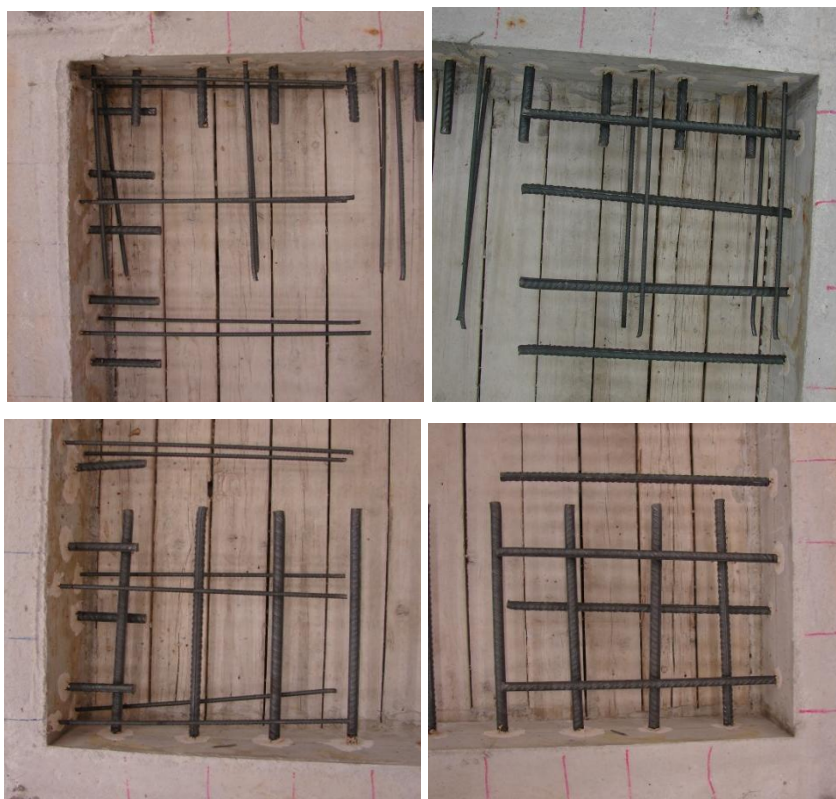
Σχήμα 62: Οπλισμός 2ου ορόφου



Σχήμα 63: Λεπτομέρειες όπλισης 2ου ορόφου



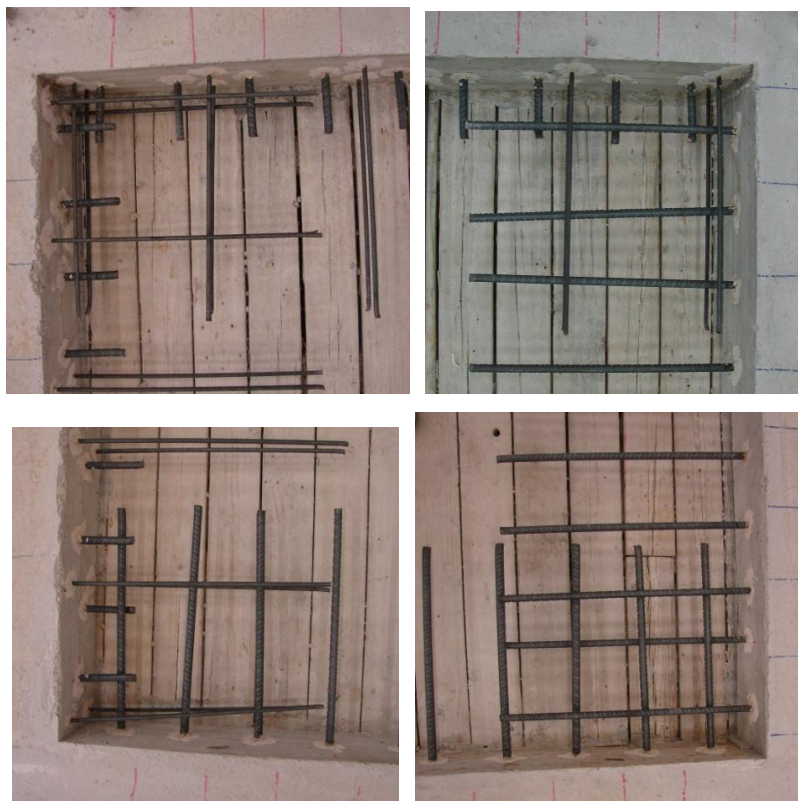
Σχήμα 64: Οπλισμός 3ου ορόφου



Σχήμα 65: Λεπτομέρειες όπλισης 3ου ορόφου

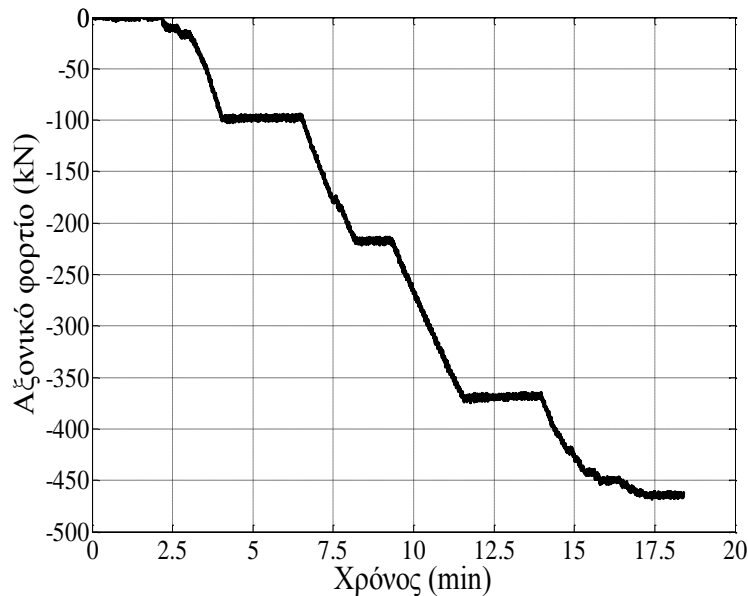


Σχήμα 66: Οπλισμός 4ου ορόφου



Σχήμα 67: Λεπτομέρειες όπλισης 4ου ορόφου

Ο ξυλότυπος αφαιρέθηκε από το δοκίμιο 10 ημέρες μετά την σκυροδέτηση και στην συνέχεια εφαρμόστηκε το αξονικό φορτίο που προκύπτει από το συνδυασμό δράσεων $G+0.3Q$, ίσο με 465kN. Κατά τη διάρκεια της εφαρμογής του φορτίου γινόταν καταγραφή του από τα πιεσόμετρα των υδραυλικών γρύλλων αλλά και από τα ηλεκτρικά μηκυσιόμετρα τα οποία έχουν επικολληθεί στις ράβδους προέντασης.

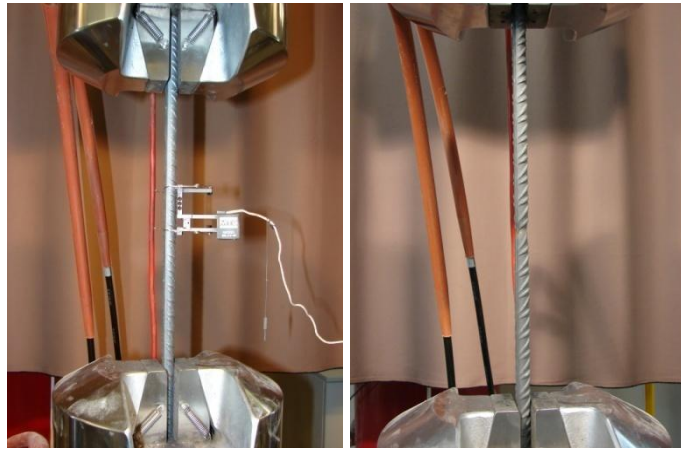


Σχήμα 68: Εφαρμογή αξονικού φορτίου

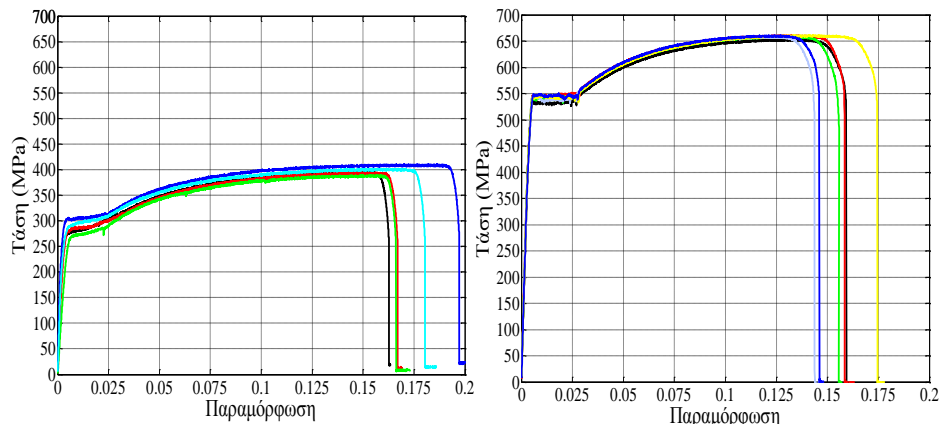
6.2 ΔΟΚΙΜΕΣ ΥΛΙΚΩΝ

Κατά τη σκυροδέτηση του πλαισίου ελήφθησαν 6 κυβικά δοκίμια πλευράς 0.15m, ενώ για το φάτνωμα ελήφθησαν 6 κυβικά δοκίμια πλευράς 0.15m και 6 κυλινδρικά δοκίμια ύψους 0.30m και διαμέτρου 0.15m. Τα δοκίμια δοκιμάστηκαν την ημέρα της δοκιμής του τοιχώματος. Απο τις δοκιμές στα κυβικά δοκίμια προέκυψε μέση θλιπτική αντοχή ίση με 34.1 MPa για το σκυρόδεμα του πλαισίου και 33.9 MPa για το σκυρόδεμα του φανώματος ενώ επίσης για το σκυρόδεμα του φανώματος από τα κυλινδρικά δοκίμια προέκυψε μέση θλιπτική αντοχή ίση με 27.7 MPa.

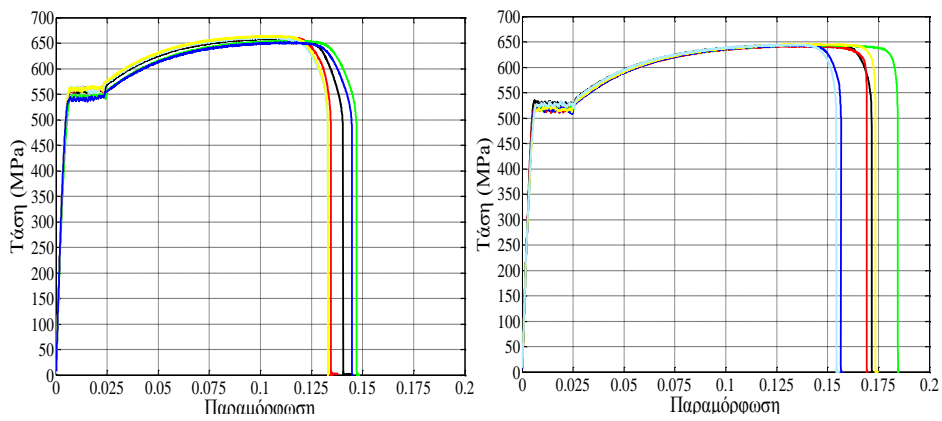
Για όλες τις διαμέτρους των ράβδων οπλισμού τόσο του πλαισίου όσο και του φανώματος, ελήφθησαν δοκίμια ράβδοι για τον υπολογισμό της τάσης διαρροής τους. Οι δοκιμές εφελκυσμού πραγματοποιήθηκαν σύμφωνα με το πρότυπο ASTM A370 και δοκιμάστηκαν 6 ράβδοι ανά διάμετρο.



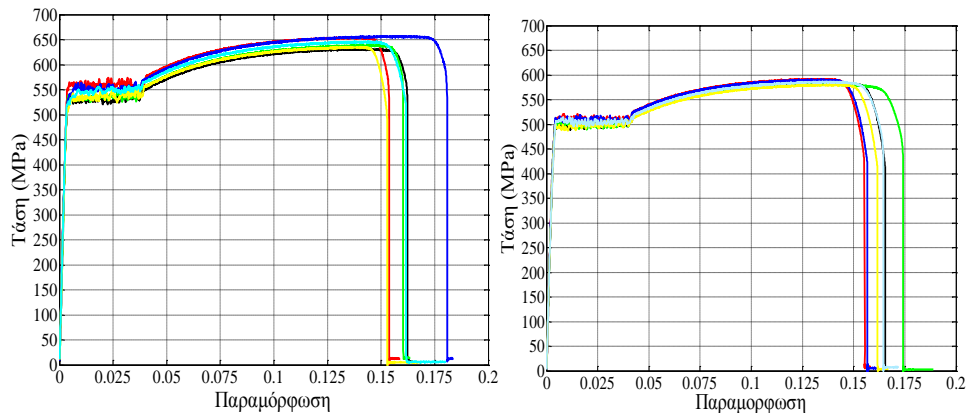
Σχήμα 69: Διάταξη δοκιμής εφελκυσμού ράβδων οπλισμού



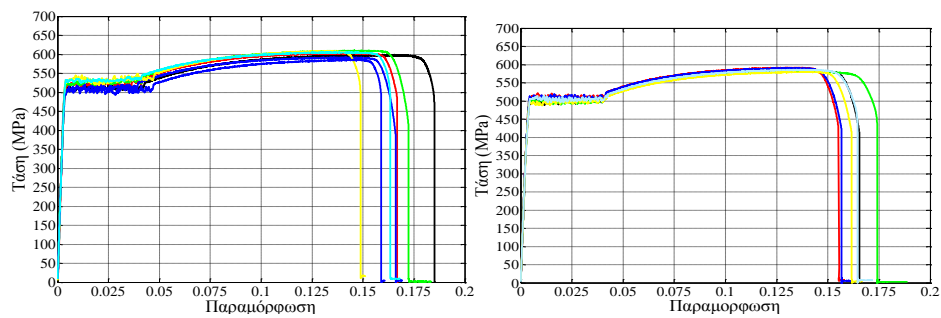
Σχήμα 70: Διάγραμμα σ - ϵ δοκιμών χάλυβα πλαισίου διαμέτρου $\Phi 6$ (αριστερά), $\Phi 12$ (δεξιά)



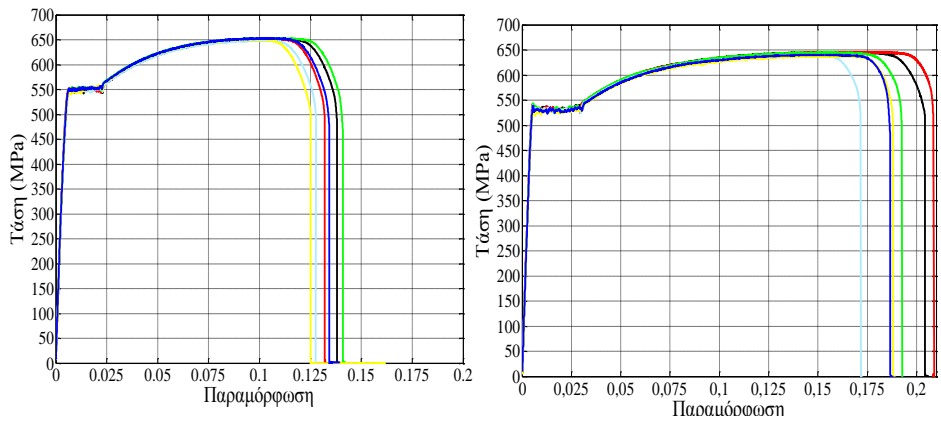
Σχήμα 71: Διάγραμμα σ - ϵ δοκιμών χάλυβα πλαισίου διαμέτρου $\Phi 14$ (αριστερά), $\Phi 16$ (δεξιά)



Σχήμα 72: Διάγραμμα σ - ϵ δοκιμών χάλυβα φατνώματος διαμέτρου $\Phi 8$ (αριστερά), $\Phi 10$ (δεξιά)



Σχήμα 73: Διάγραμμα σ - ϵ δοκιμών χάλυβα αγκυρίων διαμέτρου $\Phi 8$ (αριστερά), $\Phi 10$ (δεξιά)



Σχήμα 74: Διάγραμμα σ - ϵ δοκιμών χάλυβα βλήτρων διαμέτρου $\Phi 14$ (αριστερά), $\Phi 16$ (δεξιά)

Πίνακας 8: Τάση διαρροής (μέσος όρος 6 δοκιμών) από δοκιμές εφελκυσμού

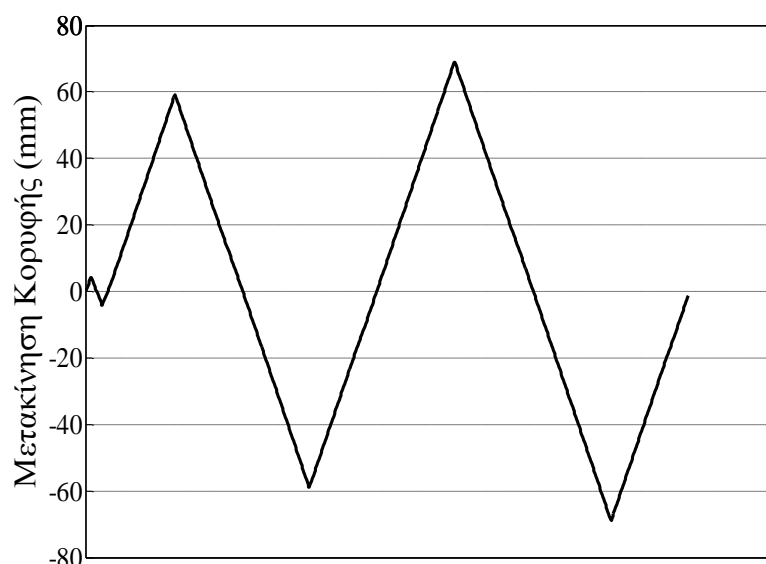
	Διάμετρος ράβδου	Τάση διαρροής (MPa)
Πλαίσιο	Φ6	282.9
	Φ12	542.4
	Φ14	551.1
	Φ16	523.0
Φάτνωμα	Φ8	544.8
	Φ10	504.5
Βλήτρα και αγκύρια	Φ8	520.8
	Φ10	504.5
	Φ14	550.9
	Φ16	539.7

7 ΥΒΡΙΔΙΚΗ ΔΟΚΙΜΗ ΔΟΚΙΜΙΟΥ 1 (ΦΑΣΗ 5)

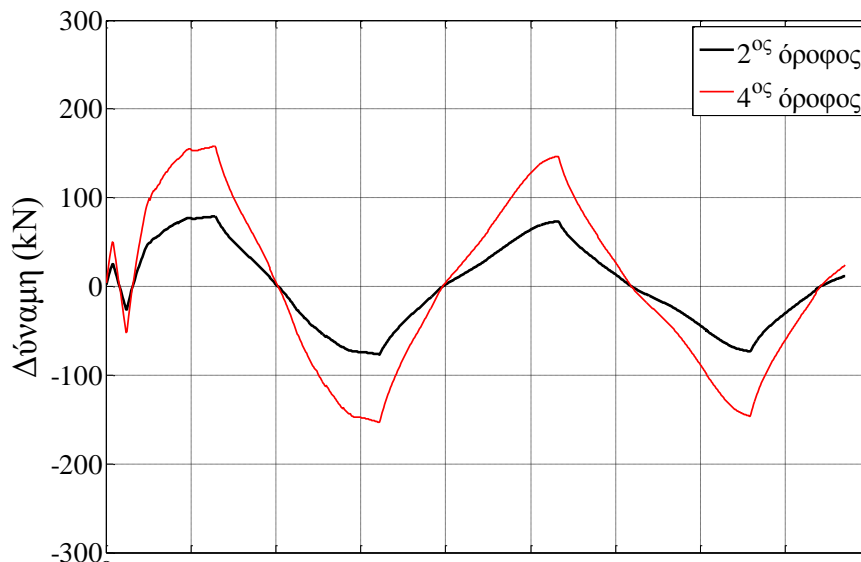
Το δοκίμιο υποβλήθηκε σε τρεις δοκιμές: (α) δοκιμή σε ανακυκλιζόμενη ένταση με επιβαλλόμενη τριγωνική μορφή μετακινήσεων καθ' ύψος, (β) ψευδοδυναμική δοκιμή με διέγερση επιταχυνσιογραφήματος 0.25g, και (γ) ανακυκλιζόμενη δοκιμή με επιβαλλόμενη τριγωνική μορφή μετακινήσεων καθ' ύψος.

7.1 ΑΝΑΚΥΚΛΙΖΟΜΕΝΗ ΔΟΚΙΜΗ

Στην πρώτη δοκιμή εφαρμόστηκε ανακυκλιζόμενη χρονοϊστορία μετακινήσεων με τριγωνική κατανομή καθ' ύψος. Η μέγιστη μετακίνηση που επιβλήθηκε προέκυψε από τις μη γραμμικές στατικές αναλύσεις έτσι ώστε να οδηγήσει σε διαρροή του δοκιμίου. Επιβλήθηκαν συνολικά τρεις πλήρεις κύκλοι εύρους ± 5 mm, ± 60 mm και ± 70 mm στην κορυφή του δοκιμίου (Σχ. 75). Για την επιβολή της μετακίνησης χρησιμοποιήθηκαν 2 υδραυλικά έμβολα, στον δεύτερο και στον τέταρτο όροφο. Μέσω του εμβόλου του τελευταίου ορόφου επιβλήθηκε η προδιαγεγραμμένη ιστορία μετακινήσεων (έλεγχος μετακίνησης), ενώ ταυτόχρονα παράλληλα το έμβολο του δεύτερου ορόφου επέβαλε (έλεγχος δύναμης) το 50% της δύναμης που εφάρμοζε το έμβολο του 4^{ου} ορόφου (Σχ. 76).

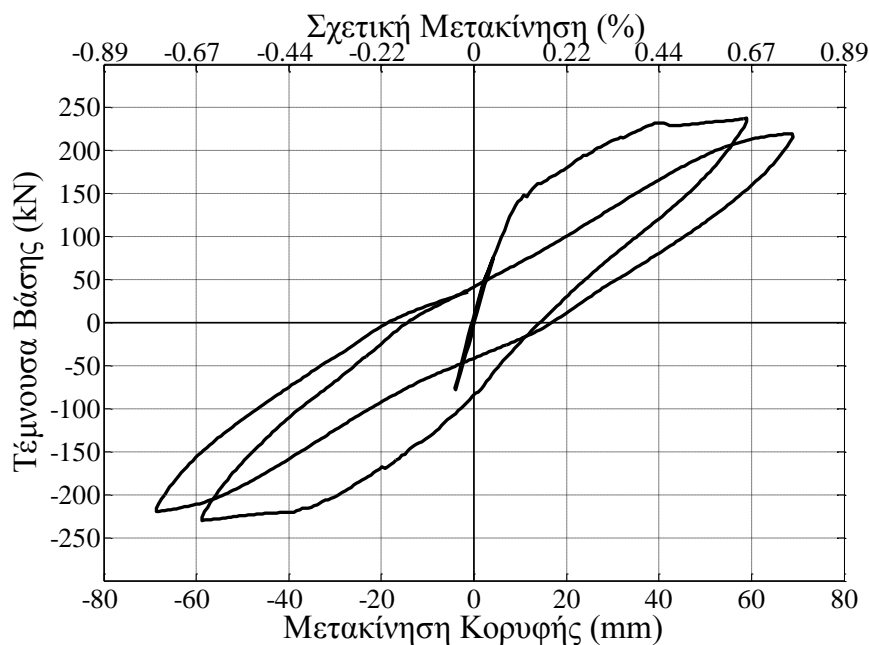


Σχήμα 75: Επιβαλλόμενη μετακίνηση κορυφής



Σχήμα 76: Επιβαλλόμενες δυνάμεις

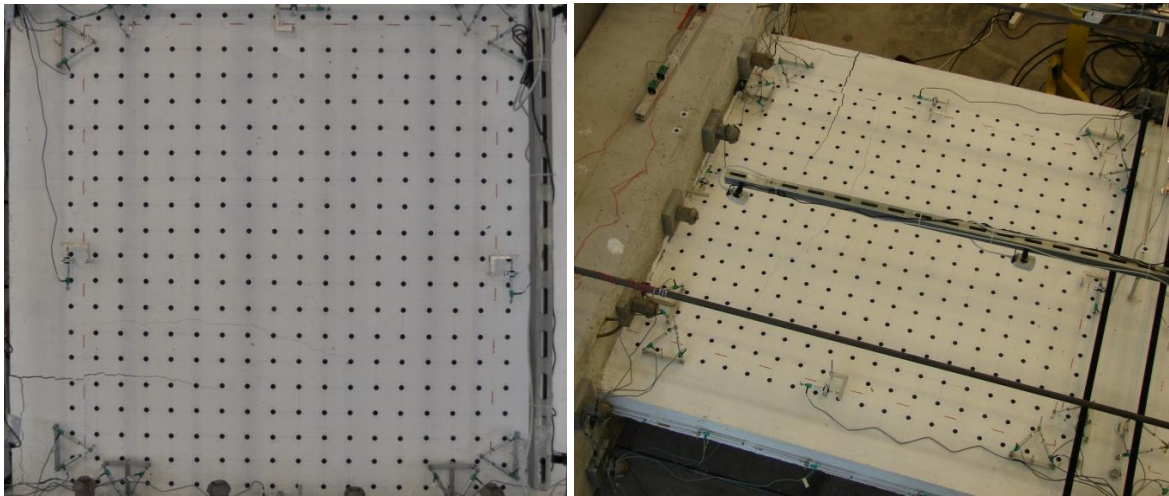
Η μέγιστη τέμνουσα βάσης κατά τη διάρκεια της δοκιμής προέκυψε ίση με 237.6 kN σε μετακίνηση ίση με 58.91 mm κατά τη θετική φορά φόρτισης και ίση με 229.9 kN σε μετακίνηση -58.71 mm, κατά την αρνητική φορά φόρτισης (Σχ. 77).



Σχήμα 77: Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση κορυφής

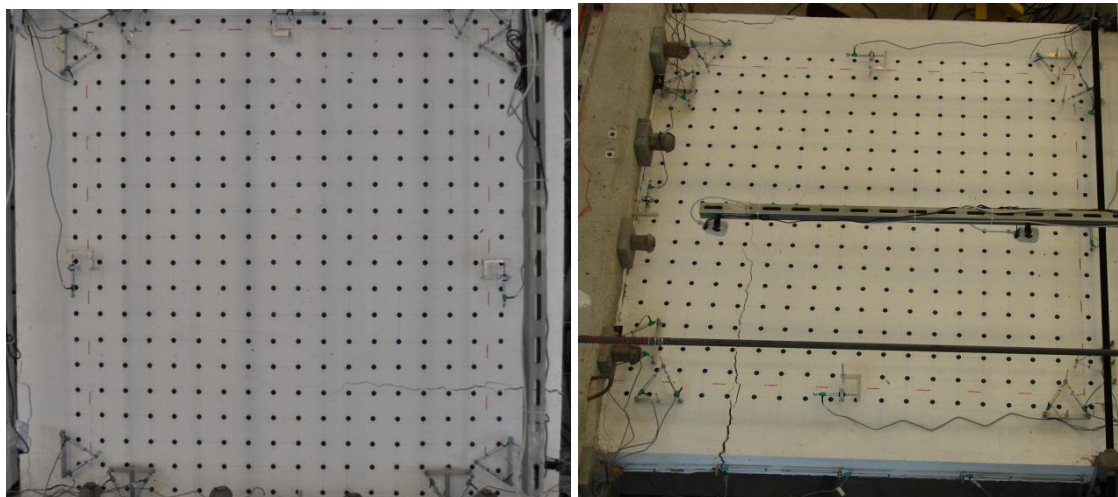
Σε μετακίνηση περίπου 10 mm εμφανίσθηκαν καμπτικές ρωγμές καθ' ύψος του υποστυλώματος της εφελκόμενης πλευράς, ενώ ρηγμάτωση προκλήθηκε και στην περιοχή

της μάτισης των ράβδων του υποστυλώματος. Με την πρόοδο της δοκιμής οι τελευταίες διευρύνονται και επεκτείνονται εντός του φατνώματος πλέον (Σχ. 78).



Σχήμα 78: Ρωγμές στην περιοχή της μάτισης στο υποστύλωμα της νότιας πλευράς

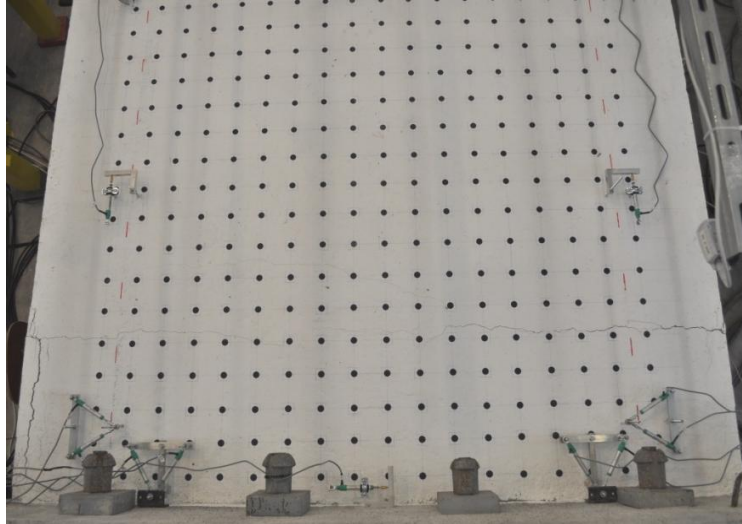
Στην αντιστροφή της φόρτισης το δοκίμιο συμπεριφέρθηκε συμμετρικά με ανάπτυξη ρηγματώσης στην περιοχή της μάτισης των ράβδων του υποστυλώματος της τρέχουσας εφελκόμενης πλευράς.



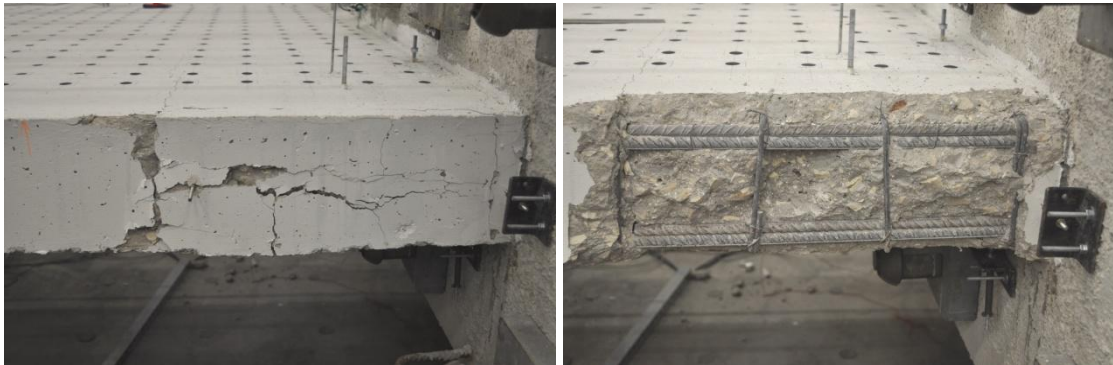
Σχήμα 79: Ρωγμές στην περιοχή της μάτισης στο υποστύλωμα της βόρειας πλευράς

Στον επόμενο κύκλο φόρτισης, οι προγενέστερες ρωγμές στις περιοχές ματίσεων στη βάση των υποστυλωμάτων αναπτύχθηκαν περαιτέρω. Δεν παρατηρήθηκαν άλλες μορφές

βλάβης ή ένδειξη ολίσθησης ή διαχωρισμού του περιβάλλοντος πλαισίου από το φάτνωμα, πλην εκείνης στη διεπιφάνεια φαντώματος και θεμελίωσης. Η μορφή της ρηγμάτωσης στο τέλος της δοκιμής επιβεβαίωσε το συμπέρασμα ότι υπήρξε αστοχία στην περιοχή των ματίσεων των ράβδων οπλισμού των υποστυλωμάτων.



Σχήμα 80: Ρηγμάτωση δοκιμίου στο τέλος της δοκιμής

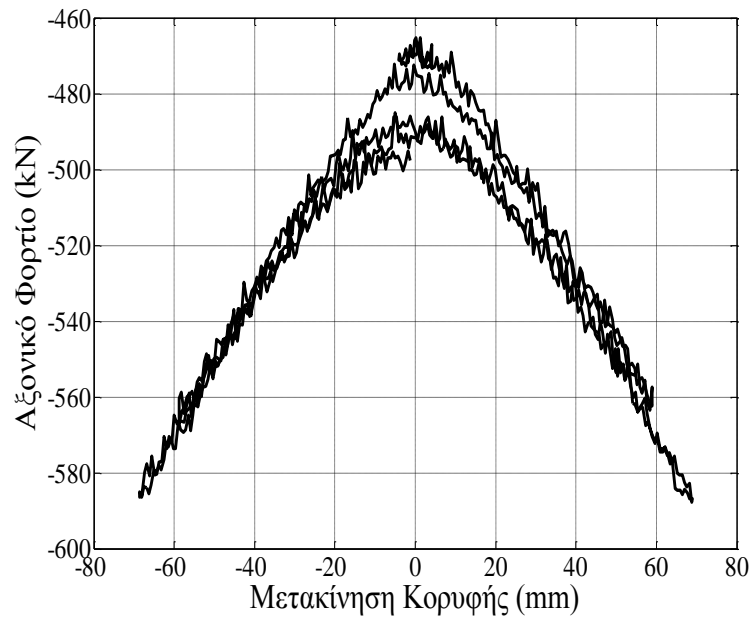


Σχήμα 81: Λεπτομέρειες ρηγμάτωσης υποστυλώματος νότιας πλευράς στο τέλος της δοκιμής



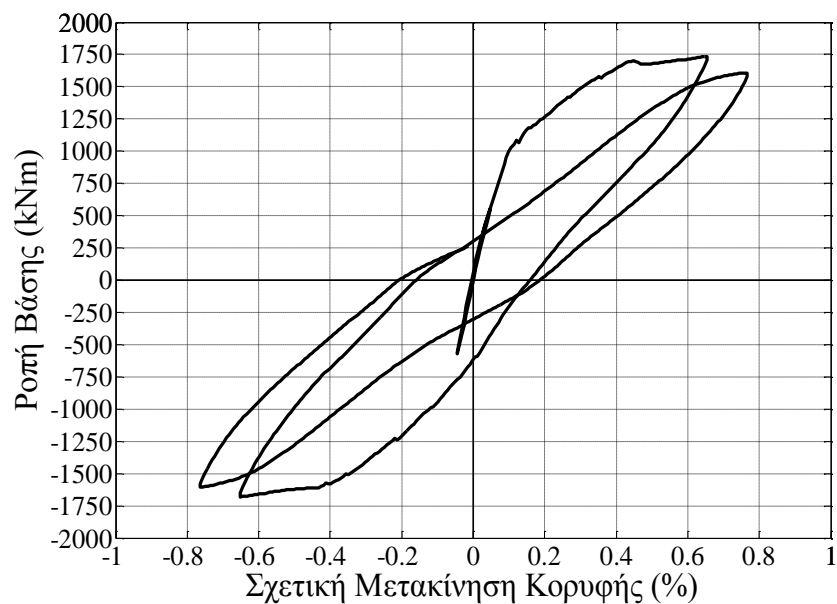
Σχήμα 82: Λεπτομέρειες ρηγμάτωσης υποστυλώματος βόρειας πλευράς στο τέλος της δοκιμής

Το αξονικό φορτίο που επιβλήθηκε ήταν 465 kN ($\nu=0.04$) για το συνδυασμό δράσεων $G+0.3Q$ και μεταβάλλονταν λόγω ανακύκλισης των οριζόντιων μετακινήσεων μέχρι 587.7kN ($\nu=0.05$), Σχ. 83.



