

ΣΤΡΑΤΗΓΙΚΕΣ ΚΑΙ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΤΙΡΙΩΝ

Στέφανος Η. Δρίτσος
Αναπλ. Καθηγητής

Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών

ΣΤΡΑΤΗΓΙΚΕΣ ΚΑΙ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΤΙΡΙΩΝ*

1. ΓΕΝΙΚΑ

Είναι αναμφισβήτητο ότι οι γνώσεις μας για την σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών δοκιμάζονται κάθε φορά που συμβαίνει ένας ισχυρός σεισμός. Κάποιες παλαιότερες θεωρήσεις επιβεβαιώνονται και κάποιες άλλες αμφισβητούνται. Τα “μαθήματα” από κάθε σεισμό σε συνδυασμό με τις νέες τεχνολογίες και την συνεχή έρευνα στο αντίστοιχο επιστημονικό πεδίο έχουν οδηγήσει σε αλλαγές των Κανόνων Δόμησης και των Κανονισμών. Έτσι γίνεται φανερό ότι για κάθε νέα κατασκευή υπάρχει η δυνατότητα ενός ορθότερου και ασφαλέστερου σχεδιασμού.

Όμως την ίδια στιγμή εύλογα τίθεται το ερώτημα: Τι πρέπει να γίνει με τα κτίρια που έχουν σχεδιαστεί και κατασκευαστεί στο παρελθόν; Μελέτες εκτίμησης της αντοχής κτιρίων με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα, που μελετήθηκαν και κατασκευάστηκαν πριν από την εφαρμογή των πρόσθετων άρθρων του Αντισεισμικού Κανονισμού (1985), δείχνουν ότι ένα μεγάλο μέρος από τις παραπάνω κατασκευές κινδυνεύουν να πάθουν σοβαρές ζημιές σε ένα επόμενο ισχυρό σεισμό. Τα αποτελέσματα των καταστροφικών σεισμών των τελευταίων χρόνων στην Ελλάδα, επιβεβαιώνουν τις παραπάνω εκτιμήσεις.

Αρκεί κανείς να αναλογιστεί ότι στα προ του 1995 (έστω 1985) κτίρια ισχύουν τα εξής:

α) Έχουν σχεδιαστεί για σεισμικές δράσεις που ανταποκρίνονται χοντρά-χοντρά στο 50% των αντιστοιχών δράσεων των νέων κτιρίων.

β) Η μόρφωση του φέροντος οργανισμού ακολουθούσε συχνά αρχιτεκτονικές υπερβολές χωρίς όρια, αδιαφορώντας για θέματα κανονικότητας (γεωμετρίας είτε αντοχής) σε επίπεδο ορόφου ή σε επίπεδο κτιρίου.

γ) Ο προσδιορισμός των εντατικών μεγεθών στα μέλη ακολουθούσε απλοποιητικές παραδοχές λόγω έλλειψης υπολογιστικών μέσων. Η χωρική ανάλυση ήταν αδύνατο να εφαρμοστεί, ενώ σπάνια λαμβάνονταν υπ’ όψη η διδιάστατη πλαισιακή λειτουργία.

δ) Η διαστασιολόγηση των μελών του φορέα ακολουθούσε διαδικασίες που σήμερα έχουν στο μεγαλύτερο μέρος τους αναθεωρηθεί (ανακριβή προσομοιώματα, απουσία της λογικής του ικανοτικού σχεδιασμού και της έννοιας της πλαστιμότητας, ανεπαρκείς κατασκευαστικές διατάξεις για ελάχιστα και μέγιστα, κ.α.).

Ως εκ τούτου, δεν είναι υπερβολική η θέση που, με βάση τα παραπάνω, διατυπώνεται (ΤΕΕ, 2001), ότι αποτελεί συνταγματική ανισότητα το γεγονός ότι από άποψη προσδόκιμου ζωής, οι Έλληνες πολίτες διαχωρίζονται σε 2 κατηγορίες, ανάλογα με το έτος κατασκευής του κτιρίου που διαμένουν, δεδομένου ότι η δυνητική δυσμένεια των προ του 1995 (έστω 1985) κτιρίων θα μπορούσε να εκτιμηθεί κατ’ ελάχιστον σε 1 προς 2, και πιθανόν είναι 1 προς 3 (Τάσιος, 2000).

Είναι λοιπόν προφανές, ότι ο προβληματισμός για την ενίσχυση των κατασκευών πρέπει να τεθεί έγκαιρα για το σύνολο των κατασκευών που έχουν σχεδιαστεί με παλαιότερους κώδικες και όχι, όπως συνήθως γίνεται, μόνο για τις κατασκευές που έπαθαν ζημιές σε μία συγκεκριμένη περιοχή μετά από έναν ισχυρό σεισμό.

Όμως όσο εύκολη είναι η διαπίστωση του προβλήματος, τόσο δύσκολη είναι η αντιμετώπισή του. Και αν κανείς απαντήσει εύκολα ότι η αντισεισμική ενίσχυση όλων των προ του 1995 κτιρίων είναι ανέφικτη, οι απαντήσεις στα ερωτήματα που επιγραμματικά έπονται δεν είναι τόσο προφανείς.

* Σύνθεση και συμπληρώσεις αποσπασμάτων από το βιβλίο: “Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα”, Σ.Η.Δρίτσος, Πάτρα, 2001.

- Ποιες κατασκευές έχουν προτεραιότητα να ενισχυθούν, και πώς θα προσδιοριστούν σε μεμονωμένη βάση;
- Μπορούν (ή αξίζει τον κόπο) να ενισχυθούν και μέχρι ποιο σημείο; Μήπως η λύση της κατεδάφισης και ανακατασκευής είναι προτιμότερη;
- Τι μέσα (υλικά, μέθοδοι, τεχνικές) διατίθενται για να επέμβει κανείς και κάτω από ποιες προδιαγραφές αυτά εφαρμόζονται;
- Ποια είναι η καταλληλότερη μέθοδος ενίσχυσης ενός δεδομένου κτιρίου;
- Ποιο είναι το υπολογιστικό υπόβαθρο που είναι απαραίτητο στο μηχανικό για να τεκμηριώσει τις επιλογές του, και ποιες οι διαδικασίες ποιοτικού ελέγχου των εργασιών;

Το θέμα είναι σύνθετο και προϋποθέτει ότι παράγοντες όπως η σπουδαιότητα και ο αριθμός χρηστών της κατασκευής, το κόστος επέμβασης, η ηλικία, καθώς και ο υπόλοιπος χρόνος ζωής της επισκευής πρέπει να λαμβάνονται υπόψη για τον καθορισμό των κριτηρίων αποδοχής στον ανασχεδιασμό μιας υφιστάμενης κατασκευής. Τα κριτήρια αυτά είναι λογικό να είναι χαμηλότερα από αυτά που ισχύουν για τις καινούργιες κατασκευές. Χαρακτηριστικά αναφέρεται ότι στις λίγες περιπτώσεις, που για τον ανασχεδιασμό των παλαιών κτιρίων θεσπίστηκαν κριτήρια αποδοχής ίδια με των νέων κτιρίων, υπήρξε σημαντικά μικρός αριθμός επεμβάσεων λόγω του αυξημένου κόστους και της δυσκολίας της επέμβασης, και κάποιες φορές σταμάτησε η όλη διαδικασία αναβάθμισης του δομημένου περιβάλλοντος.

Απαιτείται, λοιπόν, μία στρατηγική ευρείας κλίμακας για τον ανασχεδιασμό των κατασκευών, που θα συμπεριλαμβάνει όλες τις συνιστώσες του ζητήματος και θα καταλήγει σε προτεραιότητες για επεμβάσεις. Μέσα στο πλαίσιο αυτό, η τεχνο-επιστημονική διάσταση του ζητήματος, που αφορά τον σχεδιασμό των απαιτούμενων επεμβάσεων για επισκευή ή ενίσχυση είναι ένα θέμα δυσκολότερο και περισσότερο περίπλοκο απ' ό,τι ο σχεδιασμός νέων κατασκευών. Αποτελεί μοναδική πρόκληση για τον μηχανικό απαιτώντας υψηλό βαθμό κρίσης και σύνεσης δεδομένου ότι: (i) οι γνώσεις μας, για το αντικείμενο είναι λίγες και όχι επαρκώς τεκμηριωμένες, (ii) δεν υπάρχει Κανονισμός, (iii) η μόρφωση του υφιστάμενου φορέα μπορεί να είναι απαράδεκτη, είναι όμως εκεί, (iv) τα βασικά δεδομένα που εκτιμώνται στην αρχική φάση τεκμηρίωσης της υπάρχουσας κατάστασης αποδεικνύονται στην εξέλιξη της επέμβασης συχνά λανθασμένα, (v) νέα υλικά προωθούνται στην αγορά ή συμπεριφορά των οποίων είναι υπό διερεύνηση (vi) η εξειδίκευση και η εμπειρία συνεργείων για την εκτέλεση των εργασιών είναι μικρή και μερικές φορές αρνητική.

Πάντως ανεξάρτητα από την έλλειψη θεσμοθετημένων κριτηρίων ανασχεδιασμού των κατασκευών στη χώρα μας, φαίνεται να είναι εντελώς απαραίτητη τουλάχιστον η έγκαιρη ενίσχυση των κτιρίων προσφοράς υπηρεσιών επείγουσας ανάγκης (όπως π.χ. τα νοσοκομεία και τα κτίρια τηλεπικοινωνιών) ή άλλων ειδικών χρήσεων (όπως π.χ. τα σχολεία), έτσι ώστε να παραμείνουν σε λειτουργία μετά από ένα ισχυρό σεισμό. Θα πρέπει μάλιστα ο ανασχεδιασμός να μην αποβλέπει απλώς στην αποφυγή κατάρρευσης αλλά και στον περιορισμό των μετακινήσεων, έτσι ώστε να αποφευχθούν οι βλάβες στα αρχιτεκτονικά και μηχανολογικά στοιχεία του κτιρίου που θα εμποδίσουν την προσφορά των αντίστοιχων υπηρεσιών.

Ο παραπάνω προβληματισμός που ξεκίνησε στη χώρα μας εδώ και πολλά χρόνια (Τάσιος, 1984) έχει δρομολογήσει, πρόσφατα, μια σειρά από ενέργειες όπως, το σχέδιο ANTYK του ΤΕΕ, τη σύνταξη του Κανονισμού Επεμβάσεων και τον έλεγχο των δημοσίων κτιρίων που συντονίζεται από τον ΟΑΣΠ και το ΥΠΕΧΩΔΕ, καθώς και τη σύνταξη Τεχνικών Προδιαγραφών για τις εργασίες επεμβάσεων που περιλαμβάνεται στο έργο του ΙΟΚ. Τα μηνύματα δείχνουν αισιόδοξα και ελπίζουμε ότι το τοπίο θα ξεκαθαρίσει σύντομα.

2. ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Τρία κύρια στάδια μπορούν να διακριθούν στη συνολική διαδικασία που απαιτείται για τον ανασχεδιασμό μιας υφιστάμενης κατασκευής.

Το πρώτο είναι η **αποτίμηση**, δηλαδή η εξέταση της υπάρχουσας κατάστασης, η τεκμηρίωση του υφιστάμενου φορέα και τελικά η αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας της κατασκευής. Το δεύτερο αφορά τη διαδικασία για τη **λήψη της απόφασης** και περιλαμβάνει την εξέταση πιθανών σχημάτων επέμβασης και την επιλογή λύσης, συμπεριλαμβανόμενης και της κατεδάφισης. Το τρίτο αφορά τον **σχεδιασμό της λύσης** που επελέγη και περιλαμβάνει την διαστασιολόγηση των μελών του επισκευασμένου/ενισχυμένου φορέα, την τεχνική περιγραφή των προβλεπόμενων εργασιών και το κόστος της λύσης.

Στο **πρώτο στάδιο** περιλαμβάνεται η αποτύπωση του φέροντα οργανισμού, η καταγραφή των βλαβών, καθώς και η εκτίμηση των συνοριακών συνθηκών, των κατακόρυφων φορτίων και των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών της κατασκευής. Η αξιολόγηση των βλαβών και των ατελειών σε μεμονωμένα στοιχεία, δεν θα ωφελήσει αν τελικά δεν εκτιμηθεί η πιθανότερη παθολογική εικόνα του συνόλου της κατασκευής, που θα πρέπει να επιβεβαιωθεί από τα αποτελέσματα μιας ανάλυσης που θα αποτιμά τη σεισμική της ικανότητα. Ανεξάρτητα από την ειδικότερη μέθοδο που θα επιλεγεί για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής, είτε επιλεγεί μια προσεγγιστική μέθοδος είτε χρησιμοποιηθούν προχωρημένες μέθοδοι ανελαστικών αναλύσεων, στις οποίες θα εκτιμηθεί η παραμορφωσιακή ικανότητα των μελών του φορέα, (Otani, 2003, ATC40, 1996, FEMA 356, 2000, Panagiotakos and Fardis, 2001, Πενέλης 1999), στο τέλος αυτού του σταδίου αποφασίζεται αν υπάρχει ανάγκη για ενίσχυση της κατασκευής.

Προφανώς για την απόφαση αυτή προαπαιτείται η επιλογή της “στάθμης επιτελεστικότητας”, δηλαδή της επιθυμητής συμπεριφοράς της κατασκευής, σε συνάρτηση με τον(τους) σεισμό(ους) σχεδιασμού, που μπορεί να εκφραστεί μέσω της πιθανότητας υπέρβασης της σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής της κατασκευής που θεωρείται 50 έτη. Με βάση το σημερινό Κανονιστικό πλαίσιο, ως στάθμη επιτελεστικότητας υποχρεωτικά πρέπει να επιλεγεί τουλάχιστον “η προστασία ζωής και περιουσίας των ενοίκων” ενώ η πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από 10%. Όμως για τα υφιστάμενα κτίρια θα ήταν λογικό να μπορεί να ρυθμιστεί και διαφορετικά. Το ίδιο θα μπορούσε να ισχύει μετά από οποιαδήποτε επέμβαση, εξασφαλίζοντας κατ’ελάχιστον την αρχική (προ της επέμβασης) ικανότητα του φορέα.

Το **δεύτερο στάδιο** που αφορά την λήψη απόφασης για την επέμβαση, αποτελεί το δυσκολότερο ίσως τμήμα της όλης διαδικασίας, επειδή σ’ αυτό το στάδιο εμπλέκεται ένα πλήθος παραγόντων που δεν είναι εύκολο να ποσοτικοποιηθούν.

