

Σεισμική Αναβάθμιση Υφιστάμενου Κτιρίου Οπλισμένου Σκυροδέματος με Χρήση Μεταλλικών Διατμητικών Τοιχωμάτων (SPSW)

Νίκη Ε. Μπαλκάμου

Μεταπτ. Φοιτήτρια ΣΘΕΤ ΕΑΠ

nickybalkamou@gmail.com, std156778@ac.eap.gr

Γεώργιος Α. Παπαγιαννόπουλος

Αναπληρωτής Καθηγητής ΣΘΕΤ ΕΑΠ

paragiannopoulos@eap.gr

Περίληψη – Τα μεταλλικά διατμητικά τοιχώματα (Steel Plate Shear Walls) αποτελούν σύστημα πλευρικής εξασφάλισης κατασκευών. Στην παρούσα μελέτη διενεργούνται ελαστικές και ανελαστικές δυναμικές αναλύσεις και αποτιμάται η σεισμική τους συμπεριφορά ώστε να διαπιστωθεί εάν αποτελούν επιθυμητή λύση ενίσχυσης υφιστάμενων κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος. Τα SPSW προσομοιώνονται στο λογισμικό SAP2000 ως ισοδύναμοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας (EQ.BF) και ως επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία (FEM).

Λέξεις-Κλειδιά: Μεταλλικά διατμητικά τοιχώματα, κατακόρυφα συνοριακά στοιχεία, εφελκυστικό πεδίο, ισοδύναμοι σύνδεσμοι, επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία, ορθοτροπικό μοντέλο μεμβράνης, ανελαστική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας

Ι. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Το μεγαλύτερο ποσοστό του οικιστικού πλούτου της Ελλάδας υστερεί των αντισεισμικών απαιτήσεων που διαμορφώνουν τους κανονισμούς επί του παρόντος, διότι έχει κατασκευαστεί πριν το 1985. Στις μελέτες αυτών των κτιρίων έχει εφαρμοστεί ο αντισεισμικός κανονισμός του 1959 στον οποίο έχει δοθεί έμφαση αποκλειστικά στην αντοχή, όχι όμως στην πλαστιμότητα. Συνεπώς τα κτίρια παρουσιάζουν σημαντικές αστοχίες οι οποίες αξιολογούνται και κρίνεται εν τέλει εάν θα πρέπει να πραγματοποιηθεί ενίσχυση του δομικού έργου.

Οι επικρατέστερες μέθοδοι ενίσχυσης κατασκευών στη χώρα μας είναι είτε η εφαρμογή μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος ή ινοπλισμένων πολυμερών (FRP) και άλλων τεχνικών περίσφιγξης είτε η προσθήκη εμφαντούμενων τοιχωμάτων και συνδέσμων δυσκαμψίας. Πέραν αυτών των μεθόδων, και λόγω της ταχείας εξέλιξης των τεχνολογικών μέσων και γνώσεων στον τομέα των κατασκευών θα μπορούσαν να χρησιμοποιηθούν και εναλλακτικοί τρόποι ενίσχυσης μίας υφιστάμενης κατασκευής. Στην παρούσα εργασία διερευνάται μία καινοτόμα για τα ελληνικά δεδομένα αλλά και για τους εθνικούς και ευρωπαϊκούς κανονισμούς μέθοδος σεισμικής αναβάθμισης η οποία δύναται να αντικαταστήσει κατά περίπτωση τις ήδη ευρέως χρησιμοποιούμενες μεθόδους που προαναφέρθηκαν.

