



**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ**

**ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ  
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**

**ΒΕΛΤΙΩΣΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΚΑΙ ΚΑΤΑΝΟΜΗΣ ΒΛΑΒΩΝ  
ΠΟΛΥΩΡΟΦΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΜΕ ΠΥΛΩΤΗ ΥΠΟ ΣΕΙΣΜΙΚΗ  
ΦΟΡΤΙΣΗ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΧΑΛΥΒΔΙΝΩΝ ΧΙΑΣΤΙ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ  
ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΣΤΟ ΙΣΟΓΕΙΟ**

**ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**

**ΔΑΓΡΕΣ ΕΛΕΥΘΕΡΙΟΣ  
ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ: ΤΣΟΠΕΛΑΣ ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ**

**ΒΟΛΟΣ, ΟΚΤΩΒΡΙΟΣ 2014**

壞倒善丸橋本日



# Περιεχόμενα

ΕΙΣΑΓΩΓΗ .....	4
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1:</b> .....	6
<b>Ανάλυση του προβλήματος του «μαλακού» ορόφου – Αντικείμενο της μελέτης – Λογισμικό RUAUMOKO .....</b>	<b>6</b>
1.1 Το πρόβλημα του «μαλακού» ορόφου.....	6
1.2 Μέθοδοι ενίσχυσης μαλακού ορόφου .....	9
1.2.1 Ενίσχυση πλαισίων με περιμετρικά τοιχώματα .....	9
1.2.2. Ενίσχυση πλαισίων από Ο/Σ με χιαστί μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας.....	10
1.3 Αντικείμενο της μελέτης.....	11
1.4 Λογισμικό RUAUMOKO .....	12
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2:</b> .....	<b>14</b>
<b>Προσομοίωση «γυμνού» πλαισίου υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση - Προσομοίωση βάση πειραματικών δεδομένων Δημοκρίτειου Πανεπιστημίου Θράκης.....</b>	<b>14</b>
2.1 Διαθέσιμα πειραματικά αποτελέσματα «γυμνού πλαισίου».....	14
2.2 Μοντέλο «γυμνού» πλαισίου στο RUAUMOKO .....	18
2.2.1 Ανάπτυξη αναλυτικού μοντέλου προσομοίωσης των υποστυλωμάτων.....	18
2.2.2. Αναλυτικό μοντέλο για την προσομοίωση της δοκού.....	23
2.3 Σύγκριση πειραματικής και αναλυτικής συμπεριφοράς απλού πλαισίου κάτω από ανακυκλιζόμενη φόρτιση.....	24
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3:</b> .....	<b>27</b>
<b>Προσομοίωση «γυμνού» πλαισίου υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση - Προσομοίωση βάση πειραματικών δεδομένων Πανεπιστημίου Θεσσαλίας .....</b>	<b>27</b>
3.1 Διαθέσιμα πειραματικά αποτελέσματα «γυμνού πλαισίου».....	27
3.2 Μοντέλο απλού πλαισίου στο RUAUMOKO.....	32
3.2.1 Ανάπτυξη αναλυτικού μοντέλου προσομοίωσης των υποστυλωμάτων.....	32
3.2.2. Αναλυτικό μοντέλο για την προσομοίωση της δοκού.....	35
3.3 Σύγκριση πειραματικής και αναλυτικής συμπεριφοράς απλού πλαισίου κάτω από ανακυκλική στατική φόρτιση.....	36

3.4 Συμπεριφορά αναλυτικού μοντέλου σε πολλούς «κύκλους» ανακυκλιζόμενης φόρτισης – Απομείωση αντοχής.....	39
<b>Προσομοίωση πλαισίου ενισχυμένου με τοιχοπήρωση υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση .....</b>	<b>41</b>
4.1 Εισαγωγή.....	41
4.2 Διαθέσιμα πειραματικά αποτελέσματα πλαισίου ενισχυμένου με τοιχοπήρωση .....	41
4.2 Μοντέλο «Double Strut» στο RUAUMOKO.....	43
4.2.1 Ανάπτυξη αναλυτικού μοντέλου προσομοίωσης των τοιχοπηρώσεων.....	43
4.2.2 Σύγκριση πειραματικής και αναλυτικής συμπεριφοράς απλού πλαισίου κάτω από ανακυκλιζόμενη φόρτιση.....	47
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: .....</b>	<b>49</b>
<b>Προσομοίωση συνδέσμου δυσκαμψίας από χάλυβα κάτω από ανακυκλιζόμενη φόρτιση .....</b>	<b>49</b>
5.1 Διαθέσιμα πειραματικά αποτελέσματα συνδέσμου δυσκαμψίας από χάλυβα....	49
5.2 Μοντέλο μεταλλικού συνδέσμου από χάλυβα στο RUAUMOKO.....	50
5.3 Σύγκριση πειραματικής και αναλυτικής συμπεριφοράς μεταλλικών συνδέσμων από χάλυβα κάτω από ανακυκλιζόμενη φόρτιση.....	55
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: .....</b>	<b>57</b>
<b>Εκτέλεση παραμετρικής ανάλυσης σε πολυώροφα κτίρια, υπό σεισμική διέγερση, και διερεύνηση της επίδρασης στη συμπεριφορά τους χαλύβδινων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας στο ισόγειο .....</b>	<b>57</b>
6.1 Γενικές παρατηρήσεις.....	57
6.2 Τύποι πλαισίων που εξετάστηκαν στην τρέχουσα παραμετρική μελέτη.....	57
6.3 Περιγραφή των κατασκευών που χρησιμοποιήθηκαν στην παραμετρική μελέτη .....	62
6.4 Ανάπτυξη αναλυτικών μοντέλων προσομοίωσης των 3-ώροφων και των 5-ώροφων πλαισίων στο RUAUMOKO.....	64
6.4.2. Αναλυτικό μοντέλο για την προσομοίωση των δοκών.....	66
6.5 Σεισμική διέγερση με βάση την οποία διενεργήθηκε η παραμετρική μελέτη ....	72
6.6 Αποτελέσματα παραμετρικών αναλύσεων.....	73
<b>BIBΛΙΟΓΡΑΦΙΑ .....</b>	<b>84</b>

## **ΕΙΣΑΓΩΓΗ**

Η Ελλάδα είναι μία από τις πλέον σεισμογενείς χώρες στην Ευρώπη και οι συνέπειες που έχουν επέλθει από σεισμούς τις τελευταίες δεκαετίες είναι τεράστιες, τόσο σε ανθρώπινα θύματα, όσο και σε υλικές ζημιές στις κατασκευές. Ο πρώτος αντισεισμικός κανονισμός το 1959 εισήγαγε τη δυνατότητα υπολογισμού των σεισμικών δράσεων και σχεδιασμού των στοιχείων από Ο/Σ. Βέβαια, σε σχέση με τους σύγχρονους κανονισμούς, η διαστασιολόγηση των μελών παλαιών κατασκευών παρουσιάζει μειωμένη αντοχή. Ως αποτέλεσμα, κρίνεται απαραίτητη στις περισσότερες περιπτώσεις η ενίσχυση παλαιών κατασκευών ώστε να παρέχουν την απαιτούμενη ασφάλεια. Ένα ιδιαίτερα σημαντικό πρόβλημα των κτιρίων της δεκαετίας του '80 είναι η ύπαρξη ενός κατώτατου μαλακού ορόφου ("Πυλωτή" ή "piloti"), λόγω απουσίας της τοιχοποιίας πλήρωσης, προσδίδοντας πολύ μειωμένη δυσκαμψία και αντοχή σε σχέση με τους υπερκείμενους ορόφους της κατασκευής. Αυτό το πρόβλημα απαιτεί την εύρεση μιας αποδοτικής, οικονομικής και καλαίσθητης λύσης.

Μια αποδοτική προσέγγιση του ζητήματος είναι η διερεύνηση και αξιολόγηση μέσω παραμετρικών αναλύσεων της επίδρασης της χρήσης χαλύβδινων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας (X-braces), ώστε να βελτιωθεί η συμπεριφορά σε σεισμό των πλαισίων παλαιών κτιρίων, της δεκαετίας πριν το 1985, τα οποία αποτελούν συνολικά ένα μεγάλο μέρος των κατασκευών στην Ελλάδα.

Ο βαθμός όμως στον οποίο μια τέτοια σειρά αναλύσεων είναι ρεαλιστική εξαρτάται από πολλούς παράγοντες, μεταξύ των οποίων είναι και η συμπεριφορά των αναλυτικών μοντέλων προσομοίωσης των μελών του κτιρίου που θα αναλυθεί. Πιο συγκεκριμένα, η βαθμονόμηση τέτοιων μοντέλων είναι ένα σημαντικό ζήτημα για την ορθότητα των αποτελεσμάτων μιας ανάλυσης. Με τη χρήση του λογισμικού RUAUMOKO, βαθμονομούνται τα μοντέλα που αφορούν τα μέλη ενός κτιρίου, δηλαδή την φέρουσα τοιχοποιία, που παίζει σημαντικό ρόλο στην απόκριση του κτιρίου κάτω από σεισμικές διεγέρσεις, τα υποστυλώματα και τις δοκούς από Ο/Σ και τους χιαστί μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας, που θα τοποθετηθούν για ενίσχυση. Τα μοντέλα που δημιουργήθηκαν για να προσομοιώσουν τη συμπεριφορά των υποστυλωμάτων, των δοκών και της φέρουσας τοιχοποιίας βασίστηκαν σε πειραματικά αποτελέσματα για ίδιας γεωμετρίας πλαίσια, που δοκιμάστηκαν στο εργαστήριο οπλισμένου σκυροδέματος του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας και του Δημοκρίτειου Πανεπιστημίου Θράκης. Το αντίστοιχο μοντέλο που αφορά τους

χαλύβδινους χιαστί συνδέσμους βασίστηκε σε πειραματικά δεδομένα που μπορούν να βρεθούν στην εργασία των Davaran and Far, 2009.

Το κύριο αντικείμενο της τρέχουσας διπλωματικής εργασίας αφορά την προσομοίωση 5-όροφων και 3-όροφων κατασκευών, με βάση τα μοντέλα πλαισίων που αναπτύχθηκαν, στις οποίες διενεργήθηκαν παραμετρικές αναλύσεις, μέσω των οποίων εξετάστηκε η βελτίωση της συμπεριφοράς των κατασκευών και της κατανομής των πλαστικών αρθρώσεων που δημιουργήθηκαν στα δομικά μέλη τους – δεχόμενες σεισμική διέγερση- αφότου τοποθετηθούν στην πυλωτή τους χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας από χάλυβα.



## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1:**

### **Ανάλυση του προβλήματος του «μαλακού» ορόφου – Αντικείμενο της μελέτης – Λογισμικό RUAUMOKO**

#### *1.1 Το πρόβλημα του «μαλακού» ορόφου*

Οποιαδήποτε ασυνέχεια του κτιρίου κατά την κατακόρυφη ή οριζόντια διεύθυνση απαιτεί αντιμετώπιση, δηλαδή κατάλληλα κατασκευαστικά μέτρα και ιδιαίτερη μελέτη. Η κλασικότερη περίπτωση είναι ο «μαλακός» όροφος, στο ισόγειο («πυλωτή») ή σε άλλη στάθμη, για παράδειγμα οι πάσης φύσεως εκθέσεις και καταστήματα «super market» , υποδοχή ξενοδοχείων, νοσοκομείων κλπ. Η συχνότερη περίπτωση κτιρίων με πυλωτή στην Ελλάδα είναι κτίρια πολυκατοικιών με χώρο στάθμευσης στο ισόγειο (Σχήμα 1.1.1 και Σχήμα 1.1.2).

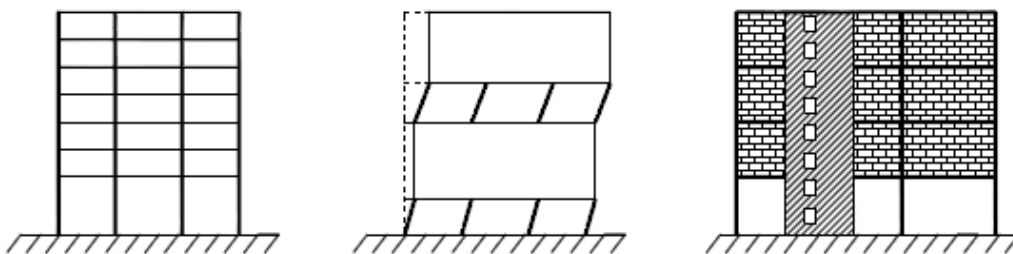


Σχήμα 1.1.1: Εξωτερική όψη πυλωτής



Σχήμα 1.1.2: Εσωτερικό πυλωτής

Με τον όρο «μαλακός» όροφος νοείται ο όροφος που παρουσιάζει σημαντικά μειωμένη δυσκαμψία και αντοχή σε οριζόντια φορτία σε σχέση με τους υπόλοιπους ορόφους του κτιρίου. Αναλυτικότερα, πρόκειται για την ύπαρξη ενός ορόφου με πολύ μειωμένη δυσκαμψία σε σχέση με τους υπερκείμενούς του, λόγω απουσίας τοιχοποιίας πλήρωσης. Αξίζει να σημειωθεί ότι, παρόλο που οι τοιχοποιίες πλήρωσης δεν αποτελούν δομικό στοιχείο του φέροντος οργανισμού, η παρουσία τους αυξάνει την αντοχή και την δυσκαμψία των πλαισίων στα οποία εντάσσονται. Διάφορες περιπτώσεις μαλακού ορόφου παρουσιάζονται στο Σχήμα 1.1.3.

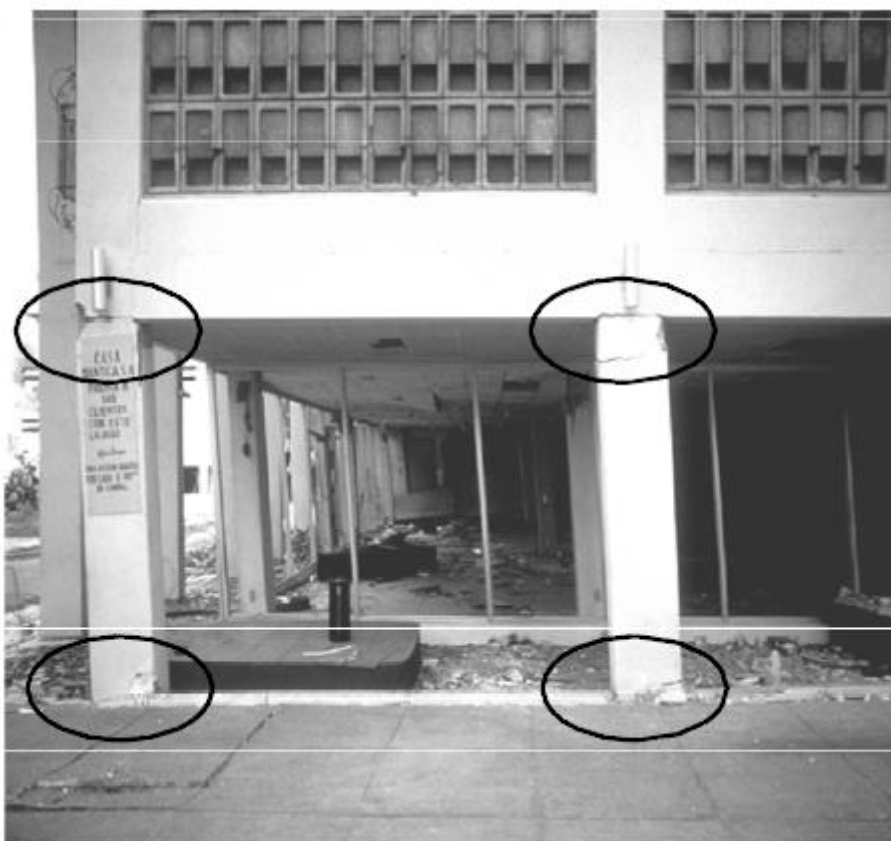


Σχήμα 1.1.3 : Κυριότεροι τύποι μαλακού ορόφου

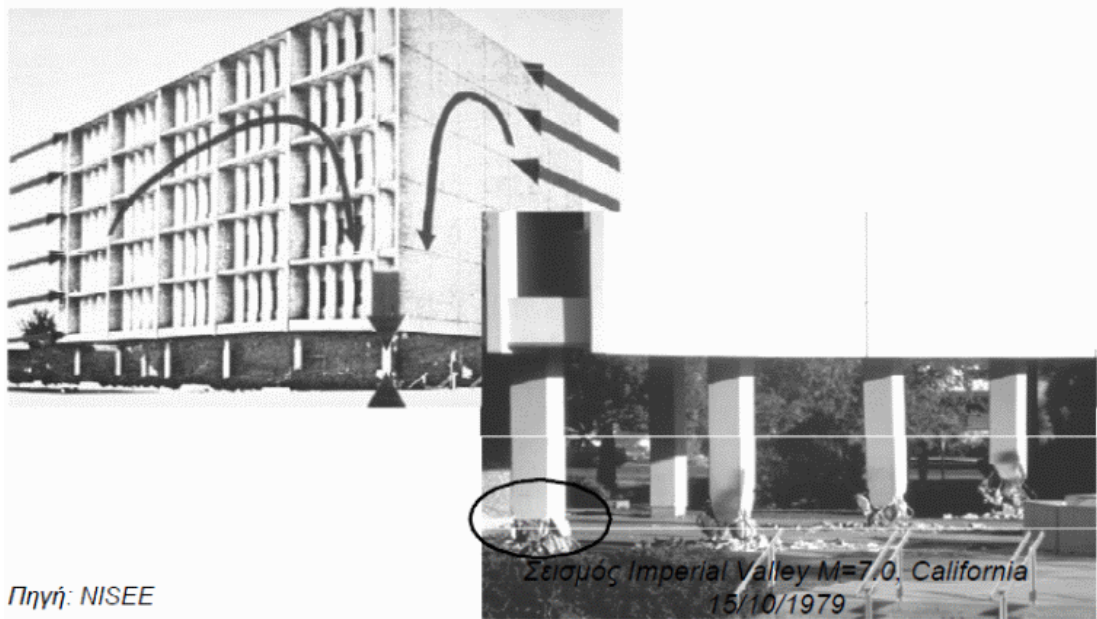


Η μορφή αστοχίας του «μαλακού» ορόφου είναι καμπικού τύπου. Λόγω της σημαντικής παραμόρφωσής του σε σχέση με τους γειτονικούς ορόφους και την μεγάλη καταπόνηση των υποστυλωμάτων, επέρχεται ταυτόχρονη δημιουργία καμπικών πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των υποστυλωμάτων του ορόφου, με αποτέλεσμα ο όροφος να «καταρρέει». Τέτοιου είδους αστοχίες παρουσιάζονται στα Σχήματα 1.1.4 και 1.1.5.

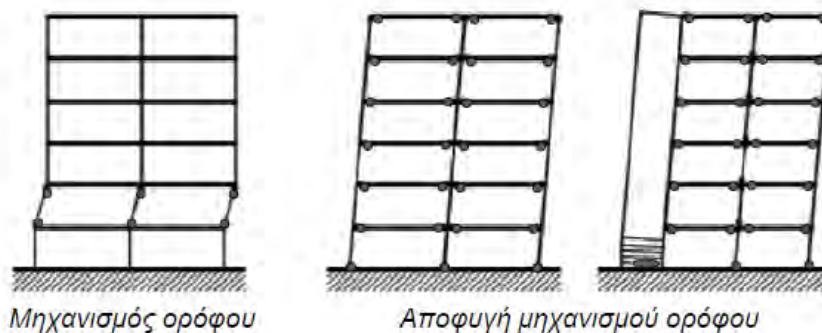
Είναι εμφανές λοιπόν πως ο συγκεκριμένος μηχανισμός αστοχίας δεν βασίζεται στην ιεραρχημένη αστοχία δομικών μελών. Γι' αυτό το λόγο οι βασικές αρχές των κανονισμών ΕΑΚ 2000 και EC8 προβλέπουν την ιεραρχημένη αστοχία δοκών προτού των υποστυλωμάτων (Ικανοτικός σχεδιασμός). Στόχος είναι ο σχηματισμός μεγάλου αριθμού πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς της κατασκευής, έτσι ώστε να υπάρξει μεγάλη απόσβεση της σεισμικής ενέργειας, όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.1.6.



