



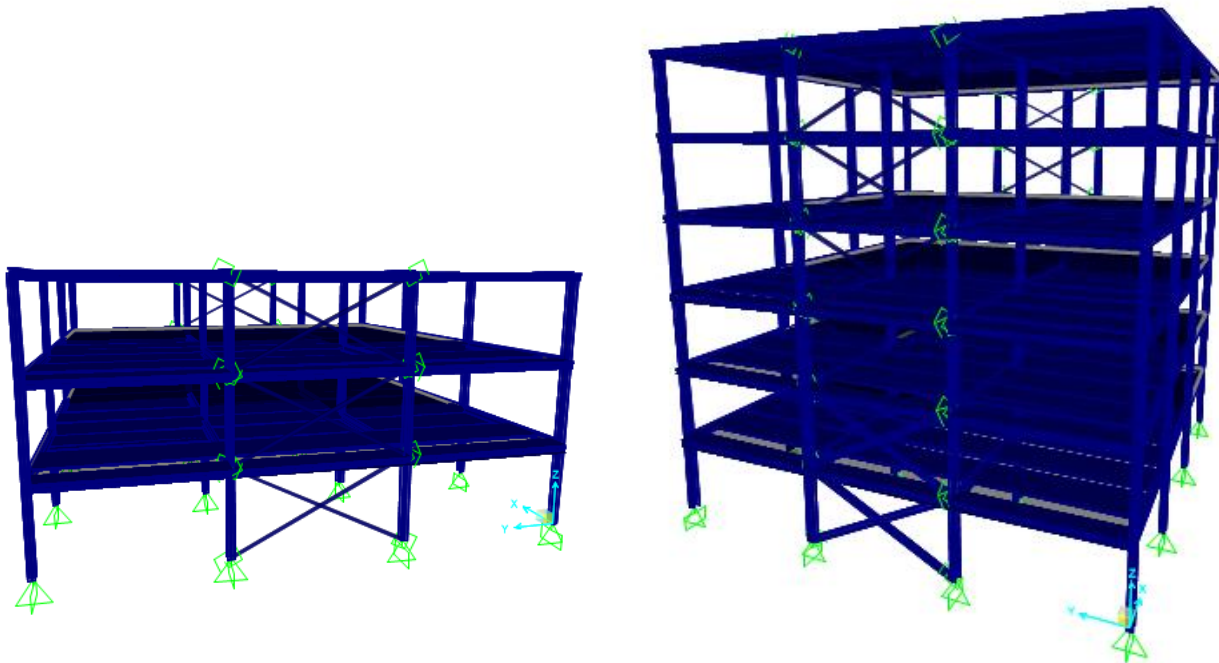
ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Διατμηματικό Πρόγραμμα Μεταπτυχιακών Σπουδών  
«Δομοστατικός Σχεδιασμός και Ανάλυση των Κατασκευών»

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

## Διερεύνηση μη γραμμικής συμπεριφοράς πλαισίων με συνδέσεις INERD



ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Εμμανουέλα Μ. Καπετανάκη

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος

Αθήνα, Οκτώβριος 2020

EMK ME 2020/9

Καπετανάκη Ε. Μ. (2020).  
Διερεύνηση μη γραμμικής συμπεριφοράς πλαισίων με συνδέσεις INERD  
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΜΕ 2020/9  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Kapetanaki E. M. (2020).  
Investigation of nonlinear behavior of steel buildings with dissipative INERD connections  
Master Thesis ISS MT 2020/9  
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Copyright © Εμμανουέλα Μ. Καπετανάκη, 2020  
Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος

Απαγορεύεται η αντιγραφή, αποθήκευση σε αρχείο πληροφοριών, διανομή, αναπαραγωγή, μετάφραση ή μετάδοση της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό, υπό οποιαδήποτε μορφή και με οποιοδήποτε μέσο επικοινωνίας, ηλεκτρονικό ή μηχανικό, χωρίς την προηγούμενη έγγραφη άδεια της συγγραφέως. Επιτρέπεται η αναπαραγωγή, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό την προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα. Ερωτήματα που αφορούν στη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς την συγγραφέα.

Η έγκριση της μεταπτυχιακής εργασίας από τη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσοβίου Πολυτεχνείου δεν υποδηλώνει αποδοχή των απόψεων της συγγραφέως (Ν. 5343/1932, Άρθρο 202).

Copyright © Emmanouela M. Kapetanaki, 2020  
All Rights Reserved

Neither the whole nor any part of this diploma thesis may be copied, stored in a retrieval system, distributed, reproduced, translated, or transmitted for commercial purposes, in any form or by any means now or hereafter known, electronic or mechanical, without the written permission from the author. Reproducing, storing and distributing this thesis for non-profitable, educational or research purposes is allowed, without prejudice to reference to its source and to inclusion of the present text. Any queries in relation to the use of the present thesis for commercial purposes must be addressed to its author.

Approval of this master thesis by the School of Civil Engineering of the National Technical University of Athens (NTUA) does not constitute in any way an acceptance of the views of the author contained herein by the said academic organisation (L. 5343/1932, art. 202).

*Στη γιαγιά μου*

*Στέλλα*

# Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη .....	3
Abstract .....	5
Ευχαριστίες .....	7
1 Εισαγωγή.....	9
1.1 Γενικά.....	9
1.2 Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα INERD .....	11
1.3 Σκοπός και Οργάνωση Περιεχομένων .....	12
2 Κανόνες σχεδιασμού σύνδεσης INERD.....	15
2.1 Σύντομη περιγραφή της σύνδεσης INERD με πείρο .....	15
2.2 Στατικό μοντέλο σύνδεσης.....	16
2.3 Μοντέλο οριακών καταστάσεων.....	17
2.4 Οδηγός σχεδιασμού σύνδεσης INERD .....	20
2.4.1 Προκαταρκτικοί κανόνες σχεδιασμού και κατασκευής.....	20
2.4.2 Σχεδιασμός για γραμμική ελαστική ανάλυση.....	21
2.4.3 Σχεδιασμός για μη γραμμική ανάλυση (Στατική Ανελαστική Ανάλυση).....	27
2.4.4 Σχεδιασμός για μη γραμμική δυναμική ανάλυση .....	28
3 Παρουσίαση και Σχεδιασμός των κτιρίων .....	31
3.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά και φορτία.....	31
3.2 Ανάλυση και σχεδιασμός τριώροφου κτιρίου με συνδέσεις INERD .....	33
3.3 Διαστασιολόγηση συνδέσεων απορρόφησης ενέργειας INERD .....	39
3.3.1 Γεωμετρικός σχεδιασμός συνδέσεων για γραμμική ελαστική ανάλυση.....	39
3.3.2 Φαινόμενα 2 <sup>ης</sup> τάξης .....	41
3.3.3 Περιορισμός σχετικής παραμόρφωσης ορόφων .....	42
3.3.4 Έλεγχος πλάστιμων μελών .....	42
3.3.5 Έλεγχος μη πλάστιμων μελών .....	45
4 Προσομοίωση κτιρίων με μη γραμμικά στοιχεία.....	47
4.1 Γενικά.....	47
4.2 Κατανεμημένη ή συγκεντρωμένη πλαστικότητα .....	47
4.3 Φαινόμενα P-δ.....	48
4.4 Προσομοίωση μοντέλου 2d στο OpenSees.....	50
4.5 Ιδιότητες συνδέσμων δυσκαμψίας και συνδέσεων INERD .....	52
5 Αποτελέσματα μη γραμμικών αναλύσεων .....	61
5.1 Ιδιομορφική Ανάλυση.....	61
5.2 Μη γραμμική στατική Ανάλυση (Pushover).....	62
5.3 Μη Γραμμική Δυναμική Ανάλυση (IDA).....	67
6 Αποτίμηση συμπεριφοράς πλαισίων με συνδέσεις INERD .....	75
6.1 Στάθμες επιτελεστικότητας.....	75
6.2 Καμπύλες Τρωτότητας.....	76
6.3 Εκτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς $q$ μέσω μεθόδου Pushover.....	79

6.4	Προτεινόμενη διαδικασία INNOSEIS για EN1998 – εκτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς για νέα κτιριακά συστήματα.....	83
6.4.1	Σεισμική Επικινδυνότητα- Hazard.....	83
6.4.2	Αξιολόγηση του συντελεστή συμπεριφοράς.....	85
6.5	Σύγκριση της μέγιστης σχετικής στροφής ορόφου με τις τοπικές απαιτήσεις των συνδέσεων απορρόφησης ενέργειας INERD με πείρο.....	87
6.5.1	Μη γραμμική στατική ανάλυση Pushover.....	88
6.5.2	Μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις.....	89
7	Συμπεράσματα.....	93
8	Βιβλιογραφία.....	95
	Παράρτημα Α.....	99
	Α.1 Διαγράμματα χρονοϊστοριών για τριώροφο πλαίσιο .....	99
	Α.2 Διαγράμματα χρονοϊστοριών για εξαώροφο πλαίσιο .....	102

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ  
ΕΜΚ ΜΕ 2020/9

**Διερεύνηση μη γραμμικής συμπεριφοράς πλαισίων με συνδέσεις INERD**

Καπετανάκη Ε. Μ. (Επιβλέπων: Θανόπουλος Π.)

**Περίληψη**

Σκοπός της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας είναι η διερεύνηση της μη γραμμικής συμπεριφοράς κτιρίων από χάλυβα με καινοτόμες συνδέσεις απορρόφησης INERD, σύμφωνα με την ισχύουσα μεθοδολογία του ερευνητικού προγράμματος INNOSEIS. Οι συνδέσεις INERD διαμορφώνονται μεταξύ του κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας του κτιρίου με το υποστύλωμα του. Το καινοτόμο αυτό σύστημα αποτελείται από έναν πείρο, ο οποίος διέρχεται μέσα από δύο εσωτερικές πλάκες, που συγκολλούνται στο διαγώνιο σύνδεσμο δυσκαμψίας, καθώς και μέσα από δύο εξωτερικές πλάκες, οι οποίες κοχλιώνονται στα πέλματα του υποστυλώματος. Η αντίσταση της σύνδεσης έναντι της αξονικής δύναμης γίνεται μέσω της κάμψης του πείρου, με αποτέλεσμα η απορρόφηση της σεισμικής ενέργειας να γίνεται μέσω της πλαστικοποίησης των πείρων. Τα πλάστιμα μέλη, δηλαδή οι πείροι, είναι μικρά και εύκολα αντικαταστάσιμα στοιχεία, ενώ τα υπόλοιπα δομικά μέλη παραμένουν ελαστικά.

Κάνοντας αρχικά μία εισαγωγή στα αντισεισμικά συστήματα, παρουσιάζεται αναλυτικά η διαδικασία για τον σχεδιασμό ενός κτιρίου με συνδέσεις INERD, όπως περιγράφονται στους Οδηγούς Σχεδιασμού: Vayas, I., Thanopoulos P., Tsarpalis P., Dimakogianni, D., Innovative anti-seismic devices and systems - The INNOSEIS Project, Design Guides. Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel 2016.

Εξετάζονται δύο περιπτώσεις κτιρίων, τριών και έξι ορόφων αντίστοιχα, οι οποίες αρχικά διαστασιολογούνται στο λογισμικό SAP2000. Ο σχεδιασμός πραγματοποιείται υπό τα κατακόρυφα και σεισμικά φορτία, όπου προκύπτουν οι διατομές των πλάστιμων και μη πλάστιμων μελών. Οι διατομές των πείρων είναι ορθογωνικής διατομής, διαφορετικού μεγέθους καθ' ύψος των υπό εξέταση κτιρίων. Στη συνέχεια γίνεται μία 2D προσομοίωση των κτιρίων στο λογισμικό OpenSees, στη διεύθυνση Y όπου η σεισμική ενέργεια παραλαμβάνεται από τις συνδέσεις πείρου. Αναλύεται η προσομοίωση των δύο πλαισίων, με έμφαση στο νόμο του υλικού που χρησιμοποιείται για τις συνδέσεις INERD, με στόχο την επίτευξη της υστερητικής συμπεριφοράς των συνδέσεων.

Περαιτέρω, εκτελούνται ιδιομορφικές και μη γραμμικές στατικές αναλύσεις (Pushover). Στη συνέχεια, πραγματοποιούνται πλήθος μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων στο λογισμικό OpenSees, με εφαρμογή της Επαυξητικής Δυναμικής Μεθόδου (IDA), ώστε να διερευνηθεί

λεπτομερώς η μη γραμμική απόκριση των πλαισίων αυτών, υπό την επίδραση χρονοϊστοριών σεισμικής διέγερσης. Για την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς, εξετάζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας που λήφθηκαν υπόψη για την μέγιστη σχετική παραμόρφωση ορόφου, οι οποίες αξιοποιούνται για την δημιουργία των καμπυλών τρωτότητας των δύο κτιρίων. Για την αξιολόγηση του συντελεστή συμπεριφοράς που προτείνεται για τα εν λόγω πλαίσια, εξετάζονται δύο μεθοδολογίες, η μία μέσω της ανάλυσης Pushover, και η άλλη μέσω της μεθοδολογίας επαλήθευσης του συντελεστή συμπεριφοράς, σύμφωνα με το παράρτημα “D2.1 Recommended procedure for EN1998-compatible behaviour factor evaluation of new structural systems. Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel.” Υπολογίζεται η μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης μέσω της οποίας επαληθεύεται ο συντελεστής συμπεριφοράς για διάφορα επίπεδα βλάβης. Τέλος, εκτιμάται μέσω των μη γραμμικών αναλύσεων η αποτίμηση της απόκρισης των συνδέσεων INERD και η εκτίμηση της επισκευασιμότητας των συστημάτων μετά από ένα ισχυρό σεισμικό γεγονός.



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

MASTER THESIS  
ISS MT 2020/9

**Investigation of nonlinear behavior of steel buildings with dissipative INERD connections**

Kapetanaki E. M. (supervised by: Thanopoulos P.)

**Abstract**

The main object of this master's thesis is the investigation of the non-linear behavior of steel buildings with dissipative INERD connections, according to the current methodology presented in the INNOSEIS research program. INERD connections are formed in the coupling between the vertical bracing system of the building and its columns. This innovative system is composed of a pin which passes through two internal plates, welded at the end of the vertical bracing, as well as through two external plates which are bolted in the flanges of the steel column. The resistance of the connection against axial force is achieved through bending of the pin, so that the seismic energy is subsequently absorbed through the plastification of the pin. These small and easily replaceable pin connections show high ductility, while all the remaining structural members behave linearly.

Initially, the anti-seismic systems are presented, followed by a short description of the dissipative INERD systems. In the second chapter, the process followed when designing a building with INERD connections is described in detail, as mentioned in the Design Guides: Vayas, I., Thanopoulos P., Tsarpalis P., Dimakogianni, D., Innovative anti- seismic devices and systems - The INNOSEIS Project, Design Guides. Research Program of the Research Fund for Coal and Steel 2016.

Two cases of buildings, three and six floors respectively, are examined, which are initially dimensioned in the SAP2000 software. The design is carried out under vertical and seismic loads, resulting in the estimation of the cross sections of the plastic and non-plastic members. The cross section of the pin is rectangular and its resulting dimensions vary throughout the height of each building under consideration. A 2D simulation of the buildings is later conducted in the Y direction, which is the one where the seismic energy is received from the pin connections, using the OpenSees software. The simulation of the frames of both case studies is analyzed, with emphasis on the law of the material used for the INERD connections, with a view to achieving the hysteretical behavior of the them.

Furthermore, modal and non-linear static analyses (Pushover) are performed. Then, a number of non-linear dynamic analyses are carried out in OpenSees software, implementing Incremental Dynamic Analysis (IDA) to investigate thoroughly the non-linear response of the building frames, under the influence of seismic excitation time histories. For the assessment of the seismic behavior, the performance levels corresponding to the maximum relative floor displacement are examined, which are subsequently used to obtain the fragility curves. To evaluate the behavior factor proposed for the aforementioned building frames, two processes are followed, one through the Pushover analysis, and the other through the methodology of verification of the behavior factor, according to Annex “D2.1 Recommended procedure for EN1998-compatible behavior factor evaluation of new structural systems. Research Programm of the Research Fund for Coal and Steel”. The mean annual frequency of exceedance is calculated, through which the behavior factor is ultimately verified for various damage levels. Lastly, the same non linear analyses are used not only to estimate the response of the INERD connections, but also to assess the reparability of these systems after a strong seismic event.

## Ευχαριστίες

Η παρούσα μεταπτυχιακή εργασία ολοκληρώνει τον κύκλο των μεταπτυχιακών σπουδών μου και σηματοδοτεί το τέλος μιας πολύμηνης προσπάθειας, αλλά ταυτόχρονα και μια νέα αρχή, για την οποία θέλω να ευχαριστήσω τους ανθρώπους που με βοήθησαν.

Αρχικά, θα ήθελα να ευχαριστήσω ιδιαίτερα τον υπεύθυνο καθηγητή μου κ. Θανόπουλο Παύλο, Λέκτορα της σχολής Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ, για την άριστη συνεργασία μας για ακόμα μια φορά. Η συνεχής καθοδήγηση και το ενδιαφέρον του καθ' όλη τη διάρκεια της εργασίας, καθώς επίσης και οι πολύτιμες επιστημονικές συμβουλές του τόσο στην εκπόνηση της εργασίας, αλλά και για θέματα γενικής φύσεως ήταν καθοριστικοί παράγοντες για την έρευνα και ολοκλήρωση της εργασίας. Τον ευχαριστώ θερμά για όλα.

Εξίσου σημαντική ήταν η συνεισφορά του Τσαρπαλή Παναγιώτη και Τσαρπαλή Δημήτρη, υποψήφιων διδασκόντων ΕΜΠ, τόσο σε γνωστικά σημεία της εργασίας όσο και στην αντιμετώπιση προγραμματιστικών προβλημάτων.

Δεν θα μπορούσα να μην ευχαριστήσω τους φίλους μου, σημαντικό κομμάτι της ζωής μου όλα αυτά τα χρόνια, για τη βοήθεια, τη ψυχολογική υποστήριξη και την υπομονή τους. Μαζί όλα είναι καλύτερα. Ειδικά, μεγάλο ευχαριστώ στην Άννα, για τη βοήθειά της στις δύσκολες ώρες τους τελευταίους μήνες.

Τέλος, το μεγαλύτερο ευχαριστώ το οφείλω στην οικογένειά μου, για την αγάπη τους και τη διαρκή τους συμπαράσταση όλα αυτά τα χρόνια.



# 1 Εισαγωγή

## 1.1 Γενικά

Ο σχεδιασμός των κατασκευών σε όλο τον κόσμο βασίζεται σε ένα πλήθος κανονισμών, οι οποίοι μεριμνούν για την προστασία τους από φυσικές καταστροφές, όπως ο σεισμός. Οι σεισμοί αποτελούν την μεγαλύτερη απειλή για τη ζωή και την απώλεια περιουσίας, και παρά το γεγονός ότι δεν είναι δυνατό να αποφευχθούν, είναι δυνατόν να προληφθούν οι καταστροφικές τους επιπτώσεις στα κτίρια, εφόσον ακολουθηθούν οι κατάλληλες προδιαγραφές.

Στις Ευρωπαϊκές χώρες για τα ζητήματα αντισεισμικού σχεδιασμού χρησιμοποιείται ο Ευρωκώδικας 8, (CEN 2005) [11]. Ο μηχανικός έχει τη δυνατότητα να σχεδιάσει για σεισμό με περίοδο επαναφοράς 475 έτη χωρίς όμως να είναι βέβαιο ότι ο σχεδιασμός θα είναι επιτυχής, υπό την έννοια αν θα ικανοποιούνται, αλλά και με τι ακρίβεια, οι απαιτήσεις που έχουν τεθεί κατά τον σχεδιασμό. Η βασική ιδέα στο σχεδιασμό έργων πολιτικού μηχανικού, είναι αρχικά η αποφυγή των βλαβών για τους συχνούς και μικρούς σεισμούς, καθώς για μεγαλύτερης κλίμακας σεισμούς η εμφάνιση τους να περιορίζεται σε συγκεκριμένα σημεία της κατασκευής, ώστε οι βλάβες να είναι επιδιορθώσιμες. Στην περίπτωση ενός πολύ σπάνιου σεισμού, επιτρέπεται η εμφάνιση εκτεταμένων βλαβών, όμως οπωσδήποτε θα πρέπει να προλαμβάνεται η κατάρρευση του κτιρίου ώστε να προφυλαχθούν οι χρήστες του κτιρίου από σοβαρούς τραυματισμούς. Με άλλα λόγια, από τη μία πλευρά θέλουμε η κατασκευή να συμπεριφέρεται ελαστικά για τους συχνούς σεισμούς, ενώ από την άλλη στους εντονότερους σεισμούς επιτρέπονται κάποιες ζημιές, οι οποίες όμως απαγορεύεται να είναι ψαθυρές ή να οδηγούν σε κάποιο μηχανισμό κατάρρευσης. Η λογική συνεπώς των αντισεισμικών κανονισμών οφείλει να είναι η σύνδεση των επιπέδων σεισμικής έντασης με τον οικονομικό και τον κοινωνικό τομέα.

Στα πλαίσια του αντισεισμικού σχεδιασμού, οι παρακάτω βασικές ιδιότητες μιας κατασκευής είναι καθοριστικές για τη σεισμική απόκρισή της:

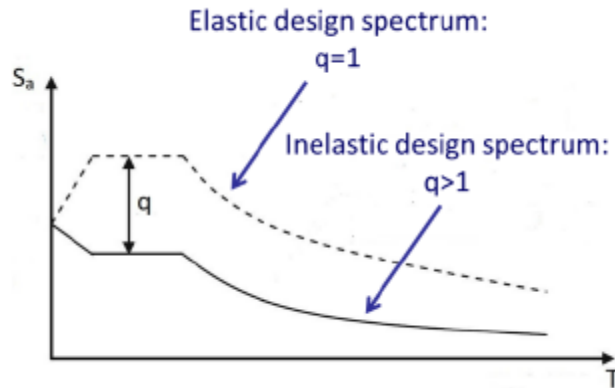
- *Δυσκαμψία*: Η πλαστικοποίηση της κατασκευής έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση των παραμορφώσεων. Κατά συνέπεια, ο φορέας απαιτείται να ελεγχθεί, ώστε να έχει επαρκή πλευρική δυσκαμψία και ότι, για το σεισμό σχεδιασμού, δεν πραγματοποιούνται μεγάλες πλευρικές μετακινήσεις που μπορούν να προκαλέσουν σημαντικές επιρροές 2<sup>ης</sup> τάξης, ή και ανατροπή της κατασκευής.
- *Αντοχή*: Τα μέλη της κατασκευής πρέπει να έχουν επαρκή αντοχή ώστε να συμπεριφερθούν όπως προβλέπεται για τα φορτία σχεδιασμού.
- *Πλαστιμότητα*: Με τον κατάλληλο σχεδιασμό της κατασκευής, προκαθορίζονται οι περιοχές απορρόφησης ενέργειας, οι οποίες πρέπει να ικανοποιούν τις τοπικές απαιτήσεις πλαστιμότητας. Έτσι θα είναι σε θέση να δέχονται σημαντικά μεγάλες πλαστικές παραμορφώσεις, επιτρέποντας σε ευρύτερο μέρος του φορέα να εισέλθει στη πλαστική περιοχή.

Με βάση τις αρχές σχεδιασμού λοιπόν, τα μεταλλικά πλαίσια διακρίνονται σε τρεις βασικές κατηγορίες. Κύριο χαρακτηριστικό το οποίο διαφοροποιεί τα πλαίσια μεταξύ τους είναι το σύστημα που τους προσφέρει πλευρική δυσκαμψία και κατά συνέπεια ενεργοποιείται στην περίπτωση του σεισμού. Τα διάφορα μέλη και συνδέσεις είναι τα κύρια στοιχεία που διαφοροποιούν και χαρακτηρίζουν τους εναλλακτικούς τύπους πλαισίων, με αποτέλεσμα να καταγράφονται σημαντικές διαφορές στην αντοχή, τη δυσκαμψία, την πλαστιμότητα και, κατ' επέκταση, τη σεισμική απόκρισή τους. Επιπλέον, οι ζώνες απορρόφησης ενέργειας των πλαισίων είναι διαφορετικές για κάθε περίπτωση, γεγονός που επηρεάζει σημαντικά την ευκολία και το κόστος της επισκευής μετά από έναν ισχυρό σεισμό. Οι βασικοί τύποι μεταλλικών πλαισίων είναι τα Πλάισια Ροπής, Πλάισια με Κεντρικούς Συνδέσμους Δυσκαμψίας και Πλάισια με Έκκεντρους Συνδέσμους Δυσκαμψίας.

Σε συνδυασμό λοιπόν με τις απαιτήσεις για πρόοδο και συνεχή ανέλιξη του αντισεισμικού σχεδιασμού, ακολουθώντας τις διεθνείς τάσεις, εκτεταμένη έρευνα διεξήχθη στην Ευρώπη πάνω σε κατασκευές ανθεκτικές σε σεισμούς. Καινοτόμα συστήματα που βασίζονται στην απορρόφηση και την απόσβεση της σεισμικής ενέργειας επινοήθηκαν ως αποτέλεσμα αυτών των εθνικών και ευρωπαϊκών ερευνητικών προγραμμάτων. Ο βασικός πυρήνας αυτών των καινοτόμων συστημάτων είναι ότι τα μέλη απορρόφησης ενέργειας, στα οποία είναι δυνατό να συγκεντρωθούν οι βλάβες, είναι συνήθως μικρά και αποσυναρμολογούμενα ώστε να καταστεί εύκολη η αντικατάστασή τους μετά από έναν ισχυρό σεισμό. Ωστόσο, αυτά τα συστήματα δεν έχουν χρησιμοποιηθεί ή ενταχθεί στην αγορά των μεταλλικών κατασκευών, καθώς δεν έχουν συμπεριληφθεί στους Ευρωκώδικες κατάλληλες διατάξεις για το σχεδιασμό τους. Το ερευνητικό πρόγραμμα INNOSIS, το οποίο έχει χρηματοδοτηθεί από το Ταμείο Έρευνας για τον Άνθρακα και το Χάλυβα (Research Fund for Coal and Steel – RFCS [31]) αποσκοπεί στη διάδοση πληροφοριών και γνώσης σχετικά με 12 καινοτόμα συστήματα. Απώτερος σκοπός του ερευνητικού προγράμματος INNOSIS είναι να επιτευχθεί ευρύτερη χρήση των συστημάτων αυτών στον κατασκευαστικό τομέα και, αφετέρου, να προσφερθούν τα εργαλεία που θα οδηγήσουν στην επίσημη έγκριση από τον κανονισμό οποιουδήποτε νέου αντισεισμικού συστήματος μέσω μιας τυποποιημένης μεθοδολογίας για τον προσδιορισμό αξιόπιστων συντελεστών συμπεριφοράς και την επιβεβαίωση ότι ο σχετικός κίνδυνος βρίσκεται εντός αποδεκτών ορίων.

Στα πλαίσια της εξέλιξης του αντισεισμικού σχεδιασμού, εφαρμόζονται σύγχρονες μέθοδοι οι οποίες βασίζονται στην προσέγγιση της μη γραμμικής δυναμικής συμπεριφοράς των κατασκευών, μέσω ενός γραμμικού προσομοιώματος. Ο EN 1998-1 υιοθετεί τον συντελεστή συμπεριφοράς, γνωστός και ως συντελεστής  $q$ , για να επιτευχθεί επαρκή πλαστιμότητα στη κατασκευή, επιτρέποντας μείωση των σεισμικών φορτίων σχεδιασμού, αποδεχόμενοι μεγαλύτερες αλλά ελεγχόμενες βλάβες. Πρακτικά το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού διαιρείται με τον συντελεστή  $q$ , ούτως ώστε να γίνει η μετατροπή στο ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού (Σχήμα 1.1). Το ελάχιστο απαιτούμενο επίπεδο ασφάλειας και ο περιορισμός των βλαβών επιτυγχάνεται χρησιμοποιώντας κατάλληλη τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς. Οι προτεινόμενες στους κανονισμούς τιμές των συντελεστών προκύπτουν ύστερα από πειραματική και αναλυτική έρευνα, έτσι ώστε να

διασφαλίζεται η προστασία της ανθρώπινης ζωής. Ωστόσο, ο EN 1998-1 παρέχει τιμές του  $q$  μόνο για λίγα συμβατικά συστήματα ανάληψης οριζοντίων φορτίων.



Σχήμα 1.1: Η βασική αρχή χρήσης του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  για σχεδιασμό. [5]

Για την εισαγωγή νέων συστημάτων στον κανονισμό, ερευνητές έχουν κατά καιρούς προτείνει διάφορες μεθόδους για την εκτίμηση του  $q$ . Κάθε μέθοδος προτείνει το δικό της ορισμό για τον απαιτούμενο στόχο ασφάλειας και επιτελεσματικότητας, καθώς και μια μέθοδο αποτίμησης αυτού, ενώ συνήθως έχει εφαρμοστεί σε ένα συγκεκριμένο σύστημα ανάληψης οριζοντίων φορτίων, χωρίς δυνατότητες γενίκευσης. Συνολικά, αυτή η προσέγγιση δεν παρέχει την απαραίτητη αξιοπιστία που θα έπρεπε να διαθέτουν οι προτεινόμενοι συντελεστές  $q$ , ιδιαίτερα ως προς το στόχο της επίτευξης μιας ομοιόμορφης διακινδύνευσης μεταξύ κτιρίων ανά την Ευρώπη, ανεξαρτήτως του δομικού συστήματος και της τοποθεσίας.

## 1.2 Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα INERD

Οι κλασσικοί τύποι μεταλλικών πλαισίων που αναφέρθηκαν παραπάνω, αν και εμπειρικά επιβεβαιωμένοι και με πολύ μεγάλο υπόβαθρο στον αντισεισμικό σχεδιασμό, έχουν κάποιες αδυναμίες και υπάρχει περιθώριο για τη βελτίωσή τους ή την εισαγωγή νέων τύπων. Η έμφαση βελτίωσης αξίζει να δοθεί κυρίως, εκτός από την αποφυγή της κατάρρευσης ή την προστασία της ανθρώπινης ζωής, στα κριτήρια που πρέπει να λαμβάνονται υπόψη στον αντισεισμικό σχεδιασμό για την ευκολία και το κόστος επισκευής μιας κατασκευής. Με βάση αυτή τη λογική, αναπτύχθηκαν οι βάσεις για τις καινοτόμες αντισεισμικές συνδέσεις INERD με πείρο (Two Innovations for Earthquake Resistant Design) [31] για πλαίσια με κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας. Παρακάτω παρουσιάζονται συνοπτικά οι κύριες ιδιότητες των βασικών τύπων μεταλλικών πλαισίων, μαζί με τις αντίστοιχες για τα πλαίσια με συνδέσεις INERD. (Πίνακας 1.1)

Πίνακας 1.1: Βασικοί τύποι μεταλλικών πλαισίων και οι ιδιότητές τους. Σύγκριση με πλαίσια με συνδέσεις INERD. [13]

	Πλαίσια Ροπής	Πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας	Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας	Πλαίσια με συνδέσμους δυσκαμψίας και συνδέσεις INERD
Δυσκαμψία	Χαμηλή	Υψηλή	Μέση	Υψηλή
Πλαστιμότητα	Υψηλή	Χαμηλή	Μέση	Υψηλή
Αντοχή	Σύμφωνα με τις απαιτήσεις του σχεδιασμού			
Ζώνες απορρόφησης ενέργειας	Άκρα δοκών	Σύνδεσμοι δυσκαμψίας	Δοκοί σύζευξης	Συνδέσεις

Σύμφωνα με τις παλιότερες εκδόσεις του Ευρωπαϊκού Αντισεισμικού Κανονισμού τα πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας πρέπει να σχεδιάζονται έτσι, ώστε «οι διαγώνιοι να διαρρέουν λόγω εφελκυσμού πριν από την αστοχία των συνδέσεων και τη διαρροή ή το λυγισμό των δοκών και των υποστυλωμάτων» και «σε πλαίσια με διαγώνιους συνδέσμους, μόνο οι εφελκυόμενες διαγώνιοι θα λαμβάνονται υπόψη» (Ευρωκώδικας 8 [11]). Η πρώτη διάταξη έχει ως αποτέλεσμα μια κατασκευή με αυξημένο κόστος λόγω του ικανοτικού σχεδιασμού. Αυτό οφείλεται, αφενός, στο μεγαλύτερο κόστος των συνδέσεων, οι οποίες θα πρέπει να υπερδιαστασιολογηθούν ώστε να παραμείνουν ελαστικές ανεξάρτητα της έντασης της φόρτισης, και, αφετέρου, επειδή οι δοκοί και τα υποστυλώματα θα είναι αρκετά βαρύτερα από αυτά που απαιτούνται σύμφωνα με την ανάλυση. Η δεύτερη διάταξη αναφέρει ότι οι θλιβόμενες διαγώνιοι, ουσιαστικά οι μισές όλης της κατασκευής, θεωρούνται ανενεργές λόγω του λυγισμού τους και δε λαμβάνονται υπόψη, με αποτέλεσμα την επιλογή μεγαλύτερων διατομών και για τους συνδέσμους δυσκαμψίας αφού ο ένας εκ των δύο τελικά καλείται να παραλάβει όλη την ένταση του σεισμού.

Σκοπός των συνδέσεων INERD με πείρο είναι η περαιτέρω βελτίωση της συμπεριφοράς των πλαισίων με συνδέσμους δυσκαμψίας. Διατηρώντας τα βασικά τους πλεονεκτήματα, η προσοχή δίνεται στο να ξεπεραστούν τα μειονεκτήματά τους, ουσιαστικά με την αξιοποίηση και των δύο διαγώνιων σε περίπτωση σεισμού, αλλά και την προαγωγή των κριτηρίων της επισκευασιμότητας της κατασκευής. Τα μέλη απορρόφησης ενέργειας, στα οποία είναι δυνατό να συγκεντρωθεί η ζημιά, είναι συνήθως μικρά και αποσυναρμολογούμενα ώστε να καταστεί εύκολη η αντικατάστασή τους μετά από έναν ισχυρό σεισμό.

### 1.3 Σκοπός και Οργάνωση Περιεχομένων

Οι συνδέσεις INERD με πείρο είναι ένα από τα συστήματα απορρόφησης ενέργειας που αναπτύχθηκαν στα πλαίσια του ερευνητικού προγράμματος INERD και ερευνήθηκαν στη



διδασκαρική διατριβή του Θανόπουλου Π. [13]. Στην παρούσα μεταπτυχιακή εργασία σκοπός είναι η ανάλυση της μη γραμμικής συμπεριφοράς των αντισεισμικών συνδέσεων INERD, ως καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα του ερευνητικού προγράμματος Innovative anti-seismic devices and systems - The INNOSEIS Project, Design Guides. Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel 2016 [31]. Ταυτόχρονα μέσα από μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις στόχος είναι να αξιολογηθεί ο προτεινόμενος συντελεστής συμπεριφοράς, η αποτίμηση της απόκρισης των συνδέσεων INERD και η εκτίμηση της επισκευασιμότητας των συστημάτων μετά από ένα ισχυρό σεισμικό γεγονός. Οι κανόνες σχεδιασμού και μοντελοποίησης που περιγράφονται αναλυτικά παρακάτω αλλά και στο Κεφάλαιο §2 βασίζονται σε:

1. Vayas, I., Thanopoulos P., Tsarpalis P., Dimakogianni, D., Innovative anti-seismic devices and systems - The INNOSEIS Project, Design Guides. Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel 2016
2. Vayas, I., Thanopoulos P., Tsarpalis P., Dimakogianni, D., Innovative anti-seismic devices and systems - The INNOSEIS Project, Information Brochures. Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel 2016

Για την διερεύνηση της μη γραμμικής συμπεριφοράς των πλαισίων με συνδέσεις INERD εξετάζονται δύο μοντέλα κτιρίων, ένα εξάωρο και ένα τριώρο. Μέσω των μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων έγινε μία προσπάθεια για την αξιολόγηση του συντελεστή συμπεριφοράς που έχει προταθεί κατά τη σύνταξη των κανονισμών. Η αξιολόγηση αυτή έγινε με βάση την προτεινόμενη διαδικασία αξιολόγησης του συντελεστή συμπεριφοράς για νέα αντισεισμικά συστήματα «Recommended procedure for EN1998-compatible behaviour factor evaluation of new structural systems»- INNOSEIS Valorization of innovative anti-seismic devices WORK PACKAGE 2 – DELIVERABLE D2.1 [39].

Στο πρώτο κεφάλαιο γίνεται μια εισαγωγή στον αντισεισμικό σχεδιασμό, στην ανάπτυξη νέων καινοτόμων συστημάτων αλλά και στην χρήση του συντελεστή συμπεριφοράς στον αντισεισμικό σχεδιασμό.

Στο δεύτερο κεφάλαιο αναφέρονται αναλυτικά όλοι οι κανόνες σχεδιασμού για πλαίσια με συνδέσεις INERD. Περιγράφεται το στατικό μοντέλο της σύνδεσης, η μεθοδολογία σχεδιασμού για ελαστική ανάλυση αλλά και για μη γραμμική στατική/δυναμική ανάλυση.

Στη συνέχεια, στο τρίτο κεφάλαιο περιγράφονται τα υπό εξέταση κτίρια. Παρουσιάζεται η γεωμετρία, τα υλικά της κατασκευής και τα χαρακτηριστικά τους κατά τη φάση προσομοίωσης και αποτίμησης. Γίνεται αναφορά στο εξάωρο κτίριο το οποίο είχε διαστασιοποιηθεί στη διπλωματική εργασία «Σχεδιασμός πολυώροφου μεταλλικού κτιρίου με συνδέσεις απορρόφησης ενέργειας INERD» [14], και αναλυτική περιγραφή της διαστασιολόγησης του τριώροφου πλαισίου με συνδέσεις INERD στο λογισμικό SAP2000 [33].

Το τέταρτο κεφάλαιο επεκτείνεται στην προσομοίωση του κτιρίου στο λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων OpenSees [29]. Παρουσιάζεται ο νόμος του υλικού των συνδέσεων που χρησιμοποιήθηκε για μη γραμμική συμπεριφορά, οι παραδοχές που έγιναν για την προσομοίωση της πλαστιμότητας αλλά και των φαινομένων 2<sup>ης</sup> τάξης.

Στο πέμπτο κεφάλαιο παρατίθενται τα αποτελέσματα ελαστικών και ανελαστικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν, όπως η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης, η μη γραμμική στατική ανάλυση (pushover) και η μη γραμμική δυναμική ανάλυση (IDA). Παρουσιάζονται τα διαγράμματα των καμπύλων IDA μετά από δυναμικές αναλύσεις 60 πραγματικών σεισμικών καταγραφών που έχουν επιλεγεί κατάλληλα ούτως ώστε να εξαχθούν αξιόπιστα συμπεράσματα.

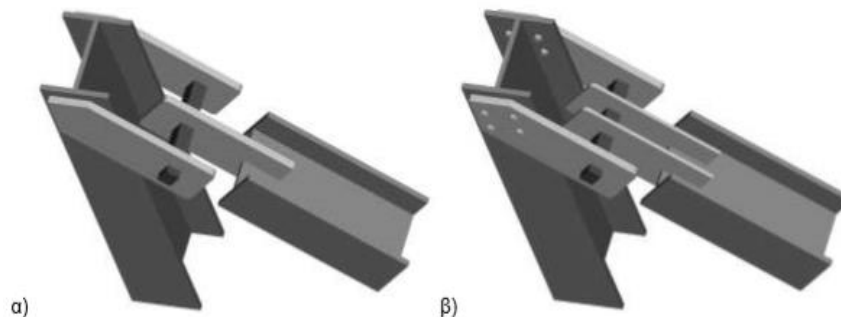
Στο έκτο κεφάλαιο, περιγράφεται η αποτίμηση της συμπεριφοράς των δύο κτιρίων. Αναλύονται τα όρια επιτελεστικότητας, οι καμπύλες τρωτότητας και παρουσιάζονται οι μέθοδοι εκτίμησης του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ . Αρχικά, εφαρμόζεται η μέθοδος εκτίμησης του  $q$  μέσω της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης Pushover και στη συνέχεια ακολουθείται η διαδικασία που προτείνεται στα πλαίσια του ερευνητικού προγράμματος INNOSEIS [39]. Τέλος, γίνεται μία σύγκριση μεταξύ των ορίων επιτελεστικότητας της κατασκευής και της τοπικής απαίτησης επιτελεστικότητας της σύνδεσης INERD.

## 2 Κανόνες σχεδιασμού σύνδεσης INERD

### 2.1 Σύντομη περιγραφή της σύνδεσης INERD με πείρο

Στο κεφάλαιο αυτό περιγράφονται οι κανόνες σχεδιασμού των συνδέσεων INERD, όπως ακριβώς αναφέρονται στους οδηγούς σχεδιασμού: Innovative anti-seismic devices and systems The INNNOSEIS Project, Design Guides & Information Brochures [41] [42]. Οι συνδέσεις INERD με πείρο τοποθετούνται στα άκρα των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας και σχεδιάζονται έτσι, ώστε να αποτελούν το «αδύναμο» σημείο της κατασκευής. Κατά συνέπεια, σε αντίθεση με τις κλασσικές συνδέσεις πλήρους αντοχής, σε περίπτωση ενός ισχυρού σεισμού, οι συνδέσεις INERD θα συμπεριφερθούν ανελαστικά, απορροφώντας ενέργεια και προστατεύοντας τα υπόλοιπα μέλη από τη διαρροή. Με αυτόν τον τρόπο, επιτυγχάνεται η μεγάλη ολκιμότητα και ικανότητα απορρόφησης ενέργειας της κατασκευής, ενώ οι βλάβες του σεισμού συγκεντρώνονται σε εύκολα προσβάσιμα σημεία, τόσο για επιθεώρηση, όσο και για επισκευή. Μάλιστα, στην τελευταία περίπτωση, το υλικό που πρέπει να αντικατασταθεί είναι ο πείρος, αρκετά μικρού μεγέθους, γεγονός που μειώνει σημαντικά το κόστος επισκευής και την προκαλούμενη όχληση. Το βασικό πλεονέκτημα των συνδέσεων INERD σε σχέση με άλλα συστήματα παθητικού ελέγχου, είναι ότι βασίζεται αποκλειστικά στον τρόπο σύνδεσης των μελών, επομένως είναι ευκολότερη η κατασκευή, αλλά και ο σχεδιασμός τους.

Η σύνδεση INERD με πείρο η οποία χρησιμοποιείται μεταξύ του κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας ενός κτιρίου με το υποστύλωμά του, μπορεί να πραγματοποιηθεί με διάφορες διατάξεις, όπως αυτές που φαίνονται στο Σχήμα 2.1. [13] Αποτελείται από δυο εξωτερικές πλάκες, οι οποίες είναι κοχλιωμένες ή συγκολλημένες στα πέλατα των υποστυλωμάτων, και από μια ή δύο εσωτερικές πλάκες οι οποίες συγκολλούνται στο άκρο του συνδέσμου δυσκαμψίας. Ένας πείρος, ο οποίος έχει ορθογωνική, στρογγυλεμένη ή κυκλική διατομή, περνάει μέσα από όλες τις πλάκες μέσω οπών κατάλληλου μεγέθους. Ο ισχυρός άξονας της διατομής του πείρου μπορεί να είναι παράλληλος ή κάθετος προς τον άξονα του συνδέσμου δυσκαμψίας. Ο αρχικός σχεδιασμός της σύνδεσης περιλάμβανε μια εσωτερική πλάκα και έναν ορθογωνικό πείρο (Σχήμα 2.1α), αλλά στη συνέχεια τροποποιήθηκε για να συμπεριλάβει περισσότερες διατάξεις. Η συμπεριφορά των συνδέσεων INERD είναι η ίδια, ανεξάρτητα από τη διάταξη των επί μέρους στοιχείων της. Κατά τη διάρκεια του προγράμματος INERD ερευνήθηκαν οι συνδέσεις με δύο συγκολλημένες εσωτερικές και δύο κοχλιωτές εξωτερικές πλάκες (Σχήμα 2.1β). Οι πείροι που χρησιμοποιήθηκαν ήταν ορθογωνικοί και στρογγυλεμένοι. Στη παρούσα εργασία, το μοντέλο που χρησιμοποιήθηκε είναι αυτό με τις δύο εσωτερικές πλάκες και με πείρο ορθογωνικής διατομής για λόγους προσομοίωσης.



Σχήμα 2.1 Πιθανές διαμορφώσεις της σύνδεσης INERD με πείρο. [13]

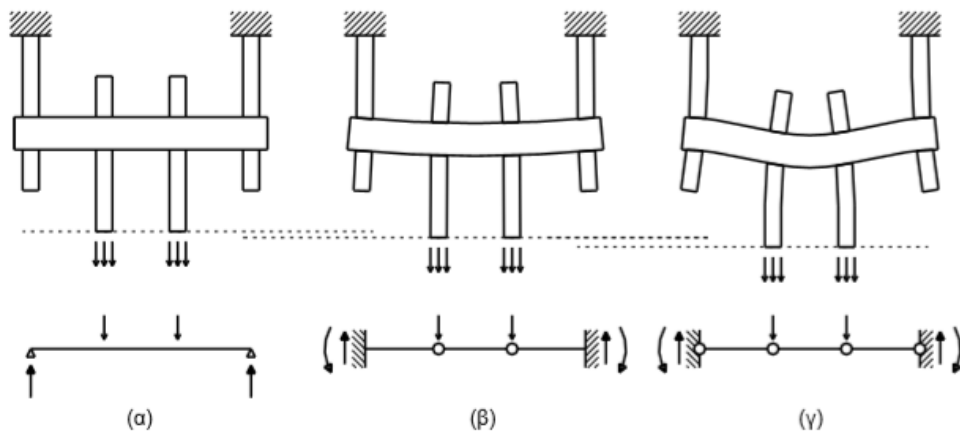
## 2.2 Στατικό μοντέλο σύνδεσης

Η σύνδεση αυτή συμπεριφέρεται με έναν σχετικά απλό τρόπο, ο οποίος μπορεί να μοντελοποιηθεί με μια δοκό που υποβάλλεται σε κάμψη 3 ή 4 σημείων. Το στοιχείο που λειτουργεί ως δοκός είναι ο πείρος, ο οποίος στηρίζεται στις θέσεις των εξωτερικών πλακών. Η αξονική δύναμη του συνδέσμου δυσκαμψίας μεταφέρεται μέσω των εσωτερικών πλακών στα αντίστοιχα σημεία του πείρου και ενεργεί ως ένα ή δύο συγκεντρωμένα φορτία, ανάλογα με τον αριθμό των εσωτερικών πλακών. Εφόσον η αντίσταση της σύνδεσης έναντι της αξονικής δύναμης γίνεται μέσω της κάμψης του πείρου, είναι ανεξάρτητη από την κατεύθυνση της. Σαν αποτέλεσμα, προκειμένου να γίνει διάκριση των δύο περιπτώσεων, θα λέμε ότι «οι πλάκες της σύνδεσης INERD υποβάλλονται σε θλίψη» όταν ο σύνδεσμος δυσκαμψίας υποβάλλεται σε θλίψη και ότι «οι πλάκες της σύνδεσης INERD υποβάλλονται σε εφελκυσμό» στην αντίθετη περίπτωση.

Η σύνδεση σχεδιάζεται στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ), εξαιρουμένων των σεισμικών συνδυασμών, έτσι ώστε ο πείρος να παραμένει ελαστικός. Στην περίπτωση, όμως, του σεισμού σχεδιασμού, κατά τον οποίον είναι επιτρεπτή η πλαστικοποίηση της κατασκευής για να απορροφηθεί ενέργεια, οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας ενεργοποιούνται και φορτίζονται αξονικά, με αποτέλεσμα την πλαστικοποίηση του πείρου. Η αντοχή της σύνδεσης, συμπεριλαμβανομένης της αναμενόμενης υπεραντοχής, είναι σχεδιασμένη να είναι μικρότερη από την αντοχή του συνδέσμου δυσκαμψίας έναντι λυγισμού και προφανώς και από την αντοχή του σε εφελκυσμό. Ως αποτέλεσμα, ο συνηθισμένος πλαστικός μηχανισμός ενός CBF (Concentric Braced Frame, πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας), ο οποίος οφείλεται κυρίως στη διαρροή της εφελκυσμένης διαγώνιου, δεν επιτρέπεται να αναπτυχθεί. Αντ' αυτού, η πλαστικοποίηση περιορίζεται στις συνδέσεις INERD, όπου σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις στον πείρο στη θέση των πλακών. Λόγω της μετατροπής της αξονικής δύναμης σε κάμψη του πείρου, ανεξάρτητα από την κατεύθυνση της δύναμης, οι συνδέσεις INERD συμπεριφέρονται με παρόμοιο τρόπο τόσο για τις εφελκυσόμενες όσο και για τις θλιβόμενες διαγώνιους.

