



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Ανάπτυξη Συστημάτων Σεισμικής Προστασίας Πολυώροφων Κτιρίων

Διδακτορική Διατριβή

Γεωργίας Δούγκα

Διπλ. Πολιτικού Μηχανικού Ε.Μ.Π.

Επιβλέπων: Ιωάννης Βάγιας, Καθηγητής ΕΜΠ

ΑΘΗΝΑ, ΟΚΤΩΒΡΙΟΣ 2016



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Ανάπτυξη Συστημάτων Σεισμικής Προστασίας Πολυώροφων Κτιρίων

Διδακτορική Διατριβή

Γεωργίας Δούγκα

Διπλ. Πολιτικού Μηχανικού Ε.Μ.Π.

Η διατριβή υποβλήθηκε στη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου προς εκπλήρωση των προϋποθέσεων του τίτλου της Διδάκτορος Μηχανικού

Τριμελής Συμβουλευτική Επιτροπή

Ι. Βάγιας, Καθηγητής ΕΜΠ (Επιβλέπων)
Χ. Γαντές, Καθηγητής Ε.Μ.Π.
Κ. Σπυράκος, Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Επταμελής Εξεταστική Επιτροπή

Ι. Βάγιας, Καθηγητής ΕΜΠ (Επιβλέπων)
Χ. Γαντές, Καθηγητής Ε.Μ.Π.
Κ. Σπυράκος, Καθηγητής Ε.Μ.Π.
Ε. Σαπουντζάκης, Καθηγητής Ε.Μ.Π.
Χ. Μουζάκης, Επικ. Καθηγητής Ε.Μ.Π.
Δ. Βαμβάτσικος, Επικ. Καθηγητής Ε.Μ.Π.
Π. Θανόπουλος, Λέκτορας Ε.Μ.Π.

ΑΘΗΝΑ, ΟΚΤΩΒΡΙΟΣ 2016

Στις αγαπημένες μου κορούλες Μαρίλια & Ελεάνα

Στο σύζυγό μου Δημήτρη

Στους γονείς μου Αναστάσιο & Ελένη

Ευχαριστίες

Η έρευνα που παρουσιάζεται στην παρούσα διατριβή διεξήχθη στο Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών του ΕΜΠ υπό την επίβλεψη του καθηγητή κ. Ιωάννη Βάγια, στον οποίο θα ήθελα να εκφράσω την αμέριστη εκτίμησή μου και να τον ευχαριστήσω θερμά για την ευκαιρία που μου προσέφερε να ασχοληθώ με το συγκεκριμένο αντικείμενο και να συμμετάσχω στο ευρωπαϊκό ερευνητικό πρόγραμμα «FUSEIS». Τον ευχαριστώ για τις πολύτιμες γνώσεις που μου μετέδωσε τόσο σε θεωρητικό όσο και σε πρακτικό επίπεδο, την καθοδήγησή του, τη βοήθεια και την εμπιστοσύνη που μου έδειξε κατά τη μακρόχρονη συνεργασία μας. Αποτελεί για μένα πρότυπο επιστήμονα και ανθρώπου και αισθάνομαι τυχερή που ήταν δίπλα μου όλα αυτά τα χρόνια, ξεκινώντας από τη μεταπτυχιακή μου εργασία μέχρι την ολοκλήρωση της διδακτορικής μου διατριβής, να με συμβουλεύει και να με ενθαρρύνει να συνεχίσω παρά τα προβλήματα που ανέκυπταν.

Θα ήθελα επίσης να εκφράσω τις ευχαριστίες μου στα μέλη της συμβουλευτικής επιτροπής, κ. Χάρη Γαντέ (καθηγητή ΕΜΠ) και κ. Κωνσταντίνο Σπυράκο (καθηγητή ΕΜΠ), για τις πολύτιμες συμβουλές τους για την ολοκλήρωση της παρούσας διατριβής. Επιπλέον, θα ήθελα να ευχαριστήσω και τους κ. Γεώργιο Ιωαννίδη (καθηγητή ΕΜΠ), Δημήτριο Βαμβάτσικο (επικ. καθηγητή ΕΜΠ) και Παύλο Θανόπουλο (Λέκτορα ΕΜΠ) για τη σημαντική βοήθεια που μου παρείχαν κατά τη διάρκεια εκπόνησης της διατριβής.

Ιδιαίτερα σημαντική θεωρώ και τη συμβολή της συναδέλφου και φίλης κ. Δανάης Δημακογιάννη που αποτέλεσε τη βασική συνεργάτιδά μου καθ' όλη τη διάρκεια του ερευνητικού προγράμματος και μετέπειτα μέχρι την ολοκλήρωση της διατριβής μου. Ανταλλάξαμε γνώσεις, απόψεις και καταφέραμε μέσα από μια υπέροχη συνεργασία να πετύχουμε τους στόχους μας. Την ευχαριστώ και της εύχομαι τη γρήγορη ολοκλήρωση και της δικής της προσπάθειας.

Θα ήθελα ακόμα να ευχαριστήσω τον κ. Φαίδωνα Καρυδάκη για τις γνώσεις και την εμπειρία που μου προσέφερε τόσο κατά την προετοιμασία και διεξαγωγή των πειραμάτων όσο και κατά την επεξεργασία των αποτελεσμάτων τους. Σημαντική για τη διεξαγωγή των πειραμάτων ήταν και η συμβολή των κ. Ξενοφώντα Λιγνού και Στυλιανού Κατσατσίδη τους οποίους οφείλω να ευχαριστήσω για τη συνεργασία και την προθυμία τους για την επιτυχή και έγκαιρη ολοκλήρωση των πειραμάτων. Σε αυτό το σημείο θα ήθελα να αναφέρω και όλους τους συντελεστές του ερευνητικού προγράμματος που εργαστήκαμε μαζί για την ανάπτυξη και υλοποίηση των συστημάτων FUSEIS, τους κ. B. Hoffmeister και T. Rauert (Πολυτεχνείο Aachen), C.A. Castiglioni και A. Kanyilmaz (Πολυτεχνείο Μιλάνου), L. Calado και Jorge M. Proença (Πολυτεχνείο Λισαβόνας) και Δ. Καλτεζιώτη (ΣΙΔΕΝΟΡ Α.Ε.). Θα ήθελα να εκφράσω τις ευχαριστίες μου και στους συναδέλφους υποψήφιους διδάκτορες του εργαστηρίου για τη συνεργασία μας σε όλη τη διάρκεια εκπόνησης της διατριβής, τον κ. Α. Σπηλιόπουλο, την κ. Μ.Ε. Δασίου, τον κ. Β. Κάρλο, τον κ. Κ. Αδαμάκο και την κ. Σ. Αυγερινού.

Τέλος, σε προσωπικό επίπεδο θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένειά μου, τους γονείς και την αδερφή μου για την εμπιστοσύνη και την υποστήριξη τους όλα αυτά τα χρόνια και ιδιαίτερα το σύζυγό μου, Δημήτρη, για την πίστη του σε μένα, την αγάπη και τη δύναμη που μου δίνει σε κάθε μου προσπάθεια.



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Διδακτορική Διατριβή Γεωργίας Δούγκα

«Ανάπτυξη συστημάτων σεισμικής προστασίας πολυώροφων κτιρίων»

Επιβλέπων: Ιωάννης Βάγιας, Καθηγητής ΕΜΠ

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας διατριβής είναι η διερεύνηση και παρουσίαση της συμπεριφοράς του καινοτόμου συστήματος σεισμικής προστασίας FUSEIS1-1 το οποίο μπορεί να υποκαταστήσει τα συνήθη συστήματα δυσκαμψίας σε πολυώροφα μεταλλικά και σύμμικτα κτίρια και να βελτιώσει τη συμπεριφορά τους. Αποτελεί ένα από τα συστήματα που αναπτύχθηκαν στα πλαίσια του κοινού ευρωπαϊκού ερευνητικού προγράμματος με τίτλο «Dissipative Devices for Seismic Resistant Steel Frames», αποκαλούμενο εν συντομία FUSEIS.

Το FUSEIS1-1 διαθέτει υψηλή πλαστιμότητα και μπορεί να χρησιμοποιηθεί σαν σύστημα πλευρικής ευστάθειας ενός κτιρίου, μόνο του ή σε συνδυασμό με πλαίσιο ροπής (MRF). Αποτελείται από ένα ζεύγος ισχυρών υποστυλωμάτων που συνδέονται άκαμπτα με επάλληλες οριζόντιες δοκούς σε πυκνή διάταξη σχηματίζοντας μια κατακόρυφη δοκό Vierendeel. Οι δοκοί του συστήματος, οι οποίες μπορεί να αποτελούνται από υψίκορμες διατομές IPE, πλατύπελμες HE ή από κοίλες διατομές τύπου SHS, RHS και CHS (Square, Rectangular, and Circular Hollow Sections), είναι τα στοιχεία απορρόφησης ενέργειας που καθορίζουν τη δυσκαμψία και αντοχή του. Μεταβάλλοντας τη διατομή και το μήκος των δοκών εντός του ορόφου ή μεταξύ των ορόφων το σύστημα μπορεί να σχεδιαστεί βάσει του επιθυμητού μηχανισμού αστοχίας. Η αντοχή των δοκών αυξάνεται από την οροφή στη βάση του κτιρίου, ακολουθώντας την αύξηση της τέμνουσας βάσης, ώστε οι δοκοί να εισέρχονται σταδιακά στην πλαστική περιοχή κατά την εξέλιξη του σεισμικού γεγονότος.

Η απορρόφηση της σεισμικής ενέργειας και η πλαστικοποίηση λαμβάνουν χώρα σε προεπιλεγμένες θέσεις εντός των δοκών του με αποτέλεσμα το υπόλοιπο κτίριο να παραμένει προστατευμένο και άθικτο. Οι θέσεις σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων βρίσκονται σε απόσταση από τη σύνδεση δοκού - υποστυλώματος το οποίο εξασφαλίζεται με τοπική εξασθένηση των πελμάτων των δοκών (Reduced Beam Sections - RBS). Μετά από έναν ισχυρό σεισμό οι πιθανές επισκευές περιορίζονται στην αντικατάσταση των δοκών, γίνονται άμεσα και με χαμηλό κόστος, κυρίως λόγω της απλής γεωμετρίας και του μικρού μεγέθους τους, και επιτρέπουν την ταχεία επαναλειτουργία του κτιρίου καθώς δε συμμετέχουν στην παραλαβή των φορτίων βαρύτητας και οι παραμένουσες παραμορφώσεις είναι μικρές.

Η μελέτη της απόκρισης του συστήματος έγινε με τη βοήθεια πειραματικών και αναλυτικών διερευνήσεων οι οποίες ανέδειξαν και τα βασικότερα πλεονεκτήματά του. Κατά τις πειραματικές διερευνήσεις εξετάστηκαν μεμονωμένες δοκοί και ολόκληρα πλαίσια με δοκούς διαφόρων τύπων διατομής (IPE, SHS, CHS, HEA) υπό μονοτονική και ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Οι αναλυτικές διερευνήσεις περιλάμβαναν προσομοιώματα πεπερασμένων στοιχείων

(Finite Element Analysis – FEA models), τα οποία βαθμονομήθηκαν βάσει των αποτελεσμάτων των πειραματικών δοκιμών, και εφαρμογή του συστήματος σε αντιπροσωπευτικά πλαίσια πραγματικών κτιρίων.

Από τα αποτελέσματα των διερευνήσεων καθορίστηκαν οι κρίσιμες παράμετροι που επηρεάζουν τη συμπεριφορά του συστήματος και αναπτύχθηκαν κατάλληλοι κανόνες για το σχεδιασμό του, οι οποίοι διαμορφώθηκαν σύμφωνα με τις διατάξεις των Ευρωκωδίκων με κατάλληλες τροποποιήσεις ώστε να ληφθούν υπόψη τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά του. Οι κανόνες αυτοί, συμπεριλαμβανομένων και των σχετικών διατάξεων των κανονισμών, συνοψίστηκαν σε ενιαίο κείμενο, τον Οδηγό Σχεδιασμού (Design Guide). Η επάρκεια της μεθοδολογίας που προτείνεται στον Οδηγό ελέγχθηκε στη συνέχεια μέσω μη γραμμικών στατικών και δυναμικών αναλύσεων. Στις ως άνω αναλύσεις δόθηκε ιδιαίτερη βαρύτητα τόσο στις μη γραμμικές ιδιότητες των μελών και των συνδέσεων τους, όσο και στον έλεγχο της καθολικής ευστάθειας των πλαισίων.

Ο Οδηγός Σχεδιασμού που αναπτύχθηκε καθιστά δυνατή την ένταξη του FUSEIS1-1 στα συστήματα απορρόφησης των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών παρέχοντας στο μελετητή όλα τα απαραίτητα εργαλεία για την εφαρμογή του σε πραγματικά κτίρια ώστε να μπορεί να τα διαστασιολογήσει και παράλληλα να είναι σε θέση να προβλέψει την απόκρισή τους και τον μηχανισμό κατάρρευσης όταν υπόκεινται σε σεισμικά φορτία.

Δημοσιεύσεις

i. Δημοσιεύσεις σε διεθνή περιοδικά με κριτές

(1) Dimakogianni D., Dougka G., Vayas I., “Innovative seismic-resistant steel frames (FUSEIS 1-2) experimental analysis”, *Steel Construction Design and Research*, Volume 5, Issue 4, pp. 212-221, 2012.

(2) Dougka G., Dimakogianni D., Vayas I., “Innovative energy dissipation systems (FUSEIS1-1) - Experimental analysis”, *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 96, Issue 5, pp. 69-80, 2014.

(3) Dougka G., Dimakogianni D., Vayas I., “Seismic behavior of frames with Innovative Energy Dissipation Systems (FUSEIS1-1)”, *Earthquakes and Structures*, Volume 6, Issue 5, pp. 561-580, 2014.

(4) Vayas I., Dougka G., Dimakogianni D., “Umbau und Erweiterung des Kindergartens der Deutschen Schule Athen”, *Bauingenieur*, Volume 6, pp. 253-260, 2014.

(5) Vayas I., Spiliopoulos A., Dasiou M.E., Dougka G., Dimakogianni D., “Instandsetzung von Bauten des Kraftwerks Meliti, Griechenland, nach einem Brand”, *Stahlbau*, Volume 83, Issue 1, pp. 47-56, 2014.

(6) Dimakogianni D., Dougka G., Vayas I., “Seismic behavior of frames with innovative energy dissipation systems (FUSEIS1-2)”, *Engineering Structures*, Volume 90, pp. 83-95, 2015.

ii. Δημοσιεύσεις σε πρακτικά επιστημονικών συνεδρίων με κριτές

(1) Dougka G., Dimakogianni D., Karydakakis Ph., Vayas I., “Energy dissipation systems (FUSEIS1) to seismic loading”, *Proceedings of 6th European Conference on Steel and Composite Structures (Eurosteel 2011)*, Budapest, Hungary, 31 August-2 September, 2011.

(2) Dougka G., Dimakogianni D., Karydakis Ph., Vayas I., "Innovative energy dissipation systems (FUSEIS1): Experimental investigations", Proceedings of 7th National Conference on Steel Structures, Volos, Greece, 29-30 September and 1 October, 2011.

(3) Dimakogianni D., Dougka G., Karydakis Ph., Vayas I., "Innovative energy dissipation systems (FUSEIS1): Analytical investigations", Proceedings of 7th National Conference on Steel Structures, Volos, Greece, 29-30 September and 1 October, 2011.

(4) Dimakogianni D., Dougka G., Karydakis Ph., Vayas I., Calado L. & Castiglioni C.A., "Innovative energy dissipation systems (FUSEIS 1)", Proceedings of 7th International Conference on Behavior of Steel Structures in Seismic Areas (STESSA 2012), Santiago, Chile, 9-11 January, 2012.

(5) Dougka G., Dimakogianni D., Vayas I., Karydakis Ph., "Seismic behaviour of innovative energy dissipation systems FUSEIS 1-1", Proceedings of 4th Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering (COMPDYN2013), Kos, Greece, 12-14 June, 2013.

(6) Dimakogianni D., Dougka G., Vayas I., Karydakis Ph., "Seismic behaviour of innovative energy dissipation systems FUSEIS 1-2", Proceedings of 4th Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering (COMPDYN2013), Kos, Greece, 12-14 June, 2013.

(7) Dimakogianni D., Dougka G., Vayas I., " Seismic behavior of frames with innovative energy dissipation systems - FUSEIS 1", Proceedings of 8th National Conference on Steel Structures, Tripoli, Greece, 2-4 October, 2014.

(8) Βάγιας Ι., Δούγκα Γ., Δημακογιάννη Δ., «Αναδιarrύθμιση και επέκταση του νηπιαγωγείου της Γερμανικής Σχολής Αθηνών», Πρακτικά 8^{ου} Συνεδρίου Μεταλλικών Κατασκευών, Τρίπολη, Ελλάδα, 2-4 Οκτωβρίου, 2014.

(9) Dougka G., Dimakogianni D., Vayas I., "Performance evaluation of building frames with energy dissipation systems FUSEIS1", Proceedings of 8th International Conference on Behavior of Steel Structures in Seismic Areas (STESSA 2015), Shanghai, China, July 1-3, 2015.

iii. Τεχνικές Αναφορές Ευρωπαϊκού Ερευνητικού Προγράμματος FUSEIS:RFSR-CT-2008-00032

(1) Vayas I., Karydakis Ph., Dimakogianni D., Dougka G., Castiglioni C. A., Kanyilmaz A. et al., "Dissipative devices for seismic-resistant steel frames (FUSEIS)", Research Fund for Coal and Steel, European Commission, EU 25901 EN 2013.

(2) Vayas I., Karydakis Ph., Dimakogianni D., Dougka G., Castiglioni C.A., Kanyilmaz A. et al., "Dissipative devices for seismic resistant steel frames - The FUSEIS Project, Design Guide", Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel, European Commission, 2012.



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

PhD Thesis by Georgia Dougka

“Development of seismic resistant systems for multi-story buildings”

Supervisor: Ioannis Vayas, Professor NTUA

Abstract

The objective of this thesis is the investigation and presentation of the innovative seismic resistant system, named FUSEIS1-1, that may be employed in multi-story steel and composite buildings instead of conventional systems to improve their seismic performance. It is one of the systems developed in the framework of the European Research Project «Dissipative Devices for Seismic Resistant Steel Frames» with the acronym FUSEIS.

The system exhibits high ductility and may be generally combined with moment resisting frame action or alternatively it may resist alone the entire seismic action. It is composed of two closely spaced strong columns rigidly connected to multiple beams forming a vertical Vierendeel beam. FUSEIS1-1 beams, which may have square/rectangular/circular hollow sections (SHS, RHS, CHS), or I/H - beam sections (IPE, HE), are the dissipative elements that define the system's strength and stiffness. By changing either the section or the length of the beams within the floor or between floors the system may be designed according to the preferred collapse mechanism. The strength of the beams increases from higher to lower stories following the increase of the base shear from the top to the bottom of the building to achieve a sequential plastification during the seismic event.

Energy dissipation and plastification are restricted at controlled positions within the system beams, while the system columns and the gravity frame are protected and undamaged. With the aim of directing the plastic hinge formation away from the connection area and protect the beam-to-column connections of the system against fracture, beam flanges are reduced near the ends (Reduced Beam Section - RBS). After a strong seismic event, any repair work is easy and economical since it is limited only to replacing the beams, which are small and with simple detailing, allowing for nearly immediate occupancy since they are not subjected to vertical loads and residual drifts are very low.

Experimental and analytical investigations were carried out to study the response of the system and highlight its main advantages. Individual beams and overall FUSEIS1-1 frames with various beam section types (IPE, SHS, CHS, HEA) were tested under monotonic and cyclic loading. Analytical investigations included FEA (Finite Element Analysis) models, which were calibrated against test results, and application examples of representative 2D building frames with FUSEIS1-1.

The results of the above investigations defined the critical parameters that affect the performance of the system and provided appropriate design rules that were developed according to the provisions of Eurocodes. The latter were appropriately rearranged to cover

the special characteristics of the system. The design rules, including the relevant clauses of the Codes, were summarized in a Design Guide. The methodology described in the Design Guide was verified through nonlinear static and dynamic analyses. Special attention was given to the nonlinear properties of the structural members and their connections as well as the overall stability of the frames.

The Design Guide developed provides the designer with all the necessary tools for the application and design of buildings with the system and helps him predict their response and the collapse mechanism when subjected to seismic loading. The knowledge obtained is sufficient to include FUSEIS1-1 in modern seismic codes as a new energy dissipation system.

Publications

i. Journal publications

- (1) Dimakogianni D., Dougka G., Vayas I., "Innovative seismic-resistant steel frames (FUSEIS 1-2) experimental analysis", *Steel Construction Design and Research*, Volume 5, Issue 4, pp. 212-221, 2012.
- (2) Dougka G., Dimakogianni D., Vayas I., "Innovative energy dissipation systems (FUSEIS1-1) - Experimental analysis", *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 96, Issue 5, pp. 69-80, 2014.
- (3) Dougka G., Dimakogianni D., Vayas I., "Seismic behavior of frames with Innovative Energy Dissipation Systems (FUSEIS1-1)", *Earthquakes and Structures*, Volume 6, Issue 5, pp. 561-580, 2014.
- (4) Vayas I., Dougka G., Dimakogianni D., "Umbau und Erweiterung des Kindergartens der Deutschen Schule Athen", *Bauingenieur*, Volume 6, pp. 253-260, 2014.
- (5) Vayas I., Spiliopoulos A., Dasiou M.E., Dougka G., Dimakogianni D., "Instandsetzung von Bauten des Kraftwerks Meliti, Griechenland, nach einem Brand", *Stahlbau*, Volume 83, Issue 1, pp. 47-56, 2014.
- (6) Dimakogianni D., Dougka G., Vayas I., "Seismic behavior of frames with innovative energy dissipation systems (FUSEIS1-2)", *Engineering Structures*, Volume 90, pp. 83-95, 2015.

ii. Conference papers

- (1) Dougka G., Dimakogianni D., Karydakis Ph., Vayas I., "Energy dissipation systems (FUSEIS1) to seismic loading", *Proceedings of 6th European Conference on Steel and Composite Structures (Eurosteel 2011)*, Budapest, Hungary, 31 August-2 September, 2011.
- (2) Dougka G., Dimakogianni D., Karydakis Ph., Vayas I., "Innovative energy dissipation systems (FUSEIS1): Experimental investigations", *Proceedings of 7th National Conference on Steel Structures*, Volos, Greece, 29-30 September and 1 October, 2011.
- (3) Dimakogianni D., Dougka G., Karydakis Ph., Vayas I., "Innovative energy dissipation systems (FUSEIS1): Analytical investigations", *Proceedings of 7th National Conference on Steel Structures*, Volos, Greece, 29-30 September and 1 October, 2011.
- (4) Dimakogianni D., Dougka G., Karydakis Ph., Vayas I., Calado L. & Castiglioni C.A., "Innovative energy dissipation systems (FUSEIS 1)", *Proceedings of 7th International*

Conference on Behavior of Steel Structures in Seismic Areas (STESSA 2012), Santiago, Chile, 9-11 January, 2012.

(5) Dougka G., Dimakogianni D., Vayas I., Karydakis Ph., "Seismic behaviour of innovative energy dissipation systems FUSEIS 1-1", Proceedings of 4th Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering (COMPDYN2013), Kos, Greece, 12-14 June, 2013.

(6) Dimakogianni D., Dougka G., Vayas I., Karydakis Ph., "Seismic behaviour of innovative energy dissipation systems FUSEIS 1-2", Proceedings of 4th Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering (COMPDYN2013), Kos, Greece, 12-14 June, 2013.

(7) Dimakogianni D., Dougka G., Vayas I., " Seismic behavior of frames with innovative energy dissipation systems - FUSEIS 1", Proceedings of 8th National Conference on Steel Structures, Tripoli, Greece, 2-4 October, 2014.

(8) Vayas I., Dougka G., Dimakogianni D., " Conversion and extension of the Kindergarten of the German School in Athens, 8th National Conference on Steel Structures, Tripoli, Greece, 2-4 October, 2014.

(9) Dougka G., Dimakogianni D., Vayas I., "Performance evaluation of building frames with energy dissipation systems FUSEIS1", 8th International Conference on Behavior of Steel Structures in Seismic Areas (STESSA 2015), Shanghai, China, July 1-3, 2015.

iii. Technical documents of Research Project FUSEIS: RFSR-CT-2008-00032

(1) Vayas I., Karydakis Ph., Dimakogianni D., Dougka G., Castiglioni C. A., Kanyilmaz A. et al., "Dissipative devices for seismic-resistant steel frames (FUSEIS)", Research Fund for Coal and Steel, European Commission, EU 25901 EN 2013.

(2) Vayas I., Karydakis Ph., Dimakogianni D., Dougka G., Castiglioni C.A., Kanyilmaz A. et al., "Dissipative devices for seismic resistant steel frames - The FUSEIS Project, Design Guide", Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel, European Commission, 2012.

Περιεχόμενα

Εισαγωγή	1
1. Συστήματα σεισμικής προστασίας μεταλλικών κτιρίων	5
1.1 Συνήθη συστήματα	5
1.1.1 Πλαίσια ροπής	5
1.1.2 Κεντρικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	7
1.1.3 Έκκεντροι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	8
1.2 Νεότερα αντισεισμικά συστήματα	9
1.2.1 Πλαίσια ροπής με συνδέσεις τύπου PTED.....	9
1.2.2 Σύνδεση συνδέσμων δυσκαμψίας INERD.....	10
1.2.3 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας άνευ λυγισμού	11
1.2.4 Συσκευές απορρόφησης ADAS	12
1.2.5 Χαλύβδινα διατμητικά τοιχεία SP	13
2. Καινοτόμα συστήματα FUSEIS	15
2.1 Σύστημα FUSEIS1	15
2.1.1 Σύστημα FUSEIS1-1	16
2.1.2 Σύστημα FUSEIS1-2	17
2.2 Σύστημα FUSEIS2	19
3. Περιγραφή και πειραματικές διερευνήσεις συστήματος FUSEIS1-1	21
3.1 Γενικά	21
3.2 Αρχικές πειραματικές διερευνήσεις	22
3.3 Περιγραφή συστήματος FUSEIS1-1	23
3.3.1 Δοκοί συστήματος	23
3.3.2 Υποστυλώματα συστήματος	25
3.3.3 Μόρφωση υπόλοιπου φορέα κτιρίου	26
3.3.4 Υλικά	26
3.3.5 Θεωρητικό προσομοίωμα	26
3.4 Αρχικές αναλυτικές διερευνήσεις για την επιλογή δοκιμών	29
3.5 Πειραματικές διερευνήσεις μεμονωμένων δοκών FUSEIS1-1.....	38
3.5.1 Πειραματική διάταξη και δοκίμια	38
3.5.2 Δοκιμές εφελκυσμού υλικού	41
3.5.3 Δοκιμές υπό μονοτονική φόρτιση.....	43
3.5.4 Δοκιμές υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση	45
3.5.5 Αδιάστατα διαγράμματα ροπής – στροφής.....	48
3.6 Πειραματικές διερευνήσεις πλαισίων με δοκούς FUSEIS1-1.....	50
3.6.1 Πειραματική διάταξη	50
3.6.2 Δοκίμια.....	53
3.6.3 Μεγέθη και ακρίβεια καταγραφών	56
3.6.4 Δοκιμές εφελκυσμού υλικού	57
3.6.5 Δοκιμές υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση	59
3.6.6 Σύγκριση πειραματικών και θεωρητικών τεμνουσών βάσης	66
3.6.7 Απορρόφηση ενέργειας – Κριτήριο αστοχίας.....	67
4. Αναλυτικές διερευνήσεις συστήματος FUSEIS1-1	69
4.1 Προσομοιώματα πεπερασμένων στοιχείων μεμονωμένων δοκών.....	69
4.1.1 Επιρροή μεγέθους πεπερασμένων στοιχείων	69
4.1.2 Νόμος υλικού	70
4.2 Σύγκριση πειραματικών και αναλυτικών αποτελεσμάτων μεμονωμένων δοκών	72
4.3 Προσομοιώματα πλαισίων με δοκούς FUSEIS1-1.....	75

4.3.1	Προσομοιώματα πεπερασμένων στοιχείων	75
4.3.2	Απλοποιημένα μοντέλα πλαισίων - μη γραμμικές ιδιότητες δοκών	78
4.3.3	Εκτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς q	81
5.	Σχεδιασμός κτιρίων με σύστημα FUSEIS1-1	83
5.1	Μέθοδοι ανάλυσης.....	83
5.1.1	Στατική υπερωθητική ανάλυση.....	83
5.1.2	Ανελαστική δυναμική ανάλυση	85
5.1.3	Προσαυξητική δυναμική ανάλυση	85
5.2	Κανόνες σχεδιασμού κτιρίων με FUSEIS1-1	90
5.2.1	Προκαταρκτικός σχεδιασμός (Preliminary design).....	90
5.2.2	Μεθοδολογία σχεδιασμού με ελαστική ανάλυση	91
5.2.3	Μεθοδολογία σχεδιασμού με στατική υπερωθητική ανάλυση.....	97
5.2.4	Μεθοδολογία σχεδιασμού με ανελαστική δυναμική ανάλυση.....	97
6.	Εφαρμογή συστήματος FUSEIS1-1 σε πλαίσια κτιρίων.....	99
6.1	Περιγραφή και προσομοίωση εξεταζόμενων πλαισίων	99
6.1.1	Γεωμετρία και παραδοχές	99
6.1.2	Προσομοίωση	102
6.2	Φασματική ιδιομορφική ανάλυση	103
6.3	Έλεγχοι φορέα για τους βασικούς (θεμελιώδεις) συνδυασμούς	104
6.3.1	Έλεγχοι στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ).....	104
6.3.2	Έλεγχοι στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ)	106
6.4	Έλεγχοι σε σεισμικά φορτία	106
6.4.1	Γωνιακή παραμόρφωση ορόφου	106
6.4.2	Επιρροές 2 ^{ης} τάξης	107
6.4.3	Πλάστιμα μέλη - Δοκοί FUSEIS1-1	108
6.4.4	Υποστυλώματα και πλήρης διατομή δοκών FUSEIS1-1	110
6.4.5	Δυνάμεις σχεδιασμού συνδέσεων στα άκρα των δοκών FUSEIS1-1	111
6.5	Μη γραμμικές στατικές αναλύσεις (Pushover)	112
6.5.1	Αποτίμηση της συμπεριφοράς των πλαισίων	112
6.5.2	Εκτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς q	115
6.6	Μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις	116
6.6.1	Επιταχυνσιογραφήματα	117
6.6.2	Παραμένουσες καθολικές γωνιακές παραμορφώσεις.....	119
6.6.3	Γωνιακές παραμορφώσεις ορόφου	123
6.7	Προσαυξητική δυναμική ανάλυση (IDA).....	126
6.7.1	Αποτίμηση της συμπεριφοράς του πλαισίου	126
6.7.2	Καμπύλες τρωτότητας.....	128
6.8	Σύγκριση των αποτελεσμάτων των διαφόρων μεθόδων ανάλυσης	129
7.	Συμπεράσματα – Προτάσεις για περαιτέρω διερεύνηση	131
7.1	Συμπεράσματα	131
7.2	Πρωτότυπη συμβολή.....	132
7.3	Προτάσεις για περαιτέρω διερεύνηση	133
8.	Βιβλιογραφία	135
	Παράρτημα 1: Διαγράμματα φορτίου – μετακίνησης μεμονωμένων δοκών υπό μονοτονική φόρτιση (δοκιμές RWTH)	139
	Παράρτημα 2: Διαγράμματα φορτίου – μετακίνησης μεμονωμένων δοκών υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση (δοκιμές RWTH).....	141
	Παράρτημα 3: Αποτελέσματα δοκιμών εφελκυσμού χάλυβα μεμονωμένων δοκών (δοκιμές RWTH)	147
	Παράρτημα 4: Αδιάστατα διαγράμματα ροπής - στροφής (δοκιμές RWTH)	151

Παράρτημα 5: Διαγράμματα φορτίου – εγκάρσιων διαφορικών μετακινήσεων LVDT (δοκιμές ΕΜΠ)	153
Παράρτημα 6: Αποτελέσματα δοκιμών εφελκυσμού χάλυβα δοκών δοκιμών σε πλαίσια (δοκιμές ΕΜΠ).....	157
Παράρτημα 7: Αποτελέσματα αναλύσεων πλαισίων κτιρίων με δοκούς ΙΡΕ και CHS. 161	
Π7.1 Πλαίσια με διατομές FUSEIS1-1 τύπου ΙΡΕ	161
Π7.1.1 Αποτελέσματα ελαστικής ανάλυσης.....	161
Π7.1.2 Μη γραμμικές στατικές αναλύσεις (Pushover).....	165
Π7.2 Πλαίσια με διατομές FUSEIS1-1 τύπου CHS.....	167
Π7.2.1 Αποτελέσματα ελαστικής ανάλυσης.....	167
Π7.2.2 Μη γραμμικές στατικές αναλύσεις (Pushover).....	171
Παράρτημα 8: Σχέδια πειραματικής διάταξης και δοκιμών πλαισίων (δοκιμές ΕΜΠ) 175	

Εισαγωγή

Η μελέτη κτιρίων σε περιοχές με έντονη σεισμική δραστηριότητα έχει ιδιαίτερες απαιτήσεις σχεδιασμού. Ο σχεδιασμός κατασκευών ικανών να φέρουν τις σεισμικές δράσεις του ισχυρότερου πιθανού σεισμού χωρίς καμία βλάβη είναι εξαιρετικά αντισοικονομικός, για το λόγο αυτό είναι συνήθης πρακτική τα κτίρια να σχεδιάζονται ώστε να μην εμφανίζουν βλάβες σε μέτριας έντασης σεισμούς, ενώ σε περίπτωση ισχυρού σεισμού είναι αποδεκτές βλάβες αλλά όχι σε τέτοιο βαθμό ώστε να επέρχεται κατάρρευση του κτιρίου. Με βάση το επίπεδο των αποδεκτών βλαβών, το οποίο καθορίζεται από το είδος και τις απαιτήσεις κάθε κατασκευής, ορίζονται τρεις στάθμες επιτελεστικότητας (Performance Levels): Αποφυγή Διακοπής Λειτουργίας (Immediate Occupancy, IO), Προστασία Ανθρώπινης Ζωής (Life Safety, LS) και Αποφυγή Κατάρρευσης (Collapse Prevention, CP).

Κύριο στόχος του αντισεισμικού σχεδιασμού για πολλές δεκαετίες ήταν η προστασία της ανθρώπινης ζωής (LS) που βασιζόταν στην παραδοχή ότι μετά το σεισμό τα μη φέροντα στοιχεία θα υποστούν σημαντικές βλάβες, ενώ τα φέροντα στοιχεία, ακόμα και αν εισέλθουν στην πλαστική περιοχή, θα μπορούν να μεταφέρουν τα κατακόρυφα φορτία με ασφάλεια. Στα συνήθη συστήματα δυσκαμψίας (πλαίσια ροπής, κεντρικοί και έκκεντροι κατακόρυφοι σύνδεσμοι, χαλύβδινα και σύμμικτα τοιχώματα) αυτό επιτυγχάνεται με απορρόφηση της σεισμικής ενέργειας σε συγκεκριμένες θέσεις του φορέα (μέλη ή συνδέσεις) περιορίζοντας την έκταση των βλαβών. Ωστόσο, σε έναν εξαιρετικά μεγάλο σεισμό η δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων σε φέροντα στοιχεία, ακόμα και όταν αποτρέπεται η μερική ή ολική κατάρρευση του κτιρίου εξασφαλίζοντας την προστασία της ανθρώπινης ζωής, μπορεί να οδηγήσει σε εκτεταμένες παραμένουσες γωνιακές παραμορφώσεις ορόφων (permanent interstory drifts). Στην περίπτωση αυτή, η επισκευή του κτιρίου ενδέχεται να έχει υψηλότερο κόστος σε σχέση με την κατεδάφιση και ανακατασκευή του.

Η έρευνα τα τελευταία χρόνια επικεντρώνεται στην ανάπτυξη νέων συστημάτων για τη βελτίωση της αντισεισμικής συμπεριφοράς των κτιρίων τα οποία μπορούν να απορροφήσουν τη σεισμική ενέργεια μέσω της υστερητικής τους συμπεριφοράς σε ελεγχόμενες θέσεις (συνδέσεις ή μέλη), ανεξάρτητες από το σύστημα παραλαβής κατακόρυφων φορτίων, ώστε η κύρια κατασκευή να εμφανίζει μόνο ελαστικές παραμορφώσεις. Επιπλέον, λόγω του μικρού μεγέθους τους, μπορούν να επισκευαστούν ή να αντικατασταθούν εύκολα ενώ με κατάλληλο σχεδιασμό είναι δυνατή ακόμα και η απρόσκοπτη λειτουργία του κτιρίου αμέσως μετά το σεισμό (IO).

Στα συστήματα αυτού του τύπου μπορεί να ενταχθεί και το καινοτόμο σύστημα FUSEIS1-1 που αναπτύχθηκε στα πλαίσια του ερευνητικού προγράμματος με τίτλο «Dissipative Devices for Seismic Resistant Steel Frames - FUSEIS» και αποτελεί αντικείμενο της παρούσας διατριβής. Το σύστημα διαθέτει υψηλή πλαστικότητα και μπορεί να εφαρμοστεί σε πολυώροφα μεταλλικά και σύμμικτα κτίρια ως ένα εξαιρετικό αντισεισμικό σύστημα σε περιοχές υψηλής σεισμικότητας. Η διάταξη του συστήματος περιλαμβάνει ένα ζεύγος ισχυρών υποστυλωμάτων που συνδέονται άκαμπτα με επάλληλες οριζόντιες δοκούς σε πυκνή διάταξη σχηματίζοντας μια κατακόρυφη δοκό Vierendeel. Η λειτουργία του βασίζεται στην ικανότητά του να απορροφά σεισμική ενέργεια μέσω της πλαστικοποίησης των δοκών σε ελεγχόμενες θέσεις (RBS), διατηρώντας τη δομική του ακεραιότητα ακόμα και μετά την είσοδό τους στην κράτυνση. Τα σημαντικότερα χαρακτηριστικά του, πέρα από την μεγάλη ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης, είναι το χαμηλό κόστος παραγωγής και η επισκευασιμότητά του έπειτα από

ισχυρό σεισμό, κυρίως λόγω του απλού σχεδιασμού και του μικρού μεγέθους των δοκών απορρόφησης ενέργειας.

Στο Κεφάλαιο 1 παρουσιάζονται τα συνήθη συστήματα που χρησιμοποιούνται για την αντισεισμική προστασία μεταλλικών και σύμμικτων κτιρίων, όπως τα πλαίσια ροπής και οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Περιγράφονται οι βασικές αρχές που διέπουν το σχεδιασμό και την αντισεισμική συμπεριφορά τους και επισημαίνονται τα πλεονεκτήματα και τα μειονεκτήματά τους που οδήγησαν στην ανάγκη ανάπτυξης νέων συστημάτων. Στο ίδιο κεφάλαιο γίνεται αναφορά σε τέτοια συστήματα όπως στις συνδέσεις πλαισίων ροπής PTED, στις συνδέσεις συνδέσμων δυσκαμψίας INERD κ.α. και περιγράφεται η λειτουργία τους και ο τρόπος που βελτιώνουν την αντισεισμική συμπεριφορά των κτιρίων.

Στο Κεφάλαιο 2 γίνεται μια συνοπτική περιγραφή όλων των συστημάτων που αναπτύχθηκαν στα πλαίσια του ερευνητικού προγράμματος FUSEIS και παρατίθενται τα κυριότερα αποτελέσματα των πειραματικών διερευνήσεων, όσων απ' αυτά δεν αποτελούν αντικείμενο της παρούσας διατριβής.

Στο Κεφάλαιο 3 δίνονται αρχικά τα βασικά χαρακτηριστικά του συστήματος FUSEIS1-1 όπως η γεωμετρία και τα μέλη του, ο τύπος των διατομών τους, η θέση του στο κτίριο, η μόρφωση του υπόλοιπου φορέα, κ.α. Επίσης δίνεται το θεωρητικό προσομοίωμα που περιγράφει τη λειτουργία του βάσει της θεωρίας δοκού Vierendeel. Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι πειραματικές διερευνήσεις που διεξήχθησαν σε πραγματική κλίμακα στα Πολυτεχνεία του Aachen (RWTH) και της Αθήνας (ΕΜΠ) και οι προκαταρκτικές αναλυτικές διερευνήσεις που προηγήθηκαν για την επιλογή των διαστάσεων των δοκιμίων. Περιγράφονται αναλυτικά τα δοκίμια που εξετάστηκαν, τα οποία ήταν είτε μεμονωμένες δοκοί (τύπου IPE, HEA, SHS και CHS) είτε ολόκληρα πλαίσια με τις δοκούς, οι πειραματικές διατάξεις και οι φορτίσεις που επιβλήθηκαν. Παρατίθενται ενδεικτικά αποτελέσματα των δοκιμών αυτών και των δοκιμών υλικού, ενώ το σύνολο των αποτελεσμάτων δίνεται σε Παραρτήματα. Στα πλαίσια της επεξεργασίας των αποτελεσμάτων γίνεται σύγκριση των τεμνουσών βάσης που προέκυψαν από τις δοκιμές σε πλαίσια με τις αντίστοιχες θεωρητικές για επιβεβαίωση της λειτουργίας Vierendeel. Υπολογίζεται επίσης η ποσότητα της απορροφούμενης ενέργειας ανά δοκιμή και αξιολογείται η επίδραση του τύπου της διατομής και του μήκους της δοκού στη συμπεριφορά του συστήματος.

Στο Κεφάλαιο 4 δίνονται τα προσομοιώματα πεπερασμένων στοιχείων (FEM) που αναπτύχθηκαν στο λογισμικό ABAQUS και βαθμονομήθηκαν βάσει των αποτελεσμάτων των δοκιμών σε μεμονωμένες δοκούς και πλαίσια. Για τα πλαίσια αναπτύχθηκαν επιπλέον απλοποιημένα προσομοιώματα στο εμπορικό λογισμικό SAP2000 για τον προσδιορισμό των ιδιοτήτων των πλαστικών αρθρώσεων των RBS ανά τύπο δοκού, οι οποίες μπορούν να εφαρμοστούν εύκολα από το μελετητή για την εκτέλεση μη γραμμικών αναλύσεων κτιρίων με το σύστημα. Επίσης μέσω αυτών των αναλύσεων γίνεται και μια πρώτη εκτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς του συστήματος για κάθε δοκιμή.

Στο Κεφάλαιο 5, αρχικά γίνεται μια συνοπτική περιγραφή των βασικών χαρακτηριστικών των μη γραμμικών μεθόδων ανάλυσης που εφαρμόζονται για την αποτίμηση της ανελαστικής συμπεριφοράς των κατασκευών. Οι ενότητες που ακολουθούν αποτελούν το βασικό πυρήνα της διατριβής που παρουσιάζει και το σημαντικότερο ενδιαφέρον από πρακτικής άποψης καθώς σε αυτές δίνονται αναλυτικά η προτεινόμενη μεθοδολογία σχεδιασμού και οι τιμές των διαφόρων παραμέτρων για την εκτέλεση ελαστικής, στατικής υπερωθητικής και ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης με το σύστημα.

Στο Κεφάλαιο 6 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ελαστικής ανάλυσης αντιπροσωπευτικών πλαισίων πραγματικών κτιρίων με το σύστημα που πραγματοποιήθηκαν με χρήση του εμπορικού λογισμικού SAP2000. Ο εξεταζόμενος φορέας αποτελείται από ένα ημιάκαμπτο πλαίσιο ροπής (Partially Fixed – PF) στο άκρο του οποίου εφαρμόζεται ένα σύστημα με δοκούς τύπου SHS και διαστασιολογείται με την προτεινόμενη μεθοδολογία για τις τρεις σεισμικές ζώνες του ελληνικού χώρου (Peak Ground Acceleration - PGA = 0,16g, 0,24g και 0,36g). Τα αποτελέσματα της ίδιας διάταξης για δύο ακόμα τύπους δοκών, IPE και CHS, παρατίθενται σε Παράρτημα. Ιδιαίτερη έμφαση δίνεται στην καθολική ευστάθεια του φορέα και τον έλεγχο των πλάστιμων δοκών του συστήματος. Επίσης παρουσιάζονται τα αποτελέσματα στατικής υπερωθητικής, ανελαστικής δυναμικής και προσαυξητικής δυναμικής (IDA) ανάλυσης των οποίων η διεξαγωγή θεωρήθηκε σημαντική για την παρακολούθηση της πλαστικοποίησης των κρίσιμων μελών και την επαλήθευση του προτεινόμενου συντελεστή συμπεριφοράς. Στις αναλύσεις αυτές εξετάστηκαν, εκτός από τις ημιάκαμπτες συνδέσεις δοκού - υποστυλώματος του κύριου πλαισίου, αρθρωτές και άκαμπτες για να αξιολογηθεί η επίδρασή τους στη συμπεριφορά του φορέα. Τέλος, γίνεται σύγκριση των αποτελεσμάτων όλων των μεθόδων σε όρους γωνιακής παραμόρφωσης ορόφου.

Στο Κεφάλαιο 7 συνοψίζονται τα βασικότερα συμπεράσματα της έρευνας του καινοτόμου αντισεισμικού συστήματος FUSEIS1-1 που πραγματοποιήθηκε στα πλαίσια της διατριβής και επισημαίνεται η πρωτότυπη συμβολή της στην επιστήμη. Η έρευνα αυτή αποτελεί μια πρώτη προσέγγιση της συμπεριφοράς του συστήματος και παρέχει μια τεκμηριωμένη μεθοδολογία για την εφαρμογή του και το σχεδιασμό κτιρίων με αυτό. Ωστόσο υπάρχουν κάποιοι τομείς οι οποίοι δεν διερευνήθηκαν διεξοδικά και προτείνονται για μελλοντική έρευνα τόσο σε πειραματικό όσο και σε αναλυτικό επίπεδο.

Στο Κεφάλαιο 8 παρατίθενται τα στοιχεία για τις βιβλιογραφικές αναφορές του κειμένου με τη σειρά εμφάνισής τους στο κείμενο.

1. Συστήματα σεισμικής προστασίας μεταλλικών κτιρίων

Στις παραγράφους που ακολουθούν γίνεται αναφορά στα συνήθη συστήματα σεισμικής προστασίας και δυσκαμψίας και παρουσιάζονται ενδεικτικά κάποια από τα καινοτόμα συστήματα που έχουν αναπτυχθεί τα τελευταία χρόνια.

1.1 Συνήθη συστήματα

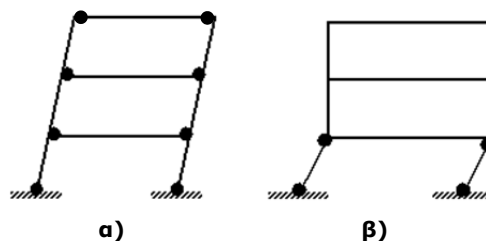
1.1.1 Πλαίσια ροπής

Τα πλαίσια ροπής (Moment Resisting Frames - MRF) χρησιμοποιούνται ευρέως σε χαμηλά και μεσαίου ύψους κτίρια σε σειсмоγενείς περιοχές λόγω της υψηλής πλαστιμότητας και της αρχιτεκτονικής ευελιξίας τους (Σχήμα 1.1). Η τυπική σύνδεση δοκών – υποστυλωμάτων είναι άκαμπτη και πραγματοποιείται μέσω συγκολλήσεων ή κοχλιώσεων. Είναι το πιο εύκαμπτο αντισεισμικό σύστημα και η πλευρική ευστάθεια και δυσκαμψία του καθορίζονται από την αντοχή και δυσκαμψία των μελών του. Σε περιοχές μέτριας και υψηλής σεισμικότητας απαιτείται να δοθεί ιδιαίτερη προσοχή κατά το σχεδιασμό στον περιορισμό της βλάβης σε μη φέροντα στοιχεία (έλεγχος γωνιακών παραμορφώσεων ορόφων – interstory drift), στις επιρροές 2^{ης} τάξης (P - Delta effects) και στην αποφυγή της ψαθυρής θραύσης συνδέσεων δοκών – υποστυλωμάτων.



Σχήμα 1.1: Κτίριο με πλαίσια ροπής

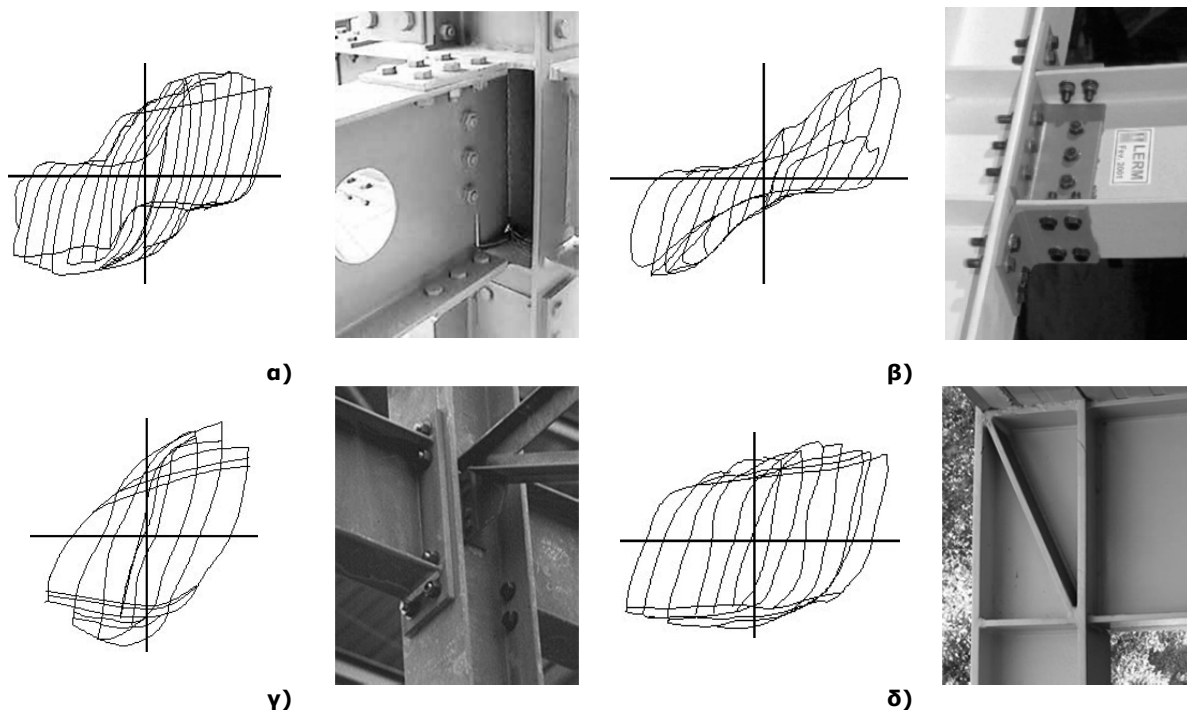
Μέσω του ικανοτικού σχεδιασμού εξασφαλίζεται ένας επιθυμητός μηχανισμός αστοχίας, όπου οι πλαστικές αρθρώσεις των δοκών προηγούνται των υποστυλωμάτων και σχηματίζονται σε απόσταση από τις συνδέσεις δοκού – υποστυλώματος (Σχήμα 1.2α). Η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων κατά αυτόν τον τρόπο οδηγεί σε υψηλή απορρόφηση ενέργειας και περιορίζει τις παραμένουσες παραμορφώσεις, ώστε να αποτρέπονται φαινόμενα μαλακού ορόφου (Σχήμα 1.2β).



Σχήμα 1.2: Παραμόρφωση πλαισίου: α) επιθυμητή μορφή αστοχίας, β) ανεπιθύμητη μορφή αστοχίας (μαλακός όροφος)

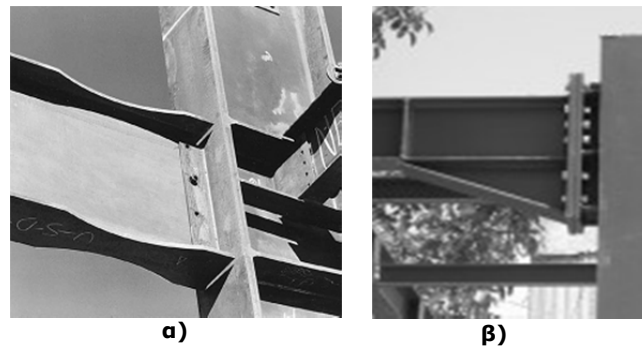
Η διαμόρφωση της σύνδεσης δοκού – υποστυλώματος είναι καθοριστική για τη λειτουργία του πλαισίου ροής. Είναι χαρακτηριστική η αστοχία των συγκολλητών συνδέσεων στους σεισμούς του Northridge (1994) και του Kobe (1995) οι οποίες οδήγησαν σε εκτεταμένες βλάβες στο κύριο σύστημα παραλαβής κατακόρυφων φορτίων και σε θέσεις δύσκολα προσβάσιμες. Αυτό είχε σαν συνέπεια τη διακοπή της λειτουργίας των κτιρίων, τη δυσκολία επισκευής τους και κατ' επέκταση μεγάλες οικονομικές απώλειες. Οι βλάβες περιλάμβαναν ψαθυρές αστοχίες και ρηγματώσεις στην περιοχή της συγκόλλησης δοκού - υποστυλώματος λόγω υψηλής συγκέντρωσης τάσεων. Η απουσία πλαστικών παραμορφώσεων στις δοκούς υποδεικνύει ότι πολλές από αυτές τις συνδέσεις αστόχησαν πολύ πριν τη διαρροή των δοκών και ανέδειξε τόσο ελλείψεις στο σχεδιασμό, όσο και ατέλειες στην κατασκευή. Η μελέτη των αιτιών που οδήγησαν σε αυτές βλάβες αποτέλεσε αντικείμενο μακροχρόνιας έρευνας με στόχο τη βελτίωση της αντισεισμικής συμπεριφοράς των πλαισίων ροής.

Ένας τρόπος βελτίωσης αφορά στην ποιότητα των συγκολλήσεων των συνδέσεων δοκού – υποστυλώματος, οι οποίες πρέπει να πραγματοποιούνται από πιστοποιημένους συγκολλητές κάτω από ελεγχόμενες συνθήκες (εργοστασιακές συγκολλήσεις). Σε περίπτωση που αυτό δεν είναι δυνατό θα πρέπει προτιμάται η χρήση κοχλιώσεων. Στο Σχήμα 1.3 δίνονται ενδεικτικά οι τέσσερις βασικοί τύποι κόμβων δοκού - υποστυλώματος και οι αντίστοιχοι βρόχοι υστέρησης που επιβεβαιώνουν την υψηλή πλαστιμότητα του συστήματος.



Σχήμα 1.3: Ενδεικτικές συνδέσεις δοκών – υποστυλωμάτων πλαισίων ροής και βρόχοι υστέρησης: α) κοχλιωτή μέσω ελασμάτων, β) κοχλιωτή μέσω γωνιακών, γ) κοχλιωτή με μετωπική πλάκα και δ) συγκολλητός κόμβος

Εναλλακτικά, είναι δυνατή η ελεγχόμενη πλαστικοποίηση των δοκών σε απόσταση από τη σύνδεση η οποία επιτυγχάνεται είτε με αποκοπή τμήματος των πελμάτων των δοκών κοντά στα άκρα (Σχήμα 1.4α), όπως προτάθηκε αρχικά από τον Plumier [1] (dogbones/RBS), είτε με ενίσχυση της περιοχής της σύνδεσης (haunched beam, Σχήμα 1.4β). Η πρώτη μέθοδος είναι πιο διαδεδομένη λόγω του χαμηλότερου κόστους και της πιο εύκολης εφαρμογής της. Εκτενής αναφορά σε αυτή γίνεται σε επόμενη ενότητα καθώς όπως έχει αναφερθεί εφαρμόζεται στις δοκούς του συστήματος FUSEIS1-1.

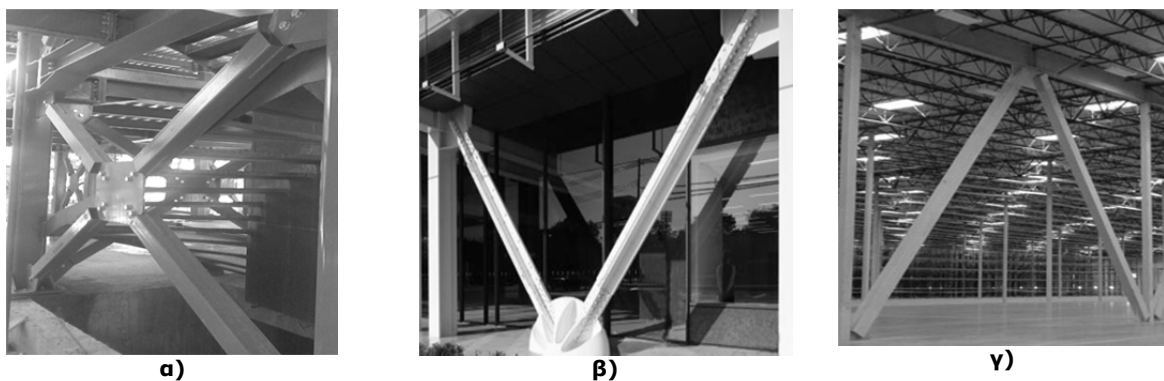


Σχήμα 1.4: Πλαστικοποίηση των δοκών σε απόσταση από τη σύνδεση: α) αποκοπή των δοκών στα άκρα (dogbones), β) ενίσχυση των δοκών στα άκρα (haunched beam)

Παρά την ελεγχόμενη πλαστικοποίηση των δοκών, το βασικό μειονέκτημα των πλαισίων ροπής εξακολουθεί να είναι η δυσκολία και το υψηλό κόστος επισκευής τους μετά το σεισμό, δεδομένου ότι οι βλάβες συγκεντρώνονται σε στοιχεία του φέροντος οργανισμού που φέρουν κατακόρυφα φορτία, ενώ το κτίριο έχει πιθανώς υποστεί μεγάλες παραμένουσες πλευρικές παραμορφώσεις.

1.1.2 Κεντρικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Στην περίπτωση χρήσης κεντρικών συνδέσμων δυσκαμψίας (Concentric Braced Frames - CBF) τύπου X, V, Λ ή K (Σχήμα 1.5), οι συνδέσεις δοκών - υποστυλωμάτων είναι συνήθως αρθρωτές (απλές συνδέσεις τέμνουσας) και τα οριζόντια φορτία παραλαμβάνονται από τις διαγώνιες ράβδους που καταπονούνται αξονικά. Ανάλογα με τη διεύθυνση της σεισμικής δύναμης η μία ομάδα των διαγωνίων καταπονείται σε θλίψη και η άλλη σε εφελκυσμό.



Σχήμα 1.5: Συνήθεις τύποι κεντρικών συνδέσμων δυσκαμψίας: α) X, β) V και γ) Λ

Σε σχέση με τα πλαίσια ροπής, οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας παρουσιάζουν μικρότερη πλαστιμότητα, η οποία οφείλεται στη μειωμένη ικανότητα αξονικής ανελαστικής παραμόρφωσής τους λόγω υψηλής λυγηρότητας. Παλαιότερα για την εξασφάλιση της απαιτούμενης πλαστιμότητας χρησιμοποιούνταν χαμηλότερος συντελεστής συμπεριφοράς. Ωστόσο, στα σεισμικά γεγονότα της Loma Prieta (1989) και του Northridge (1994) η ψαθυρή αστοχία των διαγωνίων έδειξε ότι μόνο η μείωση του συντελεστή συμπεριφοράς δεν βελτιώνει τη συμπεριφορά του συστήματος.

Στους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας σχεδιάζονται ως σύστημα απορρόφησης ενέργειας σύμφωνα με τις αρχές του ικανοτικού σχεδιασμού (Goel [2], Bruneau et al. [3]). Ο ικανοτικός σχεδιασμός τους στοχεύει στην εμφάνιση πλαστικών αρθρώσεων στις διαγώνιες ράβδους, ενώ τα υπόλοιπα δομικά στοιχεία (δοκοί - υποστυλώματα) και τα κομβοελάσματα σύνδεσης είναι ισχυρότερα από τις διαγώνιες και

παραμένουν ελαστικά. Αυτό επιτυγχάνεται λαμβάνοντας υπόψη κατάλληλους συντελεστές υπεραντοχής. Στους συνδέσμους τύπου Χ (Σχήμα 1.5α) τα πλάστιμα στοιχεία είναι οι εφελκόμενες διαγώνιοι ενώ η συμμετοχή των θλιβόμενων συνήθως αγνοείται. Αντίθετα, στην περίπτωση των συνδέσμων V και Λ (Σχήμα 1.5β,γ) η συμμετοχή των θλιβόμενων δεν μπορεί να αγνοηθεί γιατί ο ενδεχόμενος λυγισμός της διαγωνίου θα δημιουργούσε σημαντική ανισορροπία δυνάμεων. Τέλος, στους συνδέσμους τύπου Κ απαιτείται η συμμετοχή του υποστυλώματος στον μηχανισμό διαρροής, οι επιρροές 2^{ης} τάξης είναι εξαιρετικά δυσμενείς και δεν υπάρχει δυνατότητα πλάστιμης συμπεριφοράς.

Τα κυριότερα μειονεκτήματα πλαισίων με κεντρικούς συνδέσμους είναι: α) η σταδιακή υποβάθμιση (degradation) της δυσκαμψίας και της αντοχής των διαγωνίων λόγω καθολικού και τοπικού λυγισμού και β) η μη συμμετρική υστερητική συμπεριφορά των διαγωνίων σε θλίψη και εφελκυσμό. Το σημαντικότερο πλεονέκτημά τους είναι η μεγάλη δυσκαμψία τους, που επιφέρει μείωση των επιρροών 2^{ης} τάξης.

1.1.3 Έκκεντροι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι έκκεντροι σύνδεσμοι δυσκαμψίας (Eccentric Braced Frames - EBF), Σχήμα 1.6, είναι ένα σύστημα μεταξύ των πλαισίων ροπής και των πλαισίων με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας, συνδυάζοντας την υψηλή πλαστιμότητα των πρώτων με την υψηλή δυσκαμψία και αντοχή των δευτέρων. Οι διαγώνιες συνδέονται έκκεντρα με τις δοκούς, δημιουργώντας ένα μικρό τμήμα που ονομάζεται δοκός σύζευξης. Η δοκός σύζευξης δε συνδέεται διατμητικά με την πλάκα, μπορεί να είναι οριζόντια ή κατακόρυφη, και ανάλογα με το μήκος της ο μηχανισμός αστοχίας της μπορεί να είναι διατμητικός (βραχείες), καμπτικός (μακρές) ή συνδυασμός και των δύο (ενδιάμεσες). Για να προστατευτεί έναντι διατμητικού λυγισμού ενισχύεται στα άκρα της με εγκάρσιες νευρώσεις. Αν οι δοκοί σύζευξης βρίσκονται μακριά από τα άκρα των δοκών οι συνδέσεις δοκών - υποστυλωμάτων μπορεί να είναι αρθρωτές αλλιώς πρέπει να είναι συνδέσεις ροπής.

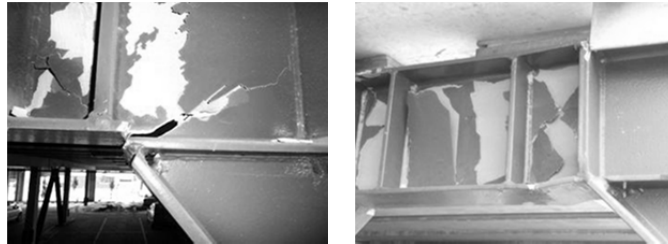


Σχήμα 1.6: Έκκεντροι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου Λ

Η δοκός σύζευξης, ως στοιχείο απορρόφησης ενέργειας, διαστασιολογείται ώστε να διαρρέει πρώτη, ενώ με εφαρμογή ικανοτικού σχεδιασμού εξασφαλίζεται ότι οι διαγώνιοι σύνδεσμοι, τα υποστυλώματα και τα τμήματα των δοκών εκτός της δοκού σύζευξης θα παραμείνουν ελαστικά, ακόμα και μετά την εμφάνιση πλαστικών αρθρώσεων στη δοκό σύζευξης.

Οι έκκεντροι σύνδεσμοι με βραχείες δοκούς σύζευξης παρέχουν πλευρική δυσκαμψία συγκρίσιμη με τους κεντρικούς συνδέσμους και μεγαλύτερη απορρόφηση ενέργειας σε σχέση με τις ενδιάμεσες και τις μακρές λόγω της μεγαλύτερης ικανότητας πλαστικής στροφής τους. Μετά το σεισμό, η παραμόρφωση των δοκών σύζευξης ως στοιχείων του φέροντος

οργανισμού καθιστά ιδιαίτερα δύσκολη και δαπανηρή την επισκευή ή αντικατάστασή τους, όπως συμβαίνει και στα πλαίσια ροπής. Στο Σχήμα 1.7 φαίνονται οι μορφές αστοχίας που παρατηρήθηκαν σε δοκούς σύζευξης στο σεισμό στην περιοχή Christchurch, New Zealand (2011).

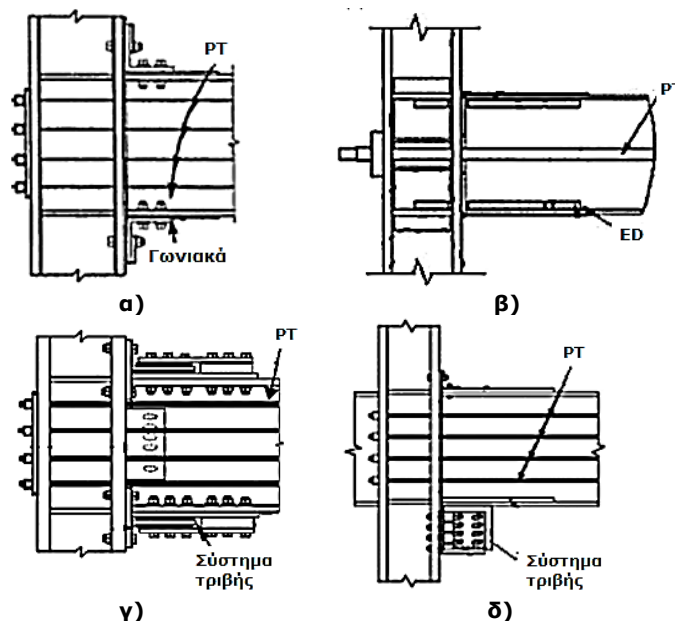


Σχήμα 1.7: Αστοχίες δοκού σύζευξης στο σεισμό στο Christchurch, New Zealand (2011)

1.2 Νεότερα αντισεισμικά συστήματα

1.2.1 Πλαίσια ροπής με συνδέσεις τύπου PTED

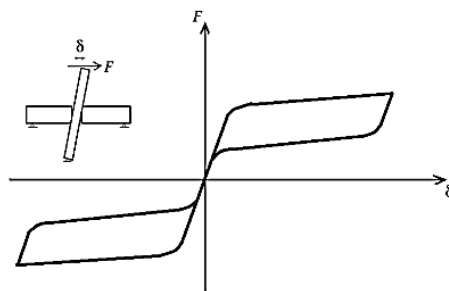
Η προεντεταμένη σύνδεση απορρόφησης ενέργειας PTED (Post-tensioned Energy-Dissipating connection) εφαρμόζεται στους κόμβους πλαισίων ροπής. Διαθέτει αντοχή και δυσκαμψία, αντίστοιχες με τις συνήθεις συγκολλητές συνδέσεις ροπής, σε συνδυασμό με μεγάλη ικανότητα απορρόφησης ενέργειας σε συγκεκριμένα στοιχεία ενώ οι δοκοί και τα υποστυλώματα του κύριου φορέα δεν εμφανίζουν πλαστικές αρθρώσεις και παραμένουσες παραμορφώσεις. Η σύνδεση περιλαμβάνει υψηλής αντοχής προεντεταμένες ράβδους ή συρματόσχοινα (PT), τα οποία παραμένουν ελαστικά σε όλη τη διάρκεια του σεισμού, και συστήματα τα οποία απορροφούν τη σεισμική ενέργεια μέσω διαρροής ή τριβής (ED). Οι κύριοι τύποι τέτοιων συνδέσεων δίνονται στο Σχήμα 1.8.



Σχήμα 1.8: Τύποι συνδέσεων PTED: α) PT-συρματόσχοινα και ED-κοχλιώσεις με γωνιακά (Ricles, J.M. et al.[4]), β) PT- και ED-μεταλλικές ράβδοι (Christopoulos et al. [5]), γ) PT- συρματόσχοινα και ED-συστήματα τριβής (Rojas P. et al.[6]), δ) PT- συρματόσχοινα και ED- γωνιακά άνω και συστήματα τριβής κάτω (Wolski et al.[7])

Υπό τα κατακόρυφα φορτία η σύνδεση συμπεριφέρεται σαν άκαμπτη και η μεταφορά των δυνάμεων από τη δοκό στο υποστυλώμα εξασφαλίζεται από την προένταση. Η κατανομή των

τάσεων στην επιφάνεια επαφής των δυο στοιχείων είναι ομοιόμορφη και η διάτμηση μεταφέρεται μέσω της τριβής τους. Κατά τη διάρκεια του σεισμού με την αύξηση της ροπής στα άκρα της δοκού δημιουργείται κενό μεταξύ δοκού - υποστυλώματος και τα συστήματα ED αρχίζουν να διαρρέουν. Μετά το σεισμό τα προεντεταμένα στοιχεία PT επαναφέρουν το κτίριο στην αρχική του κατάσταση (self - centering) και τα συστήματα ED που έχουν παραμορφωθεί μπορούν να αντικατασταθούν εύκολα. Λόγω της συνδυασμένης δράσης των PT και ED ο βρόχος υστέρησης του συστήματος έχει τη χαρακτηριστική μορφή «σημιάς» (flag shape, Σχήμα 1.9).

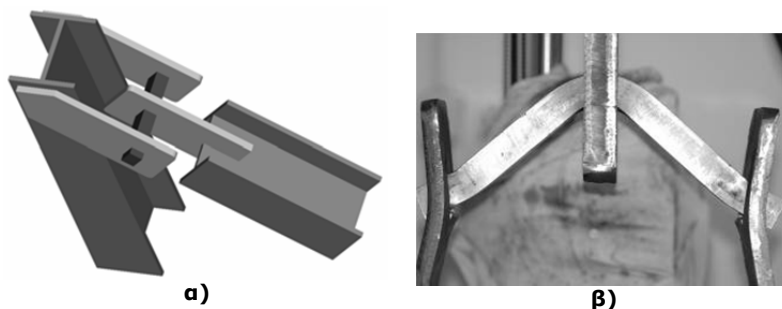


Σχήμα 1.9: Υστερητική συμπεριφορά σύνδεσης PTED (flag shape)

1.2.2 Σύνδεση συνδέσμων δυσκαμψίας INERD

Οι συνδέσεις INERD (Plumier et al. [8], Vayas et al. [9], [10], [11]) χρησιμοποιούνται σε πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας. Πρόκειται για συνδέσεις μερικής αντοχής που αποτελούνται από δύο εξωτερικές πλάκες, οι οποίες συνδέονται με τα πέλματα του υποστυλώματος, και από μια ή δύο εσωτερικές πλάκες, οι οποίες συνδέονται με τα άκρα των διαγωνίων (Σχήμα 1.10α). Ένας πείρος διέρχεται μέσω κατάλληλων οπών από όλες τις πλάκες. Η αξονική δύναμη των διαγωνίων μεταφέρεται μέσω των εσωτερικών πλακών στον πείρο και προκαλεί την κάμψη του, με αποτέλεσμα οι συνδέσεις INERD να συμπεριφέρονται κατά παρόμοιο τρόπο τόσο για εφελκυστική όσο και για θλιπτική δύναμη.

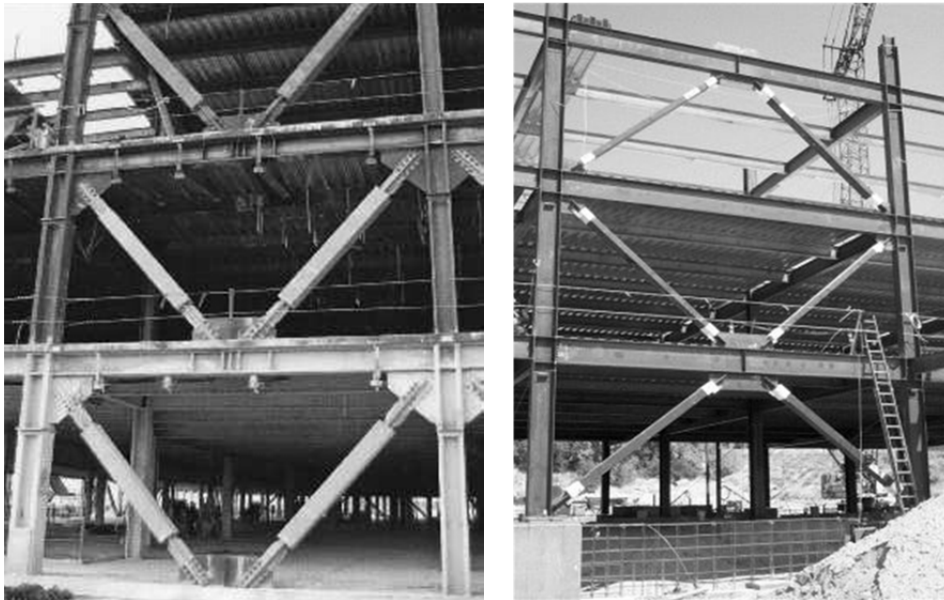
Σε περίπτωση ισχυρού σεισμού η πλαστικοποίηση συγκεντρώνεται στους πείρους (Σχήμα 1.10β) προστατεύοντας έτσι τα υπόλοιπα μέλη από τη διαρροή. Με αυτόν τον τρόπο επιτυγχάνεται μεγάλη ολκιμότητα και ικανότητα απορρόφησης ενέργειας, ενώ οι βλάβες συγκεντρώνονται σε εύκολα προσβάσιμα σημεία τόσο για επιθεώρηση όσο και για επισκευή. Η τελευταία περιορίζεται στην αντικατάσταση των πείρων που υπέστησαν σημαντική πλαστικοποίηση. Το βασικό πλεονέκτημα των συνδέσεων INERD σε σχέση με άλλα συστήματα είναι ότι βασίζεται αποκλειστικά στον τρόπο σύνδεσης των μελών χωρίς τη χρήση αποσβεστήρων ή άλλων περίπλοκων συστημάτων, επομένως είναι ευκολότερη η κατασκευή και ο σχεδιασμός τους.



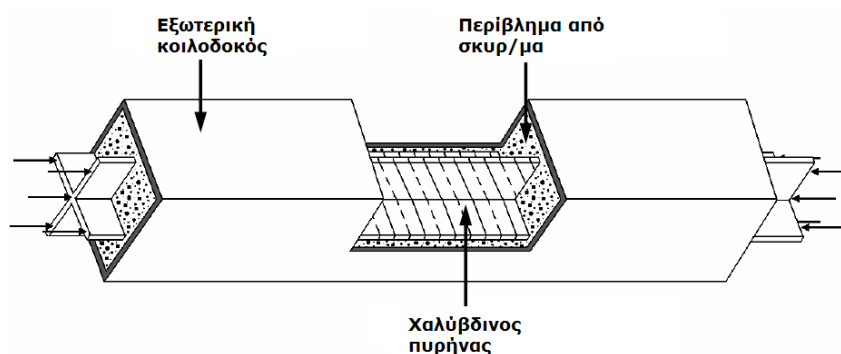
Σχήμα 1.10: Σύστημα INERD με μια εσωτερική πλάκα α) αρχική και β) παραμορφωμένη κατάσταση [8]

1.2.3 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας άνευ λυγισμού

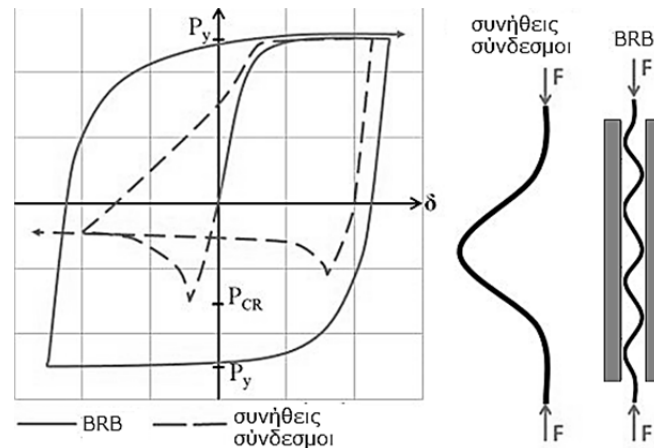
Με τη χρήση διαγωνίων άνευ λυγισμού (Buckling Restrained Braces - BRB, Σχήμα 1.11) βελτιώνεται η συμπεριφορά των κεντρικών συνδέσμων δυσκαμψίας (Saeki et al. [12], Sabelli et al. [13]). Υπάρχουν πολλοί τύποι διαγωνίων BRB. Ένα παράδειγμα δίνεται στο Σχήμα 1.12, όπου οι διαγώνιες BRB αποτελούνται από ένα χαλύβδινο έλασμα – πυρήνα εγκιβωτισμένο σε σκυρόδεμα, χωρίς συνάφεια μεταξύ τους, και μια εξωτερική κοιλοδοκό. Η αξονική ένταση παραλαμβάνεται αποκλειστικά από το χαλύβδινο έλασμα ενώ το σκυρόδεμα, που την εξασφαλίζει έναντι λυγισμού, δε συμμετέχει στην παραλαβή φορτίων το οποίο επιτυγχάνεται με χρήση ειδικού λιπαντικού ή τεφλών. Λόγω της προστασίας τους σε λυγισμό η συμπεριφορά τους σε θλίψη και εφελκυσμό είναι συμμετρική σε αντίθεση με τους συνήθεις συνδέσμους δυσκαμψίας (Σχήμα 1.13, [14]). Επιπλέον, επειδή η διαρροή περιορίζεται στο χαλύβδινο πυρήνα η αντοχή, η ολκιμότητα και η δυσκαμψία του συστήματος μπορούν να μεταβληθούν εύκολα με κατάλληλη επιλογή των διαστάσεων και του υλικού του ελάσματος, ενώ στους συνήθεις συνδέσμους η επιλογή περιορίζεται σε πρότυπες διατομές.



Σχήμα 1.11: Κτίρια με BRB [15]



Σχήμα 1.12: Σύστημα BRB

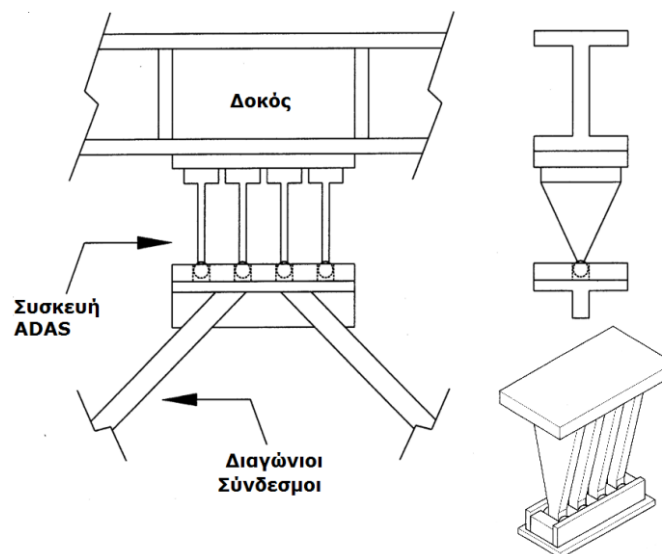


Σχήμα 1.13: Σύγκριση υστερητικής συμπεριφοράς συστήματος BRB και συνήθων συνδέσμων δυσκαμψίας [15]

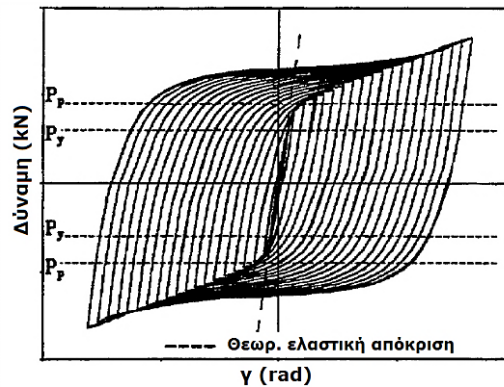
1.2.4 Συσσκευές απορρόφησης ADAS

Οι μεταλλικοί αποσβεστήρες (metallic dampers) αποτελούν ένα ακόμα παράδειγμα συστήματος όπου μη φέροντα στοιχεία χρησιμοποιούνται για την απορρόφηση της σεισμικής ενέργειας. Η πιο αντιπροσωπευτική συσκευή αυτού του τύπου είναι το σύστημα ADAS (Added Damping And Stiffness) το οποίο έχει διερευνηθεί εκτεταμένα από πλήθος ερευνητών τόσο πειραματικά όσο και αναλυτικά σε διάφορες παραλλαγές (Whittaker et al. [16], Tsai et al. [17], Dargush and Soong [18], Tena-Colunga [19] κ.α.).

Οι συσκευές τοποθετούνται μεταξύ των διαγωνίων συνδέσμων και της κύριας δοκού του κτιρίου και αποτελούνται από χαλύβδινα ελάσματα χαμηλής αντοχής (Σχήμα 1.14). Η λειτουργία τους βασίζεται στην πλαστική παραμόρφωση των ελασμάτων τα οποία αποτελούν τα στοιχεία απορρόφησης ενέργειας. Το κύριο πλεονέκτημα τους σε σχέση με τους συνήθεις συνδέσμους είναι η σταθερή υστερητική συμπεριφορά τους καθώς δεν παρατηρείται στένωση του βρόχου υστέρησης (pinching) και υποβάθμιση (degradation) της δυσκαμψίας τους (Σχήμα 1.15). Παράλληλα αυξάνουν την αντοχή και ικανότητα απορρόφησης ενέργειας του κτιρίου και είναι ανθεκτικά στο χρόνο σε διάφορες περιβαλλοντικές και θερμοκρασιακές συνθήκες.



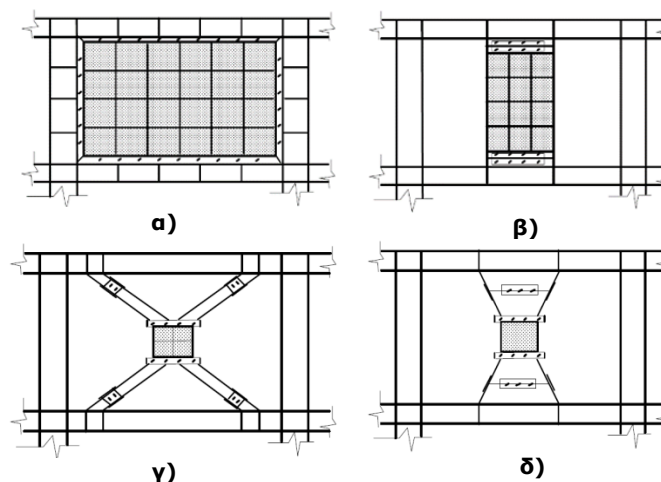
Σχήμα 1.14: Σύστημα ADAS με τριγωνικά ελάσματα (T-ADAS [20])



Σχήμα 1.15: Υστερητική συμπεριφορά συστήματος ADAS [17]

1.2.5 Χαλύβδινα διατμητικά τοιχεία SP

Τα διατμητικά τοιχεία SP (shear panels) αποτελούν ένα ακόμα σύστημα απορρόφησης ενέργειας το οποίο μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως μοναδικό σύστημα παραλαβής εγκάρσιων φορτίων, όταν οι συνδέσεις κυρίων δοκών - υποστυλωμάτων είναι αρθρωτές, ή σε συνδυασμό με πλαίσια ροπής (dual type) (Nakashima [21], Nakashima et al. [22], Miyama et al. [23], Tanaka et al. [24], Matteis et al. [25] και άλλοι). Διαθέτουν σημαντική διατμητική δυσκαμψία και αντοχή και μπορούν να χρησιμοποιηθούν ως αντισεισμικό σύστημα τόσο σε νέα όσο και σε υφιστάμενα κτίρια (μεταλλικά ή οπλισμένου σκυροδέματος) για μέτριας και υψηλής έντασης σεισμούς. Χαμηλής αντοχής χαλύβδινα ελάσματα με μεγάλη ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης προσδίδουν στο σύστημα υψηλή ικανότητα απορρόφησης ενέργειας, προστατεύοντας την κύρια κατασκευή η οποία παραμένει ελαστική. Ως υλικό των ελασμάτων, εκτός από το χάλυβα, μπορεί να χρησιμοποιηθεί αλουμίνιο που είναι πιο ελαφρύ ως υλικό. Βάσει της γεωμετρίας και του τρόπου σύνδεσής τους με την κύρια κατασκευή διακρίνονται οι ακόλουθοι τύποι διατμητικών τοιχείων: το SP καταλαμβάνει ολόκληρο το φάτνωμα και συνδέεται άκαμπτα με τις δοκούς και τα υποστυλώματα (Σχήμα 1.16α) ή εναλλακτικά ένα κατακόρυφο SP μικρότερου μεγέθους τοποθετείται σε τμήμα του φαντώματος και συνδέεται άκαμπτα με τις δοκούς για τη μεταφορά των διατμητικών δυνάμεων (Σχήμα 1.16β,γ,δ). Με κατάλληλη διάταξη νευρώσεων τα ελάσματα προστατεύονται από φαινόμενα λυγισμού/κύρτωσης. Το σύστημα μπορεί να επισκευαστεί εύκολα και οικονομικά με σωστή επιλογή της θέσης του στο φορέα.



Σχήμα 1.16: Τύποι διατμητικών τοιχείων: α) πλήρους φαντώματος, β) τμήματος φαντώματος, γ) χιαστί και δ) τύπου "pillar" [25]

2. Καινοτόμα συστήματα FUSEIS

Τα καινοτόμα συστήματα FUSEIS που αναπτύχθηκαν στα πλαίσια του ερευνητικού προγράμματος με τίτλο «Dissipative Devices for Seismic Resistant Steel Frames» (Vayas et al. [26], [27]) προσφέρουν αντισεισμική προστασία μέσω απορρόφησης ενέργειας σε προεπιλεγμένες θέσεις, ενώ το κύριο σύστημα παραλαβής κατακόρυφων φορτίων (πχ. πλαίσιο ροπής) παραμένει προστατευμένο και άθικτο. Βάσει της θέσης που τοποθετούνται στο κτίριο και του τρόπου πλαστικοποίησης των στοιχείων απορρόφησης διακρίνονται δυο βασικοί τύποι: FUSEIS1 και FUSEIS2. Η μελέτη των συστημάτων FUSEIS ανέδειξε τα πλεονεκτήματα που τα καθιστούν ανταγωνιστική λύση συγκριτικά με άλλα συστήματα που περιγράφηκαν στο Κεφάλαιο 1. Τα σημαντικότερα χαρακτηριστικά τους πέρα από την μεγάλη ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης, είναι το χαμηλό κόστος παραγωγής και η επισκευασιμότητά τους έπειτα από ισχυρό σεισμό, κυρίως λόγω του απλού σχεδιασμού και του μικρού μεγέθους των στοιχείων απορρόφησης τους.

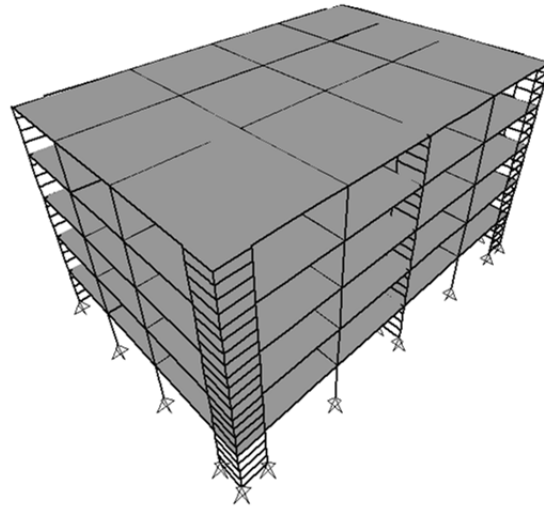
Το ερευνητικό πρόγραμμα περιλάμβανε πειραματικές και αναλυτικές διερευνήσεις της συμπεριφοράς τόσο μεμονωμένων συσκευών FUSEIS, όσο και πλαισίων με συσκευές υπό μονοτονική και ανακυκλιζόμενη φόρτιση και ολοκληρώθηκε με την ανάπτυξη κανόνων για το σχεδιασμό και την εφαρμογή του σε κτίρια, προσαρμοσμένων στις υφιστάμενες διατάξεις του EN1998-1-1 [28]. Στην ερευνητική ομάδα συμμετείχαν τα Πολυτεχνεία της Αθήνας (ΕΜΠ), του Aachen (RWTH), του Μιλάνου (POLIMI) και της Λισαβόνας (IST) και η χαλυβουργία ΣΙΔΕΝΟΡ Α.Ε. που παρείχε την πρώτη ύλη των πειραμάτων. Το πρόγραμμα χρηματοδοτήθηκε εν μέρει από την Ευρωπαϊκή Κοινότητα Άνθρακα και Χάλυβα (European Coal and Steel Community).

2.1 Σύστημα FUSEIS1

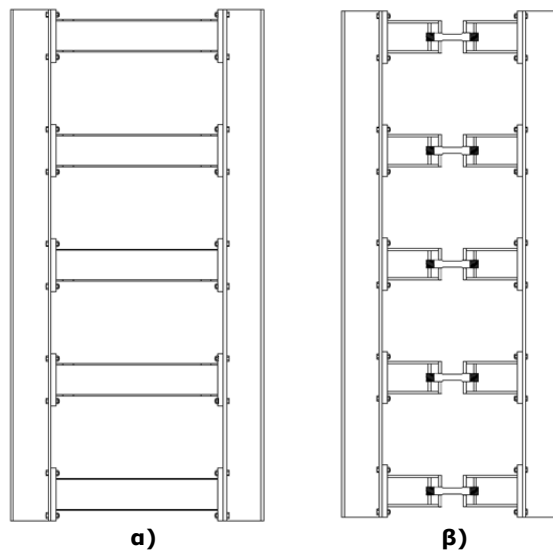
Το σύστημα FUSEIS1 διαθέτει υψηλή πλαστιμότητα και μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως μοναδικό σύστημα πλευρικής ευστάθειας πολυώροφων μεταλλικών ή σύμμικτων κτιρίων. Είναι ανεξάρτητο από το κύριο σύστημα παραλαβής κατακόρυφων φορτίων και μπορεί να συνδυαστεί με πλαίσια ροπής (MRF) (Σχήμα 2.1). Σ' αυτήν την περίπτωση το πλαίσιο ροπής αποτελεί μια δεύτερη γραμμή άμυνας μετά την πλαστικοποίηση και αστοχία των δοκών του συστήματος.

Η διάταξη του συστήματος περιλαμβάνει ένα ζεύγος ισχυρών υποστυλωμάτων που συνδέονται άκαμπτα με επάλληλες οριζόντιες δοκούς σε πυκνή διάταξη σχηματίζοντας μια κατακόρυφη δοκό Vierendeel. Υπάρχουν δύο παραλλαγές του συστήματος, στην πρώτη οι ενδιάμεσες δοκοί είναι ολόσωμες (σύστημα FUSEIS1-1, Σχήμα 2.2α) και στη δεύτερη διακόπτονται στο μέσο και συνδέονται με πείρους (σύστημα FUSEIS1-2, Σχήμα 2.2β). Τα οριζόντια φορτία παραλαμβάνονται μέσω της κάμψης και διάτμησης των δοκών/πείρων και της αξονικής καταπόνησης των υποστυλωμάτων.

Στα πλαίσια του ερευνητικού προγράμματος διεξήχθησαν δοκιμές σε πραγματική κλίμακα, 32 σε μεμονωμένες συσκευές υπό μονοτονική και ανακυκλιζόμενη φόρτιση που έγιναν στο Πολυτεχνείο του Aachen (RWTH) και 8 σε πλαίσια με τις συσκευές υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση που υλοποιήθηκαν στο ΕΜΠ.



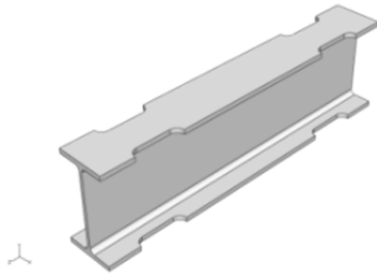
Σχήμα 2.1: Εφαρμογή συστήματος FUSEIS1 σε κτίριο



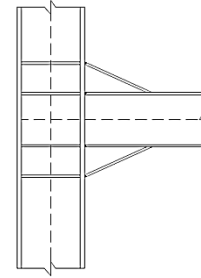
Σχήμα 2.2: Συστήματα: α) FUSEIS1-1 και β) FUSEIS1-2

2.1.1 Σύστημα FUSEIS1-1

Οι δοκοί του συστήματος FUSEIS1-1, οι οποίες μπορεί να είναι υψίκορμες τύπου IPE, πλατύπελμες HE ή κοιλοδοκοί τύπου SHS, RHS και CHS (Square, Rectangular, Circular Hollow Sections) είναι τα στοιχεία απορρόφησης ενέργειας που καθορίζουν τη δυσκαμψία και αντοχή του συστήματος. Οι πλαστικές αρθρώσεις σχηματίζονται σε κάποια απόσταση από τη σύνδεση δοκού – υποστυλώματος, είτε με τοπική εξασθένηση των πελμάτων των δοκών (Reduced Beam Sections – RBS, Σχήμα 2.3), είτε με ενίσχυση των δοκών στα άκρα με πρόσθετα ελάσματα (haunched beam, Σχήμα 2.4). Το σύστημα FUSEIS1-1 με τοπική εξασθένηση των πελμάτων των δοκών αποτελεί το αντικείμενο της παρούσας διατριβής και περιλαμβάνει πειραματικές και αναλυτικές διερευνήσεις τα αποτελέσματα των οποίων παρουσιάζονται εκτενώς στα επόμενα κεφάλαια.



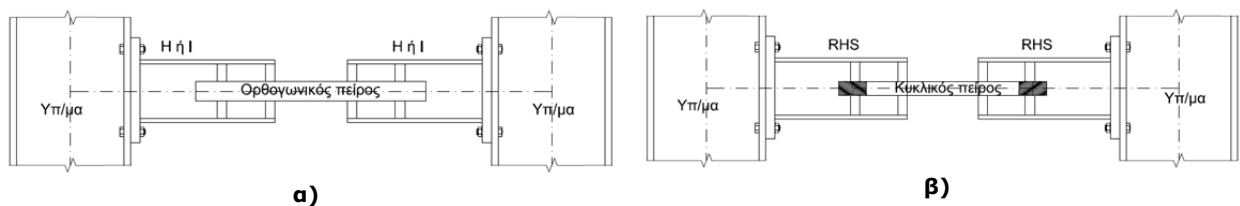
Σχήμα 2.3: Εξασθένηση δοκού κοντά στα άκρα - RBS



Σχήμα 2.4: Ενίσχυση κόμβου δοκού - υποστυλώματος

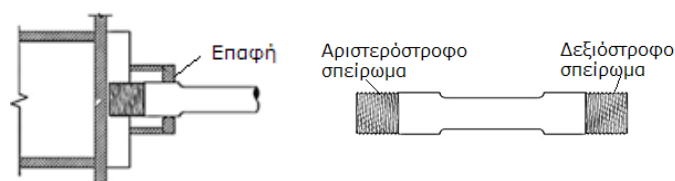
2.1.2 Σύστημα FUSEIS1-2

Στην περίπτωση του συστήματος FUSEIS1-2 οι δοκοί δεν είναι συνεχείς μεταξύ των υποστυλωμάτων αλλά διακόπτονται και συνδέονται με πείρους. Η συσκευή αποτελείται από δυο τμήματα δοκού που ονομάζονται «υποδοχείς», και σχεδιάζονται να παραμένουν ελαστικά, και από τον πείρο που αποτελεί το στοιχείο απορρόφησης ενέργειας. Ο πείρος έχει ορθογωνική διατομή όταν οι «υποδοχείς» είναι δοκοί ανοιχτής διατομής (τύπου διπλού T, Σχήμα 2.5α) και κυκλική διατομή όταν οι «υποδοχείς» είναι κοίλες δοκοί (Σχήμα 2.5β).



Σχήμα 2.5: Συσκευή συστήματος FUSEIS1-2 με πείρο: α) ορθογωνικής και β) κυκλικής διατομής

Όμοια με τις δοκούς απομειωμένης διατομής (RBS), η σύνδεση στα άκρα του πείρου μπορεί να προστατευτεί με τοπική εξασθένηση της διατομής του στο μεσαίο τμήμα του στο οποίο κατευθύνεται και ο σχηματισμός της πλαστικής άρθρωσης. Οι πείροι ορθογωνικής διατομής συγκολλώνται στους «υποδοχείς» ενώ οι πείροι κυκλικής διατομής κοχλιώνονται με κατάλληλη διαμόρφωση σπειρώματος. Το σπείρωμα έχει αντίθετη φορά στα δυο άκρα ώστε να επιτυγχάνεται προσαρμογή του μήκους τους που διευκολύνει την τοποθέτηση και αντικατάστασή τους (Σχήμα 2.6).

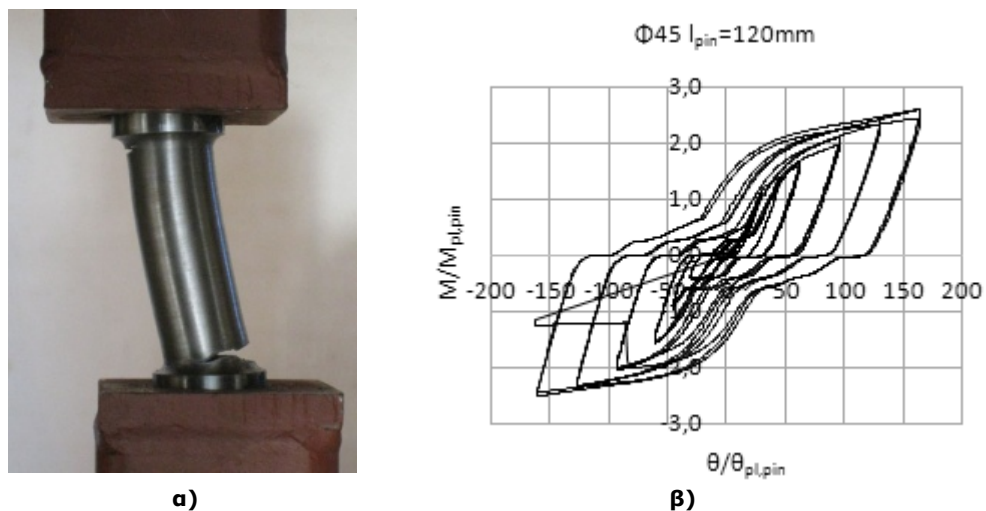


Σχήμα 2.6: Λεπτομέρεια διαμόρφωσης σπειρώματος σε πείρο κυκλικής διατομής

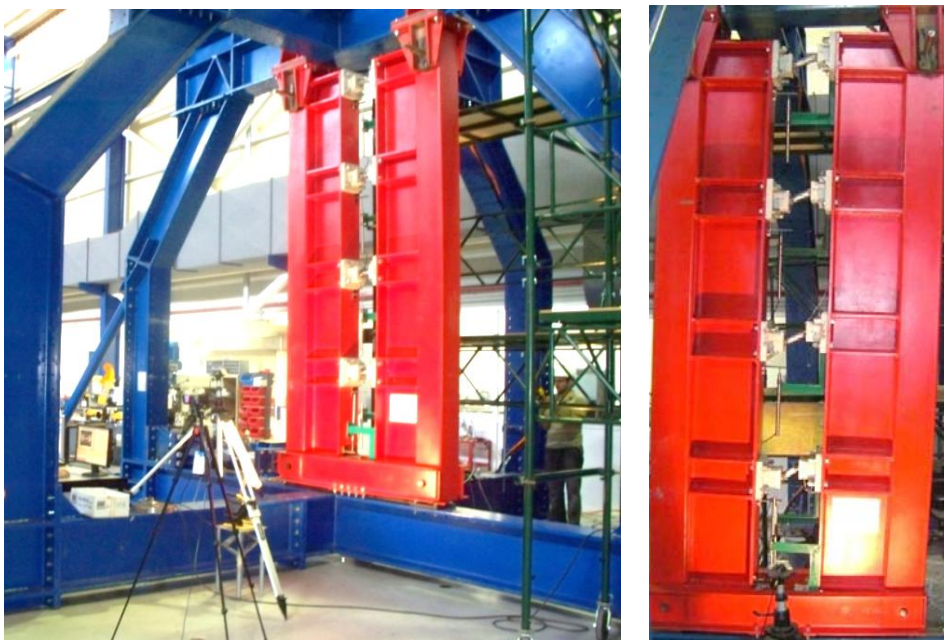
Οι πειραματικές δοκιμές επικεντρώθηκαν στη διερεύνηση της συμπεριφοράς πείρων κυκλικής διατομής. Στο Εργαστήριο του Πολυτεχνείου του Aachen (RWTH) πραγματοποιήθηκαν 8 δοκιμές σε συσκευές, 2 υπό μονοτονική και 6 υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση, και στο Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών του ΕΜΠ 2 δοκιμές σε πλαίσια με συσκευές υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Κύριο στόχο των δοκιμών σε πλαίσια αποτέλεσε η δυνατότητα ελεγχόμενης πλαστικοποίησης των πείρων του συστήματος για την επίτευξη της οποίας μεταβαλλόταν η δυσκαμψία και αντοχή των πείρων καθ' ύψος.

Στο Σχήμα 2.7α και στο Σχήμα 2.8 φαίνεται η παραμόρφωση των μεμονωμένων συσκευών και του πλαισίου με συσκευές, αντίστοιχα, κατά τις πειραματικές διερευνήσεις. Σε γενικές γραμμές η συμπεριφορά του συστήματος υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση περιγράφεται ως εξής: οι πείροι στους πρώτους κύκλους φόρτισης λειτούργησαν σαν καμπτόμενες ράβδοι, ενώ με την αύξηση του φορτίου ανέπτυξαν σημαντικές αξονικές δυνάμεις και εμφάνισαν πλαστικές αρθρώσεις λόγω μεγάλων παραμορφώσεων επιδεικνύοντας μεγάλη ικανότητα απορρόφησης ενέργειας, όπως φαίνεται ενδεικτικά από το βρόχο υστέρησης στο Σχήμα 2.7β. Τα υποστυλώματα του συστήματος και οι «υποδοχείς» αντιθέτως παρέμειναν σε όλη τη διάρκεια της δοκιμής σχεδόν ελαστικά.

Η αναλυτική παρουσίαση της διερεύνησης του συστήματος FUSEIS1-2 αποτελεί αντικείμενο της διδακτορικής διατριβής της κ. Δ. Δημακογιάννη [29].



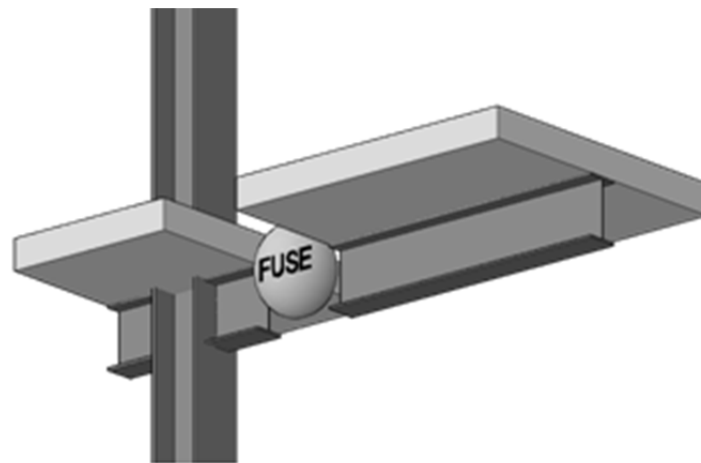
Σχήμα 2.7: Συσκευή FUSEIS1-2 κατά τη διάρκεια δοκιμής: α) Παραμόρφωση και θραύση πείρου, β) υστερητική συμπεριφορά πείρου [26]



Σχήμα 2.8: Παραμόρφωση συστήματος FUSEIS1-2 κατά τη διάρκεια δοκιμής [26]

2.2 Σύστημα FUSEIS2

Το σύστημα απορρόφησης FUSEIS2 μπορεί να εφαρμοστεί σε πλαίσια ροής (MRF) για τη βελτίωση της αντισεισμικής συμπεριφοράς τους σε περίπτωση ισχυρού σεισμού παρέχοντας επιπλέον τη δυνατότητα επισκευής. Η σύμμικτη δοκός του πλαισίου διακόπεται κοντά στα άκρα σε κάποια απόσταση από τη σύνδεση δοκού – υποστυλώματος (Σχήμα 2.9). Η συνέχεια της χαλύβδινης δοκού αποκαθίσταται με χρήση της συσκευής FUSEIS2, ενώ όσον αφορά στην πλάκα σκυροδέματος δημιουργείται κενό τοπικά με συνέχεια μόνο των οπλισμών. Η συσκευή αποτελείται από χαλύβδινα ελάσματα που κοχλιώνονται ή συγκολλούνται στον κορμό και το πέλμα της δοκού μεταξύ των δυο τμημάτων της πλάκας, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.10.