Σχήμα 83: Μεταβολή αξονικού φορτίου

Η ροπή βάσης (αγνοώντας τη συνεισφορά του αξονικού) συναρτῆσει της σχετικής μετακίνησης κορυφῆς καθώς και η ροπή βάσης ως προς τη σχετική μετακίνηση του μήκους διάτμησης παρουσιάζονται στα Σχ. 84, 85.

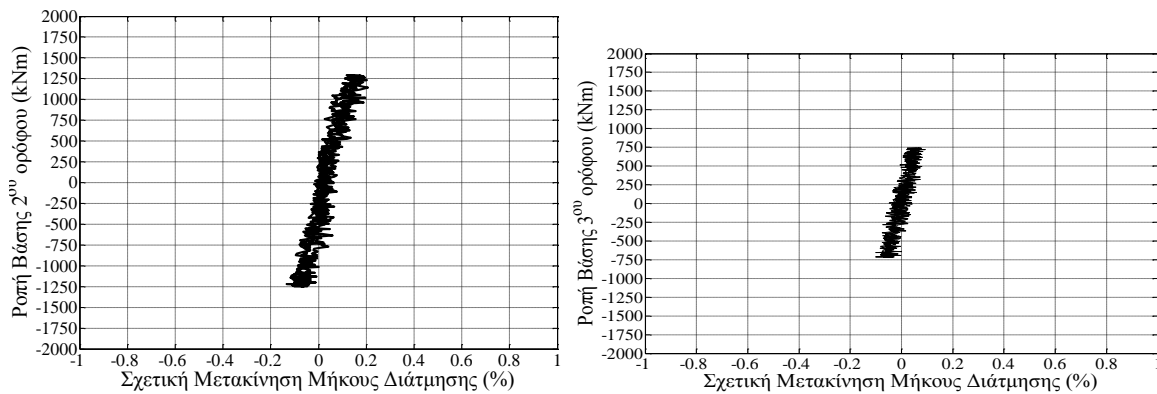


Σχήμα 84: Ροπή βάσης – σχετική μετακίνηση κορυφῆς



Σχήμα 85: Ροπή βάσης – σχετική μήκους διάτμησης

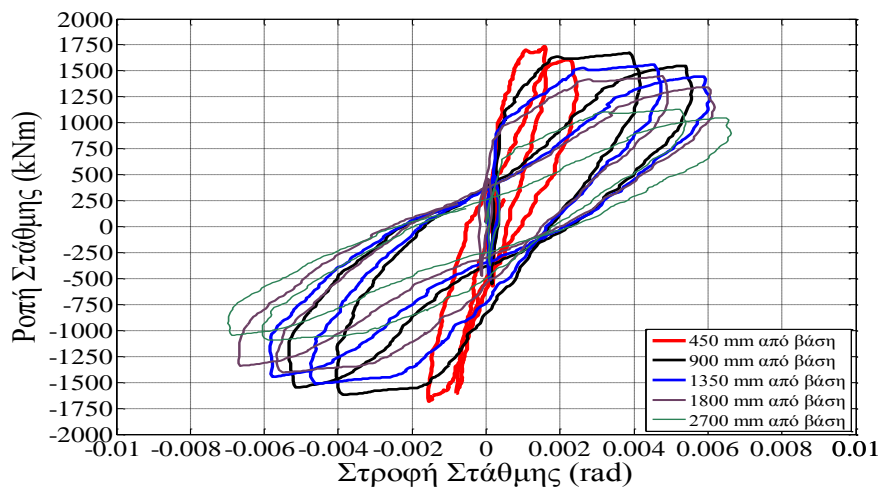
Η ροπή στη βάση του 2^{ου} και του 3^{ου} ορόφου σε σχέση με την σχετική μετακίνηση του αντίστοιχου μήκους διάτμησης παρουσιάζονται στο Σχ. 86. Από τα γραφήματα ροπής – σχετικής μετακίνησης είναι φανερό ότι η διατομή βάσης του 2^{ου} και του 3^{ου} ορόφου παρέμεινε ελαστική ενώ όλη η ανελαστικότητα συγκεντρώθηκε στην διατομή βάσης του 1^{ου} ορόφου, κάτι το οποίο παρατηρήθηκε και οπτικά κατά την διάρκεια της δοκιμής.



Σχήμα 86: Ροπή βάσης – σχετική μετακίνηση μήκους διάτμησης 2^{ου} ορόφου (αριστερά), 3^{ου} ορόφου (δεξιά)

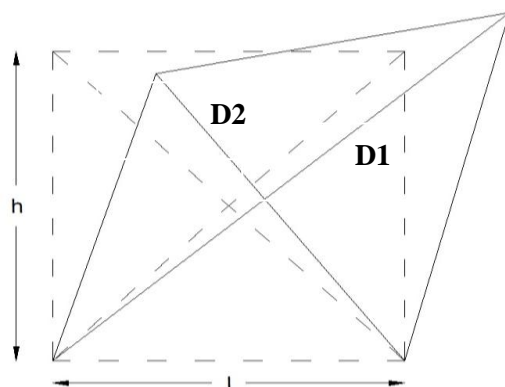
Η στροφή του δοκιμίου στη διάρκεια των δοκιμών μετρήθηκε καθ' ύψος του πρώτου και στη βάση του δεύτερου ορόφου με ζεύγη επιμηκυνσιομέτρων τοποθετημένων εκατέρωθεν του τοιχώματος (στη στενή πλευρά) σε στάθμες 450mm, 900mm, 1350mm, 1800mm και 2700mm από την βάση του δοκιμίου. Η στροφή σε κάθε θέση καθ' ύψος προκύπτει ως ο λόγος της διαφοράς της μέτρησης των επιμηκυνσιομέτρων προς την μεταξύ τους απόσταση.

Στο Σχ. 87 φαίνονται τα διαγράμματα ροπής – στροφής που προέκυψαν υπολογίζοντας την αντίστοιχη ροπή σε κάθε θέση με την αντίστοιχη στροφή.



Σχήμα 87: Ροπή – στροφή καθ' ύψος εμφαντωμένου πλαισίου

Η στροφή στο δεύτερο επίπεδο (900mm από την βάση) είναι σημαντικά μεγαλύτερη από την στροφή στο πρώτο (450mm από την βάση) δεδομένου ότι η βλάβη συγκεντρώθηκε σε ύψος 480mm από την βάση (όσο το μήκος της μάτισης). Είναι φανερό (Σχ. 84, 85) ότι η συμπεριφορά του εμφαντωμένου πλαισίου είναι κυρίως καμπτική. Η διατμητική παραμόρφωση στον 1^ο και 2^ο όροφο υπολογίστηκε από τις μετρήσεις επιμηκυνσιομέτρων τοποθετημένα διαγωνίως (διάταξη "X").



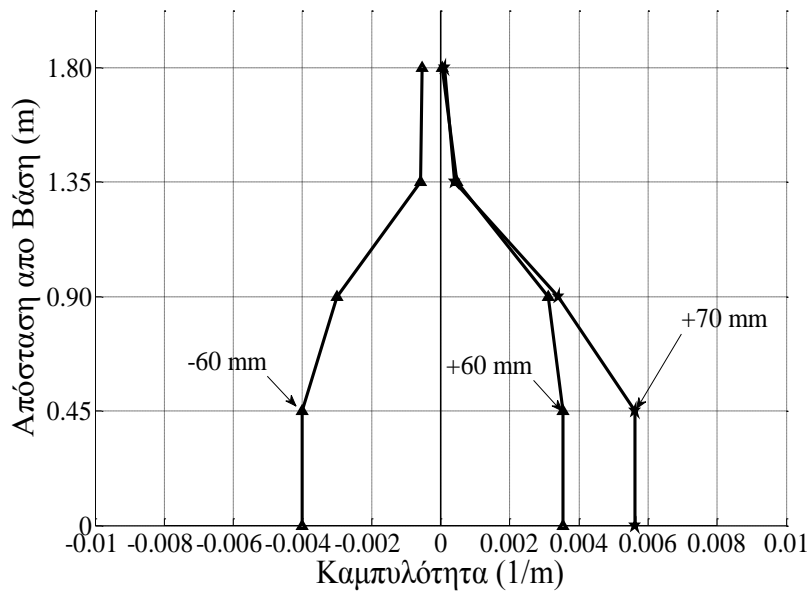
$$U_{shear} = \frac{\sqrt{D1^2 - h^2} - \sqrt{D2^2 - h^2}}{2}$$

Ωστόσο οι μετρήσεις των διαγώνιων επιμηκυνσιομέτρων επηρεάζονται από τις καμπτικές παραμορφώσεις, με αποτέλεσμα – εάν δεν ληφθεί πρόνοια - να υπερεκτιμάται η διατμητική παραμόρφωση. Για τη συνεισφορά των καμπτικών παραμορφώσεων στην οριζόντια μετακίνηση του ορόφου απαιτείται η εκτίμηση του κέντρου της κατανομής

καμπυλότητας καθ' ύψος του ορόφου (κέντρο στροφής). Η συνεισφορά των καμπτικών παραμορφώσεων στην συνολική μετακίνηση του ορόφου υπολογίζεται από την σχέση

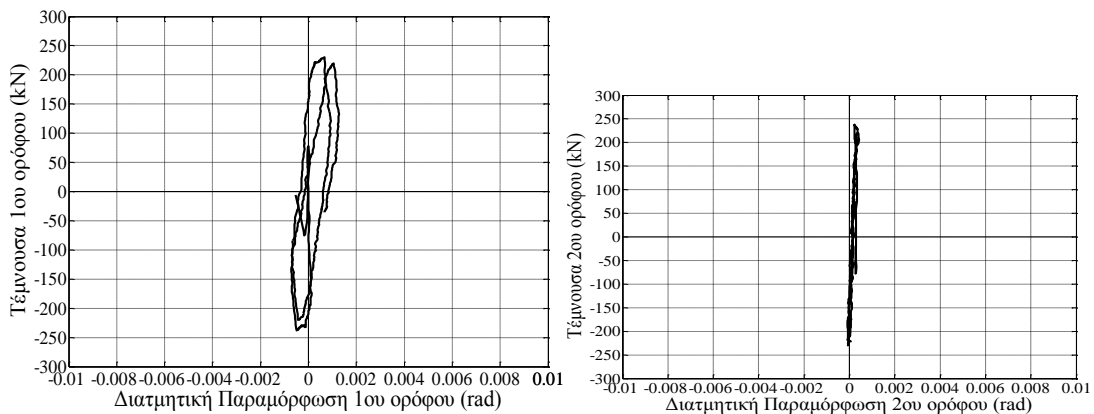
$$U_{flex} = \alpha \theta h$$

όπου θ , η στροφή του ορόφου, h το ύψος του ορόφου και α , ο λόγος της απόστασης του κέντρου στροφής από την κορυφή του ορόφου προς το ύψος του ορόφου. Το α λαμβάνει συνήθως τιμές από 0.5 (ομοιόμορφη κατανομή καμπυλοτήτων καθ' ύψος του ορόφου) έως 0.67 (τριγωνική κατανομή καμπυλοτήτων). Η κατανομή των καμπυλοτήτων καθ' ύψος του πρώτου ορόφου υπολογίστηκε από τις στροφές καθ' ύψος (Σχ. 87).



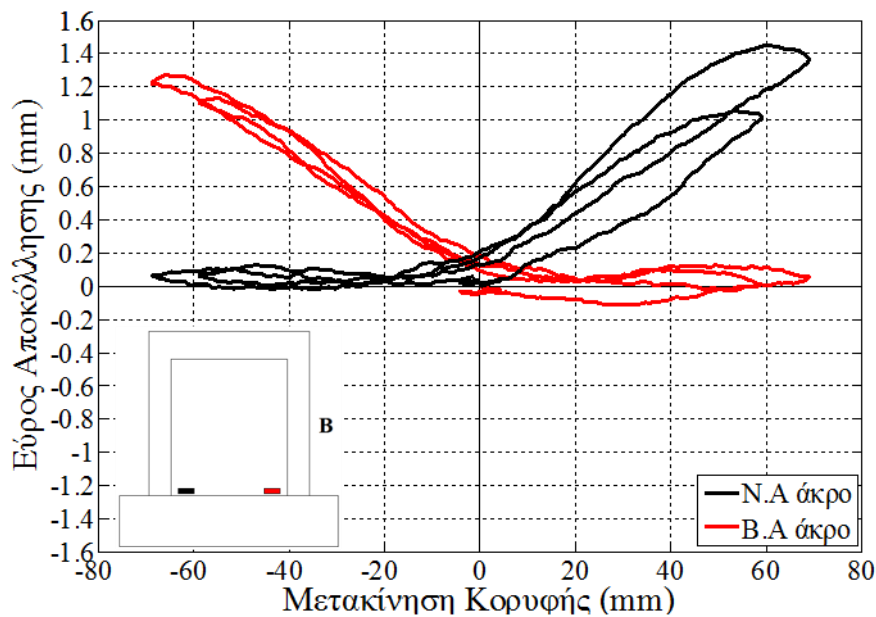
Σχήμα 88: Κατανομή καμπυλοτήτων καθ' ύψος 1ου ορόφου

Επειδή η κατανομή καμπυλοτήτων τείνει προς τριγωνική (Σχ. 88) για τον υπολογισμό της διατμητικής παραμόρφωσης (Σχ. 89) λαμβάνεται τιμή του α ίση με 0.67.



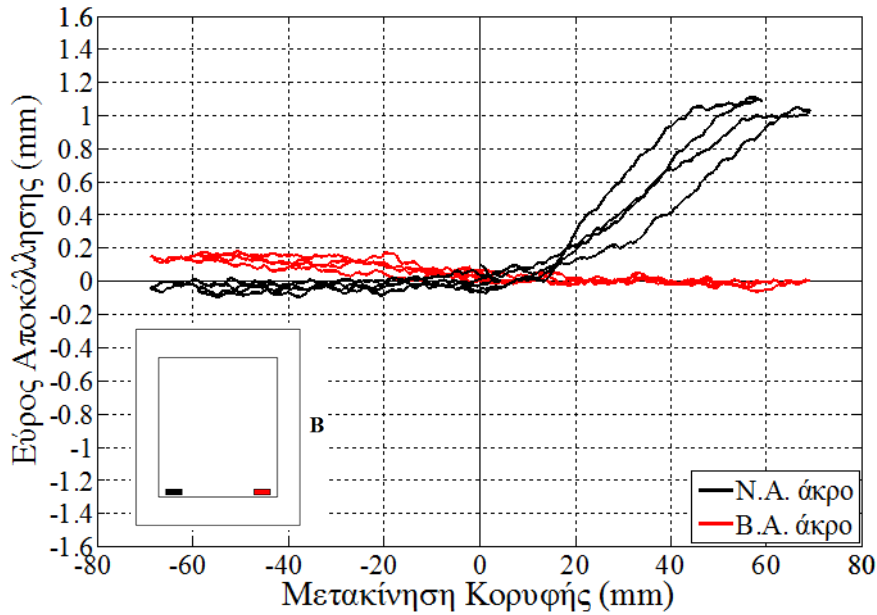
Σχήμα 89: Τέμνουσα βάσης – διατμητική παραμόρφωση 1ου ορόφου (αριστερά), 2ου ορόφου (δεξιά)

Σε διάφορες θέσεις περιμετρικά του φατνώματος μετρήθηκαν κατά τη δοκιμή η σχετική μετακίνηση (ολίσθηση) και η αποκόλληση φατνώματος – πλαισίου. Αποκόλληση του φατνώματος από την βάση θεμελίωσης στα άκρα εντοπίστηκε οπτικά και μέσω των επιμηκυνσιομέτρων της δοκού βάσης στο Ν.Α. άκρο (μέγιστο εύρος ρωγμής 1.4 mm για μετακίνηση +70 mm) και το Β.Α. άκρο (εύρος ρωγμής 1.27 mm για μετακίνηση -70 mm), Σχ. 90.



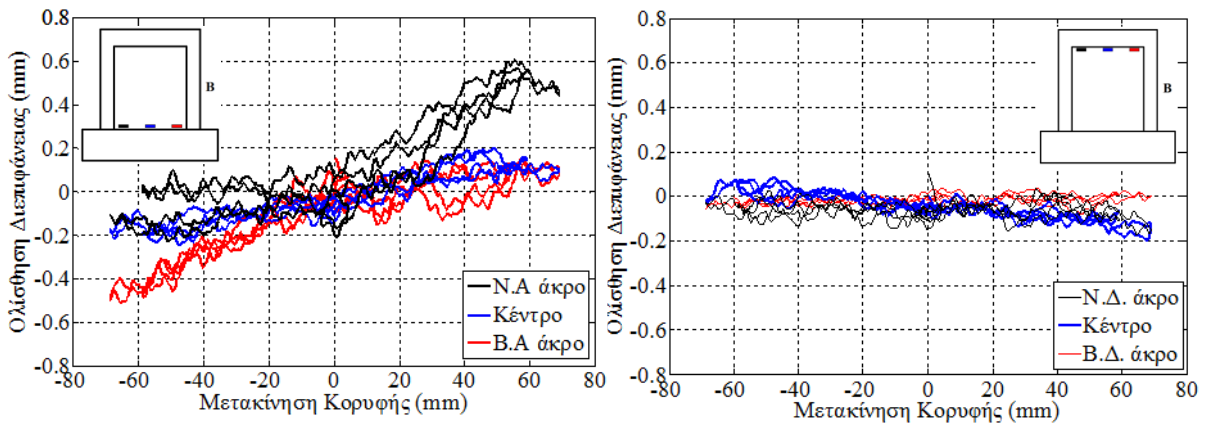
Σχήμα 90: Εύρος ρωγμής διεπιφάνειας φατνώματος – ανατολικής δοκού 1ου ορόφου

Μικρότερου εύρους αποκόλληση φατνώματος-πλαισίου καταγράφηκε επίσης στο 2^ο όροφο και συγκεκριμένα στην ανατολική δοκό και στα δύο άκρα (Σχ. 91).

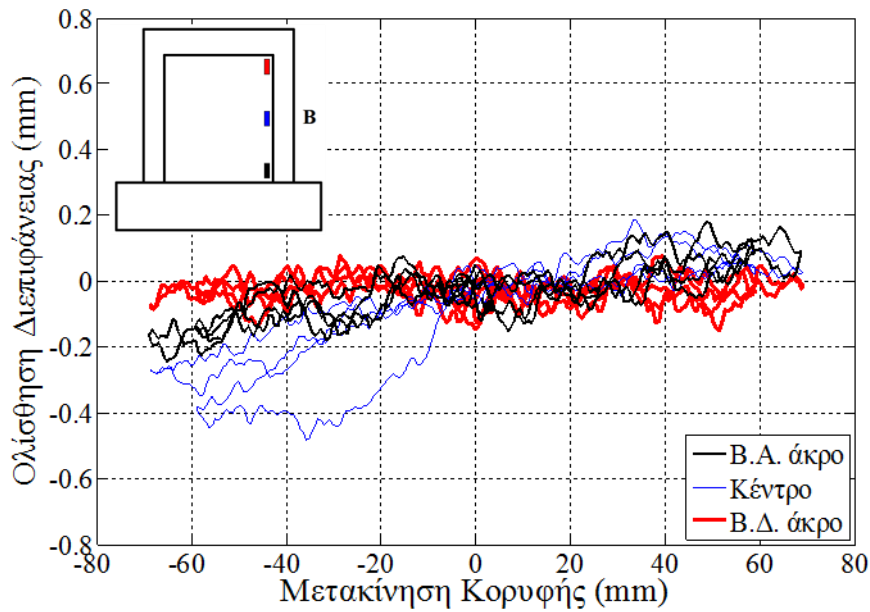


Σχήμα 91: Εύρος ρωγμής διεπιφάνειας φατνώματος – ανατολικής δοκού 2ου ορόφου

Ολίσθηση πλαισίου-φατνώματος στον 1^ο όροφο καταγράφηκε (Σχ. 92) στη διεπιφάνεια με τη δοκό βάσης (ανατολικά) και τη δοκό κορυφής (δυτικά), αλλά και στο υποστύλωμα βόρειας πλευράς (Σχ. 93). Η μέγιστη τιμή που καταγράφηκε ήταν 0.6 mm στην διεπιφάνεια φατνώματος- N.A. άκρο ανατολικής δοκού.

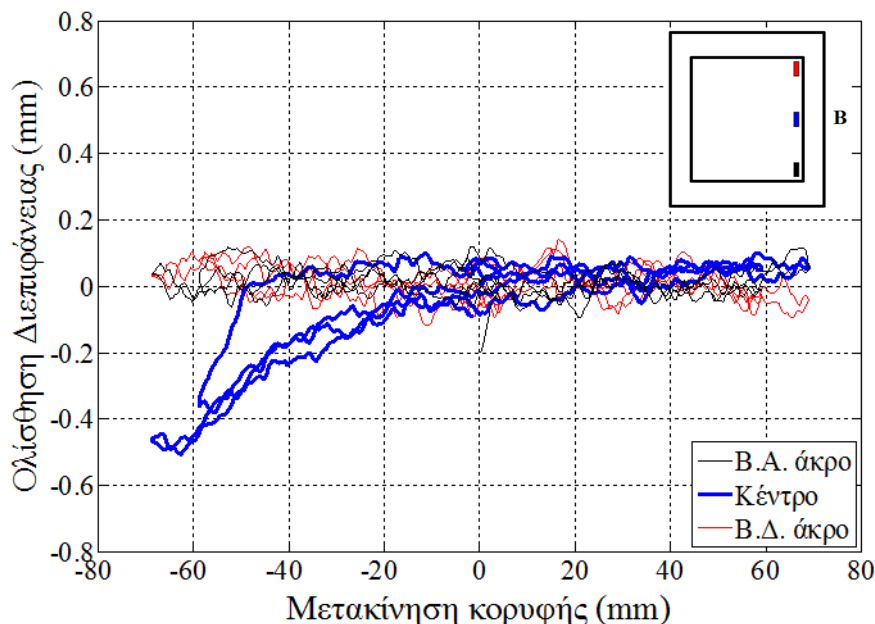


Σχήμα 92: Σχετική ολίσθηση διεπιφάνειας ανατολικής δοκού – φατνώματος (αριστερά) και δυτικής δοκού – φατνώματος (δεξιά) 1ου ορόφου



Σχήμα 93: Σχετική ολίσθηση διεπιφάνειας πλαισίου – φατνώματος υποστυλώματος βόρειας πλευράς 1ου ορόφου

Στον 2^ο όροφο ολίσθηση μέγιστης τιμής 0.5mm καταγράφηκε μόνο στο κέντρο του υποστυλώματος της βόρειας πλευράς (Σχ. 94). Σε κανένα άλλο όροφο δεν καταγράφηκε ολίσθηση στην διεπιφάνεια πλαισίου – φατνώματος.



Σχήμα 94: Σχετική ολίσθηση διεπιφάνειας πλαισίου – φατνώματος υποστυλώματος βόρειας πλευράς 2ου ορόφου

7.2 ΕΠΙΣΚΕΥΗ ΔΟΚΙΜΙΟΥ

Μετά την δοκιμή εκτελέστηκαν εργασίες αποκατάστασης των βλαβών με στόχο την εκτέλεση περεταίρω δοκιμών. Συγκεκριμένα η περιοχή των ματίσεων ράβδων υποστλωμάτων καθαρίστηκε από τα σαθρά κομμάτια σκυροδέματος (Σχ. 95), καθαρίστηκε επιμελώς από σκόνες και αποκαταστάθηκε με επισκευαστικό κονίαμα.



Σχήμα 95: Βλάβες υποστλωμάτων στην περιοχή των ματίσεων



Σχήμα 96: Αποκατάσταση σκυροδέματος υποστλωμάτων με επισκευαστικό κονίαμα

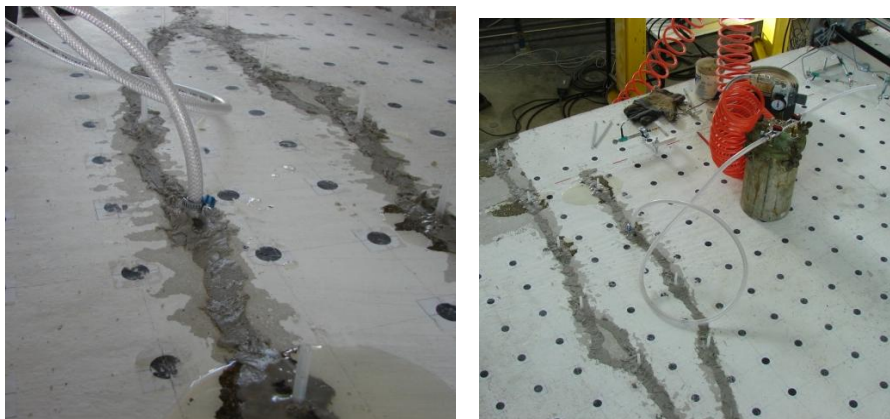
Οι ρηγματώσεις του φαντώματος αποκαταστάθηκαν με την τεχνική των ρητινενέσεων - οι ρωγμές καθαρίστηκαν κατά μήκος και σφραγίστηκαν με συγκολλητική εποξειδική πάστα αφού κατά μήκος της ρωγμής τοποθετήθηκαν ακροφύσια ανά 10 cm. Με την εμφάνιση ρητίνης εξερχόμενης από το επόμενο ακροφύσιο, το ακροφύσιο εισπίεσης σφραγίζεται και η διαδικασία συνεχίζεται στα επόμενα μέχρι την ολοκληρωτική πλήρωση της ρωγμής.



Σχήμα 97: Τοποθέτηση ακροφυσίων κατά μήκος της ρωγμής



Σχήμα 98: Σφράγιση ρωγμής

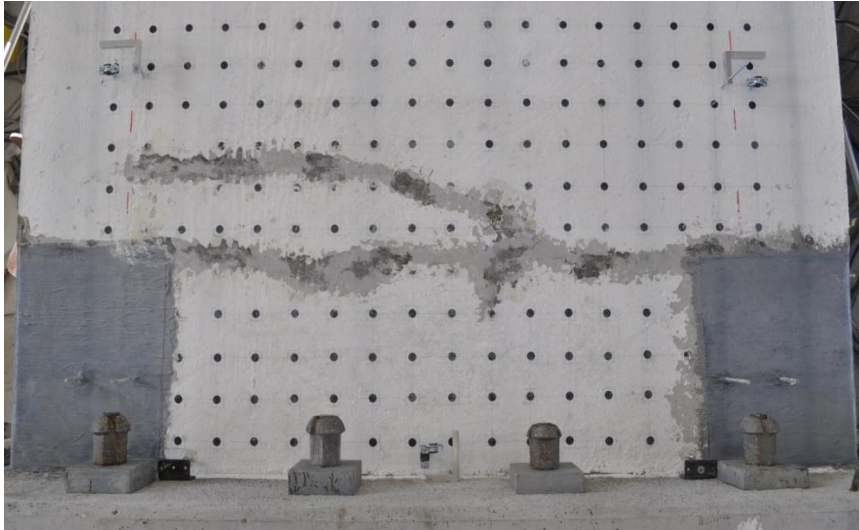


Σχήμα 99: Ένεση ρητίνης στην ρωγμή με πίεση

Η περιοχή των ματίσεων στην βάση των υποστυλωμάτων του 1^{ου} ορόφου ενισχύθηκε κατόπιν με τρίπλευρο μανδύα ινοπλισμένων πολυμερών. Ο μανδύας αποτελούνταν από δύο στρώσεις υφάσματος ινών άνθρακα μίας διεύθυνσης, ονομαστικού πάχους 0.13mm, μέτρου ελαστικότητας 230GPa και εφελκυστικής αντοχής 3450MPa. Πριν την τοποθέτηση του μανδύα η επιφάνεια καθαρίστηκε επιμελώς ενώ για αποφυγή της συγκέντρωσης τάσεων στις γωνίες και ενδεχόμενης πρόωρης αστοχίας του μανδύα οι γωνίες των υποστυλωμάτων καμπυλώθηκαν σε ακτίνα 20mm. Ο μανδύας τοποθετήθηκε σε απόσταση 10mm από την βάση και μέχρι ύψος 500mm από τη βάση του υποστυλώματος.



Σχήμα 100: Τοποθέτηση μανδύα ινοπλισμένων πολυμερών



Σχήμα 101: Βάση 1ου ορόφου εμφαντωμένου πλαισίου μετά την επισκευή – ενίσχυση.

7.3 ΥΒΡΙΔΙΚΗ ΔΟΚΙΜΗ

Μετα την επισκευή, το δοκίμιο δοκιμάστηκε με την ψευδοδυναμική μέθοδο με υποκατασκευές. Ως σεισμική διέγερση χρησιμοποιήθηκε το ίδιο επιταχυνσιογράφημα με αυτό των μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων, (Montenegro 1979, σταθμός Herceg Novi). Το δοκίμιο αποτελεί υποκατασκευή τετραόροφου πλαισίου 4 βαθμών ελευθερίας και επομένως τοποθετείται ένα υδραυλικό έμβολο σε κάθε βαθμό ελευθερίας (στάθμη ορόφου) για επιβολή των μετακινήσεων που προκύπτουν από την επίλυση της εξίσωσης κίνησης. Ωστόσο, λόγω της εξαιρετικά μεγάλης δυσκαμψίας του δοκιμίου και της μικρής απόστασης μεταξύ των εμβόλων, παρατηρήθηκε κατά τις πρώτες δοκιμές έλεγχο του συστήματος έντονη αλληλεπίδραση μεταξύ τους (close coupling), με αποτέλεσμα αστάθεια στη λειτουργία των εμβόλων και επιβολή πολύ μεγάλων τεμνουσών δυνάμεων. Για το λόγο αυτό αφαιρέθηκαν τα έμβολα του 1^{ου} και 3^{ου} ορόφου και η δοκιμή πραγματοποιήθηκε με τα υπόλοιπα. Αυτό δημιούργησε την ανάγκη τροποποίησης της προσομοίωσης του πλαισιακού τμήματος του φορέα (Φαση II). Το ελαστικό μητρώο δυσκαμψίας της αναλυτικής υποκατασκευής προκύπτει από το μητρώο δυσκαμψίας του συστήματος των τεσσάρων βαθμών ελευθερίας, με πρόσθεση των ευκαμψιών δύο επαλλήλων ορόφων.

$$\begin{bmatrix} \frac{K_{11}K_{22}}{K_{11}+K_{22}} & 0 \\ 0 & \frac{K_{33}K_{44}}{K_{33}+K_{44}} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -127.61 \text{ kN/m} & 0 \\ 0 & 595.89 \text{ kN/m} \end{bmatrix}$$

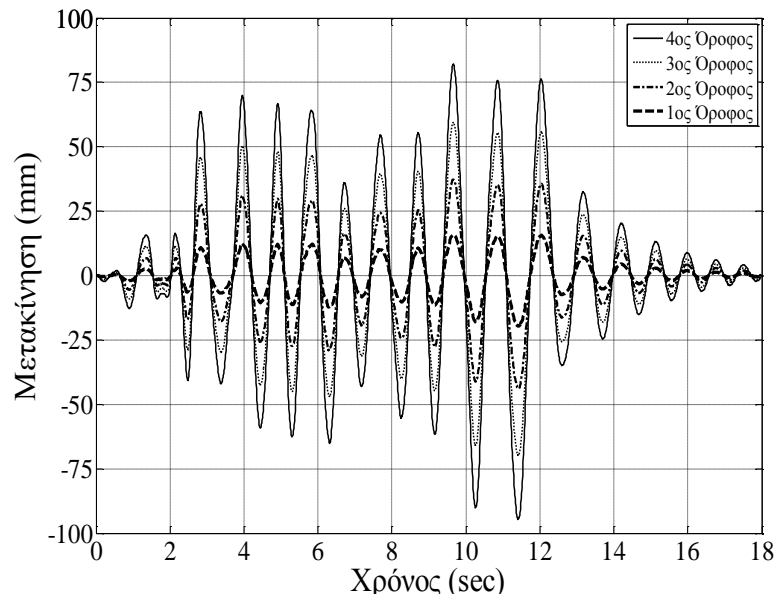
Το διαγώνιο μητρώο μαζών υπολογίζεται από αυτό του συστήματος των 4 βαθμών ελευθερίας θεωρώντας ότι στον δεύτερο όροφο αντιστοιχεί η μισή μάζα του 1^{ου} και του 3^{ου} βαθμού ελευθερίας και στον τέταρτο όροφο η μισή μάζα του τρίτου βαθμού ελευθερίας.

$$\begin{bmatrix} m_{22} + 0.5m_{11} + 0.5m_{33} & 0 \\ 0 & m_{44} + 0.5m_{33} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 86750 \text{ kg} & 0 \\ 0 & 65062.5 \text{ kg} \end{bmatrix}$$



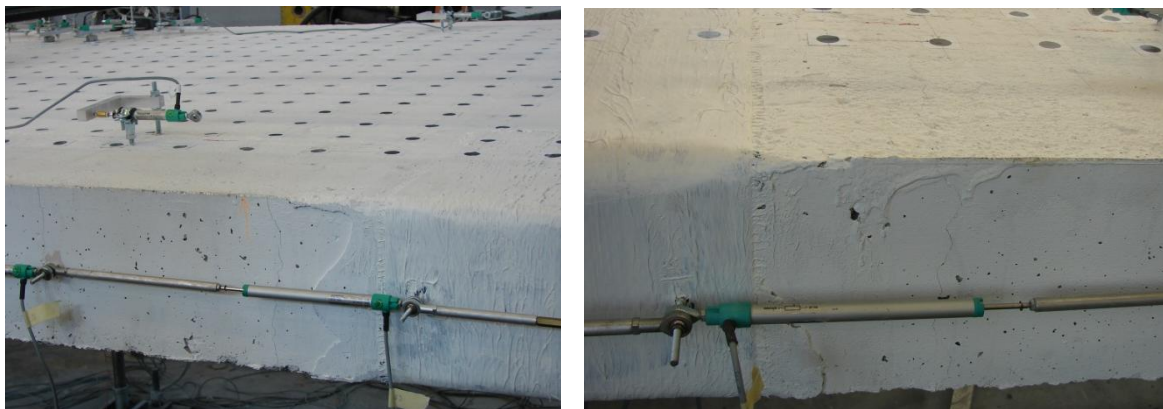
Σχήμα 102: Πειραματική διάταξη υβριδικών δοκιμών (2 βαθμών ελευθερίας).

