

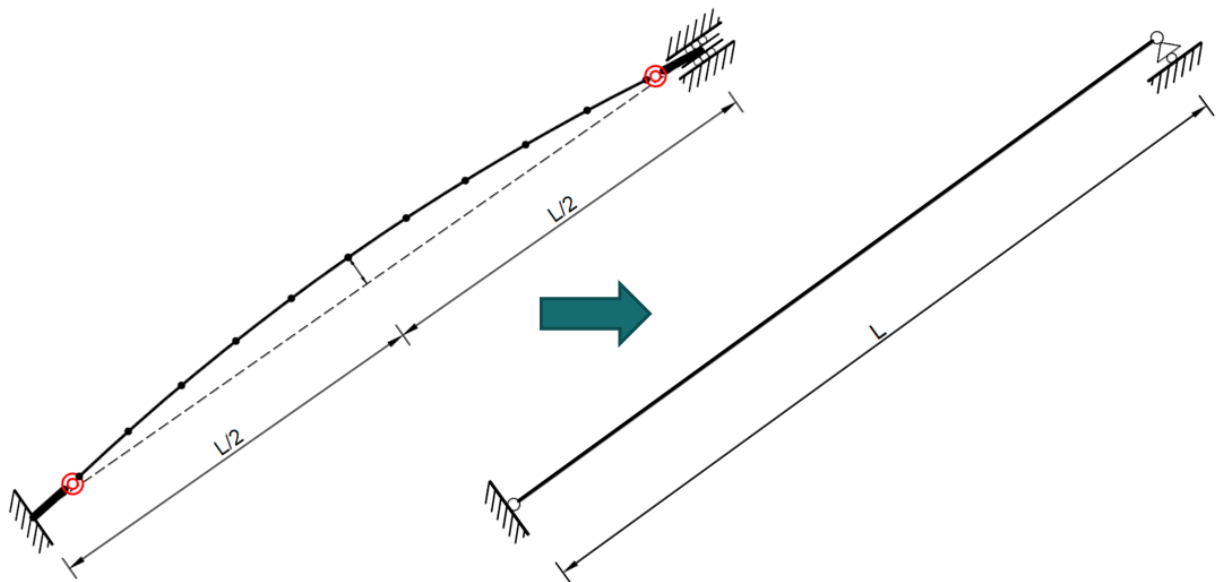


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Μονοαξονικό Ελατηριακό Προσομοίωμα Μεταλλικών Συνδέσμων Δυσκαμψίας για τη Σεισμική Αποτίμηση Μεταλλικών Κατασκευών



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Κωνσταντίνος Ε. Σιταρόπουλος

Επιβλέπων: Δημήτριος Βαμβάτσικος

Αθήνα, Νοέμβριος 2016

ΕΜΚ ΔΕ 2016/44

Σιταρόπουλος Κ. Ε. (2016).
Μονοαξονικό ελατηριακό προσομοίωμα μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας για τη
σεισμική αποτίμηση μεταλλικών κατασκευών
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2016/44
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Sitaropoulos K. E. (2016).
Uniaxial spring model of steel braces for the seismic assessment of steel structures
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2016/44
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	2
Abstract	3
Ευχαριστίες	4
1 Εισαγωγή.....	5
1.1 Γενικά.....	5
1.2 Στόχος εργασίας	8
1.3 Οργάνωση περιεχομένων	8
2 Μεταλλικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	9
2.1 Γενικά.....	9
2.2 Λεπτομερές προσομοίωμα	10
2.2.1 Μεταλλική ράβδος	12
2.2.2 Σύνδεση με άλλα στοιχεία – Κομβοελάσματα.....	13
2.2.3 Προσομοίωμα μεμονωμένου συνδέσμου (single-brace).....	15
2.3 Συμπεριφορά υπό μονοτονική φόρτιση.....	16
2.4 Συμπεριφορά υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση.....	17
2.5 Συγκριτικά αποτελέσματα και τελική επιλογή προσομοιώματος.....	18
3 Αναπτυσσόμενη μεθοδολογία	21
3.1 Γενικά.....	21
3.2 Απλοποιημένο προσομοίωμα συνδέσμων	24
3.3 Συμπεριφορά απλοποιημένων συνδέσμων	27
3.4 Σύγκριση ακριβούς και απλοποιημένου προσομοιώματος.....	28
4 Εφαρμογή μεθοδολογίας σε μεταλλικά κτίρια	31
4.1 Περιγραφή κτιρίων.....	31
4.1.1 Τριώροφο κτίριο.....	31
4.1.2 Εξάωροφο κτίριο.....	33
4.1.3 Δωδεκαώροφο κτίριο	34
4.2 Προσομοιώματα κτιρίων	36
4.3 Περιγραφή διαδικασίας	43
4.4 Επιπλέον διερεύνηση.....	45
4.5 Συγκριτικά αποτελέσματα Μη Γραμμικών Αναλύσεων	47
4.5.1 Ιδιομορφική Ανάλυση.....	47
4.5.2 Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση (Pushover Analysis)	48
4.5.3 Ικανοτική Δυναμική Ανάλυση (IDA)	58
4.5.4 Υπολογιστικοί χρόνοι αναλύσεων	67
5 Συμπεράσματα.....	70
Βιβλιογραφία.....	72

**Μονοαξονικό ελατηριακό προσομοίωμα μεταλλικών συνδέσμων
δυσκαμψίας για τη σεισμική αποτίμηση μεταλλικών κατασκευών**

Σιταρόπουλος Κ. Ε. (Επιβλέπων: Βαμβάτσικος Δ.)

Περίληψη

Προτείνεται απλοποιημένο προσομοίωμα μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας αποτελούμενο από μία ράβδο με νόμο υλικού που έχει προκύψει από αναλύσεις λεπτομερούς προσομοιώματος υπό εφελκυσμό και θλίψη. Αν και η τρέχουσα τάση στην αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς κτιρίων με συνδέσμους δυσκαμψίας προκρίνει την λεπτομερή προσομοίωσή τους στο μοντέλο της κατασκευής με διακριτοποίηση του συνδέσμου σε πολλαπλά στοιχεία δοκού-στύλου με διατομές ινών, το αποτέλεσμα δεν είναι πάντα το επιθυμητό. Η ακριβής αποτίμηση απαιτεί πολλαπλές μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις υπό μια ομάδα επιταχυνσιογραφημάτων. Συνεπώς η χρήση λεπτομερών προσομοιωμάτων προσφέρει μεν εξαιρετική ακρίβεια, αυξάνει δε το υπολογιστικό κόστος ενώ ταυτόχρονα δυσχεραίνει τη σύγκλιση. Αντιθέτως, η χρήση απλών ράβδων με κατάλληλα βαθμονομημένη συμπεριφορά, μπορεί να προσφέρει ικανοποιητική ακρίβεια με ελάχιστους απαιτούμενους βαθμούς ελευθερίας.

Για την επίτευξη των παραπάνω απαιτείται η επιλογή κατάλληλων παραμέτρων του νόμου υλικού των ράβδων. Για την ακριβή προσέγγιση της συμπεριφοράς ανεξαρτήτως της γεωμετρίας μέλους, συνδέσεων και διατομής, υιοθετείται η χρήση πρόδρομων αναλύσεων λεπτομερούς προσομοιώματος του κάθε συνδέσμου δυσκαμψίας και η διακρίβωση χωριστών μονοαξονικών νόμων υλικού σε θλίψη και εφελκυσμό. Η βασική διαδικασία που ακολουθείται για την δημιουργία του απλοποιημένου προσομοιώματος ενός συνδέσμου είναι η ακόλουθη : α) πραγματοποιούνται αναλύσεις υπό μονοτονική και ανακυκλιζόμενη φόρτιση στο λεπτομερές προσομοίωμα του μεταλλικού συνδέσμου ώστε να εξαχθούν οι αντίστοιχες καμπύλες που περιγράφουν τη συμπεριφορά του, β) εκτιμώνται οι κατάλληλες παράμετροι του νόμου του υλικού ώστε να παραχθούν αντίστοιχες καμπύλες για το απλοποιημένο προσομοίωμα που προσομοιάζουν στις καμπύλες του λεπτομερούς προσομοιώματος.

Στη συνέχεια δοκιμάζεται η αντικατάσταση των λεπτομερών προσομοιωμάτων των συνδέσμων από τα απλοποιημένα στο πλήρες σύστημα της κατασκευής. Η μεθοδολογία εφαρμόζεται σε τρία μεταλλικά κτίρια τριών, έξι και δώδεκα ορόφων με περιμετρικά πλαίσια ανάληψης οριζόντιων δυνάμεων με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας, τα οποία έχουν διαστασιολογηθεί με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8. Αποτιμάται η συμπεριφορά των κτιρίων και συγκρίνονται τα αποτελέσματα μεταξύ των δύο προσομοιωμάτων, τα οποία τελικώς υποδεικνύουν ότι το προτεινόμενο προσομοίωμα ελαχιστοποιεί σημαντικά το υπολογιστικό κόστος, διευκολύνει τη σύγκλιση των αναλύσεων και εξασφαλίζει παράλληλα ικανοποιητική ακρίβεια στη Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση (Pushover), ενώ δίνει λογικές εκτιμήσεις και στην Ικανοτική Δυναμική Ανάλυση (IDA).

Uniaxial spring model of steel braces for the seismic assessment of steel structures

Sitaropoulos K. E. (supervised by Vamvatsikos D.)

Abstract

A simplified model is proposed for the assessment of the behavior of steel braces, consisting of a bar with a material law arising from the analysis of a detailed model under tension and compression. Although the current trend in the assessment of the seismic behavior of structures with steel braces is to model them in detail within the model of the whole structure by discretization in multiple beam-column fiber-section elements, results are not always satisfactory. Accurate assessment demands multiple non linear dynamic analyses under a set of accelerograms. Consequently, using detailed models offers excellent accuracy, but on the other side increases computational cost and creates problems in convergence. Contrariwise, using simple bars with appropriate calibrated behavior may offer satisfactory accuracy with only a few degrees of freedom.

To achieve the above, choosing the appropriate parameters for the bar's material law is required. In order to accurately approach the behavior regardless of the member's geometry, connections and cross sections, analyses of the detailed model for each brace and calibration using separate uniaxial material laws for tension and compression are adopted. The basic procedure that is followed to create a simplified model for a brace is the following: a) monotonic loading and Reverse Cyclic Displacement Analysis are conducted for the detailed model of a steel brace to export the curves describing its behavior, b) appropriate parameters for the material law are estimated in order to produce the corresponding curves for the simplified model that fit the curves of the detailed model.

Subsequently, the effect of substituting the detailed models by the simplified ones is examined for a whole structure. The proposed method is applied in three steel perimeter concentrically braced-frame buildings of three, six and twelve storeys that have been designed according to the provisions of Eurocode 8. Behavior of these structures is assessed as well as results from both models are compared. Eventually, use of the proposed model within the model of a braced frame reduces dramatically computational cost and facilitates convergence of analyses. At the same time, satisfactory accuracy is ensured in Pushover Analysis along with rational estimations in Incremental Dynamic Analysis (IDA).

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα καθηγητή της διπλωματικής μου εργασίας, κ. Δημήτριο Βαμβάτσικο, Επίκουρο Καθηγητή της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ. Αρχικά, για την ανάθεση της παρούσας εργασίας και τη δυνατότητα που μου έδωσε να ασχοληθώ με ένα τόσο ενδιαφέρον και συγχρόνως χρήσιμο θέμα, αλλά και για τη συνεχή και αμέριστη βοήθεια και καθοδήγηση που μου παρείχε καθ' όλη τη διάρκεια της συνεργασίας μας. Ήταν πάντα πρόθυμος να αφιερώσει κομμάτι από τον πολύτιμο χρόνο του για να με βοηθήσει, να με συμβουλευτεί, ή ακόμα και να μου μεταλαμπαδεύσει μερικές από τις γνώσεις του. Επίσης ευχαριστώ τον κ. Χαράλαμπο Γαντέ, Καθηγητή και τον κ. Παύλο Θανόπουλο, Λέκτορα του Εργαστηρίου Μεταλλικών Κατασκευών για την διάθεση του χρόνου τους στην εξέταση της διπλωματικής μου εργασίας.

Θα ήθελα να ευχαριστήσω ακόμα τους φίλους και τους συμφοιτητές μου από τη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ για τη βοήθεια και τη στήριξη τους καθ' όλη τη διάρκεια των σπουδών μου. Φυσικά, θα ήταν αδιανόητο να μην πω ένα πολύ μεγάλο ευχαριστώ στους δικούς μου ανθρώπους: τους γονείς μου, Ευάγγελο και Ευφροσύνη, και στην αδερφή μου, Αγγελική, τόσο για τα εφόδια και την υλική συμπαράστασή τους όλα αυτά τα χρόνια των σπουδών μου, όσο και για απόλυτη κατανόηση που επέδειξαν το διάστημα της εντατικής ενασχόλησής μου με την παρούσα εργασία.

1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Μέχρι δεκαετίες πριν οι μηχανικοί προτιμούσαν τη χρήση πλαισίων ροπής (Special Moment Resisting Frames ή SMRF) για το σεισμικό σχεδιασμό των μεταλλικών κατασκευών. Τα πλαίσια ροπής (βλ. Σχήμα 1.1) ήταν αρκετά διαδεδομένα λόγω της απλής διαμόρφωσης τους και των απλών κριτηρίων σχεδιασμού, ενώ παράλληλα θεωρούνταν ένα από τα καλύτερα δομικά συστήματα από αντισεισμική σκοπιά. Ωστόσο, στο σεισμό του Northridge το 1994 παρουσίασαν μη ικανοποιητικές επιδόσεις, όπως αναφέρει σε εργασία του και ο Wang (2007). Το ίδιο συνέβη μετέπειτα και σε άλλους σεισμούς (όπως ο Hyogo-ken Nanbu του 1995), με αποτέλεσμα να μειωθεί η εμπιστοσύνη των μηχανικών ανά τον κόσμο σε αυτά τα συστήματα εξαιτίας των εκτενών ψαθυρών θραύσεων που συνέβαιναν στις συνδέσεις δοκών και υποστυλωμάτων (FEMA 2000). Προκειμένου να αποφευχθεί η πρόωγη αστοχία αυτών των δομικών συστημάτων, η FEMA (Federal Emergency Management Agency) διεξήγαγε ένα πλήθος ερευνών (FEMA 1997a έως 1997c, FEMA 2000b έως FEMA 2000d). Απ' αυτές τις έρευνες στα συστήματα SMRF προέκυψε ότι κατά τη διάρκεια ενός έντονου σεισμικού γεγονότος πραγματοποιούνται πολύ μεγάλες μετατοπίσεις ορόφων, οι οποίες μπορούν να οδηγήσουν σε σημαντικές βλάβες φερόντων και μη στοιχείων. Στα συστήματα αυτά φάνηκε ακόμα να επικρατούν οι περιορισμοί στις μετακινήσεις των μεμονωμένων ορόφων (interstorey drifts), οι οποίες και οδηγούν σε μεγαλύτερες διατομές των μελών από αυτές που απαιτούνται από άποψη αντοχής. Αυτό οδήγησε σε μεγαλύτερο κόστος τις μεταλλικές κατασκευές με συστήματα πλαισίων ροπής SMRF, με αποτέλεσμα οι μηχανικοί να αρχίσουν να ψάχνουν για αποδοτικότερα και οικονομικότερα συστήματα.

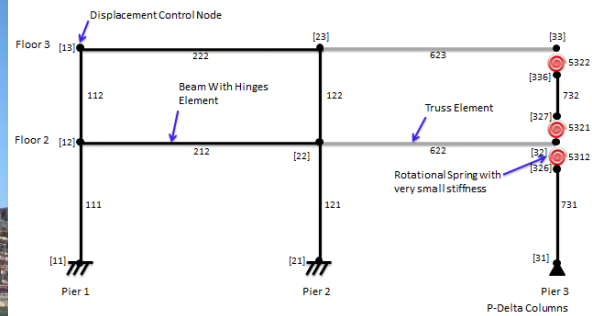
Τα ενισχυμένα με μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας πλαισιακά συστήματα (braced frame systems) αποτελούν σήμερα μια πολύ ικανοποιητική λύση, ιδιαίτερα σε περιπτώσεις σεισμικού σχεδιασμού μεταλλικών κατασκευών. Λόγω των ελαστικών ιδιοτήτων τους, είναι σε θέση να προσφέρουν την απαιτούμενη αντοχή και δυσκαμψία για την επίτευξη των στόχων λειτουργικών επιδόσεων των κτιρίων. Με τον κατάλληλο σχεδιασμό τους, η ικανότητα απορρόφησης ενέργειας και μείωσης των μετακινήσεων που διαθέτουν μπορούν να μειώσουν σημαντικά τις απαιτήσεις ανελαστικών παραμορφώσεων στα υπόλοιπα στοιχεία της κατασκευής που προκύπτουν κατά την εμφάνιση ακραίων σεισμικών γεγονότων.

Τα πλαισιακά συστήματα με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας (*Concentrically Braced Frames - CBFs*) ενώνουν δοκούς, υποστυλώματα και συνδέσμους δυσκαμψίας, σύμφωνα με το Σχήμα 1.2. Διάφοροι τύποι CBFs έχουν αναπτυχθεί μέχρι σήμερα, ανάμεσα στους οποίους τα πλαισιακά συστήματα με συνήθεις κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας (*Ordinary Concentrically Braced Frames - OCBFs*), τα πλαισιακά συστήματα με μη-σεισμικούς κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας (*Non-seismic Braced Frames - NCBFs*), τα πλαισιακά συστήματα με κεντρικούς συνδέσμους υψηλών απαιτήσεων πλαστιμότητας (*Special Concentrically Braced Frames - SCBFs*), και τα πλαισιακά συστήματα με μη λυγιζόμενους κεντρικούς συνδέσμους (*Buckling Restrained Braced Frames - BRBFs*). Στην παρούσα εργασία έχουν χρησιμοποιηθεί τα SCBFs.

Τα συστήματα SCBF επιτρέπουν τη διαρροή και το λυγισμό των συνδέσμων δυσκαμψίας, αλλά και τη διαρροή των συνδέσεων, προκειμένου να επιτευχθεί απορρόφηση ενέργειας. Σχεδιάζονται πάντα σε ζεύγη ώστε να αποφεύγεται η μη συμμετρική απόκριση και να περιορίζεται η μείωση της αντίστασης του συστήματος λόγω της ανελαστικής υστερητικής συμπεριφοράς του. Σήμερα, αποτελούν τη πλέον χρησιμοποιούμενη λύση για το σεισμικό



(α)



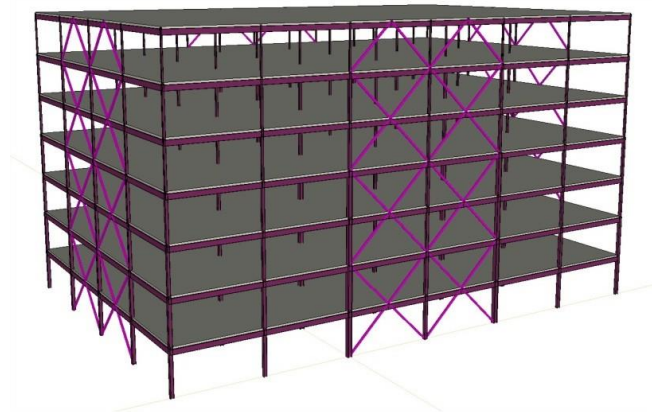
(β)

Σχήμα 1.1: (α) Μεταλλικό κτίριο με πλαίσια ροπής (SMRF), (β) Προσομοίωμα μεταλλικού πλαισίου ροπής στο λογισμικό OpenSees (2013).

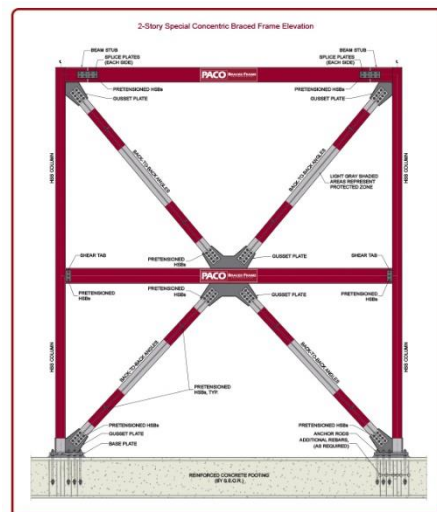
σχεδιασμό σε περιοχές με έντονη σεισμικότητα, καθώς είναι πιο οικονομικά από τα πλαισιακά συστήματα ροπής SMRF, λόγω της μειωμένης ποσότητας χάλυβα, αλλά και των υπαίθριων συγκολλήσεων που απαιτούνται. Ακόμα, είναι εκ της φύσεώς τους δύσκαμπτα συστήματα και κατ' επέκταση ικανά να ανθίστανται στις σεισμικές διεγέρσεις αναπτύσσοντας σημαντικά λιγότερες παραμορφώσεις, κάτι στο οποίο τα πλαίσια SMRF υστερούν σημαντικά όπως αναφέρθηκε και λίγο παραπάνω.



Σχήμα 1.2: Μεταλλικό κτίριο με πλαισιακά συστήματα με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας (CBF).



(α)



(β)

Σχήμα 1.3: Προσομοιώματα μεταλλικού κτιρίου με πλαίσιακα συστήματα με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας (CBF): (α) στο χώρο (τρισδιάστατο), (β) στο επίπεδο (δισδιάστατο).

Τα τελευταία χρόνια έχει γίνει εκτενής έρευνα πάνω στα συστήματα SCBF προκειμένου να δοθεί στους μηχανικούς η δυνατότητα να εκμεταλλεύονται στο έπακρο τα μεγάλα πλεονεκτήματα που μπορούν να προσφέρουν αυτά τα συστήματα στο σεισμικό σχεδιασμό. Διάφοροι ερευνητές έχουν ασχοληθεί με το θέμα, ανάμεσα στους οποίους και οι Uriz και Mahin (2008), Hsiao et al. (2012), προτείνοντας δισδιάστατα λεπτομερή προσομοιώματα με βάση αποτελέσματα από εκτενή πειράματα που έχουν πραγματοποιήσει. Τα προσομοιώματα αυτά είναι αρκετά απλούστερα από μοντέλα τρισδιάστατων πεπερασμένων στοιχείων, καθώς αποτελούνται από στοιχεία γραμμών, και συνεπώς σημαντικά μικρότερο αριθμό βαθμών ελευθερίας. Σκοπός τους ήταν να μειώσουν το υπολογιστικό κόστος, παρέχοντας παράλληλα στο μελετητή μια ικανοποιητική ακρίβεια στα εξαγόμενα αποτελέσματα.

Ωστόσο, σε περιπτώσεις πλαισίων με πολλούς κόμβους, όπως συμβαίνει για παράδειγμα σε ένα πολυώροφο κτίριο, ακόμα και αυτά τα προσομοιώματα παρουσιάζουν δυσκολία, ή και αδυναμία μερικές φορές, στην επίτευξη σύγκλισης στις Μη Γραμμικές Δυναμικές Αναλύσεις. Αυτό προκαλεί σαφώς ανασφάλεια στο μελετητή σχετικά με τα εξαγόμενα αποτελέσματα των Μη Γραμμικών Δυναμικών Αναλύσεων. Ακόμα όμως και όταν επιτυγχάνεται σύγκλιση, συχνά το υπολογιστικό κόστος είναι υψηλό. Ενδεικτικά, για ένα απλό πλαίσιο SCBF τριώροφου μεταλλικού κτιρίου το οποίο υποβάλλεται σε ένα ικανό πλήθος εδαφικών καταγραφών για την εκτέλεση μιας Μη Γραμμικής Δυναμικής Ανάλυσης μπορεί να απαιτηθεί μία ολόκληρη μέρα για την εξαγωγή των αποτελεσμάτων από ένα σύγχρονο υπολογιστικό μηχάνημα.

Προκύπτει λοιπόν η ανάγκη για ακόμα απλούστερα δισδιάστατα προσομοιώματα, καθώς όσο μειώνονται οι βαθμοί ελευθερίας του συστήματος, αφενός μειώνεται το υπολογιστικό κόστος, και αφετέρου διευκολύνεται η επίτευξη σύγκλισης των αριθμητικών αλγορίθμων. Όπως και τα λεπτομερή, έτσι και τα απλοποιημένα προσομοιώματα θα πρέπει να παρέχουν ικανοποιητική ακρίβεια στα εξαγόμενα αποτελέσματα συγκρινόμενα με τα λεπτομερή, προκειμένου να μπορούν να θεωρηθούν μια αξιόπιστη λύση για την προσομοίωση αυτών των συστημάτων. Στα πλαίσια αυτής της διπλωματικής εργασίας, μελετάται αρχικά η συμπεριφορά των λεπτομερών προσομοιωμάτων μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας που έχουν προταθεί από άλλους ερευνητές, όπως οι Uriz και Mahin (2008) και Hsiao et al.

(2012), και στη συνέχεια προτείνεται ένα απλοποιημένο μοντέλο που φιλοδοξεί να αντικαταστήσει αξιοπρεπώς τα λεπτομερή προσομοιώματα στα δισδιάστατα πλαίσια SCBF.

1.2 Στόχος εργασίας

Στόχος της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η ανάπτυξη ενός απλοποιημένου προσομοιώματος για την ακριβή προσομοίωση της συμπεριφοράς μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας κατά τη σεισμική καταπόνηση πολυώροφων μεταλλικών κτιρίων. Το προσομοίωμα αυτό βασίζεται σε περισσότερα λεπτομερή προσομοιώματα και έχει παραπλήσια συμπεριφορά με αυτά, με τη διαφορά όμως ότι έχει σημαντικά λιγότερους βαθμούς ελευθερίας, γεγονός το οποίο μειώνει το υπολογιστικό κόστος και διευκολύνει τη σύγκριση των αναλύσεων. Ιδιαίτερη έμφαση δίνεται στη μεταλυγισμική αντοχή του συνδέσμου και εξετάζεται κατά πόσο αυτή επηρεάζει τα αποτελέσματα των μη γραμμικών αναλύσεων των κτιρίων.

1.3 Οργάνωση περιεχομένων

Στο δεύτερο κεφάλαιο γίνεται αρχικά μια συνοπτική αναφορά στα υπάρχοντα είδη προσομοιωμάτων για μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας και στη συνέχεια αναλύονται δύο αρκετά διαδεδομένα λεπτομερή προσομοιώματα συνδέσμων (Uriz και Mahin, Hsiao et al.), στα οποία βασίζεται το προτεινόμενο απλοποιημένο προσομοίωμα. Περιγράφονται οι ομοιότητες και οι διαφορές των δύο, καθώς και η συμπεριφορά τους για κάθε μορφή φόρτισης.

Στο τρίτο κεφάλαιο περιγράφεται η προτεινόμενη μεθοδολογία για τη δημιουργία του απλοποιημένου προσομοιώματος ενός μεμονωμένου συνδέσμου δυσκαμψίας χρησιμοποιώντας τα απαραίτητα στοιχεία από τις πρόδρομες αναλύσεις στα λεπτομερή προσομοιώματα του συνδέσμου. Περιγράφεται επίσης η συμπεριφορά του σε κάθε είδος φόρτισης και γίνεται σύγκριση μεταξύ λεπτομερούς και απλοποιημένου προσομοιώματος.

Στο τέταρτο κεφάλαιο εξετάζεται η εφαρμογή της προτεινόμενης μεθοδολογίας σε τρία δεδομένα μεταλλικά κτίρια, τα οποία έχουν περιμετρικά πλαίσια ανάληψης οριζόντιων δυνάμεων με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας και έχουν διαστασιολογηθεί με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8. Συγκρίνονται τα αποτελέσματα των μη γραμμικών αναλύσεων ανάμεσα στο λεπτομερές και το απλοποιημένο προσομοίωμα του κάθε κτιρίου και εκτιμάται η επιρροή στη συμπεριφορά του κτιρίου από την ένταξη του απλοποιημένου συνδέσμου.

Στο πέμπτο κεφάλαιο παρουσιάζονται συμπεράσματα και παρατηρήσεις που προέκυψαν κατά την ανάπτυξη και εφαρμογή της συγκεκριμένης μεθοδολογίας, τόσο στο μεμονωμένο μεταλλικό σύνδεσμο, όσο και στα πλήρη συστήματα μεταλλικών κτιρίων.

2 Μεταλλικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας

2.1 Γενικά

Για την προσομοίωση των μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας χρησιμοποιούνται δύο είδη προσομοιωμάτων (μοντέλων) :

- 1) συνεχή προσομοιώματα
- 2) προσομοιώματα με στοιχεία γραμμής

Τα *συνεχή προσομοιώματα* (continuum models) είναι προσομοιώματα πεπερασμένων στοιχείων τα οποία αποτελούνται από σειρά μικροσκοπικών στοιχείων τριών διαστάσεων (shell or brick elements) που σχηματίζουν ένα πλέγμα όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.1, τα οποία έχουν επαρκές μέγεθος και τις απαραίτητες φυσικές ιδιότητες ώστε να παρέχουν μια αξιόπιστη αναπαράσταση της συμπεριφοράς του στοιχείου. Η μέθοδος που χρησιμοποιείται για αυτά είναι η Μέθοδος των Πεπερασμένων Στοιχείων (Finite Element Method – FEM) και είναι πλέον αρκετά διαδεδομένη, καθώς χρησιμοποιείται και από πλήθος λογισμικών της αγοράς.

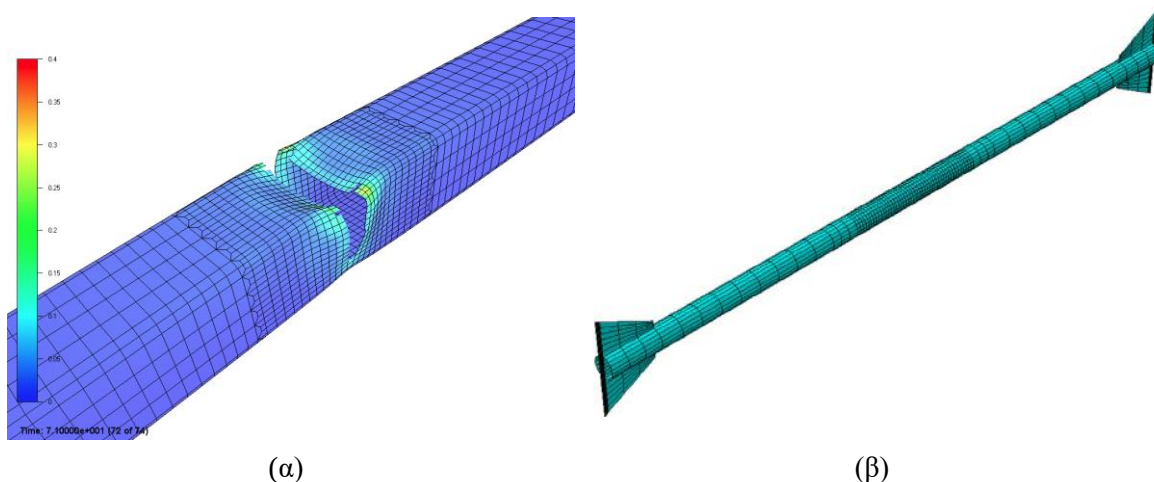
Τα *προσομοιώματα με στοιχεία γραμμής*¹ (line-element models) αποτελούνται από στοιχεία δοκού-στήλουν (beam-column elements) και στοιχεία μηδενικού μήκους (zero-length elements), όπως υποδεικνύεται και στο Σχήμα 2.2. Το γεγονός αυτό τα καθιστά αρκετά απλά (αφού μειώνονται δραματικά οι βαθμοί ελευθερίας σε σχέση με αντίστοιχα συνεχή μοντέλα πεπερασμένων στοιχείων) και οδηγεί σε σημαντικά μειωμένους υπολογιστικούς χρόνους, ενώ παράλληλα η ακρίβεια διατηρείται σε αρκετά υψηλά επίπεδα.

Στα πλαίσια αυτής της διπλωματικής εργασίας, θα εξετασθούν δύο από τα πλέον διαδεδομένα μοντέλα γραμμικών στοιχείων σήμερα για την προσομοίωση μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας: α) το *μοντέλο των Uriz – Mahin* (2008) , και β) το *μοντέλο των Hsiao et al.* (2012). Πρόκειται για δύο αρκετά ακριβή προσομοιώματα, αφού έχουν προκύψει κατόπιν εκτενών αναλύσεων πλήθους πειραματικών δεδομένων, τα οποία μάλιστα έχουν αρκετές ομοιότητες σε γενικές γραμμές. Αναλυτικότερη παρουσίαση τους πραγματοποιείται στα υποκεφάλαια 2.2, όπου περιγράφεται το προσομοίωμα, και στα 2.3 και 2.4, όπου περιγράφεται και συγκρίνεται η συμπεριφορά τους για διάφορες φορτίσεις.

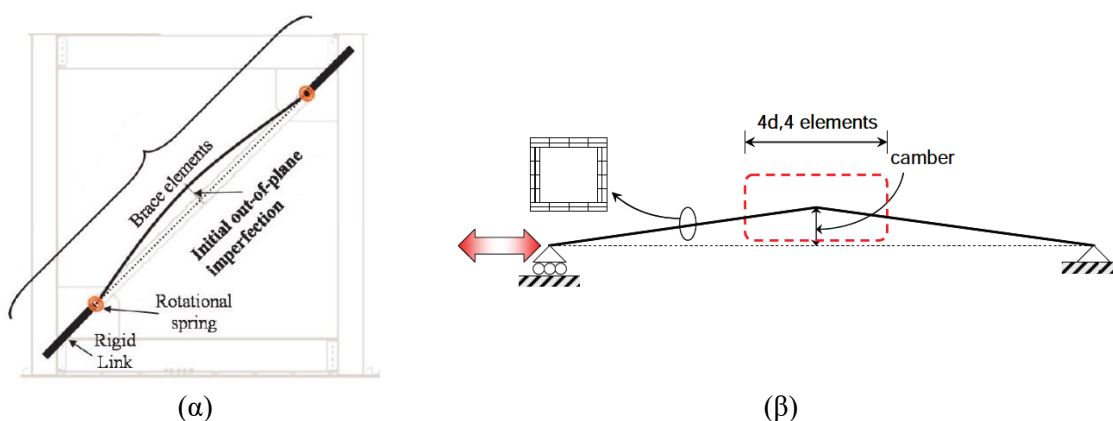
Στο σημείο αυτό θα ήταν χρήσιμο να αναφερθούμε στο λογισμικό που χρησιμοποιήθηκε για την εκπόνηση αυτής της εργασίας. Χρησιμοποιήθηκαν δύο *προγράμματα λογισμικού*:

- α) το *MATLAB* (2014): ένα περιβάλλον αριθμητικής υπολογιστικής και μια προγραμματιστική γλώσσα τέταρτης γενιάς. Αποθηκεύει και κάνει τις πράξεις με βάση την άλγεβρα μητρών. Χρησιμοποιείται κατά κύριο λόγο για την επίλυση μαθηματικών προβλημάτων, ωστόσο είναι πολύ «ισχυρό» και μπορεί να χρησιμοποιηθεί και για προγραμματισμό καθώς περιέχει εντολές από την C++.
- β) το *OpenSees* (2013): λογισμικό που επιτρέπει τη δημιουργία εφαρμογών πεπερασμένων στοιχείων με σκοπό την προσομοίωση συστημάτων που υπόκεινται σε σεισμούς. Έχει προηγμένες δυνατότητες για την προσομοίωση και ανάλυση της μη γραμμικής απόκρισης συστημάτων χρησιμοποιώντας ένα ευρύ φάσμα μοντέλων υλικών, τύπων στοιχείων και αλγορίθμων επίλυσης.

