

ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΤΗΡΙΩΝ ΣΕ ΣΕΙΣΜΟΓΕΝΕΙΣ ΠΕΡΙΟΧΕΣ

Ανδρέας Σπηλιόπουλος¹, Βασίλειος Κάρλος¹, Ιωάννης Βάγιας²

¹Υποψήφιοι διδάκτορες, ²Καθηγητής

Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Αθήνα, Ελλάδα

e-mail: spiliopa@central.ntua.gr

1. ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Είναι ευρέως γνωστό ότι οι σύγχρονοι κανονισμοί, που αφορούν το σχεδιασμό σε σεισμογενείς περιοχές, προβλέπουν την απορρόφηση της εισερχόμενης σεισμικής ενέργειας μέσω ανελαστικών παραμορφώσεων σε επιλεγμένες θέσεις της κατασκευής, οι οποίες ονομάζονται ζώνες απορρόφησης ενέργειας. Τα μεταλλικά κτηριακά πλαίσια σχεδιάζονται έτσι ώστε να εμφανίζουν ανελαστική συμπεριφορά κατά τη διάρκεια του σεισμού σχεδιασμού, η οποία διαφέρει ανάλογα με τον τύπο της κατασκευής. Η δεσπόζουσα παράμετρος της προαναφερθείσας ανελαστικής δράσης είναι οι παραμορφώσεις και όχι οι τάσεις που αναπτύσσονται στην κατασκευή. Για ανελαστική δράση τέτοιας μορφής και για τα όρια του υλικού σε θραύση δεν έχουν θεσπιστεί ακόμα κοινώς αποδεκτά κριτήρια σχεδιασμού. Σκοπός της παρούσης εργασίας είναι ο προσδιορισμός των απαιτήσεων σε παραμορφώσεις των ζωνών απορρόφησης ενέργειας κτηρίων με μεταλλικό φέροντα οργανισμό υπό σεισμική φόρτιση.

2. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Για μεγάλο χρονικό διάστημα οι μεταλλικές κατασκευές θεωρούντο ιδιαίτερα ανθεκτικές και πλάστιμες και συνεπώς ελάχιστα τρωτές στις σεισμικές δράσεις. Η αντιμετώπιση αυτή άλλαξε μετά τους σεισμούς του Northridge στην Καλιφόρνια και του Kobe στην Ιαπωνία το 1994 και 1995 αντίστοιχα. Παρατηρώντας τις βλάβες που καταγράφηκαν στους δύο προαναφερθέντες σεισμούς, καταδεικνύεται ότι αντίθετα με τα αναμενόμενα ήταν μεγάλος ο αριθμός των ψαθυρών αστοχιών που εμφανίστηκαν σε κόμβους δοκού υποστυλώματος και ειδικά στο σεισμό του Northridge που οι απαιτήσεις πλαστιμότητας ήταν χαμηλού επιπέδου. Από τα παραπάνω είναι προφανές ότι οι μεταλλικές αυτές κατασκευές δεν εκμεταλλευθήκαν το προνόμιο της αυξημένης πλαστιμότητας και της ανελαστικής συμπεριφοράς που αναμένονταν βάση του σχεδιασμού τους. Γίνεται λοιπόν σαφές ότι δεν είναι δεδομένη η ικανότητα των μεταλλικών πλαισίων να απορροφούν την εισερχόμενη από το σεισμό ενέργεια ανελαστικά, αλλά θα πρέπει αυτά να ικανοποιούν κριτήρια σχεδιασμού τα οποία δεν είναι, προς το παρόν, κοινώς αποδεκτά. Είναι σαφές ότι το πρόβλημα του καθορισμού της απαιτούμενης ικανότητας ενός μεταλλικού πλαισίου σε

παραμορφώσεις είναι πολυπαραμετρικό και εξαρτάται τόσο από τα χαρακτηριστικά της σεισμικής δόνησης όσο και από τα χαρακτηριστικά της κατασκευής.

Στη μεθοδολογία που ακολουθήθηκε το τρισδιάστατο προσομοίωμα κάθε υπό εξέταση κτηρίου επιλύεται μέσω ελαστικής δυναμικής ανάλυσης και διαστασιολογείται σύμφωνα με τα προβλεπόμενα στους Ευρωκώδικες EC8 και EC3. Μετά την διαστασιολόγηση και την τελική μόρφωση του φέροντος οργανισμού για κάθε κατασκευή παράγονται τα δυσδιάστατα πλαίσια που την συνθέτουν, τα οποία αναλύονται μέσω μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης. Για την ανάλυση αυτή χρησιμοποιούνται δέκα (10) διαφορετικά επιταχυνσιογραφήματα από πραγματικές σεισμικές δονήσεις κατάλληλα κλιμακωμένα. Τα αποτελέσματα της παραπάνω ανάλυσης χρησιμοποιούνται για τον προσδιορισμό των απαιτήσεων σε παραμορφώσεις για κτήρια με μεταλλικό φέροντα οργανισμό υπό σεισμική φόρτιση.

3. ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΦΟΡΕΩΝ

Η σχετική μετακίνηση των ορόφων μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως δείκτης των απαιτήσεων σε παραμορφώσεις του συνολικού μεταλλικού φορέα. Παρά ταύτα οι τιμές των μετακινήσεων μπορεί να διαφέρουν, εξαρτώμενες από την εκάστοτε χρησιμοποιούμενη τυπολογία των μεταλλικών πλαισίων κάθε φορέα. Σε πλαίσια ροπής, όπου η ανελαστική δράση αναμένεται επί το πλείστον συγκεντρωμένη στα άκρα των δοκών, η καθολική παραμόρφωση μπορεί να οριοθετηθεί μέσω των στροφών στις προαναφερθείσες θέσεις. Ο σκοπός της ανάλυσης είναι ο υπολογισμός των απαιτήσεων σε παραμορφώσεις του φέροντος οργανισμού μεταλλικών κτηρίων όταν αυτά υπόκεινται σε σεισμικές δράσεις. Η παραπάνω απαιτήσεις του συνολικού φορέα διαφοροποιούνται ανάλογα με τα χαρακτηριστικά της σεισμικής δράσεις αλλά και τα χαρακτηριστικά της κατασκευής. Για το λόγω αυτό εξετάστηκε πλήθος διαφορετικών τυπολογιών και χρησιμοποιήθηκαν πραγματικές καταγραφές τόσο Ελληνικών όσο και διεθνών σεισμών. Το στατικό σύστημα των εξετασθέντων κτηρίων συντίθεται από πλαίσια ροπής χωρικά ή και περιμετρικά με δοκούς διατομής IPE και HE και υποστυλώματα διατομής HE.

3.1 Επιλογή κτηρίων – μεθοδολογία

Με σκοπό την οριοθέτηση των απαιτήσεων σε παραμορφώσεις, εξετάστηκε πλήθος κτηρίων με διαφορετική τυπολογία. Τα κτήρια επιλέχθηκαν με τέτοιο τρόπο ώστε οι φέροντες οργανισμοί τους να αποτελούν αντιπροσωπευτικό δείγμα της σύγχρονης Ευρωπαϊκής πρακτικής. Έτσι επιλέχθηκαν οκτώ (8) κτήρια με διαφορετικό αριθμό ανοιγμάτων σε κάθε μια από τις δύο διευθύνσεις και με ύψος από τρεις (3) έως οκτώ (8) ορόφους (Πίνακας 1).

Κτήριο	Όροφοι	Αριθμός ανοιγμάτων (x)	Αριθμός ανοιγμάτων (y)	2Δ προσομ/μα	T ₁ [sec] 3Δ-	T ₁ [sec] 2Δ-
1	3	3	4	3x3	0,731	0,728
2	4	4	2	4x4	1,325	1,377
3	4	3	4	3x4	0,801	0,816
4	4	3	4	3x4	0,676	0,669
5	4	3	4	3x4	0,722	0,721
6	4	1	12	12x4	1,127	1,109
7	8	3	4	3x8	1,448	1,488
8	8	2	4	4x8	2,101	2,027

Πίν. 1. Τυπολογία εξετασθέντων κτηρίων.

Η διαστασιολόγηση των επιλεγθέντων κτηρίων έγινε μέσω στατικής και δυναμικής ιδιομορφικής ανάλυσης στο τρισδιάστατο χωρικό προσομοίωμα κάθε φορέα, ενώ ο υπολογισμός των απαιτήσεων σε παραμορφώσεις έγινε μέσω μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης στα επίπεδα πλαίσια που συνθέτουν το χωρικό προσομοίωμα αυτού.

3.2 Τρισδιάστατη ανάλυση και σχεδιασμός

Ο σχεδιασμός έναντι σεισμού έγινε μέσω φασματικής ιδιομορφικής ανάλυσης με χρήση του ελαστικού φάσματος εδαφικών επιταχύνσεων του Ευρωκώδικα 8. Με σκοπό την αποφυγή πολύπλοκων μη γραμμικών αναλύσεων, κατά τη φάση του σχεδιασμού, έγινε ελαστική ανάλυση και η ικανότητα των φορέων για την απορρόφηση ενέργειας ανελαστικά λήφθηκε υπόψη μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς q . Το πρόγραμμα ανάλυσης που χρησιμοποιήθηκε είναι το SAP2000 9.0.3. Οι βασικές παράμετροι σχεδιασμού είναι οι ακόλουθες:

• Μόνιμα φορτία (εκτός του ίδιου βάρους)	$G = 2 \text{ kN/m}^2$
• Κινητά φορτία	$Q = 5 \text{ kN/m}^2$
• Συντελεστής συνδυασμού μεταβλητών δράσεων	$\Psi_{Ei} = 0,3$
• Φασματική επιτάχυνση	0,36g
• Κατηγορία εδάφους	B
• Συντελεστής συμπεριφοράς	$q=6$
• Συντελεστής σπουδαιότητας	$\gamma_1 = 1.0$
• Απόσβεση	4%.