Σχήμα 1.1.4 : Αστοχία καμπικού τύπου στα άκρα του υποστυλώματος του μαλακού ορόφου



Σχήμα 1.1.5 : Ζημιές υποστυλωμάτων απο το σεισμό της California του 1979



Σχήμα 1.1.6 : Αποφυγή μηχανισμού ορόφου

### 1.2 Μέθοδοι ενίσχυσης μαλακού ορόφου

Η ανάγκη επίλυσης του προαναφερθέντος προβλήματος, οδήγησε σε εξεύρεση «εκ των υστέρων λύσεων» (retrofit solutions) και επεμβάσεων στα κτίρια. Η εύρεση μιας βέλτιστης λύσης αποτελεί ένα πολύπλοκο πρόβλημα και είναι ακόμα αντικείμενο έντονης μελέτης. Η πυλωτή, όντας «γυμνό» πλαίσιο από Ο/Σ, εντάσσεται στην κατηγορία της, εύρεσης μεθόδων ενίσχυσης «γυμνών» πλαισίων. Μερικές από αυτές είναι η ενίσχυση με πλευρικά τοιχώματα, η τοιχοπήρωση του μαλακού ορόφου ή η τοποθέτηση χιαστί χαλύβδινων συνδέσμων δυσκαμψίας στα άκρα των υποστυλωμάτων του πλαισίου προς ενίσχυση.

#### 1.2.1 Ενίσχυση πλαισίων με περιμετρικά τοιχώματα

Η ενίσχυση της υφιστάμενης κατασκευής με περιμετρικά τοιχώματα αποτελεί έναν από τους πιο διαδεδομένους τρόπους ενίσχυσης υφιστάμενων κτιρίων τα οποία

παρέχουν χαμηλό επίπεδο ασφαλείας έναντι σεισμού. Ο ρόλος τους είναι να παραλαμβάνουν μέσω της μεγάλης δυσκαμψίας τους το μεγαλύτερο μέρος των σεισμικών δράσεων σε μία διεύθυνση. Η προσθήκη τοιχωμάτων γίνεται προς την επιδιωκόμενη διεύθυνση αύξησης της αντίστασης της κατασκευής. Η ίδια διαδικασία χρησιμοποιείται και για την ενίσχυση παλαιότερων κτιρίων όπως κτίρια με πυλωτή (Αναγνωστόπουλος, 2009). Παρά την αποδοτικότητα της μεθόδου, η ανάγκη εύρεσης μιας οικονομικότερης και πιο εύχρηστης λύσης απαιτεί τη διερεύνηση της αποδοτικότητας ενός εναλλακτικού τρόπου ενίσχυσης του «μαλακού» ορόφου, της ενίσχυσης πλαισίων με χιαστί μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας.

### 1.2.2. Ενίσχυση πλαισίων από Ο/Σ με χιαστί μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας

Οι μεταλλικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας σε διάταξη χιαστί χρησιμοποιούνται για να αυξήσουν την αντοχή και την δυσκαμψία σε πλευρική φόρτιση πλαισίων από Ο/Σ. Οι αξονικές δυνάμεις των συνδέσμων αναλαμβάνουν κυρίως τις σεισμικές δράσεις. Κατηγοριοποιούνται ως εξής:

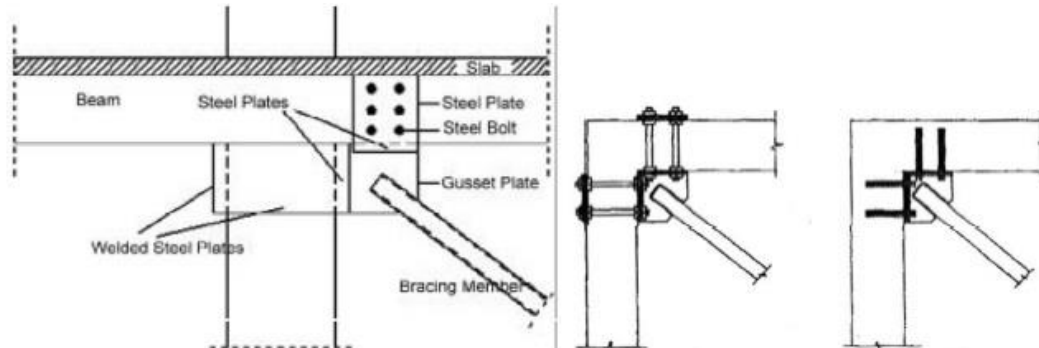
- i. Ανάλογα με τον τρόπο σύνδεσης των μελών με το ζύγωμα του φαντώματος, σε κεντρικούς και έκκεντρους
- ii. Ανάλογα με τον τρόπο σύνδεσης των συνδέσμων με την υφιστάμενη κατασκευή από Ο/Σ, σε συνδέσμους με εξωτερική και εσωτερική σύνδεση

Η πιο συνηθισμένη μορφή ενίσχυσης πλαισίων Ο/Σ αποτελούν οι χιαστί διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας από χάλυβα. Η ανάληψη των οριζόντιων δράσεων οφείλεται στο κορμό των διαγωνίων τους. Με τη δράση εφελκυστικής δύναμης το εφελκυόμενο μέλος αναλαμβάνει το φορτίο και διαρρέει, ενώ κατά την εφαρμογή του θλιπτικού φορτίου τα μέλη παραμορφώνονται πλευρικά και σχηματίζουν πλαστική άρθρωση στο μέσον του μήκους τους, που συνεπάγεται μείωση της αντοχής τους σε θλίψη. Ακολουθεί ο λυγισμός του θλιβόμενου μέλους.

Εν γένει, η διατμητική αντοχή, εντός επιπέδου, ενός πλαισίου αυξάνεται σημαντικά με τη χρήση χιαστί μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας. Τα προβλήματα που προκύπτουν όμως αφορούν την φτωχή μετελαστική συμπεριφορά λόγω λυγισμού των μελών και συνεπώς την ανεπιθύμητη απότομη αστοχία του μέλους, χωρίς την επιθυμητή απορρόφηση ενέργειας των σεισμικών δράσεων (Λάτσος και Τουσμάνης, 2012).



Σχήμα 1.2.2.1 : X-Μεταλλικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας για την ενίσχυση πλαισίων από Ο.Σ.



Σχήμα 1.2.2.2 : Μορφές σύνδεσης μεταλλικών συνδέσμων

### 1.3 Αντικείμενο της μελέτης

Η ανάγκη διερεύνησης της αποδοτικότητας της μεθόδου ενίσχυσης πυλωτής με χιαστί μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας, έναντι της κλασικής μεθόδου ενίσχυσης με περιμετρικά τοιχώματα, αποτελεί αντικείμενο έντονης μελέτης. Τα πλεονεκτήματα αφορούν το πιθανό μικρότερο κόστος της πρώτης μεθόδου και τη δυνατότητα άμεσης αντικατάστασης των μεταλλικών συνδέσμων σε περίπτωση πρόκλησης ζημιών σε αυτούς. Η διερεύνηση περιλαμβάνει μια σειρά παραμετρικών αναλύσεων για διάφορες διατομές των μεταλλικών συνδέσμων - οι οποίες προκαλούν αλλαγή στη

δυσκαμψία και στην αντοχή των μελών - σε 3-όροφα και 5-όροφα κτίρια - κάτω από προκαθορισμένες σεισμικές διεγέρσεις. Σκοπός είναι, εάν αυτό είναι εφικτό, να μειωθεί όσο το δυνατόν περισσότερο ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων που δημιουργούνται καθ' ύψος του κτιρίου, καθώς επίσης και να γίνει η προσπάθεια να συγκεντρωθούν στα σημεία του κτιρίου όπου υπάρχουν οι μεταλλικοί σύνδεσμοι, ώστε οι υλικές ζημιές να μην αφορούν τα μέρη του κτιρίου, αλλά τους μεταλλικούς συνδέσμους της πυλωτής, οι οποίοι είναι εύκολα αντικαταστάσιμοι. Το κύριο αντικείμενο της παρούσης εργασίας είναι η διερεύνηση του κατά πόσο η παρουσία των χιαστί συνδέσμων στη στάθμη του ισογείου οδηγεί σε αυτή την εκτιμώμενη, βελτιωμένη συμπεριφορά των κατασκευών. Για να αποφανθούμε για την εγκυρότητα των αποτελεσμάτων, είναι απαραίτητη η εύρεση αναλυτικών μοντέλων για την προσομοίωση των μελών του κτιρίου, δηλαδή της τοιχοποιίας, των δοκών, των υποστυλωμάτων και των χιαστί μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας που θα τοποθετηθούν. Για την βαθμονόμηση των αναλυτικών μοντέλων των υποστυλωμάτων, της δοκού και της φέρουσας τοιχοποιίας χρησιμοποιήθηκαν αποτελέσματα από πειράματα που διενεργήθηκαν στο Εργαστήριο Οπλισμένου Σκυροδέματος του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας και του Δημοκρίτειου Πανεπιστημίου Θράκης. Τα πειραματικά δεδομένα που χρησιμοποιήθηκαν για τη βαθμονόμηση του μοντέλου των χαλύβδινων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας λήφθηκαν από την εργασία των Davaran and Far, 2009. Ως υπολογιστικό βοήθημα, χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό RUAUMOKO 2D, για το οποίο γίνεται μια σύντομη περιγραφή στην επόμενη ενότητα που ακολουθεί.

#### 1.4 Λογισμικό RUAUMOKO

Το πρόγραμμα RUAUMOKO αναπτύχθηκε στο πανεπιστήμιο του Canterbury της Νέας Ζηλανδίας υπό την εποπτεία του καθηγητή A. Carr. Όσον αφορά το πρόγραμμα, πραγματοποιεί πολλά είδη αναλύσεων (στατική, δυναμική, ανάλυση χρονοϊστοριών, φασματική, αλλά και pushover ή adaptive pushover κ.α.), σε δισδιάστατα ή τρισδιάστατα πλαίσια. Η προσομοίωση της ανελαστικής συμπεριφοράς του μέλους πραγματοποιείται με έναν από τους 63 διαθέσιμους νόμους υστέρησης. Η μεγάλη ποικιλία των ανελαστικών προσομοιωμάτων το καθιστά πολύ χρήσιμο εργαλείο για τους αναλυτές μη γραμμικών αναλύσεων. Η εισαγωγή των δεδομένων για ανάλυση δισδιάστατων πλαισίων, γίνεται είτε μέσω βοηθητικών προγραμμάτων που παρέχονται μαζί με το κυρίως πρόγραμμα, είτε μέσω αρχείου σε κειμενογράφο (αρχείο .txt), ενώ για τρισδιάστατα πλαίσια μόνο μέσω κειμενογράφου. Το



RUAUMOKO έχει χρησιμοποιηθεί σε όλο τον κόσμο, τόσο για σκοπούς ακαδημαϊκής έρευνας – όσο και για επαγγελματική πρακτική. Έχει εφαρμοστεί στη μελέτη των δυναμικών επιδόσεων σκυροδέματος, χάλυβα και ξύλου, σε κατασκευές όπως κτίρια και γέφυρες. Το πρόγραμμα έχει επίσης χρησιμοποιηθεί στην αξιολόγηση των συστημάτων σεισμικής μόνωσης και σε σεισμικές έρευνες των κτιρίων όταν υποβάλλονται σε διεγέρσεις του εδάφους. Κανένα άλλο μη γραμμικό δυναμικό πρόγραμμα ανάλυσης αντισεισμικής μηχανικής δεν έχει τις δυνατότητες του RUAUMOKO όσον αφορά τη μοντελοποίηση, τις μορφές της διέγερσης, ή την υποστήριξη πρόσθετων εφαρμογών. Το RUAUMOKO επιτρέπει να χρησιμοποιηθεί ένα ευρύ φάσμα μεταβλητών προσομοίωσης και αυτό είναι ένα από τα πλεονεκτήματα του προγράμματος. Το λογισμικό προσφέρει τις παρακάτω δυνατότητες:

**RUAUMOKO2D:** Μη-γραμμική ανάλυση για κατασκευές δύο διαστάσεων.

**RUAUMOKO3D:** Μη-γραμμική ανάλυση για χωρικές κατασκευές.

**Dynaplot: Post-processor program for RUAUMOKO 2D and RUAUMOKO 3D:**

Παράγει διαγράμματα των αποτελεσμάτων - κόμβων και μελών - καθώς και συνδυασμούς αυτών των αποτελεσμάτων. Μπορεί επίσης να παράγει φάσματα απόκρισης για κάθε κόμβο της κατασκευής.

**Combplot: A post-processor program for Dynaplot:** Σχεδιασμένο να συνδυάζει τα διαγράμματα για διαφορετικές κατασκευές ή για διαφορετικές αναλύσεις σχετικά με την ίδια κατασκευή.

**Hysteres: A hysteresis rule exerciser:** Δημιουργεί νόμους υστέρησης. Χρησιμοποιείται επίσης για την επιλογή των παραμέτρων βρόγχου υστέρησης, για να ταιριάζει με τους πειραματικούς βρόγχους.

**Spectra:** Παράγει ελαστικά φάσματα απόκρισης - επιτάχυνσης για κάθε χρονοιστορία σεισμού.

**Pquake:** Παράγει διαγράμματα της επιτάχυνσης συναρτήσει του χρόνου για κάθε επιτάχυνση χρονοιστορίας σεισμού.

**Simqke:** Δημιουργεί μια τεχνητή επιτάχυνση χρονοιστορίας σεισμού για ένα συγκεκριμένο φάσμα ψευδοταχυτήτων ή ένα συγκεκριμένο φάσμα επιτάχυνσης.

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2:**

### **Προσομοίωση «γυμνού» πλαισίου υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση - Προσομοίωση βάση πειραματικών δεδομένων Δημοκρίτειου Πανεπιστημίου Θράκης**

#### **2.1 Διαθέσιμα πειραματικά αποτελέσματα «γυμνού πλαισίου»**

Η προσομοίωση του «Γυμνού πλαισίου» έγινε μέσω του λογισμικού RUAUMOKO. Τα μοντέλα (υλικών, διατομών και μελών) που επιλέχτηκαν από το RUAUMOKO βαθμονομήθηκαν με βάση τα αποτελέσματα του πειράματος ενός «Γυμνού πλαισίου» (bare frame) που διεξήχθη στο Εργαστήριο Οπλισμένου Σκυροδέματος του Δημοκρίτειου Πανεπιστημίου Θράκης κάτω από ανακυκλιζόμενη οριζόντια μετακίνηση στο ύψος της δοκού. Η διαμόρφωση της σχετικής πειραματικής διάταξης, του πειράματος του «Γυμνού πλαισίου», και όλων των άλλων δοκιμών που εισήχθησαν σε αυτή, (Kakaletsis and Karayannis, 2009) παρατίθεται στο Σχήμα 2.1.1. Το κατασκευαστικό μοντέλο «γυμνού» πλαισίου καθώς επίσης και οι διατομές των δοκών και υποστυλωμάτων του πλαισίου παρουσιάζονται στο Σχήμα 2.1.2. Τέλος στον Πίνακα 2.1.1 φαίνονται αναλυτικά οι οπλισμοί των διατομών των μελών του πλαισίου και στον Πίνακα 2.1.2 φαίνονται αναλυτικά οι μηχανικές ιδιότητες των υλικών που χρησιμοποιήθηκαν. Μέσα στον πίνακα υπάρχουν και οι ιδιότητες της τοιχοποιίας, με την οποία εφοδιάστηκε το «γυμνό» πλαίσιο, αντικείμενο που θα μας απασχολήσει στο επόμενο κεφάλαιο.

Πίνακας 2.1.1 : Οπλισμοί δοκού και υποστυλωμάτων

<b>Ράβδοι οπλισμού</b>	<b>Διάμετρος</b>	<b>Περιγραφή</b>	<b><math>f_{sy}</math> (MPa)</b>
<b>Διαμήκεις:</b>			
δοκοί πλαισίου	Φ5.6	7 Φ5.6	390.47
υπ/τα πλαισίου	Φ5.6	8 Φ5.6	390.47
<b>Συνδετήρες:</b>			
δοκοί	Φ3	26 ΣΦ3	212.20
υπ/τα πλαισίου	Φ3	31 ΣΦ3/34	212.20



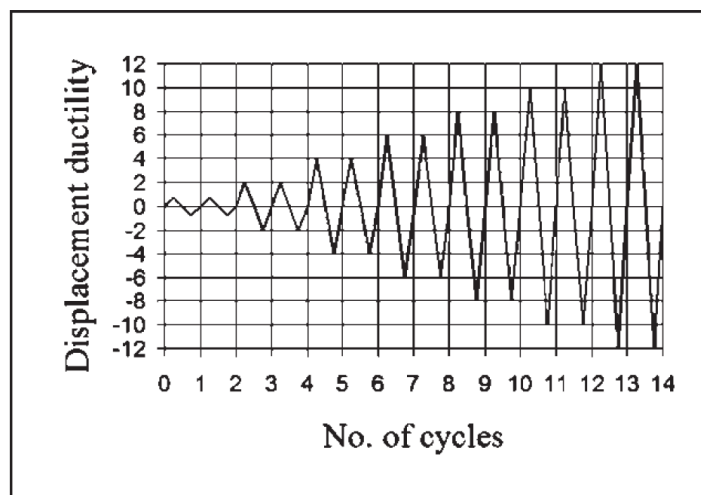
Πίνακας 2.1.2 : Μηχανικές ιδιότητες χρησιμοποιούμενων υλικών (D. J. Kakaletsis and C. G. Karayannis-2009)

<b>Mechanical properties of material used</b>	
Mechanical properties	Measured values
Mortar	
Compressive strength $f_m$	0.22 ksi (1.53 MPa)
Brick units	
Compressive strength $f_{bc}$	0.45 ksi (3.10 MPa)
Masonry	
Compressive strength $\perp$ to voids $f_c$	0.38 ksi (2.63 MPa)
Elastic modulus $\perp$ to voids $E$	95.89 ksi (660.66 MPa)
Compressive strength $\parallel$ to voids $f_{c90}$	0.74 ksi (5.11 MPa)
Elastic modulus $\parallel$ to voids $E_{90}$	97.29 ksi (670.30 MPa)
Friction coefficient $\mu$	0.770
Shear modulus $G$	37.65 ksi (259.39 MPa)
Shear strength without normal stress $f_{v0}$	11.61 ksi (0.08 MPa)
Shear strength with normal stress $f_v/f_n$	55.15 <sup>*</sup> /36.28 <sup>*</sup> psi/psi (0.38 <sup>*</sup> /0.25 <sup>*</sup> MPa/MPa)
	47.90/33.38 psi/psi (0.33/0.22 MPa/MPa)
	56.60/43.54 psi/psi (0.39/0.30 MPa/MPa)
	30.48/53.70 psi/psi (0.21/0.37 MPa/MPa)
	29.03/105.95 psi/psi (0.20/0.73 MPa/MPa)
Frame concrete	
Compressive strength $f'_c$	4.14 ksi (28.51 MPa)
Steel bars	
Yield/tensile strength of longitudinal steel $f_y/f_u$	56.67/74.93 ksi/ksi (390.47/516.27 MPa/MPa)
Yield/tensile strength of transverse steel $f_y/f_u$	30.80/46.60 ksi/ksi (212.20/321.07 MPa/MPa)
*On full size infills $H=1200$ mm/800 mm (47.28 in./31.52 in.).	