Η δοκιμή εκτελέσθηκε με το ίδιο αξονικό φορτίο (465 kN ή $0.04A_c \cdot f_c$), ενώ το επιταχυνσιογράφημα επαυξήθηκε κατάλληλα ώστε να προκύψει μέγιστη εδαφική επιτάχυνση ίση με 0.25g. Η χρονοϊστορία των μετακινήσεων των τεσσάρων ορόφων που προέκυψαν κατά την διάρκεια της δοκιμής φαίνεται στο Σχ. 103.



Σχήμα 103: Χρονοϊστορία μετακινήσεων ορόφων

Οι προϋπάρχουσες ρωγμές υψηλότερα πάνω από τον μανδύα του εφελκόμενου κάθε φορά υποστύλωματος επανεμφανίστηκαν στα πρώτα στάδια φόρτισης (στα πρώτα 2 sec), Σχ. 104.



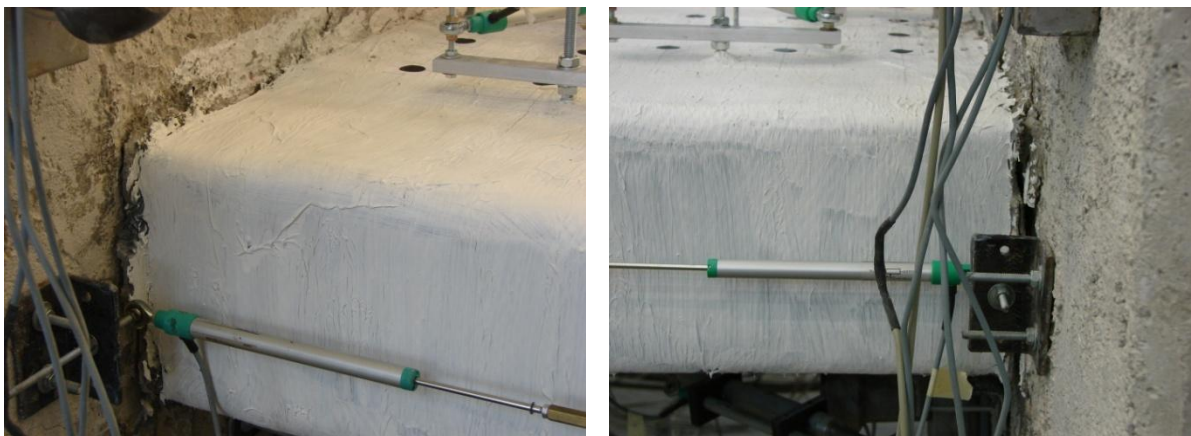
Σχήμα 104: Επανεμφάνιση ρωγμών στο εφελκόμενο υποστύλωμα

Η ρωγμή στο τέλος του μανδύα του εφελκόμενου υποστύλωματος - η οποία είχε επισκευασθεί με ρητινένωση μετά την πρώτη δοκιμή - επανεμφανίστηκε σε μετακίνηση κορυφής -40.8 mm (2.5sec). Η συμπεριφορά του δοκιμίου ήταν συμμετρική κατά την αντιστροφή της φόρτισης, οπότε και σε μετακίνηση +30 mm (2.67sec) άρχισε να δημιουργείται ρωγμή αμέσως έξω από το πέρασ του μανδύα η οποία επεκτάθηκε προς το

φάτνωμα (Σχ. 105, όχι όμως σε τόσο βάθος όσο κατά την ανακυκλιζόμενη δοκιμή. Παράλληλα, παρατηρήθηκε αποκόλληση στη διεπιφάνεια φατνώματος-βάσης δοκιμίου (Σχ. 106).



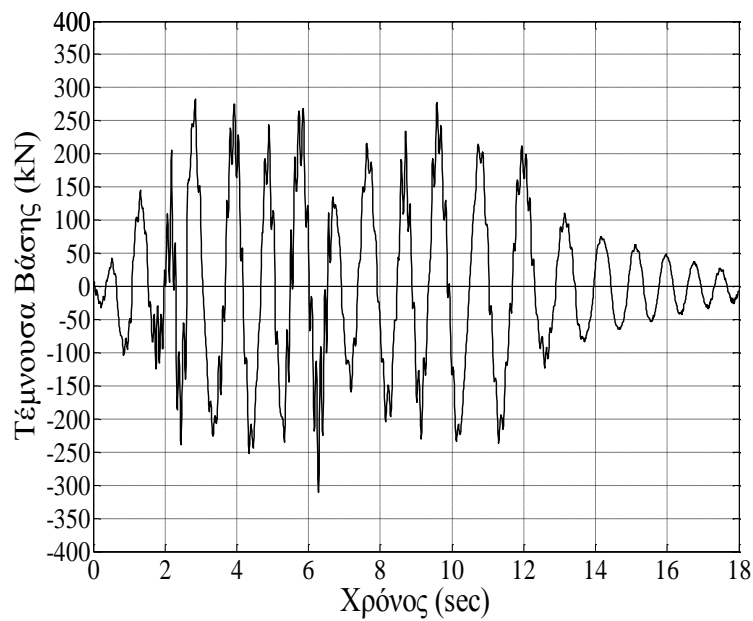
Σχήμα 105: Δημιουργία ρωγμών στο τέλος του μανδύα ινοπλισμένων πολυμερών



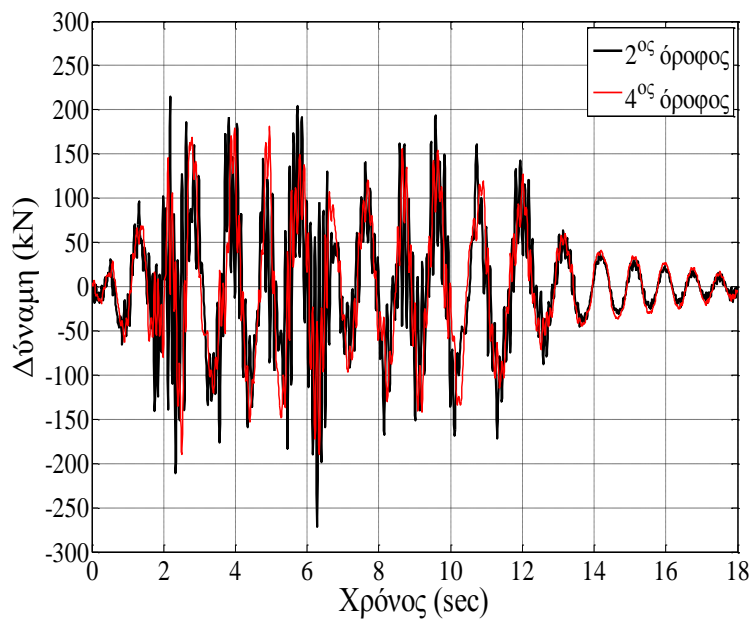
Σχήμα 106: Ρωγμή στην βάση του δοκιμίου

Αν και με αύξηση του επιπέδου μετακίνησης δημιουργήθηκαν κάποιες επιπλέον ρωγμές καθ' ύψος των υποστλωμάτων του 2^{ου} ορόφου, η απόκριση του δοκιμίου εντοπίστηκε κυρίως στη διεύρυνση της αποκόλλησης στη βάση του τοιχώματος. Η μέγιστη μετακίνηση κατά τη δοκιμή ήταν -95 mm (11.4sec), ενώ το αξονικό φορτίο παρουσίασε διακύμανση με μέγιστη τιμή 640.8kN ή $0.056A_c \cdot f_c$.

Η μέγιστη τέμνουσα βάση κατά την διάρκεια της δοκιμής ήταν 310 kN (6.2sec). Αν και η παρατήρηση της χρονοϊστορίας των μετακινήσεων υποδηλώνει απόκριση του δοκιμίου στη πρώτη ιδιομορφή, εν τούτοις από την χρονοϊστορία της τέμνουσας βάσης (Σχ. 107) φαίνεται οι ανώτερες ιδιομορφές να έχουν κάποια επιρροή.



Σχήμα 107: Χρονοιστορία τέμνουσας βάσης.



Σχήμα 108: Χρονοϊστορία επιβαλλόμενης δύναμης σε κάθε όροφο.

Η συνεισφορά των ανώτερων ιδιομορφών στην συνολική τέμνουσα βάσης μπορεί να υπολογιστεί από τις δυνάμεις που επιβάλλουν τα υδραυλικά έμβολα καθ' ύψος του δοκιμίου (Σχ. 108). Οι τέμνουσες δυνάμεις σε κάθε βαθμό ελευθερίας υπολογίζονται:

$$\begin{Bmatrix} V_0 \\ V_1 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 1 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \{R\} = \begin{bmatrix} 1 & 1 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} R_1 \\ R_2 \end{Bmatrix}$$

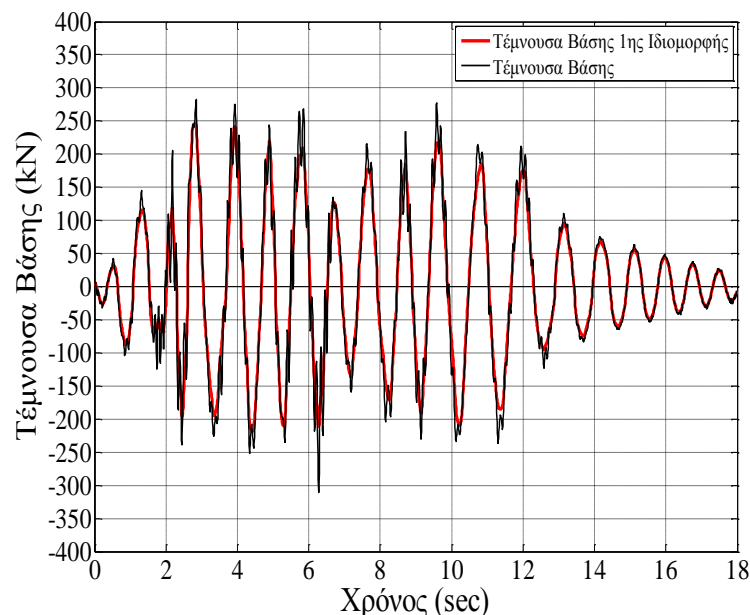
όπου R_1 και R_2 οι δυνάμεις που επιβάλλουν τα έμβολα σε κάθε βαθμό ελευθερίας. Το μητρώο R μπορεί να διαχωριστεί σε δύο συνιστώσες, μία για τη πρώτη ιδιομορφή και μία για όλες τις υπόλοιπες. Θεωρώντας τη κατανομή των δυνάμεων καθ' ύψος του δοκιμίου στην πρώτη ιδιομορφή ως ανεστραμμένη τριγωνική καθ' ύψος και για ένα σύστημα δύο βαθμών ελευθερίας ορίζεται το διάνυσμα

$$\varphi_1 = \frac{1}{\sqrt{1^2 + 2^2}} \begin{Bmatrix} 1 \\ 2 \end{Bmatrix}$$

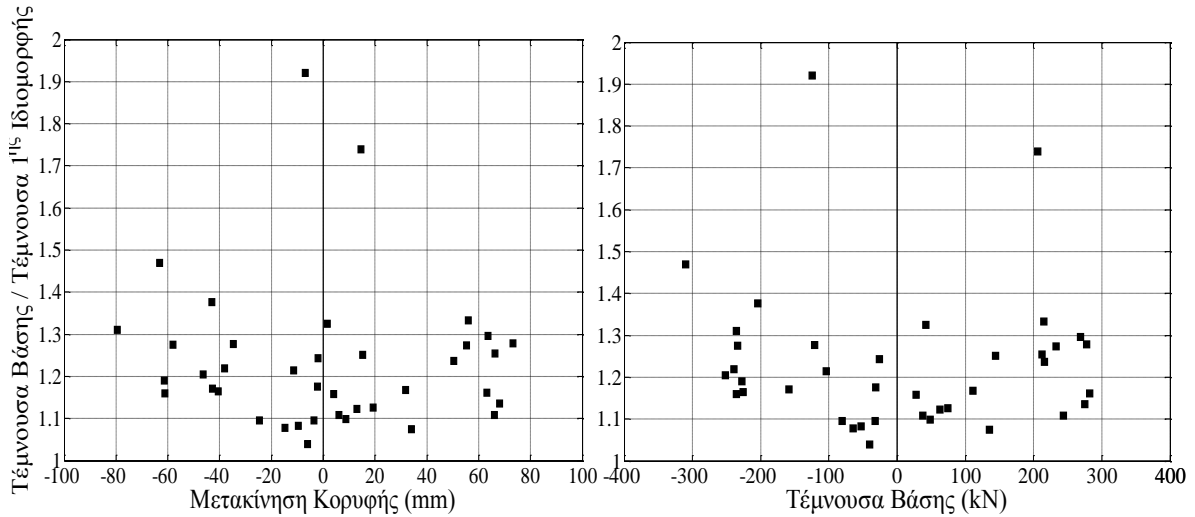
Η συνιστώσα του διανύσματος R στην κατεύθυνση φ_1 υπολογίζεται ως: $R_1 = c_1 \varphi_1$. Τελικά προκύπτει ότι η συνιστώσα του διανύσματος R που οφείλεται στην πρώτη ιδιομορφή δίνεται από την σχέση: $R_1 = c_1 \varphi_1 = (\varphi_1^T R) \varphi_1 = \varphi_1 \varphi_1^T R$. Τελικά οι τέμνουσες που οφείλονται στην πρώτη ιδιομορφή υπολογίζονται από την σχέση

$$\begin{Bmatrix} V_0^1 \\ V_1^1 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 1 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \{R_1\}$$

Στο Σχ. 109 παρουσιάζονται η τέμνουσα βάσης και η τέμνουσα βάσης που οφείλεται στην πρώτη ιδιομορφή μόνο, ενώ στο σχήμα 110 παρουσιάζεται ο λόγος της τέμνουσας βάσης προς την τέμνουσα που οφείλεται στην πρώτη ιδιομορφή συναρτήσει της μετακίνησης κορυφής και της τέμνουσας βάσης. Φαίνεται ότι η συνεισφορά των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική ενώ οι μέγιστες τιμές του λόγου τέμνουσας βάσης προς τέμνουσας 1ης ιδιομορφής εμφανίζονται πριν τον σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης στην βάση.

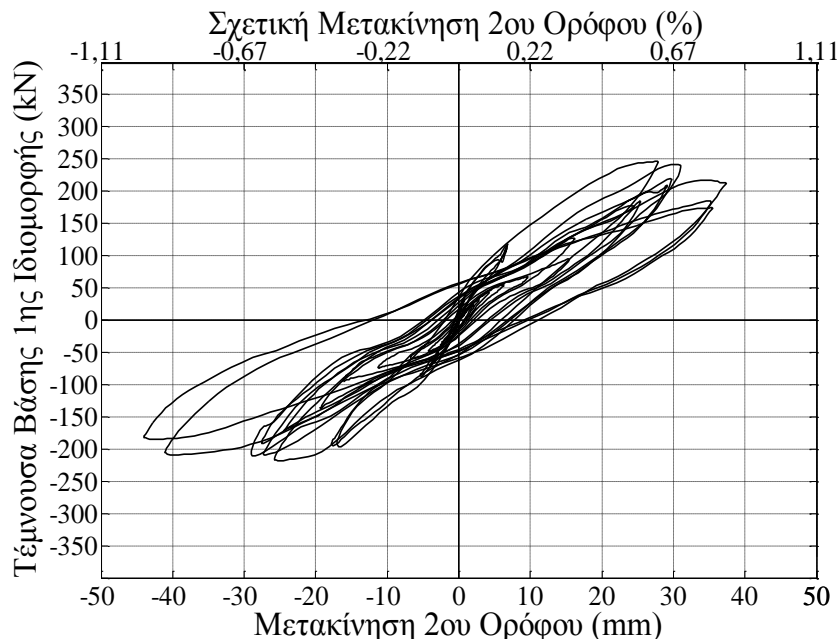


Σχήμα 109: Χρονοϊστορία τέμνουσας βάσης συνολική και εκτίμηση συνεισφοράς 1ης ιδιομορφής



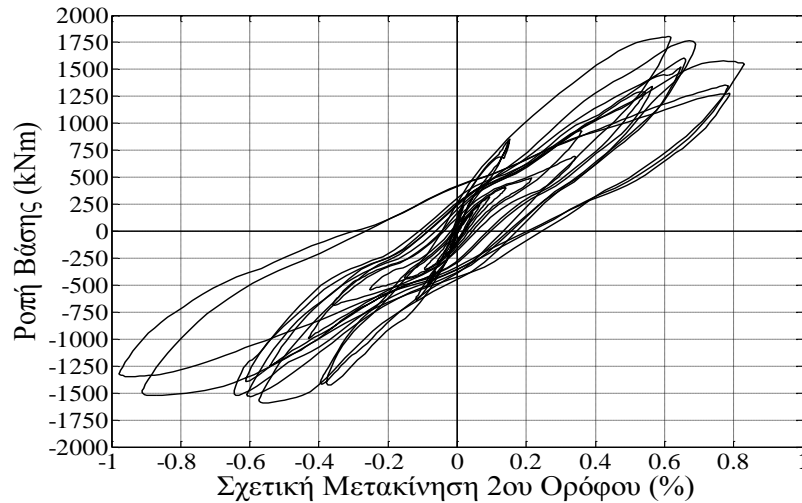
Σχήμα 110: Λόγος τέμνουσας βάσης προς τέμνουσα 1ης ιδιομορφής ως προς τη μετακίνηση κορυφής (αριστερά) ή την τέμνουσα βάσης (δεξιά)

Το διάγραμμα τέμνουσας βάσης–μετακίνησης 2^{ου} ορόφου (Σχ. 111), υποδηλώνει αστοχία του δοκιμίου, λόγω της παρατηρούμενης πτώσης στην αντίσταση του δοκιμίου κατά περίπου 25%.

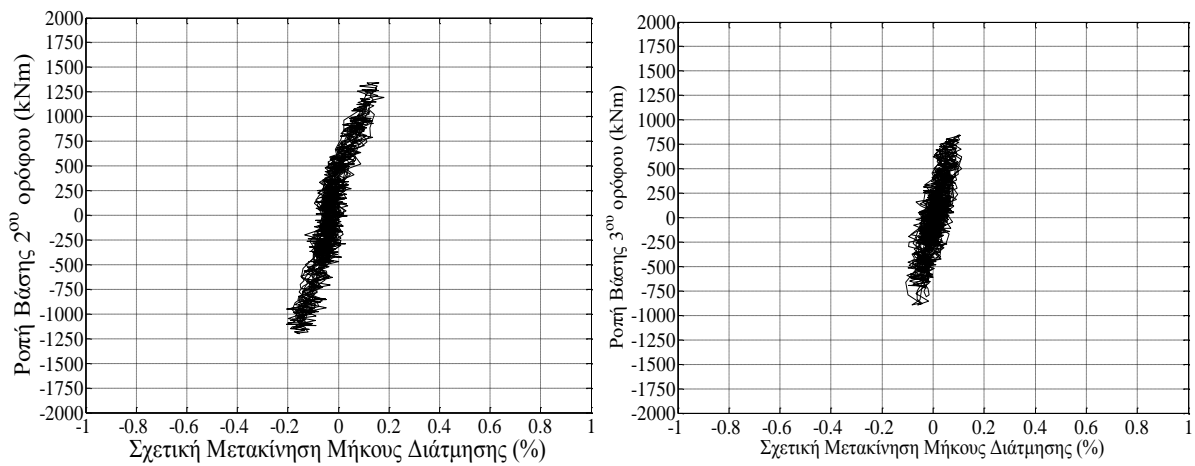


Σχήμα 111: Τέμνουσα βάσης (πρώτης ιδιομορφής) – μετακίνηση 2ου ορόφου.

Στα Σχ. 112, Σχ. 113 παρουσιάζονται τα διαγράμματα ροπής στη βάση του δοκιμίου, στην βάση του 2^{ου} ορόφου και στην βάση του 3^{ου} ορόφου σε σχέση με το αντίστοιχο μήκος διάτμησης. Αντίστοιχα με την ανακυκλιζόμενη δοκιμή, όλη η ανελαστικότητα συγκεντρώνεται στην βάση του δοκιμίου.

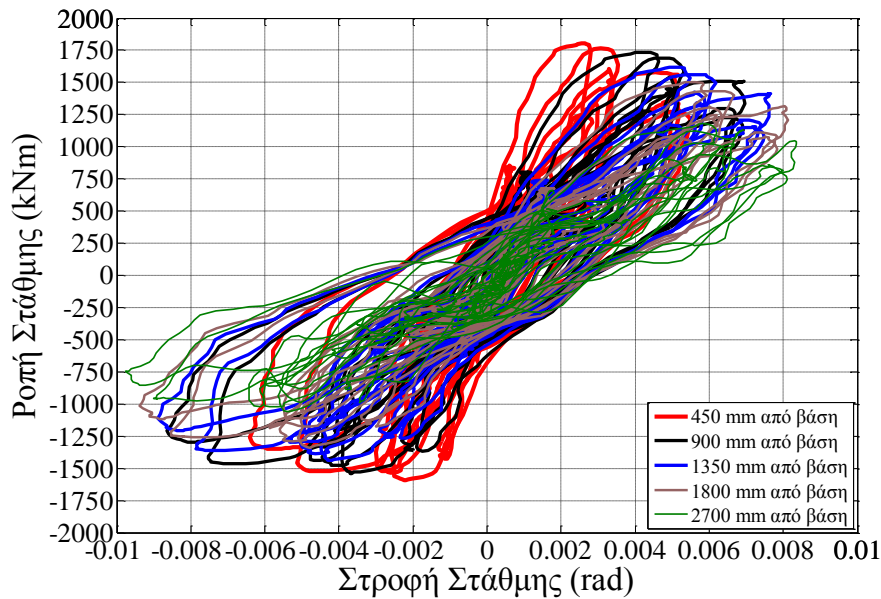


Σχήμα 112: Ροπή βάσης – Σχετική μετακίνηση 2ου ορόφου.



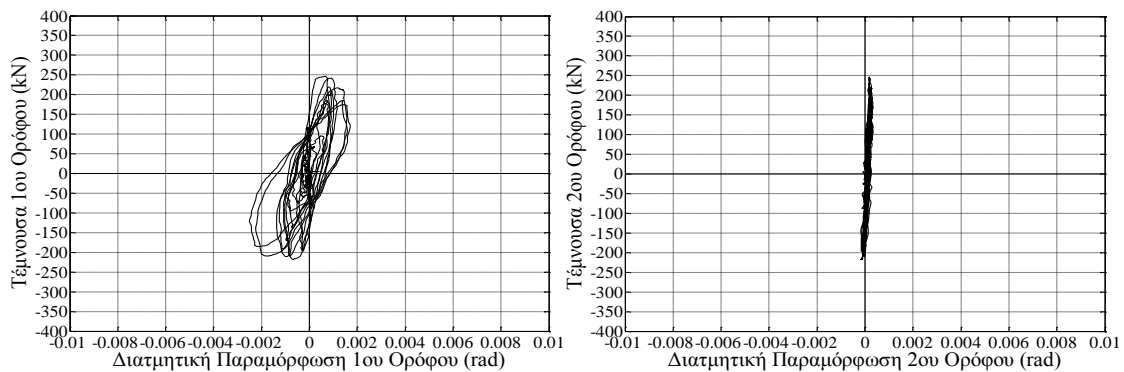
Σχήμα 113: : Ροπή βάσης – σχετική μετακίνηση μήκους διάτμησης 2^{ου} ορόφου (αριστερά), 3^{ου} ορόφου (δεξιά)

Από το Σχ. 114 στο οποίο παρουσιάζεται η στροφή που μετρήθηκε από ζεύγη αισθητήρων εκατέρωθεν του πλαισίου σε διάφορες ζώνες καθ' ύψος του 1^{ου} ορόφου (0-450, 450-900, 900-1350 και 1350-1800mm από τη βάση) ως προς την αντίστοιχη ροπή, φαίνεται η σημαντική αύξηση της στροφής πάνω από το επίπεδο τερματισμού της μάτισης των ράβδων των υποστλωμάτων.



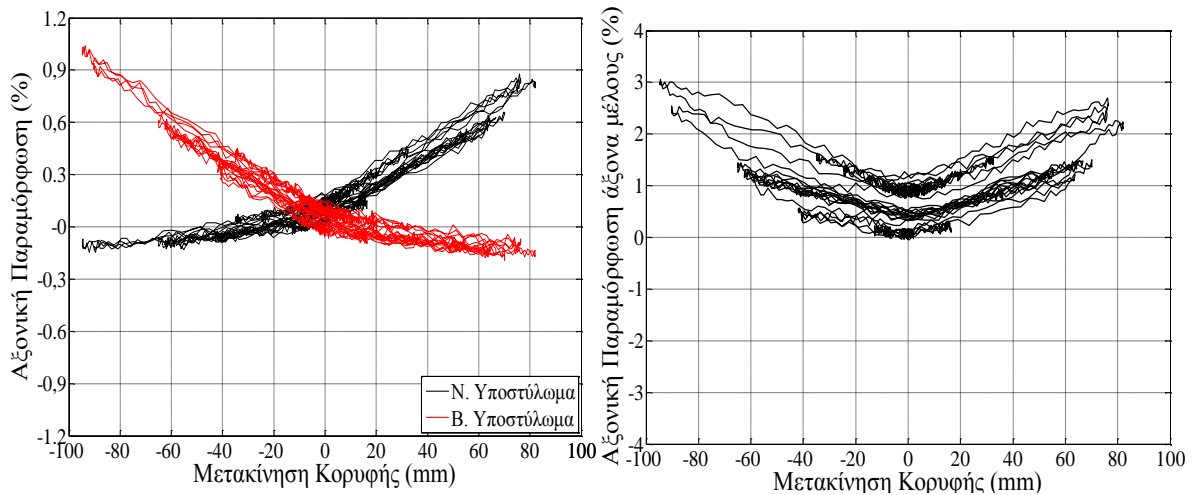
Σχήμα 114: Ροπή – στρόφι καθ' ύψος εμφαντωμένου πλαισίου

Από το Σχήμα 115, στο οποίο παρουσιάζεται η τέμνουσα βάσης ως προς τη διατμητική παραμόρφωση 1^{ου} ορόφου και 2^{ου} ορόφου, προκύπτει ότι η συνεισφορά της διατμητικής παραμόρφωσης στην συνολική μετακίνηση είναι ίση περίπου με το 20% της αντίστοιχης λόγω κάμψης στον όροφο αυτό.



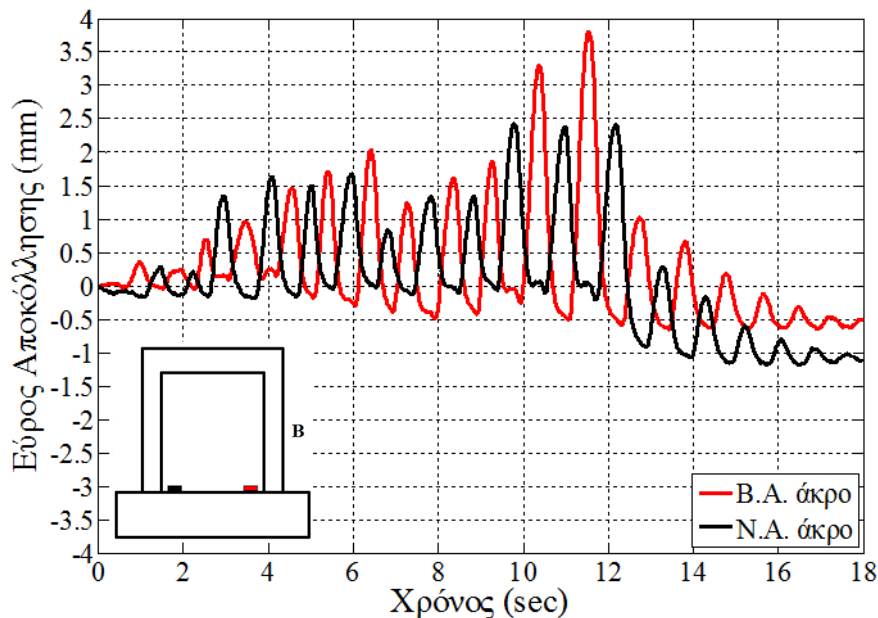
Σχήμα 115: Τέμνουσα – διατμητική παραμόρφωση 1ου ορόφου (αριστερά), 2ου ορόφου (δεξιά)

Από τα επιμηκυνσιόμετρα τα οποία ήταν τοποθετημένα εκατέρωθεν του δοκιμίου υπολογίστηκαν επίσης οι αξονικές παραμορφώσεις στις παρειές του δοκιμίου (μέση αξονική παραμόρφωση σε όλο το ύψος του ορόφου) και στον άξονα (μέση αξονική παραμόρφωση έως 450mm από την βάση) (Σχ. 116).

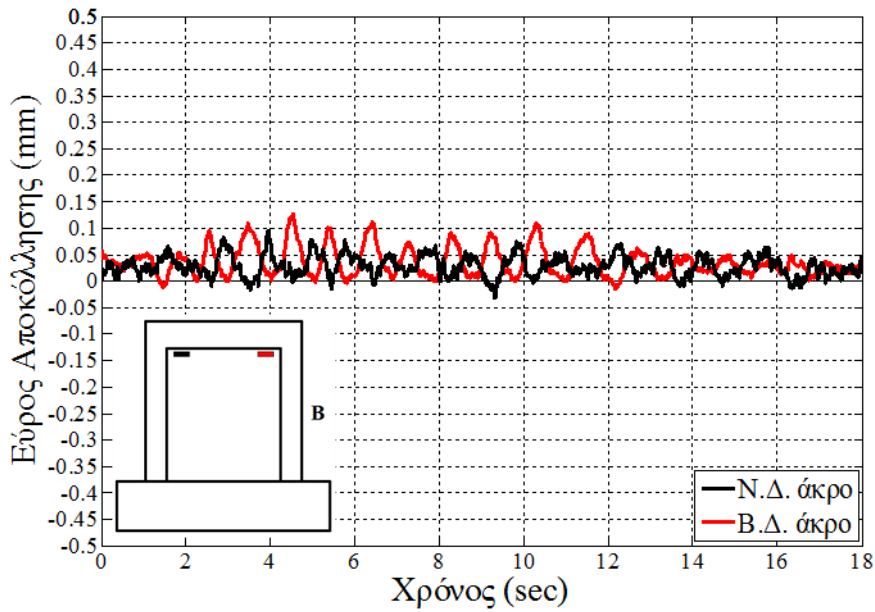


Σχήμα 116: Αξονική παραμόρφωση υποστυλωμάτων (αριστερά), άξονα μέλους (δεξιά)

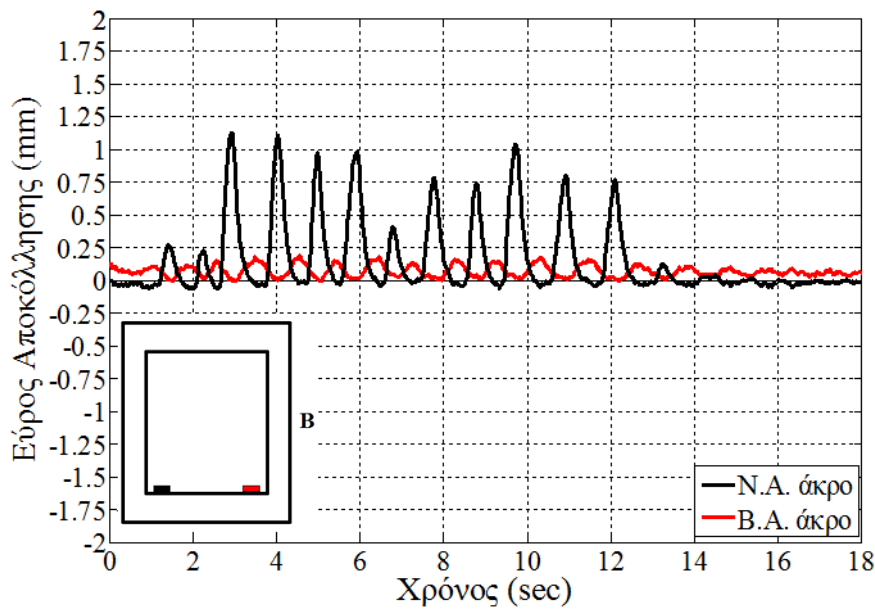
Αποκόλληση του φατνώματος από το πλαίσιο παρουσιάσθηκε στις ακραίες ΒΑ-ΒΔ περιοχές της διεπιφάνειας με τη βάση θεμελίωσης (μέγιστο εύρος 3.9mm στο ΒΑ άκρο και 2.5mm στο ΒΔ άκρο, Σχ. 117) και πάνω/κάτω από τη δοκό 1^{ου} ορόφου (0.12mm στη δυτική πλευρά, Σχ. 113, και 1mm στην ανατολική πλευρά, Σχ. 118,119).