Κατ’ αρχάς θα πρέπει να έχουν αξιολογηθεί όλες οι παράμετροι που μπορούν να επηρεάσουν την απόφαση προς κάθε μία από τις παρακάτω τρεις κρίσιμες δυνατές επιλογές:

- επισκευή της κατασκευής (αν υπάρχουν βλάβες) ή καμία επέμβαση
- ενίσχυση της κατασκευής
- κατεδάφιση της κατασκευής και ανέγερση νέας

Ως επισκευή ορίζεται η διαδικασία επέμβασης σε μία κατασκευή με βλάβες, η οποία αποκαθιστά τα προ της βλάβης χαρακτηριστικά των στοιχείων της και επαναφέρει την κατασκευή στην αρχική της κατάσταση.

Ως ενίσχυση ορίζεται η διαδικασία επέμβασης, σε μία κατασκευή, με ή χωρίς βλάβες, η οποία επανξάνει τη φέρουσα ικανότητα του φορέα σε επίπεδο υψηλότερο από αυτό του αρχικού του σχεδιασμού.

Η απόφαση για την κρίσιμη επιλογή, μεταξύ επισκευής, ενίσχυσης και κατεδάφισης/ανακατασκευής καθώς και της ειδικότερης διαδικασίας επέμβασης που τελικά θα προταθεί, είναι προφανώς αποτέλεσμα μιας διαδικασίας επαναληπτικής εξέτασης εναλλακτικών σχημάτων επέμβασης, με στόχο την αποδεκτή σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής ως σύνολο.

Αν επιλεγεί η λύση της ενίσχυσης, η αναζήτηση του σχήματος επέμβασης μπορεί να γίνει σε δύο κατευθύνσεις. Στην πρώτη κατεύθυνση θα αναζητηθεί η λύση με την οποία η κατασκευή ενισχύεται ως σύνολο έτσι ώστε να μειωθεί η ένταση στα αδύναμα στοιχεία της κατασκευής σε επίπεδα χαμηλότερα από τα ανεκτά όρια ικανότητας τους. Στη δεύτερη κατεύθυνση θα αναζητηθεί η λύση με την οποία ενισχύονται τα αδύναμα στοιχεία της κατασκευής προσδίδοντας πρόσθετη ικανότητα (αντοχή, πλαστιμότητα) ή άλλα ελλείποντα χαρακτηριστικά σε μεμονωμένα στοιχεία. Η πρώτη κατεύθυνση ακολουθείται συνήθως όταν τα αδύναμα στοιχεία της κατασκευής είναι πολλά και επομένως χρειάζεται μία συνολική αντιμετώπιση του θέματος, ενώ η δεύτερη κατεύθυνση ακολουθείται όταν αξιολογείται ότι πρέπει να εξαλειφθούν μόνο κάποιες τοπικές αδυναμίες της κατασκευής.

Πάντως, για κατασκευές που έχουν υποστεί βλάβες από έναν ισχυρό σεισμό, ανεξάρτητα από το παραπάνω αποτέλεσμα, η εικόνα των βλαβών αποτελεί αδιάψευστο στοιχείο της σεισμικής ικανότητας που επηρεάζει ιδιαίτερα την απόφαση. Έτσι σε κατασκευές με εκτεταμένες και βαριές βλάβες, η επέμβαση πρέπει να στοχεύει στην ενίσχυση της κατασκευής..

Το **τρίτο στάδιο** που αφορά τον σχεδιασμό της λύσης επέμβασης, περιλαμβάνει τη διαστασιολόγηση των επισκευασμένων/ενισχυμένων μελών του. Η χρήση νέων στοιχείων σε συνεργασία με τα παλαιά δημιουργεί νέα πολυφασικά, σύνθετα στοιχεία, η διαστασιολόγηση των οποίων ξεφεύγει συχνά από τις συνήθεις διαδικασίες διαστασιολόγησης μονολιθικών στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα. Εξάλλου η χρήση νέων υλικών (υφασμάτων ή ελασμάτων από ινοπλισμένα πολυμερή) για την ενίσχυση των υφιστάμενων στοιχείων, δημιουργεί ένα ενδιαφέρον πεδίο εφαρμογής που όμως απαιτεί ιδιαίτερη προσοχή λόγω έλλειψης εμπειρίας και του συχνά υπερβολικού ενθουσιασμού που πηγάζει από την ευκολία εφαρμογής στην πράξη. Η αναδιαστασιολόγηση του φορέα καταλήγει πάντα στα σχέδια λεπτομερειών της οριστικής μελέτης επέμβασης και κοστολόγηση των εργασιών. Η επιλογή πρέπει τελικά να κριθεί οικονομικά ωφέλιμη. Γιατί, δυστυχώς, έχει παρατηρηθεί συχνά να επιλέγονται λύσεις εξοργιστικά αντιοικονομικές χωρίς ουσιαστικό λόγο.

3. ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΩΣ ΣΥΝΟΛΟΥ

Με βάση τις Κανονιστικές απαιτήσεις που καθορίζουν τις προβλεπόμενες σεισμικές δράσεις, με χρήση των φασμάτων απόκρισης και χρησιμοποιώντας απλές σχέσεις της Δυναμικής των κατασκευών, η απαιτούμενη σεισμική ικανότητα μιας κατασκευής, θεωρούμενης ως μονοβάθμιου ταλαντωτή, μπορεί να αναπαρασταθεί σε ένα διάγραμμα τέμνουσας βάσης-μετακινήσεων από μια καμπύλη ίδιας μορφής με αυτήν των φασμάτων όπως είναι η καμπύλη s στο Σχήμα 1. Η καμπύλη αυτή υποδηλώνει το όριο μεταξύ της ασφαλούς και της ανασφαλούς επιλογής της λύσης ενίσχυσης. Δηλαδή μία κατασκευή θεωρείται ασφαλής εφόσον η καμπύλη που αναπαριστά τη συμπεριφορά της επεκτείνεται στην περιοχή πάνω από την καμπύλη (s) που απεικονίζει τον ασφαλή σχεδιασμό. Διαφορετικά απαιτείται ενίσχυση της κατασκευής.

Είναι ως εκ τούτου προφανές, ότι μπορούμε να επιλέξουμε μία ασφαλή λύση ενίσχυσης της κατασκευής είτε αυξάνοντας την αντοχή και τη δυσκαμψία της είτε αναιρώντας πρώιμους τρόπους αστοχίας και αυξάνοντας την ικανότητά της για μεγάλες ανελαστικές παραμορφώσεις.

Εξάλλου ως ενίσχυση θα μπορούσε να θεωρηθεί και κάθε διαδικασία με την οποία μειώνεται η εισαγόμενη σεισμική δράση στην κατασκευή και επομένως μειώνεται η απαιτούμενη σεισμική της ικανότητα.

Στο Σχήμα 1 παρουσιάζονται ποιοτικά διαγράμματα Τέμνουσας Βάσης-Μετακινήσεων, για τις τρεις βασικές στρατηγικές αντισεισμικής ενίσχυσης.

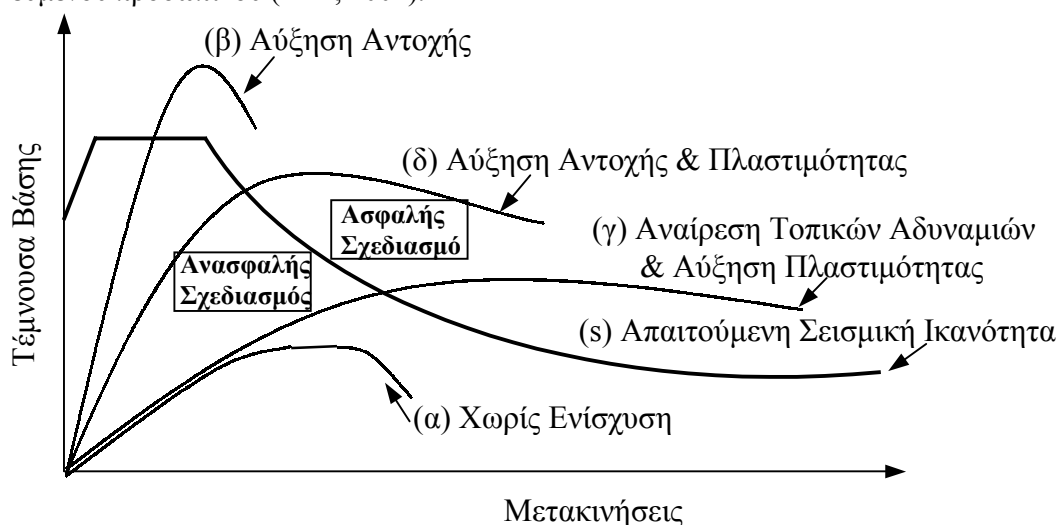
Η καμπύλη (α) αναπαριστά τη συμπεριφορά της κατασκευής πριν την ενίσχυση.

Η καμπύλη (β) αναπαριστά τη συμπεριφορά της κατασκευής μετά την ενίσχυση της, όταν επιτυγχάνεται η αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής του φορέα.

Η καμπύλη (γ) αναπαριστά τη συμπεριφορά της κατασκευής μετά την ενίσχυση της, όταν αναιρούνται πρώτοι τρόποι αστοχίας και αυξάνεται η πλαστιμότητα του φορέα.

Η καμπύλη (δ) αναπαριστά τη συμπεριφορά της κατασκευής μετά την ενίσχυση της, όταν συγχρόνως επιτυγχάνεται η αύξηση της αντοχής, της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας του φορέα.

Η επιλογή της καταλληλότερης στρατηγικής ενίσχυσης καθώς και της μεθόδου (και των επιμέρους κατασκευαστικών τεχνικών) που θα ακολουθηθεί, δεν είναι πάντα εύκολη. Αρχικά χρειάζεται να αξιολογηθούν όλες οι εναλλακτικές διαδικασίες, λαμβάνοντας υπόψη τις τοπικές συνθήκες του έργου και ακόμη νομικούς, πολεοδομικούς, και άλλους τυχόν περιορισμούς. Στη συνέχεια θα πρέπει να αξιολογηθούν άλλοι σημαντικοί παράγοντες όπως το κόστος και η διάρκεια της επέμβασης, το μέγεθος της ενόχλησης των ενοίκων, και η διαθεσιμότητα κατάλληλου εξειδικευμένου προσωπικού (ΤΕΕ, 2001).



Σχήμα 1. Στρατηγικές ενίσχυσης

Διάφορες μέθοδοι και τεχνικές χρησιμοποιούνται σήμερα στην πράξη για την αντισεισμική ενίσχυση μίας κατασκευής ως σύνολο. Ειδικότερα όσον αφορά τις κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα, θα μπορούσε κανείς να διακρίνει έξι κύριες μεθόδους επέμβασης, ανάλογα με το είδος των πρόσθετων στοιχείων που χρησιμοποιείται σε κάθε μέθοδο. Ένα πλήθος εναλλακτικών τεχνικών μπορούν να χρησιμοποιηθούν στα πλαίσια κάθε μίας από αυτές τις μεθόδους. (Δρίτσος, 2001, C.E.B. Bul.162, 1983, FEMA-356, 2000, Sugano, 1996), ενώ συχνά είναι σκόπιμο να χρησιμοποιηθεί ένας συνδυασμός μεθόδων ή επί μέρους τεχνικών έτσι ώστε να προκύψει η βέλτιστη τεχνο-οικονομική λύση.

Οι μέθοδοι αυτές είναι:

(α) **Η κατασκευή τοιχωμάτων εντός των πλαισίων** του φέροντα οργανισμού της κατασκευής (Σχ.2α) που στοχεύει σε μεγάλη αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής. Η μέθοδος εφαρμόζεται επίσης για να διορθωθούν σφάλματα σχεδιασμού που σχετίζονται με τη μόρφωση του φορέα και ειδικότερα όταν διαπιστώνεται έντονη ασυμμετρία κατανομής δυσκαμψίας ή αντοχής καθ' ύψος ή εκκεντρότητα δυσκαμψίας σε κάτοψη.

Συνήθως χρησιμοποιούνται τοιχώματα από οπλισμένο (έγχυτο ή εκτοξευόμενο) σκυρόδεμα κατασκευαζόμενα στον τόπο του έργου. Εναλλακτικά, για ηπιότερες επεμβάσεις, μπορούν να χρησιμοποιηθούν είτε προκατασκευασμένα τοιχώματα (panels), είτε τοιχοποιία από συμπαγείς οπτόπλινθους ή τσιμεντοπλίνθους.

Στις περιπτώσεις που επιδιώκεται μία περισσότερο πλαστική συμπεριφορά της κατασκευής, η σύνδεση γίνεται μόνο στις δοκούς, δηλαδή στο πάνω και κάτω μέρος του τοιχώματος, ενώ στα

πλάγια, μεταξύ του τοιχώματος και των υποστρωμάτων δεν γίνεται σύνδεση και αφήνεται ένα μικρό κενό. Στη περίπτωση προσθήκης τοιχωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα η θεμελίωση των νέων τοιχωμάτων συνδέεται πάντοτε με την υπάρχουσα θεμελίωση

Επίσης επισημαίνεται ότι στη συνήθη περίπτωση σύνδεσης των νέων τοιχωμάτων με τα υποστρώματα, τα τελευταία αποτελούν πλέον τα άκρα ενός νέου τοιχώματος όπου προφανώς αναμένεται αυξημένη ένταση. Ως εκ τούτου ιδιαίτερα συνίσταται όπως τα άκρα του νέου τοιχώματος επεκτείνονται σε ένα μανδύα γύρω από τα υποστρώματα, ενισχύοντας έτσι και αυτήν την περιοχή.

Κρίσιμο σημείο εφαρμογής της μεθόδου είναι η εξασφάλιση της μεταφοράς των οριζοντίων δράσεων στα νέα τοιχώματα. Απαιτείται δηλαδή έλεγχος στις στάθμες των ορόφων ότι οι δοκοί που συντρέχουν στο τοίχωμα (με διεύθυνση τον ισχυρό άξονα του τοιχώματος) έχουν επαρκή διαμήκη οπλισμό για τη μεταφορά των οριζοντίων δράσεων του ορόφου. Αν ο οπλισμός αυτός είναι ανεπαρκής η ενίσχυση περιλαμβάνει και την προσθήκη νέων οριζοντίων στοιχείων σύνδεσης.

Ένας τρόπος που μπορεί να χρησιμοποιηθεί γι' αυτήν τη σύνδεση είναι ο εξής:

Αρχικά νέες οριζόντιες διαμήκεις ράβδοι οπλισμού αγκυρώνονται στο νέο τοίχωμα στις στάθμες των ορόφων με διεύθυνση τον ισχυρό άξονα του τοιχώματος. Στη συνέχεια οι οπλισμοί αυτοί συγκολλούνται επάνω σε ισχυρές μεταλλικές πλάκες που έχουν αγκυρωθεί πάνω στις δοκούς, που συντρέχουν στο τοίχωμα και έχουν την ίδια ως άνω διεύθυνση. Τελικά οι οπλισμοί καλύπτονται με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα μετά από κατάλληλη προεργασία (εκτράχυνση και καθαρισμό) της επιφάνειας της δοκού.