Η απόκριση μιας τυπικής σύνδεσης INERD υπό εφελκυσμό φαίνεται στο Σχήμα 2.2. Στο πρώτο στάδιο της φόρτισης, οι στηρίξεις λειτουργούν ως αρθρώσεις, οπότε η δοκός είναι απλά στηριζόμενη (Σχήμα 2.2α) και η ροπή του πείρου συγκεντρώνεται στο μέσον του (κάμψη 3 ή 4

σημείων). Όταν η ενεργός ροπή γίνει ίση με την πλαστική καμπτική αντοχή του πείρου, σχηματίζονται αρθρώσεις στη θέση των εσωτερικών πλακών και παρατηρείται σημαντική παραμόρφωση στον πείρο (Σχήμα 2.2β). Όπως παρατηρήθηκε στην πειραματική έρευνα, ο πείρος μπορεί να διευκολύνει πολύ μεγάλες μετατοπίσεις, της τάξης του ύψος του ή ακόμη μεγαλύτερες. Σαν αποτέλεσμα, στο δεύτερο στάδιο φόρτισης, τα ακραία στηρίγματα αρχίζουν να δρουν ως πακτωμένα οδηγώντας στην περαιτέρω αύξηση της αντοχής της σύνδεσης, μέχρις ότου να σχηματιστούν πλαστικές αρθρώσεις και στα στηρίγματα (Σχήμα 2.2γ). Στο τελικό στάδιο της φόρτισης, η αντοχή του πείρου έχει αξιοποιηθεί πλήρως και η παραμένουσα δυσκαμψία της σύνδεσης, η οποία είναι σχετικά χαμηλή, οφείλεται κυρίως στην κράτυνση και στην επέκταση των πλαστικών ζωνών.



Σχήμα 2.2: Στάδια φόρτισης της σύνδεσης INERD με πείρο και τα αντίστοιχα στατικά μοντέλα

Αυτό το απλοποιημένο μοντέλο της ιδανικής δοκού υπό κάμψη βασίζεται σε αρκετές παραδοχές, όπως η αγνόηση της αλληλεπίδρασης διάτμησης/κάμψης και της πλευρικής κάμψης ή της σχετικής στροφής των πλακών. Παρ' όλα αυτά, η ακρίβεια είναι ικανοποιητική για τον προκαταρκτικό σχεδιασμό και, κυρίως, αποτελεί ένα σημαντικό στοιχείο για να επιδείξει τα βασικά χαρακτηριστικά και τις ιδιότητες της σύνδεσης όπως αναπτύχθηκαν στο ευρωπαϊκό πρόγραμμα [31]. Επιπλέον, μεταβάλλοντας τον αριθμό των ενισχυμένων πλαισίων ανά κατεύθυνση, τη διαμόρφωση των πλακών και τις διαστάσεις των πείρων, το σύστημα σύνδεσης INERD με πείρο προσφέρει πολλές δυνατότητες για τον αποτελεσματικό σχεδιασμό μιας ανθεκτικής σε σεισμό μεταλλικής κατασκευής.

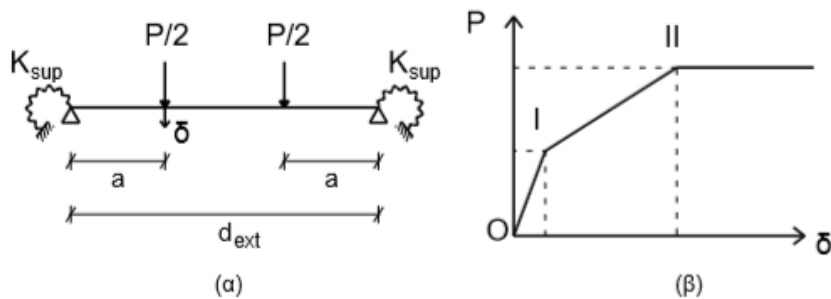
### 2.3 Μοντέλο οριακών καταστάσεων

Για τον προκαταρκτικό σχεδιασμό των συνδέσεων INERD με πείρο και τη διαστασιολόγηση των μελών έχει διαμορφωθεί αρχικά ένα απλοποιημένο μοντέλο δοκού. Αυτό το μοντέλο βασίζεται στην παραδοχή ότι ο πείρος συμπεριφέρεται ως δοκός, είτε απλά στηριζόμενος είτε πακτωμένος, ανάλογα με το στάδιο φόρτισης, με συγκεντρωμένα φορτία στη θέση των

εσωτερικών πλακών. Η ισοδύναμη δοκός (Σχήμα 2.3α) προσομοιώνει τη συμπεριφορά της σύνδεσης με μια τρι-γραμμική καμπύλη, όπως φαίνεται στο (Σχήμα 2.3β). Το άνοιγμα  $d_{ext}$  της δοκού είναι ίσο με την καθαρή απόσταση των εξωτερικών πλακών.

Η αξονική δύναμη του συνδέσμου δυσκαμψίας προσομοιώνεται ως δυο συγκεντρωμένα φορτία που εφαρμόζονται σε μια απόσταση  $a$  από τις στηρίξεις, η οποία είναι ίση με την καθαρή απόσταση μεταξύ των εσωτερικών και εξωτερικών πλακών. Σημειώνεται ότι ο όρος αξονική παραμόρφωση ή αντίσταση της σύνδεσης περιγράφει ένα διάνυσμα παράλληλο στον άξονα του συνδέσμου δυσκαμψίας. Όπως φαίνεται στο (Σχήμα 2.3), η απόκριση της σύνδεσης μπορεί να μοντελοποιηθεί από δύο διαφορετικά στατικά συστήματα, το πρώτο για φόρτιση μεταξύ των σημείων O και I και το δεύτερο για φόρτιση μεταξύ των σημείων I και II.

Το προηγούμενο σύστημα αντιστοιχεί σε μια απλά στηριζόμενη δοκό που υποβάλλεται σε κάμψη 4 σημείων, πράγμα που σημαίνει ότι τα άκρα των δοκών μπορούν να στραφούν ελεύθερα ( $K_{sup} = 0$ ). Το σύστημα αυτό περιγράφει την απόκριση της σύνδεσης στο πρώτο στάδιο φόρτισης, μέχρις ότου σχηματιστεί πλαστική άρθρωση στις θέσεις όπου εφαρμόζονται τα συγκεντρωμένα φορτία (σημείο I στο (Σχήμα 2.3β)). Ακολούθως, η αξονική παραμόρφωση αυξάνεται με ταχύτερο ρυθμό και τα άκρα του πείρου πακτώνονται από τις εξωτερικές πλάκες ( $K_{sup} = \infty$ ), και δεν επιτρέπουν πλέον την ελεύθερη στροφή. Ως συνέπεια, αρχίζουν να αναπτύσσονται ροπές στα άκρα των στηρίξεων, οι οποίες αυξάνονται μέχρις ότου να σχηματιστούν πλαστικές αρθρώσεις και σε αυτά τα σημεία, μια κατάσταση που αντιστοιχεί στο σημείο II του Σχήματος 2.3β.



Σχήμα 2.3: Απλοποιημένο μοντέλο δοκού: (α) ισοδύναμο στατικό μοντέλο και (β) τρι-γραμμικό διάγραμμα αξονικής δύναμης-παραμόρφωσης

Οι εξισώσεις του απλοποιημένου αναλυτικού μοντέλου συνοψίζονται στον Πίνακα 2.1, [13] όπου παρέχονται επίσης εικόνες από αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων προκειμένου να παρουσιαστεί η κατανομή των τάσεων στα στάδια φόρτισης που αντιστοιχούν στα σημεία I και II. Για να διασφαλιστεί ότι αυτό το μοντέλο παρέχει ακριβή αποτελέσματα, είναι καλή πρακτική η διατήρηση ορισμένων απλών γεωμετρικών περιορισμών (π.χ. ελάχιστο πάχος πλάκας και απόστασης μεταξύ των πλακών), όπως αυτές που δίνονται στον Πίνακα 2.2. Σε κάθε περίπτωση, πρέπει να ληφθεί υπόψη ότι οι αποκλίσεις από τα αποτελέσματα του λεπτομερούς μοντέλου της §2.4.2 μπορεί να είναι σχετικά μεγάλες, επομένως οι τιμές που λαμβάνονται από το απλοποιημένο μοντέλο θα πρέπει να θεωρηθούν ενδεικτικές για τον προκαταρκτικό σχεδιασμό των συνδέσεων.

	Αξονική δύναμη	Αξονική παραμόρφωση
Σημείο I Διαρροή "y"	$P_y = \frac{2 \cdot M_{pl}}{a/1.1}$	$\delta_y = 1.5 \cdot \frac{M_{pl}}{E \cdot I} \cdot \ell^2 \cdot \frac{a}{6} \cdot (3 - 4a)$
Σημείο II Αστοχία "u"	$P_u = \frac{4 \cdot M_{pl}}{a/1.1}$	
Υπεραντοχή της αντοχής σχεδιασμού	$1.3 \cdot P_u$	
Αντοχή παραμόρφωσης	$P_{lim} = P_u$	$\delta_{lim} = 0.8 \cdot a$
<p><math>\ell</math> = αξονική απόσταση εξ. πλακών  <math>a</math> = καθαρή απόσταση μεταξύ εξωτερικών και εσωτερικών πλακών  <math>\alpha = a / \ell</math>  <math>\approx 0.5</math> για μια εσωτερική πλάκα  <math>d_{ext}</math> = καθαρή απόσταση εξ. πλακών  <math>d_{int}</math> = καθαρή απόσταση εσ. πλακών  <math>= 0</math> για μια εσωτερική πλάκα  <math>t_{ext}</math> = πάχος εξωτερικών πλακών  <math>t_{int}</math> = πάχος εσωτερικών πλακών  <math>= \text{το μισό πάχος για μια εσωτερική πλάκα}</math>  <math>E</math> = μέτρο ελαστικότητας χάλυβα  <math>f_y</math> = τάση διαρροής χάλυβα  <math>I</math> = ροπή αδράνειας διατομής πείρου  <math>W_{pl}</math> = ροπή αντίστασης διατομής πείρου  <math>M_{pl}</math> = πλαστική ροπή αντοχής πείρου</p>		<p>Για πείρο με ορθογωνική διατομή:  <math>W_{pl} = b \cdot h^2 / 4</math>  <math>I = b \cdot h^3 / 12</math>  <math>h, b</math> = ύψος και πλάτος πείρου</p>
<p>Τάσεις Von Mises στο σημείο I</p>		<p>Τάσεις Von Mises στο σημείο II</p>

Πίνακας 2.1: Σχεδιάγραμμα του απλοποιημένου μοντέλου σύνδεσης INERD με πείρο [13]

## 2.4 Οδηγός σχεδιασμού σύνδεσης INERD

Ο οδηγός σχεδιασμού παρέχει συστάσεις σχετικά με τη διαστασιολόγηση των συνδέσεων INERD με πείρο και το σχεδιασμό ενός πλαισίου που περιέχει τέτοιες συνδέσεις [41]. Η μεθοδολογία σχεδιασμού αυτού του οδηγού, βασίζεται στις διατάξεις του EN 1993-1-1 [9] και EN 1998-1 [11]. Ορισμένες προτάσεις του EN 1998-1-1 έχουν διορθωθεί καταλλήλως για να καλύψουν τη χρήση των πλαστικών συνδέσεων.

### 2.4.1 Προκαταρκτικοί κανόνες σχεδιασμού και κατασκευής

Για την προκαταρκτική ταξινόμηση και διαστασιολόγηση των πείρων, θα πρέπει να αναπτυχθεί το απλοποιημένο μοντέλο οριακής κατάστασης που παρουσιάζεται στη §2.3 και συνοψίζεται στον Πίνακα 2.1. Αυτή η γρήγορη και πρακτική μεθοδολογία μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την επιλογή του απαιτούμενου αριθμού ενισχυμένων φατνωμάτων, της διατομής των πείρων, της απόστασης και των διαστάσεων των πλακών κλπ.

Ωστόσο, για να προσδιοριστούν οι ιδιότητες της σύνδεσης με αυξημένη ακρίβεια και να υπολογιστούν οι απαιτήσεις ολκιμότητας και υπεραντοχής του πλαισίου, πρέπει να εφαρμοστεί η λεπτομερής μεθοδολογία της §2.4.2.

Αρχικά, για να εξασφαλιστεί η αποτελεσματικότερη απόκριση των συνδέσεων, πρέπει να ικανοποιηθούν οι γεωμετρικές απαιτήσεις (Πίνακας 2.2). Με αυτόν τον τρόπο διασφαλίζεται η εγκυρότητα των κανόνων σχεδιασμού, καθώς οι διαστάσεις των συνδέσεων βρίσκονται μέσα στα όρια που καλύπτονται από τις πειραματικές και αριθμητικές έρευνες. Με αυτόν τον τρόπο, ο σχεδιαστής προστατεύεται από σφάλματα λεπτομέρειας που θα μπορούσαν να οδηγήσουν σε κακή συμπεριφορά της σύνδεσης, π.χ. επιλέγοντας λεπτές, εύκαμπτες πλάκες.

Πίνακας 2.2 Γεωμετρικές απαιτήσεις των συνδέσεων INERD με πείρο

Σχήμα της διατομής του πείρου	$h \leq b \leq 2 \cdot h$
Ελάχιστη απόσταση μεταξύ των πλακών	$a \geq h$
Πάχος εξωτερικών πλακών	$t_{\text{ext}} \geq 0,75 \cdot h$
Πάχος εσωτερικών πλακών	$t_{\text{int}} \geq 0,5 \cdot t_{\text{ext}}$ για δύο πλάκες $t_{\text{int}} \geq t_{\text{ext}}$ για μία πλάκα
Βασικές διαστάσεις της σύνδεσης INERD με πείρο:	
b	το πλάτος του πείρου
h	το ύψος του πείρου
$t_{\text{ext}}$	το πάχος της εξωτερικής πλάκας
$t_{\text{int}}$	το πάχος της εσωτερικής πλάκας
$d_{\text{ext}}$	η καθαρή απόσταση μεταξύ των εξωτερικών πλακών
$d_{\text{int}}$	η καθαρή απόσταση μεταξύ των εσωτερικών πλακών
a	η καθαρή απόσταση εσωτερικών-εξωτερικών πλακών



Προκειμένου να αποφευχθεί η υπερβολική υπεραντοχή, ο χάλυβας των πλάστιμων πείρων θα πρέπει να έχει ελεγχόμενες ιδιότητες. Σύμφωνα με το EN 1998-1-1 [11] η αντοχή διαρροής πρέπει να έχει μέγιστη τιμή:

$$f_{y, \max} \leq 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot f_y \quad (2.1)$$

όπου  $\gamma_{ov} = 1,25$  είναι ο συντελεστής υπεραντοχής

$f_y$  είναι η ονομαστική τιμή της αντοχής διαρροής

Εάν οι ιδιότητες του υλικού των πείρων είναι ελεγχόμενες και η μέγιστη αντοχή διαρροής είναι εγγυημένα κάτω από εκείνη που περιγράφεται από την Εξ.(2.1) ο συντελεστής υπεραντοχής μπορεί να μειωθεί αναλόγως προκειμένου να επιτευχθεί ένας πιο οικονομικός σχεδιασμός.

## 2.4.2 Σχεδιασμός για γραμμική ελαστική ανάλυση

Οι κανόνες σχεδιασμού [41] έχουν σκοπό να εξασφαλίσουν ότι η διαρροή θα συμβεί στους πείρους των συνδέσεων INERD, πριν από οποιαδήποτε διαρροή ή λυγισμό οποιωνδήποτε άλλων στοιχείων. Ως εκ τούτου, ο σχεδιασμός κτιρίων με συνδέσεις INERD με πείρο βασίζεται στην υπόθεση ότι κυρίως οι πείροι θα καταναλίσκουν ενέργεια μέσω του σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων. Η μεθοδολογία σχεδιασμού είναι η ακόλουθη:

### 2.4.2.1 Προσομοίωση

Ένα κτίριο με συνδέσεις INERD μπορεί να προσομοιωθεί από ένα συνηθισμένο λογισμικό δομικής ανάλυσης, με ένα ελαστικό μοντέλο. Οι συνδέσεις μπορούν να προσομοιωθούν με γραμμικά ελατήρια μηδενικού μήκους των οποίων η σταθερά μπορεί να οριστεί όπως στις Εξισώσεις:

$$K_{pin} = \frac{32 \cdot E \cdot I}{l^3} \quad \text{για μία πλάκα} \quad (2.2)$$

$$K_{pin} = \frac{8 \cdot E \cdot I}{a \cdot l^2 \cdot a \cdot (3 - 4 \cdot a)} \quad \text{για δύο πλάκες} \quad (2.3)$$

### 2.4.2.2 Ανάλυση

Πραγματοποιείται στατική γραμμική ανάλυση υπό τα νεκρά και τα ωφέλιμα φορτία και τα μέλη του κύριου πλαισίου διαστασιολογούνται σύμφωνα με τις διατάξεις του EN1993 [9] για τους συνδυασμούς σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας.

Οι εσωτερικές δυνάμεις που οφείλονται σε σεισμική φόρτιση υπολογίζονται με τη συμβατική μέθοδο της Δυναμικής Φασματικής Ανάλυσης, όπου ο αριθμός των ιδιομορφών ταλάντωσης που λαμβάνονται σε κάθε κατεύθυνση είναι τέτοιος, ώστε το άθροισμα της ενεργούς μάζας να αποτελεί τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας. Το φάσμα σχεδιασμού θα πρέπει να ορίζεται με μέγιστο συντελεστή συμπεριφοράς ίσο με 4 για Κατηγορία Πλαστιμότητας Υψηλή και 3 για Κατηγορία Πλαστιμότητας Μέση. Σε περίπτωση που η σύνδεση INERD χρησιμοποιείται μόνον στο ένα άκρο του συνδέσμου δυσκαμψίας, ο συντελεστής συμπεριφοράς θα πρέπει να μειώνεται ανάλογα ( $q=3$  για ΚΠΥ και  $q=2$  για ΚΠΜ).

#### 2.4.2.3 Περιορισμός σχετικής παραμόρφωσης ορόφων

Για μια σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από το σεισμό σχεδιασμού, είναι σημαντικό να ικανοποιηθεί η απαίτηση περιορισμού των βλαβών. Με αυτόν τον τρόπο εξασφαλίζεται ότι, για μια σεισμική δράση με μικρότερη περίοδο επαναφοράς, τα μη δομικά στοιχεία του κτιρίου δε θα υποστούν σοβαρές βλάβες και ότι το κτίριο θα παραμείνει λειτουργικό χωρίς καμία ή ελάχιστη επισκευή. Σε γραμμικές αναλύσεις, οι μετατοπίσεις που προκαλούνται από το σεισμό σχεδιασμού  $d_s$  θα πρέπει να υπολογιστούν με βάση τις ελαστικές παραμορφώσεις  $d_e$  του δομικού συστήματος μέσω της έκφρασης:

$$d_s = q \cdot d_e \quad (2.4)$$

Στην περίπτωση που η υπεραντοχή  $\Omega$  των πλαστικών στοιχείων είναι μικρή, ο υπολογισμός των σχετικών παραμορφώσεων ορόφων σχεδιασμού με βάση το  $d_s$  είναι συντηρητικός, και μπορεί να χρησιμοποιηθεί ένα μειωτικός συντελεστής  $q_\Omega$ , ίσος με την υπεραντοχή των συνδέσεων, ως εξής:

$$d_s = q \cdot q_\Omega \cdot d_e \quad (2.5)$$

Η σχετική παραμόρφωση σχεδιασμού κάθε ορόφου  $d_r$  ορίζεται ως η διαφορά των μέσων τιμών των πλευρικών μετατοπίσεων στο πάνω και το κάτω μέρος κάθε ορόφου και πρέπει να περιορίζεται σύμφωνα με το EN1998-1. Η οριακή τιμή εξαρτάται από τον τύπο των μη δομικών μελών και την κατηγορία σπουδαιότητας του κτιρίου.

#### 2.4.2.4 Φαινόμενα δευτέρας τάξης:

Η πιθανή επίδραση των φαινομένων δευτέρας τάξης λαμβάνεται υπόψη με το συντελεστή ευαισθησίας των σχετικών παραμορφώσεων ορόφων  $\theta$  σύμφωνα με τις διατάξεις του EN1998-1. Ο συντελεστής  $\theta$  υπολογίζεται και για τις δύο κατευθύνσεις και για κάθε όροφο του κτιρίου:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h_{storey}} \quad (2.6)$$

όπου  $P_{tot}$  είναι το συνολικό βαρυντικό φορτίο του ορόφου που εξετάζουμε  
 $V_{tot}$  είναι η συνολική τέμνουσα βάσης του ορόφου

Εναλλακτικά, ο συντελεστής  $\theta$  μπορεί να υπολογιστεί με ανάλυση γραμμικού λυγισμού μέσω του συντελεστή  $\alpha_{cr}$ , ο συντελεστής με τον οποίο το φορτίο σχεδιασμού πρέπει να αυξηθεί προκειμένου να προκληθεί καθολική ελαστική αστάθεια. Η ανάλυση διεξάγεται υπό τα σταθερά φορτία βαρύτητας του σεισμικού σχεδιασμού ( $1,0 \cdot G + 0,3 \cdot \varphi \cdot Q$ ) και προκύπτουν οι ιδιομορφές λυγισμού. Επιλέγονται οι κυρίαρχες ιδιομορφές κατά τις κατευθύνσεις x και y και υπολογίζονται οι αντίστοιχες τιμές  $\alpha_{cr}$  ως εξής:

$$\alpha_{cr} = \frac{1}{\theta} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \quad (2.7)$$

όπου  $F_{cr}$  είναι το κρίσιμο φορτίο ελαστικού λυγισμού για καθολική αστάθεια με βάση την αρχική ελαστική δυσκαμψία  
 $F_{Ed}$  είναι το φορτίο σχεδιασμού για το σεισμικό σχεδιασμό

Προκειμένου να ληφθούν υπόψη οι ανελαστικές μετατοπίσεις του κτιρίου, το  $\alpha_{cr}$  διαιρείται με το συντελεστή  $q$ :

$$\theta = \frac{q}{\alpha_{cr}} \quad (2.8)$$

Οι διατάξεις του EN1998-1 δηλώνουν ότι εάν ο συντελεστής ευαισθησίας των σχετικών παραμορφώσεων περιορίζεται σε  $\theta \leq 0,1$ , τα φαινόμενα δεύτερης τάξης μπορούν να αγνοηθούν με ασφάλεια. Εάν  $0,1 < \theta \leq 0,2$ , τα φαινόμενα δευτέρας τάξης μπορούν να ληφθούν υπόψη με τον πολλαπλασιασμό των αντίστοιχων σεισμικών δράσεων με συντελεστή ίσο με  $\frac{1}{1-\theta}$ . Εάν  $0,2 < \theta < 0,3$ , θα πρέπει να γίνει πιο ακριβής ανάλυση δευτέρας τάξης. Δεν επιτρέπονται τιμές  $\theta > 0,3$ .

#### 2.4.2.5 Έλεγχος πλάστιμων στοιχείων:

##### a) Αξονική αντοχή:

Η αντοχή των συνδέσεων πείρου υπολογίζεται στα σημεία διαρροής και αστοχίας προκειμένου να σχεδιαστεί η κατασκευή έναντι στατικών και σεισμικών φορτίων. Η καμπύλη αξονικής δύναμης – αξονικής παραμόρφωσης είναι πρακτικά τρι-γραμμική όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.4. Η αντοχή διαρροής (Σημείο I) δίνεται ως το ελάχιστο δύο τιμών, ανάλογα με το αν ο πείρος συμπεριφέρεται κυρίως σε κάμψη ή διάτμηση:

$$P_{y, Rd} = \min \left\{ \frac{1,7 \cdot M_{pl}}{a_{red,I} \cdot \gamma_{py}} ; k_{pin} \frac{2 \cdot M_{pl}}{a \cdot \gamma_{py}} \right\} \quad (2.9)$$

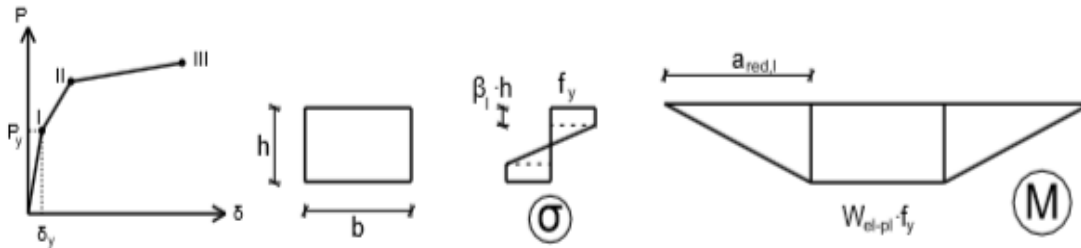
όπου  $M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y$  είναι η πλαστική ροπή διαρροής του πείρου

$a_{red,I} = a - 0,5 \cdot h$  είναι ο μειωμένος μοχλοβραχίονας για το σημείο I

$k_{pin} = 1 + 0,1 \cdot \frac{b}{h}$  είναι ο συντελεστής σχήματος πείρου με όρια  $1,1 \leq k_{pin} \leq 1,2$

$\gamma_{py} = 1,05$  είναι ο συντελεστής ασφαλείας για τη διαρροή λόγω αβεβαιότητας του μοντέλου

Η αντοχή διαρροής της σύνδεσης πρέπει να είναι μεγαλύτερη από την αξονική δύναμη των στατικών και συχνών σεισμικών συνδυασμών.



Σχήμα 2.4: Ορθές τάσεις στον πείρο και διάγραμμα ροπών στο σημείο της πρώτης διαρροής

Για τον υπολογισμό της οριακής αντοχής της σύνδεσης, χρησιμοποιείται ο μειωμένος μοχλοβραχίονας του σημείου III:

$$a_{red, III} = a - h \quad (2.10)$$

Για  $a_{red,III} \leq 0$  ο πείρος συμπεριφέρεται κυρίως διατμητικά, αν και μια τέτοια περίπτωση απαγορεύεται από τους γεωμετρικούς περιορισμούς του Πίνακα 2.2, καθώς δε συνιστάται. Η οριακή αντοχή σε αυτήν την περίπτωση είναι:

$$P_{u, Rd} = k_{pin} \cdot \frac{2 \cdot b \cdot h \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{pu}} \quad (2.11)$$

όπου  $\gamma_{pu} = 1,1$  ο συντελεστής ασφαλείας για το οριακό φορτίο λόγω αβεβαιότητας του μοντέλου

Για  $a_{red,III} > 0$  ο πείρος συμπεριφέρεται καμπτικά και διατμητικά (Σχήμα 2.5) και η οριακή αντοχή της σύνδεσης λόγω κάμψης του πείρου δίνεται στην Εξ.(2.12). Η υπολειπόμενη αντοχή του πείρου για την παραλαβή της διάτμησης καθορίζει την οριακή αντίσταση της σύνδεσης σε διάτμηση, όπως δίνεται στην Εξ. 2.13.

Ο συντελεστής  $\beta_{III}$  ορίζει το ποσοστό του πείρου που έχει υποστεί σημαντική πλαστική παραμόρφωση σε κάθε πλευρά, με  $0 \leq \beta_{III} \leq 0.5$ . Η οριακή αντοχή της σύνδεσης υπολογίζεται μέσω μιας επαναληπτικής διαδικασίας μεταβάλλοντας το συντελεστή  $\beta_{III}$ , έτσι ώστε οι δύο τιμές των εξισώσεων (2.12) και (2.13) να γίνουν ίσες.

$$P_{u, M, Rd} = k_{pin} \cdot \frac{4 \cdot M_u}{a_{red, III} \cdot \gamma_{pu}} \quad (2.12)$$

$$P_{u, V, Rd} = k_{pin} \cdot \frac{2 \cdot b \cdot (1 - 2 \cdot \beta_{III}) \cdot h \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{pu}} \quad (2.13)$$

όπου  $M_u = W_{u, pl} \cdot f_{mid}$  η πλαστική ροπή αστοχίας του πείρου

$f_{mid} = f_y + (f_u - f_y) \cdot \lambda_f / 2$  η μέγιστη ορθή τάση στο πείρο

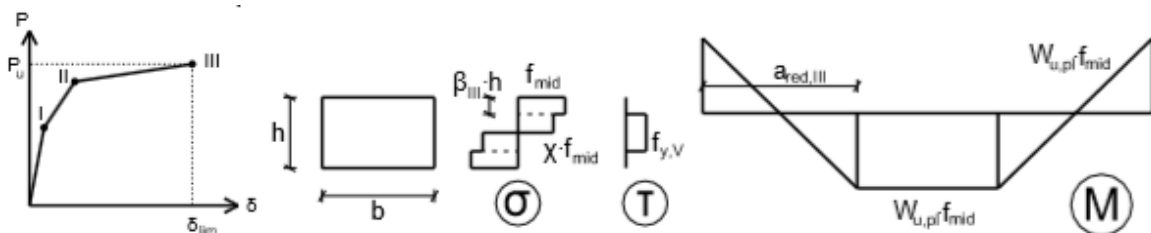
$\lambda_f = \left( \frac{a-h}{2 \cdot h} \right)^2$  ένας συντελεστής για την επιρροή της διάτμησης  $0 \leq \lambda_f \leq 1$

$W_{u, pl} = b \cdot h^2 \cdot \left[ \beta_{III} - \beta_{III}^2 + \chi \cdot (0,5 - \beta_{III})^2 \right]$  η πλαστική ροπή αντίστασης του πείρου,

λαμβάνοντας υπόψη τη μείωση λόγω των διατμητικών τάσεων

$$\chi = \sqrt{1 - (f_y / f_{mid})^2}$$

Η οριακή αντοχή της σύνδεσης πρέπει να είναι μεγαλύτερη από την αξονική δύναμη των σεισμικών συνδυασμών σχεδιασμού και χρησιμοποιείται επίσης στο σχεδιασμό των συνδετικών μελών.



Σχήμα 2.5: Ορθές και διατμητικές τάσεις του πείρου και διάγραμμα ροπών στο σημείο οριακής αντοχής

Παρατηρήθηκε γενικά ότι η αντοχή της σύνδεσης πείρου σε εφελκυσμό μπορεί να είναι κάπως μικρότερη από αυτήν σε θλίψη . Ωστόσο, αυτό το φαινόμενο ελαχιστοποιείται με σωστές λεπτομέρειες και δε λαμβάνεται υπόψη κατά τη διάρκεια του σχεδιασμού.

Η αξονική αντοχή στο σημείο II μπορεί να ληφθεί ως ο μέσος όρος των αντίστοιχων τιμών στα σημεία I και III.

b) Καθολική πλάστιμη συμπεριφορά:

Ένας συντελεστής υπεραντοχής ορίζεται για κάθε σύνδεση πείρου:

$$\Omega_i = \frac{P_{u, Rd, i}}{P_{Ed, i}} \quad (2.14)$$

Προκειμένου να επιτευχθεί μια ομοιογενής καθολική πλάστιμη συμπεριφορά της κατασκευής θα πρέπει να ελεγχθεί ότι η μέγιστη υπεραντοχή  $\Omega_{max}$  σε ολόκληρη την κατασκευή δεν διαφέρει περισσότερο από 25% από την ελάχιστη  $\Omega_{min}$  :

$$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}} \leq 1.25 \quad (2.15)$$

c) Αξονικές παραμορφώσεις:

Οι συνδέσεις INERD με πείρο πρέπει να αναλαμβάνουν σημαντικές παραμορφώσεις προκειμένου να καταστρέφουν ενέργεια, οπότε πρέπει να επαληθεύεται ότι έχουν επαρκή ικανότητα παραμόρφωσης. Αυτό μπορεί να επιτευχθεί με τον περιορισμό της σχετικής παραμόρφωσης ορόφων:

$$d_r \leq \frac{1,6 \cdot a}{\cos \varphi} \quad (2.16)$$

όπου  $H$  το ύψος του υπό εξέταση ορόφου  
 $\varphi$  η γωνία του συνδέσμου δυσκαμψίας με την οριζόντια γραμμή

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι εάν χρησιμοποιείται μια μόνον σύνδεση INERD στα άκρα του συνδέσμου, η οριακή τιμή της Εξ. 2.16 πρέπει να μειωθεί κατά 50%.

#### 2.4.2.6 Έλεγχος μη πλάστιμων στοιχείων

Οι δοκοί, τα υποστυλώματα και οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας του πλαισίου, καθώς και τα μη πλάστιμα στοιχεία των συνδέσεων (πλάκες, κοχλίες, συγκολλήσεις κλπ.) σχεδιάζονται με βάση

την αντοχή των πείρων κι όχι με τη δράση που υπολογίζεται από την ανάλυση, προκειμένου να εξασφαλιστεί η καταστροφή ενέργειας και ο μηχανισμός αστοχίας.

- a) Η αντοχή  $R_d$  των συγκολλήσεων ή των κοχλιών της σύνδεσης INERD με πείρο πρέπει να ικανοποιεί το κριτήριο:

$$R_d \geq 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot P_{u, Rd} \quad (2.17)$$

όπου  $P_{u, Rd}$  είναι η οριακή αντοχή της σύνδεση πείρου που εξετάζεται  
 $\gamma_{ov} = 1,25$  είναι ο προτεινόμενος συντελεστής υπεραντοχής

Για κοχλιωτές συνδέσεις, θα πρέπει να χρησιμοποιούνται κοχλίες υψηλής ανθεκτικότητας έναντι τριβής (Κατηγορίες B, C ή E σύμφωνα με το EN1993-1-8).

- b) Τα διαγώνια μέλη πρέπει να ελέγχονται σε διαρροή και λυγισμό υποθέτοντας την εξάντληση της αντοχής των πείρων στα άκρα τους:

$$N_{Ed} \geq 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot P_{u, Rd} \quad (2.18)$$

όπου  $\gamma_{ov} = 1,25$  είναι ο προτεινόμενος συντελεστής υπεραντοχής

- c) Οι δοκοί και τα υποστυλώματα που είναι συνδεδεμένα στους συνδέσμους δυσκαμψίας με εύκαμπτες συνδέσεις INERD πρέπει να πληρούν την ακόλουθη ελάχιστη απαίτηση αντοχής:

$$N_{pl, Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed, G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{\min} \cdot N_{Ed, E} \quad (2.19)$$

όπου  $N_{pl, Rd}(M_{Ed})$  είναι η αξονική αντοχή σχεδιασμού του μέλους του πλαισίου σύμφωνα με τον EN1993, λαμβάνοντας υπόψη την αλληλεπίδραση με την ροπή κάμψης  $M_{Ed}$   
 $N_{Ed, G}$  είναι η αξονική δύναμη του μέλους του πλαισίου λόγω των μη σεισμικών δράσεων των σεισμικών συνδυασμών  
 $N_{Ed, E}$  είναι η αξονική δύναμη του μέλους του πλαισίου λόγω των σεισμικών δράσεων των σεισμικών συνδυασμών  
 $\Omega_{\min}$  η ελάχιστη τιμή όλων των συνδέσεων με πείρο των διαγωνίων

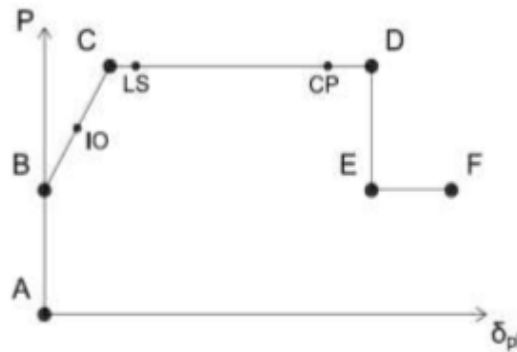
### 2.4.3 Σχεδιασμός για μη γραμμική ανάλυση (Στατική Ανελαστική Ανάλυση)

Το δομικό μοντέλο που χρησιμοποιείται για την ελαστική ανάλυση πρέπει να επεκταθεί ώστε να συμπεριλάβει την απόκριση των δομικών στοιχείων πέρα από την ελαστική περιοχή και να εκτιμήσει τους αναμενόμενους πλαστικούς μηχανισμούς και την κατανομή των βλαβών μέσω μιας

στατικής ανελαστικής ανάλυσης. Επειδή τα όγκιμα στοιχεία είναι οι συνδέσεις INERD με πείρο, τα γραμμικά ελατήρια που αναφέρθηκαν θα αντικατασταθούν από μη γραμμικά ελατήρια των οποίων οι ιδιότητες καθορίστηκαν από τα πειραματικά αποτελέσματα και τις αναλύσεις Πεπερασμένων Στοιχείων.

Ο προτεινόμενος νόμος υλικού των μη γραμμικών ελατηρίων φαίνεται στο Σχήμα 2.6. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι η καμπύλη μπορεί να είναι συντηρητική σε σχέση με τις μονοτονικές καμπύλες των δοκιμών, χωρίς να λαμβάνονται υπόψη οι ευνοϊκές επιδράσεις όπως η κράτυνση, φαινομένων τρίτης τάξης κλπ. Επιπλέον, στην καμπύλη καθορίζονται τρεις στάθμες επιτελεστικότητας, Άμεση Χρήση (IO), Προστασία Ζωής (LS) και Οιονεί Κατάρρευση (CP). Οι τιμές που προτείνονται στο Σχήμα 2.6 αναφέρονται στην απόκριση της σύνδεσης τόσο σε θλίψη όσο και σε εφελκυσμό, καθώς θεωρείται ότι οι γεωμετρικές απαιτήσεις (Πίνακας 2.2) ικανοποιούνται, ή ότι η πλευρική κάμψη των πλακών εμποδίζεται με μηχανικά μέσα.

Σημείο	P	$\delta_{pl}$
A	0	0
B	$P_{yd}$	0
C	$P_{ud}$	$0,5 \cdot h$
D	$P_{ud}$	a
E	$0,5 \cdot P_{ud}$	a
F	$0,5 \cdot P_{ud}$	$1,5 \cdot a$
Κριτήρια αποδοχής ( $\delta_{pl}$ )		
IO	$0,25 \cdot h$	
LS	$0,6 \cdot h$	
CP	$0,8 \cdot a$	



Σχήμα 2.6: Προτεινόμενες ιδιότητες του μη γραμμικού ελατηρίου της σύνδεσης INERD με πείρο

Οι ιδιότητες των μη πλάστιμων στοιχείων υπολογίζονται σύμφωνα με τις διατάξεις των σχετικών κωδικών (π.χ. FEMA-356 [21]). Εφόσον το πλαίσιο είναι ενισχυμένο, όλα τα μέλη υποβάλλονται κυρίως σε αξονικές δυνάμεις. Ως εκ τούτου, τα υποστυλώματα και οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας πρέπει να έχουν δυνατές “αρθρώσεις” που επιτρέπουν την διαρροή σε εφελκυσμό και το λυγισμό σε θλίψη (σε συνδυασμό με ροπή κάμψης, αν υπάρχει). Εναλλακτικά, τα μη πλάστιμα στοιχεία μπορούν να μοντελοποιηθούν χωρίς αρθρώσεις αρκεί να επαληθεύεται ότι όλες οι ενεργές δυνάμεις και ροπές παραμένουν κάτω από την αντίστοιχη πλαστική αντοχή.

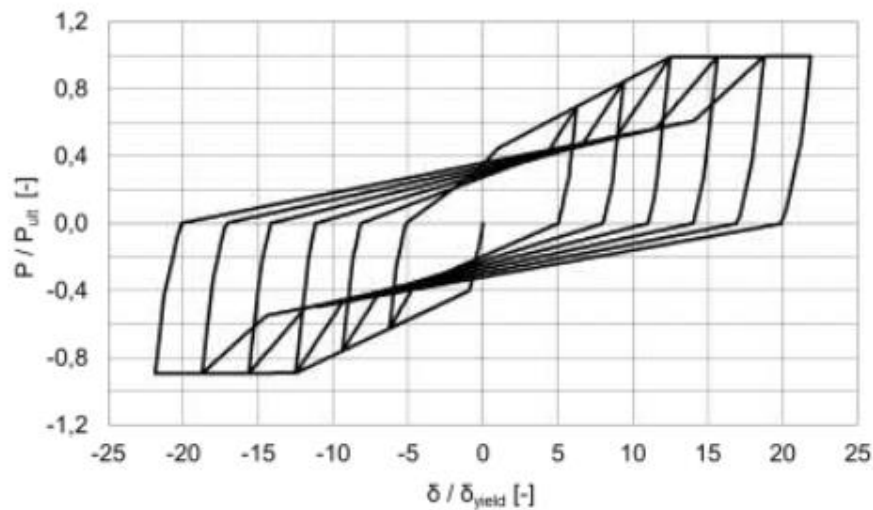
#### 2.4.4 Σχεδιασμός για μη γραμμική δυναμική ανάλυση

Ο πιο ακριβής τρόπο διερεύνησης της σεισμικής απόκρισης ενός μεταλλικού κτιρίου με συνδέσεις INERD με πείρο είναι η εκτέλεση μιας μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης με σεισμικό επιταχυνσιογράφημα. Αυτός ο τύπος ανάλυσης παρέχει λεπτομερή καταγραφή της συνολικής



απόκρισης της κατασκευής, της συσσωρευμένης βλάβης των συνδέσεων, της μέγιστης και υπολειπόμενης σχετικής παραμόρφωσης ορόφων κλπ.

Ο μη γραμμικός νόμος που χρησιμοποιήθηκε για τα ελατήρια της σύνδεσης INERD για τη μη γραμμική στατική ανάλυση, που περιγράφεται στην §2.4.3, πρέπει να επεκταθεί για να επιδείξει επαρκή υστερητική συμπεριφορά. Ο προτεινόμενος υστερητικός νόμος φαίνεται στο Σχήμα 2.7. Καθορίστηκε στο λογισμικό OpenSees [29], με την παράλληλη χρήση δύο υστερητικών υλικών με διαφορετικούς νόμους δύναμης-παραμόρφωσης και μείωσης της πληρότητας των βρόχων, προκειμένου να βαθμονομήσει με ακρίβεια την υστερητική συμπεριφορά με τα αποτελέσματα των ανακυκλιζόμενων δοκιμών.



Σχήμα 2.7: Υστερητική συμπεριφορά του μη γραμμικού ελατηρίου της σύνδεσης INERD με πείρο [13]

Ως αποτέλεσμα της σεισμικής απόκρισης της κατασκευής θα αναπτυχθούν σημαντικές αξονικές παραμορφώσεις μέσα στις συνδέσεις. Από την ιστορία της αξονικής δύναμης και της πλαστικής παραμόρφωσης της σύνδεσης, ο δείκτης βλάβης για κύκλους φόρτισης με μεταβλητό πλάτος μπορεί να προσδιοριστεί με το νόμο Palmgren-Miner για συσσωρευμένη βλάβη. Ο αριθμός των κύκλων που πρέπει να αντέχει το σύστημα υπαγορεύεται από τις απαιτήσεις σε ολιγοκυκλική κόπωση, στις οποίες χρησιμοποιούνται οι ιστορίες των παραμορφώσεων και όχι οι ιστορίες των τάσεων, που είναι περισσότερο κατάλληλες για κόπωση πολλών κύκλων. Τα εύρη των σχετικών παραμορφώσεων ορόφων ανά κύκλο μπορούν να εφαρμοστούν στην πειραματική καμπύλη κόπωσης που προέκυψε κατά τη διάρκεια των δοκιμών της Λισαβόνας, προκειμένου να υπολογιστεί ο αριθμός των αντιπροσωπευτικών κύκλων  $N$ .



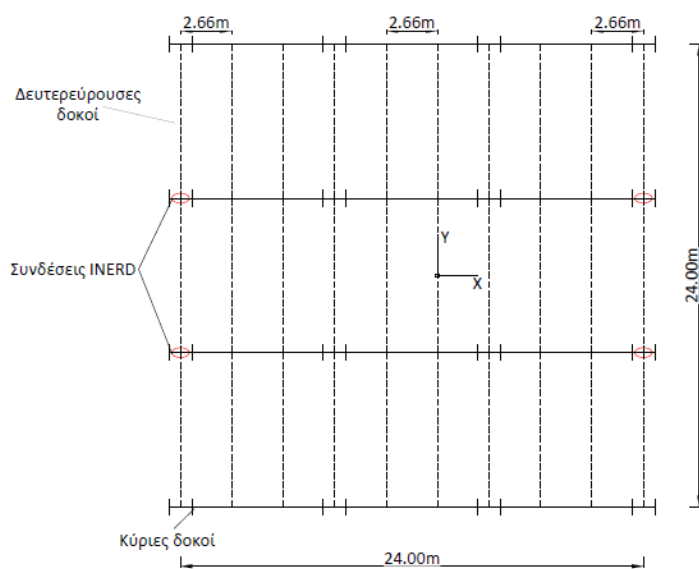
### 3 Παρουσίαση και σχεδιασμός των κτιρίων

Στα πλαίσια της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις βασιζόμενες σε ένα κτίριο ύψους 6 ορόφων, και σε ένα μικρότερου ύψους 3 ορόφων. Το εξαώροφο κτίριο διαστασιολογήθηκε στην διπλωματική εργασία της συγγραφέως Καπετανάκη Ε. (2018) [14], επομένως παρουσιάζονται αναλυτικά οι υπολογισμοί για τη διαστασιολόγηση του τριώροφου κτιρίου με συνδέσεις INERD.

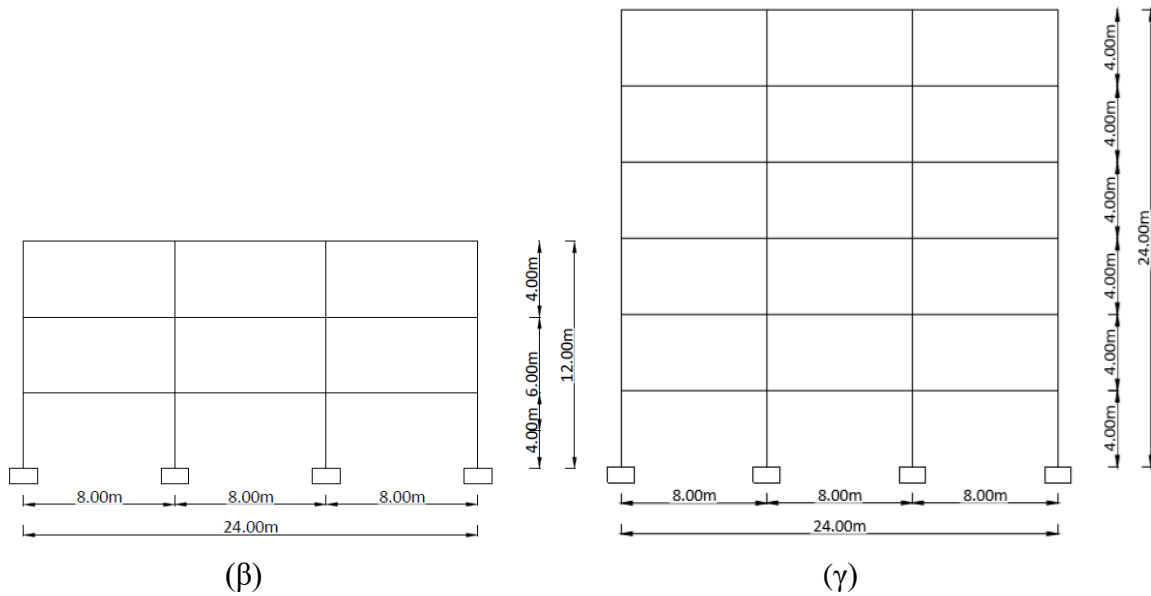
#### 3.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά και φορτία

Τα εξεταζόμενα κτίρια έχουν όμοια κάτοψη, διαφέροντας μόνο σε ύψος, όπου το πρώτο έχει ύψος 24m και το δεύτερο 12m, με ύψος τυπικού ορόφου 4m. Η κάτοψη του κάθε ορόφου είναι τετραγωνική με πλευρά 24m (Σχήμα 3.1α). Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου αποτελείται από μεταλλικές δοκούς, μεταλλικά υποστυλώματα, ενώ η πλάκα του κάθε ορόφου είναι σύμμικτη από οπλισμένο σκυρόδεμα. Στην διεύθυνση (X) το κτίριο αποτελείται από 4 πλαίσια ροπής (Σχήμα 3.1β), 3 φατνωμάτων ανοίγματος 8m, και τα υποστυλώματα εδράζονται με πακτώσεις. Στην άλλη διεύθυνση (Y), ο σεισμός παραλαμβάνεται από τις συνδέσεις INERD στα άκρα των συνδέσεων δυσκαμψίας, στα εξωτερικά πλαίσια του φορέα (Σχήμα 3.2). Στην Y διεύθυνση τα υποστυλώματα είναι αρθρωτά στο έδαφος.

