

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΤΡΙΩΡΟΦΗΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΕΝΗΣ ΜΕ ΤΟΥΣ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΕΣ



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Άννα Σ. Ζώτου

Επιβλέπων: Δημήτριος Βαμβάτσικος Αθήνα, Οκτώβριος 2017 ΕΜΚ ΔΕ 2017/11

Ζώτου Α. Σ. (2017). Αποτίμηση σεισμικής επιτελεστικότητας τριώροφης μεταλλικής κατασκευής σχεδιασμένης με τους Ευρωκώδικες Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2017/11 Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Zotou A. S. (2017). Seismic performance assessment of a 3-story steel building designed to the Eurocodes Diploma Thesis EMK ΔE 2017/11 Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

П	ερίληψη	. 2
Al	ostract	. 3
Eι	χαριστίες	. 4
1	Εισαγωγή 1.1 Γενικά 1.2 Η μεθοδολογία της αποτίμησης 1.3 Στόχοι Επιτελεστικότητας 1.4 Οργάνωση Περιεχομένων	.5 .5 .6 .8 .9
2	Παρουσίαση του κτιρίου 2.1 Γεωμετρία κτιρίου 2.2 Υλικά Κατασκευής 2.3 Φορτία-Μάζες Κατασκευής	10 10 12 14
3	Προσομοίωση του κτιρίου	15 15 17 19 23 23 25 28 37
4	Μη Γραμμικές Αναλύσεις	40 40 40 44
5	Αποτίμηση Συμπεριφοράς Κατασκευής 5.1 Καμπύλες Τρωτότητας 5.2 Εκτίμηση της Μέσης Ετήσιας Συχνότητας Υπέρβασης (MAF)	51 51 53
6	Συμπεράσματα	58
7	Βιβλιογραφία	59

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ ΕΜΚ ΔΕ 2017/11

Αποτίμηση σεισμικής επιτελεστικότητας τριώροφης μεταλλικής κατασκευής σχεδιασμένης με τους Ευρωκώδικες

Ζώτου Α. Σ. (Επιβλέπων: Βαμβάτσικος Δ.)

Περίληψη

Αποτιμάται η σεισμική επιτελεστικότητα τριώροφης μεταλλικής κατασκευής, η οποία έχει διαστασιολογηθεί σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες 3 και 8. Κατά τη μία διεύθυνση η κατασκευή λειτουργεί ως σύστημα πλαισίου ροπής, ενώ κατά την άλλη ως σύστημα χιαστί κεντρικών συνδέσμων δυσκαμψίας. Για τους συνδέσμους δυσκαμψίας εξετάζονται ένα λεπτομερές κι ένα απλοποιημένο προσομοίωμα. Στο λεπτομερές προσομοίωμα η διακριτοποίηση του συνδέσμου γίνεται σε στοιχεία δοκού στύλου με αρχικές ατέλειες γεωμετρίας, ενώ προσομοιώνονται και το κομβοέλασμα και η ευκαμψία της σύνδεσης. Το απλοποιημένο προσομοίωμα αποτελείται από μια μόνο ράβδο δικτυώματος, η οποία υπακούει σε νόμο υλικού, που προκύπτει από το αντίστοιχο λεπτομερές προσομοίωμα του συνδέσμου. Πιο συγκεκριμένα, το λεπτομερές προσομοίωμα κάθε συνδέσμου υποβάλλεται σε μονοτονική και ανακυκλιζόμενη φόρτιση κι από τις καμπύλες, που προκύπτουν, εξάγονται οι παράμετροι του νέου υλικού, ώστε οι συμπεριφορές των δύο προσομοιωμάτων να ταυτίζονται όσο το δυνατόν στις ανωτέρω φορτίσεις.

Για την ποιοτική εκτίμηση της συμπεριφοράς των προσομοιωμάτων εκτελούνται ιδιομορφικές και μη γραμμικές στατικές αναλύσεις (Pushover), ενώ για την αποτίμηση της σεισμικής επιτελεστικότητας εκτελούνται μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (IDA), ώστε να κατασκευαστούν καμπύλες τρωτότητας και να υπολογιστεί η μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης για διάφορα επίπεδα βλάβης. Ειδικά για τις δυναμικές αναλύσεις το απλοποιημένο προσομοίωμα προσφέρει ταχύτητα και αξιοπιστία στη σύγκλιση, οπότε και προτιμάται.

Εν τέλει, για το εύκαμπτο πλαίσιο ροπής εκτιμάται ως κρίσιμη η στάθμη περιορισμού των βλαβών, η οποία καθορίζει και τη διαστασιολόγησή του. Αντίθετα, το σύστημα κεντρικών συνδέσμων δυσκαμψίας, ως πιο δύσκαμπτο σύστημα, παρουσιάζεται κρίσιμο στους ελέγχους αντοχών σε οριακή κατάσταση αστοχίας.

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS FACULTY OF CIVIL ENGINEERING INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES

DIPLOMA THESIS EMK ΔE 2017/11

Seismic performance assessment of a 3-story steel structure designed to the Eurocodes

Zotou A. S. (supervised by Vamvatsikos D.)

Abstract

The performance of a 3story building, designed to Eurocodes 3 and 8, is assessed. The lateral-load resisting system is a moment-resisting frame in one axis and a concentrically X-braced frame in the other. Two different models are investigated for the braces, namely detailed and simplified. In the detailed model, the brace is subdivided into beam-column elements with initial geometry imperfections, while the gusset-plate and the flexibility of the connection are also modeled. The simplified brace model consists of a single truss element, whose material law is determined from the corresponding detailed model. Both monotonic and cycling loading tests are conducted for the detailed model of each brace to calibrate the parameters of the material law in each simplified model.

Eigenvalue and non-linear static analyses are executed for the qualitative seismic assessment of the structure, while Incremental Dynamic Analysis is undertaken to quantify its seismic performance by estimating the fragility curves and the mean annual frequency of exceedance of limit states. Especially for dynamic analysis, the simplified model accomplishes convergence speed and reliability, and its use is preferable.

Overall, the limit state of Damage Limitation is shown to govern for the design of the flexible moment frame. Contrarily, the design of the stiff concentrically braced frame depends on strength checks at the ultimate limit-state.

Ευχαριστίες

Αρχικά, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα κ. Βαμβάτσικο Δημήτριο, Επίκουρο καθηγητή της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ, για την ανάθεση της παρούσας εργασίας. Η επιστημονική του καθοδήγηση καθ' όλη τη διάρκεια της συνεργασίας μας, οι συμβουλές και το ενδιαφέρον του συνέβαλαν καθοριστικά στην ολοκλήρωση της εργασίας και το εκτιμώ ιδιαίτερα.

Επιπλέον, θα ήθελα να ευχαριστήσω τους φίλους και συμφοιτητές μου για τη συνεχή υποστήριξη και χωρίς αυτούς δε θα ήταν ίδια η καθημερινότητά μου εντός κι εκτός σχολής.

Τέλος, το μεγαλύτερο ευχαριστώ το οφείλω στην οικογένεια μου, και πιο πολύ στη μητέρα μου Ελένη, για τη συνεχή της στήριξη, την εμπιστοσύνη και την υπομονή της.

1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Ο σεισμός είναι ένα τυχαίο φαινόμενο, που μπορεί όμως να οδηγήσει σε ολέθριες συνέπειες. Ειδικά μετά τους καταστροφικούς σεισμούς του Northridge (1994) και του Kobe(1995), αναδείχθηκε η ανάγκη για μια πιο ορθολογική διαχείριση των αβεβαιοτήτων (φυσικών και επιστημονικών) κατά τον σχεδιασμό ή την αποτίμηση της συμπεριφοράς μιας κατασκευής. Η σύγχρονη αντισεισμική μηχανική, λοιπόν, εστιάζει στις αβεβαιότητες του σεισμού ως φόρτιση αναπτύσσοντας σημαντική πρόοδο σε θέματα προσομοίωσης της σεισμικής έντασης και εκτίμησης της συμπεριφοράς της κατασκευής μέσα σε ένα ευρύ φάσμα απόκρισης ανάλογα της πιθανότητας εμφάνισης της.



Αθήνα 1999

Kobe 1995



Northridge 1994

Taiwan 1999

Σχήμα 1.1: Αστοχίες σε δομικά έργα λόγω σεισμού

Σκοπός μας είναι η αποτίμηση της σεισμικής επιτελεστικότητας μιας ήδη διαστασιολογημένης μεταλλικής κατασκευής. Το τριώροφο κτίριο εξετάζεται ξεχωριστά κατά τις δύο διευθύνσεις, όπου κατά τη μία διεύθυνση λειτουργεί ως πλαίσιο ροπής και κατά την άλλη ως πλαισιακό σύστημα κεντρικών συνδέσμων δυσκαμψίας, ενώ παράλληλα εξετάζονται δυο διαφορετικοί τρόποι προσομοίωσης των μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας.

1.2 Η μεθοδολογία της αποτίμησης

Σε αντίθεση με τις στατικές φορτίσεις, ο σεισμός ως δυναμική φόρτιση εισάγει και την διάσταση του χρόνου. Σε μια στατική φόρτιση, η βασική ανίσωση ασφαλείας, που απαιτεί η αντίσταση της κατασκευής να είναι μεγαλύτερη της δράσης, δεν εξασφαλίζει το ίδιο επίπεδο ασφάλειας και στη δυναμική φόρτιση. Με άλλα λόγια, αν κατά τη διάρκεια ενός σεισμικού γεγονότος η ανίσωση αυτή δεν ισχύει, δε σημαίνει ότι έχει επέλθει και αστοχία της κατασκευής. Το βασικό ερώτημα είναι πόσες φορές κατά τη διάρκεια της ζωής του έργου η ανίσωση αυτή δεν ισχύει και τί συνέπειες θα έχει αυτό στην κατασκευή;

Η μεταβλητή φύση των σεισμικών φορτίων και η περιορισμένη γνώση σχετικά με την πολυπλοκότητα του εδάφους και της κατασκευής εισάγει στην ανάλυση δυο είδη αβεβαιοτήτων: α) οι φυσικές αβεβαιότητες, που έχουν να κάνουν με τη μεταβλητότητα της φύσης, π.χ. η κίνηση του εδάφους και β) οι επιστημονικές αβεβαιότητες, που σχετίζονται στην ανεπαρκή γνώση του μηχανικού σε διάφορα ζητήματα, όπως για παράδειγμα τις ιδιότητες του υλικού μιας υπάρχουσας κατασκευής. Είναι αναγκαία, λοιπόν, η εισαγωγή πιθανολογικών σεναρίων για τη σεισμική αποτίμηση μιας κατασκευής. Από την άλλη, οι κανονισμοί προτείνουν μια ντετερμινιστική προσέγγιση, όπου οι αβεβαιότητες λαμβάνονται υπόψη μέσω της επιλογής κατάλληλων συντελεστών ασφαλείας.

• <u>Μέθοδος PEER (Pacific Earthquake Engineering Research)</u>

Θεωρώντας κατανομή Poisson για τα σεισμικά γεγονότα, η συμπεριφορά της κατασκευής μπορεί να χαρακτηριστεί από το τρίπτυχο κόστος επιδιορθώσεων, διακοπή λειτουργίας και αριθμός θυμάτων και να υπολογιστεί από τη σχέση των Cornell-Krawinkler (2000):

$$\lambda(DV) = \iiint G(DV \mid DM) \cdot |dG(DM \mid EDP \mid \cdot \mid dG(EDP \mid IM \mid \cdot \mid d\lambda(IM))|, \quad (1.1)$$

όπου DV είναι μια ή ένα σύνολο μεταβλητών, όπως το κόστος επιδιορθώσεων, ο χρόνος αναμονής ή οι ανθρώπινες απώλειες, DM χαρακτηρίζει το μέγεθος των βλαβών, EDP είναι το μέτρο απόκρισης της κατασκευής της κατασκευής, όπως η ανηγμένη σχετική μετακίνηση ορόφου και IM είναι η σεισμική ένταση, συνήθως ως μέτρο έντασης επιλέγεται η φασματική επιτάχυνση της πρώτης ιδιοπεριόδου με απόσβεση 5%, $S_{\alpha}(T_1,5\%)$. Η συνάρτηση λ(y) υπολογίζει τη μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης (MAF) του y, ενώ G(x) είναι η αθροιστική συνάρτηση κατανομής της μεταβλητής x.