Σχήμα 2.9: Σύστημα FUSEIS2



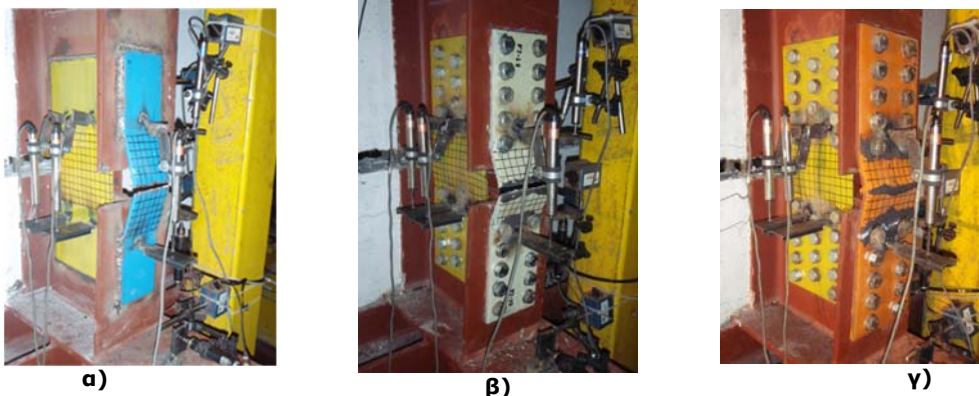
Σχήμα 2.10: α) Κοχλιωτή και β) συγκολλητή διαμόρφωση της συσκευής [26]

Υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση, η πλαστική παραμόρφωση συγκεντρώνεται στα χαλύβδινα ελάσματα τα οποία μπορούν εύκολα να κατασκευαστούν και να αντικατασταθούν. Για να προστατευτεί η χαλύβδινη δοκός στη περιοχή της σύνδεσης με τη συσκευή, ενισχύεται κατάλληλα με πρόσθετα ελάσματα σε κορμό και πέλμα. Τα μέλη και οι συνδέσεις του κύριου πλαισίου σχεδιάζονται ισχυρότερα από τη συσκευή ώστε να παραμένουν στην ελαστική περιοχή. Το κενό στην πλάκα σκυροδέματος επιτρέπει στη συσκευή να αναπτύξει μεγάλες στροφές χωρίς εμφάνιση βλαβών στο σκυρόδεμα και οι οπλισμοί πάνω από το κενό, οι οποίοι επίσης παραμένουν ελαστικοί, εξασφαλίζουν την ορθή μεταφορά των τάσεων.

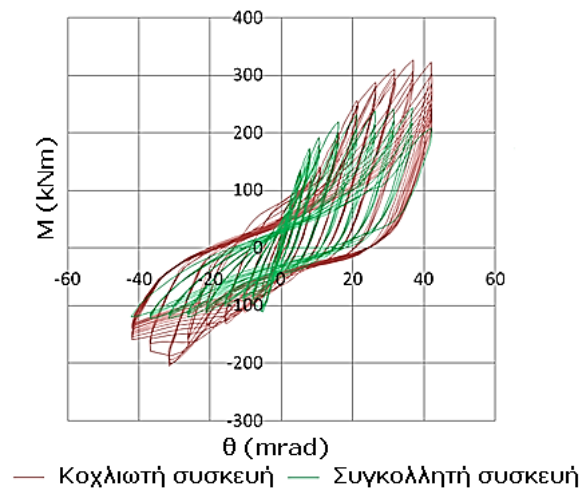
Το Πολυτεχνείο της Λισαβόνας (IST, [30]) διεξήγαγε 38 δοκιμές πραγματικής κλίμακας στις συσκευές υπό μονοτονική και ανακυκλιζόμενη φόρτιση, 26 στις κοχλιωτές συσκευές και 12 στις συγκολλητές. Το Πολυτεχνείο του Μιλάνου (POLIMI, [31]) διεξήγαγε 8 δοκιμές πραγματικής κλίμακας σε πλαίσια με κοχλιωτές συσκευές υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Οι κρίσιμες παράμετροι για τη συμπεριφορά του συστήματος βάσει των οποίων επιλέχθηκαν τα

δοκίμια είναι το πάχος και το πλάτος του ελάσματος του κάτω πέλματος και το ελεύθερο μήκος λυγισμού των ελασμάτων.

Κατά τις πειραματικές διερευνήσεις οι συσκευές παρουσίασαν πολύ καλή συμπεριφορά ως προς την πλαστιμότητα, τη δυσκαμψία, την αντοχή και την ικανότητα απορρόφησης ενέργειας με σταθερούς βρόχους υστέρησης. Οι συγκολλητές συσκευές αστόχησαν στο μέσο του ελάσματος (Σχήμα 2.11α) ενώ οι κοχλιωτές εμφάνισαν δύο μορφές αστοχίας, στην πλήρη διατομή στο μέσο και στην πρώτη σειρά κοχλιών λόγω σύνθλιψης άντυγας (Σχήμα 2.11β,γ). Οι οπλισμοί και η πλάκα σκυροδέματος δεν εμφάνισαν σημαντικές βλάβες. Συγκρίνοντας τη συμπεριφορά των δύο τύπων συσκευών προκύπτει ότι οι κοχλιωτές, αν και είναι λιγότερο δύσκαμπτες, έχουν μεγαλύτερη αντοχή και ικανότητα απορρόφησης ενέργειας και παράλληλα υπερτερούν ως προς την ευκολία στην αντικατάσταση και επισκευή τους.



Σχήμα 2.11: Μορφές αστοχίας συσκευών FUSEIS2: α) συγκολλητή, στο μέσο του ελάσματος, β) κοχλιωτή, στο μέσο του ελάσματος και γ) κοχλιωτή, σύνθλιψη άντυγας στην πρώτη σειρά κοχλιών [26]

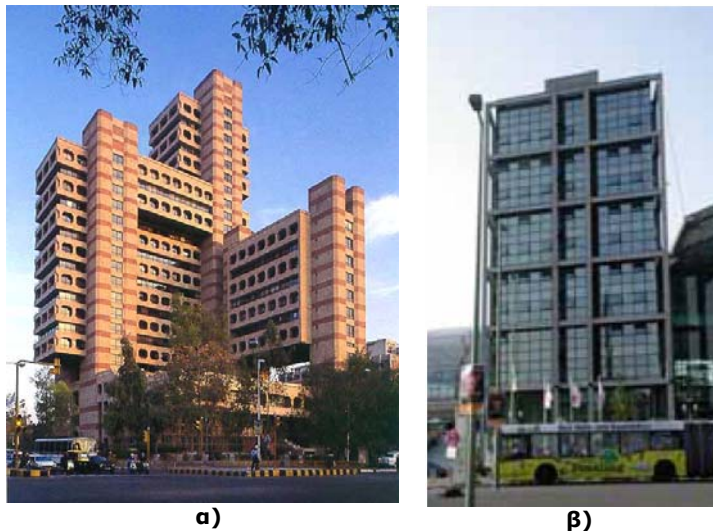


Σχήμα 2.12: Σύγκριση βρόχων υστέρησης συσκευών FUSEIS2 [26]

3. Περιγραφή και πειραματικές διερευνήσεις συστήματος FUSEIS1-1

3.1 Γενικά

Η δοκός Vierendeel εφαρμόστηκε για πρώτη φορά σε γέφυρα από τον Βέλγο καθηγητή Arthur Vierendeel το 1902. Αποτελείται από δικτυώματα τα οποία δεν έχουν τα συνήθη αμφιαρθρωτά διαγώνια μέλη αλλά αποτελούνται από μια σειρά ορθογώνιων πλαισίων με άκαμπτες συνδέσεις. Σε αντίθεση με ένα συμβατικό δικτύωμα, στο οποίο όλα τα μέλη είναι αξονικά φορτισμένα, στη δοκό Vierendeel η κάμψη και διάτμηση των οριζοντίων δοκών παραλαμβάνεται από τα κατακόρυφα μέλη. Οι σημαντικές καμπτικές δυνάμεις που αναπτύσσονται στα άκρα των κατακόρυφων μελών απαιτούν το σχεδιασμό ιδιαίτερα ισχυρών κόμβων. Η χρήση της δοκού Vierendeel σε κτίρια πλεονεκτεί σε σχέση με τα τοιχεία ή συνδέσμους δυσκαμψίας καθώς παρέχει ευχέρεια στη διαμόρφωση ανοιγμάτων σε ολόκληρο το ύψος του ορόφου χωρίς να εμποδίζει την αισθητική ή τη λειτουργικότητα του κτιρίου (Σχήμα 3.1α). Εναλλακτικά, οι δοκοί μπορούν να τοποθετούνται κατακόρυφα για την παραλαβή οριζοντίων δυνάμεων (Σχήμα 3.1β).



Σχήμα 3.1: Εφαρμογή δοκού Vierendeel σε κτίρια: α) οριζόντια (State Trading Corporation Building, New Delhi) και β) κατακόρυφα (Berlin HBF)

Η λειτουργία του συστήματος FUSEIS1-1 υπό οριζόντια φορτία (σεισμικά και ανέμου) είναι όμοια με μιας κατακόρυφης δοκού Vierendeel. Τα δύο κατακόρυφα στοιχεία της δοκού λειτουργούν ως υποστυλώματα και συνδέονται άκαμπτα με πλήθος οριζοντίων δοκών διατεταγμένων όχι μόνο στις στάθμες των ορόφων αλλά σε ολόκληρο το ύψος τους. Το σύστημα διαθέτει υψηλή ικανότητα απορρόφησης ενέργειας στις δοκούς του και είναι κατάλληλο για χρήση σε σεισμικές περιοχές. Η απαιτούμενη δυσκαμψία και αντοχή του κτιρίου επιτυγχάνεται επιλέγοντας ικανό αριθμό συστημάτων και στις δυο διευθύνσεις.

Επιπλέον, λόγω των μικρών διαστάσεων του δεν περιορίζει τον αρχιτεκτονικό σχεδιασμό και μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την αντισεισμική ενίσχυση υφιστάμενων κτιρίων (μεταλλικών ή οπλισμένου σκυροδέματος). Το FUSEIS1-1 εφαρμόστηκε στο νέο σύμμικτο κτίριο του Νηπιαγωγείου της Γερμανικής Σχολής Αθηνών (ΓΣΑ) όπου επιλέχθηκε λόγω της δυνατότητας προσαρμογής του στους υψηλούς αρχιτεκτονικούς περιορισμούς (Σχήμα 3.2, Vayas et al. [32]) και χρησιμοποιήθηκε ως μοναδικό σύστημα ευστάθειας καθώς ο υπόλοιπος φορέας του

κτιρίου δεν ήταν ικανός να εξασφαλίσει μόνος του πλευρικά το κτίριο εξαιτίας της διαμόρφωσης αρθρωτών συνδέσεων δοκού - υποστυλώματος.



Σχήμα 3.2: Εφαρμογή συστημάτων FUSEIS1-1 στο κτίριο της ΓΣΑ

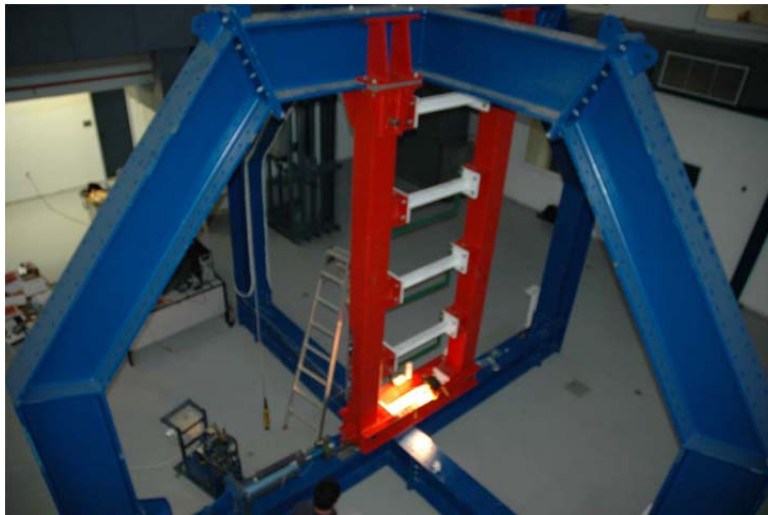
3.2 Αρχικές πειραματικές διερευνήσεις

Οι πρώτες πειραματικές διερευνήσεις του συστήματος πραγματοποιήθηκαν στο Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών του ΕΜΠ το 2007 στα πλαίσια της διδακτορικής διατριβής του κ. Φ. Καρυδάκη [33] και περιλάμβαναν τη μελέτη ενός πλαισίου του συστήματος με πέντε ίδιες συνδετήριες δοκούς σε πραγματική κλίμακα οι οποίες συνδέονταν με τα υποστυλώματα του πλαισίου μέσω δοκών υποδοχέων. Οι τύποι των δοκών που εφαρμόστηκαν ήταν ολόσωμες διατομής IPE, HEA και κοιλοδοκοί SHS με τριγωνικά ενισχυτικά ελάσματα και με εγκοπές απομείωσης των πελμάτων στα άκρα αντίστοιχα. Οι δοκιμές αυτές, παρείχαν κάποια βασικά συμπεράσματα για τη λειτουργία του συστήματος.

Ορισμένα προβλήματα που παρουσιάστηκαν οφείλονταν στο ότι το τρισδιάστατο πλαίσιο δοκιμών (Σχήμα 3.3) ήταν σχετικά εύκαμπτο και εμφάνισε παρασιτικές μετακινήσεις και καμπτικές παραμορφώσεις στα υποστυλώματα, οι οποίες αυξάνονταν με την αύξηση της δυσκαμψίας των δοκών του συστήματος. Αυτό είχε ως αποτέλεσμα οι παραμορφώσεις των δοκών να είναι πολύ μικρότερες της ικανότητάς τους. Επιπλέον, στις περιπτώσεις που η δυσκαμψία των δοκών του συστήματος ήταν συγκρίσιμη με αυτή του συστήματος υποστυλωμάτων - δοκών υποδοχέων τα αποτελέσματα της δοκιμής δεν έδιναν σαφή εικόνα της λειτουργίας του πλαισίου. Η αδυναμία αυτή της διάταξης φάνηκε ιδιαίτερα σε μια επιπλέον δοκιμή κατά την οποία έγινε προσπάθεια επίτευξης προοδευτικής αστοχίας με δοκούς μεταβλητής δυσκαμψίας IPE 80 – IPE 160. Αποτέλεσμα αυτής της δοκιμής ήταν ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων και η αστοχία μόνο των μικρότερων δοκών. Ένα άλλο πρόβλημα αφορούσε τη μορφή της αστοχίας των δοκών στις περιοχές που είχαν διαμορφωθεί οι εγκοπές απομείωσης των πελμάτων όπου παρατηρήθηκε έντονη παραμόρφωση και πρόωρη ρηγμάτωση. Η πρόωρη αυτή αστοχία οφειλόταν στην υψηλή συγκέντρωση τάσεων και τα φαινόμενα κόπωσης λόγω του μικρού σχετικά μήκους των εγκοπών και του αντίστοιχα μικρού αναπτυσσόμενου μήκους της πλαστικής ζώνης.

Όπως φαίνεται στα επόμενα κεφάλαια, κατά τις πειραματικές και αναλυτικές διερευνήσεις του συστήματος στα πλαίσια του ερευνητικού προγράμματος FUSEIS, έγιναν όλες οι απαραίτητες αλλαγές για να αντιμετωπιστούν τα παραπάνω προβλήματα και να επιτευχθεί ο βέλτιστος

σχεδιασμός του συστήματος. Το τρισδιάστατο πλαίσιο αντικαταστάθηκε από νέο ισχυρότερο πλαίσιο που ενισχύθηκε κατάλληλα βάσει της δυσκαμψίας του εξεταζόμενου πλαισίου. Όσον αφορά στο εξεταζόμενο πλαίσιο, ενισχύθηκαν τα υποστυλώματα, ώστε να μην παραμορφώνονται, και βελτιώθηκε ο σχεδιασμός των πλαστικών ζωνών, ώστε να διαθέτουν επαρκές μήκος που θα εξασφαλίζει ότι η αστοχία θα περιοριστεί εντός τους. Επιπρόσθετα, ενώ στις πρώτες δοκιμές η είσοδος όλων των δοκών στην πλαστική περιοχή ήταν ταυτόχρονη επειδή οι δοκοί ήταν ίδιες, η νέα έρευνα επικεντρώθηκε στην επίτευξη προοδευτικής αστοχίας.



Σχήμα 3.3: Τρισδιάστατο πλαίσιο δοκιμών ΕΜΠ (2007) [33]

3.3 Περιγραφή συστήματος FUSEIS1-1

3.3.1 Δοκοί συστήματος

Η αντοχή των δοκών FUSEIS1-1, η οποία είναι σημαντικά μικρότερη από των υποστυλωμάτων, και το πλήθος τους ανά όροφο είναι καθοριστικά για τη συμπεριφορά του συστήματος. Με χρήση μεγάλου αριθμού δοκών ανά όροφο μειώνονται οι τοπικές καταπονήσεις των υποστυλωμάτων και αυξάνονται η αντοχή και η δυσκαμψία του συστήματος. Ο αριθμός των δοκών καθορίζεται από το μελετητή βάσει των απαιτήσεων σχεδιασμού, του διατιθέμενου χώρου για επεμβάσεις επισκευής και αντικατάστασης και του ύψους των δοκών. Ενδεικτικά, σε έναν όροφο ύψους 3,0 - 3,5m (π.χ. σε κτίριο γραφείων) μπορούν να χρησιμοποιηθούν πέντε ή και περισσότερες δοκοί, αφήνοντας μεταξύ τους μια ελάχιστη απόσταση της τάξεως των 50cm. Με την τοποθέτηση μιας επιπλέον δοκού κοντά στις εδράσεις των υποστυλωμάτων προστατεύεται η θεμελίωση ώστε να μη μεταφέρονται σε αυτήν ροπές.

Οι δοκοί FUSEIS1-1, που είναι τα στοιχεία απορρόφησης του συστήματος, σχεδιάζονται ώστε να λειτουργούν ελαστικά για σεισμικές φορτίσεις μικρότερες από τον σεισμό σχεδιασμού και ανελαστικά για μεγαλύτερους σεισμούς. Μετά από έναν ισχυρό σεισμό οι επισκευές περιορίζονται στην αντικατάστασή των δοκών αυτών, καθώς δε συμμετέχουν στην παραλαβή κατακόρυφων φορτίων. Οι επισκευές γίνονται άμεσα και με χαμηλό κόστος, επιτρέποντας την ταχεία επαναλειτουργία του κτιρίου.

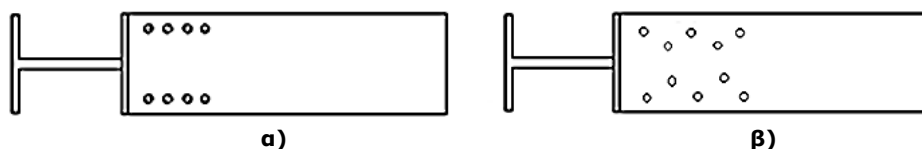
Δεδομένου ότι η λειτουργία τους είναι κυρίως καμπτική, η επιλογή της διατομής τους γίνεται με κριτήριο την καμπτική αντοχή και τη δυνατότητα να απορροφήσουν ενέργεια.

Μεταβάλλοντας τη διατομή και το μήκος των δοκών εντός του ορόφου ή μεταξύ των ορόφων το σύστημα μπορεί να σχεδιαστεί βάσει του επιθυμητού μηχανισμού αστοχίας. Η δυσκαμψία και αντοχή των δοκών αυξάνεται από την οροφή στη βάση του κτιρίου, ακολουθώντας την αύξηση της τέμνουσας βάσης, ώστε να εισέρχονται σταδιακά στην πλαστική περιοχή κατά την εξέλιξη του σεισμικού γεγονότος. Οι διατομές τους μπορεί να είναι υψίκορμες IPE, πλατύπελμες HE ή κοίλες τύπου SHS, RHS και CHS.

Ο σχεδιασμός των δοκών FUSEIS1-1 προβλέπει το σχηματισμό αρθρώσεων σε προεπιλεγμένες θέσεις για να προστατευτεί η περιοχή της σύνδεσης δοκού - υποστυλώματος. Αυτό μπορεί να επιτευχθεί με δύο τρόπους: α) με ειδική κατασκευαστική διαμόρφωση στα άκρα τους, όπως τοπική εξασθένηση των πελμάτων των δοκών (Reduced Beam Sections, RBS ή dogbones) ή εναλλακτικά β) με χρήση ενισχυτικών ελασμάτων στη σύνδεση (haunched beam). Στην πρώτη περίπτωση, με μεταβολή των διαστάσεων των RBS μπορεί να καθοριστεί η περιοχή ανάπτυξης της πλαστικής ζώνης και η αντοχή των δοκών. Όσον αφορά στην κατασκευή και τοποθέτηση, η διαμόρφωση RBS αποτελεί πιο οικονομική λύση καθώς αποφεύγεται η χρήση επιπλέον ενισχυτικών πλακών και ειδικών συγκολλήσεων. Η παρούσα έρευνα επικεντρώνεται στην περίπτωση αυτή που θεωρήθηκε πιο ενδεδειγμένη για το σύστημα FUSEIS1-1.

Τα RBS (Plumier [1]) αποτελούν έναν οικονομικό τύπο εξασθένησης της διατομής που αναπτύχθηκε μετά από τους σεισμούς του Northridge και του Kobe και εφαρμόζεται σε πλαίσια ροπής (MRF) εξαιτίας της δυνατότητάς τους να κατευθύνουν την ανελαστική παραμόρφωση μακριά από την περιοχή της σύνδεσης δοκού - υποστυλώματος. Με την τοπική εξασθένηση των πελμάτων της δοκού (άνω και κάτω), κοντά στη σύνδεση δοκού - υποστυλώματος, μειώνεται το εμβαδόν διατομής της και κατ' επέκταση η ροπή αντοχής της. Καθώς η διαρροή και ο σχηματισμός της πλαστικής άρθρωσης καθοδηγούνται εντός του εξασθενημένου τμήματος, η ροπή που μεταφέρεται στη διεπιφάνεια δοκού - υποστυλώματος είναι μικρότερη. Με αυτό τον τρόπο εμποδίζεται η αστοχία στην κρίσιμη περιοχή της συγκόλλησης της δοκού με τη μετωπική πλάκα και προστατεύεται το υποστυλόμετρο ικανοποιώντας την απαίτηση για ασθενείς δοκούς - ισχυρά υποστυλώματα. Παρά το γεγονός ότι το RBS ουσιαστικά αποδυναμώνει τη δοκό, η επιρροή του στη συνολική πλευρική αντοχή και δυσκαμψία του πλαισίου είναι αμελητέα. Η εξασθένηση των πελμάτων γίνεται είτε με οπές είτε με αποτμήσεις.

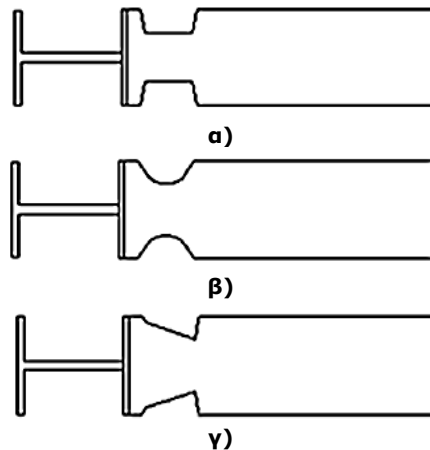
Στην πρώτη περίπτωση οι πλαστικές αρθρώσεις σχηματίζονται στην περιοχή των οπών οι οποίες μπορεί να είναι στην ίδια διατομή ή μετατοπισμένες, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.4 (Tsai et al. [34], Lee et al. [35]). Η μετατοπισμένη διάταξη πλεονεκτεί ως προς την ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης.



Σχήμα 3.4: Εξασθένηση πελμάτων με οπές: α) στην ίδια διατομή, β) μετατοπισμένες

Η εξασθένηση των πελμάτων με αποτμήσεις είναι η συνηθέστερη. Το σχήμα των αποτμήσεων μπορεί να είναι τραπεζοειδές (Plumier [1], Σχήμα 3.5α), κυκλικό (Engelhardt [36], Popov et al. [37], Σχήμα 3.5β) ή μικτού τύπου (Chen et al. [38], Σχήμα 3.5γ). Το σχήμα, το μέγεθος και η θέση των RBS καθορίζουν τις απαιτήσεις σχεδιασμού της σύνδεσης αλλά και τη λειτουργία της. Το τραπεζοειδές σχήμα έχει ως κύριο μειονέκτημα την εμφάνιση ρωγμών αμέσως μετά τη διαρροή στις γωνίες της εγκοπής λόγω υψηλής συγκέντρωσης τάσεων. Στο

μικτό τύπο το βάθος της εγκοπής είναι μεταβλητό και ακολουθεί τη μεταβολή της ροπής για την επίτευξη ομοιόμορφης παραμόρφωσης. Ωστόσο, όμοια με τον τραπεζοειδή, και αυτός ο τύπος εμφανίζει υψηλή συγκέντρωση τάσεων και ρωγμές στο στενότερο τμήμα του πέλματος. Αντίθετα, με το κυκλικό σχήμα ελαχιστοποιείται η συγκέντρωση τάσεων και εμποδίζεται η πρόωρη εμφάνιση ρωγμών, ενώ οι πλαστικές παραμορφώσεις είναι ομοιόμορφες και επιτυγχάνεται σημαντική στροφική ικανότητα. Επιπλέον, η κατασκευή του είναι σχετικά απλή και οικονομική. Ο τύπος RBS που θεωρείται καταλληλότερος για εφαρμογή στις δοκούς FUSEIS1-1 είναι ο κυκλικός και γι' αυτό στην παρούσα έρευνα δεν εξετάστηκαν οι υπόλοιποι τύποι. Από αναλυτικές διερευνήσεις σε διάφορους τύπους δοκών και διαστάσεων προέκυψαν τα προτεινόμενα όρια των διαστάσεων των RBS (παρ. 3.4).



Σχήμα 3.5: Τύποι απομήσεων πελμάτων RBS: α) τραπεζοειδές, β) μικτό και γ) κυκλικό

Η σύνδεση των δοκών στα υποστυλώματα του συστήματος γίνεται μέσω άκαμπτων κοχλιωτών συνδέσεων, με τις οποίες αφενός επιτυγχάνεται η λειτουργία της Vierendeel και αφετέρου διευκολύνεται η εγκατάσταση και αντικατάσταση τους. Κατά τη διαστασιολόγηση του συστήματος οι συνδέσεις αυτές σχεδιάζονται με επαρκή υπεραντοχή (ικανοτικός σχεδιασμός) ώστε να συμπεριφέρονται ελαστικά ακόμα και όταν όλες οι δοκοί του συστήματος μπουν στην πλαστική περιοχή.

3.3.2 Υποστυλώματα συστήματος

Σε αντίθεση με τις δοκούς του συστήματος τα υποστυλώματα παραλαμβάνουν πέρα από την αξονική ένταση, λόγω της συμμετοχής τους στην κατακόρυφη Vierendeel, και κατακόρυφα φορτία. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα να απαιτούνται ισχυρές διατομές με υψηλή αντοχή και δυσκαμψία για να λειτουργούν στην ελαστική περιοχή και να έχουν μικρές παραμορφώσεις. Οι διατομές τους μπορεί να είναι ανοιχτές ή κοίλες. Παρόλο που με τις ανοιχτές διατομές η σύνδεση με τις δοκούς του συστήματος είναι πιο απλή, οι κοίλες παρέχουν επιπλέον προστασία έναντι λυγισμού εκτός του επιπέδου του συστήματος. Σε αυτήν την περίπτωση η σύνδεση πραγματοποιείται με συγκόλληση μιας πρόσθετης διατομής T στο υποστυλωμα.

Η απόσταση μεταξύ των υποστυλωμάτων επηρεάζει τη δυσκαμψία του συστήματος και πρέπει να είναι σύμφωνη με τους αρχιτεκτονικούς περιορισμούς. Με αποστάσεις της τάξεως του 1,5 - 2,0m εξασφαλίζεται η ανάπτυξη σημαντικών παραμορφώσεων στις δοκούς για μικρές οριζόντιες μετακινήσεις, ενώ όσο οι αποστάσεις αυξάνονται το σύστημα γίνεται πιο δύσκαμπτο.

3.3.3 Μόρφωση υπόλοιπου φορέα κτιρίου

Τα υπόλοιπα δομικά στοιχεία (δοκοί και υποστυλώματα) ενός κτιρίου με συστήματα FUSEIS1-1 παραλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία, ωστόσο μπορούν να συμμετέχουν παράλληλα και στην παραλαβή των οριζόντιων προσφέροντας μια πιο οικονομική λύση. Με κατάλληλες συνδέσεις ροπής δοκών - υποστυλωμάτων, άκαμπτες ή ημιάκαμπτες, το πλαίσιο λειτουργεί ως ένα δευτερεύον σύστημα δυσκαμψίας.

Οι συνδέσεις των δοκών του κυρίως πλαισίου με τα υποστυλώματα του FUSEIS1-1 μορφώνονται ως απλές συνδέσεις τέμνουσας ώστε ο ικανοτικός σχεδιασμός των υποστυλωμάτων του συστήματος να γίνεται με βάση τις ασθενείς δοκούς FUSEIS1-1 και όχι τις ισχυρές δοκούς του πλαισίου ροπής. Οι δοκοί του συστήματος σχεδιάζονται ώστε να διαρρέουν σε μικρότερες γωνιακές παραμορφώσεις ορόφου (interstory drift) από τις δοκούς του πλαισίου παρέχοντας τη δυνατότητα σχεδιασμού για δυο διακριτές οριακές καταστάσεις: α) γρήγορη επισκευή, όπου βλάβες εμφανίζονται μόνο στις δοκούς του συστήματος που μπορούν να αντικατασταθούν ή να επισκευαστούν εύκολα και το κτίριο έχει μικρές παραμένουσες παραμορφώσεις και β) αποφυγή κατάρρευσης, όπου και οι δοκοί του πλαισίου ροπής παραμορφώνονται στα άκρα και εμφανίζουν βλάβες.

Στις εδράσεις των υποστυλωμάτων προτιμώνται οι αρθρώσεις για την αποφυγή βλαβών στη θεμελίωση.

3.3.4 Υλικά

Μια βασική παράμετρος των συστημάτων απορρόφησης ενέργειας είναι η ποιότητα του χάλυβα. Ο χάλυβας ως υλικό διαθέτει υπεραντοχή, καθώς συνήθως η ονομαστική τιμή του ορίου διαρροής f_y είναι μικρότερη από την πραγματική.

Για τις δοκούς του συστήματος επιλέγεται χάλυβας χαμηλότερης αντοχής από των υπολοίπων δομικών στοιχείων το όριο διαρροής του οποίου δεν υπερβαίνει τη μέγιστη τιμή του ορίου διαρροής $f_{y,max}$ σύμφωνα με τον EN1998-1-1 [28], εξίσωση (3.1).

$$f_{y,max} \leq 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot f_y \quad (3.1)$$

όπου $\gamma_{ov}=1,25$ ο συντελεστής υπεραντοχής και f_y η ονομαστική τιμή του ορίου διαρροής με μέγιστη ενδεικτική τιμή τα 235MPa.

Εφόσον οι ιδιότητες του χάλυβα ελέγχονται κατά την παραγωγή είναι δυνατή η μείωση του συντελεστή υπεραντοχής και κατ' επέκταση του κόστους κατασκευής. Στη περίπτωση αυτή ο συντελεστής γ_{ov} υπολογίζεται από την παρακάτω εξίσωση (3.2):

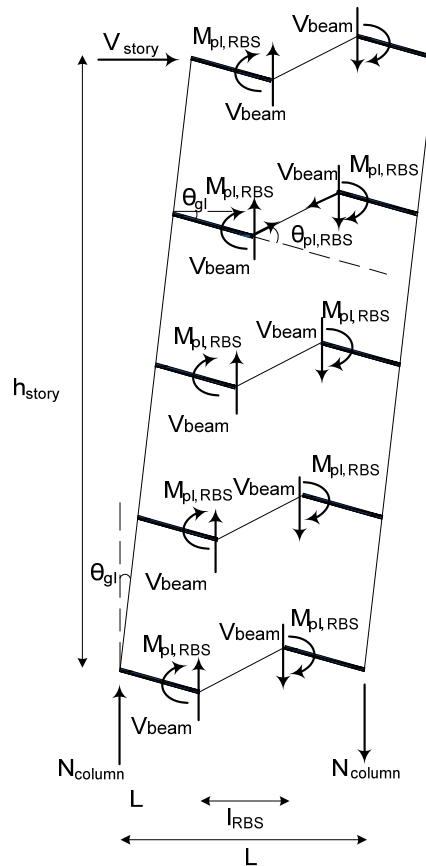
$$\gamma_{ov} = \frac{f_{y,act}}{f_y} \quad (3.2)$$

όπου $f_{y,act}$ το πραγματικό όριο διαρροής

3.3.5 Θεωρητικό προσομοίωμα

Όπως αναφέρθηκε στην παράγραφο 3.1 το σύστημα FUSEIS1-1 συμπεριφέρεται όμοια με μια κατακόρυφη δοκό Vierendeel. Τα οριζόντια φορτία, σεισμικά και ανέμου, παραλαμβάνονται κυρίως μέσω κάμψης και διάτμησης των δοκών και αξονικής καταπόνησης των υποστυλωμάτων του. Το ισοδύναμο στατικό προσομοίωμα του συστήματος, όταν αυτό βρίσκεται στην ελαστική περιοχή και θεωρώντας ότι υπάρχουν αρθρώσεις στα μέσα των

δοκών και των υποστυλωμάτων δίνεται στο Σχήμα 3.6. Τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται υπό οριζόντια φόρτιση υπολογίζονται από τις εξισώσεις της στατικής.



Σχήμα 3.6: Στατικό προσομοίωμα και θεωρητικά εντατικά μεγέθη

Στην οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ) οι δοκοί του συστήματος ως στοιχεία απορρόφησης ενέργειας αναπτύσσουν την πλαστική ροπή αντοχής τους στη θέση της απομειωμένης διατομής $M_{pl,RBS}$. Η τέμνουσα δύναμη V_{beam} λόγω της ροπής αυτής υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$V_{beam} = \frac{2 \cdot M_{pl,RBS}}{l_{RBS}} \quad (3.3)$$

όπου l_{RBS} η απόσταση μεταξύ των μέσων των RBS και $M_{pl,RBS} = W_{pl,RBS} \cdot f_y$, με $W_{pl,RBS}$ την πλαστική ροπή αντίστασης των RBS και f_y το όριο διαρροής του χάλυβα.

Από την ισορροπία κατακόρυφων δυνάμεων, η αξονική δύναμη των υποστυλωμάτων N_{column} προκύπτει ίση με:

$$N_{column} = \frac{M_{ov}}{L} = \frac{V_{story} \cdot h_{story}}{L} = \sum V_{beam} \quad (3.4)$$

όπου M_{ov} η ροπή ανατροπής του πλαισίου, V_{story} η τέμνουσα βάσης ορόφου, h_{story} το ύψος του ορόφου και L η αξονική απόσταση των υποστυλωμάτων του συστήματος.

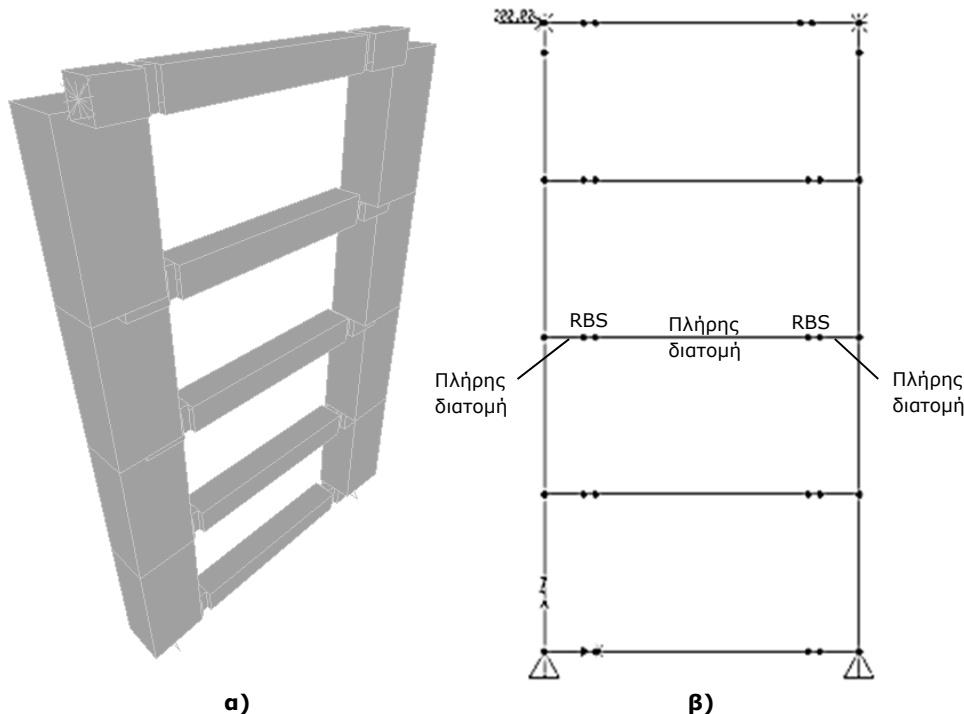
Από τις σχέσεις (3.3) και (3.4) προκύπτει η συνολική τέμνουσα βάσης (εξίσωση (3.5)).

$$V_{story} = \frac{\sum V_{beam}}{h_{story}} \cdot L = 2 \cdot \sum \frac{M_{pl,RBS}}{l_{RBS}} \cdot \frac{L}{h_{story}} \quad (3.5)$$

Εκτός από την πλαστική ροπή αντοχής των δοκών καθοριστικό μέγεθος για τη συμπεριφορά του συστήματος είναι και η γωνία στροφής χορδής τους στα RBS, $\theta_{pl,RBS}$, που αντιστοιχεί στη γωνιακή παραμόρφωση του πλαισίου θ_{gl} , εξίσωση (3.6).

$$\theta_{pl,RBS} = \frac{L}{l_{RBS}} \theta_{gl} \quad (3.6)$$

Για την καλύτερη κατανόηση της θεωρητικής αυτής προσέγγισης δίνεται ενδεικτικά η σύγκριση των αποτελεσμάτων που προκύπτουν από την ελαστική ανάλυση ενός συστήματος FUSEIS1-1 με τα αντίστοιχα θεωρητικά. Η ανάλυση έγινε με χρήση του λογισμικού SAP2000 [39]. Το εξεταζόμενο σύστημα αποτελείται από υποστυλώματα κοίλης ορθογωνικής διατομής RHS 400x300x20 με ύψος 3,4m που βρίσκονται σε κεντροβαρική απόσταση 2,0m και συνδέονται καθ' ύψος με πέντε όμοιες δοκούς SHS 180x8 με RBS στα άκρα. Το μοναδικό φορτίο που λαμβάνεται υπόψη στην ανάλυση είναι μια οριζόντια φόρτιση 200kN που επιβάλλεται στην κορυφή του υποστυλώματος. Το στατικό μοντέλο και η επιβαλλόμενη φόρτιση δίνονται στο Σχήμα 3.7.



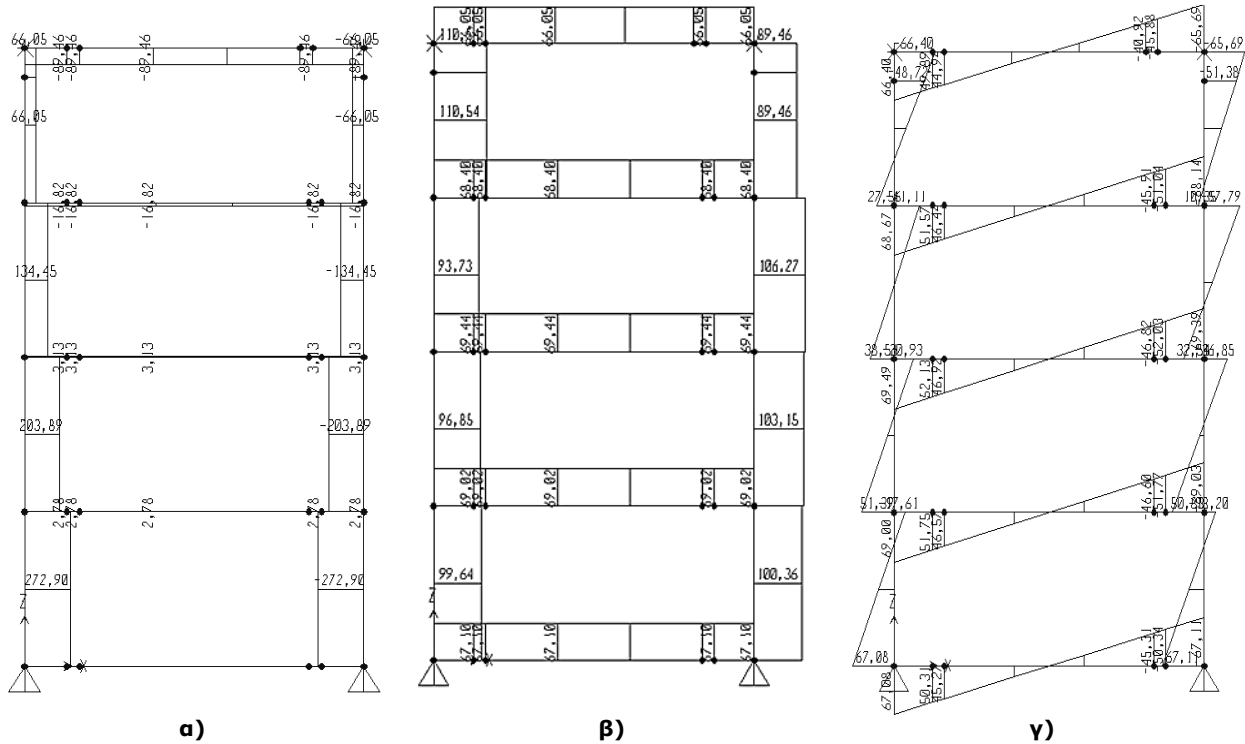
Σχήμα 3.7: Προσομοίωμα συστήματος FUSEIS1-1 στο SAP2000: α) 3Δ απεικόνιση και β) μοντέλο ραβδωτών στοιχείων και επιβαλλόμενη φόρτιση

Στο Σχήμα 3.8 δίνονται τα εντατικά μεγέθη (N_{Ed} , V_{Ed} , M_{Ed}) που προέκυψαν από την ελαστική ανάλυση. Οι τιμές τους είναι σε συμφωνία με τις αντίστοιχες θεωρητικές καθώς εφαρμόζοντας τις αναλυτικές τιμές (Πίνακας 3.1) στις εξισώσεις (3.4) και (3.5) προκύπτουν:

$$N_{col} = \sum V_{beam} = 340,01 \text{ kN} \quad (3.7)$$

$$V_{story} = \frac{506,71}{1,425} \cdot \frac{2}{3,4} = 209,17 \text{ kN} \quad (3.8)$$

Παρατηρείται ότι η τιμή της τέμνουσας βάσης από την εξίσωση (3.5) είναι περίπου ίδια με την τιμή της εφαρμοσθείσας οριζόντιας δύναμης των 200kN. Ομοίως, επαληθεύεται και η τιμή της αντίδρασης του υποστυλώματος ($N_{col} = 272,90 + 67,1 \text{ kN} = 340 \text{ kN}$). Η θεωρία της δοκού Vierendeel επιβεβαιώνεται και από τα πειραματικά αποτελέσματα δοκιμών σε πλαίσια FUSEIS1-1 που παρουσιάζονται εκτενώς στην παράγραφο 3.6.6.



Σχήμα 3.8: Διαγράμματα εντατικών μεγεθών ελαστικής ανάλυσης: α) αξονικών (N_{Ed}), β) τενουσών (V_{Ed}) και γ) ροπών (M_{Ed})

Πίνακας 3.1: Ροπές M_{Ed} και τέμνουσες V_{Ed} δοκών ανά στάθμη

Στάθμη δοκού	$M_{Ed,RBS,left}$ (kNm)	$M_{Ed,RBS,right}$ (kNm)	V_{Ed} (kN)
1	50,31	50,34	67,10
2	51,75	51,77	69,02
3	52,13	52,03	69,44
4	51,57	51,04	68,40
5	49,89	45,88	66,05

3.4 Αρχικές αναλυτικές διερευνήσεις για την επιλογή δοκιμίων

Είναι προφανές ότι υπάρχει πλήθος διαφορετικών συνδυασμών διατομών και διαστάσεων RBS που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στις δοκούς FUSEIS1-1. Δεδομένου ότι ο αριθμός των δοκιμών που μπορούσαν να πραγματοποιηθούν στα πλαίσια του ερευνητικού προγράμματος ήταν περιορισμένος, δεν ήταν δυνατή η διερεύνηση όλων των περιπτώσεων σε βάθος και η επιλογή των δοκιμίων απαιτούσε ιδιαίτερη προετοιμασία. Η διεξαγωγή αναλυτικών διερευνήσεων για τη μελέτη της επιρροής της εγκοπής του RBS ως προς το μήκος, το βάθος και την απόστασή του από το άκρο ήταν επομένως απαραίτητη.

Με χρήση τρισδιάστατων πεπερασμένων στοιχείων (FEA) δημιουργήθηκαν στο λογισμικό ABAQUS [40] προσομοιώματα δοκών FUSEIS1-1 με συνήθεις πρότυπες διατομές IPE, HEA και κοίλες SHS, οι οποίες θεωρήθηκαν αμφίπακτες λόγω της άκαμπτης κοχλιωτής σύνδεσης με τα υποστυλώματα του συστήματος. Επειδή τα μοντέλα αυτά αναλύθηκαν για να προσφέρουν μια πρώτη ένδειξη της συμπεριφοράς των δοκών δε δόθηκε ιδιαίτερη βαρύτητα στις ιδιότητες του χάλυβα και εφαρμόστηκε σχετικά αραιό πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων ώστε να περιοριστεί ο υπολογιστικός χρόνος και να είναι εύκολη η μεταβολή της γεωμετρίας

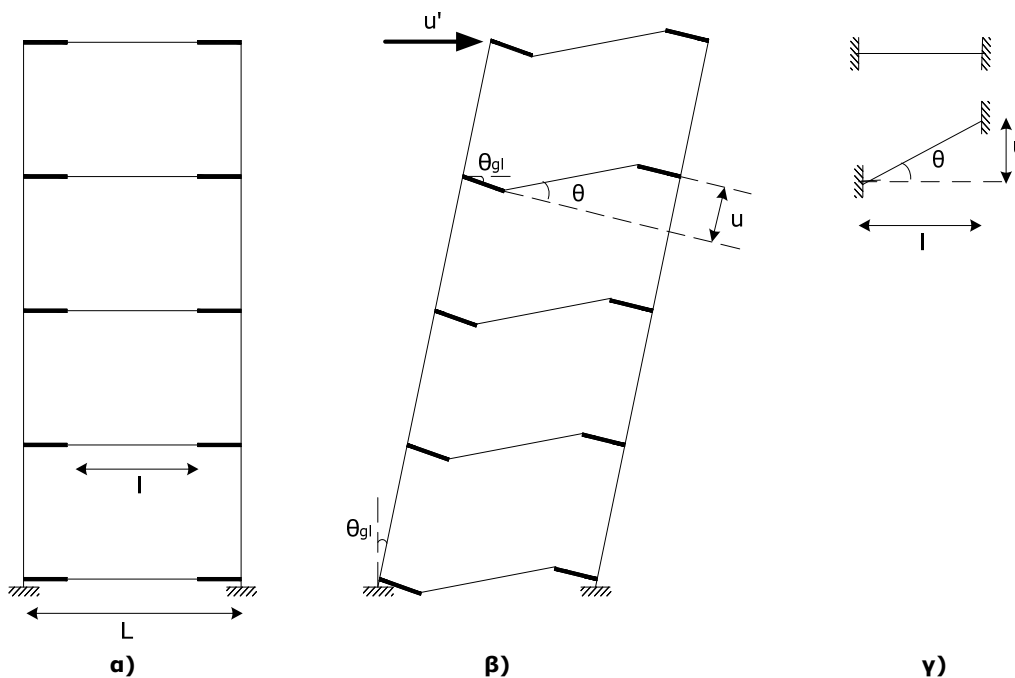
τους. Τα προσομοιώματα των δοκών στο Κεφάλαιο 4, που βαθμονομήθηκαν βάσει των αποτελεσμάτων των δοκιμών είχαν μεγαλύτερη ακρίβεια και περιλάμβαναν τις πραγματικές ιδιότητες του υλικού, όπως αυτές πρόεκυψαν από τις σχετικές δοκιμές.

Οι δοκοί που εξετάστηκαν στις αρχικές αναλύσεις είχαν ποιότητα χάλυβα S235 και αποτελούσαν τμήμα ενός πλαισίου FUSEIS1-1 με ύψος $H=3,40\text{m}$ και αξονική απόσταση υποστυλωμάτων $L=1,50\text{m}$, όμοιου με αυτό που είχε χρησιμοποιηθεί στις αρχικές διερευνήσεις στο ΕΜΠ το 2007 [33]. Το στατικό προσομοίωμα του πλαισίου και η παραμόρφωσή του για επιβολή οριζόντιας μετακίνησης u' στην κορυφή του φαίνονται στο Σχήμα 3.9α,β. Η μέγιστη οριζόντια μετακίνηση u' του πλαισίου θεωρήθηκε ίση με 135mm και αντιστοιχεί σε γωνιακή παραμόρφωση (interstory drift) $\theta_{gl}=4\%$. Η κατακόρυφη μετακίνηση u στο ένα άκρο της δοκού, Σχήμα 3.9γ, είναι επομένως ίση με 60mm όπως υπολογίζεται από τις εξισώσεις (3.9) και (3.10). Για την ανάλυση χρησιμοποιήθηκε πρωτόκολλο ανακυκλιζόμενης φόρτισης με αυξανόμενη μετακίνηση στο άκρο της δοκού από 0 μέχρι 60mm , ως εξής: $\pm 4, \pm 8, \pm 12, \pm 16, \pm 20, \pm 30, \pm 40, \pm 50, \pm 60$.

$$\theta = \frac{\theta_{gl} \cdot L}{l} \quad (3.9)$$

$$u = \theta \cdot l \quad (3.10)$$

Όπου θ η στροφή και l το μήκος της δοκού.



Σχήμα 3.9: Στατικό σύστημα πλαισίου FUSEIS1-1: α) αρχική κατάσταση, β) παραμορφωμένη κατάσταση, γ) λεπτομέρεια παραμόρφωσης δοκού

Αρχικά επιλέχθηκε μια δοκός αναφοράς τύπου IPE 180 μήκους $l=900\text{mm}$, η οποία διαθέτει επαρκή αντοχή και δυσκαμψία βάσει της διάταξης των αρχικών διερευνήσεων, και στη συνέχεια οι ισοδύναμες σε αντοχή διατομές HEA 140 και SHS 120x8. Μια πρώτη εκτίμηση της επιρροής του βάθους της εγκοπής, πριν από τις αναλύσεις με FEA, έγινε σε επίπεδο διατομής ως προς τη μεταβολή που επιφέρει στην αντοχή και στη δυσκαμψία της μέσω των λόγων n_w και n_i που δίνονται στην εξίσωση (3.11) και (3.12) αντίστοιχα.

$$n_w = \frac{W_{pl,RBS}}{W_{pl}} \quad (3.11)$$

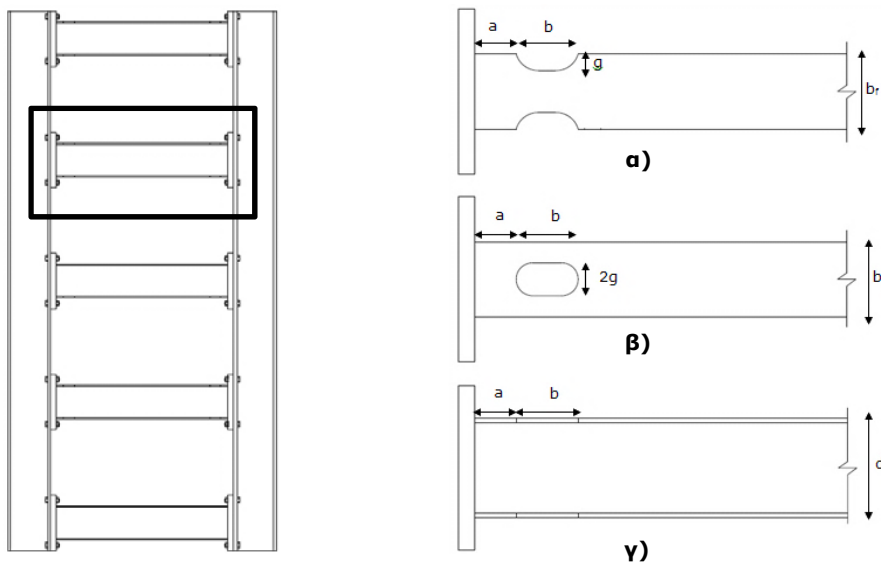
$$n_i = \frac{I_{RBS}}{I} \quad (3.12)$$

όπου, I είναι η ροπή αδρανείας και W_{pl} η πλαστική ροπή αντίστασης της πλήρους διατομής της δοκού και I_{RBS} και $W_{pl,RBS}$ τα αντίστοιχα μεγέθη της απομειωμένης.

Το εύρος των τιμών του βάθους εγκοπής που εξετάστηκαν κυμαινόταν μεταξύ $0 - 0,25b_f$, όπως προβλέπεται από τους αντισεισμικούς κανονισμούς FEMA-350 [41] και EN1998-3 [42] για πλαίσια ροπής με άκαμπτους κόμβους (MRF) (Πίνακας 3.2, Σχήμα 3.10).

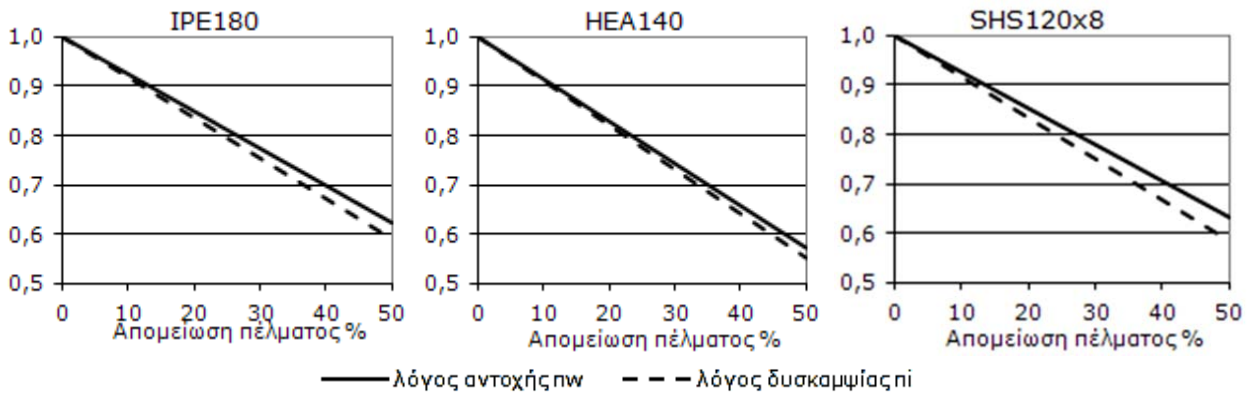
Πίνακας 3.2: Γεωμετρία RBS σύμφωνα με τους αντισεισμικούς κανονισμούς

FEMA-350	EN1998-3
$a=(0,50 \text{ έως } 0,70)b_f$	$a=0,60b_f$
$b=(0,65 \text{ έως } 0,85)d_b$	$b=0,75d_b$
$c=g \leq 0,25b_f$	$g \leq 0,25b_f$
$r=(4c^2 + b^2)/8c$	$r=(4g^2 + b^2)/8g$



Σχήμα 3.10: Πλαίσιο FUSEIS1-1 και λεπτομέρειες διαμόρφωσης RBS δοκών: α) ανοιχτές διατομές σε κάτοψη, β) κοίλες διατομές σε κάτοψη, γ) πλάγια όψη

Στο Σχήμα 3.11 φαίνεται η μεταβολή των παραπάνω λόγων για τους τρεις τύπους διατομών. Σε όλες τις περιπτώσεις παρατηρείται ότι η μείωση του πέλματος της δοκού στο μισό δεν προκαλεί ανάλογη μείωση στην αντοχή και στη δυσκαμψία της αλλά μικρότερη. Επίσης για μείωση του πέλματος κατά 30% περίπου τα δύο διαγράμματα σχεδόν ταυτίζονται, ενώ για μεγαλύτερες τιμές ο λόγος δυσκαμψίας n_i μειώνεται ταχύτερα σε σχέση με το λόγο αντοχής n_w . Για τους παραπάνω λόγους, οι δοκοί που εξετάστηκαν στις πειραματικές διερευνήσεις, είχαν μείωση του πλάτους του πέλματος περίπου ίση με 30%.



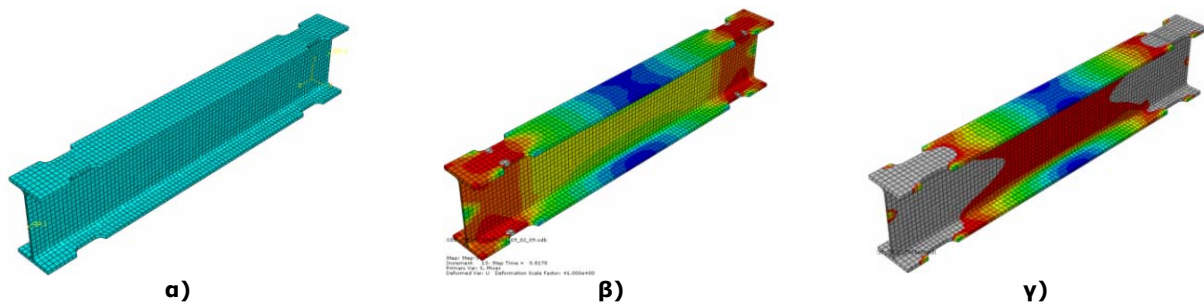
Σχήμα 3.11: Επιρροή βάθους RBS στην αντοχή και δυσκαμψία της δοκού IPE 180, HEA 140 και SHS 120x8

Στη συνέχεια διερευνήθηκε η επίδραση των RBS στην ικανότητα απορρόφησης ενέργειας της δοκού μεταβάλλοντας τις διαστάσεις τους. Η συνολική αποκοπή του πέλματος δεν ξεπερνούσε σε καμία περίπτωση το 50% του πέλματος, όμοια με παραπάνω. Στις υπόλοιπες διαστάσεις των RBS, απόσταση από το άκρο της δοκού a και μήκος b του RBS, τα όρια των κανονισμών δεν μπορούσαν να εφαρμοστούν λόγω του μικρού μεγέθους των δοκών. Ο Πίνακας 3.3 περιλαμβάνει τις διαστάσεις $axbxcg$ των RBS που ελέγχθηκαν για κάθε τύπο διατομής.

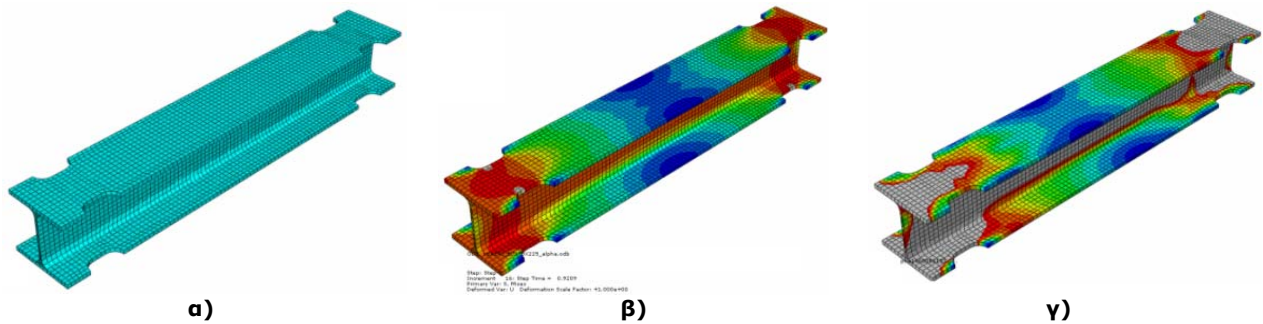
Πίνακας 3.3: Διαστάσεις RBS για κάθε τύπο δοκού

Δοκός	Μήκος (mm)	Διαστάσεις RBS $axbxcg$ (mm)
IPE 180	900	30x75x15
		50x75x15
		70x75x15
		50x75x20
		50x60x20
HEA 140	900	30x75x22,5
		50x75x22,5
SHS 120X8	900	30x75x40
		50x75x40

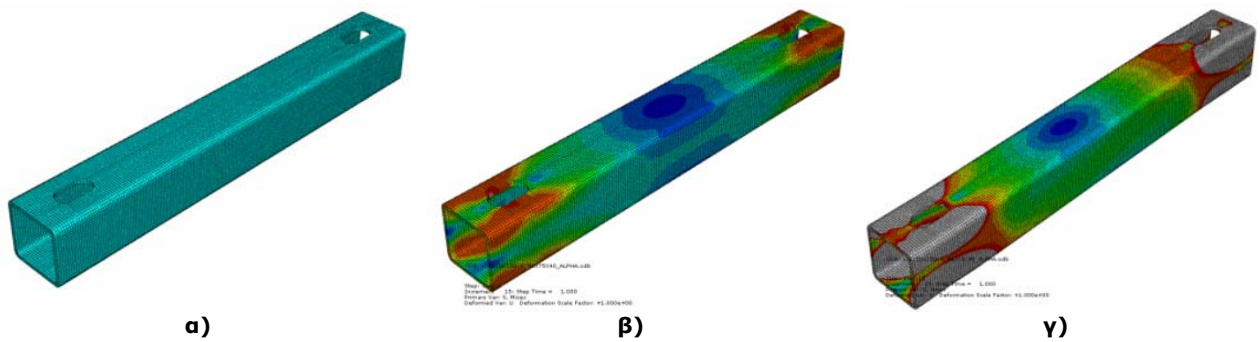
Στα Σχήματα 3.12 - 3.14 δίνεται ενδεικτικά η προσομοίωση με πεπερασμένα στοιχεία των τριών τύπων δοκών για έναν από τους εξεταζόμενους τύπους RBS και η κατανομή των τάσεων για τρεις διαφορετικές φάσεις: αρχική κατάσταση, πρώτη διαρροή και μέγιστη μετακίνηση στο άκρο ($\max u=60\text{mm}$). Με γκρι σημειώνονται οι περιοχές που οι τάσεις ξεπερνούν την τάση διαρροής $f_y=235\text{MPa}$. Παρατηρείται ότι η διαρροή εμφανίζεται αρχικά στην περιοχή των RBS και στη μέγιστη μετακίνηση εξαπλώνεται σε ολόκληρο το μήκος τους.



Σχήμα 3.12: Κατανομή τάσεων δοκού IPE 180 με RBS 50x75x15 για τρεις διαφορετικές φάσεις: α) αρχική κατάσταση, β) πρώτη διαρροή και γ) μέγιστη μετακίνηση για φόρτιση σύμφωνα με το Σχήμα 3.9γ.



Σχήμα 3.13: Κατανομή τάσεων δοκού HEA 140 με RBS 50x75x22,5 για τρεις διαφορετικές φάσεις: α) αρχική κατάσταση, β) πρώτη διαρροή και γ) μέγιστη μετακίνηση για φόρτιση σύμφωνα με το Σχήμα 3.9γ.



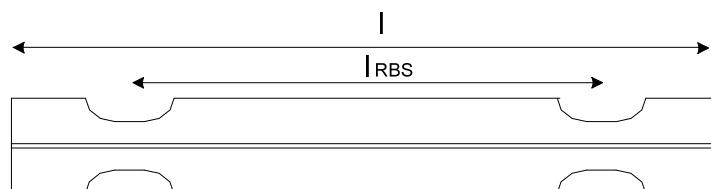
Σχήμα 3.14: Κατανομή τάσεων δοκού SHS 120x8 με RBS 50x75x40 για τρεις διαφορετικές φάσεις: α) αρχική κατάσταση, β) πρώτη διαρροή και γ) μέγιστη μετακίνηση για φόρτιση σύμφωνα με το Σχήμα 3.9γ.

Από τις αναλύσεις ελήφθησαν οι τιμές της αντίδρασης στη στήριξη και βάσει αυτής υπολογίστηκαν οι ροπές που αναπτύχθηκαν στην πλήρη διατομή στη στήριξη και στην απομειωμένη διατομή στο μέσο της εγκοπής. Για τη σύγκριση της συμπεριφοράς των διαφορετικών τύπων διατομών και εγκοπών χρησιμοποιήθηκαν οι λόγοι ροπών όπως δίνονται στην εξίσωση (3.13) και (3.14).

$$m = \frac{P \cdot l}{2 \cdot M_{pl}} \quad (3.13)$$

$$m_{RBS} = \frac{P \cdot l_{RBS}}{2 \cdot M_{pl,RBS}} \quad (3.14)$$

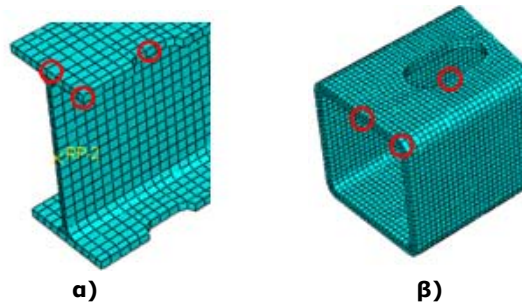
όπου, P είναι η αντίδραση στη στήριξη της δοκού, l το πλήρες μήκος της, l_{RBS} η απόσταση μεταξύ των μέσων των RBS (Σχήμα 3.15), M_{pl} η πλαστική ροπή αντοχής της πλήρους διατομής και $M_{pl,RBS}$ της απομειωμένης.



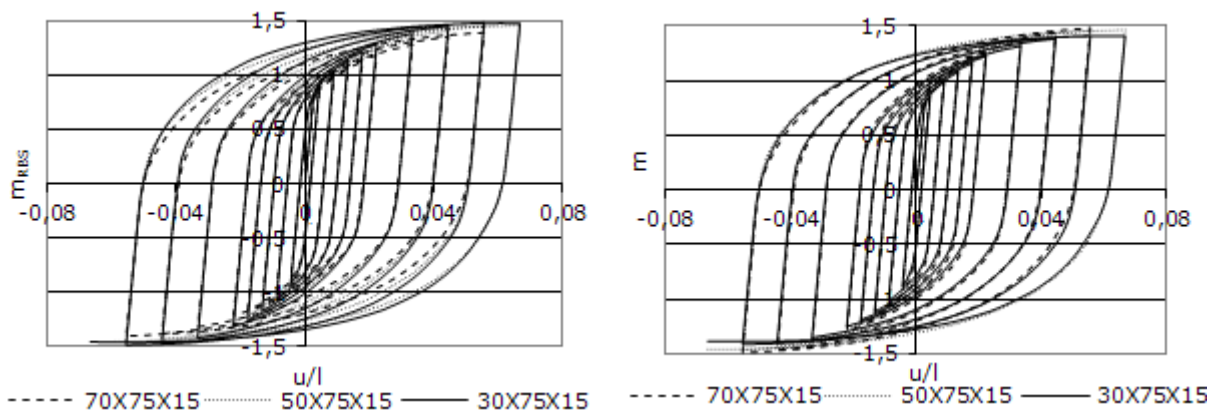
Σχήμα 3.15: Ορισμός πλήρους μήκους δοκού l και απόστασης μέσων εγκοπών l_{RBS}

Στα Σχήματα 3.17 - 3.19 δίνονται οι βρόχοι υστέρησης $m_{RBS} - u/l$ και $m - u/l$ των διαφόρων τύπων RBS για τη δοκό IPE 180. Η απόκριση των δοκών είναι παραπλήσια σε όλες τις περιπτώσεις τόσο στη θέση του RBS όσο και στο άκρο της δοκού με ευρείς βρόχους

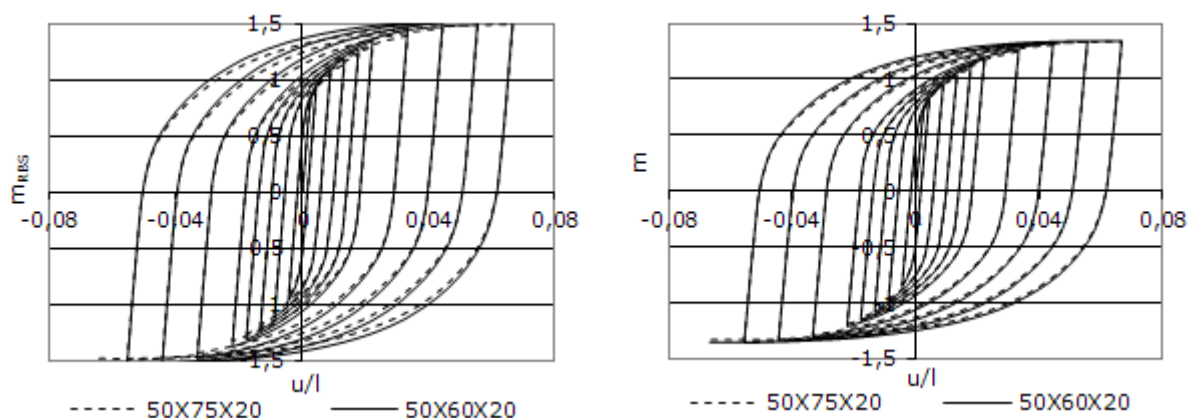
υστέρησης και μεγάλη απορρόφηση ενέργειας. Η μέγιστη ροπή ξεπερνά έως και 1,5 φορά την αντίστοιχη πλαστική ροπή αντοχής. Είναι φανερό ότι η γεωμετρία του RBS δεν έχει σημαντική επίδραση στην συμπεριφορά της δοκού και κατ' επέκταση ολοκλήρου του συστήματος FUSEIS1-1. Αυτό επιβεβαιώνεται και από τα αποτελέσματα της σύγκρισης ισοδύναμης πλαστικής παραμόρφωσης (Equivalent Plastic Strain - PEEQ) σε τρεις αντιπροσωπευτικές θέσεις της δοκού: στην άκρη και στο μέσο του πέλματος της δοκού στη στήριξη και στο μέσο του RBS (Σχήμα 3.16α). Στο Σχήμα 3.20 οι χαμηλές τιμές της PEEQ στη στήριξη σε σχέση με το RBS δείχνουν ότι η πλαστικοποίηση λαμβάνει χώρα εντός του RBS προστατεύοντας το άκρο της δοκού και τη στήριξη.



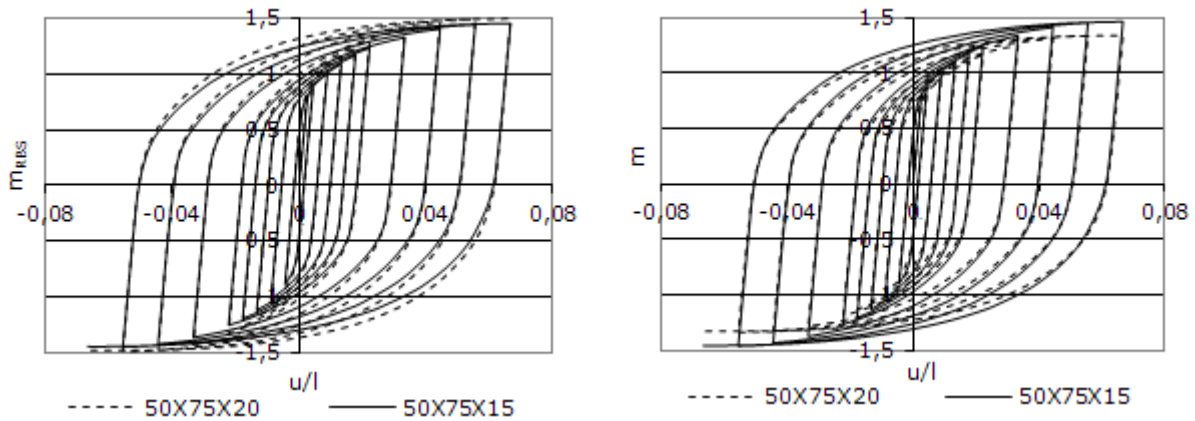
Σχήμα 3.16: Θέσεις ελέγχου τοπικών παραμορφώσεων δοκού διατομής: α) IPE και β) SHS



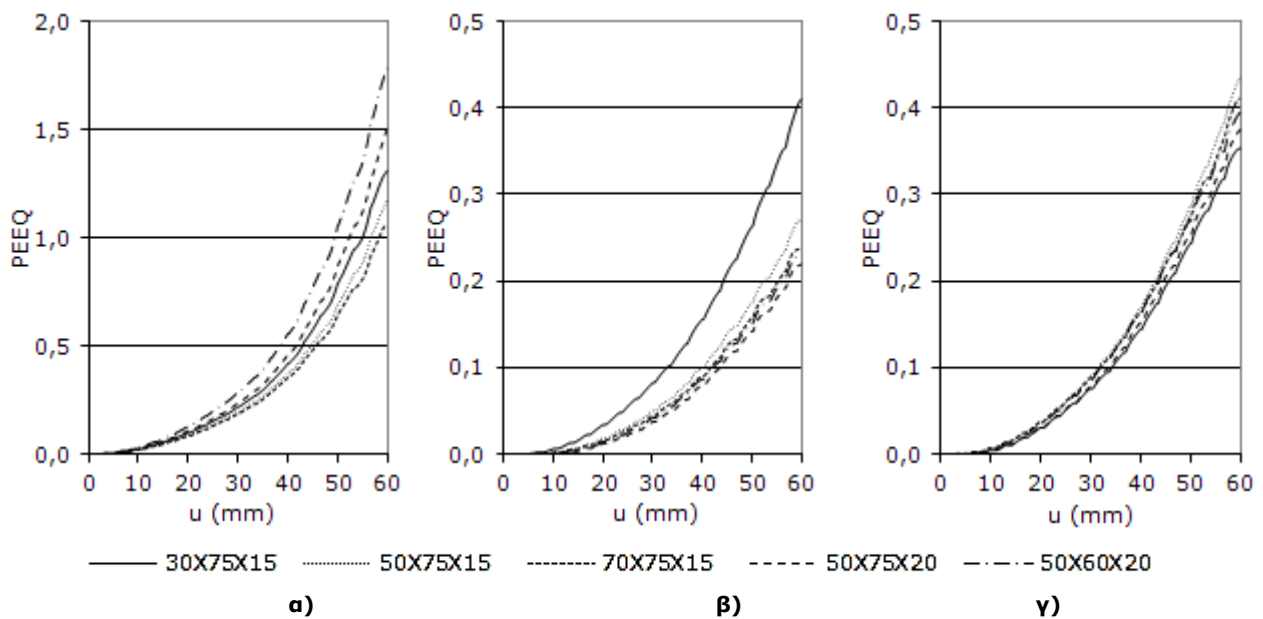
Σχήμα 3.17: Διαγράμματα $m_{RBS} - u/l$ και $m - u/l$ για μεταβλητή απόσταση του RBS από το άκρο της δοκού α σε IPE 180



Σχήμα 3.18: Διαγράμματα $m_{RBS} - u/l$ και $m - u/l$ για μεταβλητό μήκος b του RBS σε IPE 180

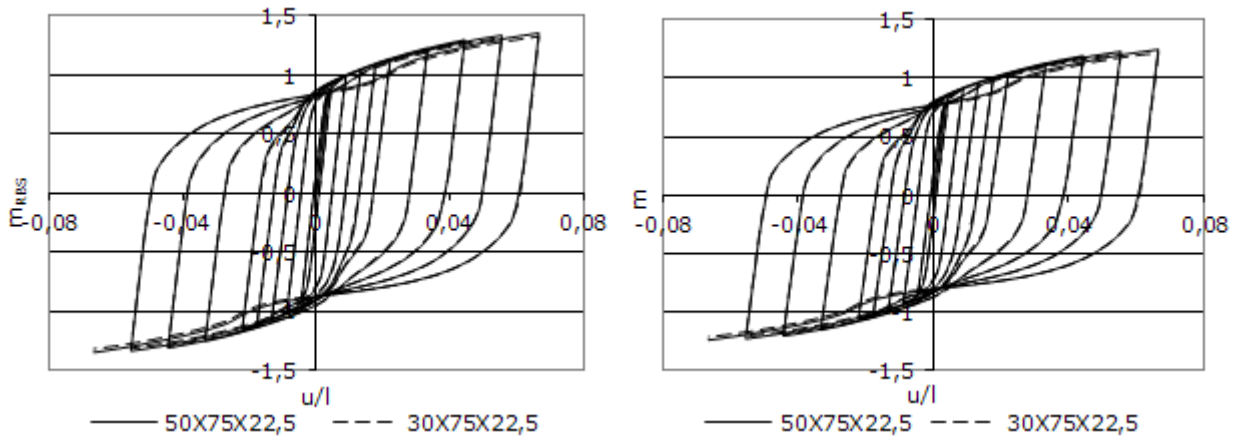


Σχήμα 3.19: Διαγράμματα $m_{RBS} - u/l$ και $m - u/l$ για μεταβλητό βάθος εγκοπής g του RBS σε IPE 180

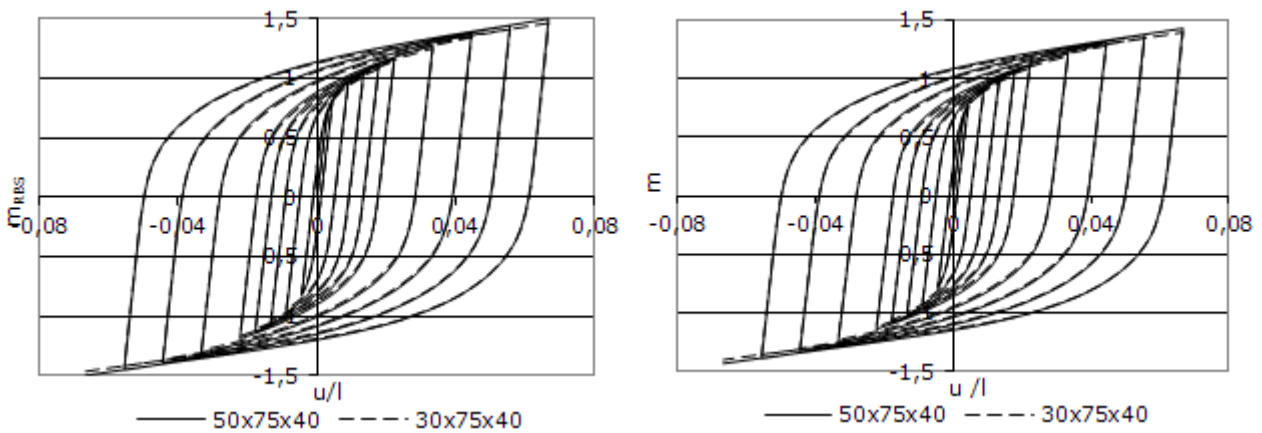


Σχήμα 3.20: Σύγκριση ισοδύναμης πλαστικής παραμόρφωσης PEEQ σε τρεις θέσεις της IPE 180 για διάφορους τύπους RBS: α) μέσο RBS, β) μέσο και γ) άκρη πέλματος δοκού

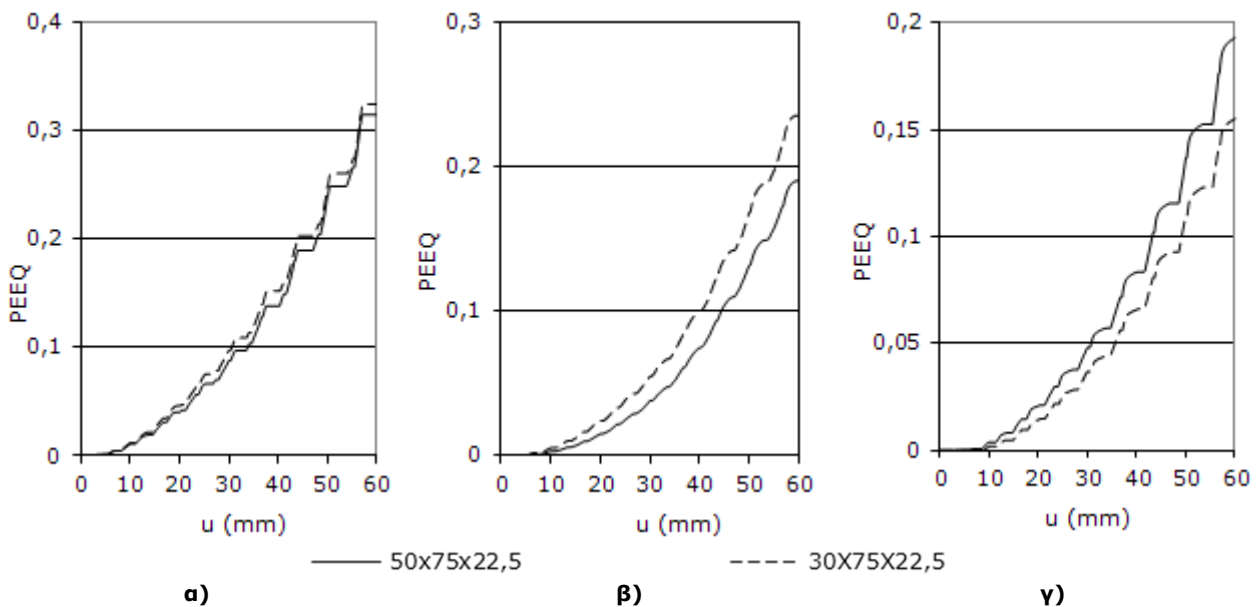
Για τις ισοδύναμες δοκούς HEA 140 και SHS 120X8 εξετάστηκε μόνο η επίδραση της απόστασης από το άκρο. Στα διαγράμματα $m_{RBS} - u/l$ και $m - u/l$ (Σχήματα 3.21 και 3.22) οι κύκλοι υστέρησης είναι ευρείς, όμοια με την IPE180, και σχεδόν ίδιοι. Στις δοκούς HEA 140 ωστόσο παρατηρείται μια μικρή στένωση του βρόχου υστέρησης (mild pinching) λόγω του λυγισμού των πελμάτων τους στη θέση των RBS. Όσον αφορά στην ισοδύναμη πλαστική παραμόρφωση (PEEQ), για τις θέσεις που ορίζονται στο Σχήμα 3.16, οι δοκοί HEA140 εμφανίζουν χαμηλές τιμές σε όλες τις θέσεις λόγω του ισχυρού πέλματός τους (Σχήμα 3.23), ενώ οι SHS 120X8 έχουν ίδιες τιμές στο μέσο του RBS, ανεξάρτητα από την απόστασή του από τη στήριξη, και αρκετά χαμηλές στη στήριξη (Σχήμα 3.24).



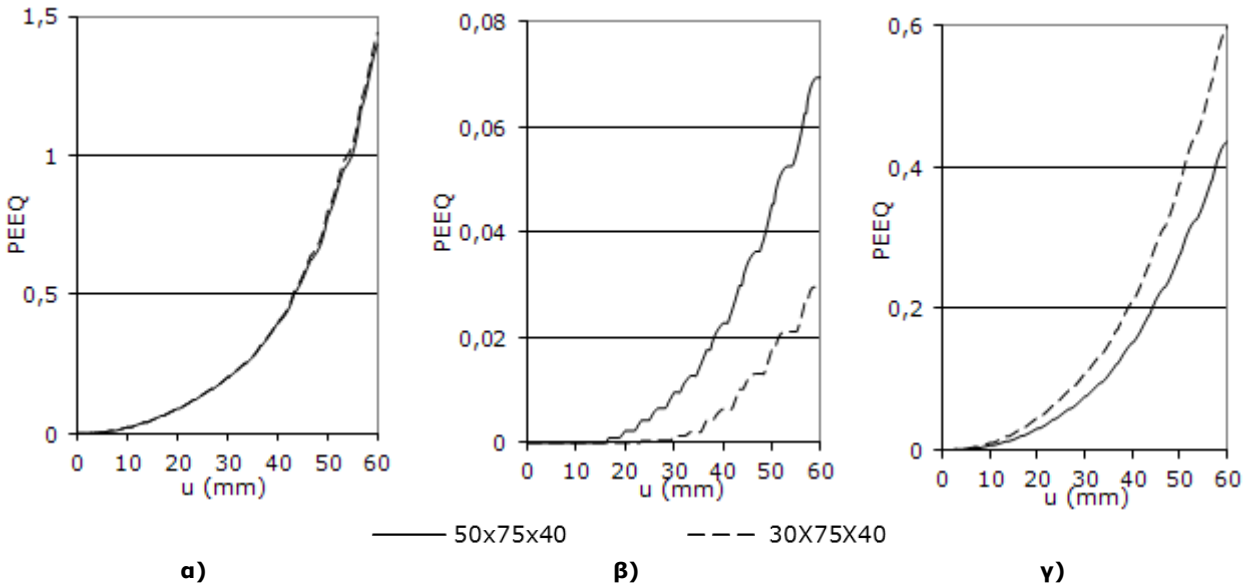
Σχήμα 3.21: Διαγράμματα $m_{RBS} - u/l$ και $m - u/l$ για μεταβλητή απόσταση του RBS από το άκρο της δοκού α σε HEA 140



Σχήμα 3.22: Διαγράμματα $m_{RBS} - u/l$ και $m - u/l$ για μεταβλητή απόσταση του RBS από το άκρο της δοκού α σε SHS 120x8



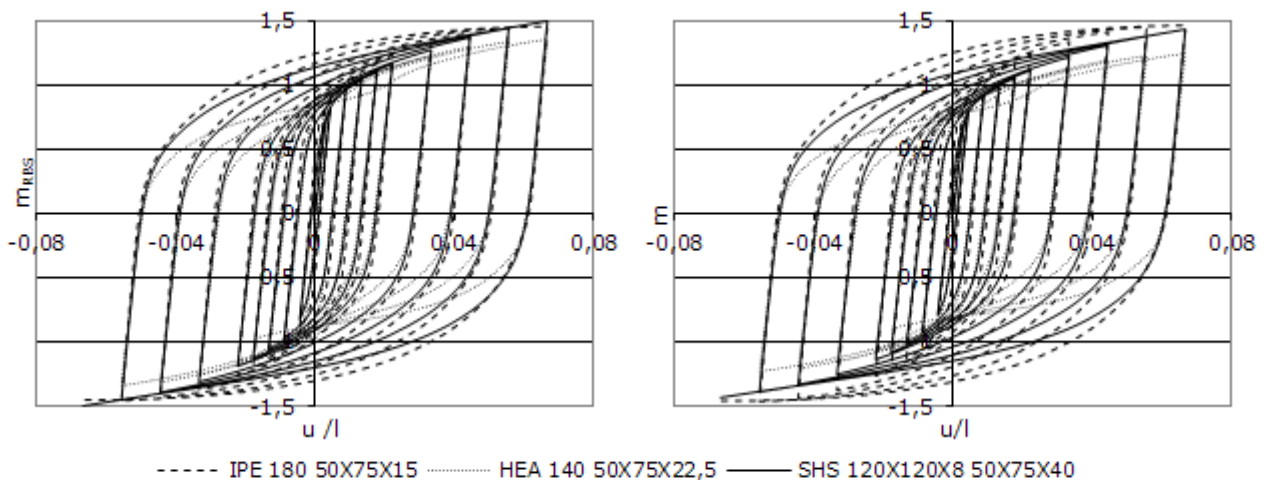
Σχήμα 3.23: Σύγκριση ισοδύναμης πλαστικής παραμόρφωσης PEEQ σε τρεις θέσεις της HEA 140 για διάφορους τύπους RBS: α) μέσο RBS, β) μέσο και γ) άκρη πέλματος δοκού



Σχήμα 3.24: Σύγκριση ισοδύναμης πλαστικής παραμόρφωσης PEEQ σε τρεις θέσεις της δοκού SHS 120x8 για διάφορους τύπους RBS: α) μέσω RBS, β) μέσω και γ) άκρη πέλματος δοκού

Οι αναλύσεις έδειξαν ότι τα όρια στις διαστάσεις των RBS έπρεπε να διαμορφωθούν έτσι ώστε να εξασφαλίζεται ότι: α) η έκταση της πλαστικής ζώνης περιορίζεται εντός του μήκους b του RBS και β) η απόσταση a είναι τέτοια ώστε η μεταφορά των τάσεων από το RBS σε όλο το πλάτος του πέλματος της δοκού στην περιοχή της σύνδεσής της να είναι ομαλή και να αποτρέπεται η υψηλή συγκέντρωση τάσεων στη διεπιφάνεια δοκού υποστυλώματος. Ωστόσο, η αύξηση της απόστασης a έχει ως αποτέλεσμα το RBS να βρίσκεται σε περιοχή μικρότερων ροπών και ως εκ τούτου να απαιτείται μεγαλύτερο βάθος εγκοπής. Τα όρια που θεωρήθηκαν περισσότερο αντιπροσωπευτικά για την επιλογή της γεωμετρίας των RBS των δοκών FUSEIS1-1 είναι: απόσταση από τη σύνδεση $a=50\text{mm}$ έως $0,50b_f$, μήκος $b=75\text{mm}$ έως $0,65d_b$ και βάθος εγκοπής $g \leq 0,25b_f$.

Μια ακόμα σύγκριση αφορούσε στην αξιολόγηση της συμπεριφοράς των ισοδύναμων απομειωμένων διατομών IPE 180, HEA 140 και SHS 120x8. Με κριτήριο την ικανότητα απορρόφησης ενέργειας και τη δυσκαμψία παρατηρήθηκε ότι οι δοκοί παρουσιάζουν παρόμοια συμπεριφορά υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση (Σχήμα 3.25).



Σχήμα 3.25: Σύγκριση διαγραμμάτων $m_{RBS} - u/l$ και $m - u/l$ ισοδύναμων δοκών IPE 180, HEA 140 και SHS 120x8

Η δοκός τύπου HEA μειονεκτεί λόγω της εμφάνισης τοπικού λυγισμού στα πιο πλατιά πέλματά της. Παρόλο που η IPE έχει μεγαλύτερη απορρόφηση ενέργειας από τις άλλες, η SHS 120X8 παρουσιάζει συνολικά καλύτερη συμπεριφορά με τη διαρροή να επεκτείνεται ομοιόμορφα σε όλο το μήκος του RBS (Σχήμα 3.14) όπου συγκεντρώνονται και οι τοπικές παραμορφώσεις. Βασικό πλεονέκτημα αυτού του τύπου θεωρείται η συμμετοχή των κορμών που αυξάνει σημαντικά την αντοχή της διατομής στα επιβαλλόμενα φορτία.

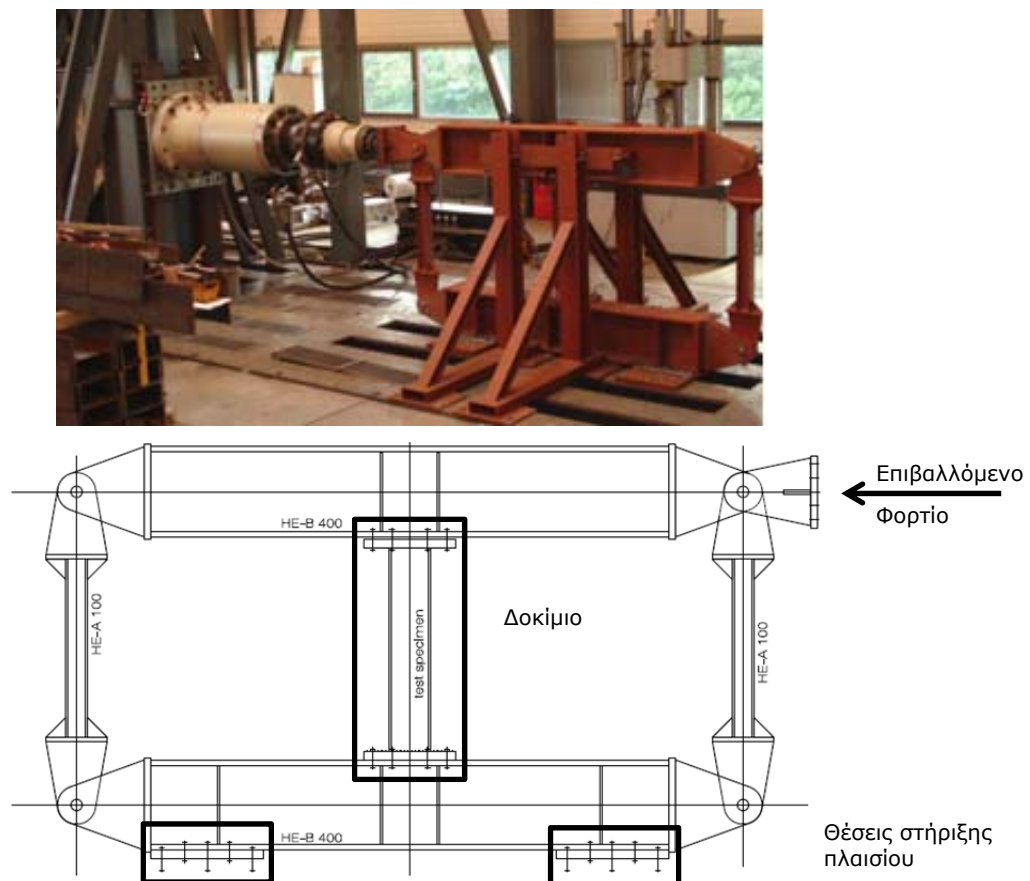
Οι παραπάνω αναλύσεις παρείχαν τις βασικές κατευθύνσεις για τον σχεδιασμό των δοκιμών ώστε η αντοχή τους να μην υπερβαίνει τις δυνατότητες των διατάξεων και των μηχανημάτων των πειραματικών διερευνήσεων.

3.5 Πειραματικές διερευνήσεις μεμονωμένων δοκών FUSEIS1-1

Οι πρώτες πειραματικές διερευνήσεις επικεντρώθηκαν στη μελέτη της συμπεριφοράς μεμονωμένων δοκών FUSEIS1-1 υπό μονοτονική και ανακυκλιζόμενη φόρτιση και πραγματοποιήθηκαν σε πραγματική κλίμακα στο Πολυτεχνείο του Aachen (RWTH).

3.5.1 Πειραματική διάταξη και δοκίμια

Η πειραματική διάταξη προσομοιώνει ένα πλαίσιο FUSEIS1-1 με ένα δοκίμιο στο μέσο και ήταν ίδια σε όλες τις δοκιμές (Σχήμα 3.26).



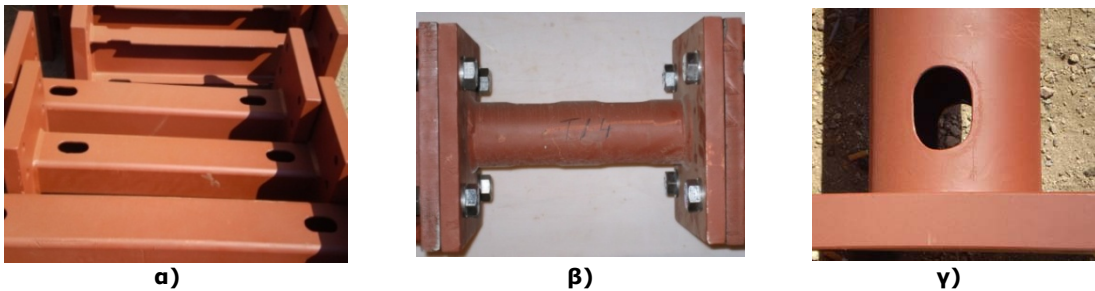
Σχήμα 3.26: Πειραματική διάταξη δοκιμών δοκών FUSEIS1-1

Το πλαίσιο αποτελούνταν από δύο οριζόντιες δοκούς (υποστυλώματα συστήματος) οι οποίες συνδέονταν στα άκρα τους με δυο εγκάρσιες δοκούς αρθρωτά μέσω πείρων, ώστε το πλαίσιο να μπορεί να μετακινείται ελεύθερα στο επίπεδό του. Η εκτός επιπέδου εκτροπή του πλαισίου

εμποδιζόταν με χρήση κατάλληλης υποστήριξης με αντηρίδα. Για το σχεδιασμό της πειραματικής διάταξης λήφθηκε υπόψη συντελεστής ασφαλείας 1,5 τόσο για τον έλεγχο των μελών όσο και των συνδέσεων, εξασφαλίζοντας ότι θα παραμείνει ελαστική σε όλες τις δοκιμές. Η φόρτιση του συστήματος κατά τη διάρκεια της δοκιμής πραγματοποιούνταν μέσω ενός υδραυλικού εμβόλου οριζόντια τοποθετημένου στο ύψος της άνω δοκού. Για την καταγραφή της οριζόντιας μετακίνησης της άνω δοκού χρησιμοποιήθηκαν ηλεκτρονικά βελόμετρα.

Εξετάστηκαν συνολικά 24 δοκίμια δοκών τύπου IPE, HEA, SHS και CHS με εγκοπές RBS κοντά στα άκρα τους, 6 υπό μονοτονική και 18 υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση (Σχήμα 3.27). Οι συνδέσεις των δοκιμών με τις οριζόντιες δοκούς της πειραματικής διάταξης μορφώθηκαν ως άκαμπτες για να εξασφαλίζεται η ορθή μεταφορά διατμητικών δυνάμεων και ροπών. Οι συνδέσεις αυτές ήταν κοχλιωτές με μετωπικές πλάκες για να διευκολύνουν την τοποθέτηση και αντικατάστασή τους. Οι διαστάσεις των RBS, που προέκυψαν βάσει των αναλυτικών διερευνήσεων της προηγούμενης παραγράφου, ήταν:

- η απόσταση από το άκρο $a=50\text{mm}$ (ίδια για όλα τα δοκίμια),
- το μήκος εγκοπής $b=75\text{mm}$ (ίδιο για όλα τα δοκίμια) και
- το βάθος εγκοπής περίπου ίσο με το 30% του πλάτους του πέλματος του δοκιμίου.



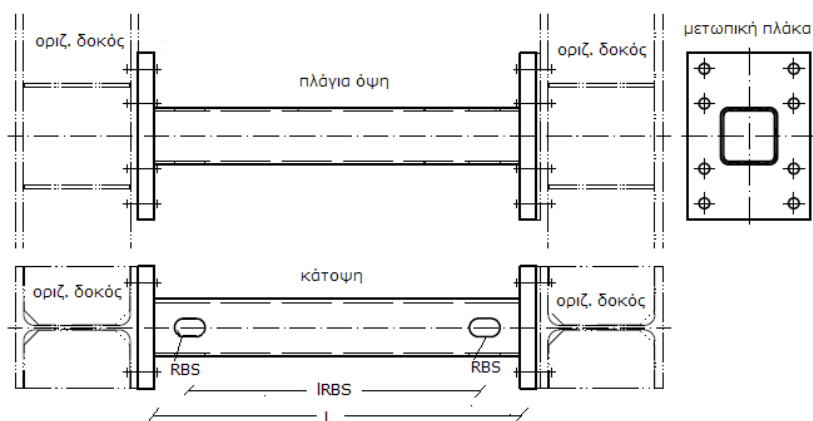
Σχήμα 3.27: Φωτογραφίες από τη παραγωγή των δοκιμών FUSEIS1-1: α) δοκίμια IPE και SHS, β) δοκίμιο κοίλης διατομής CHS και γ) λεπτομέρεια RBS σε κοίλη διατομή

Η επιλογή του μήκους των δοκιμών έγινε με κριτήριο την εξασφάλιση ανάπτυξης καμπτικού μηχανισμού διαρροής. Ωστόσο, εξετάστηκαν και ορισμένα δοκίμια, μικρού μήκους, αλλά και δοκίμια χωρίς RBS, όπου κρίσιμη ήταν η αντοχή σε διάτμηση. Ο Πίνακας 3.4 περιλαμβάνει τις διαστάσεις των δοκιμών και τις πλαστικές ροπές αντοχής τους που υπολογίστηκαν λαμβάνοντας τις τιμές της τάσης διαρροής που προέκυψαν από τις αντίστοιχες δοκιμές εφελκυσμού του υλικού τους (Πίνακας 3.5). Στην επιλογή των δοκιμών έγινε προσπάθεια χρήσης δοκών ίσης περίπου αντοχής για τα δοκίμια ίσου μήκους ώστε εκτός από την αξιολόγηση της συμπεριφοράς κάθε τύπου δοκού να είναι εφικτή και η μεταξύ τους σύγκριση. Η διαδικασία αυτή ήταν σχετικά δύσκολη καθώς οι διατομές προέρχονται από τους πίνακες πρότυπων διατομών και σε ορισμένες περιπτώσεις δεν ήταν δυνατή η πλήρης αντιστοιχία των χαρακτηριστικών τους.

Σε γενικές γραμμές η τοποθέτηση των δοκιμών δεν παρουσίασε ιδιαίτερα προβλήματα με εξαίρεση τα δοκίμια μικρού μήκους ($l=300\text{mm}$) στα οποία η προένταση των κοχλιών εμφάνισε δυσκολίες λόγω των κενών που δημιουργήθηκαν από τις κατασκευαστικές ατέλειες. Στο Σχήμα 3.28 δίνεται ενδεικτικά η λεπτομέρεια σχεδιασμού δοκιμίου τετράγωνης κοίλης διατομής τύπου SHS. Με όμοιο τρόπο κατασκευάστηκαν και τα υπόλοιπα δοκίμια.

Πίνακας 3.4: Μητρώο δοκιμών μεμονωμένων δοκών FUSEIS1-1

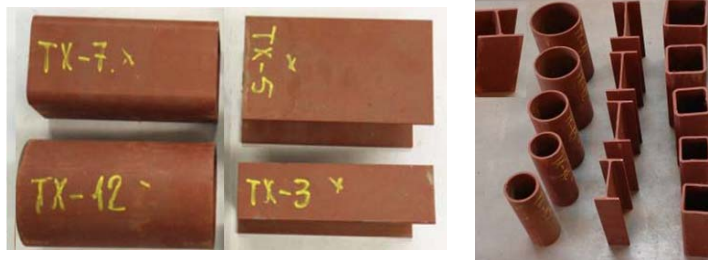
Μονοτονική φόρτιση								
Αρ. Δοκιμών	Διατομή	Μήκος	Διαστάσεις RBS		Πλήρης διατομή		RBS	
		l (mm)	a x b x g (mm)	I _{RBS} (mm)	W _{pl} (cm ³)	M _{pl} (kNm)	W _{pl,RBS} (cm ³)	M _{pl,RBS} (kNm)
1	IPE 180	900	50x75x15	725	166,4	47,9	125,12	36,0
1	IPE 140	500	50x75x12	325	88,34	31,5	66,3	23,7
1	SHS 140x8	900	50x75x45	725	204,33	84,8	156,81	65,1
1	SHS 100x8	500	50x75x33	325	98,18	35,0	73,9	26,3
1	CHS168,3x6	900	50x75x55	725	158,12	52,2	104,56	34,5
1	CHS114,3x6	500	50x75x55	325	70,45	34,9	47,71	23,6
Ανακυκλιζόμενη φόρτιση								
Αρ. Δοκιμών	Διατομή	Μήκος	Διαστάσεις RBS		Πλήρης διατομή		RBS	
		l (mm)	a x b x g (mm)	I _{RBS} (mm)	W _{pl} (cm ³)	M _{pl} (kNm)	W _{pl,RBS} (cm ³)	M _{pl,RBS} (kNm)
1	IPE 180	900	50x75x15	725	166,40	47,9	125,12	36,0
2	IPE 160	700	50x75x13,5	525	123,90	41,9	93,41	31,6
1	IPE 140	500	50x75x12	325	88,34	31,5	66,30	23,7
1	IPE 120	300	0	300	60,73	20,4	60,73	20,4
1	HEA 140	900	50x75x22,5	725	173,50	49,8	125,80	36,1
1	SHS 140x8	900	50x75x45	725	204,33	84,8	156,81	65,1
2	SHS 120x8	700	50x75x40	525	146,46	75,0	110,62	56,6
1	SHS 100x8	500	50x75x33	325	98,18	35,0	73,89	26,3
1	SHS 80x6	300	50x75x27	125	47,76	20,4	37,40	16,0
1	SHS 80x6	300	0	300	47,76	20,4	47,76	20,4
1	CHS168,3x6	900	50x75x55	725	158,12	52,2	104,56	34,5
2	CHS139,7x6	700	50x75x45	525	107,33	49,4	71,23	32,8
1	CHS114,3x6	500	50x75x35	325	70,45	34,9	47,71	23,6
1	CHS 88,9x6	300	50x75x30	125	41,31	11,2	26,11	7,1
1	CHS 88,9x6	300	0	300	41,31	11,2	41,31	11,2



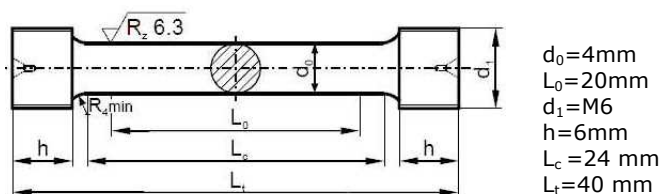
Σχήμα 3.28: Λεπτομέρεια δοκιμίου τύπου SHS

3.5.2 Δοκιμές εφελκυσμού υλικού

Ο προσδιορισμός των βασικών μηχανικών ιδιοτήτων όλων των δοκών τύπου IPE, HEA, SHS και CHS, έγινε με δοκιμές εφελκυσμού με χρήση κατάλληλης υδραυλικής μηχανής με έλεγχο μετακίνησης. Για το σκοπό αυτό ελήφθησαν τμήματα των πελμάτων και του κορμού των δοκών που ελέγχθηκαν στα πειράματα πραγματικής κλίμακας και κατασκευάστηκαν ειδικά δοκίμια μήκους 25cm (Σχήμα 3.29), με γεωμετρία όπως προβλέπεται από τον κανονισμό DIN 50125 [45], (Σχήμα 3.30). Από τα αποτελέσματα των δοκιμών προέκυψαν οι καμπύλες τάσεων - παραμορφώσεων ($\sigma - \epsilon$) από τις οποίες προσδιορίστηκαν το όριο διαρροής (f_y) και η τάση θραύσης (f_u).



Σχήμα 3.29: Εφελκυστικά δοκίμια



Σχήμα 3.30: Διαστάσεις εφελκυστικών δοκιμίων (DIN 50125)

Ο Πίνακας 3.5 περιλαμβάνει τον αριθμό των δοκιμίων που εξετάστηκαν για κάθε τύπο διατομής. Όπως φαίνεται από τις μέσες τιμές των τάσεων, στις περισσότερες περιπτώσεις τα δοκίμια ίδιου τύπου δοκού εμφάνισαν όμοια συμπεριφορά, με μικρές διαφορές στην παραμόρφωση στο σημείο θραύσης. Στις ανοιχτές διατομές οι τιμές των τάσεων ήταν συνήθεις για χάλυβα ποιότητας S235, ενώ στις κοίλες ήταν αρκετά υψηλότερες. Συγκεκριμένα στις διατομές SHS οι υψηλότερες τιμές εμφανίστηκαν στην περιοχή της καμπύλης (corner) σε σχέση με τους κορμούς (web), όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.31, το οποίο οφείλεται στην κατεργασία που υπόκεινται οι διατομές αυτές κατά την παραγωγή τους. Λόγω των μεγάλων αποκλίσεων στις τιμές των τάσεων ήταν αδύνατη η σύγκριση της συμπεριφοράς διαφορετικών τύπων διατομών, έτσι κρίθηκε απαραίτητη η μετατροπή των διαγραμμάτων δύναμης - μετακίνησης των δοκιμών πραγματικής κλίμακας σε αδιάστατες καμπύλες, απαλλαγμένες από την επιρροή του υλικού, οι οποίες παρουσιάζονται στην επόμενη παράγραφο.

