

## Προσομοίωση και Έλεγχοι Επάρκειας Πλαισίου λόγω Εμφάνωσης Τοιχώματος από Οπλισμένο Σκυρόδεμα

**Μαρίνα Α. Μωρέττη**

*Επίκουρος Καθηγήτρια Ε.Μ.Π., moretti@central.ntua.gr*

### Εισαγωγή

Τα κτήρια από οπλισμένο σκυρόδεμα στην Ελλάδα τα οποία έχουν σχεδιαστεί και κατασκευαστεί πριν από την εισαγωγή των πρόσθετων αντισεισμικών διατάξεων του 1985 υπολείπονται σημαντικά των απαιτήσεων των σύγχρονων κανονισμών. Τα κτήρια αυτά είχαν κατά κύριο λόγο πλαισιακό φέροντα οργανισμό με ελάχιστα, ή καθόλου, φέροντα τοιχώματα. Βασική έλλειψη των κτηρίων αυτών σε σύγκριση με τις σύγχρονες κανονιστικές απαιτήσεις είναι η απουσία του ικανοτικού σχεδιασμού (capacity design). Οι ικανοτικοί έλεγχοι είναι: α) ο ικανοτικός έλεγχος κόμβων, και β) ο ικανοτικός έλεγχος αποφυγής ψαθυρών μορφών αστοχίας. Ο ικανοτικός έλεγχος κόμβων εξασφαλίζει ότι σε κάθε κόμβο ενός πλαισιακού φορέα οι δοκοί που συντρέχουν σε αυτόν θα αστοχήσουν πριν από τα αντίστοιχα υποστυλώματα. Ο ικανοτικός έλεγχος αποφυγής ψαθυρών μορφών αστοχίας αποσκοπεί στην εξασφάλιση ότι η καμπτική αστοχία (η οποία είναι πλάστιμη) θα προηγηθεί της διατμητικής αστοχίας (η οποία είναι ψαθυρή) σε όλες τις κρίσιμες περιοχές των φερόντων στοιχείων ενός φορέα (δηλαδή στα άκρα των δοκών και των υποστυλωμάτων, καθώς και στην βάση των φερόντων τοιχωμάτων). Οι ικανοτικοί έλεγχοι στοχεύουν στην απόσβεση της εισαγόμενης σεισμικής ενέργειας στην ανωδομή ενός κτηρίου μέσω περιορισμένων και ελεγχόμενων βλαβών στις κρίσιμες περιοχές των στοιχείων του φέροντος οργανισμού. Οι βλάβες λόγω σεισμού στον φέροντα οργανισμό επιδιώκεται να είναι τέτοιες που να επιτρέπουν σημαντικές παραμορφώσεις του φορέα, χωρίς όμως μεγάλη μείωση της φέρουσας ικανότητάς του, δηλαδή να επιτρέπουν την ανάπτυξη «πλαστιμότητας». Η εξασφάλιση επαρκούς πλαστιμότητας σε έναν φορέα είναι ο βασικός στόχος σχεδιασμού των φορέων σύμφωνα με την φιλοσοφία των σύγχρονων κανονισμών. Ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός του 1959 βασιζόταν στην μέθοδο των επιτρεπομένων τάσεων και την υπόθεση ότι ο φορέας παραμένει στην ελαστική περιοχή. Εκτός από την απουσία των ικανοτικών ελέγχων, οι παλαιότεροι ελληνικοί κανονισμοί (Οπλισμένου Σκυροδέματος, 1954, Αντισεισμικός Κανονισμός, 1959) περιελάμβαναν πολύ ελαστικότερες κατασκευαστικές λεπτομέρειες διαστασιολόγησης για τα φέροντα στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα συγκριτικά με τους αντίστοιχους σύγχρονους κανονισμούς. Οι σημαντικότερες ελλείψεις στις λεπτομέρειες διαστασιολόγησης οι οποίες ενδέχεται να έχουν σημαντικές επιπτώσεις στην σεισμική συμπεριφορά ενός φορέα, μπορούν να συνοψιστούν στις εξής: μεγάλες αποστάσεις μεταξύ συνδετήρων στα άκρα των φερόντων στοιχείων (στις κρίσιμες περιοχές), απουσία ενδιάμεσων σκελών συνδετήρων εντός της διατομής των υποστυλωμάτων (απουσία ελέγχου περίσφιξης), ανεπαρκής διαμόρφωση όπλισης κόμβων πλαισίων, ανεπαρκή μήκη αναμονών στα κατακόρυφα στοιχεία, ανεπαρκής όπλιση φερόντων τοιχωμάτων.

Δομήματα που έχουν σχεδιαστεί βάσει παλαιότερων κανονισμών είναι απαραίτητο να ενισχυθούν προκειμένου να ικανοποιήσουν τις ελάχιστες υποχρεωτικές απαιτήσεις φέρουσας ικανότητας οι οποίες, υπό προϋποθέσεις, μπορεί να είναι και μειωμένες σε σχέση με τις προβλέψεις των ισχυόντων Κανονισμών σχεδιασμού νέων δομημάτων κατά τον χρόνο της αποτίμησης (ΚΑΝ.ΕΠΕ, 2013). Η μέθοδος ενίσχυσης ενός υφιστάμενου φορέα μέσω εμφάνωσης τοιχωμάτων από οπλισμένο

σκυρόδεμα ή άοπλη τοιχοποιία στο κενό μεταξύ των υποστυλωμάτων και της δοκού επιλέγεται συχνά ως μέθοδος ενίσχυσης σε περιπτώσεις ανοιχτών ισογείων (πιλοτί). Η μέθοδος αυτή είναι σχετικά εύκολη στην εφαρμογή της και οδηγεί σε σημαντική αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας (Erdem *et al.*, 2006; Murti *et al.*, 2006). Η ενίσχυση ενός φορέα μέσω εμφαντούμενων τοιχωμάτων οδηγεί αφενός σε μικρότερες σχετικές μετακινήσεις των ορόφων (κυρίως στην κρίσιμη στάθμη του Ισογείου), αλλά και στην μεταφορά σημαντικού ποσοστού της αδρανειακής τέμνουσας δύναμης λόγω σεισμού μέσω μηχανισμών μεταφοράς δυνάμεων στους οποίους συμμετέχει το εμφαντωμένο τοίχωμα. Απαραίτητη προϋπόθεση όμως είναι η κατά το δυνατόν καλύτερη συνεργασία μεταξύ πλαισίου και τοιχώματος, η οποία εξασφαλίζεται για μικρές τιμές της επιβαλλόμενης οριζόντιας δράσης. Με την πρόοδο της φόρτισης συμβαίνουν σχετικές μετακινήσεις στις διεπιφάνειες τοιχώματος-πλαισίου οι οποίες οδηγούν σε μικρότερη ενεργοποίηση του τοιχώματος και μεγαλύτερη συμμετοχή του πλαισίου στην ανάληψη και μεταφορά των οριζοντίων δυνάμεων, γεγονός το οποίο οδηγεί σε αστοχία (Moretti *et al.* 2014).

Επισημαίνεται ότι η μέθοδος ενίσχυσης μέσω της εμφάντωσης τοιχωμάτων δεν απαλλάσσει από τον έλεγχο όλων των φερόντων στοιχείων έναντι ικανοτικού ελέγχου τέμνουσας. Ενδέχεται να οδηγήσει στην απαλλαγή από τον ικανοτικό έλεγχο κόμβων στην περίπτωση που ταυτοχρόνως με την εμφάντωση του τοιχώματος γίνει ενίσχυση των υφιστάμενων υποστυλωμάτων του πλαισίου έτσι ώστε το εμφαντωμένο πλαίσιο να διαστασιολογηθεί ως αντισεισμικό τοίχωμα (το οποίο απαιτεί σημαντική ενίσχυση των υποστυλωμάτων και την εξασφάλιση της απαιτούμενης περίσφιγξης). Το κύριο πλεονέκτημα της εμφάντωσης τοιχωμάτων είναι ότι μέσω της μείωσης των σχετικών μετακινήσεων των ορόφων μπορεί να μετατρέψει ένα κτήριο με στρεπτική ευαισθησία (λ.χ. με πιλοτί) σε δύστροπο και, κατά συνέπεια, να καταστεί δυνατός ο προσδιορισμός της μετακίνησης στόχου μέσω συνήθων υπολογιστικών προσεγγίσεων (ανάλυση επίπεδων πολυωρόφων πλαισίων και όχι μέσω ανάλυσης χρονοϊστορίας, (EN1998-1, CEN1998: Παράρτημα Β).