¹ Διευκρινίζεται ότι ο όρος «προσομοίωμα με στοιχεία γραμμής», υπονοεί τη χρήση στοιχείων που αναπαριστώνται γεωμετρικά με μια γραμμή (line).



Σχήμα 2.1: Προσομοίωμα μεταλλικού συνδέσμου με τρισδιάστατα πεπερασμένα στοιχεία: (α) κοίλη τετραγωνική διατομή (SHS), (β) κοίλη κυκλική διατομή (CHS).

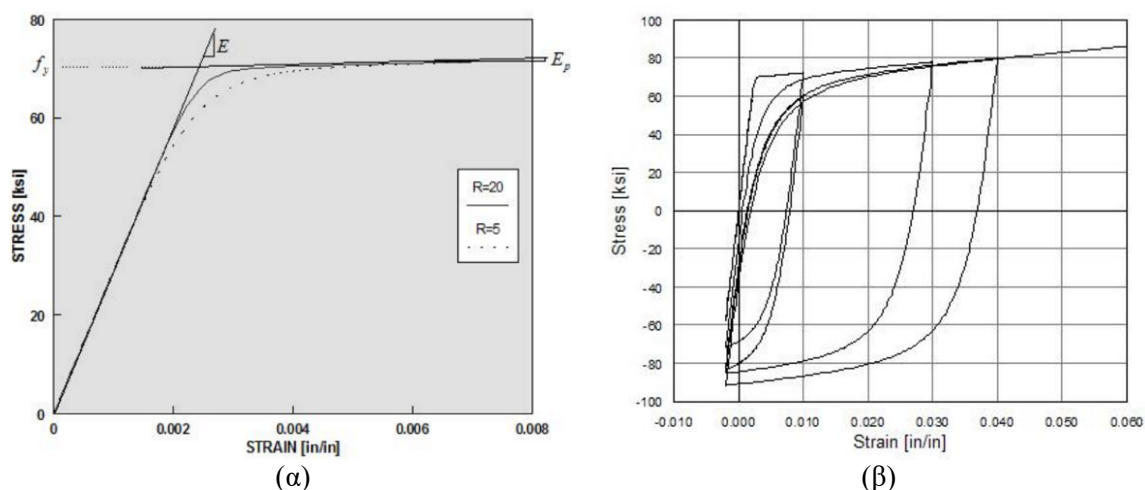


Σχήμα 2.2: Προσομοίωμα μεταλλικού συνδέσμου με γραμμικά στοιχεία: (α) με χρήση άκαμπτων συνδέσμων και στρωφικών ελατηρίων για τα κομβοελάσματα, (β) με πυκνωση των στοιχείων στο μέσον του συνδέσμου.

2.2 Λεπτομερές προσομοίωμα

Το λεπτομερές προσομοίωμα των μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας που θα εξετασθεί στο κεφάλαιο αυτό, αλλά και στην παρούσα εργασία γενικότερα είναι ένα προσομοίωμα στοιχείων γραμμής. Αποτελείται από δύο συστατικά μέρη: (α) τη *μεταλλική ράβδο* με τη διατομή του συνδέσμου, και (β) το *κομβοέλασμα* (*gusset plate*), το οποίο αποτελεί το συνδετικό κρίκο της ράβδου με τα άλλα στοιχεία του πλαισίου, δηλαδή τις δοκούς και τα υποστυλώματα.

Το υλικό που χρησιμοποιήθηκε για τους μεταλλικούς συνδέσμους είναι το υλικό του λογισμικού OpenSees (2013) “*uniaxialMaterial Steel02*”. Πρόκειται για ένα μοντέλο υλικού το οποίο αντιπροσωπεύει το γνωστό μοναξονικό μη γραμμικό με υστέρηση μοντέλο για το χάλυβα. Προτάθηκε αρχικά από τους Menegotto και Pinto (1973), και επεκτάθηκε από τους Filippou et al. (1983) ώστε να λαμβάνει υπόψιν του την ισοτροπική κράτυνση του χάλυβα. Η συμπεριφορά του υποδεικνύεται στο Σχήμα 2.3. Στα πλαίσια της εργασίας, θεωρήθηκε δομικός χάλυβας ποιότητας S355 με μέτρο ελαστικότητας $E_s = 210 \text{ GPa}$, όριο διαρροής $f_y = 355 \text{ MPa}$ και κράτυνση 3%. Όσον αφορά τις απαιτούμενες παραμέτρους για το υλικό



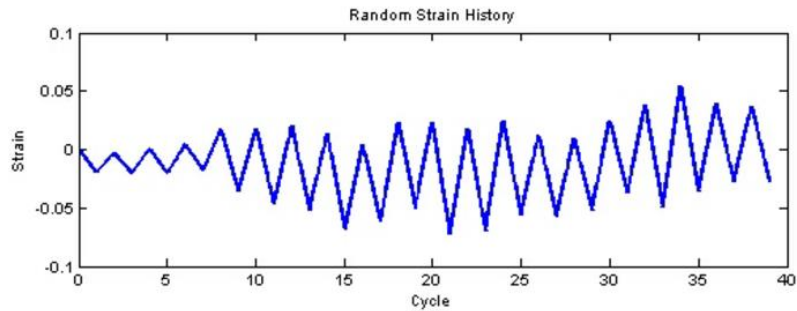
Σχήμα 2.3: Υλικό “uniaxialMaterial Steel02” του OpenSees. Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων: (α) υπό μονοτονική φόρτιση, (β) υστερητική συμπεριφορά με ιστροπική κράτυνση στη θλίψη.

Steel02, ελήφθησαν οι τιμές $R = 20$, $c_{R1} = 0.925$ και $c_{R2} = 0.15$ σύμφωνα με τους Menegotto και Pinto, ενώ οι παράμετροι της υστερητικής συμπεριφοράς ελήφθησαν ίσες με $a_1 = a_3 = 0.0005$ και $a_2 = a_4 = 0.01$ από το προτεινόμενο μοντέλο των Uriz και Mahin (PEER 2008) για μεταλλικούς συνδέσμους.

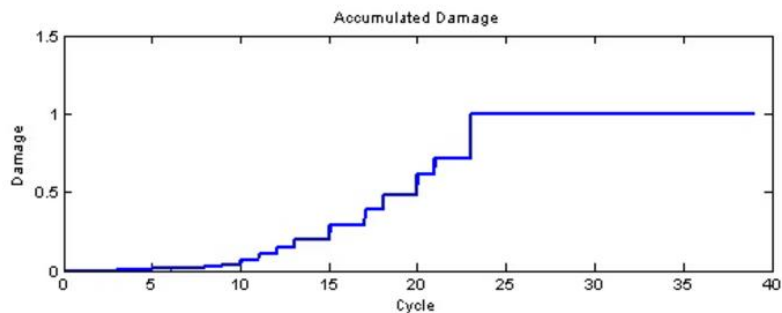
Προκειμένου να ληφθεί υπόψιν η ολιγοκυκλική κόπωση του χάλυβα όταν υπόκειται σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση, χρησιμοποιήθηκε το υλικό “uniaxialMaterial Fatigue” του OpenSees, το οποίο «φορέθηκε» πάνω στο αρχικό υλικό των συνδέσμων (Steel02). Το υλικό αυτό έχει τη δυνατότητα να διατηρεί όλες τις ιδιότητες του αρχικού υλικού (δεν επηρεάζει δηλαδή τη σχέση τάσεων – παραμορφώσεων) και παράλληλα να προσμετρά τη βλάβη που συσσωρεύεται στο στοιχείο από τις εναλλαγές των τάσεων, σύμφωνα με τον κανόνα των Palmgren και Miner (Palmgren-Miner Rule), ο οποίος δίνεται με τη μορφή της Εξίσωσης (2.1):

$$\sum_{i=1}^N \frac{D_i}{D} = 1, \quad (2.1)$$

, όπου D_i είναι η βλάβη στο στοιχείο κατά τον κύκλο i και D η ολική βλάβη που μπορεί να αντέξει το δεδομένο στοιχείο προτού αστοχήσει. Το υλικό Fatigue έχει ακόμα τη δυνατότητα να θεωρεί ότι το αρχικό υλικό αστόχησε όταν αυτό φτάσει μια μέγιστη ή ελάχιστη τιμή παραμόρφωσης, ανεξαρτήτως της συσσωρευμένης βλάβης που υπάρχει τη δεδομένη χρονική στιγμή. Σχετικά με τις παραμέτρους του υλικού Fatigue, οι προεπιλεγμένες τιμές δίνονται από τους Ballio and Castiglioni (1995), ενώ αναλυτικότερες πληροφορίες μπορούν να βρεθούν στον Uriz (2005). Στο Σχήμα 2.4 υποδεικνύεται σχηματικά η συσσώρευση βλάβης σε ένα μεταλλικό στοιχείο το οποίο υποβάλλεται σε σειρά κύκλων φόρτισης υπό μεταβλητό εύρος τάσεων.



(α)



(β)

Σχήμα 2.4: Ολιγοκυκλική κόπωση μεταλλικού συνδέσμου: (α) μεταβολή τάσεων με τους κύκλους φόρτισης, (β) συσσωρευμένη βλάβη ανά κύκλο.

2.2.1 Μεταλλική ράβδος

Στο λεπτομερές προσομοίωμα που έχει επιλεγθεί, η μεταλλική ράβδος διακριτοποιείται σε πολλαπλά μη γραμμικά στοιχεία² δοκού-στύλου με διατομές ινών, ικανά να αναπαραστήσουν τη μη γραμμική συμπεριφορά της σε ακραίες καταπονήσεις. Το προσομοίωμα βασίζεται σε μελέτη των Uriz et al. (2008) και έχει προκύψει κατόπιν εκτενών πειραμάτων που πραγματοποιήθηκαν.

Για τον αριθμό των στοιχείων που απαιτούνται για την ικανοποιητική αναπαράσταση της ράβδου, οι Uriz et al. (2008) αναφέρουν ότι η διακριτοποίηση σε δύο στοιχεία μπορεί να οδηγήσει σε ικανοποιητική ακρίβεια όσον αφορά την καθολική συμπεριφορά του συνδέσμου, επομένως κρίνεται επαρκής για μη λεπτότοιχες διατομές. Ωστόσο, ο αριθμός τους επηρεάζει τόσο τα φαινόμενα τοπικής αστοχίας και ολιγοκυκλικής κόπωσης, όσο και το λυγισμό ενός θλιβόμενου μέλους, οπότε και απαιτείται η επιλογή περισσότερων στοιχείων. Ακριβής προσομοίωση ενός συνδέσμου που κινδυνεύει να υποστεί λυγισμό μπορεί να επιτευχθεί με δέκα ή περισσότερα μη γραμμικά στοιχεία δοκού-στύλου κατά μήκος του μέλους, σύμφωνα με προηγούμενη μελέτη του Gunnarsson (2004) που βασίστηκε σε εκτεταμένη έρευνα της συμπεριφοράς τέτοιων συνδέσμων. Όσον αφορά τον αριθμό των σημείων ολοκλήρωσης Gauss (Gauss integration points), οι Uriz et al. (2008) επισημαίνουν στη μελέτη τους ότι τρία σημεία ολοκλήρωσης Gauss ανά στοιχείο είναι επαρκή για μια ακριβή προσομοίωση της υστερητικής συμπεριφοράς ενός θλιβόμενου μέλους που λυγίζει.

² Με τον όρο «μη γραμμικά στοιχεία» νοούνται στοιχεία γραμμής με μη γραμμική συμπεριφορά.

Για να προκληθεί λυγισμός σε μια αξονικά θλιβόμενη ράβδο, είναι απαραίτητο αυτή να εμπεριέχει μια γεωμετρική ατέλεια, συνήθως με τη μορφή ενός κυρτώματος (διότι σε αντίθετη περίπτωση το όποιο λογισμικό θλίβει τη ράβδο μέχρις εξαντλήσεως της αξονικής αντοχής της). Από τη μελέτη των Uriz et al. (2008), προκύπτει ότι το φορτίο λυγισμού θλιβόμενων ράβδων υπό μονοτονική φόρτιση εξαρτάται σημαντικά από την τιμή της αρχικής γεωμετρικής ατέλειας του μέλους, ενώ δεν φαίνεται να συμβαίνει το ίδιο στην ανακυκλιζόμενη φόρτιση, όπου η επιρροή της ατέλειας είναι πρακτικά αμελητέα. Στην παρούσα εργασία έχει ληφθεί αρχική γεωμετρική ατέλεια, καθώς στόχος είναι η ακριβής προσομοίωση της συμπεριφοράς των μεταλλικών συνδέσμων σε οποιαδήποτε μορφή φόρτισης. Πιο συγκεκριμένα, αυτή είναι παραβολικής μορφής και μεγέθους 1‰ του ενεργού³ μήκους της μεταλλικής ράβδου.

Όσον αφορά τη διατομή των συνδέσμων, έχουν μελετηθεί αποκλειστικά κοίλες τετραγωνικές διατομές (SHS). Σε κάθε σύνδεσμο που μελετάται, η διατομή δημιουργείται με τέτοιο τρόπο ώστε να έχει στρώσεις κατανεμημένης πλαστικότητας και διακριτοποιείται σε ίνες (fiber section), οι οποίες χωρίζουν την αρχική διατομή σε μικρότερες επιμέρους διατομές. Πυκνότερο πλέγμα ινών τοποθετείται στην διεύθυνση λυγισμού του συνδέσμου, ακολουθώντας το πρότυπο των Hsiao et al. (2012), με 5x4 ίνες στη διεύθυνση λυγισμού και 5x2 ίνες στην άλλη διεύθυνση.

Το παρόν προσομοίωμα της μεταλλικής ράβδου, που υποδεικνύεται παρακάτω στα Σχήματα 2.8 και 2.9 της Παραγράφου 2.2.3, αποτελείται από 10 ισομήκη μη γραμμικά στοιχεία δοκού-στύλου με διατομές ινών, και 3 σημεία σημεία ολοκλήρωσης Gauss ανά στοιχείο, ενώ ταυτόχρονα έχει αρχική γεωμετρική ατέλεια παραβολικής μορφής και μεγέθους 1‰ του ενεργού μήκους της μεταλλικής ράβδου.

2.2.2 Σύνδεση με άλλα στοιχεία – Κομβοελάσματα

Η σύνδεση των συνδέσμων δυσκαμψίας με τα υπόλοιπα στοιχεία της κατασκευής (δοκοί, υποστυλώματα) γίνεται μέσω των κομβοελασμάτων. Η σύνδεση αυτή στις πραγματικές κατασκευές δεν είναι ούτε άρθρωση (πλήρης ελευθερία σχετικής στροφής), ούτε και πάκτωση (πλήρης δέσμευση σχετικής στροφής), αλλά μια ενδιάμεση κατάσταση. Οι συνδέσεις αυτές έχουν σημαντική επίδραση στη δυσκαμψία, την αντίσταση και την ικανότητα ανελαστικής παραμόρφωσης των συστημάτων SCBF και για αυτό το λόγο κρίνεται απαραίτητη η ακριβής προσομοίωση τους. Εξάλλου, η ορθή εκτίμηση της δυσκαμψίας του κομβοελασματος είναι απαραίτητη για την ακριβή πρόβλεψη του σημείου λυγισμού του μεταλλικού συνδέσμου.

Στην παρούσα εργασία παρουσιάζονται και μελετώνται δύο μοντέλα συνδέσεων για τους συνδέσμους δυσκαμψίας. Το μοντέλο των Uriz και Mahin (2008) προσομοιώνει τη σύνδεση κομβοελασματος – σύνδεσμου με τρόπο που υποδεικνύεται στο Σχήμα 2.5. Χρησιμοποιείται ένα άκαμπτο στοιχείο (rigid link), το οποίο εκτείνεται από το σημείο τομής των κεντροβαρικών αξόνων δοκού και υποστυλώματος (σημείο 1) έως και τη γραμμή διαρροής (yield line) του κομβοελασματος (σημείο 2). Το μοντέλο των Hsiao et al. (2012) προσομοιώνει τη σύνδεση κομβοελασματος – σύνδεσμου με τρόπο που υποδεικνύεται στο Σχήμα 2.6. Όπως και στο προηγούμενο μοντέλο, χρησιμοποιείται κι εδώ ένα άκαμπτο στοιχείο (rigid link), το οποίο όμως αυτή τη φορά εκτείνεται από το σημείο τομής των κεντροβαρικών αξόνων δοκού και υποστυλώματος έως και το σημείο που αρχίζει η μεταλλική ράβδος. Αυτό που διαφοροποιεί όμως σημαντικά τα δύο αυτά προσομοιώματα

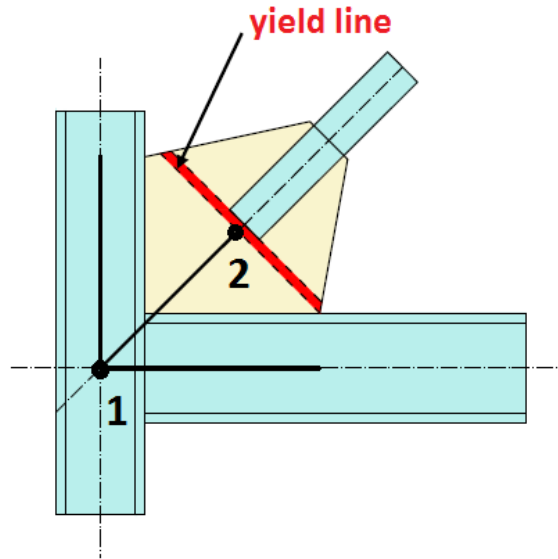
³ Σαν «ενεργό μήκος συνδέσμου» νοείται το μήκος της μεταλλικής ράβδου, ο συνδεσμός δηλαδή χωρίς τα δύο κομβοελάσματα των άκρων του.

είναι η χρήση ενός *μη γραμμικού στροφικού ελατηρίου (non-linear rotational spring)* στο μοντέλο των Hsiao et al. Το ελατήριο αυτό είναι σημειακό⁴ και τοποθετείται στο σημείο τομής του άκαμπτου στοιχείου με τη μεταλλική ράβδο, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.6α, προσομοιώνεται δε στο λογισμικό OpenSees (2013) με τη χρήση στοιχείου μηδενικού μήκους “element zeroLength”. Όσον αφορά τη δυσκαμψία και τη ροπή διαρροής του ελατηρίου, αυτές προκύπτουν από τις Σχέσεις (2.2) και (2.3), οι οποίες προέρχονται από πρόταση των Hsiao et al. στη μελέτη τους:

$$K_{rot} = \frac{E}{L_{ave}} \left(\frac{W_w \cdot t^3}{12} \right), \quad (2.2)$$

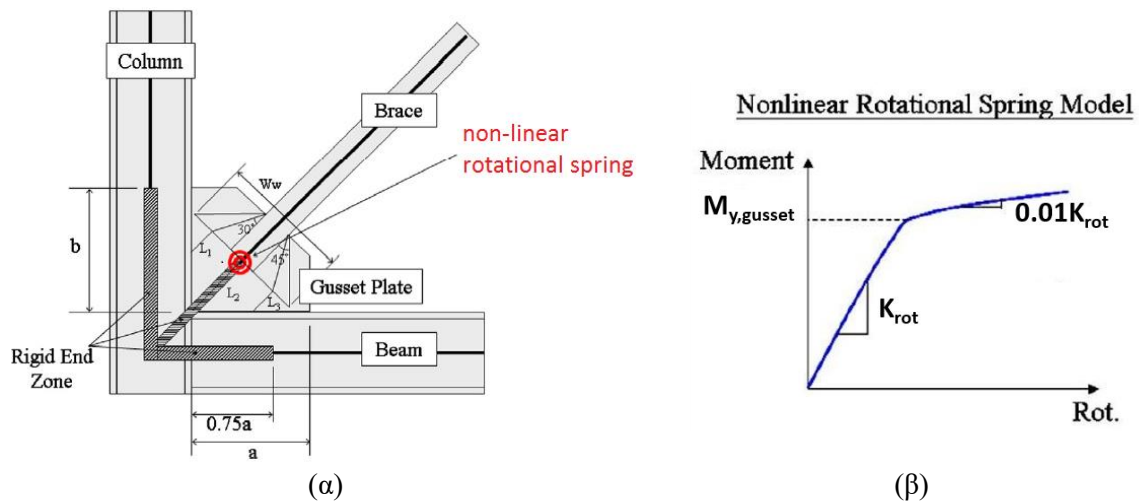
$$M_{y,gusset} = \left(\frac{W_w \cdot t^2}{6} \right) \cdot f_{y,gusset}, \quad (2.3)$$

, όπου E είναι το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα, t το πάχος του κομβοελάσματος, W_w το πλάτος Whitmore ορισμένο από μια γωνία προβολής 45° , L_{ave} ο μέσος όρος των L_1 , L_2 και L_3 και $f_{y,gusset}$ η τάση διαρροής του χάλυβα του κομβοελάσματος.



Σχήμα 2.5: Προσομοίωση σύνδεσης κατά Uriz και Mahin.

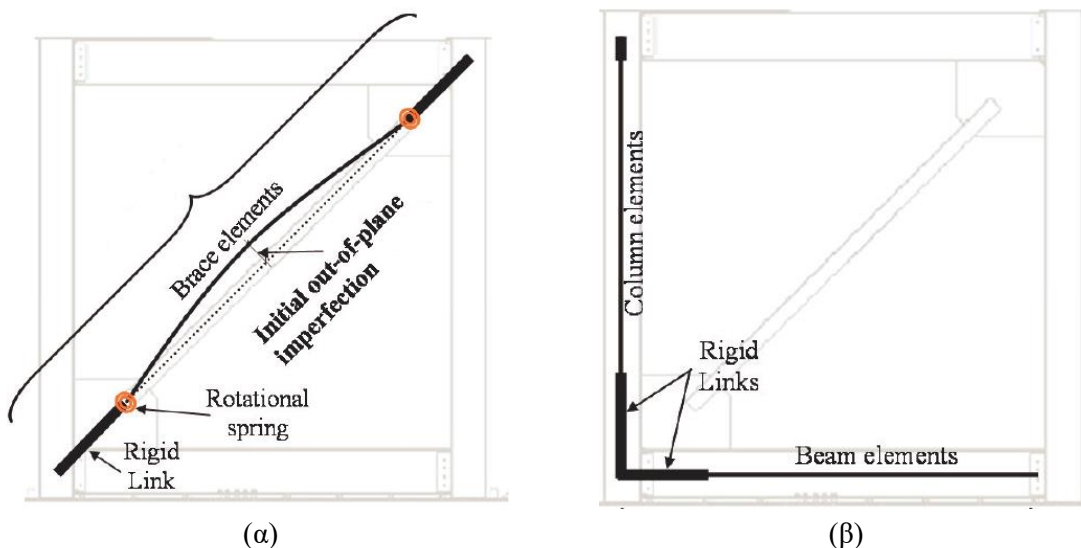
⁴ Δεν έχει μήκος (στοιχείο μηδενικού μήκους).



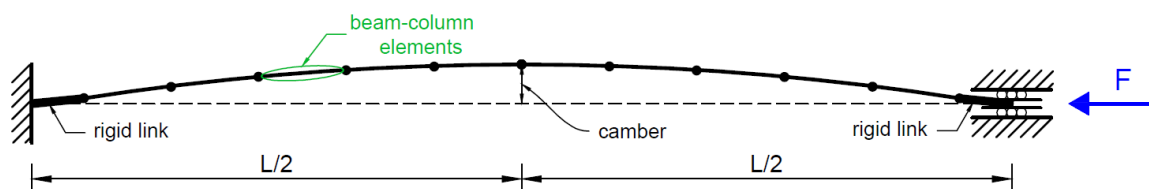
Σχήμα 2.6: Προσομοίωση σύνδεσης κατά Hsiao et al. (α) σχηματική απεικόνιση κόμβου, (β) καμπύλη συμπεριφοράς μη γραμμικού στρωφικού ελατηρίου.

2.2.3 Προσομοίωμα μεμονωμένου συνδέσμου (single-brace)

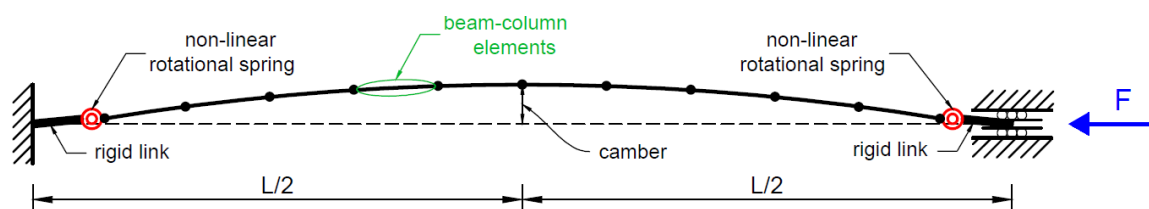
Προκειμένου να μελετηθεί διεξοδικά η συμπεριφορά των μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας σύμφωνα με τα ανωτέρω προσομοιώματα, θα χρειαστούν κατάλληλα προσομοιώματα μεμονωμένων συνδέσμων. Απομονώνεται δηλαδή ο σύνδεσμος από το σύνολο της κατασκευής και εξετάζεται ξεχωριστά. Οι συνοριακές συνθήκες που έχουν επιλεγεί υποδεικνύονται στα Σχήματα 2.8 και 2.9, όπου φαίνεται το τελικό προσομοίωμα ενός λεπτομερούς συνδέσμου δυσκαμψίας με βάση τα μοντέλα των Uriz και Mahin (Σχήμα 2.8) και Hsiao et al. (Σχήμα 2.9) αντίστοιχα. Το φορτιζόμενο άκρο της ράβδου υλοποιείται με *κυλιόμενη πάκτωση* (δέσμευση στροφής και κατακόρυφης μετακίνησης, ελευθερία οριζόντιας μετακίνησης), ενώ στο αφόρτιστο υπάρχει *πάκτωση* (δέσμευση όλων των μετακινήσεων και στροφής). Οι συγκεκριμένες συνοριακές συνθήκες θεωρήθηκαν οι πλέον αντιπροσωπευτικές, καθώς στα άκρα όπου το κομβόελασμα ενώνεται με τα άλλα στοιχεία του πλαισίου (δοκούς, υποστυλώματα) παρεμποδίζεται η πραγματοποίηση σχετικής μετακίνησης ή στροφής (βλ. Σχήμα 2.7). Η μοναδική μετακίνηση που επιτρέπεται είναι αυτή κατά την αξονική διεύθυνση της ράβδου, αφού καθώς το πλαίσιο μετακινείται προς μια κατεύθυνση, η ράβδος αναγκάζεται να μεταβάλλει το μήκος της προκειμένου να ακολουθήσει αυτή τη μετακίνηση.



Σχήμα 2.7: Σύνδεση συνδέσμου δυσκαμψίας με το υπόλοιπο πλαίσιο: (α) προσομοίωση συνδέσμου, (β) προσομοίωση δοκού – υποστυλώματος στον κόμβο.



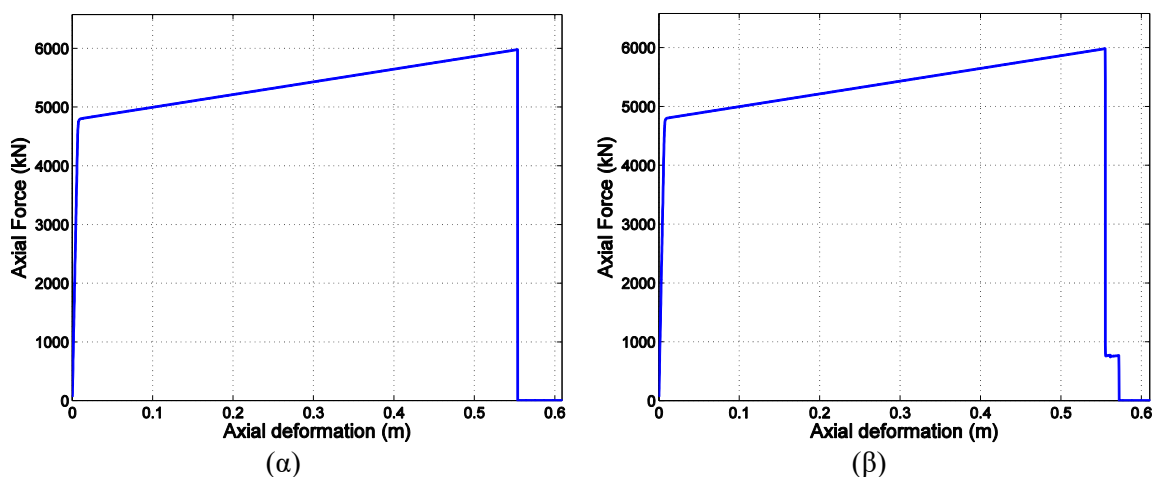
Σχήμα 2.8: Προσομοίωμα μεταλλικού συνδέσμου δυσκαμψίας κατά Uriz και Mahin.



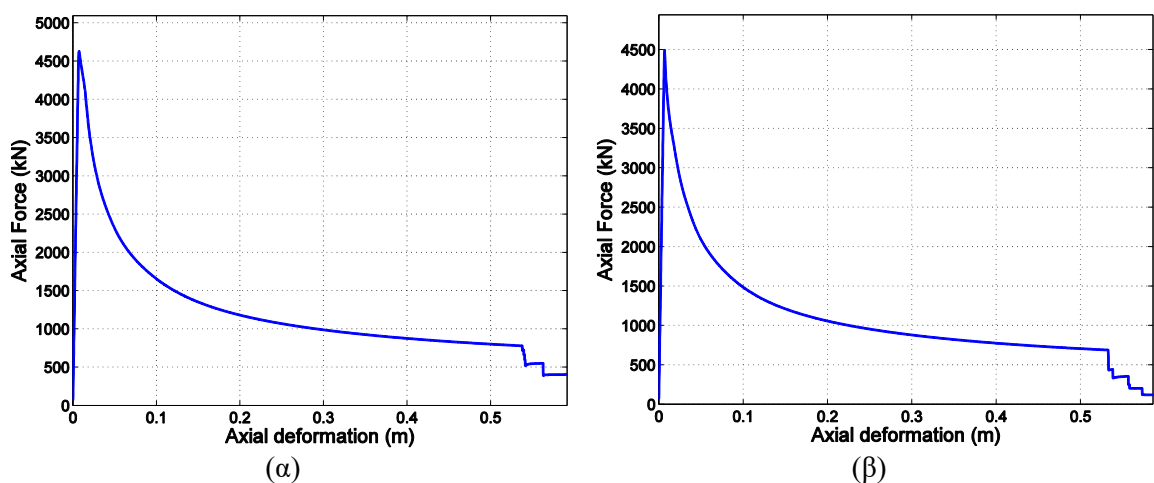
Σχήμα 2.9: Προσομοίωμα μεταλλικού συνδέσμου δυσκαμψίας κατά Hsiao et al.

2.3 Συμπεριφορά υπό μονοτονική φόρτιση

Στην ενότητα αυτή εξετάζεται η συμπεριφορά μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας υπό μονοτονική φόρτιση, τόσο σε εφελκυσμό όσο και σε θλίψη. Μελετώνται και τα δύο λεπτομερή προσομοιώματα της Παραγράφου 2.2, ξεχωριστά. Αρχικά εφαρμόζεται μοναδιαίο εφελκυστικό αξονικό φορτίο στο σύνδεσμο. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων για τα δύο προσομοιώματα παρουσιάζονται στο Σχήμα 2.10. Στη συνέχεια, εφαρμόζεται μοναδιαίο θλιπτικό αξονικό φορτίο στο σύνδεσμο. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων για τα δύο προσομοιώματα παρουσιάζονται στο Σχήμα 2.11. Ο μεταλλικός σύνδεσμος που έχει χρησιμοποιηθεί είναι κοίλης τετραγωνικής διατομής SHS 10x0.625in (σε ίντσες).



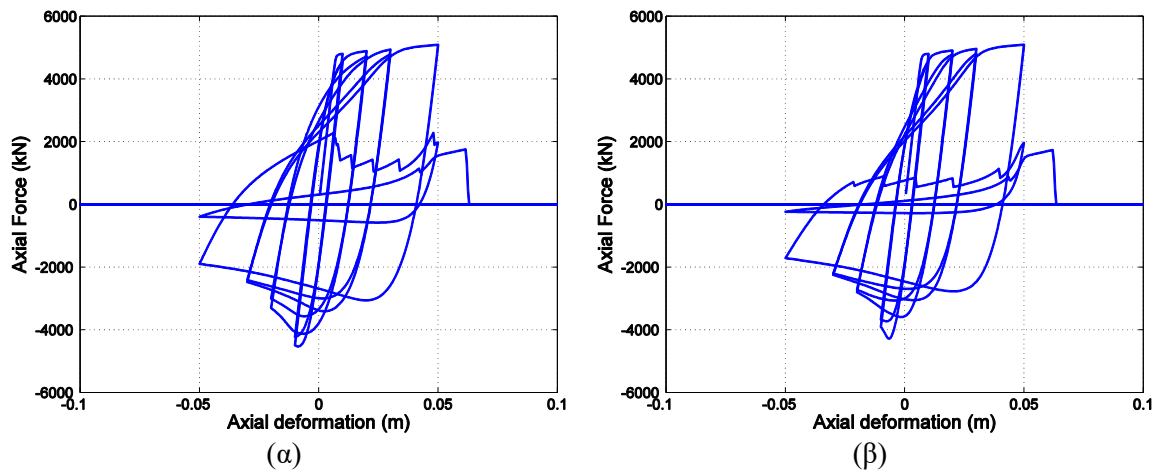
Σχήμα 2.10: Καμπύλες μονοτονικού εφελκυσμού: (α) Μοντέλο Uriz και Mahin, (β) Μοντέλο Hsiao et al.



Σχήμα 2.11: Καμπύλες μονοτονικής θλίψης: (α) Μοντέλο Uriz και Mahin, (β) Μοντέλο Hsiao et al.

