

Τοπικός Τρίπλευρος Μανδύας για την Ενίσχυση των Εξωτερικών Κόμβων Δοκού-Υποστυλώματος από Ο/Σ

ΑΛΕΞΑΝΔΡΟΣ Γ. ΤΣΩΝΟΣ
Επικουρος Καθηγητής Α.Π.Θ.

ΑΝΤΩΝΙΟΣ Π. ΚΑΛΙΤΣΗΣ
Διπλ. Πολιτικός Μηχανικός Α.Π.Θ.

Περίληψη

Στην εργασία αυτή μελετάται πειραματικά η αποδοτικότητα μιας μορφής επεμβάσεως σε κόμβους δοκού-υποστυλώματος που υπέστησαν σοβαρές βλάβες κατά τη διάρκεια σεισμικού τύπου καταπόνησης. Τα δοκίμια επιπέδων εξωτερικών κόμβων μετά την αρχική υποβολή σε σεισμική φόρτιση ενισχύθηκαν διά κατασκευής τοπικού τριπλεύρου μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος και επανυποβλήθηκαν στην ίδια σεισμική καταπόνηση. Παρατηρήθηκε ότι με την ανωτέρω μεθοδολογία επεμβάσεως βελτιώνονται αξιοσημείωτα η αντοχή, η ακαμψία, η πλαστιμότητα και η ικανότητα απορρόφησης ενέργειας των επισκευασμένων δοκιμών συγκριτικά με τις ιδιότητες αυτές που παρουσίασαν τα αρχικά δοκίμια.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η εμπειρία από τους σεισμούς τόσο στον ελληνικό χώρο όσο και στο διεθνές έδειξε ότι ένα από τα πιο κρίσιμα προβλήματα, που σχετίζεται με την ασφάλεια των κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος σε σεισμικές καταπονήσεις, είναι οι εμφανιζόμενες αστοχίες των κοινών περιοχών δοκών-υποστυλωμάτων.

Οι βλάβες στους κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων, έστω και στην πρώτη φάση εκδηλώσεώς τους (πρώτες ρηγματώσεις), θα πρέπει να θεωρούνται ιδιαίτερα ανησυχητικές για την κατασκευή και να αντιμετωπίζονται ανάλογα. Η εκδήλωση βλάβης αυτού του τύπου υποβαθμίζει την ακαμψία του φέροντος στοιχείου και οδηγεί σε μη ελεγχόμενες ανακατανομές εντάσεως.

Στη διεθνή βιβλιογραφία απαντώνται διάφορα παραδείγματα επισκευασμένων ή και ενισχυμένων κατασκευών με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα, που είχαν υποστεί σημαντικές βλάβες εξαιτίας ισχυρών σεισμικών καταπονήσεων, σε σειсмоγενείς περιοχές των Βαλκανίων [1], της Ιαπωνίας [2], του Μεξικού [3], [4], του Περού [5] κ.ά.

Εν τούτοις, είναι ακόμη πολύ περιορισμένες οι συστηματικές μελέτες για την εξακρίβωση της συμπεριφοράς των επισκευασμένων ή και ενισχυμένων δομικών στοιχείων σε νέα σεισμική επιπόνηση. Οι πληροφορίες, που αφορούν στη σει-

σμική συμπεριφορά των επισκευασμένων ή και ενισχυμένων στοιχείων, είναι υψίστης σημασίας, ιδιαίτερα όταν αφορά στην απόκριση σε ένα νέο ισχυρό σεισμό των επισκευασμένων και ενισχυμένων κτιρίων μεγάλων αστικών κέντρων [2], [6].

Μετά το σεισμό της Θεσσαλονίκης (1978), το σεισμό των Αλκυονίδων (1981) και το σεισμό της Καλαμάτας (1986) πολλές κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα παρουσίασαν βλάβες στους κόμβους δοκού-στυλού. Οι επισκευές ή και ενισχύσεις των δομικών αυτών στοιχείων έγιναν βάσει των προδιαγραφών του Υπουργείου Δημοσίων Έργων [7], [8], [9], [10], αλλά και με τις συστάσεις για επισκευές ζημιών από σεισμό σε κτίρια, που εξέδωσαν τόσο η Πολυτεχνική Σχολή του Α.Π.Θ. [11] όσο και το Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο [12].

Οι τεχνικές επισκευής ή ενίσχυσης κόμβων, που εφαρμόζονται διεθνώς ανάλογα με το βαθμό βλάβης, είναι οι εξής:

- Επισκευή με ρητινενέσεις: Η τεχνική αυτή εφαρμόζεται σε περιπτώσεις μικρού εύρους ρηγματών χωρίς αποδιοργάνωση του σκυροδέματος και λυγισμό των διαμήκων ράβδων οπλισμού στύλων και δοκών [1], [6], [13], [14], [15].
- Τοπική επισκευή με μερική καθαίρεση και αποκατάσταση: Εφαρμόζεται σε κόμβους με υψηλό βαθμό βλάβης, δηλαδή συντριβή του σκυροδέματος, διάρρηξη των συνδετήρων και λυγισμό των διαμήκων ράβδων. Στην περίπτωση αυτή καθαίρεται τοπικά το αποδιοργανωμένο σκυρόδεμα στον κόμβο και σε τμήματα των κρίσιμων περιοχών των στύλων και δοκών τοποθετούνται με συγκόλληση νέοι διαμήκεις ράβδοι οπλισμού, σε όποιους οπλισμούς έχει συμβεί λυγισμός, τοποθετούνται πρόσθετοι συνδετήρες και τελικώς αποκαθίσταται το καθαιρούμενο σκυρόδεμα με νέο σκυρόδεμα [8], [11], [16], [18]. Με τον τρόπο αυτό επισκευής διατηρούνται και μετά την επισκευή οι διατομές που είχαν αρχικά τα δομικά στοιχεία.

- γ. Ενίσχυση του κόμβου με κατασκευή γενικού μανδύα Ο/Σ: Εφαρμόζεται σε περιπτώσεις μεγάλης κλίμακας βλάβης στον κόμβο και στα συμβάλλοντα στον κόμβο δομικά στοιχεία (δοκούς, στύλους). Τοποθετούνται νέοι διαμήκεις οπλισμοί στους στύλους ή και στις δοκούς, όπως επίσης και νέοι συνδετήρες. Ειδικά στην περιοχή του κόμβου, επειδή είναι δύσκολη η τοποθέτηση νέων συνδετήρων, όπως επίσης και για μεγαλύτερη αποτελεσματικότητα, γίνεται χρήση ειδικών κολλάρων, προεντεταμένων ή όχι. Ο μανδύας επεκτείνεται συνήθως σε ολόκληρο το ύψος των στύλων και σε ορισμένες περιπτώσεις και σε ολόκληρο το μήκος των δοκών [1], [2], [4], [5], [7], [8], [11], [12], [13], [17], [18], [19], [20], [21], [22], [23], [25].
- δ. Τοπική ενίσχυση του κόμβου με μανδύα Ο/Σ: Είναι ειδική περίπτωση της προηγούμενης και εφαρμόζεται, όταν η βλάβη είναι επικεντρωμένη κυρίως στην περιοχή του κόμβου. Έτσι, κατασκευάζεται μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος (έγχυτου ή εκτοξευόμενου), που περιλαμβάνει μόνον τον κόμβο και τμήματα των κρίσιμων περιοχών των στύλων ή και των δοκών [1], [7], [12], [13], [23].

Από όσα εκτέθησαν ανωτέρω, κρίνεται σκόπιμος ο έλεγχος της αποδοτικότητας των τύπων επεμβάσεως που χρησιμοποιούνται, διότι από αυτόν τον έλεγχο θα εξαρτηθούν η ζωή και η ακεραιότητα των ατόμων που ζουν στα επισκευασμένα κτίρια, σε ένα νέο ισχυρό σεισμό.

Στη διεθνή βιβλιογραφία απαντώνται ελάχιστες πειραματικές ερευνητικές εργασίες, στις οποίες εξετάζεται η συμπεριφορά σε σεισμό ενισχυμένων δοκιμών δοκού - υποστυλώματος με χρήση μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος [17], [18], [19], [20], [21], [22], [25]. Αξίζει να σημειωθεί ότι στις εργασίες αυτές μελετάται η συμπεριφορά σε ανακύκλιση ενισχυμένων δομικών υποσυνόλων δοκού-στύλου με κατασκευή ολόπλευρου μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος και μάλιστα σε όλο το ύψος του υποστυλώματος, συμπεριλαμβανομένου και του κόμβου. Στην περιοχή του κόμβου, όπου κρίνεται ότι είναι κατασκευαστικά δύσκολη η τοποθέτηση νέων συνδετήρων (οπλισμού μανδύα), ή δεν τοποθετούνται [17] ή τοποθετούνται ακριβώς πάνω και κάτω από τον πυρήνα του κόμβου [21], [22] ή τοποθετούνται ειδικά μεταλλικά κολλάρια [18], [19], [20].

Πρώτοι μελέτησαν την αποδοτικότητα της τοπικής επισκευής-ενισχύσεως γωνιακών κόμβων μετά από σεισμό οι Tassios, Plainis και Vassiliou με αντικατάσταση του αποδιοργανωμένου σκυροδέματος του κόμβου με νέο σκυρόδεμα και με τοποθέτηση στην περιοχή αυτή προεντεταμένων κολλάρων [16].

Προσφάτως εμφανίζονται στο διεθνή χώρο ορισμένες μελέτες με αντικείμενο την εξέταση της σεισμικής συμπεριφοράς τοπικά ενισχυμένων δοκιμών εξωτερικών κόμβων με

μανδύες διαφόρων ειδών, όπως συμβατικούς από οπλισμένο σκυρόδεμα αλλά και μη συμβατικούς με σιδηροσωλήνες που περιβάλλουν τον κόμβο και τις κρίσιμες περιοχές των στύλων και των δοκών αφήνοντας ένα κενό που γεμίζει με ειδικό κονίαμα [25], [26], [27]. Όλοι οι μανδύες των ανωτέρω εργασιών είναι ολόπλευροι. Στον διεθνή χώρο δεν υπάρχει εργασία που να ασχολείται με τη συμπεριφορά τοπικά ενισχυμένων με τρίπλευρο μανδύα κόμβων δοκού-στύλου.

Αξίζει να σημειωθεί ότι τόσο οι συστάσεις της UNIDO [1] όσο και οι συστάσεις του Υπουργείου Δημοσίων Έργων, της Πολυτεχνικής Σχολής του Α.Π.Θ. και του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου προτείνουν την τοπική ενίσχυση κόμβων, εφόσον στο δομικό αυτό στοιχείο συγκεντρωθεί η βλάβη μετά από σεισμό [7], [11], [12], [13], [23]. Αλλά οι τοπικές αυτές ενισχύσεις, που συνιστώνται για εξωτερικούς κόμβους, δεν είναι δυνατόν να είναι ολόπλευροι, όταν εν επαφή με το υπό ενίσχυση κτίριο υπάρχει άλλο κτίριο. Έτσι, ως επί το πλείστον οι τοπικοί αυτοί μανδύες Ο/Σ είναι τρίπλευροι ή αντίστοιχα στους γωνιακούς κόμβους δίπλευροι. Αυτό το κενό της διεθνούς βιβλιογραφίας καλείται να καλύψει η παρούσα εργασία.

Έτσι στην εργασία αυτή κατασκευάστηκαν δοκίμια εξωτερικών κόμβων, τα οποία υποβλήθηκαν σε σεισμικού τύπου καταπόνηση, κατά τη διάρκεια της οποίας υπέστησαν εκτεταμένες βλάβες στην περιοχή του κόμβου· ακολούθως ενισχύθηκαν τοπικά με τρίπλευρο μανδύα Ο/Σ με τη μεθοδολογία, που απαντάται στις ανωτέρω συστάσεις αλλά και στη διεθνή βιβλιογραφία [1], [7], [11], [12], [13], [23], και επανυποβλήθηκαν στην ίδια σεισμικού τύπου καταπόνηση. Από τη συγκριτική μελέτη της συμπεριφοράς των αρχικών και των ενισχυμένων δοκιμών παρατηρήθηκε ότι τα ενισχυμένα δοκίμια παρουσίασαν αξιοσημείωτη αύξηση της αντοχής, της ακαμψίας, της πλαστιμότητας και της ικανότητας απορρόφησης ενέργειας συγκριτικά με τις μηχανικές αντισεισμικές ιδιότητες που παρουσίασαν τα δοκίμια στην αρχική φάση δοκιμασίας τους.

2. ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΙ

M_R = λόγος οριακών καμπτικών αντοχών υποστυλωμάτων - δοκού.

τ = διατμητικές τάσεις στον κόμβο.

3. ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΕΡΕΥΝΑ ΤΗΣ ΑΠΟΔΟΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΤΗΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΟΜΒΩΝ ΜΕ ΤΟΠΙΚΟΥΣ ΤΡΙΠΛΕΥΡΟΥΣ ΜΑΝΔΥΕΣ

3.1. Σχεδιασμός δοκιμών

Στην πειραματική αυτή ερευνητική εργασία συγκρίνεται η σεισμική συμπεριφορά παρθενικών εξωτερικών κόμβων

δοκού-στύλου με τη σεισμική απόκριση των κόμβων αυτών μετά την τοπική ενίσχυσή τους με την τεχνική των μανδυνών Ο/Σ. Για τους επιπλέον συνδετήρες, που χρειάστηκαν στην περιοχή του κόμβου, χρησιμοποιήθηκε η τεχνική που συνιστάται στο Manual της UNIDO [1] και η οποία εφαρμόζεται διεθνώς σε κτίρια με βλάβες από σεισμό στον κόμβο, δηλαδή οι επιπλέον συνδετήρες διέρχονται διά της δοκού μέσω προανοιγόμενων οπών. Το τμήμα του συνδετήρα, που βρίσκεται εντός της δοκού, συγκολλάται με το περιβάλλον σκυρόδεμα με τη βοήθεια ρητινίστου.

Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκαν οι συστάσεις της Μικτής Επιτροπής ACI-ASCE 352 [24] τόσο για το σχεδιασμό των αρχικών δοκιμών όσο και των ενισχυμένων. Σύμφωνα με τις συστάσεις αυτές, ικανοποιητική σεισμική συμπεριφορά σε έναν εξωτερικό κόμβο εξασφαλίζεται, όταν ισχύουν τα κατωτέρω:

α. Ο λόγος οριακών καμπτικών αντοχών υποστυλωμάτων δοκού M_R θα πρέπει να έχει τιμή μεγαλύτερη ή το πολύ ίση με 1.40.

β. Οι διατμητικές τάσεις στον κόμβο, που λαμβάνονται σύμφωνα με την Επιτροπή από την έκφραση $\tau = \gamma \sqrt{f_c}$, θα πρέπει να έχουν χαμηλές τιμές. Έτσι, οι διατμητικές τάσεις για τη μορφή των κόμβων που μελετώνται θα πρέπει να είναι χαμηλότερες του $1.0 \sqrt{f_c}$ MPa.

