

## ΑΠΟΣΒΕΣΗ ΕΝΕΡΓΕΙΑΣ ΣΕ ΠΛΑΙΣΙΑ ΑΝΘΕΚΤΙΚΑ ΣΕ ΡΟΠΗ ΜΕ ΚΟΜΒΟΥΣ ΜΕΡΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ

### Μηνάς Λεμονής

Δρ. Πολιτικός Μηχανικός, μεταδιδακτορικός ερευνητής,  
Εργαστήριο Ανάλυσης και Σχεδιασμού Κατασκευών, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών,  
Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας,  
Βόλος, Ελλάδα  
e-mail: [mlemonis@central.ntua.gr](mailto:mlemonis@central.ntua.gr)

### Ευριπίδης Μυστακίδης

Αναπληρωτής Καθηγητής  
Εργαστήριο Ανάλυσης και Σχεδιασμού Κατασκευών, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών,  
Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας,  
Βόλος, Ελλάδα  
e-mail: [emistaki@civ.uth.gr](mailto:emistaki@civ.uth.gr)

## 1. ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Στο άρθρο εξετάζεται η ικανότητα υστερητικής απόσβεσης ενέργειας πλαισίων ανθεκτικών σε ροπή (MRF), με κόμβους μερικής αντοχής, υπό σεισμική διέγερση. Προτείνεται ο σχεδιασμός με τρόπο ώστε να ευνοείται η ανάπτυξη ζωνών πλαστικοποίησης τόσο στις διατομές των δοκών όσο και στους κόμβους δοκού-υποστυλώματος. Για αυτόν τον λόγο, οι κόμβοι σχεδιάζονται χωρίς υπεραντοχή. Χρησιμοποιώντας μη γραμμική δυναμική ανάλυση, εκτιμώνται τα χαρακτηριστικά της απόκρισης τυπικών επίπεδων πλαισίων, υπό τη δράση πραγματικών σεισμικών χρονοϊστοριών και συγκρίνονται με τα αντίστοιχα πλαισίων σχεδιασμένων με τη συνήθη πρακτική. Τα πλεονεκτήματα του προτεινόμενου σχεδιασμού εξετάζονται αναφορικά με την συνολική απόσβεση ενέργειας και τις απαιτήσεις πλαστιμότητας δοκών και κόμβων.

## 2. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Ο δυνατότητα απόσβεσης ενέργειας, μέσω υστερητικής απόκρισης των μελών, αποτελεί μία ευρέως αποδεκτή στρατηγική αντισεισμικού σχεδιασμού. Στην περίπτωση πλαισίων ανθεκτικών σε ροπή, επιδιώκεται η απόσβεση ενέργειας να προκύπτει από την πλαστικοποίηση των δοκών και των βάσεων των υποστυλωμάτων. Σύμφωνα με τη συνήθη πρακτική, οι κόμβοι διαμορφώνονται ώστε να μπορούν να θεωρηθούν άκαμπτοι και να διαθέτουν υπεραντοχή σε σχέση με τα συνδεδεμένα μέλη. Αν στη δοκό προβλέπεται ζώνη απόσβεσης ενέργειας, η απαραίτητη υπεραντοχή του γειτονικού κόμβου, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 [1], εκφράζεται ως εξής:

$$M_{j,Rd} \geq 1,1\gamma_{ov}M_{b,Rd} \quad (1)$$

όπου  $M_{j,Rd}$ ,  $M_{b,Rd}$  η αντοχές σχεδιασμού κόμβου και δοκού αντίστοιχα και  $\gamma_{ov} = 1,25$ . Δηλαδή, ο κόμβος σχεδιάζεται για ροπή επαυξημένη κατά τουλάχιστον 38% σε σχέση με τη ροπή της δοκού. Αντίθετα, στο παρόν άρθρο, προτείνεται ο σχεδιασμός των κόμβων για αντοχή σε ροπή παραπλήσια με αυτή της δοκού, ώστε να είναι εφικτός ο ταυτόχρονος σχηματισμός δύο ζωνών απόσβεσης ενέργειας. Δηλαδή, η στόχευση σε κάθε κόμβο είναι:

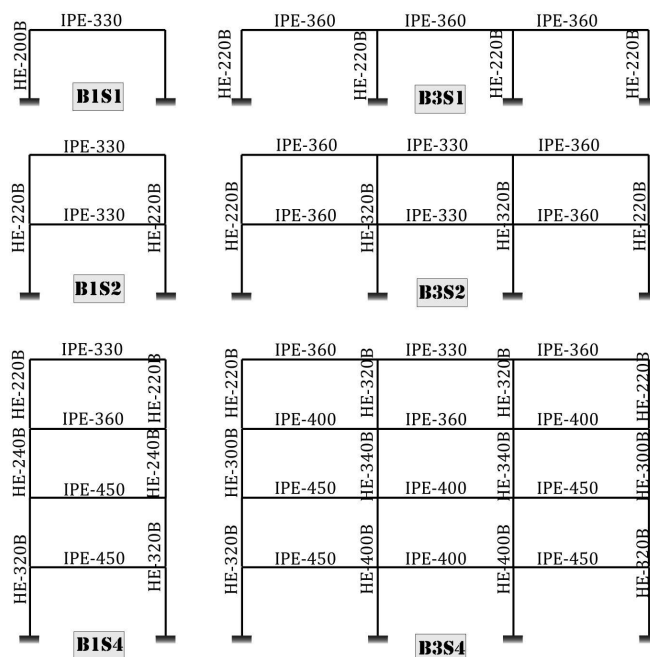
$$M_{j,Rd} \cong M_{b,Rd} \cdot \quad (2)$$

Το προσδοκώμενο πλεονέκτημα αυτού του σχεδιασμού είναι ο καταμερισμός της δυνατότητας υστερητικής απόσβεσης σε περισσότερες θέσεις μέσα στην κατασκευή και, πρακτικά, η ελάφρυνση των απαιτήσεων πλαστιμότητας για κάθε θέση.

Η εξέταση πλαισιακών κατασκευών ανθεκτικών σε ροπή, με ημιάκαμπτους ή μερικής αντοχής κόμβους, υπό σεισμικές δράσεις, συγκέντρωσε το ερευνητικό ενδιαφέρον κυρίως μετά το σεισμό του Northridge. Στις σχετικές προσπάθειες περιλαμβάνονται πειραματικές δοκιμές [2,3] και προσομοιώσεις με αριθμητικά προσομοιώματα [4-8]. Παράλληλα, αρκετές έρευνες επικεντρώθηκαν στη διερεύνηση των χαρακτηριστικών της απόκρισης μεμονωμένων κόμβων δοκού-υποστυλώματος υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Για κόμβους με μετωπική πλάκα αναφέρονται μεταξύ άλλων οι εργασίες [9-11].

### 3. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΙ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΠΛΑΙΣΙΩΝ

Για τον έλεγχο της προτεινόμενης μεθοδολογίας σχεδιασμού πραγματοποιήθηκε παραμετρική ανάλυση που περιλαμβάνει τις έξι τυπικές διαμορφώσεις δισδιάστατων πλαισίων που φαίνονται στο Σχήμα 1. Το μήκος των ανοιγμάτων είναι 6,0m και το τυπικό ύψος ορόφου 3,0m. Επιλέχθηκαν διαμορφώσεις με χαμηλό αριθμό ορόφων, καθώς έτσι είναι περισσότερο δόκιμος ο σχεδιασμός χωρίς σύστημα δυσκαμψίας. Αντίθετα, σε περιπτώσεις πολυώροφων πλαισίων, ο περιορισμός της οριζόντιας μετακίνησης, απουσία συστήματος δυσκαμψίας, είναι δυσκολότερο να επιτευχθεί, χωρίς υπερδιαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων.