Στην παρούσα εργασία γίνεται επισκόπηση ορισμένων λεπτομερειών διαμόρφωσης της εμφάντωσης τοιχωμάτων σε πλαίσιο από οπλισμένο σκυρόδεμα, καθώς και των επιπτώσεών τους τόσο στην συμπεριφορά και τον τρόπο αστοχίας, όσο και στην αξιοπιστία του τρόπου προσομοίωσης του ενισχυμένου πλαισίου μετά την εμφάντωση όταν το πλαίσιο υποβάλλεται σε οριζόντια φόρτιση. Αναφέρονται επίσης κανονιστικές διατάξεις που σχετίζονται με την προσομοίωση του τοιχώματος μέσω ενός ισοδύναμου διαγώνιου θλιπτήρα (strut), καθώς και με την πρόβλεψη του φορτίου αστοχίας του πλαισίου μετά την εμφάντωση. Τέλος γίνονται προτάσεις για τον προσδιορισμό του ισοδύναμου πάχους του θλιπτήρα και για την εκτίμηση του φορτίου αστοχίας, οι οποίες όμως χρήζουν περαιτέρω επαλήθευσης καθώς βασίζονται σε περιορισμένο αριθμό πειραματικών αποτελεσμάτων.

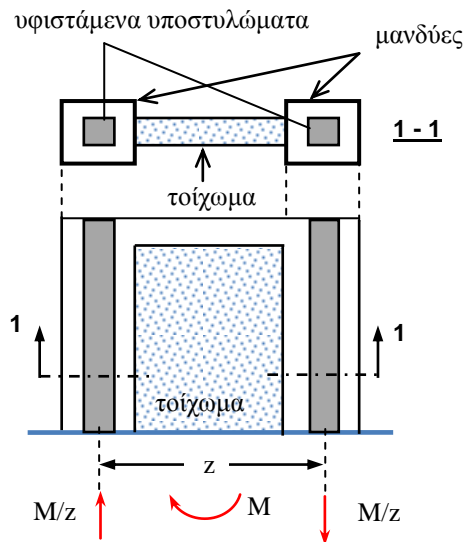
### **Διαμόρφωση εμφαντούμενου τοιχώματος και επιρροή στην απόκριση του πλαισίου**

Κατασκευαστικές οδηγίες σχετικά με την διαμόρφωση της εμφάντωσης τοιχωμάτων σε πλαίσια υπάρχουν στον ΚΑΝ.ΕΠΕ (2013), σε αντίθεση με άλλους κανονισμούς (ASCE, 2007; EN1998-1, 2004; CSA S304.1-04, 2004). Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ (2013) παρέχει ως εναλλακτικές λύσεις για το φάντωμα:

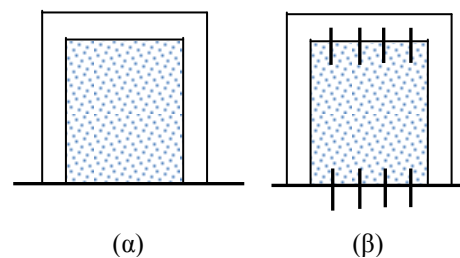
α) κατασκευή φαντώματος με ταυτόχρονη ενίσχυση μέσω μανδύων των εκάτερων υποστυλωμάτων του πλαισίου, μέθοδος η οποία ονομάζεται «τοιχωματοποίηση πλαισίων». Τα ενισχυμένα με μανδύα ακραία υποστυλώματα διαστασιολογούνται όπως και τα ενισχυμένα άκρα τοιχώματος: ο διαμήκης οπλισμός τους ώστε να αναλαμβάνει τις αξονικές λόγω κάμψης (Σχ. 1), και οι συνδετήρες ώστε να

εξασφαλίζουν επαρκή περίσφιγξη. Το πάχος του τοιχώματος ενδέχεται να είναι μικρότερο ή ίσο με το πάχος της δοκού, ή μεγαλύτερο από το πάχος της δοκού. Προτείνεται η διάταξη διατμητικών συνδέσμων στην περίμετρο του φατνώματος για την διασύνδεσή του με το περιβάλλον πλαίσιο.

β) απλό γέμισμα χωρίς την απαίτηση ειδικών μέτρων σύνδεσης του γεμίματος με το περιβάλλον πλαίσιο, συνιστάται όμως η τοποθέτηση διατμητικών συνδέσμων στις οριζόντιες επιφάνειες επαφής γεμίματος – πλαισίου (Σχ. 2).



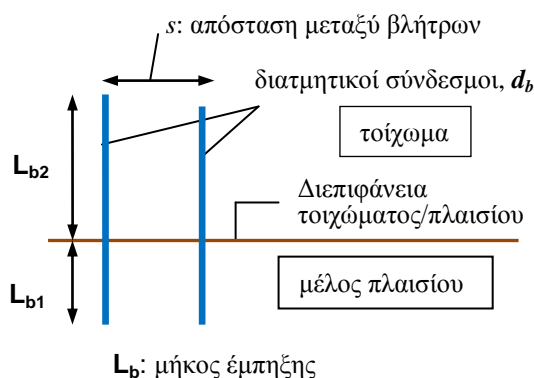
Σχ. 1 "Τοιχωματοποίηση πλαισίου" με εμφάτωση τοιχώματος και κατασκευή μανδύων στα υποστυλώματα του πλαισίου



Σχ. 2 Απλό γέμισμα  
(α) χωρίς σύνδεση τοιχώματος-πλασίου  
(β) σύνδεση μόνον στις οριζόντιες διεπιφάνειες

### Σύνδεση τοιχώματος – πλαισίου στις διεπιφάνειες και ισοδύναμος διαγώνιος θλιπτήρας

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ (2013) προτείνει να τοποθετούνται ελάχιστοι διατμητικοί σύνδεσμοι 3Φ16 ανά μέτρο διεπιφάνειας τοιχώματος-πλασίου. Για να είναι δυνατή η πλήρης ενεργοποίηση ενός συνδέσμου ως βλήτρο (δηλαδή ο σύνδεσμος να αναλαμβάνει δύναμη κάθετη στον άξονά του) ο ΚΑΝ.ΕΠΕ (2013) προϋποθέτει α) ως ελάχιστο μήκος έμπηξης ( $L_{b1}$ ,  $L_{b2}$  Σχ. 3) το οκταπλάσιο της διαμέτρου της ράβδου  $d_b$  του βλήτρου και β) να πληρούνται οι ελάχιστες τιμές για τις αποστάσεις μεταξύ βλήτρων και για τις επικαλύψεις (παράγραφος 6.1.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ, 2013).



Σχ. 3 Χαρακτηριστικά διατμητικών συνδέσμων μεταξύ τοιχώματος-πλασίου.

Η τιμή σχεδιασμού της μέγιστης τέμνουσας,  $F_{ud}$ , που μπορεί να αναλάβει μία ράβδος με διάμετρο  $d_b$  σε περίπτωση ανακυκλιζόμενης τέμνουσας δίνεται από την (εξ. 1). Πλήρης ενεργοποίηση του βλήτρου βάσει της (εξ. 1) θεωρείται ότι επιτυγχάνεται για τιμή σχετικής μετακίνησης στην διεπιφάνεια ίσης με  $0,05d_b$ .

$$F_{ud} = 0.65d_b^2 \sqrt{f_{cd}f_{yd}} \leq \frac{A_s f_{yd}}{\sqrt{3}} \text{ mm, MPa} \quad (\text{εξ. 1})$$

όπου  $f_{cd}$ ,  $f_{yd}$  = αντοχές σχεδιασμού σκυροδέματος και χάλυβα,  $A_s$  = εμβαδόν ράβδου βλήτρου διαμέτρου  $d_b$ .

