



**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ**  
**ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**  
**ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ**  
**ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ**

**ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΚΑΙ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ  
ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΤΙΡΙΩΝ ΠΙΛΟΤΙΣ**

**ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**

**ΚΟΡΟΜΗΛΑΣ ΧΡΗΣΤΟΣ**

Επιβλέπων Καθηγητής: Μουζάκης Χαράλαμπος

Αθήνα, Ιούλιος 2018



## **ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ**

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον καθηγητή και επιβλέποντα κ. Χαράλαμπο Μουζάκη, αφενός γιατί μου έδωσε την ευκαιρία να εργαστώ πάνω σε ένα από τα πλέον ενδιαφέροντα θέματα και αφετέρου, για την υποστήριξη και την πολύτιμη καθοδήγησή του καθ' όλη τη διάρκεια εκπόνησης της Διπλωματικής Εργασίας.

Θα ήθελα, επίσης, να ευχαριστήσω εξίσου θερμά την κ. Λουτσία Καραπίττα για τις συμβουλές και τις υποδείξεις της πάνω σε σημαντικά ζητήματα της Διπλωματικής Εργασίας.

Τέλος, ευχαριστώ την οικογένειά μου για τη στήριξη που μου προσέφερε κατά τη διάρκεια των σπουδών μου.

Αθήνα, Ιούλιος 2018

Χρήστος Κορομηλάς



## ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Αντικείμενο εργασίας της μελέτης αποτελεί η πειραματική και αριθμητική αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας κτιρίων Pilotis. Συγκεκριμένα, πραγματοποιείται μια σύγκριση των αποτελεσμάτων που προέκυψαν από την πειραματική δοκιμή που πραγματοποιήθηκε στο Εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου με τα αποτελέσματα αριθμητικής προσομοίωσης και ανάλυσης των φορέων αυτών κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Στο πρώτο κεφάλαιο αναλύονται τα ζητήματα της συμπεριφοράς των κτιρίων Pilotis και παρουσιάζεται ο στόχος της εργασίας.

Στη συνέχεια παρατίθεται η διερεύνηση της κατανεμημένης πλαστιμότητας και κάποιων πρόσθετων παραγόντων που επηρεάζουν την ανάλυση . Τα εξαγόμενα των διερευνήσεων αυτών εφαρμόζονται στην συνέχεια.

Στο τρίτο και τέταρτο κεφάλαιο παρουσιάζεται η πειραματική διαδικασία που ακολουθήθηκε και η προσομοίωση των δοκιμών.

Έπειτα, παρατίθενται τα αποτελέσματα της πειραματικής και αριθμητικής διαδικασίας και επιδιώκεται η σύγκριση τους. Συγκεκριμένα προκύπτουν οι καμπύλες ικανότητας των δοκιμών και προσδιορίζονται με δύο διαφορετικές μεθόδους οι στοχευόμενες μετακινήσεις των ανώτερων ορόφων τους.

Εν τέλει, παρουσιάζονται τα συμπεράσματα που προέκυψαν από τις συγκρίσεις των αποτελεσμάτων πειραματικής και αριθμητικής ανάλυσης και προτείνονται ενδιαφέροντα θέματα για περαιτέρω διερεύνηση.

## **SUMMARY**

The object of the study is the experimental and numerical assessment of the seismic capacity of Pilotis buildings. In particular, a comparison of the results obtained from the experimental test carried out at the Earthquake Engineering Laboratory of the National Technical University of Athens with the results of numerical simulation and analysis of these entities according to KAN.EPE.

The first chapter analyzes the issues of the behavior of the Pilotis buildings and presents the aim of the study.

Next, the investigation of distributed ductility and some additional factors influencing the analysis is presented. The excerpts of these investigations are then applied.

The third and fourth chapters present the experimental process followed and the simulation of the frames.

Then, the results of the experimental and numerical process are listed and their comparison is sought. In particular, the test curves of the frames are determined and the target displacements of their upper floors are determined by two different methods.

Finally, the conclusions drawn from the comparisons of the results of experimental and numerical analysis are presented and interesting topics for further investigation are proposed.

# Πίνακας περιεχομένων

|   |    |
|---|----|
| ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....   | 1  |
| 1.1 Στόχος και αφορμή της εργασίας .....  | 1  |
| 1.2 Χαρακτηριστικά των κτιρίων με πιλοτή .....  | 2  |
| 1.3 Οργάνωση εργασίας .....   | 3  |
| ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΠΡΟΣΘΕΤΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΑΝΑΛΥΣΗΣ .....   | 7  |
| 2.1 Διερεύνηση της ανελαστικής , μη γραμμικής ως προς τα υλικά , ανάλυσης των κατασκευών.....   | 7  |
| 2.1.1 Αντικείμενο και στόχοι.....   | 7  |
| 2.1.2 Συνοπτική περιγραφή της διαδικασίας.....  | 7  |
| 2.1.3 Θεωρητικές και τεχνικές λεπτομέρειες .....  | 8  |
| 2.1.4 Γενικά στοιχεία διερεύνησης.....  | 10 |
| 2.1.5 Αναλύσεις και Συμπεράσματα .....  | 16 |
| 2.2 Πρόσθετα στοιχεία στατικής, ανελαστικής ανάλυσης κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.....  | 29 |
| 2.2.1 Δυσκαμψία και αναπτυσσόμενη γωνία στροφής χορδής κατά τη διαρροή.....   | 29 |
| 2.2.2 Δυσκαμψία κατά την επίλυση κατακόρυφων φορτίων .....  | 31 |
| 2.2.3 Αξιολόγηση επίδρασης μεταβολής αξονικών δυνάμεων στην ανελαστική στατική ανάλυση .....  | 33 |
| 2.3 Αποτίμηση πλαισίου με εφαρμογή της στατικής ανελαστικής, μη γραμμικής ως προς τα υλικά, ανάλυσης και των διατάξεων του ΚΑΝ.ΕΠΕ..... | 38 |
| ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΔΙΑΤΑΞΗ .....   | 41 |
| 3.1 Περιγραφή και στόχοι του πειράματος .....   | 41 |
| 3.2 Υλικά κατασκευής και γεωμετρία των δοκιμίων .....   | 43 |
| 3.3 Όπλιση των δοκιμίων .....   | 45 |
| 3.4 Φόρτιση πλαισίων .....  | 47 |
| 3.5 Ανάλυση και αποτίμηση δοκιμίων.....   | 48 |
| ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΦΟΡΕΩΝ.....   | 51 |
| 4.1 Εισαγωγή.....   | 51 |
| 4.2 Στοιχεία προσομοίωσης βασικού φέροντος οργανισμού .....   | 51 |
| 4.2.1 Θεωρητική περιγραφή διαδικασίας προσομοίωσης φέροντος οργανισμού  | 51 |
| 4.2.2 Καθορισμός χαρακτηριστικών προσομοιώματος φέροντος οργανισμού .....   | 52 |
| 4.3 Προσομοίωση τοιχοποιίας .....   | 57 |

|   |           |
|---|-----------|
| 4.3.1 Εισαγωγικά στοιχεία.....  | 57        |
| 4.3.2 Θεωρητική βάση προσομοίωσης τοιχοποιίας.....  | 58        |
| 4.3.3 Χαρακτηριστικά προσομοιώματος τοιχοποιίας.....  | 61        |
| 4.4 Τελική προσομοίωση πλαισίων.....  | 65        |
| 4.4.1 Δοκίμιο Δ1-R1-BFR.....  | 65        |
| 4.4.2 Δοκίμιο Δ2-R2-BWAB .....  | 66        |
| 4.4.3 Δοκίμιο Δ3-R3-BWB .....   | 67        |
| 4.4.4 Δοκίμιο Δ4-T1-BWA .....   | 68        |
| <b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΚΑΙ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ .....</b>   | <b>69</b> |
| 5.1 Αποτελέσματα πειραματικής διαδικασίας .....   | 69        |
| 5.1.1 Προσδιορισμός ιδιομορφών δοκιμίων.....  | 69        |
| 5.1.2 Σεισμικές διεγέρσεις.....   | 70        |
| 5.1.3 Διαγράμματα τέμνουσας βάσης – σχετικής μετακίνησης ισογείου .....                             | 72        |
| 5.1.4 Καταγραφή ρωγμών .....  | 74        |
| 5.1.5 Περιβάλλουσες βρόγχων υστέρησης.....  | 75        |
| 5.2 Ανελαστική, στατική ανάλυση Pushover.....   | 80        |
| 5.2.1 Θεωρητικά στοιχεία.....   | 80        |
| 5.2.2 Κατακόρυφες επιλύσεις πλαισίων .....  | 82        |
| 5.2.3 Προσδιορισμός μηχανικής συμπεριφοράς δομικών στοιχείων .....                                  | 83        |
| 5.2.4 Κατανομή οριζόντιων φορτίων .....   | 87        |
| 5.2.5 Καμπύλες ικανότητας δοκιμίων .....  | 88        |
| 5.2.6 Επίδραση της κράτυνσης στις καμπύλες ικανότητας των δοκιμίων .....                            | 90        |
| 5.2.7 Σύγκριση καμπύλων ικανότητας και περιβαλλουσών καμπύλων πειραματικής διαδικασίας.....         | 93        |
| 5.3 Συμβολή προεντεταμένου οπλισμού στην καμπτική αντοχή των υποστλωμάτων .....                     | 96        |
| 5.3.1 Τελικά διαγράμματα ροπών – γωνιών στροφής χορδής υποστλωμάτων ..                              | 96        |
| 5.3.2 Τελικές καμπύλες ικανότητας δοκιμίων.....   | 99        |
| 5.3.3 Σύγκριση τελικών καμπύλων ικανότητας και περιβαλλουσών καμπύλων πειραματικής διαδικασίας..... | 102       |
| 5.4 Στοχευόμενη μετακίνηση κορυφής πλαισίων .....   | 108       |
| 5.4.1 Θεωρητικά στοιχεία.....   | 108       |
| 5.4.2 Προσδιορισμός στοχευόμενων μετακινήσεων από τις πειραματικές περιβάλλουσες.....               | 111       |



|  |     |
|--|-----|
| 5.4.3 Προσδιορισμός στοχευόμενων μετακινήσεων σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.<br>.....                 | 117 |
| 5.4.4 Σύγκριση μεθόδων προσδιορισμού στοχευόμενων μετακινήσεων<br>πειραμάτων και ΚΑΝ.ΕΠΕ. .... | 120 |
| ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 :ΣΥΝΟΨΗ, ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΚΑΙ ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ .....   | 125 |
| 6.1 Σύνοψη εργασίας.....   | 125 |
| 6.2 Συμπεράσματα.....  | 126 |
| 6.3 Προτάσεις για περαιτέρω έρευνα.....  | 129 |
| ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ .....   | 130 |
| ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΕΙΚΟΝΩΝ .....  | 131 |
| ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΠΙΝΑΚΩΝ .....  | 132 |
| ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΩΝ .....   | 133 |



# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΕΙΣΑΓΩΓΗ

## 1.1 Στόχος και αφορμή της εργασίας

Η Ελλάδα χαρακτηρίζεται ως μια από τις πλέον σεισμογενείς χώρες της Ευρώπης με άμεση συνέπεια την απώλεια πολλών ανθρώπινων ζώων και υπέρογκα οικονομικά κόστη τα τελευταία χρόνια. Το παράδοξο είναι ότι οι καταστροφικές, αυτές, συνέπειες προκλήθηκαν από μικρούς σχετικά σεισμούς, αρκετά ασθενέστερους από τους μέγιστους αναμενόμενους σε διάφορες τεκτονικές ζώνες της χώρας μας.

Το μεγάλο πρόβλημα εντοπίζεται στο γεγονός ότι πάνω από το 50% των κτιρίων που βρίσκονται σήμερα σε λειτουργία έχουν κατασκευαστεί πριν από το 1985, δηλαδή πριν την πρώτη βασική τροποποίηση του Αντισεισμικού Κανονισμού του 1959, ο οποίος ουσιαστικά βασιζόταν σε γνώσεις της δεκαετίας του 1930. Συνήθεις αδυναμίες που παρουσιάζουν τα κτίρια αυτά αποτελεί η έλλειψη ικανοτικών ελέγχων κόμβων δοκών – υποστυλωμάτων, ο σχηματισμός «μαλακών» ορόφων ισογείου, η χρήση χαμηλής ποιότητας σκυροδέματος και χάλυβα και η έλλειψη επαρκούς οπλισμού. Οι σεισμοί των τελευταίων χρόνων επιβεβαίωσαν την ανεπάρκεια διαθέσιμης αντοχής και πλαστιμότητας των κτιρίων αυτών προκειμένου να αντέξουν, ακόμα και μέτριας έντασης, σεισμικές διεγέρσεις. Έτσι, η έντονη ανοικοδόμηση, που επικράτησε τις δεκαετίες του 1960 – 1970 στα μεγάλα αστικά κέντρα της Ελλάδας, έχει ως αποτέλεσμα, σήμερα, το μεγαλύτερο μέρος των κτιρίων της συγκεκριμένης εποχής να υστερούν σημαντικά από πλευράς σεισμικής επάρκειας σε σχέση με τα σύγχρονα κτίρια. Μεγάλο ποσοστό αυτών των κατασκευών είναι πολώροφα κτίρια με διαμόρφωση ελεύθερου χώρου (pilotis) στο ισόγειο και εξωτερική τοιχοποιία στους υπόλοιπους ορόφους. Οι κατασκευές αυτές παρουσιάζουν μια ιδιαίτερη σεισμική συμπεριφορά η οποία παρουσιάζεται παρακάτω.

Με στόχο την ανάλυση της σεισμικής συμπεριφοράς των κτιρίων με πιλοτή, τα οποία κατασκευάστηκαν σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959, και την διερεύνηση των επεμβάσεων για την αντιμετώπιση των προβλημάτων πραγματοποιήθηκε πειραματική έρευνα στο Εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου. Για την πραγματοποίηση των πειραματικών εφαρμογών χρησιμοποιήθηκε σεισμικός προσομοιωτήρας ο οποίος είναι εγκατεστημένος στο Εργαστήριο, ενώ το ερευνητικό έργο χρηματοδοτήθηκε από τον Οργανισμό Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (Ο.Α.Σ.Π.).

Στόχος της παρούσας εργασίας είναι η πειραματική και αριθμητική αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς κτιρίων Pilotis. Προς τούτο πραγματοποιείται σύγκριση των αποτελεσμάτων της πειραματικής διαδικασίας με τα αποτελέσματα της αριθμητικής προσομοίωσης και ανάλυσης των αντίστοιχων φορέων.

## 1.2 Χαρακτηριστικά των κτιρίων με πιλοτή

Σύμφωνα με τον Γενικό Οικοδομικό Κανονισμό (Γ.Ο.Κ.), πιλοτή είναι ο ελεύθερος, ημιυπαίθριος χώρος ισόγειου που δημιουργείται όταν το κτίριο κατασκευάζεται σε υποστυλώματα και συνήθως δεν προσμετράται στον συντελεστή δόμησης. Στις περιπτώσεις κτιρίων με πιλοτή μπορούν να καταταγούν και άλλα κτίρια τα οποία δεν έχουν ελεύθερο ισόγειο, σε σχέση με τους ορόφους, έχουν όμως πολύ μειωμένες τοιχοπληρώσεις, όπως συμβαίνει, παραδείγματος χάριν, σε καταστήματα ή γραφεία που λειτουργούν στο ισόγειο κτιρίων. Στην Ελλάδα η διαμόρφωση του ισόγειου των πολυώροφων κτιρίων σε ελεύθερο χώρο πιλοτής είναι πολύ διαδεδομένη για το λόγο ότι ο Γ.Ο.Κ. παρέχει δυνατότητες και διευκολύνσεις για την εφαρμογή τέτοιων λύσεων εδώ και πολλές δεκαετίες. Επίσης, αποτελεί και μια ικανοποιητική αρχιτεκτονική, αλλά και λειτουργική, λύση για την αξιοποίηση του ισόγειου των κατασκευών.



**Εικόνα 1-1: Κτίριο με πιλοτή ισόγειου**

Ωστόσο, τα κτίρια με πιλοτή τα οποία έχουν μελετηθεί με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 είναι ιδιαίτερα ευάλωτα σε σεισμικές καταπονήσεις, για το λόγο ότι ο κανονισμός στηριζόταν στην δομική τεχνολογία και τις κοινωνικοοικονομικές παραμέτρους της εποχής της δεκαετίας του 1950. Την εποχή εκείνη, τα κτίρια με πιλοτή και καταστήματα στο ισόγειο ήταν ιδιαίτερα διαδεδομένα, ενώ οι επιπτώσεις του σεισμού σε αυτά ήταν άγνωστες.

Συγκεκριμένα, η ύπαρξη τοιχοποιίας σε όλους τους ορόφους πλην του ισόγειου, οδηγεί σε μειωμένη δυσκαμψία του ισόγειου, κατ' επέκταση στη συγκέντρωση μεγάλων οριζόντιων μετακινήσεων στο ισόγειο. Αυτό έχει ως συνέπεια μεγάλα εντατικά μεγέθη και, εν συνεχεία, αστοχίες στα υποστυλώματα του ισόγειου, οι οποίες συνοδεύονται από λυγισμό των οπλισμών των υποστυλωμάτων. Αυτή η συμπεριφορά δεν είναι αποδεκτή από τους συγχρόνους αντισεισμικούς κανονισμούς και τους ικανοτικούς ελέγχους, διότι προηγείται η αστοχία των υποστυλωμάτων αυτής των δοκών. Επίσης, ο σχεδιασμός ασθενέστερων δοκών οροφής ισόγειου δεν αποτελεί ικανοποιητική λύση καθώς, σε αυτή την περίπτωση, οι ζημιές επεκτείνονται και στους ανώτερους ορόφους.



**Εικόνα 1-2: Αστοχία στη βάση υποστυλωμάτων πιλοτής ισογείου**



**Εικόνα 1-3: Κατάρρευση κτιρίου μετά από σχηματισμό μηχανισμού πλαστικού ορόφου**

### **1.3 Οργάνωση εργασίας**

Αντικείμενο εργασίας της μελέτης αποτελεί η πειραματική και αριθμητική αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας κτιρίων Pilotis. Συγκεκριμένα, πραγματοποιείται μια σύγκριση των αποτελεσμάτων που προέκυψαν από την πειραματική δοκιμή που πραγματοποιήθηκε στο Εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου με τα αποτελέσματα αριθμητικής προσομοίωσης και ανάλυσης των φορέων αυτών. Επίσης, διερευνούνται κάποιοι πρόσθετοι παράγοντες που επηρεάζουν την ανάλυση, όπως η θεώρηση της κατανεμημένης πλαστιμότητας κατά την ανάλυση. Το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων που χρησιμοποιείται για την αριθμητική διαδικασία είναι το SeismoStruct 2016 της Seismosoft.

Κατά το πρώτο στάδιο της εργασίας επιδιώκεται η διερεύνηση μιας καινοτόμας μορφής στατικής, ανελαστικής ανάλυσης κατά την οποία λαμβάνεται υπόψη η κατανεμημένη πλαστιμότητα. Η δυνατότητα αυτής της ανάλυσης παρέχεται από το πρόγραμμα SeismoStruct 2016. Ο κύριος στόχος της διερεύνησης συνίσταται στην εξακρίβωση της συμβατότητας της ανάλυσης με τις οδηγίες και τις διατάξεις του Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων (ΟΑΣΠ, 2<sup>η</sup> αναθεώρηση 2017). Για την

εξυπηρέτηση αυτού του σκοπού, συγκρίνονται τα αποτελέσματά της με τα αντίστοιχα που προκύπτουν από την μεθοδολογία του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Στη συνέχεια, εξετάζονται και ορισμένοι πρόσθετοι παράγοντες που επιδρούν στην ανάλυση με τη μέθοδο “Βήμα προς Βήμα” και, κατ’ επέκταση, στην αποτίμηση των κατασκευών σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, όπως η “ισοδύναμη” ενεργός δυσκαμψία και η επίδραση της μεταβολής αξονικών δυνάμεων των υποστυλωμάτων. Τελικό στάδιο των διερευνήσεων αποτελεί η σύγκριση των αποτελεσμάτων της αποτίμησης του γυμνού πλαισίου, που περιγράφεται παρακάτω, εφαρμόζοντας τις μεθόδους κατανεμημένης και συγκεντρωμένης πλαστιμότητας σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Στόχος είναι να συγκριθεί η καμπύλη με τις αντίστοιχες πειραματικές και τις προκύπτουσες από τη μεθοδολογία του Κανονισμού και να εξακριβωθεί αν θα επαληθευτούν τα αρχικά συμπεράσματα στα οποία θα έχουμε καταλήξει

Το κύριο θέμα της εργασίας αφορά στην πειραματική και αριθμητική αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας των κτιρίων Pilotis. Αρχικά, θα γίνει μια αναφορά στην πειραματική διαδικασία και στα εξεταζόμενα δοκίμια. Συγκεκριμένα, θα αναφερθούν τα υλικά, τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά και τα φορτία των δοκιμίων, οι οπλισμοί των στοιχείων, καθώς και οι διεγέρσεις που τους επιβλήθηκαν μέσω του σεισμικού προσομοιωτήρα. Κατά την παρούσα εργασία, τα δοκίμια με τα οποία θα ασχοληθούμε είναι τα τέσσερα πρώτα από τα οκτώ που εξετάστηκαν κατά την πειραματική διαδικασία..

Εν συνεχεία, αφού παρατεθούν ορισμένα θεωρητικά στοιχεία που αφορούν την προσομοίωση του φέροντος οργανισμού και της τοιχοποιίας των δοκιμίων, θα περιγραφεί αναλυτικά η διαδικασία προσομοίωσής τους στο πρόγραμμα SeismoStruct 2016 και θα προσδιοριστούν τα αντίστοιχα αριθμητικά στοιχεία. Ειδικά, θα αναλυθεί ο τρόπος προσομοίωσης των δοκιμίων και θα παρατεθούν τα υλικά, τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά και τα φορτία τους. Κατά συνέπεια, προκύπτουν τα προσομοιώματα του φέροντος οργανισμού των δοκιμίων σε μη ρηγματωμένη και ρηγματωμένη κατάσταση. Έπειτα, παρουσιάζεται η διαδικασία προσομοίωσης της τοιχοποιίας σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ και καθορίζονται τα τελικά μοντέλα των δοκιμίων.

Στο επόμενο βήμα, θα παρουσιαστούν τα αποτελέσματα, τόσο των πειραματικών δοκιμών των τεσσάρων πλαισίων, όσο και της ανελαστικής, στατικής ανάλυσης τους με τη μέθοδο “ Βήμα προς Βήμα”. Συγκεκριμένα, από την πειραματική διαδικασία προκύπτουν οι ιδιοπερίοδοι των δοκιμίων, οι βρόγχοι υστέρησης, ενώ καταγράφονται και οι εμφανιζόμενες ρωγμές των στοιχείων των δοκιμίων. Με δεδομένους τους βρόγχους υστέρησης σχεδιάζονται οι περιβάλλουσες αυτών σε διάγραμμα τέμνουσας βάσης –μετακίνησης ισογείου και ανώτερου ορόφου. Όσων αφορά στην υπερωθητική ανάλυση, θα πραγματοποιηθεί σύμφωνα με τις διατάξεις του Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων (ΟΑΣΠ, 2<sup>η</sup> αναθεώρηση 2017) και, μέσω αυτής, θα διαμορφωθούν οι καμπύλες ικανότητας των δοκιμίων. Επίσης, θα επιδιωχθεί μια εύλογη θεώρηση συμβολής της κρατύνσεως στις καμπύλες ικανότητας, καθώς και του οπλισμού προεντάσεως στην καμπτική αντοχή των υποστυλωμάτων και την σεισμική συμπεριφορά των δοκιμίων γενικότερα. Έπειτα, θα πραγματοποιηθούν συγκρίσεις

μεταξύ πειραματικών και αριθμητικών αποτελεσμάτων, μεταξύ αριθμητικών αποτελεσμάτων των τεσσάρων δοκιμίων και, τέλος, θα προσδιοριστούν και θα συγκριθούν οι στοχευόμενες μετακινήσεις των ανώτερων ορόφων των δοκιμίων ακολουθώντας δύο διαφορετικές μεθοδολογίες.

Ολοκληρώνοντας την διερεύνηση, θα παρατεθεί μια συνοπτική ανακεφαλαίωση των κύριων διεργασιών και αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν στην εργασία, θα εντοπιστούν και θα υπογραμμιστούν τα σημαντικότερα στοιχεία της και, εν τέλει, θα εξαχθούν βασικά συμπεράσματα που αποτελούν και τον βασικό στόχο της εργασίας.





## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΠΡΟΣΘΕΤΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΑΝΑΛΥΣΗΣ**

### **2.1 Διερεύνηση της ανελαστικής , μη γραμμικής ως προς τα υλικά , ανάλυσης των κατασκευών**

#### **2.1.1 Αντικείμενο και στόχοι**

Η στατική, μη γραμμική ως προς τις ιδιότητες των υλικών, ανάλυση αποτελεί μία εξελιγμένη, εναλλακτική ανελαστική μέθοδο, που προσφέρεται στα περισσότερα σύγχρονα στατικά προγράμματα . Η εφαρμογή της θεωρείται εύκολη και η ακρίβεια των αποτελεσμάτων της ικανοποιητική.

Αντικείμενο της μελέτης αποτελεί η εξοικείωση με την ανωτέρω μέθοδο ανάλυσης, η διερεύνηση των χαρακτηριστικών και των δυνατοτήτων της, καθώς και η δυνατότητα εφαρμογής της αντί άλλων, αντίστοιχων μεθόδων. Συγκεκριμένα, ο κύριος στόχος συνίσταται στην εξακρίβωση της συμβατότητας της ανάλυσης με τις οδηγίες και τις διατάξεις του Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων (ΟΑΣΠ, 2<sup>η</sup> αναθεώρηση 2017).

Το πρόγραμμα που επιλέχθηκε είναι το SeismoStruct 2016, στο οποίο παρέχεται η δυνατότητα εφαρμογής αυτής τη μεθόδου ανάλυσης.

#### **2.1.2 Συνοπτική περιγραφή της διαδικασίας**

Η μελέτη επικεντρώθηκε στον προσδιορισμό της συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων, αφού αυτή καθορίζει και τη σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής.

Συγκεκριμένα, ως το υπό εξέταση δομικό στοιχείο επιλέχθηκε ένα τετραγωνικό υποστύλωμα – πρόβολος .Η επιλογή αυτού στατικού μοντέλου βασίστηκε στην πιο εύκολη παρακολούθηση της ανάλυσης και μέτρηση των μεγεθών που ενδιαφέρουν την μελέτη.

Αρχικά, καθορίστηκαν για τον πρόβολο :

- i) τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά
- ii) τα υλικά κατασκευής, τα χαρακτηριστικά και οι ιδιότητες τους
- iii) οι οπλισμοί
- iv) η δρώσα αξονική δύναμη

Εν συνεχεία, εφαρμόζοντας τις διατάξεις και τις μαθηματικές σχέσεις που ορίζονται από τον Ελληνικό Κανονισμό Επεμβάσεων (ΟΑΣΠ, 2<sup>η</sup> αναθεώρηση 2017),

προσδιορίστηκαν τα μεγέθη που συνθέτουν την αντοχή του στοιχείου στις σεισμικές δράσεις. Συγκεκριμένα, υπολογίστηκαν:

- i) Η ροπή διαρροής  $M_y$
- ii) Η γωνία στροφής χορδής  $\theta_y$  κατά τη καμπτική διαρροή
- iii) Η γωνία στροφής χορδής  $\theta_u$  κατά την καμπτική αστοχία
- iv) Η διατμητική αντοχή  $V_{Ro}$  και  $V_{R(pl)}$

Κατά συνέπεια, έχει καθοριστεί η συμπεριφορά και η αντοχή του στοιχείου, όπως επιτάσσει ο Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων (ΟΑΣΠ, 2<sup>η</sup> αναθεώρηση 2017).

Με αυτά τα στοιχεία ως δεδομένα, προκύπτει το διγραμμικό διάγραμμα ροπών αντοχής και γωνιών στροφής χορδής του υποστυλώματος, το οποίο παρουσιάζει μια ολοκληρωμένη εικόνα της συμπεριφοράς του. Ο τρόπος της αστοχίας, η αντοχή έναντι αυτής της αστοχίας και η πλαστιμότητα σε όρους γωνιών στροφής χορδής είναι ορισμένα σημαντικά χαρακτηριστικά του στοιχείου που προβάλλονται από το διάγραμμα.

Κατόπιν, εισάγεται στο πρόγραμμα SeismoStruct 2016 το μοντέλο του υποστυλώματος. Ειδικά, περιγράφονται τα υλικά, η διατομή και οι οπλισμοί, καθώς και το είδος προσομοίωσης του στοιχείου. Ορίζονται οι κόμβοι και οι κινηματικές δεσμεύσεις, καθώς και τα φορτία. Συγκεκριμένα, τα φορτία αποτελούνται από ένα σταθερό κατακόρυφο, που αποτελεί την αξονική, και ένα οριζόντιο, συνεχώς αυξανόμενο με σταθερό βήμα, το οποίο εξυπηρετεί την οριζόντια φόρτιση της ανελαστικής ανάλυσης. Μείζονος σημασίας ζήτημα αποτελεί ο ορθός καθορισμός των κριτηρίων διαρροής και αστοχίας, ο οποίος αναλύεται εκτενέστερα σε επόμενη παράγραφο.

Πραγματοποιείται η Pushover ανάλυση και προκύπτουν τα αποτελέσματα της σε όρους δυνάμεων, ροπών, μετατοπίσεων και γωνιών στροφής χορδής. Συγκεντρώνονται αυτές οι τιμές και τα διαγράμματα, σχολιάζονται και συγκρίνονται με τα αντίστοιχα που προέκυψαν από τις διατάξεις του Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων (ΟΑΣΠ, 2<sup>η</sup> αναθεώρηση 2017).

Η διερεύνηση του συγκεκριμένου τύπου ανάλυσης καταλήγει σε συμπεράσματα που αφορούν την εφαρμογή της και τη συμβατότητά της με τον Ελληνικό Κανονισμό Επεμβάσεων (ΟΑΣΠ, 2<sup>η</sup> αναθεώρηση 2017).

### 2.1.3 Θεωρητικές και τεχνικές λεπτομέρειες

#### i) Προσομοίωση της μη-γραμμικότητας υλικών

Τα στοιχεία με κατανομημένη ανελαστική συμπεριφορά είναι ευρέως γνωστά και αξιοποιούνται στο πεδίο των αντισεισμικών αναλύσεων των κατασκευών. Η προσομοίωση τους, στα λογισμικά που προωθούν αυτή τη μέθοδο ανάλυσης, πραγματοποιείται με τη χρήση των Fibre Elements. Στην πραγματικότητα, πρόκειται για στοιχεία, των οποίων οι διατομές υποδιαιρούνται σε ίνες. Κάθε ίνα συνδέεται με

μια σχέση μεταξύ μονοαξονικών τάσεων και παραμορφώσεων. Η εντατική και παραμορφωσιακή κατάσταση της διατομής προκύπτει από την ενσωμάτωση του συνόλου των μη γραμμικών αποκρίσεων σε όρους τάσεων-παραμορφώσεων των ινών.

Η απαίτηση για υπολογισμό των αντοχών των μελών σε όρους ροπών και γωνιών στροφής χορδής αίρεται με τη χρήση των τέτοιων μοντέλων. Η υστερητική συμπεριφορά των μελών καθορίζεται από τις ιδιότητες των υλικών και υπολογίζονται αυτόματα. Επιπλέον, προσδιορίζονται άμεσα και για κάθε εντατική κατάσταση η αλληλεπίδραση αξονικού φορτίου και ροπής κάμψης, δυνατότητα η οποία δεν παρέχεται σε εναλλακτικούς τύπους ανάλυσης.

## **ii) Τύποι στοιχείων με ανελαστική συμπεριφορά**

Δύο τύποι πεπερασμένων στοιχείων Fibre δύνανται να εφαρμοστούν :

1) Στοιχεία που βασίζονται στις μετατοπίσεις (τύπου DB): Επιβάλλονται παραμορφώσεις στο στοιχείο , ενώ η τελική παραμορφωσιακή κατάσταση του συνάδει με μια γραμμική μεταβολή της καμπυλότητας.

2) Στοιχεία που βασίζονται στις δυνάμεις (τύπου FB): Σε αυτή την περίπτωση δεν υφίστανται περιορισμοί στην ανάπτυξη ανελαστικών παραμορφώσεων του στοιχείου, ενώ επιβάλλεται μια γραμμική μεταβολή των ροπών.

Κατά τη μελέτη, επιλέχθηκαν να εφαρμοστούν ένα στοιχείο από κάθε τύπο και συγκεκριμένα τα στοιχεία *infrmDBPH* (Displacement-Based Plastic Hinge) και *infrmFBPH*(Force-Based Plastic Hinge)

Οι δύο τύποι στοιχείων ακολουθούν τις επιταγές και τη συμπεριφορά που επιτάσσει η κατηγορία τους (DB και FB) στα ακραία τμήματα των μελών τους. Λόγω αυτής τις ιδιαιτερότητας η διαδικασία της ανάλυσης επιταχύνεται, ενώ τα αποτελέσματα θεωρούνται ικανοποιητικής ακρίβειας.

## **iii) Στατική, ανελαστική ανάλυση (Pushover)**

Αποτελεί τη συμβατική Pushover ανάλυση και εφαρμόζεται με στόχο την εκτίμηση της αντοχής της κατασκευής σε οριζόντιες, στατικές φορτίσεις. Καθορίζονται τα οριζόντια φορτία, τα οποία αυξάνονται σταδιακά από το πρόγραμμα. Η μέγιστη τιμή τους καθορίζεται, είτε από τον μελετητή όταν την ορίζει ο ίδιος μέσω κριτηρίων, είτε από την κατάρρευση της κατασκευής.

Εξαγόμενα της ανάλυσης Pushover αποτελεί η συμπεριφορά της κατασκευής και των επιμέρους μελών της, σε όρους μετατοπίσεων, γωνιών στροφής χορδής, δυνάμεων και ροπών, σε κάθε βήμα και για κάθε αύξηση της οριζόντιας φόρτισης.

## **iv) Γεωμετρική μη γραμμικότητα**

Κρίνεται αξιοσημείωτη η επιλογή, κατά την ανάλυση , της αγνόησης της επιρροής της γεωμετρικής μη γραμμικότητας, καθώς η επίδρασή της απενεργοποιήθηκε στις ρυθμίσεις της ανάλυσης.

## 2.1.4 Γενικά στοιχεία διερεύνησης

### i) Χαρακτηριστικά δομικού στοιχείου

Το δομικό στοιχείο που επιλέχθηκε ως το αντικείμενο της διερεύνησης είναι ένα τετραγωνικό υποστύλωμα-πρόβολος διαστάσεων  $[0.25 \times 0.25] \text{ m}^2$  με επικάλυψη πάχους 1,5cm και ύψος 3m.

Τα υλικά κατασκευής του θεωρήθηκαν ότι αντιστοιχούν σε σκυρόδεμα C16/20 και λείο χάλυβα StI (S220). Χρησιμοποιήθηκαν στους υπολογισμούς οι μέσες αντοχές των υλικών, συνεπώς θεωρούμε :

$$f_c = 24 \text{ MPa}$$

$$f_y = 1.15 \times 220 = 253 \text{ MPa}$$

Τα μέτρα ελαστικότητας λήφθηκαν υπόψη ως εξής:  $E_c = 21 \text{ GPa}$

$$E_s = 210 \text{ GPa}$$

Ο διαμήκης οπλισμός του μέλους αντιστοιχεί σε 4 ράβδους διαμέτρου 14mm στις γωνίες (4Φ14), ενώ οι εγκάρσιοι δίτητοι συνδετήρες ήταν διαμέτρου 6mm ανά 20cm (Φ6/20). Η θλιπτική αξονική δύναμη που θεωρήθηκε ότι ασκείται στο υποστύλωμα προέκυψε ίση με 153.64 kN.

### ii) Προσδιορισμός συμπεριφοράς δομικού στοιχείου σύμφωνα με τον Ελληνικό Κανονισμό Επεμβάσεων (ΟΑΣΠ, 2<sup>η</sup> αναθεώρηση 2017)

Εφαρμόζοντας τις διατάξεις του εβδόμου κεφαλαίου του Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων επιδιώχθηκε ο προσδιορισμός της συμπεριφοράς και της αντοχής του υποστυλώματος.

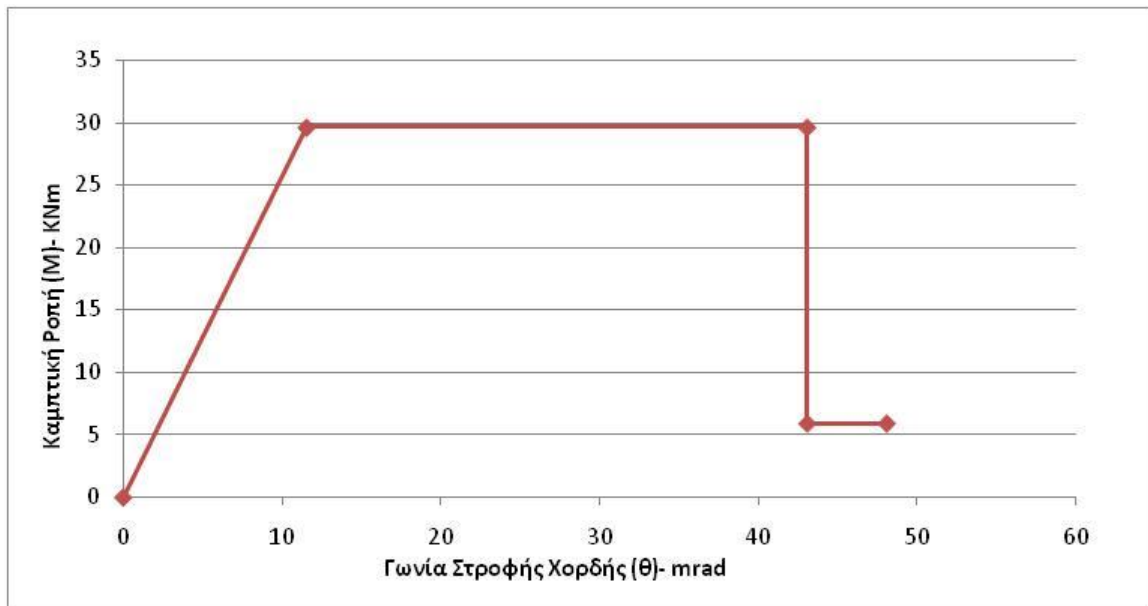
Με δεδομένα τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του μέλους, τους οπλισμούς, τα υλικά και το στατικό του σύστημα και με ορθή εφαρμογή των μαθηματικών σχέσεων του Κανονισμού, προσδιορίστηκαν τα παρακάτω μεγέθη:

- Ροπή διαρροής υποστυλώματος:  $M_y = 29.62 \text{ kNm}$
- Γωνία στροφής χορδής κατά τη διαρροή:  $\theta_y = 11.54 \text{ mrad}$
- Γωνία στροφής χορδής κατά την αστοχία:  $\theta_u = 43.1 \text{ mrad}$
- Διατμητική αντοχή διατομής :  $V_{R(0)} = 32.18 \text{ kN}$  και  $V_{R(pl)} = 28.34 \text{ kN}$

και επειδή  $M = V \times H$  προκύπτουν :  $M_{VR(0)} = 96.55 \text{ kNm}$  και  $M_{VR(pl)} = 85.03 \text{ kNm}$

Οι διατάξεις και οι σχέσεις του Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων (ΟΑΣΠ, 2<sup>η</sup> αναθεώρηση 2017) αναφέρονται και αναλύονται στο έβδομο κεφάλαιο του Κανονισμού συνεπώς δεν κρίθηκε απαραίτητο να αναπτυχθούν λεπτομερώς.

Το τελικό διάγραμμα  $M_y - \theta$  του υποστυλώματος-προβόλου, σύμφωνα με τις διατάξεις του Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων (ΟΑΣΠ, 2<sup>η</sup> αναθεώρηση 2017), προκύπτει:



**Διάγραμμα 2-1: Διάγραμμα ροπών – γωνιών στροφής χορδής βάσης προβόλου**

### iii) Προσομοίωμα δομικού στοιχείου

Όπως έχει ήδη αναφερθεί, το πρόγραμμα που θεωρήθηκε κατάλληλο για την πραγματοποίηση των αναλύσεων είναι το SeismoStruct 2016. Για τον σκοπό αυτό απαιτήθηκε η ορθή προσομοίωση του στοιχείου. Η κατασκευή του μοντέλου αφορά στα υλικά και τους καταστατικούς νόμους, τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά, τις κινηματικές δεσμεύσεις, τους οπλισμούς και τα φορτία:

- Υλικά:

Εισήχθησαν τα υλικά ως νέα (General Material) και επιλέχθηκαν οι καταστατικοί νόμοι `con_ma` και `stl_mpr` για το σκυρόδεμα και το χάλυβα των οπλισμών.

Επιπλέον, συμπληρώθηκαν οι τάσεις διαρροής και τα μέτρα ελαστικότητας όπως είχαν οριστεί στην παράγραφο 1.4.1. Τα ειδικά βάρη των υλικών μηδενίστηκαν, επειδή η αξονική του υποστυλώματος θεωρούμε ότι είναι το μοναδικό κατακόρυφο φορτίο.

Όσον αφορά στην κράτυνση του χάλυβα, μηδενίστηκε για τη διευκόλυνση των επιλύσεων και την μεγαλύτερη ακρίβεια των διαγραμμάτων.

- Διαστάσεις και οπλισμοί:

Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της διατομής και οι οπλισμοί του στοιχείου καθορίστηκαν όπως τα θεωρήσαμε στην προηγούμενη παράγραφο.

Το ύψος του προβόλου καθορίστηκε ίσο με  $H=3\text{m}$  με κατάλληλη επιλογή των κόμβων και της σύνδεσης του στοιχείου με αυτούς.

- Τύπος πεπερασμένου στοιχείου Fibre (Element class) :

Με στόχο μια πιο εξονυχιστική διερεύνηση και αποτελέσματα μεγαλύτερης ακρίβειας, πραγματοποιήθηκαν δοκιμές και αναλύσεις κυρίως με δύο τύπους στοιχείων.

Το μεγαλύτερο μέρος των αναλύσεων προέκυψε με χρήση στοιχείων *infrmFBPH*, ενώ στις αναλύσεις που αφορούν την κάμψη δοκιμάστηκαν και επιλέχθηκαν, επιπλέον, στοιχεία *infrmDBPH*.

Οι διαφοροποιήσεις ανάμεσα στα 'βασισμένα στις δυνάμεις' και τα 'βασισμένα στις μετατοπίσεις' μη γραμμικά ως προς τα υλικά στοιχεία έχει αναλυθεί σε προηγούμενη παράγραφο.

- **Φορτία:**  
Στο φορέα επιβάλλεται η κατακόρυφη, θλιπτική, σταθερή, αξονική δύναμη  $N=153.64$  kN για την οποία έχει υπολογιστεί η συμπεριφορά του στοιχείου σύμφωνα με τον Ελληνικό Κανονισμό Επεμβάσεων (ΟΑΣΠ, 2<sup>η</sup> αναθεώρηση 2017)
- **Κινηματικές δεσμεύσεις:**  
Στο άκρο του μέλους που θεωρείται πάκτωση δεσμεύεται το σύνολο των δυνατών μετατοπίσεων και στροφών.  
Στο δεύτερο άκρο, επειδή το ενδιαφέρον της ανάλυσης περιορίζεται στη διεύθυνση μετατοπίσεων κατά τη άξονα X, δεσμεύονται η μετατόπιση κατά Y και οι στροφές κατά X και Z.

#### **iv) Τεχνικές λεπτομέρειες πριν την ανάλυση (Pre-Processor)**

Στατικές, ανελαστικές αναλύσεις (Pushover) εκτελέστηκαν για τους δύο τύπους στοιχείων (Fibre) ,FBPH και DBPH , με στόχο την πλήρη κατανόηση της συμπεριφοράς τους.

Σταθερά στοιχεία για όλες τις αναλύσεις είναι :

- Η φόρτιση στην κορυφή του προβόλου που αποτελείται από ένα μόνιμο, κατακόρυφο, θλιπτικό φορτίο τιμής 153.64 kN και ένα σταδιακά αυξανόμενο, οριζόντιο φορτίο 100 kN με διεύθυνση κατά X.
- Η επίδραση της γεωμετρική μη γραμμικότητας στην ανάλυση και τα αποτελέσματα έχει αρθεί για όλες τις δοκιμές που πραγματοποιήθηκαν.
- Η σταδιακή αύξηση της οριζόντιας φόρτισης ,όπως προκύπτει από τη λογική βάση κάθε στατικής, ανελαστικής ανάλυσης, πραγματοποιείται μέσω ενός συντελεστή φόρτισης. Αυτός ο συντελεστής με αρχική, μηδενική τιμή προσ αυξάνεται με ένα σταθερό βήμα και πολλαπλασιάζεται με το οριζόντιο

φορτίο που έχουμε ορίσει. Η τελική τιμή του συντελεστή (συνεπώς και του οριζόντιου φορτίου) καθορίζεται από τον μελετητή. Σε όλες τις αναλύσεις της διερεύνησης, ως παράμετρος που θα ορίζει το εύρος αύξησης του φορτίου ορίζεται η τιμή της μετατόπισης του ελεύθερου άκρου του προβόλου κατά την εξεταζόμενη διεύθυνση της Pushover. Επιλέχθηκε η μέγιστη τιμή της μετατόπισης 0.30m και το πλήθος των βημάτων μέχρι να επιτευχθεί η στοχευόμενη μετατόπιση να είναι ίσο με 800.

- Τα αποτελέσματα των αναλύσεων (Analysis output) καθορίστηκε να είναι η απόκριση των δύο κόμβων και η απόκριση του στοιχείου.

Τα σημαντικότερα στοιχεία ,τα οποία μεταβάλλονταν κατά τις επιλύσεις, και τα οποία καθορίζονταν από τα ζητούμενα κάθε ανάλυσης είναι τα παρακάτω :

- Τύπος πεπερασμένου στοιχείο Fibre ( Element class):  
Όπως έχει αναφερθεί ,στη λογική της σύγκρισης αποτελεσμάτων και της πιο λεπτομερούς διερεύνησης της μεθόδου, καθορίστηκε να εξεταστούν δύο τύποι στοιχείων, τα ‘βασισμένα στις δυνάμεις’ FBRH και τα ‘βασισμένα στις μετατοπίσεις’ DBRH.
- Κριτήρια απόδοσης της ανάλυσης (Performance criteria):  
Μέσω αυτών ορίζει ο μελετητής ή υπολογίζει το πρόγραμμα βάσει κάποιου κανονισμού(ΚΑΝ.ΕΠΕ,EC8,NTC2008) τις σημαντικότερες τιμές μεγεθών όπως η γωνία στροφής χορδής, η τέμνουσα δύναμη αστοχίας , οι τάσεις σκυροδέματος και χάλυβα και η καμπυλότητα.  
Σε κάθε κριτήριο, ο μελετητής δύναται να ορίσει αν θα συνεχιστεί ή θα τερματιστεί η ανάλυση όταν το υπό εξέταση μέγεθος προσεγγίσει την καθορισμένη ή υπολογισμένη τιμή. Επιπλέον, προσδιορίζει και την πορεία της ανάλυσης αφότου επιτευχθεί το κριτήριο, επιλέγοντας είτε να συνεχιστεί ανεπηρέαστη από αυτό ,είτε να πέσει η αντοχή του φορέα σε μια απομένουσα ή μηδενική τιμή.

#### **v) Τεχνικές λεπτομέρειες μετά την ανάλυση (Post-Processor)**

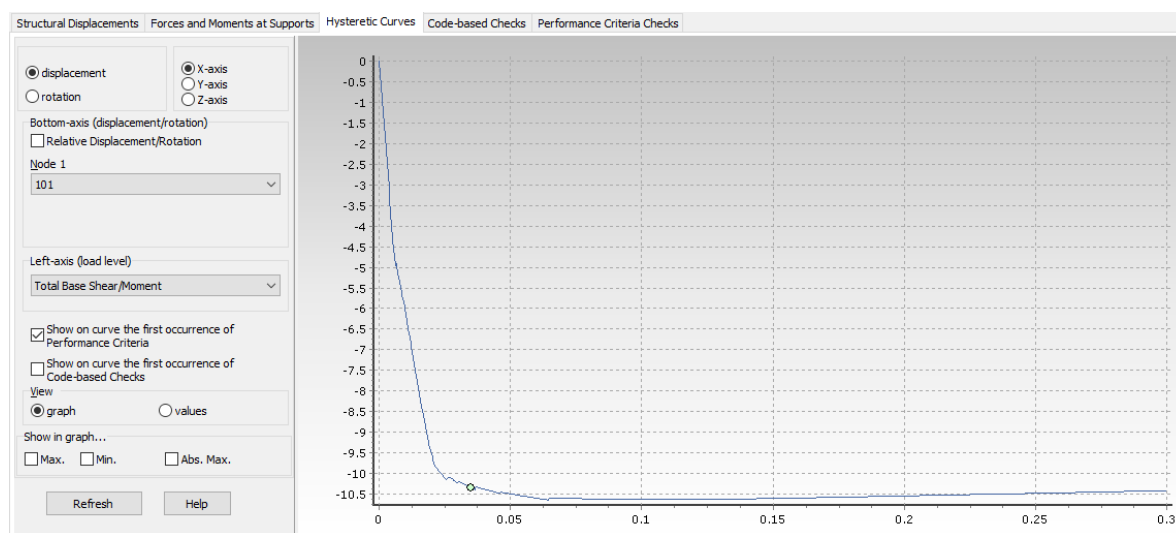
Τα αποτελέσματα των αναλύσεων, η σύγκριση μεταξύ τους και με τις διατάξεις του Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων (ΟΑΣΠ, 2<sup>η</sup> αναθεώρηση 2017) καθορίζουν τα συμπεράσματα της διερεύνησης ,ως προς την ορθή εφαρμογή της σύγχρονης αυτής μεθόδου και ως προς την συμβατότητά της με τις διατάξεις τους κανονισμού. Σε γενική μορφή , μέσω της ανάλυσης προσδιορίζεται η συμπεριφορά και η απόκριση του στοιχείου σε οριζόντια φόρτιση σε όρους δυνάμεων, ροπών κάμψης, μετατοπίσεων και γωνιών στροφής χορδής.

Χρήσιμα εργαλεία που προσφέρει το SeismoStruct ως προς την παρουσίαση των αποτελεσμάτων:

- Η παραμορφωμένη εικόνα του φορέα σε κάθε βήμα (Deformed Shape Viewer)
- Ο σχεδιασμός των διαγραμμάτων εντατικών μεγεθών του φορέα σε κάθε βήμα (Action Effects Diagrams)
- Η αναλυτική παρουσίαση όλων των εξωτερικών δράσεων, εντατικών μεγεθών, μετακινήσεων, παραμορφώσεων, τάσεων και αναπτυσσόμενων καμπυλοτήτων σε μέλη και κόμβους σε κάθε βήμα (Step Output)

Έχοντας, όμως, ως στόχο την βέλτιστη εποπτεία και την πιο εύστοχη εξαγωγή συμπερασμάτων, κρίθηκε αναγκαίο να απομονωθούν, για κάθε ανάλυση, οι μορφές των αποτελεσμάτων που αναπαριστούν με τον καλύτερο τρόπο τη συμπεριφορά του στοιχείου. Ως εκ τούτου, εκτιμήθηκε ότι οι πιο εύχρηστες και αντιπροσωπευτικές διαμορφώσεις των αποτελεσμάτων των αναλύσεων, για το σκοπό και τις επιδιώξεις της διερεύνησης, είναι οι παρακάτω :

- Καμπύλη τέμνουσας βάσης – σχετικής μετατόπισης κόμβου ως προς έναν άλλο κόμβο. Στην περίπτωση του προβόλου, η τέμνουσα βάσης ταυτίζεται με το οριζόντιο, σταδιακά αυξανόμενο φορτίο, ενώ ως σχετική μετακίνηση λαμβάνεται αυτή του κόμβου κορυφής ως προς τον κόμβο της βάσης. Μπορεί να θεωρηθεί στη περίπτωση αυτή και σαν Καμπύλη Ικανότητας του προβόλου. Στο SeismoStruct 2016 το διάγραμμα αυτό ονομάζεται Hysteretic Curve και υπάρχει η δυνατότητα να προβάλλει στη καμπύλη ως σημεία, τα κριτήρια που έχουμε θέσει από το Performance Criteria.

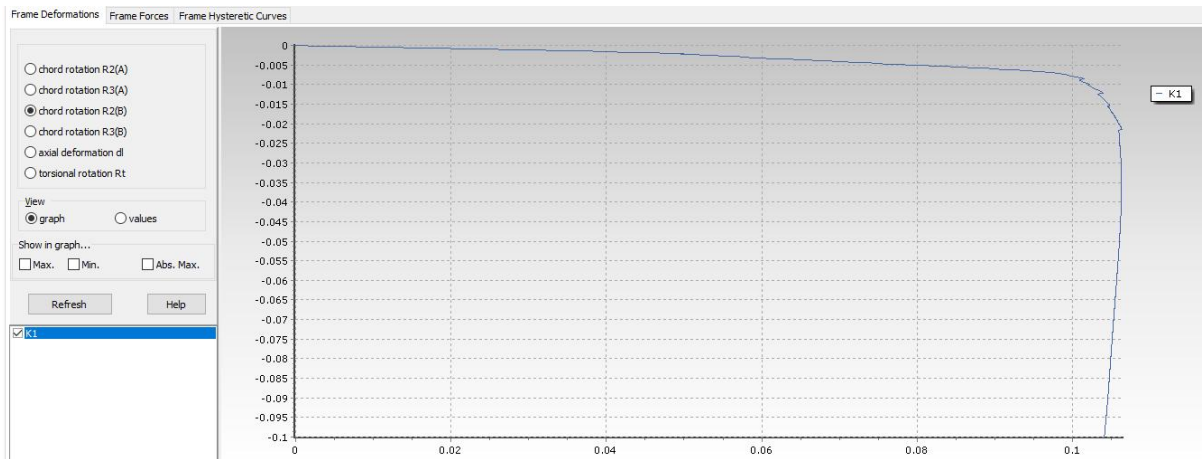


**Διάγραμμα 2-2: Διάγραμμα τέμνουσας βάσης - οριζόντιας μετατόπισης κόμβου**

- Διάγραμμα γωνίας στροφής χορδής άκρου μέλους – αυξητικού φορτικού συντελεστή. Προβάλλει τη μεταβολή της γωνίας στροφής χορδής μιας ακραίας διατομής ενός δομικού στοιχείου της κατασκευής σε σχέση με την αύξηση (ή την μείωση) του συντελεστή που καθορίζει τα οριζόντια φορτία. Αυτή η συσχέτιση των δύο μεγεθών παρουσιάζεται είτε διαγραμματικά, είτε ως ζεύγη τιμών γωνίας-συντελεστή. Στο SeismoStruct 2016 η επιλογή αυτή ορίζεται ως Frame

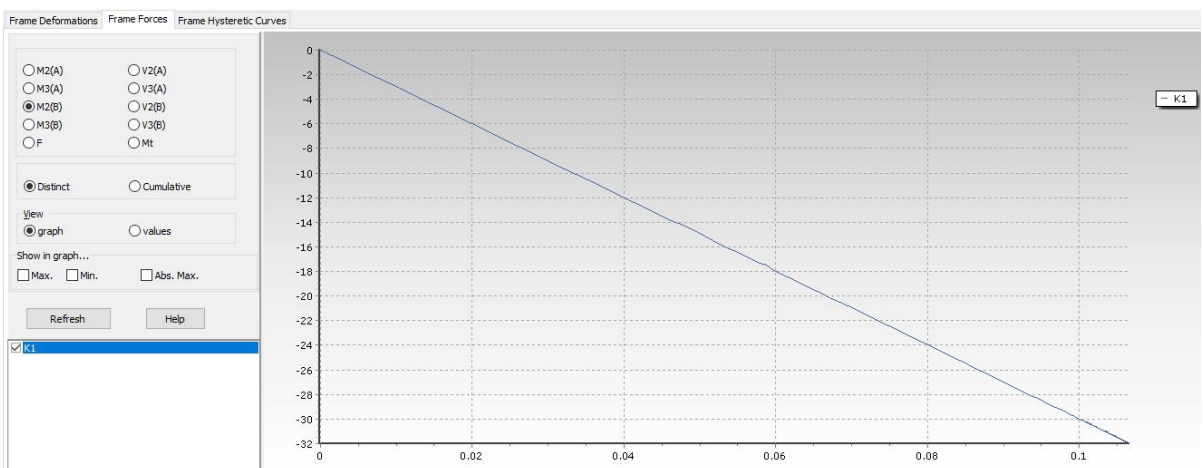


Deformations. Είναι προφανές ότι από τα ζεύγη αυτά εύκολα σχηματίζεται και η καμπύλη τέμνουσας βάσης - γωνιών στροφής χορδής, αν απαιτηθεί.



**Διάγραμμα 2-3: Διάγραμμα γωνίας στροφής χορδής διατομής - αυξητικού φορτικού συντελεστή**

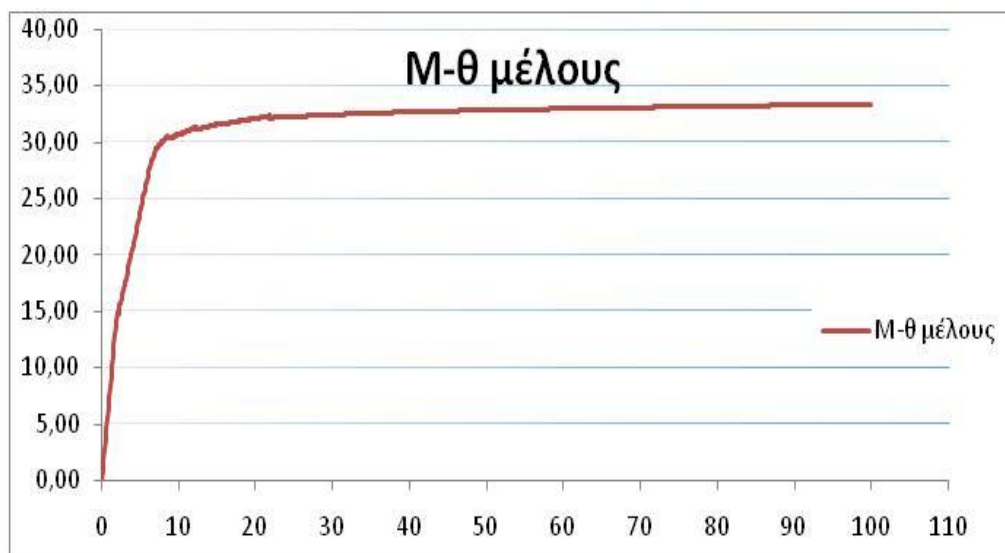
- Διάγραμμα αναπτυσσόμενου εντατικού μεγέθους άκρου μέλους – αυξητικού φορτικού συντελεστή. Κατά αντιστοιχία με το προηγούμενο διάγραμμα , προβάλλεται η μεταβολή του, επιλεγμένου από τον μελετητή, εντατικού μεγέθους που αναπτύσσεται σε μια ακραία διατομή ενός δομικού στοιχείου της κατασκευής σε σχέση με την αύξηση (ή την μείωση ) του συντελεστή που καθορίζει τα οριζόντια φορτία. Η συσχέτιση των 2 μεγεθών παρουσιάζεται είτε διαγραμματικά, είτε ως ζεύγη τιμών εντατικού μεγέθους – συντελεστή οριζόντιας φόρτισης. Στο SeismoStruct 2016 η επιλογή αυτή ορίζεται ως Frame Forces. Συγκεκριμένα, την διερεύνηση απασχολεί κυρίως η σχέση αναπτυσσόμενης ροπής ενός άκρου του μέλους και τέμνουσας βάσης , που προκύπτει εύκολα γνωρίζοντας τον φορτικό συντελεστή.



**Διάγραμμα 2-4: Διάγραμμα ροπής κάμψης - αυξητικού φορτικού συντελεστή**

- Κατασκευή διαγράμματος αναπτυσσόμενης ροπής κάμψης – γωνίας στροφής χορδής άκρου στοιχείου. Το SeismoStruct δεν προσφέρει αυτόματα αυτό το διάγραμμα ,αποδίδει ,όμως, τις τιμές ροπών και γωνιών στροφής χορδής ως προς τις αντίστοιχες τιμές του φορτικού συντελεστή. Κατά αυτόν τον τρόπο, κατασκευάζεται από τον μελετητή το διάγραμμα M-θ .

| Load Factor | K1            | M2(A) | V2(A) | M3(A) | V3(A) | M2(B) | V2(B) | M3(B) | V3(B) | F | Mt |
|-------------|---------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|---|----|
| 0.00        | 3.523146E-020 |       |       |       |       |       |       |       |       |   |    |
| 0.00306471  | -0.000125     |       |       |       |       |       |       |       |       |   |    |
| 0.00612895  | -0.00025      |       |       |       |       |       |       |       |       |   |    |
| 0.00919268  | -0.000375     |       |       |       |       |       |       |       |       |   |    |
| 0.01225583  | -0.0005       |       |       |       |       |       |       |       |       |   |    |
| 0.01531834  | -0.000625     |       |       |       |       |       |       |       |       |   |    |
| 0.01838015  | -0.00075      |       |       |       |       |       |       |       |       |   |    |
| 0.02144119  | -0.000875     |       |       |       |       |       |       |       |       |   |    |
| 0.02450139  | -0.001        |       |       |       |       |       |       |       |       |   |    |
| 0.02756069  | -0.001125     |       |       |       |       |       |       |       |       |   |    |
| 0.030619    | -0.00125      |       |       |       |       |       |       |       |       |   |    |
| 0.03367626  | -0.001375     |       |       |       |       |       |       |       |       |   |    |
| 0.03673241  | -0.0015       |       |       |       |       |       |       |       |       |   |    |



**Διάγραμμα 2-5: Διάγραμμα ροπής κάμψης – γωνίας στροφής χορδής στοιχείου**

Στις παραπάνω τέσσερις μορφές αποδόθηκαν τα αποτελέσματα των αναλύσεων και τα συμπεράσματα προέκυψαν από την σύγκριση , την μελέτη και το σχολιασμό τους.

## 2.1.5 Αναλύσεις και Συμπεράσματα

### i) Γενικά

Στην παρακάτω ενότητα παρουσιάζονται οι αναλύσεις και επιλύσεις που πραγματοποιήθηκαν, προκειμένου να εξεταστούν τα σημαντικότερα ζητήματα της ανελαστικής, μη γραμμικής ως προς τα υλικά, ανάλυσης των κατασκευών. Με το

πέρας κάθε ανάλυσης, παρατίθενται σχόλια και εξάγονται τα απαραίτητα συμπεράσματα .

Η καμπτική συμπεριφορά των στοιχείων FBPH και DBPH, η σύγκριση και ο συσχετισμός της με τις διατάξεις και τις μεθοδολογίες του Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων (ΟΑΣΠ, 2<sup>η</sup> αναθεώρηση 2017) αποτελεί μείζονος σημασίας ζήτημα που θα κρίνει την δυνατότητα εφαρμογής της ανάλυσης στα πλαίσια της Ελληνικής πραγματικότητας. Επιπλέον, εξετάστηκε η συμπεριφορά των στοιχείων τύπου Fibre σε διατμητική αστοχία και συγκρίθηκε με την αντίστοιχη προβλεπόμενη από τον Κανονισμό. Γενικότερα, ελέγχθηκαν τα πιθανά κριτήρια διαρροής και αστοχίας, τα οποία έχει τη δυνατότητα να ορίσει ο μελετητής, και ο συνδυασμός κάποιων εξ αυτών.

Οι δοκιμές και οι αναλύσεις, οι οποίες παρουσιάζονται αναλυτικά παρακάτω, διενεργήθηκαν με χρήση του λογισμικού SeismoStruct 2016 της SEISMOSOFT.

## ii) Κριτήρια γωνιών στροφής χορδής

Πραγματοποιήθηκε επίλυση Pushover του προβόλου με τα δύο επιλεγμένα στοιχεία Fibre.