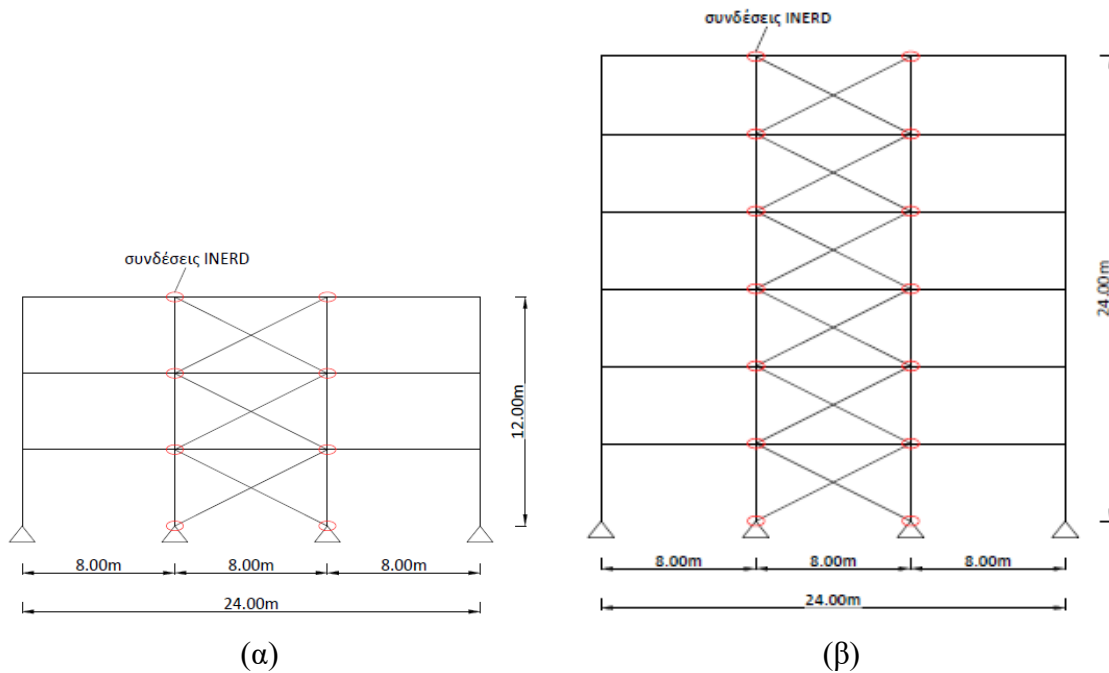
Η σύμμικτη πλάκα εδράζεται πάνω σε δευτερεύουσες δοκούς, και συνδέεται με αυτές μέσω διατμητικών ήλων. Τα κατακόρυφα φορτία μεταφέρονται από τις δευτερεύουσες στις κύριες δοκούς. Οι δευτερεύουσες δοκοί τοποθετούνται ανά 2,66m και εδράζονται αμφιαρθρωτά στις κύριες. Οι κύριες δοκοί είναι τύπου HEA, συνδέουν τα υποστυλώματα στην διεύθυνση X και εδράζονται σε αυτά με πακτώσεις, καθώς επίσης δεν συνδέονται διατμητικά με την σύμμικτη πλάκα.



(α)



Σχήμα 3.1: (α) Τυπική κάτοψη κτιρίου (β) Πλαίσια Ροπής στη διεύθυνση X – τριώροφο κτίριο (γ) Πλαίσια Ροπής στη διεύθυνση X – εξαώροφο κτίριο



Σχήμα 3.2 (α) Τριώροφο πλαίσιο με συνδέσεις INERD (β) Εξαώροφο πλαίσιο με συνδέσεις INERD

Τα βαρυντικά και σεισμικά φορτία συνοψίζονται στον Πίνακα 3.1 σύμφωνα με τις διατάξεις του EN1991-1-1 [8]. Ο συντελεστής συμπεριφοράς λαμβάνεται ίσος με 4, όπως προτείνεται για Κατηγορία Πλαστικότητας Υψηλή. Αξίζει να σημειωθεί ότι ο συντελεστής συμπεριφοράς για το

εξάωροφο κτίριο είχε θεωρηθεί αρχικά ίσος με 3 με την υπόθεση ότι το κτίριο ανήκει σε κατηγορία μέσης πλαστιμότητας. Γι' αυτό το λόγο, έγινε επανεξέταση του πλαισίου λαμβάνοντας στη σεισμική απόκριση συντελεστή συμπεριφοράς  $q=4$ , ούτως ώστε να ανήκει σε ΚΠΥ. Με την αλλαγή του συντελεστή συμπεριφοράς για το εξάωροφο κτίριο, οι διατομές των αντισεισμικών συνδέσεων απορρόφησης ενέργειας INERD παρέμειναν ίδιες, καθώς κρίσιμη φόρτιση για την διαστασιολόγηση τους ήταν τα στατικά φορτία και όχι ο σεισμός. Ίδιες παραμένουν και οι διατομές των υποστυλωμάτων και χιαστί συνδέσμων, καθώς η διαστασιολόγησή τους εξαρτώνται από τις διατομές των συνδέσεων INERD.

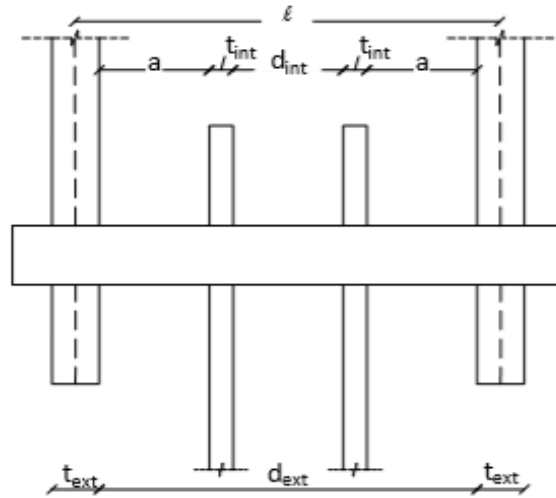
Πίνακας 3.1 Φορτία κατά EN 1991-1-1 [8]

<u>Κατακόρυφα φορτία</u>	
IB σύμμικτης πλάκας & χαλυβδοφύλλου	2,75 kN/m <sup>2</sup>
Πρόσθετα μόνιμα για ενδιάμεσους ορόφους (από επικαλύψεις, ψευδοροφές, services)	0,7 kN/m <sup>2</sup>
Πρόσθετα μόνιμα για ανώτερο όροφο	1 kN/m <sup>2</sup>
IB περιμετρικής τοιχοποιίας	4 kN/m
Συνολικό κινητό φορτίο	3,80 kN/m <sup>2</sup>
<u>Χαρακτηριστικά Φάσματος Σχεδιασμού</u>	
Ελαστικό φάσμα απόκρισης	Τύπου 1
Εδαφική επιτάχυνση αναφοράς	0,24g
Κατηγορία Σπουδαιότητας II	$\gamma_I=1,00$
Κατηγορία εδάφους	C
Συντελεστής Συμπεριφοράς $q$ για ΚΠΥ	4

### 3.2 Ανάλυση και σχεδιασμός τριώροφου κτιρίου με συνδέσεις INERD

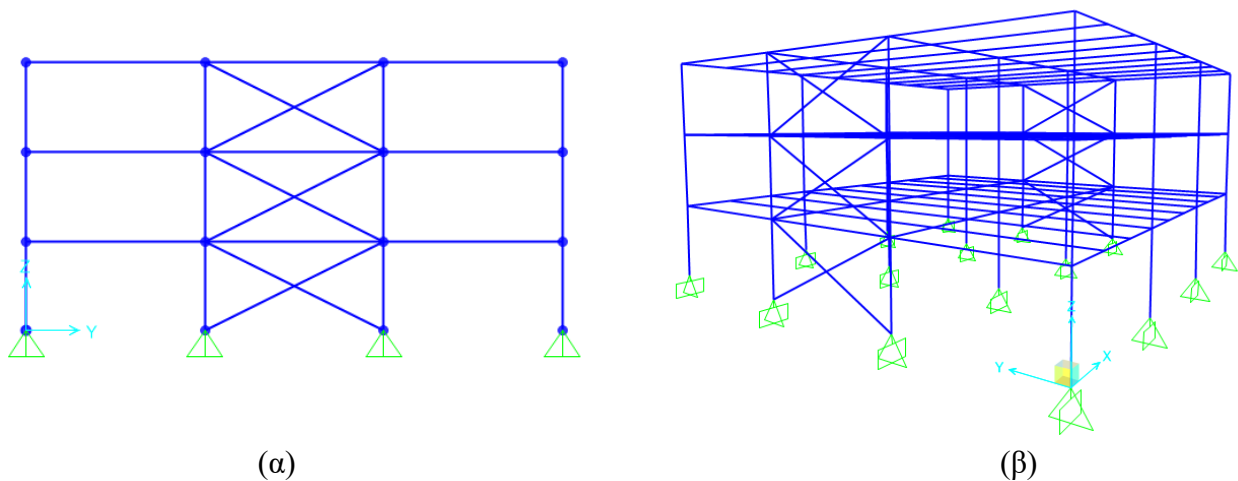
Η διαστασιολόγηση του φορέα (τριώροφο κτίριο) πραγματοποιήθηκε με χρήση του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων SAP2000 v20.0.0.[33]. Όλα τα μέλη του φορέα προσομοιώνονται ως frame elements. Τα υποστυλώματα τοποθετούνται με κατάλληλο προσανατολισμό, με στόχο οι ισχυροί τους άξονες να ενεργοποιούνται για φορτία εντός των πλαισίων ροπής. Οι κεντρικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας συνδέονται στο μέσο τους, συνεπώς το μήκος λυγισμού του συνδέσμου λαμβάνεται ίσο με το μισό του πραγματικού για εντός και εκτός του επιπέδου. Για την σωστή κατανομή των κατακόρυφων φορτίων χρησιμοποιήθηκαν no-section area elements σε κάθε επίπεδο ορόφου. Το δάπεδο κάθε ορόφου θεωρείται ότι δρα ως διάφραγμα, με αποτέλεσμα όλοι οι κόμβοι του να κινούνται ως ένας στερεός δίσκος. Στο στάδιο της διαστασιολόγησης, οι συνδέσεις INERD μοντελοποιήθηκαν ως γραμμικά/αξονικά ελατήρια μηδενικού μήκους, εφαρμόζοντας στα άκρα των χιαστί συνδέσμων δυσκαμψία αξονικά ελατήρια

δυσκαμψίας  $K_{pin} = \frac{8 \cdot E \cdot I}{a \cdot I^2 \cdot a \cdot (3 - 4 \cdot a)}$  για δύο εσωτερικές πλάκες σύνδεσης. Για τις μη γραμμικές αναλύσεις, τα γραμμικά ελατήρια μηδενικού μήκους αντικαταστήθονται από μη γραμμικά ελατήρια, των οποίων οι ιδιότητες και νόμος υλικού ορίζονται ξεχωριστά για την κάθε σύνδεση όπως περιγράφεται στο Σχήμα 2.6.



Σχήμα 3.3: Διαμόρφωση πείρου με δύο εσωτερικές πλάκες σύνδεσης.

Οι διατομές των υποστυλωμάτων, των δοκών, των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας καθώς η σύμμικτη πλάκα υπολογίστηκαν για τις Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας και Λειτουργικότητας σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 και 4, και τέλεσαν την αρχή των επαναλήψεων για να διαστασιολογηθεί ο φορέας υπό σεισμική ένταση. Τα αποτελέσματα για τον τελικό σχεδιασμό της σύμμικτης πλάκας και των δευτερευουσών δοκών είναι ίδια με αυτά του εξάωροφου κτιρίου και παρουσιάζονται αναλυτικά στη διπλωματική εργασία (2018) [14].



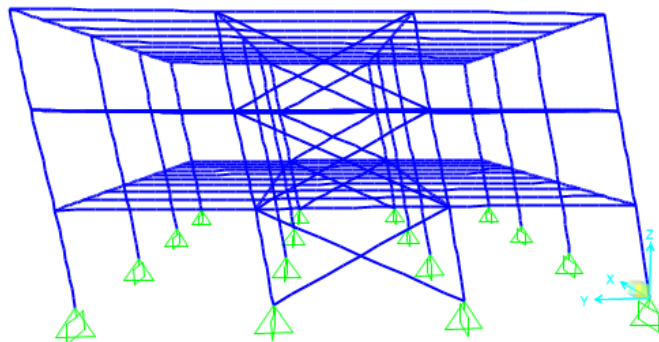
Σχήμα 3.4: (α) Όψη κτιρίου στο SAP2000 κατά YZ. (β) Τρισδιάστατη όψη κτιρίου στο SAP2000.

Η αρχική μελέτη του κτιρίου έναντι σεισμού έγινε μέσω της Ιδιομορφικής Ανάλυσης Φάσματος Απόκρισης, η οποία περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης, ούτως ώστε να υπολογιστούν τα πλευρικά φορτία για τη διαστασιολόγηση των συνδέσεων INERD. Κατά την επίλυση και διαστασιολόγηση του φορέα απαιτήθηκε να ορισθούν 5 ιδιομορφές έτσι ώστε το άθροισμα των δρώσεων ιδιομορφικών μαζών να φτάσει στο 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας του συστήματος.

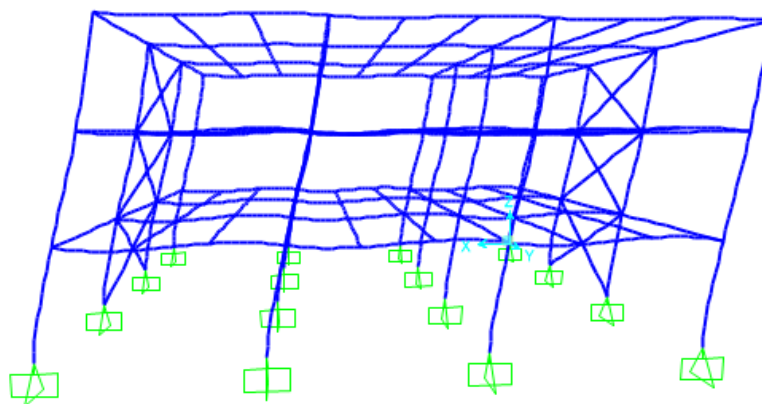
Οι τελικές διατομές όλων των μελών (κύριες δοκοί, υποστυλώματα, συνδέσεις INERD) επιλέχθηκαν από επαναληπτική διαδικασία, με την ικανοποίηση των απαιτήσεων των αντισεισμικών κανονισμών για το καθένα ξεχωριστά σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 και τις διατάξεις που αναφέρονται στο κεφάλαιο §2 για τις αντισεισμικές συνδέσεις απορρόφησης ενέργειας. Παρακάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των ιδιομορφών. Η πρώτη και η δεύτερη ιδιομορφή είναι μεταφορικές, ενώ η τρίτη περιστροφική και για τις δύο διευθύνσεις.

Πίνακας 3.2: Χαρακτηριστικά ιδιομορφών

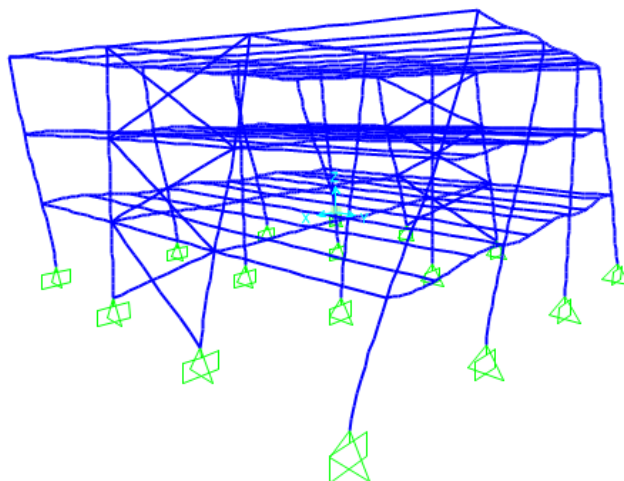
Modal Participating Mass Ratios								
StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Mode	1	1,02	6,44E-18	0,84721	1,111E-16	6,44E-18	0,84721	1,111E-16
Mode	2	0,86	0,8428	5,123E-19	1,624E-15	0,8428	0,84721	1,735E-15
Mode	3	0,70	1,729E-17	1,776E-20	2,466E-16	0,8428	0,84721	1,982E-15
Mode	4	0,38	2,094E-15	0,12339	1,167E-15	0,8428	0,9706	3,148E-15
Mode	5	0,26	0,12086	5,551E-18	1,492E-13	0,96366	0,9706	1,523E-13



Σχήμα 3.5: Παραμόρφωση κατά την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή κατά Y, T<sub>1</sub>=1,02sec



Σχήμα 3.6: Παραμόρφωση κατά την 2<sup>η</sup> ιδιομορφή ,  $T_2=0,86\text{sec}$

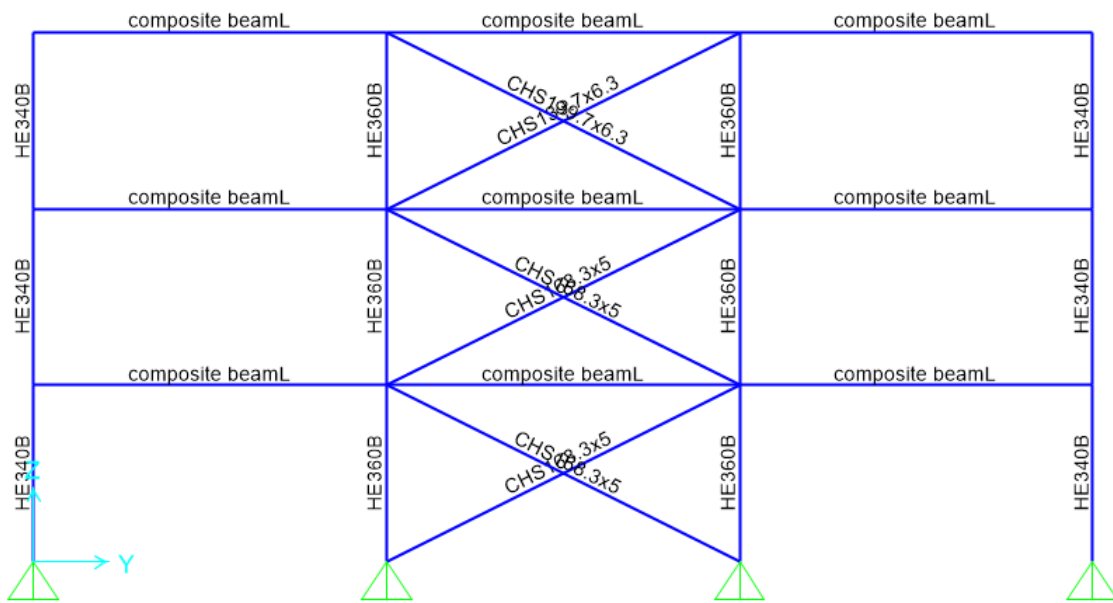


Σχήμα 3.7: Παραμόρφωση κατά την 3<sup>η</sup> ιδιομορφή ,  $T_3=0,70\text{sec}$

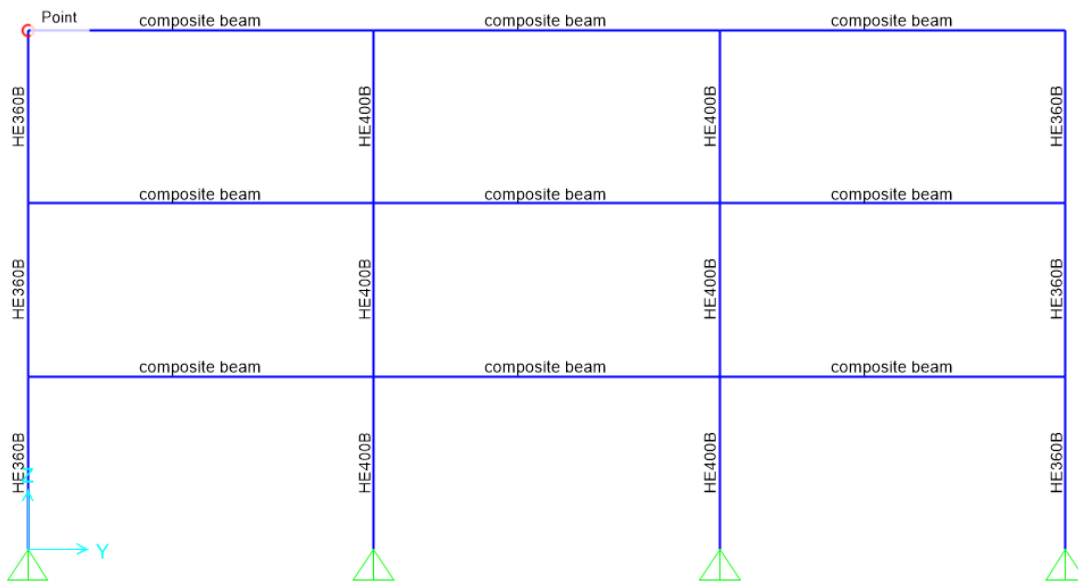
Για τα μεταλλικά στοιχεία (πλην των πείρων των συνδέσεων INERD), ο χάλυβας είναι κατηγορίας S355, με μέτρο ελαστικότητας  $E=210\text{GPa}$ . Όσο αφορά τον χάλυβα των συνδέσεων INERD, το υλικό του πείρου πρέπει να είναι ίσης ή μικρότερης ποιότητας από αυτό των πλακών σύνδεσης, έτσι ώστε να περιορίζεται η πλαστικοποίηση των εξωτερικών αλλά και εσωτερικών πλακών. Λόγω της υπεραντοχής που εμφανίζει ο χάλυβας ποιότητας S235, επιλέχθηκε για τους πείρους χάλυβας αντοχής S275.

Για τα εξωτερικά πλαίσια για  $Y=0$  και  $Y=24$  (Σχήμα 3.8) τα υποστυλώματα είναι διατομής HEB340 και HEB360, ενώ για  $Y=8$  και  $Y=16$  (Σχήμα 3.9) στα εσωτερικά πλαίσια είναι HEB360 και HEB400. Σε αυτή τη διεύθυνση τα δοκάρια είναι σύμμικτα διατομής IPE220.





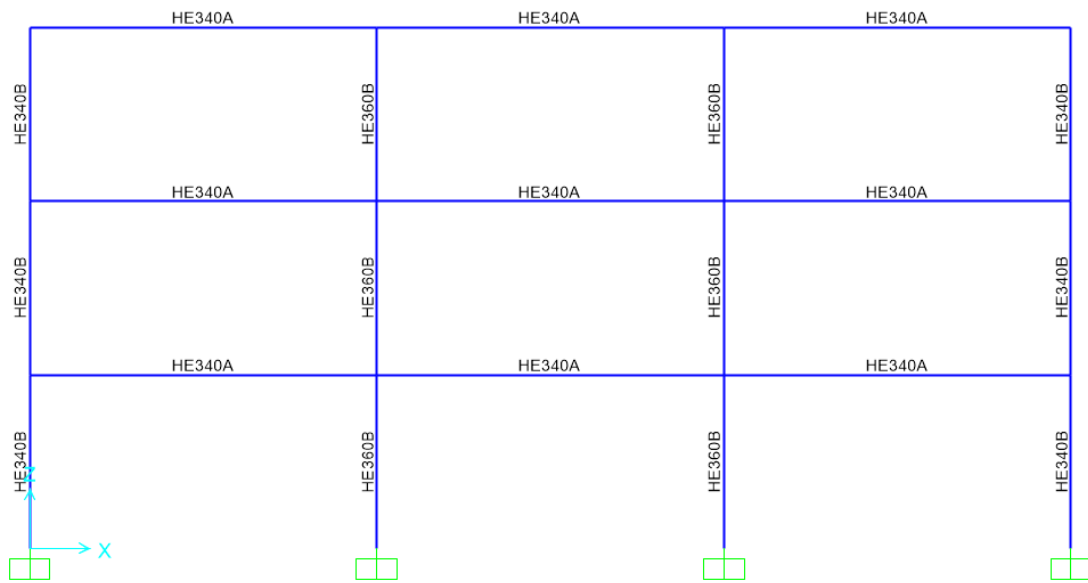
Σχήμα 3.8: Εξωτερικό πλαίσιο κτιρίου με συνδέσεις INERD (Y=0 & Y=24)



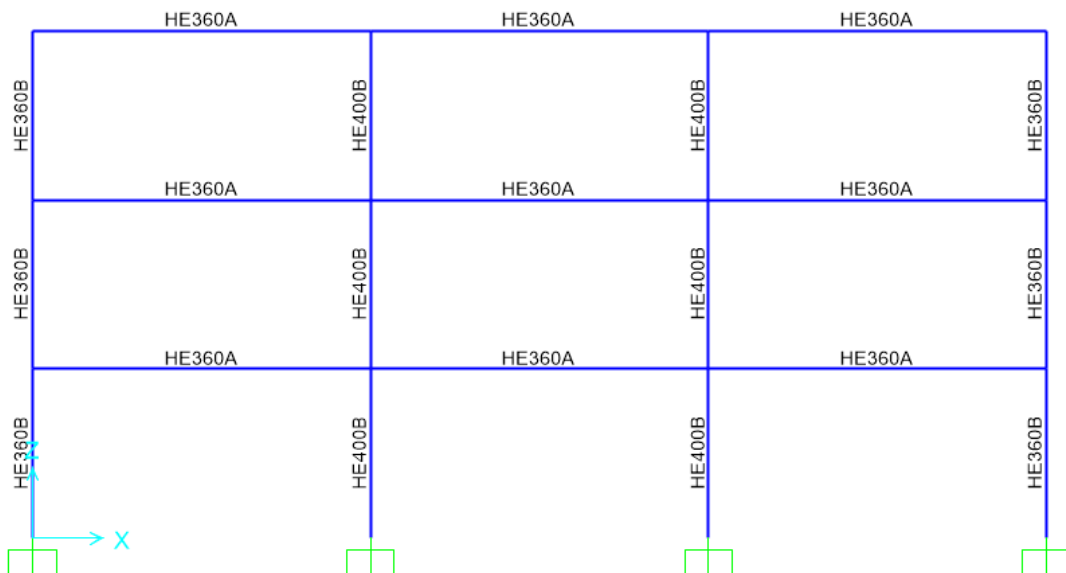
Σχήμα 3.9: Εσωτερικό πλαίσιο κτιρίου (Y=8 & Y=16)

Στη διεύθυνση X, για τα εξωτερικά πλαίσια ροπής, δηλαδή για X=0 και X=24 (Σχήμα 3.10), τα υποστυλώματα είναι διατομής HEB340 και HEB360, ενώ για τα εσωτερικά επιλέχθηκε διατομή

HEB360 και HEB400 (Σχήμα 3.11). Οι κύριες δοκοί είναι διατομής HEA340 για τα εξωτερικά πλαίσια και HEA360 για τα εσωτερικά.



Σχήμα 3.10: Εξωτερικό πλαίσιο ροπής για  $X=0$  &  $X=24$



Σχήμα 3.11: Εσωτερικό πλαίσιο ροπής για  $X=8$  &  $X=16$

### 3.3 Διαστασιολόγηση συνδέσεων απορρόφησης ενέργειας INERD

Για τον προσδιορισμό των ιδιοτήτων της σύνδεσης με αυξημένη ακρίβεια και να υπολογιστούν οι απαιτήσεις ολκιμότητας και υπεραντοχής του πλαισίου, εφαρμόστηκε η λεπτομερής μεθοδολογία της §2.4.2. Επίσης υπενθυμίζεται ότι το υλικό του πείρου είναι χάλυβας S275, ενώ των πλακών S355 ούτως ώστε να περιορίζεται η πλαστικοποίηση των πλακών.

Σε πρώτο στάδιο, οι συνδέσεις INERD δε λαμβάνονται υπόψη και το πλαίσιο προσομοιώνεται σαν να είχε συνδέσεις πλήρους αντοχής. Μοναδική σημαντική διαφορά είναι ότι λαμβάνονται υπόψη όλες οι διαγώνιοι, αφού δεν ισχύει η βασική παραδοχή των κλασσικών πλαισίων, σύμφωνα με την οποία αγνοείται η συνεισφορά τους εφόσον θλίβονται.

Με βάση τις αρχικές διατομές του πλαισίου, σχεδιάζονται οι συνδέσεις INERD. Είναι προφανές, ότι ο σχεδιασμός των συνδέσεων επηρεάζει άμεσα τον ικανοτικό σχεδιασμό, με αποτέλεσμα να απαιτείται μια επαναληπτική διαδικασία μέσω της οποίας θα προκύψουν οι τελικές συνδέσεις INERD και τα αντίστοιχα μέλη του πλαισίου. Πιο συγκεκριμένα, αφού σχεδιαστούν οι συνδέσεις για πρώτη φορά, πραγματοποιείται ο ικανοτικός σχεδιασμός, βάσει του οποίου θα προκύψουν νέες, βαρύτερες διατομές για τα υποστυλώματα. Αυτό σημαίνει ότι είναι πιθανό να μεταβληθεί και η απόσταση των εξωτερικών πλακών των συνδέσεων, μειώνοντας έτσι την αντοχή τους. Κατά συνέπεια, απαιτείται τροποποίηση των συνδέσεων και νέος ικανοτικός σχεδιασμός, μέχρι οι συνδέσεις INERD να είναι συμβατές με τις διατομές που ικανοποιούν τον ικανοτικό σχεδιασμό. Στο παρόν, παρουσιάζονται μόνο τα τελικά αποτελέσματα της ανωτέρω επαναληπτικής διαδικασίας.

Ο αρχικός σχεδιασμός για τις διαστάσεις του πείρου, την ελάχιστη απόσταση μεταξύ των πλακών και το πάχος των εξωτερικών και εσωτερικών πλακών βασίστηκε στις γεωμετρικές απαιτήσεις (Πίνακας 2.2). Η τελική επιλογή έγινε μετά από επαναληπτική διαδικασία, ούτως ώστε να ικανοποιούνται όλοι οι έλεγχοι που αναφέρονται στο Κεφάλαιο 2. Η επιλογή όλων των ιδιοτήτων (πάχος και ύψος πείρου, αποστάσεις πλακών κλπ.) της σύνδεσης επιλέχθηκε για κάθε όροφο ξεχωριστά, προσαρμόζοντας την αντοχή διαρροής και την οριακή αντοχή στα εκάστοτε εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται στο φορέα.

#### 3.3.1 Γεωμετρικός σχεδιασμός συνδέσεων για γραμμική ελαστική ανάλυση

Παρουσιάζονται αναλυτικά οι διαστάσεις και η δυσκαμψία για την ικανοποίηση των γεωμετρικών απαιτήσεων της σύνδεσης για κάθε όροφο. Σε κάθε άκρο του διαγώνιου συνδέσμου δυσκαμψίας προσομοιώθηκε στο πρόγραμμα SAP2000 γραμμικό ελατήριου μηδενικού μήκους δυσκαμψίας  $K_{pin}$ .

- τάση διαρροής χάλυβα πείρου:  $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$
- τάση αστοχίας χάλυβα πείρου:  $f_u = 430 \text{ N/mm}^2$
- τάση διαρροής χάλυβα πλακών:  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$

Σύμφωνα με την εξίσωση (2.1), το πραγματικό όριο διαρροής των πείρων δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερο από:  $f_{y, \max} = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 275 = 378 \text{ MPa}$ .

Τα τελικά γεωμετρικά χαρακτηριστικά σύνδεσης INERD με πείρο, για ορθογωνική διατομή πείρου με δύο εσωτερικές πλάκες και σύνδεση σε υποστυλώματα διατομής HEB360 παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.3. Η σταθερά δυσκαμψίας ορίζεται από την Εξίσωση (2.3).

Πίνακας 3.3:Γεωμετρικά χαρακτηριστικά σύνδεσης INERD με πείρο

	<b>1<sup>ος</sup> όροφος</b>	<b>2<sup>ος</sup> όροφος</b>	<b>3<sup>ος</sup> όροφος</b>
Ύψος πείρου $h$ (mm)	40	35	30
Πλάτος πείρου $b$ (mm)	45	45	35
Ροπή αδρανείας διατομής πείρου $I = b \cdot h^3 / 12$ (mm <sup>4</sup> )	240000	160781,25	78750
Ροπή αντίστασης διατομής πείρου $W_{pl} = b \cdot h^2 / 4$ (mm <sup>3</sup> )	18000	13781,25	7875
Πλαστική ροπή αντοχής πείρου $M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y$ (kN*m)	4,95	3,79	2,17
καθαρή απόσταση εξωτ. πλακών $d_{ext}$ (mm)	360	360	360
πάχος εξωτ. πλακών $t_{ext}$ (mm)	30	30	30
αξονική απόσταση εξωτ. πλακών $l$ (mm)	390	390	390
καθαρή απόσταση εσωτ. πλακών $d_{int}$ (mm)	175	155	185
πάχος εσωτ. Πλακών $t_{int}$ (mm)	20	20	20
καθαρή απόσταση μεταξύ εξωτ. & εσωτ. πλακών $a$ (mm)	72,5	85,5	67,5
συντελεστής $\alpha = a / l$	0,186	0,211	0,173
συνολικό μήκος πείρου $l_{tot}$ (mm)	470	470	470

Πίνακας 3.4: Έλεγχος γεωμετρικών απαιτήσεων

	1 <sup>ος</sup> όροφος	2 <sup>ος</sup> όροφος	3 <sup>ος</sup> όροφος
Σχήμα της διατομής του πείρου: $h \leq b \leq 2 \cdot h$	$45\text{mm} \leq 55\text{mm} \leq 90\text{mm}$	$35\text{mm} \leq 45\text{mm} \leq 70\text{mm}$	$30\text{mm} \leq 35\text{mm} \leq 60\text{mm}$
Ελάχιστη απόσταση μεταξύ των πλακών: $a \geq h$	$72,5 \text{ mm} \geq 40\text{mm}$	$82,5 \text{ mm} \geq 35\text{mm}$	$67,5 \text{ mm} \geq 30\text{mm}$
Πάχος εξωτερικών πλακών: $t_{\text{ext}} \geq 0,75 \cdot h$	$30 \text{ mm} \geq 30 \text{ mm}$	$30 \text{ mm} \geq 26,25 \text{ mm}$	$30 \text{ mm} \geq 22,5 \text{ mm}$
Πάχος εσωτερικών πλακών: $t_{\text{int}} \geq 0,5 \cdot t_{\text{ext}}$	$20 \text{ mm} \geq 15\text{mm}$	$20 \text{ mm} \geq 15\text{mm}$	$20 \text{ mm} \geq 15\text{mm}$

Πίνακας 3.5: Σταθερά δυσκαμψίας συνδέσεων INERD

<b>K<sub>pin</sub></b>		
3ος	32263,37	kN/m
2ος	47245,18	kN/m
1ος	87168,95	kN/m

### 3.3.2 Φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης

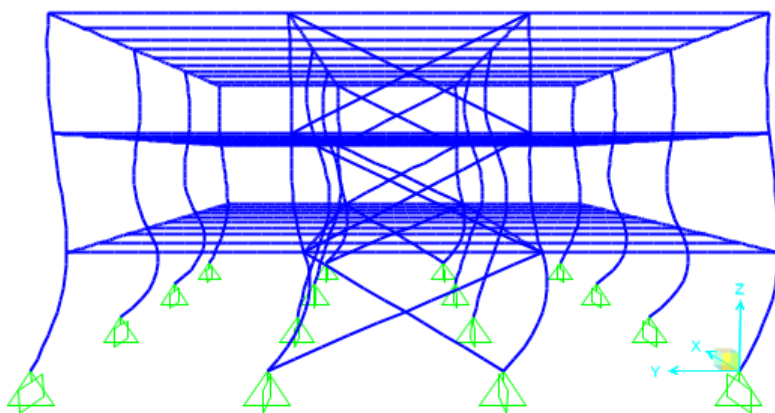
Ο συντελεστής  $\theta$  υπολογίζεται με ανάλυση γραμμικού λυγισμού μέσω του συντελεστή  $a_{cr}$ , ο συντελεστής με τον οποίο το φορτίο σχεδιασμού πρέπει να αυξηθεί προκειμένου να προκληθεί καθολική ελαστική αστάθεια. Η ανάλυση γραμμικού λυγισμού διεξάγεται υπό τα σταθερά φορτία βαρύτητας του σεισμικού σχεδιασμού  $1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q$  και προκύπτουν οι ιδιομορφές λυγισμού. Η κυρίαρχη ιδιομορφή λυγισμού για την κατεύθυνση Y είναι η ιδιομορφή λυγισμού No.5 (Σχήμα 3.12) με συντελεστή  $a_{cr} = 32,67$ . Άρα με συντελεστή συμπεριφοράς  $q=4$  υπολογίζουμε:

$$0,1 < \theta = \frac{q}{a_{cr}} = \frac{4}{32,67} = 0,122 < 0,2$$

Επομένως για να ληφθούν υπόψη τα φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης, τα σεισμικά μεγέθη στη διεύθυνση Y πολλαπλασιάζονται με το συντελεστή:

$$\frac{1}{1-\theta} = \frac{1}{1-0,122} = 1,14$$

Τελικά, ο σεισμικός συνδυασμός είναι  $G+0,3 \cdot Q+1,14E_y$  για την διαστασιολόγηση των συνδέσεων αλλά και των συνδέσμων δυσκαμψίας.



Σχήμα 3.12: Κυρίαρχη ιδιομορφή λυγισμού για την κατεύθυνση Y

### 3.3.3 Περιορισμός σχετικής παραμόρφωσης ορόφων

Σύμφωνα με τις διατάξεις της §2.4.2.3 και τις Εξ. (2.4) και (2.5) έχουμε υπολογίζονται οι ελαστικές μετακινήσεις κάθε ορόφου ( $d_e$ ), οι πραγματικές μετακινήσεις πολλ/νες επί τον συντελεστή συμπεριφοράς ( $d_s$ ), και τέλος η διαφοράς  $d_r=d_{s2}-d_{s1}$  για κάθε όροφο.

Πίνακας 3.6: Έλεγχος περιορισμού βλαβών κατά Y

Όροφοι	$d_e$ (cm)	$d_s$ (cm)	$d_r$ (cm)	Έλεγχος περιορισμού βλαβών (κατά Y)		
				3	3,91	15,64
				$v =$	0,5	
2	2,67	10,68	5,68	$h =$	400	cm
				άρα τελικά		
1	1,25	5	5	$d_r \cdot v$	$\leq$	$0,0075 * h$
				2,84	$\leq$	3

### 3.3.4 Έλεγχος πλαστικων μελών

Η αντοχή διαρροής  $P_{y,Rd}$  (Σημείο I) δίνεται ως το ελάχιστο δύο τιμών, ανάλογα με το αν ο πείρος συμπεριφέρεται κυρίως σε κάμψη ή διάτμηση:

$$P_{y,Rd} = \min \left\{ \frac{1,7 \cdot M_{pl}}{a_{red,I} \cdot \gamma_{py}}; k_{pin} \frac{2 \cdot M_{pl}}{a \cdot \gamma_{py}} \right\}. \text{ Οι παραπάνω παράμετροι περιγράφονται αναλυτικά}$$

στη παράγραφο §2.4.2.5.

Πίνακας 3.7: Αντοχή σε διαρροή των συνδέσεων INERD

	1 <sup>ος</sup> όροφος	2 <sup>ος</sup> όροφος	3 <sup>ος</sup> όροφος
Πλαστική ροπή διαρροής του πείρου $M_{pl}$ (kNm)	4,95	3,79	2,17
Μειωμένος μοχλοβραχίονας για το σημείο I $a_{red,I}$	0,05	0,07	0,05
Συντελεστής σχήματος πείρου $k_{pin}$	1,11	1,13	1,12
Συντελεστής ασφαλείας $\gamma_{p\gamma}$	1,05	1,05	1,05
Αντοχή διαρροής $P_{y,Rd}$ (kN)	145	94	66,79
Παραμόρφωση διαρροής $\delta_y$ (mm)	1,567	1,95	1,99

Η αντοχή διαρροής της σύνδεσης πρέπει να είναι μεγαλύτερη από την αξονική δύναμη των στατικών και συχνών σεισμικών συνδυασμών. Από τους συνδυασμούς σε ΟΚΑ προκύπτει η μέγιστη αξονική δύναμη της κάθε διαγωνίου, τόσο σε εφελκυσμό όσο και σε θλίψη. Η αξονική αντοχή της σύνδεσης πρέπει να είναι μεγαλύτερη και από τις δύο δράσεις.

Πίνακας 3.8: Έλεγχος αξονικής αντοχής στο σημείο διαρροής ( I )

Όροφος	Αξονικές δυνάμεις από ΟΚΑ		$P_{y,Rd}$ (kN)	$\frac{\max N_{Ed}}{P_{y,Rd}} \leq 1,00$
	$N_{Ed,tension}$ (kN)	$N_{Ed,compression}$ (kN)		
3	19	22	67	0,33
2	54	60	94	0,64
I	96	113	145	0,78

Εφόσον έχουν τηρηθεί οι γεωμετρικοί περιορισμοί, έχουμε  $a_{red,III} > 0$ , που σημαίνει ότι ο πείρος συμπεριφέρεται καμπτικά και διατμητικά (Σχήμα 2.5) και η οριακή αντοχή της σύνδεσης λόγω κάμψης του πείρου δίνεται στην Εξ. 2.12. Η υπολειπόμενη αντοχή του πείρου για την παραλαβή της διάτμησης καθορίζει την οριακή αντίσταση της σύνδεσης σε διάτμηση, όπως δίνεται στην Εξ. 2.13.

Ο συντελεστής  $\beta_{III}$  ορίζει το ποσοστό του πείρου που έχει υποστεί σημαντική πλαστική παραμόρφωση σε κάθε πλευρά, με  $0 \leq \beta_{III} \leq 0.5$ . Μετά από πολλαπλές δοκιμές, η οριακή αντοχή της σύνδεσης υπολογίζεται μεταβάλλοντας το συντελεστή  $\beta_{III}$ , έτσι ώστε οι δύο τιμές  $P_{u,M,Rd}$ ,  $P_{u,V,Rd}$  των εξισώσεων 2.12 και 2.13 να γίνουν ίσες. Η οριακή αντοχή της σύνδεσης πρέπει να είναι μεγαλύτερη από την αξονική δύναμη των σεισμικών συνδυασμών σχεδιασμού (Πίνακας 3.10).

Πίνακας 3.9: Οριακή αντοχή των συνδέσεων INERD

	1 <sup>ος</sup> όροφος	2 <sup>ος</sup> όροφος	3 <sup>ος</sup> όροφος
Πλαστική ροπή αστοχίας του πείρου $M_u$ (kNm)	3,32	3,49	1,90
Πλαστική ροπή αντίστασης πείρου $W_{u,pl}$ (cm <sup>3</sup> )	11,53	11,24	6,23
Μέγιστη ορθή τάση στο πείρο $f_{mid}$ (MPa)	287,79	310,69	305,27
Συντελεστής για την επιρροή της διάτμησης $\lambda_f$	0,17	0,46	0,39
Ποσοστό πλαστικοποίησης του πείρου $0 \leq \beta_{III} \leq 0,5$	0,14	0,21	0,20
Μειωτικός συντ. λόγω των διατμητικών τάσεων $\chi$	0,30	0,47	0,43
Συντελεστής ασφαλείας	1,10	1,10	1,10
Οριακή αντοχή της σύνδεσης $P_{u,M,Rd} = P_{u,V,Rd}$ (kN)	412,86	301,59	205,84

Πίνακας 3.10: Έλεγχος οριακής αντοχής σύνδεσης στο σημείο III

Όροφος	G+0,3Q+1,14Ey		$P_{u,Rd}$ (kN)	$\frac{\max N_{Ed}}{P_{u,Rd}} \leq 1,00$
	$N_{Ed,tension}$ (kN)	$N_{Ed,compression}$ (kN)		
3	143	145	205,84	0,70
2	207	213	301,59	0,70
1	272	285	412,86	0,69

Για κάθε σύνδεση πείρου ορίζεται ο συντελεστής υπεραντοχής:  $\Omega_i = \frac{P_{u,Rd,i}}{P_{Ed,i}}$ . Τα αποτελέσματα απεικονίζονται στον Πίνακα 3.11:

Πίνακας 3.11: Υπολογισμός συντελεστή υπεραντοχής

Όροφος	G+0,3Q+1,14Ey		$P_{u,Rd}$ (kN)	$\Omega_i$
	$N_{Ed,t}$ (kN)	$N_{Ed,c}$ (kN)		
3	143	145	205,84	1,42
2	207	213	301,59	1,42
1	272	285	412,86	1,45



Προκειμένου να επιτευχθεί μια ομοιογενής καθολική πλαστική συμπεριφορά της κατασκευής θα πρέπει να ελεγχθεί ότι η μέγιστη υπεραντοχή  $\Omega_{\max}$  σε ολόκληρη την κατασκευή δεν διαφέρει περισσότερο από 25% από την ελάχιστη  $\Omega_{\min}$  :

$$\text{Έχουμε } \frac{\Omega_{\max}}{\Omega_{\min}} = \frac{1,45}{1,42} = 1,02 < 1,25 .$$

Η ικανότητα αξονικής παραμόρφωσης της σύνδεσης εξετάστηκε σε σχέση με τις διαστάσεις του φαντώματος στο οποίο βρίσκονται οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Οι συνδέσεις INERD πρέπει να αναλαμβάνουν σημαντικές παραμορφώσεις προκειμένου να απορροφήσουν ενέργεια, γι' αυτό πρέπει να επαληθεύεται ότι έχουν επαρκή ικανότητα παραμόρφωσης. Για κάθε όροφο ισχύει:  $\varphi = 26,565^\circ$ .

$$drift \leq \frac{1,6 \cdot a}{H \cdot \cos \varphi} \quad (3.1)$$

Πίνακας 3.12: Έλεγχος αξονικών παραμορφώσεων

Όροφοι	a (cm)	<i>drifts</i>	≤	$\frac{1,6 \cdot a}{H \cdot \cos \varphi}$
3	67,50	1,24%	≤	3,02%
2	82,50	1,42%	≤	3,69%
1	72,50	1,25%	≤	3,24%

### 3.3.5 Έλεγχος μη πλαστικών μελών

Προκειμένου να εξασφαλισθεί ο μηχανισμός αστοχίας, οι δοκοί, τα υποστυλώματα και οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας του πλαισίου, καθώς επίσης και τα μη πλαστικά στοιχεία των συνδέσεων σχεδιάζονται με βάση την αντοχή των πείρων.

Τα διαγώνια μέλη πρέπει να ελέγχονται σε διαρροή και λυγισμό υποθέτοντας την εξάντληση της αντοχής των πείρων στα άκρα τους, δηλαδή για  $N_{Ed} = 1,1 \cdot 1,25 \cdot P_{u,Rd}$ . Οι διατομές των συνδέσμων δυσκαμψίας που επιλέχθηκαν είναι κοίλες κυκλικές διατομές CHS, εν θερμώ έλαση. Το μήκος τους είναι  $L = 8,944\text{m}$ , η καμπύλη λυγισμού  $a$  για κοίλες διατομές εν θερμώ έλαση, άρα ο συντελεστής ατελειών είναι  $\alpha = 0,21$ . Οι σύνδεσμοι ενώνονται στο κέντρο τους, οπότε το μήκος λυγισμού και για τους δύο άξονες είναι  $L_{cr,y} = L_{cr,z} = 0,5 \cdot 8,944 = 4,47\text{m}$ . Για χάλυβα S355 είναι  $\lambda_1 = 76,41$ .

Πίνακας 3.13: Στοιχεία κοίλων διατομών

Όροφος	Διατομή	$i_{y,z}$ (cm)	$L_{cr}/i$	$\bar{\lambda}$	$\Phi$
3	CHS139,7x6,3	4,72	94,75	1,240	1,38
2	CHS168,3x5	5,78	77,37	1,013	1,10
1	CHS168,3x5	5,78	77,37	1,013	1,10

Πίνακας 3.14: Αντοχή διατομών σε διαρροή και λυγισμό

Όροφος	Διατομή	$\chi_y$	A (cm <sup>2</sup> )	$N_{pl,Rd}$	$N_{b,Rd,y}$
3	CHS139,7x6,3	0,51	26,4	937,20	473,45
2	CHS168,3x5	0,66	25,7	912,35	599,13
1	CHS168,3x5	0,66	25,7	912,35	599,13

Ο έλεγχος για τους συνδέσμους δυσκαμψίας ούτως ώστε να εξασφαλίζεται ότι επαρκούν όταν εξαντλείται η αντοχή των πείρων:

Πίνακας 3.15: Έλεγχος συνδέσμων δυσκαμψίας για το συνδυασμό  $N_{Ed}=1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot P_{u,Rd}$

Όροφος	Διατομή	$P_{u,Rd}$ (kN)	$N_{Ed} =$ $I, I \cdot \gamma_{ov} \cdot P_u$ (kN)	$N_{b,Rd,z}$ (kN)	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,z}} \leq 1,00$
3	CHS139,7x6,3	205,84	283	473	0,60
2	CHS168,3x5	301,59	415	599	0,69
1	CHS168,3x5	412,86	568	599	0,95

Τα υποστυλώματα που είναι συνδεδεμένα στους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας πρέπει να πληρούν την ελάχιστη απαίτηση αντοχής:  $N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot N_{Ed,E}$  όπου  $\Omega_{min}=1,42$  και  $\gamma_{ov}=1,25$  ο προτεινόμενος συντελεστής υπεραντοχής. Από το πρόγραμμα ανάλυσης προκύπτουν τα παρακάτω αποτελέσματα για έλεγχο των υποστυλωμάτων σε θλίψη και κάμψη, όπου ο συντελεστής αξιοποίησης προκύπτει μικρότερος της μονάδας.