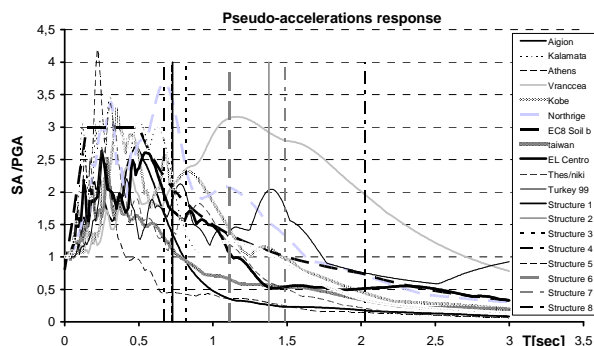
Ο σχεδιασμός του φορέα έγινε με βάση τα προβλεπόμενα στους κανονισμούς τόσο όσον αφορά τα φαινόμενα 2ας τάξεως όσο και τους περιορισμούς βλαβών λόγω σχετικών μετακινήσεων των ορόφων οι οποίες περιορίστηκαν στο 0,7%. Επίσης κατά την διαστασιολόγηση των μελών πραγματοποιήθηκε ικανοτικός έλεγχος κόμβων. Οι έλεγχοι έγιναν με βάση τον Ευρωκώδικα 3. Το αποτέλεσμα αυτής της διαδικασίας ήταν ο σχεδιασμός ενός πραγματικού κτηρίου σε σεισμογενή περιοχή με βάση τους ισχύοντες κανονισμούς.

3.3 Δυσδιάστατη μη γραμμική ανάλυση

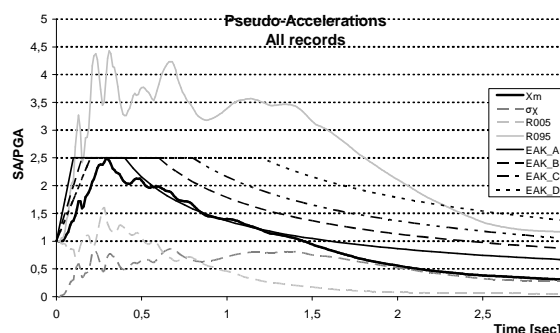
Όπως προαναφέρθηκε ο σκοπός της εργασίας είναι η οριοθέτηση των απαιτήσεων σε παραμορφώσεις μεταλλικών πλαισίων τα οποία ανήκουν σε κτήρια σχεδιασμένα με βάση τους ισχύοντες κανονισμούς. Για το λόγο αυτό η συμπεριφορά των επιλεγθέντων κτηρίων μελετήθηκε μέσω μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης με εν χρόνο ολοκλήρωση. Με σκοπό την διεξαγωγή συμπερασμάτων από ευρύ φάσμα σεισμικών καταγραφών κάθε κτήριο αναλύθηκε για δέκα (10) διαφορετικά επιταχυνσιογραφήματα Ευρωπαϊκών και διεθνών σεισμών (πίνακας 2). Το φάσμα επιτάχυνσης των επιλεγθέντων επιταχυνσιογραφημάτων σε αντιπαράθεση με το φάσμα σχεδιασμού του κανονισμού καθώς και η τιμή της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου των εξετασθέντων κτηρίων φαίνονται στο Σχήμα 1. Είναι σαφές ότι τόσο τα χαρακτηριστικά των σεισμικών καταγραφών όσο και αυτά των κτηρίων καλύπτουν ένα ευρύ πεδίο φορτίσεων αλλά και αποκρίσεων. Η μέση τιμή καθώς και τα ποσοστημόρια για 5% και 95% των φασμάτων επιτάχυνσης σε αντιπαράθεση με τα φάσματα σχεδιασμού του κανονισμού για διάφορες κατηγορίες εδάφους φαίνονται στο Σχήμα 2. Παρατηρούμε ότι οι σεισμοί που επιλέχθηκαν καλύπτουν όλες τις κατηγορίες εδάφους του κανονισμού και ιδιαίτερα την κατηγορία B για την οποία σχεδιάστηκαν τα κτήρια.