2.4 Συμπεριφορά υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση

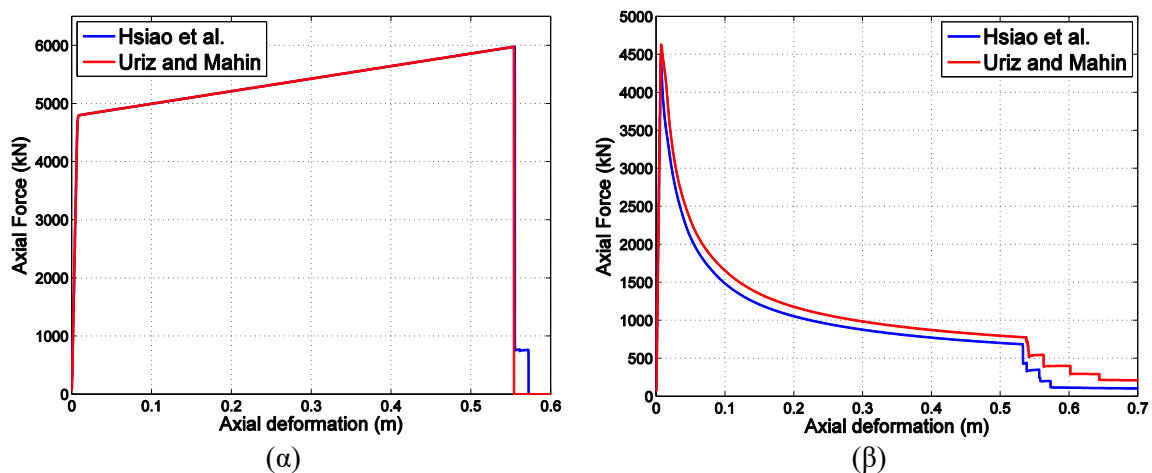
Στην ενότητα αυτή εξετάζεται η συμπεριφορά μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Μελετώνται πάλι και τα δύο λεπτομερή προσομοιώματα της Παραγράφου 2.2, ξεχωριστά. Εφαρμόζεται μοναδιαίο αξονικό φορτίο εναλλασσόμενης φοράς στο σύνδεσμο και επίσης επιλέγονται τα σημεία με τις μέγιστες μετακινήσεις ανά κύκλο φόρτισης (peak points). Τα αποτελέσματα των αναλύσεων για τα δύο προσομοιώματα παρουσιάζονται στο Σχήμα 2.12 (διατομή SHS 10x0.625in όπως προηγουμένως).



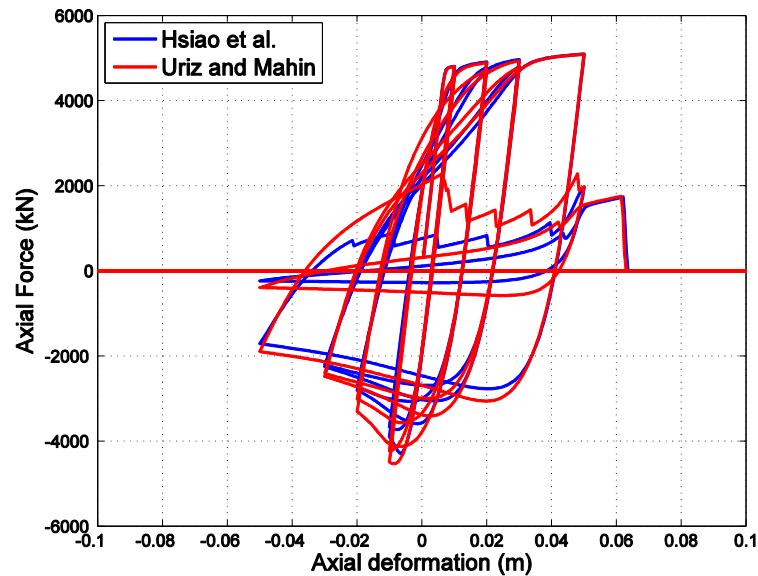
Σχήμα 2.12: Καμπύλες μονοτονικής θλίψης: (α) Μοντέλο Uriz και Mahin, (β) Μοντέλο Hsiao et al.

2.5 Συγκριτικά αποτελέσματα και τελική επιλογή προσομοιώματος

Προκειμένου να επιλεγθεί το λεπτομερές προσομοίωμα που θα εφαρμοσθεί στα κτίρια του Κεφαλαίου 4 της παρούσας εργασίας, συγκρίνονται οι καμπύλες συμπεριφοράς των δύο προσομοιωμάτων του συνδέσμου στις διάφορες φορτίσεις. Τα αποτελέσματα σε όρους αξονικής δύναμης προς αξονική παραμόρφωση παρουσιάζονται στα Σχήματα 2.13 για μονοτονική φόρτιση και 2.14 για ανακυκλιζόμενη, ενώ η σύγκριση συμπεριφοράς σε όρους καμπτικής ροπής (στα άκρα των κομβοελασμάτων) προς αξονική παραμόρφωση φαίνεται στα Σχήματα 2.15 και 2.16 για τα δύο άκρα του συνδέσμου και την περίπτωση μονοτονικού εφελκυσμού και μονοτονικής θλίψης αντίστοιχα. Χρησιμοποιήθηκε ο ίδιος μεταλλικός σύνδεσμος με προηγουμένως, διατομής SHS 10x0.625in.



Σχήμα 2.13: Σύγκριση των δύο λεπτομερών προσομοιωμάτων μεμονωμένου συνδέσμου: (α) μονοτονικός εφελκυσμός, (β) μονοτονική θλίψη.

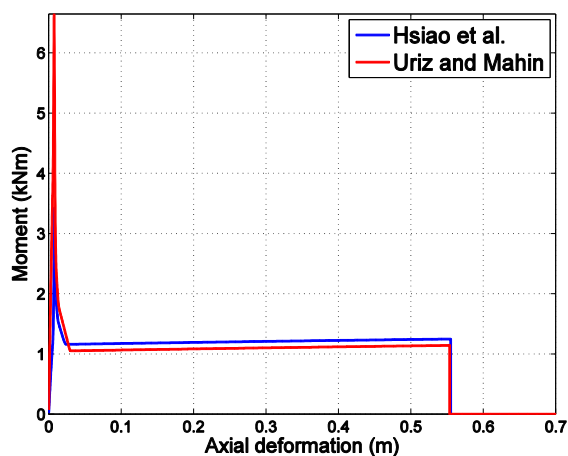


Σχήμα 2.14: Σύγκριση των δύο λεπτομερών προσομοιώματων μεμονωμένου συνδέσμου σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση.

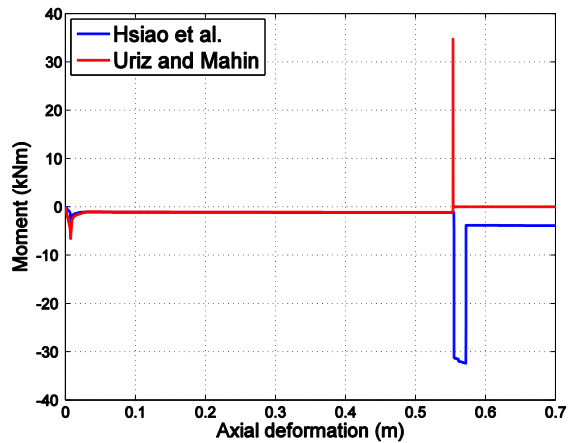
Παρατηρείται ότι τα δύο αυτά λεπτομερή προσομοιώματα ταυτίζονται με μεγάλη ακρίβεια όσον αφορά τις καμπύλες ικανότητας ενός συνδέσμου (σε όρους αξονικής δύναμης προς αξονική παραμόρφωση) με κοίλη τετραγωνική διατομή (SHS), τόσο σε μονοτονική όσο και σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση, γεγονός που ήταν σχετικά αναμενόμενο καθώς και τα δύο έχουν προκύψει με βάση αποτελέσματα πειραμάτων σε πραγματικούς μεταλλικούς συνδέσμους.

Ωστόσο, αυτά φαίνεται να διαφέρουν ως προς τη ροπή που αναπτύσσεται στα άκρα των κομβοελασμάτων, όπως γίνεται εμφανές στα Σχήματα 2.15 και 2.16. Το μέγεθος αυτής της αναπτυσσόμενης ροπής είναι αδιάφορο στην περίπτωση που εξετάζεται η συμπεριφορά ενός μεμονωμένου συνδέσμου, έχει όμως εξαιρετικά μεγάλη σημασία στην περίπτωση που επιθυμείται η ένταξη του συνδέσμου στο σύνολο μιας κατασκευής. Στη δεύτερη περίπτωση το μέγεθος αυτής της ροπής μπορεί να επηρεάσει την ικανότητα μελών που συνδέονται με το σύνδεσμο (δοκοί ή υποστυλώματα), αφού αυτά θα κληθούν να αναλάβουν την επιπλέον ροπή που αναπτύσσεται και μπορεί να τα οδηγήσει σε πρόωρη αστοχία στο υπολογιστικό προσομοίωμα. Συνεπώς, ελλοχεύει ο κίνδυνος να οδηγηθεί κάποιος σε λανθασμένα συμπεράσματα για την απόκριση/ικανότητα της κατασκευής που μελετά.

Το μοντέλο των Hsiao et al., το οποίο είναι στην ουσία μια βελτιωμένη έκδοση αυτού των Uriz και Mahin, προκαλεί μικρότερες ροπές στα άκρα των κομβοελασμάτων. Η εξήγηση πίσω από αυτό το γεγονός βρίσκεται στα μη γραμμικά στρωφικά ελατήρια που χρησιμοποιούνται για την προσομοίωση των κομβοελασμάτων. Η προσθήκη των στρωφικών ελατηρίων στο σημείο τομής του άκαμπτου στοιχείου και του μέλους της ράβδου προσδίδει μια ενδοσιμότητα κατά το στρωφικό βαθμό ελευθερίας (μείωση στρωφικής δυσκαμψίας), η οποία οδηγεί σε μείωση της αναπτυσσόμενης έντασης (εν προκειμένω, καμπτικής ροπής). Ακόμα, αποτελεί μια πιο ρεαλιστική προσομοίωση της σύνδεσης, αφού στην πραγματικότητα το κομβόελασμα επιτρέπει μια (ελεγχόμενη) στρόφη στο άκρο της ράβδου που συνδέεται με αυτό.

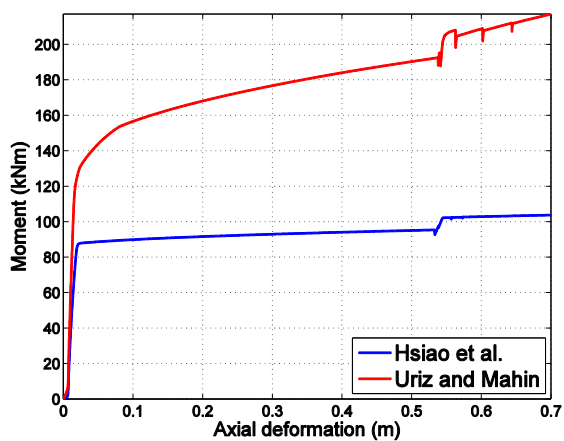


(α)

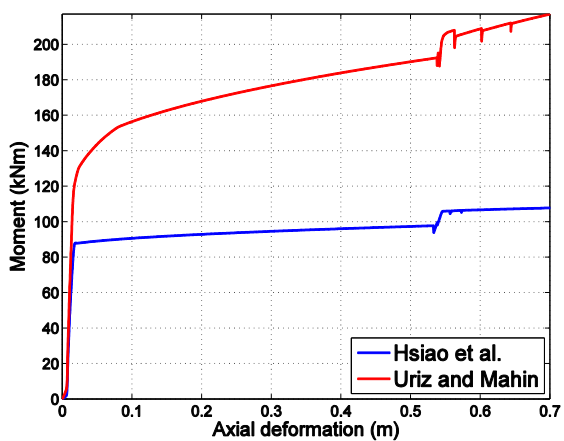


(β)

Σχήμα 2.15: Καμπύλες μονοτονικού εφελκυσμού σε όρους Ροπής (Moment) στα άκρα του συνδέσμου προς Αξονική παραμόρφωση (Axial deformation): (α) Πακτωμένο άκρο, (β) Φορτιζόμενο άκρο.



(α)



(β)

Σχήμα 2.16: Καμπύλες μονοτονικής θλίψης σε όρους Ροπής (Moment) στα άκρα του συνδέσμου προς Αξονική παραμόρφωση (Axial deformation): (α) Πακτωμένο άκρο, (β) Φορτιζόμενο άκρο.

3 Αναπτυσσόμενη μεθοδολογία

3.1 Γενικά

Σε αυτήν την ενότητα αναπτύσσεται η προτεινόμενη μεθοδολογία για τη δημιουργία ενός απλοποιημένου προσομοιώματος μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας. Το απλοποιημένο αυτό προσομοίωμα αποτελείται από μία ράβδο αρθρωμένη στα άκρα της (ράβδος δικτυώματος) με νόμο υλικού που έχει προκύψει από αναλύσεις του λεπτομερούς προσομοιώματος υπό εφελκυσμό, θλίψη, και ανακυκλιζόμενη φόρτιση.

Στη συνέχεια, περιγράφεται η διαδικασία που ακολουθείται για έναν μεμονωμένο σύνδεσμο δυσκαμψίας (single-brace) σε βήματα:

- 1) Εισαγωγή των απαραίτητων στοιχείων για το μεταλλικό σύνδεσμο δυσκαμψίας:
 - i. γεωμετρία ράβδου και συνδέσεων (κομβοελασμάτων):
 - a. συνολικό μήκος συνδέσμου,
 - b. οριζόντιο και κατακόρυφο μήκος κομβοελασμάτων
 - ii. διατομή ράβδου:
 - a. διαστάσεις,
 - b. αριθμός ινών σε κάθε διεύθυνση,
 - c. εμβαδόν,
 - d. ροπή αδρανείας
 - iii. μοντέλο σύνδεσης:
 - a. Uriz-Mahin,
 - b. Hsiao et al.
 - iv. ιδιότητες υλικού για ράβδο και κομβοελάσματα:
 - a. μέτρο ελαστικότητας,
 - b. όριο διαρροής,
 - c. κράτυνση,
 - d. διάφορες άλλες παράμετροι για τη δημιουργία του νόμου υλικού (βλ. Κεφάλαιο 2.2)
 - v. βασικά στοιχεία για την πραγματοποίηση της εκάστοτε ανάλυσης (μονοτονική ή ανακυκλιζόμενη φόρτιση) :
 - a. μέγεθος βήματος,
 - b. αριθμός βημάτων,
 - c. διάνυσμα με τις μέγιστες παραμορφώσεις ανά κύκλο φόρτισης (peak points) για την ανακυκλιζόμενη φόρτιση

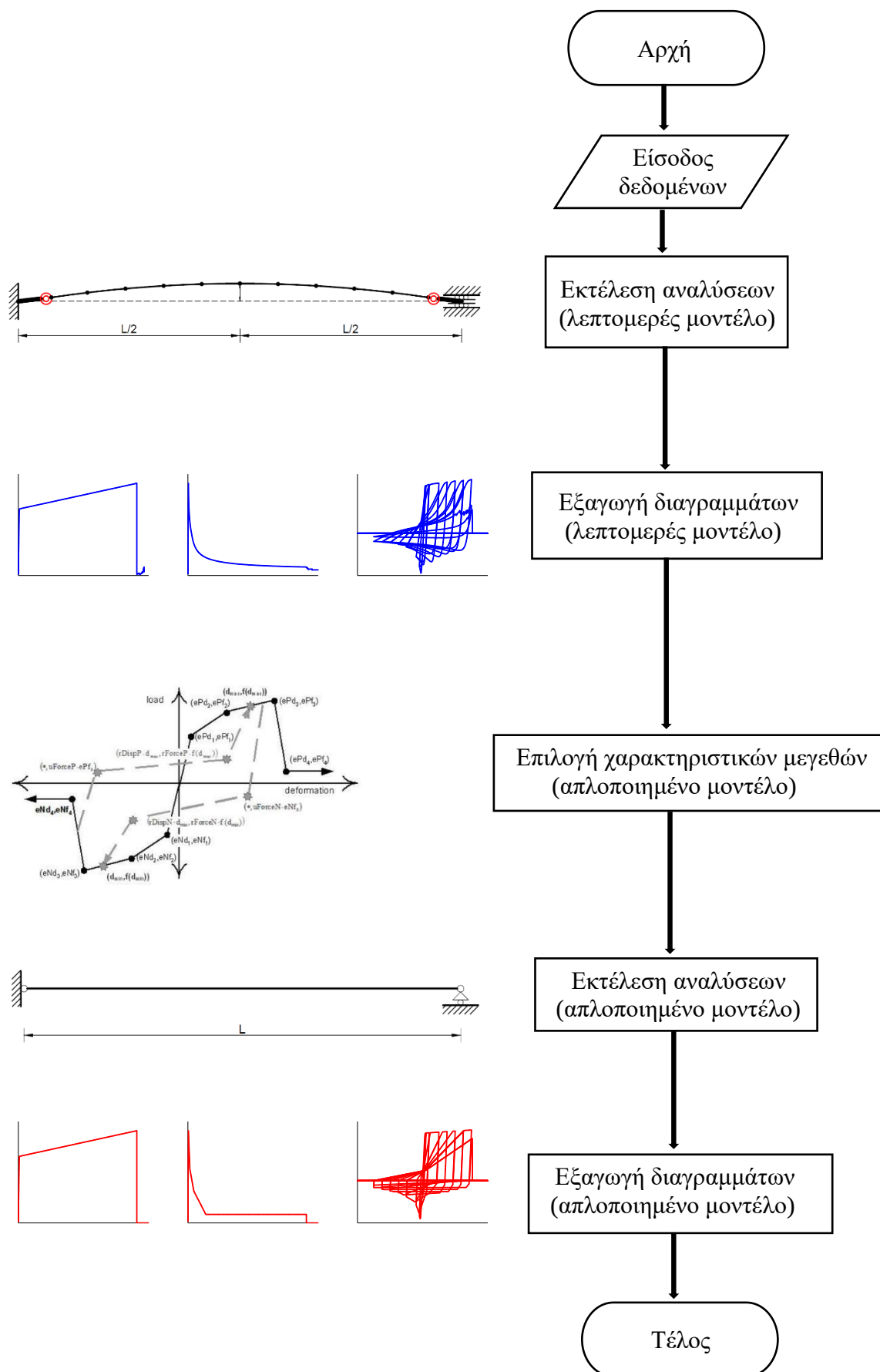
σε κατάλληλη συνάρτηση δεδομένων “input_data.m” στο λογισμικό MATLAB (2014). Στην παρούσα έκδοση της συνάρτησης, η εισαγωγή των δεδομένων πραγματοποιείται χειροκίνητα από το χρήστη σε κατάλληλες δομές δεδομένων του λογισμικού.

- 2) Εκτέλεση της βασικής ρουτίνας για το μεμονωμένο σύνδεσμο “run_singlebrace.m” που αναπτύχθηκε στο MATLAB, η οποία :
 - i. διαβάζει τα δεδομένα που δόθηκαν προηγουμένως,
 - ii. εκτελεί τις απαραίτητες αναλύσεις (μονοτονικός εφελκυσμός, μονοτονική θλίψη, ανακυκλιζόμενη φόρτιση) στο λογισμικό OpenSees (2013),

iii. παράγει τα διαγράμματα με τη συμπεριφορά του συνδέσμου, μέσω της υπορουτίνας του MATLAB “plot_singlebrace.m”.

- 3) Επιλογή χαρακτηριστικών τιμών από τις πρόδρομες αναλύσεις του λεπτομερούς προσομοιώματος και χρήση τους με σκοπό την εξαγωγή των διαγραμμάτων για το απλοποιημένο προσομοίωμα, με τρόπο ώστε να προσομοιάζουν σε αυτά του λεπτομερούς. Η επιλογή αυτή πραγματοποιείται *αυτόματα* (χωρίς να απαιτείται δηλαδή κάποια επιπλέον εισαγωγή δεδομένων από το χρήστη) μέσω κατάλληλων διαδικασιών και αρχείων που δημιουργεί η υπορουτίνα του MATLAB “fit_singlebrace.m”.
- 4) Εκτέλεση αναλύσεων στο OpenSees για το απλοποιημένο προσομοίωμα χρησιμοποιώντας τις τιμές που υπολογίσθηκαν στο βήμα 3 και εξαγωγή των διαγραμμάτων με τη συμπεριφορά του απλοποιημένου προσομοιώματος.
- 5) Εξαγωγή «συγκριτικών» διαγραμμάτων για κάθε ανάλυση μέσω της υπορουτίνας “plot_singlebrace.m”, δηλαδή διαγραμμάτων που συγκρίνουν τη συμπεριφορά λεπτομερούς και απλοποιημένου προσομοιώματος για μονοτονικό εφελκυσμό, μονοτονική θλίψη και ανακυκλιζόμενη φόρτιση.

Αξίζει να αναφερθεί ότι από τα 5 βήματα που αναφέρθηκαν παραπάνω, η συμβολή του χρήστη απαιτείται μόνο στο βήμα 1 όπου αυτός καλείται να δώσει τα απαραίτητα δεδομένα. Στο Σχήμα 3.1 φαίνεται συνοπτικά υπό μορφή διαγράμματος ροής η διαδικασία που ακολουθείται προκειμένου να εξαχθεί το απλοποιημένο προσομοίωμα και οι καμπύλες που περιγράφουν τη συμπεριφορά του.

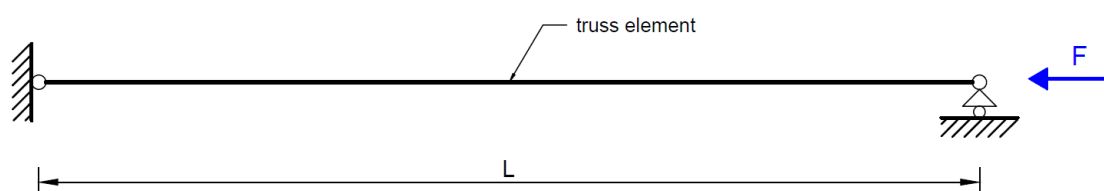


Σχήμα 3.1: Διάγραμμα ροής προτεινόμενης μεθοδολογίας για τον μεμονωμένο σύνδεσμο.

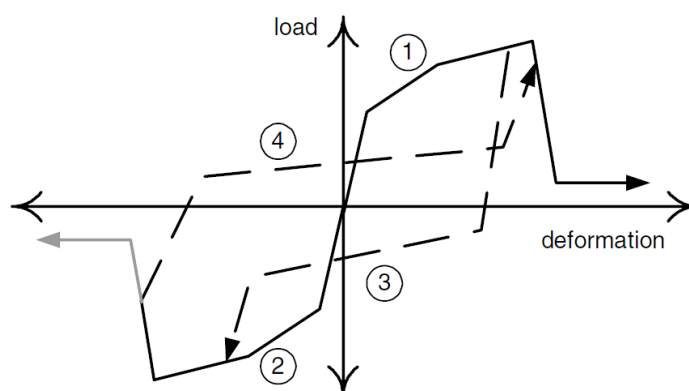
3.2 Απλοποιημένο προσομοίωμα συνδέσμων

Το προτεινόμενο απλοποιημένο προσομοίωμα υποδεικνύεται στο Σχήμα 3.2 και αποτελείται από μία μόνο ράβδο με μήκος όσο το συνολικό μήκος του συνδέσμου (άθροισμα μηκών μεταλλικής ράβδου και των δύο κομβοελασμάτων), η οποία έχει αρθρώσεις στα άκρα της (ράβδος δικτύωματος).

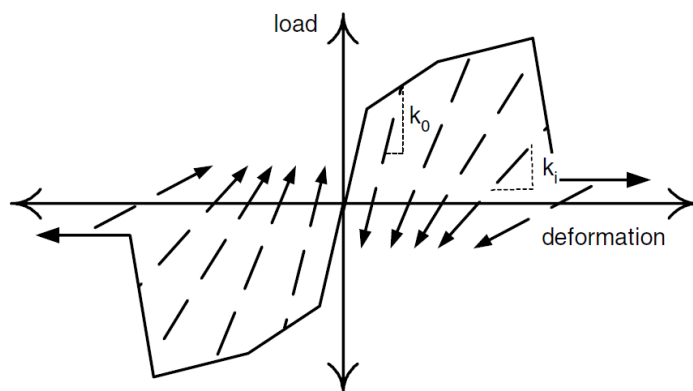
Το υλικό που χρησιμοποιείται για το απλοποιημένο προσομοίωμα των συνδέσμων δυσκαμψίας είναι το “*uniaxialMaterial Pinching4*” του OpenSees, το οποίο προτάθηκε από τους Lowes και Mitra (PEER 2003). Η συμπεριφορά του σε όρους φορτίου - παραμόρφωσης υποδεικνύεται στο Σχήμα 3.3. Πρόκειται για ένα μονοαξονικό ελατηριωτό υλικό με δύο σπονδυλικές καμπύλες (μία για εφελκυσμό - καμπύλη 1 - και μία για θλίψη - καμπύλη 2) τεσσάρων σημείων η καθεμία και βρόχους υστερήσεως με στένωση. Οι βρόχοι υστερήσεως του υλικού όμως δεν είναι προκαθορισμένοι, αλλά *απόλυτα ρυθμιζόμενοι* από το μελετητή καθώς εξαρτώνται από μια σειρά παραμέτρων που αφορούν τους κλάδους αποφόρτισης (Σχήμα 3.4), επαναφόρτισης (Σχήμα 3.5) και τη μείωση αντοχής σε κάθε κύκλο φόρτισης (Σχήμα 3.6).



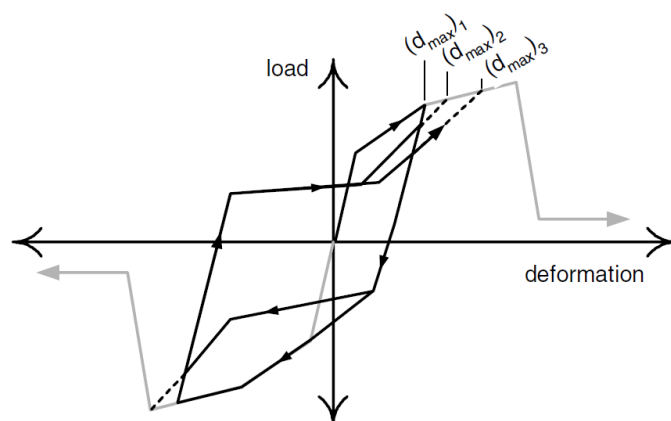
Σχήμα 3.2: Προτεινόμενο απλοποιημένο προσομοίωμα μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας.



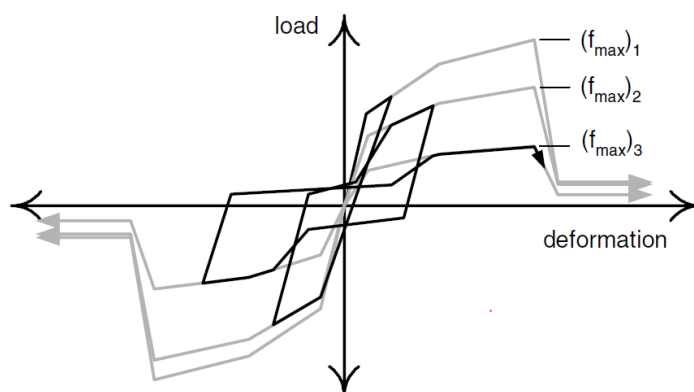
Σχήμα 3.3: Υλικό “*uniaxialMaterial Pinching4*” του OpenSees.



Σχήμα 3.4: Ανακυκλική απομείωση δυσκαμψίας κατά την αποφόρτιση.



Σχήμα 3.5: Ανακυκλική απομείωση δυσκαμψίας κατά την επαναφόρτιση.

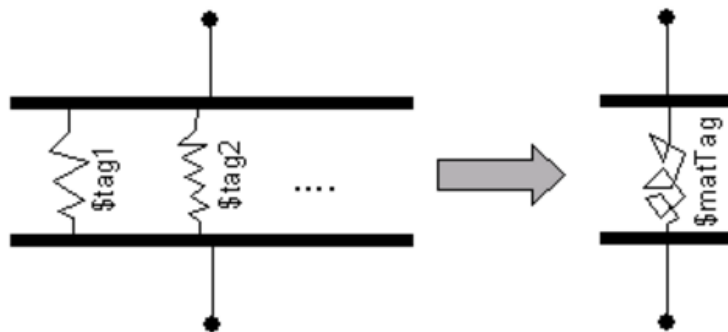


Σχήμα 3.6: Ανακυκλική απομείωση αντοχής κατά τους κύκλους φόρτισης - αποφόρτισης.

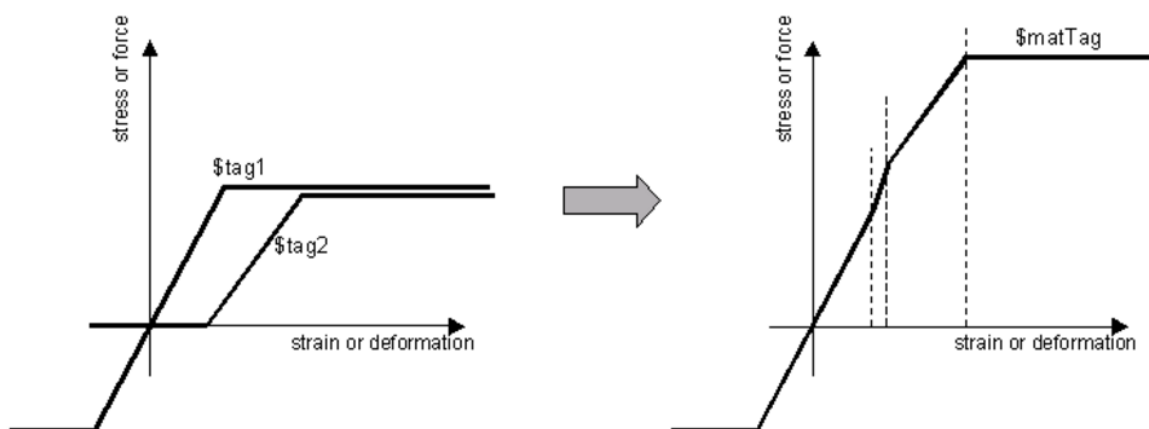
Από τη μορφή των διαγραμμάτων που παρουσιάστηκαν στην Παράγραφο 2.3, είναι εμφανές ότι χρησιμοποιώντας σαν υλικό για το απλοποιημένο προσομοίωμα το Pinching4 με τα 4 σημεία, είναι αρκετά εύκολο να επιτευχθεί ταύτιση των καμπυλών των δύο προσομοιωμάτων στον μονοτονικό εφελκυσμό (αφού η καμπύλη στον εφελκυσμό προσομοιάζει αρκετά σε διγραμμική καμπύλη – βλ. Παράγραφο 2.3), αλλά κάτι τέτοιο είναι

πρακτικά αδύνατο να συμβεί στην περίπτωση της μονοτονικής θλίψης. Ωστόσο, επιλέγοντας κατάλληλα τα 4 σημεία, μπορεί να επιτευχθεί μια αρκετά ικανοποιητική προσέγγιση. Σημαντικό είναι να προσομοιωθεί η συμπεριφορά του συνδέσμου πριν και λίγο μετά το λυγισμό του. Εξάλλου, από ένα σημείο και μετά ο θλιβόμενος σύνδεσμος συνεισφέρει τόσο λίγο που πρακτικά μπορεί να θεωρηθεί ακόμα και ότι έχει αστοχήσει. Με αυτό το σκεπτικό έγινε και η επιλογή των 4 σημείων για τη συμπεριφορά υπό θλίψη, η οποία παρουσιάζεται παρακάτω στην Παράγραφο 3.3.

Λόγω του γεγονότος ότι ο θλιβόμενος σύνδεσμος υφίσταται καμπτικό λυγισμό προτού συμβεί διαρροή του υλικού του (όπως παρουσιάστηκε και προηγουμένως στην Παράγραφο 2.3), το μέγιστο αναπτυσσόμενο φορτίο μεταξύ μονοτονικής θλίψης και μονοτονικού εφελκυσμού διαφέρει. Ακόμα, από την ανακυκλιζόμενη φόρτιση των συνδέσμων (βλ. Παράγραφο 2.4) προκύπτει διάγραμμα δύναμης – παραμόρφωσης μη συμμετρικό. Προκειμένου να ληφθεί υπόψιν η διαφορετική συμπεριφορά του συνδέσμου σε εφελκυσμό και θλίψη χρησιμοποιείται το υλικό “*uniaxialMaterial Parallel*” του OpenSees. Το υλικό αυτό έχει την ιδιότητα να δημιουργεί ένα *παράλληλο μοντέλο υλικού*, δηλαδή να «αθροίζει» τα επιμέρους υλικά που το συνθέτουν, δημιουργώντας ένα νέο υλικό, σύμφωνα με το Σχήμα 3.7. Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 3.8, σε ένα παράλληλο μοντέλο οι παραμορφώσεις είναι ίδιες, ενώ οι τάσεις (ή δυνάμεις) και δυσκαμψίες αθροίζονται.



Σχήμα 3.7: Γραφική απεικόνιση τρόπου λειτουργίας ενός «παράλληλου υλικού».

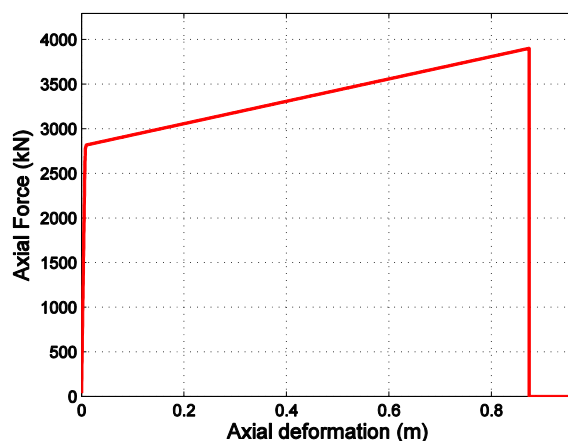


Σχήμα 3.8: Παράλληλο μοντέλο υλικού: οι παραμορφώσεις είναι ίδιες, ενώ οι τάσεις και οι δυσκαμψίες αθροίζονται.