Πίνακας 3.16: Έλεγχος υποστυλωμάτων για το συνδυασμό  $N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot N_{Ed,E}$

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - Eurocode 3-2005									
Frame	DesignSect	DesignType	Pu	MuMajor	MuMinor	VuMajor	VuMinor	Equation	TotalRatio
Text	Text	Text	KN	KN-m	KN-m	KN	KN	Text	Unitless
7	HE360B	Column	-1276,03	20,3891	-6,1406	-25,762	3,07	6.3.3(4)-6.62	0,37
8	HE360B	Column	-732,318	-92,0434	12,2812	-39,935	-4,8	6.3.3(4)-6.62	0,29
12	HE360B	Column	-274,983	22,5198	7,5945	-57,191	3,797	6.3.3(4)-6.62	0,24
13	HE360B	Column	-1276,03	20,3891	-6,1406	-25,762	3,07	6.3.3(4)-6.62	0,37
14	HE360B	Column	-732,318	-92,0434	12,2812	-39,935	-4,8	6.3.3(4)-6.62	0,29
18	HE360B	Column	-274,983	22,5198	7,5945	-57,191	3,797	6.3.3(4)-6.62	0,24
79	HE360B	Column	-1276,03	-20,3891	6,1406	25,762	-3,07	6.3.3(4)-6.62	0,37
80	HE360B	Column	-732,318	92,0435	-12,2812	39,935	4,8	6.3.3(4)-6.62	0,29
84	HE360B	Column	-274,983	-22,5198	7,5945	61,768	-3,797	6.3.3(4)-6.62	0,24
85	HE360B	Column	-1276,03	-20,3891	-6,1406	24,609	-3,07	6.3.3(4)-6.62	0,37
86	HE360B	Column	-732,318	92,0436	12,2812	42,419	4,8	6.3.3(4)-6.62	0,29
90	HE360B	Column	-274,983	-22,5198	7,5945	61,767	-3,797	6.3.3(4)-6.62	0,24

## 4 Προσομοίωση κτιρίων με μη γραμμικά στοιχεία

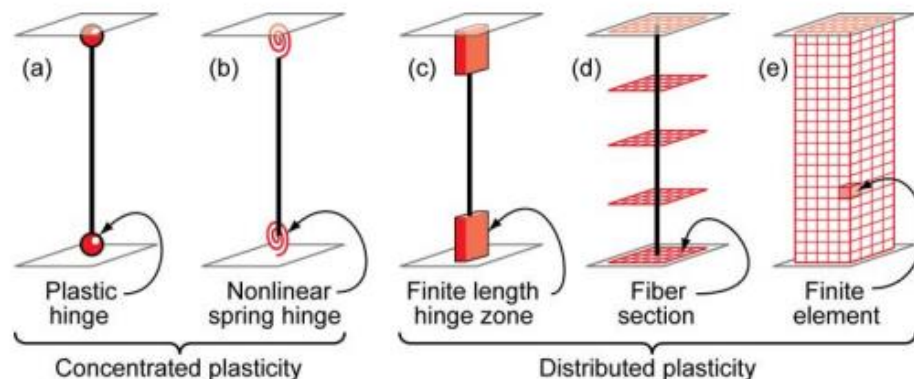
### 4.1 Γενικά

Τα δύο κτίρια για την διεύθυνση Y προσομοιώθηκαν στο λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation) [29]. Η προσομοίωση πραγματοποιήθηκε σε σύστημα δύο αξόνων (2D μοντελοποίηση), του ενός από τα δύο εξωτερικά πλαίσια με συνδέσεις INERD. Επομένως και στα δύο υπό εξέταση κτίρια λήφθηκαν υπόψη τα κύρια μέλη της κατασκευής, δηλαδή δοκοί, υποστυλώματα, χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας και οι συνδέσεις INERD.

### 4.2 Κατανεμημένη ή συγκεντρωμένη πλαστικότητα

Όπως είναι γνωστό, σύμφωνα με τον νόμο του Hooke η συμπεριφορά των δομικών υλικών είναι γραμμική και ελαστική για σχετικά μικρές τιμές των τάσεων και των ανηγμένων παραμορφώσεων που αναπτύσσονται υπό την εξωτερική φόρτιση, που συνεπάγεται αναλογία τάσεων  $\sigma$  και ανηγμένων παραμορφώσεων  $\epsilon$ . Η μη γραμμικότητα του υλικού εμφανίζεται όταν μετά από κάποιο επίπεδο φόρτισης, οι παραμορφώσεις αρχίζουν να μεγαλώνουν δυσανάλογα με την επιβαλλόμενη φόρτιση. Έτσι, αυτή η απώλεια της αναλογίας είναι γνωστή ως μη γραμμικότητα υλικού.

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



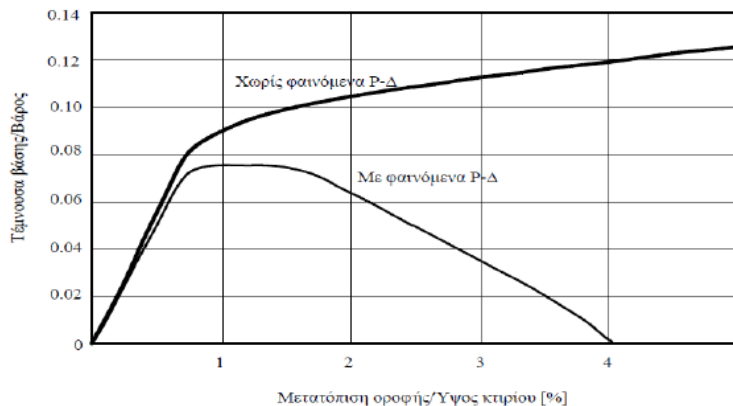
Σχήμα 4.1: Μοντέλα προσομοίωσης πλαστικότητας σε στοιχεία δοκού-στύλου (beam-column elements) κατά το NIST GCR 10-917-5 ([NIST 2010](#))

Όσο αφορά το υπολογιστικό κομμάτι, το πιο απλό μοντέλο είναι η προσομοίωση με συγκεντρωμένη πλαστικότητα, όπου οι πλαστικές παραμορφώσεις συγκεντρώνονται στα άκρα ενός γραμμικού-ελαστικού μέλους, οι οποίες εξαρτώνται από τις σχέσεις ροπών-καμπυλοτήτων ή δύναμης-αξονικής παραμόρφωσης της αντίστοιχης διατομής (Σχήμα 4.1.) Αντίθετα, όπως φαίνεται και στα σχήματα 4.1(c), 4.1(d) 4.1(e), στην κατανεμημένη πλαστικότητα οι πλαστικές αρθρώσεις μπορούν να σχηματιστούν σε οποιαδήποτε θέση της διατομής, ενώ η συμπεριφορά του υλικού στην ανελαστικότητα εκφράζεται σε όρους τάσεων-παραμορφώσεων λόγω της αλληλεπίδρασης αξονικής-ροπής. Έτσι, ανάλογα με το υπό εξέταση μοντέλο κάθε φορά, η επιλογή του καταλληλότερου τρόπου προσομοίωσης εξαρτάται από τον τρόπο με τον οποίο αναμένουμε να συμπεριφερθεί η κατασκευή, καθώς και τις υποθέσεις και προσεγγίσεις που έχουν ληφθεί υπόψη.

Σύμφωνα με τα παραπάνω λοιπόν, στη δική μας προσομοίωση εφαρμόστηκε συγκεντρωμένη πλαστικότητα, καθώς η διατομή που επιθυμούμε να διαρρέυσει είναι η σύνδεση INERD, και συγκεκριμένα ο πείρος της σύνδεσης. Δεν επιθυμούμε κάποια άλλη διαρροή στη κατασκευή μας, εφόσον ο σχεδιασμός της σύνδεσης είναι τέτοιος ώστε να την αποτρέψει. Με την συγκεντρωμένη πλαστικότητα γλιτώνουμε υπολογιστικό χρόνο με ικανοποιητικά αποτελέσματα για την συμπεριφορά των συνδέσεων και τη γενική απόκριση της κατασκευής.

### 4.3 Φαινόμενα P-δ

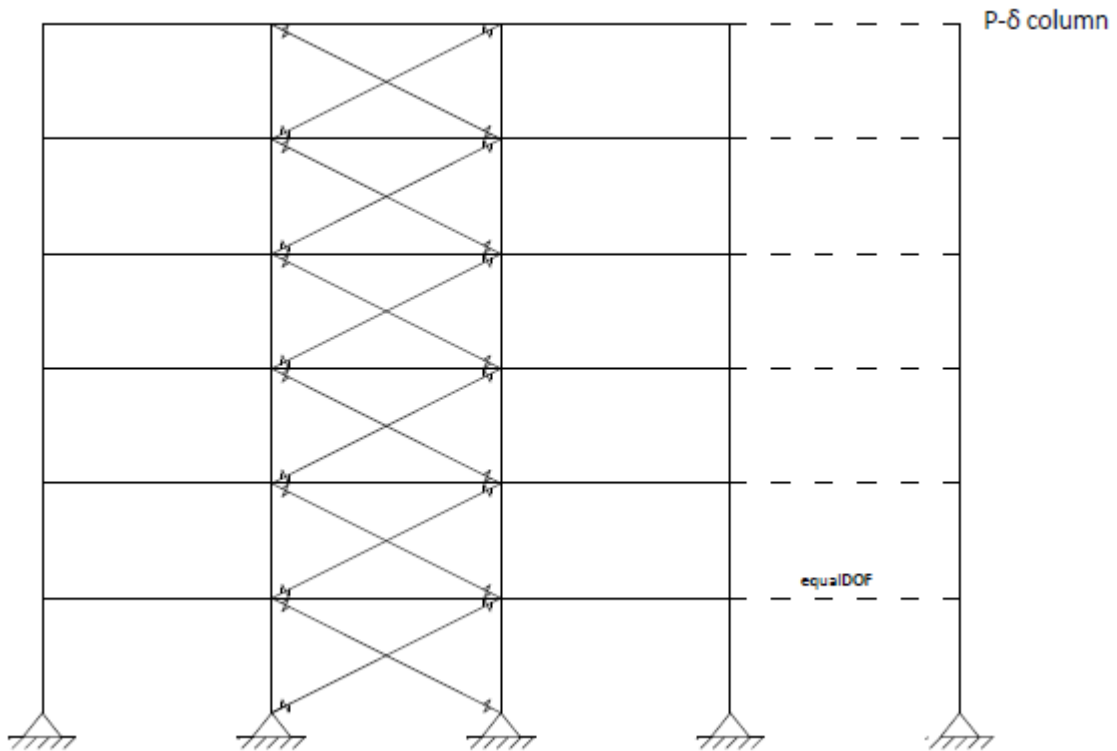
Μελετώντας την ανελαστική απόκριση των δύο αυτών κτιρίων, είναι απαραίτητο να ληφθούν υπόψη τα φαινόμενα P-δ. Η μη γραμμικότητα γεωμετρίας αναφέρεται στην εξέταση του φορέα στην πλευρικός παραμορφωμένη κατάσταση του, και όχι στην απαραμόρφωτη. Στην περίπτωση λοιπόν της παραμορφωμένης κατάστασης τα βαρυτικά φορτία δημιουργούν πρόσθετες εσωτερικές δυνάμεις στα μέλη και τις στηρίξεις τους. Σε επίπεδο συνολικής κατασκευής, τα φαινόμενα P-δ επηρεάζουν σημαντικά την σεισμική απόκριση των κτιρίων στην ανελαστική περιοχή (Chopra 2007).



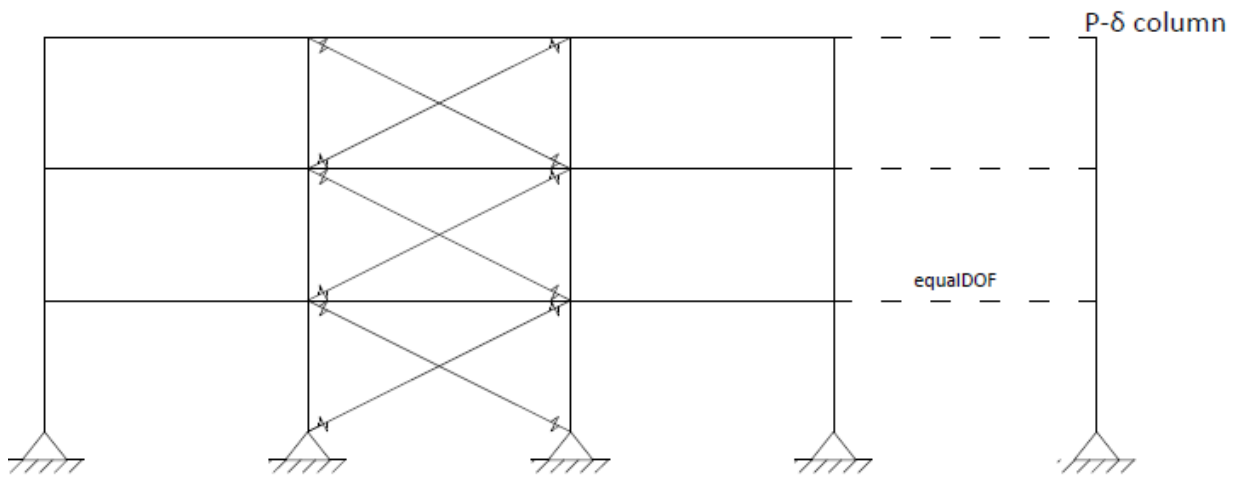
Σχήμα 4.2: Καμπύλες Pushover με και χωρίς την επιρροή των φαινομένων P-δ (Chopra 2007).

Τα φαινόμενα P-δ, όπως φαίνεται και από το Σχήμα 4.2, μειώνουν σε μικρό βαθμό την δυσκαμψία της κατασκευής, όσο αφορά την ελαστική ανάλυση, και γι'αυτό θα είχαν μικρή επίδραση στη σεισμική απόκριση της κατασκευής αν αυτή παρέμενε ελαστική κατά τη διάρκεια της εδαφικής κίνησης. Αντιθέτως, τα φαινόμενα P-δ συμβάλλουν σημαντικά στην μετελαστική απόκριση της κατασκευής, η οποία πλέον εμφανίζει μια μικρή περιοχή σταθερής αντοχής, καθώς και μια σταδιακά μειωμένη αντοχή διαρροής. Στη συνέχεια, εμφανίζεται μια ραγδαία μείωση της πλευρικής αντοχής της κατασκευής η οποία εκφράζεται μέσω της αρνητικής δυσκαμψίας. Τελικά, η κατασκευή οδηγείται στην κατάρρευση (μηδενική πλευρική δυσκαμψία), θεωρώντας ότι έχει φτάσει μια τιμή μετακίνησης ίση περίπου με το 4% του ύψους του κτιρίου, ενώ αντίθετα η κατασκευή για την οποία δεν έχουν συμπεριληφθεί φαινόμενα P-δ εξακολουθεί να έχει θετική δυσκαμψία για τη μετακίνηση αυτή.

Στο λογισμικό OpenSees, η προσομοίωση των φαινομένων P-δ για κάθε κτίριο έγινε μέσω του στύλου P-δ (leaning column), προκειμένου να ληφθεί υπόψη και η συνεισφορά των βαρυτικών υποστυλωμάτων στη δυσκαμψία και να έχουμε ακριβέστερα αποτελέσματα.



Σχήμα 4.3: 2D προσομοίωμα εξαώροφου κτιρίου με P-δ στύλο



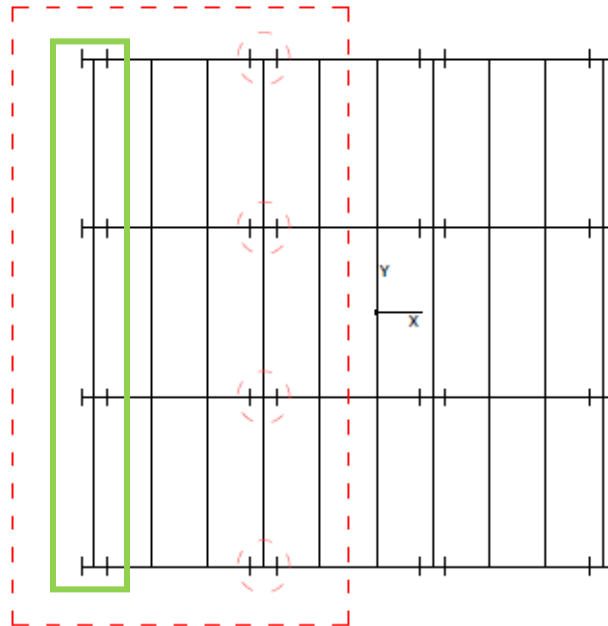
Σχήμα 4.4: 2D προσομοίωμα τριώροφου κτιρίου με P-δ στύλο

#### 4.4 Προσομοίωση μοντέλου 2d στο OpenSees

Το δισδιάστατο προσομοίωμα όπως αναφέραμε θα αποτελείται από το πλαίσιο με τις συνδέσεις INERD (πράσινη επισήμανση στο Σχήμα 4.5) αλλά και από τον στύλο P-δ (leaning column) (βλ. Σχήμα 4.3, Σχήμα 4.4). Ο στύλος P-δ είναι αρθρωτός στη βάση του και προσομοιώνεται με ελαστικά μηχανικά στοιχεία. Το εμβαδόν και η ροπή αδράνειας του είναι ίσα με το άθροισμα των αντίστοιχων χαρακτηριστικών των τεσσάρων εσωτερικών υποστυλωμάτων που λειτουργούν ως βαρυτικά στο μισό φορέα (κυκλική επισήμανση στο Σχήμα 4.5), εφόσον εξετάζουμε το ένα από τα δύο πλαίσια στη διεύθυνση Y. Η επιφάνεια επιρροής των βαρυτικών φορτίων που παραλαμβάνει το εξεταζόμενο πλαίσιο αναφέρεται σε φορτία που αντιστοιχούν στο μισό φορέα (Κόκκινη διακεκομμένη επισήμανση στο Σχήμα 4.5). Λόγω των ιδιαιτεροτήτων του προγράμματος, τα πρόσθετα μόνιμα και τα κινητά φορτία, τα οποία είναι ομοιόμορφα κατανομημένα στις δοκούς, μεταφέρονται ως συγκεντρωμένα στους κόμβους των άκρων τους, ανάλογα με το μήκος που τους αντιστοιχεί. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα τα εντατικά μεγέθη των δοκών να μην είναι σωστά, αφού εμφανίζονται αφόρτιστες. Με γνώμονα ότι δε μεταβάλλονται σημαντικά τα εντατικά μεγέθη των λοιπών μελών, δηλαδή των υποστυλωμάτων και των συνδέσεων δυσκαμψίας, η συμπεριφορά των δοκών δε διερευνάται στις αναλύσεις που παρουσιάζονται παρακάτω, καθώς είναι δευτερεύουσας σημασίας.

Η διαφραγματική λειτουργία της πλάκας σκυροδέματος διασφαλίστηκε με την ταύτιση του βαθμού ελευθερίας κατά την οριζόντια διεύθυνση, των αντίστοιχων κόμβων δοκού-υποστυλώματος και του στύλου P-δ κάθε ορόφου. Αυτό επιτυγχάνεται μέσω της εντολής equalDOF του OpenSees, η οποία δεσμεύει το στύλο με το πλαίσιο, μέσω των κόμβων του, ούτως ώστε να κινείται σαν ένα σώμα μαζί με το πλαίσιο.

Επίσης, κατά τη δυναμική απόκριση της κατασκευής μας ενδιαφέρει η μάζα της κατασκευής που ενεργοποιείται. Η μάζα που λαμβάνεται υπόψη στο 2d μοντέλο προκύπτει διαιρώντας τη δύναμη από τα κατακόρυφα φορτία που φέρει η μισή κατασκευή, εφόσον ο φορέας μας είναι συμμετρικός (βλ. Πίνακας 3.1). Για μια σεισμική διέγερση τα φορτία αυτά περιλαμβάνουν τα ίδια βάρη των μελών της κατασκευής, τα μόνιμα και κινητά φορτία καθώς και το μόνιμο βάρος της τοιχοποιίας στις περιμετρικές δοκούς. Το ίδιο βάρος του πλαισίου δεν υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα, αλλά έχει υπολογιστεί ήδη μέσω του προγράμματος SAP2000. Τα φορτία επιβάλλονται ως επικόμβια στα άκρα των δοκών του πλαισίου όπως αναφέρθηκε και παραπάνω. Στη συνέχεια, γίνεται η παραδοχή ότι το φορτίο αυτό ισομοιράζεται σε όλους τους ορόφους του πλαισίου, κάτι που δεν ισχύει στην πραγματικότητα, αφού γενικά οι διατομές γίνονται βαρύτερες προς τους χαμηλότερους ορόφους, ειδικά στο εξεταζόμενο εξάωροφο πλαίσιο. Η θεώρηση αυτή οδηγεί σε ελαφρώς διαφορετικά εντατικά μεγέθη και κατανομή μάζας, διαφορές που όμως δεν είναι σημαντικές. Κάθε ένα από τα ακριανά υποστυλώματα του πλαισίου κατά Y θα αναλάβει επικόμβιο φορτίο όσο αντιστοιχεί στην επιφάνεια επιρροής  $A_{ext}=8/2*8/2=16m^2$ , ενώ τα μεσαία υποστυλώματα έχουν επιφάνεια επιρροής  $A_{int}=8*8/2=32m^2$ . Όλο το υπόλοιπο φορτίο του μισού ορόφου, δηλαδή επιφάνειας  $A_{p-δ}=8*24=192 m^2$  θα επιβληθεί ως επικόμβιο στο leaning column. Συνολικά, η μάζα που προκύπτει για κάθε όροφο είναι ίση με 168,07tn.



Σχήμα 4.5: Επιφάνεια επιρροής φορτίων που αναλαμβάνει το πλαίσιο με συνδέσεις INERD (α) Πράσινη επισήμανση: 2D πλαίσιο με συνδέσεις INERD (β) Κυκλική επισήμανση: Βαρυτικά υποστυλώματα που λαμβάνονται υπόψη για το leaning column (γ) Διακεκομμένη επισήμανση: Επιφάνεια επιρροής των βαρυντικών φορτίων που παραλαμβάνει το εξεταζόμενο πλαίσιο

Ως δεδομένα εισάγονται οι ιδιότητες του χάλυβα με μέτρο ελαστικότητας  $E=210\text{GPa}$  και όριο διαρροής  $f_y=355\text{MPa}$ . Η σύνδεση δοκών υποστυλωμάτων θεωρήθηκε σύνδεση τέμνουσας και τα υποστυλώματα αρθρωτά στη βάση τους, όπως ακριβώς λειτουργούν στη διεύθυνση  $Y$ . Στο προσομοίωμα προεπιλέγονται τα μέλη που θα συμπεριφερθούν ανελαστικά και περιγράφονται από κατάλληλους νόμους υλικού, όπως θα παρουσιάσουμε αναλυτικά παρακάτω για τις συνδέσεις INERD. Για τα υπόλοιπα μέλη του πλαισίου, υποστυλώματα, δοκοί αλλά και στύλος P-δ, δόθηκαν ως στοιχεία ελαστικά στοιχεία δοκού (*element elastic beam column*). Για τους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας έχουμε στοιχεία δικτυώματος (*element truss*), και η φόρτιση τους είναι μόνο αξονική. Για κάθε διατομή δόθηκαν τα αντίστοιχο εμβαδόν διατομής και ροπή αδρανείας που είχε προκύψει από τη διαστασιολόγηση. Η προσομοίωση των συνδέσεων INERD έγινε με στοιχεία ελατηρίων μηδενικού μήκους (*zero-length elements*), τα οποία ελατήρια έχουν διεύθυνση παράλληλη με τη διεύθυνση των χιαστί συνδέσμων. Η φόρτιση τους είναι εξίσου καθαρά αξονική, ως αποτέλεσμα η αξονική δύναμη των διαγωνίων και των συνδέσεων να ταυτίζονται πάντα.

Για την αποφυγή προβλημάτων σύγκλισης και για λόγους ευστάθειας (πχ σε περίπτωση λυγισμού και αστοχίας), στην ίδια θέση με τον σύνδεσμο δυσκαμψίας υπάρχει κι ένα στοιχείο δικτυώματος (*element Truss*) με δυσκαμψία όση αυτή του πραγματικού μέλους. Το ίδιο ισχύει και για τις συνδέσεις INERD, έχοντας ένα ελατήριο μηδενικού μήκους στον οριζόντιο και ένα στον κατακόρυφο άξονα, τα οποία έχουν δυσκαμψία 10% της πραγματικής.

Για το γεωμετρικό μετασχηματισμό από τον τοπικό άξονα του μέλους στον καθολικό άξονα, επιλέγεται για τις δοκούς γραμμικός μετασχηματισμός (*linear transformation*), ενώ για τα υποστυλώματα PDelta Transformation, ούτως ώστε να ληφθούν υπόψη τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως (βλ. §4.3). Η σύγκλιση της λύσης επιτυγχάνεται μέσω επαναλήψεων βάσει της μεθόδου Newton – Raphson.

#### 4.5 Ιδιότητες συνδέσμων δυσκαμψίας και συνδέσεων INERD

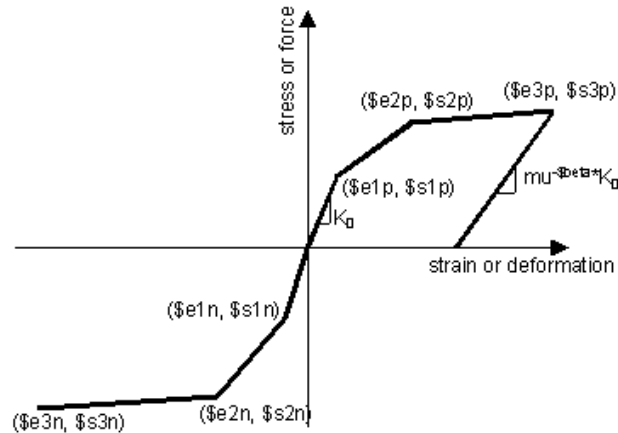
Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, η ανελαστική και μη γραμμική συμπεριφορά του πλαισίου πραγματοποιείται μέσω των συνδέσεων INERD. Βασικός παράγοντας της ανάλυσης των πλαισίων είναι ο νόμος υλικού των συνδέσεων, ο οποίος περιγράφεται στη διδακτορική διατριβή του Π.Θανόπουλου [13]. Στη παρούσα μεταπτυχιακή εργασία, έγινε μια προσπάθεια περαιτέρω διερεύνησης του νόμου αυτού, που θα παρουσιάσουμε παρακάτω.

Για την προσομοίωση του νόμου του υλικού, για το μοντέλο στο λογισμικό SAP2000 χρησιμοποιήθηκε η περιβάλλουσα καμπύλη του νόμου, ή αλλιώς σπονδυλική καμπύλη του βρόγχου υστέρησης. Μεταξύ των χαρακτηριστικών της σπονδυλικής καμπύλης που διέπει την ανελαστική συμπεριφορά του στοιχείου, ορίζονται οι 3 τοπικές στάθμες επιτελεστικότητας των συνδέσεων.

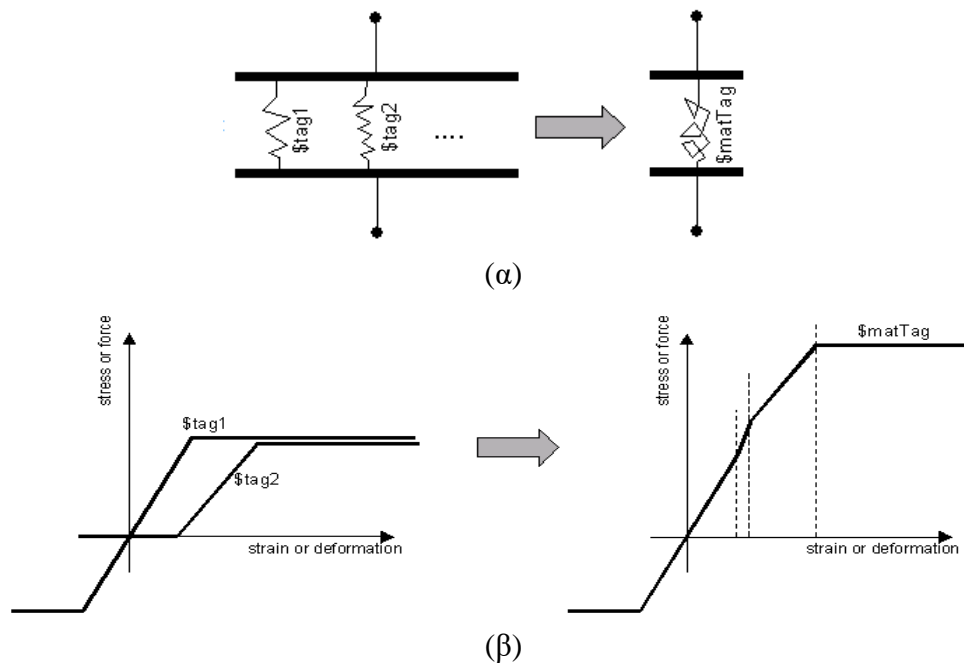
Για το 2d προσομοίωμα στο λογισμικό OpenSees, τόσο στην περίπτωση των συνδέσμων δυσκαμψίας όσο και στις συνδέσεις INERD, ο τελικός νόμος του υλικού προκύπτει ως ένα «παράλληλο» υλικό, το οποίο δημιουργείται από δύο επιμέρους νόμους που προστίθενται παράλληλα (Σχήμα 4.7). Για την περιγραφή του υστερητικού μοντέλου των συνδέσεων INERD,



χρησιμοποιήθηκε από τη βιβλιοθήκη του OpenSees το υλικό Hysteretic Material (Σχήμα 4.6). Το παράλληλο υλικό, λαμβάνει υπόψη του δύο διαφορετικές συμπεριφορές, σε αντιστοιχία με τα συστήματα ελατηρίων (βλ. Σχήμα 4.7α). Όπως παρουσιάζεται και από το σχήμα 4.7β, για δεδομένη παραμόρφωση, η συνολική αντοχή ισούται με το άθροισμα των επιμέρους αντοχών των δύο υλικών.



Σχήμα 4.6: Χαρακτηριστικά Υστερητικού Υλικού (Hysteretic Material) (OpenSees Wiki: [https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Hysteretic\\_Material](https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Hysteretic_Material))

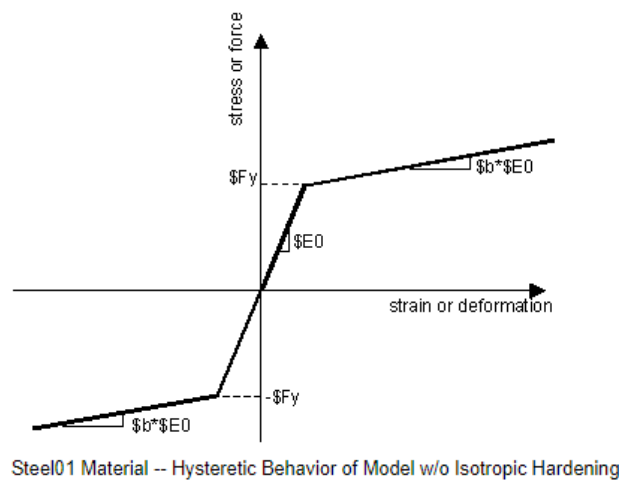


Σχήμα 4.7: Χαρακτηριστικά Παράλληλου Υλικού (Parallel Material)

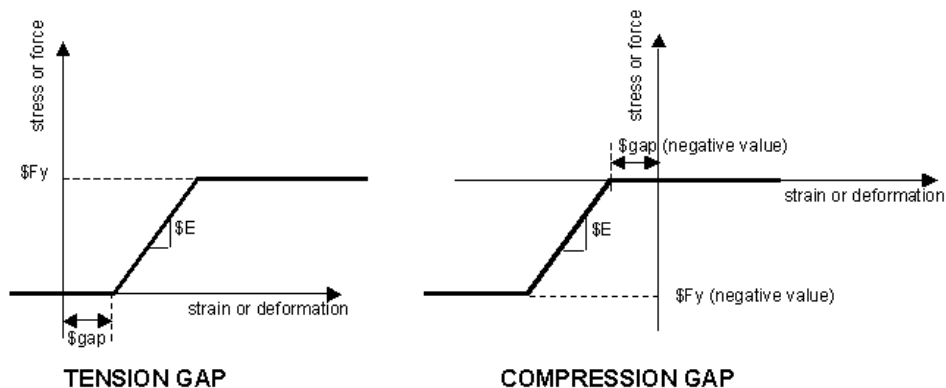
(α) Γραφική απεικόνιση του αθροίσματος των επιμέρους υλικών και η δημιουργία του τελικού υλικού

(β) Οι παραμορφώσεις παραμένουν ίδιες, ενώ οι τάσεις (ή οι δυνάμεις) και η δυσκαμψία αθροίζονται  
 (OpenSees Wiki: [https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Parallel\\_Material](https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Parallel_Material))

Για τους συνδέσμους δυσκαμψίας, δημιουργήθηκε επίσης ένα παράλληλο υλικό, το οποίο αποτελείται από το uniaxialMaterial Steel01 και το uniaxialMaterial ElasticPPGap. Για το Steel01 νόμο υλικού (Σχήμα 4.8) ορίστηκαν ως παράμετροι  $f_y$  το όριο διαρροής του κάθε χιαστί συνδέσμου και  $b=0$  θεωρώντας μηδενικό λόγο κράτυνσης. Για το δεύτερο υλικό, έχουμε ένα ελαστικό τελείως πλαστικό υλικό (Σχήμα 4.9), όπου λαμβάνει ως τάση στο σημείο που φτάνει το πλαστικό όριο, τη διαφορά της τάσης στο σημείο λυγισμού από την τάση διαρροής και ως αρχική μετατόπιση (gap) την παραμόρφωση στο σημείο διαρροής. Επομένως έχουμε ένα διγραμμικό υλικό το οποίο παραμένει ελαστικό.

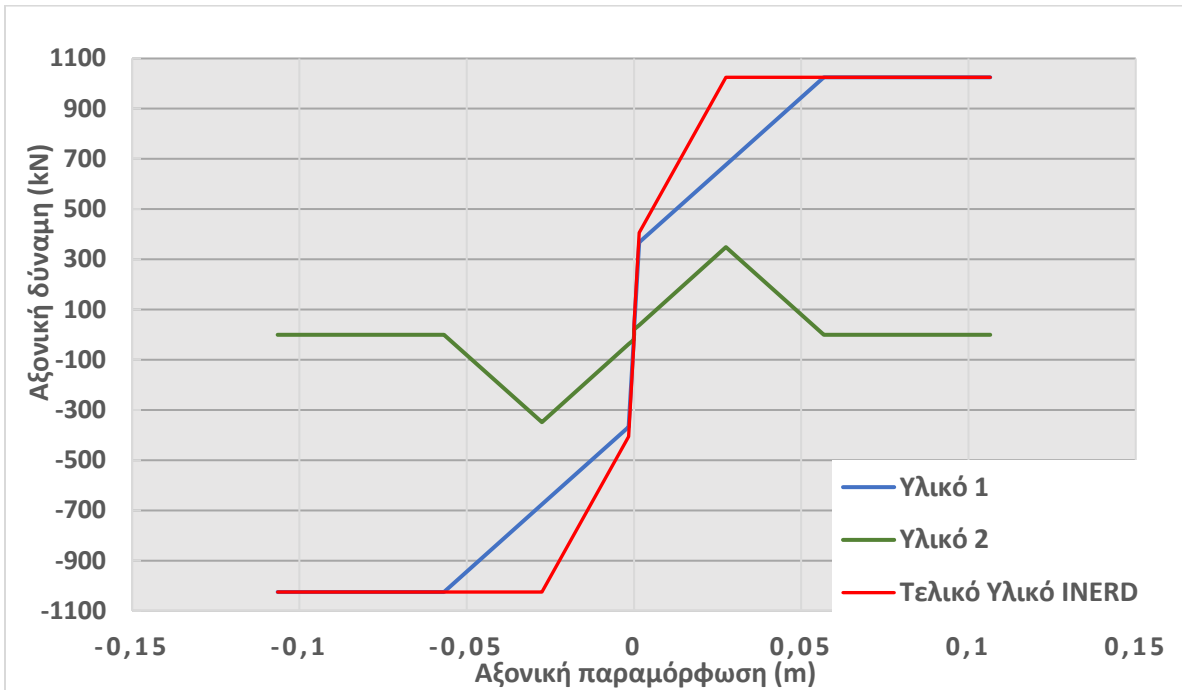


Σχήμα 4.8: Νόμος υλικού Steel01  
 ([https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Steel01\\_Material](https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Steel01_Material))



Σχήμα 4.9: Νόμος υλικού Elastic Perfectly Plastic Gap Material  
 ([https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Elastic-Perfectly\\_Plastic\\_Gap\\_Material](https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Elastic-Perfectly_Plastic_Gap_Material))

Στο παρακάτω διάγραμμα παρουσιάζονται οι περιβάλλουσες των τριών νόμων υλικού που χρησιμοποιήθηκαν για τη μοντελοποίηση των συνδέσεων INERD. Στον Πίνακα 4.1 αναφέρονται τα χαρακτηριστικά σημεία της σπονδυλικής καμπύλης του νόμου υλικού για τα Υλικά 1 και 2 που συνθέτουν το τελικό υλικό για τις συνδέσεις, καθώς και τα σημεία της τελικής περιβάλλουσας του νόμου του υλικού.



Σχήμα 4.10: Περιβάλλουσες Νόμων Υλικού για τις συνδέσεις INERD

Πίνακας 4.1: Χαρακτηριστικά σημεία της σπονδυλικής καμπύλης για τα επιμέρους υλικά και τον τελικό νόμο υλικού για τις συνδέσεις INERD

Υλικό INERD - OpenSees					
Υλικό 1		Υλικό 2		Τελικό Υλικό INERD	
$\delta_1$	$P_1$	$\delta_2$	$P_2$	$d$	$P$
<b>1,5*a</b>	<b><math>P_u</math></b>	<b>1,5*a</b>	<b>0</b>	1,5*a	$P_u$
<b>0,8*a</b>	<b><math>P_u</math></b>	<b>0,8*a</b>	<b>0</b>	<b>0,8*a</b>	<b><math>P_u</math></b>
$d_u$	$P_1$	<b><math>d_u</math></b>	<b><math>P_2=P_u-P_1</math></b>	<b><math>d_u=0,5*h</math></b>	<b><math>P_u</math></b>
<b><math>\delta_y</math></b>	<b><math>x * P_y</math></b>	$\delta_y$	$P_y - x * P_y$	<b><math>\delta_y</math></b>	<b><math>P_y</math></b>
$(2\% * P_u) / K_{pin}$	$2\% * P_u$	<b><math>(2\% * P_u) / K_{pin}</math></b>	<b><math>2\% * P_u</math></b>	$(2\% * P_u) / K_{pin}$	$2 * (2\% * P_u)$
0	0	0	0	0	0

Για τα υλικά 1 και 2 έγιναν οι εξής παραδοχές:

- Θεωρούμε ότι και τα δύο υλικά ξεκινάνε ελαστικά με κοινή δυσκαμψία, φτάνοντας στο 2% της οριακής αντοχής της σύνδεσης. Μετά από αυτό το σημείο το Material 2 αλλάζει κλίση.
- Στο σημείο I της πρώτης διαρροής (βλ. Σχήμα 2.3) τα δύο υλικά πρέπει να έχουν άθροισμα δυνάμεων ίσο με την αντοχή διαρροής. Για να επιτευχθεί αυτό, ο συντελεστής  $\chi$  υπολογίζεται κάθε φορά με επαναληπτική διαδικασία ούτως ώστε να βρεθεί το ποσοστό συμμετοχής του Material 1 στο τελικό υλικό. Η αρχική θεώρηση είναι ότι από το υλικό 1 έχουμε το 90% του φορτίου. Τελικά η τιμή του  $\chi$  κυμαίνεται μεταξύ των τιμών 87%-91% για το εξαώροφο πλαίσιο και μεταξύ των τιμών 72%-85% για το τριώροφο.
- Η τιμή φορτίου  $P_1$  υπολογίζεται από γραμμική παρεμβολή, ούτως ώστε να υπολογιστεί η τιμή  $P_2=P_u-P_1$  για το υλικό 2. Μετά από αυτό το σημείο ξεκινάει ο πτωτικός κλάδος για το δεύτερο υστερητικό υλικό.
- Για θετική αξονική δύναμη θεωρείται όταν η σύνδεση εφελκύεται και με αρνητική όταν θλίβεται.

Για τα δύο πλαίσια, τριών και έξι ορόφων, έχουμε διαφορετικές τιμές σε κάθε όροφο, όπως έχουν προκύψει από τη διαστασιολόγηση των συνδέσεων. Έτσι προκύπτει, για κάθε όροφο σε κάθε πλαίσιο που εξετάζουμε, ένας αντίστοιχος πίνακας όπως ο Πίνακας 4.1.

Πίνακας 4.2: Ιδιότητες συνδέσεων υλικού για το τριώροφο πλαίσιο

Όροφος	b (m)	h (m)	a (m)	$P_{yd}$ (kN)	$\delta_y$ (m)	$P_{ud}$ (kN)	$d_u=0,5*h$ (m)	$0,8*a$ (m)	$K_{pin}$ (kN/m)
3	0,035	0,03	0,0675	66,79	0,00199	205,84	0,0150	0,054	32263,37
2	0,045	0,035	0,0825	94,40	0,00194	301,59	0,0175	0,066	47245,18
1	0,045	0,04	0,0725	144,68	0,00157	412,86	0,0200	0,058	87168,95

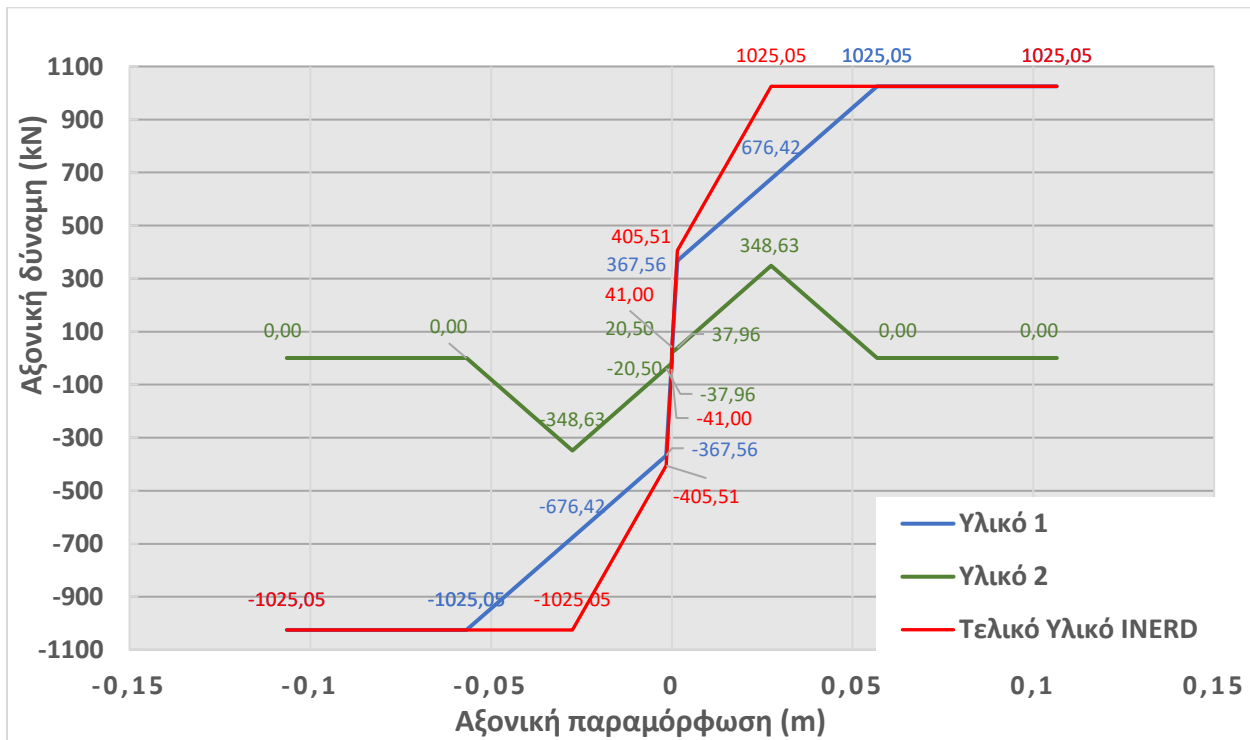
Πίνακας 4.3: Ιδιότητες συνδέσεων υλικού για το εξαώροφο πλαίσιο

Όροφος	b (m)	h (m)	a (m)	$P_{yd}$ (kN)	$\delta_y$ (m)	$P_{ud}$ (kN)	$d_u=0,5*h$ (m)	$0,8*a$ (m)	$K_{pin}$ (kN/m)
6	0,05	0,03	0,07	91,07	0,00204	299,15	0,015	0,056	43338,68
5	0,05	0,04	0,0775	152,07	0,00164	441,67	0,020	0,062	86731,36
4	0,055	0,04	0,0675	194,20	0,00149	542,89	0,02	0,054	120176,80
3	0,055	0,045	0,068	240,70	0,00178	648,70	0,023	0,054	126664,12
2	0,062	0,05	0,07	325,92	0,00164	853,34	0,025	0,056	186074,43
1	0,065	0,055	0,071	405,51	0,00154	1025,05	0,028	0,057	246989,90

Παρουσιάζονται ενδεικτικά οι αριθμητικές τιμές των νόμων υλικών όπως ορίστηκαν στο OpenSees για την σύνδεση του 1<sup>ου</sup> ορόφου από το εξώροφο και το τριώροφο κτίριο. Σημειώνεται ότι για το τριώροφο πλαίσιο, η τιμή του ποσοστού του 1<sup>ου</sup> υστερητικού υλικού στο τελικό νόμο παίρνει τιμές από 72%-85% σε σχέση με το εξώροφο που έχει ποσοστό 87%-91%.

Πίνακας 4.4: Χαρακτηριστικές τιμές των νόμων υλικού για την σύνδεση INERD 1<sup>ου</sup> ορόφου του εξώροφου πλαισίου.

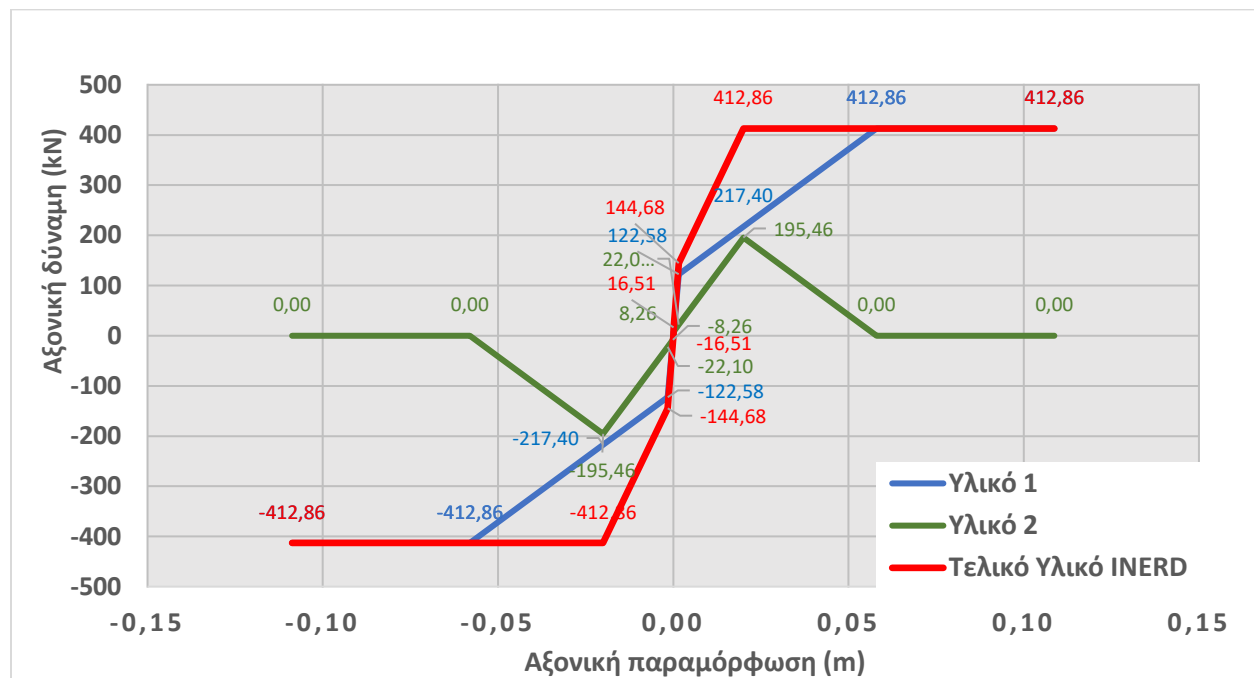
1ος όροφος					
Υλικό 1		Υλικό 2		Τελικό Υλικό INERD	
$\delta_1$	$P_1$	$\delta_2$	$P_2$	$d$	$P$
0,107	1025,05	0,107	0	0,107	1025,05
0,057	1025,05	0,057	0	0,057	1025,05
$\chi =$ 0,028	676,42	0,028	348,63	0,028	1025,05
<b>0,906</b>	367,56	0,0015	37,96	0,0015	405,51
8,30E-05	20,50	8,3E-05	20,50	8,3E-05	41,00
0	0	0	0	0	0



Σχήμα 4.11: Περιβάλλουσες νόμων υλικού για την σύνδεση INERD 1<sup>ου</sup> ορόφου του εξώροφου πλαισίου.

