

ΤΟΙΧΟΜΑΤΟΠΟΙΗΣΗ ΠΛΑΙΣΙΩΝ – ΚΑΝ.ΕΠΕ.

ΧΟΥΤΟΠΟΥΛΟΣ ΠΕΤΡΟΣ
ΧΟΥΤΟΠΟΥΛΟΥ ΕΛΕΝΗ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας αποτελεί η εφαρμογή και η διερεύνηση του μοντέλου που προτείνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την τοιχωματοποίηση πλαισίων. Για το σκοπό αυτό αναλύονται τρεις πλαισιακές κατασκευές κάνοντας χρήση υπολογιστικού προγράμματος. Για κάθε μια κατασκευή εξετάστηκε εμφάνιση με πάχος μικρότερο, ίσο και μεγαλύτερο από το πλάτος της δοκού, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Πραγματοποιήθηκε ανελαστική στατική ανάλυση και έγινε σύγκριση των καμπυλών αντίστασης της κατασκευής για τα διάφορα πάχη εμφάνισης ως προς την αντοχή και την αύξηση της δυσκαμψίας. Ακόμα έγινε σύγκριση της διατμητικής αντοχής που προκύπτει με την εφαρμογή του μοντέλου του ΚΑΝ.ΕΠΕ. με αυτήν που προσδιορίστηκε με το πρόγραμμα ανάλυσης. Προκειμένου να εξεταστεί η συνεισφορά της σύνδεσης του φατώματος με τα εκατέρωθεν υποστυλώματα στην ανάληψη σεισμικής τέμνουσας, τα πλαίσια αναλύθηκαν για την περίπτωση απλού γεμίματος οπλισμένου σκυροδέματος πάχους 0,20m και 0,30m.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Σε περιοχές υψηλής σεισμικότητας, όπως η Ελλάδα, κύριος στόχος του σχεδιασμού των κατασκευών αποτελεί η βελτίωση της συμπεριφοράς αυτών έναντι σεισμού και η εξασφάλιση ανάληψης οριζοντίων δράσεων με ασφάλεια. Προς την κατεύθυνση αυτή έχει σημειωθεί σημαντική πρόοδος τα τελευταία χρόνια, η οποία διαφαίνεται μέσω των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών που εξασφαλίζουν την ασφαλή απόκριση των κατασκευών σε περίπτωση σεισμού. Ωστόσο ο Αντισεισμικός κανονισμός εφαρμόστηκε σε μια πρώιμη μορφή για πρώτη φορά το 1959 με την πρώτη βελτίωση του να γίνεται το 1985. Συνεπώς τα κτίρια που έχουν κατασκευαστεί μεταξύ του 1959 και 1985 παρουσιάζουν ένα μεγάλο μειονέκτημα ως προς την ανάληψη σεισμικών φορτίσεων.

Η πλειονότητα των κτιρίων έχουν κατασκευαστεί πριν το 1980 και έχουν μελετηθεί έτσι ώστε να παραλαμβάνουν μικρότερου μεγέθους σεισμική δράση όπως επιβάλλεται από τους σύγχρονους Αντισεισμικούς κανονισμούς. Αυτό άλλωστε είναι εμφανές από τις βλάβες που παρουσιάζουν τα κτίρια μετά από τους σεισμούς που κατά καιρούς έχουν πλήξει την χώρα μας. Για το λόγο αυτό είναι αναγκαία η αποτίμηση των κατασκευών που έχουν μελετηθεί σύμφωνα με τους παλιούς αντισεισμικούς κανονισμούς έναντι σεισμικών δράσεων καθώς και η ενίσχυση αυτών. Για να καλυφθούν αυτές οι ανάγκες δημιουργήθηκε ο κανονισμός επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

Όσον αφορά την επιλογή της κατάλληλης μεθόδου ενίσχυσης, αυτό γίνεται μετά την αποτίμηση της συμπεριφορά της κατασκευής έναντι της δράσης του σεισμού. Αν για παράδειγμα παρατηρηθούν εκτεταμένες βλάβες σε πολλά μέλη της κατασκευής διασκορπισμένα στην κάτοψη ενδεδειγμένη στρατηγική επέμβασης αποτελεί η ενίσχυση της κατασκευής ως σύνολο. Η ενίσχυση της κατασκευής έχει ως στόχο είτε την αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής είτε την αύξηση της πλαστιμότητας είτε την αύξηση της δυσκαμψίας, αντοχής και πλαστιμότητας.

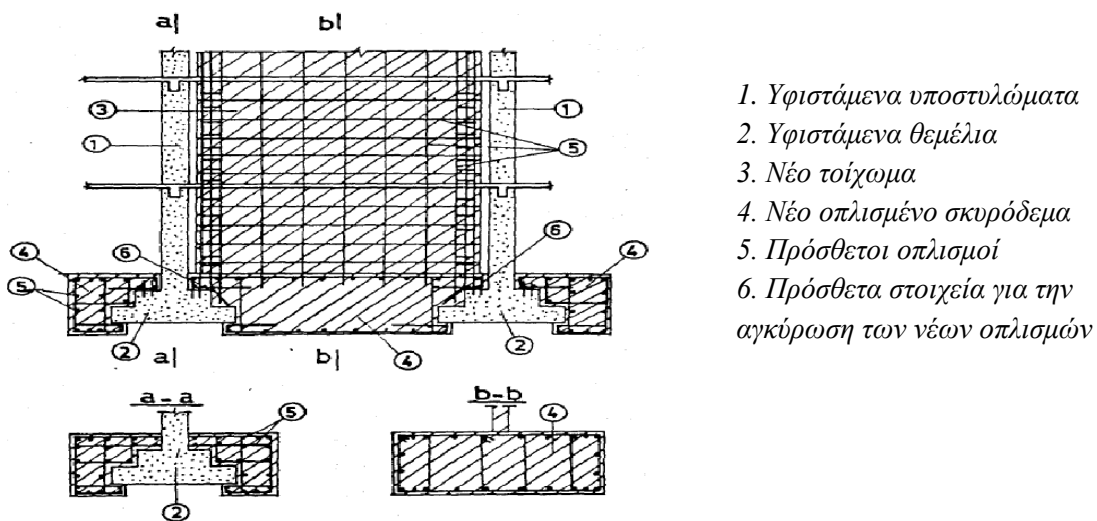
Για την ενίσχυση της κατασκευής ως σύνολο η πιο συχνά χρησιμοποιούμενη μέθοδος είναι η εμφάνιση πλαισίων καθώς είναι μια μέθοδος που αυξάνει ικανοποιητικά την αντοχή και την δυσκαμψία της κατασκευής. Εδώ αξίζει να σημειώσουμε ότι ενώ η δυσκαμψία αυξάνεται κατά πολύ, δε συμβαίνει το ίδιο και με τη μάζα της κατασκευής. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα η μειωμένη θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής να αντιστοιχεί σε μεγαλύτερη τιμή της φασματικής επιτάχυνσης πράγμα το οποίο συνεπάγεται μεγαλύτερη τέμνουσα βάσης, δηλαδή μεγαλύτερη αντίσταση της κατασκευής σε σεισμική καταπόνηση.

Στην παρούσα εργασία εξετάζονται οι διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. οι οποίες αναφέρονται στην εμφάνιση πλαισίων με έμφαση κατά κύριο λόγο στην Τοιχοματοποίηση πλαισίων και δευτερευόντως στην προσθήκη απλού γεμίματος από οπλισμένο σκυρόδεμα.

1.1 ΤΟΙΧΟΜΑΤΟΠΟΙΗΣΗ ΠΛΑΙΣΙΩΝ

Σε περιπτώσεις όπου οι απαιτήσεις για αύξηση της δυσκαμψίας είναι μεγάλη, όπως για παράδειγμα σε κατασκευές με ανοιχτά ισόγεια (τύπου pilotis), η πιο αποτελεσματική μέθοδος ενίσχυσης είναι η τοιχοματοποίηση φατνωμάτων πλαισίων με οπλισμένο σκυρόδεμα. Σε αυτόν τον τρόπο επέμβασης στα υποστυλώματα των πλαισίων που θα επιλεγούν για να ενισχυθούν δημιουργούνται μανδύες σκυροδέματος έτσι ώστε να ενσωματωθούν στα φατνώματα οπλισμένου σκυροδέματος που κατασκευάζονται. Το πάχος της εμφάνισης μπορεί να είναι μικρότερο, ίσο ή μεγαλύτερο από το πλάτος της δοκού. Όσον αφορά την όπλιση των νέων υποστυλωμάτων που δημιουργούνται καθώς και του κορμού του τοιχώματος ακολουθούνται οι διατάξεις του Ευρωκώδικα 2 και Ευρωκώδικα 8. Οι διαμήκεις οπλισμοί που τοποθετούνται μέσα στους μανδύες των υποστυλωμάτων συνεχίζουν στους επάνω ορόφους, ενώ οι οπλισμοί του κορμού του τοιχώματος αγκυρώνονται στις δοκούς. Στην περίπτωση όπου το επιλεγμένο προς ενίσχυση πλαίσιο βρίσκεται σε όριο ιδιοκτησίας και δεν μπορεί να γίνει κλειστός μανδύας στα υποστυλώματα, τότε το φάτνωμα μπορεί να καλύπτει μόνο τις τρεις πλευρές του υποστυλώματος, με την προϋπόθεση να έχουν ληφθεί απαραίτητα κατασκευαστικά μέτρα ώστε να εξασφαλίζεται η σύνδεση φατνώματος και υποστυλώματος. Γενικά η τοιχοματοποίηση θα πρέπει να γίνεται σε ενιαία κατακόρυφη σειρά. Ωστόσο ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. επιτρέπει τη διακοπή της τοιχοματοποίησης κατά το ύψος της κατασκευής με την προϋπόθεση να ελέγχεται στη στάθμη διακοπής τα περιθώρια αντοχής των δομικών στοιχείων λαμβάνοντας υπόψη τα αναπτυσσόμενα εντατικά μεγέθη, έτσι ώστε να αποφευχθεί η δημιουργία μαλακού ορόφου. Δηλαδή στη θέση διακοπής του τοιχώματος το κτίριο δεν θα περιλαμβάνει όροφο του οποίου ο μέσος δείκτης ανεπάρκειας λ υπερβαίνει το 150% του μέσου δείκτη ανεπάρκειας ενός γειτονικού ορόφου [1]. (Για τον προσδιορισμό του μέσου δείκτη ανεπάρκειας ορόφου βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.5.1.2.(γ))

Εδώ αξίζει να σημειώσουμε ότι για να μπορέσουν τα νέα τοιχώματα να παραλάβουν τις οριζόντιες δράσεις του σεισμού θα πρέπει να θεμελιωθούν. Η θεμελίωση των νέων τοιχωμάτων συνδέεται με την υπάρχουσα θεμελίωση [5].



Σχήμα 1: Θεμελίωση νέου τοιχώματος εντός υφιστάμενου πλαισίου [5]

1.1.1 ΕΜΦΑΤΝΩΣΕΙΣ ΠΑΧΟΥΣ ΜΙΚΡΟΤΕΡΟΥ Η ΙΣΟΥ ΜΕ ΤΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΗΣ ΔΟΚΟΥ

Στην περίπτωση αυτή η διαστασιολόγηση του φαντώματος μπορεί να γίνει μέσω της ασκούμενης στο φάνωμα τέμνουσας η οποία προκύπτει από την συνολική τέμνουσα του εμφατνούμενου πλαισίου αφαιρώντας την αντοχή της τέμνουσας του κάθε υποστυλώματος:

$$F_s = V_s - \frac{2VR_c}{\gamma_{sd}} \quad (\text{ΚΑΝ.ΕΠΕ. εξίσωση 8.27})$$

όπου V_s είναι η συνολική τέμνουσα του νέου φαντώματος, VR_c είναι η αντοχή σε τέμνουσα του υποστυλώματος που δημιουργείται μετά την προσθήκη μανδύων και γ_{sd} είναι ένας συντελεστής αβεβαιότητας προσομοιώματος δράσης που ισούται με 1.3. Η τέμνουσα δύναμη F_s κατά ένα μέρος αναλαμβάνεται από το διαγώνιο θλιπτήρα που δημιουργείται, η θλιπτική αντοχή του οποίου δίνεται από τη σχέση:

$$N_R = \lambda f_c' t_w b_w \quad (\text{ΚΑΝ.ΕΠΕ. εξίσωση Σ8.15})$$

όπου λ είναι ο συντελεστής απομένουσας αντίστασης του διαγώνιου θλιπτήρα μετά την υπέρβαση της κρίσιμης παραμόρφωσής του (0,2%) που ισούται με 0.4, το f_c' ισούται με το 60% της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος έτσι ώστε να ληφθεί υπόψη η ρηγμάτωση που δημιουργείται στο σκυρόδεμα λόγω του εγκάρσιου εφελκυσμού, t_w είναι το πάχος του φαντώματος που επιλέγεται και b_w είναι το ενεργό πάχος του διαγώνιου θλιπτήρα που λαμβάνεται ίσο με 0.2L για στάθμη επιτελεστικότητας Α ή με 0.1L για στάθμη επιτελεστικότητας Β και Γ, όπου L το μήκος του διαγώνιου θλιπτήρα. (βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.4.)