Η εν λόγω μέθοδος ενίσχυσης υλοποιείται με την προσθήκη μεταλλικών διατμητικών τοιχωμάτων (SPSW)

σε τριώροφο υφιστάμενο κτίριο οπλισμένου σκυροδέματος, του οποίου η μελέτη εκπονήθηκε το 1976. Τα SPSW χρησιμοποιούνται ευρέως στην Ιαπωνία, στο Μεξικό, στον Καναδά και στις Η.Π.Α. Η τυπική μορφολογία ενός συστήματος SPSW περιλαμβάνει μία μικρού πάχους (συνήθως 5-25mm) χαλύβδινη πλάκα και περιμετρικά της οριζόντια (HBE) και κατακόρυφα (VBE) συνοριακά στοιχεία. Τα μεταλλικά διατμητικά τοιχώματα δύνανται να διαθέτουν ενισχυτικά ελάσματα (stiffeners) κατανομημένα σε οριζόντια και κατακόρυφη διάταξη, τα οποία αποτρέπουν το λυγισμό του τοιχώματος πριν τη διαρροή.

Ο κύριος μηχανισμός δράσης των SPSW είναι η ανάληψη των τεμνουσών δυνάμεων της σεισμικής καταπόνησης, ενώ το πλαίσιο ροπής στο οποίο είναι συνδεδεμένα παραλαμβάνει κάμψη. Τα SPSW διαθέτουν αμελητέα θλιπτική αντοχή. Ο κύριος μηχανισμός ανάληψης των σεισμικών δράσεων σε διατμητικά τοιχώματα χωρίς ενισχύσεις (unstiffened) είναι ο σχηματισμός ενός διαγώνιου εφελκυστικού πεδίου υπό συγκεκριμένη γωνία «α» (με βέλτιστη τιμή $\alpha=45^\circ$). Το εφελκυστικό πεδίο δημιουργείται μεταλυσμικά, στην ελαστική περιοχή, ενώ στην περίπτωση των ενισχυμένων (stiffened) διατμητικών τοιχωμάτων προηγείται η διατμητική διαρροή του τοιχώματος και ακολουθεί διατμητικός λυγισμός. Ωστόσο η δράση του εφελκυστικού πεδίου σε ενισχυμένα SPSW μπορεί να πραγματοποιηθεί εάν δυνητικά προκύψει λυγισμός πριν τη διαρροή (Thorburn et al., 1983). Η απόκριση αυτή οφείλεται στην κατά περίπτωση διάταξη και μορφολογία των ενισχυτικών ελασμάτων. Οι κανονιστικές διατάξεις που χρησιμοποιούνται για το σχεδιασμό των SPSW είναι οι Αμερικάνικοι (AISC 341-2016) και οι Καναδικοί (CSA-S-16-09) κανονισμοί.

Στόχος της παρούσας εργασίας είναι να διερευνηθεί μέσω εναλλακτικών τρόπων προσομοίωσης και ανελαστικών αναλύσεων χρονοϊστορίας η αποτελεσματικότητα των SPSW ως μέσο σεισμικής αναβάθμισης κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος.

ΙΙ. ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ

Για την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς των SPSW, απαιτείται ο σχεδιασμός τους βάσει των σύγχρονων κανονιστικών διατάξεων και μετέπειτα η προσομοίωση και ελαστική και ανελαστική δυναμική

ανάλυση του κτιρίου. Αρχικά πραγματοποιείται ελαστική δυναμική ανάλυση για το φάσμα του EC8-1 (2004) που αντιστοιχεί σε $\alpha_g=0.24g$, κατηγορία εδάφους B και $q=1.5$ (EC8-3, 2005) ώστε να προσδιοριστούν τα δυναμικά χαρακτηριστικά του υφιστάμενου κτιρίου αλλά και οι τέμνουσες δυνάμεις που θα χρησιμοποιηθούν για τη διαστασιολόγηση των SPSW. Οι σεισμικοί συνδυασμοί για τους οποίους πραγματοποιείται η ανάλυση είναι οκτώ, τέσσερις για κάθε διεύθυνση της σεισμικής κίνησης. Επιπλέον διενεργείται ανελαστική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας με σκοπό τον εντοπισμό των βλαβών (πλαστικές αρθρώσεις, σχετικές μετακινήσεις ορόφων) στις κρίσιμες περιοχές των φερόντων γραμμικών στοιχείων. Γίνεται χρήση των δύο οριζόντιων συνιστωσών τριών επιταχυνσιογραφημάτων συμβατών με το ελαστικό φάσμα του EC8-1 (2004). Οι δύο οριζόντιες συνιστώσες θεωρήθηκαν εναλλακτικά στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις του κτιρίου. Συνολικά πραγματοποιήθηκαν έξι αναλύσεις χρονοϊστορίας. Για την αποτίμηση του υφιστάμενου κτιρίου έχει πραγματοποιηθεί απομείωση δυσκαμψιών βάσει EC8-1 (2004). Μετά το πέρας των αναλύσεων, ακολουθούν οι προσομοιώσεις του ενισχυμένου κτιρίου.