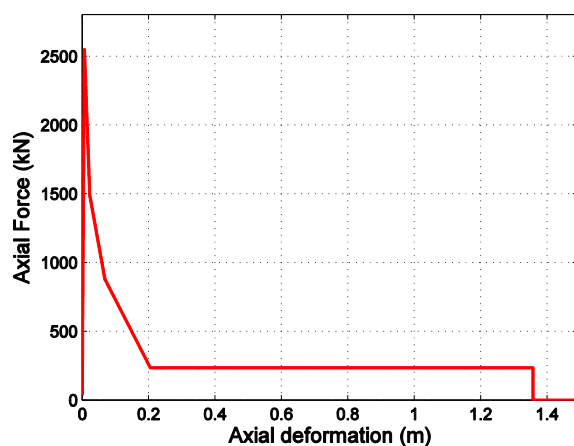
3.3 Συμπεριφορά απλοποιημένων συνδέσμων

Το απλοποιημένο προσομοίωμα των συνδέσμων δυσκαμψίας υποβάλλεται στις ίδιες φορτίσεις με το λεπτομερές. Αρχικά, υποβάλλεται σε δοκιμή μονοτονικού εφελκυσμού και θλίψης στο λογισμικό OpenSees, ώστε να προκύψουν οι κατάλληλες τιμές για τα 4 σημεία των δύο σπονδυλικών καμπυλών του, ενώ στη συνέχεια δοκιμάζεται η συμπεριφορά του σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Η συμπεριφορά του απλοποιημένου προσομοιώματος για ένα μεταλλικό σύνδεσμο διατομής SHS 140x16mm στις εν λόγω φορτίσεις παρουσιάζεται στα Σχήματα 3.9, 3.10 και 3.11. Κριτήριο για τη λήψη των απαραίτητων παραμέτρων για το υλικό Pinching4 που αναφέρθηκε προηγουμένως ήταν η καλύτερη δυνατή ταύτιση των διαγραμμάτων σε όλες τις φορτίσεις.

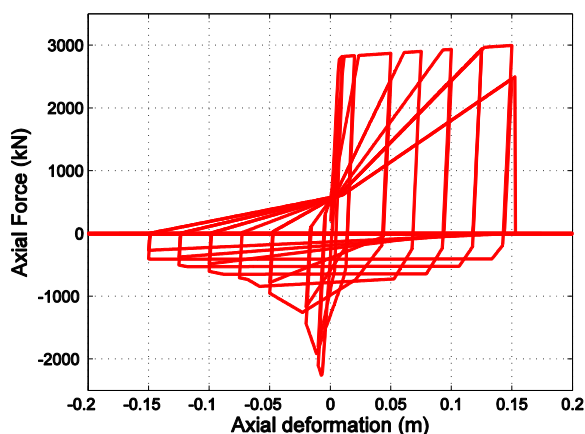
Ο κύριος λόγος που ώθησε στην προσαρμογή του απλοποιημένου προσομοιώματος ώστε να δίνει καμπύλη με βρόχους ικανοποιητικής ακρίβειας στην ανακυκλιζόμενη φόρτιση ήταν ο εξής (όπως θα αναφερθεί ξανά και στο Κεφάλαιο 4): η ανακύκλιση (αποφόρτιση) είναι σημαντική για την Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση (Pushover) για περιπτώσεις μεταλλικών κτιρίων ομοίων με αυτά που θα εξετασθούν στην παρούσα εργασία, αφού τη χρονική στιγμή που κάποιος όροφος του κτιρίου φορτίζεται, κάποιος άλλος μπορεί να αποφορτίζεται. Με άλλα λόγια, η μονοτονική καμπύλη δεν επαρκεί για την ακριβή προσομοίωση της συμπεριφοράς ενός τέτοιου συνδέσμου σε αυτά τα κτίρια. Ένας δεύτερος λόγος (αλλά όχι τόσο σημαντικός όσο ο πρώτος) για την ενασχόληση με την ανακυκλική συμπεριφορά του συνδέσμου είναι και η πληρότητα της μελέτης, καθώς παρουσιάζει ενδιαφέρον το αν το προτεινόμενο απλοποιημένο προσομοίωμα μπορεί να ακολουθήσει τους κλάδους φόρτισης και αποφόρτισης, αλλά και γενικότερα τους βρόχους υστερήσεως ενός τέτοιου μεταλλικού συνδέσμου.



Σχήμα 3.9: Καμπύλη μονοτονικού εφελκυσμού.



Σχήμα 3.10: Καμπύλη μονοτονικής θλίψης.

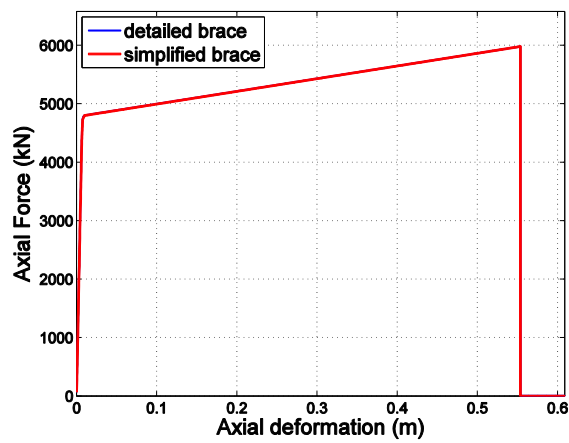


Σχήμα 3.11: Καμπύλη ανακυκλιζόμενης φόρτισης.

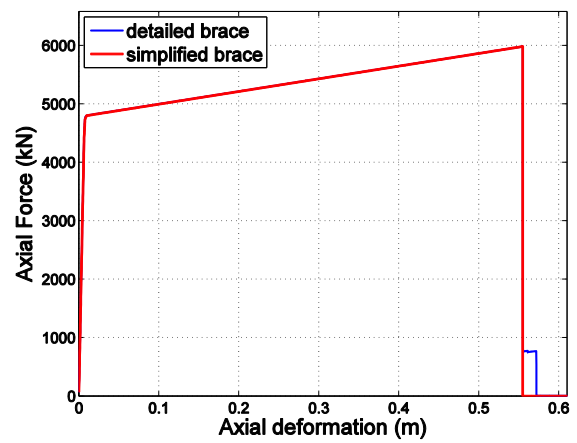
3.4 Σύγκριση ακριβούς και απλοποιημένου προσομοιώματος

Στην ενότητα αυτή γίνεται σύγκριση των καμπυλών του προτεινόμενου απλοποιημένου προσομοιώματος που παρουσιάστηκαν στην Παράγραφο 3.3 με τις καμπύλες των δύο λεπτομερών προσομοιωμάτων που παρουσιάστηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο. Τα αποτελέσματα φαίνονται στα Σχήματα 3.12, 3.13 και 3.14 (εδώ, διατομή συνδέσμου: SHS 10x0.625in).

Παρατηρείται ότι στον εφελκυσμό υπάρχει απόλυτη ταύτιση ανάμεσα στο λεπτομερές και το απλοποιημένο προσομοίωμα, όπως ήταν αναμενόμενο, λόγω της διγραμμικής μορφής της καμπύλης του των λεπτομερών προσομοιωμάτων, ενώ στην περίπτωση της θλίψης υπάρχει ικανοποιητική ακρίβεια, δεδομένου ότι το υλικό χρησιμοποιεί μόνο 4 σημεία για τη δημιουργία της καμπύλης. Όσον αφορά τώρα την ανακυκλιζόμενη φόρτιση, το υλικό “uniaxialMaterial Pinching4” που χρησιμοποιήθηκε φαίνεται να δυσκολεύεται να προσομοιώσει τη συμπεριφορά των μεταλλικών συνδέσμων σε αυτή τη φόρτιση, ειδικά στο κομμάτι της θλίψης. Η χρήση του παράλληλου υλικού φαίνεται να ευνοεί αρκετά τα αποτελέσματα και οδηγεί σε μια σχετικά ικανοποιητική ακρίβεια, ακόμα και για την ανακυκλιζόμενη φόρτιση που είναι δύσκολη από τη φύση της στο να προσομοιωθεί.

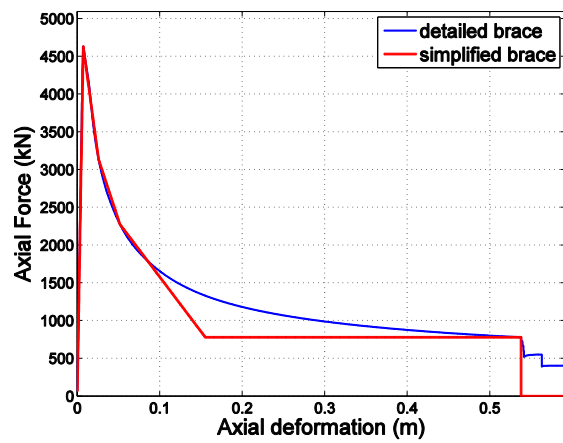


(α)

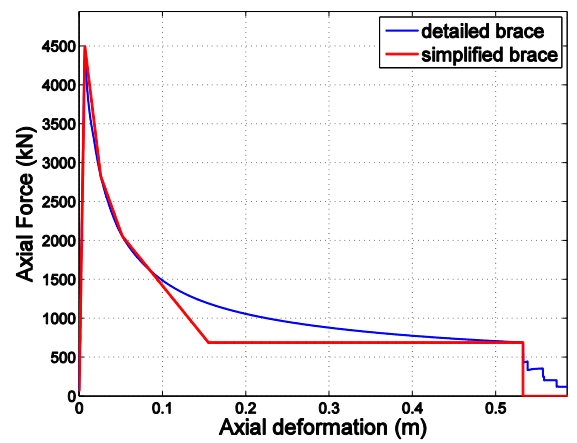


(β)

Σχήμα 3.12: Καμπύλες μονοτονικού εφελκυσμού: (α) Μοντέλο Uriz και Mahin, (β) Μοντέλο Hsiao et al.

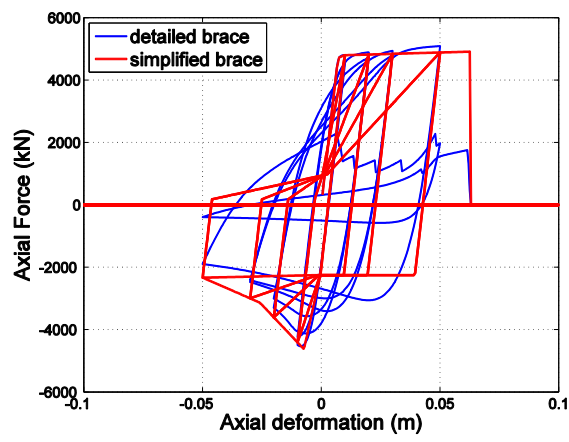


(α)

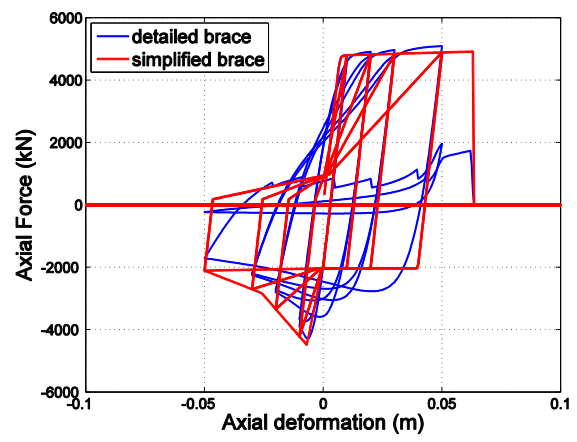


(β)

Σχήμα 3.13: Καμπύλες μονοτονικής θλίψης: (α) Μοντέλο Uriz και Mahin, (β) Μοντέλο Hsiao et al.



(α)



(β)

Σχήμα 3.14: Καμπύλες ανακυκλιζόμενης φόρτισης: (α) Μοντέλο Uriz και Mahin, (β) Μοντέλο Hsiao et al.

Υπολογιστικοί χρόνοι

Όπως έχει αναφερθεί, ένας από τους στόχους της παρούσας εργασίας είναι η μείωση του υπολογιστικού κόστους κατά την εκτέλεση των αναλύσεων. Προκειμένου να φανεί αν η μελέτη οδεύει σε σωστό δρόμο, είναι χρήσιμο στο σημείο αυτό να γίνει μια σύγκριση των υπολογιστικών χρόνων ανάμεσα στα δύο προσομοιώματα, λεπτομερές και απλοποιημένο, για το μεμονωμένο σύνδεσμο. Στον Πίνακα 3.1 υποδεικνύονται μερικοί ενδεικτικοί χρόνοι για έξι διαφορετικές διατομές μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας αλλά και για τα δύο προσομοιώματα.

Πίνακας 3.1: Υπολογιστικοί χρόνοι⁵ για το λεπτομερές⁶ και το απλοποιημένο προσομοίωμα του μεμονωμένου συνδέσμου για έξι διαφορετικές κοίλες τετραγωνικές διατομές (SHS).

Διατομή	Λεπτομερές προσομοίωμα	Απλοποιημένο προσομοίωμα
SHS 150x16mm	649 sec	1 sec
SHS 150x11mm	230 sec	1 sec
SHS 140x14.2mm	541 sec	1 sec
SHS 140x10mm	60 sec	1 sec
SHS 140x8mm	57 sec	1 sec
SHS 120x5mm	226 sec	1 sec

Παρατηρείται ότι οι υπολογιστικοί χρόνοι διαφέρουν αισθητά ανάμεσα στο λεπτομερές και το απλοποιημένο προσομοίωμα, ακόμα και για την περίπτωση του μεμονωμένου συνδέσμου δυσκαμψίας. Ο λόγος στον οποίο οφείλεται αυτή η διαφορά είναι η σύγκλιση των αλγορίθμων των αριθμητικών μεθόδων επίλυσης: το λεπτομερές προσομοίωμα έχει σημαντικά περισσότερους βαθμούς ελευθερίας, οπότε τα μητρώα που σχηματίζονται είναι μεγαλύτερα και οι αλγόριθμοι δυσκολεύονται να συγκλίνουν. Αυτό οδηγεί σε μεγαλύτερο αριθμό επαναλήψεων από τον αλγόριθμο, και επομένως απαιτείται περισσότερος χρόνος για την εκτέλεση από το υπολογιστικό μηχάνημα. Αντίθετα, στο απλοποιημένο προσομοίωμα η σύγκλιση είναι αρκετά ευκολότερη, κάτι το οποίο γίνεται εμφανές από το γενικώς σταθερό χρόνο που παρατηρείται στην περίπτωση του. Ο χρόνος λοιπόν που απαιτείται για την εκτέλεση των απαραίτητων αναλύσεων στο λεπτομερές προσομοίωμα είναι από δεκάδες έως και εκατοντάδες φορές μεγαλύτερος από τον αντίστοιχο για το προτεινόμενο απλοποιημένο. Από το γεγονός αυτό είναι εύκολο να φανταστεί κανείς ότι το χρονικό κέρδος αναμένεται να είναι ακόμα σημαντικότερο στην περίπτωση πολυώροφων μεταλλικών κτιρίων, όπου υπάρχουν αρκετοί τέτοιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.

⁵ Για την εκτέλεση των απαραίτητων αναλύσεων χρησιμοποιήθηκε σύγχρονο υπολογιστικό μηχάνημα με επεξεργαστή Intel Core i7, ενώ όλοι οι χρόνοι είναι στρογγυλοποιημένοι στην πλησιέστερη μονάδα.

⁶ Οι χρόνοι του λεπτομερούς προσομοιώματος αναφέρονται στο προσομοίωμα των Hsiao et al., αλλά γενικώς οι χρόνοι ανάμεσα στα δύο λεπτομερή προσομοιώματα της Παραγράφου 2.2 είναι παραπλήσιοι.

4 Εφαρμογή μεθοδολογίας σε μεταλλικά κτίρια

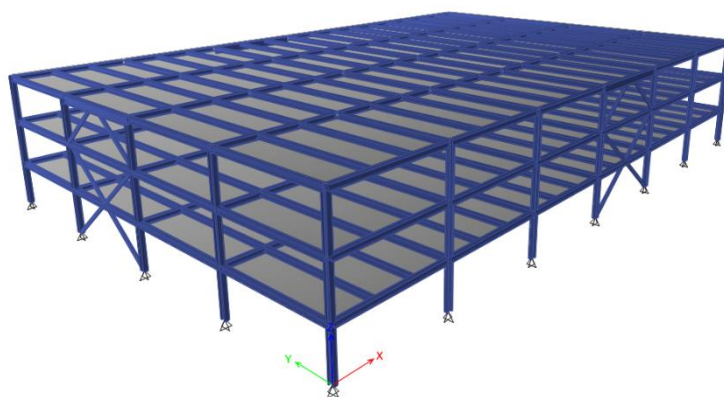
4.1 Περιγραφή κτιρίων

Στο κεφάλαιο αυτό εφαρμόζεται σε δεδομένα μεταλλικά κτίρια η προτεινόμενη μεθοδολογία για την αποτίμηση της σεισμικής απόκρισης τους. Εξετάζονται τρεις περιπτώσεις κτιρίων, κανονικών σε κάτοψη και ύψος με βάση αντίστοιχα κτίρια που περιγράφονται στην αναφορά του NIST (2010). Επιλέγεται αυτά να είναι τριών, έξι και δώδεκα ορόφων προκειμένου να εξετασθεί η ακρίβεια στα εξαγόμενα αποτελέσματα του προτεινόμενου απλοποιημένου προσομοιώματος για τους συνδέσμους δυσκαμψίας σε κτίρια με χαμηλή, μέση και υψηλή ιδιοπερίοδο αντιστοιχα. Διαθέτουν *περιμετρικά πλαίσια ανάληψης οριζόντιων δυνάμεων με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας*, ενώ η διαστασιολόγηση των στοιχείων τους έχει πραγματοποιηθεί στην εργασία της Πύρζα (2016) με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8, χρησιμοποιώντας Ευρωπαϊκές διατομές.

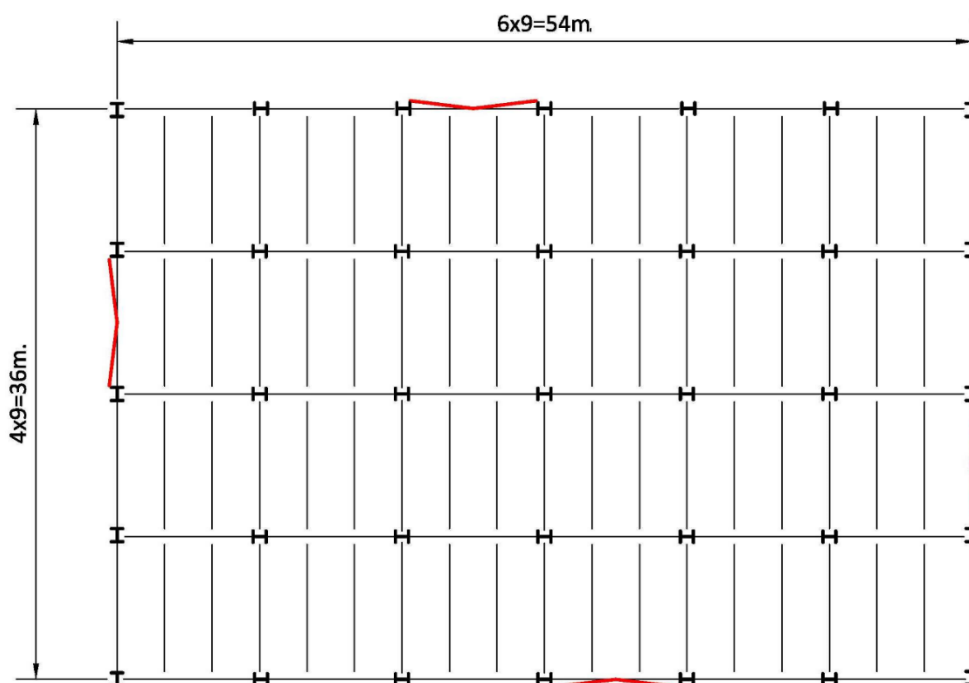
Θα παρουσιαστούν ξανά εδώ κάποια σημαντικά στοιχεία τους που κρίνονται χρήσιμα για τη συνέχεια. Οι διαστάσεις κάτοψης των κτιρίων είναι 54x36m, το ύψος των ορόφων 3.5m και το άνοιγμα των πλαισίων 9m. Χρησιμοποιείται χάλυβας ποιότητας S355 σε όλα τα δομικά στοιχεία και συνδέσεις. Για τη διαστασιολόγηση του φέροντος οργανισμού των κτιρίων η Πύρζα (2016) έχει χρησιμοποιήσει γνωστό λογισμικό της αγοράς (ETABS, 2016) και έχει κάνει τις εξής θεωρήσεις: α) μόρφωση δοκών ως σύμμικτες και συνδέσεις τέμνουσας για τη σύνδεση δοκού με τα υποστυλώματα, β) μόρφωση στηρίξεων των υποστυλωμάτων στο έδαφος ως αρθρωτές. Ο σχεδιασμός έναντι σεισμού πραγματοποιήθηκε με τη Φασματική Μέθοδο Ανάλυσης, σύμφωνα με τον Chopra (2010). «Προκειμένου να χρησιμοποιηθεί η Φασματική Μέθοδος Ανάλυσης σε συνδυασμό με την απαίτηση της συμμετοχής μόνο των εφελκόμενων διαγωνίων στην ανάληψη της σεισμικής δύναμης, έγινε η παραδοχή της προσομοίωσης και των θλιβόμενων και των εφελκόμενων διαγωνίων με μείωση του εμβαδού των διατομών στο 1/2», αναφέρει η Πύρζα (2016) στην εργασία της σχετικά με τη διαστασιολόγηση των μελών της κατασκευής.

4.1.1 Τριώροφο κτίριο

Στο Σχήμα 4.1 απεικονίζεται το τρισδιάστατο προσομοίωμα του τριώροφου κτιρίου όπως προκύπτει από το λογισμικό ETABS (2016). Περιμετρικά του κτιρίου διατάσσονται συστήματα κεντρικών συνδέσμων δυσκαμψίας, ένα σε κάθε όψη, σύμφωνα με την κάτοψη του Σχήματος 4.2, ενώ στον Πίνακα 4.1 δίνονται οι διατομές των μελών που χρησιμοποιήθηκαν κατά το σχεδιασμό. Σε αντίθεση με τα επόμενα δύο κτίρια που μελετώνται (έξι και δώδεκα ορόφων), εδώ υπάρχουν στον τρίτο όροφο σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου ανεστραμμένου V, επομένως τόσο η δοκός όσο και οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας θα πρέπει να ικανοποιούν τις προβλέψεις του Ευρωκώδικα 8 για τα συγκεκριμένα συστήματα.



Σχήμα 4.1: Τρισδιάστατο προσομοίωμα 3-όροφου κτιρίου στο λογισμικό ETABS.



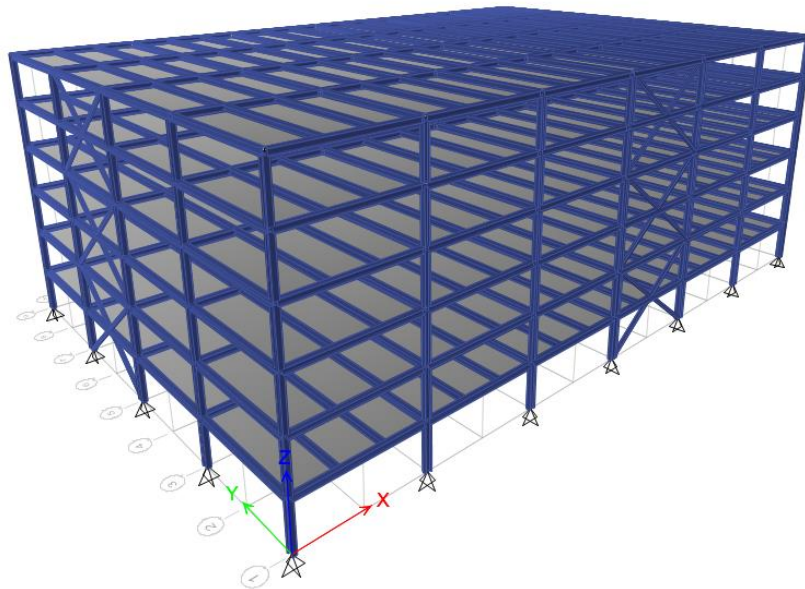
Σχήμα 4.2: Κάτοψη 3-όροφου κτιρίου.

Πίνακας 4.1: Διατομές των δοκών, υποστυλωμάτων και συνδέσμων του 3-όροφου μεταλλικού πλαισίου (οι διαστάσεις σε mm).

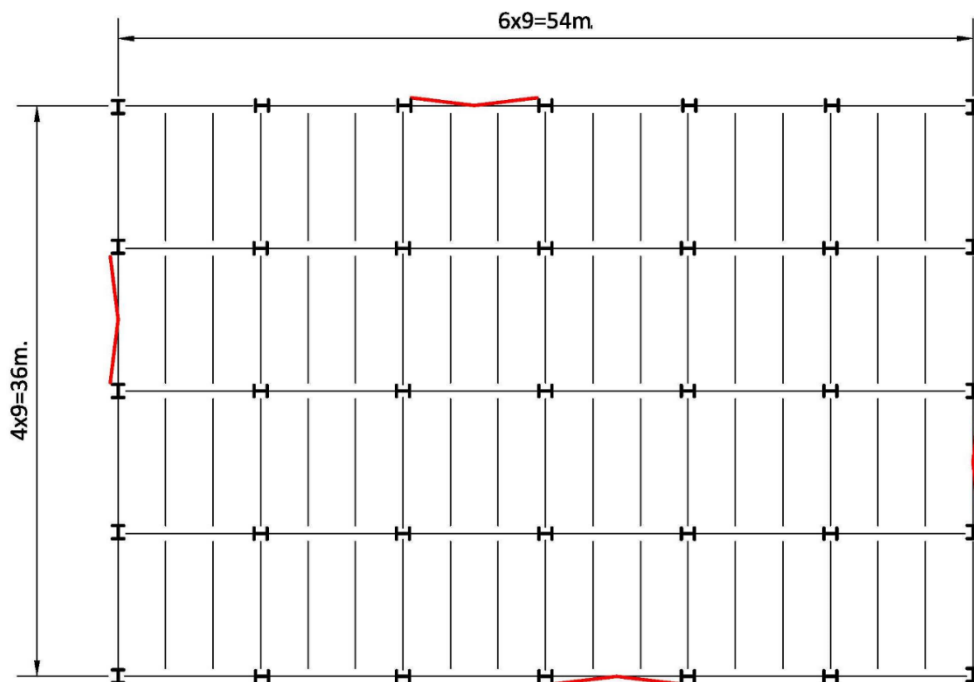
Όροφος	Σύνδεσμοι δυσκαμψίας	Υποστυλώματα	Δοκοί
3	SHS140x10	HEB360	HEM600
2	SHS140x14.2	HEB360	HEA450
1	SHS140x16	HEB360	HEA360

4.1.2 Εξώροφο κτίριο

Στο Σχήμα 4.3 απεικονίζεται το τρισδιάστατο προσομοίωμα του εξώροφου κτιρίου, όπως προκύπτει από το λογισμικό ETABS. Περιμετρικά του κτιρίου διατάσσονται συστήματα κεντρικών συνδέσμων δυσκαμψίας, ένα σε κάθε όψη, σύμφωνα με την κάτοψη του Σχήματος 4.4, ενώ στον Πίνακα 4.2 δίνονται οι διατομές των μελών που χρησιμοποιήθηκαν κατά το σχεδιασμό.



Σχήμα 4.3: Τρισδιάστατο προσομοίωμα 6-όροφου κτιρίου στο λογισμικό ETABS.



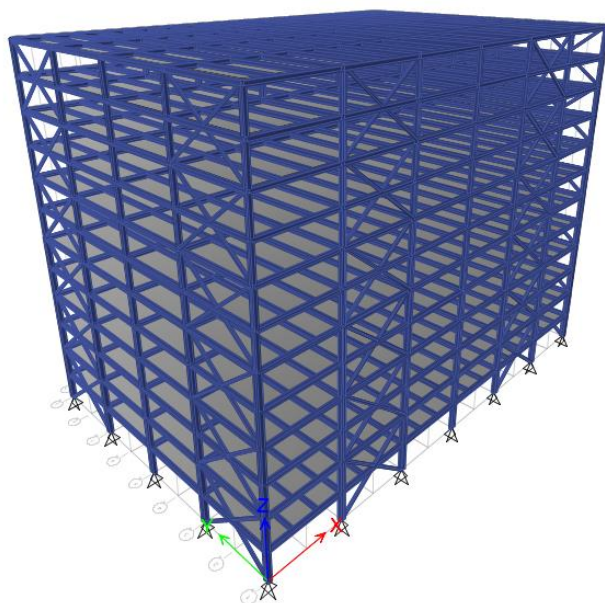
Σχήμα 4.4: Κάτοψη 6-όροφου κτιρίου.

Πίνακας 4.2: Διατομές των δοκών, υποστυλωμάτων και συνδέσμων του 6-όροφου μεταλλικού πλαισίου (οι διαστάσεις σε mm).

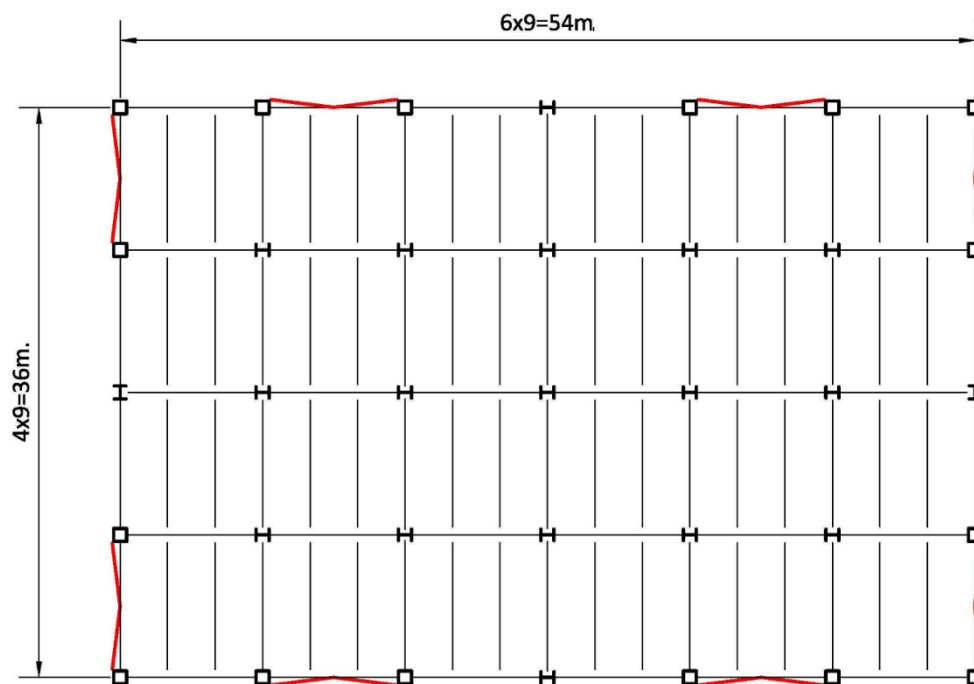
Όροφος	Σύνδεσμοι δυσκαμψίας	Υποστυλώματα	Δοκοί
6	SHS140x7.1	HEA450	HEA360
5	SHS140x8	HEA450	HEA360
4	SHS140x14.2	HEB500	HEA450
3	SHS140x14.2	HEB500	HEA360
2	SHS150x16	HEM550	HEB450
1	SHS150x16	HEM550	HEA360

4.1.3 Δωδεκαώροφο κτίριο

Στο Σχήμα 4.5 απεικονίζεται το τρισδιάστατο προσομοίωμα του δωδεκαώροφου κτιρίου, όπως προκύπτει από το λογισμικό ETABS. Περιμετρικά του κτιρίου διατάσσονται συστήματα κεντρικών συνδέσμων δυσκαμψίας, ένα σε κάθε όψη, σύμφωνα με την κάτοψη του Σχήματος 4.6, ενώ στον Πίνακα 4.3 δίνονται οι διατομές των μελών που χρησιμοποιήθηκαν κατά το σχεδιασμό.



Σχήμα 4.5: Τρισδιάστατο προσομοίωμα 12-όροφου κτιρίου στο λογισμικό ETABS.



Σχήμα 4.6: Κάτοψη 12-όροφου κτιρίου.

Πίνακας 4.3: Διατομές των δοκών, υποστυλωμάτων και συνδέσμων του 12-όροφου μεταλλικού πλαισίου (οι διαστάσεις σε mm).

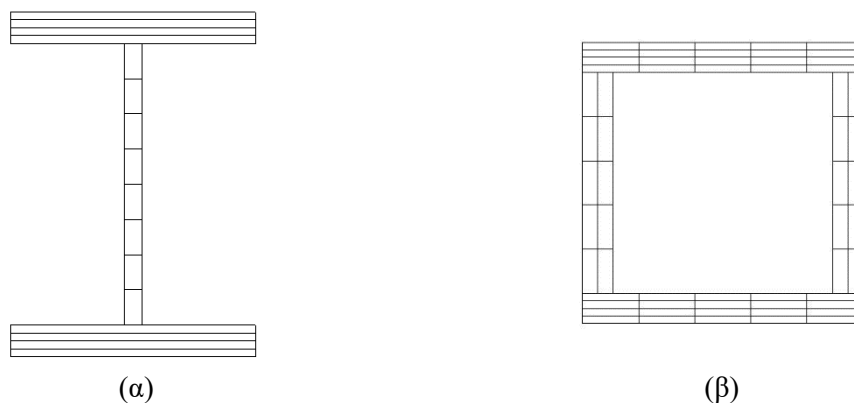
Όροφος	Σύνδεσμοι δυσκαμψίας	Υποστυλώματα	Δοκοί
12	SHS120x5	SHS600x20	HEA360
11	SHS120x5	SHS600x20	HEA360
10	SHS140x10	SHS600x20	HEA400
9	SHS140x10	SHS600x20	HEA360
8	SHS150x11	SHS600x20	HEA450
7	SHS150x11	SHS600x20	HEA360
6	SHS150x14.2	SHS600x25	HEA450
5	SHS150x14.2	SHS600x25	HEA360
4	SHS150x14.2	SHS600x30	HEB450
3	SHS150x14.2	SHS600x30	HEA360
2	SHS150x16	SHS600x35	HEB450
1	SHS150x16	SHS600x35	HEA360

4.2 Προσομοιώματα κτιρίων

Προκειμένου να πραγματοποιηθούν οι Μη Γραμμικές Αναλύσεις τα κτίρια προσομοιώθηκαν με τη χρήση δισδιάστατου μοντέλου στο λογισμικό OpenSees (2013). Στο Σχήμα 4.8 απεικονίζεται το λεπτομερές προσομοίωμα ενός εκ των πλαισίων SCBF του τριώροφου κτιρίου που προσομοιώθηκε στο OpenSees. Προσομοιώνονται και οι θλιβόμενοι και οι εφελκόμενοι σύνδεσμοι σύμφωνα με το μοντέλο των Hsiao et al. (2012) που αναφέρθηκε στην Παράγραφο 2.2. Οι συνδέσεις των δοκών με τα υποστυλώματα μορφώθηκαν ως αρθρωτές, ενώ τα υποστυλώματα είναι πακτωμένα ως προς το έδαφος, καθώς το έλασμα των συνδέσεων θεωρείται ότι προσφέρει σημαντική δυσκαμψία στις στηρίξεις. Τα βαρυτικά φορτία που αντιστοιχούν στο επίπεδο πλαίσιο είναι αυτά που αναλογούν στο 1/2 των συνολικών για το τριώροφο και το εξάωρο κτίριο, καθώς υπάρχουν δύο πλαισιακά συστήματα SCBF ανά κατεύθυνση σε αυτά, και στο 1/4 για το δωδεκάωρο, καθώς υπάρχουν τέσσερα πλαισιακά συστήματα SCBF ανά κατεύθυνση. Προκειμένου να εισαχθούν όμως στο πλαίσιο τα βαρυτικά αυτά φορτία γίνεται χρήση ενός επιπλέον στύλου (leaning column), ο οποίος είναι αρθρωμένος στη βάση του και έχει προσομοιωθεί με ελαστικά στοιχεία (elastic elements) στο λογισμικό. Η διαφραγματική λειτουργία της πλάκας σκυροδέματος προσομοιώθηκε με την χρήση ενός συνδέσμου (truss element) με πολύ μεγάλη τιμή δυσκαμψίας, ενώ παράλληλα χρησιμοποιήθηκαν στοιχεία δικτυώματος (element corotTruss) με πολύ μικρή δυσκαμψία, η θέση των οποίων ταυτίζεται με τη θέση των πραγματικών μελών, με σκοπό να ελαχιστοποιηθούν τα προβλήματα σύγκλισης που πηγάζουν από τον λυγισμό των μεταλλικών συνδέσμων. Όσον αφορά το γεωμετρικό μετασχηματισμό της δυσκαμψίας των μελών, θεωρήθηκαν γεωμετρικοί μετασχηματισμοί P-Delta για τις δοκούς, τα υποστυλώματα και το στύλο leaning column. Για τους συνδέσμους δυσκαμψίας, χρησιμοποιήθηκε η εντολή “Corotational Transformation” για τις μεταλλικές ράβδους, όπως προτείνουν και οι Uriz et al. (2008), η οποία χρησιμοποιείται σε προβλήματα μεγάλων μετατοπίσεων και μικρών τάσεων.