Η μεθοδολογία που προτείνεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. για τη διαστασιολόγηση του τοιχώματος μέσω της ανάληψης ενός διαγώνιου θλιπτήρα βασίζεται κυρίως στην απόκριση των τοιχοπληρωμένων πλαισίων και δεν έχει αποδειχθεί επαρκώς πειραματικά για εμφατνώσεις με πάχος ίσο με το πλάτος των στοιχείων του πλαισίου. Επιπλέον λόγω των μανδύων που δημιουργούνται στα εκατέρωθεν υποστυλώματα αυξάνεται η δυσκολία εφαρμογής της μεθόδου και παράλληλα αυξάνεται η ροπή αντοχής του σύνθετου τοιχώματος και η ένταση σχεδιασμού της θεμελίωσης. Ακόμα η διαδικασία σχεδιασμού προϋποθέτει ότι δεν αστοχούν τα υποστυλώματα σε διάτμηση λόγω της παραλαβής του διαγώνιου θλιπτήρα. Σε περίπτωση αστοχίας ενός εκ των υποστυλωμάτων δεν μπορεί να λειτουργήσει ο διαγώνιος θλιπτήρας με αποτέλεσμα τα βλήτρα να παραλαμβάνουν τέμνουσα μεγαλύτερη από αυτήν που έχουν σχεδιαστεί.[3]

Το υπόλοιπο μέρος της διατμητικής δύναμης αναλαμβάνεται από βλήτρα τα οποία διατάσσονται στη διεπιφάνεια τοιχώματος, δοκού και υποστυλώματος. Η συνολική δύναμη που παραλαμβάνουν τα βλήτρα σε κάθε μια παρειά δίνονται από τις σχέσεις:

$$F_{\beta\lambda.οριζ.} = F_s - \frac{l}{L} N_R \quad (\text{ΚΑΝ.ΕΠΕ. εξίσωση Σ8.16})$$

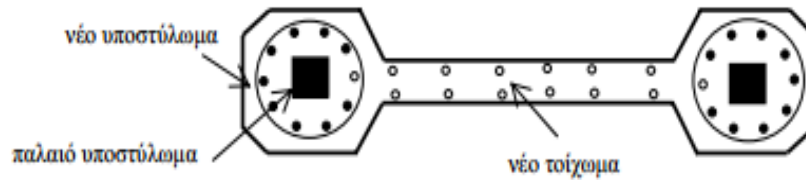
$$F_{\beta\lambda.κατ.} = \frac{h}{l} F_{\beta\lambda.οριζ.} \quad (\text{ΚΑΝ.ΕΠΕ. εξίσωση Σ8.17})$$

Ως ελάχιστη ποσότητα βλήτρων ο κανονισμός απαιτεί τουλάχιστον 3Φ16 ανά μέτρο της περιμέτρου. Η μέγιστη τέμνουσα F_{ud} που μπορούν να παραλάβουν τα βλήτρα για την περίπτωση που η διεπιφάνεια υποβάλλεται σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$F_{ud} = 0.65db^2\sqrt{fcd fyd} \leq \frac{A_s f_y d}{\sqrt{3}} \quad (\text{ΚΑΝ.ΕΠΕ. εξίσωση 6.9})$$

όπου d_b είναι η διάμετρος της ράβδου, A_s είναι η διατομή της ράβδου και f_{cd} , f_{yd} είναι η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής αντοχής και του ορίου διαρροής της ράβδου αντίστοιχα. (βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. §6.1.2.2)[1]

- Ράβδοι που συνεχίζουν στους γειτονικούς ορόφους
- Ράβδοι που αγκυρώνονται στις δοκούς



Σχήμα2: Εμφάντωση με πάχος μικρότερο ή ίσο του πλάτους της δοκού[1]



Σχήμα3: Εμφάντωση με πάχος ίσο με το πλάτους της δοκού[4]

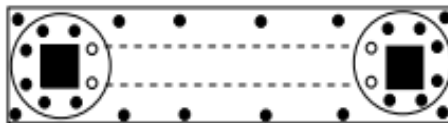
1.1.2 ΕΜΦΑΤΝΩΣΕΙΣ ΠΑΧΟΥΣ ΜΕΓΑΛΥΤΕΡΟΥ ΤΟΥ ΠΛΑΤΟΥΣ ΤΗΣ ΔΟΚΟΥ

Για την όπλιση των νέων υποστυλωμάτων ισχύουν ακριβώς τα ίδια που αναφέρθηκαν παραπάνω σχετικά με εμφαντώσεις με πάχος μικρότερο ή ίσο του πλάτους της δοκού. Όσον αφορά τους οπλισμούς του κορμού, εξακολουθούν να προσδιορίζονται με βάση τις διατάξεις ΕΚ 2 και ΕΚ8-1, ωστόσο σε αυτήν την περίπτωση οι κατακόρυφοι οπλισμοί δεν αγκυρώνονται στις δοκούς αλλά συνεχίζουν στους γειτονικούς ορόφους. Εδώ αξίζει να σημειώσουμε ότι τα ενισχυμένα με μανδύα υποστυλώματα συνεισφέρουν ενεργά στην ανάληψη των οριζοντίων και κατακόρυφων φορτίων και για το λόγο αυτό κρίνεται απαραίτητη η όπλιση (αν απαιτείται) της διεπιφάνειας του κάθε υποστυλώματος με τον μανδύα του. Η διατμητική δύναμη που ασκείται στη διεπιφάνεια υπολογίζεται ως εξής:

$$F_{\delta\iota\epsilon\pi} = \frac{A_c f_{c,υ\pi}}{A_{c\chi} f_{c,μ\alpha\upsilon\delta}} \left(\frac{M}{z} + \frac{N}{2} \right) \quad (\text{ΚΑΝ.ΕΠΕ. εξίσωση Σ8.18})$$

όπου $A_c, f_{c,υ\pi}$ είναι η διατομή και η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος του αρχικού υποστυλώματος, $A_{c\chi}, f_{c,μ\alpha\upsilon\delta}$ είναι η θλιβόμενη διατομή και αντοχή σκυροδέματος του μανδύα και M, N είναι η ροπή και η αξονική που ασκούνται στο τοίχωμα μετά την επέμβαση.[1]

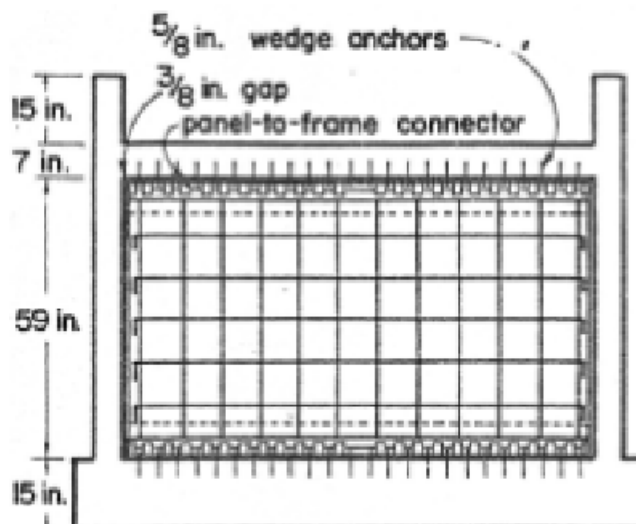
- Ράβδοι που συνεχίζουν στους γειτονικούς ορόφους
- Ράβδοι που αγκυρώνονται στις δοκούς



Σχήμα4: εμφάντωση με πάχος μεγαλύτερο από το πλάτος της δοκού[1]

1.2 ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΑΠΛΟΥ ΓΕΜΙΣΜΑΤΟΣ

Ένας άλλος τρόπος εμφάντωσης πλαισίων αποτελεί η προσθήκη απλού γεμίσματος, η οποία μπορεί να γίνει είτε χρησιμοποιώντας οπλισμένο σκυρόδεμα, είτε τοιχοποιία. Τα φαντώματα τα οποία επιλέγονται για να πληρωθούν δεν είναι αναγκαίο να βρίσκονται σε ενιαία κατακόρυφη σειρά. Μια τέτοια μορφή ενίσχυσης επιλέγεται συνήθως όταν δεν λαμβάνονται ειδικά μέτρα σύνδεσης του πλαισίου με το τοίχωμα, αν και απαιτείται η χρήση βλήτρων στις διεπιφάνειες επαφής του τοιχώματος με το δοκάρι. Εδώ αξίζει να σημειώσουμε ότι το φάντωμα δεν είναι απαραίτητο να έρχεται σε επαφή με τα υποστυλώματα έτσι ώστε να μην τους μεταβιβάζει αυξημένες δυνάμεις.



Σχήμα5: Προσθήκη απλού γεμίσματος[2]

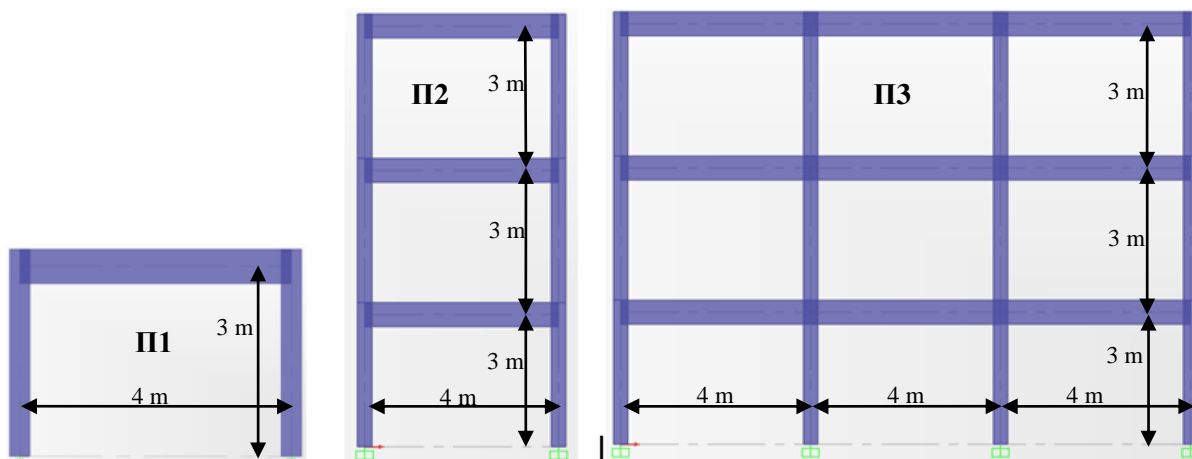
2. ΣΚΟΠΟΣ ΤΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Σκοπός της παρούσας εργασίας είναι η εφαρμογή και η διερεύνηση του μοντέλου που προτείνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την τοιχωματοποίηση φαντωμάτων πλαισίων με οπλισμένο σκυρόδεμα. Πιο συγκεκριμένα γίνονται αναλύσεις για διάφορες τιμές του πάχους εμφάντωσης τριών επίπεδων πλαισιακών φορέων κάνοντας χρήση του προγράμματος ανάλυσης (Sap2000v14). Από την ανάλυση που πραγματοποιείται στηριζόμενοι στις καμπύλες αντίστασης που λαμβάνονται από το πρόγραμμα διεξάγονται συμπεράσματα σχετικά με τη μεταβολή της αντοχής και της δυσκαμψίας της κατασκευής όπως αυτή προκύπτει μετά την εμφάντωση. Ακόμα γίνεται σύγκριση της διατμητικής αντοχής του νέου τοιχώματος που υπολογίστηκε με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. με αυτήν που προσδιορίστηκε από το πρόγραμμα ανάλυσης. Για να διαπιστωθεί πως επηρεάζει η απουσία σύνδεσης του φαντώματος με τα εκατέρωθεν υποστυλώματα γίνεται σύγκριση των καμπυλών αντίστασης που προκύπτουν για την περίπτωση τοιχωματοποίησης πλαισίου και για την περίπτωση προσθήκης απλού γεμίσματος οπλισμένου σκυροδέματος. Εδώ οφείλουμε να σημειώσουμε

ότι το προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε στο πρόγραμμα ανάλυσης θεωρεί ότι η σύνδεση φαντώματος και πλαισιώματος είναι μονολιθική.

3. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

Τα πλαίσια που εξετάστηκαν παρουσιάζονται στο σχήμα που ακολουθεί. Κάθε ένα από τα πλαίσια αυτά (Π1, Π2 και Π3) αναλύθηκαν για τρία διαφορετικά πάχη εμφάντωσης (μικρότερο, μεγαλύτερο και ίσο με το πλάτος της δοκού): πάχος $t = 0,20\text{m}$, $t=0,30\text{m}$ και $t=0,45\text{m}$. Στο πλαίσιο Π3 εξετάστηκε η περίπτωση της τοποθέτησης του τοιχώματος στο μεσαίο φαντώματα του πλαισίου. Οι διατομές, τα υλικά, και τα φορτία που χρησιμοποιήθηκαν τόσο στο μοντέλο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. όσο και στο προσομοίωμα του Sap2000v14 παρατίθενται ακολούθως. Τα υποστυλώματα είναι $0,30\text{m}\times 0,30\text{m}$ με 4φ14 διαμήκη οπλισμό και φ8/250 εγκάρσιο οπλισμό. Τα δοκάρια χάριν απλότητας της προσομοίωσης επιλέχθηκαν ώστε να έχουν ορθογωνική διατομή και όχι με σχήμα πλακοδοκού που είναι το πιο συνηθισμένο, με διαστάσεις $0,30\text{m}\times 0,50\text{m}$ και με οπλισμό 4φ14 πάνω και 2φ14 κάτω στη διατομή της στήριξης και με 2φ14 πάνω και 4φ14 κάτω στη διατομή του ανοίγματος. Και εδώ επιλέχτηκε εγκάρσιος οπλισμός ίσος με φ8/250. Όσον αφορά τα υλικά των δομικών στοιχείων αναφέρεται ότι το σκυρόδεμα είναι C16/20 MPa με $E_{cm}=27,5\text{GPa}$. Ο χάλυβας είναι S400 για το διαμήκη και S220MPa για τον εγκάρσιο οπλισμό με $E_s=210\text{GPa}$. Η επικάλυψη του οπλισμού προκύπτει $d_1=0,035\text{m}$. Για την ανάλυση τα φορτία που χρησιμοποιήθηκαν είναι: το ίδιο βάρος που υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε, φορτίο λόγω της επικάλυψης ίσο με $2,25\text{KN/m}$ και κινητό φορτίο ίσο με $3,00\text{KN/m}$.