A. Πρώτο προσομοίωμα με SPSW(EQ.BF)

Στο πρώτο προσομοίωμα του ενισχυμένου κτιρίου, τα SPSW εισάγονται σύμφωνα με το πρότυπο AISC (2016) ως τέσσερις αρθρωτοί ισοδύναμοι διαγώνιοι σύνδεσμοι στη διεύθυνση y, οι οποίοι παραλαμβάνουν μόνο εφελκυσμό. Ο υπολογισμός του απαιτούμενου πάχους για τα SPSW πραγματοποιείται βάσει της σχέσης:

$$t_w \geq \frac{V_u}{0.9 \cdot 0.42 F_y L_{cf} \sin 2\alpha}$$

Όπου L_{cf} είναι το καθαρό άνοιγμα του φατνώματος από παρειά σε παρειά υποστυλώματος, $F_y=235$ MPa, $\alpha=45^\circ$ η γωνία του εφελκυστικού πεδίου και V_u η τέμνουσα που παραλαμβάνει κάθε τοίχωμα, η οποία προκύπτει από την ελαστική ανάλυση.

Το πάχος των SPSW θα πρέπει να πληροί τη συνθήκη:

$$\frac{\min(L, h)}{t_w} \leq 25 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Όπου L και h το πλάτος και το ύψος του τοιχώματος.

Προκύπτει πάχος $t_w=5$ mm και για τα τέσσερα SPSW.

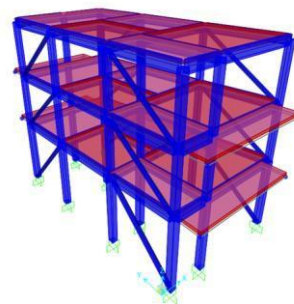
Αναφορικά με το σχεδιασμό των SPSW σύμφωνα με τα πρότυπα CSA (2009) και AISC (2016), πληρούται η συνθήκη $0.8 < L/h \leq 2.5$ και για τη ροπή αδράνειας των κατακόρυφων συνοριακών στοιχείων:

$$I_c \geq \frac{0.00307 t_w h^4}{L}$$

Ακολουθεί ο υπολογισμός του εμβαδού της διατομής του ισοδύναμου συνδέσμου με χρήση του τύπου:

$$t_w = \frac{2A\Omega_s \sin\theta}{L \sin 2\alpha}$$

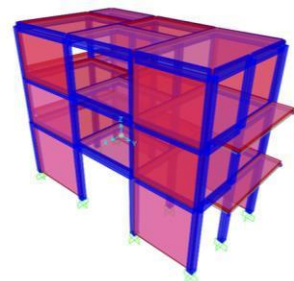
Όπου A το εμβαδό διατομής του ισοδύναμου συνδέσμου, θ η γωνία που σχηματίζει ο διαγώνιος σύνδεσμος με την κατακόρυφο, L η απόσταση των κ.β των υποστυλωμάτων και $\Omega_s=1.2$ ο συντελεστής υπεραντοχής. Για το ισόγειο προκύπτουν κοίλες κυκλικές διατομές CHS με διάμετρο $D=273$ mm και πάχος $t=16$ mm και για τους δύο υπερκείμενους ορόφους ο ίδιος τύπος διατομής με $D=244.5$ mm και $t=16$ mm.