Στο Σχήμα 3.32α δίνονται ενδεικτικά οι καμπύλες τάσεων - παραμορφώσεων για το δοκίμιο IPE 140. Παρατηρούμε ότι οι καμπύλες αυτές μετά το μέγιστο φορτίο παρουσιάζουν πτώση. Στην πραγματικότητα η μεταβολή της διατομής του δοκιμίου (δημιουργία λαιμού) κατά τη διάρκεια της δοκιμής έχει σαν αποτέλεσμα οι τάσεις να εξακολουθούν να αυξάνονται όσο αυξάνονται οι παραμορφώσεις λόγω της κράτυνσης του χάλυβα μέχρι το σημείο θραύσης του. Για να ληφθεί υπόψη το φαινόμενο αυτό κατά τη βαθμονόμηση των μοντέλων με πεπερασμένα στοιχεία FEM ήταν αναγκαία η τροποποίηση των αρχικών καμπύλων σε καμπύλες πραγματικών τάσεων - πραγματικών παραμορφώσεων ($\sigma_T - \epsilon_T$, Σχήμα 3.32β)

μέσω των σχέσεων (3.15) και (3.16). Οι καμπύλες (πραγματικών) τάσεων - (πραγματικών) παραμορφώσεων ($\sigma - \epsilon$ και $\sigma_T - \epsilon_T$) όλων των δοκιμών εφελκυσμού περιλαμβάνονται στο Παράρτημα 3.

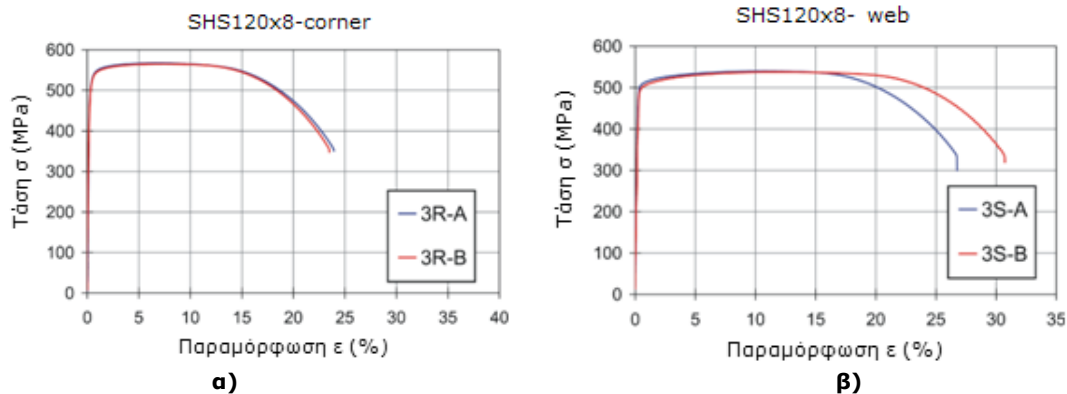
$$\sigma_T = \frac{F}{A_T} = \frac{F \cdot l}{A_0 \cdot l_0} = \sigma \cdot \frac{l}{l_0} = \sigma \cdot \frac{\Delta l + l_0}{l_0} = \sigma \cdot (1 + \epsilon) \quad (3.15)$$

$$\epsilon_T = \ln \frac{l_1}{l_0} = \ln \left(\frac{\Delta l + l_0}{l_0} \right) = \ln(1 + \epsilon) \quad (3.16)$$

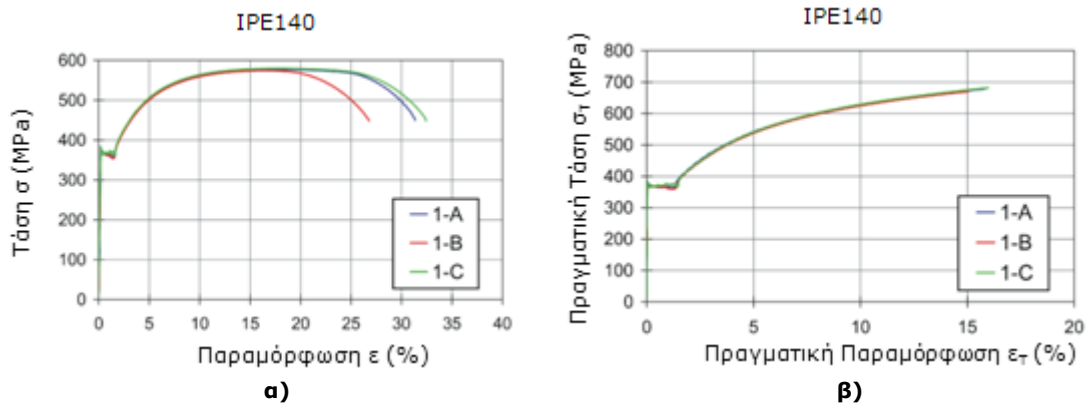
όπου, l_0 το αρχικό μήκος του μηκυσιόμετρου και l το εκάστοτε μήκος του.

Πίνακας 3.5: Αποτελέσματα εφελκυστικών δοκιμών

Διατομή	Αριθμός δοκιμών	Όριο διαρροής (MPa)	Τάση θραύσης (MPa)
IPE 180	2	288	450
IPE 160	2	338	484
IPE 140	3	357	580
IPE 120	2	335	463
HEA 140	3	287	445
SHS 140x8	2	415	462
SHS 120x8	4	512	552
SHS 100x8	2	356	399
SHS 80x6	2	427	459
CHS 168,3x6	2	330	373
CHS 139,7x6	3	460	540
CHS 114,3x6	2	495	542
CHS 88,9x6	2	272	438
Ονομαστικές τιμές		235,0	360,0



Σχήμα 3.31: Σύγκριση διαγραμμάτων τάσεων - παραμορφώσεων δοκιμών SHS 120x8 σε δύο θέσεις: α) περιοχή καμπύλης (corner) και β) κορμοί (web)



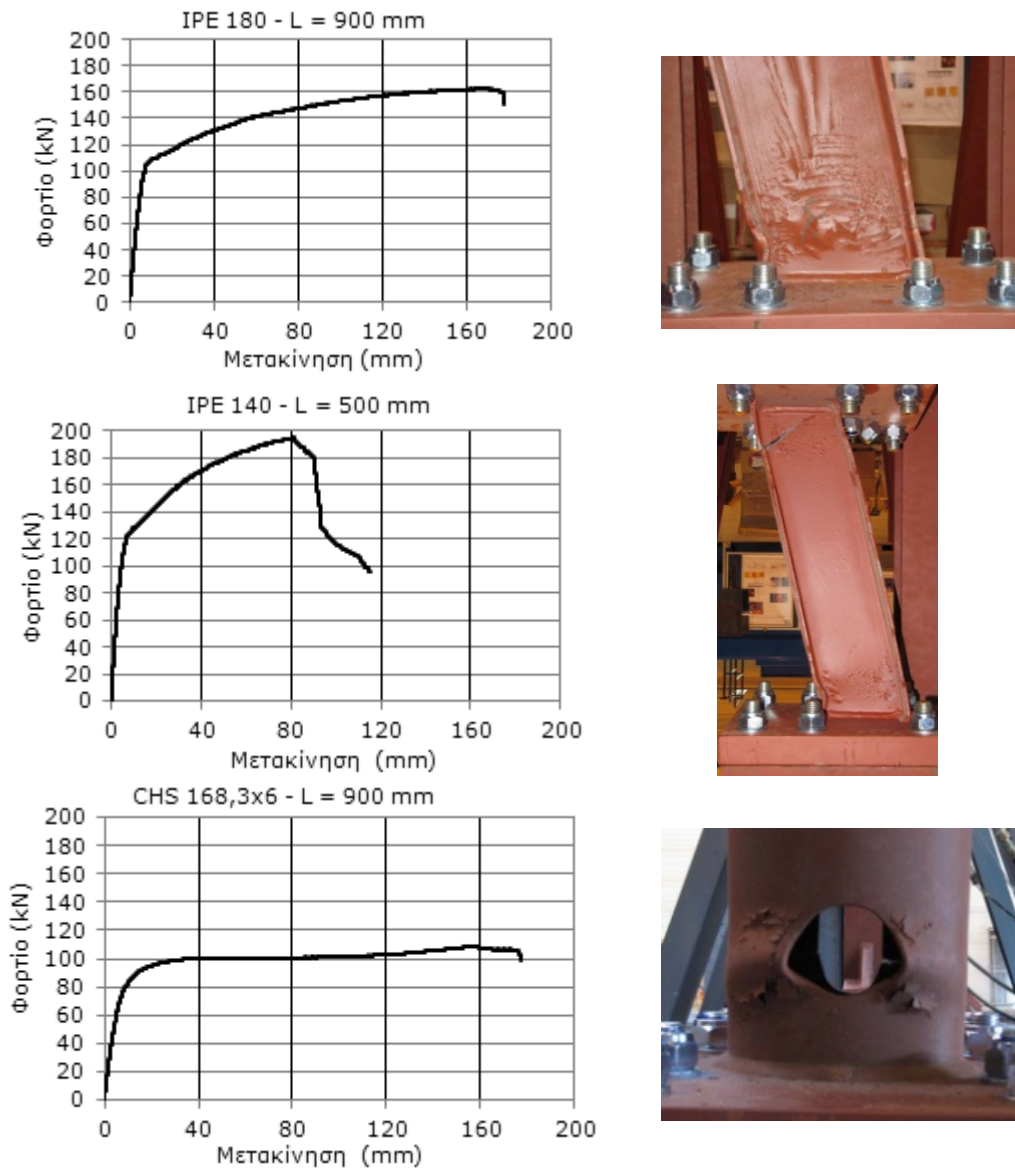
Σχήμα 3.32: Αποτελέσματα δοκιμών εφελκυσμού IPE 140 για τρία δοκίμια A,B,C: α) καμπύλη τάσης - παραμόρφωσης και β) καμπύλη πραγματικής τάσης - πραγματικής παραμόρφωσης

3.5.3 Δοκιμές υπό μονοτονική φόρτιση

Οι πρώτες πειραματικές διερευνήσεις έγιναν υπό μονοτονική φόρτιση κατά την οποία το έμβολο επέβαλλε μια αυξανόμενη οριζόντια μετακίνηση στην άνω δοκό της πειραματικής διάταξης (ισοδύναμη με την κατακόρυφη μετακίνηση του δοκιμίου u όπως ορίστηκε από το στατικό μοντέλο του συστήματος στο Σχήμα 3.9) μέχρι την αστοχία. Κατά τη διάρκεια των δοκιμών η ταχύτητα του εμβόλου ήταν σταθερή και ίση με 0,1mm/s. Πραγματοποιήθηκαν δύο δοκιμές υπό μονοτονική φόρτιση για κάθε τύπο διατομής IPE, SHS και CHS μεγάλου και μεσαίου μήκους για να επιβεβαιωθούν οι αρχικές θεωρήσεις σχετικά με τη συμπεριφορά των δοκών FUSEIS1-1.

Στο Σχήμα 3.33 δίνονται ενδεικτικές καμπύλες φορτίου – μετακίνησης και φωτογραφίες των παραμορφωμένων δοκιμίων με διατομές IPE και CHS, τα αποτελέσματα όλων των δοκιμών συνοψίζονται στο Παράρτημα 1. Ο Πίνακας 3.6 συνοψίζει τις μέγιστες τιμές του φορτίου των δοκιμών V_{test} και τις αντίστοιχες θεωρητικές V_{pl} , V_{th1} , V_{th2} καθώς επίσης και τις τιμές βασικών παραμέτρων όπως η υπεραντοχή Ω , η στροφή τους γ_t και οι συντελεστές ρ και ρ_{RBS} . Παρατηρείται ότι όλες οι δοκοί εμφάνισαν υπεραντοχή με τιμές μεγαλύτερες της μονάδας. Οι μακριές δοκοί IPE 180 και CHS 168,3x6 ($l=900\text{mm}$) επέδειξαν ιδιαίτερα όλκιμη συμπεριφορά με μέγιστες μετακινήσεις πριν την αστοχία Δ_{exp} μεγαλύτερες των 150mm και στροφή γ_t μεγαλύτερη των 0,166rad. Αντίθετα, οι μετακινήσεις των κοντών δοκών IPE 140 και CHS 114,3x6 ($l=500\text{mm}$) έφτασαν μόλις τα 80mm με στροφές μικρότερες των 0,160rad. Το διάγραμμα φορτίου – μετακίνησης της δοκού IPE 140 εμφανίζει σημαντική κράτυνση αμέσως μετά την ελαστική περιοχή πιθανόν λόγω ανάπτυξης υψηλής διατμητικής καταπόνησης. Οι τιμές των συντελεστών ρ της πλήρους και ρ_{RBS} της απομειωμένης διατομής αντίστοιχα είναι αρκετά υψηλές και περίπου ίδιες μεταξύ τους σε κάθε δοκίμιο.

Τα αποτελέσματα των δοκών SHS δεν ήταν ικανοποιητικά καθώς οι συγκολλήσεις των δοκιμίων στις μετωπικές πλάκες δεν ήταν επαρκείς και αστόχησαν πριν την πλαστικοποίηση των RBS (Σχήμα 3.34). Παρόλο που οι συγκολλήσεις είχαν σχεδιαστεί με υπεραντοχή για να εξασφαλιστεί ότι το δοκίμιο θα έχει όλκιμη συμπεριφορά εμφανίστηκαν πρόωρες ρωγμές στη συγκόλληση που οδήγησαν σε απότομη πτώση του φορτίου. Επειδή οι μονοτονικές δοκιμές των δοκών SHS προηγήθηκαν των CHS, πριν τη διεξαγωγή των πειραμάτων των τελευταίων οι συγκολλήσεις ενισχύθηκαν κατάλληλα με επιπλέον στρώσεις για την αποφυγή τέτοιων αστοχιών. Μετά την ενίσχυση τα δοκίμια των κοίλων διατομών εμφάνισαν την αναμενόμενη όλκιμη συμπεριφορά υποδεικνύοντας ότι οι συγκολλήσεις των δοκών FUSEIS1-1 στις μετωπικές πλάκες πρέπει να είναι πλήρους διείδυσης όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.35.



Σχήμα 3.33: Καμπύλες φορτίου – μετακίνησης και παραμόρφωση δοκών υπό μονοτονική φόρτιση

Πίνακας 3.6: Αποτελέσματα δοκιμών υπό μονοτονική φόρτιση

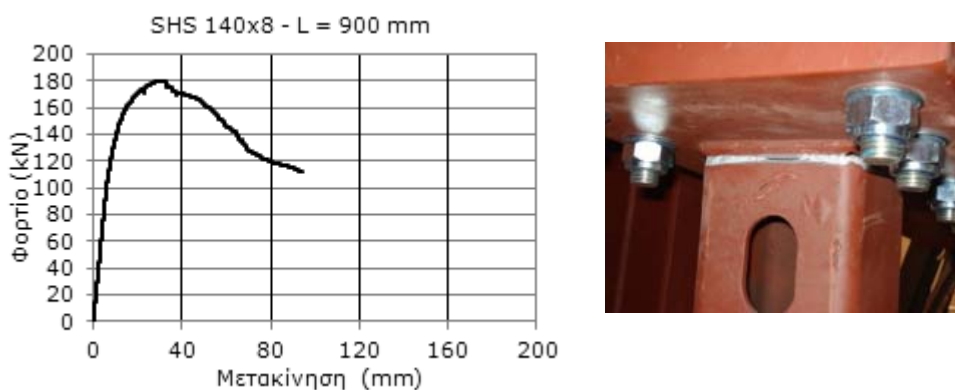
Διατομή	V_{pl} (kN)	$V_{th1} = \frac{2 \cdot M_{pl}}{l}$ (kN)	$V_{th2} = \frac{2 \cdot M_{pl,RBS}}{l_{RBS}}$ (kN)	V_{test} (kN)	Ω^1	γ_t^2 (rad)	ρ^3	ρ_{RBS}^3
IPE 180	187,1	106,5	99,4	162,7	1,6	0,183	3,5	3,8
IPE 140	157,5	126,1	145,7	195,0	1,5	0,160	2,5	2,2
SHS 140x8	427,4	188,4	179,5	179,6	1,0	0,036	4,5	4,8
SHS 100x8	256,7	139,8	161,9	202,4	1,4	0,050	3,7	3,2
CHS 168,3x6	291,5	116,0	95,2	108,8	1,1	0,167	5,0	6,1
CHS 114,3x6	292,1	139,5	145,3	147,6	1,1	0,130	4,2	4,0

Εξισώσεις υπολογισμού παραμέτρων

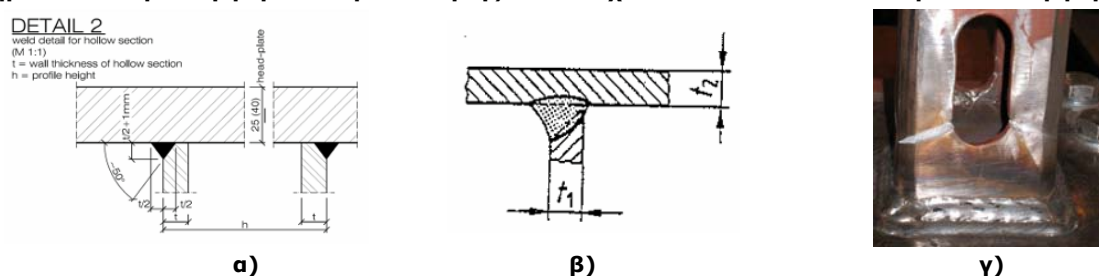
1. Υπεραντοχή $\Omega = \frac{V_{test}}{\min(V_{pl}, V_{th1}, V_{th2})}$

2. Στροφή $\gamma_t = \frac{\Delta_{exp}}{l}$

3. Συντελεστές $\rho = \frac{l}{M_{pl} / V_{pl}}$, $\rho_{RBS} = \frac{l_{RBS}}{M_{pl,RBS} / V_{pl,RBS}}$



Σχήμα 3.34: Καμπύλη φορτίου – μετακίνησης και αστοχία δοκού SHS140x8 υπό μονοτονική φόρτιση

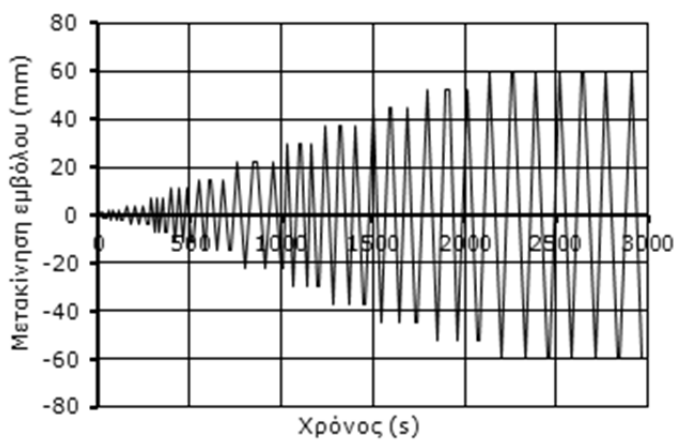


Σχήμα 3.35: Λεπτομέρειες συγκολλήσεων κοίλων διατομών SHS: α) αρχική λεπτομέρεια συγκόλλησης, β) προτεινόμενη λεπτομέρεια συγκόλλησης και γ) αστοχία RBS μετά την ενίσχυση της συγκόλλησης

3.5.4 Δοκιμές υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση

Οι πειραματικές διερευνήσεις υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση διεξήχθησαν βάσει της προτεινόμενης διαδικασίας των ευρωπαϊκών προδιαγραφών ECCS [44] που προβλέπει την επιβολή κύκλων φόρτισης αυξανόμενου εύρους, ελαφρώς τροποποιημένη. Συγκεκριμένα, το πρωτόκολλο φόρτισης που εφαρμόστηκε περιλάμβανε την επιβολή οριζόντιων μετακινήσεων κατά τον άξονα του εμβόλου που ξεκινούσαν από 1,125mm και αυξάνονταν διαδοχικά μέχρι τα 60mm (Σχήμα 3.36). Οι μετακινήσεις υπολογίστηκαν βάσει της γωνιακής παραμόρφωσης (interstory drift) ενός συστήματος FUSEIS1-1 με απόσταση μεταξύ των υποστυλωμάτων 1,50m και ύψος 3,40m (παρ. 3.4).

Αρ. κύκλων	Μετακίνηση u (mm)	Σχ. μετακίνηση ορόφου (%)
3	1,125	0,08
3	2,25	0,15
3	3,75	0,25
3	7,50	0,50
3	11,25	0,75
3	15,00	1,00
3	22,50	1,50
3	30,00	2,00
3	37,50	2,50
3	45,00	3,00
3	52,50	3,50
Μέχρι αστοχία	60,00	4,00



Σχήμα 3.36: Πρωτόκολλο φόρτισης δοκών FUSEIS1-1

Για κάθε δοκίμιο υπολογίστηκε η παραμόρφωση διαρροής (δ_y) η οποία στα περισσότερα δοκίμια αντιστοιχούσε σε γωνιακή παραμόρφωση (interstory drift) 0,25%. Το πρωτόκολλο ξεκινούσε με δυο σειρές κύκλων πριν από τη διαρροή και ακολουθούσαν τριάδες κύκλων από τη διαρροή έως και τη μέγιστη γωνιακή παραμόρφωση ορόφου για την αποφυγή κατάρρευσης που ορίστηκε ίση με 4% ($1500 \times 0,04 = 60$ mm). Σε περίπτωση που στο τέλος του πρωτοκόλλου δεν είχε επέλθει αστοχία, η δοκιμή συνεχιζόταν με κύκλους σταθερού εύρους 60mm. Η ταχύτητα κατά τη διάρκεια των δοκιμών ήταν 0,3mm/s μέχρι $u=7,5$ mm, 1,0mm/s μέχρι $u=30$ mm και 2,0mm/s μέχρι την αστοχία.

Ενδεικτικές καμπύλες φορτίου – μετακίνησης των δοκιμών υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση και οι αντίστοιχες δοκοί σε παραμορφωμένη κατάσταση δίνονται στο Σχήμα 3.37. Σύνοψη όλων των καμπύλων γίνεται στο Παράρτημα 2. Γενικά, παρόλο που όλα τα δοκίμια δεν έφτασαν τη μέγιστη μετακίνηση (60mm), στο σύνολό τους επέδειξαν υψηλή ολκιμότητα και πολύ καλή υστερητική συμπεριφορά. Ορισμένα από αυτά εμφάνισαν πρόωρες ρωγμές και φαινόμενα λυγισμού σε μετακινήσεις 20 - 30mm, με αποτέλεσμα τη σταδιακή πτώση του φορτίου (degradation) και τη μείωση της απορροφούμενης ενέργειας ανά κύκλο. Ο Πίνακας 3.7 συνοψίζει τις μέγιστες τιμές του φορτίου των δοκιμών V_{test} , τις αντίστοιχες θεωρητικές V_{pl} , V_{th1} , V_{th2} , τις τιμές της υπεραντοχής Ω , της στροφής γ_t και τους συντελεστές ρ και ρ_{RBS} . Παρατηρείται ότι σχεδόν όλες οι δοκοί εμφάνισαν υπεραντοχή με τιμές μεγαλύτερες της μονάδας, ενώ όσον αφορά στις στροφές οι δοκοί ίδιου μήκους είχαν παρόμοια συμπεριφορά με μικρότερες τιμές στις μακριές δοκούς. Οι συντελεστές ρ και ρ_{RBS} υπολογίστηκαν κατ' αντιστοιχία με τις δοκιμές υπό μονοτονική φόρτιση.

Πίνακας 3.7: Αποτελέσματα δοκιμών υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση

Διατομή	V_{pl} (kN)	$V_{th1} = \frac{2 \cdot M_{pl}}{l}$ (kN)	$V_{th2} = \frac{2 \cdot M_{pl,RBS}}{l_{RBS}}$ (kN)	V_{test} (kN)	Ω^1	γ_t^2 (rad)	ρ^3	ρ_{RBS}^3
IPE 180	187,1	106,5	99,4	143,5	1,4	0,048	3,5	3,8
IPE 160	188,5	119,7	120,3	146,2	1,2	0,056	3,2	3,1
IPE 140	157,5	126,1	145,7	178,9	1,4	0,070	2,5	2,2
IPE 120 (χωρίς RBS)	122,0	135,8	135,8	156,0	1,3	0,167	1,8	1,8
HEA 140	167,7	110,7	99,6	142,6	1,4	0,064	3,0	3,4
SHS 140x8	427,4	188,4	179,5	185,5	1,0	0,062	4,5	4,8
SHS 120x8	448,4	214,3	215,8	201,3	0,9	0,076	4,2	4,2
SHS 100x8	256,7	139,8	161,9	208,6	1,5	0,082	3,7	3,2
SHS 80x6	185,6	136,0	255,5	159,0	1,2	0,108	2,7	1,5
SHS 80x6 (χωρίς RBS)	185,6	136,0	136,0	173,4	1,3	0,067	2,7	2,7
CHS 168,3x6	291,5	116,0	95,2	96,6	1,0	0,057	5,0	6,1
CHS 139,7x6	334,9	141,1	124,8	109,1	0,9	0,051	4,7	5,4
CHS 114,3x6	292,1	139,5	145,3	135,6	1,0	0,086	4,2	4,0
CHS 88,9x6	123,0	74,9	113,6	124,9	1,7	0,120	3,3	2,2
CHS 88,9x6 (χωρίς RBS)	123,0	74,9	74,9	150,5	2,0	0,093	3,3	3,3

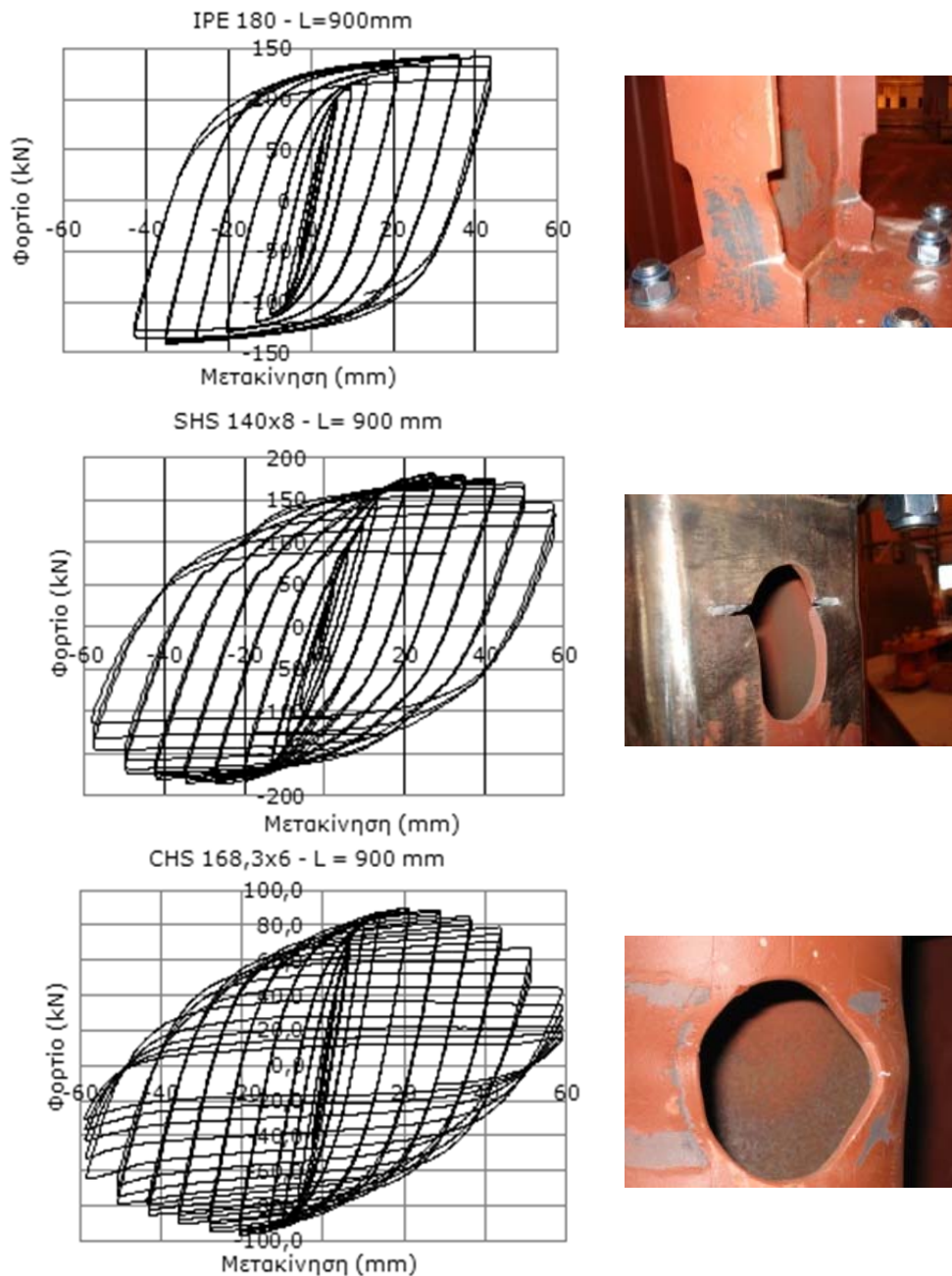
Εξισώσεις υπολογισμού παραμέτρων

1. Υπεραντοχή $\Omega = \frac{V_{test}}{\min(V_{pl}, V_{th1}, V_{th2})}$

2. Στροφή $\gamma_t = \frac{\Delta_{exp}}{l}$, όπου Δ_{exp} μετακίνηση αστοχίας

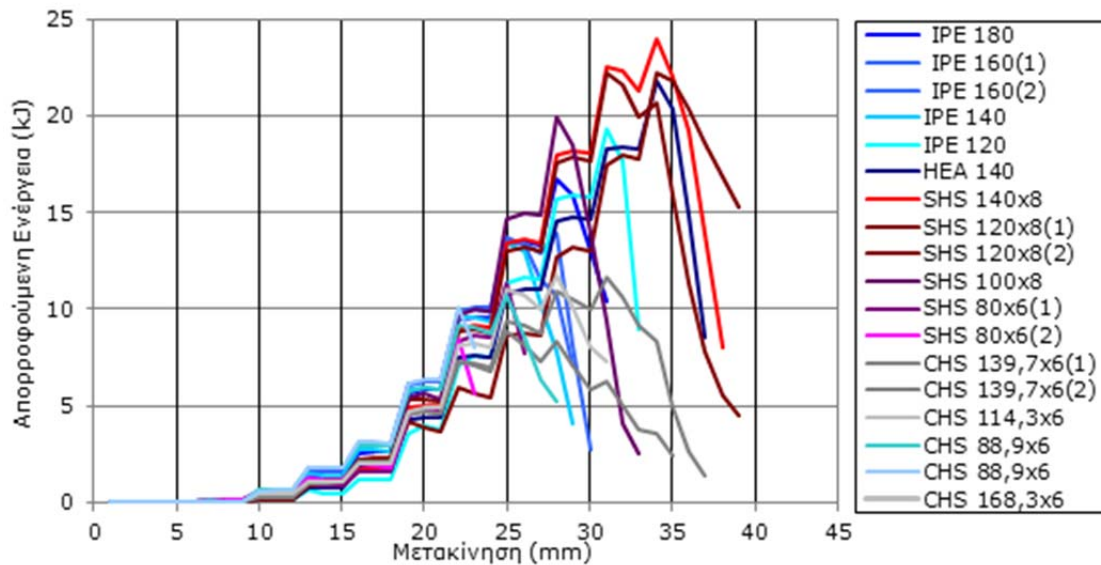
3. Συντελεστές

$$\rho = \frac{l}{M_{pl} / V_{pl}}, \quad \rho_{RBS} = \frac{l_{RBS}}{M_{pl,RBS} / V_{pl,RBS}}$$

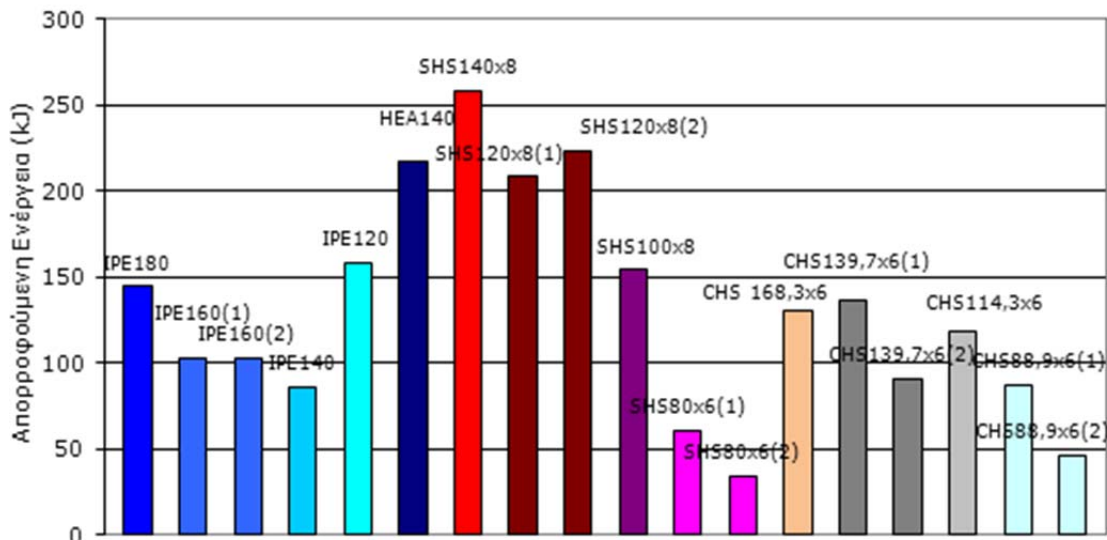


Σχήμα 3.37: Καμπύλες φορτίου – μετακίνησης και δοκίμια σε παραμορφωμένη κατάσταση υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση

Στο Σχήμα 3.38 δίνεται η απορροφούμενη ενέργεια ανά κύκλο φόρτισης, η οποία υπολογίστηκε από την επιφάνεια που εσωκλείει κάθε κύκλος υστέρησης, και στο Σχήμα 3.39 η σύγκριση της συνολικά απορροφούμενης ενέργειας ανά δοκιμή. Είναι εμφανές ότι η απορρόφηση ενέργειας είναι μεγαλύτερη στις δοκούς SHS το οποίο οφείλεται στη μεγαλύτερη ροπή αντίστασης ($W_{pl,RBS}$) των διατομών αυτών σε σχέση με τους άλλους τύπους (Πίνακας 3.4) και στους ιδιαίτερα ομοιόμορφους και διευρυμένους βρόχους υστέρησής τους.



Σχήμα 3.38: Απορροφούμενη ενέργεια ανά κύκλο φόρτισης



Σχήμα 3.39: Συνολική απορροφούμενη ενέργεια ανά δοκιμή

3.5.5 Αδιάστατα διαγράμματα ροπής – στροφής

Όπως αναφέρθηκε σε προηγούμενη παράγραφο τα διαγράμματα δύναμης – μετακίνησης των δοκιμών πραγματικής κλίμακας έπρεπε να μετατραπούν σε αδιάστατα για να είναι δυνατή η σύγκριση και η αξιολόγηση της συμπεριφοράς διαφορετικών τύπων δοκών. Επιπλέον, η μορφή αυτή μπορούσε να χρησιμοποιηθεί στον προσδιορισμό των μη γραμμικών ιδιοτήτων των δοκών και στη σύνταξη σχετικών πινάκων ώστε να είναι εύκολη η εκτέλεση μη γραμμικών αναλύσεων κτιρίων με το σύστημα FUSEIS1-1 σε εμπορικά προγράμματα όπως το SAP2000 [39]. Τα αδιάστατα διαγράμματα προέκυψαν με διαίρεση των ροπών και των παραμορφώσεων των δοκών FUSEIS1-1 των δοκιμών πραγματικής κλίμακας με τις αντίστοιχες τιμές πλαστικής αντοχής ($M/M_{pl,RBS}$ και $\theta/\theta_{pl,RBS}$), λαμβάνοντας υπόψη την πραγματική τάση διαρροής του χάλυβα των εφελκυστικών δοκιμών (Παράρτημα 3). Από το στατικό σύστημα του πλαισίου FUSEIS1-1 υπό οριζόντια φόρτιση (παρ. 3.4) φαίνεται ότι η δοκός συμπεριφέρεται όμοια με μια αμφίπακτη δοκό στο ένα άκρο της οποίας επιβάλλεται κατακόρυφη μετακίνηση, οπότε ισχύουν γενικά οι εξισώσεις (3.17) - (3.19).

$$M = \frac{6 \cdot EI \cdot u}{l^2} \quad (3.17)$$

$$\theta = \frac{u}{l} \quad (3.18)$$

$$\theta = \frac{M \cdot l}{6 \cdot EI} \quad (3.19)$$

όπου EI η καμπτική δυσκαμψία της δοκού και u η κατακόρυφη μετακίνηση στο άκρο.

Επομένως, η πλαστική ροπή αντοχής της απομειωμένης διατομής RBS ($M_{pl,RBS}$) και η πλαστική στρόφη της ($\theta_{pl,RBS}$) υπολογίστηκαν από τις εξισώσεις (3.20) και (3.21) αντίστοιχα.

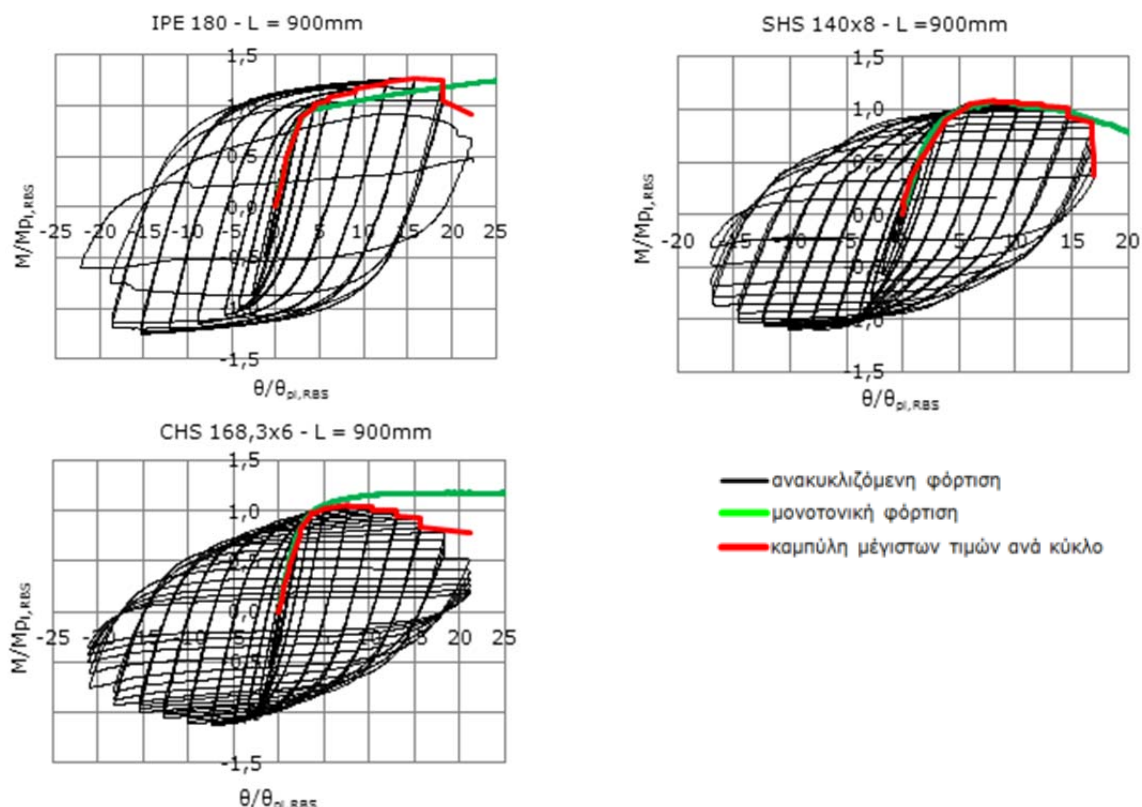
$$M_{pl,RBS} = W_{pl,RBS} \cdot f_y \quad (3.20)$$

$$\theta_{pl,RBS} = \frac{M_{pl,RBS} \cdot l_{RBS}}{6 \cdot EI_{RBS}} \quad (3.21)$$

όπου $W_{pl,RBS}$ η πλαστική ροπή αντίστασης της απομειωμένης διατομής RBS, f_y η πραγματική τάση διαρροής, I_{RBS} η ροπή αδρανείας του RBS και l_{RBS} η αξονική απόσταση των μέσων των RBS (Σχήμα 3.15). Αντίστοιχα, η στρόφη θ και η ροπή M που αναπτύχθηκαν στο απομειωμένο τμήμα της δοκού κατά τη διάρκεια των δοκιμών υπολογίστηκαν από την οριζόντια μετακίνηση (u) και την οριζόντια δύναμη (V) που καταγράφονταν, μέσω των εξισώσεων (3.18) και (3.22).

$$M = V \cdot \frac{l_{RBS}}{2} \quad (3.22)$$

Στο Σχήμα 3.40 δίνονται ενδεικτικά τα αδιάστατα διαγράμματα των δοκιμών υπό μονοτονική και ανακυκλιζόμενη φόρτιση για αντιπροσωπευτικά δοκίμια IPE, SHS και CHS στα οποία ορίζονται οι καμπύλες των μέγιστων τιμών ανά κύκλο (backbone curves) που χρησιμοποιήθηκαν για τον προσδιορισμό των μη γραμμικών ιδιοτήτων κάθε τύπου δοκού (παρ. 4.3.2).



Σχήμα 3.40: Αδιάστατα διαγράμματα ροπής-στρόφης και καμπύλες μέγιστων τιμών ανά κύκλο

Στο Παράρτημα 4 δίνονται τα αποτελέσματα για όλα τα δοκίμια. Συγκρίνοντας τις τρεις καμπύλες, παρατηρείται ότι η μονοτονική φόρτιση αποτελεί μια καλή προσέγγιση της περιβάλλουσας της ανακυκλιζόμενης.

3.6 Πειραματικές διερευνήσεις πλαισίων με δοκούς FUSEIS1-1

Έπειτα από τις πειραματικές διερευνήσεις σε μεμονωμένες δοκούς FUSEIS1-1 και βάσει των πρώτων συμπερασμάτων που προέκυψαν από αυτές, η έρευνα επεκτάθηκε στη μελέτη της καθολικής συμπεριφοράς πλαισίων με δοκούς FUSEIS1-1.

Όπως αναφέρθηκε στην παράγραφο 3.2, στις πρώτες πειραματικές δοκιμές σε πλαίσιο η χρήση ίδιων δοκών είχε σαν αποτέλεσμα την ταυτόχρονη είσοδο όλων των δοκών στην πλαστική περιοχή. Στην πράξη ωστόσο, είναι σημαντικό το σύστημα να μην εξαντλεί την αντοχή του με την είσοδο στην πλαστική περιοχή αλλά η αντίστασή του να αυξάνεται όσο αυξάνεται το σεισμικό φορτίο, ακόμα κι όταν έχουν εμφανιστεί οι πρώτες πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς. Η απαίτηση αυτή εισήγαγε ως νέα παράμετρο σχεδιασμού του συστήματος τη δυνατότητα προοδευτικής αστοχίας. Για την επίτευξη της προοδευτικής αστοχίας στις δοκιμές σε πλαίσια εφαρμόστηκαν διαφορετικές δοκοί καθ' ύψος επιλέγοντας, είτε δοκούς της ίδιας σειράς και μεγέθους, με μεταβολή του μήκους τους, είτε δοκούς ίδιας σειράς και διαφορετικού μεγέθους, με σταθερό μήκος. Εξίσου σημαντικός ήταν και ο καθορισμός των θέσεων σχηματισμού των πλαστικών αρθρώσεων εντός των δοκών, με διαμόρφωση εγκοπών στα άκρα τους (RBS), ώστε να μην καταπονούνται τα υπόλοιπα μέλη.

Στο Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών του ΕΜΠ διεξήχθησαν συνολικά 6 πειράματα πλαισίων FUSEIS1-1 υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση σε πραγματική κλίμακα και 40 δοκιμές εφελκυσμού για τον προσδιορισμό των ιδιοτήτων του υλικού των εξεταζόμενων δοκών. Η πειραματική διάταξη που χρησιμοποιήθηκε σε όλες τις δοκιμές ήταν η ίδια.

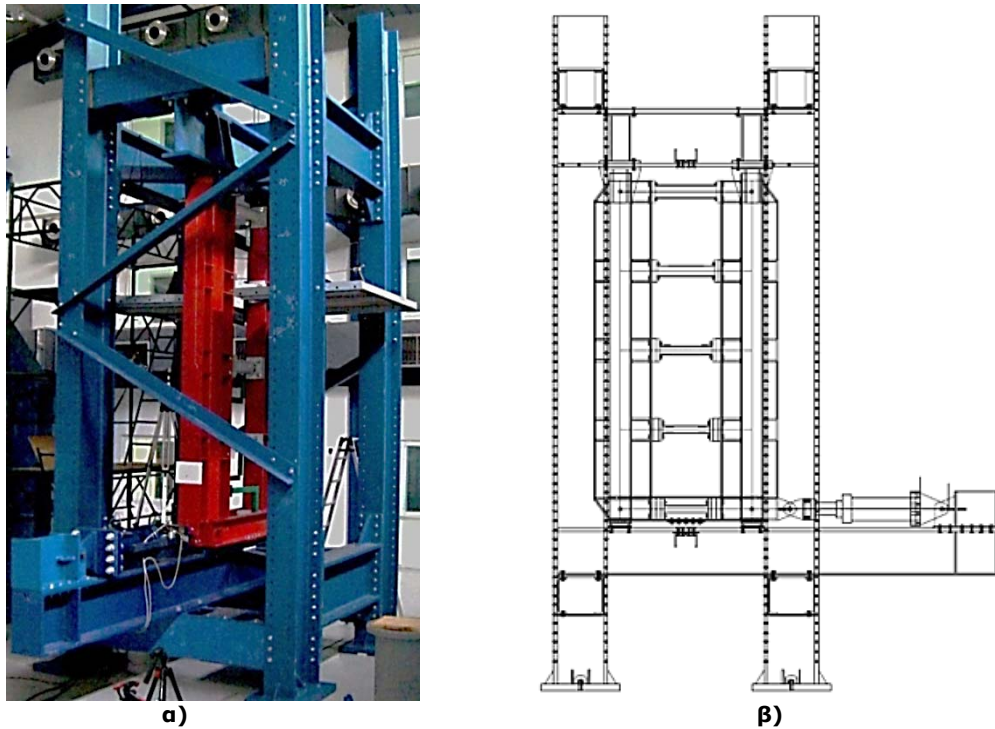
3.6.1 Πειραματική διάταξη

Για τη διεξαγωγή των πειραμάτων χρησιμοποιήθηκε η πειραματική διάταξη που φαίνεται στο Σχήμα 3.41 η οποία περιλάμβανε το πλαίσιο δοκιμών, το εξεταζόμενο πλαίσιο και έναν ηλεκτρικά ελεγχόμενο μέσω υπολογιστή υδραυλικό κύλινδρο (έμβολο) με μέγιστη ικανότητα 500kN σε θλίψη και εφελκυσμό και μέγιστη δυνατότητα μετακίνησης $\pm 250\text{mm}$.

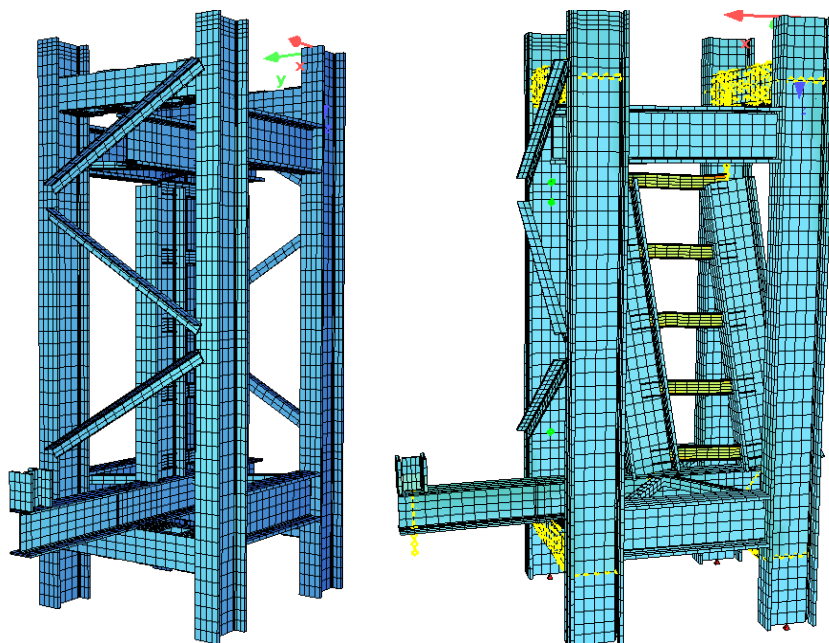
Το τρισδιάστατο πλαίσιο δοκιμών, το οποίο χρησιμοποιήθηκε για πρώτη φορά στις συγκεκριμένες δοκιμές, αποτελούνταν από τέσσερα ισχυρά υποστυλώματα διατομής HEM 600 τα οποία συνδέονταν πλαισιακά με δοκούς HEM 600 στη διεύθυνση της φόρτισης και με διαγώνιους συνδέσμους L 150x18 και οριζόντιες αμφιαρθρωτές δοκούς 2U 400 στην άλλη διεύθυνση. Το εξεταζόμενο πλαίσιο αναρτήθηκε σε δύο θέσεις από μια δοκό HEM 600 που είχε τοποθετηθεί εγκάρσια στις δυο άνω δοκούς 2U 400. Κατά τη διάρκεια των δοκιμών το έμβολο επέβαλλε οριζόντια μετακίνηση στη βάση του ενός υποστυλώματος του εξεταζόμενου πλαισίου ώστε να προσομοιώνεται η σεισμική κίνηση. Το έμβολο στηρίχθηκε σε μια οριζόντια δοκό HEB 500, η οποία εδραζόταν στις δυο κάτω δοκούς 2U 400 και κατέληγε σε πρόβολο, ώστε η μεταφορά του φορτίου από το έμβολο στο εξεταζόμενο πλαίσιο να γίνεται εσωτερικά χωρίς να επηρεάζεται το στατικό σύστημα του πλαισίου δοκιμών.

Για την αποφυγή πιθανών απωλειών στο πλαίσιο δοκιμών στις καταγραφές και για την εξασφάλιση επαρκούς δυσκαμψίας του κατασκευάστηκε αναλυτικό προσομοίωμα της παραπάνω διάταξης με το λογισμικό Sofistik [46]. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.42, το προσομοίωμα αποτύπωνε με ακρίβεια τη γεωμετρία της διάταξης και τις πραγματικές

συνθήκες στήριξης των μελών, λαμβάνοντας υπόψη τις ανοχές των οπών και τις εκκενρότητες. Όσον αφορά στη φόρτιση, ενσωματώθηκε στο μοντέλο και το εξεταζόμενο πλαίσιο στο οποίο επιβλήθηκε φορτίο ίσο με τη μέγιστη ικανότητα του εμβόλου (500kN) με συντελεστή ασφαλείας 1,35. Οι αναλύσεις αυτές υπέδειξαν ότι ήταν απαραίτητες κάποιες τροποποιήσεις του πλαισίου δοκιμών όπως η σύνδεση των δοκών 2U 400 με συγκόλληση μεταλλικών ελασμάτων κατά μήκος τους, ώστε να λειτουργούν ως ενιαία διατομή κιβωτίου, και η προσθήκη οριζόντιων χιαστί συνδέσμων L 150x18 στη στάθμη του εμβόλου και στη στάθμη ανάρτησης του εξεταζόμενου πλαισίου.



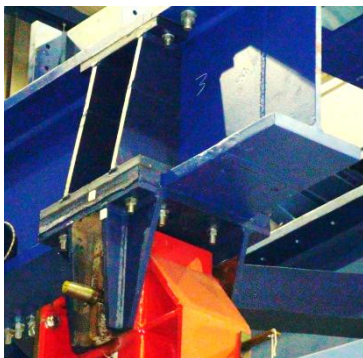
Σχήμα 3.41: Πειραματική διάταξη: α) φωτογραφία από εργαστήριο και β) σκαρίφημα όψης παράλληλα στο εξεταζόμενο πλαίσιο



Σχήμα 3.42: Αναλυτικό προσομοίωμα πειραματικής διάταξης

Το σύστημα εξεταζόμενου πλαισίου – δοκού ανάρτησης ισοδυναμεί με τη σύνδεση των υποστυλωμάτων του συστήματος με το διάφραγμα της πάνω πλάκας του ορόφου, ώστε κατά τη διάρκεια της φόρτισης να προσομοιώνεται η αντίσταση της αδρανειακής της μάζας που αναπτύσσεται λόγω της μετακίνησης του εδάφους. Στις θέσεις ανάρτησης, όπου τα αναμενόμενα φορτία ήταν σχετικά μεγάλα, απαιτήθηκε ενίσχυση της δοκού και κατάλληλη διαμόρφωση του κόμβου ώστε να εξασφαλίζεται το οριζόντιο σχετικό αμετάθετο μεταξύ των δύο υποστυλωμάτων. Η ενίσχυση της οριζόντιας δοκού περιλάμβανε νευρώσεις εκατέρωθεν του κορμού και ενισχυτικά ελάσματα στα πέλματα (Σχήμα 3.43α) για την ομοιόμορφη κατανομή των φορτίων στα δύο πέλματα αλλά και για να προστατευτεί η δοκός από τοπικές αστοχίες. Αντίστοιχα, επειδή η σύνδεση των υποστυλωμάτων του συστήματος στη δοκό έπρεπε να είναι αρθρωτή ώστε να αποφευχθεί η μεταφορά ροπών σε αυτή, κατασκευάστηκε μια ειδική κεφαλή με πείρο (Σχήμα 3.43α). Για να ελαχιστοποιηθούν οι παρασιτικές διαφορικές μετακινήσεις μεταξύ της κεφαλής και του υποστυλώματος FUSEIS1-1, ο πείρος ήταν σχεδόν εφαρμοστός με ανοχή οπής 1mm. Λόγω της μικρής ανοχής η τοποθέτησή του έγινε με κρούση και με χρήση κατάλληλου λιπαντικού, για τη μείωση των τριβών, και παράλληλα στο ένα άκρο του διαμορφώθηκε κωνική κεφαλή. Επιπλέον, εγκάρσιοι κοχλίες M6 στα άκρα του, που λειτουργούσαν σαν ασφάλειες, περιόριζαν τις ολισθήσεις του κατά τη διάρκεια των δοκιμών.

Ομοίως, για την προσομοίωση του διαφράγματος στη βάση των υποστυλωμάτων FUSEIS1-1 χρησιμοποιήθηκαν δύο οριζόντιες δοκοί UPN 260 (Σχήμα 3.43β). Οι δοκοί αυτές συνδέονταν με τα υποστυλώματα αρθρωτά μέσω πείρων και μεταξύ τους μέσω μεταλλικής πλάκας ώστε να εξασφαλίζεται επιπλέον και στρεπτική σύνδεση στα υποστυλώματα. Επειδή κατά την αντικατάσταση των δοκιμών οι δοκοί αυτές έπρεπε να αφαιρούνται και να επανατοποθετούνται, οι πείροι δεν ήταν εφαρμοστοί και η οπή είχε μεγάλη ανοχή της τάξεως των 3mm. Το ενδιάμεσο κενό συμπλήρωνε manson από ορείχαλκο για περιορισμό των τριβών. Το κάτω μέρος των υποστυλωμάτων FUSEIS1-1 κατέληγε σε μια κατακόρυφη μεταλλική προεξοχή η οποία διερχόταν ανάμεσα από διαμήκεις οδηγούς διατομής U (Σχήμα 3.43γ) ώστε αφενός να επιτρέπεται η οριζόντια κίνηση του πλαισίου και αφετέρου να εμποδίζεται η εκτροπή του και η στροφή των υποστυλωμάτων.



α)



β)



γ)

Σχήμα 3.43: Λεπτομέρειες πειραματικής διάταξης: α) κεφαλή υποστυλωμάτων, β) οριζόντιες συνδετήριες δοκοί UPN 260 και γ) οριζόντιες δοκοί οδηγοί

Ο υδραυλικός κύλινδρος συνδεόταν στο ένα άκρο με το εξεταζόμενο πλαίσιο και στο άλλο στη δοκό – πρόβολο του πλαισίου δοκιμών μέσω ισχυρού κόμβου (Σχήμα 3.44). Και οι δυο αυτές συνδέσεις ήταν αρθρωτές με πείρους για μεταφορά μόνο οριζόντιων δυνάμεων. Πριν από κάθε δοκιμή ο υδραυλικός κύλινδρος ρυθμιζόταν στο κέντρο της διαδρομής του (θέση μηδενισμού). Μετά την ολοκλήρωσή της και πριν την πραγματοποίηση της επόμενης, τα μέλη

του πλαισίου δοκιμών ελέγχονταν, ώστε να εξασφαλιστεί ότι δεν είχε αλλοιωθεί η γεωμετρία τους και δεν είχαν σημειωθεί πλαστικές παραμορφώσεις.



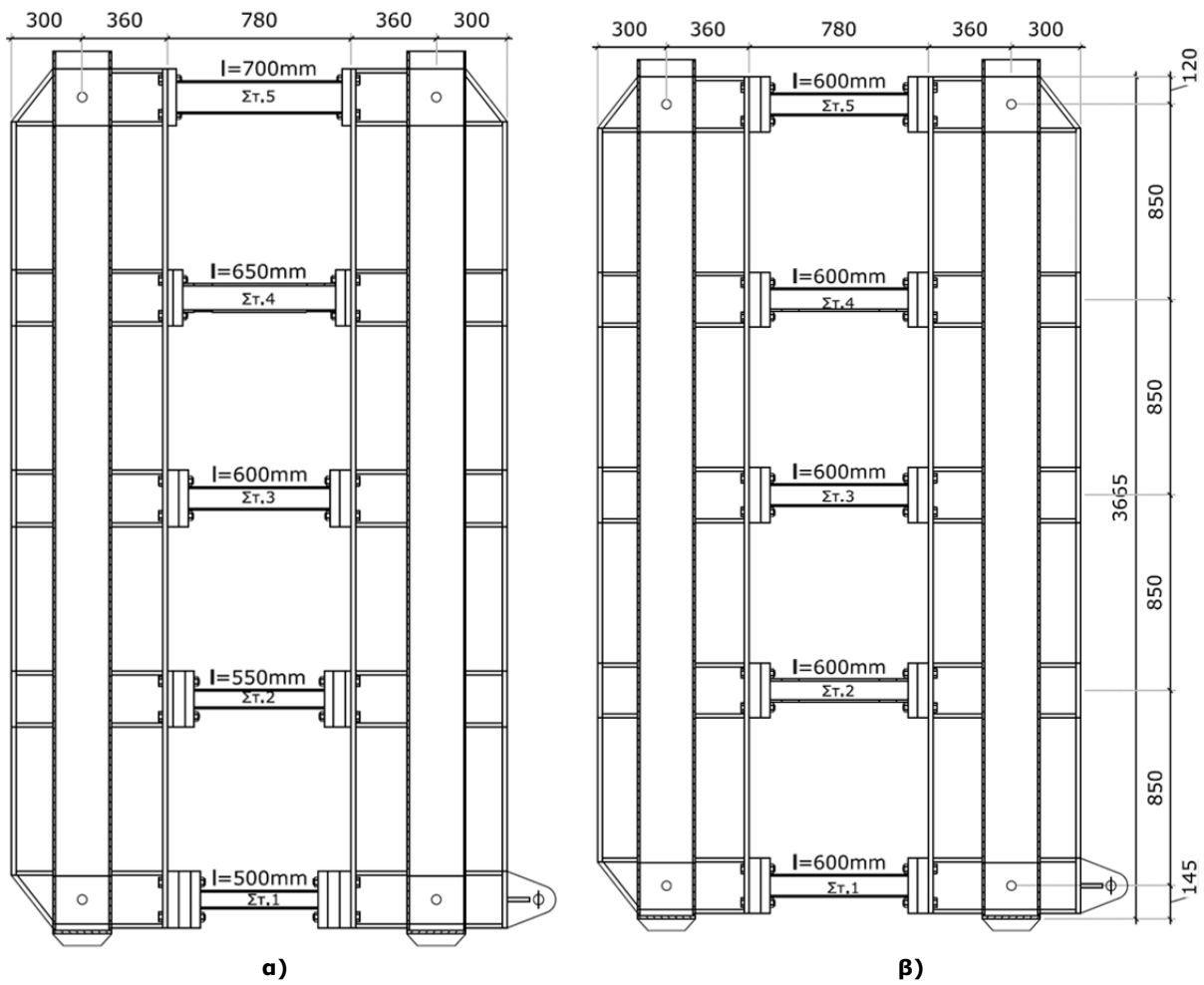
Σχήμα 3.44: Υδραυλικό έμβολο

3.6.2 Δοκίμια

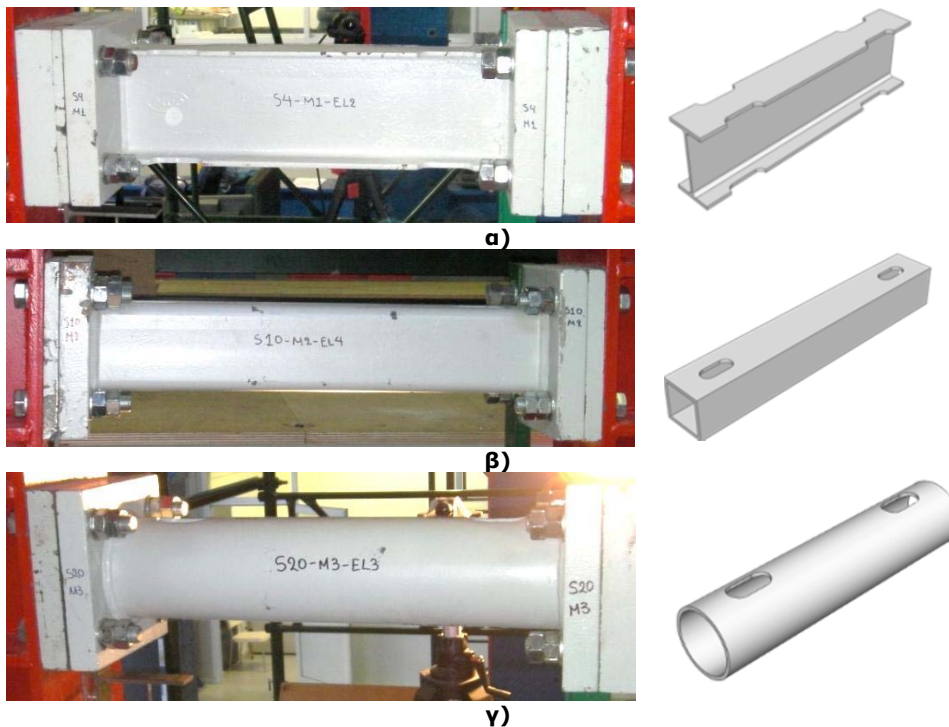
Το πλαίσιο που εξετάστηκε ανήκε σε πραγματικό κτίριο και η γεωμετρία του και οι διατομές των δομικών στοιχείων του προέκυψαν έπειτα από την ανάλυσή του βάσει των EN1993-1 [43] και EN1998-1-1 [28]. Κατ' αντιστοιχία με τις αρχικές πειραματικές διερευνήσεις χρησιμοποιήθηκαν δύο υποστυλώματα ύψους 3,40m με απόσταση 1,50m μεταξύ των στηρίξεών τους που συνδέονταν άκαμπτα καθ' ύψος με πέντε ολόσωμες δοκούς (Σχήμα 3.45).

Η σύνδεση των δοκών στα υποστυλώματα ήταν κοχλιωτή με μετωπικές πλάκες για να διευκολύνεται η αντικατάστασή τους μεταξύ των δοκιμών. Η συγκόλληση των δοκών στις μετωπικές πλάκες ήταν πλήρους διείσδυσης σύμφωνα με τη λεπτομέρεια που εφαρμόστηκε στις δοκιμές των μεμονωμένων δοκών και δίνεται στο Σχήμα 3.35β. Το υλικό των υποστυλωμάτων και των μετωπικών πλακών ήταν χάλυβας ποιότητας S355, ενώ των δοκιμίων χαμηλότερης ποιότητας S235.

Για την εξασφάλιση επαρκούς δυσκαμψίας του πλαισίου χρησιμοποιήθηκαν υποστυλώματα σύνθετης διατομής που περιλάμβαναν μια κοίλη διατομή SHS 250x10 με συγκολλημένες εκατέρωθεν δυο διατομές τύπου T και οριζόντια ενισχυτικά ελάσματα στις θέσεις των δοκών. Λόγω του μεγάλου μεγέθους και του βάρους των υποστυλωμάτων, η τοποθέτησή τους στο πλαίσιο δοκιμών έγινε με γερανό, ήταν αρκετά χρονοβόρα και απαιτούσε ιδιαίτερη προσοχή και ακρίβεια. Επειδή τα υποστυλώματα ήταν αρκετά δύσκαμπτα και η σύνδεσή τους στο πλαίσιο δοκιμών αρθρωτή (Σχήμα 3.43a), η αντίσταση του συστήματος καθοριζόταν σχεδόν αποκλειστικά από την δυσκαμψία των δοκών και τη λειτουργία της Vierendeel. Οι τύποι δοκών που χρησιμοποιήθηκαν ήταν IPE, SHS και CHS, αντίστοιχα με τις πειραματικές διερευνήσεις σε μεμονωμένες δοκούς της προηγούμενης παραγράφου, και είχαν εγκοπές στα άκρα (RBS), Σχήμα 3.46. Το μήκος και η απόσταση του RBS από το άκρο ήταν ίδια για όλα τα δοκίμια, ενώ το βάθος εγκοπής ήταν περίπου ίσο με το 30% του πλάτους του πέλματος του δοκιμίου (Πίνακας 3.8).



Σχήμα 3.45: Εξεταζόμενα συστήματα: α) M1-M3 και β) A1-A3



Σχήμα 3.46: Δοκοί FUSEIS1-1 εντός του συστήματος: α) ανοιχτής διατομής IPE, β) τετράγωνης κοίλης διατομής SHS και γ) κυκλικής κοίλης διατομής CHS

Πίνακας 3.8: Ιδιότητες απομειωμένης διατομής δοκιμίων

Διατομή	Απομείωση διατομής (RBS)			Αδρανειακά μεγέθη	
	a (mm)	b (mm)	g (mm)	$W_{pl,RBS}$ (cm ³)	I_{RBS} (cm ⁴)
IPE 120	0	0	0	60,73	317,80
IPE 140	50	75	12	66,30	394,38
IPE 160	50	75	13,5	93,41	636,48
IPE 180	50	75	15	125,12	961,74
SHS 80x6	0	0	0	47,76	156,40
SHS 80x6	50	75	13,5	37,40	118,70
SHS 100x8	50	75	16,5	73,89	287,59
SHS 120x8	50	75	20	110,62	525,26
SHS 140x8	50	75	22,5	156,81	880,98
CHS 88,9x6	0	0	0	41,31	134,94
CHS 88,9x6	50	75	15	26,11	73,32
CHS 114,3x6	50	75	17,5	47,71	176,93
CHS 139,7x6	50	75	22,5	71,23	322,78
CHS 168,3x6	50	75	27,5	104,56	573,86

Για να είναι δυνατή η σύγκριση της συμπεριφοράς των διαφορετικών τύπων δοκών τα εξεταζόμενα πλαίσια είχαν περίπου την ίδια δυσκαμψία και αντοχή. Με στόχο την προοδευτική αστοχία των δοκιμίων, οι δοκιμές χωρίστηκαν σε δυο κατηγορίες καταλήγοντας συνολικά σε 6 δοκιμές (Πίνακας 3.9). Στην πρώτη εφαρμόστηκαν δοκοί της ίδιας σειράς και μεγέθους με μεταβολή του μήκους τους που κυμαινόταν από 500-700mm (Σχήμα 3.45α, M1-M3) και στη δεύτερη δοκοί της ίδιας σειράς και διαφορετικού μεγέθους με σταθερό μήκος 600mm (Σχήμα 3.45β, A1-A3), τοποθετημένες σε φθίνουσα σειρά καθ' ύψος ξεκινώντας από τη βάση των υποστυλωμάτων (στάθμη 1-5). Επιδιώκοντας η απορρόφηση ενέργειας και ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων να λαμβάνει χώρα μέσω καμπτικού μηχανισμού εντός των RBS τα παραπάνω μήκη επιλέχθηκαν με κριτήριο $I_{RBS} \geq 2 \cdot M_{pl,RBS} / V_{pl,RBS}$. Δεδομένου ότι η καθαρή απόσταση μεταξύ των υποστυλωμάτων ήταν σταθερή και ίση με 780mm, η προσαρμογή του μήκους των δοκιμίων γινόταν με χρήση πρόσθετων μεταλλικών πλακών ποιότητας S355 (Σχήμα 3.46). Αναλυτικά σχέδια του εξεταζόμενου πλαισίου και όλων των δοκιμίων δίνονται στο Παράρτημα 8.

Πίνακας 3.9: Μητρώο δοκιμών

Δοκιμές με μεταβλητά μήκη							
Δοκιμή	Διατομή	l (mm)	l (mm)	l (mm)	l (mm)	l (mm)	
M1	IPE 160	700	650	600	550	500	
M2	SHS 120x8	700	650	600	550	500	
M3	CHS 139,7x6	700	650	600	550	500	
Δοκιμές με σταθερό μήκος							
Δοκιμή	l (mm)	Σειρά διατομής	Μέγεθος				
A1	600	IPE	180	160	140	140	120 (χωρίς RBS)
A2	600	SHS	140x8	120x8	100x8	80x6 (χωρίς RBS)	80x6
A3	600	CHS	168,3x6	139,7x6	114,3x6	88,9x6 (χωρίς RBS)	88,9x6

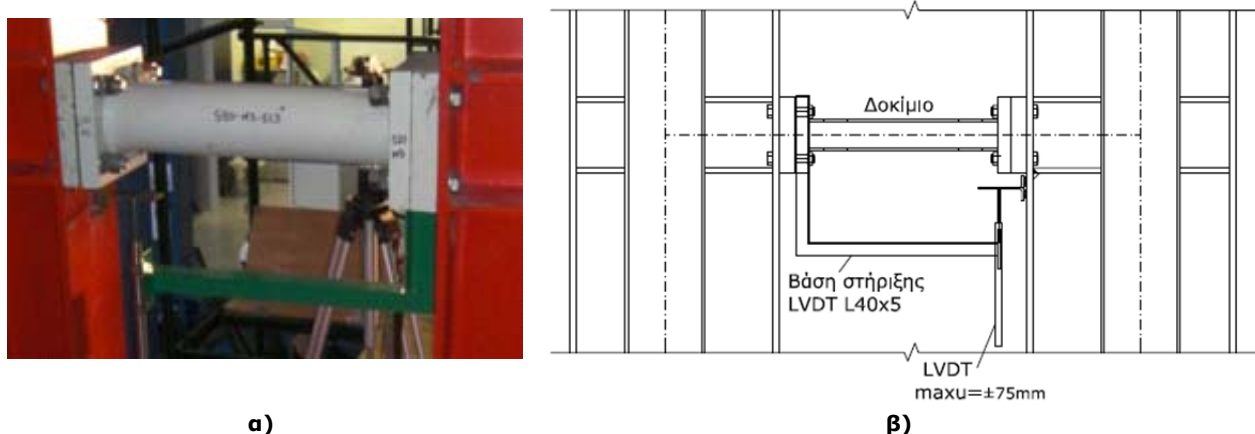
3.6.3 Μεγέθη και ακρίβεια καταγραφών

Τα μεγέθη που καταγράφονταν ήταν το φορτίο και η μετακίνηση στην κεφαλή του υδραυλικού κυλίνδρου (εμβόλου), οι οριζόντιες μετακινήσεις στην κορυφή του πλαισίου δοκιμών και οι εγκάρσιες διαφορικές μετακινήσεις στα άκρα των δοκιμών.

Κατά τη διάρκεια των δοκιμών, μία δυναμοκυψέλη (load cell) που είχε τοποθετηθεί στην κεφαλή του εμβόλου, κατέγραφε το φορτίο που ασκούσε το έμβολο στο εξεταζόμενο πλαίσιο ενώ παράλληλα ένα ηλεκτρονικό βελόμετρο μετρούσε τη σχετική μετακίνηση της κεφαλής, δηλαδή τη μετακίνησή της σε σχέση με τη θέση μηδενισμού. Από αυτά τα μεγέθη χαραχτήκαν στη συνέχεια οι καμπύλες φορτίου - μετακίνησης. Ενώ η καταγραφή του φορτίου ήταν αξιόπιστη, με τη μέτρηση της σχετικής μετακίνησης της κεφαλής του εμβόλου δε συνέβαινε το ίδιο, καθώς λόγω της πολυπλοκότητας της διάταξης υπήρχαν αρκετές αιτίες πιθανών απωλειών όπως η ελαστικότητα και οι ανοχές του πλαισίου δοκιμών, οι ανοχές στις συνδέσεις του εξεταζόμενου πλαισίου με το πλαίσιο δοκιμών και το έμβολο και οι ανοχές και οι κατασκευαστικές ατέλειες στις συνδέσεις των δοκιμών με τα υποστυλώματα. Για να περιοριστούν οι απώλειες στις συνδέσεις του εξεταζόμενου πλαισίου με το έμβολο και το πλαίσιο δοκιμών, οι πείροι έγιναν σχεδόν εφαρμοστοί. Οι οριζόντιες μετακινήσεις στην κορυφή του πλαισίου δοκιμών καταγράφονταν με ηλεκτρονικά βελόμετρα μέγιστης μετακίνησης $\pm 50\text{mm}$ (LVDT - Linear Variable Differential Transformer).

Το βασικότερο πρόβλημα των μετρήσεων ωστόσο αφορούσε στη σύνδεση των δοκών FUSEIS1-1 με τα υποστυλώματα του συστήματος. Κατασκευαστικά λάθη όπως μικρότερο ή μεγαλύτερο μήκος δοκιμών, ατέλειες όπως αρχικές παραμορφώσεις των δοκιμών, των μετωπικών πλακών και των υποστυλωμάτων κατά τη συγκόλληση ή/και τη μεταφορά και παραμένουσες παραμορφώσεις από την επανάληψη των πειραμάτων, αφενός δυσκόλευαν τη συναρμολόγηση του πλαισίου και αφετέρου δημιουργούσαν κενά στη συναρμογή μετωπικών πλακών - υποστυλωμάτων. Οι αποκλίσεις στο μήκος επιλύθηκαν εν μέρει με χρήση πρόσθετων μεταλλικών πλακών πάχους μερικών χιλιοστών (filler plates). Στις δοκιμές με δοκίμια μεταβλητού μήκους ωστόσο η σύνδεση πολλών πλακών σε σειρά προκάλεσε αποκλίσεις σε στροφή λόγω προβλημάτων επιπεδότητας που εμφάνισαν αρκετές από αυτές. Για την επίτευξη καλύτερης συναρμογής μετωπικών πλακών - υποστυλωμάτων πριν από κάθε δοκιμή γινόταν προένταση των κοχλιών. Μικρομετακινήσεις προήλθαν και από τις ανοχές των συνδέσεων αυτών όπου εφαρμόστηκαν οι προδιαγραφές κανονικών οπών για διευκόλυνση της αντικατάστασης των δοκιμών.

Όλα τα παραπάνω θέματα στη σύνδεση δοκών - υποστυλωμάτων δεν αποτελούν προβλήματα της συγκεκριμένης διάταξης μόνο αλλά ανταποκρίνονται στις πραγματικές συνθήκες συναρμολόγησης του πλαισίου FUSEIS1-1 σε κτίριο, γι' αυτό και δεν έγινε προσπάθεια εξάλειψής τους παρόλο που επηρέασαν μερικώς τις καταγραφές των οργάνων. Αντίθετα, πραγματοποιήθηκαν επιπλέον μετρήσεις των εγκάρσιων διαφορικών μετακινήσεων στα άκρα των δοκιμών οι οποίες ήταν απαλλαγμένες από τις παρασιτικές μετακινήσεις και όπως θα δούμε στη συνέχεια, χρησιμοποιήθηκαν για την εξαγωγή των τελικών καμπύλων φορτίου - μετακίνησης του εξεταζόμενου πλαισίου. Οι μετρήσεις αυτές έγιναν με ηλεκτρονικά βελόμετρα (LVDT) μέγιστης μετακίνησης $\pm 75\text{mm}$ τοποθετημένα σε ειδικές βάσεις L 40x5 όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.47. Οι μόνες αποκλίσεις που εμπεριείχαν οφείλονταν στη σχετική ολίσθηση των μετωπικών πλακών και στις κατασκευαστικές ανοχές των οπών.



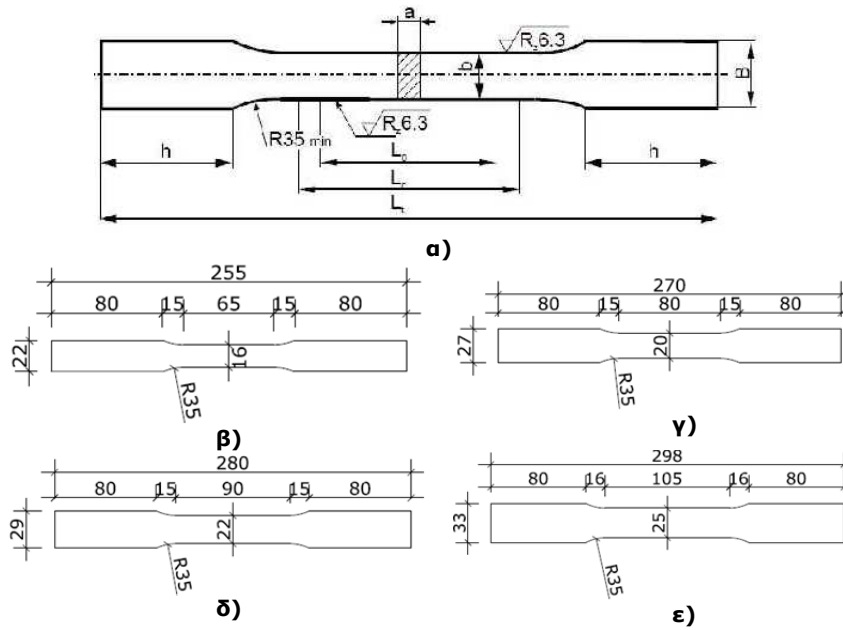
Σχήμα 3.47: Μέτρηση εγκάρσιων διαφορικών μετακινήσεων στα άκρα των δοκιμών: α) φωτογραφία από εργαστήριο και β) σκαρίφημα όψης παράλληλα στο εξεταζόμενο πλαίσιο

3.6.4 Δοκιμές εφελκυσμού υλικού

Παράλληλα με τις δοκιμές των πλαισίων σε πραγματική κλίμακα διεξήχθησαν δοκιμές εφελκυσμού για την εκτίμηση των ιδιοτήτων του υλικού των εξεταζόμενων δοκών. Οι δοκιμές αυτές έγιναν με χρήση κατάλληλης υδραυλικής μηχανής με έλεγχο μετακίνησης. Πραγματοποιήθηκαν συνολικά 40 δοκιμές σε μικρά εφελκυστικά δοκίμια, τα οποία κατασκευάστηκαν για κάθε τύπο δοκού. Η γεωμετρία των δοκιμίων καθορίστηκε από τις προδιαγραφές DIN 50125 [42] (Σχήμα 3.48α) και προέκυψαν τέσσερις τύποι δοκιμίων SM1-SM4 βάσει του πάχους του υπό εξέταση τμήματος της διατομής, κορμού ή πέλματος, (Σχήμα 3.48β,γ,δ,ε, Πίνακας 3.10).

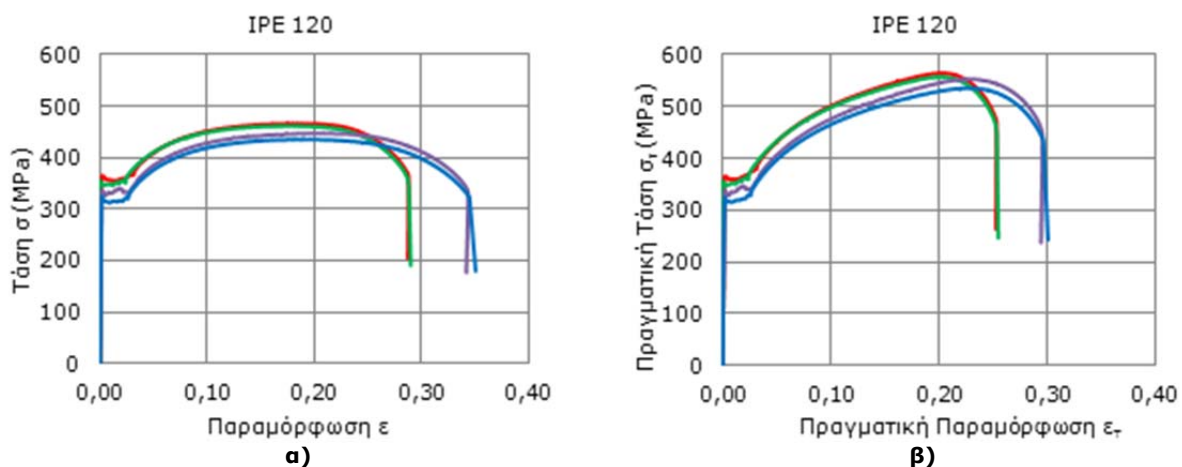
Πίνακας 3.10: Αποτελέσματα εφελκυστικών δοκιμών

Διατομή	Πλήθος δοκιμών	Τύπος δοκιμών	Όριο διαρροής (MPa)	Τάση θραύσης (MPa)
IPE 180	4	SM1,SM4	340,0	490,1
IPE 160	4	SM1,SM3	346,5	456,0
IPE 140	4	SM1,SM3	346,2	431,3
IPE 120	4	SM1,SM2	333,4	494,5
SHS 140x8	3	SM4	372,7	427,6
SHS 120x8	3	SM4	436,0	515,4
SHS 100x8	3	SM4	379,6	475,0
SHS 80x6	3	SM2	340,3	438,6
CHS 168,3x6	3	SM2	298,8	370,6
CHS 139,7x6	3	SM2	401,0	480,9
CHS 114,3x6	3	SM2	270,8	342,3
CHS 88,9x6	3	SM2	281,9	429,4
Ονομαστικές τιμές			235,0	360,0



Σχήμα 3.48: Εφελκυστικό δοκίμιο: α) γεωμετρία κατά DIN 50125 [45], β) δοκίμιο SM1, γ) δοκίμιο SM2, δ) δοκίμιο SM3 και ε) δοκίμιο SM4

Όπως αναφέρθηκε στην παράγραφο 3.6.2 για το υλικό των δοκών επιλέχθηκε χάλυβας χαμηλής ποιότητας S235. Το όριο διαρροής (f_y) και η τάση θραύσης (f_u) του χάλυβα για κάθε τύπο διατομής προσδιορίστηκαν από τις καμπύλες τάσεων - παραμορφώσεων ($\sigma - \epsilon$). Ο Πίνακας 3.10 περιλαμβάνει επιπλέον τις μέσες τιμές του ορίου διαρροής (f_y) και της τάσης θραύσης (f_u) για κάθε τύπο διατομής, οι οποίες είναι σε όλες τις περιπτώσεις μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες ονομαστικές τιμές. Σε γενικές γραμμές, τα δοκίμια παρουσίασαν αντίστοιχη συμπεριφορά με τις δοκιμές της παραγράφου 3.5.2 με υψηλότερες τιμές στις κοίλες διατομές. Για τις περαιτέρω αναλύσεις οι αρχικές καμπύλες τάσεων - παραμορφώσεων ($\sigma - \epsilon$) μετατράπηκαν σε καμπύλες πραγματικών τάσεων - πραγματικών παραμορφώσεων ($\sigma_T - \epsilon_T$). Οι παραπάνω καμπύλες τάσεων - παραμορφώσεων και φωτογραφίες του δοκιμίου κατά τη διάρκεια και το τέλος της δοκιμής παρουσιάζονται ενδεικτικά για την δοκό IPE 120 στα Σχήματα 3.49 και 3.50, ενώ οι αντίστοιχες καμπύλες για το σύνολο των δοκιμών δίνονται στο Παράρτημα 6.



Σχήμα 3.49: Αποτελέσματα δοκιμής εφελκυσμού δοκού IPE 120: α) Καμπύλη τάσης - παραμόρφωσης και β) Καμπύλη πραγματικής τάσης- πραγματικής παραμόρφωσης

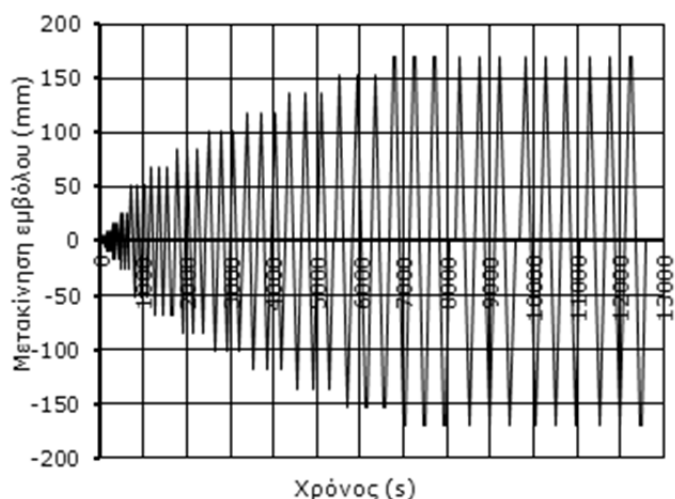


Σχήμα 3.50: Δοκίμιο SM1 δοκού IPE 120 πριν και μετά τη δοκιμή εφελκυσμού

3.6.5 Δοκιμές υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση

Στις πειραματικές διερευνήσεις των πλαισίων FUSEIS1-1 υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση, εφαρμόστηκε τροποποιημένο πρωτόκολλο ECCS με αυξανόμενου εύρους οριζόντια μετακίνηση του εμβόλου και σταθερή ταχύτητα 1,5mm/s (Σχήμα 3.51). Όμοια με τις δοκιμές σε μεμονωμένες δοκούς, το μητρώο περιλάμβανε ομάδες των τριών κύκλων ίσης μετακίνησης και ενδιάμεσες παύσεις 5s μεταξύ κύκλων ίσου εύρους, και 10s όταν το εύρος αυξανόταν. Η μέγιστη τιμή κάθε τριάδας υπολογίστηκε από την αντίστοιχη γωνιακή παραμόρφωση ορόφου (interstory drift). Οι μετακινήσεις στις δυο πρώτες τριάδες βρίσκονταν στην ελαστική περιοχή και αυξάνονταν σταδιακά μέχρι η γωνιακή παραμόρφωση ορόφων (interstory drift) να φτάσει το 5% που αντιστοιχεί σε οριζόντια μετακίνηση περίπου 170mm. Μετά τη μέγιστη τιμή προστέθηκε συμπληρωματικά στο πρωτόκολλο μια σειρά επαναλαμβανόμενων κύκλων σταθερού εύρους 170mm που επιβαλλόταν μέχρι να εμφανιστεί σημαντική πτώση της αντίστασης του πλαισίου.

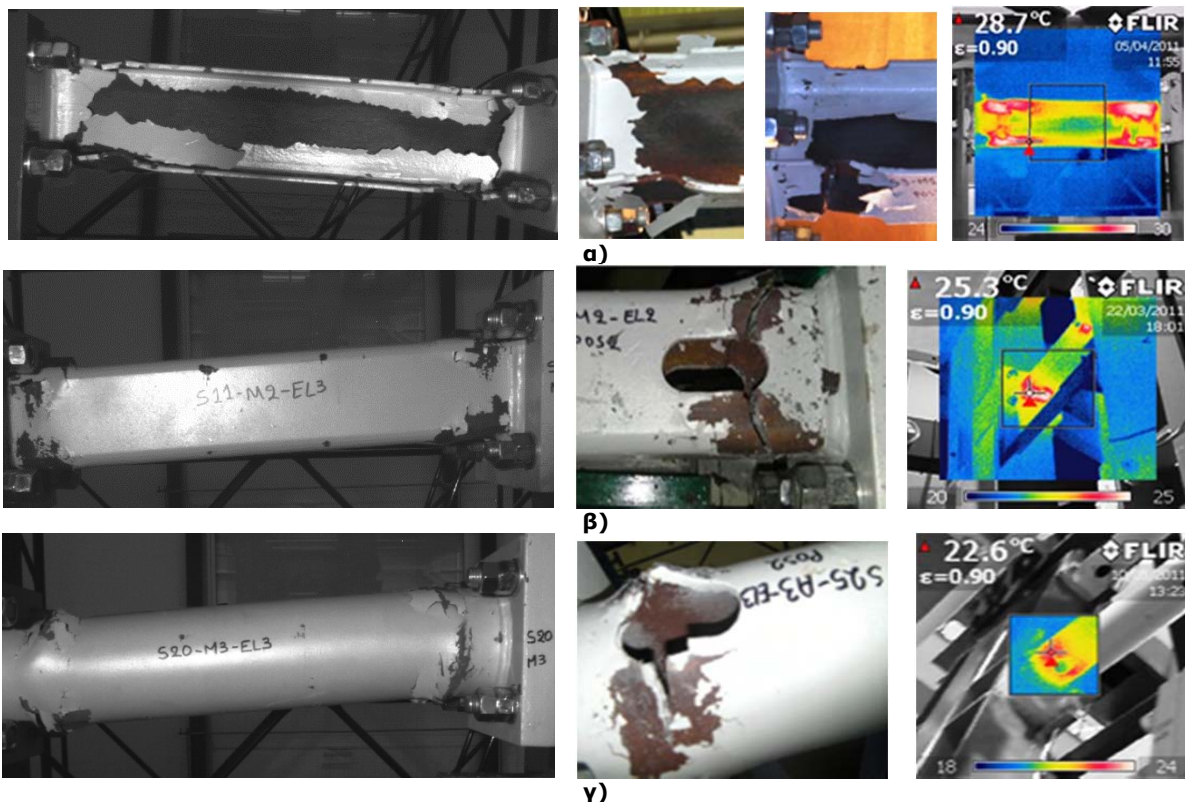
Αρ. κύκλων	Μετακίνηση u (mm)	Σχ.μετακίνηση ορόφου (%)
3	2,55	0,08
3	5,10	0,15
3	8,50	0,25
3	17,00	0,50
3	25,50	0,75
3	34,00	1,00
3	51,00	1,50
3	68,00	2,00
3	85,00	2,50
3	102,00	3,00
3	119,00	3,50
3	136,00	4,00
3	153,00	4,50
Μέχρι την αστοχία	170,00	5,00



Σχήμα 3.51: Πρωτόκολλο φόρτισης πλαισίων FUSEIS1-1

Κατά τη διάρκεια των δοκιμών το προτεινόμενο σύστημα FUSEIS1-1 λειτούργησε όπως αναμενόταν ικανοποιώντας τις βασικές απαιτήσεις σχεδιασμού του για ελεγχόμενη και προοδευτική αστοχία. Οι πλαστικές παραμορφώσεις περιορίστηκαν κυρίως στις αναλώσιμες δοκούς του, ενώ τα υποστυλώματά του και το πλαίσιο δοκιμών παρέμειναν σχεδόν ελαστικά μέχρι και την ολοκλήρωση της τελευταίας δοκιμής. Έπειτα από κάθε δοκιμή, ανάλογα με την κατάσταση στην οποία βρίσκονταν τα δοκίμια επιλεγόταν η μέθοδος αποσυναρμολόγησής τους. Τα δοκίμια που είχαν αστοχήσει πλήρως μπορούσαν εύκολα να απομακρυνθούν τμηματικά, ενώ εκείνα που είχαν έντονες παραμορφώσεις έπρεπε να κοπούν με τροχό. Η απομάκρυνση και αντικατάσταση ενός δοκιμίου διαρκούσε περίπου μια ώρα.

Σε γενικές γραμμές όλοι οι τύποι δοκών είχαν όλκιμη συμπεριφορά με μεγάλη ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης (Σχήμα 3.52). Στους πρώτους κύκλους φόρτισης η διαρροή ξεκινούσε στην περιοχή της καμπύλης διαμόρφωσης των RBS ενώ με την αύξηση του φορτίου εμφανίζονταν οι πρώτες ρωγμές στην ίδια θέση της δοκού έπειτα από μεγάλη παραμόρφωση και μείωση του ύψους της. Αξίζει να σημειωθεί ότι ακόμα και μετά την εξάντληση της ελαστικής αντοχής και την είσοδό του στην πλαστική περιοχή το σύστημα διατηρούσε τη δομική του ακεραιότητα. Ο σχηματισμός των πλαστικών αρθρώσεων κατά τη διάρκεια των δοκιμών φαίνεται και από την θερμοκρασία που ανέπτυξαν τα δοκίμια. Στις φωτογραφίες που ελήφθησαν με θερμοκάμερα παρατηρούνται υψηλότερες τιμές στις θέσεις των RBS (Σχήμα 3.52).



Σχήμα 3.52: Παραμόρφωση δοκιμών και φωτογραφίες από θερμοκάμερα: α) IPE, β) SHS και γ) CHS

Κατά τη διάρκεια των δοκιμών προέκυψαν ωστόσο και κάποια μικροπροβλήματα που αφορούσαν είτε σε μεμονωμένα δοκίμια είτε σε τοπικές παραμορφώσεις στοιχείων της διάταξης. Τα προβλήματα επιπεδότητας στη διεπιφάνεια μετωπικών πλακών - υποστυλωμάτων, που αναφέρθηκαν στην παράγραφο 3.6.3, επηρέασαν τη διαρροή των δοκών με αποτέλεσμα τα δοκίμια που δεν είχαν κενά να παραλαμβάνουν πρώτα τη μεγαλύτερη ένταση και να αστοχούν νωρίτερα. Το φαινόμενο αυτό ήταν πιο έντονο στις

δοκιμές με μεταβλητό μήκος δοκών (M1-M3) λόγω του μεγάλου αριθμού των διεπιφανειών των πρόσθετων μεταλλικών πλακών που χρησιμοποιούνταν για την προσαρμογή του μήκους τους. Η αστοχία των δοκιμών ήταν σταδιακή, σχεδόν σε όλες τις δοκιμές το δοκίμιο που αστοχούσε πρώτο ήταν της στάθμης 3, όπου τα πέλματα των υποστυλωμάτων είχαν τη μεγαλύτερη αρχική στρέβλωση. Ακολουθούσαν τα δοκίμια των σταθμών 4 ή 5 και τελευταία των 2 και 1 στη σειρά. Μετά το τέλος της δοκιμής M2 παρατηρήθηκε οβαλοποίηση των οπών και κάμψη των πείρων στις κεφαλές των υποστυλωμάτων που οφειλόταν κυρίως στους επαναλαμβανόμενους κύκλους σταθερού εύρους στη μέγιστη μετακίνηση 170mm (Σχήμα 3.53α). Στις επόμενες δοκιμές το πρόβλημα αυτό αντιμετωπίστηκε με διεύρυνση της οπής, κατάλληλη ενίσχυσή της με νευρώσεις και αντικατάσταση των παραμορφωμένων πείρων με πείρους μεγαλύτερης διατομής Φ50 (Σχήμα 3.53β). Σε κάποιες δοκιμές παρατηρήθηκε επιπλέον και ολίσθηση της στήριξης του εμβόλου κατά μήκος της δοκού – προβόλου HEB 500 του πλαισίου δοκιμών.



Σχήμα 3.53: Κεφαλές υποστυλωμάτων: α) πριν και β) μετά την ενίσχυση

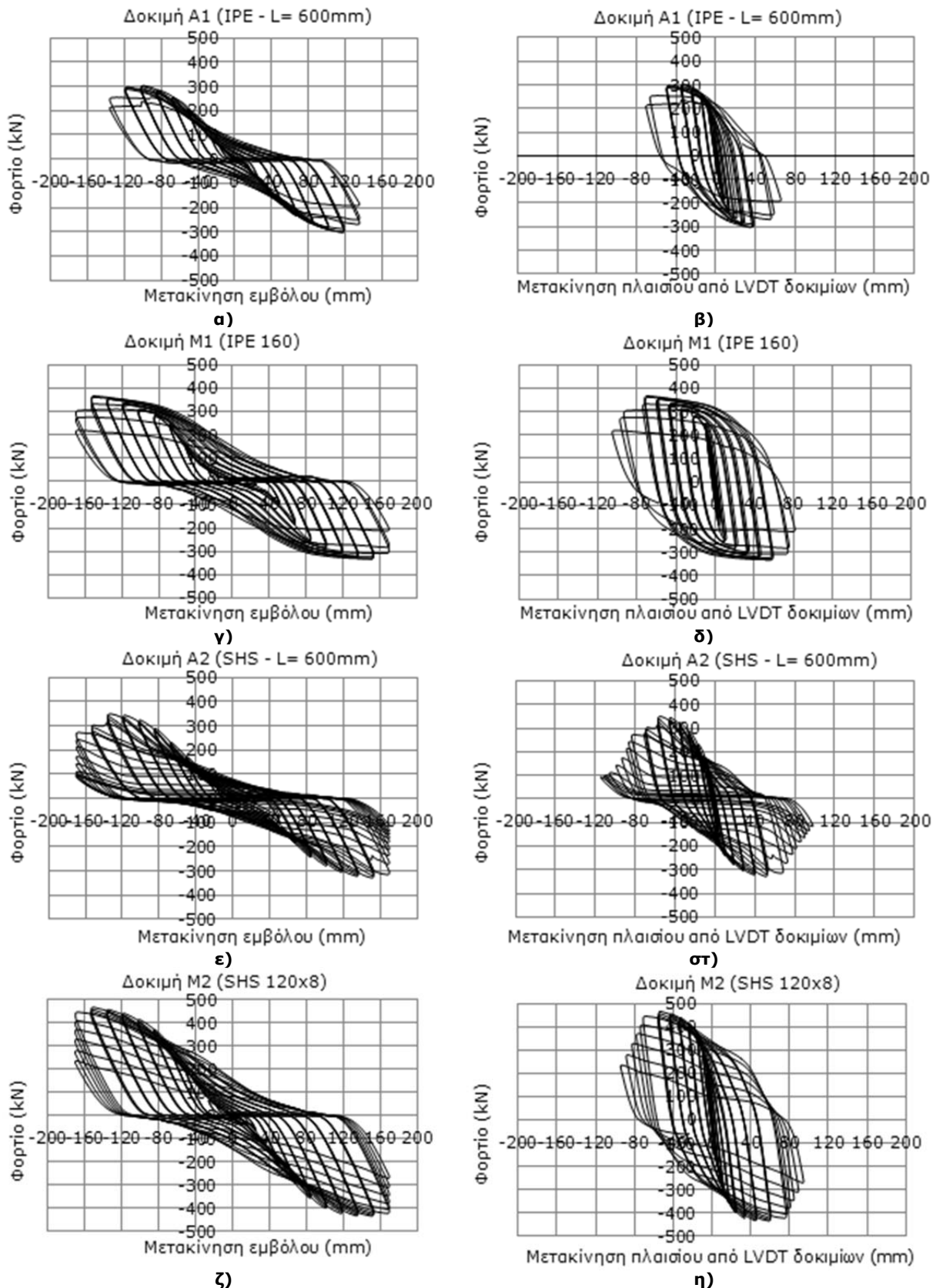
Όπως επίσης αναφέρθηκε στην προηγούμενη παράγραφο, η συμπεριφορά του συστήματος επηρεαζόταν από πρόσθετες παρασιτικές μετακινήσεις που οφείλονταν στην ευκαμψία και τις κατασκευαστικές ατέλειες της πειραματικής διάταξης, καθώς επίσης στις ανοχές των οπών των κοχλιωτών συνδέσεων και των συνδέσεων με πείρους. Η επιρροή των μετακινήσεων αυτών είναι εμφανής στις καμπύλες φορτίου - μετακίνησης του εμβόλου και είναι σημαντική κυρίως στους πρώτους κύκλους φόρτισης, ενώ μειώνεται στους επόμενους (Σχήμα 3.54).

Για την εξαγωγή των διαγραμμάτων φορτίου - μετακίνησης του εξεταζόμενου πλαισίου χωρίς τις παρασιτικές μετακινήσεις χρησιμοποιήθηκαν οι μετρήσεις των εγκάρσιων διαφορικών μετακινήσεων στα άκρα των δοκιμών (Σχήμα 3.47), που θεωρήθηκαν περισσότερο ακριβείς, και οι μετρήσεις του φορτίου από την δυναμοκυψέλη του εμβόλου. Η μετατροπή των εγκάρσιων διαφορικών μετακινήσεων των δοκιμών σε μετακίνηση του συστήματος για όλες τις δοκιμές έγινε βάσει της ακόλουθης εξίσωσης (3.23):

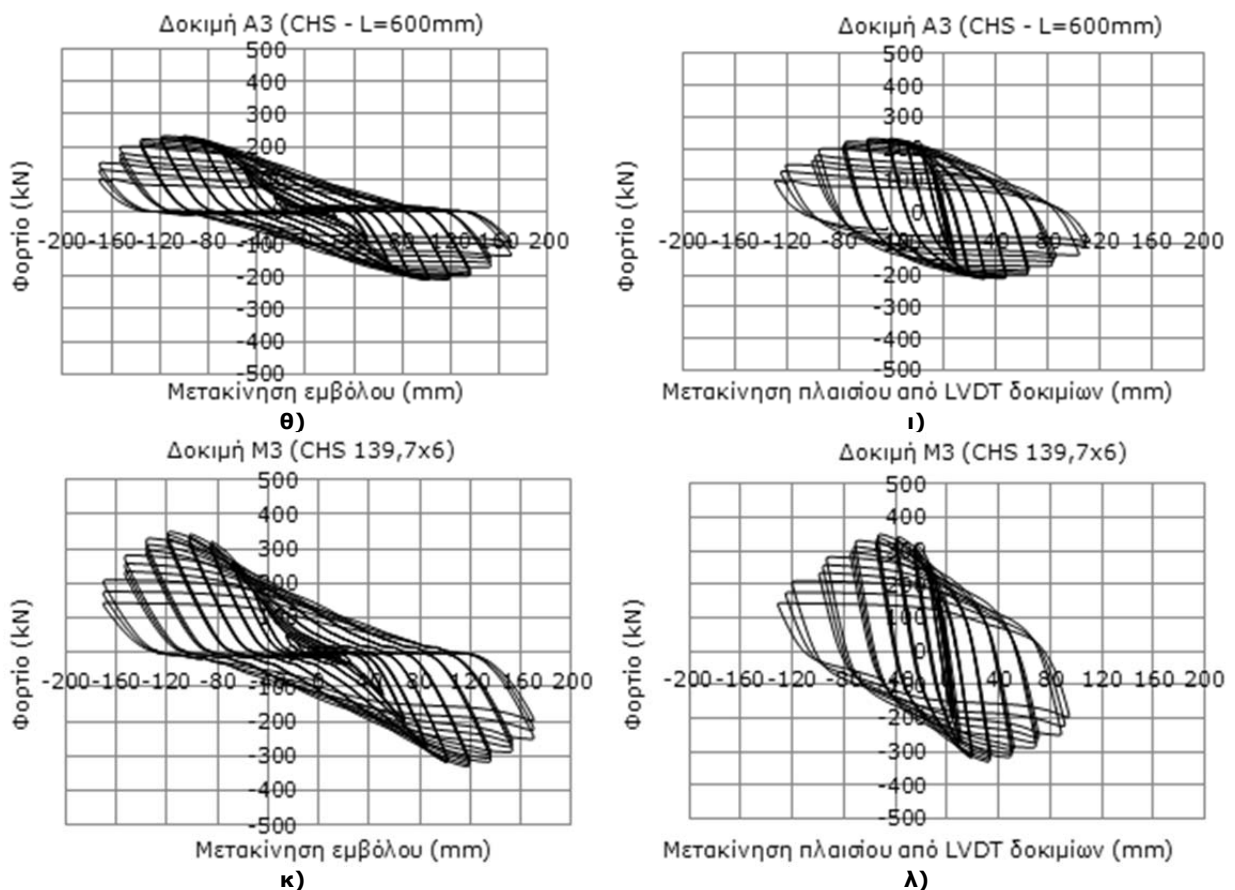
$$D = \frac{d_{LVDT} \cdot H}{L} \quad (3.23)$$

όπου D η μετακίνηση του πλαισίου, d_{LVDT} ο μέσος όρος των κατακόρυφων μετακινήσεων των LVDT, $H=3,40m$ το ύψος του πλαισίου και $L=1,50m$ η απόσταση των στηρίξεων των υποστυλωμάτων.

Τα διαγράμματα φορτίου - κατακόρυφης μετακίνησης όλων των LVDT δίνονται στο Παράρτημα 5. Στο Σχήμα 3.54 δίνονται, για κάθε δοκιμή, τα διαγράμματα φορτίου - μετακίνησης που προέκυψαν από τη μετατροπή των εγκάρσιων διαφορικών μετακινήσεων LVDT των δοκών.