<u>Μέθοδος SAC/FEMA</u>

Παρά τη χρησιμότητα της συνολικής εποπτείας που προσφέρει η μεθοδολογία του PEER, πολλές φορές φαίνεται πιο πρακτικό να χρησιμοποιηθούν μόνο οι μεταβλητές DM, αποκλείοντας τις μεταβλητές DV. Έτσι η διαδικασία απλοποιείται με τη Σχέση 1.2, όπου υπολογίζει τη μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης ενός συγκεκριμένου ορίου βλαβών (limit state):

$$\lambda_{LS} = \int_{0}^{\infty} \left[\int_{0}^{\infty} F(EDP_{C} \mid EDP) f(EDP \mid IM) dEDP \right] \cdot \left| \frac{d\lambda(IM)}{dIM} \right| dIM , \qquad (1.2)$$

όπου F η αθροιστική συνάρτηση κατανομής, f η συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας και EDP_c η τιμή του μέτρου απόκρισης στο συγκεκριμένο επίπεδο βλαβών. Το εμφωλευμένο ολοκλήρωμα συχνά αναφέρεται ως $F(IM_c | IM)$, δηλαδή η αθροιστική συνάρτηση κατανομής του μέτρου έντασης του συγκεκριμένου ορίου βλαβών, γνωστή και ως συνάρτηση τρωτότητας. Εν γένει, οι τιμές EDP_c και IM_c ακολουθούν μια συγκεκριμένη στατιστική κατανομή (συνήθως λογαριθμική) και αφορούν ένα συγκεκριμένο επίπεδο/όριο βλαβών.

<u>Μέθοδος Monte Carlo</u>

Η προσομοίωση Monte Carlo βασίζεται σε στοχαστικές μεθόδους, όταν αναλυτικές εκφράσεις συναρτήσεων αποτυγχάνουν. Η πιθανότητα υπέρβασης ενός ορίου δίνεται από τη σχέση:

$$p_{LS} = \int\limits_{g(x)\ge 0} f_x(x) dx, \qquad (1.3)$$

Όπου $f_x(x)$ η κοινή συνάρτηση πιθανότητας των τυχαίων μεταβλητών, η συνάρτηση του ορίου βλαβών g(x)<0 προσδιορίζει την ασφαλή περιοχή και x είναι το διάνυσμα των τυχαίων μεταβλητών. Θεωρώντας ότι η μέθοδος Monte Carlo είναι βασισμένη στη θεωρία των μεγάλων αριθμών (N_∞) μια αμερόληπτη εκτιμήτρια της πιθανότητας δίνεται από:

$$p_{LS} = \frac{1}{N_{\infty}} \sum_{j=1}^{\infty} I(x_j), \qquad (1.4)$$

όπου x_j το j-οστό διάνυσμα των τυχαίων μεταβλητών, $I(x_j)$ είναι δείκτης της j-οστής προσομοίωσης και εξαρτάται με το αν η προσομοίωση υπερβαίνει ή όχι το επιθυμητό όριο βλαβών, δηλαδή:

$$I(x_i) = 1 \quad , \text{ av } g(x_i) \ge 0 \tag{1.5}$$

$$I(x_{j}) = 0 , \text{ av } g(x_{j}) < 0$$
(1.5)
(1.6)

Προκειμένου να εκτιμηθεί η πιθανότητα ένας επαρκής αριθμός ανεξάρτητων τυχαίων δειγμάτων (N_{sim}) δημιουργείται χρησιμοποιώντας μια συγκεκριμένη συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας του διανύσματος x και η πιθανότητα υπέρβασης ενός ορίου βλαβών δίνεται πλέον από τη σχέση:

$$p_{LS} \cong \frac{N_H}{N_{sim}},\tag{1.7}$$

όπου Ν_H ο αριθμός των προσομοιώσεων όπου το επιθυμητό όριο παραβιάζεται.

Το βασικό πλεονέκτημα της μεθόδου Monte-Carlo είναι η δυνατότητα διαχείρισης κάθε περίπτωσης ανεξαρτήτου πολυπλοκότητας, ωστόσο το υπολογιστικό κόστος είναι μεγάλο ειδικά για μικρές πιθανότητες αστοχίας.

1.3 Στόχοι Επιτελεστικότητας

Η κλασική μεθοδολογία αντισεισμικού σχεδιασμού των σύγχρονων κανονισμών (μέθοδος των δυνάμεων) εξετάζει τη συμπεριφορά της κατασκευής μέχρι να αρχίσουν οι βλάβες (ελαστική απόκριση) και δεν ασχολείται με το τι συμβαίνει μετά. Το ελάχιστο απαιτούμενο επίπεδο ασφάλειας και ο περιορισμός των βλαβών επιτυγχάνεται χρησιμοποιώντας κατάλληλη τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς. Οι προτεινόμενες στους κανονισμούς τιμές των συντελεστών προκύπτουν ύστερα από πειραματική και αναλυτική έρευνα, έτσι ώστε να διασφαλίζεται η προστασία της ανθρώπινης ζωής και η αποφυγή κατάρρευσης.

Αντίθετα, ο αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών με στάθμες επιτελεστικότητας (Performance- Based Design) βασίζεται στην αρχή του καθορισμού αποδεκτού επιπέδου ζημιών (στάθμης επιτελεστικότητας) ανάλογα με την πιθανότητα εμφάνισης της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού, δηλαδή στον καθορισμό του επιδιωκόμενου στόχου σεισμικής ικανότητας. Με άλλα λόγια η μέθοδος εξετάζει τον πραγματικό τρόπο που θα συμπεριφερθεί η κατασκευή σε διάφορα επίπεδα σεισμικής έντασης και το αντίστοιχο αναμενόμενο επίπεδο ζημιών.

Η μεθοδολογία των σταθμών επιτελεστικότητας εφαρμόζεται κυρίως για τον έλεγχο και την ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών κι αποτελεί τον βασικό κορμό των κανονισμών επεμβάσεων (π.χ. Ευρωκώδικας 8- Μέρος 3, Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων-ΚΑΝ.ΕΠΕ κλπ.).

Οι στόχοι της σεισμικής ικανότητας μιας κατασκευής αποτελούν συνδυασμό μιας στάθμης επιτελεστικότητας (δηλαδή του αποδεκτού επιπέδου βλαβών) και ενός επιπέδου σεισμικής έντασης, που συνήθως καθορίζεται από την αντίστοιχη πιθανότητα υπέρβασης. Όλοι οι κανονισμοί ορίζουν με μικροδιαφορές τρείς στάθμες επιτελεστικότητας για το φέροντα οργανισμό και τα μη-φέροντα στοιχεία, ανάλογα με το επίπεδο βλαβών. Σε ορισμένους κανονισμούς υπάρχουν και ενδιάμεσες στάθμες επιτελεστικότητας (π.χ. ATC-40).

Στο Μέρος 3 του ΕΚ8 ορίζονται οι εξής στάθμες επιτελεστικότητας:

- Οριακή κατάσταση περιορισμού βλαβών (Limit state of damage limitation), στην οποία το επίπεδο των βλαβών είναι μικρό και συνδυάζεται με σεισμική διέγερση με περίοδο επανάληψης 225 χρόνια (20% πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια)
- Οριακή κατάσταση σημαντικών βλαβών (Limit state of significant damage), όπου για την επαναχρησιμοποίηση της κατασκευής οι βλάβες πρέπει να

επισκευαστούν και συνδυάζεται με σεισμική διέγερση με περίοδο επανάληψης 475 χρόνια (10% πιθανότητα υπέρβασης στα 50 χρόνια)

 Οριακή κατάσταση οιονεί κατάρρευσης (Limit state of near collapse), στην οποία αναμένεται να εμφανιστούν εκτεταμένες μη-επισκευάσιμες κατά πλειονότητα ζημιές συνδυάζεται με περίοδο επανάληψης 2475 χρόνια (2% πιθανότητα υπέρβασης στα 50 χρόνια).

1.4 Οργάνωση Περιεχομένων

Στο δεύτερο κεφάλαιο παρουσιάζεται η γεωμετρία του κτιρίου, τα υλικά της κατασκευής και τα χαρακτηριστικά τους κατά τη φάση προσομοίωσης και αποτίμησης. Επίσης, παρουσιάζονται τα φορτία τα οποία λαμβάνονται υπόψη κατά το σεισμικό συνδυασμό.

Στο τρίτο κεφάλαιο παρουσιάζεται ο τρόπος προσομοίωσης του κτιρίου σε κάθε διεύθυνση. Πιο συγκεκριμένα για το πλαίσιο ροπής χρησιμοποιήθηκε ένα μοντέλο συγκεντρωμένης πλαστικότητας και τα δύο διαφορετικά προσομοιώματα το πλαισιακού συστήματος των κεντρικών συνδέσμων δυσκαμψίας. Η διαφορά των δυο προσομοιωμάτων έγκειται στην προσομοίωση του μεταλλικού συνδέσμου και της σύνδεσης του με την υπόλοιπη κατασκευή. Παρουσιάζεται η μεθοδολογία και γίνονται συγκρίσεις επί των αποτελεσμάτων του κάθε προσομοιώματος.

Στο τέταρτο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των γραμμικών και μη γραμμικών αναλύσεων, όπως ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης, η μη γραμμική στατική ανάλυση (pushover) και η μη γραμμική δυναμική ανάλυση (IDA).

Στο πέμπτο κεφάλαιο γίνεται η αποτίμηση της σεισμικής επιτελεστικότητας της κατασκευής μέσω της επεξεργασίας των αποτελεσμάτων των μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων. Πιο συγκεκριμένα για κάθε διεύθυνση κατασκευάζονται οι καμπύλες τρωτότητας και εκτιμάται η πραγματική μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης του σεισμού για την αντίστοιχη στάθμη επιτελεστικότητας, η οποία και συγκρίνεται με τη μέγιστη επιτρεπτή.

Στο έκτο κεφάλαιο γίνεται παρουσίαση των συμπερασμάτων που προέκυψαν από την προσομοίωση της κατασκευής και την αποτίμηση της σεισμικής επιτελεστικότητας.

2 Παρουσίαση του κτιρίου

2.1 Γεωμετρία κτιρίου

Το 3-όροφο κτίριο που μελετάται στην παρούσα εργασία έχει διαστασιολογηθεί στη διπλωματική εργασία της Ε.Μπαλαούρα (2016).Συγκεκριμένα, πρόκειται για ένα κτίριο συνολικού ύψους 12μ.,όπου για σεισμική διέγερση κατά τη διεύθυνση Χ έχουμε πλαισιακή λειτουργία, ενώ κατά τη διεύθυνση Υ ενεργοποιούνται οι κεντρικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας.



Σχήμα 2.1: Τρισδιάστατη άποψη του τριώροφου μεταλλικού κτιρίου

Οι διατομές των δοκών είναι από τη σειρά IPE, των υποστυλωμάτων HEB ή HEA και των συνδέσμων δυσκαμψίας SHS. Από το Σχήμα 2.2 φαίνεται ότι πρόκειται για ένα συμμετρικό κτίριο σε κάτοψη και σε όψη (καθ' ύψος).



Σχήμα 2.2: (a) Κάτοψη κτιρίου (β) Όψη κατά τον άξονα Υ (γ) Όψη κατά τον άξονα Χ (δ) Τρισδιάστατη απεικόνιση

Τα υποστυλώματα είναι τοποθετημένα, έτσι ώστε ο ισχυρός τους άξονας να λειτουργεί κατά τη διεύθυνση του πλαισίου ροπής. Οι δοκοί έχουν διαστασιολογηθεί ως σύμμικτες διατομές με συνεργαζόμενο πλάτος πλάκας σκυροδέματος beff=2m για τις εσωτερικές δοκούς και beff=1m για τις εξωτερικές. Οι συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων θεωρούνται συνδέσεις ροπής κατά τη διεύθυνση του πλαισίου και αρθρώσεις κατά τη διεύθυνση των συνδέσμων δυσκαμψίας. Αντίστοιχα, οι στηρίξεις των υποστυλωμάτων θεωρούνται πακτώσεις κατά X ενώ αρθρώσεις κατά Y. Για το συγκεκριμένο κτίριο έχει ληφθεί υπόψη και ο θλιβόμενος σύνδεσμος κατά τη φάση της διαστασιολόγησης και για τις ανάγκες της εργασίας χρησιμοποιήθηκαν τα λογισμικά ΕΤΑΒS και ADINA.