Σχήμα 1. Προσομοίωμα με ισοδύναμους συνδέσμους

B. Δεύτερο προσομοίωμα με SPSW(FEM)

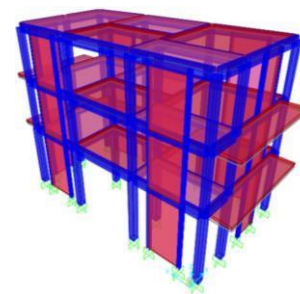
Στο δεύτερο προσομοίωμα, τα SPSW εφαρμόζονται στο κτίριο ως επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία κελύφους (Shell). Ο υπολογισμός του πάχους προκύπτει όπως και στην προσομοίωση με τους ισοδύναμους συνδέσμους, $t_w=5$ mm. Πραγματοποιείται και σε αυτή την περίπτωση ελαστική και ανελαστική δυναμική ανάλυση.



Σχήμα 2. Προσομοίωμα με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία

C. Τρίτο προσομοίωμα με SPSW (FEM)

Στο τρίτο προσομοίωμα, τα SPSW επιλέγεται να μην καταλαμβάνουν το σύνολο των φατνωμάτων αλλά να πλαισιωθούν από χαλύβδινα υποστυλώματα HEA180 για το ισόγειο και HEA160 για 1^ο και 2^ο όροφο. Τοποθετούνται στη διεύθυνση y με μήκος 2m και στη x με μήκος 1.5m. Λόγω της μη ικανοποίησης της συνθήκης $0.8 < L/h \leq 2.5$, τα SPSW θα πρέπει να διαθέτουν ενισχυτικά ελάσματα δυσκαμψίας (stiffeners) σύμφωνα με το πρότυπο CSA (2009). Η επιλογή του πάχους πραγματοποιείται βάσει της σχέσης: $V_u=0.9 \cdot 0.6 F_y t_w L_{cf}$ (AISC, 2016) και επιλέγεται κατασκευαστικά ελάχιστο πάχος $t_w=5$ mm για κάθε SPSW. Τα ενισχυτικά ελάσματα δεν προσομοιώνονται στις αναλύσεις, με τα αποτελέσματα να καθίστανται συντηρητικότερα λόγω μικρότερης δυσκαμψίας στο τοίχωμα.



Σχήμα 3. Τελική πρόταση ενίσχυσης

III. ΕΠΙΛΕΓΜΕΝΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

A. Ελαστική δυναμική ανάλυση

Οι θεμελιώδεις ιδιοπερίοδοι από την ιδιομορφική ανάλυση που προέκυψαν για κάθε προσομοίωμα είναι:

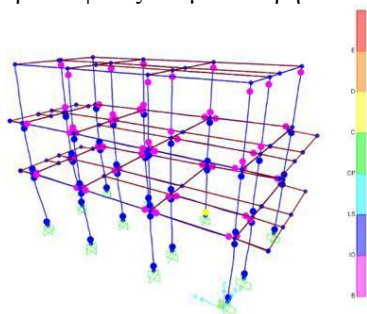
- $T_1=0.837s$ για το υφιστάμενο κτίριο
- $T_1=0.739s$ για το κτίριο με ισοδύναμους συνδέσμους
- $T_1=0.773s$ για το κτίριο με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία
- $T_1=0.370s$ για την προτεινόμενη λύση ενίσχυσης με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία

Παρατηρείται αύξηση της δυσκαμψίας στα προσομοιώματα του ενισχυμένου κτιρίου, με μεγαλύτερη σε εκείνο της τελικής πρότασης ενίσχυσης.

B. Ανελαστική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας

1) Υφιστάμενο κτίριο

Με τη διενέργεια της ανελαστικής ανάλυσης προσδιορίστηκαν οι πλαστικές αρθρώσεις κατά ASCE 41-13. Παρουσιάζεται η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων του υφιστάμενου κτιρίου για τη σεισμική διέγερση που προέκυψε ως δυσμενέστερη.