γ. Ο οπλισμός συνδετήρων στον κόμβο θα πρέπει να ικανοποιεί τις παρακάτω συνθήκες:

$$A_{sh} = 0.3 \cdot \frac{s_h \cdot h'' \cdot f'_c}{f_{yh}} \cdot (A_g / A_c - 1)$$

$$A_{sh} \geq 0.09 \cdot \frac{s_h \cdot h'' \cdot f'_c}{f_{yh}}$$

όπου:

f'_c = θλιπτική αντοχή σκυροδέματος,

s_h = απόσταση συνδετήρων,

h'' = διάσταση της μεγαλύτερης πλευράς πυρήνος ορθογωνικού υποστυλώματος,

A_g = επιφάνεια διατομής υποστυλώματος,

A_c = επιφάνεια διατομής πυρήνος υποστυλώματος,

f_{yh} = όριο διαρροής οπλισμού συνδετήρων.

Οι ανωτέρω δύο συνθήκες δίδουν μία ελάχιστη απαίτηση οπλισμού συνδετήρων κόμβου Ø8/5cm για τα χρησιμοποιούμενα δοκίμια στην εργασία.

3.2. Πρόγραμμα δοκιμών

Σχεδιάστηκαν και κατασκευάστηκαν τρία δοκίμια κόμβων O_1 , O_2 και P_1 υπό κλίμακα 1:3. Στο σχ. 1 φαίνονται οι διαστάσεις, οι οπλισμοί και τα χαρακτηριστικά σχεδιασμού των παρθενικών δοκιμών O_1 , O_2 και P_1 . Οι παράμετροι σχεδιασμού M_R και γ είχαν δυσμενείς τιμές, συγκριτικά με αυτές

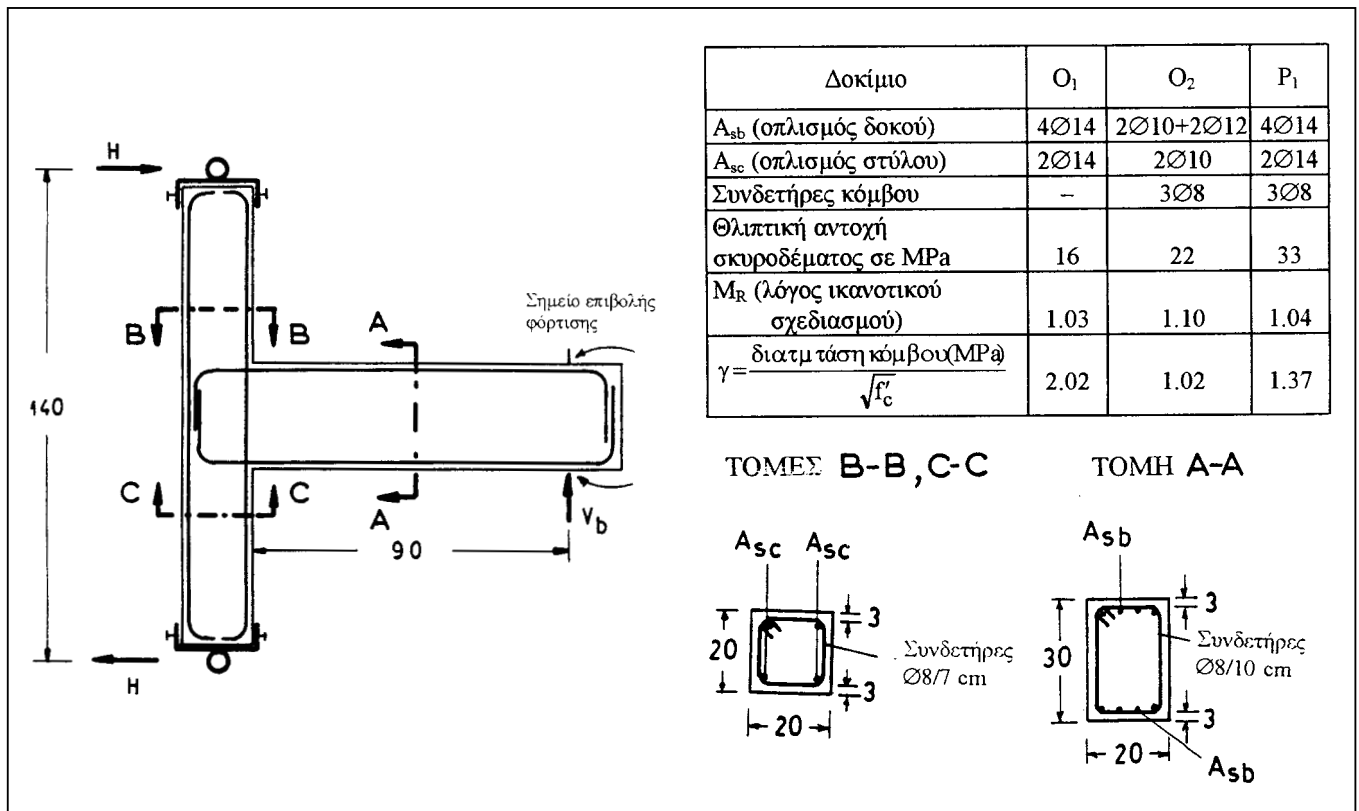
που θεσπίζουν οι συστάσεις της Επιτροπής ACI-ASCE 352 [24], επίσης ο οπλισμός συνδετήρων της περιοχής του κόμβου ή δεν υπήρχε όπως στο δοκίμιο O_1 ή ήταν λιγότερος του ορίου της Επιτροπής Ø8/7 (αντί Ø8/5). Έτσι, και τα τρία δοκίμια αναμένεται να εμφανίσουν τη βλάβη στον κόμβο. Τα δοκίμια υποβλήθηκαν σε σεισμικού τύπου καταπόνηση, η οποία επέφερε σημαντικές βλάβες στην περιοχή του κόμβου, όπως αναμενόταν άλλωστε και στις κρίσιμες περιοχές των στύλων. Ακολουθώντας τα δοκίμια ενισχύθηκαν τοπικά με τη μέθοδο των τρίπλευρων μανδυνών Ο/Σ. Προ της ενισχύσεως έγινε προσπάθεια επαναφοράς μόνον του δοκιμίου O_1 στη θέση ισορροπίας μέσω της διάταξης φορτίσεως.

Με την ενίσχυση ελήφθη μέριμνα, ώστε οι χαμηλές τιμές M_R των δοκιμών O_1 , O_2 και P_1 να αυξηθούν στα ενισχυμένα δοκίμια RO_1 , RO_2 και RP_1 σε τιμές αρκετά ανώτερες του 1.40, οι τιμές του γ των δοκιμών RO_1 , RO_2 και RP_1 να μειωθούν σε τιμές σημαντικά μικρότερες του 1.0 (ώστε οι τιμές των διατμητικών τάσεων των κόμβων των ενισχυμένων δοκιμών να είναι μικρότερες του ορίου της Επιτροπής $\tau = \gamma \sqrt{f_c}$ MPa < $1.0 \sqrt{f_c}$ MPa, σχ. 2), ενώ με την τοποθέτηση προσθέτων συνδετήρων στην περιοχή του κόμβου ο οπλισμός έγινε Ø8/5cm στο δοκίμιο RO_1 και Ø8/3.5cm στα δοκίμια RO_2 και RP_1 . Στο σχ. 2 φαίνονται οι διαστάσεις, οι οπλισμοί και τα χαρακτηριστικά σχεδιασμού των επισκευασμένων δοκιμών RO_1 , RO_2 και RP_1 . Ελέγχθηκαν επίσης οι διατάξεις σχεδιασμού κόμβων του Ευρωκώδικα 8, οι οποίες δεν προέβλεψαν επί πλέον οπλισμό στην περιοχή του κόμβου των ενισχυμένων δοκιμών από αυτόν που τοποθετήθηκε με βάση τις απαιτήσεις της ανωτέρω Επιτροπής. Τα δοκίμια RO_1 , RO_2 και RP_1 υποβλήθηκαν στην ίδιου τύπου σεισμική καταπόνηση με τα O_1 , O_2 και P_1 .

3.3. Τρόπος ενίσχυσης

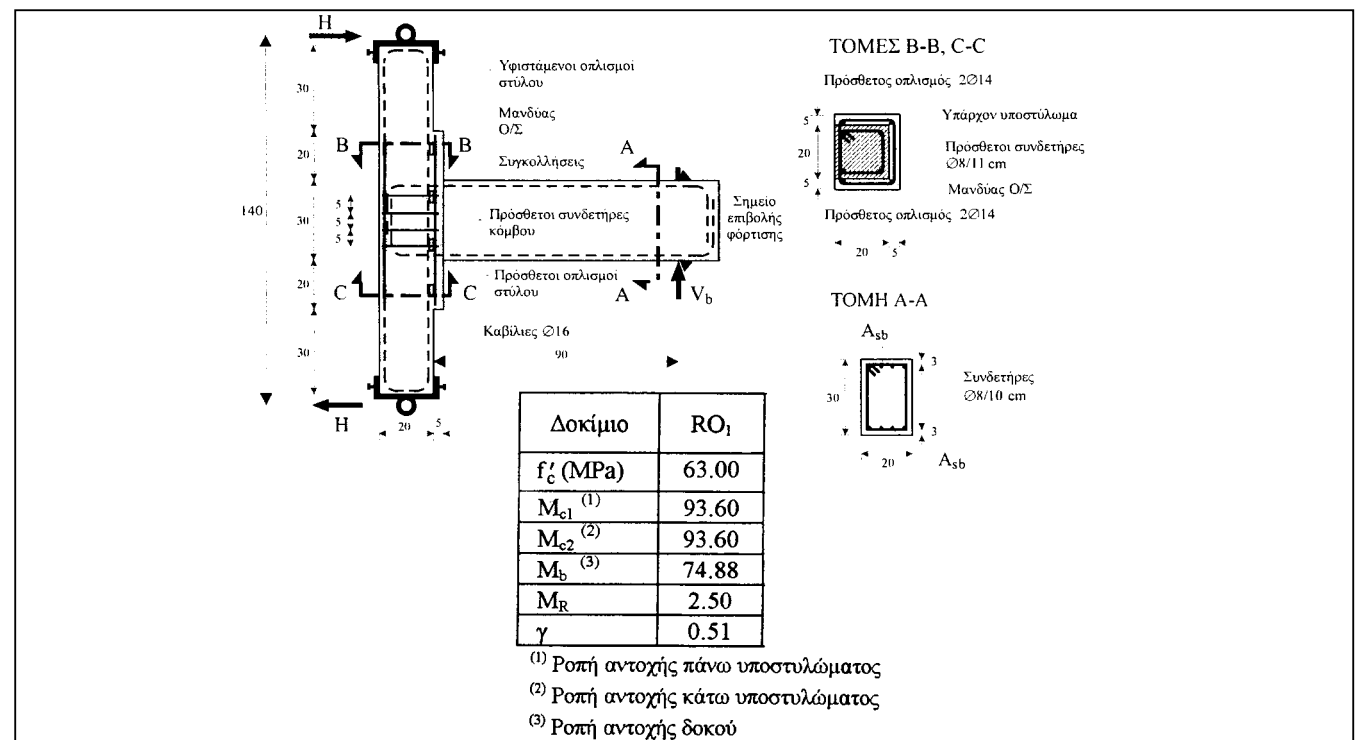
Τα δοκίμια O_1 , O_2 και P_1 , μετά την υποβολή τους σε σεισμική καταπόνηση, παρουσίαζαν την εξής εικόνα. Το σκυρόδεμα της περιοχής του κόμβου του δοκιμίου O_1 δεν υπήρχε, ενώ οι οπλισμοί του στύλου και της δοκού είχαν υποστεί μεγάλες παραμορφώσεις, το σκυρόδεμα στην περιοχή του κόμβου και γύρω από την περιοχή των κρίσιμων διατομών των δοκιμών O_2 και P_1 είχε αποδιοργανωθεί σε μεγάλο βαθμό, ο οπλισμός των υποστυλωμάτων είχε υποστεί εντονότατο λυγισμό σε όλη την περιοχή του κόμβου και στις κρίσιμες περιοχές των στύλων. Όπως ήδη αναφέρθηκε, αποφασίσθηκαν η επισκευή και η ενίσχυση των δοκιμών με κατασκευή τρίπλευρου μανδύα από ειδικό τσιμεντοκονίαμα υψηλής αντοχής EMACO και με χρήση πρόσθετου οπλισμού μανδύα.

Ο νέος οπλισμός του μανδύα απαρτιζόταν από τέσσερις ράβδους Ø14 S400 στο δοκίμιο O_1 και από τέσσερις ράβδους Ø10 S400 στα δοκίμια O_2 και P_1 , οι οποίες ηλε-



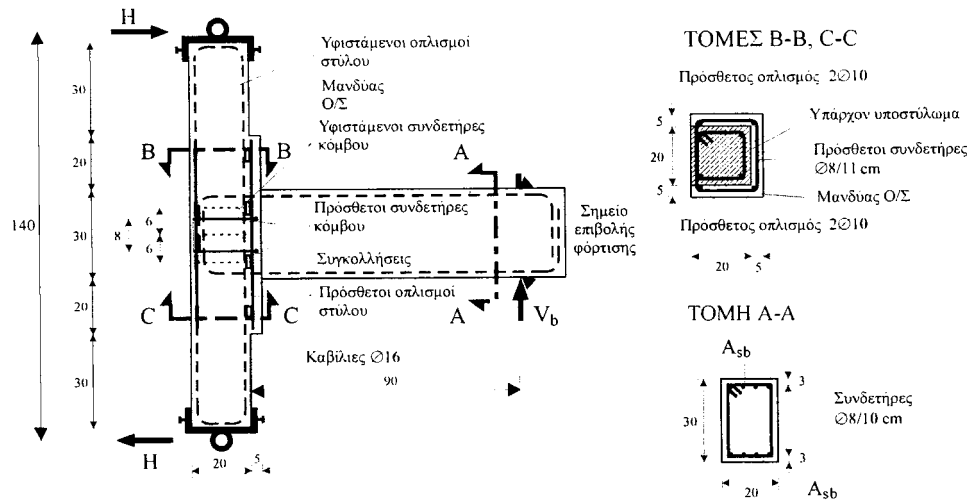
Σχήμα 1: Διαστάσεις και λεπτομέρειες οπλισμού δοκιμίων O₁, O₂ και P₁ (διαστάσεις σε cm).

Figure 1: Dimensions and cross-sectional details of original specimens O₁, O₂ and P₁ (dimensions in cm).



Σχήμα 2(a): Διαστάσεις και λεπτομέρειες οπλισμού μανδύα δοκιμίων RO₁ (διαστάσεις σε cm).

Figure 2(a): Jacketing of Beam-Column Connection of Subassembly RO₁ (dimensions in cm).