Εάν ο διατμητικός σύνδεσμος αναλαμβάνει εφελκυστική αξονική δύναμη (δράση αγκυρίου), τότε για να ενεργοποιηθεί η μέγιστη δύναμη εξόλκευσης,  $N_{ud}$ , η οποία θα είναι ίση με την δύναμη διαρροής της ράβδου, απαιτείται να υπάρχει κανονικό μήκος αγκύρωσης (περί τα  $50d_b$  για συνήθη ποιότητα σκυροδέματος). Το μήκος αυτό μπορεί μεν να υπάρχει στο τμήμα του συνδέσμου που βρίσκεται μέσα στο τοίχωμα το οποίο θα σκυροδετηθεί ( $L_{b2}$  Σχ. 3), αλλά είναι ανέφικτο να εξασφαλιστεί στο τμήμα του συνδέσμου που αγκυρώνεται στα υφιστάμενα μέλη του πλαισίου ( $L_{b1}$  Σχ. 3). Σε περίπτωση που μία ράβδος υποβάλλεται ταυτοχρόνως σε τέμνουσα,  $F_{sd}$ , και εφελκυστική δύναμη,  $N_{sd}$ , η ράβδος δεν μπορεί να αναπτύξει την μέγιστη φέρουσα ικανότητα για δράση βλήτρου ή αγκυρίου: οι μέγιστες επιτρεπόμενες δράσεις  $F_{sd}$  και  $N_{sd}$ , τέμνουσα και αξονική, αντιστοίχως, πρέπει να πληρούν την (εξ. 2) βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ (2013).

$$\left( \frac{F_{sd}}{F_{ud}} \right)^{3/2} + \left( \frac{N_{sd}}{N_{ud}} \right)^{3/2} \leq 1 \quad (\text{εξ. 2})$$

Η ικανότητα μίας διεπιφάνειας σκυροδέματος μεταξύ στοιχείων που έχουν σκυροδετηθεί σε διαφορετικών χρόνων, εξαρτάται από την τιμή της σχετικής ολίσθησης καθώς και από χαρακτηριστικά όπως η τραχύτητα, η παρουσία κάθετης δύναμης στην διεπιφάνεια, η ύπαρξη διατμητικών συνδέσμων, κλπ. Τόσο ο ΚΑΝ.ΕΠΕ (2013) όσο και ο EN1992-1-1 (2004) δίνουν σχέσεις για την εκτίμηση της τέμνουσας δύναμης που μπορεί να αναλάβει η διεπιφάνεια. Βασικό θέμα που επισημαίνεται από τους κανονισμούς είναι ότι οι διαφορετικοί μηχανισμοί που ενεργοποιούνται κατά την μεταφορά της διατμητικής δύναμης στην διεπιφάνεια (συνάφεια, τριβή, μηχανισμός βλήτρου) ενεργοποιούνται και φθάνουν στην μέγιστη τιμή της συνεισφοράς τους για διαφορετικές τιμές της σχετικής ολίσθησης.

Στην περίπτωση εμφάνισης τοιχωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα σε υφιστάμενο πλαίσιο, η συμπεριφορά των διεπιφανειών είναι πολύ βασική στην απόκριση του συνολικού ενισχυμένου πλαισίου. Επηρεάζει την δυσκαμψία, τον τρόπο αστοχίας και τελικώς την φέρουσα ικανότητα και την πλαστιμότητα που μπορεί να επιδείξει το πλαίσιο μετά την εμφάνιση του τοιχώματος. Είναι πρακτικά αδύνατον όμως να εκτιμηθεί με ικανοποιητική ακρίβεια η συμπεριφορά του πλαισίου σε συνάρτηση με τα χαρακτηριστικά της διεπιφάνειας τοιχώματος-πλαισίου καθώς υπεισέρχονται πολλοί αστάθμητοι παράγοντες. Ακόμα και σε περίπτωση εργαστηριακής δοκιμής σε εμφανωμένο πλαίσιο, στο οποίο αφενός οι συνθήκες κατασκευής είναι απολύτως ελεγχόμενες και αφετέρου υπάρχουν μετρήσεις των σχετικών μετακινήσεων των διεπιφανειών, δεν είναι εύκολο να προβλεφθεί η απόκριση

του εμφανωμένου πλαισίου μέσω του μεγέθους των σχετικών αυτών μετακινήσεων που μετρήθηκαν πειραματικά (Fekas and Moretti, 2014; Φέκας, 2013). Για τον λόγο αυτόν, πιθανότατα, οι διάφοροι κανονισμοί δεν αποπειρώνται να συσχετίσουν την απόκριση του εμφανωμένου πλαισίου με τα χαρακτηριστικά των διεπιφανειών τοιχώματος-πλαισίου.

Οι περισσότεροι κανονισμοί (ASCE, 2007; EN1998-1, 2004; CSA S304.1-04, 2004) περιορίζονται στο να προδιαγράφουν το πλάτος  $b_{eff}$  ενός ισοδύναμου διαγώνιου θλιπτήρα, πάχους ίσου με το πάχος του τοιχώματος,  $t_{inf}$ , με τον οποίο μπορεί να υποκατασταθεί το τοίχωμα κατά την αναλυτική προσομοίωση του φορέα (Σχ. 4, Σχ. 5). Ο διαγώνιος θλιπτήρας στο αναλυτικό προσομοίωμα είναι ράβδος η οποία συνδέεται αρθρωτά με τους κόμβους του πλαισίου, και διαθέτει δυστένεια ίση με  $t_{inf} \cdot b_{eff} / L_s$  όπου  $b_{eff}$  είναι το πάχος του ισοδύναμου θλιπτήρα (strut),  $t_{inf}$  είναι το πάχος του φατνώματος (infill), και  $L_s$  είναι το μήκος της διαγώνιου του τοιχώματος. Η εκτίμηση του πάχους του ισοδύναμου θλιπτήρα έχει ιδιαίτερη βαρύτητα κατά την ανάλυση του φορέα για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητάς του (assessment). Όσο μεγαλύτερο ληφθεί το πάχος του ισοδύναμου θλιπτήρα, τόσο μεγαλύτερη προκύπτει η δυσκαμψία του εμφανωμένου πλαισίου, με αποτέλεσμα το πλαίσιο αυτό να αναλαμβάνει μεγαλύτερη σεισμική τέμνουσα και οι σχετικές μετακινήσεις του κτηρίου να προκύπτουν μειωμένες. Επομένως, η υπόθεση μικρότερου πάχους ισοδύναμου θλιπτήρα για την υποκατάσταση του εμφανωμένου τοιχώματος είναι προς την μεριά της ασφαλείας κατά την ανάλυση. Η τιμή του πλάτους του ισοδύναμου θλιπτήρα,  $b_{eff}$ , διαφέρει έως και 100% μεταξύ των κανονισμών (Moretti et al, 2014), γεγονός που έχει ως συνέπεια την μεγάλη διαφοροποίηση της δυσκαμψίας του σύνθετου πλαισίου, εάν ληφθούν διαφορετικά πλάτη  $b_{eff}$ .

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ (2013) προτείνει τον υπολογισμό του ισοδύναμου ("ενεργού") πλάτους  $b_{eff}$  του διαγώνιου θλιπτήρα ως ποσοστό του μήκους  $L_s$  της διαγώνιου του πλαισίου (εξ. 3, Σχ. 4). Η μέγιστη τέμνουσα δύναμη  $F_s$  (Σχ. 4) που μπορεί να αναλάβει ο διαγώνιος θλιπτήρας (strut) προκύπτει από την οριζόντια συνιστώσα της θλιπτικής φέρουσας ικανότητας,  $N_R$  του θλιπτήρα θεωρώντας ότι στο σκυρόδεμα αναπτύσσεται ομοιόμορφη θλιπτική τάση ίση με  $f'_c$

$$b_{eff} = 0,15L_s \quad (\text{εξ. 3})$$

$$N_R = \lambda f'_c t_{inf} b_{eff} \quad (\text{εξ. 4α})$$

$$F_s = N_R \frac{L_{inf}}{L_s} \quad (\text{εξ. 4β})$$

όπου:

$N_R$  = απομένουσα αντίσταση θλιπτήρα, μετά την παραμόρφωση  $\varepsilon_{co} = 2 \times 10^{-3}$

$F_s$  = τέμνουσα που αναλαμβάνει το τοίχωμα όταν ο θλιπτήρας αναλαμβάνει  $N_R$

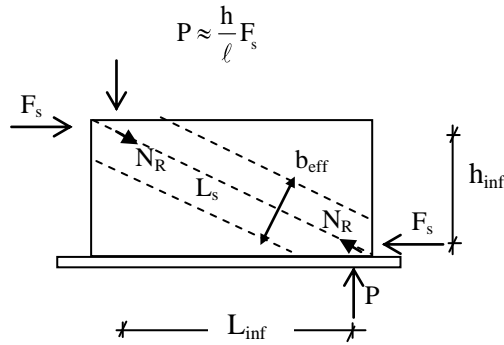
$\lambda$  = συντελεστής απομένουσας απόκρισης του διαγώνιου θλιπτήρα, προτείνεται  $\lambda = 0,4$

$L_{inf}, L_s$  = οριζόντιο μήκος του φατνώματος, και μήκος της διαγώνιου, αντιστοίχως

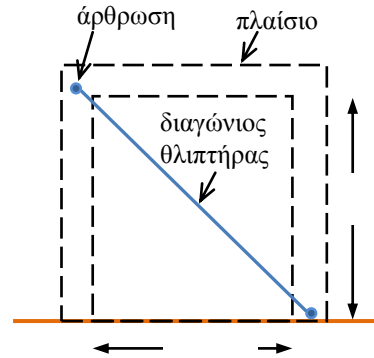
$f'_c = 0,6 f_c$ : θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος υπό εγκάρσιο εφελκυσμό