Σχήμα 4. Υφιστάμενο κτίριο

Διακρίνονται σε βάση και κορυφή όλων των υποστυλωμάτων του ισογείου πλαστικές αρθρώσεις που ανήκουν στην περιοχή επιπέδων επιτελεστικότητας IO-LS (ASCE 41-13, 2013).

Παρατηρείται επίσης στη βάση υποστυλώματος του ισογείου πλαστική άρθρωση με εκτεταμένη βλάβη η οποία εμπίπτει σε επίπεδο επιτελεστικότητας C-D (ASCE 41-13, 2013). Η συγκεκριμένη κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων εντείνει τον κίνδυνο σχηματισμού «μαλακού ορόφου» και κρίνεται απαραίτητη η ενίσχυση του κτιρίου. Η μέγιστη σχετική παραμένουσα μετακίνηση είναι $1.37\% > 0.5\%$, και η μέγιστη τέμνουσα βάσης 580.4 kN , όπου 0.5% το αποδεκτό όριο μέγιστης σχετικής παραμένουσας μετακίνησης ορόφου.

2) Προσομοίωμα με ισοδύναμους συνδέσμους

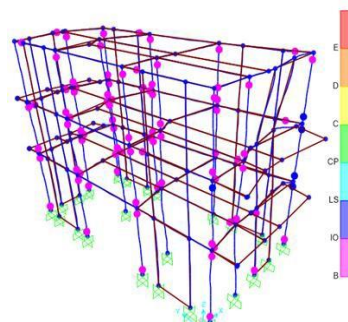
Το προσομοίωμα με τους ισοδύναμους συνδέσμους στις τέσσερις από τις έξι αναλύσεις χρονοϊστορίας εμφάνισε πλαστικές αρθρώσεις σε επίπεδο πέραν της στάθμης LS (ASCE 41-13, 2013). Οι σύνδεσμοι παρέλαβαν μόνο εφελκυστική αξονική δύναμη, όπως αναμενόταν, αλλά δε διέρρευσαν. Η μέγιστη σχετική παραμένουσα μετακίνηση ήταν $0.41\% < 0.5\%$ και η μέγιστη τέμνουσα βάσης 1934 kN . Η μείωση των τιμών των σχετικών μετακινήσεων οφείλεται στην αυξημένη δυσκαμψία μετά την προσθήκη των ισοδύναμων συνδέσμων.

3) Προσομοίωμα με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία

Το συγκεκριμένο προσομοίωμα παρουσίασε δύο πλαστικές αρθρώσεις πέραν της στάθμης LS (ASCE 41-13, 2013) μόνο στη μία από τις έξι αναλύσεις χρονοϊστορίας. Η μέγιστη σχετική παραμένουσα μετακίνηση ήταν $1.71\% > 0.5\%$ και η μέγιστη τέμνουσα βάσης 2680 kN . Η δυσκαμψία στο προσομοίωμα με τα επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία ήταν μειωμένη σε σχέση με το προσομοίωμα των ισοδύναμων συνδέσμων. Ωστόσο, τα SPSW ως επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία λειτουργούν πιο πλάστιμα, αποτρέποντας μη αποδεκτές βλάβες στα φέροντα στοιχεία της υφιστάμενης κατασκευής στην πλειοψηφία των αναλύσεων. Η απορρόφηση σεισμικής ενέργειας είναι μεγαλύτερη στο συγκεκριμένο προσομοίωμα καθώς η τέμνουσα βάσης αυξάνεται κατά 38.6% .

4) Προτεινόμενη λύση ενίσχυσης

Παρατίθεται η κατανομή πλαστικών αρθρώσεων για την τελική πρόταση ενίσχυσης με πεπερασμένα στοιχεία εντός χαλύβδινων κατακόρυφων συνοριακών στοιχείων με διατομές HEA. Η σεισμική διέγερση είναι η δυσμενέστερη για το κτίριο και η είναι η ίδια για την οποία παρατίθεται το υφιστάμενο στο Σχ.4.