Τύπος	Θέση	PGA[g]
Near field European	Θεσσαλονίκη (1978)	0,144
	Καλαμάτα (1985)	0,294
	Αίγιο (1995)	0,543
	Αθήνα (1999)	0,298
Far field European	Vrancea Romania (1977)	0,198
Near field International	El. Centro	0,355
	Northridge USA (1994)	0,589
	Kobe Japan (1995)	0,833
	Taiwan (1999)	0,977
	Turkey (1999)	0,325

Πίν.2. Τύποι και χαρακτηριστικά σεισμικών καταγραφών.



Σχ. 1.: Φάσματα επιταχύνσεων των σεισμικών καταγραφών σε αντιπαράθεση με το φάσμα σχεδιασμού για έδαφος Β.

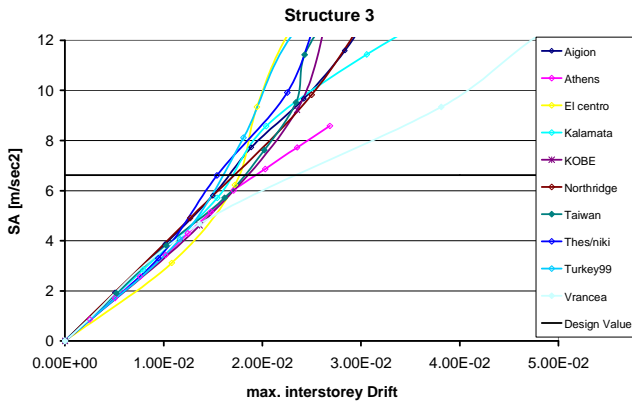


Σχ. 2.: Μέση τιμή των φασμάτων επιταχύνσεων των δέκα σεισμικών καταγραφών σε αντιπαράθεση με τα φάσμα σχεδιασμού για διάφορες κατηγορίες εδάφους.

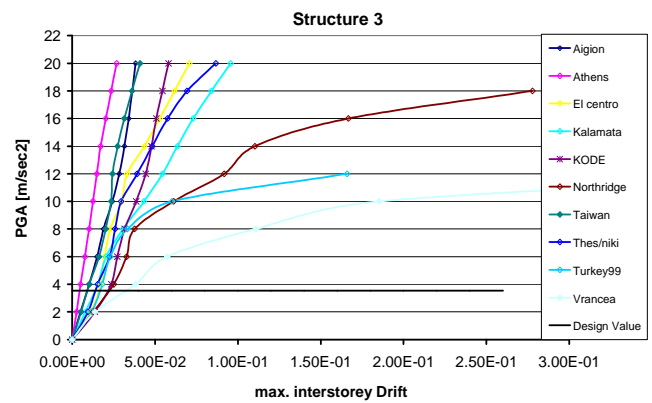
Η μη γραμμική απόκριση των φορέων εξετάστηκε παραμετρικά μέσω Επαυξητικής Δυναμικής Ανάλυσης (incremental dynamic analysis IDA) η οποία αποτελεί ένα ιδιαιτέρως χρήσιμο 'εργαλείο' αφού μας δίνει τη δυνατότητα να εκτιμήσουμε με ικανοποιητική ακρίβεια τη συμπεριφορά του κτηρίου για μεγάλο εύρος φορτίσεων. Η Επαυξητική Δυναμική Ανάλυση αποτελείται από μια σειρά μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων κλιμακούμενης έντασης. Κάθε ανάλυση χαρακτηρίζεται από δύο παραμέτρους, αυτή της έντασης και αυτή του μεγέθους προς παρατήρηση. Ως μέγεθος προς παρατήρηση επιλέχθηκε η μέγιστη σχετική μετακίνηση των ορόφων.

Οι παραπάνω αναλύσεις έγιναν για δύο διαφορετικές μεθόδους κλιμάκωσης των επιταχυνσιογραφημάτων. Στην πρώτη μέθοδο έγινε κλιμάκωση με βάση τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA), ενώ στην δεύτερη έγινε κλιμάκωση με βάση τη φασματική επιτάχυνση (SA) που αντιστοιχεί στη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο κάθε κτηρίου. Χαρακτηριστικά αποτελέσματα της (ΕΠΑ) για τους δύο διαφορετικούς τρόπους κλιμάκωσης φαίνονται στα Σχήματα 3 και 4.

Οι οριζόντιες γραμμές στα παραπάνω σχήματα αντιστοιχούν στις τιμές φασματικής και



Σχ. 3.: Κλιμάκωση με βάση την αντίστοιχη φασματική επιτάχυνση (SA).



Σχ. 4: Κλιμάκωση με βάση την μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA).