2.2 Υλικά Κατασκευής

Κατά τη φάση της διαστασιολόγησης χρησιμοποιήθηκε χάλυβας με μέτρο ελαστικότητας $E_s=210$ GPa και τάση διαρροής $f_y=350$ MPa, ωστόσο κατά τη φάση της αποτίμησης χρησιμοποιείται η αναμενόμενη τιμή κι όχι η ονομαστική τιμή της τάσεως διαρροής, που χρησιμοποιείται κατά τη διαστασιολόγηση. Πιο συγκεκριμένα για όλα τα μέλη του πλαισίου ροπής και του λεπτομερούς προσομοιώματος των συνδέσμων δυσκαμψίας χρησιμοποιήθηκε το υλικό uniaxialMaterial Steel02 από τη βιβλιοθήκη του OpenSees με όριο διαρροής 380 MPa και κρατυνση ίση με 0.003. Όσον αφορά το απλοποιημένο προσομοίωμα χρησιμοποιήθηκε υλικό με καταστατικό νόμο, που προέκυψε από το λεπτομερές προσομοίωμα. Η διαδικασία αυτή αναλύεται σε επόμενο σχετικό κεφάλαιο. Για τις παραμέτρους του υλικού uniaxialMaterial Steel02 ελήφθησαν οι τιμές R=20, c_{R1}=0.925, c_{R2}=0.15, α₁=α₃=0.005 και α₂=α₄=0.01.



Σχήμα 2.3: Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων υλικού uniaxialMaterial Steel02: (α)μονοτονική φόρτιση (β) υστερητική συμπεριφορά με ισοτροπική κράτυνση στη θλίψη.(OpenSees Wiki)

Στο μοντέλα των μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας πέρα από το υλικό uniaxialMaterial Steel02, προκειμένου να ληφθεί υπόψη κι η ολιγοκυκλική κόπωση των συνδέσμων λόγω ανακυκλιζόμενης φόρτισης χρησιμοποιήθηκε και το υλικό FatiqueMaterial. Το συγκεκριμένο υλικό δεν επηρεάζει τον αρχικό νόμο του υλικού στο όποιο υπακούει το μέλος αλλά συνυπολογίζει και τη συσσώρευση βλάβης σε αυτό. Όταν σε μια διατομή εξαντληθεί η αντοχή σε κόπωση τότε επέρχεται αστοχία λόγω κόπωσης. Δηλαδή, προσμετρά τη συσσωρευμένη βλάβη σε κάθε κύκλο φόρτισης και θεωρεί ότι το αρχικό υλικό αστόχησε όταν αυτό φτάσει μια μέγιστη ή μια ελάχιστη τιμή παραμόρφωσης. Στο Σχήμα 2.4 φαίνεται η συσσώρευση βλάβης στο στοιχείο σε κάθε κύκλο φόρτισης, μεταβλητού εύρους τάσεων.



Σχήμα 2.4: Ολιγοκυκλική κόπωση: (α)συσσώρευση βλάβης ανά κύκλο φόρτισης (β) χρονοϊστορία έντασης ανά κύκλο φόρτισης .(OpenSees Wiki)

2.3 Φορτία-Μάζες Κατασκευής

Κατά τη δυναμική απόκριση της κατασκευής μας ενδιαφέρει η μάζα της κατασκευής που ενεργοποιείται. Αυτή προκύπτει διαιρώντας τη δύναμη που προκύπτει από τα κατακόρυφα φορτία που φέρει η κατασκευή. Για μια σεισμική διέγερση τα φορτία αυτά περιλαμβάνουν τα ιδία βάρη των μελών της κατασκευής, τα μόνιμα και κινητά φορτία καθώς και το μόνιμο βάρος της τοιχοποιίας στις περιμετρικές δοκούς

Πίνακας 2.1: Οι μάζες κάθε ορόφου.

Όροφος	Μάζα (tn)
1	215
2	215
3	215

Όπως αναφέρθηκε παραπάνω το κτίριο είναι συμμετρικό κατά τις δυο διευθύνσεις, οπότε στις αναλύσεις για την κάθε διεύθυνση προσμετρήθηκε η μισή μάζα του κάθε ορόφου.

3 Προσομοίωση του κτιρίου

Και για τις δυο διευθύνσεις το κτίριο προσομοιώθηκε στο λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation). Πρόκειται για ένα ελεύθερο λογισμικό, το οποίο χρησιμοποιείται για την προσομοίωση της σεισμικής απόκρισης των κατασκευών, χρησιμοποιώντας μη γραμμικές αναλύσεις. Η προσομοίωση έγινε σε σύστημα δύο αξόνων (2D προσομοίωση), οπότε προσομοιώνονται μόνο τα κύρια στοιχεία της κατασκευής: δοκοί, υποστυλώματα, σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Το μήκος των δοκών θεωρείται ίσο με το μήκος του φατνώματος στο οποίο ανήκει και το μήκος των υποστυλωμάτων ίσο με το ύψος του ορόφου.

3.1 Συγκεντρωμένη ή κατανεμημένη πλαστικότητα;

Είναι γνωστό ότι τα δομικά υλικά συμπεριφέρονται γραμμικά και ελαστικά για σχετικά μικρές τιμές των τάσεων και των ανηγμένων παραμορφώσεων που αναπτύσσονται υπό την εξωτερική φόρτιση, δηλαδή ισχύει ο νόμος του Hooke, που συνεπάγεται αναλογία τάσεων σ και ανηγμένων παραμορφώσεων ε. Μετά, όμως, από κάποιο επίπεδο φόρτισης οι παραμορφώσεις αρχίζουν να μεγαλώνουν δυσανάλογα με την επιβαλλόμενη φόρτιση. Αυτή η κατάργηση της αναλογίας είναι γνωστή ως μη γραμμικότητα υλικού.

Στα προσομοιώματα των κατασκευών η μη γραμμικότητα υλικού λαμβάνεται υπόψη με δύο θεωρήσεις: α) Θεώρηση συγκεντρωμένης πλαστικότητας (concentrated plasticity), όπου η διαρροή επέρχεται ταυτόχρονα σε όλα τα σημεία της διατομής, μόλις τα εντατικά μεγέθη της διατομής ικανοποιήσουν το κριτήριο διαρροής της και β) θεώρηση κατανεμημένης πλαστικότητας (distributed plasticity), κατά την οποία η πλαστικοποίηση των διατομών πραγματοποιείται σταδιακά ανάλογα με την ικανοποίηση του κριτηρίου διαρροής σε χαρακτηριστικά σημεία καθ' ύψος της διατομής.



Σχήμα 3.1: Μοντέλα προσομοίωσης πλαστικότητας σε στοιχεία δοκού-στύλου (beam- column elements) κατά το NIST GCR 10-917-5 (NIST 2010)

Το απλούστερο μοντέλο υπολογιστικά είναι η προσομοίωση με συγκεντρωμένη πλαστικότητα, όπου οι πλαστικές παραμορφώσεις συγκεντρώνονται στα άκρα ενός γραμμικού-ελαστικού μέλους, οι οποίες εξαρτώνται από τις σχέσεις ροπών- καμπυλοτήτων της αντίστοιχης διατομής Σχήματα 3.1(α), 3.1(β). Από την άλλη, στην κατανεμημένη πλαστικότητα οι πλαστικές αρθρώσεις μπορούν να σχηματιστούν σε οποιαδήποτε θέση κατά μήκος του στοιχείου (αναλόγως της επιλογής προσομοίωσης από τα Σχήματα 3.1(α), 3.1(β), 3.1(γ)), ενώ η ανελαστικότητα εκφράζεται σε όρους τάσεων-παραμορφώσεων ,λόγω της αλληλεπίδρασης αξονικής-ροπής. Η επιλογή του καταλληλότερου τρόπου προσομοίωσης εξαρτάται από τον τρόπο με τον οποίο αναμένουμε να συμπεριφερθεί η κατασκευή, τις υποθέσεις και τις προσεγγίσεις που έχουν γίνει στο εξεταζόμενο μοντέλο.

Σε ένα πλαίσιο ροπής υπό σεισμική φόρτιση οι πλαστικές αρθρώσεις αναμένονται κατά βάση στα άκρα των μελών, οπότε και χρησιμοποιείται μοντέλο συγκεντρωμένης πλαστικότητας.



Σχήμα 3.2: Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στα μέλη ενός πλαισίου ροπής υπό οριζόντια φόρτιση (Lignos-Krawinkler AJSE 2011)

Ωστόσο, σε περιπτώσεις μελών όπου επιθυμείται λεπτομερέστερη παρακολούθηση της διακύμανσης των τάσεων και των παραμορφώσεων κατά μήκος του μέλους και καθ' ύψος της διατομής ή συμπεριφορές όπως τοπικός λυγισμός είναι αναγκαία η προσομοίωση με κατανεμημένη πλαστικότητα (NIST 2010). Έτσι, λοιπόν, στο σύστημα κεντρικών συνδέσμων δυσκαμψίας χρησιμοποιήθηκε κατανεμημένη πλαστικότητα (Σχήμα3.1(c))





Σχήμα 3.3: (α) Καθολικός λυγισμός μέλους (β) Τοπικός λυγισμός μέλους (Hsiao 2012)

3.2 Φαινόμενα 2^{ας} τάξεως

Η μη γραμμικότητα γεωμετρίας αναφέρεται στην εξέταση του φορέα στην παραμορφωμένη κατάσταση και όχι στην απαραμόρφωτη. Στην περίπτωση αυτή τα βαρυτικά φορτία δημιουργούν πρόσθετες εσωτερικές δυνάμεις στα μέλη και τις στηρίξεις τους. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.4 λόγω της αξονικής δύναμης P και της οριζόντιας μετακίνησης της κορυφής Δ δημιουργούνται πρόσθετες εσωτερικές ροπές ίσες με $Px\Delta$ στη βάση του υποστυλώματος χωρίς αύξηση των εξωτερικά επιβαλλόμενων δυνάμεων. Αυτή η αύξηση της εσωτερικής έντασης χωρίς αύξηση του επιβαλλόμενου φορτίου είναι γνωστή και ως φαινόμενο " $Px\Delta$ ".



Σχήμα 3.4: Καμπύλη τέμνουσας-μετατόπισης στύλου με/χωρίς φαινόμενα P-Δ (PEER/ATC 2010)

Αντίστοιχα, με τον στύλο και σε επίπεδο συνολικής κατασκευής τα φαινόμενα "PxΔ" επηρεάζουν σημαντικά τη σεισμική απόκριση των κτιρίων στην ανελαστική περιοχή (Chopra 2007). Όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.5 όσο ακόμα το κτίριο συμπεριφέρεται ελαστικά τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως δεν επηρεάζουν τη συνολική απόκριση της κατασκευής. Αντίθετα, όταν η κατασκευή περάσει στη μετελαστική περιοχή, τότε η επιρροή των φαινομένων αυτών είναι εμφανής, οδηγώντας σε γρήγορη μείωση της πλευρικής αντοχής της κατασκευής και τελικά στην κατάρρευση.



Σχήμα 3.5: Καμπύλες ικανότητας με/χωρίς φαινόμενα P-Δ (Chopra 2007).

3.3 Προσομοίωση Πλαισίου Ροπής

Όπως έχει ήδη αναφερθεί κατά τη μια διεύθυνση τα σεισμικά φορτία παραλαμβάνονται από τέσσερα πλαίσια ροπής. Λόγω συμμετρίας για την αποτίμηση συμπεριφοράς του κτιρίου κατ' αυτή τη διεύθυνση προσομοιώνεται το μισό κτίριο, οπότε έχουμε ένα εξωτερικό κι ένα εσωτερικό πλαίσιο.



Σχήμα 3.6: Προσομοίωμα 2D στο Opensees κατά τη διεύθυνση Χ: (α) εξωτερικό πλαίσιο (β) εσωτερικό πλαίσιο

Οι συνδέσεις των μελών θεωρούνται συνδέσεις ροπής χωρίς απομείωση της διατομής της δοκού(other-than-RBS) και οι στηρίξεις στο έδαφος πακτώσεις. Σε ένα πλαίσιο ροπής οι πλαστικές αρθρώσεις σχηματίζονται στα άκρα των μελών, οπότε και χρησιμοποιήθηκαν μέλη συγκεντρωμένης πλαστικότητας (Σχήμα 3.7). Αναλυτικότερα, όσο ακόμα το μέλος βρίσκεται στην ελαστική περιοχή αυτό λειτουργεί ενιαία, όταν όμως τα άκρα πλαστικοποιηθούν τότε είναι σα να έχουμε τρία μέλη σε σειρά, όπου το καθένα λειτουργεί με τη δική του δυσκαμψία: δυο στροφικά ελατήρια στα άκρα του μέλους κι ένα στοιχείο δοκού που λειτουργεί ελαστικά (Ibarra & Krawinkler 2005). Η πλαστική άρθρωση θεωρούμε ότι εκτείνεται σε μήκος ίσο με το 1‰ του μήκους του στοιχείου στο οποίο αναπτύσσεται.



Σχήμα 3.8: Στοιχείο δοκού με συγκεντρωμένη πλαστικότητα στα άκρα (Mazzoni et al. 2006).