Δοκίμιο	RO ₂	RP ₁
f'_c (MPa)	63.50	55.00
$M_{e1}^{(1)}$	59.40	70.54
$M_{e2}^{(2)}$	59.40	70.54
$M_b^{(3)}$	47.52	74.25
M_R	2.50	1.90
γ	0.32	0.55

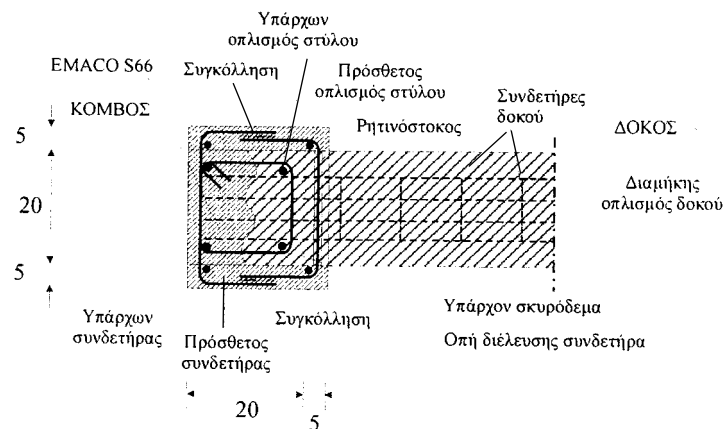
(1) Ροπή αντοχής πάνω υποστύλωματος

(2) Ροπή αντοχής κάτω υποστύλωματος

(3) Ροπή αντοχής δοκού

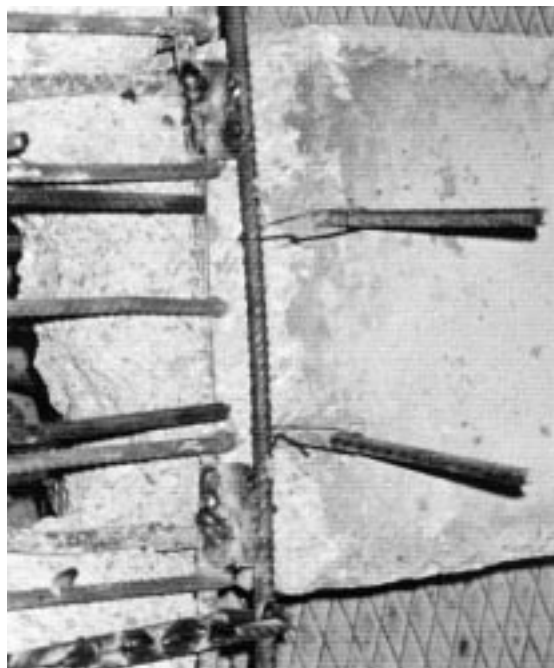
Σχήμα 2(b): Διαστάσεις και λεπτομέρειες οπλισμού μανδύα δοκιμών RO₂ και RP₁ (διαστάσεις σε cm).

Figure 2(b): Jacketing of Beam-Column Connection of Subassemblages RO₂ and RP₁ (dimensions in cm).



Σχήμα 2(c): Λεπτομέρειες σχεδιασμού κόμβων ενισχυμένων δοκιμών RO₁, RO₂ και RP₁ (διαστάσεις σε cm).

Figure 2(c): Details of Joints of Strengthened Subassemblages RO₁, RO₂ and RP₁ (dimensions in cm).

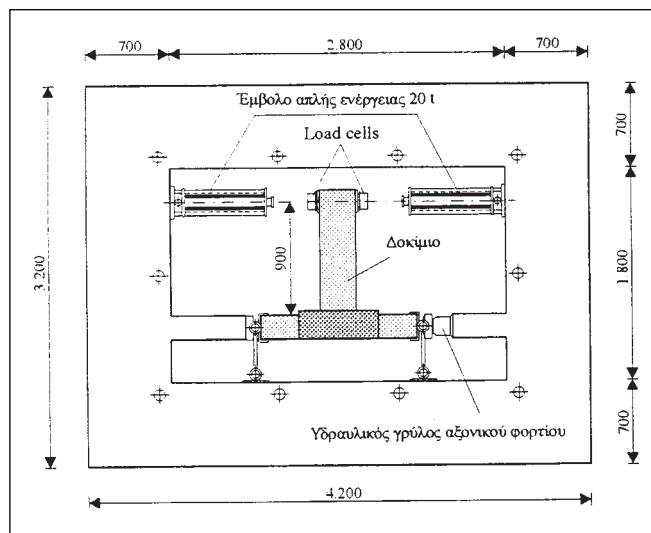


Σχήμα 3: Οι πρόσθετοι συνδετήρες του κόμβου διέρχονται από τις δοκούς των ενισχυμένων δοκιμίων μέσω προανοιγμένων οπών και στερεώνονται στο σκυρόδεμα των δοκών με ρητινόστοκο.

Figure 3: The additional horizontal ties of the joint were inserted through holes drilled in the beams of strengthened specimens and were cemented with epoxy adhesive gel.

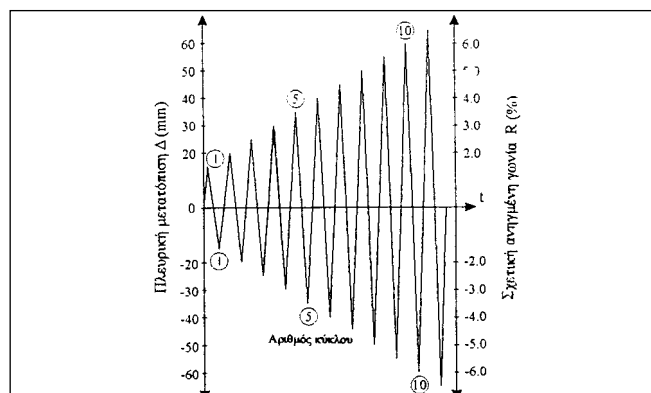
κτροκολλήθηκαν στις παλαιές ράβδους των υποστυλωμάτων, με τη βοήθεια καβιλιών $\varnothing 16$ και μήκους $5\varnothing$ τουλάχιστον, ανά αποστάσεις 25 cm. Επίσης, τοποθετήθηκαν συνδετήρες $\varnothing 8/11$ στις κρίσιμες περιοχές των υποστυλωμάτων (σχ. 2). Οι συνδετήρες αυτοί αποτελούνταν από δύο τμήματα μορφής Π, τα οποία ηλεκτροκολλήθηκαν στις άκρες τους, ώστε να δημιουργήσουν τον κλειστό συνδετήρα.

Στην περιοχή του κόμβου όπου η προαναφερθείσα τεχνική ήταν αδύνατο να εφαρμοστεί, ανοίχτηκαν σε κάθε δοκό οπές διαμέτρου 10 χιλιοστών, από τις οποίες διήλθαν και συγκολλήθηκαν με ειδικό ρητινόστοκο τμήματα οπλισμού $\varnothing 8$ (S400), σχήμα 3. Για να διέλθει ο παχύρρευστος ρητινόστοκος από την οπή και κυρίως για να επαλειφθεί επαρκώς στα τοιχώματα της οπής, τα προς συγκόλληση τμήματα οπλισμού $\varnothing 8$ αλείφθηκαν αρκετές φορές με ρητινόστοκο· μετά εκάστη επάλειψη βυθίζονταν σε όλο το βάθος της οπής και ακολούθως εξέρχονταν, ενώ επακολουθούσε δεύτερη και τρίτη επάλειψη με το ίδιο υλικό. Τελικά, τα τμήματα αυτά οπλισμού $\varnothing 8$ βυθίζονταν για μια τελευταία φορά στην οπή όπου και συγκρατούνταν στην επιθυμητή για συγκόλληση θέση με σύρμα. Μετά την παρέλευση 48 ωρών που απαιτούνταν για την επαρκή σκλήρυνση του ρητινόστοκου, οι προαναφερθείσες ράβδοι λυγίζονταν και στη συνέχεια ηλεκτροκολλούνταν στις άκρες τους με τμήματα μορφής Π δημιουργώντας έτσι κλειστούς συνδετήρες. Στο σχήμα 2 φαίνονται



Σχήμα 4(α): Γενική διάταξη συστήματος φόρτισης για έλεγχο σεισμικής συμπεριφοράς κόμβων του Εργαστηρίου Σιδηροπαγούς Σκυροδέματος του Α.Π.Θ.

Figure 4(a): Test setup of the Laboratory of Reinforced Concrete Structures at the School of Engineering of A.U.TH.



Σχήμα 4 (b): Ιστορία φόρτισης δοκιμίων.

Figure 4 (b): Lateral displacement history.

οι λεπτομέρειες του οπλισμού μανδύα των δοκιμίων RO_1 , RO_2 και RP_1 . Για τις παρούσες ανάγκες αποφασίστηκε η χρησιμοποίηση του EMACO S66, στο οποίο περιέχονται και αδρανή με μέγιστο κόκκο 10mm.

3.4. Διάταξη φόρτισης - μετρήσεις

Στο σχ. 4(a) φαίνεται η γενική διάταξη του συστήματος φόρτισης. Την οριζόντια μετατόπιση των υποστυλωμάτων των δοκιμίων δεσμεύουν συστήματα ειδικών διατάξεων, τα οποία είναι αρθρωτά συνδεδεμένα με το πλαίσιο αντίδρασης και προσαρμόζονται επίσης αρθρωτά με το δοκίμιο. Την κατακόρυφη μετατόπιση δεσμεύει η δράση της αξονικής φόρτισης. Η περιστροφή των άκρων των υποστυλωμάτων είναι ελεύθερη. Συνεπώς, στο άκρο των στύλων έχουμε δημιουργήσει συνθήκες άρθρωσης υποκαθιστώντας τη λει-

τουργία στο σημείο καμψής του στύλου. Η επιβολή φόρτισης γίνεται στο ελεύθερο άκρο των δοκιμίων, σχ. 4(a). Η ανηγμένη αξονική, φόρτιση που επιβάλλονταν στα υποστυλώματα των δοκιμίων, ήταν σταθερή, της τάξεως του 0.20 ($v_d \equiv 0.20$).

Η φόρτιση όλων των δοκιμίων O_1 , O_2 , P_1 , RO_1 , RO_2 και RP_1 έγινε με επιβολή κύκλων μετατόπισης διαδοχικά αυξανόμενου εύρους με αύξηση 5mm ανά κύκλο. Στο σχ. 4(b) φαίνεται το πρόγραμμα φόρτισης των δοκιμίων. Η ιστορία αυτή φόρτισης αποτελεί την τυπική ιστορία φόρτισης πλαισιακών υποσυνόλων ή μεμονωμένων δοκιμίων που αναφέρεται στη βιβλιογραφία [26], [27].

3.5. Πειραματικά αποτελέσματα δοκιμίων

Μορφές αστοχίας: Η αστοχία των δοκιμίων O_1 , O_2 και P_1 συγκεντρώθηκε στην περιοχή του κόμβου και στις κρίσιμες περιοχές του στύλου, ενώ οι δοκοί τους παρέμειναν άθικτες, σχ. 5. Αξίζει να παρατηρηθεί στο σχ. 5 ότι το σκυρόδεμα της περιοχής του κόμβου του δοκιμίου O_1 δεν υπάρχει (διότι αποδιοργανώθηκε πλήρως) μετά το πέρας της φόρτισης, ενώ οι διαμήκεις οπλισμοί του στύλου έχουν έντονη μόνιμη παραμόρφωση που προκλήθηκε από τις μεγάλες διατμητικές παραμορφώσεις του κόμβου. Στο σημείο αυτό τονίζεται ότι οι κόμβοι των περισσότερων παλαιών κατασκευών, όπως είναι γνωστό, δεν περιέχουν οπλισμό συνδετήρων, έτσι η αστοχία του τύπου του δοκιμίου O_1 θα ήταν εξαιρετικά επικίνδυνη για τις κατασκευές αυτές.

Το σκυρόδεμα στην περιοχή του κόμβου και των δοκιμίων O_2 και P_1 είχε, επίσης, αποδιοργανωθεί έντονα, ενώ χαρακτηριστικός ήταν ο λυγισμός των διαμήκων ράβδων οπλισμού του στύλου στην περιοχή του κόμβου.

Τα επισκευασμένα δοκίμια RO_1 , RO_2 και RP_1 παρουσίασαν εντελώς διαφορετικό τύπο αστοχίας. Πιο συγκεκριμένα:

Στα δοκίμια αυτά εμφανίζεται κατά τους πρώτους κύκλους σεισμικής φόρτισης διαμπερές καμπτικό ρήγμα στις δοκούς στις θέσεις ένωσης με τον μανδύα στο στύλο. Επίσης, εμφανίζονται χιαστί διατμητικά ρήγματα στις δοκούς. Στους επόμενους κύκλους παρατηρείται αύξηση του εύρους του καμπτικού ρήγματος στις δοκούς με ελαφρά συντριβή του σκυροδέματος των θλιβομένων ζωνών στις θέσεις σχηματισμού πλαστικής άρθρωσης και μικρή διεύρυνση των διατμητικών ρωγμών στις δοκούς. Στους τελευταίους κύκλους παρατηρείται εντονότερη διεύρυνση των καμπτικών ρηγμάτων των δοκών με ισχυρή συντριβή του σκυροδέματος των θλιβομένων ζωνών και εντονότατο λυγισμό των διαμήκων ράβδων. Επίσης, παρατηρείται διεύρυνση των χιαστί διατμητικών ρωγμών των δοκών (σχ. 5). Αξίζει να σημειωθεί ότι η περιοχή του κόμβου παραμένει άθικτη στο τέλος του πειράματος (σχ. 5).

Όπως είναι γνωστό, η πλέον ευαίσθητη περιοχή εξωτερικών κόμβων είναι η περιοχή, στην οποία αγκυρώνονται οι

διαμήκεις ράβδοι οπλισμού των δοκών και από την οποία συγχρόνως διέρχονται και οι διαμήκεις ράβδοι οπλισμού των στύλων. Στην περιοχή αυτή στα δοκίμια O_1 , O_2 και P_1 , από τις πρώτες ανακυκλίσσεις εμφανίστηκαν ρήγματα διάσπασης και παρατηρήθηκε απώλεια επικάλυψης, ενώ στο τέλος του πειράματος σημαντικό μέρος και του πυρήνα του κόμβου είχε απωλεστεί. Βεβαίως, “αδύνατο” σημείο και της ενίσχυσης αποτελούσε η περιοχή αυτή για τα δοκίμια RO_1 , RO_2 και RP_1 , διότι σ’ αυτή δεν κατασκευαζόταν μανδύας, εφόσον αντιπροσώπευε η ενίσχυση την περίπτωση κόμβων κτιρίων βλαμμένων από σεισμό, εν επαφή με τα οποία υπάρχουν άλλα κτίρια και κατ’ ανάγκη κατασκευάζονται τρίπλευροι ή δίπλευροι μανδύες. Είναι αξιοσημείωτο ότι η ενίσχυση και των τριών δοκιμίων RO_1 , RO_2 και RP_1 δεν παρουσίασε καμία βλάβη στην περιοχή αυτή (ούτε καν τριχοειδείς ρωγμές) μετά το πέρας των πειραμάτων, σχ. 5.

Υστερητικοί βρόχοι επιβαλλομένων τεμνουσών δοκού V_b -μετατοπίσεων φορτιζόμενου άκρου Δ για όλα τα δοκίμια του προγράμματος φαίνονται στο σχήμα 6. Στο σχήμα 7 φαίνονται οι ακαμψίες σε κάθε κύκλο φόρτισης του δοκιμίου O_1 . Στο σχήμα 8 φαίνεται η σύγκριση της ικανότητας απορρόφησης ενέργειας ανά κύκλο φόρτισης για τα δοκίμια RO_1 και O_1 . Στο σχ. 9 φαίνεται κατά πόσο αυξημένη ήταν η αντοχή σε κάθε ημίκυκλο του δοκιμίου RO_1 συγκριτικά με αυτή του αρχικού δοκιμίου O_1 .