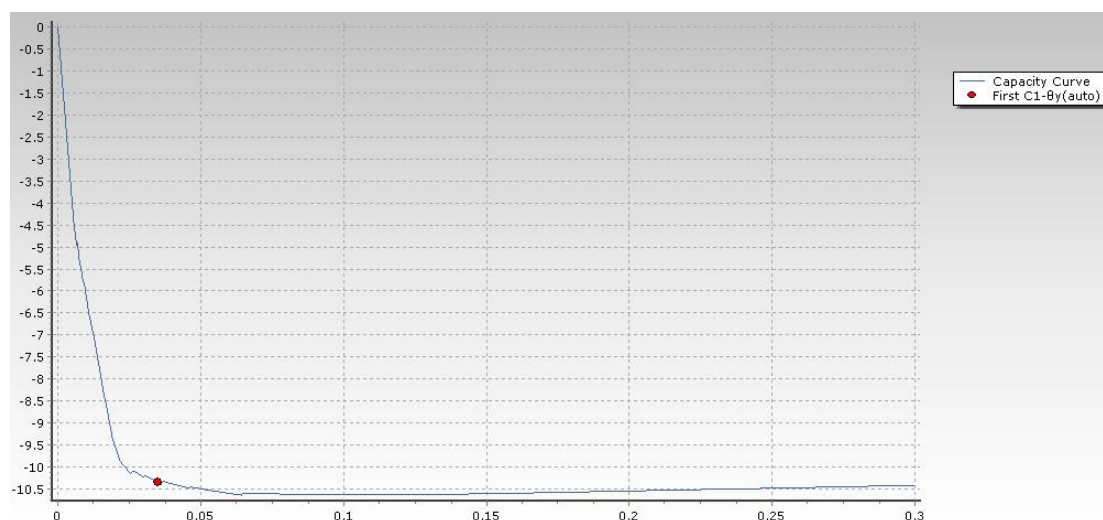
Αρχικά, επιλέχθηκε τύπος στοιχείου ‘βασισμένο στη δύναμη’ FBPH. Να σημειωθεί ότι η κράτυνση του χάλυβα των οπλισμών θεωρήθηκε μηδενική. Ως κριτήριο της ανάλυσης επιλέχθηκαν ,ξεχωριστά και ταυτόχρονα , τα παρακάτω:

- Γωνία στροφής χορδής στοιχείου κατά τη διαρροή (Frame Element Chord Rotation Yielding) : Υπολογίζεται αυτόματα από το SeismoStruct 2016, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, και τοποθετείται ως σημείο στην καμπύλη τέμνουσας βάσης – σχετικής μετατόπισης κόμβου κορυφής ως προς τη βάση. Καθορίστηκε από τον μελετητή η διατήρηση της αντοχής της κατασκευής, μετά την ανάπτυξη της συγκεκριμένης γωνίας στροφής χορδής .
- Γωνία στροφής χορδής στοιχείου(Frame Element Chord Rotation): Επιτρέπει στον μελετητή την εισαγωγή της τιμής της αναπτυσσόμενης γωνίας στροφής χορδής. Συγκεκριμένα, ορίστηκε ως τιμή η υπολογισμένη σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. γωνία στροφής χορδής κατά την διαρροή του υποστυλώματος. Αντίστοιχα με την προηγούμενη περίπτωση, διατηρήθηκε η αντοχή της κατασκευής, μετά την ανάπτυξη της ορισμένης τιμής της γωνίας στροφής χορδής

Τα κριτήρια θεωρείται από το SeismoStruct ότι ικανοποιούνται στην πρώτη επίλυση που το επιλεγμένο μέγεθος ξεπερνά την καθορισμένη τιμή. Συνεπώς, όλα τα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη που θα προκύπτουν, θα προέρχονται από το συγκεκριμένο βήμα.

Οι συμπεριφορές των στοιχείων δεν επηρεάστηκαν από την επιλογή του κάθε κριτηρίου , για το λόγο ότι επιλέχθηκε διατήρηση της αντοχής και στα δύο κριτήρια.

Η πρώτη επίλυση, με κριτήριο την υπολογισμένη από το πρόγραμμα, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, γωνία στροφής χορδής στοιχείου κατά τη διαρροή έχει ως αποτέλεσμα την παρακάτω καμπύλη τέμνουσας βάσης –μετατόπισης κορυφής:

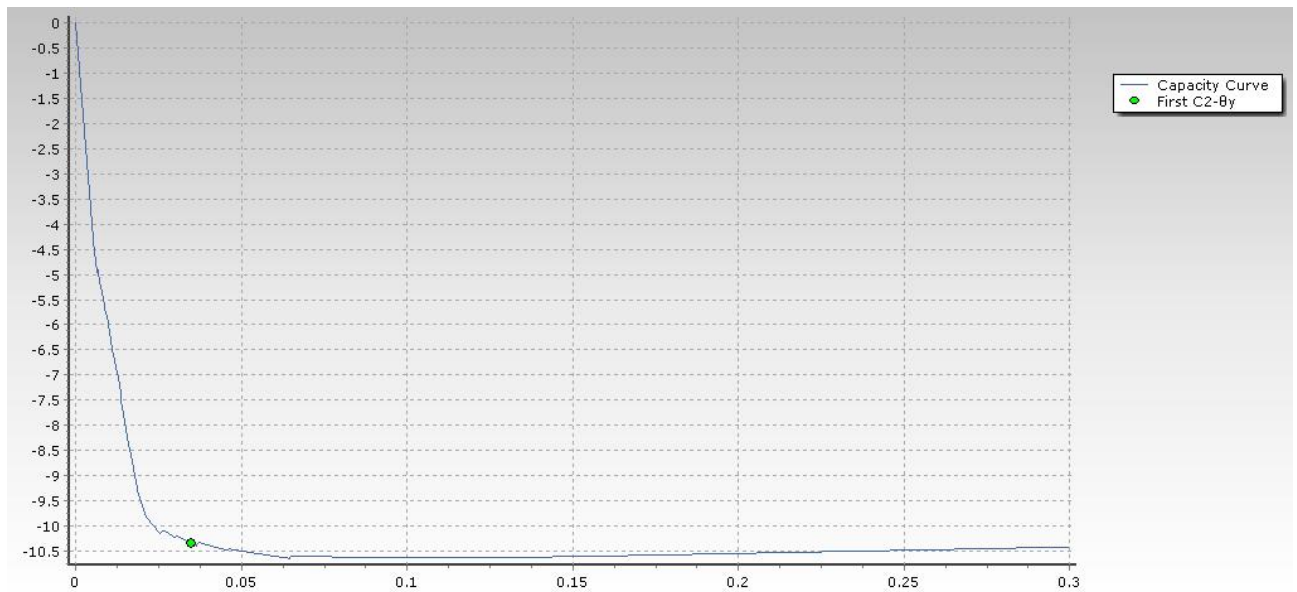


**Διάγραμμα 2-6: Καμπύλη τέμνουσας βάσης (kN) - μετατόπισης κορυφής (m)**

Κατά το βήμα ικανοποίησης του κριτηρίου, το οποίο εμφανίζεται στην καμπύλη και ως σημείο, αναπτύσσεται στο φορέα :

- Γωνία στροφής χορδής  $\theta_y=11.63$  mrad
- Μετατόπιση κορυφής  $\delta= 34.68$  mm
- Τέμνουσα δύναμη  $F_b= 10.344$  kN
- Ροπή κάμψης  $M_y=31,03$  kNm

Στη συνέχεια, υπολογίζεται από τον χρήστη, σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ, η γωνία στροφής χορδής του υποστυλώματος κατά τη διαρροή. Υπολογίζεται ίση με  $\theta_y= 11.54$  mrad και υποβάλλεται αυτή η τιμή στο κριτήριο της γωνίας στροφής χορδής στοιχείου. Από την επίλυση με το συγκεκριμένο κριτήριο προκύπτει η παρακάτω καμπύλη τέμνουσας βάσης –μετατόπισης κορυφής:



**Διάγραμμα 2-7: Καμπύλη τέμνουσας βάσης (kN) - μετατόπισης κορυφής (m)**

Κατά το βήμα ικανοποίησης του κριτηρίου, στο υποστύλωμα αναπτύσσονται :

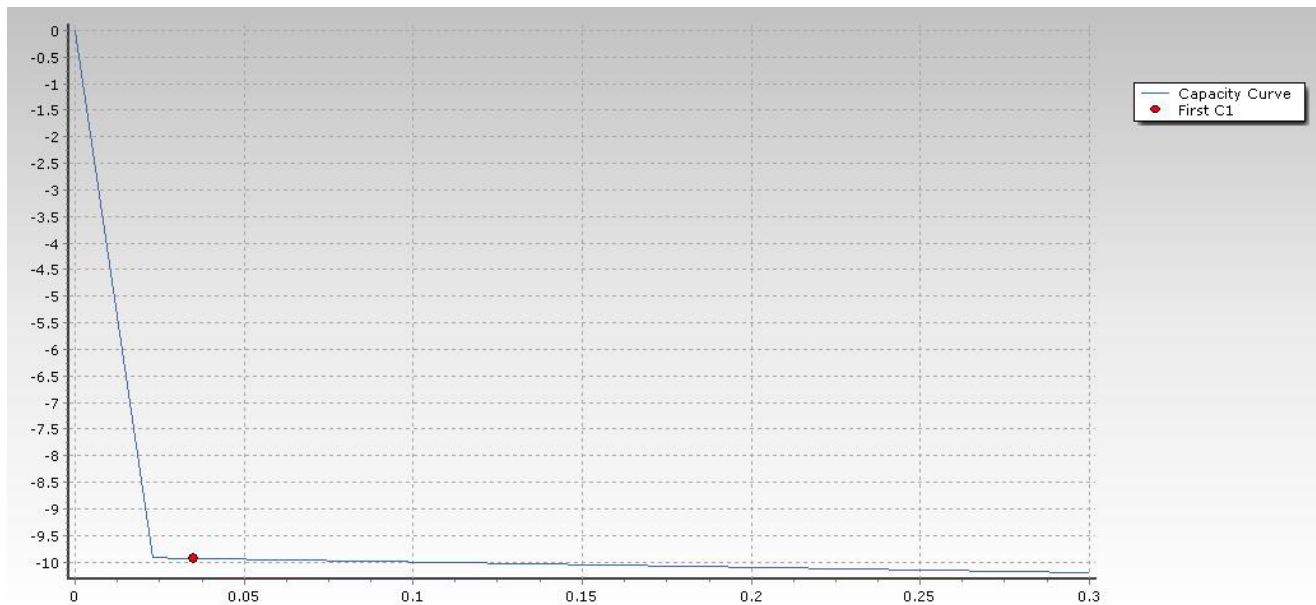
- Γωνία στροφής χορδής  $\theta_y=11.63 \text{ mrad}$
- Μετατόπιση κορυφής  $\delta= 34.68 \text{ mm}$
- Τέμνουσα δύναμη  $F_b= 10.344 \text{ kN}$
- Ροπή κάμψης  $M_y=31,03 \text{ kNm}$

Όπως εξηγήθηκε προηγουμένως, η πρώτη επίλυση για την οποία ικανοποιείται το κριτήριο  $\theta \geq 11.54 \text{ mrad}$  είναι αυτή με  $\theta = 11.63 \text{ mrad}$ .

Παρατηρείται ότι η προκύπτουσα από το SeismoStruct 2016 γωνία στροφής χορδής κατά τη διαρροή ταυτίζεται επακριβώς με την προβλεπόμενη κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Συνεπώς, το πρόγραμμα υπολογίζει ορθά σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. της γωνία στροφής χορδής. Η ταυτόχρονη εφαρμογή των δύο κριτηρίων οδηγεί στην ταύτιση των σημείων και των βημάτων ικανοποίησης των κριτηρίων.

Γενικά, πραγματοποιήθηκαν δοκιμές εφαρμογής, δύο και παραπάνω, διαφορετικών κριτηρίων ταυτόχρονα, χωρίς διατήρηση της αντοχής σε κανένα κριτήριο, και προέκυψε ότι εφαρμόζεται, μόνον, το πρώτο κριτήριο που ικανοποιείται.

Στη συνέχεια, επιλέγεται τύπος στοιχείου ‘βασισμένο στην μετατόπιση’ DBPH και πραγματοποιείται επίλυση του φορέα με κριτήριο μόνο την, υπολογισμένη από τον μελετητή, γωνία στροφής χορδής κατά τη διαρροή  $\theta_y=11.54 \text{ mrad}$ . Προκύπτει η παρακάτω καμπύλη τέμνουσας βάσης – μετατόπισης κορυφής:



**Διάγραμμα 2-8: Καμπύλη τέμνουσας βάσης (kN) - μετατόπισης κορυφής (m)**

Την στιγμή που ικανοποιείται το κριτήριο αναπτύσσονται στο φορέα :

- Γωνία στροφής χορδής  $\theta_y=11.63$  mrad
- Μετατόπιση κορυφής  $\delta= 34.68$  mm
- Τέμνουσα δύναμη  $F_b= 9.934$  kN
- Ροπή κάμψης  $M_y=29.80$  kNm

Παρατηρείται μικρότερη τέμνουσα δύναμη από την περίπτωση των στοιχείων FBPH, για την ίδια αναπτυσσόμενη τιμή της γωνίας στροφής χορδής.

Σε αυτή την περίπτωση αξιοσημείωτη είναι, επίσης, η μη ταύτιση της γωνίας στροφής χορδής κατά τη διαρροή σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και αυτής που προκύπτει από την αλλαγή κλίσης του διαγράμματος.

### iii) Καμπτική συμπεριφορά στοιχείων

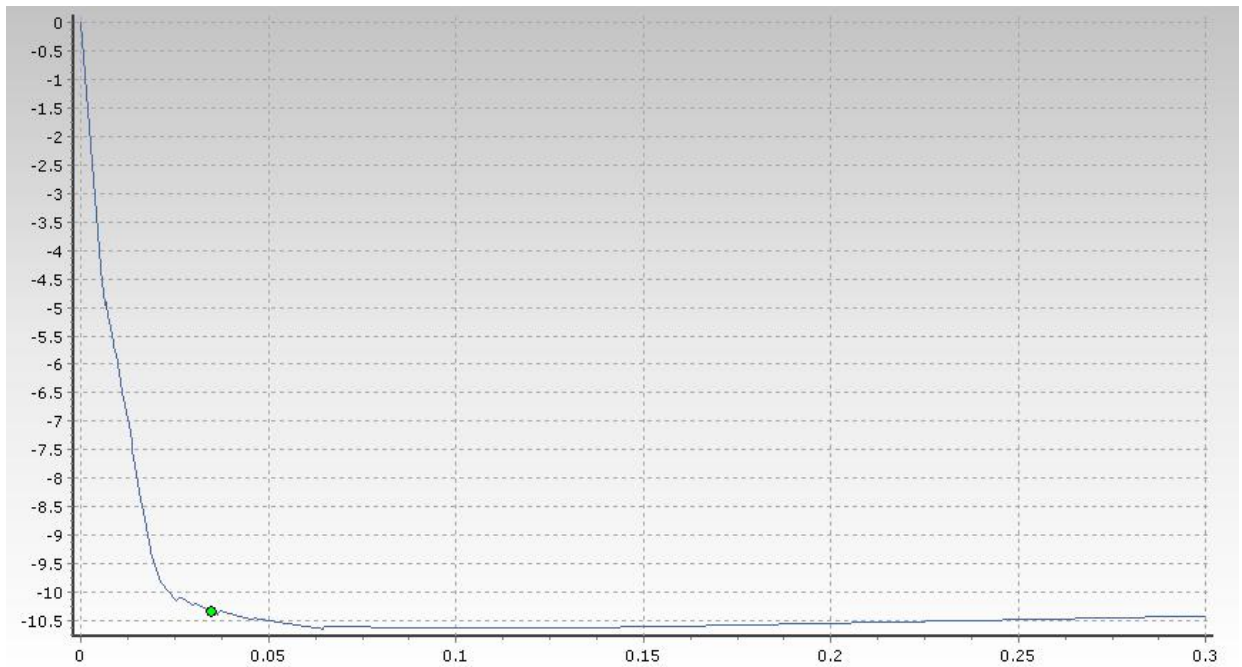
Η καμπτική συμπεριφορά ενός φορέα είναι δυνατόν να προκύψει διαφορετική ανάλογα τη μέθοδο της επίλυσης και τον καθορισμένο τύπο του στοιχείου. Συνεπώς, μείζονος σημασίας ζήτημα για την εφαρμογή μια σύγχρονης και πρωτοποριακής μεθόδου ανάλυσης αποτελεί η διερεύνηση όχι μόνον της επιστημονικής βάσης και ορθότητάς της, αλλά και της συνέπειας της στους ισχύοντες κανονισμούς.

Ο κανονισμός που αφορά, στην Ελλάδα, την αποτίμηση και την ενίσχυση των υφιστάμενων κατασκευών είναι ο Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων (ΟΑΣΠ, 2<sup>η</sup> αναθεώρηση 2017).

Για τον λόγο αυτό, πραγματοποιήθηκαν επιλύσεις του υποστυλώματος με τους δύο επιλεγμένους τύπους στοιχείων από όπου προέκυψαν οι αντίστοιχες καμπτικές συμπεριφορές του. Τα αποτελέσματα των επιλύσεων συγκρίθηκαν με τις απαιτήσεις του Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων .

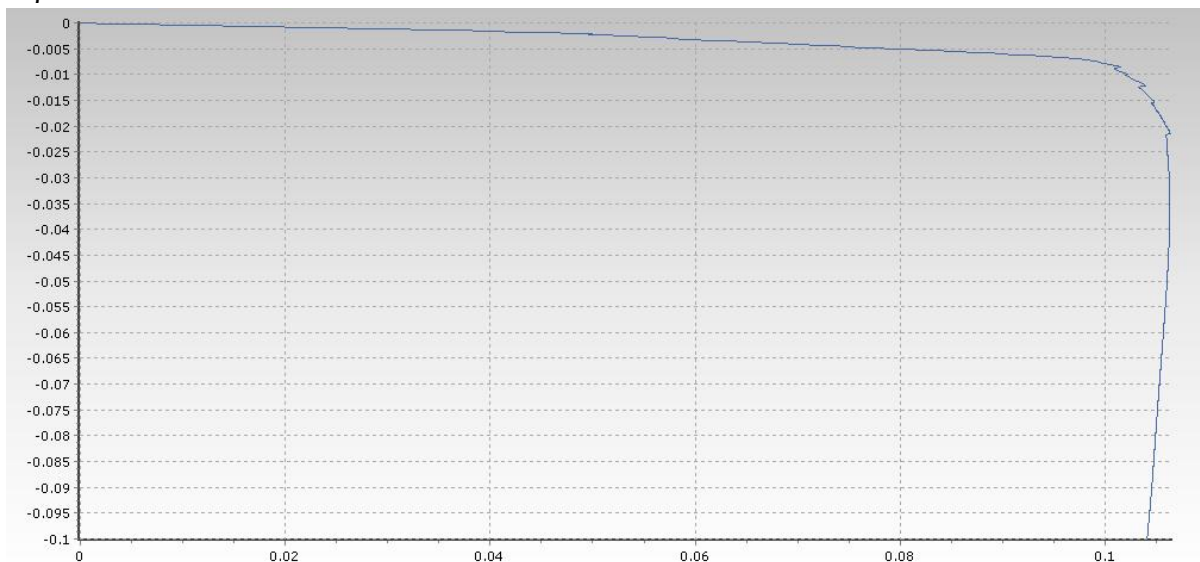
Οι ρυθμίσεις και τα δεδομένα των αναλύσεων είναι κοινά.

Η πρώτη επίλυση αφορά στα στοιχεία FBPH. Η καμπύλη ικανότητας, σύμφωνα με την συγκεκριμένη ανάλυση, προκύπτει ως εξής:



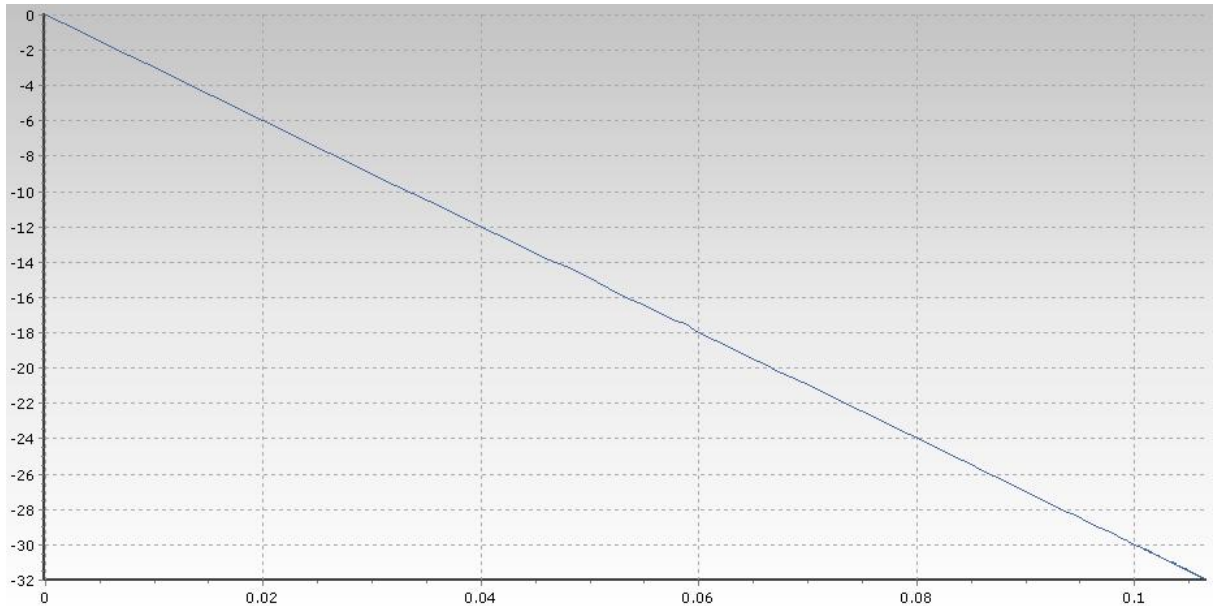
**Διάγραμμα 2-9: Καμπύλη τέμνουσας βάσης (kN) - μετατόπισης κορυφής (m)**

Επίσης, τα διαγράμματα γωνιών στροφής χορδής κάτω άκρου – φορτικού συντελεστή και ροπών κάμψης – φορτικού συντελεστή που προκύπτουν, είναι τα παρακάτω:



**Διάγραμμα 2-10: Διάγραμμα  $\lambda - \theta$ (rad)**

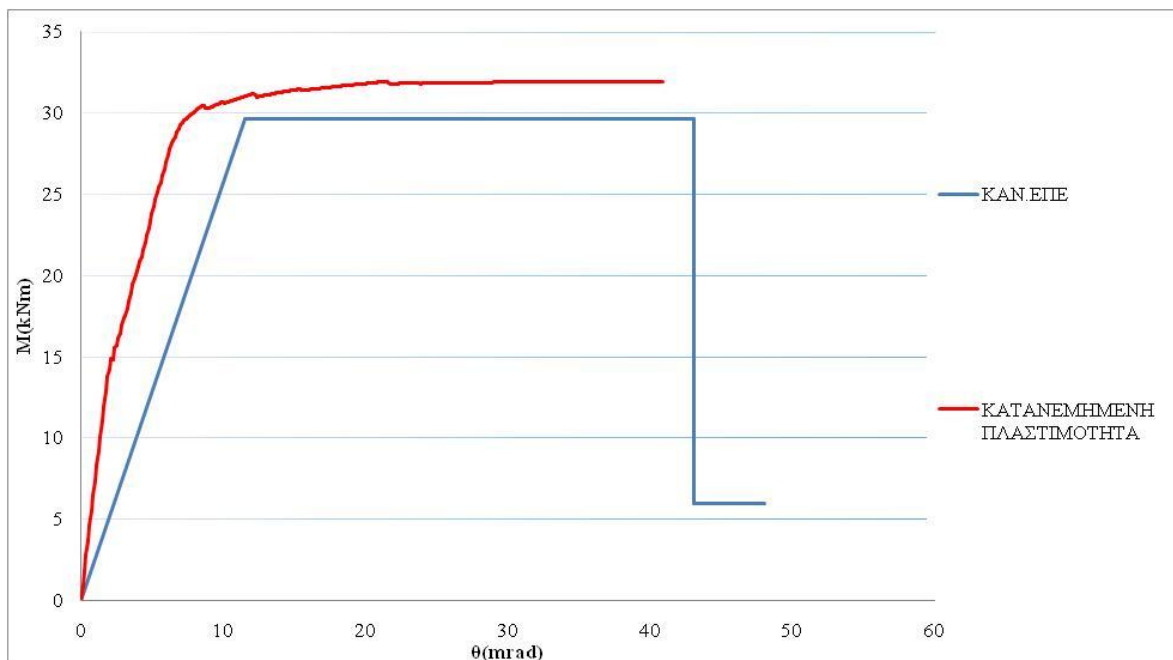
Από το διάγραμμα προκύπτει ότι η διαρροή μπορεί να θεωρηθεί ότι συμβαίνει για γωνία στροφής χορδής με τιμή κοντά στα 11.54mrad του ΚΑΝ.ΕΠΕ.



**Διάγραμμα 2-11: Διάγραμμα M(kNm) - λ**

Παρατηρείται ότι η σχέση δρώσας ροπής και φορτικού συντελεστή, ο οποίος ισοδυναμεί με την τέμνουσα βάσης, είναι γραμμική με μέγιστη ροπή κοντά στα 32 kNm. Αυτό συνεπάγεται ότι οι στατικές επιλύσεις του SeismoStruct είναι ορθές διότι ισχύει  $M = Fb \times \lambda$ .

Από τις τιμές αυτών των διαγραμμάτων, προσδιορίζεται η καμπύλη  $M_y-\theta$  του φορέα και συγκρίνεται με την αντίστοιχη του ΚΑΝ.ΕΠΕ:



**Διάγραμμα 2-12: Διαγράμματα ροπών κάμψης – γωνιών στροφής χορδής**

Η σύγκριση των διαγραμμάτων ροπής κάμψεως – γωνία στροφής χορδής που προέκυψαν από την ανελαστική, μη γραμμική ανάλυση ως προς τα υλικά, με στοιχεία

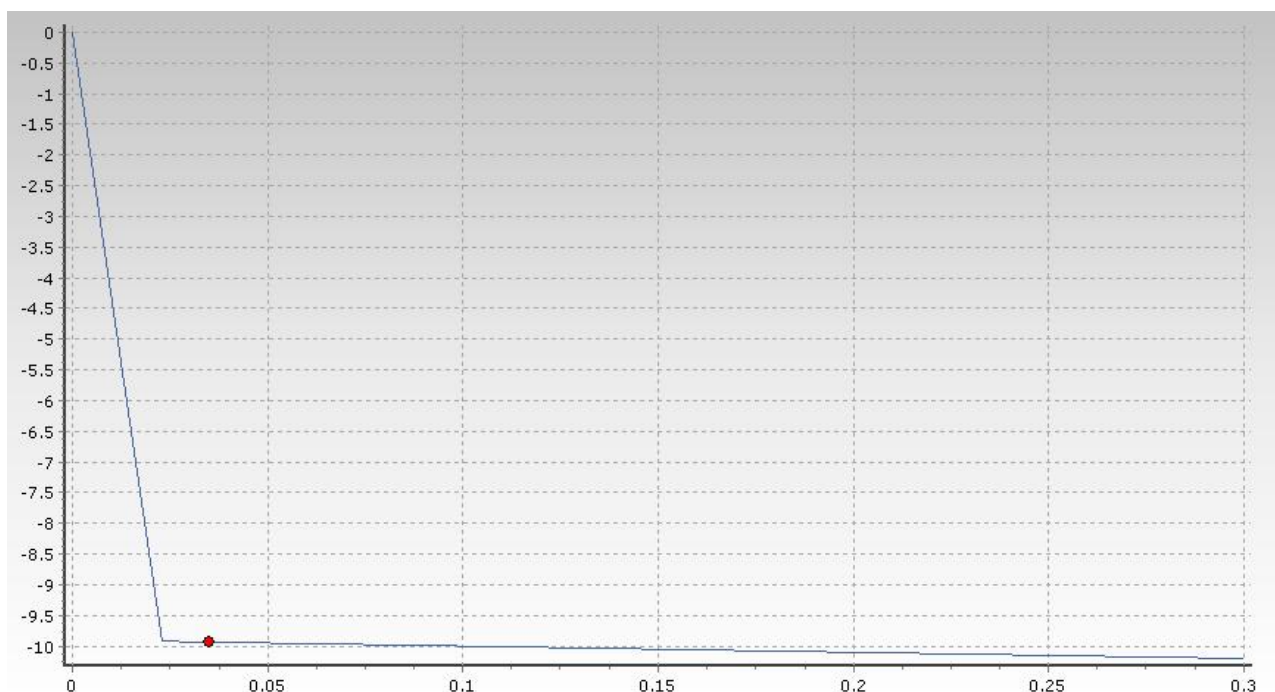


τύπου FBPH και από τις μεθοδολογίες του Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων (ΟΑΣΠ, 2<sup>η</sup> αναθεώρηση 2017) οδηγούν στα παρακάτω συμπεράσματα:

- Η ανάλυση υπολογίζει ορθά την γωνία στροφής χορδής κατά τη διαρροή.
- Το στοιχείο της μη γραμμικής ανάλυσης παρουσιάζει, αρχικά, μια πολύ δύσκαμπτη συμπεριφορά σε σχέση με την ελαστοπλαστική συμπεριφορά που προτείνει ο κανονισμός.
- Η ανάλυση οδηγεί σε μεγαλύτερη αντοχή, σε όρους ροπής κάμψης, του στοιχείου από αυτήν που υπολογίζει και ορίζει ο κανονισμός.

Συνεπώς, σαν συμπέρασμα προκύπτει ότι η μέθοδος προσφέρει μια υπεραντοχή στο φορέα, την οποία ο κανονισμός δεν επιτρέπει. Η εφαρμογή της μεθόδου δεν συμβαδίζει επακριβώς με τον Ελληνικό Κανονισμό Επεμβάσεων (ΟΑΣΠ, 2<sup>η</sup> αναθεώρηση 2017) και, επομένως, δε θεωρείται η πλέον κατάλληλη για πρακτική εφαρμογή στην Ελλάδα. Να σημειωθεί ότι δεν αμφισβητείται η επιστημονική της ακρίβεια και εγκυρότητα, παρά μόνον η συνέπειά της με τον Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων (ΟΑΣΠ, 2<sup>η</sup> αναθεώρηση 2017).

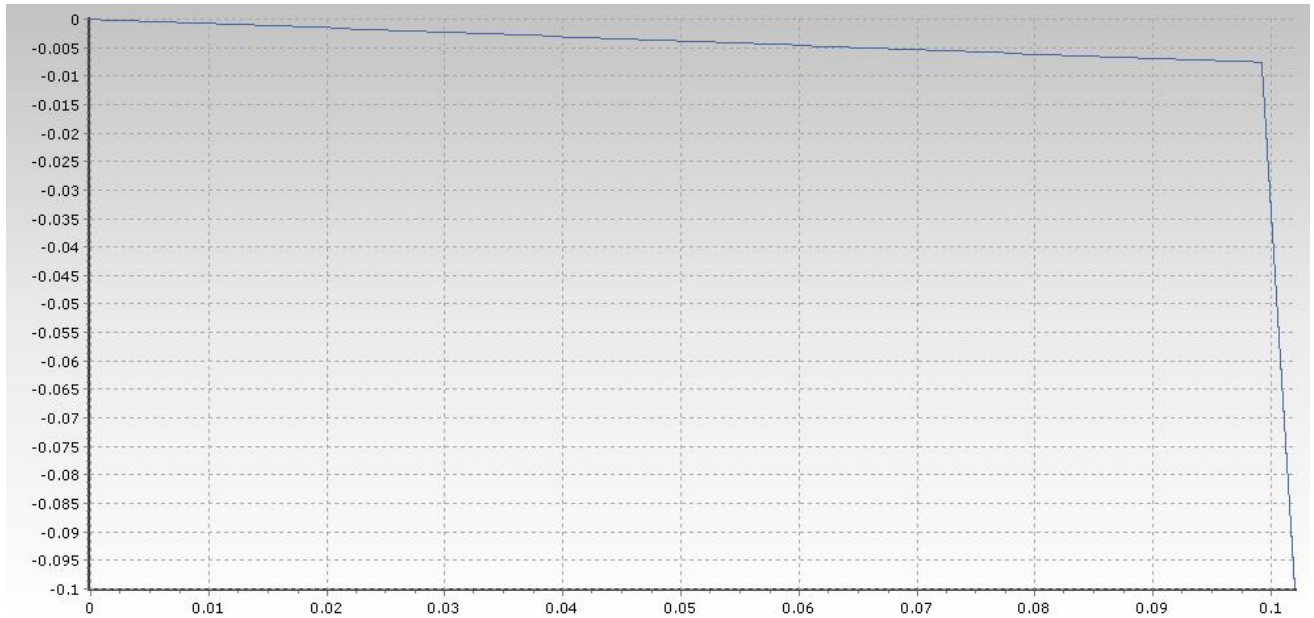
Η δεύτερη επίλυση πραγματοποιήθηκε με στοιχεία DBPH και προέκυψε η καμπύλη ικανότητας:



**Διάγραμμα 2-13: Καμπύλη τέμνουσας βάσης (kN) - μετατόπισης κορυφής (m)**

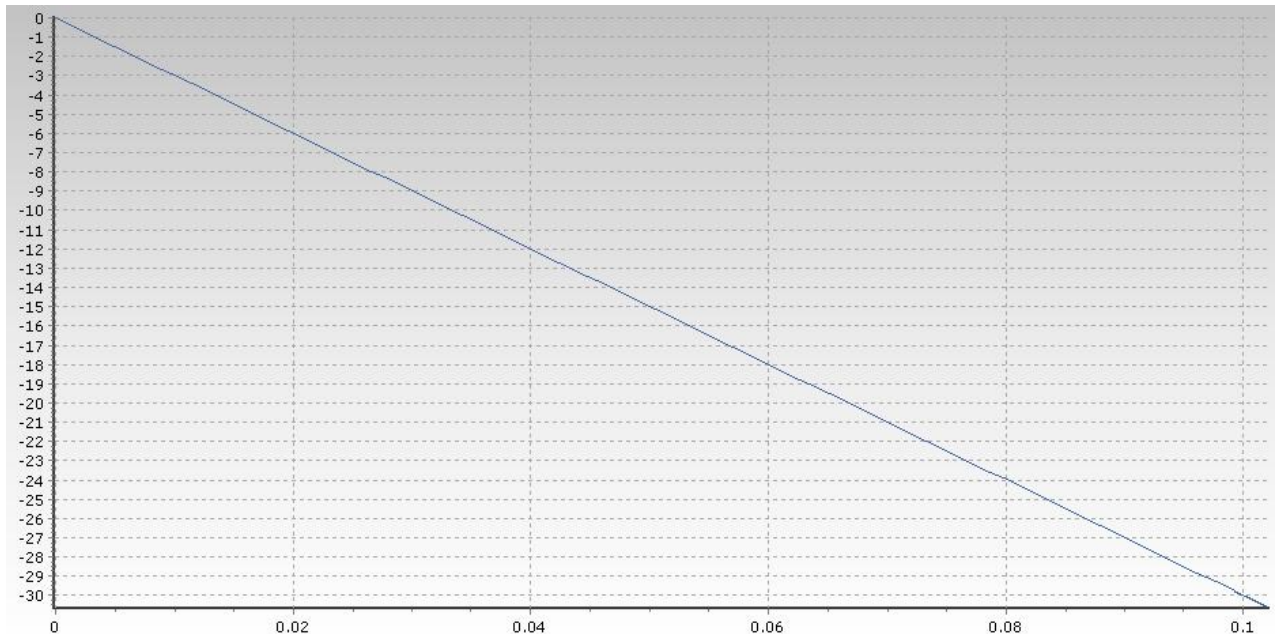
Η τέμνουσα βάσης στη διαρροή προκύπτει μικρότερη από την αντίστοιχη στην επίλυση με τα στοιχεία FBPH.

Επιπλέον, παρουσιάζονται παρακάτω και τα διαγράμματα γωνιών στροφής χορδής κάτω άκρου – φορτικού συντελεστή και ροπών κάμψης – φορτικού συντελεστή:



**Διάγραμμα 2-14: Διάγραμμα  $\lambda - \theta(\text{rad})$**

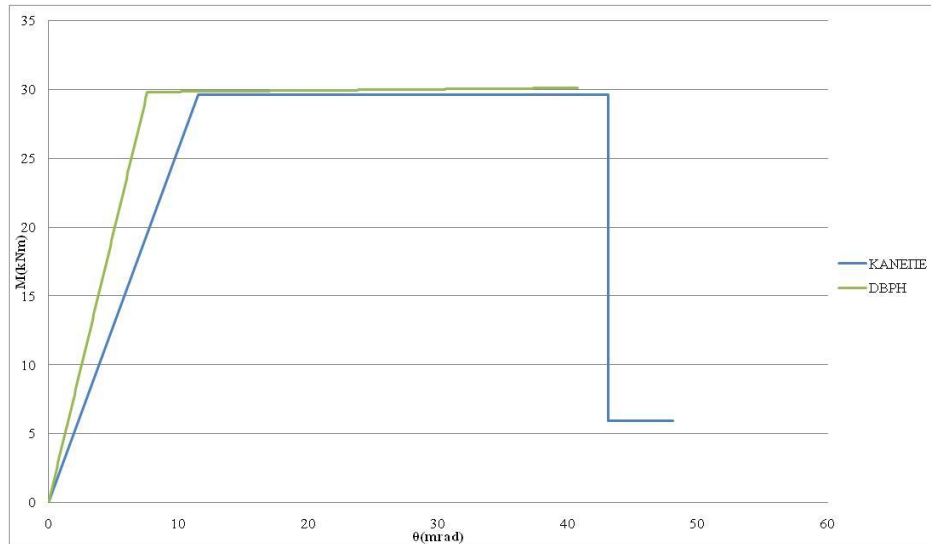
Το σημείο αλλαγής κλίσης της διγραμμικής καμπύλης  $\theta-\lambda$ , το οποίο θεωρείται και το σημείο διαρροής σύμφωνα με την ανάλυση, αντιστοιχεί σε γωνία στροφής χορδής αρκετά μικρότερη από την αντίστοιχη της διαρροής σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.



**Διάγραμμα 2-15: Διάγραμμα  $M(\text{kNm}) - \lambda$**

Όπως και στην προηγούμενη ανάλυση, συμπεραίνουμε ότι η τέμνουσα βάσης και η αναπτυσσόμενη ροπή συνδέονται με τη γραμμική σχέση  $M = Fb \times h\text{προβ}$ . Η μέγιστη ροπή, όμως, προσεγγίζει τα 31 kNm και είναι μικρότερη από την αντίστοιχη της επίλυσης με τα στοιχεία FBRH.

Από τις τιμές αυτών των διαγραμμάτων, προσδιορίζεται η καμπύλη  $M\gamma-\theta$  του φορέα και συγκρίνεται με την αντίστοιχη του ΚΑΝ.ΕΠΕ:

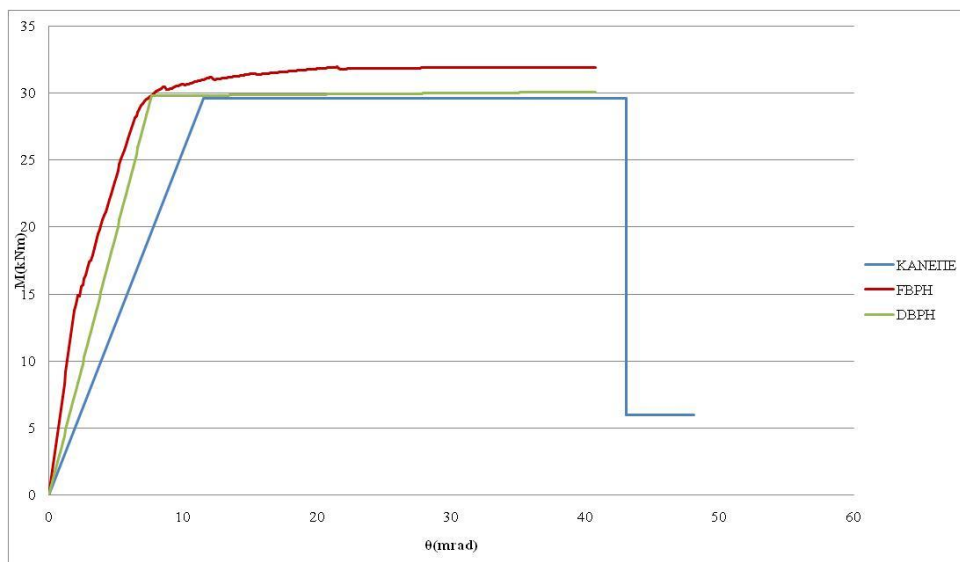


**Διάγραμμα 2-16: Διαγράμματα ροπών κάμψης – γωνιών στροφής χορδής**

Η σύγκριση των διαγραμμάτων αναπτυσσόμενης ροπής – γωνία στροφής χορδής που προέκυψαν από την ανελαστική, μη γραμμική ανάλυση ως προς τα υλικά, με στοιχεία τύπου DBPH και από τις μεθοδολογίες του Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων (ΟΑΣΠ, 2<sup>η</sup> αναθεώρηση 2017) οδηγούν στα παρακάτω συμπεράσματα:

- Η μέθοδος υπολογίζει μία αρκετά μικρότερη γωνία στροφής χορδής του μέλους κατά τη διαρροή από την αντίστοιχη του ΚΑΝ.ΕΠΕ.
- Το στοιχείο τύπου DBPH παρουσιάζει, αρχικά, πιο δύσκαμπτη συμπεριφορά από αυτήν που παρουσιάζει η μεθοδολογία του ΚΑΝ.ΕΠΕ.
- Η μέθοδος οδηγεί σε μια πολύ καλή προσέγγιση των ροπών διαρροής και αντοχής του μέλους .

Παρατίθεται παρακάτω το κοινό διάγραμμα ροπών – γωνιών στροφής χορδής των αναλύσεων με στοιχεία FBPH , DBPH και το αντίστοιχο του ΚΑΝ.ΕΠΕ:



**Διάγραμμα 2-17: Καμπύλες ροπών – γωνιών στροφής χορδής**

Θεωρώντας ως ιδανικό και στοχευόμενο το διάγραμμα που προέκυψε από την εφαρμογή των σχέσεων του Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων (ΟΑΣΠ, 2<sup>η</sup> αναθεώρηση 2017) συγκρίνουμε τις αναλύσεις με τα δύο διαφορετικά στοιχεία:

- Η ανάλυση με τα στοιχεία FBPH προσεγγίζει πιο ορθά τη διαρροή σε όρους γωνίας στροφής χορδής και μετατόπισης κορυφής, ενώ υπολογίζει μια μεγαλύτερη, μη-ανεκτή ροπή αντοχής στο φορέα.
- Η ανάλυση με τα στοιχεία DBPH με το διγραμμικό της διάγραμμα προσεγγίζει μεν σωστά τη ροπή αντοχής του φορέα, αποκλίνει δε από τη μετατόπιση κορυφής και την αναπτυσσόμενη γωνία στροφής χορδής τη στιγμή της διαρροής.

Με στόχο μια πιο ενδελεχή διερεύνηση αυτού του καινοτόμου είδους ανάλυσης, πραγματοποιείται στην παράγραφο § 5.4 της εργασίας μια στατική, ανελαστική, μη γραμμική ως προς τα υλικά, ανάλυση ενός δώροφου πλαισίου. Η προκύπτουσα καμπύλη ικανότητας συγκρίνεται με την αντίστοιχη του Κανονισμού και επαληθεύονται οι παρατηρήσεις και τα συμπεράσματα που παρατέθηκαν παραπάνω.

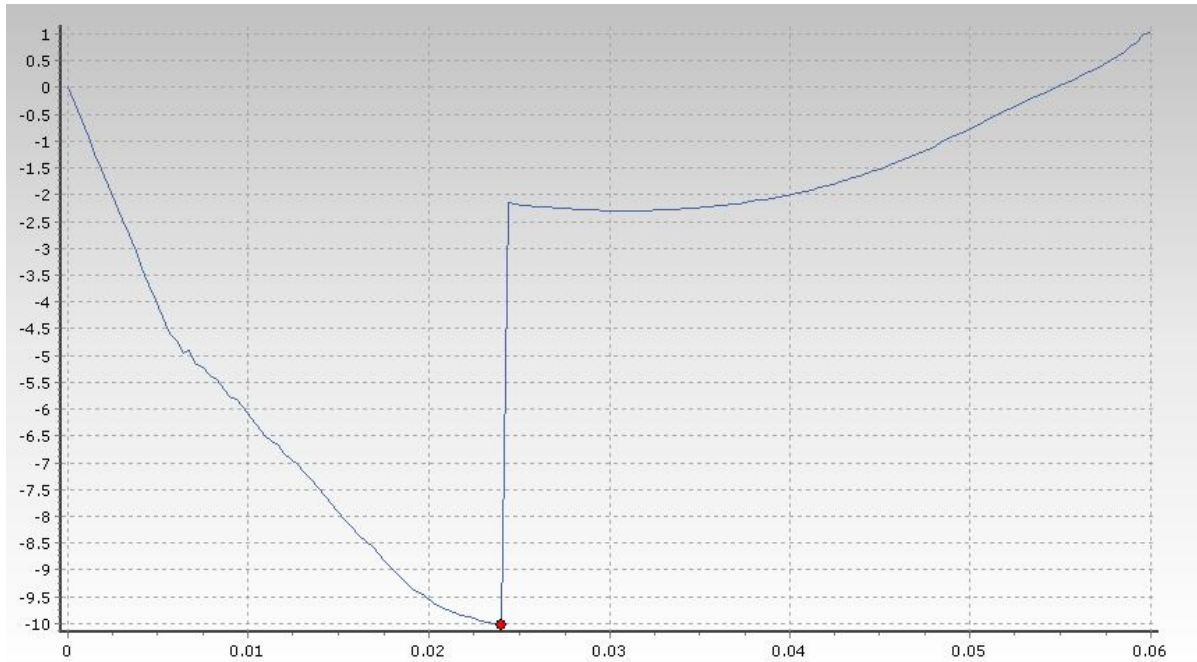
#### **iv) Διατμητική συμπεριφορά στοιχείου**

Η διατμητική συμπεριφορά των δομικών στοιχείων αποτελεί έναν από τους σημαντικότερους παράγοντες που χρίζουν ενδελεχούς διερεύνησης από κάθε μηχανικό. Κρίθηκε, συνεπώς, απαραίτητο να εξεταστούν οι δυνατότητες και τα χαρακτηριστικά της μη γραμμικής, ως προς τα υλικά, ανάλυσης σχετικά με το φαινόμενο της διατμητικής αστοχίας. Επιλέχθηκε ο τύπος στοιχείων FBPH.

Συγκεκριμένα, μελετήθηκε η συμπεριφορά της κατασκευής όταν της ορίζεται μια μικρή διατμητική αντοχή. Αυτή η αντοχή τέθηκε μέσω ενός νέου κριτηρίου από τις επιλογές των κριτηρίων ανάλυσης (Performance Criteria).

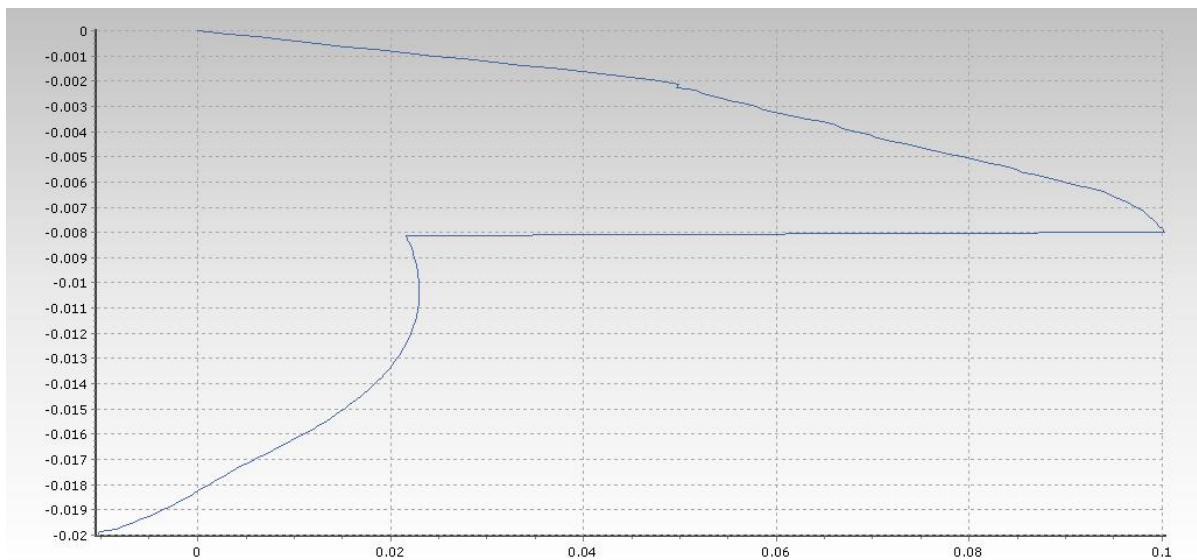
Επιλέχθηκε η τιμή της τέμνουσας δύναμης ίση με 10kN και απομένουσα αντοχή 20%.(Performance Criteria).

Πραγματοποιείται η ανάλυση και προκύπτουν τα εξής αποτελέσματα:



**Διάγραμμα 2-18: Καμπύλη τέμνουσας βάσης (kN) - μετατόπισης κορυφής (m)**

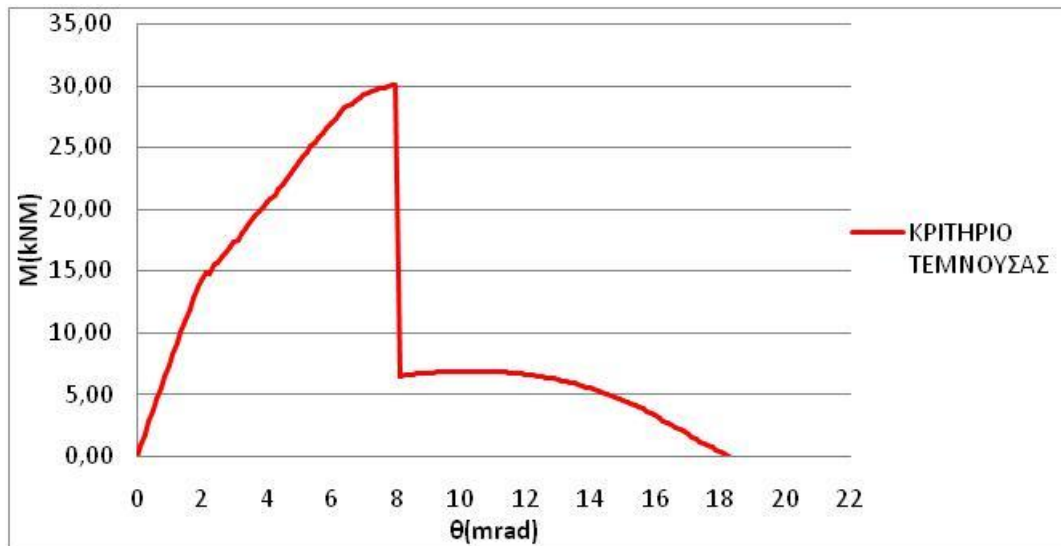
Το σημείο που εμφανίζεται συμβολίζει τη στιγμή της διατμητικής αστοχίας.



**Διάγραμμα 2-19: Διάγραμμα  $\lambda - \theta(\text{rad})$**

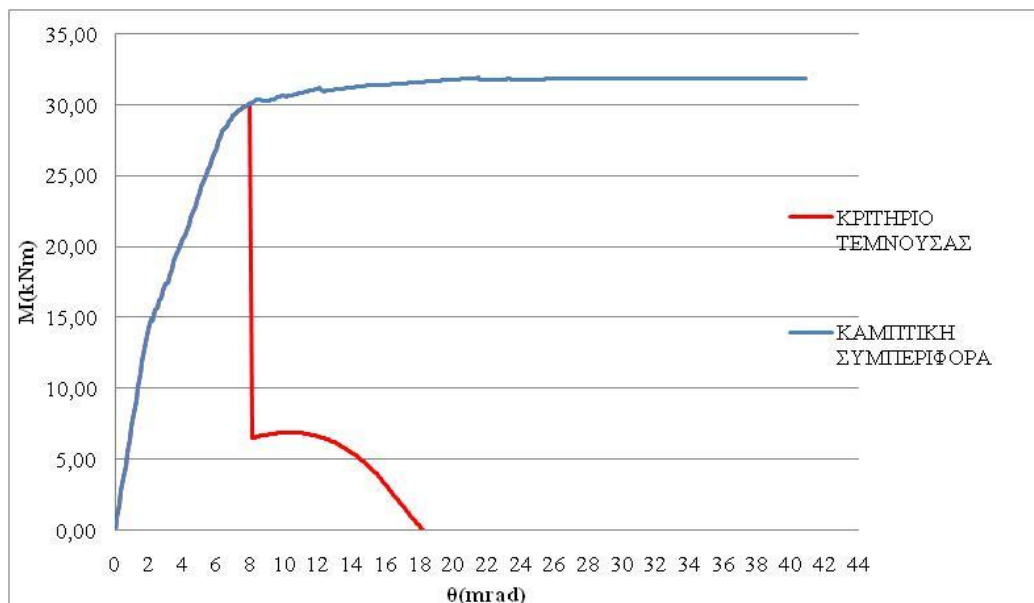
Παρατηρείται ότι τη στιγμή που η δρώσα τέμνουσα στον πρόβολο γίνεται ίση με την, καθορισμένη από τον μελετητή, τέμνουσα αντοχής 10kN, η γωνία στροφής χορδής είναι ίση με 8mrad. Η μείωση της αντοχής είναι άμεση και δεν ακολουθεί τον Ελληνικό Κανονισμό Επεμβάσεων (ΟΑΣΠ, 2<sup>η</sup> αναθεώρηση 2017), σύμφωνα με τον οποίο καθορίζεται μια κράτυνση της ροπής αντοχής για  $+0.4\theta_v$ .

Παρουσιάζεται και το διάγραμμα ροπών – γωνιών στροφής χορδής του στοιχείου που αστοχεί λόγω τέμνουσας:



**Διάγραμμα 2-20: Διάγραμμα ροπών κάμψεως – γωνιών στροφής χορδής**

Επίσης, για λόγους σύγκρισης παρατίθεται το κοινό διάγραμμα του ίδιου στοιχείου σε περίπτωση διατμητική και καμπτικής αστοχίας:



**Διάγραμμα 2-21: Διαγράμματα ροπών κάμψεως – γωνιών στροφής χορδής για καμπτική και διατμητική αστοχία**

Η μη γραμμικότητα της παραμένουσας αντοχής οφείλεται στον τύπο Fibre του στοιχείου και κρίνεται αναμενόμενη.

Συνοψίζοντας, η ανελαστική, μη γραμμική ως προς τα υλικά, ανάλυση των κατασκευών και το κριτήριο της διατμητικής αντοχής που προσφέρει, δεν λαμβάνουν υπόψη την υπόδειξη του Ελληνικό Κανονισμό Επεμβάσεων (ΟΑΣΠ, 2<sup>η</sup> αναθεώρηση 2017) για μια κράτυνση της ροπής αντοχής τη στιγμή της διατμητικής αστοχίας κατά  $+0.4 \cdot \theta_v$ .

## 2.2 Πρόσθετα στοιχεία στατικής, ανελαστικής ανάλυσης κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

### 2.2.1 Δυσκαμψία και αναπτυσσόμενη γωνία στροφής χορδής κατά τη διαρροή

Η ανάλυση Pushover, με τη μέθοδο βήμα προς βήμα, έχει ως στόχο την αποτίμηση και την εξακρίβωση της φέρουσας ικανότητας της υπό εξέταση κατασκευής. Η διαδικασία αυτή ορίζεται επακριβώς από τον Ελληνικό Κανονισμό Επεμβάσεων (ΟΑΣΠ, 2<sup>η</sup> αναθεώρηση 2017), από τον οποίο προέρχονται και οι μαθηματικές σχέσεις που εφαρμόζονται.

Σύμφωνα με τον Κανονισμό, η ενεργός δυσκαμψία της ρηγματωμένης διατομής των δομικών στοιχείων, η οποία χαρακτηρίζει τα στοιχεία κατά την επίλυση οριζόντιας φόρτισης του φορέα, προκύπτει από τη σχέση:

$$EI_{\text{eff}} = \frac{M_y}{\left(\frac{1}{r}\right)_y}$$

#### Ενεργός δυσκαμψία ρηγματωμένων δομικών στοιχείων

Όπως είναι προφανές, η ενεργός δυσκαμψία έχει άμεση εξάρτηση από την καμπυλότητα διαρροής της διατομής του στοιχείου.

Η γωνία στροφής χορδής του στοιχείου κατά τη διαρροή, σύμφωνα με τον Κανονισμό, προκύπτει από την παρακάτω σχέση:

$$\theta_y = \left(\frac{1}{r}\right)_y \cdot \frac{L_s + \alpha_v \cdot z}{3} + 0.0014 \cdot \left(1 + 1.5 \cdot \frac{h}{L_s}\right) + \frac{\left(\frac{1}{r}\right)_y \cdot d_b \cdot f_y}{8 \cdot \sqrt{f_c}}$$

#### Γωνία στροφής χορδής

Ο υπολογισμός της γωνία στροφής χορδής κατά τη διαρροή είναι σαφές ότι λαμβάνει υπόψη την καμπυλότητα διαρροής, αλλά και στοιχεία που αφορούν τη διατμητική συμπεριφορά του στοιχείου.

Αυτό έχει ως συνέπεια ότι η ενεργός δυσκαμψία και η αναπτυσσόμενη γωνία στροφής χορδής κατά τη διαρροή μιας διατομής δεν συμπίπτουν απόλυτα. Η χρήση και η εφαρμογή κατά την ανάλυση της, υπολογισθείσας κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, ενεργούς δυσκαμψίας μιας διατομής οδηγεί στην ανάπτυξη μικρότερης γωνία στροφής χορδής κατά τη διαρροή από αυτήν που ορίζει ο Κανονισμός.

Το ζήτημα αυτό διαπιστώθηκε στην πράξη με την ανάλυση ενός μονώροφου πλαισίου με τη μέθοδο Βήμα προς Βήμα, εφαρμόζοντας επακριβώς τις διατάξεις και τις σχέσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σε κάθε διαρροή διατομής, προκύπτει αναπτυσσόμενη γωνία στροφής χορδής σημαντικά μικρότερη από την αναμενόμενη, δίχως να επηρεάζεται η αντοχή της κατασκευής.

Η λύση αυτής της ασυμβατότητας ενεργούς δυσκαμψίας και αναμενόμενης γωνίας στροφής χορδής προκύπτει με την προσπάθεια εκτίμησης μιας πιο ορθής τιμής της ενεργούς δυσκαμψίας. Η μέθοδος υπολογισμού αυτής της “ισοδύναμης” ενεργούς δυσκαμψίας είναι απαραίτητο να λαμβάνει υπόψη όλους τους παράγοντες που καθορίζουν, κατά τον Κανονισμό, την τιμή της γωνίας στροφής χορδής κατά τη διαρροή τους στοιχείου.

Συγκεκριμένα, πραγματοποιήθηκε η παρακάτω υπολογιστική διαδικασία:

- Προσδιορίστηκε με τη γνωστή μεθοδολογία του ΚΑΝ.ΕΠΕ η καμπυλότητα διαρροής μιας διατομής τους φορέα
- Υπολογίστηκαν από τις σχέσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ η γωνία στροφής χορδής και η αναπτυσσόμενη ροπή κατά τη διαρροή της διατομής:

$$\frac{M_y}{b \cdot d^3} = \left(\frac{1}{r}\right)_y \cdot \left\{ E_c \cdot \frac{\xi_y^2}{2} \cdot \left( 0.5 \cdot (1 + \delta') \cdot \frac{\xi_y}{3} \right) + \left[ (1 - \xi_y) \cdot \rho + (\xi_y - \delta') \cdot \rho' + \frac{\rho_v}{6} \cdot (1 - \delta') \right] \cdot (1 - \delta') \cdot \frac{E_s}{2} \right\}$$

#### Ροπή διαρροής διατομής

$$\theta_y = \left(\frac{1}{r}\right)_y \cdot \frac{L_s + \alpha_v \cdot z}{3} + 0.0014 \cdot \left( 1 + 1.5 \cdot \frac{h}{L_s} \right) + \frac{\left(\frac{1}{r}\right)_y \cdot d_b \cdot f_y}{8 \cdot \sqrt{f_c}}$$

#### Γωνία στροφής χορδής

- Με στόχο τον υπολογισμό μιας ισοδύναμης ενεργούς δυσκαμψίας ρηγματωμένης διατομής, η οποία θα λαμβάνει υπόψη όλους τους παράγοντες που καθορίζουν τη γωνία στροφής χορδής κατά τη διαρροή, υπολογίζεται η αντίστοιχη ισοδύναμη καμπυλότητα διαρροής  $(1/r)_y'$  από τη σχέση:

$$\theta_y = \left(\frac{1}{r}\right)_y' \cdot \frac{L_s + \alpha_v \cdot z}{3}$$

#### “Ισοδύναμη” καμπυλότητα διαρροής

- Προσδιορίζεται η ισοδύναμη ενεργός δυσκαμψίας της διατομής με τη σχέση:

$$E_{\text{eff}}' = \frac{M_y}{\left(\frac{1}{r}\right)_y'}$$

#### “Ισοδύναμη” ενεργός δυσκαμψία

Η νέα, ισοδύναμη ενεργός δυσκαμψία συσχετίζεται απόλυτα με την αναπτυσσόμενη γωνία στροφής χορδής της διατομής κατά τη διαρροή της. Παρατηρείται, επίσης, σημαντική διαφορά στις τιμές της ισοδύναμης ενεργούς δυσκαμψίας και της αρχικής ενεργούς δυσκαμψίας.



Εφαρμόζοντας την παραπάνω διαδικασία για κάθε πιθανή διατομή πλαστικής άρθρωσης του φορέα, προκύπτουν οι δυσκαμψίες σύμφωνα με τις οποίες θα πραγματοποιηθούν οι αναλύσεις Pushover.

Για λόγους επιβεβαίωσης της ορθότητας αυτής της διαδικασίας, πραγματοποιήθηκε η ίδια ανάλυση Pushover του μονώροφου θεωρώντας αυτή τη φορά ως ενεργές δυσκαμψίες ρηγματωμένων διατομών τις νέες ισοδύναμες. Όπως ήταν αναμενόμενο, προκύπτει μια πολύ καλύτερη προσέγγιση των υπολογισμένων γωνιών στροφής χορδής των μελών κατά τη διαρροή τους. Σε ορισμένες διατομές προκύπτει ακόμα και ταύτιση των αναπτυσσόμενων γωνιών με τις υπολογισμένες από τον Κανονισμό, ενώ στις υπόλοιπες οι διαφορές είναι μικρές.

Ενδεικτικά, παρατίθενται οι τιμές των αναπτυσσόμενων γωνιών στροφής χορδής της ίδιας διατομής για τις δύο αναλύσεις, καθώς και αναμενόμενη τιμή του Κανονισμού:

- Ανάλυση με ενεργές δυσκαμψίες μελών κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ:
  - Ενεργός δυσκαμψία υποστυλώματος:  $EI_{eff} = 3241.60 \text{ kNm}^2$
  - Αναπτυσσόμενη γωνία στροφής χορδής διαρροής:  $\theta = 5.10 \text{ mrad}$
- Ανάλυση με ισοδύναμες ενεργές δυσκαμψίες:
  - Ισοδύναμη ενεργός δυσκαμψία:  $EI_{eff}^* = 2072.84 \text{ kNm}^2$
  - Αναπτυσσόμενη γωνία στροφής χορδής διαρροής:  $\theta = 7.30 \text{ mrad}$
- Υπολογισθείσα γωνία στροφής χορδής διαρροής κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ:  
 $\theta = 7.14 \text{ mrad}$

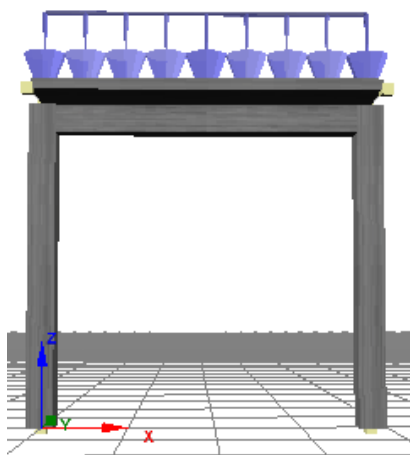
Υπό αυτές τις συνθήκες, λαμβάνοντας υπόψη την βελτίωση της ακρίβειας υπολογισμού των αναπτυσσόμενων γωνιών στροφής χορδής και την δυνατότητα καλύτερης προσομοίωσης της συμπεριφοράς των στοιχείων και των κατασκευών συνολικά, η διαδικασία κρίνεται ορθολογική και εφαρμόσιμη για τις αναλύσεις που απαιτούνται στη συγκεκριμένη εργασία.