$t_{inf}$  = πάχος του φατνώματος

$b_{eff}$  = ισοδύναμο πλάτος θλιπτήρα



Σχ. 4 Ισοδύναμος διαγώνιος θλιπτήρας για την προσομοίωση τοιχώματος (KAN.ΕΠΕ 2013)



Σχ. 5 Προσομοίωμα πλαισίου και διαγώνιου θλιπτήρα με δυστένεια  $b_{eff} \times t_{inf} / L_s$

Ο ASCE 41-06 (ASCE, 2007) όπως και πολλοί ερευνητές για τον υπολογισμό του πάχους  $w$  του ισοδύναμου θλιπτήρα (δηλαδή του  $b_{eff}$ ) προτείνουν την (εξ. 5α) που είχε εισαγάγει το 1971 ο Mainstone βασιζόμενος στην σχέση (εξ. 5β) των Stafford Smith and Carter (1969). Η σχέση αυτή λαμβάνει υπόψη την σχετική δυσκαμψία των υποστυλωμάτων του πλαισίου (columns) και του τοιχώματος (infill), η οποία εκφράζεται μέσω του συντελεστή  $\lambda$ , γεγονός που καθιστά μεν την σχέση λιγότερο εύχρηστη από την (εξ. 3), αλλά ταυτοχρόνως πιο αποτελεσματική στην περιγραφή της πειραματικά διαπιστωμένης μεγαλύτερης ενεργοποίησης του διαγώνιου θλιπτήρα σε περίπτωση ισχυρότερων υποστυλωμάτων (Oesterle et al., Moretti et al. 2014).

$$w = 0.175 (\lambda h_{col})^{-0.4} r_{inf} \quad (\text{εξ. 5α})$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{(E_m t_{inf} \sin 2\theta)}{4E_f I_{col} h_{inf}}} \quad (\text{εξ. 5β})$$

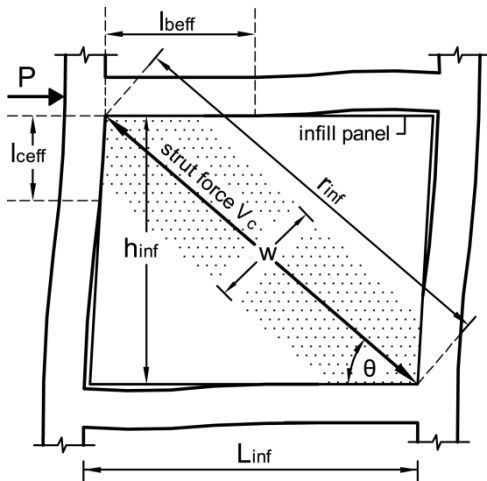
όπου  $E_m$ ,  $t_{inf}$ , και  $h_{inf}$  είναι το μέτρο ελαστικότητας του Young, το πάχος και το ύψος του τοιχώματος, και  $E_f$  και  $I_{col}$  είναι το μέτρο ελαστικότητας του Young και η ροπή αδράνειας των υποστυλωμάτων, ενώ  $\theta$  είναι η γωνία της οποίας η εφαπτομένη είναι ο λόγος ύψους  $h_{inf}$  προς το μήκος  $L_{inf}$  του τοιχώματος (Σχ. 5). Τα τμήματα του θλιπτήρα που εφάπτονται με τα υποστυλώματα και με τα οριζόντια τμήματα του πλαισίου,  $l_{ceff}$ , και  $l_{beff}$  (Σχ. 6) υπολογίζονται από τις εξισώσεις (εξ. 6α, 6β) και (εξ. 7α, 7β), αντιστοίχως, (ASCE 41-06, 2007), και χρησιμεύουν για τον έλεγχο επάρκειας των μελών του πλαισίου λόγω των εντατικών μεγεθών που μεταφέρονται από το τοίχωμα στο πλαίσιο, σύμφωνα με τον ASCE 41-06 (2007).

$$l_{ceff} = w / \cos \theta_c \quad (\text{εξ. 6α})$$

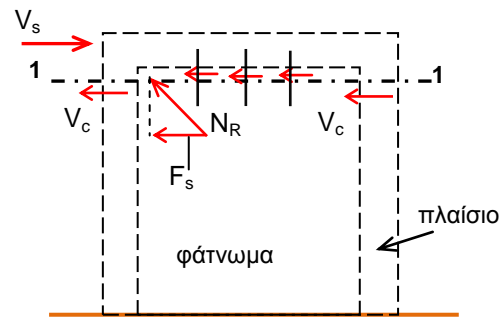
$$\text{όπου } \tan \theta_c = (h_{inf} - w / \cos \theta_c) / L_{inf} \quad (\text{εξ. 6β})$$

$$l_{beff} = w / \sin \theta_b \quad (\text{εξ. 7α})$$

$$\text{όπου } \tan \theta_b = h_{inf} / (L_{inf} - w / \sin \theta_b) \quad (\text{εξ. 7β})$$



Σχ. 6 Ισοδύναμος θλιπτήρας πλάτους  $w$  ( $b_{eff}$ ) για την προσομοίωση του τοιχώματος (ASCE 41-06, 2007)



Σχ. 7 Αντιστάσεις που ενεργοποιούνται στην τομή 1-1 παράλληλα με την διεπιφάνεια φατώνματος-δοκού λόγω της οριζόντιας δράσης  $V_s$  βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ 2013

Ο Καναδικός Κανονισμός (CSA S340.1-04) προτείνει την (εξ. 8) για τον υπολογισμό του ισοδύναμου πλάτους,  $w$ , του θλιπτήρα βάσει του κατακόρυφου και του οριζόντιου μήκους επαφής του θλιπτήρα με τα μέλη του πλαισίου (αντίστοιχα των μηκών  $l_{ceff}$ , και  $l_{beff}$  του ASCE 41-06, Σχ. 5),  $\alpha_h$  and  $\alpha_L$ , αντίστοιχως, σύμφωνα με τις (εξ. 9) και (εξ. 10), όπου  $\theta$  είναι η γωνία μεταξύ του διαγώνιου θλιπτήρα με την οριζόντια ( $\tan\theta = h_{inf}/L_{inf}$ ). Για τον έλεγχο επάρκειας του διαγώνιου θλιπτήρα έναντι θλίψης προτείνεται πάχος θλιπτήρα  $w_e = \min 0.5w \text{ or } 0.25\sqrt{h_{inf}^2 + L_{inf}^2}$ .

$$w = \sqrt{a_h^2 + a_L^2} \quad (\text{εξ. 8})$$

$$\alpha_h = \frac{\pi}{2} \sqrt[4]{\frac{4E_f l_{col} h_{inf}}{E_m t_{inf} \sin 2\theta}} \quad (\text{εξ. 9})$$

$$\alpha_L = \pi \sqrt[4]{\frac{4E_f l_b L_{inf}}{E_m t_{inf} \sin 2\theta}} \quad (\text{εξ. 10})$$

### Βαθμός ενεργοποίησης διαγώνιου θλιπτήρα: Συμπεράσματα από πειραματικές έρευνες

Αναφορικά με τον βαθμό ενεργοποίησης και το ισοδύναμο πάχος του διαγώνιου θλιπτήρα, βάση παρατηρήσεων από δοκιμές που έχουν γίνει (Περδικάρης κ.α, 2012; Altin et al. 1998, 2012; Anil et al. 2007; Oesterle et al. 1976, 1979), επισημαίνονται τα εξής:

- 1) Ο διαγώνιος θλιπτήρας που υπεισέρχεται στο προσομοίωμα, με το περιορισμένο ισοδύναμο πάχος ( $b_{eff}$ ), υφίσταται μετά την αποκόλληση τμημάτων του τοιχώματος από το περιβάλλον πλαίσιο. Προτού συμβεί αποκόλληση, όλη η περίμετρος του τοιχώματος είναι σε επαφή με το πλαίσιο.