Το σύστημα υποβλήθηκε σε οριζόντια ανακυκλιζόμενη φόρτιση, η οποία εφαρμόστηκε από έναν διπλής δράσης υδραυλικό επενεργητή (γρύλλος). Επιπλέον στα υποστυλώματα του πλαισίου ασκήθηκαν κατακόρυφα φορτία μεγέθους 50 kN (μέση θλιπτική δύναμη, ίση με 0.1 της θλιπτικής αντοχής) στο καθένα, από υδραυλικούς γρύλους μέσω τεσσάρων σκελών στην κορυφή κάθε υποστυλώματος,

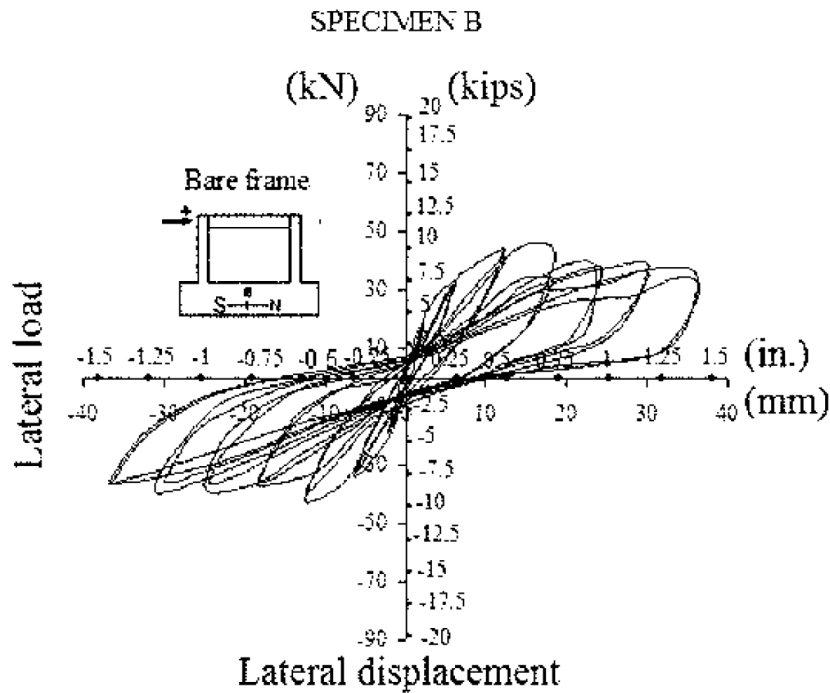
όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.1.3. Το πρόγραμμα φόρτισης περιελάμβανε πλήρους εύρους, σταδιακά αυξανόμενες, μετατοπίσεις. Οι κύκλοι φόρτισης άρχισαν από ένα επίπεδο πλαστιμότητας 0.8 αντίστοιχο σε ένα εύρος μετατόπισης περίπου  $\pm 2$  mm (η μετατόπιση όπου γίνεται η αρχική εισαγωγή διαρροής στο σύστημα θεωρήθηκε ως επίπεδο πλαστιμότητας  $\mu = 1$ ) και ακολούθησαν επίπεδα πλαστιμότητας 2,4,6,8,10 και 12 τα οποία αντιστοιχούσαν σε εύρη μετατόπισης 6,12,18,24,30 και 36 mm. Από τα αποτελέσματα ανάλυσης push over υπολογίστηκε η μετατόπιση της αρχικής εισαγωγής διαρροής στο σύστημα περίπου στα  $\pm 2.5$  mm.

Το κύριο αποτέλεσμα της πειραματικής διερεύνησης ήταν ένα διάγραμμα φορτίου - μετατόπισης (με τον όρο «φορτίο» εννοούμε την συνολική τέμνουσα των δύο υποστυλωμάτων), όπου η παραμόρφωση ήταν ίση με 36 mm και αντιστοιχούσε σε ολίσθηση της τάξης του 4.0%. Αυτό το διάγραμμα απεικονίζεται στο Σχήμα 2.1.4. Επίσης η εμφάνιση και η εξάπλωση των ρωγμών καταγράφηκαν και παρουσιάζονται στο Σχήμα 2.1.5. Οι πρώτες ρωγμές σχηματίστηκαν στον πόδα των υποστυλωμάτων, όπου οι ροπές ήταν μεγαλύτερες και η θλιπτική αξονική μικρότερη - σε ένα επίπεδο ολίσθησης της τάξης του 0.4% - και ακολούθησαν στην παρειά της δοκού - σε ένα επίπεδο ολίσθησης 0.6%. Θρυμματισμός και σύνθλιψη του σκυροδέματος παρατηρήθηκε μόνο στα υποστυλώματα σε επίπεδο ολίσθησης 2.8% (Kakaletsis and Karayannis, 2009).

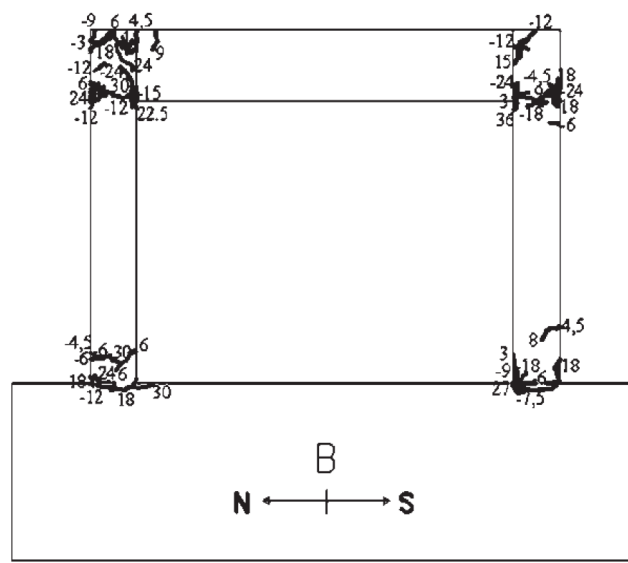


Σχήμα 2.1.3 : Τυπικές κυκλικές χρονικές εξελίξεις πλαστιμοτήτων πλευρικών μετατοπίσεων εφαρμοσμένων στο δοκίμιο (Kakaletsis and Karayannis, 2009)





Σχήμα 2.1.4 : Διάγραμμα τέμνουσας - μετατόπισης «Γυμνού πλαισίου» (Διαστάσεις σε kN και mm) (Kakaletsis and Karayannis, 2009)



Σχήμα 2.1.5 : Εμφάνιση και εξάπλωση ρωγμών στο «Γυμνό πλαίσιο» (Kakaletsis and Karayannis, 2009)

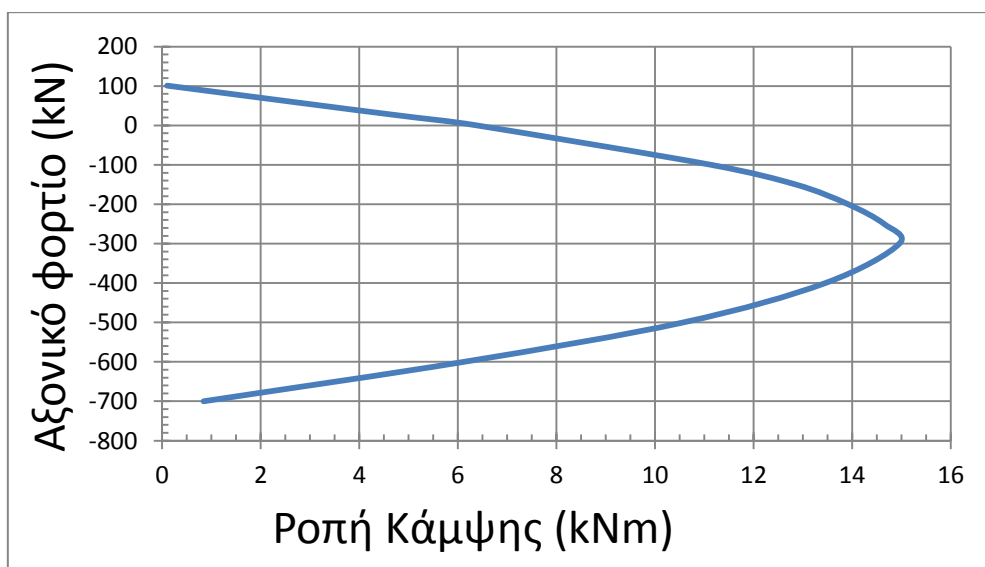
## 2.2 Μοντέλο «γυμνού» πλαισίου στο RUAUMOKO

### 2.2.1 Ανάπτυξη αναλυτικού μοντέλου προσομοίωσης των υποστυλωμάτων

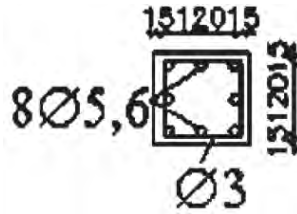
Στόχος ήταν να αναπτυχθεί ένα αξιόπιστο μοντέλο της κατασκευής στο RUAUMOKO το οποίο να είναι ικανό να προσεγγίζει την συμπεριφορά του πλαισίου σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Η σημαντική συμπεριφορά που πρέπει να προσομοιωθεί με σχετική ακρίβεια είναι η πτώση της αντοχής (strength degradation) του πλαισίου με την πάροδο των «κύκλων» φόρτισης και η αρχική δυσκαμψία.

Για την αναλυτική πρόβλεψη της καμπύλης του Σχήματος 2.1.3. χρησιμοποιήθηκε στο λογισμικό του RUAUMOKO ένα στοιχείο δοκού-στύλου (beam – column member). Αρχικά, με βάση την γεωμετρία των στοιχείων και τον οπλισμό που διαθέτουν, ζητείται στο πρόγραμμα να δοθούν τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης, αξονικού φορτίου – ροπής. Το διάγραμμα αλληλεπίδρασης που χρησιμοποιήθηκε και από το οποίο λήφθηκαν οι απαιτούμενες τιμές φαίνεται στο Σχήμα 2.2.1.1. Οι παράμετροι και οι αντίστοιχες τιμές που χρησιμοποιεί το λογισμικό RUAUMOKO για το διάγραμμα αλληλεπίδρασης των υποστρωμάτων φαίνονται στον Πίνακα 2.2.1.1. Επιπλέον δόθηκαν οι υπόλοιπες παράμετροι που απαιτούνται, οι οποίες φαίνονται στους Πίνακες 2.2.1.2 και 2.2.1.3.

Το διάγραμμα αλληλεπίδρασης για την διατομή των υποστρωμάτων κατασκευάστηκε με την βοήθεια του προγράμματος myBiaxial (Charalampakis and Koumousis, 2008). Από το λογισμικό myBiaxial ζητείται να δοθούν η διατομή για την οποία θέλουμε να παράγουμε το διάγραμμα αλληλεπίδρασης και οι μηχανικές ιδιότητες των υλικών της (σκυρόδεμα - χάλυβας). Η διατομή παρατίθεται στο Σχήμα 2.2.1.2 και οι μηχανικές ιδιότητες των υλικών έχουν αναφερθεί στους πίνακες της προηγούμενης παραγράφου. Το λογισμικό myBiaxial δεν παράγει αυτόματα το διάγραμμα αλληλεπίδρασης, αλλά διαθέτει έναν επιλυτή από τον οποίο για συγκεκριμένες τιμές αξονικού φορτίου παίρνουμε τις αντίστοιχες τιμές καμπτικής ροπής που ασκούνται στην διατομή. Έτσι με αυτά τα στοιχεία το διάγραμμα αλληλεπίδρασης υλοποιήθηκε χειροκίνητα στο Microsoft Excel.



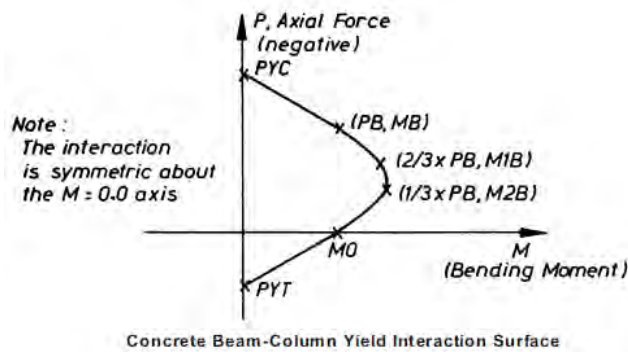
Σχήμα 2.2.1.1 : Διάγραμμα αλληλεπίδρασης διατομών υποστρωμάτων



Σχήμα 2.2.1.2 : Η διατομή των υποστυλωμάτων που εισήχθηκε στο λογισμικό myBiaxial (Kakaletsis and Karayannis, 2009)

Πίνακας 2.2.1.1 : Τιμές παραμέτρων διαγράμματος αλληλεπίδρασης υποστυλωμάτων

Παράμετρος	Περιγραφή	Τιμή
PYC	Axial compression yield force	-700.0 (kN)
PB	Axial compression force at B	-593.89 (kN)
MB	Yield moment at B	6.39 (kNm)
M1B	Yield moment at $P=(2/3)*PB$	13.55 (kNm)
M2B	Yield moment at $P=(1/3)*PB$	13.88 (kNm)
M 0	Yield moment at $P=0.0$	6.39 (kNm)
PYT	Axial tension yield force	101.5 (kN)
IEND	= 0; End 2 of the member has the same yield surface I = 1; A further line will be required to supply the parameters PYC to PYT for End 2 of the member.	0



Σχήμα 2.2.1.2 : Διάγραμμα αλληλεπίδρασης εισαγωγής στο RUAUMOKO (Carr.A.J., 2005)

Πίνακας 2.2.1.2 : Ελαστικές ιδιότητες διατομών

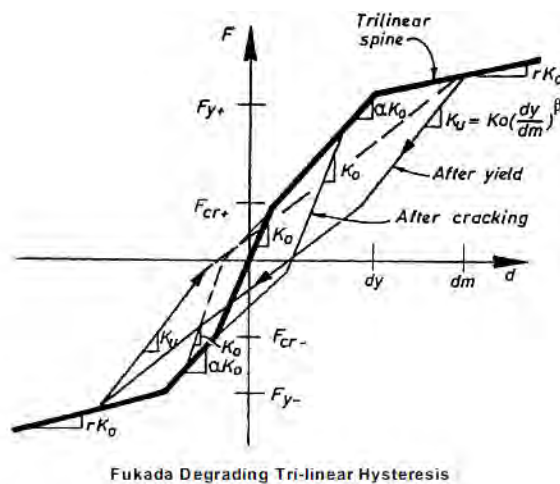
Παράμετρος	Περιγραφή	Τιμή
E(kPa)	Elastic (Young's) Modulus of member material	32000000(kPa)
G(kPa)	Shear Modulus of member material	13333333(kPa)
A(m <sup>2</sup> )	Cross-sectional AREA of the member section	0.0225 (m <sup>2</sup> )
AS(m <sup>2</sup> )	Effective SHEAR AREA of the member section (if AS=0.0 then shear deformations in the section are suppressed)	0
I(m <sup>4</sup> )	MOMENT of INERTIA (2nd Moment of Area) of section	1.6875e-05 (m <sup>4</sup> )
WGT(N/mm)	Weight/(unit length) of the member	0.5625 (N/mm)
END1	Length of Rigid End-block at End 1 of member	0
END2	Length of Rigid End-block at End 2 of member	0
FJ1	Joint flexibility at End 1 (radians/unit moment)	0
FJ2	Joint flexibility at End 2 (radians/unit moment)	0

Σημείωση: στη ροπή αδρανείας της διατομής δόθηκε τιμή μειωμένη κατά 60%, για να ληφθεί υπόψη η «μείωση» του εμβαδού διατομής λόγω ρηγμάτωσης.

Πίνακας 2.2.1.3 : Διγραμμικοί παράγοντες του μέλους και ιδιότητες των πλαστικών αρθρώσεων

Παράμετρος	Περιγραφή	Τιμή
RA	Bi-linear factor (or Ramberg-Osgood r) (Axial)	0.03
RF	Bi-linear factor (or Ramberg-Osgood r) (Flexure)	0.03
H1	Plastic Hinge Length at End 1	0.14
H2	Plastic Hinge Length at End 2	0.14

Για την προσομοίωση της συμπεριφοράς των υποστυλωμάτων χρησιμοποιήθηκε ο τριγραμμικός νόμος υστέρησης FUKADA (Fukada, 1969), (νόμος υστέρησης με αριθμό #14 στο «RUAUMOKO 2D» manual). Στο Σχήμα 1.2.1.3 φαίνεται ο νόμος υστέρησης Fukada. Οι 4 παράμετροι που απαιτούνται στο RUAUMOKO είναι οι  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $F_{cr+}$ ,  $F_{cr-}$  που φαίνονται στον Πίνακα 1.2.1.4.



Σχήμα 2.2.1.3: Νόμος υστέρησης FUKADA (Carr, 2005)

Πίνακας 2.2.1.4 : Παράμετροι τριγραμμικού νόμου υστέρησης FUKADA

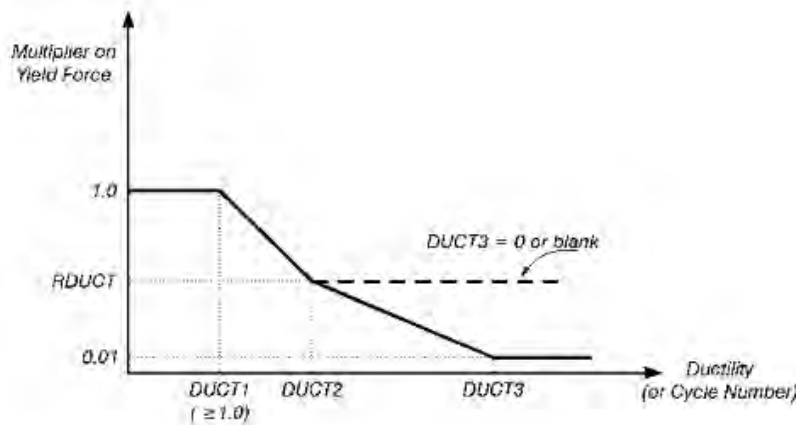
Παράμετρος	Περιγραφή	Τιμή
ALFA	Bi-linear factor (cracking to yield)	0.2
BETA	Unloading Stiffness factor (see Takeda ALFA)	0
FCR(i)+	Cracking moment or force at $i$ ( $> 0.0$ )	5
FCR(i)-	Cracking moment or force at $i$ ( $< 0.0$ )	-5

Τέλος, προκειμένου να επιτευχθεί και η επιθυμητή απομείωση της αντοχής των υποστυλωμάτων με την ανακύκλιση του φορτίου χρησιμοποιήθηκε η παράμετρος του RUAUMOKO  $ILOS=6$ , σύμφωνα με την οποία η μείωση της αντοχής σε κάθε διεύθυνση είναι συνάρτηση της μέγιστης πλαστιμότητας και επίσης εξαρτάται από τον αριθμό των «κύκλων» φόρτισης. Οι παράμετροι που πρέπει να δοθούν, αριθμητικά φαίνονται στον Πίνακα 2.2.1.5 και σχηματικά παριστάνονται στο Σχήμα 2.2.1.4.

Πίνακας 2.2.1.5 : Παράμετροι απομείωσης αντοχής (ILOS)

Παράμετρος	Περιγραφή	Τιμή
DUCT 1	Ductility at which degradation begins	2
DUCT 2	Ductility at which degradation stops	9
RDUCT	Residual Strength as a fraction of the Initial Yield Strength	0.5
DUCT3	Ductility at 0.01 initial strength	50
RCYC	% reduction of strength per cycle of inelastic behavior	2





**Strength Reduction Variation**

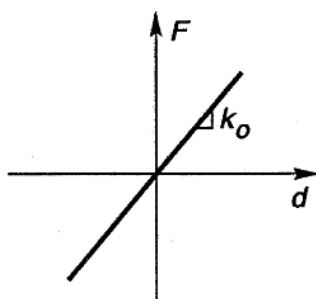
Σχήμα 2.2.1.4 : Σχηματική αναπαράσταση των παραμέτρων (Carr, 2005)

### 2.2.2. Αναλυτικό μοντέλο για την προσομοίωση της δοκού

Στην περίπτωση της δοκού χρησιμοποιήθηκε επίσης στοιχείο δοκού-στύλου (beam – column element). Οι γενικές παράμετροι, οι οποίες περιγράφηκαν ανωτέρω, παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.2.2.1. Σημειώνεται ότι δεν απαιτούνται άλλα δεδομένα, διότι θεωρήσαμε ότι η δοκός συμπεριφέρεται ελαστικά (κάτι που δεν απέχει πολύ από την πραγματικότητα, αφού στο «σώμα» της δοκού δεν εμφανίζονται ρωγμές παρά μόνο μία, σε πολύ μικρή απόσταση από την παρειά) στο δοκίμιο του «γυμνού» πλαισίου (νόμος υστέρησης με αριθμό #0 στο RUAUMOKO 2D, Σχήμα 2.2.2.1). Επιπλέον και στο τοιχοπληρωμένο δοκίμιο, το οποίο προσομοιώνεται στο επόμενο κεφάλαιο, εμφανίζεται μόνο μία ρωγμή στο «σώμα» της δοκού. Γενικά δεν εμφανίστηκαν πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς και ιδιαίτερα η ύπαρξη τοιχοπλήρωσης εμπόδισε την κάμψη της δοκού και ανέστειλε εντελώς την εμφάνιση των πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς. Με βάση αυτό θεωρήσαμε ότι και στο τοιχοπληρωμένο πλαίσιο η δοκός παρέμεινε πλήρως ελαστική (Kakaletsis and Karayannis, 2009). Δηλαδή και εκεί χρησιμοποιήθηκε το «γυμνό» πλαίσιο που αναπτύχθηκε σε αυτό το κεφάλαιο, μέσα στο οποίο προστέθηκε τοιχοποιία πλήρωσης.