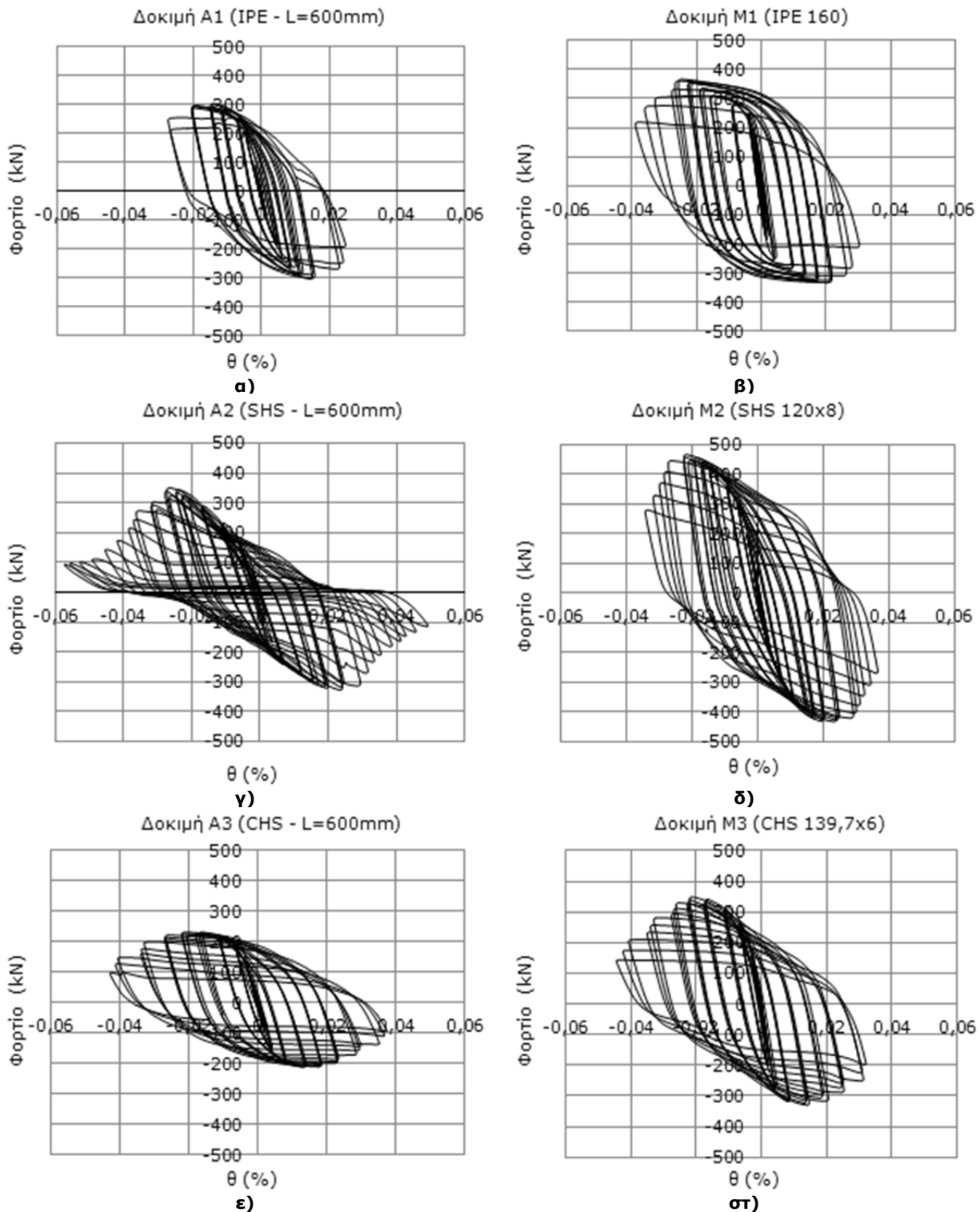


Σχήμα 3.54: Διαγράμματα φορτίου - μετακίνησης ανά δοκιμή: α), γ), ε), ζ), θ) κ) από έμβολο και β), δ), στ), η), ι), λ) από μετατροπή εγκάρσιων διαφορικών μετακινήσεων LVDT (→)



Σχήμα 3.54: Διαγράμματα φορτίου - μετακίνησης ανά δοκιμή: α), γ), ε), ζ), θ) κ) από έμβολο και β), δ), στ), η), ι), λ) από μετατροπή εγκάρσιων διαφορικών μετακινήσεων LVDT

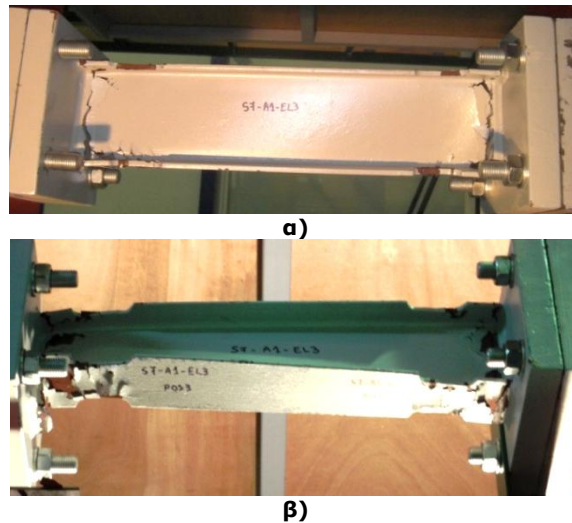
Έπειτα έγινε σύγκριση της απορροφούμενης ενέργειας ανά κύκλο των δύο διαγραμμάτων ανά δοκιμή και παρατηρήθηκε ότι στη δεύτερη περίπτωση η ενέργεια ήταν μικρότερη. Για να ληφθεί υπόψη η πραγματικά απορροφούμενη ενέργεια, όπως αυτή προέκυπτε από τις μετρήσεις του εμβόλου, έγινε τροποποίηση των διαγραμμάτων των μετρήσεων των LVDT των δοκιμών με ένα συντελεστή ίσο με το λόγο των ενεργειών. Στο Σχήμα 3.55 δίνονται τα τελικά διαγράμματα φορτίου - γωνιακής παραμόρφωσης πλαισίου (interstory drift) των δοκιμών τα οποία προέκυψαν βάσει της παραπάνω τροποποίησης και χρησιμοποιήθηκαν τόσο για τη βαθμονόμηση των μοντέλων πεπερασμένων στοιχείων (FEM) όσο και για την περαιτέρω επεξεργασία των αποτελεσμάτων. Οι διευρυμένοι βρόχοι υστέρησης των τελικών διαγραμμάτων φορτίου - γωνιακής παραμόρφωσης πλαισίου για ικανό αριθμό κύκλων με πλήρως πλαστικοποιημένα δοκίμια δείχνουν τη μεγάλη ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης και απορρόφησης ενέργειας του συστήματος. Το μέγιστο φορτίο εμφανίστηκε σε γωνιακή παραμόρφωση (interstory drift) της τάξεως του 2,0 - 2,5% ενώ η αστοχία αντιστοιχούσε σε γωνιακή παραμόρφωση της τάξεως του 3,0 - 4,0%. Μετά τη διαρροή, η αντίσταση του συστήματος εξακολουθούσε να αυξάνεται κυρίως λόγω της κράτυνσης και της σταδιακής πλαστικοποίησης και ρηγμάτωσης των δοκών. Παρατηρείται ότι τα διαγράμματα δεν είναι πλήρως συμμετρικά, πράγμα που αποδίδεται κυρίως στις απώλειες της διάταξης, όπως περιγράφηκε προηγουμένως. Ο οριζόντιος κλάδος που εμφανίζεται σε κάποια διαγράμματα οφείλεται στην εμφάνιση ρωγμών και αντιστοιχεί στη στιγμή που η ρωγμή «άνοιγε» ενώ με το «κλείσιμο» της ρωγμής το φορτίο αυξανόταν.



Σχήμα 3.55: Τελικά διαγράμματα φορτίου - γωνιακής παραμόρφωσης πλαισίου (interstory drift)

Στα διαγράμματα των ανοιχτών διατομών τύπου IPE (Σχήμα 3.55α,β) παρατηρείται ότι αμέσως μετά τη μέγιστη τιμή του φορτίου, που αντιστοιχεί σε γωνιακή παραμόρφωση πλαισίου περίπου 2,0%, το φορτίο πέφτει σχετικά απότομα καθώς μετά το σχηματισμό ρωγμών στα RBS τα δοκίμια άρχισαν να στρίβουν και το σύστημα έχασε την ευστάθειά του. Στη δοκιμή M1, που περιλάμβανε δοκούς ίδιας διατομής με μεταβλητά μήκη, η αστοχία εμφανίστηκε για γωνιακή παραμόρφωση ορόφου (interstory drift) 3,90%. Η δοκιμή αυτή εμφάνισε μεγαλύτερη γωνιακή παραμόρφωση (interstory drift) σε σχέση με τη δοκιμή A1,

που περιλάμβανε δοκούς διαφορετικών διατομών με ίσα μήκη, καθώς στη δεύτερη στο δοκίμιο της στάθμης 3, ενώ η διαρροή ξεκίνησε στις θέσεις των RBS, η αστοχία επήλθε τελικά στη θέση της συγκόλλησης του δοκιμίου με τη μετωπική πλάκα, πιθανόν λόγω κακής εκτέλεσης της συγκόλλησης (Σχήμα 3.56).



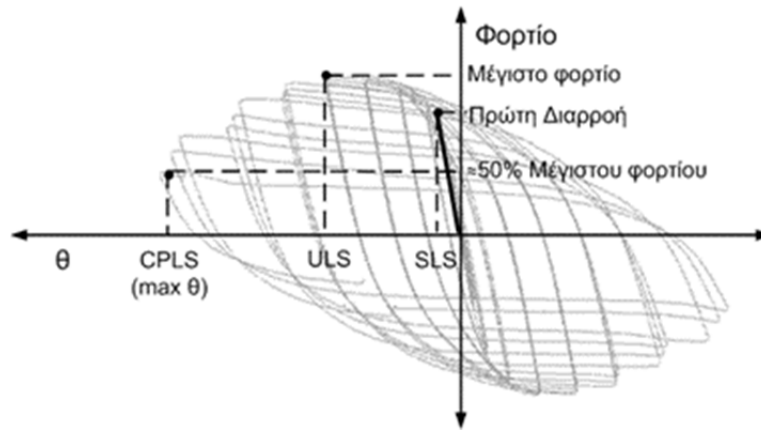
Σχήμα 3.56: Αστοχία δοκιμών στη δοκιμή A1: α) ρωγμή στη συγκόλληση και β) στραμμένη δοκός μετά την εμφάνιση της ρωγμής

Τα πλαίσια με δοκούς κοίλης διατομής τύπου SHS και CHS επέδειξαν καλύτερη συμπεριφορά σε σχέση με τις IPE. Η είσοδος των δοκών στην πλαστική περιοχή ήταν σταδιακή ακόμα και όταν σε κάποιες από αυτές οι ρωγμές στα RBS εκτεινόταν σε όλο το πλάτος του πέλματος. Η συμπεριφορά αυτή οφειλόταν στη μεγάλη δυστρεψία των κοίλων διατομών. Το φορτίο έφτασε τη μέγιστη τιμή του για γωνιακή παραμόρφωση πλαισίου 2,40% στις SHS και 2,15% στις CHS ενώ η μέγιστη γωνιακή παραμόρφωση κυμαινόταν από 3,7% μέχρι 5,7% αντίστοιχα. Συγκεκριμένα, στις τετράγωνες κοιλοδοκούς (Σχήμα 3.55γ,δ) η πτώση του φορτίου (degradation) ήταν ομαλή εξαιτίας της πρόσθετης αντίστασης που παρέχουν οι κορμοί και στις κυκλικές (Σχήμα 3.55ε,στ) ακόμα ομαλότερη λόγω της μη ύπαρξης ενιαίου πέλματος και της πιο ομοιόμορφης κατανομής των τάσεων στην περιφέρεια της διατομής. Επιπλέον, στο διάγραμμα της δοκιμής A2 παρατηρείται στένωση του βρόχου υστέρησης (pinching) που αποδίδεται στις κατασκευαστικές ατέλειες στις επιφάνειες επαφής των πελμάτων των υποστυλωμάτων και των πρόσθετων μεταλλικών πλακών και στην ολίσθηση των κοχλιών στη σύνδεσή τους.

Από τις παραπάνω καμπύλες των δοκιμών ορίστηκαν οι οριακές τιμές της γωνιακής παραμόρφωσης θ , οι οποίες μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την αξιολόγηση της ανελαστικής συμπεριφοράς πλαισίων με το σύστημα (Σχήμα 3.57). Η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (OKL - SLS) ορίζεται ως η τιμή στην οποία εμφανίστηκε η πρώτη σημαντική διαρροή στην πειραματική καμπύλη. Η οριακή κατάσταση αστοχίας (OKA - ULS) ορίζεται στην τιμή που το πλαίσιο έφτασε τη μέγιστη ικανότητά του ενώ για την αποφυγή κατάρρευσης (CPLS) ως οριακή θεωρείται η τιμή της γωνιακής παραμόρφωσης κατά την οποία το σύστημα διατηρούσε ακόμα περίπου το 50% της αντοχής του. Ο Πίνακας 3.11 περιλαμβάνει τις οριακές τιμές γωνιακών παραμορφώσεων που προέκυψαν από το μέσο όρο των τιμών των δυο πειραμάτων που διεξήχθησαν ανά τύπο δοκού οι οποίες είναι παραπλήσιες με τις τιμές που προτείνει ο FEMA-356 [47] για τα μεταλλικά κτίρια με πλαίσια ροής.

Πίνακας 3.11: Οριακές τιμές γωνιακών παραμορφώσεων ορόφων ανά τύπο δοκού (%)

Οριακές καταστάσεις	IPE	SHS	CHS	Όρια FEMA-356 για πλαίσια ροπής
SLS	0,80	1,00	1,00	0,70
ULS	2,50	2,40	2,15	2,50
CPLS	3,90	3,90	4,35	5,00

**Σχήμα 3.57: Ορισμός τιμών γωνιακών παραμορφώσεων για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (SLS), αστοχίας (ULS) και αποφυγής κατάρρευσης (CPLS)**

3.6.6 Σύγκριση πειραματικών και θεωρητικών τεμνουσών βάσης

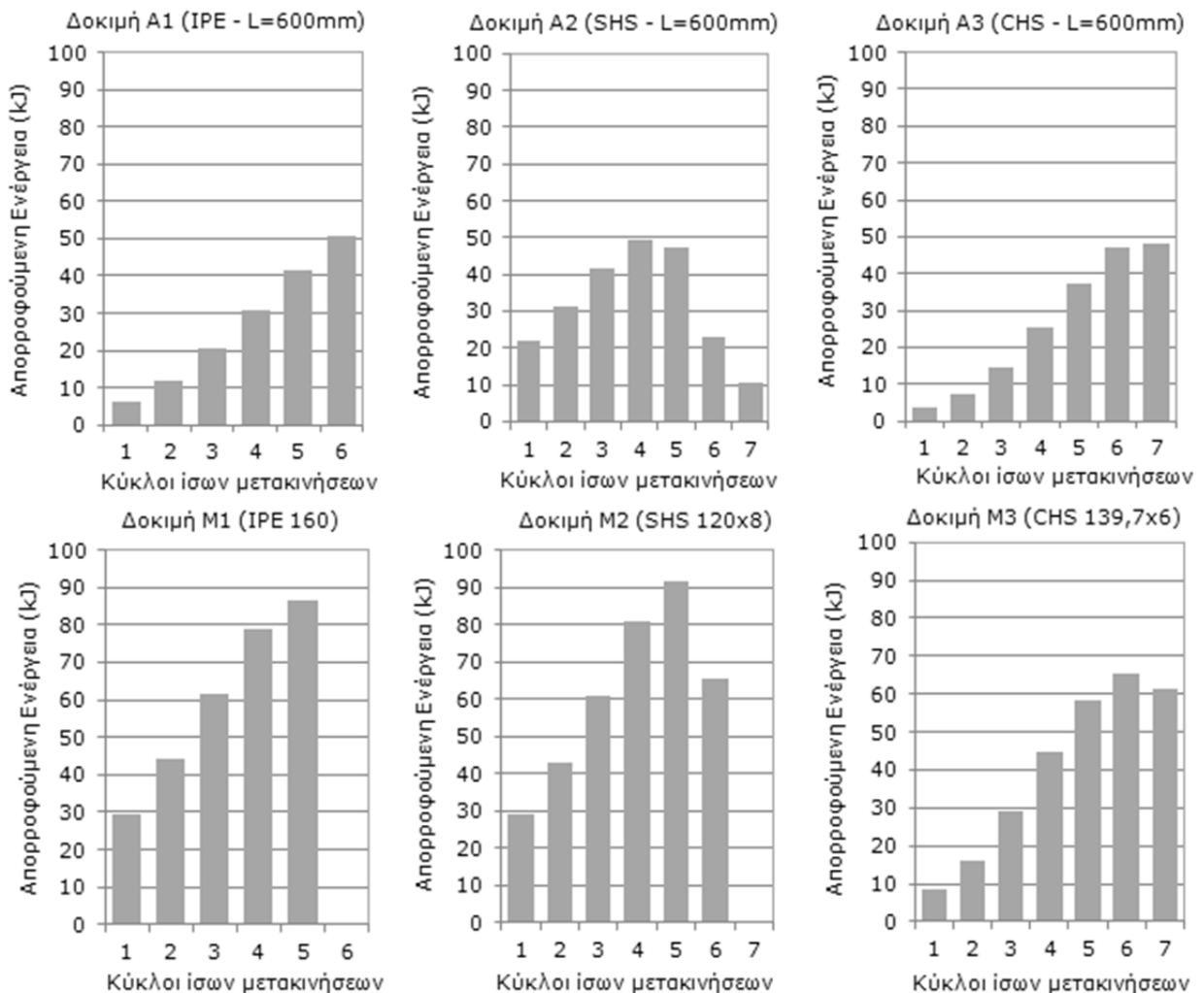
Βάσει του ισοδύναμου στατικού προσομοιώματος του συστήματος (παρ. 3.3.5, εξίσωση (3.5)) υπολογίστηκε η θεωρητική τέμνουσα βάσης V_{th} για κάθε δοκιμή χρησιμοποιώντας την πραγματική τάση διαρροής του χάλυβα που προσδιορίστηκε από τις δοκιμές εφελκυσμού της παραγράφου 3.6.4. Έπειτα έγινε σύγκριση της V_{th} με τη μέγιστη αντίσταση που ανέπτυξαν τα πλαίσια κατά τη διάρκεια των δοκιμών V_{exp} μέσω του λόγου V_{exp}/V_{th} (Πίνακας 3.12). Τα αποτελέσματα εμφανίζουν μικρές αποκλίσεις που επιβεβαιώνουν την προσέγγιση της συμπεριφοράς του συστήματος με τη θεωρία δοκού Vierendeel. Φαίνεται επίσης ότι η προσέγγιση αυτή είναι συντηρητική καθώς οι θεωρητικές τιμές είναι λίγο μικρότερες από τις αντίστοιχες πειραματικές σχεδόν σε όλες τις δοκιμές, το οποίο οφείλεται στο ότι κατά τον υπολογισμό τους δεν ελήφθη υπόψη η κράτυνση. Η υψηλότερη τιμή της θεωρητικής τέμνουσας στη δοκιμή M2 αποδίδεται κυρίως στην τιμή της τάσης διαρροής που λήφθηκε υπόψη κατά τον υπολογισμό της, η οποία προέκυψε από τις δοκιμές εφελκυσμού του χάλυβα (παρ. 3.6.4).

Πίνακας 3.12: Σύγκριση πειραματικών και θεωρητικών τεμνουσών βάσης

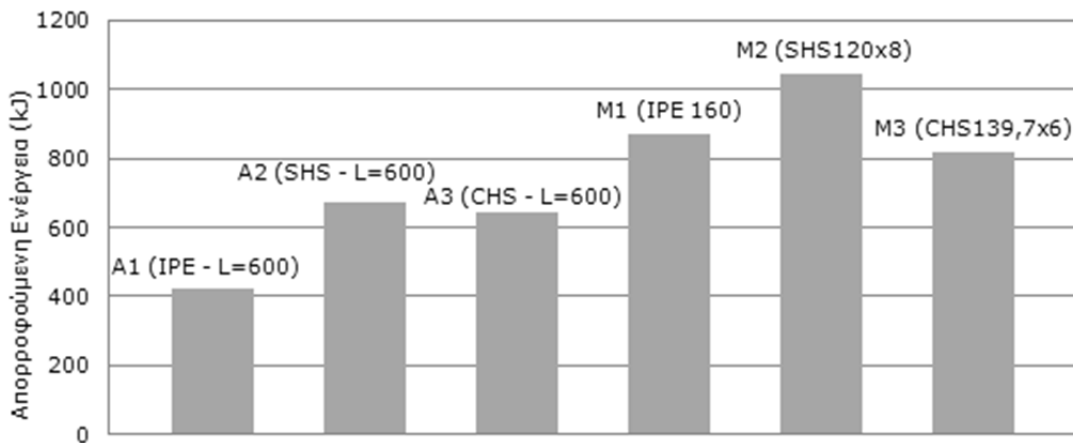
Δοκιμή	V_{exp} (kN)	V_{th} (kN)	V_{exp}/V_{th}
A1	303,6	271,2	1,12
A2	349,9	346,7	1,01
A3	232,4	182,2	1,28
M1	367,0	329,1	1,12
M2	466,3	538,8	0,87
M3	349,4	302,4	1,16

3.6.7 Απορρόφηση ενέργειας – Κριτήριο αστοχίας

Από τα διαγράμματα των δοκιμών υπολογίστηκε η ποσότητα της απορροφούμενης ενέργειας των εξεταζόμενων πλαισίων. Κατά τον υπολογισμό αυτό δεν ελήφθησαν υπόψη οι ελαστικοί κύκλοι υστέρησης επειδή εκτιμήθηκε ότι η συνεισφορά τους στη συνολική απορρόφηση ενέργειας ήταν αμελητέα. Ως όριο της ελαστικής περιοχής θεωρήθηκε το φορτίο διαρροής του πλαισίου (V_{story}), σύμφωνα με τον ECCS [44], το οποίο υπολογίστηκε από την εξίσωση (3.5) με χρήση της πραγματικής τάσης διαρροής του χάλυβα (f_y) των δοκιμών εφελκυσμού. Τα ιστογράμματα στο Σχήμα 3.58 δίνουν την ποσότητα της μέσης απορροφούμενης ενέργειας ανά τριάδα κύκλων φόρτισης ίσου εύρους μετά τη διαρροή. Από τη σύγκριση των ενεργειών φαίνεται η επίδραση του τύπου της διατομής και του μήκους της δοκού στη συμπεριφορά του συστήματος. Είναι εμφανές ότι μέχρι το μέγιστο φορτίο με την αύξηση του εύρους των πλαστικών κύκλων αυξανόταν και η απορρόφηση ενέργειας. Παρατηρείται ακόμα ότι η απορρόφηση ενέργειας στις δοκιμές που περιλάμβαναν δοκίμια με ίδια διατομή και μεταβλητά μήκη (M1, M2, M3) ήταν μεγαλύτερη σε σχέση με τις δοκιμές που περιλάμβαναν δοκίμια με ίδια μήκη και μεταβλητές διατομές (A1, A2, A3). Η παρατήρηση αυτή επιβεβαιώνεται και από το διάγραμμα στο Σχήμα 3.59 όπου φαίνεται η συνολικά απορροφούμενη ενέργεια ανά δοκιμή.

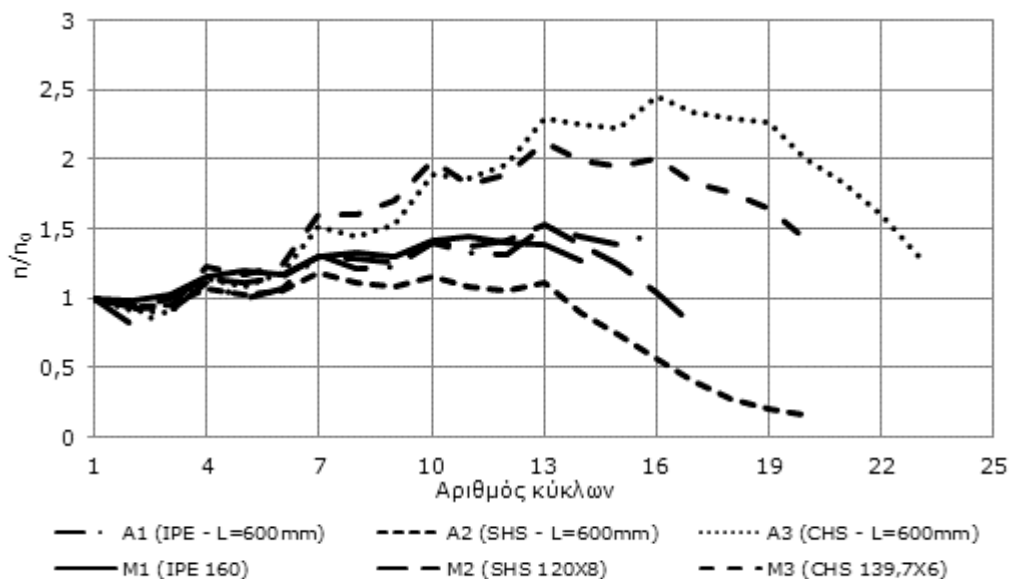


Σχήμα 3.58: Μέση απορροφούμενη ενέργεια ανά τριάδα κύκλων φόρτισης ίσου εύρους



Σχήμα 3.59: Συνολικά απορροφούμενη ενέργεια ανά δοκιμή

Από την ποσότητα της απορροφούμενης ενέργειας ήταν επιπλέον δυνατή και η εκτίμηση της εξέλιξης της βλάβης εφαρμόζοντας το κριτήριο αστοχίας χαλύβδινων μελών που προτείνουν οι Calado και Castiglioni [48]. Αρχικά υπολογίστηκε ανά δοκιμή η αδιάσταστη παράμετρος η/η_0 , όπου η ορίζεται ο λόγος της ενέργειας που απορροφά το σύστημα σε κάθε κύκλο, προς την ενέργεια που θα απορροφούσε στον ίδιο κύκλο αν είχε ελαστική - πλήρως πλαστική συμπεριφορά (elastic-perfectly plastic - EPP) και η_0 ο ίδιος λόγος υπολογισμένος για τον κύκλο της διαρροής. Η αστοχία επέρχεται όταν η παράμετρος αυτή γίνει μικρότερη από τη σταθερή τιμή 0,5, η οποία συνιστάται για τον υπολογισμό της αντοχής σε κόπωση με συντηρητικές προβλέψεις και ικανοποιητική ακρίβεια. Στο Σχήμα 3.60 δίνονται οι καμπύλες η/η_0 των δοκιμών για κάθε κύκλο φόρτισης. Παρατηρείται ότι οι καμπύλες είναι ανοδικές σχεδόν σε όλη τη διάρκεια των δοκιμών φτάνοντας μέχρι μια μέγιστη τιμή πέρα από την οποία εμφανίζουν πτώση. Με εξαίρεση την καμπύλη της δοκιμής A2, καμία από τις υπόλοιπες δεν τέμνει την οριακή τιμή 0,5, πράγμα που δείχνει ότι το σύστημα έχει ικανοποιητική αντοχή έναντι ολιγοκυκλικής κόπωσης, η οποία οφείλεται στη σημαντική δυνατότητα ανακατανομής του, ακόμα και μετά την αστοχία μιας επιμέρους δοκού, ούτως ώστε το ως άνω κριτήριο να μη βρίσκει εφαρμογή στο εν λόγω σύστημα.



Σχήμα 3.60: Κριτήριο αστοχίας Calado και Castiglioni [48]

4. Αναλυτικές διερευνήσεις συστήματος FUSEIS1-1

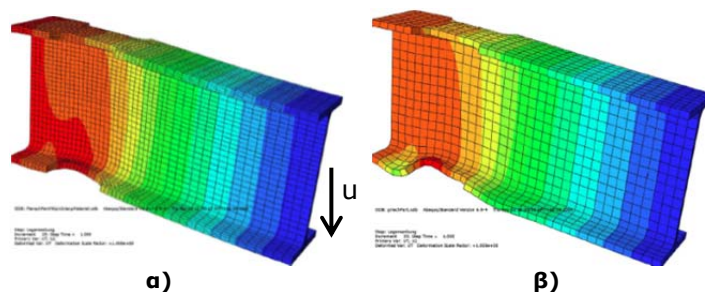
4.1 Προσομοιώματα πεπερασμένων στοιχείων μεμονωμένων δοκών

Οι πειραματικές δοκιμές συμπληρώθηκαν με αναλυτικές διερευνήσεις για την καλύτερη κατανόηση της συμπεριφοράς του συστήματος και τον καθορισμό των παραμέτρων που επηρεάζουν την αντοχή του. Τα αρχικά μοντέλα πεπερασμένων στοιχείων (FEM) στο ABAQUS [40] βελτιώθηκαν μέσω της βαθμονόμησής τους με τα αποτελέσματα των πειραματικών μετρήσεων (calibration).

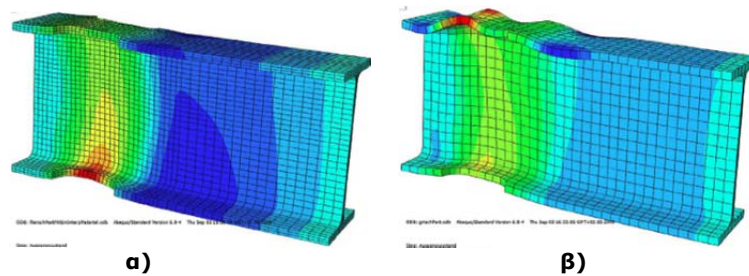
Λόγω της συμμετρίας του στατικού συστήματος, στα βελτιωμένα μοντέλα των δοκών έγινε απλοποιητικά προσομοίωση της μισής δοκού το οποίο μείωσε σημαντικά τον υπολογιστικό χρόνο. Χρησιμοποιήθηκαν τρισδιάστατα πεπερασμένα στοιχεία, εξαεδρικά οκτώ κόμβων, προκειμένου να μπορούν να προσομοιωθούν τα φαινόμενα τοπικού λυγισμού. Η άκαμπτη σύνδεση δοκού υποστυλώματος εξασφαλίστηκε με πάκτωση στο άκρο της δοκού, ενώ στη μέση της δοκού, στον άξονα συμμετρίας, χρησιμοποιήθηκε άρθρωση. Η φόρτιση επιβαλλόταν στην άρθρωση ως κατακόρυφη μετατόπιση κατά τον άξονα συμμετρίας. Εκτός από τη γεωμετρία του RBS που διερευνήθηκε κατά τις αρχικές αναλυτικές διερευνήσεις (παρ. 3.4), για τη βελτιστοποίηση των αριθμητικών μοντέλων των δοκών μελετήθηκαν και δυο άλλες σημαντικές παράμετροι, η επιρροή του μεγέθους πεπερασμένων στοιχείων στην ακρίβεια της προσομοίωσης των πλαστικών ζωνών και η επιλογή του κατάλληλου νόμου υλικού.

4.1.1 Επιρροή μεγέθους πεπερασμένων στοιχείων

Για τη διερεύνηση της επίδρασης του μεγέθους των πεπερασμένων στοιχείων κατασκευάστηκαν διαφορετικά μοντέλα του ίδιου δοκιμίου χρησιμοποιώντας πυκνό και αραιό πλέγμα. Οι υπολογισμοί έγιναν για έναν κύκλο φόρτισης που περιλάμβανε μετακίνηση 40mm στη μία διεύθυνση, 80mm στην άλλη διεύθυνση και 40mm πίσω στο σημείο εκκίνησης. Στα Σχήματα 4.1 και 4.2 δίνονται ενδεικτικά τα αποτελέσματα των αναλύσεων του δοκιμίου IPE 160. Στο πυκνό πλέγμα τα πέλματα χωρίζονται σε τρεις στρώσεις ενώ στο αραιό αποτελούνται μόνο από μια στρώση. Όπως φαίνεται, με χρήση μεγαλύτερων πεπερασμένων τα πέλματα εμφανίζουν, ακόμα και μετά από μόνο ένα κύκλο φόρτισης, έντονα φαινόμενα λυγισμού στα RBS τα οποία δεν αντιστοιχούν στις πραγματικές παραμορφώσεις. Για αύξηση της ακρίβειας των υπολογισμών στα βελτιωμένα μοντέλα το μέγεθος των πεπερασμένων στοιχείων μειώθηκε, λαμβάνοντας ωστόσο υπόψη τη σχέση μεταξύ της ακρίβειας των αριθμητικών αποτελεσμάτων και του υπολογιστικού χρόνου.



Σχήμα 4.1: Σύγκριση πυκνού και αραιού πλέγματος δοκού IPE 160 για μετακίνηση 40mm: α) πυκνό και β) αραιό πλέγμα



Σχήμα 4.2: Σύγκριση πυκνού και αραιού πλέγματος δοκού IPE 160 στο τέλος του ενός κύκλου: α) πυκνό και β) αραιό πλέγμα

4.1.2 Νόμος υλικού

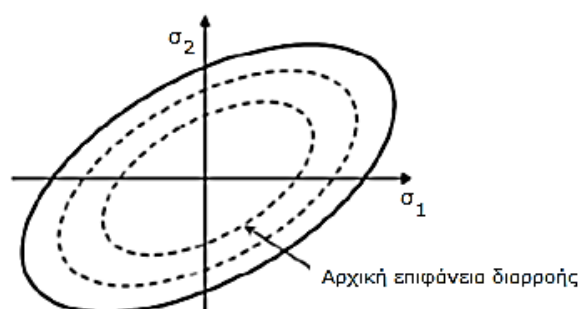
Στις αναλύσεις υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση ο νόμος υλικού δεν μπορούσε να εκφραστεί με χρήση ενός απλού διγραμμικού μοντέλου τάσεων – παραμορφώσεων, καθώς κατά τη διάρκεια εναλλαγών της κατεύθυνσης φόρτισης το σχήμα της επιφάνειας διαρροής διαφοροποιείται. Η ανάγκη λεπτομερούς καταγραφής της συμπεριφοράς αυτής οδήγησε στην επιλογή ενός μοντέλου που λαμβάνει υπόψη την κράτυνση. Ανάλογα με το νόμο κράτυνσης που χρησιμοποιείται, αλλάζει και η απόκριση του υλικού μετά την διαρροή. Οι πιο συνήθεις νόμοι κράτυνσης που χρησιμοποιούνται για το χάλυβα είναι:

- η ισότροπη (isotropic hardening)
- η κινηματική (kinematic hardening) και
- ο συνδυασμός τους (isotropic and kinematic hardening)

Στην ισότροπη κράτυνση, κατά την πλαστική παραμόρφωση του υλικού, το μέγεθος της επιφάνειας διαρροής διαστέλλεται ή συρρικνώνεται ενώ το κέντρο της παραμένει σταθερό όπως φαίνεται γραφικά στο Σχήμα 4.3. Η ισότροπη κράτυνση σ^0 περιγράφεται ως συνάρτηση της ισοδύναμης πλαστικής παραμόρφωσης ϵ^{pl} σύμφωνα με την εξίσωση:

$$\sigma^0 = \sigma|_0 + Q_\infty (1 - e^{-b\epsilon^{pl}}) \quad (4.1)$$

όπου $\sigma|_0$ η αρχική τάση και Q , b οι σταθερές του υλικού.

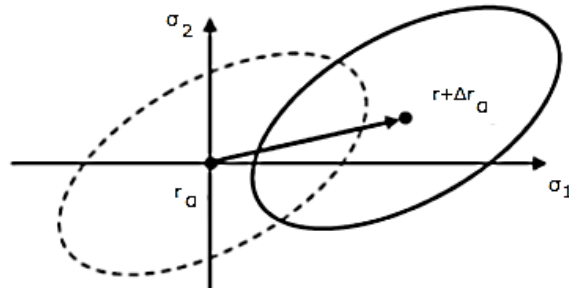


Σχήμα 4.3: Διαστολή επιφάνειας διαρροής σε συνθήκες απλής έντασης για ισότροπη κράτυνση

Ο μηχανισμός της κινηματικής κράτυνσης, είτε μόνος είτε σε συνδυασμό με την ισότροπη κράτυνση, αποτελεί ένα επιπρόσθετο μέσο για τη βελτίωση της περιγραφής της συμπεριφοράς μεταλλικών υλικών υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση.

Στην κινηματική κράτυνση, κατά τη διάρκεια του πλαστικού κλάδου μιας φόρτισης, η επιφάνεια διαρροής μετακινείται στο χώρο χωρίς να μεταβάλλονται το σχήμα και το μέγεθός της (Σχήμα 4.4), φαινόμενο το οποίο είναι γνωστό και ως φαινόμενο Bauschinger [49].

Σύμφωνα με το φαινόμενο Bauschinger, η τάση διαρροής κατά τον εφελκυσμό ή τη θλίψη ενός μεταλλικού υλικού το οποίο υποβάλλεται σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση, θα είναι μικρότερη από την τάση διαρροής κατά τη θλίψη ή τον εφελκυσμό αντίστοιχα μετά την αντιστροφή της διεύθυνσης του φορτίου. Το κινηματικό μοντέλο κράτυνσης προσομοιώνει την κίνηση της επιφάνειας διαρροής στο χώρο χρησιμοποιώντας την παράμετρο backstress a η οποία απεικονίζει το κέντρο της επιφάνειας διαρροής στο χώρο.



Σχήμα 4.4: Μετακίνηση επιφάνειας διαρροής σε συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης

Ο όρος της κινηματικής κράτυνσης χρησιμοποιήθηκε πρώτος από τον Prager [50]. Αργότερα ο Ziegler [51] τροποποίησε το γραμμικό κινηματικό μοντέλο του Prager ώστε να μπορεί δώσει ακριβή αποτελέσματα στην περίπτωση τρισδιάστατων συνθηκών. Ο νόμος του Ziegler, αν αμεληθούν οι θερμοκρασιακές επιρροές, δίνεται από την εξίσωση:

$$\dot{a} = C \cdot \frac{1}{\sigma^0} \cdot (\sigma - a) \cdot \dot{\epsilon}^{pl} \quad (4.2)$$

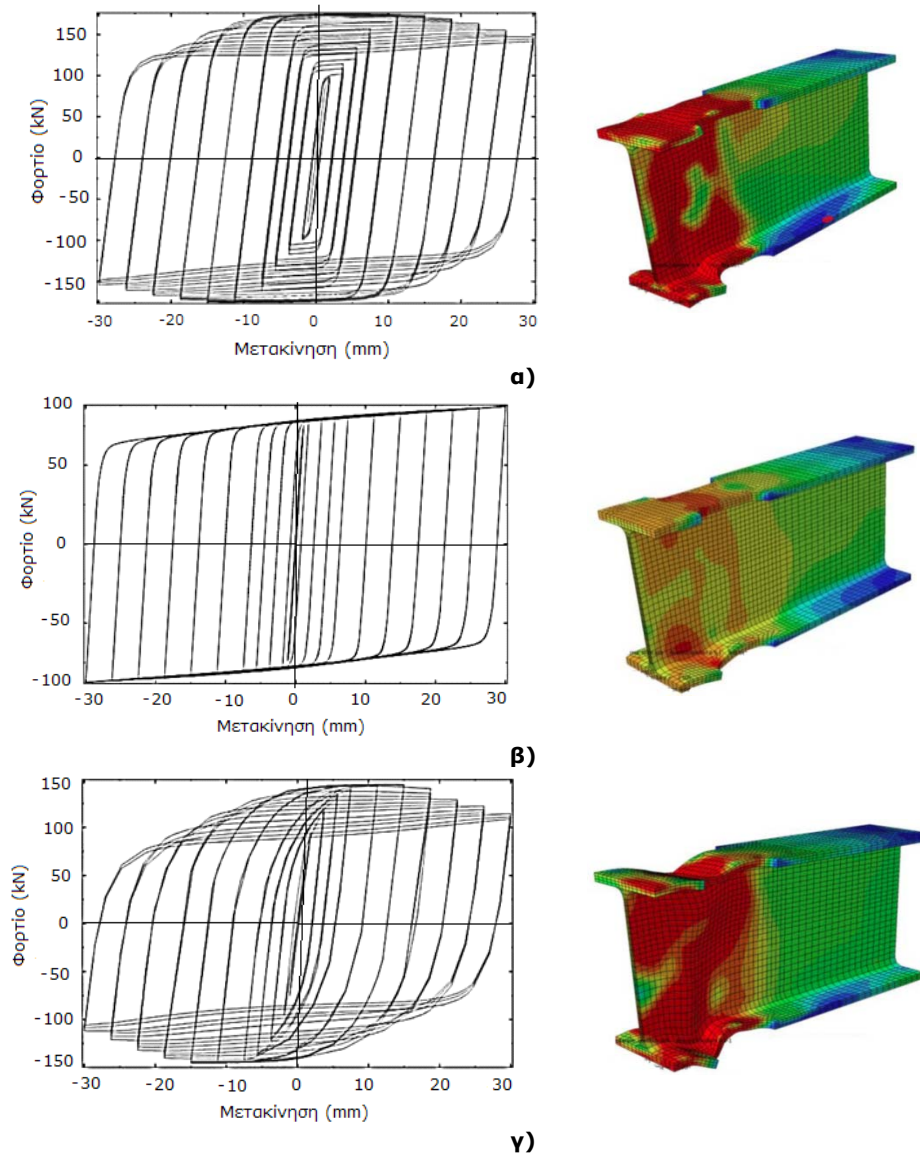
όπου C το κινηματικό μέτρο κράτυνσης, σ^0 το αρχικό μέγεθος της επιφάνειας διαρροής, $\dot{\epsilon}^{pl}$ η ισοδύναμη πλαστική παραμόρφωση και a η backstress.

Η μη γραμμικότητα εισάγεται στο παραπάνω μοντέλο λαμβάνοντας έναν επιπλέον όρο απόσβεσης (recall term). Ο νόμος κινηματικής κράτυνσης ορίζεται σε αυτήν την περίπτωση με την παρακάτω εξίσωση:

$$\dot{a} = C \cdot \frac{1}{\sigma^0} \cdot (\sigma - a) \cdot \dot{\epsilon}^{pl} - \gamma \cdot a \cdot \dot{\epsilon}^{pl} \quad (4.3)$$

Η σταθερά γ καθορίζει το ρυθμό μείωσης του κινηματικού μέτρου κράτυνσης κατά την αύξηση της πλαστικής παραμόρφωσης.

Η επιλογή του κατάλληλου νόμου υλικού για τη βαθμονόμηση των προσομοιωμάτων του συστήματος FUSEIS1-1 έγινε μέσω αναλύσεων πεπερασμένων στοιχείων όπου αξιολογήθηκαν τα παραπάνω μοντέλα κράτυνσης. Στο Σχήμα 4.5 δίνονται τα διαγράμματα φορτίου - μετακίνησης και τα προσομοιώματα σε παραμορφωμένη κατάσταση μετά την ολοκλήρωση της φόρτισης. Στο γραμμικό κινηματικό μοντέλο η αντίσταση της διατομής είναι αρκετά μικρότερη σε σχέση με τα άλλα μοντέλα. Το μοντέλο της ισότροπης κράτυνσης φαίνεται ότι είναι ικανό να αποτυπώσει τις βλάβες λόγω μεγάλων πλαστικών παραμορφώσεων και λυγισμού. Το μη γραμμικό κινηματικό μοντέλο ωστόσο προσεγγίζει με μεγαλύτερη ακρίβεια την πραγματική συμπεριφορά της δοκού καθώς παρέχει βελτιωμένο σχήμα κύκλων. Επομένως, ο νόμος υλικού που θεωρήθηκε καταλληλότερος για την περιγραφή της επιρροής της κράτυνσης στις δοκούς FUSEIS1-1 αποτελούταν από ένα μη γραμμικό κινηματικό και ένα ισότροπικό στοιχείο κράτυνσης ως συνδυασμός των σχέσεων (4.3) και (4.1) αντίστοιχα.



Σχήμα 4.5: Εφαρμογή α) ισότροπης, β) γραμμικής κινηματικής και γ) μη γραμμικής κινηματικής κράτωσης σε δοκό IPE 160

4.2 Σύγκριση πειραματικών και αναλυτικών αποτελεσμάτων μεμονωμένων δοκών

Βάσει των αναλύσεων της προηγούμενης παραγράφου, κατασκευάστηκε στο RWTH ένα λεπτομερές προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων (FEM) στο λογισμικό ABAQUS [40] για κάθε τύπο δοκού που εξετάστηκε πειραματικά (IPE, HEA, SHS, CHS) και ακολούθησαν οι αριθμητικές αναλύσεις για τη βαθμονόμησή του. Στις αναλύσεις αυτές λήφθηκε υπόψη αρχικά η πραγματική τάση διαρροής του χάλυβα που προέκυψε από τη μετατροπή των καμπύλων τάσεων - παραμορφώσεων ($\sigma - \epsilon$) των δοκιμών εφελκυσμού, όπως παρουσιάστηκε στην παράγραφο 3.5.2. Εφαρμόστηκε πρωτόκολλο φόρτισης κατ' αντιστοιχία με το πρωτόκολλο των δοκιμών (Σχήμα 3.36), με τη διαφορά ότι επιβαλλόταν απλοποιητικά μόνο ένας κύκλος φόρτισης για κάθε τιμή πλάτους, αντί για τρεις, θεωρώντας ότι η παράλειψη των πρόσθετων κύκλων φόρτισης θα είχε μικρή επίδραση στα αποτελέσματα. Οι βασικοί λόγοι της απλούστευσης αυτής ήταν η μείωση των υπολογιστικών απαιτήσεων και οι περιορισμοί του λογισμικού.

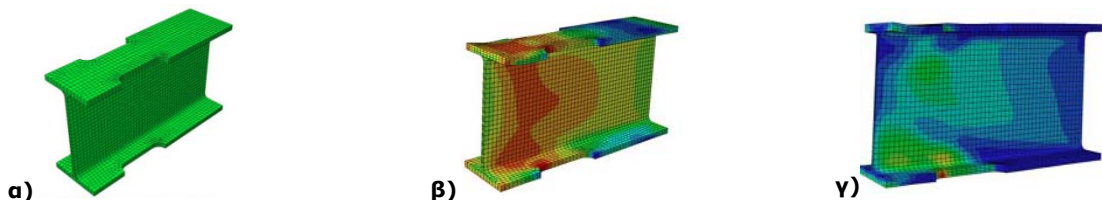
Η βελτιστοποίηση της ποιότητας των αποτελεσμάτων επιτεύχθηκε με χρήση πυκνού πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων στην περιοχή των πλαστικών ζωνών, ενώ για τον προσδιορισμό των ιδιοτήτων του εφαρμοζόμενου νόμου υλικού ελέγχθηκε πλήθος διαφορετικών τιμών των παραμέτρων Q , b της ισότροπης και C , γ της κινηματικής κράτυνσης. Ο προσδιορισμός των παραμέτρων αυτών αποτέλεσε βασικό κομμάτι των αριθμητικών αναλύσεων καθώς μέσω αυτών περιγράφεται ο τρόπος που μεταβάλλεται η απόκριση των δοκών με την αύξηση του αριθμού των κύκλων, αποτελεί ωστόσο μια πολύπλοκη διαδικασία και η απόλυτη σύγκλιση μεταξύ των πειραματικών αποτελεσμάτων και των αναλύσεων δεν ήταν εύκολο να επιτευχθεί.

Επειδή οι ρωγμές δε συμπεριλήφθηκαν στα αριθμητικά προσομοιώματα εφαρμόστηκε μια απλοποιημένη μέθοδος για την αποτύπωση της πραγματικής συμπεριφοράς των δοκιμίων. Συγκεκριμένα, η σταδιακή υποβάθμιση των κύκλων (degradation) λόγω της έναρξης ρωγμών στις πλαστικές ζώνες (RBS και γεωμετρικές ασυνέχειες) αποτυπώθηκε με χρήση αρνητικών παραμέτρων κράτυνσης (Q). Ο Πίνακας 4.1 συνοψίζει τις τιμές των παραμέτρων κράτυνσης με τις οποίες επιτεύχθηκε η καλύτερη προσαρμογή στις πειραματικές καμπύλες για τις δοκούς IPE 140 μήκους 500mm, HEA 140 μήκους 900mm, SHS 120 μήκους 700mm και CHS 139,7x6 μήκους 700mm της παραγράφου 3.5.4. Παρατηρείται ότι τιμές των ορίων διαρροής είναι διαφορετικές σε σχέση με αυτές που προέκυψαν από τις εφελκυστικές δοκιμές υλικού και επιλέχθηκαν για την επίτευξη καλύτερης σύγκλισης με τα πειραματικά αποτελέσματα.

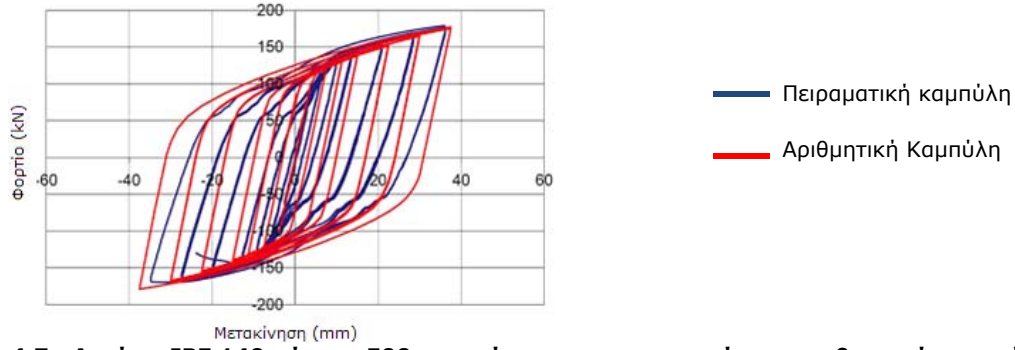
Πίνακας 4.1: Τιμές παραμέτρων κράτυνσης αριθμητικών αναλύσεων

Τύπος δοκού	σ_y	C_1	γ_1	C_2	γ_2	C_3	γ_3	Q	b
IPE 140	340	5004	30	3336	30	1253	20	-	-
HEA 140	270	24000	160	-	-	-	-	20	1,5
SHS 120 - γωνία	330	36952	120	-	-	-	-	-100	1,5
SHS 120 - κορμός	400	25443	100	-	-	-	-	-100	1,5
CHS 139,7x6	260	72000	400	-	-	-	-	-50	1,5

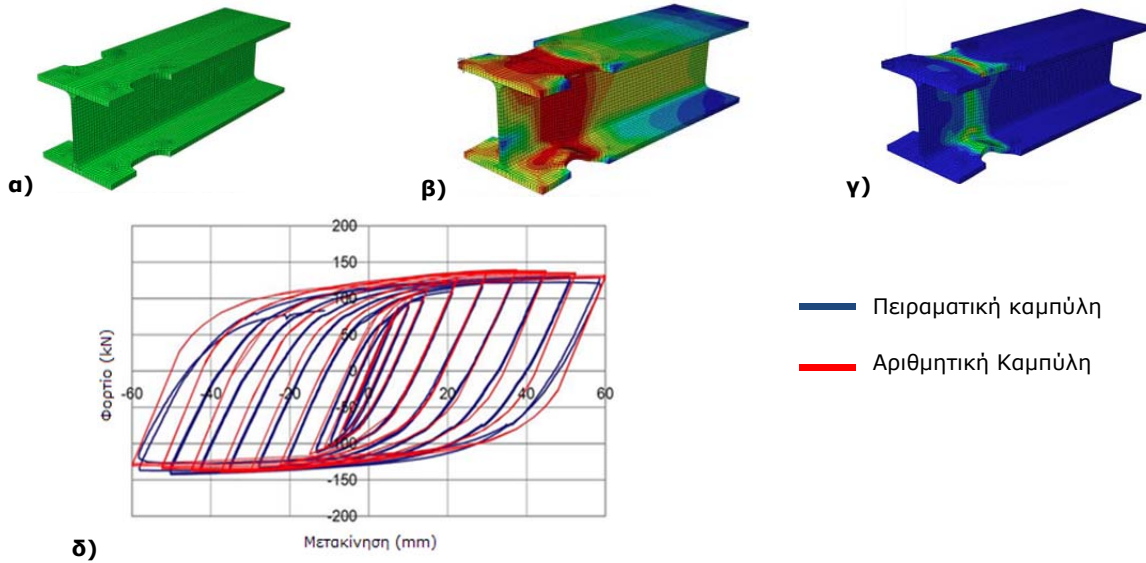
Στα παρακάτω σχήματα (Σχήμα 4.6 - Σχήμα 4.10) δίνονται τα λεπτομερή προσομοιώματα FEM και τα διαγράμματα φορτίου - μετακίνησης μετά την ολοκλήρωση της φόρτισης για τους παραπάνω τύπους εξεταζόμενων δοκών. Η διαρροή σε όλες τις περιπτώσεις δοκιμών εμφανίζεται στο άκρο του RBS όπως φαίνεται και από τις σημαντικές τάσεις που εμφανίζονται στην περιοχή αυτή (κόκκινο χρώμα). Από τη σύγκριση των διαγραμμάτων φορτίου - μετακίνησης των αριθμητικών αναλύσεων με τα αντίστοιχα πειραματικά φαίνεται ότι τα αριθμητικά προσέγγισαν ικανοποιητικά τα αποτελέσματα των δοκιμών και ήταν ικανά να προβλέψουν τις μέγιστες τιμές του φορτίου σε κάθε κύκλο φόρτισης.



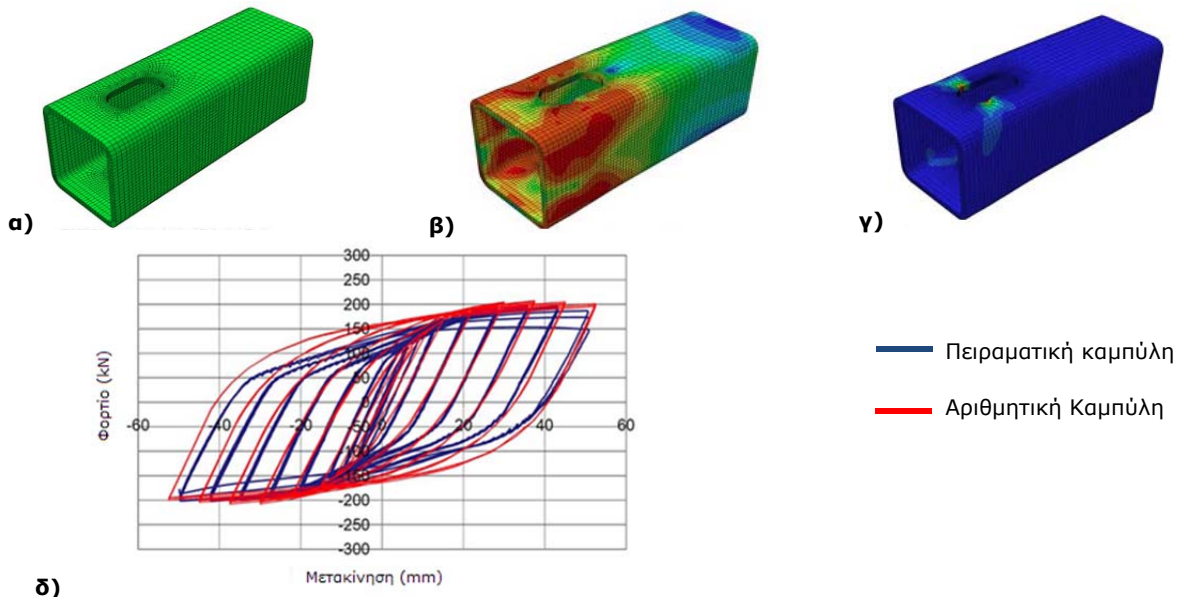
Σχήμα 4.6: Δοκίμιο IPE 140 μήκους 500mm: α) προσομοίωμα FEM, β) τάσεις von Mises μετά τον τελευταίο κύκλο, γ) πλαστικές παραμορφώσεις μετά τον τελευταίο κύκλο



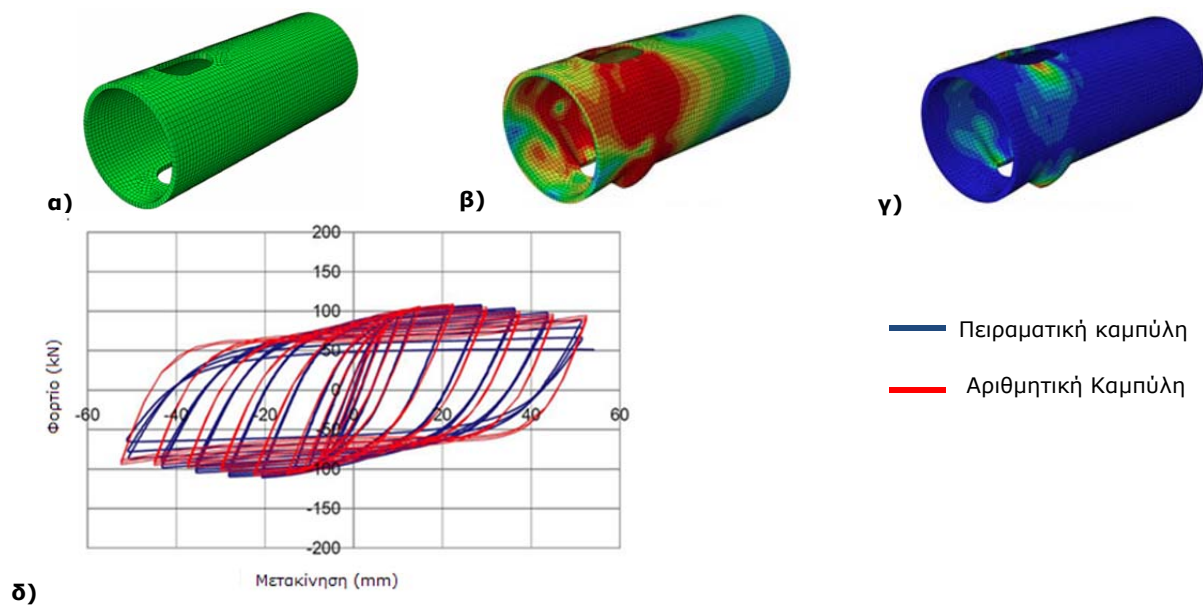
Σχήμα 4.7: Δοκίμιο IPE 140 μήκους 500mm: σύγκριση πειραματικής και αριθμητικής καμπύλης



Σχήμα 4.8: Δοκίμιο HEA 140 μήκους 900mm: α) προσομοίωμα FEM, β) τάσεις von Mises μετά τον τελευταίο κύκλο, γ) πλαστικές παραμορφώσεις μετά τον τελευταίο κύκλο και δ) σύγκριση πειραματικής και αριθμητικής καμπύλης



Σχήμα 4.9: Δοκίμιο SHS 120x8 μήκους 700mm: α) προσομοίωμα FEM, β) τάσεις von Mises μετά τον τελευταίο κύκλο, γ) πλαστικές παραμορφώσεις μετά τον τελευταίο κύκλο και δ) σύγκριση πειραματικής και αριθμητικής καμπύλης



Σχήμα 4.10: Δοκίμιο CHS 139,7x6 μήκους 700mm: α) προσομοίωμα FEM, β) τάσεις Mises μετά τον τελευταίο κύκλο, γ) πλαστικές παραμορφώσεις μετά τον τελευταίο κύκλο και δ) σύγκριση πειραματικής και αριθμητικής καμπύλης

4.3 Προσομοιώματα πλαισίων με δοκούς FUSEIS1-1

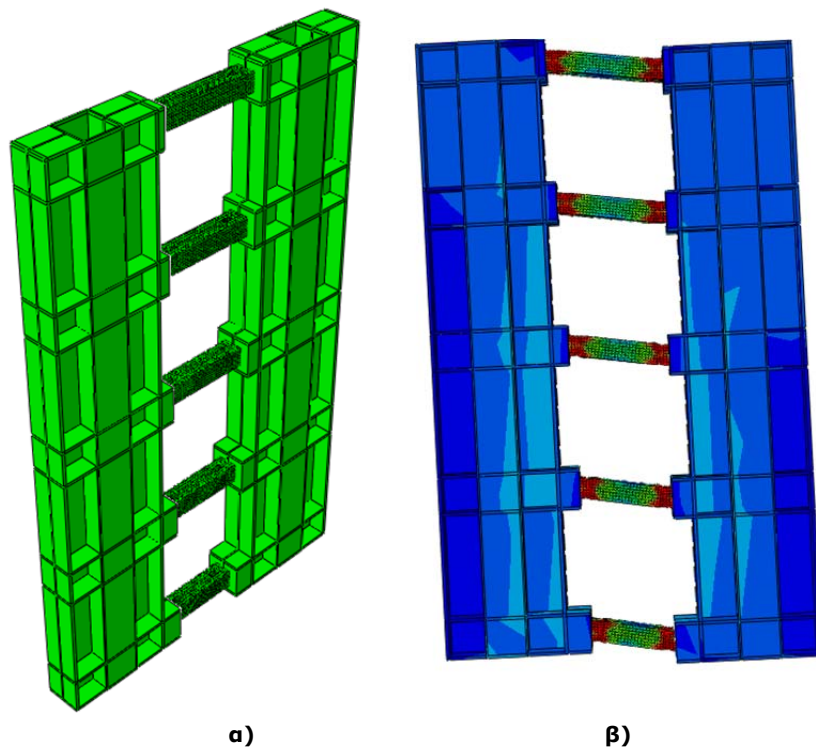
4.3.1 Προσομοιώματα πεπερασμένων στοιχείων

Όμοια με τις μεμονωμένες δοκούς FUSEIS1-1, αναπτύχθηκαν στο ΕΜΠ προσομοιώματα πεπερασμένων στοιχείων FEM στο ABAQUS [40] και για τα εξεταζόμενα πλαίσια πριν και μετά τη διεξαγωγή των δοκιμών. Οι πρώτες αριθμητικές αναλύσεις ήταν απαραίτητες για το σχεδιασμό της πειραματικής διάταξης καθώς παρείχαν τη δυνατότητα προσδιορισμού της ικανότητας του εξεταζόμενου συστήματος. Μετά την ολοκλήρωση των δοκιμών, έγινε βελτίωση της γεωμετρίας των προσομοιωμάτων βάσει των πραγματικών συνθηκών και η βαθμονόμησή τους βάσει του πραγματικού υλικού.

Στις αναλύσεις αυτές επιλέχθηκε να προσομοιωθεί ολόκληρο το εξεταζόμενο πλαίσιο (Σχήμα 4.11α) προκειμένου να ληφθεί υπόψη η επιρροή της δυσκαμψίας των υποστυλωμάτων στη διαρροή των δοκών, η οποία όπως παρατηρήθηκε στις δοκιμές ήταν καθοριστική. Για να εξασφαλιστούν οι ίδιες συνθήκες στήριξης με τις δοκιμές, η ανάρτηση των υποστυλωμάτων του εξεταζόμενου πλαισίου στη δοκό του πλαισίου δοκιμών προσομοιώθηκε με αρθρώσεις (Σχήμα 3.43α). Στις βάσεις τους αντίστοιχα περιορίστηκε η εκτός επιπέδου μετακίνηση η οποία εξασφαλιζόταν στη δοκιμή μέσω ειδικής διάταξης (Σχήμα 3.43γ). Η σύνδεση δοκών - υποστυλωμάτων εξασφαλίστηκε με κατάλληλη δέσμευση μετακινήσεων και στροφών (tie constraint) που παρέχει το πρόγραμμα. Η σύνδεση αυτή θεωρήθηκε υπολογιστικά ως άκαμπτη, ενώ στην πραγματικότητα δεν ήταν λόγω των απωλειών, που αναφέρθηκαν στην παράγραφο 3.6.3.

Η φόρτιση του εξεταζόμενου πλαισίου γινόταν στην βάση των υποστυλωμάτων επιβάλλοντας οριζόντια μετακίνηση εντός επιπέδου αντίστοιχα με την κίνηση του υδραυλικού κυλίνδρου. Όπως αναφέρθηκε στην παράγραφο 3.6.5, τα εξεταζόμενα πλαίσια δεν συμπεριφέρθηκαν με συμμετρικό τρόπο κυρίως λόγω απωλειών της πειραματικής διάταξης. Για ακριβέστερη αναπαραγωγή των δοκιμών δεν ακολουθήθηκε το πρωτόκολλο φόρτισης κατά ECCS (Σχήμα 3.51) αλλά οι μετακινήσεις που εφαρμόστηκαν ήταν αυτές που προέκυψαν από τα τελικά

διορθωμένα διαγράμματα φορτίου – μετακίνησης. Απλοποιητικά, για λόγους υπολογιστικής οικονομίας επιβαλλόταν μόνο ένας αντί τρεις κύκλοι φόρτισης για κάθε τιμή πλάτους, εκτός από τους τελευταίους κύκλους όπου επιβλήθηκαν και οι τρεις.



Σχήμα 4.11: Εξεταζόμενο πλαίσιο με δοκούς SHS 120x8 μεταβλητού μήκους (Δοκιμή M2): α) προσομοίωμα FEM στο ABAQUS, β) τάσεις von Mises μετά τον τελευταίο κύκλο

Η διακριτοποίηση των μελών έγινε με χρήση τρισδιάστατων εξαεδρικών πεπερασμένων στοιχείων, οκτώ κόμβων, και χρησιμοποιήθηκε πυκνότερο πλέγμα στις δοκούς, που ήταν τα στοιχεία απορρόφησης, και πιο αραιό στα υποστυλώματα καθώς δεν εμφάνισαν πλαστικές παραμορφώσεις κατά τις δοκιμές. Με αυτόν τον τρόπο ήταν δυνατό να προσομοιωθούν φαινόμενα τοπικού λυγισμού των δοκών και να είναι πιο ακριβής ο υπολογισμός των τάσεων και παραμορφώσεών τους. Κατά την ανάλυση ελήφθησαν υπόψη τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης.

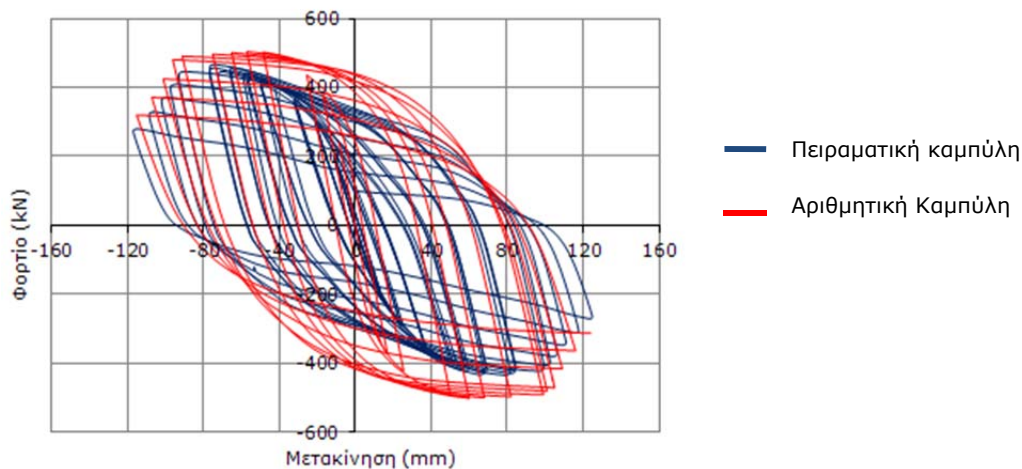
Δεδομένου ότι τα υποστυλώματα συμπεριφέρθηκαν σχεδόν ελαστικά, δεν απαιτήθηκε περαιτέρω διερεύνηση των χαρακτηριστικών του υλικού τους και εφαρμόστηκε απλοποιητικά διγραμμικός νόμος τάσης - παραμόρφωσης βάσει των ονομαστικών τιμών διαρροής και θραύσης του χάλυβα S355. Στο υλικό των δοκών, αντίθετα, χρησιμοποιήθηκε η πραγματική τάση διαρροής του χάλυβα (παρ. 3.6.4), ενώ προκειμένου να ληφθεί υπόψη η κράτυνση και να συμπεριληφθούν τα φαινόμενα Bauschinger λόγω της ανακυλιζόμενης φόρτισης εφαρμόστηκε μη γραμμικός ιστροπικός κινηματικός νόμος κράτυνσης. Στην προηγούμενη παράγραφο παρουσιάστηκαν τα βαθμονομημένα μοντέλα βάσει των οποίων υπολογίστηκαν οι τιμές των παραμέτρων Q , b της ισότροπης και C , γ της κινηματικής κράτυνσης (Πίνακας 4.1) για τις τρεις δοκούς IPE, SHS και CHS που εξετάστηκαν πειραματικά. Αυτές οι παράμετροι εφαρμόστηκαν αρχικά και στα προσομοιώματα όλων των πλαισίων ανά τύπο δοκού.

Ωστόσο, ενώ σε επίπεδο δοκού οι χρησιμοποιηθείσες παράμετροι έδωσαν ικανοποιητικά αποτελέσματα και μπόρεσαν να φτάσουν τις μέγιστες τιμές φορτίου των πειραμάτων, αυτό δε συνέβη σε επίπεδο πλαισίων. Τα διαγράμματα φορτίου - μετακίνησης, που προέκυψαν από τις αναλύσεις αυτές, είχαν αρκετά μεγάλες αποκλίσεις από τις πειραματικές καμπύλες το οποίο αποδίδεται αφενός στην έλλειψη πειραματικών αποτελεσμάτων υλικού υπό

ανακυκλιζόμενη φόρτιση και αφετέρου στην πολυπλοκότητα της γεωμετρίας του προσομοιώματος που δεν επέτρεπε να προσομοιωθούν οι κοχλίες στους κόμβους δοκών – υποστρωμάτων, ούτε και οι ανοχές τους, που αποτέλεσαν και σημαντικές αιτίες απωλειών κατά τη διάρκεια των πειραμάτων. Η προσομοίωση του πλήρους πλαισίου οδήγησε σε μεγάλο αριθμό πεπερασμένων στοιχείων και δεσμεύσεων στις επιφάνειες επαφής δοκού – υποστρωμάτων (constraints) με αποτέλεσμα η ανάλυση να είναι ιδιαίτερα χρονοβόρα και η αριθμητική σύγκλιση δύσκολο να επιτευχθεί.

Στο Σχήμα 4.11 δίνεται ενδεικτικά το προσομοίωμα και η κατανομή των τάσεων von Mises για τη μέγιστη μετατόπιση του εξεταζόμενου πλαισίου με δοκούς SHS 120x8 μεταβλητού μήκους (Δοκιμή M2) που έδωσε τα πιο ικανοποιητικά αποτελέσματα. Όσον αφορά στην μορφή του παραμορφωμένου φορέα, το προσομοίωμα προσέγγισε σε μεγάλο βαθμό την πραγματική του συμπεριφορά κατά τη διάρκεια της δοκιμής. Επίσης, μπόρεσε να περιγράψει το μηχανισμό αστοχίας αποτυπώνοντας την προοδευτική πλαστικοποίηση των δοκών και την τοπική παραμόρφωση των πελμάτων τους στην περιοχή των RBS (υψηλές τιμές τάσεων - κόκκινο χρώμα) και τη σχεδόν ελαστική συμπεριφορά των υποστρωμάτων.

Στο Σχήμα 4.12 δίνεται το διάγραμμα φορτίου - μετακίνησης της αριθμητικής ανάλυσης σε σύγκριση με το αντίστοιχο της δοκιμής τα οποία, όπως παρατηρείται, πλησιάζουν αρκετά. Όσον αφορά στη μέγιστη τιμή του φορτίου ανά κύκλο, το αριθμητικό προσομοίωμα, σε γενικές γραμμές, μπόρεσε να καταγράψει την ικανότητα του συστήματος κατά τη φόρτισή του αλλά εμφάνισε λίγο μεγαλύτερες τιμές.



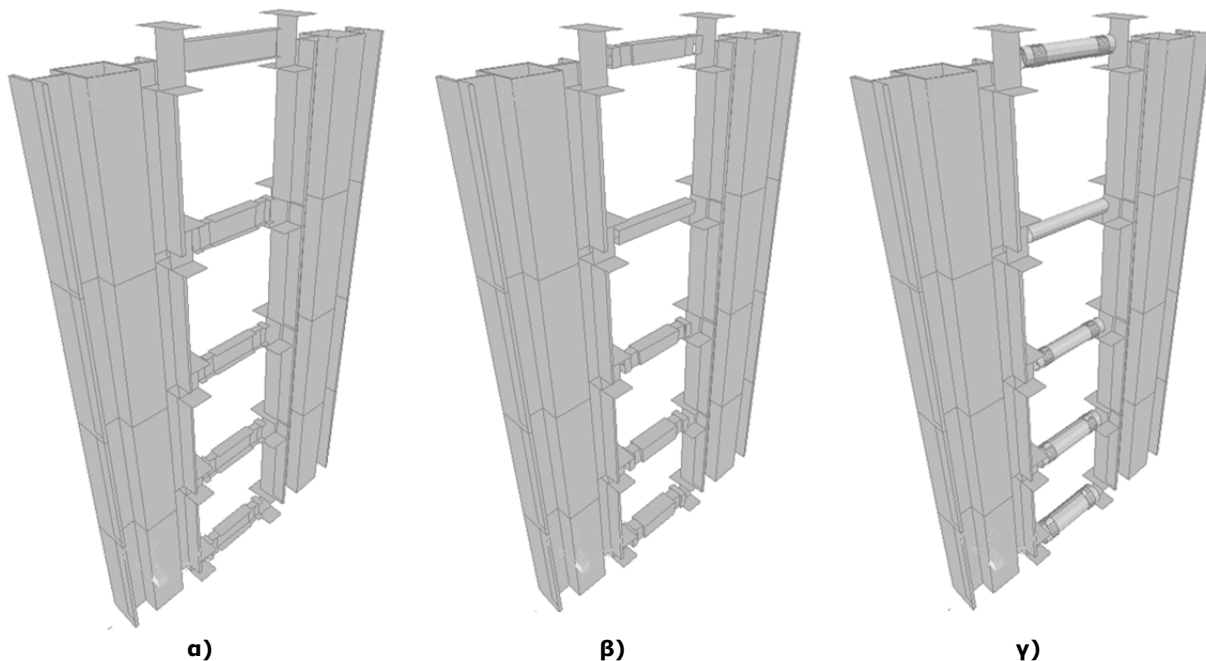
Σχήμα 4.12: Σύγκριση πειραματικής και αριθμητικής καμπύλης πλαισίου με δοκούς SHS 120x8 μεταβλητού μήκους.

Συνοψίζοντας, με τη χρήση προσομοιωμάτων τρισδιάστατων πεπερασμένων στοιχείων (FEM) δεν ήταν δυνατή η αποτύπωση της απόκρισης όλων των εξεταζόμενων πλαισίων υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση κυρίως λόγω της έλλειψης πειραματικών αποτελεσμάτων υλικού και δευτερευόντως λόγω της σύνθετης γεωμετρίας τους και των περιορισμών που επέβαλλαν οι υπολογιστικές δυνατότητες. Για το λόγο αυτό κρίθηκε σκόπιμο η συμπεριφορά τους να εξεταστεί με χρήση πιο απλοποιημένων μοντέλων που έχουν βαθμονομηθεί στις δοκιμές σε ένα εμπορικό λογισμικό όπως το SAP2000 [39]. Τα αποτελέσματα των πρόσθετων αυτών αναλύσεων παρουσιάζονται εκτενώς στην επόμενη παράγραφο.

4.3.2 Απλοποιημένα μοντέλα πλαισίων - μη γραμμικές ιδιότητες δοκών

Τα προσομοιώματα των εξεταζόμενων πλαισίων με στοιχεία δοκού (beam elements) που αναπτύχθηκαν στο εμπορικό λογισμικό SAP2000 [39] ήταν αρκετά απλούστερα σε σχέση με του ABAQUS [40]. Το λογισμικό μπορούσε να αποτυπώσει τη μη γραμμική συμπεριφορά των δοκών FUSEIS1-1 λαμβάνοντας υπόψη την ελαστοπλαστική συμπεριφορά του υλικού και τη θεωρία μεγάλων παραμορφώσεων, ενώ με τη χρήση στοιχείων δοκού οι αναλύσεις πραγματοποιούνταν σε πολύ μικρότερο υπολογιστικό χρόνο. Το συγκεκριμένο λογισμικό χρησιμοποιήθηκε επίσης και για το σχεδιασμό πλαισίων πραγματικών κτιρίων με το σύστημα στο Κεφάλαιο 6 λόγω της ευκολίας που παρείχε στην προσομοίωση και ανάλυσή τους για διάφορους τύπους φόρτισης, όπως συνήθη στατικά και δυναμικά φορτία, φορτία αυξανόμενου εύρους με στατική υπερωθητική ανάλυση (παρ. 5.1.1) και χρονοϊστορίες φόρτισης (παρ. 5.1.2 και 5.1.3).

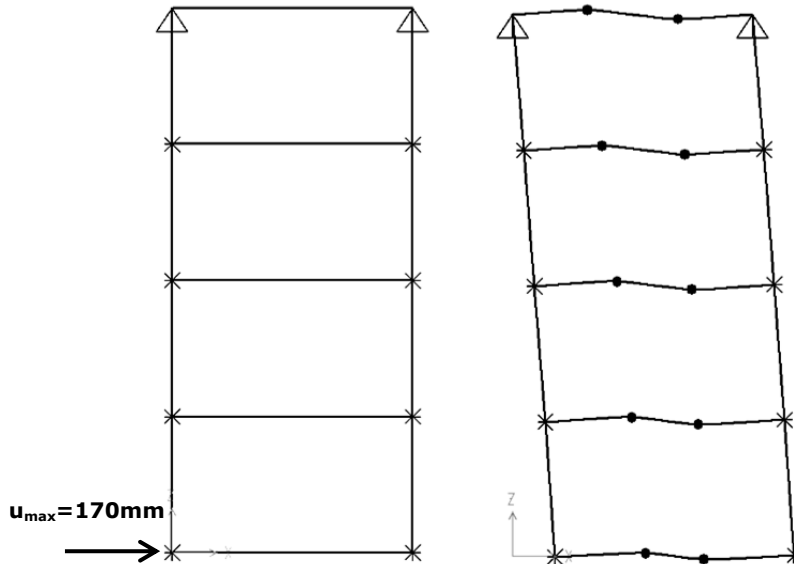
Όμοια με το ABAQUS, προσομοιώθηκε στο SAP2000 ολόκληρο το εξεταζόμενο πλαίσιο, χρησιμοποιήθηκαν οι ίδιες συνθήκες στήριξης και η σύνδεση των δοκών με τα υποστυλώματα του συστήματος θεωρήθηκε πάκτωση. Οι δοκοί του συστήματος αποτελούνταν από πέντε επιμέρους μέλη, τα δυο ακραία και το μεσαίο που προσομοίωναν την πλήρη διατομή και τα υπόλοιπα δύο την απομειωμένη στις θέσεις των RBS. Δεδομένου ότι η διάσταση της διατομής του υποστυλώματος ήταν αρκετά μεγάλη και το μοντέλο γραμμικό, ήταν απαραίτητη η εισαγωγή άκαμπτων στοιχείων μεταξύ των κέντρων των υποστυλωμάτων και των πελμάτων τους ώστε να ληφθεί το καθαρό μήκος της δοκού μεταξύ των πελμάτων των υποστυλωμάτων και κατ' επέκταση η πραγματική δυσκαμψία και αντοχή του συστήματος κατά την ανάλυση. Στο Σχήμα 4.13 φαίνεται το προσομοίωμα ανά τύπο δοκού για τις δοκιμές A1 - A3. Με τον ίδιο τρόπο κατασκευάστηκαν και τα μοντέλα των υπόλοιπων δοκιμών.



Σχήμα 4.13: Προσομοίωση εξεταζόμενων πλαισίων στο SAP2000: α) Δοκιμή A1 – IPE , β) Δοκιμή A2 – SHS και γ) Δοκιμή A3 –CHS

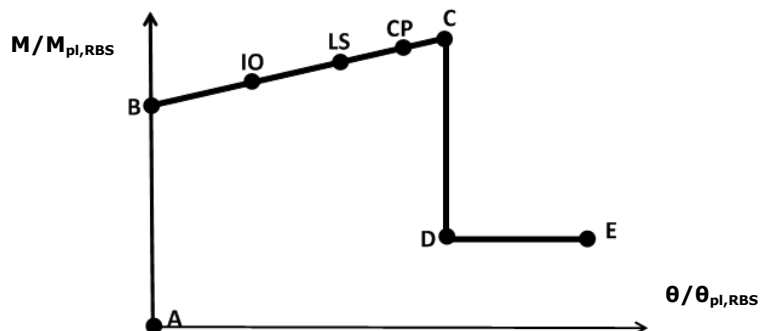
Όσον αφορά στη φόρτιση, επειδή κατά τις πειραματικές διερευνήσεις των μεμονωμένων δοκών (παρ. 3.5.5) παρατηρήθηκε ότι η μονοτονική φόρτιση αποτελεί περιβάλλουσα της ανακυκλιζόμενης, για την αποτύπωση της μη γραμμικής συμπεριφοράς των εξεταζόμενων πλαισίων δε χρησιμοποιήθηκε ολόκληρο το πρωτοκόλλο της ανακυκλιζόμενης φόρτισης αλλά

εφαρμόστηκε απλοποιητικά μια οριζόντια μετακίνηση στη βάση του υποστυλώματος η οποία αυξανόταν σταδιακά, κατ' αντιστοιχία με τη μέθοδο Pushover, μέχρι τη μέγιστη μετακίνηση του πρωτοκόλλου (170mm), Σχήμα 4.14. Η προσέγγιση αυτή θεωρήθηκε επαρκής για να αποτυπωθεί η μέγιστη ικανότητα των πλαισίων, ενώ παράλληλα οι απαιτήσεις σε υπολογιστικό χρόνο ήταν σαφώς μικρότερες.



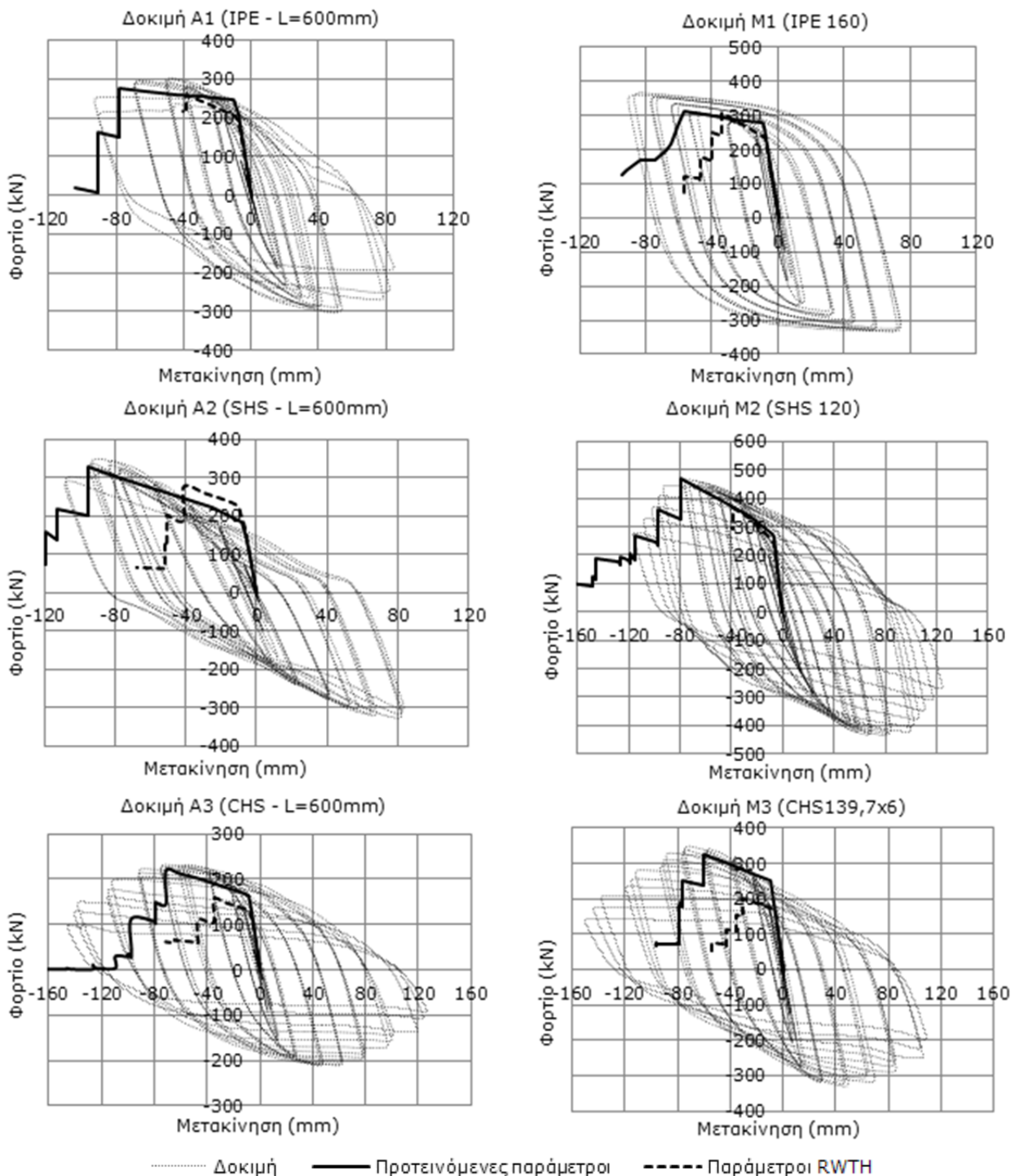
Σχήμα 4.14: Επιβαλλόμενη μετακίνηση στη βάση του υποστυλώματος και θέσεις πλαστικών αρθρώσεων

Εφόσον κατά τη διεξαγωγή των πειραμάτων η πλαστικοποίηση εμφανίστηκε στα RBS των δοκών, στις αναλύσεις εισήχθησαν ιδιότητες πλαστικής άρθρωσης μόνο στα άκρα τους και ο υπόλοιπος φορέας θεωρήθηκε ελαστικός. Η ανελαστική συμπεριφορά των RBS ήταν κυρίως καμπτική, επομένως και οι ιδιότητες της πλαστικής άρθρωσης ορίστηκαν με ένα διάγραμμα ροπής κάμψης M - γωνίας στροφής χορδής θ που περιγράφει τον τρόπο μετάβασης από τη διαρροή (B) μέχρι την αστοχία (C), όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.15. Το C ορίζεται ως το σημείο στο οποίο συμβαίνει σημαντική μείωση της ικανότητας παραλαβής φορτίων και το οριζόντιο τμήμα DE αντιστοιχεί στην απομένουσα ικανότητα του μέλους μετά την αστοχία η οποία μειώνεται σημαντικά, αλλά δεν μηδενίζεται. Στο σημείο E, το μέλος χάνει πλέον και την ικανότητα να παραλαμβάνει κατακόρυφα φορτία. Στην ίδια καμπύλη σημειώνονται επιπλέον οι τρεις στάθμες επιτελεστικότητας που αντιστοιχούν στην αποφυγή διακοπής λειτουργίας (IO), στην προστασία ανθρώπινης ζωής (LS) και στην αποφυγή κατάρρευσης (CP).



Σχήμα 4.15: Διάγραμμα ροπής - στροφής πλαστικής άρθρωσης

Αρχικά στα προσομοιώματα εισήχθησαν οι μη γραμμικές ιδιότητες των πλαστικών αρθρώσεων που προέκυψαν από την καμπύλη των μέγιστων τιμών ανά κύκλο των αδιάστατων διαγραμμάτων ροής - στροφής (backbone curves) των δοκιμών σε μεμονωμένες δοκούς του RWTH (Παράρτημα 4). Η ροπή στη διαρροή υπολογίστηκε αναλυτικά από την εξίσωση (3.20) και η στροφή της χορδής στη διαρροή από την (3.21) αντίστοιχα. Στο Σχήμα 4.16 δίνονται οι καμπύλες φορτίου - μετακίνησης που προέκυψαν από την ανάλυση με χρήση των παραμέτρων των δοκιμών σε μεμονωμένες δοκούς σε σχέση με τις καμπύλες φορτίου - μετακίνησης των δοκιμών σε πλαίσια (A1 - A3 και M1 - M3).



Σχήμα 4.16: Σύγκριση αριθμητικών και πειραματικών καμπύλων για την εύρεση των μη γραμμικών ιδιοτήτων των δοκών FUSEIS1-1

Παρατηρείται ότι τα πλαίσια της ανάλυσης δεν μπόρεσαν να φτάσουν την μέγιστη δύναμη των πλαισίων των δοκιμών, το οποίο οφείλεται στη μεγαλύτερη πλαστιμότητα του πλαισίου με τις πέντε δοκούς κυρίως λόγω της σταδιακής διαρροής των δοκών και της ανακατανομής των δυνάμεων μεταξύ τους. Για την καλύτερη σύγκλιση με τα πειραματικά αποτελέσματα και την εύρεση των κατάλληλων παραμέτρων που θα μπορούσαν να προσεγγίσουν την πραγματική ικανότητα του συστήματος με τη συνδυασμένη λειτουργία όλων των δοκών, πραγματοποιήθηκε πλήθος επιπλέον αναλύσεων στις οποίες μεταβάλλονταν οι παράμετροι της πλαστικής άρθρωσης.

Ο Πίνακας 4.2 συγκεντρώνει τις βέλτιστες τιμές που προσδιορίστηκαν για κάθε τύπο δοκού και το Σχήμα 4.16 περιλαμβάνει τις καμπύλες φορτίου – μετακίνησης που προέκυψαν με χρήση των τελικών αυτών παραμέτρων, οι οποίες προσεγγίζουν ικανοποιητικά τις καμπύλες των δοκιμών. Σχεδόν σε όλα τα πλαίσια, η κλίση του ελαστικού κλάδου της καμπύλης είναι παρόμοια με την κλίση του κλάδου αποφόρτισης της δοκιμής και οι μέγιστες τιμές του φορτίου είναι παραπλήσιες.

Πίνακας 4.2: Προτεινόμενες ιδιότητες πλαστικής άρθρωσης για κάθε τύπο δοκού FUSEIS1-1

Σημείο	IPE		SHS		CHS	
	M/M _{pl,RBS}	θ/θ _{pl,RBS}	M/M _{pl,RBS}	θ/θ _{pl,RBS}	M/M _{pl,RBS}	θ/θ _{pl,RBS}
A	0	0	0	0	0	0
B	1	0	0,6	0	1	0
C	α _{pl}	40	α _{pl}	25	α _{pl}	25
D	0,6	40	0,4	25	0,2	25
E	0,6	45	0,4	30	0,2	30
Όρια σταθμών επιτελεσματικότητας (θ/θ_{pl,RBS})						
IO	15		5		6	
LS	20		12		10	
CP	35		18		16	
α _{pl} = συντελεστής σχήματος						

4.3.3 Εκτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς q

Από τις καμπύλες φορτίου – μετακίνησης που προέκυψαν από τις παραπάνω αναλύσεις με τις προτεινόμενες παραμέτρους, εκτιμήθηκε στη συνέχεια ο συντελεστής συμπεριφοράς q του συστήματος FUSEIS1-1 για κάθε δοκιμή ως γινόμενο του δείκτη πλαστιμότητας μ με την υπεραντοχή Ω, όπως ορίζονται από τις εξισώσεις (4.4) - (4.6) και το Σχήμα 4.17.

$$\Omega = \frac{V_{\max}}{V_1} \quad (4.4)$$

όπου V_{max} το μέγιστο φορτίο της καμπύλης ανελαστικής στατικής ανάλυσης (Pushover) και V₁ το φορτίο της πρώτης διαρροής και

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_{el}} \quad (4.5)$$

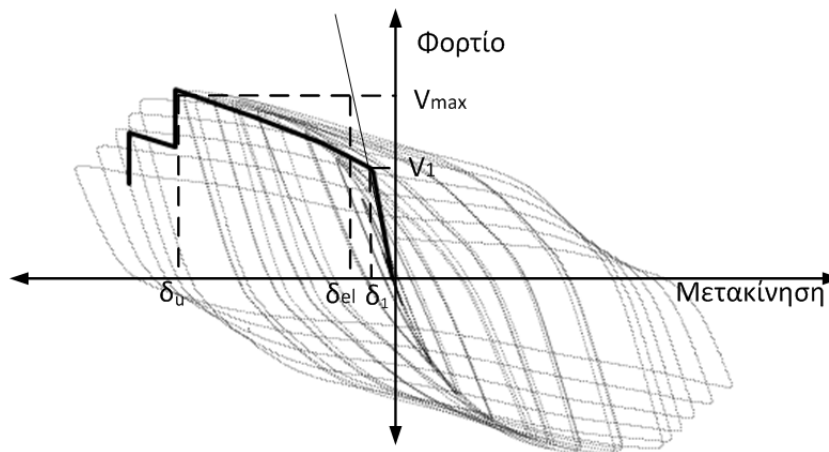
όπου δ_u η μετακίνηση στο μέγιστο φορτίο και δ_{el} η μετακίνηση διαρροής του ισοδύναμου ελαστικού συστήματος.

$$q = \mu \cdot \Omega \quad (4.6)$$

Ο Πίνακας 4.3 συνοψίζει τις τιμές της υπεραντοχής, του δείκτη πλαστιμότητας και του συντελεστή συμπεριφοράς. Παρατηρείται ότι σε όλες τις περιπτώσεις η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς υπερβαίνει το 6, την τιμή δηλαδή που προτείνει ο EN1998-1-1 [28] για πλαίσια ροής, τα οποία οφείλονται στη μεγάλη ικανότητα ανακατανομής του συστήματος.

Πίνακας 4.3: Εκτίμηση συντελεστή συμπεριφοράς συστήματος ανά δοκιμή

Δοκιμή	μ	Ω	α
A1	7,82	1,20	9,42
A2	7,35	1,18	8,65
A3	6,48	1,72	11,15
M1	5,69	1,11	6,32
M2	6,15	1,09	6,68
M3	5,44	1,54	8,39



Σχήμα 4.17: Υπολογισμός του συντελεστή συμπεριφοράς από την καμπύλη ικανότητας των πλαισίων των δοκιμών

5. Σχεδιασμός κτιρίων με σύστημα FUSEIS1-1

5.1 Μέθοδοι ανάλυσης

Στους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς με τη χρήση ελαστικών μεθόδων ανάλυσης και μέσω κατάλληλων κριτηρίων σχεδιασμού (ικανοτικός σχεδιασμός, έλεγχος επιρροών 2^{ης} τάξης κ.α.) λαμβάνεται υπόψη πέρα από την ελαστική και η πιθανότητα μετελαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής κατά το σεισμό σχεδιασμού. Βάσει του αριθμού ιδιομορφών που λαμβάνονται υπόψη στην ανάλυση, υπάρχουν δύο ελαστικές μέθοδοι, η απλοποιημένη φασματική και η δυναμική φασματική, με τη δεύτερη να θεωρείται πιο ακριβής και αναλυτική. Στην πραγματικότητα ενώ οι αναλύσεις αυτές μπορούν να αποτυπώσουν επαρκώς την ελαστική συμπεριφορά μέχρι την πρώτη διαρροή δεν μπορούν να αποτυπώσουν αντίστοιχα και την ανακατανομή των δυνάμεων που πραγματοποιείται, καθώς τα μέλη εισέρχονται σταδιακά στην πλαστική περιοχή.

Για την αποτίμηση της συμπεριφοράς ενός υφιστάμενου κτιρίου σε ισχυρούς σεισμούς, θεωρείται απαραίτητη η εφαρμογή ανελαστικών μεθόδων ανάλυσης. Με τις μεθόδους αυτές, οι οποίες διακρίνονται σε στατικές και δυναμικές, ανάλογα με τον τρόπο επιβολής της διέγερσης, επιτυγχάνεται καλύτερη κατανόηση της συμπεριφοράς του κτιρίου καθιστώντας δυνατή την πρόβλεψη του μηχανισμού αστοχίας του. Η πιο απλή μη γραμμική μέθοδος είναι η στατική υπερωθητική ανάλυση (Nonlinear Static – Pushover Analysis) η οποία έχει περιορισμένες υπολογιστικές απαιτήσεις, μπορεί να εφαρμοστεί όμως σε συγκεκριμένα μόνο κτίρια (γενικά σε κτίρια που προσομοιώνονται ικανοποιητικά με μονοβάθμιο σύστημα, π.χ. όχι ψηλά ή με εκκεντρότητα σε κάτοψη). Η μη γραμμική δυναμική μέθοδος με χρονοϊστορίες σεισμικών διεγέρσεων (Nonlinear Dynamic Analysis ή Time-History Analysis), αντίθετα, μπορεί να εφαρμοστεί χωρίς περιορισμό σε όλους τους τύπους φορέων και αποτυπώνει με ακριβέστερο τρόπο την ανελαστική συμπεριφορά τους. Η μέθοδος αυτή όμως παρά τα πολλά της πλεονεκτήματα είναι ιδιαίτερα χρονοβόρα και έχει υψηλές απαιτήσεις στην προσομοίωση της μη γραμμικής συμπεριφοράς των μελών υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση.

Επιπλέον, εφόσον πραγματοποιηθεί επαρκής αριθμός μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων είναι δυνατή και η εφαρμογή της «Προσαυξητικής Δυναμικής Ανάλυσης» (Incremental Dynamic Analysis, IDA), η οποία παρέχει σημαντικές πληροφορίες για τον προσδιορισμό του βαθμού βλάβης των κατασκευών σε όλο το φάσμα απόκρισής τους, από την ελαστική στην πλαστική μέχρι την πλήρη κατάρρευση.

Στις επόμενες παραγράφους γίνεται συνοπτική περιγραφή των βασικών παραμέτρων και αποτελεσμάτων των μη γραμμικών μεθόδων που εφαρμόστηκαν για τη διερεύνηση της συμπεριφοράς πλαισίων πραγματικών κτιρίων με FUSEIS1-1 (Κεφάλαιο 6). Μέσω των αναλύσεων αυτών επιβεβαιώθηκε και η προτεινόμενη μεθοδολογία σχεδιασμού της παραγράφου 5.2.

5.1.1 Στατική υπερωθητική ανάλυση

Η στατική υπερωθητική ανάλυση (Pushover Analysis) είναι η πιο διαδεδομένη μη γραμμική μέθοδος ανάλυσης σε υφιστάμενα και νέα κτίρια που προτείνουν σχεδόν όλοι οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί (EN1998-1-1 [28], FEMA-356 [47], ATC-40 [52] κ.ά.). Μέσω της μεθόδου είναι δυνατός ο έλεγχος της συνολικής ευστάθειας του φορέα και η παρακολούθηση της εξέλιξης των πλαστικών παραμορφώσεων στα κρίσιμα δομικά στοιχεία του. Επιπλέον, μπορεί να αναδείξει προβληματικές περιοχές του φορέα, οι οποίες δεν μπορούν να

προβλεφθούν κατά τον ελαστικό σχεδιασμό, και γίνεται κατανοητός ο μηχανισμός κατάρρευσης. Η χρήση της μεθόδου θεωρείται κατάλληλη εφόσον η θεμελιώδης ιδιομορφή ταλαντώνει τουλάχιστον το 75% της συνολικής μάζας του κτιρίου. Στην περίπτωση εύκαμπτων κτιρίων με μικρό ποσοστό ταλαντούμενης μάζας στη θεμελιώδη ιδιομορφή η μέθοδος δεν μπορεί να εκτιμήσει με ακρίβεια τη δυναμική συμπεριφορά τους και πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή και των ανώτερων ιδιομορφών.

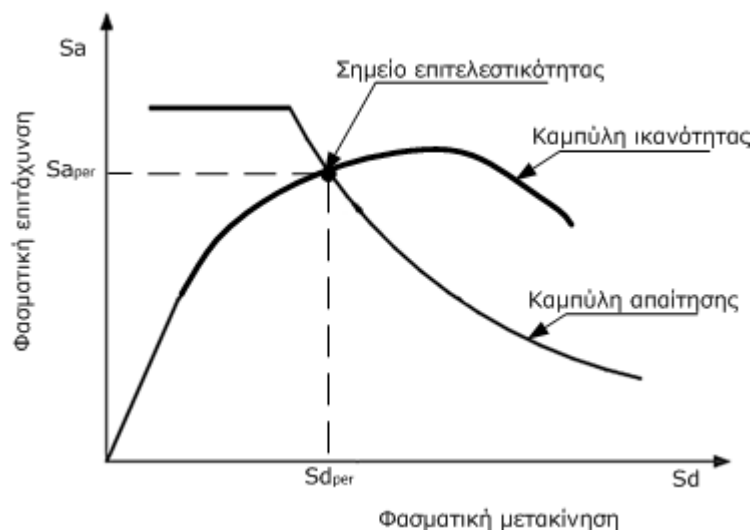
Η ανάλυση διεξάγεται υπό τα κατακόρυφα φόρτια του σεισμικού συνδυασμού και μονοτονικά αυξανόμενα εγκάρσια φορτία καθ' ύψος, ξεχωριστά για καθεμία από τις οριζόντιες διευθύνσεις x και y , μέχρι τη μετακίνηση στόχο (target displacement). Η μετακίνηση στόχος είναι η μετακίνηση του ανώτερου ορόφου του φορέα που αντιστοιχεί στην επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας για το σεισμό σχεδιασμού.

Οι σύγχρονοι κανονισμοί προβλέπουν τη χρήση τουλάχιστον δύο κατανομών οριζόντιων φορτίων. Ανάλογα με την απαιτούμενη ακρίβεια μπορούν να εφαρμοστούν διάφοροι τύποι κατανομής, με συνηθέστερες την ομοιόμορφη και την ιδιομορφική που προτείνει ο EN1998-1-1 [28]. Στην ομοιόμορφη τα φορτία είναι ίδια σε όλες τις στάθμες (ορθογωνική κατανομή). Η ιδιομορφική βασίζεται στην παραδοχή ότι η συμπεριφορά της κατασκευής ακολουθεί τη θεμελιώδη ιδιομορφή στη θεωρούμενη διεύθυνση και το σχήμα της παραμένει ίδιο ακόμα και μετά τη διαρροή.

Η συνολική ικανότητα του φορέα εξαρτάται από την ικανότητα των επιμέρους δομικών στοιχείων του. Επομένως, βασικό βήμα για τη διεξαγωγή της Pushover είναι και ο ορισμός του νόμου φορτίου – παραμόρφωσης των στοιχείων αυτών, ο οποίος προσομοιώνεται με διγραμμικές ή τριγραμμικές καμπύλες και προκύπτει από την αντοχή και την ικανότητα παραμόρφωσής τους.

Η μέθοδος περιλαμβάνει διαδοχικές στατικές αναλύσεις υπό αυξανόμενη μετακίνηση οροφής, καθεμία από τις οποίες αποτελεί ένα ξεχωριστό υπολογιστικό βήμα. Κατά τη διάρκειά τους, τα κρίσιμα στοιχεία αρχίζουν να διαρρέουν σταδιακά με αποτέλεσμα τη μείωση της δυσκαμψίας τους, η οποία λαμβάνεται υπόψη στο μητρώο δυσκαμψίας του κτιρίου στο επόμενο βήμα. Η ανάλυση ολοκληρώνεται είτε όταν ο φορέας φτάσει τη μετακίνηση στόχο, είτε νωρίτερα αν χάσει την ευστάθειά του λόγω δημιουργίας επαρκούς αριθμού πλαστικών αρθρώσεων, οπότε η μέθοδος παύει να συγκλίνει (μηχανισμός κατάρρευσης). Έπειτα, εξάγεται το συνολικό διάγραμμα τέμνουσας βάσης και μετακίνησης κορυφής που ονομάζεται καμπύλη αντίστασης ή ικανότητας του φορέα (capacity curve). Για την αποτίμηση της συμπεριφοράς του φορέα είναι απαραίτητη και η κατασκευή της καμπύλης απαίτησης (demand spectrum), η οποία γίνεται με χάραξη των καμπυλών ελαστικού φάσματος του σεισμού σχεδιασμού για διάφορους βαθμούς απόσβεσης (ATC-40 [52]).

Η σύγκριση των δύο καμπύλων γίνεται αποτυπώνοντας τες σε κοινό διάγραμμα φασματικής επιτάχυνσης – φασματικής μετατόπισης ($S_a - S_d$) με μετατροπή της καμπύλης ικανότητας του πολυβάθμιου συστήματος σε φάσμα ικανότητας (capacity spectrum) ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή. Το σημείο τομής τους είναι το σημείο επιτελεστικότητας του φορέα (performance point, Σχήμα 5.1). Το σημείο επιτελεστικότητας αποτελεί βασικό κριτήριο για τον έλεγχο των αναπτυσσόμενων δυνάμεων ή ανελαστικών παραμορφώσεων και την αξιολόγησή τους σε σχέση με την επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας. Στην περίπτωση που οι δύο καμπύλες δεν τέμνονται η διατιθέμενη αντοχή υπολείπεται σημαντικά της απαιτούμενης και απαιτείται ενίσχυση σε υφιστάμενες κατασκευές και επανασχεδιασμός σε νέες. Η καμπύλη ικανότητας παρέχει επιπλέον τη δυνατότητα εκτίμησης του συντελεστή συμπεριφοράς του φορέα ως συνάρτηση της υπεραντοχής και της πλαστιμότητάς του.



Σχήμα 5.1: Φάσμα ικανότητας και απαίτησης και ορισμός του σημείου επιτελεστικότητας

5.1.2 Ανελαστική δυναμική ανάλυση

Η ανελαστική δυναμική ανάλυση (Nonlinear Dynamic Analysis) είναι μια μη γραμμική μέθοδος που χρησιμοποιείται για τη μελέτη της απόκρισης των κατασκευών υπό σεισμική φόρτιση. Μπορεί να εφαρμοστεί σε όλες τις κατασκευές ανεξάρτητα από τη γεωμετρία τους ή το έδαφος θεμελίωσης. Θεωρείται πιο ακριβής και αξιόπιστη σε σχέση με την Pushover, καθώς ο φορέας υποβάλλεται σε επιταχυνσιογραφήματα σεισμικών διέγερσεων τα οποία μπορεί να προέρχονται από καταγραφές πραγματικών σεισμικών γεγονότων ή να είναι τεχνητά, κατασκευασμένα βάσει συγκεκριμένων προδιαγραφών των κανονισμών.

Αρχικά μορφώνεται το προσομοίωμα του φορέα και εισάγεται κατάλληλος μη γραμμικός νόμος φορτίου - παραμόρφωσης στα επιμέρους δομικά στοιχεία για την αποτύπωση της συμπεριφοράς των κρίσιμων διατομών τους υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Στη συνέχεια εφαρμόζονται τα φορτία του σεισμικού συνδυασμού, που περιλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία βαρύτητας, και τα σεισμικά φορτία, που εκφράζονται από επιλεγμένα επιταχυνσιογραφήματα αντιπροσωπευτικά για το συγκεκριμένο φορέα και την περιοχή. Η απόκριση της κατασκευής είναι ιδιαίτερα ευαίσθητη στη μορφή των επιταχυνσιογραφημάτων, γι' αυτό και ο αριθμός των σεισμικών διεγέρσεων που εφαρμόζονται πρέπει να είναι επαρκώς μεγάλος.