Ιδιαίτερα σημαντικός είναι ο έλεγχος που απαιτείται για την επάρκεια της αγκύρωσης των νέων ράβδων οπλισμού στον υφιστάμενο φορέα. Επίσης ειδικά μέτρα λαμβάνονται πάντοτε για την εξασφάλιση της συνέχειας στις διεπιφάνειες παλαιού και νέου σκυροδέματος με κατάλληλους διατμητικούς συνδέσμους. Συνήθως χρησιμοποιούνται μηχανικά ή χημικά χαλύβδινα βλήτρα αφού προηγουμένως εκτραχυνθεί και καθαριστεί η επιφάνεια των παλαιών στοιχείων.

Ο έλεγχος που γίνεται στις διεπιφάνειες πρέπει να εξασφαλίζει ότι η διατμητική ένταση που αναπτύσσεται σ' αυτές τις διατομές μπορεί να αναληφθεί μέσω των μηχανισμών ανάληψης φορτίου που θα αναπτύξει η σύνδεση. Η εκτίμηση του διατμητικού φορτίου της διεπιφάνειας συνήθως γίνεται θεωρώντας μονολιθική σύνδεση του νέου τοιχώματος με το πλαίσιο, δηλαδή αγνοείται η ολίσθηση μεταξύ των δύο στοιχείων. Πάντως πρόσφατα πειραματικά αποτελέσματα δείχνουν ότι ακόμα και όταν οι σύνδεσμοι μεταξύ τοιχώματος και περιβάλλοντος πλαισίου είναι λίγοι, και επαρκούν απλώς και μόνο να διατηρούν το τοίχωμα στη θέση του, η συνεισφορά του τοιχώματος εξακολουθεί να είναι σημαντική.

Δύο κατασκευαστικά θέματα που αφορούν τη σύνδεση των τοιχωμάτων με τα περιβάλλοντα πλαίσια απαιτούν ιδιαίτερη προσοχή.

Το πρώτο πρόβλημα οφείλεται στα αποτελέσματα της συστολής ξήρανσης του νέου σκυροδέματος, και εκδηλώνεται με ρηγμάτωση της διεπιφάνειας, εκεί όπου το υψηλότερο τμήμα του τοιχώματος εφάπτεται στον πυθμένα της δοκού του πλαισίου. Εδώ η συστολή ξήρανσης αντιμετωπίζεται συνήθως με σκυρόδεμα ειδικής σύνθεσης, όπου έχουν χρησιμοποιηθεί ειδικά πρόσμικτα.

Εναλλακτικά, πολλές φορές το τοίχωμα σκυροδετείται μέχρι ύψος 20cm περίπου χαμηλότερα από τον πυθμένα της δοκού και μετά πάροδο ικανού χρόνου από την ημέρα σκυροδέτησης, συμπληρώνεται το υπόλοιπο (δηλαδή το τμήμα του τοιχώματος κοντά στον πυθμένα της δοκού) με εποξειδικό ή πολυεστερικό κονίαμα. Μερικές φορές ανάλογα με τις ειδικές συνθήκες του έργου το τοίχωμα μπορεί να σκυροδετηθεί μέχρι ύψος 5-7 mm χαμηλότερα από τον πυθμένα της δοκού, οπότε πλέον το κενό συμπληρώνεται με ρητινοειδή κόλλα χρησιμοποιώντας την τεχνική των ρητινενέσεων.

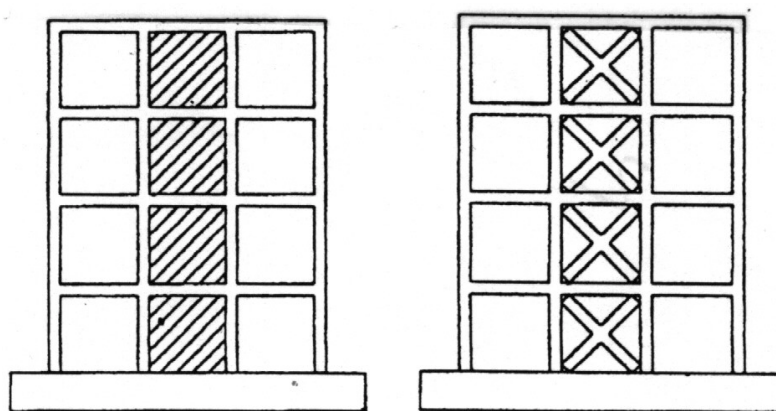
Το δεύτερο πρόβλημα αφορά μόνο την περίπτωση των έγχυτων τοιχωμάτων και ειδικότερα τη δυσκολία σκυροδέτησης του υψηλότερου τμήματος του τοιχώματος λόγω ανεπαρκούς πρόσβασης

από την κορυφή. Γι' αυτό η χρήση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, αποτελεί έναν πρόσθετο λόγο προτίμησης.

Κατασκευαστικά θέματα της παραπάνω τεχνικής παρουσιάζονται αλλού (Δρίτσος, 2001).

Μερικές φορές η ενίσχυση με πρόσθετα τοιχώματα μπορεί να γίνει εξωτερικά του φορέα. Συχνά αυτό οφείλεται σε λειτουργικούς λόγους, όπως π.χ. σε περιπτώσεις που στα επιλεγμένα πλαίσια του φορέα προϋπάρχουν τοιχοπληρώσεις των οποίων η διατήρηση κρίνεται απαραίτητη. Όμως σ' αυτήν την περίπτωση απαιτούνται πρόσθετα μέτρα εξασφάλισης της μεταφοράς δυνάμεων μεταξύ των νέων τοιχωμάτων και του υφισταμένου φορέα. Εξάλλου, στην περίπτωση που απαιτείται η διατήρηση των τοιχοπληρώσεων, η ενίσχυση μπορεί να γίνει με τη μορφή μονόπλευρων ή αμφίπλευρων μανδύων από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, αποφεύγοντας έτσι τη χρήση ξυλοτύπου.

(β) **Η κατασκευή δικτυωτών συστημάτων** εντός των πλαισίων του φέροντα οργανισμού της κατασκευής (Σχ.2β) που στοχεύει σε μέτρια αύξηση της αντοχής και κυρίως σε αύξηση της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας της κατασκευής.



Σχήμα 2. (α) Τοιχώματα εντός πλαισίων (β) Δικτυωτά συστήματα

Τα συστήματα αυτά συνήθως είναι μεταλλικά και σπανίως είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα, δεδομένου ότι η δυνατότητα ανελαστικής παραμόρφωσης των μεταλλικών στοιχείων προσφέρει ένα σημαντικό παράγοντα απορρόφησης σεισμικής ενέργειας.

Χρησιμοποιείται με παρόμοιο τρόπο όπως στις μεταλλικές κατασκευές και εφαρμόζεται εύκολα σε βιομηχανικούς χώρους και σε ισόγειους μαλακούς ορόφους κτιρίων. Έχοντας το πλεονέκτημα του μικρού ιδίου βάρους και της ταχύτητας κατασκευής χωρίς να εμποδίζεται ο φωτισμός των χώρων, η τεχνική τυγχάνει ευρείας εφαρμογής σε χώρες υψηλής σεισμικότητας (Sugano et al, 1995).

Συνίσταται όπως η επαφή στο φέροντα οργανισμό της κατασκευής γίνεται με συνεχή σύνδεση ενός μεταλλικού πλαισίου επί του οποίου συνδέονται οι ράβδοι του δικτύωματος. Εναλλακτικά και εφόσον η παραπάνω διαδικασία δεν είναι εύκολο να εφαρμοστεί, οι ράβδοι του δικτύωματος προσαρμόζονται με ειδικές διατάξεις, απευθείας επάνω στο φέροντα οργανισμό (CEB Bul. 162, 1983). Πολλές φορές η εφαρμογή γίνεται εξωτερικά των πλαισίων της κατασκευής για κατασκευαστική διευκόλυνση, ιδιαίτερα στις περιπτώσεις που προϋπάρχουν τοιχοπληρώσεις εντός των πλαισίων. Διάφορες διατάξεις δικτυωμάτων έχουν χρησιμοποιηθεί στην πράξη όπως π.χ. με σχήμα K, ρόμβου ή χιαστί διαγωνίων που είναι και η πλέον συνήθης και συχνά αποτελεσματικότερη διάταξη (CEB Bul. 162, 1983).

Ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται στην αξιολόγηση της ανακατανομής της έντασης στο φορέα. Νέα εντατικά μεγέθη εισάγονται πλέον στο φορέα ιδιαίτερα στα στοιχεία του περιβάλλοντος πλαισίου. Επαρκής αντοχή των κόμβων (δοκών-υποστυλωμάτων) είναι απαραίτητη, επειδή αποτελούν τις περιοχές αλληλεπίδρασης του παλαιού φορέα με τα νέα στοιχεία. Πιθανή ανεπάρκεια των κόμβων συνεπάγεται την τροποποίηση της κατασκευαστικής διάταξης σύνδεσης των μεταλλικών στοιχείων στο φέροντα οργανισμό της κατασκευής, έτσι ώστε να περιλαμβάνονται στην ενίσχυση και οι κόμβοι.

(γ) **Η κατασκευή τοιχωμάτων-πτερυγίων** από οπλισμένο σκυρόδεμα σε συνέχεια και σύνδεση με υπάρχοντα υποστυλώματα της κατασκευής, που στοχεύει σε μέτρια αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας και σε βελτίωση της πλαστιμότητας της κατασκευής.

(δ) **Η προσθήκη νέων κατακόρυφων στοιχείων** στην κατασκευή, που στοχεύει σε μεγάλη αύξηση της δυσκαμψίας, αντοχής και πλαστιμότητας της κατασκευής.

(ε) **Η επιλεκτική ενίσχυση αδύναμων στοιχείων** του φορέα που στοχεύει στην αποφυγή πρόωρων αστοχιών και στην αύξηση της πλαστιμότητας της κατασκευής. Συχνά συνοδεύεται με κατασκευή μανδύων σε κατακόρυφα στοιχεία της κατασκευής, από ινοπλισμένα πολυμερή ή χαλύβδινα στοιχεία. Αν απαιτείται και μικρή αύξηση της αντοχής της κατασκευής, η μέθοδος περιλαμβάνει και την κατασκευή μανδύων από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Η αξιολόγηση των κρίσιμων αδυναμιών του φορέα και η επιλογή της κατάλληλης τεχνικής επέμβασης είναι πρωταρχικής σημασίας για την επιτυχία της προσπάθειας. Συχνά η έλλειψη γνώσης του αντικειμένου οδηγεί σε ανεπιτυχείς επιλογές.

Μια ενδιαφέρουσα στρατηγική για τον σχεδιασμό μιας λύσης αυτής της κατηγορίας με χρήση μανδύων από ινοπλισμένα πολυμερή μπορεί να αναζητηθεί αλλού (Tastani & Pantazopoulou, 2002, Aschheim, 2000).

Εδώ απλώς επισημαίνονται, μερικά θέματα, πρακτικού ενδιαφέροντος, που μπορεί να βοηθήσουν στην αποτροπή εσφαλμένων επιλογών.

- (1) Η ενίσχυση υποστυλωμάτων με περίσφιξη (χρησιμοποιώντας ινοπλισμένα πολυμερή ή μεταλλικούς μανδύες) δεν προσφέρεται για εύκαμπτες κατασκευές όπου η αστοχία ελέγχεται από τις μετακινήσεις. Σ' αυτές τις περιπτώσεις η ενίσχυση πρέπει να στοχεύει πρωταρχικά στην αύξηση της δυσκαμψίας.
- (2) Δεν προσφέρεται για αύξηση της αντοχής σε κάμψη, των κατακόρυφων στοιχείων μιας κατασκευής, η χρήση της τεχνικής του μεταλλικού κλωβού ή ινοπλισμένων πολυμερών.
- (3) Η εφαρμογή περίσφιξης (με ινοπλισμένα πολυμερή ή με χαλύβδινα στοιχεία), σε υποστυλώματα κυκλικής ή ορθογωνικής διατομής, αυξάνει την πλαστιμότητα και την αντοχή σε τέμνουσα και περιορίζει την ολίσθηση ματισμένων ράβδων όταν το μήκος μάτισης τους είναι ανεπαρκές. Όμως δεν αναμένεται σημαντική προσφορά σε στοιχεία ορθογωνικής διατομής με μεγάλο λόγο πλευρών (Antoniades et al, 2003) ή διατομής L (Βιντζηλαίου, 2003).
- (4) Στην περίπτωση υποστυλωμάτων με οξειδωμένους οπλισμούς, η ενίσχυση με μανδύες από ινοπλισμένα πολυμερή προφανώς προστατεύει τους οπλισμούς από παραπέρα οξείδωση (όπως άλλωστε και η επάλειψη του στοιχείου με εποξειδική κόλλα). Όμως πιθανότατα δεν θα μπορέσει να παρεμποδίσει την πρόωρη αστοχία του στοιχείου, αν η οξείδωση των οπλισμών είναι σε προχωρημένο στάδιο.
- (5) Η κατασκευή μανδύων από ινοπλισμένα πολυμερή σε κατακόρυφα μέλη, ενισχύει το στοιχείο σε διάτμηση και πλαστιμότητα, συχνά όμως δεν μπορεί να προσφέρει ικανοποιητική αντίσταση στον λυγισμό των κατακόρυφων ράβδων (Plakandaras et al, 2001). Επομένως, αν σε ένα υφιστάμενο στοιχείο, οι συνδετήρες είναι αραιοί, η αστοχία πιθανότατα ελέγχεται από πρόωρο λυγισμό των διαμήκων ράβδων. Στην περίπτωση αυτή η τοπική συγκέντρωση τάσεων, που θα προέλθει από την θλιβόμενη ράβδο στο μεσοδιάστημα των συνδετήρων, θα οδηγήσει σε τοπική αστοχία του μανδύα. Ως εκ τούτου, αν ο λυγισμός των διαμήκων ράβδων αξιολογείται ως η κρισιμότερη πιθανή αιτία

αστοχίας του υποστρώματος, προτιμότερη επιλογή ενίσχυσης του στοιχείου είναι η κατασκευή μεταλλικού κλωβού.