Πίνακας 2.2.2.1 : Ελαστικές ιδιότητες διατομής

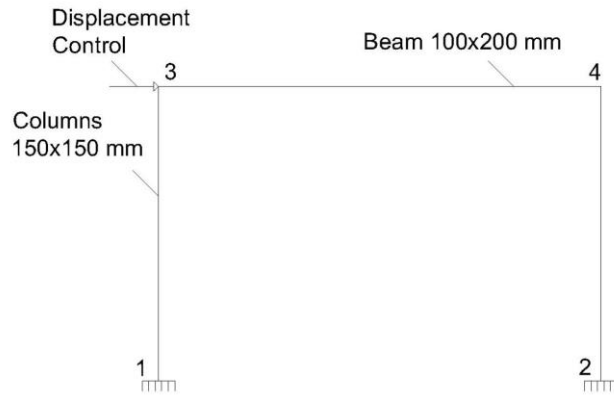
Παράμετρος	Περιγραφή	Τιμή
E (kPa)	Elastic (Young's) Modulus of member material	32000000(kPa)
G (kPa)	Shear Modulus of member material	13333333(kPa)
A(m <sup>2</sup> )	Cross-sectional AREA of the member section	0.02 (m <sup>2</sup> )
AS(m <sup>2</sup> )	Effective SHEAR AREA of the member section	0
	(if AS=0.0 then shear deformations in the section are suppressed)	
I(m <sup>4</sup> )	MOMENT of INERTIA (2nd Moment of Area) of section	6.66667e-05 (m <sup>4</sup> )
WGT(N/mm)	Weight/(unit length) of the member	0.5 (N/mm)
END1	Length of Rigid End-block at End 1 of member	0
END2	Length of Rigid End-block at End 2 of member	0
FJ1	Joint flexibility at End 1 (radians/unit moment)	0
FJ2	Joint flexibility at End 2 (radians/unit moment)	0



Σχήμα 2.2.2.1 : Linear Elastic behavior (Carr, 2005)

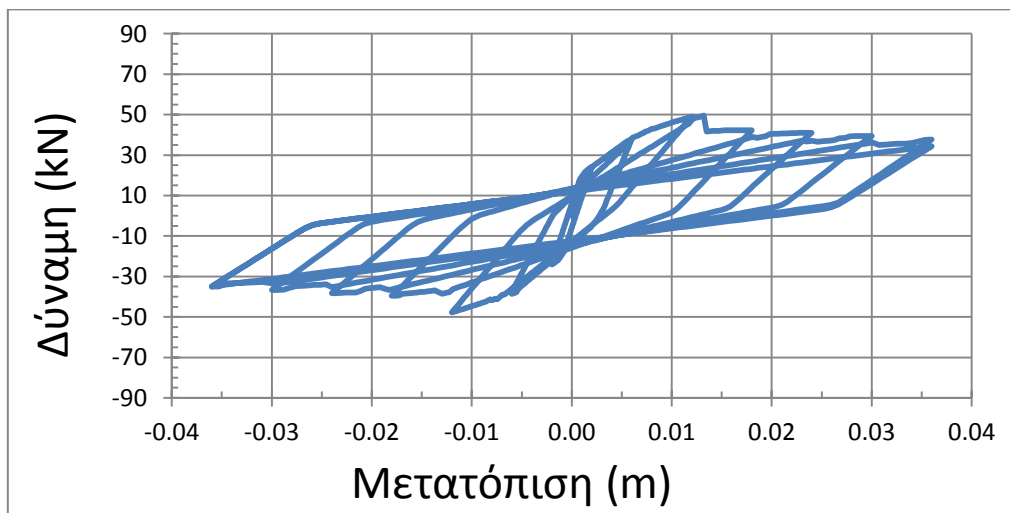
### 2.3 Σύγκριση πειραματικής και αναλυτικής συμπεριφοράς απλού πλαισίου κάτω από ανακυκλιζόμενη φόρτιση

Η επαναληπτική διαδικασία προσαρμογής των παραμέτρων για την βέλτιστη προσέγγιση των πειραματικών αποτελεσμάτων έγινε για διέγερση ελεγχόμενης μετακίνησης στον κόμβο «3» του γυμνού πλαισίου (displacement control), όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.3.1. Οι ακραίες τιμές της διέγερσης ορίστηκαν ως οι ακραίες τιμές της μετακίνησης που έφτανε το πείραμα κατά τις φάσεις φόρτιση, αποφόρτιση, επαναφόρτιση, με χρονικό βήμα 0.01 sec μεταξύ των ακραίων τιμών. Πρέπει να σημειωθεί ότι οι κόμβοι «3» και «4» του πλαισίου ορίστηκαν να έχουν την ίδια μετακίνηση (coupling).

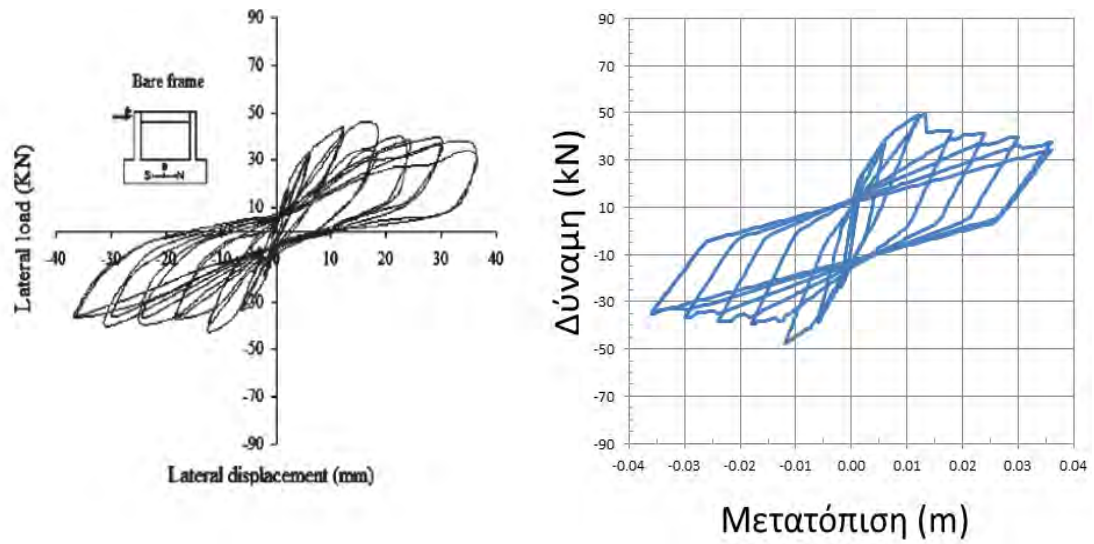


Σχήμα 2.3.1 : Επιβαλλόμενη μετακίνηση στον κόμβο 3 του πλαισίου

Η τελική αναλυτική συμπεριφορά του μοντέλου που επιτεύχθηκε μέσω του λογισμικού RUAUMOKO απεικονίζεται στο Σχήμα 2.3.2. Η σύγκριση πειραματικών δεδομένων – αναλυτικής πρόβλεψης παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.3.3.



Σχήμα 2.3.3 : Διάγραμμα Δύναμης – Μετατόπισης αναλυτικού μοντέλου για ανακυκλιζόμενη φόρτιση



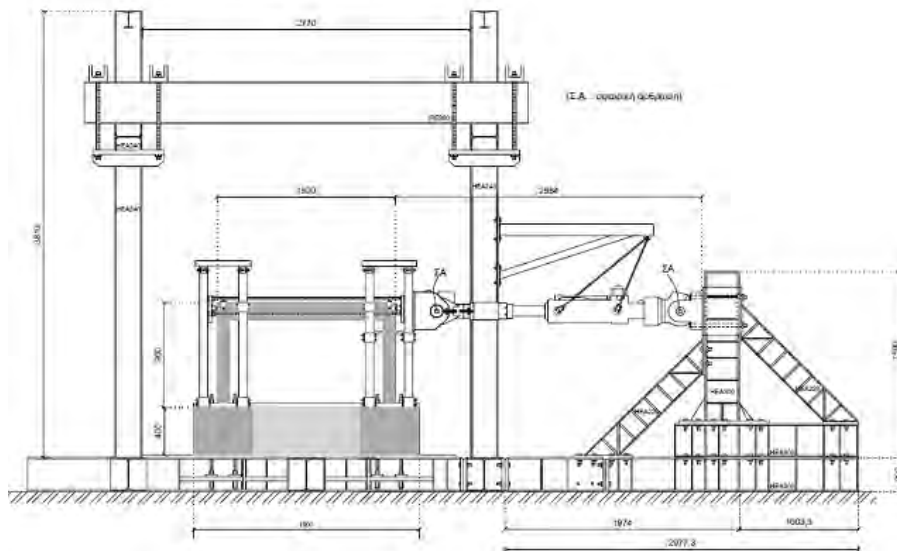
Σχήμα 2.3.4 : Συγκριτικά Αποτελέσματα πειράματος – αναλυτικού μοντέλου

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3:**

### **Προσομοίωση «γυμνού» πλαισίου υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση - Προσομοίωση βάση πειραματικών δεδομένων Πανεπιστημίου Θεσσαλίας**

#### **3.1 Διαθέσιμα πειραματικά αποτελέσματα «γυμνού πλαισίου»**

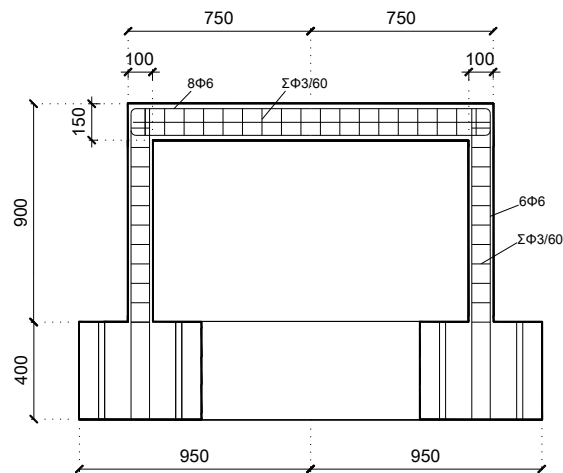
Η προσομοίωση των υποστυλωμάτων και της δοκού έγινε μέσω του λογισμικού RUAUMOKO. Τα μοντέλα (υλικών, διατομών και μελών) που επιλέχτηκαν από το RUAUMOKO βαθμονομήθηκαν με βάση τα αποτελέσματα του πειράματος ενός «Γυμνού πλαισίου» (bare frame) που διεξήχθη στο Εργαστήριο Οπλισμένου Σκυροδέματος του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας κάτω από ανακυκλιζόμενη οριζόντια μετακίνηση στο ύψος της δοκού. Η διαμόρφωση της σχετικής πειραματικής διάταξης μπορεί να βρεθεί στην έκθεση Περδικάρης (2011) και παρατίθεται εδώ στα Σχήματα 3.1.1 και 3.1.2. Το κατασκευαστικό μοντέλου «γυμνού» πλαισίου καθώς επίσης και οι διατομές των δοκών και υποστυλωμάτων του πλαισίου παρουσιάζονται στα Σχήματα 3.1.3 και 3.1.4. Τέλος στον Πίνακα 3.1 φαίνονται αναλυτικά οι οπλισμοί των διατομών των μελών του πλαισίου.



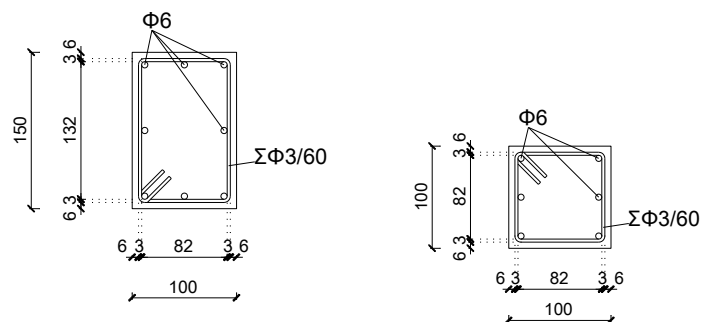
**Σχήμα 3.1.1 : Πειραματική διάταξη για ανακυκλιζόμενη φόρτιση «Γυμνού Πλαισίου» (Περδικάρης, 2011)**



Σχήμα 3.1.2 : Γενική όψη μοντέλου πλαισίου στην πειραματική διάταξη (Περδικάρης, 2011)



Σχήμα 3.1.3 : Κατασκευαστικό μοντέλο «Γυμνού πλαισίου» (Διαστάσεις σε mm) (Περδικάρης, 2011)



Σχήμα 3.1.4: Διατομή δοκού και υποστυλωμάτων «Γυμνού πλαισίου» (Διαστάσεις σε mm) (Περδικάρης, 2011)

Πίνακας 3.1 Οπλισμοί δοκού και υποστυλωμάτων

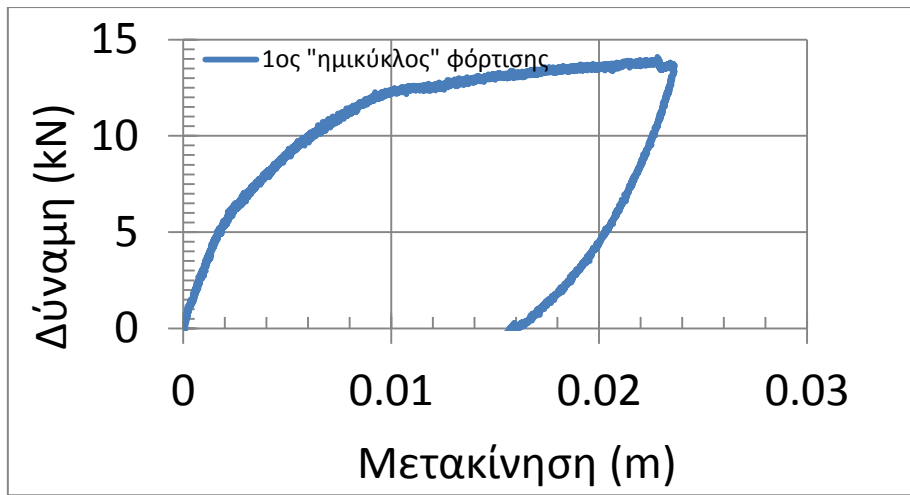
Ράβδοι οπλισμού	Διάμετρος	Είδος Χάλυβα	Περιγραφή	$f_{sy}$ (MPa)	$\epsilon_{sy}$ (‰)
<b>Διαμήκεις:</b>					
δοκοί πλαισίου	Φ6	λείος	8Φ6	350	1,75
υπ/τα πλαισίου	Φ6	λείος	6Φ6	350	1,75
<b>Συνδετήρες:</b>					
δοκοί	Φ3	σύρμα	Σ Φ3/60	560	-
υπ/τα πλαισίου	Φ3	σύρμα	Σ Φ3/60	560	-

Η διαστασιολόγηση του πλαισίου έγινε βάσει παλαιότερων κανονισμών (Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος 1954) και αντικατοπτρίζει τις αδυναμίες που εμφανίζουν παλαιές πλαισιωτές κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα. Τέτοιες αδυναμίες είναι: α) η ύπαρξη ισχυρών δοκών και ασθενών υποστυλωμάτων, β) η αραιή τοποθέτηση συνδετήρων στα υποστυλώματα και στους κόμβους και γ) η χρήση λείων ράβδων διαμήκους και εγκάρσιου οπλισμού στα υποστυλώματα και στις δοκούς. Η δοκός του πλαισίου σχεδιάστηκε έτσι ώστε να είναι ισχυρότερη από τα υποστυλώματα ώστε να αποκλειστεί η αστοχία του ζυγώματος (Περδικάρης, 2011).

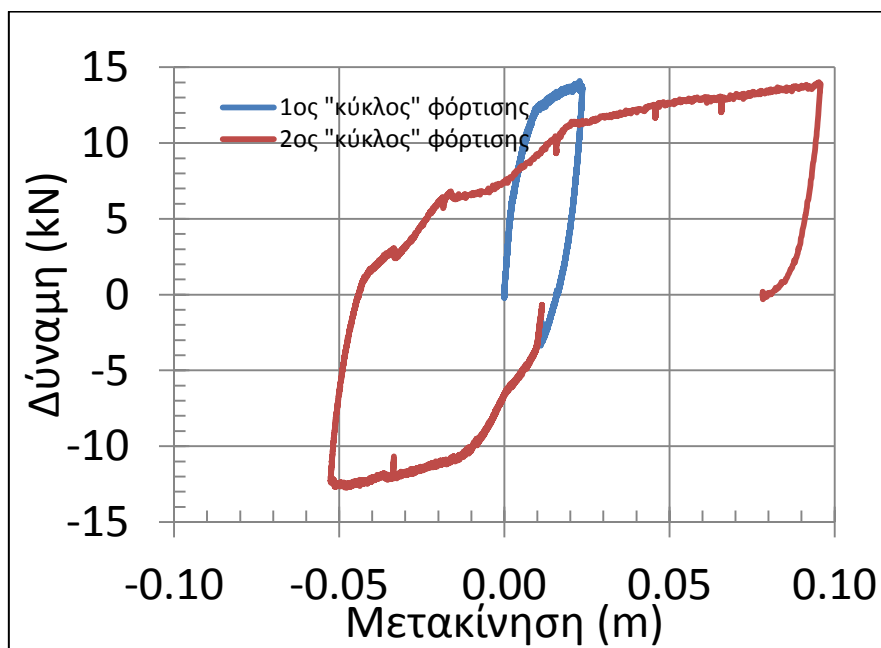
Το σύστημα υποβλήθηκε σε μονοτονική φόρτιση μέχρι τη μέγιστη φέρουσα ικανότητα ( $\delta u \approx 21$  mm,  $F_u \approx 14$  kN) με ταχύτητα φόρτισης σε μετακίνηση εμβόλου 0,005 mm/sec. Στην συνέχεια το δοκίμιο υποβλήθηκε σε αποφόρτιση και φόρτιση στην αντίθετη κατεύθυνση μέχρι την πλήρη αστοχία του (Περδικάρης, 2011). Το διάγραμμα φορτίου-οριζόντιας μετακίνησης για τον πρώτο ημικύκλο φόρτισης παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.1.5, ενώ το συνολικό διάγραμμα για 1 και ¼ κύκλους φόρτισης παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.1.6. Στον κατακόρυφο άξονα είναι το άθροισμα των διατμητικών δυνάμεων των δύο κολονών και στον οριζόντιο η κοινή μετακίνηση ενός εκ των άνω δύο κόμβων.

Στόχος ήταν να αναπτυχθεί ένα αξιόπιστο μοντέλο της κατασκευής στο RUAUMOKO το οποίο να είναι ικανό να προσεγγίζει την συμπεριφορά του πλαισίου σε μονοτονική και ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Η σημαντική συμπεριφορά που πρέπει να προσομοιωθεί με σχετική ακρίβεια είναι η πτώση της αντοχής (strength degradation) του πλαισίου με την πάροδο των «κύκλων» φόρτισης.





Σχήμα 3.1.5 : Απόκριση δύναμης – μετακίνησης πλαισίου στον 1<sup>ο</sup> ημικόκλο φόρτισης



Σχήμα 3.1.6 : Απόκριση δύναμης – μετακίνησης πλαισίου στον 1<sup>ο</sup> και στον 2<sup>ο</sup> κύκλο φόρτισης

Το δοκίμιο αστόχησε καθαρά καμπτικά στα άκρα των υποστυλωμάτων σύμφωνα με τα προβλεπόμενα (Σχήμα 3.1.7). Οι πρώτες ρωγμές παρατηρήθηκαν για φορτίο  $P \approx 6$  kN στα άκρα των υποστυλωμάτων λόγω κάμψης. Με την αύξηση της επιβαλλόμενης μετακίνησης δημιουργήθηκαν νέες καμπτικές ρωγμές καθ' ύψος των υποστυλωμάτων (Σχήμα 3.1.9). Παρόμοιες ρωγμές άνοιξαν και κατά την φόρτιση προς την αντίθετη κατεύθυνση. Η ρηγμάτωση και στα δύο υποστυλώματα ήταν έντονη κυρίως στην βάση τους (Περδικάρης, 2011).