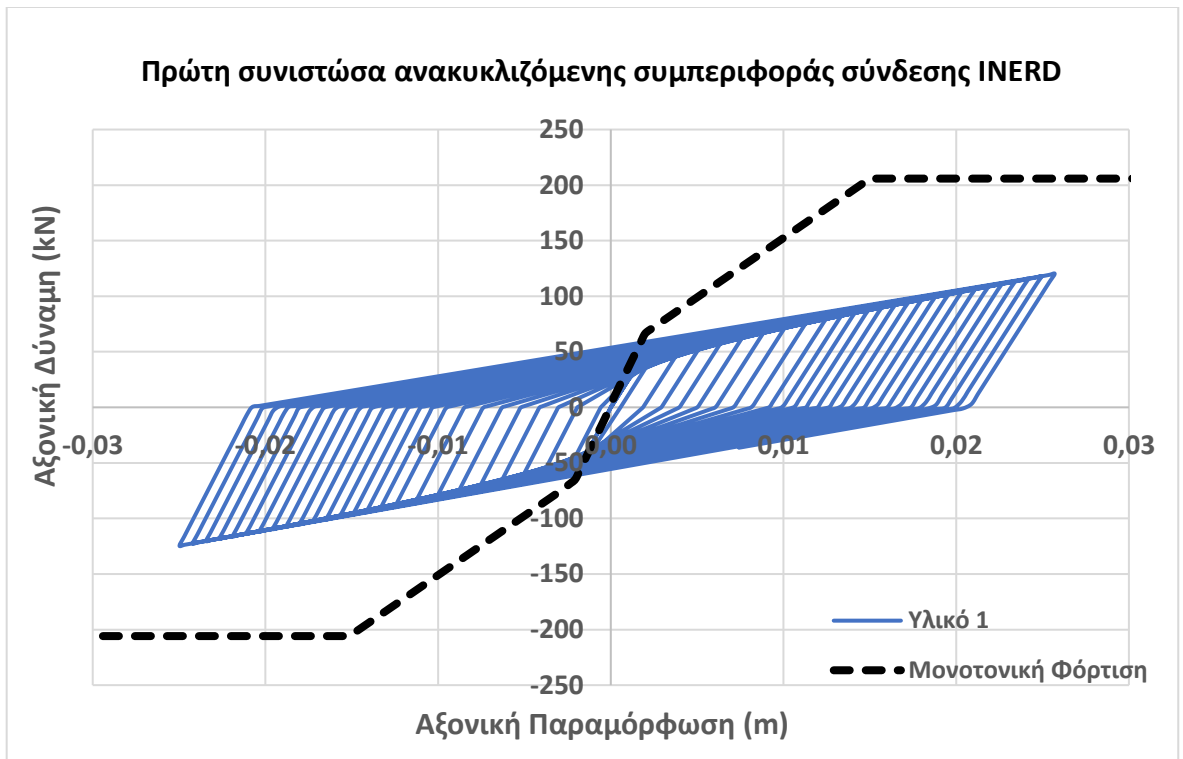
Πίνακας 4.5: Χαρακτηριστικές τιμές των νόμων υλικού για την σύνδεση INERD 1<sup>ου</sup> ορόφου του τριώροφου πλαισίου.

1ος όροφος					
Υλικό 1		Υλικό 2		Τελικό Υλικό INERD	
$\delta_1$	$P_1$	$\delta_2$	$P_2$	d	P
0,109	412,86	0,109	0	0,109	412,86
0,058	412,86	0,058	0	0,058	412,86
$\chi =$	0,020	0,020	195,46	0,020	412,86
0,847	0,00157	0,00157	22,10	0,00157	144,68
	9,47E-05	9,5E-05	8,26	9,47E-05	16,51
	0	0	0	0	0

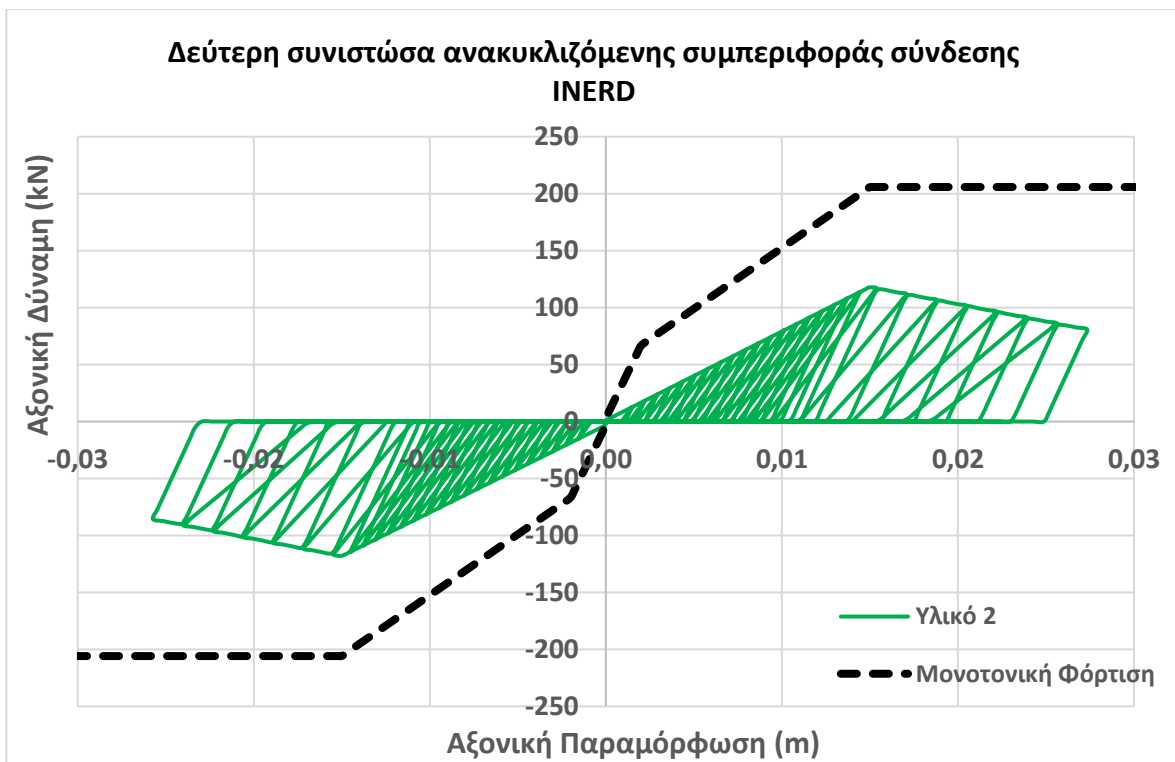


Σχήμα 4.12: Περιβάλλουσες νόμων υλικού για την σύνδεση INERD 1ου ορόφου του τριώροφου πλαισίου.

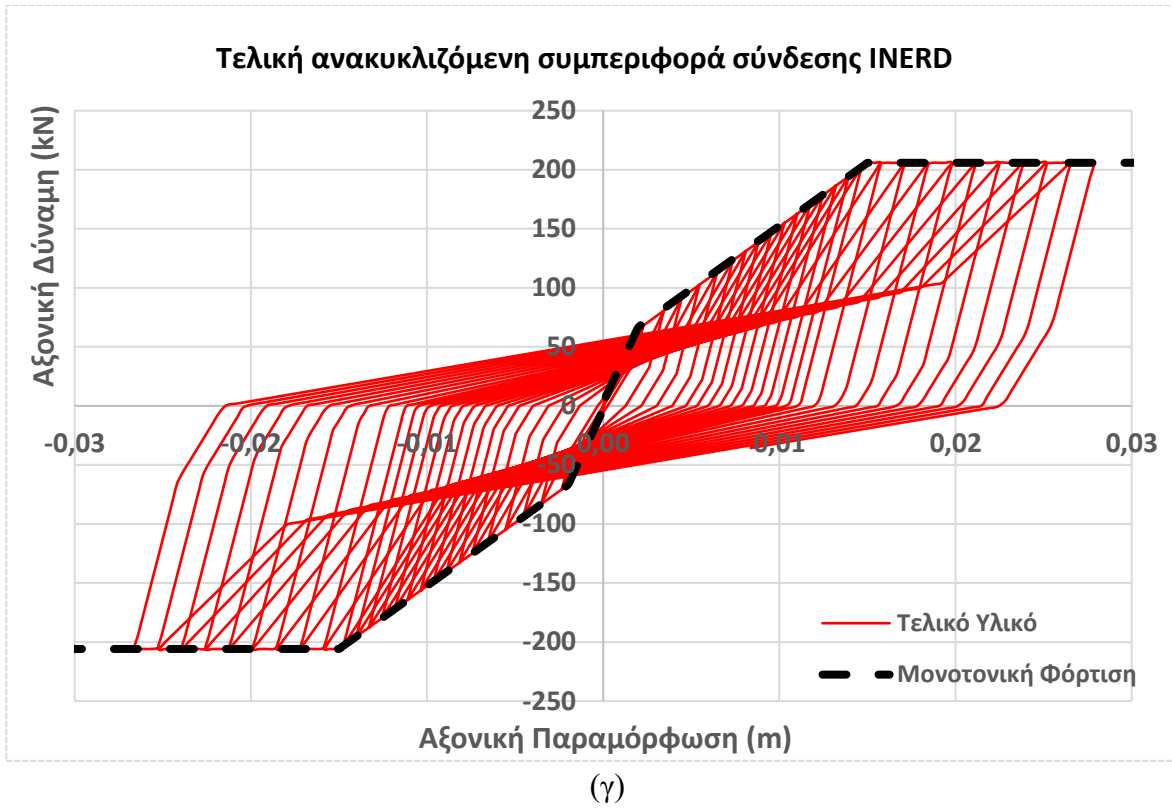
Παρακάτω παρουσιάζονται οι βρόγχοι υστέρησης των δύο επιμέρους υλικών και του τελικού υλικού, όπως προκύπτουν μετά από ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Οι ενδεικτικές αριθμητικές τιμές αντιστοιχούν στην σύνδεση του 3<sup>ου</sup> ορόφου του τριώροφου πλαισίου.



(α)



(β)



Σχήμα 4.13: Τυπικοί νόμοι ανακύκλισης για τις συνδέσεις INERD (α) Πρώτη συνιστώσα (β) Δεύτερη συνιστώσα (γ) Τελικό υλικό



## 5 Αποτελέσματα μη γραμμικών αναλύσεων

### 5.1 Ιδιομορφική Ανάλυση

Αρχικά, πραγματοποιούνται ιδιομορφικές αναλύσεις και για τα δύο κτίρια, για κάθε διεύθυνση, προκειμένου να εκτιμηθεί η ποιοτική συμπεριφορά της κατασκευής. Για την εφαρμογή της Ιδιομορφικής ανάλυσης λαμβάνονται υπόψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση. Στόχος είναι ο προσδιορισμός των τριών πρώτων ιδιομορφών, όπως παρουσιάζονται στο κεφάλαιο §3.2. Κυρίως όμως μας ενδιαφέρει η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος  $T_1$ , έτσι γίνεται μία σύγκριση μεταξύ OpenSees και SAP2000, για την διεύθυνση Y των πλαισίων με τις συνδέσεις INERD, προκειμένου να γίνει μια αρχική επιβεβαίωση του τρόπου προσομοίωσης των δυο πλαισίων. Παρατηρείται μία μικρή απόκλιση 0,14-0,16 sec μεταξύ των δύο προγραμμάτων για τα δυο μοντέλα, η οποία οφείλεται στη διαφορά της τρισδιάστατης και δισδιάστατης προσομοίωσης (Πίνακας 5.1).

Το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη πρέπει να είναι τουλάχιστον 90% τις συνολικής μάζας του φορέα. Για να επιτευχθεί ποσοστό μεγαλύτερο του 90% (και για τις δύο διευθύνσεις) απαιτείται να ληφθούν υπόψη τουλάχιστον οι 5 πρώτες ιδιομορφές.

Πίνακας 5.1: Σύγκριση Ιδιοπεριόδου  $T_1$  για την διεύθυνση Y

	SAP2000	OpenSees	Ποσοστό Ιδιομορφικής Μάζας
Τριώροφο κτίριο	1.02 sec	0.88 sec	84,72%
Εξάωροφο κτίριο	1.44 sec	1.28 sec	78,96%

Πίνακας 5.2: Ιδιομορφικές μάζες για το τριώροφο κτίριο (από SAP2000)

	StepNum	Period	$U_x$	$U_y$	$U_z$	Sum $U_x$	Sum $U_y$	Sum $U_z$
Mode	1	1,67	0,79	0	0	0,79	0	0
Mode	2	1,44	0	0,758	0	0,79	0,76	0
Mode	3	1,09	0	0	0	0,79	0,76	0
Mode	4	0,55	0,12	0	0	0,91	0,76	0
Mode	5	0,53	0	0,15	0	0,91	0,90	0

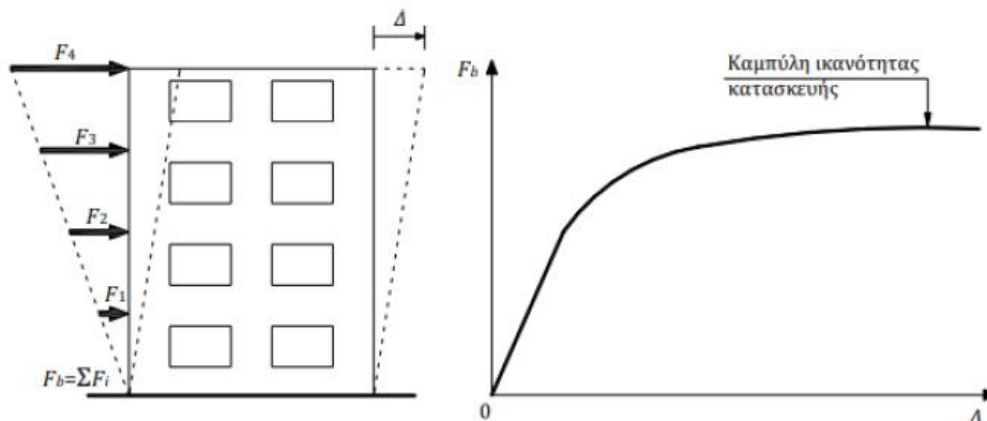
Πίνακας 5.3: Ιδιομορφικές μάζες για το εξάωροφο κτίριο (από SAP2000)

	StepNum	Period	$U_x$	$U_y$	$U_z$	Sum $U_x$	Sum $U_y$	Sum $U_z$
Mode	1	1,02	0	0,85	0	0	0,85	0
Mode	2	0,86	0,84	0	0	0,84	0,85	0
Mode	3	0,70	0	0	0	0,84	0,85	0
Mode	4	0,38	0	0,12	0	0,84	0,97	0
Mode	5	0,26	0,12	0	0	0,96	0,97	0

## 5.2 Μη γραμμική στατική Ανάλυση (Pushover)

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

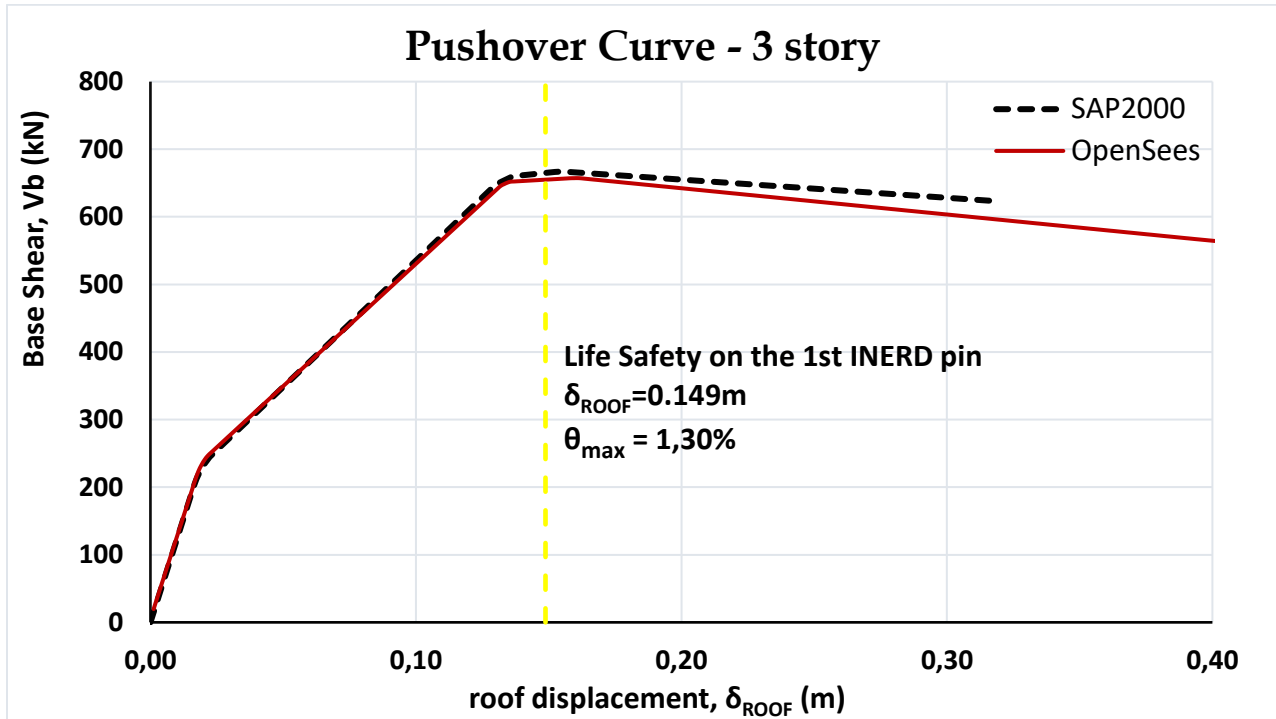
Αρχικά, θα πρέπει να επιλεγεί μια κατανομή φορτίων, που ασκούνται στους κόμβους του φορέα. Ως κατανομή των φορτίων καθ' ύψος μπορεί να χρησιμοποιηθεί η τριγωνική κατανομή, ομοιόμορφη κατανομή, η πρώτη ιδιομορφή, ή άλλες πιο περίπλοκες κατανομές που βασίζονται στις μετακινήσεις των ορόφων λαμβάνοντας υπόψη την συμμετοχή των ανώτερων ιδιομορφών. Για τις αναλύσεις που γίνονται επιλέγεται να χρησιμοποιηθεί η κατανομή δυνάμεων που βασίζεται στην πρώτη ιδιομορφή, που αντιστοιχεί στη διεύθυνση που εξετάζεται.



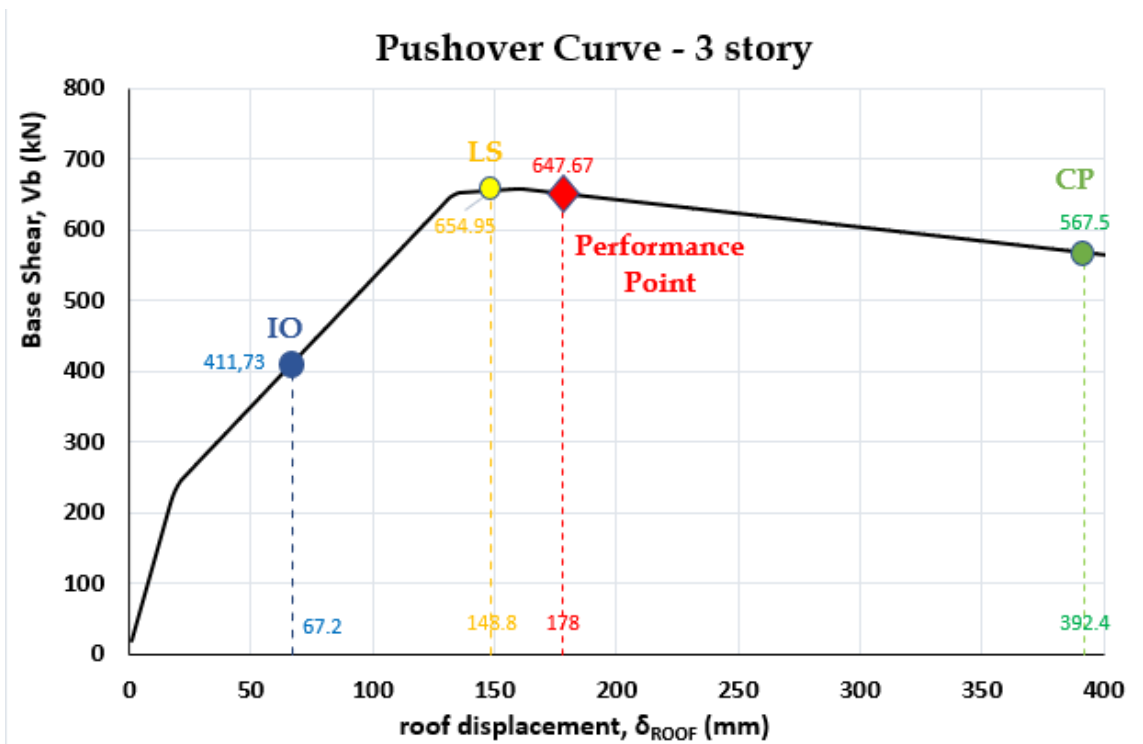
Σχήμα 5.1: Καμπύλη Ικανότητας πολυώροφου κτιρίου [15]

Με δεδομένη την κατανομή φορτίων, επιλέγεται ο κόμβος αναφοράς, η αύξηση της μετακίνησης σε κάθε βήμα και το σύνολο των βημάτων που θέλουμε να εκτελεστούν συνολικά. Στη μέθοδο Pushover γίνεται έλεγχος μετακινήσεων (displacement control) προκειμένου να παραχθεί η καμπύλη ικανότητας, γιατί αν γινόταν έλεγχος δυνάμεων δε θα μπορούσε να καταγραφεί πτωτικό κλάδο στο διάγραμμα της καμπύλης ικανότητας. Ο αλγόριθμος αναλαμβάνει τότε σε κάθε βήμα να βρει ένα φορτικό συντελεστή  $\lambda$ , ο οποίος όταν πολλαπλασιαστεί με τις δυνάμεις αναφοράς που δόθηκαν στην αρχή της ανάλυσης, δίνει μετακίνηση του σημείου αναφοράς στον βαθμό ελευθερίας που έχει επιλεγεί ίση με τη στοχευόμενη μετακίνηση του βήματος αυτού. Στην ανάλυση συμπεριλήφθηκαν τα φαινόμενα P-δ για την μη γραμμικότητα της γεωμετρίας.

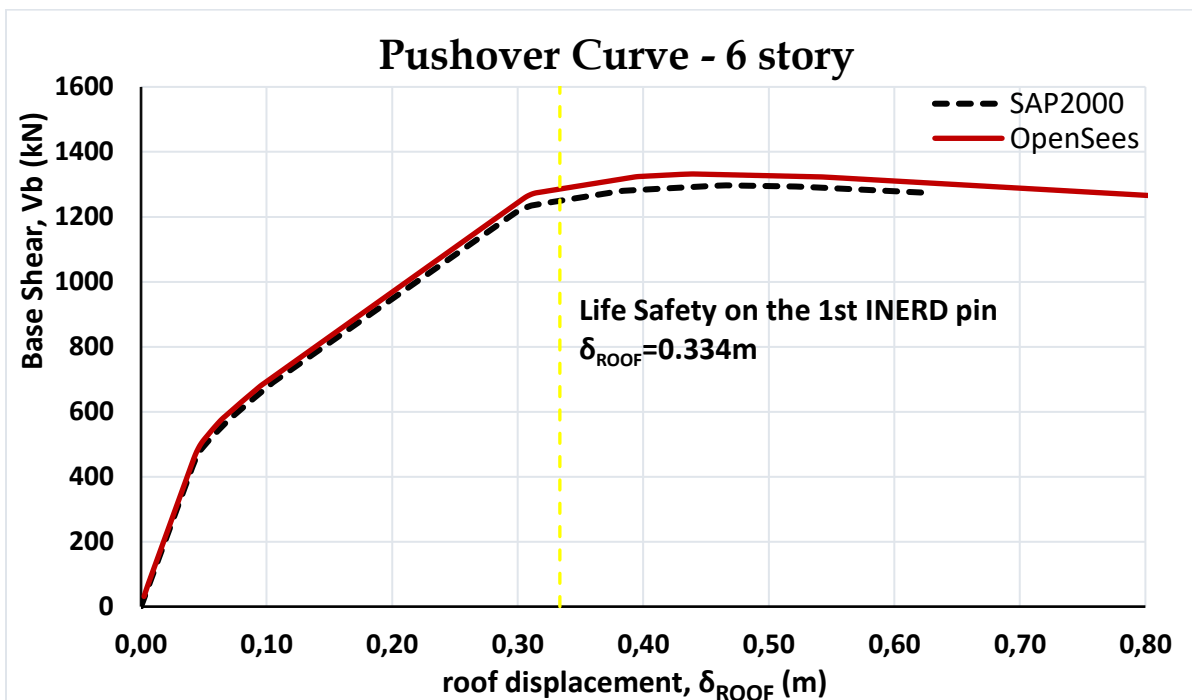
Οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν και από τα δύο λογισμικά, και παρατηρείται πολύ καλή σύγκριση μεταξύ των δύο διαγραμμάτων και για τα δύο πλαίσια. Για την προσομοίωση του μοντέλου στο OpenSees, ο νόμος υλικού είναι αυτός που περιγράφεται στην §4.4 (Σχήμα 4.13 (γ)). Με σκοπό να επιτύχουμε όσο το δυνατόν γίνεται μεγαλύτερο πτωτικό κλάδο στη καμπύλη Pushover, δόθηκε τελικό βήμα για την ολοκλήρωση της καμπύλης ικανότητας, σχετική μετακίνηση κορυφής ίση με 10%. Όσο αφορά την προσομοίωση στο λογισμικό SAP2000, το μοντέλο των γραμμικών ελατηρίων που χρησιμοποιήθηκε για την ελαστική ανάλυση επεκτείνεται ώστε να συμπεριλάβει την απόκριση των δομικών στοιχείων πέρα από την ελαστική περιοχή. Επειδή τα όλκιμα στοιχεία είναι οι συνδέσεις INERD με πείρο, τα γραμμικά ελατήρια μηδενικού μήκους που χρησιμοποιήθηκαν για τη διαστασιολόγηση, αντικαταστίθενται από μη γραμμικά ελατήρια, στα οποία ορίζεται ουσιαστικά η σπονδυλική καμπύλη του υλικού των συνδέσεων (βλ. Σχήμα 2.6).



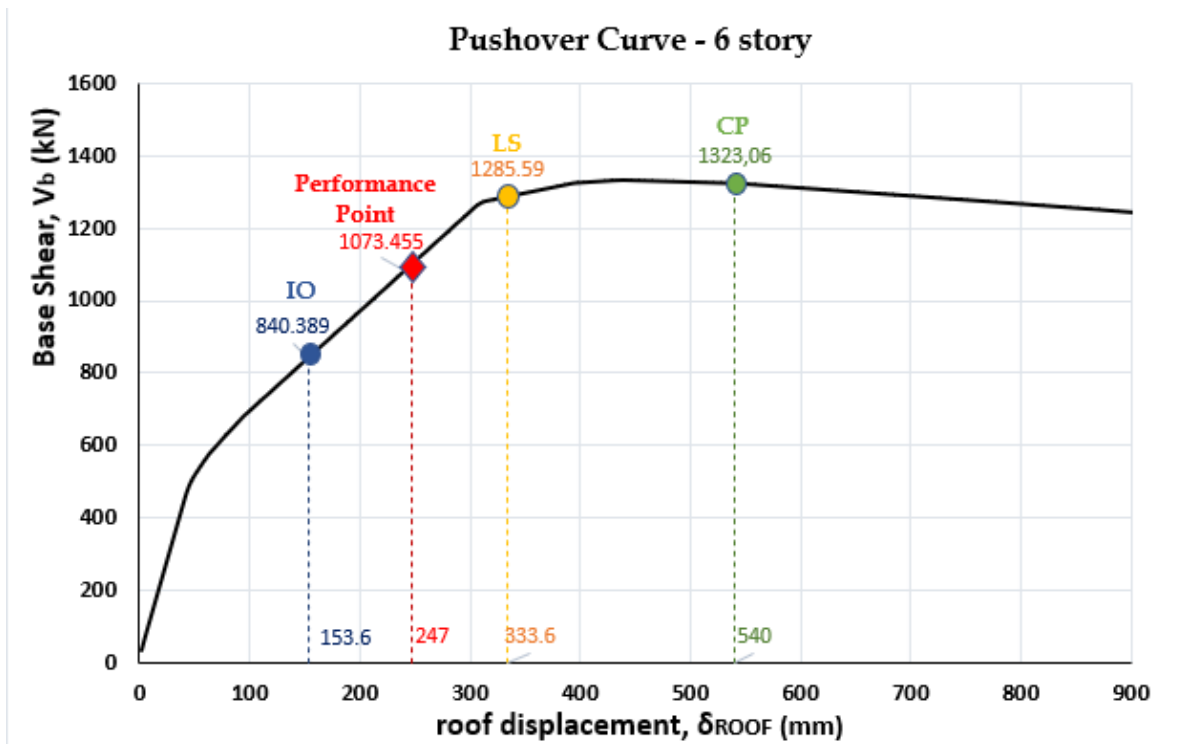
Σχήμα 5.2: Καμπύλη ικανότητας τριώροφου πλαισίου



Σχήμα 5.3: Καμπύλη ικανότητας τριώροφου πλαισίου με σημείο επιτελεστικότητας



Σχήμα 5.4: Καμπύλη ικανότητας εξάωροφου πλαισίου



Σχήμα 5.5: Καμπύλη ικανότητας εξαώροφου πλαισίου με σημείο επιτελεστικότητας

Η καμπύλη για κάθε πλαίσιο απεικονίζεται στο Σχήμα 5.2 για το τριώροφο πλαίσιο και στο Σχήμα 5.4 για το εξαώροφο αντίστοιχα. Στο Σχήμα 5.3 και στο Σχήμα 5.5 παρουσιάζεται η καμπύλη ικανότητας των δύο κτιρίων στη διεύθυνση Y με επισημασμένες πάνω σε κάθε καμπύλη τις στάθμες επιτελεστικότητας και το σημείο επιτελεστικότητας. Το σημείο επιτελεστικότητας της κατασκευής προκύπτει ως το σημείο τομής του φάσματος ικανότητας της κατασκευής (το φάσμα ικανότητας προκύπτει από μετατροπή της καμπύλης ικανότητας σε μορφή ADRS) και του ανελαστικού φάσματος (επίσης σε μορφή ADRS) για την αντίστοιχη πλαστιμότητα που έχει οριστεί. Για το τριώροφο κτίριο προκύπτει το σημείο επιτελεστικότητας λίγο μετά από τη στάθμη Προστασία Ζωής ίσο με  $V=1295\text{kN}$  και  $d=0,178\text{m}$ , ενώ για το εξαώροφο κτίριο το σημείο επιτελεστικότητας βρίσκεται ανάμεσα στη στάθμη Άμεση Χρήση και Προστασία Ζωής ίσο με  $V=2147\text{kN}$  και  $d=0,247\text{m}$ . Από το τρι-γραμμικό σχήμα της Pushover καμπύλης συμπεραίνουμε ότι τα πλαίσια σε αυτή την διεύθυνση υπακούουν στη τρι-γραμμική καμπύλη που έχει οριστεί για τις συνδέσεις-ελατήρια. Επιπλέον, συγκρίνοντας τα αποτελέσματα από τα δύο λογισμικά γίνεται αντιληπτό ότι τα δύο μοντέλα (στο SAP2000 και στο OpenSees) ταιριάζουν με πολύ καλή ακρίβεια, έχοντας ίδια δυσκαμψία. Η καμπύλη ικανότητας που προέκυψε από το SAP2000 σταματάει νωρίτερα λόγω μη σύγκλισης του αλγορίθμου.

Για τα δύο υπό εξέταση κτίρια παρατηρούμε ακριβώς την ίδια συμπεριφορά όσο αφορά την απομείωση της δυσκαμψίας. Αρχικά, η κατασκευή ξεκινάει να χάνει την αρχική της δυσκαμψία, αμέσως μετά την διαρροή της πρώτης σύνδεσης INERD (διαρροή στο στάδιο I). Στην συνέχεια, αφού διαρρεύσουν και οι υπόλοιπες συνδέσεις, το κτίριο χάνει ξανά την εναπομένουσα

δυσκαμψία του όταν η πρώτη σύνδεση πείρου φτάσει στο σημείο C, δηλαδή στο σημείο που ο πρώτος πείρος αναπτύσσει την οριακή του αντοχή  $P_{u,Rd}$  (στάδιο II), οπότε έχουν ανοίξει 4 πλαστικές αρθρώσεις στον πείρο και δεν μπορεί να παραλάβει άλλη δύναμη. Τελικά, αφού διαδοχικά οι συνδέσεις φτάσουν την οριακή τους αντοχή, η κατασκευή έχει χάσει πλήρως την δυσκαμψία της, δεν μπορεί να παραλάβει άλλο φορτίο, όμως οι παραμορφώσεις συνεχίζουν να αυξάνονται λόγω της μεγάλης πλαστιμότητας.

Όλες οι συνδέσεις φτάνουν την πρώτη τους διαρροή σε σχετικά μικρό αριθμό βημάτων. Όσο αφορά τις τοπικές στάθμες επιτελεστικότητας των συνδέσεων (βλ. Σχήμα 2.6), όλα τα ελατήρια φτάνουν σε παραμόρφωση και τις τρεις στάθμες επιτελεστικότητας, εκτός από τις συνδέσεις του 1<sup>ου</sup> ορόφου στο εξαώροφο πλαίσιο που φτάνει μόνο μέχρι την στάθμη Άμεση Χρήση. Ενδεικτικά παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.4, τα αριθμητικά αποτελέσματα για τα κριτήρια αποδοχής (ή στάθμες επιτελεστικότητας) για την σύνδεση πείρου του 1<sup>ου</sup> ορόφου από το εξαώροφο κτίριο. Επίσης, συγκρίνοντας τις αξονικές παραμορφώσεις των συνδέσεων, παρατηρήθηκε ότι και στα δύο μοντέλα, η σύνδεση INERD του 4<sup>ου</sup> ορόφου είναι αυτή που διαρρέει και αστοχεί πρώτη για το εξαώροφο κτίριο, ενώ για το τριώροφο η αστοχία και διαρροή εμφανίζονται πρώτα στον 2<sup>ο</sup> όροφο. Τη στιγμή που η πρώτη σύνδεση πείρου φτάσει την τοπική στάθμη επιτελεστικότητας Προστασία Ζωής, το μέγιστο αναπτυσσόμενο drift εκ των ορόφων είναι 1,30% για το τριώροφο και 1,76% για το εξαώροφο πλαίσιο, τα οποία επισημαίνονται με την κατακόρυφη κίτρινη ευθεία γραμμή σε κάθε καμπύλη αντίστοιχα. Τα αποτελέσματα για τις σχετικές μετακινήσεις των ορόφων και τις τοπικές απαιτήσεις πλαστιμότητας περιγράφονται αναλυτικά στο κεφάλαιο 6.

Πίνακας 5.4: Σημεία Περιβάλλουσας καμπύλης και επιτελεστικότητας για την σύνδεση INERD του 1<sup>ου</sup> ορόφου του εξαώροφου πλαισίου

<b>1ος όροφος</b>				
<b>Σημείο</b>	<b>P (kN)</b>		<b><math>\delta_{pl}</math> (m)</b>	
<b>A</b>	0	0.000	0	0
<b>B</b>	$P_{yd}$	405.5	0	0
<b>C</b>	$P_{ud}$	1025.1	$0,5 \cdot h$	0.028
<b>D</b>	$P_{ud}$	1025.1	a	0.070
<b>E</b>	$0,5P_{ud}$	512.6	a	0.070
<b>F</b>	$0,5P_{ud}$	512.6	$1,5 \cdot a$	0.107
<b>κριτήρια αποδοχής (<math>\delta_{pl}</math>)</b>				
<b>IO</b>			<b><math>0,25 \cdot h</math></b>	0.014
<b>LS</b>			<b><math>0,6 \cdot h</math></b>	0.033
<b>CP</b>			<b><math>0,8 \cdot a</math></b>	0.057

### 5.3 Μη Γραμμική Δυναμική Ανάλυση (IDA)

Η Ικανοτική Δυναμική Ανάλυση (Incremental Dynamic Analysis - IDA), αποτελεί μια μη γραμμική δυναμική ανάλυση για την αποτίμηση της συμπεριφοράς της κατασκευής υπό την επιβολή σεισμικών φορτίων, όπως παρουσιάστηκε από τους Vamvatsikos and Cornell (2002) [37]. Η κατασκευή υποβάλλεται σε μια σειρά δυναμικών αναλύσεων υπό ένα σύνολο επιταχυνσιογραφήματων. Τα επιταχυνσιογραφήματα κλιμακώνονται κατάλληλα σε διάφορα επίπεδα έντασης, τέτοια ώστε η κατασκευή να οδηγηθεί από την ελαστική περιοχή στην κατάρρευση. Οι καμπύλες IDA του μέτρου απόκρισης για κάθε μέτρο έντασης, κατασκευάζονται επιλέγοντας κάποιο κατάλληλο μέτρο απόκρισης, το οποίο θα χαρακτηρίζει την απόκριση της κατασκευής και κάποιο μέτρο έντασης, το οποίο θα αναπαριστά τη σεισμική ένταση. Για την εφαρμογή της μεθόδου IDA ακολουθούνται τα παρακάτω βήματα:

- 1) Μόρφωση ενός 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) Εκτέλεση μη γραμμικών αναλύσεων χρονοϊστορίας.
- 6) Επεξεργασία αποτελεσμάτων.
- 7) Κατασκευή καμπυλών IDA σε όρους Μέτρου Απόκρισης – Μέτρου Έντασης.

Σε αντίθεση με τη Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση (Pushover), η Ικανοτική Δυναμική Ανάλυση μπορεί να εφαρμοστεί χωρίς περιορισμούς σε οποιονδήποτε φορέα. Το βασικό μειονέκτημα αυτής της μεθόδου είναι ο μεγάλος υπολογιστικός χρόνος που απαιτείται για την εκτέλεση της, το οποίο όμως συνεχώς αντιμετωπίζεται λόγω της προόδου της τεχνολογίας και της επιστήμης.

Σε όλες τις αναλύσεις χρησιμοποιείται το ίδιο μη γραμμικό προσομοίωμα που εξετάστηκε και στη μέθοδο Pushover, και για τα δύο εξεταζόμενα πλαίσια. Το δισδιάστατο μοντέλο συνεισφέρει κατά πολύ στη μείωση του υπολογιστικού φόρτου, ο οποίος ούτως ή άλλως είναι ιδιαίτερα αυξημένος για τις μη γραμμικές αναλύσεις. Για την εκτέλεση των αναλύσεων της IDA χρησιμοποιήθηκαν κώδικες Matlab οι οποίοι έχουν αναπτυχθεί από τον καθηγητή ΕΜΠ Δ.Βαμβάτσικο, οι οποίοι βρίσκονται online στην ιστοσελίδα του [36].

Είναι λογικό ότι μία ανάλυση IDA η οποία έχει παραχθεί μόνο από ένα επιταχυνσιογράφημα, δε θα μπορούσε να προσεγγίσει σε καμία περίπτωση την απόκριση της κατασκευής σε ένα μελλοντικό σεισμικό γεγονός. Για το λόγο αυτό είναι αναγκαίο να χρησιμοποιηθεί μια σειρά επιταχυνσιογραφήματων καθένα από τα οποία κλιμακώνεται σε διάφορα επίπεδα έντασης. Έτσι επιλέγονται λοιπόν 60 καταγραφές, οι οποίες αντιστοιχούν σε 30 σεισμικά γεγονότα, όπου το καθένα εξετάστηκε σε δύο κάθετες διευθύνσεις (βλ. Πίνακας 5.5). Οι καταγραφές αντιστοιχούν σε τοποθεσίες υψηλής σεισμικότητας, όπως παρουσιάστηκαν από τους Kohrangi M, Vamvatsikos D (2016) INNOSEIS ground motion set for high seismicity European sites [24].

Πίνακας 5.5: Σύνολο Καταγραφών για τις καμπύλες IDA [24]

1	ALASKA 2002 11 03	R109 (TEMP), 090	5596-090
2	ALASKA 2002 11 03	R109 (TEMP), 360	5596360
3	HECTOR MINE OCTOBER 16, 1999	INDIO - COACHELLA CANAL- 12026,90	12026090
4	HECTOR MINE OCTOBER 16, 1999	INDIO - COACHELLA CANAL - 12026,360	12026360
5	HECTOR MINE OCTOBER 16, 1999	BARSTOW - VINEYARD & H ST.- 23559,90	23559090
6	HECTOR MINE OCTOBER 16, 1999	BARSTOW - VINEYARD & H ST. - 23559,360	23559360
7	SUPERSTITION HILLS 11/24/87	WILDLIFE LIQUEFACTION ARRAY, 090 (USGS STATION)	A-IVW090
8	SUPERSTITION HILLS 11/24/87	WILDLIFE LIQUEFACTION ARRAY, 360 (USGS STATION)	A-IVW360
9	LANDERS 06/28/92	BAKER FIRE STATION, 050 (CDMG STATION 32075)	BAK050
10	LANDERS 06/28/92	BAKER FIRE STATION, 140 (CDMG STATION 32075)	BAK140
11	IRPINIA EQ, 11/23/80	RIONERO IN VULTURE, 000	B-VLT000
12	IRPINIA EQ, 11/23/80	RIONERO IN VULTURE, 270	B-VLT270
13	CHICHI AFTERSHOCK 09/20/99	CHY026, E, (CWB)	CHY026- E
14	CHICHI AFTERSHOCK 09/25/99	CHY026, E, (CWB)	CHY026-E2
15	CHICHI AFTERSHOCK 09/20/99	CHY026, N, (CWB)	CHY026- N
16	CHICHI AFTERSHOCK 09/25/99	CHY026, N, (CWB)	CHY026- N2
17	CHICHI AFTERSHOCK 09/20/99	CHY028, E, (CWB)	CHY028- E
18	CHICHI AFTERSHOCK 09/20/99	CHY028, N, (CWB)	CHY028- N
19	CHI-CHI 09/20/99	CHY036, E	CHY036-E
20	CHI-CHI 09/20/99	CHY036, N	CHY036-N
21	CHI-CHI 09/20/99	CHY046, E	CHY046-E
22	CHI-CHI 09/20/99	CHY046, N	CHY046-N
23	CHICHI AFTERSHOCK 09/25/99	CHY060, E, (CWB)	CHY060-E
24	CHICHI AFTERSHOCK 09/25/99	CHY060, N, (CWB)	CHY060-N
25	CHICHI AFTERSHOCK 09/20/99	CHY104, N, (CWB)	CHY104-N
26	CHICHI AFTERSHOCK 09/20/99	CHY104, W, (CWB)	CHY104-W
27	CHICHI AFTERSHOCK 09/25/99	CHY111, N, (CWB)	CHY111-N
28	CHICHI AFTERSHOCK 09/25/99	CHY111, W, (CWB)	CHY111-W
29	DINAR 01/10/95	DINAR, 090	DIN090
30	DINAR 01/10/95	DINAR, 180	DIN180
31	KOCAELI 08/17/99	EREGLI, 090 (ERD)	ERG090
32	KOCAELI 08/17/99	EREGLI,180 (ERD)	ERG180
33	COYOTE LAKE 08/06/79	GILROY ARRAY #2, 050 (CDMG STATION 47380)	G02050
34	COYOTE LAKE 08/06/79	GILROY ARRAY #2, 140 (CDMG STATION 47380)	G02140
35	COYOTE LAKE 08/06/79	GILROY ARRAY #6, 230 (CDMG STATION 57383)	G06230
36	COYOTE LAKE 08/06/79	GILROY ARRAY #6, 320 (CDMG STATION 57383)	G06320
37	GAZLI 5/17/76	KARAKYR, 000	GAZ000



38	GAZLI 5/17/76	KARAKYR, 090	GAZ090
39	COALINGA 05/02/83	PARKFIELD-CANTUA CREEK SCHOOL, 270 (CDMG STATION 46314)	H-CAK270
40	COALINGA 05/02/83	PARKFIELD-CANTUA CREEK SCHOOL, 360 (CDMG STATION 46314)	H-CAK360
41	IMPERIAL VALLEY 10/15/79	EL CENTRO ARRAY #4, 140 (USGS STATION 955)	H-E04140
42	IMPERIAL VALLEY 10/15/79	EL CENTRO ARRAY #4, 230 (USGS STATION 955)	H-E04230
43	IMPERIAL VALLEY 10/15/79	EL CENTRO DIFF ARRAY, 270 (USGS STATION 5165)	H-EDA270
44	IMPERIAL VALLEY 10/15/79	EL CENTRO DIFF ARRAY, 360 (USGS STATION 5165)	H-EDA360
45	COALINGA 05/02/83	PARKFIELD-GOLD HILL 5W, 000 (CDMG STATION 36434)	H-PG5000
46	COALINGA 05/02/83	PARKFIELD-GOLD HILL 5W, 090 (CDMG STATION 36434)	H-PG5090
47	CHI-CHI 09/20/99	HWA006, N	HWA006-N
48	CHI-CHI 09/20/99	HWA006, W	HWA006-W
49	NORTHRIDGE 01/17/94	MOORPARK, 090 (CDMG STATION 24283)	MRP090
50	NORTHRIDGE 01/17/94	MOORPARK, 180 (CDMG STATION 24283)	MRP180
51	BIGBEAR 06/28/92	PALM SPRINGS - AIRPORT, 090	PSA090
52	BIGBEAR 06/28/92	PALM SPRINGS - AIRPORT, 360	PSA360
53	NORTHRIDGE 1/17/94	SANDBERG-BALD MTN, 090 (CDMG STATION 24644)	SAN090
54	NORTHRIDGE 1/17/94	SANDBERG-BALD MTN, 180 (CDMG STATION 24644)	SAN180
55	LOMA PRIETA 10/18/89	SUNOL FIRE STATION, 090	SUF090
56	LOMA PRIETA 10/18/89	SUNOL FIRE STATION, 180	SUF180
57	CHICHI AFTERSHOCK 09/20/99	TCU120, E, (CWB)	TCU120-E
58	CHICHI AFTERSHOCK 09/20/99	TCU120, N, (CWB)	TCU120-N
59	CHICHI AFTERSHOCK 09/25/99	TCU141, N, (CWB)	TCU141-N
60	CHICHI AFTERSHOCK 09/25/99	TCU141, W, (CWB)	TCU141-W

Η κλιμάκωση των επιταχυνσιογραφημάτων για διάφορα επίπεδα σεισμικής έντασης πραγματοποιείται μέσω του πολλαπλασιασμού τους με ένα μη αρνητικό μέγεθος, το συντελεστή  $\lambda$ . Κάθε τιμή της ιστορίας πολλαπλασιάζεται με το συντελεστή κλιμάκωσης  $\lambda$ , με αποτέλεσμα να δημιουργείται ένα νέο επιταχυνσιογράφημα, το οποίο είναι ομοίωτο με το αρχικό. Συνεπώς, για τιμές του συντελεστή μικρότερες της μονάδας ( $\lambda < 1$ ), παράγεται ένα επιταχυνσιογράφημα κλιμακωμένο προς τα κάτω, δηλαδή ηπιότερο του αρχικού, και αντίθετα για τιμές του συντελεστή μεγαλύτερες της μονάδας παράγεται επιταχυνσιογράφημα κλιμακωμένο προς τα άνω, δηλαδή ισχυρότερο του αρχικού. Είναι προφανές ότι για τιμές ίσες με τη μονάδα ( $\lambda = 1$ ), προκύπτει επιταχυνσιογράφημα ίσο με το αρχικό. Ο συντελεστής κλιμακώνεται με τρόπο τέτοιο, ούτως ώστε η κατασκευή να περάσει διαδοχικά από την ελαστική στην ανελαστική περιοχή και τελικά να οδηγηθεί στην κατάρρευση. [37]

Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, για την παραγωγή των καμπυλών της IDA και την επεξεργασία των αποτελεσμάτων είναι απαραίτητο να οριστούν το μέτρο έντασης και το μέτρο απόκρισης. Αναλυτικότερα, ως Μέτρο Έντασης (*Intensity Measure - IM*) ενός κλιμακωμένου

επιταχυνσιογραφήματος ορίζεται ένα μη αρνητικό μέγεθος, το οποίο αποτελεί συνάρτηση του συντελεστή κλιμάκωσης  $\lambda$  και αυξάνεται μονοτονικά με αυτόν. Και για τα δύο πλαίσια, επιλέγεται ως μέτρο έντασης η φασματική επιτάχυνση πρώτης ιδιομορφής με 5% απόσβεση  $Sa(T_1, 5\%)$ . Με την επιλογή αυτή μειώνεται η διασπορά στα αποτελέσματα, και ταυτόχρονα υπάρχει αξιόλογη καταγραφή της απόκρισης της κατασκευής.