Σχήμα 117: Εύρος ρωγμής διεπιφάνειας φατνώματος – βάσης δοκιμίου



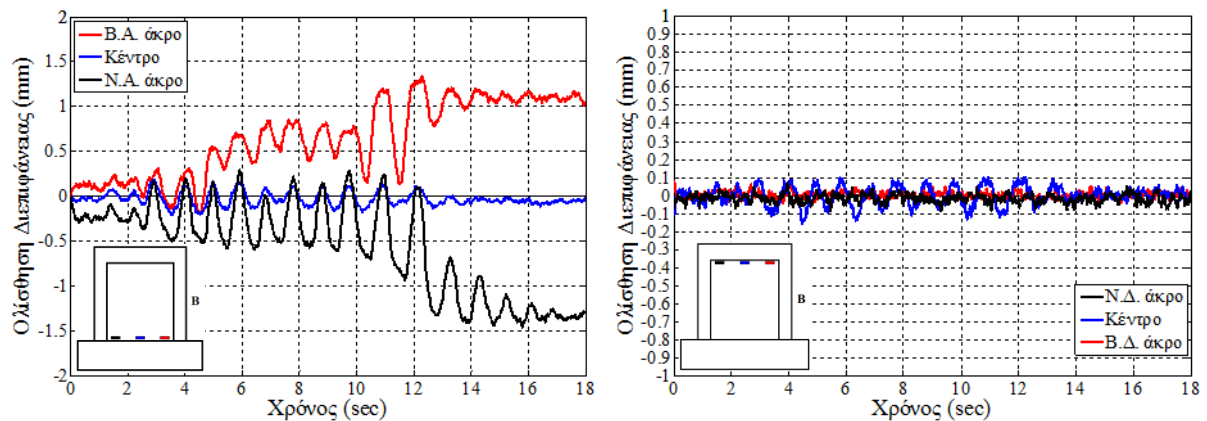
Σχήμα 118: Εύρος ρωγμής διεπιφάνειας φατνώματος – δυτικής δοκού 1ου ορόφου



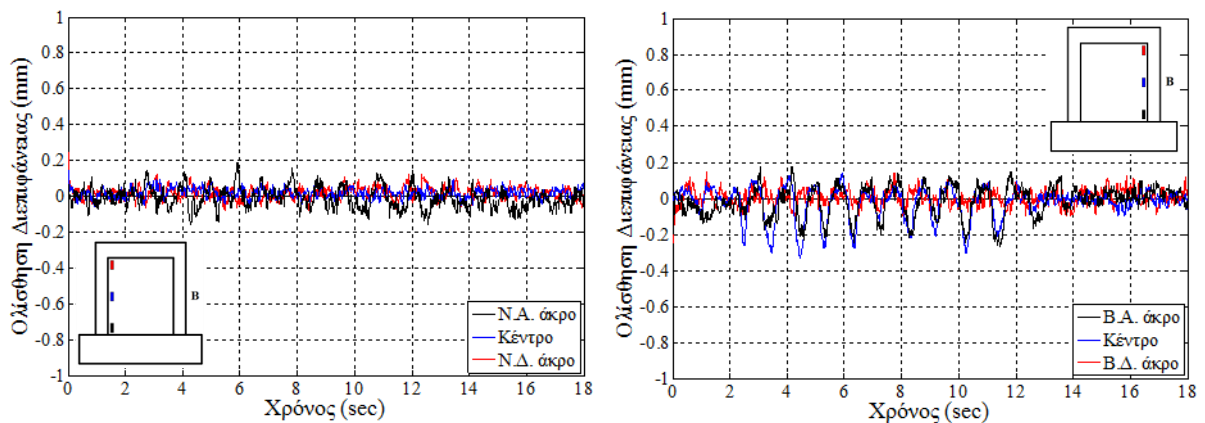
Σχήμα 119: Εύρος ρωγμής διεπιφάνειας φατνώματος – ανατολικής δοκού 2ου ορόφου

Σχετική μετακίνηση (ολίσθηση) στη διεπιφάνεια πλαισίου-φατνώματος καταγράφηκε σε όλους τους ορόφους (βλ. Σχ. 120-125), με μέγιστη τιμή η οποία προσέγγιζε την τιμή σχεδιασμού των βλήτρων και παρουσιάστηκε στη βάση του 1^{ου} ορόφου (περίπου 1.5mm). Σε όλες τις υπόλοιπες πλευρές οι τιμές ολίσθησης ήταν αρκετά μικρότερες, με εξαίρεση το υποστύλωμα της νότιας πλευράς του 3^{ου} ορόφου (σχεδόν μέγιστη τιμή ολίσθησης) και την ανατολική δοκό του 4^{ου} και του 3^{ου} ορόφου με μέγιστη τιμή ολίσθησης περίπου 0.8mm (60%

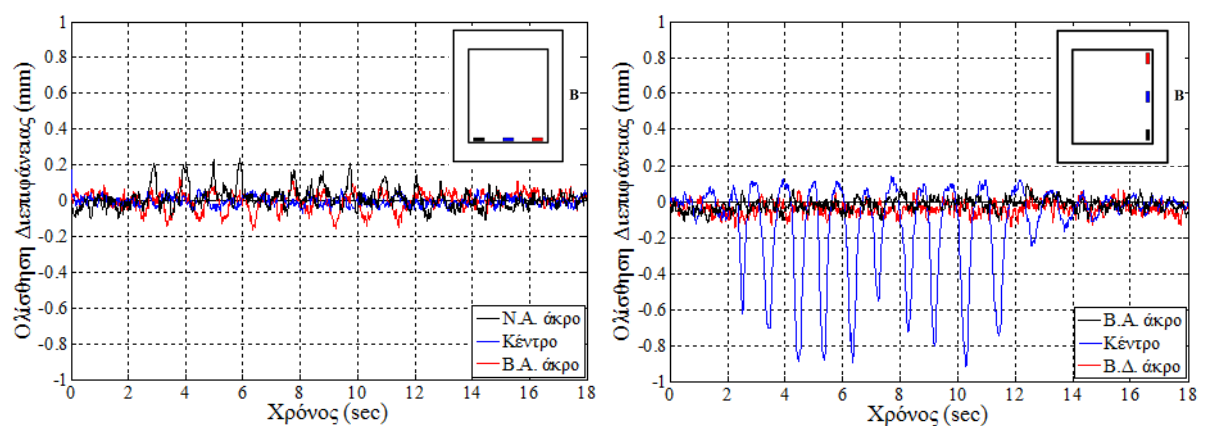
της τιμής σχεδιασμού). Γενικά, μεγαλύτερες τιμές ολίσθησης καταγράφηκαν στην πλευρά στην οποία εφαρμόστηκε η δεύτερη μέθοδος σύνδεσης.



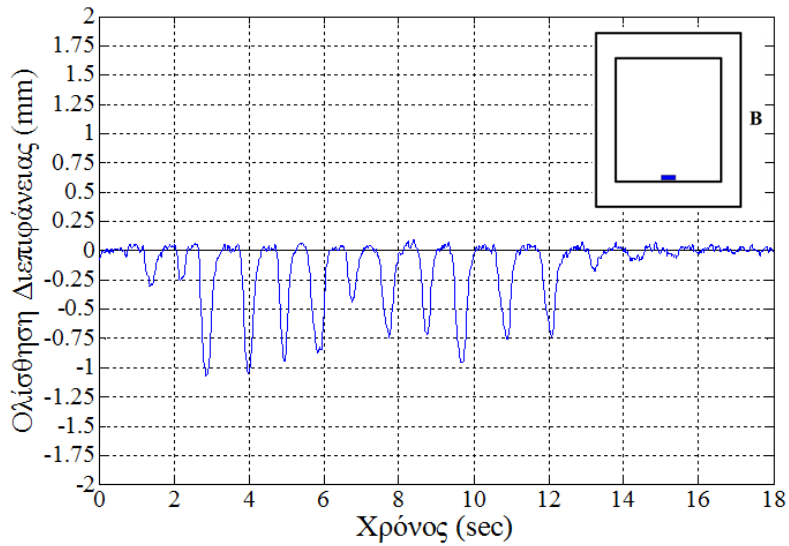
Σχήμα 120: Ολίσθηση διεπιφάνειας φατνώματος – κάτω δοκού (αριστερά) και πάνω δοκού (δεξιά) 1ου ορόφου



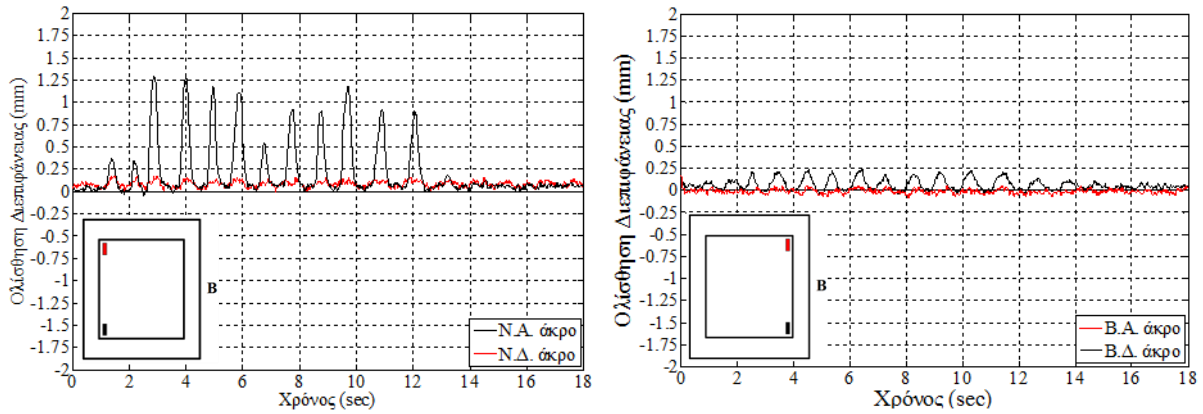
Σχήμα 121: Ολίσθηση διεπιφάνειας φατνώματος – υποστλώματος νότιας (αριστερά) και βόρειας (δεξιά) πλευράς υποστλώματος 1ου ορόφου



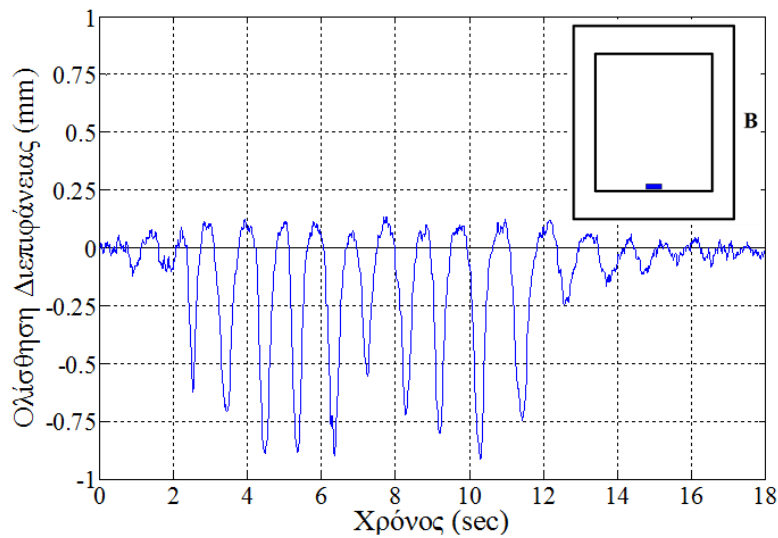
Σχήμα 122: Ολίσθηση διεπιφάνειας φατνώματος – ανατολικής δοκού (αριστερά) και βόρειου υποστλώματος (δεξιά) 2ου ορόφου



Σχήμα 123: Ολίσθηση διεπιφάνειας φατνώματος – ανατολικής δοκού 3ου ορόφου



Σχήμα 124: Ολίσθηση διεπιφάνειας φατνώματος – νοτίου (αριστερά) και βορείου (δεξιά) υποστυλώματος 3ου ορόφου



Σχήμα 125: Ολίσθηση διεπιφάνειας φατνώματος – ανατολικής δοκού 4ου ορόφου

Τέλος, από την ελεύθερη ταλάντωση του δοκιμίου προσδιορίστηκε η ιδιοπερίοδός του (0.85 sec) και η ισοδύναμη ιζώδης απόσβεση (7% περίπου).

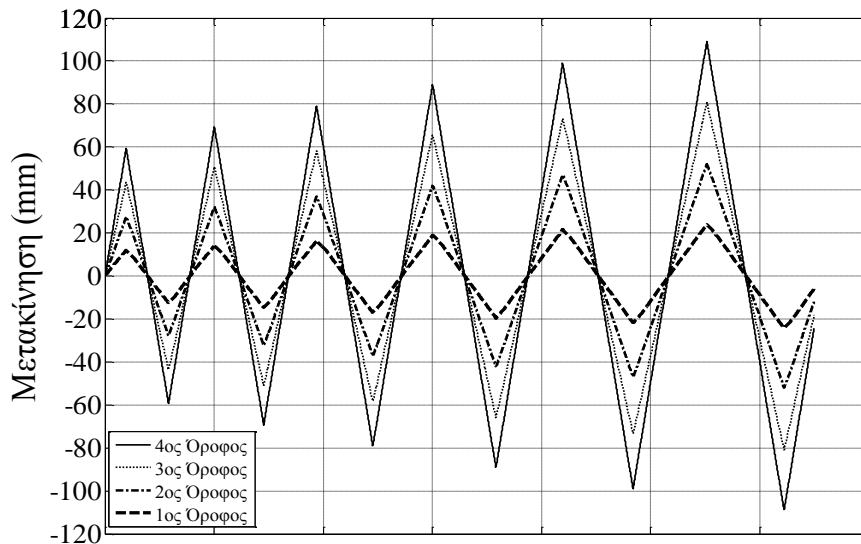
7.4 ΑΝΑΚΥΚΛΙΖΟΜΕΝΗ ΔΟΚΙΜΗ

Μετά την υβριδική δοκιμή εφαρμόστηκε στο δοκίμιο χρονοϊστορία ανακυκλιζόμενων μετακινήσεων τριγωνικής κατανομής δυνάμεων καθ' ύψος. Πριν την δοκιμή επισκευάστηκαν οι βλάβες που είχαν προκληθεί από την ψευδοδυναμική δοκιμή και συγκεκριμένα οι ρωγμές που δημιουργήθηκαν εκτός του μανδύα ινοπλισμένων πολυμερών. Η επισκευή έγινε με χρήση ρητινένεσων υπό πίεση και την ίδια διαδικασία που εφαρμόστηκε και προγενέστερα.

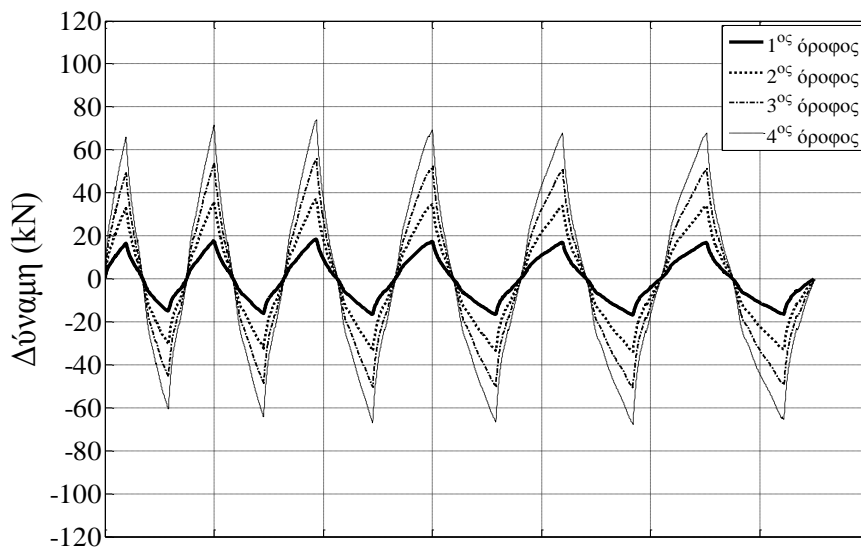


Σχήμα 126: Σφράγιση ρωγμών με εποξειδική πάστα, τοποθέτηση ακροφυσίων

Για την δοκιμή του τοιχώματος χρησιμοποιήθηκε ένα υδραυλικό έμβολο ανά όροφο (στη στάθμη ορόφου, δηλ. στην αντίστοιχη δοκό) για την επιβολή των προκαθορισμένων μετακινήσεων. Το έμβολο του τέταρτου ορόφου επέβαλλε την επιθυμητή μετακίνηση κορυφής, ενώ τα έμβολα στους υπόλοιπους ορόφους επέβαλαν το 25%, 50% και 75% της δύναμης του εμβόλου του 4^{ου} ορόφου (Σχ. 128), έτσι ώστε να επιτευχθεί εφαρμογή τριγωνικής κατανομής δυνάμεων καθ' ύψος του δοκιμίου. Επιβλήθηκαν 6 πλήρεις κύκλοι από ± 60 mm (σχετική μετακίνηση κορυφής 0.67%) έως ± 110 mm (σχετική μετακίνηση κορυφής 1.22%). Οι μετακινήσεις των ορόφων φαίνονται στο Σχήμα 127.

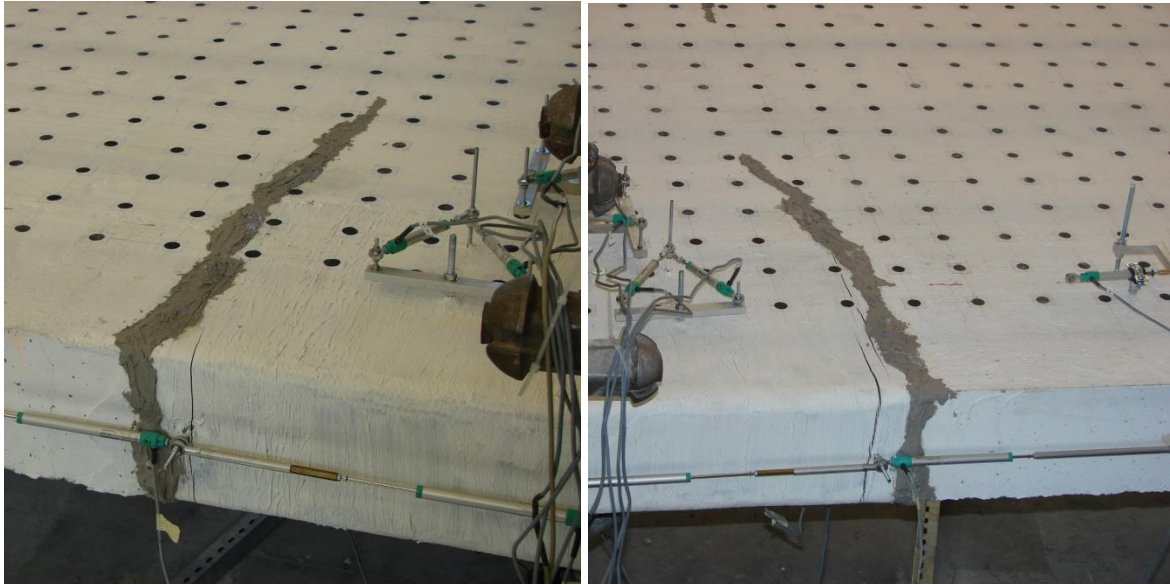


Σχήμα 127: Μετακινήσεις ορόφων



Σχήμα 128: Επιβαλλόμενες δυνάμεις

Από τον πρώτο κύκλο φόρτισης εμφανίσθηκαν ρωγμές στο τέλος του μανδύα ΙΟΠ του εκάστοτε εφελκυόμενου υποστυλώματος (μετακίνηση κορυφής +40mm και -25mm, αντίστοιχα), Σχήμα 129, είτε αυτό αφορούσε νέες ρωγμές, είτε άνοιγμα εκείνων που επισκευάσθηκαν. Παράλληλα, η διεύρυνση της ρωγμής στη διεπιφάνεια δοκιμίου-βάσης η οποία είχε δημιουργηθεί κατά την προηγούμενη δοκιμή συνεχίσθηκε και στους μεταγενέστερους κύκλους φόρτισης (Σχ. 130).

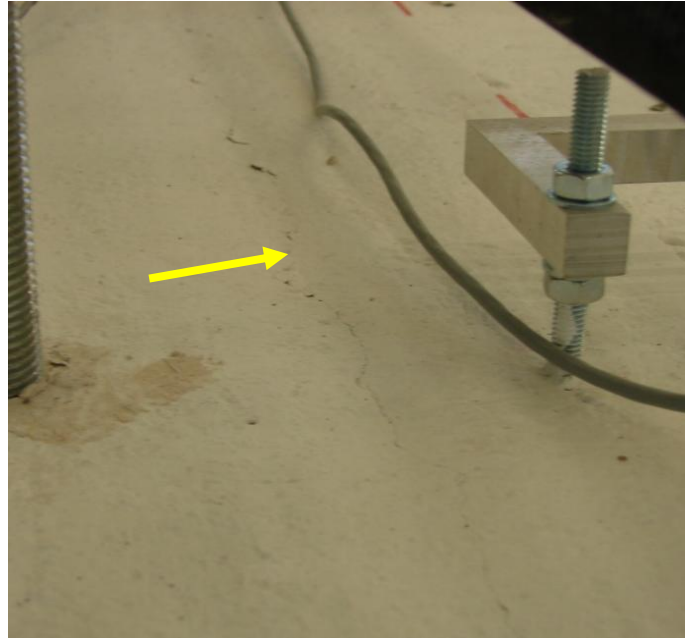


Σχήμα 129: Δημιουργία ρωγμών στο εφελκόμενο υποστύλωμα στον πρώτο κύκλο φόρτισης, υποστύλωμα νότιας πλευράς (αριστερά), υποστύλωμα βόρειας πλευράς (δεξιά)



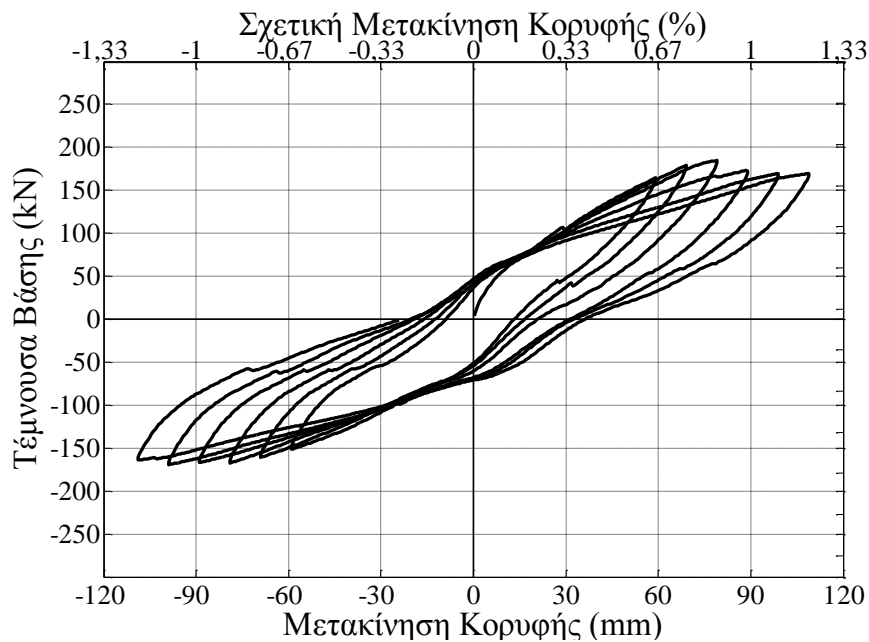
Σχήμα 130: Ρωγή στην διεπιφάνεια δοκιμίου – βάσης

Αξίζει να σημειωθεί εδώ ότι στη δυτική δοκό του πρώτου ορόφου παρατηρήθηκε μικρή ρωγή παράλληλη με το άξονα της δοκού και σε απόσταση από τον πυθμένα της δοκού όσο περίπου και το βάθος έμπτυξης των βλήτρων του φαντώματος 1^{ου} ορόφου (Σχήμα 131).

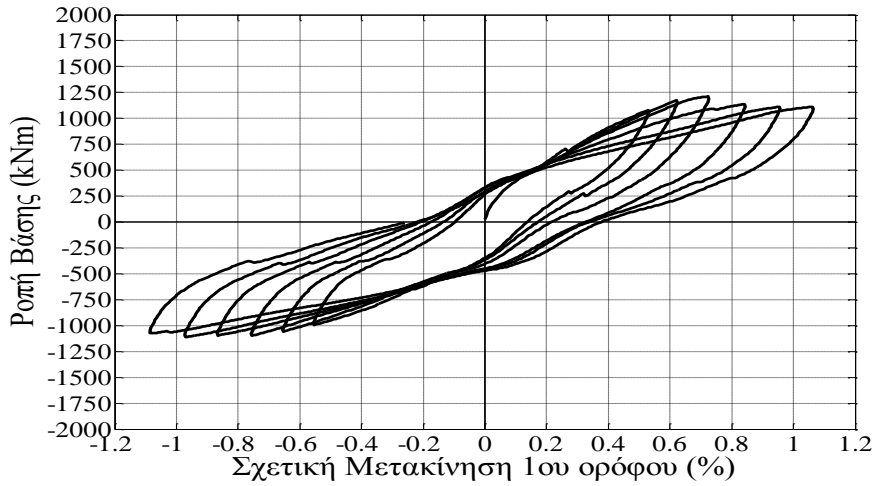


Σχήμα 131: Ρωγμή παράλληλη στον άξονα της δυτικής δοκού 1ου ορόφου

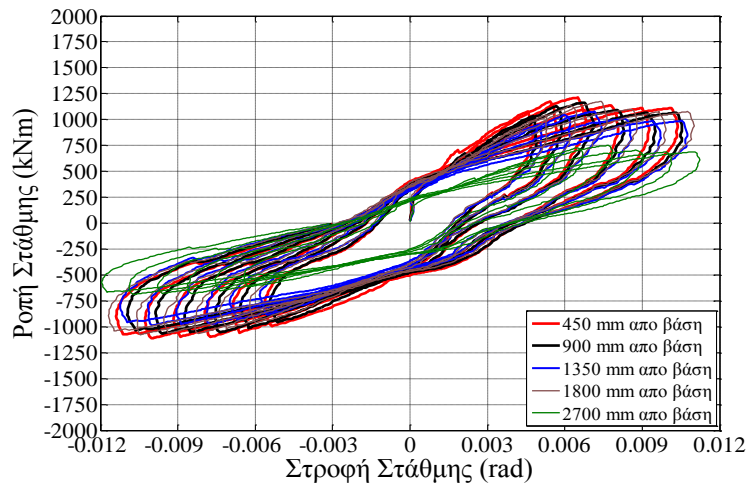
Το αξονικό φορτίο μεταβάλλονταν με την αύξηση της μετακίνησης (μέγιστη τιμή 678kN ή $v \approx 0.06$). Η μέγιστη τέμνουσα βάσης που αναπτύχθηκε ήταν +185kN/-167.3kN για τη θετική και αρνητική φορά φόρτισης, αντίστοιχα (Σχήμα 132), με αντίστοιχη ροπή βάσης 1200kNm (Σχήμα 133). Το διάγραμμα ροπή βάσης–στροφή βάσης (Σχήμα 134) δείχνει ότι η μετακίνηση του πρώτου ορόφου οφείλεται σχεδόν εξολοκλήρου στη στροφή στη βάση του δοκιμίου, γεγονός που επιβεβαιώνει και η μικρή τιμή γωνιακής παραμόρφωσης (Σχήμα 135).



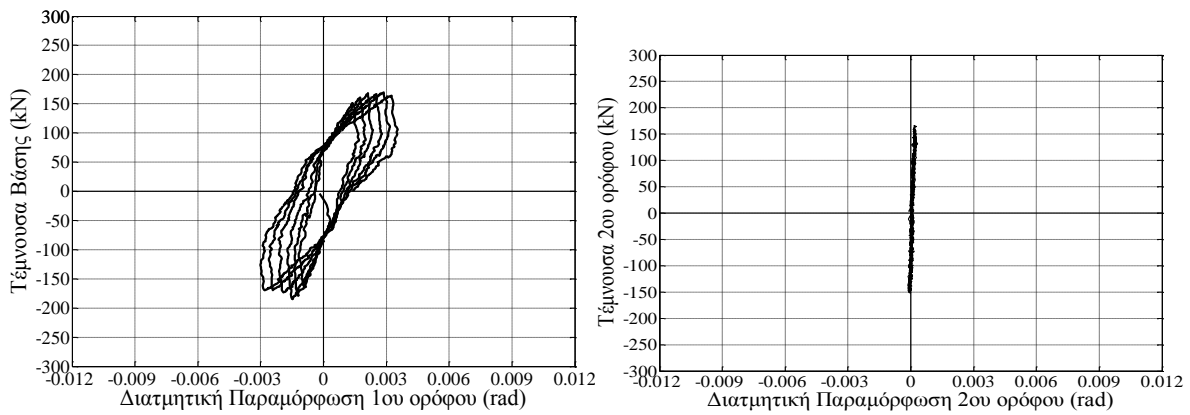
Σχήμα 132: Τέμνουσα βάσης - μετακίνηση κορυφής



Σχήμα 133: Ροπή βάσης – σχετική μετακίνηση 1ου ορόφου

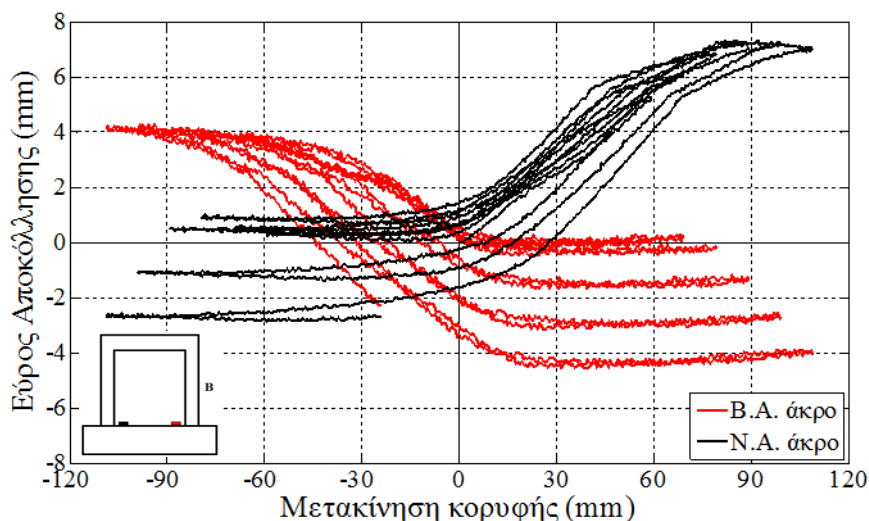


Σχήμα 134: Ροπή – στροφή καθ' ύψος εμφαντιμένου πλαισίου

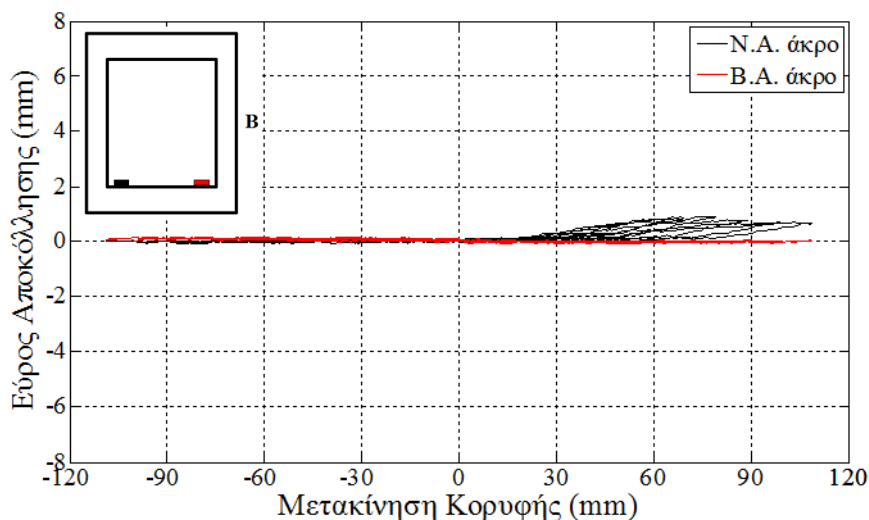


Σχήμα 135: Τέμνουσα – διατμητική παραμόρφωση 1ου ορόφου (αριστερά), 2ου ορόφου (δεξιά)

Αποκόλληση του φαντώματος από το περιβάλλον πλαίσιο παρατηρήθηκε στη βάση 1^{ου} και 2^{ου} ορόφου. Στη Ν.Α. και Β.Α. γωνίες της διεπιφάνειας φαντώματος-θεμελίωσης καταγράφηκε εύρος αποκόλλησης 7mm και 6mm, αντίστοιχα (Σχήμα 136). Αποκόλληση 1.2mm καταγράφηκε επίσης στην Ν.Α. γωνία της δοκού του 2^{ου} ορόφου.

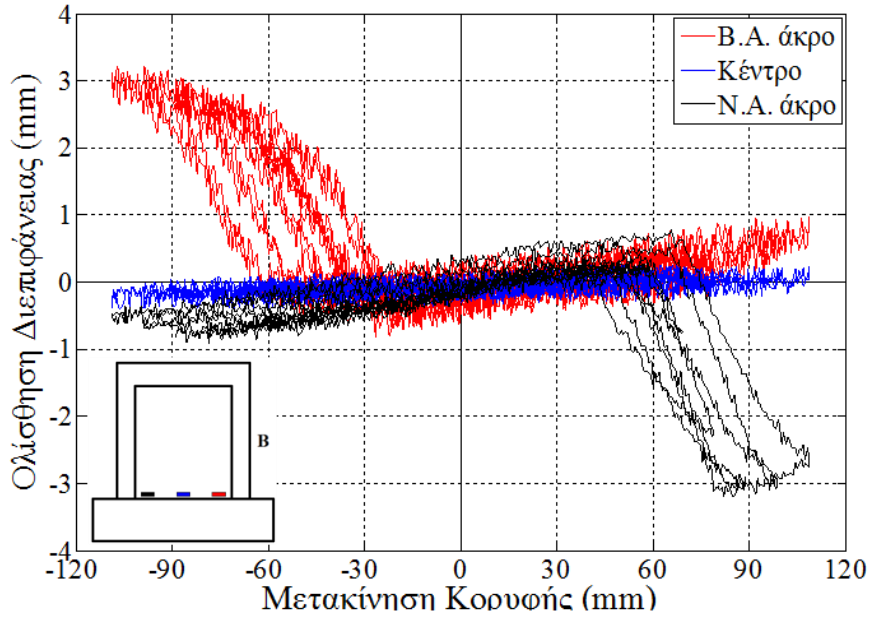


Σχήμα 136: Εύρος αποκόλλησης διεπιφάνειας φαντώματος – βάσης 1ου ορόφου

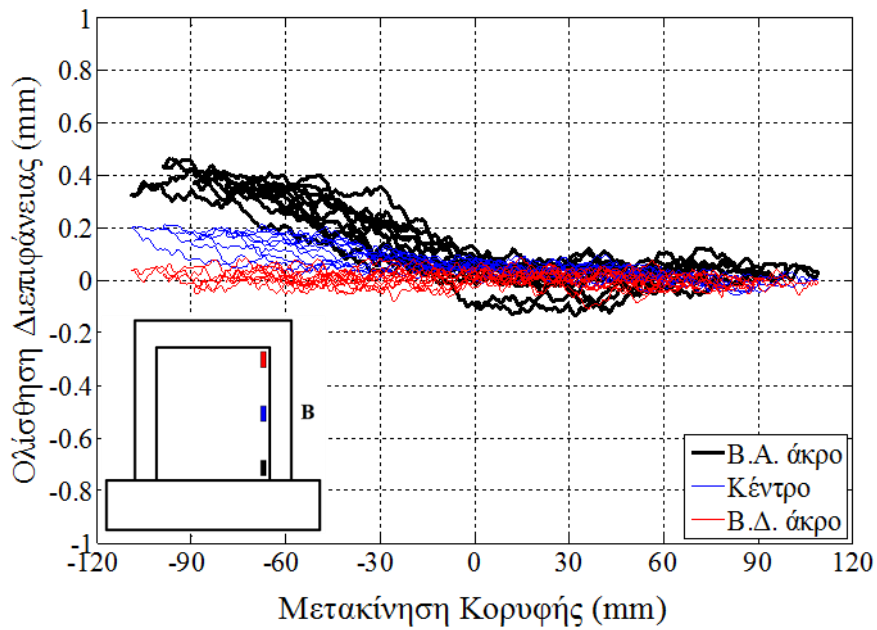


Σχήμα 137: Εύρος αποκόλλησης διεπιφάνειας φαντώματος –Ανατολ. δοκού 2ου ορόφου

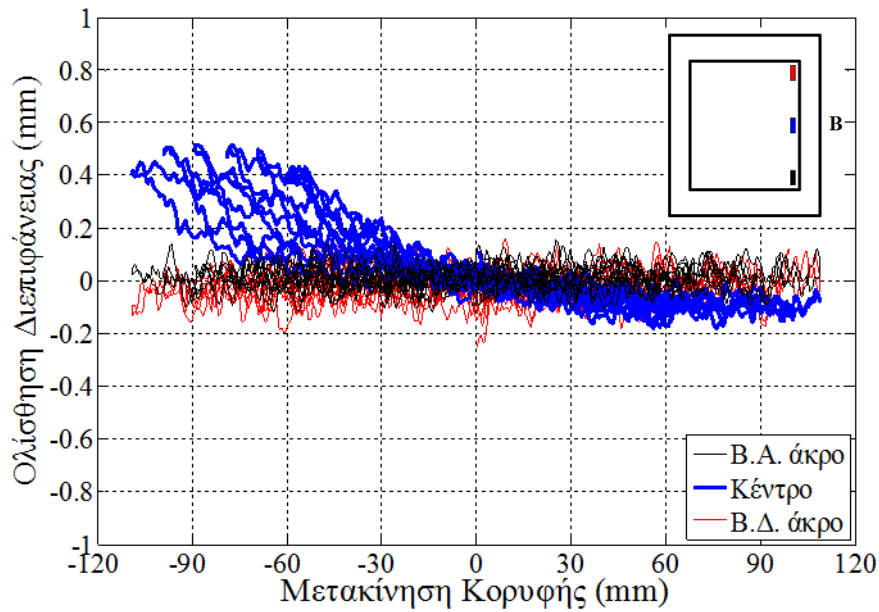
Όσο αφορά τη σχετική μετακίνηση παράλληλα στη διεπιφάνεια (ολίσθηση) η μέγιστη καταγράφηκε στη διεπιφάνεια φαντώματος – βάσης δοκιμίου (3mm περίπου, Σχήμα 138) με μικρότερες τιμές (0.1mm) στο βόρειο υποστύλωμα του 1^{ου} και 2^{ου} ορόφου (Σχ. 139, Σχ. 140).