Όπως παρατηρείται και στα Σχήματα 3.1.7–3.1.9 στη δοκό του πειράματος δεν εμφανίστηκε καμία ρωγμή, σύμφωνα με τον τρόπο σχεδιασμού παλαιών πλαισιωτών κατασκευών με ισχυρότερες δοκούς έναντι υποστυλωμάτων, όπως προαναφέρθηκε.



Σχήμα 3.1.7 : Εικόνα αστοχίας πλαισίου μετά το πέρας της δοκιμής (Περδικάρης, 2011)



Σχήμα 3.1.8 : Μορφολογία ρηγμάτωσης κόμβου δοκού – υποστυλώματος (Περδικάρης, 2011)



Σχήμα 3.1.9 : Ρηγμάτωση καθ' ύψος των υποστυλωμάτων (Περδικάρης, 2011)

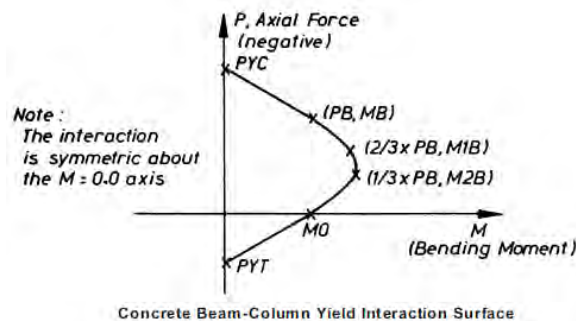
### 3.2 Μοντέλο απλού πλαισίου στο RUAUMOKO

#### 3.2.1 Ανάπτυξη αναλυτικού μοντέλου προσομοίωσης των υποστυλωμάτων

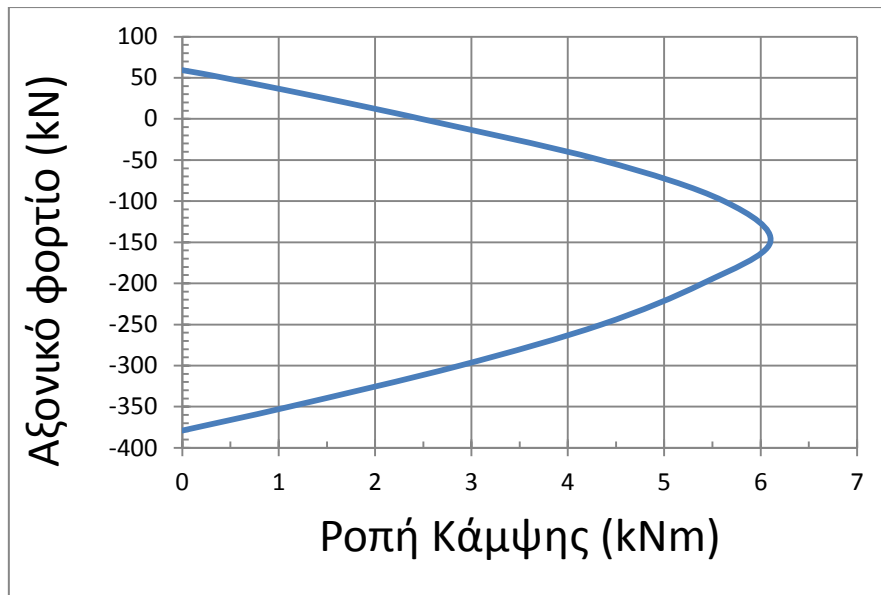
Για την αναλυτική πρόβλεψη της καμπύλης του Σχήματος 3.1.6 χρησιμοποιήθηκε στο λογισμικό του RUAUMOKO ένα στοιχείο δοκού-στύλου (beam – column member). Αρχικά, με βάση την γεωμετρία των στοιχείων και τον οπλισμό που διαθέτουν, ζητείται στο πρόγραμμα να δοθούν τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης ανηγμένου αξονικού φορτίου – ανηγμένης ροπής (Σχήμα 3.2.1.1). Το διάγραμμα όπως αναλύθηκε και στο κεφάλαιο 2 δημιουργήθηκε τεχνητά με τη βοήθεια του λογισμικού myBiaxial (Charalampakis and Koumousis, 2008) και απεικονίζεται στο Σχήμα 3.2.1.2. Οι παράμετροι και οι αντίστοιχες τιμές που χρησιμοποιεί το λογισμικό RUAUMOKO για το διάγραμμα αλληλεπίδρασης των υποστυλωμάτων φαίνονται στον Πίνακα 3.2.1.1. Επιπλέον δόθηκαν οι υπόλοιπες παράμετροι που απαιτούνται, οι οποίες φαίνονται στους Πίνακες 3.2.1.2 και 3.2.1.3.

Πίνακας 3.2.1.1 : Τιμές παραμέτρων διαγράμματος αλληλεπίδρασης υποστυλωμάτων

Παράμετρος	Περιγραφή	Τιμή
PYC	Axial compression yield force	-379(kN)
PB	Axial compression force at B	-275(kN)
MB	Yield moment at B	3.5(kNm)
M1B	Yield moment at $P=(2/3)*PB$	5.8(kNm)
M2B	Yield moment at $P=(1/3)*PB$	5.45(kNm)
M 0	Yield moment at $P=0.0$	2.48(kNm)
PYT	Axial tension yield force	59.3(kN)
IEND	= 0; End 2 of the member has the same yield surface I = 1; A further line will be required to supply the parameters PYC to PYT for End 2 of the member.	0



Σχήμα 3.2.1.1 : Διάγραμμα αλληλεπίδρασης RUAUMOKO (Carr, 2005)



Σχήμα 3.2.1.2 : Διάγραμμα αλληλεπίδρασης διατομών υποστυλωμάτων

Πίνακας 3.2.1.2 : Ελαστικές ιδιότητες διατομών

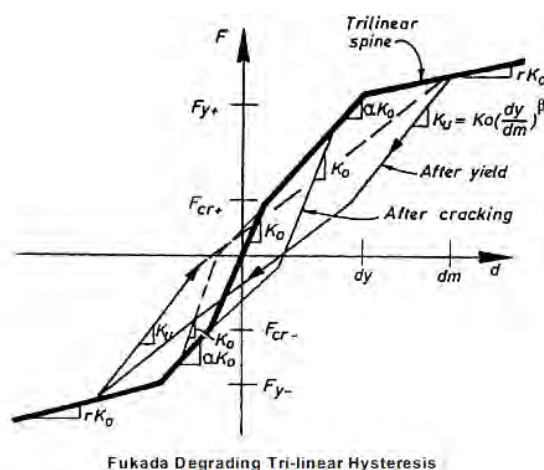
Παράμετρος	Περιγραφή	Τιμή
E(kPa)	Elastic (Young's) Modulus of member material	31500000 (kPa)
G(kPa)	Shear Modulus of member material	13125000 (kPa)
A(m <sup>2</sup> )	Cross-sectional AREA of the member section	0.01(m <sup>2</sup> )
AS(m <sup>2</sup> )	Effective SHEAR AREA of the member section (if AS=0.0 then shear deformations in the section are suppressed)	0
I(m <sup>4</sup> )	MOMENT of INERTIA (2nd Moment of Area) of section	2.499E-06(m <sup>4</sup> )
WGT(N/mm)	Weight/(unit length) of the member	0.25(N/mm)
END1	Length of Rigid End-block at End 1 of member	0
END2	Length of Rigid End-block at End 2 of member	0
FJ1	Joint flexibility at End 1 (radians/unit moment)	0
FJ2	Joint flexibility at End 2 (radians/unit moment)	0

Σημείωση: στη ροπή αδρανείας της διατομής δόθηκε τιμή μειωμένη κατά 70% (επιπλέον 10% από το μοντέλο του κεφαλαίου 2, λόγω έλλειψης εξωτερικής αξονικής φόρτισης των υποστυλωμάτων), για να ληφθεί υπόψη η «μείωση» του εμβαδού διατομής λόγω ρηγμάτωσης.

Πίνακας 3.2.1.3 : Διγραμμικοί παράγοντες του μέλους και ιδιότητες των πλαστικών αρθρώσεων

Παράμετρος	Περιγραφή	Τιμή
RA	Bi-linear factor (or Ramberg-Osgood r) (Axial)	0.03
RF	Bi-linear factor (or Ramberg-Osgood r) (Flexure)	0.03
H1	Plastic Hinge Length at End 1	0.1
H2	Plastic Hinge Length at End 2	0.1

Για την προσομοίωση της συμπεριφοράς των υποστυλωμάτων χρησιμοποιήθηκε ο τριγραμμικός νόμος υστέρησης FUKADA (Fukada, 1969), (νόμος υστέρησης με αριθμό #14 στο «RUAUMOKO 2D» manual). Στο Σχήμα 3.2.1.3 φαίνεται ο νόμος υστέρησης Fukada. Οι 4 παράμετροι που απαιτούνται στο RUAUMOKO είναι οι  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $F_{cr+}$ ,  $F_{cr-}$  που φαίνονται στον Πίνακα 3.2.1.4



Σχήμα 3.2.1.3: Νόμος υστέρησης FUKADA (Carr, 2005)

Πίνακας 3.2.1.4 : Παράμετροι τριγραμμικού νόμου υστέρησης FUKADA

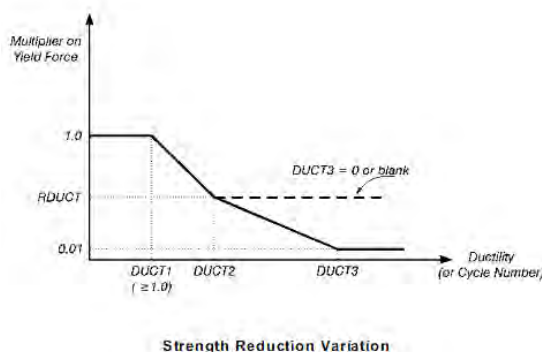
Παράμετρος	Περιγραφή	Τιμή
ALFA	Bi-linear factor (cracking to yield)	0.5
BETA	Unloading Stiffness factor (see Takeda ALFA)	0
FCR(i)+	Cracking moment or force at $i$ ( $> 0.0$ )	2
FCR(i)-	Cracking moment or force at $i$ ( $< 0.0$ )	-2

Τέλος, προκειμένου να επιτευχθεί και η επιθυμητή απομείωση της αντοχής των υποστυλωμάτων με την ανακύκλωση του φορτίου χρησιμοποιήθηκε η παράμετρος του RUAUMOKO ILOS=6, σύμφωνα με την οποία η μείωση της αντοχής σε κάθε διεύθυνση είναι συνάρτηση της μέγιστης πλαστιμότητας και επίσης εξαρτάται από τον αριθμό των «κύκλων» φόρτισης (Αθανασίου, 2013). Οι παράμετροι που πρέπει

να δοθούν, αριθμητικά φαίνονται στον Πίνακα 3.2.1.5 και σχηματικά παριστάνονται στο Σχήμα 3.2.1.4.

Πίνακας 3.2.1.5 : Παράμετροι απομείωσης αντοχής (ILOS)

Παράμετρος	Περιγραφή	Τιμή
DUCT 1	Ductility at which degradation begins	4
DUCT 2	Ductility at which degradation stops	30
RDUCT	Residual Strength as a fraction of the Initial Yield Strength	0.5
DUCT3	Ductility at 0.01 initial strength	50
RCYC	% reduction of strength per cycle of inelastic behaviour	2



Σχήμα 3.2.1.4 : Σχηματική αναπαράσταση των παραμέτρων (Carr, 2005)

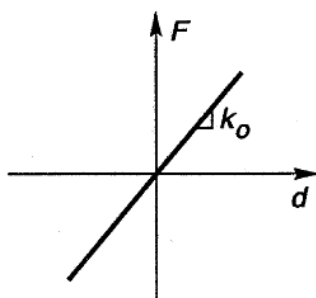
### 3.2.2. Αναλυτικό μοντέλο για την προσομοίωση της δοκού

Στην περίπτωση της δοκού χρησιμοποιήθηκε επίσης στοιχείο δοκού-στύλου (beam – column element). Οι γενικές παράμετροι, οι οποίες περιγράφηκαν ανωτέρω, παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.2.2.1. Σημειώνεται ότι δεν απαιτούνται άλλα δεδομένα, διότι η δοκός συμπεριφέρεται ελαστικά (νόμος υστέρησης με αριθμό #0 στο RUAUMOKO 2D, Σχήμα 3.2.2.1).

Πίνακας 3.2.2.1 : Ελαστικές ιδιότητες διατομής

Παράμετρος	Περιγραφή	Τιμή
E (kPa)	Elastic (Young's) Modulus of member material	31500000 (kPa)
G (kPa)	Shear Modulus of member material	13125000 (kPa)
A(m <sup>2</sup> )	Cross-sectional AREA of the member section	0.015 (m <sup>2</sup> )
AS(m <sup>2</sup> )	Effective SHEAR AREA of the member section	0
	(if AS=0.0 then shear deformations in the section are suppressed)	
I(m <sup>4</sup> )	MOMENT of INERTIA (2nd Moment of Area) of section	8.439E-06(m <sup>4</sup> )
WGT(N/mm)	Weight/(unit length) of the member	0.375(N/mm)
END1	Length of Rigid End-block at End 1 of member	0
END2	Length of Rigid End-block at End 2 of member	0
FJ1	Joint flexibility at End 1 (radians/unit moment)	0
FJ2	Joint flexibility at End 2 (radians/unit moment)	0

Σημείωση: στη ροπή αδρανείας της διατομής δόθηκε τιμή μειωμένη κατά 70%, για να ληφθεί υπόψη η «μείωση» του εμβαδού διατομής λόγω ρηγμάτωσης.

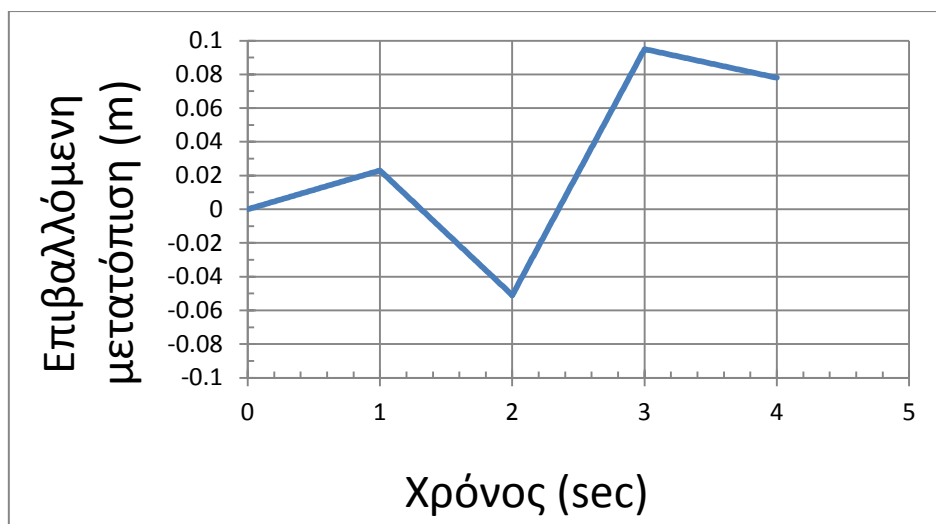


Σχήμα 3.2.2.1 : Linear Elastic behavior (Carr, 2005)

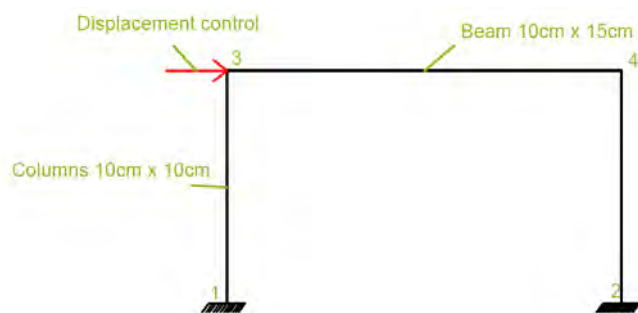
### 3.3 Σύγκριση πειραματικής και αναλυτικής συμπεριφοράς απλού πλαισίου κάτω από ανακυκλική στατική φόρτιση

Η επαναληπτική διαδικασία προσαρμογής των παραμέτρων για την βέλτιστη προσέγγιση των πειραματικών αποτελεσμάτων έγινε για διέγερση ελεγχόμενης μετακίνησης στον κόμβο «3» του γυμνού πλαισίου (displacement control), όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.3.1. Οι ακραίες τιμές της διέγερσης ορίστηκαν ως οι ακραίες τιμές της μετακίνησης που έφτανε το πείραμα κατά τις φάσεις φόρτιση, αποφόρτιση, επαναφόρτιση, του Σχήματος 3.1.6, για ψευδοχρόνο 4 δευτερολέπτων με χρονικό βήμα 0.01 sec μεταξύ των ακραίων τιμών (Αθανασίου, 2013). Το αποτέλεσμα παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.3.2. Πρέπει να σημειωθεί ότι οι κόμβοι «3» και «4» του πλαισίου ορίστηκαν να έχουν την ίδια μετακίνηση (coupling).



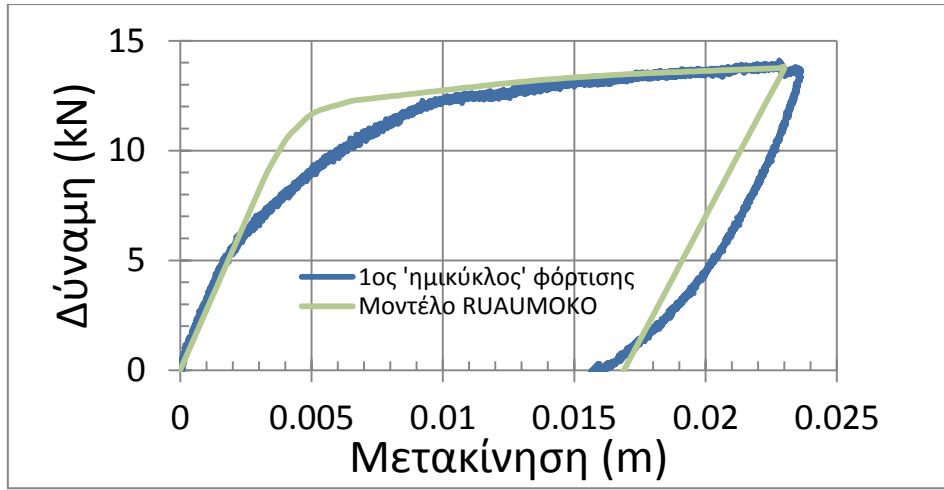


Σχήμα 3.3.1 : Διέγερση (Αθανασίου, 2013)

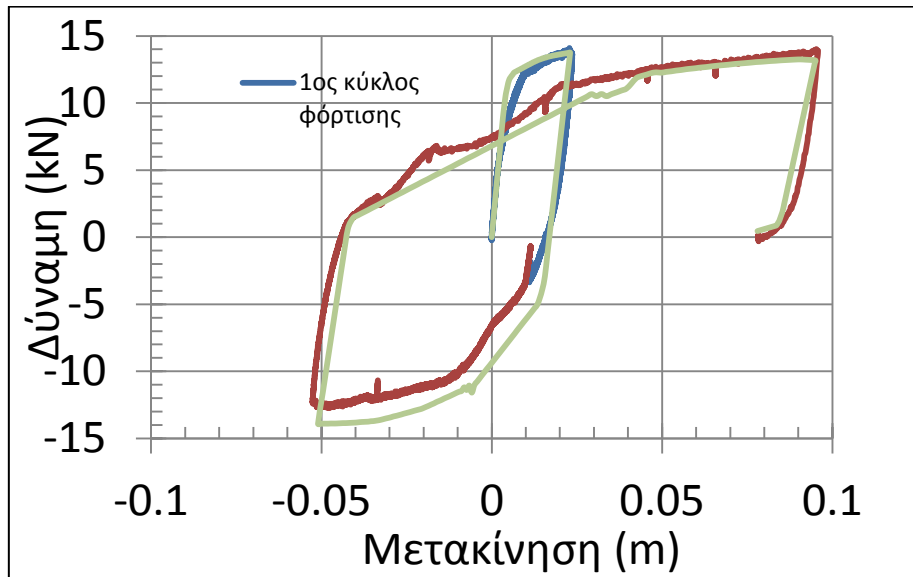


Σχήμα 3.3.2 : Επιβαλλόμενη μετακίνηση στον κόμβο 3 του πλαισίου (Αθανασίου, 2013)

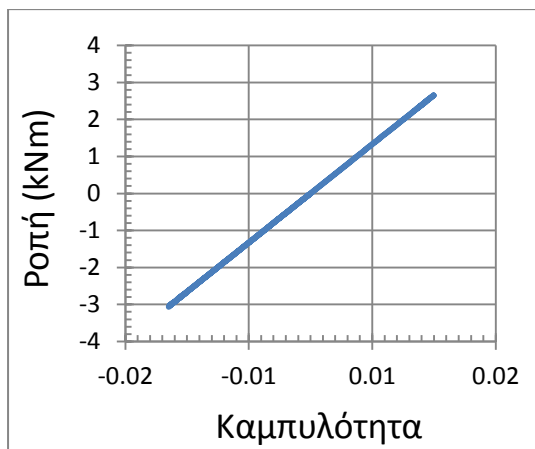
Η σύγκριση πειραματικών δεδομένων – αναλυτικής πρόβλεψης για τον πρώτο ημικόκλο φόρτισης παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.3.3. Το τελικό διάγραμμα της ανακυκλιζόμενης συμπεριφοράς του μοντέλου συγκριτικά με τα πειραματικά δεδομένα βρίσκεται στο Σχήμα 3.3.4. Επίσης παρατίθενται τα διαγράμματα ροής-καμπυλότητας της ελαστικής δοκού για τα δύο άκρα της στο Σχήμα 3.3.5 και των υποστυλωμάτων στα Σχήματα 3.3.6 και 3.3.7 για λόγους εποπτείας.