Για την προσομοίωση αυτών των μελών, δοκών και υποστυλωμάτων, χρησιμοποιήθηκε από τη βιβλιοθήκη του Opensees το υλικό beamWithHinges. Η προσομοίωση των πλαστικών αρθρώσεων-στροφικών ελατηρίων έγινε σύμφωνα με το μοντέλο των Ibarra & Krawinkler (2005) (Σχήμα 3.1), όπου οι σχέσεις για τον υπολογισμό των τιμών στην καμπύλη ροπών-στροφών (Μ-θ) έχουν προταθεί από τους Lignos & Krawinkler για συνδέσεις χωρίς απομείωση της διατομής της δοκού(other-than_RBS).



Σχήμα 3.9: Τροποποιημένο μοντέλο Ibarra & Krawinkler (2005) υπολογισμού ροπών-στροφών (Μ-θ)

Οι τιμές του διαγράμματος Μ-θ υπολογίστηκαν με βάση τις σχέσεις των Lignos&Krawinkler (2011). Η ροπή διαρροής M_y της διατομής ισούται με την πλαστική ροπή αντοχής M_{pl}=f_y·W_{pl}, όπου W_{pl} η πλαστική ροπή αντίστασης της εκάστοτε διατομής. Ο λόγος της μέγιστης ροπής προς τη ροπή διαρροής ισούται με 1.10,

$$M_c / M_y = 1.1,$$
 (3.1)

ενώ ο λόγος της εναπομένουσας ροπής αντοχής προς τη ροπή διαρροής ισούται με 0.4

$$M_r / M_y = 0.4$$
, (3.2)

Όσον αφορά τις στροφές στα άκρα του μέλους υπολογίστηκαν ως εξής: Για κάθε μέλος και για κάμψη διπλής καμπυλότητας η στροφή διαρροής θy ισούται με My/6EI/L, όπου L το μήκος του μέλους. Για τον υπολογισμό των στροφών θ_p, θ_{pc} του διαγράμματος χρησιμοποιήθηκαν οι παρακάτω σχέσεις για συνδέσεις δοκού χωρίς απομείωση διατομής και ύψος διατομής,

$$\theta_{p} = 0.0865 \cdot \left(\frac{h}{t_{w}}\right)^{-0.365} \cdot \left(\frac{b_{f}}{2 \cdot t_{f}}\right)^{-0.140} \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^{0.340} \cdot \left(\frac{d}{533}\right)^{-0.721} \cdot \left(\frac{F_{y}}{355}\right)^{-0.230}, \quad (3.3)$$

$$\theta_{pc} = 7.50 \cdot \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.610} \cdot \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f}\right)^{-0.710} \cdot \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0.110} \cdot \left(\frac{d}{533}\right)^{-0.161} \cdot \left(\frac{F_y}{355}\right)^{-0.320}, \quad (3.4)$$

όπου ο λόγος L_b/r_y λαμβάνεται υπόψη ίσος με 50 και το όριο διαρροής F_y ίσο με την αναμενόμενη τιμή των 380MPa.

Ως μήκος L θεωρείται το μισό μήκος του στοιχείου για τις δοκούς και τα υποστυλώματα του δεύτερου και τρίτου ορόφου. Για τις στροφές στα άκρα των υποστυλωμάτων του ισογείου ως μήκος L για τη βάση θεωρείται το 70% του μήκους του υποστυλώματος, ενώ για την κορυφή το 30% του συνολικού μήκους του υποστυλώματος και τελικά για την πλαστική στροφή στα άκρα λαμβάνεται υπόψη η μέση τιμή τους. Αυτό γίνεται ως μια προσέγγιση του διαγράμματος ροπών των στοιχείων.

Η μέγιστη στροφή θ_u εξαρτάται σημαντικά από την ιστορία φόρτισης. Για μέλη τα οποία υποβάλλονται σε συμμετρική ανακυκλιζόμενη φόρτιση η στροφή θ_u ισούται με 0.06 rad, ενώ μπορεί να είναι και 3 φορές μεγαλύτερη σε μονοτονικές φορτίσεις. Η σεισμική ένταση αποτελεί μια ενδιάμεση φόρτιση, γι' αυτό και η μέγιστη στροφή λαμβάνει ενδιάμεσες τιμές.

Διατομή	Όροφος	W _{pl,y} (cm ³)	M_{y}	M _c	M_{r}
IPE330	1,2,3	804	305.52	336.072	122.208
IPE400	1,2,3	1307	209.12	230.032	83.648
HEB260	1,2,3	1283	487.54	536.294	195.016
HEB280	1,2,3	1534	582.92	641.212	233.168
HEB340	1,2,3	2408	915.04	1006.544	366.016

Πίνακας 3.1: Τιμές ροπών διατομών σε kNm.

Διατομή	Όροφος	θ_{y}	θ_{p}	θ_{pc}	θ_{c}	θ_{r}	θ_{u}
IPE330	1,2,3	0.0168	0.0581	0.1308	0.0746	0.0833	0.10
IPE400	1,2,3	0.0136	0.0466	0.1263	0.0602	0.0804	0.10
HEB260	1	0.0104	0.0752	0.1809	0.0856	0.1151	0.12
HEB260	2,3	0.0104	0.0766	0.1809	0.0870	0.1151	0.12
HEB280	1	0.0096	0.0679	0.1702	0.0775	0.1083	0.11
HEB280	2,3	0.0096	0.0692	0.1702	0.0788	0.1083	0.11
HEB340	1	0.0079	0.0547	0.1717	0.0627	0.1092	0.11
HEB340	2,3	0.0079	0.0706	0.1717	0.0786	0.1092	0.11

Πίνακας 3.2: Τιμές στροφών διατομών σε rad.

3.4 Προσομοίωση Πλαισιακού Συστήματος Κεντρικών Συνδέσμων Δυσκαμψίας

Για την προσομοίωση του κτιρίου κατά τη διεύθυνση με τους συνδέσμους δυσκαμψίας χρησιμοποιήθηκαν δύο διαφορετικά προσομοιώματα. Η μόνη διαφορά ανάμεσα στα δυο μοντέλα ήταν ο τρόπος προσομοίωσης των μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας. Το συγκεκριμένο μοντέλο περιλαμβάνει στοιχεία δοκού-στύλου (beam-column elements) για την προσομοίωση των μελών και στοιχεία μηδενικού μήκους (zero-length elements) για την προσομοίωση των συνδέσεων.



Σχήμα 3.10: Γεωμετρία πλαισιακού συστήματος κεντρικών συνδέσμων δυσκαμψίας



Σχήμα 3.11: Προσομοίωμα 2D πλαισιακού συστήματος κεντρικών συνδέσμων δυσκαμψίας στο OpenSees

Οι συνδέσεις των δοκών με τα υποστυλώματα θεωρήθηκαν συνδέσεις τέμνουσας και οι στηρίξεις στο έδαφος αρθρώσεις. Το πλαίσιο αναλαμβάνει το ½ των βαρυτικών φορτίων, αφού υπάρχουν δύο πλαίσια σε αυτή τη διεύθυνση. Ωστόσο, στο μοντέλο για την ανάληψη αυτών των φορτίων χρησιμοποιήθηκε ο στύλος P-Δ (leaning column). Πρόκειται για ένα στοιχείο το οποίο συμπεριφέρεται ελαστικά (element elasticBeamColumn), με χαρακτηριστικά (A,I) ίσα με το άθροισμα των υπόλοιπων υποστυλωμάτων (Σχήμα 3.12) του μισού κτιρίου. Η στήριξη του θεωρήθηκε, επίσης, άρθρωση. Η διαφραγματική λειτουργία της πλάκας σκυροδέματος διασφαλίστηκε με την ταύτιση του βαθμού ελευθερίας (equalDOF), κατά την οριζόντια διεύθυνση, των αντίστοιχων κόμβων δοκού-υποστυλώματος-στύλου P-Δ κάθε ορόφου.



Σχήμα 3.12: Ο στύλος ΡΔ προκύπτει ως το άθροισμα του εμβαδού διατομής και της ροπής αδράνειας του μισού κτιρίου

Τα παραπάνω αποτελούν τα κοινά σημεία των δύο διαφορετικών μοντέλων και παρακάτω αναλύεται ο τρόπος προσομοίωσης των μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας.

3.4.1 Λεπτομερές Προσομοίωμα

Συστατικά μέρη του λεπτομερούς προσομοιώματος είναι η μεταλλική ράβδος, το κομβοέλασμα το όποιο ενώνει τη ράβδο με τα υπόλοιπα μέλη της κατασκευής καθώς κι η σύνδεση τους.



Σχήμα 3.13: Προσομοίωση συνδέσμου, κομβοελάσματος και της σύνδεσης τους (Hsiao et al. 2012)

Αρχικά, όσον αφορά το υλικό, πέρα από τον χάλυβα uniaxialMaterial Steel02 τα χαρακτηριστικά του οποίου αναφέρθηκαν στο σχετικό υποκεφάλαιο, προκειμένου να ληφθεί υπόψη κι η ολιγοκυκλική κόπωση των συνδέσμων λόγω ανακυκλιζόμενης φόρτισης χρησιμοποιήθηκε και το υλικό FatiqueMaterial. Τα κομβοελάσματα αποτελούν τους συνδετικούς κρίκους των μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας με την υπόλοιπη κατασκευή, δοκοί και υποστυλώματα. Στο συγκεκριμένο μοντέλο προσομοιώνονται ως άκαμπτα στοιχεία(rigid links) με δεκαπλάσιο εμβαδόν και ροπή αδράνειας από τους συνδέσμωυς με τους οποίους συνδέονται. Η σύνδεση των συνδέσμων με τα κομβοελάσματα έχει προσομοιωθεί σύμφωνα με το μοντέλο των Hsiao et al.(2008), κατά το οποίο η σύνδεση συμπεριφέρεται σαν ένα στροφικό ελατήριο, δηλαδή κάτι ενδιάμεσο σε άρθρωση και πάκτωση. Η καμπύλη ροπών-στροφών (Μ-θ) του στροφικού ελατηρίου κατασκευάζεται σύμφωνα με τις Σχέσεις (3.5) και (3.6) οι οποίες εξαρτώνται από τα χαρακτηριστικά του κομβοελάσματος.

$$K_{rot} = \frac{E}{L_{avg}} \cdot \left(W_w \cdot \frac{t_p^2}{12} \right), \tag{3.5}$$

$$M_{y} = \left(\frac{W_{w} \cdot t_{b}^{2}}{6}\right) \cdot F_{y,gusset}, \qquad (3.6)$$

όπου E το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα, L_{avg} το μέσο μήκος των L_I , L_2 , L_3 (Σχήμα 3.4), W_w το πάτος ορισμένο από μια γωνία προβολής 45°, t_p το πάχος του κομβοελάσματος και $F_{y,gusset}$ το όριο διαρροής του χάλυβα



Σχήμα 3.14: Προσομοίωση σύνδεσης κατά Hsiao et al. (α) γεωμετρικά χαρακτηριστικά κόμβου (β) καμπύλη συμπεριφοράς μη γραμμικού στροφικού ελατηρίου (Hsiao 2012).

Προκειμένου να συμβεί ο λυγισμός των συνδέσμων έχει δοθεί μια αρχική ατέλεια στο μέλος ίση με το 1/250 του καθαρού μήκους του. Γενικότερα, ο λυγισμός του μέλους συμβαίνει κατά τον ασθενή άξονα του μέλους γι' αυτό και σε ένα 2D μοντέλο πρέπει να προσέξουμε ποιον προσανατολισμό θα δώσουμε στο μέλος. Στο παρόν κτίριο οι σύνδεσμοι κάθε ορόφου είναι κοίλης τετραγωνικής διατομής, οπότε το μέλος έχει την ίδια συμπεριφορά σε κάθε διεύθυνση. Σε περίπτωση που το μέλος είχε διατομή με χαρακτηριστικά (ροπή αδράνειας, ακτίνα αδράνειας) διαφορετικά σε κάθε άξονα στο επίπεδο που το εξετάζουμε θα δίνονταν τα χαρακτηριστικά του ασθενή άξονα, ο οποίος είναι και ο κρίσιμος, ανεξαρτήτως προσανατολισμού του μέλους. Για την αποφυγή προβλημάτων σύγκλισης σε περίπτωση λυγισμού, στην ίδια θέση με τον σύνδεσμο υπάρχει κι ένα στοιχείο δικτυώματος (element corotTruss) με δυσκαμψία όση αυτή του πραγματικού μέλους.

Για το γεωμετρικό μετασχηματισμό από το τοπικό άξονα του μέλους στον καθολικό άξονα ,επιλέγεται για τις δοκούς γραμμικός (linear transformation), ενώ για τα υποστυλώματα PDelta Transformation για να ληφθούν υπόψη τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως.