Η ανάλυση προβλέπει επαναληπτική διαδικασία κατά την οποία παράγονται χρονοϊστορίες δυνάμεων και παραμορφώσεων των δομικών στοιχείων του φορέα, λαμβάνοντας υπόψη τη μείωση της αντοχής και δυσκαμψίας τους μετά τη διαρροή, καθώς επίσης και την επιρροή γεωμετρικών μη γραμμικοτήτων. Η αποτίμηση της κατασκευής γίνεται με απευθείας σύγκριση των υπολογιζόμενων μεγεθών με τις οριακές τιμές που προβλέπουν οι κανονισμοί για την επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας.

5.1.3 Προσαυξητική δυναμική ανάλυση

Η προσαυξητική δυναμική ανάλυση (IDA) είναι μια μέθοδος αξιολόγησης της μη-γραμμικής δυναμικής συμπεριφοράς του φορέα η οποία αναπτύχθηκε πρόσφατα (Vamvatsikos D. και Cornell CA. [53]) και έχει υιοθετηθεί από τον αμερικάνικο κανονισμό FEMA - P695 [54]. Σε σχέση με τις απλές αναλύσεις χρονοϊστορίας, η μέθοδος περιλαμβάνει μια σειρά ανεξάρτητων

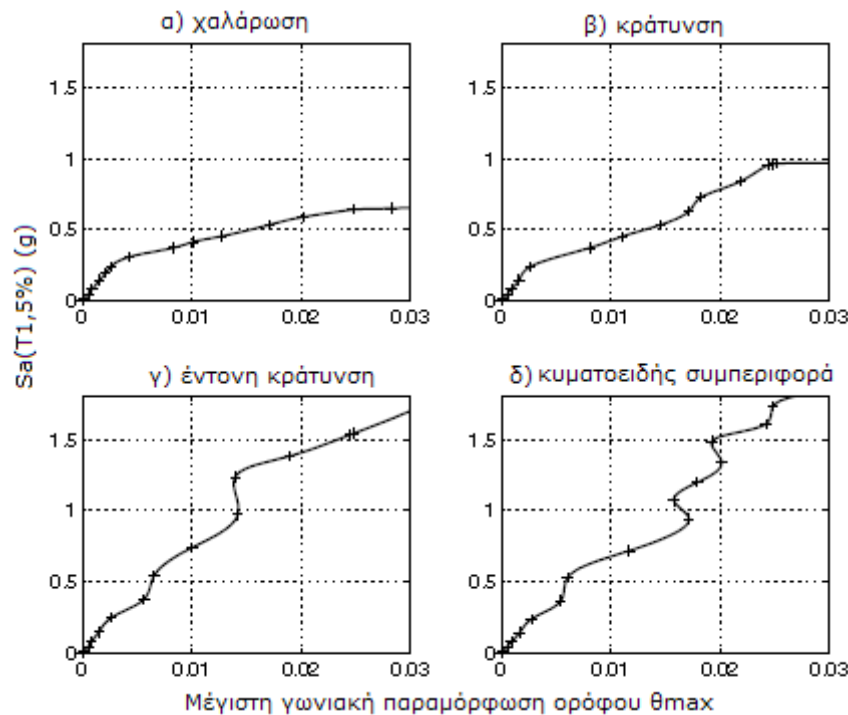
δυναμικών αναλύσεων στις οποίες η υπό μελέτη κατασκευή υποβάλλεται σε χρονοϊστορίες σεισμικών διεγέρσεων που κλιμακώνονται σε διάφορα επίπεδα έντασης (μεγέθυνση ή σμίκρυνση), ώστε να είναι δυνατή η πλήρης αποτύπωση και κατανόηση της συμπεριφοράς της από την ελαστική περιοχή μέχρι την κατάρρευση. Με την αύξηση της έντασης της εδαφικής διεγέρσης η μέθοδος καταγράφει σταδιακά όλες τις μεταβολές που συμβαίνουν στην απόκριση της κατασκευής, όπως αύξηση των παραμορφώσεων, μείωση της δυσκαμψίας και της αντοχής των δομικών στοιχείων, καθώς επίσης και τη σειρά με την οποία εμφανίζονται.

Στόχος της IDA είναι να καταγραφούν οι δείκτες απόκρισης (Engineering Demand Parameters - EDP) της κατασκευής, που αντιστοιχούν σε οριακές καταστάσεις ή τύπους αστοχίας, ως συνάρτηση του δείκτη έντασης (Intensity Measure - IM) της κλιμακούμενης σεισμικής κίνησης. Πιθανοί συντελεστές των δεικτών IM είναι η μέγιστη επιτάχυνση (PGA) ή η μέγιστη ταχύτητα (PGV) εδάφους, ενώ συνηθέστερα χρησιμοποιείται η φασματική επιτάχυνση της πρώτης ιδιομορφής της κατασκευής με απόσβεση 5%, $S_a(T_1, 5\%)$, που θεωρείται κατάλληλη για κανονικά κτίρια και κτίρια χαμηλού ύψους. Η επιλογή του EDP εξαρτάται από την ίδια την κατασκευή και από τα χαρακτηριστικά της απόκρισής της που πρόκειται να ελεγχθούν. Αυτό συνεπάγεται ότι για την αποτίμησή της μπορούν να χρησιμοποιηθούν περισσότερα του ενός EDPs. Η συνολική κλίση και η γωνιακή παραμόρφωση ορόφων (interstory drift), θ_{max} , είναι καθοριστικές της ευστάθειας της κατασκευής και επομένως αποτελούν τους συνηθέστερους δείκτες EDP.

Για την κλιμάκωση των επιταχυνσιογραφημάτων εφαρμόζονται διάφορες τεχνικές με συνηθέστερη τη χρήση κατάλληλου αλγόριθμου ο οποίος κλιμακώνει την κάθε σεισμική καταγραφή σε διαφορετικά επίπεδα μέχρι την αδυναμία αριθμητικής σύγκλισης όταν δηλαδή επέλθει συνολική δυναμική αστάθεια (π.χ. hunt & fill, Vamvatsikos D. και Cornell CA. [55]). Εναλλακτικά, ένας απλούστερος τρόπος είναι η ομοιόμορφη κλιμάκωση όλων των καταγραφών σε συγκεκριμένα ποσοστά της $S_a(T_1)$ όπως 10%, 20% κλπ. Η τελευταία τεχνική εφαρμόστηκε και κατά τις αναλύσεις με IDA στα πλαίσια με FUSEIS1-1 που παρουσιάζονται στην παράγραφο 6.7.

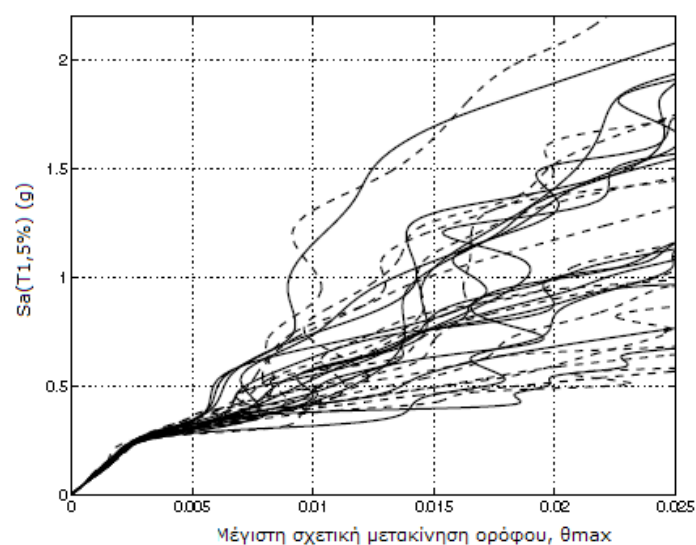
Από κάθε κλιμάκωση της καταγραφής προκύπτει ένα ζεύγος τιμών IM - EDP τα οποία μπορούν να παρασταθούν σε ένα ενιαίο διάγραμμα που ονομάζεται καμπύλη IDA. Για την απεικόνιση ολόκληρης της καμπύλης με σχετική ακρίβεια, χωρίς την ανάγκη πολλών αναλύσεων, στα τμήματα για τα οποία δεν υπάρχουν σημεία κλιμάκωσης γίνεται παρεμβολή με πολυωνυμικά τμήματα αριθμού ανάλογου με αυτού των αναλύσεων κάθε καταγραφής (spline). Κάθε καμπύλη IDA επομένως επιτρέπει τον υπολογισμό τιμών EDP σε τυχαίες στάθμες IM και αντιστρόφως.

Σε γενικές γραμμές μια τυπική καμπύλη IDA ξεκινά με ένα ευθύγραμμο τμήμα (ελαστική περιοχή) το οποίο τερματίζεται με την εμφάνιση της πρώτης διαρροής, Σχήμα 5.2. Έπειτα ακολουθούν τμήματα στα οποία η τοπική κλίση IM/EDP (ή δυσκαμψία) μεταβάλλεται. Η καμπύλη εμφανίζει «χαλάρωση» (softening, Σχήμα 5.2α) όταν με την αύξηση των IM η κλίση μειώνεται λόγω της μείωσης της αντοχής και «κράτυνση» (hardening) όταν η κλίση αυξάνεται (Σχήμα 5.2β). Επίσης η μορφή της μπορεί να είναι «κυματοειδής» με εναλλαγή διαδοχικών τμημάτων «χαλάρωσης» και «κράτυνσης» (Σχήμα 5.2γ και δ). Η καμπύλη καταλήγει σε οριζόντια γραμμή (flatline) η οποία αντιστοιχεί στην τελευταία αριθμητική σύγκλιση και σηματοδοτεί την εμφάνιση της καθολικής δυναμικής αστάθειας κατά την οποία οι παραμορφώσεις EDP αυξάνονται απεριόριστα ακόμα και για ελάχιστη αύξηση του IM.



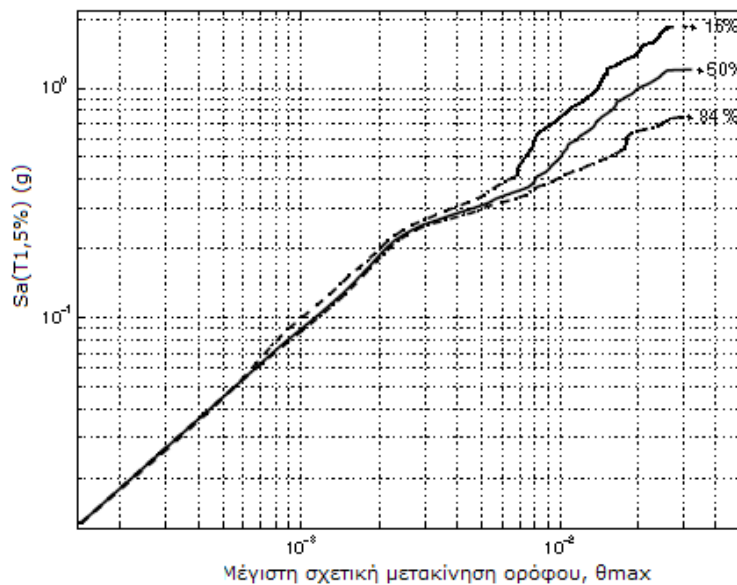
Σχήμα 5.2: Ενδεικτικές καμπύλες IDA πεντάωροφου κτιρίου (Vamvatsikos D. και Cornell CA. [53])

Η καμπύλη IDA που προκύπτει για συγκεκριμένο επιταχυνσιογράφημα είναι μοναδική για την κατασκευή και εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από αυτό. Επομένως μια μελέτη IDA μόνης καταγραφής (single - record IDA) δεν μπορεί να αποτυπώσει πλήρως την απόκριση της κατασκευής και απαιτείται η επιβολή ικανοποιητικού αριθμού καταγραφών (multi - record IDA), ώστε να καλυφθεί όλο το εύρος των πιθανών αποκρίσεων. Μεταβάλλοντας τις εδαφικές διεγέρσεις παράγεται πλήθος διαφορετικών καμπύλων η μορφή των οποίων δεν μπορεί να προσδιοριστεί εκ των προτέρων. Για να είναι δυνατή η εξαγωγή συμπερασμάτων για την ανελαστική συμπεριφορά μιας κατασκευής πρέπει οι καμπύλες IDA των επιμέρους αναλύσεων να απεικονιστούν γραφικά σε κοινό διάγραμμα με τα ίδια IM και EDP (Σχήμα 5.3).



Σχήμα 5.3: Απεικόνιση 30 καμπύλων IDA πεντάωροφου κτιρίου (Vamvatsikos D. και Cornell CA. [53])

Όσο το πλήθος των επιταχυνσιογραφημάτων αυξάνεται τόσο πιο δύσκολη είναι η διαχείριση των αποτελεσμάτων τους. Επιπλέον, επειδή οι πιθανές σεισμικές διεγέρσεις στις οποίες μπορεί να υποβληθεί η κατασκευή είναι τυχαίες, κρίνεται σκόπιμη η στατιστική επεξεργασία του δείγματος των καμπύλων, η οποία μπορεί να γίνει με διάφορες παραμετρικές ή μη παραμετρικές μεθόδους. Η ομαδοποίηση των αποτελεσμάτων των αναλύσεων των πλαισίων με FUSEIS1-1 έγινε σε τρεις καμπύλες με χρήση της διαμέσου του δείγματος των καμπύλων και των ποσοστημορίων που αντιστοιχούν στο 16% και στο 84% (Σχήμα 5.4). Η καμπύλη στη διάμεσο (median curve) περιλαμβάνει τις τιμές της σεισμικής έντασης στις οποίες η κατασκευή έχει ήδη καταρρεύσει για το 50% των καταγραφών. Ομοίως ορίζονται και οι καμπύλες στο 16% και 84% στις οποίες θεωρείται ότι συμβαίνει κατάρρευση για το 84% και το 16% των καταγραφών αντίστοιχα.



Σχήμα 5.4: Σύνοψη καμπύλων IDA σε ποσοστημότητα 16%, 50%, 84% σε λογαριθμική κλίμακα (Vamvatsikos D. και Cornell CA. [53])

Στη συνέχεια, χρησιμοποιώντας τα δεδομένα κατάρρευσης της καμπύλης IDA 50% κατασκευάζεται η αντίστοιχη καμπύλη τρωτότητας (fragility curve). Πρόκειται για μια τυπική αθροιστική λογαριθμική συναρτήση πιθανότητας (Cumulative Distribution Function, CDF) που περιγράφει την πιθανότητα υπέρβασης ενός καθορισμένου επιπέδου βλάβης για δεδομένη σεισμική ένταση. Κάθε καμπύλη τρωτότητας (Σχήμα 5.5a) ορίζεται με τη βοήθεια δύο μόνο παραμέτρων, της φασματικής επιτάχυνσης $S_a(T_1, 5\%)$ της IDA 50% που αντιστοιχεί στην κατάρρευση της κατασκευής και ονομάζεται S_{CT} (median collapse intensity) και τη συνολική λογαριθμοκανονική τυπική απόκλιση, β_{tot} . Η τυπική απόκλιση ενσωματώνει τις αβεβαιότητες των σεισμικών καταγραφών (β_{RTR}), των απαιτήσεων σχεδιασμού (β_{DR}), των πειραματικών δεδομένων (β_{TD}) και της προσομοίωσης και της διαδικασίας ανάλυσης (β_{MDL}). Ο υπολογισμός της γίνεται σύμφωνα με τις διατάξεις του FEMA - P695 [54], από την εξίσωση (5.1), και με την παραδοχή ότι οι επιμέρους αβεβαιότητες είναι στατιστικώς ανεξάρτητες.

$$\beta_{tot} = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2} \quad (5.1)$$

Για να είναι δυνατή η αποτίμηση της κατάρρευσης της κατασκευής πρέπει να γίνει επιπλέον τροποποίηση της καμπύλης τρωτότητας λαμβάνοντας υπόψη την επιρροή του σχήματος του φάσματος ακραίων (σπάνιων) σεισμικών διεγέρσεων που προκαλούν κατάρρευση. Η νέα καμπύλη τρωτότητας είναι μετατοπισμένη προς τα δεξιά (Σχήμα 5.5β) καθώς προκύπτει από τον πολλαπλασιασμό της S_{CT} με το συντελεστή σχήματος του φάσματος SSF (Spectral Shape

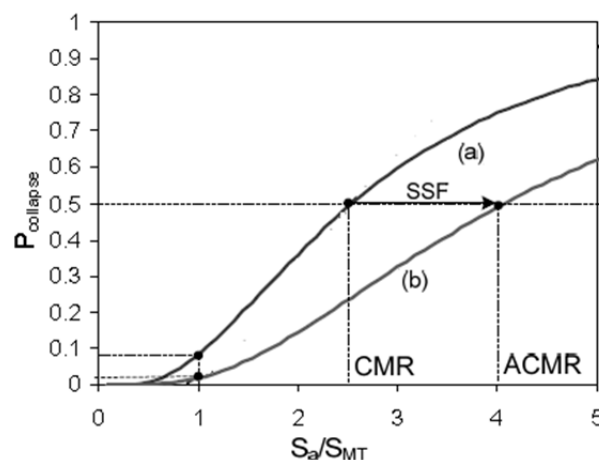
Factor), ο οποίος εξαρτάται από τη δεσπόζουσα ιδιοπερίοδο και τον δείκτη πλαστιμότητας της κατασκευής. Γενικά, σε πλαστικές κατασκευές με μεγάλες ιδιοπεριόδους (μεγαλύτερες από 1-1,5s) παρατηρείται μεγαλύτερη μετατόπιση της καμπύλης τρωτότητας εξαιτίας του SSF. Με βάση τη διορθωμένη καμπύλη τρωτότητας μπορεί να υπολογιστεί η πιθανότητα κατάρρευσης της κατασκευής για δεδομένες τιμές φασματικής επιτάχυνσης.

Επίσης, μπορεί να γίνει και επαλήθευση της τιμής του συντελεστή συμπεριφοράς που εφαρμόστηκε κατά το σχεδιασμό. Από το περιθώριο ασφαλείας έναντι κατάρρευσης (Collapse Margin Ratio, CMR) που υπολογίζεται με την εξίσωση (5.2) και το συντελεστή SSF προκύπτει το διορθωμένο περιθώριο ασφαλείας έναντι κατάρρευσης (Adjusted Collapse Ratio, ACMR), όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.5.

$$CMR = \frac{S_{CT}}{S_{MT}} \quad (5.2)$$

όπου η τιμή της S_{MT} ισοδυναμεί με την τιμή της $S_a(T_1, 5\%)$ του ελαστικού φάσματος απόκρισης στη δεσπόζουσα ιδιοπερίοδο κατά EN1998-1-1 [28].

Το διορθωμένο όριο κατάρρευσης ACMR συγκρίνεται στη συνέχεια με τις επιτρεπόμενες τιμές του FEMA - P695 [54], $ACMR_{10\%}$ ή $ACMR_{20\%}$, που αντιστοιχούν σε πιθανότητα κατάρρευσης 10% ή 20% ανάλογα με τον αριθμό των υπό μελέτη κατασκευών. Αν το υπολογισμένο ACMR υπερβαίνει τις επιτρεπόμενες τιμές ο συντελεστής συμπεριφοράς θεωρείται αποδεκτός. Στην αντίθετη περίπτωση, η κατασκευή πρέπει να επανασχεδιαστεί και να επαναληφθεί η παραπάνω διαδικασία μέχρι να προκύψει ο συντελεστής συμπεριφοράς που επαληθεύει τις οριακές τιμές του κανονισμού.



Σχήμα 5.5: Ενδεικτική καμπύλη τρωτότητας τετραώροφου κτιρίου: α) βάσει της συνολικής τυπικής απόκρισης β_{tot} και β) λαμβάνοντας υπόψη την επιρροή του σχήματος του φάσματος SSF

Η διαδικασία που περιγράφηκε παραπάνω βασίζεται στο σύγχρονο αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών με στάθμες επιτελεστικότητας (Performance - Based Earthquake Engineering - PBEE) και παρέχει μια αξιόπιστη και επιστημονικά τεκμηριωμένη μεθοδολογία για την καλύτερη κατανόηση της επίδρασης των σεισμικών διεγέρσεων στη συμπεριφορά της κατασκευής και την προστασία της έναντι κατάρρευσης. Μέσω κατάλληλης προσομοίωσης και στατιστικής επεξεργασίας των αποτελεσμάτων, αποτυπώνεται με μεγάλη ακρίβεια η ανελαστική απόκριση της κατασκευής. Ωστόσο παρά τα πολλά της πλεονεκτήματα, η συγκεκριμένη μέθοδος είναι ιδιαίτερα χρονοβόρα, κυρίως όταν εφαρμόζεται σε τρισδιάστατους φορείς, και έχει υψηλές απαιτήσεις στην προσομοίωση της μη γραμμικής συμπεριφοράς των επιμέρους δομικών στοιχείων. Για το λόγο αυτό εφαρμόζεται συνήθως σε

επίπεδους φορείς για έλεγχο υφιστάμενων κατασκευών ή για ερευνητικούς λόγους. Μείωση του υπολογιστικού χρόνου επιτυγχάνεται με προσεκτική επιλογή των σεισμικών διεγέρσεων και των επιπέδων αστοχίας και χρήση κατάλληλων αυτοματοποιημένων εφαρμογών.

5.2 Κανόνες σχεδιασμού κτιρίων με FUSEIS1-1

Σύμφωνα με τον EN1993-1-1 [43], για να είναι ο φορέας επαρκής ως προς την αντοχή, τη λειτουργικότητα και την ανθεκτικότητα στη διάρκεια του χρόνου πρέπει να ικανοποιεί τα κριτήρια σχεδιασμού του σε δύο οριακές καταστάσεις, την Οριακή κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ) και την Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ). Η πρώτη αφορά σε έλεγχο των παραμορφώσεων και η δεύτερη εξασφαλίζει ότι δε θα συμβεί αστοχία των μελών του φορέα ή απώλεια της ευστάθειάς του. Για τον αντισεισμικό σχεδιασμό στον EN1998-1-1 [28] αντίστοιχα διακρίνονται δύο κατηγορίες φορέων, οι πλάστιμοι και οι μη πλάστιμοι, βάσει της ικανότητας μελών του φορέα να ανθίστανται στις σεισμικές δράσεις μέσω ανελαστικής συμπεριφοράς. Οι πλάστιμοι φορείς σχεδιάζονται με τέτοιο τρόπο ώστε φαινόμενα διαρροής, τοπικού λυγισμού και άλλα φαινόμενα τα οποία οφείλονται σε υστερητική συμπεριφορά να μην επηρεάζουν την συνολική ευστάθειά τους. Τα μη πλάστιμα μέλη τους και οι συνδέσεις των πλάστιμων μελών τους με τον υπόλοιπο φορέα θα πρέπει να διαθέτουν επαρκή υπεραντοχή έτσι ώστε να εξασφαλίζουν τη διαρροή πρώτα στα πλάστιμα μέλη (ικανοτικός σχεδιασμός).

Κύριος στόχος του ερευνητικού προγράμματος ήταν η ανάπτυξη κατάλληλων κανόνων για το σχεδιασμό και την εφαρμογή του συστήματος FUSEIS1-1 σε κτίρια, οι οποίοι διαμορφώθηκαν σύμφωνα με τις διατάξεις των Ευρωκωδίκων, με κατάλληλες τροποποιήσεις ώστε να ληφθούν υπόψη τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά του συστήματος. Οι κανόνες αυτοί, συμπεριλαμβανομένων και των σχετικών διατάξεων των κανονισμών, συνοψίστηκαν σε ενιαίο κείμενο, τον Οδηγό Σχεδιασμού (Design Guide, [27]). Οι εξισώσεις, οι προτεινόμενες τιμές των διαφόρων παραμέτρων (όπως ιδιότητες πλαστικών αρθρώσεων, συντελεστής συμπεριφοράς κ.α.) και οι έλεγχοι του Οδηγού Σχεδιασμού προέκυψαν αρχικά από τα αποτελέσματα των δοκιμών και επιβεβαιώθηκαν στη συνέχεια με γραμμικές και μη γραμμικές αναλύσεις πλαισίων πραγματικών κτιρίων με το σύστημα που παρουσιάζονται στο Κεφάλαιο 6.

5.2.1 Προκαταρκτικός σχεδιασμός (Preliminary design)

Το πρώτο βήμα για το σχεδιασμό κτιρίων είναι ο σωστός αρχικός σχεδιασμός τους ο οποίος μειώνει σημαντικά το χρόνο μελέτης περιορίζοντας τον αριθμό των απαιτούμενων δοκιμών, ενώ επιπλέον προσφέρει και δυνατότητα εκτίμησης των εντατικών μεγεθών που αναμένεται να εμφανίσουν τα δομικά μέλη κατά τη διάρκεια των αναλύσεων. Με τον προκαταρκτικό σχεδιασμό επιλέγονται οι βασικές παράμετροι του σχεδιασμού όπως ο τύπος του αντισεισμικού συστήματος, ο αριθμός και οι θέσεις του στην κάτοψη του κτιρίου και προδιαστασιολογούνται τα κύρια δομικά μέλη.

Στην περίπτωση του συστήματος FUSEIS1-1 που η τέμνουσα ορόφου V_{story} παραλαμβάνεται κυρίως μέσω της κάμψης των δοκών του στις θέσεις των RBS, βάσει της θεωρίας δοκού Vierendeel (παρ. 3.3.5.), ο απαιτούμενος αριθμός συστημάτων m σε ένα κτίριο μπορεί να εκτιμηθεί με την εξίσωση (5.3) από τη συνολική τέμνουσα βάσης V_B του κτιρίου και την τέμνουσα V_{story} που μπορεί να παραλάβει καθένα από τα συστήματα (εξίσωση (3.5)).

$$m = \frac{V_B}{V_{story}} \quad (5.3)$$

Μια πρώτη εκτίμηση των διατομών των υποστυλωμάτων του συστήματος μπορεί να γίνει αντίστοιχα βάσει της αντοχής τους μέσω της αξονικής δύναμης που αναπτύσσουν λόγω της ροπής ανατροπής M_{ov} υπό οριζόντια φόρτιση. Τοποθετώντας m ίδια αντισεισμικά συστήματα FUSEIS1-1 σε ένα κτίριο, τα υποστυλώματα πρέπει να μπορούν να παραλάβουν αξονική δύναμη N_{column} τουλάχιστον ίση με αυτή που υπολογίζεται από την εξίσωση (5.4).

$$N_{column} = \frac{M_{ov}}{m \cdot L} \quad (5.4)$$

Ωστόσο η αντοχή δεν αποτελεί το μόνο κριτήριο για την επιλογή του αριθμού των συστημάτων και των διατομών των δοκών και των υποστυλωμάτων τους. Τα μέλη πρέπει να διαθέτουν επαρκή δυσκαμψία ώστε να περιορίζονται οι βλάβες σε μη φέροντα στοιχεία και να ελέγχεται η ευστάθεια του φορέα (επιρροές 2^{ης} τάξης), όπως παρουσιάζεται στην επόμενη παράγραφο.

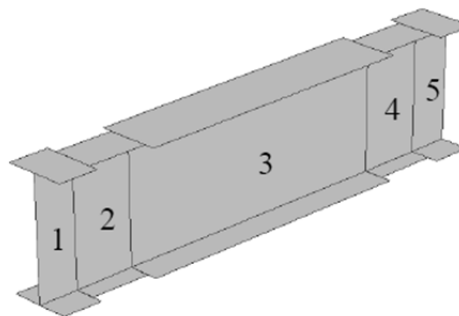
5.2.2 Μεθοδολογία σχεδιασμού με ελαστική ανάλυση

Τα κτίρια με FUSEIS1-1 πρέπει να σχεδιάζονται με επαρκή πλαστιμότητα και αντοχή ώστε να εξασφαλίζεται η απορρόφηση ενέργειας εντός των πλαστικών ζωνών που έχουν οι δοκοί του συστήματος στα άκρα (RBS). Για τη μελέτη κατασκευών με το σύστημα προτείνεται η παρακάτω μεθοδολογία:

(1) Προσομοίωση

Αρχικά κατασκευάζεται προσομοίωμα ραβδωτών στοιχείων (beam elements) σε εμπορικό λογισμικό. Οι δοκοί του συστήματος ορίζονται από πέντε τμήματα που αντιστοιχούν στην πλήρη διατομή στα άκρα και στο μέσο και στην απομειωμένη στις θέσεις των RBS (Σχήμα 5.6). Οι διαστάσεις του απομειωμένου τμήματος RBS επιλέγονται ως εξής: απόσταση από τη σύνδεση $a=50\text{mm}$ έως $0,50b_f$, μήκος $b=75\text{mm}$ έως $0,65d_b$ και βάθος εγκοπής $g \leq 0,25b_f$ (Σχήμα 3.10).

Οι άκαμπτες συνδέσεις των δοκών του συστήματος στα υποστυλώματα προσομοιώνονται ως πακτώσεις ώστε να ενεργοποιηθεί η λειτουργία της *Vierendeel*. Για να ληφθεί υπόψη στην ανάλυση το καθαρό μήκος των δοκών εισάγονται άκαμπτα στοιχεία μεταξύ των κέντρων των υποστυλωμάτων και των πελμάτων τους. Στη στάθμη των εδράσεων των υποστυλωμάτων τοποθετείται πάντα μια δοκός ώστε να μη μεταφέρονται ροπές στη θεμελίωση.



Σχήμα 5.6: Προσομοίωση δοκών FUSEIS1-1

Όσον αφορά στη μόρφωση του υπόλοιπου φορέα, ο μελετητής έχει τη δυνατότητα να επιλέξει αν το FUSEIS1-1 θα αποτελέσει το μοναδικό σύστημα δυσκαμψίας ή αν θα χρησιμοποιήσει και την πλαισιακή λειτουργία για την παραλαβή των οριζόντιων φορτίων. Αυτό καθορίζεται από τον τύπο των συνδέσεων δοκών – υποστυλωμάτων του κύριου πλαισίου. Στην πρώτη περίπτωση οι συνδέσεις προσομοιώνονται ως αρθρωτές (Hinged) ενώ

στη δεύτερη ως άκαμπτες (Fixed) ή ημιάκαμπτες (Partially fixed) μορφώνοντας πλαίσιο ροπής (MRF).

Η χρήση των τριών παραπάνω τύπων συνδέσεων δοκών - υποστυλωμάτων αξιολογήθηκε μέσω αναλύσεων σε πλαίσια πραγματικών κτιρίων με FUSEIS1-1. Οι αρθρωτές συνδέσεις επιβαρύνουν το σχεδιασμό του συστήματος λόγω των αυξημένων απαιτήσεων σε δυσκαμψία και οδηγούν σε μεγάλες διατομές δοκών και υποστυλωμάτων, δυσχεραίνοντας την τοποθέτηση, επισκευή ή/και αντικατάσταση των δοκών του. Οι άκαμπτες συνδέσεις αντίθετα αυξάνουν τις απαιτήσεις σχεδιασμού στον υπόλοιπο φορέα, οι δοκοί του οποίου πρέπει να διαθέτουν υπεραντοχή ώστε να μη διαρρεύσουν πριν από τις δοκούς του συστήματος. Με χρήση ημιάκαμπτων συνδέσεων το κύριο πλαίσιο λειτουργεί σαν δευτερεύον σύστημα δυσκαμψίας, όμοια με τα πλαίσια ροπής, αλλά ο σχεδιασμός είναι πιο οικονομικός, αφενός γιατί το κύριο πλαίσιο απαλλάσσεται από τον ικανοτικό και αφετέρου γιατί η υλοποίηση ημιάκαμπτων συνδέσεων είναι πιο απλή τεχνικά. Οι μη γραμμικές αναλύσεις έδειξαν ότι στα πλαίσια αυτά για να εξασφαλιστεί ότι οι βλάβες θα εμφανιστούν μόνο στις δοκούς του συστήματος, η ικανότητα στροφής της περιοχής της πλαστικής άρθρωσης θ_p πρέπει να υπερβαίνει τα 40mrad, τιμή λίγο μεγαλύτερη από αυτές που ορίζει ο EN1998-1-1 [28] για συνδέσεις δοκού - υποστυλώματος πλαισιωτών φορέων.

Σε κάθε περίπτωση οι δοκοί του κύριου πλαισίου συνδέονται με τα υποστυλώματα του συστήματος FUSEIS1-1 με απλές συνδέσεις τέμνουσας ώστε να μη μεταφέρουν σε αυτά πρόσθετες ροπές. Στις εδράσεις των υποστυλωμάτων προτιμώνται επίσης οι αρθρώσεις για την αποφυγή βλαβών στη θεμελίωση.

(2) Ανάλυση

Εισάγονται στο φορέα τα μόνιμα και κινητά φορτία και διενεργείται γραμμική ελαστική ανάλυση. Από τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν γίνεται έπειτα ο έλεγχος των δοκών και των υποστυλωμάτων κυρίου πλαισίου σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ) και Αστοχίας (ΟΚΑ) βάσει του EN1993-1-1 [43].

Η μέθοδος ανάλυσης που προτείνεται για σχεδιασμό υπό σεισμικά φορτία είναι η δυναμική φασματική (Multi - Modal Response Spectrum Analysis) κατά EN1998-1-1 [28]. Σε κάθε κύρια διεύθυνση του φορέα λαμβάνονται τόσες ιδιομορφές ώστε το άθροισμα των ενεργών ιδιομορφικών μαζών να είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας. Η επιρροή των ανελαστικών παραμορφώσεων λαμβάνεται υπόψη με το συντελεστή συμπεριφοράς $q=5$. Η τιμή αυτή προσδιορίστηκε μέσω μη γραμμικών στατικών αναλύσεων (Pushover) και επαληθεύτηκε μέσω μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων με τη μέθοδο IDA, όπως ορίζει ο FEMA - P695 [54].

(3) Περιορισμός της γωνιακής παραμόρφωσης ορόφου (Limitation of interstory drift)

Η οριακή αυτή κατάσταση ικανοποιεί την απαίτηση για περιορισμό των βλαβών στα μη φέροντα στοιχεία του φορέα και καθορίζει την ελάχιστη απαιτούμενη δυσκαμψία του ώστε να εξασφαλίζεται η λειτουργία του μετά το σεισμό. Οι αναλυτικές διερευνήσεις σε πλαίσια με FUSEIS1-1 έδειξαν ότι ο περιορισμός της γωνιακής παραμόρφωσης είναι μαζί με τον έλεγχο επιρροών 2^{ης} τάξης (Παρατήρηση (4)) οι πιο κρίσιμοι έλεγχοι για την επιλογή του μεγέθους και του τύπου των διατομών των δοκών και των υποστυλωμάτων του συστήματος. Επειδή το μήκος των ζωνών απορρόφησης RBS είναι σχετικά μικρό, η συνολική ευστάθεια του κτιρίου σχεδόν δεν επηρεάζεται από την επιλογή των διαστάσεών τους.

Οι ανελαστικές οριζόντιες μετακινήσεις d_s των ορόφων για το σεισμό σχεδιασμού προκύπτουν από τη γραμμική ανάλυση βάσει των ελαστικών μετακινήσεων d_e και του συντελεστή συμπεριφοράς q σύμφωνα με την εξίσωση (5.5). Δεδομένου ότι οι οριζόντιες μετακινήσεις πολλαπλασιάζονται με το συντελεστή συμπεριφοράς q ο έλεγχος του περιορισμού των γωνιακών παραμορφώσεων ορόφου δεν εξαρτάται από αυτόν.

$$d_s = q \cdot d_e \quad (5.5)$$

Από τη διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων d_s κορυφής και βάσης του υπό εξέταση ορόφου προκύπτει η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης ορόφου d_r η οποία ελέγχεται με τις οριακές τιμές του κανονισμού. Οι τιμές αυτές υπολογίζονται βάσει του τύπου των μη φερόντων στοιχείων, ψαθυρά, όλκιμα ή μη συνδεδεμένα, και της σπουδαιότητας του κτιρίου με χρήση του μειωτικού συντελεστή v . Για βέλτιστο τεχνικά και οικονομικά σχεδιασμό επιδιώκεται οι γωνιακές παραμορφώσεις ορόφων να είναι κοντά στις οριακές τιμές.

Στην περίπτωση που κατά τον έλεγχο των δοκών του συστήματος προκύψουν μικροί λόγοι εκμετάλλευσης οι τιμές της ανελαστικής παραμόρφωσης d_s που προκύπτουν από την εξίσωση (5.5) είναι αρκετά συντηρητικές. Για να ληφθεί υπόψη η μικρή εκμετάλλευση στον υπολογισμό της ανελαστικής παραμόρφωσης μπορεί να εισαχθεί ένας απομειωτικός συντελεστής q_Ω ίσος με το λόγο αυτό, οπότε η εξίσωση (5.5) μετασχηματίζεται στην εξίσωση (5.6).

$$d_s = q \cdot q_\Omega \cdot d_e \quad (5.6)$$

όπου d_s η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων κορυφής και βάσης του υπό εξέταση ορόφου και $q_\Omega = \frac{1}{\min \Omega}$ που προκύπτει από τον έλεγχο των δοκών FUSEIS1-1 σε κάμψη (εξίσωση (5.12)).

(4) Έλεγχος επιρροών 2^{ης} τάξης

Για τον έλεγχο των επιρροών 2^{ης} τάξης υπολογίζεται ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας θ για κάθε όροφο στις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου από την εξίσωση (5.7).

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h_{story}} \quad (5.7)$$

όπου P_{tot} , V_{tot} η συνολική αξονική και τέμνουσα δύναμη των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου υπό το σεισμικό συνδυασμό δράσεων και d_r η διαφορά μετακινήσεων κορυφής και βάσης του.

Ένας δεύτερος πιο ακριβής τρόπος υπολογισμού του δείκτη σχετικής μεταθετότητας θ είναι μέσω του συντελεστή ευστάθειας a_{cr} , εξίσωση (5.8).

$$a_{cr} = \frac{1}{\theta} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \quad (5.8)$$

όπου F_{cr} το ελαστικό κρίσιμο φορτίο λυγισμού και F_{Ed} το φορτίο σχεδιασμού του φορέα για το σεισμικό συνδυασμό δράσεων.

Για τον ως άνω υπολογισμό απαιτείται γραμμική ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού (Linear Buckling Analysis) υπό την επιβολή των κατακόρυφων φορτίων του σεισμικού συνδυασμού. Από την ανάλυση είναι δυνατός ο προσδιορισμός όλων των ιδιομορφών λυγισμού και των αντίστοιχων συντελεστών a_{cr} . Ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας θ προκύπτει από δύο πρώτες ιδιομορφές που μετακινούν το κτίριο κατά τις οριζόντιες διευθύνσεις x και y . Ωστόσο επειδή κατά τον υπολογισμό δεν λαμβάνεται υπόψη ότι οι ανελαστικές πλευρικές

παραμορφώσεις είναι επαυξημένες με το συντελεστή συμπεριφοράς q , οι πραγματικές τιμές του θ για ολόκληρο το κτίριο υπολογίζονται από την εξίσωση (5.9).

$$\theta = \frac{q}{a_{cr}} \quad (5.9)$$

Οι επιρροές 2^{ης} τάξης μπορούν να αμεληθούν όταν ο θ είναι μικρότερος του 0,1. Σε περίπτωση που $0,1 < \theta < 0,2$ τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης μπορούν να ληφθούν υπόψη προσεγγιστικά πολλαπλασιάζοντας τα αποτελέσματα των σεισμικών δράσεων με ένα συντελεστή ίσο με $1/(1-\theta)$ στον οποίο εφαρμόζεται απλοποιητικά η μέγιστη τιμή του θ όλων των ορόφων για κάθε οριζόντια διεύθυνση. Όταν $0,2 < \theta < 0,3$ απαιτείται ακριβέστερη ανάλυση με θεωρία 2^{ης} τάξης. Ο δείκτης θ δεν επιτρέπεται σε καμία περίπτωση να υπερβαίνει την τιμή 0,3.

(5) Έλεγχος πλάστιμων μελών

Οι δοκοί του συστήματος σχεδιάζονται για τα εντατικά μεγέθη του δυσμενέστερου σεισμικού συνδυασμού που αναπτύσσονται εντός του RBS, όπου αναμένεται ο σχηματισμός της πλαστικής άρθρωσης. Λόγω απαίτησης υψηλής πλαστιμότητας, η απομείωση των διατομών στις θέσεις αυτές πρέπει να είναι τέτοια ώστε να κατατάσσονται στην Κατηγορία Διατομής 1 και να ελέγχονται σε αξονικές δυνάμεις, διάτμηση και κάμψη με τις πλαστικές αντοχές τους σύμφωνα με τις ακόλουθες ανισότητες:

α) Έλεγχος σε αξονικές δυνάμεις

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,RBS,Rd}} \leq 0,15 \quad (5.10)$$

όπου N_{Ed} η αξονική δύναμη σχεδιασμού και $N_{pl,RBS,Rd}$ η αντίστοιχη πλαστική αντοχή σχεδιασμού της απομειωμένης διατομής της δοκού. Με τον έλεγχο αυτό εξασφαλίζεται ότι δεν απαιτείται απομείωση στις αντοχές των διατομών σε τέμνουσα και ροπή.

β) Έλεγχος σε διάτμηση

Οι απομειωμένες διατομές RBS στα άκρα της δοκού ελέγχονται σε διάτμηση με την ικανοτική τέμνουσα που υπολογίζεται θεωρώντας ότι οι πλαστικές αρθρώσεις εμφανίζονται ταυτόχρονα στις θέσεις αυτές.

$$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{pl,RBS,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.11)$$

όπου $V_{CD,Ed} = \frac{2 \cdot M_{pl,RBS,Rd}}{l_{RBS}}$ η ικανοτική τέμνουσα σχεδιασμού που οφείλεται στην εφαρμογή των

πλαστικών ροπών στα απομειωμένα άκρα της δοκού $M_{pl,RBS,Rd}$ με αντίθετα πρόσημα και $V_{pl,RBS,Rd}$ η πλαστική διατμητική αντοχή της διατομής στις ίδιες θέσεις.

γ) Έλεγχος σε κάμψη

Από τα αποτελέσματα των δοκιμών επιβεβαιώθηκε ότι η λειτουργία των δοκών του συστήματος είναι κυρίως καμπτική, καθώς οι πλήρεις πλαστικές ροπές των απομειωμένων διατομών RBS αναπτύχθηκαν χωρίς απομείωση λόγω υψηλών διατμητικών και θλιπτικών δυνάμεων. Επομένως η επιλογή της διατομής τους πρέπει να γίνεται με βασικό κριτήριο την καμπτική αντοχή της. Για τον έλεγχο σε κάμψη πρέπει να ικανοποιείται η ακόλουθη εξίσωση:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,RBS,Rd}} = \frac{1}{\Omega} \leq 1,0 \quad (5.12)$$

όπου M_{Ed} η ροπή κάμψης σχεδιασμού, $M_{pl,RBS,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού σε κάμψη της απομειωμένης διατομής RBS στα άκρα της δοκού και Ω η υπεραντοχή της δοκού.

Κατά το σχεδιασμό, για να εξασφαλιστεί ότι η πλαστική ροπή αντίστασης $M_{pl,RBS,Rd}$ δε θα απομειωθεί λόγω δυσμενούς επιρροής της τέμνουσας η επιλογή του μήκους της απομείωσης και του βάθους εγκοπής πρέπει να είναι τέτοια ώστε στην εξίσωση (5.11) η ικανοτική τέμνουσα σχεδιασμού $V_{CD,Ed}$ να είναι μικρότερη ή ίση με το 50% της πλαστικής διατμητικής αντοχής $V_{pl,RBS,Rd}$. Στην περίπτωση αυτή για το I_{RBS} πρέπει να ισχύει η παρακάτω εξίσωση (5.13).

$$I_{RBS} \geq \frac{4 \cdot M_{pl,RBS,Rd}}{V_{pl,RBS,Rd}} = \frac{4 \cdot W_{pl,RBS}}{A_v / \sqrt{3}} \quad (5.13)$$

Έλεγχοι των δοκών FUSEIS1-1 σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό δεν κρίνονται απαραίτητοι λόγω του μικρού μήκους των δοκών.

δ) Καθολική ικανότητα απορρόφησης ενέργειας

Για να επιτευχθεί ομοιογενής πλάσιμη συμπεριφορά των δοκών του συστήματος ολόκληρου του φορέα πρέπει να ελέγχεται ότι οι λόγοι των μέγιστων προς τις ελάχιστες τιμές υπεραντοχής Ω δεν διαφέρουν κατά περισσότερο από 25%:

$$\frac{\max \Omega}{\min \Omega} \leq 1,25 \quad (5.14)$$

ε) Στροφές δοκών

Πρέπει να περιορίζονται επιπλέον και οι στροφές των RBS των δοκών θ_{RBS} βάσει της γωνιακής παραμόρφωσης θ_{gl} , με την παρακάτω εξίσωση (5.15). Η μέγιστη τιμή της θ_{gl} στην ΟΚΑ αντιστοιχεί στη γωνιακή παραμόρφωση του πλαισίου δοκιμών όταν αυτό έφτασε το μέγιστο φορτίο (Πίνακας 3.11).

$$\theta_{RBS} \leq \theta_{pl,RBS} = \frac{L}{I_{RBS}} \theta_{gl} \quad (5.15)$$

Όπου $\theta_{gl, IPE}=2,5\%$, $\theta_{gl, SHS}=2,4\%$ και $\theta_{gl, CHS}=2,15\%$ οι πειραματικές οριακές τιμές ανά τύπο διατομής (IPE, SHS, CHS).

(6) Μη πλάστιμα μέλη συστήματος

Για να εξασφαλιστεί η μη πλάσιμη συμπεριφορά των υποστυλωμάτων του συστήματος και των άκρων των δοκών στην περιοχή της πλήρους διατομής και των συνδέσεων τους, δεν ελέγχονται απευθείας με τα εντατικά μεγέθη της ανάλυσης αλλά με ικανοτικά μεγέθη, δηλαδή με προσαυξημένα μεγέθη που προκύπτουν βάσει της αντοχής των ζωνών απορρόφησης ενέργειας RBS. Ο ικανοτικός σχεδιασμός των στοιχείων αυτών βασίζεται στις εξής συνθήκες:

α) Τα υποστυλώματα του συστήματος διαστασιολογούνται λαμβάνοντας υπόψη το συντελεστή υπεραντοχής Ω των πλάστιμων ζωνών. Τα ικανοτικά μεγέθη υπολογίζονται από τις εξισώσεις (5.16) - (5.18).

$$N_{CD,Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad (5.16)$$

$$M_{CD,Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \quad (5.17)$$

$$V_{CD,Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \quad (5.18)$$

όπου $N_{Ed,G}$ ($M_{Ed,G}$, $V_{Ed,G}$) η αξονική δύναμη (αντίστοιχα η ροπή κάμψης και η τέμνουσα) των υποστυλωμάτων λόγω των μη σεισμικών δράσεων που συμπεριλαμβάνονται στο σεισμικό συνδυασμό, $N_{Ed,E}$ ($M_{Ed,E}$, $V_{Ed,E}$) η αξονική δύναμη (αντίστοιχα η ροπή κάμψης και η τέμνουσα)

των υποστυλωμάτων λόγω του σεισμού σχεδιασμού, $\Omega = \min \Omega_i = \min \left\{ \frac{M_{pl,RBS,Rd,i}}{M_{Ed,i}} \right\}$ η ελάχιστη τιμή του Ω για όλες τις δοκούς στις οποίες υπάρχουν πλαστικές ζώνες (εξίσωση (5.12)) και $\gamma_{ov}=1,25$ η προτεινόμενη τιμή του κανονισμού για το συντελεστή υπεραντοχής του υλικού.

Σε περίπτωση που το πραγματικό όριο διαρροής της δοκού είναι γνωστό, ο συντελεστής υπεραντοχής δίνεται από την εξίσωση (3.2). Ο συντελεστής επαύξησης του σεισμικού φορτίου που προκύπτει από τα παραπάνω ($1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega$) δεν μπορεί σε καμία περίπτωση να υπερβαίνει το συντελεστή συμπεριφοράς της ανάλυσης ($q=5$).

Είναι προφανές ότι αν επιλεγούν μεγάλοι συντελεστές Ω αυξάνονται αντίστοιχα και οι απαιτήσεις σε υποστυλώματα, πράγμα το οποίο μπορεί να οδηγήσει σε εξαιρετικά αντιοικονομικές κατασκευές. Ο βέλτιστος οικονομικά σχεδιασμός επιτυγχάνεται όταν ο συντελεστής Ω είναι κοντά στη μονάδα και το πραγματικό όριο διαρροής του χάλυβα δεν απέχει σημαντικά από την ονομαστική τιμή του.

β) Η πλήρης διατομή της δοκού στα άκρα της πρέπει να ελέγχεται σε κάμψη σύμφωνα με την παρακάτω εξίσωση (5.19):

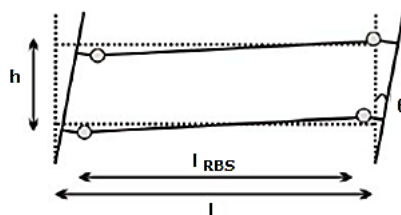
$$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.19)$$

όπου $M_{CD,Ed} = \frac{l}{l_{RBS}} M_{pl,RBS,Rd}$ η ικανοτική ροπή κάμψης σχεδιασμού στα άκρα της δοκού συναρτήσει της αντοχής της απομειωμένης διατομής $M_{pl,RBS,Rd}$ και του συνολικού μήκους της δοκού l μεταξύ των πελμάτων των υποστυλωμάτων (Σχήμα 5.7) και $M_{pl,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού της πλήρους διατομής σε κάμψη.

γ) Οι κοχλιωτές συνδέσεις των δοκών με τα υποστυλώματα του συστήματος μορφώνονται ως συνδέσεις τριβής κατηγορίας Β ή C με κοχλίες 8.8 ή 10.9 και σχεδιάζονται με υπεραντοχή ώστε να συμπεριφέρονται ελαστικά ακόμα και όταν όλες οι δοκοί του συστήματος εισέλθουν στην πλαστική περιοχή. Από την εξίσωση (5.20) υπολογίζεται η ικανοτική ροπή κάμψης σχεδιασμού της σύνδεσης συναρτήσει της αντοχής της απομειωμένης διατομής $M_{pl,RBS,Rd}$ και του συνολικού μήκους της δοκού l (Σχήμα 5.7). Ομοίως υπολογίζεται και η ικανοτική τέμνουσα σχεδιασμού της σύνδεσης από την εξίσωση (5.21).

$$M_{CD,con,Ed} = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \frac{\min \Omega}{\Omega_i} \cdot M_{CD,Ed}, \quad i = \text{όροφος} \quad (5.20)$$

$$V_{CD,con,Ed} = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \frac{\min \Omega}{\Omega_i} \cdot \frac{2 \cdot M_{pl,RBS,Rd}}{l_{RBS}} \quad (5.21)$$



Σχήμα 5.7: Σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στις θέσεις των απομειωμένων διατομών RBS

5.2.3 Μεθοδολογία σχεδιασμού με στατική υπερωθητική ανάλυση

(1) Η διερεύνηση της απόκρισης του κτιρίου πέρα από την ελαστική περιοχή και ο προσδιορισμός των πλαστικών μηχανισμών αστοχίας και της κατανομής της βλάβης γίνεται με τη βοήθεια μη γραμμικής στατικής υπερωθητικής ανάλυσης.

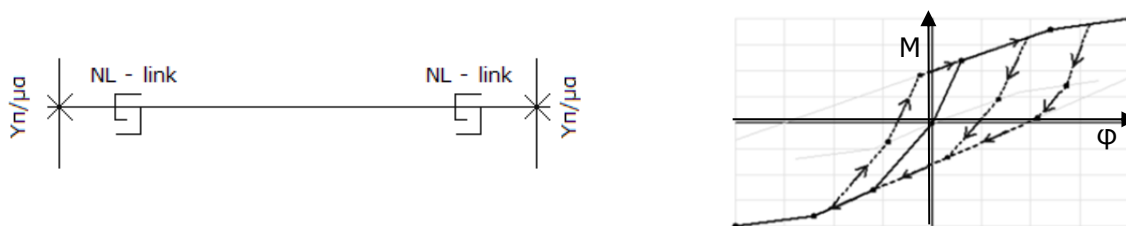
(2) Εφόσον οι δοκοί είναι τα πλάσιμα στοιχεία του συστήματος, πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων ορίζονται στα άκρα των RBS. Οι ιδιότητες των πλαστικών αυτών αρθρώσεων είναι καμπτικού τύπου και οι παράμετροί τους ανά τύπο δοκού έχουν παρουσιαστεί στην παράγραφο 4.3.2 (Πίνακας 4.2).

(3) Ιδιότητες πλαστικής άρθρωσης εισάγονται επιπλέον και στα υποστυλώματα του συστήματος για να εξεταστεί η πιθανή μη γραμμική συμπεριφορά τους, λαμβάνοντας υπόψη την αλληλεπίδραση ροπής και αξονικής (διαγράμματα P - M) βάσει του FEMA-356 [47].

5.2.4 Μεθοδολογία σχεδιασμού με ανελαστική δυναμική ανάλυση

(1) Η διερεύνηση της απόκρισης του κτιρίου σε πραγματικές συνθήκες σεισμού πραγματοποιείται με διεξαγωγή μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων χρονοϊστορίας. Με τις αναλύσεις αυτές είναι δυνατός ο περιορισμός του βαθμού βλάβης και των παραμενουσών παραμορφώσεων ώστε να είναι δυνατή η ταχεία επαναλειτουργία του μετά το σεισμό.

(2) Η προσομοίωση της υστερητικής συμπεριφοράς των RBS γίνεται με αντικατάσταση των στοιχείων ράβδου (beam elements) με μη γραμμικά ελατήρια ίσου μήκους (multi - linear plastic link elements, Σχήμα 5.8α) σύμφωνα με το κινηματικό μοντέλο υστέρησης (Multi-Linear Plastic Kinematic Model, Σχήμα 5.8β του λογισμικού SAP2000 [39]). Οι ιδιότητες του μη γραμμικού ελατηρίου ορίζονται μόνο για το στροφικό βαθμό ελευθερίας κατά τον κύριο άξονα ενώ οι υπόλοιποι βαθμοί ελευθερίας προσομοιώνονται γραμμικά. Στο Σχήμα 5.8γ δίνονται οι τιμές της καμπύλης ροπής M - στροφής ϕ για κάθε τύπο δοκού συναρτήσει της πλαστικής ροπής αντίστασης και της αρχικής δυσκαμψίας των RBS. Για τη χρήση των παραπάνω παραμέτρων σε πραγματικά κτίρια κρίνεται επιπλέον απαραίτητη η διεξαγωγή αναλύσεων σε πλήθος κτιρίων εξετάζοντας την εφαρμογή και άλλων νόμων υστέρησης.



Σημείο	IPE		SHS		CHS	
	ϕ	M	ϕ	M	ϕ	M
1	$-40\theta_{pl,RBS}$	$-\alpha_{pl}M_{pl,RBS}$	$-25\theta_{pl,RBS}$	$-\alpha_{pl}M_{pl,RBS}$	$-25\theta_{pl,RBS}$	$-\alpha_{pl}M_{pl,RBS}$
2	$-2,5\theta_{pl,RBS}$	$-1,0M_{pl,RBS}$	$-1,5\theta_{pl,RBS}$	$-0,6M_{pl,RBS}$	$-2,5\theta_{pl,RBS}$	$-1,0M_{pl,RBS}$
3	0	0	0	0	0	0
4	$2,5\theta_{pl,RBS}$	$1,0M_{pl,RBS}$	$1,5\theta_{pl,RBS}$	$0,6M_{pl,RBS}$	$2,5\theta_{pl,RBS}$	$1,0M_{pl,RBS}$
5	$40\theta_{pl,RBS}$	$\alpha_{pl}M_{pl,RBS}$	$25\theta_{pl,RBS}$	$\alpha_{pl}M_{pl,RBS}$	$25\theta_{pl,RBS}$	$\alpha_{pl}M_{pl,RBS}$

α_{pl} = συντελεστής σχήματος

Σχήμα 5.8: α) Προτεινόμενη προσομοίωση RBS δοκών με μη γραμμικά ελατήρια, β) κινηματικός νόμος υστέρησης και γ) ιδιότητες μη γραμμικού ελατηρίου ανά τύπο δοκού

6. Εφαρμογή συστήματος FUSEIS1-1 σε πλαίσια κτιρίων

Για την περαιτέρω διερεύνηση της συμπεριφοράς του συστήματος FUSEIS1-1 και την επαλήθευση της προτεινόμενης μεθοδολογίας σχεδιασμού του Κεφαλαίου 5, κρίθηκε απαραίτητη η εφαρμογή του συστήματος σε πραγματικά κτίρια. Δεδομένου ότι το επίπεδο σύστημα παρέχει στο κτίριο πλευρική δυσκαμψία θεωρήθηκε ότι οι επίπεδοι φορείς αποτελούν μια καλή προσέγγιση της λειτουργίας του στην εξεταζόμενη διεύθυνση. Επιπλέον, σε αντίθεση με τους τρισδιάστατους φορείς, η επεξεργασία και τροποποίηση της γεωμετρίας και των διατομών δισδιάστατων φορέων είναι απλούστερη, ο υπολογιστικός χρόνος μικρότερος και η εξαγωγή αποτελεσμάτων άμεση.

Στις επόμενες ενότητες παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ελαστικής ανάλυσης πλαισίων με FUSEIS1-1 με χρήση του λογισμικού SAP2000 [39] και η διαστασιολόγησή τους σύμφωνα τα κριτήρια αντοχής και λειτουργικότητας. Επίσης, δίνονται τα αποτελέσματα μη γραμμικών στατικών και δυναμικών αναλύσεων, που δίνουν πληροφορίες για τη μελέτη της εξέλιξης της διαρροής και πλαστικοποίησης των κρίσιμων μελών και την επαλήθευση του προτεινόμενου συντελεστή συμπεριφοράς.

6.1 Περιγραφή και προσομοίωση εξεταζόμενων πλαισίων

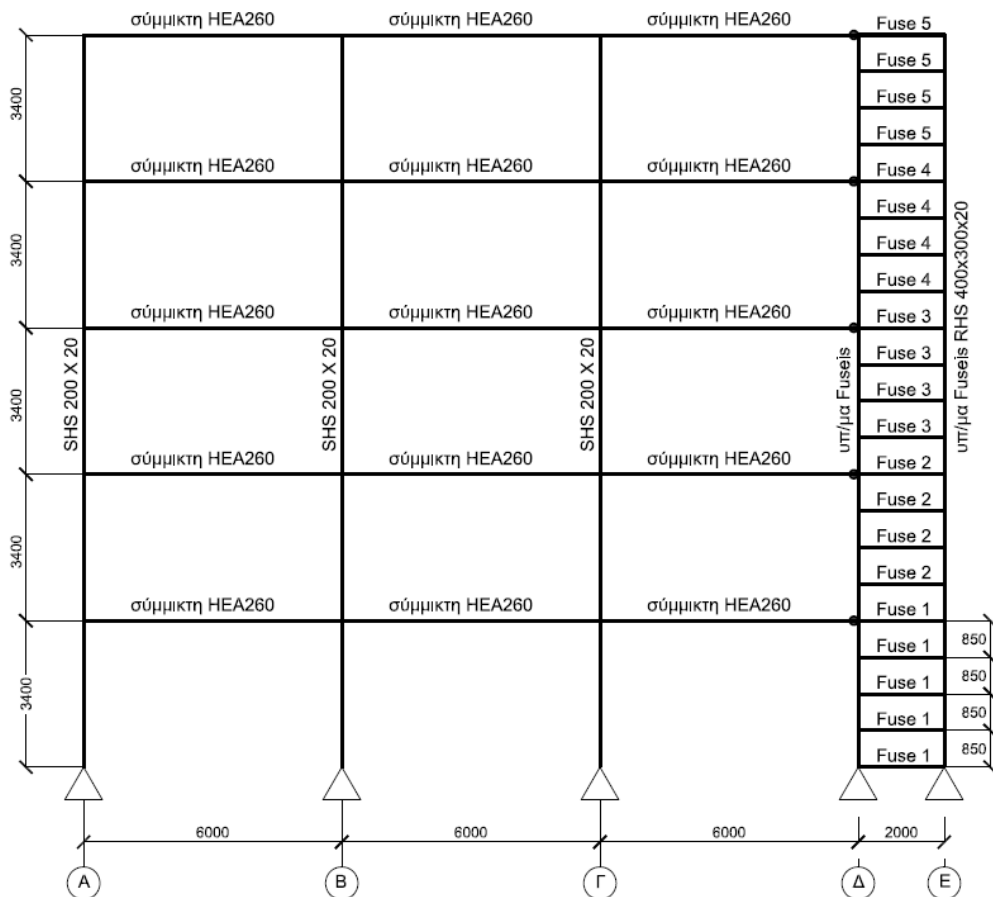
6.1.1 Γεωμετρία και παραδοχές

Το πλαίσιο που μελετήθηκε ανήκει σε ένα πεντάωροφο σύμμικτο κτίριο, ο φέρων οργανισμός του οποίου στην εξεταζόμενη διεύθυνση αποτελείται από όμοια πλαίσια σε απόσταση 8m. Στο ένα άκρο του εφαρμόζεται ένα σύστημα FUSEIS1-1 για την εξασφάλιση της πλευρικής ευστάθειάς του έναντι σεισμού και οριζόντιων φορτίων. Ο υπόλοιπος φορέας είναι ένα ημιάκαμπτο πλαίσιο ροής (Partially Fixed – PF) που συνδέεται αρθρωτά με το υποσύλωμα του συστήματος (παρ. 5.2.2(1)) και αποτελεί το κύριο σύστημα παραλαβής των φορτίων βαρύτητας. Το ίδιο τυπικό δισδιάστατο πλαίσιο, το οποίο θα αναφέρεται στο εξής ως FUSEIS+PF, αναλύθηκε και διαστασιολογήθηκε για τρεις τύπους δοκών FUSEIS1-1 και για τις τρεις σεισμικές ζώνες του ελληνικού χώρου I,II και III με σεισμική επιτάχυνση εδάφους $PGA=0,16g$, $0,24g$ και $0,36g$ αντίστοιχα, καταλήγοντας σε εννέα πλαίσια.

Η γεωμετρία του τυπικού πλαισίου δίνεται στο Σχήμα 6.1. Οι διατομές που εφαρμόζονται στις δοκούς και τα υποστυλώματα του ημιάκαμπτου πλαισίου είναι ίδιες για όλα τα εξεταζόμενα πλαίσια ώστε να μην επηρεάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων από αλλαγές στη δυσκαμψία του και να είναι δυνατή η απευθείας αξιολόγηση του συστήματος. Τα υποστυλώματα έχουν κοίλη ορθογωνική διατομή SHS 200x20 και οι δοκοί, που είναι σύμμικτες σε όλο το μήκος πλην των άκρων τους, αποτελούνται από χαλύβδινες διατομές HEA 260 συνδεδεμένες με τις πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος πάχους 15cm μέσω διατμητικών ήλων. Οι εδράσεις όλων των υποστυλωμάτων είναι αρθρωτές.

Το σύστημα FUSEIS1-1 αποτελείται από δύο υποστυλώματα κοίλης ορθογωνικής διατομής RHS 400x300x20 (επίσης ίδια σε όλα τα πλαίσια), με κεντροβαρική απόσταση 2,0m, τα οποία συνδέονται μεταξύ τους με πέντε οριζόντιες δοκούς σε κάθε όροφο με εξαίρεση το ισόγειο όπου τοποθετείται μια επιπλέον δοκός στη στάθμη του εδάφους (παρ. 5.2.2(1)). Οι τύποι των δοκών που επιλέχθηκαν είναι ίδιοι με αυτούς που εξετάστηκαν πειραματικά (παρ. 3.6.2), IPE, SHS και CHS, προκειμένου να αξιοποιηθούν τα πειραματικά αποτελέσματα και να είναι δυνατή η σύγκρισή τους με τα αποτελέσματα της ανάλυσης και κατ'επέκταση η αξιολόγηση

της συνολικής συμπεριφοράς του συστήματος ως τμήμα της κατασκευής. Στα άκρα των δοκών, σε μικρή απόσταση από τη σύνδεσή τους με το υποστυλώμα, τα πέλματα αποκόπτονται κατά 30% - 50% περίπου σχηματίζοντας RBS. Οι συνδέσεις των δοκών με τα υποστυλώματα του συστήματος είναι συνδέσεις ροπής.



Σχήμα 6.1: Γεωμετρία και διατομές τυπικού πλαισίου

Επειδή το σύστημα FUSEIS1-1 αποτελεί το κύριο σύστημα παραλαβής των σεισμικών φορτίων, οι διατομές των δοκών του μεταβάλλονται ανάλογα με την σεισμική ένταση και τον όροφο που βρίσκονται (Πίνακας 6.1). Είναι προφανές ότι στα πλαίσια με δοκούς ίδιου τύπου όσο μειώνεται η ένταση του σεισμού τόσο μικρότερες είναι και οι απαιτούμενες διατομές. Επίσης, σε όλα τα πλαίσια το μέγεθος της διατομής των δοκών αυξάνεται από τους ανώτερους προς τους κατώτερους ορόφους ακολουθώντας την αύξηση της τέμνουσας βάσης από την οροφή στη βάση. Όσον αφορά στο υλικό τους, δεδομένου ότι είναι τα στοιχεία απορρόφησης της κατασκευής, χρησιμοποιείται χάλυβας χαμηλότερης αντοχής σε σχέση με τα υπόλοιπα δομικά στοιχεία. Ο Πίνακας 6.2 περιλαμβάνει τα δεδομένα για τα υλικά της ανάλυσης.

Οι επιβαλλόμενες φορτίσεις περιλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία, μόνιμα και κινητά, και τα σεισμικά. Τα ίδια βάρη της φέρουσας κατασκευής υπολογίζονται αυτόματα από το λογισμικό με βάση τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των διατομών. Τα λοιπά μόνιμα και τα κινητά φορτία θεωρούνται ίσα με $2,00\text{kN/m}^2$ για όλους τους ορόφους. Επειδή η πλευρική ευστάθεια του κτιρίου στην εγκάρσια διεύθυνση εξασφαλίζεται από όλα τα επίπεδα πλαίσια, η ζώνη επιρροής των κατακόρυφων φορτίων είναι 8m (=απόσταση πλαισίων) και τα παραπάνω φορτία ανάγονται σε γραμμικά στις δοκούς ίσα με $16,00\text{kN/m}$. Η σεισμική μάζα προσδιορίζεται από το ίδιο βάρος του πλαισίου και τα φορτία που εφαρμόζονται στην

παραπάνω ζώνη επιρροής. Ο Πίνακας 6.3 περιλαμβάνει τις παραδοχές για τα σεισμικά φορτία. Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς ελήφθη ίση με 5 και επιβεβαιώθηκε στη συνέχεια μέσω των μη γραμμικών αναλύσεων.

Πίνακας 6.1: Διατομές δοκών FUSEIS1-1 εξεταζόμενων πλαισίων

Δοκοί τύπου IPE						
Όροφος	0,16g		0,24g		0,36g	
	Διατομή	b_f^1/b_{FRBS}^2 (mm)	Διατομή	b_f^1/b_{FRBS}^2 (mm)	Διατομή	b_f^1/b_{FRBS}^2 (mm)
1	IPE 330	160/80	IPE 330	160/80	IPE 400	180/120
2	IPE 270	135/80	IPE 300	150/80	IPE 360	170/110
3	IPE 240	120/80	IPE 270	135/80	IPE 330	160/107
4	IPE 220	110/70	IPE 220	110/70	IPE 300	150/100
5	IPE 160	82/52	IPE 160	82/52	IPE 270	135/80
Δοκοί τύπου SHS						
Όροφος	0,16g		0,24g		0,36g	
	Διατομή ⁵	b_f^1/b_{FRBS}^2 (mm)	Διατομή ⁵	b_f^1/b_{FRBS}^2 (mm)	Διατομή	b_f^1/b_{FRBS}^2 (mm)
1	SHS 260x8	260/130	SHS 260x8	260/130	SHS 300x10	300/230
2	SHS 240x8	240/120	SHS 240x8	240/120	SHS 280x8	280/180
3	SHS 200x8	200/100	SHS 200x8	200/100	SHS 260x8	260/180
4	SHS 160x8	160/120	SHS 160x8	160/100	SHS 240x8	240/160
5	SHS 100x8	100/50	SHS 100x8	100/50	SHS 180x8	180/100
Δοκοί τύπου CHS						
Όροφος	0,16g ⁵		0,24g ⁵		0,36g	
	Διατομή	b_f^3/b_{FRBS}^4 (mm)	Διατομή	d^3/d_{RBS}^4 (mm)	Διατομή	d^3/d_{RBS}^4 (mm)
1	CHS 323,9x8	323,9/163,9	CHS 323,9x8	323,9/163,9	CHS 406,4x8	406,4/306,4
2	CHS 273,0x10	273,0/143,0	CHS 273,0x10	273,0/143,0	CHS 355,6x8	355,6/235,6
3	CHS 244,5x8	244,5/164,5	CHS 244,5x8	244,5/164,5	CHS 323,9x8	323,9/243,9
4	CHS 193,7x8	193,7/133,7	CHS 193,7x8	193,7/133,7	CHS 273,0x10	273,0/193,0
5	CHS 139,7x6	139,7/79,7	CHS 139,7x6	139,7/79,7	CHS 244,5x8	244,5/164,5

1. b_f = Πλάτος πέλματος πλήρους διατομής
2. b_{FRBS} = Πλάτος πέλματος απομειωμένης διατομής
3. d = Διάμετρος πλήρους διατομής.
4. d_{RBS} = Διάμετρος της διατομής που προκύπτει αφαιρώντας το τμήμα που αποκόπτεται. Οι τιμές αυτές δίνονται ενδεικτικά για τον έλεγχο του ποσοστού της απομείωσης. Στην ανάλυση για τον υπολογισμό των αντοχών της διατομής λαμβάνεται το πραγματικό γεωμετρικό μήκος τόξου της απομείωσης.
5. Οι διατομές των πλαισίων τύπου SHS και CHS που προέκυψαν για επιτάχυνση 0,16g και 0,24g είναι ίδιες προς αποφυγή ανάλυσης με θεωρία 2^{ης} τάξης (παρ. 6.4.2).

Πίνακας 6.2: Δεδομένα υλικών εξεταζόμενων πλαισίων

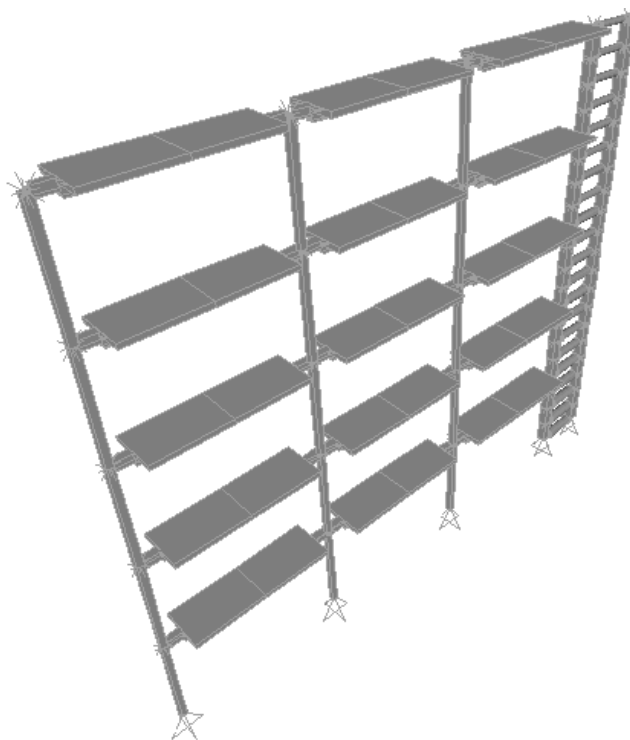
Σκυρόδεμα	C25/30, $\gamma=25\text{KN/m}^3$, $E=31\text{GPa}$
Χάλυβας οπλισμού πλακών	B500C
Δομικός χάλυβας	S235: Μέλη απορρόφησης ενέργειας (δοκοί FUSEIS1-1) S355: Λοιπά μέλη

Πίνακας 6.3: Παραδοχές σεισμικών φορτίσεων

Τύπος φάσματος	1
Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I	Επιτάχυνση εδάφους (Peak Ground Acceleration) PGA= 0,16g - 0,24g - 0,36g
Κατηγορία σπουδαιότητας II	$\gamma_I = 1,0$ (Συνήθη κτίρια)
Έδαφος	B ($T_B = 0,15$ s, $T_C = 0,50$ s, $S=1,2$)
Συντελεστής συμπεριφοράς q	5
Απόσβεση	5%
Συντελεστές φορτίων λειτουργίας για σεισμικό συνδυασμό	$\varphi=1,00$ (οροφή) $\varphi=0,80$ (λοιποί όροφοι με συσχετισμένες χρήσεις)
Συντελεστής σεισμικού συνδυασμού για μακροχρόνιες («οιονεί μόνιμες») μεταβλητές δράσεις	$\psi_2=0,30$

6.1.2 Προσομοίωση

Ο εξεταζόμενος φορέας, δοκοί και υποστυλώματα ημιάκαμπτου πλαισίου και συστήματος FUSEIS1-1, προσομοιώνεται με στοιχεία δοκού (beam elements) διερχόμενα από το κέντρο βάρους του μέλους. Το αναλυτικό προσομοίωμα του πλαισίου δίνεται στο Σχήμα 6.2.

**Σχήμα 6.2: Προσομοίωμα πλαισίου στο SAP2000 [39]**

Στα άκρα όλων των δοκών εισάγονται άκαμπτα στοιχεία μήκους ίσου με την απόσταση του κέντρου βάρους του υποστυλώματος από το άκρο της δοκού για να ληφθεί υπόψη το καθαρό μήκος και η πραγματική δυσκαμψία τους. Η προσομοίωση του συστήματος ακολουθεί την προτεινόμενη μεθοδολογία της παραγράφου 5.2.2(1). Η προσομοίωση των συμμίκτων δοκών του ημιάκαμπτου πλαισίου γίνεται με εφαρμογή των διατάξεων του EN1994-1-1 [56] για ρηγματωμένη ανάλυση σύμφωνα με την οποία αγνοείται η συμμετοχή του σκυροδέματος στις περιοχές των στηρίξεων. Επομένως, στο κεντρικό τμήμα της δοκού για μήκος $0,70L$ λαμβάνεται σύμμικτη δοκός με συνεργαζόμενο πλάτος b_{eff} από την εξίσωση (6.1), ενώ στα

ακραία τμήματα επί μήκους $0,15L$ από τον κόμβο η διατομή της δοκού αποτελείται μόνο από τη σιδηροδοκό. Οι ημιάκαμπτοι κόμβοι του κύριου πλαισίου εισάγονται ως στροφικά γραμμικά ελατήρια στα άκρα των δοκών με δυσκαμψία που υπολογίστηκε σύμφωνα με τους EN1994-1-1 [56] και EN1993-1-8 [57].

$$b_{\text{eff}} = b_{e1} + b_{e2} = \frac{0,7 \cdot L}{4} \leq b_1 + b_2 \quad (6.1)$$

όπου b_{e1} , b_{e2} τα συνεργαζόμενα πλάτη του πέλματος της πλακοδοκού εκατέρωθεν του κορμού και b_1 , b_2 τα αντίστοιχα γεωμετρικά.

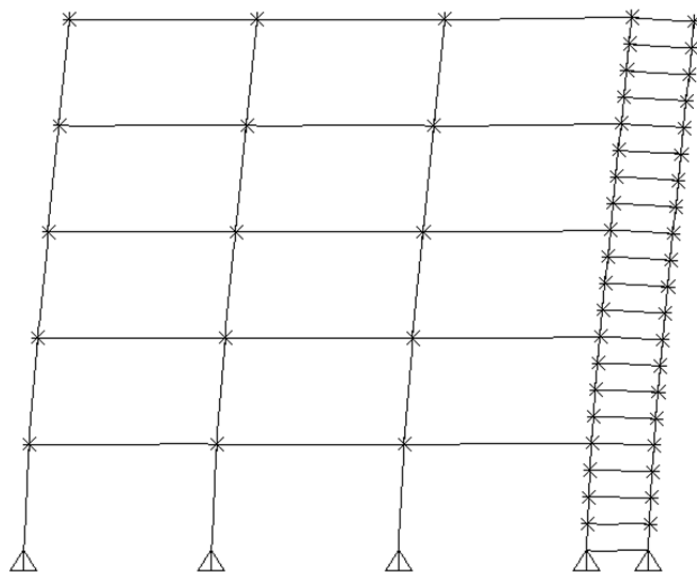
Στις παραγράφους που ακολουθούν δίνονται αναλυτικά τα αποτελέσματα όλων των αναλύσεων, γραμμικών και μη γραμμικών, για το πλαίσιο με δοκούς FUSEIS1-1 διατομής SHS που διαστασιολογήθηκε για τις τρεις σεισμικές επιταχύνσεις εδάφους (Πίνακας 6.1). Τα αποτελέσματα για τα πλαίσια με δοκούς τύπου IPE και CHS δίνονται στο Παράρτημα 7.

6.2 Φασματική ιδιομορφική ανάλυση

Ο Πίνακας 6.4 περιλαμβάνει το ποσοστό της ταλαντούμενης μάζας και την τιμή της ιδιοπεριόδου για τις δυο πρώτες σημαντικές ιδιομορφές των τριών πλαισίων, που είναι μεταφορικές και έχουν συμβολή σε ποσοστό 92% περίπου της συνολικής ταλαντούμενης μάζας του πλαισίου. Στο Σχήμα 6.3 δίνεται ενδεικτικά το σχήμα της 1^{ης} ιδιομορφής του πλαισίου $PGA=0,36g$.

Πίνακας 6.4: Ποσοστό ταλαντούμενης μάζας και ιδιοπεριόδοι

PGA	Αριθμός ιδιομορφής	Ιδιοπερίοδος (s)	Ποσοστό ταλαντούμενης μάζας (%)	Σύνολο (%)
0,16g	1	1,412	74,00	91,70
	2	0,478	17,7	
0,24g	1	1,414	73,90	91,60
	2	0,479	17,70	
0,36g	1	1,200	74,80	91,90
	2	0,360	17,10	



Σχήμα 6.3: Σχήμα 1^{ης} ιδιομορφής στο SAP2000 [39]

Επειδή $T_B \leq T \leq T_D$, σύμφωνα με τον EN1998-1-1 [28], πρέπει να ελεγχθεί το κατώτατο όριο για το φάσμα σχεδιασμού με την εξίσωση (6.2).

$$S_d(T) = \frac{V_{tot}}{P_{tot}} \geq \beta \cdot a_g \quad (6.2)$$

όπου V_{tot} η τέμνουσα βάσης που προκύπτει από την φασματική ανάλυση, P_{tot} η συνολική αξονική δύναμη που προκύπτει από την ενεργή μάζα του πλαισίου για το σεισμικό συνδυασμό και β ο συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού που είναι ίσος με 0,2.

Ο Πίνακας 6.5 συνοψίζει τις τιμές των παραπάνω μεγεθών βάσει των οποίων προκύπτει ότι στις δύο πρώτες εξεταζόμενες περιπτώσεις πλαισίων, με $PGA=0,16g$ και $0,24g$, πρέπει να γίνει επαύξηση της τέμνουσας βάσης ενώ στην τρίτη περίπτωση δεν υπάρχει απαίτηση.

Πίνακας 6.5: Έλεγχος κατώτατου ορίου για το φάσμα σχεδιασμού

PGA	$V_{tot}(kN)$	$P_{tot}(kN)$	$\frac{V_{tot}}{P_{tot}}$	$\beta \cdot a_g$	Συντελεστής επαύξησης α
0,16g	144	4610	0,031	0,032	1,03
0,24g	215	4610	0,047	0,048	1,03
0,36g	362	4618	0,078	0,072	Δεν απαιτείται

6.3 Έλεγχοι φορέα για τους βασικούς (θεμελιώδεις) συνδυασμούς

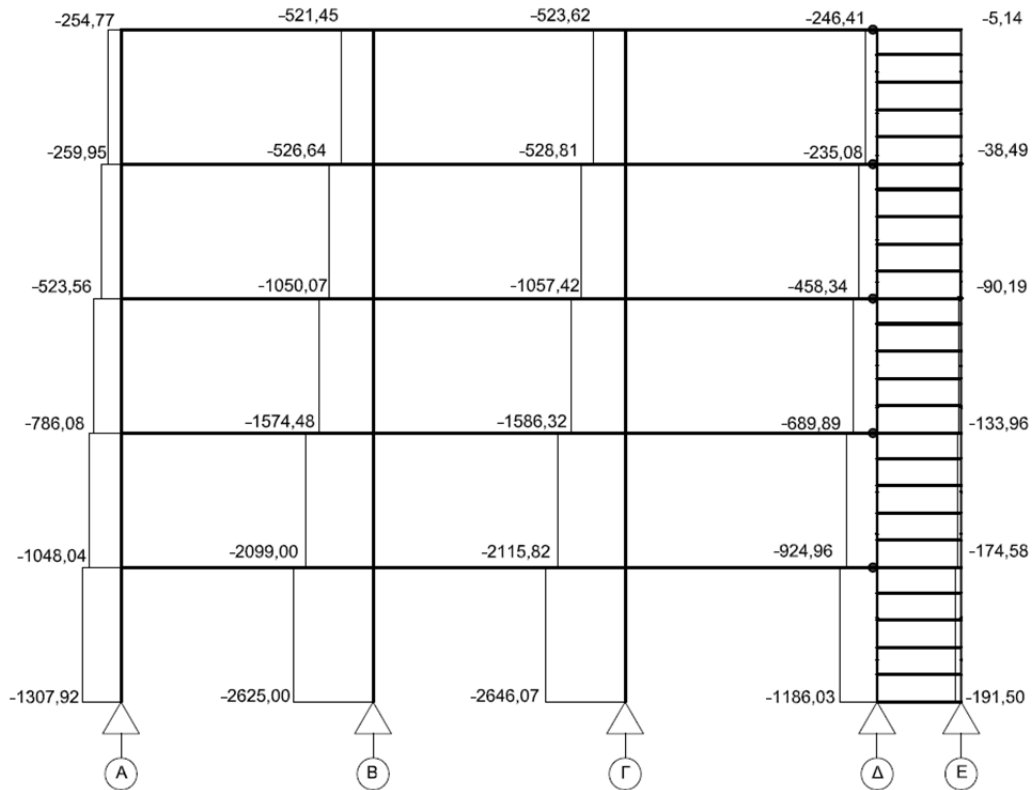
6.3.1 Έλεγχοι στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ)

Τα υποστυλώματα και οι δοκοί του ημιάκαμπτου πλαισίου, που παραλαμβάνουν σχεδόν αποκλειστικά τα κατακόρυφα φορτία της κατασκευής, διαστασιολογούνται στην ΟΚΑ. Τα υποστυλώματα ελέγχονται για τη δυσμενέστερη αξονική δύναμη N_{Ed} , οι χαλύβδινες δοκοί του ημιάκαμπτου πλαισίου για τη δυσμενέστερη τέμνουσα V_{Ed} στα άκρα και οι σύμμικτες δοκοί στο μεσαίο τμήμα για τη δυσμενέστερη ροπή M_{Ed} του ανοίγματος.

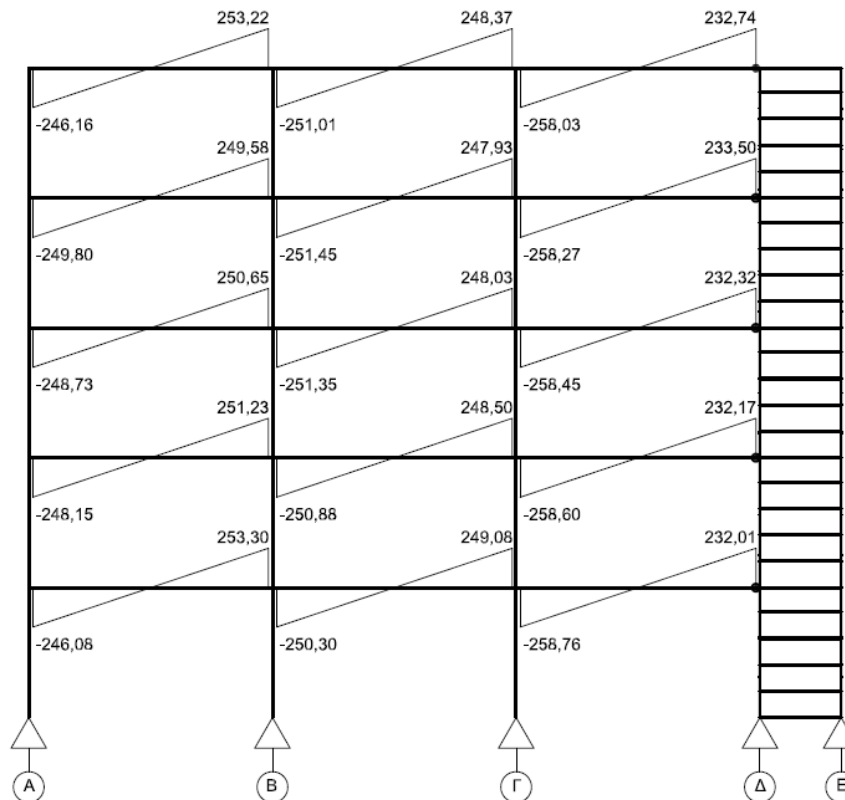
Οι έλεγχοι των μελών των τριών πλαισίων ικανοποιούνται με μέγιστους συντελεστές εκμετάλλευσης περίπου ίσους με το 50% των αντίστοιχων αντοχών (Πίνακας 6.6). Τα Σχήματα 6.4 – 6.6 περιλαμβάνουν τα διαγράμματα των δυσμενέστερων εντατικών μεγεθών βάσει των οποίων διαστασιολογήθηκε το πλαίσιο με $PGA=0,36g$.

Πίνακας 6.6: Συντελεστές εκμετάλλευσης ημιάκαμπτου πλαισίου στην ΟΚΑ

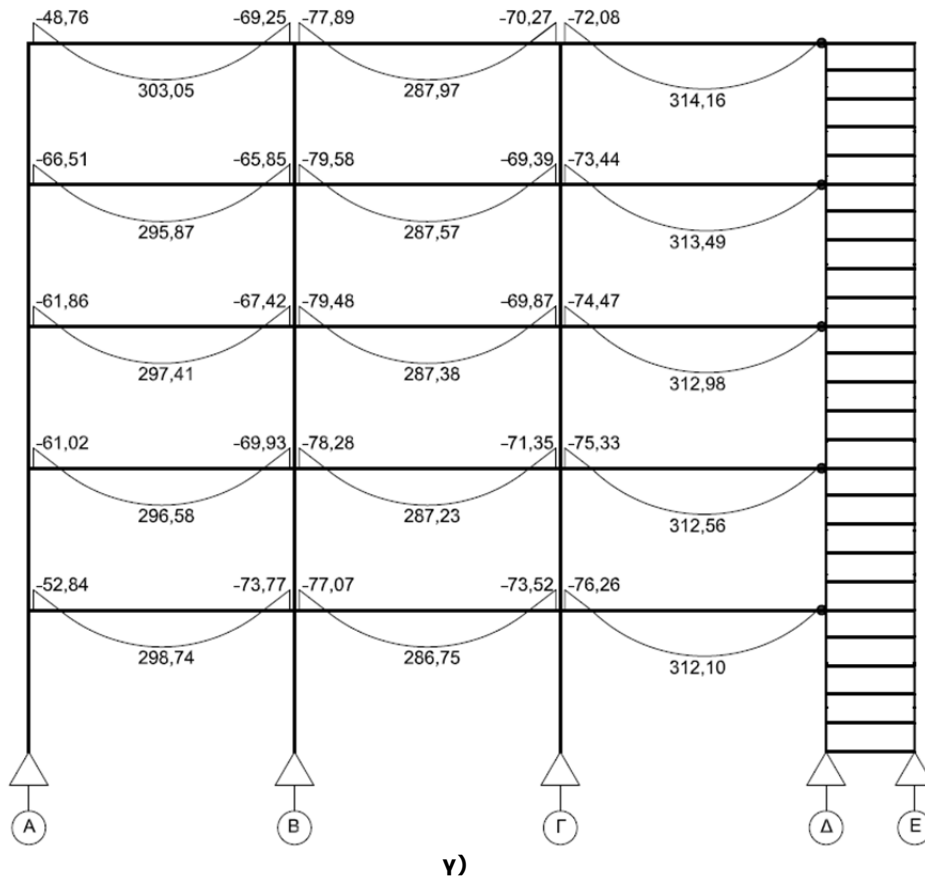
PGA	Υποστυλώματα	Χαλύβδινες δοκοί	Σύμμικτες δοκοί
	$\frac{N_{Ed}}{\chi \cdot N_{pl,Rd}} \leq 1,0$	$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 1,0$	$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0$
0,16g 0,24g	0,582	0,673	0,505
0,36g	0,582	0,670	0,503



Σχήμα 6.4: Διαγράμματα αξονικών δυνάμεων υποστυλωμάτων (N_{Ed}) πλαισίου $PGA=0,36g$ στην ΟΚΑ



Σχήμα 6.5: Διαγράμματα τεμνουσών δυνάμεων δοκών (V_{Ed}) πλαισίου $PGA=0,36g$ στην ΟΚΑ



Σχήμα 6.6: Διαγράμματα ροπών δοκών (M_{Ed}) πλαισίου PGA=0,36g στην ΟΚΑ

Οι συντελεστές εκμετάλλευσης των δοκών και των υποστυλωμάτων FUSEIS1-1 σε ΟΚΑ είναι χαμηλοί (μέγιστος=0,145) καθώς ο έλεγχος δεν είναι κρίσιμος για τα μέλη αυτά.

6.3.2 Έλεγχοι στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

Ο έλεγχος του βέλους κάμψης των δοκών του ημιάκαμπτου πλαισίου λόγω των μόνιμων και ωφέλιμων φορτίων γίνεται στη φάση που η δοκός λειτουργεί ως σύμμικτη θεωρώντας ότι υπάρχει προσωρινή στήριξη της σιδηροδοκού στη φάση σκυροδέτησης. Η οριακή τιμή λαμβάνεται σύμφωνα με τον EN1993-1-1 [43] ίση με $L/250=6000/250=24\text{mm}$ και οι μέγιστες τιμές από την ελαστική ανάλυση είναι 9,40, 8,70 και 9,20mm για τα φατνώματα Α-Β, Β-Γ και Γ-Δ αντίστοιχα, που είναι αρκετά χαμηλότερες από την οριακή.

6.4 Έλεγχοι σε σεισμικά φορτία

Για τον έλεγχο της συνολικής ευστάθειας του φορέα, τον περιορισμό των βλαβών σε μη φέροντα στοιχεία και το σχεδιασμό των πλαστικών και μη πλαστικών μελών του σε σεισμικά φορτία ακολουθείται η μεθοδολογία της παραγράφου 5.2.2 βάσει της οποίας πρέπει να ικανοποιούνται οι ακόλουθες συνθήκες.

6.4.1 Γωνιακή παραμόρφωση ορόφου

Η γωνιακή παραμόρφωση ορόφου πρέπει να περιορίζεται στο 0,0075 (κτίρια με πλάστιμα μη φέροντα στοιχεία) βάσει της εξίσωσης (6.3).

$$d_r \cdot v \leq 0,0075 \cdot h = 0,0075 \cdot 3400 = 25,5\text{mm} \quad (6.3)$$

όπου ο μειωτικός συντελεστής $\nu=0,50$ λόγω της κατηγορίας σπουδαιότητας του κτιρίου (συνήθη κτίρια) και h το ύψος του υπό εξέταση ορόφου.

Ο Πίνακας 6.7 περιλαμβάνει τις μετακινήσεις κορυφής και βάσης κάθε ορόφου και τις αντίστοιχες τιμές $d_r \cdot \nu$ που προκύπτουν βάσει αυτών για τον έλεγχο των γωνιακών παραμορφώσεων των τριών εξεταζόμενων πλαισίων. Ο έλεγχος επαληθεύεται σε όλες τις περιπτώσεις με τιμές $d_r \cdot \nu$ μικρότερες της οριακής 25,5mm με εξαίρεση το πλαίσιο με $PGA=0,36g$ όπου οι τιμές στους δυο τελευταίους ορόφους ίσες με την οριακή. Είναι εμφανές ότι στο πλαίσιο αυτό ο έλεγχος είναι ο καθοριστικός για την επιλογή των διατομών των δοκών FUSEIS1-1.

Πίνακας 6.7: Υπολογισμός μετακινήσεων για τον έλεγχο της γωνιακής παραμόρφωσης ορόφους για σεισμική φόρτιση

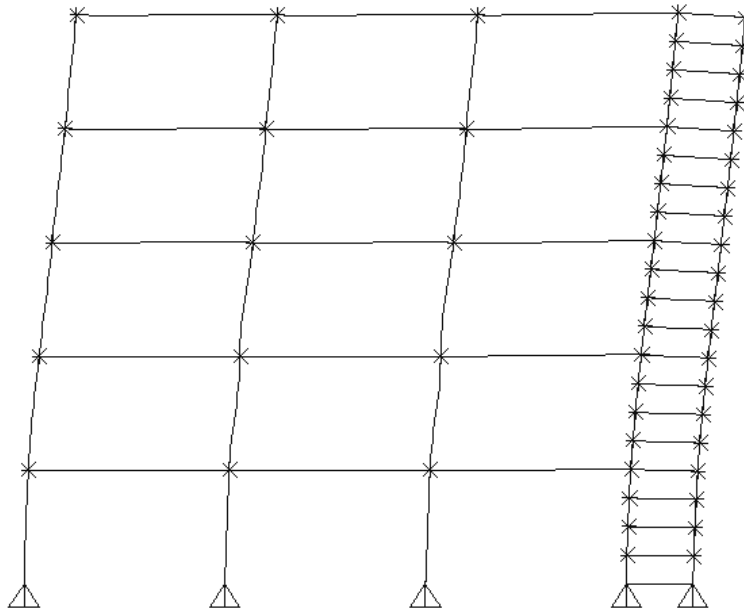
0,16g					
Όροφος	1	2	3	4	5
$d_{e,άνω}$ (mm)	3,32	7,35	12,15	17,60	23,70
$d_{e,κάτω}$ (mm)	0,00	3,32	7,35	12,15	17,60
$d_r = (d_{e,άνω} - d_{e,κάτω}) \cdot q$ (mm)	16,60	20,15	24,00	27,25	30,50
$d_r \cdot \nu$	8,30	10,08	12,00	13,63	15,25
0,24g					
Όροφος	1	2	3	4	5
$d_{e,άνω}$	4,98	11,01	18,20	26,40	35,60
$d_{e,κάτω}$	0,00	4,98	11,01	18,20	26,40
$d_r = (d_{e,άνω} - d_{e,κάτω}) \cdot q$ (mm)	24,90	30,15	35,95	41,00	46,00
$d_r \cdot \nu$	12,45	15,08	17,98	20,50	23,00
0,36g					
Όροφος	1	2	3	4	5
$d_{e,άνω}$	5,70	14,10	23,90	34,20	44,40
$d_{e,κάτω}$	0,00	5,70	14,10	23,90	34,20
$d_r = (d_{e,άνω} - d_{e,κάτω}) \cdot q$ (mm)	28,50	42,00	49,00	51,00	51,00
$d_r \cdot \nu$	14,25	21,00	24,50	25,50	25,50

6.4.2 Επιρροές 2^{ης} τάξης

Για τον έλεγχο επιρροών 2^{ης} τάξης εφαρμόζεται η ακριβέστερη μέθοδος της ιδιομορφικής ανάλυσης λυγισμού για το σεισμικό συνδυασμό $1,0 \cdot G + 0,3 \cdot \varphi \cdot Q$. Ο κρίσιμος συντελεστής λυγισμού αντιστοιχεί στην 1^η ιδιομορφή που μετακινεί το πλαίσιο κατά την οριζόντια διεύθυνση. Στο Σχήμα 6.7 δίνεται ενδεικτικά το σχήμα της 1^{ης} πλευρικής ιδιομορφής λυγισμού του πλαισίου με $PGA=0,36g$.

Ο Πίνακας 6.8 συνοψίζει τους κρίσιμους συντελεστές λυγισμού των τριών πλαισίων και τους αντίστοιχους δείκτες σχετικής μεταθετότητας ορόφου θ που υπολογίζονται βάσει αυτών. Σε όλες τις περιπτώσεις η τιμή του θ είναι μεταξύ του 0,1 και του 0,2 το οποίο υποδεικνύει ότι τα πλαίσια με FUSEIS1-1 είναι σχετικά εύκαμπτα. Όμοια με τον έλεγχο σε γωνιακή παραμόρφωση, η επιλογή των διατομών των δοκών και των υποστυλωμάτων του συστήματος έγινε με κριτήριο ο έλεγχος επιρροών 2^{ης} τάξης να επαληθεύεται οριακά ώστε να μην απαιτείται ανάλυση με θεωρία 2^{ης} τάξης. Για να ληφθούν υπόψη οι επιρροές 2^{ης} τάξης

γίνεται προσεγγιστικά επαύξηση των σεισμικών δράσεων με ένα συντελεστή ίσο με $\beta = 1/(1-\theta)$, Πίνακας 6.8.



Σχήμα 6.7: 1^η πλευρική ιδιομορφή λυγισμού στο SAP2000 [39]

Πίνακας 6.8: Έλεγχος επιρροών 2^{ης} τάξης για σεισμικό συνδυασμό

PGA	Συντελεστής ευστάθειας a_{cr}	θ	Συντελεστής επαύξησης σεισμικού φορτίου β
0,16g	25,15	0,199	1,25
0,24g	25,07	0,199	1,25
0,36g	34,18	0,146	1,17

6.4.3 Πλάστιμα μέλη - Δοκοί FUSEIS1-1

Οι δοκοί του συστήματος FUSEIS1-1 διαστασιολογούνται για τα εντατικά μεγέθη του σεισμικού συνδυασμού $1,0 \cdot G + 0,3 \cdot \varphi \cdot Q + \alpha \cdot \beta \cdot E_{ch}$, λαμβάνοντας υπόψη τους συντελεστές επαύξησης του σεισμικού φορτίου α και β που προέκυψαν από τους ελέγχους του κατώτατου ορίου για το φάσμα σχεδιασμού και των επιρροών 2^{ης} τάξης αντίστοιχα.

Οι έλεγχοι γίνονται για τις δυσμενέστερες διατομές στις θέσεις των RBS, οι διαστάσεις των οποίων επιλέχθηκαν ώστε να κατατάσσονται στην Κατηγορία Διατομής 1. Το μήκος l_{RBS} είναι σε όλους τους ορόφους ίσο με 1425mm, το οποίο είναι επαρκές για να αναπτυχθεί ο μηχανισμός κάμψης καθώς το μήκος που προκύπτει από την εξίσωση (5.13) για τις δοκούς όλων των πλαισίων κυμαίνεται μεταξύ 360mm και 1425mm.

Τα αποτελέσματα των επιμέρους ελέγχων δίνονται στους πίνακες που ακολουθούν (Πίνακας 6.9 - Πίνακας 6.10). Παρατηρείται ότι οι λόγοι εκμετάλλευσης σε αξονικές δυνάμεις και διάτμηση είναι αρκετά χαμηλοί ώστε να μην απαιτείται απομείωση στην αντοχή των διατομών σε κάμψη.

Πίνακας 6.9: Έλεγχος σε αξονικές δυνάμεις και διάτμηση για το σεισμικό συνδυασμό

0,16g						
Όροφος	Έλεγχος σε αξονικές δυνάμεις			Έλεγχος σε διάτμηση		
	N_{Ed} (kN)	$N_{pl,RBS,Rd}$ (kN)	$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,RBS,Rd}} \leq 0,15$	V_{Ed} (kN)	$V_{pl,RBS,Rd}$ (kN)	$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,RBS,Rd}} \leq 0,50$
1	22,70	1405,30	0,02	164,98	456,55	0,36
2	19,08	1292,50	0,01	139,52	420,33	0,33
3	18,05	1067,84	0,02	95,32	348,15	0,27
4	19,62	992,64	0,02	75,48	275,42	0,27
5	19,50	503,84	0,04	21,44	168,24	0,13
0,24g						
Όροφος	Έλεγχος σε αξονικές δυνάμεις			Έλεγχος σε διάτμηση		
	N_{Ed} (kN)	$N_{pl,RBS,Rd}$ (kN)	$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,RBS,Rd}} \leq 0,15$	V_{Ed} (kN)	$V_{pl,RBS,Rd}$ (kN)	$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,RBS,Rd}} \leq 0,50$
1	31,98	1405,30	0,02	164,98	456,55	0,36
2	28,67	1292,50	0,02	139,52	420,33	0,33
3	27,20	1067,84	0,03	95,32	348,15	0,27
4	28,32	917,44	0,03	67,45	275,42	0,24
5	28,62	503,84	0,06	21,44	168,24	0,13
0,36g						
Όροφος	Έλεγχος σε αξονικές δυνάμεις			Έλεγχος σε διάτμηση		
	N_{Ed} (kN)	$N_{pl,RBS,Rd}$ (kN)	$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,RBS,Rd}} \leq 0,15$	V_{Ed} (kN)	$V_{pl,RBS,Rd}$ (kN)	$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,RBS,Rd}} \leq 0,50$
1	45,00	2397,00	0,02	349,28	698,74	0,50
2	42,10	1669,44	0,03	221,14	492,64	0,45
3	41,20	1593,30	0,03	198,22	456,55	0,43
4	44,00	1442,90	0,03	164,15	420,33	0,39
5	57,60	992,64	0,06	80,81	312,06	0,26

Ο Πίνακας 6.10 περιλαμβάνει εκτός από τον έλεγχο των διατομών σε κάμψη τις τιμές των συντελεστών υπεραντοχής Ω των δοκών οι οποίοι υπολογίζονται βάσει αυτού. Επίσης, ελέγχεται η καθολική ικανότητα απορρόφησης ενέργειας των πλαισίων η οποία εξασφαλίζεται καθώς οι τιμές του Ω των δοκών όλων των ορόφων δε διαφέρουν περισσότερο από το 25% της ελάχιστης τιμής του.

Πίνακας 6.10: Έλεγχος σε κάμψη για το σεισμικό συνδυασμό

0,16g					
Όροφος	M_{Ed} (kNm)	$M_{pl,RBS,Rd}$ (kNm)	$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,RBS,Rd}} \leq 1,0$	$\Omega = \frac{M_{pl,RBS,Rd}}{M_{Ed}}$	$\frac{\max \Omega}{\min \Omega} \leq 1,25$
1	53,99	117,55	0,46	2,18	1,19
2	47,14	99,41	0,47	2,11	
3	37,15	67,92	0,55	1,83	
4	29,50	53,78	0,55	1,82	
5	7,83	15,28	0,51	1,95	

Πίνακας 6.10: Έλεγχος σε κάμψη για το σεισμικό συνδυασμό (συνέχεια)

0,24g					
Όροφος	M_{Ed} (kNm)	$M_{pl,RBS,Rd}$ (kNm)	$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,RBS,Rd}} \leq 1,0$	$\Omega = \frac{M_{pl,RBS,Rd}}{M_{Ed}}$	$\frac{\max \Omega}{\min \Omega} \leq 1,25$
1	80,65	117,55	0,69	1,46	1,25
2	68,98	99,41	0,69	1,44	
3	54,13	67,92	0,80	1,25	
4	41,18	48,06	0,86	1,17	
5	11,15	15,28	0,73	1,37	
0,36g					
Όροφος	M_{Ed} (kNm)	$M_{pl,RBS,Rd}$ (kNm)	$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,RBS,Rd}} \leq 1,0$	$\Omega = \frac{M_{pl,RBS,Rd}}{M_{Ed}}$	$\frac{\max \Omega}{\min \Omega} \leq 1,25$
1	131,00	248,87	0,53	1,90	1,24
2	102,50	157,56	0,65	1,54	
3	85,00	141,24	0,60	1,66	
4	69,00	116,96	0,59	1,70	
5	35,00	57,58	0,61	1,65	

Ένας ακόμα έλεγχος που γίνεται για τη διαστασιολόγηση των δοκών αφορά στη στροφή τους στις θέσεις των RBS. Η στροφή σχεδιασμού θ_{RBS} , που προκύπτει βάσει των γωνιακών παραμορφώσεων των ορόφων υπό τη σεισμική φόρτιση, λαμβάνοντας υπόψη τους επιμέρους συντελεστές επαύξησης και το συντελεστή συμπεριφοράς, ελέγχεται βάσει της οριακής τιμής της πλαστικής στροφής $\theta_{pl,RBS}$ από την εξίσωση (6.4).

$$\theta_{RBS} \leq \theta_{pl,RBS} = \frac{2000}{1425} \cdot 2,4\% = 3,4\% \quad (34\text{mrad}) \quad (6.4)$$

Όπου λαμβάνεται η πειραματική τιμή στην ΟΚΑ $\theta_{gl,SHS}=2,4\%$.

Ο Πίνακας 6.11 συνοψίζει τις τιμές των θ_{RBS} όλων των πλαισίων οι οποίες είναι αρκετά χαμηλές σε σχέση με την επιτρεπόμενη τιμή.

Πίνακας 6.11: Έλεγχος των στροφών των δοκών θ_{RBS} (mrad) για το σεισμικό συνδυασμό

Όροφος	0,16g	0,24g	0,36g
1	9	13	14
2	11	16	20
3	13	19	24
4	14	22	25
5	16	24	25

6.4.4 Υποστυλώματα και πλήρης διατομή δοκών FUSEIS1-1

Τα υποστυλώματα του συστήματος διαστασιολογούνται με ικανοτικό σχεδιασμό, ώστε να διαθέτουν υπεραντοχή σε σχέση με τις δοκούς του. Η ελάχιστη απαίτηση σε αντοχή υπολογίζεται από τις εξισώσεις (5.16) - (5.18) λαμβάνοντας υπόψη την ελάχιστη τιμή του Ω όλων των δοκών (Πίνακας 6.10), το συντελεστή $\gamma_{ov}=1,25$ και τους επιμέρους συντελεστές επαύξησης α και β . Ο έλεγχος των υποστυλωμάτων σύμφωνα με τον EN1993-1-1 [43] ικανοποιείται και για τα τρία πλαίσια $PGA=0,16g$, $0,24g$ και $0,36g$ με λόγους εκμετάλλευσης μικρότερους της μονάδας, $0,434$, $0,420$ και $0,824$ αντίστοιχα.

Η πλήρης διατομή της δοκού στα άκρα ελέγχεται σε κάμψη σύμφωνα με την εξίσωση (5.19) η οποία επαληθεύεται για όλα τα πλαίσια (Πίνακας 6.12).