- 2) Με την πρόοδο της φόρτισης (μονοτονικής ή ανακυκλιζόμενης), το μέγεθος της αποκόλλησης και της σχετικής ολίσθησης αυξάνονται κατά μήκος της διεπιφάνειας τοιχώματος-πλαisiού. Αυτό έχει ως συνέπεια την μείωση του ποσοστού της τέμνουσας δύναμης που μεταφέρεται μέσω του μηχανισμού του διαγώνιου θλιπτήρα, και έχει ως συνεπακόλουθο την μείωση της αντίστασης που προβάλλει το εμφανωμένο πλαίσιο (Oesterle 1976, 1979). Η μέγιστη φέρουσα ικανότητα του εμφανωμένου πλαisiού πετυχαίνεται πριν την ανάπτυξη μεγάλων σχετικών ολισθήσεων κατά μήκος των διεπιφανειών. Η τιμή της κρίσιμης ολίσθησης στην οποία μεγιστοποιείται η απόκριση του πλαisiού δεν μπορεί να προβλεφθεί με ακρίβεια, ακόμα και όταν διατίθενται αποτελέσματα πειραματικών μετρήσεων από αντίστοιχη δοκιμή (Περδικάρης κ.α. 2012, Moretti et al. 2014; Fekas and Moretti 2014).
- 3) Ο βαθμός ενεργοποίησης του θλιπτήρα εξαρτάται από τον βαθμό σύνδεσης του τοιχώματος και του πλαisiού: Όσο η σύνδεση τείνει να γίνει "μονολιθική", δηλαδή σαν να είχαν σκυροδετηθεί ταυτοχρόνως το τοίχωμα και το πλαίσιο, τόσο περισσότερο συμμετέχει ο διαγώνιος θλιπτήρας κατά την μεταφορά της τέμνουσας δύναμης που αναλαμβάνει το εμφανωμένο τοίχωμα. Επομένως, όσο περισσότερα βλήτρα με μεγαλύτερο βάθος έμπηξης υπάρχουν στην διασύνδεση της διεπιφάνειας τοιχώματος-πλαisiού, τόσο αυξάνεται η ενεργοποίηση του τοιχώματος (και συνεπώς το ισοδύναμο πάχος του θλιπτήρα στην ανάλυση). Επισημαίνεται όμως ότι οι δυνάμεις που εισάγουν τα βλήτρα στα μέλη του πλαisiού ενδέχεται να οδηγήσουν σε πρόωρη αστοχία τα μέλη του πλαisiού τα οποία είναι κατά κανόνα ανεπαρκώς οπλισμένα (εφόσον έχουν σχεδιαστεί σύμφωνα με τους παλιούς κανονισμούς) (Περδικάρης, κ.α. 2012).
- 4) Εάν ενισχυθούν μέσω μανδύα τα υποστυλώματα του πλαisiού, τότε ο θλιπτήρας ενεργοποιείται περισσότερο (Περδικάρης, κ.α. 2012). Τα ενισχυμένα υποστυλώματα εγκιβωτίζουν καλύτερα το φάτνωμα και περιορίζουν τις σχετικές μετακινήσεις τοιχώματος-πλαisiού.
- 5) Η ενεργοποίηση του θλιπτήρα αυξάνεται στα δοκίμια από το (α): ελάχιστη ενεργοποίηση, στο (ε): μέγιστη ενεργοποίηση
- (α) απλή εμφάνιση τοιχώματος στο πλαίσιο (χωρίς σύνδεση)
  - (β) σύνδεση τοιχώματος-πλαisiού μόνον στις οριζόντιες διεπιφάνειες (χωρίς μανδύες)
  - (γ) σύνδεση τοιχώματος-πλαisiού περιμετρικά μέσω βλήτρων (χωρίς μανδύες)
  - (δ) «τοιχωματοποίηση» πλαisiού (μανδύες στα υποστυλώματα), χωρίς ύπαρξη βλήτρων
  - (ε) «τοιχωματοποίηση» πλαisiού (μανδύες στα υποστυλώματα), με περιμετρική σύνδεση τοιχώματος με το περιβάλλον πλαίσιο μέσω βλήτρων
- 6) Ένδειξη του βαθμού ενεργοποίησης του φανώματος στην ανάληψη τέμνουσας δύναμης είναι η έκταση των βλαβών που παρατηρούνται στο φάτνωμα. Όσο περισσότερες είναι οι βλάβες στο τοίχωμα, τόσο μεγαλύτερη μπορεί να θεωρηθεί η συμμετοχή του τοιχώματος στην ανάληψη της τέμνουσας (άρα τόσο μεγαλύτερο μπορεί να υποτεθεί και το πάχος του ισοδύναμου διαγώνιου θλιπτήρα). Σε περίπτωση μη επαρκούς σύνδεσης τοιχώματος και πλαisiού, σε συνδυασμό με την ύπαρξη σχετικά ασθενών υποστυλωμάτων συγκριτικά με το εμφανωμένο τοίχωμα, δεν παρατηρούνται βλάβες στο τοίχωμα. Η αστοχία συμβαίνει πρόωρα στα μέλη του πλαisiού (τα οποία είναι ασθενέστερα) χωρίς να προλάβει να ενεργοποιηθεί σημαντικά το τοίχωμα. Στην περίπτωση εμφάνισης τοιχωμάτων σε πλαίσια που έχουν σχεδιαστεί πριν το 1985 ο αναμενόμενος τρόπος αστοχίας είναι κατά κανόνα η διατμητική αστοχία των μελών του πλαisiού (κόμβων, υποστυλωμάτων, και σπανιότερα των δοκών: βλ. Εισαγωγή). Μόνον εφόσον έχουν ενισχυθεί τα υποστυλώματα του πλαisiού ταυτοχρόνως με την εμφάνιση του πλαisiού το τοίχωμα παρουσιάζει εμφανείς ρηγματώσεις. Εάν επί πλέον υπάρχει ισχυρή σύνδεση του



τοιχώματος με το πλαίσιο μέσω διατμητικών συνδέσμων, τότε η ρηγμάτωση του τοιχώματος είναι πιο εκτεταμένη (Περδικάρης κ.α, 2012; Altin et al., 2008; Anil and Altin, 2007).

### **Φέρουσα ικανότητα εμφανωμένου πλαισίου βάσει κανονισμών**

Η φέρουσα ικανότητα ενός εμφανωμένου πλαισίου εξαρτάται από τον τρόπο αστοχίας και την αντίστοιχη αντίσταση που ενεργοποιείται κατά τον μηχανισμό του συγκεκριμένου τύπου αστοχίας.

Για τον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας του εμφανωμένου τοιχώματος ο ΚΑΝ.ΕΠΕ θεωρώντας ισορροπία δυνάμεων κατά την τομή 1-1 στο Σχ. 7, υπολογίζει την συνολική φέρουσα ικανότητα,  $V_s$ , του εμφανωμένου τοιχώματος ως άθροισμα τριών μηχανισμών αντίστασης: α) της διατμητικής αντοχής  $2V_c$  των δύο υποστυλωμάτων, β) της συνολικής αντίστασης των βλήτρων στην άνω διεπιφάνεια τοιχώματος-δοκού, η οποία πρέπει να είναι μικρότερη ή ίση από το 50% της συνολικής αντοχής των βλήτρων αυτών όπως υπολογίζονται από την (εξ. 1), και γ) από την οριζόντια συνιστώσα  $F_s$  της φέρουσας ικανότητας του ισοδύναμου λοξού θλιπτήρα σκυροδέματος (εξ. 4β, Σχ. 4). Η φέρουσα ικανότητα του εμφανωμένου πλαισίου υπολογίζεται για τις αντοχές των επί μέρους μηχανισμών μεταφοράς δυνάμεων. Συνεπώς προϋποθέτει την εξάντληση της αντοχής σε θλίψη,  $N_R$  του διαγώνιου θλιπτήρα. Αυτό όμως δεν συμβαδίζει κατά κανόνα με τις πειραματικές παρατηρήσεις συνήθων πλαισίων όπως ήδη αναφέρθηκε. Η πλειοψηφία των εμφανωμένων πλαισίων που ανήκουν σε κατασκευές προ του 1985 αναμένεται να αστοχήσουν λόγω διατμητικής αστοχίας των μελών του πλαισίου, κυρίως του κόμβου, μετά την εμφάνιση σημαντικής ολίσθησης κατά μήκος των διεπιφανειών φατνώματος-πλαισίου.

Ο Αμερικανικός κανονισμός ASCE 41-06 (ASCE, 2007) παρέχει εξισώσεις για την εκτίμηση της οριζόντιας φέρουσας ικανότητας ενός εμφανωμένου πλαισίου για διάφορους πιθανούς μηχανισμούς αστοχίας: α) θλιπτική αστοχία του φατνώματος (δηλαδή του ισοδύναμου διαγώνιου θλιπτήρα), β) διαγώνια εφελκυστική αστοχία του φατνώματος, γ) αστοχία ολίσθησης, δ) καμπτική αστοχία των μελών του πλαισίου, ε) διατμητική αστοχία των μελών του πλαισίου λόγω αλληλεπίδρασης με το τοίχωμα. Οι μορφές αυτές αστοχίας έχουν προκύψει από πλαίσια οπλισμένου σκυροδέματος στα οποία έχει εμφανωθεί τοίχωμα από οπτοπλινθοδομή (masonry infilled frames). Οι εξισώσεις αυτές δεν φαίνεται να περιγράφουν αξιόπιστα την αστοχία πλαισίων με εμφάνιση τοιχωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα (reinforced concrete infilled frames) (Moretti et al., 2014; Moretti, 2015).