Σχήμα 3.15: Λεπτομερές Προσομοίωμα πλαισιακού συστήματος κεντρικών συνδέσμων δυσκαμψίας

3.4.2 Απλοποιημένο Προσομοίωμα

Το απλοποιημένο προσομοίωμα προκύπτει από το λεπτομερές και μετά από επιβαλλόμενες φορτίσεις στους συνδέσμους δυσκαμψίας. Αναλυτικότερα, απομονώνεται η ράβδος του λεπτομερούς προσομοιώματος με τα κομβοελάσματα στα άκρα της και τα στροφικά ελατήρια της σύνδεσης τους και υποβάλλεται σε τρείς φορτίσεις: μονοτονικός εφελκυσμός, μονοτονική θλίψη, ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Οι φορτίσεις επαναλαμβάνονται για μια ράβδο κάθε ορόφου. Οι συνθήκες στήριξης στα άκρα της ράβδου θεωρούνται πάκτωση-κυλιόμενη πάκτωση(Σχήμα 3.16).



Σχήμα 3.16: Μεμονωμένη ράβδος λεπτομερούς προσομοιώματος πλαισιακού συστήματος κεντρικών συνδέσμων δυσκαμψίας





Σχήμα 3.17: Αποτελέσματα αναλύσεων λεπτομερούς προσομοιώματος διατομής SHS 80x5: (α) εφελκυσμός (β) θλίψη (γ) ανακυκλιζόμενη φόρτιση



Σχήμα 3.18: Αποτελέσματα αναλύσεων λεπτομερούς προσομοιώματος διατομής SHS 70x4: (α) εφελκυσμός (β) θλίψη (γ) ανακυκλιζόμενη φόρτιση



Σχήμα 3.19: Αποτελέσματα αναλύσεων λεπτομερούς προσομοιώματος διατομής SHS 70x3: (α) εφελκυσμός (β) θλίψη (γ) ανακυκλιζόμενη φόρτιση

Κατά την ανακυκλιζόμενη φόρτιση ο μεταλλικός σύνδεσμος εμφάνισε μεγαλύτερη κράτυνση από το μονοτονικό εφελκυσμό. Ενδεικτικά, για τον σύνδεσμο του πρώτου ορόφου διατομής SHS 80x5, κατά την ανακυκλιζόμενη φόρτιση και για αξονική μετακίνηση ίση με 0.2m έχουμε αξονική δύναμη 710.5kN, αντίθετα κατά το μονοτονικό εφελκυσμό για την ίδια μετακίνηση έχουμε αξονική δύναμη 625.1kN. Αντίστοιχα, στη μονοτονική θλίψη έχουμε φορτίο λυγισμού 248 kN, ενώ στην ανακυκλιζόμενη φόρτιση έχουμε μέγιστο φορτίο κατά τον πρώτο κύκλο φόρτισης 260kN (Σχήμα 3.20).



Σχήμα 3.20: Αποτελέσματα αναλύσεων λεπτομερούς προσομοιώματος διατομής SHS 70x3: (α) εφελκυσμός (β) θλίψη (γ) ανακυκλιζόμενη φόρτιση

Η ράβδος του απλοποιημένου προσομοιώματος είναι ράβδος δικτυώματος (truss element) έναντι στοιχείο δοκού-υποστυλώματος του λεπτομερούς, που υπακούει σε ένα νόμο υλικού, ο οποίος έχει κατασκευαστεί από τις παραπάνω φορτίσεις. Πιο συγκεκριμένα, οι καμπύλες εφελκυσμού, θλίψης και ανακυκλιζόμενης φόρτισης χρησιμοποιούνται για να δημιουργήσουν ένα νέο υλικό, το υλικό "uniaxialMaterial Pinching4" του OpenSees (Σχήμα 3.21).



Σχήμα 3.21: Υλικό "uniaxialMaterial Pinching4" του OpenSees

Λόγω διαφορετικής συμπεριφοράς του μέλους σε εφελκυσμό και θλίψη χρησιμοποιήθηκε ένα παράλληλο υλικό, χρησιμοποιήθηκε ένα παράλληλο υλικό, το οποίο λαμβάνει υπόψη του τις δυο διαφορετικές συμπεριφορές. Το υλικό αυτό έχει τη δυνατότητα να δημιουργεί ένα παράλληλο μοντέλο υλικού, δηλαδή να αθροίζει τα επιμέρους υλικά που το συνθέτουν και να δημιουργεί ένα νέο υλικό (Σχήμα 3.22(α)). Σε ένα παράλληλο μοντέλο οι παραμορφώσεις είναι ίδιες, ενώ οι τάσεις (ή δυνάμεις) αθροίζονται. (Σχήμα 3.22(β)).





Σχήμα 3.22: Χαρακτηριστικά παράλληλου υλικού (α) άθροισμα ιδιοτήτων επιμέρους υλικών και η δημιουργία του (β) οι παραμορφώσεις είναι ίδιες, ενώ οι τάσεις (ή δυνάμεις) αθροίζονται (OpenSees Wiki)

Αφού έχουν επιλεγεί τα σημεία της σπονδυλικής καμπύλης για εφελκυσμό και θλίψη και έχουν ρυθμιστεί τα χαρακτηριστικά των βρόγχων υστέρησης, η ράβδος δικτυώματος υποβάλλεται στις ίδιες φορτίσεις με τη ράβδο του λεπτομερούς προσομοιώματος.



Σχήμα 3.23: Ράβδος δικτυώματος απλοποιημένου προσομοιώματος



Σχήμα 3.24: Σύγκριση λεπτομερούς-απλοποιημένου προσομοιώματος διατομής SHS 80x5: (α) εφελκυσμός (β) θλίψη (γ) ανακυκλιζόμενη φόρτιση





Σχήμα 3.25: Σύγκριση λεπτομερούς-απλοποιημένου προσομοιώματος διατομής SHS 70x4: (α) εφελκυσμός (β) θλίψη (γ) ανακυκλιζόμενη φόρτιση



Σχήμα 3.26: Σύγκριση λεπτομερούς-απλοποιημένου προσομοιώματος διατομής SHS 70x3: (α) εφελκυσμός (β) θλίψη (γ) ανακυκλιζόμενη φόρτιση

Από τα παραπάνω σχήματα γίνεται φανερό ότι η ταύτιση των καμπυλών για μονοτονικό εφελκυσμό γίνεται εύκολα. Στην καμπύλη μονοτονικής θλίψης η απόκλιση των καμπυλών μεταξύ λεπτομερούς-απλοποιημένου γίνεται μετά το λυγισμό του μέλους και σε φορτίο αρκετά χαμηλότερο από αυτό.



Σχήμα 3.27: Απλοποιημένο προσομοίωμα πλαισιακού συστήματος κεντρικών συνδέσμων δυσκαμψίας

3.4.3 Σύνοψη Διαδικασίας

1. Δημιουργία λεπτομερούς προσομοιώματος



2. Εκτέλεση Αναλύσεων στη μεμονωμένη ράβδο του λεπτομερούς προσομοιώματος



3. Εξαγωγή διαγραμμάτων εφελκυσμού, θλίψης, ανακυκλιζόμενης φόρτισης.



4. Επιλογή παραμέτρων υλικού Pincing4Material



5. Εκτέλεση αναλύσεων μεμονωμένης ράβδου απλοποιημένου προσομοιώματος



6. Σύγκριση συμπεριφοράς των δύο προσομοιωμάτων



7. Δημιουργία απλοποιημένου προσομοιώματος



4 Μη Γραμμικές Αναλύσεις

4.1 Ιδιομορφική Ανάλυση

Αρχικά, πραγματοποιούνται ιδιομορφικές αναλύσεις για κάθε πλαίσιο κατά τις δύο διευθύνσεις, προκειμένου να εκτιμηθεί η ποιοτική συμπεριφορά της κατασκευής. Στόχος είναι ο προσδιορισμός των τριών πρώτων ιδιομορφών, αν και κυρίως μας ενδιαφέρει η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος T₁. Γίνονται συγκρίσεις των αποτελεσμάτων μεταξύ του OpenSees και του ETABS, για το πλαίσιο ροπής και το λεπτομερές προσομοίωμα, προκειμένου να γίνει μια αρχική επιβεβαίωση του τρόπου προσομοίωσης των δυο πλαισίων. Εφόσον, κατασκευαστεί και το απλοποιημένο προσομοίωμα των συνδέσμων δυσκαμψίας και ενσωματωθεί στο σύνολο του κτιρίου, τότε σύγκριση των δυο προσομοιωμάτων. Παρατηρούνται πολύ μικρές αποκλίσεις μεταξύ των δυο προγραμμάτων και των δυο μοντέλων.

Πρόγραμμα Πλαίσ Ροπήα		Πλαίσιο κεντρικών Συνδέσμων Δυσκαμψίας
ETABS	1.19s	0.69s
OpenSees	1.17s	Λεπτομερές: 0.67s Απλοποιημένο:0.65s

Πίνακας 4.1: Σύγκριση θεμελιώδους ιδιοπεριόδου Τ1

4.2 Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση

Για την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς μιας υφιστάμενης κατασκευής είναι απαραίτητη η κατασκευή της καμπύλης ικανότητας της. Η καμπύλη ικανότητας εκφράζει τη μη-γραμμική σχέση μεταξύ επιβαλλόμενου φορτίου και απόκρισης της κατασκευής, δηλαδή υπολογίζεται επιβάλλοντας στατικά, σταδιακά αυξανόμενο οριζόντιο φορτίο στη μάζα της κατασκευής υπολογίζοντας την αντίστοιχη απόκριση (π.χ. μετακίνηση του κέντρου μάζας του ανώτερου ορόφου, σχετική μετακίνηση του ανώτερου ορόφου), λαμβάνοντας υπόψη τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει σε κάθε βήμα (μεθοδολογία pushover).



Σχήμα 4.1: Κατασκευή καμπύλης ικανότητας πολυώροφου κτιρίου (Ψυχάρης 2015)

Αρχικά, θα πρέπει να επιλεγεί μια κατανομή φορτίων, που ασκούνται στους κόμβους του φορέα. Ως κατανομή των φορτίων καθ' ύψος μπορεί να χρησιμοποιηθεί η τριγωνική κατανομή, ομοιόμορφη κατανομή, η πρώτη ιδιομορφή, ή ακόμη και περισσότερο πολύπλοκες κατανομές που βασίζονται στις μετακινήσεις των ορόφων λαμβάνοντας υπόψη και τη συμμετοχή των ανώτερων ιδιομορφών. Για τις αναλύσεις που γίνονται επιλέγεται να χρησιμοποιηθεί η κατανομή δυνάμεων που βασίζεται στην πρώτη ιδιομορφή, που αντιστοιχεί στη διεύθυνση του κτιρίου που εξετάζεται. Από την ιδιομορφική ανάλυση υπολογίζονται τα ιδιοδιανύσματα φ των κόμβων αναφοράς κάθε ορόφου, κατά τον οριζόντιο βαθμό ελευθερίας. Όλα τα ιδιοδιανύσματα κανονικοποιούνται ως προς τη μέγιστη τιμή τους, λαμβάνοντας έτσι το κανονικοποιημένο διάνυσμα Φ της πρώτης ιδιομορφής. Έτσι, οι δυνάμεις σε κάθε όροφο k υπολογίζονται από τη σχέση:

$$F_k = \frac{m_k \cdot \phi_k}{\sum_k m_k \cdot \phi_k}, \qquad (4.1)$$

Με δεδομένη τώρα την κατανομή φορτίων, επιλέγεται ο κόμβος αναφοράς, η αύξηση της μετακίνησης σε κάθε βήμα και το σύνολο των βημάτων που θέλουμε να εκτελεστούν συνολικά. Στη μέθοδο Pushover γίνεται έλεγχος μετακινήσεων (displacement control) προκειμένου να παραχθεί η καμπύλη ικανότητας, γιατί αν γινόταν έλεγχος δυνάμεων δε θα μπορούσαμε να καταγράψουμε πτωτικό κλάδο στο διάγραμμα της καμπύλης ικανότητας. Ο αλγόριθμος αναλαμβάνει τότε σε κάθε βήμα να βρει ένα φορτικό συντελεστή λ, ο οποίος όταν πολλαπλασιαστεί με τις δυνάμεις αναφοράς που έχουμε δώσει στην αρχή της ανάλυσης, δίνει μετακίνηση του σημείου αναφοράς στον βαθμό ελευθερίας που επιλέγουμε ίση με τη στοχευόμενη μετακίνηση του βήματος αυτού. Η διαδικασία αυτή περιγράφεται από την εξίσωση:

$$K_m^{\ i} \cdot \Delta U_m^{\ i+1} = (\lambda_m^{\ i} + \Delta \lambda_m^{\ i+1}) \cdot F_{ref} - F(U_m^{\ i}), \tag{4.2}$$

όπου m είναι ένα "εξωτερικό" βήμα που επιδιώκουμε την αύξηση της μετακίνησης στον κόμβο αναφοράς στην τιμή $U_{ref,m=} U_{ref,m-1} + d_{incr}$, *i* είναι ένα "εσωτερικό" βήμα που

επιδιώκουμε την ισορροπία μεταξύ εσωτερικών και εξωτερικών δυνάμεων, U_m οι μετακινήσεις των κόμβων, K_m είναι το εφαπτομενικό μητρώο δυσκαμψίας, F_{ref} το διάνυσμα των δυνάμεων αναφοράς, F(U) οι εσωτερικές δυνάμεις που προκύπτουν από τις μετακινήσεις και λ ο φορτικός συντελεστής.