3.6. Ερμηνεία πειραματικών αποτελεσμάτων

Από τη σύγκριση της σεισμικής συμπεριφοράς των ενισχυμένων δοκιμίων RO_1 , RO_2 και RP_1 με αυτή των αρχικών δοκιμίων O_1 , O_2 και P_1 παρατηρούμε τα εξής: Τα ενισχυμένα δοκίμια RO_1 , RO_2 και RP_1 παρουσιάζουν εξαιρετικά βελτιωμένες όλες τις μηχανικές ιδιότητες συγκριτικά με αυτές των αρχικών δοκιμίων O_1 , O_2 και P_1 . Στα σχήματα 7, 8 και 9 φαίνεται η σύγκριση αντοχής, ακαμψίας και ικανότητας απορρόφησης ενέργειας μεταξύ των δοκιμίων RO_1 , RO_2 , RP_1 και O_1 , O_2 , P_1 αντιστοίχως. Στο σχήμα 9(a) φαίνεται ότι η αντοχή του ενισχυμένου δοκιμίου RO_1 ήταν εν γένει πάνω από διπλάσια συγκριτικά με την αντοχή που παρουσίασε το παρθενικό δοκίμιο O_1 . Το αυτό συμβαίνει και με την ακαμψία του RO_1 εν σχέσει με την ακαμψία του O_1 (σχ. 7(a)). Η ικανότητα απορρόφησης ενέργειας του RO_1 ήταν ελάχιστα αυξημένη, συγκριτικά με την ικανότητα απορρόφησης ενέργειας του O_1 στον πρώτο κύκλο φόρτισης, στους δύο επόμενους κύκλους η ικανότητα για απορρόφηση ενέργειας του RO_1 διπλασιάζεται συγκριτικά με αυτήν του O_1 . Η ικανότητα απορρόφησης ενέργειας του RO_1 ήταν περισσότερο από τριπλάσια, περισσότερο από τετραπλάσια, περισσότερο από πενταπλάσια και περισσότερο από εξαπλάσια συγκριτικά με την ικανότητα απορρόφησης ενέργειας του O_1 στον 4ο, 5ο, 6ο και 7ο κύκλο αντίστοιχα, σχ. 8(a).

Αξίζει να σημειωθεί ότι ιδιαίτερα βελτιωμένες ήταν η αντοχή, ακαμψία και ικανότητα απορρόφησης ενέργειας και των άλλων δύο ενισχυμένων δοκιμών RO_2 και RP_1 συγκριτικά με αυτές των αρχικών δοκιμών O_2 και P_1 αντίστοιχα, όπως φαίνεται στα σχήματα 7(b), 7(c), 8(b), 8(c), 9(b) και 9(c). Πάντως, είναι γεγονός ότι οι βελτιώσεις των μηχανικών αυτών αντισεισμικών ιδιοτήτων ήταν πολύ μεγαλύτερες στο ενισχυμένο δοκίμιο RO_1 εν σχέσει με τα άλλα δύο δοκίμια RO_2 και RP_1 (σχ. 7, 8 και 9). Αυτό εξηγείται με τον παρακάτω συλλογισμό: Η βελτίωση του λόγου M_R των δοκιμών από την παρθενική μορφή στην ενισχυμένη ήταν περίπου ίδια για όλα τα δοκίμια από $M_R \equiv 1.0$ σε $M_R \equiv 2.0 \div 2.50$. Έτσι, η βελτίωση, που παρατηρήθηκε στις μηχανικές αντισεισμικές ιδιότητες του RO_1 συγκριτικά με αυτές των άλλων ενισχυμένων δοκιμών RO_2 και RP_1 , οφείλεται στη μείωση που υπέστησαν με την ενίσχυση οι διατμητικές τάσεις του κόμβου του RO_1 συγκριτικά με τις μειώσεις των άλλων δύο δοκιμών RO_2 και RP_1 . Έτσι, οι μειώσεις μεταξύ παρθενικής-ενισχυμένης μορφής δοκιμών $O_1 - RO_1$ είναι $\tau(O_1) - \tau(RO_1) = 2.019 - 0.51 = 1.5\text{MPa}$, ενώ οι μειώσεις αυτές στα άλλα δύο δοκίμια ήταν σαφώς μικρότερες: $\tau(O_2) - \tau(RO_2) = 1.02 - 0.316 = 0.7\text{MPa}$ και $\tau(P_1) - \tau(RP_1) = 1.37 - 0.55 = 0.82\text{MPa}$.

Στο σχήμα 10 φαίνεται το μέγιστο φορτίο που παραλαμβάνεται από τα δοκίμια $O_1, O_2, P_1, RO_1, RO_2$ και RP_1 σε διάφορα επίπεδα πλαστιμότητας μετακινήσεων. Αξίζει να σημειωθεί ότι, ενώ το παρθενικό δοκίμιο O_1 έδειξε πλαστιμότητα μετακινήσεων 1.0 και τα O_2 και P_1 έδειξαν πλαστιμότητα μετακινήσεων περίπου 1.50, τα ενισχυμένα δοκίμια RO_1, RO_2 και RP_1 έδειξαν αρκετά μεγαλύτερη πλαστιμότητα που έφτασε κοντά στο 3.50.

Τονίζεται, επίσης, ότι τα δοκίμια RO_1, RO_2 και RP_1 διακρίνονται από ατρακτοειδείς βρόχους με πολύ μικρότερη στένωση γύρω από την αρχή των αξόνων (pinching) σε αντίθεση με τους υστερητικούς βρόχους των O_1, O_2 και P_1 που παρουσιάζουν έντονη στένωση (σχ. 6). Αυτό οφείλεται στο ότι με την παρούσα επέμβαση στα δοκίμια RO_1, RO_2 και RP_1 μειώθηκαν αισθητά οι ολισθήσεις των διαμήκων ράβδων οπλισμού των δοκών και των στύλων που περνούν από τον κόμβο. Αιτία της σημαντικής βελτίωσης, που τυγχάνουν οι μηχανικές αντισεισμικές ιδιότητες των δοκιμών RO_1, RO_2 και RP_1 συγκριτικά με αυτές των O_1, O_2 και P_1 , είναι η επιτυχής εφαρμογή του τύπου επέμβασης που περιγράφηκε στην §3.3 με τοπικό τρίπλευρο μανδύα στην περιοχή του κόμβου και σε τμήματα των κρίσιμων περιοχών των στύλων. Η παρούσα ενίσχυση βελτίωσε σημαντικά τις παραμέτρους σχεδιασμού των αρχικών κόμβων, δηλαδή το λόγο ικανοτικού σχεδιασμού, τις επικρατούσες στον κόμβο διατμητικές τάσεις και τον οπλισμό του κόμβου (σύγκριση παραμέτρων σχεδιασμού δοκιμών O_1, O_2, P_1 και RO_1, RO_2 και RP_1 αντιστοίχως σχ. 1, σχ. 2).

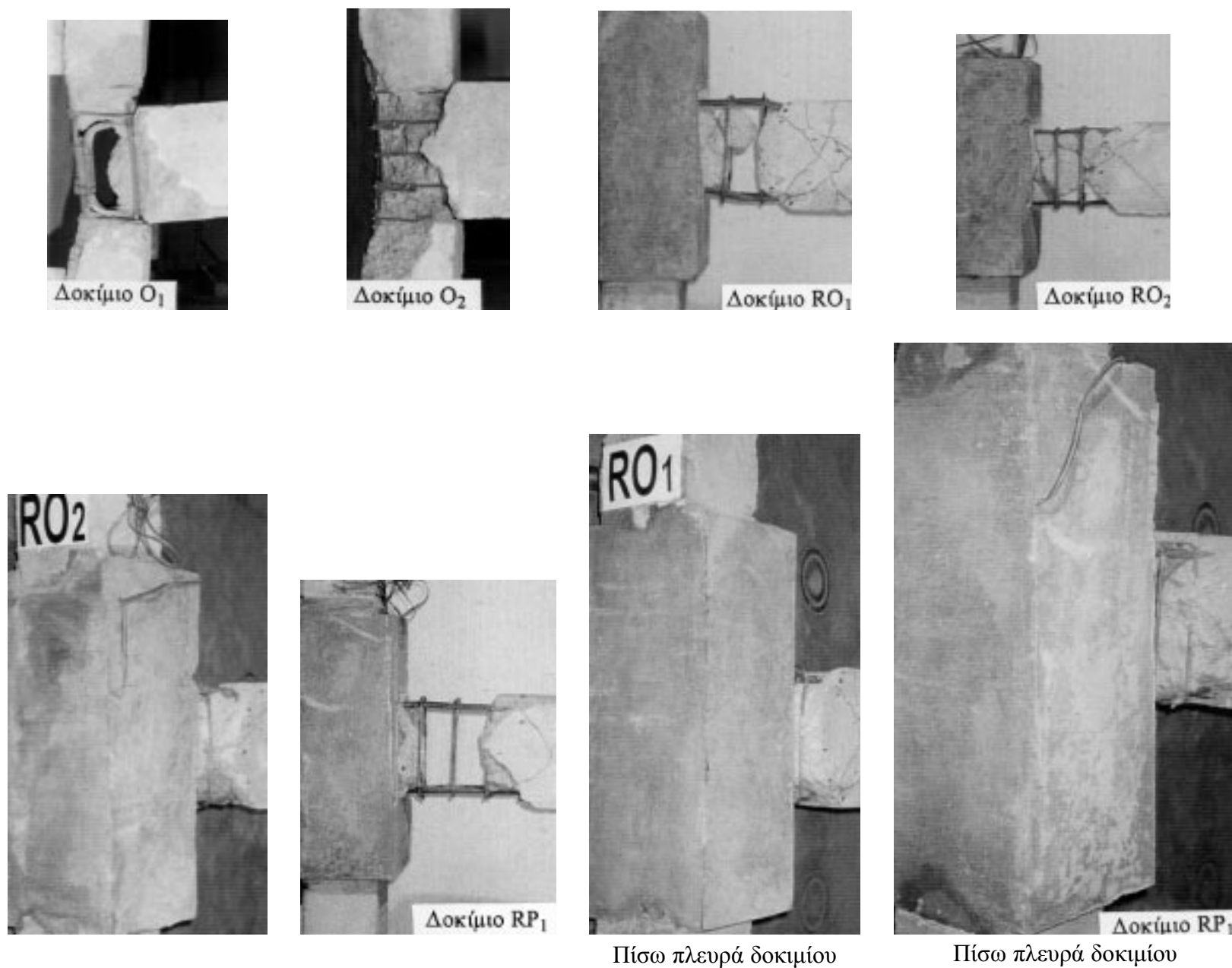
Για τη βελτίωση των συνθηκών αγκύρωσης των διαμήκων οπλισμών των δοκών στα ενισχυμένα δοκίμια RO_1, RO_2 και RP_1 στην περιοχή των αγκυρίων των οπλισμών αυτών και καθέτως προς αυτούς τοποθετήθηκαν και ηλεκτροκολληθήκαν μικροί ράβδοι διαμέτρου 8mm (μήκους 15cm περίπου). Όπως φαίνεται καθαρά από την αισθητή μείωση της στένωσης που έδειξαν τα δοκίμια RO_1, RO_2 και RP_1 συγκριτικά με τη στένωση των O_1, O_2 και P_1 αντιστοίχως (σχ. 6), οι ράβδοι αυτοί ήταν αρκετά αποτελεσματικοί στο να βελτιώσουν αξιοσημείωτα τις συνθήκες αγκύρωσης των διαμήκων ράβδων οπλισμού των δοκών των RO_1, RO_2 και RP_1 .

Δεδομένα ηλεκτρικών ταινιών μηκύνσεως (strain gages): Η συμβολή και η αποδοτικότητα των πρόσθετων οπλισμών συνδετήρων της περιοχής του κόμβου των δοκιμών RO_1, RO_2 και RP_1 στην επιτυχή ενίσχυσή τους φαίνονται και από τα διαγράμματα επιβαλλόμενης τέμνουσας-παραμόρφωσης πρόσθετου συνδετήρα κόμβου (σχ. 11, 12). Αξίζει να σημειωθεί ότι από δεδομένα ηλεκτρικών ταινιών μηκύνσεως των παρθενικών δοκιμών φάνηκε ότι οι οπλισμοί συνδετήρα κόμβου διέρρευσαν από τον 1ο κύκλο φόρτισης. Από τα δεδομένα ηλεκτρικών ταινιών μηκύνσεως των πρόσθετων συνδετήρων κόμβου των ενισχυμένων δοκιμών φαίνεται ότι οι οπλισμοί αυτοί οδήγησαν ή στην αποφυγή της διαρροής της περιοχής του κόμβου, όπως φαίνεται από τα διαγράμματα αυτά συνδετήρα κόμβου του RO_2 (σχ. 12), ή στη σημαντική καθυστέρηση της διαρροής του κόμβου, όπως φαίνεται από τα διαγράμματα αυτά του δοκιμίου RP_1 (σχ. 11), όπου φαίνεται ότι η διαρροή του πρόσθετου συνδετήρα γίνεται μετά τον 5ο κύκλο φόρτισης, αλλά και πάλι ο συνδετήρας δεν δείχνει σημαντικότερη παραμόρφωση του 2% που είναι η παραμόρφωση διαρροής του.

Πρόβλεψη σεισμικής συμπεριφοράς και τύπου αστοχίας ενισχυμένων δοκιμών: Για την πρόβλεψη της σεισμικής συμπεριφοράς και του τύπου αστοχίας των ενισχυμένων δοκιμών RO_1, RO_2 και RP_1 χρησιμοποιήθηκε η νέα Υπολογιστική Προσέγγιση στο Σχεδιασμό Κόμβων Δοκού-Υποστύλωματος από Ο/Σ που παρουσιάζεται στη βιβλιογραφική παραπομπή [28].

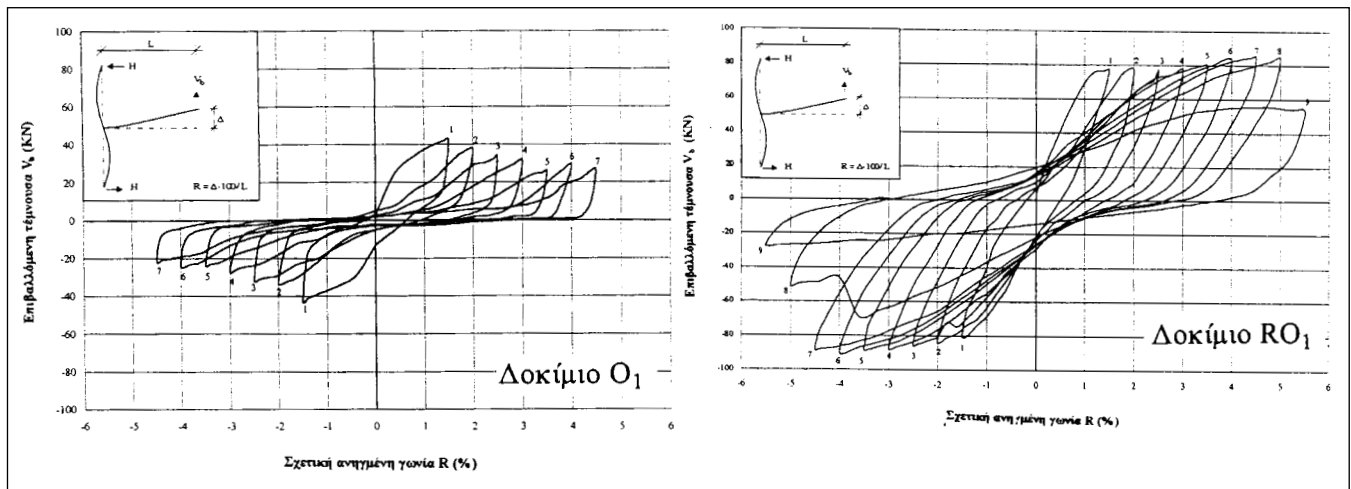
Με βάση την ανωτέρω μεθοδολογία υπολογίζεται η διατμητική τάση αστοχίας των κόμβων των ανωτέρω δοκιμών $\tau_{ult} = \gamma_{ult} \sqrt{f_c}$ MPa και οι υπολογιστικές τιμές της επικρατούσας διατμητικής τάσης του κόμβου για διαρροή των δοκών $\tau_{cal} = \gamma_{cal} \sqrt{f_c}$ MPa (εφόσον οι λόγοι ικανοτικού σχεδιασμού όλων των δοκιμών ήταν πολύ μεγαλύτεροι της μονάδας $M_R \gg 1$, σχ. 2).