Πίνακας 6.12: Έλεγχος πλήρους διατομής δοκού στα άκρα (ικανοτικός σχεδιασμός)

0,16g			
Όροφος	M_{CD,Ed} (kNm)	M_{pl,Rd} (kNm)	$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0$
1	131,98	179,14	0,74
2	111,61	151,83	0,74
3	76,26	104,01	0,73
4	60,39	65,21	0,93
5	17,15	23,93	0,72
0,24g			
Όροφος	M_{CD,Ed} (kNm)	M_{pl,Rd} (kNm)	$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0$
1	131,98	179,14	0,74
2	111,61	151,83	0,74
3	76,26	104,01	0,73
4	53,96	65,21	0,83
5	17,15	23,93	0,72
0,36g			
Όροφος	M_{CD,Ed} (kNm)	M_{pl,Rd} (kNm)	$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0$
1	279,43	296,57	0,94
2	176,91	208,83	0,85
3	158,58	179,14	0,89
4	131,32	151,83	0,86
5	64,65	83,50	0,77

6.4.5 Δυνάμεις σχεδιασμού συνδέσεων στα άκρα των δοκών FUSEIS1-1

Οι συνδέσεις δοκών - υποστυλωμάτων του συστήματος είναι κοχλιωτές συνδέσεις τριβής. Τα κομβοελάσματα, οι κοχλίες και οι συγκολλήσεις σχεδιάζονται ικανοτικά για να μπορούν να παραλάβουν τις επαυξημένες δυνάμεις που υπολογίζονται από τις εξισώσεις (5.20) - (5.21), (Πίνακας 6.13).

Πίνακας 6.13: Δυνάμεις σχεδιασμού συνδέσεων δοκού (ικανοτικός σχεδιασμός)

Όροφος	0,16g		0,24g		0,36g	
	M_{CD,con,Ed} (kNm)	V_{CD,con,Ed} (kN)	M_{CD,con,Ed} (kNm)	V_{CD,con,Ed} (kN)	M_{CD,con,Ed} (kNm)	V_{CD,con,Ed} (kN)
1	151,96	189,95	145,31	181,63	310,88	388,61
2	132,68	165,85	124,28	155,35	243,25	304,06
3	104,56	130,71	97,53	121,91	201,72	252,15
4	83,03	103,79	74,19	92,74	163,75	204,69
5	22,04	27,55	20,09	25,11	83,06	103,83

6.5 Μη γραμμικές στατικές αναλύσεις (Pushover)

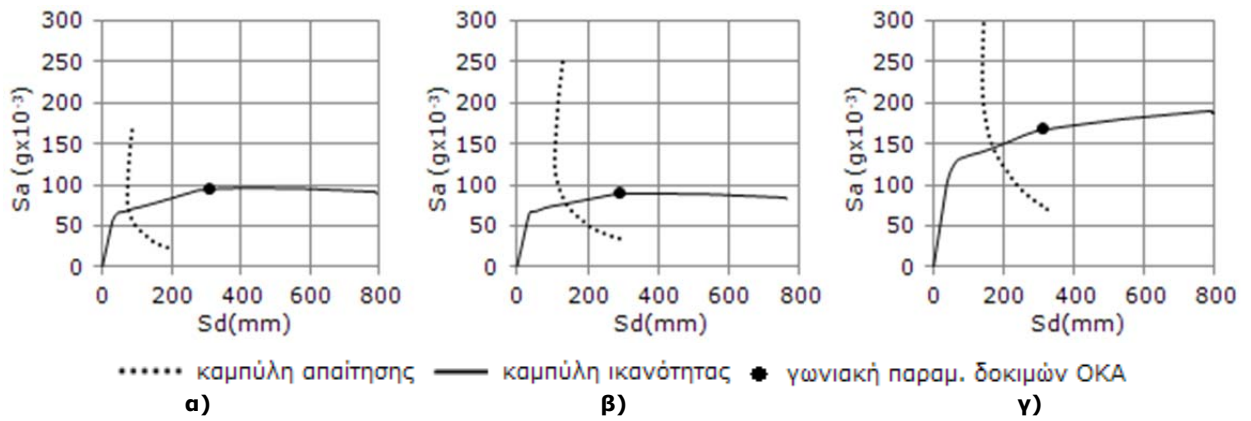
6.5.1 Αποτίμηση της συμπεριφοράς των πλαισίων

Η διερεύνηση του μηχανισμού πλαστικοποίησης των δοκών FUSEIS1-1 των εξεταζόμενων πλαισίων και αξιολόγησης της κατάστασης στην οποία βρίσκονται τα υπόλοιπα μέλη της κατασκευής, έγινε με τη βοήθεια μη γραμμικών στατικών αναλύσεων (Pushover).

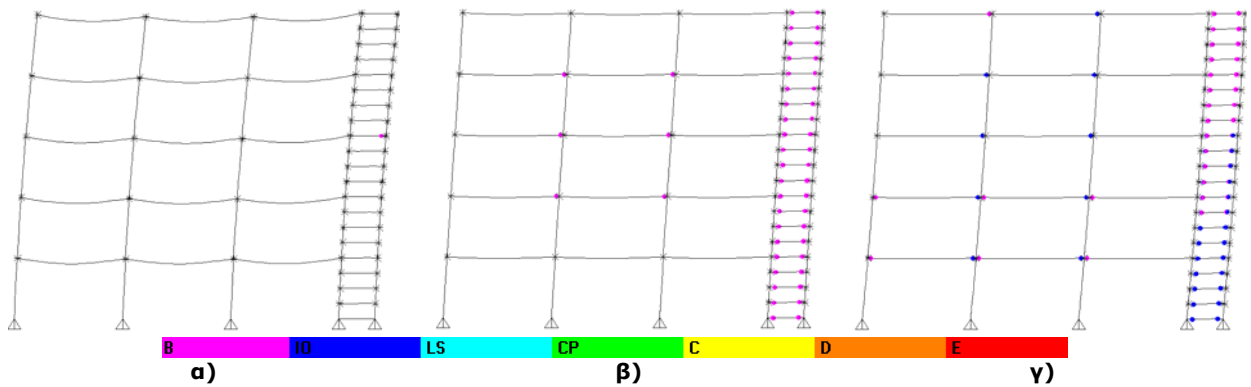
Η φόρτιση περιλάμβανε τα κατακόρυφα φορτία, μόνιμα και κινητά, του σεισμικού συνδυασμού και αυξανόμενα οριζόντια φορτία μέχρι τη μετακίνηση-στόχο. Η μετακίνηση αυτή θεωρήθηκε ίση με 1,20m, μεγαλύτερη από τη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε γωνιακή παραμόρφωση πλαισίου 5% στη στάθμη επιτελεστικότητας αποφυγή κατάρρευσης (CP) για πλαίσια ροπής κατά FEMA-356 [47]. Εφαρμόστηκαν δυο διαφορετικές κατανομές των εγκάρσιων φορτίων: μια «ομοιόμορφη» και μια «ιδιομορφική» βάσει της θεμελιώδους ιδιομορφής που προέκυψε από την ελαστική ανάλυση. Παρακάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της δεύτερης προσέγγισης που θεωρείται ακριβέστερη.

Απαραίτητη ήταν η τροποποίηση του προσομοιώματος της ελαστικής ανάλυσης με εισαγωγή των παραμέτρων των μη γραμμικών ιδιοτήτων όλων των μελών και των μη πλάστιμων για να ελεγχθεί αν θα συμπεριφερθούν επίσης ανελαστικά κατά τη διάρκεια του σεισμού. Οι μη γραμμικές ιδιότητες που εισήχθησαν στις δοκούς FUSEIS1-1 στις θέσεις των RBS ήταν καμπτικού τύπου και ελήφθησαν απευθείας από τα βαθμονομημένα μοντέλα των δοκιμών (Πίνακας 4.2). Οι ιδιότητες των στροφικών ελατηρίων, που προσομοιώνουν τους ημιάκαμπτους κόμβους κύριας δοκού – υποστυλώματος, θεωρήθηκαν επίσης καμπτικές (διάγραμμα ροπής - στροφής) και υπολογίστηκαν για θετικές και αρνητικές ροπές. Οι παράμετροι των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων υπολογίστηκαν λαμβάνοντας υπόψη την αλληλεπίδραση ροπής και αξονικής (διάγραμμα P - M) βάσει του FEMA-356 [47]. Επίσης, στην ανάλυση ελήφθησαν υπόψη και οι γεωμετρικές μη γραμμικότητες (P - Delta effects).

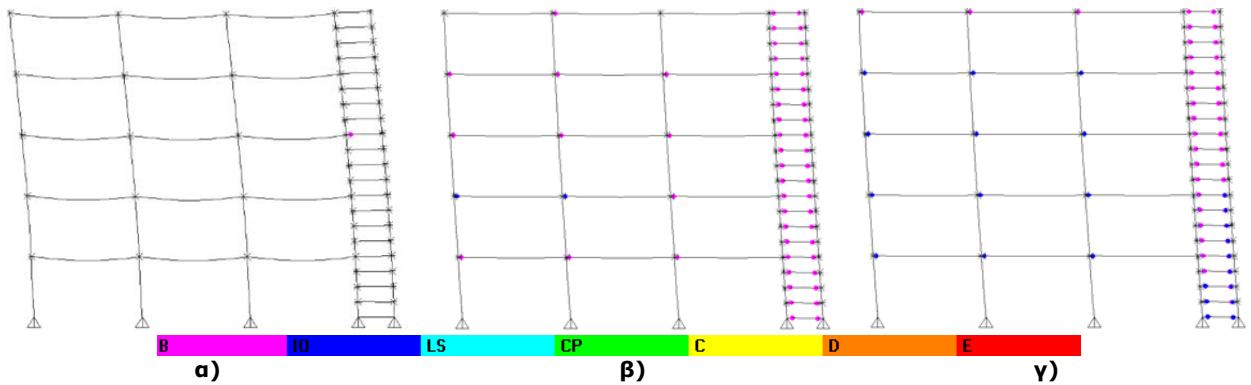
Μετά την εκτέλεση της μη γραμμικής ανάλυσης, το λογισμικό SAP2000 [39] παράγει αυτόματα την καμπύλη ικανότητας, την καμπύλη φασματικής απαίτησης και μέσω αυτών προσδιορίζεται το σημείο επιτελεστικότητας. Για την εξαγωγή της καμπύλης απαίτησης εισήχθησαν οι παράμετροι του ελαστικού φάσματος του σεισμού σχεδιασμού σύμφωνα με την Οδηγία ATC-40 [52]. Τα παραπάνω αποτελέσματα για τα εξεταζόμενα πλαίσια δίνονται στο Σχήμα 6.8 όπου φαίνεται ότι η ικανότητά τους είναι αρκετά μεγαλύτερη σε σχέση με την απαίτηση του σεισμού σχεδιασμού. Αυτό υποδεικνύει και η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων του παραμορφωμένου πλαισίου σε τρεις διαφορετικές φάσεις, πρώτη διαρροή, σημείο επιτελεστικότητας και γωνιακή παραμόρφωση ορόφου 2,40%, που αντιστοιχεί στην πειραματική οριακή κατάσταση αστοχίας (OKA) (Σχήμα 6.9 - Σχήμα 6.11). Η θεωρία της ασθενούς δοκού – ισχυρού υποστυλώματος επαληθεύεται για όλα τα πλαίσια με τις πλαστικές αρθρώσεις να σχηματίζονται στα απομειωμένα άκρα των δοκών FUSEIS1-1 και στα άκρα των δοκών του ημιάκαμπτου πλαισίου, οι οποίες φτάνουν μέχρι τη στάθμη επιτελεστικότητας αποφυγή διακοπής λειτουργίας (IO). Επιπλέον, για τιμές γωνιακών παραμορφώσεων μεγαλύτερων της πειραματικής, οι αναλύσεις έδειξαν ότι οι πλαστικές αρθρώσεις των δοκών FUSEIS1-1 στους κατώτερους ορόφους εισέρχονται νωρίτερα στη στάθμη επιτελεστικότητας αποφυγή κατάρρευσης (CP) σε σχέση με τους ανώτερους, ενώ οι δοκοί του ημιάκαμπτου πλαισίου δεν ξεπερνούν τη στάθμη προστασία ανθρώπινης ζωής (LS). Όλα τα υποστυλώματα των πλαισίων παρέμειναν ελαστικά μέχρι το τέλος της ανάλυσης.



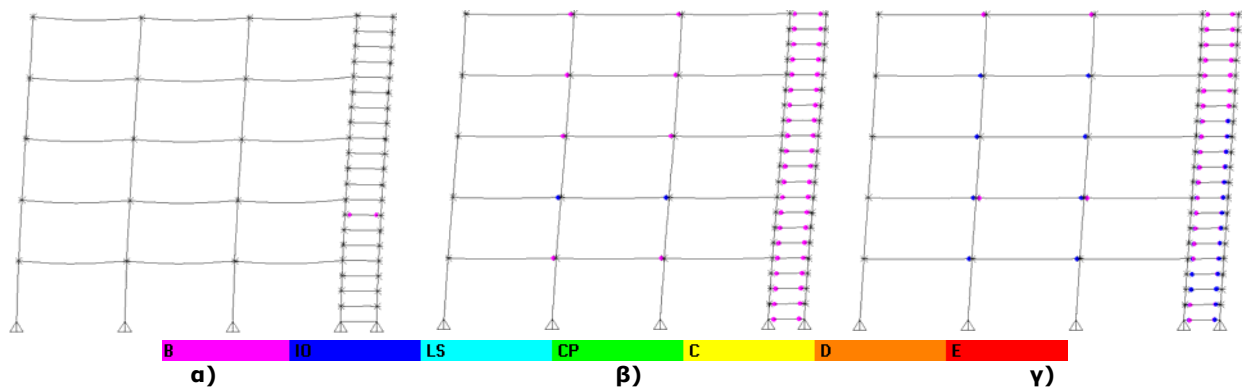
Σχήμα 6.8: Καμπύλες ικανότητας - απαίτησης και προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας: α) PGA = 0,16g, β) PGA = 0,24g, γ) PGA = 0,36g



Σχήμα 6.9: Παραμορφωμένο πλαίσιο με PGA = 0,16g και σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων: α) πρώτη διαρροή, β) σημείο επιτελεστικότητας, γ) γωνιακή παραμόρφωση δοκιμών στην ΟΚΑ



Σχήμα 6.10: Παραμορφωμένο πλαίσιο με PGA = 0,24g και σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων: α) πρώτη διαρροή, β) σημείο επιτελεστικότητας, γ) γωνιακή παραμόρφωση δοκιμών στην ΟΚΑ



Σχήμα 6.11: Παραμορφωμένο πλαίσιο με PGA = 0,36g και σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων: α) πρώτη διαρροή, β) σημείο επιτελεστικότητας, γ) γωνιακή παραμόρφωση δοκιμών στην ΟΚΑ

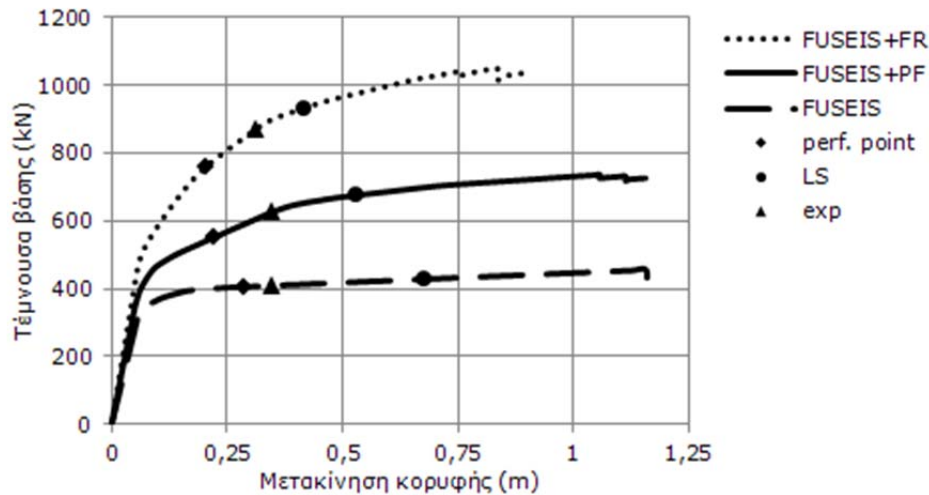
Για να αξιολογηθεί η απόκριση των πλαισίων σε χαμηλότερες και υψηλότερες σεισμικές διεγέρσεις, εξετάστηκαν επιπρόσθετα οι γωνιακές παραμορφώσεις ορόφου (interstory drifts) για τις τρεις βασικές οριακές καταστάσεις, την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (OKL – serviceability limit state SLS), την οριακή κατάσταση αστοχίας (OKA – ultimate limit state ULS) και την αποφυγή κατάρρευσης (collapse prevention limit state CPLS) εφαρμόζοντας στην επιτάχυνση εδάφους του σεισμού σχεδιασμού (PGA) συντελεστές 0,5, 1,0 και 1,5 αντίστοιχα. Από τις καμπύλες απαίτησης που προέκυψαν προσδιορίστηκαν τα νέα σημεία επιτελεστικότητας και υπολογίστηκαν οι μέγιστες γωνιακές παραμορφώσεις ορόφου. Ο Πίνακας 6.14 συνοψίζει τις τιμές των γωνιακών παραμορφώσεων των αναλύσεων οι οποίες είναι μικρότερες συγκρινόμενες με τις αντίστοιχες πειραματικές. Επιπλέον, οι τιμές αυτές βρίσκονται μεταξύ των οριακών τιμών του FEMA-356 [47] για πλαίσια ροπής και πλαίσια με συνδέσμους δυσκαμψίας με εξαίρεση το πλαίσιο PGA=0,16g που διαστασιολογήθηκε με κριτήριο τον περιορισμό των επιρροών 2^{ης} τάξης και όχι την αντοχή των δοκών FUSEIS1-1. Το πλαίσιο αυτό ήταν επομένως υπερδιαστασιολογημένο και οι γωνιακές παραμορφώσεις που προέκυψαν αρκετά μικρές.

Πίνακας 6.14: Σύγκριση πειραματικών, αναλυτικών και οριακών τιμών FEMA-356 γωνιακών παραμορφώσεων ορόφων (%)

Οριακές καταστάσεις	Δοκιμές	Μη γραμμική ανάλυση			Όρια FEMA - 356	
		0,16g	0,24g	0,36g	MRF	Πλαίσια με συνδέσμους δυσκαμψίας
SLS	1,00	0,43	0,65	0,81	0,70	0,50
ULS	2,40	0,69	1,40	1,60	2,50	1,50
CPLS	3,90	1,24	2,64	2,94	5,00	2,00

Η επίδρασή της συμμετοχής του κυρίου πλαισίου στη συνολική αντισεισμική συμπεριφορά του φορέα, εξετάστηκε για δύο επιπλέον περιπτώσεις του πλαισίου με PGA=0,36g όπου αντί για ημιάκαπτες συνδέσεις κύριας δοκού – υποστυλώματος (FUSEIS+PF) εφαρμόστηκαν άκαπτες και απλές. Στην πρώτη περίπτωση, τα στροφικά ελατήρια αντικαταστάθηκαν από πλαστικές αρθρώσεις με καμπτικές ιδιότητες (διάγραμμα ροπής - στροφής) και το πλαίσιο ονομάζεται FUSEIS+FR για να υποδηλώσει ότι το αντισεισμικό σύστημα είναι συνδυασμός του συστήματος FUSEIS1-1 και ενός πλαισίου ροπής. Στη δεύτερη περίπτωση οι αρθρώσεις στα άκρα των δοκών εισήχθησαν με μη γραμμικές ιδιότητες τέμνουσας (διάγραμμα φορτίου - μετακίνησης) και το πλαίσιο ονομάζεται FUSEIS για να υποδηλώσει ότι το FUSEIS1-1 είναι το μοναδικό αντισεισμικό σύστημα.

Στο Σχήμα 6.12 δίνεται ενδεικτικά η σύγκριση των καμπύλων ικανότητας για τις τρεις παραπάνω περιπτώσεις πλαισίων (FUSEIS+PF, FUSEIS+FR και FUSEIS). Σε κάθε καμπύλη σημειώνονται τρία σημεία που θα χρησιμοποιηθούν αργότερα και για τον προσδιορισμό του συντελεστή συμπεριφοράς: το σημείο επιτελεστικότητας (performance point - perf. point), το σημείο που οι πλαστικές αρθρώσεις των δοκών FUSEIS1-1 φτάνουν για πρώτη φορά στη στάθμη προστασίας ανθρώπινης Ζωής (LS) και το σημείο όπου το πλαίσιο έχει γωνιακή παραμόρφωση ορόφου 2,40%, που αντιστοιχεί στην πειραματική οριακή κατάσταση αστοχίας (experimental drift - exp). Η μορφή των καμπύλων FUSEIS+PF και FUSEIS+FR είναι παραπλήσια με το πλαίσιο FUSEIS+FR να αναπτύσσει μεγαλύτερη τέμνουσα βάσης αλλά να φτάνει στη στάθμη LS σε μικρότερες μετακινήσεις. Στις καμπύλες αυτές είναι εμφανής η συμμετοχή του πλαισίου ροπής στη φέρουσα ικανότητα του φορέα. Αντίθετα, το πλαίσιο FUSEIS έχει μικρότερη φέρουσα ικανότητα στην οποία συμβάλλουν μόνο οι δοκοί του συστήματος. Μετά την πλαστικοποίηση όλων των δοκών, η αντίσταση παραμένει σταθερή (σχεδόν οριζόντια καμπύλη).



Σχήμα 6.12: Σύγκριση καμπύλων ικανότητας πλαισίων FUSEIS+PF, FUSEIS+FR και FUSEIS

Οι παραπάνω παρατηρήσεις υποδεικνύουν ότι οι άκαμπτες συνδέσεις δοκών – υποστρωμάτων οδηγούν σε αύξηση της ικανότητας του φορέα αλλά σε κατασκευαστικά συνθετότερες λύσεις. Από την άλλη η χρήση του FUSEIS1-1 ως αποκλειστικό σύστημα παραλαβής του σεισμού οδηγεί σε μικρότερη αντοχή. Ιδανική λύση αποτελούν οι ημιάκαμπτες συνδέσεις οι οποίες διαθέτουν τα πλεονεκτήματα των συνδέσεων ροπής και παράλληλα είναι πολύ πιο εύκολες στην κατασκευή.

6.5.2 Εκτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς q

Οι μη στατικές αναλύσεις Pushover παρείχαν τη δυνατότητα μιας πρώτης εκτίμησης του συντελεστή συμπεριφοράς. Όπως προκύπτει από τα αποτελέσματα της φασματικής ανάλυσης (Πίνακας 6.4), τα πλαίσια με το σύστημα είναι εύκαμπτα με $T_1 \geq T_c$. Επομένως, για την εκτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς εφαρμόζεται ο «κανόνας ίσων μετατοπίσεων» σύμφωνα με τον οποίο η μετακίνηση του ανελαστικού συστήματος είναι ίση με αυτή του αντίστοιχου ελαστικού με την ίδια περίοδο. Ο συντελεστής συμπεριφοράς q υπολογίζεται ως το γινόμενο του δείκτη πλαστιμότητας q_μ και της υπεραντοχής Ω με την ακόλουθη εξίσωση (6.5):

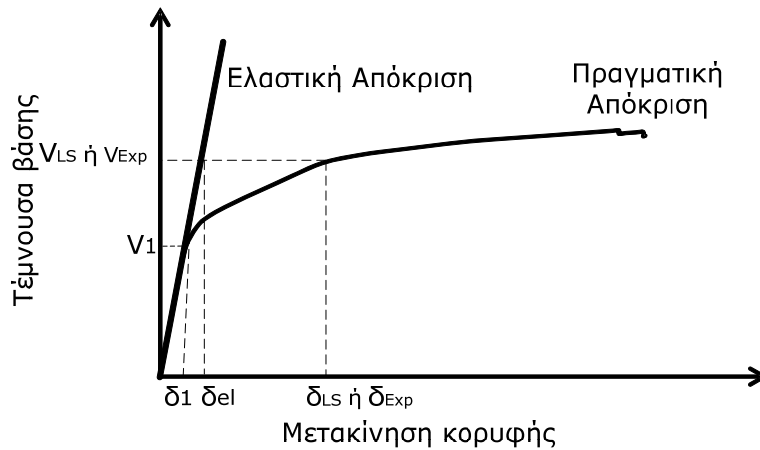
$$q = q_\mu \cdot \Omega \quad (6.5)$$

Στο Σχήμα 6.13 δίνεται μια τυπική καμπύλη ικανότητας όπου ορίζονται οι επιμέρους παράμετροι που χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό. Ο δείκτης πλαστιμότητας q_μ ορίζεται ως ο λόγος της μέγιστης ανελαστικής μετακίνησης κορυφής του πραγματικού πλαισίου προς τη μετακίνηση διαρροής του ισοδύναμου ελαστικού συστήματος δ_{el} , εξίσωση (6.6). Ως μέγιστη ανελαστική μετακίνηση λαμβάνεται η μετακίνηση του πλαισίου η οποία αντιστοιχεί στη δυσμενέστερη από τις δυο παρακάτω καταστάσεις: α) όταν οι πλαστικές αρθρώσεις των RBS εισέλθουν για πρώτη φορά στη στάθμη επιτελεστικότητας προστασία ανθρώπινης ζωής (LS) δ_{LS} ή β) όταν κάποιος από τους ορόφους του πλαισίου εμφανίσει γωνιακή παραμόρφωση κοντά στην πειραματική οριακή κατάσταση αστοχίας (OKA - ULS) δ_{Exp} . Στις περιπτώσεις των εξεταζόμενων πλαισίων ο δείκτης πλαστιμότητας προέκυψε βάσει της πειραματικής οριακής κατάστασης αστοχίας. Επομένως,

$$q_\mu = \frac{\delta_{Exp}}{\delta_{el}} \quad (6.6)$$

Η υπεραντοχή Ω ορίζεται από την εξίσωση (6.7) ως ο λόγος της τέμνουσας V_{Exp} του ισοδύναμου ελαστικού συστήματος προς την τέμνουσα πρώτης διαρροής V_1 .

$$\Omega = \frac{V_{Exp}}{V_1} \quad (6.7)$$



Σχήμα 6.13: Εκτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς από την καμπύλη ικανότητας

Ο Πίνακας 6.15 συνοψίζει τις τιμές του δείκτη πλαστιμότητας, της υπεραντοχής και του συντελεστή συμπεριφοράς των πλαισίων FUSEIS+PF για τις τρεις διαφορετικές σεισμικές ζώνες. Παρατηρείται ότι οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς είναι περίπου ίδιες με τις πειραματικές (Πίνακας 4.3) και σε όλες περιπτώσεις μεγαλύτερες της τιμής 5, που θεωρήθηκε κατά το σχεδιασμό, λόγω της υψηλής πλαστιμότητας q_{μ} .

Πίνακας 6.15: Εκτιμώμενος συντελεστής συμπεριφοράς q

PGA	q_{μ}	Ω	q
0,16g	5,18	1,66	8,62
0,24g	4,73	1,49	7,04
0,36g	3,83	1,55	5,93

Παρόλο που από τα αποτελέσματα αυτά φαίνεται ότι το σύστημα διαθέτει αρκετά περιθώρια περαιτέρω ανελαστικής παραμόρφωσης, συνιστάται η τιμή του q να μην υπερβαίνει το 5 καθώς η χρήση υψηλότερων τιμών, αν και είναι εφικτή, θα οδηγούσε σε αρκετά εύκαμπτα πλαίσια με υψηλές τιμές γωνιακών παραμορφώσεων ορόφου και σημαντικές επιρροές 2^{ης} τάξης.

6.6 Μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις

Η διερεύνηση της απόκρισης των πλαισίων με σύστημα FUSEIS1-1 σε πραγματικές συνθήκες σεισμού πραγματοποιήθηκε μέσω μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων χρονοϊστορίας. Στη συνέχεια παρουσιάζονται ενδεικτικά τα αποτελέσματα των αναλύσεων αυτών για το εξεταζόμενο πλαίσιο της τρίτης περίπτωσης (PGA=0,36g) για δυο τύπους συνδέσεων δοκού – υποστυλώματος του κύριου πλαισίου, ημιάκαμπτων FUSEIS+PF και αρθρωτών FUSEIS.

Όμοια με τις αναλύσεις Pushover, οι συνθήκες φόρτισης στην αρχική κατάσταση περιλάμβαναν τα κατακόρυφα φορτία του σεισμικού συνδυασμού. Επιπλέον, τα προσομοιώματα της Pushover τροποποιήθηκαν κατάλληλα για να μπορούν να αποτυπώσουν την υστερητική συμπεριφορά των δοκών FUSEIS1-1 στα RBS, εφαρμόζοντας μη γραμμικά ελατήρια στα άκρα τους οι ιδιότητες των οποίων υπολογίστηκαν σύμφωνα με τις οδηγίες της παραγράφου 5.2.4 (multi-linear kinematic plasticity properties).

6.6.1 Επιταχυνσιογραφήματα

Οι σεισμικές καταγραφές που χρησιμοποιήθηκαν στις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις προέρχονται από την ομάδα καταγραφών μακρινού πεδίου της βάσης δεδομένων PEER NGA που προτείνει ο FEMA-P695 [54] για την αποτίμηση κατάρρευσης κτιρίων έπειτα από ισχυρό σεισμό. Η ομάδα αυτή περιλαμβάνει είκοσι δύο ζεύγη των ισχυρότερων οριζόντιων σεισμικών καταγραφών περιοχών που βρίσκονταν σε απόσταση μεγαλύτερη ή ίση με 10km από το ρήγμα (fault rupture).

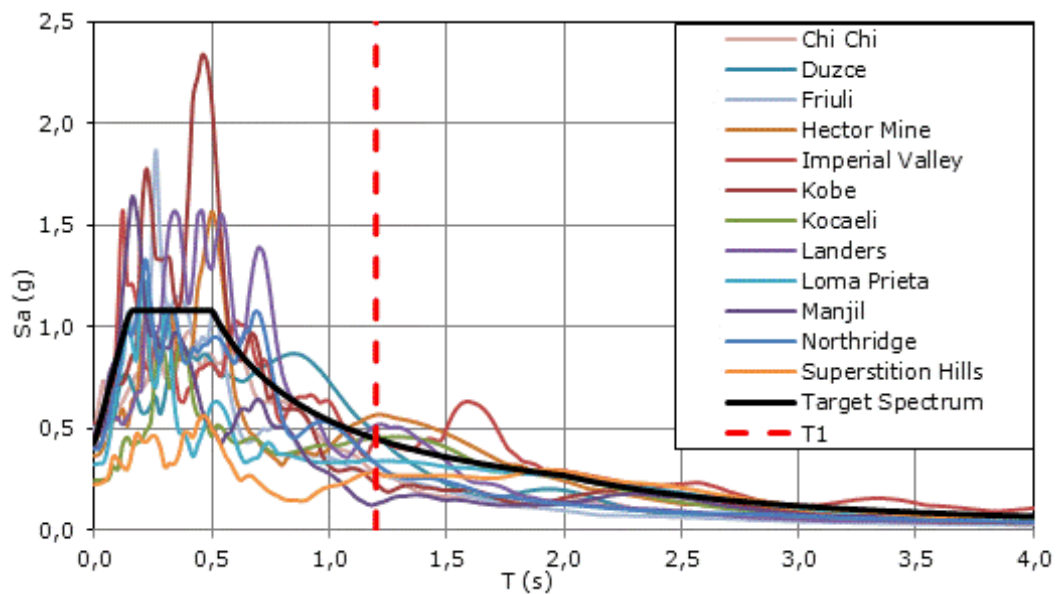
Για τη διεξαγωγή των αναλύσεων ήταν απαραίτητη η κλιμάκωση (scaling) των επιταχυνσιογραφημάτων στην επιθυμητή σεισμική ένταση, καθώς οι διαθέσιμες καταγραφές που είναι τόσο ισχυρές ώστε να προκαλέσουν κατάρρευση στα σύγχρονα κτίρια είναι ελάχιστες. Η διαδικασία της κλιμάκωσης περιλαμβάνει δύο φάσεις. Η πρώτη αφορά στην προσαρμογή (normalization) των καταγραφών στην τιμή της μέγιστης σεισμικής ταχύτητας του εδάφους για να διορθωθούν πιθανά σφάλματα μεταξύ των καταγραφών που οφείλονται σε διάφορους παράγοντες όπως η απόσταση από την εστία, η ένταση του γεγονότος κ.α. Οι «διορθωμένες» (normalized) καταγραφές δίνονται απευθείας από την PEER NGA. Η δεύτερη φάση περιλαμβάνει την προσαρμογή των παραπάνω καταγραφών σε μια συγκεκριμένη σεισμική εδαφική ένταση. Η προσαρμογή αυτή στις αναλύσεις πραγματοποιήθηκε μέσω του λογισμικού SeismoMatch [58], το οποίο μπορεί να προσαρμόσει τις σεισμικές καταγραφές έτσι ώστε το φάσμα απόκρισης των επιταχυνσιογραφημάτων να προσεγγίζει σε μεγάλο βαθμό το ελαστικό φάσμα επιτάχυνσης σχεδιασμού και γίνεται με βάση τις διατάξεις του EN1998-1-1 [28] για τα καταγεγραμμένα επιταχυνσιογραφήματα (recorded accelerograms).

Από το σύνολο των καταγραφών της βάσης επιλέχθηκαν συνολικά οι δώδεκα που ταίριαζαν καλύτερα στα χαρακτηριστικά του φάσματος (Πίνακας 6.16). Ο αριθμός αυτός θεωρείται, σύμφωνα με τους Vamvatsikos and Cornell [59], επαρκής για να επιτευχθεί η απαιτούμενη ακρίβεια των αποτελεσμάτων σε μεσαίου ύψους κτίρια.

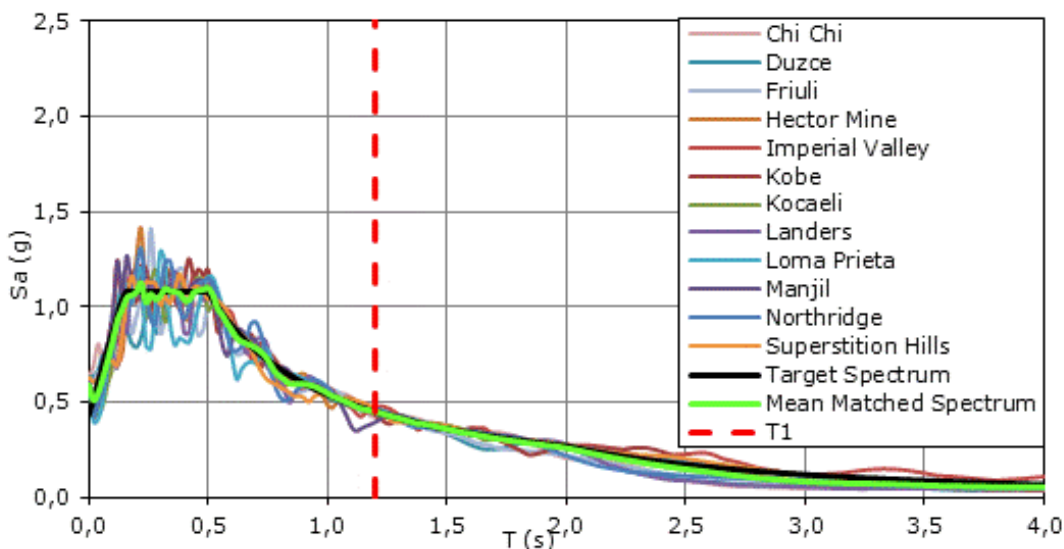
Πίνακας 6.16: Χαρακτηριστικά σεισμικών καταγραφών από τη βάση PEER-NGA (FEMA-P695 [54])

α/α	Έτος	Σεισμικό γεγονός	Σταθμός	max PGA (g)
1	1999	Chi-Chi, Taiwan	TCU045	0,51
2	1999	Duzce, Turkey	Bolu	0,82
3	1976	Friuli, Italy	Tolmezzo	0,35
4	1999	Hector Mine	Hector	0,34
5	1979	Imperial Valley	Delta	0,35
6	1995	Kobe, Japan	Nishi-Akashi	0,50
7	1999	Kocaeli, Turkey	Duzce	0,36
8	1992	Landers	Coolwater	0,42
9	1989	Loma Prieta	Gilroy Array	0,37
10	1990	Manjil, Iran	Abbar	0,51
11	1994	Northridge	Canyon Country-WLC	0,48
12	1987	Superstition Hills	El Centro Imp. Co.	0,26

Το Σχήμα 6.14 απεικονίζει τα φάσματα ψευδοεπιταχύνσεων (Pseudo - accelerations response) των προσαρμοσμένων καταγραφών στη σεισμική ταχύτητα εδάφους (normalized), τα φάσματα ψευδοεπιταχύνσεων μετά από την προσαρμογή τους στο ελαστικό φάσμα (matched) και το ελαστικό φάσμα επιτάχυνσης. Στο Σχήμα 6.14β φαίνεται επίσης το μέσο φάσμα των προσαρμοσμένων καταγραφών (mean matched spectrum), όπως αυτό υπολογίστηκε από όλες τις καταγραφές. Στη ζώνη μεταξύ των ιδιοπεριόδων $0,2T_1$ και $2T_1$ (T_1 η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος) οι τιμές του μέσου φάσματος διαφέρουν λιγότερο από 6,7% από τις αντίστοιχες του ελαστικού, τιμή μικρότερη από το όριο 10% του EN1998-1-1 [28]. Τα επιταχυνσιογραφήματα στο Σχήμα 6.14β προέρχονται από την προσαρμογή τους στις ακραίες τιμές του ελαστικού φάσματος επιτάχυνσης σε ολόκληρο το εύρος των περιόδων. Παρόλο που η προσέγγιση αυτή δίνει πιο συντηρητικά αποτελέσματα, θεωρήθηκε κατάλληλη για να επιβεβαιωθεί ο σχεδιασμός και να αποτιμηθεί η απόδοση του συστήματος.



α)



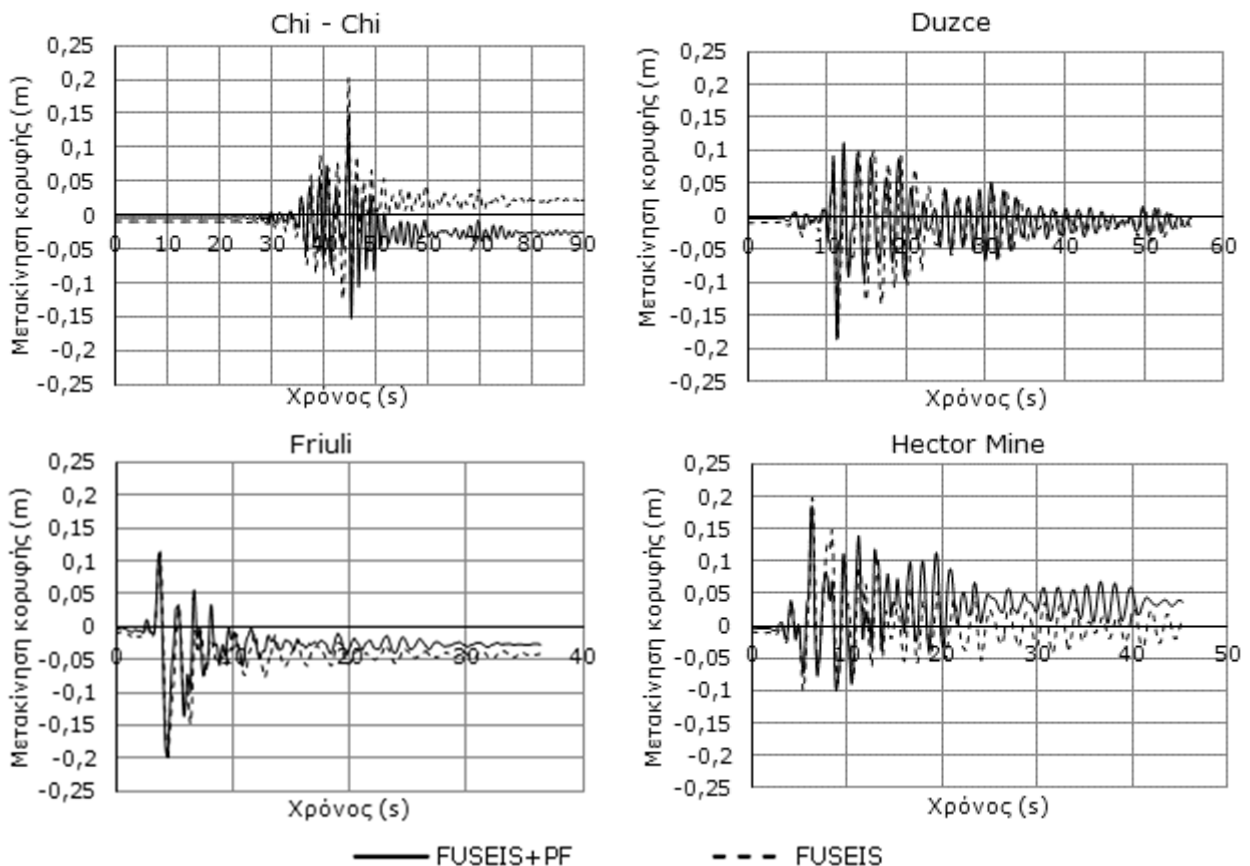
β)

Σχήμα 6.14: Φάσματα ψευδοεπιταχύνσεων (Pseudo - accelerations response): α) μετά από τη διόρθωση ως προς την ταχύτητα (normalized) και β) μετά από την προσαρμογή τους στο ελαστικό φάσμα (matched)

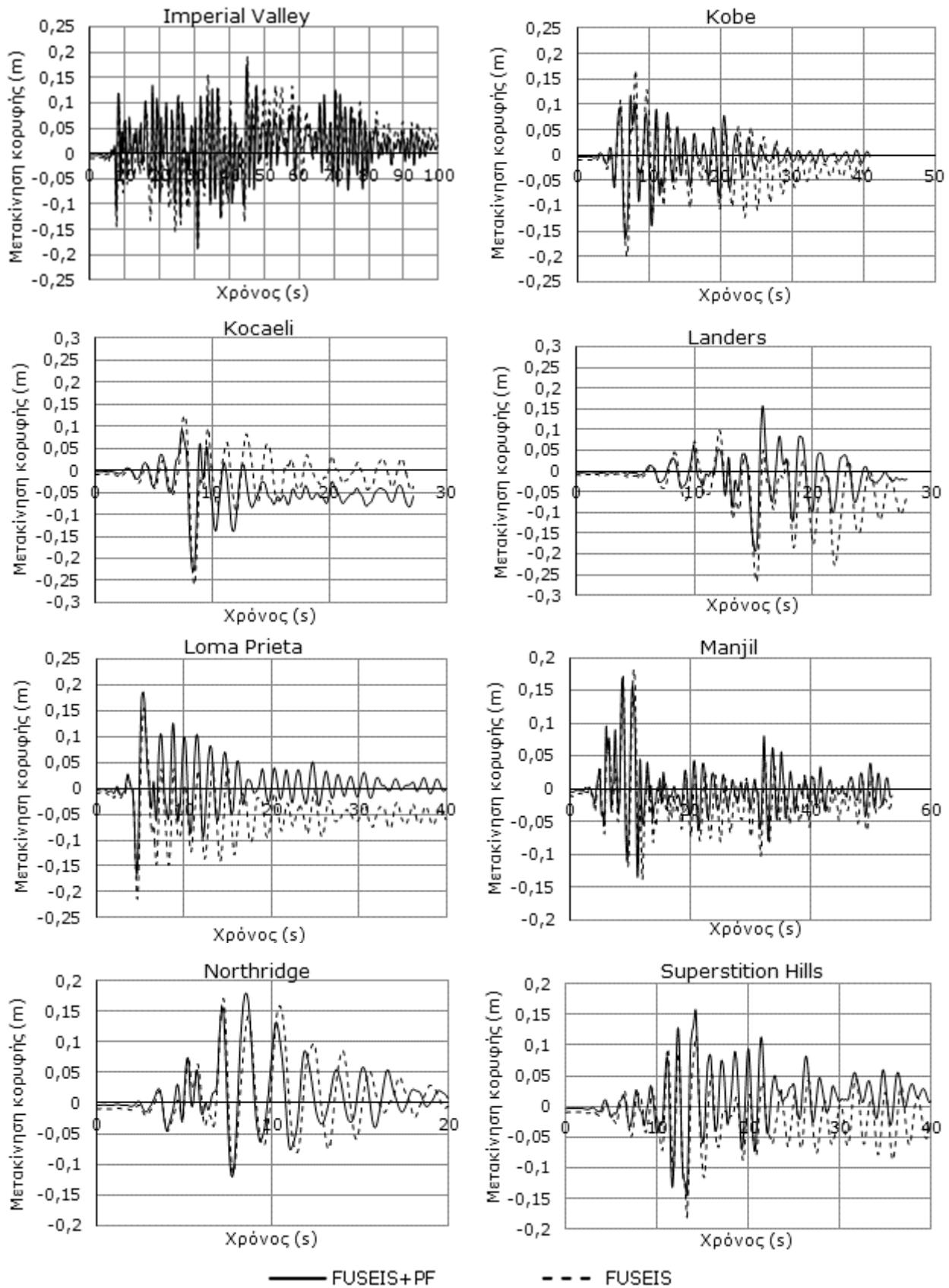
6.6.2 Παραμένουσες καθολικές γωνιακές παραμορφώσεις

Μετά από ένα σεισμικό γεγονός, ακόμη κι αν δεν παρατηρηθεί τοπική αστοχία σε ένα κτίριο, η αποτίμηση της κατάστασής του μπορεί να γίνει με κριτήριο την παραμένουσα καθολική γωνιακή παραμόρφωσή του (residual global drifts). Αλλά και σε νέες κατασκευές που βρίσκονται σε περιοχές υψηλής σεισμικότητας είναι δυνατός ο περιορισμός του βαθμού της βλάβης που θα εμφανίσουν μετά το σεισμό, με ελαχιστοποίηση των παραμενουσών καθολικών γωνιακών παραμορφώσεών τους κατά το σχεδιασμό ώστε το κτίριο μετά το σεισμό να παραμένει λειτουργικό, ενώ οι βλάβες έχουν περιορισμένη έκταση με μικρές απαιτήσεις σε επισκευή.

Τα διαγράμματα στο Σχήμα 6.15 απεικονίζουν τις χρονοϊστορίες της μετακίνησης της κορυφής του εξεταζόμενου πλαισίου για όλους τους σεισμούς και για τις δύο περιπτώσεις σύνδεσης της σύμμικτης δοκού στα υποστυλώματα του κύριου πλαισίου, FUSEIS+PF και FUSEIS. Παρατηρείται ότι η κίνηση του πλαισίου ακολουθεί τη σεισμική διέγερση και ότι στο τέλος του σεισμικού γεγονότος οι μετακινήσεις κορυφής είναι αρκετά χαμηλές, της τάξεως των 5,0cm, ανεξάρτητα από τον τύπο της σύνδεσης δοκού - υποστυλώματος στο κύριο πλαίσιο.



Σχήμα 6.15: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων κορυφής πλαισίων FUSEIS+PF και FUSEIS (→)



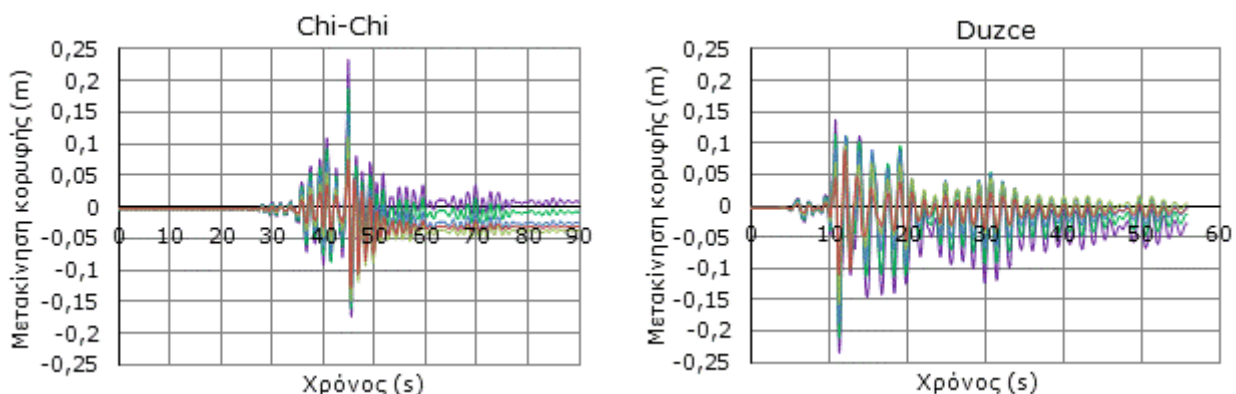
Σχήμα 6.15: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων κορυφής πλαισίων FUSEIS+PF και FUSEIS

Ο Πίνακας 6.17 συνοψίζει τις παραμένουσες καθολικές γωνιακές παραμορφώσεις των πλαισίων που προκύπτουν ως ο λόγος των μετακινήσεων κορυφής στο τέλος της διέγερσης προς το συνολικό ύψος του κτιρίου (17m). Λόγω των μικρών μετακινήσεων κορυφής οι τιμές και για τους δύο τύπους είναι χαμηλές με μέγιστη τιμή ίση με 0,354% στο πλαίσιο FUSEIS που συνεπάγεται ότι το πλαίσιο μετά το σεισμό σχεδόν επανέρχεται στην αρχική του θέση και είναι δυνατή η επισκευή και κατ'επέκταση η ταχεία αποκατάσταση της λειτουργίας του.

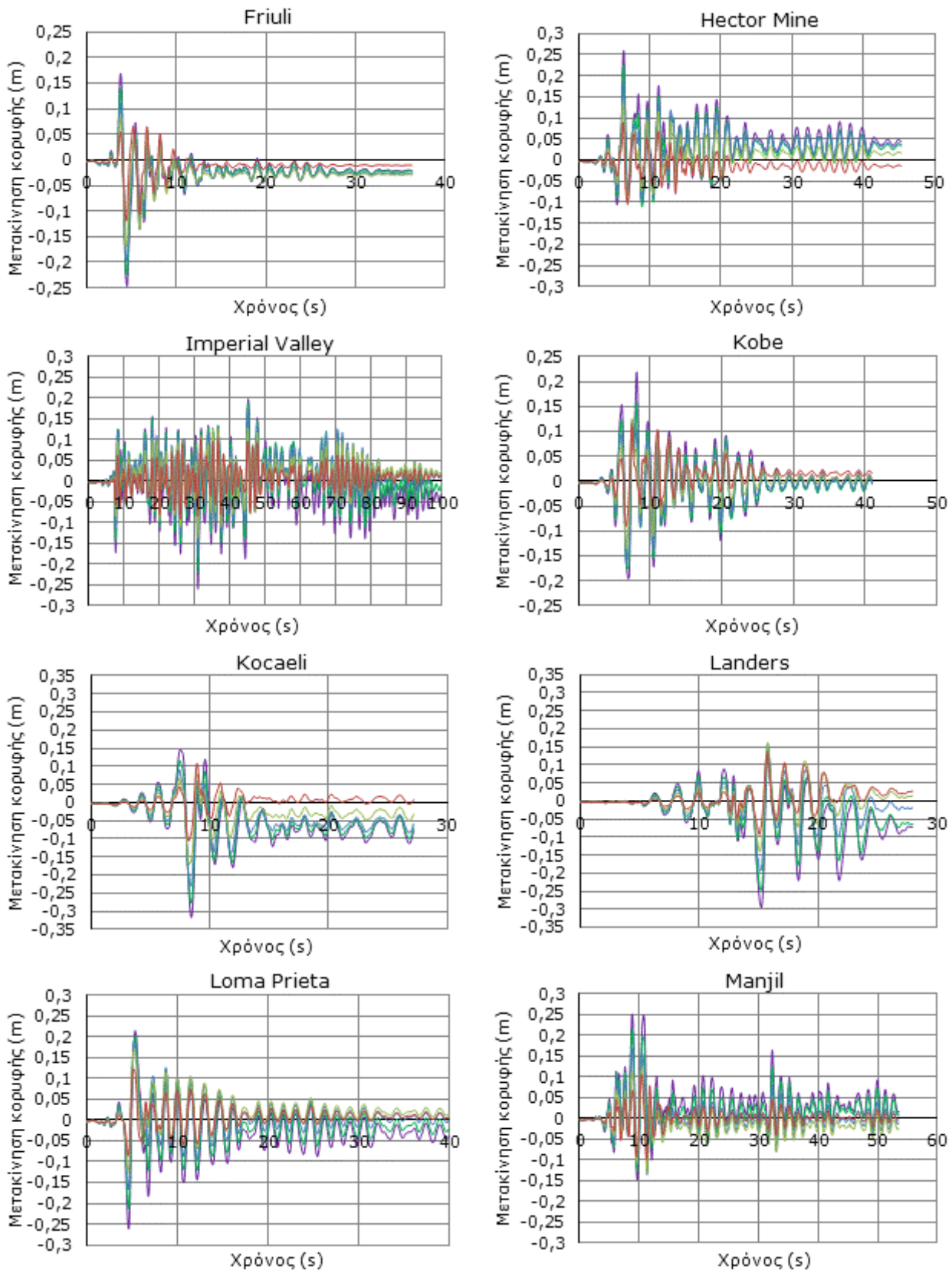
Πίνακας 6.17: Παραμένουσες καθολικές γωνιακές παραμορφώσεις (%)

Σεισμική διέγερση	FUSEIS + PF	FUSEIS
Chi-Chi, Taiwan	0,155	0,132
Duzce, Turkey	0,019	0,096
Friuli, Italy	0,159	0,241
Hector Mine	0,215	0,063
Imperial Valley	0,104	0,131
Kobe, Japan	0,018	0,116
Kocaeli, Turkey	0,344	0,212
Landers	0,108	0,342
Loma Prieta	0,001	0,354
Manjil, Iran	0,064	0,107
Northridge	0,044	0,028
Superstition Hills	0,051	0,122
Μέσος όρος	0,107	0,162
Τυπική απόκλιση (\pm)	0,099	0,104

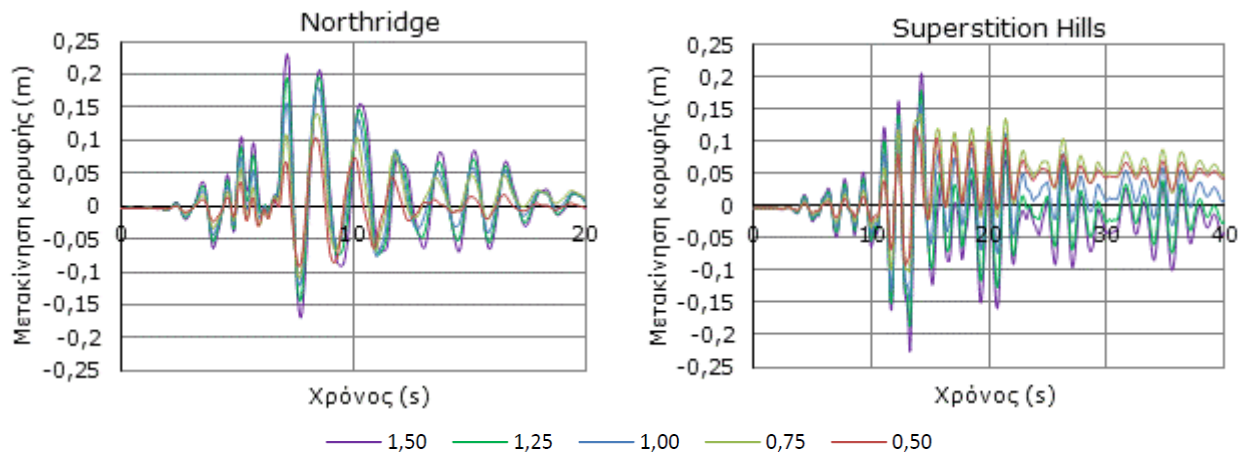
Στη συνέχεια μελετήθηκε η μεταβολή της απόκρισης του πλαισίου FUSEIS+PF για πέντε επίπεδα έντασης. Στις αναλύσεις αυτές κάθε καταγραφή κλιμακώθηκε (μεγεθύνθηκε και σμικρύνθηκε) σε πέντε επίπεδα έντασης (0,50/0,75/1,00/1,25/1,50) ώστε να καλυφθεί πλήρως όλο το φάσμα της απόκρισης του πλαισίου, από την ελαστική στην ανελαστική περιοχή μέχρι την κατάρρευση (SLS - CPLS). Το Σχήμα 6.16 περιλαμβάνει τις χρονοϊστορίες μετακινήσεων κορυφής όλων των διεγέρσεων οι οποίες αν και αυξάνονται από το SLS στο CPLS, όπως είναι αναμενόμενο, δίνουν και πάλι σχετικά μικρές παραμένουσες καθολικές γωνιακές παραμορφώσεις.



Σχήμα 6.16: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων κορυφής πλαισίων FUSEIS+PF για πέντε επίπεδα κλιμάκωσης των καταγραφών (→)



Σχήμα 6.16: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων κορυφής πλαισίων FUSEIS+PF για πέντε επίπεδα κλιμάκωσης των καταγραφών (→)



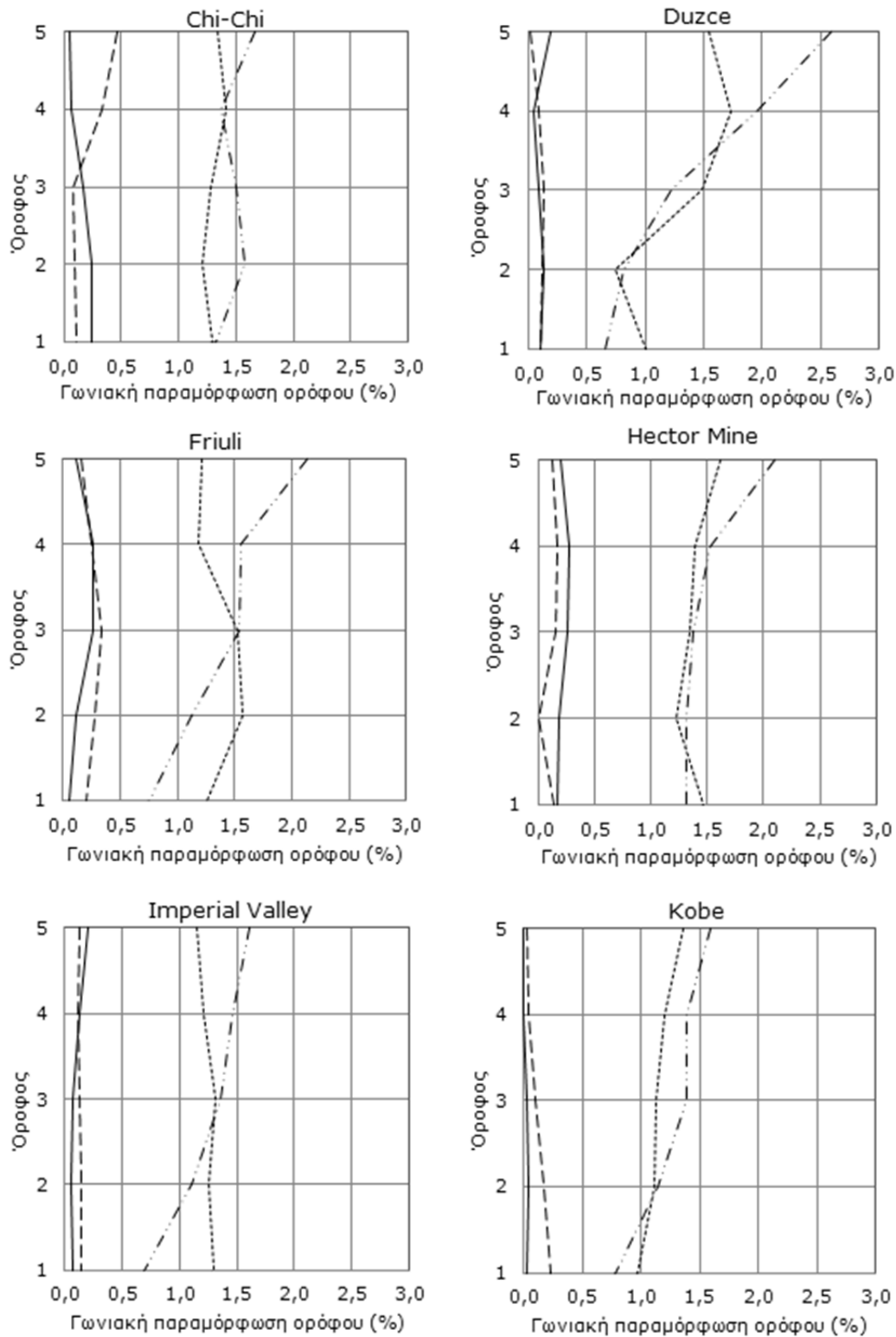
Σχήμα 6.16: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων κορυφής πλαισίων FUSEIS+PF για πέντε επίπεδα κλιμάκωσης των καταγραφών

Πίνακας 6.18: Παραμένουσες καθολικές γωνιακές παραμορφώσεις για πέντε επίπεδα κλιμάκωσης των καταγραφών (%)

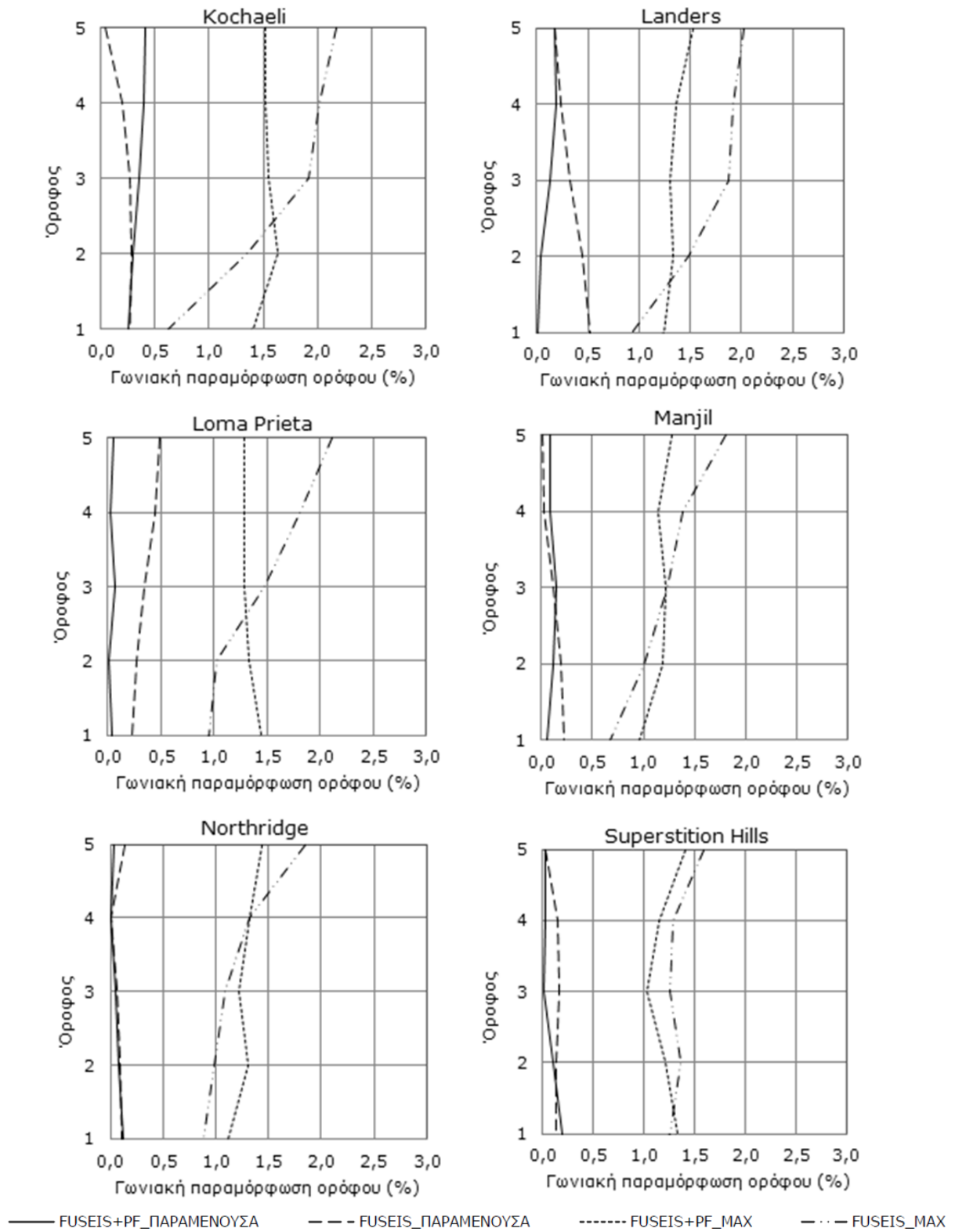
Σεισμική διέγερση	0,5	0,75	1,00	1,25	1,50
Chi-Chi, Taiwan	0,188	0,225	0,155	0,053	0,042
Duzce, Turkey	0,033	0,021	0,019	0,083	0,168
Friuli, Italy	0,063	0,171	0,159	0,136	0,128
Hector Mine	0,081	0,095	0,215	0,188	0,252
Imperial Valley	0,086	0,140	0,104	0,060	0,185
Kobe, Japan	0,091	0,025	0,018	0,036	0,110
Kocaeli, Turkey	0,047	0,187	0,344	0,407	0,450
Landers	0,160	0,090	0,108	0,375	0,418
Loma Prieta	0,040	0,086	0,001	0,124	0,225
Manjil, Iran	0,018	0,145	0,064	0,063	0,105
Northridge	0,015	0,071	0,044	0,037	0,050
Superstition Hills	0,259	0,290	0,051	0,144	0,250

6.6.3 Γωνιακές παραμορφώσεις ορόφου

Η απόκριση του εξεταζόμενου πλαισίου αξιολογήθηκε επιπλέον και μέσω της γωνιακής παραμόρφωσης ορόφου (interstory drift). Στο Σχήμα 6.17 δίνονται οι καμπύλες των παραμενουσών και των μέγιστων γωνιακών παραμορφώσεων ορόφου για όλες τις σεισμικές διεγέρσεις. Παρατηρείται ότι οι τιμές των καμπύλων είναι παραπλήσιες για τις δυο περιπτώσεις FUSEIS+PF και FUSEIS. Οι παραμένουσες είναι σχεδόν μηδενικές, όμοια με τις παραμένουσες καθολικές γωνιακές παραμορφώσεις, ενώ οι μέγιστες είναι λίγο μικρότερες στο FUSEIS+PF λόγω της συμμετοχής του ημιάκαμπτου πλαισίου, Πίνακας 6.19, χωρίς ωστόσο να ξεπερνούν και στις δύο περιπτώσεις, με εξαίρεση το σεισμό στο Duzce για το FUSEIS, την πειραματική οριακή τιμή στο ULS (2,40%).



Σχήμα 6.17: Μέγιστες και παραμένουσες γωνιακές παραμορφώσεις ορόφου για όλες τις σεισμικές διεγέρσεις (%) (→)



Σχήμα 6.17: Μέγιστες και παραμένουσες γωνιακές παραμορφώσεις ορόφου για όλες τις σεισμικές διεγέρσεις (%)

Πίνακας 6.19: Μέγιστες γωνιακές παραμορφώσεις ορόφου (%)

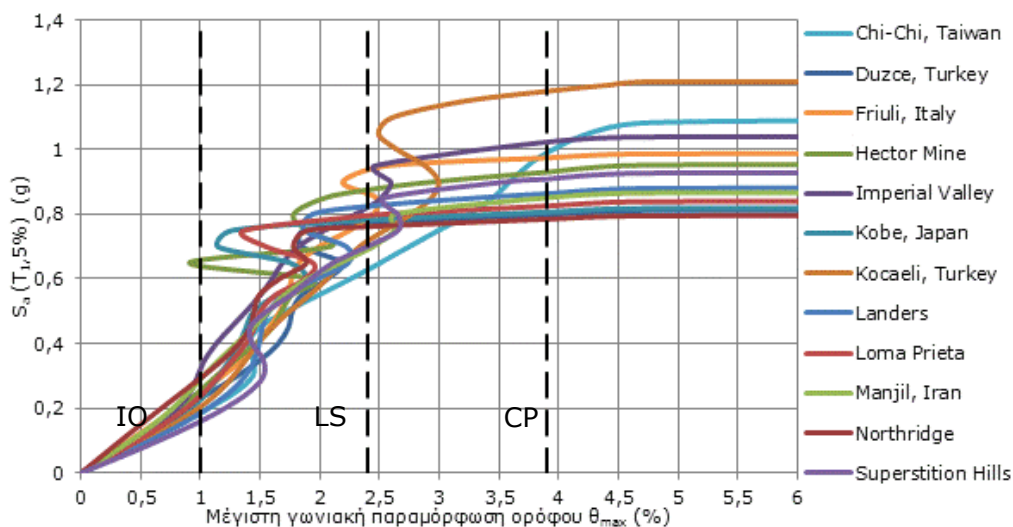
Σεισμική διέγερση	FUSEIS+PF	FUSEIS	Λόγος
Chi-Chi, Taiwan	1,41	1,67	1,18
Duzce, Turkey	1,74	2,58	1,49
Friuli, Italy	1,57	2,13	1,36
Hector Mine	1,61	2,10	1,30
Imperial Valley	1,31	1,62	1,23
Kobe, Japan	1,36	1,59	1,17
Kocaeli, Turkey	1,64	2,18	1,33
Landers	1,53	2,02	1,32
Loma Prieta	1,44	2,11	1,46
Manjil, Iran	1,28	1,81	1,41
Northridge	1,43	1,84	1,29
Superstition Hills	1,41	1,59	1,13

6.7 Προσαυξητική δυναμική ανάλυση (IDA)

6.7.1 Αποτίμηση της συμπεριφοράς του πλαισίου

Η αποτίμηση του βαθμού βλάβης του εξεταζόμενου πλαισίου και η επαλήθευση του προτεινόμενου συντελεστή συμπεριφοράς έγινε και μέσω της προσαυξητικής δυναμικής ανάλυσης (IDA), η οποία περιγράφηκε στην παράγραφο 5.1.3.

Για τον καθορισμό της καμπύλης IDA κάθε καταγραφής επιλέχθηκε η φασματική επιτάχυνση της 1^{ης} ιδιομορφής $S_a(T_1, 5\%)$ ως δείκτης έντασης της εδαφικής κίνησης IM και η μέγιστη γωνιακή παραμόρφωση όλων των ορόφων (interstorey drift), θ_{max} , ως δείκτης απόκρισης EDP, που θεωρούνται κατάλληλοι για κανονικά κτίρια. Η κλιμάκωση των σεισμικών καταγραφών έγινε στα πέντε επίπεδα έντασης της παραγράφου 6.6.2 (0,50/0,75/1,00/1,25/1,50) και συνεχίστηκε σε αυξανόμενα επίπεδα μέχρι να μην υπάρχει αριθμητική σύγκλιση. Οι καμπύλες IDA του εξεταζόμενου πλαισίου συνοψίζονται στο Σχήμα 6.18.



Σχήμα 6.18: Καμπύλες IDA και πειραματικές τιμές γωνιακής παραμόρφωσης ορόφου στις τρεις στάθμες επιτελεστικότητας (IO, LS, CP)

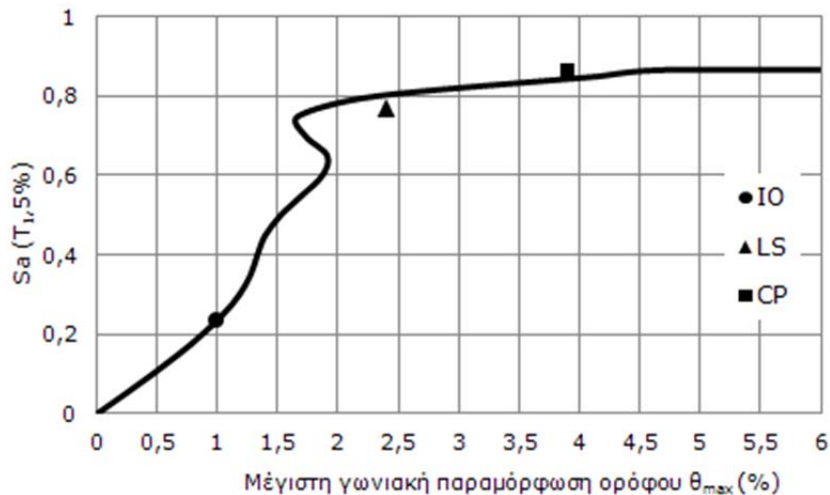
Παρατηρείται ότι οι καμπύλες έχουν μικρή διασπορά ως προς το IM, πράγμα που οφείλεται στη μέθοδο προσαρμογής (scaling) των επιταχυνσιογραφημάτων στο ελαστικό φάσμα σχεδιασμού με το λογισμικό Seismomatch (παρ. 6.6.1). Όλες οι καμπύλες ξεκινούν με μια διακριτή ελαστική περιοχή, η οποία λήγει για $S_a(T_1, 5\%) \approx 0,3g$ και $\theta_{max} \approx 1,0 - 1,5\%$, στην πρώτη διαρροή των δοκών FUSEIS1-1, και καταλήγουν σε οριζόντια γραμμή (flatline) στην τελευταία αριθμητική σύγκλιση της μεθόδου κατά την οποία το πλαίσιο εμφανίζει καθολική δυναμική αστάθεια. Στις ενδιάμεσες τιμές τους παρουσιάζουν απότομες αλλαγές κλίσης που αποδίδονται στο ότι οι δοκοί FUSEIS1-1 έχουν σημαντική κράτυνση. Στο Σχήμα 6.18, σημειώνονται επιπλέον και οι οριακές τιμές της γωνιακής παραμόρφωσης ορόφου στις τρεις στάθμες επιτελεστικότητας, την αποφυγή διακοπής λειτουργίας (IO) που αντιστοιχεί στην πειραματική οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (SLS), την προστασία ανθρώπινης ζωής (LS) που αντιστοιχεί στην πειραματική οριακή κατάσταση αστοχίας (ULS) και την πειραματική τιμή για την αποφυγή κατάρρευσης (Collapse Prevention, CP). Ο Πίνακας 6.20 περιλαμβάνει τις τιμές των IM κάθε καταγραφής που αντιστοιχεί στις οριακές τιμές των EDP.

Πίνακας 6.20: Δείκτες έντασης IM για όλες τις καταγραφές στις τρεις στάθμες επιτελεστικότητας

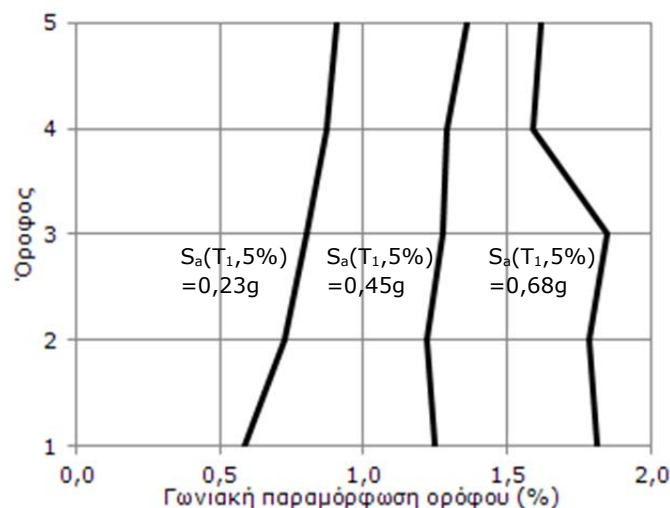
Σεισμική διέγερση	$S_a(T_1, 5\%) (g)$			$\theta_{max} (%)$		
	IO	LS	CP	IO	LS	CP
Chi-Chi, Taiwan	0,19	0,63	0,99	1,00	2,40	3,90
Duzce, Turkey	0,23	0,77	0,80			
Friuli, Italy	0,25	0,79	0,97			
Hector Mine	0,26	0,88	0,93			
Imperial Valley	0,32	0,82	1,02			
Kobe, Japan	0,23	0,78	0,81			
Kocaeli, Turkey	0,21	0,72	1,18			
Landers	0,19	0,83	0,86			
Loma Prieta	0,24	0,80	0,83			
Manjil, Iran	0,29	0,69	0,85			
Northridge	0,29	0,76	0,78			
Superstition Hills	0,16	0,70	0,91			

Προκειμένου να ομαδοποιηθούν τα παραπάνω αποτελέσματα των δώδεκα καμπυλών IDA και να είναι δυνατή η περαιτέρω επεξεργασία τους χρησιμοποιήθηκε η καμπύλη στη διάμεσο (IDA 50%) καθώς λόγω της μικρής διασποράς των καταγραφών οι καμπύλες IDA 16% και 84% βρίσκονται πολύ κοντά σ' αυτή. Στο Σχήμα 6.19, δίνεται η καμπύλη IDA 50% και τα τρία σημεία που αντιστοιχούν στις στάθμες IO, LS και CP. Τα σημεία αυτά ορίζονται αφενός από τις πειραματικές γωνιακές παραμορφώσεις ορόφου θ_{max} και αφετέρου από την τιμή της $S_a(T_1, 5\%)$ στο 50% των καταγραφών (6^η τιμή) όταν οι τιμές του Πίνακα 6.20 διαταχθούν σε αύξουσα σειρά ($S_a(T_1, 5\%) = 0,23g, 0,77g$ και $0,87g$ αντίστοιχα). Παρατηρείται ότι το σημείο IO βρίσκεται πάνω στην καμπύλη IDA 50% και τα LS, CP έχουν πολύ μικρή απόκλιση απ' αυτή επιβεβαιώνοντας τον ορισμό των οριακών αυτών καταστάσεων.

Στο Σχήμα 6.20 δίνεται ενδεικτικά το διάγραμμα των μέγιστων γωνιακών παραμορφώσεων ορόφου του πλαισίου που αντιστοιχούν στο 50% των καταγραφών για τρεις κλιμακώσεις της $S_a(T_1, 5\%)$ με συντελεστές 0,5, 1,0 και 1,5. Σε χαμηλές τιμές IM οι παραμορφώσεις είναι μικρές και ομοιόμορφες σε όλους τους ορόφους, ενώ σε υψηλότερες τιμές οι παραμορφώσεις είναι μεγάλες μέχρι τον τρίτο όροφο, που είναι και ο πιο αδύναμος, και φθίνουν στους δυο υπερκείμενους.



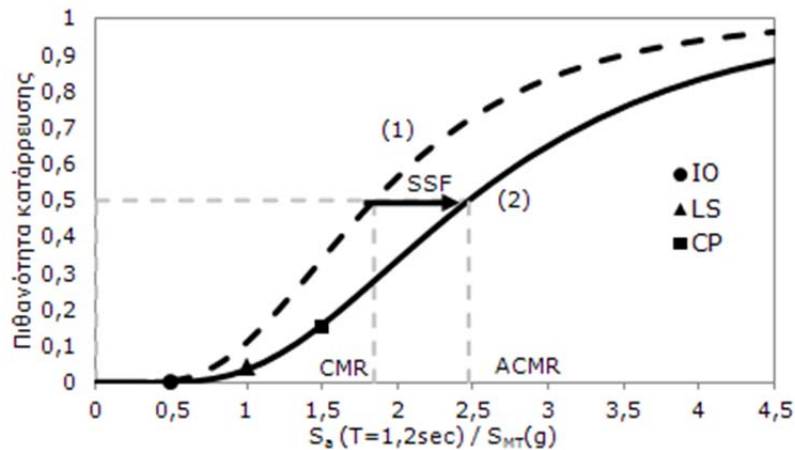
Σχήμα 6.19: Καμπύλη στη διάμεσο (median IDA 50%)



Σχήμα 6.20: Μέγιστες γωνιακές παραμορφώσεις ορόφου της IDA 50% σε τρεις στάθμες $S_a(T_1, 5\%)$

6.7.2 Καμπύλες τρωτότητας

Τα αποτελέσματα της IDA 50% χρησιμοποιήθηκαν επιπλέον και για τον υπολογισμό της πιθανότητας κατάρρευσης του εξεταζόμενου πλαισίου για τις επιλεγμένες στάθμες επιτελεσματικότητας (IO, LS, CP). Για το σκοπό αυτό κατασκευάστηκε αρχικά η καμπύλη τρωτότητας (fragility curve), Σχήμα 6.21(1), βάσει της $S_a(T_1, 5\%) = S_{CT} = 0,83g$ που αντιστοιχεί στην τελευταία σύγκλιση της IDA 50% και της λογαριθμοκανονικής τυπικής απόκλισης $\beta_{tot} = 0,50$ που προκύπτει από τις αβεβαιότητες του σχεδιασμού από την εξίσωση (5.1). Για να είναι δυνατή η εκτίμηση της πιθανότητας κατάρρευσης ωστόσο πρέπει να ληφθεί υπόψη και ο συντελεστής σχήματος του φάσματος σπάνιων σεισμικών διεγέρσεων που προκαλούν κατάρρευση $SSF = 1,34$ που ορίζεται από τον FEMA - P695 [54] βάσει της δεσπόζουσας ιδιοπεριόδου και του δείκτη πλαστιμότητας της κατασκευής. Η νέα καμπύλη που προκύπτει (Σχήμα 6.21 (2)) είναι μετατοπισμένη προς τα δεξιά και δίνει μικρότερες πιθανότητες κατάρρευσης. Ενδεικτικά, στη στάθμη CP η πιθανότητα είναι 15,5%, αρκετά μικρότερη σε σχέση με την αντίστοιχη πιθανότητα 34,0% της αρχικής καμπύλης (1). Όμοια με την καμπύλη IDA 50%, η καμπύλη τρωτότητας θεωρείται συντηρητική.



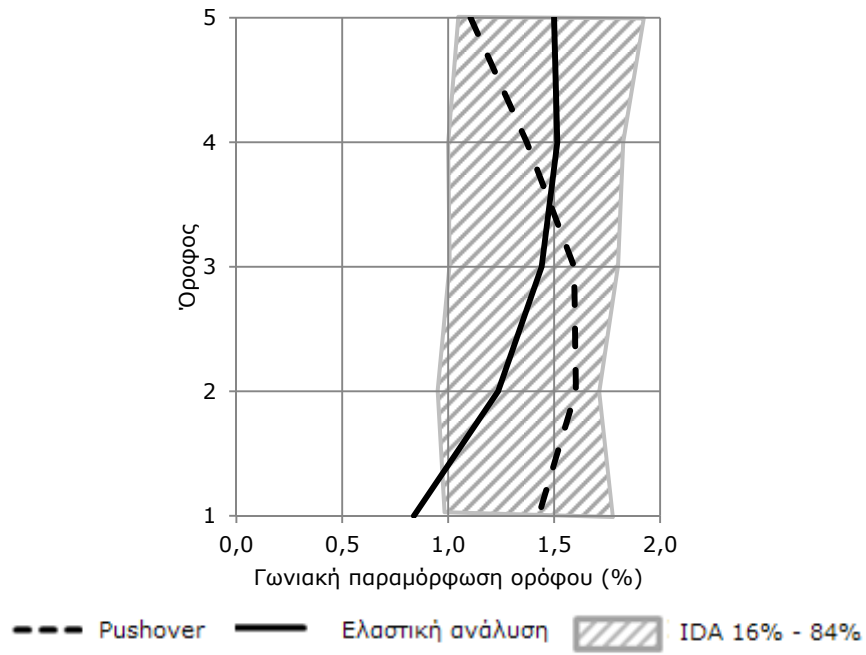
Σχήμα 6.21: Καμπύλες τρωτότητας τροποποιημένες για να ληφθούν υπόψη (1) η συνολική τυπική απόκλιση β_{tot} και (2) η επιρροή του σχήματος του φάσματος SSF

Από την καμπύλη τρωτότητας υπολογίζεται στη συνέχεια το περιθώριο ασφαλείας έναντι κατάρρευσης $CMR=1,84$ (εξίσωση (5.2)), το οποίο πολλαπλασιαζόμενο με το συντελεστή SSF δίνει το διορθωμένο περιθώριο ασφαλείας έναντι κατάρρευσης $ACMR=2,47$. Η τιμή του ACMR υπερβαίνει την οριακή τιμή $ACMR_{20\%}=1,52$ του FEMA-P695 [54] επιβεβαιώνοντας το συντελεστή συμπεριφοράς $q=5$ που υιοθετήθηκε για το σχεδιασμό του συστήματος FUSEIS1-1.

6.8 Σύγκριση των αποτελεσμάτων των διαφόρων μεθόδων ανάλυσης

Εκτός από τα επιμέρους αποτελέσματα των ελαστικών και ανελαστικών αναλύσεων που δόθηκαν στις προηγούμενες παραγράφους κρίθηκε αναγκαία και η μεταξύ τους σύγκριση. Το κριτήριο που επιλέχθηκε για τη σύγκριση αυτή είναι η γωνιακή παραμόρφωση ορόφου (interstory drift) η οποία υπολογίζεται εύκολα, ανεξάρτητα από τη μέθοδο ανάλυσης, και αποτυπώνει με απλό και σαφή τρόπο την κατάσταση των βλαβών σε διάφορα επίπεδα σχεδιασμού. Επιπλέον, οι αναλυτικές διερευνήσεις σε πλαίσια με το σύστημα FUSEIS1-1 έδειξαν ότι ο περιορισμός της γωνιακής παραμόρφωσης είναι μαζί με τον έλεγχο επιρροών 2^{ης} τάξης οι πιο κρίσιμοι έλεγχοι για τον καθορισμό δυσκαμψίας του συστήματος.

Το Σχήμα 6.22 συνοψίζει τα διαγράμματα των γωνιακών παραμορφώσεων ορόφου που υπολογίστηκαν για τις διάφορες μεθόδους ανάλυσης. Τα αποτελέσματα της IDA δίνονται με μια διαγραμμισμένη περιοχή που ορίζεται από τις τιμές που αντιστοιχούν στις καμπύλες IDA 16% και 84%. Παρατηρείται ότι οι καμπύλες της ελαστικής ανάλυσης και της στατικής ανελαστικής ανάλυσης Pushover έχουν περίπου ίδιες μέγιστες τιμές γωνιακών παραμορφώσεων ορόφου αλλά διαφορετική μορφή. Η ελαστική καμπύλη ακολουθεί την 1^η ιδιομορφή με αυξανόμενη παραμόρφωση από τον πρώτο στον τελευταίο όροφο ενώ στην καμπύλη της Pushover η παραμόρφωση συγκεντρώνεται στους ενδιάμεσους ορόφους (2^ο και 3^ο). Ωστόσο και οι δύο καμπύλες βρίσκονται εντός της διαγραμμισμένης περιοχής της IDA. Επίσης, σε καμία ανάλυση δεν εμφανίζεται «μαλακός όροφος» και οι γωνιακές παραμορφώσεις είναι αρκετά μικρότερες της οριακής τιμής των δοκιμών στην OKA 2,40%, επιβεβαιώνοντας την προτεινόμενη μεθοδολογία σχεδιασμού.



Σχήμα 6.22: Γωνιακές παραμορφώσεις ορόφου από ελαστική, pushover (SPO) και IDA ανάλυση

7. Συμπεράσματα – Προτάσεις για περαιτέρω διερεύνηση

7.1 Συμπεράσματα

Η έρευνα που πραγματοποιήθηκε στα πλαίσια της παρούσας διατριβής επικεντρώθηκε στην ανάπτυξη ενός καινοτόμου συστήματος με το όνομα FUSES1-1, το οποίο μπορεί να εφαρμοστεί σε πολυώροφα μεταλλικά και σύμμικτα κτίρια σαν ένα εξαιρετικό αντισεισμικό σύστημα σε περιοχές υψηλής σεισμικότητας αλλά και για την αναβάθμιση - ενίσχυση υφιστάμενων κτιρίων. Η λειτουργία του συστήματος βασίζεται στην ικανότητά του να απορροφά τη σεισμική ενέργεια μέσω της πλαστικοποίησης των δοκών του σε ελεγχόμενες θέσεις (RBS), διατηρώντας τη δομική του ακεραιότητα ακόμα και μετά την είσοδό τους στην κρίτωση.

Για τη μελέτη της απόκρισης του συστήματος διεξήχθησαν πειραματικές και αναλυτικές διερευνήσεις οι οποίες ανέδειξαν και τα βασικότερα πλεονεκτήματά του. Από τα αποτελέσματα των διερευνήσεων καθορίστηκαν οι κρίσιμες παράμετροι που επηρεάζουν τη συμπεριφορά του και προσδιορίστηκε η μεθοδολογία σχεδιασμού, η επάρκεια της οποίας ελέγχθηκε στη συνέχεια μέσω μη γραμμικών στατικών και δυναμικών αναλύσεων σε αντιπροσωπευτικά πλαίσια κτιρίων. Στις αναλύσεις δόθηκε ιδιαίτερη βαρύτητα τόσο στις μη γραμμικές ιδιότητες των μελών και των συνδέσεών τους όσο και στον έλεγχο της καθολικής ευστάθειας των πλαισίων.

Βάσει των παραπάνω προέκυψαν τα κυριότερα χαρακτηριστικά του συστήματος που συνοψίζονται ως εξής:

(1) Αποτελεί ανταγωνιστική λύση συγκριτικά με τα συμβατικά συστήματα σεισμικής προστασίας καθώς επιδεικνύει μια πολύ καλή αντισεισμική συμπεριφορά παρέχοντας όλα τα δομικά πλεονεκτήματα του χάλυβα. Επιπλέον, λόγω των μικρών διαστάσεων των μελών του και του περιορισμένου χώρου που καταλαμβάνει στην όψη του κτιρίου, μπορεί να προσαρμοστεί εύκολα στις αρχιτεκτονικές απαιτήσεις ή ακόμα και να αποτελέσει εμφανές τμήμα του κτιρίου.

(2) Παραλαμβάνει τα εγκάρσια φορτία όμοια με μια κατακόρυφη δοκό Vierendeel. Η σεισμική προστασία ενός κτιρίου μπορεί να επιτευχθεί με την πρόβλεψη επαρκούς αριθμού συστημάτων σε κάθε διεύθυνση. Η απαιτούμενη αντοχή και δυσκαμψία του συστήματος εξαρτάται από τον αριθμό των ορόφων του κτιρίου και το βάρος που πρέπει να παραλάβει και εξασφαλίζεται με κατάλληλη επιλογή του τύπου των διατομών του, του αριθμού των δοκών ανά όροφο και της απόστασης των υποστυλωμάτων του. Επιπλέον, παρέχει τη δυνατότητα πρόβλεψης του μηχανισμού κατάρρευσης του κτιρίου κατά το σχεδιασμό μέσω της προοδευτικής πλαστικοποίησης των δοκών που επιτυγχάνεται μεταβάλλοντας τη σχέση δυσκαμψίας - αντοχής τους καθ' ύψος.

(3) Περιλαμβάνει αντικαταστάσιμες δοκούς που συγκεντρώνουν την πλαστική παραμόρφωση στα RBS και επομένως εμποδίζουν την εξάπλωση της βλάβης στα υπόλοιπα δομικά στοιχεία (δοκούς, υποστυλώματα). Για το υλικό των δοκών επιλέγεται χάλυβας χαμηλότερης αντοχής από τα υπόλοιπα δομικά στοιχεία με ελεγχόμενες ιδιότητες και επομένως η αντίστασή τους μπορεί να καθοριστεί ώστε να επιτευχθεί ένας πιο ακριβής και λιγότερο ακριβός σχεδιασμός του κτιρίου. Η παραγωγή τους είναι σχετικά εύκολη λόγω του μικρού μεγέθους και της απλής γεωμετρίας τους. Για την πλήρη αποκατάσταση του φορέα μετά από ισχυρό σεισμό αρκεί να αφαιρεθούν και στη συνέχεια να αντικατασταθούν οι δοκοί που εμφανίζουν τοπικές αστοχίες

(λυγισμός πελμάτων, ρωγμές) ή παραμένουσες πλαστικές παραμορφώσεις. Η απεγκατάσταση και τοποθέτησή τους είναι απλή και γρήγορη καθώς δε συμμετέχουν στην παραλαβή των φορτίων βαρύτητας.

(4) Ο σχεδιασμός κτιρίων με το σύστημα γίνεται σύμφωνα με τη μεθοδολογία του Οδηγού Σχεδιασμού (Design Guide, [27]) που παρέχει όλους τους απαραίτητους ελέγχους για την ένταξη του συστήματος στους αντισεισμικούς κανονισμούς καθώς και συστάσεις για την εφαρμογή του στο κτίριο συναρτήσει διαφόρων παραμέτρων όπως το ύψος του κτιρίου, η απαιτούμενη δυσκαμψία κλπ.

(5) Ο προτεινόμενος συντελεστής συμπεριφοράς του είναι $q=5$. Η τιμή αυτή προσδιορίστηκε κατά τις δοκιμές και επιβεβαιώθηκε με μη γραμμικές αναλύσεις. Από τις δοκιμές προέκυψαν επίσης και οι οριακές τιμές της γωνιακής παραμόρφωσης ορόφου στις στάθμες επιτελεστικότητας IO, LS και CP για τους διάφορους τύπους δοκών.

(6) Με βαθμονόμηση κατάλληλων προσομοιωμάτων βάσει των αποτελεσμάτων των δοκιμών, ορίστηκαν οι παράμετροι προσομοίωσης των πλαστικών αρθρώσεων των RBS οι οποίες στη συνέχεια επαληθεύτηκαν με διεξαγωγή μη γραμμικών στατικών αναλύσεων σε αντιπροσωπευτικά πλαίσια με το σύστημα.

(7) Οι αναλύσεις έδειξαν ότι ο σχεδιασμός είναι πιο οικονομικός όταν συνδυάζεται με ημιάκαμπτο πλαίσιο (Partially fixed), το οποίο λειτουργεί ως δευτερεύον σύστημα δυσκαμψίας χωρίς την απαίτηση ικανοτικού σχεδιασμού και με πιο απλή τεχνικά υλοποίηση συνδέσεων σε σχέση με το πλαίσιο ροής.

(8) Παρέχει τη δυνατότητα περιορισμού των βλαβών και ελαχιστοποίησης των παραμενουσών μετακινήσεων μετά από ένα σεισμικό γεγονός εξασφαλίζοντας την ταχεία επαναλειτουργία του.

7.2 Πρωτότυπη συμβολή

Ακολουθώντας τις διεθνείς τάσεις αντισεισμικού σχεδιασμού των μεταλλικών και σύμμικτων κατασκευών, η παρούσα έρευνα εισάγει τα καινοτόμα συστήματα FUSEIS1-1 που έχουν την ικανότητα να απορροφούν τη σεισμική ενέργεια σε συγκεκριμένες θέσεις και αν εμφανίσουν βλάβες μετά το σεισμό να επισκευάζονται εύκολα. Τα συστήματα FUSEIS1-1 αξιοποιούν όλα τα δομικά πλεονεκτήματα του χάλυβα και αποτελούν ιδανική λύση για ασφαλή και οικονομικό σχεδιασμό.

Μέσω πειραματικών και αναλυτικών διερευνήσεων αναπτύχθηκε και τεκμηριώθηκε η μεθοδολογία σχεδιασμού κατασκευών με FUSEIS1-1 που παρέχει στο μελετητή όλα τα εργαλεία για την εφαρμογή τους σε πραγματικά κτίρια ώστε να μπορεί να τα διαστασιολογήσει και παράλληλα να είναι σε θέση να προβλέψει την απόκρισή τους και τον μηχανισμό κατάρρευσης όταν υπόκεινται σε σεισμικά φορτία. Βάσει της μεθοδολογίας αυτής συντάχθηκε πλήρης Οδηγός Σχεδιασμού με τον οποίο το σύστημα μπορεί να ενταχθεί στους σύγχρονους κανονισμούς. Ο Οδηγός αυτός:

- Συνοψίζει τους κανόνες που αναπτύχθηκαν βάσει των αποτελεσμάτων των διερευνήσεων και τις σχετικές διατάξεις των Ευρωκωδίκων, με τις τροποποιήσεις τους, για τον έλεγχο των πλάστιμων και μη πλάστιμων μελών, των συνδέσεων τους και της καθολικής συμπεριφοράς των κτιρίων με το σύστημα.
- Ορίζει ως προτεινόμενη τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς το $q=5$.

- Περιλαμβάνει τις παραμέτρους προσομοίωσης των πλαστικών αρθρώσεων και των μη γραμμικών ελατηρίων των RBS για τη διεξαγωγή μη γραμμικών στατικών και δυναμικών αναλύσεων αντίστοιχα.
- Ορίζει τις οριακές τιμές της γωνιακής παραμόρφωσης ορόφου στις στάθμες επιτελεστικότητας IO, LS και CP για τους διάφορους τύπους δοκών.
- Παρέχει οδηγίες για την κατασκευή, όπως λεπτομέρειες διαμόρφωσης των RBS, αποστάσεις μεταξύ των δοκών του συστήματος κ.α.

7.3 Προτάσεις για περαιτέρω διερεύνηση

Η έρευνα που παρουσιάστηκε αποτελεί μια πρώτη προσέγγιση της συμπεριφοράς του καινοτόμου αντισεισμικού συστήματος FUSEIS1-1 και παρέχει μια τεκμηριωμένη μεθοδολογία για την εφαρμογή και το σχεδιασμό κτιρίων με αυτό. Ωστόσο υπάρχουν κάποιοι τομείς οι οποίοι δεν διερευνήθηκαν διεξοδικά και μπορούν να αποτελέσουν αντικείμενο μελλοντικής έρευνας όπως:

(1) Η διερεύνηση των ιδιοτήτων του χάλυβα υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση ώστε να είναι δυνατή η πρόβλεψη ρηγματώσεων στις θέσεις των RBS των δοκών του συστήματος. Η έρευνα αυτή βρίσκεται σε εξέλιξη στα πλαίσια του Ευρωπαϊκού Ερευνητικού Προγράμματος MATCH σκοπός του οποίου είναι η ανάπτυξη μιας απλοποιημένης τεχνικής επιλογής του χάλυβα ώστε να επιτυγχάνεται η πλήρης εκμετάλλευση των πλαστικών παραμορφώσεων στις θέσεις των RBS αποτρέποντας την εμφάνιση πρόωρης ψαθυρής αστοχίας.

Το MATCH περιλαμβάνει πειραματικές διερευνήσεις σε μεμονωμένες δοκούς και σε πλαίσια με δοκούς διατομής SHS και CHS με RBS στα άκρα με χάλυβα υψηλής αντοχής S700. Λόγω της υψηλής ποιότητας του χάλυβα, οι διατομές που εξετάζονται είναι αρκετά μικρότερες συγκριτικά με αυτές που εφαρμόστηκαν στις δοκιμές του προγράμματος FUSEIS. Επιπλέον, διερευνώνται πλατύπελμες δοκοί διατομής HEA με χάλυβα S355 τόσο μεμονωμένες όσο και σε πλαίσια, ενώ στην παρούσα έρευνα εξετάστηκαν μόνο σε επίπεδο μεμονωμένης δοκού. Στο πρόγραμμα προβλέπεται και η διεξαγωγή αναλυτικών διερευνήσεων σε πλήθος κτιρίων με το σύστημα με εφαρμογή μη γραμμικών μεθόδων μέσω των οποίων θα οριστικοποιηθούν οι παράμετροι των μη γραμμικών ελατηρίων (multi-linear plastic link elements) που περιγράφουν την υστερητική συμπεριφορά των RBS.

(2) Η διεξαγωγή πρόσθετων αναλύσεων σε πλήθος κτιρίων μεταβάλλοντας διάφορες παραμέτρους όπως τον αριθμό των ορόφων, την κανονικότητα σε κάτοψη, το πλήθος και τη διάταξη των συστημάτων κ.α. και το σχεδιασμό τους για υψηλή και χαμηλή σεισμικότητα. Εκτός από τις ελαστικές αναλύσεις και τη διαστασιολόγηση των πλαισίων απαραίτητη θεωρείται και η πραγματοποίηση μη γραμμικών αναλύσεων για την επιβεβαίωση του προτεινόμενου συντελεστή συμπεριφοράς και της μεθοδολογίας σχεδιασμού.

(3) Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει και η εφαρμογή του συστήματος για την ενίσχυση υφιστάμενων μεταλλικών και σύμμικτων κτιρίων έπειτα από σεισμό. Επιπλέον, θα μπορούσε να εξεταστεί και η δυνατότητα εφαρμογής του σε κτίρια από σκυρόδεμα είτε ως αντισεισμικό σύστημα σε νέα κτίρια είτε για την αναβάθμιση υφιστάμενων.

(4) Η πειραματική και αναλυτική διερεύνηση της χρήσης ενισχυτικών ελασμάτων στη σύνδεση δοκού – υποστυλώματος του συστήματος (haunched beam) αντί των RBS.

(5) Η πραγματοποίηση πειραμάτων σε πραγματικά κτίρια με το FUSEIS1-1 για πραγματικές σεισμικές διεγέρσεις σε σεισμική τράπεζα. Στα πλαίσια αυτής της έρευνας ενδιαφέρουσα θα ήταν και η διερεύνηση της επίδρασης του τύπου των συνδέσεων δοκού - υποστυλώματος του υπόλοιπου φορέα (άκαμπτες, ημιάκαμπτες και αρθρωτές) στην ικανότητα επαναφοράς, στην ευκολία και στο κόστος κατασκευής και επισκευής.

(6) Η εξέταση συζευγμένων συστημάτων FUSEIS1-1 με πρόβλεψη ισχυρών δοκών, άκαμπτα συνδεδεμένων με τα επιμέρους συστήματα.

8. Βιβλιογραφία

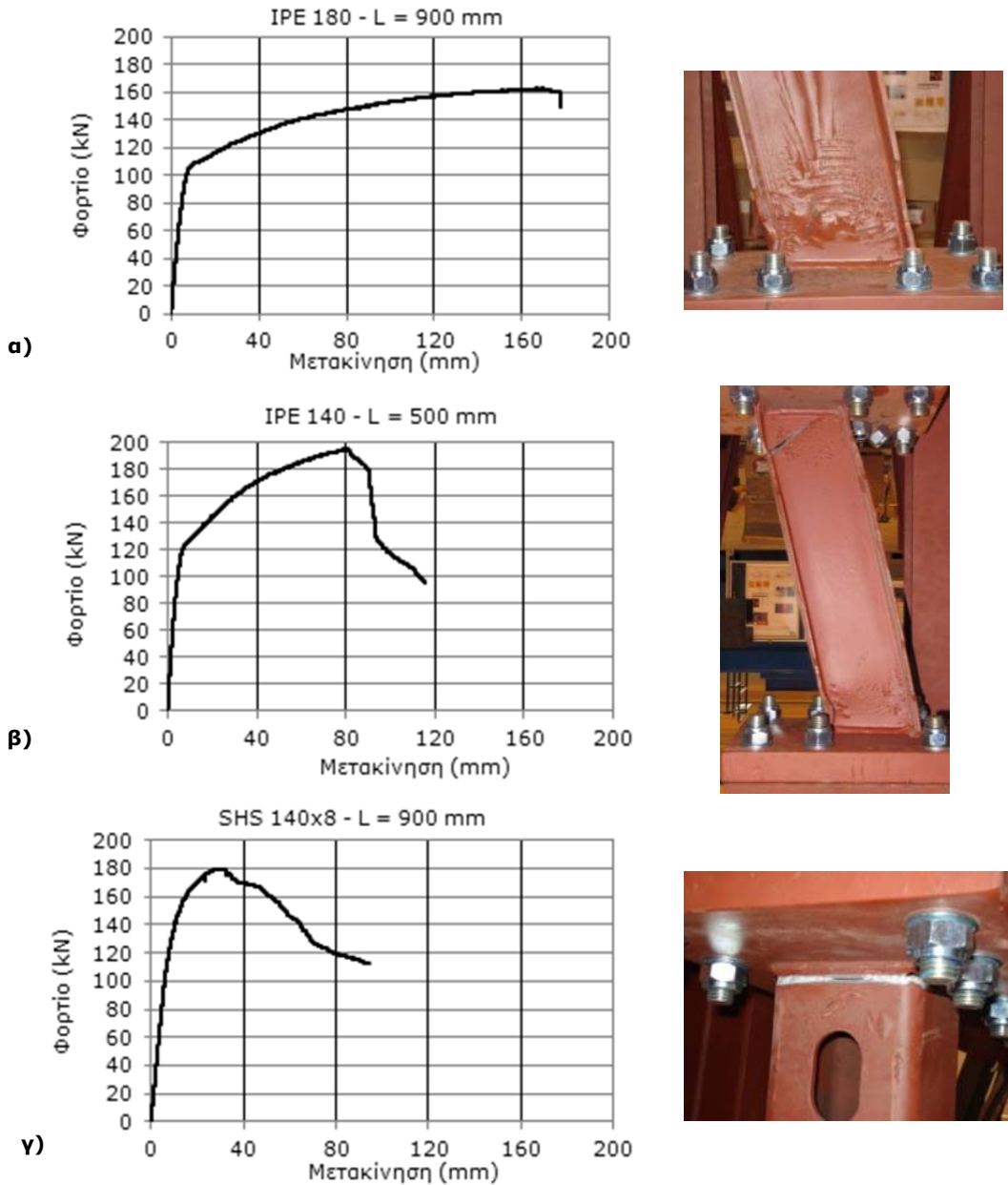
- [1] Plumier A., "New idea for safe structures in seismic zones", IABSE Symposium, Mixed structures including new materials, Brussels, 1990.
- [2] Goel S.C., "Earthquake Resistant Design of Ductile Braced Steel Structures," Stability and Ductility of Steel Structures under Cyclic Loading, pp. 297-308, 1992.
- [3] Bruneau M., Uang C.M. and Whittaker A., "Ductile Design of Steel Structures", McGraw-Hill, Boston, 1998.
- [4] Ricles J.M. et al., "Posttensioned Seismic - Resistant Connections for Steel Frames", Journal of Structural Engineering (ASCE), Volume 127, Issue 2, pp.113-121, 2001.
- [5] Christopoulos C., Filiatrault A., Folz B., and Uang C-M., "Post-Tensioned Energy Dissipating Connections for Moment-Resisting Steel Frames", Journal of Structural Engineering (ASCE), Volume 128, Issue 9, pp.1111-1120, 2002.
- [6] Rojas P., Ricles J.M. and Sause R., "Seismic performance of post-tensioned steel moment resisting frames with friction devices", Journal of Structural Engineering (ASCE), Volume 131, Issue 4, pp. 529-540, 2005.
- [7] Wolski et al., Ricles J.M. and Sause R., "Seismic resistant self-centering steel moment resisting frames with bottom flange friction devices", Proceedings of 5th International Conference on Behavior of Steel Structures in Seismic Areas (STESSA 2006), pp. 481-487, Yokohama, Japan, August 14-17, 2006.
- [8] Plumier A., Doneux C., Castiglioni C., Brescianini J., Crespi A., Dell' Anna S. et al., "Two INnovations for Earthquake Resistant Design - The INEReD Project", Final Report, Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel, Report EUR22044EN, 2006.
- [9] Vayas I. and Thanopoulos P., "Innovative Dissipative (INERD) - Pin Connections for Seismic Resistant Braced Frames", International Journal of Steel Structures, Volume 5, Issue 5, pp.453-464, 2005.
- [10] Vayas I. and Thanopoulos P., "Dissipative (INERD) - Verbindungen für Stahltragwerke in Erdbebengebieten", Stahlbau, Volume 75, Issue 12, pp.993-1003, 2006.
- [11] Vayas I., Thanopoulos P. and Castiglioni C., "Stabilitätsverhalten von Stahlgeschossbauten mit dissipativen INERD unter Erdbebenbeanspruchung", Bauingenieur, Volume 82, Issue 3, pp.125-133, 2007.
- [12] Saeki E., Iwamatu K., and Wada A., "Analytical study by finite element method and comparison with experiment results concerning buckling-restrained unbonded braces", Journal of Structural and Construction Engineering, Architectural Institute of Japan, Volume 484, pp.111- 120, 1996.
- [13] Sabelli R., Mahin S., and Chang C., "Seismic demands on steel braced buildings with buckling-restrained braces", Engineering Structures, Volume 25, Issue 5, pp.665-666, 2003.