Όσον αφορά τα υλικά, χρησιμοποιήθηκαν τα ίδια υλικά με αυτά που περιγράφηκαν στο Κεφάλαιο 2, δηλαδή το “uniaxialMaterial Steel02” για το νόμο υλικού του χάλυβα μαζί με ένα “uniaxialMaterial Fatigue” ώστε να ληφθεί υπόψιν η ολιγοκυκλική κόπωση των μεταλλικών στοιχείων. Οι διατομές των στοιχείων χωρίστηκαν σε ένα πλήθος στρώσεων με κατανομημένη πλαστικότητα, δηλαδή σε επιμέρους διατομές με την χρήση ινών (fiber sections). Δοκοί και υποστυλώματα διαστασιολογήθηκαν με διατομές I διπλής συμμετρίας, οπότε χωρίζονται σε 8 επιμέρους διατομές για τον κορμό και 4 για τα πέλματα (βλ. Σχήμα 4.7α), ενώ οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι κοίλης τετραγωνικής διατομής. Για τη μεταλλική ράβδο των συνδέσμων, πυκνότερο πλέγμα ινών τοποθετείται στην διεύθυνση λυγισμού του συνδέσμου, ακολουθώντας το πρότυπο των Hsiao et al. (2012), με 5x4 ίνες στη διεύθυνση λυγισμού και 5x2 ίνες στην άλλη διεύθυνση (όπως αναφέρθηκε προηγουμένως και στην Παράγραφο 2.2.1), όπως υποδεικνύεται και στο Σχήμα 4.7β.

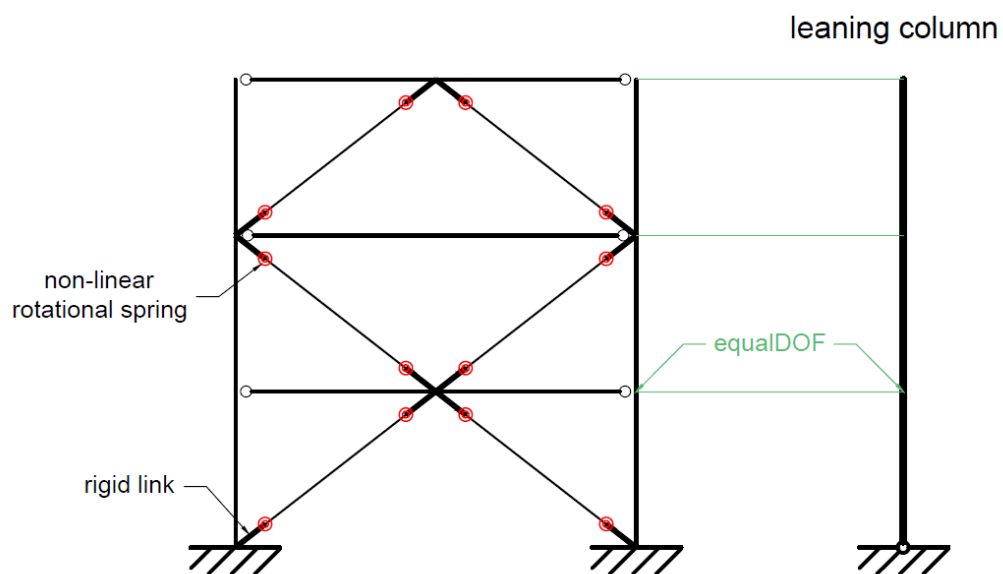
Για το απλοποιημένο προσομοίωμα του τριώροφου πλαισίου χρησιμοποιούνται όσα αναφέρθηκαν και παραπάνω για το λεπτομερές προσομοίωμα, εκτός όμως από τα στοιχεία που αναφέρονται στο προσομοίωμα των μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας, δηλαδή: υλικά “Steel02” και “Fatigue” για δοκούς και υποστυλώματα, συνδέσεις τέμνουσας μεταξύ δοκών και υποστυλωμάτων, στύλος leaning column για τα βαρυτικά φορτία που αντιστοιχούν στο πλαίσιο, διαφραγματική λειτουργία πλακών σκυροδέματος των ορόφων, ίδιοι γεωμετρικοί μετασχηματισμοί, διατομές I δοκών και υποστυλωμάτων με 8 ίνες στον κορμό και 4 στα πέλματα. Η διαφορά όμως αυτού του προσομοιώματος με το λεπτομερές έγκειται στον τρόπο προσομοίωσης των συνδέσμων δυσκαμψίας. Σε αυτήν την περίπτωση οι κεντρικοί σύνδεσμοι προσομοιώνονται στο λογισμικό με μια ράβδο δικτυώματος, η οποία συνδεέται με το υπόλοιπο πλαίσιο (δοκοί/υποστυλώματα) αρθρωτά, όπως φαίνεται και στο



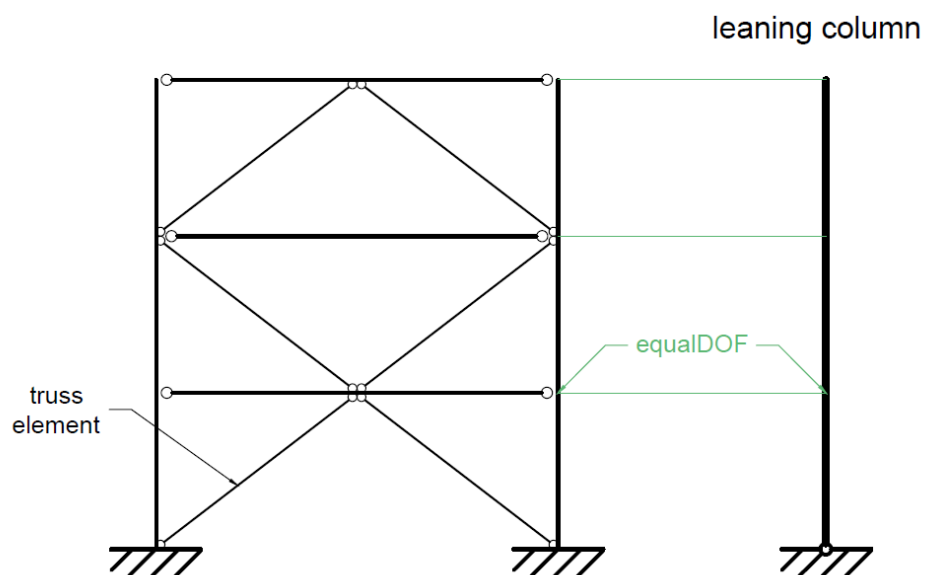
Σχήμα 4.7: Προσομοίωση διατομών στο λογισμικό OpenSees: (α) διατομή I (δοκοί/υποστυλώματα), (β) κοίλη τετραγωνική διατομή (σύνδεσμοι δυσκαμψίας).

Σχήμα 4.9. Ο νόμος υλικού αυτής της ράβδου προέρχεται από το υλικό του OpenSees “uniaxialMaterial Pinching4” των Lowes και Mitra (2004), στο οποίο έχει γίνει εκτενέστερη αναφορά στην Παράγραφο 2.2, οι παράμετροι του οποίου προκύπτουν από εκτέλεση πρόδομων αναλύσεων του λεπτομερούς προσομοιώματος σε εφελκυσμό, θλίψη και ανακυκλιζόμενη φόρτιση για κάθε σύνδεσμο. Μαζί με το Pinching4 χρησιμοποιείται πάλι το “uniaxialMaterial MinMax” με σκοπό να καθορίζει κάθε φορά την αστοχία του απλοποιημένου συνδέσμου.

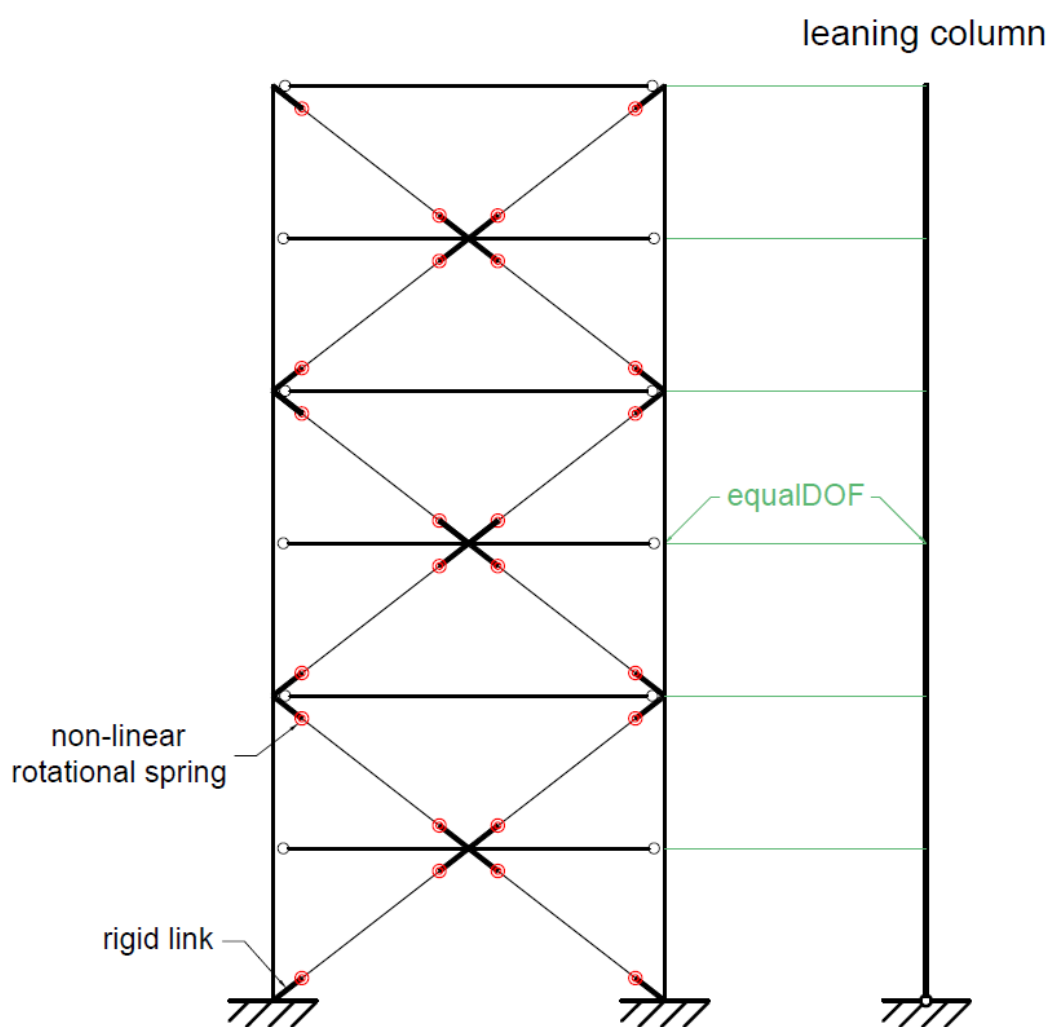
Όσα αναφέρθηκαν παραπάνω για το τριώροφο πλαίσιο, το λεπτομερές και το απλοποιημένο προσομοίωμα του οποίου εικονίζονται στα Σχήματα 4.8 και 4.9, ισχύουν και στις περιπτώσεις των πλαισίων έξι και δώδεκα ορόφων. Για λόγους πληρότητας θα παρουσιασθούν τα προσομοιώματα και για τα δύο αυτά πλαίσια. Στα Σχήματα 4.10 και 4.11 παρουσιάζεται το λεπτομερές και το απλοποιημένο προσομοίωμα αντιστοίχα για το εξάωροφο πλαίσιο, ενώ στα Σχήματα 4.12 και 4.13 παρουσιάζονται τα προσομοιώματα του δωδεκαώροφου πλαισίου.



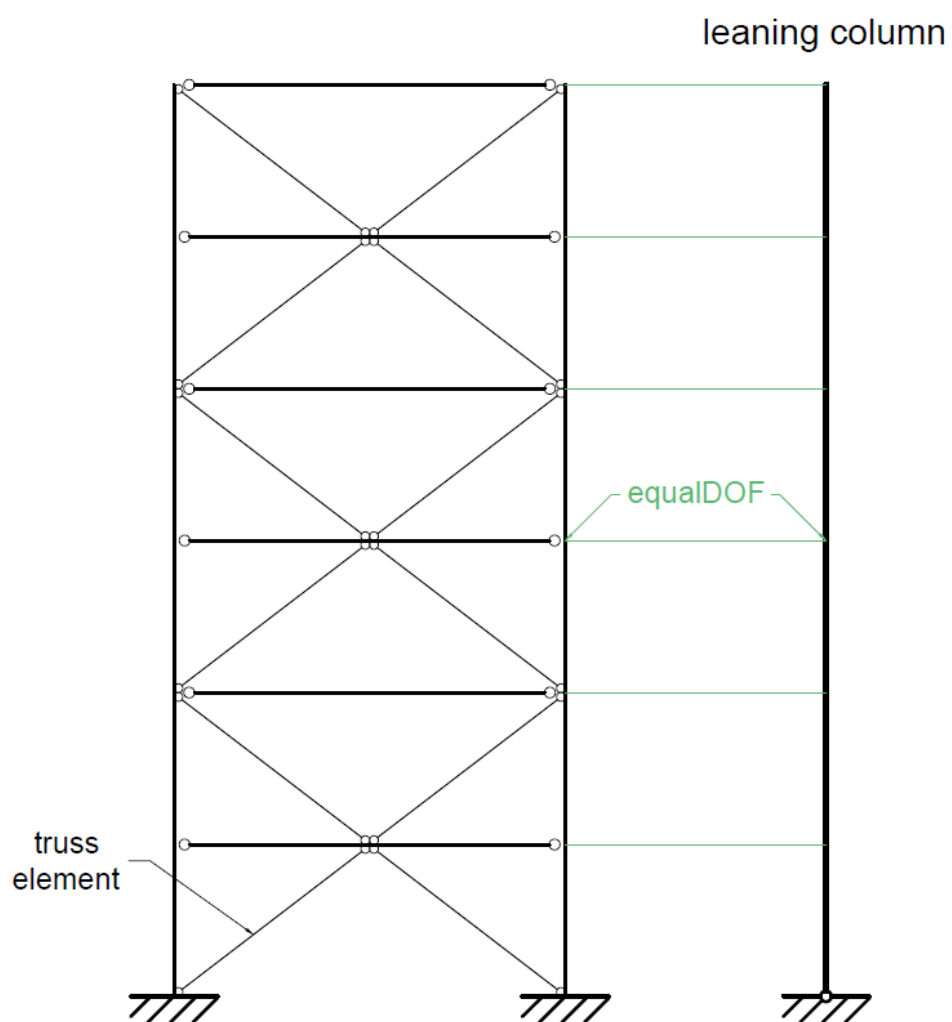
Σχήμα 4.8: Δισδιάστατο λεπτομερές προσομοίωμα 3-όροφου πλαισίου SCBF στο λογισμικό OpenSees.



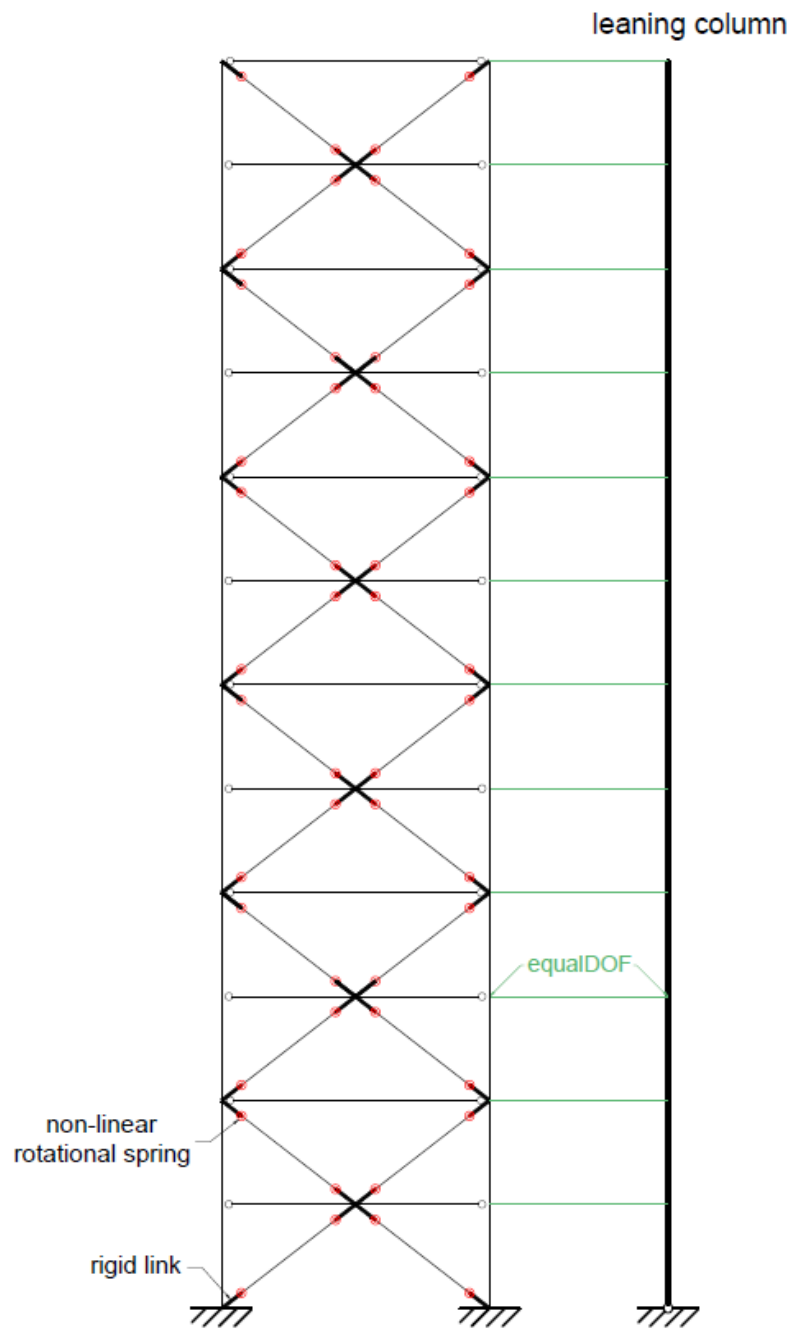
Σχήμα 4.9: Δισδιάστατο απλοποιημένο προσομοίωμα 3-όροφου πλαισίου SCBF στο λογισμικό OpenSees.



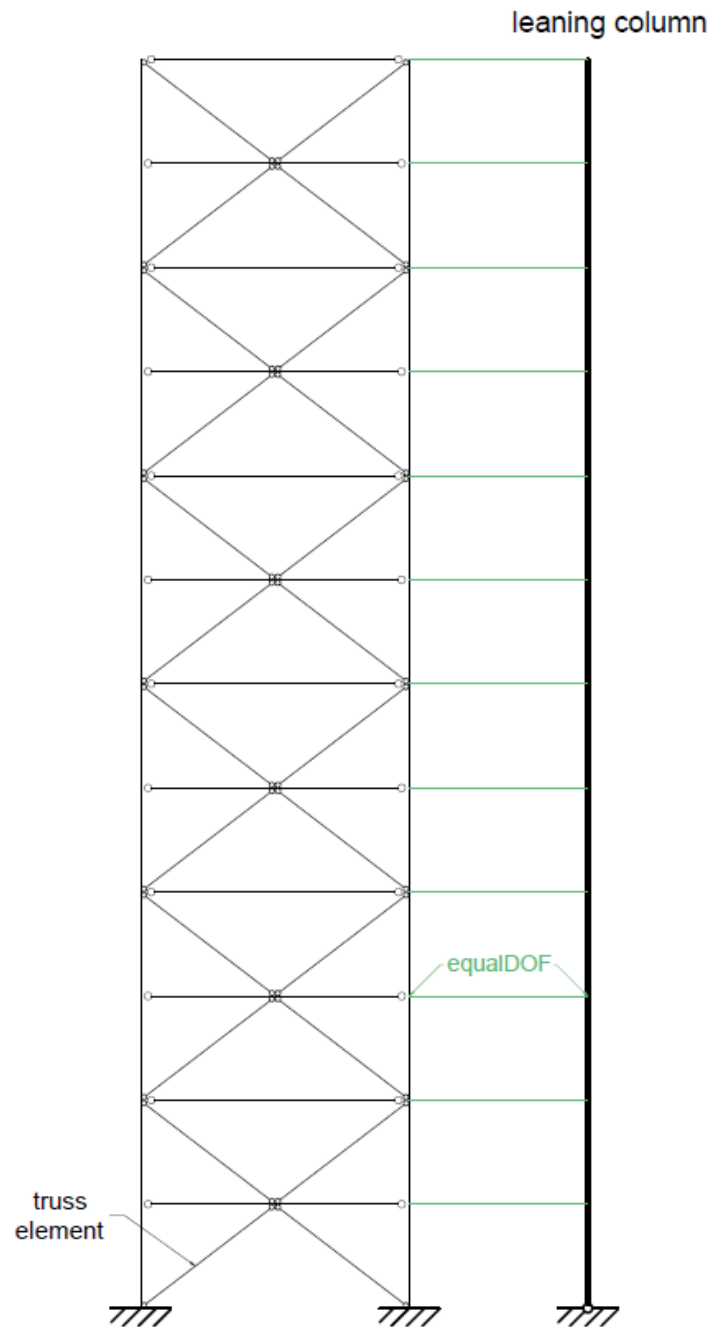
Σχήμα 4.10: Δισδιάστατο λεπτομερές προσομοίωμα 6-όροφου πλαισίου SCBF στο λογισμικό OpenSees.



Σχήμα 4.11: Δισδιάστατο απλοποιημένο προσομοίωμα 6-όροφου πλαισίου SCBF στο λογισμικό OpenSees.



Σχήμα 4.12: Δισδιάστατο λεπτομερές προσομοίωμα 12-όροφου πλαισίου SCBF στο λογισμικό OpenSees.



Σχήμα 4.13: Δισδιάστατο απλοποιημένο προσομοίωμα 12-όροφου πλαισίου SCBF στο λογισμικό OpenSees.

Σε αυτό το σημείο κρίνεται απαραίτητο να γίνει μια αναφορά στο συνολικό αριθμό κόμβων που χρησιμοποιεί το εκάστοτε προσομοίωμα του κάθε πολυώροφου πλαισίου. Από όσα έχουν αναφερθεί μέχρι τώρα σε όλη την εργασία, είναι προφανές ότι ο αριθμός των κόμβων στο λεπτομερές προσομοίωμα του πλαισίου είναι συνάρτηση της διαμέρισης που πρόκειται να γίνει στο λεπτομερές προσομοίωμα του μεταλλικού συνδέσμου, δηλαδή του αριθμού των στοιχείων δοκού-στύλου (βλ. Κεφάλαιο 2). Στον Πίνακα 4.4 παρουσιάζεται η γενική περίπτωση όπου κάθε σύνδεσμος αποτελείται από n στοιχεία, ενώ στον Πίνακα 4.5 η περίπτωση με 10 στοιχεία ανά σύνδεσμο, ο οποίος, όπως είδαμε και στην Παράγραφο

Πίνακας 4.4: Αριθμός κόμβων στο εκάστοτε προσομοίωμα κάθε πλαισίου – γενική περίπτωση n στοιχείων ανά σύνδεσμο.

Πλαίσιο	3-όροφο	6-όροφο	12-όροφο
Λεπτομερές	$38 + 6n$	$72 + 12n$	$141 + 24n$
Απλοποιημένο	20	36	69

Πίνακας 4.5: Αριθμός κόμβων στο εκάστοτε προσομοίωμα κάθε πλαισίου για $n = 10$ στοιχεία ανά σύνδεσμο.

Πλαίσιο	3-όροφο	6-όροφο	12-όροφο
Λεπτομερές	98	192	381
Απλοποιημένο	20	36	69

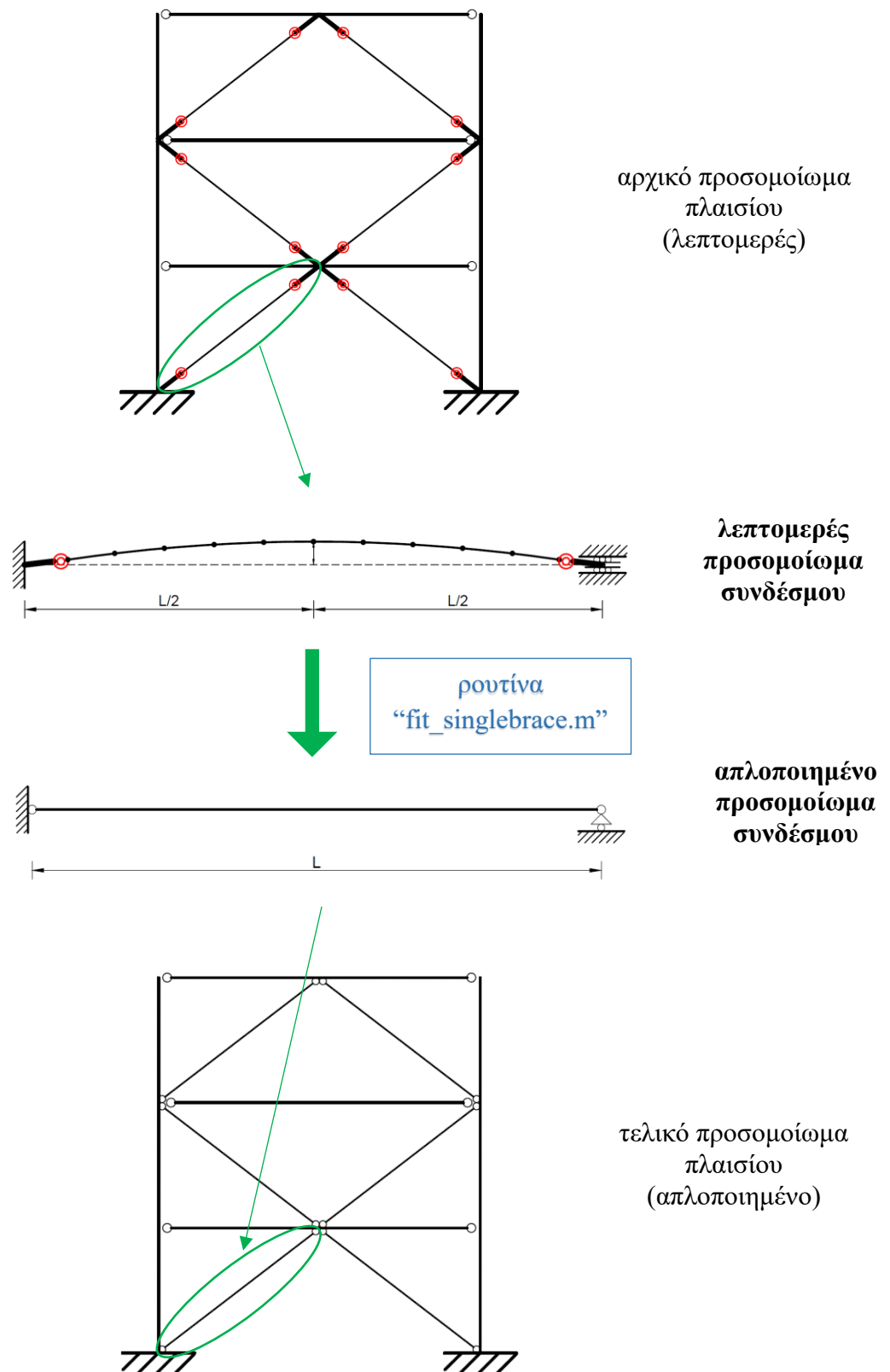
2.2.1, είναι ο ελάχιστος απαιτούμενος αριθμός στοιχείων για ικανοποιητική ακρίβεια στη συμπεριφορά ενός συνδέσμου.

4.3 Περιγραφή διαδικασίας

Η διαδικασία που ακολουθήθηκε ήταν ίδια για όλα τα μεταλλικά κτίρια που εξετάστηκαν στα πλαίσια της παρούσας εργασίας και παρουσιάζεται συνοπτικά στο Σχήμα 4.14. Αποτελείται από τα εξής βήματα:

- 1) Αρχικά, εισάγονται τα απαραίτητα δεδομένα για το κτίριο και τα μέλη του,
- 2) Εκτελούνται οι *μη γραμμικές αναλύσεις* στο αρχικό προσομοίωμα του πλαισίου με τα λεπτομερή προσομοιώματα για τους μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας και εξάγονται τα σχετικά διαγράμματα (βλ. Παράγραφο 4.5),
- 3) Μετατρέπεται το αρχικό (λεπτομερές) προσομοίωμα του πλαισίου στο *αντίστοιχο απλοποιημένο προσομοίωμα* του, ως εξής:
 - i. Εξετάζεται ξεχωριστά ο κάθε ένας μεταλλικός σύνδεσμος του πλαισίου που μελετάται,
 - ii. Εισάγονται τα δεδομένα για τον εκάστοτε σύνδεσμο του πλαισίου στη ρουτίνα του MATLAB “fit_singlebrace.m”, η οποία δημιουργεί το απλοποιημένο προσομοίωμα για το μεμονωμένο μεταλλικό σύνδεσμο, με συμπεριφορά που έχει προκύψει από εκτέλεση πρόδρομων αναλύσεων στα αντίστοιχα λεπτομερή προσομοιώματα των μεμονωμένων συνδέσμων, σύμφωνα σε όσα ελέγχθηκαν στο Κεφάλαιο 3,
 - iii. Οι μεταλλικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας αντικαθιστώνται από απλές ράβδους δικτύματος στο προσομοίωμα του πλαισίου, οι οποίες όμως διαθέτουν την κατάλληλη συμπεριφορά,
- 4) Εκτελούνται οι *μη γραμμικές αναλύσεις* στο τελικό (απλοποιημένο) προσομοίωμα του πλαισίου με τα απλοποιημένα προσομοιώματα για τους μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας και εξάγονται τα σχετικά διαγράμματα,

- 5) Συγκρίνονται τα εξαγόμενα αποτελέσματα ανάμεσα στα δύο προσομοιώματα των πλαισίων.



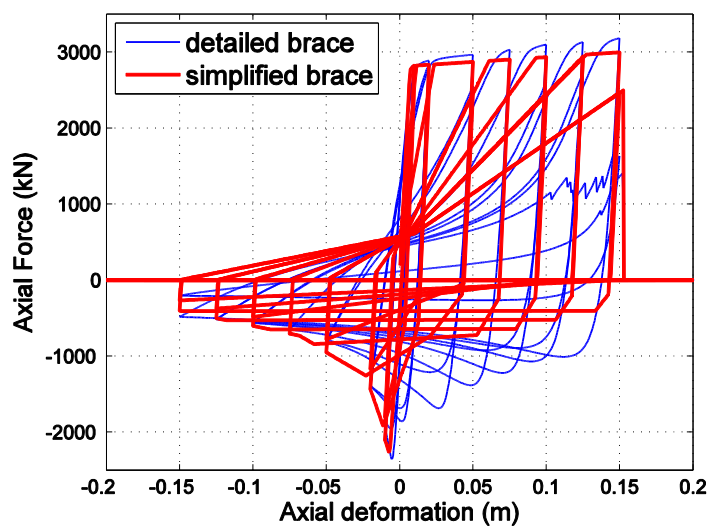
Σχήμα 4.14: Εφαρμογή προτεινόμενης μεθοδολογίας σε δισδιάστατο προσομοίωμα μεταλλικού πλαισίου με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας.