Σύμφωνα με το μοντέλο, εφόσον $\tau_{cal} < \tau_{ult}$, θα προηγηθεί η διαρροή της δοκού της διαρροής του κόμβου και συνεπώς η διατμητική τάση στον κόμβο, που προβλέπεται να αναπτυχθεί στα δοκίμια (υπό την προϋπόθεση $\tau_{cal} < \tau_{ult}$), θα είναι $\tau_{pred} = \gamma_{cal} \text{MPa}$. Στον πίνακα 1 φαίνεται ο συσχετισμός μετα-

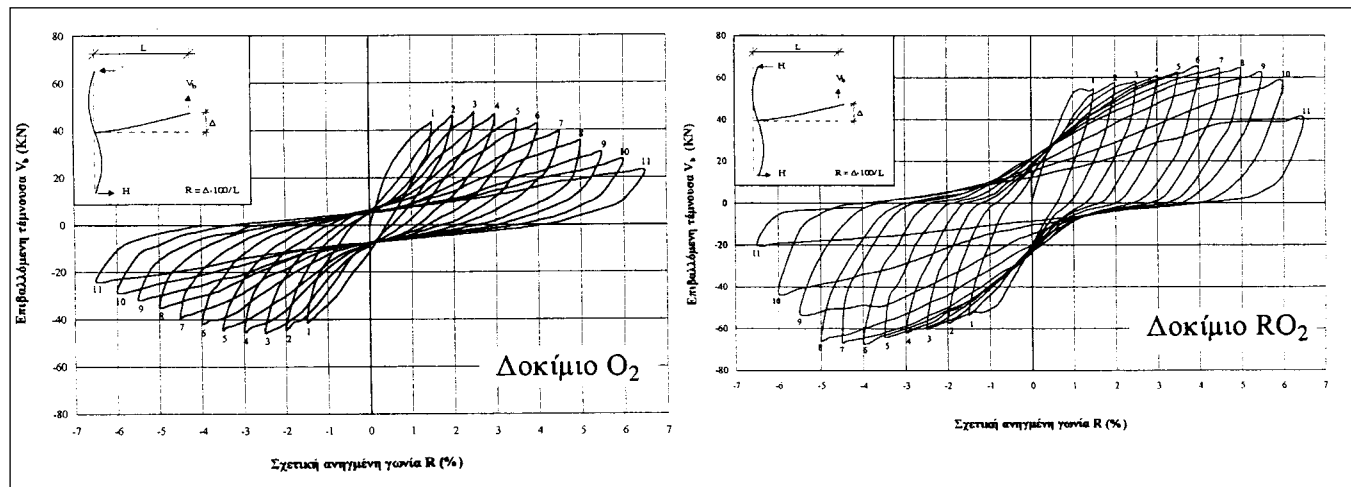


Σχήμα 5: Μορφές αστοχίας των δοκιμίων O_1 , O_2 , RO_1 , RO_2 και RP_1 (το P_1 εμφάνισε την ίδια μορφή αστοχίας με το O_2).

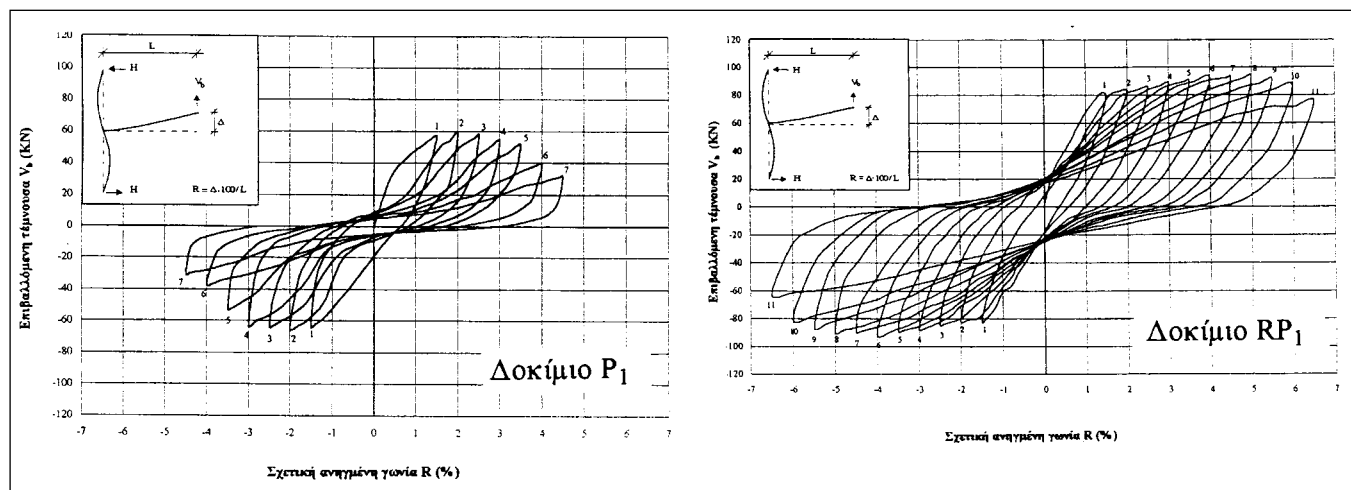
Figure 5: Cracking configuration of specimens O_1 , O_2 , RO_1 , RO_2 and RP_1 (cracking configuration of specimen P_1 was identical with that of specimen O_2).



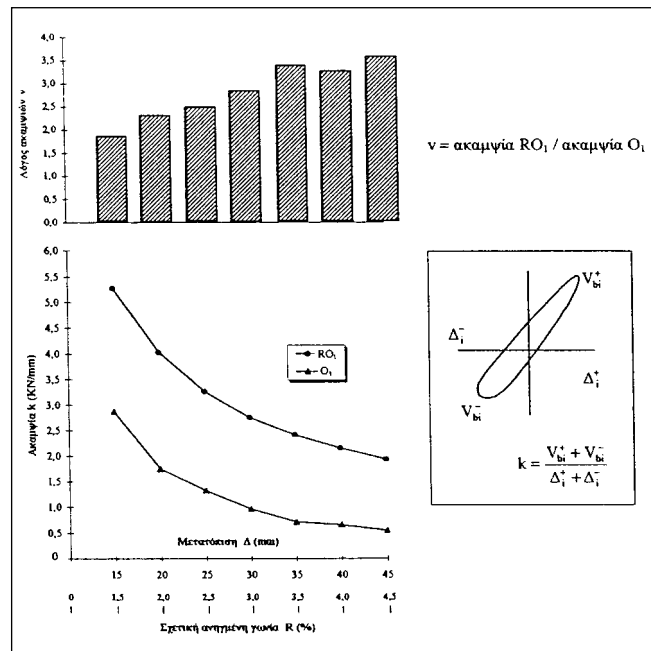
Σχήμα 6(a): Μηχανική συμπεριφορά δοκιμών O_1 και RO_1 .
Figure 6(a): Applied shear-versus-drift angle for specimens O_1 and RO_1 .



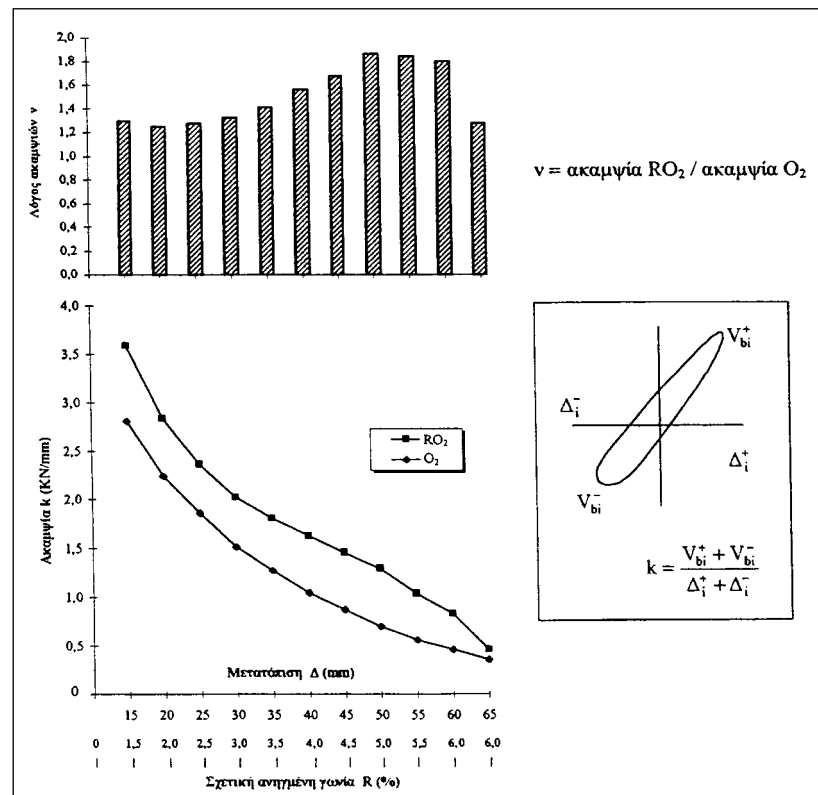
Σχήμα 6(b): Μηχανική συμπεριφορά δοκιμών O_2 και RO_2 .
Figure 6(b): Applied shear-versus-drift angle for specimens O_2 and RO_2 .



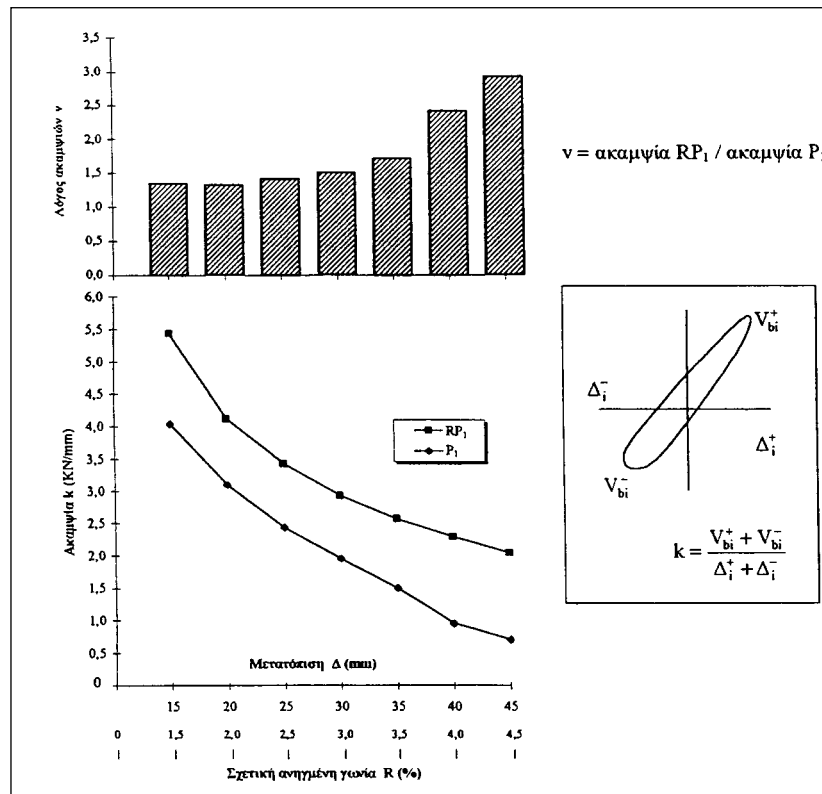
Σχήμα 6(c): Μηχανική συμπεριφορά δοκιμών P_1 και RP_1 .
Figure 6(c): Applied shear-versus-drift angle for specimens P_1 and RP_1 .



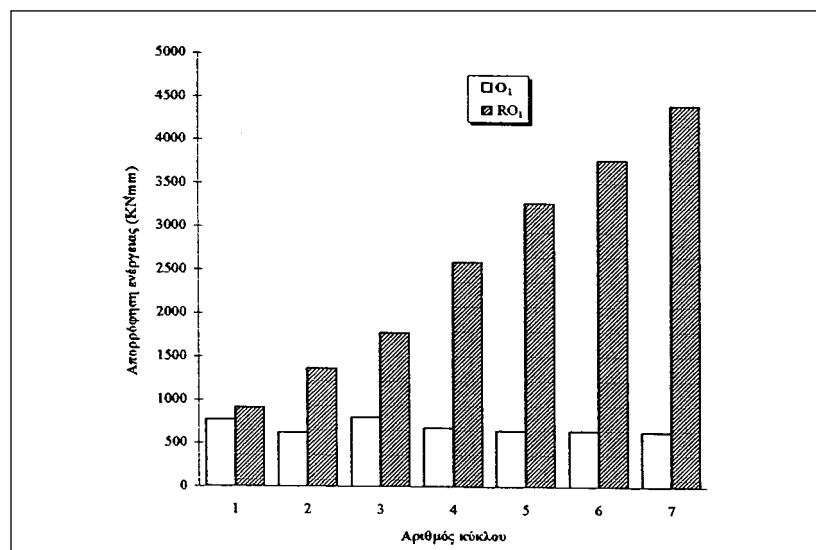
Σχήμα 7(α): Σύγκριση ακαμψίας δοκιμίου RO_1 με την ακαμψία του O_1 .
Figure 7(α): Stiffness comparison between specimens RO_1 and O_1 .



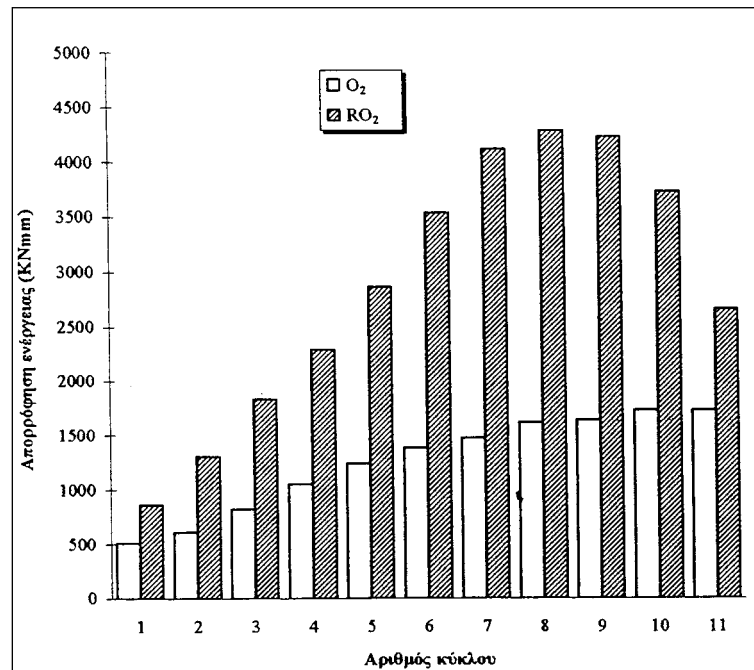
Σχήμα 7(β): Σύγκριση ακαμψίας δοκιμίου RO_2 με την ακαμψία του O_2 .
Figure 7(β): Stiffness comparison between specimens RO_2 and O_2 .