Στο Σχήμα 4.2 απεικονίζεται η καμπύλη ικανότητας του κτιρίου κατά τη διεύθυνση των πλαισίων ροπής. Η μέγιστη τέμνουσα βάσης που αναπτύχθηκε ισούται με 612kN, έναντι τέμνουσας βάσης σχεδιασμού 392kN.



Σχήμα 4.2: Καμπύλη ικανότητας πλαισίων ροπής

Στο Σχήμα 4.3 απεικονίζεται η καμπύλη ικανότητας του πλαισίου, όπου οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας έχουν προσομοιωθεί σύμφωνα με το λεπτομερές μοντέλο.



Σχήμα 4.3: Καμπύλη ικανότητας πλαισίου λεπτομερούς προσομοιώματος συνδέσμων δυσκαμψίας



Σχήμα 4.4: Καμπύλη ικανότητας πλαισίου απλοποιημένου προσομοιώματος συνδέσμων δυσκαμψίας



Σχήμα 4.5: Σύγκριση καμπυλών ικανότητας λεπτομερούς-απλοποιημένου μοντέλου προσομοίωσης συνδέσμων δυσκαμψίας

4.3 Ικανοτική Δυναμική Ανάλυση (IDA)

Η Ικανοτική Δυναμική Ανάλυση (Incremental Dynamic Analysis-IDA), όπως παρουσιάστηκε από τους Vamvatsikos and Cornell(2002), αποτελεί μια μη γραμμική δυναμική ανάλυση για την αποτίμηση της συμπεριφοράς της κατασκευής υπό την επιβολή σεισμικών φορτίων. Η κατασκευή υποβάλλεται σε μια σειρά δυναμικών αναλύσεων υπό ένα σύνολο επιταγχυνσιογραφημάτων κατάλληλα κλιμακούμενων σε διάφορα επίπεδα έντασης τέτοια ώστε να οδηγηθεί από την ελαστική περιοχή στην κατάρρευση. Επιλέγοντας κάποιο κατάλληλο μέτρο απόκρισης, το οποίο θα χαρακτηρίζει την απόκριση της κατασκευάζονται οι καμπύλες IDA του μέτρου απόκρισης για κάθε μέτρο έντασης. Για την εφαρμογή της μεθόδου IDA ακολουθούνται τα παρακάτω βήματα:

1) Μόρφωση κατάλληλου μη γραμμικού προσομοιώματος για την κατασκευή.

 Επιλογή ενός συνόλου χρονοϊστοριών, καθεμία από τις οποίες κλιμακώνεται σε κατάλληλα επίπεδα σεισμικής έντασης.

- 3) Επιλογή Μέτρου Έντασης.
- 4) Επιλογή Μέτρου Απόκρισης.
- 5) Πραγματοποίηση μη γραμμικών αναλύσεων χρονοϊστορίας.
- 6) Επεξεργασία αποτελεσμάτων.
- 7) Κατασκευή καμπυλών IDA σε όρους Μέτρου Απόκρισης Μέτρου Έντασης.

Σε αντίθεση με τη Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση(Pushover) η Ικανοτική Δυναμική Ανάλυση μπορεί να εφαρμοστεί σε οποιονδήποτε φορέα, χωρίς περιορισμούς. Το μεγάλο μειονέκτημα αυτής της μεθόδου είναι ο μεγάλος υπολογιστικός χρόνος που απαιτείται για την εκτέλεση της, πρόβλημα όμως που συνεχώς αντιμετωπίζεται λόγω της προόδου της τεχνολογίας. Το ίδιο μη γραμμικό προσομοίωμα εξετάστηκε σε όλες τις αναλύσεις.

Είναι προφανές ότι μια ανάλυση IDA η οποία έχει παραχθεί μόνο από ένα επιταγχυνσιογράφημα δε θα μπορούσε να προβλέψει σε καμία περίπτωση την αντίδραση της κατασκευής σε ένα μελλοντικό σεισμικό γεγονός. Για το λόγο αυτό είναι αναγκαίο να χρησιμοποιηθεί μια σειρά επιταγχυνσιογραφημάτων καθένα από τα οποία κλιμακώνεται σε διάφορα επίπεδα έντασης. Επιλέγονται,λοιπόν,44 καταγραφές, οι οποίες αντιστοιχούν σε 22 σεισμικά γεγονότα με δυο συνιστώσες ανά κατεύθυνση.

Η κλιμάκωση των επιταγχυνσιογραφημάτων γίνεται μέσω του πολλαπλασιασμού τους με ένα μη αρνητικό μέγεθος, το συντελεστή λ. Κάθε τιμή της χρονοϊστορίας πολλαπλασιάζεται με το συντελεστή λ κι έτσι δημιουργείται ένα νέο επιταγχυνσιογράφημα ομοιόθετο με το αρχικό. Έτσι, για τιμές του συντελεστή μικρότερες της μονάδας (λ <1),παράγεται ένα επιταγχυνσιογράφημα- κλιμακωμένο προς τα κάτω-δηλαδή ηπιότερο του αρχικού, αντιθέτως για τιμές του συντελεστή μεγαλύτερες της μονάδας παράγεται επιταγχυνσιογράφημα-κλιμακωμένο προς τα άνω-δηλαδή ισχυρότερο του αρχικού. Προφανώς, για τιμές ίσες με τη μονάδα (λ =1),προκύπτει επιταγχυνσιογράφημα ίσο με το αρχικό. Ο συντελεστής κλιμακώνεται με τέτοιον τρόπο έτσι ώστε η κατασκευή να περάσει διαδοχικά από την ελαστική περιοχή, στην ανελαστική και τελικά στην κατάρρευση.

Ως Μέτρο Έντασης (intensity measured) ενός κλιμακωμένου επιταγχυνσιογραφήματος ορίζεται ένα μη αρνητικό μέγεθος το οποίο αποτελεί συνάρτηση του συντελεστή κλιμάκωσης λ και αυξάνεται μονοτονικά με αυτόν. Εφόσον, το κτίριο είναι χαμηλού ύψους επιλέγεται ως μέτρο έντασης η φασματική επιτάχυνση πρώτης ιδιομορφής με απόσβεση 5%, Sa(T1,5%). Έχει φανεί ότι με την επιλογή αυτή μειώνεται η διασπορά στα αποτελέσματα, έτσι χρειάζονται μόνο μερικά επιταχυνσιογραφήματα για την ανάλυση και ταυτόχρονα υπάρχει αξιόλογη καταγραφή της απόκρισης της κατασκευής.

No	Κατανοαωή	Smusic	Έδαφος	Μ	R	PGA	PGA
190.	καταγμαφη	Ζημειο	τοαφος		(km)	(g)	(g)
1	Northridge	Beverly Hills - Mulhol	C,D	6.7	17.15	0.42	0.52
2	Northridge	Canyon Country - Lost Cany	C,D	6.7	12.44	0.41	0.48
3	Duzce, Turkey	Bolu	C,D	7.1	12.04	0.73	0.82
4	Hector Mine	Hector	C,D	7.1	11.66	0.27	0.34
5	Imperial Valley	Delta	C,D	6.5	22.03	0.24	0.35
6	Imperial Valley	El Centro Array #11	C,D	6.5	12.45	0.36	0.38
7	Kobe, Japan	Nishi-Akashi	C,D	6.9	7.08	0.51	0.5
8	Kobe, Japan	Shin-Osaka	C,D	6.9	19.15	0.24	0.21
9	Kocaeli, Turkey	Duzce	C,D	7.5	15.37	0.31	0.36
10	Kocaeli, Turkey	Arcelik	C,D	7.5	13.49	0.22	0.15
11	Landers	Yermo Fire Station	C,D	7.3	23.62	0.24	0.15
12	Landers	Coolwater	C,D	7.3	19.74	0.28	0.42
13	Loma Prieta	Capitola	C,D	6.9	15.23	0.53	0.44
14	Loma Prieta	Gilroy Array #3	C,D	6.9	12.82	0.56	0.37
15	Manjil, Iran	Abbar	C,D	7.4	12.56	0.51	0.5
16	Superstition Hills	El Centro Imp. Co. Cent	C,D	6.5	18.2	0.36	0.26
17	Superstition Hills	Poe Road (temp)	C,D	6.5	11.16	0.45	0.3
18	Cape Mendocino	Rio Dell Overpass - FF	C,D	7	14.33	0.39	0.55
19	Chi-Chi, Taiwan	CHY101	C,D	7.6	9.96	0.35	0.44
20	Chi-Chi, Taiwan	TCU045	C,D	7.6	26	0.47	0.51
21	San Fernando	LA - Hollywood Stor FF	C,D	6.6	22.77	0.21	0.17
22	Friuli, Italy	Tolmezzo	C,D	6.5	15.82	0.35	0.31

Πίνακας 4.2: Σύνολο καταγραφών για τις καμπύλες IDA

Ως Μέτρο Απόκρισης ορίζεται ένα μη αρνητικό βαθμωτό μέγεθος, το οποίο αντιπροσωπεύει την απόκριση της κατασκευής σε μια δυναμική ανάλυση. Μερικά από τα συνηθέστερα μέτρα απόκρισης που χρησιμοποιούνται είναι τέμνουσα βάσης, η στροφή ενός κόμβου, η μέγιστη πλαστιμότητα ενός ορόφου, η μέγιστη μετακίνηση οροφής, η μέγιστη σχετική στροφή ενός ορόφου κι η μέγιστη εκ των σχετικών στροφών ενός ορόφου. Για τη μελέτη του κτιρίου ως μέτρο έντασης -EDP επιλέγεται η μέγιστη εκ των σχετικών στροφών ενός ενός ορόφου.

Ως IDA για μια καταγραφή ορίζεται η δυναμική ανάλυση στην οποία υποβάλλεται το δομικό προσομοίωμα μέσω ενός επιταγχυνσιογραφήματος, κλιμακωμένο με τον εκάστοτε συντελεστή λ. Στόχος των πολλαπλών κλιμακώσεων και επιλύσεων είναι η απόκριση της κατασκευής μία συγκεκριμένη τιμή έντασης.

Στη δυναμική ανάλυση είναι απαραίτητο να μορφωθεί και το μητρώο απόσβεσης της κατασκευής, το οποίο δεν προκύπτει άμεσα από τα χαρακτηριστικά της κατασκευής, αλλά προσδιορίζεται από τους ιδιομορφικούς της λόγους απόσβεσης, οι οποίοι αντιπροσωπεύουν όλους τους μηχανισμούς ανάλωσης ενέργειας (Chopra 2007). Η πιο συνηθισμένη μέθοδος που χρησιμοποιείται είναι η απόσβεση Rayleigh, την οποία υλοποιεί το OpenSees. Για να δημιουργηθεί το μητρώο απόσβεσης στην περίπτωση αυτή, απαιτούνται οι συντελεστές απόσβεσης α₀, α₁. Το μητρώο απόσβεσης δίνεται από τη σχέση:

$$[C] = \alpha_0[M] + \alpha_1[K], \tag{4.3}$$

όπου [M] το μητρώο μάζας της κατασκευής και [K] το μητρώο δυσκαμψίας

Μετά την εξαγωγή των αποτελεσμάτων, δηλαδή τις αντίστοιχες τιμές απόκρισηςέντασης ακολουθεί η επεξεργασία των αποτελεσμάτων. Για κάθε χρονοϊστορία έχουμε 12 αναλύσεις-κλιμακώσεις, οπότε και 12 σημεία έντασης απόκρισης. Τα σημεία αυτά ενώνονται με παρεμβολή, ώστε να σχηματιστεί η καμπύλη IDA της κάθε ανάλυσης, η οποία ξεκινάει σαν ευθεία γραμμή στην ελαστική περιοχή αλλά όταν ξεκινήσει η επιρροή της διαρροής η εφαπτομενική κλίση μειώνεται, ώσπου γίνεται σχεδόν οριζόντια, οπού συμβαίνει πια η κατάρρευση (Σχήμα 4.6). Για την καλύτερη ανάγνωση και επεξεργασία των αποτελεσμάτων κρίνεται αναγκαία η κατασκευή των ποσοστημορίων 16%,50% και 84%.