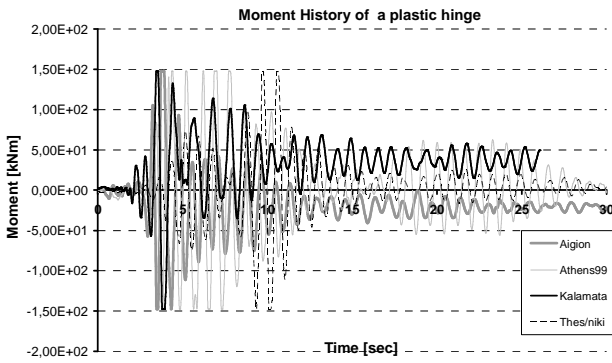
εδαφικής επιτάχυνσης σχεδιασμού. Από τα σχήματα παρατηρούμε ότι η διασπορά των αποτελεσμάτων της (ΕΠΑ) είναι σαφώς μικρότερη για κλιμάκωση με βάση τη φασματική επιτάχυνση κάθε κτηρίου απ’ ότι για κλιμάκωση γίνεται με βάση την μέγιστη εδαφική επιτάχυνση. Με βάση τα παραπάνω η κλιμάκωση των επιταχυνσιογραφημάτων επιλέχθηκε να γίνει στην τιμή της φασματικής επιτάχυνσης κάθε κτηρίου. Σημειώνεται ότι οι τιμές κάθε καμπύλης της (ΕΠΑ) προέρχονται από είκοσι (20) αναλύσεις με διαφορετικό συντελεστή κλιμάκωσης κάθε για μία από αυτές. Ο συνολικός αριθμός αναλύσεων συνεπώς είναι 8 (κτήρια) x 10 (επιταχυνσιογραφήματα) x ~20 (στάδια κλιμάκωσης) ≈ 1600. Για καθαρά υπολογιστικούς λόγους η μη γραμμική ανάλυση επιλέχθηκε να γίνει στα επίπεδα πλαίσια που συνθέτουν κάθε κτήριο. Το πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε είναι το DRAIN 2D.

4. ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΕΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ – ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΣΕ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΙΣ

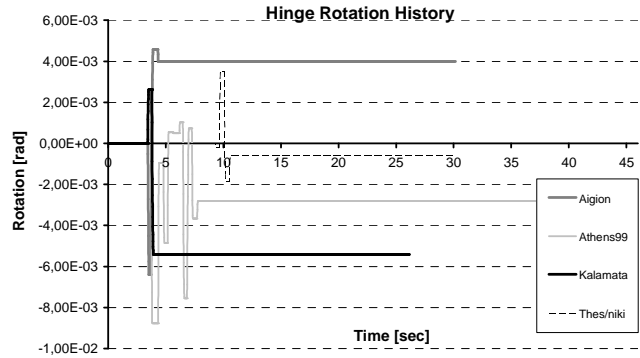
Από τα αποτελέσματα της γραμμικής δυναμικής ανάλυσης προέκυψε η χρονοϊστορία των εντατικών μεγεθών και την παραμορφώσεων των κτηρίων για κάθε μια από τις δέκα επιλεγθείσες σεισμικές καταγραφές. Στα Σχήματα 5 και 6 παρουσιάζονται αντιπροσωπευτικά αποτελέσματα για την χρονοϊστορία των ροπών και των στροφών σε θέση πλαστικής άρθρωσης του κτηρίου 3.

Μία καλή περιγραφή της συνολικής συμπεριφοράς μπορεί να δοθεί μέσω των σχετικών μετακινήσεων των ορόφων, όπως φαίνεται στο Σχήμα 7. Πιο αναλυτικά βλέπουμε ότι σε αυτό το κτήριο οι μέγιστες απαιτήσεις παρατηρούνται στον δεύτερο όροφο για τους περισσότερους σειμούς. Η μέση τιμή της στροφικής απαίτησης είναι ~1,8% ενώ η μέγιστη τιμή είναι ~3,4%, οι οποίες είναι αποδεκτές για μεταλλικά πλαίσια ροπής τα οποία πληρούν τις απαιτήσεις των κανονισμών όσον αφορά την ποιότητα του υλικού, τις συνδέσεις και την ποιότητα συγκολλήσεων.

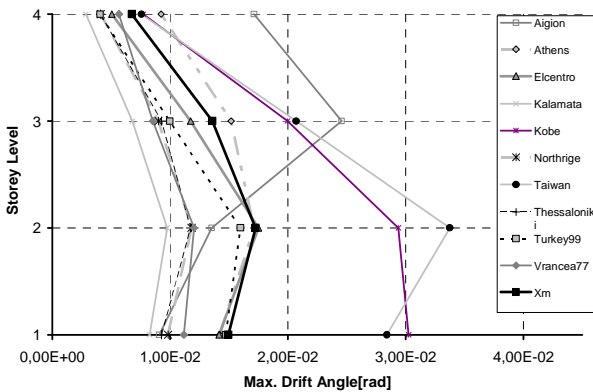
Αξίζει να σημειωθεί ότι ο Ευρωκώδικας 8 απαιτεί στροφική ικανότητα 3,5% για κατηγορία πλαστιμότητας H (high) και 2,5% για κατηγορία πλαστιμότητας M (medium).