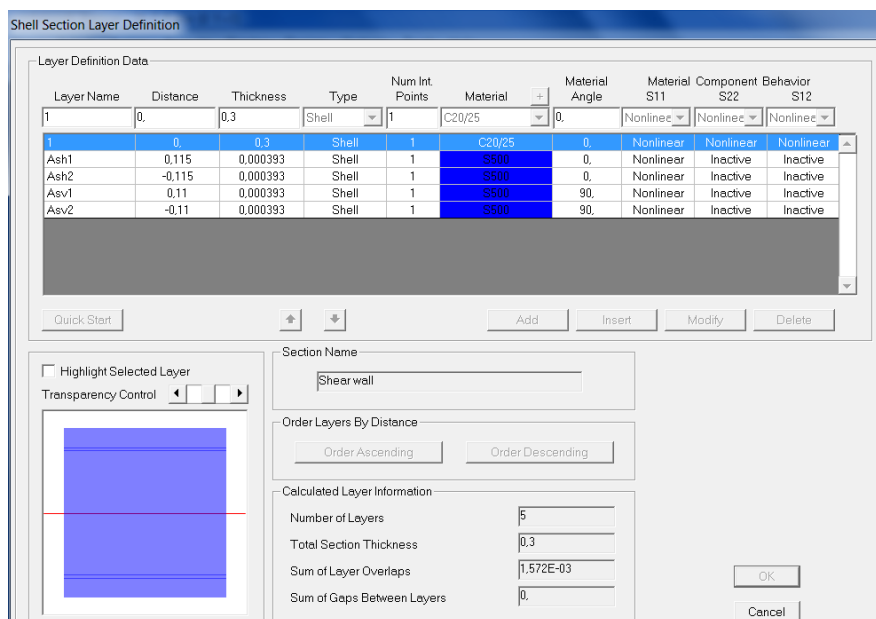
Σχήμα6: Αρχικά πλαίσια που προσομοιώθηκαν

4. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ ΚΑΙ ΤΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΜΕ ΤΟ SAP2000

Αρχικά ορίστηκαν τα υλικά (σκυρόδεμα παλιό και νέο) και οι διατομές των δοκών, των υποστυλωμάτων και των τοιχώματων. Οι διατομές των δοκών και των υποστυλωμάτων προσομοιώθηκαν με γραμμικά στοιχεία (frame elements), στα οποία όπως αναφέρεται αναλυτικά παρακάτω δόθηκαν πλαστικές αρθρώσεις λαμβάνοντας υπόψη τους οπλισμούς. Για το τοίχωμα χρησιμοποιήθηκε ένα επιφανειακό στοιχείο (shell element) στο οποίο και ορίστηκε μη γραμμική συμπεριφορά. Εδώ οφείλουμε να σημειώσουμε ότι με το επιφανειακό στοιχείο περιγράψαμε στο πρόγραμμα τον κορμό του τοιχώματος, ενώ τα ενισχυμένα στα άκρα υποστυλώματα λήφθηκαν πλήρως υπόψη στην ανάλυση μέσω γραμμικών στοιχείων.

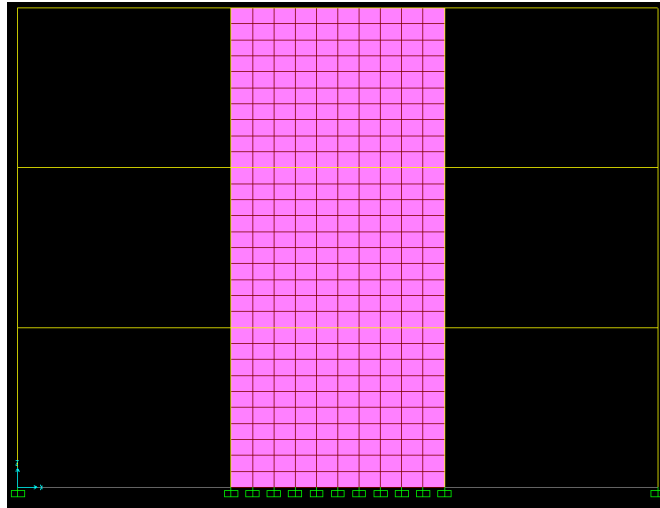
Πιο συγκεκριμένα μια επιπλέον δυνατότητα του προγράμματος SAP2000 είναι η επίτευξη της μη γραμμικής συμπεριφοράς επιφανειακών στοιχείων (shell element) με κατάλληλη εισαγωγή της διατομής τους σε στρώσεις (layers). Κάθε στρώση υλικού χαρακτηρίζεται από

το πάχος, τη θέση της σε σχέση με το κέντρο βάρους της διατομής, τη γωνία των ιδιοτήτων του υλικού σε σχέση με το τοπικό σύστημα συντεταγμένων του στοιχείου (0° για τον οριζόντιο οπλισμό και 90° για τον κατακόρυφο οπλισμό) και το είδος της απόκρισης για τις διαφορετικές συνιστώσες της επίπεδης εντατικής κατάστασης (γραμμική, μη γραμμική, ανενεργή). Για παράδειγμα η διατομή ενός τοιχώματος από οπλισμένο σκυρόδεμα μπορεί εισαχθεί με μια στρώση υλικού σκυροδέματος με πάχος όσο το πάχος του κορμού του τοιχώματος, με διαφορετικές στρώσεις για τον κατακόρυφο και οριζόντιο οπλισμό που θα έχουν πάχος ίσο με το γινόμενο του πάχους του τοιχώματος επί το ποσοστό του κατακόρυφου και του οριζόντιου οπλισμού αντίστοιχα.



Σχήμα 7: Εισαγωγή διατομής τοιχώματος από οπλισμένο σκυρόδεμα

Το σκυρόδεμα θεωρήθηκε πως συμπεριφέρεται μη γραμμικά σε ορθή ένταση στην οριζόντια και κατακόρυφη διεύθυνση καθώς και σε διατμητική ένταση. Ο χάλυβας οπλισμού θεωρείται πως συμπεριφέρεται μη γραμμικά μόνο κατά την αξονική του διεύθυνση ενώ στις άλλες διευθύνσεις παραμένει ανενεργός. Στο Σχήμα 7 παρατίθεται ένα παράδειγμα εισαγωγής διατομής τοιχώματος για την περίπτωση του Πλαισίου Π3. Όπως διαφαίνεται από το σχήμα η διατομή του τοιχώματος αποτελείται από τέσσερις στρώσεις: μια στρώση σκυροδέματος, δύο στρώσεις οριζόντιου οπλισμού (Ash1 & Ash2) και δύο στρώσεις κατακόρυφου οπλισμού (Asv1 & Asv2). Οι στρώσεις του οριζόντιου και του κατακόρυφου οπλισμού τοποθετούνται εκατέρωθεν του κέντρου βάρους της διατομής σε απόσταση 0,115m και 0,11m αντίστοιχα. Το τοίχωμα έχει πάχος 0,3 m, όσο είναι δηλαδή και το πάχος της στρώσης του σκυροδέματος. Το πάχος της κάθε στρώσης οπλισμού προσδιορίζεται πολλαπλασιάζοντας το ποσοστό οπλισμού με το πάχος της στρώσης. Ενδεικτικά αναφέρουμε ότι στο συγκεκριμένο παράδειγμα που απεικονίζεται παραπάνω το ποσοστό οπλισμού τόσο στην οριζόντια, όσο και στην κατακόρυφη διεύθυνση είναι 0,00131. Επομένως πολλαπλασιάζοντας με το 0,3 προκύπτει πάχος στρώσης 0,000393. Στη στήλη της γωνίας προσανατολισμού του υλικού (Material Angle) φαίνεται πως το σκυρόδεμα καθώς και ο χάλυβας του οριζόντιου οπλισμού είναι προσανατολισμένα στην οριζόντια διεύθυνση ενώ ο χάλυβας του κατακόρυφου οπλισμού προσανατολίζεται στην κατακόρυφη διεύθυνση (90°). Επιπλέον όπως φαίνεται από το Σχήμα 7 το είδος του σκυροδέματος που έχει χρησιμοποιηθεί είναι C20/25. Ωστόσο για να λάβουμε υπόψη μας τη ρηγμάτωση που δημιουργείται λόγω του εγκάρσιου εφελκυσμού χρησιμοποιήθηκε μειωμένη θλιπτική αντοχή ($f_{cd}=0,6 f_{ck}$) και μειωμένο μέτρο ελαστικότητας.



Σχήμα8: Χαρακτηριστικό παράδειγμα προσομοίωσης εμφανιζόμενου πλαισίου

Αφού ορίστηκαν οι διατομές και τα υλικά στη συνέχεια προσδιορίστηκαν οι ιδιότητες των πλαστικών αρθρώσεων λαμβάνοντας υπόψη τους οπλισμούς των στοιχείων, προκειμένου να γίνει ανελαστική στατική ανάλυση για την εύρεση της καμπύλης δύναμης- μετατόπισης. Συνεπώς κατά την ανελαστική στατική ανάλυση στο πρόγραμμα SAP2000, χρησιμοποιήθηκε το προσομοίωμα συγκεντρωμένης πλαστικότητας ή σημειακών πλαστικών αρθρώσεων (plastic hinges), το οποίο συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα μη γραμμικά χαρακτηριστικά του νόμου δύναμης – παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων. Το προσομοίωμα αυτό βασίζεται στην παραδοχή ότι οι ανελαστικές παραμορφώσεις είναι συγκεντρωμένες σε ορισμένες κρίσιμες θέσεις (άκρα) των δομικών στοιχείων, η συμπεριφορά των οποίων περιγράφεται με τη βοήθεια απλοποιημένων πολυγραμμικών διαγραμμάτων εντασιακού μεγέθους – μετακίνησης ή εντασιακού μεγέθους – παραμόρφωσης F-δ (συνήθως ροπής – στροφής).

Ως καταλληλότερα μεγέθη προτείνονται η ροπή κάμψης M και η γωνία στροφής χορδής θ του δομικού στοιχείου. Στην πραγματικότητα, όταν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η κάμψη, κατάλληλα μεγέθη F και δ είναι η ροπή κάμψης M και η καμπυλότητα $1/r$. Όταν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η διάτμηση, κατάλληλα μεγέθη είναι η τέμνουσα δύναμη V και η γωνιακή (διατμητική) παραμόρφωση γ . Επειδή όμως στα στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος οι καμπτικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν με τις διατμητικές και με τις στροφές των ακραίων διατομών λόγω εξόλκευσης των οπλισμών από την αγκύρωση πέραν του άκρου του στοιχείου, ως καταλληλότερη επιλογή F και δ θεωρείται η ροπή M και η γωνία στροφής χορδής θ στα άκρα του στοιχείου, όπου η θ περιλαμβάνει το σύνολο των καμπτικών και διατμητικών παραμορφώσεων καθώς και τη στροφή των άκρων λόγω εξόλκευσης των οπλισμών. Η σύσταση αυτή του ΚΑΝ.ΕΠΕ υιοθετήθηκε στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας καθώς η προσομοίωση των πλαστικών αρθρώσεων έγινε με τη χρήση διαγραμμάτων ροπών – στροφών χορδής ($M - \theta$).