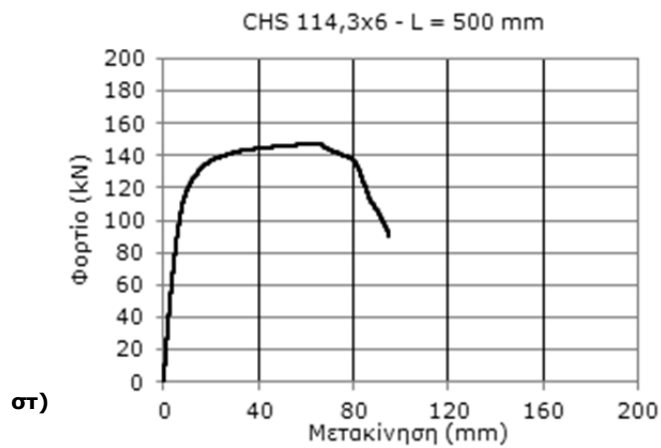
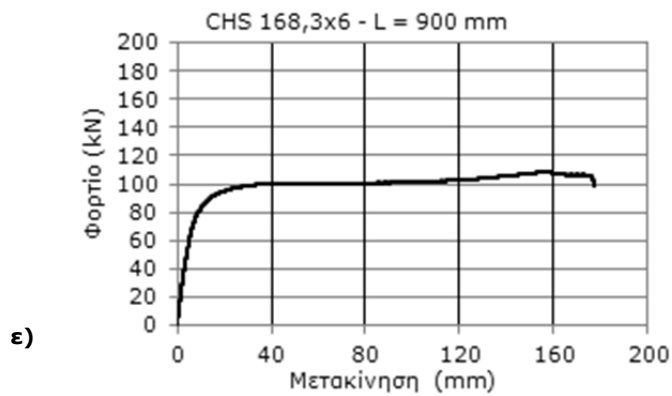
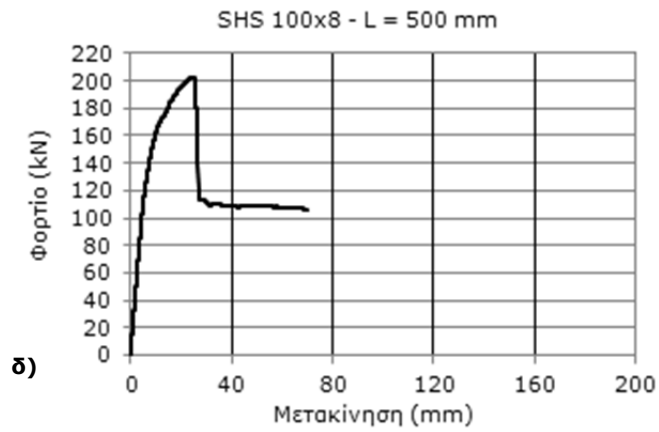
- [14] SEAOC – AISC, "Recommended Provisions for Buckling- Restrained Braced Frames", Structural Engineers Association of California and American Institute of Steel Construction, 2001.
- [15] http://doktori.bme.hu/bme_palyazat/2013/honlap/Zsarnoczai_Adam_en.htm
- [16] Whittaker A.S., Bertero V.V., Thomson C.L., Alonso L.J., "Seismic testing of steel plate energy dissipation devices", *Earthquake Spectra*, Volume 7, Issue 4, pp.563-604, 1991.
- [17] Tsai K.C., Chen H.W., Hong C. and Su Y., "Design of steel triangular plate energy absorbers for seismic-resistant construction", *Earthquake Spectra*, Volume 9, Issue 3, pp.505-528, 1993.
- [18] Dargush G. and Soong T., "Behavior of metallic plate dampers in seismic passive energy dissipation systems", *Earthquake Spectra*, Volume 11, Issue 4, pp.545-568, 1995.
- [19] Tena-Colunga A., "Mathematica modeling of the ADAS energy dissipation device", *Engineering Structures*, Volume 19, Issue 10, pp.811-820, 1997.
- [20] Mahmoud Bayat and Gholamreza Abdollahzadeh, "Analysis of the steel braced frames equipped with ADAS devices under the far field records", *Latin American Journal of Solids and structures*, Volume 8, Issue 2, pp.163-181, 2011.
- [21] Nakashima M., "Strain-hardening behavior of shear panels made of low-yield steel. I:Test", *Journal of Structural Engineering*, Volume 121, Issue 12, pp. 1742-1749, 1995.
- [22] Nakashima M., Akazawa T. and Tsuji B., "Strain-hardening behavior of shear panels made of low-yield steel. II:Model.", *Journal of Structural Engineering*, Volume 121, Issue 12, pp.1750-1757, 1995.
- [23] Miyama T., Tanaka K., Meng L., Kato Y., Hirasawa M., and Sasaki M., "Study on the highly damped building with low-yield-point steel shear panel", *Proceedings of the 11th Conference on Earthquake Engineering*, Number 416, Elsevier Science, Ltd, 1996.
- [24] Tanaka K., Torii T., Sasaki Y., Miyama T., Kawai H., Iwata M., and Wada A., "Practical application of Damage Tolerant Structures with seismic control panel using low yield point steel to a high-rise steel building", *Structural Engineering World Wide*, Elsevier, Paper T190-4, 1998.
- [25] Matteis G., Mazzolani F.M. and Panico S., "Seismic protection of steel buildings by pure aluminium shear panels", *Proceedings of 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Paper no. 2704, Vancouver, Canada, August 1-6, 2004.
- [26] Vayas I., Karydakis Ph., Dimakogianni D., Dougka G., Castiglioni C.A., Kanyilmaz A. et al., "Dissipative devices for seismic-resistant steel frames (FUSEIS)", *Research Fund for Coal and Steel*, European Commission, EU 25901 EN 2013.
- [27] Vayas I., Karydakis Ph., Dimakogianni D., Dougka G., Castiglioni C.A., Kanyilmaz A. et al., "Dissipative devices for seismic resistant steel frames - The FUSEIS Project, Design Guide", *Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel*, European Commission, 2012.

- [28] EN1998-1-1, "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1-1: General rules, seismic actions and rules for buildings", European Committee for Standardisation (CEN), Brussels, 2004.
- [29] Δημακογιάννη Δ., "Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα FUSEIS με όλκιμους πείρους", Διδακτορική διατριβή, Σχέδιο 2016.
- [30] Calado L., Proença J.M., Espinha M., Castiglioni C.A., "Hysteretic behaviour of dissipative bolted fuses for earthquake resistant steel frames", *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 85, pp.151–162, 2013.
- [31] Castiglioni C.A., Kanyilmaz A., Calado L., "Experimental analysis of seismic resistant composite steel frames with dissipative devices", *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 76, pp.1–12, 2012.
- [32] Vayas I., Dougka G., Dimakogianni D., "Umbau und Erweiterung des Kindergartens der Deutschen Schule Athen", *Bauingenieur*, Volume 6, pp.253-260, 2014.
- [33] Καρυδάκης Φ., "Καινοτόμα συστήματα δυσκαμψίας και απορρόφησης ενέργειας σε πολυώροφα αντισεισμικά μεταλλικά κτίρια", Διδακτορική διατριβή, 2011.
- [34] Tsai K.C. and Chen C.Y., "Performance of Ductile Steel Beam-Column Moment Connections", *Proceedings of 11th World Conference on Earthquake Engineering*, Paper no. 405, Acapulco, Mexico, 23-28 June, 1996.
- [35] Lee S.J., Han S.E., Noh S.Y. and Shin S.W., "Deformation capacity of reduced beam section moment connection by staggered holes", *Proceedings of the International Conference on Sustainable Building*, pp.1067-1072, Seoul, Korea, 27-29 June, 2007.
- [36] Engelhardt M.D., Winneberger T., Zekany A.J. and Potyraj T., "Experimental Investigation of Dogbone Moment Connections", *Proceedings of National Steel Construction Conference*, pp.12-1 to 12-21, American Institute of Steel Construction, Chicago, May 1997.
- [37] Popov E., Blondet M., Stepanov L., "Application of 'dog bones' for improvement of seismic behavior of steel connections", *Earthquake Engineering Research Center*, Report No. UCB/EERC-96/05, University of California, Berkley, California, 1996.
- [38] Chen S.J., Yeh C.H, and Chu J.M, "Ductile Steel Beam-to-Column Connections for Seismic Resistance", *Journal of Structural Engineering*, Volume 122, Issue 11, pp.1292-1299, 1996.
- [39] SAP2000, CSI, Computers and Structures Inc., www.csiberkeley.com.
- [40] ABAQUS 6.10 online documentation, Simulia, 2010.
- [41] FEMA-350, "Recommended seismic design criteria for new steel moment frame buildings", Federal Emergency Management Agency, Washington, 2000.
- [42] EN1998-3, "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings", European Committee for Standardisation (CEN), Brussels, 2005.
- [43] EN1993-1-1, "Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings", European Committee for Standardisation (CEN), Brussels, 2005.

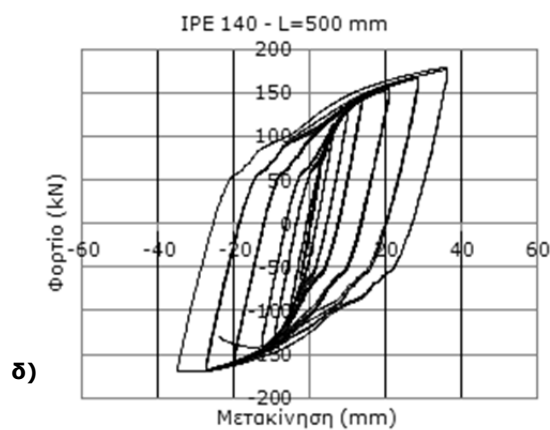
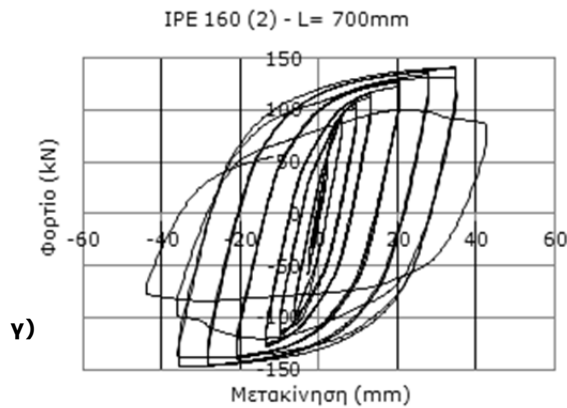
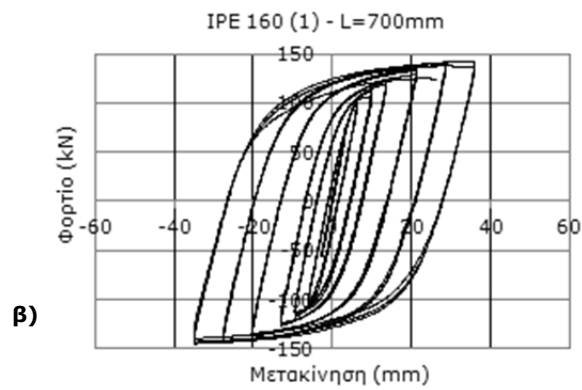
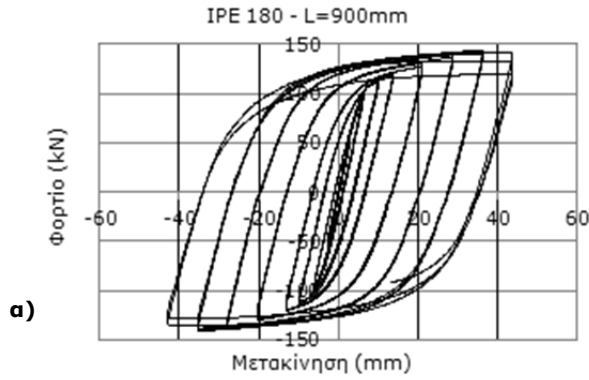
- [44] ECCS–Publication no 45, "Recommended testing procedure for assessing the behaviour of structural steel elements under cyclic loads", Technical committee 1: Structural safety and Loadings, Technical Working Group 1.3: Seismic Design, Rotterdam, The Netherlands, 1986.
- [45] DIN 50125, "Testing of metallic materials - Tensile test pieces", German Institute for Standardisation, 2009.
- [46] Sofistik23, Sofistik A.G, www.sofistik.com.
- [47] FEMA–356, "Prestandard and Commentary for the seismic rehabilitation of Buildings", Federal Emergency Management Agency, Washington, 2000.
- [48] Calado L., and Castiglioni C.A., "Steel beam-to-column connections under low-cycle fatigue: Experimental and numerical research", Proceedings of 11th World Conference on Earthquake Engineering, Paper no. 1227, Acapulco, Mexico, 23-28 June, 1996.
- [49] Bauschinger J., "Changes of the elastic limit and the modulus of elasticity on various metals", Zivilingenieur, Volume 27, pp.289-348, 1881.
- [50] Prager W., "A new method of analyzing stresses and strains in work-hardening plastic solids", Journal of Applied Mechanics, Volume 23, pp. 493-496, 1956.
- [51] Ziegler H., "A modification of Prager's hardening rule", Quarterly of Applied Mathematics, Volume 17, pp.55, 1959.
- [52] ATC–40, "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", Applied Technology Council, California, 1996.
- [53] Vamvatsikos D. and Cornell C.A., "Incremental dynamic analysis", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Volume 31, Issue 3, pp. 491-514, 2002.
- [54] FEMA–P695, "Quantification of building seismic performance factors", Federal Emergency Management Agency, Washington, 2009.
- [55] Vamvatsikos D. and Cornell C.A., "Tracing and post-processing of IDA curves: Theory and software implementation", Report No.RMS-44, RMS Program, Stanford University, Stanford, 2001.
- [56] EN1994-1-1, "Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings", European Committee for Standardisation (CEN), Brussels, 2004.
- [57] EN1993-1-8, "Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-8: Design of joints", European Committee for Standardisation (CEN), Brussels, 2005.
- [58] Seismomatch v.2.1.0, Seismosoft, www.seismosoft.com.
- [59] Vamvatsikos D., Cornell C.A., "The incremental dynamic analysis and its application to performance-based earthquake engineering", Proceedings of 12th European Conference on Earthquake Engineering, Paper no. 479, London, 2002.

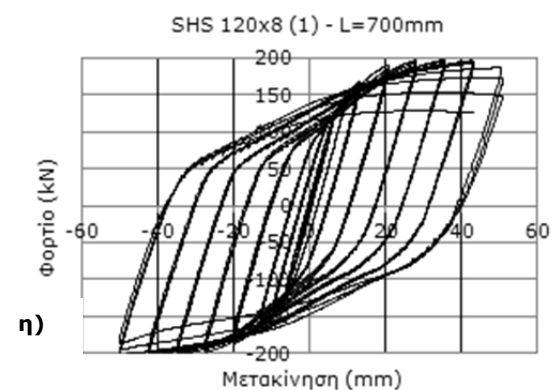
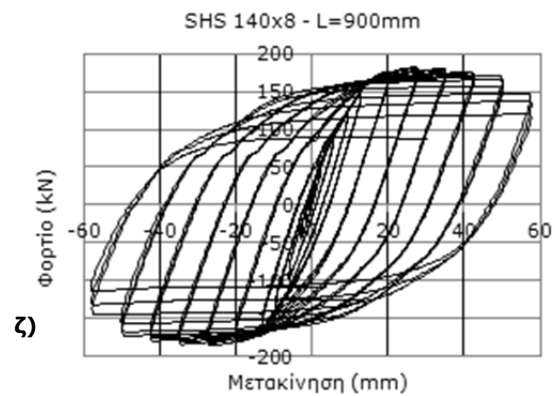
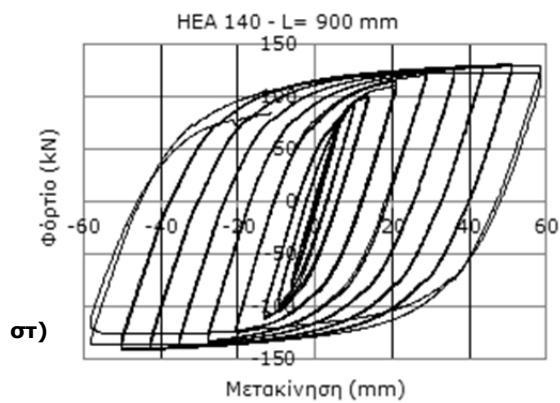
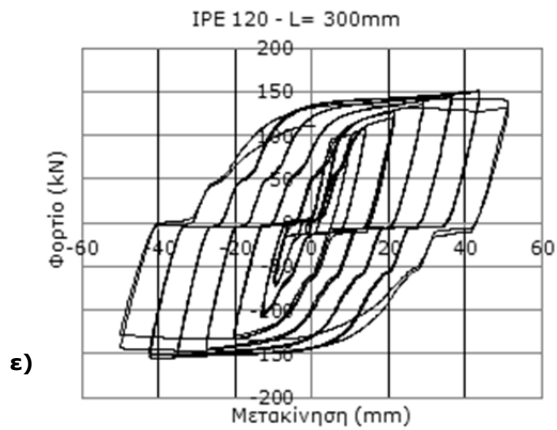
Παράρτημα 1 : Διαγράμματα φορτίου – μετακίνησης μεμονωμένων δοκών υπό μονοτονική φόρτιση (δοκιμές RWTH [26])

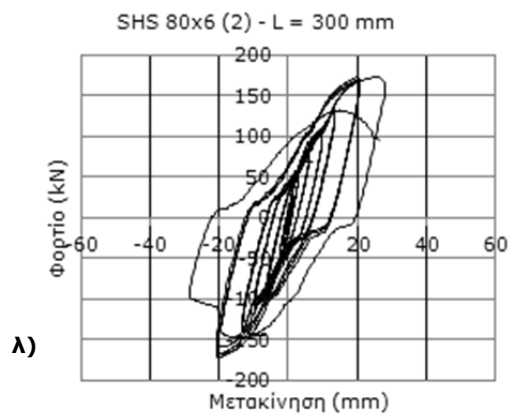
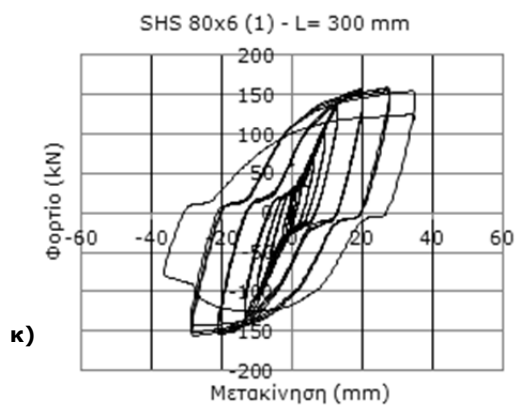
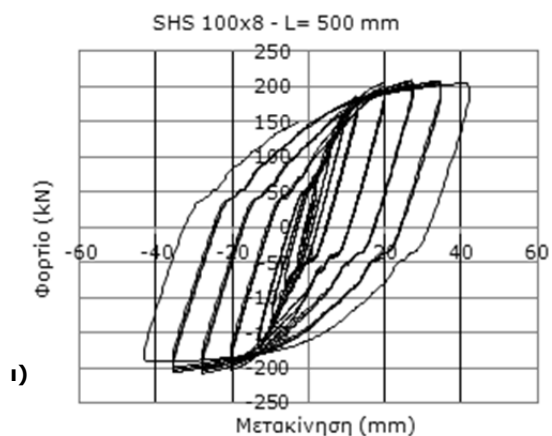
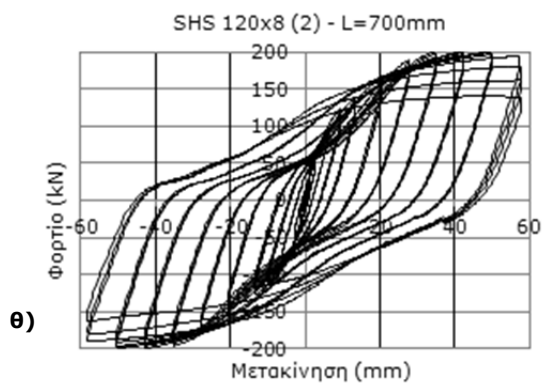


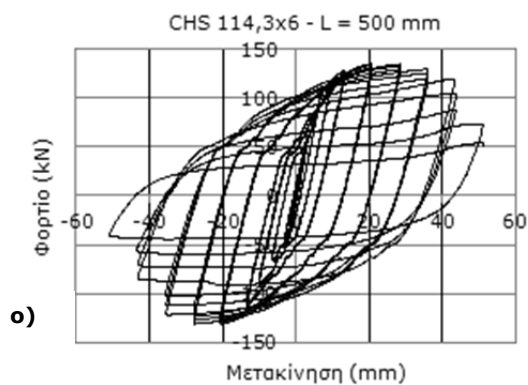
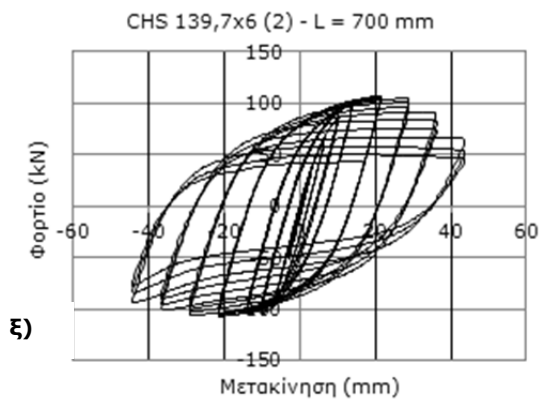
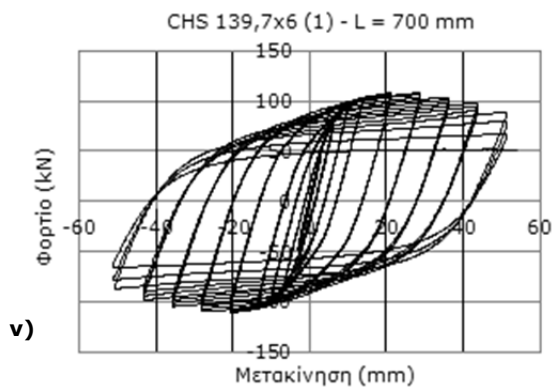
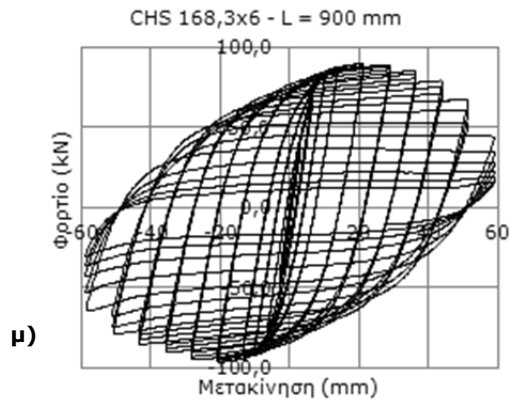


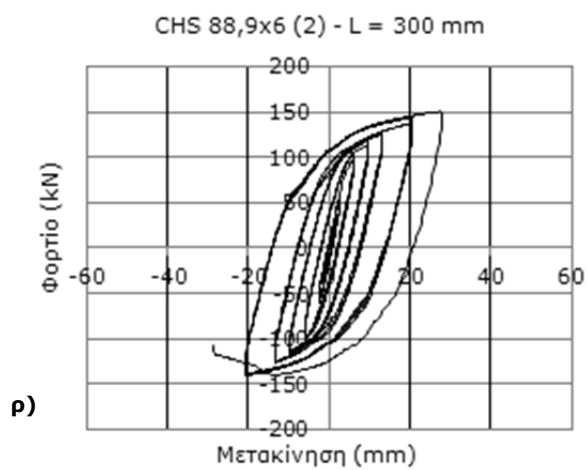
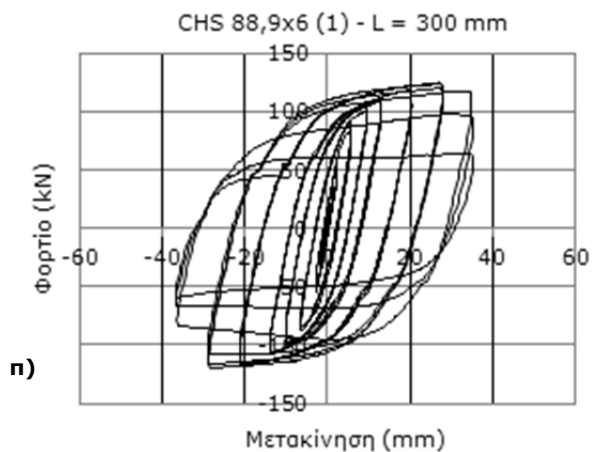
Παράρτημα 2 : Διαγράμματα φορτίου – μετακίνησης μεμονωμένων δοκών υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση (δοκιμές RWTH [26])



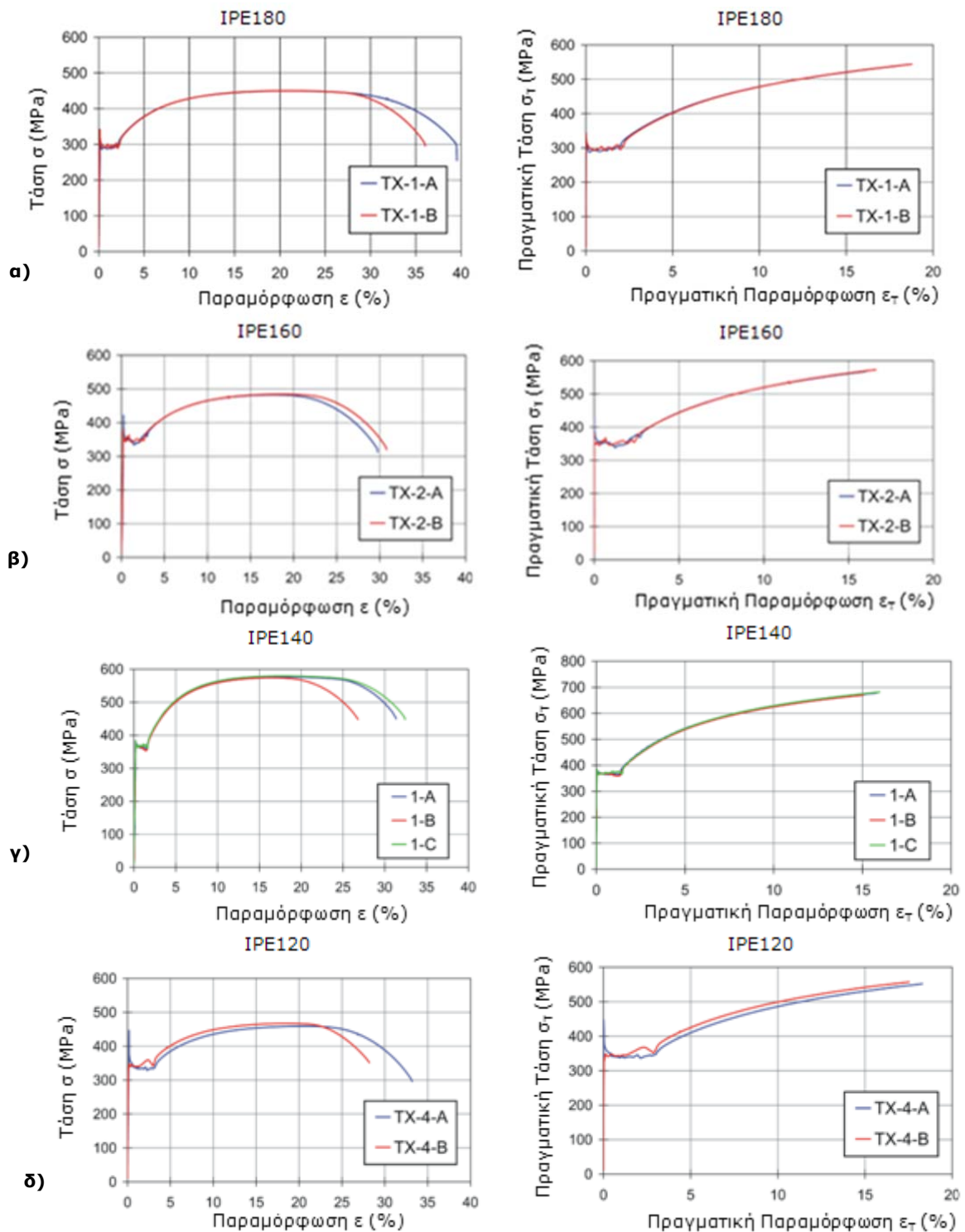


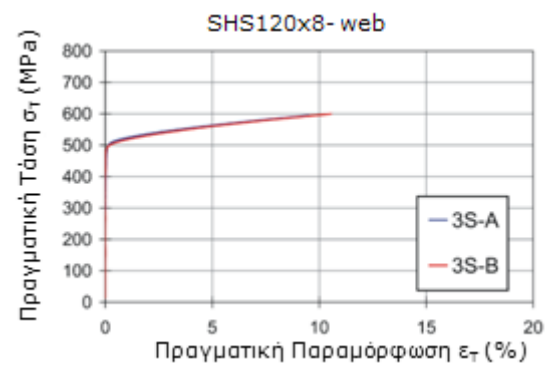
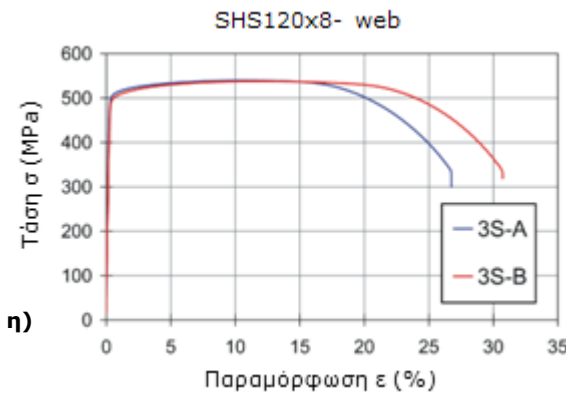
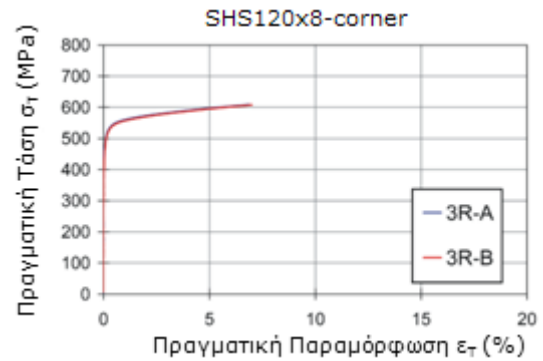
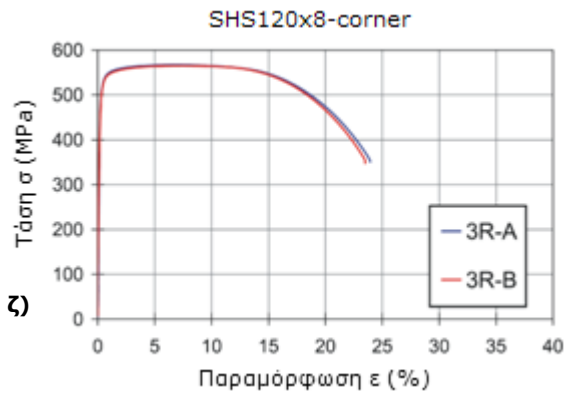
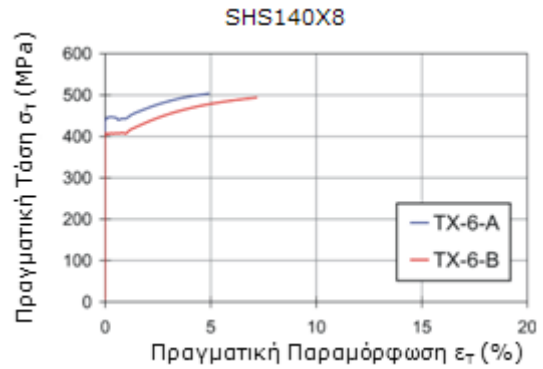
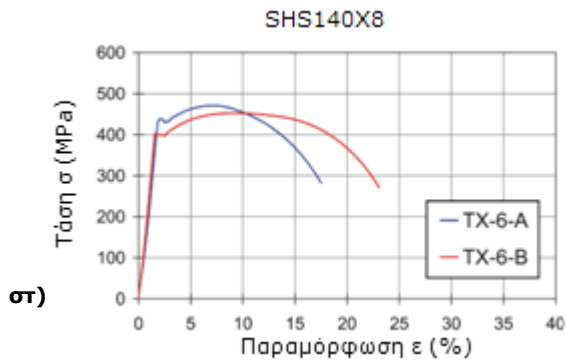
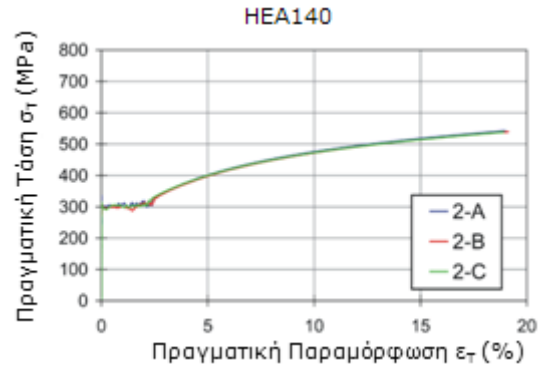
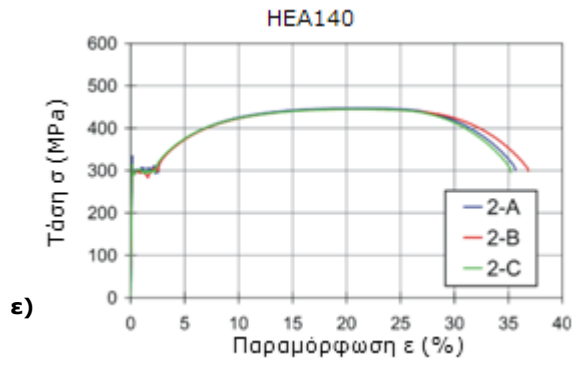


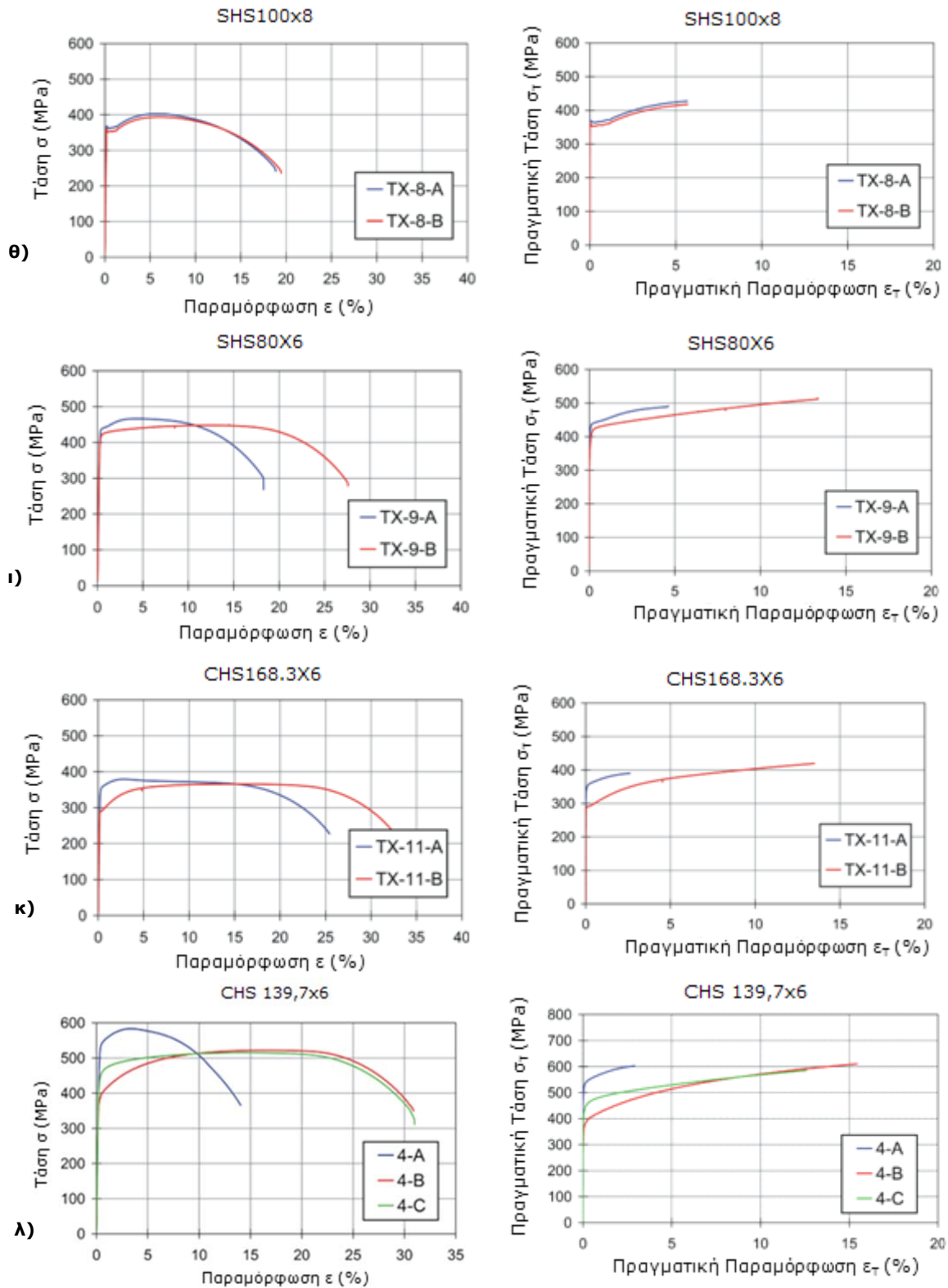


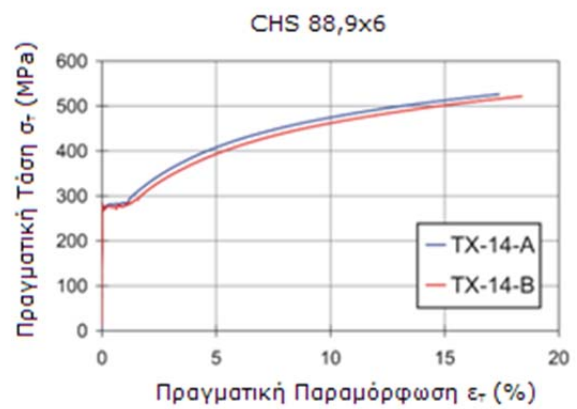
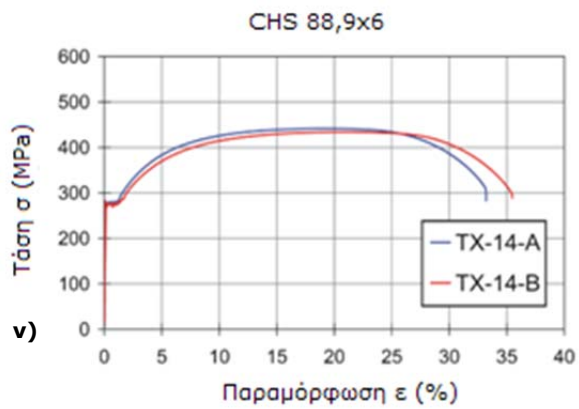
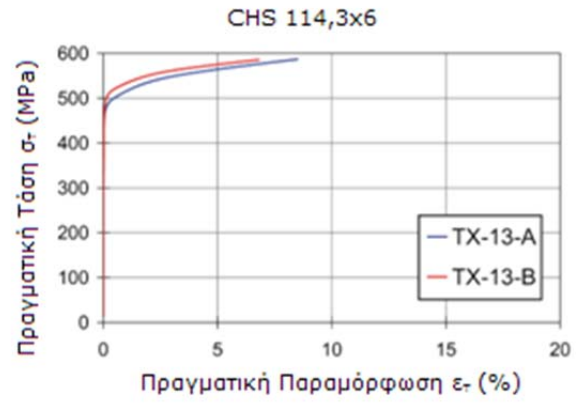
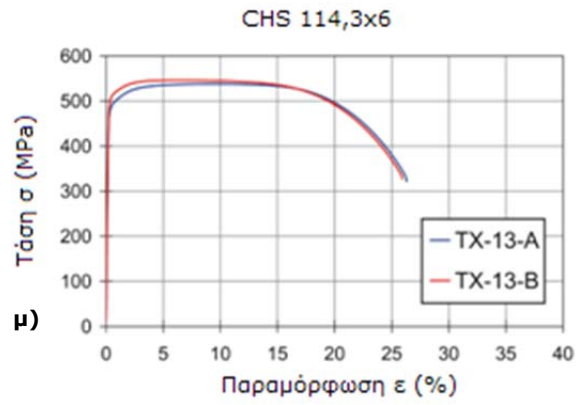


Παράρτημα 3 : Αποτελέσματα δοκιμών εφελκυσμού χάλυβα μεμονωμένων δοκών (δοκιμές RWTH [26])

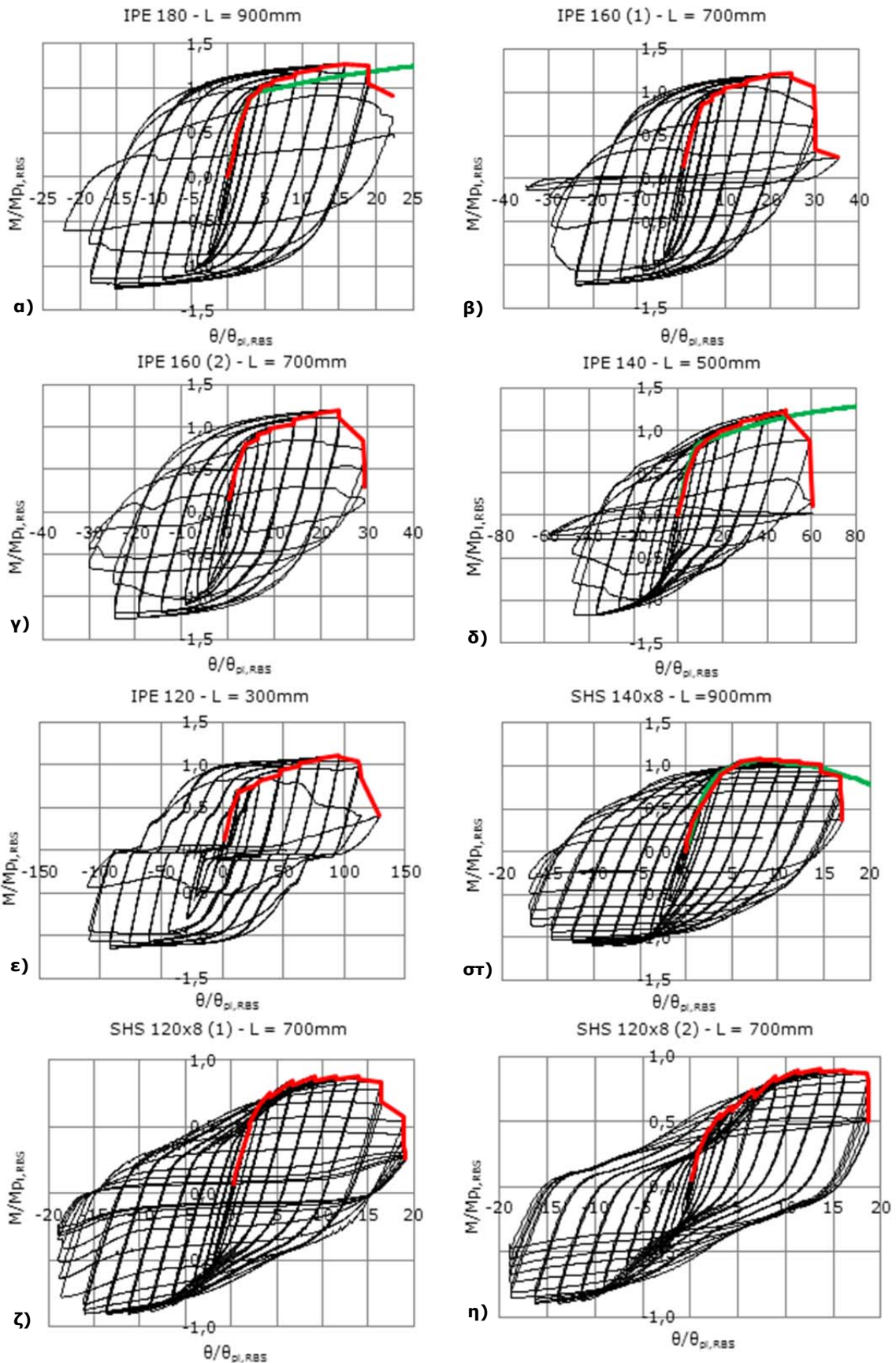


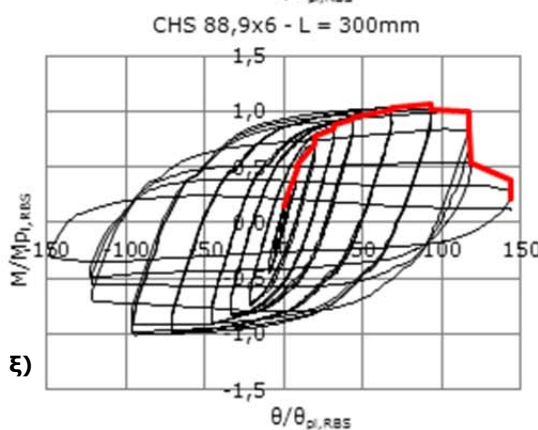
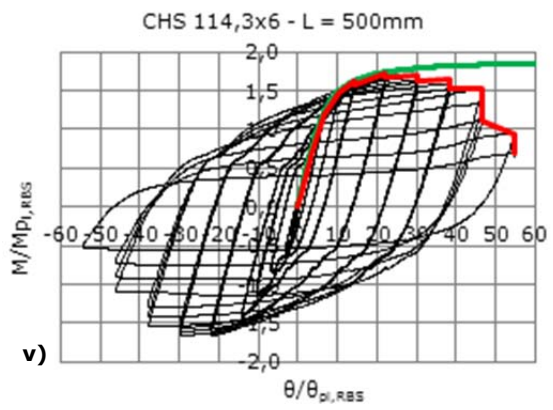
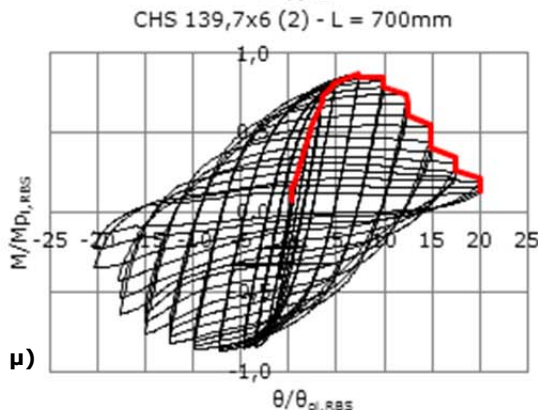
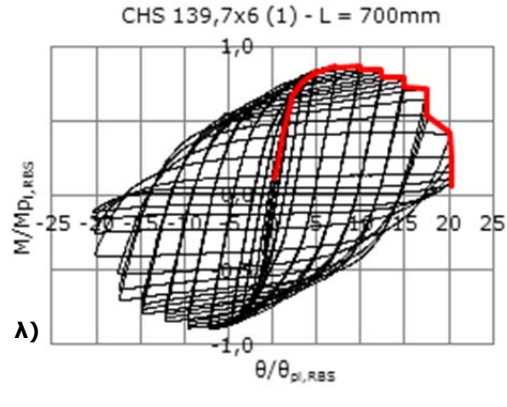
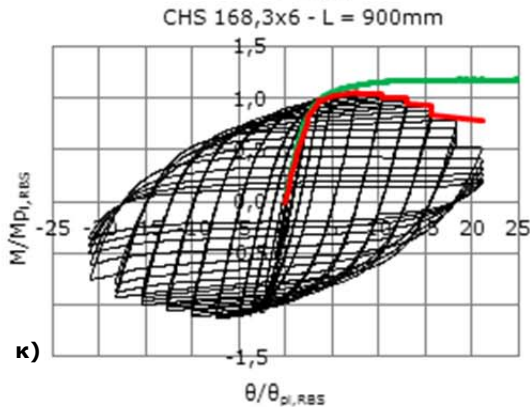
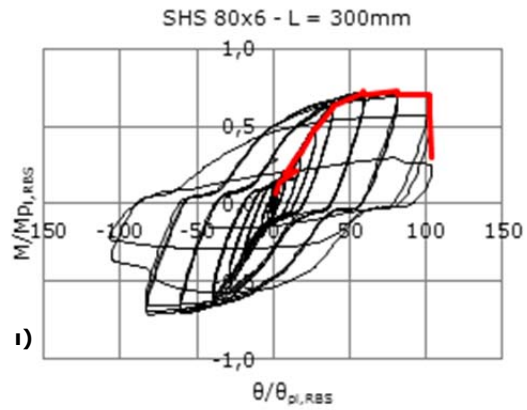
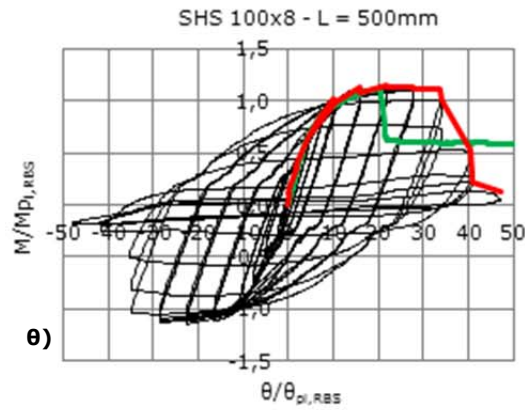






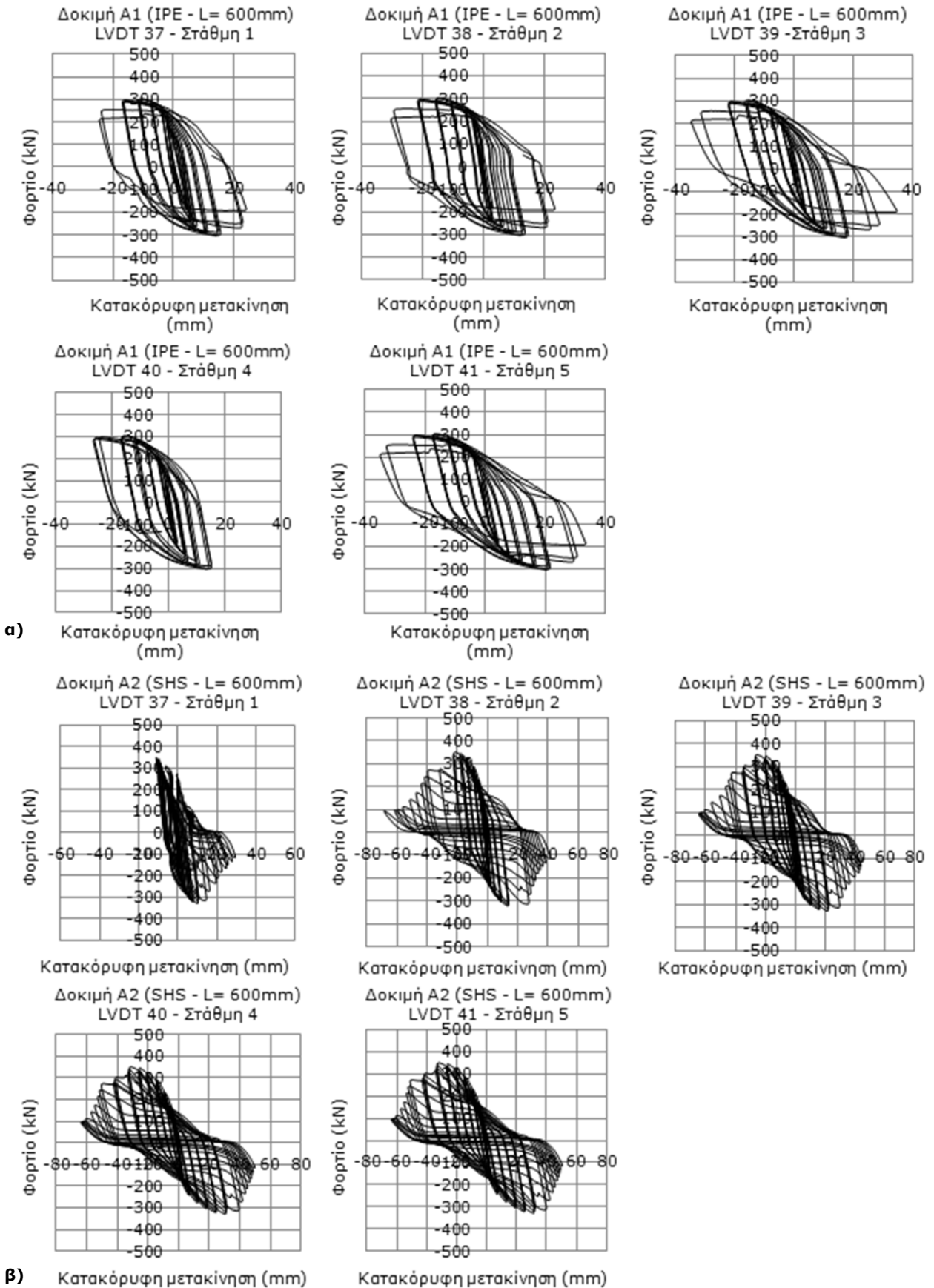
Παράρτημα 4 : Αδιάστατα διαγράμματα ροής - στρώσης (δοκιμές RWTH [26])

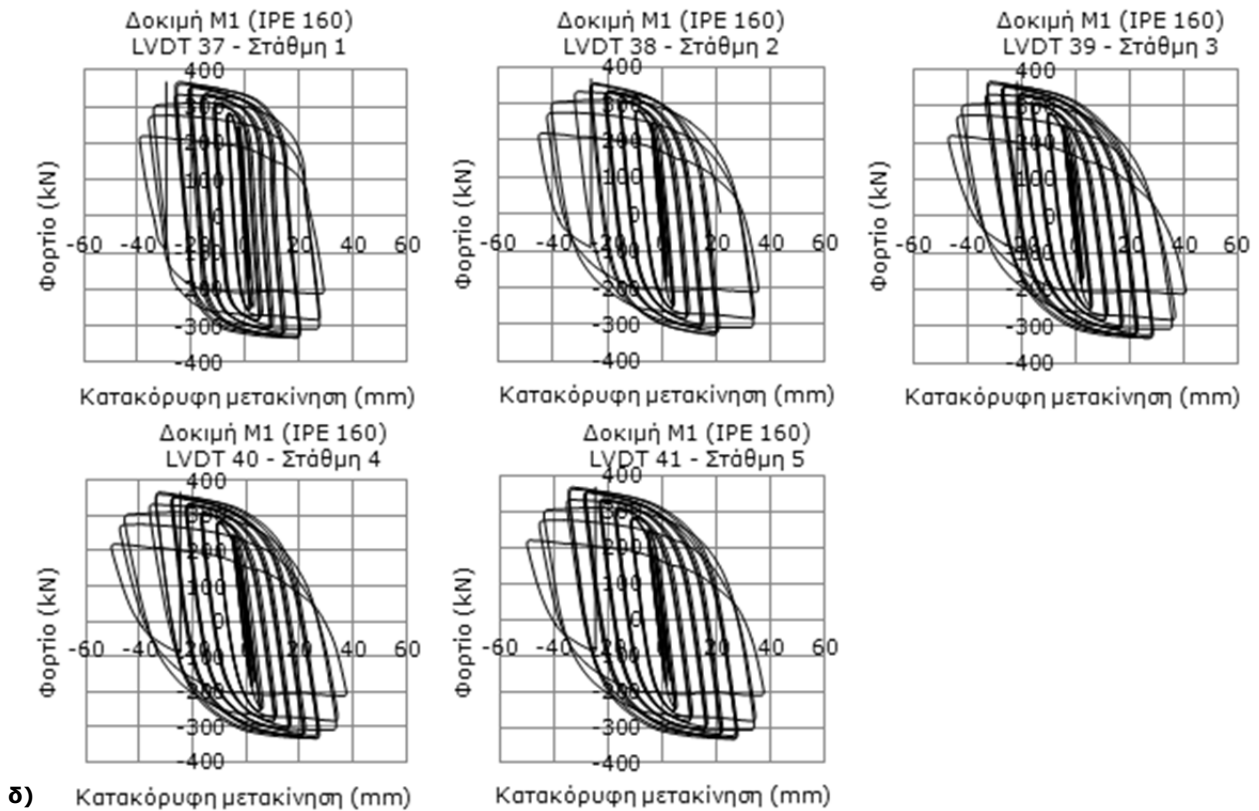
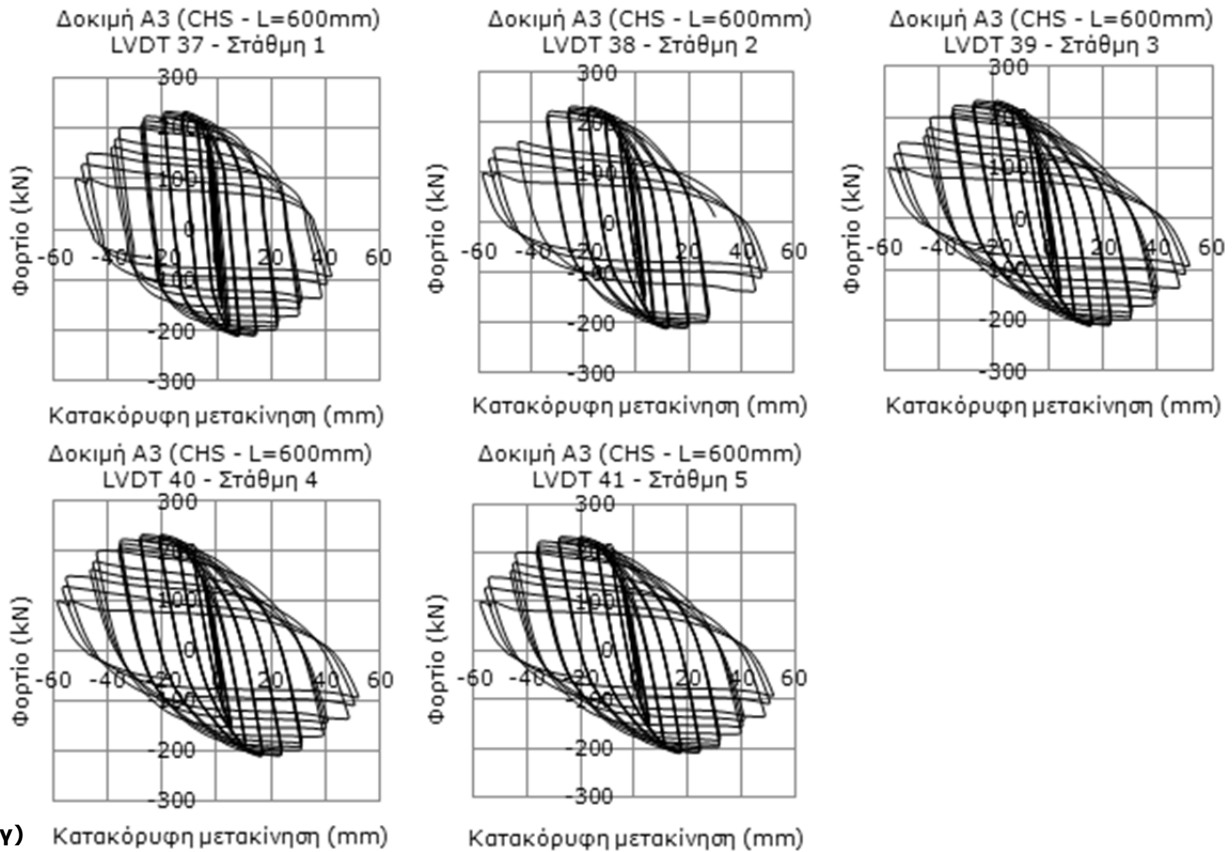


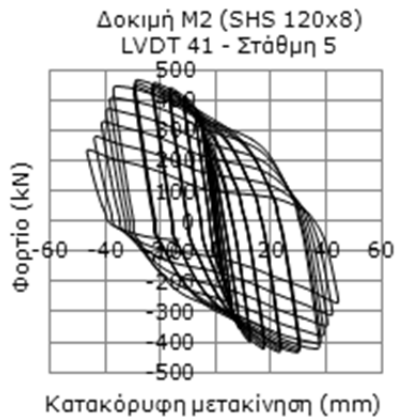
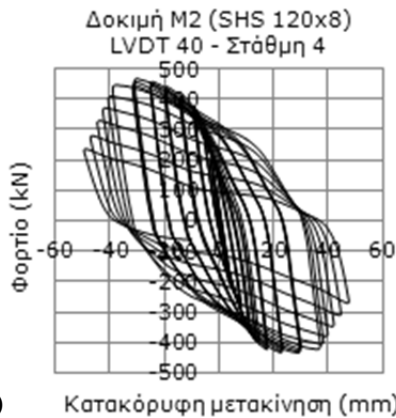
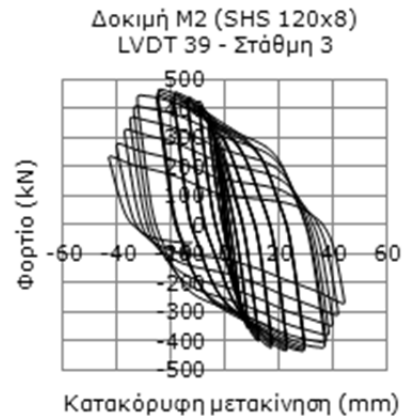
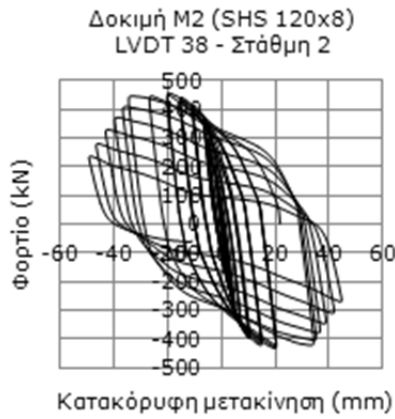


— ανακυκλιζόμενη φόρτιση — μονοτονική φόρτιση — καμπύλη μέγιστων τιμών ανά κύκλο

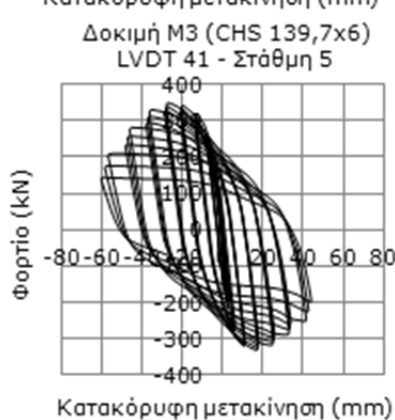
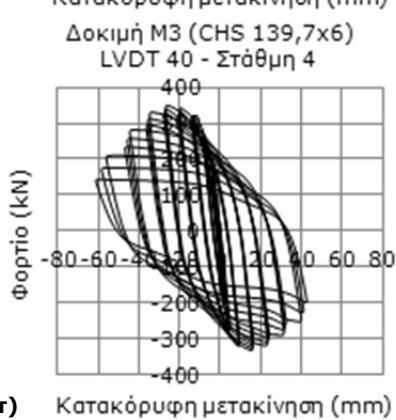
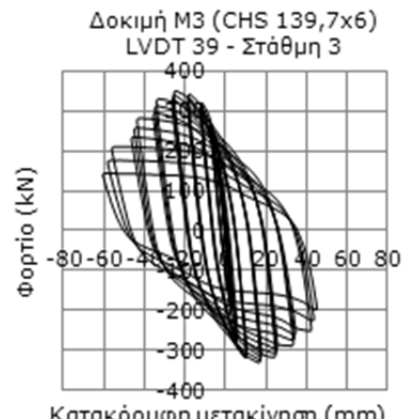
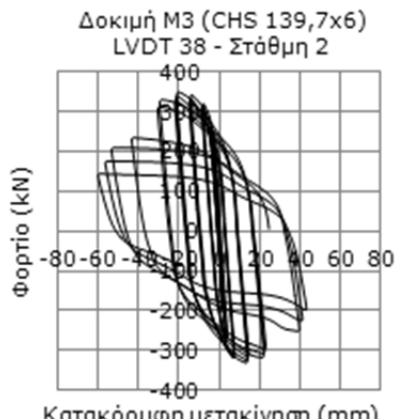
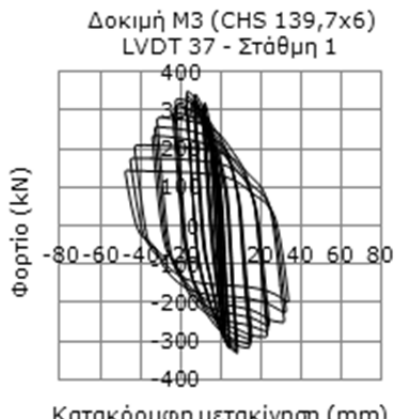
Παράρτημα 5 : Διαγράμματα φορτίου – εγκάρσιων διαφορικών μετακινήσεων LVDT (δοκιμές ΕΜΠ [26])





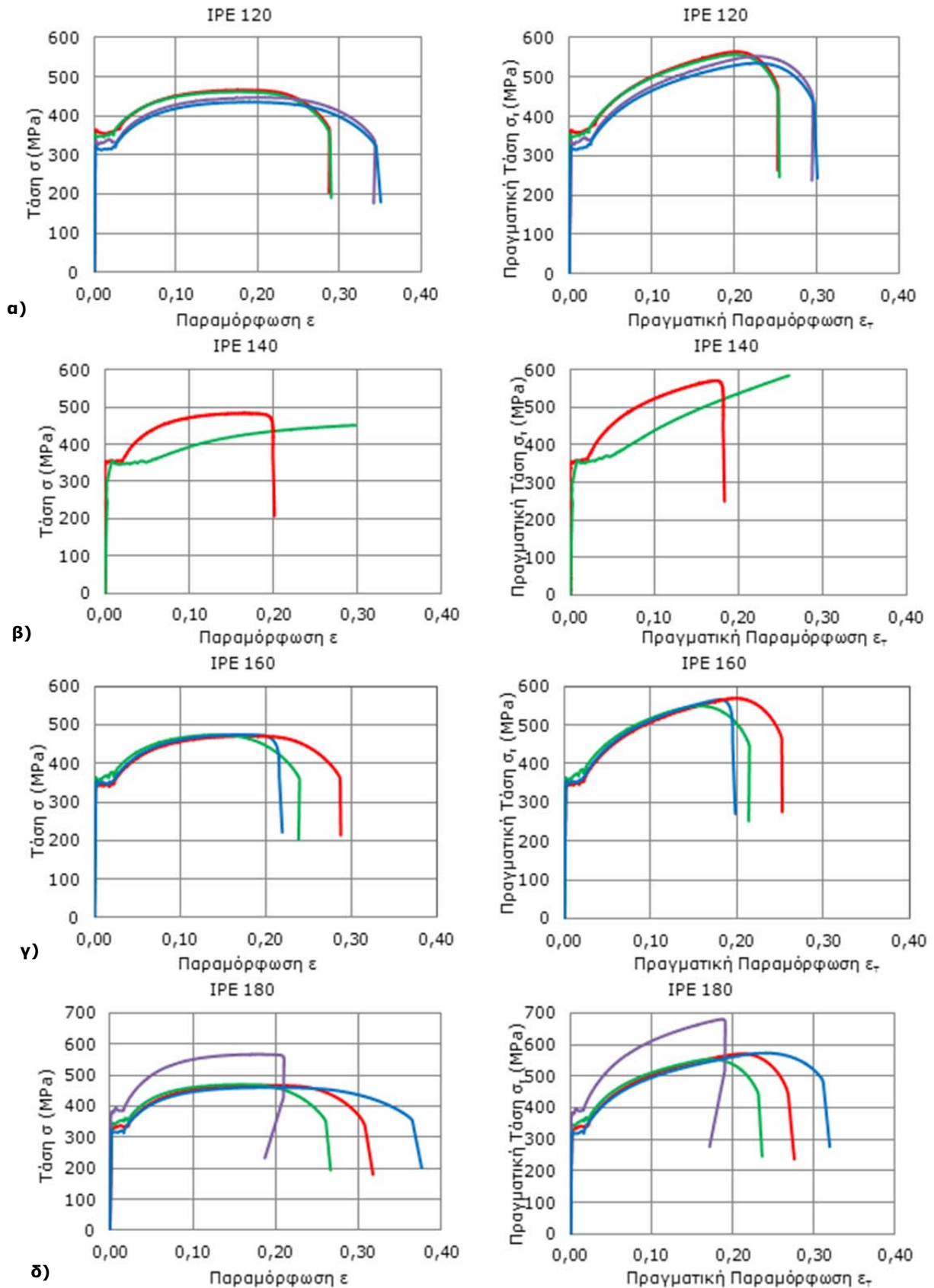


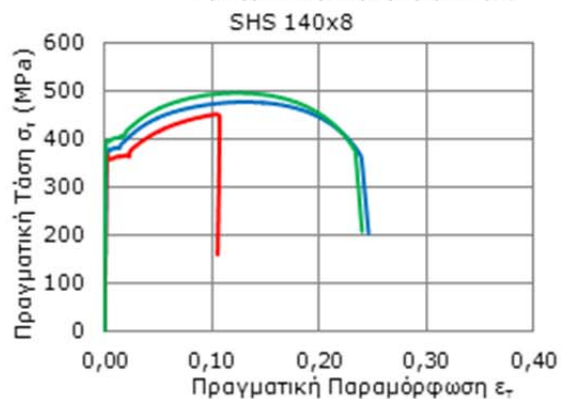
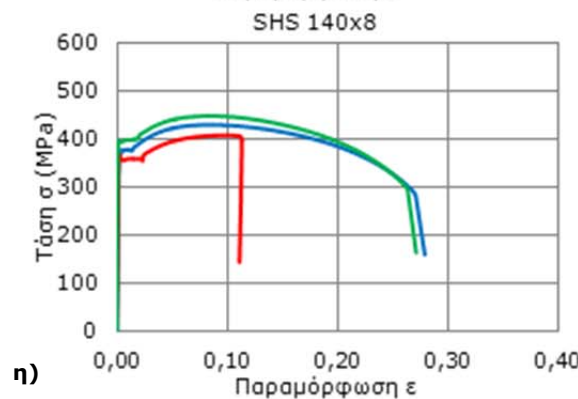
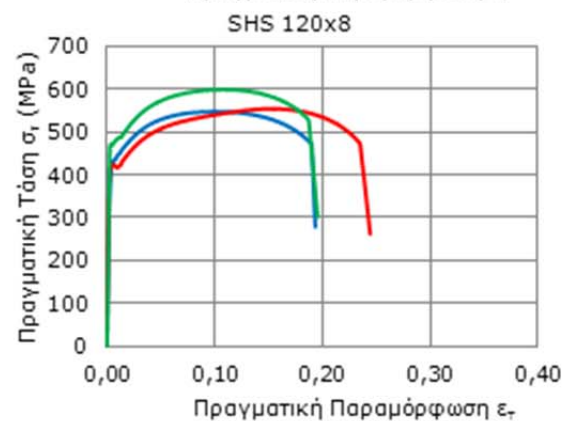
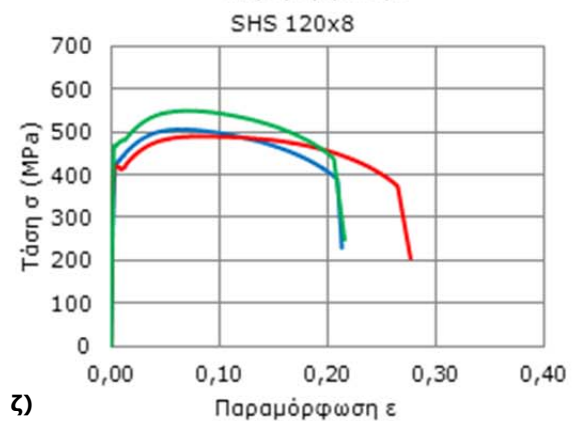
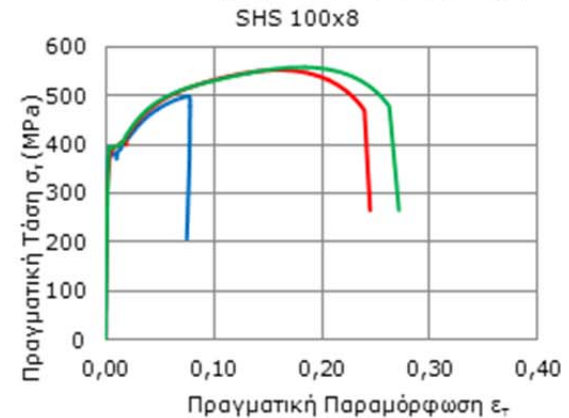
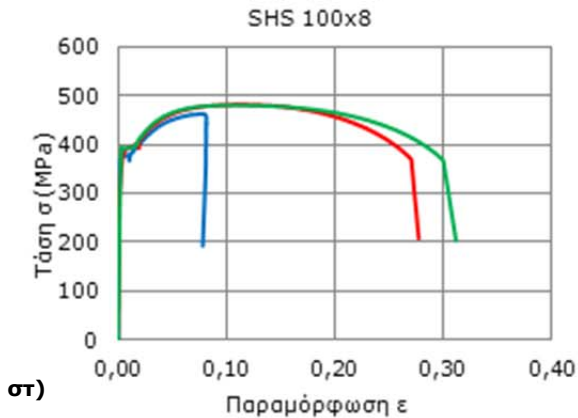
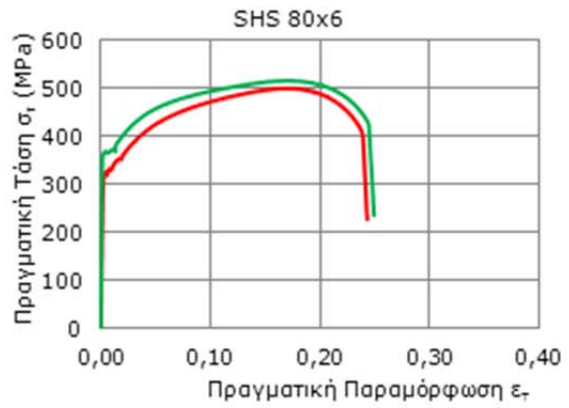
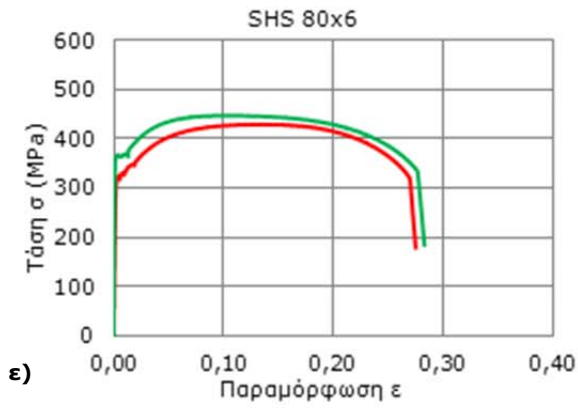
ε) Κατακόρυφη μετακίνηση (mm)

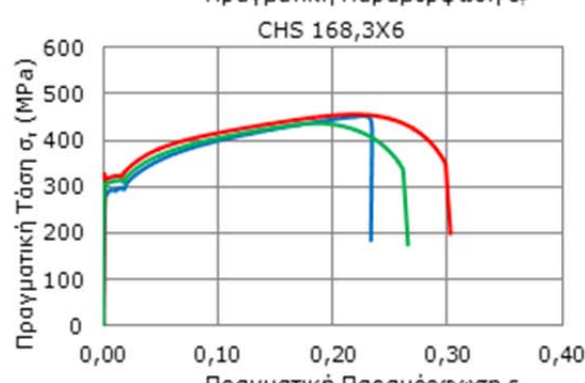
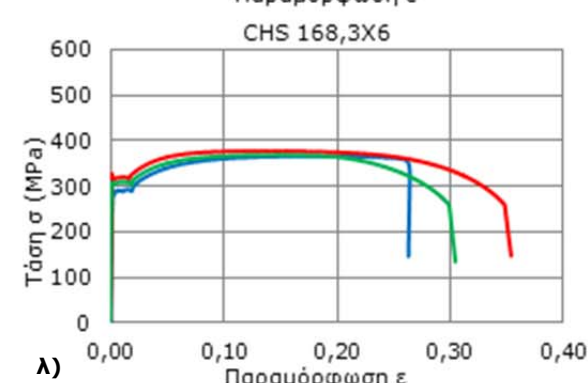
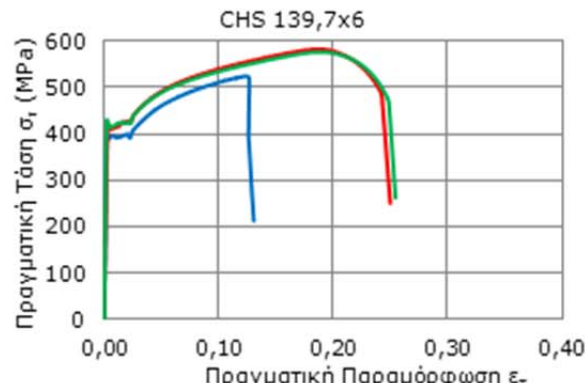
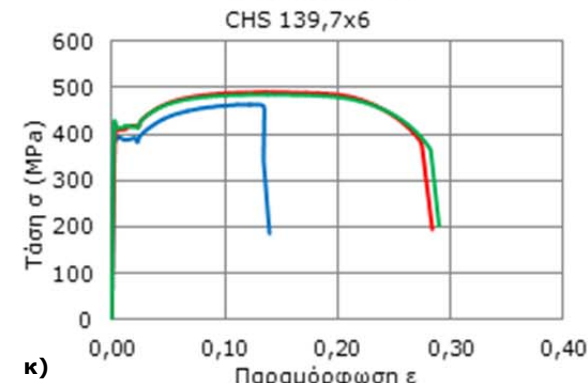
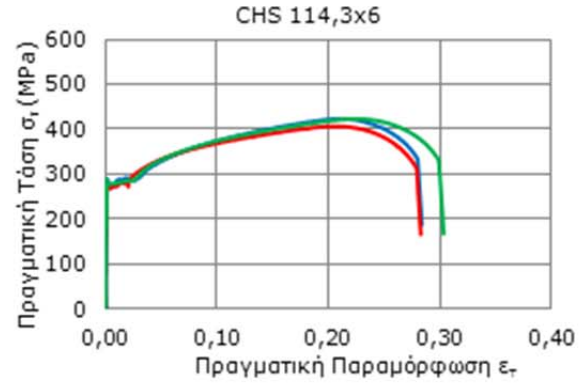
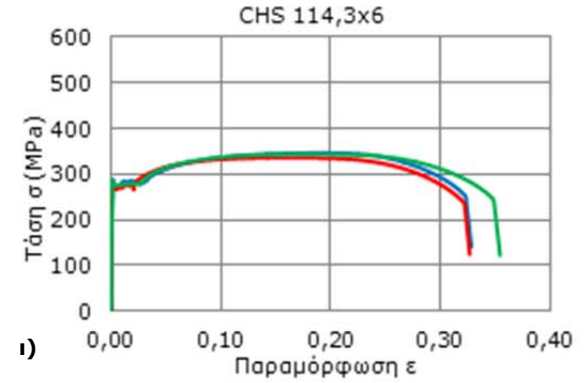
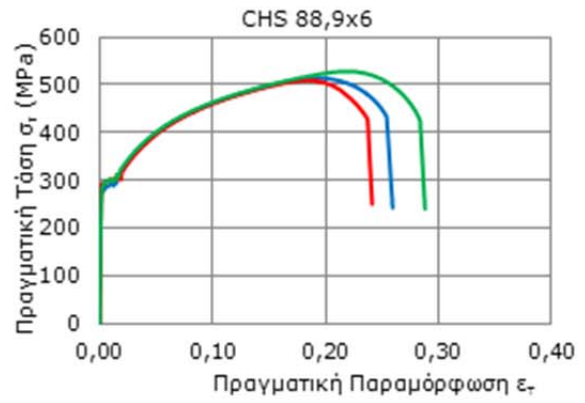
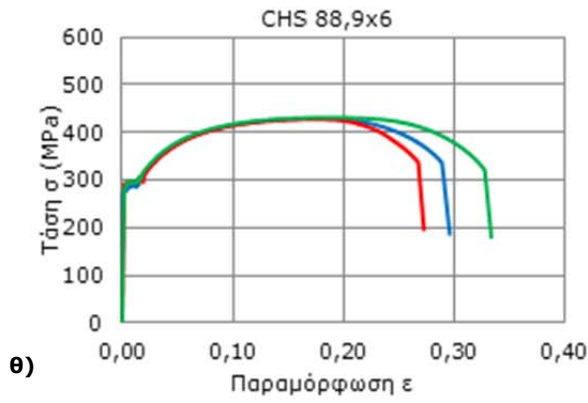


στ) Κατακόρυφη μετακίνηση (mm)

Παράρτημα 6 : Αποτελέσματα δοκιμών εφελκυσμού χάλυβα δοκών δοκιμών σε πλαίσια (δοκιμές ΕΜΠ [26])







Παράρτημα 7 : Αποτελέσματα αναλύσεων πλαισίων κτιρίων με δοκούς IPE και CHS

Στο παρόν παράρτημα παρατίθενται σε πίνακες τα αποτελέσματα των ελέγχων της ελαστικής ανάλυσης των πλαισίων με δοκούς FUSEIS1-1 τύπου IPE και CHS για τις τρεις σεισμικές εντάσεις (PGA=0,16g-0,24g-0,36g). Η γεωμετρία τους και οι διατομές που εφαρμόζονται στις δοκούς και τα υποστυλώματα του ημιάκαμπτου πλαισίου είναι ίδιες με αυτές του πλαισίου με δοκούς SHS, όπως παρουσιάστηκαν στο Σχήμα 6.1. Ο Πίνακας 6.1 αντίστοιχα περιλαμβάνει τις διατομές των δοκών FUSEIS1-1. Οι δοκοί και τα υποστυλώματα του ημιάκαμπτου πλαισίου διαστασιολογούνται σε ΟΚΑ ενώ τα μέλη του συστήματος FUSEIS1-1 για το σεισμικό συνδυασμό 1,0·G+0,3·φ·Q που είναι κρίσιμος γι'αυτά. Επίσης, δίνονται σχήματα της παραμόρφωσης και πλαστικοποίησης των εξεταζόμενων φορέων κατά τη μη γραμμική στατική ανάλυση (Pushover) και οι εκτιμώμενες τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς.

Π7.1 Πλαίσια με διατομές FUSEIS1-1 τύπου IPE

Π7.1.1 Αποτελέσματα ελαστικής ανάλυσης

- **Φασματική ανάλυση και έλεγχος κατώτατου ορίου για το φάσμα σχεδιασμού**

Λαμβάνονται οι δυο πρώτες ιδιομορφές που είναι μεταφορικές και έχουν συμβολή σε ποσοστό περίπου 92% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας του πλαισίου.

PGA	Αριθμός ιδιομορφής	Ιδιοπερίοδος (sec)	Ποσοστό ταλαντούμενης μάζας (%)	Σύνολο (%)
0,16g	1	1,409	75,2	91,46
	2	0,456	16,3	
0,24g	1	1,360	75,00	92,10
	2	0,450	17,10	
0,36g	1	1,182	75,04	92,90
	2	0,344	17,85	

PGA	V _{tot} (kN)	P _{tot} (kN)	$\frac{V_{tot}}{P_{tot}}$	β·a _g	Συντελεστής επαύξησης α
0,16g	142	4605	0,031	0,032	1,04
0,24g	220	4606	0,048	0,048	Δεν απαιτείται
0,36g	369	4612	0,080	0,072	Δεν απαιτείται

- **Συντελεστές εκμετάλλευσης ημιάκαμπτου πλαισίου στην ΟΚΑ**

PGA	Υποστυλώματα	Χαλύβδινες δοκοί	Σύμμικτες δοκοί
	$\frac{N_{Ed}}{\chi \cdot N_{pl,Rd}} \leq 1,0$	$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 1,0$	$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0$
0,16g 0,24g 0,36g	0,582	0,673	0,505

- Έλεγχος γωνιακής παραμόρφωσης ορόφου για σεισμική φόρτιση

Στον παρακάτω πίνακα δίνονται οι τιμές $d_r \cdot v$ ανά όροφο για τον έλεγχο των γωνιακών παραμορφώσεων, οι οποίες είναι μικρότερες από την οριακή 25,5mm (εξίσωση (6.3)). Όμοια με το πλαίσιο με δοκούς SHS, ο έλεγχος είναι κρίσιμος για τις διατομές του συστήματος.

0,16g					
Όροφος	1	2	3	4	5
$d_{e,άνω}$ (mm)	3,20	7,60	12,60	17,90	23,20
$d_{e,κάτω}$ (mm)	0,00	3,20	7,60	12,60	17,90
$d_r = (d_{e,άνω} - d_{e,κάτω}) \cdot q$ (mm)	16,00	22,00	25,00	26,50	26,50
$d_r \cdot v$	8,00	11,00	12,50	13,25	13,25
0,24g					
Όροφος	1	2	3	4	5
$d_{e,άνω}$	4,90	10,90	17,90	25,70	34,00
$d_{e,κάτω}$	0,00	4,90	10,90	17,90	25,70
$d_r = (d_{e,άνω} - d_{e,κάτω}) \cdot q$ (mm)	24,50	30,00	35,00	39,00	41,50
$d_r \cdot v$	12,25	15,00	17,50	19,50	20,75
0,36g					
Όροφος	1	2	3	4	5
$d_{e,άνω}$	5,80	13,90	23,70	34,00	43,60
$d_{e,κάτω}$	0,00	5,80	13,9	23,70	34,00
$d_r = (d_{e,άνω} - d_{e,κάτω}) \cdot q$ (mm)	29,00	40,50	49,00	51,00	48,00
$d_r \cdot v$	14,50	20,25	24,50	25,50	24,00

- Έλεγχος επιρροών 2^{ης} τάξης για το σεισμικό συνδυασμό

Από την ελαστική ανάλυση λυγισμού προκύπτει η απαίτηση να ληφθούν υπόψη οι επιρροές 2^{ης} τάξης. Ο συντελεστής επαύξησης του σεισμικού φορτίου δίνεται στον παρακάτω πίνακα.

PGA	Συντελεστής ευστάθειας α_{cr}	θ	Συντελεστής επαύξησης σεισμικού φορτίου β
0,16g	25,01	0,200	1,25
0,24g	27,22	0,184	1,23
0,36g	35,24	0,142	1,17

- Έλεγχος πλαστικών μελών - δοκοί FUSEIS1-1 για το σεισμικό συνδυασμό

0,16g						
Όροφος	Έλεγχος σε αξονικές δυνάμεις			Έλεγχος σε διάτμηση		
	N_{Ed} (kN)	$N_{pl,RBS,Rd}$ (kN)	$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,RBS,Rd}} \leq 0,15$	V_{Ed} (kN)	$V_{pl,RBS,Rd}$ (kN)	$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,RBS,Rd}} \leq 0,50$
1	22,59	972,90	0,02	154,92	418,02	0,37
2	16,49	770,80	0,02	103,83	300,39	0,35
3	15,50	688,55	0,02	84,37	259,69	0,32
4	17,69	582,10	0,03	64,55	215,46	0,30
5	19,99	351,56	0,06	28,06	131,06	0,21

0,24g						
Όροφος	Έλεγχος σε αξονικές δυνάμεις			Έλεγχος σε διάτμηση		
	N_{Ed} (kN)	$N_{pl,RBS,Rd}$ (kN)	$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,RBS,Rd}} \leq 0,15$	V_{Ed} (kN)	$V_{pl,RBS,Rd}$ (kN)	$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,RBS,Rd}} \leq 0,50$
1	28,06	972,90	0,03	154,92	418,02	0,37
2	24,75	867,15	0,03	127,11	300,39	0,42
3	23,97	770,80	0,03	103,83	259,69	0,40
4	24,16	582,10	0,04	64,55	215,46	0,30
5	28,80	351,56	0,08	28,06	131,06	0,21
0,36g						
Όροφος	Έλεγχος σε αξονικές δυνάμεις			Έλεγχος σε διάτμηση		
	N_{Ed} (kN)	$N_{pl,RBS,Rd}$ (kN)	$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,RBS,Rd}} \leq 0,15$	V_{Ed} (kN)	$V_{pl,RBS,Rd}$ (kN)	$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,RBS,Rd}} \leq 0,50$
1	41,65	1515,28	0,03	290,25	579,21	0,50
2	41,70	1285,45	0,03	233,85	476,77	0,49
3	39,40	1119,54	0,04	187,55	418,02	0,45
4	38,50	967,73	0,04	147,54	348,42	0,42
5	59,03	770,80	0,08	103,83	300,39	0,35

Έλεγχος σε κάμψη					
0,16g					
Όροφος	M_{Ed} (kNm)	$M_{pl,RBS,Rd}$ (kNm)	$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,RBS,Rd}} \leq 1,0$	$\Omega = \frac{M_{pl,RBS,Rd}}{M_{Ed}}$	$\frac{\max \Omega}{\min \Omega} \leq 1,25$
1	59,40	110,38	0,54	1,86	1,21
2	42,97	73,98	0,58	1,72	
3	34,33	60,11	0,57	1,75	
4	30,03	45,99	0,65	1,53	
5	12,05	19,99	0,60	1,66	
0,24g					
Όροφος	M_{Ed} (kNm)	$M_{pl,RBS,Rd}$ (kNm)	$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,RBS,Rd}} \leq 1,0$	$\Omega = \frac{M_{pl,RBS,Rd}}{M_{Ed}}$	$\frac{\max \Omega}{\min \Omega} \leq 1,25$
1	80,30	110,38	0,73	1,37	1,23
2	65,36	90,57	0,72	1,39	
3	56,17	73,98	0,76	1,32	
4	40,66	45,99	0,88	1,13	
5	16,42	19,99	0,82	1,22	
0,36g					
Όροφος	M_{Ed} (kNm)	$M_{pl,RBS,Rd}$ (kNm)	$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,RBS,Rd}} \leq 1,0$	$\Omega = \frac{M_{pl,RBS,Rd}}{M_{Ed}}$	$\frac{\max \Omega}{\min \Omega} \leq 1,25$
1	131,34	206,80	0,64	1,57	1,08
2	107,54	166,62	0,65	1,55	
3	86,40	133,63	0,65	1,55	
4	67,00	105,12	0,64	1,57	
5	44,27	73,98	0,60	1,67	

Ελέγχεται η στροφή των δοκών στις θέσεις των RBS βάσει της οριακής τιμής της πλαστικής στροφής $\theta_{pl,RBS} = 35\text{mrad}$ που προκύπτει από την εξίσωση (6.4) για την πειραματική τιμή στην ΟΚΑ $\theta_{gl,IPE}=2,5\%$. Όπως φαίνεται από τον πίνακα ο έλεγχος επαληθεύεται σε όλα τα πλαίσια.

Έλεγχος των στροφών των δοκών θ_{RBS} (mrad)			
Όροφος	0,16g	0,24g	0,36g
1	9	12	14
2	12	15	19
3	13	18	24
4	14	20	25
5	14	21	23

- Υποστυλώματα FUSEIS1-1 (ικανοτικός σχεδιασμός)**

Ο πίνακας περιλαμβάνει τους λόγους εκμετάλλευσης των υποστυλωμάτων του συστήματος για τα ικανοτικά εντατικά μεγέθη, ο οποίος είναι σε όλα τα πλαίσια μικρότερος της μονάδας.

PGA	Συντελεστές εκμετάλλευσης υποστυλωμάτων FUSEIS1-1
0,16g	0,382
0,24g	0,411
0,36g	0,841

- Πλήρης διατομή δοκών FUSEIS1-1 στα άκρα (ικανοτικός σχεδιασμός)**

0,16g			
Όροφος	$M_{CD,Ed}$ (kNm)	$M_{pl,Rd}$ (kNm)	$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0$
1	123,93	189,01	0,66
2	83,06	113,74	0,73
3	67,50	86,25	0,78
4	51,64	67,07	0,77
5	22,45	29,12	0,77
0,24g			
Όροφος	$M_{CD,Ed}$ (kNm)	$M_{pl,Rd}$ (kNm)	$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0$
1	123,93	189,01	0,66
2	101,69	147,67	0,69
3	83,06	113,74	0,73
4	51,64	67,07	0,77
5	22,45	29,12	0,77

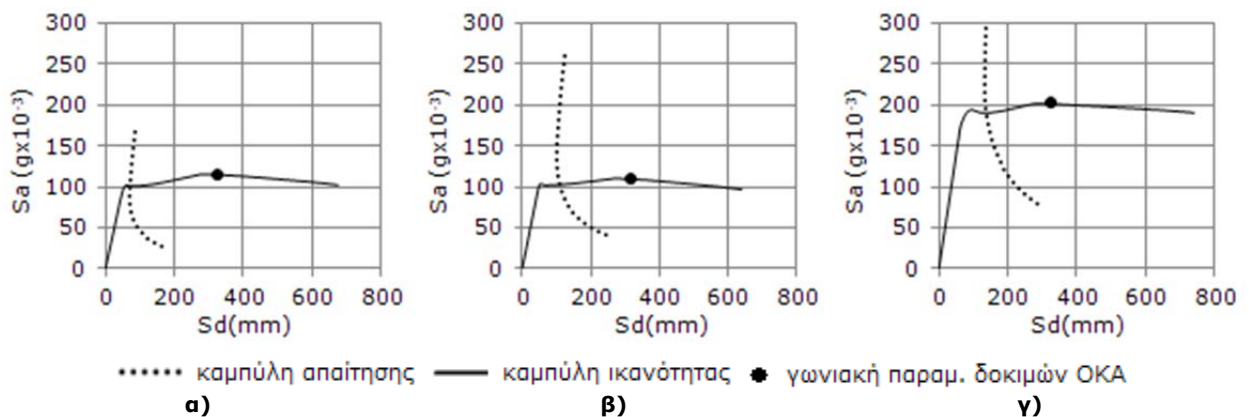
0,36g			
Όροφος	M _{CD,Ed} (kNm)	M _{pl,Rd} (kNm)	$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0$
1	232,20	307,15	0,76
2	187,08	239,47	0,78
3	150,04	189,01	0,79
4	118,03	147,67	0,80
5	83,06	113,74	0,73

• Δυνάμεις σχεδιασμού συνδέσεων δοκών FUSEIS1-1 (ικανοτικός σχεδιασμός)

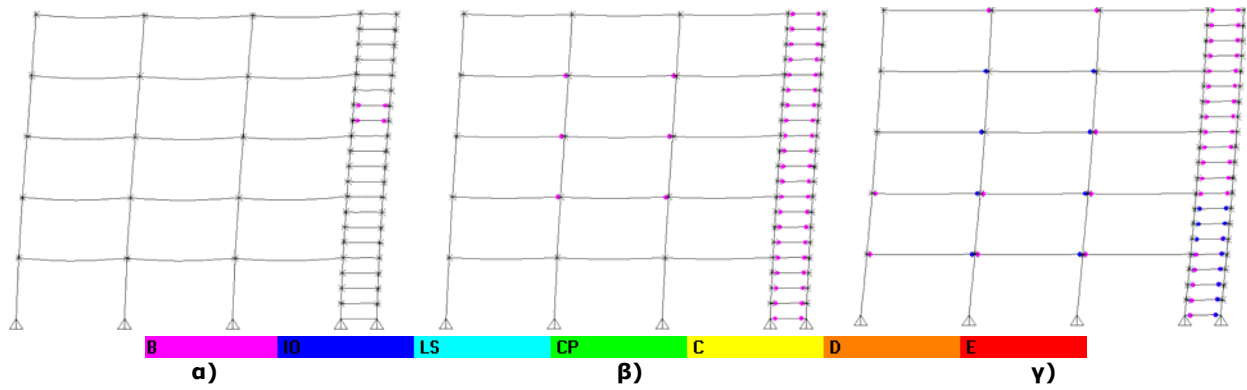
Όροφος	0,16g		0,24g		0,36g	
	M _{CD,con,Ed} (kNm)	V _{CD,con,Ed} (kN)	M _{CD,con,Ed} (kNm)	V _{CD,con,Ed} (kN)	M _{CD,con,Ed} (kNm)	V _{CD,con,Ed} (kN)
1	140,44	175,55	140,22	175,28	313,61	392,01
2	101,60	126,99	114,13	142,67	256,78	320,98
3	81,17	101,46	98,09	122,61	206,30	257,88
4	71,00	88,75	71,00	88,75	159,98	199,98
5	28,49	35,61	28,67	35,84	105,71	132,13

Π7.1.2 Μη γραμμικές στατικές αναλύσεις (Pushover)

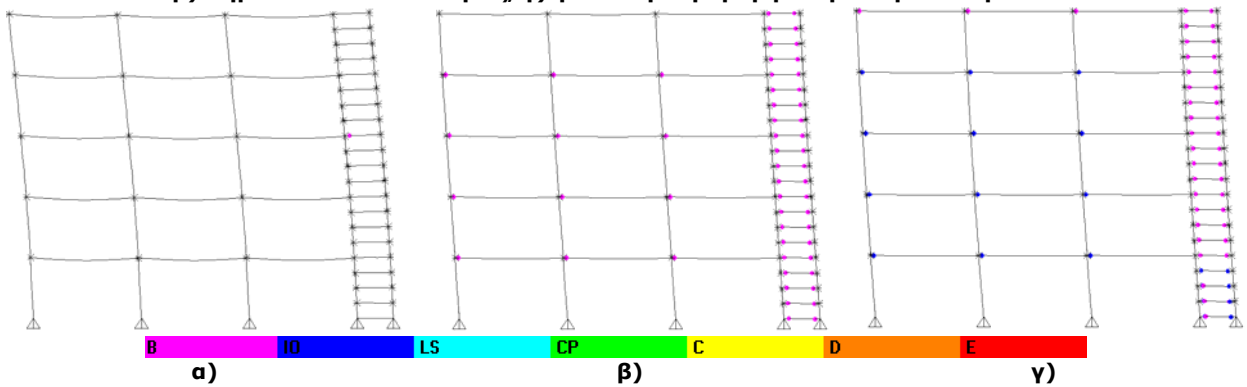
Η μη γραμμική συμπεριφορά των πλαισίων με δοκούς IPE είναι όμοια με αυτή που περιγράφεται στην παράγραφο 6.5.1. Στα ακόλουθα σχήματα δίνονται οι καμπύλες ικανότητας - απαίτησης και το παραμορφωμένο πλαίσιο για τρεις εξεταζόμενες περιπτώσεις. Για τιμές γωνιακών παραμορφώσεων μεγαλύτερων της πειραματικής οι πλαστικές αρθρώσεις των δοκών του συστήματος εισέρχονται νωρίτερα στη στάθμη επιτελεστικότητας αποφυγή κατάρρευσης (CP) σε σχέση με όλα τα υπόλοιπα μέλη.



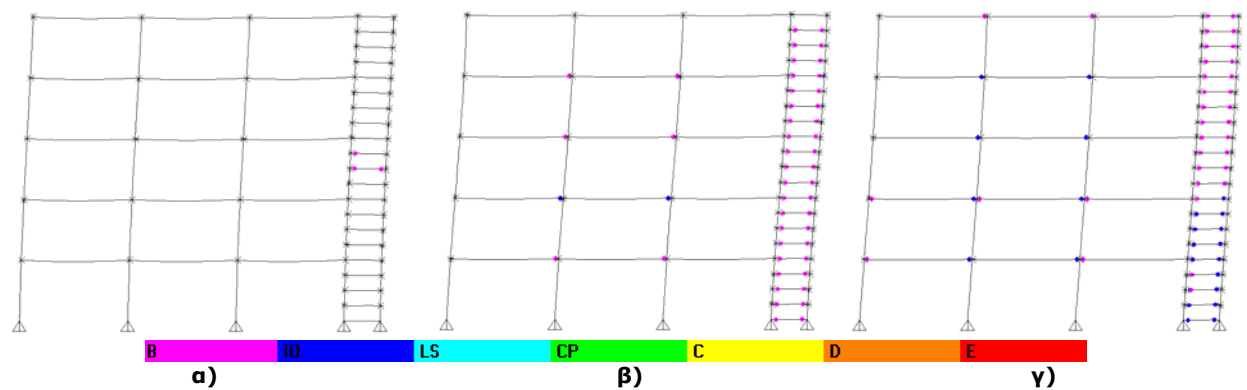
Καμπύλες ικανότητας - απαίτησης και προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας: α) PGA = 0,16g, β) PGA = 0,24g, γ) PGA = 0,36g



Παραμορφωμένο πλαίσιο με $PGA = 0,16g$ και σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων: α) πρώτη διαρροή, β) σημείο επιτελεστικότητας, γ) γωνιακή παραμόρφωση δοκιμών στην ΟΚΑ



Παραμορφωμένο πλαίσιο με $PGA = 0,24g$ και σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων: α) πρώτη διαρροή, β) σημείο επιτελεστικότητας, γ) γωνιακή παραμόρφωση δοκιμών στην ΟΚΑ



Παραμορφωμένο πλαίσιο με $PGA = 0,36g$ και σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων: α) πρώτη διαρροή, β) σημείο επιτελεστικότητας, γ) γωνιακή παραμόρφωση δοκιμών στην ΟΚΑ

Ο πίνακας περιλαμβάνει τις τιμές των γωνιακών παραμορφώσεων των αναλύσεων οι οποίες είναι μικρότερες συγκρινόμενες με τις αντίστοιχες πειραματικές. Οι τιμές αυτές βρίσκονται μεταξύ των οριακών τιμών του FEMA-356 [47] για πλαίσια ροπή και πλαίσια με συνδέσμους δυσκαμψίας με εξαίρεση το πλαίσιο $PGA=0,16g$ που διαστασιολογήθηκε με κριτήριο τον περιορισμό των επιρροών 2^{ης} τάξης και όχι την αντοχή των δοκών FUSEIS1-1. Το πλαίσιο αυτό ήταν επομένως υπερδιαστασιολογημένο και οι γωνιακές παραμορφώσεις που προέκυψαν αρκετά μικρές.

Οριακές καταστάσεις	Δοκιμές	Μη γραμμική ανάλυση			Όρια FEMA - 356	
		0,16g	0,24g	0,36g	MRF	Πλαίσια με συνδέσμους δυσκαμψίας
SLS	0,80	0,38	0,69	0,75	0,70	0,50
ULS	2,50	0,65	1,01	1,32	2,50	1,50
CPLS	3,90	0,90	2,06	2,51	5,00	2,00

Οι τιμές της πλαστιμότητας, της υπεραντοχής και του συντελεστή συμπεριφοράς δίνονται στον παρακάτω πίνακα και υπολογίστηκαν βάσει της μεθοδολογίας της παραγράφου 6.5.2.

Εκτιμώμενος συντελεστής συμπεριφοράς q

PGA	q _μ	Ω	q
0,16g	4,65	1,30	6,05
0,24g	4,19	1,22	5,10
0,36g	3,32	1,44	4,78

Π7.2 Πλαίσια με διατομές FUSEIS1-1 τύπου CHS

Π7.2.1 Αποτελέσματα ελαστικής ανάλυσης

- **Φασματική ανάλυση και έλεγχος κατώτατου ορίου για το φάσμα σχεδιασμού**

Λαμβάνονται οι δυο πρώτες ιδιομορφές που είναι μεταφορικές και έχουν συμβολή σε ποσοστό περίπου 92% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας του πλαισίου.

PGA	Αριθμός ιδιομορφής	Ιδιοπερίοδος (sec)	Ποσοστό ταλαντούμενης μάζας (%)	Σύνολο (%)
0,16g	1	1,416	74,46	91,86
	2	0,478	17,40	
0,24g	1	1,416	74,46	91,86
	2	0,478	17,40	
0,36g	1	1,184	74,77	92,37
	2	0,347	17,60	

PGA	V _{tot} (kN)	P _{tot} (kN)	$\frac{V_{tot}}{P_{tot}}$	β·a _g	Συντελεστής επαύξησης α
0,16g	143	4610	0,031	0,032	1,03
0,24g	215	4610	0,047	0,048	1,03
0,36g	367	4618	0,080	0,072	Δεν απαιτείται

- **Συντελεστές εκμετάλλευσης ημιάκαμπτου πλαισίου στην ΟΚΑ**

PGA	Υποστυλώματα	Χαλύβδινες δοκοί	Σύμμικτες δοκοί
	$\frac{N_{Ed}}{\chi \cdot N_{pl,Rd}} \leq 1,0$	$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 1,0$	$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0$
0,16g 0,24g 0,36g	0,582	0,673	0,505

- Έλεγχος γωνιακής παραμόρφωσης ορόφου για σεισμική φόρτιση

Στον παρακάτω πίνακα δίνονται οι τιμές $d_r \cdot v$ ανά όροφο για τον έλεγχο των γωνιακών παραμορφώσεων, οι οποίες είναι μικρότερες από την οριακή 25,5mm (εξίσωση (6.3)). Όμοια με το πλαίσιο με δοκούς SHS, ο έλεγχος είναι κρίσιμος για τις διατομές του συστήματος.