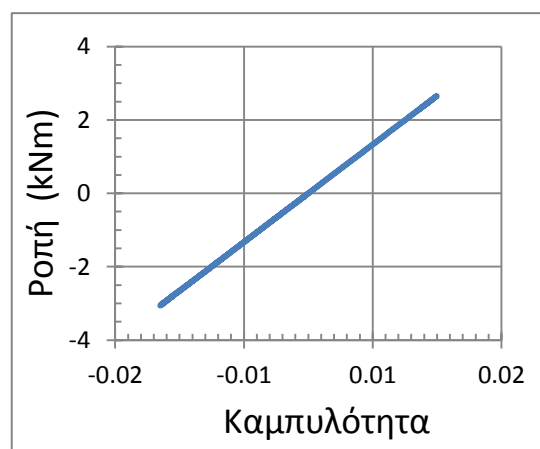
Σχήμα 3.3.3 : Σύγκριση πειραματικών αποτελεσμάτων – Αναλυτικού μοντέλου για τον 1<sup>ο</sup> ημικύκλο φόρτισης (Αθανασίου, 2013)



Σχήμα 3.3.4 : Συγκριτικά Αποτελέσματα πειράματος – αναλυτικού μοντέλου (Αθανασίου, 2013)

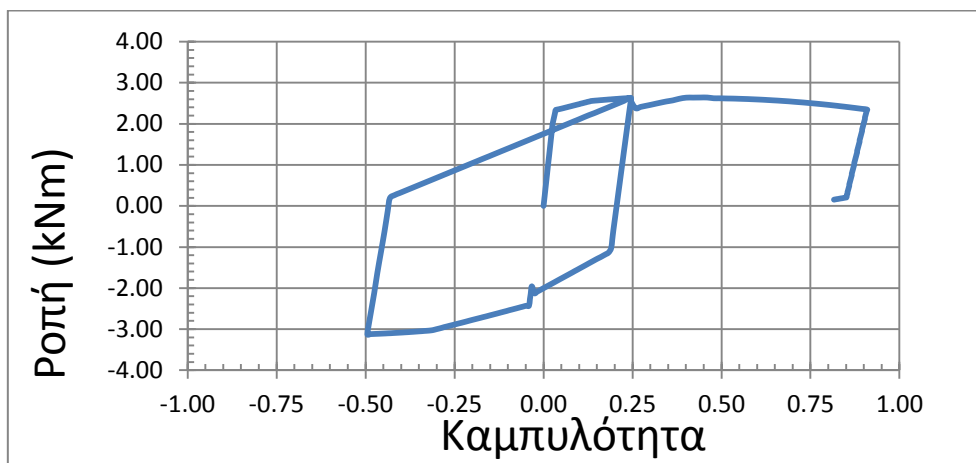


Άκρο Δοκού#1

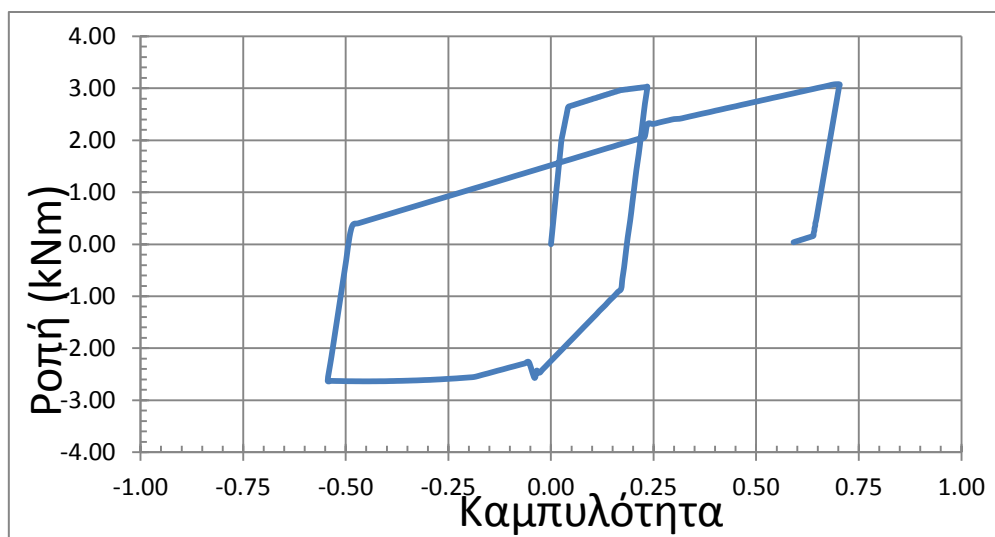


Άκρο Δοκού#2

Σχήμα 3.3.5. : Διαγράμματα M-k των δυο άκρων της ελαστικής δοκού (Αθανασίου, 2013)



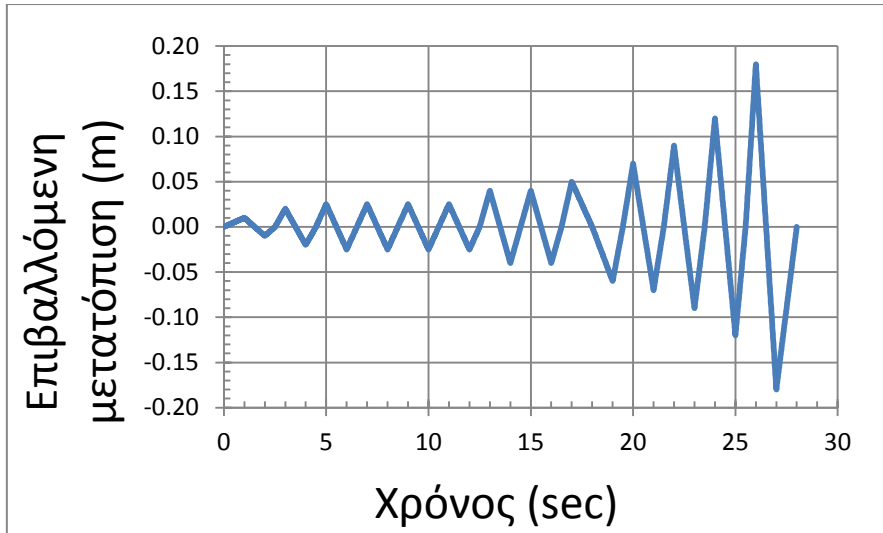
Σχήμα 3.3.6 : Διάγραμμα Ροπής – Καμπυλότητας άνω άκρου αριστερού υποστυλώματος (Αθανασίου, 2013)



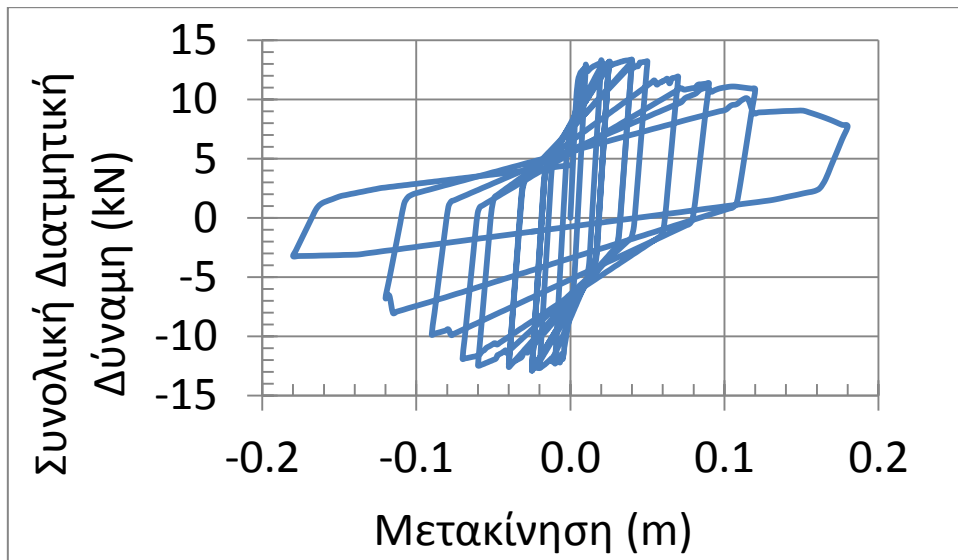
Σχήμα 3.3.7 : Διάγραμμα Ροπής καμπυλότητας άνω άκρου δεξιού υποστυλώματος (Αθανασίου, 2013)

#### 3.4 Συμπεριφορά αναλυτικού μοντέλου σε πολλούς «κύκλους» ανακυκλιζόμενης φόρτισης – Απομείωση αντοχής

Για να γίνει εμφανής η απομείωση της αντοχής του μοντέλου με βάση τη μέγιστη πλαστιμότητα (η οποία ορίστηκε ως  $DUCT2=30$ ) αλλά και με βάση τους κύκλους φόρτισης, όπως ορίστηκε από την παράμετρο του  $RUAUMOKO ILOS=6$ , το πλαίσιο υποβλήθηκε στη διέγερση του Σχήματος 3.4.1. Σημειώνεται ότι η μετακίνηση της διέγερσης σκοπίμως ξεπερνά την τιμή 0.15 m ώστε η μέγιστη πλαστιμότητα να ξεπεράσει την τιμή 30, δηλαδή το 30πλάσιο της τιμής των (περίπου) 0.005 m που συμβαίνει η πρώτη διαρροή. Το χρονικό βήμα είναι 0.01 δευτερόλεπτα (Αθανασίου, 2013). Τα αποτελέσματα της συμπεριφοράς παρουσιάζονται στο Σχήμα 3.4.2.



Σχήμα 3.4.1. : Επιβαλλόμενη μετακίνηση (πολλές ανακυκλήσεις) (Αθανασίου, 2013)



Σχήμα 3.4.2. Απομείωση αντοχής με την πάροδο των ανακυκλήσεων (Αθανασίου, 2013)

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4:**

### **Προσομοίωση πλαισίου ενισχυμένου με τοιχοπήρωση υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση**

#### **4.1 Εισαγωγή**

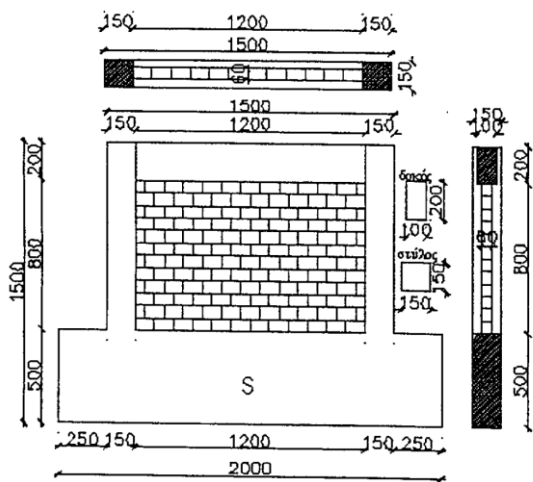
Ως επί τω πλείστον, οι κατασκευές στην Ελλάδα αποτελούνται από φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα με ομοιόμορφες τοιχοπήρωσεις και ύπαρξη πυλωτής. Οι τοιχοπήρωσεις προσδίδουν αυξημένη δυσκαμψία στις κατασκευές, εμφανίζουν όμως πολλά σημαντικά μειονεκτήματα. Είναι ιδιαίτερα ασθενείς και η μορφή αστοχίας τους είναι ψαθυρού τύπου. Επιπλέον η παρουσία τους προκαλεί έντονες διαφοροποιήσεις στην απόκριση του φέροντα οργανισμού υπό σεισμικές διεγέρσεις. Ιδιαίτερα η παρουσία τους σε ανώτερους ορόφους σε συνδυασμό με την απουσία αυτών στα κατώτερα επίπεδα (ύπαρξη πυλωτής) επιφέρει το φαινόμενο δημιουργίας μηχανισμού «μαλακού» ορόφου.

Για την προσομοίωση των τοιχοπήρωσεων χρησιμοποιήθηκε το μοντέλο «Double Strut model» το οποίο προγραμματίστηκε στο λογισμικό RUAUMOKO και θα αναλυθεί εκτενώς παρακάτω. Εν συντομία το μοντέλο προσομοιώνει την τοιχοπήρωση με δύο διαγώνιους συνδέσμους-ελατήρια (spring members) σε διάταξη χιαστί. Το μοντέλο αυτό τοποθετήθηκε στο «γυμνό» πλαίσιο από οπλισμένο σκυρόδεμα που αναπτύχθηκε στο κεφάλαιο 2.

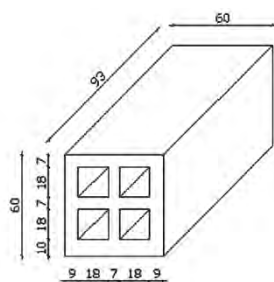
#### **4.2 Διαθέσιμα πειραματικά αποτελέσματα πλαισίου ενισχυμένου με τοιχοπήρωση**

Εν συνεχεία του πειράματος ενός «Γυμνού πλαισίου» (bare frame) που διεξήχθη στο Εργαστήριο Οπλισμένου Σκυροδέματος του Δημοκρίτειου Πανεπιστημίου Θράκης κάτω από ανακυκλιζόμενη οριζόντια μετακίνηση, χρησιμοποιήθηκαν και πλαίσια τα οποία έφεραν ενίσχυση μέσω τοιχοπήρωσης. Η πειραματική διάταξη ήταν η ίδια με αυτή που παρατέθηκε στο κεφάλαιο 2. Το κατασκευαστικό μοντέλο του πλαισίου καθώς επίσης και οι διατομές των δοκών - υποστυλωμάτων του πλαισίου όπως και της τοιχοπήρωσης παρουσιάζονται στο Σχήμα 4.2.1. Οι λεπτομέρειες των οπτόπλινθων που χρησιμοποιήθηκαν για την κατασκευή της τοιχοπήρωσης

φαίνονται στο Σχήμα 4.2.2. Τέλος στον πίνακα 2.1.2 του κεφαλαίου 2 παρουσιάζονται όλες οι μηχανικές ιδιότητες που αφορούν το δοκίμιο.



Σχήμα 4.2.1 : Περιγραφή Δοκιμίων Τοιχοπληρωμένων Πλαισίων (Διαστάσεις σε mm)  
(Kakaletsis and Karayannis, 2009)

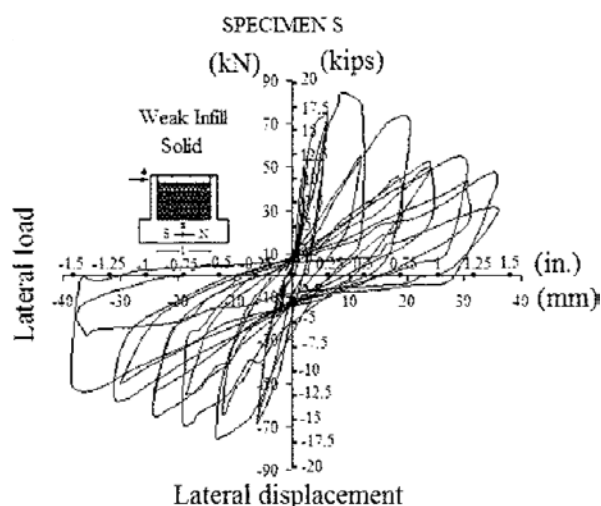


Σχήμα 4.2.2 : Οπτόπλυνθος τοιχοπλήρωσης (Διαστάσεις σε mm) (Kakaletsis and Karayannis, 2009)

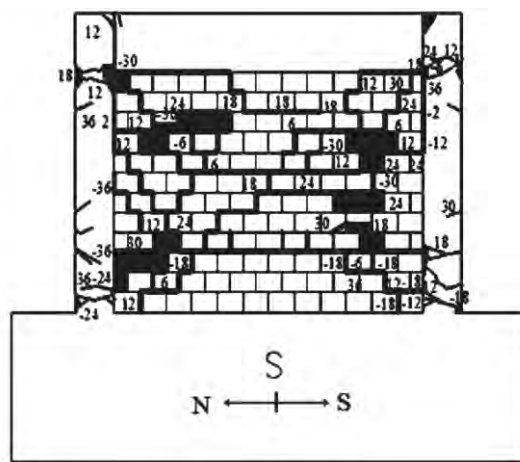
Το σύστημα υποβλήθηκε στην ίδια οριζόντια ανακυκλιζόμενη φόρτιση, η οποία περιγράφηκε στο κεφάλαιο 2 και παρουσιάστηκε στο σχήμα 2.1.3. Όπως και με το δοκίμιο «γυμνού» πλαισίου έτσι κι εδώ το κύριο αποτέλεσμα της πειραματικής διερεύνησης ήταν ένα διάγραμμα φορτίου - μετατόπισης (με τον όρο «φορτίο» εννοούμε τη συνολική τέμνουσα των δύο υποστυλωμάτων συν την συνεισφορά της τοιχοπλήρωσης προβαλλόμενης κατά τον άξονα των X) όπου η παραμόρφωση ήταν ίση με 36 mm και αντιστοιχούσε σε ολίσθηση της τάξης του 4.0%. Αυτό το διάγραμμα απεικονίζεται στο Σχήμα 4.2.3. Επίσης η εμφάνιση και η εξάπλωση των ρωγμών καταγράφηκαν και παρουσιάζονται στο Σχήμα 4.2.4.

Η μη γραμμική συμπεριφορά του πλαισίου ξεκίνησε από τη ρηγμάτωση της τοιχοπλήρωσης. Αυτές οι ρωγμές εμφανίστηκαν αρχικά υπό μορφή κεκλιμένων ρηγματώσεων στις άνω θλιβόμενες γωνίες, με κλίση περίπου 45 μοιρών και στη συνέχεια προστέθηκαν σε αυτές οριζόντιες ρωγμές, λόγω ολίσθησης, οι οποίες

αναπτύχθηκαν κατά μήκος των αρμών στρώσης, κοντά στο μέσο ύψος της τοιχοπλήρωσης, σε ένα επίπεδο ολίσθησης της τάξης του 0.3%. Έπειτα πλαστικές αρθρώσεις αναπτύχθηκαν στην κεφαλή και στον πόδα των υποστυλωμάτων σε ένα επίπεδο ολίσθησης 1.1%. Η κυρίαρχη μορφή αστοχίας του δοκιμίου ήταν η διαγώνια θραύση της τοιχοπλήρωσης, που αντιστοιχούσε σε ολίσθηση της τάξης του 1.9% (Kakaletsis and Karayannis, 2009).