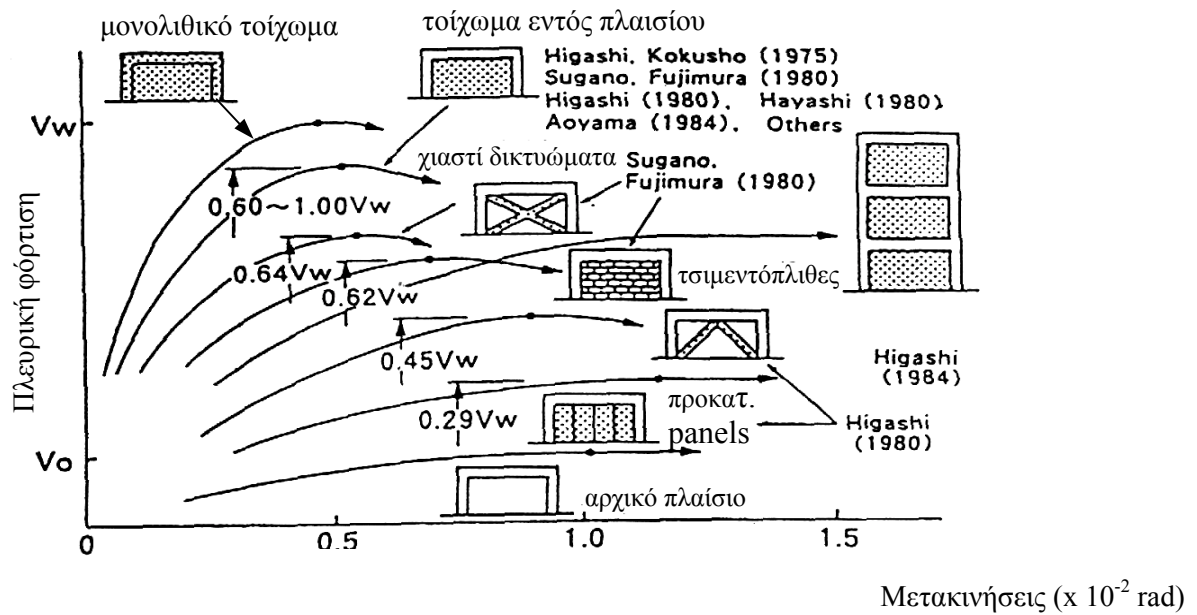
- (6) Σε περιπτώσεις μικρού μήκους αλληλοκάλυψης των ράβδων οπλισμού (σε περιοχές “ματισμάτων” με κοντές αναμονές), η περίσφιγξη του στοιχείου με υφάσματα από ινοπλισμένα πολυμερή ή με μεταλλικούς μανδύες βελτιώνει σημαντικά την αντοχή και την πλαστιμότητα της περιοχής. Όμως, σε αρκετές περιπτώσεις, έστω αν και βελτιώνεται η συμπεριφορά, είναι τελικά ανέφικτο να αποτραπεί η ολίσθηση των ράβδων (Harris et al, 2003). Ως εκ τούτου όταν το μήκος μάτισης των ράβδων είναι μικρότερο από το 50% του προβλεπόμενου από τον Κανονισμό, είναι προτιμότερο να επιλεγεί η λύση της ηλεκτροσυγκόλλησης των ράβδων. Επιπρόσθετα επισημαίνεται, ότι η περίσφιγξη, προφανώς, δεν μπορεί να προσφέρει στις ράβδους ορθογωνικών υποστρωμάτων που δεν βρίσκονται κοντά σε γωνία της διατομής.
- (7) Η εφαρμογή επικολλητών φύλλων από ινοπλισμένα πολυμερή (FRPs) για ενίσχυση ασθενών κόμβων (δοκών-υποστρωμάτων), αποδεικνύεται πειραματικά ιδιαίτερα αποτελεσματική (Ανωνόπουλος, 2001). Όμως, η τεχνική αυτή εφαρμόζεται δύσκολα στην πράξη λόγω της παρουσίας των πλακών και των εγκαρσίων δοκών. Το ίδιο ισχύει και για την περίπτωση εφαρμογής επικολλητών χαλύβδινων ελασμάτων. Άλλες τεχνικές, όπως η κατασκευή μανδύων από οπλισμένο σκυρόδεμα ή η ανακατασκευή του κόμβου με προσθήκη οπλισμών εντός του, δείχνουν κατασκευαστικά προσφορότερες (Tsonos, 2001). Πάντως για ελαφρές βλάβες σε κόμβους η επισκευή με την τεχνική των ρητινένεσεων φαίνεται να είναι ιδιαίτερα αποτελεσματική (Καραγιάννης κ.α. , 1996).

(στ) Η ενσωμάτωση στην κατασκευή συστημάτων απορρόφησης ενέργειας, ιξώδους ή υστερητικής συμπεριφοράς, που στοχεύει στη μείωση της εισαγόμενης σεισμικής έντασης της κατασκευής.

Πρέπει πάντως να επισημανθεί, ότι ισχυρές επεμβάσεις (όπως είναι οι τέσσερις πρώτες περιπτώσεις στις οποίες προβλέπεται η προσθήκη νέων στοιχείων που προσαρμόζονται πάνω στην υφιστάμενη κατασκευή), αλλάζουν ριζικά το αρχικό στατικό σύστημα της κατασκευής και γι’ αυτό θα πρέπει να αποφασίζονται με σύνεση. Απαιτείται πλέον ένας εξολοκλήρου νέος σχεδιασμός της κατασκευής που πιθανότατα θα απαιτήσει εκτεταμένες επεμβάσεις σε πολλές περιοχές της κατασκευής, όπως π.χ. στη θεμελίωση. Απαιτούνται ως εκ τούτου, ειδικοί έλεγχοι στις θέσεις αλληλεπίδρασης, που θα επιβεβαιώνουν τις ικανότητες των συνδέσεων για τη μεταφορά δυνάμεων μεταξύ των νέων στοιχείων και της υφιστάμενης κατασκευής. Η διαδικασία εφαρμογής των παραπάνω μεθόδων καθώς και τα ειδικότερα προβλήματα που ανακύπτουν μπορούν να αναζητηθούν αλλού (Δρίτσος 2001, UNIDO 1983).

Είναι προφανές ότι ο καθορισμός του απαραίτητου πλήθους και της σωστής θέσης των νέων στοιχείων αποτελεί κρίσιμο στοιχείο αποτελεσματικότητας της μεθόδου. Στη μόρφωση του νέου φορέα, λαμβάνονται οπωσδήποτε υπόψη οι περιορισμοί που προβλέπονται στον αντισεισμικό κανονισμό για την αποφυγή απότομης μεταβολής της δυσκαμψίας καθ’ ύψος της κατασκευής. Σε συνήθη έργα ο μηχανικός συχνά αποφασίζει για τα παραπάνω κυρίως με βάση την εμπειρία του και με αρκετές απλουστεύσεις στο προσομοίωμα ανάλυσης του φορέα. Σε περιπτώσεις όμως ειδικών απαιτήσεων η απόφαση πρέπει να βασίζεται σε μία ακριβέστερη αναλυτική εκτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του φορέα λαμβάνοντας υπόψη τη συμβολή των υφισταμένων μη φερόντων στοιχείων της κατασκευής (π.χ. τοιχοπληρώσεων) και οπωσδήποτε στοιχείων που συχνά αγνοούνται κατά την ανάλυση (π.χ. κλιμακοστασίων).

Στο Σχήμα 3 (Sugano, 1996) και στον Πίνακα 1 (CEB. Bul.162, 1983) παρουσιάζονται αποτελέσματα από πειραματικές έρευνες, που αφορούν μία σειρά από μεθόδους και τεχνικές που διερευνήθηκαν για την ενίσχυση δίστυλων πλαισίων από οπλισμένο σκυρόδεμα. Εύκολα μπορεί να παρατηρηθεί ότι μεγάλες αυξήσεις αντοχής και δυσκαμψίας συνοδεύονται συνήθως από μικρές ανελαστικές παραμορφώσεις της κατασκευής, και το αντίστροφο ισχύει για μικρές αυξήσεις αντοχής.



Σχήμα 3. Αποτελεσματικότητα διαφόρων μεθόδων ενίσχυσης

Πίνακας 1. Ενίσχυση πλαισίων οπλισμένου σκυροδέματος

ΤΕΧΝΙΚΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	Αντοχή		Δυσκαμψία		Πλαστιμότητα	
	$V_u'/V_{u,m}$	$V_u'/V_{u,f}$	K'/K_m	K'/K_f	μ'/μ_m	μ'/μ_f
Τοιχώματα από έγχυτο σκυρόδεμα	0,50~1,0	3,5~5,5	0,75~1,0	12,5~25,5	0,85~0,95	0,90
Προκατασκευασμένα τοιχώματα	0,20~0,80	1,20~4,20	0,15~0,85	3,5~20,5	0,70~3,95	0,70~3.80
Οπλισμένη τοιχοποιία	0,60	3,50	0,35	7,30	0,50	—
Μεταλλικά πλαίσια και δικτυώματα	0,35~0,65	1,70~3,70	0,05~0,30	1,60~6,50	0,50~4,35	1,45~4,25

V_u' , K' και μ' είναι αντιστοίχως η τέμνουσα αντοχής, η ελαστική δυσκαμψία και η πλαστιμότητα του ενισχυμένου πλαισίου, ενώ V_u , K και μ είναι τα αντίστοιχα μεγέθη των πλαισίων αναφοράς. Ο δείκτης f υποδηλώνει το αρχικό πλαίσιο, ενώ ο δείκτης m υποδηλώνει ένα πλαίσιο αναφοράς όπου το τοίχωμα έχει σκυροδετηθεί συγχρόνως (δηλαδή έχει μονολιθική σύνδεση) με το πλαίσιο.

4. ΥΛΙΚΑ ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΕΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ

Η επιλογή της κατάλληλης λύσης για την επισκευή ή την ενίσχυση μιας κατασκευής από Ο.Σ. προϋποθέτει ότι ο μηχανικός γνωρίζει τα υλικά και τις τεχνικές που διατίθενται για τέτοιου είδους επεμβάσεις.

Στην πραγματικότητα, ο μηχανικός της πράξης, που δεν έχει ασχοληθεί με θέματα επεμβάσεων, θα αντιμετωπίσει το θέμα με δυσκολία, επειδή τα παραδοσιακά υλικά της οικοδομής (σκυρόδεμα και χάλυβας) είναι από μόνα τους ανεπαρκή να δώσουν τη λύση, έστω και αν εξακολουθούν να παίζουν πρωτεύοντα ρόλο στη διαδικασία.

Συχνά απαιτείται να χρησιμοποιηθούν νέα υλικά και νέες τεχνολογίες σε συνδυασμό με τροποποιημένα παραδοσιακά υλικά. Ειδικοί τύποι Σκυροδέματος, πολυμερικές κόλλες (εποξειδικές ρητίνες κ.λπ.), επισκευαστικά κονιάματα, επικολλητά ελάσματα από χάλυβα ή ινοπλισμένα πολυμερή (FRPs), ινοπλισμένα υφάσματα, διατμητικοί σύνδεσμοι και αγκύρια, τεχνικές αγκυρώσεων, συνδέσεων και συγκολλήσεων νέων ράβδων οπλισμού, καθώς και άλλες ιδιοκατασκευές με χρήση μεταλλικών στοιχείων ή τενόντων, διατίθενται για επιλεκτική χρήση ανάλογα με τον σχεδιασμό της λύσης. Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, οι ρητινένσεις, οι μεταλλικοί σύνδεσμοι και τα ινοπλισμένα πολυμερή (FRPs) αποτελούν πλέον καθημερινή πρακτική στο πεδίο των επεμβάσεων.

Ο μηχανικός πρέπει να γνωρίζει καλά τι μπορεί να προσφέρει κάθε μία τεχνική, που μπορεί να εφαρμοστεί και που όχι, και να μπορεί να προδιαγράψει πλήρως τις απαιτούμενες εργασίες. Δυστυχώς η έλλειψη επαρκούς γνώσης του αντικειμένου σε συνδυασμό με τις μαζικές κοινωνικές πιέσεις για γρήγορες λύσεις αποκατάστασης κτιρίων με βλάβες, μετά από ισχυρούς σεισμούς, έχουν οδηγήσει συχνά σε άστοχες επιλογές και κακότεχνες επεμβάσεις.

Δεν είναι του παρόντος μια εκτενής περιγραφή των υλικών και των τεχνολογιών που διατίθενται. Αυτό θα μπορούσε να αναζητηθεί αλλού (Δρίτσος, 2001, ΟΑΣΠ, 2001, UNIDO/UNDP, 1983). Όμως εδώ, θα άξιζε τον κόπο μία επιλεκτική, επιγραμματική, επισήμανση μερικών θεμάτων ουσιώδους πρακτικής σημασίας για την αποτελεσματικότητα της επέμβασης, που από την εμπειρία μου γνωρίζω ότι συχνά προβληματίζουν τον μηχανικό της πράξης ή επιλύονται με λανθασμένο τρόπο.

- (1) Η εκτόξευση και ακόμα περισσότερο η χύτευση νέου σκυροδέματος σε επαφή με υφιστάμενο στοιχείο Ο.Σ. προαπαιτεί εκτράχυνση της επιφάνειας του τελευταίου, σε βάθος της τάξης των 6mm με χρήση κατάλληλου μηχανικού εξοπλισμού (π.χ. με “ματσακόνι” και όχι απλά με σφυρί και καλέμι) ή με υδροβολή, έτσι ώστε να απομακρυνθεί εξωτερική επιδερμική στρώση τσιμεντοπολτού και να αποκαλυφθούν τα αδρανή.
- (2) Αν το πάχος του μανδύα ενός κατακόρυφου στοιχείου είναι μικρό και δεν επαρκεί για την κατασκευή των προβλεπόμενων αγκίστρων στα άκρα των συνδετήρων υπό γωνία 135° (επειδή εμποδίζει το υφιστάμενο στοιχείο), θα μπορούσε ίσως να γίνει αποδεκτό, ένα μικρότερο μήκος αγκίστρου της τάξης των 6Φ ή μία λίγο μικρότερη γωνία, κατ’ ελάχιστον 120°. Διαφορετικά, τα άκρα των συνδετήρων είναι σκόπιμο να ηλεκτροσυγκολλούνται ή να συνδέονται μεταξύ τους με ειδικούς συνδέσμους (αρμοκλείδια), που εκτιμώ ότι σύντομα θα φροντίσει να καλύψει η αγορά.
- (3) Ηλεκτροσυγκολλήσεις ράβδων S220 (παλαιό StI) και S500s μπορούν να γίνονται χωρίς ειδικότερες προϋποθέσεις. Αν η ράβδος είναι S400 (παλαιό St III), η ολκιμότητά τους μειώνεται σημαντικά, λόγω δημιουργίας σκληρών μαρτενσιτικών συστατικών. Προθέρμανση των ράβδων σε θερμοκρασία μεγαλύτερη από 200° – 250° C εμποδίζει την δημιουργία των παραπάνω σκληρών συστατικών, διατηρώντας στην ράβδο, σχεδόν την ίδια αρχικής της ολκιμότητα.
- (4) Η διάμετρος της οπής στον υφιστάμενο φορέα για την αγκύρωση νέων ράβδων οπλισμού, βλήτρων ή αγκυρίων, με χρήση εποξειδικής κόλλας, πρέπει να είναι 4mm περίπου μεγαλύτερη από της ράβδου. Ο καλλίτερος τρόπος απομάκρυνσης της σκόνης από το εσωτερικό της οπής

είναι με απορρόφηση που θα ξεκινά από τον πυθμένα της οπής. Τα καλλίτερα αποτελέσματα (υψηλότερες δυνάμεις πρόσφυσης) επιτυγχάνονται όταν τα τοιχώματα της οπής εκτραχυνθούν ελαφρά με μία λεπτή συρμάτινη βούρτσα.