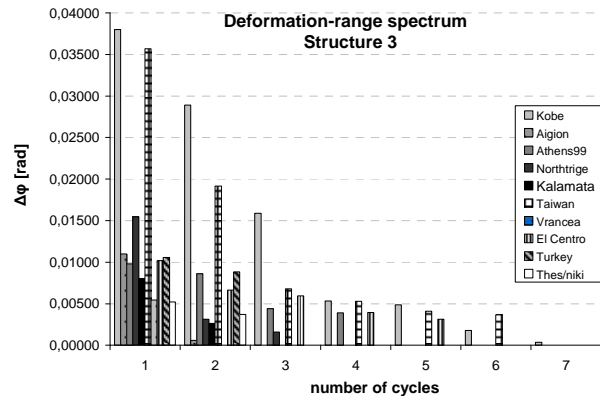
Σχ. 5: Χρονοϊστορία καμπτικών ροπών για Ελληνικούς σεισμούς.



Σχ. 6: Χρονοϊστορία πλαστικών στροφών για Ελληνικούς σεισμούς.



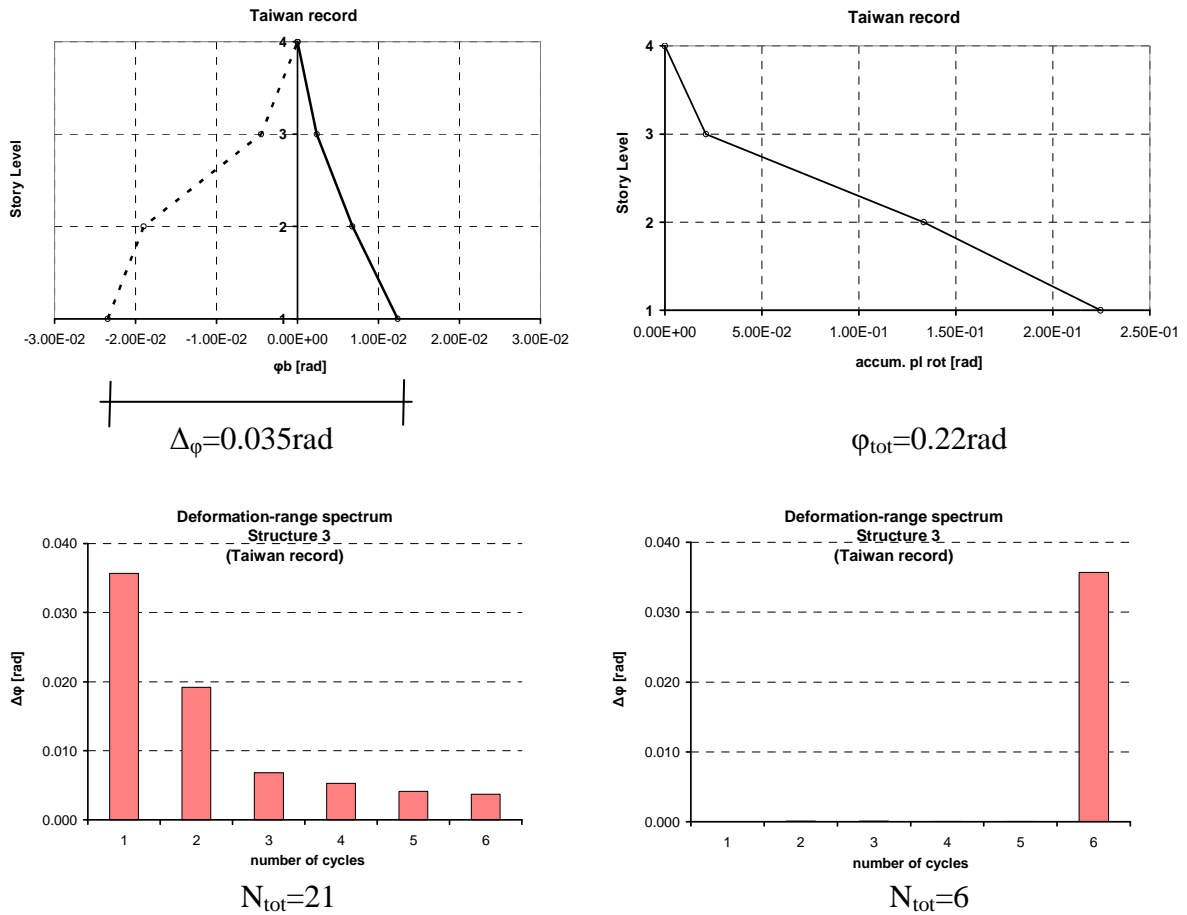
Σχ. 7: Απαιτήσεις στροφικής ικανότητας ορόφων για το κτήριο 3.