Στη συνέχεια, ως Μέτρο Απόκρισης (*Engineering Demand Parameter – EDP*) ορίζεται ένα μη αρνητικό βαθμωτό μέγεθος, το οποίο αντιπροσωπεύει την απόκριση της κατασκευής σε μια σεισμική φόρτιση. Οι αναλύσεις αυτές έχουν στόχο να καταγραφεί η τιμή του Μέρου Απόκρισης (*EDP*) της κατασκευής σε κάθε επίπεδο έντασης της κλιμακούμενης ιστορίας. Τα συνηθέστερα επιλεγόμενα μέτρα απόκρισης για την αποτίμηση μιας κατασκευής είναι η τέμνουσα βάσης, η στροφή ενός κόμβου, η μέγιστη πλαστιμότητα ενός ορόφου, η μέγιστη μετακίνηση οροφής, η μέγιστη σχετική στροφή ενός ορόφου (*interstory drift -  $\theta_1, \dots, \theta_n$* ) κι η μέγιστη εκ των σχετικών στροφών ενός ορόφου (*max interstory drift -  $\theta_{max}$* ). Για τη μελέτη των κτιρίων επιλέγεται ως μέτρο έντασης (*EDP*) η μέγιστη εκ των σχετικών στροφών ενός ορόφου  $\theta_{max}$ .

Συνοπτικά, ως IDA για μια σεισμική καταγραφή ορίζεται η δυναμική ανάλυση στην οποία υποβάλλεται το δομικό προσομοίωμα, μέσω μιας ιστορίας κλιμακωμένης με τον εκάστοτε συντελεστή  $\lambda$ . Στόχος των πολλαπλών κλιμακώσεων και αναλύσεων είναι η απόκριση της κατασκευής για μία συγκεκριμένη τιμή έντασης. Στις δυναμικές αναλύσεις που πραγματοποιούνται, είναι απαραίτητο να μορφωθεί και το μητρώο απόσβεσης της κατασκευής. Το μητρώο απόσβεσης δεν προκύπτει άμεσα από τα χαρακτηριστικά της κατασκευής, αλλά προσδιορίζεται από τους ιδιομορφικούς λόγους απόσβεσης, οι οποίοι αντιπροσωπεύουν όλους τους μηχανισμούς κατανάλωσης ενέργειας [16]. Η πιο συνηθισμένη μέθοδος που χρησιμοποιείται για να ορίσουμε την απόσβεση σε μια κατασκευή είναι η απόσβεση κατά Rayleigh, την οποία διαθέτει και το OpenSees [29]. Σε αυτή τη περίπτωση, για την δημιουργία του μητρώου απόσβεσης, απαιτείται να υπολογιστούν οι συντελεστές απόσβεσης  $\alpha_0, \alpha_1$ . Συγκεκριμένα, το μητρώο απόσβεσης προκύπτει από τα μητρώα μάζας και δυσκαμψίας σύμφωνα με την εξίσωση:

$$\mathbf{c} = \alpha_0 \cdot \mathbf{m} + \alpha_1 \cdot \mathbf{k} \quad (5.1)$$

όπου  $\mathbf{m}$  είναι το μητρώο της μάζας.

$\mathbf{c}$  το μητρώο της απόσβεσης.

$\mathbf{k}$  το μητρώο της δυσκαμψίας.

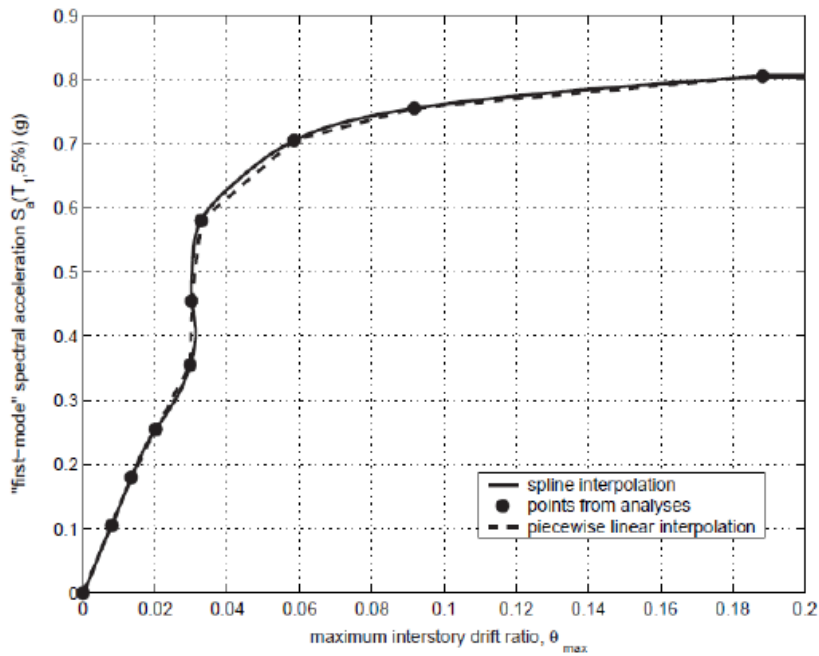
$\alpha_0, \alpha_1$  συντελεστές που γενικά υπολογίζονται από τα ποσοστά απόσβεσης  $\zeta_i$  και  $\zeta_j$ , των ιδιομορφών  $i$  και  $j$ , με κυκλικές συχνότητες  $\omega_i$  και  $\omega_j$  αντίστοιχα.

Στις αναλύσεις που πραγματοποιούνται, λαμβάνονται υπόψη οι δύο πρώτες ιδιομορφές καθώς είναι και οι σημαντικότερες. Οι συντελεστές  $\alpha_0, \alpha_1$  προκύπτουν από τις εξισώσεις:

$$\alpha_0 = \zeta \cdot \frac{2 \cdot \omega_1 \cdot \omega_2}{\omega_1 + \omega_2} \quad (5.2)$$

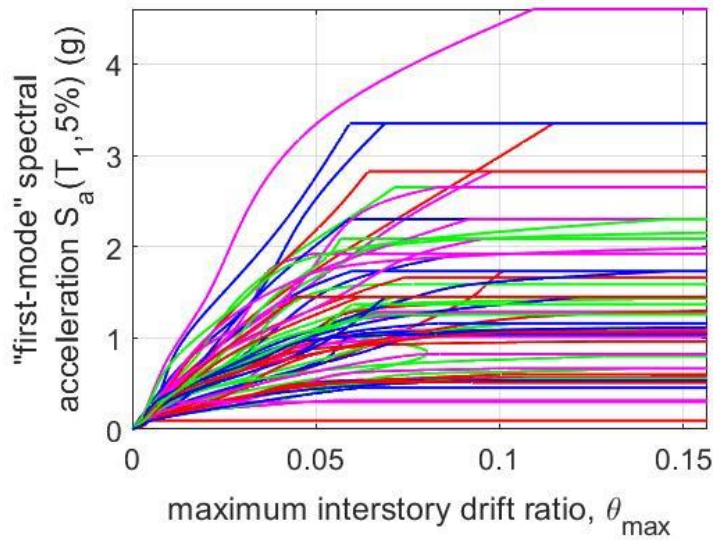
$$\alpha_1 = \zeta \cdot \frac{2}{\omega_1 + \omega_2} \quad (5.3)$$

Με την εξαγωγή των αποτελεσμάτων, έχουμε για κάθε τιμή απόκρισης την αντίστοιχη τιμή έντασης. Για την επεξεργασία των αποτελεσμάτων, για κάθε χρονοϊστορία έχουμε 8 αναλύσεις-κλιμακώσεις, άρα και 8 σημεία έντασης - απόκρισης. Τα σημεία αυτά ενώνονται με παρεμβολή (spline interpolation- βλ. Σχήμα 5.6), ώστε να σχηματιστεί η καμπύλη IDA κάθε ανάλυσης. Η καμπύλη ξεκινάει σαν ευθεία γραμμή στην ελαστική περιοχή, αλλά όταν ξεκινήσει η επιρροή της διαρροής, η εφαπτομενική κλίση μειώνεται ώσπου γίνεται σχεδόν οριζόντια, ώσπου συμβαίνει πλέον η κατάρρευση (Σχήμα 5.6). Για την καλύτερη ανάγνωση και επεξεργασία των αποτελεσμάτων που προκύπτουν από τις 60 σεισμικές καταγραφές, κρίνεται χρήσιμη η κατασκευή των ποσοστημορίων 16%, 50% και 84%. (Vamvatsikos και Cornell [37])

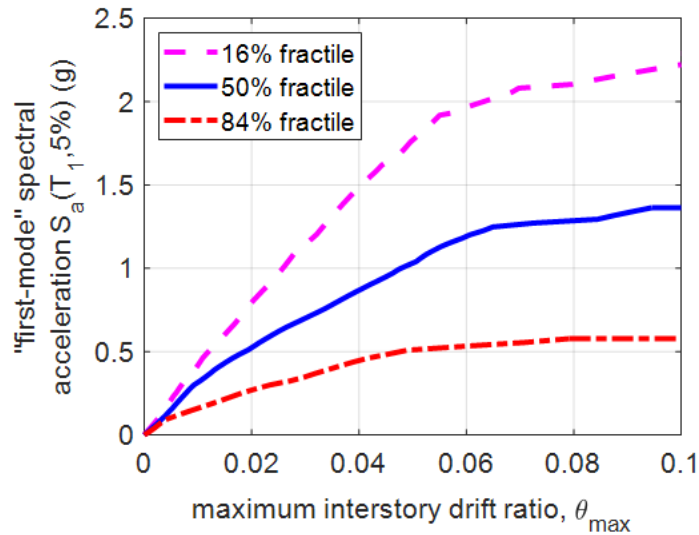


Σχήμα 5.6: Καμπύλη IDA για μια σεισμική καταγραφή (Vamvatsikos & Cornell 2002) [38]

Παρακάτω παρουσιάζονται οι καμπύλες IDA και τα αντίστοιχα ποσοστημόρια, για τα δύο υπό εξέταση κτίρια. Για τις Μη Γραμμικές Δυναμικές Αναλύσεις (IDA) και την επεξεργασία των αποτελεσμάτων χρησιμοποιήθηκε λογισμικό σε OpenSees και MATLAB, το οποίο είναι προσβάσιμο στο διαδίκτυο [36].



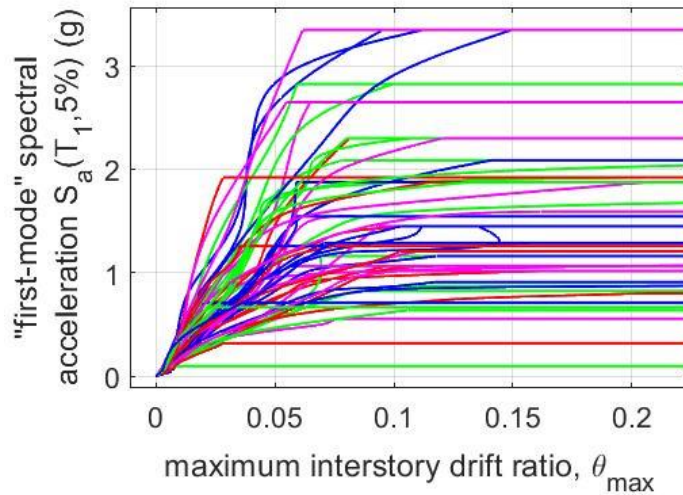
Σχήμα 5.7: Καμπύλες IDA τριώροφου πλαισίου με συνδέσεις INERD



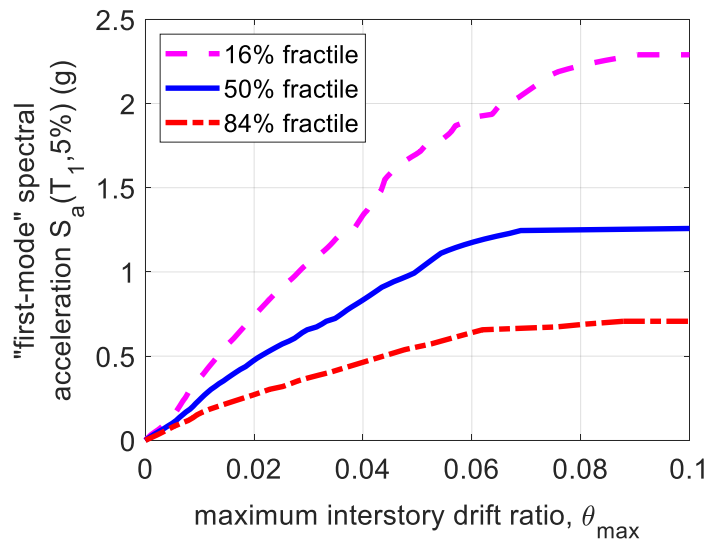
Σχήμα 5.8: Ποσοστημότητα 16%,50%,84% καμπυλών IDA τριώροφου πλαισίου με συνδέσεις INERD

Όπως παρατηρείται στο Σχήμα 5.8, για φασματική επιτάχυνση  $S_a(T_1, 5\%) = 0,5g$ , το 16% των καταγραφών προκαλεί  $\theta_{max} \leq 1,20\%$ , το 50% των καταγραφών προκαλεί  $\theta_{max} \leq 1,87\%$  και το 84% των σεισμικών καταγραφών προκαλεί  $\theta_{max} \leq 4,78\%$ . Λόγω του ότι οι καμπύλες IDA είναι συνεχείς και αυξάνονται μονοτονικά [37], μπορούμε να εξάγουμε το συμπέρασμα ότι για  $\theta_{max} = 2,5\%$ , το 84% των καταγραφών πρέπει να κλιμακωθεί σε επίπεδα έντασης  $S_a(T_1, 5\%) \geq 0,31g$ , το 50% των καταγραφών πρέπει να κλιμακωθεί σε επίπεδα έντασης  $S_a(T_1, 5\%) \geq 0,62g$  και το 16% σε επίπεδα έντασης  $S_a(T_1, 5\%) \geq 0,97g$ . Αντίστοιχα για  $\theta_{max} = 5\%$  το 84% των καταγραφών πρέπει να

κλιμακωθεί σε επίπεδα έντασης  $S_a(T_1,5\%) \geq 0.51g$ , το 50% των καταγραφών πρέπει να κλιμακωθεί σε επίπεδα έντασης  $S_a(T_1,5\%) \geq 1.03g$  και το 16% σε  $S_a(T_1,5\%) \geq 1.77g$ .



Σχήμα 5.9: Καμπύλες IDA εξαώροφου πλαισίου με συνδέσεις INERD



Σχήμα 5.10: Ποσοστημότητα 16%, 50%, 84% καμπυλών IDA εξαώροφου πλαισίου με συνδέσεις INERD

Αντίστοιχα για το εξαώροφο κτίριο, όπως παρατηρείται στο Σχήμα 5.10, για φασματική επιτάχυνση  $S_a(T_1,5\%)=0.5g$ , το 16% των καταγραφών προκαλεί  $\theta_{max} \leq 1,33\%$ , το 50% των καταγραφών προκαλεί  $\theta_{max} \leq 2,12\%$  και το 84% των σεισμικών καταγραφών προκαλεί  $\theta_{max} \leq 4,37\%$ . Επιπλέον, λόγω του ότι οι καμπύλες είναι συνεχείς και αυξάνονται μονοτονικά, μπορούν να χρησιμοποιηθούν και ως εξής: για να προκύψει  $\theta_{max}=2.5\%$ , το 84% των καταγραφών πρέπει να κλιμακωθεί σε επίπεδα έντασης  $S_a(T_1,5\%) \geq 0.32g$ , το 50% των καταγραφών πρέπει να κλιμακωθεί σε επίπεδα έντασης  $S_a(T_1,5\%) \geq 0.57g$  και το 16% σε επίπεδα έντασης  $S_a(T_1,5\%) \geq 0.91g$ .

Αντίστοιχα για να προκύψει  $\theta_{max}=5\%$ , το 84% των καταγραφών πρέπει να κλιμακωθεί σε επίπεδα έντασης  $S_a(T1,5\%) \geq 0.55g$ , το 50% των καταγραφών πρέπει να κλιμακωθεί σε επίπεδα έντασης  $S_a(T1,5\%) \geq 1.01g$  και το 16% σε επίπεδα έντασης  $S_a(T1,5\%) \geq 1.70g$ .

## 6 Αποτίμηση συμπεριφοράς πλαισίων με συνδέσεις INERD

### 6.1 Στάθμες επιτελεστικότητας

Η επιτελεστικότητα μιας κατασκευής αντιστοιχεί στον προσδιορισμό της καταγεγραμμένης ή της αναμενόμενης ικανότητας της να διατηρήσει τις ιδιότητές της, όπως είναι για παράδειγμα η λειτουργικότητα και η ασφάλεια, τόσο κατά τη διάρκεια όσο και μετά από έναν σεισμό. Οι στόχοι επιτελεστικότητας προκύπτουν συνδυάζοντας την πιθανότητα εμφάνισης ενός σεισμού με τις διάφορες στάθμες-όρια επιτελεστικότητας που εκφράζουν το επίπεδο των ζημιών στην κατασκευή. Στόχος του σχεδιασμού με βάση τις στάθμες επιτελεστικότητας είναι η κατασκευή να μπορέσει να συμμορφωθεί σε προκαθορισμένους στόχους επιτελεστικότητας όπως είναι η άμεση χρήση, η προστασία ζωής και αποφυγή κατάρρευσης. Για να επιτευχθούν αξιόπιστα αποτελέσματα, λαμβάνονται υπόψη η τρωτότητα και η αβεβαιότητα των κατασκευών. Προϋπόθεση της επιτυχούς εφαρμογής του σχεδιασμού με στόχους επιτελεστικότητας, είναι η κατά το δυνατόν ακριβότερη πρόβλεψη της ανελαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής και κατ'επέκτασιν των αναπτυσσόμενων παραμορφώσεων. Στα σημερινά δεδομένα, ο αντισεισμικός σχεδιασμός είναι δύσκολο να εκτιμήσει με μεγάλη αξιοπιστία τη μετελαστική συμπεριφορά μιας κατασκευής. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι δεν πραγματοποιείται ανελαστική ανάλυση αλλά γίνεται ελαστική ανάλυση με βάση μειωμένο φάσμα σχεδιασμού σε σύγκριση με το ελαστικό φάσμα, όπου η μείωση του ελαστικού φάσματος γίνεται μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  ο οποίος έχει προκύψει από πειραματική και αναλυτική έρευνα καθώς και από τη συμπεριφορά των κτιρίων σε πραγματικούς σεισμούς.

Για την αξιολόγηση των αποτελεσμάτων των μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων, πρέπει να οριστούν κάποια κριτήρια αστοχίας για την αποτίμηση της συμπεριφοράς της κατασκευής σε διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας. Τα κριτήρια αυτά αντιστοιχούν σε οριακές τιμές της μέγιστης σχετικής μετακίνησης των ορόφων, όπως παρουσιάστηκαν στη διδακτορική διατριβή Π.Θανόπουλος (2006) [13]. Τα όρια των σχετικών μετακινήσεων είναι ενδεικτικά μόνο για την καθολική συμπεριφορά των πλαισίων στην εκάστοτε στάθμη επιτελεστικότητας, καθώς εξασφαλίζεται από τους πιο λεπτομερείς περιορισμούς ότι τα εξεταζόμενα πλαίσια μπορούν να επιδείξουν την απαιτούμενη αντοχή, δυσκαμψία και πλαστιμότητα.

Σύμφωνα με τον Αμερικάνικο Κανονισμό FEMA356, τα όρια για τα Πλαίσια Ροπής (Steel Moment Frames - MRF) και για τα Πλαίσια με Κεντρικούς Συνδέσμους Δυσκαμψίας (Braced Steel Frames – CBF/EBF) παρουσιάζονται ως εξής:

Πίνακας 6.1: Όρια σχετικής παραμόρφωσης ορόφου (drift) από FEMA356 [21]

Steel Moment Frames		
Immediate Occupancy	Life Safety	Collapse Prevention
0,7% transient	2,5% transient	5% transient
negligible permanent	1% permanent	or permanent

<b>Braced Steel Frames</b>		
Immediate Occupancy	Life Safety	Collapse Prevention
0,5% transient	1,5% transient	2% transient
negligible permanent	0,5% permanent	or permanent

Στη περίπτωση των πλαισίων με συνδέσεις INERD τα κριτήρια αστοχίας που χρησιμοποιούνται, είναι τα εξής:

- drift=1,0% η οποία αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητας «Άμεση Χρήση», και περιγράφει την απόκριση της κατασκευής σε συχνές, λιγότερο ισχυρές σεισμικές δονήσεις (κατάσταση λειτουργικότητας).
- drift = 2,5% η οποία αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία ανθρώπινης ζωής», και περιγράφει την απόκριση της κατασκευής σε ισχυρές σεισμικές δονήσεις, οι οποίες μπορούν να συμβούν στη διάρκεια ζωής της κατασκευής (κατάσταση αστοχίας).
- drift = 5,0% η οποία αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητας «Αποφυγή κατάρρευσης» και περιγράφει την απόκριση της κατασκευής σε σημαντικά ισχυρούς σεισμούς.

Παρατηρούμε ότι οι τιμές των παραπάνω ορίων των σχετικών μετακινήσεων, είναι αρκετά κοντά με τις τιμές που ορίζονται για τα πλαίσια ροπής, σε σχέση με αυτές των πλαισίων με συνδέσμους δυσκαμψίας. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι τα πλαίσια με συνδέσεις INERD είναι πιο εύκαμπτα από τα πλαίσια με συνδέσμους δυσκαμψίας, με αποτέλεσμα οι διατάξεις των πλαισίων ροπής να είναι πιο ρεαλιστικές. Στο κεφάλαιο 6.5 περιγράφονται αναλυτικά τα τελικούς αναπτυσσόμενα drift από την μη γραμμική στατική ανάλυση. Επίσης από τις δυναμικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν, εξετάζεται για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας τι τοπική απαίτηση προκαλεί το συγκεκριμένο drift στο στοιχείο που απορροφά ενέργεια, δηλαδή τον πείρο, καθώς αναλύονται και οι παραμένουσες παραμορφώσεις.

## 6.2 Καμπύλες Τρωτότητας

Ο τρόπος με τον οποίο θα αστοχήσει ένα μέλος ή συνολικά η κατασκευή, αλλά και το μέγεθος της αστοχίας αυτής είναι μεγέθη με μεγάλες αβεβαιότητες. Οι συναρτήσεις των καμπυλών τρωτότητας ακολουθούν στατιστικές κατανομές, που υποδεικνύουν την πιθανότητα η υπό εξέταση κατασκευή να βρίσκεται ή να έχει υπερβεί ένα συγκεκριμένο επίπεδο βλάβης/επιτελεστικότητας για ένα δεδομένο επίπεδο σεισμικής έντασης. Επομένως, γίνεται η παραδοχή ότι για μια ορισμένη στάθμη επιτελεστικότητας, δηλαδή για τις τιμές της μέγιστης ανηγμένης σχετικής μετακίνησης ορόφου ( $\theta_{max}$ ) που αναφέρθηκαν στην §6.1, το αντίστοιχο μέτρο έντασης που εξάγεται από τις καμπύλες IDA, ακολουθεί τη λογαριθμική κατανομή.



Στον Πίνακα 6.2 και Πίνακα 6.3 αναλύονται οι τιμές των μέτρων έντασης για τις στάθμες επιτελεσματικότητας άμεση χρήση (IO) που αντιστοιχεί σε  $\theta_{\max}=1.0\%$ , στάθμη προστασίας ζωής (LS) σε  $\theta_{\max}=2.5\%$  και στάθμη αποφυγής κατάρρευσης (CP) σε  $\theta_{\max}=5.0\%$ .

Πίνακας 6.2: Τιμές μέτρου έντασης  $S_{a,C}$  για τις οριακές τιμές  $\theta_{\max}$  για το τριώροφο πλαίσιο

$\theta_{\max}$	1.0%	2.5%	5.0%
$S_{a,C}^{16\%}$	0.1606	0.3104	0.5108
$S_{a,C}^{50\%}$	0.3161	0.6218	1.0314
$S_{a,C}^{84\%}$	0.4193	0.9687	1.7697

Πίνακας 6.3: Τιμές μέτρου έντασης  $S_{a,C}$  για τις οριακές τιμές  $\theta_{\max}$  για το εξαώροφο πλαίσιο

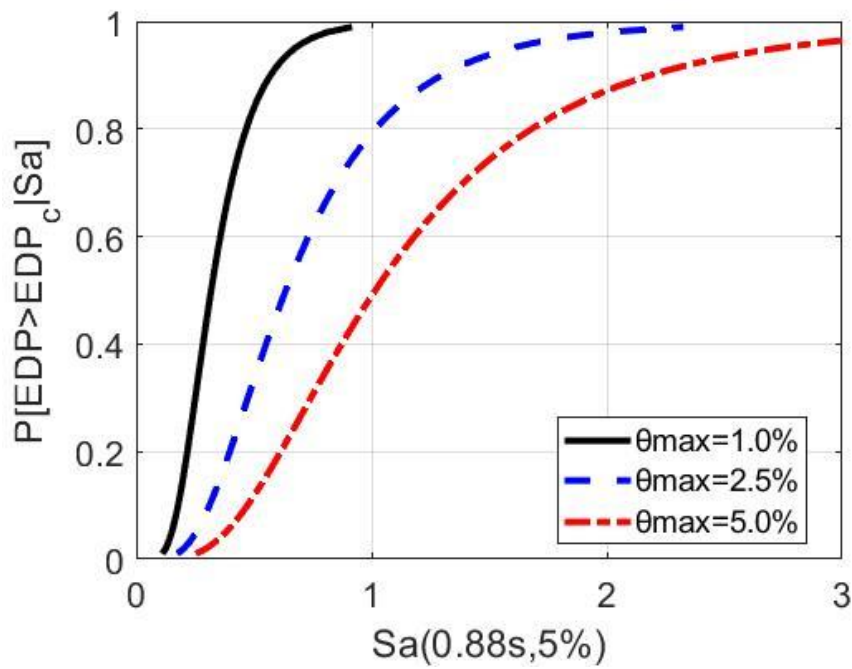
$\theta_{\max}$	1.0%	2.5%	5.0%
$S_{a,C}^{16\%}$	0.1595	0.3179	0.5550
$S_{a,C}^{50\%}$	0.2418	0.5693	1.0077
$S_{a,C}^{84\%}$	0.3708	0.9071	1.7042

Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, οι συναρτήσεις των καμπυλών τρωτότητας ακολουθούν κατανομή με λογαριθμική διασπορά, η οποία οφείλεται σε αβεβαιότητες. Καταρχήν, οι αβεβαιότητες αυτές προέρχονται από την τυχαία φύση του σεισμού ως φόρτιση, αλλά και από την ανεπαρκή γνώση του μηχανικού κατά την προσομοίωση του κτιρίου ή στη διαδικασία αποτίμησης της κατασκευής. Η διασπορά (φυσική αβεβαιότητα) δίδεται από τη σχέση:

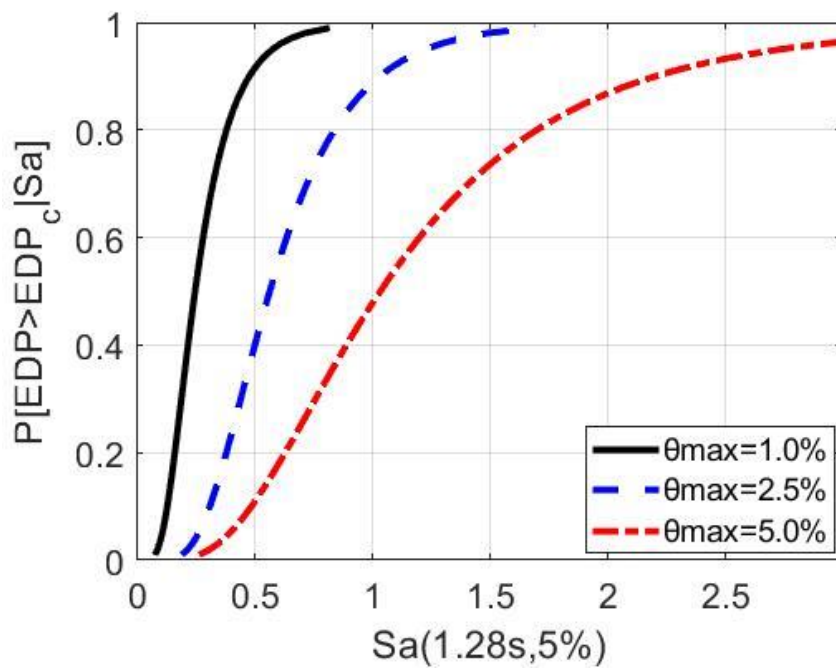
$$\beta_{S_a} = \frac{\ln(S_a^{84\%} - S_a^{16\%})}{2} \quad (6.1)$$

Οι καμπύλες τρωτότητας δίνονται από την αθροιστική συνάρτηση της τυποποιημένης κανονικής κατανομής και παρουσιάζονται για κάθε κτίριο στα Σχήματα 6.1 , 6.2.

$$F_{LS}(S_a) = P[S_{a,C} \leq S_a] = \Phi\left(\frac{\ln S_a - \ln S_{a,C}^{50\%}}{\beta_{S_a}}\right) \quad (6.2)$$



Σχήμα 6.1: Καμπύλες Τρωτότητας τριώροφου πλαισίου



Σχήμα 6.2: Καμπύλες Τρωτότητας εξαώροφου πλαισίου

Από το Σχήμα 6.1 και Σχήμα 6.2 συμπεραίνουμε ότι όσο σπουδαιότερη είναι η στάθμη επιτελεστικότητας τόσο μικρότερη είναι η πιθανότητα να βρίσκεται ή να έχει ξεπεράσει η

κατασκευή τη συγκεκριμένη στάθμη για μικρά επίπεδα σεισμικής έντασης. Παρατηρούμε επίσης ότι η πιθανότητα να ξεπεραστεί η στάθμη επιτελεστικότητας IO αυξάνεται πολύ γρήγορα ακόμα και για μικρές τιμές της επιτάχυνσης.

Αξιοποιώντας τα διαγράμματα των καμπυλών τρωτότητας έχουμε ότι: για το εξαώροφο κτίριο και για  $Sa(T_{1,5\%})=0,5g$  είναι μεγαλύτερη η πιθανότητα η κατασκευή να ξεπεράσει τη στάθμη Άμεση Χρήση, εφόσον η πιθανότητα κατάρρευσης ισούται με τουλάχιστον 11,14%, η πιθανότητα η κατασκευή να υπερβεί το όριο LS είναι  $40,56\%-11,14\%=29,42\%$ , η πιθανότητα υπέρβασης της στάθμης IO είναι  $91,75\%-40,56\%=51,19\%$  και η πιθανότητα η κατασκευή να υποστεί αμελητέες βλάβες είναι  $100\%-91,75\%=8,25\%$ . Αντίστοιχα για φασματική επιτάχυνση ίση με  $Sa(T_{1,5\%})=1,0g$  η μεγαλύτερη πιθανότητα έγκειται η κατασκευή να ξεπεράσει τη στάθμη Αποφυγή Κατάρρευσης, αφού η πιθανότητα κατάρρευσης ισούται με 48,06%, η πιθανότητα η κατασκευή να υπερβεί τη στάθμη LS είναι  $88,94\%-48,06\%=40,88\%$  και η πιθανότητα η κατασκευή να βρίσκεται ανάμεσα στη στάθμη LS και IO είναι  $100\%-88,94\%=11,06\%$ , καθώς η πιθανότητα υπέρβασης της στάθμης Άμεση Χρήση είναι 100%.

Αντίστοιχα για το τριώροφο πλαίσιο, για φασματική επιτάχυνση  $Sa(T_{1,5\%})=0,5g$  προκύπτει μεγαλύτερη πιθανότητα υπέρβασης της στάθμης Άμεση Χρήση. Αναλυτικά η πιθανότητα κατάρρευσης ισούται με 11,81%, η πιθανότητα η κατασκευή να υπερβεί το όριο LS είναι  $33,41\%-11,81\%=21,59\%$ , η πιθανότητα υπέρβασης της στάθμης IO είναι  $83,98\%-33,41\%=50,58\%$  και η πιθανότητα η κατασκευή να υποστεί αμελητέες βλάβες είναι  $100\%-83,98\%=16,02\%$ . Αντίστοιχα για φασματική επιτάχυνση ίση με  $Sa(T_{1,5\%})=1,0g$  η μεγαλύτερη πιθανότητα έγκειται η κατασκευή να ξεπεράσει τη στάθμη Αποφυγή Κατάρρευσης, αφού η πιθανότητα κατάρρευσης ισούται με 48,99%, η πιθανότητα η κατασκευή να υπερβεί τη στάθμη LS είναι  $79,21\%-48,99\%=30,22\%$ , η πιθανότητα η κατασκευή να βρίσκεται ανάμεσα στη στάθμη LS και IO είναι  $100\%-79,21\%=20,79\%$ , καθώς η πιθανότητα υπέρβασης της στάθμης Άμεση Χρήση είναι 100%. Παρατηρούμε ότι για  $Sa(T_{1,5\%})=0,5g$ , το τριώροφο κτίριο έχει μεγαλύτερη πιθανότητα  $P=16,02\%$  από το εξαώροφο  $P=8,25\%$  να μην υποστεί καμία βλάβη.

### 6.3 Εκτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς $q$ μέσω μεθόδου Pushover

Για τον υπολογισμό του συντελεστή συμπεριφοράς μέσω της στατικής ανελαστικής ανάλυσης, ακολουθήθηκε η διαδικασία που προτείνεται στους κανονισμούς του INNOSEIS (Vayas, I., Thanopoulos P., Tsarpalis P., Dimakogianni, D., Innovative anti-seismic devices and systems - The INNOSEIS Project, Design Guides. Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel 2016. [41]).

Η διαδικασία αυτή προτείνει την εκτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς μέσω του γινομένου της πλαστιμότητας  $q_\mu$  και της υπεραντοχής  $\Omega$ .

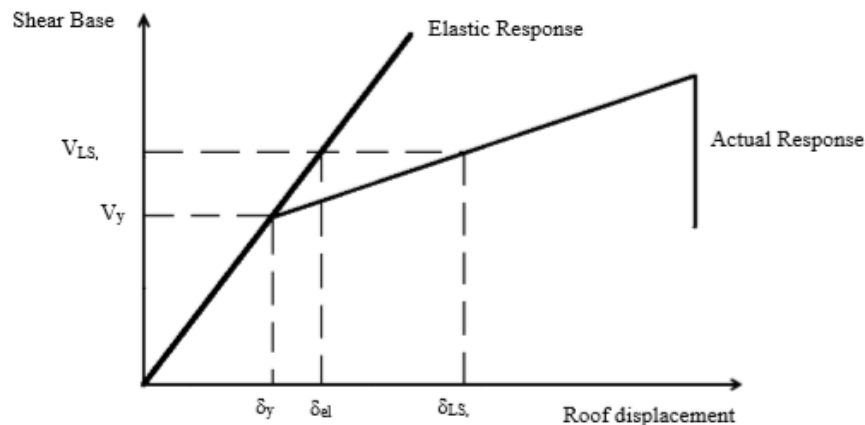
$$q = q_\mu \cdot \Omega \quad (6.3)$$

Λαμβάνοντας υπόψη ότι οι ιδιοπερίοδοι της κατασκευής είναι πάνω από  $T_c=0,60\text{sec}$ , μπορεί να εφαρμοσθεί ο «κανόνας των ίσων μετακινήσεων». Επομένως, η πλαστιμότητα ορίζεται ως το πηλίκο μεταξύ της μετακίνησης  $\delta_{LS}$  προς τη μετακίνηση  $\delta_{el}$ , όπως φαίνεται στην εξίσωση (6.4). Ως  $\delta_{LS}$  ορίζεται η πραγματική μετακίνηση της οροφής του κτιρίου όταν η σύνδεση πείρου φτάσει την αξονική παραμόρφωση για στάθμη επιτελεστικότητας Προστασίας Ζωής, ενώ  $\delta_{el}$  είναι η μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού μοντέλου για τέμνουσα βάσης  $V_{LS}$ .

$$q_{\mu} = \frac{\delta_{LS}}{\delta_{el}} \quad (6.4)$$

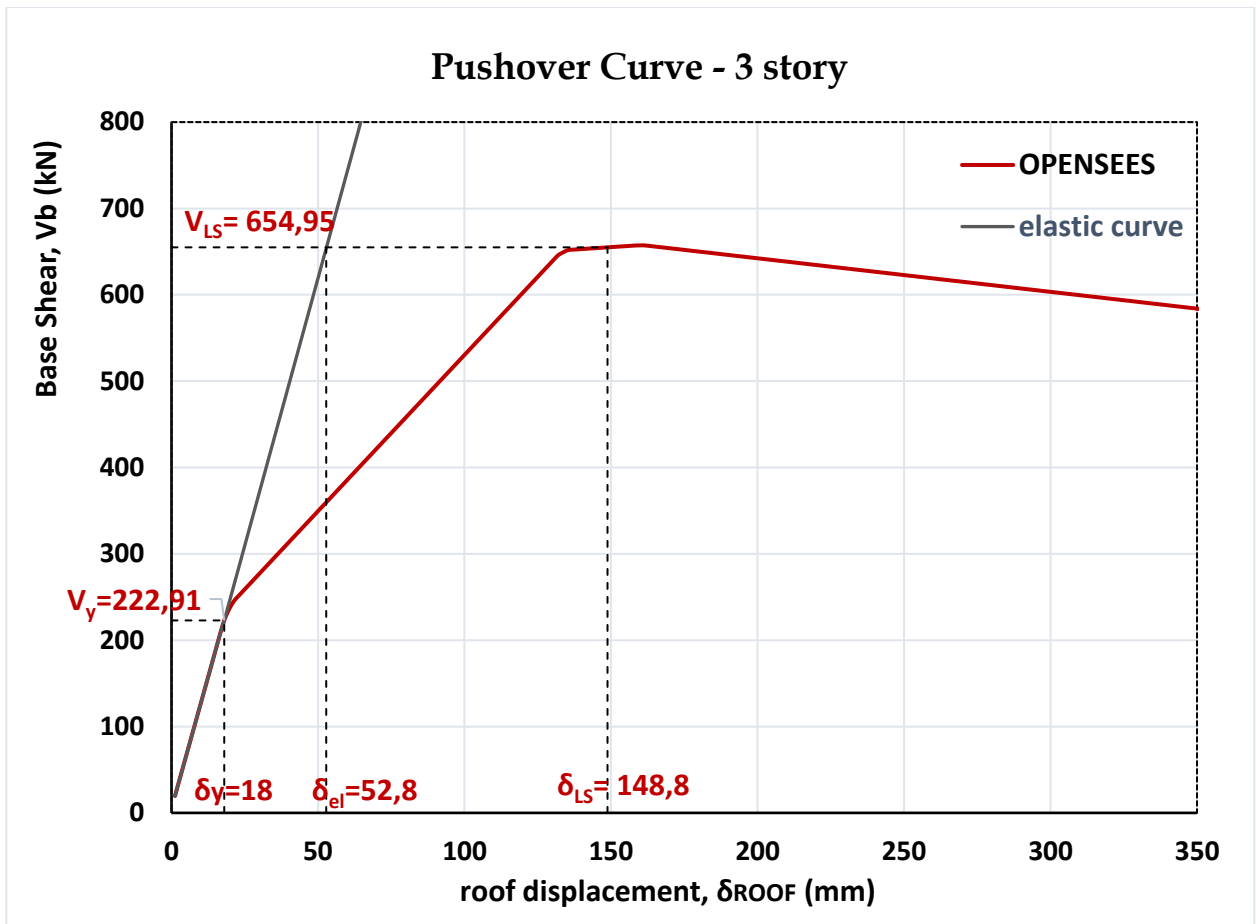
Η υπεραντοχή  $\Omega$  είναι το πηλίκο μεταξύ  $V_{LS}$  προς  $V_y$ , όπου  $V_{LS}$  είναι η τέμνουσα βάσης του κτιρίου για την αντίστοιχη μετακίνηση  $\delta_{LS}$  και  $V_y$  είναι η δύναμη διαρροής της κατασκευής, όπως φαίνεται αναλυτικά στο Σχήμα 6.3.

$$\Omega = \frac{V_{LS}}{V_y} \quad (6.5)$$



Σχήμα 6.3: Εκτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς μέσω της καμπύλης ικανότητας

Για το τριώροφο κτίριο, όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 6.4, δηλαδή όταν η πρώτη σύνδεση πείρου, φτάσει σε αξονική παραμόρφωση ίση με  $d_{LS}=0,6 \cdot h$ , η μετακίνηση οροφής του κτιρίου είναι  $\delta_{LS}=148,8\text{mm}$  και η τέμνουσα βάσης (που παραλαμβάνει το πλαίσιο)  $V_{LS}=654,95\text{kN}$ . Η τέμνουσα βάσης στο σημείο διαρροής, δηλαδή τη στιγμή που ο πρώτος πείρος διαρρέει, είναι  $V_y=222,91\text{kN}$ . Για τέμνουσα βάσης ίση με  $V_{LS}$  στην αντίστοιχη ισοδύναμη ελαστική καμπύλη, η μετακίνηση οροφής προκύπτει  $\delta_{el}=52,80\text{mm}$ .



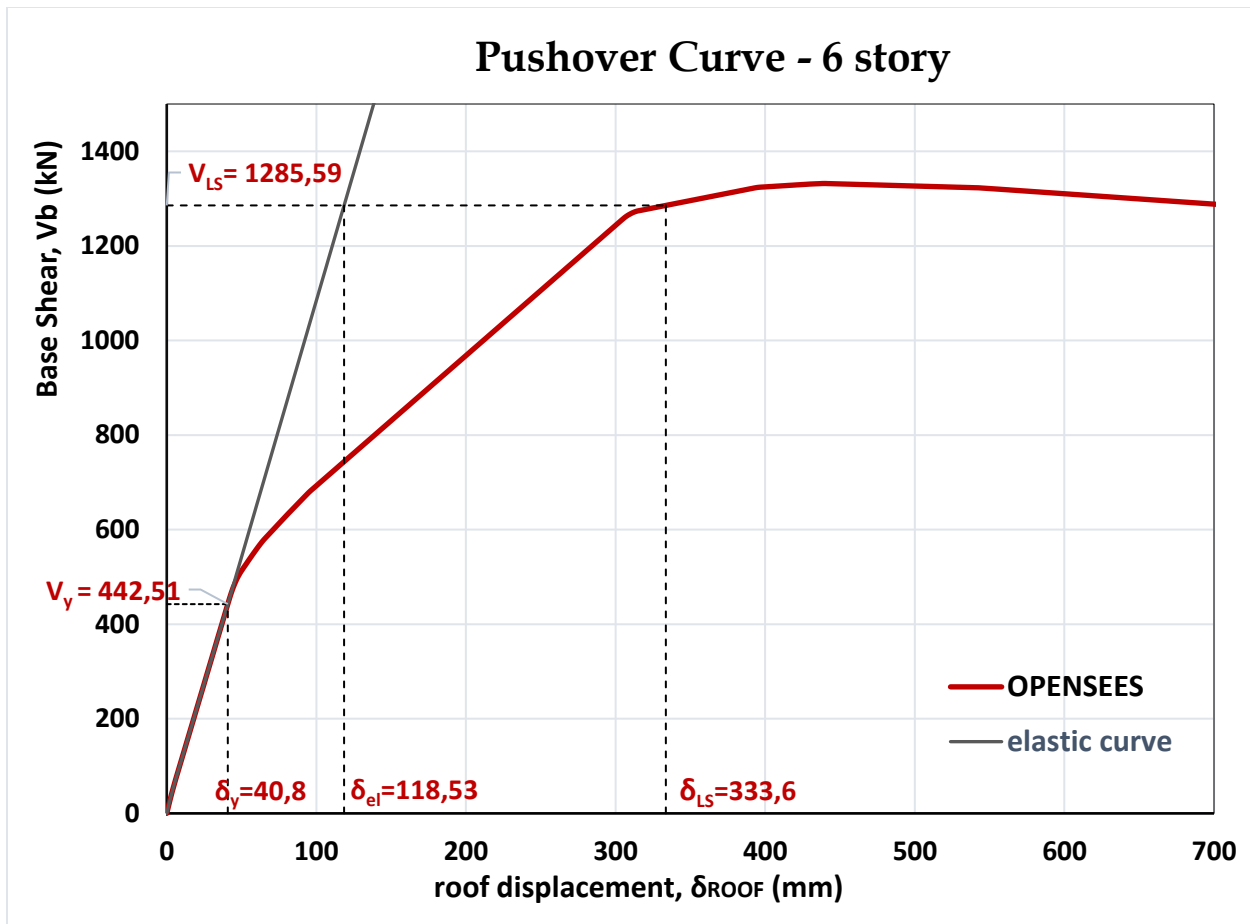
Σχήμα 6.4: Εκτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς για το 3-όροφο κτίριο με συνδέσεις INERD

Πίνακας 6.4: Εκτιμώμενος συντελεστής συμπεριφοράς για τριώροφο πλαίσιο

$\delta_{LS}$ (m)	$\delta_{el}$ (m)	$q_{\mu}$	$V_{LS}$ (kN)	$V_y$ (kN)	$\Omega$	$q$
0,149	0,0528	2,82	654,95	222,91	2,94	8,28

Επομένως, σύμφωνα με την παραπάνω μεθοδολογία, γίνεται μία άμεση εκτίμηση του  $q$ . Ο συντελεστής συμπεριφοράς για Κατηγορία Πλαστιμότητας Υψηλή προκύπτει ίσος με  $q=8,28$ , αρκετά μεγαλύτερος από  $q=4$  που είχαμε υποθέσει αρχικά.

Αντίστοιχα για το εξαώροφο πλαίσιο έχουμε, όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 6.5, για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής», όταν η πρώτη σύνδεση πείρου φτάσει σε αξονική παραμόρφωση ίση με  $d_{LS}=0,6 \cdot h$ , η μετακίνηση οροφής του κτιρίου είναι  $\delta_{LS}=333,6\text{mm}$  και η τέμνουσα βάσης (που παραλαμβάνει το πλαίσιο)  $V_{LS}=1285,59\text{kN}$ . Η τέμνουσα βάσης στο σημείο διαρροής, δηλαδή τη στιγμή που ο πρώτος πείρος διαρρέει, είναι  $V_y=442,51\text{kN}$ . Για τέμνουσα βάσης ίση με  $V_{LS}$  στην αντίστοιχη ισοδύναμη ελαστική καμπύλη, η μετακίνηση οροφής προκύπτει  $\delta_{el}=118,53\text{mm}$ .



Σχήμα 6.5: Εκτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς για το 6-όροφο κτίριο με συνδέσεις INERD

Πίνακας 6.5: Εκτιμώμενος συντελεστής συμπεριφοράς για εξαώροφο πλαίσιο

$\delta_{LS}$ (m)	$\delta_{el}$ (m)	$q_{\mu}$	$V_{LS}$ (kN)	$V_y$ (kN)	$\Omega$	$q$
0,334	0,119	2,81	1285,59	442,51	2,91	8,18

Ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  προκύπτει ίσως με  $q=8,18$ . Παρατηρούμε ότι και σε αυτή την περίπτωση το  $q$  υπολογίζεται αρκετά μεγαλύτερο με την αρχική μας επιλογή.