Σχήμα 138: Σχετική ολίσθηση διεπιφάνειας πλαισίου – βάσης δοκιμίου



Σχήμα 139: Σχετική ολίσθηση διεπιφάνειας φατώματος – βόρειου υποστρώματος 1ου ορόφου



Σχήμα 140: Σχετική ολίσθηση διεπιφάνειας φαντώματος – βόρειου υποστύλωματος 2ου ορόφου

Απομάκρυνση των μανδύων ΙΟΠ μετά το τέλος της δοκιμής, έδειξε ότι υπήρξε σημαντική ολίσθηση των οπλισμών, ενώ στο νότιο υποστύλωμα είχε επέλθει και λυγισμός των ράβδων όπλισης (Σχ. 141).



Σχήμα 141: Βλάβες υποστυλωμάτων στην βάση του δοκιμίου μετά το τέλος της δοκιμής.

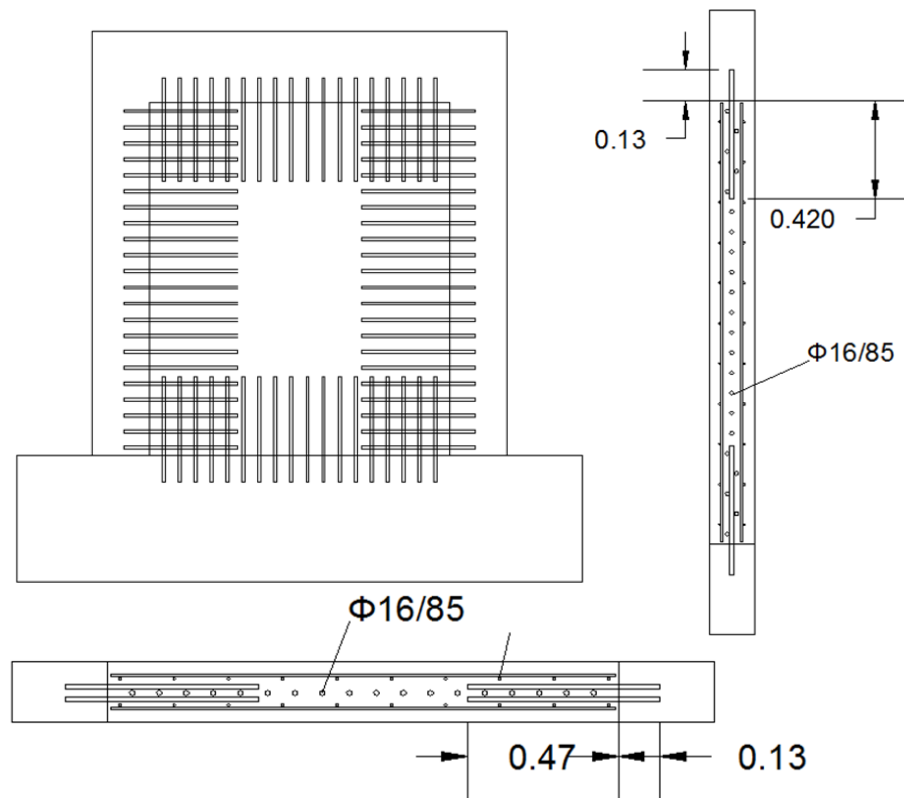
8 ΔΟΚΙΜΙΟ 2 (ΦΑΣΗ 6)

Λαμβανομένων υπόψη της συμπεριφοράς, των αποτελεσμάτων δοκιμής του πρώτου δοκιμίου (Φάση 5) και των ελαστικών αναλύσεων (Φάση 3), αποφασίστηκε η διαφοροποίηση όπλισης και σύνδεσης του φαντώματος με το περιβάλλον πλαίσιο. Όπως προέκυψε από τις δοκιμές στο πρώτο δοκίμιο η συμπεριφορά του ήταν συμμετρική παρά το διαφορετικό τρόπο σύνδεσης του φαντώματος με το περιβάλλον πλαίσιο - το δοκίμιο ανέπτυξε την ίδια ροπή βάσης (Σχ. 84, Σχ. 111) ανεξαρτήτως φοράς φόρτισης και διαφοράς μεθόδου σύνδεσης (βλήτρα και αγκύρια ή μόνο βλήτρα). Διαφορά απόκρισης οφειλόμενη στη μέθοδο σύνδεσης παρατηρήθηκε μόνο όσο αφορά την ολίσθηση στη διεπιφάνεια πλαισίου-φαντώματος: στις πλευρές που χρησιμοποιήθηκε η 1^η μέθοδος σύνδεσης (υποστυλώματα προς νότο και πυθμένας δοκών) δεν καταγράφηκε ολίσθηση ή η τιμή της ήταν πολύ μικρή σε σχέση με την τιμή εξάντλησης της αντοχής των βλήτρων. Αντίθετα, στις περιοχές εφαρμογής της 2^{ης} μεθόδου σύνδεσης (υποστυλώματα προς βορά και στέψη δοκών) ολίσθηση, ίση με το 60% της τιμής σχεδιασμού, 1.6mm, καταγράφηκε στους δύο πρώτους ορόφους. Στη διεπιφάνεια σύνδεσης φαντώματος-θεμελίωσης οι τιμές της ολίσθησης μετά την αστοχία του δοκιμίου σε κάμψη ήταν περίπου διπλάσιες της τιμής σχεδιασμού.

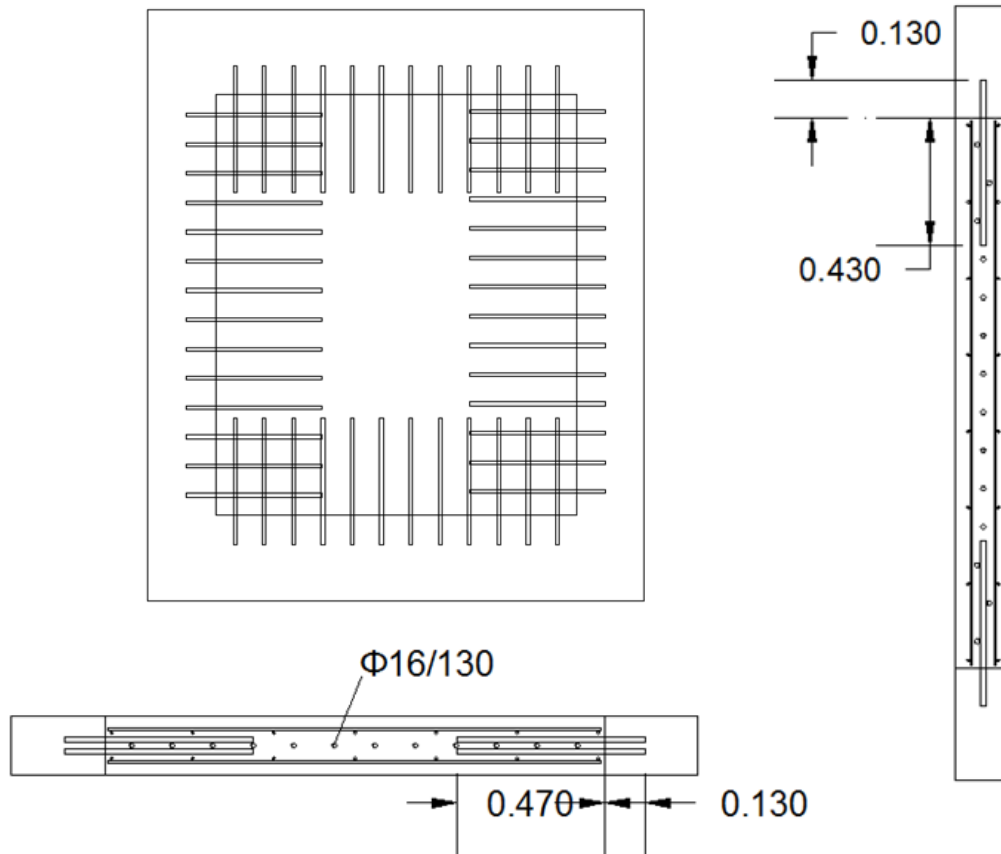
Λαμβάνοντας υπόψη τα παραπάνω, αποφασίστηκε στο δεύτερο δοκίμιο να εφαρμοστεί μόνο η 2^η μέθοδος σύνδεσης, τόσο λόγω της αποτελεσματικότητας όσο και της σχετικά ευκολότερης εφαρμογής της. Για τον 3^ο και 4^ο όροφο (δεν καταγράφηκαν ολισθήσεις) αποφασίστηκε να μην τοποθετηθούν βλήτρα στην περίμετρο του πλαισίου και να λειτουργήσει το φάντωμα ως απλό "γέμισμα" (τοποθετήθηκαν μόνο δύο ράβδοι ανά πλευρά λόγω της οριζόντιας τοποθέτησης του δοκιμίου). Τέλος οι οπλισμοί του φαντώματος μειώθηκαν σε κάθε όροφο: στον 1^ο όροφο τοποθετήθηκαν οι οπλισμοί του 2^{ου} ορόφου του πρώτου δοκιμίου, στον δεύτερο όροφο οι οπλισμοί του 3^{ου} ορόφου και στους υπόλοιπους δύο ορόφους οι οπλισμοί του 4^{ου} ορόφου του πρώτου δοκιμίου. Τελικά στον 1^ο όροφο τοποθετούνται 10Φ8/170 στη διαμήκη διεύθυνση και 11Φ8/170 στην εγκάρσια διεύθυνση (οριζόντιος οπλισμός). Στους 2^ο, 3^ο και 4^ο όροφο τοποθετούνται 7Φ8/260 στη διαμήκη διεύθυνση και 8Φ8/260 στην εγκάρσια διεύθυνση. Τα αγκύρια/βλήτρα που προκύπτουν συνοψίζονται στον Πιν. 9, (Σχ. 142,143).

Πίνακας 9 : Διαστασιολόγηση αγκυρίων/βλήτρων

Όροφος	Οριζόντια			Κατακόρυφα		
	Αγκύρια/ Βλήτρα	Μήκος έμπτυξης στο πλαίσιο (mm)	Μήκος έμπτυξης στο φάτνωμα (mm)	Αγκύρια/ Βλήτρα	Μήκος έμπτυξης στο πλαίσιο (mm)	Μήκος έμπτυξης στο φάτνωμα (mm)
1ος	18Φ16/85	130 (8db)	470 (59db)	22Φ16/85	130 (8db)	420 (52db)
2ος	12Φ16/130	130 (8db)	470 (59db)	14Φ16/130	130 (8db)	430 (54db)



Σχήμα 142: Σύνδεση φατνώματος πλαισίου 1ου ορόφου



Σχήμα 143: Σύνδεση φατνώματος πλαισίου 2ου ορόφου

Η διαδικασία κατασκευής ήταν ακριβώς ίδια με αυτή του πρώτου δοκιμίου. Όπως και στο πρώτο δοκίμιο στις γωνίες δοκών υποστυλωμάτων όπου τα βλήτρα των υποστυλωμάτων διασταυρώνονται με αυτά της δοκού, τα πρώτα μετατοπίστηκαν από τη μέση γραμμή του υποστυλώματος και τοποθετήθηκαν εκατέρωθεν των βλήτρων των δοκών. Οι οπές πριν την έγχυση ρητίνης και την τοποθέτηση των βλήτρων σε αυτές καθαρίστηκαν με επιμέλεια από υπολείμματα.



Σχήμα 144: Διαδικασία τοποθέτησης βλήτρων 1ου ορόφου (αριστερά), 2ου ορόφου (δεξιά)

Αν και στους 3^ο και 4^ο όροφο αποφασίστηκε να μην τοποθετηθούν βλήτρα, ωστόσο λόγω του ότι η δοκιμή πραγματοποιείται με το πλαίσιο σε οριζόντια θέση τοποθετήθηκαν δύο βλήτρα σε κάθε πλευρά του πλαισίου για τη συγκράτηση του φατνώματος εκτός επιπέδου.



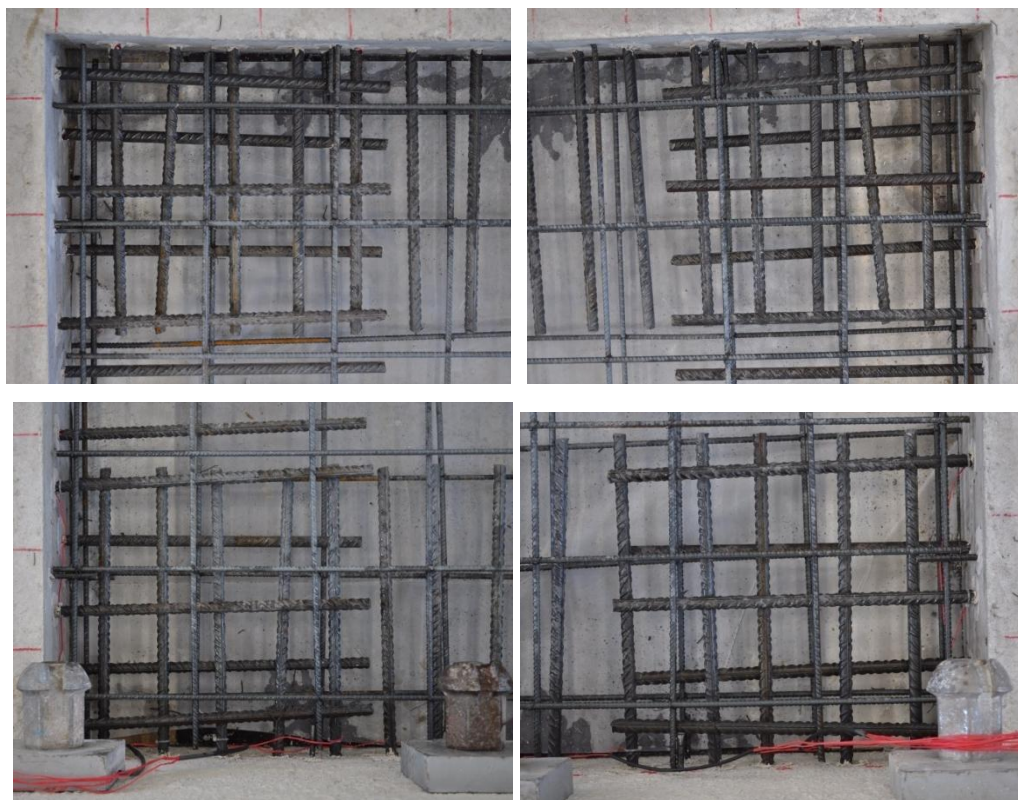
Σχήμα 145: Βλήτρα συγκράτησης φατνώματος 3ου (αριστερά) και 4ου (δεξιά) ορόφου



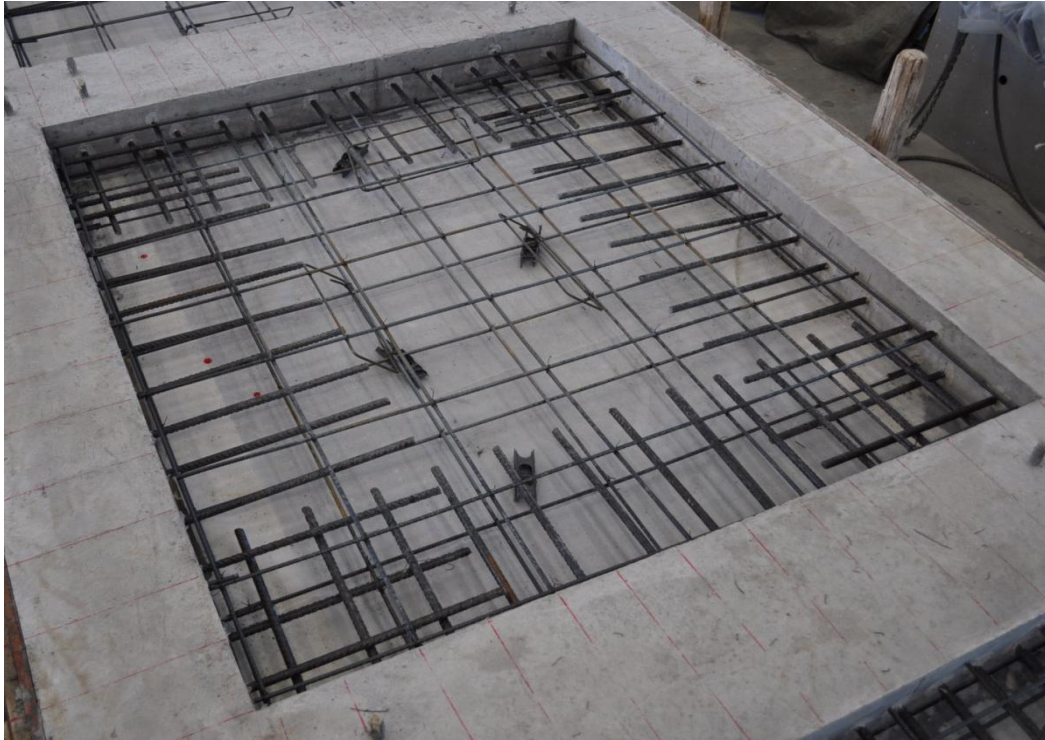
Σχήμα 146: Οπλισμός φατνωμάτων



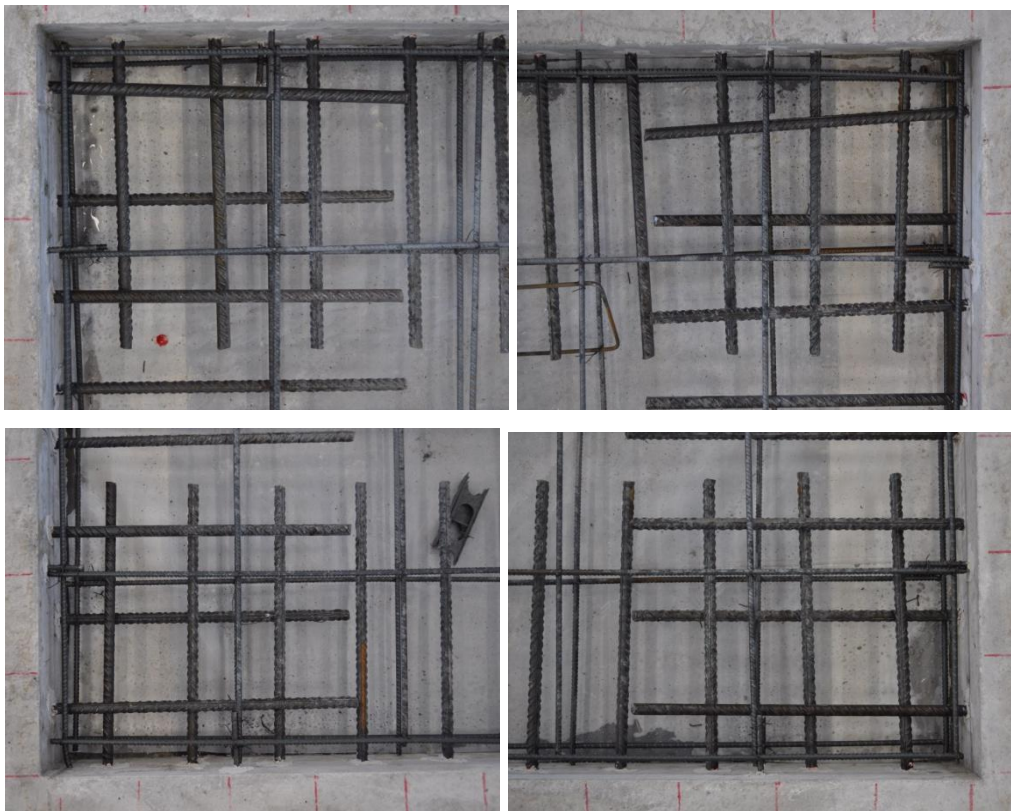
Σχήμα 147: Οπλισμός 1ου ορόφου



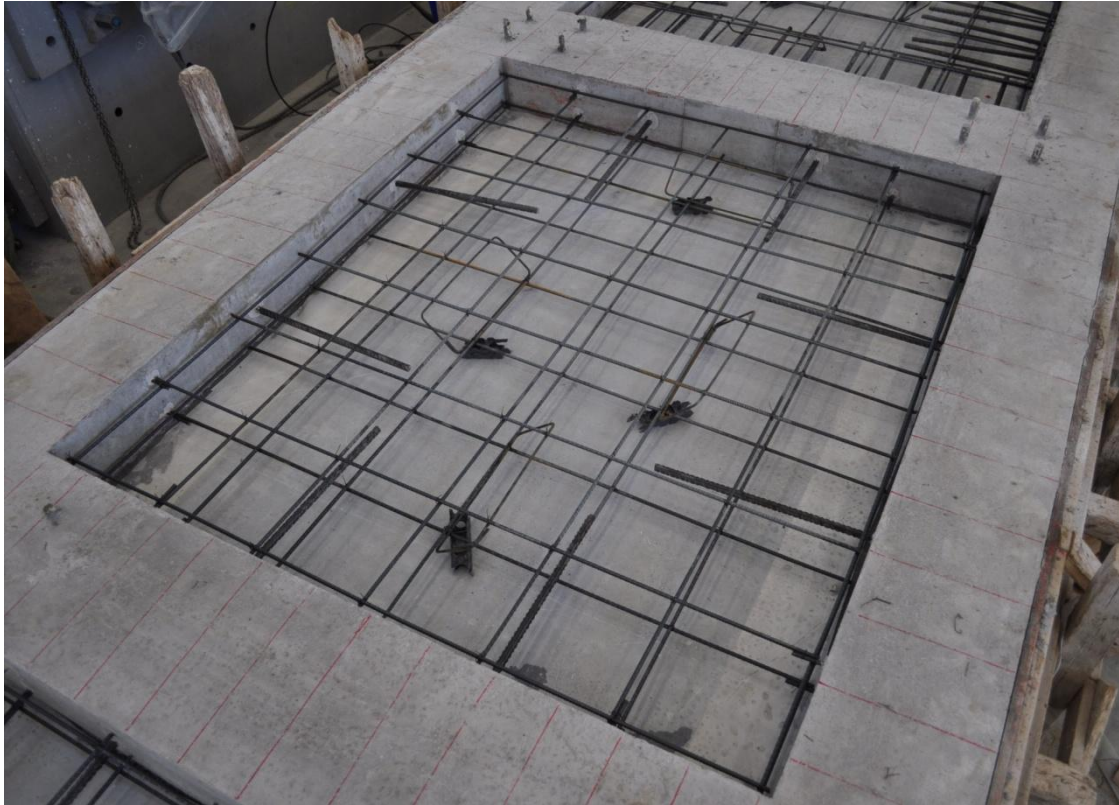
Σχήμα 148: Λεπτομέρειες όπλισης 1ου ορόφου



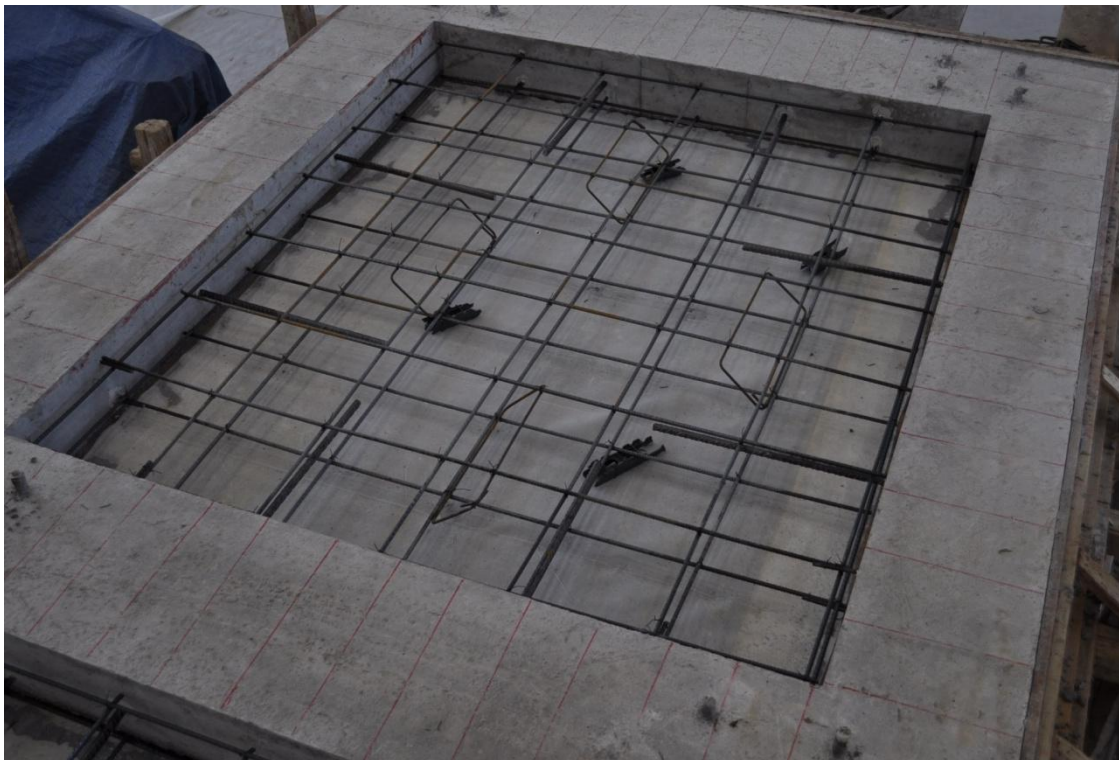
Σχήμα 149: Οπλισμός 2ου ορόφου



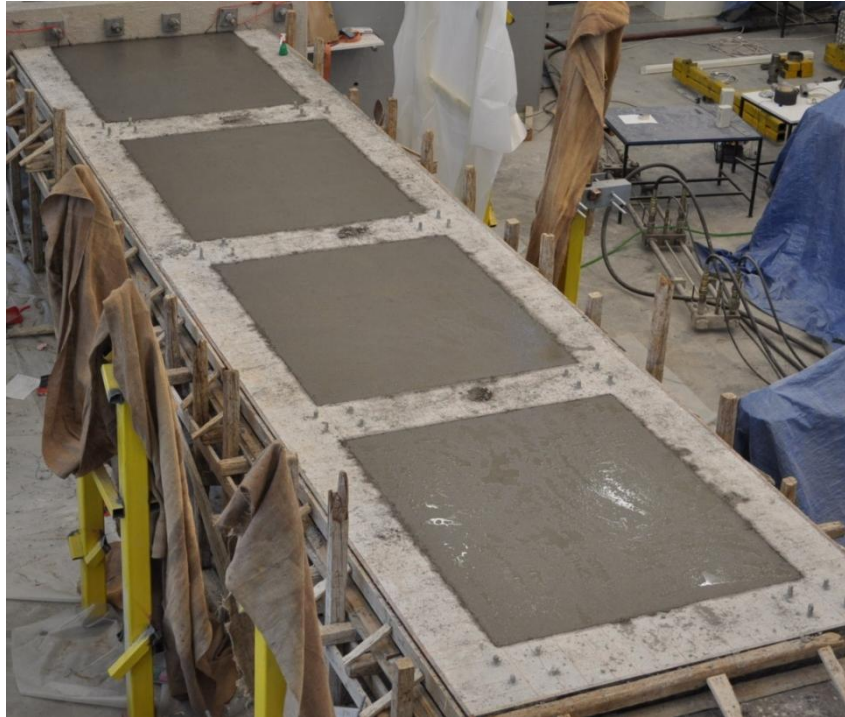
Σχήμα 150: Λεπτομέρειες όπλισης 2ου ορόφου



Σχήμα 151: Οπλισμός 3^ο ορόφου



Σχήμα 152: Οπλισμός 4^ο ορόφου



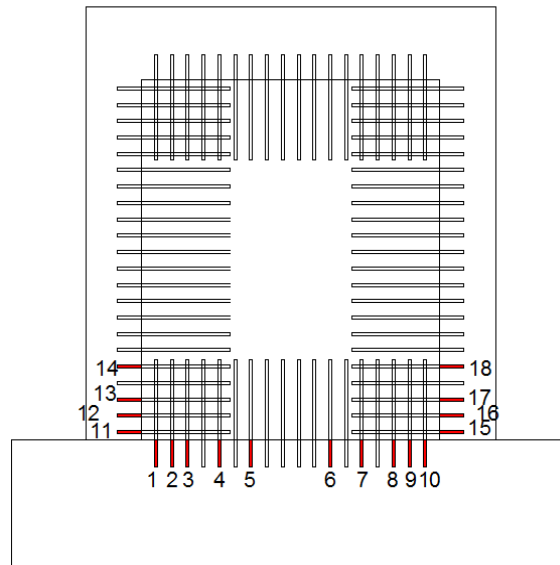
Σχήμα 153: Εμφαντούμενο πλαίσιο μετά την σκυροδέτηση του φαντώματος

Ο μανδύας ΙΟΠ στη βάση των υποστλωμάτων τοποθετήθηκε στο δοκίμιο πριν τη διεξαγωγή των δοκιμών ώστε να αποφευχθεί η πρόωγη αστοχία των ματίσεων. Ο μανδύας και σε αυτό το δοκίμιο αποτελούνταν από δύο στρώσεις υφάσματος ΙΟΠ ινών άνθρακα, ίδιων ιδιοτήτων με αυτό που χρησιμοποιήθηκε στο πρώτο δοκίμιο και τοποθετήθηκε με την ίδια διαδικασία. Μετά τον καθαρισμό και την καμπύλωση των ελεύθερων ακμών των υποστλωμάτων με ακτίνα 20mm, τοποθετήθηκε ο μανδύας από 10mm από την βάση και μέχρι ύψος 500mm.



Σχήμα 154: Τοποθέτηση μανδύα ινοπλισμένων πολυμερών

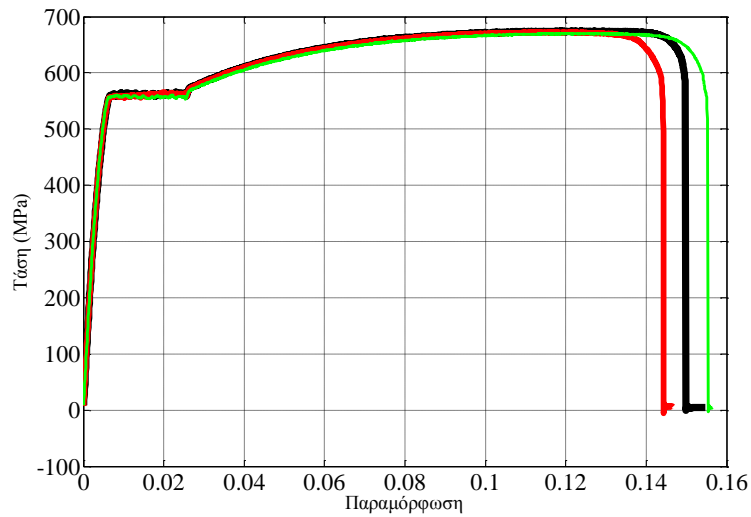
Κατά την διάρκεια της δοκιμής ελήφθησαν μετρήσεις όλων των βασικών παραμέτρων της απόκρισης του δοκιμίου. Στο δεύτερο δοκίμιο διατηρήθηκε ο ίδιος αριθμός και θέση τοποθέτησης αισθητήρων όπως στο πρώτο δοκίμιο (Σχήμα 40,41,42,43). Επιπλέον, στη δοκιμή αυτή τοποθετήθηκαν ηλεκτρομηκυνσιόμετρα στα βλήτρα σύνδεσης φατνώματος-θεμελίωσης (N.A. και B.A. γωνία) και φατνώματος-υποστυλωμάτων (Σχήμα 155).