**Σχήμα 4.2.3 :** Διάγραμμα τέμνουσας - μετατόπισης πλαισίου ενισχυμένου με τοιχοπλήρωση (Διαστάσεις σε kN και mm) (Kakaletsis and Karayannis, 2009)



**Σχήμα 4.2.4 :** Εμφάνιση και εξάπλωση ρωγμών στο τοιχοπληρωμένο πλαίσιο (Kakaletsis and Karayannis, 2009)

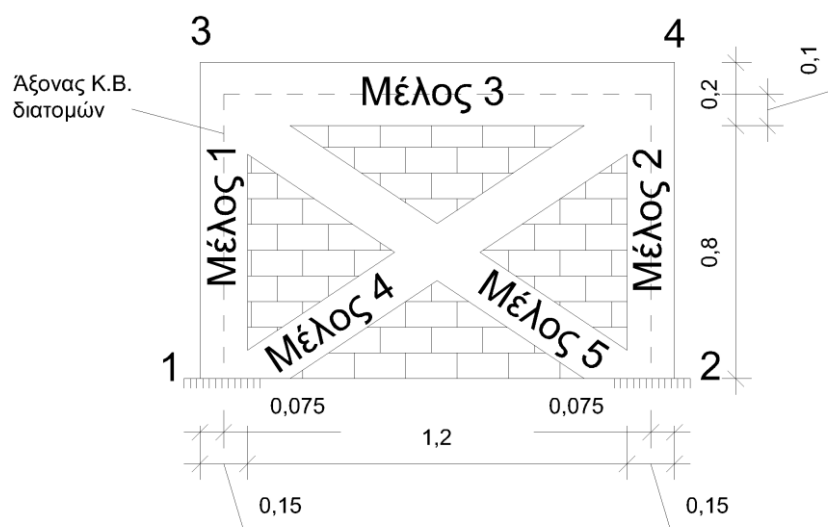
#### 4.2 Μοντέλο «Double Strut» στο RUAUMOKO

##### 4.2.1 Ανάπτυξη αναλυτικού μοντέλου προσομοίωσης των τοιχοπληρώσεων

Όπως και στο μοντέλο του «Γυμνού πλαισίου» έτσι κι εδώ η σημαντική συμπεριφορά που πρέπει να προσομοιωθεί με σχετική ακρίβεια είναι η πτώση της αντοχής (strength degradation) του πλαισίου με την πάροδο των «κύκλων» φόρτισης και η αρχική δυσκαμψία. Για την ανάπτυξη αυτού του μοντέλου χρησιμοποιήθηκαν δύο

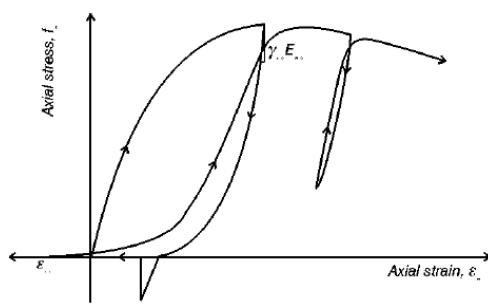


σύνδεσμοι-μέλη ελατηρίου (spring members) κατά τη διεύθυνση των δύο διαγωνίων του πλαισίου, σε διάταξη χιαστί. Με αυτόν τον τρόπο προσομοιώνονται οι «διαγώνιοι θλιπτήρες» που δημιουργούνται κατά τη φόρτιση της τοιχοποιίας. Το μήκος αυτών των συνδέσμων είναι  $d'_m = 1.442$  m και η γωνία που σχηματίζουν με το οριζόντιο επίπεδο είναι  $\theta' = 33.69^\circ$ . Αυτό συμβαίνει διότι έχουν συνυπολογιστεί το μισό του ύψους της διατομής της δοκού και το πλάτος των υποστυλωμάτων που συνθέτουν το πλαίσιο, όπως φαίνεται και στο σχήμα 4.2.1.1. Η δοκός είναι διαστάσεων 10x20 cm και τα υποστυλώματα 15x15 cm [bxh] (b = πλάτος, h = ύψος), το πάχος της τοιχοποιίας είναι  $t_w = 6$  cm.

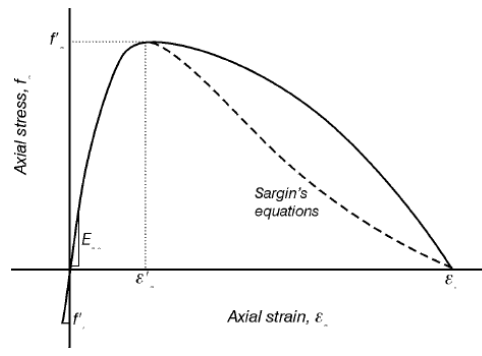


Σχήμα 4.2.1.1 : Σχηματική αναπαράσταση του μοντέλου που εισάχθηκε στο λογισμικό RUAUMOKO (Διαστάσεις σε m)

Στο συγκεκριμένο μοντέλο τα στοιχεία ελατηρίου (spring type elements) εφοδιάστηκαν με τον νόμο υστέρησης Crisafulli (Crisafulli, 1997), που αντιστοιχεί στο νόμο υστέρησης με αριθμό #33 με βάση το «RUAUMOKO appendices» manual. Στο Σχήμα 4.2.1.2 φαίνεται ο νόμος υστέρησης Crisafulli και στο σχήμα 4.2.1.3 φαίνεται η περιβάλλουσα αντοχής των συνδέσμων.



Σχήμα 4.2.1.2 : Νόμος υστέρησης διαγωνίων συνδέσμων(diagonal struts) μοντέλου (Carr, 2005)



Σχήμα 4.2.1.3 : Περιβάλλουσα αντοχής συνδέσμων μοντέλου (Carr, 2005)

Οι οχτώ παράμετροι που απαιτούνται στο RUAUMOKO είναι οι FC, FT, UC, UUL, UCL, EMO, GUN, ARE που φαίνονται στον πίνακα 4.2.1.1 και εκφράζουν τη σχέση τάσεων-παραμορφώσεων που αφορούν τους δύο διαγώνιους συνδέσμους.

Πίνακας 4.2.1.1 : Παράμετροι σχέσης τάσεων-παραμορφώσεων για κάθε σύνδεσμο

Παράμετρος	Περιγραφή	Τιμή
FC	Compressive strength (stress units)	-9000(kPa)
FT	Tensile strength (stress units)	10(kPa)
UC	Strain at FC	-0.005
UUL	Ultimate strain	-0.1
UCL	Closing strain	0.001000
EMO	Initial masonry modulus	2000000(kPa)
GUN	Stiffness unloading factor	1.40
ARE	Strain reloading factor	0.40

Για τις παραμέτρους UC, UUL, UCL, GUN, ARE λαμβάνονται οι χαρακτηριστικές τιμές, όπως ορίζονται στη Σελίδα 59 του «RUAUMOKO appendices» manual.

Ο συγκεκριμένος νόμος υστέρησης απαιτεί και την εισαγωγή των δεδομένων για τους δύο διαγώνιους συνδέσμους του μοντέλου (strut data). Οι 4 παράμετροι που απαιτούνται στο RUAUMOKO είναι οι AREA1, AREA2, R1, R2, IENV που φαίνονται στον πίνακα 4.2.1.2.

Πίνακας 4.2.1.2 : Παράμετροι δεδομένων διαγωνίων συνδέσμων

Παράμετρος	Περιγραφή	Τιμή
AREA1	Initial strut cross-sectional area	0.009(m <sup>2</sup> )
AREA2	Final strut cross-sectional area	0.0063(m <sup>2</sup> )
R1	Displacement at 1 (ΔR1)	-0.00144(m)
R2	Displacement at 2 (ΔR2)	-0.00721(m)
IENV	= 0 ; sargin stress-strain envelope descending branch = 1 ; parabolic stress-strain envelope descending branch	0

Η παράμετρος AREA1 ισούται με το πάχος της τοιχοποιίας  $t_w=0.06$  m επί το πλάτος της θλιβόμενης διαγωνίου της τοιχοπλήρωσης, το οποίο υπολογίζεται ως το μήκος του διαγωνίου μέλους,  $d'_m= 1.442$  m, επί ένα συντελεστή 0.15, ο οποίος επιλέχθηκε μέσα στα όρια 0.1 έως 0.25, όπως ορίζονται στη Σελίδα 59 του «RUAUMOKO appendices» manual. Η τιμή αυτή σύμφωνα με την παράγραφο 7.4.1 του ΚΑΝΕΠΕ αντιστοιχεί σε στάθμη επιτελεστικότητας για «Άμεση χρήση μετά το σεισμό» (ΚΑΝΕΠΕ,2005). Η τελική τιμή που χρησιμοποιήθηκε διαφοροποιείται, διότι εφόσον για την προσομοίωση της τοιχοπλήρωσης στο μοντέλο “Double strut” χρησιμοποιούνται δύο ελατήρια (spring members του RUAUMOKO), η αρχική τιμή της παραμέτρου AREA1 πρέπει να διαιρεθεί με το μήκος του διαγώνιου συνδέσμου (diagonal strut),  $d'_m$ , σύμφωνα με την σημείωση 6 (Note 6) στη Σελίδα 35 του «RUAUMOKO 2D» manual. Συνεπώς η τελική τιμή ισούται με:

$$AREA1 = \frac{0.15 \times d'_m \times t_w}{1.442} = 0.15 \times 0.06 = 0.009m^2 \quad (4.2.1.1)$$

Η παράμετρος AREA2 επιλέχτηκε να είναι κατά 30% μειωμένη εν σχέση με την αρχική επιφάνεια AREA1, για να προσομοιωθεί όσο το δυνατόν καλύτερα η μείωση της συνεισφοράς της τοιχοπλήρωσης στο πλαίσιο και η απότομη πτώση της αντοχής της με την πάροδο των ανακυκλήσεων. Δηλαδή επιλέχτηκε  $AREA2 = 0.0063m^2$ .

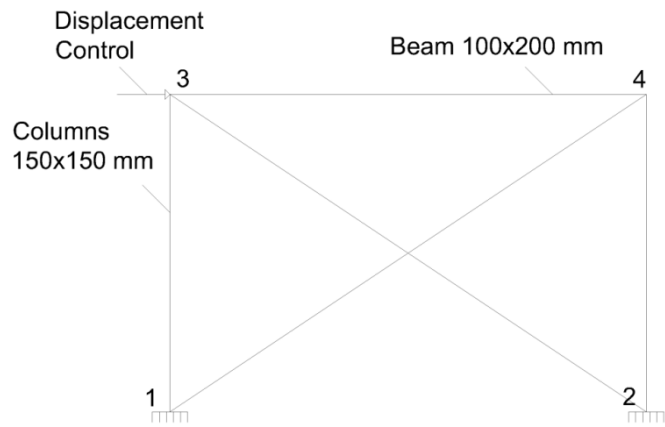
Οι παράμετροι R1,R2 ορίζονται όπως στην Σελίδα 59 του «RUAUMOKO appendices» manual.

$$R1 = \frac{UC \times d'_m}{5} = \frac{-0.005 \times 1.442}{5} = -0.00144m \quad (4.2.1.2)$$

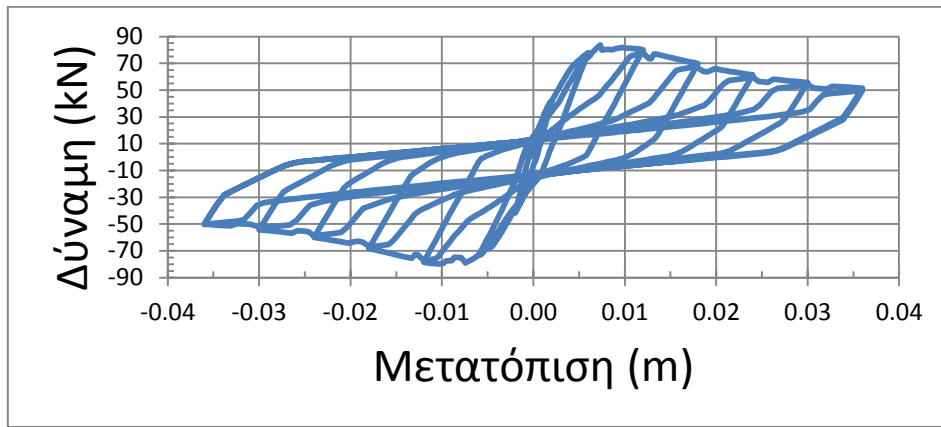
$$R2 = UC \times d'_m = -0.005 \times 1.442 = -0.00721m \quad (4.2.1.3)$$

#### 4.2.2 Σύγκριση πειραματικής και αναλυτικής συμπεριφοράς απλού πλαισίου κάτω από ανακυκλιζόμενη φόρτιση

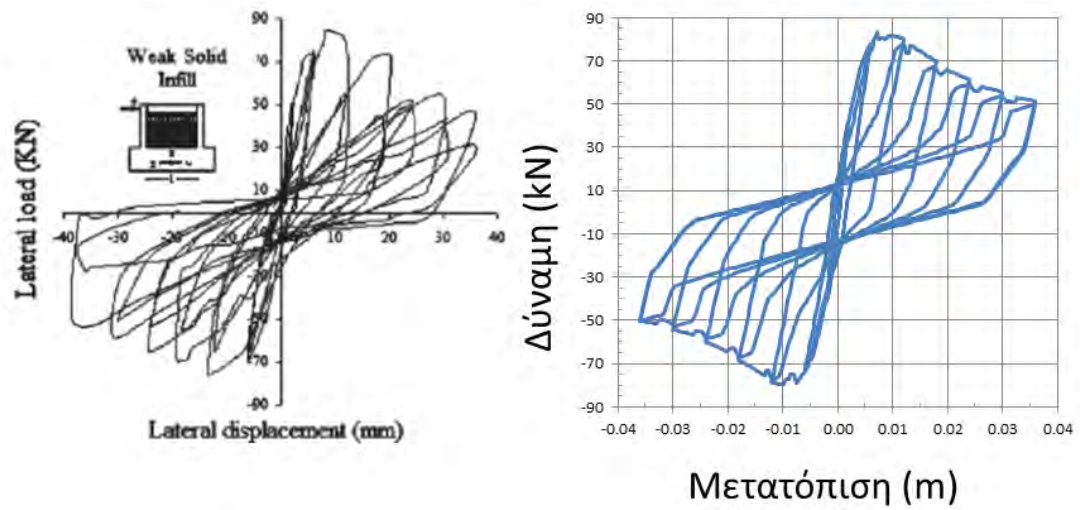
Η επαναληπτική διαδικασία προσαρμογής των παραμέτρων για την βέλτιστη προσέγγιση των πειραματικών αποτελεσμάτων έγινε και εδώ με τον ίδιο τρόπο όπως και στο μοντέλο «Γυμνού πλαισίου». Επιβλήθηκε δηλαδή η ίδια διέγερση ελεγχόμενης μετακίνησης στον κόμβο «3» του πλαισίου (displacement control), όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.2.2.1. Η τελική αναλυτική συμπεριφορά του μοντέλου που επιτεύχθηκε μέσω του λογισμικού RUAUMOKO απεικονίζεται στο Σχήμα 4.2.2.2. Η σύγκριση πειραματικών δεδομένων – αναλυτικής πρόβλεψης παρουσιάζεται στο Σχήμα 4.2.2.3.



Σχήμα 4.2.2.1: Επιβαλλόμενη μετακίνηση στον κόμβο 3 του πλαισίου



Σχήμα 4.2.2.2 : Διάγραμμα Δύναμης – Μετατόπισης αναλυτικού μοντέλου για ανακυκλιζόμενη φόρτιση.



Σχήμα 4.2.2.3 : Συγκριτικά Αποτελέσματα πειράματος – αναλυτικού μοντέλου

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5:**

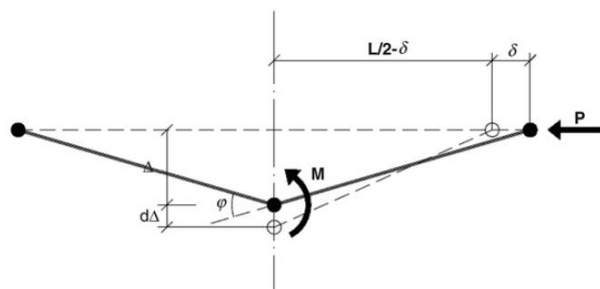
### **Προσομοίωση συνδέσμου δυσκαμψίας από χάλυβα κάτω από ανακυκλιζόμενη φόρτιση**

#### *5.1 Διαθέσιμα πειραματικά αποτελέσματα συνδέσμου δυσκαμψίας από χάλυβα*

Η προσομοίωση του μεταλλικού συνδέσμου από χάλυβα έγινε μέσω του λογισμικού RUAUMOKO. Τα μοντέλα (υλικών, διατομών και μελών) που επιλέχτηκαν από το RUAUMOKO βαθμονομήθηκαν με βάση τα αποτελέσματα του πειράματος για μεταλλικούς συνδέσμους από χάλυβα (steel braces), τα οποία χρησιμοποιήθηκαν στην εργασία των Davaran and Far (2009) και εκτελέστηκαν από τους Krawinkler (2000) και Black (1980). Η διαμόρφωση της τυπικής γεωμετρίας των στοιχείων φαίνεται στο Σχήμα 5.1.1. Τέλος στον Πίνακα 5.1.1 φαίνονται αναλυτικά τα χαρακτηριστικά της διατομής του μεταλλικού συνδέσμου και οι ιδιότητες του χάλυβα που χρησιμοποιήθηκε.

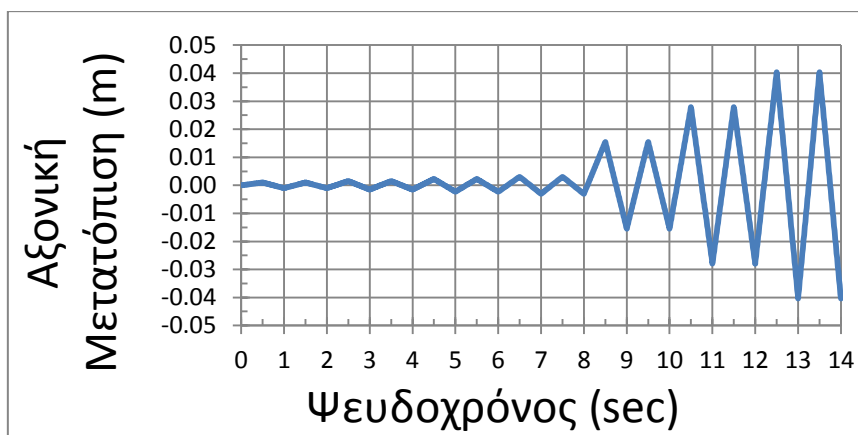
Πίνακας 5.1.1 : Οπλισμοί δοκού και υποστυλωμάτων

<b>Μεταλλικός Σύνδεσμος</b>	<b>Μήκος (cm)</b>	<b>Διατομή (cm)</b>
	307.88	HSS10.16 x 10.16 x 0.635
<b>Χάλυβας</b>	<b>Μέτρο Ελαστικότητας (GPa)</b>	<b>Τάση Διαρροής (MPa)</b>
	199.8	457.7

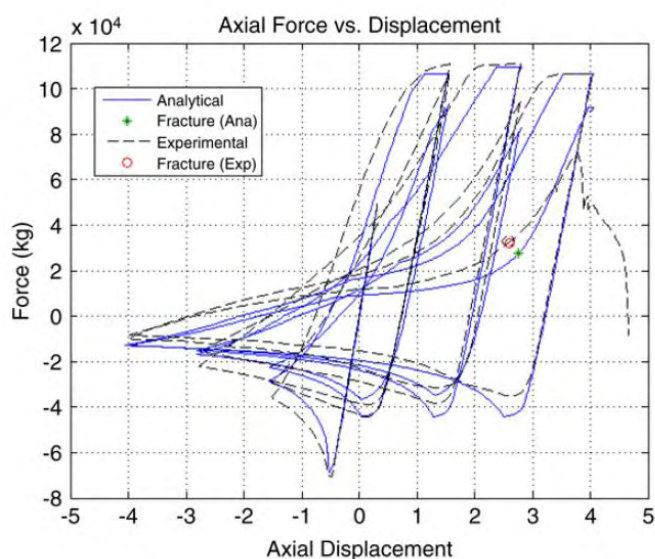


Σχήμα 5.1.1 : Τυπική γεωμετρία μεταλλικού συνδέσμου (Davaran and Far, 2009)

Το σύστημα υποβλήθηκε στην ανακυκλιζόμενη φόρτιση, η οποία φαίνεται στο Σχήμα 5.1.2. Το κύριο αποτέλεσμα της πειραματικής διερεύνησης ήταν ένα διάγραμμα αξονικής δύναμης – μετατόπισης. Αυτό το διάγραμμα απεικονίζεται στο Σχήμα 5.1.3.