- (5) Προσοχή απαιτείται στην εκτόξευση σκυροδέματος παρουσία οπλισμού. Υπάρχει κίνδυνος συσσώρευσης αδρανών πίσω από τις ράβδους. Αυτό συνήθως οφείλεται σε επικόλληση υλικού εκτόξευσης στην έμπροσθεν όψη των ράβδων (πιθανόν μικρή ταχύτητα ή μεγάλη απόσταση εκτόξευσης, ή ανεπαρκής ικανότητας του αεροσυμπιεστή).
- (6) Η εφαρμογή επικολλητών ελασμάτων από χάλυβα ή από ινοπλισμένα πολυμερή (FRPs) απαιτεί ειδική προετοιμασία της επιφάνειας του σκυροδέματος επί του οποίου θα επικολληθούν. Ακόμα περισσότερη προσοχή απαιτεί η εφαρμογή υφασμάτων από ινοπλισμένα πολυμερή. Η στρογγύλευση γωνιών και η εξαφάνιση ανωμαλιών από την επιφάνεια επικόλλησης αποτελεί ελάχιστη προϋπόθεση έντεχνης εφαρμογής της τεχνικής.

Τέλος επισημαίνεται, ότι επειδή συχνά οι επεμβάσεις εφαρμόζονται κάτω από ειδικές (συντά δύσκολες) συνθήκες, χρειάζεται να διασφαλιστεί ένα σύστημα ποιοτικού ελέγχου σε επίπεδο σημαντικά υψηλότερο από αυτό που εφαρμόζεται στις νέες κατασκευές. Επιπλέον πρέπει να αντιμετωπιστούν νέα κρίσιμα θέματα που ανακύπτουν, όπως αυτό της διασφάλισης της συνεργασίας των παλαιών και νέων υλικών καθώς και οι αγκυρώσεις των νέων προστιθέμενων στοιχείων.

5. ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΕΠΙΣΚΕΥΑΣΜΕΝΩΝ/ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

Τα επισκευασμένα και ενισχυμένα στοιχεία από Ο.Σ. είναι εν γένει πολυφασικά στοιχεία, αποτελούμενα από τα αρχικά στοιχεία της υφιστάμενης κατασκευής και από νέα στοιχεία (από το ίδιο ή και από άλλα υλικά) τα οποία συνδέονται με το αρχικό, έτσι ώστε να περιορίζεται η διατμητική ολίσθηση κατά μήκος της διεπιφάνειας, καθώς και ο αποχωρισμός κάθετα σ' αυτήν.

Ως εκ τούτου, για τη διαστασιολόγηση των παραπάνω στοιχείων πρέπει να ακολουθούνται οι διαδικασίες σχεδιασμού σύνθετων μελών, λαμβάνοντας υπ' όψιν τους μηχανισμούς μεταφοράς δυνάμεων στις διεπιφάνειες αρχικού και νέου στοιχείου. Εναλλακτικά θα μπορούσαν να χρησιμοποιηθούν προσεγγιστικές διαδικασίες αναγωγής του θέματος σε αντίστοιχες μονολιθικές διατομές εφόσον προς τούτο διατίθενται αξιόπιστοι διορθωτικοί συντελεστές.

Πάντως σε κάθε περίπτωση η ποσοτικοποίηση της "ικανότητας" επισκευασμένων ή/και ενισχυμένων στοιχείων μετά την επέμβαση, δε μπορεί να γίνει στον ίδιο βαθμό αξιοπιστίας που γίνεται για τα στοιχεία των νέων κατασκευών. Η αξιοπιστία των υπολογισμών είναι μειωμένη λόγω των αυξημένων αβεβαιοτήτων που σχετίζονται: (α) Με την έλλειψη επαρκώς τεκμηριωμένης και πρακτικά αξιοποιήσιμης γνώσης στο πεδίο της μηχανικής των διεπιφανειών, σχετικά με την κατανομή της έντασης στο αρχικό και στο εν επαφή νέο στοιχείο (η οποία θα όφειλε να συμπεριλάβει την, λόγω φορτίων βαρύτητας, προφόρτιση του αρχικού στοιχείου, καθώς και τις τυχόν παραμένουσες παραμορφώσεις ή ενδεχομένως και την αποφόρτιση), (β) Με την αποτίμηση του βαθμού βλάβης, την οποία ενδέχεται να έχει υποστεί το αρχικό στοιχείο, δεδομένου ότι αυτή συνήθως, πραγματοποιείται με ημιεμπειρικές μεθόδους, (γ) Με τις λεπτομέρειες εκτέλεσης και τις συνθήκες διασφάλισης ποιότητας των εργασιών επέμβασης οι οποίες μπορούν να επηρεάσουν δραστικά την αποτελεσματικότητα της επέμβασης και κατά συνέπεια την συμπεριφορά των επισκευασμένων ή ενισχυμένων στοιχείων.

Οι παραπάνω αυξημένες αβεβαιότητες πρέπει να λαμβάνονται υπ' όψη στους υπολογισμούς, μέσω ειδικών επιμέρους συντελεστών ασφαλείας γ_{Rd} . Σε σημαντικά έργα η τεκμηρίωση των αποτελεσμάτων είναι σκόπιμο να επιβεβαιώνεται και με εργαστηριακές δοκιμές.

Επιγραμματικά και συμπληρωματικά στις μέχρι σήμερα γνωστές διαδικασίες σχεδιασμού που χρησιμοποιούνται στις νέες κατασκευές, η λογική της διαστασιολόγησης των επισκευασμένων/ενισχυμένων μελών του φέροντος οργανισμού κινείται στο παρακάτω πλαίσιο (Tassios 1983, Χρονόπουλος 1985, EC8-Part 1.4, 1995):

- (α) Ελέγχονται οι διεπιφάνειες, εξασφαλίζοντας υπολογιστικά ότι η αστοχία κάθε επισκευασμένου/ενισχυμένου στοιχείου, προηγείται της αστοχίας της διεπιφάνειας παλαιού και νέου υλικού,
- (β) Χρησιμοποιούνται νέοι, αναθεωρημένοι συντελεστές ασφαλείας για τα παλαιά και τα νέα υλικά,
- (γ) Προσδιορίζεται η “ικανότητα” των επισκευσμένων/ενισχυμένων μελών με θεώρηση σύνθετου μέλους είτε με την προσεγγιστική διαδικασία χρήσης των συντελεστών μονολιθικότητας.

5.1 Έλεγχος επάρκειας διεπιφανειών

Για την εξασφάλιση της σύνδεσης στην διεπιφάνεια παλαιού-νέου στοιχείου, ο έλεγχος των οριακών καταστάσεων που εκφράζεται συμβολικά από την ανίσωση ασφαλείας:

$$S_d \leq R_d$$

θα περιλαμβάνει, στον έλεγχο αστοχίας έναντι μεγθών διατμητικής έντασης, την σύνδεση παλαιού-νέου στοιχείου. Δηλαδή απαιτείται να ισχύει η σχέση:

$$V_{sd}^{διεπ.} \leq V_{Rd}^{διεπ.} \quad \text{όπου:}$$

$V_{sd}^{διεπ.}$ είναι η τιμή του διατμητικού φορτίου στην διεπιφάνεια

$V_{Rd}^{διεπ.}$ είναι η διατμητική αντίσταση της διεπιφάνειας

Είναι προφανές ότι η εξασφάλιση της σύνδεσης, από πρόωρη αστοχία, είναι επιθυμητή αφού όχι μόνο αποτελεί κρίσιμο παράγοντα για την αποτελεσματικότητα της επέμβασης αλλά και εξασφαλίζει έναν αποδεκτό βαθμό αξιοπιστίας των υπολογισμών.

Εάν η αστοχία της διεπιφάνειας προηγηθεί της αστοχίας του μέλους λόγω άλλης έντασης, η φέρουσα ικανότητα της σύνδεσης προσδιορίζει την φέρουσα ικανότητα του ενισχυμένου στοιχείου. Προφανώς, ακόμα και στην παραπάνω περίπτωση η φέρουσα ικανότητα του ενισχυμένου στοιχείου δεν μπορεί να θεωρηθεί μικρότερη απ’ αυτήν του αρχικού.

Ο έλεγχος της διεπιφάνειας γίνεται σε όλο το μήκος του δομικού στοιχείου όπου έχει γίνει η ενίσχυση, με βάση τις μέσες τιμές των $V_{sd}^{διεπ.}$ και $V_{Rd}^{διεπ.}$, που αντιστοιχούν σε τμήματα, μήκους $l_{i,j}$ (i,j διαδοχικές διατομές), στα οποία χωρίζεται το στοιχείο.

Δηλαδή ελέγχεται:

$$V_{sd(i-j)}^{διεπ.} \leq V_{Rd(i-j)}^{διεπ.}$$

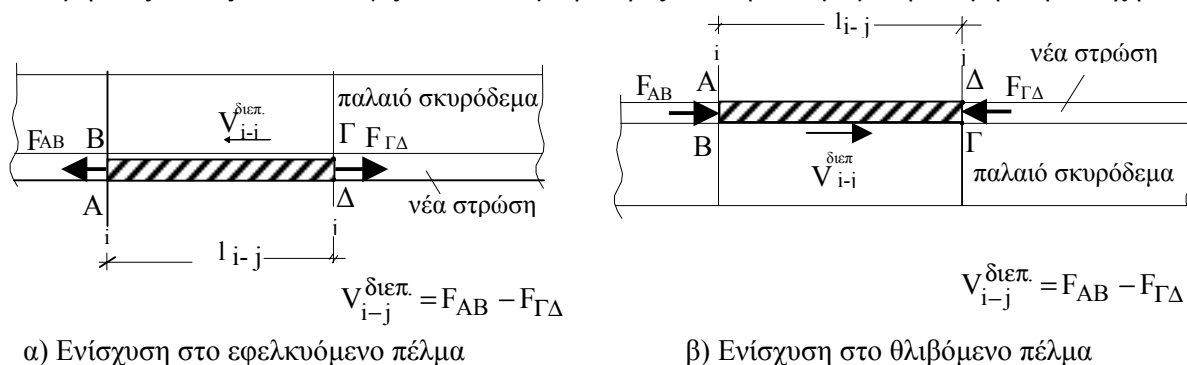
Το μήκος των τμημάτων $l_{i,j}$ είναι σκόπιμο να μην ξεπερνά το διπλάσιο του ύψους της διατομής του στοιχείου. Όμως η διαδικασία διευκολύνεται εάν τα τμήματα του δομικού στοιχείου ορίζονται από χαρακτηριστικές διαδοχικές διατομές, ανεξάρτητα από την μεταξύ τους απόσταση $l_{i,j}$. Ως τέτοιες ορίζονται οι διατομές : (α) μέγιστης θετικής ή αρνητικής ροπής κάμψης (β) στις στηρίξεις (γ) επιβολής συγκεντρωμένων φορτίων (δ) απότομης αλλαγής διατομής (ε) στα ελεύθερα άκρα προβόλων.

Μία εκτίμηση του μεγέθους του διατμητικού φορτίου σχεδιασμού στην διεπιφάνεια ($V_{sd}^{διεπ.}$) μπορεί να προκύψει είτε μέσω μιας διαδικασίας ανάλυσης της διατομής θεωρούμενης μονολιθικής (με υπολογισμό της διατμητικής τάσης της διεπιφάνειας), είτε με την διαδικασία που εφαρμόζεται σε σύμμικτα δομικά στοιχεία. Στην τελευταία περίπτωση για παράδειγμα, αν πρόκειται για ενίσχυση στο εφελκόμενο ή θλιβόμενο πέλμα ενός δομικού στοιχείου με νέα στρώση σκυροδέματος, το μέγεθος του διατμητικού φορτίου στην διεπιφάνεια, στο μήκος $l_{i,j}$, προσδιορίζεται από την σχέση ισορροπίας στο τμήμα ΑΒΓΔΑ (Σχ.4).

$$V_{sd(i-j)}^{διεπ.} = V_{sd}^{B\Gamma} = F_{AB} - F_{\Gamma\Delta}$$

Τα μεγέθη των δυνάμεων F_{AB} και $F_{\Gamma\Delta}$ προσδιορίζονται από μια διαδικασία ανάλυσης (δηλ. προσδιορισμού των εσωτερικών δυνάμεων) των διατομών i και j , ως οι εφελκυστικές ή θλιπτικές δυνάμεις που αντιστοιχούν σε ύψος AB ή $\Gamma\Delta$ αντίστοιχα.

Το μέγεθος της συνολικής διατμητικής αντίστασης στη διεπιφάνεια προκύπτει ως το άθροισμα των επιμέρους αντιστοίχων αντιστάσεων, που ενεργοποιούνται σε κάθε επιμέρους μηχανισμό, για συμβατές παραμορφώσεις και λαμβάνοντας υπ' όψη την αλληλεπίδραση των επιμέρους μηχανισμών. Σε δομικά στοιχεία που συμμετέχουν στο σύστημα ανάληψης σεισμικής έντασης είναι σκόπιμο (και απλουστεύει τους υπολογισμούς), να αγνοηθούν οι μηχανισμοί συνοχής και τριβής και το διατμητικό φορτίο στην διεπιφάνεια να αναληφθεί μέσω διατμητικών συνδέσμων (βλήτρα ή ηλεκτροσυγκολλήσεις ράβδων). Σε άλλες περιπτώσεις (π.χ. πλάκες) μπορεί να θεωρηθεί ότι απαιτούνται διατμητικοί σύνδεσμοι μόνο όταν σε κάποια περιοχή του δομικού στοιχείου, η διατμητική ένταση στην διεπιφάνεια υπερβεί την διατμητική αντίσταση λόγω συνοχής και τριβής. Γίνεται δηλαδή συντηρητικά δεκτό ότι, εφόσον αστοχήσει η διεπιφάνεια σε κάποιο σημείο, η ρωγμή θα επεκταθεί και στην υπόλοιπη περιοχή της διεπιφάνειας, έστω και αν εκεί οι διατμητικές τάσεις που υπολογίζονται είναι μικρότερες από την εκτιμώμενη διατμητική αντοχή.