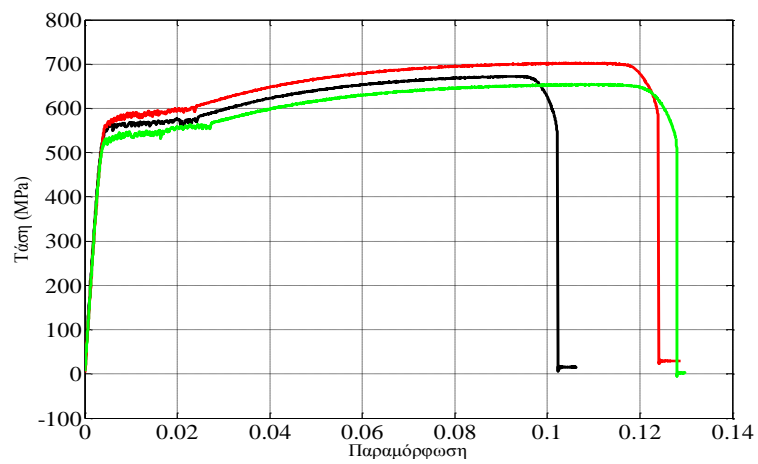
Σχήμα 155: Θέσεις ηλεκτρομηκνσιομέτρων στη Ν.Α (αριστερά) και Β.Α (δεξιά) γωνία 1ου ορόφου

Κατά την σκυροδέτηση τόσο του πλαισίου όσο και του φατνώματος ελήφθησαν 6 κυβικά δοκίμια πλευράς 0.15 m και 6 κυλινδρικά δοκίμια ακτίνας 0.15 m και ύψους 0.30m. Τα δοκίμια σκυροδέματος τόσο του πλαισίου όσο και του φατνώματος δοκιμάστηκαν σε θλίψη την ημέρα διεξαγωγής της δοκιμής. Η μέση θλιπτική αντοχή των κυβικών δοκιμίων σκυροδέματος του πλαισίου ήταν 28.96 MPa και των κυλινδρικών 24.4 MPa. Για το σκυρόδεμα του φατνώματος προέκυψε μέση θλιπτική αντοχή από τα κυβικά δοκίμια ίση με 28 MPa και από τα κυλινδρικά δοκίμια ίση με 26.2 MPa.

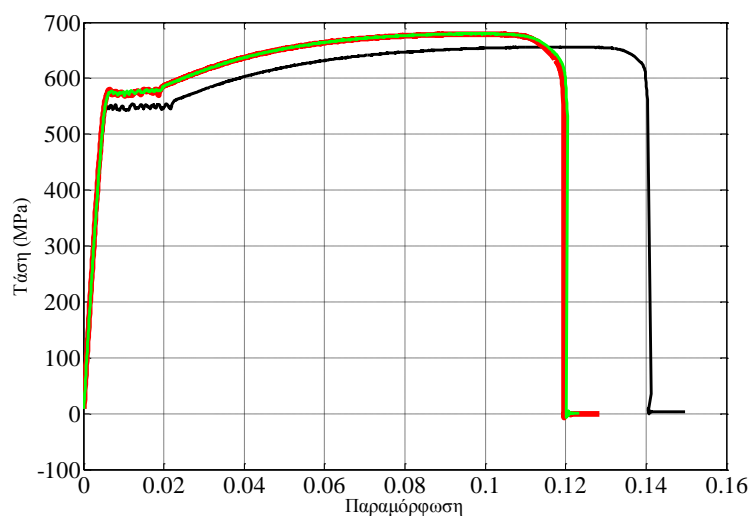
Επίσης ελήφθησαν τμήματα ράβδων για τον προσδιορισμό των μηχανικών ιδιοτήτων των ράβδων οπλισμού του πλαισίου και του φατνώματος. Οι δοκιμές εφελκυσμού πραγματοποιήθηκαν σύμφωνα με το πρότυπο ASTM A370 σε τρία δοκίμια ανά διάμετρο.



Σχήμα 156: Διάγραμμα σ-ε δοκιμών χάλυβα Φ14 πλαισίου



Σχήμα 157: Διάγραμμα σ-ε δοκιμών χάλυβα Φ8 φατνώματος



Σχήμα 158: Διάγραμμα σ-ε δοκιμών χάλυβα Φ16 βλήτρων

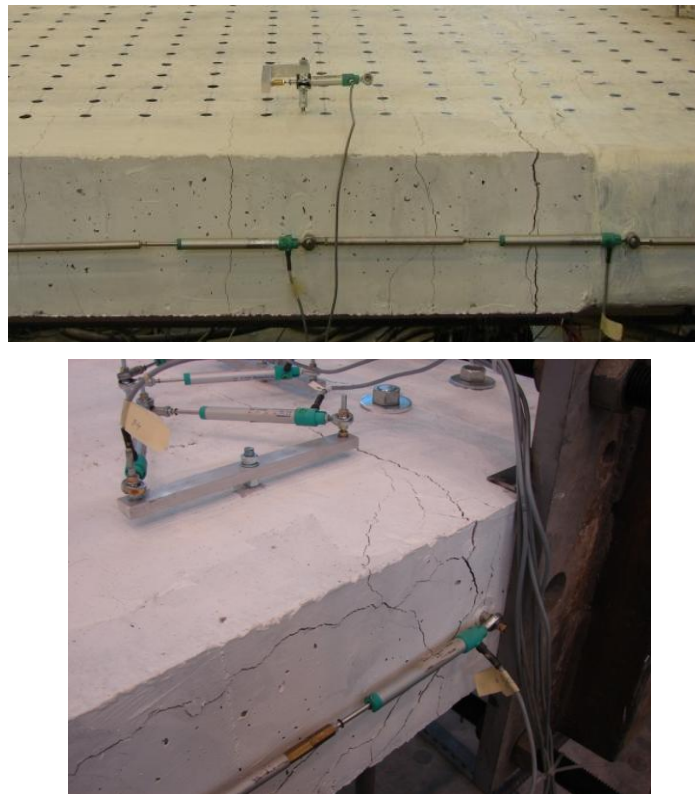
Πίνακας 10: Τάση διαρροής (μέσος όρος 3 δοκιμών) από δοκιμές εφελκυσμού

	Διάμετρος ράβδου	Τάση διαρροής (MPa)
Πλαίσιο	Φ14	557.3
Φάτνωμα	Φ8	551.7
Βλήτρα	Φ16	566.7

9 ΥΒΡΙΔΙΚΗ ΔΟΚΙΜΗ ΔΟΚΙΜΙΟΥ 2 (ΦΑΣΗ 7)

Το δοκίμιο υποβλήθηκε σε σεισμική διέγερση και δοκιμάστηκε με τη ψευδοδυναμική μέθοδο με υποκατασκευές. Ως διέγερση χρησιμοποιήθηκε το επιταχυνσιογράφημα της πρώτης δοκιμής (Montenegro 1979, σταθμός Herceg Novi). Για τους λόγους που αναφέρθηκαν παραπάνω η δοκιμή πραγματοποιήθηκε θεωρώντας την κατασκευή ως σύστημα 2 βαθμών ελευθερίας, με μητρώα δυσκαμψίας πλαισιακού τμήματος φορέα και μάζας ίδια με αυτά που υπολογίστηκαν για το πρώτο δοκίμιο. Η δοκιμή εκτελέστηκε με το ίδιο αξονικό φορτίο (465 kN ή $\nu=0.042$), ενώ το επιταχυνσιογράφημα επαυξήθηκε κατάλληλα ώστε να προκύπτει μέγιστη εδαφική επιτάχυνση ίση με 0.25g.

Οι αρχικές ρωγμές παρατηρήθηκαν (2.2 sec) καθ' ύψος του εφελκόμενου κάθε φορά υποστυλώματος στην περιοχή πάνω από τον μανδύα ΙΟΠ, και στη συνέχεια (μετακίνηση κορυφής -35mm, 2.5sec) επεκτάθηκαν εντός του φανώματος. Παράλληλα εμφανίστηκαν οι πρώτες ρωγμές στο εφελκόμενο (νότιο) υποστύλωμα του 2^{ου} ορόφου. Σύντομα (2.6sec, μετακίνηση κορυφής +31mm) οι ρωγμές του υποστυλώματος της νότιας πλευράς του 1^{ου} ορόφου άρχισαν να επεκτείνονται προς το φάνωμα.



Σχήμα 159: Ρωγμές στο εφελκόμενο (νότια πλευρά) υποστύλωμα 1^{ου} ορόφου και βλάβη μάτισης ράβδων στον 2^ο όροφο

Ταυτόχρονα εμφανίσθηκε ρηγματώση στην περιοχή μάτισης των ράβδων στη βάση του υποστυλώματος της νότιας πλευράς στον 2^ο όροφο και σε σύντομο χρόνο (2.76 sec, μετακίνηση κορυφής +67mm) η περιοχή της μάτισης είχε υποστεί εκτεταμένη βλάβη. Σε αυτό το στάδιο της δοκιμής εμφανίσθηκε ρωγμή στο μέσο του ύψους ης δοκού, παράλληλη με τον άξονά της, η οποία εκτεινόταν μέχρι το μέσο περίπου της δοκού.

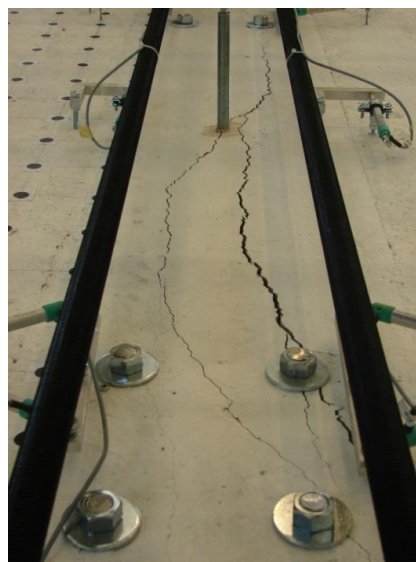


Σχήμα 160: Ρηγματώση στη δοκό βάσης 2ου ορόφου

Παρά την αύξηση του επιπέδου μετακίνησης σε μεταγενέστερους κύκλους και την δημιουργία επιπλέον ρηγματώσης (αρχή αποκόλλησης μανδύα στη βάση υποστυλώματος 1^{ου} ορόφου, αποκόλληση διεπιφάνειας δοκιμίου – βάσης, Σχήμα 161), η απόκριση του δοκιμίου εντοπίσθηκε κυρίως στην διεύρυνση των ρωγμών στη βάση των υποστυλωμάτων 2^{ου} ορόφου (περιοχή ματίσεων) και την επέκταση/διεύρυνση της ρωγμής κατά μήκος της δοκού βάσης του 2^{ου} ορόφου (Σχήμα 162).

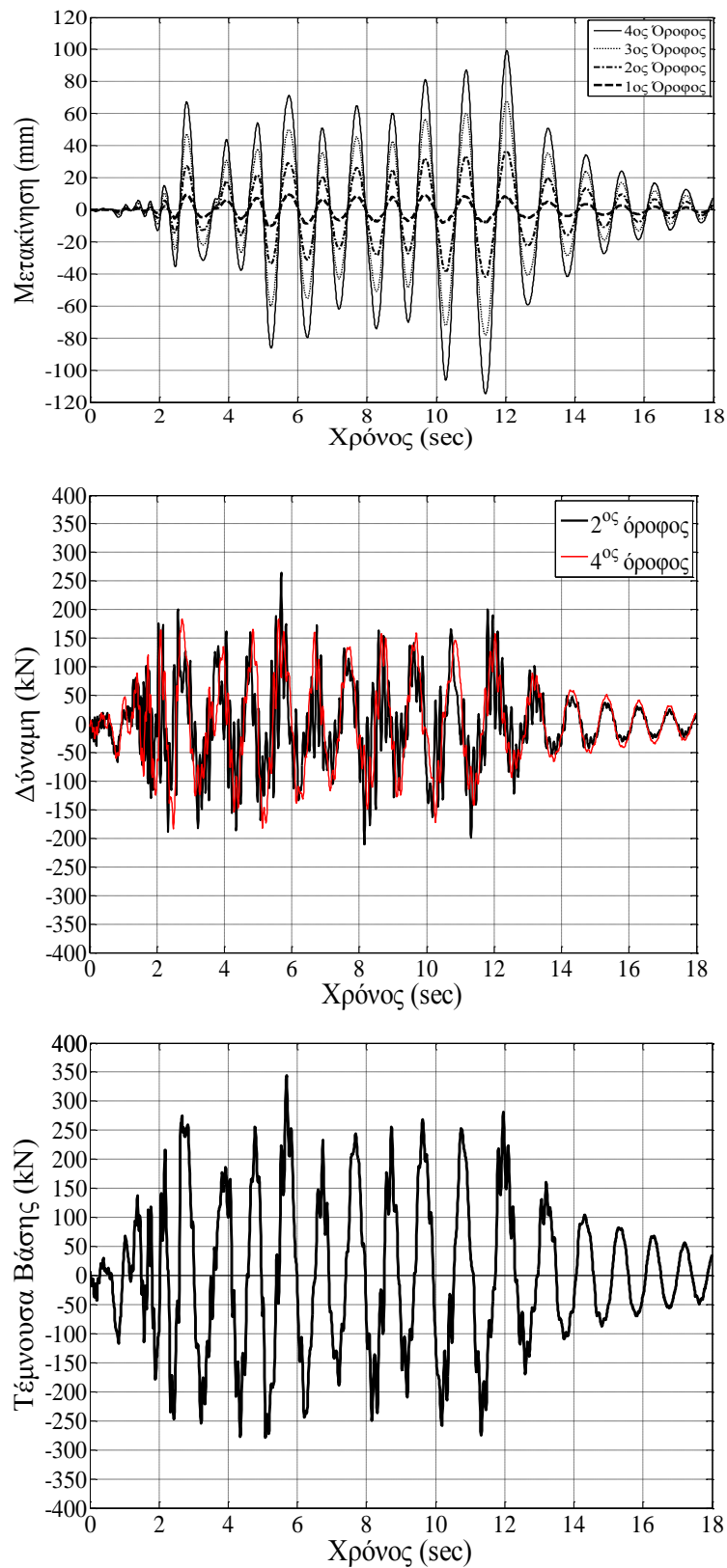


Σχήμα 161: Αποκόλληση μανδύα ΙΟΠ από το φάτνωμα (πάνω αριστερά), αποκόλληση διεπιφάνειας δοκιμίου – βάσης (πάνω δεξιά), βλάβη μάτισης ράβδων υποστυλώματος (νότια πλευρά) στη βάση του 2ου ορόφου (κάτω)



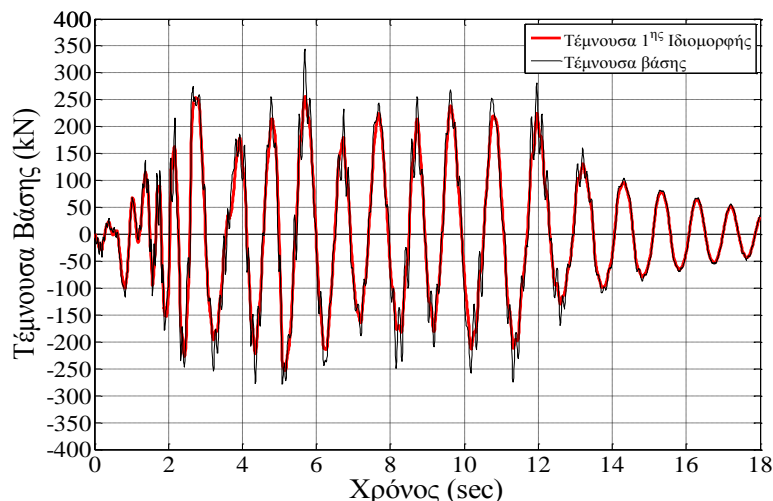
Σχήμα 162: Ρωγμή κατά μήκος της δοκού στη βάση του 2ου ορόφου

Η χρονοϊστορία μετακινήσεων των ορόφων και αυτή της τέμνουσας βάσης όπως καταγράφηκαν κατά τη δοκιμή φαίνονται στο Σχήμα 163.

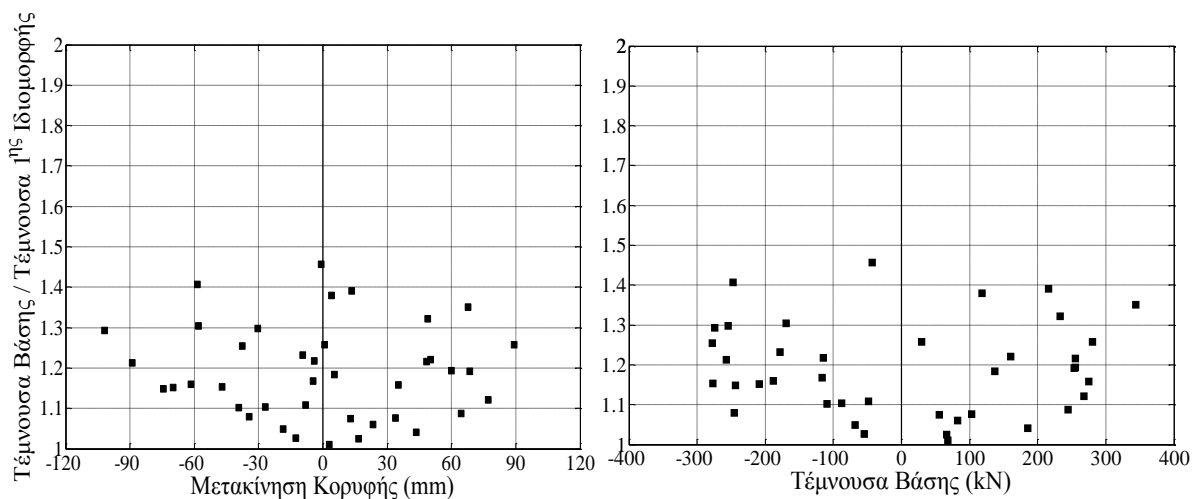


Σχήμα 163: Ψευδοδυναμική δοκιμή 0.25g: μετακινήσεις ορόφων (πάνω), τέμνουσες ορόφων (μέσο), τέμνουσα βάσης (κάτω)

Η μέγιστη μετακίνηση και τέμνουσα βάσης κατά την διάρκεια της δοκιμής ήταν 114.3mm (11.4 sec) και 344 kN (5.7sec), αντίστοιχα. Όπως και στο πρώτο δοκίμιο, την τέμνουσα βάσης (Σχήμα 163) δείχνει να επηρεάζουν σε κάποιο βαθμό οι ανώτερες ιδιομορφές. Αυτό είναι περισσότερο φανερό στα Σχ. 164 ,Σχ. 165 στα οποία παρουσιάζεται διαχωρισμένη η συμβολή της πρώτης και των υπολοίπων ιδιομορφών απόκρισης στην τέμνουσα βάσης και ο λόγος της τέμνουσας βάσης προς την τέμνουσα που οφείλεται στην πρώτη ιδιομορφή συναρτήσει της μετακίνησης κορυφής και της τέμνουσας βάσης.



Σχήμα 164: Χρονοϊστορία τέμνουσας βάσης, συνολική και εκτίμηση συνεισφοράς 1ης ιδιομορφής

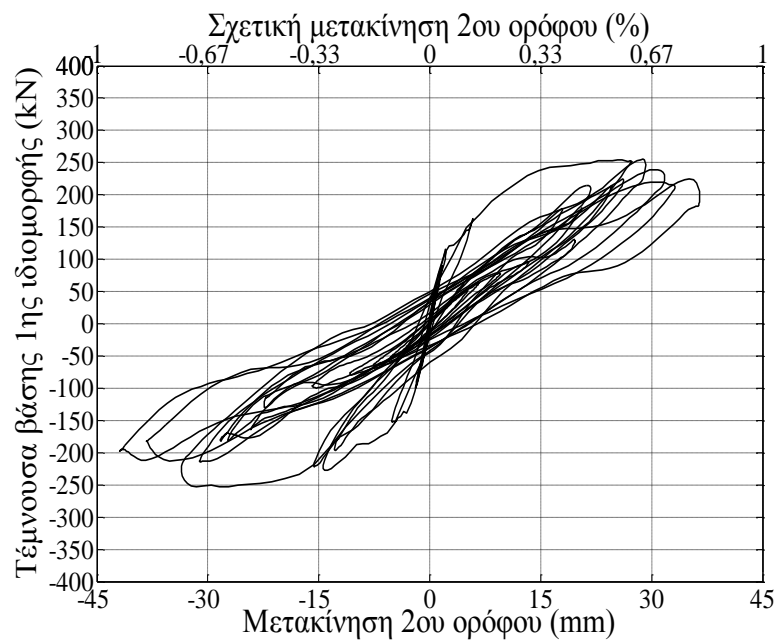


Σχήμα 165: Λόγος τέμνουσας βάσης προς τέμνουσα 1ης ιδιομορφής ως προς τη μετακίνηση κορυφής (αριστερά) ή την τέμνουσα βάσης (δεξιά)

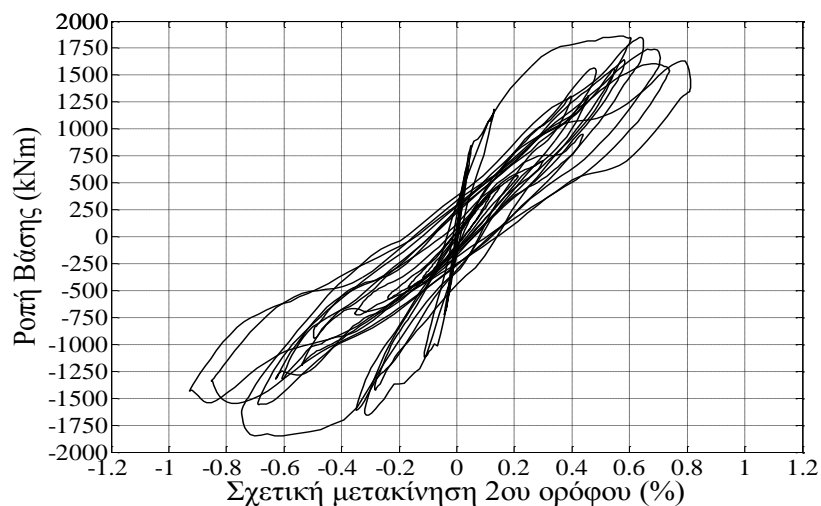
Η συμβολή των ανώτερων ιδιομορφών στην συνολική τέμνουσα βάσης, όπως αυτή αντικατοπτρίζεται από τον λόγο της συνολικής τέμνουσας βάσης προς την τέμνουσα 1ης

ιδιομορφής είναι αντίστοιχου επιπέδου με αυτή που προέκυψε από την ψευδοδυναμική δοκιμή του πρώτου δοκιμίου (Σχ. 110).

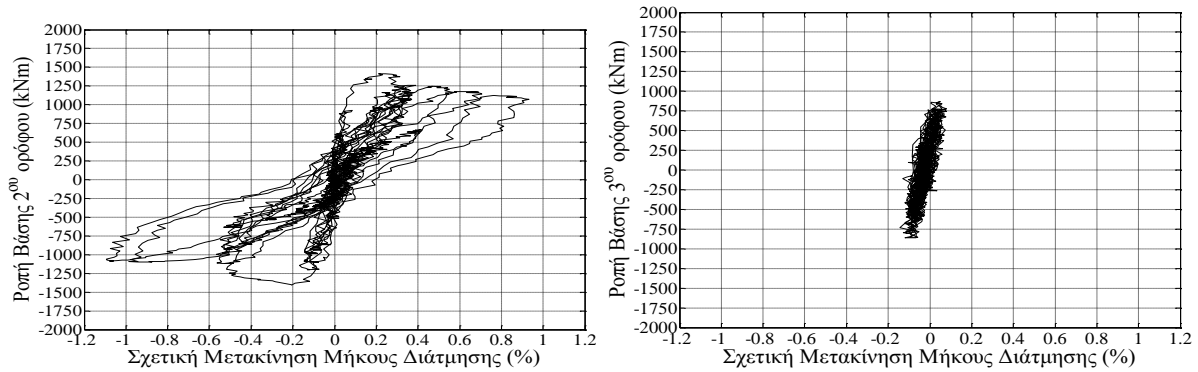
Η επιβληθείσα διέγερση οδήγησε οριακά το δοκίμιο στην συμβατικά οριζόμενη αστοχία – αυτό προκύπτει από την παρατηρούμενη πτώση της αντίστασης του δοκιμίου κατά 20% περίπου (Σχ. 166-168).



Σχήμα 166: Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση 2ου ορόφου (1ου βαθμού ελευθερίας).



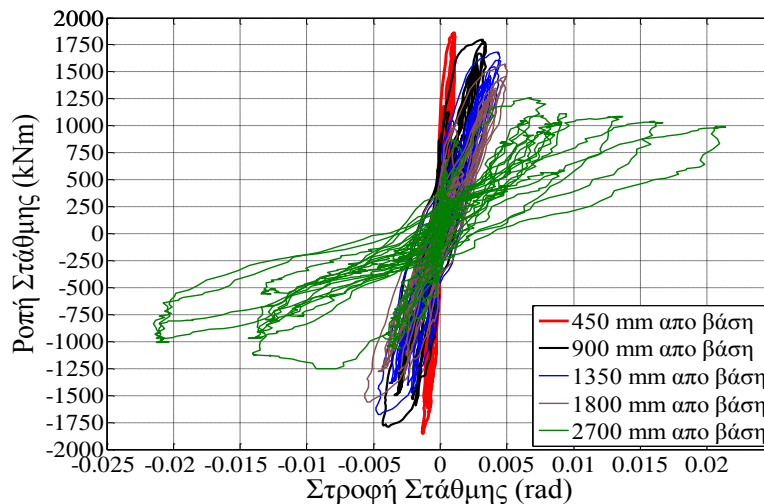
Σχήμα 167: Ροπή βάσης – σχετική μετακίνηση 2ου ορόφου (1ου βαθμού ελευθερίας).



Σχήμα 168: Ροπή βάσης – σχετική μετακίνηση μήκους διάτμησης 2^{ου} ορόφου (αριστερά), 3^{ου} ορόφου (δεξιά)

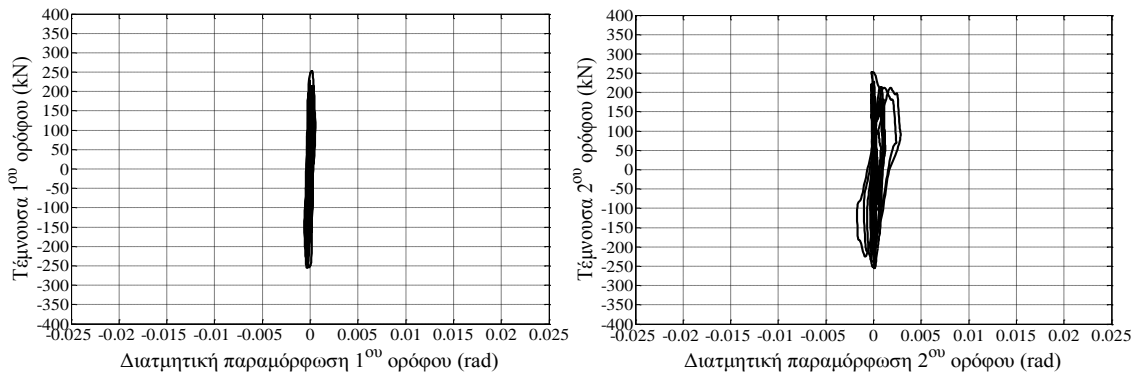
Η αστοχία του δοκιμίου επήλθε λόγω κάμψης της δοκού βάσης του 2^{ου} ορόφου (Σχ. 162, Σχ. 168).

Το διάγραμμα μεταβολής της ροπής ως προς τη συνολική στροφή μετρούμενη σε αντίστοιχη θέση από τη βάση του δοκιμίου (Σχήμα 169), δείχνει ότι η ρηγμάτωση της δοκού βάσης του 2^{ου} ορόφου και η αστοχία της μάτισης των ράβδων υποστυλωμάτων στη βάση του 2^{ου} ορόφου είχαν την πλέον σημαντική συμβολή στην συνολική παραμόρφωση του δοκιμίου στην αστοχία, σε αντίθεση με το αντίστοιχο διάγραμμα της δοκιμής του πρώτου δοκιμίου (Σχ. 114) όπου φαίνεται ότι η στροφή στην βάση του δοκιμίου, όπου και επήλθε η αστοχία, είχε την σημαντικότερη συμβολή.



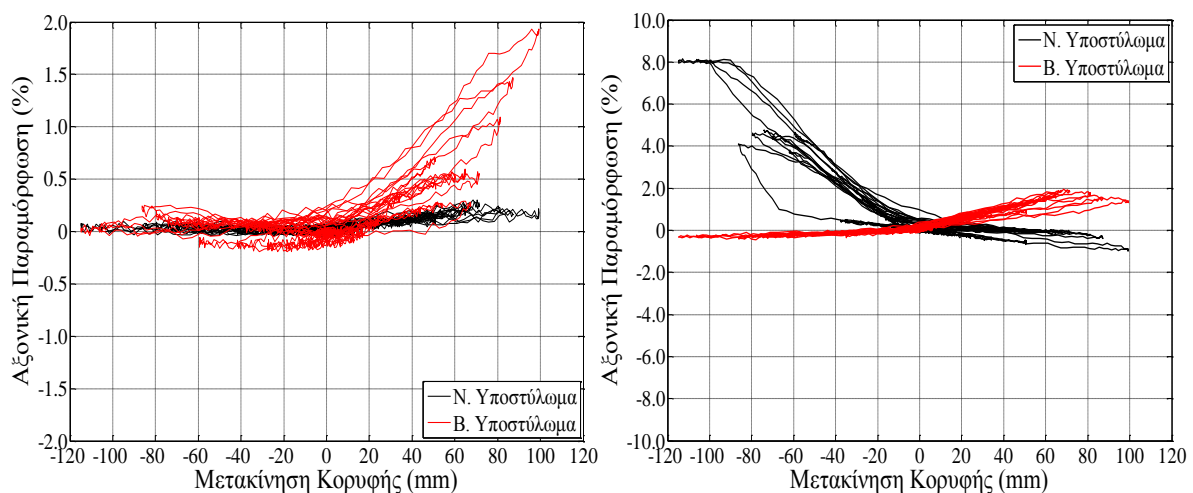
Σχήμα 169: Ροπή – στροφή διατομής καθ' ύψος 1ου ορόφου.

Στο Σχήμα 170 παρουσιάζεται το διάγραμμα τέμνουσας βάσης – διατμητικής παραμόρφωσης 1^{ου} ορόφου και 2^{ου} ορόφου.

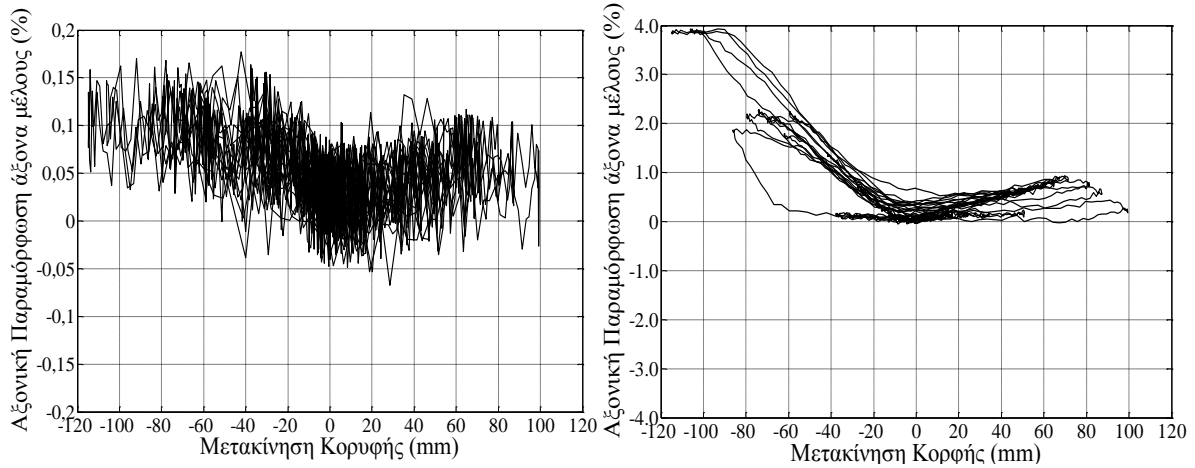


Σχήμα 170: Τέμνουσα βάσης – διατμητική παραμόρφωση 1ου ορόφου (αριστερά) και 2ου ορόφου (δεξιά)

Οι αξονικές παραμορφώσεις στις παρειές και στον άξονα (μέση αξονική παραμόρφωση έως 450mm από την βάση) του δοκιμίου υπολογίσθηκαν από επιμηκνσιόμετρα τοποθετημένα κατά μήκος των εξωτερικών πλευρών του δοκιμίου.

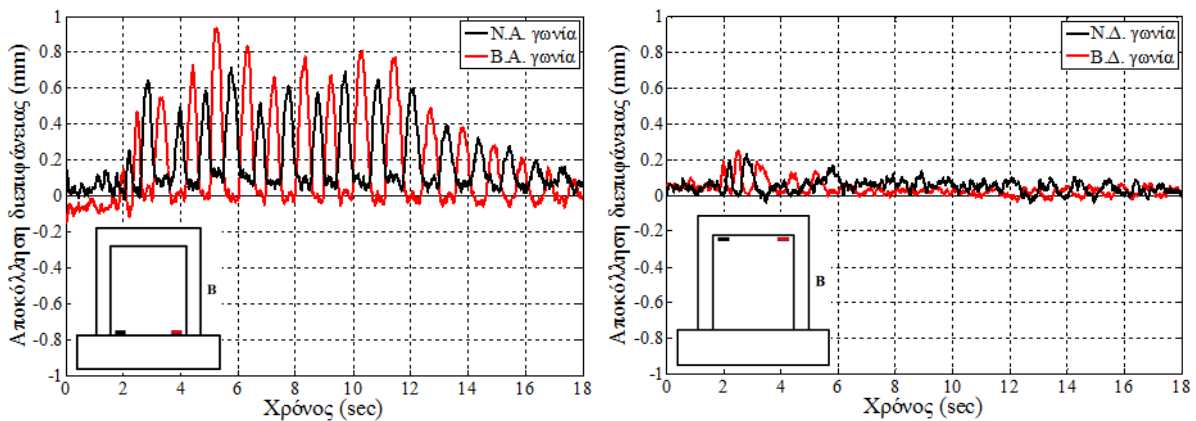


Σχήμα 171: Αξονική παραμόρφωση παρειάς υποστυλωμάτων 1ου ορόφου (αριστερά), 2ου ορόφου (δεξιά)

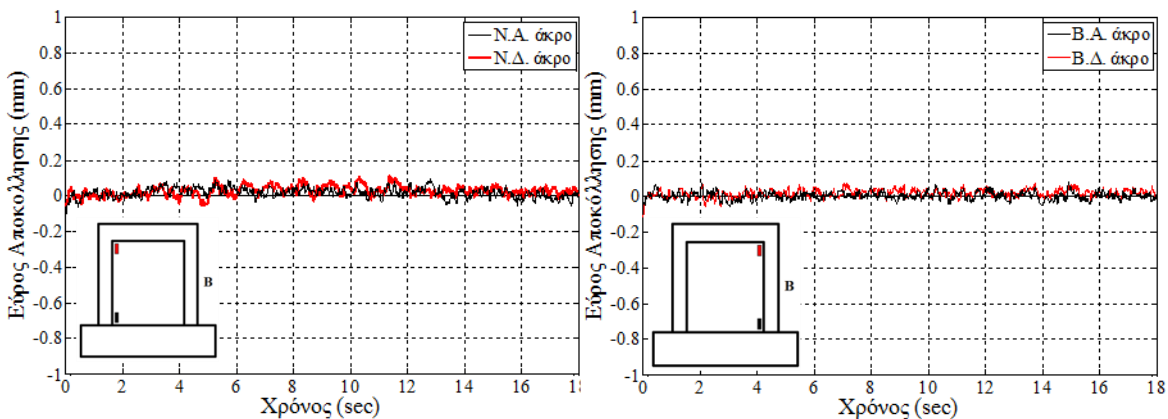


Σχήμα 172: Αξονική παραμόρφωση άξονα δοκιμίου 1ου ορόφου (αριστερά), 2ου ορόφου (δεξιά)

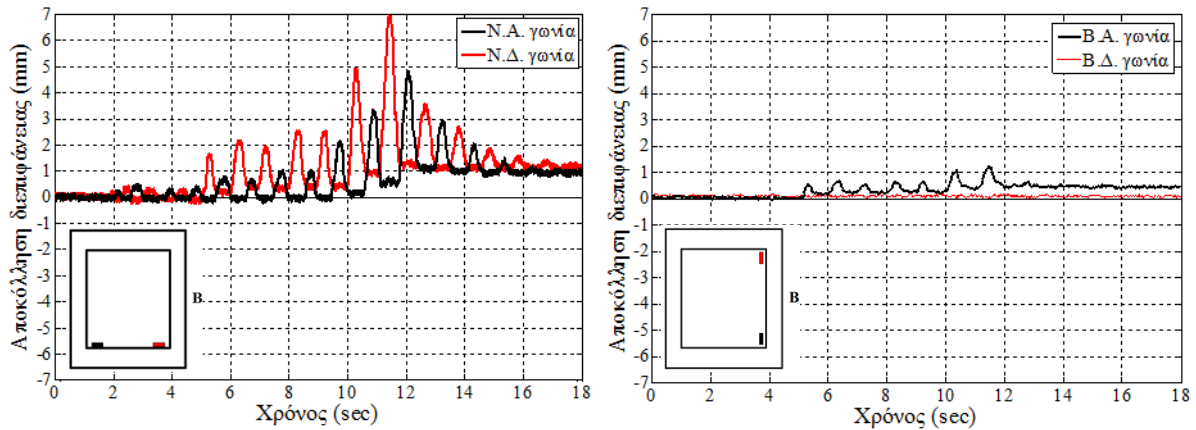
Αποκόλληση φατνώματος- πλαισίου καταγράφηκε στο ΝΑ. και ΒΔ άκρο της βάσης 1^{ου} ορόφου (μέγιστο 1mm) και στο νότιο υποστύλωμα (μέγιστο 0.2mm, ΝΔ. άκρο). Στον 2^ο όροφο αποκόλληση παρατηρήθηκε στην ανατολική δοκό (7mm/ 5mm στο ΝΔ/ΝΑ. άκρο).