4.4 Επιπλέον διερεύνηση

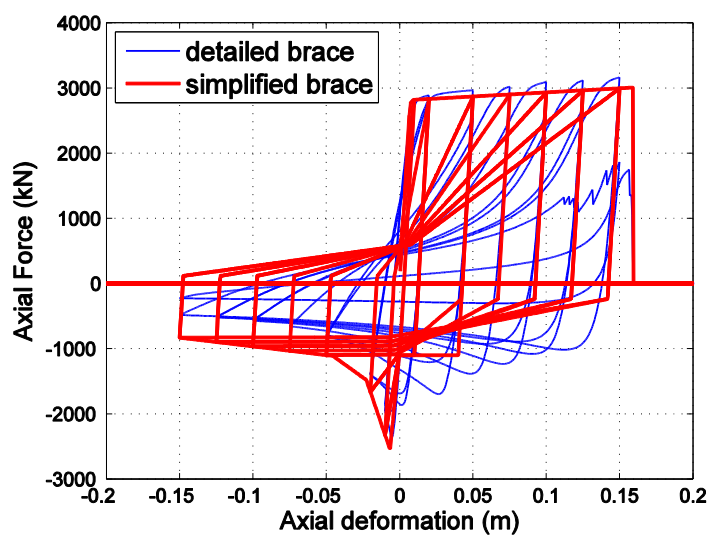
Στα πλαίσια της παρούσας εργασίας έγινε μια ακόμη διερεύνηση σχετικά με τις παραμέτρους που καθορίζουν τους βρόχους υστέρησης. Ο λόγος που ώθησε σε αυτή τη διερεύνηση έχει να κάνει με τη συμπεριφορά των κτιρίων που παρουσιάζονται στο κεφάλαιο αυτό. Η συμπεριφορά του απλοποιημένου συνδέσμου που παρουσιάστηκε στα Σχήματα 3.12, 3.13 και 3.14 της Παραγράφου 3.4, είναι μεν ικανοποιητική στα πλαίσια εξέτασης ενός μεμονωμένου συνδέσμου, καθώς δίνει καλύτερη πιστότητα στους βρόχους υστέρησης κατά την ανακυκλιζόμενη φόρτιση, αλλά όταν αυτός ο σύνδεσμος ενταχθεί σε κάποιο πλαίσιο SCBF τα αποτελέσματα που προκύπτουν από τις Μη Γραμμικές Δυναμικές Αναλύσεις (βλ. Παράγραφο 4.5.3) δεν είναι τα επιθυμητά. Προκύπτουν προβλήματα αστάθειας των αλγορίθμων και δυσχεραίνεται η σύγκλιση, με αποτέλεσμα τα εξαγόμενα αποτελέσματα να είναι αρκετά φορές μη λογικά/ικανοποιητικά. Για το λόγο αυτό, εξετάστηκαν 3 περιπτώσεις για το νόμο υλικού του απλοποιημένου προσομοιώματος:

- 1) Με χρήση του παράλληλου υλικού “uniaxialMaterial Parallel”, που αναφέρθηκε στην προηγούμενη παράγραφο και μη μηδενικές τιμές στις παραμέτρους που αφορούν την ανακυκλική απομείωση (cyclic degradation).
- 2) Χωρίς το παράλληλο υλικό “uniaxialMaterial Parallel” και με μηδενικές τιμές στις παραμέτρους που αφορούν την ανακυκλική απομείωση, αλλά με μια μικρή υπερεκτίμηση της μεταλυγισμικής αντοχής του συνδέσμου στην περίπτωση της ανακυκλιζόμενης φόρτισης.
- 3) Χωρίς το παράλληλο υλικό “uniaxialMaterial Parallel” και με μηδενικές τιμές στις παραμέτρους που αφορούν την ανακυκλική απομείωση, με τη μεταλυγισμική αντοχή να είναι όσο πιο κοντά γίνεται σε αυτή του λεπτομερούς προσομοιώματος για την περίπτωση της ανακυκλιζόμενης φόρτισης.

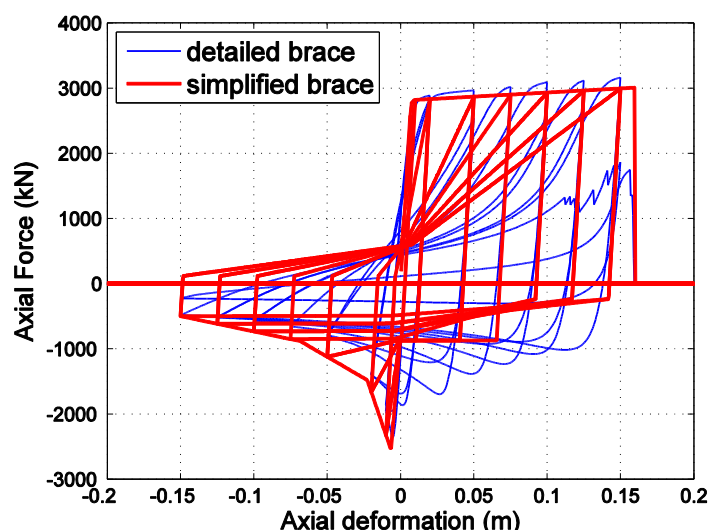
Τα διαγράμματα για ανακυκλιζόμενη φόρτιση των 3 ανωτέρω περιπτώσεων παρουσιάζονται στα Σχήματα 4.15 έως 4.17 (τα διαγράμματα αναφέρονται σε σύνδεσμο με διατομή SHS 140x16mm). Τονίζεται εδώ ότι οι παραπάνω τρεις περιπτώσεις για το νόμο υλικού του απλοποιημένου προσομοιώματος του συνδέσμου επηρεάζουν κυρίως τα αποτελέσματα της Ικανοτικής Δυναμικής Ανάλυσης (IDA), ενώ και στις τρεις αυτές περιπτώσεις η απόκριση του πλαισίου στην Ιδιομορφική και τη Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση διαφέρει απειροελάχιστα (μη σημαντικές διαφορές στα αποτελέσματα). Οι δύο νέες περιπτώσεις για το νόμο υλικού (περιπτώσεις 2 και 3) λοιπόν, μπορεί να δίνουν κάπως χειρότερη πιστότητα στους βρόχους της ανακυκλιζόμενης φόρτισης, προσφέρουν ωστόσο μια σημαντικά καλύτερη λύση στα αποτελέσματα των μη γραμμικών αναλύσεων των πλαισίων.



Σχήμα 4.15: Διάγραμμα ανακυκλιζόμενης φόρτισης για την περίπτωση 1.



Σχήμα 4.16: Διάγραμμα ανακυκλιζόμενης φόρτισης για την περίπτωση 2.



Σχήμα 4.17: Διάγραμμα ανακυκλιζόμενης φόρτισης για την περίπτωση 3.

4.5 Συγκριτικά αποτελέσματα Μη Γραμμικών Αναλύσεων

4.5.1 Ιδιομορφική Ανάλυση

Αρχικά πραγματοποιείται Ιδιομορφική Ανάλυση για κάθε ένα πλαίσιο στο OpenSees για τον προσδιορισμό των ιδιοπεριόδων ταλάντωσής τους T_i . Συγκεκριμένα, αν και μας ενδιαφέρει κυρίως η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος T_1 , εξάγονται οι τρεις πρώτες ιδιοπερίοδοι κάθε πλαισίου κατά τη διεύθυνση αυτού προκειμένου να αξιοποιηθούν στη συνέχεια στις Μη Γραμμικές Αναλύσεις που θα πραγματοποιηθούν. Η διαδικασία αυτή πραγματοποιείται εις διπλούν, μια φορά για το λεπτομερές προσομοίωμα του πλαισίου και μια για το απλοποιημένο. Τα αποτελέσματα της Ιδιομορφικής Ανάλυσης παρουσιάζονται στους ακόλουθους πίνακες: στον Πίνακα 4.6 για το τριώροφο πλαίσιο, στον Πίνακα 4.7 για το εξάώροφο, και στον Πίνακα 4.8 για το δωδεκαώροφο.

Πίνακας 4.6: Ιδιοπερίοδοι 3-όροφου πλαισίου.

Ιδιοπερίοδοι (sec)	Λεπτομερές προσομοίωμα	Απλοποιημένο προσομοίωμα
T_1	0.545	0.553
T_2	0.206	0.209
T_3	0.130	0.132

Πίνακας 4.7: Ιδιοπερίοδοι 6-όροφου πλαισίου.

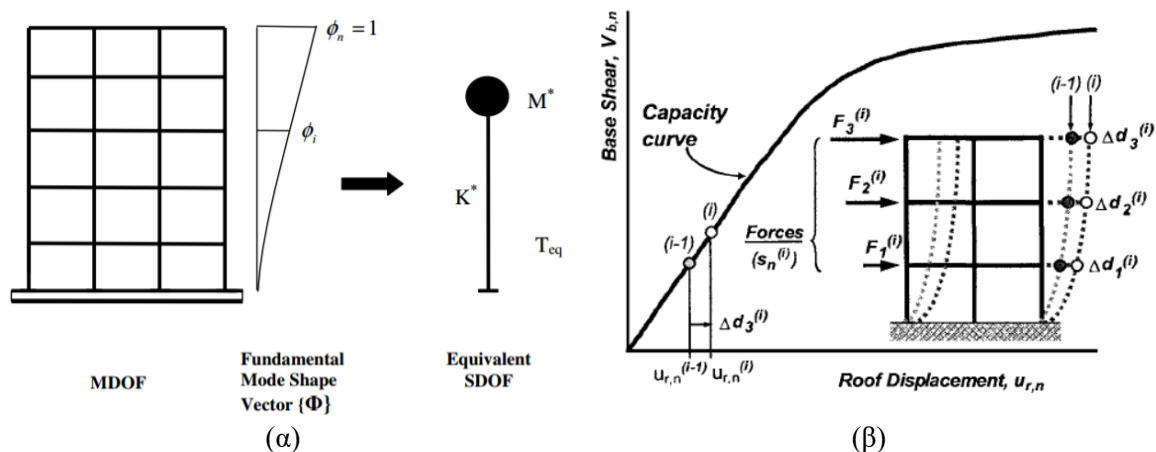
Ιδιοπερίοδοι (sec)	Λεπτομερές προσομοίωμα	Απλοποιημένο προσομοίωμα
T_1	1.142	1.156
T_2	0.393	0.399
T_3	0.222	0.225

Πίνακας 4.8: Ιδιοπερίοδοι 12-όροφου πλαισίου.

Ιδιοπερίοδοι (sec)	Λεπτομερές προσομοίωμα	Απλοποιημένο προσομοίωμα
T_1	1.804	1.822
T_2	0.572	0.580
T_3	0.317	0.323

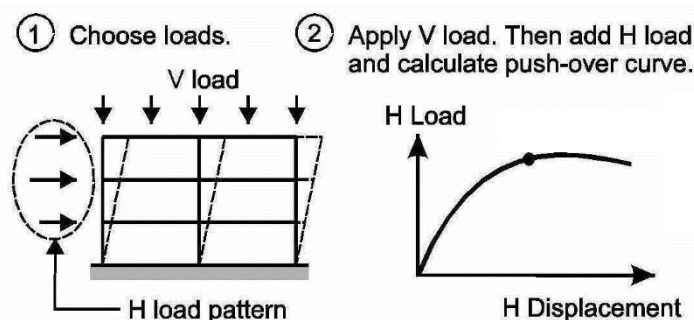
4.5.2 Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση (Pushover Analysis)

Η Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση (Static Pushover Analysis ή απλούστερα Pushover Analysis) είναι η ανάλυση την οποία χρησιμοποιούν σήμερα οι αντισεισμικοί κανονισμοί για την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς μιας κατασκευής. Εδώ, πραγματοποιήθηκε Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση μέσω της μεθόδου σταδιακής προσαύξησης της οριζόντιας φόρτισης (Chopra, 2010). Η συγκεκριμένη μέθοδος αποτελεί ένα γρήγορο τρόπο (βλ. Παράγραφο 4.5.4 – Υπολογιστικοί χρόνοι αναλύσεων) για την εκτίμηση της συμπεριφοράς μιας ήδη διαστασιολογημένης κατασκευής σε οριζόντια φόρτιση. Βασίζεται στην απόκριση σε οριζόντια φόρτιση ενός *ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή* (SDOF⁷) και μέσω αυτής εξάγεται η *καμπύλη ικανότητας* (capacity curve) της κατασκευής, συνήθως σε όρους Τέμνουσας Βάσης (Base Shear) προς ανηγμένη μετακίνηση οροφής (Roof Drift). Η καμπύλη αυτή εκφράζει την ικανότητα που έχει η κατασκευή να αντιστέκεται στην απαίτηση σε μετακίνηση που επιβάλλει η σεισμική δράση. Το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα εικονίζεται στο Σχήμα 4.18α, ενώ η καμπύλη ικανότητας στο Σχήμα 4.18β.



Σχήμα 4.18: Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση: (α) Πολυβάθμιο Σύστημα – Σχήμα Θεμελιώδους Ιδιομορφής – Ισοδύναμο Μονοβάθμιο Σύστημα (SDOF), (β) Καμπύλη Ικανότητας (Capacity Curve) κατασκευής.

⁷ SDOF: Single Degree Of Freedom



Σχήμα 4.19: Φορτία που ασκούνται σε μια κατασκευή και η προκύπτουσα καμπύλη ικανότητας.

Για την εκτέλεση της Μη Γραμμικής Στατικής Ανάλυσης πραγματοποιήθηκε κατανομή των φορτίων καθ' ύψος του εκάστοτε πλαισίου η οποία προέκυψε από σχετική πρόταση στην FEMA-356 (2000d), σύμφωνα με την οποία το φορτίο που ασκείται στη στάθμη κάθε ορόφου δίνεται από τη Σχέση (4.1):

$$F_x = \frac{W_x h_x^k}{\sum W_i h_i^k} V, \quad (4.1)$$

Στην ανωτέρω σχέση, W_i είναι το βάρος του ορόφου i , h_i το ύψος του και V η τέμνουσα βάσης. Ο συντελεστής k είναι μια παράμετρος η τιμή της οποίας εξαρτάται από τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο T_1 . Οι τιμές που λαμβάνει για θεμελιώδη ιδιοπερίοδο ίση με 0.5 και 2.0 sec υποδεικνύονται στον Πίνακα 4.9, ενώ για τις ενδιάμεσες τιμές ιδιοπεριόδων υπολογίζεται με χρήση γραμμικής παρεμβολής.

Πίνακας 4.9: Τιμές του συντελεστή k .

T_1 (sec)	k
0.5	1.0
2.0	2.0

Ωστόσο, η αξιοπιστία των αποτελεσμάτων της μεθόδου περιορίζεται κυρίως σε κανονικά κτίρια με χαμηλό ύψος των οποίων η συμπεριφορά σε οριζόντια φόρτιση καθορίζεται από την πρώτη ιδιομορφή ταλάντωσης, δηλαδή ποσοστό συμμετοχής ή δρώσα ιδιομορφική μάζα πρώτης ιδιομορφής πάνω από 90%. Στην περίπτωση των κτιρίων μας το ποσοστό συμμετοχής της πρώτης ιδιομορφής, το οποίο σε όλα τα προσομοιώματα είναι κάτω από 90% όπως φαίνεται χαρακτηριστικά και στους Πίνακες 4.10, 4.11 και 4.12 που ακολουθούν, καθιστά τα αποτελέσματα της ανάλυσης επισφαλή. Παρά όλα αυτά, τόσο το χαμηλό υπολογιστικό κόστος της μεθόδου όσο και το γεγονός ότι παρέχει μια πρώτη εικόνα για την αξιοπιστία του προτεινόμενου απολοιπημένου προσομοιώματος οδηγεί στη χρήση της.

Στους Πίνακες 4.10, 4.11 και 4.12 παρουσιάζονται οι ιδιοπερίοδοι και τα ποσοστά συμμετοχής ανά διεύθυνση για κάθε ιδιομορφή για το τριώροφο, εξαώροφο και το δωδεκαώροφο κτίριο αντίστοιχα. Πρόκειται για αποτελέσματα τα οποία έχουν ληφθεί αυτούσια από την εργασία της Πύρζα (2016) και έχουν προκύψει από το λογισμικό ETABS (2016).

Πίνακας 4.10: Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά συμμετοχής ανά διεύθυνση για κάθε ιδιομορφή για το 3-όροφο κτίριο (αποτελέσμα από λογισμικό ETABS).

Αρ. Ιδιομορφής	Ιδιοπερίοδος T (sec)	Ποσοστό συμμετοχής κατά Χ	Ποσοστό συμμετοχής κατά Υ
1	0.841	0.00%	86.80%
2	0.841	86.73%	0.00%
3	0.500	0.00%	0.00%
4	0.312	0.00%	11.19%
5	0.302	11.33%	0.00%
6	0.187	0.00%	0.00%
7	0.178	0.00%	2.01%
8	0.162	1.94%	0.00%
9	0.111	0.00%	0.00%

Πίνακας 4.11: Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά συμμετοχής ανά διεύθυνση για κάθε ιδιομορφή για το 6-όροφο κτίριο (αποτελέσμα από λογισμικό ETABS).

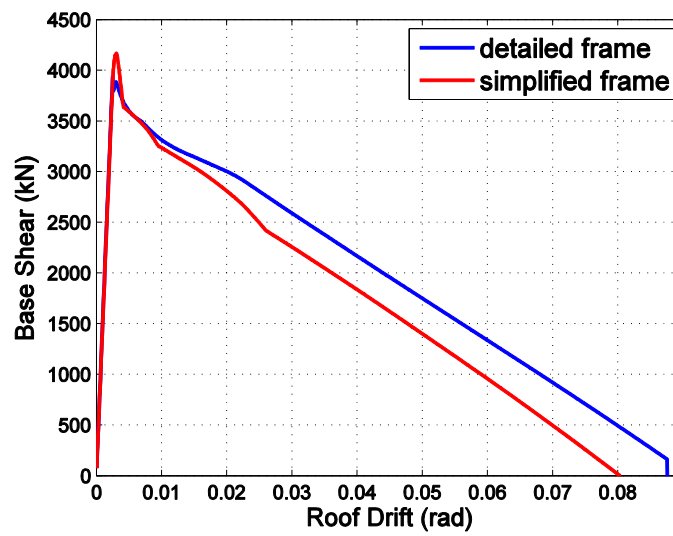
Αρ. Ιδιομορφής	Ιδιοπερίοδος T (sec)	Ποσοστό συμμετοχής κατά Χ	Ποσοστό συμμετοχής κατά Υ
1	1.647	0.00%	79.43%
2	1.647	79.53%	0.00%
3	0.978	0.00%	0.00%
4	0.600	0.00%	13.80%
5	0.592	13.77%	0.00%
6	0.358	0.00%	0.00%
7	0.336	0.00%	4.09%
8	0.323	4.08%	0.00%
9	0.235	0.00%	1.56%
10	0.216	1.57%	0.00%
11	0.203	0.00%	0.00%
12	0.171	0.00%	0.78%
13	0.153	0.73%	0.00%
14	0.145	0.00%	0.00%
15	0.131	0.00%	0.34%
16	0.117	0.32%	0.00%
17	0.106	0.00%	0.00%

Πίνακας 4.12: Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά συμμετοχής ανά διεύθυνση για κάθε ιδιομορφή για το 12-όροφο κτίριο (αποτελέσμα από λογισμικό ETABS).

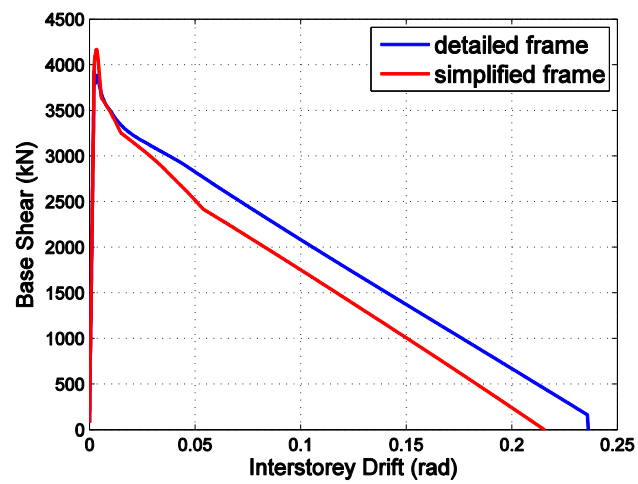
Αρ. Ιδιομορφής	Ιδιοπερίοδος T (sec)	Ποσοστόσυμμετοχής κατά Χ	Ποσοστόσυμμετοχής κατά Υ
1	2.442	0.00%	75.41%
2	2.442	75.47%	0.00%
3	1.455	0.00%	0.00%
4	0.858	0.00%	14.75%
5	0.854	14.67%	0.00%
6	0.515	0.00%	0.00%
7	0.481	0.00%	4.46%
8	0.475	4.46%	0.00%
9	0.318	0.00%	2.39%
10	0.311	2.35%	0.00%
11	0.294	0.00%	0.00%
12	0.228	0.00%	1.23%
13	0.220	1.23%	0.00%
14	0.198	0.00%	0.00%
15	0.171	0.00%	0.68%
16	0.164	0.68%	0.00%
17	0.145	0.00%	0.00%
18	0.136	0.00%	0.43%
19	0.129	0.44%	0.00%
20	0.111	0.00%	0.00%

Στα επόμενα σχήματα παρουσιάζονται οι καμπύλες ικανότητας για τα τρία μεταλλικά κτίρια που μελετώνται. Για κάθε κτίριο, παρουσιάζεται πρώτα η καμπύλη ικανότητας του σε όρους Τέμνουσας Βάσης (Base Shear) προς ανηγμένη μετατόπιση οροφής (Roof Drift) και ύστερα ακολουθούν οι καμπύλες ικανότητας των μεμονωμένων ορόφων σε όρους Τέμνουσας Βάσης προς ανηγμένη μετατόπιση ορόφου (Interstorey Drift). Για λόγους ευκολότερης σύγκρισης των αποτελεσμάτων των δύο προσομοιωμάτων οι καμπύλες ικανότητας για το λεπτομερές και το απλοποιημένο προσομοιώμα του πλαισίου εμφανίζονται στο ίδιο γράφημα. Στα Σχήματα 4.20 έως 4.23 υποδεικνύεται η συμπεριφορά του τριώροφου πλαισίου όταν αυτό υποβληθεί σε Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση, στα Σχήματα 4.24 και 4.26 φαίνεται το εξαώροφο πλαίσιο και τέλος στα Σχήματα 4.27 και 4.30 το δωδεκαώροφο πλαίσιο.

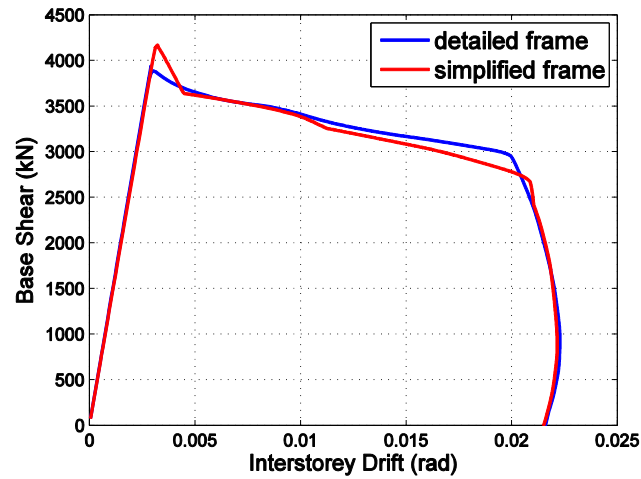
Τριώροφο πλαίσιο



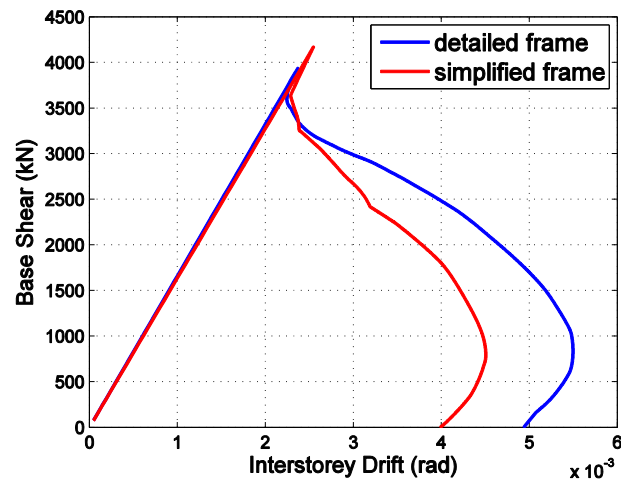
Σχήμα 4.20: Καμπύλη ικανότητας 3-όροφου πλαισίου.



Σχήμα 4.21: Καμπύλη ικανότητας 1^{ου} ορόφου 3-όροφου πλαισίου.



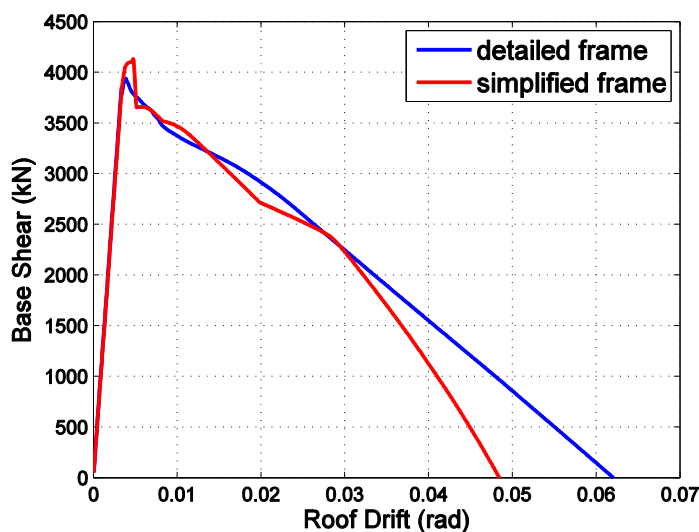
Σχήμα 4.22: Καμπύλη ικανότητας 2^{ου} ορόφου 3-όροφου πλαισίου.



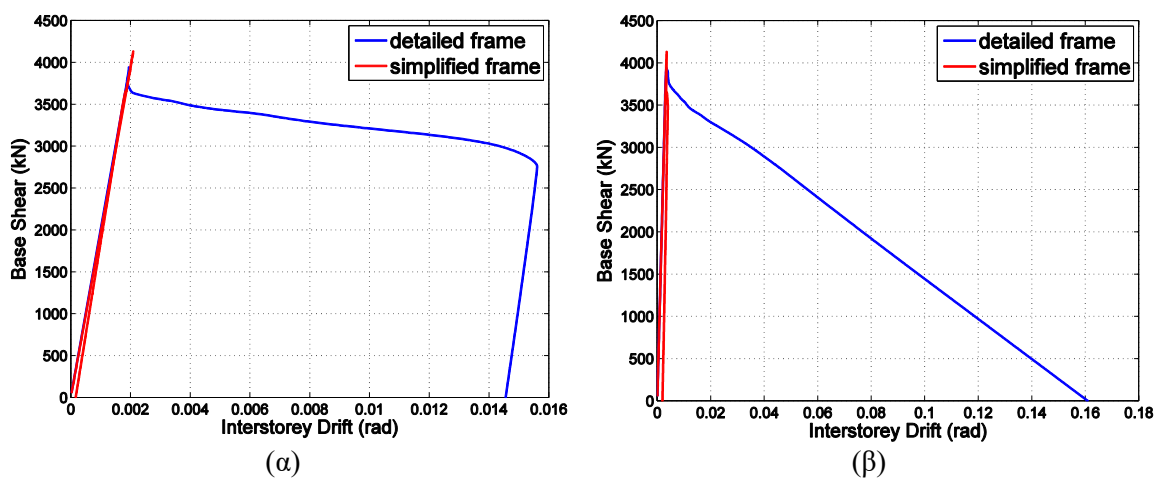
Σχήμα 4.23: Καμπύλη ικανότητας 3^{ου} ορόφου 3-όροφου πλαισίου.

Στο τριώροφο πλαίσιο φαίνεται να υπάρχει αρκετά ικανοποιητική ακρίβεια στην απόκριση από το απλοποιημένο προσομοίωμα, τόσο σε όρους συνολικής ανηγμένης μετακίνησης οροφής (Σχήμα 4.20), όσο και σε όρους σχετικής μετακίνησης των ορόφων (Σχήματα 4.21, 4.22 και 4.23).

Εξάωρο πλαίσιο

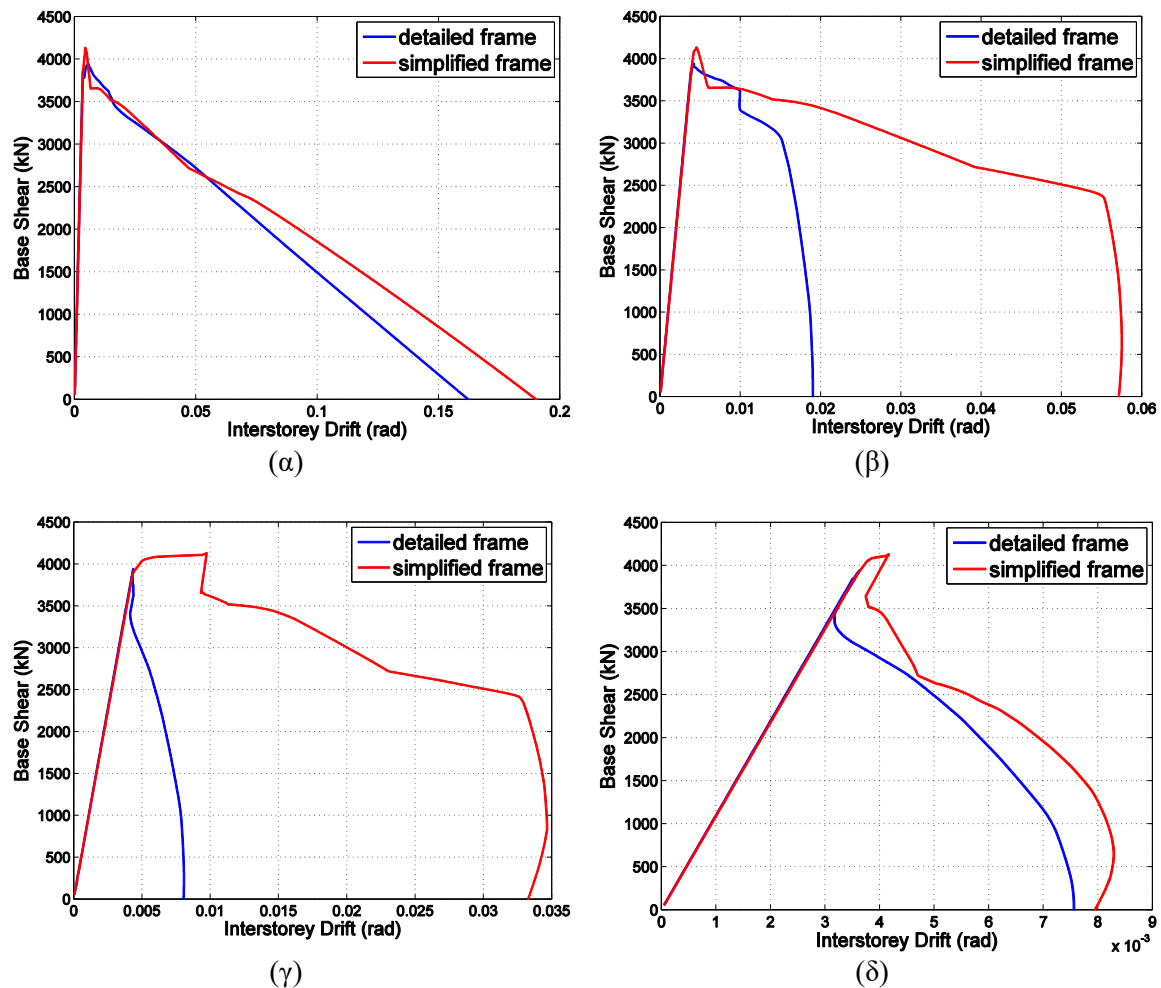


Σχήμα 4.24: Καμπύλη ικανότητας 6-όροφου πλαισίου.



Σχήμα 4.25: Καμπύλες ικανότητας μεμονωμένων ορόφων 6-όροφου πλαισίου:
(α) 1^{ος} όροφος, (β) 2^{ος} όροφος.

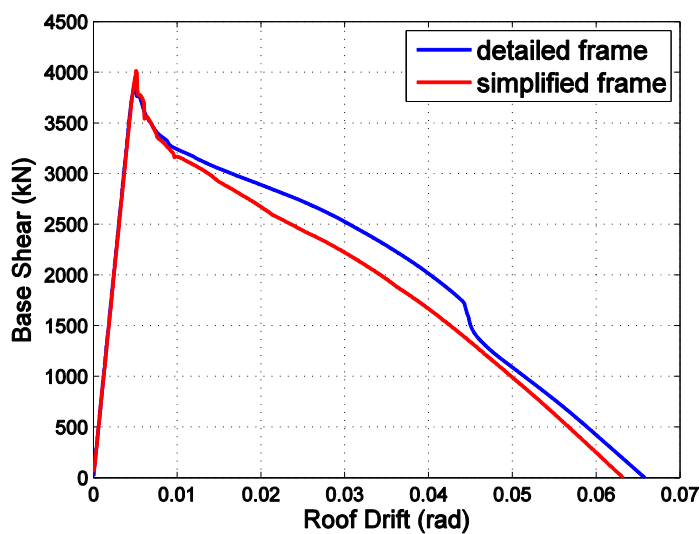
Στο Σχήμα 4.25 παρατηρείται ότι υπάρχει ασυμβατότητα στη συμπεριφορά των δύο κατώτερων ορόφων του πλαισίου ανάμεσα στο λεπτομερές και το απλοποιημένο προσομοίωμα. Στο λεπτομερές προσομοίωμα ο 1^{ος} και ο 2^{ος} όροφος καταρρέουν σε ανηγμένη σχετική μετακίνηση (interstorey drift) περίπου 1.45% και 16% αντίστοιχα, τη στιγμή που το απλοποιημένο προσομοίωμα φαίνεται να μην ακολουθεί παρόμοια συμπεριφορά. Πιο συγκεκριμένα, το απλοποιημένο προσομοίωμα φαίνεται να φτάνει τη μέγιστη τιμή της Τέμνουσας Βάσης, αλλά μετά ξεκινά αμέσως να αποφορτίζεται, χωρίς να διαρρεύσει προηγουμένως.



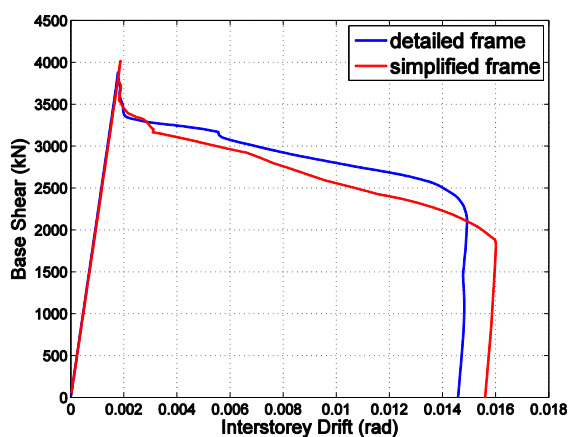
Σχήμα 4.26: Καμπύλες ικανότητας μεμονωμένων ορόφων 6-όροφου πλαισίου:
(α) 3^{ος} όροφος, (β) 4^{ος} όροφος, (γ) 5^{ος} όροφος, (δ) 6^{ος} όροφος.

Δύο ακόμα όροφοι με έντονη σχετικά ασυμφωνία ανάμεσα στα αποτελέσματα των δύο προσομοιωμάτων φαίνεται να είναι και ο 4^{ος} με τον 5^ο, σύμφωνα με το Σχήμα 4.26. Σε αντίθεση όμως με τους δύο κατώτερους ορόφους του Σχήματος 4.25 προηγουμένως, εδώ το λεπτομερές προσομοίωμα είναι αυτό που αποφορτίζεται γρηγορότερα, αφού καταρρέει σε ανηγμένες σχετικές μετακινήσεις ορόφων περίπου 2% και 0.8% για τον 4^ο και 5^ο όροφο αντίστοιχα, τη στιγμή που το απλοποιημένο προσομοίωμα καταρρέει σε τιμές 5.8% και 3.3% για τους ίδιους ορόφους. Οι υπόλοιποι δύο όροφοι (3^{ος} και 6^{ος}), καθώς και η καμπύλη ικανότητας σε όρους Τέμνουσας Βάσης προς ανηγμένη μετακίνηση οροφής φαίνεται ωστόσο να συμπίπτουν αρκετά ικανοποιητικά, με μια μικρή απόκλιση να εμφανίζεται πλησιάζοντας προς την κατάρρευση. Με άλλα λόγια, το απλοποιημένο προσομοίωμα επιτυγχάνει μεν να αποδώσει με καλή ακρίβεια την απόκριση του εξάωροφου πλαισίου όσον αφορά τη μετακίνηση οροφής, αλλά με διαφορετική κατανομή των μετακινήσεων ανά όροφο, αφού το λεπτομερές προσομοίωμα συγκεντρώνει τις μεγαλύτερες μετατοπίσεις του στους κατώτερους ορόφους (1^ο, 2^ο) ενώ το απλοποιημένο στους ανώτερους (4^ο, 5^ο).