Επιπρόσθετα, εύλογη είναι και η αυθαίρετη θεώρηση του μελετητή για ακριβή ταύτιση των γωνιών στροφής χορδής των διατομών που πλαστικοποιούνται με τις αντίστοιχες υπολογισμένες κατά τον Κανονισμό. Δηλαδή, σε κάθε βήμα να θεωρείται για τη διατομή διαρροής ότι αναπτύσσεται η γωνία στροφής χορδής τους Κανονισμού και να μετράτε, μετά τη διαρροή, η πλαστική γωνία στροφής χορδής. Σε αυτή την περίπτωση, όπως προέκυψε από αντίστοιχη ανάλυση Pushover του ίδιο μονώροφου, δεν υπάρχει σημαντική επίπτωση στην Καμπύλη Ικανότητας του φορέα [ $V_b(Kn)$ - $d_{top}(mm)$ ], παρά μόνον μια αμελητέα διαφορά, της τάξης του 4%, στην μετατόπιση αστοχίας και στη διαθέσιμη πλαστιμότητα μετατοπίσεων.

### 2.2.2 Δυσκαμψία κατά την επίλυση κατακόρυφων φορτίων

Στόχος της συγκεκριμένης διερεύνησης είναι να αξιολογηθεί η δυσμενής επίδραση της θεώρησης ρηγματωμένου σκυροδέματος κατά την ανάλυση των κατακόρυφων φορτίων. Προς αυτή τη κατεύθυνση, πραγματοποιήθηκαν τρεις επιλύσεις κατακόρυφων φορτίων του ίδιο μονώροφου, θεωρώντας διαφορετικές δυσκαμψίες

μελών σε κάθε επίλυση. Η φόρτιση, η γεωμετρία και η όπλιση του φορέα, καθώς και τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών αποτελούν αμετάβλητα στοιχεία των τριών αναλύσεων. Εν συνεχεία, συγκρίθηκαν οι θλιπτικές αξονικές των υποστυλωμάτων που αναπτύχθηκαν σε κάθε επίλυση, οι οποίες αποτελούν τον μοναδικό διαφοροποιητικό παράγοντα της αντοχής των πλαισίων. Τα υπόλοιπα εντατικά μεγέθη που αναπτύχθηκαν θεωρήθηκε ότι είναι πανομοιότυπα και στις τρεις επιλύσεις κατακόρυφων φορτίων.



**Εικόνα 2-1: Το εξεταζόμενο μονώροφο πλαίσιο**

- Κατά την πρώτη επίλυση, θεωρήθηκε ότι ο φορέας είναι σε αρηγμάτωτη κατάσταση και ορίστηκαν για τα μέλη οι αρχικές δυσκαμψίες  $EI_1 = EI_{\text{ΑΡΗΓΜ}}$ . Προέκυψε λοιπόν από την ανάλυση αξονική υποστυλωμάτων  $N_1 = 153.64 \text{ kN}$  και ισοδύναμη ενεργός δυσκαμψία ρηγματωμένης διατομής υποστυλωμάτων  $EI_{\text{eff}}' = 2072.84 \text{ kNm}^2$ .
- Ο δεύτερος φορέας θεωρήθηκε ρηγματωμένος κατά την ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων και συγκεκριμένα ορίστηκε ως ενεργός δυσκαμψία μελών η μισή της αρχικής  $EI_2 = 0.5EI_{\text{ΑΡΗΓΜ}} = 0.5EI_1$ . Τα αποτελέσματα της επίλυσης προέκυψαν όμοια με τα αντίστοιχα της πρώτης ανάλυσης, με αξονική υποστυλωμάτων  $N_2 = 153.64 \text{ kN}$  και ισοδύναμη ενεργό δυσκαμψία υποστυλωμάτων  $EI_{\text{eff}}' = 2072.84 \text{ kNm}^2$ .
- Κατά την τρίτη επίλυση θεωρήθηκε αρχική δυσκαμψία υποστυλωμάτων  $EI_3 = EI_{\text{eff}}' = 2072.84 \text{ kNm}^2$  και για τη δοκό η αντίστοιχη ενεργός δυσκαμψία για αρνητική δρώσα ροπή στα άκρα της. Η αξονική των υποστυλωμάτων που προέκυψε από την επίλυση είχε τιμή  $N_3 = 153.46 \text{ kN}$ .

Από τις τρεις επιλύσεις κατακόρυφων φορτίων, προκύπτουν πανομοιότυπες τιμές αξονικών υποστυλωμάτων και, κατά συνέπεια, ίδιες ενεργές δυσκαμψίες ρηγματωμένων στοιχείων που θα θεωρηθούν κατά τις επιλύσεις οριζόντιων φορτίσεων. Συνεπώς, η αντοχή των στοιχείων και η συνολική φέρουσα ικανότητα του φορέα είναι η ίδια στο πέρας των τριών επιλύσεων.

Ουσιαστικά, η διερεύνηση οδήγησε στο συμπέρασμα ότι η θεώρηση ρηγματωμένου ή αρηγμάτωτου φορέα κατά την ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων, τουλάχιστον για φορείς μικρού μεγέθους, δεν επηρεάζει σημαντικά την διαθέσιμη αντοχή των

στοιχείων και του συνόλου της κατασκευής στην ανάληψη των οριζόντιων σεισμικών φορτίων της ανάλυσης Pushover. Ωστόσο, στις πιο συνήθεις περιπτώσεις (εκτός πειραματικών δοκιμών) ο μελετητής δεν γνωρίζει με ακρίβεια την πραγματική κατάσταση του σκυροδέματος κατά την ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων και επιβάλλεται, δυσμενώς, να ακολουθήσει τις διατάξεις του κανονισμού, που προτείνει τη θεώρηση δυσκαμψίας στοιχείων ίσης με τη μισή του αρηγμάτωτου στοιχείου  $EI=0.5EI_{\text{ΑΡΗΓΜ.}}$ .

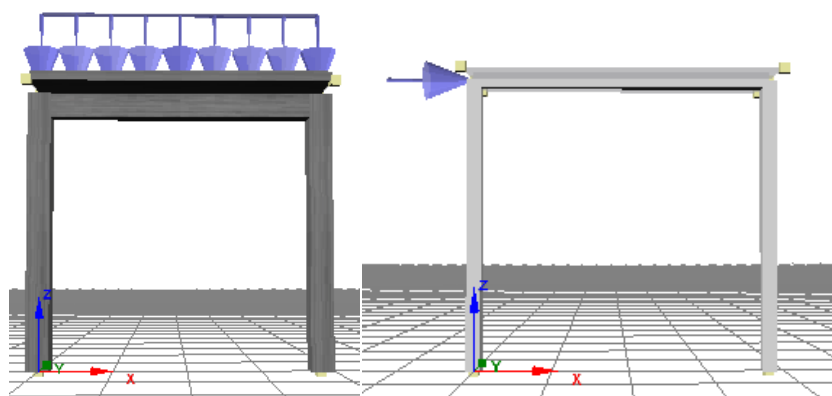
Κατά την ανάλυση των πειραματικών δοκιμών της εργασίας, εντούτοις, με γνωστή την πραγματική κατάσταση των φορέων, θα λαμβάνονται ως αρηγμάτωτοι στις επιλύσεις κατακόρυφων φορτίων.

### 2.2.3 Αξιολόγηση επίδρασης μεταβολής αξονικών δυνάμεων στην ανελαστική στατική ανάλυση

Μείζονος σημασία ζήτημα προς διερεύνηση κρίθηκε, επίσης, η μεταβολή των αξονικών δυνάμεων των υποστυλωμάτων μιας κατασκευής, καθώς και η επίδρασή της στη συνολική σεισμική της συμπεριφορά.

Ο Κανονισμός επιτρέπει την αγνόηση της μεταβολής των αξονικών δυνάμεων των στοιχείων λόγω των σεισμικών, οριζόντιων δράσεων και θεωρεί τις αξονικές σταθερές και ίσες με αυτές που προέρχονται από την επίλυση των κατακόρυφων φορτίων. Αυτή η παραδοχή βασίζεται στην αμελητέα, αναμενόμενη μεταβολή των αξονικών λόγω των σεισμικών δράσεων. Η θεώρηση αυτή κρίθηκε εξαιρετικά ενδιαφέρουσα για πρακτική διερεύνηση και αξιολόγηση της ορθότητας και της καθολικότητάς της.

Για τον λόγο αυτό πραγματοποιήθηκαν δύο διαφορετικές ανελαστικές, στατικές αναλύσεις (Pushover) του ίδιο μονώροφου, πλαίσιακού φορέα με κοινά γεωμετρικά, μηχανικά χαρακτηριστικά και φορτία. Δεν υπάρχει ιδιαίτερο ενδιαφέρον στην αναλυτική περιγραφή του φορέα, καθώς η διερεύνηση επικεντρώνεται στη σύγκριση των αποτελεσμάτων των δύο αναλύσεων.



Εικόνα 2-2: Ο εξεταζόμενος πλαίσιακός φορέας

Αρχικά, και για τις δύο αναλύσεις πραγματοποιήθηκε κοινή επίλυση κατακόρυφων φορτίων θεωρώντας δυσκαμψία στοιχείων ίση με τη αντίστοιχη μισή των

αρηγμάτων στοιχείων, δηλαδή  $EI=0.5EI_{\text{ΑΡΗΓΜ}}$ . Από την επίλυση κατακόρυφων φορτίων, προκύπτουν οι αξονικές των στύλων  $N_{K1}=N_{K2}= 153.64 \text{ kN}$  και ισοδύναμες ενεργές δυσκαμψίες στοιχείων:

- Υποστυλώματα K1,K2  $EI_{\text{eff}}'=2072.83 \text{ kNm}^2$

- Δοκός για θετική ροπή  $EI_{\text{eff}}'= 19119.25 \text{ kNm}^2$

- Δοκός για αρνητική ροπή  $EI_{\text{eff}}'=3664.17 \text{ kNm}^2$

Επίσης, προκύπτουν και οι ροπές αντοχής και οι γωνίες ροπής χορδής διαρροής και αστοχίας των στοιχείων ως εξής:

-Υποστυλώματα K1,K2  $M_{y_{K1}}=M_{y_{K2}}= 29.62 \text{ kNm}$  ,  $\theta_{y_{K1}}=\theta_{y_{K2}}=7.14\text{mrad}$ ,  
 $\theta_{u_{K1}}=\theta_{u_{K2}}= 43.1\text{mrad}$

-Δοκός για θετική ροπή  $M_y= 165.87 \text{ kNm}$ ,  $\theta_y= 2 \text{ mrad}$ ,  $\theta_u= 2.8 \text{ mrad}$

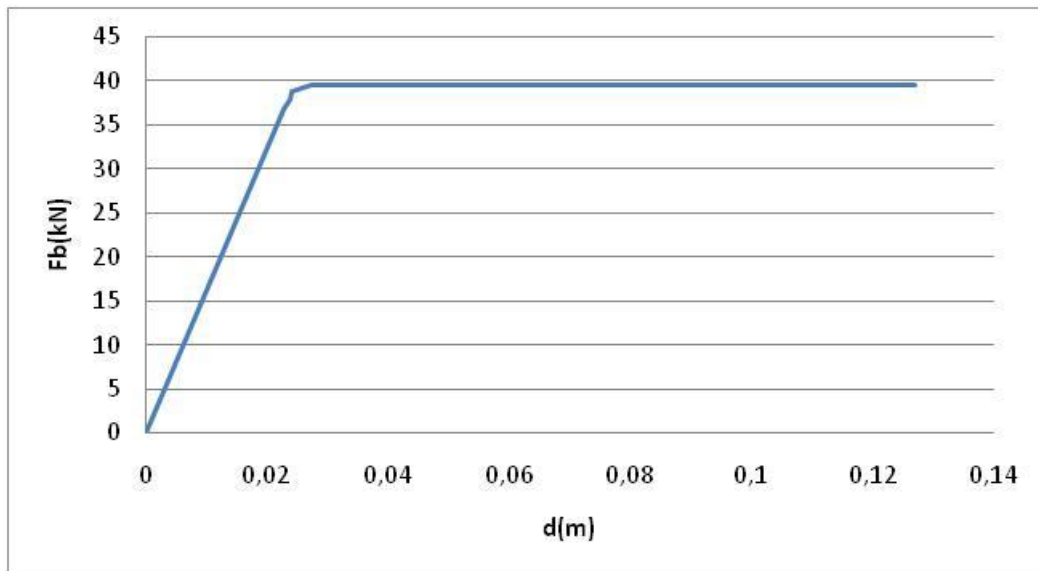
-Δοκός για αρνητική ροπή  $M_y=36.05\text{kNm}$ ,  $\theta_y=5 \text{ mrad}$ ,  $\theta_u=35 \text{ mrad}$

Κατά την πρώτη ανάλυση, ακολουθώντας τις διατάξεις και τις παραδοχές του Κανονισμού, τα παραπάνω στοιχεία θεωρούνται σταθερά για ολόκληρη τη διαδικασία και για το σύνολο των επιλύσεων.

Αντίθετα, στην δεύτερη ανάλυση, στην οποία λαμβάνεται υπόψη η μεταβολή των αξονικών των υποστυλωμάτων σε κάθε βήμα, από τα παραπάνω στοιχεία, μόνον αυτά των δοκών θεωρούνται σταθερά καθ' όλη τη διαδικασία. Αυτό ισχύει διότι στις δοκούς η δρώσα αξονική δύναμη είναι πρακτικά μηδενική. Στα υποστυλώματα, τα παραπάνω στοιχεία αποτελούν μόνο αρχικές τιμές και σε κάθε βήμα η μεταβολή των αξονικών δυνάμεων οδηγεί σε μεταβολή και τον παραπάνω μεγεθών. Συνεπώς, σε κάθε βήμα εμφανίζεται αυξομείωση της ισοδύναμης ενεργούς δυσκαμψίας, της ροπής αντοχής και των γωνιών στροφής χορδής διαρροής και αστοχίας κάθε υποστυλώματος.

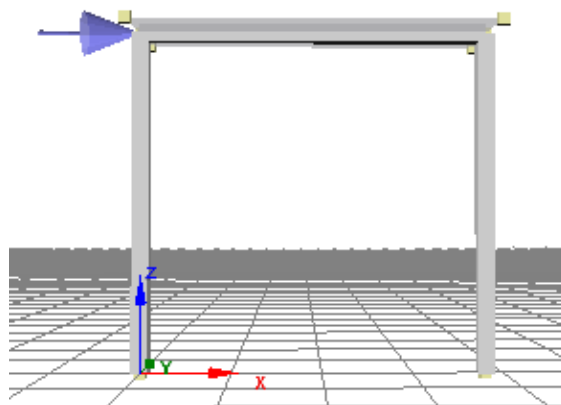
Στόχος της διερεύνησης είναι να εξακριβωθεί η επίπτωση αυτής της πιο λεπτομερούς διαδικασίας ανάλυσης στην συνολική σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής και όχι μόνον στα δομικά στοιχεία.

Συνεπώς, από την πρώτη ανάλυση, εφαρμόζοντας τη μέθοδο βήμα προς βήμα με σταθερή αξονική υποστυλωμάτων, καταλήγουμε στην παρακάτω καμπύλη ικανότητας της κατασκευής:



**Διάγραμμα 2-22: Καμπύλη ικανότητας ανάλυσης με σταθερές αξονικές υποστυλωμάτων**

Κατά τη δεύτερη ανάλυση, με την διαρροή κάθε διατομής μεταβαλλόταν το στατικό σύστημα. Έτσι, προέκυπτε και μεταβολή των αξονικών των στύλων του πλαισίου, καθώς και των χαρακτηριστικών που έχουν άμεση εξάρτηση από την αξονική. Παρουσιάζονται παρακάτω ενδεικτικά, έπειτα από κάθε επίλυση, οι τιμές των μεγεθών που μεταβάλλονταν για τα δύο υποστυλώματα:



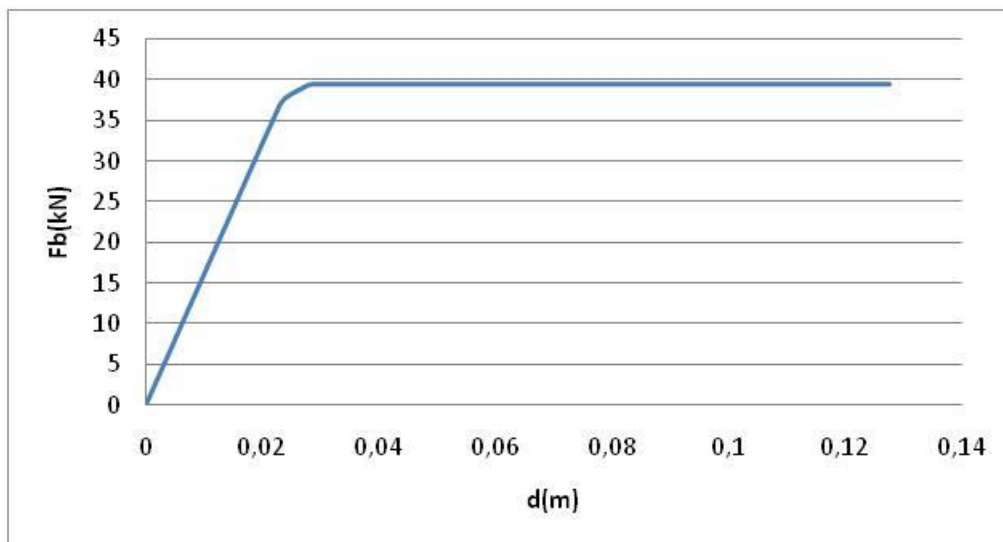
**Εικόνα 2-3: K1:υποστώλωμα αριστερά , K2:υποστώλωμα δεξιά**

|               |                           | Επίλυση κατακόρυφων φορτίων | 1η επίλυση οριζόντιας φόρτισης | 2η επίλυση οριζόντιας φόρτισης | 3η επίλυση οριζόντιας φόρτισης | 4η επίλυση οριζόντιας φόρτισης |
|---------------|---------------------------|-----------------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ Κ1 | N(kN)                     | 153.64                      | 136.07                         | 135.4                          | 133.85                         | 133.75                         |
|               | My(kNm)                   | 29.62                       | 28.11                          | 28.05                          | 27.91                          | 27.9                           |
|               | $\theta_y$ (mrad)         | 7.14                        | 7.03                           | 7.03                           | 7.02                           | 7.02                           |
|               | $\theta_u$ (mrad)         | 43.07                       | 43.7                           | 43.7                           | 43.8                           | 43.8                           |
|               | Eieff'(kNm <sup>2</sup> ) | 2072.84                     | 1997.56                        | 1994.62                        | 1987.82                        | 1987.39                        |
| ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ Κ2 | N(kN)                     | 153.64                      | 170.45                         | 171.08                         | 172.5                          | 172.58                         |
|               | My(kNm)                   | 29.62                       | 31.05                          | 31.1                           | 31.22                          | 31.23                          |
|               | $\theta_y$ (mrad)         | 7.14                        | 7.25                           | 7.25                           | 7.26                           | 7.26                           |
|               | $\theta_u$ (mrad)         | 43.07                       | 42.5                           | 42.5                           | 42.5                           | 42.5                           |
|               | Eieff'(kNm <sup>2</sup> ) | 2072.84                     | 2142.25                        | 2144.8                         | 2150.56                        | 2150.87                        |

**Πίνακας 2-1: Μεταβολή χαρακτηριστικών υποστυλωμάτων με το πέρας κάθε επίλυσης**

Παρατηρείται, όπως ήταν αναμενόμενο, μια σταδιακή αύξηση της δρώσας θλιπτικής αξονικής του υποστυλώματος Κ2 και μια αντίστοιχη μείωση της αξονικής του υποστυλώματος Κ1. Η αύξηση της αξονικής επιφέρει αύξηση της ροπής αντοχής του στοιχείου και της γωνίας στροφής χορδής του στοιχείου κατά τη διαρροή. Αντίθετα, μειώνεται η γωνία στροφής χορδής του στοιχείου κατά την αστοχία. Έτσι, είναι προφανές ότι με την αύξηση της δρώσας αξονικής επιτυγχάνεται για ένα μεμονωμένο δομικό στοιχείο βελτίωση της αντοχής του, αλλά μείωση της διαθέσιμης πλαστιμότητας του. Αντίστοιχα η μείωση της δρώσας αξονικής οδηγεί σε μειωμένη αντοχή σε όρους δυνάμεων, αλλά σε αυξημένη διαθέσιμη πλαστιμότητα.

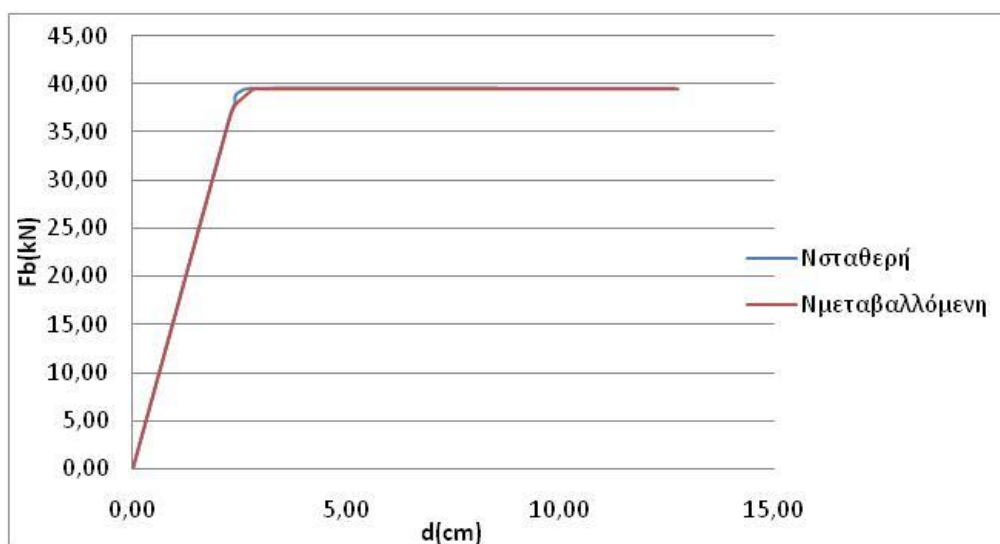
Η τελική καμπύλη ικανότητας του μονώροφου της δεύτερης ανάλυσης είναι η παρακάτω:



**Διάγραμμα 2-23: Καμπύλη ικανότητας με μεταβαλλόμενες αξονικές υποστυλωμάτων**

Με στόχο την βέλτιστη εξέταση του ζητήματος και τη σύγκριση των αποτελεσμάτων των δύο αναλύσεων, παρατίθενται σε κοινό διάγραμμα οι δύο καμπύλες ικανότητας και οι αντίστοιχες τιμές των διαγραμμάτων σε πίνακες:

| ΣΤΑΘΕΡΗ ΑΞΟΝΙΚΗ |       | ΜΕΤΑΒΑΛΛΟΜΕΝΗ ΑΞΟΝΙΚΗ |       |
|-----------------|-------|-----------------------|-------|
| Fb(kN)          | d(cm) | Fb(kN)                | d(cm) |
| 0.00            | 0.00  | 0.00                  | 0     |
| 36.75           | 2.28  | 36.70                 | 2.28  |
| 37.93           | 2.39  | 37.87                 | 2.40  |
| 38.87           | 2.42  | 39.37                 | 2.78  |
| 39.51           | 2.74  | 39.49                 | 2.85  |
| 39.51           | 12.70 | 39.49                 | 12.75 |



**Διάγραμμα 2-24: Καμπύλες ικανότητας**

Από τη σύγκριση των καμπύλων και των τιμών των δύο αναλύσεων επαληθεύεται, σε πρώτο στάδιο, η παραδοχή του Κανονισμού για αγνόηση της μεταβολής των αξονικών δυνάμεων και των επιπτώσεων της. Οι δύο καμπύλες ικανότητας εμφανίζονται πανομοιότυπες, με ίδια μέγιστη τέμνουσα δύναμη και διαθέσιμη πλαστιμότητα μετατοπίσεων. Η δυσκαμψία της κατασκευής δεν μεταβάλλεται αισθητά λόγω της μεταβολής των αξονικών των υποστυλωμάτων, ενώ η μόνη διαφοροποίηση των δύο καμπύλων εμφανίζεται κατά τις διαρροές των διατομών.

Αιτία αυτής της μικρής απόκλισης των δύο καμπύλων αποτελεί η αλλαγή της σειράς πλαστικοποίησης των διατομών, που συνέβη λαμβάνοντας υπόψη τη μεταβολή των αξονικών δυνάμεων των υποστυλωμάτων. Συγκεκριμένα, αγνοώντας τη μεταβολή διέρρευσαν οι διατομές με την εξής σειρά: 1<sup>η</sup> Διατομή Βάσης K2

2<sup>η</sup> Διατομή Βάσης K1

3<sup>η</sup> Διατομής Κεφαλής K2

4<sup>η</sup> Διατομή Κεφαλής K1

Σε αυτή τη περίπτωση, τα δύο υποστυλώματα είχαν ίδιες αντοχές.

Αντίθετα, λαμβάνοντας υπόψη τις μεταβολές των αξονικών σε κάθε επίλυση, το υποστυλώμα K2 συνεχώς αύξανε την αντοχή  $M_y$  του, ενώ, αντίθετα, το υποστυλώμα K1 μείωνε την αντοχή  $M_y$  του. Αυτό το γεγονός είχε ως αποτέλεσμα να

πλαστικοποιηθούν πρώτα οι αντίστοιχες διατομές του υποστυλώματος K1 από αυτές του K2 και να μεταβληθεί η σειρά διαρροής των διατομών ως εξής:

1<sup>η</sup> Διατομή Βάσης K1

2<sup>η</sup> Διατομή Βάσης K2

3<sup>η</sup> Διατομής Κεφαλής K1

4<sup>η</sup> Διατομή Κεφαλής K2

Συνοψίζοντας, προκύπτει το συμπέρασμα ότι η μεταβολή των αξονικών δυνάμεων των υποστυλωμάτων κατά τις διαδοχικές επιλύσεις και πλαστικοποιήσεις είναι δυνατόν να αγνοηθεί. Η συγκεκριμένη θέση αποτελεί και παραδοχή του Κανονισμού. Η σχεδόν ολοκληρωτική ταύτιση των δύο τελικών καμπύλων ικανότητας οδηγεί το συμπέρασμα ότι η μεταβολή των αξονικών δυνάμεων των υποστυλωμάτων δεν επηρεάζει αισθητά τη σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών. Συνεπώς κατά τις αναλύσεις των πειραματικών δοκιμών που θα απαιτηθούν στη συνέχεια της εργασίας, όπως είναι προφανές, θα αγνοείται η μεταβολή των αξονικών δυνάμεων των υποστυλωμάτων.

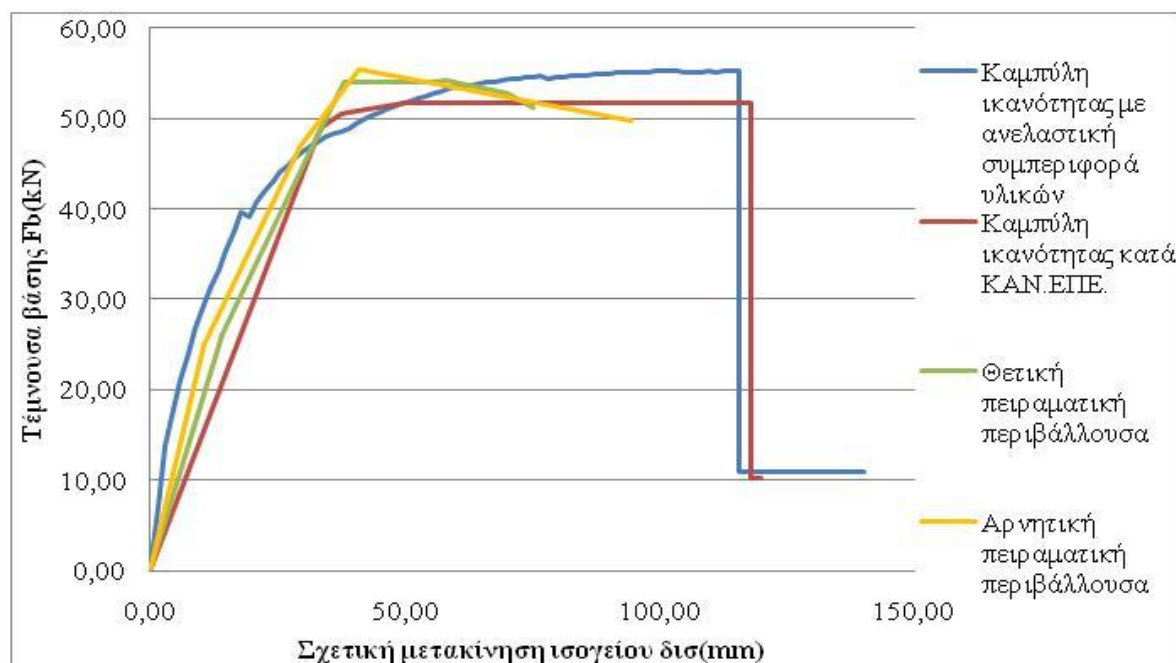
Παρόλα αυτά, επειδή η διερεύνηση αφορούσε ένα μικρό πλαίσιο και όχι ένα πιο περίπλοκο φορέα οδήγησε σε μικρές μεταβολές των αξονικών δυνάμεων. Επίσης, η διαφοροποίηση της σειράς διαρροής των διατομών των υποστυλωμάτων ίσως προδίδει μια πιθανή μεταβολή της συνολικής συμπεριφοράς της κατασκευής. Για αυτούς του δύο λόγους, θα ήταν ενδιαφέρουσα η εκτεταμένη διερεύνηση του ζητήματος σε μεγαλύτερους φορείς, με αυξημένα κατακόρυφα φορτία σε σχέση με το μονώροφο πλαίσιο. Σε αυτές τις περιπτώσεις υπάρχει η πιθανότητα σημαντικότερης επίδρασης της μεταβολής των αξονικών δυνάμεων των υποστυλωμάτων στη σεισμική συμπεριφορά των φορέων, είτε στην αντοχή είτε στη διαθέσιμη πλαστιμότητα.

### **2.3 Αποτίμηση πλαισίου με εφαρμογή της στατικής ανελαστικής, μη γραμμικής ως προς τα υλικά, ανάλυσης και των διατάξεων του ΚΑΝ.ΕΠΕ**

Με στόχο την περαιτέρω διερεύνηση του ζητήματος που αναλύθηκε στην παράγραφο §2.1, διενεργήθηκε μια στατική, ανελαστική, μη γραμμική ως προς τα υλικά ανάλυση του «γυμνού» δοκιμίου Δ1-R1-BFR, το οποίο περιγράφεται στην συνέχεια της εργασίας. Η μοντελοποίηση των δομικών στοιχείων πραγματοποιήθηκε κατά τη διαδικασία που αναφέρεται στην αντίστοιχη παράγραφο, ενώ η ανελαστικότητα των υλικών προσομοιώθηκε με την επιλογή στοιχείων *infrmDBPH* (Displacement-Based Plastic Hinge). Αποτέλεσμα της ανάλυσης συνιστά η αντίστοιχη καμπύλη ικανότητας του δοκιμίου, η οποία παρατίθεται παρακάτω σε κοινό διάγραμμα με την καμπύλη που προκύπτει εφαρμόζοντας τη μεθοδολογία του



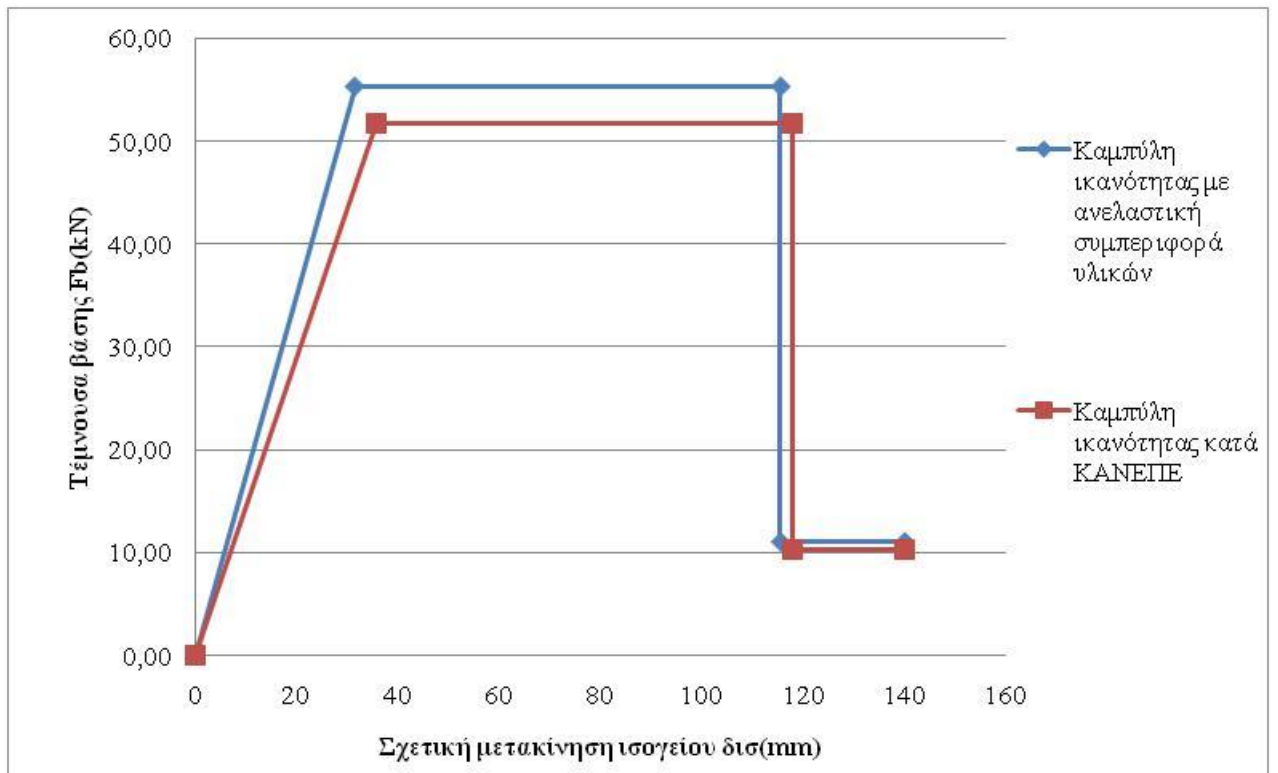
ΚΑΝ.ΕΠΕ και τις περιβάλλουσες των βρόγχων υστέρησης των πειραματικών δοκιμών:



**Διάγραμμα 2-25: Σύγκριση καμπύλων ικανότητας μεθόδων και πειραματικών καμπύλων**

Από μια πρώτη ανάγνωση του διαγράμματος προκύπτει ότι η εξεταζόμενη μέθοδος ανάλυσης δεν προσφέρει μια ικανοποιητική προσέγγιση της πειραματικής συμπεριφοράς του δοκιμίου. Η αρχική δυσκαμψία της καμπύλης ικανότητας που προκύπτει από την ανάλυση εμφανίζεται ελαφρώς μεγαλύτερη των υπόλοιπων καμπύλων, ενώ οι διαρροές των διατομών, όπως ήταν αναμενόμενο, πραγματοποιούνται εντός ενός μεγαλύτερου διαστήματος μετατοπίσεων με αποτέλεσμα την απόκλιση της καμπύλης από την διγραμμική προσέγγιση του κανονισμού. Η μετακίνηση κατά την κατάρρευση του δοκιμίου προκύπτει ίση με την προσδιορισθείσα από τον Κανονισμό, ενώ η εφαρμογή της μεθόδου οδηγεί σε μεγαλύτερη αντοχή από αυτή που θέτει ο Κανονισμός. Τα παραπάνω συμπεράσματα είχαν εξαχθεί και κατά την αναλυτική διαδικασία της παραγράφου §2.1. Συνεπώς, για τη μέθοδο κατανεμημένης πλαστιμότητας επαληθεύεται η απόκλισή της από την ιδεατή διγραμμική καμπύλη του Κανονισμού και η αυξημένη αντοχή και αρχική δυσκαμψία που προσδίδει.

Για την καλύτερη κατανόηση και σύγκριση των καμπύλων ικανότητας που προκύπτουν με τις δύο μεθόδους προσδιορίστηκαν οι αντίστοιχες διγραμμικές καμπύλες, σύμφωνα με τη μέθοδο διγραμμικοποίησης του Ευρωκώδικα 8:



**Διάγραμμα 2-26: Σύγκριση διγραμμικών καμπύλων μεθόδων**

Από τη σύγκριση των διγραμμικών καμπύλων αντοχής των δύο αναλύσεων, επαληθεύεται η διαφορά αντοχής και δυσκαμψίας στις οποίες καταλήγουν οι δύο αναλύσεις, ενώ εμφανίζεται ικανοποιητική σύγκλιση στα μεγέθη των μετακινήσεων διαρροής και αστοχίας του πλαισίου. Η μέθοδος ανάλυσης κατανεμημένη πλαστιμότητα προσδίδει στις κατασκευές μεγαλύτερη αντοχή και δυσκαμψία από την προσδιορισθείσα κατά τον ΚΑΝΕΠΕ. Συνεπώς, η εφαρμογή της μεθόδου αποκλίνει σημαντικά από τα αποτελέσματα της μεθόδου του Κανονισμού, κυρίως σε όρους δύναμης και δυσκαμψίας.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΔΙΑΤΑΞΗ

### 3.1 Περιγραφή και στόχοι του πειράματος

Στο Εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας πραγματοποιήθηκε έρευνα με στόχο τη διερεύνηση των επεμβάσεων για την αντιμετώπιση των κτιρίων με πιλοτή τα οποία κατασκευάστηκαν σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό του '59. Για την υλοποίηση του πειράματος, κατασκευάστηκαν 8 (οκτώ) δώροφα επίπεδα πλαίσια σε φυσική κλίμακα. Κατά την παρούσα διπλωματική εργασία, δόθηκε ιδιαίτερη έμφαση στα τρία δοκίμια αναφοράς, το γυμνό πλαίσιο (**Δ1-R1-BFR**), το πλαίσιο με τοιχοπληρώσεις (**Δ2-R2-BWAB**) και το πλαίσιο πιλοτή (**Δ3-R3-BWB**), καθώς και σε ένα από τα ενισχυμένα δοκίμια, το πλαίσιο με ισχυρή τοιχοποιία περιορισμένου μήκους στο ισόγειο (**Δ4-T1-BW**). Στα υπόλοιπα τέσσερα δοκίμια εφαρμόστηκαν στο ισόγειο άλλες επεμβάσεις για την αντιμετώπιση του προβλήματος της πιλοτής.

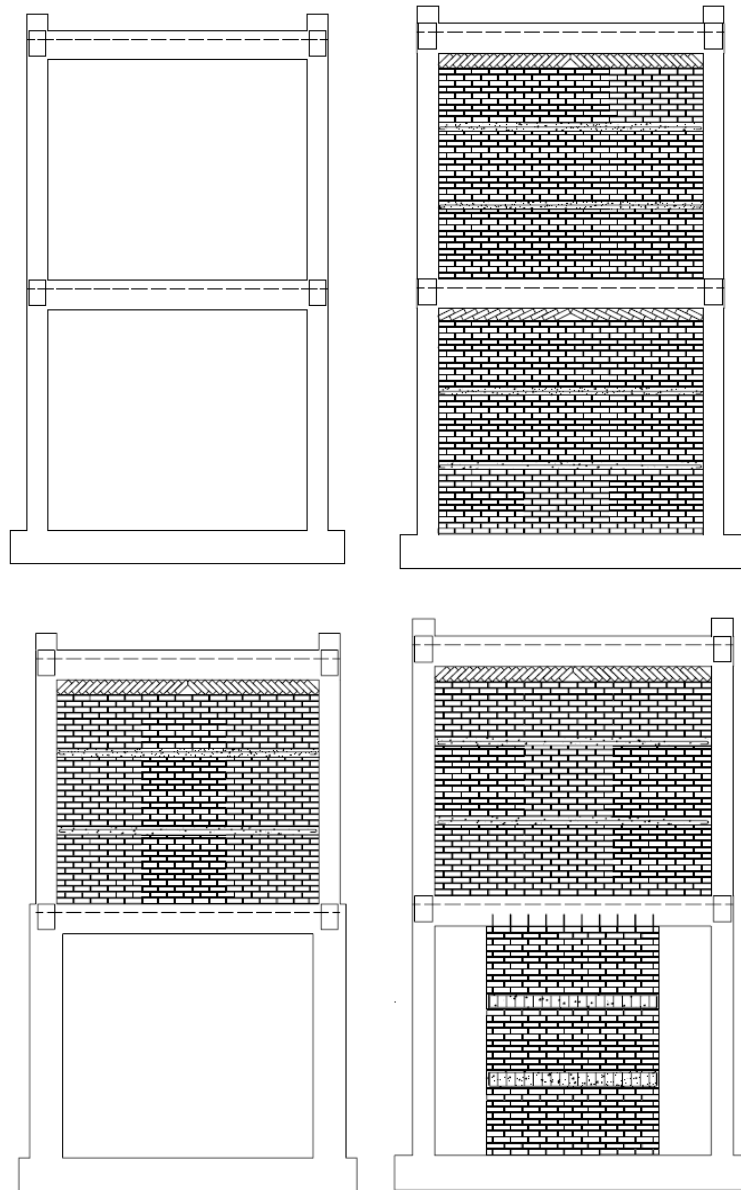


Εικόνα 3-1: Τα οκτώ πειραματικά δοκίμια σε φάση κατασκευής

Αρχικά το κάθε δοκίμιο διεγέρθηκε από μια χρονοϊστορία σταθερής επιτάχυνσης ημιτονικής μορφής με λογαριθμικής σάρωσης συχνοτήτων για τον προσδιορισμό των δυναμικών χαρακτηριστικών του, της ιδιοπεριόδου και του λόγου απόσβεσης. Εν συνεχεία, πραγματοποιήθηκαν σεισμικές δοκιμές κατά τις οποίες κάθε δοκίμιο διεγέρθηκε από μονοαξονική χρονοϊστορία επιτάχυνσης εντός του επιπέδου του. Η χρονοϊστορία αυτή αποτελεί την E-W συνιστώσα του Σεισμού Γρίβα (21/12/1990, M=9), ο οποίος καταγράφηκε στην Έδεσσα σε απόσταση 31km από το επίκεντρο. Τα δοκίμια υπέστησαν διαδοχικές κλιμακωτές σεισμικές διεγέρσεις.

Επισημαίνεται ότι σκοπός των πειραματικών δοκιμών ήταν η διερεύνηση των επεμβάσεων για την αντιμετώπιση του προβλήματος των κτιρίων με πιλοτή τα οποία

κατασκευάστηκαν με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του '59 και όχι η συνολική ενίσχυση των κτιρίων της εποχής εκείνης (με ή χωρίς πιλοτή) για την αντιμετώπιση σεισμικών δράσεων ,όπως αυτές ορίζονται από τους σύγχρονους κανονισμούς. Αντίστοιχα, πρέπει να σημειωθεί ότι στόχος της παρούσας διπλωματική εργασίας είναι η σωστή προσομοίωση και η αποτίμηση, σύμφωνα με τον Ελληνικό Κανονισμό Επεμβάσεων (ΟΑΣΠ, 2<sup>η</sup> αναθεώρηση 2017), των τεσσάρων εξεταζόμενων δοκιμίων και η διερεύνηση της συνεισφοράς της τοιχοποιίας στην σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών. Για τον λόγο αυτό, στην συνέχεια θα γίνεται αναφορά μόνο στα τέσσερα εξεταζόμενα δοκίμια.

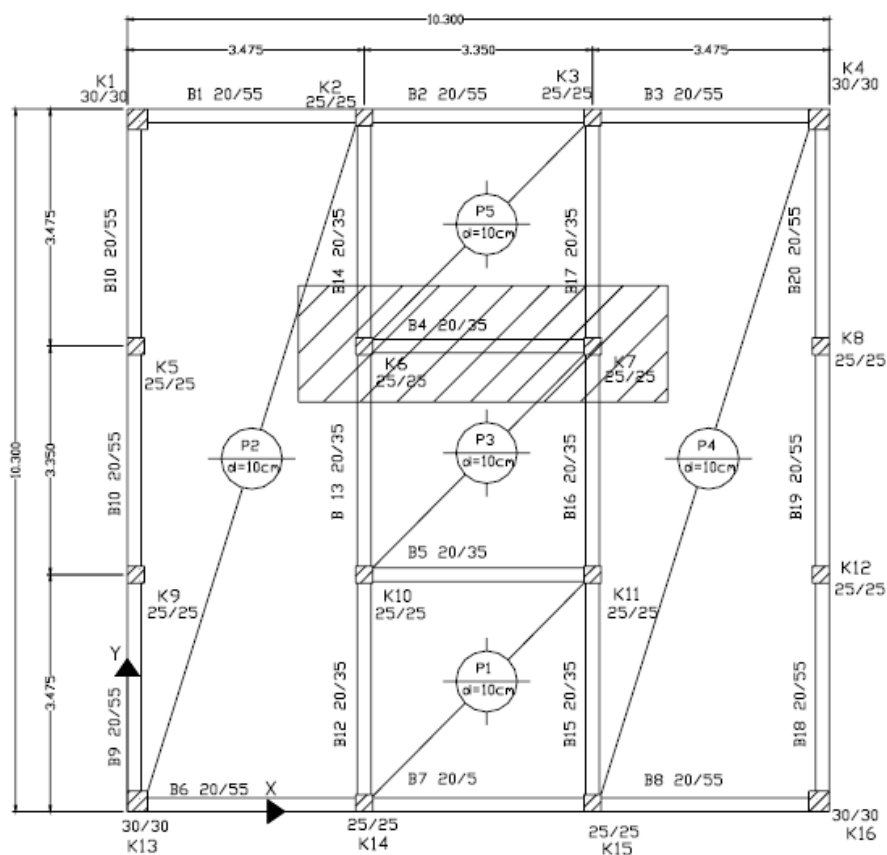


**Εικόνα 3-2: Τα τέσσερα δοκίμια αναφοράς**

### 3.2 Υλικά κατασκευής και γεωμετρία των δοκιμίων

Τα δοκίμια διαστασιολογήθηκαν με σκυρόδεμα B160 και χάλυβα StI (S220). Η σκυροδέτηση τους έγινε με σκυρόδεμα ποιότητας C16/20, λαμβάνοντας υπόψη την αύξηση της αντοχής του σκυροδέματος με την πάροδο του χρόνου. Κατά την όπλιση των δοκιμίων λήφθηκαν υπόψη όλες οι κατασκευαστικές διατάξεις της εποχής του Κανονισμού του '59.Επισημαίνεται, επίσης, ότι με τη διενέργεια εργαστηριακών δοκιμών διαπιστώθηκε πραγματική τιμή τάσης διαρροής του χάλυβα ίση με  $f_y=358$  MPa.

Το πρότυπο κτίριο που επιλέγεται είναι δώροφο με διαστάσεις κάτοψης  $10.30 \times 10.30 \text{m}^2$  και ύψος ισογείου και α' ορόφου 3.00m. Οι ξυλότυποι των δύο ορόφων είναι πανομοιότυποι. Το πρότυπο κτίριο αποτελείται από 16 υποστυλώματα εκ των οποίων τα 4 γωνιακά έχουν διαστάσεις  $0.30 \times 0.30 \text{m}^2$ , ενώ τα υπόλοιπα είναι διαστάσεων  $0.25 \times 0.25 \text{m}^2$ . Τα περιμετρικά δοκάρια έχουν διατομή  $0.20/0.55$  και τα εσωτερικά  $0.20/0.35$ . Το πάχος της πλάκας του ισογείου και του ορόφου είναι 0.10m.

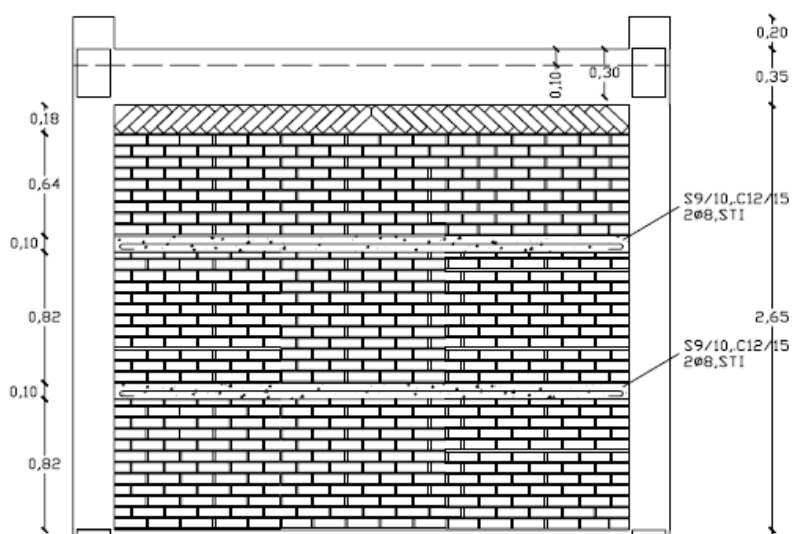


Εικόνα 3-3:Κάτοψη πρότυπου κτιρίου

Από ένα εσωτερικό τμήμα του πρότυπου κτιρίου αποκόπτεται το προς έλεγχο δοκίμιο. Με αυτόν τον τρόπο εξασφαλίζεται μια, όσο το δυνατόν καλύτερη, αντιστοιχία των πειραματικών δοκιμίων με μια συνήθη κατασκευή της εποχής. Τα υποστυλώματα του πλαισίου-δοκιμίου είναι τετραγωνικής διατομής διαστάσεων

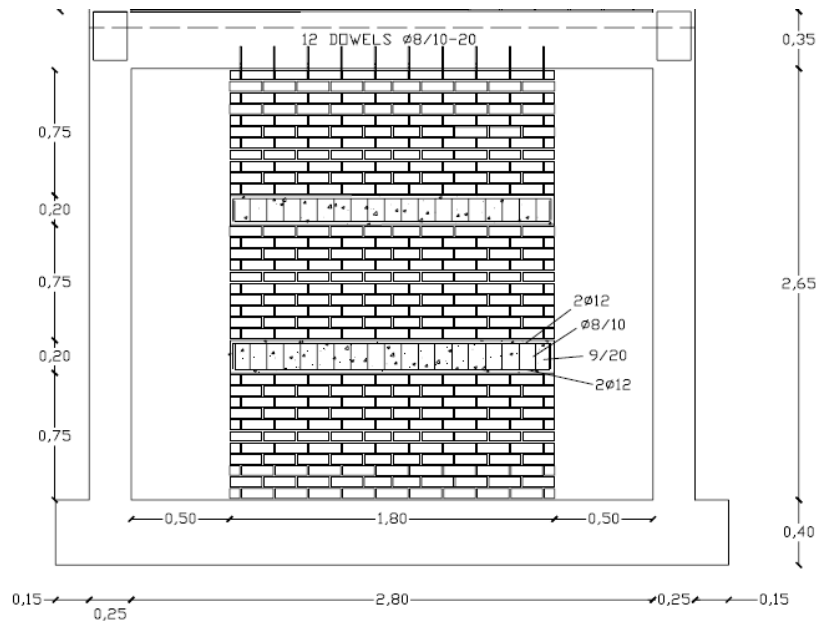
25x25cm<sup>2</sup>, τα δοκάρια πλακοδοκοί με πάχος κορμού  $b_w=20\text{cm}$ , ύψος  $d=35\text{cm}$  και συνεργαζόμενο πλάτος  $b_{\text{eff}}=140\text{cm}$ . Το πάχος της πλάκας επιλέγεται  $d=10\text{cm}$ . Το μικτό ύψος ισογείου και α' ορόφου του πλαισίου είναι 3.00m και το καθαρό 2.65m, ενώ το εξωτερικό άνοιγμα είναι 3.60m και το καθαρό άνοιγμα 3.10m. Επισημαίνεται ότι στη βάση των υποστυλωμάτων του ισογείου κατασκευάστηκε συνδετήριο δοκάρι, ύψους 40cm, με στόχο την εξασφάλιση συνθηκών πάκτωσης υποστυλωμάτων και σεισμικού προσομοιωτήρα.

Επίσης, στα δοκίμια αναφοράς Δ2 και Δ3, καθώς και στα ενισχυμένα δοκίμια, στον α' όροφο κατασκευάστηκε δρομική οπτοπλινθοδομή πλάτους μισής πλίνθου (9.0cm), η οποία βρισκόταν σε πλήρη επαφή με τα υποστυλώματα. Αποτελούνταν από 6-οπό τούβλα διαστάσεων 6.0x9.0x19.0cm<sup>3</sup> καλής ποιότητας, ενώ το κονίαμα που χρησιμοποιήθηκε ήταν μέτριας ποιότητας. Καθ' ύψος της οπτοπλινθοδομής κατασκευάστηκαν δύο δοκοί ενίσχυσης από οπλισμένο σκυρόδεμα C12/15, ύψους 10cm, με οπλισμό 2Φ8 St, χωρίς συνδετήρες. Οι οριζόντιες δοκοί δεν χαντρώθηκαν στα υποστυλώματα, παρά μόνο έρχονταν σε επαφή με αυτά.



**Εικόνα 3-4: Γεωμετρία δρομικής οπτοπλινθοδομής**

Επιπλέον, στο δοκίμιο Δ4, στο ισόγειο, κατασκευάστηκε ισχυρή τοιχοποιία από συμπαγή αργυλοπυριτικά τούβλα διαστάσεων 6.0x9.0x19.0 cm<sup>3</sup> με μήκος 1.80m. Και σε αυτή την περίπτωση, κατασκευάστηκαν, καθ' ύψος, δύο δοκοί ενίσχυσης (σενάζ) από οπλισμένο σκυρόδεμα διαστάσεων 9/20 cm με οπλισμό 2Φ12 άνω και 2Φ12 κάτω και συνδετήρες Φ8/10. Οι δοκοί δεν χαντρώνονταν στα υποστυλώματα, ενώ το σκυρόδεμα που χρησιμοποιήθηκε ήταν ποιότητας C16/20.

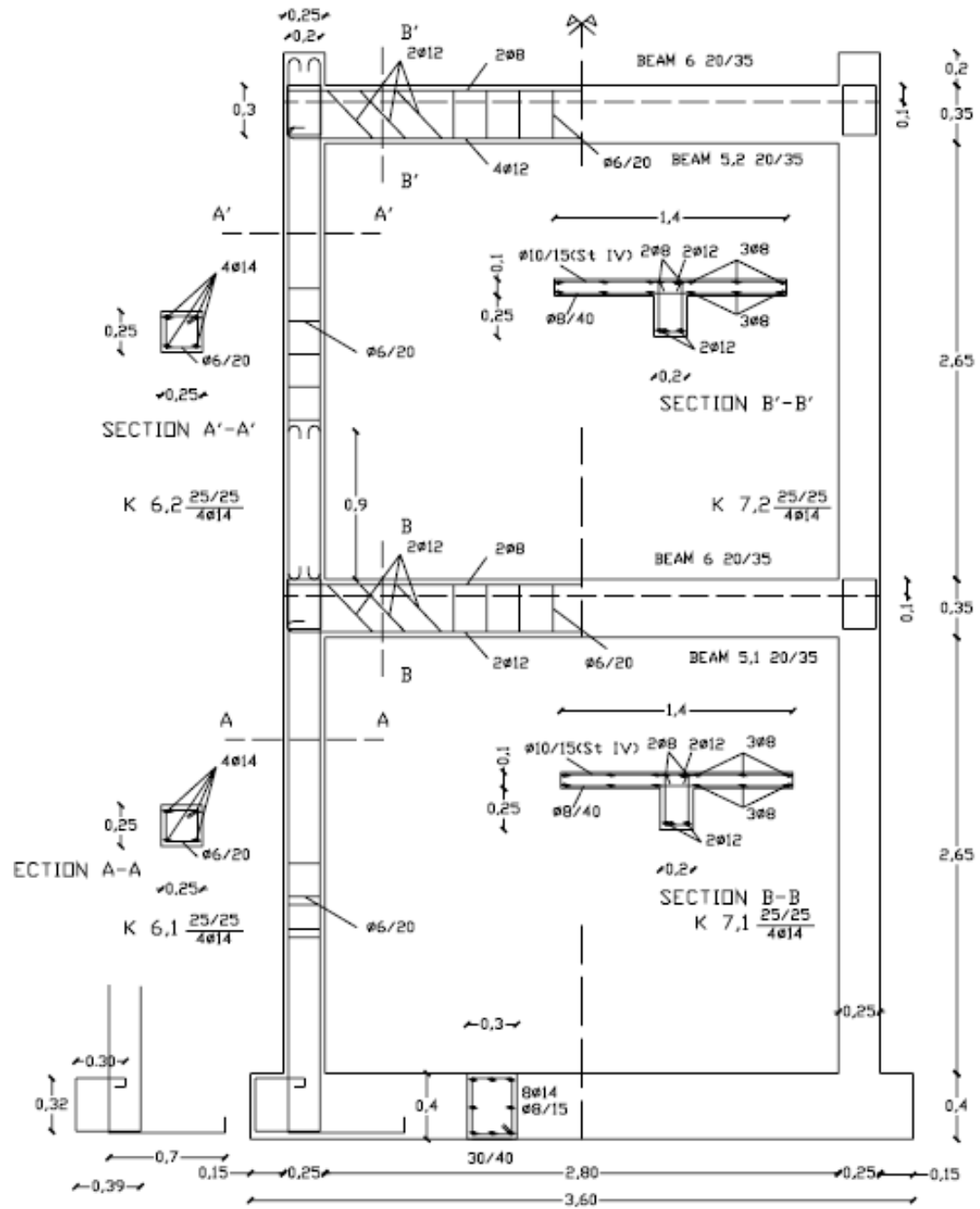


Εικόνα 3-5: Γεωμετρία ισχυρής τοιχοποιίας περιορισμένου μήκους

### 3.3 Όπλιση των δοκιμίων

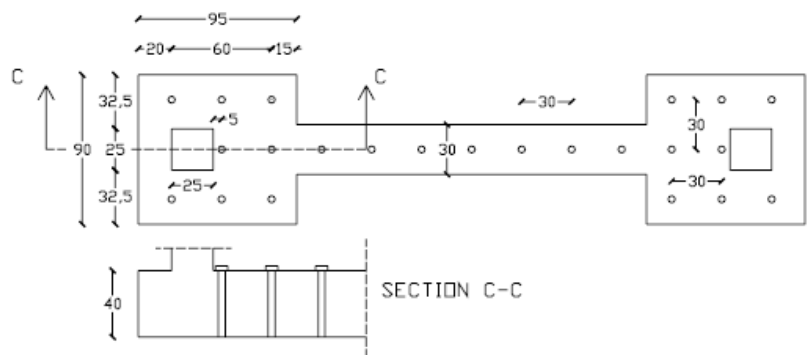
Για τα υποστυλώματα υπολογίσθηκε και τοποθετήθηκε διαμήκης οπλισμός 4Φ14 σε όλο το ύψος τους, ενώ τα δοκάρια του ισογείου και του ορόφου έχουν, στο άνοιγμα, οπλισμό κάμψης 4Φ12 κάτω και 2Φ8 άνω και στη στήριξη 2Φ12 κάτω και 2Φ8+2Φ12 άνω. Η πλάκα οπλίστηκε με διαμήκεις ράβδους Φ8, οι οποίοι λαμβάνονται υπόψη στην καμπτική αντοχή των πλακοδοκών. Οι συνδετήρες υποστυλωμάτων και δοκών είναι δίμητοι Φ6/20. Στα δοκάρια τοποθετούνται ανοικτοί, ενώ στα υποστυλώματα κλειστοί με ένα διπλό άγκιστρο 135° στο ένα άκρο προς τον πυρήνα της διατομής. Η επικάλυψη λαμβάνεται ίση με 1.5cm. Το σενάζ των τοιχοπληρώσεων, όπως αναφέρθηκε προηγουμένα, διαθέτει μόνο διαμήκη οπλισμό 2Φ8, ενώ το σενάζ της ισχυρής τοιχοποιίας διαμήκη οπλισμό 2Φ12 άνω και κάτω και συνδετήρες Φ8/10. Για τα υποστυλώματα, σε δεύτερη φάση όπως θα δούμε παρακάτω, θα ληφθούν υπόψη ως ενδιάμεσοι διαμήκεις οπλισμοί και οι οπλισμοί προεντάσεως 7Φ5 στο κέντρο βάρους της διατομής τους για το λόγο ότι συνεισφέρουν στην καμπτική αντοχή.

Στα παρακάτω σχήματα παρουσιάζονται τα γεωμετρικά στοιχεία και οι λεπτομέρειες όπλισης του φέροντος οργανισμού του τυπικού πλαισίου-δοκιμίου:



Εικόνα 3-6: Κατακόρυφη τομή του τυπικού πλαισίου-δοκμίου και λεπτομέρειες όπλισης





**Εικόνα 3-7:Οριζόντια τομή του πλαισίου-δοκιμίου και λεπτομέρειες όπλισης**



(α)

(β)



(γ)

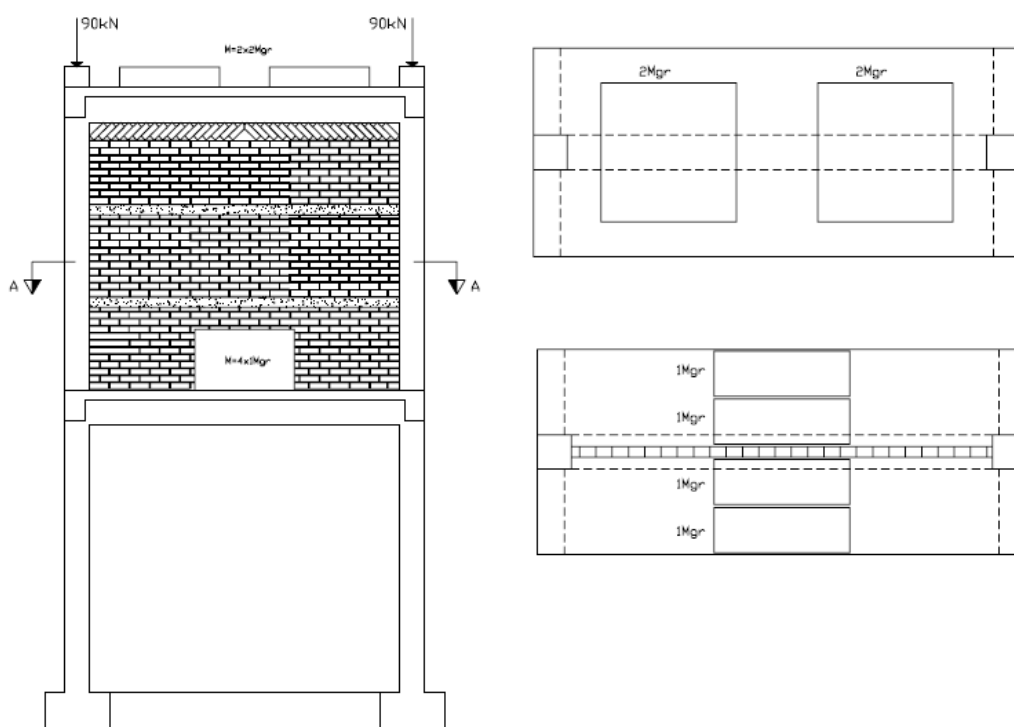
(δ)

**Εικόνα 3-8: Οπλισμοί (α) υποστυλωμάτων, (β) πλακών, (γ) δοκού βάσης, (δ) δημιουργία άγκιστρου στις βάσεις οπλισμού**

### 3.4 Φόρτιση πλαισίων

Προκειμένου να υπάρχει αντιστοιχία του εξεταζόμενου δοκιμίου με την πρότυπη κατασκευή της (συνολικό αξονικό φορτίο υποστυλωμάτων, ιδιοπερίοδος κατασκευής), εκτός των υφιστάμενων φορτίων λόγω του ίδιου βάρους των υλικών κατασκευής του, το δοκίμιο φορτίστηκε με πρόσθετες μάζες 4Mgr ανά όροφο και με

πρόσθετο αξονικό, θλιπτικό φορτίο 90kN σε κάθε υποστύλωμα. Το αξονικό φορτίο επιβλήθηκε μέσω προέντασης και δρούσε καθ' όλη τη διάρκεια των δοκιμών, ενώ οι μάζες τοποθετήθηκαν με διαφορετική διάταξη στους δύο ορόφους.