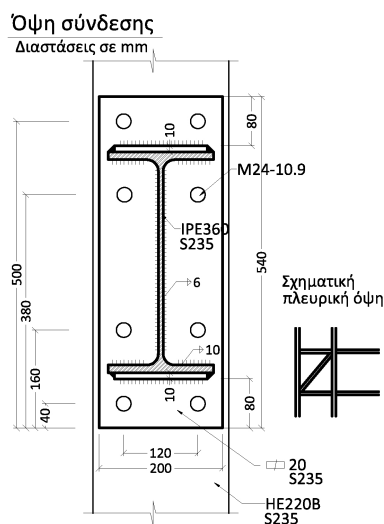


Σχ. 1: Διαμορφώσεις πλαισίων που επιλέχθηκαν για ανάλυση

Ο σχεδιασμός των πλαισίων έγινε με εφαρμογή των Ευρωκωδίκων 3 [12] και 8 [1], χρησιμοποιώντας το εμπορικό πρόγραμμα SAP2000[13]. Υιοθετήθηκε σεισμική επιτάχυνση εδάφους 0.36g και συντελεστής συμπεριφοράς  $q=5.5$  (παραδοχή υψηλής κλάσης πλαστιμότητας - DCH). Για τα υποστυλώματα πραγματοποιήθηκε ικανοτικός σχεδιασμός, εκτός από τα μονώροφα πλαίσια και τους κόμβους του τελευταίου ορόφου των πολυώροφων. Οι δοκοί θεωρήθηκε ότι εξασφαλίζονται σε όλο το μήκος τους έναντι πλευρικού λυγισμού. Η παραδοχή αυτή είναι πολύ συνηθισμένη σε περιπτώσεις πραγματικών πολυώροφων κατασκευών και υλοποιείται μέσω κατάλληλης σύνδεσης της δοκού με σύμμικτη πλάκα ή πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος. Σε αμιγώς μεταλλικές κατασκευές, η παραδοχή αυτή υλοποιείται με κατάλληλη διάταξη εγκάρσιων δοκών. Οι κόμβοι θεωρήθηκαν άκαμπτοι. Στις δοκούς λήφθηκαν υπόψη μόνιμα φορτία με χαρακτηριστική τιμή  $G=20\text{kN/m}$  και μεταβλητά με τιμή  $Q=20\text{kN/m}$ .

#### 4. ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΟΜΒΩΝ ΔΟΚΟΥ-ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

Ο σχεδιασμός των κόμβων δοκού-υποστυλώματος πραγματοποιείται με βασικό κριτήριο την ικανοποίηση της σχέσης (2). Επιπλέον, κρίνεται σκόπιμη η ικανοποίηση ορισμένων κανόνων σχεδιασμού. Καταρχήν, επιδιώκεται η αποτροπή πλαστικοποίησης του υποστυλώματος και ιδιαίτερα του φατνώματος του κόμβου. Επίσης, επιδιώκεται τα κρίσιμα συστατικά μέρη του κόμβου, από τα οποία θα προέλθει η απόσβεση ενέργειας, να διαθέτουν υψηλή πλαστιμότητα. Τέλος, θεωρείται χρήσιμη η μη ταύτιση των δύο ζωνών πλαστικοποίησης (δηλ. στον κόμβο και στη δοκό), αποτρέποντας έτσι το σχηματισμό μίας γενικευμένης ζώνης, που θα έθετε δυσκολίες στο χαρακτηρισμό και στην προσομοίωσή της. Η διακριτή παρουσία των δύο πλαστικοποιημένων ζωνών μπορεί να εξασφαλιστεί είτε με απομείωση της διατομής της δοκού (π.χ. με απότμηση πελμάτων - dogbone - σε κάποια μικρή απόσταση από τον κόμβο) ή με επαύξηση της αντοχής της πλησίον του κόμβου.



Υποστ.	Δοκός	$t_p$ (mm)	$M_{j,Rd}$ (KNm)	$M_{b,Rd}$ (KNm)	$S_{j,ini}$ (KNm/rad)	Άκαμπτος
HEB 220	IPE 330	16	188	189	138000	Ναι
HEB 240	IPE 360	18	245	240	179000	Ναι
HEB 320	IPE 450	22	409	400	279000	Όχι
HEB 220	IPE 360	20	245	240	170000	Ναι
HEB 300	IPE 400	20	312	307	210000	Ναι
HEB 200	IPE 330	18	186	189	128800	Ναι
HEB 220	IPE 360	20	244	240	169900	Ναι
	IPE 360	20	244	240	169900	Ναι
HEB 320	IPE330	16	187	189	136200	Ναι
	IPE360	18	240	240	170700	Ναι
HEB 340	IPE360	18	242	240	168400	Ναι
	IPE400	20	307	307	214000	Ναι
HEB 400	IPE400	20	313	307	204400	Ναι
	IPE450	22	398	400	262400	Όχι

Σχ. 2: Τυπική διαμόρφωση κόμβων και χαρακτηριστικές ιδιότητες τους ( $t_p$  πάχος μετωπικής πλάκας,  $M_{j,Rd}$ ,  $S_{j,ini}$  αντοχή και αρχική δυσκαμψία κόμβου και  $M_{b,Rd}$  αντοχή δοκού)