Επισημαίνεται επιπλέον, ότι για τον ορισμό των πλαστικών αρθρώσεων το SAP2000 δεν απαιτεί την εισαγωγή των στροφών διαρροής και αστοχίας αλλά μόνο του πλαστικού τμήματος της διαθέσιμης στροφής $\theta_{pl} = \theta_u - \theta_y$. Αντιστοίχως, αντί για τη στροφή αστοχίας υπό τα φορτία βαρύτητας $\theta_{τελ}$, εισάγεται το μέγεθος $\theta_{τελ} - \theta_y$ (όπου $\theta_{τελ} = d_{max}$, βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. Παράρτημα 4.4). Αρχικά όμως υπολογίστηκαν χρησιμοποιώντας το παράρτημα 7Α του ΚΑΝ.ΕΠΕ.(ΚΑΝ.ΕΠΕ. εξισώσεις Α.1 έως Α.6) η καμπυλότητα και η αντίστοιχη ροπή στη διαρροή M_y . Στη συνέχεια προσδιορίστηκε η γωνία στροφής χορδής θ_y στην καμπτική διαρροή και η μέση τιμή της γωνίας στροφής χορδής θ_{um} κατά την αστοχία για τις δοκούς και τα υποστυλώματα.(βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.2.2&7.2.4, εξισώσεις Σ.2 & Σ.8α αντίστοιχα). Επίσης, αξίζει να σημειωθεί ότι στο πρόγραμμα εισήχθησαν και τα αντίστοιχα κριτήρια αποδοχής για

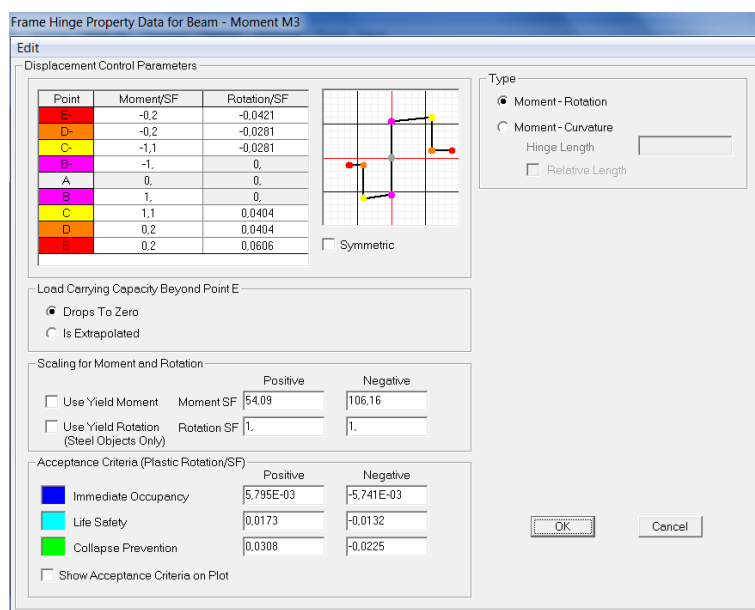
τις τρεις στάθμες επιτελεστικότητας σύμφωνα με το κεφάλαιο 9 του ΚΑΝΕΠΕ. Κατά τη διάρκεια της ανελαστικής στατικής ανάλυσης, κάθε φορά που η στροφή κάποιας διατομής υπερβαίνει την επιτρεπτή τιμή για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας, η υπόψη πλαστική άρθρωση εμφανίζεται στην οθόνη με το αντίστοιχο χρώμα (μπλε για την «Άμεση Χρήση», γαλάζιο για την «Προστασία Ζωής» και πράσινο για την «Αποφυγή Κατάρρευσης»). Έτσι, είναι δυνατός ο άμεσος και εποπτικός έλεγχος για την ύπαρξη τυχόν ανεπαρκειών των δομικών στοιχείων της εξεταζόμενης κατασκευής. (βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. §9.2.2, §9.3.1 (α & αii)). Έχοντας προσδιορίσει όλα τα απαραίτητα μεγέθη κάνοντας χρήση του προγράμματος Microsoft Excel ορίζονται οι ιδιότητες των πλαστικών αρθρώσεων.

Για τα δοκάρια έγινε εισαγωγή ενός νόμου $M-\theta$ (moment M_3) ενώ για τα υποστυλώματα ορίστηκε νόμος $M-\theta$ για αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης. Ιδιαίτερα για το υποστυλώμα δώσαμε αρκετούς νόμους $M-\theta$ για διάφορα αξονικά φορτία προκειμένου το πρόγραμμα να κάνει γραμμική παρεμβολή και να υπολογίζει τη M_y και θ_y κατά τη διάρκεια εκτέλεσης της στατικής ανελαστικής ανάλυσης. Αυτό έγινε διότι καθώς αυξάνεται το βήμα της μεθόδου αυξάνεται η καταπόνηση της κατασκευής και άρα αυξάνονται και τα αξονικά φορτία που αναπτύσσονται στα υποστυλώματα.

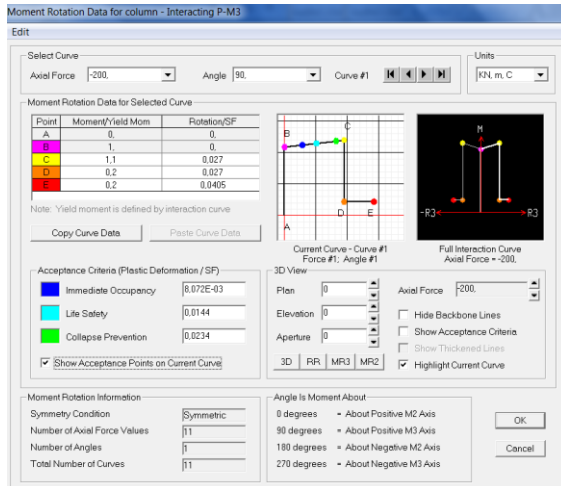
Ακολουθώντας πριν προβούμε στην εκτέλεση της ανελαστικής ανάλυσης λάβαμε υπόψη μας τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων μέσω της σχέσης:

$$K = M_y L_s / 3 \theta_y \quad (\text{βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.2.3, εξίσωση(2)})$$

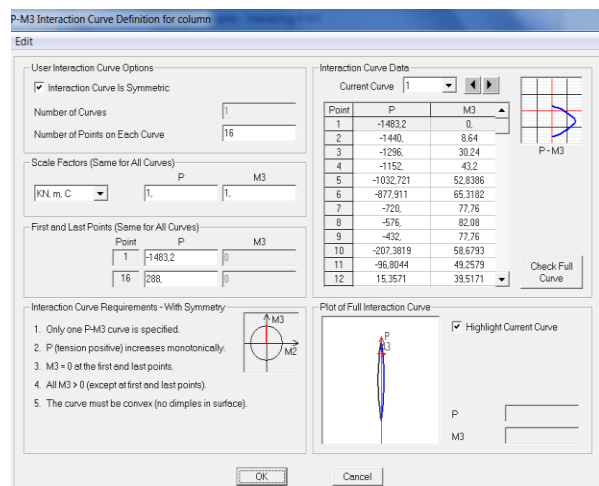
όπου το μήκος διάτμησης L_s θεωρήθηκε ίσο με το μισό του μήκους τόσο στην περίπτωση των δοκών όσο και των υποστυλωμάτων. Έχοντας υπολογίσει όλες τις παραμέτρους τρέξαμε μια ανελαστική ανάλυση ορίζοντας στο πρόγραμμα τον τρόπο εφαρμογής των στατικών φορτίων να είναι σύμφωνος με την πρώτη ιδιομορφή της κατασκευής. Σύμφωνα με την ανελαστική μέθοδο (Pushover analysis) πραγματοποιείται μη γραμμική ανάλυση με βάση την παραδοχή ότι οι σεισμικές δράσεις θα προκαλέσουν μια μέγιστη πιθανή μετακίνηση στον φορέα. Για την μετακίνηση αυτή ελέγχονται οι παραμορφώσεις και οι αντοχές των μελών της κατασκευής και εντοπίζονται οι πιθανές βλάβες στο φέροντα οργανισμό. Κατά την ανάλυση αυτή επιβάλλονται στο κτίριο βαθμιαία αυξανόμενες πλευρικές μετατοπίσεις και προκύπτει η καμπύλη συμπεριφοράς που συσχετίζει την αναπτυσσόμενη τέμνουσα βάσης με τη μετακίνηση της οροφής του κτιρίου.



Σχήμα9: Εισαγωγή πλαστικής άρθρωσης στη δοκό



Σχήμα10: Εισαγωγή πλαστικής άρθρωσης για τα υποστυλώματα διατομής 0,3/0,3.



Σχήμα11: Καθορισμός καμπύλης αλληλεπίδρασης για τα υποστυλώματα διατομής 0,3/0,3.

5. ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΜΟΝΤΕΛΟΥ ΚΑΝ.ΕΠΕ.§8.5.3.1

Προκειμένου να έχουμε μια κοινή βάση για την αξιολόγηση των αποτελεσμάτων επιλέξαμε και για τις τρεις περιπτώσεις πλαισίων να οπλίσουμε τους κορμούς των τοιχωμάτων με τα ελάχιστα σίδηρα, όπως αυτά προβλέπονται από τον κανονισμό. Για το λόγο αυτό τοποθετήσαμε οπλισμούς Φ10/200 mm σε κάθε πλευρά, οριζόντιο και κατακόρυφο. Τα υποστυλώματα που δημιουργούνται μετά την προσθήκη μανδύα πάχους 75mm από σκυρόδεμα οπλίζονται με 8Φ16, όπως προκύπτει με βάση τον ελάχιστο οπλισμό που αντιστοιχεί στο 1% της διατομής του νέου υποστυλώματος ($b_{\text{υποστ.}}=0,45\text{m}$). Παρακάτω παρουσιάζεται αναλυτική εφαρμογή του μοντέλου του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για το πλαίσιο Π1 για πάχη εμφάντωσης $t_w=0,30\text{ m}$ και $t_w=0,45\text{m}$. Για τα πλαίσια Π1, Π2 και Π3 τα αποτελέσματα συνοψίζονται σε πίνακα που ακολουθεί.

Πλαίσιο Π1

$t_w=0,30\text{m}$ και $b_{\text{υποστ.}}=0,45\text{m}$

Αρχικά υπολογίζουμε την αντοχή σε τέμνουσα V_{RC} του κάθε υποστυλώματος που διαμορφώνεται στα άκρα του νέου τοιχώματος μαζί με τους μανδύες του [1]. Ο υπολογισμός της αντοχής γίνεται χρησιμοποιώντας τις σχέσεις του ΕΚΩΣ 2000, καθώς και του παραρτήματος 7Γ του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για σύγκριση των αποτελεσμάτων.

Δεδομένα: $f_c=16\text{MPa}$ (αντοχή ασθενέστερου σκυροδέματος), $b_w=0,45\text{m}$ (πλάτος διατομής του νέου υποστυλώματος), $d=0,41\text{m}$ (κάνουμε την παραδοχή ότι ο εξωτερικός μανδύας αναλαμβάνει όλο το φορτίο: επικάλυψη $d_1=0,04\text{m}$ και $d=0,45-0,04=0,41\text{m}$), $\rho_L=0,003269$ (ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού), $N_{sd}=-17,950\text{ KN}$, εγκάρσιος οπλισμός $\phi 8/100$ κατηγορίας S500. Να σημειωθεί ότι ο εγκάρσιος οπλισμός του νέου υποστυλώματος προέκυψε με βάση τα ελάχιστα.

Αντοχή διαγώνιου θλιπτήρα σκυροδέματος

$$V_{rd2} = \frac{1}{2} v f_c b_w 0,90 d = \frac{1}{2} \left(0,7 - \frac{16}{200} \right) \frac{16000}{1,5} 0,45 0,9 0,41 = 549,072\text{ KN} \quad (1)$$

Αντοχή σκυροδέματος Vrd1

$$Vrd1 = \left(\tau_R \min(2, 1.2 + 40\rho_l) \max(1, 1.6 - d) + 0,15 \frac{N_{sd}}{A_c} \right) b_w d = \left(0,2210^3 \min(2, 1.2 + 40 * 0,003269) \max(1, 1.6 - 0,41) + 0,15 \frac{17,95}{0,45 * 0,45} \right) 0,45 * 0,41 \Rightarrow Vrd1 = 66,73 \text{ KN} \quad (2)$$

Λόγω της ανακύκλισης της φόρτισης και επειδή $v_d = 0,00554 < 0,1$ η συνεισφορά του σκυροδέματος λαμβάνεται μειωμένη: $V_{cd} = 0,3 Vrd1 = 20,019 \text{ KN}$

Αντοχή εγκάρσιου οπλισμού

$$Vwd = \frac{A_{sw}}{s} 0,9 d f_{wy} = 2 \frac{50,26}{0,1} 0,9 0,41 \frac{500 \cdot 10^{-3}}{1,15} \Rightarrow Vwd = 161,27 \text{ KN} \quad (3)$$

Αντοχή του υποστυλώματος σε τέμνουσα κατά ΕΚΩΣ 2000

$$V_{RC} = V_{cd} + Vwd = 181,29 \text{ KN} \quad (4)$$

Άρα η αντοχή του πλαισίου σε τέμνουσα είναι: $V_{\text{frame}} = 2 * V_{RC} = 362,58 \text{ KN} \quad (5)$

Αντοχή του υποστυλώματος σε τέμνουσα κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.-Παράρτημα 7Γ

$$V_R = \frac{h-x}{2L_s} \min(N; 0,55A_c f_c) + (1 - 0,05 \min(5, \mu_{\theta}^{pl})) [0,16 \max(0,5; 100\rho_{tot}) (10,16 \min(5; a_s)) \sqrt{f_c} A_c + V_w]$$

όπου: $h=0,45\text{m}$, $L_s=1,25\text{m}$, $x=0,0758\text{m}$, $N=0,01795\text{MN}$, $A_c=0,1845\text{m}^2$, $f_c=16\text{MPa}$, $\mu_{\theta}^{pl}=4,3$, $\rho_{tot}=0,008718$, $a_s=2,78$, $V_w=0,16127\text{MN}$

$$V_R = 174,18 \text{ KN} \quad (6)$$

Αντοχή διαγώνιου θλιπτήρα τοιχώματος (βλ.ΚΑΝ.ΕΠΕ. § 8.5.3.1)

Δεδομένα: $f_c=20\text{MPa}$, $t_w=0,30$ (πάχος φατνώματος), $l=3,55\text{m}$ (οριζόντιο μήκος φατνώματος), $h=2,5\text{m}$ (ύψος τοιχώματος), $\lambda=0,4$ (συντελεστής απομένουσας απόκρισης)[1].