**Εικόνα 3-9: Πρόσθετη μάζα και προένταση υποστυλωμάτων**



**Εικόνα 3-10: Πλάκα αγκύρωσης τένοντα προέντασης**

Κατά τις σεισμικές δοκιμές τα δοκίμια διεγέρθηκαν με την E-W συνιστώσα του σεισμού της Έδεσσας με κλιμακωτά αυξανόμενες επιταχύνσεις βάσεως.

### 3.5 Ανάλυση και αποτίμηση δοκιμών

Με την ημιτονική διέγερση των δοκιμών προσδιορίζονται τα δυναμικά χαρακτηριστικά της δεσπόζουσας ιδιομορφής του, δηλαδή η ιδιοσυχνότητα και η απόσβεση.

Εν συνεχεία, πραγματοποιήθηκαν σεισμικές δοκιμές για τα δοκίμια, καταγράφηκαν οι ρωγμές των δομικών στοιχείων, υπολογίστηκαν τα φάσματα απόκρισης των δοκιμίων και οι συντελεστές ενίσχυσης των ορόφων των δοκιμίων για κάθε δοκιμή.

Από τις σεισμικές διεγέρσεις της ιστορίας του Σεισμού Γρίβα, υπολογίστηκαν οι μέγιστες τέμνουσες βάσης και οι μέγιστες σχετικές μετατοπίσεις ισογείου και σχεδιάστηκαν οι αντίστοιχες καμπύλες (βρόγχοι υστέρησης).

Εν τέλει, αποτιμήθηκαν οι διάφορες ενισχύσεις, αντικείμενο που δεν απασχολεί, όμως, την παρούσα διπλωματική εργασία ,πλην των τοιχοπληρώσεων, και μπορεί να αποτελέσει αντικείμενο περαιτέρω έρευνας στο μέλλον.



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΦΟΡΕΩΝ

### 4.1 Εισαγωγή

Στην συγκεκριμένη ενότητα, παρουσιάζονται οι μέθοδοι που εφαρμόστηκαν κατά την προσομοίωση των πειραματικών δοκιμών στο πρόγραμμα ανάλυσης SeismoStruct 2016. Συγκεκριμένα, αναλύεται η διαδικασία μοντελοποίησης του βασικού φέροντος οργανισμού των δοκιμών σε αρηγμάτωση και ρηγματωμένη κατάσταση και δίνεται ιδιαίτερη έμφαση στην ορθή προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων. Με δεδομένα τα χαρακτηριστικά των δοκιμών που περιγράφονται στην τεχνική έκθεση και με εύλογες παραδοχές και εκτιμήσεις στοιχείων που δεν δύνανται να προσδιοριστούν με ακρίβεια από την πειραματική διαδικασία, επιδιώχθηκε η βέλτιστη προσομοίωση των υπό εξέταση δοκιμών. Σημειώνεται, επίσης, ότι οι εφαρμοζόμενες μέθοδοι βασίζονται στους αντίστοιχους κανονισμούς, όπως ο Ευρωκώδικας 8 (EC-8) και ο Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων (ΟΑΣΠ, 2<sup>η</sup> αναθεώρηση 2017).

Τα χαρακτηριστικά που εισάγονται στο λογισμικό SeismoStruct είναι αυτά που επηρεάζουν τις στατικές επιλύσεις μόνον, και όχι τα όρια διαρροής των υλικών και, κατ' επέκταση, οι αντοχές των στοιχείων. Το μέτρο ελαστικότητας των υλικών, τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των διατομών και η γεωμετρία του φορέα είναι οι κρισιμότεροι παράγοντες που επιβάλλεται να εισαχθούν στο λογισμικό.

Οι αντοχές των υλικών απαιτούνται για τον προσδιορισμό της σεισμικής συμπεριφοράς και της ισοδύναμης, ενεργούς δυσκαμψίας των ρηγματωμένων στοιχείων σύμφωνα με τον Ελληνικό Κανονισμό Επεμβάσεων (ΟΑΣΠ, 2<sup>η</sup> αναθεώρηση 2017). Η υπολογιστική αυτή διαδικασία, στα πλαίσια της συγκεκριμένης εργασίας, πραγματοποιείται από τον μελετητή και όχι από το λογισμικό.

### 4.2 Στοιχεία προσομοίωσης βασικού φέροντος οργανισμού

#### 4.2.1 Θεωρητική περιγραφή διαδικασίας προσομοίωσης φέροντος οργανισμού

Σύμφωνα με τη μέθοδο στατικής, ανελαστική ανάλυσης Pushover, απαιτείται η προσομοίωση του φορέα σε ρηγματωμένη και μη ρηγματωμένη κατάσταση. Η επίλυση των κατακόρυφων φορτίων των πειραματικών δοκιμών πραγματοποιείται θεωρώντας τον φορέα μη ρηγματωμένο, ενώ τα σεισμικά φορτία εφαρμόζονται στον ρηγματωμένο φορέα. Συνεπώς, επιβάλλεται η ορθή προσομοίωση του φέροντος οργανισμού και στις δύο αυτές καταστάσεις.

Ως δεδομένα από τα πειραματικά δοκίμια λαμβάνονται τα υλικά κατασκευής και η γεωμετρία των πλαισίων, οι διατομές των δομικών στοιχείων και οι οπλισμοί τους, καθώς και οι ίδιες μάζες τους.

Εισάγοντας στο SeismoStruct 2016 με απόλυτη ακρίβεια τα παραπάνω δεδομένα, προκύπτει το μοντέλο του φέροντος οργανισμού σε μη ρηγματωμένη κατάσταση. Συγκεκριμένα, επιλέγονται τα υλικά κατασκευής, οι διαστάσεις των διατομών και οι διαμήκεις και εγκάρσιοι οπλισμοί. Εισάγονται τα δομικά στοιχεία και υπολογίζονται αυτόματα από το λογισμικό τα μηχανικά χαρακτηριστικά τους. Η γεωμετρία του φορέα προκύπτει με την επιλογή των κόμβων, την κατάλληλη σύνδεση των μελών, ενώ η προσομοίωση του στατικού συστήματος ορίζεται από τους περιορισμούς των κινηματικών ελευθεριών των κόμβων ή των άκρων των στοιχείων και από τον καθορισμό των διαφραγμάτων. Επίσης, η φόρτιση λόγω του ιδίου βάρους των στοιχείων προκύπτει από τη συνολική, υπολογισθείσα μάζα του κάθε ορόφου, η οποία ανάγεται σε γραμμικό κατανεμημένο φορτίο κατά μήκος των κύριων δοκών.

Στην περίπτωση θεώρησης ρηγματωμένου φορέα, η δυσκαμψία των στοιχείων θα είναι σημαντικά μικρότερη. Ο υπολογισμός της βασίζεται στη μεθοδολογία του Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων (ΟΑΣΠ, 2<sup>η</sup> αναθεώρηση 2017) και στη διερεύνηση περί ισοδύναμης, ενεργούς δυσκαμψίας που αναλύθηκε στην παράγραφο §2.2.1 της εργασίας. Συνεπώς, με δεδομένα τα υλικά και τις αντοχές τους, τις διατομές και τους οπλισμούς των στοιχείων, τη γεωμετρία του φορέα καθώς και την επίλυση κατακόρυφων φορτίων του φορέα προκύπτει η ισοδύναμη ενεργός δυσκαμψία δοκών και υποστυλωμάτων  $EI_{eff}$  (kNm<sup>2</sup>). Επιπρόσθετα, η στρεπτική δυσκαμψία  $GJ$  (kNm<sup>2</sup>) των ρηγματωμένων στοιχείων συνίσταται να λαμβάνεται μειωμένη και ίση με το δέκα τοις εκατό της αρχικής. Όπως είναι προφανές, τα μηχανικά χαρακτηριστικά του ρηγματωμένου φορέα δεν προσδιορίζονται αυτόματα από το λογισμικό όπως στην περίπτωση του μη ρηγματωμένου φορέα. Υπολογίζονται με βάση την παραπάνω διαδικασία και εισάγονται στο SeismoStruct στο μητρώο δυσκαμψίας κάθε στοιχείου.

#### 4.2.2 Καθορισμός χαρακτηριστικών προσομοιώματος φέροντος οργανισμού

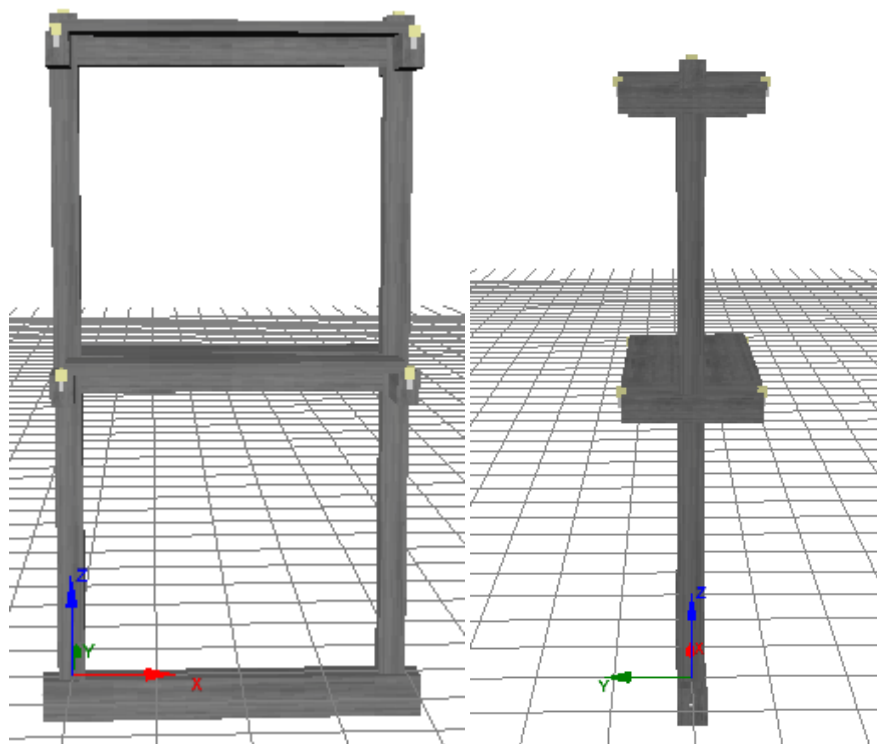
Η γεωμετρία του προσομοιώματος προκύπτει από την γεωμετρία του πειραματικού δοκιμίου. Για λόγους ακρίβειας των στατικών επιλύσεων αγνοούνται οι πιθανές εκκεντρότητες στις συνδέσεις των στοιχείων που ενδιαφέρουν την ανάλυση. Οι δοκοί και τα υποστυλώματα προσομοιώνονται ως γραμμικά μέλη και διέρχονται από τον κεντροβαρικό άξονα των διατομών, έτσι ώστε να έχουμε άνοιγμα πλαισίου:

$$l = 2.80 + 2 \times \frac{0.25}{2} = 3.05\text{m} \text{ , όπου το πλάτος του υποστυλώματος είναι } 0.25\text{m}.$$

Αντίστοιχα, το ύψος του ορόφου είναι ίσο με 3m. Έτσι, η στάθμη του πρώτου ορόφου αντιστοιχεί στα +3m, ενώ του δεύτερου αντιστοιχεί στα +6m. Σε αυτό το σημείο αξίζει να διευκρινιστεί ότι θα έπρεπε να προσδώσουμε μια εκκεντρότητα στις δοκούς κατά τον άξονα z προς τα κάτω, έτσι ώστε να αντιστοιχεί η πάνω παρεία τους στις στάθμες +3m και +6m και όχι το κέντρο βάρους της διατομής τους. Όπως

διευκρινίστηκε, όμως, η αδυναμία του προγράμματος στην επίλυση φορέων με εκκεντρότητα μελών οδήγησε στην αγνόηση της.

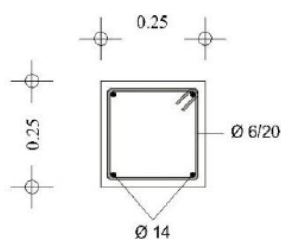
Το εγκάρσιο άνοιγμα του πλαισίου είναι ίσο με το την μεγαλύτερη διάσταση της πλακοδοκού  $b_{eff} = 1.4m$ .



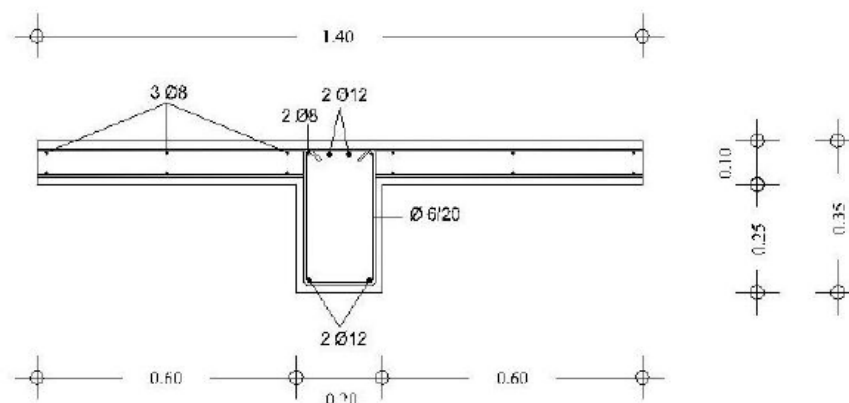
**Εικόνα 4-1: Φέρων οργανισμός πλαισίων**

Επίσης, προσομοιώθηκαν, εκτός των κύριων δοκών και υποστυλωμάτων, η κάτω συνδετήρια δοκός πλαισίου και σεισμικού προσομοιωτήρα, οι εγκάρσιες δοκοί και η προέκταση των υποστυλωμάτων κατά 0.2m στην κορυφή. Τα στοιχεία αυτά δεν απασχολούν τις στατικές επιλύσεις και θα ήταν δυνατόν να αγνοηθεί η ύπαρξή τους.

Όσον αφορά τα δομικά στοιχεία, ορίστηκαν στο λογισμικό οι διαστάσεις των διατομών, οι διαμήκεις και οι εγκάρσιοι οπλισμοί. Τα χαρακτηριστικά αυτά αντιστοιχούν επακριβώς στα δεδομένα της πειραματική έκθεσης. Παρουσιάζονται παρακάτω οι διαστάσεις και οι οπλισμοί των διατομών, όπως ορίστηκαν στο προσομοίωμα, πλην των οπλισμών προεντάσεως 7Φ5, τους οποίους πρέπει να συμπληρώσουμε στο προσομοίωμα των υποστυλωμάτων και δεν παρατίθενται παρακάτω σχηματικά:



**Εικόνα 4-2: Διατομή και οπλισμός υποστυλώματος**



**Εικόνα 4-3: Διατομή και οπλισμός δοκού στη στήριξη**

Τα υπόλοιπα μέλη δεν συμμετέχουν στις στατικές επιλύσεις και δεν για αυτό το λόγο δεν παρατίθενται.

Η επικάλυψη λήφθηκε στο προσομοίωμα ίση με 1.5cm.

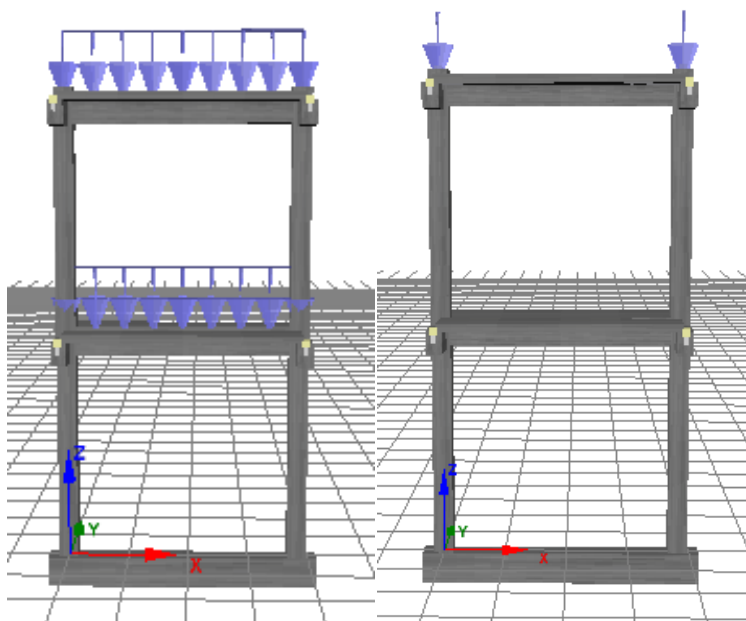
Τα υλικά που ορίστηκαν στο πρόγραμμα ήταν σκυρόδεμα C16/20 και χάλυβας S220. Για το σκυρόδεμα λήφθηκε υπόψη η μέση τιμή αντοχής  $f_{cm}=24$  MPa και για το χάλυβα, έπειτα από εργαστηριακές δοκιμές, διαπιστώθηκε ότι το όριο διαρροής του αντιστοιχούσε σε  $f_y=358$  MPa. Οι τιμές αυτές ορίστηκαν και στο μοντέλο. Επίσης, το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος θεωρήθηκε ίσο με  $E_c=21$  GPa, λόγω της πρόωρης διεξαγωγής του πειράματος από την στιγμή κατασκευής των δοκιμίων, και το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα ίσο με  $E_s=210$  GPa. Το ειδικό βάρος των υλικών μηδενίστηκε, καθώς πραγματοποιήθηκε αναλυτικός υπολογισμός της συνολικής μάζας ανά όροφο. Όπως έχει αναφερθεί, οι αντοχές των υλικών δεν επηρεάζουν τις στατικές επιλύσεις και, για αυτό το λόγο, δεν απαιτείτο ο καθορισμός τους στο μοντέλο. Ορίστηκαν μόνο για λόγους κατανόησης και ευχρηστίας του μοντέλου. Τα μέτρα ελαστικότητας των υλικών και τα χαρακτηριστικά των διατομών των στοιχείων επηρεάζουν την κατανομή των εντατικών μεγεθών στο φορέα και έχουν κρίσιμη σημασία για τις στατικές επιλύσεις.

Εισάγοντας στο μοντέλο τα παραπάνω στοιχεία, υπολογίζονται τα χαρακτηριστικά μεγέθη δυσκαμψίας των μελών και προκύπτει το μοντέλο του μη ρηγματωμένου φορέα.

Όσον αφορά τη φόρτιση του μοντέλου, υπολογίζεται το ίδιο βάρος του φέροντος οργανισμού ανά όροφο, το βάρος που προκύπτει από τις πρόσθετες τοποθετημένες μάζες σε κάθε όροφο και το βάρος των τοιχοπληρώσεων. Αθροίζοντας τις τρεις τιμές, προσδιορίζεται η συνολική δύναμη βαρύτητας ανά όροφο. Με την παραδοχή της ομοιόμορφης κατανομής του βάρους στο άνοιγμα του πλαισίου, διαιρείται η δύναμη με το καθαρό άνοιγμα 3,05m και προσδιορίζεται το κατανεμημένο, γραμμικό φορτίο.



Η προένταση των υποστυλωμάτων προσομοιώνεται ως συγκεντρωμένο, θλιπτικό φορτίο στη κορυφή των υποστυλωμάτων, με τιμή ίση με την αξονική που προσδίδει στα στοιχεία, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:

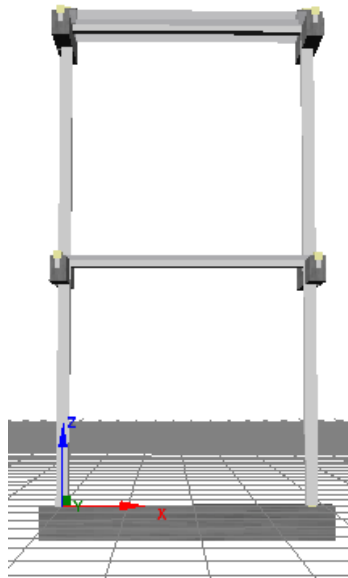


**Εικόνα 4-4: Κατακόρυφα φορτία λόγω ίδιου βάρους και φορτία προεντάσεως**

Με δεδομένες τις δρώσες αξονικές δυνάμεις των υποστυλωμάτων λόγω των κατακόρυφων φορτίων, τις αντοχές των υλικών, τα μέτρα ελαστικότητας, τις διαστάσεις και τους οπλισμούς των διατομών των στοιχείων είναι δυνατό να προσδιοριστεί η ισοδύναμη, ενεργός δυσκαμψία  $EI_{eff}$  των ρηγματωμένων διατομών των στοιχείων. Υπολογίζεται για τα υποστυλώματα, για τις δοκούς με θετική δρώσα ροπή κάμψης και με αρνητική δρώσα ροπή κάμψης. Επιπλέον, ορίζεται η ενεργός στρεπτική δυσκαμψία ίση με τα δέκα τοις εκατό της αρχικής σε κάθε στοιχείο.

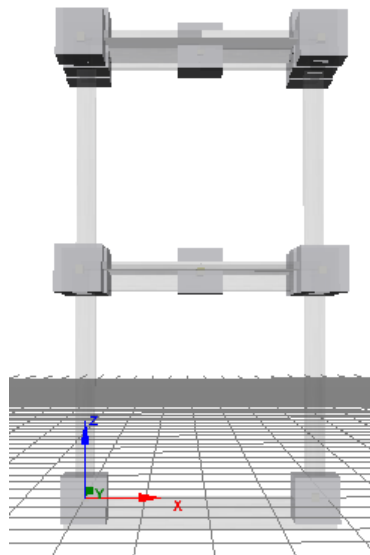
Θέτοντας τις δύο τιμές στα χαρακτηριστικά των στοιχείων προκύπτει το προσομοίωμα του ρηγματωμένου φορέα.

Αξίζει να σημειωθεί ότι λόγω του αναμενόμενου διαγράμματος ροπών κάμψης με την δράση σεισμικών φορτίων, στα άκρα των δοκών ορίζονται διαφορετικές ενεργές δυσκαμψίες. Κάθε τμήμα συνίσταται να έχει ενεργό δυσκαμψία αντίστοιχη με το πρόσημο της ροπή που δέχεται.



**Εικόνα 4-5: Προσομοίωση ρηγματωμένου φορέα**

Εν τέλει, στα μοντέλα καθορίστηκε πλήρης δέσμευση κινήσεων στις πακτώσεις στις βάσεις των υποστυλωμάτων του ισογείου. Στους υπόλοιπους κόμβους δεσμεύτηκε η μετατόπιση προς την εγκάρσια διεύθυνση του πλαισίου και η στροφή περί τη διαμήκη διεύθυνση. Τέλος, εξασφαλίστηκε η διαφραγματική λειτουργία των ορόφων.



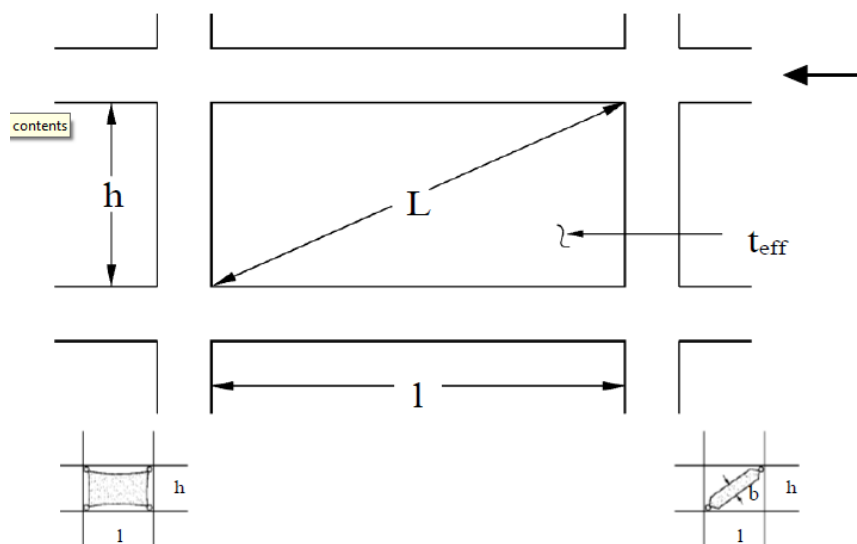
**Εικόνα 4-6: Κινηματικές δεσμεύσεις κόμβων και διαφράγματα**



### 4.3.2 Θεωρητική βάση προσομοίωσης τοιχοποιίας

Η προσομοίωση των τοίχων πλήρωσης των πειραματικών δοκιμών βασίζεται στις διατάξεις του Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων (ΟΑΣΠ, 2<sup>η</sup> αναθεώρηση 2017). Σύμφωνα με τον Κανονισμό, οι τοιχοπληρώσεις δεν συμμετέχουν στην ανάληψη κατακόρυφων φορτίων βαρύτητα, πλην του ιδίου βάρους τους. Συμμετέχουν στη ανάλυση των σεισμικών φορτίων, αφού προσομοιωθούν ορθά στο μοντέλο του φορέα. Υπάρχουν δύο τρόποι προσομοίωση τους:

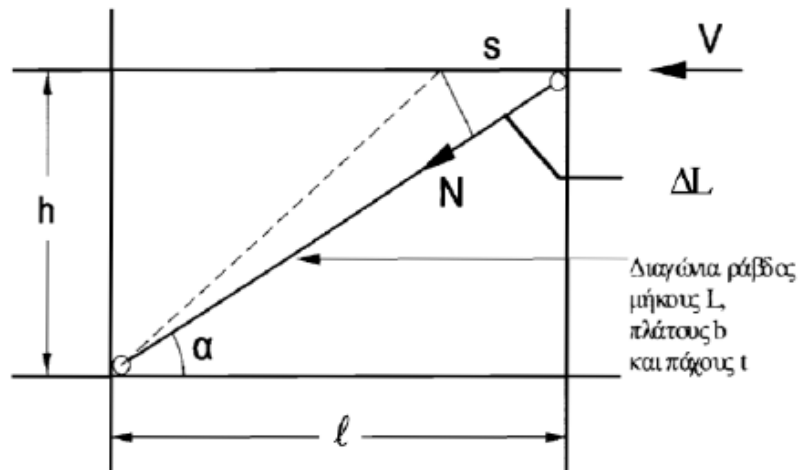
- Είτε ως διατμητικό φάτνωμα / πέτασμα, ορθοτροπικό, με τέσσερις ‘κόμβους’ – αρθρώσεις προς τους αντίστοιχους κόμβους του τοιχοπληρωμένου πλαισίου,
- Είτε, απλούστερα, ως ισοδύναμη αμφιαρθρωτή θλιβόμενη διαγώνια ράβδος (κατά την εκάστοτε φορά του σεισμού εντός του πλαισίου), με συγκεντρωμένο πλάτος  $b$ .



**Εικόνα 4-8: Προσομοίωση τοιχοπληρώσεων κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ**

Υπάρχει, επίσης, η δυνατότητα εφαρμογής προσομοιώματος διαγώνιων ράβδων ελκυστήρα – θλιπτήρα αντί της ισοδύναμης θλιβόμενης ράβδου, όταν οι ράβδοι αρχίζουν και τελειώνουν στους κόμβους του πλαισίου. Σε αυτή την περίπτωση, οι ράβδοι είναι μισής δυστένειας  $E_w A_w$  σε σχέση με την ισοδύναμη θλιβόμενη. Η προσομοίωση αυτή είναι αποτελεσματική σε περιπτώσεις εναλλασσόμενης φοράς φόρτισης και σε ιδιομορφικές αναλύσεις.

Στην συγκεκριμένη μελέτη, η προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων θα πραγματοποιείται μέσω της ισοδύναμης, αμφιαρθρωτής θλιβόμενης ράβδου.



**Εικόνα 4-9: Διαγώνιος θλιπτήρας**

Τα χαρακτηριστικά του θλιπτήρα ορίζονται, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, παρακάτω:

- Το «καθαρό» μήκος της διαγωνίου του τοιχοφατνώματος ως  $L = \sqrt{l^2 + h^2}$ , όπου  $l$  και  $h$  το «καθαρό» μήκος και ύψος του τοιχοφατνώματος.
- Το πάχος της διαγωνίου λαμβάνεται ίσο με το «ισοδύναμο» πάχος  $t_{eff}$  της τοιχοποιίας. Για ενιαίες κατά τη διατομή τοιχοπληρώσεις, όπως στις περιπτώσεις των υπό εξέταση δοκιμίων, ως «ισοδύναμο» πάχος  $t_{eff}$  λαμβάνεται το συνολικό τους πάχος
- Το πλάτος  $b$  της θλιβόμενης διαγωνίου, θα εκτιμάται με βάση την ισοδυναμία και το συμβιβαστό παραμορφώσεων και δυνάμεων (τάσεων)
- Η μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοπλήρωσης κατά την διεύθυνση της διαγώνιας,  $f_{wc,s}$ , μπορεί να συνεκτιμάται με βάση τη μέση θλιπτική αντοχή κατά την κατακόρυφη διεύθυνση, λαμβάνοντας υπόψη και την εξαιτίας εγκάρσιων (οριζοντίων) εφελκυστικών τάσεων απομείωσή της.

Ελλείπει άλλων ακριβέστερων στοιχείων, για τον προσδιορισμό του πλάτους  $b$  μπορεί να χρησιμοποιηθεί η ακόλουθη προσέγγιση:

$$N = \frac{V}{\cos \alpha} \quad \text{και} \quad L = \frac{l}{\cos \alpha} = \sqrt{l^2 + h^2}$$

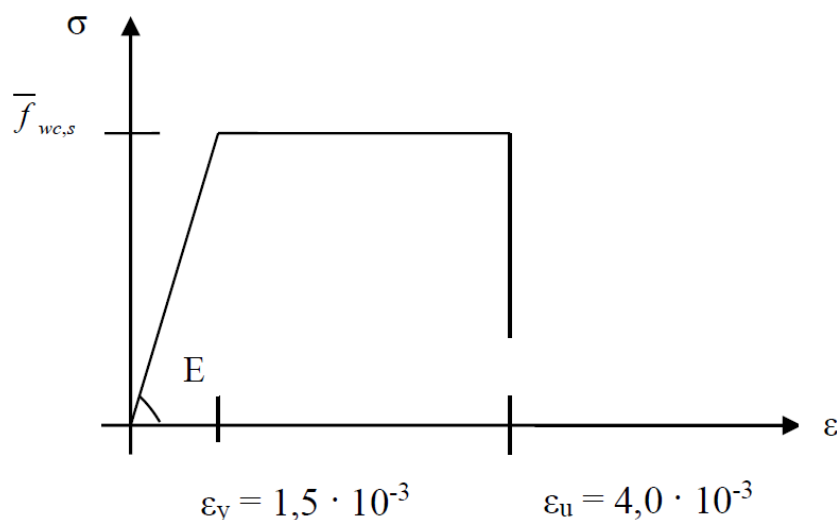
$$\text{με} \quad N = (t \times b) \times \overline{f_{wc,s}} \quad \text{και} \quad V = (t \times l) \times \overline{f_{wv}}$$

άρα  $b = L \times \frac{\overline{f_{wv}}}{\overline{f_{wc,s}}}$ , οπότε για μέσες τιμές αντοχών πριν ή κατά τη ρηγμάτωση προκύπτει :

$$\underline{b \approx 0.15 \cdot l}$$

Όσον αφορά τη μέση θλιπτική αντοχή  $\overline{f_{wc,s}}$  και το μέτρο ελαστικότητας τη  $E_w$  της τοιχοποιίας, και κατ' επέκταση της ισοδύναμης θλιβόμενης διαγώνιας ράβδου, στην περίπτωση των πειραματικών δοκιμών προσδιορίζονται από τα γνωστά δεδομένα των εργαστηριακών δοκιμών.

Έτσι, για τη θλιβόμενη ράβδο ακολουθείται το ένα διάγραμμα ορθών τάσεων – παραμορφώσεων  $\sigma$ - $\varepsilon$  της μορφής :



**Διάγραμμα 4-1: Διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων ισοδύναμης θλιβόμενης διαγώνιας ράβδου**

Η μορφή του παραπάνω διαγράμματος είναι καθολικά αποδεκτή, ενώ οι τιμές των παραμορφώσεων διαρροής και αστοχίας της ράβδου λαμβάνονται κατ' αντιστοιχία με τις αναγραφόμενες περιοχές τιμών, δηλ. για μικρές  $\varepsilon_y$  ισχύουν και μικρές  $\varepsilon_u$  κ.ο.κ.

Δηλαδή, οι αναγραφόμενες τιμές δεν λαμβάνονται πάντα ίσες με αυτές, παρά μόνο σε περιπτώσεις που δεν διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία. Σε αυτές τις περιπτώσεις, ο μελετητής δύναται να επιλέξει και την τιμή του μέτρου ελαστικότητας, όπως αυτή προκύπτει από το παραπάνω διάγραμμα  $\sigma$ - $\varepsilon$ :  $E_w = (660 \div 1000) \overline{f_{wc,s}}$

Όπως αναφέρθηκε, ωστόσο, στις αναλύσεις των πειραματικών δοκιμών οι τιμές της θλιπτικής αντοχής και του μέτρου ελαστικότητας της ισοδύναμης θλιβόμενης ράβδου θα λαμβάνονται με κριτήριο την καλύτερη δυνατή προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων και της συμπεριφοράς τους στο μοντέλο. Με αντίστοιχο τρόπο θα ορίζονται και οι παραμορφώσεις διαρροής και αστοχίας της τοιχοράβδου.

Κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, ωστόσο, σε περιπτώσεις που δεν διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία, είναι δυνατόν να λαμβάνονται «Ερήμην» Αντιπροσωπευτικές Τιμές Αντοχής Τοιχοπληρώσεων από τον πίνακα 3 του Παραρτήματος 3.1:

**Πίνακας 3.** «Ερήμην» Αντιπροσωπευτικές Τιμές Αντοχής Τοιχοπληρώσεων.

| Αντοχή                                  | Τοιχοπλήρωση | Ποιότητα Δόμησης και Σφήνωσης |      |      |
|---|--------------|-------------------------------|------|------|
|   |              | Καλή                          | Μέση | Κακή |
| Λοξή Θλίψη<br>$f_{wc,s} (MPa)$          | Μπατικός     | 2.00                          | 1.50 | 1.00 |
|   | Δρομικός     | 1.50                          | 1.00 | 0.75 |
| Διαγώνια<br>Ρηγμάτωση<br>$f_{wt} (MPa)$ | Μπατικός     | 0.25                          | 0.20 | 0.15 |
|   | Δρομικός     | 0.20                          | 0.15 | 0.10 |

**Πίνακας 4-1 :** «Ερήμην» Αντιπροσωπευτικές Τιμές Αντοχής Τοιχοπληρώσεων κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Τα παράγωγα μεγέθη των παραπάνω, τα οποία απαιτούνται για την ανάλυση των φορέων με τοιχοπληρώσεις, είναι :

- Το εμβαδόν διατομής της τοιχοράβδου  $A_p = b \cdot t_{eff}$
- Η δυστένεια της τοιχοράβδου  $E_w \cdot A_p$
- Η μέγιστη θλιπτική δύναμη που δέχεται η τοιχοράβδος  $N_y = \overline{f_{wc,s}} \cdot A_p$

Αυτά τα στοιχεία, σε συνδυασμό με τον υπολογισμό του ίδιου βάρους των τοίχων, απαιτούνται για την ορθή προσομοίωση και ανάλυση φορέων με τοιχοπληρώσεις.

#### 4.3.3 Χαρακτηριστικά προσομοιώματος τοιχοποιίας

Η προσομοίωση των οπτοπλινθοδομών βασίζεται στις διατάξεις του Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων (ΟΑΣΠ, 2<sup>η</sup> αναθεώρηση 2017), καθώς και σε εύλογες παραδοχές και εκτιμήσεις, για τον προσδιορισμό των γεωμετρικών και μηχανικών χαρακτηριστικών της ισοδύναμης, θλιβόμενης διαγώνιας ράβδου.

Για την ανάλυση των πειραματικών δοκιμών απαιτείται οι προσομοίωση δύο ειδών τοίχων πληρώσεως.

Σε όλα τα δοκίμια, πλην του γυμνού δοκιμίου **Δ1-R1-BFR**, κατασκευάζεται στον α' όροφο **δρομική οπτοπλινθοδομή** πλάτους μισής πλίνθου (9.0cm), η οποία βρίσκεται σε πλήρη επαφή με τα υποστυλώματα. Αποτελούνταν από 6 –οπό τούβλα διαστάσεων 6x9x19 cm<sup>3</sup>, καλή ποιότητας, τα οποία διατίθενται στο εμπόριο. Το κονίαμα που χρησιμοποιήθηκε ήταν μέτριας ποιότητας με σύνθεση: 175kg τσιμέντο, 200kg ασβέστης και 1325kg άμμος. Στα τρίτα του ύψους κάθε τοιχοπλήρωσης κατασκευάστηκες σενάζ διαστάσεων 9/10cm με οπλισμό 2Φ8 ποιότητας StI, χωρίς συνδετήρες το οποίο δεν χαντρώθηκε στα υποστυλώματα. Για την κατασκευή του σενάζ χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα ποιότητας C12/15.

Οι «καθαρές» διαστάσεις του τοιχοφατνώματος αντιστοιχούν στις εσωτερικές διαστάσεις του πλαισίου του α' ορόφου. Συγκεκριμένα, το «καθαρό» μήκος του

τοιχοφατνώματος υπολογίζεται  $h=2.65\text{m}$ , ενώ το «καθαρό» ύψος  $l=2.8\text{m}$ . Συνεπώς, το «καθαρό» μήκος της διαγωνίου του τοιχοφατνώματος αντιστοιχεί σε

$$L = \sqrt{l^2 + h^2} = 3.86\text{m}.$$

Κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ το πλάτος της διαγωνίου του τοιχοφατνώματος είναι ίσο με  $b = 0.15 \times L = 0.579\text{m}$

Το πάχος της διαγωνίου είναι ίσο με το πραγματικό πάχος της τοιχοπληρώσεως, άρα  $t=0.09\text{m}$ .

Προσδιορίζοντας τις διαστάσεις της τοιχοράβδου υπολογίζεται και το εμβαδόν της διατομής της ίσο με  $A_p = b \times t = 0.05211\text{m}^2$

Αξίζει να σημειωθεί ότι, απλουστευτικά, η ισοδύναμη θλιβόμενη διαγώνια ράβδος αρθρώνεται στους κόμβους του πλαισίου και συνεπώς το πραγματικό της μήκος θα είναι λίγο μεγαλύτερο από το υπολογισθέν  $L$ . Η επίπτωση αυτής της διαφοράς, ωστόσο, θεωρείται αμελητέα.

Για τον προσδιορισμό της θλιπτικής αντοχής  $f_{cw,s}$  της διαγώνια τοιχοράβδου, λαμβάνοντας υπόψη ότι η οπτοπλινθοδομή είναι δρομική και καλής ποιότητας δόμησης και σφήνωσης, χρησιμοποιούνται οι «Ερήμην» Αντιπροσωπευτικές Τιμές Αντοχής Τοιχοπληρώσεων σε Λοξή Θλίψη και συγκεκριμένα θεωρείται  $f_{cw,s}=1.5\text{MPa}$ . Αντίστοιχα, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ ισχύει  $E_w = (660 \div 1000) \overline{f_{wc,s}}$ . Έτσι, επιλέγεται λογικά  $E_w=1.076\text{GPa}$ .

Η τιμή της αντοχής που λήφθηκε υπόψη, ωστόσο, αφορά δρομική οπτοπλινθοδομή χωρίς σενάζ. Στην πραγματική τοιχοπλήρωση περιλαμβάνονται σενάζ και αναμένεται μια αρκετά μεγαλύτερη θλιπτική αντοχή. Για αυτόν τον λόγο, επιλέγεται, εκ νέου, η τιμή της θλιπτικής αντοχής της τοιχοράβδου αυξημένη  $\underline{f_{cw,s}=2.889\text{MPa}}$ , ενώ διατηρείται σταθερό το μέτρο ελαστικότητας  $E_w=1.076\text{GPa}$ . Έτσι, η παραμόρφωση διαρροής της τοιχοράβδου αντιστοιχεί σε τιμή  $\underline{\epsilon_y = 2.68 \times 10^{-3}}$ , ενώ η αστοχία λαμβάνεται η προκύπτουσα από τις πειραματικές δοκιμές

Η δυστένεια της ισοδύναμης θλιβόμενης ράβδου είναι  $E_w \times A_p = 56070\text{kN}$ , ενώ οι υπόλοιπες τιμές δυσκαμψιών θεωρούνται αμελητέες. Οι τιμές αυτές ορίζονται στα μοντέλα ως τα μηχανικά χαρακτηριστικά των ράβδων προσομοίωσης των δρομικών οπτοπλινθοδομών.

Η μέγιστη αξονική θλιπτική δύναμη που δύναται να αναλάβει η τοιχοράβδος είναι ίση με

$$N_y = \overline{f_{cw,s}} \times A_p = 150.20\text{kN}.$$

Για τον υπολογισμό της μάζας της τοιχοπληρώσεως, λαμβάνεται ως δεδομένη, από την έκθεση των πειραμάτων, η τιμή  $\underline{210\text{kg/m}^2}$ .

Έτσι, καθορίζονται όλα τα δεδομένα που απαιτούνται για την προσομοίωση της γενικής τοιχοπληρώσεως του α' ορόφου των δοκιμών και του ισογείου του πλήρως τοιχοπληρωμένου **δοκιμίου Δ2-R2-BWAB**.



Το δεύτερο είδος οπτοπλινθοδομής που χρειάζεται να προσομοιωθεί αφορά στην τοιχοποιία ισογείου του **δοκιμίου Δ4-T1-BWA**. Αποτελείτο από συμπαγή αργιλικοκυρπυρικά τούβλα αντοχής  $f_{b,c} \geq 15.00$  MPa, πλάτους μισής πλίνθου 9.00cm και έχει μήκος 1.80m. Η αναλογία μείξης κονιάματος σύνδεσης της τοιχοπλήρωσης είναι 275kg τσιμέντο, 180kg ασβέστης και 1175kg άμμος. Η αντοχή του κονιάματος θα είναι της τάξης  $f_{m,c} = 10.00-15.00$  MPa. Καθ' ύψος κατασκευάστηκαν δύο δοκοί ενίσχυσης (σενάζ) από οπλισμένο σκυρόδεμα C16/20, διαστάσεων 20/9 cm, με οπλισμό 2Φ12 και συνδετήρες Φ8/10. Οι δοκοί δεν χαντρώνονται στα υποστρώματα.

Αντίστοιχα με την προηγούμενη περίπτωση, προσδιορίζονται τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά τις ισοδύναμης θλιβόμενης τοιχοράβδου. Το «καθαρό» μήκος του τοιχοφατνώματος λαμβάνεται ίσο με  $l = 1.80m$ , ενώ το «καθαρό» ύψος ίσο με  $h = 2.66m$ . Έτσι, το «καθαρό» μήκος της διαγωνίου του τοιχοφατνώματος αντιστοιχεί σε  $L = \sqrt{l^2 + h^2} = 3.21m$ .

Κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ το πλάτος της διαγωνίου του τοιχοφατνώματος είναι ίσο με  $b = 0.15 \times L = 0.4815m$

Το πάχος της διαγωνίου είναι ίσο με το πραγματικό πάχος της τοιχοπλήρωσης, άρα  $t = 0.09m$ .

Προσδιορίζοντας τις διαστάσεις της τοιχοράβδου υπολογίζεται και το εμβαδόν της διατομής της ίσο με  $A_p = b \times t = 0.04334m$ .

Και σε αυτή την περίπτωση, η θλιβόμενη διαγώνιος αρθρώνεται, απλουστευτικά, σε κόμβο στάθμης +3m, δηλαδή στην στάθμη του ορόφου. Το γεγονός αυτό έχει ως αποτέλεσμα μια αμελητέα διαφοροποίηση του «καθαρού» μήκους της διαγώνιας θλιβόμενης ράβδου, η οποία δεν επηρεάζει τις αναλύσεις.

Το μέτρο ελαστικότητας της ισοδύναμης θλιβόμενης τοιχοράβδου εκτιμάται ότι θα είναι λίγο μεγαλύτερο από την προηγούμενη περίπτωση και επιλέγεται ίσο με  $E_w = 1.5$  GPa. Έτσι, η δυστένεια της ισοδύναμης θλιβόμενης τοιχοράβδου θα είναι ίση με  $E_w \times A_p = 65010kN$ , ενώ οι υπόλοιπες τιμές δυσκαμψιών θεωρούνται, και σε αυτή την περίπτωση, αμελητέες.

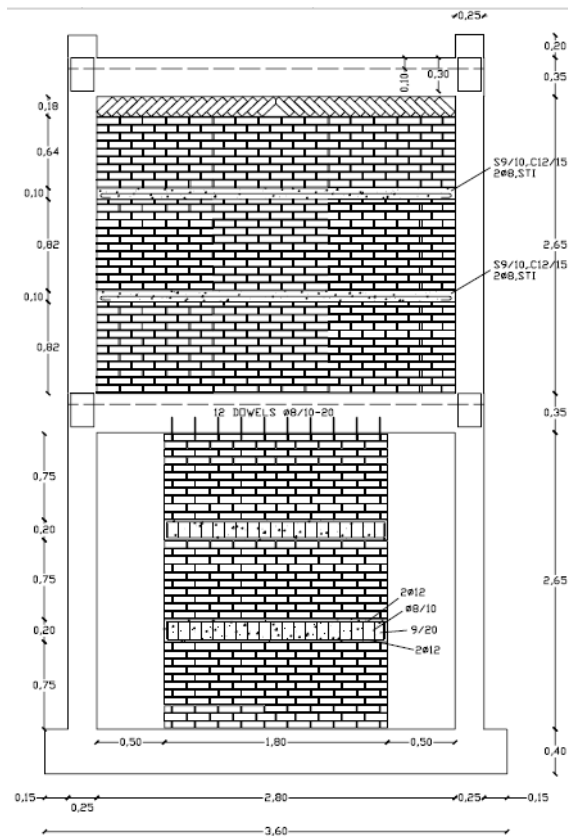
Όσον αφορά τη θλιπτική αντοχή της τοιχοράβδου, σύμφωνα με την πειραματική έκθεση, θεωρείται ίση με  $f_{cw,s} = 6.60$  MPa, λόγω όμως των σενάζ μπορεί να φθάσει την τιμή  $f_{cw,s} = 12.00$  MPa. Επιλέγεται, δυσμενέστερα, μια τιμή που προσεγγίζει την υπολογισθείσα 6.60 MPa και είναι λίγο μεγαλύτερη. Συγκεκριμένα, θεωρείται θλιπτική αντοχή ίση με  $f_{cw,s} = 6.895$  MPa.

Κατά συνέπεια, η μέγιστη θλιπτική δύναμη που δύναται να παραλάβει η διαγώνια τοιχοράβδος είναι ίση με  $N_y = \overline{f_{cw,s}} \times A_p = 298.98$  kN.

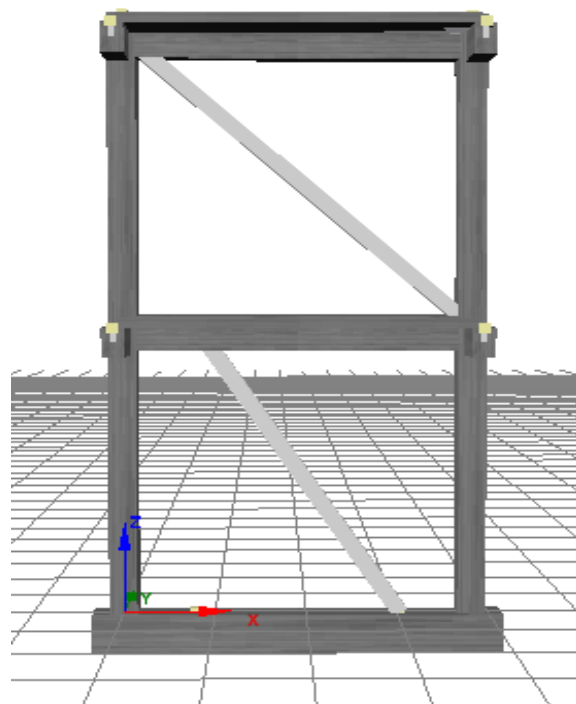
Τέλος, για τον υπολογισμό της μάζας της τοιχοπλήρωσης, λαμβάνεται ως δεδομένη, από την έκθεση των πειραμάτων, η τιμή  $360$  kg/m<sup>2</sup>.

Με αυτό τον τρόπο καθορίζονται επακριβώς όλα τα απαραίτητα στοιχεία που αφορούν την ορθή προσομοίωση των δύο τύπων οπτοπλινθοδομών των εξεταζόμενων

πειραματικών δοκιμών. Στα επόμενα σχήματα, παρουσιάζεται η πραγματική εικόνα των δύο τοίχων στο **δοκίμιο Δ4-T1-BWA** και η μορφή της τελική προσομοίωσης τους στο μοντέλο του ίδιου δοκιμίου:



**Εικόνα 4-10: Τοιχοποιία ισογείου και τοιχοπλήρωση ορόφου**

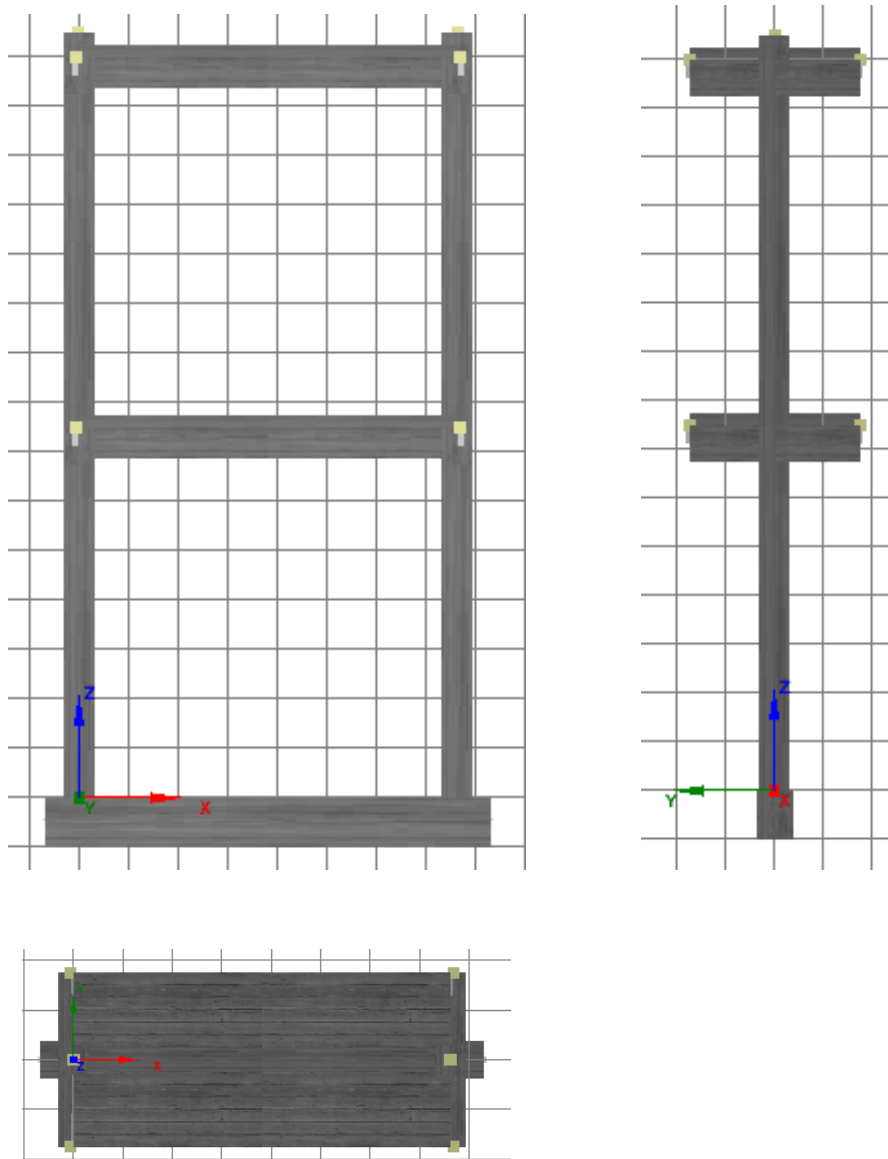


**Εικόνα 4-11: Προσομοίωση τοιχοποιίας ισογείου και τοιχοπλήρωσης ορόφου**

## 4.4 Τελική προσομοίωση πλαισίων

### 4.4.1 Δοκίμιο Δ1-R1-BFR

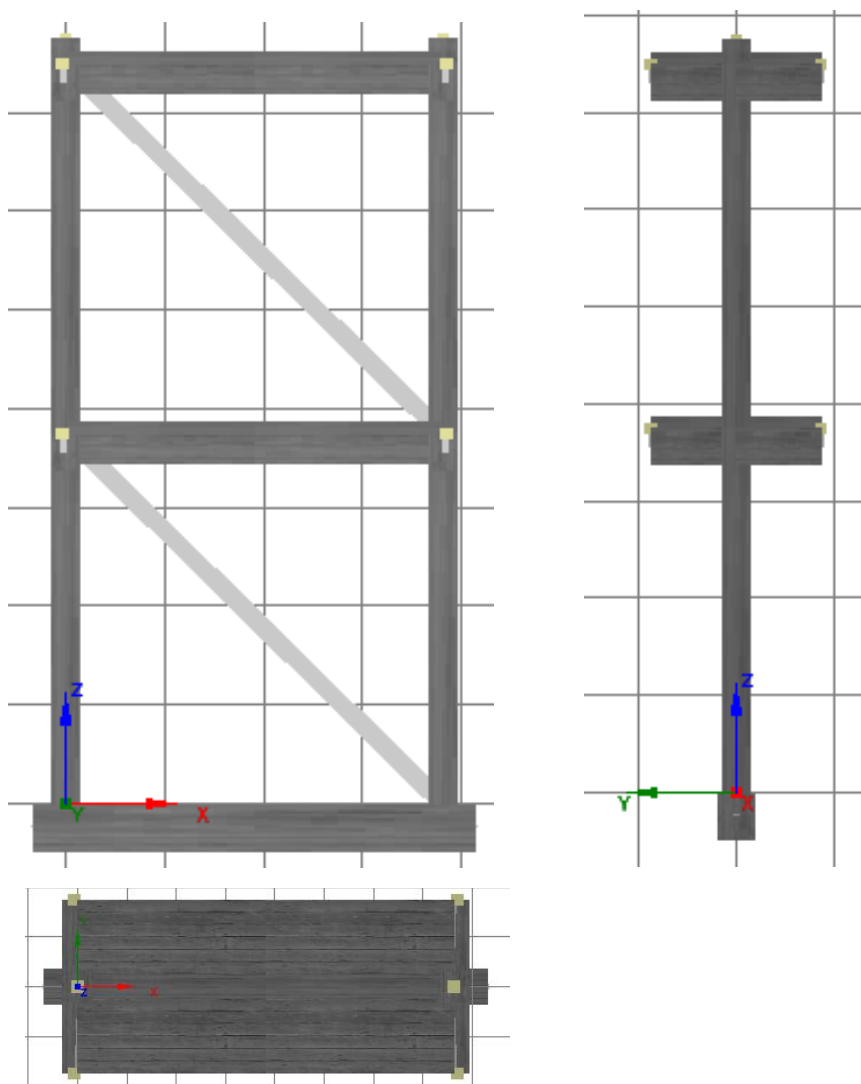
Πλαίσιο χωρίς τοιχοπληρώσεις με τα χαρακτηριστικά του φέροντος οργανισμού που αναλύθηκαν στην παράγραφο § 4.2.



Εικόνα 4-12: Κάτοψη και όψεις δοκιμίου Δ1-R1-BFR

#### 4.4.2 Δοκίμιο Δ2-R2-BWAB

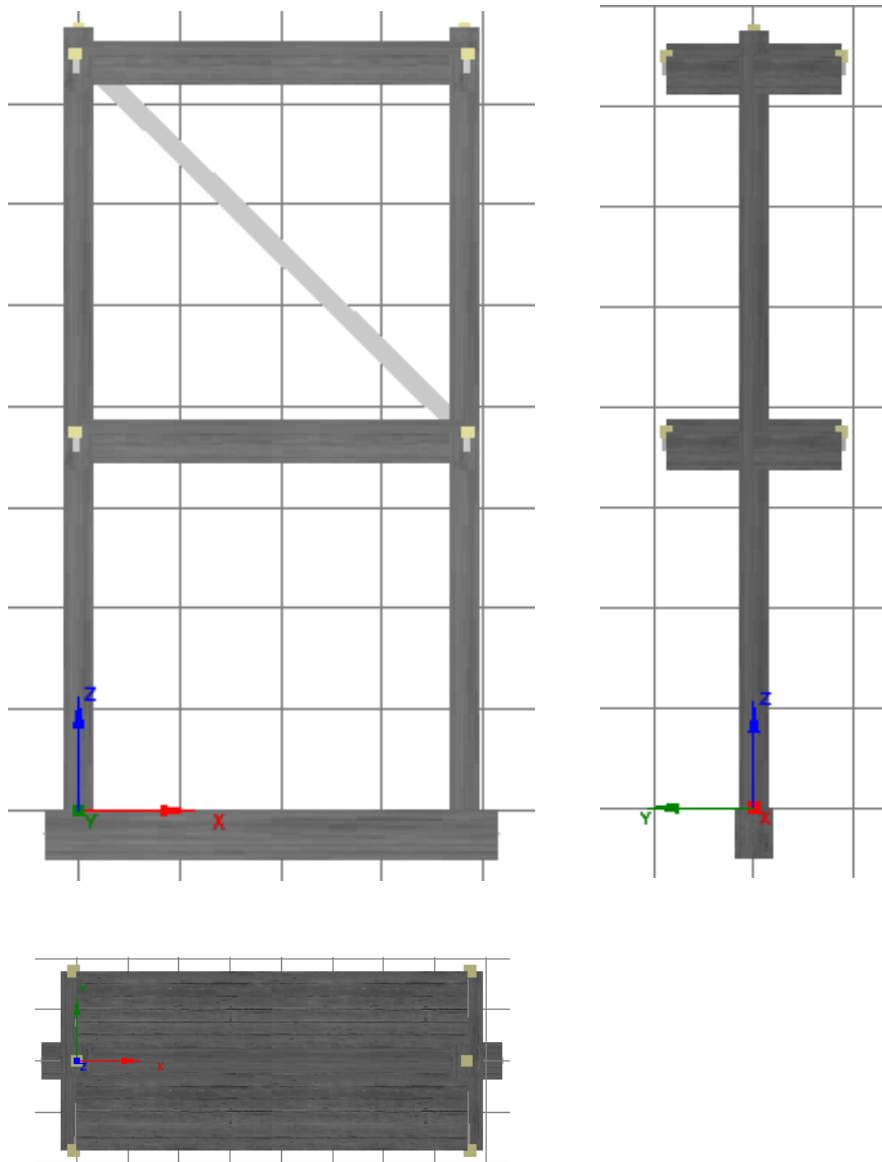
Πλαίσιο με δρομικές τοιχοπληρώσεις τόσο στο ισόγειο όσο και στον α' όροφο με τα χαρακτηριστικά του φέροντος οργανισμού που αναλύθηκαν στην παράγραφο § 4.2 και με τα χαρακτηριστικά θλιβόμενης τοιχοράβδου, όπως αυτά περιγράφηκαν στην πρώτη περίπτωση της παραγράφου §4.3.3.



Εικόνα 4-13: Κάτοψη και όψεις δοκιμίου Δ2-R2-BWAB

#### 4.4.3 Δοκίμιο Δ3-R3-BWB

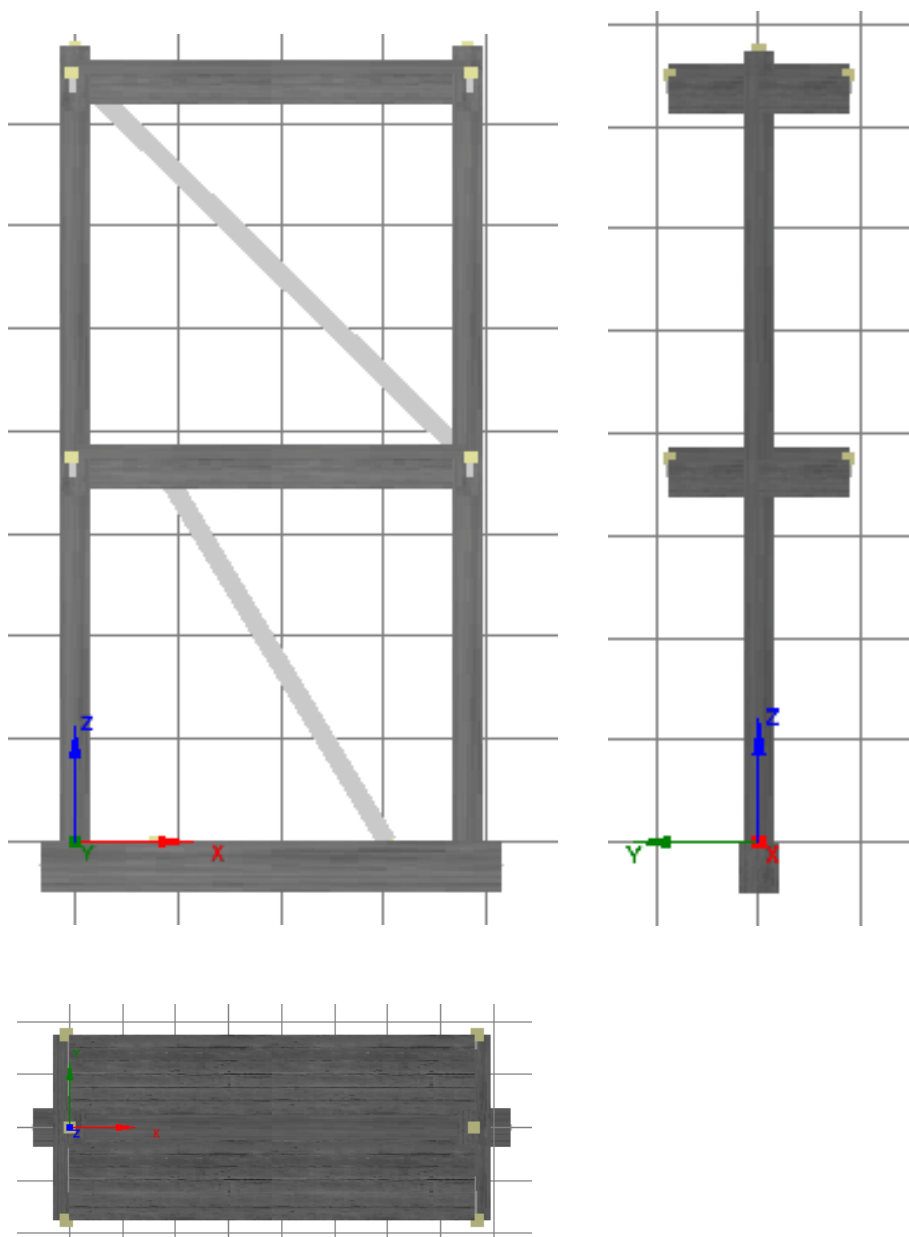
Πλαίσιο με δρομική τοιχοπλήρωση μόνον στον α' όροφο με τα χαρακτηριστικά του φέροντος οργανισμού που αναλύθηκαν στην παράγραφο § 4.2 και με τα χαρακτηριστικά θλιβόμενης τοιχοράβδου, όπως αυτά περιγράφηκαν στην πρώτη περίπτωση της παραγράφου §4.3.3.



Εικόνα 4-14: Κάτοψη και όψεις δοκιμίου Δ3-R3-BWB

#### 4.4.4 Δοκίμιο Δ4-T1-BWA

Πλαίσιο με δρομική τοιχοπλήρωση στον α' όροφο και ισχυρή τοιχοποιία περιορισμένου μήκους στο ισόγειο με τα χαρακτηριστικά του φέροντος οργανισμού που αναλύθηκαν στην παράγραφο § 4.2. και τα αντίστοιχα χαρακτηριστικά τοιχοράβδων, όπως αυτά περιγράφηκαν στην § 4.3.3.