Σχήμα 5. Ενισχυμένο κτίριο

Η μέγιστη σχετική παραμένουσα μετακίνηση είναι $0.036\% < 0.5\%$ και η μέγιστη τέμνουσα βάσης είναι 2066 kN . Οι δυσμενέστερες πλαστικές αρθρώσεις που σχηματίζονται ανήκουν στον κλάδο IO-LS (ASCE 41-13, 2013) και συγκριτικά με το υφιστάμενο κτίριο έχει μειωθεί ο κίνδυνος μηχανισμού ορόφου. Επιπλέον, σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις και σε άκρα κατακόρυφων συνοριακών στοιχείων, γεγονός που αναδεικνύει την ανελαστική δράση του συστήματος των SPSW. Η σύγκριση των βλαβών με τη μορφή πλαστικών αρθρώσεων για τη δυσμενέστερη σεισμική διέγερση παρατίθεται στους πίνακες I, II και III.

ΠΙΝΑΚΑΣ I
ΠΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΡΘΡΩΣΕΙΣ ΣΤΟ ΙΣΟΓΕΙΟ

Υποστυλώμα	Θέση	Ισόγειο			
		Υφιστάμενο	Σύνδεσμοι	Πεπερασμένα i	Πεπερασμένα ii
K1	Βάση	IO	IO	IO	B
	Κορυφή	IO	IO	IO	B
K2	Βάση	IO	IO	C	-
	Κορυφή	IO	IO	C	-
K3	Βάση	IO	IO	IO	B
	Κορυφή	IO	IO	IO	IO
K4	Βάση	C	C	IO	-
	Κορυφή	IO	C	IO	-
K5	Βάση	IO	IO	IO	B
	Κορυφή	IO	IO	IO	B
K6	Βάση	IO	IO	IO	B
	Κορυφή	IO	IO	IO	B
K7	Βάση	IO	IO	IO	B
	Κορυφή	IO	B	IO	B
K8	Βάση	IO	IO	IO	B
	Κορυφή	IO	IO	IO	B
K9	Βάση	IO	IO	IO	B
	Κορυφή	IO	IO	IO	B
K10	Βάση	IO	IO	IO	B
	Κορυφή	IO	IO	IO	B
K11	Βάση	IO	IO	IO	-
	Κορυφή	IO	IO	IO	-
K12	Βάση	IO	IO	IO	-
	Κορυφή	IO	IO	IO	-

ΠΙΝΑΚΑΣ II
ΠΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΡΘΡΩΣΕΙΣ ΣΤΟΝ Α' ΟΡΟΦΟ

Υποστόλωμα	Θέση	Α' Όροφος			
		Υφιστάμενο	Σύνδεσμοι	Πεπερασμένα i	Πεπερασμένα ii
K1	Βάση	ΙΟ	ΙΟ	ΙΟ	Β
	Κορυφή	ΙΟ	ΙΟ	ΙΟ	ΙΟ
K2	Βάση	ΙΟ	ΙΟ	ΙΟ	Β
	Κορυφή	ΙΟ	ΙΟ	ΙΟ	Β
K3	Βάση	ΙΟ	ΙΟ	ΙΟ	ΙΟ
	Κορυφή	ΙΟ	ΙΟ	ΙΟ	ΙΟ
K4	Βάση	ΙΟ	ΙΟ	ΙΟ	Β
	Κορυφή	ΙΟ	ΙΟ	ΙΟ	Β
K5	Βάση	ΙΟ	ΙΟ	ΙΟ	Β
	Κορυφή	ΙΟ	ΙΟ	ΙΟ	Β
K6	Βάση	ΙΟ	ΙΟ	ΙΟ	Β
	Κορυφή	ΙΟ	ΙΟ	ΙΟ	Β
K7	Βάση	ΙΟ	Β	ΙΟ	Β
	Κορυφή	ΙΟ	ΙΟ	ΙΟ	Β
K8	Βάση	ΙΟ	ΙΟ	ΙΟ	Β
	Κορυφή	ΙΟ	ΙΟ	ΙΟ	Β
K9	Βάση	ΙΟ	ΙΟ	ΙΟ	Β
	Κορυφή	ΙΟ	ΙΟ	ΙΟ	Β
K10	Βάση	ΙΟ	ΙΟ	ΙΟ	Β
	Κορυφή	ΙΟ	ΙΟ	ΙΟ	Β
K11	Βάση	ΙΟ	ΙΟ	ΙΟ	Β
	Κορυφή	ΙΟ	ΙΟ	ΙΟ	Β
K12	Βάση	ΙΟ	ΙΟ	ΙΟ	Β
	Κορυφή	ΙΟ	ΙΟ	ΙΟ	Β