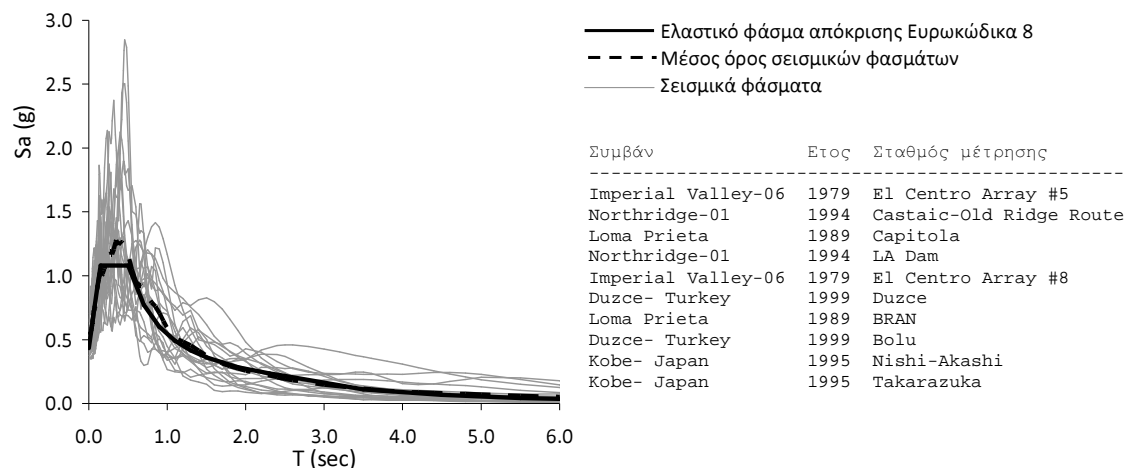
Οι κόμβοι επιλέχθηκε να είναι κοχλιωτοί με μετωπική πλάκα, οι οποίοι τυγχάνουν ευρείας αποδοχής στην πράξη και έχει αποδειχθεί [9-11] ότι μπορούν να προσφέρουν ικανοποιητική αντοχή, υψηλή πλαστιμότητα και σταθερή συμπεριφορά υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Η εκτίμηση της αντοχής και αρχικής δυσκαμψίας τους έγινε χρησιμοποιώντας το μέρος 1-8 του Ευρωκώδικα 3[14]. Στο Σχήμα 2 παρουσιάζεται η

διαμόρφωση του ακραίου κόμβου μεταξύ υποστυλώματος HE-220B και δοκού IPE360, καθώς και τα αποτελέσματα του σχεδιασμού όλων των κόμβων. Μια μικρή ανοχή στην επίτευξη του στόχου της σχέσης (2) είναι αναμενόμενη, λόγω της ασυνέχειας στις διαστάσεις και μηχανικές ιδιότητες των διαθέσιμων μέσων σύνδεσης. Για την αποφυγή ταύτισης των δύο πλαστικών ζωνών, επιλέχθηκε η ενίσχυση με λεπίδες των πελμάτων της δοκού, πλησίον του κόμβου. Έτσι ενισχύεται και το συστατικό μέρος του πέλματος και κορμού δοκού υπό θλίψη, το οποίο λόγω ενδεχόμενης τοπικής αστάθειας δεν χαρακτηρίζεται από υψηλή πλαστιμότητα. Η τοποθέτηση των ενισχύσεων στο φάτνωμα του υποστυλώματος είναι απαραίτητη προκειμένου να μην είναι κρίσιμα τα συστατικά μέρη του κορμού του υποστυλώματος. Επίσης, επιλέχθηκαν ισχυροί κοχλίες, ώστε τελικά κρίσιμα συστατικά μέρη και κύρια πηγή πλαστικής παραμόρφωσης να είναι η μετωπική πλάκα σε κάμψη και σε λίγες περιπτώσεις και το πέγμα του υποστυλώματος. Αυτές οι μορφές αστοχίας έχει αποδειχθεί [11,15] ότι διαθέτουν υψηλή πλαστιμότητα.

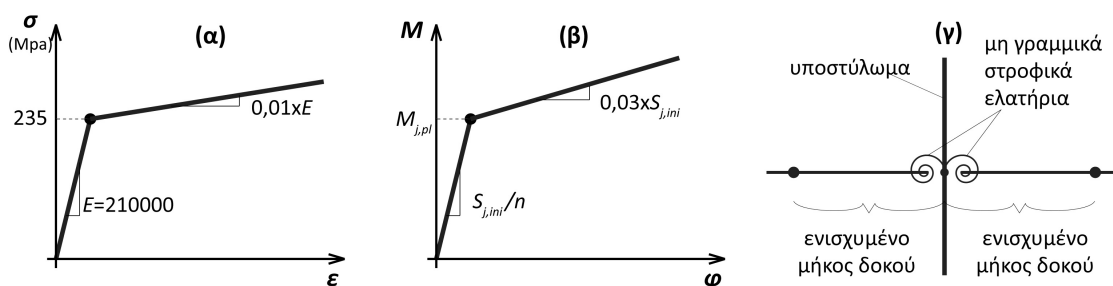
## 5. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ ΥΠΟ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΙΕΓΕΡΣΗ

Τα πλαίσια που επιλέχθηκαν, υποβλήθηκαν σε μη γραμμικές, δυναμικές αναλύσεις, υπό σεισμική διέγερση, σύμφωνα με 20 πραγματικές χρονοϊστορίες επιταχύνσεων. Η ανεύρεση των χρονοϊστοριών έγινε από τη βάση δεδομένων PEER[16]. Στο Σχήμα 3, παρουσιάζονται τα φάσματα επιταχύνσεων τους, καθώς και το ελαστικό φάσμα του Ευρωκώδικα 8[1] που υιοθετήθηκε για τον σχεδιασμό των πλαισίων. Κατά μέσον όρο τα φάσματα των χρονοϊστοριών προσεγγίζουν το φάσμα του κανονισμού. Στο Σχήμα 3, αναφέρεται και η προέλευση των σεισμικών χρονοϊστοριών. Πρόκειται για 10 διαφορετικές καταγραφές, όπου για την κάθε μία ελήφθησαν 2 χρονοϊστορίες: μία σε διεύθυνση παράλληλη στο ρήγμα και μία σε κάθετη. Έτσι, συγκεντρώθηκαν συνολικά 20 διαφορετικές, χωρίς κλιμάκωση, χρονοϊστορίες.

Οι μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν με το ελεύθερο πρόγραμμα OpenSees [17]. Τα μέλη προσομοιώθηκαν με μη γραμμικά στοιχεία δοκού (παραδοχές Bernoulli). Για το υλικό θεωρήθηκε ο διγραμμικός νόμος που φαίνεται στο Σχήμα 4α. Οι κόμβοι δοκού-υποστυλώματος προσομοιώθηκαν μέσω στροφικού ελατηρίου (Σχήμα 4γ). Ο νόμος  $M-\varphi$  των ελατηρίων θεωρήθηκε διγραμμικός και περιγράφεται στο Σχήμα 4β. Η ροπή πλαστικοποίησης  $M_{j,pl}$  και η αρχική δυσκαμψία  $S_{j,ini}$  προκύπτουν σύμφωνα το μέρος 1-8 του Ευρωκώδικα 3 [14] (Σχήμα 2) ενώ ο συντελεστής  $n$  [14], για κόμβους με μετωπική πλάκα θεωρείται ίσος με 2. Για την κλίση του πλαστικού κλάδου, χρησιμοποιείται εμπειρικός συντελεστής 0.03 επί της αρχικής δυσκαμψίας  $S_{j,ini}$ , που προέρχεται από αξιολόγηση πειραματικών δοκιμών της βιβλιογραφίας [11,15]. Τόσο για τον καταστατικό νόμο του υλικού των μελών, όσο και για τον νόμο  $M-\varphi$  των κόμβων, υιοθετήθηκε κινηματικός νόμος κράτνωσης. Λόγω της ενίσχυσης με λεπίδες των πελμάτων της δοκού, ένα μήκος ίσο με 0.20m, στο άκρο κάθε δοκού, θεωρήθηκε άκαμπτο. Η ιξώδης απόσβεση προσομοιώθηκε προσεγγιστικά μέσω της μεθόδου Rayleigh, με βάση την πρώτη και τρίτη ιδιομορφή και θεωρώντας σταθερό το ποσοστό της  $\zeta = 5\%$ . Στις δοκούς επιβλήθηκε επιπλέον ομοιόμορφο, στατικό φορτίο ίσο με 26 KN/m λαμβάνοντας έτσι υπόψη τη συμμετοχή κατά 30% των μεταβλητών δράσεων στο σεισμικό συνδυασμό. Η ίδια τιμή χρησιμοποιήθηκε για τον προσδιορισμό της μάζας της κατασκευής, με την παραδοχή συγκέντρωσης της στα άκρα κάθε στοιχείου. Η επίδραση των φαινομένων P-Δ ελήφθη υπόψη από το λογισμικό OpenSees [17] με τη μόρφωση κατάλληλου γεωμετρικού μητρώου, τόσο για τα υποστυλώματα όσο και για τις δοκούς.



Σχ. 3: Φάσματα απόκρισης σεισμικών χρονοϊστοριών



Σχ. 4: Καταστατικοί νόμοι για υλικό χάλυβα (α) και κόμβους δοκού-υποστυλώματος (β). Προσομοίωση κόμβων δοκού-υποστυλώματος (γ)

## 6. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

Κάθε ένα από τα έξι υπό εξέταση πλαίσια υποβλήθηκε διαδοχικά σε 20 μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις, μία για κάθε σεισμική χρονοϊστορία. Για λόγους σύγκρισης, οι συνολικά 120 αναλύσεις εκτελέστηκαν δύο φορές:

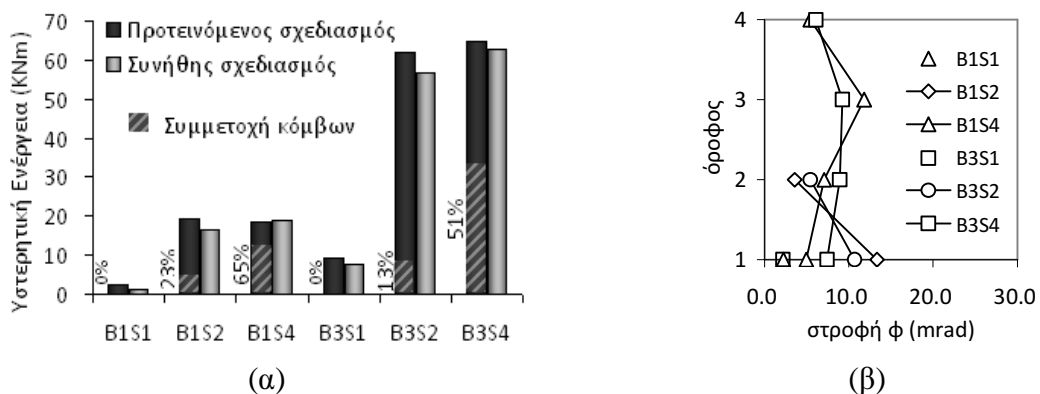
- με βάση τον προτεινόμενο σχεδιασμό των κόμβων, χρησιμοποιώντας στροφικά ελατήρια για την προσομοίωση τους, και
- με βάση τη συνήθη πρακτική σχεδιασμού και προσομοίωσης, θεωρώντας τους κόμβους συνεχείς (χωρίς ελατήρια) και χωρίς ενίσχυση των άκρων των δοκών.

Συνολικά επομένως, εκτελέστηκαν 240 μη γραμμικές, δυναμικές αναλύσεις (6x20x2).

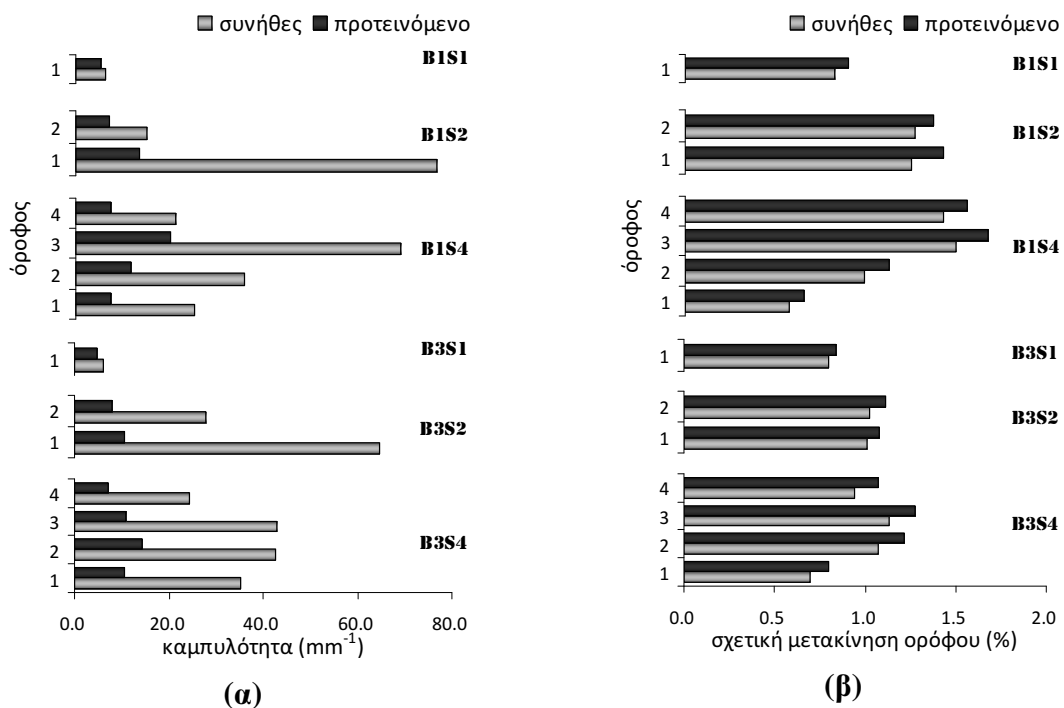
Στο Σχήμα 5α, παρουσιάζεται ο μέσος όρος της μετρούμενης υστερητικής ενέργειας (λόγω κάμψης) σε κάθε πλαίσιο για τις 20 χρονοϊστορίες. Παρατηρείται μία εμφανής αλλά γενικά μικρή αύξηση της υστερητικής ενέργειας, για τον προτεινόμενο σχεδιασμό των πλαισίων. Πιο σημαντική, ωστόσο, κρίνεται η προέλευση της υστέρησης. Για τον προτεινόμενο σχεδιασμό, ένα αξιόλογο ποσοστό προέρχεται από τους κόμβους, το οποίο μάλιστα αυξάνει με τον αριθμό των ορόφων. Για τα μονώροφα, η συμμετοχή των κόμβων στην υστερητική ενέργεια είναι μηδενική. Οι ζώνες πλαστικοποίησης στα μονώροφα (τα οποία εξαιρούνται ικανοτικού σχεδιασμού), αναπτύχθηκαν στα υποστυλώματα (κυρίως στη βάση). Αντίθετα, οι δοκοί και οι κόμβοι, διαθέτοντας υψηλότερη αντοχή, συμπεριφέρθηκαν ελαστικά.