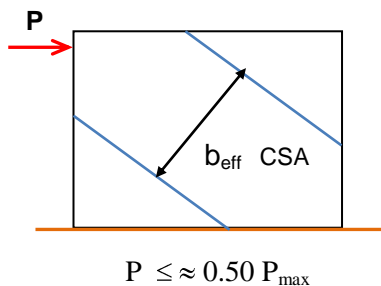
### **Προτάσεις για την διαστασιολόγηση και την προσομοίωση**

Στην ενότητα αυτή παρουσιάζονται ορισμένες πρακτικές προτάσεις για την ανάλυση και την διαστασιολόγηση πλαισίων με εμφάνιση τοιχωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα, οι οποίες έχουν προκύψει κατά κύριο λόγο από δοκιμές που έγιναν στο Εργαστήριο Τεχνολογίας Κατασκευών και Οπλισμένου Σκυροδέματος του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας στο πλαίσιο ερευνητικού προγράμματος που είχε ανατεθεί από τον ΟΑΣΠ (Περδικάρης κ.α. 2012), και από την ανάλυση των αποτελεσμάτων αυτών (Moretti et al. 2014). Κατά την κατασκευή των δοκιμών είχαν τηρηθεί οι σχέσεις ομοιότητας, τόσο στην κοκκομετρία του σκυροδέματος, όσο και στην γεωμετρία και την αντοχή των υλικών, ώστε τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τις δοκιμές υπό κλίμακα 1:3 να μπορούν να χρησιμοποιηθούν για να περιγράψουν την αντίστοιχη συμπεριφορά πραγματικών πλαισίων (κλίμακα 1:1). Σε άλλες αντίστοιχες πειραματικές εργασίες που διατίθενται στην βιβλιογραφία δεν έχει δοθεί προσοχή στις

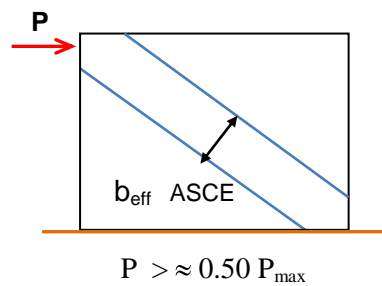
σχέσεις ομοιότητας, με αποτέλεσμα να χρειάζεται προσοχή στην γενίκευση των συμπερασμάτων. Επισημαίνεται ότι ο αριθμός των δοκιμών στα οποία βασίστηκαν οι προτάσεις αυτές είναι περιορισμένος, και ως εκ τούτου χρειάζεται περαιτέρω έρευνα πριν από την οριστικοποίησή τους.

### Πάχος ισοδύναμου θλιπτήρα

Το πάχος του ισοδύναμου θλιπτήρα είναι το βασικό μέγεθος για τον καθορισμό της δυσκαμψίας του ισοδύναμου πλαισίου που προκύπτει από την αντικατάσταση του τοιχώματος από τον θλιπτήρα. Οι Paulay and Priestley (1992) είχαν πρώτοι επισημάνει ότι μετά την αποκόλληση του τοιχώματος από το πλαίσιο παρατηρείται σημαντική μείωση της αρχικής δυσκαμψίας του εμφαντιμένου πλαισίου, και για τον λόγο αυτόν πρότειναν την μείωση κατά 50% του πλάτους του θλιπτήρα. Από τις δοκιμές στο ΠΘ (Περδικάρης κ.α. 2012) προέκυψε ότι σημαντική μείωση της αρχικής δυσκαμψίας συμβαίνει για φορτίο  $0.50 P_{max}$ . Από τις δοκιμές αυτές παρατηρήθηκε ότι το φορτίο  $0.50 P_{max}$  αντιστοιχεί σε οριζόντια σχετική μετακίνηση της κορυφής του τοιχώματος ως προς την βάση του περίπου ίση με  $0.30 \text{ mm}$ . Η μέση τιμή της αντίστοιχης μετακίνησης,  $\delta$ , για το μέγιστο οριζόντιο φορτίο  $P_{max}$  είναι για την περίπτωση ενίσχυσης των υποστρωμάτων με μανδύα  $\delta=3.5 \text{ mm}$ , ενώ για απλή εμφάνιση χωρίς την προσθήκη μανδύα είναι  $\delta=2.5 \text{ mm}$  και  $\delta=2.0 \text{ mm}$  για λόγο ύψους προς μήκος του φαντώματος ( $h_{inf}/L_{inf}$ ) ίσο με 0.83 και 0.58, αντιστοίχως.



Σχ. 8α Ισοδύναμο πλάτος διαγώνιου θλιπτήρα πριν από την αποκόλληση τοιχώματος-πλαisiού



Σχ. 8β Ισοδύναμο πλάτος διαγώνιου θλιπτήρα μετά την αποκόλληση τοιχώματος-πλαisiού

Για την ανάλυση εμφαντιμένου πλαισίου προτείνεται το πάχος του ισοδύναμου θλιπτήρα,  $b_{eff}$ , να υπολογίζεται από δύο διαφορετικές σχέσεις (εξ. 11α και εξ. 11β), ανάλογα με την τιμή του οριζόντιου φορτίου  $P$  που αναλαμβάνει το εμφαντιμένο τοίχωμα. Για τα αρχικά στάδια της φόρτισης (πριν την απόσπαση του τοιχώματος από το πλαίσιο) το πλάτος  $w$  μπορεί να υπολογίζεται από τις εξισώσεις (8), (9) και (10) που προτείνει ο CSA, ενώ για μεγαλύτερες τιμές φορτίων το  $b_{eff}$  μπορεί να υπολογίζεται από τις αντίστοιχες σχέσεις του ASCE 41-06 (ASCE, 2006), μειωμένο κατά 50% ώστε να συνυπολογιστεί η μειωμένη δυσκαμψία λόγω αποκόλλησης. Οι τιμές αυτές έχουν προκύψει από επιλύσεις πλαισίων με διαφορετικά πλάτη ισοδύναμου θλιπτήρα ("προσομοιωμάτων" των πειραματικών δοκιμών) έτσι ώστε η σχετική οριζόντια μετακίνηση του προσομοιωμάτος να προκύπτει παρόμοια με την αντίστοιχη μετακίνηση που μετρήθηκε πειραματικά (Moretti et al. 2014). Καθώς το μέγιστο φορτίο  $P_{max}$  προϋποθέτει την ορθή εκτίμησή του από την πιθανότερη μορφή αστοχίας, προτείνεται ως διαχωριστικό όριο μεταξύ των δύο διαφορετικών τιμών του  $b_{eff}$  αντί της τιμής  $0.50 P_{max}$  να λαμβάνεται η τιμή της οριζόντιας μετακίνησης  $\delta = 0.30 \text{ mm}$ :

για  $P \leq 0.50P_{\max}$  ή  $\delta \leq 0.30mm$ :  $b_{\text{eff}} = w$  από (εξ. 8), (εξ. 9), (εξ. 10): CSA (εξ. 11α)

για  $P > 0.50P_{\max}$  ή  $\delta > 0.30mm$ :  $b_{\text{eff}} = 50\%*w$  από (εξ. 5α, 5β) ASCE 41-06 (εξ. 11β)

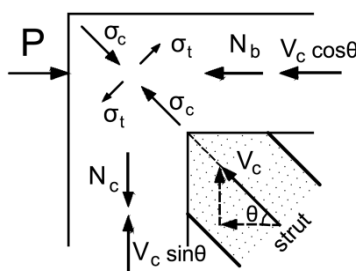
Όταν η σύνδεση φανώματος-πλαisiού είναι ισχυρή, εάν το πλάτος ισοδύναμου θλιπτήρα υπολογιστεί βάσει των (εξ. 11α) και (εξ. 11β) το προσομοίωμα του ισοδύναμου πλαisiού υποτιμά την πραγματική δυσκαμψία του εμφανωμένου πλαisiού, γεγονός το οποίο είναι γενικώς υπέρ της ασφαλείας κατά την ανάλυση (Moretti et al. 2014). Στο προσομοίωμα του πλαisiού για  $P > 0.50P_{\max}$  λαμβάνεται δυσκαμψία σταδίου II για τις δοκούς και τα υποστυλώματα του πλαisiού (EN1998-1).

Η πρόταση χρήσης μεγαλύτερου ισοδύναμου πλάτους θλιπτήρα για μικρότερες τιμές του οριζόντιου φορτίου είχε υιοθετηθεί στο Σχέδιο 3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ (2009) όπου για στάθμη επιτελεστικότητας A (πρακτικά χωρίς βλάβες) προτεινόταν  $b_{\text{eff}} = 0,2L$ , ενώ για στάθμη επιτελεστικότητας B ή Γ,  $b_{\text{eff}} = 0,1L$ .