Μήκος διαγώνιου θλιπτήρα

$$L = \sqrt{3,55^2 + 2,50^2} \Rightarrow L = 4,34 \text{ m} \quad (7)$$

Ενεργό πλάτος διαγώνιου θλιπτήρα (βλ.ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.4(ζ.2))

$$b_w = 0,1 L \Rightarrow b_w = 0,434 \text{ m} \quad (8)$$

Απομένουσα αντίσταση διαγώνιου θλιπτήρα μετά την κρίσιμη παραμόρφωση του $\epsilon_{co} = 2 \times 10^{-3}$

$$N_R = \lambda f'_c t_w b_w \quad (\text{ΚΑΝ.ΕΠΕ. εξίσωση } \Sigma 8.15)$$

$$N_R = 0,4 \times 0,6 \times 20000 \times 0,30 \times 0,434 = 624,96 \text{ KN} \quad (9)$$

Άρα η μέγιστη τέμνουσα που αναλαμβάνει το τοίχωμα είναι:

$$F_s = \frac{l}{L} N_R \Rightarrow F_s = \frac{3,55}{4,34} 624,96 \text{ KN} \Rightarrow F_s = 511,2 \text{ KN} \quad (10)$$

Στοιχεία βλήτρων

Ο ελάχιστος αριθμός βλήτρων που διατάσσεται κατά μήκος της περιμέτρου προσδιορίζεται σύμφωνα με τα προβλεπόμενα της §8.2.1.3(β)(v) του ΚΑΝ.ΕΠΕ. [1].

Για την παρούσα εφαρμογή επιλέγονται βλήτρα φ16 κατηγορίας S500. Το πρώτο βλήτρο θα τοποθετηθεί σε απόσταση c από τα άκρα έτσι ώστε να προηγηθεί σύνθλιψη του περιβάλλοντος σκυροδέματος και δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στο βλήτρο[5]:

$$c = \min(7 d_b, 100\text{mm}) = \min(7 \times 16, 100\text{mm}) = 100\text{mm} \quad (11)$$

Τελικά, για τη σύνδεση δοκού και φατνώματος επιλέγονται $n_s = 43$ βλήτρα ενώ για τη σύνδεση υποστυλώματος και φατνώματος $n_v = 30$ βλήτρα.

Διατμητική αντοχή βλήτρου

Επειδή η διεπιφάνεια που διαπερνά τη ράβδο υποβάλλεται σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση λαμβάνεται υπ' όψη μειωμένη αντοχή του βλήτρου (ΚΑΝ.ΕΠΕ. εξίσωση 6.9):

$$F_{ud} = 0,65 \times 16^2 \times \sqrt{\frac{16}{1,5} \times \frac{500}{1,15}} = 11,33 \text{ KN} \leq \frac{201 \times 500}{\sqrt{3} \times 1,15} \times 10^{-3} \text{ KN} = 50,46 \text{ KN} \quad (12)$$

Άνω όριο της συνολικής αντοχής των βλήτρων (ΚΑΝ.ΕΠΕ. εξίσωση Σ8.16)

$$F_{βλ.οριζ.} = \frac{1}{2} n_s F_{ud} = \frac{1}{2} \times 43 \times 11,33 \text{ KN} \Rightarrow F_{βλ.οριζ.} = 243,6 \text{ KN} \quad (13)$$

Διατμητική αντοχή εφαινούμενου τοιχώματος

$$V_s = V_{frame} + F_s + F_{βλ.οριζ.} = 362,58 + 511,2 + 243,6 \Rightarrow V_s = 1117,38 \text{ KN} \quad (14)$$

$t_w=0,45\text{m}$ και $b_{υποστ.}=0,45\text{m}$

Δεδομένα: $f_c = 16\text{MPa}$, $b_w = 0,45\text{m}$ (πλάτος διατομής του νέου υποστυλώματος), $d = 0,41\text{m}$ ($d_1 = 0,04\text{m}$ και $d = 0,45 - 0,04 = 0,41\text{m}$), $\rho_L = 0,003269$ (ποσοστό εφελκυσμένου οπλισμού), $N_{sd} = -17,15 \text{ KN}$, εγκάρσιος οπλισμός φ8/100 κατηγορίας S500.

Αντοχή σκυροδέματος V_{rd1}

$$V_{rd1} = \left(\tau_R \min(2, 1.2 + 40\rho_L) \max(1, 1.6 - d) + 0,15 \frac{N_{sd}}{A_c} \right) b_w d = \left(0,2210^3 \min(2, 1.2 + 40 \times 0,003269) \max(1, 1.6 - 0,41) + 0,1517,150,45 \right) 0,450,45 \times 0,41 \Rightarrow V_{rd1} = 66,62 \text{ KN} \quad (15)$$

Λόγω της ανακύκλισης της φόρτισης και επειδή $v_d = 0,005293 < 0,1$ η συνεισφορά του σκυροδέματος λαμβάνεται μειωμένη: $V_{cd} = 0,3 V_{rd1} = 19,986 \text{ KN}$

Αντοχή εγκάρσιου οπλισμού

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} 0,9 d f_{wy} = 2 \frac{50,26}{0,1} 0,9 0,41 \frac{500}{1,15} 10^{-3} \Rightarrow V_{wd} = 161,27 \text{ KN} \quad (16)$$

$$\text{Αντοχή του υποστυλώματος σε τέμνουσα: } V_{RC} = V_{cd} + V_{wd} = 181,29 \text{ KN} \quad (17)$$

$$\text{Άρα η αντοχή του πλαισίου σε τέμνουσα είναι: } V_{frame} = 2 * V_{RC} = 362,58 \text{ KN} \quad (18)$$

Αντοχή του υποστρώματος σε τέμνουσα κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.-Παράρτημα 7Γ

$$V_R = \frac{h-x}{2L_s} \min(N; 0,55A_c f_c) + (1 - 0,05 \min(5, \mu_\theta^{pl})) [0,16 \max(0,5; 100\rho_{tot}) (10,16 \min(5; a_s)) \sqrt{f_c} A_c + V_w]$$

όπου: $h=0,45\text{m}$, $L_s=1,25\text{m}$, $x=0,07626\text{m}$, $N=0,01715\text{MN}$, $A_c=0,1845\text{m}^2$, $f_c=16\text{MPa}$, $\mu_\theta^{pl}=4,3$, $\rho_{tot}=0,008718$, $a_s=2,78$, $V_w=0,16127\text{MN}$

$$V_R = 174,03\text{KN} \quad (19)$$

Αντοχή διαγώνιου θλιπτήρα τοιχώματος (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §8.5.3.1)

Δεδομένα: $f_c=20\text{MPa}$, $t_w=0,45$ (πάχος φατνώματος), $l=3,55\text{m}$ (οριζόντιο μήκος φατνώματος), $h=2,5\text{m}$ (ύψος τοιχώματος), $\lambda=0,4$ (συντελεστής απομένουσας απόκρισης).

Μήκος διαγώνιου θλιπτήρα

$$L = \sqrt{3,55^2 + 2,50^2} \Rightarrow L = 4,34\text{ m} \quad (20)$$

Ενεργό πλάτος διαγώνιου θλιπτήρα (βλ.ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.4(ζ.2))

$$b_w = 0,1 L \Rightarrow b_w = 0,434\text{ m} \quad (21)$$

Απομένουσα αντίσταση διαγώνιου θλιπτήρα μετά την κρίσιμη παραμόρφωση του $\epsilon_{co} = 2 \times 10^{-3}$

$$N_R = \lambda f_c' t_w b_w \quad (\text{ΚΑΝ.ΕΠΕ. εξίσωση } \Sigma 8.15)$$

$$N_R = 0,4 \times 0,6 \times 20000 \times 0,45 \times 0,434 = 937,44\text{ KN} \quad (22)$$

Άρα η μέγιστη τέμνουσα που αναλαμβάνει το τοίχωμα είναι:

$$F_s = \frac{l}{L} N_R \Rightarrow F_s = \frac{3,55}{4,34} 937,44\text{ KN} \Rightarrow F_s = 766,8\text{ KN} \quad (23)$$

Παρατήρηση: Τα βλήτρα προκύπτουν όμοια με την πιο πάνω εφαρμογή: σχέσεις (11), (12) και (13).

Διατμητική αντοχή εφατνούμενου τοιχώματος

$$V_s = V_{frame} + F_s + F_{\beta\lambda.οριζ.} = 362,58 + 766,8 + 243,6 \Rightarrow V_s = 1372,98\text{ KN} \quad (24)$$

Ακολούθως παρατίθεται ένας συγκεντρωτικός πίνακας με τα αποτελέσματα εφαρμογής του μοντέλου του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για τα πλαίσια που εξετάστηκαν.

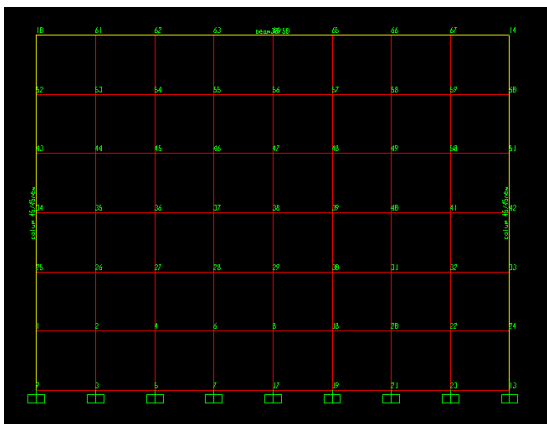
t_w (m)	N (KN)	V_{RC} (KN) κατά ΕΚΩΣ 2000	V_R (KN) κατά KAN.ΕΠΕ	V_{frame} (KN)	L (m)	b_w (m)	N_R (KN)	F_s τοιχώμ. (KN)	$F_{βλ.οριζ.}$ (KN)	V_s εφατν. Τοιχ. (KN)
Πλαίσιο Π1										
0,2	-18,85	181,33	174,36	362,66	4,34	0,434	416,64	340,8	164,3	867,76
0,3	-17,95	181,29	174,18	362,58	4,34	0,434	624,96	511,2	243,6	1117,38
0,45	-17,15	181,29	174,03	362,58	4,34	0,434	937,44	766,8	243,6	1372,98
Πλαίσιο Π2										
0,2	-59,88	183,01	182,53	366,02	4,34	0,434	416,64	340,8	164,3	871,12
0,3	-56,78	182,88	181,9	365,76	4,34	0,434	624,96	511,2	243,6	1120,56
0,45	-54,17	182,77	181,37	365,54	4,34	0,434	937,44	766,8	243,6	1375,94
Πλαίσιο Π3										
0,2	-76,5	183,69	185,98	367,38	4,34	0,434	416,64	340,8	164,3	872,48
0,3	-69,25	183,39	184,45	366,78	4,34	0,434	624,96	511,2	243,6	1121,58
0,45	-63,21	183,14	183,21	366,28	4,34	0,434	937,44	766,8	243,6	1376,68

Πίνακας1: Πίνακας αποτελεσμάτων εφαρμογής του μοντέλου ΚΑΝ.ΕΠΕ.

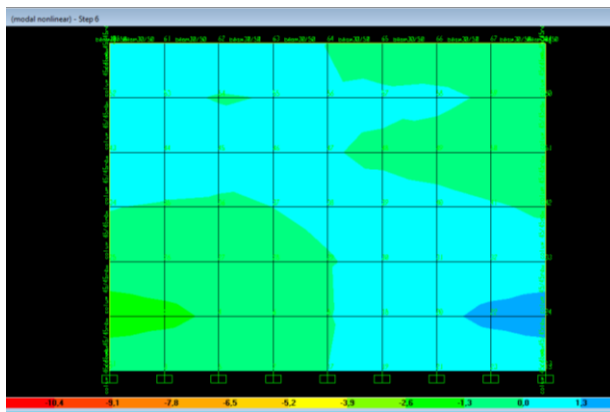
Από τον πιο πάνω πίνακα, μπορεί κανείς να διαπιστώσει ότι για πλάτος φατνώματος $t_w=0,2m$ η τέμνουσα που παραλαμβάνει ο κορμός του τοιχώματος είναι μικρότερη από αυτήν που παραλαμβάνουν τα ενισχυμένα στα άκρα του υποστυλώματα. Όμως μια τέτοια τοιχωματοποίηση φατνώματος δεν είναι αποτελεσματική καθώς σε ένα τοίχωμα ο κορμός καλείται να παραλάβει το μεγαλύτερο μέρος της σεισμικής τέμνουσας. Για πλάτη φατνώματος $t_w=0,30m$ και $t_w=0,45m$ παρατηρείται ότι ο κορμός του τοιχώματος αρχίζει να συνεισφέρει ενεργά στην ανάληψη τέμνουσας δύναμης. Εδώ αξίζει να σημειώσουμε ότι η αύξηση της τέμνουσας που παραλαμβάνει ο κορμός του τοιχώματος είναι ανάλογη με την αύξηση του πάχους του φατνώματος.

6. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΠΟ ΤΗΝ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΗΣ ΤΟΙΧΩΜΑΤΟΠΟΙΗΣΗΣ

Στα σχήματα που ακολουθούν παρουσιάζονται οι κύριες θλιπτικές τάσεις στα τοιχωματοποιημένα πλαίσια έτσι όπως προέκυψαν από την ανελαστική ανάλυση που πραγματοποιήθηκε με το Sap2000v14. Λόγο ελλιπής προσομοίωση του φορέα (δεν έγινε προσομοίωση των μηχανισμών τριβής μεταξύ των διεπιφανειών παλαιών και νέων στοιχείων καθώς επίσης και της δράσης βλήτρου) δεν υπολογίστηκε η δύναμη που μεταφέρει ο θλιπτήρας. Αυτό έγινε διότι η κατασκευή δεν έφτασε στην αστοχία και επομένως η δύναμη που θα υπολογιζόταν κατά την διαγώνιο δεν θα αντιστοιχούσε στην απομένουσα θλιπτική αντοχή όπως αυτή διατυπώνεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Ακολουθεί παράθεση μορφών παραμόρφωσης του τοιχωματοποιημένου φορέα για τις πιο χαρακτηριστικές περιπτώσεις των πλαισιακών κατασκευών Π1, Π2 και Π3.

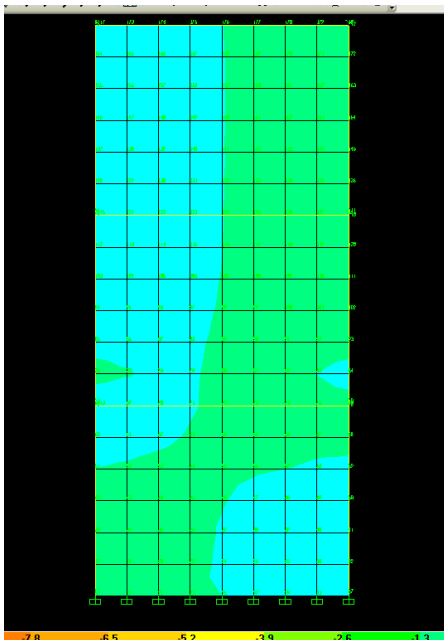


(α)

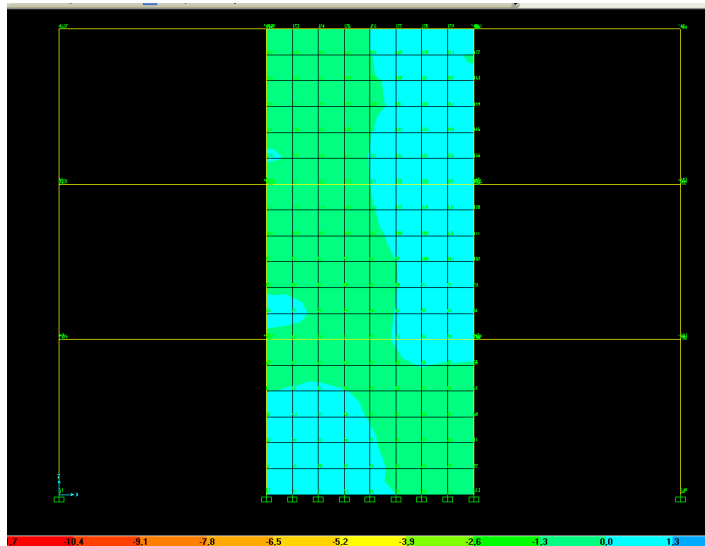


(β)

Σχήμα12: (α) Προσομοίωση πλαισίου Π1. (β) Κύριες θλιπτικές τάσεις πλαισίου Π1 με φάντωμα πάχους $t_w = 0,30m$.



Σχήμα13: Κατανομή θλιπτικών τάσεων για το Πλαίσιο Π2 με $t_w = 0,45m$.



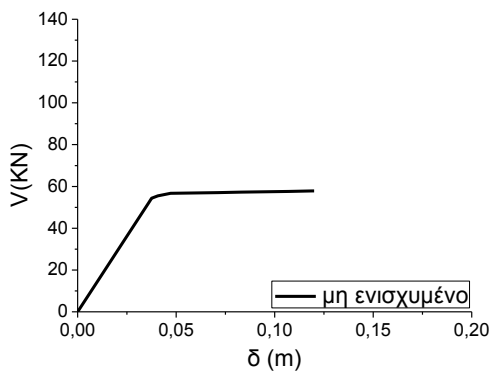
Σχήμα14: Κατανομή θλιπτικών τάσεων για το Πλαίσιο Π3 με $t_w = 0,45m$.

Ακολουθώς παρατίθενται οι καμπύλες αντίστασης όπως αυτές προέκυψαν από την στατική ανελαστική ανάλυση με τη χρήση του Sap2000. Επειδή κατά την προσομοίωση θεωρήθηκε η σύνδεση φαντώματος πλαισιώματος μονολιθική, υπολογίστηκε η διατμητική αντοχή του στοιχείου που απομειώνεται κατά τη διάρκεια της ανακυκλιζόμενης φόρτισης σύμφωνα με το Παράρτημα 7Γ του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ.ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ, εξισώσεις (Γ.1),(Γ.2)&(Γ.4)). Στον πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζονται οι τιμές της V_R που προέκυψαν για κάθε πλαίσιο και για κάθε περίπτωση εμφάνισης.

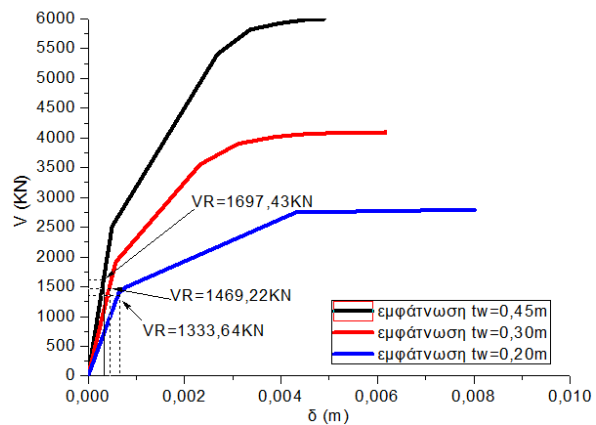
	Πλαίσιο Π1			Πλαίσιο Π2			Πλαίσιο Π3		
	0,2	0,3	0,45	0,2	0,3	0,45	0,2	0,3	0,45
t_w	0,2	0,3	0,45	0,2	0,3	0,45	0,2	0,3	0,45
$h(m)$	4,45	4,45	4,45	4,45	4,45	4,45	4,45	4,45	4,45
$x(m)$	0,287	0,292	0,301	0,336	0,353	0,379	0,349	0,366	0,392
$N(KN)$	113,3	139,92	179,86	339,89	419,76	539,57	401,7	481,56	601,38
$Ls(m)$	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25
$as=Ls/h$	0,281	0,281	0,281	0,281	0,281	0,281	0,281	0,281	0,281
$Ac(m^2)$	0,845	1,2675	1,901	0,845	1,2675	1,901	0,845	1,2675	1,901
$f_c(Mpa)$	20	20	20	20	20	20	20	20	20
ρ_{tot}	0,005386	0,004085	0,003	0,005386	0,00409	0,003	0,00539	0,00409	0,003
$V_w(MN)$	1,215	1,215	1,215	1,215	1,215	1,215	1,215	1,215	1,215
θ_y	0,002547	0,002549	0,00255	0,002561	0,00257	0,00257	0,00257	0,00257	0,00258
θ_u	0,021766	0,021779	0,02179	0,021371	0,02141	0,02144	0,02126	0,02133	0,02138
μ_θ	8,54	8,54	8,54	8,34	8,34	8,33	8,29	8,3	8,3
$\mu_{\theta pl}$	7,54	7,54	7,54	7,34	7,34	7,33	7,29	7,3	7,3
$V_R (KN)$	1333,64	1469,22	1697,43	1704,33	1924,45	2277,62	1803,91	2023,15	2375,06
$V_{rmax}(KN)$	3902,2	3893,98	3888,5	3995,25	3970,59	3954,16	4020,64	3987,51	3965,44

Πίνακας2: Υπολογισμός διατμητικής αντοχής τοιχώματος (ΚΑΝ.ΕΠΕ. ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Γ)

Πλαίσιο Π1

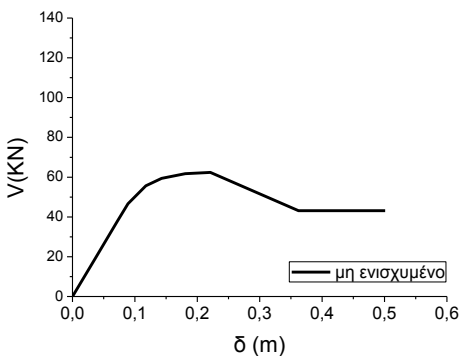


Σχήμα15: Καμπύλη δύναμης μετατόπισης μη ενισχυμένου πλαισίου.

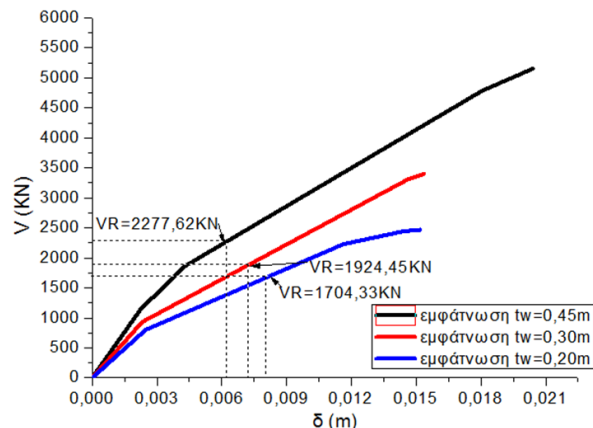


Σχήμα16: Καμπύλη δύναμης μετατόπισης για διάφορα πάχη.

Πλαίσιο Π2

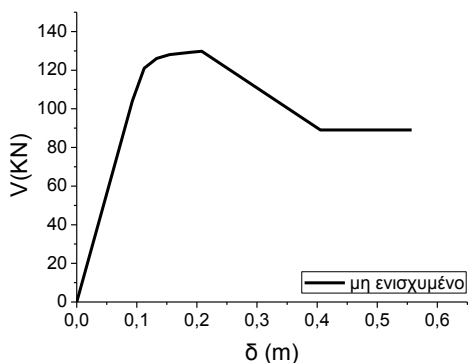


Σχήμα17: Καμπύλη δύναμης μετατόπισης μη ενισχυμένου πλαισίου.

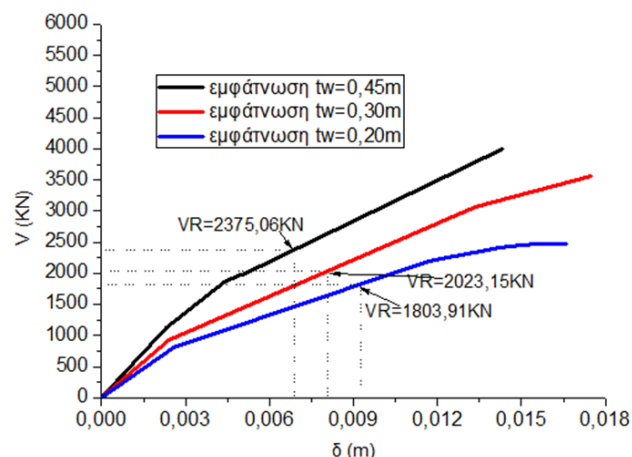


Σχήμα18: Καμπύλη δύναμης μετατόπισης για διάφορα πάχη.

Πλαίσιο Π3



Σχήμα19: Καμπύλη δύναμης μετατόπισης μη ενισχυμένου πλαισίου.



Σχήμα20: Καμπύλη δύναμης μετατόπισης για διάφορα πάχη.