ΠΙΝΑΚΑΣ III
ΠΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΡΘΡΩΣΕΙΣ ΣΤΟ Β' ΟΡΟΦΟ

Υποστόλωμα	Θέση	Β' Όροφος			
		Υφιστάμενο	Σύνδεσμοι	Πεπερασμένα i	Πεπερασμένα ii
K1	Βάση	Β	Β	-	Β
	Κορυφή	Β	ΙΟ	Β	Β
K2	Βάση	Β	ΙΟ	Β	Β
	Κορυφή	Β	ΙΟ	Β	Β
K3	Βάση	-	Β	-	ΙΟ
	Κορυφή	Β	ΙΟ	-	Β
K4	Βάση	Β	Β	-	Β
	Κορυφή	Β	ΙΟ	Β	Β
K5	Βάση	Β	Β	Β	Β
	Κορυφή	Β	ΙΟ	Β	Β
K6	Βάση	-	Β	-	Β
	Κορυφή	-	ΙΟ	-	Β
K7	Βάση	Β	Β	Β	Β
	Κορυφή	Β	Β	Β	Β
K8	Βάση	-	Β	-	-
	Κορυφή	-	ΙΟ	-	-
K9	Βάση	Β	Β	Β	Β
	Κορυφή	Β	ΙΟ	Β	Β
K10	Βάση	Β	Β	Β	Β
	Κορυφή	Β	ΙΟ	Β	Β
K11	Βάση	Β	Β	Β	Β
	Κορυφή	Β	ΙΟ	Β	Β
K12	Βάση	Β	Β	Β	Β
	Κορυφή	Β	ΙΟ	Β	Β

Για τον έλεγχο της διαρροής του χάλυβα στα SPSW πραγματοποιείται ο προσδιορισμός των τάσεων Von Mises και των μέγιστων διατμητικών τάσεων.

ΠΙΝΑΚΑΣ IV
ΕΛΕΓΧΟΙ ΚΡΙΤΗΡΙΟΥ VON MISES

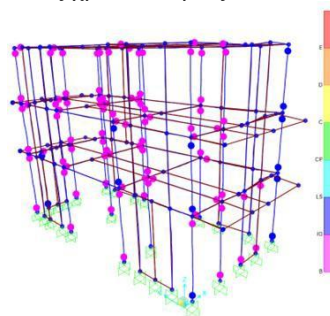
Σεισμική διέγερση	Τάση Von Mises	≤235 MPa	Μέγιστη διατμητική τάση τ_{max}	≤235/ $\sqrt{3}$
1a	136.5	✓	85.9	✓
1β	238.9	✗	86.7	✓
2a	130.0	✓	86.8	✓
2β	90.7	✓	72.9	✓
3a	72.6	✓	79.8	✓
3β	205.6	✓	104.7	✓

Στη σεισμική διέγερση 1β, για την οποία προκαλούνται οι μέγιστες πιθανές βλάβες, υπάρχει διαρροή του χάλυβα. Το γεγονός αυτό επιβεβαιώνει την επιθυμητή ανελαστική λειτουργία των SPSW.