Εικόνα 4-15: Κάτοψη και όψεις δοκιμίου Δ4-T1-BWA

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΚΑΙ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

### 5.1 Αποτελέσματα πειραματικής διαδικασίας

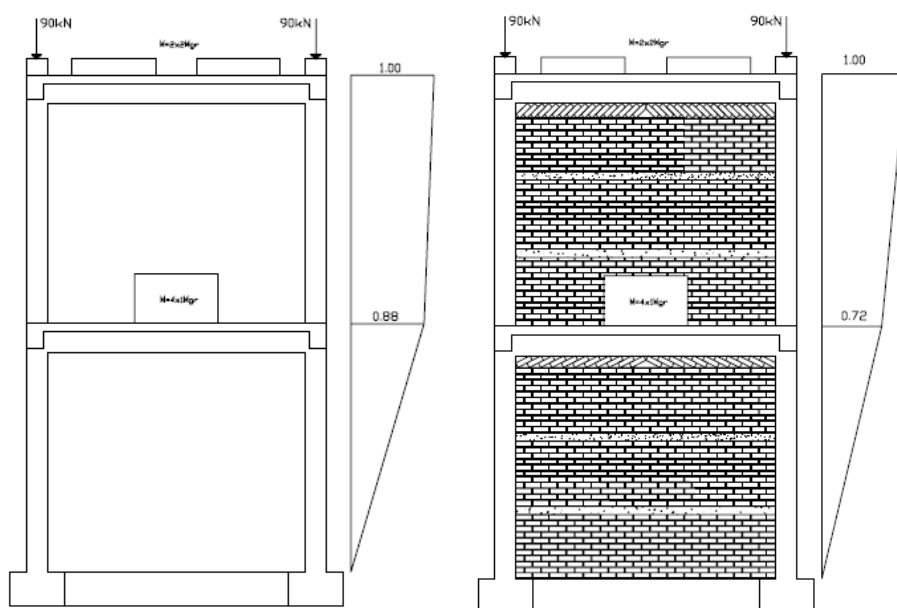
#### 5.1.1 Προσδιορισμός ιδιομορφών δοκιμίων

Τα δυναμικά χαρακτηριστικά των δοκιμίων, κατά την πειραματική διαδικασία, προσδιορίζονται από δοκιμές σταθερής επιτάχυνσης λογαριθμικής σάρωσης συχνοτήτων. Συγκεκριμένα, στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται οι ιδιοπερίοδοι και οι ιδιοσυχνότητες της δεσπόζουσας ιδιομορφής στη κύρια διεύθυνση διεγέρσεως των τεσσάρων δοκιμίων:

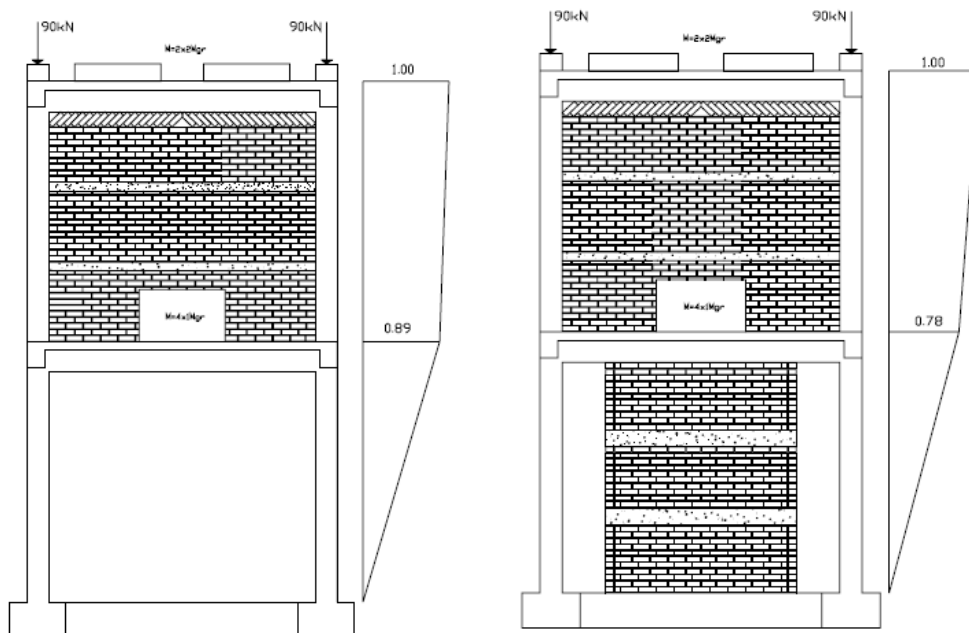
| ΔΟΚΙΜΙΟ    | ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΣ T(sec) | ΙΔΙΟΣΥΧΝΟΤΗΤΑ f(Hz) |
|------------|---------------------|---------------------|
| Δ1-R1-BFR  | 0.549               | 1.82                |
| Δ2-R2-BWAB | 0.177               | 5.65                |
| Δ3-R3-BWB  | 0.376               | 2.66                |
| Δ4-T1-BWA  | 0.177               | 5.65                |

Πίνακας 5-1: Ιδιοσυχνότητες και ιδιοπερίοδοι δοκιμίων

Στην συνέχεια, παρατίθενται και τα ιδιοσχήματα των κανονικών μορφών των δοκιμίων:



Εικόνα 5-1: Ιδιοσχήματα κανονικών μορφών δοκιμίων Δ1,Δ2



**Εικόνα 5-2: Ιδιοσχήματα κανονικών μορφών δοκιμίων Δ3,Δ4**

Σύμφωνα με τα παραπάνω ιδιοσχήματα θα προκύψει η ιδιομορφική κατανομή των της τέμνουσας βάσης σε κάθε όροφο κατά την ανάλυση Pushover των δοκιμίων.

### 5.1.2 Σεισμικές διεγέρσεις

Όπως έχει αναφερθεί, τα δοκίμια διεγέρθηκαν με την E-W συνιστώσα του σεισμού της Έδεσσας με κλιμακωτά αυξανόμενη επιτάχυνση βάσης. Παρατίθενται παρακάτω, συνοπτικά οι δοκιμές που πραγματοποιήθηκαν σε κάθε δοκίμιο και οι αντίστοιχες δρώσες επιταχύνσεις του σεισμικού προσομοιωτήρα:

| Αρ. Δοκιμής | Περιγραφή σεισμικής δοκιμής       | Δρώσα Επιτάχυνση σεισμικού προσομοιωτήρα ( $m/sec^2$ ) |
|-------------|-----------------------------------|--|
| 1           | Σεισμική Διέγερση στη διεύθυνση Y | 0.52   |
| 2           | Σεισμική Διέγερση στη διεύθυνση Y | 0.99   |
| 3           | Σεισμική Διέγερση στη διεύθυνση Y | 1.58   |
| 4           | Σεισμική Διέγερση στη διεύθυνση Y | 2.04   |
| 5           | Σεισμική Διέγερση στη διεύθυνση Y | 3.15   |
| 6           | Σεισμική Διέγερση στη διεύθυνση Y | 4.33   |
| 7           | Σεισμική Διέγερση στη διεύθυνση Y | 5.72   |
| 8           | Σεισμική Διέγερση στη διεύθυνση Y | 6.24   |

**Πίνακας 5-2: Σεισμικές δοκιμές δοκιμίου Δ1**



| Αρ. Δοκιμής | Περιγραφή σεισμικής δοκιμής       | Δρώσα Επιτάχυνση σεισμικού προσομοιωτήρα (m/sec <sup>2</sup> ) |
|-------------|-----------------------------------|--|
| 1           | Σεισμική Διέγερση στη διεύθυνση Y | 1.08   |
| 2           | Σεισμική Διέγερση στη διεύθυνση Y | 2.24   |
| 3           | Σεισμική Διέγερση στη διεύθυνση Y | 3.42   |
| 4           | Σεισμική Διέγερση στη διεύθυνση Y | 4.75   |
| 5           | Σεισμική Διέγερση στη διεύθυνση Y | 5.53   |
| 6           | Σεισμική Διέγερση στη διεύθυνση Y | 7.01   |
| 7           | Σεισμική Διέγερση στη διεύθυνση Y | 7.36   |

**Πίνακας 5-3: Σεισμικές δοκιμές δοκιμίου Δ2**

| Αρ. Δοκιμής | Περιγραφή σεισμικής δοκιμής       | Δρώσα Επιτάχυνση σεισμικού προσομοιωτήρα (m/sec <sup>2</sup> ) |
|-------------|-----------------------------------|--|
| 1           | Σεισμική Διέγερση στη διεύθυνση Y | 1.09   |
| 2           | Σεισμική Διέγερση στη διεύθυνση Y | 1.69   |
| 3           | Σεισμική Διέγερση στη διεύθυνση Y | 2.22   |
| 4           | Σεισμική Διέγερση στη διεύθυνση Y | 3.15   |
| 5           | Σεισμική Διέγερση στη διεύθυνση Y | 4.60   |
| 6           | Σεισμική Διέγερση στη διεύθυνση Y | 6.19   |
| 7           | Σεισμική Διέγερση στη διεύθυνση Y | 7.35   |

**Πίνακας 5-4: Σεισμικές δοκιμές δοκιμίου Δ3**

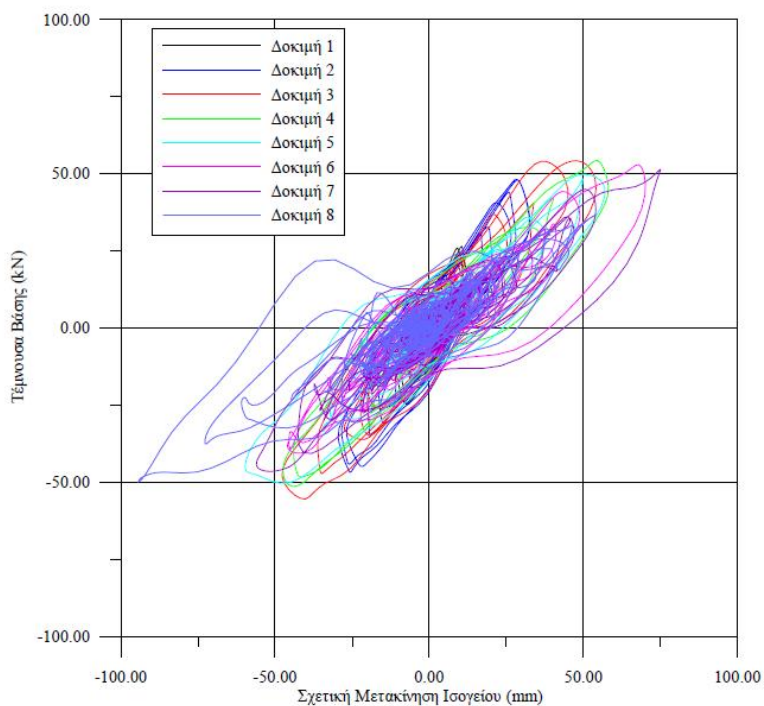
| Αρ. Δοκιμής | Περιγραφή σεισμικής δοκιμής       | Δρώσα Επιτάχυνση σεισμικού προσομοιωτήρα (m/sec <sup>2</sup> ) |
|-------------|-----------------------------------|--|
| 1           | Σεισμική Διέγερση στη διεύθυνση Y | 1.05   |
| 2           | Σεισμική Διέγερση στη διεύθυνση Y | 2.15   |
| 3           | Σεισμική Διέγερση στη διεύθυνση Y | 4.81   |
| 4           | Σεισμική Διέγερση στη διεύθυνση Y | 6.42   |
| 5           | Σεισμική Διέγερση στη διεύθυνση Y | 9.13   |
| 6           | Σεισμική Διέγερση στη διεύθυνση Y | 14.79  |

**Πίνακας 5-5: Σεισμικές δοκιμές δοκιμίου Δ4**

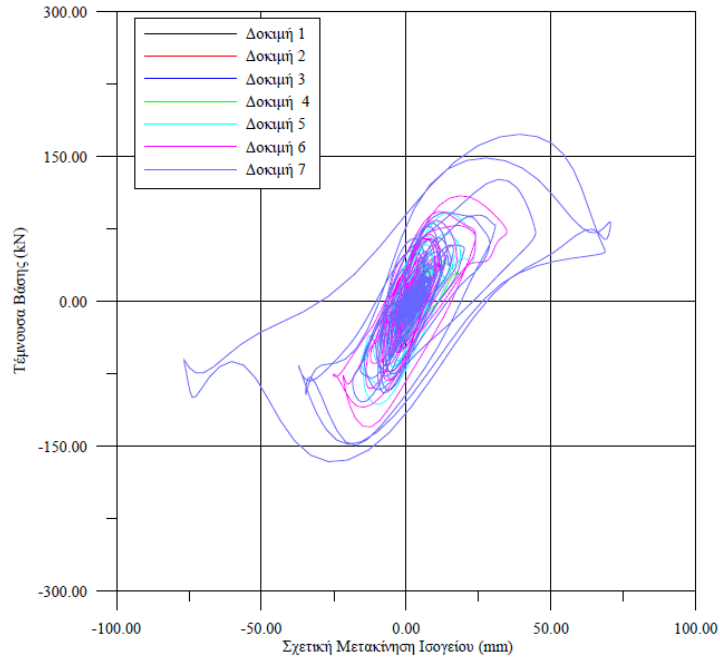
Αξίζει να σημειωθεί ότι για το δοκίμιο Δ2 πραγματοποιήθηκε και όγδοη δοκιμή, η οποία οδήγησε στην κατάρρευση του και δεν καταγράφηκε στους πίνακες. Παρόλα αυτά, ο βρόγχος υστέρησης της δοκιμής παρουσιάζεται στην παράγραφο §5.1.5, καθώς είναι απαραίτητος για τον σχεδιασμό των περιβαλλουσών καμπύλων .

### 5.1.3 Διαγράμματα τέμνουσας βάσης – σχετικής μετακίνησης ισογείου

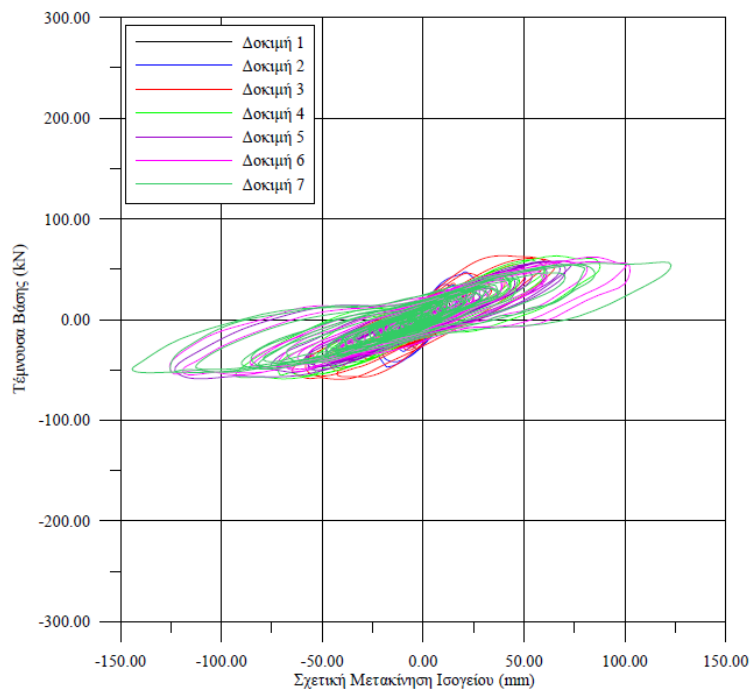
Με την πραγματοποίηση των δοκιμών, προέκυψαν τα διαγράμματα τέμνουσας βάσης - σχετικής μετακίνησης ισογείου και ορόφου με τη μορφή των βρόγχων υστέρησης για κάθε δοκίμιο:



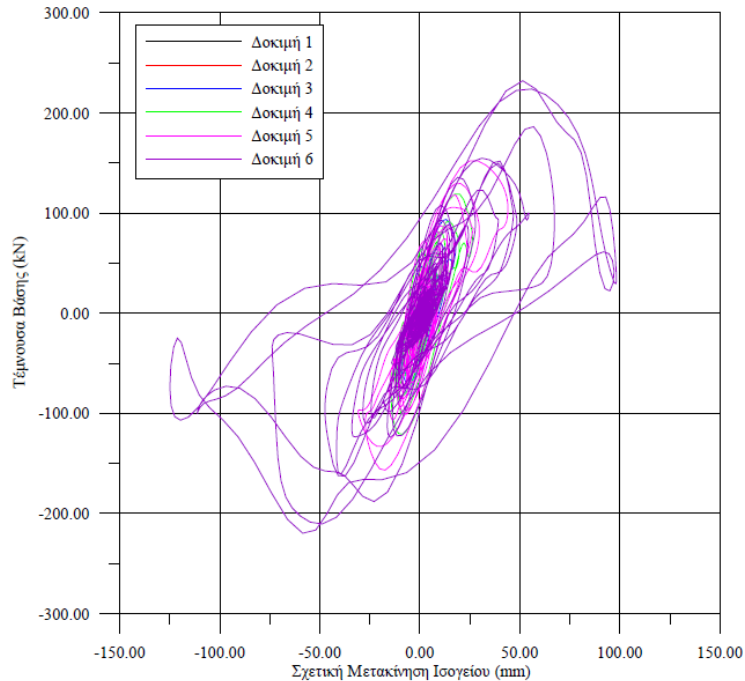
**Διάγραμμα 5-1: Διαγράμματα τέμνουσας βάσης – σχετικής μετακίνησης ισογείου δοκίμιου Δ1**



**Διάγραμμα 5-2: Διαγράμματα τέμνουσας βάσης – σχετικής μετακίνησης ισογείου δοκιμίου Δ2**



**Διάγραμμα 5-3: Διαγράμματα τέμνουσας βάσης – σχετικής μετακίνησης ισογείου δοκιμίου Δ3**



**Διάγραμμα 5-4: Διαγράμματα τέμνουσας βάσης – σχετικής μετακίνησης ισογείου δοκιμίου Δ4**

#### 5.1.4 Καταγραφή ρωγμών

Η συνεχής καταγραφή των ρωγμών κατά τις σεισμικές δοκιμές δίνει μια εικόνα της σειράς διαρροής των διατομών και της τελικής αστοχίας των δοκιμίων. Συγκεκριμένα, καταγράφηκαν οι πρώτες ρωγμές που αναπτύχθηκαν και η τελική κατάσταση των στοιχείων με το πέρας των δοκιμών. Με αυτόν τον τρόπο προκύπτει μια ένδειξη για την αναπτυσσόμενη τέμνουσα βάσης τη στιγμή των πρώτων διαρροών, γνωρίζοντας τη μέγιστη τέμνουσα κατά τη δοκιμή που εμφανίζονται οι διαρροές και κατά την αμέσως προηγούμενη αυτής.

**Δοκίμιο Δ1-R1-BFR:** Οι πρώτες ρωγμές εμφανίστηκαν κατά τη διάρκεια της τέταρτης δοκιμής στους κόμβους δοκών – υποστυλωμάτων ισογείου για αναπτυσσόμενη τέμνουσα βάσης από 48 kN μέχρι 54 kN. Στο τέλος των δοκιμών παρατηρήθηκε αστοχία όλων των κόμβων δοκών – υποστυλωμάτων του ισογείου.

**Δοκίμιο Δ2-R2-BWBA:** Ρωγμές εμφανίστηκαν κατά την έκτη δοκιμή στην τοιχοπλήρωση ισογείου για αναπτυσσόμενη τέμνουσα βάσης από 106 kN μέχρι 130 kN. Στο τέλος των δοκιμών, παρατηρήθηκε διεύρυνση των ρωγμών της τοιχοπλήρωσης, θραύση λιθοσωμάτων, αποκόλληση τοιχοπλήρωσης, δημιουργία κοντών υποστυλωμάτων καθώς και διατμητική αστοχία υποστυλωμάτων λόγω σενάζ.

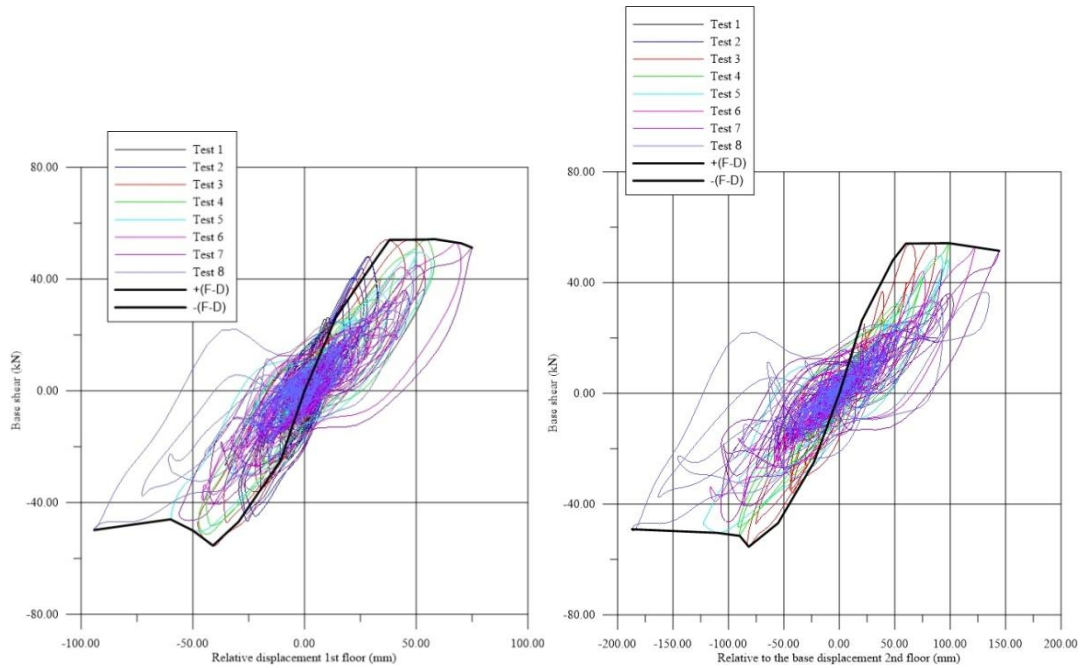
**Δοκίμιο Δ3-R3-BWB:** Κατά την τρίτη δοκιμή εμφανίστηκαν οι πρώτες ρωγμές στους κόμβους του ισογείου για αναπτυσσόμενη τέμνουσα βάσης από 47 kN μέχρι 63 kN. Στο τέλος των δοκιμών προέκυψε αστοχία των κόμβων ισογείου.

**Δοκίμιο Δ4-R3-BWB:** Οι πρώτες, οριζόντιες ρωγμές παρατηρήθηκαν κατά τη διάρκεια της έκτης δοκιμής στην κεφαλή και στη βάση του τοίχου. Συνοδεύτηκαν από αστοχία λιθοσωμάτων από θλίψη στη βάση του τοίχου, αποκόλληση της τοιχοπλήρωσης ορόφου και δημιουργία διαγώνιων και κατακόρυφων ρωγμών. Η τέμνουσα βάσης κατά τη διάρκεια των ρωγμών προσδιορίζεται από 156 kN μέχρι 232 kN.

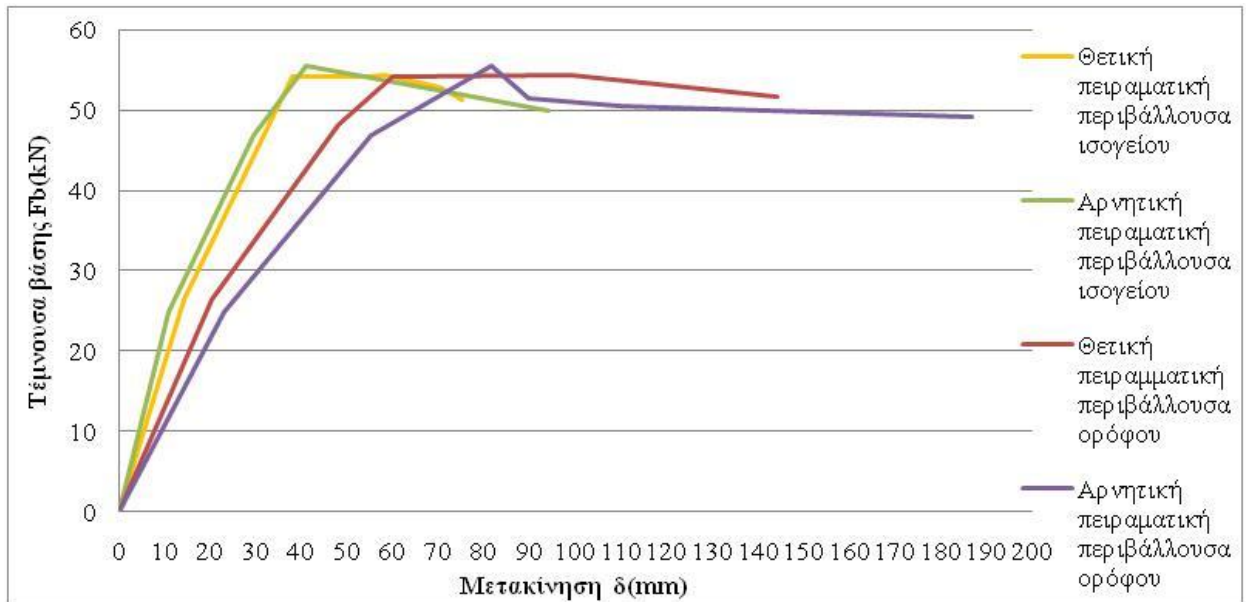
### 5.1.5 Περιβάλλουσες βρόγχων υστέρησης

Με δεδομένους του βρόγχους υστέρησης των δοκιμίων, όπως αυτοί προέκυψαν από τις σεισμικές δοκιμές, είναι αναγκαίο να σχεδιαστούν οι περιβάλλουσες τους. Οι περιβάλλουσες αποτελούν την διαγραμματική απεικόνιση της σεισμικής συμπεριφοράς των δοκιμίων, όπως αυτή προέκυψε από την πειραματική διαδικασία. Η περιβάλλουσα των βρόγχων υστέρησης ενός δοκιμίου προσδιορίζεται ως η καμπύλη τέμνουσας δύναμης – μετακίνησης ισογείου ή ορόφου που ενώνει τα σημεία των βρόγχων με τη μέγιστη τέμνουσα βάσης. Λόγω του γεγονότος ότι οι σεισμικές δοκιμές ήταν εναλλασσόμενης φοράς και με την λογική θεώρηση ότι τα πλαίσια ήταν συμμετρικά ως προς τον κατακόρυφο άξονα που διέρχεται από το κέντρο βάρους των διαφραγμάτων, προκύπτουν για κάθε δοκίμιο δύο περιβάλλουσες. Για προφανείς λόγους κατανόησης και διευκόλυνσης της μελέτης, θα θεωρηθεί και η περιβάλλουσα με αρνητικές τιμές τέμνουσας δύναμης και μετατόπισης ως θετική, διατηρώντας τις ίδιες απόλυτες τιμές των μεγεθών της. Έτσι, θα προβάλλονται και οι δύο περιβάλλουσες στο ίδιο διάγραμμα. Στα παρακάτω διαγράμματα παρατίθενται η σχεδίαση της περιβάλλουσας καμπύλης σύμφωνα με τους βρόγχους υστέρησης και η απομόνωση των δύο καμπύλων σε ένα ξεχωριστό διάγραμμα για κάθε δοκίμιο.

- **Δοκίμιο Δ1-R1-BFR**

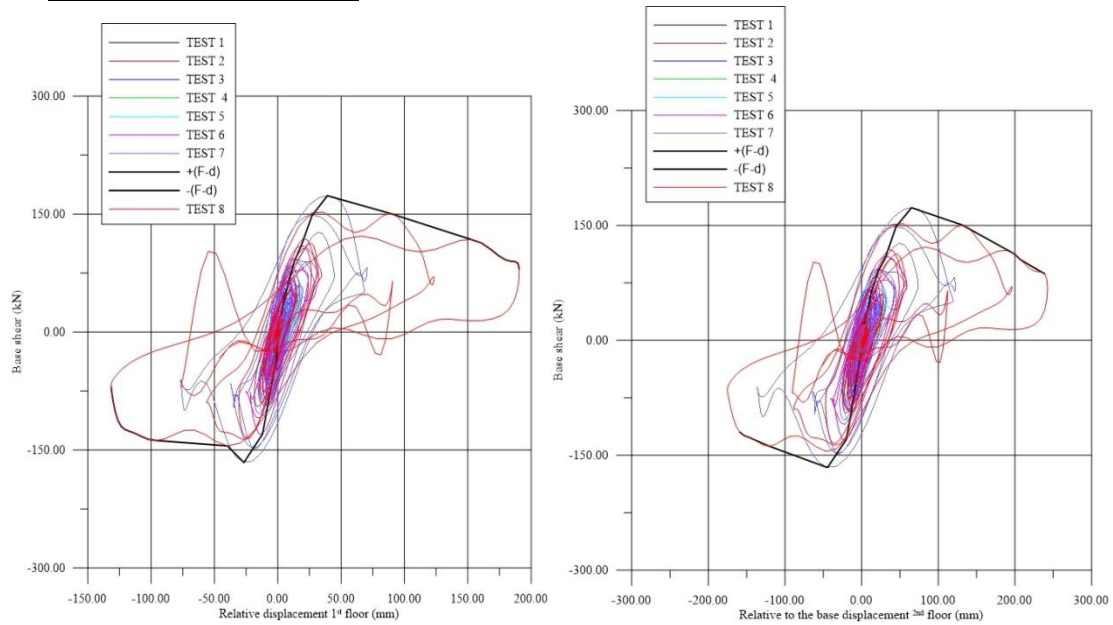


**Διάγραμμα 5-5: Περιβάλλουσα βρόγχων ισογείου (αριστερά) και ορόφου(δεξιά) δοκιμίου Δ1**

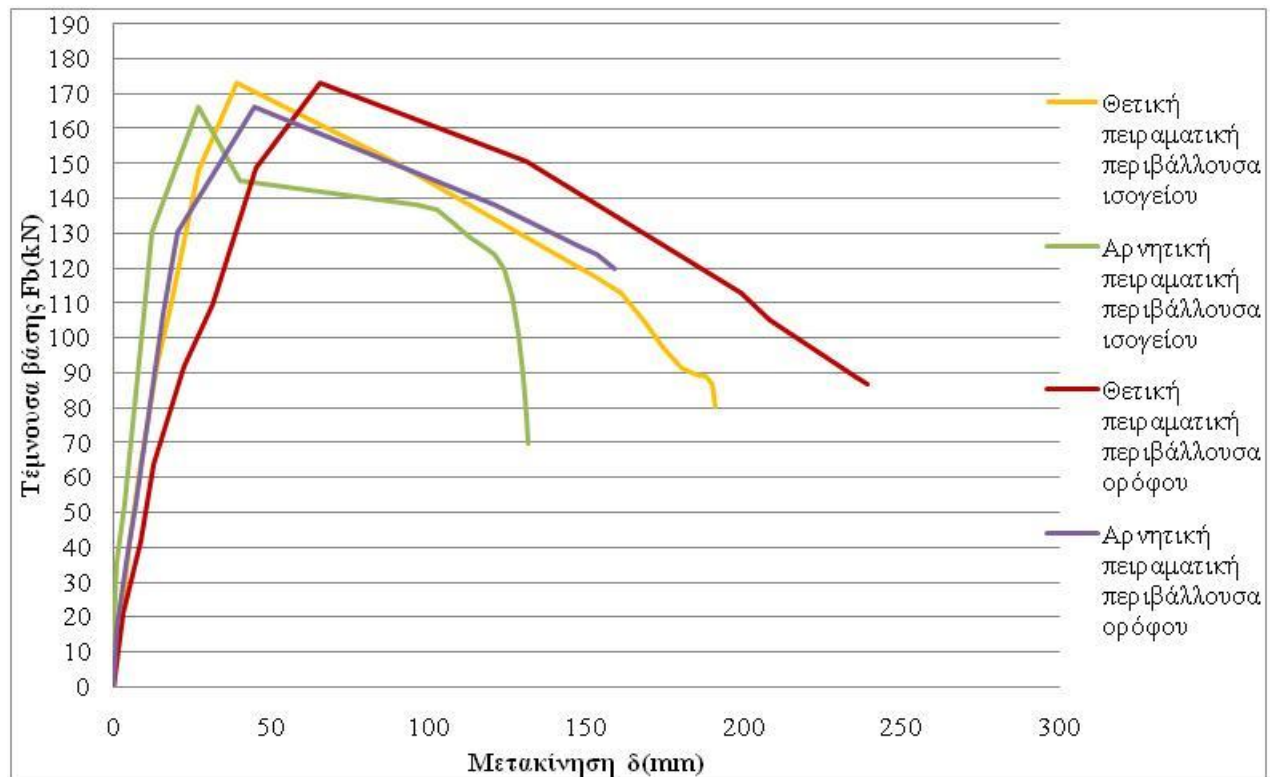


**Διάγραμμα 5-6: Περιβάλλουσες καμπύλες βρόγχων υστέρησης δοκιμίου Δ1**

• **Δοκίμιο Δ2-R2-BWBA**

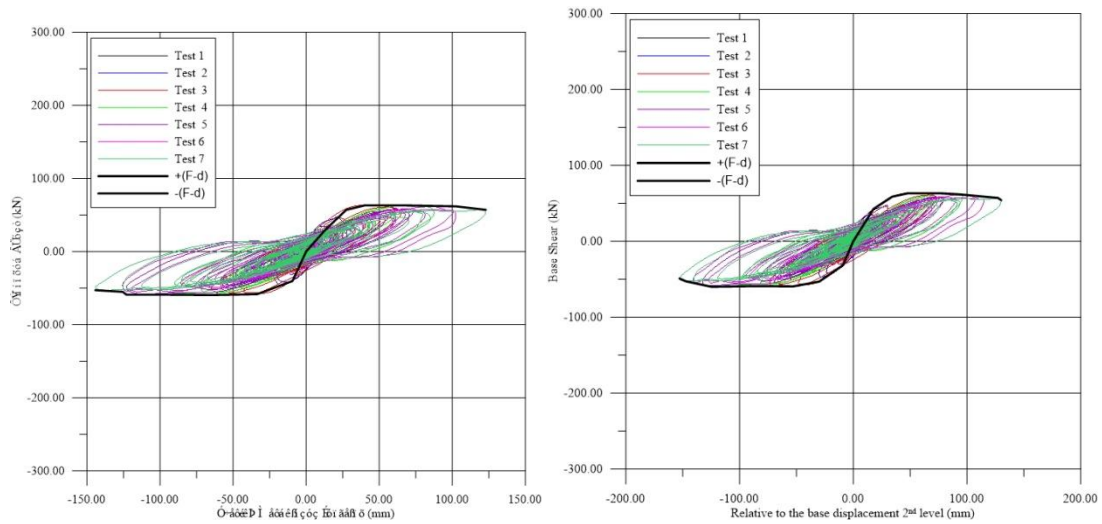


**Διάγραμμα 5-7 Περιβάλλουσα βρόγχων ισογείου (αριστερά) και ορόφου(δεξιά) δοκιμίου Δ2**

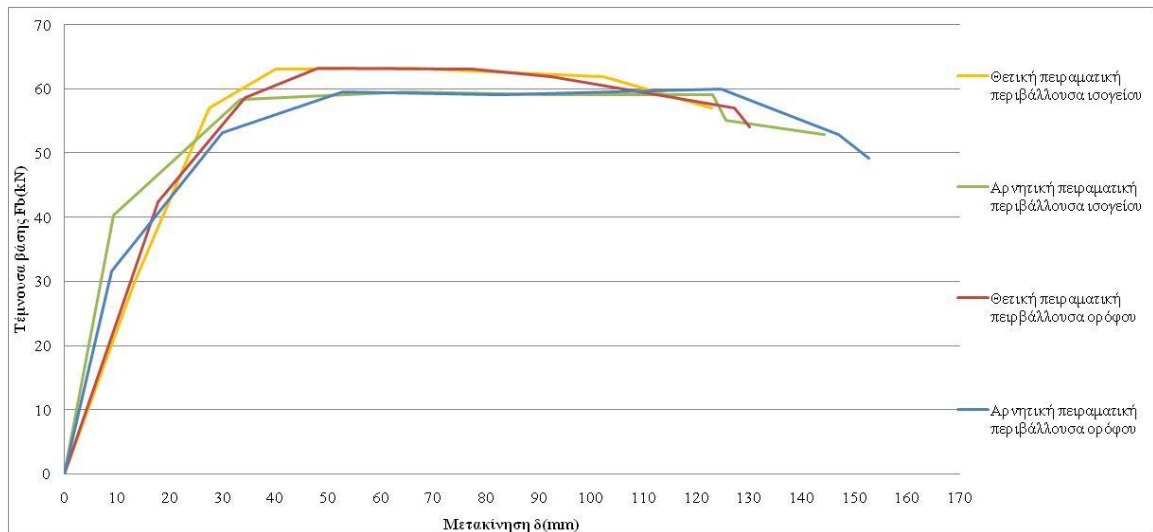


**Διάγραμμα 5-8: Περιβάλλουσες καμπύλες βρόγχων υστέρησης δοκιμίου Δ2**

• **Δοκίμιο Δ3-R3-BWB**



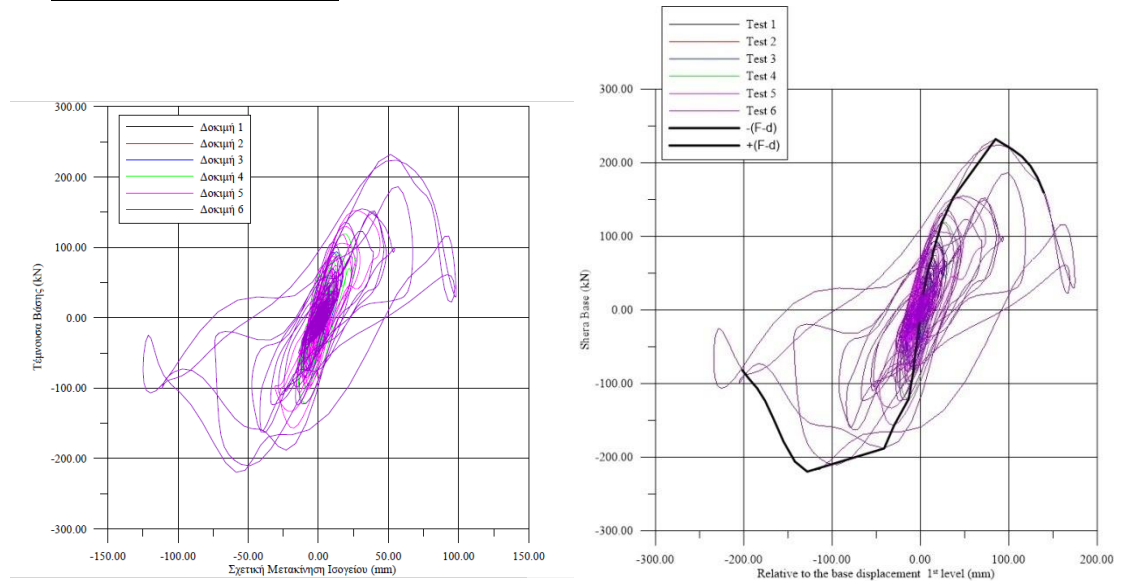
**Διάγραμμα 5-9: Περιβάλλουσα βρόγχων ισογείου (αριστερά) και ορόφου(δεξιά) δοκιμίου Δ3**



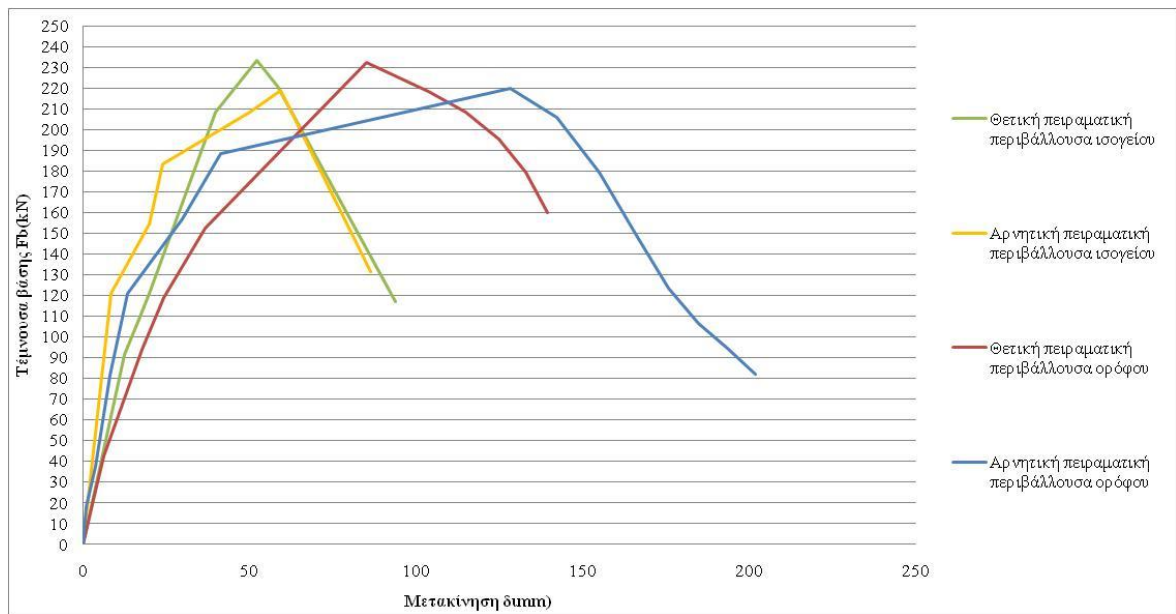
**Διάγραμμα 5-10: Περιβάλλουσες καμπύλες βρόγχων υστέρησης δοκιμίου Δ3**



• **Δοκίμιο Δ4-R3-BWB**



**Διάγραμμα 5-11: Περιβάλλουσα βρόγχων ισογείου (αριστερά) και ορόφου (δεξιά) δοκιμίου Δ4**



**Διάγραμμα 5-12: Περιβάλλουσες καμπύλες βρόγχων υστέρησης δοκιμίου Δ4**

## 5.2 Ανελαστική, στατική ανάλυση Pushover

### 5.2.1 Θεωρητικά στοιχεία

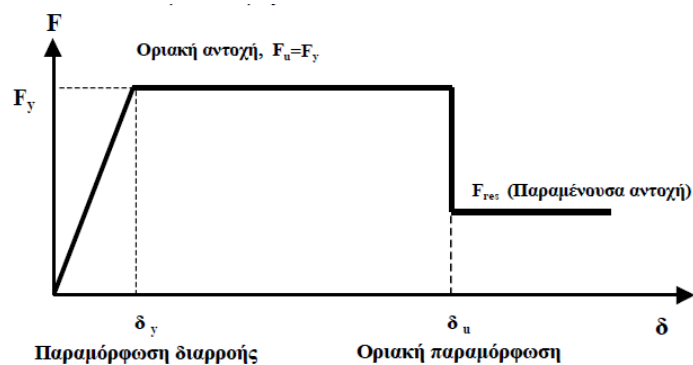
Με στόχο την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς των δοκιμίων, πραγματοποιήθηκε, για κάθε ένα από αυτά, μια στατική, ανελαστική ανάλυση (Pushover). Η εφαρμογή της μεθόδου βασίστηκε στις διατάξεις του Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων (ΟΑΣΠ, 2<sup>η</sup> αναθεώρηση 2017). Σύμφωνα με μέθοδο της ανελαστικής, στατικής ανάλυσης, το προσομοίωμα του κτιρίου υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία κατανεμημένα κατά τρόπο ανάλογο προς τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, τα οποία θα αυξάνονται μονότονα, εν γένει μέχρις ότου κάποιο δομικό στοιχείο δεν είναι σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του. Από την ανάλυση αυτή προκύπτει η καμπύλη ικανότητας του κτιρίου, η οποία εν γένει χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης – μετακίνησης χαρακτηριστικού σημείου του κτιρίου (κόμβος ελέγχου). Μέσω της καμπύλης ικανότητας, προσδιορίζεται η συνολική σεισμική συμπεριφορά του κτιρίου. Συγκεκριμένα, γνωστοποιείται η διαθέσιμη αντοχή και γενική πλαστιμότητα του κτιρίου, ενώ προβλέπεται και ο αναπτυσσόμενος μηχανισμός κατάρρευσης.

Η διαδικασία που εφαρμόζεται κατά την ανελαστική, στατική ανάλυση Pushover ενός κτιρίου περιλαμβάνει κάποια βασικά βήματα.

Πρώτο βήμα αποτελεί ο καθορισμός των πιθανών σημείων σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων. Πρακτικά, ορίζονται ως πιθανά σημεία διαρροής τα άκρα των μελών του μοντέλου της κατασκευής.

Εν συνεχεία, υπολογίζονται οι μάζες των ορόφων και πραγματοποιείται η στατική επίλυση κατακόρυφων φορτίων του μοντέλου του αρηγμάτωτου φορέα. Αποτέλεσμα της επίλυσης είναι οι αναπτυσσόμενες αξονικές των υποστυλωμάτων, οι δρώσες ροπές και οι αναπτυσσόμενες γωνίες στροφής χορδής των άκρων των μελών.

Με δεδομένες τις αναπτυσσόμενες αξονικές των υποστυλωμάτων, τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των μελών, τις λεπτομέρειες όπλισης και τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών, προσδιορίζεται, όπως ορίζεται στο Κεφάλαιο 7 του ΚΑΝ.ΕΠΕ, η μηχανική συμπεριφορά των δομικών στοιχείων. Συγκεκριμένα, για κάθε πιθανή διατομή σχηματισμού πλαστικής άρθρωσης προκύπτει ένα διάγραμμα εντατικού μεγέθους “F” συναρτήσει της παραμόρφωση “δ”. Όπου καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η κάμψη, κατάλληλα μεγέθη “F” και “δ” είναι η ροπή κάμψης M και η γωνία στροφής χορδής θ ή η καμπυλότητα (1/r) . Επίσης, στο συγκεκριμένο στάδιο της μεθόδου, προσδιορίζεται και η ενεργός δυσκαμψία των μελών του ρηγματωμένου φορέα, η οποία ορίζεται στο μοντέλο για την πραγματοποίηση των στατικών επιλύσεων με τα οριζόντια φορτία. Η μεθοδολογία και οι σχέσεις υπολογισμού των εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών των στοιχείων ορίζονται επακριβώς στο έβδομο Κεφάλαιο του Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων (ΟΑΣΠ, 2<sup>η</sup> αναθεώρηση 2017) .



**Διάγραμμα 5-13: Διάγραμμα εντατικού μεγέθους συναρτήσει της παραμόρφωσης του μέλους**

Επόμενο βήμα της μεθόδου αποτελεί η διαμόρφωση του μοντέλου του ρηγματωμένου φορέα και ο καθορισμός της κατανομής των οριζόντιων φορτίων καθ' ύψος των ορόφων. Θέτοντας στο μοντέλο ως ενεργό δυσκαμψία την τιμή που προσδιορίστηκε κατά το προηγούμενο βήμα, το μοντέλο χαρακτηρίζεται από την μειωμένη δυσκαμψία του ρηγματωμένου φορέα. Η κατανομή της συνολικής δρώσας τέμνουσας βάσης καθορίζεται από την κατανομή των αδρανειακών δυνάμεων που αναπτύσσονται στην κατασκευή στα επίπεδα των ορόφων κατά την πρώτη, θεμελιώδη ιδιομορφή. Συνεπώς, για τον υπολογισμό του οριζόντιου φορτίου που ασκείται ανά όροφο εφαρμόζεται η σχέση:

$$F_i = F_b \cdot \frac{m_i \cdot \varphi_i}{\sum m_i \cdot \varphi_i}, \text{ όπου } i \text{ ο εξεταζόμενος όροφος}$$

Εν συνεχεία, ορίζεται ως “κόμβος αναφοράς” το κέντρο βάρους του ορόφου του ισογείου. Έτσι, θα καταγράφεται η σχετική μετακίνηση του ισογείου σε κάθε επίλυση οριζόντιας φόρτισης.

Τελικό βήμα της μεθόδου αποτελεί η πραγματοποίηση των επιλύσεων με τη μέθοδο “βήμα προς βήμα” και ο σχεδιασμός της καμπύλης ικανότητας  $F_b(\text{kN}) - \text{δισ}(\text{mm})$  κάθε δοκιμίου. Με την εφαρμογή της προσδιορισθείσας κατανομής των σεισμικών φορτίων στους ορόφους, πραγματοποιούνται συνεχείς επιλύσεις με συνέπεια το σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των στοιχείων. Κάθε επίλυση έχει ως αποτέλεσμα τη διαρροή μιας διατομής κόμβου του φορέα, η οποία στην επόμενη επίλυση λαμβάνεται υπόψη ως άρθρωση. Οι επιλύσεις επαναλαμβάνονται έως ότου μετατραπεί ο φορέας σε μηχανισμό. Σε αυτό το στάδιο, επιβάλλονται στο φορέα μετατοπίσεις, με την κατανομή των σεισμικών φορτίων, έως ότου εξαντληθεί η διαθέσιμη πλαστικότητα κάποιου στοιχείου. Με την αστοχία του πρώτου στοιχείου, η φέρουσα ικανότητα της κατασκευής μειώνεται αισθητά.

Με την καταγραφή και το συμψηφισμό των μεγεθών της τέμνουσας βάσης και της σχετικής μετακίνησης του “κόμβου ελέγχου” των επιλύσεων κατακόρυφης και οριζόντιας φόρτισης, προκύπτει η τελική καμπύλη ικανότητας της κατασκευής  $F_b(\text{kN}) - \text{δισ}(\text{mm})$ .

## 5.2.2 Κατακόρυφες επιλύσεις πλαισίων

Για κάθε δοκίμιο υπολογίστηκαν οι μάζες των ορόφων, συμπεριλαμβανομένων των ίδιων μαζών των δομικών στοιχείων, των πρόσθετων τοποθετούμενων μαζών και των μαζών των οπτοπλινθοδομών. Η μάζα μετατράπηκε σε κατακόρυφο, γραμμικό, κατανεμημένο φορτίο κατά μήκος της δοκού με άνοιγμα 3.05m ανά όροφο και πραγματοποιήθηκαν οι αντίστοιχες επιλύσεις. Για τον υπολογισμό των μαζών, θεωρήθηκε :

- Ειδικό βάρος σπλισμένου σκυροδέματος  $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$
- Βάρος κατακόρυφης επιφάνειας δρομική οπτοπλινθοδομής  $2.10 \text{ kN/m}^2$
- Βάρος κατακόρυφης επιφάνειας ισχυρής τοιχοποιίας  $3.60 \text{ kN/m}^2$
- Επιτάχυνση της βαρύτητας  $g=10 \text{ m/s}^2$

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται οι μάζες των ορόφων των τεσσάρων δοκιμίων και τα αντίστοιχα κατανεμημένα φορτία ανά όροφο:

| ΔΟΚΙΜΙΑ                | ΜΑΖΕΣ ΟΡΟΦΟΥ<br>(Mgr) |        | ΚΑΤΑΝΕΜΗΜΕΝΑ<br>ΦΟΡΤΙΑ ΔΟΚΩΝ(<br>kN/m <sup>2</sup> ) |        |
|------------------------|-----------------------|--------|--|--------|
|                        | ΙΣΟΓΕΙΟ               | ΟΡΟΦΟΣ | ΙΣΟΓΕΙΟ  | ΟΡΟΦΟΣ |
| <b>Δ1-R1-<br/>BFR</b>  | 6.694                 | 6.28   | 21.53  | 20.2   |
| <b>Δ2-R2-<br/>BWAB</b> | 8.258                 | 7.062  | 26.66  | 22.76  |
| <b>Δ3-R3-<br/>BWB</b>  | 7.476                 | 7.062  | 24.09  | 22.76  |
| <b>Δ4-T1-<br/>BWA</b>  | 8.338                 | 7.062  | 26.82  | 22.76  |

**Πίνακας 5-6: Μάζα και ίδια βάρη δοκιμίων**

Από τις στατικές επιλύσεις με τα παραπάνω κατακόρυφα φορτία προκύπτουν οι δρώσες αξονικές δυνάμεις υποστρωμάτων ισογείου και ορόφου κάθε δοκιμίου:

|                        | <b>ΑΞΟΝΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ<br/>ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ (kN)</b> |                     |
|------------------------|---|---------------------|
| <b>ΔΟΚΙΜΙΑ</b>         | <b>ΙΣΟΓΕΙΟΥ<br/>Κ1,Κ2</b>                       | <b>ΟΡΟΦΟΥ Κ3,Κ4</b> |
| <b>Δ1-R1-<br/>BFR</b>  | 153.64  | 120.8               |
| <b>Δ2-R2-<br/>BWAB</b> | 164.9   | 124.41              |
| <b>Δ3-R3-<br/>BWB</b>  | 161.45  | 124.22              |
| <b>Δ4-T1-<br/>BWA</b>  | 165.61  | 124.33              |

**Πίνακας 5-7: Αξονικές υποστυλωμάτων δοκιμίων**

### 5.2.3 Προσδιορισμός μηχανικής συμπεριφοράς δομικών στοιχείων

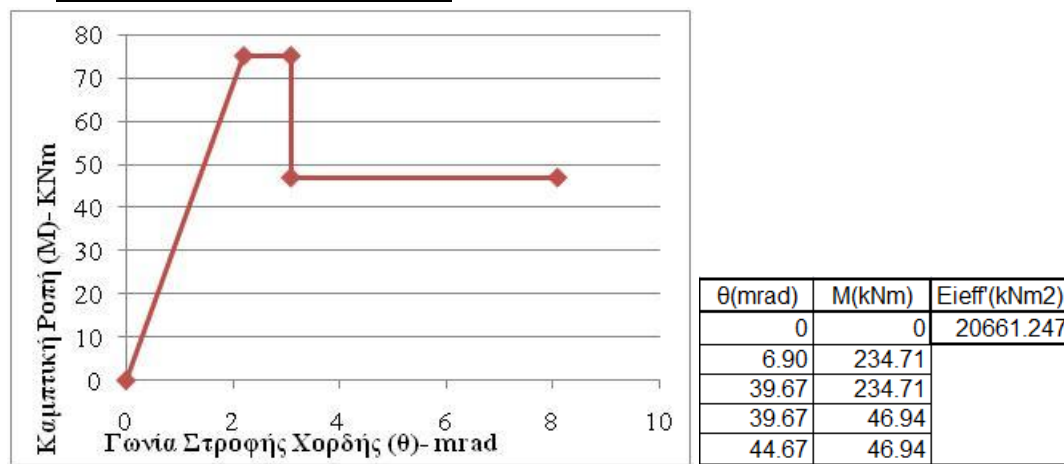
Σύμφωνα με το έβδομο κεφάλαιο του Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων, είναι απαραίτητο να προσδιοριστεί η συμπεριφορά των δομικών στοιχείων και να απεικονιστεί μέσω ενός ελαστοπλαστικού διαγράμματος ροπής αντοχής  $M - \gamma$  γωνίας στροφής χορδής  $\theta$ . Τα δεδομένα που απαιτούνται για τον υπολογισμό των μεγεθών της ροπής αντοχής, της γωνίας στροφής χορδής κατά την διαρροή και κατά την αστοχία του στοιχείου είναι τα παρακάτω:

- Μέση αντοχή και μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος:  $f_{cm} = 24 \text{ MPa}$ ,  $E_c = 21 \text{ GPa}$
- Αντοχή και μέτρο ελαστικότητας λείου χάλυβα:  $f_y = 358 \text{ MPa}$ ,  $E_s = 210 \text{ GPa}$
- Γεωμετρία διατομής, μήκος και συνθήκες στήριξης στοιχείων, τα οποία περιγράφηκαν στο 3<sup>ο</sup> και 4<sup>ο</sup> κεφάλαιο
- Διαμήκεις και εγκάρσιοι οπλισμοί στοιχείων, τα οποία, επίσης, παρουσιάστηκαν στο 3<sup>ο</sup> και 4<sup>ο</sup> κεφάλαιο
- Δρώσες αξονικές δυνάμεις στοιχείων από επίλυση κατακόρυφων φορτίων, που για τα υποστυλώματα παρουσιάστηκαν στην προηγούμενη παράγραφο και για τις δοκούς θεωρούνται μηδενικές

Υπό αυτές τις συνθήκες, προσδιορίζονται και παρουσιάζονται παρακάτω τα διαγράμματα ροπών – γωνιών στροφής χορδής των στοιχείων των τεσσάρων δοκιμίων για τις δύο περιπτώσεις. Υπολογίστηκε, επίσης, το μέγεθος της “ισοδύναμης” ενεργούς δυσκαμψίας, όπως ορίστηκε στην παράγραφο §2.2.1 της εργασίας, και το οποίο απαιτείται για την ορθή προσομοίωση του ρηγματωμένου

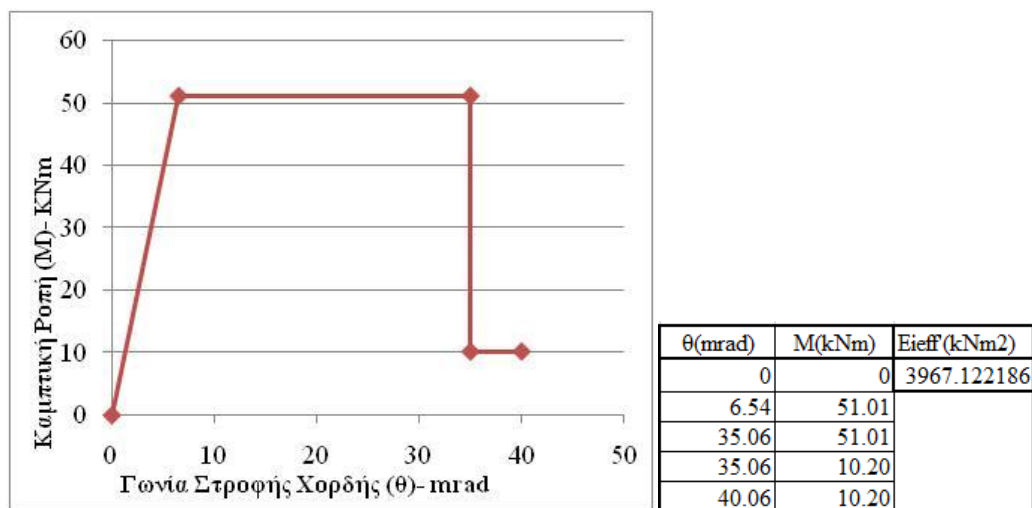
φορέα. Τα χαρακτηριστικά των δοκών είναι κοινά για όλα τα δοκίμια, εν αντιθέσει με τα υποστυλώματα στα οποία μεταβάλλονται οι αξονικές, συνεπώς τα παρακάτω διαγράμματα ροπών – γωνιών στροφής χορδής ισχύουν για τις δοκούς και των τεσσάρων πλαισίων.