0,16g					
Όροφος	1	2	3	4	5
$d_{e,άνω}$ (mm)	3,40	7,50	12,30	17,70	23,70
$d_{e,κάτω}$ (mm)	0,00	3,40	7,50	12,50	17,70
$d_r = (d_{e,άνω} - d_{e,κάτω}) \cdot q$ (mm)	17,00	20,50	24,00	27,00	30,00
$d_r \cdot v$	8,50	10,25	12,00	13,50	15,00
0,24g					
Όροφος	1	2	3	4	5
$d_{e,άνω}$	5,10	11,30	18,50	26,60	35,50
$d_{e,κάτω}$	0,00	5,10	11,30	18,50	26,60
$d_r = (d_{e,άνω} - d_{e,κάτω}) \cdot q$ (mm)	25,50	31,00	36,00	40,50	44,50
$d_r \cdot v$	12,75	15,50	18,00	20,25	22,25
0,36g					
Όροφος	1	2	3	4	5
$d_{e,άνω}$	5,60	13,80	23,60	33,90	43,75
$d_{e,κάτω}$	0,00	5,60	13,80	23,60	33,90
$d_r = (d_{e,άνω} - d_{e,κάτω}) \cdot q$ (mm)	28,00	41,00	49,00	51,00	49,25
$d_r \cdot v$	14,00	20,50	24,50	25,50	24,63

- Έλεγχος επιρροών 2ης τάξης για το σεισμικό συνδυασμό

Από την ελαστική ανάλυση λυγισμού προκύπτει η απαίτηση να ληφθούν υπόψη οι επιρροές 2^{ης} τάξης. Ο συντελεστής επαύξησης του σεισμικού φορτίου δίνεται στον παρακάτω πίνακα.

PGA	Συντελεστής ευστάθειας α_{cr}	θ	Συντελεστής επαύξησης σεισμικού φορτίου β
0,16g	25,14	0,199	1,29
0,24g	25,14	0,199	1,29
0,36g	35,06	0,143	1,17

- Έλεγχος πλαστικών μελών - δοκοί FUSEIS1-1 για το σεισμικό συνδυασμό

0,16g						
Όροφος	Έλεγχος σε αξονικές δυνάμεις			Έλεγχος σε διάτμηση		
	N_{Ed} (kN)	$N_{pl,RBS,Rd}$ (kN)	$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,RBS,Rd}} \leq 0,15$	V_{Ed} (kN)	$V_{pl,RBS,Rd}$ (kN)	$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,RBS,Rd}} \leq 0,50$
1	22,52	1222,00	0,02	128,27	538,37	0,24
2	19,63	1291,33	0,02	113,90	560,48	0,20
3	17,99	1081,00	0,02	96,64	403,10	0,24
4	19,59	860,10	0,02	60,94	316,67	0,19
5	19,26	413,13	0,05	19,26	171,09	0,11

0,24g						
Όροφος	Έλεγχος σε αξονικές δυνάμεις			Έλεγχος σε διάτμηση		
	N_{Ed} (kN)	$N_{pl,RBS,Rd}$ (kN)	$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,RBS,Rd}} \leq 0,15$	V_{Ed} (kN)	$V_{pl,RBS,Rd}$ (kN)	$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,RBS,Rd}} \leq 0,50$
1	31,63	1222,00	0,03	128,27	538,37	0,24
2	29,35	1291,33	0,02	113,90	560,48	0,20
3	26,95	1081,00	0,02	96,64	403,10	0,24
4	28,17	860,10	0,03	60,94	316,67	0,19
5	28,51	413,13	0,07	19,26	171,09	0,11

0,36g						
Όροφος	Έλεγχος σε αξονικές δυνάμεις			Έλεγχος σε διάτμηση		
	N_{Ed} (kN)	$N_{pl,RBS,Rd}$ (kN)	$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,RBS,Rd}} \leq 0,15$	V_{Ed} (kN)	$V_{pl,RBS,Rd}$ (kN)	$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,RBS,Rd}} \leq 0,50$
1	43,19	1957,55	0,02	310,23	678,39	0,46
2	43,00	1581,55	0,03	206,47	592,23	0,35
3	41,58	1550,30	0,03	194,50	538,37	0,36
4	44,36	1547,71	0,03	157,03	560,48	0,28
5	59,63	1081,00	0,06	9664	403,10	0,24

Έλεγχος σε κάμψη					
0,16g					
Όροφος	M_{Ed} (kNm)	$M_{pl,RBS,Rd}$ (kNm)	$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,RBS,Rd}} \leq 1,0$	$\Omega = \frac{M_{pl,RBS,Rd}}{M_{Ed}}$	$\frac{\max \Omega}{\min \Omega} \leq 1,25$
1	54,36	91,39	0,59	1,68	1,17
2	45,48	81,16	0,56	1,78	
3	38,74	68,86	0,56	1,78	
4	28,39	43,42	0,65	1,53	
5	8,97	13,72	0,65	1,53	

0,24g					
Όροφος	M_{Ed} (kNm)	$M_{pl,RBS,Rd}$ (kNm)	$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,RBS,Rd}} \leq 1,0$	$\Omega = \frac{M_{pl,RBS,Rd}}{M_{Ed}}$	$\frac{\max \Omega}{\min \Omega} \leq 1,25$
1	81,27	91,39	0,89	1,12	1,14
2	66,52	81,16	0,82	1,22	
3	56,08	68,86	0,81	1,23	
4	40,42	43,42	0,93	1,07	
5	12,70	13,72	0,93	1,08	

0,36g					
Όροφος	M_{Ed} (kNm)	$M_{pl,RBS,Rd}$ (kNm)	$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,RBS,Rd}} \leq 1,0$	$\Omega = \frac{M_{pl,RBS,Rd}}{M_{Ed}}$	$\frac{\max \Omega}{\min \Omega} \leq 1,25$
1	132,27	221,04	0,60	1,67	1,22
2	105,32	147,11	0,72	1,40	
3	86,99	138,58	0,63	1,59	
4	67,44	111,88	0,60	1,66	
5	40,49	68,86	0,59	1,70	

Ελέγχεται η στροφή των δοκών στις θέσεις των RBS βάσει της οριακής τιμής της πλαστικής στροφής $\theta_{pl,RBS} = 30\text{mrad}$ που προκύπτει από την εξίσωση (6.4) για την πειραματική τιμή στην ΟΚΑ $\theta_{gl,CHS} = 2,15\%$. Όπως φαίνεται από τον πίνακα ο έλεγχος επαληθεύεται σε όλα τα πλαίσια.

Έλεγχος των στροφών των δοκών FUSEIS1-1 θ_{RBS} (mrad)			
Όροφος	0,16g	0,24g	0,36g
1	9	14	13
2	11	16	20
3	13	19	24
4	14	21	25
5	16	24	24

- Υποστυλώματα FUSEIS1-1 (ικανοτικός σχεδιασμός)**

Ο πίνακας περιλαμβάνει τους λόγους εκμετάλλευσης των υποστυλώματα του συστήματος για τα ικανοτικά εντατικά μεγέθη ο οποίος είναι σε όλα τα πλαίσια μικρότερος της μονάδας.

PGA	Συντελεστές εκμετάλλευσης υποστυλωμάτων FUSEIS1-1
0,16g	0,377
0,24g	0,394
0,36g	0,764

- Πλήρης διατομή δοκών FUSEIS1-1 στα άκρα (ικανοτικός σχεδιασμός)**

Έλεγχος πλήρους διατομής δοκού στα άκρα			
0,16g			
Όροφος	$M_{CD,Ed}$ (kNm)	$M_{pl,Rd}$ (kNm)	$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0$
1	102,62	187,65	0,55
2	91,12	162,62	0,56
3	77,31	105,19	0,73
4	48,76	64,87	0,75
5	15,41	25,22	0,61
0,24g			
Όροφος	$M_{CD,Ed}$ (kNm)	$M_{pl,Rd}$ (kNm)	$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0$
1	102,62	187,65	0,55
2	91,12	162,62	0,56
3	77,31	105,19	0,73
4	48,76	64,87	0,75
5	15,41	25,22	0,61

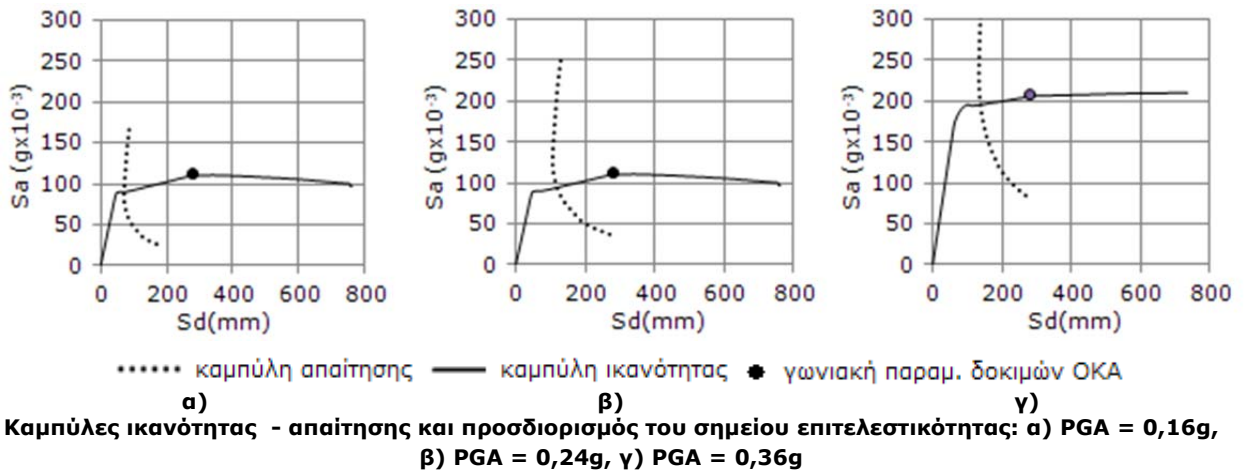
0,36g			
Όροφος	M _{CD,Ed} (kNm)	M _{pl,Rd} (kNm)	$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0$
1	248,19	298,45	0,83
2	165,18	227,19	0,73
3	155,60	187,65	0,83
4	125,62	162,62	0,77
5	77,31	105,19	0,73

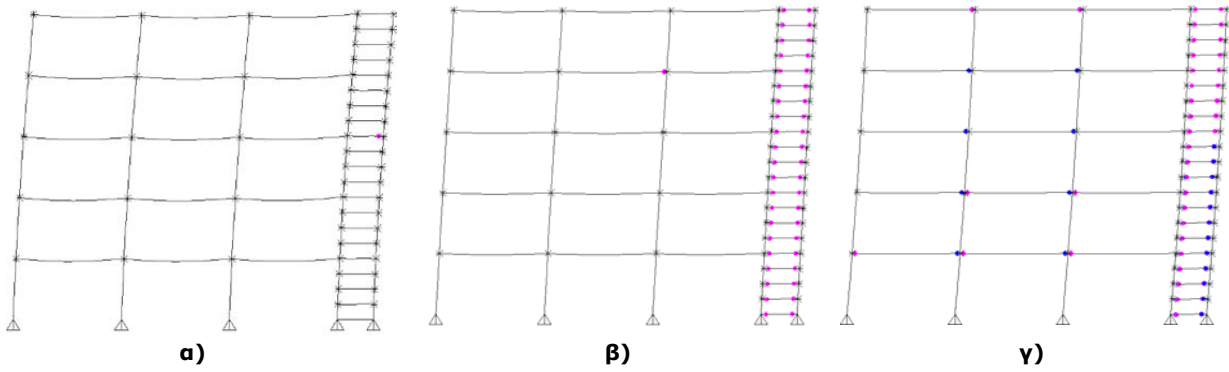
• **Δυνάμεις σχεδιασμού συνδέσεων δοκών FUSEIS1-1 (ικανοτικός σχεδιασμός)**

Όροφος	0,16g		0,24g		0,36g	
	M _{CD,con,Ed} (kNm)	V _{CD,con,Ed} (kN)	M _{CD,con,Ed} (kNm)	V _{CD,con,Ed} (kN)	M _{CD,con,Ed} (kNm)	V _{CD,con,Ed} (kN)
1	128,36	160,46	134,79	168,49	285,23	356,54
2	107,40	134,24	110,33	137,91	227,12	283,90
3	91,48	114,35	93,01	116,27	187,59	234,49
4	67,04	83,80	67,04	83,80	145,43	181,79
5	21,18	26,48	21,06	26,33	87,31	109,14

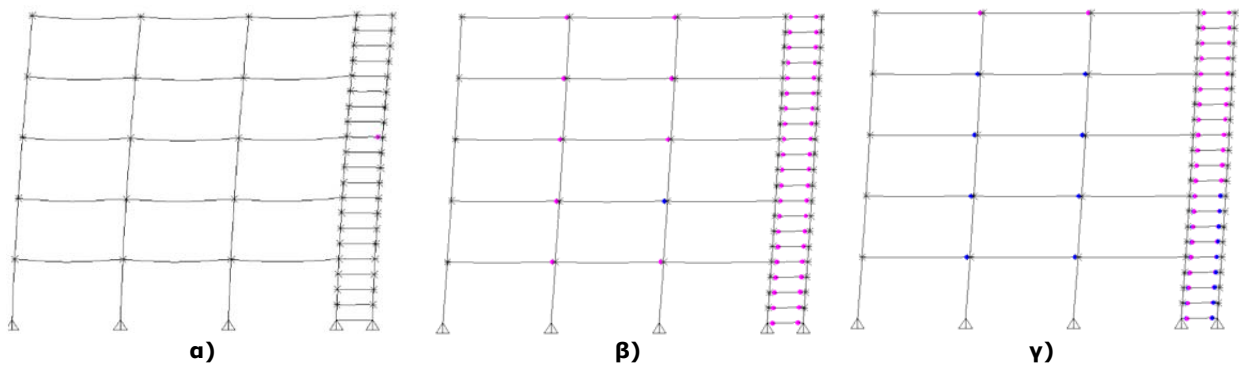
Π7.2.2 Μη γραμμικές στατικές αναλύσεις (Pushover)

Η μη γραμμική συμπεριφορά των πλαισίων με δοκούς CHS είναι όμοια με των δύο άλλων τύπων όπως περιγράφηκε αναλυτικά στις σχετικές παραγράφους. Στα ακόλουθα σχήματα δίνονται οι καμπύλες ικανότητας - απαίτησης και το παραμορφωμένο πλαίσιο για τρεις εξεταζόμενες περιπτώσεις.

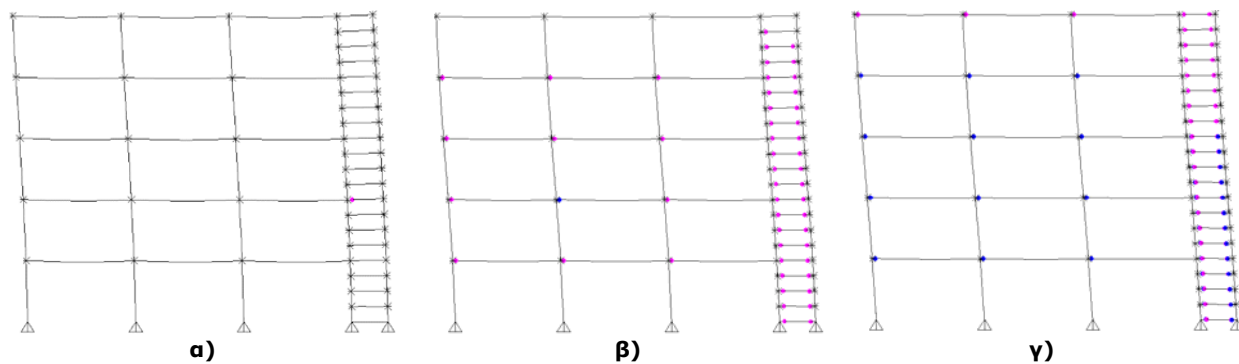




Παραμορφωμένο πλαίσιο με $PGA = 0,16$ και σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων: α) πρώτη διαρροή, β) σημείο επιτελεστικότητας, γ) γωνιακή παραμόρφωση δοκιμών στην ΟΚΑ



Παραμορφωμένο πλαίσιο με $PGA = 0,24$ και σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων: α) πρώτη διαρροή, β) σημείο επιτελεστικότητας, γ) γωνιακή παραμόρφωση δοκιμών στην ΟΚΑ



Παραμορφωμένο πλαίσιο με $PGA = 0,36$ και σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων: α) πρώτη διαρροή, β) σημείο επιτελεστικότητας, γ) γωνιακή παραμόρφωση δοκιμών στην ΟΚΑ

Ο πίνακας περιλαμβάνει τις τιμές των γωνιακών παραμορφώσεων των αναλύσεων οι οποίες είναι μικρότερες συγκρινόμενες με τις αντίστοιχες πειραματικές. Επιπλέον, οι τιμές αυτές βρίσκονται μεταξύ των οριακών τιμών του FEMA-356 [47] για πλαίσια ροής και πλαίσια με συνδέσμους δυσκαμψίας με εξαίρεση το πλαίσιο $PGA=0,16g$ που διαστασιολογήθηκε με κριτήριο τον περιορισμό των επιρροών 2^{ης} τάξης και όχι την αντοχή των δοκών FUSEIS1-1. Το πλαίσιο αυτό ήταν επομένως υπερδιαστασιολογημένο και οι γωνιακές παραμορφώσεις που προέκυψαν αρκετά μικρές.

Οριακές καταστάσεις	Δοκιμές	Μη γραμμική ανάλυση			Όρια FEMA - 356	
		0,16g	0,24g	0,36g	MRF	Πλαίσια με συνδέσμους δυσκαμψίας
SLS	1,00	0,46	0,61	0,90	0,70	0,50
ULS	2,15	0,61	1,04	1,57	2,50	1,50
CPLS	4,35	1,04	2,27	2,39	5,00	2,00

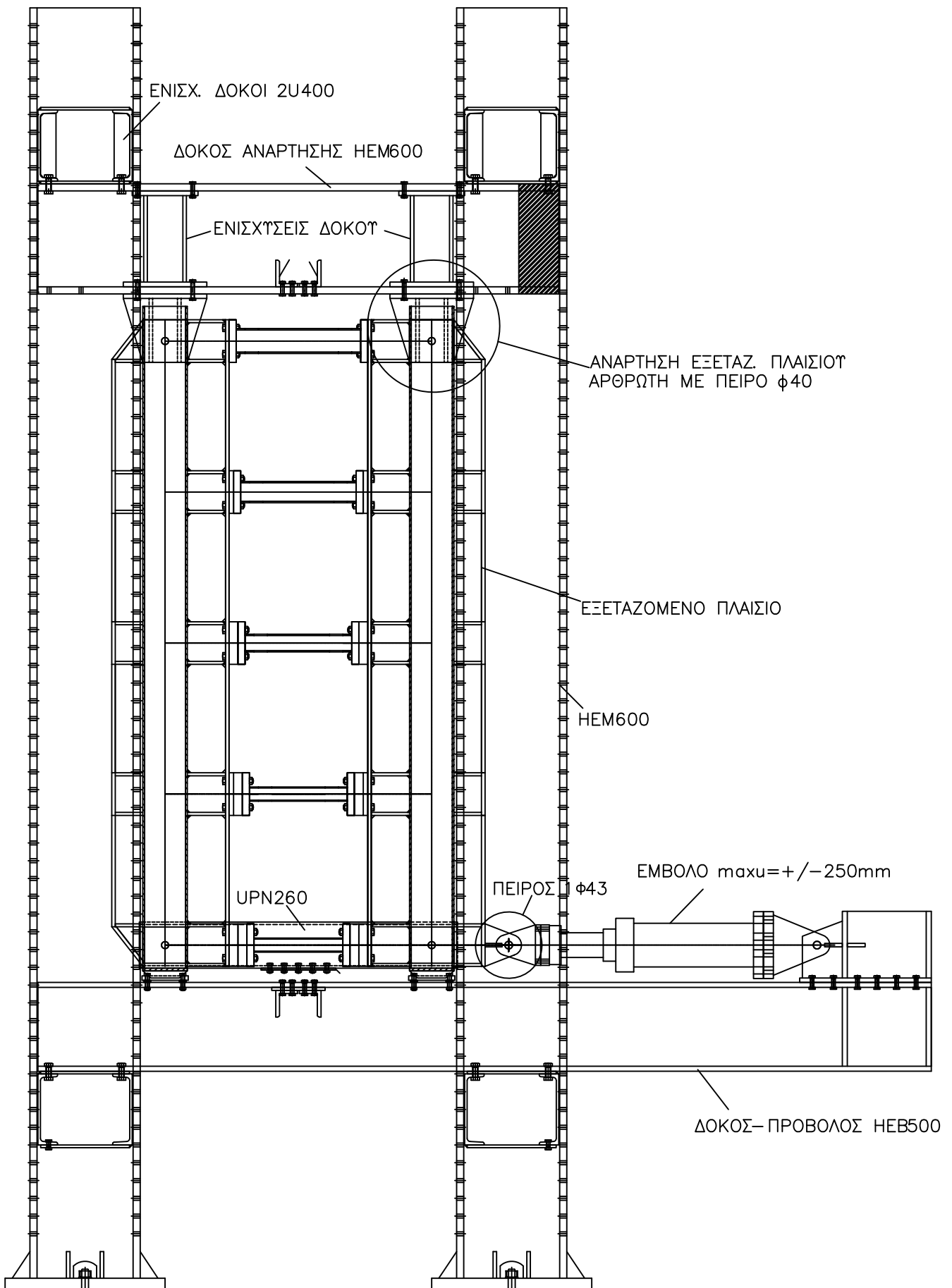
Οι τιμές της πλαστιμότητας, της υπεραντοχής και του συντελεστή συμπεριφοράς των πλαισίων δίνονται στον παρακάτω πίνακα και υπολογίστηκαν βάσει της μεθοδολογίας της παραγράφου 6.5.2.

Εκτιμώμενος συντελεστής συμπεριφοράς q

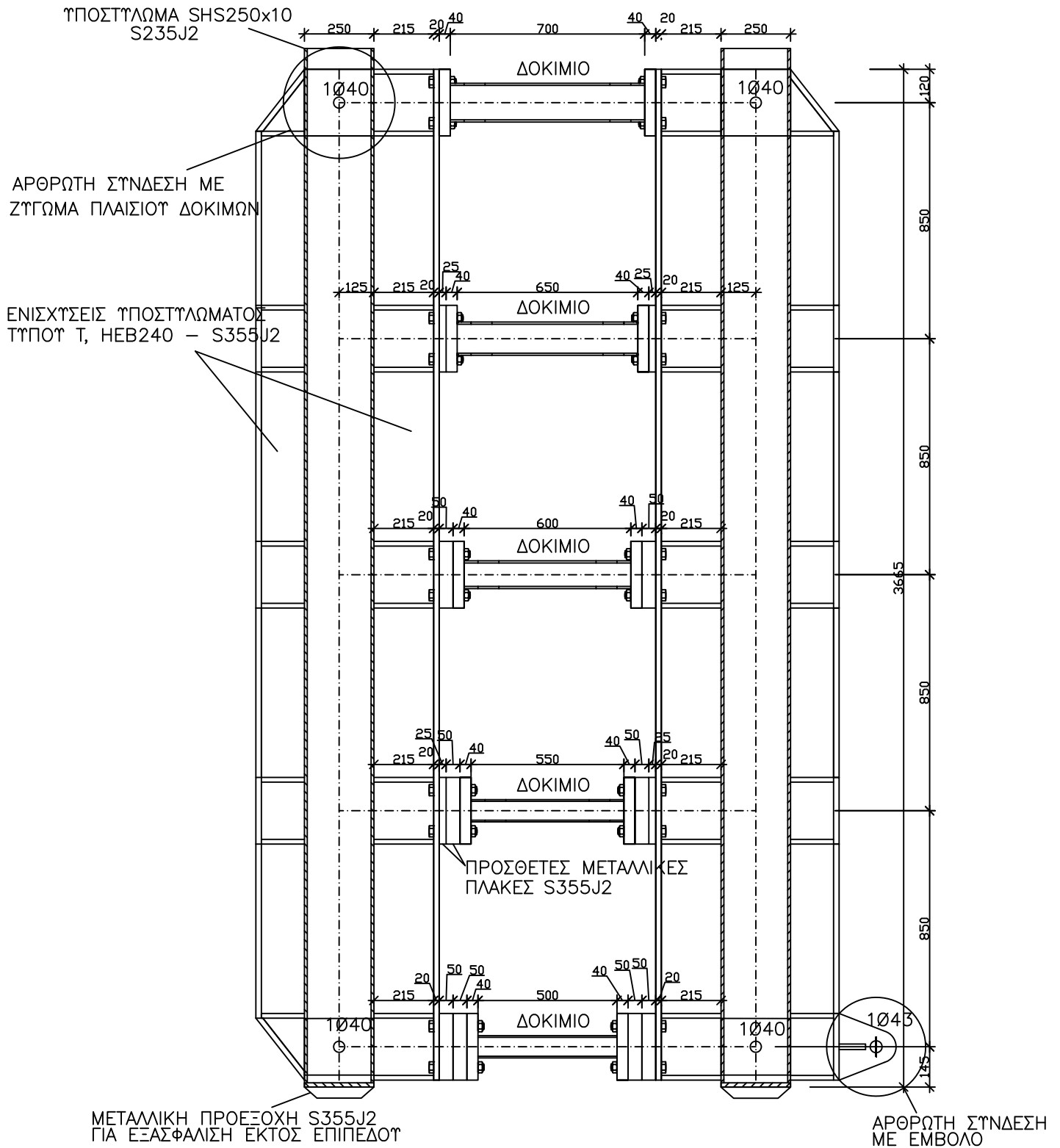
PGA	q_{μ}	Ω	q
0,16g	4,08	1,40	5,71
0,24g	3,40	1,44	4,90
0,36g	2,86	1,59	4,54

Παράρτημα 8 : Σχέδια πειραματικής διάταξης και δοκιμών πλαισίων (δοκιμές ΕΜΠ [26])

ΠΛΑΙΣΙΟ ΔΟΚΙΜΩΝ

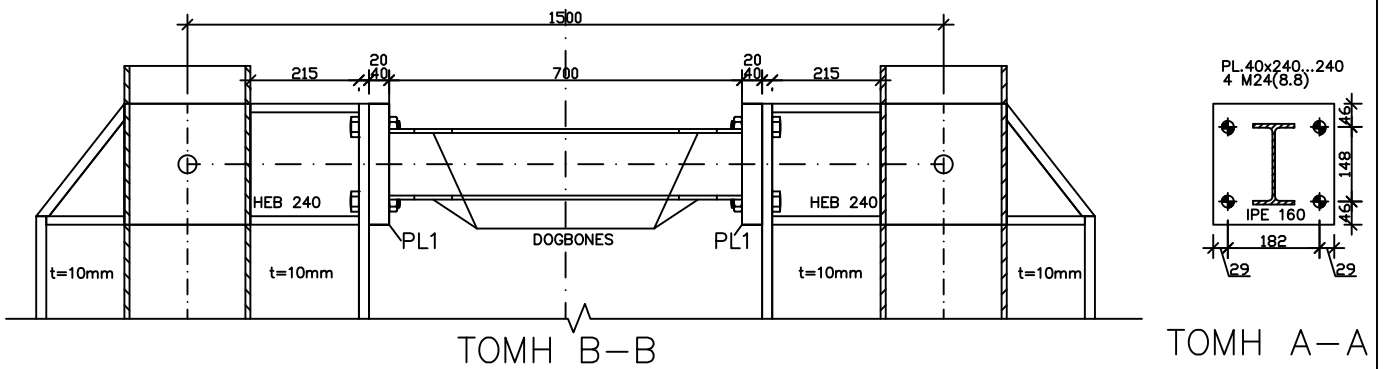
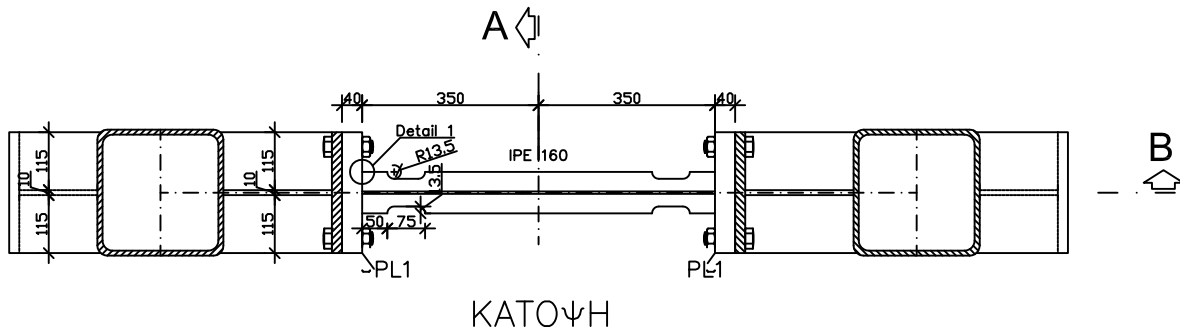


ΕΞΕΤΑΖΟΜΕΝΟ ΠΛΑΙΣΙΟ



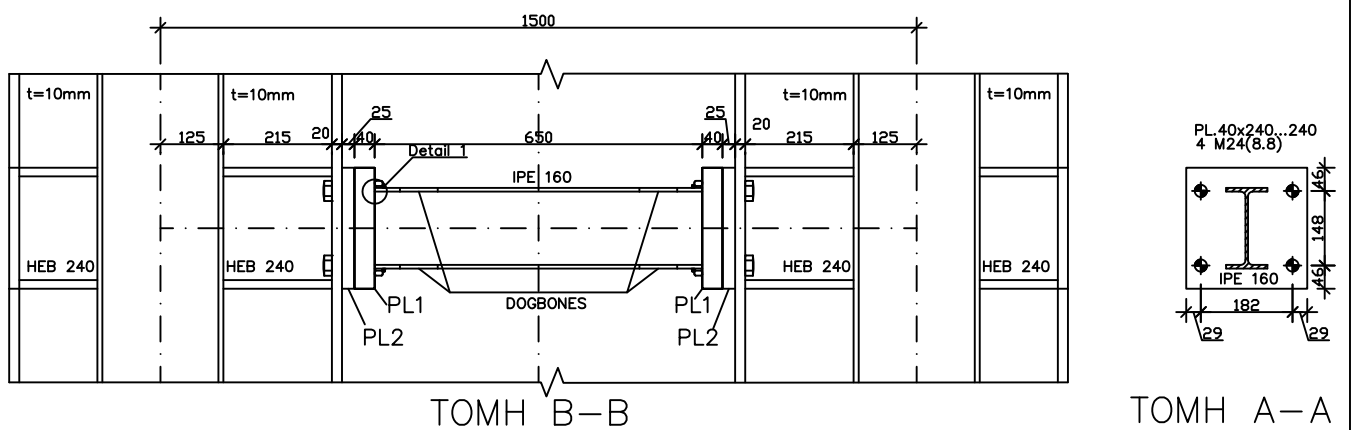
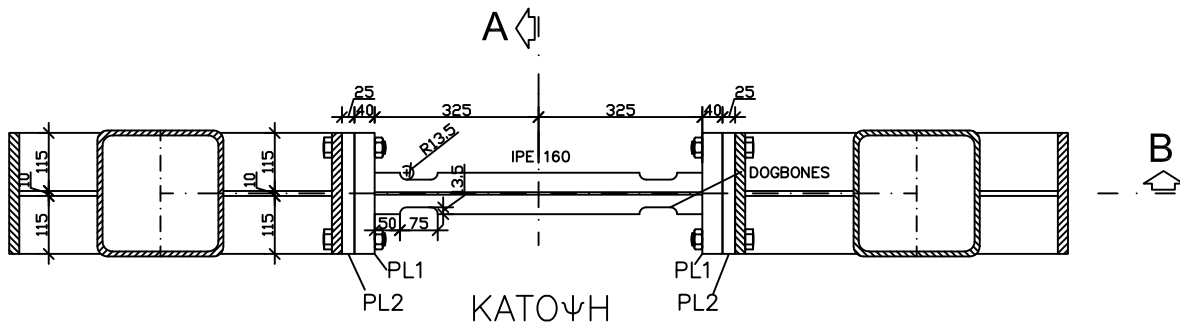
S1 : IPE 160 L=700mm

S235J2



S2 : IPE 160 L=650mm

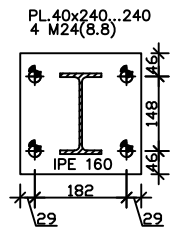
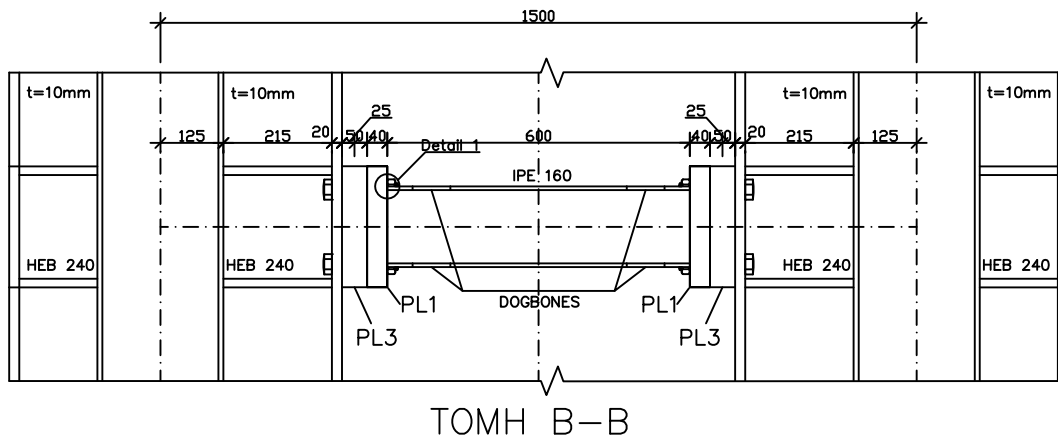
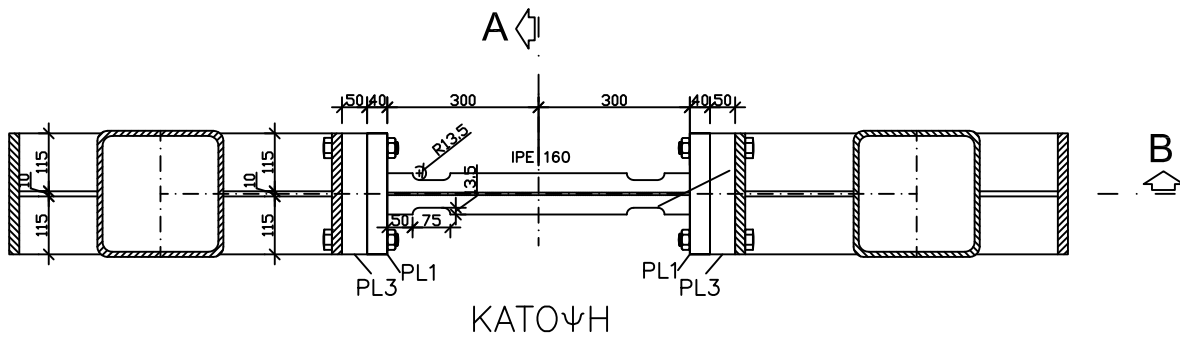
S235J2



S3 : IPE 160 L=600mm

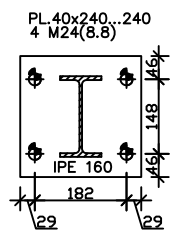
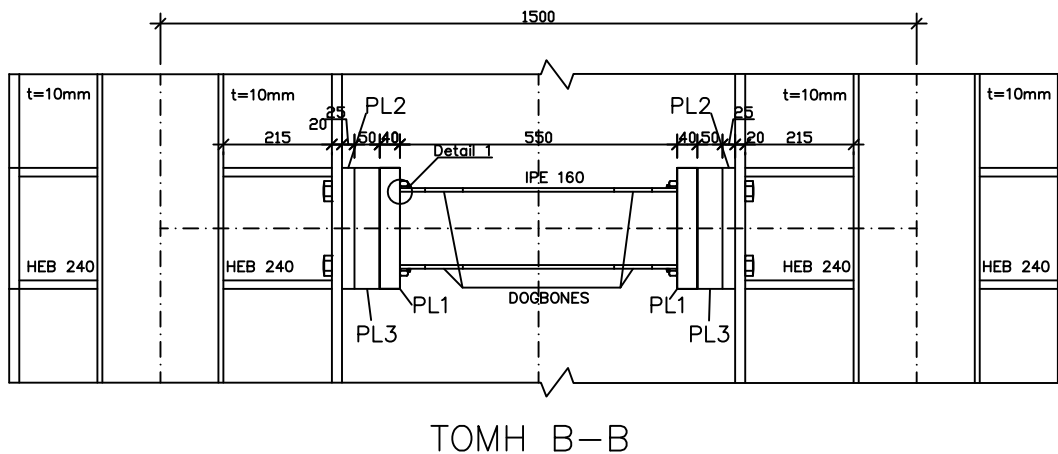
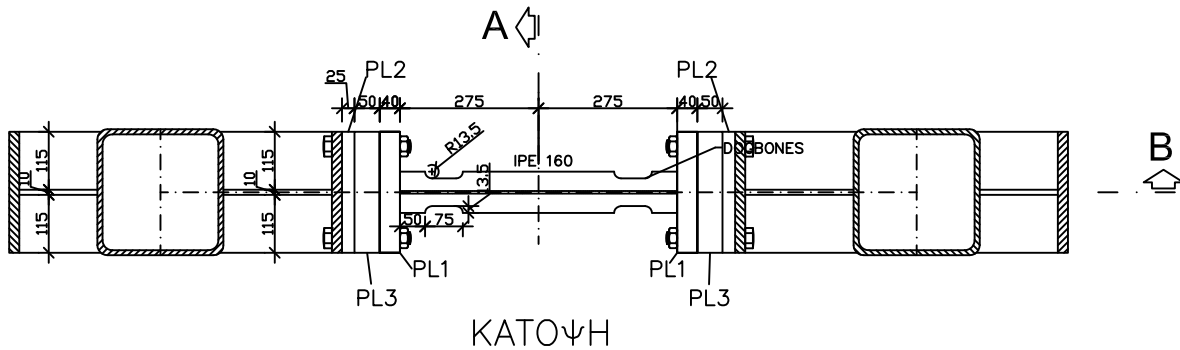
S235J2

PCS 2



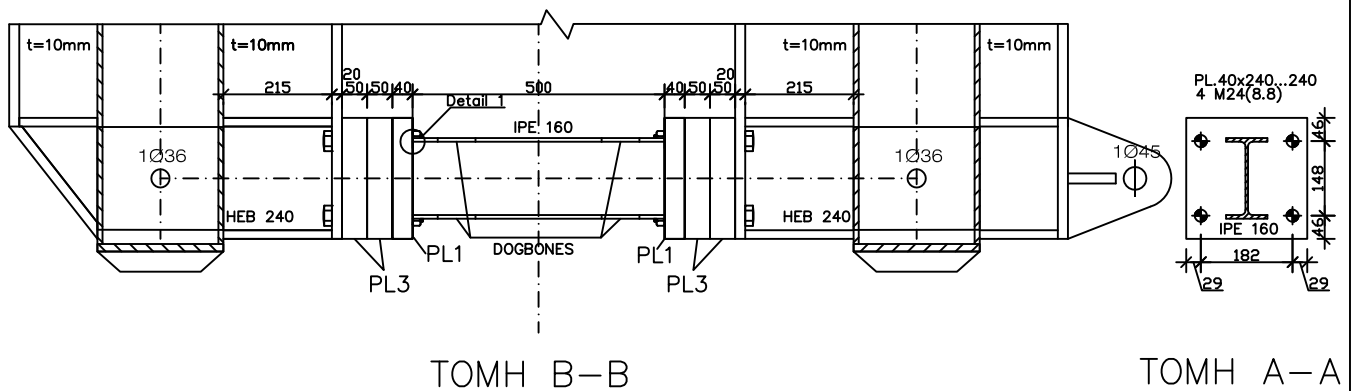
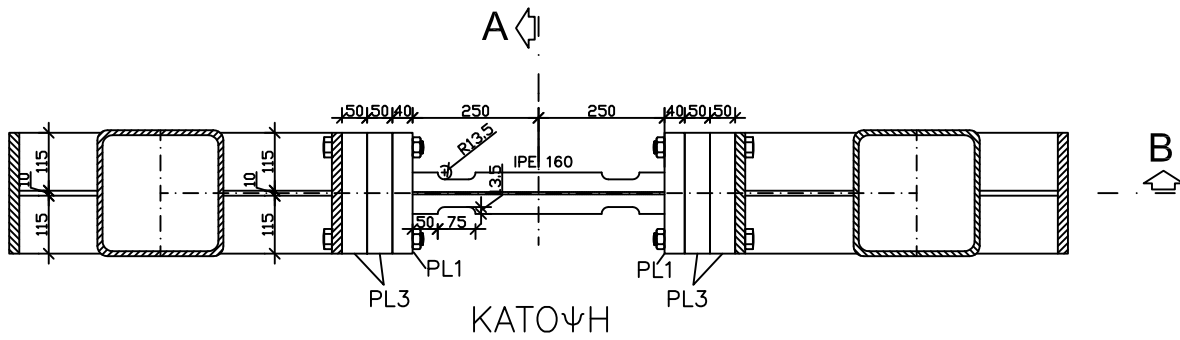
S4 : IPE 160 L=550mm

S235J2



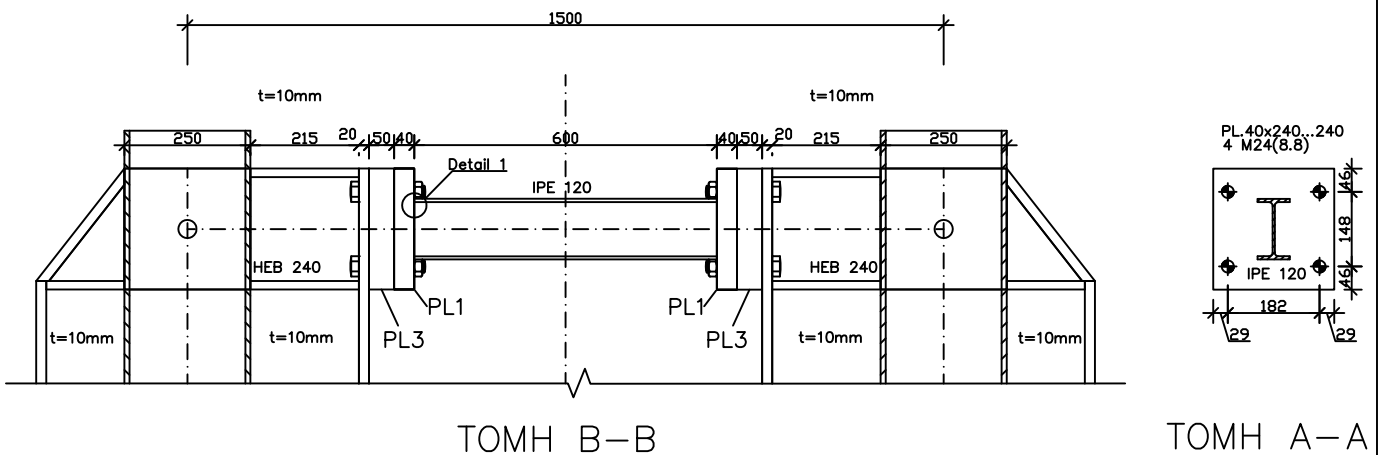
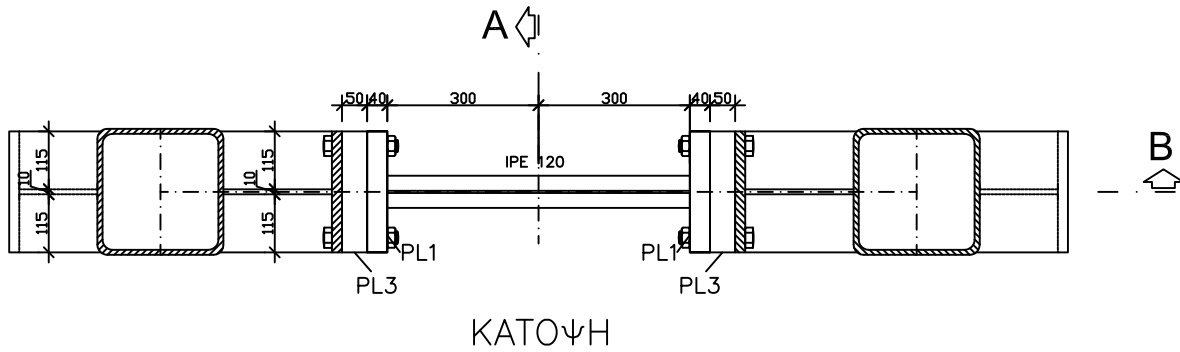
S5 : IPE 160 L=500mm

S235J2



S6 : IPE 120 L=600mm

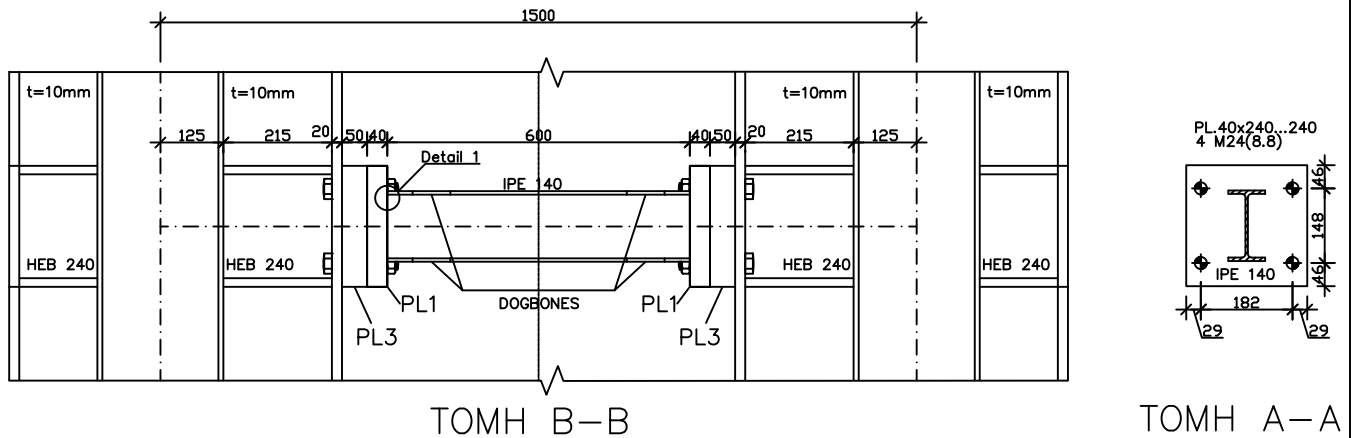
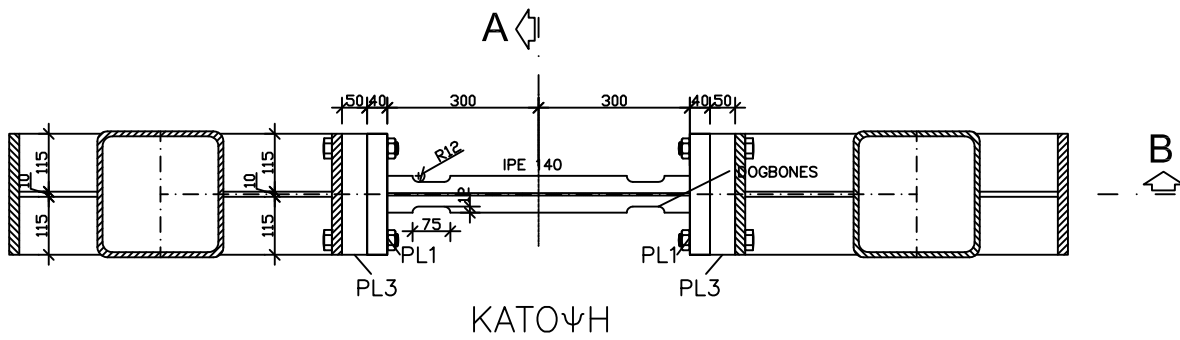
S235J2



S7 : IPE 140 L=600mm

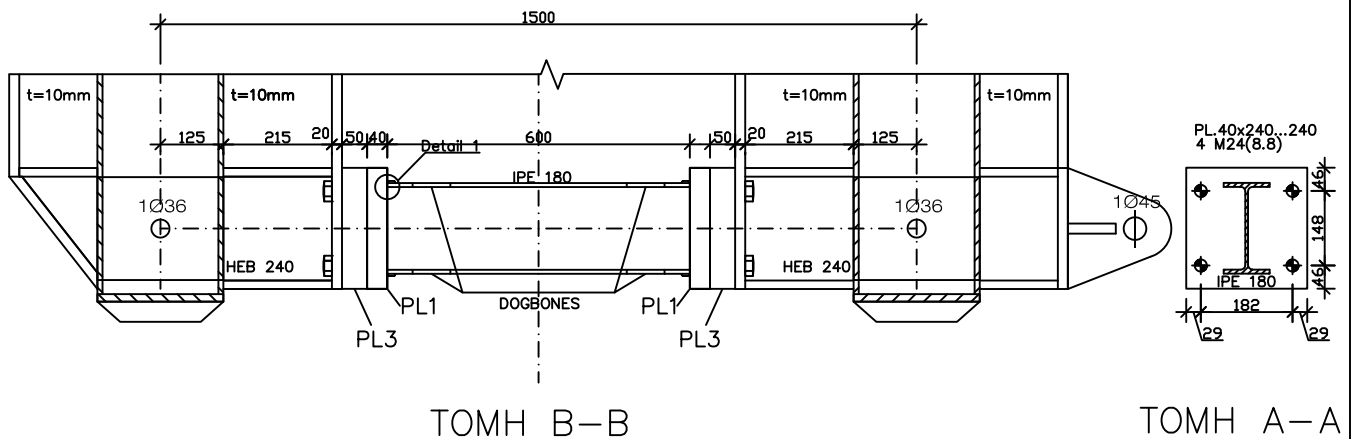
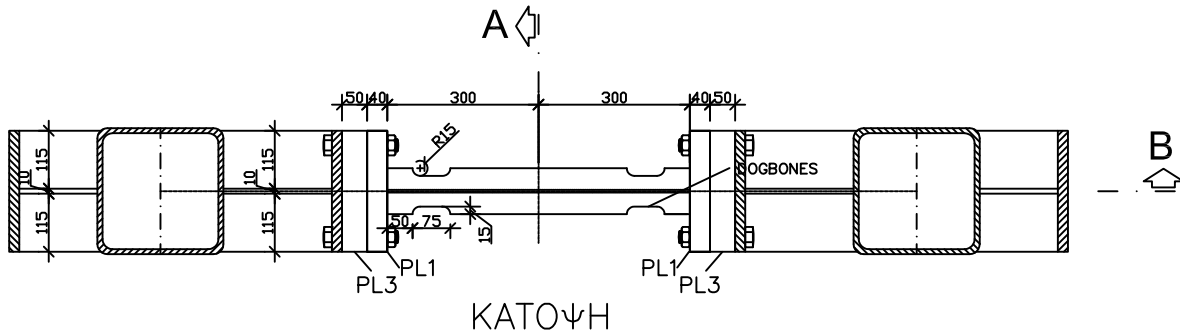
S235J2

PCS 2



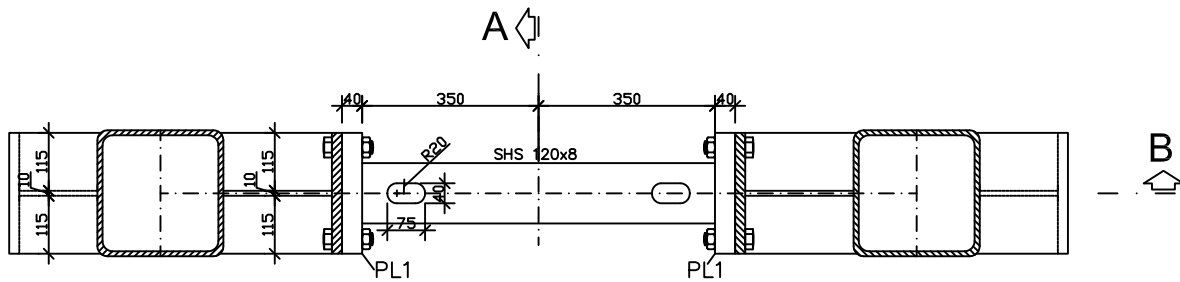
S8 : IPE 180 L=600mm

S235J2

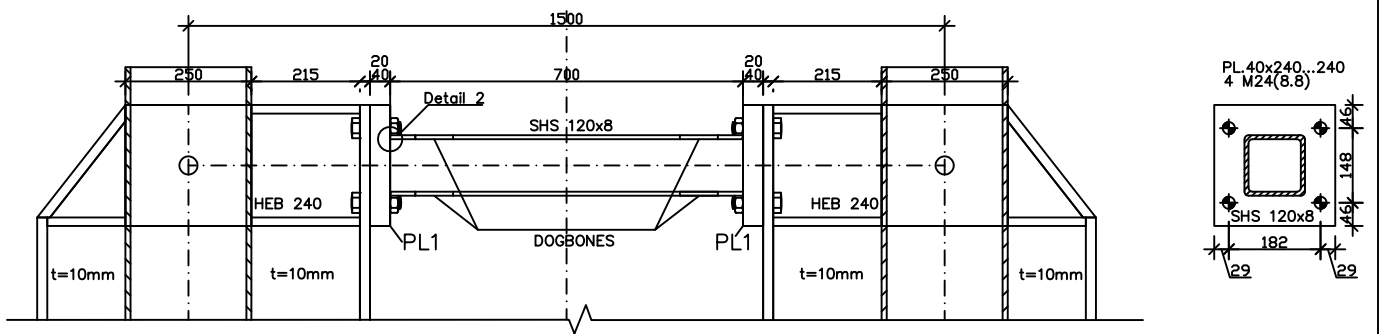


S9 : SHS120X8 L=700mm

S235J2



ΚΑΤΟΨΗ

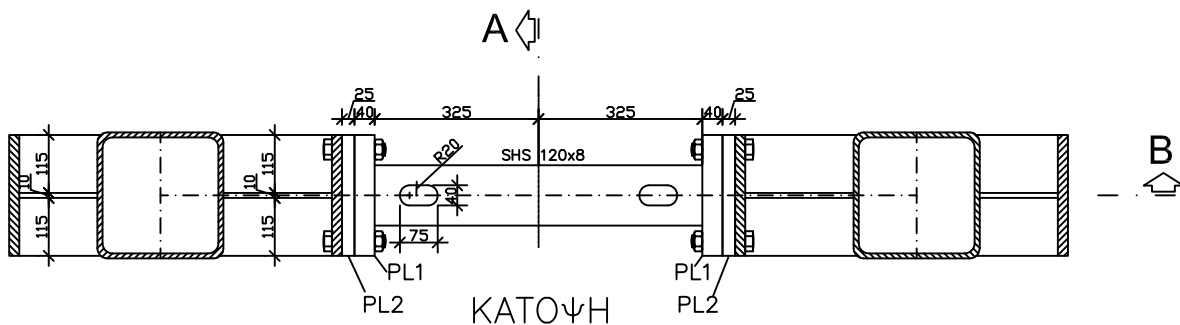


TOMH B-B

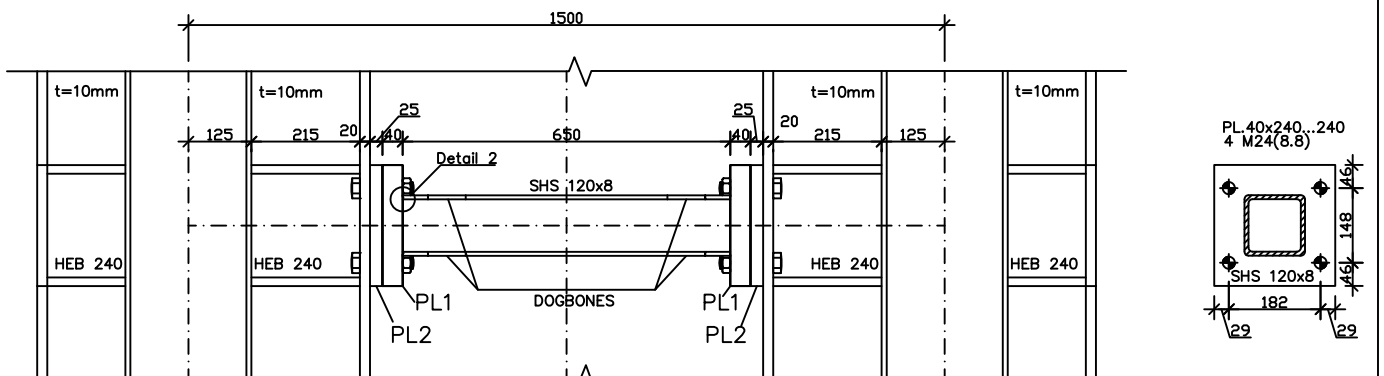
TOMH A-A

S10 : SHS120X8 L=650mm

S235J2



ΚΑΤΟΨΗ



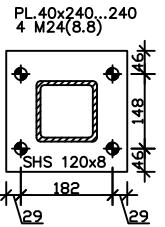
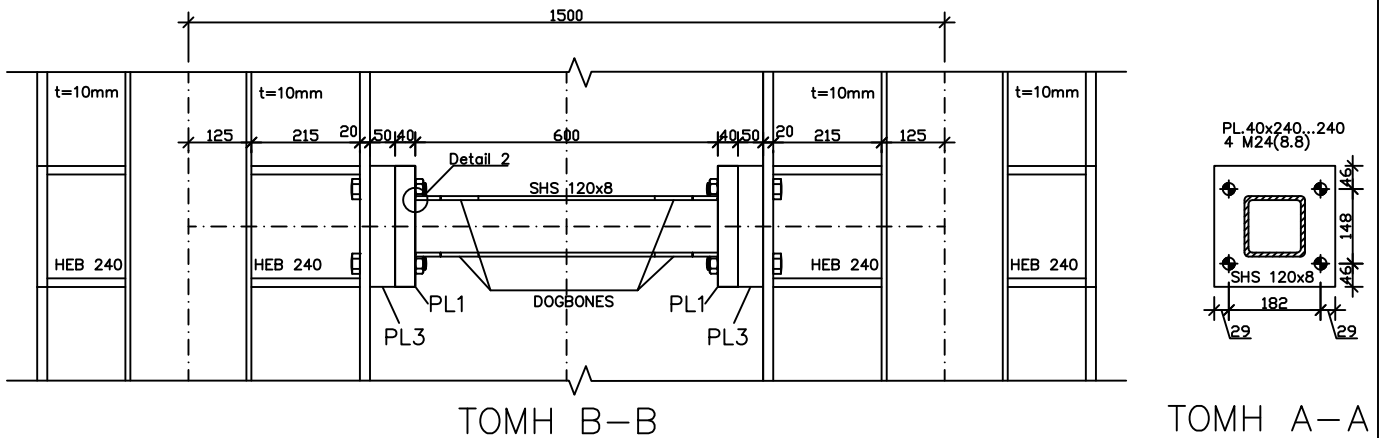
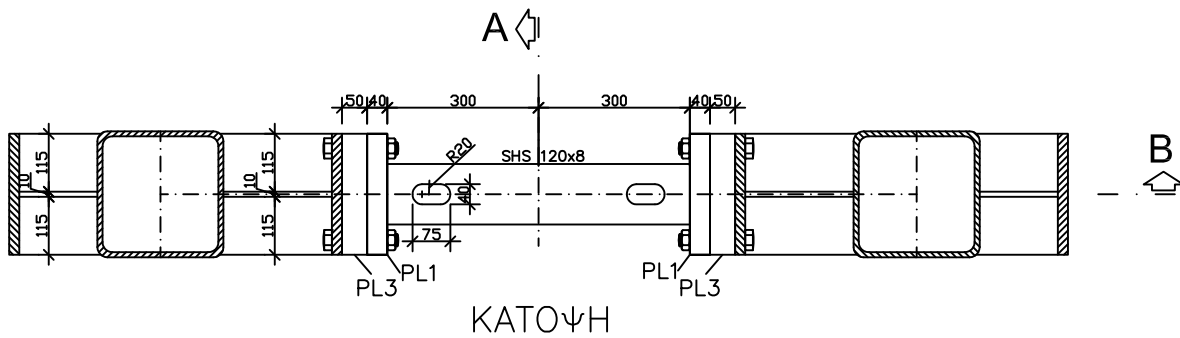
TOMH B-B

TOMH A-A

S11 : SHS120X8 L=600mm

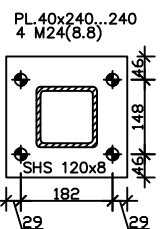
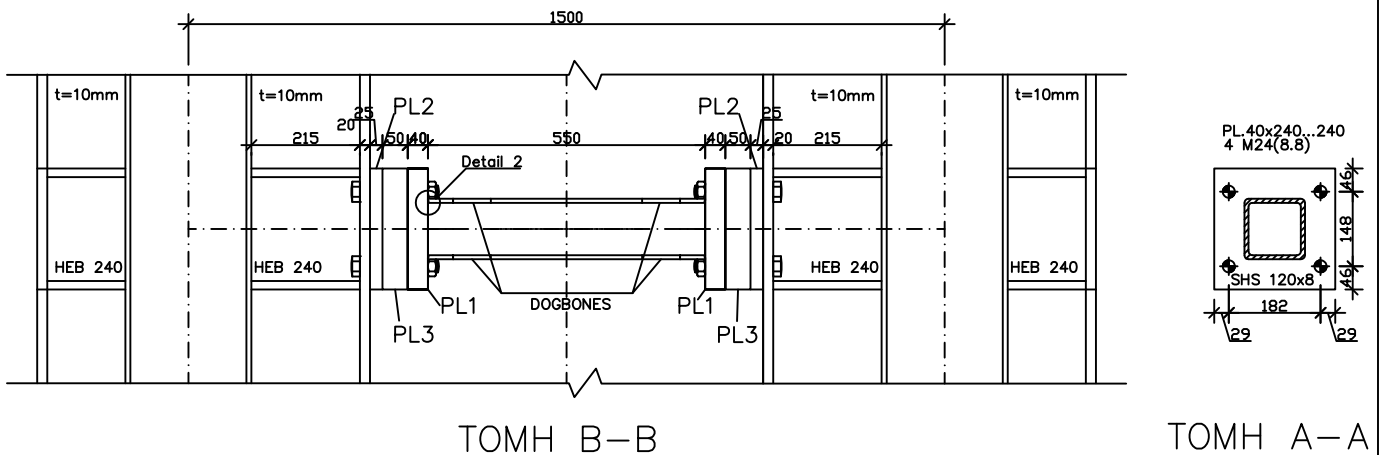
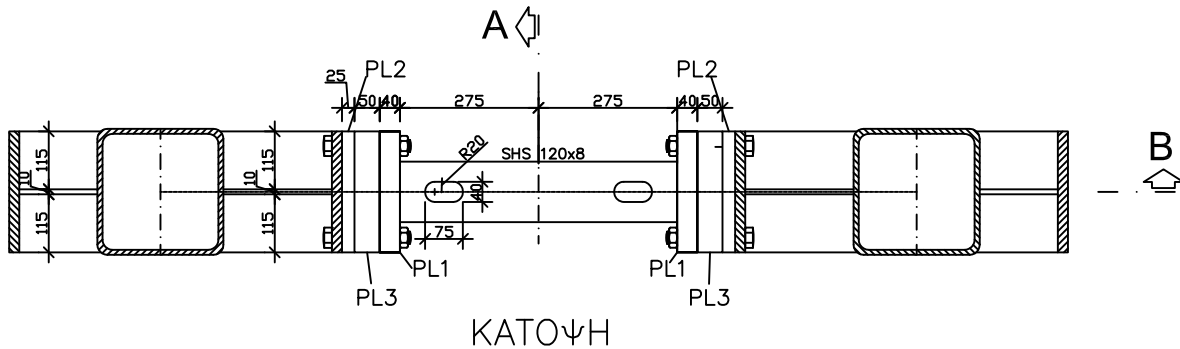
S235J2

PCS 2



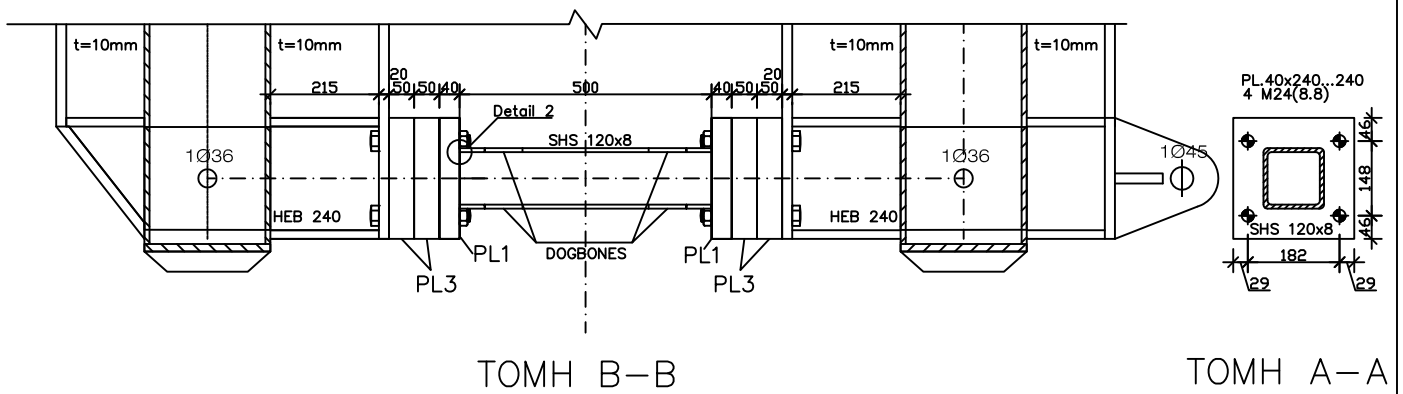
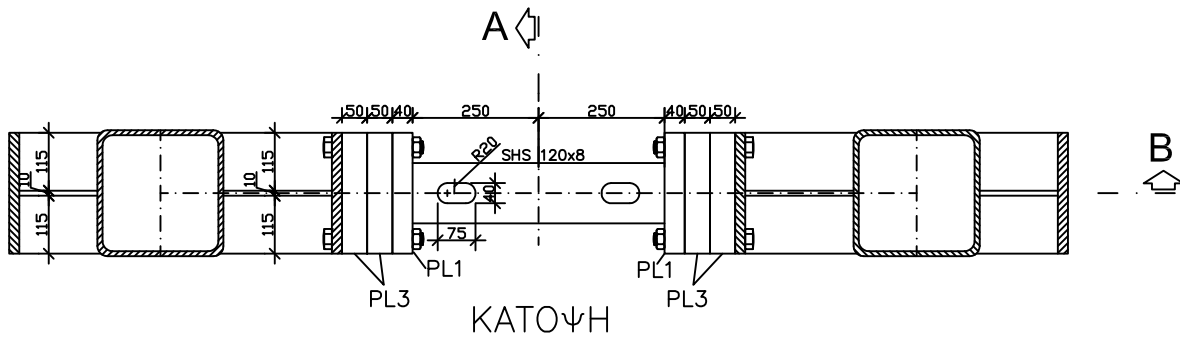
S12 : SHS120X8 L=550mm

S235J2



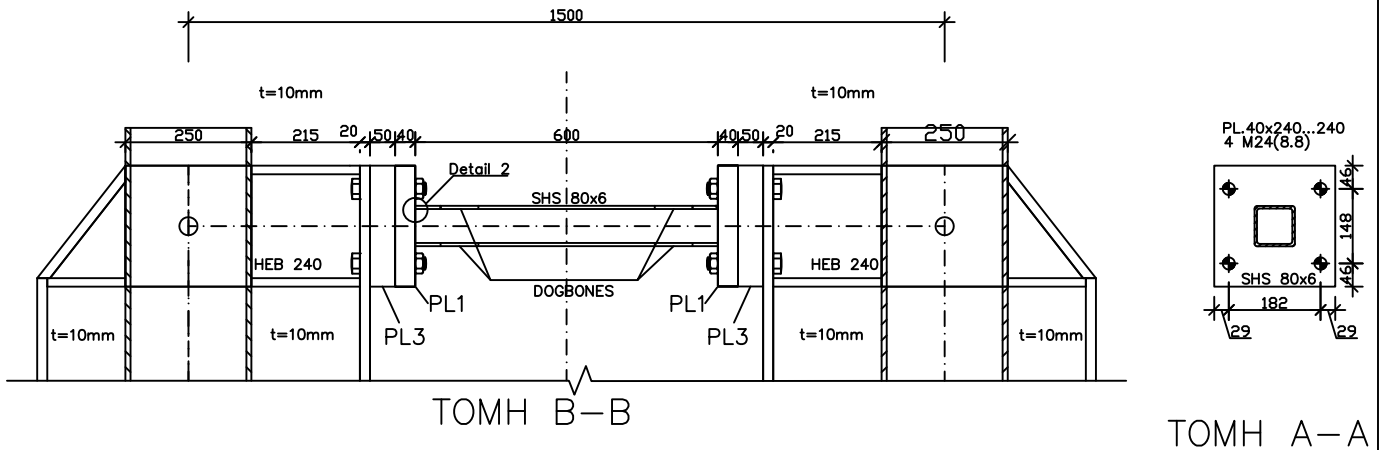
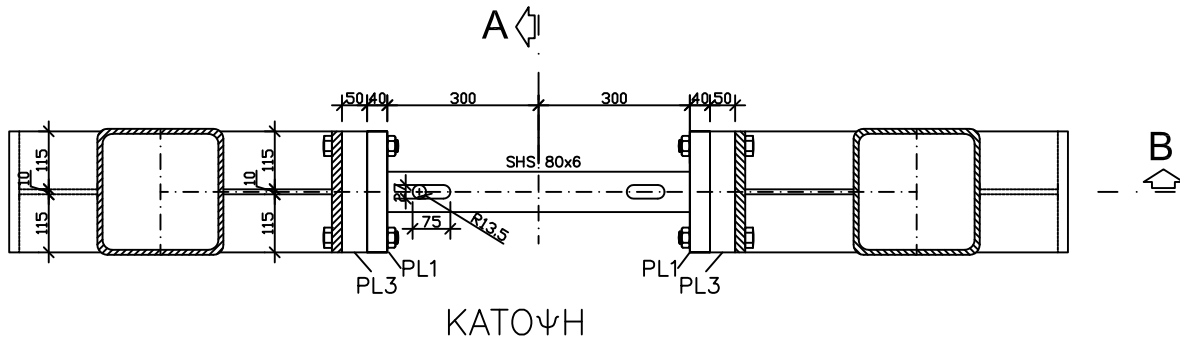
S13 : SHS120X8 L=500mm

S235J2



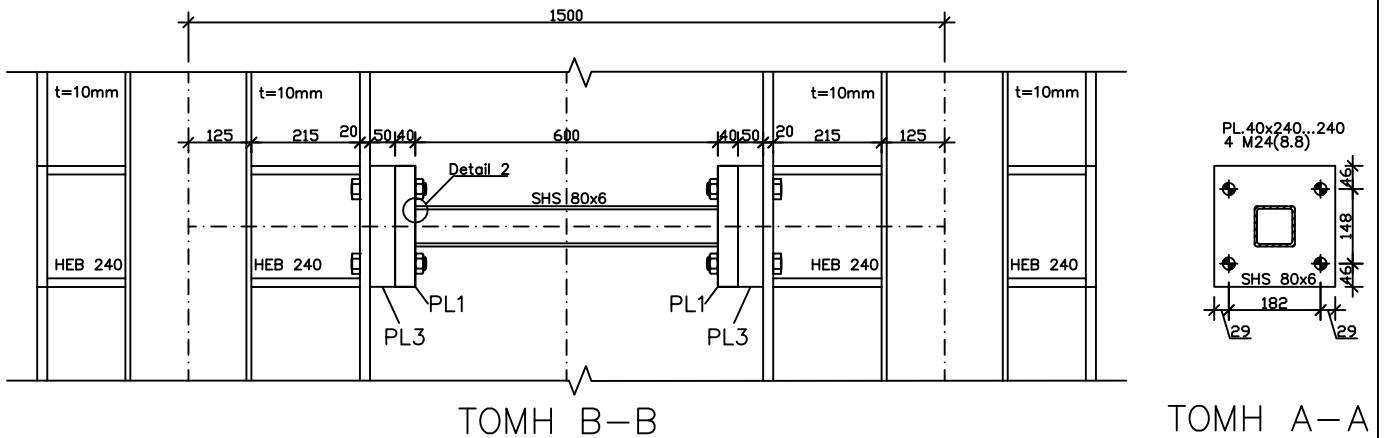
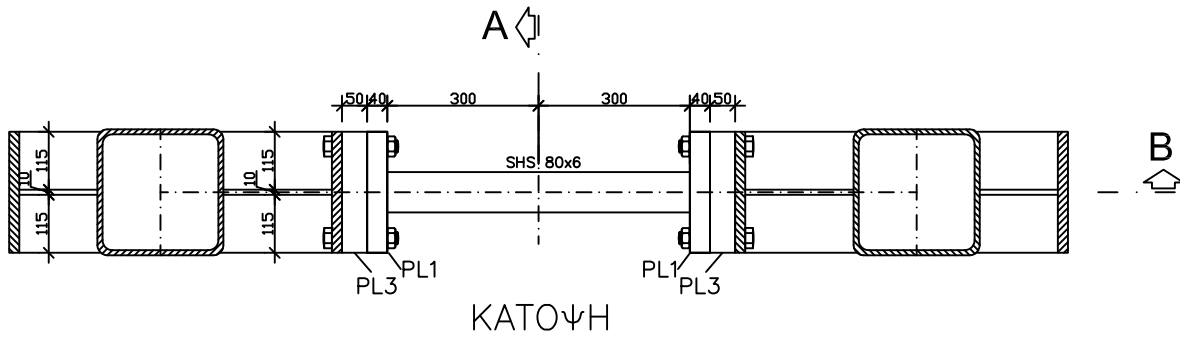
S14 : SHS 80X6 DOGBONE L=600mm

S235J2



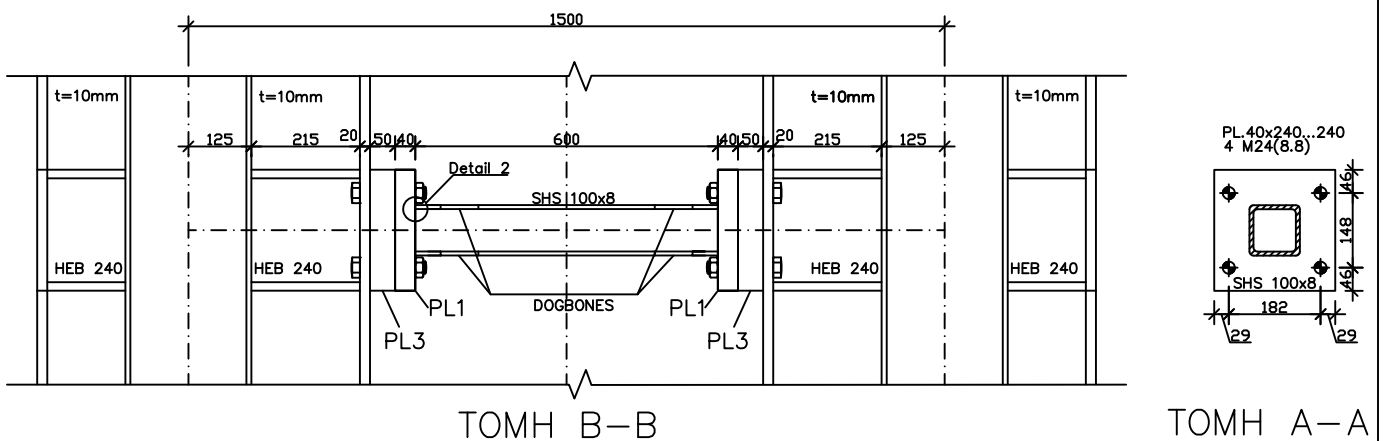
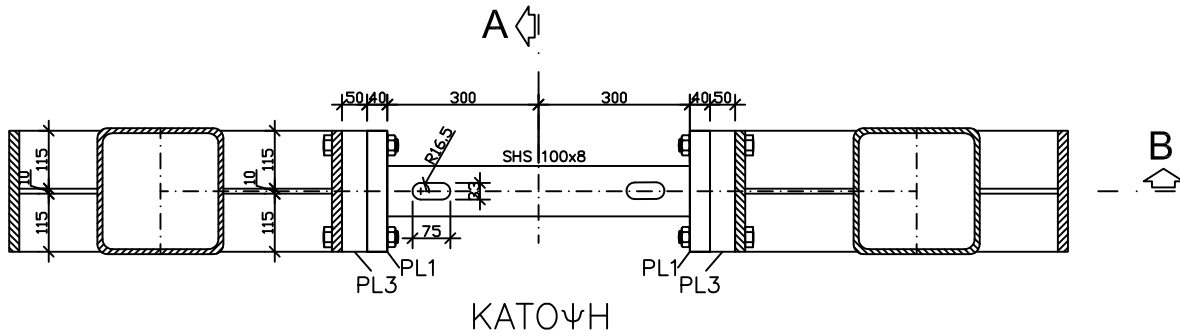
S15 : SHS 80X6 WITHOUT DOGBONE L=600mm

S235J2



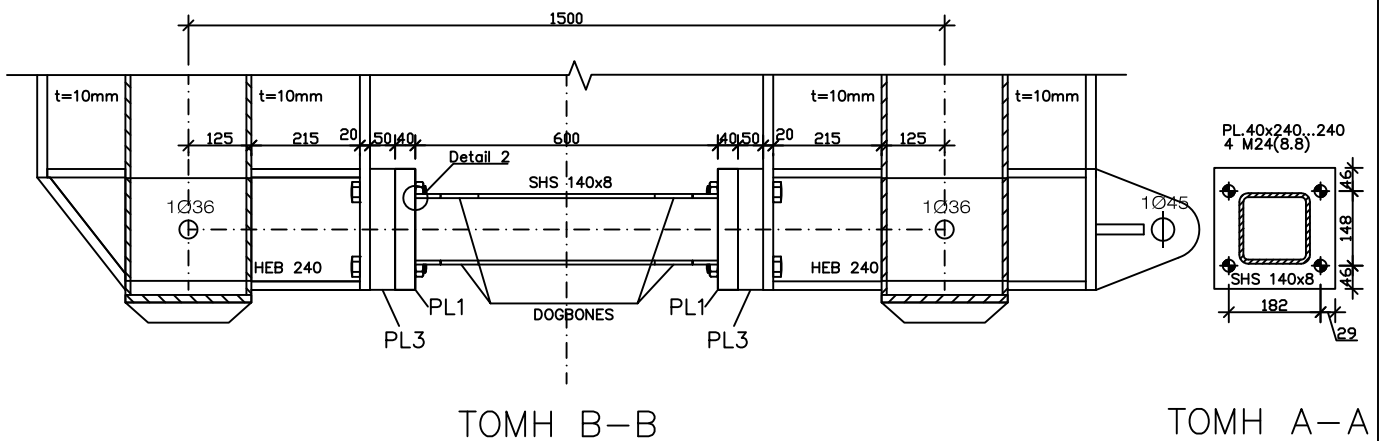
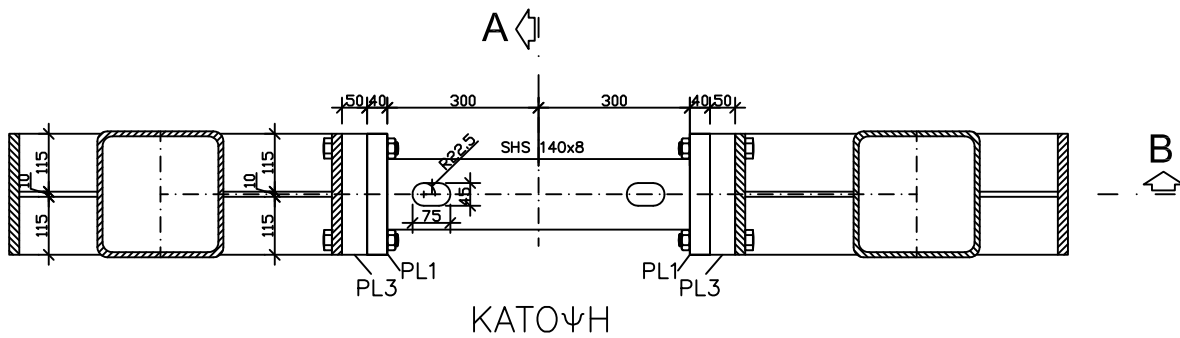
S16 : SHS 100X8 L=600mm

S235J2



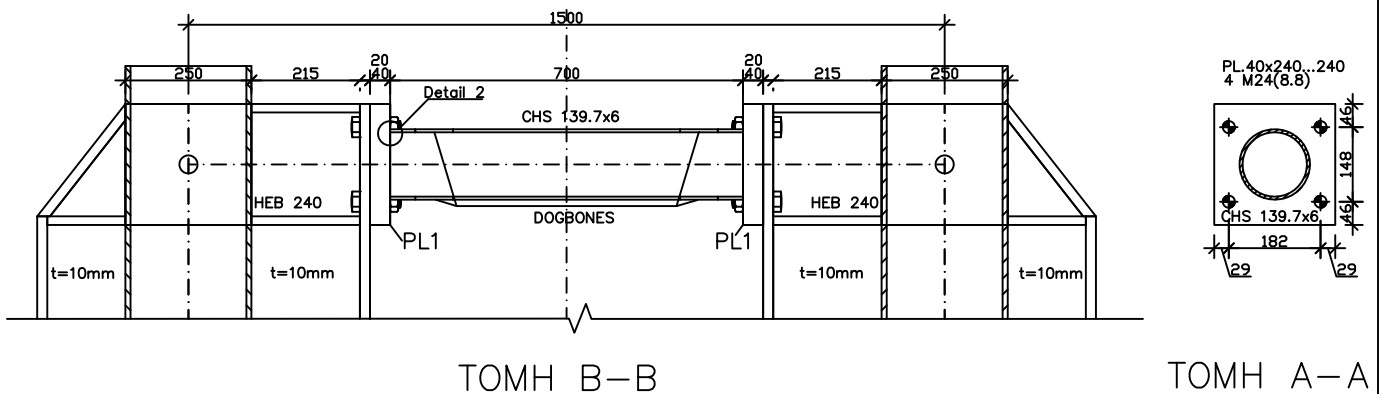
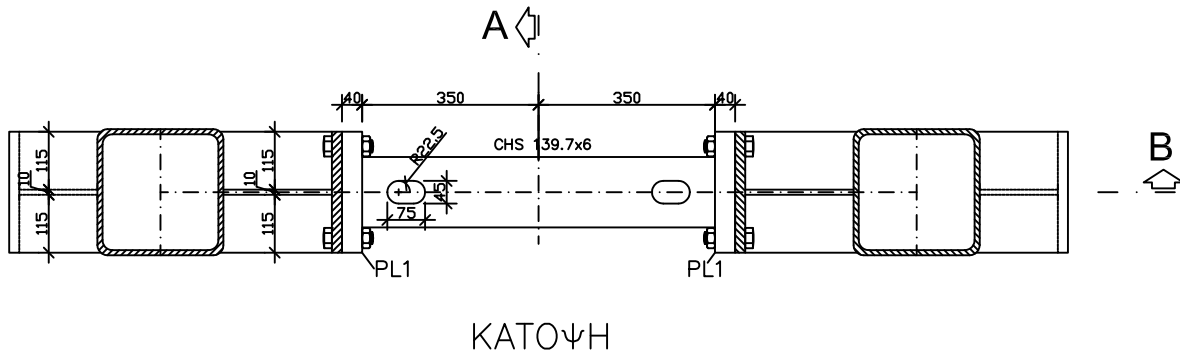
S17 : SHS 140X8 L=600mm

S235J2



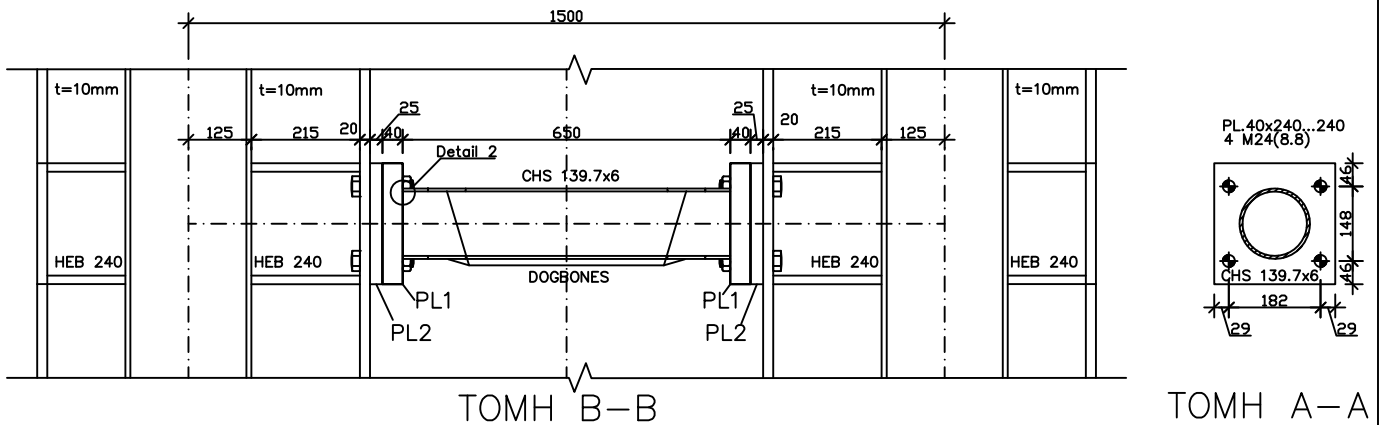
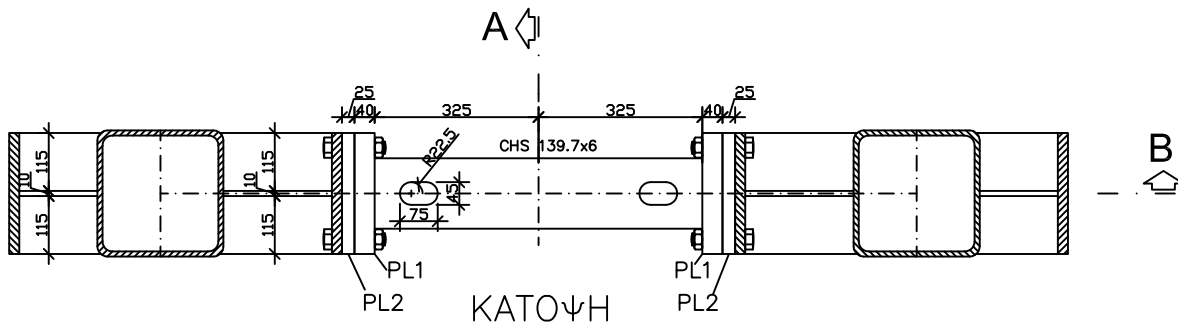
S18 : CHS139.7x6 L=700mm

S235J2



S19 : CHS139.7x6 L=650mm

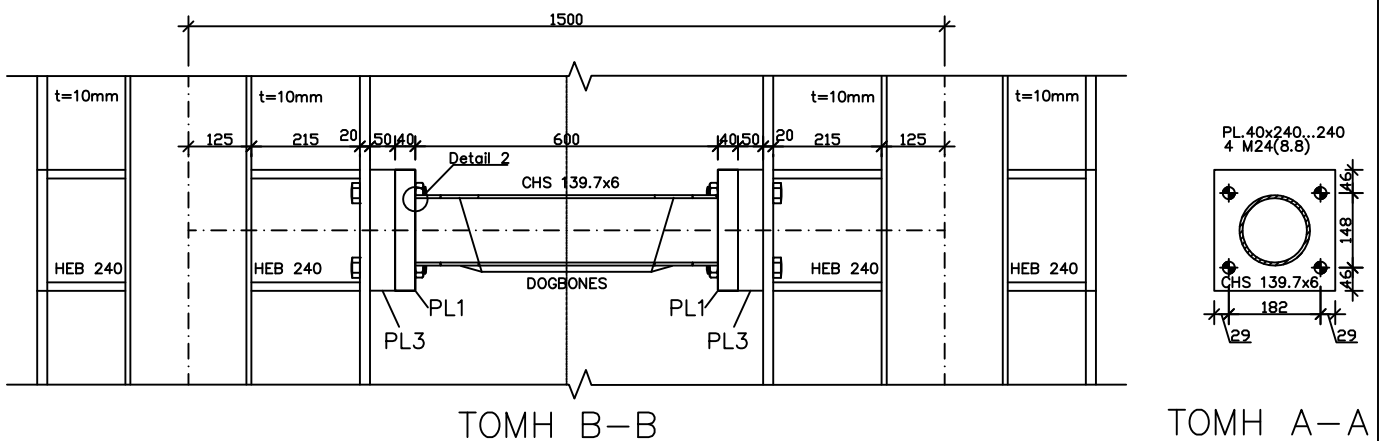
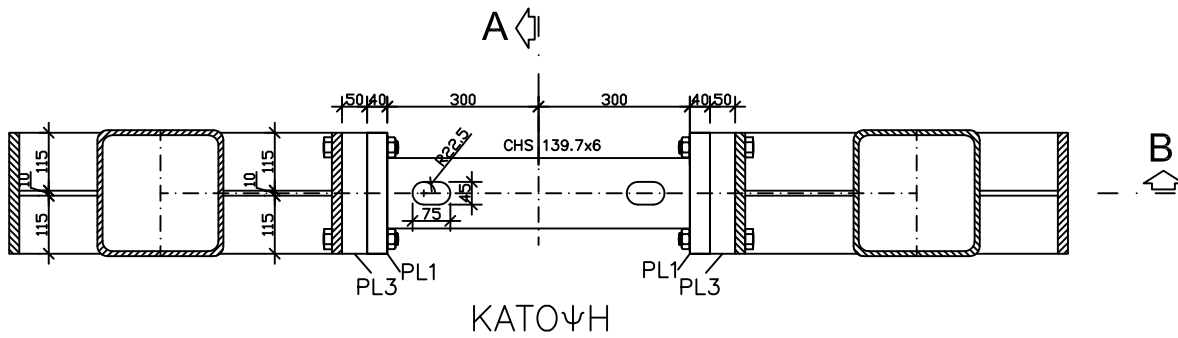
S235J2



S20 : CHS139.7x6 L=600mm

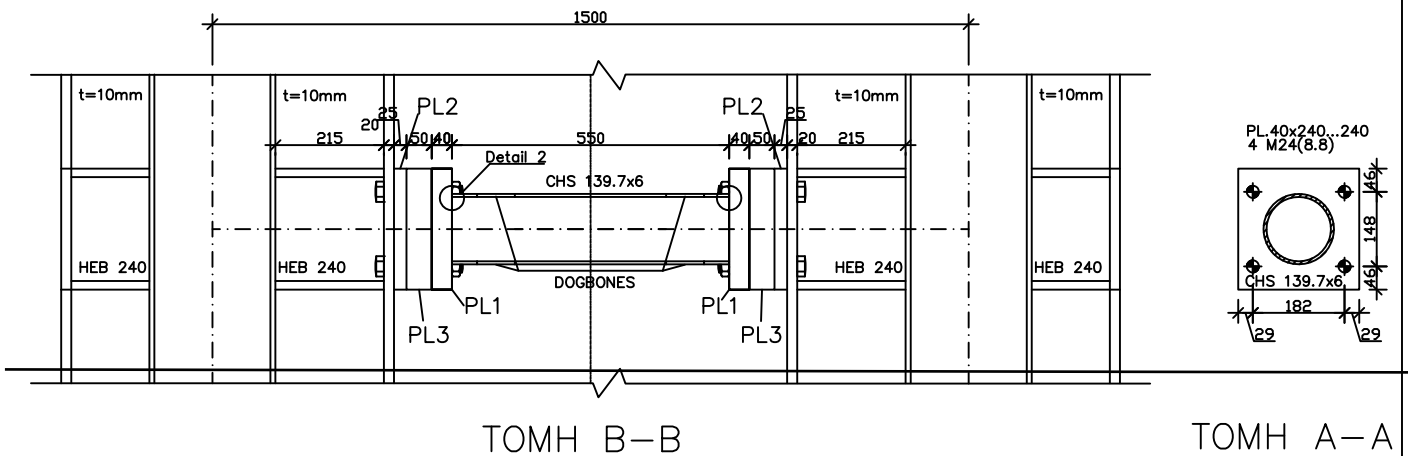
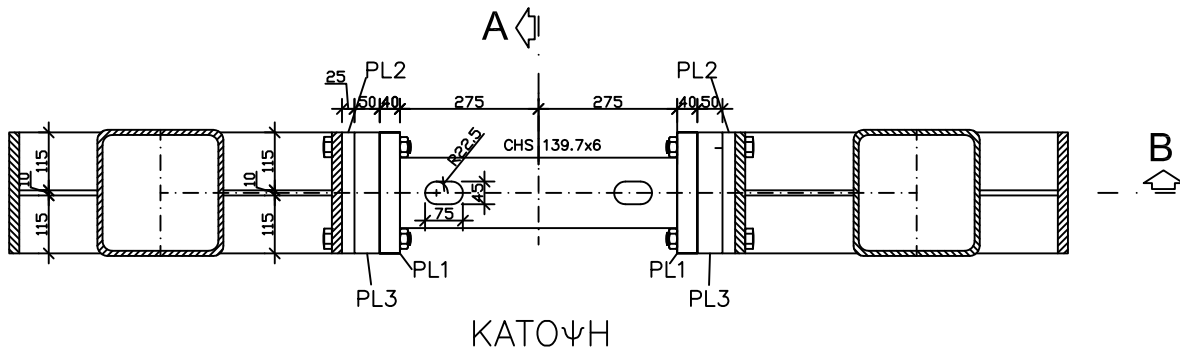
S235J2

PCS 2



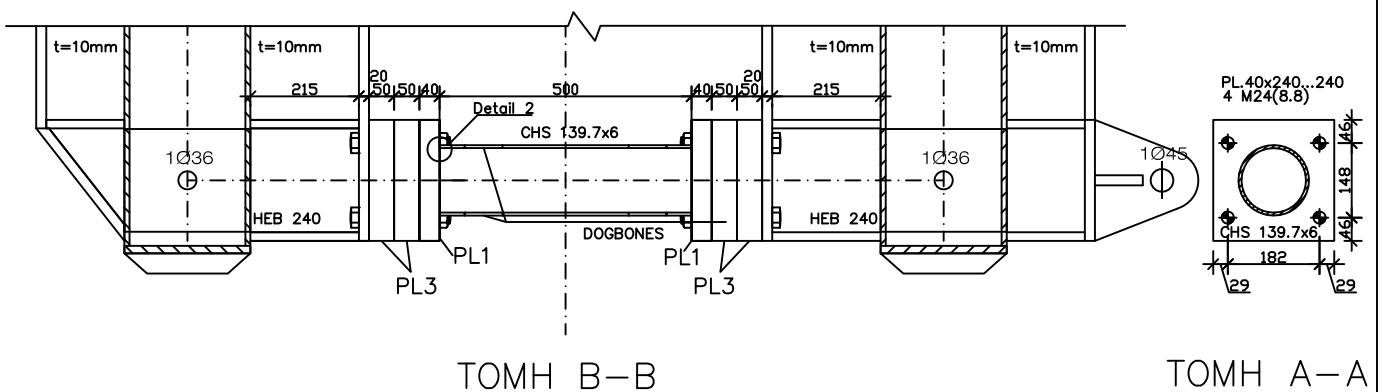
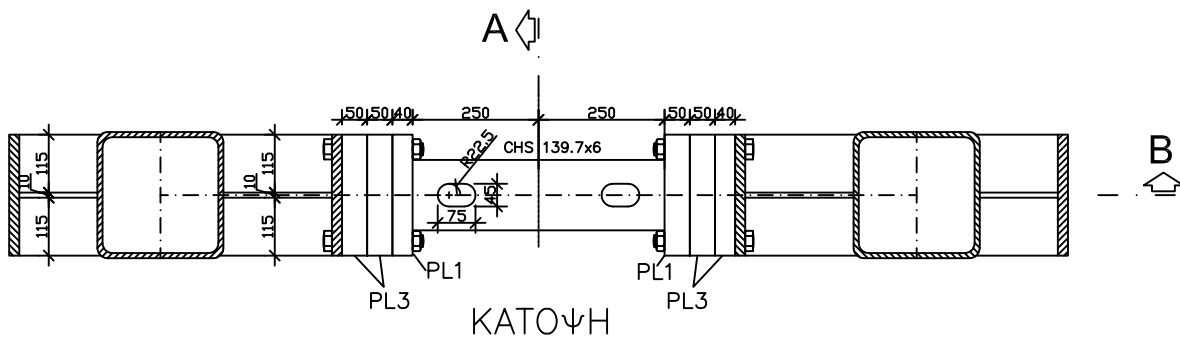
S21 : CHS139.7x6 L=550mm

S235J2



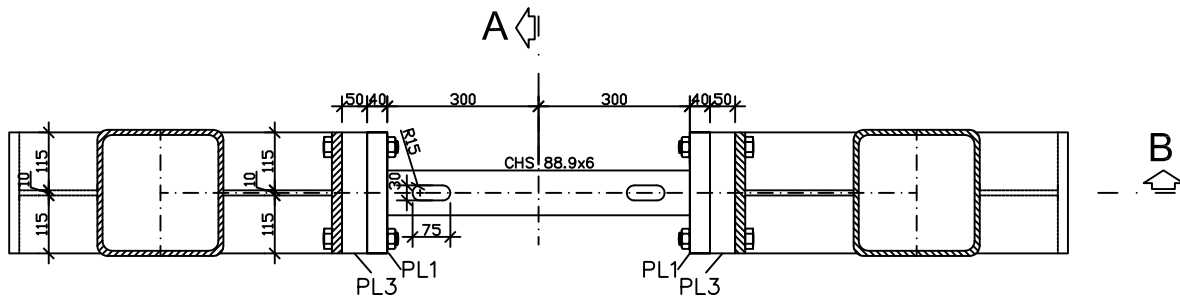
S22 : CHS139.7x6 L=500mm

S235J2

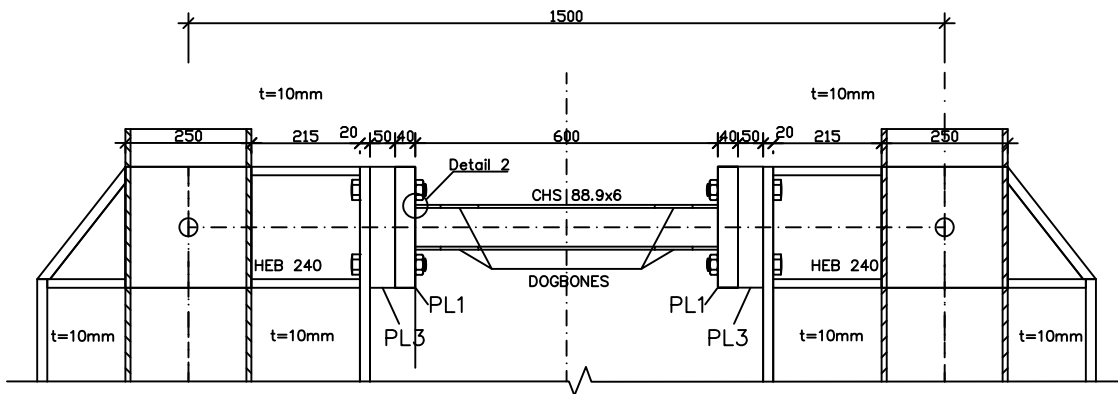


S23 : CHS 88.9x6 DOGBONE L=600mm

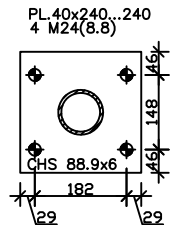
S235J2



ΚΑΤΟΨΗ



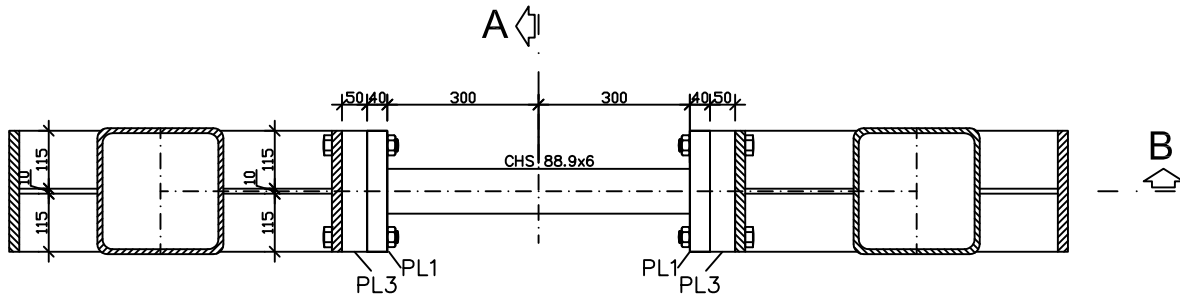
TOMH B-B



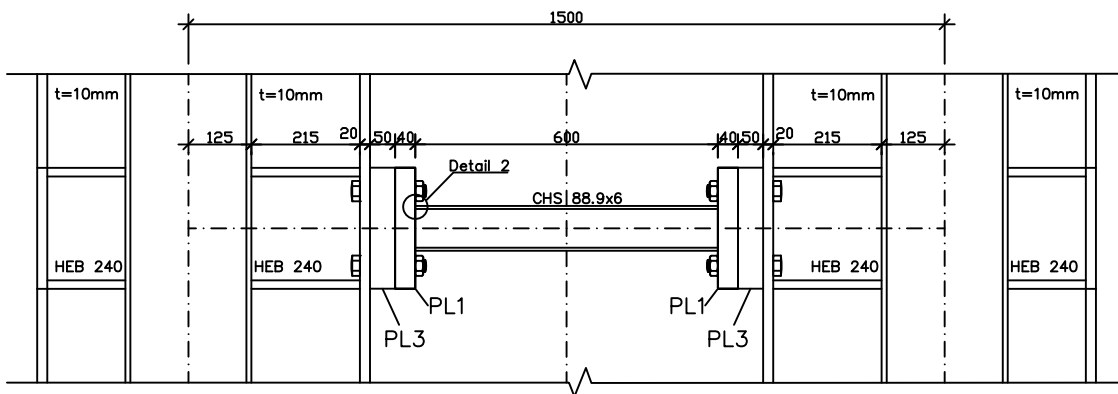
TOMH A-A

S24 : CHS 88.9x6 WITHOUT DOGBONE L=600mm

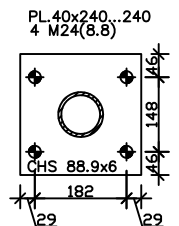
S235J2



ΚΑΤΟΨΗ



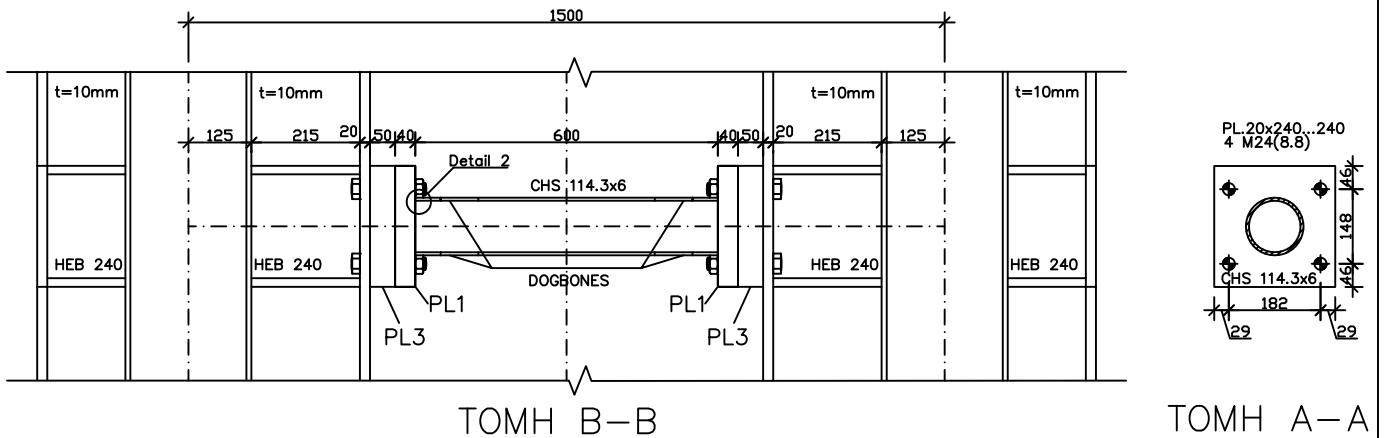
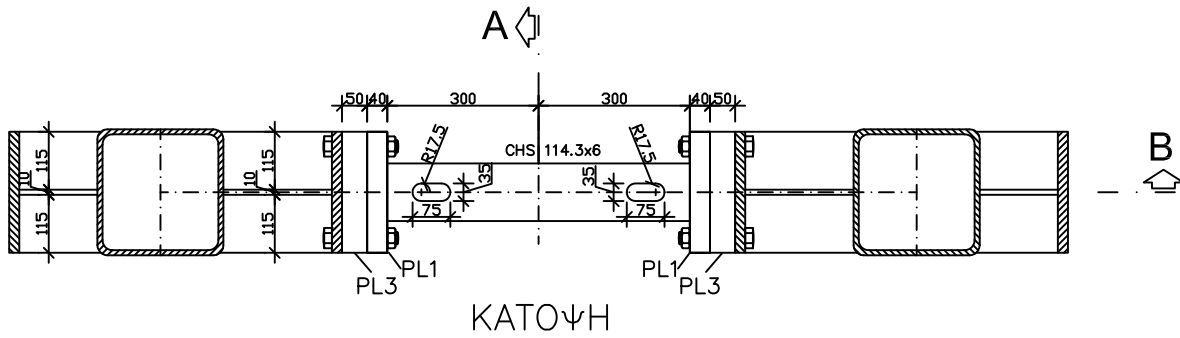
TOMH B-B



TOMH A-A

S25 : CHS 114.3x6 L=600mm

S235J2



S26 : CHS 168.3x6 L=600mm

S235J2