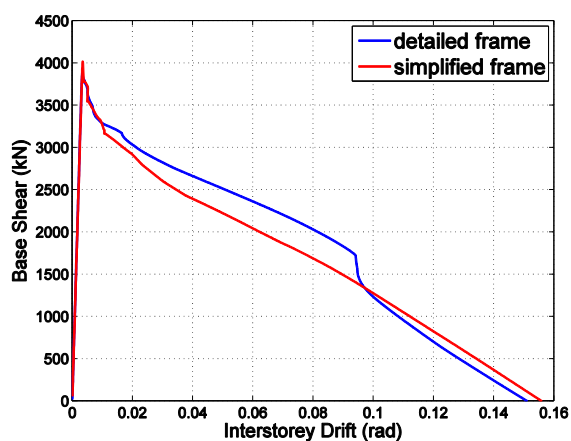
Δωδεκαώροφο πλαίσιο



Σχήμα 4.27: Καμπύλη ικανότητας 12-όροφου πλαισίου.

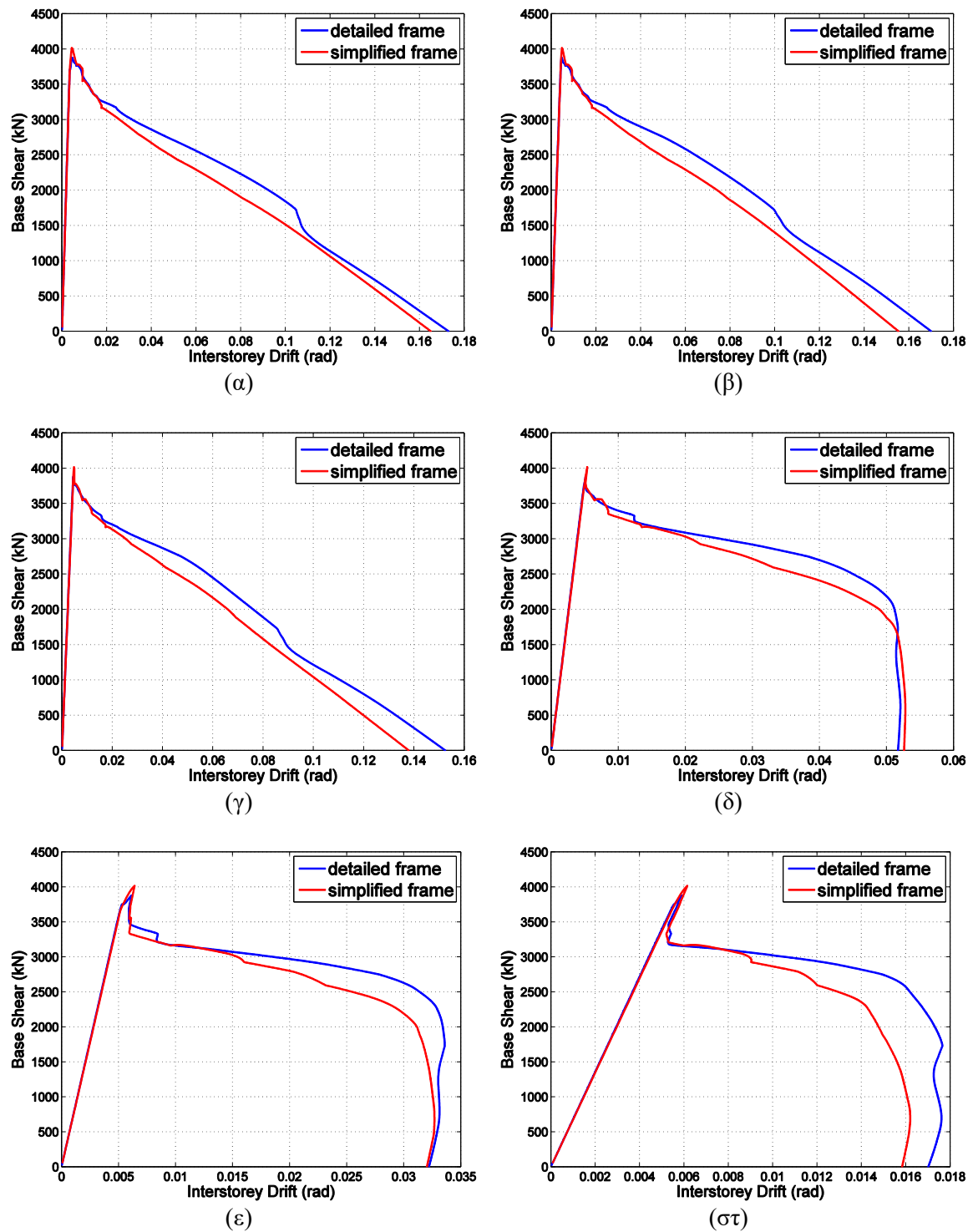


(α)



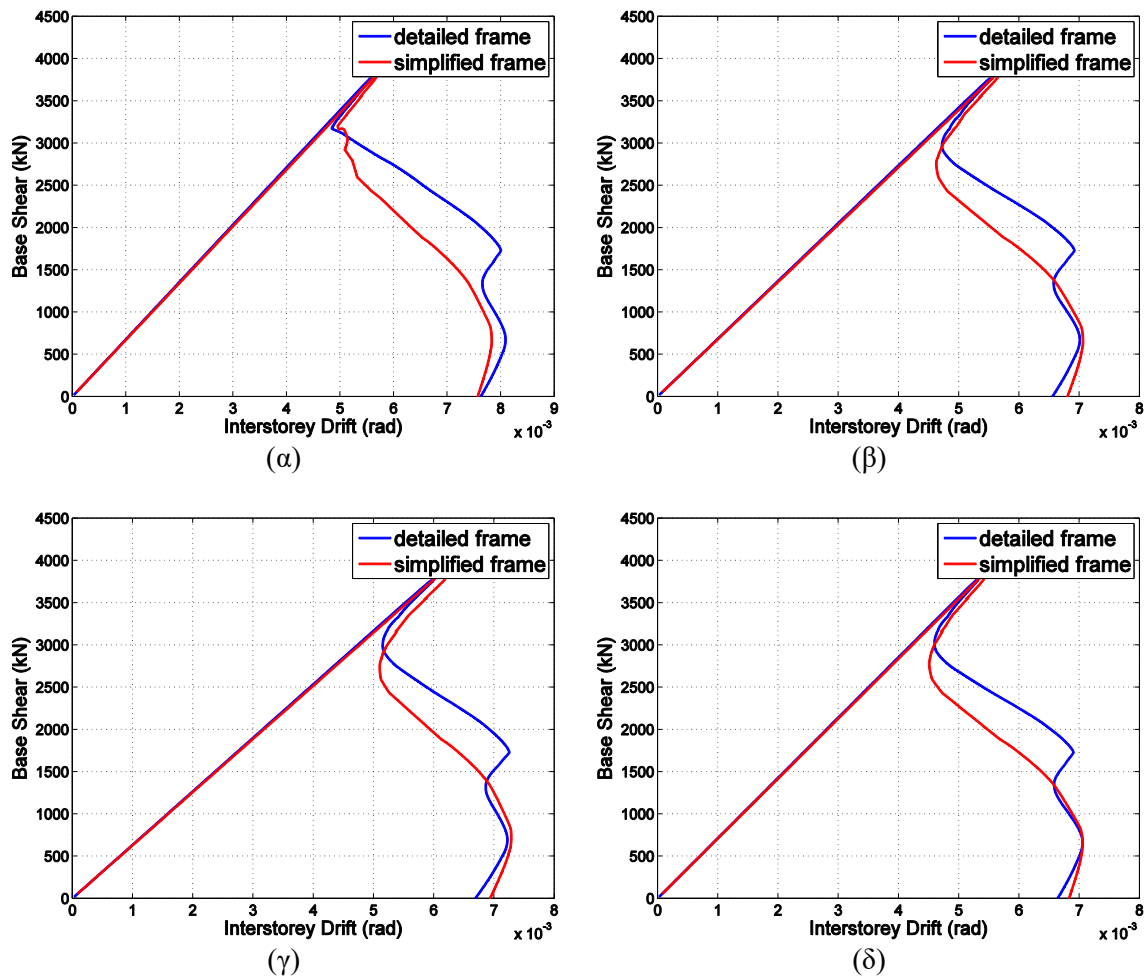
(β)

Σχήμα 4.28: Καμπύλες ικανότητας μεμονωμένων ορόφων 12-όροφου πλαισίου:
(α) 1^{ος} όροφος, (β) 2^{ος} όροφος.



Σχήμα 4.29: Καμπύλες ικανότητας μεμονωμένων ορόφων 12-όροφου πλαισίου:
 (α) 3^{ος} όροφος, (β) 4^{ος} όροφος, (γ) 5^{ος} όροφος, (δ) 6^{ος} όροφος, (ε) 7^{ος} όροφος, (στ) 8^{ος} όροφος.

Στο δωδεκάωροφο πλαίσιο παρατηρείται παραπλήσια απόκριση και στα δύο προσομοιώματα, σύμφωνα με τα Σχήματα 4.27 έως 4.30. Αυτό ήταν αναμενόμενο, καθώς σε υψηλά πλαίσια κυριαρχούν τα φαινόμενα 2^{ας} τάξεως (φαινόμενα P-Delta), με αποτέλεσμα να διαδραματίζει αρκετά μικρότερο ρόλο στην απόκριση η συμπεριφορά των προσομοιωμάτων των μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας.



Σχήμα 4.30: Καμπύλες ικανότητας μεμονωμένων ορόφων 12-όροφου πλαισίου:
(α) 9^{ος} όροφος, (β) 10^{ος} όροφος, (γ) 11^{ος} όροφος, (δ) 12^{ος} όροφος.

4.5.3 Ικανοτική Δυναμική Ανάλυση (IDA)

Η Ικανοτική Δυναμική Ανάλυση (Incremental Dynamic Analysis ή IDA), όπως παρουσιάστηκε από τους Vamvatsikos και Cornell (2002a), αποτελεί μια πρόσφατα αναπτυγμένη μέθοδο ανάλυσης που συναντάται σε διάφορες μορφές και αποσκοπεί στην διεξοδική αποτίμηση της συμπεριφοράς κατασκευών υπό την επίδραση σεισμικών φορτίων. Η κατασκευή υποβάλλεται σε μια σειρά δυναμικών αναλύσεων υπό ένα σύνολο επιταχυνσιογραφημάτων κατάλληλα κλιμακωμένων σε διάφορα επίπεδα σεισμικής έντασης. Επιλέγοντας κάποιο κατάλληλο μέτρο απόκρισης, το οποίο θα χαρακτηρίζει την απόκριση της κατασκευής, και ένα μέτρο έντασης, το οποίο θα αναπαριστά τη σεισμική ένταση, μπορούν να κατασκευαστούν οι καμπύλες IDA του μέτρου απόκρισης για κάθε τιμή του μέτρου έντασης. Κατά την εφαρμογή της μεθόδου IDA ακολουθούνται τα παρακάτω βήματα:

- 1) Μόρφωση κατάλληλου μη γραμμικού προσομοιώματος για την κατασκευή.
- 2) 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) Κατάλληλη 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 (IDA) μπορεί να εφαρμοστεί χωρίς περιορισμούς σε οποιονδήποτε φορέα. Το μη γραμμικό προσομοίωμα που χρησιμοποιείται είναι το ίδιο που χρησιμοποιήθηκε και στην ανάλυση Pushover (βλ. Παράγραφο 4.2). Ωστόσο, εμφανές μειονέκτημα της μεθόδου φαίνεται να είναι ο μεγάλος υπολογιστικός φόρτος που προκύπτει, όπως θα αναφερθεί και στη συνέχεια στην Παράγραφο 4.5.4. Παρακάτω, περιγράφονται λεπτομερέστερα τα όσα αναφέρθηκαν μέχρι τώρα για την IDA.

Εκτέλεση IDA

Μια ανάλυση IDA η οποία βασίζεται σε μία μόνο σεισμική καταγραφή (επιταχυνσιογράφημα) δε θα μπορούσε σε καμία περίπτωση να προσεγγίσει πλήρως τη συμπεριφορά της κατασκευής σε ένα μελλοντικό σεισμικό γεγονός. Για το λόγο αυτό κρίνεται αναγκαίο να χρησιμοποιηθεί μια σειρά επιταχυνσιογραφημάτων, η επιλογή των οποίων πρέπει να γίνει έτσι ώστε να εκφράζουν διάφορα τεκτονικά περιβάλλοντα. Με άλλα λόγια, τα επιταχυνσιογραφήματα στα οποία θα υποβληθεί μια κατασκευή δεν θα αναφέρονται αποκλειστικά σε σεισμικά γεγονότα που έχουν λάβει χώρα στην εν λόγω ευρύτερη περιοχή που βρίσκεται η κατασκευή, αλλά στην ανάλυση θα πρέπει να συμπεριληφθεί ένας αριθμός από διαφορετικές μορφές σεισμικών διεγέρσεων. Επιλέγονται λοιπόν 44 καταγραφές, οι οποίες αντιστοιχούν σε 22 σεισμικά γεγονότα, με δύο συνιστώσες ανά κατεύθυνση. Τα επιταχυνσιογραφήματα αυτά έχουν ανακτηθεί από το αυθεντικό σετ των καταγραφών της βάσης δεδομένων του Applied Technology Council Project 76 (FEMA, 2009) και παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.13.

Στη συνέχεια, πραγματοποιείται κλιμάκωση των επιταχυνσιογραφημάτων με τη χρήση ενός μη αρνητικού βαθμωτού *συντελεστή κλιμάκωσης* λ (Scale Factor ή SF) [24]. Κάθε τιμή της χρονοϊστορίας πολλαπλασιάζεται με τον συντελεστή κλιμάκωσης παράγοντας μια χρονοϊστορία ομοιόθετη στην αρχική. Έτσι, για τιμές του συντελεστή κλιμάκωσης λ μικρότερες της μονάδας ($\lambda < 1$) προκύπτει ηπιότερο επιταχυνσιογράφημα από το αρχικό (δηλαδή κλιμακωμένο προς τα κάτω), για τιμές μεγαλύτερες της μονάδας ($\lambda > 1$) ισχυρότερο (δηλαδή κλιμακωμένο προς τα πάνω), ενώ για τιμή του λ ίση με τη μονάδα ($\lambda = 1$) το αρχικό επιταχυνσιογράφημα παραμένει ως έχει.

Ως *Μέτρο Έντασης* (Intensity Measure ή IM) [24] ενός κλιμακωμένου επιταχυνσιογραφήματος ορίζεται ένα μη αρνητικό μέγεθος το οποίο αποτελεί μια συνάρτηση του συντελεστή κλιμάκωσης λ και αυξάνεται μονοτονικά με αυτόν. Αποτελεί χαρακτηριστικό της εδαφικής κίνησης που επιλέγεται για την ποσοτικοποίηση της «έντασης» του σεισμού. Πολλά μεγέθη έχουν προταθεί για αυτό το σκοπό, όπως το μέγεθος της σεισμικής ροπής, η διάρκεια του σεισμού, η τροποποιημένη ένταση Mercalli κ.ά., η χρήση των οποίων όμως καθιστά δύσκολη την προσαρμογή των εδαφικών καταγραφών στην επιθυμητή ένταση. Άλλα μεγέθη που κρίνονται καταλληλότερα όσον αφορά τη δυνατότητα προσαρμογής τους, είναι η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (Peak Ground Acceleration ή PGA), η μέγιστη εδαφική ταχύτητα (Peak Ground Velocity ή PGV) και η φασματική επιτάχυνση στην πρώτη ιδιοπερίοδο της κατασκευής με απόσβεση 5%, $S_a(T_1, 5\%)$. Η τελευταία αποτελεί την επικρατέστερη επιλογή, καθώς καλύπτει την ευαισθησία συνηθισμένων κατασκευών με μεγάλη συμμετοχή της πρώτης ιδιομορφής στο συχνοτικό περιεχόμενο της διέγερσης κοντά στην ιδιοσυχνότητα τους και παρουσιάζει έτσι μικρότερη διασπορά στις αποκρίσεις (Vamvatsikos και Cornell, 2005). Επομένως, για την

Πίνακας 4.13: Σει καταγραφών από το ATC 76 (FEMA P-695).

No.	Καταγραφή	Σημείο	Έδαφος	M	R (km)	PGA (g)	PGA (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

μελέτη των δεδομένων μεταλλικών κτιρίων αυτού του κεφαλαίου επιλέγεται ως μέτρο έντασης η φασματική επιτάχυνση $S_a(T_1, 5\%)$.

Ως *Μέτρο Απόκρισης* (Engineering Demand Parameter ή EDP) [24] ορίζεται ένα μη αρνητικό βαθμωτό μέγεθος το οποίο χαρακτηρίζει την απόκριση της κατασκευής σε μια προκαθορισμένη σεισμική φόρτιση, προκύπτει δε από δυναμική ανάλυση της κατασκευής. Ουσιαστικά αποτελεί μια ποσότητα η οποία υπολογίζεται από την απόκριση της κατασκευής σύμφωνα με τα αποτελέσματα της Ικανοτικής Δυναμικής Ανάλυσης. Μερικά από τα συνηθέστερα επιλεγόμενα μέτρα απόκρισης για την αποτίμηση της συμπεριφοράς μιας κατασκευής είναι τα εξής: η τέμνουσα βάσης, η στροφή ενός κόμβου, η μέγιστη πλαστιμότητα ενός ορόφου, η μέγιστη μετακίνηση οροφής, η μέγιστη σχετική στροφή ενός ορόφου και η μέγιστη εκ των σχετικών στροφών ενός ορόφου. Στα κτίρια που εξετάζονται επιλέγεται ως EDP η μέγιστη εκ των ανηγμένων σχετικών στροφών θ_{max} ενός ορόφου (Interstorey Drift Ratio ή IDR), καθώς αντιπροσωπεύει ικανοποιητικά την ενδεχόμενη βλάβη των δομικών στοιχείων.

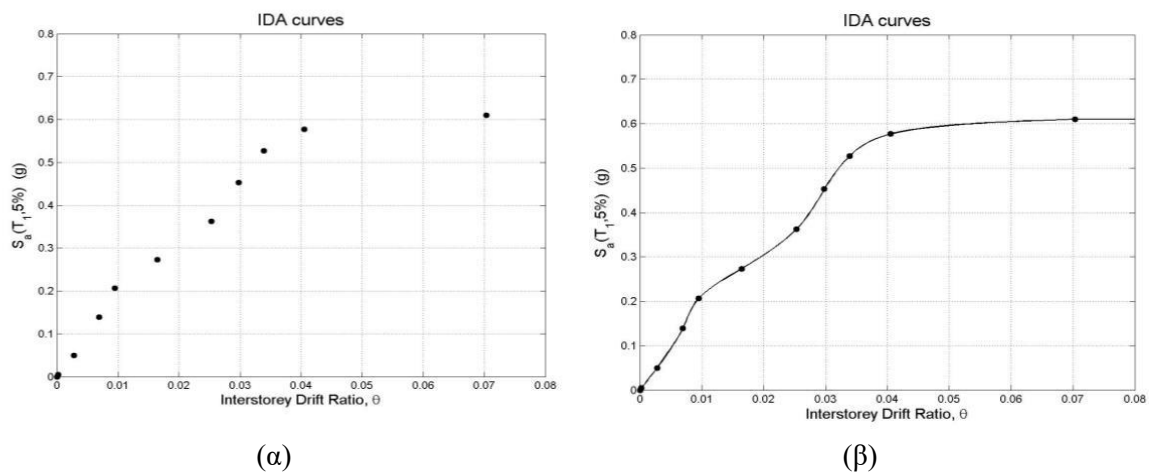
Ως IDA για μια καταγραφή, ορίζεται η δυναμική ανάλυση (ανάλυση χρονοϊστορίας) ενός μη γραμμικού προσομοιώματος μιας κατασκευής, του οποίου οι στηρίξεις που βρίσκονται σε επαφή με το έδαφος ακολουθούν την κίνηση που ορίζεται από το

παραμετροποιημένο με τον συντελεστή κλιμάκωσης λ επιταχυνσιογράφημα της καταγραφής. Ο συντελεστής αυτός λαμβάνει μια σειρά από τιμές κατάλληλα επιλεγμένες έτσι ώστε να καλύπτεται όλο το εύρος της συμπεριφοράς της κατασκευής, από την ελαστική περιοχή στην ανελαστική (μέσω διαρροής) και τελικά στη δυναμική αστάθεια, δηλαδή την κατάρρευση. Στόχος των πολλαπλών επιλύσεων με διαφορετικές τιμές του συντελεστή λ είναι η εξαγωγή, κατόπιν κατάλληλης επεξεργασίας, των αποτελεσμάτων για τις διάφορες τιμές που λαμβάνει το μέτρο απόκρισης EDP (εδώ, θ_{max}) για τα διάφορα επίπεδα έντασης της κλιμακούμενης χρονοϊστορίας.

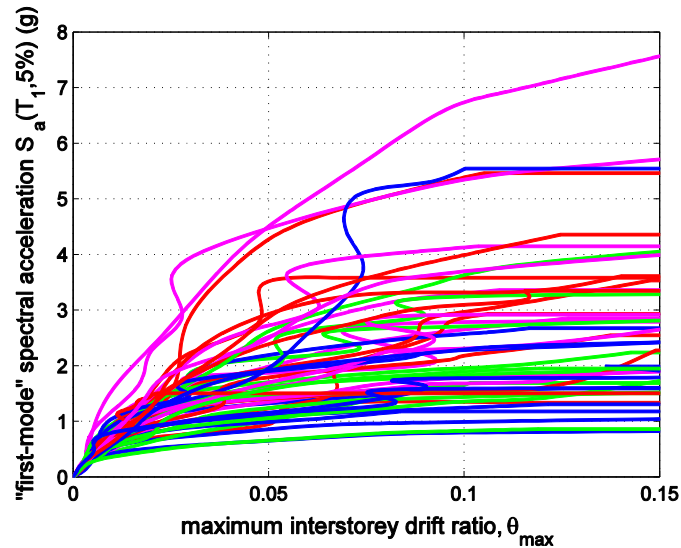
Επεξεργασία αποτελεσμάτων (Post-processing)

Προκειμένου να αποκτηθεί μια εικόνα της απόκρισης της κατασκευής σε ένα δεδομένο σεισμικό συμβάν, θα πρέπει η καμπύλη που προκύπτει να είναι συνεχής, δηλαδή σε κάθε τιμή του Μέτρου Έντασης να αντιστοιχεί μια τιμή του Μέτρου Απόκρισης. Μέσω της κλιμάκωσης των χρονοϊστοριών, λαμβάνεται η απόκριση της κατασκευής για συγκεκριμένες τιμές του μέτρου έντασης. Για μια καλή προσέγγιση της καμπύλης ωστόσο απαιτείται η εκτέλεση ενός μεγάλου αριθμού αναλύσεων, ώστε συνδεδεμένα με ευθείες τα σημεία να μπορούν να δημιουργήσουν την καμπύλη. Βέβαια, πρέπει να τονισθεί ότι κάθε μη γραμμική επίλυση έχει τεράστιες απαιτήσεις, τόσο σε υπολογιστικό χρόνο, όσο και σε όγκο δεδομένων. Ο βέλτιστος τρόπος για την επίλυση του προβλήματος φαίνεται να είναι η δημιουργία της καμπύλης ενώνοντας τα σημεία με χρήση spline (spline interpolation), η οποία ελέγχεται από ένα σύνολο διακριτών σημείων (το πολύ δώδεκα). Τα splines που χρησιμοποιούνται είναι τρίτου βαθμού, ενώ υπάρχει και απαίτηση για τη συνέχεια της καμπύλης στα σημεία όπου γίνεται η σύνδεση (Vamvatsikos και Cornell, 2002b).

Η κάθε καμπύλη IDA αφορά μια συγκεκριμένη σεισμική διέγερση στην οποία υποβάλλεται το μοντέλο της κατασκευής και για αυτό δεν μπορεί να προσδιοριστεί εκ των προτέρων η απόκριση της σε διαφορετικές εδαφικές κινήσεις. Έτσι, είναι απαραίτητο να χρησιμοποιηθούν πολλά επιταχυνσιογραφήματα και επομένως να παραχθούν πολλές καμπύλες IDA ώστε να αποδοθεί με αξιοπιστία η απόκριση της κατασκευής σε μία μελλοντική διέγερση (multi-record IDA study). Ένα τέτοιο σύνολο καμπύλων παρουσιάζεται σε ένα διάγραμμα σε όρους EDP – IM για πολλές χρονοϊστορίες και φαίνεται στο Σχήμα 4.32.



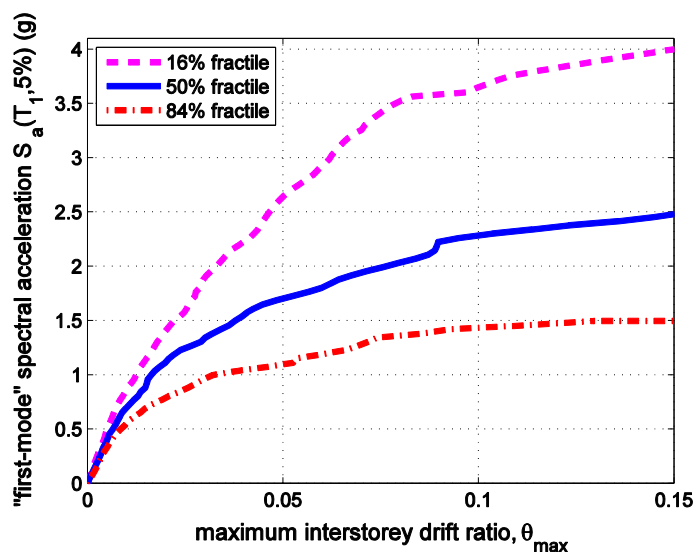
Σχήμα 4.31: Παράδειγμα Ικανοτικής Δυναμικής Ανάλυσης για μια σεισμική καταγραφή:
(α) Διακριτά σημεία IDA, (β) καμπύλη IDA.



Σχήμα 4.32: Καμπύλες IDA για ένα σετ 44 σεισμικών καταγραφών.

Παρατηρώντας το σύνολο των καμπυλών γίνεται αντιληπτό πως η συμπεριφορά της κατασκευής δεν γίνεται εύκολα κατανοητή μέσω των πολλών καμπυλών. Ειδικά για μικρές τιμές του μέτρου έντασης, όπου η διασπορά είναι μικρή, είναι πρακτικά αδύνατο να γίνει διαχωρισμός των καμπυλών, αφού αυτές σχεδόν ταυτίζονται. Προκειμένου να επιτευχθεί καλύτερη παρουσίαση και εποπτεία των αποτελεσμάτων, χρησιμοποιείται ο διαχωρισμός σε ποσοστημόρια (quartiles). Προκύπτει ένα σύνολο ταξινομημένων σε αύξουσα σειρά τιμών (οι τιμές του μέτρου απόκρισης) και επιλέγεται για κάθε τιμή του IM η τιμή του EDP η οποία αντιστοιχεί στο 16%, 50%, 84% των παρατηρήσεων (Vamvatsikos και Cornell, 2002a), όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.33.

Για τις Μη Γραμμικές Δυναμικές Αναλύσεις (IDA) και την επεξεργασία των αποτελεσμάτων χρησιμοποιήθηκε λογισμικό σε OpenSees και MATLAB, το οποίο είναι προσβάσιμο στο διαδίκτυο [27].

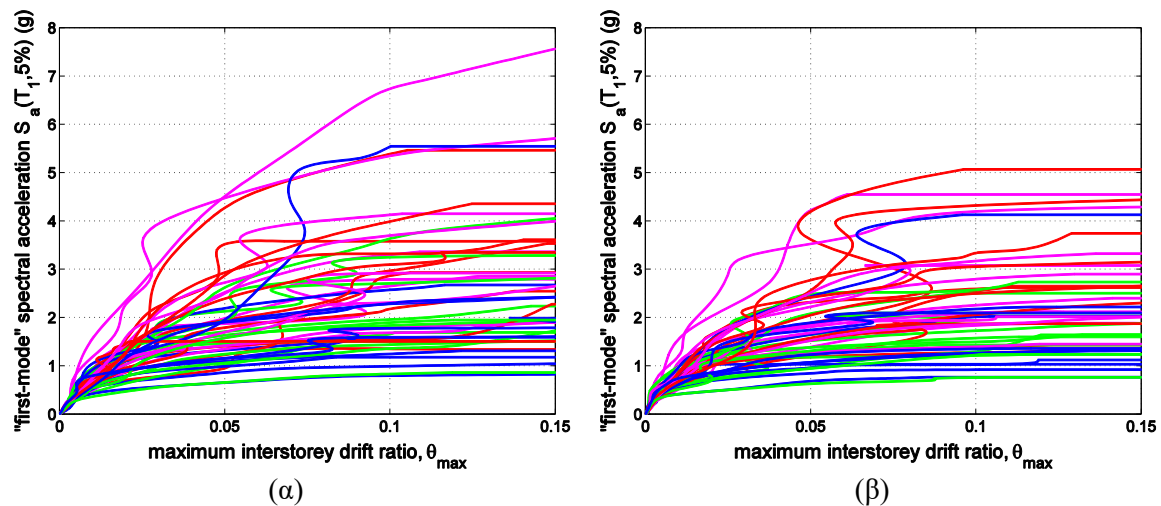


Σχήμα 4.33: Καμπύλες ποσοστημορίων για ένα σετ 44 σεισμικών καταγραφών.

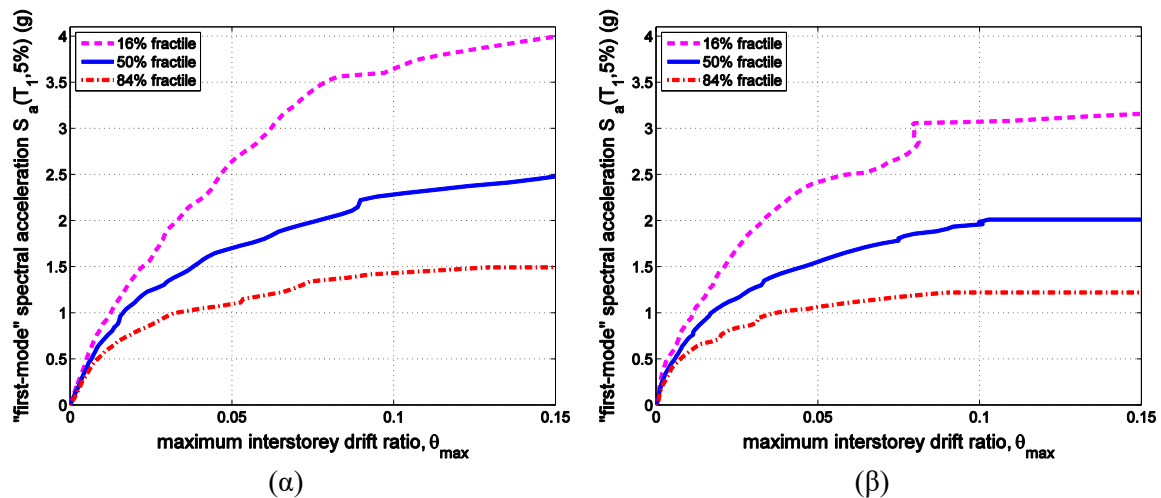
Στα Σχήματα 4.34 και 4.35 που ακολουθούν απεικονίζονται τα συγκριτικά αποτελέσματα της Ικανοτικής Δυναμικής Ανάλυσης ανάμεσα στο λεπτομερές και το απλοποιημένο προσομοίωμα του τριώροφου μεταλλικού πλαισίου που προέκυψαν χρησιμοποιώντας σαν μέτρο έντασης την φασματική επιτάχυνση $S_a(T_1, 5\%)$ της πρώτης ιδιομορφής. Ομοίως, παρουσιάζονται στα Σχήματα 4.36 και 4.37 τα αποτελέσματα για το εξάωρο κτίριο και στα Σχήματα 4.38 και 4.39 τα αποτελέσματα για το δωδεκαώροφο κτίριο.

Τριώροφο πλαίσιο

Όπως φαίνεται στα Σχήματα 4.34 και 4.35, σε γενικές γραμμές το απλοποιημένο προσομοίωμα επιτυγχάνει μια προσομοίωση τη συμπεριφοράς του δισδιάστατου μεταλλικού πλαισίου η οποία μπορεί να μην είναι τόσο ικανοποιητική από άποψη ακρίβειας των αποτελεσμάτων, κρίνεται όμως αξιοπρέπης, καθώς τα αποτελέσματα βρίσκονται σχετικά κοντά και η μορφή των καμπυλών παρουσιάζει μια λογική μορφή.



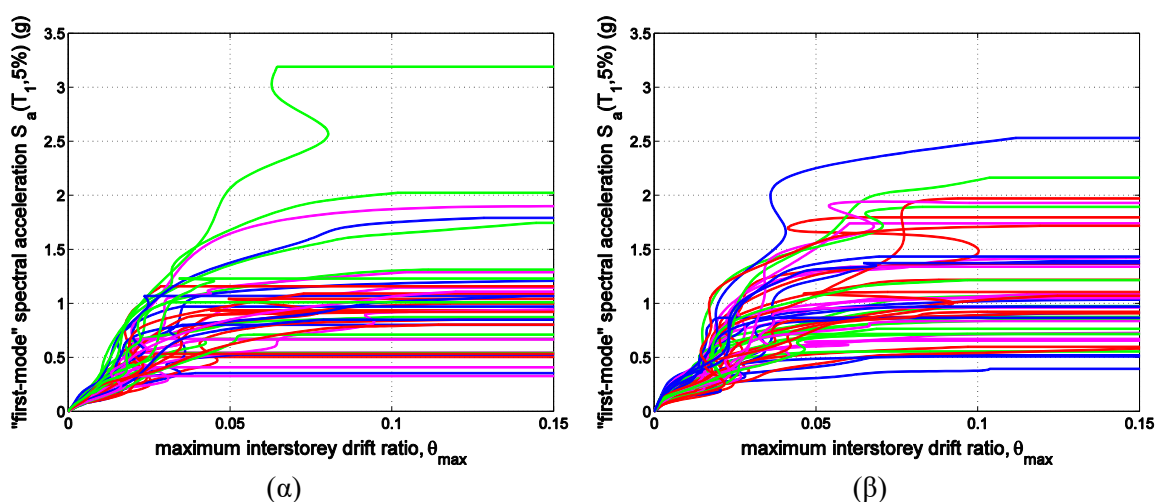
Σχήμα 4.34: Σύγκριση καμπυλών IDA καταγραφών 3-όροφου πλαισίου: (α) λεπτομερές προσομοίωμα, (β) απλοποιημένο προσομοίωμα.