• **Δοκοί με θετική δρώσα ροπή**



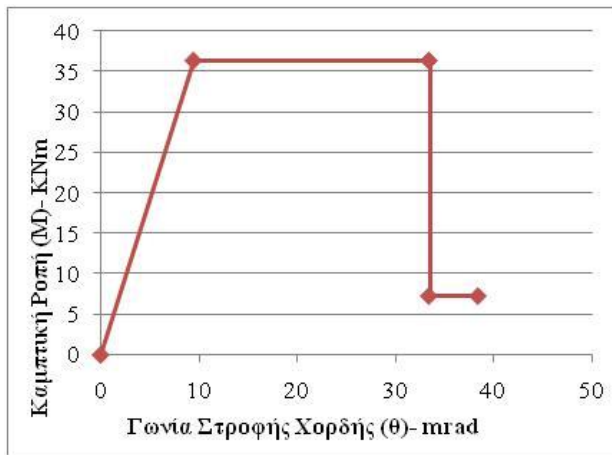
Διάγραμμα 5-14: Ροπών – γωνιών στροφής χορδής δοκών με θετική δρώσα ροπή

• **Δοκοί με αρνητική δρώσα ροπή**



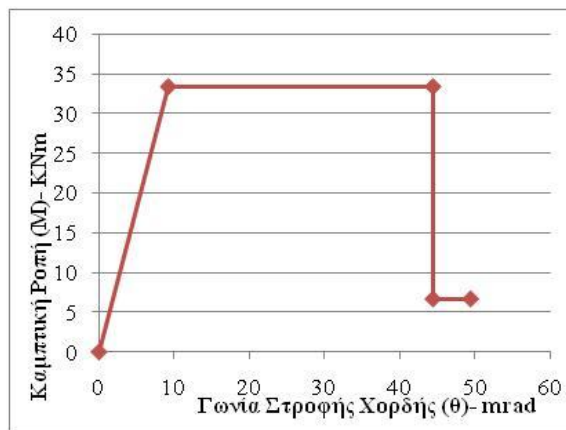
Διάγραμμα 5-15: Ροπών – γωνιών στροφής χορδής δοκών με θετική δρώσα ροπή

- **Υποστυλώματα δοκιμίου Δ1-R1-BFR**



| $\theta$ (mrad) | M(kNm) | E <sub>ieff</sub> (kNm <sup>2</sup> ) |
|-----------------|--------|---------------------------------------|
| 0               | 0      | 1926.527034                           |
| 9.44            | 36.37  |                                       |
| 33.44           | 36.37  |                                       |
| 33.44           | 7.27   |                                       |
| 38.44           | 7.27   |                                       |

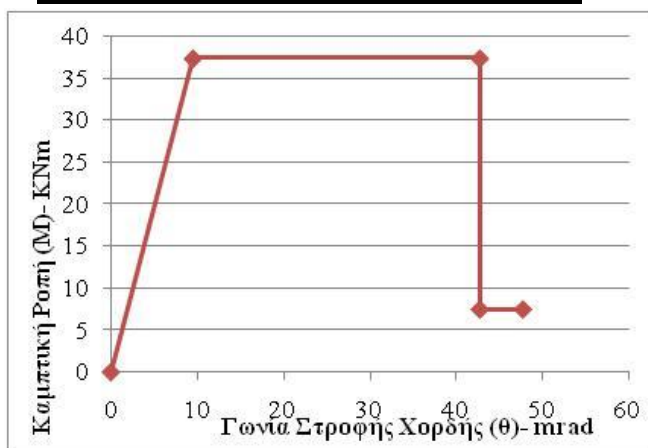
**Διάγραμμα 5-16: Ροπών – γωνιών στροφής χορδής υποστυλωμάτων ισογείου δοκιμίου Δ1**



| $\theta$ (mrad) | M(kNm) | E <sub>ieff</sub> (kNm <sup>2</sup> ) |
|-----------------|--------|---------------------------------------|
| 0               | 0      | 1816.15463                            |
| 9.21            | 33.45  |                                       |
| 44.30           | 33.45  |                                       |
| 44.30           | 6.69   |                                       |
| 49.30           | 6.69   |                                       |

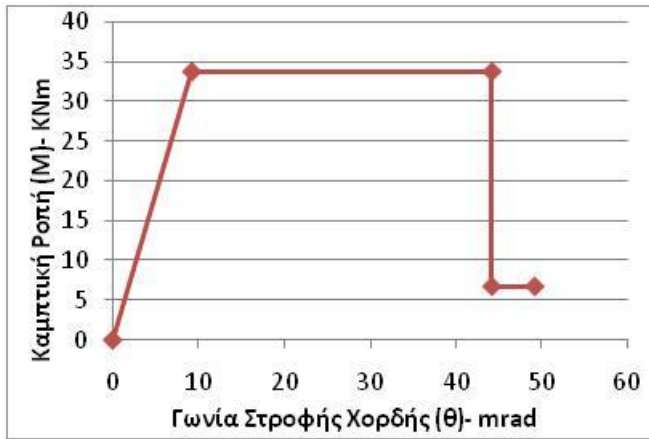
**Διάγραμμα 5-17: Ροπών – γωνιών στροφής χορδής υποστυλωμάτων ορόφου δοκιμίου Δ1**

- **Υποστυλώματα δοκιμίου Δ2-R2-BWBA**



| $\theta$ (mrad) | M(kNm) | E <sub>ieff</sub> (kNm <sup>2</sup> ) |
|-----------------|--------|---------------------------------------|
| 0               | 0      | 1962.91348                            |
| 9.52            | 37.36  |                                       |
| 42.78           | 37.36  |                                       |
| 42.78           | 7.47   |                                       |
| 47.78           | 7.47   |                                       |

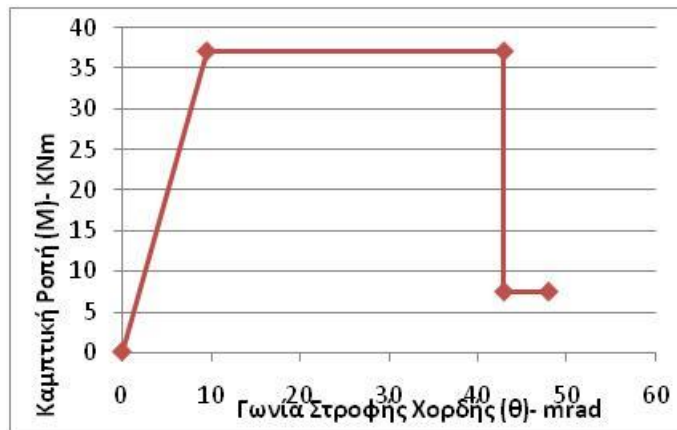
**Διάγραμμα 5-18: Ροπών – γωνιών στροφής χορδής υποστυλωμάτων ισογείου δοκιμίου Δ2**



| $\theta$ (mrad) | M(kNm) | E <sub>ieff</sub> (kNm <sup>2</sup> ) |
|-----------------|--------|---------------------------------------|
| 0               | 0      | 1828.609472                           |
| 9.24            | 33.78  |                                       |
| 44.17           | 33.78  |                                       |
| 44.17           | 6.76   |                                       |
| 49.17           | 6.76   |                                       |

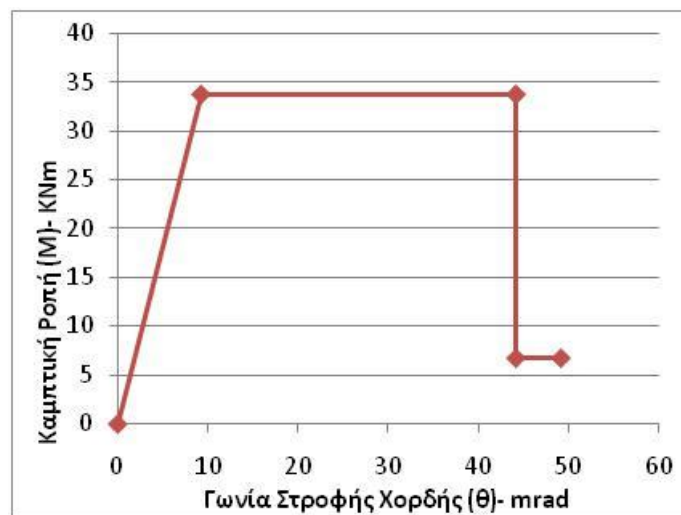
Διάγραμμα 5-19: Ροπών – γωνιών στρώσης χορδής υποστρωμάτων ορόφου δοκιμίου Δ2

• Υποστρώματα δοκιμίου Δ3-R3-BWB



| $\theta$ (mrad) | M(kNm) | E <sub>ieff</sub> (kNm <sup>2</sup> ) |
|-----------------|--------|---------------------------------------|
| 0               | 0      | 1951.843697                           |
| 9.49            | 37.06  |                                       |
| 42.89           | 37.06  |                                       |
| 42.89           | 7.41   |                                       |
| 47.89           | 7.41   |                                       |

Διάγραμμα 5-20: Ροπών – γωνιών στρώσης χορδής υποστρωμάτων ισογείου δοκιμίου Δ3

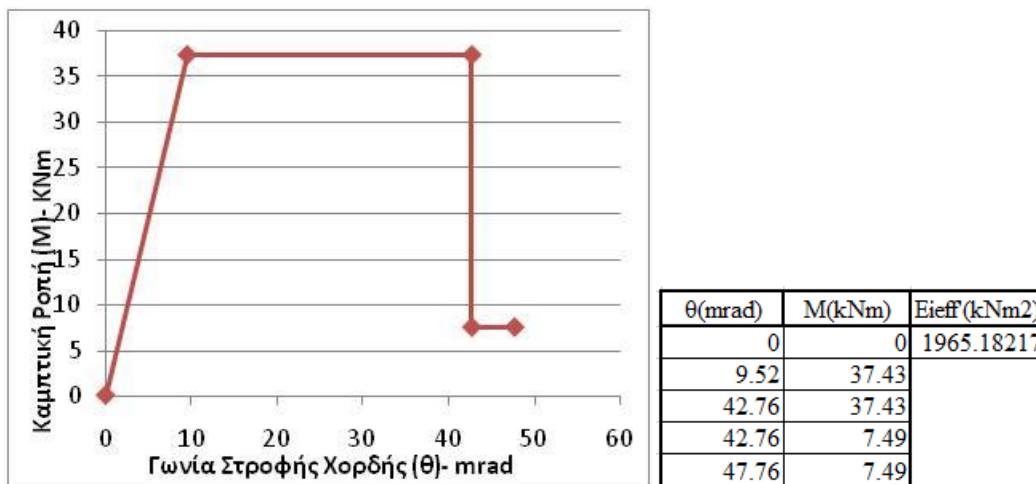


| $\theta$ (mrad) | M(kNm) | E <sub>ieff</sub> (kNm <sup>2</sup> ) |
|-----------------|--------|---------------------------------------|
| 0               | 0      | 1827.95354                            |
| 9.23            | 33.76  |                                       |
| 44.18           | 33.76  |                                       |
| 44.18           | 6.75   |                                       |
| 49.18           | 6.75   |                                       |

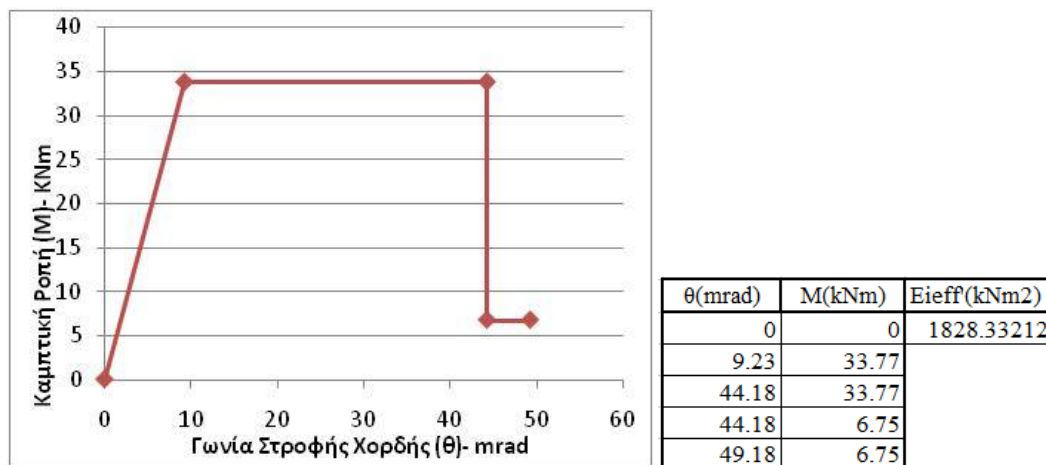
Διάγραμμα 5-21: Ροπών – γωνιών στρώσης χορδής υποστρωμάτων ορόφου δοκιμίου Δ3



- Υποστυλώματα δοκιμίου Δ4-R3-BWB



Διάγραμμα 5-22: Ροπών – γωνιών στροφής χορδής υποστυλωμάτων ισογείου δοκιμίου Δ4



Διάγραμμα 5-23: Ροπών – γωνιών στροφής χορδής υποστυλωμάτων ορόφου δοκιμίου Δ4

### 5.2.4 Κατανομή οριζόντιων φορτίων

Όπως αναφέρθηκε και σε προηγούμενη παράγραφο, η κατανομή των οριζόντιων φορτίων που επιλέχθηκε κατά τις επιλύσεις βασίζεται στην κατανομή των αδρανειακών δυνάμεων που αναπτύσσονται στην κατασκευή στα επίπεδα των ορόφων κατά την πρώτη, θεμελιώδη ιδιομορφή. Αυτό πρακτικά συνεπάγεται ότι σε κάθε όροφο ασκείται σεισμική δύναμη που προκύπτει από τη σχέση :

$$F_i = F_b \cdot \frac{m_i \cdot \varphi_i}{\sum m_i \cdot \varphi_i}$$

Έτσι υπολογίζονται οι συντελεστές της τέμνουσας δύναμης για κάθε όροφο ως εξής:

| ΔΟΚΙΜΙΑ    | ΠΟΣΟΣΤΟ ΤΗΣ<br>ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ ΒΑΣΕΩΣ |        |
|------------|---------------------------------|--------|
|            | ΙΣΟΓΕΙΟ                         | ΟΡΟΦΟΣ |
| Δ1-R1-BFR  | 0.48                            | 0.52   |
| Δ2-R2-BWAB | 0.4781                          | 0.5219 |
| Δ3-R3-BWB  | 0.4851                          | 0.5149 |
| Δ4-T1-BWA  | 0.4794                          | 0.5206 |

Πίνακας 5-7: Κατανομές τέμνουσας βάσης στους ορόφους

Η τέμνουσα βάσεων που επιλέγεται σε κάθε βήμα κάθε επίλυση είναι ίση με  $F_b=100$  kN.

### 5.2.5 Καμπύλες ικανότητας δοκιμίων

Με την εφαρμογή της υπερωθητικής ανάλυσης (Pushover) με τη μεθόδου “Βήμα προς Βήμα”, πραγματοποιώντας συνεχείς στατικές επιλύσεις οριζόντιων φορτίων, με τις κατανομές που αναφέρθηκαν στην προηγούμενη παράγραφο, προέκυψαν οι καμπύλες ικανότητας των τεσσάρων δοκιμίων και προσδιορίστηκαν οι μηχανισμοί κατάρρευσής τους.

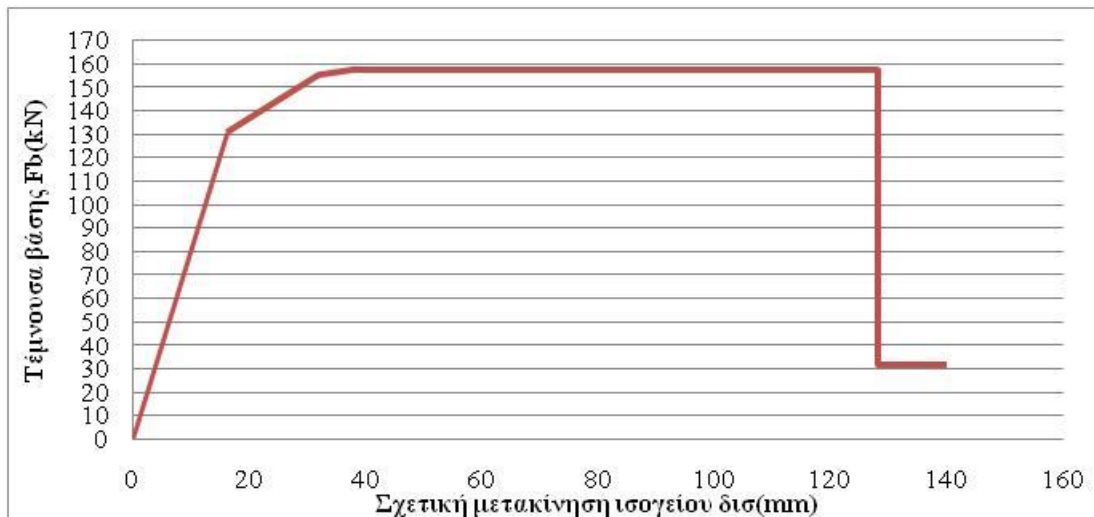
- **Δοκίμιο Δ1-R1-BFR**



Διάγραμμα 5-24: Καμπύλη ικανότητας δοκιμίου Δ1-R1-BFR

Κατά την ανάλυση του δοκιμίου Δ1, οι διατομές που διέρρευσαν κατά σειρά είναι οι βάσεις των υποστυλωμάτων του ισογείου, η δοκός του ισογείου στην περιοχή αρνητικών ροπών και, εν συνεχεία, οι κορυφές των υποστυλωμάτων του ισογείου. Έτσι, δημιουργήθηκε στο ισόγειο μηχανισμός πλαστικού ορόφου και το πλαίσιο κατέρρευσε, τελικά, λόγω αστοχίας των βάσεων των υποστυλωμάτων.

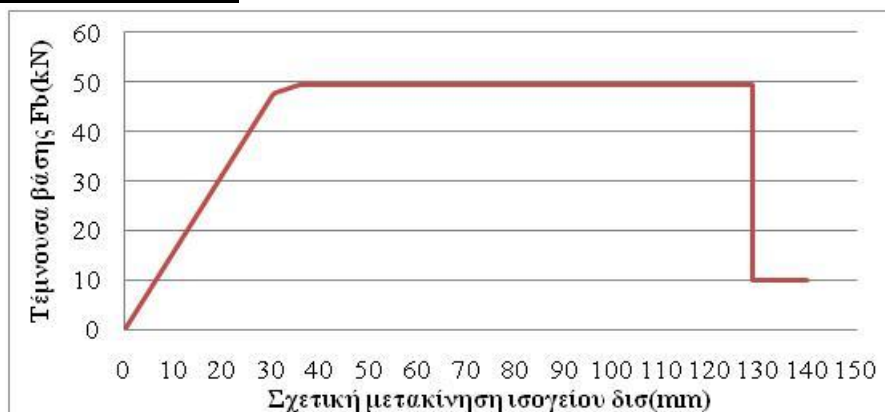
- **Δοκίμιο Δ2-R2-BWBA**



**Διάγραμμα 5-25:Καμπύλη ικανότητας δοκιμίου Δ2-R2-BWBA**

Σύμφωνα με την ανάλυση, η πρώτη διαρροή εμφανίστηκε στην διαγώνια τοιχοράβδο του ισογείου και στη συνέχεια ακολούθησαν κατά σειρά οι διαρροές των βάσεων και των κορυφών των υποστυλωμάτων του ισογείου. Και σε αυτή την περίπτωση, το ισόγειο του πλαισίου μετατράπηκε σε μηχανισμό πλαστικού ορόφου. Η αστοχία της διαγώνιας τοιχοράβδου είχε ως συνέπεια την σημαντική μείωση της φέρουσας ικανότητας του πλαισίου και την τελική κατάρρευσή του.

- **Δοκίμιο Δ3-R3-BWB**

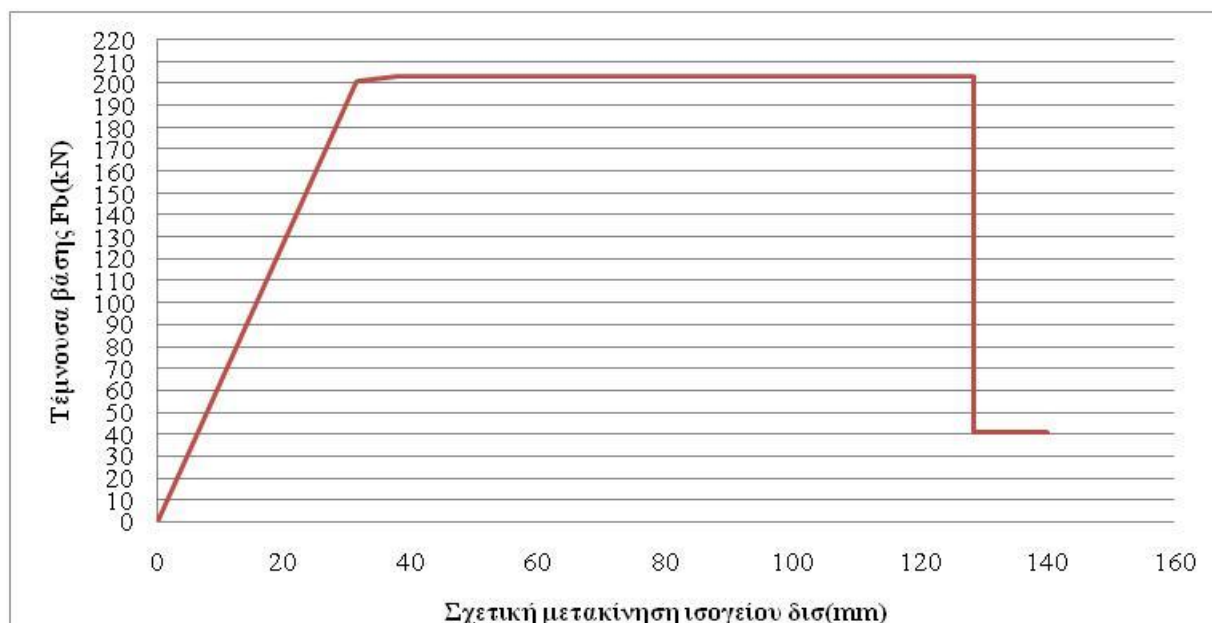


**Διάγραμμα 5-26:Καμπύλη ικανότητας δοκιμίου Δ3-R3-BWB**

Στην περίπτωση του πλαισίου pilotis, η οριζόντια φόρτιση οδήγησε σε διαρροή των κόμβων βάσης και κεφαλής των υποστυλωμάτων του ισογείου με αποτέλεσμα το σχηματισμό μηχανισμού πλαστικού ορόφου. Η κατάρρευση του πλαισίου προέκυψε

από την εξάντληση της διαθέσιμης πλαστιμότητας σε όρους γωνιών στροφής χορδής των υποστυλωμάτων στους πόδες τους.

- **Δοκίμιο Δ4-R3-BWB**



**Διάγραμμα 5-27: Καμπύλη ικανότητας δοκιμίου Δ4-R3-BWB**

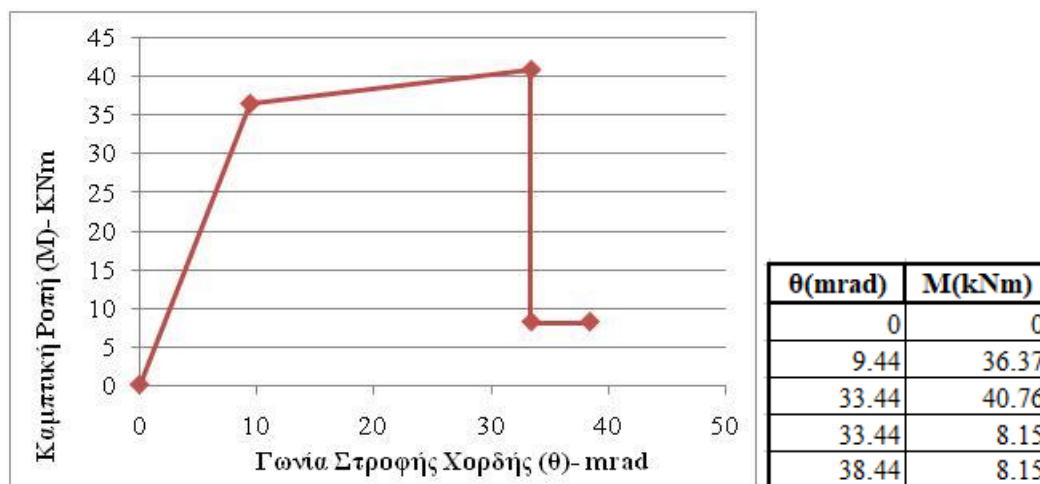
Όπως την περίπτωση του δοκιμίου Δ2, προκύπτει διαρροή της τοιχοράβδου και, έπειτα, διαδοχικές πλαστικοποιήσεις των διατομών βάσης και κεφαλής των υποστυλωμάτων ισογείου με αποτέλεσμα το σχηματισμό μηχανισμού πλαστικού ορόφου.

### 5.2.6 Επίδραση της κράτνσης στις καμπύλες ικανότητας των δοκιμίων

Σε πρώτο στάδιο, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, η κράτνση των διαγραμμάτων ροπής – γωνίας στροφής χορδής θεωρήθηκε μηδενική και, συνεπώς, η μορφή τους ελαστική – τελείως πλαστική. Κατά συνέπεια, οι πιθανές διατομές πλαστικών αρθρώσεων, μετά την διαρροή τους, διατηρούν σταθερή την αντοχή τους μέχρι την αστοχία.

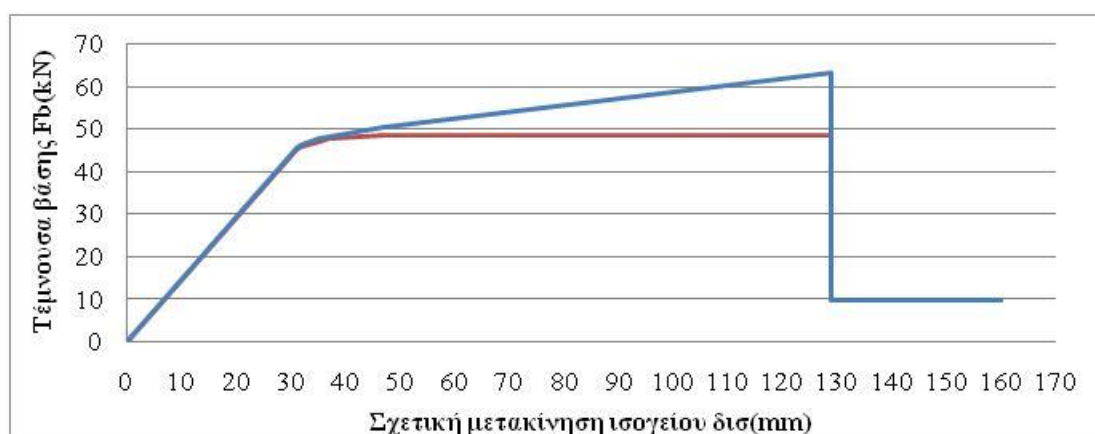
Εν συνεχεία, με στόχο τη βέλτιστη προσομοίωση της συμπεριφοράς των πειραματικών δοκιμίων και λαμβάνοντας υπόψη το γεγονός ότι τα υλικά (χάλυβας) χαρακτηρίζονται, στην πραγματικότητα, από ένα ποσοστό κράτνσης μετά τη διαρροή τους, επιδιώκεται η εκτίμηση μιας πιθανής κρατυνόμενης μετελαστικής συμπεριφοράς των διατομών των υποστυλωμάτων. Για τον λόγο αυτό, στον μετελαστικό κλάδο των διαγραμμάτων μηχανικής συμπεριφοράς, ροπής – γωνίας στροφής χορδής, των υποστυλωμάτων τίθεται μια κλίση της τάξης του 5 % της κλίσης του ελαστικού κλάδου. Η τιμή αυτή θεωρείται ότι προσεγγίζει με ικανοποιητική ακρίβεια την πραγματική μετελαστική συμπεριφορά των στοιχείων και

έχει ως αποτέλεσμα μια πιο ρεαλιστική προσομοίωση της αντοχής της κατασκευής. Για την πιο εύκολη κατανόηση της συνεισφοράς της κρατύνσεως, παρατίθενται το τροποποιημένο διάγραμμα ροπής αντοχής – γωνίας στροφής χορδή των υποστρωμάτων του ισογείου του δοκιμίου **Δ1-R1-BFR**, στο οποίο λαμβάνεται υπόψη η συμβολή της κρατύνσεως. Πανομοιότυπη μορφή έχουν τα διαγράμματα όλων των υποστρωμάτων των πλαισίων.

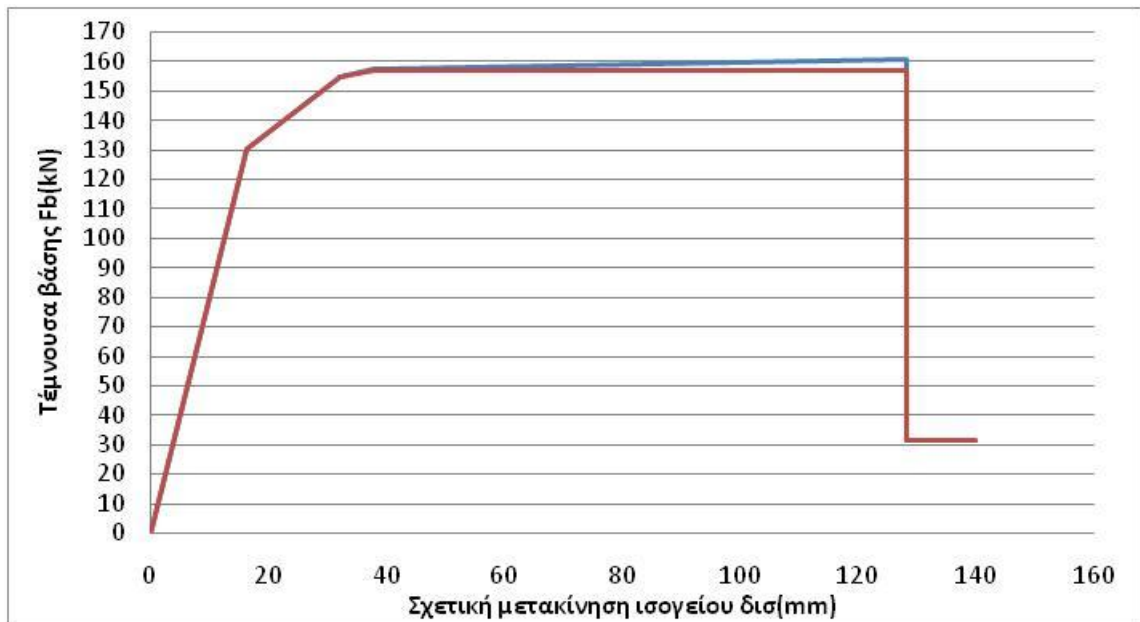


**Διάγραμμα 5-28: Μετελαστική κράτυνση διαγραμμάτων συμπεριφοράς στοιχείων**

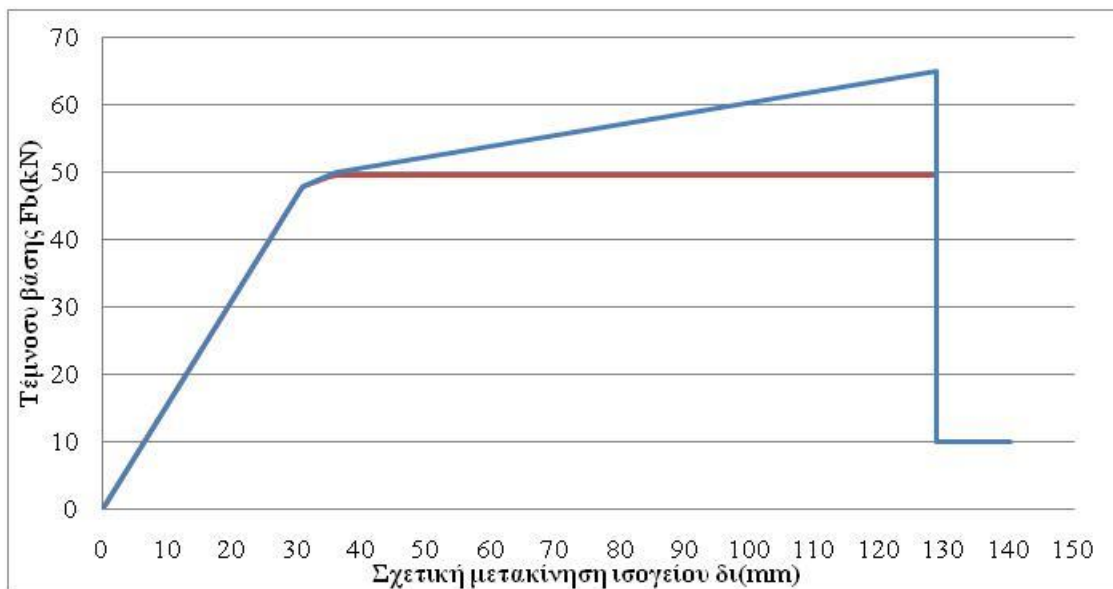
Παρουσιάζονται στα παρακάτω διαγράμματα οι καμπύλες ικανότητας των τεσσάρων εξεταζόμενων δοκιμίων λαμβάνοντας υπόψη την συμβολή της κρατύνσεως. Για λόγους σύγκρισης παρατίθενται, επίσης, οι αρχικές καμπύλες ικανότητας των δοκιμίων, δίχως την επίδραση της κρατύνσεως:



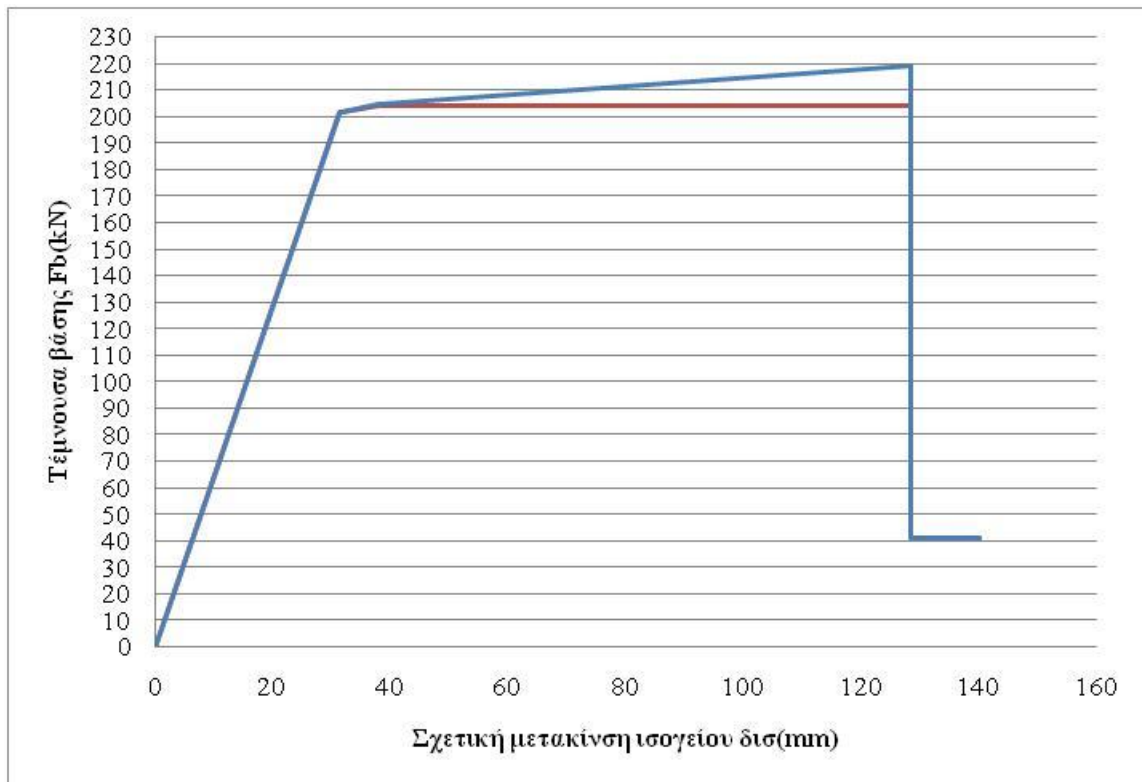
**Διάγραμμα 5-29: Καμπύλες ικανότητας δοκιμίου Δ1-R1-BFR**



**Διάγραμμα 5-30: Καμπύλες ικανότητας δοκιμίου Δ2-R2-BWBA**



**Διάγραμμα 5-31: Καμπύλες ικανότητας δοκιμίου Δ3-R3-BWB**

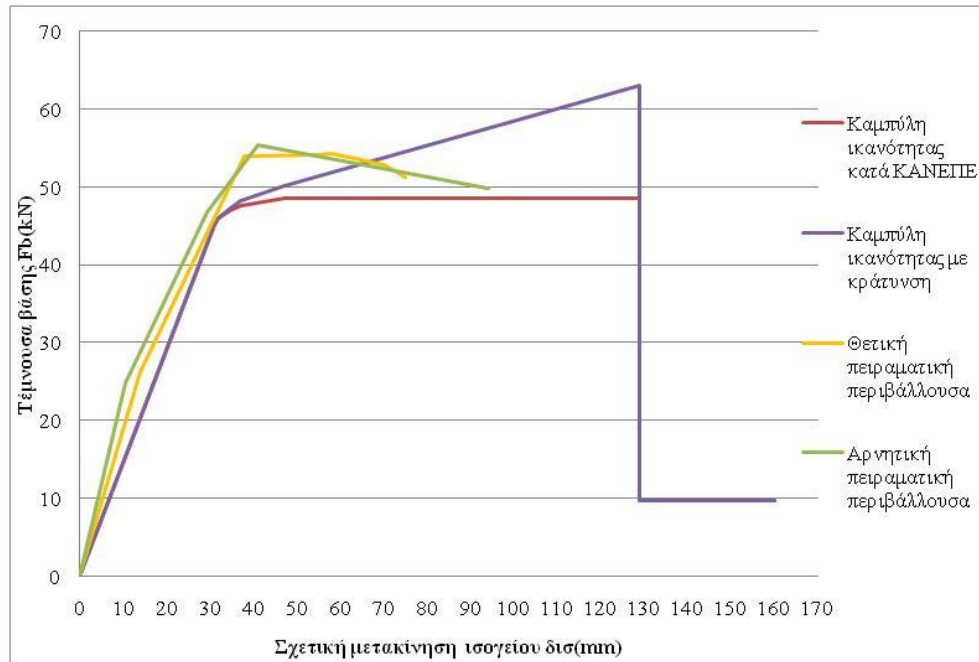


**Διάγραμμα 5-32: Καμπύλες ικανότητας δοκιμίου Δ4-R3-BWB**

### 5.2.7 Σύγκριση καμπύλων ικανότητας και περιβαλλουσών καμπύλων πειραματικής διαδικασίας

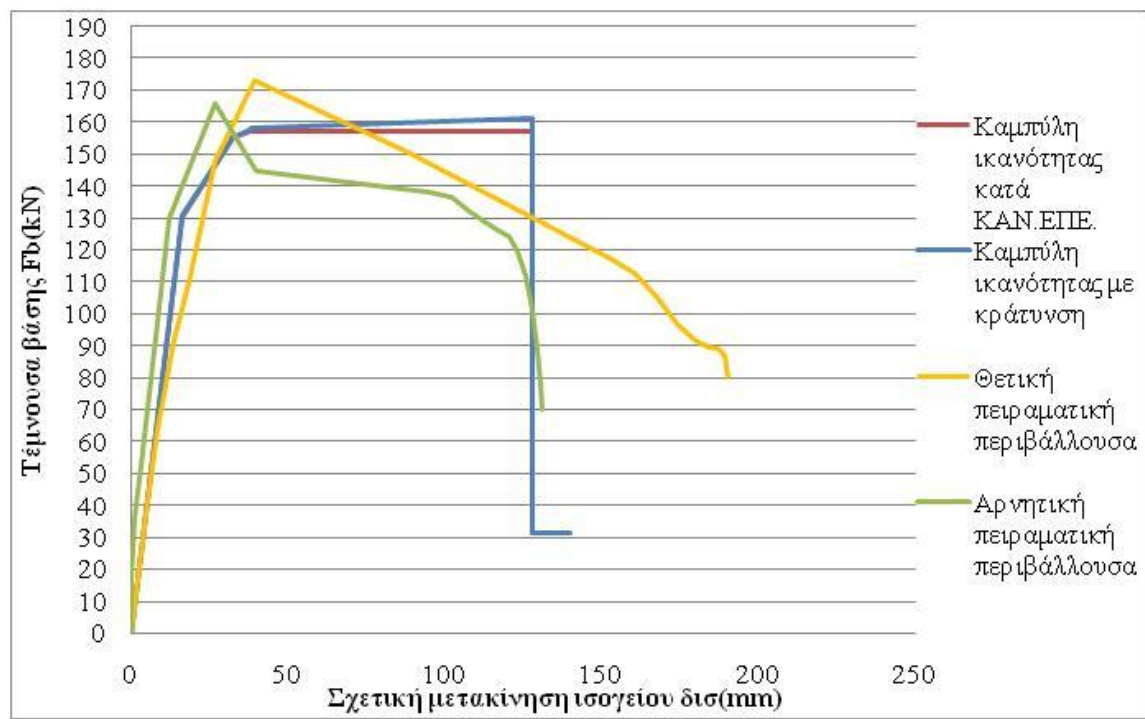
Με την εκτίμηση της επιρροής της κράτυνσης των δομικών στοιχείων στις καμπύλες ικανότητας που προέκυψαν από την στατική, ανελαστική ανάλυση Pushover, επιτυγχάνεται μια καλύτερη προσέγγιση της πραγματικής συμπεριφοράς των δοκιμίων. Για αυτό το λόγο, κατά τη σύγκριση των αποτελεσμάτων της ανάλυσης και των αντίστοιχων πειραματικών, παρουσιάζονται οι καμπύλες ικανότητας που προσδιορίστηκαν κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ, καθώς και αυτές με συνεκτίμηση του φαινομένου της κράτυνσης. Συνεπώς, παρατίθενται, παρακάτω, τα κοινά διαγράμματα των περιβαλλουσών των βρόγχων υστέρησης των πειραματικών δοκιμών και οι καμπύλες ικανότητας για κάθε πλαίσιο, έτσι ώστε να εκτιμηθεί και να σχολιαστεί η ακρίβεια προσομοίωσης των πλαισίων και η ικανοποιητική προσέγγιση των πειραματικών αποτελεσμάτων:

- **Δοκίμιο Δ1-R1-BFR**



**Διάγραμμα 5-33: Σύγκριση καμπύλων ικανότητας και περιβαλλουσών καμπύλων πειραματικής διαδικασίας δοκιμίου Δ1**

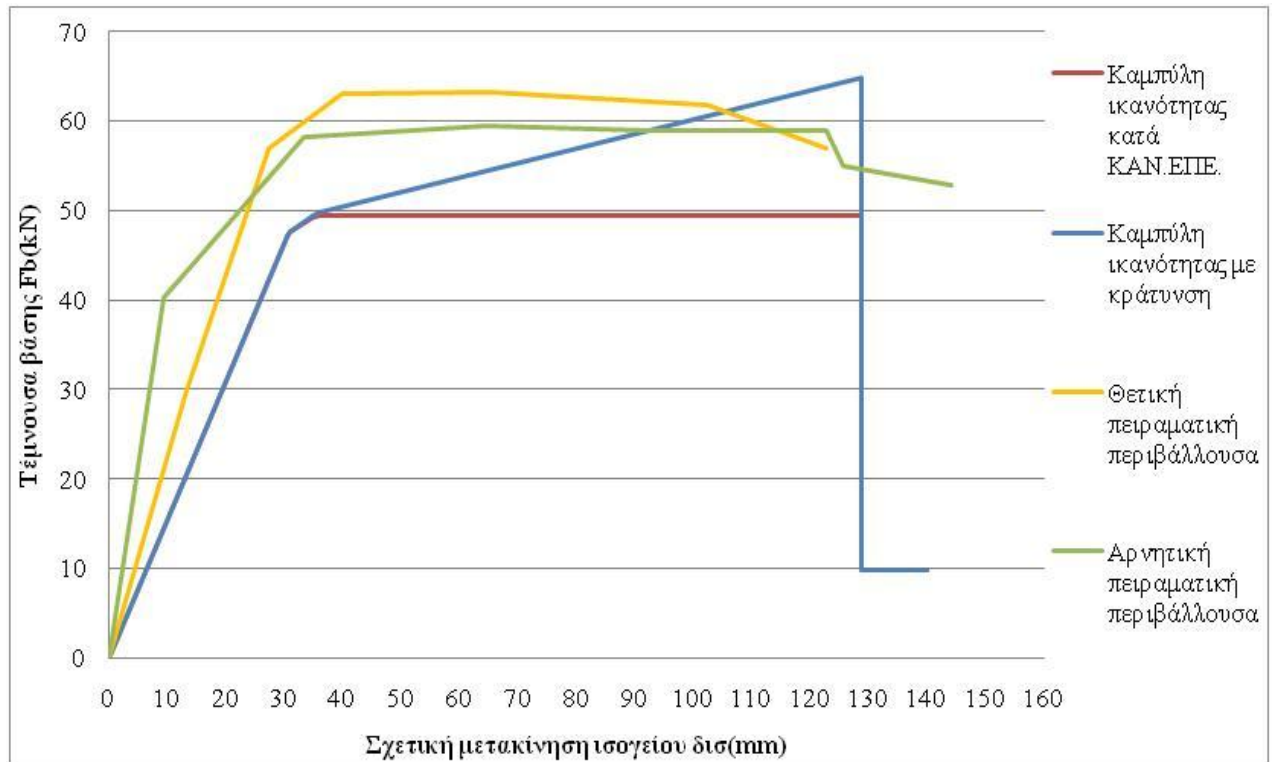
- **Δοκίμιο Δ2-R2-BWBA**



**Διάγραμμα 5-34: Σύγκριση καμπύλων ικανότητας και περιβαλλουσών καμπύλων πειραματικής διαδικασίας δοκιμίου Δ2**

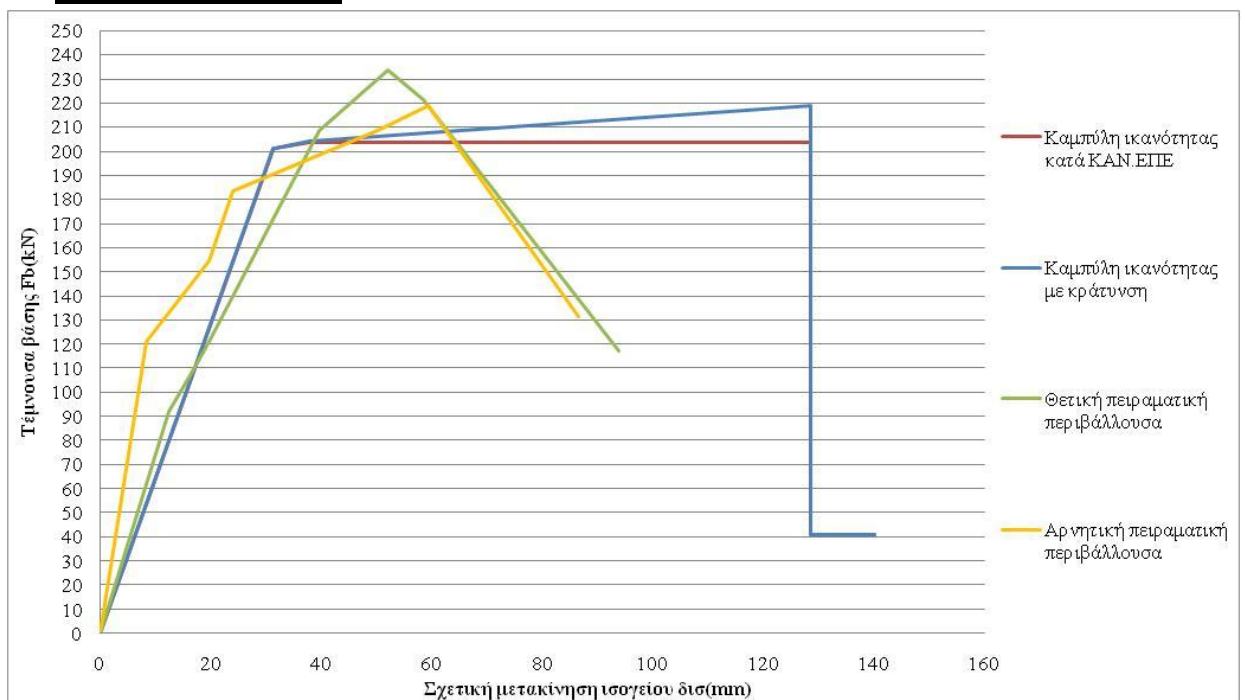


• **Δοκίμιο Δ3-R3-BWB**



**Διάγραμμα 5-35: Σύγκριση καμπύλων ικανότητας και περιβαλλουσών καμπύλων πειραματικής διαδικασίας δοκιμίου Δ3**

• **Δοκίμιο Δ4-R3-BWB**



**Διάγραμμα 5-36: Σύγκριση καμπύλων ικανότητας και περιβαλλουσών καμπύλων πειραματικής διαδικασίας δοκιμίου Δ4**

Η εξέταση και η σύγκριση των παραπάνω αριθμητικών και πειραματικών αποτελεσμάτων εξάγει το συμπέρασμα ότι, τόσο η προσομοίωση των φερόντων οργανισμών και των οπτοπλινθοδομών, όσο και η διαδικασία της αριθμητικής αποτίμησης των δοκιμών δύνανται να θεωρηθούν ικανοποιητικές. Η σεισμική συμπεριφορά των δοκιμών που προέκυψε από την αναλυτική διαδικασία, βασίστηκε στον Ελληνικό Κανονισμό Επεμβάσεων (ΟΑΣΠ, 2<sup>η</sup> αναθεώρηση 2017), ενώ εξετάστηκε, επίσης, η συμβολή μιας λογικής κρατύνσεως του μετελαστικού κλάδου των διαγραμμάτων ροπών – γωνιών στροφής χορδή των στοιχείων. Κατά την εξέταση των περισσότερων δοκιμών, προκύπτει μια ικανοποιητική σύγκλιση των καμπύλων τέμνουσας δύναμης – σχετικής μετακίνησης ισογείου.

Ωστόσο, σε όλες σχεδόν τις καμπύλες ικανότητας των δοκιμών εμφανίζεται μια απόκλιση της μέγιστης τέμνουσας δύναμης και της αρχικής δυσκαμψίας σε σχέση με τις πειραματικές περιβάλλουσες. Αν και αυτή η υστέρηση των καμπύλων ικανότητας θα μπορούσε να αποδοθεί στην δυσμείνεια του Κανονισμού, θα επιδιωχθεί στην επόμενη παράγραφο μια καλύτερη προσέγγιση των πειραματικών καμπύλων, λαμβάνοντας υπόψη κατά τις αναλύσεις την συμβολή του προεντεταμένου οπλισμού στην αύξηση της καμπτικής αντοχής των υποστυλωμάτων των πλαισίων.

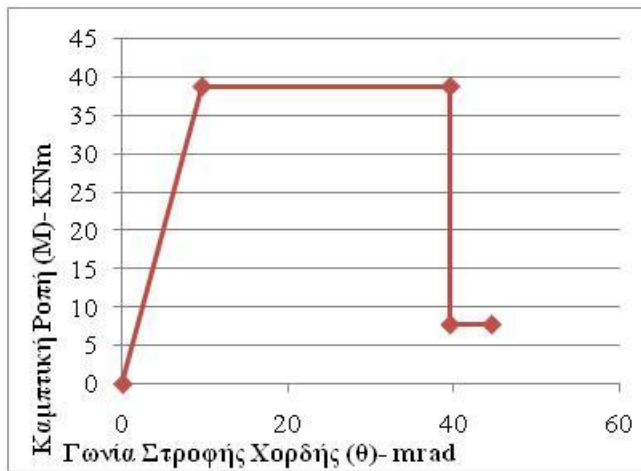
### **5.3 Συμβολή προεντεταμένου οπλισμού στην καμπτική αντοχή των υποστυλωμάτων**

#### **5.3.1 Τελικά διαγράμματα ροπών – γωνιών στροφής χορδής υποστυλωμάτων**

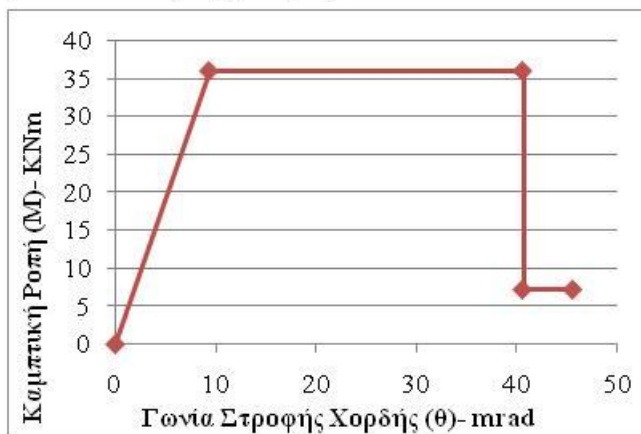
Όπως αναφέρθηκε και στο τέλος της προηγούμενης παραγράφου, έχοντας ως στόχο τη βέλτιστη προσομοίωση των δοκιμών και τη πιο ικανοποιητική προσέγγιση των πειραματικών αποτελεσμάτων, κρίθηκε απαραίτητη η εύλογη θεώρηση της συμβολής του προεντεταμένου οπλισμού των υποστυλωμάτων στην καμπτική τους αντοχή. Ο οπλισμός αυτός αποτελείται από επτά ράβδους διαμέτρου πέντε χιλιοστών (7Φ5) και βρίσκεται στο κέντρο βάρους της τετραγωνικής διατομής (ενδιάμεσος οπλισμός). Ο προεντεταμένος χάλυβας θα ληφθεί, δυσμενώς, υπόψη με τα χαρακτηριστικά του μη προεντεταμένου, προκειμένου να προσδιοριστεί η μηχανική συμπεριφορά των στοιχείων. Στο τέλος, θα συγκριθούν οι νέες προκύπτουσες καμπύλες ικανότητας των δοκιμών με τις πειραματικές και θα κριθεί αν η συγκεκριμένη θεώρηση είναι βάσιμη.

Παρατίθενται, συνεπώς, παρακάτω τα χαρακτηριστικά διαγράμματα ροπών κάμψης – γωνιών στροφής χορδής των υποστυλωμάτων των πλαισίων, λαμβάνοντας υπόψη την υπεραντοχή που προσφέρει ο προεντεταμένος οπλισμός:

- **Δοκίμιο Δ1-R1-BFR**



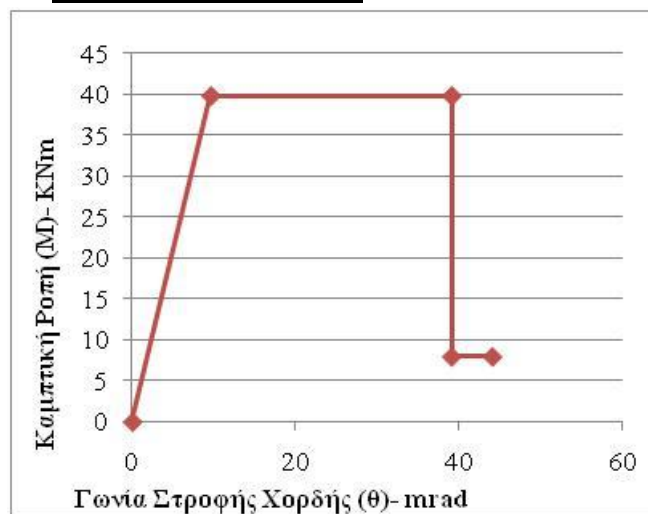
| $\theta$ (mrad) | M(kNm) | E <sub>ieff</sub> (kNm <sup>2</sup> ) |
|-----------------|--------|---------------------------------------|
| 0               | 0      | 2032,015102                           |
| 9,54            | 38,77  |                                       |
| 39,48           | 38,77  |                                       |
| 39,48           | 7,75   |                                       |
| 44,48           | 7,75   |                                       |



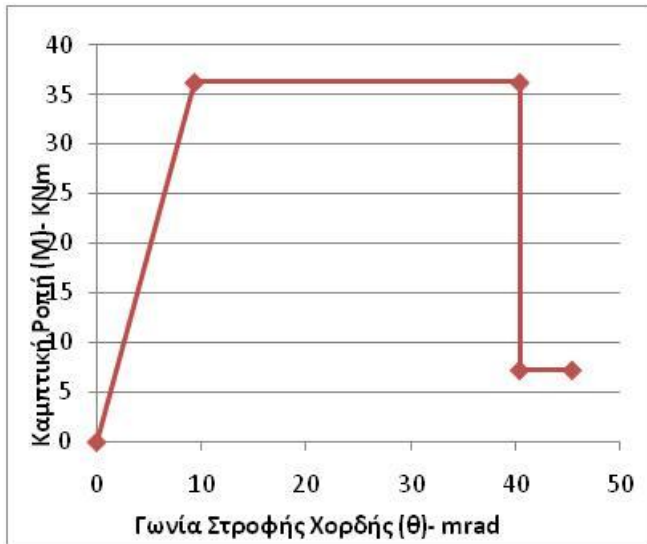
| $\theta$ (mrad) | M(kNm) | E <sub>ieff</sub> (kNm <sup>2</sup> ) |
|-----------------|--------|---------------------------------------|
| 0               | 0      | 1816,15463                            |
| 9,32            | 35,92  |                                       |
| 40,54           | 35,92  |                                       |
| 40,54           | 7,18   |                                       |
| 45,54           | 7,18   |                                       |

Διάγραμμα 5-37: Ροπών – γωνιών στροφής χορδής υποστλωμάτων ισογείου και ορόφου δοκίμιου Δ1

- **Δοκίμιο Δ2-R2-BWBA**



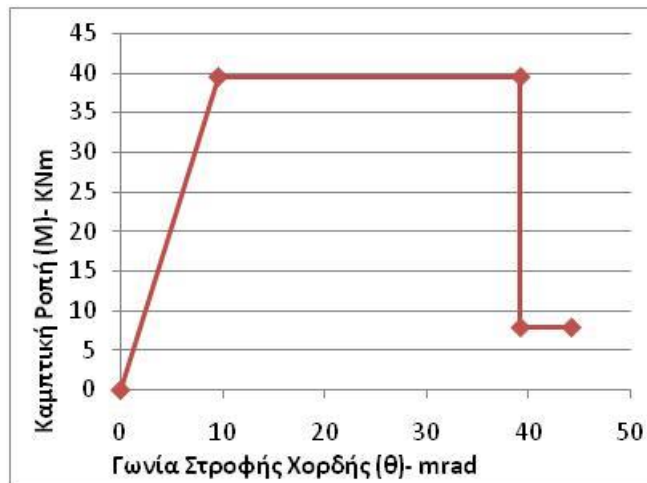
| $\theta$ (mrad) | M(kNm) | E <sub>ieff</sub> (kNm <sup>2</sup> ) |
|-----------------|--------|---------------------------------------|
| 0               | 0      | 2066,56768                            |
| 9,61            | 39,73  |                                       |
| 39,15           | 39,73  |                                       |
| 39,15           | 7,95   |                                       |
| 44,15           | 7,95   |                                       |



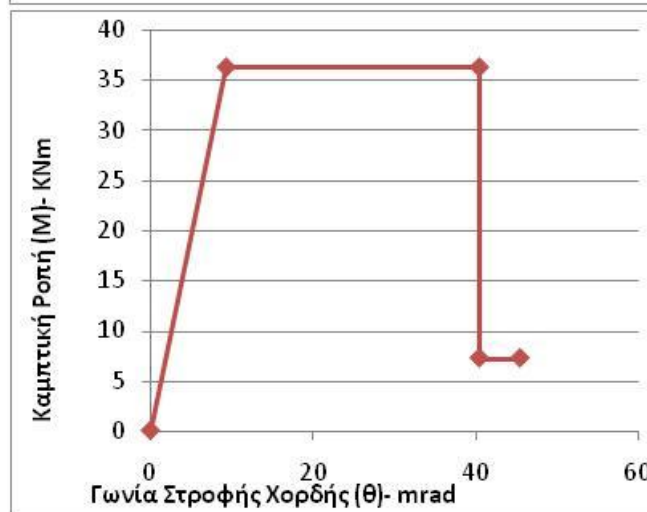
| θ(mrad) | M(kNm) | E <sub>ieff</sub> (kNm <sup>2</sup> ) |
|---------|--------|---------------------------------------|
| 0       | 0      | 1939,253974                           |
| 9,34    | 36,24  |                                       |
| 40,43   | 36,24  |                                       |
| 40,43   | 7,25   |                                       |
| 45,43   | 7,25   |                                       |

Διάγραμμα 5-38: Ροπών – γωνιών στρώσης χορδής υποστυλωμάτων ισογείου και ορόφου δοκιμίου Δ2

• Δοκίμιο Δ3-R3-BWB



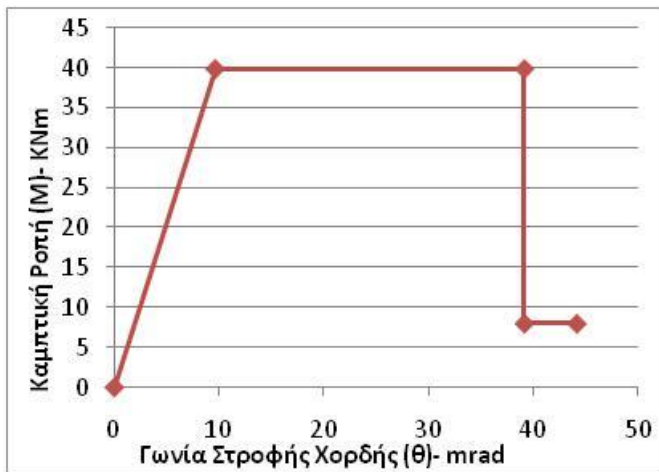
| θ(mrad) | M(kNm) | E <sub>ieff</sub> (kNm <sup>2</sup> ) |
|---------|--------|---------------------------------------|
| 0       | 0      | 2056,05123                            |
| 9,59    | 39,44  |                                       |
| 39,25   | 39,44  |                                       |
| 39,25   | 7,89   |                                       |
| 44,25   | 7,89   |                                       |



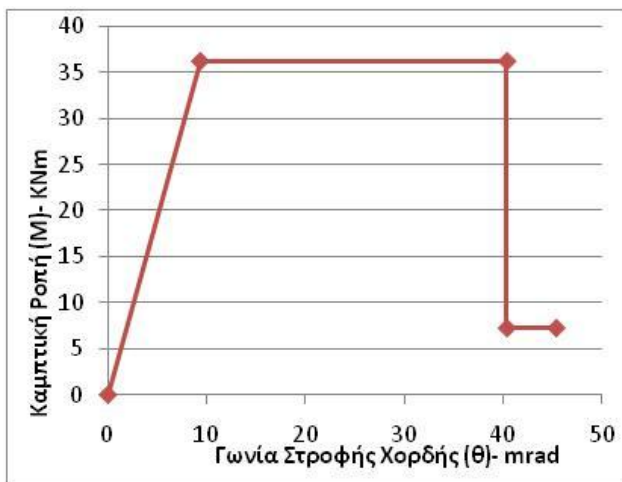
| θ(mrad) | M(kNm) | E <sub>ieff</sub> (kNm <sup>2</sup> ) |
|---------|--------|---------------------------------------|
| 0       | 0      | 1938,633708                           |
| 9,34    | 36,22  |                                       |
| 40,43   | 36,22  |                                       |
| 40,43   | 7,24   |                                       |
| 45,43   | 7,24   |                                       |

Διάγραμμα 5-39: Ροπών – γωνιών στρώσης χορδής υποστυλωμάτων ισογείου και ορόφου δοκιμίου Δ3

• **Δοκίμιο Δ4-R3-BWB**



| $\theta$ (mrad) | M(kNm) | Eieff(kNm <sup>2</sup> ) |
|-----------------|--------|--------------------------|
| 0               | 0      | 2068,72347               |
| 9,62            | 39,79  |                          |
| 39,13           | 39,79  |                          |
| 39,13           | 7,96   |                          |
| 44,13           | 7,96   |                          |

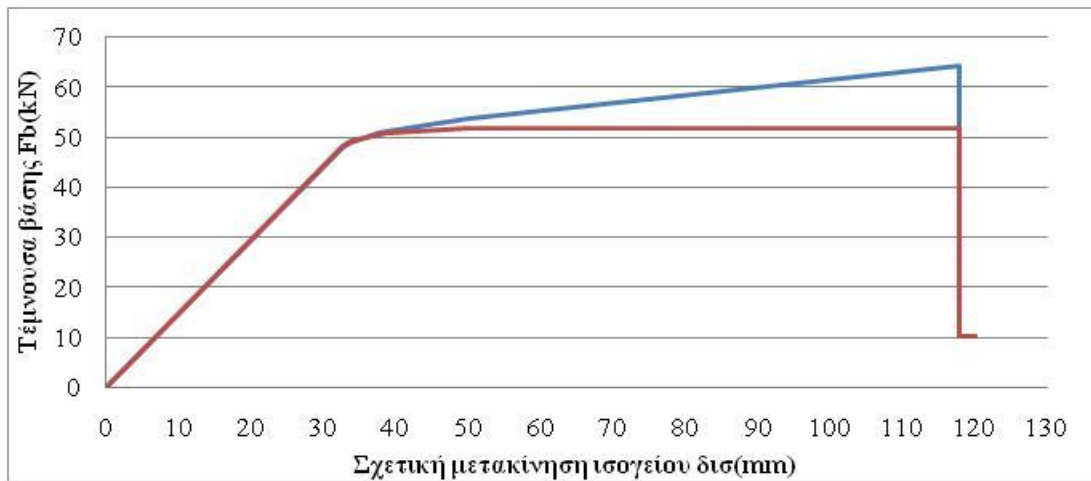


| $\theta$ (mrad) | M(kNm) | Eieff(kNm <sup>2</sup> ) |
|-----------------|--------|--------------------------|
| 0               | 0      | 1938,9917                |
| 9,34            | 36,23  |                          |
| 40,43           | 36,23  |                          |
| 40,43           | 7,25   |                          |
| 45,43           | 7,25   |                          |

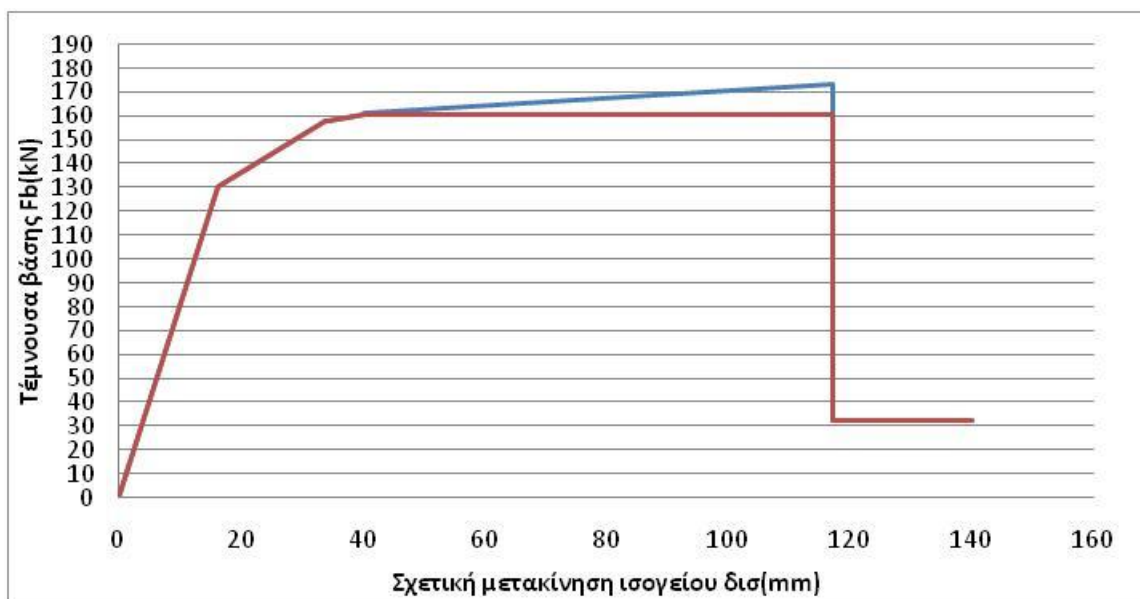
**Διάγραμμα 5-40: Ροπών – γωνιών στροφής χορδής υποστυλωμάτων ισογείου και ορόφου δοκιμίου Δ4**

**5.3.2 Τελικές καμπύλες ικανότητας δοκιμίων**

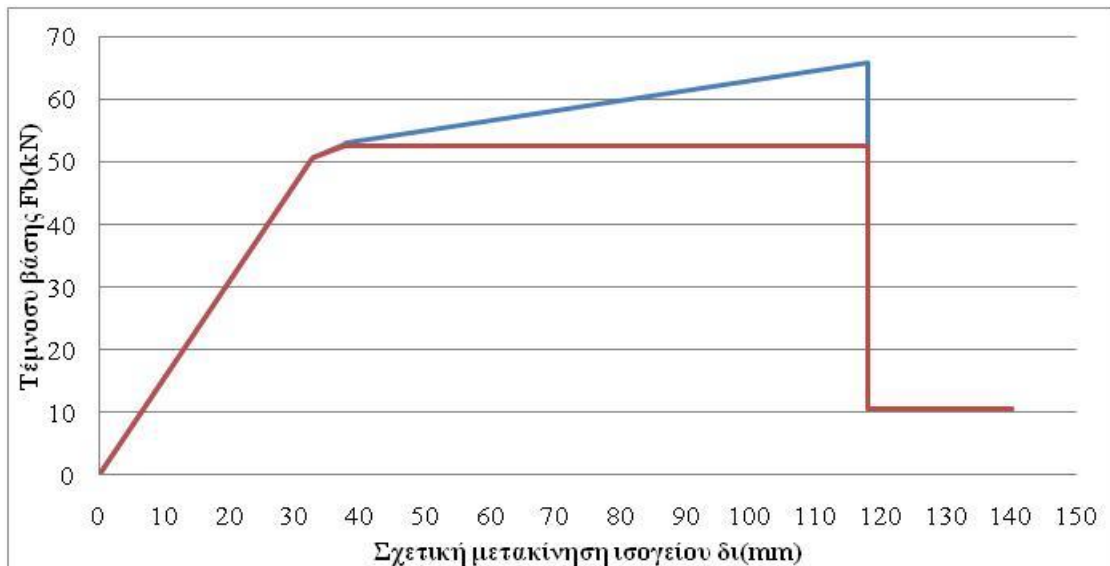
Με δεδομένα τα διαγράμματα μηχανικής συμπεριφοράς των στοιχείων και τις κατανομές σεισμικών δυνάμεων, όπως αυτές ορίστηκαν στην παράγραφο §5.2.4, πραγματοποιήθηκε, για κάθε δοκίμιο, ανάλυση Pushover με τη μέθοδο “ Βήμα προς Βήμα”, και με πιστή εφαρμογή των μεθόδων του ΚΑΝ.ΕΠΕ. προέκυψαν οι νέες καμπύλες ικανότητας. Θεωρώντας, επίσης και μια λογική κρατυνόμενη μετελαστική συμπεριφορά των δομικών στοιχείων, αντίστοιχη με την αναλυθείσα στην παράγραφο §5.2.6, διαμορφώθηκαν και οι αντίστοιχες καμπύλες. Παρατίθενται παρακάτω οι νέες καμπύλες ικανότητας:



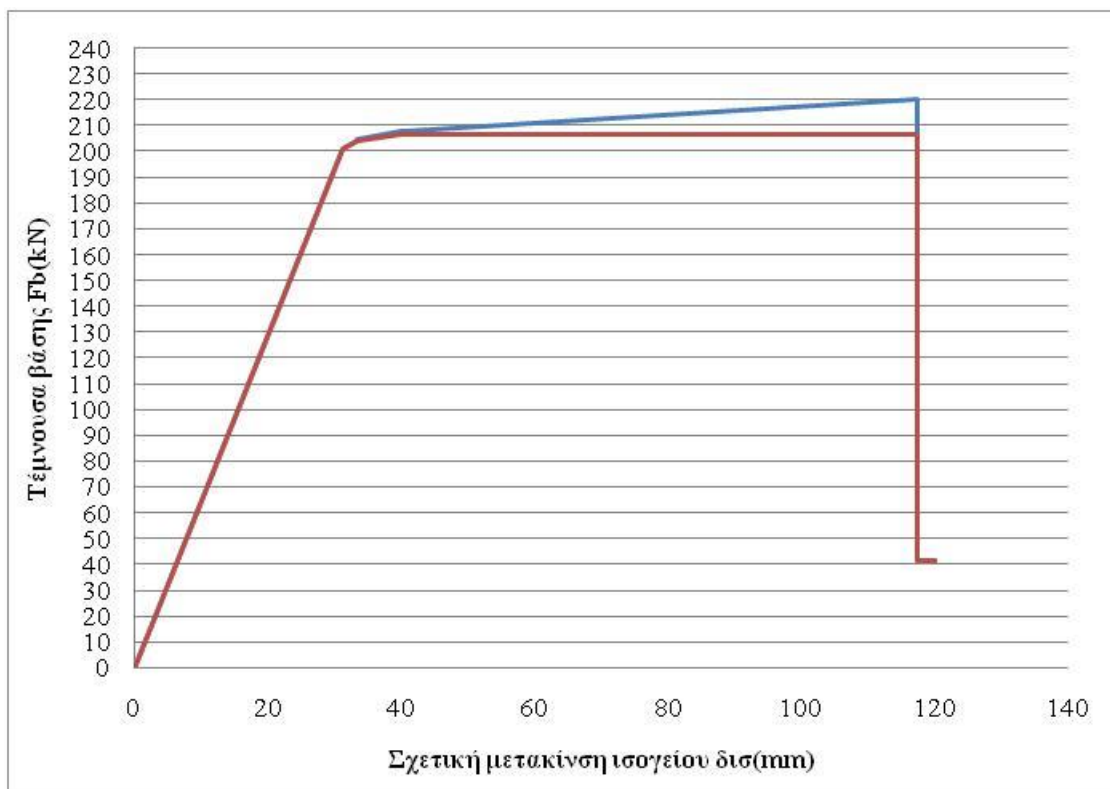
**Διάγραμμα 5-41: Καμπύλες ικανότητας δοκιμίου Δ1-R1-BFR**



**Διάγραμμα 5-42: Καμπύλες ικανότητας δοκιμίου Δ2-R2-BWBA**



**Διάγραμμα 5-43: Καμπύλες ικανότητας δοκιμίου Δ3-R3-BWB**



**Διάγραμμα 5-44: Καμπύλες ικανότητας δοκιμίου Δ4-R3-BWB**

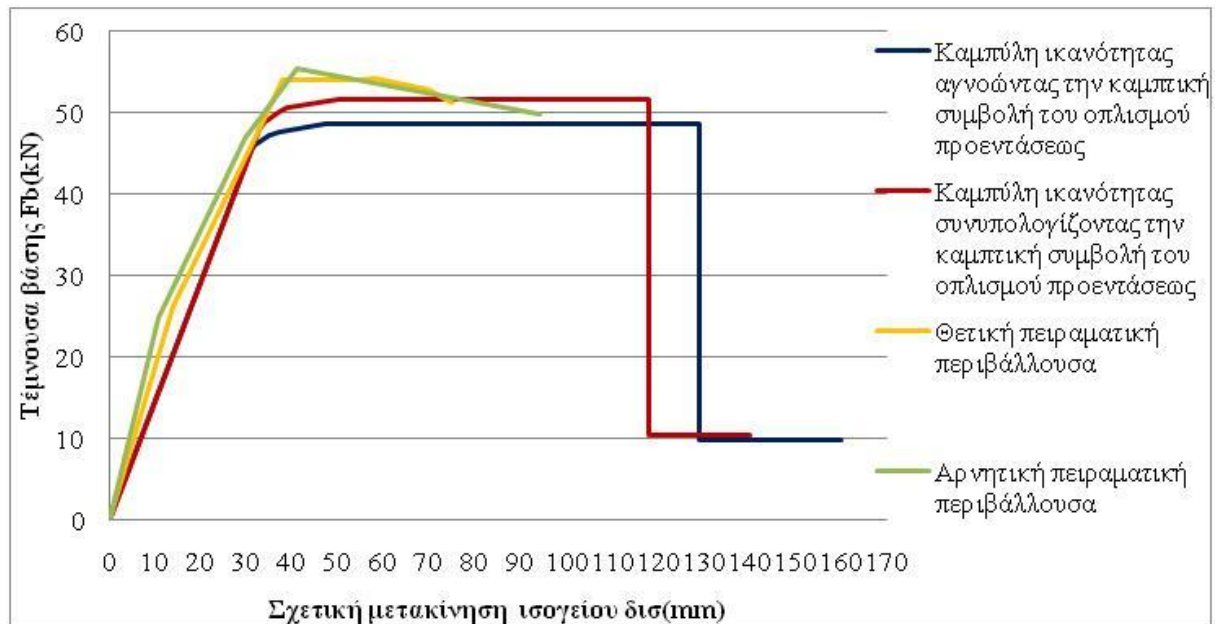
Κατά τις αναλύσεις, πραγματοποιήθηκαν στα δοκίμια οι πλαστικοποιήσεις και οι αστοχίες των διατομών κατά τρόπο όμοιο με αυτόν της προηγούμενης θεώρησης, με ελάχιστες διαφοροποιήσεις στην διαδοχή των διαρροών σε ορισμένα δοκίμια. Σε όλα τα δοκίμια, ωστόσο, εμφανίζεται μια σημαντική αύξηση της αντοχής τους, ενώ ελάχιστα μειώνονται, όπως είναι φυσικό λόγω της αύξησης του γεωμετρικού ποσοστού εφελκόμενου οπλισμού, οι διαθέσιμες πλαστημότητές τους σε σχέση με

τις προηγούμενες επιλύσεις. Η αύξηση των αντοχών των δοκιμίων, με τη συμβολή της καμπτικής αντοχής του οπλισμού προεντάσεως, αποτελεί μια σημαντική ένδειξη ότι η συγκεκριμένη θεώρηση είναι εύλογη και συμβάλλει στην βελτίωση της προσομοίωσης των δοκιμίων και στην ικανοποιητική προσέγγιση των πειραματικών αποτελεσμάτων. Η επιβεβαίωση και η τελική αποτίμηση της ορθότητας της διαδικασίας θα επέλθει με την άμεση σύγκριση των νέων καμπύλων ικανότητας με τις περιβάλλουσες των βρόγχων υστέρησης των πειραματικών δοκιμών.