Στο Σχήμα 5β παρουσιάζονται οι μέσοι όροι της μέγιστης εμφανιζόμενης στροφής των κόμβων σε κάθε πλαίσιο, για τις 20 χρονοϊστορίες. Πρόκειται δηλαδή για τις απαιτήσεις σε

στροφική ικανότητα των κόμβων. Οι τιμές που εμφανίζονται μπορούν άνετα να ικανοποιηθούν από τους κόμβους με μετωπική πλάκα, καθώς είναι αρκετά μικρότερες από πειραματικές ενδείξεις στροφικής ικανότητας του συγκεκριμένου τύπου [9-11]. Στο γεγονός αυτό συνηγορεί το ότι έχουν σχεδιαστεί με κρίσιμα συστατικά μέρη υψηλής πλαστιμότητας. Στο Σχήμα 6α παρουσιάζονται οι μέσοι όροι της μέγιστης εμφανιζόμενης καμπυλότητας στις δοκούς κάθε ορόφου, κάθε πλαισίου, για τις 20 χρονοϊστορίες. Πρόκειται δηλαδή για τις απαιτήσεις πλαστιμότητας των δοκών ανά όροφο. Η σύγκριση μεταξύ της προτεινόμενης μεθοδολογίας σχεδιασμού και της συνήθους αποδεικνύει μια σημαντική μείωση των απαιτήσεων πλαστιμότητας στις δοκούς (63% κατά μέσο όρο). Όπως είναι αναμενόμενο, η μείωση είναι πολύ μεγαλύτερη στα δίωροφα και τετραώροφα πλαίσια, στα οποία υπήρξε συμμετοχή των κόμβων στην απόσβεση υστερητικής ενέργειας. Στο Σχήμα 6β παρουσιάζονται οι μέσοι όροι της μέγιστης εμφανιζόμενης σχετικής οριζόντιας μετακίνησης των ορόφων κάθε πλαισίου, για τις 20 χρονοϊστορίες. Διαπιστώνεται ότι η ανάπτυξη ζώνης πλαστικοποίησης στους κόμβους δεν επιβάρυνε σημαντικά τις μετρούμενες σχετικές μετακινήσεις των ορόφων. Η μέση αύξηση σε σχέση με τον συνήθη σχεδιασμό είναι της τάξης του 11%.



Σχ. 5: Μέσος όρος υστερητικής ενέργειας (α) και μέσος όρος μέγιστης στρόφης κόμβων (β)



Σχ. 6: Μέσοι όροι (α) της μέγιστης καμπυλότητας δοκών, (β) της μέγιστης σχετικής οριζόντιας μετακίνησης ορόφων

## 7. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Ο προτεινόμενος σχεδιασμός των κόμβων σύμφωνα με τη σχέση (2) και τη διαμόρφωση που περιγράφηκε στην παράγραφο 4, οδηγεί σε έναν καταμερισμό των ζωνών απόσβεσης ενέργειας σε περισσότερες θέσεις εντός της κατασκευής. Το ευεργετικό αποτέλεσμα αυτού, είναι η ελάφρυνση των απαιτήσεων πλαστιμότητας σε κάθε θέση. Εναλλακτικά, το περιθώριο πλαστιμότητας που εμφανίζεται, μπορεί να διατεθεί για την παραλαβή αυξημένων σεισμικών δράσεων. Η συνολικά αποσβενόμενη υστερητική ενέργεια δε μεταβάλλεται σημαντικά. Επίσης, δεν επιβαρύνονται σημαντικά οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων, γεγονός που θα περιόριζε τη δυνατότητα εφαρμογής του προτεινόμενου σχεδιασμού.