Παρατηρώντας τα διαγράμματα όπως αυτά προέκυψαν από την εκτέλεση της ανάλυσης μπορούμε να βγάλουμε κάποια χρήσιμα συμπεράσματα:

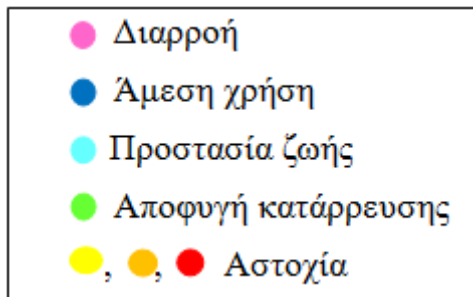
- ❖ Το πλαίσιο Π1 όντας ένα απλό μονώροφο πλαίσιο έχει πριν την ενίσχυση χαμηλή αντοχή και πλαστιμότητα. Μετά την τοιχοματοποίηση συμπεριφέρεται σαν ένας κοντός, πάρα πολύ δύσκαμπτος πρόβολος με μέγιστες μετατοπίσεις που δεν ξεπερνούν τα 6mm. Τόσο στο πλαίσιο Π1 όσο και στα πλαίσια Π2 και Π3 παρατηρούμε ότι όσο αυξάνεται το πάχος φατνώματος έχουμε μικρή μείωση της πλαστιμότητας και ταυτόχρονα αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας, όπως ήταν αναμενόμενο.
- ❖ Συγκρίνοντας τα πλαίσια Π1(μονώροφο) και Π2 ή Π3(τριώροφο) διαπιστώνουμε ότι για όλα τα πάχη εμφάντωσης στο πλαίσιο Π2 η δυσκαμψία είναι μικρότερη. Αυτό είναι λογικό καθώς όσο αυξάνεται το ύψος του κτιρίου τόσο πιο εύκαμπτο γίνεται πράγμα το οποίο συνεπάγεται μικρότερη δυσκαμψία.
- ❖ Συγκρίνοντας τη διατμητική αντοχή που υπολογίζεται από το μοντέλο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. με αυτήν που προκύπτει από την ανάλυση διαπιστώνουμε ότι οι σχέσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. είναι αρκετά συντηρητικές (η τέμνουσα που υπολογίζεται από την ανάλυση είναι αρκετά μεγαλύτερη από αυτήν του ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

7. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΠΟ ΤΗΝ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΓΕΜΙΣΜΑΤΟΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

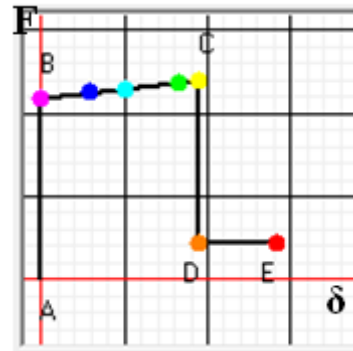
Η εξέταση των διατάξεων του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την περίπτωση εμφάντωσης με απλό γέμισμα δεν αποτελεί βασικό αντικείμενο της παρούσας εργασίας. Για να εξετάσουμε όμως τη συνεισφορά της σύνδεσης του φατνώματος με τα εκατέρωθεν υποστυλώματα στην ανάληψη σεισμικής τέμνουσας αναλύσαμε τα πλαίσια και για την περίπτωση γεμίματος οπλισμένου σκυροδέματος πάχους 0,20m και 0,30m.

Για την προσομοίωση χρησιμοποιήθηκε ένα διαγώνιο γραμμικό στοιχείο με τις εξής ιδιότητες: $b_w = 0,1 L = 0,1 * 5 = 0,5m$, όπου b_w και L είναι το ενεργό πλάτος και το μήκος του διαγώνιου θλιπτήρα αντίστοιχα.(βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. §8.5.2&§7.4.1). Για να δοθούν ανελαστικές ιδιότητες στον διαγώνιο θλιπτήρα χρησιμοποιήθηκε το διάγραμμα τάσης - παραμόρφωσης όπως προτείνεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ.(βλ.ΚΑΝ.ΕΠΕ.§7.4.1(ζ.2)). Ακολουθώντας παρατίθενται κάποιες χαρακτηριστικές μορφές παραμόρφωσης των πλαισιωτών φορέων, καθώς και

διαγράμματα δύναμης μετατόπισης. Στα παραμορφωμένα σχήματα των πλαισίων που ακολουθούν οι κουκίδες που εμφανίζονται εκφράζουν τις πλαστικές αρθρώσεις.



(α)

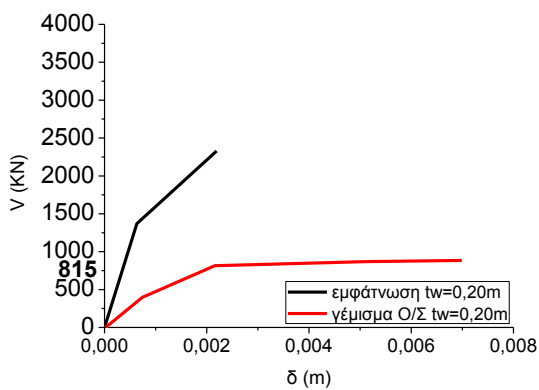


(β)

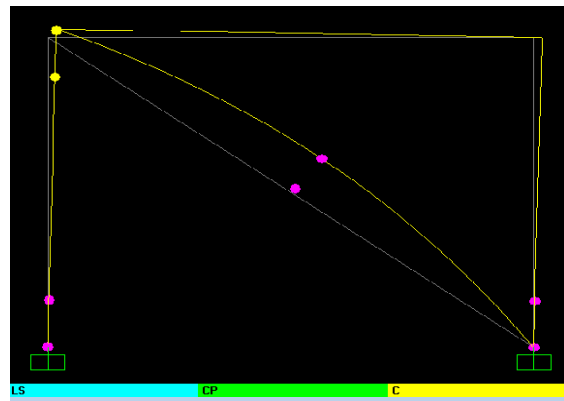
Σχήμα21: (α) Χαρακτηρισμός πλαστικών αρθρώσεων. (β) Διάγραμμα δύναμης – μετατόπισης (Παράρτημα 4.4 ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

Πλαίσιο Π1

➤ $t_w = 0,20m$

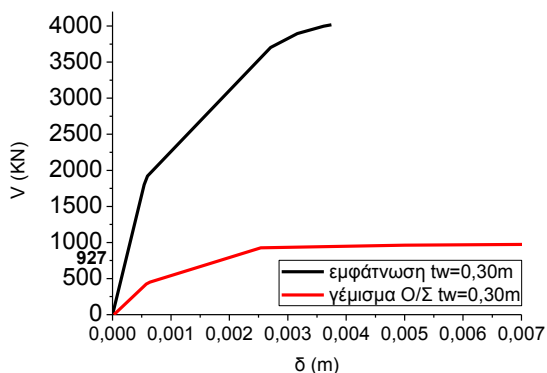


Σχήμα22: Σύγκριση τοιχωματοποίησης και απλού γεμίματος πάχους 0,20m.

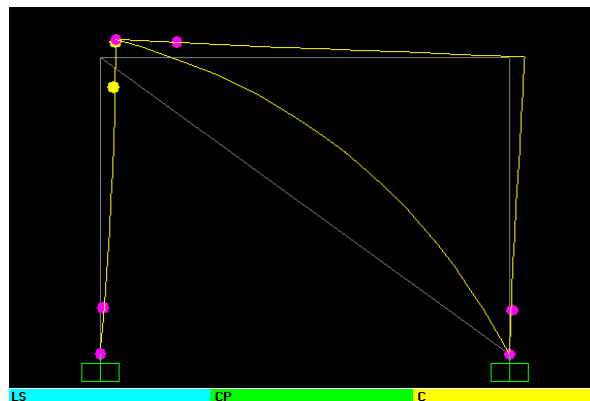


Σχήμα23: Παραμορφωμένη μορφή του Π1 για την περίπτωση απλού γεμίματος Ο/Σ πάχους 0,20m στο τέλος της ανελαστικής ανάλυσης.

➤ $t_w = 0,30m$



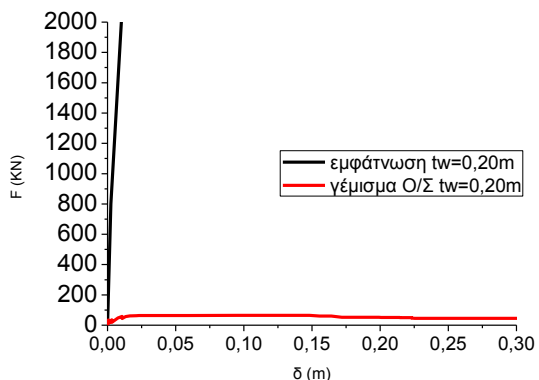
Σχήμα24: Σύγκριση τοιχωματοποίησης και απλού γεμίματος πάχους 0,30m.



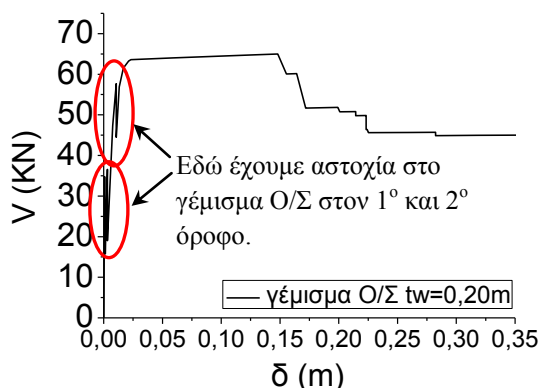
Σχήμα25: Παραμορφωμένη μορφή του Π1 για την περίπτωση απλού γεμίματος Ο/Σ πάχους 0,30m στο τέλος της ανελαστικής ανάλυσης.

Πλαίσιο Π2

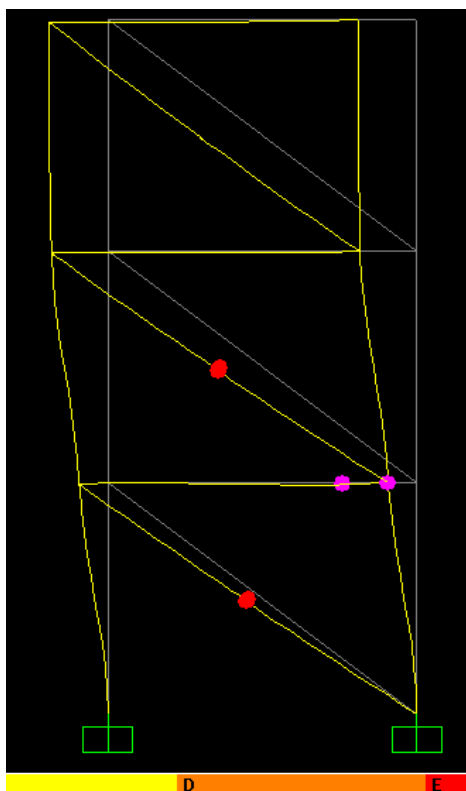
➤ $t_w = 0,20m$



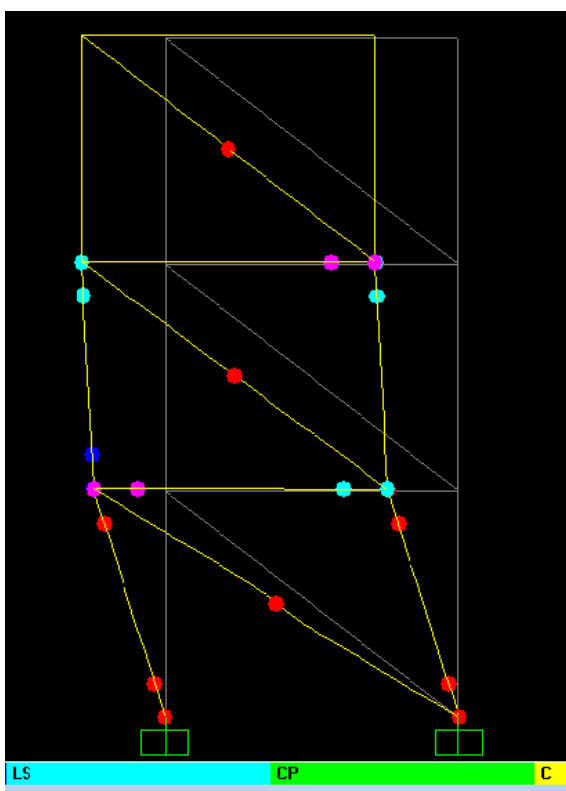
Σχήμα26: Σύγκριση τοιχοματοποίησης και απλού γεμίματος πάχους 0,20m.



Σχήμα27: Καμπύλη δύναμης – μετατόπισης για απλό γέμισμα πάχους 0,20m.

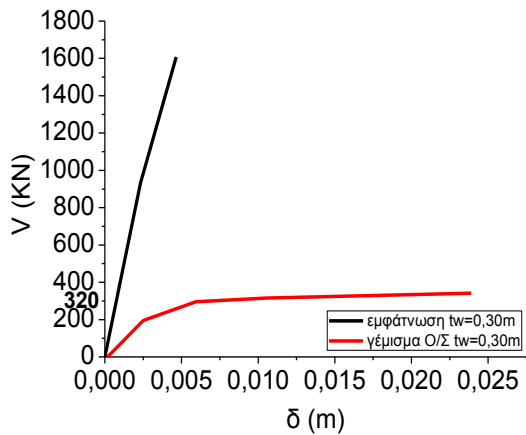


Σχήμα28: Παραμορφωμένη μορφή του Π2 για απλό γέμισμα Ο/Σ πάχους 0,20m κατά το step 5 της ανελαστικής ανάλυσης.

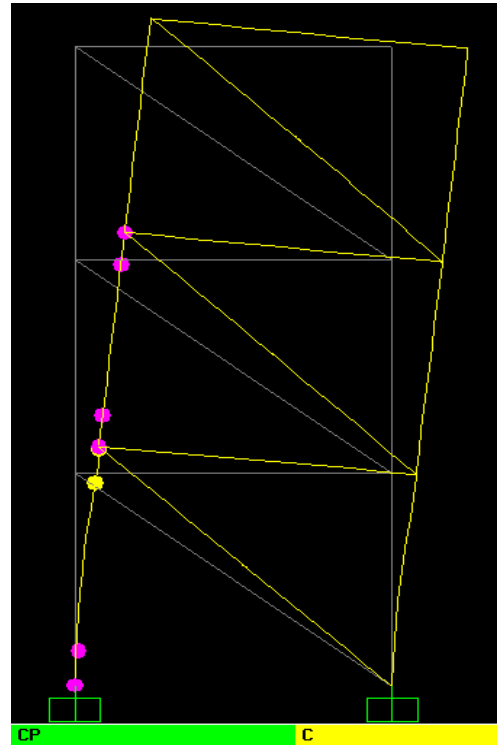


Σχήμα29: Παραμορφωμένη μορφή του Π2 για την περίπτωση απλού γεμίματος Ο/Σ πάχους 0,20m στο τέλος της ανελαστικής ανάλυσης.