α) Ενίσχυση στο εφελκυόμενο πέλμα

β) Ενίσχυση στο θλιβόμενο πέλμα

Σχήμα 4. Διατμητική ένταση στην διεπιφάνεια

Κατασκευαστικά, είναι εν γένει σκόπιμο, σε διεπιφάνειες παλαιού-νέου σκυροδέματος, να υπάρχει ένας ελάχιστος οπλισμός ($A_{s\delta}$) κατηγορίας S500 που να διαπερνά την διεπιφάνεια. Αν $A_{c\delta}$ το εμβαδόν της διατομής της διεπιφάνειας, μπορεί να οριστεί το ποσοστό $\rho_{\delta} = \frac{A_{s\delta}}{A_{c\delta}}$ για το οποίο, κατ'αναλογία με τη λογική που καθορίζει το ελάχιστο ποσοστό οπλισμού διάτμησης σε μονολιθικά στοιχεία, θα μπορούσε να προταθεί: $\rho_{\delta} \geq \max \left(0,18 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}, 0,12\% \right)$

Σε περιπτώσεις που το νέο στοιχείο έχει αυξημένα χαρακτηριστικά αντοχής και το συνδετικό υλικό εξασφαλίζει διατμητική αντοχή τουλάχιστον ίση με την εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος, όπως π.χ. σε ενισχύσεις με ινοπλισμένα υφάσματα ή με ελάσματα από χάλυβα ή ινοπλισμένα πολυμερή (FRPs), ο παραπάνω έλεγχος ανάγεται στον έλεγχο επάρκειας της διατμητικής αντοχής της επικάλυψης του σκυροδέματος, δηλαδή στον έλεγχο πιθανής αστοχίας από διαγώνιο εφελκυσμό, του σκυροδέματος που βρίσκεται μεταξύ του προστιθέμενου εξωτερικού οπλισμού και του γειτονικού υπάρχοντος οπλισμού. Ο έλεγχος θεωρείται ότι ικανοποιείται, εξασφαλίζοντας ότι η τάση (ή η παραμόρφωση) του νέου οπλισμού δεν υπερβαίνει μία μέγιστη αποδεκτή τιμή f_F^{eff} (ή ϵ_F^{eff}) που βέβαια είναι συνάρτηση της αντοχής της αγκύρωσης.

Η παραπάνω μέθοδος ελέγχου μέσω μέγιστων επιτρεπόμενων τάσεων ή παραμορφώσεων, είναι συνήθης σε ελέγχους που αφορούν σύνθετα υλικά (βλ. Τριανταφύλλου, 2003), επειδή συχνά η αστοχία τους πραγματοποιείται για εντάσεις αρκετά μικρότερες από αυτές που αντιστοιχούν στην εφελκυστική τους αντοχή.

5.2 Νέοι συντελεστές ασφαλείας υλικών

Εάν σε μία υφισταμένη κατασκευή μετρηθούν οι τελικές διαστάσεις των στοιχείων, προσδιοριστούν οι θέσεις και οι διατομές των οπλισμών και οι αντοχές των υλικών, μπορούν να εκτιμηθούν οι “πιθανότερες” αντοχές των μελών που συχνά -με εξαίρεση χονδροειδή κατασκευαστικά σφάλματα- προκύπτουν αρκετά μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες του αρχικού σχεδιασμού. Έτσι, υπό προϋποθέσεις, μπορούν να προταθούν μειωμένοι συντελεστές ασφαλείας για τα υλικά της υφιστάμενης κατασκευής, π.χ. $\gamma_c=1,2$ για το σκυρόδεμα και $\gamma_s=1,05$ για τον χάλυβα (EC8-Part 1.4, 1996).

Για τα νέα υλικά που προστίθενται με τις επεμβάσεις, οι συντελεστές ασφαλείας, θα πρέπει εν γένει να είναι μεγαλύτεροι από αυτούς που προβλέπονται για τις νέες κατασκευές, επειδή η αβεβαιότητα επιτυχίας των επιδιωκόμενων αντοχών είναι μεγαλύτερη, μια και οι εργασίες των επισκευών και των ενισχύσεων γίνονται συχνά κάτω από δύσκολες συνθήκες πρόσβασης, ποιοτικού ελέγχου και επίβλεψης. Για τα ινοπλισμένα πολυμερή, οι συντελεστές προτείνονται σε ένα εύρος τιμών 1,20 έως 1,50 ανάλογα με τον τύπο των ινών και το επίπεδο ποιοτικού ελέγχου (fib, 2001).

5.3 Διαστασιολόγηση με θεώρηση σύνθετου μέλους

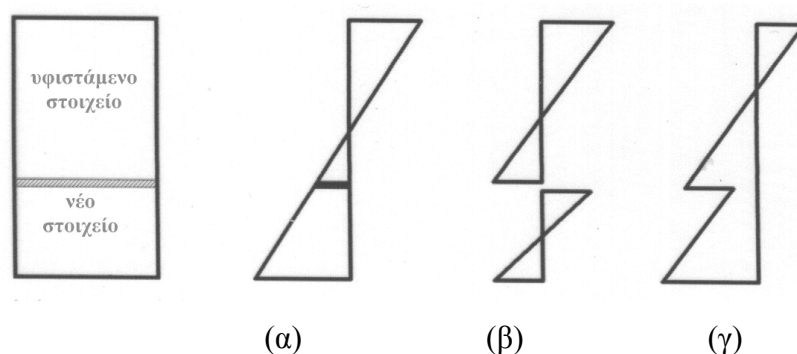
Ο τρόπος σύνδεσης των στοιχείων στις μεταξύ τους διεπιφάνειες, έχει σημαντική επίδραση στην συμπεριφορά του σύνθετου μέλους.

α) Όταν η σύνδεση μεταξύ των στοιχείων εξασφαλίζει μηδενική ολίσθηση στη διεπιφάνεια αρχικού και νέου στοιχείου, τότε η συμπεριφορά του στοιχείου θεωρείται μονολιθική και η κατανομή των καμπτικών παραμορφώσεων καθ' ύψος της διατομής είναι συνεχής,

β) Όταν η σύνδεση μεταξύ των στοιχείων επιτρέπει ελεύθερη ολίσθηση κατά μήκος της διεπιφάνειας, η συμπεριφορά του σύνθετου μέλους καθορίζεται από τη συμπεριφορά των δύο ανεξάρτητων μελών,

γ) Σε πραγματικές συνθήκες σύνδεσης, η σχετική ολίσθηση των δύο στοιχείων εξαρτάται από την διατμητική ένταση που αναπτύσσεται στη διεπιφάνεια και τις “αντιστάσεις” της και η κατανομή των παραμορφώσεων, καθ' ύψος της διατομής, παρουσιάζει ασυνέχεια.

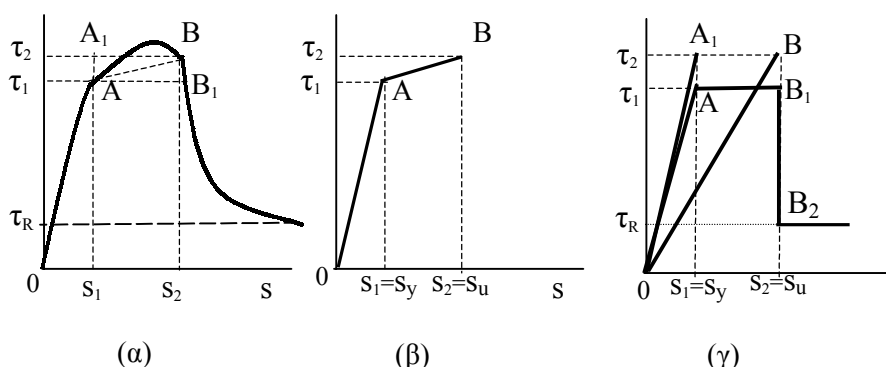
Στο Σχήμα 5α απεικονίζεται σχηματικά η κατανομή των καμπτικών παραμορφώσεων καθ' ύψος μιας διατομής ενισχυμένης στο εφελκόμενο πέλμα, για τις τρεις παραπάνω περιπτώσεις.



Σχήμα 5. Κατανομή παραμορφώσεων καθ' ύψος της διατομής, για διαφορετικές διαδικασίες σύνδεσης στη διεπιφάνεια: α) Πλήρης σύνδεση, β) Απουσία σύνδεσης, γ) Μερική σύνδεση

Προφανώς το μέγεθος της ασυνέχειας στην γραμμική μεταβολή των παραμορφώσεων (όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 5γ), εξαρτάται από την σχετική ολίσθηση των παρειών της διεπιφάνειας.

Ως εκ τούτου για την εκτίμηση της ικανότητας του σύνθετου μέλους, αλλά και των εντατικών (ή παραμορφωσιακών) μεγεθών που ενεργοποιούνται (ή αναπτύσσονται) στην διεπιφάνεια, απαιτείται η εκ των προτέρων προσομοίωση της απόκρισης της επαφής αρχικού-νέου στοιχείου μέσω ενός διαγράμματος διατμητικού φορτίου-ολίσθησης, που θα εξαρτάται από τις συνθήκες σύνδεσης των δύο στοιχείων (π.χ. λεία διεπιφάνεια αρχικού στοιχείου και εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ή εκτράχυνση αρχικού και εκτοξευόμενο ή έγχυτο σκυρόδεμα, χρήση βλήτρων ή όχι κ.λ.π.). Απλά προσομοιώματα μεταφοράς διαμήκους διατμητικής δύναμης, ανάλογα με το μέσο σύνδεσης μπορούν να χρησιμοποιηθούν με βάση δεδομένα της βιβλιογραφίας, μετά από κατάλληλη τεκμηρίωση. Στο Σχήμα 6α παρουσιάζεται η μορφή ενός τέτοιου διαγράμματος σε όρους διατμητικής τάσης-ολίσθησης όπως συνήθως προκύπτει πειραματικά. Για την απλούστευση της υπολογιστικής διαδικασίας, μπορούν να χρησιμοποιηθούν διγραμμικά διαγράμματα της μορφής ΟΑΒ Σχ. 6β, ενώ μία περαιτέρω απλούστευση θα μπορούσε να είναι η χρήση αναλογικής σχέσης μέχρι του μεγίστου φορτίου (Σχ.6γ, καμπύλη ΟΑ₁ ή ΟΒ) ή ακριβέστερα η χρήση μιας ελαστοπλαστικής καμπύλης (Σχ.6γ, καμπύλη ΟΑ₁Β₂). Εν γένει η παραμένουσα διατμητική αντοχή τ_R θεωρείται μηδενική.



Σχήμα 6. Προσομοιώματα μεταφοράς διαμήκους διατμητικής δύναμης

Πρόσθετες παραδοχές που κατά περίπτωση και ανάλογα με τις ειδικές συνθήκες σύνδεσης στη διεπιφάνεια, μπορούν να γίνουν αποδεκτές είναι:

α) Το πάχος του συνδετικού μέσου είναι αμελητέο δηλ. το παλαιό με το νέο στοιχείο έρχονται σε πλήρη επαφή,

β) Ο μηχανισμός μεταφοράς δυνάμεων από το ένα στοιχείο στο άλλο, μέσω συνοχής, αγνοείται, εκτός αν στη διεπιφάνεια χρησιμοποιείται αποξειδική κόλλα,

γ) Στη διεπιφάνεια αρχικού-νέου στοιχείου μπορεί να συμβεί μόνο σχετική ολίσθηση των δύο στοιχείων και όχι απομάκρυνση σε κατεύθυνση κάθετη προς το επίπεδο της διεπιφάνειας. Επομένως, για καμπτόμενα μέλη η καμπυλότητα των δύο στοιχείων μπορεί να θεωρηθεί η ίδια.

Η ύπαρξη εποξειδικής κόλλας ή βλήτρων/αγκυρίων στη διεπιφάνεια μπορεί να θεωρηθεί ότι εξασφαλίζει την ισχύ της παραδοχής. Αυτή η παραδοχή, δε μπορεί να θεωρηθεί ότι ισχύει εν γένει σε άλλες περιπτώσεις. Για παράδειγμα, όταν στο αρχικό στοιχείο από σκυρόδεμα, προστίθεται νέο στοιχείο ή νέα στρώση από σκυρόδεμα χωρίς ενδιάμεση στρώση ρητίνης ή χωρίς σύνδεση μέσω διατμητικών συνδεέσμων η παραδοχή θεωρείται ότι ισχύει μόνο όταν έχει προηγηθεί επιμελής εκτράχυνση του αρχικού στοιχείου (στη θέση της διεπιφάνειας) με μηχανικό τρόπο ή υδραμμοβολή.

(δ) Η επίδραση της συστολής ξήρανσης του νέου υλικού (π.χ. σκυροδέματος) θα μπορούσε να αγνοηθεί όπως επίσης και η επιρροή του διαφορικού ερπυσμού.

Το μέγεθος της ολίσθησης, που προκύπτει για την διεπιφάνεια, πρέπει να ικανοποιεί όλους τους ελέγχους για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας, συμπεριλαμβανομένων εκείνων για τις οποίες αμελούνται οι επιδράσεις της ολίσθησης.

5.4 Διαστασιολόγηση με χρήση συντελεστών μονολιθικότητας

Η διαδικασία σχεδιασμού των επισκευασμένων/ενισχυμένων στοιχείων που περιγράφηκε προηγουμένως είναι επίπονη και απαιτεί μεγάλο υπολογιστικό χρόνο. Πιθανότατα να είναι ανέφικτη σε επεμβάσεις μεγάλης κλίμακας αν δεν αναπτυχθεί κατάλληλο λογισμικό. Επιπλέον προαπαιτεί να διατίθενται αξιόπιστα στοιχεία για την προσομοίωση της συμπεριφοράς των διεπιφανειών, έτσι όπως πραγματικά θα προκύψουν μετά την εκτέλεση των εργασιών στο έργο. Ως εκ τούτου, σε συνήθη οικοδομικά έργα, θα μπορούσε να εφαρμόζεται μία προσεγγιστική διαδικασία, με αναγωγή στις μεθόδους διαστασιολόγησης μονολιθικών στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος.