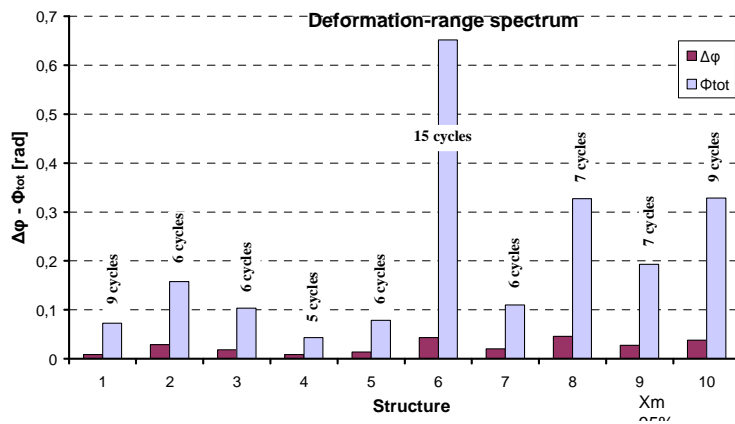
Σχ. 8: Ιστόγραμμα πλαστικών στροφών για το κτήριο 3.

Χρησιμοποιώντας αντίστοιχες μεθόδους με αυτές της κόπωσης (μέθοδος δεξαμενής) μπορεί να παραχθεί το φάσμα των πλαστικών στροφών από τις αντίστοιχες χρονοϊστορίες. Στο Σχήμα 8 παρουσιάζεται το ιστόγραμμα των πλαστικών στροφών για το σύνολο των σεισμών του κτηρίου 3. Για παράδειγμα για το σεισμό της Αθήνας παρατηρούμε ότι η πλαστική άρθρωση καλείται να ανταπεξέλθει σε ένα κύκλο με πλαστική στροφή ~1%, δύο κύκλους με ~0,8%, τρεις κύκλους με ~0,5% και τέσσερις κύκλους με ~0,4% και συνεπώς δέκα κύκλους με συνολική πλαστική στροφή ~5,7%. Από τα αποτελέσματα του σχήματος γίνεται αντιληπτό ότι υπάρχει διαφοροποίηση των αποτελεσμάτων ανάλογα με τη φόρτιση για όλους του κύκλους επαναλήψεων. Υποθέτοντας κανονική κατανομή των αποτελεσμάτων μπορούμε να υπολογίσουμε τη μέση τιμή αυτών καθώς και το ποσοστημόριο του 95%. Τα αποτελέσματα αυτά μπορούν να χρησιμοποιηθούν ως ιστορίες φόρτισης σε πειράματα, στη θέση αυτών που προβλέπουν οι Ευρωπαϊκοί κανονισμοί. Χρησιμοποιώντας σαν παράδειγμα τα αποτελέσματα του σεισμού της Taiwan τα οποία φαίνονται στο Σχήμα 9 παρατηρούμε ότι η μέγιστη θετική πλαστική στροφή είναι 0.012 rad, η ελάχιστη αρνητική 0.023 rad ενώ το σύνολο αθροιστικά των πλαστικών στροφών είναι $\Delta\phi_{acc} = 0.22$ rad. Το μέγιστο εύρος πλαστικής στροφής είναι $\Delta\phi = \phi_b \max + \phi_b \min = 0.035$ rad. Ο ισοδύναμος αριθμός κύκλων φόρτισης μπορεί να υπολογιστεί ως το πηλίκο του αθροίσματος των πλαστικών στροφών προς το εύρος αυτών. Το αποτέλεσμα αυτό $N =$

$0,22/0,035 = 6$ κύκλοι με σταθερό εύρος 0.035 rad είναι η ισοδύναμη απαίτηση σε παραμορφώσεις για το κτήριο όσον αφορά το συγκεκριμένο σεισμό. Με την παραπάνω προτεινόμενη μέθοδο γίνεται δυνατή η προσομοίωση της μεταβλητού εύρους δράσης του σεισμού μέσω μιας χρονοϊστορίας αποτελούμενης από κύκλους σταθερού εύρους.



Σχ. 9: Ιστόγραμμα πλαστικών στροφών για το σεισμό της Taiwan.



Σχ. 10: Ιστόγραμμα πλαστικών στροφών για όλους τους σεισμούς.