Σχήμα 4.6: Ζεύγη Μέτρων Έντασης -Απόκρισης κι η αντίστοιχη καμπύλη IDA για μια καταγραφή(Vamvatsikos & Cornell 2002)



Σχήμα 4.7: Καμπύλες IDA πλαισίου ροπής



Σχήμα 4.8: Ποσοστημόρια 16%,50%,84% καμπυλών IDA πλαισίου ροπής

Για παράδειγμα, όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.8, για φασματική επιτάχυνση $S_{\alpha}(T_{1},5\%)=1$ g το 16% των καταγραφών προκαλεί $\theta_{max}\leq3.42\%$, το 50% των καταγραφών προκαλεί $\theta_{max}\leq4.3\%$ και το 84% των καταγραφών προκαλεί $\theta_{max}\leq7.1\%$. Επειδή οι καμπύλες είναι συνεχείς και αυξάνονται μονοτονικά, μπορούν να χρησιμοποιηθούν και ως εξής: για $\theta_{max}=5\%$, το 84% των καταγραφών πρέπει να κλιμακωθεί σε επίπεδα έντασης

 $S_{\alpha}(T_{1},5\%) \ge 0.75$ g, το 50% των καταγραφών πρέπει να κλιμακωθεί σε επίπεδα έντασης $S_{\alpha}(T_{1},5\%) \ge 1.1$ g και το 16% σε επίπεδα έντασης $S_{\alpha}(T_{1},5\%) \ge 1.48$ g.



Σχήμα 4.9: Καμπύλες IDA λεπτομερούς προσομοιώματος συνδέσμων δυσκαμψίας



Σχήμα 4.10: Ποσοστημόρια 16%,50%,84% καμπυλών IDA λεπτομερούς προσομοιώματος συνδέσμων δυσκαμψίας



Σχήμα 4.11: Καμπύλες IDA απλοποιημένου προσομοιώματος συνδέσμων δυσκαμψίας



Σχήμα 4.12: Ποσοστημόρια 16%,50%,84% καμπυλών IDA απλοποιημένου προσομοιώματος συνδέσμων δυσκαμψίας

Αντίστοιχα με το προηγούμενο παράδειγμα, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4.12, για φασματική επιτάχυνση $S_{\alpha}(T_{1},5\%)=1$ g το 16% των καταγραφών προκαλεί $\theta_{max}\leq 1.43\%$, το 50% των καταγραφών προκαλεί $\theta_{max}\leq 2.35\%$ και το 84% των καταγραφών προκαλεί $\theta_{max}\leq 3.81\%$. Επειδή οι καμπύλες είναι συνεχείς και αυξάνονται μονοτονικά, μπορούν να χρησιμοποιηθούν και ως εξής: για $\theta_{max}=5\%$, το 84% των καταγραφών πρέπει να κλιμακωθεί σε επίπεδα έντασης $S_{\alpha}(T_{1},5\%)\geq 1.15$ g, το 50% των καταγραφών πρέπει να κλιμακωθεί σε επίπεδα έντασης $S_{\alpha}(T_{1},5\%)\geq 1.64$ g και το 16% σε επίπεδα έντασης $S_{\alpha}(T_{1},5\%)\geq 2.91$ g.

5 Αποτίμηση Συμπεριφοράς Κατασκευής

Στο συγκεκριμένο κεφάλαιο θα αξιοποιηθούν τα αποτελέσματα των μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων για την αποτίμηση της συμπεριφοράς της κατασκευής σε διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας. Ειδικότερα, για το πλαίσιο με τους συνδέσμους δυσκαμψίας θα χρησιμοποιηθούν τα αποτελέσματα του απλοποιημένου μοντέλου, καθώς το λεπτομερές εμφάνισε προβλήματα σύγκλισης.

5.1 Καμπύλες Τρωτότητας

Ο τρόπος και το μέγεθος της αστοχίας ενός μέλους ή της συνολικής κατασκευής είναι μεγέθη με μεγάλες αβεβαιότητες. Οι συναρτήσεις των καμπυλών τρωτότητας είναι στατιστικές κατανομές, που υποδεικνύουν την πιθανότητα η κατασκευή να έχει υπερβεί ένα συγκεκριμένο επίπεδο βλάβης/επιτελεστικότητας για ένα δεδομένο επίπεδο σεισμικής έντασης. Γίνεται η παραδοχή ότι για μια συγκεκριμένη στάθμη επιτελεστικότητας, δηλαδή για μια συγκεκριμένη στάθμη επιτελεστικότητας, δηλαδή για μια συγκεκριμένη τιμή της μέγιστης ανηγμένης σχετικής μετακίνησης ορόφου-θ_{max}, το μέτρο έντασης, που προκύπτει από τις καμπύλες IDA, ακολουθεί τη λογαριθμική κατανομή. Η στάθμη περιορισμού των βλαβών (DL) αντιστοιχεί σε θ_{max}=0.75%, η στάθμη προστασίας ζωής(LS) σε θ_{max}=2% και της αποφυγής κατάρρευσης σε θ_{max}=4%. Για αυτές τις στάθμες επιτελεστικότητας και για κάθε διεύθυνση έχουμε τις αντίστοιχες τιμές του μέτρου έντασης:

θ_{max}	0.75%	2%	4%
$\mathbf{S}_{\alpha,\mathbf{C}}^{16\%}$	0.1172	0.3046	0.6561
$\mathbf{S}_{\alpha,\mathrm{C}}$ 50%	0.1406	0.4452	0.9372
Sac 84%	0.1874	0.5389	1.125

Πίνακας 5.1: Τιμές μέτρου έντασης $S_{\alpha,C}$ που αντιστοιχούν σε οριακές τιμές θ_{max} για το πλαίσιο ροπής.

Πίνακας 5.2: Τιμές μέτρου έντασης $S_{\alpha,C}$ που αντιστοιχούν σε οριακές τιμές θ_{max} για το πλαίσιο με συνδέσμους δυσκαμψίας.

θ_{max}	0.75%	2%	4%
$S_{\alpha,C}$ ^{16%}	0.3642	0.6161	0.9801
$S_{\alpha,C}$ 50%	0.5314	1.0214	1.4284
$S_{\alpha,C}$ ^{84%}	0.6726	1.4289	2.38

Όπως αναφέρθηκε παραπάνω οι συναρτήσεις των καμπυλών τρωτότητας ακολουθούν κατανομή με λογαριθμική διασπορά η οποία οφείλεται σε αβεβαιότητες, που αφορούν είτε την τυχηματική φύση του σεισμού ως φόρτιση, είτε τις αβεβαιότητες που μπορεί να υπάρχουν κατά την προσομοίωση του κτιρίου ή τη γνώση του μηχανικού στη διαδικασία αποτίμησης της κατασκευής.

Η διασπορά (φυσική αβεβαιότητα) δίνεται από τη σχέση

$$\beta_{S_{\alpha}} = \frac{\ln(S_{\alpha}^{84\%}) - \ln(S_{\alpha}^{16\%})}{2}, \tag{5.1}$$

Οι καμπύλες τρωτότητας δίνονται από την αθροιστική συνάρτηση της τυποποιημένης κανονικής κατανομής και παρουσιάζονται για κάθε διεύθυνση ξεχωριστά (Σχήματα 5.1,5.2):

$$F^{LS}(s_{\alpha}) = P[S_{\alpha,C} \le s_{a}] = \Phi\left(\frac{\ln s_{a} - \ln S_{a,C}^{50\%}}{\beta_{S_{a}}}\right),$$
(5.2)



Σχήμα 5.1: Καμπύλες τρωτότητας πλαισίου ροπής



Σχήμα 5.2: Καμπύλες τρωτότητας συστήματος κεντρικών συνδέσμων δυσκαμψίας (απλοποιημένο προσομοίωμα).

Για παράδειγμα στο Σχήμα 5,2 και για $S_a(0.67s,5\%)=1g$ η πιθανότητα κατάρρευσης ισούται με τουλάχιστον 20%, η πιθανότητα υπέρβασης του ορίου LS είναι 50%-20%=30%, η πιθανότητα υπέρβασης του ορίου DL είναι 98%-50%=48% και η πιθανότητα άμεσης χρήσης χωρίς καμία βλάβη (No Damage) είναι 100%-98%=2%.

5.2 Εκτίμηση της Μέσης Ετήσιας Συχνότητας Υπέρβασης (MAF)

Ως Μέση Ετήσια Συχνότητα Υπέρβασης (Mean Annual Frequency of Exceedance-MAF) ορίζεται ο λόγος $1/T_R$, όπου T_R η περίοδος επαναφοράς της σεισμικής διέγερσης που αντιστοιχεί στην εκάστοτε στάθμη επιτελεστικότητας, κι αποτελεί έναν τρόπο προσδιορισμού της πιθανότητας υπέρβασης κάποιας στάθμης επιτελεστικότητας. Η περίοδος επαναφοράς ορίζεται από τη σχέση:

$$T_R = -\frac{t}{\ln(1-p)},\tag{5.3}$$

όπου t η συχνότητα του σεισμού σε χρόνια και p η πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης. Για παράδειγμα για τη στάθμη επιτελεστικότητας Προστασία Ζωής (LS),η οποία έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια η περίοδος επαναφοράς ισούται με T_R =475 χρόνια και συνεπώς η μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης για τη συγκεκριμένη στάθμη επιτελεστικότητας ισούται με:

$$MAF^{LS} = \frac{1}{T_R} = \frac{1}{475} = 0.0021,$$
(5.4)

Για την εκτίμηση της πραγματικής μέσης ετήσιας συχνότητας υπέρβασης συνδυάζονται τα χαρακτηριστικά της κατασκευής με αυτά της περιοχής, στην οποία βρίσκεται η κατασκευή. Ως χαρακτηριστικό της κατασκευής χρησιμοποιείται η τρωτότητα και ως χαρακτηριστικό της περιοχής μια επιφάνεια σεισμικής επικινδυνότητας. Το MAF,λοιπόν, μιας οριακής κατάστασης (limit state) υπολογίζεται αριθμητικά από τη σχέση (Jalayer 2003):

$$\lambda_{LS} = \int_{0}^{\infty} P(D < C \mid s) \mid dH(s) \mid,$$
(5.5)

όπου P(D < C | s) η δεσμευμένη πιθανότητα αστοχίας ή αλλιώς τρωτότητα, s είναι το μέτρο έντασης και H(s) η συνάρτηση σεισμικής επικινδυνότητας της περιοχής, όπως αυτή εκφράζεται από την καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας.

Ως μέτρο έντασης ορίζεται η φασματική επιτάχυνση της πρώτης ιδιοπεριόδου $S_a(T_1)$ της κατασκευής για κάθε διεύθυνση ξεχωριστά. Η καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας προκύπτει από την επιφάνεια σεισμικής επικινδυνότητας μιας περιοχής (Σχήμα 5.3). Πιο συγκεκριμένα από μια οριζόντια τομή στην τρισδιάστατη επιφάνεια και για μια δεδομένη τιμή του MAF προκύπτει το φάσμα σεισμικής επικινδυνότητας (Σχήμα 5.4(α)), ενώ από μια κατακόρυφη τομή και για δεδομένη ιδιοπερίοδο Τ προκύπτει η καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας επικινδυνότητας (Σχήμα 5.4(β)).



Σχήμα 5.3: Επιφάνεια σεισμικής επικινδυνότητας για μια περιοχή υψηλής σεισμικότητας (Vamvatsikos & Ascheim 2016)



Σχήμα 5.4: (α) Φάσμα Σεισμικής Επικινδυνότητας (β) Καμπύλη Σεισμικής Επικινδυνότητας της Επιφάνειας Σεισμικής Επικινδυνότητας του Σχήματος 5.3 (Vamvatsikos & Ascheim 2016)

Η επιφάνεια σεισμικής επικινδυνότητας που χρησιμοποιείται είναι της περιοχής Van Nuys, η οποία πολλαπλασιάζεται με έναν συντελεστή (Scale Factor), ώστε η καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας, που αντιστοιχεί σε πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια, να ταυτίζεται με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού στην περιοχή των ιδιοπεριόδων της κατασκευής σε κάθε διεύθυνση. Για το πλαίσιο ροπής ο συντελεστής ισούται με 0.075 (Σχήμα 5.5) ενώ για το σύστημα κεντρικών συνδέσμων δυσκαμψίας ισούται με 0.09 (Σχήμα 5.6).



Σχήμα 5.5: Σύγκριση ελαστικών φασμάτων απόκρισης EC8-UHS (SF=0.075) πλαισίου ροπής. Τα φάσματα ταυτίζονται για T=T₁=1.17s.



Σχήμα 5.6: Σύγκριση ελαστικών φασμάτων απόκρισης EC8-UHS (SF=0.09) συστήματος κεντρικών συνδέσμων δυσκαμψίας. Τα φάσματα ταυτίζονται για T=T1=0.65s.