Σχήμα 173: Εύρος ρωγμής διεπιφάνειας φατνώματος-βάσης δοκιμίου (αριστερά) και φατνώματος-δυτικής δοκού 1ου ορόφου (δεξιά)

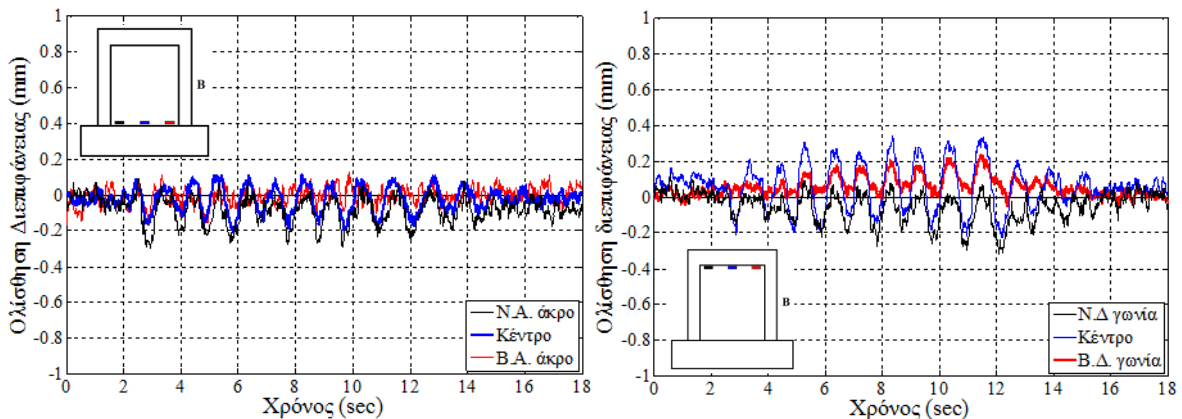


Σχήμα 174: Εύρος ρωγμής διεπιφάνειας φατνώματος-νότιου υποστύλωματος, Ν.Δ. γωνία (αριστερά) και φατνώματος-βόρειου υποστύλωματος (δεξιά)

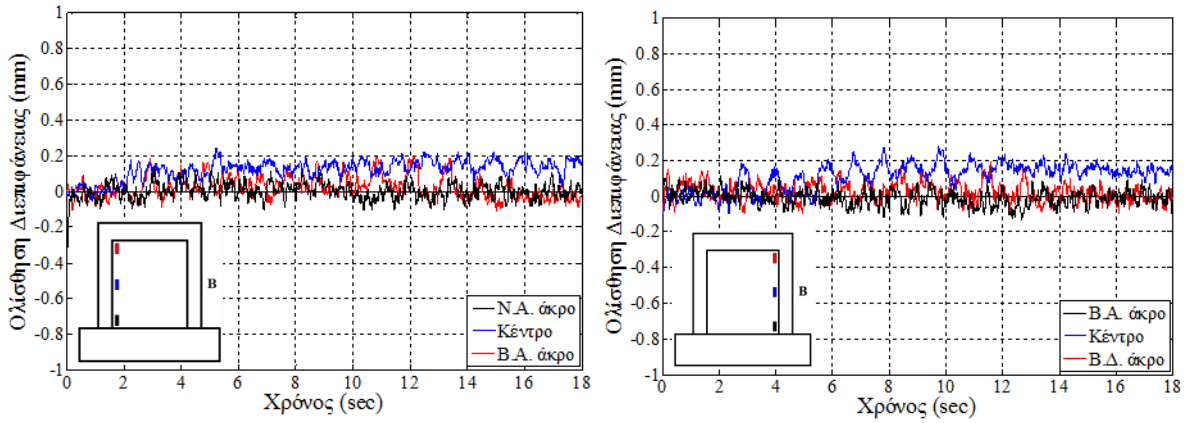


Σχήμα 175: Εύρος ρωγμής διεπιφάνειας φαντώματος-ανατολικής δοκού (αριστερά) και φαντώματος-βορείου υποστυλώματος 2ου ορόφου (δεξιά)

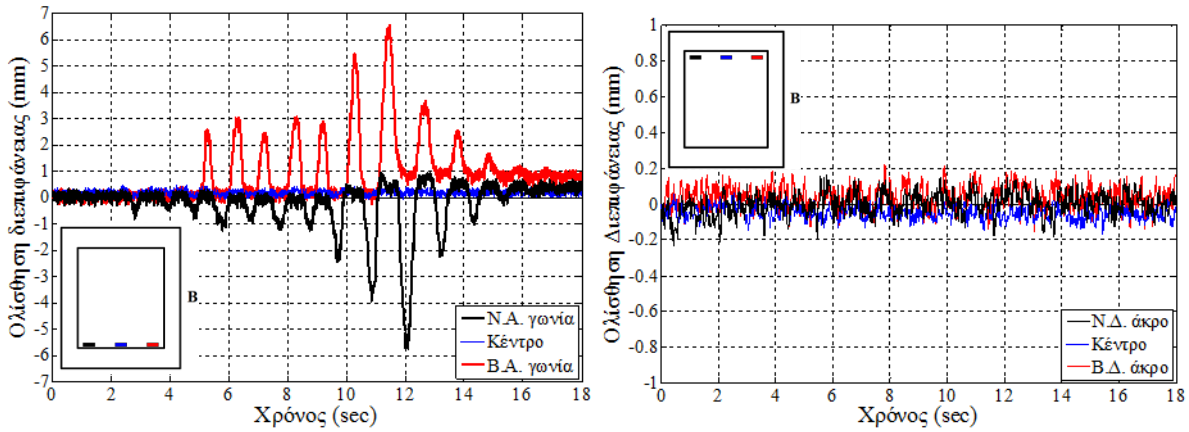
Σχετική μετακίνηση (ολίσθηση) στη διεπιφάνεια πλαισίου-φαντώματος καταγράφηκε στους δύο πρώτους ορόφους: μέγιστο 0.4mm στη δυτική δοκό (κορυφή 1^{ου} ορόφου) και παρομοίου μεγέθους στη διεπιφάνεια με τα υποστυλώματα και τη βάση του 1^{ου} ορόφου. Στο 2^ο όροφο σημαντική ολίσθηση (7mm στο B.A άκρο και 6mm στο N.A. άκρο) παρατηρήθηκε στην ανατολική δοκό του 2^{ου} ορόφου (βάση ορόφου). Ολίσθηση (μέγιστο 0.2mm) καταγράφηκε σε αμφότερες τις διεπιφάνειες υποστυλωμάτων-φαντώματος. Αν και δεν είχαν ληφθεί συγκεκριμένα μέτρα σύνδεσης του φαντώματος με το περιβάλλον πλαίσιο στον 3^ο όροφο, η καταγραφείσα ολίσθηση ήταν μικρού μεγέθους (0.2 mm στην B.A άκρο του βορείου υποστυλώματος).



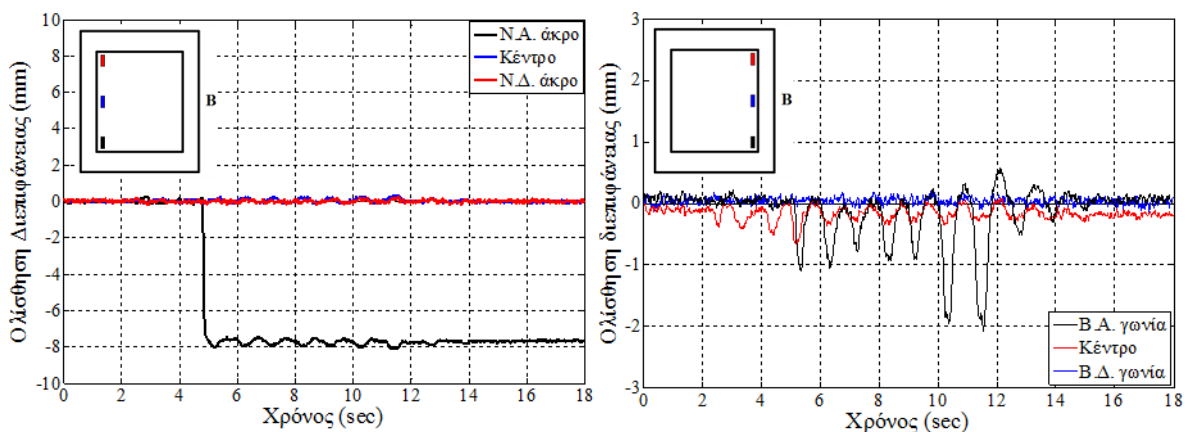
Σχήμα 176: Ολίσθηση διεπιφάνειας φαντώματος-ανατολικής δοκού (αριστερά) και φαντώματος-δυτικής δοκού 1ου ορόφου (δεξιά).



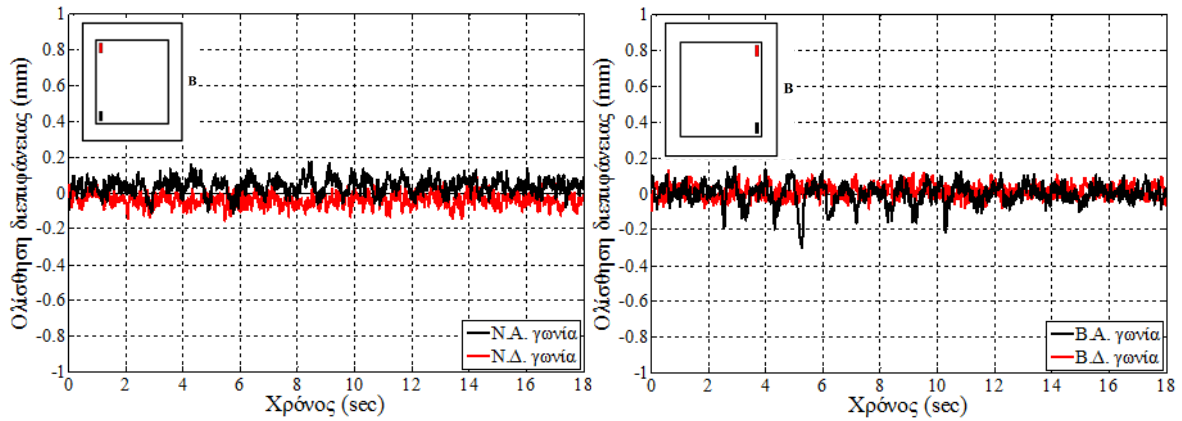
Σχήμα 177: Ολίσθηση διεπιφάνειας φατνώματος-νοτίου υποστυλώματος (αριστερά), φατνώματος-βορείου υποστυλώματος 1ου ορόφου (δεξιά).



Σχήμα 178: Ολίσθηση διεπιφάνειας φατνώματος-ανατολικής δοκού (αριστερά) και φατνώματος-δυτικής δοκού 2ου ορόφου (δεξιά).

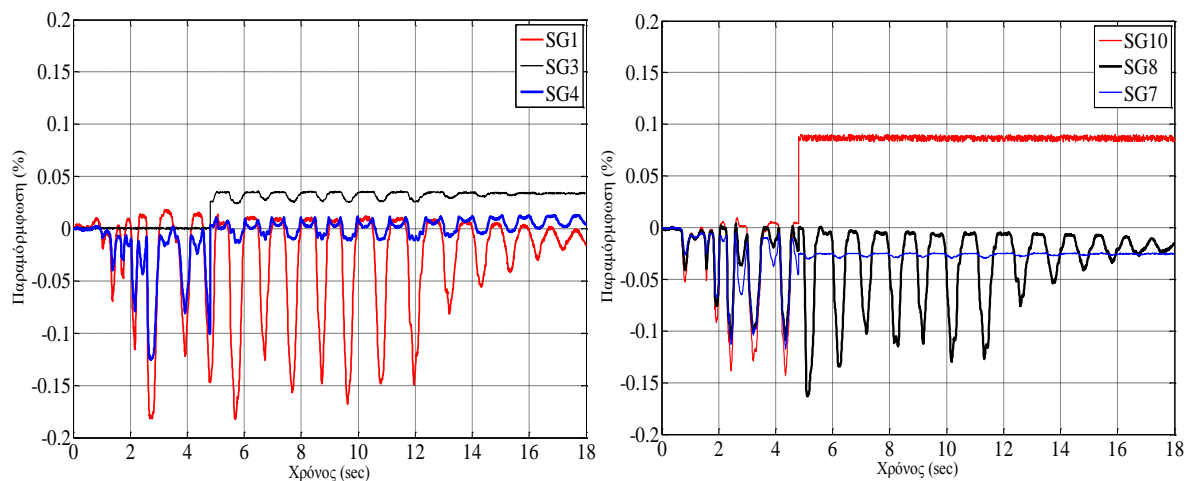


Σχήμα 179: Ολίσθηση διεπιφάνειας φατνώματος-νοτίου υποστυλώματος (αριστερά) και φατνώματος-βορείου υποστυλώματος 2ου ορόφου (δεξιά)

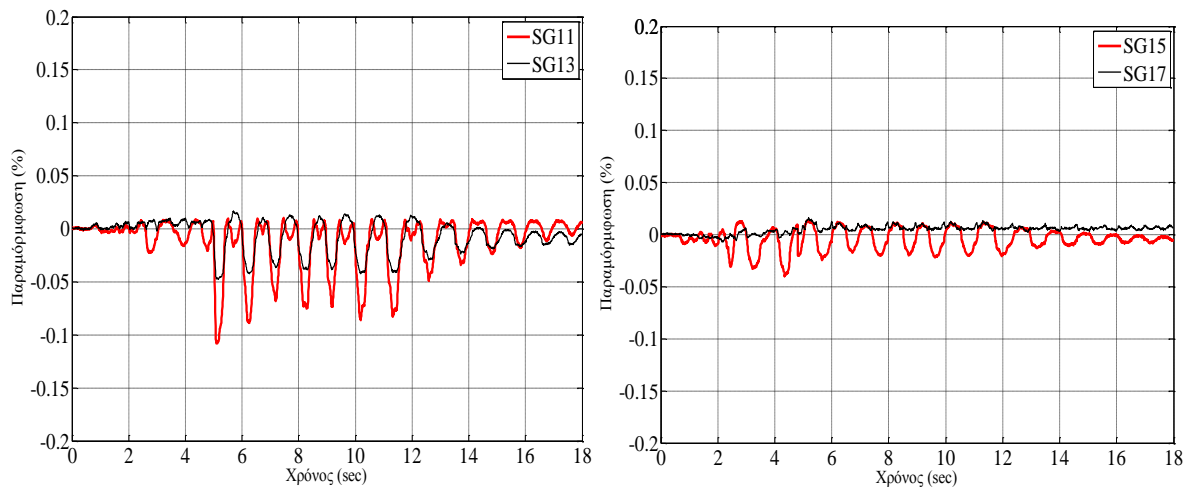


Σχήμα 180: Ολίσθηση διεπιφάνειας φατνώματος-νοτίου υποστύλωματος (αριστερά) και φατνώματος-βορείου υποστύλωματος 3ου ορόφου (δεξιά).

Οι παραμορφώσεις των βλήτρων που καταγράφηκαν από ηλεκτρο-μηκυνσιομέτρα στα βλήτρα σύνδεσης φατνώματος 1^{ου} ορόφου-βάσης δοκιμίου και φατνώματος-υποστύλωμάτων (στην N.A και B.A γωνία του φατνώματος) παρουσιάζονται στο Σχήματα 181, 182, με σημαντικότερες εκείνες στα βλήτρα της διεπιφάνειας φατνώματος – βάσης δοκιμίου οι οποίες πλησιάζουν την τιμή παραμόρφωσης διαρροής των βλήτρων (2000με ή 2‰).

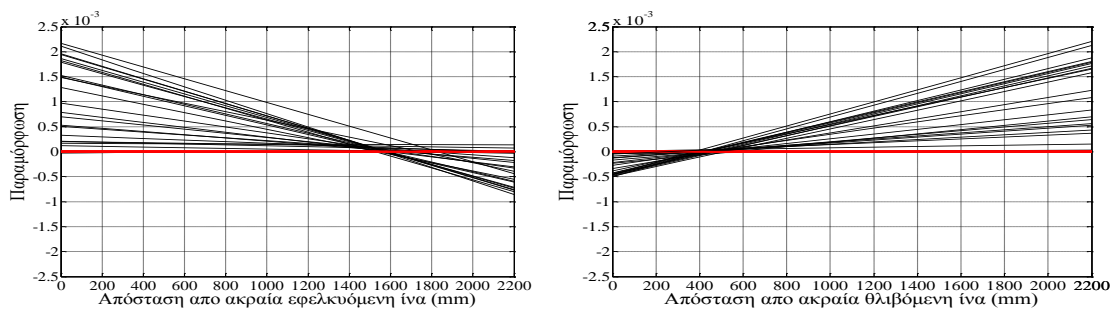


Σχήμα 181: Παραμορφώσεις βλήτρων στη διεπιφάνεια φατνώματος – βάσης δοκιμίου στη N.A γωνία (αριστερά) και τη B.A γωνία (δεξιά).



Σχήμα 182: Παραμορφώσεις βλήτρων στην διεπιφάνεια φατνώματος – υποστυλώματος στη Ν.Α γωνία 1ου ορόφου (αριστερά) και Β.Α γωνίας 1ου ορόφου (δεξιά).

Η θέση του ουδέτερου άξονα της διατομής βάσης στο μέγιστο κάθε κύκλου εκτιμήθηκε από τις μετρήσεις των ηλεκτρο-μηκυνσιομέτρων σε 620mm/450mm από την ακραία θλιβόμενη ίνα για θετική/αρνητική φορά μετακίνησης (Σχ. 183).



Σχήμα 183: Θέση ουδέτερου άξονα διατομής βάσης, θετική φορά μετακίνησης (αριστερά), αρνητική φορά μετακίνησης (δεξιά)

Τέλος, από το τμήμα απόκρισης ελεύθερης ταλάντωσης στο τελευταίο τμήμα της δοκιμής, προσδιορίστηκε η ιδιοπερίοδος του δοκιμίου (0.97 sec) και η ισοδύναμη ιξώδης απόσβεση (6% περίπου).

10 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΔΙΑΤΑΞΕΩΝ ΚΑΝ.ΕΠΕ. ΜΕ ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

10.1 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΩΝ ΤΙΜΩΝ ΓΙΑ ΚΑΜΠΤΙΚΕΣ ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΗΣ ΜΕ ΤΙΜΕΣ ΑΠΟ ΤΟΝ ΚΑΝΕΠΕ ΓΙΑ ΜΟΝΟΛΙΘΙΚΟ ΤΟΙΧΩΜΑ

Στο σχεδιασμό και την υλοποίηση της ενίσχυσης του πλαισίου με εμφαντούμενα τοιχώματα, η επέμβαση περιορίστηκε στο φάτνωμα μεταξύ δοκών και υποστυλωμάτων, χωρίς εγκιβωτισμό κανενός απ' αυτά σε μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος που κατασκευάζεται κατ' επέκταση του εμφαντωμένου τοιχώματος. Η αποφυγή ενός τέτοιου εγκιβωτισμού απλοποιεί εξαιρετικά την υλοποίηση της ενίσχυσης, δεν απαιτεί επαύξηση των διαστάσεων διατομής των υποστυλωμάτων εις βάρος του ωφέλιμου τμήματος της κάτοψης, ούτε αυξάνει υπερβολικά τη ροπή αντοχής του τελικού σύνθετου τοιχώματος – που συνίσταται από το αρχικό πλαίσιο με τον εμφαντούμενο κορμό – που με τη σειρά της θα επαύξανε υπερβολικά την ικανοτική τέμνουσα σχεδιασμού του σύνθετου τοιχώματος καθώς και την ένταση σχεδιασμού του θεμελίου του.

Περαιτέρω, βασική επιδίωξη του σχεδιασμού του σύνθετου τοιχώματος ήταν η επίτευξη τέτοιας συνεργασίας του πλαισίου με το εμφαντωμένο τοίχωμα που να προσεγγίζει μονολιθική συμπεριφορά. Η επίτευξη του στόχου αυτού, πέραν της ικανοποιητικής συμπεριφοράς του σύνθετου τοιχώματος, απλοποιεί το σχεδιασμό, την προσομοίωση και τον έλεγχο επιτελεστικότητας του σύνθετου τοιχώματος.

Η βασική ιδιότητα για την προσομοίωση και ανάλυση ενός τοιχώματος είναι η ενεργός δυσκαμψία του, EI_{eff} . Εάν εφαρμόζεται μη-γραμμική μέθοδος ανάλυσης, σημαντική ιδιότητα είναι και η ροπή διαρροής διατομής του τοιχώματος, M_y . Ο έλεγχος της επιτελεστικότητας γίνεται με βάση τις τιμές (σχεδιασμού) της τέμνουσας αντοχής, V_R , και της ροπής αντοχής, M_R , (V_{Rd} , M_{Rd} για τις τιμές σχεδιασμού) αν η ανάλυση είναι γραμμική ελαστική και ο έλεγχος γίνεται αποκλειστικά σε όρους δυνάμεων. Για τον έλεγχο των πλαστικών τρόπων αστοχίας, απαραίτητες ιδιότητες είναι και οι τιμές της γωνίας στροφής χορδής στη διαρροή, θ_y , και στην αστοχία του τοιχώματος, θ_u . Αυτές οι γωνίες στροφής χορδής αναφέρονται στο μήκος διάτμησης του τοιχώματος, που συμβατικά λαμβάνεται ως το 50% του ύψους από τη διατομή στην οποία αναφέρονται οι θ_y , θ_u έως την κορυφή του τοιχώματος.


Ένας από τους κύριους στόχους της παρούσας έρευνας είναι η σύγκριση των τιμών EI_{eff} , M_y , M_R , θ_y , θ_u που προκύπτουν από τις πειραματικές δοκιμές, με τις τιμές που δίνονται

από τους απλούς τύπους του ΚΑΝΕΠΕ για μονολιθικά τοιχώματα. Όσο δε αφορά την V_R , δεδομένου ότι τα τοιχώματα δεν εμφάνισαν ενδείξεις διατμητικής βλάβης, πολύ δε περισσότερο αστοχίας, θα πρέπει η μέγιστη τιμή τέμνουσας δύναμης που ασκήθηκε στα δοκίμια να υπολείπεται – και μάλιστα σημαντικά – από τη V_R .

Οι υπολογισμοί των ανωτέρω παραμέτρων - EI_{eff} , M_y , M_R , θ_y , θ_u , V_R , - των μονολιθικών τοιχωμάτων κατά ΚΑΝΕΠΕ αφορούν όλες τις θέσεις όπου σημειώθηκε καθοριστικός τρόπος συμπεριφοράς:

- α) τη διατομή βάσης του τοιχώματος, που διαπερνούν από τα μεγάλα μήκους βλήτρα-αγκύρια,
- β) τη διατομή όπως τερματίζονται τόσο τα ανωτέρω βλήτρα-αγκύρια όσον και οι ενώσεις των κατακόρυφων ράβδων στη βάση του υποστυλώματος με υπερκάλυψη,
- γ) την οριζόντια διατομή στο μέσο του ύψους της 1^{ης} από τη βάση δοκού,
- δ) τη διατομή βάσης του 2^{ου} ορόφου από τη βάση, που διαπερνάται από τα μακρά βλήτρα-αγκύρια,
- ε) όπως στο (δ), αλλά για τη διατομή βάσης του 3^{ου} ορόφου από τη βάση του τοιχώματος.

Οι Πίνακες 11 και 12 δίνουν στις στήλες (4), (7), (12) τις τιμές των ιδιοτήτων M_y , θ_y και θ_u , που προκύπτουν από τα πειραματικά αποτελέσματα και στη στήλη (9) την τιμή της ενεργού δυσκαμψίας που προκύπτει από τα M_y , θ_y ως $EI_{eff} = M_y L_s / 3\theta_y$. Ως πειραματικές, οι τιμές αυτές συμβολίζονται με το δείκτη exp.

Δίνονται επίσης στις στήλες (5), (8), (13), (14) οι τιμές των M_y , θ_y και θ_u που προκύπτουν από τις σχέσεις του ΚΑΝΕΠΕ με θεώρηση του τοιχώματος ως μονολιθικού. Για το θ_u δίνονται δύο τιμές: στη στήλη (14) αυτή που προκύπτει από την εμπειρική σχέση που δίνει τη συνολική τιμή του θ_u στην αστοχία, και στη στήλη (13) αυτή που δίνει η εμπειρική σχέση του ΚΑΝΕΠΕ ως άθροισμα της θ_y με το πλαστικό τμήμα του θ_u στην αστοχία, . Δίνεται επίσης στη στήλη (10) η τιμή της ενεργού δυσκαμψίας που προκύπτει από τις θεωρητικές τιμές των M_y , θ_y και την τιμή της L_s ως $EI_{eff} = M_y L_s / 3\theta_y$. Οι τιμές κατά ΚΑΝΕΠΕ δηλώνονται με το δείκτη th. Η θεωρητική τιμή της ροπής αντοχής στη στήλη (6) είναι η μέγιστη τιμή ροπής που μπορεί να αναπτύξει η μονολιθική διατομή, σε αντίθεση με τη M_y που αντιστοιχεί στην πρώτη διαρροή ράβδου. Τόσον οι θεωρητικές τιμές όσον και οι πειραματικές έχουν προκύψει με την συμβατική τιμή του μήκους διάτμησης L_s , ίση με το 50% του ύψους του τοιχώματος από την υπόψη διατομή μέχρι την κορυφή του.

Πίνακας 11: Σύγκριση πειραματικών τιμών παραμέτρων δοκιμίου με τιμές από ΚΑΝΕΠΕ για μονολιθικό τοίχωμα – Τοίχωμα 1^{ης} υβριδικής δοκιμής.

Διατομή	Θεώρηση ολίσθησης οπλισμού	Θεώρηση λοξής ρηγματώσης	$M_{y,exp}$ (kNm)	$M_{y,th}$ (kNm)	$M_{R,th}$ (kNm)	$\theta_{y,exp}$ (%)	$\theta_{y,th}$ (%)	$EI_{eff,exp}$ (MNm ²)	$EI_{eff,th} = M_{y,th}L_s/3\theta_{y,th}$ (MNm ²)	$\theta_{y,th} = M_{y,th}L_s/3EI_{eff}$ (%)	$\theta_{u,exp}$ (%)	$\theta_{u,th} = \theta_{pi} + \theta_{y,th}$ (%)	$\theta_{u,th}$ (%)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
Βάσης	Με	Με	1650	2150	3975	0.28	0.57	885	645	0.39	0.84	1.26	1.26
		Χωρίς					0.45		813	0.31		1.18	1.26
	Χωρίς	Με					0.54		686	0.37		0.90	0.84
		Χωρίς					0.42		880	0.29		0.82	0.84
Κορυφής βλήτρων (480mm απ' τη διατομή βάσης)	Με	Με	1650 *	1642	2170		0.51	885	393			1.38	1.38
		Χωρίς					0.40		500			1.30	1.38
	Χωρίς	Με					0.48		419			0.98	0.92
		Χωρίς					0.37		544			0.89	0.92
Μέσο ύψους δοκού 1 ^{ου} ορόφου (2060 mm από διατομή βάσης)	Με	Με			1275	>0.15 [#]	0.48		334		>0.15 [#]	1.56	1.54
		Χωρίς					0.37		433			1.48	1.54
	Χωρίς	Με					0.44		358			1.09	1.03
		Χωρίς					0.34		474			1.01	1.03
Βάση 2 ^{ου} ορόφου (2250mm απ' τη διατομή βάσης)	Με	Με	>1275 [#]	2230	4265	>0.15 [#]	0.49	955	521	0.28	>0.15 [#]	0.80	
		Χωρίς					0.38		682	0.22		0.68	
	Χωρίς	Με					0.46		560	0.26		0.65	
		Χωρίς					0.34		750	0.20		0.53	
Βάση 3 ^{ου} ορόφου (4500mm απ' τη διατομή βάσης)	Με	Με	>850 [#]	1870	3050	>0.085 [#]	0.42	820	345		>0.085 [#]	0.72	
		Χωρίς					0.30		475			0.61	
	Χωρίς	Με					0.38		375			0.57	
		Χωρίς					0.27		535			0.46	

* Ροπή ανηγμένη στη βάση του τοιχώματος

Ο όροφος δεν διερρεύσε ούτε αστόχησε μέχρι και αυτήν την τιμή.

Πίνακας 12: Σύγκριση πειραματικών τιμών παραμέτρων δοκιμίου με τιμές από ΚΑΝΕΠΕ για μονολιθικό τοίχωμα – Τοίχωμα 2^{ης} υβριδικής δοκιμής.

Διατομή	Θεώρηση ολίσθησης οπλισμού	Θεώρηση λοξής ρηγμάτωσης	$M_{y,exp}$ (kNm)	$M_{y,th}$ (kNm)	$M_{R,th}$ (kNm)	$\theta_{y,exp}$ (%)	$\theta_{y,th}$ (%)	$E_{I_{eff,exp}}$ (MNm ²)	$E_{I_{eff,th}} = M_{y,th}L_s/3\theta_{y,th}$ (MNm ²)	$\theta_{y,th} = M_{y,th}L_s/3E_{I_{eff}}$ (%)	$\theta_{u,exp}$ (%)	$\theta_{u,th} = \theta_{pl} + \theta_{y,th}$ (%)	$\theta_{u,th}$ (%)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
Βάσης	Με	Με	1700	2245	4420	0.30	0.57	850	6025	0.39	0.93	1.28	1.27
		Χωρίς					0.46		758	0.31		1.20	1.27
	Χωρίς	Με					0.54		6438	0.37		0.91	0.84
		Χωρίς					0.42		825	0.29		0.83	0.84
Κορυφής βλήτρων (480 mm απ' τη διατομή βάσης)	Με	Με	1700	1540*	1740	0.30	0.52	850	365			1.43	1.42
		Χωρίς					0.41		465			1.35	1.42
	Χωρίς	Με					0.48		392			1.01	0.94
		Χωρίς					0.37		508			0.93	0.94
Μέσο ύψους δοκού 1 ^{ου} ορόφου (2060 mm από διατομή βάσης)	Με	Με	1400		1275		0.48		330		0.90	1.53	1.50
		Χωρίς					0.37		429			1.45	1.50
	Χωρίς	Με					0.45		357			1.07	1.00
		Χωρίς					0.34		472			0.99	1.00
Βάση 2 ^{ου} ορόφου (2250mm απ' τη διατομή βάσης)	Με	Με	1400	2245	4420	0.12	0.50	915	516	0.28	0.90	0.78 †	
		Χωρίς					0.38		675	0.22		0.66 †	
	Χωρίς	Με					0.46		557	0.26		0.64 †	
		Χωρίς					0.35		747	0.20		0.52 †	
Βάση 3 ^{ου} ορόφου (4500mm απ' τη διατομή βάσης)	Με	Με	>875 [#]	1880	3150	>0.07 [#]	0.42	910	340		>0.07 [#]	0.70	
		Χωρίς					0.31		470			0.88	
	Χωρίς	Με					0.38		375			0.56	
		Χωρίς					0.27		534			0.44	

* Ροπή ανηγμένη στη βάση του τοιχώματος.

† Οι τιμές θ_u λαμβάνουν υπόψη τη μάστιξη των οπλισμών του υποστρώματος στη βάση του τοιχώματος. Παρόλον που είναι μικρότερες από την μέγιστη τιμή θ που αναπτύχθηκε στη βάση του ορόφου, δεν είναι καθοριστικές, καθότι η διατομή βάσης δεν διέρρευσε. Η διατομή που διέρρευσε ήταν στο μέσο του ύψους της δοκού 1^{ου} ορόφου, η οποία ήταν καθοριστική και για την αστοχία του ορόφου και του τοιχώματος.

Ο όροφος δεν διέρρευσε ούτε αστόχησε μέχρι και αυτήν την τιμή.

Οι Πίνακες 11, 12 αναφέρονται στις βασικές διατομές του τοιχώματος (δηλ. στις βάσεις ορόφων) και όπου αλλού εντοπίστηκε διαμπερής καμπτική ρηγμάτωση και ενδεχομένως η τελική αστοχία:

- 1) στη διατομή στο μέσο του ύψους της δοκού 1^{ου} ορόφου, όπου ενεργοί κατακόρυφοι οπλισμοί κορμού του τοιχώματος - θεωρούμενου ως μονολιθικού - είναι μόνον οι

συνδετήρες της δοκού (που συμπληρώνονται με τους κατακόρυφους οπλισμούς των υποστυλωμάτων), και

2) στη διατομή στην κορυφή των μεγάλων βλήτρων–αγκυρίων στη βάση του ορόφου.