Για την μεταφορά των πραγματικών χαρακτηριστικών απόκρισης του σύνθετου στοιχείου στα αντίστοιχα ενός ίδιου στοιχείου θεωρούμενου μονολιθικού, χρησιμοποιούνται διορθωτικοί συντελεστές προσομοιώματος (k) που ονομάζονται και συντελεστές μονολιθικότητας και ορίζονται:

- Για την δυσκαμψία: $k_k = \frac{\text{Δυσκαμψία Πραγματικού Σύνθετου Στοιχείου}}{\text{Δυσκαμψία Μονολιθικού Στοιχείου}}$
- Για την αντοχή: $k_r = \frac{\text{Αντοχή Πραγματικού Σύνθετου Στοιχείου}}{\text{Αντοχή Μονολιθικού Στοιχείου}}$

Ο δείκτης αντοχής r μπορεί να αφορά κατά περίπτωση καμπτική, διατμητική ή αξονική αντοχή οπότε αντικαθίσταται με M, V, N αντίστοιχα.

Συνήθως $k_k \leq k_r \leq 1,0$

Προφανώς η αντιμετώπιση του θέματος απλουστεύεται αρκετά. Με δοσμένους συντελεστές μονολιθικότητας κατά περίπτωση επέμβασης, η διαστασιολόγηση αλλά και η εκτίμηση απαραίτητων δεδομένων της ανάλυσης μεταφέρονται στο αντίστοιχο (οικείο για τον μελετητή) πεδίο των μονολιθικών μελών.

Όμως, υπάρχουν άραγε αξιόπιστες τιμές συντελεστών μονολιθικότητας που θα μπορούσαν σήμερα να προταθούν για εφαρμογή στην καθημερινή πράξη;

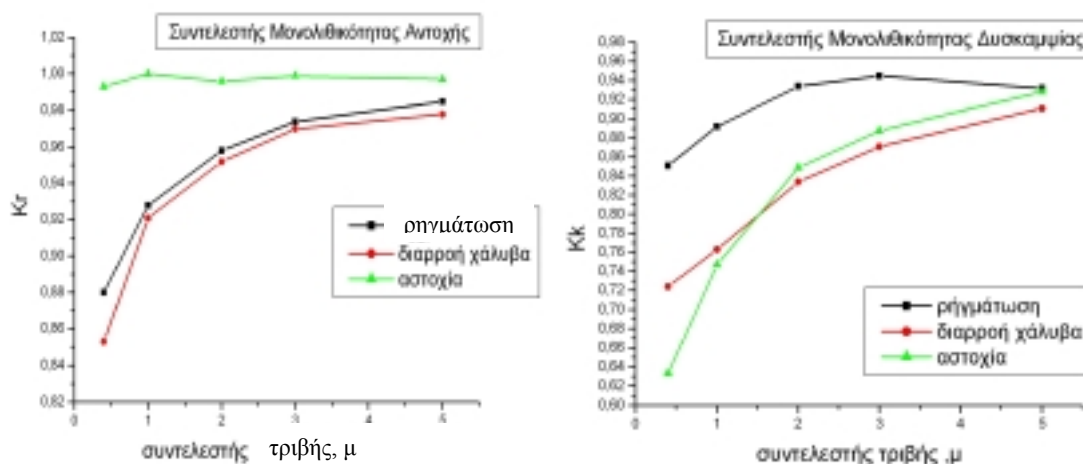
Ο προσδιορισμός αξιόπιστων τιμών για τους συντελεστές μονολιθικότητας που θα προτείνονται για χρήση στον μελετητή, είναι ένα από τα κρίσιμα θέματα στον τομέα του ανασχεδιασμού. Απαιτούνται εκτεταμένες αναλυτικές διερευνήσεις και πειραματικές δοκιμές για να προκύψουν τα πραγματικά χαρακτηριστικά δυσκαμψίας και αντοχής των επισκευασμένων/ενισχυμένων στοιχείων που στην συνέχεια θα συγκριθούν με τα χαρακτηριστικά των αντίστοιχων μονολιθικών στοιχείων. Είναι ως εκ τούτου προφανές ότι τα αποτελέσματα έχουν ισχύ σε πρακτικές εφαρμογές, μόνο εφόσον η επέμβαση γίνει στην πράξη με τον ίδιο τρόπο που εκτελέστηκε στο εργαστήριο. Γίνεται λοιπόν αντιληπτό ότι συχνά στην πράξη θα απαιτηθεί “κρίση μηχανικού” επειδή για πολλές περιπτώσεις τα πειραματικά δεδομένα είναι ελάχιστα.

Πάντως για τον μελετητή της πράξης, χρήσιμος οδηγός για την εκτίμηση τιμών των συντελεστών μονολιθικότητας είναι το Τμήμα 1.4 του Ευροκώδικα 8 (1995). Πρόσφατα αναλυτικά αποτελέσματα (Economou et al, 2003) που προήλθαν από αναλύσεις με χρήση ειδικών πεπερασμένων στοιχείων στις διεπιφάνειες, δείχνουν ότι οι τιμές που προτείνονται εκεί για σχεδιασμό είναι εύλογα προς την ασφαλή πλευρά.

Στο Σχήμα 7, παρουσιάζεται, για υποστυλώματα με ολόσωμο μανδύα από οπλισμένο σκυρόδεμα, η συσχέτιση του συντελεστή μονολιθικότητας (για αντοχή και δυσκαμψία) με τον συντελεστή

τριβής των παρειών της διεπιφάνειας. Όπως μπορεί να παρατηρηθεί, για τιμή του συντελεστή τριβής $\mu=1,5$ (που αντιστοιχεί σε συνθήκες συνήθους εκτράχυνσης της επιφάνειας του παλαιού υποστρώματος και χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος για τον μανδύα), οι τιμές k_k και k_r (στο στάδιο διαρροής) προκύπτουν:

$$k_k = 0,80 \text{ και } k_r = 0,93$$



Σχήμα 7. Επιρροή συντελεστή τριβής στους συντελεστές μονολιθικότητας

Συντηρητικά (και κατά την γνώμη μου ορθολογικά), οι αντίστοιχες τιμές σχεδιασμού στο Τμήμα 1.4 του Ευροκώδικα 8 (1995) προτείνονται αναλογικά μικρότερες: $k_k = 0,70$ και $k_r = 0,80$

Εδώ αξίζει να παρατηρηθεί, ότι για την εκτίμηση της έντασης στο φορέα, δεν είναι πάντοτε υπέρ της ασφαλείας η χρήση συντελεστών μονολιθικότητας για την δυσκαμψία των κατακόρυφων μελών μικρότερων από τις πραγματικές τιμές. Σε κάθε περίπτωση, ένας συντηρητικός σχεδιασμός των φερόντων στοιχείων της κατασκευής θα ελάμβανε υπόψη τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από δύο αναλύσεις. Στην πρώτη ανάλυση η δυσκαμψία των ενισχυμένων υποστρωμάτων εκτιμάται είτε θεωρώντας $k_k = 0,70$ είτε ακόμα αγνοώντας πλήρως την παλαιά διατομή δηλαδή λαμβάνοντας υπόψη μόνο τη διατομή του μανδύα. Στη δεύτερη ανάλυση η δυσκαμψία των υποστρωμάτων εκτιμάται με την παραδοχή πλήρους μονολιθικής σύνδεσης μανδύα και αρχικού υποστρώματος, δηλαδή η τελική διατομή θεωρείται ενιαία και επομένως λαμβάνεται $k_k = 1,0$.

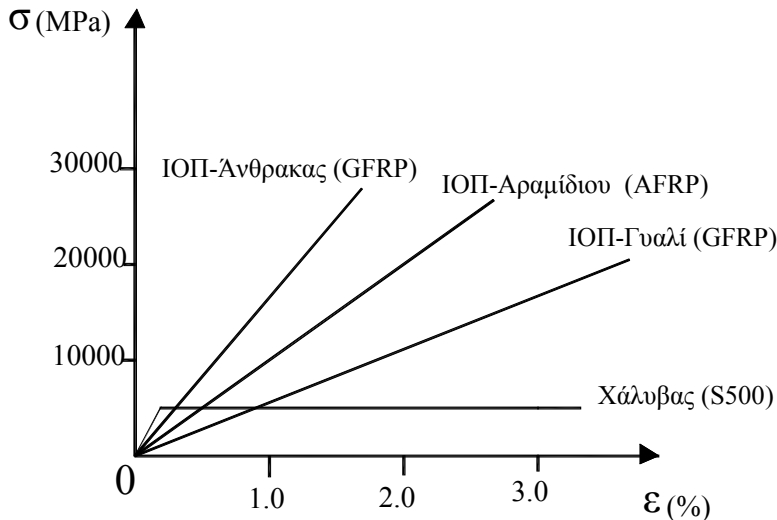
Για επεμβάσεις επισκευής ρωγμών με ρητινενέσεις μπορεί να θεωρηθεί υπό προϋποθέσεις: $k_k = k_r = 1,0$. Οι ίδιες τιμές μπορούν να χρησιμοποιηθούν για ενισχύσεις με επικολλητά στοιχεία από χάλυβα ή ινοπλισμένα πολυμερή (FRPs).

Τέλος επισημαίνεται ότι, όταν στο μέλλον, για τις ανάγκες της ανάλυσης και της διαστασιολόγησης, ο έλεγχος της ανίσωσης ασφαλείας θα προβλέπεται σε όρους παραμορφώσεων (σε στοιχεία με πλάστιμη συμπεριφορά), απαιτούνται συντελεστές μονολιθικότητας και για τα μεγέθη που αφορούν την παραμορφωσιακή ικανότητα των μελών, όπως η πλαστική γωνία στροφής χορδής και η πλαστιμότητα ή η απορροφούμενη ενέργεια. Από τα μέχρι σήμερα ελάχιστα αναλυτικά αποτελέσματα (Economidou et al, 2003), οι παραπάνω συντελεστές φαίνεται να προκύπτουν μεγαλύτεροι από την μονάδα και ως εκ τούτου θα μπορούσε κανείς να αποδεχθεί $k = 1,0$. Όμως επειδή για τα παραπάνω μεγέθη η αναλυτική διερεύνηση δεν έχει ολοκληρωθεί και τα μέχρι σήμερα πειραματικά αποτελέσματα είναι μηδαμινά, η χρήση τέτοιου είδους συντελεστών θα

πρέπει να περιοριστεί σε εκείνες μόνο τις περιπτώσεις που τα απαραίτητα στοιχεία προκύπτουν από ειδικές πειραματικές δοκιμές που προδιαγράφονται για συγκεκριμένη εφαρμογή.

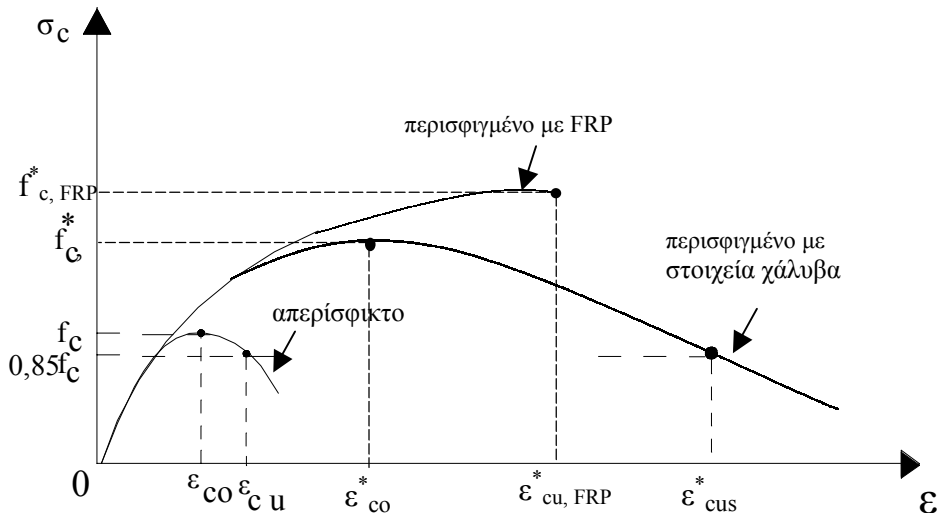
5.5 Διαφορές στην διαστασιολόγηση όταν χρησιμοποιούνται ινοπλισμένα πολυμερή

Συχνά, και σε αρκετές περιπτώσεις όχι άδικα, τα ινοπλισμένα πολυμερή αντιμετωπίζονται, ως εναλλακτικός οπλισμός αντί του χάλυβα. Όμως απαιτείται ιδιαίτερη προσοχή από τον μελετητή, να αξιολογήσει κατά περίπτωση την διαφορά τους από τον χάλυβα και ιδιαίτερα το γεγονός ότι έχουν πλήρη γραμμική συμπεριφορά (με υψηλές αντοχές) χωρίς διαρροή (Σχ.8). Εδώ ενδεικτικά και με συντομία επισημαίνονται, τρεις κρίσιμες επιπτώσεις που όμως δεν είναι οι μόνες.



Σχήμα 8. Σχέσεις τάσης-παραμόρφωσης σε εφελκυσμό, για σύνθετα υλικά και χάλυβα

(α) Στην περίπτωση περίσφιξης στοιχείων σκυροδέματος με ινοπλισμένα υφάσματα, η συμπεριφορά του περισφιγμένου σκυροδέματος είναι διαφορετική απ' ό,τι με χαλύβδινα στοιχεία. Στην περίπτωση των ινοπλισμένων δεν υπάρχει φθιτός κλάδος στο διάγραμμα σ-ε του σκυροδέματος, όπως ισχύει για την περίπτωση των χαλύβδινων στοιχείων (λόγω της ολκιμότητας του χάλυβα) (Σχ.9).

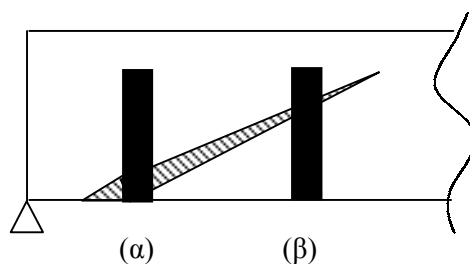


Σχήμα 9. Διαγράμματα σ-ε για σκυρόδεμα περισφιγμένο με χαλύβδινα στοιχεία ή με ινοπλισμένα πολυμερή

Τώρα η μέγιστη παραμόρφωση του σκυροδέματος αντιστοιχεί στην τριαξονική αντοχή του που μπορεί να είναι αρκετά μεγάλη.

(β) Σε ενίσχυσεις σε κάμψη, δεν είναι δυνατή η εκ των προτέρων οριοθέτηση της απαίτησης για αντοχή στη θλιβόμενη ζώνη, όπως επιτυγχάνεται σε συμβατικά οπλισμένα στοιχεία, όπου η διαρροή του χάλυβα εξασφαλίζει ένα πάνω όριο της αναλαμβανόμενης δύναμης στη θλιβόμενη ζώνη και πλάσιμη συμπεριφορά του στοιχείου. Ως εκ τούτου, για να εξασφαλιστεί η ιεράρχιση των οριακών καταστάσεων αστοχίας, στην βάση του ικανοτικού σχεδιασμού, απαιτείται η δημιουργία μιας τεχνητής “δικλείδας ασφαλείας”, η οποία θα περιορίσει την απαίτηση για περαιτέρω αύξηση των δυνάμεων στη θλιβόμενη ζώνη του σκυροδέματος, είτε με κατάλληλο σχεδιασμό μηχανισμού πλάστιμης σύνδεσης στην διεπιφάνεια, είτε με πρόβλεψη μεγίστων επιτρεπόμενων τάσεων (ή παραμορφώσεων) στην οριακή κατάσταση αστοχίας του σκυροδέματος (Καραμπίνης και Πανταζοπούλου, 2000).