Τελικά, προκύπτει ότι για τη στάθμη επιτελεστικότητας Προστασίας Ζωής (LS) και για το πλαίσιο ροπής MAF^{LS} =0.0012<0.0021 (Σχήμα 5.7), ενώ για το πλαίσιο με τους συνδέσμους δυσκαμψίας MAF^{LS} =0.0007<0.0021 (Σχήμα 5.8).



Σχήμα 5.7: Καμπύλη Σεισμικής Επικινδυνότητας κατά τη διεύθυνση του πλαισίου ροπής (T=1.17s). Απεικόνιση μέγιστου επιτρεπτού και πραγματικού MAF για τη στάθμη επιτελεστικότητας LS.



Σχήμα 5.8: Καμπύλη Σεισμικής Επικινδυνότητας κατά τη διεύθυνση του συστήματος κεντρικών συνδέσμων δυσκαμψίας (T=0.65s). Απεικόνιση μέγιστου επιτρεπτού και πραγματικού MAF για τη στάθμη επιτελεστικότητας LS.

Αντίστοιχα, πραγματοποιήθηκε έλεγχος του MAF και για τις υπόλοιπες στάθμες επιτελεστικότητας. Η στάθμη επιτελεστικότητας Περιορισμού των Βλαβών (Damage Limitation-DL) αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση με περίοδο επαναφοράς T_R =72 χρόνια (50% πιθανότητα υπέρβασης στα 50 χρόνια), οπότε MAF^{DL}=1/72=0.014. Για την καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας χρησιμοποιήθηκε ο ίδιος συντελεστής (SF) για τις δυο διευθύνσεις και προέκυψε για το πλαίσιο ροπής MAF^{DL}=0.01<0.014 ενώ για το σύστημα κεντρικών συνδέσμων δυσκαμψίας προέκυψε MAF^{DL}=0.0026<0.014. Τέλος, στην κατάρρευση θεωρούμε ότι αντιστοιχεί σεισμός με πιθανότητα υπέρβασης 1% στα 50 χρόνια, δηλαδή MAF=0.0002. Για το πλαίσιο ροπής προκύπτει MAF=0.0001<0.0002, ενώ κατά τη διεύθυνση των συνδέσμων έχουμε MAF=0.0002

Παρατηρείται, λοιπόν, ότι για το πλαίσιο ροπής κρισιμότερος είναι ο στόχος επιτελεστικότητας του περιορισμού των βλαβών, ενώ για το σύστημα κεντρικών συνδέσμων δυσκαμψίας η αποφυγή κατάρρευσης.

Στάθμες	Μέγιστο Επιτρεπτό MAF	Πραγμο	ιτικό MAF
Επιτελεστικότητας	$(1/T_R)$	Πλαίσιο Ροπής	Πλαίσιο Χιαστί
Περιορισμός Βλαβών	0.014	0.01	0.0026
Προστασία Ζωής	0.0021	0.0012	0.0007
Οιονεί Κατάρρευση	0.0002	0.0001	0.0002

Πίνακας 5.2: Συγκεντρωτικός πίνακας MAF.

6 Συμπεράσματα

Η παρούσα εργασία εστίασε σε δυο ζητήματα, στον τρόπο προσομοίωσης της κατασκευής και στην αποτίμηση της σεισμικής επιτελεστικότητας. Εκτελέστηκαν, αρχικά, ιδιομορφικές και μη γραμμικές στατικές αναλύσεις, προκειμένου αν εκτιμηθεί η ποιοτική συμπεριφορά της κατασκευής, να επιβεβαιωθεί η ορθότητα της προσομοίωσης και να συγκριθούν τα αποτελέσματα σε πρώτη φάση με αυτά του προγράμματος ETABS, εξετάστηκαν δυο διαφορετικά μοντέλα για τους συνδέσμους δυσκαμψίας, ένα απλοποιημένο κι ένα λεπτομερές. Για τη φάση της αποτίμησης συνδυάστηκαν τα χαρακτηριστικά της κατασκευής-τρωτότητα και η σεισμική επικινδυνότητα.

Όσον αφορά το μοντέλο του λεπτομερούς προσομοιώματος στο OpenSees, προσομοιώνεται εκτός από το σύνδεσμο, το κομβοέλασμα και η σύνδεσή τους. Αντίθετα, στο ETABS προσομοιώνεται μόνο ο σύνδεσμος, όπου στα άκρα έχει αρθρώσεις. Αυτή η διαφορά φάνηκε να επηρεάζει τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης, κάνοντας το προσομοίωμα στο OpenSees ελάχιστα πιο δύσκαμπτο. Υπενθυμίζεται η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του λεπτομερούς προσομοιώματος προκύπτει 1.17sec. ενώ το μοντέλο του ETABS 1.19sec. Διαπιστώθηκε ότι το μήκος του κομβοελάσματος, ήταν αυτό που επηρέαζε περισσότερο την ιδιομορφική ανάλυση, αφού αυτό καθόριζε και το μήκος του συνδέσμου.

Όσον αφορά τη μεμονωμένη ράβδο του λεπτομερούς προσομοιώματος, στην ανακυκλιζόμενη φόρτιση προέκυψε μεγαλύτερη κράτυνση συγκριτικά με τον μονοτονικό εφελκυσμό και ελάχιστα μεγαλύτερο φορτίο λυγισμού κατά τον πρώτο κύκλο φόρτισης (κλάδος θλίψης). Το απλοποιημένο προσομοίωμα της μεταλλικής ράβδου επιτυγχάνει απόλυτη ταύτιση της συμπεριφοράς στον μονοτονικό εφελκυσμό, ενώ στη μονοτονική θλίψη υπάρχει απόκλιση, ωστόσο σε φορτίο αρκετά μικρότερο του φορτίου λυγισμού. Στην ανακυκλιζόμενη φόρτιση υπάρχει μεγαλύτερη απόκλιση, καθώς δεν ακολουθεί την αύξηση της κράτυνσης στον εφελκυσμό ενώ η μεγαλύτερη απόκλιση εμφανίζεται στην περιοχή της θλίψης, λόγω του καμπτικού λυγισμού του μέλους.

Όταν η μεμονωμένη ράβδος εντάχθηκε στο πλαίσιο, τότε τα αποτελέσματα στην ιδιομορφική ανάλυση και τη μη γραμμική στατική ανάλυση ήταν αρκετά ικανοποιητικά. Αναλυτικότερα, η ιδιοπερίοδος του απλοποιημένου προέκυψε 0.65sec έναντι 0.67 sec του λεπτομερούς. Στη μη γραμμική στατική ανάλυση, οι καμπύλες ικανότητας των δύο μοντέλων σχεδόν ταυτίζονται στον ελαστικό κλάδο, ενώ εμφανίζουν απόκλιση στον μετελαστικό και όσο προχωράμε στην κατάρρευση. Στη Μη γραμμική Δυναμική ανάλυση το λεπτομερές προσομοίωμα εμφάνισε προβλήματα σύγκλισης στις περισσότερες καταγραφές, ενώ το απλοποιημένο δεν είχε προβλήματα σύγκλισης και παράλληλα απαίτησε πολύ λιγότερο υπολογιστικό χρόνο. Πιο συγκεκριμένα, το λεπτομερές προσομοίωμα χρειάστηκε 12 ώρες για την ολοκλήρωση της ανάλυσης και με προβλήματα σύγκλισης στις περισσότερες καταγραφές, ενώ το απλοποιημένο χρειάστηκε 5 ώρες, μειώνοντας έτσι τον υπολογιστικό χρόνο περισσότερο από 50% και πετυχαίνοντας αξιοπιστία στη σύγκλιση, γι' αυτό και αξιοποιήθηκαν μόνο τα αποτελέσματα του απλοποιημένου μοντέλου για την διαδικασία της αποτίμησης.

Τέλος, υπολογίστηκε η μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης (MAF) για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας. Διαπιστώθηκε, ότι για το εύκαμπτο πλαίσιο ροπής εκτιμάται ως κρίσιμη η στάθμη περιορισμού των βλαβών, η οποία καθορίζει και τη διαστασιολόγησή του. Αντίθετα, το σύστημα κεντρικών συνδέσμων δυσκαμψίας, ως πιο δύσκαμπτο σύστημα, παρουσιάζεται κρίσιμο στους ελέγχους αντοχών σε οριακή κατάσταση αστοχίας. Αναλυτικότερα, στο πλαίσιο ροπής για τη στάθμη Περιορισμού των Βλαβών MAF^{DL}=0.01<0.014, ενώ στο σύστημα κεντρικών συνδέσμων δυσκαμψίας για την οριακή κατάσταση κατάρρευσης προκύπτει MAF=0.0002, τιμή ίση με τη μέγιστη επιτρεπτή.

7 Βιβλιογραφία

- Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005β). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- Μπαλαούρα Ε. (2016). «Ικανοτικός σχεδιασμός και μελέτη συμπεριφοράς πολυώροφων μεταλλικών κτιρίων κατά τον Ευρωκώδικα 8», Διπλωματική Εργασία, ΕΜΚ ΔΕ 2016/46, Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα
- 4. Παπαδρακάκης Μ. (2013). «Μαθήματα Στατικής V Πλαστική Ανάλυση Ραβδωτών Φορέων, Σύγχρονες Μέθοδοι». Εκδόσεις Τσότρας, Αθήνα
- 5. Ψυχάρης Γ.Ν. (2015). «Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας». Σημειώσεις 9^{ου} εξαμήνου, Αθήνα.
- 6. C.A. Cornell, H. Krawinkler (2000). "Progress and challenges in seismic performance assessment", PEER Center News 3(2).
- Cornell C.A., Jalayer F., Hamburger R.O., Foutch D.A. (2002). "The probabilistic basis for the 2000 SAC/FEMA steel moment frame guidelines." ASCE Journal of Structural Engineering, 128(4), 526–533.
- 8. ETABS (2016). California/New York: Computers & Structures Inc.
- Fragiadakis M., Vamvatsikos D., Karlaftis M.G., Lagaros N.D., Papadrakakis M. (2016).
 "Seismic Assessment of Structures and Lifelines", Journal of Sound and Vibration, 334: 29-56.
- FEMA, (2009). "Quantification of Building Seismic Performance Factors." Report FEMA P695, prepared for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, 2009.
- Hsiao P-C, Lehman D.E., Roeder C.W. (2012). "Improved Analytical Model for Special Concentrically Braced Frames", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 73,2012, pp. 80-94.
- Ibarra L.F. (2003) "Global collapse of frame structures under seismic excitations." PhD Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, Stanford, CA.
- Ibarra L.F., and Krawinkler, H. (2005). "Global collapse of frame structures under seismic excitations", Rep. No. TB 152, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, Stanford, CA.
- 14. Jalayer F. (2003). "Direct Probabilistic Seismic Analysis: Implementing Non-linear Dynamic Assessments." PhD Thesis, Stanford University, Stanford, CA.
- Lignos D., Krawinkler H. (2005). "Deterioration Modelling of Steel Components in Support of Collapse Prediction of Steel Moment Frames under Earthquake Loading", ASCE Journal of Structural Engineering, 137(11),1291-1302
- 16. MATLAB version 8.3.0. Natick, Massachusetts: The MathWorks Inc., 2014.
- 17. McKenna F., Fenves G.L., Scott M.H. (2000). "Open system for earthquake engineering simulation", Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, CA, <u>http://opensees.berkeley.edu</u> [01/10/2016].
- NIST (2010). "Applicability of Nonlinear Multiple-Degree-of-Freedom Modelling for Design." Report No NIST GCR 10-917-9, prepared for the National Institute of Standards by the NEHRP Consultants Joint Venture, CA.
- 19. PEER (2005). "PEER NGA Database." Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, CA, <u>http://peer.berkeley.edu/nga/</u> [22/10/2016].

- 20. Uriz P, Filippou FC , Mahin SA, (2008) "Model for Cyclic Inelastic Buckling of Steel Braces", J. Struct. Eng., ASCE, 134, 4, 619-628
- 21. Uriz P., Mahin S.A. (2008). "Toward Earthquake-Resistant Design of Concentrically Braced Steel-Frame Structures." PEER Rep. No.2008/08, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, Univ. of California, Berkeley.
- 22. Uriz P. (2005) "Towards Earthquake Resistant Design of Concentrically Braced Steel Structures", Doctoral Dissertation, Structural Engineering, Mechanics, and Materials, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley, December 2005
- 23. Vamvatsikos D., Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece http://users.ntua.gr/divamva/software.html
- 24. Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2002). "Incremental Dynamic Analysis." Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31(3), 491–514.
- 25. Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2004). "Applied Incremental Dynamic Analysis." Earthquake Spectra, 20(2), 523–553.