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] CEN, Eurocode 8 (EN1998). Design of structures for earthquake resistance, 2004
- [2] Elnashai A.S., Elghazouli A.Y., “Seismic behaviour of semi-rigid steel frames”, *J. Constr. Steel Res.*, Vol.29, 1994, pp.149
- [3] Nader M.N., Astaneh A.A., “Shaking table tests of rigid, semirigid, and flexible steel frames”, *J. Str. Engineering*, Vol.122(6), 1996, pp.589
- [4] Osman A., Ghobarah A., Korol R.M., “Seismic performance of moment resisting frames with flexible joints”, *Eng. Structures*, Vol.15(2), 1993, pp.117
- [5] Lui E.M., Lopez A., “Dynamic analysis and response of semirigid frames”, *Eng. Structures*, Vol.19(8), 1997, pp 644
- [6] Fathi M., Daneshjoo F., Melchers R.E., “A method for determining the behaviour factor of moment-resisting steel frames with semi-rigid connections”, *Eng. Structures*, Vol.28, 2006, pp.514-531
- [7] Sekulovic M., Danilovic M.N., “Contribution to transient analysis of inelastic steel frames with semi-rigid connections”, *Eng. Structures*, Vol.30, 2008, pp.976
- [8] Aksoylar N.D., Elnashai A.S., Mahmoud H., “The design and seismic performance of low-rise long-span frames with semi-rigid connections”, *J. Constr. Steel Res.*, Vol.67, 2011, pp.114
- [9] Bernuzzi C., Zandoninin R., Zanon P., “Experimental analysis and modeling of semi rigid steel joints under cyclic reversal loading”, *J. Constr. Steel Res.*, Vol.38(2), 1996, pp.95
- [10] Sumner E.A., Murray T.M., “Behavior of extended end-plate moment connections subject to cyclic loading”, *J. Str. Engineering*, Vol.128(4), 2002, pp.501
- [11] Shi G., Shi Y., Wang Y., “Behavior of end plate moment connections under earthquake loading”, *Eng. Structures*, Vol.29, 2007, pp.703
- [12] CEN, Eurocode 3: Design of steel structures, 2005
- [13] SAP2000. Static and dynamic finite element analysis of structures. Version 14.2.0, Berkeley (California), Computers and Structures Inc., 2005.
- [14] CEN, Eurocode 3: Design of structures-Part 1-8: Design of joints, 2003
- [15] Coelho A.G., Bijlaard F.S., Silva L.S., “Experimental assessment of the ductility of extended end plate connections”, *Eng. Structures*, Vol.26, 2004, pp.1185
- [16] Pacific Earthquake Engineering Research Center, “PEER Ground Motion Database (PGMD) – Beta Version”, The Regents of the University of California, 2010
- [17] Mazzoni S., McKenna F., Scott M.H., Fenves G.L., et al. “OpenSees Command Language Manual”, The Regents of the University of California, 2007

# **DISSIPATION CAPACITY OF MOMENT-RESISTING STEEL FRAMES WITH PARTIAL STRENGTH JOINTS**

**Minas Lemonis**

Civil Engineer, PhD, postdoctoral researcher,  
Laboratory of Structural Analysis and Design, Dept. of Civil Engineering,  
University of Thessaly  
Volos, Greece  
e-mail: [mlemonis@central.ntua.gr](mailto:mlemonis@central.ntua.gr)

**Euripidis Mistakidis**

Associate Professor  
Laboratory of Structural Analysis and Design, Dept. of Civil Engineering,  
University of Thessaly  
Volos, Greece  
e-mail: [emistaki@civ.uth.gr](mailto:emistaki@civ.uth.gr)

## **SUMMARY**

The hysteretic energy dissipation capacity of moment resisting steel frames (MRF) with partial strength beam-to-column joints is investigated in this paper. According to the currently established design practice, the dissipative zones in frame structures are mainly allowed in beam members while adjacent joints are usually designed with over-strength. Even though Eurocodes allow the dissipative zone to be either in the beam member or in the joint, such a design finds limited use in practice. Furthermore, concurrent energy dissipation in beams and in adjacent joints is not permitted. In the paper, the response of typical 2D moment resisting frame configurations, under seismic actions is examined. The frames are designed so that dissipative zones both in beam member sections and in beam-to-column joints are facilitated. For this reason, the joints are designed without overstrength. The hysteretic response characteristics of these frames are estimated using dynamic nonlinear analysis for real seismic time histories and are compared with similar frames designed according to the typical design practice. The benefits of the proposed frame design in terms of energy dissipation capacity and ductility demands for the beams are presented and discussed.