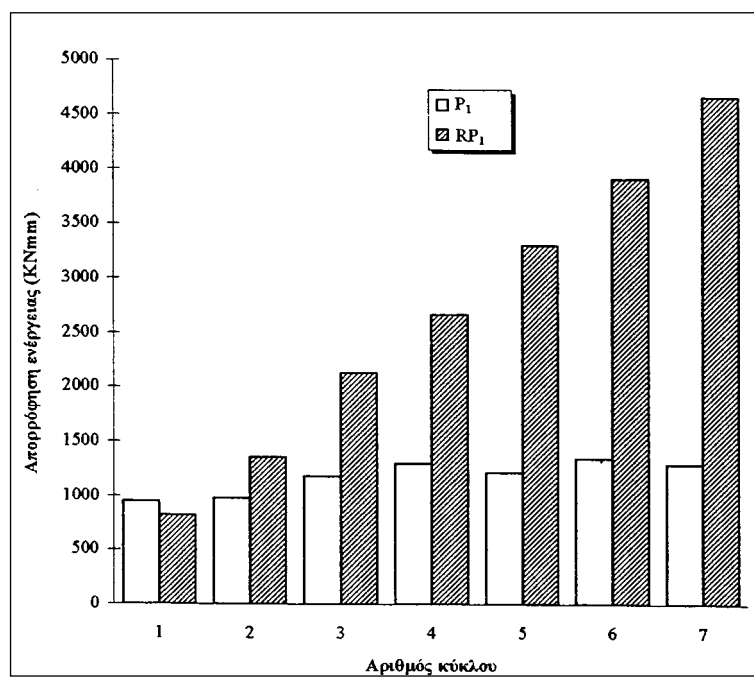
Σχήμα 7(c): Σύγκριση ακαμψίας δοκιμών RP_1 με την ακαμψία των P_1 .
Figure 7(c): Stiffness comparison between specimens RP_1 and P_1 .



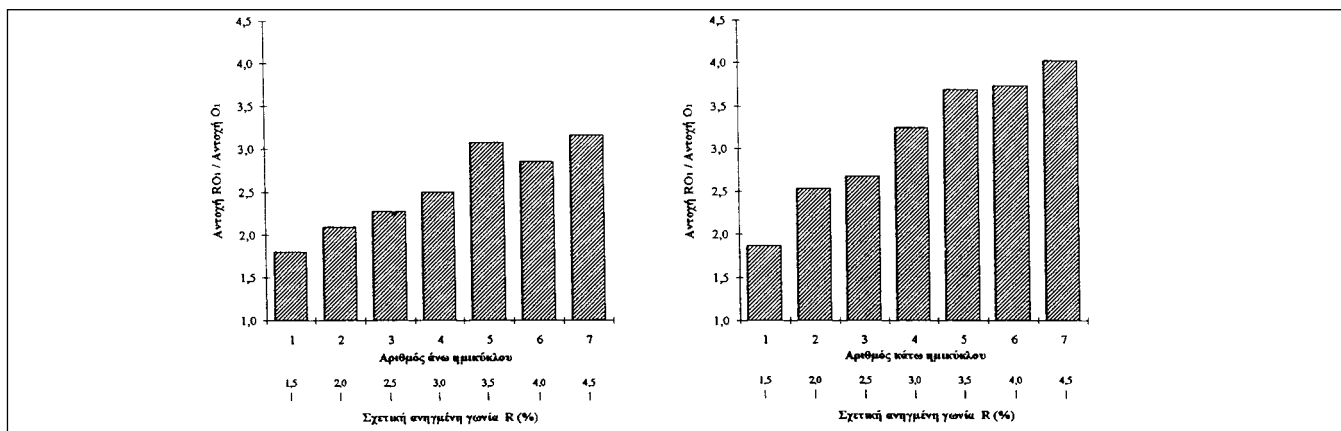
Σχήμα 8(α): Σύγκριση ικανότητας απορρόφησης ενέργειας μεταξύ των δοκιμών RO_1 και O_1 .
Figure 8(a): Energy dissipation comparison between specimens RO_1 and O_1 .



Σχήμα 8(b): Σύγκριση ικανότητας απορρόφησης ενέργειας μεταξύ των δοκιμίων RO₂ και O₂.
 Figure 8(b): Energy dissipation comparison between specimens RO₂ and O₂.

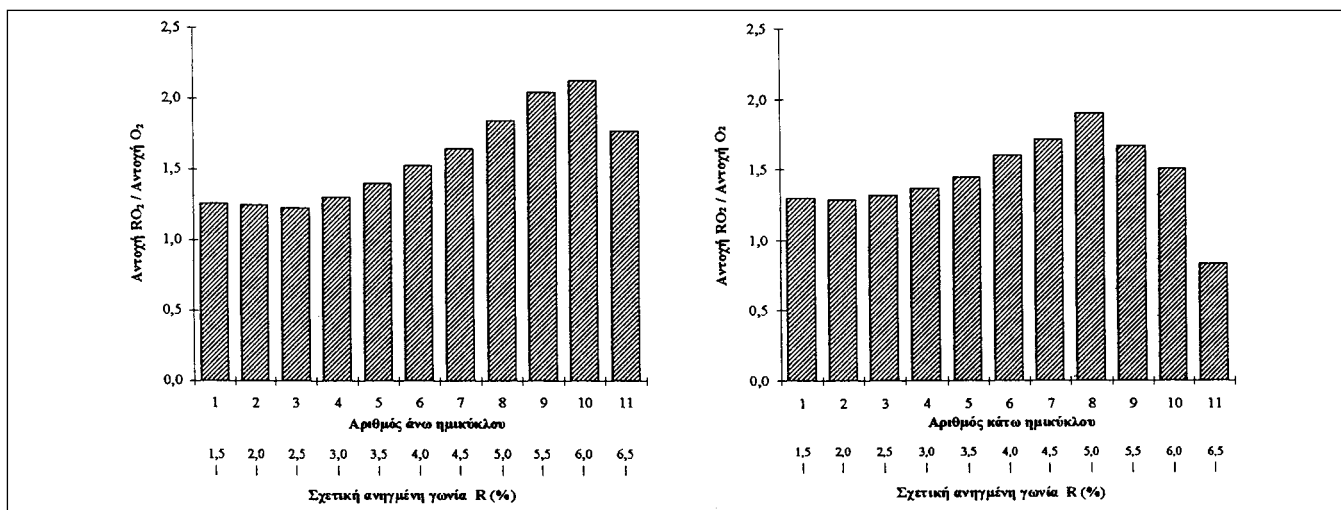


Σχήμα 8(c): Σύγκριση ικανότητας απορρόφησης ενέργειας μεταξύ των δοκιμίων RP₁ και P₁.
 Figure 8(c): Energy dissipation comparison between specimens RP₁ and P₁.



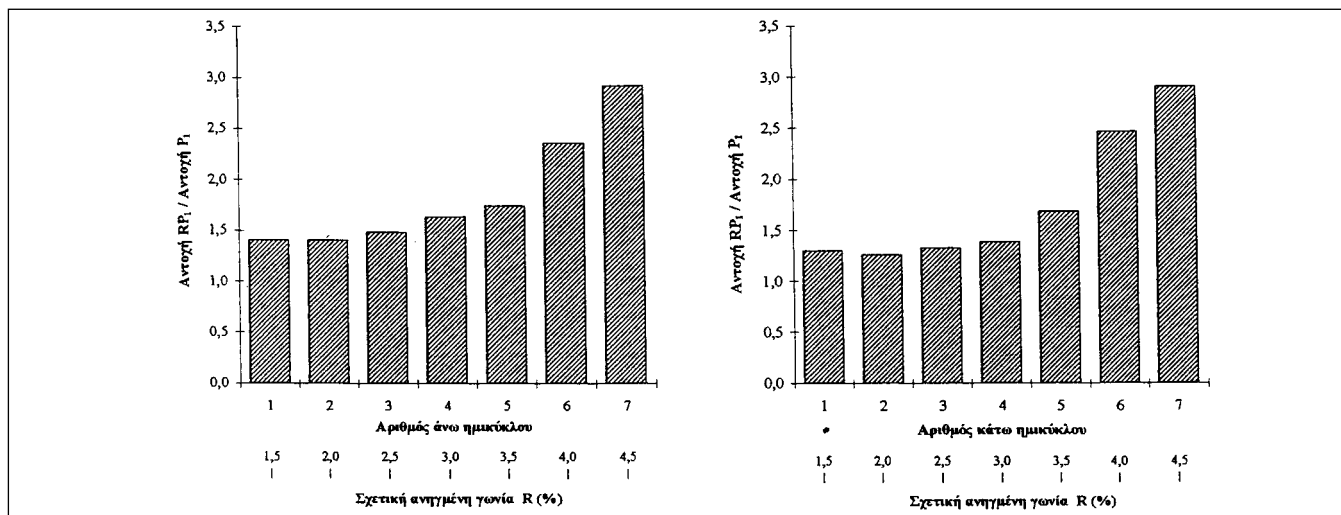
Σχήμα 9(α): Σύγκριση αντοχής δοκιμίου RO_1 με την αντοχή του O_1 .

Figure 9(a): Strength ratio of specimen RO_1 to specimen O_1 .



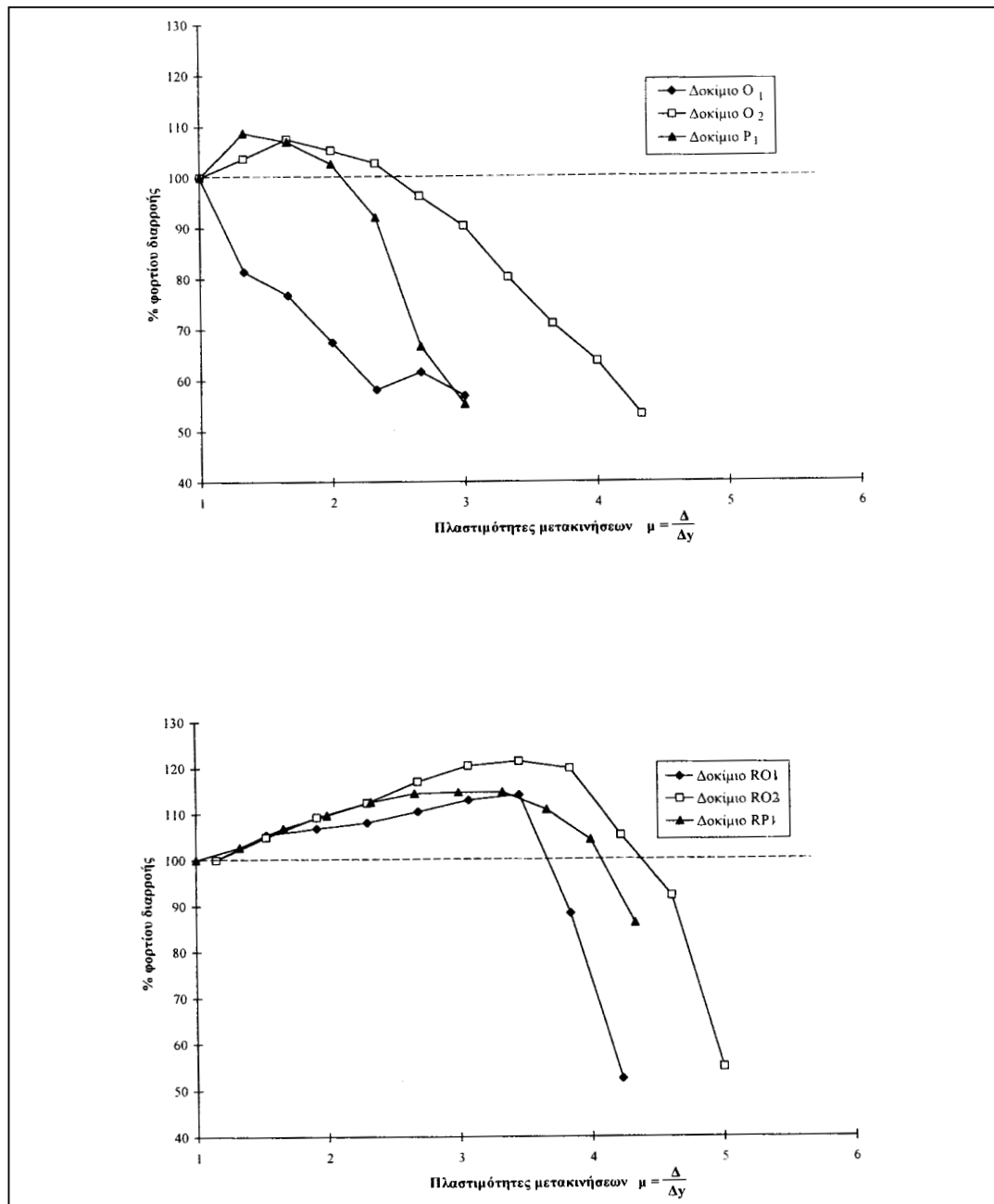
Σχήμα 9(β): Σύγκριση αντοχής δοκιμίου RO_2 με την αντοχή του O_2 .

Figure 9(b): Strength ratio of specimen RO_2 to specimen O_2 .



Σχήμα 9(γ): Σύγκριση αντοχής δοκιμίου RP_1 με την αντοχή του P_1 .

Figure 9(c): Strength ratio of specimen RP_1 to specimen P_1 .



Σχήμα 10: Μέγιστο φορτίο που παραλαμβάνεται από τα δοκίμια O₁, O₂, P₁, RO₁, RO₂, και RP₁, σε διάφορα επίπεδα πλαστικότητας μετακινήσεων.

Figure 10: Maximum load carried by specimens O₁, O₂, P₁, RO₁, RO₂, and RP₁ at various displacement ductility levels.

ξύ ασκηθείσας αντοχής από τα δοκίμια $\tau_{\text{exp}} = \gamma_{\text{exp}} \sqrt{f'_c}$ MPa και της προβλεπόμενης από το μοντέλο να ασκηθεί αντοχής $\tau_{\text{pred}} = \gamma_{\text{pred}} \sqrt{f'_c}$ MPa. Από το συσχετισμό αυτό φαίνεται η ικανοποιητική πρόβλεψη αστοχίας των εξεταζομένων δοκιμίων.