### **5.3.3 Σύγκριση τελικών καμπύλων ικανότητας και περιβαλλουσών καμπύλων πειραματικής διαδικασίας**

Η σημαντική συνεισφορά του οπλισμού προεντάσεως στην καμπτική αντοχή των υποστυλωμάτων αποτελεί, αδιαμφισβήτητα, μια εύλογη θεώρηση. Προέκυψε ήδη από τις νέες καμπύλες ικανότητας, μια αύξηση της αντοχής των δοκιμίων σε οριζόντια φορτία, σε σχέση με τα αποτελέσματα των αναλύσεων στις οποίες αγνοήθηκε η συμβολή του οπλισμού προέντασης στην μηχανική συμπεριφοράς των στοιχείων. Ιδιαίτερα στα δοκίμια Δ1-R1-BFR και Δ3-R3-BWB, στα οποία το μεγαλύτερο ποσοστό των τεμνουσών βάσης αναλαμβάνεται αποκλειστικά από τα υποστυλώματα, η φέρουσα ικανότητα των δοκιμίων αυξήθηκε σημαντικά. Αντίθετα, στα δοκίμια Δ2-R2-BWBA και Δ4-R3-BWB, στα οποία η δυσκαμψία που προσφέρουν οι τοιχοποιίες ισογείου είναι πολλαπλάσιες των δυσκαμψιών των υποστυλωμάτων, αναμένεται μια μικρή αύξηση της φέρουσας ικανότητας τους. Χαρακτηριστικά, παρουσιάζονται παρακάτω οι καμπύλες ικανότητας των αναλύσεων του δοκιμίου Δ1-R1-BFR, που προέκυψαν για συνεκτίμηση και αγνόηση της καμπτικής συμβολής του προεντεταμένου οπλισμού των υποστυλωμάτων, και η σύγκρισή τους με τις πειραματικές περιβάλλουσες. Αξίζει να σημειωθεί ότι η μεταβολή της συμπεριφοράς του δοκιμίου Δ1 αποτελεί και το πιο χαρακτηριστικό κριτήριο, σύμφωνα με το οποίο θα καθοριστεί η τελική επιλογή αγνόησης ή συνυπολογισμού της καμπτικής συμβολής του οπλισμού προεντάσεως στις αναλύσεις των δοκιμίων.



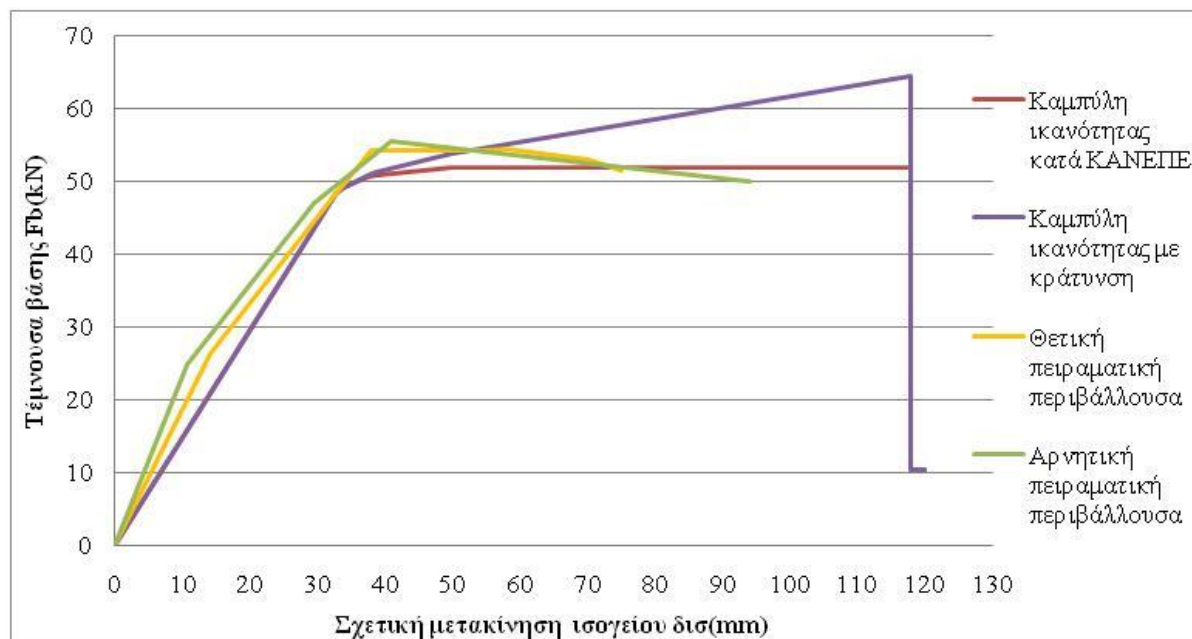


**Διάγραμμα 5-45: Συμβολή οπλισμού προεντάσεως στην σεισμική συμπεριφοράς του δοκιμίου Δ1**

Από το διάγραμμα προκύπτει, όπως ήταν αναμενόμενο, ότι λαμβάνοντας υπόψη και τον οπλισμό προεντάσεως στον προσδιορισμό της καμπτικής αντοχής των υποστρωμάτων καταλήγουμε σε μια πιο ικανοποιητική προσέγγιση της πραγματικής συμπεριφοράς του δοκιμίου. Η μέγιστη, συνολική, τένουσα δύναμη που δύναται να φέρει το πλαίσιο αυξάνεται κατά 3 kN και συγκλίνει, επαρκώς, με την πειραματική μέγιστη τένουσα βάση. Η απομένουσα διαφορά αντοχής μεταξύ των πειραματικών αποτελεσμάτων και των αποτελεσμάτων της μεθοδολογίας του ΚΑΝ.ΕΠΕ., μπορεί, ανεπιφύλακτα, να αποδοθεί στην γενικότερη δυσμενή φιλοσοφία και την ασφάλεια που προτάσσει ο Κανονισμός. Αντίστοιχα, η διαθέσιμη πλαστιμότητα του πλαισίου μειώνεται, ελαφρώς, λόγω της αύξησης του εφελκόμενου οπλισμού των υποστρωμάτων. Για τη μεταβολή αυτή, στο συγκεκριμένο δοκίμιο, δεν υπάρχει η δυνατότητα να εξαχθούν ακριβή συμπεράσματα, για το λόγο ότι, κατά τις πειραματικές διεγέρσεις, δεν εξαντλήθηκε η πραγματική του πλαστιμότητα και δεν επήλθε η κατάρρευση. Σε επόμενο δοκίμιο, στο οποίο η πειραματική διαδικασία επιφέρει την κατάρρευση, θα εξεταστεί και αν η μείωση της πλαστιμότητας συμβάλλει στην καλύτερη προσέγγιση της πραγματικής συμπεριφοράς των πλαισίων.

Προκειμένου να επιβεβαιωθεί, και για τα τέσσερα εξεταζόμενα πλαίσια, ότι οι νέες καμπύλες ικανότητας είναι αισθητά βελτιωμένες σε σχέση με τις πρώτες και να εξαχθούν τα τελικά συμπεράσματα της σύγκρισης τους με τις αντίστοιχες πειραματικές, παρατίθενται παρακάτω σε κοινά διαγράμματα. Λαμβάνοντας υπόψη και την πιθανή κράτυνση των μετελαστικών κλάδων των διαγραμμάτων ροπών – γωνιών στροφής χορδής των στοιχείων, παρουσιάζονται επίσης, κυρίως για λόγους σύγκρισης, και οι αντίστοιχες καμπύλες αντοχής των δοκιμίων:

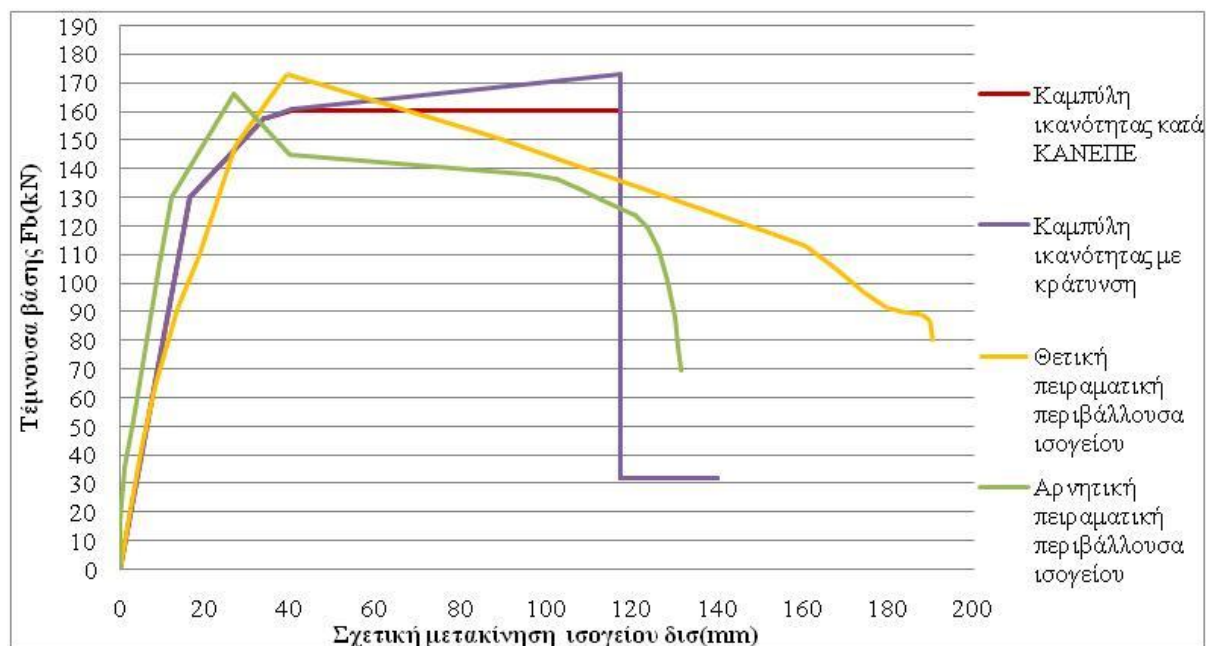
- **Δοκίμιο Δ1-R1-BFR**



**Διάγραμμα 5-46: Σύγκριση τελικών καμπύλων ικανότητας και περιβαλλουσών καμπύλων πειραματικής διαδικασίας δοκιμίου Δ1**

Παρατηρείται, από τη σύγκριση των καμπύλων ικανότητας και των περιβαλλουσών των βρόγχων, μια πολύ πιο ικανοποιητική προσέγγιση της πραγματικής συμπεριφοράς του «γυμνού» πλαισίου λαμβάνοντας υπόψη και τον οπλισμό προεντάσεως. Τόσο το μοντέλο που σχεδιάστηκε, όσο και η διαδικασία της ανάλυσης προκύπτουν συμβατά με την πραγματική κατασκευή και την σεισμική απόκρισή της. Συγκεκριμένα, οι διαρροές των διατομών των υποστυλωμάτων και της δοκού, που προέκυψαν από την ανάλυση, επιβεβαιώνονται απόλυτα από τις ρωγμές που αναπτύχθηκαν στις ίδιες διατομές κατά τις πειραματικές δοκιμές. Οι αρχικές δυσκαμψίες των καμπύλων ικανότητας προσεγγίζουν την πραγματική αρχική δυσκαμψία του πλαισίου, ενώ οι μέγιστες αναπτυσσόμενες τέμνουσες βάσης προσεγγίζονται, εμφανώς, πιο ικανοποιητικά από αυτή την ανάλυση σε σχέση με την προηγούμενη. Επίσης, οι μετελαστικοί κλάδοι των δύο καμπύλων ικανότητας συνάδουν με την πραγματική απόκριση του πλαισίου κατά τις τελευταίες σεισμικές δοκιμές και αυτό φαίνεται από την σύγκλιση των περιβαλλουσών με τις καμπύλες, μετά τις διαρροές των στοιχείων. Τέλος, όπως αναφέρεται και στην πειραματική έκθεση, δεν εξαντλήθηκε η διαθέσιμη πλαστιμότητα μετατοπίσεων του δοκιμίου, συνεπώς ο σχεδιασμός των περιβαλλουσών καμπύλων διακόπτεται πριν την, αναμενόμενη από την ανάλυση, κατάρρευση του πλαισίου.

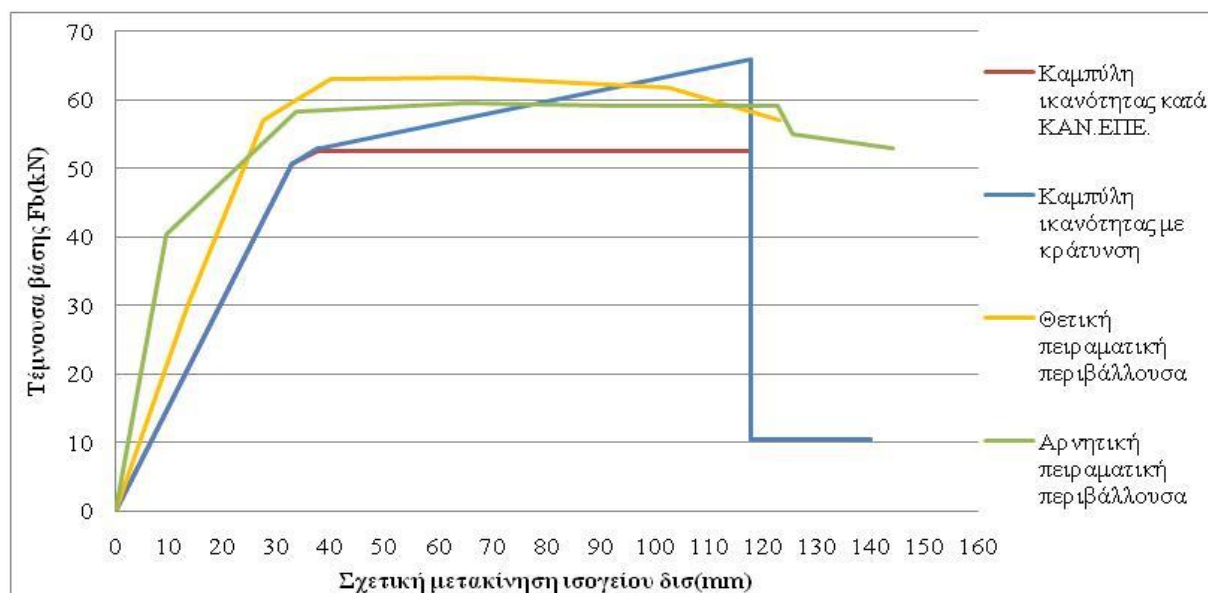
- **Δοκίμιο Δ2-R2-BWBA**



**Διάγραμμα 5-47: Σύγκριση τελικών καμπύλων ικανότητας και περιβαλλουσών καμπύλων πειραματικής διαδικασίας δοκιμίου Δ2**

Κατά την στατική, ανελαστική ανάλυση του πλήρως τοιχοπληρωμένου πλαισίου, προκύπτει, επίσης, μια ικανοποιητική προσέγγιση της πραγματικής αρχικής δυσκαμψίας τους πλαισίου. Συγκεκριμένα, το γεγονός ότι ο ελαστικός κλάδος των δύο καμπύλων ικανότητας περιβάλλεται από τις δύο περιβάλλουσες επιβεβαιώνει ότι οι τοιχοπληρώσεις προσομοιώθηκαν σωστά. Όπως αναφέρθηκε και κατά την ανάλυση των αποτελεσμάτων της πειραματικής διαδικασίας, οι πρώτες ρωγμές εμφανίστηκαν στην τοιχοράβδο για αναπτυσσόμενη τέμνουσα βάση μεταξύ 106 kN και 130kN και στη συνέχεια ακολούθησαν οι διαρροές των άκρων των υποστλωμάτων. Η ίδια ακριβώς αλληλουχία πλαστικοποιήσεων προέκυψε και από την αριθμητική ανάλυση, με τη τοιχοράβδο να διαρρέει για αναπτυσσόμενη τέμνουσα βάση ίση με 130 kN. Η απομένουσα διαφορά που προκύπτει μεταξύ της πραγματικής, μέγιστης τέμνουσας δύναμης και της αντίστοιχης υπολογισθείσας από την νέα ανάλυση μπορεί να θεωρηθεί αμελητέα. Τέλος, η μετελαστική συμπεριφορά των δύο περιβαλλουσών καμπύλων μέχρι και την κατάρρευση εμφανίζεται πανομοιότυπη με την προσδιορισθείσα συμπεριφορά των καμπύλων ικανότητας, όσον αφορά την τέμνουσα δύναμη και την διαθέσιμη πλαστιμότητα μετατοπίσεων. Συγκεκριμένα, η μείωση της διαθέσιμης πλαστιμότητας μετατοπίσεων, που προέκυψε με τον συνυπολογισμό του οπλισμού προέντασης στον συνολικό οπλισμό κάμψης, αποδεικνύεται ικανοποιητική, αφού έτσι προσεγγίζεται η απαιτούμενη πλαστιμότητα των πειραματικών δοκιμών. Η πραγματική αντοχή του πλαισίου μειώνεται σημαντικά και, ορθώς, η κατάρρευση ορίζεται όταν προσεγγίσει το 85% της μέγιστης.

- **Δοκίμιο Δ3-R3-BWB**

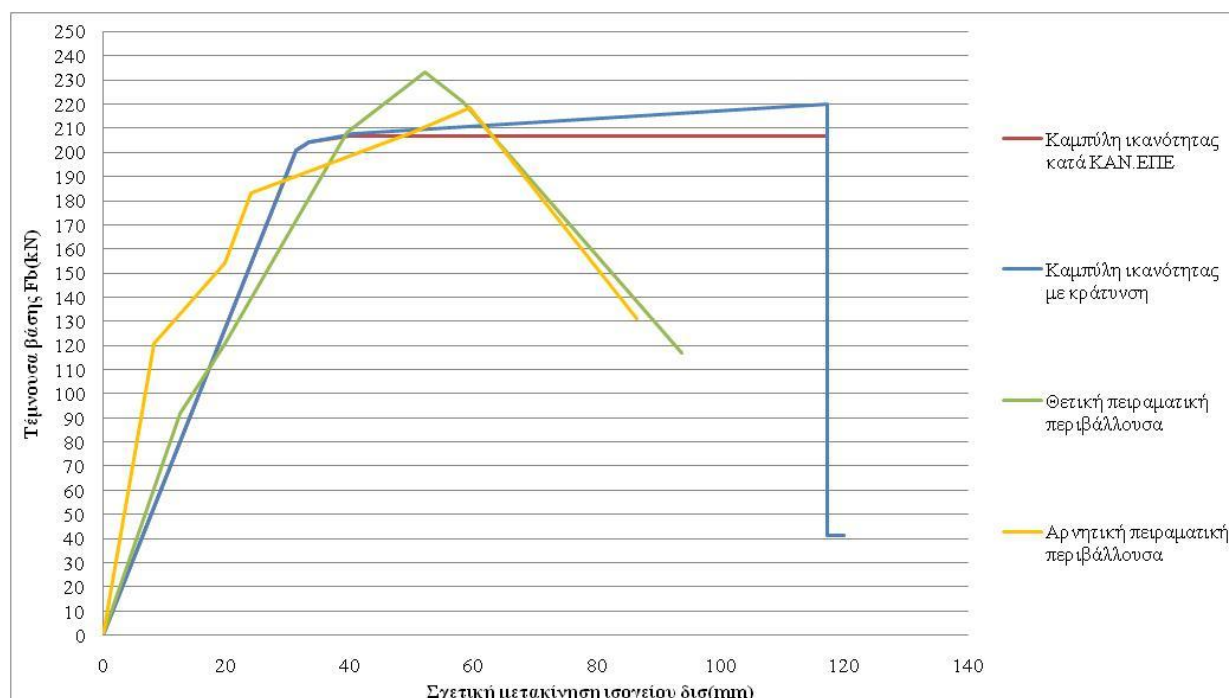


**Διάγραμμα 5-48: Σύγκριση τελικών καμπύλων ικανότητας και περιβαλλουσών καμπύλων πειραματικής διαδικασίας δοκιμίου Δ3**

Στην περίπτωση του πλαισίου pilotis, με τοιχοπλήρωση μόνον στον πρώτο όροφο, παρατηρείται μια αισθητή αύξηση της φέρουσας ικανότητας του πλαισίου με συνυπολογισμό του οπλισμού προεντάσεως στον συνολικό οπλισμό κάμψης. Ωστόσο, παρατηρείται, ακόμα και μετά την αύξηση αυτή, μια απόκλιση από την μέγιστη πειραματική αντοχή, η οποία προσεγγίζεται καλύτερα από την καμπύλη που προέκυψε με συνυπολογισμό της κρατύνσεως. Αντίστοιχη διαφορά εμφανίζεται και στην αρχική δυσκαμψία του φορέα, με την ανελαστική, στατική ανάλυση, ουσιαστικά, να μην συνυπολογίζει την συνεισφορά των τοιχοπληρώσεων του ορόφου στη συνολική αντοχή του πλαισίου. Το γεγονός αυτό, ίσως, να οφείλεται και σε αδυναμία τέλει προσομοίωσης του φαινομένου της pilotis μέσω του προγράμματος ανάλυσης. Αντίθετα, οι διαρροές των άκρων των υποστυλωμάτων, που προέκυψαν από την αριθμητική ανάλυση, επαληθεύονται πλήρως από τις εμφανιζόμενες ρωγμές και αστοχίες των πειραματικών αποτελεσμάτων. Επίσης, η μετατόπιση ισογείου κατά τη διαρροή των περισσότερων διατομών εμφανίζεται πανομοιότυπη και για τις δύο αναλύσεις. Οι πειραματικές δοκιμές, όπως φαίνεται από το διάγραμμα, εξάντλησαν την διαθέσιμη πλαστικότητα μετακινήσεων που προσδιορίστηκε από την στατική, ανελαστική ανάλυση. Αξιοσημείωτη λεπτομέρεια, που προέκυψε τόσο από την αριθμητική, όσο και από την πειραματική ανάλυση, αποτελεί η αδυναμία σχηματισμού πλαστικής άρθρωσης στη δοκό. Αντίθετα με τη συμπεριφορά του «γυμνού» πλαισίου, η ύπαρξη τοιχοπλήρωσης, αποκλειστικά, στον πρώτο όροφο δεν προσφέρει τη δυνατότητα διαρροής των δοκών, παρά μόνον των υποστυλωμάτων. Η συμπεριφορά αυτή δεν είναι αποδεκτή κατά τον ικανοτικό σχεδιασμό των κατασκευών.

Αξίζει να σημειωθεί ότι εξετάστηκε και μία εναλλακτική διάταξη της τοιχοράβδου στο προσομοίωμα, με τους κόμβους αρχής και τέλους της να ορίζονται, ελάχιστα πιο εσωτερικά, στις δοκούς αντί των κόμβων δοκών - υποστυλωμάτων. Η απόπειρα αυτή επιδιώχθηκε με στόχο μια, πιθανώς, καλύτερη προσομοίωση της συμβολής της pilotis στην αντοχή του πλαισίου, ωστόσο τα αποτελέσματα προέκυψαν τα ίδια και, τελικά, διατηρήθηκε η διάταξη της τοιχοράβδου ως είχε.

- **Δοκίμιο Δ4-R3-BWB**



**Διάγραμμα 5-49: Σύγκριση τελικών καμπύλων ικανότητας και περιβαλλουσών καμπύλων πειραματικής διαδικασίας δοκιμίου Δ4**

Είναι προφανές, και στην περίπτωση του τέταρτου δοκιμίου με την ισχυρή τοιχοποιία στο ισόγειο, η σωστή προσομοίωση και ανάλυση του φορέα. Η δυσκαμψία που προέκυψε από την υπερωθητική ανάλυση προσεγγίζει σε έναν πολύ ικανοποιητικό βαθμό τις αντίστοιχες πειραματικές. Η μέγιστη τέμνουσα δύναμη που αναπτύσσεται κατά την πειραματική διαδικασία επαληθεύεται και από την αριθμητική ανάλυση, ιδιαίτερα λαμβάνοντας υπόψη την κράτυνση. Η μετατόπιση για την οποία διαρρέει η τοιχοποιία ισογείου εμφανίζεται πανομοιότυπη και για την πειραματική και για την αριθμητική ανάλυση, ενώ η τέμνουσα δύναμη διαρροής, που προσεγγίστηκε κατά την πειραματική διαδικασία μεταξύ των τιμών 156 kN και 232 kN, προέκυψε κατά την επίλυση ίση με 200 kN. Κατά την πειραματική διαδικασία δεν εξαντλήθηκε η διαθέσιμη πλαστιμότητα μετατοπίσεων του πλαισίου, όπως είναι προφανές και από τα διαγράμματα, και, επομένως, δεν επήλθε η κατάρρευση. Υπήρχε η δυνατότητα πραγματοποίησης ισχυρότερων δοκιμών για τις οποίες η περιβάλλουσα θα ακολουθούσαν τον μετελαστικό κλάδο των καμπύλων ικανότητας μέχρι την κατάρρευση.

Συμπερασματικά, η συνεισφορά του οπλισμού προεντάσεως στην καμπτική αντοχή των υποστρωμάτων και στην συνολική σεισμική συμπεριφορά των πλαισίων εμφανίζεται καθοριστική και δεν συνίσταται η αγνόηση της. Η αύξηση της φέρουσας ικανότητας των πλαισίων, που προέκυψε από την συγκεκριμένη θεώρηση, συμβάλλει στην ικανοποιητική προσέγγιση της πραγματικής συμπεριφοράς των κατασκευών. Για τον λόγο αυτό, οι νέες καμπύλες ικανότητας, οι οποίες προσδιορίστηκαν σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, θεωρούνται οι πλέον ικανοποιητικές και συγκλίνουσες προς τις πειραματικές περιβάλλουσες των βρόγχων υστέρησης. Συνεπώς, η επιλογή του συνυπολογισμού του οπλισμού προεντάσεως στον συνολικό οπλισμό κάμψεως αποδεικνύεται εύλογη και τα αποτελέσματα των συγκεκριμένων αναλύσεων υιοθετούνται, έναντι των αρχικών, για τις επόμενες διερευνήσεις της εργασίας.

## 5.4 Στοχευόμενη μετακίνηση κορυφής πλαισίων

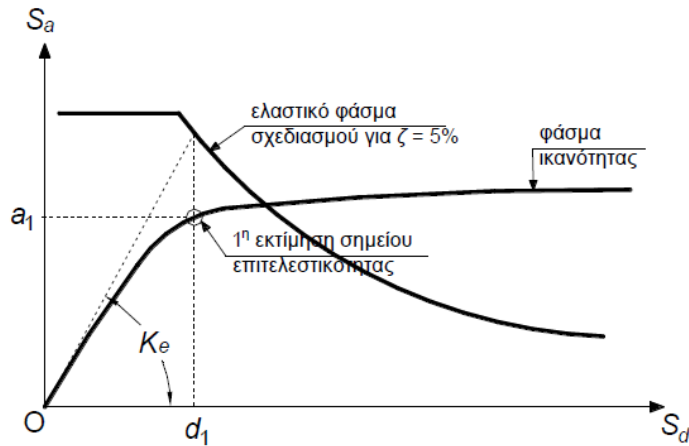
### 5.4.1 Θεωρητικά στοιχεία

Στο συγκεκριμένο στάδιο της διερεύνησης, θα προσδιοριστούν οι στοχευόμενες μετακινήσεις των κορυφών των εξεταζόμενων πλαισίων που θα προκαλούνταν από τις τελευταίες σεισμικές διεγέρσεις της πειραματικής διαδικασίας. Συγκεκριμένα, θα προσδιοριστούν οι μετακινήσεις από τις πειραματικές περιβάλλουσες εφαρμόζοντας τη μέθοδο ATC-40 και από τις καμπύλες ικανότητας του ΚΑΝΕΠΕ με την αντίστοιχη μέθοδο που προτείνεται, τη μέθοδο των συντελεστών. Εν συνεχεία θα συγκριθούν οι μετακινήσεις μεταξύ τους και θα εκτιμηθεί η αποτελεσματικότητα των μεθόδων.

Με δεδομένες τις χρονοϊστορίες των τελευταίων σεισμικών διεγέρσεων των δοκιμών και με τη συνδρομή του λογισμικού SeismoSignal 2018 της Seismosoft προκύπτουν τα αντίστοιχα ελαστικά φάσματα μετακινήσεων και επιταχύνσεων σε συμβατική και ADRS μορφή. Στη συνέχεια παρατίθενται μια σύντομη παρουσίαση των δύο μεθόδων που θα εφαρμοστούν:

- **Μέθοδος ATC-40**

Σύμφωνα με τη μέθοδο ATC-40, το πρώτο βήμα που θα εφαρμοστεί είναι η μετατροπή των περιβαλλουσών καμπύλων τέμνουσας βάσης – μετακίνησης κορυφής στο αντίστοιχο φάσμα ικανότητας ADRS ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος και η διγραμμικοποίησή του. Η μέθοδος διγραμμικοποίησης που επιλέγεται είναι των ίσων εμβαδών με οριζόντιο μετελαστικό κλάδο στη μέγιστη τέμνουσα βάσης. Το σημείο διαρροής της κατασκευής ορίζεται από μια μετατόπιση  $d_y$  και μια επιτάχυνση  $\alpha_y$ . Έπειτα, από το ελαστικό φάσμα του σεισμού για απόσβεση 5% προσδιορίζεται η μετακίνηση  $d_1$  για τη δυσκαμψία  $K_e$  του διγραμμικού φάσματος ικανότητας. Για την μετακίνηση  $d_1$  υπολογίζεται η πρώτη εκτίμηση του σημείου επιτελεστικότητας πάνω στο φάσμα ικανότητας και η αντίστοιχη επιτάχυνση  $\alpha_1$ .

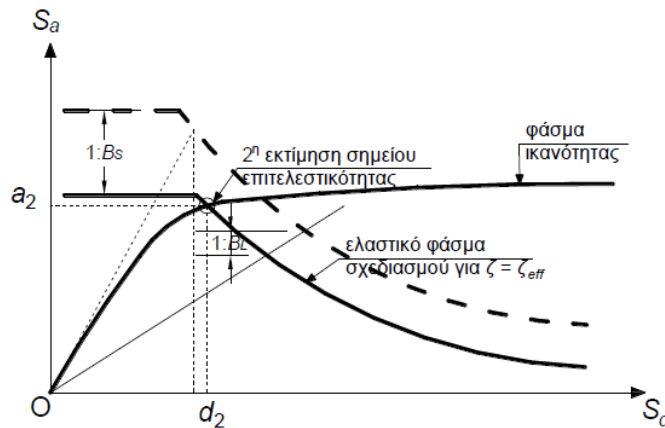


Με τα παραπάνω δεδομένα υπολογίζεται η ενεργός απόσβεση σύμφωνα με τον τύπο:

$$\zeta_{\text{eff}}(\%) = \frac{63,7 \cdot \kappa \cdot (a_y \cdot d_1 + d_y \cdot a_1)}{a_1 \cdot d_1},$$

όπου  $\kappa=0,33$  για κατασκευές με τύπο συμπεριφοράς C.

Στην συνέχεια υπολογίζεται, μέσω του SeismoSoft 2018, το ελαστικό φάσμα του σεισμού που αντιστοιχεί σε απόσβεση  $\zeta = \zeta_{\text{eff}}$ . Το σημείο τομής μεταξύ του ελαστικού φάσματος και του φάσματος ικανότητας ορίζει το νέο σημείο επιτελεστικότητας με επιτάχυνση  $a_2$  και μετακίνηση  $d_2$ .



Η μέθοδος βασίζεται σε επαναληπτική διαδικασία μέχρι να επιτευχθεί η σύγκλιση δύο διαδοχικών μετακινήσεων :

$$0,95 \cdot d_{i-1} < d_i < 1,05 \cdot d_{i-1}$$

Εάν το κριτήριο ικανοποιείται, η μετακίνηση  $d_i$  αντιστοιχεί στην στοχευόμενη μετακίνηση  $\hat{d}$  του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος και, τελικά, η στοχευόμενη μετακίνηση κορυφής της κατασκευής είναι ίση με  $\Delta = \Gamma \cdot \varphi_{\text{top}} \cdot \hat{d}$ .

- **Μέθοδος των συντελεστών**

Η μέθοδος των συντελεστών προτείνεται από τον Ελληνικό Κανονισμό Επεμβάσεων (ΟΑΣΠ, 2<sup>η</sup> αναθεώρηση 2017) για την εκτίμηση της στοχευόμενης μετακίνησης του ανώτερου ορόφου των κατασκευών. Αποτελεί σημαντικό βήμα της διαδικασίας αποτίμησης της σεισμικής συμπεριφοράς των κατασκευών και της ανελαστικής στατικής ανάλυσης τους. Με δεδομένες τις καμπύλες ικανότητας, που προέκυψαν με πιστή εφαρμογή της μεθοδολογία του ΚΑΝ.ΕΠΕ., τις ελαστικές κυριάρχουσες ιδιοπεριόδους  $T$  και τα ελαστικά φάσματα των σεισμικών διεγέρσεων των δοκιμών επιδιώκεται η εκτίμηση των μετακινήσεων των ανώτερων ορόφων.

Εναρκτήριο βήμα και της μεθόδου των συντελεστών αποτελεί η διγραμμικοποίηση των καμπύλων ικανότητας. Από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, συνίσταται η εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης να είναι διγραμμική με κλίση του πρώτου κλάδου  $K_e$  και κλίση του δεύτερου κλάδου  $aK_e$ . Ωστόσο, λόγω της, ήδη, ελαστική μορφής του πρώτου κλάδου των καμπύλων ικανότητας, προτιμήθηκε η διγραμμικοποίηση τους με τη μέθοδο των ίσων εμβαδών, μέχρι το σημείο της μέγιστης αντοχής, και του οριζόντιου μετελαστικού κλάδου του Ευρωκώδικα 8. Από την κλίση της διγραμμικής καμπύλης ικανότητας προσδιορίζεται η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία  $K_e$ .

Εν συνεχεία, πραγματοποιείται μια ελαστική δυναμική ανάλυση της κατασκευής και προκύπτει η ελαστική κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος  $T$  και η αντίστοιχη ελαστική πλευρική δυσκαμψία  $K_0$ .

Με τα παραπάνω δεδομένα, προσδιορίζεται η τιμή της ισοδύναμης κυριαρχούσας ιδιοπεριόδου από τη σχέση:

$$T_e = T \cdot \sqrt{\frac{K_0}{K_e}}$$

Για την τιμή της  $T_e$ , προκύπτει από το ελαστικό φάσμα του σεισμού με απόσβεση 5% η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση  $S_{e(T_e)}$ .

Η στοχευόμενη μετακίνηση  $\delta_t$  του ανώτερου ορόφου της κατασκευής υπολογίζεται με βάση την παρακάτω σχέση :

$$\delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot \frac{T_e^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot S_{e(T_e)}^2$$

Οι συντελεστές περιγράφονται επακριβώς στην παράγραφο § 5.7.4.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και θα λαμβάνονται για τους παρακάτω υπολογισμού ίσοι με :

$$C_0 = \Gamma \cdot \Phi_{top} , \quad C_2 = C_3 = 1,$$

$$C_1 = 1,0 \text{ για } T_e \geq T_c$$

$$C_1 = \frac{1+(R-1)\frac{T_c}{T_e}}{R} \text{ για } T_e < T_c$$

όπου  $R=q_y$  και προσδιορίζεται επακριβώς στην παράγραφο §5.7.4.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.



Εφαρμόζοντας τις παραπάνω μεθόδους θα προσδιοριστούν οι στοχευόμενες μετακινήσεις των κορυφών των δοκιμίων, θα τεθούν σε σύγκριση μεταξύ τους και με τις προκύπτουσες από τους πειραματικούς βρόγχους υστέρησης και θα εξαχθούν συμπεράσματα σχετικά με την ακρίβεια και την εφαρμοσιμότητα των μεθόδων.

#### **5.4.2 Προσδιορισμός στοχευόμενων μετακινήσεων από τις πειραματικές περιβάλλουσες**

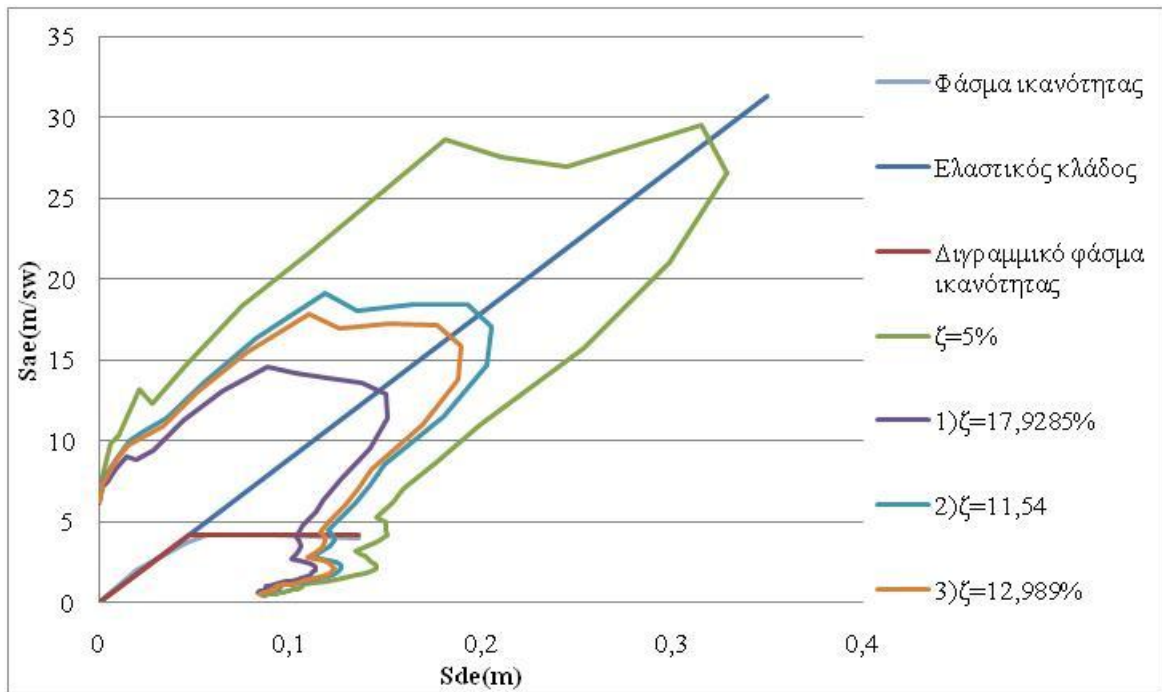
Εφαρμόζοντας τη μέθοδο ATC-40 για τα τέσσερα δοκίμια προσδιορίζεται η στοχευόμενη μετακίνηση των ορόφων των τεσσάρων εξεταζόμενων δοκιμίων. Με δεδομένες τις περιβάλλουσες των βρόγχων υστέρησης των πειραματικών δοκιμών και με τον προσδιορισμό των ελαστικών φασμάτων των σεισμικών διεγέρσεων ξεκινά η διαδικασία της μεθόδου που περιγράφηκε παραπάνω. Ο προσδιορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, σε όλα τα δοκίμια, απαιτήσε τρεις επαναλήψεις, προκειμένου να επαληθευτούν οι έλεγχοι σύγκλισης των διαδοχικών μετακινήσεων. Εν συνεχεία προσδιορίστηκαν οι στοχευόμενες μετακινήσεις των ανώτερων ορόφων. Παρουσιάζονται παρακάτω τα αριθμητικά στοιχεία και αποτελέσματα των διαδικασιών που ακολουθήθηκαν για κάθε δοκίμιο:

- **Δοκίμιο Δ1-R1-BFR**

Προσδιορίζονται για το δοκίμιο τα παρακάτω στοιχεία:

- Συνολική μάζα δοκιμίου :  $m = 12,974 \text{ Mgr}$
- Μάζα ισοδύναμου μονοβάθμιου :  $\hat{m} = 12,17 \text{ Mgr}$
- Συντελεστής συμμετοχής :  $\Gamma = 1,0616$
- Συντελεστής  $\alpha = 0,99581$

Στην συνέχεια, παρατίθενται, σε κοινό διάγραμμα, τα φάσματα ικανότητας στην αρχική και στη διγραμμική μορφή, καθώς και τα ελαστικά φάσματα της όγδοης σεισμικής διέγερσης (επιτάχυνση σεισμικού προσομοιωτήρα  $6,24\text{m/s}^2$ ) για τις διάφορες τιμές της απόσβεσης κατά την επαναληπτική διαδικασία:



**Διάγραμμα 5-50: Φάσμα ικανότητας Δ1 και ελαστικά φάσματα τελευταία σεισμικής διέγερσης σε μορφή ADRS**

Η επιτάχυνση και η μετακίνηση διαρροής του διγραμμικού φάσματος ικανότητας προέκυψαν ίσες με  $a_y = 4,1998 \text{ m/s}^2$  και  $d_y = 0,0469 \text{ m}$ , ενώ ο μετελαστικός, οριζόντιος κλάδος επεκτάθηκε νοητά για να προσδιοριστεί η επιτάχυνση  $a_1 = a_y$  στο πρώτο βήμα της μεθόδου. Η περίοδος που αντιστοιχεί στην ελαστικό κλάδο του διγραμμικού διαγράμματος είναι ίση με  $T=0,664 \text{ sec}$ . Έτσι, παρουσιάζονται τα πιθανά σημεία επιτελεστικότητας και οι τιμές της ενεργούς απόσβεσης κατά την επαναληπτική διαδικασία:

| Επαναλήψεις | Απόσβεση Ελαστικών Φασμάτων(%) | Μετακίνηση di εκτιμώμενου σημείου επιτελεστικότητας (m) | Επιτάχυνση ai εκτιμώμενου σημείου επιτελεστικότητας (m/s <sup>2</sup> ) |
|-------------|--------------------------------|---|---|
| Αρχική      | 5                              | 0,3188  | 4,1998  |
| 1           | 17,9285                        | 0,104   | 4,1998  |
| 2           | 11,54                          | 0,12275   | 4,1998  |
| 3           | 12,989                         | <b>0,117</b>  | 4,1998  |

**Πίνακας 5-8: Επαναλήψεις μεθόδου ATC-40 δοκιμίου Δ1**

Όπως είναι προφανές από τον πίνακα, η τελική στοχευόμενη μετακίνηση του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος είναι ίση με  $d=0,117 \text{ m}$ . Συνεπώς, η στοχευόμενη μετακίνηση του ανώτερου ορόφου του δοκιμίου Δ1 προκύπτει ίση με

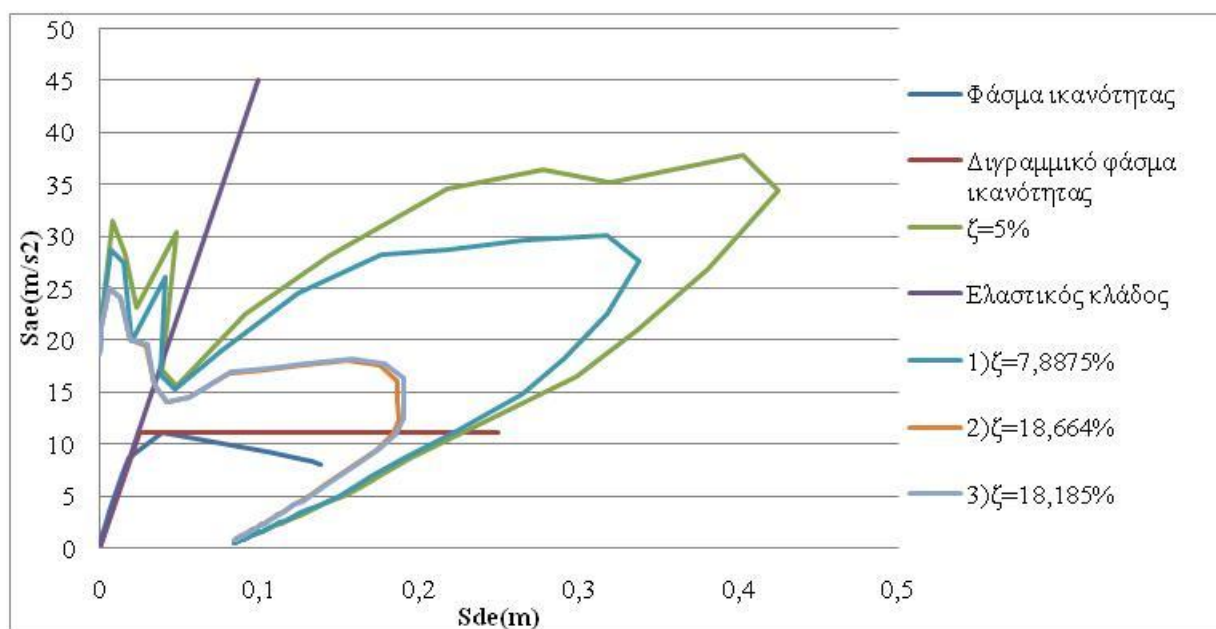
$\Delta=0,124\text{m}$ . Η συγκεκριμένη τιμή προσεγγίζει πολύ ικανοποιητικά με τις μέγιστες μετατοπίσεις των περιβαλλουσών των βρόγχων υστέρησης, οι οποίες κυμαίνονται μεταξύ 0,144m και 0,187m.

• **Δοκίμιο Δ2-R2-BWBA**

Τα απαραίτητα αριθμητικά στοιχεία που προσδιορίζονται για το δεύτερο δοκίμιο αποτελούνται από :

- Συνολική μάζα δοκιμίου :  $m = 15,32 \text{ Mgr}$
- Μάζα ισοδύναμου μονοβάθμιου :  $\hat{m} = 13,008 \text{ Mgr}$
- Συντελεστής συμμετοχής :  $\Gamma = 1,14679$
- Συντελεστής  $\alpha = 0,973724$

Τα φάσματα ικανότητας και τα φάσματα της όγδοης σεισμική διέγερσης (επιτάχυνση σεισμικού προσομοιωτήρα  $18,77\text{m/s}^2$ ) παρουσιάζονται παρακάτω. Το σημείο διαρροής του διγραμμικού φάσματος ικανότητας χαρακτηρίζεται από επιτάχυνση ίση με  $a_y = 11,13 \text{ m/s}^2$  και μετακίνηση ίση με  $d_y = 0,0247 \text{ m}$ , ενώ ο μετελαστικός οριζόντιος κλάδος προεκτείνεται νοητά προκειμένου να τέμνει τα ελαστικά φάσματα του σεισμού. Επίσης, η περίοδος που αντιστοιχεί στον ελαστικό κλάδο του διγραμμικού φάσματος είναι ίση με  $T=0,296\text{sec}$ .



**Διάγραμμα 5-51: Φάσμα ικανότητας Δ2 και ελαστικά φάσματα τελευταία σεισμικής διέγερσης σε μορφή ADRS**

Παρατίθενται και τα πιθανά σημεία επιτελεστικότητας σε κάθε επανάληψη μέχρι να επέλθει η σύγκληση δύο διαδοχικών μετακινήσεων:

| Δοκιμές | Απόσβεση Ελαστικών Φασμάτων(%) | Μετακίνηση di εκτιμώμενου σημείου επιτελεστικότητας (m) | Επιτάχυνση ai εκτιμώμενου σημείου επιτελεστικότητας (m/s <sup>2</sup> ) |
|---------|--------------------------------|---|---|
| Αρχική  | 5                              | 0,039486  | 11,12657  |
| 1       | 7,8878                         | 0,22  | 11,12657  |
| 2       | 18,664                         | 0,1835  | 11,12657  |
| 3       | 18,195                         | <b>0,186</b>  | 11,12657  |

**Πίνακας 5-9: Επαναλήψεις μεθόδους ATC-40 δοκιμίου Δ2**

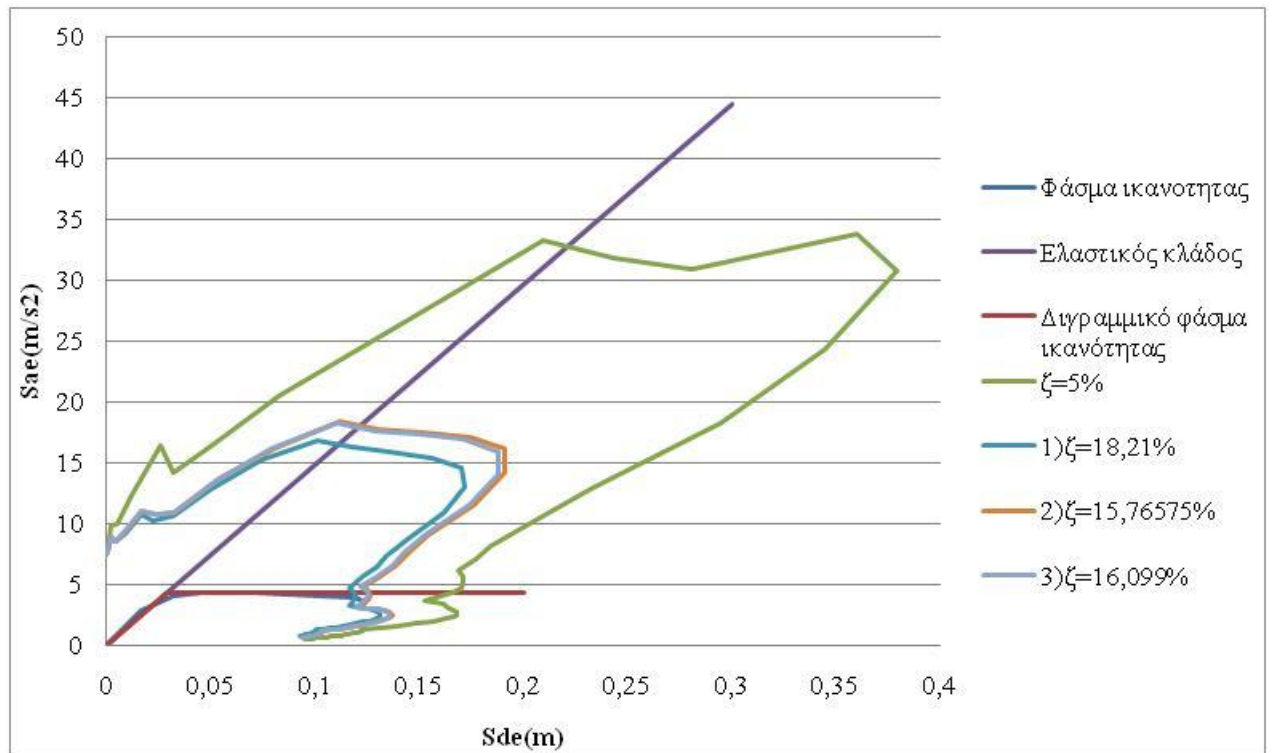
Η τελική στοχευόμενη μετακίνηση του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος προκύπτει ίση με  $d=0,186m$  και η αντίστοιχη στοχευόμενη μετακίνηση του ορόφου του δευτέρου δοκιμίου ίση με  $\Delta=0,213m$ . Μάλιστα, η μετακίνηση κυμαίνεται ανάμεσα στις μέγιστες τιμές των δύο περιβαλλουσών των βρόγχων υστέρησης των πειραματικών δοκιμών και συγκεκριμένα από  $0,158m$  έως  $0,238m$ . Το γεγονός αυτό επιβεβαιώνει ότι η μέθοδος ATC-40 συγκλίνει ικανοποιητικά στις πραγματικές μετακινήσεις του δοκιμίου.

• **Δοκίμιο Δ3-R3-BWB**

Τα αριθμητικά χαρακτηριστικά του τρίτου δοκιμίου προσδιορίζονται ως εξής:

- Συνολική μάζα δοκιμίου :  $m = 14,538 \text{ Mgr}$
- Μάζα ισοδύναμου μονοβάθμιου :  $\hat{m} = 13,71564 \text{ Mgr}$
- Συντελεστής συμμετοχής :  $\Gamma = 1,056371$
- Συντελεστής  $\alpha = 0,996616$

Τα φάσματα μορφής ADRS, ικανότητας και έβδομης σεισμικής διέγερσης(επιτάχυνση σεισμικού προσομοιωτήρα  $7,35m/s^2$ ), παρατίθενται παρακάτω:



**Διάγραμμα 5-52: Φάσμα ικανότητας Δ3 και ελαστικά φάσματα τελευταία σεισμικής διέγερσης σε μορφή ADRS**

Το σημείο διαρροή του διγραμμικού φάσματος ικανότητας προσδιορίζεται με επιτάχυνση  $a_y = 4,364 \text{ m/s}^2$  και μετακίνηση  $d_y = 0,02949 \text{ m}$ , ενώ η ιδιοπερίοδος που αντιστοιχεί στον ελαστικό του κλάδο είναι ίση με  $T=0,516 \text{ sec}$ . Και σε αυτήν την περίπτωση ο μεταελαστικός κλάδος προεκτείνεται προκειμένου να τέμνει τα ελαστικά φάσματα της σεισμική δοκιμής. Τα πιθανά σημεία επιτελεστικότητας ανά επανάληψη της διαδικασίας μέχρι την τελική σύγκλιση παρουσιάζονται παρακάτω:

| Δοκιμές | Απόσβεση Ελαστικών Φασμάτων(%) | Μετακίνηση $d_i$ εκτιμώμενου σημείου επιτελεστικότητας (m) | Επιτάχυνση $a_i$ εκτιμώμενου σημείου επιτελεστικότητας (m/s <sup>2</sup> ) |
|---------|--------------------------------|--|--|
| Αρχική  | 5                              | 0,2207   | 4,364  |
| 1       | 18,21                          | 0,188  | 4,364  |
| 2       | 15,76575                       | 0,126  | 4,364  |
| 3       | 16,099                         | <b>0,1252</b>  | 4,364  |

**Πίνακας 5-10: Επαναλήψεις μεθόδους ATC-40 δοκιμίου Δ3**

Η συγκλίνουσα στοχευόμενη μετακίνηση του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος προκύπτει ίση με  $d=0,1252\text{m}$ , ενώ η αντίστοιχη στοχευόμενη

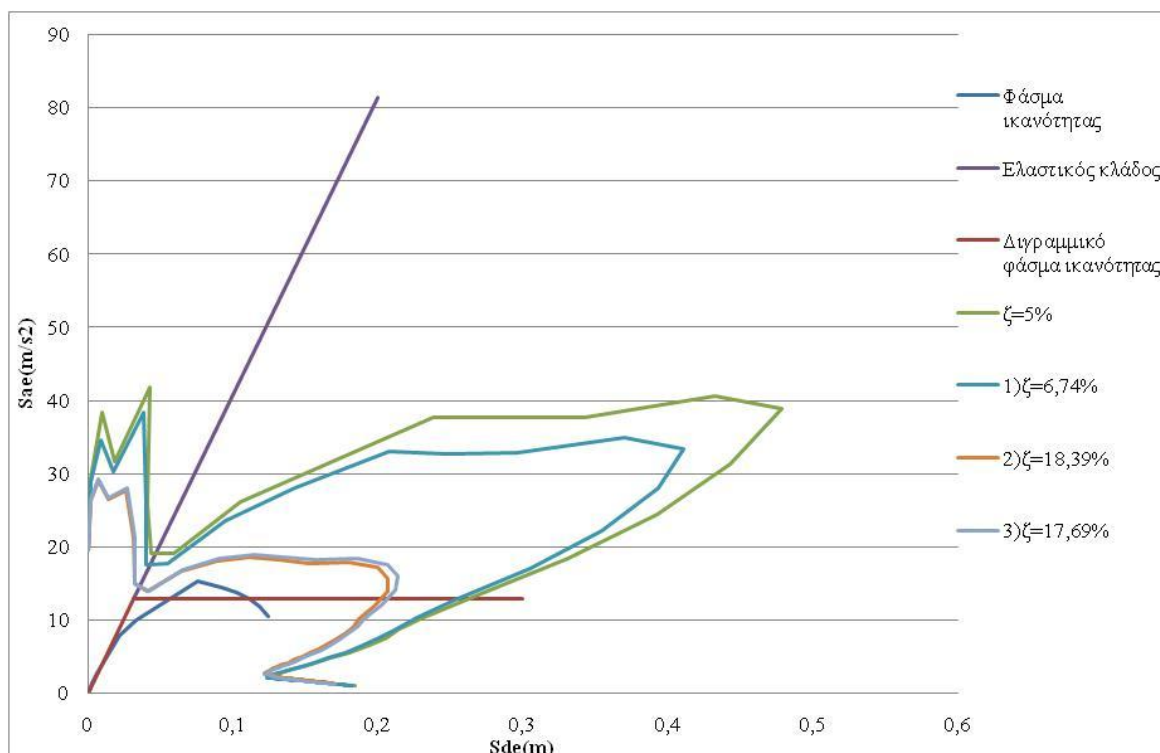
μετακίνηση της κορυφή του δοκιμίου ίση με  $\Delta=0,132\text{m}$ . Και σε αυτή την περίπτωση, η προσδιορισθείσα στοχευόμενη μετακίνηση συγκλίνει με τις μέγιστες μετακινήσεις των δύο περιβαλλουσών καμπύλων των πειραματικών δοκιμών, οι οποίες είναι ίσες με  $0,130\text{m}$  και  $0,152\text{m}$ .