(γ) Σε ενισχύσεις σε διάτμηση, η ενεργοποίηση των ινών που γεφυρώνουν μια διατμητική ρωγμή, διαφοροποιείται ανάλογα με την θέση της ίνας. Ίνες που γεφυρώνουν την ρωγμή στο ευρύτερο τους άνοιγμα (Σχ.10α) θα αστοχήσουν πρώτες και θα καθορίσουν την αστοχία σε διάτμηση, ενώ άλλες (Σχ.10β) θα έχουν ελάχιστα ενεργοποιηθεί. Με άλλα λόγια, δεν υπάρχει ανακατανομή της έντασης (Maruyama and Ueda, 2001 Teng et al, 2001). Ως εκ τούτου η μέση “ενεργή” τάση των ινών θα είναι πολύ μικρότερη από την εφελκυστική τους αντοχή. Αντίθετα, στη περίπτωση όπλισης με συμβατικό οπλισμό διάτμησης, η διαρροή του χάλυβα επιτρέπει την ανακατανομή της έντασης και την πλήρη ενεργοποίηση του οπλισμού διάτμησης.



Σχήμα 10. Ενίσχυση σε διάτμηση με ινοπλισμένα πολυμερή. Η ένταση των ινών εξαρτάται από το εύρος της ρωγμής στην θέση που τη γεφυρώνουν

7. ΣΥΝΟΨΙΣ – ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Από την ανάλυση που προηγήθηκε μπορούμε συμπερασματικά να συνοψίσουμε τα εξής:

(α) Πολλές από τις υφιστάμενες κατασκευές και ειδικότερα απ’ αυτές που κατασκευάστηκαν προ του 1985 κινδυνεύουν από σεισμό τουλάχιστον δύο φορές περισσότερο απ’ ότι οι σύγχρονες. Απαιτείται, λοιπόν, μία στρατηγική ευρείας κλίμακας για τον ανασχεδιασμό τους, που θα συμπεριλαμβάνει όλες τις συνιστώσες του ζητήματος και θα καταλήγει σε προτεραιότητες για επεμβάσεις.

(β) Η τεχνο-επιστημονική διάσταση του ζητήματος, που αφορά τον σχεδιασμό των απαιτούμενων επεμβάσεων για επισκευή ή ενίσχυση είναι ένα θέμα δυσκολότερο και περισσότερο περίπλοκο απ’ ότι ο σχεδιασμός νέων κατασκευών και αποτελεί μοναδική πρόκληση για τον μηχανικό απαιτώντας υψηλό βαθμό κρίσης και σύνεσης δεδομένου ότι: (i) οι γνώσεις μας, για το αντικείμενο είναι λίγες και όχι επαρκώς τεκμηριωμένες, (ii) δεν υπάρχει Κανονισμός, (iii) η μόρφωση του υφιστάμενου φορέα μπορεί να είναι απαράδεκτη, είναι όμως εκεί, (iv) τα βασικά δεδομένα που

εκτιμώνται στην αρχική φάση τεκμηρίωσης της υπάρχουσας κατάστασης αποδεικνύονται στην εξέλιξη της επέμβασης συχνά λανθασμένα, (v) νέα υλικά προωθούνται στην αγορά η συμπεριφορά των οποίων είναι υπό διερεύνηση (vi) η εξειδίκευση και η εμπειρία συνεργείων για την εκτέλεση των εργασιών είναι μικρή και μερικές φορές αρνητική.

(γ) Ο φορέας αντιμετωπίζεται πάντοτε ως σύνολο και η διαδικασία ανασχεδιασμού περιλαμβάνει τρία στάδια. Το πρώτο είναι η αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας της υφιστάμενης κατασκευής, το δεύτερο αφορά την διαδικασία λήψης απόφασης για την επέμβαση και το τρίτο περιλαμβάνει τον σχεδιασμό της λύσης και την εκτίμηση του κόστους.

(δ) Η επιλογή της επιθυμητής συμπεριφοράς της κατασκευής (“στάθμης επιτελεστικότητας”) για τον(τους) σεισμό(ους) σχεδιασμού, θα ήταν λογικό να επιτρέπεται (κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό) να είναι διαφορετικοί απ’ ό,τι για τον σχεδιασμό των νέων κατασκευών. Προφανώς, μετά από οποιαδήποτε επέμβαση θα πρέπει να εξασφαλίζεται κατ’ ελάχιστον η αρχική ικανότητα του φορέα.

(ε) Η μέθοδος και οι τεχνικές που θα επιλεγούν για την επέμβαση θα πρέπει να εντάσσονται στο πλαίσιο μιας στρατηγικής που θα στοχεύει είτε σε αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής είτε στην αναίρεση τοπικών αδυναμιών και αύξηση της πλαστιμότητας, είτε σε ένα συνδυασμό των παραπάνω, είτε τέλος σε μείωση της εισαγόμενης σεισμικής δράσης στην κατασκευή.

Ανάλογα με τα πρόσθετα στοιχεία που χρησιμοποιούνται οι κυριότερες μέθοδοι επέμβασης που διακρίθηκαν είναι: (i) η κατασκευή τοιχωμάτων εντός πλαισίων (ii) η κατασκευή δικτυωτών συστημάτων, (iii) η κατασκευή τοιχωμάτων-περυγίων σε συνέχεια υποστλωμάτων, (iv) η προσθήκη νέων κατακόρυφων στοιχείων, (v) η επιλεκτική ενίσχυση αδύναμων στοιχείων και η κατασκευή μανδύων και (vi) η ενσωμάτωση στην κατασκευή συστημάτων απορρόφησης ενέργειας.

(στ) Η επιλογή της κατάλληλης λύσης για επέμβαση προϋποθέτει ότι ο μηχανικός γνωρίζει καλά τα υλικά και τις τεχνικές που διατίθενται. Στο κείμενο επισημαίνονται κρίσιμα θέματα πρακτικής εφαρμογής, που συχνά προβληματίζουν τον μηχανικό ή επιλύονται με λανθασμένο τρόπο, και αφορούν είτε την επιλογή της κατάλληλης μεθόδου για συνολική ενίσχυση της κατασκευής, είτε της κατάλληλης τεχνικής για τοπική ενίσχυση κρίσιμων περιοχών και αποτροπή πρόωρων αστοχιών, είτε την τεχνολογία των τεχνικών επέμβασης.

(ζ) Η λογική της διαστασιολόγησης των επισκευασμένων/ενισχυμένων μελών κινείται στο παρακάτω πλαίσιο: (i) Ελέγχονται οι διεπιφάνειες, εξασφαλίζοντας υπολογιστικά ότι η αστοχία κάθε επισκευασμένου/ενισχυμένου στοιχείου, προηγείται της αστοχίας της διεπιφάνειας παλαιού και νέου υλικού, (ii) Χρησιμοποιούνται νέοι, αναθεωρημένοι συντελεστές ασφαλείας για τα παλαιά και τα νέα υλικά, (iii) Προσδιορίζεται η “ικανότητα” των επισκευσμένων/ενισχυμένων μελών με θεώρηση σύνθετου μέλους είτε με την προσεγγιστική διαδικασία χρήσης των συντελεστών μονολιθικότητας.

(η) Η πλήρης γραμμική συμπεριφορά των ινοπλισμένων πολυμερών σε αντίθεση με την όλκιμη συμπεριφορά του χάλυβα διαφοροποιεί την διαστασιολόγηση ανάλογα με το υλικό που χρησιμοποιείται για την ενίσχυση. Οι διαφορές αφορούν ενισχύσεις σε κάμψη, σε διάτμηση και με περίσφιγξη.

8. ΑΝΑΦΟΡΕΣ

Αντωνόπουλος, Κ. 2001. Ενίσχυση κόμβων οπλισμένου σκυροδέματος με σύνθετα υλικά. Διδακτορική Διατριβή. Πανεπιστήμιο Πατρών, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών.
Βινζηλαίου, Ε. 2003. Σύσταση και διάχυση τεχνικών οδηγιών για την ενίσχυση κατασκευών με σύνθετα υλικά. Ερευνητικό πρόγραμμα ΟΑΣΠ. Επιστ. Υπεύθυνος Α.Τριανταφύλλου.

- Δρίτσος, Σ. 2001. Επισκευές και ενισχύσεις κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα. σελ.309, Πάτρα.
- Καραγιάννης Χ., Χαλιορής Κ., Σίδερης Κ., Οικονόμου Χ., 1996. Πειραματική διερεύνηση της ικανότητας ακραίων κόμβων Ο.Σ. επισκευασμένων με ρητίνες. Πρακτικά 12^{ου} Ελληνικού Συνεδρίου Σκυροδέματος. Εκδ. ΤΕΕ. Τομ. 3, σελ. 363-374. Λεμεσός, Κύπρος.
- Καραμπίνης, Α. & Πανταζοπούλου, Σ. 2000. Η χρήση των σύνθετων υλικών στον σχεδιασμό και την ενίσχυση στοιχείων Ο.Σ.. Τεχνικά χρόνια, Τεύχος 3, σελ. 75-86.
- ΟΑΣΠ, 2001. Συστάσεις για προσεισμικές και μετασεισμικές επεμβάσεις σε κτίρια. σελ.231. Αθήνα.
- Πενέλης, Γ. 1999. Ενισχύσεις- Επισκευές μετά από σεισμό. Ειδική εισήγηση, 13^ο Ελληνικό Συνέδριο Σκυροδέματος. Ρέθυμνο.
- Τάσιος, Θ. 1984. Επισκευές μετά τον σεισμό. Πρακτικά Συνεδρίου σεισμοί και κατασκευές. ΟΑΣΠ. Εκδ. ΣΠΜΕ. Τομ.1, σελ. 595-636. Αθήνα.
- Τάσιος, Θ. 2000. Οι υφιστάμενες κατασκευές και οι σεισμοί. Διάλεξη στην Γαλλική Εταιρεία Αντισεισμικής.
- ΤΕΕ, 2001. Επιτελ. Επιτροπή σχεδίου ANTYK. Αντισεισμική ενίσχυση υφισταμένων κτιρίων. Περίληψη παρουσίασης 1^{ης} φάσης. Αθήνα.
- Τριανταφύλλου, Α. 2003. Ενισχύσεις κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος με σύνθετα υλικά. σελ.104. Πάτρα.
- Χρονόπουλος, Μ. 1985. Συστάσεις και Πρακτικοί κανόνες για τον επανέλεγχο επισκευασμένων-ενισχυμένων υποστυλωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα. Πρακτικά 7^{ου} Ελληνικού Συνεδρίου Σκυροδέματος. Εκδ. ΤΕΕ, Τομ.2,σελ 201-210. Πάτρα.
- Antoniades K., Salonikios T., & Kappos A. 2003. Cyclic tests on seismically damaged reinforced concrete walls strengthened using fiber-reinforced polymer reinforcement. ACI Structural Journal. Vol. 100, No 4.
- Aschheim, M. 2000. A sample alternative to capacity spectrum method. Yield Point Spectra. Proceedings, ASCE Structures Congress.
- ATC40, 1996. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. California, USA.
- CEB Bul.No 162. 1983. Assessment of concrete structures and design procedures for upgrading. Paris.
- CEN Tech. Com. 250/SC8 Eurocode 8- Part 1.4, 1995. Design Provisions for earthquake resistance of structures: strengthening and repair of buildings. PrENV 1998-1-4. Brussels.
- Economou M., Dritsos S. & Pistendis G. 2003. Monolithic behaviour of reinforced concrete strengthened columns. CD Proceedings of the 10th International Conference on Structural Faults and Repair. London.
- Federation International du Beton. (fib), 2001. Externally bonded FRP reinforcement for RC structures. Bulletin 14. Lausanne.
- FEMA 356, 2000. Pre-standard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Washington. D.C.
- Harries K., Ricles J., Pessiki S. & Sause R. 2003. Rehabilitation of lap-splices in non-ductile reinforced concrete columns using CFRP jackets. CD Proceedings of the 10th International Conference on Structural Faults and Repair. London.
- Maruyama, K. & Veda, T. 2001. JSCE. Recommendations for upgrading of concrete structures with use of continues fiber sheets. International Conference FRP on Composites in Civil Engineering. Vol I, p.p. 99-106.
- Otani, S. 2003. Seismic vulnerability assessment and retrofit-state of practice in Japan. CD Proceedings of the fib Symposium 2003. Concrete structures in seismic regions. Athens.
- Panagiotakos, T. & Fardis, M.N. 2001. Deformation of r.c. members at yielding and ultimate. ACI Structural Journal, Vol.98, No 2, p.p. 135-148.
- Plakandaras V., Akritidis E.P., Zdounba D.P. & Pantazopoulou S.J. 2001. Repair/Strengthening of old type reinforced concrete columns using fiber reinforced plastics. Proceedings in CCC 2001 Conference of Composites in Construction. p.p. 269-274. Porto-Portugal.

- Sugano S., Hirose M. & Kaminosono T. 1995. Essentials of current evaluation and retrofitting of existing and damaged buildings in Japan. International Institute of Seismology and Earthquake Engineering. Ibaraki-ken. Japan.
- Sugano, S. 1996. State-of-Art in techniques for rehabilitation of buildings. CD Proceedings of the 11th Conference in Earthquake Engineering. Paper No 2175. Acapulco.
- Tassios, T.P. 1983. Physical and Mathematical models for redesign of damaged structures. Introductory Report, IABSE, Venice.
- Tastani, S. & Pantazopoulou, S.J. 2002. Design of seismic strengthening for brittle r.c. members using FRP jackets. CD Proceedings of the 12th European Conference in Earthquake Engineering. London, UK.
- Teng, J., Chen J., Smith S. & Lam L. 2001. FRP strengthened RC structures. John Wiley and sons p.p. 245. Chichester.
- Tsonos, A.G. 2001. Seismic rehabilitation of reinforced concrete joints by the removal and replacement technique. International Journal of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, No 3, p.p.29-43.
- UNIDO/UNDP. 1985. Repair and strengthening of reinforced concrete. Stone and brick-masonry buildings. Project RER/79/015. Building construction under seismic conditions in the Balkan region. UNIDO. Vol.5. Vienna.