## 6.4 Προτεινόμενη διαδικασία INNOSEIS για EN1998 – εκτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς για νέα κτιριακά συστήματα

Η μέθοδος επαλήθευσης του συντελεστή συμπεριφοράς βάσει διακινδύνευσης, παρουσιάστηκε στα πλαίσια του ερευνητικού προγράμματος INNOSEIS από τους Vamvatsikos et al. [39 , 40]. Καταρχήν, η εκτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς γίνεται έμμεσα, βασιζόμενη στην αποτίμηση της επιτελεστικότητας πρότυπων κατασκευών, χρησιμοποιώντας τους στόχους επιτελεστικότητας και τη μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης αυτών. Η μεθοδολογία επαλήθευσης εκτός του ότι έχει υψηλή ακρίβεια, δίνει τη δυνατότητα να ενσωματωθούν δύο οριακές καταστάσεις. Έτσι, οδηγούμαστε στο γεγονός να εκτιμηθούν συντελεστές  $q$  με επαρκή τεκμηρίωση, σε προστασία ζωής και σε πρόληψη κατάρρευσης, και να παρέχεται η επιθυμητή ασφάλεια και στις δύο περιπτώσεις. Η διαδικασία περιλαμβάνει 7 διακριτά βήματα:

1. Επιλογή γεωγραφικών θέσεων, εκτίμηση σεισμικής επικινδυνότητας και επιλογή συμβατών επιταχυνσιογραφημάτων
2. Ορισμός και σχεδιασμός πρότυπων κτιρίων βάσει μιας δοκιμαστικής τιμής του  $q$
3. Δημιουργία μη γραμμικών προσομοιωμάτων των κτιρίων
4. Αρχική εκτίμηση του  $q$  μέσω μη γραμμικής στατικής ανάλυσης
5. Εκτέλεση μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων
6. Ορισμός επιθυμητών κριτηρίων επιτελεστικότητας και εκτίμηση των καμπυλών τρωτότητας
7. Αποδοχή ή απόρριψη της δοκιμαστικής τιμής  $q$ , διόρθωση και επιστροφή στο βήμα 2.

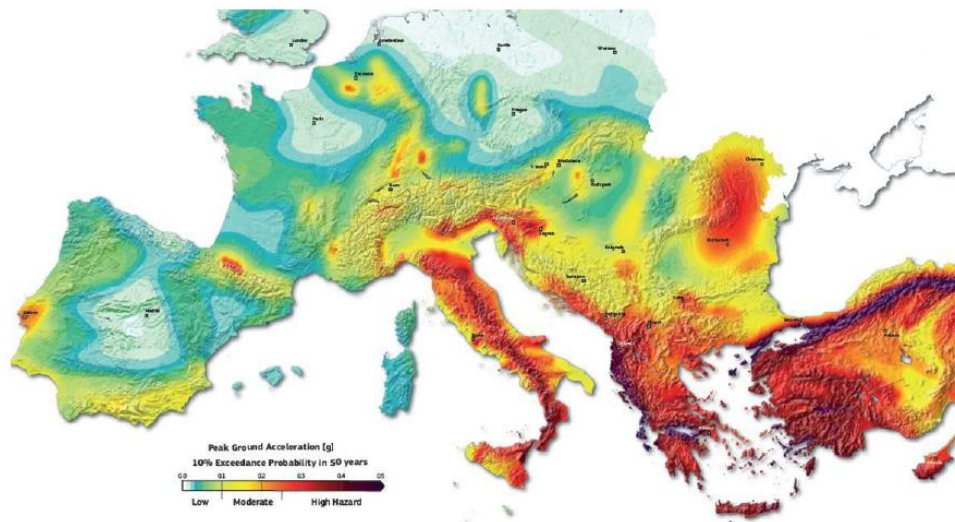
### 6.4.1 Σεισμική Επικινδυνότητα- Hazard

Όπως αναφέρεται στην §5.3, έχει γίνει η επιλογή των επιταχυνσιογραφημάτων με βάση σεισμικές καταγραφές υψηλής έντασης [24]. Έτσι, ούτως ώστε να λάβουμε υπόψη μας την σεισμικότητα σε ένα μεγάλο εύρος της Ευρώπης, επιλέχθηκαν οι 3 τοποθεσίες διαφορετικών επιπέδων (υψηλής) σεισμικής επικινδυνότητας. Ταυτόχρονα, η επιλογή αυτή γίνεται για να χρησιμοποιηθεί στην αξιολόγηση των εξεταζόμενων κτιρίων που ανάγονται σε πρότυπα κτίρια κατηγορίας πλαστιμότητας υψηλής. Η επιλογή της γεωγραφικής θέσης βασίζεται στο σεισμικό μοντέλο EU-SHARE [22] (βλ Σχήμα 6.6), στοχεύοντας σε περιοχές που να καλύπτουν όσο γίνεται δυνατόν τον χάρτη της Ευρώπης και ταιριάζοντας την απαιτούμενη τιμή  $a_g=0,30g$  στην μέγιστη επιτάχυνση του εδάφους με 10% πιθανότητα υπέρβασης στα 50 χρόνια. Οι τελικές τοποθεσίες παρουσιάζονται στο Σχήμα 6.7 και οι γεωγραφικές τους συντεταγμένες στον Πίνακα 6.6 .

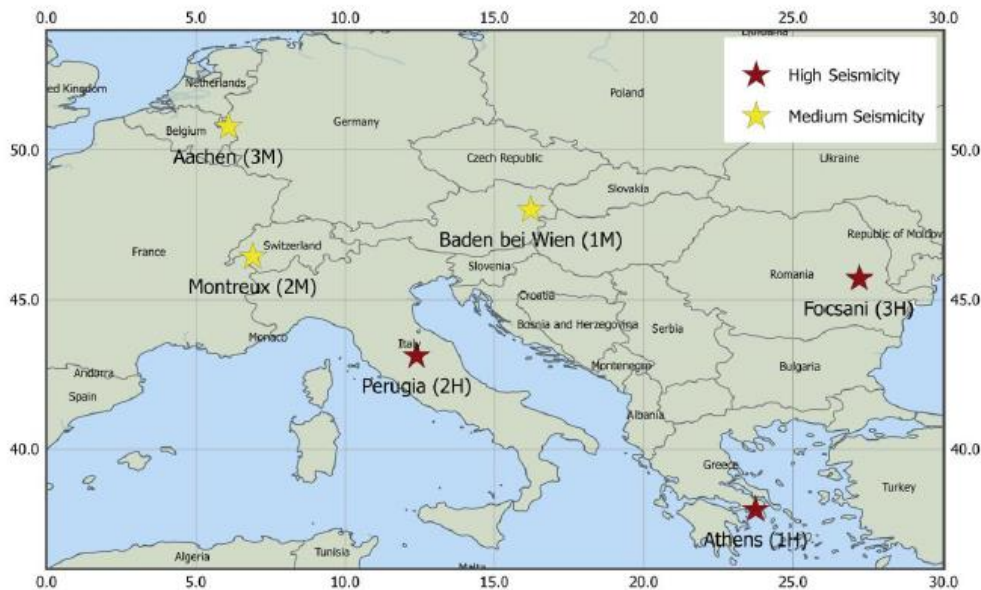
Πίνακας 6.6:Συντεταγμένες τοποθεσιών υψηλής σεισμικότητας

$a_g \approx 0.30g$	Athens	Perugia	Focsani
Γεωγραφικό Πλάτος	37.976	43.111	45.696
Γεωγραφικό Μήκος	23.751	12.389	27.179

Η προτεινόμενη μεθοδολογία συστήνει ως μέτρο έντασης το  $AvgSa$ , δηλαδή τον γεωμετρικό μέσο όρο των δύο αντίστοιχων τιμών που υπολογίζονται για τις οριζόντιες συνιστώσες κάθε καταγραφής φασματικής επιτάχυνσης  $Sa$  (με 5% απόσβεση) σε περιόδους  $T_{Ri}$  ( $i = 1 \dots n$ ), που χαρακτηρίζουν όλη την κλάση αρχέτυπων κτιρίων. Στη παρούσα εργασία, για λόγους απλότητας, οι καμπύλες σεισμικής επικινδυνότητας υπολογίστηκαν για κάθε περιοχή με μέτρο έντασης την φασματική επιτάχυνση  $Sa(T_1, 5\%)$ .



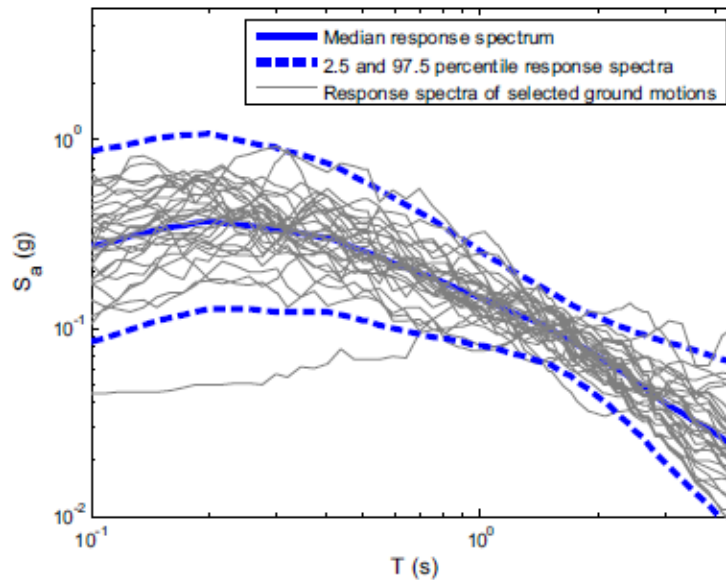
Σχήμα 6.6: PGA με 10% πιθανότητα υπέρβασης στα 50 χρόνια σύμφωνα με το EU-SHARE μοντέλο ([www.efehr.org](http://www.efehr.org))



Σχήμα 6.7: Ευρωπαϊκές τοποθεσίες μέτριας και υψηλής σεισμικότητας, όπως επιλέχθηκαν από Vamvatsikos et al. [39]



Οι πολυπληθείς σεισμικές καταγραφές (ούτε πολύ μικρής, αλλά ούτε και πολύ μεγάλης διάρκειας), επιλέχθηκαν ούτως ώστε να είναι κατάλληλες για επίπεδα έντασης σε 2% πιθανότητα υπέρβασης στα 50 χρόνια. [25] [26] [27] [28], και είναι αυτές με τις οποίες πραγματοποιήθηκαν οι δυναμικές αναλύσεις. (βλ. Σχήμα 6.8)



Σχήμα 6.8: Φάσματα απόκρισης σεισμικών καταγραφών για περιοχές υψηλής σεισμικότητας [39]

#### 6.4.2 Αξιολόγηση του συντελεστή συμπεριφοράς

Τα αποτελέσματα των δυναμικών αναλύσεων της IDA εκφράζουν την σχέση μεταξύ του μέτρου έντασης και του μέτρου απόκρισης, τα οποία τελικώς οδηγούν σε μια αξιολόγηση της αρχικής επιλογής του συντελεστή συμπεριφοράς. Όπως αναφέρθηκε, για το σκοπό αυτής της εργασίας, ως μέτρο απόκρισης θεωρήθηκε το μέγιστο drift εκ των ορόφων και ως μέτρο έντασης η φασματική επιτάχυνση  $S_a(T_1, 5\%)$ . Για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας, σύμφωνα με τα όρια  $\theta_{max}$  που περιγράφονται στην §6.1, προέκυψαν οι καμπύλες τρωτότητας των 2 υπό εξέταση κατασκευών (βλ. Σχήμα 6.1, Σχήμα 6.2). Για κάθε καταγραφή IDA, γίνεται η παραδοχή ότι για μια δεδομένη στάθμη επιτελεστικότητας, δηλαδή για ένα συγκεκριμένο  $\theta_{max}$ , τα αποτελέσματα του μέτρου έντασης που προκύπτουν από τις καμπύλες IDA ακολουθούν τη λογαριθμοκανονική κατανομή, και έτσι δημιουργούνται οι καμπύλες τρωτότητας. Επομένως, η πιθανότητα υπέρβασης των προαναφερόμενων ορίων παρέχεται για όλες τις τιμές της σεισμικής έντασης ( $S_a$ ).

Η επαλήθευση της επιτελεστικότητας, και στη συνέχεια η επαλήθευση του  $q$  μέσω της επιτελεστικότητας, αναλύεται σύμφωνα με την παρουσίαση των Cornell et al [18] για τον συνδυασμό της τρωτότητας και της σεισμικής επικινδυνότητας, ούτως ώστε να υπολογιστεί το  $\lambda(DS)$  (Εξίσωση 6.7). Ως Μέση Ετήσια Συχνότητα Υπέρβασης (Mean Annual Frequency of

Exceedance - MAF), ορίζεται ο λόγος  $1/T_R$ . Ως  $T_R$  ορίζεται η μέση περίοδος επαναφοράς της σεισμικής διέγερσης που αντιστοιχεί στην συγκεκριμένη στάθμη επιτελεστικότητας, κι αποτελεί έναν τρόπο προσδιορισμού της πιθανότητας υπέρβασης της εκάστοτε στάθμης. Η περίοδος επαναφοράς ορίζεται από τη σχέση:

$$T_R = - \frac{t}{\ln(1-p)} \quad (6.6)$$

όπου  $t$  η συχνότητα του σεισμού σε χρόνια και  $p$  η πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης.

Η εκτίμηση της πραγματικής μέσης ετήσιας συχνότητας υπέρβασης σύμφωνα με Cornell et al [18], υπολογίζεται αριθμητικά από τη σχέση:

$$\lambda(DS) = \int_{IM} P[D > C|IM] d\lambda(IM) \quad (6.7)$$

όπου το  $\lambda(IM)$  η συνάρτηση σεισμικής επικινδυνότητας όπως αυτή εκφράζεται μέσω της καμπύλης σεισμικής επικινδυνότητας για  $IM=Sa(T_1,5\%)$  και όπως περιγράφεται στην §6.4.1, και  $P[D>C|IM]$  είναι η δεσμευμένη πιθανότητα αστοχίας ή αλλιώς τρωτότητα (βλ. §6.2).

Η επιτελεστικότητα των δύο πλαισίων εξετάστηκε για δύο στάθμες, Life Safety και Global Collapse. Για τη στάθμη επιτελεστικότητας Προστασία Ζωής (LS), με πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια η περίοδος επαναφοράς ισούται με  $T_R=475$  χρόνια, ενώ για στάθμη Οιονεί Κατάρρευση (GB) θεωρούμε ότι αντιστοιχεί σεισμός με 1% πιθανότητα υπέρβασης στα 50 χρόνια, δηλαδή με περίοδο επαναφοράς  $T_R=4975$  χρόνια αντίστοιχα. Συνεπώς, η μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης για τις συγκεκριμένες στάθμες επιτελεστικότητας ισούται με:

- Life Safety:  $\lambda_{LSlim} = \frac{1}{475} = 0,002107 = 2,107\%_o$  (6.8)

- Global Collapse:  $\lambda_{LSlim} = \frac{1}{4975} = 0,000201 = 0,201\%_o$  (6.9)

Τελικώς, για την εκτίμηση της πραγματικής μέσης ετήσιας συχνότητας υπέρβασης, συνδυάζοντας τα στοιχεία τα οποία χαρακτηρίζουν την κατασκευή, δηλαδή η τρωτότητα, με αυτά που χαρακτηρίζουν τις τοποθεσίες υψηλού σεισμικού κινδύνου Αθήνα, Περούτζια, Φωξάνη, τις οποίες κάνουμε την παραδοχή ότι βρίσκονται οι κατασκευές μας, υπολογίζουμε την τιμή της μέσης ετήσιας συχνότητας υπέρβασης  $\lambda_x(DS)$ . Η επαλήθευση του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  μέσω της μέσης ετήσιας συχνότητας υπέρβασης σε σχέση με τα όρια των εξισώσεων 6.8 και 6.9, γίνεται μέσω του λόγου ασφαλείας  $MR > 1$ , δηλαδή:

$$MR = \frac{\lambda_{DSlim}}{\lambda_x(DS)} > 1 \quad (6.10)$$

Όταν ο λόγος αυτός είναι μικρότερος της μονάδας, θεωρούμε ότι πρέπει να διορθώσουμε τον συντελεστή συμπεριφοράς και να γίνει από την αρχή ξανά ο σχεδιασμός του κτιρίου με τον νέο συντελεστή συμπεριφοράς. Τα αποτελέσματα που προέκυψαν παρουσιάζονται στον Πίνακα 6.7.

Πίνακας 6.7: Επαλήθευση του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  μέσω της πραγματικής μέσης ετήσιας συχνότητας υπέρβασης των ορίων LS & GC

Τοποθεσία	Κτίριο	$q$ σχεδιασμού	Limit State	$\lambda_x(DS)$ (‰)	$\lambda_{DSlim}$ (‰)	MR	Check
Athens	3-story	4	LS	0.3287	2.107	6.41	✓
			GC	0.1255	0.201	1.60	✓
	6-story	4	LS	0.3635	2.107	5.80	✓
			GC	0.1196	0.201	1.68	✓
Perugia	3-story	4	LS	0.2111	2.107	9.98	✓
			GC	0.0834	0.201	2.41	✓
	6-story	4	LS	0.2342	2.107	9.00	✓
			GC	0.0797	0.201	2.52	✓
Focsani	3-story	4	LS	0.4439	2.107	4.75	✓
			GC	0.1242	0.201	1.62	✓
	6-story	4	LS	0.4778	2.107	4.41	✓
			GC	0.1152	0.201	1.74	✓

Συγκρίνοντας τον λόγο  $\frac{\lambda_{DSlim}}{\lambda_x(DS)} > 1$ , καταλήγουμε στην αποδοχή η μη, του συντελεστή συμπεριφοράς που έχουμε επιλέξει για το σχεδιασμό. Για όλες τις περιοχές και για τα δύο εξεταζόμενα κτίρια χαμηλού και υψηλού ύψους, ο λόγος του ορίου ικανοποιείται και για τις δύο στάθμες επιτελεστικότητας (LS & GC). Επομένως ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q=4$  που είχαμε λάβει υπόψη μας για το σχεδιασμό των κτιρίων με συνδέσεις INERD, όπως προτείνεται από τους Βάγιας et al [41,42] είναι αποδεκτός. Κρίσιμη η στάθμη επιτελεστικότητας Collapse Prevention σε δύο από τις τρεις τοποθεσίες σεισμικής επικινδυνότητας, καθώς ο λόγος  $\frac{\lambda_{DSlim}}{\lambda_x(DS)}$  είναι αρκετά μικρότερος σε σχέση με τη στάθμη Life Safety.

## 6.5 Σύγκριση της μέγιστης σχετικής στροφής ορόφου με τις τοπικές απαιτήσεις των συνδέσεων απορρόφησης ενέργειας INERD με πείρο

Πέρα από την εκτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς, από τα αποτελέσματα των μη γραμμικών αναλύσεων εξετάστηκε ποια είναι η τοπική απαίτηση αξονικής παραμόρφωσης που προκαλούν στο πλάστιμο στοιχείο (δηλαδή στον πείρο), τα όρια των drifts 1% , 2.5% και 5%. (βλ. §6.1). Συγκεκριμένα, από την μη γραμμική στατική ανάλυση, εξετάστηκε ποια είναι η μέγιστη σχετική στρόφη  $\theta_{max}$  που αναπτύσσεται την στιγμή που η πρώτη σύνδεση INERD φτάσει κάποιο από τα όρια των τοπικών απαιτήσεων  $d_{IO}=0.25*h$ ,  $d_{LS}=0.6*h$  και  $d_{CP}=0.8*a$ . Από την άλλη,

επιλέχθηκαν μερικές σεισμικές καταγραφές, όπου για κάθε πλαίσιο, διερευνήθηκε για τα συγκεκριμένα όρια των drifts, ποια είναι η μέγιστη παραμόρφωση που αναπτύχθηκε στον πείρο.

### 6.5.1 Μη γραμμική στατική ανάλυση Pushover

Για τα δύο πλαίσια, ελέγχθηκε για κάθε όροφο το αναπτυσσόμενο drift, τη χρονική στιγμή που η πρώτη σύνδεση θα ξεπεράσει το εκάστοτε όριο παραμόρφωσης. Οι τιμές των ορίων έχουν οριστεί σύμφωνα με τις οδηγίες σχεδιασμού των INERD [41]. Θεωρείται ότι ο πείρος έχει ξεπεράσει την στάθμη Άμεση Χρήση όταν η παραμόρφωση του φτάσει σε ποσοστό 25% του ύψους του  $d_{IO}=0.25*h$ , αντίστοιχα την στάθμη Προστασία Ζωής όταν η αξονική του παραμόρφωση είναι μεγαλύτερη από το 60% του ύψους  $d_{LS}=0.6*h$ , και τέλος Οιονεί Κατάρρευση όταν παραμορφωθεί σε μέγεθος 80% της καθαρής απόστασης μεταξύ εσωτερικών και εξωτερικών πλακών  $d_{CP}=0.8*a$ .

Πίνακας 6.8: Αναπτυσσόμενα drift ορόφων από την μη γραμμική στατική ανάλυση για IO, LS, CP

3-story	$\delta_{IO}=0.25*h$	$\delta_{LS}=0.6*h$	$\delta_{CP}=0.8*a$
<i>drift<sub>ROOF</sub></i>	0.56%	1.24%	3.27%
3	0.49%	1.13%	3.14%
2	0.59%	<b>1.30%</b>	3.33%
1	<b>0.60%</b>	1.28%	<b>3.34%</b>

Για το τριώροφο υπό εξέταση πλαίσιο, οι συνδέσεις του τρίτου ορόφου είναι εκείνες που ξεπερνάνε πρώτες τα τοπικά όρια επιτελεστικότητας. Λόγω της ομοιόμορφης καθ' ύψος πλαστιμότητας που έχει επιτευχθεί από τον σχεδιασμό των κτιρίων, (βλ. Πίνακας 3.11), οι υπόλοιπες συνδέσεις INERD ξεπερνάνε τα όρια παραμόρφωσής του σε αμέσως επόμενα βήματα της ανάλυσης.

Μέγιστη σχετική παραμόρφωση ορόφου πραγματοποιείται ίση με  $0,6\% < 1.0\%$  στον 1<sup>ο</sup> όροφο για στάθμη IO, στον 2<sup>ο</sup> όροφο ίση με  $1.3\% < 2.5\%$  για τη στάθμη LS και  $3.34\% < 5.0\%$  για CP. Συμπεραίνουμε ότι οι τοπικές απαιτήσεις για τις συνδέσεις INERD με πείρο είναι αρκετά πιο κρίσιμες σε σχέση με τα μέγιστα όρια των drift.

Πίνακας 6.9: Αναπτυσσόμενα drift ορόφων από την μη γραμμική στατική ανάλυση για IO, LS, CP

6-story	$\delta_{IO}=0.25*h$	$\delta_{LS}=0.6*h$	$\delta_{CP}=0.8*a$
<i>drift<sub>ROOF</sub></i>	0.64%	1.39%	2.25%
6	0.48%	0.90%	1.09%
5	0.66%	1.30%	2.10%
4	0.78%	1.68%	3.29%
3	<b>0.80%</b>	<b>1.76%</b>	<b>3.37%</b>
2	0.65%	1.46%	2.23%
1	0.48%	1.24%	1.42%

Για το εξάωρο υπό εξέταση πλαίσιο, οι συνδέσεις του τετάρτου ορόφου είναι εκείνες που ξεπερνάνε πρώτες τα τοπικά όρια επιτελεστικότητας για IO και LS, και του 3<sup>ου</sup> ορόφου για στάθμη CP. Λόγω της ομοιόμορφης καθ' ύψος πλαστιμότητας που έχει επιτευχθεί από τον σχεδιασμό των κτιρίων [14], οι υπόλοιπες συνδέσεις INERD ξεπερνάνε τα όρια παραμόρφωσής του σε αμέσως επόμενα βήματα της ανάλυσης.

Πραγματοποιείται μέγιστη σχετική παραμόρφωση ορόφου στον 3<sup>ο</sup> όροφο και για τις 3 στάθμες επιτελεστικότητας ίση με  $0.80\% < 1.0\%$ , ίση με  $1.76\% < 2.5\%$  για τη στάθμη LS και  $3.37\% < 5.0\%$  για CP. Παρατηρούμε ξανά ότι οι τοπικές απαιτήσεις για τις συνδέσεις INERD με πείρο είναι αρκετά πιο κρίσιμες σε σχέση με τα μέγιστα όρια των drift.

## 6.5.2 Μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις

Σε συνέχεια της αποτίμησης των συνδέσεων, επιλέχθηκαν μερικές σεισμικές καταγραφές για κάθε πλαίσιο, οι οποίες κλιμακώθηκαν σε διάφορα επίπεδα. Οι χρονοϊστορίες κλιμακώνονταν ανάλογα, στοχεύοντας να αναπτυχθεί μέγιστη σχετική παραμόρφωση ίση με 1%, 2.5% και 5% σε κάθε πλαίσιο, για να προσδιοριστεί ποια είναι η μέγιστη αξονική παραμόρφωση του πείρου μετά από το σεισμικό γεγονός.

Παρακάτω παρουσιάζονται για κάθε πλαίσιο η σεισμική καταγραφή, ο συντελεστής κλιμάκωσης, ο όροφος που αναπτύχθηκε το μέγιστο drift, τα όρια  $d_{IO}=0.25*h$ ,  $d_{LS}=0.6*h$  και  $d_{CP}=0.8*a$  της εκάστοτε σύνδεσης, η αξονική παραμόρφωση που τελικά αναπτύχθηκε σε κάθε σύνδεση INERD, η παραμένουσα σχετική μετακίνηση του ορόφου και η παραμένουσα αξονική παραμόρφωση του πείρου. Οι χρονοϊστορίες που χρησιμοποιήθηκαν είναι ίδιες με αυτές των αναλύσεων της IDA. Στον Πίνακα 6.10 παρουσιάζονται για το τριώροφο πλαίσιο, τα αποτελέσματα από 3 σεισμικά γεγονότα, και στον Πίνακα 6.11 παρουσιάζονται για το εξάωροφο πλαίσιο τα αποτελέσματα από 10 συνολικά σεισμικά γεγονότα. Στο Παράρτημα Α παρουσιάζονται και για τα δύο πλαίσια τα διαγράμματα χρονοϊστορίας της μέγιστης σχετικής παραμόρφωσης ορόφου για 1%, 2.5% και 5%. Από τα διαγράμματα χρονοϊστορίας του drift είναι εμφανής η διαφορετική απόκριση της κατασκευής σε διαφορετικά σεισμικά γεγονότα. Γι' αυτό το λόγο κρίνεται αναγκαία η χρήση πολλών επιταχυνσιογραφημάτων για την αξιολόγηση της απόκρισης της συμπεριφοράς των πλαισίων αλλά και των συνδέσεων.

Πίνακας 6.10: Αποτελέσματα χρονοϊστοριών σχετικά με drift και αξονική παραμόρφωση σύνδεσης INERD τριώροφου πλαισίου

Records	Limit State	drift <sub>max</sub>	Scale Factor	story of drift <sub>max</sub>	Acceptance criteria (m)	INERD deform.	residual drift	INERD residual deform.	
ALASKA 2002 11 03 , R109 (TEMP), 360 Sa = 0.118g	IO	1%	1.79	3	0.25*h	0.008	0.016	0.27%	0.004
	LS	2.50%	3.24	3	0.6*h	0.018	0.043	1.13%	0.020
	CP	5%	5.9	3	0.8*a	0.054	0.087	3.29%	0.059

CHICHI AFTERSHOCK 09/25/99 , CHY026, E, (CWB) Sa = 0.0828g	IO	1%	2,10	1	0,25*h	0.01	0.013	0.10%	0.002
	LS	2.50%	3.65	3	0.6*h	0.018	0.042	0.43%	0.008
	CP	5%	6.5	1	0.8*a	0.058	0.087	4.27%	0.077
COYOTE LAKE 08/06/79 GILROY ARRAY #2. 140 (CDMG STATION 47380) Sa = 0.3845g	IO	1%	0.99	3	0.25*h	0.008	0.016	0.07%	0.001
	LS	2.50%	2.4	3	0.6*h	0.018	0.043	1.29%	0.023
	CP	5%	4.3	3	0.8*a	0.054	0.087	3.50%	0.063

Πίνακας 6.11: Αποτελέσματα χρονοϊστοριών σχετικά με drift και αξονική παραμόρφωση σύνδεσης INERD εξάωρου πλαισίου

Records	Limit State	Drift <sub>max</sub>	Scale Factor	Story of drift <sub>max</sub>	Acceptance criteria (m)	INERD deform.	Residual drift	INERD residual deform.	
HECTOR MINE OCTOBER 16, 1999 BARSTOW - VINEYARD & H ST. - 23559,360 Sa = 0.0538g	IO	1%	4.00	6	0.25*h	0.0075	0.014	0.13%	0.002
	LS	2.50%	7.60	6	0.6*h	0.018	0.04	0.73%	0.013
	CP	5%	13.60	6	0.8*a	0.056	0.0846	1.21%	0.022
IRPINIA EQ, 11/23/80, RIONERO IN VULTURE, 000 Sa = 0.1511g	IO	1%	2.31	5	0,25*h	0.01	0.014	0.05%	0.001
	LS	2.50%	4.40	6	0.6*h	0.018	0.0404	0.08%	0.002
	CP	5%	11.40	2	0.8*a	0.056	0.083	3.66%	0.065
CHI-CHI 09/20/99, HWA006, W Sa = 0.0551g	IO	1%	4.55	4	0.25*h	0.01	0.0134	0.19%	0.003
	LS	2.50%	8.80	4	0.6*h	0.024	0.0396	0.55%	0.010
	CP	5%	18.22	2	0,8*a	0.056	0.0836	4.01%	0.071
GAZLI 5/17/76,KARAKYR. 000 Sa = 0.3982g	IO	1%	0.59	6	0.25*h	0.0075	0.0148	0.08%	0.001
	LS	2.50%	0.99	6	0.6*h	0.018	0.0404	0.34%	0.006
	CP	5%	2.17	1	0.8*a	0.0568	0.0852	4.12%	0.074
SUPERSTITION HILLS 11/24/87, WILDLIFE LIQUEFACTION ARRAY, 360 Sa = 0.1039g	IO	1%	1.77	5	0.25*h	0.01	0.0132	0.17%	0.003
	LS	2.50%	4.08	5	0.6*h	0.024	0.0394	0.35%	0.003
	CP	5%	10.07	2	0.8*a	0.056	0.084	3.17%	0.056
CHICHI AFTERSHOCK 09/20/99 TCU120, E, (CWB) Sa = 0.0883g	IO	1%	1.95	4	0.25*h	0.0075	0.0133	0.46%	0.008
	LS	2.50%	5.00	5	0.6*h	0.024	0.0392	1.66%	0.029
	CP	5%	7.17	2	0.8*a	0.056	0.0844	4.27%	0.075
COALINGA 05/02/83 PARKFIELD - CANTUA CREEK SCHOOL, 360 Sa = 0.1282g	IO	1%	1.70	6	0.25*h	0.0075	0.0145	0.03%	0.000
	LS	2.50%	4.11	6	0.6*h	0.018	0.0411	0.24%	0.005
	CP	5%	7.83	1	0.8*a	0.0568	0.0846	1.22%	0.021
NORTHRIDGE 1/17/94,	IO	1%	2.40	5	0.25*h	0.01	0.0139	0.21%	0.004
	LS	2.50%	7.49	4	0.6*h	0.024	3.95	0.81%	0.014

SANDBERG-BALD MTN, 090 (CDMG STATION 24644) Sa = 0.1067g	CP	5%	11.11	1	0.8*a	0.0568	0.0855	3.56%	0.063
CHICHI AFTERSHOCK 09/20/99, CHY104,N,(CWB) Sa = 0.1248g	IO	1%	1.24	3	0.25*h	0.0113	0.014	0.25%	0.005
	LS	2.50%	2.44	4	0.6*h	0.024	0.0391	1.49%	0.027
	CP	5%	3.99	6	0.8*a	0.056	0.0846	3.83%	0.068
IMPERIAL VALLEY 10/15/79 , EL CENTRO ARRAY #4, 140 Sa = 0.371g	IO	1%	0.63	5	0.25*h	0.01	0.0139	0.22%	0.004
	LS	2.50%	1.55	6	0.6*h	0.018	0.0407	0.59%	0.011
	CP	5%	2.75	6	0.8*a	0.056	0.0856	3.02%	0.053

Παρατηρείται ότι για τις στάθμες επιτελεστικότητας Άμεση Χρήση και Προστασία Ζωής οι παραμένουσες παραμορφώσεις των συνδέσεων αλλά και της σχετικής παραμόρφωσης ορόφου είναι αρκετά μικρές, σε αντίθεση με την Αποφυγή Κατάρρευσης όπου αναπτύσσονται αρκετά μεγάλες παραμένουσες παραμορφώσεις, τόσο στο πλαίσιο ως σχετική παραμόρφωση ορόφου όσο και στη σύνδεση πείρου. Κατά μέσο όρο για  $\text{drift}_{\max}=1\%$ , η παραμένουσα σχετική παραμόρφωση ορόφου είναι 0,15% για το τριώροφο και 0,18% για το εξαώροφο. Αντίστοιχα για την στάθμη LS και  $\text{drift}_{\max}=2,5\%$  η παραμένουσα σχετική παραμόρφωση ορόφου είναι 0,95% για το τριώροφο και 0,65% για το εξαώροφο πλαίσιο.





## 7 Συμπεράσματα

Η παρούσα μεταπτυχιακή εργασία εστίασε στον τρόπο προσομοίωσης πλαισίων με συνδέσεις INERD μέσω μη γραμμικών μοντέλων, στην αποτίμηση των πλαισίων μέσω δυναμικών αναλύσεων, στην αποτίμηση της απόκρισης των συνδέσεων κάθε αυτών, και τέλος στην αξιολόγηση του συντελεστή συμπεριφοράς που είχε προταθεί για κτίρια με συνδέσεις απορρόφησης ενέργειας INERD.

Για το σχεδιασμό των πλαισίων με συνδέσεις INERD, εκτιμήθηκε κρίσιμη η αντοχή διαρροής των συνδέσεων υπό τα στατικά φορτία, η οποία έκρινε και τον τελικό τους σχεδιασμό. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι οι συνδέσεις έχουν πολύ μεγάλη οριακή αντοχή σε σχέση με την αντοχή διαρροής τους, οπότε έχουν αρκετά μεγάλα περιθώρια στα σεισμικά φορτία σε σχέση με τα στατικά. Οι διατομές των υποστλωμάτων, των δοκών αλλά και των χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας προέκυψαν μετά την επιλογή της γεωμετρίας των συνδέσεων, ούτως ώστε οι συνδέσεις να είναι αυτές που θα παραλάβουν τη σεισμική ένταση. Η προσομοίωση των κτιρίων στο πρόγραμμα SAP2000 και στο OpenSees επιβεβαιώθηκε ως προς την ορθότητα τους καθώς τα δύο μοντέλα έχουν σχεδόν ίδια δυσκαμψία.

Από την μη γραμμική στατική ανάλυση που έγινε και στα δύο λογισμικά, για τα δύο υπό εξέταση κτίρια, παρατηρούμε ακριβώς την ίδια συμπεριφορά όσο αφορά την απομείωση της δυσκαμψίας. Η καμπύλη ικανότητας έχει τη μορφή της τρι-γραμμικής καμπύλης των συνδέσεων. Η δυσκαμψία μειώνεται κάθε φορά που η πρώτη σύνδεση πείρου φτάνει στο στάδιο της διαρροής και της αστοχίας αντίστοιχα. Τελικά, αφού διαδοχικά οι συνδέσεις φτάσουν την οριακή τους αντοχή, η κατασκευή έχει χάσει πλήρως την δυσκαμψία της, δεν μπορεί να παραλάβει άλλο φορτίο, όμως οι παραμορφώσεις συνεχίζουν να αυξάνονται λόγω της μεγάλης πλαστιμότητας. Επιπλέον, από την καμπύλη ικανότητας προκύπτει ότι τη στιγμή που η πρώτη σύνδεση πείρου φτάσει την τοπική στάθμη επιτελεστικότητας Προστασία Ζωής, το μέγιστο αναπτυσσόμενο drift εκ των ορόφων είναι 1,30% (αντί 2,5%) για το τριώροφο και 1,76% (αντί 2,5%) για το εξάωροφο πλαίσιο. Ταυτόχρονα από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας που εξετάστηκαν, αποφάνθηκε ότι για τα όρια των 1%, 2,5% και 5% οι παραμορφώσεις που αναπτύσσονται στις συνδέσεις είναι μη αποδεκτές, σύμφωνα με τα όρια των πλαστικών αξονικών παραμορφώσεων που έχουν οριστεί από τους κανόνες σχεδιασμού. Αυτό μας οδηγεί στο συμπέρασμα ότι τα όρια των drift για τις τρεις στάθμες επιτελεστικότητας είναι λίγο μεγάλα, καθώς προκύπτουν μικρότερα από τα προτεινόμενα.

Από τα αποτελέσματα της στατικής μη γραμμικής ανάλυσης, και από αυτά των μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων για την εκτίμηση/αξιολόγηση του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  προκύπτει ότι η τιμή  $q=4$  για πλαίσια με συνδέσεις INERD για κατηγορία πλαστιμότητας υψηλή είναι αποδεκτή. Η τιμή του  $q$  που προέκυψε μέσω της μεθοδολογίας άμεσης εκτίμησής του από την καμπύλη Pushover, είναι αρκετά μεγαλύτερη από την τιμή  $q=4$  που είχαμε λάβει υπόψη κατά το σχεδιασμό. Η μέθοδος δίνει μία καλή αρχική εκτίμηση, όμως δεν είναι απόλυτα αξιόπιστη, καθώς το συμπέρασμα ότι θα μπορούσε να είχε ληφθεί και μεγαλύτερο  $q$  κατά το σχεδιασμό, πιθανόν να

οδηγούσε σε προβλήματα παραμορφώσεων στο σχεδιασμό. Από την άλλη, η μεθοδολογία INNOSEIS έχει μεγαλύτερη ακρίβεια, επαληθεύοντας το  $q$  με μεγαλύτερη εγκυρότητα. Η επαλήθευση του  $q$  μέσω της μέσης ετήσιας πιθανότητας υπέρβασης μιας στάθμης επιτελεσματικότητας, οδήγησε σε αποδεκτά αποτελέσματα για την επιλογή  $q=4$ . Να σημειωθεί ότι τα αποτελέσματα αυτά εξαρτώνται από την κατασκευή και την επιλεγόμενη τοποθεσία, καθώς το MAF συνδυάζει τα χαρακτηριστικά της κατασκευής (τρωτότητα) και τη σεισμική επικινδυνότητα της εκάστοτε περιοχής που βρίσκεται η κατασκευή. Έτσι, σε συνδυασμό με το ότι οι αναλύσεις βασίστηκαν σε δύο κτίρια, ένα χαμηλού ύψους και ένα μεσαίου ύψους, πιθανόν η επιλογή του  $q=4$  να μην είναι αποδεκτή για άλλα τύπου κτίρια.

Σε επόμενο στάδιο, κρίνεται εύλογη η διερεύνηση της απόκρισης πρότυπων κτιρίων με συνδέσεις INERD, διαφορετικής διάταξης αλλά και μεγαλύτερου ύψους, τόσο για την επαλήθευση του συντελεστή συμπεριφοράς αλλά και για την αξιολόγηση των ορίων των drift σε σχέση με τις αξονικές παραμορφώσεις των συνδέσεων.

## 8 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1999). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005β). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Βάγιας Ι. (3<sup>η</sup> Έκδοση, 2010) «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. Βαμβάτσικος Δ. (2019) «Δυνατότητες Εκτίμησης του Συντελεστή Συμπεριφοράς για Κλάσεις Κτιρίων σε Σύγχρονους Κανονισμούς», 4<sup>ο</sup> Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας
6. Ερμόπουλος Ι. 2005. Ευρωκώδικας 1-Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών & Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής. 2η Έκδοση, Αθήνα: Εκδόσεις Κλειδάριθμος.
7. EN1990, Ευρωκώδικας 0, «Βασικές αρχές σχεδιασμού».
8. EN1991-1, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές»
9. EN1993-1, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα»
10. EN1994-1-1, Ευρωκώδικας 4, «Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια
11. EN1998-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια
12. Ζώτου Άννα (2017). «Αποτίμηση Σεισμικής Επιτελεστικότητας Τριώροφης Μεταλλικής Κατασκευής Σχεδιασμένης με τους Ευρωκώδικες», Διπλωματική Εργασία, ΕΜΚ ΔΕ 2017/11, Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα
13. Θανόπουλος Π. (2006), «Αντισεισμική συμπεριφορά μεταλλικών φορέων με συστήματα απορρόφησης ενέργειας», Διδακτορική Διατριβή, ΕΜΠ, Αθήνα
14. Καπετανάκη Εμμανουέλα (2018) «Σχεδιασμός πολυώροφου μεταλλικού κτιρίου με συνδέσεις απορρόφησης ενέργειας INERD», Διπλωματική Εργασία, ΕΜΚ ΔΕ 2018/34, Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα
15. Ψυχάρης Γ. (2015). «Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας, Τεύχος 2». Αθήνα ΕΜΠ 2015
16. Chopra, A.K. (2007) Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering. Higher Education Press, Beijing.
17. Computers and Structures Inc. Technical Knowledgebase., <https://wiki.csiamerica.com/display/kb/Link>
18. Cornell CA, Jalayer F, Hamburger RO, Foutch D. Probabilistic Basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency Steel Moment Frame Guidelines. *Journal of Structural Engineering* 2002; **128**(4): 526–533. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:4(526).