Για την τελική μόνρφωση του ενισχυμένου κτιρίου διενεργείται μία επιπλέον προσομοίωση, η οποία διαθέτει υψηλή ακρίβεια (Sabelli & Bruneau, 2006). Τα επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία προσομοιώνονται ως επιφανειακά στοιχεία μεμβράνης, και το υλικό (S235) ορίζεται ως ορθοτροπικό. Το τοπικό σύστημα αξόνων περιστρέφεται 45° ώστε να μετασχηματιστούν οι τοπικοί άξονες στα κύρια επίπεδα. Η δυσκαμψία απομειώνεται στο 2% στη διεύθυνση της θλιβόμενης διαγωνίου και το μέτρο διάτμησης τίθεται $G=0$. Με αυτό τον τρόπο προσδιορίζεται το δυνητικό εφελκυστικό πεδίο στα SPSW.

- Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος είναι $T_1=0.428s$
- Η μέγιστη σχετική παραμένουσα μετακίνηση είναι $0.077\% < 0.5\%$
- Η μέγιστη τέμνουσα βάσης είναι 2011 kN

Στο Σχ.6 παρατίθεται η δυσμενέστερη κατανομή πλαστικών αρθρώσεων που προέκυψε από τις ανελαστικές αναλύσεις χρονοϊστορίας.



Σχήμα 6. Ορθοτροπικό μοντέλο μεμβράνης

Συγκριτικά με το προσομοίωμα των SPSW ως στοιχεία κελύφους, εμφανίζει μεγαλύτερες σχετικές μετακινήσεις, μικρότερη δυσκαμψία και περισσότερες πιθανές βλάβες αλλά σε αποδεκτό επίπεδο επιτελεσματικότητας. Πραγματοποιείται έλεγχος των τάσεων Von Mises και των ορθών τάσεων οι οποίες είναι μόνον εφελκυστικές.

ΠΙΝΑΚΑΣ V
ΕΛΕΓΧΟΙ ΚΡΙΤΗΡΙΟΥ VON MISES ΚΑΙ ΟΡΘΕΣ ΚΥΡΙΕΣ ΤΑΣΕΙΣ

Σεισμική διέγερση	Τάση Von Mises	≤235 MPa	S11 (MPa)	S22 (MPa)
1a	155.0	✓	263.9	5.8
1β	436.2	✗	355.9	8.9
2a	157.7	✓	249.2	5.8
2β	132.0	✓	247.2	6.1
3a	208.1	✓	206.5	5.6
3β	299.1	✗	297.6	7.7

Στις περισσότερες σεισμικές διεγέρσεις γίνεται υπέρβαση της τάσης διαρροής του χάλυβα, γεγονός που επιβεβαιώνει την πλάσιμη συμπεριφορά της κατασκευής μετά την προσθήκη των SPSW.

IV. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Βάσει των αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν για κάθε προσομοίωμα, συμπεραίνεται πως η πρόταση ενίσχυσης με τα SPSW ως επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία προσέδωσε δυσκαμψία και πλαστιμότητα στο υπό μελέτη κτίριο. Η απορρόφηση ενέργειας μέσω της δυνατότητας ανάληψης τέμνουσας δύναμης με αμελητέες παράλληλα σχετικές μετακινήσεις ορόφων ενθαρρύνει τη χρησιμοποίηση των SPSW ως εναλλακτικό μέσο σεισμικής αναβάθμισης κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα.

ΑΝΑΦΟΡΕΣ

- AISC. (2016). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. Chicago, Illinois: ANSI/AISC 341-16.
- ASCE. (2013). ASCE/SEI 41-13, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. ASCE Standard.
- CSA. (2009). Design of Steel Structures, CSA-S16-09. Toronto: Canadian Standards Association.
- EC8-1. (2004). EN1998-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part1: General rules, seismic actions and rules for buildings. European Standard.
- EC8-3. (2005). EN1998-3, Eurocode8: Design of structures for earthquake resistance - Part3: Assessment and retrofitting of buildings. European Standard.
- Sabelli, R., & Bruneau, M. (2006). Steel Design Guide 20 - Steel Plate Shear Walls. AISC, American Institute of Steel Construction.
- Thorburn, L. J., Kulak, J. G., & Montgomery, C. (1983). ANALYSIS OF STEEL PLATE SHEAR WALLS. Department of Civil Engineering, The University of Alberta: Structural Engineering Report, Vol.107.