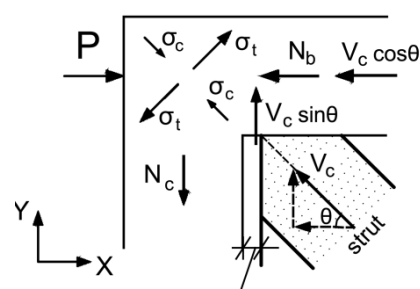
### Εκτίμηση φορτίου αστοχίας εμφανωμένου πλαisiού λόγω διαμητικής αστοχίας πλαisiού

Από δοκιμές σε εμφανωμένα πλαisia τα οποία δεν έχουν διαστασιολογηθεί σύμφωνα με τους σύγχρονους κανονισμούς προκύπτει ότι ο πιθανότερος τρόπος αστοχίας είναι η διαμητική αστοχία των μελών του δικτυώματος (κόμβου, υποστυλώματος ή, σπανιότερα, της δοκού). Ο προσδιορισμός των εντατικών μεγεθών (N, V) που καταπονούν τα μέλη που συντρέχουν στον κόμβο μπορεί να γίνει μέσω της επίλυσης του πλαisiού με αντικατάσταση του τοιχώματος από θλιπτήρα, ο οποίος συνδέεται με αρθρώσεις με το πλαίσιο (Σχ. 5), και ισοδύναμο πλάτος που υπολογίζεται από τις (εξ. 11α, 11β). Εξετάζονται δύο περιπτώσεις:

- 1) Πριν συμβεί σχετική μετακίνηση (ολίσθηση ή/και αποκόλληση) του τοιχώματος ως προς το πλαίσιο (για μικρές τιμές οριζόντιου φορτίου): ο άξονας του θλιπτήρα διέρχεται από το κέντρο του κόμβου, οπότε η κατακόρυφη συνιστώσα  $N_R * \sin\theta$  της λοξής δύναμης του θλιπτήρα δρα ως θλιπτική αξονική δύναμη στο υποστύλωμα, με αποτέλεσμα η κύρια εφλεκυστική τάση στον κόμβο να είναι μικρή, ενώ η κύρια θλιπτική τάση να είναι αυξημένη (Σχ. 9α).
- 2) Μετά την εμφάνιση σχετικής μετακίνηση του τοιχώματος ως προς το πλαίσιο (για μεγαλύτερες τιμές οριζόντιου φορτίου), θεωρούμε ότι ο άξονας του θλιπτήρα μετατοπίζεται με αποτέλεσμα η κατακόρυφη συνιστώσα  $N_R * \sin\theta$  να δρα ως τέμνουσα δύναμη στην δοκό (Σχ. 9β), γεγονός το οποίο οδηγεί σε αύξηση της κύριας εφλεκυστικής τάσης στον κόμβο.



(α) πλήρης επαφή τοιχώματος-πλαisiού



(β) αποκόλληση τοιχώματος-πλαisiού

Σχ. 9 Εντατικά μεγέθη που δρουν στον κόμβο ενός πλαισίου όταν το τοίχωμα έχει υποκατασταθεί από θλιπτήρα (α) για μικρά φορτία προτού συμβεί σχετική μετακίνηση του τοιχώματος ως προς το πλαίσιο, (β) μετά την αποκόλληση του τοιχώματος από το πλαίσιο.

Το οριζόντιο φορτίο αστοχίας του πλαισίου προσδιορίζεται ως το φορτίο που προκαλεί διατμητική αστοχία σε κάποιο από τα μέλη του πλαισίου. Η διατμητική αντοχή των μελών του πλαισίου (υποστυλώματος και δοκού) γίνεται σύμφωνα με όσα ισχύουν για γραμμικά στοιχεία. Ο έλεγχος επάρκειας του κόμβου μπορεί να γίνει μέσω της μεθοδολογίας που προτείνεται στην FEMA 306, και η οποία περιγράφεται στην συνέχεια (Moretti et al. 2014).

Οι κύριες τάσεις,  $\sigma_t$  και  $\sigma_c$  (Σχ. 9) που αναπτύσσονται στον κόμβο προσδιορίζονται μέσω της μεθοδολογίας που είχε αρχικά προταθεί από τους Priestley et al (1996) από τις (εξ. 12) και (εξ. 18) (FEMA 306, 1998). Υπολογίζονται αρχικά οι τιμές των μέσων ορθών τάσεων της δοκού  $\sigma_x$  (από την αξονική της δοκού, εξ. 14), του υποστυλώματος  $\sigma_y$  (από την αξονική του υποστυλώματος, εξ. 13), και της μέσης διατμητικής τάσης (εξ. 15),  $\tau$ , που δρα στα μέλη του πλαισίου που συντρέχουν στον κόμβο.

$$\sigma_t = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\tau^2 + \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2} \quad (\text{εξ. 12})$$

$$\sigma_y = \frac{N_{col}}{b_c h_c} \quad (\text{εξ. 13})$$

όπου  $N_{col}$  = η αξονική δύναμη του υποστυλώματος (θετική για εφελκυσμό), και  $b_c$ ,  $h_c$  = το πλάτος και το ύψος του υποστυλώματος, αντιστοίχως.

$$\sigma_x = \frac{N_b}{b_b h_b} \quad (\text{εξ. 14})$$

όπου  $N_b$  = η αξονική δύναμη της δοκού (εάν υπάρχει) και  $b_b$ ,  $h_b$  = το πλάτος και το ύψος της δοκού, αντιστοίχως.

$$\tau_j = \frac{V_{jh}}{b_j h_c} \quad (\text{εξ. 15})$$

όπου  $V_{jh}$  = η οριζόντια τέμνουσα δύναμη θεωρώντας το υποστύλωμα και την δοκό, και  $b_j = \min(b_b, b_c)$

Ο κόμβος μπορεί να θεωρηθεί ότι παραμένει στην ελαστική περιοχή (αρηγμάτωτος) εφόσον:

$$\sigma_t < 3.5 \times 0.083 \times \sqrt{f_c} \quad f_c (MPa) \quad (\text{εξ. 16})$$

όπου  $f_c$  η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος

Γενικευμένη διαγώνια ρηγμάτωση αναμένεται να συμβεί βάσει των (εξ. 17α) και (εξ. 17β)

$$\sigma_t > 5 \times 0.083 \times \sqrt{f_c} \quad f_c (MPa) : \text{εξωτερικοί κόμβοι} \quad (\text{εξ. 17α})$$

$$\sigma_t > 7 \times 0.083 \times \sqrt{f_c} \quad f_c (MPa) : \text{γωνιακοί κόμβοι} \quad (\text{εξ. 17β})$$

Εάν η τιμή της κύριας εφελκυστικής τάσης,  $\sigma_t$ , είναι μεταξύ των πιο πάνω ορίων, τότε ενδέχεται να εμφανιστεί περιορισμένη ρηγμάτωση στον κόμβο.

Αντιστοίχως, πρέπει να ελεγχθεί η κύρια θλιπτική τάση,  $\sigma_c$ , η οποία υπολογίζεται από την (εξ. 18):

$$\sigma_c = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\tau^2 + \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2} \quad (\text{εξ. 18})$$

Αστοχία σε θλίψη του κόμβου λόγω σύνθλιψης του διαγώνιου θλιπτήρα, μπορεί να συμβεί για τιμές της κύριας θλιπτικής τάσης,  $\sigma_c$ :

$$|\sigma_c| > 0.5 f_{cc} \quad \text{πλαίσια μίας διεύθυνσης} \quad (\text{εξ. 19α})$$

$$|\sigma_c| > 0.45 f_{cc} \quad \text{πλαίσιο δύο διευθύνσεων (διαξονική ένταση)} \quad (\text{εξ. 19β})$$

Σε περίπτωση που υπάρχουν συνδετήρες μέσα στον κόμβο μπορούν να θεωρηθούν ότι αναλαμβάνουν τμήμα της κύριας εφελκυστικής τάσης  $\sigma_t$ , ενώ υπέρ της ασφαλείας μπορεί να θεωρηθεί ότι δεν επηρεάζουν την θλιπτική τάση  $\sigma_c$ , αμελώντας την τυχόν αύξηση αντοχής λόγω δράσης περίσφιγξης (Moretti et al. 2014).