• **Δοκίμιο Δ4-R3-BWA**

Προσδιορίζονται για το δοκίμιο τα παρακάτω στοιχεία:

- Συνολική μάζα δοκιμίου :  $m = 15,4 \text{ Mgr}$
- Μάζα ισοδύναμου μονοβάθμιου :  $\hat{m} = 13,5656 \text{ Mgr}$
- Συντελεστής συμμετοχής :  $\Gamma = 1,1179$
- Συντελεστής  $\alpha = 0,98474$

Παρουσιάζονται, παρακάτω, τα φάσματα ικανότητας και τα ελαστικά φάσματα της έκτης σεισμικής διέγερσης(επιτάχυνση σεισμικού προσομοιωτήρα  $19,59\text{m/s}^2$ ) του δοκιμίου:



**Διάγραμμα 5-53: Φάσμα ικανότητας Δ4 και ελαστικά φάσματα τελευταία σεισμικής διέγερσης σε μορφή ADRS**

Το σημείο διαρροής του διγραμμικού φάσματος ικανότητας χαρακτηρίζεται από επιτάχυνση ίση με  $a_y = 12,877 \text{ m/s}^2$  και μετακίνηση ίση με  $d_y = 0,0317 \text{ m}$ , ενώ ο μετελαστικό οριζόντιος κλάδος προεκτείνεται νοητά προκειμένου να τέμνει τα ελαστικά φάσματα του σεισμού. Επίσης, η περίοδος που αντιστοιχεί στον ελαστικό κλάδο του διγραμμικού φάσματος είναι ίση με  $T=0,311\text{sec}$ . Οι πιθανές εκτιμήσεις των σημείων επιτελεστικότητας ανά επανάληψη παρατίθενται παρακάτω:

| Δοκιμές | Απόσβεση Ελαστικών Φασμάτων(%) | Μετακίνηση δι εκτιμώμενου σημείου επιτελεστικότητας (m) | Επιτάχυνση αι εκτιμώμενου σημείου επιτελεστικότητας (m/s <sup>2</sup> ) |
|---------|--------------------------------|---|---|
| Αρχική  | 5                              | 0,0466  | 12.877  |
| 1       | 6,74                           | 0,253   | 12877   |
| 2       | 18,39                          | 0,2   | 12877   |
| 3       | 17,69                          | <b>0,205</b>  | 12877   |

**Πίνακας 5-11: Επαναλήψεις μεθόδους ATC-40 δοκιμίου Δ4**

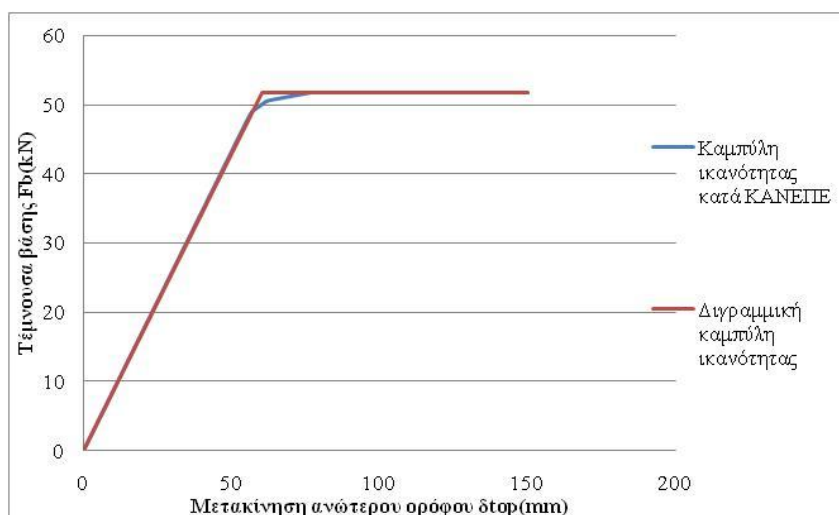
Η στοχευόμενη μετακίνηση του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος προκύπτει ίση με  $d=0,205m$ , και η αντίστοιχη στοχευόμενη μετακίνηση του δεύτερου ορόφου του δοκιμίου είναι  $\Delta=0,229m$ . Η προσδιορισθείσα μετακίνηση συγκλίνει ικανοποιητικά τη μέγιστη μετακίνηση της περιβάλλουσας των βρόγχων υστέρησης που είναι ίση με  $0,210m$ . Το γεγονός ότι προκύπτει λίγο μεγαλύτερη υποδηλώνει μια πιθανή κατάρρευση του πλαισίου.

#### **5.4.3 Προσδιορισμός στοχευόμενων μετακινήσεων σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.**

Η μέθοδος που προτείνεται από τον Ελληνικό Κανονισμό Επεμβάσεων (ΟΑΣΠ, 2<sup>η</sup> αναθεώρηση 2017) είναι η μέθοδος των συντελεστών. Σύμφωνα με τη μέθοδο, πραγματοποιείται μια ελαστική δυναμική ανάλυση της κατασκευής και προσδιορίζονται η ελαστική κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος  $T$  και η αντίστοιχη ελαστική πλευρική δυσκαμψία  $K_0$ . Εν συνεχεία, διγραμμικοποιείται η καμπύλη ικανότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. και προσδιορίζεται η ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος  $T_e$ . Για αυτή την τιμή της περιόδου, προσδιορίζεται από το ελαστικό φάσμα με απόσβεση 5% η ελαστική επιτάχυνση  $S_{e(T_e)}$  και με εφαρμογή της βασικής σχέσης της μεθόδου των συντελεστών, προσδιορίζεται η στοχευόμενη μετακίνηση του ανώτερου ορόφου των δοκιμίων. Παρουσιάζονται, στη συνέχεια, τα αριθμητικά στοιχεία και αποτελέσματα της μεθόδου για τα τέσσερα εξεταζόμενα δοκίμια, ενώ τα απαραίτητα αδρανειακά χαρακτηριστικά και οι ιδιομορφικοί συντελεστές λαμβάνονται ίσα με τα αντίστοιχα της μεθόδου ATC-40 και δεν αναφέρονται παρακάτω:

- **Δοκίμιο Δ1-R1-BFR**

Εφαρμόζεται ελαστική δυναμική ανάλυση και προκύπτει ελαστική κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος  $T=0,7sec$  και πλευρική δυσκαμψία  $K_0= 869,64 kN/m$ . Διγραμμικοποιείται η καμπύλη με τη μέθοδο ίσων εμβαδών μέχρι το σημείο της μέγιστης τέμνουσα βάσεως και προκύπτει ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία  $K_e=861,23 kN/m$ . Με τα παραπάνω δεδομένα προκύπτει ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος  $T_e=0,703sec > T_C$ .

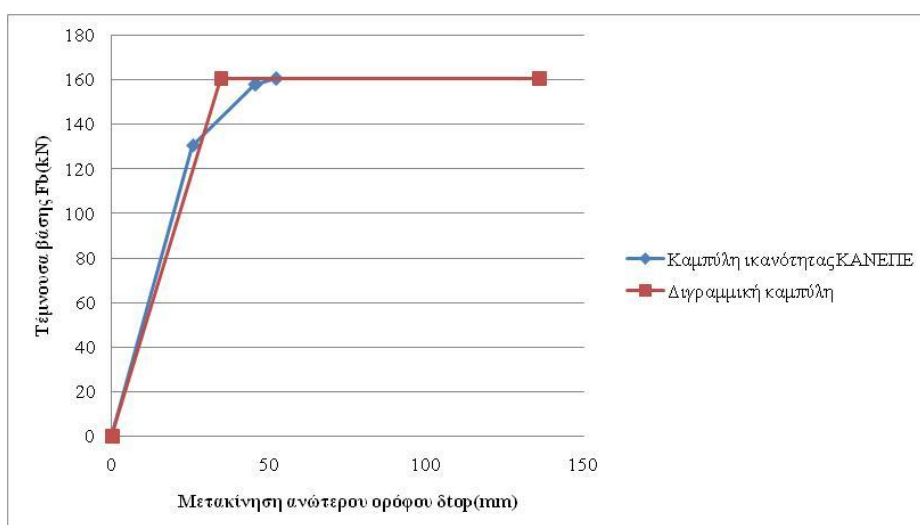


**Διάγραμμα 5-54: Διγραμμική καμπύλη ικανότης Δ1 για εφαρμογή μεθόδου συντελεστών**

Έτσι, για την τιμή  $T_e$  από το φάσμα της όγδοης δοκιμής προκύπτει ελαστική επιτάχυνση  $S_{ae}=26,6 \text{ m/s}^2$ . Εφαρμόζοντας την κύρια σχέση της μεθόδου, η στοχευόμενη μετακίνηση του ορόφου προκύπτει ίση με  $\Delta_t=0,354\text{m}$ , σαφώς μεγαλύτερη από την προκύπτουσα από τη μέθοδο ATC-40 και από τη δεδομένη από τους βρόγχους υστέρησης.

- **Δοκίμιο Δ2-R2-BWBA**

Για το δεύτερο δοκίμιο, προσδιορίζεται από την ελαστική δυναμική ανάλυση ιδιοπερίοδος  $T=0,352\text{sec}$ , ενώ η αντίστοιχη πλευρική δυσκαμψία προκύπτει ίση με  $K_0=5054,32 \text{ kN/m}$ . Διγραμμικοποιώντας την καμπύλη αντοχής προκύπτει ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία  $K_e=4616,23 \text{ kN/m}$  και αντίστοιχη ιδιοπερίοδος  $T_e=0,368\text{sec} < T_c$ .



**Διάγραμμα 5-55: Διγραμμική καμπύλη ικανότης Δ2 για εφαρμογή μεθόδου συντελεστών**

Η δρώσα επιτάχυνση που προκύπτει από το ελαστικό φάσμα της όγδοης σεισμικής διέγερσης είναι ίση με  $S_{ae(T_e)}=18,09 \text{ m/s}^2$  και, τελικά, η στοχευόμενη μετακίνηση του ορόφου του δοκιμίου προκύπτει  $\Delta_t=0,101\text{m}$ . Η συγκεκριμένη τιμή εμφανίζεται

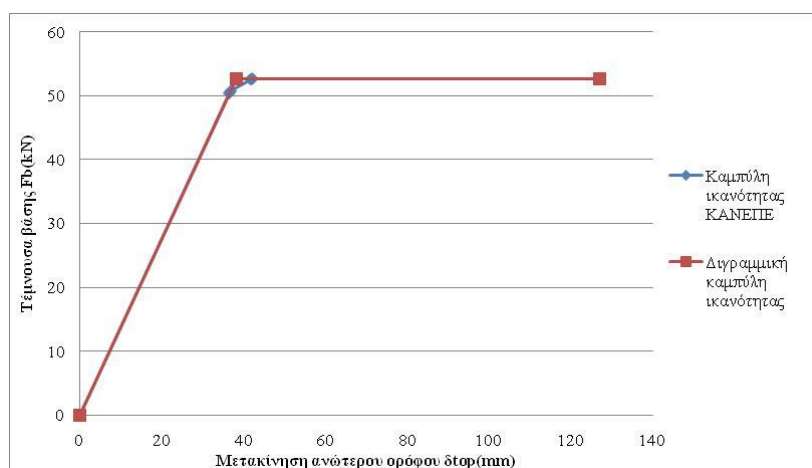


ελαφρώς μικρότερη από τις μέγιστες μετατοπίσεις των περιβαλλουσών καμπύλων και της προσδιορισθείσας με τη μέθοδο ATC-40 .

- **Δοκίμιο Δ3-R3-BWB**

Η κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος που προκύπτει από την ελαστική δυναμική ανάλυση είναι ίση με  $T=0,633\text{sec}$  , ενώ η αντίστοιχη πλευρική δυσκαμψία  $K_0=1379,77\text{ kN/m}$ . Από τη διγραμμικοποίηση της καμπύλης ικανότητας προσδιορίζεται ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία  $K_e=1374\text{ kN/m}$  και ισοδύναμη ελαστική ιδιοπερίοδος  $T_e=0,633\text{sec} \approx T_C$ .

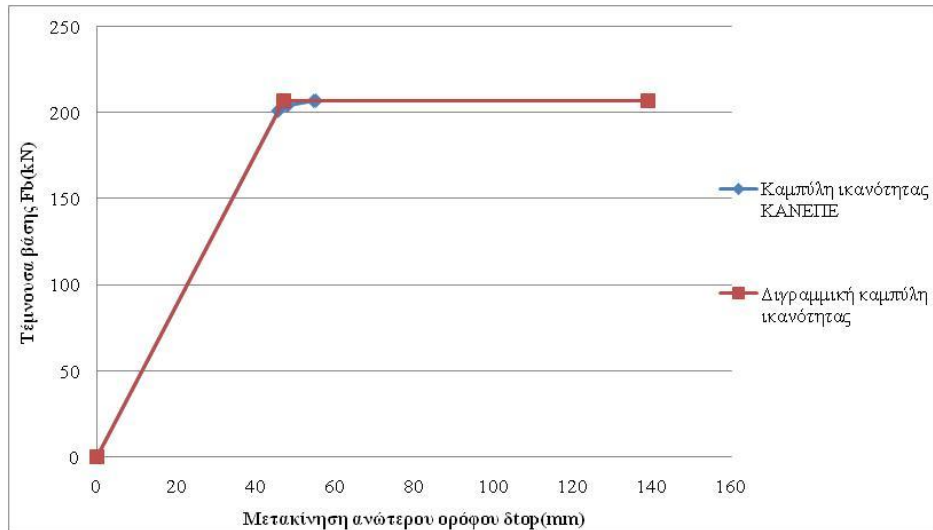
Η επιτάχυνση που προκύπτει από το ελαστικό φάσμα της έβδομης σεισμική διέγερσης προκύπτει ίση με  $S_{ae}(T_e)=32,874\text{ m/s}^2$  και η στοχευόμενη μετακίνηση του ορόφου του δοκιμίου ίση με  $\Delta_t=0,352\text{m}$ . Σε αυτή τη περίπτωση υπερεκτιμάται η στοχευόμενη μετακίνηση σε σχέση με τις μέγιστες τιμές των περιβαλλουσών και την προσδιορισθείσα με τη μέθοδο ATC-40.



**Διάγραμμα 5-56: Διγραμμική καμπύλη ικανότητας Δ3 για εφαρμογή μεθόδου συντελεστών**

- **Δοκίμιο Δ4-R3-BWA**

Αντίστοιχα με τα προηγούμενα δοκίμια, προσδιορίζονται η ελαστική κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος  $T=0,3405\text{sec}$  και η αντίστοιχη πλευρική δυσκαμψία  $K_0=4403,35\text{ kN/m}$ . Με τη διγραμμικοποίηση της καμπύλης ικανότητας, προκύπτει η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία  $K_e=4389,81\text{ kN/m}$  και η ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος  $T_e=0,341\text{sec} < T_C$ .



**Διάγραμμα 5-57: Διγραμμική καμπύλη ικανότητας Δ4 για εφαρμογή μεθόδου συντελεστών**

Έτσι, για την τιμή  $T_e$  από το φάσμα της όγδοης δοκιμής προκύπτει ελαστική επιτάχυνση  $S_{ae}=19,035 \text{ m/s}^2$ . Εφαρμόζοντας τη κύρια σχέση της μεθόδου των συντελεστών προκύπτει η στοχευόμενη μετακίνηση του ανώτερου ορόφου του δοκιμίου  $\Delta=0,084\text{m}$ . Όπως και στη περίπτωση του δεύτερου δοκιμίου, η μετακίνηση που υπολογίζεται με τη μέθοδο του ΚΑΝ.ΕΠΕ εμφανίζεται μικρότερη από τις μέγιστες τιμές των περιβαλλουσών των βρόγχων υστέρησης και από την προσδιορισθείσα στοχευόμενη μετακίνηση με τη μέθοδο ATC-40.

Αξίζει να σημειωθεί ότι για τα παραπάνω δοκίμια εφαρμόστηκε και η μέθοδος N2 με πανομοιότυπα αποτελέσματα.

#### 5.4.4 Σύγκριση μεθόδων προσδιορισμού στοχευόμενων μετακινήσεων πειραμάτων και ΚΑΝ.ΕΠΕ.

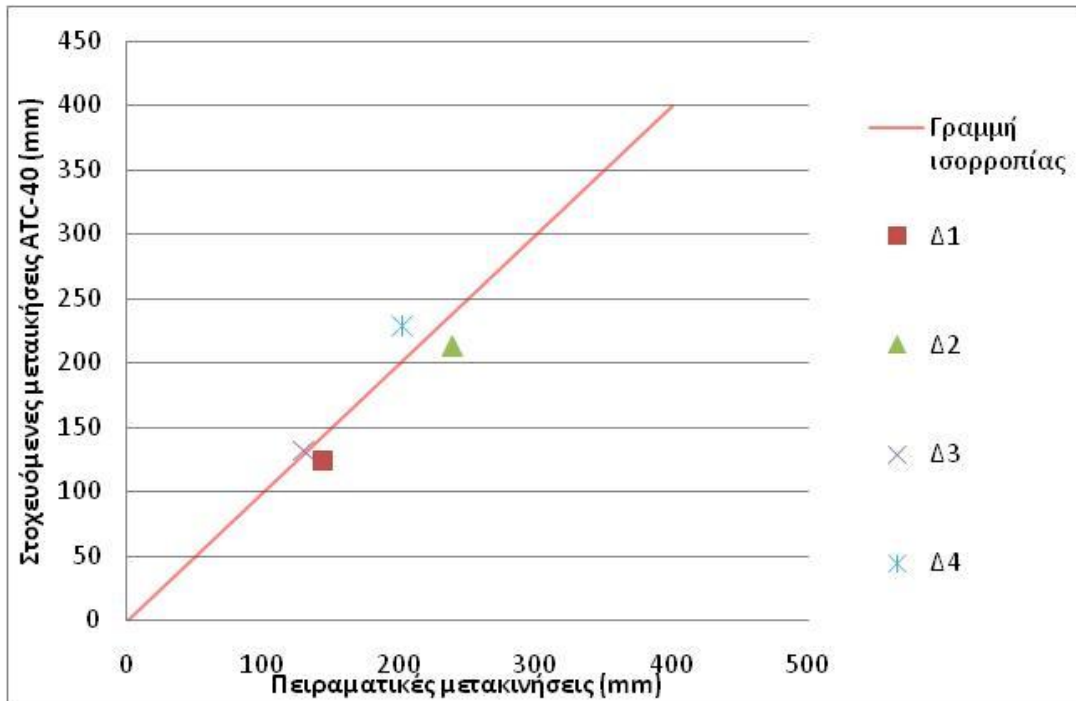
Στη συγκεκριμένη ενότητα της εργασίας επιδιώχθηκε ο προσδιορισμός των στοχευόμενων μετακινήσεων των ανώτερων ορόφων των δοκιμίων που προκλήθηκε από τις τελευταίες πραγματοποιηθείσες σεισμικές δοκιμές. Ακολουθήθηκαν δύο διαφορετικές διαδικασίες για κάθε δοκίμιο και τα αποτελέσματά τους συγκρίθηκαν με τις πραγματικές δεδομένες μετακινήσεις των σεισμικών διεγέρσεων, όπως αυτές προκύπτουν από τις περιβάλλουσες των βρόγχων υστέρησης. Κατά την πρώτη διαδικασία, θεωρήθηκαν ως καμπύλες ικανότητας των δοκιμίων, σε όρους τέμνουσας βάσεως – μετακίνησης ανώτερου ορόφου, οι ίδιες οι πειραματικές περιβάλλουσες των βρόγχων υστέρησης και εφαρμόστηκε η μέθοδος ATC-40. Οι στοχευόμενες μετακινήσεις των κορυφών, που προέκυψαν από τη συγκεκριμένη μέθοδο, προσεγγίζουν με ικανοποιητικότερη ακρίβεια τις μέγιστες μετακινήσεις των δύο περιβαλλουσών καμπύλων κάθε δοκιμίου. Η δεύτερη διαδικασία βασίστηκε στις προτάσεις του Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων (ΟΑΣΠ, 2<sup>η</sup> αναθεώρηση 2017). Με δεδομένες τις καμπύλες ικανότητας που προέκυψαν από την ανελαστική, στατική ανάλυση σύμφωνα με τον Κανονισμό, και εφαρμόζοντας την, προτεινόμενη από τον Κανονισμό, μέθοδο των συντελεστών προσδιορίστηκαν οι στοχευόμενες

μετακινήσεις των ανώτερων ορόφων των δοκιμίων. Ωστόσο, τα αποτελέσματα που δεν συγκλίνουν με τις μέγιστες μετακινήσεις των δύο περιβαλλουσών καμπύλων των δοκιμίων.

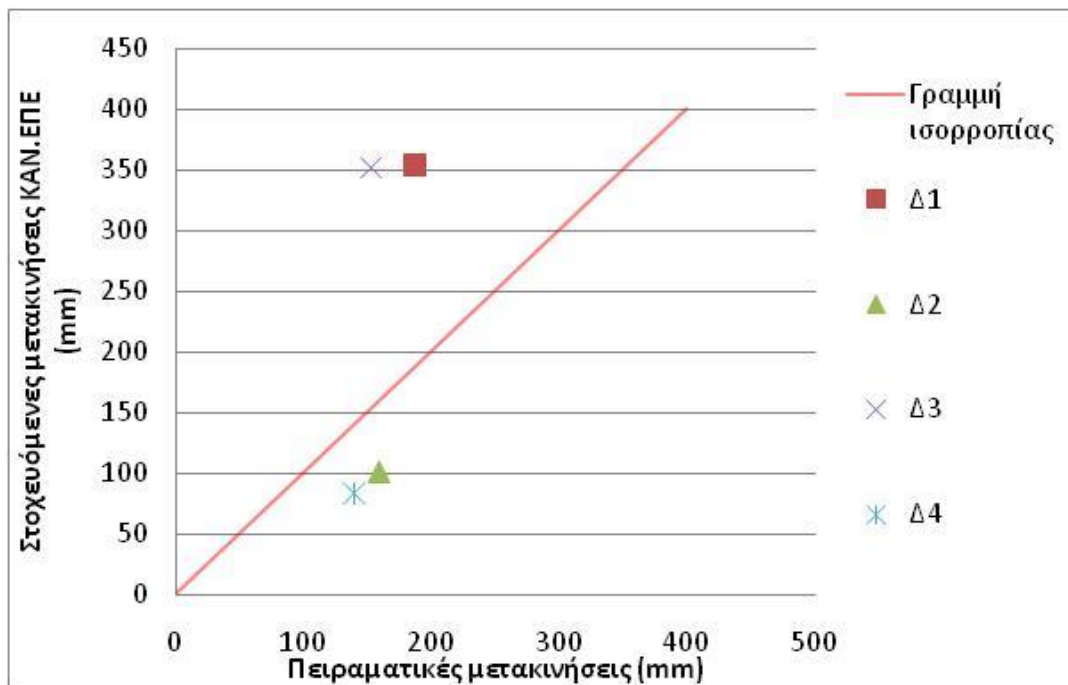
Για την βέλτιστη σύγκριση των αποτελεσμάτων των δύο μεθόδων και την ακριβέστερη εξαγωγή συμπερασμάτων, παρατίθενται παρακάτω, σε μορφή πίνακα και διαγραμμάτων, οι προσδιορισθείσες στοχευόμενες μετακινήσεις των δύο μεθόδων και οι μέγιστες καταγεγραμμένες τιμές των περιβαλλουσών καμπύλων των βρόγχων υστέρησης:

| <b>Δοκίμια</b>    | <b>Μέγιστη μετατόπιση θετική πειραματικής καμπύλης (mm)</b> | <b>Μέγιστη μετατόπιση αρνητικής πειραματικής καμπύλης (mm)</b> | <b>Στοχευόμενη μετακίνηση με εφαρμογή της μεθόδου ATC-40 (mm)</b> | <b>Στοχευόμενη μετακίνηση με εφαρμογή μεθόδου των συντελεστών (mm)</b> |
|-------------------|---|--|---|--|
| <b>Δ1-R1-BFR</b>  | 144,19  | 187,04   | 124   | 354  |
| <b>Δ2-R2-BWAB</b> | 238,91  | 158,97   | 213   | 101,1  |
| <b>Δ3-R3-BWB</b>  | 130,07  | 152,75   | 132   | 352  |
| <b>Δ4-T1-BWA</b>  | 139,33  | 202  | 229   | 84   |

**Πίνακας 5-12: Σύγκριση στοχευόμενων μετακινήσεων μεθόδων και πραγματικών**



**Διάγραμμα 5-58: Σύγκριση στοχευόμενων μετακινήσεων μεθόδου ATC-40 και πραγματικών**



**Διάγραμμα 5-59: Σύγκριση στοχευόμενων μετακινήσεων μεθόδου συντελεστών και πραγματικών**

Συνοψίζοντας, είναι προφανές και από τη σύγκριση των αποτελεσμάτων ότι η μέθοδος ATC-40 εμφανίζει μια πολύ ικανοποιητική ακρίβεια στον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης. Αντίθετα, η μέθοδος που προτείνεται από τον Κανονισμό

έχει ως αποτέλεσμα σημαντικές αποκλίσεις της προσδιορισθείσας στοχευόμενης μετακίνησης από την πραγματική. Να σημειωθεί ότι σε ορισμένα δοκίμια εφαρμόστηκε και η μέθοδος N2, η οποία οδήγησε σε πανομοιότυπα αποτελέσματα με τη μέθοδο των συντελεστών.



# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 :ΣΥΝΟΨΗ, ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΚΑΙ ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ

## 6.1 Σύνοψη εργασίας

Η παρούσα διπλωματική εργασία αποσκοπούσε στην πειραματική και αριθμητική αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας κτιρίων Pilotis. Ο προσδιορισμός της ιδιόμορφης σεισμικής συμπεριφοράς του συγκεκριμένου τύπου κατασκευών απαίτησε, εκτός από την εφαρμογή αριθμητικών και πειραματικών αναλύσεων, και μια παραμετρική διερεύνηση των συνήθων μεθόδων ανάλυσης.

Για τον λόγο αυτό, κατά το αρχικό στάδιο της εργασίας, εξετάστηκε η επίδραση ορισμένων κρίσιμων παραγόντων στην ανελαστική ανάλυση των κατασκευών σύμφωνα με τον Ελληνικό Κανονισμό Επεμβάσεων (ΟΑΣΠ, 2<sup>η</sup> αναθεώρηση 2017). Επίσης, διερευνήθηκε, μέσω του λογισμικού SeismoStruct 2016 της Seismosoft, η σύγχρονη μέθοδος στατικής, ανελαστικής ανάλυσης με τη θεώρηση κατανεμημένης πλαστιμότητας, η οποία προσφέρεται στα περισσότερα προγράμματα πεπερασμένων στοιχείων. Στόχο της διερεύνησης αποτέλεσε η διαπίστωση της συμβατότητας της μεθόδου με την αντίστοιχη μέθοδο του ΚΑΝ.ΕΠΕ και η ικανοποιητική σύγκλιση των αποτελεσμάτων τους.

Εν συνεχεία, με δεδομένα τα πορίσματα και τα συμπεράσματα τα οποία εξήχθησαν από το πρώτο μέρος της διπλωματικής εργασίας, επιδιώκεται η αριθμητική και πειραματική αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς τεσσάρων διώροφων πλαισίων, τα οποία κατασκευάστηκαν και εξετάστηκαν, πειραματικά, στο Εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου.

Τα πειραματικά αποτελέσματα προέκυψαν από την μέτρηση και την καταγραφή των αναπτυσσόμενων δυνάμεων και παραμορφώσεων κατά τη διάρκεια των πειραματικών δοκιμών. Συγκεκριμένα, επιβλήθηκαν σεισμικές διεγέρσεις στα πλαίσια, σχεδιάστηκαν οι βρόγχοι υστέρησης και οι περιβάλλουσες τους σε διαγράμματα αναπτυσσόμενης τέμνουσας βάσεως – μετακίνησης και καταγράφηκαν οι εμφανιζόμενες ρωγμές.

Η διαδικασία της αριθμητικής ανάλυσης των δοκιμών ξεκίνησε με την σωστή προσομοίωση τους στο πρόγραμμα SeismoStruct 2016 και τον προσδιορισμό της μηχανικής συμπεριφοράς των στοιχείων σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Συγκεκριμένα, εξετάστηκε η επίδραση δευτερευόντων παραγόντων στην σεισμική συμπεριφορά και την αντοχή των δοκιμών, όπως η κράτυνση του μετελαστικού κλάδου των διαγραμμάτων συμπεριφοράς των στοιχείων και η συμβολή του οπλισμού προεντάσεως στην καμπτική αντοχή των υποστυλωμάτων. Στην συνέχεια, με την εφαρμογή της υπερωθητικής ανάλυσης του ΚΑΝ.ΕΠΕ προσδιορίστηκαν οι καμπύλες ικανότητας των δοκιμών, οι οποίες τέθηκαν σε σύγκριση με τις πειραματικές

περιβάλλουσες καμπύλες των βρόγχων υστέρησης και διαπιστώθηκε η ακρίβεια προσομοίωσης και ανάλυσης των δοκιμίων.

Τέλος, προσδιορίστηκαν οι στοχευόμενες μετακινήσεις των ανώτερων ορόφων των τεσσάρων δοκιμίων εφαρμόζοντας τη μέθοδο των συντελεστών για τις καμπύλες ικανότητας του ΚΑΝ.ΕΠΕ και τη μέθοδο ATC-40 για τις πειραματικές περιβάλλουσες. Οι προσδιορισθείσες μετακινήσεις των δύο μεθόδων συγκρίθηκαν μεταξύ τους και με τις πραγματικές αναπτυσσόμενες μετακινήσεις των πειραματικών δοκιμών. Με αυτόν τον τρόπο διαπιστώθηκε η ακρίβεια και η αξιοπιστία των δύο μεθόδων, ενώ ολοκληρώθηκε η διαδικασία πειραματικής και αναλυτικής αποτίμησης της σεισμικής συμπεριφοράς των τεσσάρων δοκιμίων.

## 6.2 Συμπεράσματα

Ολοκληρώνοντας την διπλωματική εργασία, κρίνεται απαραίτητη η εξαγωγή και η παρουσίαση των σημαντικότερων συμπερασμάτων. Τόσο η παραμετρική διερεύνηση των μεθόδων ανάλυσης, όσο και η σύγκριση αποτελεσμάτων των πειραματικών και αριθμητικών αναλύσεων των δοκιμίων κατέληξαν σε ενδιαφέρουσες παρατηρήσεις και προσέφεραν απαντήσεις σε ερωτήματα σχετικά με τις αναλύσεις και τις μεθόδους που εφαρμόστηκαν, την συμβολή της τοιχοποιίας στην σεισμική αντοχή των κατασκευών και την γενικότερη σεισμική συμπεριφορά των κτιρίων *pilotis*. Επίσης, διαπιστώθηκε η αξιοπιστία των προσομοιώσεων και των αναλύσεων των δοκιμίων, καθώς και των μεθόδων προσδιορισμού των στοχευόμενων μετακινήσεων. Συνεπώς, παρατίθενται στη συνέχεια τα κύρια συμπεράσματα που προέκυψαν κατά την ενασχόληση με τη παρούσα διπλωματική εργασία.

Αρχικά, διερευνήθηκε η μέθοδος που προσφέρει τη δυνατότητα θεώρησης μη γραμμικής συμπεριφοράς υλικών κατά την στατική, ανελαστική ανάλυση των κατασκευών. Στο πρώτο στάδιο, μελετήθηκε η συμπεριφορά ενός μεμονωμένου στοιχείου σε όρους αναπτυσσόμενων ροπών και γωνιών στροφής χορδής και συγκρίθηκε με το διγραμμικό διάγραμμα μηχανικής συμπεριφοράς του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Τα συμπεράσματα που εξήχθησαν από τη διερεύνηση για στοιχεία FBPH είναι ότι προκύπτει μεγαλύτερη αντοχή και αρχική δυσκαμψία από του Κανονισμού, ενώ δεν εφαρμόζεται και η διάταξη του ΚΑΝ.ΕΠΕ για διατήρηση της αντοχής για πρόσθετη αναπτυσσόμενη γωνία στροφής χορδής  $+0,4\theta_v$  σε περίπτωση διαμητικής αστοχίας για γωνία  $\theta_v$ . Επίσης, το τελικό διάγραμμα ροπών - γωνιών στροφής χορδής, όπως αναμενόταν λόγω της ανελαστικής συμπεριφοράς των υλικών, δεν προσεγγίζει τη διγραμμική μορφή που ορίζει ο κανονισμός. Τα παραπάνω συμπεράσματα εξήχθησαν και από τη σύγκριση των διγραμμικών, με τη μέθοδο διγραμμικοποίησης ίσων εμβαδών του Ευρωκώδικα-8, καμπύλων ικανότητας του γυμνού πλαισίου της συγκεκριμένης ανάλυσης και της ανάλυσης κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. Συνεπώς, ως απότοκο της διερεύνησης προκύπτει η άποψη ότι η εφαρμογή της μεθόδου αποκλίνει



σημαντικά από τα αποτελέσματα της μεθόδου του Κανονισμού, κυρίως σε όρους μέγιστης αντοχής και πλευρικής δυσκαμψίας.

Έπειτα από τη διερεύνηση των πρόσθετων παραγόντων που επηρεάζουν την στατική, ανελαστική ανάλυση σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, προτείνεται, ειδικά για το πρόγραμμα SeismoStruct 2016, να λαμβάνεται υπόψη η «ισοδύναμη» ενεργός δυσκαμψία ρηγματωμένων στοιχείων  $E_{eff}$ , όπως αυτή ορίστηκε στην παράγραφο §2.2, αντί της ενεργούς δυσκαμψίας ρηγματωμένων στοιχείων  $E_{eff}$ , όπως ορίζεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Με αυτό τον τρόπο, επιτυγχάνεται μια πολύ ικανοποιητική σύγκλιση αναπτυσσόμενης γωνίας στροφής χορδής  $\theta$ , υπολογισμένης από το SeismoStruct 2016, και γωνίας στροφής χορδής διαρροής  $\theta_y$ , προσδιορισθείσας κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, όταν η ροπή που δρα στη διατομή προσεγγίζει την ροπή αντοχής της  $M_y$ .

Ένα άλλο συμπέρασμα στο οποίο κατέληξε η διερεύνηση αφορά στην θεωρούμενη κατάσταση του φορέα κατά την στατική επίλυση των κατακόρυφων φορτίων. Συγκεκριμένα, για μικρού μεγέθους κατασκευές, δεν επηρεάζει σημαντικά τα αποτελέσματα της Pushover ανάλυσης η θεώρηση ρηγματωμένου ή μη ρηγματωμένου φορέα. Από τον κανονισμό, ωστόσο, προτείνεται να λαμβάνεται το μισό μέτρο ελαστικότητας του μη ρηγματωμένου σκυροδέματος στις επιλύσεις κατακόρυφων φορτίων.

Τον τελευταίο παράγοντα που εξετάστηκε αποτελεί η επίδραση της μεταβολής των αξονικών δυνάμεων των υποστυλωμάτων κατά την ανάλυση Pushover στην αντοχή τους και στη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής. Η διερεύνηση οδήγησε στην επιβεβαίωση του Κανονισμού, σύμφωνα με τον οποίο η επίδραση θεωρείται αμελητέα και, επομένως, δεν λαμβάνεται υπόψη. Η μόνη αξιοσημείωτη μεν, αναμενόμενη δε, παρατήρηση αφορά στη μεταβολή της σειράς εμφάνισης των πλαστικών αρθρώσεων στις διατομές, για το λόγο ότι το ένα υποστυλώμα αυξάνει την αντοχή του όσο αυξάνεται η θλιπτική αξονική, ενώ το άλλο μειώνει την αντοχή του όσο μειώνεται η θλιπτική αξονική. Μια εξονυχιστική διερεύνηση της επίδρασης του φαινομένου σε μια μεγαλύτερη κατασκευή θα αποτελούσε, ωστόσο, μια πολύ ενδιαφέρουσα πρόταση.

Στην συνέχεια θα παρατεθούν τα συμπεράσματα που προέκυψαν από τις αριθμητικές και πειραματικές αναλύσεις των εξεταζόμενων δοκιμίων. Αρχικά, όσων αφορά την σωστή προσομοίωση των στοιχείων, οι αναλύσεις έδειξαν ότι η συμβολή του οπλισμού προεντάσεως στην καμπτική αντοχή των υποστυλωμάτων είναι σημαντική και δεν θα πρέπει να αμελείται. Επίσης, ο συνυπολογισμός της επίδρασης μιας εύλογης κράτυνσης του μετελαστικού κλάδου των διαγραμμάτων ροπών – γωνιών στροφής χορδής των στοιχείων στις καμπύλες αντοχής των δοκιμίων οδηγεί, σε αρκετές περιπτώσεις, σε καλύτερη προσέγγιση της πραγματικής σεισμική συμπεριφοράς των κατασκευών.

Σχετικά με την προσομοίωση της τοιχοποιίας, παρατηρήθηκε ότι οι «Ερήμην» Αντιπροσωπευτικές Τιμές της θλιπτικής αντοχής και, κατ' επέκταση, του μέτρου ελαστικότητας της ισοδύναμης διαγώνιας τοιχοράβδου, που προτείνονται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ σε περιπτώσεις που δεν διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία, είναι πιθανό να μην προσεγγίζει ικανοποιητικά τις πραγματικές τιμές, με αποτέλεσμα την μη ορθή προσομοίωση της τοιχοποιίας.

Όσον αφορά τις στατικές, ανελαστικές αναλύσεις των δοκιμίων, και την σύγκριση των αποτελεσμάτων τους με τις πειραματικές περιβάλλουσες καμπύλες και τις καταγεγραμμένες ρωγμές προκύπτει μια ικανοποιητική σύγκλιση. Συγκεκριμένα, σε όλες τις περιπτώσεις, οι διαρροές και οι αστοχίες των διατομών, όπως προέκυψαν από τις αναλύσεις, επαληθεύονται απόλυτα από τις εμφανιζόμενες ρωγμές και αστοχίες που καταγράφηκαν κατά την πειραματική διαδικασία. Επίσης, οι χαρακτηριστικές τιμές των μετακινήσεων της ανάλυσης, κατά τις πλαστικοποιήσεις των διατομών και κατά την κατάρρευση του πλαισίου, προσεγγίζουν τις πραγματικές, μετρημένες μετακινήσεις της οροφής του ισογείου στις αντίστοιχες διαρροές και αστοχίες. Συνεπώς, στα πλαίσια στα οποία η πειραματική διαδικασία οδήγησε στην κατάρρευση, η πλαστιμότητα που αναπτύχθηκε εμφανίζεται ίση με την διαθέσιμη πλαστιμότητα που προσδιορίστηκε σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Όσον αφορά τις αντοχές των δοκιμίων που προέκυψαν από την αριθμητική διαδικασία, λαμβάνοντας υπόψη και την γενικότερη δυσμενή φιλοσοφία και την ασφάλεια που προτάσσει ο Κανονισμός, δύναται να θεωρηθούν άκρως ικανοποιητικές σε σχέση με τις μέγιστες αναπτυσσόμενες τέμνουσες βάσης των πειραματικών δοκιμών. Από τα παραπάνω στοιχεία, προκύπτει ότι, τόσο η προσομοίωση του φέροντος οργανισμού και των δύο ειδών τοιχοποιίας, όσο και η διαδικασία της αριθμητικής ανάλυσης των πλαισίων θεωρούνται ικανοποιητικές.

Κατά την σύγκριση των καμπύλων ικανότητας των τεσσάρων δοκιμίων, τα πλήρως τοιχοπληρωμένα πλαίσια Δ2-R2-BWAB και Δ4-T1-BWA χαρακτηρίζονται από μεγαλύτερη αντοχή σε σεισμικά φορτία, με το δεύτερο να υπερτερεί του πρώτου λόγω της ισχυρής τοιχοποιίας του ισογείου. Επίσης, στα δύο δοκίμια, για την ίδια σεισμική διέγερση, αναμένεται να αναπτυχθούν μικρότερες μετακινήσεις ορόφων σε σχέση με το γυμνό πλαίσιο και το πλαίσιο pilotis. Ενδιαφέρον στοιχείο, που προέκυψε τόσο από την αριθμητική, όσο και από την πειραματική ανάλυση του πλαισίου Δ3-R3-BWB, αποτελεί η αδυναμία σχηματισμού πλαστικής άρθρωσης στη δοκό της οροφής του ισογείου. Αντίθετα με τη συμπεριφορά του πλαισίου Δ1-R1-BFR, η ύπαρξη τοιχοπλήρωσης, αποκλειστικά στον πρώτο όροφο, δεν προσφέρει τη δυνατότητα διαρροής των άκρων των δοκών, παρά μόνον των υποστλωμάτων. Η συμπεριφορά αυτή δεν είναι αποδεκτή κατά τον ικανοτικό σχεδιασμό των κατασκευών.

Τέλος, ο προσδιορισμός των στοχευόμενων μετακινήσεων των ανώτερων ορόφων των δοκιμίων, με τις δύο διαφορετικές μεθόδους που αναλύθηκαν, και η σύγκριση τους με τις πραγματικές καταγεγραμμένες μετακινήσεις ανέδειξαν τη μέθοδο ATC-40 ως την πιο αξιόπιστη και ακριβή σε σχέση με την μέθοδο των συντελεστών που

προτείνεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Αξίζει να σημειωθεί ότι λαμβάνοντας υπόψη την ικανοποιητική σύγκλιση των καμπύλων ικανότητας με τις πειραματικές περιβάλλουσες καμπύλες των δοκιμίων, οι διαφορετικές μετακινήσεις που προσδιορίζονται με τις δύο διαδικασίες εξαρτώνται, κατά βάση, από την απόκλιση των αποτελεσμάτων των δύο μεθόδων εφαρμόστηκαν.

### **6.3 Προτάσεις για περαιτέρω έρευνα**

Η παρούσα διπλωματική εργασία δίνει ερεθίσματα για την αναζήτηση και την διερεύνηση σημαντικών στοιχείων και παραγόντων, που θα οδηγήσει στην ολοκληρωμένη εξέταση της σεισμική συμπεριφοράς των κτιρίων pilotis και της συμπεριφοράς της τοιχοποιίας. Συγκεκριμένα, παρατίθενται παρακάτω τέσσερα θέματα τα οποία θα μπορούσαν να διερευνηθούν, έχοντας ως βάση τα αποτελέσματα και τα συμπεράσματα στα οποία κατέληξε η παρούσα διπλωματική εργασία:

- Προσομοίωση και ανάλυση, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, των τεσσάρων δοκιμίων του πειράματος, που δεν εξετάστηκαν στην παρούσα εργασία. Στα δοκίμια εφαρμόστηκαν στο ισόγειο διάφορες επεμβάσεις έναντι σεισμού. Με τη ανάλυση και τη σύγκριση των αποτελεσμάτων τους υπάρχει η δυνατότητα να αποτιμηθεί η κάθε επέμβαση και να σχολιαστούν τα χαρακτηριστικά που προσφέρουν στο πλαίσιο Pilotis.
- Επίσης, ιδιαίτερα ενδιαφέρον ζήτημα αποτελεί η εφαρμογή των συγκεκριμένων επεμβάσεων σε ένα μεγαλύτερο κτίριο και η αποτίμηση της συμβολής τους στην σεισμική συμπεριφορά του (αντιστοιχία πλαισίου – κατασκευής).
- Προσδιορισμός των διαγραμμάτων μηχανική συμπεριφοράς (ροπής – γωνίας στροφής χορδής) των στοιχείων εφαρμόζοντας τις σχέσεις του Ευρωκώδικα 8 (EC-8) και σύγκριση τους με τα αντίστοιχα του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Επίσης, η σύγκριση αυτή να επεκταθεί και στις προκύπτουσες καμπύλες ικανότητας των κτιρίων.
- Η εξονυχιστική διερεύνηση της εφαρμοσιμότητας και της ακρίβειας των «Ερήμην» Αντιπροσωπευτικών Τιμών Αντοχής Τοιχοπληρώσεων του Παραρτήματος 3.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.



## **ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ**

- Seismosoft Ltd, Appendix A- Theoretical Background and Modelling Assumptions - Material Inelasticity , SeismoStruct 2016 User Manual
- Γ. Ψυχάρης, Σεισμική Απόκριση και Σχεδιασμός Πολυβάθμιων Συστημάτων, Σημειώσεις για το μάθημα Αντισεισμική Τεχνολογία 1
- Γ. Ψυχάρης, Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας, Σημειώσεις για το μάθημα Αντισεισμική Τεχνολογία 2
- Ευαγ. Παυλοπούλου - Αθ. Τριανταφύλλου, Διερεύνηση Επιπτώσεων Ενίσχυσης των Τοιχοπληρώσεων για τη Βελτίωση της Σεισμικής Συμπεριφοράς Υφιστάμενων Κτιρίων
- ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2012,2<sup>H</sup> ΑΝΑΘΕΩΡΗΣΗ 2017, Κανονισμός Επεμβάσεων, ΟΑΣΠ
- Πειραματική έκθεση δοκιμών, Εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας, Αθήνα

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΕΙΚΟΝΩΝ

|  |    |
|--|----|
| Εικόνα 1-1: Κτίριο με πιλοτή ισογείου.....   | 2  |
| Εικόνα 1-2: Αστοχία στη βάση υποστυλωμάτων πιλοτής ισογείου .....  | 3  |
| Εικόνα 1-3: Κατάρρευση κτιρίου μετά από σχηματισμό μηχανισμού πλαστικού ορόφου .....                                     | 3  |
| Εικόνα 2-1:Το εξεταζόμενο μονώροφο πλαίσιο .....   | 32 |
| Εικόνα 2-2:Ο εξεταζόμενος πλαισιακός φορέας .....  | 33 |
| Εικόνα 2-3: Κ1:υποστύλωμα αριστερά , Κ2:υποστύλωμα δεξιά .....   | 35 |
| Εικόνα 3-1:Τα οχτώ πειραματικά δοκίμια σε φάση κατασκευής .....  | 41 |
| Εικόνα 3-2: Τα τέσσερα δοκίμια αναφοράς .....  | 42 |
| Εικόνα 3-3:Κάτοψη πρότυπου κτιρίου .....   | 43 |
| Εικόνα 3-4:Γεωμετρία δρομικής οπτοπλινθοδομής.....   | 44 |
| Εικόνα 3-5: Γεωμετρία ισχυρής τοιχοποιίας περιορισμένου μήκους .....   | 45 |
| Εικόνα 3-6: Κατακόρυφη τομή του τυπικού πλαισίου-δοκιμίου και λεπτομέρειες όπλισης.....                                  | 46 |
| Εικόνα 3-7:Οριζόντια τομή του πλαισίου-δοκιμίου και λεπτομέρειες όπλισης .....   | 47 |
| Εικόνα 3-8: Οπλισμοί (α) υποστυλωμάτων, (β) πλακών, (γ) δοκού βάσης, (δ) δημιουργία άγκιστρου στις βάσεις οπλισμού ..... | 47 |
| Εικόνα 3-9:Πρόσθετη μάζα και προένταση υποστυλωμάτων .....   | 48 |
| Εικόνα 3-10: Πλάκα αγκύρωσης τένοντα προέντασης.....   | 48 |
| Εικόνα 4-1:Φέρων οργανισμός πλαισίων .....   | 53 |
| Εικόνα 4-2:Διατομή και οπλισμός υποστυλώματος .....  | 53 |
| Εικόνα 4-3:Διατομή και οπλισμός δοκού στη στήριξη .....  | 54 |
| Εικόνα 4-4: Κατακόρυφα φορτία λόγω ίδιου βάρους και φορτία προεντάσεως .....   | 55 |
| Εικόνα 4-5: Προσομοίωση ρηγματωμένου φορέα .....   | 56 |
| Εικόνα 4-6: Κινηματικές δεσμεύσεις κόμβων και διαφράγματα.....   | 56 |
| Εικόνα 4- 7: Παραμόρφωση τοιχοπληρωμένου πλαισίου και προσομοιώματος διαγώνιου θλιπτήρα .....                            | 57 |
| Εικόνα 4-8: Προσομοίωση τοιχοπληρώσεων κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ .....  | 58 |
| Εικόνα 4-9: Διαγώνιος θλιπτήρας.....   | 59 |
| Εικόνα 4-10: Τοιχοποιία ισογείου και τοιχοπλήρωση ορόφου.....  | 64 |
| Εικόνα 4-11: Προσομοίωση τοιχοποιίας ισογείου και τοιχοπληρώσεως ορόφου .....  | 64 |
| Εικόνα 4-12: Κάτοψη και όψεις δοκιμίου Δ1-R1-BFR.....  | 65 |
| Εικόνα 4-13: Κάτοψη και όψεις δοκιμίου Δ2-R2-BWAB .....  | 66 |
| Εικόνα 4-14: Κάτοψη και όψεις δοκιμίου Δ3-R3-BWB .....   | 67 |
| Εικόνα 4-15: Κάτοψη και όψεις δοκιμίου Δ4-T1-BWA .....   | 68 |
| Εικόνα 5-1: Ιδιοσχήματα κανονικών μορφών δοκιμίων Δ1,Δ2 .....  | 69 |
| Εικόνα 5-2: Ιδιοσχήματα κανονικών μορφών δοκιμίων Δ3,Δ4 .....  | 70 |

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΠΙΝΑΚΩΝ

|  |     |
|--|-----|
| Πίνακας 2-1: Μεταβολή χαρακτηριστικών υποστυλωμάτων με το πέρας κάθε επίλυσης.....       | 36  |
| Πίνακας 4-1 : «Ερήμην» Αντιπροσωπευτικές Τιμές Αντοχής Τοιχοπληρώσεων κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. .... | 61  |
| Πίνακας 5-1: Ιδιοσυχνότητες και ιδιοπερίοδοι δοκιμίων .....                              | 69  |
| Πίνακας 5-2: Σεισμικές δοκιμές δοκιμίου Δ1.....  | 70  |
| Πίνακας 5-3: Σεισμικές δοκιμές δοκιμίου Δ2.....  | 71  |
| Πίνακας 5-4: Σεισμικές δοκιμές δοκιμίου Δ3.....  | 71  |
| Πίνακας 5-5: Σεισμικές δοκιμές δοκιμίου Δ4.....  | 71  |
| Πίνακας 5-6: Μάζα και ίδια βάρη δοκιμίων .....   | 82  |
| Πίνακας 5-7: Αξονικές υποστυλωμάτων δοκιμίων .....                                       | 83  |
| Πίνακας 5-7: Κατανομές τέμνουσας βάσης στους ορόφους .....                               | 88  |
| Πίνακας 5-8: Επαναλήψεις μεθόδους ATC-40 δοκιμίου Δ1 .....                               | 112 |
| Πίνακας 5-9: Επαναλήψεις μεθόδους ATC-40 δοκιμίου Δ2 .....                               | 114 |
| Πίνακας 5-10: Επαναλήψεις μεθόδους ATC-40 δοκιμίου Δ3 .....                              | 115 |
| Πίνακας 5-11: Επαναλήψεις μεθόδους ATC-40 δοκιμίου Δ4.....                               | 117 |
| Πίνακας 5-12: Σύγκριση στοχευόμενων μετακινήσεων μεθόδων και πραγματικών. ....           | 121 |

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΩΝ

|  |    |
|--|----|
| Διάγραμμα 2-1: Διάγραμμα ροπών – γωνιών στροφής χορδής βάσης προβόλου.....                                 | 11 |
| Διάγραμμα 2-2: Διάγραμμα τέμνουσας βάσης - οριζόντιας μετατόπισης κόμβου.....                              | 14 |
| Διάγραμμα 2-3: Διάγραμμα γωνίας στροφής χορδής διατομής - αυξητικού φορτικού συντελεστή.....               | 15 |
| Διάγραμμα 2-4: Διάγραμμα ροπής κάμψης - αυξητικού φορτικού συντελεστή.....                                 | 15 |
| Διάγραμμα 2-5: Διάγραμμα ροπής κάμψης – γωνίας στροφής χορδής στοιχείου.....                               | 16 |
| Διάγραμμα 2-6: Καμπύλη τέμνουσας βάσης (kN) - μετατόπισης κορυφής (m).....                                 | 18 |
| Διάγραμμα 2-7: Καμπύλη τέμνουσας βάσης (kN) - μετατόπισης κορυφής (m).....                                 | 19 |
| Διάγραμμα 2-8: Καμπύλη τέμνουσας βάσης (kN) - μετατόπισης κορυφής (m).....                                 | 20 |
| Διάγραμμα 2-9: Καμπύλη τέμνουσας βάσης (kN) - μετατόπισης κορυφής (m).....                                 | 21 |
| Διάγραμμα 2-10: Διάγραμμα $\lambda - \theta(\text{rad})$ .....   | 21 |
| Διάγραμμα 2-11: Διάγραμμα $M(\text{kNm}) - \lambda$ .....  | 22 |
| Διάγραμμα 2-12: Διαγράμματα ροπών κάμψης – γωνιών στροφής χορδής.....                                      | 22 |
| Διάγραμμα 2-13: Καμπύλη τέμνουσας βάσης (kN) - μετατόπισης κορυφής (m).....                                | 23 |
| Διάγραμμα 2-14: Διάγραμμα $\lambda - \theta(\text{rad})$ .....   | 24 |
| Διάγραμμα 2-15: Διάγραμμα $M(\text{kNm}) - \lambda$ .....  | 24 |
| Διάγραμμα 2-16: Διαγράμματα ροπών κάμψης – γωνιών στροφής χορδής.....                                      | 25 |
| Διάγραμμα 2-17: Καμπύλες ροπών – γωνιών στροφής χορδής.....  | 25 |
| Διάγραμμα 2-18: Καμπύλη τέμνουσας βάσης (kN) - μετατόπισης κορυφής (m).....                                | 27 |
| Διάγραμμα 2-19: Διάγραμμα $\lambda - \theta(\text{rad})$ .....   | 27 |
| Διάγραμμα 2-20: Διάγραμμα ροπών κάμψεως – γωνιών στροφής χορδής.....                                       | 28 |
| Διάγραμμα 2-21: Διαγράμματα ροπών κάμψεως – γωνιών στροφής χορδής για καμπτική και διατμητική αστοχία..... | 28 |
| Διάγραμμα 2-22: Καμπύλη ικανότητας ανάλυσης με σταθερές αξονικές υποστυλωμάτων.....                        | 35 |
| Διάγραμμα 2-23: Καμπύλη ικανότητες με μεταβαλλόμενες αξονικές υποστυλωμάτων.....                           | 36 |
| Διάγραμμα 2-24: Καμπύλες ικανότητας.....   | 37 |
| Διάγραμμα 2-25: Σύγκριση καμπύλων ικανότητας μεθόδων και πειραματικών καμπύλων.....                        | 39 |
| Διάγραμμα 2-26: Σύγκριση διγραμμικών καμπύλων μεθόδων.....   | 40 |
| Διάγραμμα 4-1: Διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων ισοδύναμης θλιβόμενης διαγώνιας ράβδου.....                | 60 |
| Διάγραμμα 5-1: Διαγράμματα τέμνουσας βάσης – σχετικής μετακίνησης ισογείου δοκιμίου Δ1.....                | 72 |
| Διάγραμμα 5-2: Διαγράμματα τέμνουσας βάσης – σχετικής μετακίνησης ισογείου δοκιμίου Δ2.....                | 73 |
| Διάγραμμα 5-3: Διαγράμματα τέμνουσας βάσης – σχετικής μετακίνησης ισογείου δοκιμίου Δ3.....                | 73 |



|  |    |
|--|----|
| Διάγραμμα 5-4: Διαγράμματα τέμνουσας βάσης – σχετικής μετακίνησης ισογείου δοκιμίου Δ4.....                        | 74 |
| Διάγραμμα 5-5: Περιβάλλουσα βρόγχων ισογείου (αριστερά) και ορόφου(δεξιά) δοκιμίου Δ1.....                         | 76 |
| Διάγραμμα 5-6: Περιβάλλουσες καμπύλες βρόγχων υστέρησης δοκιμίου Δ1 .....  | 76 |
| Διάγραμμα 5-7 Περιβάλλουσα βρόγχων ισογείου (αριστερά) και ορόφου(δεξιά) δοκιμίου Δ2.....                          | 77 |
| Διάγραμμα 5-8: Περιβάλλουσες καμπύλες βρόγχων υστέρησης δοκιμίου Δ2 .....  | 77 |
| Διάγραμμα 5-9: Περιβάλλουσα βρόγχων ισογείου (αριστερά) και ορόφου(δεξιά) δοκιμίου Δ3.....                         | 78 |
| Διάγραμμα 5-10: Περιβάλλουσες καμπύλες βρόγχων υστέρησης δοκιμίου Δ3 .....   | 78 |
| Διάγραμμα 5-11:Περιβάλλουσα βρόγχων ισογείου (αριστερά) και ορόφου (δεξιά) δοκιμίου Δ4.....                        | 79 |
| Διάγραμμα 5-12: Περιβάλλουσες καμπύλες βρόγχων υστέρησης δοκιμίου Δ4 .....   | 79 |
| Διάγραμμα 5-13: Διάγραμμα εντατικού μεγέθους συναρτήσει της παραμόρφωσης του μέλους .....                          | 81 |
| Διάγραμμα 5-14: Ροπών – γωνιών στροφής χορδής δοκών με θετική δρώσα ροπή ...                                       | 84 |
| Διάγραμμα 5-15: Ροπών – γωνιών στροφής χορδής δοκών με θετική δρώσα ροπή ...                                       | 84 |
| Διάγραμμα 5-16: Ροπών – γωνιών στροφής χορδής υποστυλωμάτων ισογείου δοκιμίου Δ1.....                              | 85 |
| Διάγραμμα 5-17: Ροπών – γωνιών στροφής χορδής υποστυλωμάτων ορόφου δοκιμίου Δ1 .....                               | 85 |
| Διάγραμμα 5-18: Ροπών – γωνιών στροφής χορδής υποστυλωμάτων ισογείου δοκιμίου Δ2.....                              | 85 |
| Διάγραμμα 5-19: Ροπών – γωνιών στροφής χορδής υποστυλωμάτων ορόφου δοκιμίου Δ2.....                                | 86 |
| Διάγραμμα 5-20: Ροπών – γωνιών στροφής χορδής υποστυλωμάτων ισογείου δοκιμίου Δ3.....                              | 86 |
| Διάγραμμα 5-21: Ροπών – γωνιών στροφής χορδής υποστυλωμάτων ορόφου δοκιμίου Δ3 .....                               | 86 |
| Διάγραμμα 5-22: Ροπών – γωνιών στροφής χορδής υποστυλωμάτων ισογείου δοκιμίου Δ4.....                              | 87 |
| Διάγραμμα 5-23: Ροπών – γωνιών στροφής χορδής υποστυλωμάτων ορόφου δοκιμίου Δ4.....                                | 87 |
| Διάγραμμα 5-24: Καμπύλη ικανότητας δοκιμίου Δ1-R1-BFR .....  | 88 |
| Διάγραμμα 5-25:Καμπύλη ικανότητας δοκιμίου Δ2-R2-BWBA.....   | 89 |
| Διάγραμμα 5-26:Καμπύλη ικανότητας δοκιμίου Δ3-R3-BWB.....  | 89 |
| Διάγραμμα 5-27:Καμπύλη ικανότητας δοκιμίου Δ4-R3-BWB.....  | 90 |
| Διάγραμμα 5-28: Μετελαστική κράτυνση διαγραμμάτων συμπεριφοράς στοιχείων..   | 91 |
| Διάγραμμα 5-30: Καμπύλες ικανότητας δοκιμίου Δ2-R2-BWBA.....   | 92 |
| Διάγραμμα 5-31: Καμπύλες ικανότητας δοκιμίου Δ3-R3-BWB.....  | 92 |
| Διάγραμμα 5-32: Καμπύλες ικανότητας δοκιμίου Δ4-R3-BWB.....  | 93 |
| Διάγραμμα 5-33: Σύγκριση καμπύλων ικανότητας και περιβαλλουσών καμπύλων πειραματικής διαδικασίας δοκιμίου Δ1 ..... | 94 |

|   |     |
|---|-----|
| Διάγραμμα 5-34: Σύγκριση καμπύλων ικανότητας και περιβαλλουσών καμπύλων πειραματικής διαδικασίας δοκιμίου Δ2 .....        | 94  |
| Διάγραμμα 5-35: Σύγκριση καμπύλων ικανότητας και περιβαλλουσών καμπύλων πειραματικής διαδικασίας δοκιμίου Δ3 .....        | 95  |
| Διάγραμμα 5-36: Σύγκριση καμπύλων ικανότητας και περιβαλλουσών καμπύλων πειραματικής διαδικασίας δοκιμίου Δ4 .....        | 95  |
| Διάγραμμα 5-37: Ροπών – γωνιών στροφής χορδής υποστυλωμάτων ισογείου και ορόφου δοκιμίου Δ1 .....                         | 97  |
| Διάγραμμα 5-38: Ροπών – γωνιών στροφής χορδής υποστυλωμάτων ισογείου και ορόφου δοκιμίου Δ2 .....                         | 98  |
| Διάγραμμα 5-39: Ροπών – γωνιών στροφής χορδής υποστυλωμάτων ισογείου και ορόφου δοκιμίου Δ3 .....                         | 98  |
| Διάγραμμα 5-40: Ροπών – γωνιών στροφής χορδής υποστυλωμάτων ισογείου και ορόφου δοκιμίου Δ4 .....                         | 99  |
| Διάγραμμα 5-41: Καμπύλες ικανότητας δοκιμίου Δ1-R1-BFR .....  | 100 |
| Διάγραμμα 5-42: Καμπύλες ικανότητας δοκιμίου Δ2-R2-BWBA.....  | 100 |
| Διάγραμμα 5-43: Καμπύλες ικανότητας δοκιμίου Δ3-R3-BWB.....   | 101 |
| Διάγραμμα 5-44: Καμπύλες ικανότητας δοκιμίου Δ4-R3-BWB.....   | 101 |
| Διάγραμμα 5-45: Συμβολή οπλισμού προεντάσεως στην σεισμική συμπεριφοράς του δοκιμίου Δ1.....                              | 103 |
| Διάγραμμα 5-46: Σύγκριση τελικών καμπύλων ικανότητας και περιβαλλουσών καμπύλων πειραματικής διαδικασίας δοκιμίου Δ1..... | 104 |
| Διάγραμμα 5-47: Σύγκριση τελικών καμπύλων ικανότητας και περιβαλλουσών καμπύλων πειραματικής διαδικασίας δοκιμίου Δ2..... | 105 |
| Διάγραμμα 5-48: Σύγκριση τελικών καμπύλων ικανότητας και περιβαλλουσών καμπύλων πειραματικής διαδικασίας δοκιμίου Δ3..... | 106 |
| Διάγραμμα 5-49: Σύγκριση τελικών καμπύλων ικανότητας και περιβαλλουσών καμπύλων πειραματικής διαδικασίας δοκιμίου Δ4..... | 107 |
| Διάγραμμα 5-50: Φάσμα ικανότητας Δ1 και ελαστικά φάσματα τελευταία σεισμικής διέγερσης σε μορφή ADRS.....                 | 112 |
| Διάγραμμα 5-51: Φάσμα ικανότητας Δ2 και ελαστικά φάσματα τελευταία σεισμικής διέγερσης σε μορφή ADRS.....                 | 113 |
| Διάγραμμα 5-52: Φάσμα ικανότητας Δ3 και ελαστικά φάσματα τελευταία σεισμικής διέγερσης σε μορφή ADRS.....                 | 115 |
| Διάγραμμα 5-53: Φάσμα ικανότητας Δ4 και ελαστικά φάσματα τελευταία σεισμικής διέγερσης σε μορφή ADRS.....                 | 116 |
| Διάγραμμα 5-54: Διγραμμική καμπύλη ικανότης Δ1 για εφαρμογή μεθόδου συντελεστών .....                                     | 118 |
| Διάγραμμα 5-55: Διγραμμική καμπύλη ικανότης Δ2 για εφαρμογή μεθόδου συντελεστών .....                                     | 118 |
| Διάγραμμα 5-56: Διγραμμική καμπύλη ικανότης Δ3 για εφαρμογή μεθόδου συντελεστών .....                                     | 119 |
| Διάγραμμα 5-57: Διγραμμική καμπύλη ικανότης Δ4 για εφαρμογή μεθόδου συντελεστών .....                                     | 120 |

|  |     |
|--|-----|
| Διάγραμμα 5-58: Σύγκριση στοχευόμενων μετακινήσεων μεθόδου ATC-40 και πραγματικών .....      | 122 |
| Διάγραμμα 5-59: Σύγκριση στοχευόμενων μετακινήσεων μεθόδου συντελεστών και πραγματικών ..... | 122 |