➤ $t_w = 0,30m$



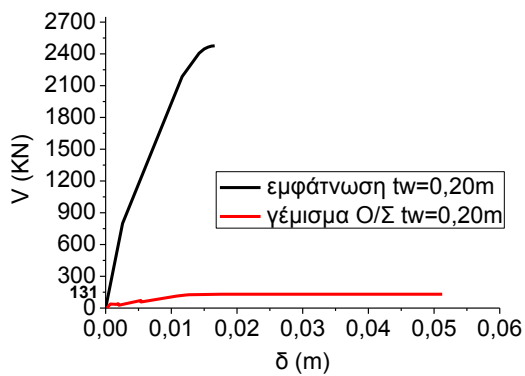
Σχήμα30: Σύγκριση τοιχωματοποίησης και απλού γεμίματος πάχους 0,30m.



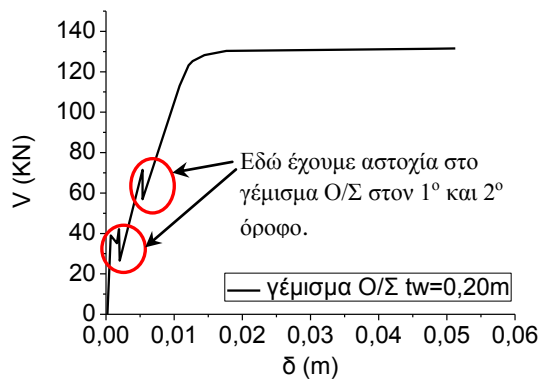
Σχήμα31: Παραμορφωμένη μορφή του Π2 για την περίπτωση απλού γεμίματος Ο/Σ πάχους 0,30m στο τέλος της ανελαστικής ανάλυσης.

Πλαίσιο Π3

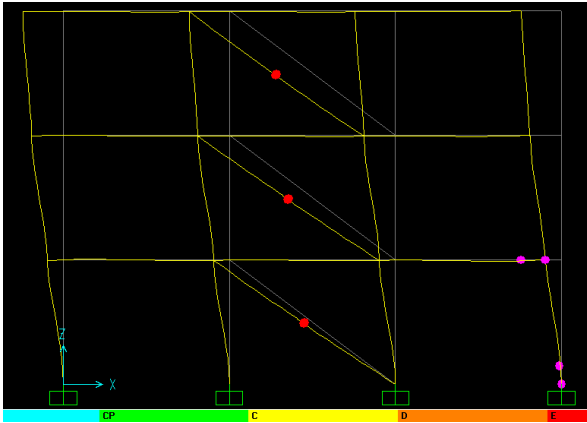
➤ $t_w = 0,20m$



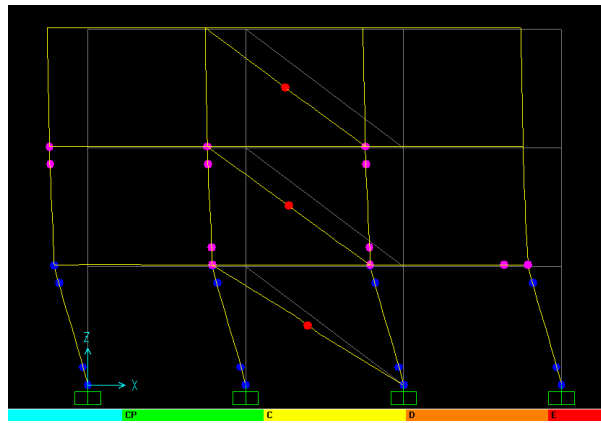
Σχήμα32: Σύγκριση τοιχωματοποίησης και απλού γεμίματος πάχους 0,20m.



Σχήμα33: Καμπύλη δύναμης–μετατόπισης για απλό γέμισμα πάχους 0,20m.

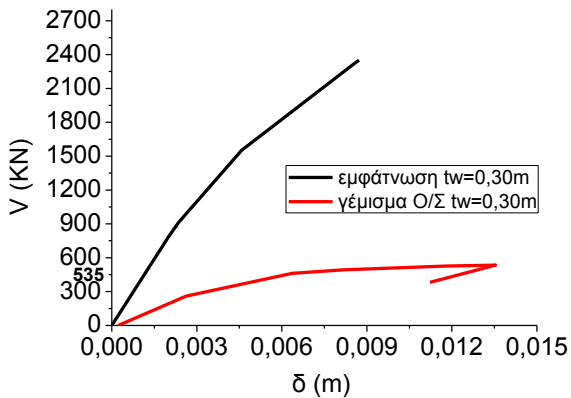


Σχήμα34: Παραμορφωμένη μορφή του Π3 για απλό γέμισμα Ο/Σ πάχους 0,20m κατά το step 7 της ανελαστικής ανάλυσης.

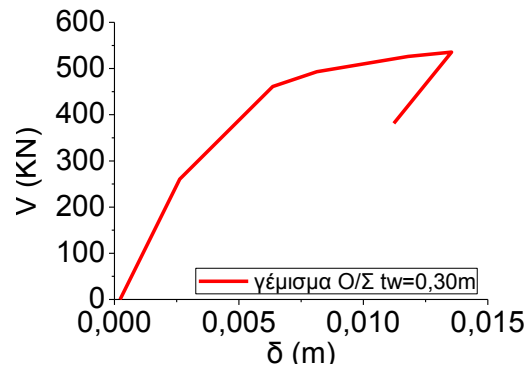


Σχήμα35: Παραμορφωμένη μορφή του Π3 για απλό γέμισμα Ο/Σ πάχους 0,20m στο τέλος της ανελαστικής ανάλυσης.

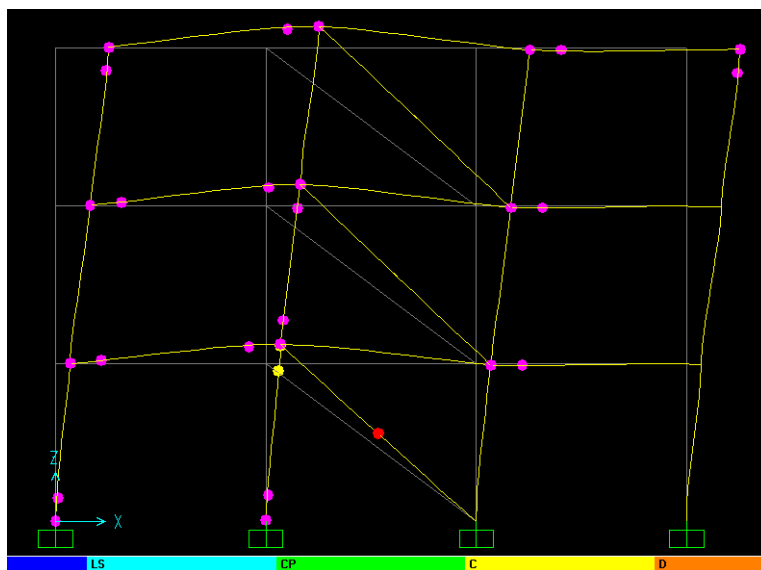
➤ $t_w = 0,30m$



Σχήμα36: Σύγκριση τοιχοματοποίησης και απλού γεμίματος πάχους 0,30m.



Σχήμα37: Καμπύλη δύναμης – μετατόπισης για απλό γέμισμα πάχους 0,30m.



Σχήμα38: Παραμορφωμένη μορφή του Π3 για απλό γέμισμα Ο/Σ πάχους 0,30m στο τέλος της ανελαστικής ανάλυσης.

Από τις παραπάνω καμπύλες παρατηρούμε ότι για το Πλαίσιο Π1 το γέμισμα που προσομοιώνεται με το διαγώνιο θλιπτήρα δεν έχει αστοχήσει πριν την τελική αστοχία της κατασκευής για κανένα από τα δύο πάχη που εξετάστηκαν ($t_w=0,20m$ και $t_w=0,30m$). Στα Πλαίσια Π2 και Π3 παρατηρούμε ότι για πάχος γεμίματος $t_w=0,20m$ πρώτα αστοχεί κάποιο από τα γεμίσματα και μετά επέρχεται η τελική αστοχία.

Συγκρίνοντας τις καμπύλες που προέκυψαν από την τοιχωματοποίηση με αυτές του απλού γεμίματος μπορεί να διαπιστωθεί ότι η απουσία αγκύρωσης του φατνώματος με τα υποστρώματα έχει σημαντική επίπτωση στη δυσκαμψία και την αντοχή του φορέα. Ωστόσο όπως εμφανίζεται παραπάνω ο φορέας με απλό γέμισμα παρουσιάζει μεγαλύτερη πλαστιμότητα.

8.ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην παρούσα εργασία εξετάστηκε η επιρροή του πάχους εμφάντωσης σε απλά επίπεδα πλαίσια χρησιμοποιώντας κλειστούς τύπους που προτείνονται από τον Κανονισμό Επεμβάσεων αλλά και αναλυτικά με ένα πρόγραμμα προσομοίωσης (Sap2000v14). Η προσομοίωση των πλαισίων έγινε προκειμένου να διερευνηθεί κατά πόσο το μοντέλο που προτείνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ είναι σύμφωνο με τα αποτελέσματα των αναλύσεων. Με βάση το μοντέλο που χρησιμοποιήθηκε ο θλιπτήρας δεν μπορούσε να προσεγγιστεί σωστά αφού στο μοντέλο θεωρήθηκε ότι δεν υπάρχει ολίσθηση μεταξύ των διεπιφανειών παλιού και νέου σκυροδέματος, δηλαδή θεωρήθηκε ότι οι μηχανισμοί συνοχής, τριβής και δράσης βλήτρου-αγκυρίου παραλαμβάνουν όλη την τέμνουσα της διεπιφάνειας φατνώματος και πλαισίου χωρίς να αστοχούν. Ακόμα αξίζει να σημειωθεί, ότι δεν έχει πειραματικά αποδειχθεί επαρκώς μέχρι σήμερα η συμπεριφορά του τοιχωματοποιημένου φορέα σαν διαγώνιου θλιπτήρα, μηχανισμός ο οποίος προσομοιώνει κυρίως τη συμπεριφορά τοιχοπληρωμένων φορέων. Τα συμπεράσματα στα οποία καταλήξαμε για τα τρία πλαίσια που εξετάστηκαν είναι τα εξής:

- ❖ Από την εφαρμογή του μοντέλου του ΚΑΝ.ΕΠΕ. προέκυψε ότι για εμφάντωσης πάχους $t_w=0,20m$ τα υποστρώματα παραλαμβάνουν το μεγαλύτερο μέρος της τέμνουσας, ενώ για εμφάντωσης πάχους $t_w=0,30m$ και $t_w=0,45m$ το φάτνωμα είναι αυτό που συνεισφέρει στην ανάληψη της τέμνουσας.
- ❖ Από τις καμπύλες αντίστασης παρατηρούμε ότι η τοιχωματοποίηση ενός φορέα αυξάνει την αντοχή και την δυσκαμψία όσο αυξάνεται το πάχος εμφάντωσης.
- ❖ Συγκρίνοντας τη διατμητική αντοχή που υπολογίζεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. με αυτήν που προκύπτει από την ανάλυση διαπιστώνουμε ότι οι σχέσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. είναι αρκετά συντηρητικές.
- ❖ Τέλος συγκρίνοντας τους τοιχωματοποιημένους φορείς με τους αντίστοιχους με απλό γέμισμα διαπιστώθηκε ότι η τοιχωματοποίηση είναι περισσότερο αποτελεσματική αφού αυξάνει σημαντικά την δυσκαμψία και την αντοχή του φορέα.

9.ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Κανονισμός επεμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2012
- [2] Σωτηριάδης Δ. “Συμπεριφορά πλαισίων Ο.Σ Ενισχυμένα με εμφαντούμενα τοιχώματα από Ο.Σ” Διπλωματική εργασία, Βόλος 2012
- [3] Στρεπέλιας Η. “ Ενίσχυση υφιστάμενων πλαισιακών κατασκευών με εμφάντωση από Ο.Σ – Πειραματική και αναλυτική διερεύνηση” Διδακτορική διατριβή, Πάτρα 2012
- [4] Ιστοσελίδα “ www.structuremog.org”

- [5] Δρίτσος Η. Σ. “ Ενισχύσεις-Επισκευές κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος”, Πάτρα 2012
- [6] Φαρδής Ν. Μ. “ Μαθήματα οπλισμένου σκυροδέματος Ι&ΙΙ”
- [7] Sap2000 Manual
- [8] Λατσός Λεωνίδα, Τουσμάνης Αριστείδης “ Συγκριτική μελέτη μεθόδων ενίσχυσης πλαισιακών φορέων με ή χωρίς μαλακό όροφο μέσω ανελαστικών στατικών αναλύσεων”
18^ο Φοιτητικό συνέδριο : Επισκευές κατασκευών, Πάτρα, Φεβρουάριος 2012