Επίσης, έχει αποδειχθεί ότι, όσο μειώνεται ο λόγος $\gamma_{\text{cal}} / \gamma_{\text{ult}}$, τόσο μειώνονται οι βλάβες στην περιοχή του κόμβου και τόσο βελτιώνεται η σεισμική του συμπεριφορά. Για την τιμή

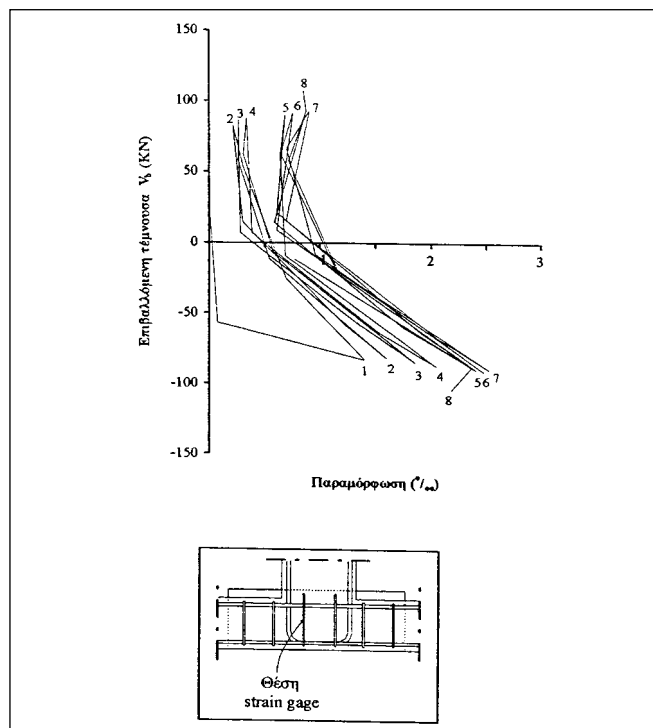
μάλιστα του λόγου $\gamma_{\text{cal}} / \gamma_{\text{ult}} = 0.50$ παρατηρήθηκε εξαιρετική σεισμική συμπεριφορά κόμβου, ο οποίος μάλιστα δεν παρουσίασε καμία βλάβη, ενώ το σύνολο της βλάβης μετατοπίστηκε στη δοκό [28].

Όπως φαίνεται στον πίνακα 1, για όλα τα δοκίμια RO₁, RO₂ και RP₁ η τιμή του λόγου $\gamma_{\text{cal}} / \gamma_{\text{ult}} > 0.50$, συνεπώς, όπως περιγράφηκε παραπάνω, δεν προβλέπεται καμία βλάβη στον κόμβο, ενώ ο προβλεπόμενος τύπος αστοχίας είναι η αστοχία της δοκού, όπως και συνέβη.

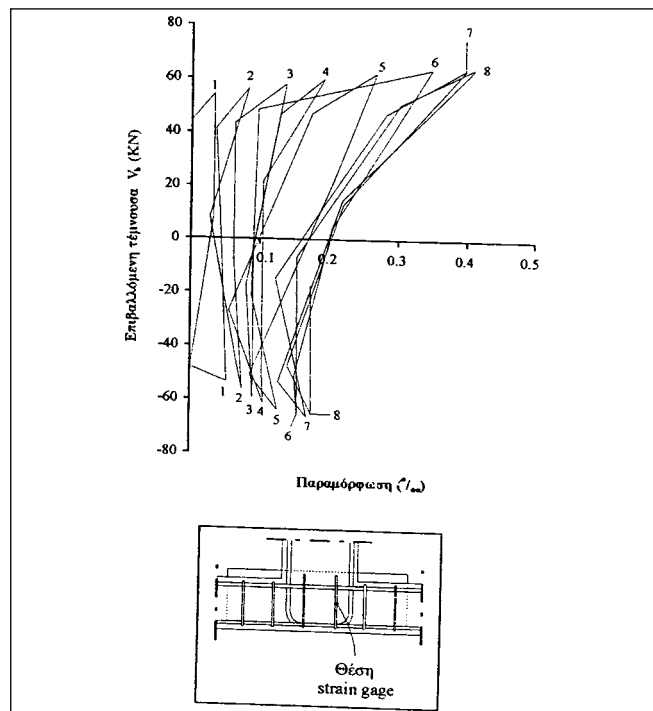
Πίνακας 1: Πειραματικές και προβλεπόμενες από το μοντέλο αντοχές των ενισχυμένων δοκίμιων RO_1 , RO_2 και RP_1 .
 Table 1: Experimental and predicted values of strength of strengthened specimens RO_1 , RO_2 and RP_1 .

Δοκίμιο	Λόγος πλευρών κώμβου $\alpha=l_b/h_c$	γ_{cal}	γ_{exp}	γ_{ult}	Προβλεπόμενη αντοχή δοκίμιου τ_{pred} (MPa)	Ασκήθαισα αντοχή δοκίμιου τ_{exp} (MPa)	$\mu = \frac{\tau_{pred}}{\tau_{exp}}$	$\frac{\gamma_{cal}}{\gamma_{ult}}$	Προβλεπόμενος τύπος αστοχίας	Παρατηρηθείς τύπος αστοχίας
RO_1	1.20	0.51	0.53	1.40	4.05	4.20	0.97	0.37	αστοχία δοκού	αστοχία δοκού
RO_2	1.20	0.32	0.34	1.41	2.51	2.66	0.94	0.22	αστοχία δοκού	αστοχία δοκού
RP_1	1.20	0.55	0.53	1.31	4.06	3.94	1.03	0.42	αστοχία δοκού	αστοχία δοκού

Για $\gamma_{cal} < \gamma_{ult}$, $\gamma_{pred} = \gamma_{cal}$ και η προβλεπόμενη αντοχή είναι $\tau_{pred} = \gamma_{cal} \sqrt{f'_c}$ MPa.



Σχήμα 11: Διάγραμμα επιβαλλόμενης τέμνουσας - παραμόρφωσης πρόσθετου συνδετήρα κόμβου του δοκιμίου RP_1 .
 Figure 11: Applied shear-versus-strain in beam-column joint additional hoop of specimen RP_1 .



Σχήμα 12: Διάγραμμα επιβαλλόμενης τέμνουσας - παραμόρφωσης πρόσθετου συνδετήρα κόμβου του δοκιμίου RO_2 .
 Figure 12: Applied shear-versus-strain in beam-column joint additional hoop of specimen RO_2 .

4. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Από τη σύγκριση της σεισμικής συμπεριφοράς παρθενικών δοκιμών εξωτερικών κόμβων δοκού-υποστυλώματος με τη συμπεριφορά των δοκιμών αυτών μετά την τοπική ενίσχυσή τους με τρίπλευρο μανδύα παρατηρήθηκαν τα εξής:

1. Η σεισμική συμπεριφορά των επισκευασμένων-ενισχυμένων δοκιμών RO_1 , RO_2 και RP_1 εμφανίστηκε εξαιρετικά βελτιωμένη συγκριτικά με εκείνη των αρχικών δοκιμών O_1 , O_2 και P_1 , αντιστοίχως.
2. Τα επισκευασμένα-ενισχυμένα δοκίμια RO_1 , RO_2 και RP_1 κατόρθωσαν να μεταθέσουν τη βλάβη από την περιοχή του κόμβου και από τις κρίσιμες περιοχές των στύλων στη δοκό, αλλά και στην περίπτωση αυτή μετά το πέρας του μανδύα.
3. Όλα τα ανωτέρω δείχνουν ότι ο τρόπος ενίσχυσης, που συνιστάται διεθνώς για κόμβους δοκού-στύλου που έχουν υποστεί σημαντικές βλάβες σε σεισμό, δηλαδή με τοπικό μανδύα από Ο/Σ, είναι ιδιαίτερα αποτελεσματικός.
4. Ο υπολογισμός της τοπικής ενίσχυσης κόμβων δοκού-υποστυλώματος από Ο/Σ, που παρουσίασαν βλάβες από σεισμό, είναι δυνατόν να πραγματοποιηθεί σύμφωνα με τις συστάσεις για τον αντισεισμικό σχεδιασμό κόμβων μονολιθικών κτιρίων από Ο/Σ της Μικτής Επιτροπής ACI-ASCE 352 αλλά και με τις διατάξεις σχεδιασμού κόμβων του Ευρωκώδικα 8.

5. ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Ευχαριστίες εκφράζονται στον καθηγητή κ. Γ. Πενέλη, διευθυντή του Εργαστηρίου Σιδηροπαγούς Σκυροδέματος του Α.Π.Θ. για τη βοήθεια και τις παρατηρήσεις του στην παρούσα εργασία. Ευχαριστίες εκφράζονται επίσης και στην εταιρεία Mac Beton Hellas S.A. για τη δωρεάν χορήγηση της απαιτούμενης για τις επεμβάσεις ποσότητας EMACO, στον τεχνίτη Σ. Δελεμή, όπως επίσης και στο προσωπικό του Μηχανουργείου του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών της Πολυτεχνικής Σχολής του Α.Π.Θ. για τη συμβολή τους στην εργασία αυτή.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. UNDP/UNIDO PROJECT RER/79/015, UNIDO "Repair and Strengthening of Reinforced Concrete, Stone and Brick Masonry Buildings", Building Construction Under Seismic Conditions in the Balkan Regions, Vol. 5, Vienna, 1983, 231 pp.
2. Rodriguez, M. and Park, R., "Repair and Strengthening of Reinforced Concrete Buildings for Seismic Resistance", *Earthquake Spectra*, Vol. 7, No 3, August 1991, pp. 439-459.
3. Aguilar, J.; Juarez, H.; Ortega, R. and Iglesias, J., "The Mexico Earthquake of September 19, 1985. Statistics of Damage and of Retrofitting Techniques in Reinforced Concrete Buildings affected by the 1985 Earthquake", *Earthquake Spectra Journal*, Vol. 5, No 1, California, U.S.A., February 1989, pp. 145-151.

4. Jara, M.; Hernandez, C.; Garcia, R.; and Robles, F., "The Mexico Earthquake of September 19, 1985. Typical Cases of Repair and Strengthening of Concrete Buildings", *Earthquake Spectra Journal*, Vol. 5, No 1, California, U.S.A., February 1989, pp. 157-193.
5. Kuroiwa, J.; and Kogan, J., "Repair and Stgengthening of Buildings Damaged by Earthquakes", *Proceedings of 7th World Conference on Earthquake Engineering*, Vol. 4, Istanbul, Turkey, 1980, pp. 569-576.
6. Popov, E.; and Bertero, V.V., "Repaired R/C Members under Cyclic Loading", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, John Wiley and Sons, Vol. 4, 1975, pp. 129-144.
7. Υπουργείο Δημοσίων Έργων, "Κατευθυντήριες Προδιαγραφές και Οδηγίες για Επισκευές Κτιρίων με Βλάβες από Σεισμό", Θεσσαλονίκη, 1978.
8. Υπουργείο Δημοσίων Έργων, "Επισκευές Βλαβών σε Κτίρια που έχουν πληγεί από Σεισμούς", Θεσσαλονίκη, 1978.
9. Πενέλης, Γ.Γρ., "Επισκευές Κτιρίων Βλαβέντων από Σεισμό", Σεμινάριο για τις Επισκευές Κτιρίων με Ζημιές από Σεισμό, Υ.Δ.Ε., Θεσσαλονίκη, 1979.
10. Υπ. Απόφαση 592/ΔΠ 32/1986, "Καθορισμός Ελαχίστων Υποχρεωτικών Απαιτήσεων για τη Σύνταξη των Μελετών Αποκατάστασης των Βλαβέντων Κτιρίων για την Έκδοση σχετικών Οικοδομικών Αδειών".
11. Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης-Πολυτεχνική Σχολή, "Επισκευή Ζημιών από Σεισμό σε Κτίρια - Οδηγίες", Θεσσαλονίκη, 1978.
12. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, "Συστάσεις για τις Επισκευές Κτιρίων Βλαμμένων από Σεισμό", Αθήνα, 1978.
13. Πενέλης, Γ.Γρ., Κάπος, Α.Ι., "Αντισεισμικές Κατασκευές από Σκυρόδεμα", Εκδόσεις Ζήτη, Θεσσαλονίκη, 1990.
14. Chronopoulos, M., Scarpas, A. and Tassios, T.P., "Response of original and repaired R.C. joints under cyclic imposed deformations", *10th European Conf. on Earthquake Engineering*, Vol. III, Vienna, 1994, pp. 2261-2267.
15. Καραγιάννης, Χ., Χαλιορής, Κ., Σίδερης, Κ., και Οικονόμου, Χ., "Πειραματική Διερεύνηση της Ικανότητας Ακραίων Κόμβων Ο/Σ Επισκευασμένων με Ρητίνες", *Πρακτικά 12ου Ελληνικού Συνεδρίου Σκυροδέματος*, Τόμος III, Λεμεσός, Κύπρος, 1996, σελ. 363-374.
16. Tassios, T.; Plainis, P.; and Vassiliou, G., "Column-Beam Joints Failed under Seismic Loading, Repaired and Re-tested under Seismic Loading", *Proceedings of 6th World Conference on Earthquake Engineering*, Vol. III, New Delhi, India, 1977, pp. 2532-2537.
17. Gulkan, P., "The Inelastic Response of Repaired Reinforced Concrete Beam-Column Connections", *Proceedings of 6th World Conference on Earthquake Engineering*, Vol. III, New Delhi, India, 1977, pp. 2473-2479.
18. Corazao, M.; Durrani, A.J.; and Taylor, H., "Repair and Strengthening of Concrete Structures damaged by Earthquakes", *Proceedings of 9th World Conference on Earthquake Engineering*, Vol. VII, Tokyo-Kyoto, Japan, 1988, pp. 389-395.
19. Alcoser, S.M.; and Jirsa, J.O., "Assessment of the Response of Reinforced Concrete Frame Connections redesigned by jacketing", *Proceedings of the 4th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, California, U.S.A., May 1990, pp. 295-304.
20. Alcoser, S.M., "Rehabilitation of R/C Frame Connections using Jacketing", *Proceedings of 10th World Conference on Earthquake Engineering*, Vol. 9, Madrid, Spain, 1992, pp. 5235-5240.
21. Paultre, P.; and Mitchell, D., "Some Considerations for Achieving Ductility in Reinforced Concrete Frame Structures", *Journal of European Earthquake Engineering*, No 2, 1990, pp. 27-37.
22. Mitchell, D., "Controversial Issues in the Seismic Design of Connections in Reinforced Concrete Frames", *Proceedings of the Thomas*

Paulay Symposium: "Recent Developments in Lateral Force Transfer in Buildings", ACI Special Publication **SP-157**, Detroit, 1995, pp. 75-96.

23. Penelis, G.G.; and Kappos, A.I., "**Earthquake Resistant Concrete Structures**", Chapman and Hall, London, 1996, 600pp.

24. ACI-ASCE Committee 352, "Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures (ACI 352R-85)", **American Concrete Institute**, Detroit, 1985, 19pp.

25. Tsonos, A.G., "Lateral Load Response of Strengthened Reinforced Concrete Beam-to-Column Joints", **ACI Structural Journal**, Proceedings, V. 96, No 1, Jan.-Feb. 1999, pp. 46-56.

26. Ehsani, M.R., and Wight, J.K., "Exterior Reinforced Concrete Beam-to-Column Connections Subjected to Earthquake-Type Loading", **ACI Journal**, Proceedings, V. 82, No 3, May-June 1985, pp. 343-349.

27. Ehsani, M.R., and Wight, J.K., "Effect of Transverse Beams and Slab on Behavior of Reinforced Concrete Beam-to-Column Connections", **ACI Journal**, Proceedings, V. 82, No 2, Mar.-Apr. 1985, pp. 188-195.

28. Τσώνος, Α.Γ., "Προς μια Νέα Προσέγγιση στο Σχεδιασμό των Κόμβων Δοκού-Υποστυλώματος από Ο/Σ", **Τεχνικά Χρονικά, Επιστημονική Έκδοση Τ.Ε.Ε., Επιστημονική Περιοχή Α'**, Ιανουάριος-Αύγουστος 1996, Τόμος **16**, τεύχ. 1-2, σελ. 69-82.