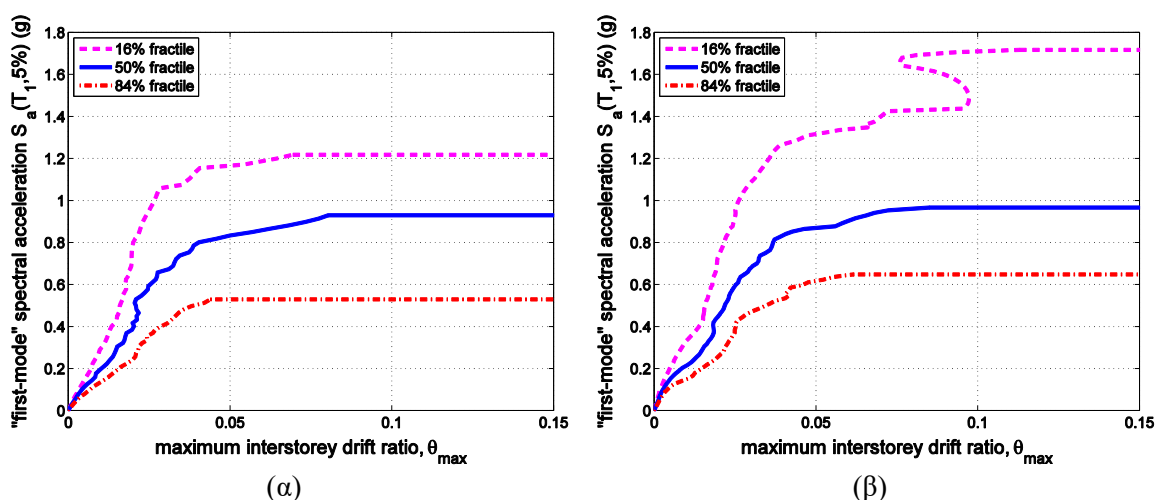
Σχήμα 4.35: Σύγκριση καμπυλών ποσοστημορίων καταγραφών 3-όροφου πλαισίου: (α) λεπτομερές προσομοίωμα, (β) απλοποιημένο προσομοίωμα.

Εξάωροφο πλαίσιο

Στο εξάωροφο πλαίσιο αρχίζουν να προκύπτουν κάποια θέματα αστάθειας των αριθμητικών αλγορίθμων για μερικές καταγραφές στο λεπτομερές προσομοίωμα, με αποτέλεσμα αυτές να μη συγκλίνουν τελικά. Αυτό ανάγκασε την απαλοιφή αυτών των καταγραφών από τα αποτελέσματα, δηλαδή οι καμπύλες IDA των καταγραφών στο Σχήμα 4.36α δεν είναι 44 στο πλήθος, αλλά ελαφρώς λιγότερες. Το αποτέλεσμα είναι να χαθεί ελαφρώς η εικόνα της ακριβούς συμπεριφοράς του πλαισίου υπό το σύνολο των σεισμικών καταγραφών. Πέρα από αυτό, προκύπτουν σε γενικές γραμμές παρόμοια συμπεράσματα με το τριώροφο πλαίσιο, δηλαδή μια αξιοπρεπής εικόνα της συμπεριφοράς του απλοποιημένο προσομοιώματος πάλι, με αρκετά ικανοποιητική ακρίβεια στις καμπύλες που αντιστοιχούν στο 50% και το 84% των παρατηρήσεων (βλ. Σχήμα 4.37).



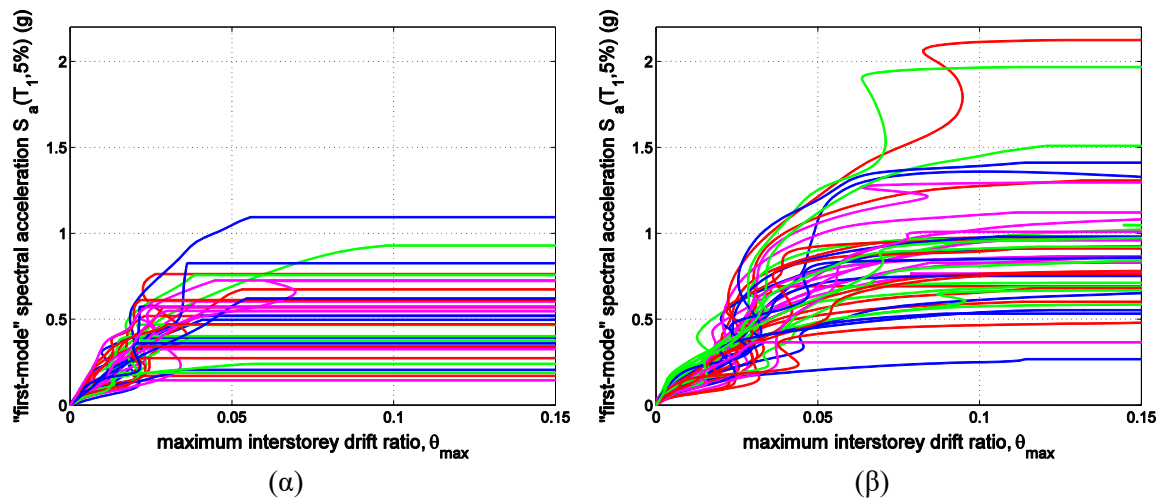
Σχήμα 4.36: Σύγκριση καμπυλών IDA καταγραφών 6-όροφου πλαισίου:
(α) λεπτομερές προσομοίωμα, (β) απλοποιημένο προσομοίωμα.



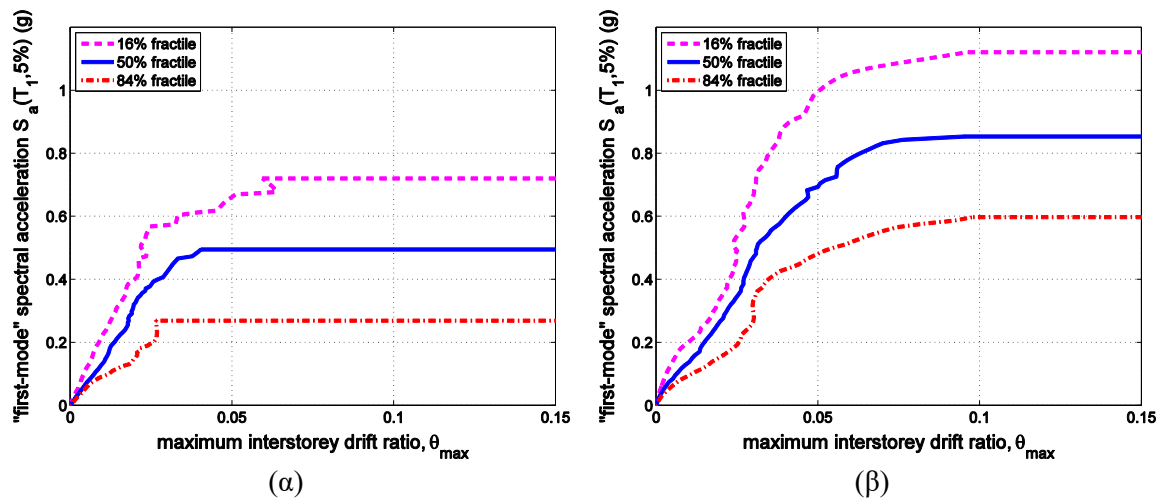
Σχήμα 4.37: Σύγκριση καμπυλών ποσοστημορίων καταγραφών 6-όροφου πλαισίου:
(α) λεπτομερές προσομοίωμα, (β) απλοποιημένο προσομοίωμα.

Δωδεκαώροφο πλαίσιο

Η περίπτωση του δωδεκαώροφου πλαισίου ήταν ιδιάζουσα, καθώς διέφερε από τα δύο προηγούμενα πλαίσια. Εδώ, το λεπτομερές προσομοίωμα παρουσίαζε προβλήματα σύγκλισης (ακόμα και αδυναμία σύγκλισης) σε αρκετές εδαφικές καταγραφές, ενώ κάποιες φορές φάνηκε να καταρρέει σε υπερβολικά χαμηλές τιμές ανηγμένης σχετικής μετακίνησης ορόφου, όπως για παράδειγμα 1.5%. Όπως φαίνεται και με μια προσεκτική ματιά στο Σχήμα 4.38α, έχουν απαλειφθεί αρκετές καταγραφές από το γράφημα με τις καμπύλες καταγραφών IDA για το λεπτομερές προσομοίωμα, με αποτέλεσμα να μην μπορούν να εξαχθούν ολοκληρωμένα και ασφαλή συμπεράσματα για την περίπτωση αυτού του πλαισίου σε Ικανοτική Δυναμική Ανάλυση. Τα αποτελέσματα του απλοποιημένου προσομοιώματος φαίνονται λογικά και αξιοπρεπή και σε αυτή την περίπτωση. Παρά όλα αυτά όμως, σε αυτή την περίπτωση είναι δύσκολη η σύγκριση ανάμεσα στα δύο προσομοιώματα, καθώς διαφέρει αισθητά των πλήθος των καταγραφών στα εξαγόμενα γραφήματα τους.



Σχήμα 4.38: Σύγκριση καμπυλών IDA καταγραφών 12-όροφου πλαισίου: (α) λεπτομερές προσομοίωμα, (β) απλοποιημένο προσομοίωμα.

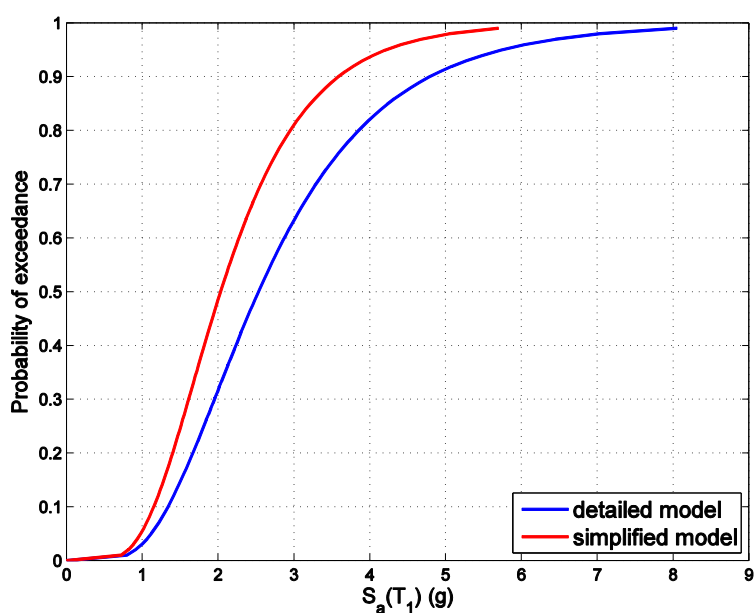


Σχήμα 4.39: Σύγκριση καμπυλών ποσοστημορίων καταγραφών 12-όροφου πλαισίου: (α) λεπτομερές προσομοίωμα, (β) απλοποιημένο προσομοίωμα.

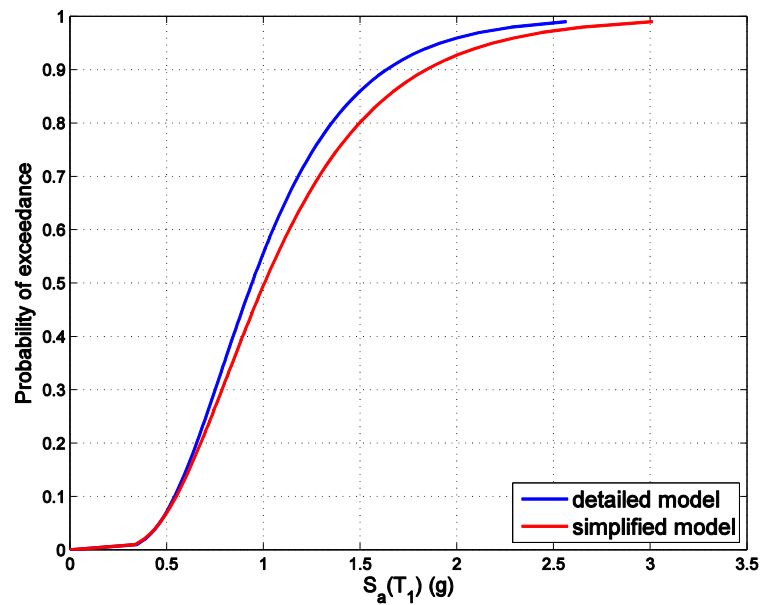
Καμπύλες τρωτότητας

Οι καμπύλες τρωτότητας δίνουν την πιθανότητα ο υπό εξέταση φορέας να βρίσκεται ή να έχει υπερβεί ένα συγκεκριμένο επίπεδο βλάβης/επιτελεστικότητας για ένα δεδομένο επίπεδο σεισμικής έντασης. Η διαδικασία χάραξης των καμπυλών αυτών απλοποιείται σημαντικά αν προεπιλεγεί η μορφή της καμπύλης που λόγω του ορισμού της τρωτότητας ακολουθεί μια στατιστική κατανομή. Γενικά γίνεται η παραδοχή ότι για δεδομένη στάθμη επιτελεστικότητας, δηλαδή για κάποιο συγκεκριμένο θ_{max} , τα αποτελέσματα του μέτρου έντασης που προκύπτουν από τις καμπύλες IDA ακολουθούν τη λογαριθμο-κανονική κατανομή.

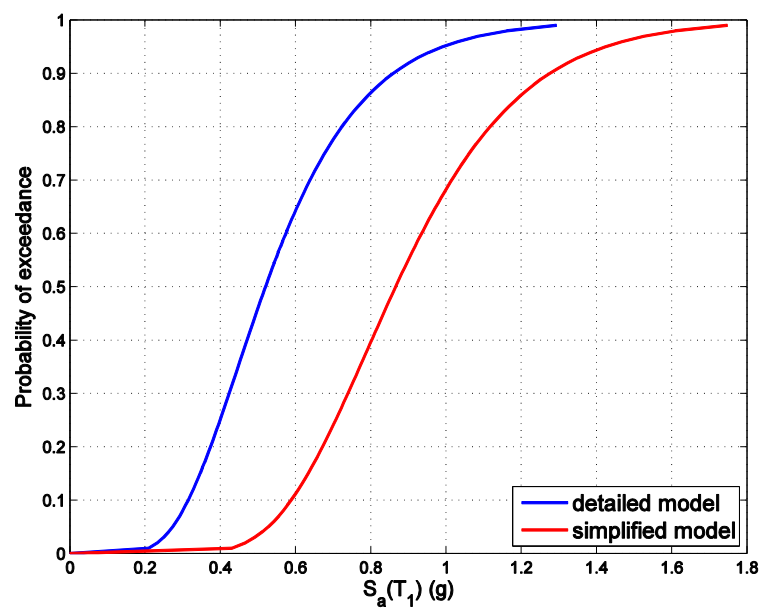
Στα Σχήματα 4.40 έως 4.42 παρουσιάζονται οι καμπύλες τρωτότητας (fragility curves) για τα τρία μεταλλικά πλαίσια, χρησιμοποιώντας ως μέτρο έντασης την φασματική επιτάχυνση $S_a(T_1, 5\%)$ της πρώτης ιδιομορφής και πάλι. Η οριακή κατάσταση στην οποία αναφέρονται οι καμπύλες είναι η Οριακή Κατάσταση Κατάρρευσης της κατασκευής. Οι καμπύλες για την περίπτωση του τριώροφου και του εξώροφου κτιρίου είναι σε γενικές γραμμές ικανοποιητικές, αφού βρίσκονται σχετικά κοντά τα αποτελέσματα του λεπτομερούς και του απλοποιημένου προσομοιώματος. Παρατηρείται ωστόσο ότι στην περίπτωση του δωδεκαώροφου πλαισίου, οι δύο καμπύλες απέχουν πάρα πολύ η μία από την άλλη. Η εξήγηση πίσω από αυτό το φαινόμενο βρίσκεται στην αδυναμία σύγκλισης πολλών καταγραφών κατά την εκτέλεση της IDA, που αναφέρθηκε και προηγουμένως. Επειδή στο δωδεκαώροφο πλαίσιο υπήρχαν μεγάλα προβλήματα σύγκλισης, αφαιρέθηκαν αναγκαστικά καταγραφές από το σύνολο των 44 επιταχυνσιογραφημάτων, με αποτέλεσμα να μην υπάρχει πλήρης εικόνα για την απόκριση του πλαισίου αυτού. Αυτά βέβαια όσον αφορά το λεπτομερές προσομοίωμα του πλαισίου μόνο, καθώς το απλοποιημένο προσομοίωμα δεν αντιμετώπισε κανένα τέτοιο πρόβλημα.



Σχήμα 4.40: Σύγκριση καμπυλών τρωτότητας των δύο προσομοιωμάτων για το 3-όροφο κτίριο.



Σχήμα 4.41: Σύγκριση καμπυλών τρωτότητας των δύο προσομοιωμάτων για το 6-όροφο κτίριο.



Σχήμα 4.42: Σύγκριση καμπυλών τρωτότητας των δύο προσομοιωμάτων για το 12-όροφο κτίριο.

4.5.4 Υπολογιστικοί χρόνοι αναλύσεων

Στο σημείο αυτό κρίνεται σκόπιμο να γίνει μια αναφορά στους υπολογιστικούς χρόνους που απαιτήθηκαν κατά τις μη γραμμικές αναλύσεις στα προσομοιώματα των μεταλλικών πλαισίων. Για την Ικανοτική Δυναμική Ανάλυση (IDA) δεν αναφέρεται ο συνολικός χρόνος εκτέλεσης των 44 καταγραφών, αλλά ο υπολογιστικός χρόνος μιας ενδεικτικής καταγραφής. Στον Πίνακα 4.14 παρουσιάζονται οι χρόνοι για τριώροφο πλαίσιο, στον Πίνακα 4.15 οι χρόνοι του εξαώροφου και στον Πίνακα 4.16 αυτοί του δωδεκαώροφου πλαισίου.

Πίνακας 4.14: Υπολογιστικοί χρόνοι⁸ μη γραμμικών αναλύσεων για το 3-όροφο πλαίσιο

	Λεπτομερές προσομοίωμα	Απλοποιημένο προσομοίωμα	Λεπτομερές/ Απλοποιημένο
Κόμβοι	98	20	4.9
Ιδιομορφική	0.39 sec ⁹	0.23 sec	1.7
Pushover	33.1 sec	6.9 sec	4.8
Καταγραφή IDA	0.6014 hr	0.0122 hr	49.3

Πίνακας 4.15: Υπολογιστικοί χρόνοι μη γραμμικών αναλύσεων για το 6-όροφο πλαίσιο

	Λεπτομερές προσομοίωμα	Απλοποιημένο προσομοίωμα	Λεπτομερές/ Απλοποιημένο
Κόμβοι	192	36	5.3
Ιδιομορφική	0.70 sec	0.26 sec	2.7
Pushover	108.8 sec	18.3 sec	5.9
Καταγραφή IDA	0.5066 hr	0.0276 hr	18.4

Πίνακας 4.16: Υπολογιστικοί χρόνοι μη γραμμικών αναλύσεων για το 12-όροφο πλαίσιο

	Λεπτομερές προσομοίωμα	Απλοποιημένο προσομοίωμα	Λεπτομερές/ Απλοποιημένο
Κόμβοι	381	69	5.5
Ιδιομορφική	1.55 sec	0.55 sec	2.8
Pushover	16.33 min	0.67 min	24.4
Καταγραφή IDA	1.434 hr	0.1375 hr	10.4

Όπως γίνεται εμφανές, το κέρδος (από άποψη χρόνου εκτέλεσης μιας μη γραμμικής ανάλυσης) που παρέχει το προτεινόμενο απλοποιημένο προσομοίωμα είναι αρκετά σημαντικό. Οι αναλύσεις τρέχουν έως και δεκάδες φορές γρηγορότερα, γεγονός το οποίο καθιστά το νέο αυτό μοντέλο αρκετά δελεαστικό στη χρήση του. Σημειώνεται ότι για να ολοκληρωθεί μια Ικανοτική Δυναμική Ανάλυση IDA με 44 καταγραφές στο λεπτομερές προσομοίωμα του πλαισίου μπορεί να χρειαστούν από αρκετές ώρες (περίπτωση τριώροφου πλαισίου) έως και μερικές μέρες (περίπτωση εξάώροφου και κυρίως δωδεκαώροφου πλαισίου). Αντιθέτως, το απλοποιημένο προσομοίωμα μπορεί να εξάγει αυτά τα αποτελέσματα μόλις σε μερικές ώρες, ακόμα και για την περίπτωση του δωδεκαώροφου πλαισίου, του οποίου το λεπτομερές προσομοίωμα είναι ιδιαίτερα «βαρύ» για το υπολογιστικό μηχάνημα, καθώς περιλαμβάνει πολλούς βαθμούς ελευθερίας με αποτέλεσμα να δυσκολεύεται να επιτευχθεί σύγκλιση από τους αλγορίθμους των αριθμητικών μεθόδων.

⁸ Η εκτέλεση των απαραίτητων αναλύσεων χρησιμοποιήθηκε σύγχρονο υπολογιστικό μηχάνημα με επεξεργαστή Intel Core i7.

⁹ sec: δευτερόλεπτα, min: λεπτά, hr: ώρες.

Δεν πρέπει να λησμονηθεί ωστόσο ότι προκειμένου να δημιουργηθεί το απλοποιημένο προσομοίωμα του πλαισίου και να έχουν νόημα οι ανωτέρω χρόνοι, θα πρέπει να έχουν δημιουργηθεί πρώτα τα απλοποιημένα μοντέλα για τους μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας, όπως αναφέρθηκε στο Κεφάλαιο 3. Έτσι, ο χρόνος υπολογισμού για το απλοποιημένο πλαίσιο θα πρέπει να προσανυζηθεί κατά το συνολικό χρόνο που απαιτείται για τη μετατροπή των λεπτομερών προσομοιώματων των συνδέσμων στα αντίστοιχα απλοποιημένα. Όπως ειπώθηκε βέβαια και στην Παράγραφο 3.4, ο χρόνος που απαιτείται για την μετατροπή ενός τέτοιου συνδέσμου είναι της τάξεως των μερικών λεπτών (συνήθως γύρω στα 5-8 λεπτά και γενικά κάτω από 15 λεπτά). Ακόμα κι έτσι όμως, το απλοποιημένο προσομοίωμα είναι πολλές φορές γρηγορότερο στην εκτέλεση μιας πλήρους ανάλυσης IDA. Επομένως, εξάγεται το συμπέρασμα ότι η χρήση του απλοποιημένου προσομοιώματος έχει νόημα μόνο στην περίπτωση που επιθυμείται να πραγματοποιηθεί Ικανοτική Δυναμική Ανάλυση IDA σε ένα πλαίσιο, καθώς στην περίπτωση που επιθυμείται η εκτέλεσης μιας απλής Pushover ανάλυσης, όχι μόνο δεν είναι πιο γρήγορο το απλοποιημένο, αλλά πρόκειται να είναι αρκετές φορές πιο αργό, λόγω της χρονοβόρας μετατροπής των προσομοιωμάτων των συνδέσμων.

5 Συμπεράσματα

Ο στόχος της παρούσας διπλωματικής εργασίας συνίσταται στην ανάπτυξη ενός απλοποιημένου προσομοιώματος για μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας, το οποίο βασίζεται σε περισσότερο λεπτομερή προσομοιώματα, ενώ παρουσιάζει συμπεριφορά παραπλήσια με αυτά. Στο πλαίσιο αυτό, περιγράφηκε η μεθοδολογία με την οποία δημιουργείται αυτό το προσομοίωμα και γίνεται η προσαρμογή της συμπεριφοράς του μέσω της λήψης των απαραίτητων μεγεθών από πρόδρομες αναλύσεις στο λεπτομερές προσομοίωμα.

Όσον αφορά το μοντέλο για έναν μεμονωμένο σύνδεσμο εκτός πλαισίου, με τη μεθοδολογία που αναπτύχθηκε μπορεί να λεχθεί ότι επιτυγχάνεται ικανοποιητική ακρίβεια στην προσομοίωση της συμπεριφοράς του λεπτομερούς προσομοιώματος. Η ταύτιση των δύο στον μονοτονικό εφελκυσμό είναι απόλυτη, ενώ στην περίπτωση της μονοτονικής θλίψης είναι αρκούντως ικανοποιητική. Στην ανακυκλιζόμενη φόρτιση τα πράγματα δεν είναι το ίδιο ευνοϊκά, καθώς παρατηρούνται αποκλίσεις, ιδιαίτερα στο κομμάτι της θλίψης, όπου υπεισέρχονται και άλλα φαινόμενα όπως ο καμπτικός λυγισμός του μέλους. Ωστόσο, αυτές οι αποκλίσεις δεν είναι δραματικές, φαίνεται μάλιστα να μην επηρεάζουν σημαντικά τα αποτελέσματα των κτιρίων όταν ο σύνδεσμος εντάσσεται σε κάποιο πλαίσιο SCBF.

Εφαρμόζοντας το απλοποιημένο προσομοίωμα του μεταλλικού συνδέσμου σε κάποιο πλαίσιο, τα πρώτα αποτελέσματα είναι αρκετά ενθαρρυντικά. Η Ιδιομορφική Ανάλυση δίνει τιμές ιδιοπεριόδων που σχεδόν ταυτίζονται με αυτές του λεπτομερέστερου προσομοιώματος, δηλαδή τα προκύπτοντα σφάλματα είναι γενικώς της τάξης του 1-1.5%. Εκτελώντας στη συνέχεια τη Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση (Pushover), τα αποτελέσματα είναι πάλι θετικά, αφού από τη σύγκριση των καμπυλών ικανότητας των δύο πλαισιακών προσομοιωμάτων (λεπτομερούς και απλοποιημένου) προκύπτει ικανοποιητικά ακριβής η συμπεριφορά του απλοποιημένου μοντέλου, τόσο σε όρους ανηγμένης μετακίνησης οροφής (roof drift), όσο και σε όρους ανηγμένης μετακίνησης των μεμονωμένων ορόφων (interstorey drift). Η ταύτιση των ελαστικών κλάδων των δύο μοντέλων είναι σχεδόν απόλυτη σε όλες τις περιπτώσεις κτιρίων, ενώ μια μικρή απόκλιση στα αποτελέσματα παρατηρείται για μεγάλες μετακινήσεις, πλησιάζοντας δηλαδή προς την κατάρρευση. Πιο συγκεκριμένα, το τριώροφο και το δωδεκαώροφο απλοποιημένο πλαίσιο δίνουν πολύ καλή ταύτιση με τα αντίστοιχα λεπτομερή μοντέλα τους, ενώ για το εξάώροφο παρατηρείται μια διαφοροποίηση στην κατανομή των μετακινήσεων στους ορόφους ανάμεσα στα δύο προσομοιώματα, χωρίς ωστόσο να υπάρχει σημαντική απόκλιση στη συνολική μετακίνηση της οροφής.

Στην εφαρμογή της μεθοδολογίας κατά την εκτέλεση Μη Γραμμικής Δυναμικής Ανάλυσης (IDA) τα πράγματα γίνονται λίγο πιο περίπλοκα. Οι παράμετροι του νόμου υλικού του απλοποιημένου μοντέλου που επιλέχθηκαν με βάση τη διερεύνηση στον μεμονωμένο σύνδεσμο, φάνηκε να μην είναι αρκετά ικανοποιητικές. Έγινε λοιπόν εκ νέου διερεύνηση πάνω στις τιμές των παραμέτρων που αφορούν τους βρόχους υστέρησης του νέου υλικού, αφού η υστερητική συμπεριφορά των συνδέσμων θεωρείται ζωτικής σημασίας για την απόκριση του συνόλου του πλαισίου σε δυναμικές καταπονήσεις. Εξετάστηκαν δύο ακόμα περιπτώσεις (σετ παραμέτρων) για την ανακυκλική συμπεριφορά του απλοποιημένου προσομοιώματος χωρίς ανακυκλική απομείωση δυσκαμψίας και αντοχής, η μια εκ των οποίων υπερεκτιμούσε ελαφρώς τη μεταλυσισμική αντοχή των συνδέσμων. Αρχικά δοκιμάστηκαν στον μεμονωμένο σύνδεσμο, και στη συνέχεια εφαρμόστηκαν στα πλαίσια. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων έδειξαν ότι αυτές οι δύο περιπτώσεις δίνουν καλύτερη ακρίβεια στα αποτελέσματα των Μη Γραμμικών Δυναμικών Αναλύσεων (IDA) σε σχέση

με προηγούμενως, ενώ τα αποτελέσματα της Μη Γραμμικής Στατικής Ανάλυσης (Pushover) είναι και πάλι ικανοποιητικά, αφού η μεταβολή στα αποτελέσματα δεν είναι σημαντική.

Σα γενικό συμπέρασμα περί της δυνατότητας εφαρμογής του απλοποιημένου προσομοιώματος σε πλαίσιακά συστήματα SCBF, διαπιστώθηκε ότι το προτεινόμενο μοντέλο είναι ικανό να παρέχει ικανοποιητική ακρίβεια στα αποτελέσματα της Ιδιομορφικής και της Μη Γραμμικής Στατικής Ανάλυσης, ενώ για την περίπτωση της Ικανοτικής Δυναμικής Ανάλυσης (IDA) δίνει κάποιες λογικές εκτιμήσεις. Όσο αυξάνει μάλιστα το ύψος του κτιρίου, αυξάνει και η παρεχόμενη ακρίβεια στην IDA, καθώς τότε επικρατούν τα φαινόμενα 2^{ας} τάξεως (φαινόμενα P-Delta) και η επιρροή της μη γραμμικότητας παύει να είναι τόσο σημαντική. Όσον αφορά το υπολογιστικό κόστος, αυτό είναι σημαντικά μειωμένο σε όλες τις αναλύσεις και όλους τους τύπους κτιρίων που εξετάστηκαν, ενώ το μεγαλύτερο πλεονέκτημα του προτεινόμενου απλοποιημένου προσομοιώματος φαίνεται πως είναι η διευκόλυνση της σύγκλισης στις καταγραφές της IDA, καθώς υπήρχαν περιπτώσεις καταγραφών στις οποίες το λεπτομερές μοντέλο αποτύγγανε να συγκλίνει, τη στιγμή που το απλοποιημένο δεν αντιμετώπισε καμία τέτοια δυσκολία.

Βιβλιογραφία

1. Πύρζα Σ. (2016). «Εκτίμηση συντελεστή συμπεριφοράς κανονικών πολυώροφων μεταλλικών κτιρίων με χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας.» Μεταπτυχιακή Εργασία, ΕΜΚ ΜΕ 2016/01, Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.
2. Ballio G., Castiglioni C.A. (1995). “A Unified Approach for the Design of Steel Structures under Low and/or High Cycle Fatigue.” *Journal of Constructional Steel Research*, 34, 75-101.
3. Chopra A.K. (2010). «Δυναμική των κατασκευών, θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική μηχανική 2η Ελληνική επανέκδοση», Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας, Αθήνα.
4. ETABS (2016). California/New York: Computers & Structures Inc.
5. FEMA, (1997a). “FEMA 273: NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings.” Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
6. FEMA, (1997b). “FEMA 302: NEHRP Recommended Provisions for regulations for new buildings and other structures.” Building Seismic Safety Council, Washington, DC.
7. FEMA, (1997c). “FEMA 303: Commentary to NEHRP Recommended Provisions for seismic regulations for new buildings and other structures.” Building Seismic Safety Council, Washington, DC.
8. FEMA, (2000a). “FEMA 351: Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment Frame Buildings.” Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
9. FEMA, (2000b). “FEMA 355C: State of the Art Report on Systems Performance of Steel Moment Frames Subject to Earthquake Ground Motion Shaking.” H. Krawinkler, ed., Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
10. FEMA, (2000c). “FEMA 355F: State of the Art Report on Performance Prediction and Evaluation of Steel Moment-Frame Buildings.” D. A. Foutch, ed., Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
11. FEMA, (2000d). “FEMA 356: Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Building.” Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
12. FEMA, (2009). “Quantification of Building Seismic Performance Factors.” Report FEMA P695, prepared for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
13. Filippou F.C., Popov E.P., Bertero V.V. (1983). “Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Joints.” Report EERC 83-19, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
14. Gunnarsson I.R. (2004) “Numerical performance evaluation of braced frame systems”, a thesis submitted in partial fulfillment of the MSCE. Seattle: University of Washington.
15. 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, pp. 80-94.
16. Lowes L.N., Mitra N. (2004). “A Beam-Column Joint Model for Simulating the Earthquake Response of Reinforced Concrete Frames.” PEER Rep. No.2003/10, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley.
17. MATLAB (2014). Version 8.3.0. Natick, Massachusetts: The MathWorks Inc.
18. Menegotto M., Pinto P.E. (1973). “Method of analysis of cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under normal force and bending.” Preliminary Report IABSE, vol 13.

19. NIST (2010). "Evaluation of the FEMA P-695 Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors." Report No NIST GCR NIST GCR 10-917-8, prepared for the National Institute of Standards by the NEHRP Consultants Joint Venture, CA.
20. OpenSees (2013). Open System for Earthquake Engineering Simulation, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Available at <http://opensees.berkeley.edu/>.
21. 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.
22. Uriz P., Filippou F.C., Mahin S.A. (2008). "Model for Cyclic Inelastic Buckling of Steel Braces", Journal of Structural Engineering, ASCE, 134, 4, 619-628.
23. Uriz P., Mahin S.A. (2008). "Toward Earthquake-Resistant Design of Concentrically Braced Steel-Frame Structures." PEER Report No. 2008/08, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley.
24. Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2002a). "Incremental Dynamic Analysis." Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 31, Issue 3, pp. 491-514.
25. Vamvatsikos D., Cornell C.A., (2002b). "The Incremental Dynamic Analysis and its application to Performance-Based Earthquake Engineering." Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering, London.
26. Vamvatsikos D., Cornell C.A., (2005). "Developing efficient scalar and vector intensity measures for IDA capacity estimation by incorporating elastic spectral shape information." Earthquake engineering & structural dynamics, 34(13), 4579-1600.
27. Vamvatsikos D., Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece
Available at <http://users.ntua.gr/divamva/software.html>
28. Wang D. (2007). "Numerical and Experimental Studies of Self-Centering Post Tensioned Steel Frames." PhD Thesis, University of Buffalo, Buffalo, NY.