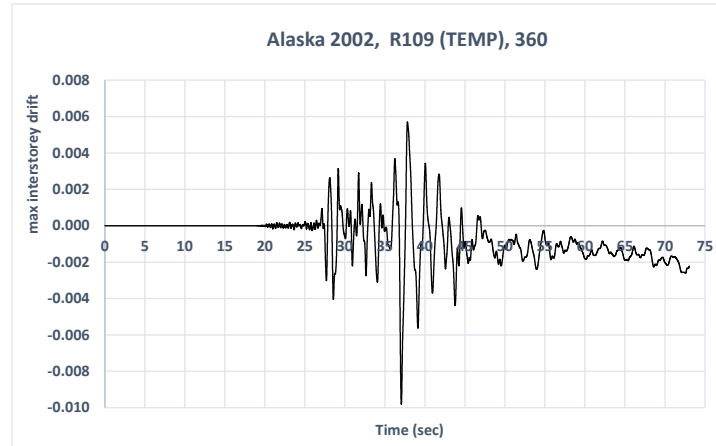
19. European Committee for Standardisation (CEN): prEN 1993, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, 2003.
20. European Committee for Standardisation (CEN): prEN 1993, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints, 2003
21. FEMA-356, "Prestandard and Commentary for the seismic rehabilitation of Buildings", Federal Emergency Management Agency, Washington, 2000
22. Giardini D, Woessner J, Danciu L, Crowley H, Cotton F, Grónthal G et al (2013) Seismic hazard harmonization in Europe (SHARE). <https://doi.org/10.12686/sed-00000001-share>
23. INNOSEIS consortium (2017) Project website. [www.innoseis.ntua.gr](http://www.innoseis.ntua.gr). Accessed 5 Apr 2019
24. Kohrangi M, Vamvatsikos D (2016) INNOSEIS ground motion set for high seismicity European sites. [http://innoseis.ntua.gr/high\\_record\\_set.rar](http://innoseis.ntua.gr/high_record_set.rar)
25. Kohrangi M, Vamvatsikos D, Bazzurro P (2017a) Site dependence and record selection schemes for building fragility and regional loss assessment. *Earthq Eng Struct Dyn*. <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1002/eqe.2873>
26. Kohrangi M, Bazzurro P, Vamvatsikos D, Spillatura A (2017b) Conditional spectrum-based ground motion record selection using average spectral acceleration. *Earthq Eng Struct Dyn* 44:657–675. <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1002/eqe.2876>
27. Lin T, Haselton CB, Baker JW (2013a) Conditional spectrum-based ground motion selection. Part I: hazard consistency for risk-based assessments. *Earthq Eng Struct Dyn* 42(12):1847–1865. <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1002/eqe.2301>
28. Lin T, Haselton CB, Baker JW (2013b) Conditional spectrum-based ground motion selection. Part II: intensity-based assessments and evaluation of alternative target spectra. *Earthq Eng Struct Dyn* 42(12):1867–1884. <https://doi.org/10.1002/eqe.2303>
29. OpenSees (2016) Open system for earthquake engineering simulation, Edition 2.5.0. University of California Berkeley
30. PEER (2005). "PEER NGA Database." Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, CA, <http://peer.berkeley.edu/nga/> [22/10/2016].
31. Plumier A., Doneux C., Castiglioni C., Brescianini J., Crespi A., Dell'Anna S., Lazzarotto L., Calado L., Ferreira J., Feligioni S., Bursi, O., Ferrario F., Somnavilla M., Vayas I., Thanopoulos P. and Demarco T. (2004). "Two Innovations for Earthquake Resistant Design The INERD Project, Final Report". Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel
32. P. Tsarpalis, K. Bakalis, P. Thanopoulos, I. Vayas, D. Vamvatsikos (2020). "Pre-normative assessment of behaviour factor for lateral load resisting system FUSEIS pin-link", *Bulletin of Earthquake Engineering* (2020) 18:2681–2698. <https://doi.org/10.1007/s10518-020-00799-y>
33. SAP2000, CSI, Computers and Structures Inc., [www.csiberkeley.com](http://www.csiberkeley.com).
34. SymDeck Designer, The ELASTRON Group, <http://www.elastron.gr/en/home/>
35. Tsarpalis P. (2017), "Design of buildings with innovative anti-seismic systems FUSEIS", Master Thesis, NTUA

36. Vamvatsikos D., Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece, <http://users.ntua.gr/divamva/software.html>
37. Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2002). “Incremental Dynamic Analysis.” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), 491–514.
38. Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2004). “Applied Incremental Dynamic Analysis.” *Earthquake Spectra*, 20(2), 523–553.
39. Vamvatsikos D, Bakalis K, Kohrangi M, Thanopoulos P, Vayas I, Castiglioni C, Kanyilmaz A et al (2017), Innovative anti-seismic devices and systems —the INNOSEIS project, D2.1 Recommended procedure for EN1998-compatible behaviour factor evaluation of new structural systems. Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel. [http://innoseis.ntua.gr/deliverables/INNOSEIS\\_D2.1\\_QFactorMethodologyReport\\_revFinal.pdf](http://innoseis.ntua.gr/deliverables/INNOSEIS_D2.1_QFactorMethodologyReport_revFinal.pdf). Accessed 5 Apr 2019
40. Vamvatsikos D, Bakalis K, Kohrangi M et al (2019) A risk-consistent approach to determine EN1998 behaviour factors for lateral load resisting systems. *Soil Dyn Earthq Eng*. <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0267726118305104?via%3Dihub>
41. Vayas, I., Thanopoulos P., Tsarpalis P., Dimakogianni, D., Innovative anti-seismic devices and systems - The INNOSEIS Project, Design Guides. Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel 2016. [http://innoseis.ntua.gr/deliverables/INNOSEIS\\_D3.2\\_PrenormativeDesignGuidelinesENG.pdf](http://innoseis.ntua.gr/deliverables/INNOSEIS_D3.2_PrenormativeDesignGuidelinesENG.pdf)
42. Vayas, I., Thanopoulos P., Tsarpalis P., Dimakogianni, D., Innovative anti-seismic devices and systems - The INNOSEIS Project, Information Brochures. Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel 2016

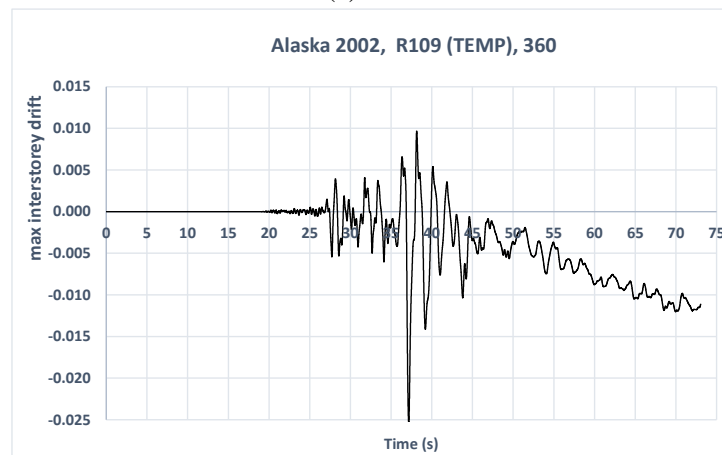


# Παράρτημα Α

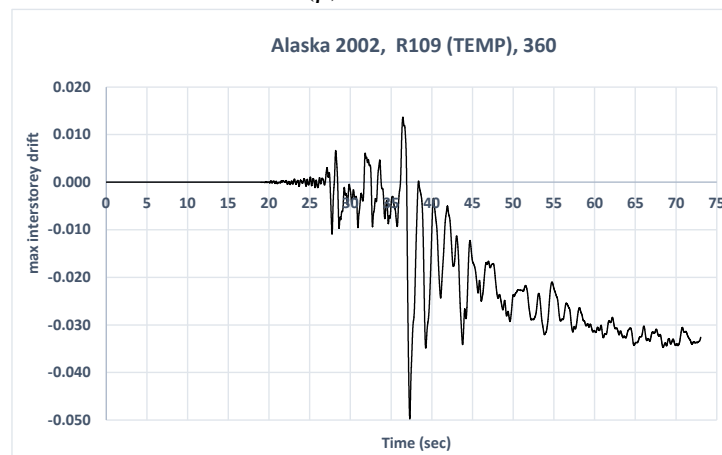
## Α.1 Διαγράμματα χρονοϊστοριών για τριώροφο πλαίσιο



(α) SF=1.79

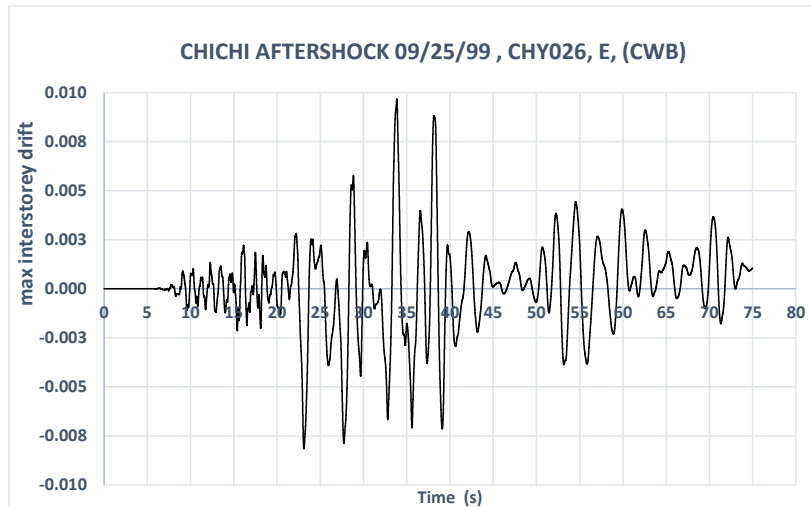


(β) SF=3.24

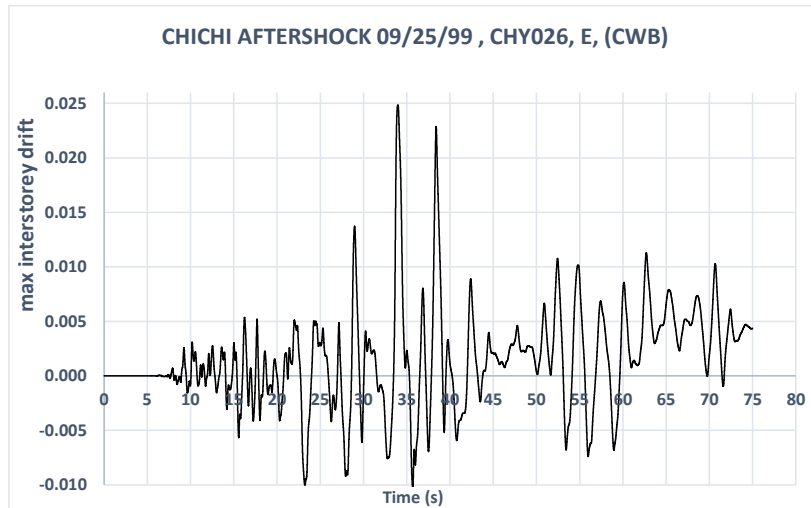


(γ) SF=5.90

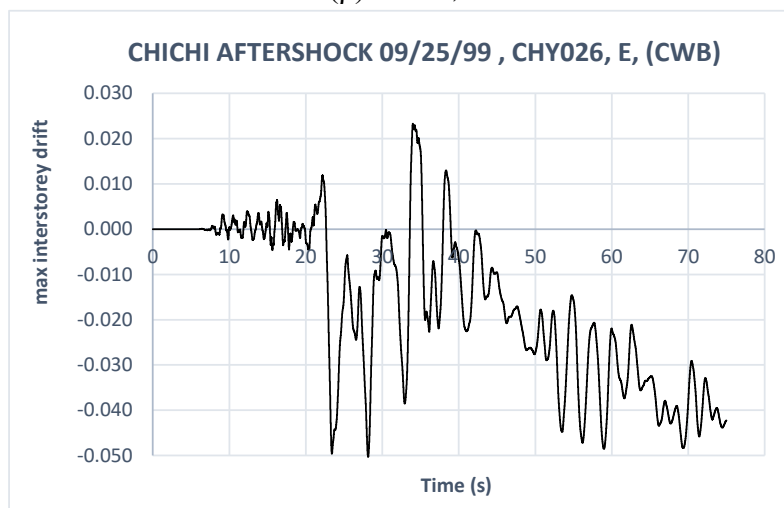
Σχήμα Α.1: Μέγιστο drift εκ των ορόφων από ALASKA 2002 11 03



(α) SF=2,10



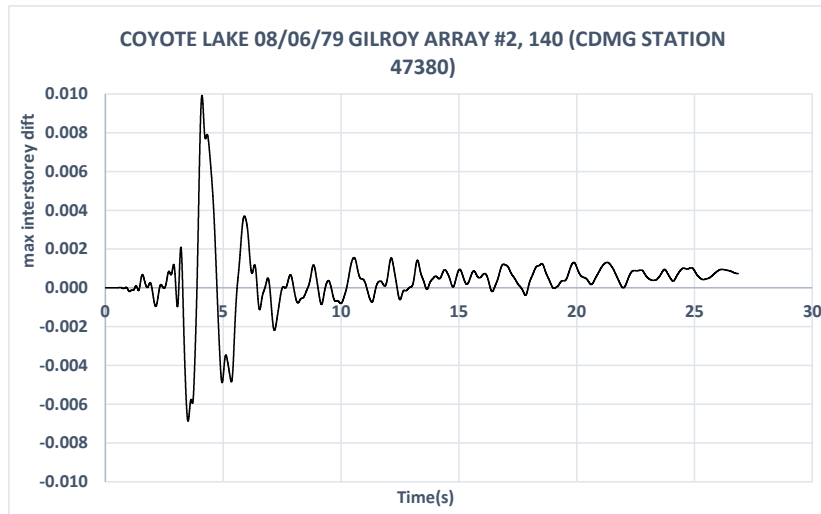
(β) SF= 3,65



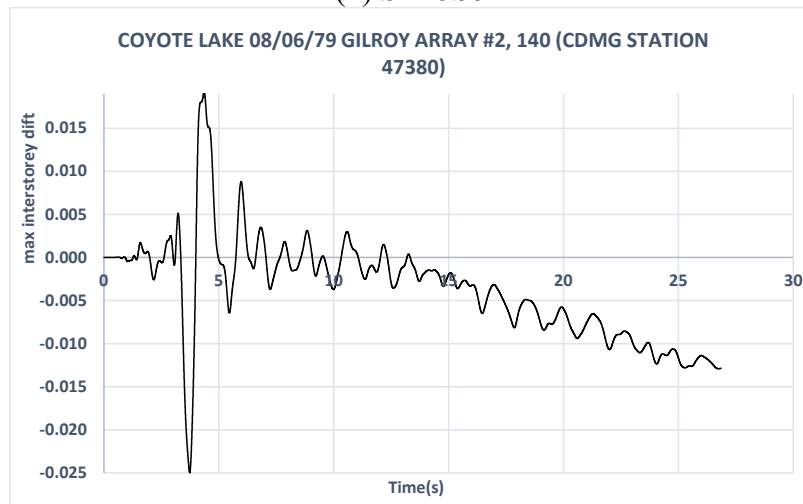
(γ) SF= 6,50

Σχήμα Α.2: Μέγιστο drift εκ των ορόφων - CHICHI AFTERSHOCK 09/25/99

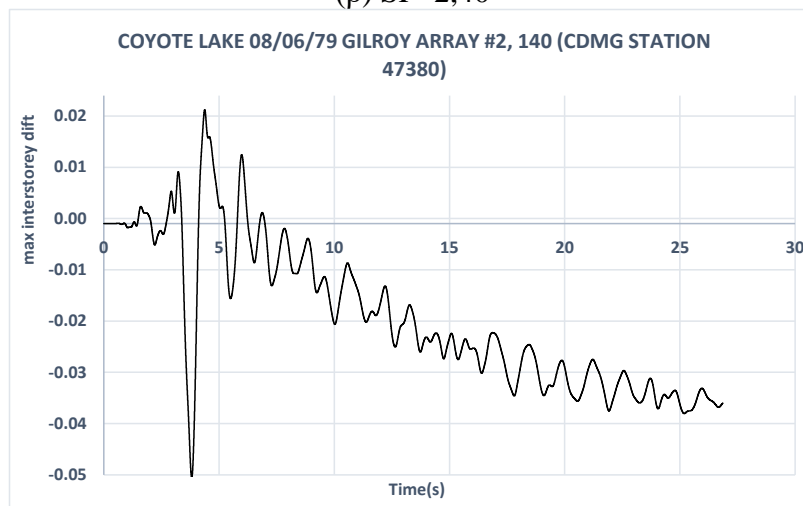




(α) SF=0.99



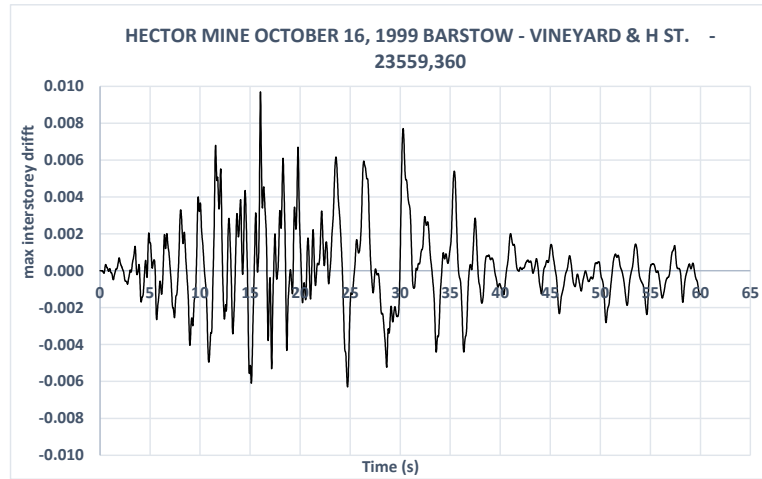
(β) SF=2,40



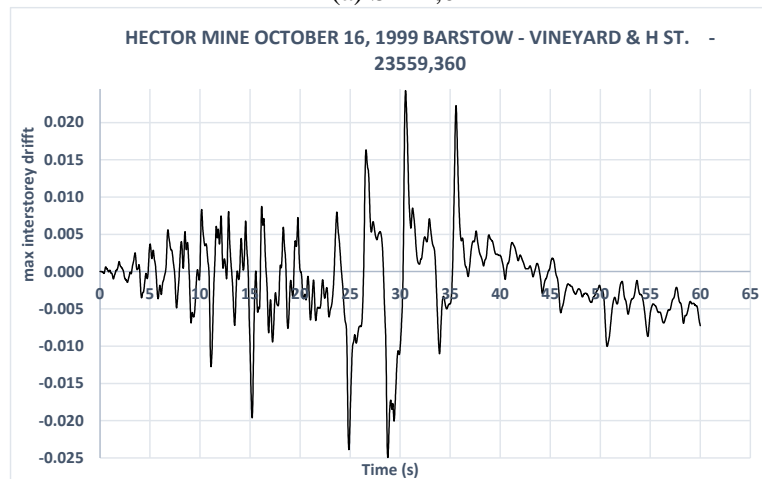
(γ) SF=4,30

Σχήμα Α.3: Μέγιστο drift εκ των ορόφων - COYOTE LAKE 08/06/79 GILROY ARRAY #2, 140 (CDMG STATION 47380)

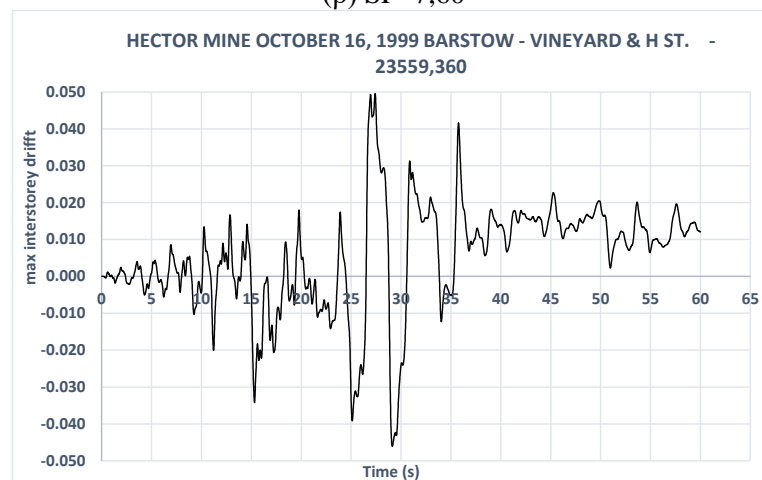
## A.2 Διαγράμματα χρονοϊστοριών για εξαώροφο πλαίσιο



(α) SF=4,0

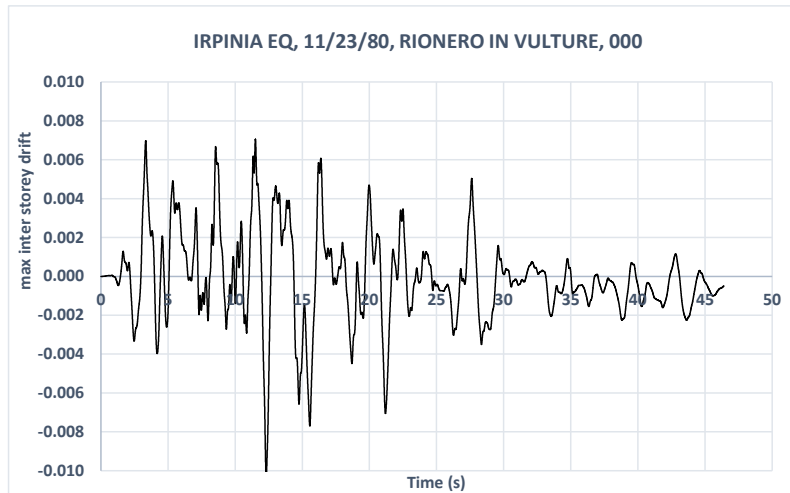


(β) SF=7,60

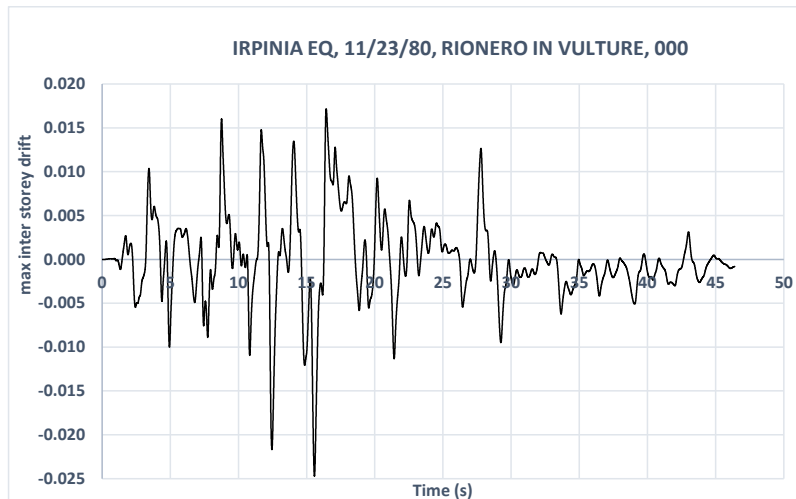


(γ) SF=13,60

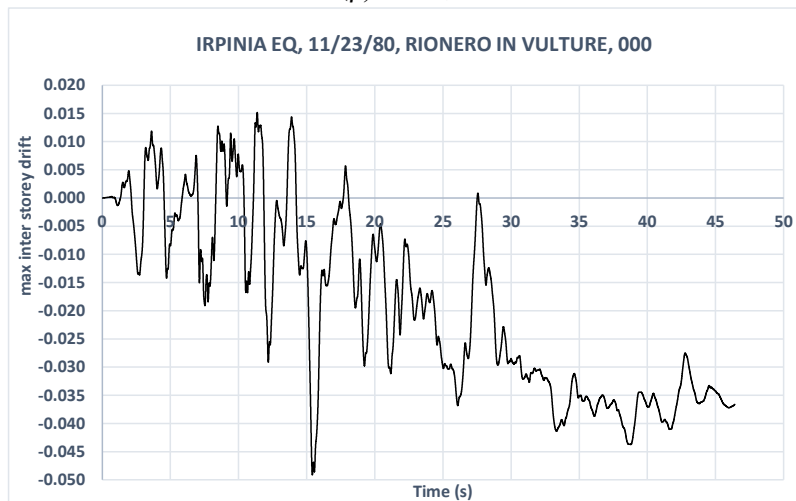
Σχήμα A.4: Μέγιστο drift εκ των ορόφων - HECTOR MINE OCTOBER 16, 1999 BARSTOW - VINEYARD & H ST. - 23559,360



(α) SF=2,31

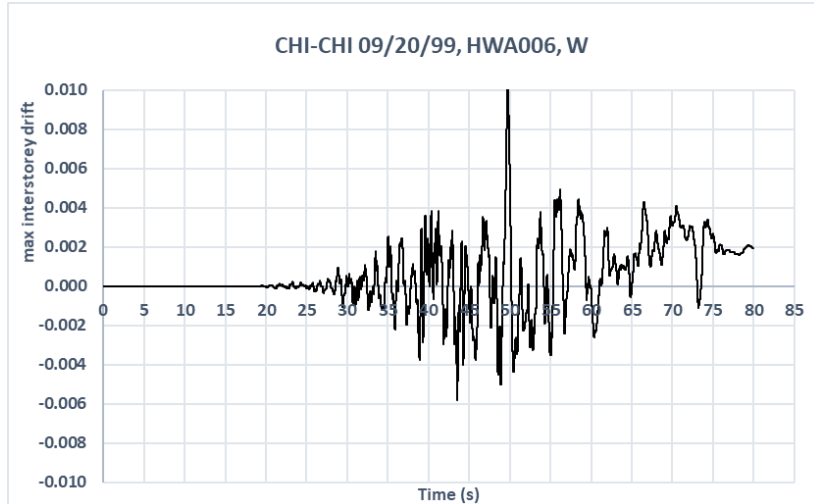


(β) SF=4,40

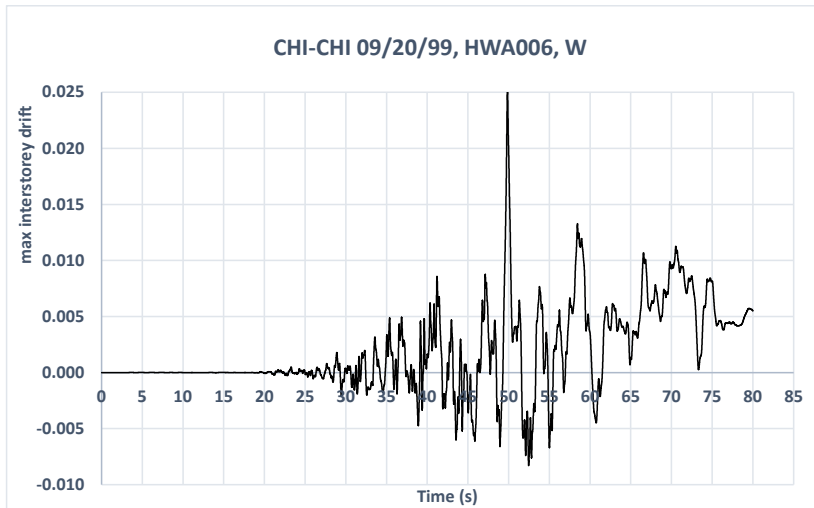


(γ) SF=11,40

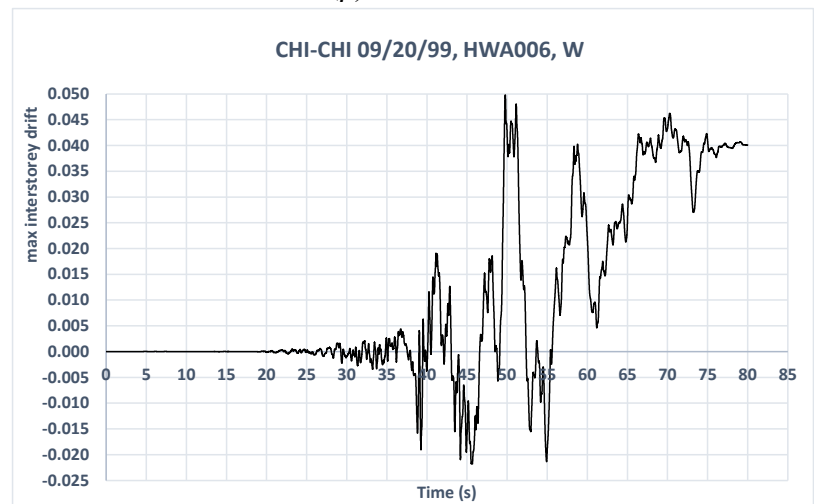
Σχήμα Α.5: Μέγιστο drift εκ των ορόφων IRPINIA EQ, 11/23/80, RIONERO IN VULTURE, 000



(α) SF=4,55

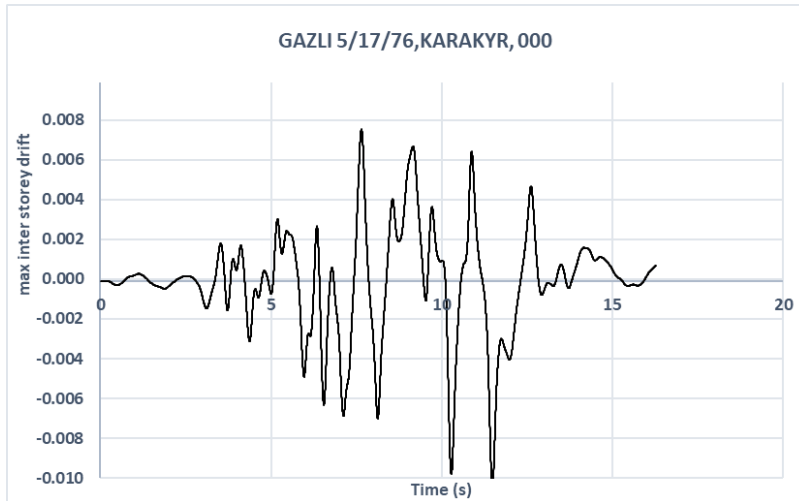


(β) SF=8,799



(γ) SF=18,22

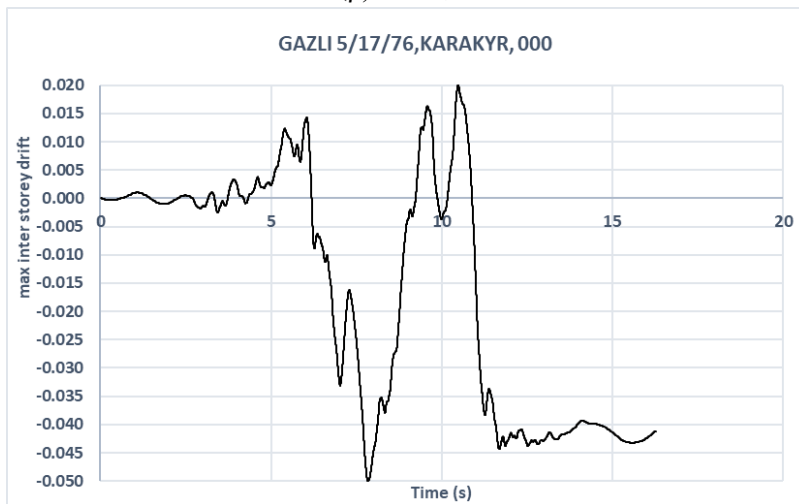
Σχήμα Α.6: Μέγιστο drift εκ των ορόφων CHI-CHI 09/20/99, HWA006, W



(α) SF=0,59

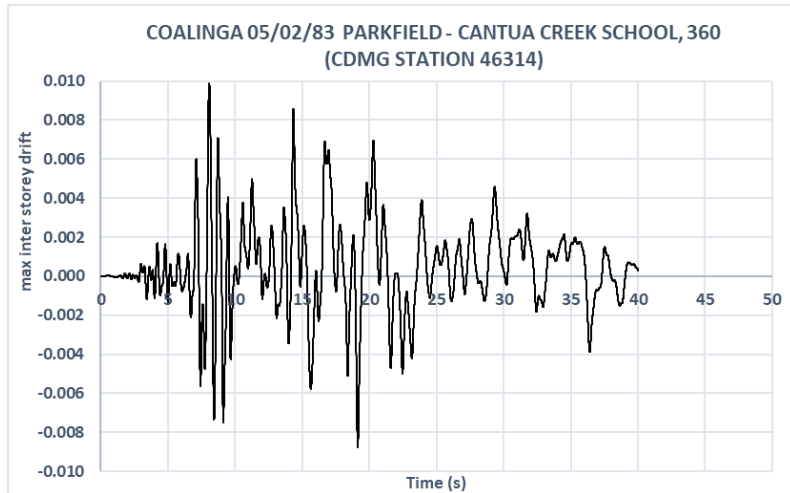


(β) SF=0,99

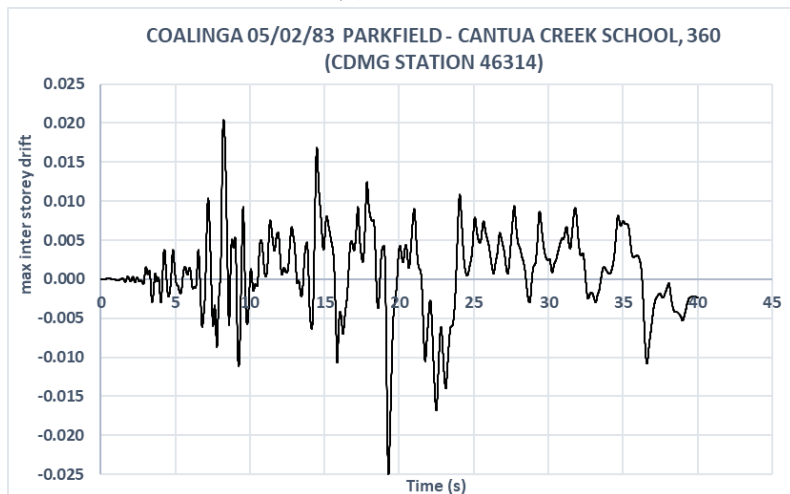


(γ) SF=2,17

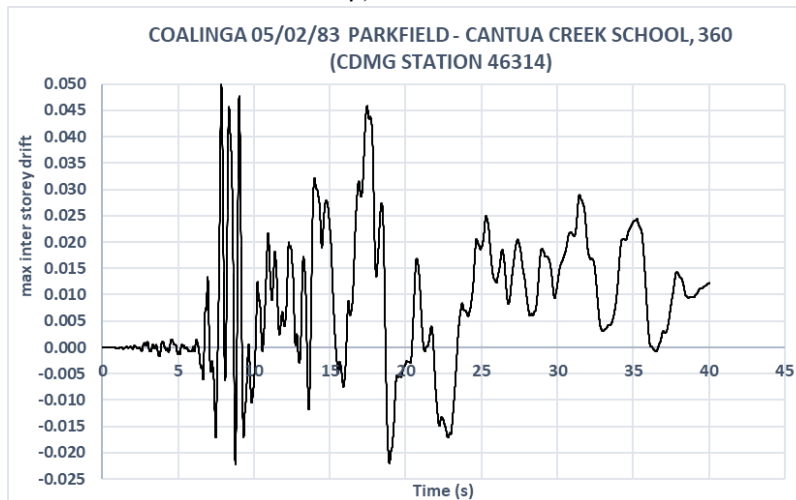
Σχήμα Α.7: Μέγιστο drift εκ των ορόφων GAZLI 5/17/76,KARAKYR, 000



(α) SF=1,70

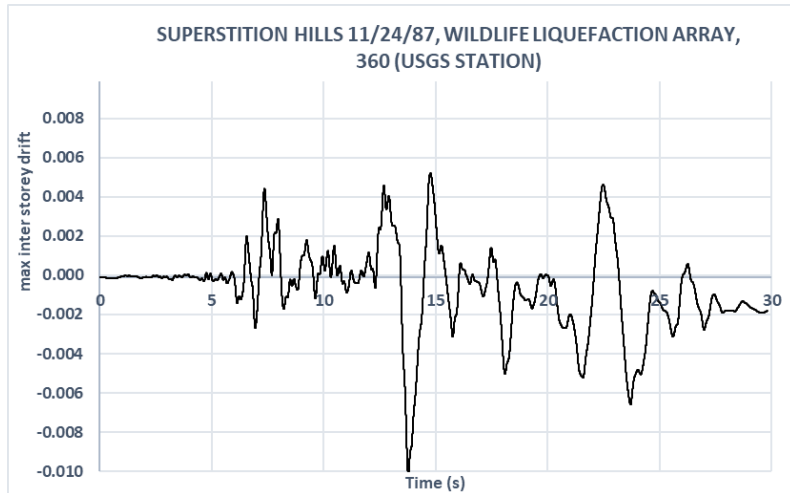


(β) SF=4,11

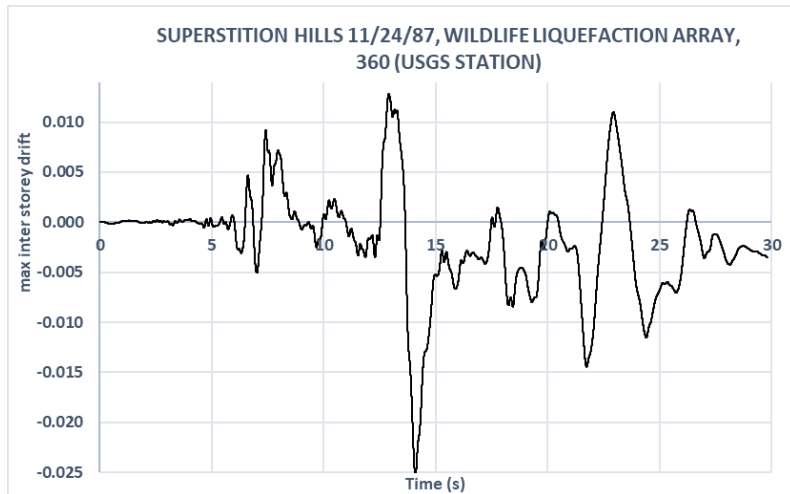


(γ) SF=7,83

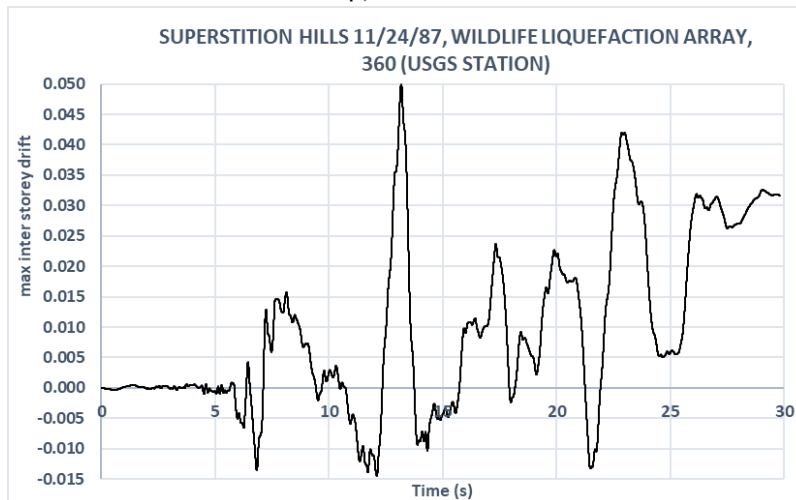
Σχήμα Α.8: Μέγιστο drift εκ των ορόφων COALINGA 05/02/83 PARKFIELD - CANTUA CREEK SCHOOL, 360 (CDMG STATION 46314)



(α) SF=1,77

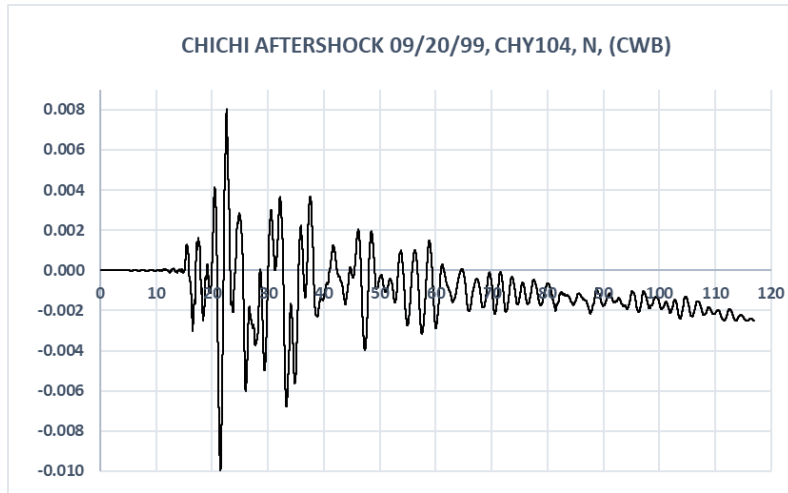


(β) SF=4,08

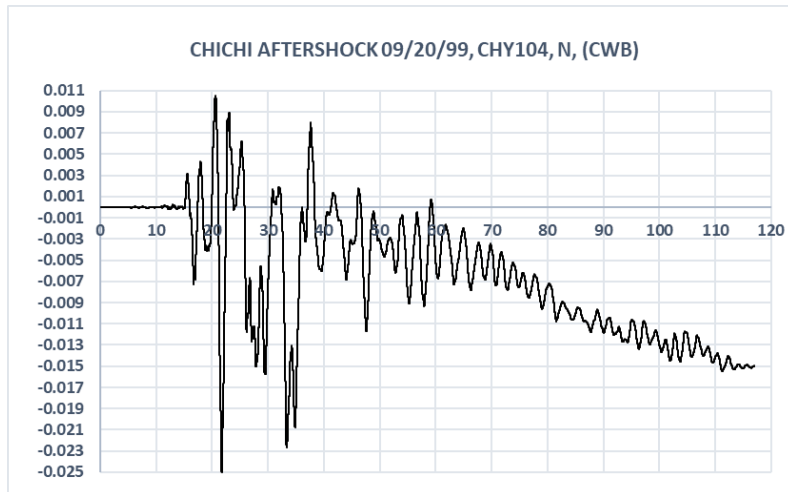


(γ) SF=10,07

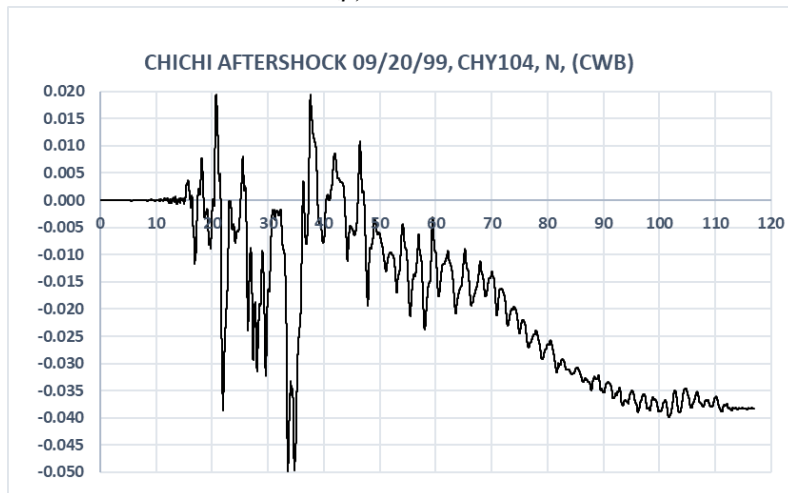
Σχήμα Α.9: Μέγιστο drift εκ των ορόφων SUPERSTITION HILLS 11/24/87, WILDLIFE LIQUEFACTION ARRAY, 360 (USGS STATION)



(α) SF=1,24



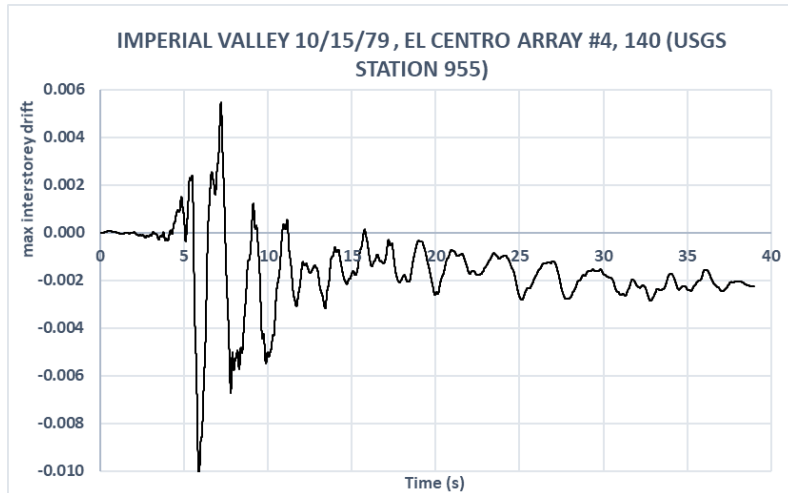
(β) SF=2,44



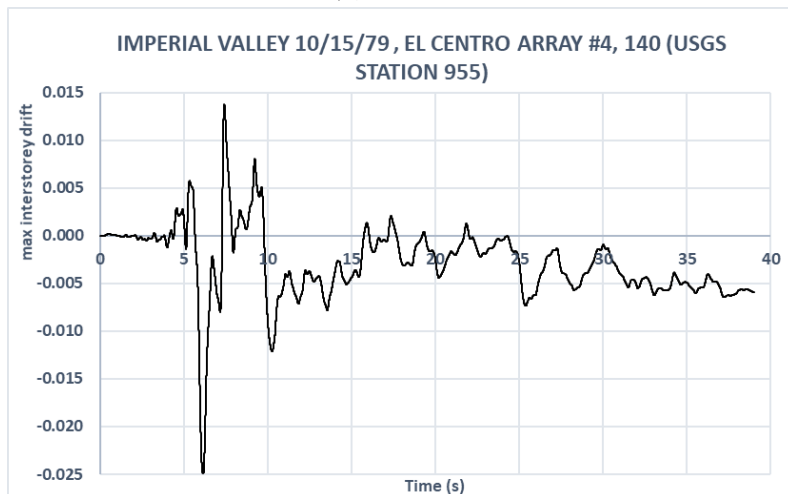
(γ) SF=3,99

Σχήμα A.10: Μέγιστο drift εκ των ορόφων CHICHI AFTERSHOCK 09/20/99, CHY104, N, (CWB)

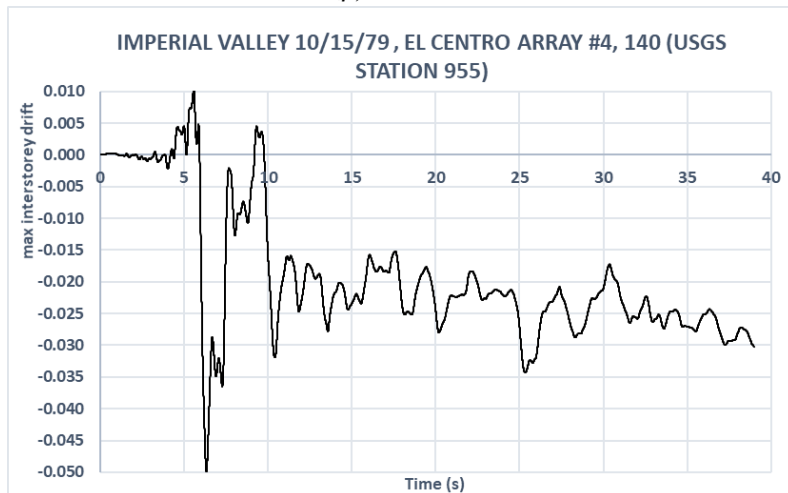




(α) SF=0,63

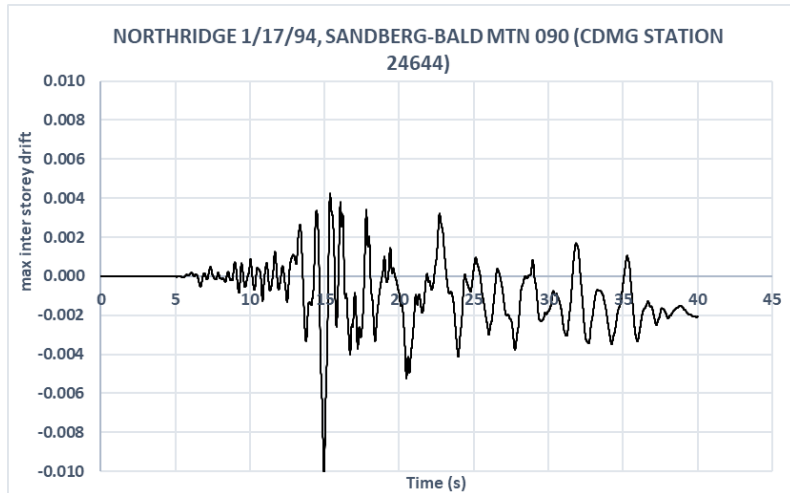


(β) SF=1,55

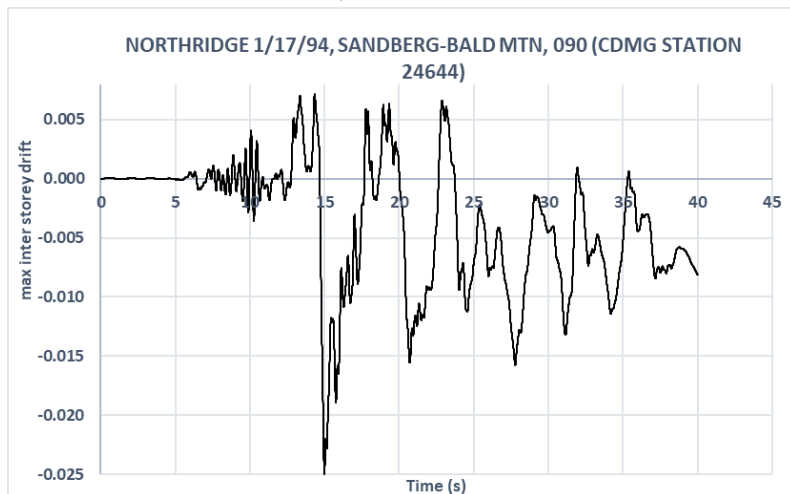


(γ) SF=2,75

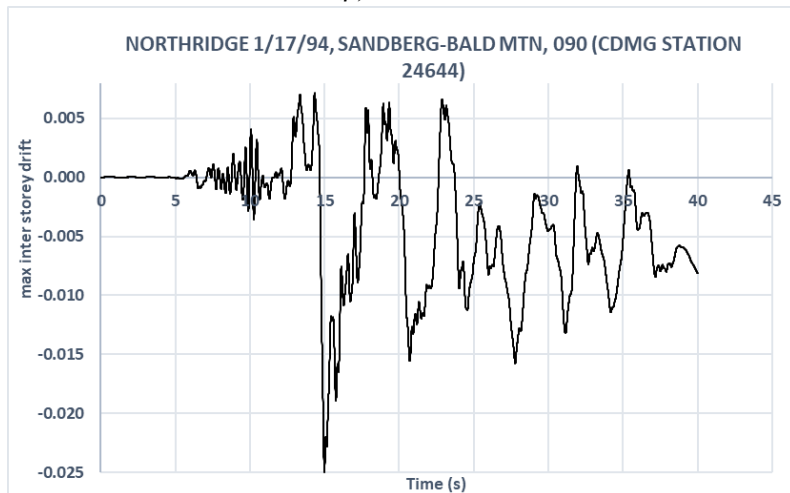
Σχήμα Α.11: Μέγιστο drift εκ των ορόφων IMPERIAL VALLEY 10/15/79 , EL CENTRO ARRAY #4, 140 (USGS STATION 955)



(α) SF=2,40

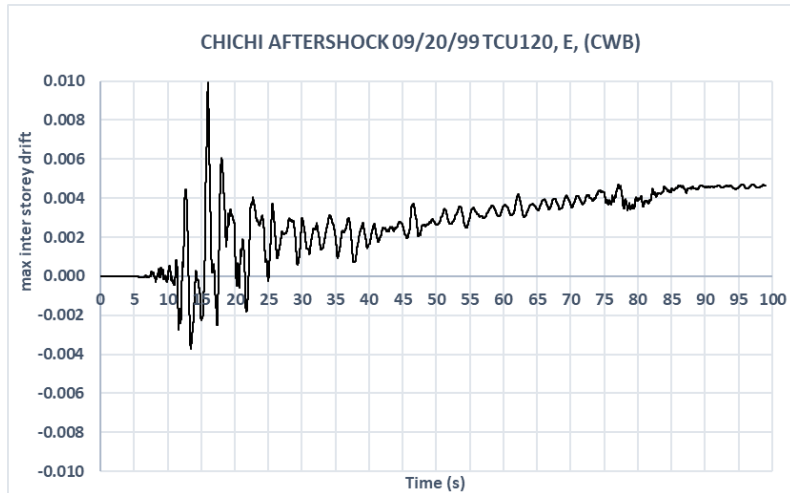


(β) SF=7,49

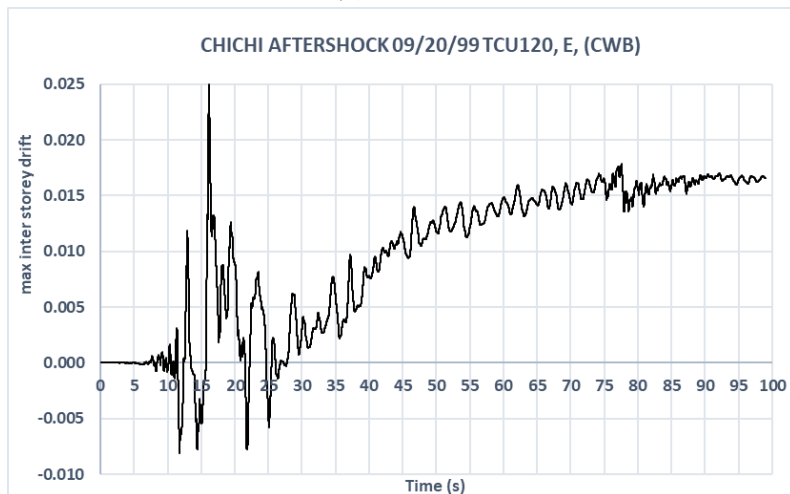


(γ) SF=11,11

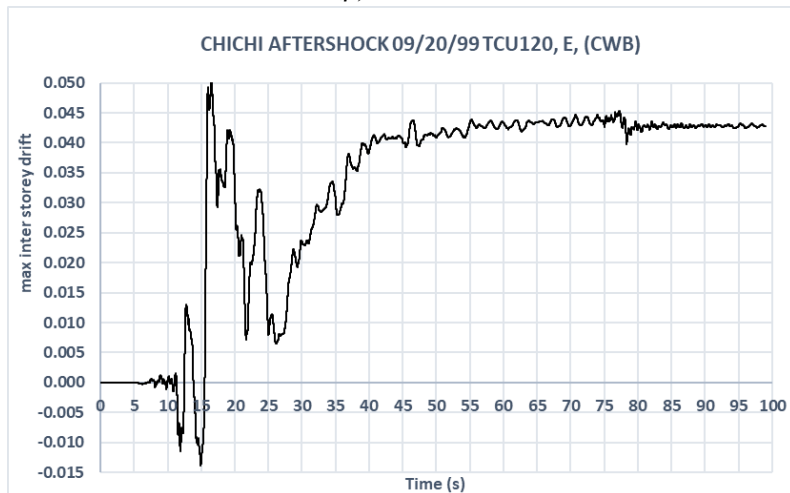
Σχήμα Α.12: Μέγιστο drift εκ των ορόφων NORTHRIDGE 1/17/94, SANDBERG-BALD MTN, 090 (CDMG STATION 24644)



(α) SF=1,95



(β) SF=4,99



(γ) SF=7,17

Σχήμα Α.13: Μέγιστο drift εκ των ορόφων CHICHI AFTERSHOCK 09/20/99 TCU120, E, (CWB)