Η διατομή 1) στο μέσο ύψους δοκού 1^{ου} ορόφου ήταν καθοριστική της μέγιστης ροπής και τέμνουσας που ανέπτυξε το τοίχωμα της 2^{ης} υβριδικής δοκιμής. Αντίθετα, στην 1^η υβριδική δοκιμή καθοριστική ήταν η διατομή 2) στην κορυφή των μεγάλου μήκους βλήτρων–αγκυρίων στον 1^ο (κατώτατο) όροφο του τοιχώματος. Για τη διατομή αυτή οι τιμές των M_y – θεωρητική ή πειραματική – είναι αυτές στη διατομή βάσης του ορόφου. Η θεωρητική M_y στην περίπτωση αυτή είναι η τιμή στην υπόψη διατομή, ανηγμένη με ισορροπία στη διατομή βάσης ορόφου (δηλ. με γραμμικό διάγραμμα ροπών που μηδενίζεται σε απόσταση από τη βάση ορόφου ίση με L_s). Ως ενεργός θεωρητική τιμή της M_y στη βάση ορόφου, $M_{y,th}$ θεωρείται λοιπόν αυτή η ανηγμένη ροπή. Δεδομένου δε ότι η γωνία του διαγράμματος M-θ (η ενεργός διαρροή) στη βάση συμβαίνει σ' αυτήν την τιμή ροπής, ως ενεργός τιμή της θεωρητικής θ_y λαμβάνεται στη στήλη (11) η τιμή $\theta_{y,th} = M_{y,th}L_s/3EI_{eff}$ όπου η EI_{eff} είναι η τιμή στη στήλη (10) που προκύπτει από τις τιμές $M_{y,th}$ και $\theta_{y,th}$ στη βάση ορόφου, ενώ η $M_{y,th}$ είναι η τιμή από τη στήλη (5), που αναγράφεται όχι στη διατομή βάσης αλλά στη διατομή της κορυφής των βλήτρων και ανάγεται στη διατομή βάσης.

Οι θεωρητικές τιμές θ_y προκύπτουν με 4 διαφορετικούς συνδυασμούς υποθέσεων όσον αφορά

- τη δυνατότητα ολίσθησης/εξόλκευσης των κατακορύφων οπλισμών που διαπερνούν την υπόψη διατομή, καθώς και
- το να συμβεί ή όχι λοξή (διατμητική) ρηγμάτωση στον όροφο πριν την καμπτική διαρροή της βάσης του.

Παρόλο που η θεώρηση ολίσθησης των διαμήκων ράβδων από την περιοχή αγκύρωσής των πέραν από την υπόψη διατομή είναι πλησιέστερη στη συνήθη πρακτική, τα συγκεκριμένα τοιχώματα αντιστοιχούν στην περίπτωση χωρίς ολίσθηση των ράβδων. Και τούτο επειδή καθοριστικές της καμπτικής συμπεριφοράς είναι οι ράβδοι του εμφαντούμενου τοιχώματος που αγκυρώνονται στη βάση του (για τη διατομή βάσης) ή στη δοκό. Οι ράβδοι αυτές αγκυρώνονται με χημικά αγκύρια που έχουν μεν μικρό μήκος αλλά δεν επιτρέπουν σημαντική ολίσθηση. Στην ειδική περίπτωση της διατομής στο μέσο του ύψους της δοκού, οι κατακόρυφες ράβδοι κορμού είναι οι συνδετήρες της δοκού, οι οποίοι έχουν μικρό μήκος στην κατακόρυφη διεύθυνση και είναι κλειστοί. Ως εκ τούτου, και πάλι δεν υπάρχει σημαντική εξόλκευσή τους από τη διατομή του μέσου του ύψους της δοκού μέχρι την αγκύρωσή τους.

Όσον αφορά τη θεώρηση λοξής (διατμηματικής) ρηγμάτωσης του ορόφου του τοιχώματος πριν την καμπτική διαρροή της διατομής βάσης του ορόφου, η κατά τον Ευρωκώδικα 2 τιμή της τέμνουσας που προκαλεί λοξή ρηγμάτωση προκύπτει μικρότερη του λόγου της $M_{y,th}$ προς τη συμβατική τιμή του L_s που χρησιμοποιείται στους υπολογισμούς, που σημαίνει ότι θα πρέπει να θεωρηθεί λοξή ρηγμάτωση. Όμως – είτε επειδή η πραγματική τιμή του L_s κατά την καμπτική διαρροή του ορόφου ήταν μεγαλύτερη της συμβατικής, είτε λόγω αβεβαιότητας προσομοιώματος για την κατά Ευρωκώδικα 2 τέμνουσα λοξής ρηγμάτωσης – πουθενά δεν παρατηρήθηκε στα πειράματα σημαντική λοξή ρηγμάτωση. Έτσι, πιο κοντά στην πραγματικότητα είναι η θεώρηση απουσίας λοξής ρηγμάτωσης.

Στους Πίνακες 11 και 12 αναγράφονται με κόκκινα και έντονα στοιχεία οι θεωρητικές και πειραματικές τιμές που έχουν την καλύτερη συμφωνία μεταξύ τους. Είναι σαφές ότι οι θεωρητικές τιμές θ_y , θ_u και EI_{eff} που προκύπτουν χωρίς θεώρηση λοξής ρηγμάτωσης και εξόλκευσης των κατακορύφων ράβδων από την περιοχή αγκύρωσής τους είναι γενικώς πλησιέστερες στις πειραματικές. Το συμπέρασμα αυτό μπορεί να γενικευθεί για τα εμφαντούμενα τοιχώματα όσον αφορά το σκέλος της εξόλκευσης των ράβδων, όχι όμως για το σκέλος της λοξής ρηγμάτωσης.

Όσον αφορά την τιμή της ενεργού δυσκαμψίας ορόφου, EI_{eff} , η τιμή που πλησιάζει καλύτερα τα πειραματικά αποτελέσματα είναι αυτή της βάσης του ορόφου, όπου λειτουργούν ως απόλυτα αγκυρωμένοι κατακόρυφοι οπλισμοί και τα μεγάλου μήκους βλήτρα-αγκύρια. Όμως, όσον αφορά την ενεργό ροπή διαρροής στη βάση του ορόφου, M_y , αυτή είναι η ροπή διαρροής στη διατομή όπου τερματίζονται τα μεγάλου μήκους βλήτρα-αγκύρια, ανηγμένη στη διατομή βάσης ορόφου (δηλ. πολλαπλασιασμένη επί το L_s δια του L_s μειωμένου κατά το μήκος των βλήτρων-αγκυρίων). Όμως, αν πρόκειται για βάση ορόφου πάνω από τον κατώτερο, ενεργός τιμή της M_y μπορεί να είναι η τιμή στο μέσο του ύψους της δοκού, αν αυτή είναι μικρότερη απ' ό,τι στη βάση του ορόφου. Αν η τιμή αυτή της M_y είναι μικρότερη (και κρισιμότερη) απ' ό,τι στη βάση του ορόφου, η θ_y στη βάση του ορόφου θα πρέπει να υπολογισθεί ως $\theta_y = M_y L_s / 3EI_{eff}$, όπου η ενεργός δυσκαμψία καθορίζεται από τη διατομή βάσης του ορόφου.

Όσον αφορά τη γωνία στροφής χορδής στην αστοχία στη βάση ορόφου, θ_u : αυτή καθορίζεται από τη διατομή βάσης του ορόφου (λαμβάνοντας υπόψη ότι διαπερνάται από τα βλήτρα-αγκύρια), ή τη διατομή του μέσου του ύψους της υποκείμενης δοκού, όποια είναι μικρότερη. Η τιμή της θ_u υπολογίζεται χωρίς εξόλκευση/ολίσθηση των κατακορύφων ράβδων από την αγκύρωσή τους.

10.2 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΤΙΜΩΝ ΑΠΟ ΤΟΝ ΚΑΝΕΠΕ ΓΙΑ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΜΕ ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

Στα πλαίσια που δοκιμάστηκαν πειραματικά εφαρμόστηκαν, για λόγους σύγκρισης, οι διατάξεις του Καν.Επε. για την εμφάντωση πλαισίων με οπλισμένο σκυρόδεμα πάχους ίσου με εκείνο της δοκού.

Κατά τον Καν. Επε., η ασκούμενη στο φάτνωμα τέμνουσα υπολογίζεται ως η διαφορά της συνολικής τέμνουσας ορόφου μείον την τέμνουσα αντοχής των υποστυλωμάτων του περιβάλλοντος πλαισίου. Ένα μέρος αυτής της τέμνουσας αναλαμβάνεται από τον διαγώνιο θλιπτήρα ενώ το υπόλοιπο της διατμητικής έντασης αναλαμβάνεται από βλήτρα διατασσόμενα κατά την περίμετρο του φαντώματος. Η απομένουσα αντίσταση του διαγώνιου θλιπτήρα μετά την κρίσιμη παραμόρφωσή του ($\epsilon_{c0}=0.002$) δίνεται από την σχέση

$$N_R = \lambda f_c' t_w b_w$$

Όπου λ , συντελεστής απομένουσας απόκρισης του διαγώνιου θλιπτήρα ίσος με 0.4, $f_c' = 0.6f_c$, η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος υπό εγκάρσιο εφελκυσμό, t_w , πάχος φαντώματος και b_w , ενεργό πλάτος διαγώνιου θλιπτήρα ίσο με 0.2L για στάθμη επιτελεστικότητας Α ή 0.1L για στάθμη επιτελεστικότητας Β ή Γ όπου L το μήκος της διαγώνιου του φαντώματος.

Στην περίπτωση όπου η ασκούμενη τέμνουσα στο φάτνωμα είναι μεγαλύτερη από την οριζόντια συνιστώσα της απομένουσας αντίστασης του διαγώνιου θλιπτήρα, απαιτείται η τοποθέτηση βλήτρων κατά την περίμετρο όπου θα αναλαμβάνουν το υπόλοιπο της διατμητικής έντασης. Σε κάθε περίπτωση όμως, απαιτείται η τοποθέτηση μιας ελάχιστης ποσότητας βλήτρων κατά μήκος της περιμέτρου τουλάχιστον 3Φ16 ανά μέτρο.

Εφαρμόζοντας τα παραπάνω για τα δύο πλαίσια που δοκιμάστηκαν πειραματικά προκύπτει ότι η τέμνουσα αντοχής των 2 υποστυλωμάτων του 1^{ου} ορόφου ισούται με 119kN, και 114kN, 109kN και 103kN η τέμνουσα αντοχής των υποστυλωμάτων του 2^{ου}, 3^{ου} και 4^{ου} ορόφου αντίστοιχα. Η αντίσταση του διαγώνιου θλιπτήρα υπολογίστηκε ίση με 310kN, θεωρώντας στάθμη επιτελεστικότητας Β ή Γ, για το πρώτο δοκίμιο και η οριζόντια συνιστώσα αυτής ίση με 201kN. Αντίστοιχα για το δεύτερο δοκίμιο η αντίσταση του διαγώνιου θλιπτήρα υπολογίστηκε ίση με 293.9 kN και η οριζόντια συνιστώσα ίση με 191 kN.

Στους πίνακες 13 και 14 αναγράφονται οι τιμές της διατμητικής αντοχής κατά Καν.Επε. με θεώρηση μονολιθικού τοιχώματος και συγκρίνονται με αυτές που αναπτύχθηκαν κατά την διάρκεια των δοκιμών.

Πίνακας 13: Σύγκριση τιμών από τον ΚΑΝΕΠΕ για διατμητική αντοχή με πειραματικά αποτελέσματα – Τοίχωμα 1^{ης} υβριδικής δοκιμής

Διατομή	V_{Rd} (KN) Τέμνουσα αντοχής λόγω διατμητικού οπλισμού κατά Καν.Επε.	V_{Rd} (KN) Τέμνουσα αντοχής σε λοξή θλίψη κατά Καν.Επε.	$V_{E,max}$ (KN) Μέγιστη τέμνουσα ορόφου κατά το πείραμα
Βάσης	780	1370	311
Κορυφής βλήτρων (480mm απ' τη διατομή βάσης)	650	1450	311
Μέσο ύψους δοκού 1 ^{ου} ορόφου (2060 mm από διατομή βάσης)	675	1570	311
Βάση 2 ^{ου} ορόφου (2250mm απ' τη διατομή βάσης)	820	1580	190
Βάση 3 ^{ου} ορόφου (4500mm απ' τη διατομή βάσης)	845	1815	190

Πίνακας 14: Σύγκριση τιμών από τον ΚΑΝΕΠΕ για διατμητική αντοχή με πειραματικά αποτελέσματα – Τοίχωμα 2^{ης} υβριδικής δοκιμής

Διατομή	V_{Rd} (KN) Τέμνουσα αντοχής λόγω διατμητικού οπλισμού κατά Καν.Επε.	V_{Rd} (KN) Τέμνουσα αντοχής σε λοξή θλίψη κατά Καν.Επε.	$V_{E,max}$ (KN) Μέγιστη τέμνουσα ορόφου κατά το πείραμα
Βάσης	655	1310	344
Κορυφής βλήτρων (480mm απ' τη διατομή βάσης)	500	1380	344
Μέσο ύψους δοκού 1 ^{ου} ορόφου (2060 mm από διατομή βάσης)	540	1500	344
Βάση 2 ^{ου} ορόφου (2250mm απ' τη διατομή βάσης)	840	1510	184
Βάση 3 ^{ου} ορόφου (4500mm απ' τη διατομή βάσης)	844	1730	184

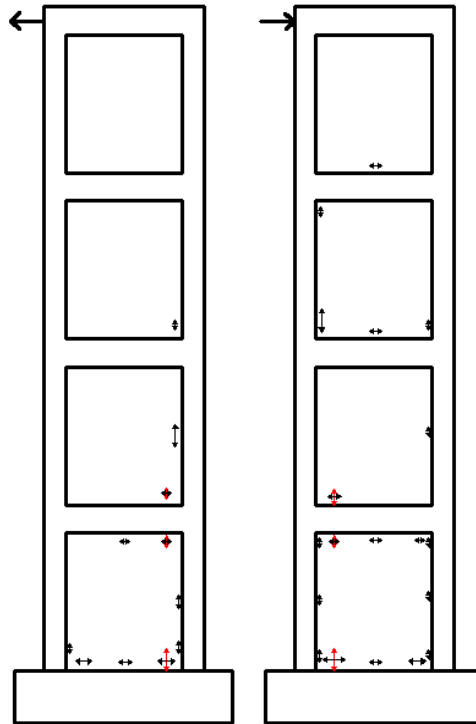
11 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ - ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ

11.1 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΔΟΚΙΜΩΝ

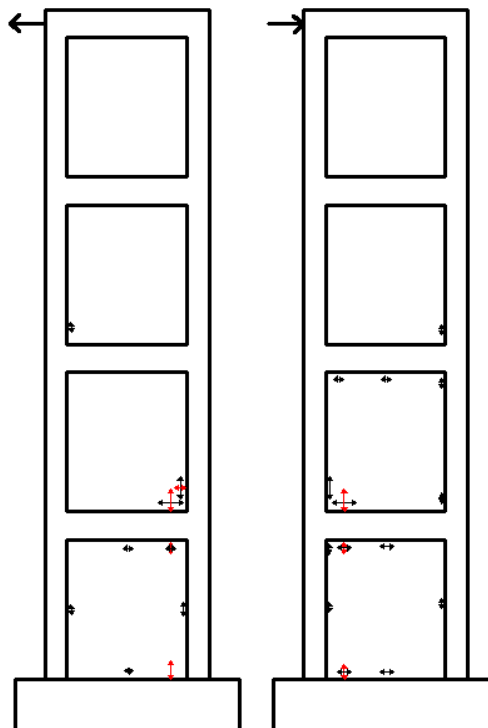
Στην έκθεση παρουσιάζονται τα αποτελέσματα δοκιμών δύο πλαισίων στα οποία ένα άνοιγμα εμφανώνεται με οπλισμένο σκυρόδεμα σε όλους του ορόφους. Η μέθοδος η οποία υλοποιήθηκε αναφέρεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. ως εμφάνωση με “τοιχωματοποίηση του πλαισίου” υλοποιούμενη μέσω φατνώματος πάχους ίσου (ή μεγαλύτερου) εκείνου των δοκών και περιλαμβάνει μέτρα σύνδεσης φατνώματος-περιβάλλοντος πλαισίου. Επιπλέον, εξετάστηκε η αποτελεσματικότητα ενδεχόμενης αντικατάστασης της κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. προβλεπόμενης επέκτασης του φατνώματος για τον εγκιβωτισμό των υποστυλωμάτων από την κατασκευαστικά ευκολότερη και μικρότερου κόστους επιλογή τοποθέτησης τρίπλευρου μανδύα ΙΟΠ. Τα κύρια συμπεράσματα των δοκιμών συνοψίζονται ως εξής:

1. Η απόκριση των δοκιμών ήταν σταθερή και κατά κύριο λόγο καμπτικού τύπου, εφόσον προηγουμένως έχει αποτραπεί η αστοχία των ανεπαρκών ματίσεων των ράβδων των υποστυλωμάτων στον 1^ο - κατ' ελάχιστον - όροφο. Οι δοκιμές έδειξαν ότι εάν δεν προηγηθεί αύξηση της αντοχής στις περιοχές των ματίσεων, η αστοχία επέρχεται σε χαμηλά επίπεδα παραμόρφωσης, η βλάβη εντοπίζεται σχεδόν αποκλειστικά στην περιοχή των ματίσεων και επεκτείνεται μέσω μικρού αριθμού ρωγμών στο φάτνωμα και μάλιστα παράλληλα στη βάση στο ύψος τερματισμού των ματίσεων. Η ενίσχυση στη βάση των υποστυλωμάτων 1^{ου} ορόφου με δύο στρώσεις τρίπλευρου μανδύα ΙΟΠ σε ύψος όσο και το υφιστάμενο μήκος μάτισης, αποδείχθηκε επαρκές μέτρο για την καθυστέρηση αστοχίας των ματίσεων. Η μέθοδος αυτή είναι κατασκευαστικά εξαιρετικά ευκολότερη και κατά πολύ μικρότερου κόστους συγκρινόμενη με την κατασκευή μανδύων ΟΣ που προτείνεται κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ., η δε αποτελεσματικότητά της αν και μικρότερη εκείνης του μανδύα ΟΣ κρίνεται εν τούτοις επαρκής.
2. Η βλάβη στο φάτνωμα – κυρίως εκείνου του 1ου ορόφου – ήταν ελάχιστη και συνίστατο κυρίως σε επέκταση της ρηγμάτωσης των υποστυλωμάτων στο πέρας των ματίσεων προς το φάτνωμα. Το φάτνωμα λειτούργησε εν πολλοίς μονολιθικά με τα στοιχεία του πλαισίου, δοκούς-υποστυλώματα, με περιορισμένη αποκόλληση ή ολίσθηση η οποία εντοπίστηκε στους κατώτερους δύο ορόφους. Οι θέσεις και ο βαθμός αποκόλλησης ή/και

ολίσθησης παρουσιάζεται εποπτικά στα επόμενα σχήματα για τις δύο υβριδικές δοκιμές σε επίπεδο έντασης 0.25g.

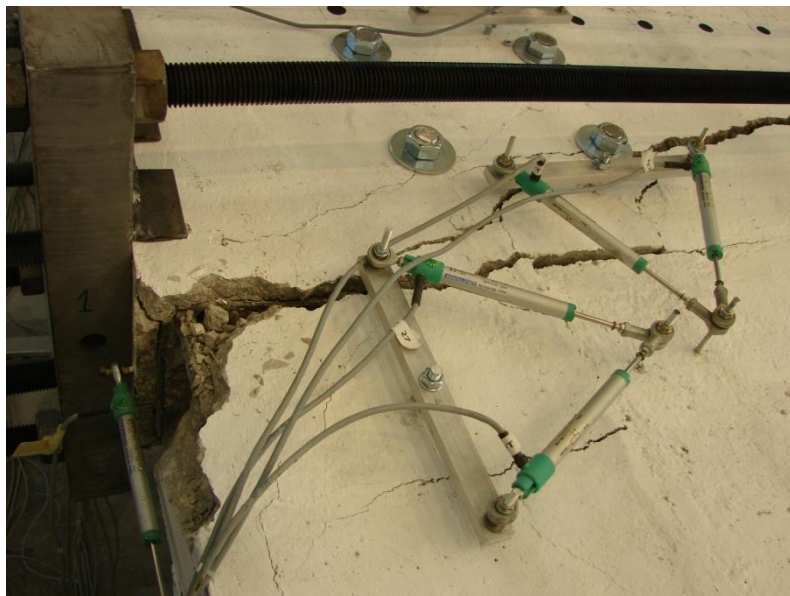


Σχήμα 184: Θέσεις αποκόλλησης/ολίσθησης 1^{ης} υβριδικής δοκιμής



Σχήμα 185: Θέσεις αποκόλλησης/ολίσθησης 2ης υβριδικής δοκιμής

3. Ένα σημαντικό εύρημα των δοκιμών ήταν η διαμήκης ρηγμάτωση της δοκού οροφής πρώτου ορόφου, η οποία εμφανίσθηκε σε μικρό βαθμό στην πρώτη, αλλά σε σημαντικό στη δεύτερη υβριδική δοκιμή. Η παράλληλη στον άξονα της δοκού ρηγμάτωση αναπτύχθηκε στη ζώνη των νοητών γραμμών που ενώνουν τα άκρα των βλήτρων σύνδεσης των εκατέρωθεν φατνωμάτων με τη δοκό. Στα πρώτα στάδια φόρτισης ήταν μικρού εύρους, αλλά μετά την αστοχία των ματίσεων στις ράβδους των υποστυλωμάτων του δεύτερου ορόφου (2^η υβριδική δοκιμή), τα υποστυλώματα απώλεσαν σε σημαντικό βαθμό το ρόλο του ελκυστήρα, με αποτέλεσμα την αποκόλληση του φατνώματος από τη δοκό στην περιοχή δίπλα στο υποστυλώμα και την ανάληψη σημαντικής εφελκυστικής δύναμης από τα βλήτρα (βλ. Σχ 186, απεικόνισης της αποκόλλησης στη βάση 2^{ου} ορόφου στη 2^η υβριδική δοκιμή). Ο εφελκυσμός μεταφέρθηκε στη δοκό μέσω της αγκύρωσης των βλήτρων σε αυτή και, δεδομένης της παρουσίας ανεπαρκούς εγκάρσιου οπλισμού στη δοκό, οδήγησε στη ρηγμάτωσή της. Κατά την 1^η υβριδική δοκιμή οι περιοχές ματίσεων στη βάση του 2^{ου} ορόφου δεν αστόχησαν και με δεδομένη τη συγκέντρωση της βλάβης στον 1^ο όροφο, η εγκάρσια εφελκυστική δύναμη που μεταφέρθηκε στη δοκό ήταν μικρού μεγέθους. Τα παραπάνω οδηγούν στο συμπέρασμα ότι για την αποτροπή αστοχίας του τύπου αυτού όχι μόνο θα πρέπει να προστατεύονται με μανδύα ΙΟΠ οι βάσεις των υποστυλωμάτων και του 2^{ου} ορόφου, αλλά ενδέχεται να απαιτείται και τοποθέτηση τρίπλευρου μανδύα ΙΟΠ στη δοκό οροφής ισογείου με κατάλληλη αγκύρωσή του.



Σχήμα 186: Δεύτερη υβριδική δοκιμή: Αποκόλληση φατνώματος – πλαισίου στη βάση του 2ου ορόφου

11.2 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ - ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΩΝ ΤΙΜΩΝ ΓΙΑ ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΗΣ ΜΕ ΤΙΜΕΣ ΑΠΟ ΤΟΝ ΚΑΝΕΠΕ ΓΙΑ ΜΟΝΟΛΙΘΙΚΟ ΤΟΙΧΩΜΑ

Στο σχεδιασμό και την υλοποίηση της ενίσχυσης του πλαισίου με εμφαντούμενα τοιχώματα, η επέμβαση περιορίστηκε στο φάτνωμα μεταξύ δοκών και υποστυλωμάτων, χωρίς εγκιβωτισμό κανενός απ' αυτά σε μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος που κατασκευάζεται κατ' επέκταση του εμφαντωμένου τοιχώματος. Η αποφυγή ενός τέτοιου εγκιβωτισμού απλοποιεί εξαιρετικά την υλοποίηση της ενίσχυσης, δεν απαιτεί επαύξηση των διαστάσεων διατομής των υποστυλωμάτων εις βάρος του ωφέλιμου τμήματος της κάτοικης, ούτε αυξάνει υπερβολικά τη ροπή αντοχής του τελικού σύνθετου τοιχώματος – που συνίσταται από το αρχικό πλαίσιο με τον εμφαντούμενο κορμό – που με τη σειρά της θα επαύξανε υπερβολικά την ικανοτική τέμνουσα σχεδιασμού του σύνθετου τοιχώματος καθώς και την ένταση σχεδιασμού του θεμελίου του. Περαιτέρω, βασική επιδίωξη του σχεδιασμού του σύνθετου τοιχώματος ήταν η επίτευξη τέτοιας συνεργασίας του πλαισίου με το εμφαντωμένο τοίχωμα που να προσεγγίζει μονολιθική συμπεριφορά. Η επίτευξη του στόχου αυτού, πέραν της ικανοποιητικής συμπεριφοράς του σύνθετου τοιχώματος, απλοποιεί το σχεδιασμό, την προσομοίωση και τον έλεγχο επιτελεστικότητας του σύνθετου τοιχώματος.

Από τη σύγκριση των πειραματικών τιμών, προέκυψε ότι η κατά ΚΑΝΕΠΕ ενεργός δυσκαμψία για μονολιθικό τοίχωμα δίνει αρκετά καλή προσέγγιση, εφόσον υπολογισθεί για τη βάση του ορόφου, θεωρώντας ότι λειτουργούν ως απόλυτα αγκυρωμένοι κατακόρυφοι οπλισμοί και τα μεγάλα μήκους βλήτρα-αγκύρια, χωρίς δυνατότητα ολίσθησης/εξόλκευσης από την περιοχή αγκύρωσής των στη βάση (για τη διατομή βάσης) ή στη δοκό.

Προέκυψε επίσης ότι η ενεργός ροπή διαρροής στη βάση ορόφου, M_y , είναι η κατά ΚΑΝΕΠΕ ροπή διαρροής στη διατομή όπου τερματίζονται τα μεγάλα μήκους βλήτρα-αγκύρια, ανηγμένη στη διατομή βάσης ορόφου (δηλ. πολλαπλασιασμένη επί το συμβατικό μήκος διάτμησης L_s , δια του L_s μειωμένου κατά το μήκος των βλήτρων-αγκυρίων). Όμως, αν πρόκειται για βάση ορόφου πάνω από τον κατώτερο, ενεργός τιμή της M_y μπορεί να είναι η τιμή στο μέσο του ύψους της δοκού, αν αυτή είναι μικρότερη απ' ότι στη βάση του ορόφου.

Η γωνία στροφής χορδής στη βάση του ορόφου στη διαρροή προκύπτει ως $\theta_y = M_y L_s / 3EI_{eff}$, όπου η ενεργός δυσκαμψία καθορίζεται από τη διατομή βάσης του ορόφου αλλά η M_y είναι η ενεργός ροπή διαρροής στη βάση του ορόφου κατά την αμέσως ανωτέρω παράγραφο.

Η γωνία στροφής χορδής στην αστοχία στη βάση ορόφου, θ_u , είναι αυτή που προκύπτει κατά ΚΑΝΕΠΕ για μονολιθικό τοίχωμα, όπως καθορίζεται από τη διατομή βάσης του

ορόφου (λαμβάνοντας υπόψη ότι διαπερνάται από τα βλήτρα-αγκύρια), ή τη διατομή του μέσου του ύψους της υποκείμενης δοκού, όποια είναι μικρότερη. Η τιμή της θ_u υπολογίζεται χωρίς εξόλκευση/ολίσθηση των κατακορύφων ράβδων από την αγκύρωσή τους.

Η διατμητική αντοχή του σύνθετου τοιχώματος – που συνίσταται από το αρχικό πλαίσιο με τον εμφαντούμενο κορμό – μπορεί να υπολογισθεί κατά ΚΑΝΕΠΕ όπως για μονολιθικό τοίχωμα.

12 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Altin, S., Ersoy, U. and Tankut, T., “Hysteretic Response of Reinforced-Concrete Infilled Frames”
Journal of Structural Engineering, Vol. 118, No. 8, August, 1992, pp.2133-2150.
- Anil, O., Altin, S. “An experimental study on reinforced concrete partially infilled frames”,
Engineering Structures Journal, 29 (2007), p. 449-460. Doi:10.1016j.engstruct.2006.05.011
- Aoyama, H., Hosokawa, Y., Shiohara, H., and Yamamoto, T., “Study on the Method of Seismic Rehabilitation of Existing Reinforced Concrete Buildings” Summary of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, 1985.10.
- Aoyama, H., Kato D., Katsumata H., Hosokawa Y., “Strength and behavior of postcast shear walls for strengthening of existing reinforced concrete buildings” , Proceedings of the 8th WCEE, San Francisco, 1984, Vol.1: 485-492
- Canbay, E., Ersoy, U. and Ozcebe, G. “Contribution of Reinforced Concrete Infills to Seismic Behavior of Structural Systems” *ACI Structural Journal*, V. 100, No. 5, September-October 2003, pp. 637-643.
- CEB-FIP Model Code 2010, First complete draft, Vol. 1, Bulletin 55, Comite Euro-International du Beton, Lausanne,2010
- European Standards EN 1998-1:2004 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part1: General rules, seismic actions and rules for buildings, Comite Europeen de Normalisation, Brusells, 2004a
- European Standards EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete, Part1-1: General rules and rules for buildings, Comite Europeen de Normalisation, Brusells, 2004b
- European Standards EN 1998-3:2005 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part3: Assessment and retrofitting of buildings, Comite Europeen de Normalisation, Brusells, 2005a
- Erdem, I., Akyuz, U., Ersoy, U., Ozcebe, G. “An experimental study of two different strengthening techniques for RC frames”, *Engineering Structures Journal*, 28 (2006), p. 1843-1851. Doi:10.1016j.engstruct.2006.03.010.
- Erdem, I., Akyuz, U., Ersoy, U., Ozcebe, G., “Experimental and analytical studies on the strengthening of RC frames”, 13th *World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, 2004, paper 673.
- Higashibata, Y.et al., “Studies on Seismic Rehabilitation of Low-to Medium-Rise Reinforcement Concrete Buildings, Part 1 and Part 2,” Summary of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, 1978.9.
- Higashi Y., Endo T., Shimizu Y., “Experimental studies on retrofitting of reinforced concrete building frames”, Proceedings of the 8th WCEE, San Francisco, 1984, Vol.1: 477-484
- Higashi Y., Endo T., Ohkubo M., Shimizu Y., “Experimental study on strengthening reinforced concrete structure by adding shear wall”, Proceedings of the 7th WCEE,1980, Vol.7: 173-180
- Hayashi, T., Niwa, H. and Fukuhara, M. “The Strengthening Methods of the Existing Reinforced Concrete Buildings”.
- Kanata, K. Nakamura, T., Maezawa, S., Kikuchi, K., Fujimura, T. and Suzuki, Y. “Seismic Retrofit Systems for R/C Buildings Using Steel Framework or R/C Shear Wall Without Dowel Anchors”.
- Kara, M.E., Altin, S., “Behavior of reinforced concrete frames with reinforced concrete partial infills”, *ACI Structural Journal*, September/October 2006, p. 701-709.
- Kato, D., Katsumata,H.; and Aoyama,H. “Study on Evaluation of the Strength of Post-cast Shear

- Walls Without Opening,” Journal of Structural and Construction Engineering, Architectural Institute of Japan, No. 337, 1984.3, pp.81-89.
- Klingner, R. E. and Bertero, V.V. “Earthquake Resistance of Infilled Frames”, Journal of the Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 104, No. ST6, June, 1978, pp.973-989.
- Masuo, K.; Inoue, T.; Otani, T.; and Uemetsu, T.; “Test on Strengthening of RC Frames with CFRP Jacketing and Infill Wall,” GBRC Report, No. 90, 1998.4, pp.38-51.
- Pulido, C., Saiidi, M. S., Sanders, D., Itani, A. and El-Azazy, S. “Seismic Performance of Two-Column Bents-Part I: Retrofit with Carbon Fiber-Reinforced Polymer Fabrics” *ACI Structural Journal*, Vol. 101, No. 4, July-August 2004., pp. 558-568.
- Pulido, C., Saiidi, M. S., Sanders, D., Itani, A. and El-Azazy, S. “Seismic Performance of Two-Column Bents-Part II: Retrofit with Infill Walls” *ACI Structural Journal*, Vol. 101, No. 5, September-October 2004., pp. 642-649.
- Shiohara, H.; Hosokawa, Y.; Nakamura, T; and Aoyama, H.; “Tests on the Construction Method of Seismic Rehabilitation of Existing Reinforced Concrete Buildings,” Proceedings of the Japan Concrete Institute, Vol.6, 1984, pp.405-408.
- Sonuvar, M., Ozcebe, G., Ersoy, U, “Rehabilitation of reinforced concrete frames with reinforced concrete infills”, *ACI Structural Journal*, July/August 2004, p. 494-500.
- Sugano S., Fujimura M., “Aseismic strengthening of existing reinforced concrete buildings”, Proceedings of the 7th WCEE,1980, pp. 449-456
- Sugimoto, T.; Masuo, K.; Komiya, T.; and Ueda, M., “Experimental Study on RC Infill Walls Which Used Adhesive Anchor with Specification for Practice,” summary of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, 1999.9, pp. 219-222.
- Takeyama, H.; Satoh, A.; Minai, M.; and Sometani, T.; “Construction and Performance Test of Precast Concrete Infills Walls,” *Prestressed Concrete*, Vol. 40, No.4, 1998.7, pp. 219-222.
- Tanaka, R. et al., “Experimental Study on the Seismic Rehabilitation Which Used Pull-Out Preventive Mechanical Anchors,” Proceedings of JCI, Vol. 6, 1984.
- Toymur, P., Yuksel, E., Pala, S., “Wet-mixed shotcrete walls to retrofit low ductile RC frames”, 14th *World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, 2008.
- Turk, M. Ersoy, U. and Ozcebe, G., “Retrofitting of Reinforced Concrete Frames with Reinforced Concrete Infills Walls” fib, Athens 2003.
- ΟΑΣΠ , Κανονισμός Επεμβάσεων (Καν.Επε.), Τελικό Σχέδιο Κειμένου – 3, Αθήνα, 2009