29. Hoffshild, T.E.; Prion, H.G.L.; and Cherry, S., "Seismic Retrofit of Beam-to-Column Joints with Grouted Steel Tubes", **Proceedings of the Thomas Paulay Symposium:** "Recent Developments in Lateral Force Transfer in Buildings", ACI Special Publication **SP-157**, Detroit, 1995, pp. 397-425.

30. Ghobarah, A.; Aziz, T.S.; and Biddah, A., "Rehabilitation of Reinforced Concrete Frame Connections Using Corrugated Steel Jacketing", **ACI Structural Journal**, Vol. **94**, No 3, May-June 1997, pp. 283-294.

31. Choudhuri, D., Mander, J.B. and Reinhorn, A.M., "Evaluation of Seismic Retrofit of RC Frame Structures: Part I - Experimental Performance of Retrofitted Subassemblages", Tech. Report NCEER-92-0030, Buffalo, 1992.

32. Beres, A., El-Borgi, S., White, R.N. and Gengely, P., "Experimental Results of Repaired and Retrofitted Beam-Column Joint Tests in Lightly Reinforced Concrete Frame Buildings", Tech. Report NCEER-92-0025, Buffalo, 1992.

33. Rodriguez, M. and Park, R., "Seismic Tests on Reinforced Concrete Columns Strengthened by Jacketing", **ACI Structural Journal**, Proceedings, Vol. **91**, No 2, 1994, pp. 150-159.

34. Dritsos, S., Taylor, C. and Vondoros, K., "Seismic Strengthening of Reinforced Concrete Structures by Concrete Jacketing", **7th Intern. Conference on Structural Faults and Repair**, Edinburgh, Vol. **3**, 1997, pp. 391-402.

Αλέξανδρος Γ. Τσώνος,

Επίκουρος καθηγητής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πολυτεχνική Σχολή, Α.Π.Θ., 540 06 Θεσσαλονίκη.

Αντώνιος Π. Καλίτσης,

Διπλ. πολιτικός μηχανικός Α.Π.Θ.

Extended summary

Seismic Retrofit of R/C Beam-to-Column Joints using Local Three-Sided Jackets

ALEXANDER G. TSONOS
Assistant Professor A.U.TH.

ANTONIOS P. KALITSIS
Civil Engineer A.U.TH.

Abstract

The use of local three-sided jacketing for the repair and strengthening of reinforced concrete beam-column joints damaged by severe earthquakes was investigated experimentally. Three exterior beam-column joint specimens were submitted to a series of cyclic lateral loads to simulate severe earthquake damage. The specimens were typical of existing structures built in Greece before 1984. The specimens were then repaired and strengthened by local three-sided jacketing. The strengthened specimens were then subjected to the same displacement history as that imposed on the original specimens. The repaired and strengthened specimens exhibited significantly higher strength, stiffness and better energy dissipation capacity than the original specimens.

1. INTRODUCTION

The challenge to structural engineers after an earthquake is to recommend whether a damaged structure should be repaired and/or strengthened or torn down. The final answer to this question does not depend entirely on technical issues, but also on economic, social and political factors. Reconstruction and rehabilitation are nowadays often preferred to demolition and redevelopment because of cost advantages.

In the past, a large number of reinforced concrete structures have been damaged by severe earthquakes, and some of these structures have been repaired and strengthened. Several examples of the repair and strengthening of reinforced concrete buildings damaged by earthquakes have been reported in earthquake-prone countries such as in the Balkan region, Japan, Mexico and Peru.

Systematic studies to determine the behavior of the repaired and/or strengthened members under cyclic loading are still very limited. The importance of this information can hardly be underrated. Because of a possible future major earthquake affecting highly populated, industrialized centres, basic information about the performance of repaired and/or strengthened members will become extremely important.

Reinforced concrete beam-column joints are considered vulnerable structural elements during earthquakes. The fai-

lure of a joint or a group of joints can result in at least partial collapse of the structure.

Three reinforced concrete exterior beam-column subassemblages were constructed with non-optimal design parameters, flexural strength ratio, joint shear stress, without joint transverse reinforcement or having joint transverse reinforcement less than that required by the modern Codes, representing the common construction practice of joints before 1984 and encompassing the vast majority of beam-column connections which were subjected to the above earthquakes in Greece. It is worth mentioning that in 1984 there was a major revision of the Greek Earthquake Resistant Code of 1959. The subassemblages were subjected to cyclic lateral load histories so as to provide the equivalent of severe earthquake damage. The damaged specimens were then repaired and strengthened. These upgraded specimens were again subjected to the same cyclic lateral load history. The measured response histories of the original and strengthened specimens were subsequently compared and evaluated.

2. DESCRIPTION OF THE SPECIMENS

2.1. Original Test Specimens O₁, O₂ and P₁

Three test specimens O₁, O₂ and P₂ were constructed using normal weight concrete and deformed reinforcement. All specimens were typical of existing structures in Greece built before 1984. ACI-ASCE Committee "Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures (ACI 352R-85)" specifies the maximum allowable joint shear stresses in the form of $\gamma \sqrt{f'_c}$ MPa, where joint shear stress factor γ is a function of the joint type (i.e., interior, exterior, etc.) and of the severity of the loading, and f'_c is the concrete compressive strength. Lower limits of the flexural strength ratio M_R and joint transverse reinforcement are also defined by this Committee. Thus, for the beam-column connections examined in this investigation, the lower limits of M_R and γ are 1.40 and 12 respectively.

The specimen O_1 had no joint transverse reinforcement (often ties in the joint region were simply omitted in the construction process, in the past, because of the extreme difficulty they created in the placing of reinforcement). As seen in fig. 1, the joint transverse reinforcement of the specimens O_2 and P_1 did not satisfy the requirements of the Committee $s_h = 7\text{cm} > 20\text{cm} / 4 = 5\text{cm}$ ($A_{sh} \equiv A_{sh(\text{required})} = 0.90\text{cm}^2$) whereas the values of flexural strength ratio were less than 1.40 and those of the joint shear stress were greater than $1.0 \sqrt{f'_c}$ MPa for all the specimens O_1 , O_2 and P_1 , see fig. 1. Thus the beam-column connections of the original specimens can be expected to fail in shear. The dimensions of the test specimens were primarily dictated by the availability of formwork and laboratory testing capacities, resulting in a beam-to-column joint model of approximately one-third scale. The concrete compressive strengths of specimens O_1 , O_2 and P_1 were 16MPa, 22MPa, 33MPa.

2.2. Strengthened Specimens RO_1 , RO_2 and RP_1

Strengthening involved encasing the original beam-column joint and the critical regions of the columns of the specimens with a three-sided cement grout jacket reinforced with additional ties in the joint region and the columns (fig. 2). To support the transverse steel, additional longitudinal reinforcement was placed at each corner of the jacket which was then welded to the existing column reinforcement. To improve the bond between the old and new concrete and for the welding of the new reinforcement to the existing reinforcing bars, the concrete cover of the original specimens was chipped away and their surface was roughened by light sandblasting.

EMACO was used for the construction of the cement grout jacket.

As shown in fig. 2, all specimens RO_1 , RO_2 and RP_1 had the same three-sided cement grout jacket, plus $\varnothing 14$ longitudinal bars for specimen RO_1 and plus $\varnothing 10$ longitudinal bars for specimens RO_2 and RP_1 at each corner of the column, connected by $\varnothing 8$ supplementary ties at 7 cm. All longitudinal bars in the jackets extended into the beam-column region of the subassemblages. The beam to the column joint is undoubtedly the most difficult to strengthen because of the great number of elements assembled at this place.

2.3. Additional joint transverse reinforcement

For those joints with additional ties, (joints of strengthened specimens) the technique proposed by the UNIDO Manual was used. The same technique was also applied in the repaired and strengthened buildings in Mexico City following the 1985 earthquake.

Four horizontal ties were placed in the joint region of specimen RO_1 in order to provide enough confinement and

shear capacity to the joint. Two additional horizontal ties were placed in the joint region of specimens RO_2 and RP_1 in order to increase their shear strength. This was achieved by threading the new horizontal ties through holes drilled in the beam webs as follows: each additional horizontal tie consisted of two] shape parts connected by welds. Holes were drilled through the beams, and the first part of the tie was inserted and cemented with epoxy adhesive gel. The two ends of this part were bent and then along with the ends of the second] shape part, were brought together and finally welded to each other at their ends.

The provision of transverse reinforcement made of short bars placed and tightly connected under the bends of a group of rebars was made to ensure the anchorage of the beam bars in the joint region.

The values of the flexural strength ratio were higher than 1.40 and those of the joint shear stress were lower than $1.0 \sqrt{f'_c}$ MPa for all the specimens RO_1 , RO_2 and RP_1 . The additional joint transverse reinforcement of specimen RO_1 was $\varnothing 8$ at 5cm. This reinforcement satisfied the requirements of the Committee $s_h = 5 = 20\text{cm} / 4$, $A_{sh} = A_{sh(\text{required})} = 0.90\text{cm}^2$. The joint transverse reinforcement of specimens RO_2 and RP_1 with the two additional ties was $\varnothing 8$ at 3.50cm. It is obvious that the joint reinforcement of RO_2 and RP_1 also satisfied the requirement of the Committee.

The strengthened subassemblages could therefore be expected to fail in flexure and, more specifically, to develop flexural hinges in the beams without severe damage concentration in the joint regions.

3. TEST SETUP - LOADING SEQUENCE

A testing frame in the Laboratory of Reinforced Concrete Structures at the Aristotle University of Thessaloniki was used to apply cyclic displacements to the beams of specimens while maintaining a constant axial load in their columns (fig. 4(a)). All specimens were loaded transversely according to the load history shown in fig. 4(b).

4. COMPARISON OF TEST RESULTS

4.1. Failure modes

Specimens O_1 , O_2 and P_1 : the connections of all these subassemblages, as expected, exhibited explosive shear failure during the early stages of seismic loading. Damage occurred both in the joint area and in the columns' critical regions. Of course a more rapid deterioration was observed in specimen O_1 (without joint shear reinforcement); the extreme joint shear deformations are obvious in this specimen, see fig. 5. It is worth mentioning that the column longitudinal rein-

forcement of specimen O_1 consisting of $\varnothing 14$ bars was bent into permanent waves in the joint region (fig. 5), while the column longitudinal reinforcement of specimens P_2 and P_3 consisting of $\varnothing 10$ bars was buckled into permanent waves in this region.

The beams in all specimens O_1 , O_2 and P_1 remained intact at the conclusion of the tests (fig. 5).

Specimens RO_1 , RO_2 and RP_1 : failure mode of specimens RO_1 , RO_2 and RP_1 , as expected, involved the formation of a plastic hinge in the beam near the column junction and damage concentration in this region only. It is worth noting that the flexural hinges occurred just outside the retrofit area, see fig. 5. The formation of plastic hinges caused severe cracking of the concrete near the fixed end of the beam.

In particular, during the final cycles of loading when large displacements were imposed, the damaged concrete cover could not provide adequate support for the beam longitudinal reinforcement. As a result, buckling of the beam reinforcement in specimens RO_1 , RO_2 and RP_1 occurred after the seventh, ninth, eighth and seventh cycles of loading, respectively.

The three-sided jacketing of beam-column joints is more critical than four-sided jacketing, especially in the rear face of the joint along the column, where the hooked ends of the beam longitudinal reinforcement move outward to split the cover. The rear faces of all the strengthened specimens were intact at the conclusion of the tests.

In summary, the strengthened subassemblages RO_1 , RO_2 and RP_1 exhibited cracking patterns dominated by flexure. In contrast, the original subassemblages O_1 , O_2 and P_1 exhibited cracking patterns dominated by shear (fig. 5).

4.2. Load - drift angle curves

The performance of the test specimens is presented herein and discussed in terms of applied shear-versus-drift angle relations. Drift angle R , which is plotted in figures which follow, is defined as the beam tip displacement Δ divided by the beam half span L and expressed as a percentage (see the inset on fig. 6). Plots of applied shear-versus-drift angle for all the specimens O_1 , RO_1 , O_2 , RO_2 , P_1 and RO_1 are shown in fig. 6.

The original beam-column specimens O_1 , O_2 and P_1 showed stable hysteretic behavior up to drift angle R ratios of 2.0 percent, 3.0 percent and 2.5 percent respectively. They showed a considerable loss of strength, stiffness and unstable degrading hysteresis beyond drift angle R ratios of 2.0 percent, 3.5 percent and 3.0 percent respectively (fig. 6).

Strengthened specimens RO_1 , RO_2 and RP_1 exhibited stable hysteresis up to the 8th cycle of drift angle R , of 5.0 percent, after which a significant loss of strength began, due to the noticeable buckling of the beam reinforcement (fig. 6).

4.3. Comparison of strength, stiffness and energy dissipation capacity between the original and strengthened subassemblages

For a further evaluation of the effectiveness of the UNIDO strengthening technique in restoring and increasing strength, stiffness and energy dissipation capacity of the damaged subassemblies, it is interesting to compare the peak-to-peak stiffness, the energy dissipated and the peak strength observed for every load cycle of the original specimen O_1 with those of the strengthened specimen RO_1 . The beam-column connection of specimen O_1 represents the oldest building beam-column connections in Greece which have low joint shear strength $g = 2, 02 \gg 1.00$ and which have no joint transverse reinforcement.

The peak-to-peak stiffness and energy dissipated for every load cycle of each specimen O_1 , O_2 , P_1 , RO_1 , RO_2 and RP_1 are illustrated in fig. 7 and fig. 8, respectively. Fig. 9 compares the peak strength observed throughout the tests. The comparison is made by observing the ratio of the peak strengths of the strengthened subassemblages RO_1 , RO_2 and RP_1 to that of the original subassemblage O_1 , O_2 and P_1 respectively. From these diagrams, it is clearly seen that the strengthened specimens RO_1 , RO_2 and RP_1 achieved significantly increased strength, stiffness and energy dissipating capacities as compared with those of the original specimens O_1 , O_2 and P_1 respectively even in the large displacements with amplitude cycles of drift angle R between 3 percent and 4.5 percent.

5. CONCLUSIONS

An effective retrofit method has been studied for damaged beam-column joints in reinforced concrete frames.

Based on the test results described in this paper, the following conclusions can be drawn.

1. Specimens O_1 , O_2 and P_1 , representing an existing beam-column subassemblage, performed poorly under reversed cyclic lateral deformations. The connections of these subassemblages exhibited explosive shear failure during the early stage of seismic loading, and damage to all subassemblages was concentrated in the joint region.
2. The local strengthening of reinforced concrete beam-column joints by three-sided jacketing has proven to be an effective method to repair severe earthquake damage of this structural element. Strengthened specimens RO_1 , RO_2 and RP_1 exhibited significantly increased strength, stiffness and energy dissipation capacities as compared with those of original specimens O_1 , O_2 and P_1 respectively.

3. The strengthened specimens failed in flexure and showed high strength, without any appreciable deterioration, after reaching their maximum capacity. Also, spindle-shaped hysteresis loops were observed with large energy dissipation capacity.
4. In general, the ACI-ASCE Recommendations can be used for designing a jacketing scheme in the joint regions.

Alexander G. Tsonos,

Assistant professor, Laboratory of Concrete Structures, School of Technology, Aristotle University of Thessaloniki, 540 06 Thessaloniki.

Antonios P. Kalitsis,

Civil engineer, A.U.TH.