Το σύνολο των αποτελεσμάτων της εργασίας μπορεί μέσω στατιστικής επεξεργασίας να μας δώσει γενικότερου ενδιαφέροντος συμπεράσματα. Στο Σχήμα 10 παρουσιάζονται η μέση τιμή και το ποσοστημόριο του 95% για το εύρος ($\Delta\varphi$) και το αθροιστικό σύνολο ($\Delta\varphi_{acc}$) των πλαστικών στροφών για όλα τα κτήρια που εξετάστηκαν. Βλέπουμε ότι κατά μέσο όρο ένα κτήριο σχεδιασμένο με βάση τους ισχύοντες Ευρωκώδικες πρέπει να μπορεί να ανταπεξέλθει σε 7 κύκλους των $0,0275 \text{ rad}$ πλαστικής στροφής ή 9 κύκλους των $0,0378 \text{ rad}$ σαν ποσοστημόριο του 95%.

5. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

1. Πλήθος πραγματικών μεταλλικών πλαισίων σχεδιάστηκαν με βάση τους ισχύοντες Ευρωπαϊκούς κανονισμούς.
2. Η συμπεριφορά των μεταλλικών πλαισίων μελετήθηκε μέσω Επαυξητικής Δυναμικής Ανάλυσης (περίπου 1600 μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις)
3. Κατάλληλες μέθοδοι κλιμάκωσης χρησιμοποιήθηκαν για τον καθορισμό της απόκρισης των κατασκευών σε σχέση με το σχεδιασμό αυτών.
4. Χρησιμοποιώντας ευρέως αποδεκτές μεθόδους, παρήχθησαν μεταβλητού και σταθερού εύρους φάσματα παραμορφώσεων.
5. Η στατιστική αξιολόγηση των αποτελεσμάτων επέτρεψε τον υπολογισμό των απαιτήσεων σε παραμορφώσεις κατά μέσο όρο αλλά και σε ποσοστημόρια αυτών.
6. Τα αποτελέσματα μπορούν να χρησιμοποιηθούν ως δεδομένα για τον καθορισμό των απαιτήσεων σε παραμορφώσεις σε σχέση με την απαιτούμενη αντοχή τόσο σε αριθμητική όσο σε πειραματική έρευνα.

6. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1-1: prEN 1993-1-1 "General rules and rules for buildings", (12-2003)
- [2] Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 1: prEN 1998-1 "General rules, seismic actions and rules for buildings", Draft 2002
- [3] European Convention for Constructional Steelwork (ECCS). "Recommended testing procedure for assessing the behaviour of structural steel elements under cyclic loads" ECCS Publ. No 45, Rotterdam, The Netherlands, 1986
- [4] Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2002). Incremental Dynamic Analysis. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31(3): 491–514.
- [5] Vayas I., Dinu, F., Spiliopoulos, A.: Entwurfskriterien für Rahmentragwerke aus Stahl unter Erdbebenbeanspruchung, Bauingenieur 76, 2001, 527-533
- [6] Vayas, I., Sophocleous, A., Dinu, F.: Fatigue Analysis of Moment Resisting Steel Frames, J. of Earthquake Engineering, Vol 7, No 4, 2003, 635-654.

INELASTIC DEFORMATION REQUIREMENTS FOR STEEL BUILDINGS SUBJECTED TO SEISMIC LOADING

A. Spiliopoulos¹, V. Karlos¹, I. Vayas²

¹Phd Student, ²Professor,

National Technical University of Athens

Athens, Greece

e-mail: spiliopa@central.ntua.gr

SUMMARY

As widely known, modern design codes for buildings in seismic areas allow for during strong seismic motions energy dissipation due to inelastic deformations in parts of the structure, so-called dissipative zones. More specifically, seismic resistant steel buildings are designed in a way to exhibit a dissipative structural behaviour whose characteristics depend on the global structural typology. As structural parts yield, the governing parameter for design is not the applied stress or stress resultant, but the applied deformation or strain. The scope of the current work is the determination of the strain and, more generally, the deformation requirements imposed on the dissipative zones of steel building frames during strong seismic events. A further objective is to define characteristic deformation histories that shall be applied in cyclic tests to be performed in RWTH Aachen.

In the present study, several buildings with different configurations have been examined. The building configurations were selected so that they represent the vast majority of steel buildings in current European practice. For that purpose several configurations with different numbers of bays in the two orthogonal directions and number of storeys up to 8 were examined. The buildings have been designed according to the regulations of the relevant European Codes EC 3 and EC 8.

The overall structure was represented by means of a 3D model, which allowed the performance of the static and dynamic analyses and design in one step. Subsequently, representative 2D frame models of the overall structure have been produced that were used for the non-linear dynamic analyses. In order to obtain results over a wide range of events, the time response of all buildings to a large number of recorded European and International earthquakes was evaluated. The analysis provided the history of internal moments and forces and of the elastic and inelastic deformations for the buildings. Employing similar methodologies as in high-cycle-fatigue, like rain-flow counting methods, histograms of the plastic rotation ranges were derived. In such a manner, it is possible to define the local inelastic demands as a function of the earthquake and building type.