## Συμπεράσματα

Η ενίσχυση ενός υφιστάμενου πλαισίου από οπλισμένο σκυρόδεμα μέσω εμφάνωσης τοιχώματος από οπλισμένο σκυρόδεμα οδηγεί σε αύξηση της δυσκαμψίας και της φέρουσας ικανότητας του εμφανωμένου πλαισίου. Το συνηθέστερα χρησιμοποιούμενο προσομοίωμα για την περιγραφή του εμφανωμένου πλαισίου είναι η υποκατάσταση του τοιχώματος μέσω ενός ισοδύναμου διαγώνιου θλιπτήρα. Η επιλογή του ισοδύναμου πλάτους του θλιπτήρα είναι αποφασιστικής σημασίας, καθώς μεγαλύτερο πλάτος οδηγεί σε αυξημένη δυσκαμψία και μεγαλύτερη ανάληψη τέμνουσας δύναμης (οριζοντίου φορτίου). Το μέγεθος της τέμνουσας δύναμης που μπορεί να αναλάβει το εμφανωμένο πλαίσιο έχει ως άνω όριο το φορτίο αστοχίας, το οποίο είναι απαραίτητο να εκτιμάται μέσω εξέτασης των πιθανών κρίσιμων μορφών αστοχίας. Επισημαίνεται ότι το φορτίο αστοχίας καθώς και η δυσκαμψία του εμφανωμένου πλαισίου, συναρτώνται άμεσα από το μέγεθος της σχετικής ολίσθησης στις διεπιφάνειες τοιχώματος-πλασίου. Η τιμή της ολίσθησης αυτής δεν μπορεί να προσδιοριστεί αξιόπιστα μέσω των χαρακτηριστικών σύνδεσης μεταξύ τοιχώματος και πλαισίου.

Το πλάτος του ισοδύναμου θλιπτήρα που προτείνουν οι διάφοροι κανονισμοί διαφέρει σημαντικά. Στην εργασία αυτή προτείνεται να χρησιμοποιείται μεγαλύτερο πλάτος ισοδύναμου θλιπτήρα για μικρά φορτία, τέτοια που να μην προκαλούν σημαντικές μετακινήσεις μεταξύ τοιχώματος και πλαισίου (πρώτα στάδια φόρτισης), και μικρότερο πλάτος για τον έλεγχο αστοχίας. Ως διαχωριστικό όριο προτείνεται το 50% της φέρουσας ικανότητας του εμφανωμένου πλαισίου έναντι οριζόντιας δύναμης. Το όριο αυτό, από περιορισμένον αριθμό δοκιμών, συμπίπτει με σχετική μετακίνηση της κορυφής του πλαισίου ως προς την βάση του ίση, κατά προσέγγιση, με 0.3 mm.

Σε πλαίσια που έχουν κατασκευαστεί σύμφωνα με παλαιότερους κανονισμούς, ο πιθανότερος τρόπος αστοχίας είναι λόγω διάτμησης των μελών του πλαισίου, συνηθέστερα του κόμβου, ο οποίος δεν διέθετε ιδιαίτερο οπλισμό. Το τοίχωμα εμφανίζει βλάβες μόνον σε περίπτωση ισχυρής σύνδεσης μέσω διατμητικών συνδέσμων με το πλαίσιο, και εφόσον ταυτοχρόνως έχουν ενισχυθεί τα υποστυλώματα μέσω μανδύων. Συνεπώς δεν είναι πιθανόν να συμβεί θλιπτική αστοχία του φανώματος (αστοχία του ισοδύναμου διαγώνιου θλιπτήρα). Στην παρούσα εργασία προτείνεται μια μεθοδολογία για τον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών που δρουν στον κόμβο, πριν και αφού συμβεί αποκόλληση

πλασιού και τοιχώματος. Για τον έλεγχο επάρκειας του κόμβου συστήνεται η μεθοδολογία της FEMA 306 (1998).

## Βιβλιογραφία

- ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ (1959), ΦΕΚ 36/19.2.1959, Εθνικόν Τυπογραφείον, Αθήνα.
- ΚΑΝ.ΕΠΕ (2013), Κανονισμός Επεμβάσεων, Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας, 1<sup>η</sup> Αναθεώρηση, ΦΕΚ2187/5.09.2013.
- ΚΑΝ.ΕΠΕ Σχέδιο 3 (2009), Κανονισμός Επεμβάσεων, Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας, Φεβρουάριος 2009.
- ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ Ω.Σ. (1954), Κανονισμός δια την Μελέτην και Εκτέλεσιν Οικοδομικών Έργων εξ Όπλισμένου Σκυροδέματος, Υπουργείον Δημοσίων Έργων, Εθνικόν Τυπογραφείον, Αθήνα 1954.
- Περδικάρης, Φ., Μωρέττη, Μ. και Παπαθεοχάρης Θ. (2012). "Διερεύνηση της Συμπεριφοράς Πλαισίων Ο.Σ. Ενισχυμένων με Εμφαντούμενα Τοιχώματα Ο.Σ.", Τελική Έκθεση Ερευνητικού Προγράμματος που υποβλήθηκε στον ΟΑΣΠ, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Παν. Θεσσαλίας, σελ:129. [http://www.oasp.gr/assigned\\_program/2406](http://www.oasp.gr/assigned_program/2406).
- Φέκας, Κ. (2013), "Μελέτη Μηχανισμών Μεταφοράς Διατμητικών Δυνάμεων σε Διεπιφάνειες Παλαιού-Νέου Σκυροδέματος," Διπλωματική Εργασία, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας.
- Altin, S., Anil, O. and Kara M. E (2008). "Strengthening of RC nonductile frames with RC infills: an experimental study." *Cement and Concrete Composites*, 30, 612-621.
- Altin, S., Ersoy U. and Tankut T. (1992). "Hysteretic response of reinforced concrete infilled frames." *J. Struct. Engrg. ASCE*, 118(8), 2133-2150.
- Anil, O. and Altin, S. (2007). "An experimental study on reinforced concrete partially infilled frames." *Engineering Structures*, 29, 449-460.
- ASCE (2007), "ASCE/SEI Standard 41-06. Seismic Rehabilitation of Existing Structures", *American Society of Civil Engineers*, Reston, Virginia, USA, pp: 428.
- CSA S304.1-04 (2004). "Design of masonry structures." *Canadian Standards Association*, Mississauga, Ontario.
- EN 1992-1-1 CEN (2004), "Design of concrete structures - Part 1: General rules and rules for buildings", European Committee for Standardization, Brussels, pp.225.
- EN1998-1:2004 CEN (2004), "European Standard EN1998-1:2004 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings", *European Committee for Standardization*, Brussels. EN 1998-1:2004/AC:2009.
- Erdem, I., Akyuz, U., Ersoy, U. and Ozcebe, G. (2006), "An Experimental Study on two Different Strengthening Techniques for RC Frames", *Engineering Structures*, Vol. 28: pp. 1843-1851.
- Fekas, K. and Moretti M.L. (2014), "Shear Resistance of Interfaces Between Existing and New RC Elements", CESARE'14, *International Conference Civil Engineering for Sustainability and Resilience*, Amman, 24-27 April 2014.
- FEMA 306 (1998). "Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings: Basic procedures manual." Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings." Washington DC, pp.250.
- Mainstone, R. J. (1971). "On the stiffnesses and strengths of infilled frames." *Proc. ICE Suppl.*, Paper No. 7360S, 57-90.

- Moretti, M. L. (2015), "Seismic Design of Masonry and Reinforced Concrete Infilled Frames: A Comprehensive Overview", *American Journal of Engineering and Applied Sciences*, DOI: 10.3844/ajeassp.2015.748.766.
- Moretti, M. L., Theocharis P. and. Perdikaris, P. C. (2014). "Design of reinforced concrete infilled frames", *Journal of Structural Engineering, American Society of Civil Engineers*, Vol. 140, No. 9.
- Murti, C. V. R., Brzev, S., Faison. H., Comartin, C.D. and Irfanoglu A. (2006), "At Risk: The Seismic Performance of Reinforced Concrete Frame Buildings with Masonry Infill Walls", *Earthquake Engineering Research Institute*, No. WHE-2006-03, pp: 70.
- Oosterle, R. G., Fiorato, A. E., Johal, L. S., Carpenter, J. E., Russell, H., G. and Corley, W. G. (1976). "Earthquake resistant structural walls - Tests of isolated walls." Report PCA R/D/ Ser. 1571, Skokie, Illinois, pp. 233.
- Oosterle, R. G., Aristizabal-Ochoa, J. D., Fiorato, A. E., Russell, H., G. and Corley, W. G. (1979). "Earthquake resistant structural walls - Tests of isolated walls –Phase II." Report PCA R/D/ Ser. 1629, Skokie, Illinois, pp. 208.
- Paulay, T. and Priestley, M.J.N. (1992). "Seismic Design of reinforced Concrete and Masonry Buildings", Wiley, New York, ISBN: 978-0-471-54915-4, pp: 744.
- Stafford Smith, B. and Carter, C. (1969). "A method of analysis for infilled frames." *Proc. ICE.*, Vol. 44, 31-48.