Σχήμα 5.1.2 : Χρονοϊστορία αξονικής μετατόπισης, η οποία εφαρμόστηκε στο μεταλλικό σύνδεσμο



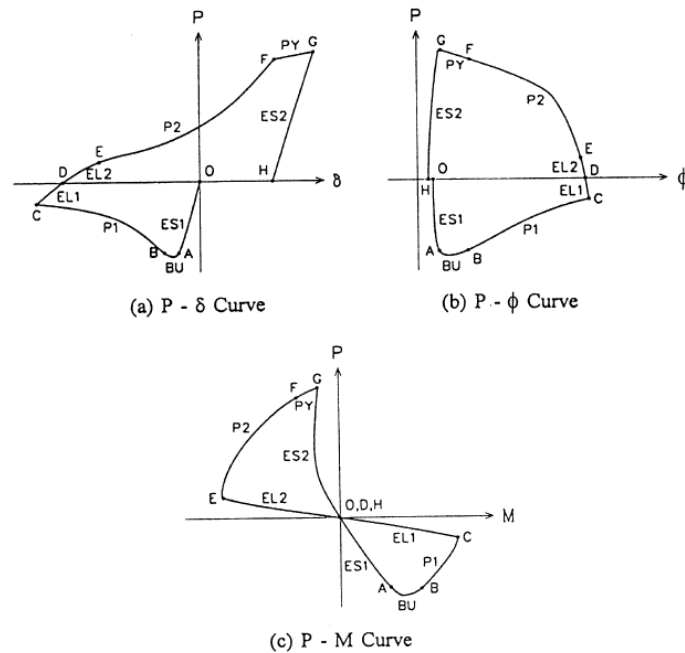
Σχήμα 5.1.3 : Διάγραμμα αξονικής δύναμης – αξονικής μετατόπισης μεταλλικού συνδέσμου (Διαστάσεις σε kg και cm) (Davaran and Far, 2009)

## 5.2 Μοντέλο μεταλλικού συνδέσμου από χάλυβα στο RUAUMOKO

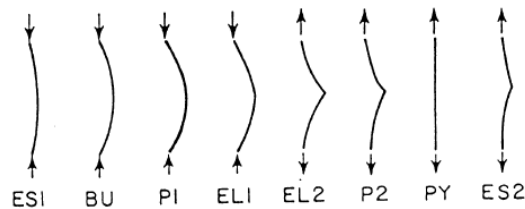
Στόχος ήταν να αναπτυχθεί ένα αξιόπιστο μοντέλο της κατασκευής στο RUAUMOKO το οποίο να είναι ικανό να προσεγγίζει την συμπεριφορά του μεταλλικού συνδέσμου σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.2.1 ένας πλήρης κύκλος υστέρησης ενός στοιχείου με αρθρωτά άκρα χωρίζεται σε πολλές περιοχές, οι οποίες αντιστοιχούν σε διαφορετικές καταστάσεις παραμόρφωσης του στοιχείου. Δηλαδή, ελαστική περιοχή βράχυνσης σε θλίψη - ES1, περιοχή λυγισμού - BU, πλαστική περιοχή σε θλίψη - P1, ελαστική περιοχή μήκυνσης σε θλίψη - EL1, ελαστική



περιοχή μήκυνσης σε εφελκυσμό – EL2, πλαστική περιοχή σε εφελκυσμό – P2, περιοχή διαρροής – PY και ελαστική περιοχή βράχυνσης σε εφελκυσμό – ES2. Η βασική συμπεριφορά ενός μεταλλικού συνδέσμου, ευρισκόμενος σε αυτές τις περιοχές του κύκλου υστέρησης παρουσιάζεται στο Σχήμα 5.2.2.



Σχήμα 5.2.1 : Περιοχές πλήρους κύκλου υστέρησης (Carr, 2005)



Σχήμα 5.2.2 : Βασική συμπεριφορά μεταλλικού συνδέσμου συνδεόμενου με τις διάφορες περιοχές ενός πλήρους κύκλου υστέρησης (Carr, 2005)

Για την προσομοίωση των μεταλλικών συνδέσμων χρησιμοποιήθηκε στο RUAUMOKO το στοιχείο "One component (Giberson) beam member". Οι βασικές παράμετροι που απαιτούνται από το RUAUMOKO για τους μεταλλικούς συνδέσμους παρουσιάζονται στους Πίνακες 5.2.1 και 5.2.2.

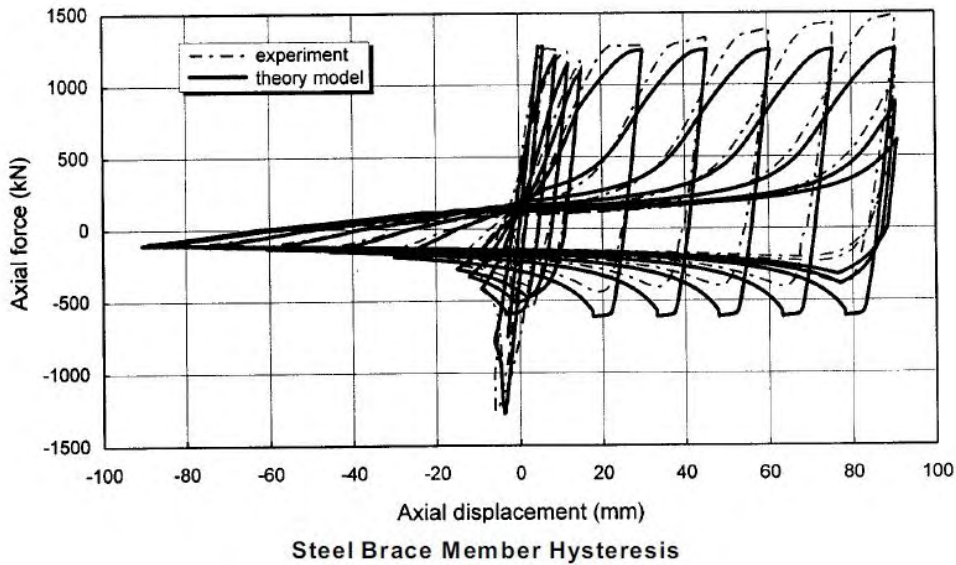
Πίνακας 5.2.1 : Ελαστικές ιδιότητες διατομών

Παράμετρος	Περιγραφή	Τιμή
E(kPa)	Elastic (Young's) Modulus of member material	199800000 (kPa)
G(kPa)	Shear Modulus of member material	76846153 (kPa)
A(m <sup>2</sup> )	Cross-sectional AREA of the member section	2.174e-03 (m <sup>2</sup> )
AS(m <sup>2</sup> )	Effective SHEAR AREA of the member section (if AS=0.0 then shear deformations in the section are suppressed)	0
I(m <sup>4</sup> )	MOMENT of INERTIA (2nd Moment of Area) of section	3.2466e-06 (m <sup>4</sup> )
WGT(N/mm)	Weight/(unit length) of the member	0
END1	Length of Rigid End-block at End 1 of member	0 (m)
END2	Length of Rigid End-block at End 2 of member	0 (m)
FJ1	Joint flexibility at End 1 (radians/unit moment)	0
FJ2	Joint flexibility at End 2 (radians/unit moment)	0

Πίνακας 5.2.2 : Συνθήκες διαρροής συνδέσμων

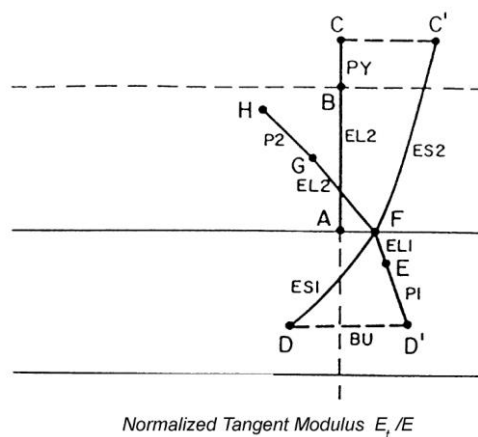
Παράμετρος	Περιγραφή	Τιμή
PYT	Axial force for tensile yield	995.0398 (kN)
PYC	Axial force for compression yield	- 995.0398 (kN)
MY1+	Positive yield moment (End 1)	35.17 (kNm)
MY1-	Negative yield moment (End 1)	-35.17 (kNm)
MY2+	Positive yield moment (End 2)	35.17 (kNm)
MY2-	Negative yield moment (End 2)	-35.17 (kNm)

Για την προσομοίωση της συμπεριφοράς των μεταλλικών συνδέσμων χρησιμοποιήθηκε ο νόμος υστέρησης Remennikov (Remennikov and Walpole, 1995), νόμος υστέρησης με αριθμό #24 στο RUAUMOKO 2D. Στο Σχήμα 5.2.3 φαίνεται ο νόμος υστέρησης Remennikov.



Σχήμα 5.2.3 : Νόμος υστέρησης Remennikov (Carr, 2005)

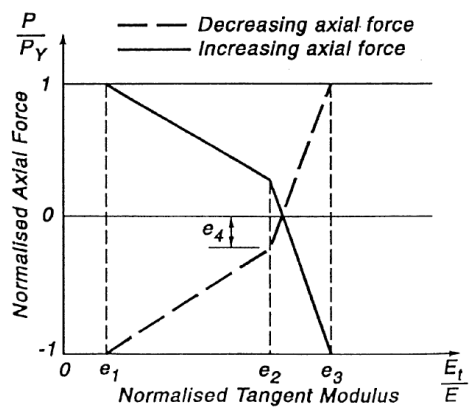
Ο καθορισμός του εφαπτομενικού μέτρου ελαστικότητας, το οποίο σχετίζεται με την ανελαστική ανακυκλιζόμενη βράχυνση και μήκυνση ενός στοιχείου "beam member" είναι μείζονος σημασίας για την ακριβή πρόβλεψη της υστερητικής συμπεριφοράς ενός μεμονωμένου μεταλλικού συνδέσμου. Στο Σχήμα 5.2.4. παρατίθεται ένα εξιδανικευμένο διάγραμμα, που δείχνει τη μεταβολή του κανονικοποιημένου εφαπτομενικού μέτρου ελαστικότητας ( $e = E_t/E$ ), κατά τη διάρκεια ενός πλήρους κύκλου υστέρησης.



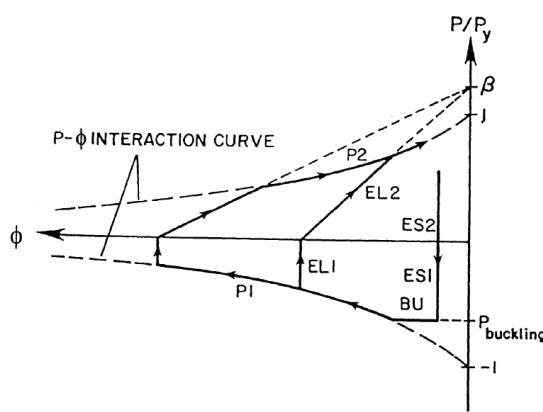
Σχήμα 5.2.4 : Εξιδανικευμένη μεταβολή εφαπτομενικού μέτρου ελαστικότητας, κατά τη διάρκεια ενός πλήρους κύκλου υστέρησης (Carr, 2005)

Με βάση πειραματικά δεδομένα, διατυπώθηκε ένα εμπειρικό μοντέλο για το κανονικοποιημένο μέτρο ελαστικότητας ως συνάρτηση της κανονικοποιημένης

αξονικής φόρτισης ( $p = P/P_y$ ), όπως απεικονίζεται στο Σχήμα 5.2.5. Επιπλέον η σχέση που προκύπτει μεταξύ της κανονικοποιημένης αξονικής δύναμης και της στροφής λόγω πλαστικής άρθρωσης κατά τη διάρκεια ενός πλήρους κύκλου υστέρησης φαίνεται στο Σχήμα 5.2.6.



Σχήμα 5.2.5 : Εμπειρικό μοντέλο για τη σχέση κανονικοποιημένου εφαπτομενικού μέτρου ελαστικότητας και κανονικοποιημένης αξονικής δύναμης (Carr, 2005)



Σχήμα 5.2.6 : Διάγραμμα κανονικοποιημένης αξονικής δύναμης – στροφής λόγω πλαστικής άρθρωσης, κατά τη διάρκεια ενός πλήρους κύκλου υστέρησης (Carr, 2005)

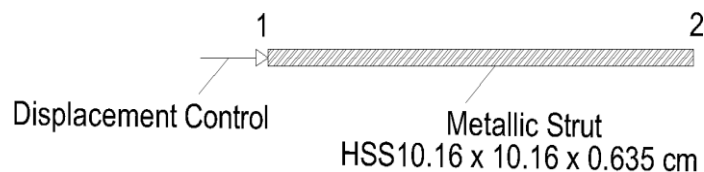
Οι παράμετροι που απαιτούνται στο RUAUMOKO για να χρησιμοποιηθεί αυτός ο νόμος υστέρησης παρουσιάζονται στον πίνακα 5.2.3. και βαθμονομήθηκαν ώστε να προσεγγιστούν κατά το μέγιστο δυνατό τα πειραματικά αποτελέσματα. Οι παράμετροι  $E_1$ ,  $E_2$ ,  $E_3$ ,  $E_4$  οι οποίες αντιστοιχούν στις  $e_1$ ,  $e_2$ ,  $e_3$ ,  $e_4$  που απεικονίζονται στο Σχήμα 5.2.5, έχουν επιλεγεί με βάση την εργασία των Davaran and Far (2009).

Πίνακας 5.2.3 : Παράμετροι νόμου υστέρησης Remennikov

Παράμετρος	Περιγραφή	Τιμή
Iminor	Second Moment of Area about Minor axis	3.2466e-06 (m <sup>4</sup> )
Sminor	Plastic Section Modulus about Minor axis	6.39e-05 (m <sup>3</sup> )
k	Effective Length Parameter (L = kL)	0.75
ALFA	Strain Hardening Alpha	1.0
BETA	Beta factor ( $\beta > 1.0$ ) recommended range 1.2 to 1.4	1.2
THETA0	Initial out-of-straightness (length units)	0.0
E1	Effective modulus e1 (>0.0)	0.35
E2	Effective modulus e2 (>0.0)	0.80
E3	Effective modulus e3 (>0.0)	0.90
E4	Effective modulus e4	0.0
N	= 0; ALFA above used for strain hardening effects. I = 1; Built-in strain hardening rule and ALFA is reset to 1.0	0
SHAPE	= 1; Flanged section such as an I section. I = 2; Circular hollow section = 3; RHS or SHS section	1

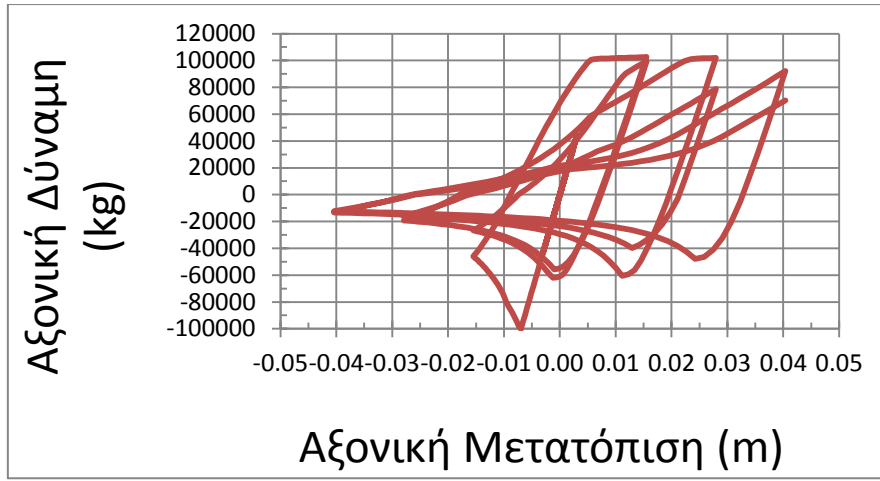
### 5.3 Σύγκριση πειραματικής και αναλυτικής συμπεριφοράς μεταλλικών συνδέσμων από χάλυβα κάτω από ανακυκλιζόμενη φόρτιση

Η επαναληπτική διαδικασία προσαρμογής των παραμέτρων για την βέλτιστη προσέγγιση των πειραματικών αποτελεσμάτων έγινε για διέγερση ελεγχόμενης μετακίνησης στον κόμβο «1» του μεταλλικού συνδέσμου (displacement control), όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.3.1. Οι ακραίες τιμές της διέγερσης ορίστηκαν ως οι ακραίες τιμές της μετακίνησης που έφτανε το πείραμα κατά τις φάσεις φόρτιση, αποφόρτιση, επαναφόρτιση, με χρονικό βήμα 0.01 sec μεταξύ των ακραίων τιμών.

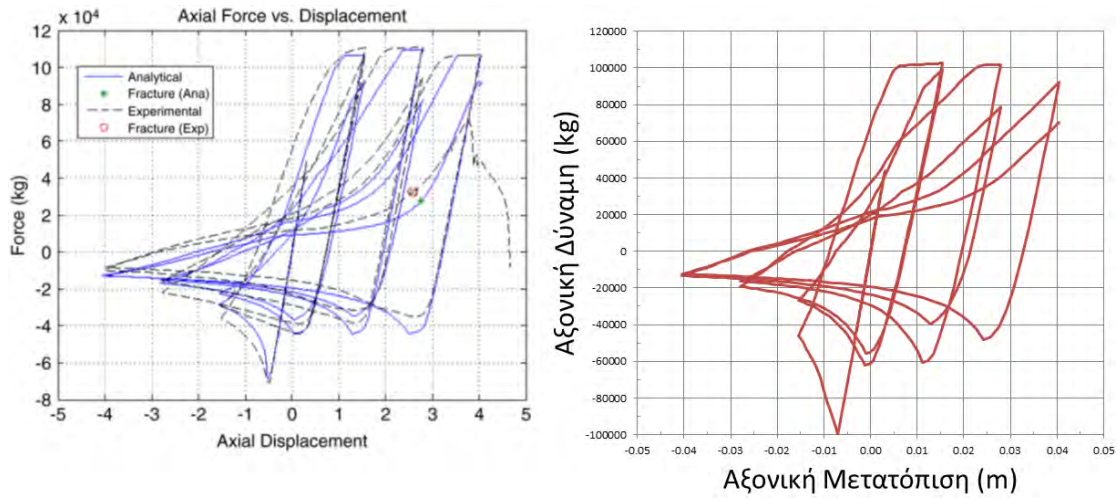


Σχήμα 5.3.1 : Επιβαλλόμενη μετακίνηση στον κόμβο 1 του χάλυβδινου μεταλλικού συνδέσμου

Η τελική αναλυτική συμπεριφορά του μοντέλου που επιτεύχθηκε μέσω του λογισμικού RUAUMOKO απεικονίζεται στο Σχήμα 5.3.2. Η σύγκριση πειραματικών δεδομένων – αναλυτικής πρόβλεψης παρουσιάζεται στο Σχήμα 5.3.3.



Σχήμα 5.3.2 : Διάγραμμα αξονικής δύναμης – αξονικής μετατόπισης αναλυτικού μοντέλου για ανακυκλιζόμενη φόρτιση



Σχήμα 5.3.3 : Συγκριτικά Αποτελέσματα πειράματος – αναλυτικού μοντέλου

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6:**

### **Εκτέλεση παραμετρικής ανάλυσης σε πολυώροφα κτίρια, υπό σεισμική διέγερση, και διερεύνηση της επίδρασης στη συμπεριφορά τους χαλύβδινων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας στο ισόγειο**

#### *6.1 Γενικές παρατηρήσεις*

Τα θεωρούμενα πολυώροφα κτίρια στα οποία διενεργήθηκαν οι παραμετρικές αναλύσεις έχουν σχεδιαστεί με βάση τον αντισεισμικό κανονισμό που ίσχυε πριν το 1985. Στις μελέτες της εποχής εκείνης δεν λαμβανόταν υπόψη η συνεισφορά των τοιχοπληρώσεων στην κατασκευή και θεωρούνταν τα πλαίσια της κατασκευής «γυμνά». Υπήρχε, δηλαδή η πεποίθηση ότι εάν δεν ληφθούν υπόψη οι τοιχοπληρώσεις η μελέτη θα ήταν υπέρ της ασφαλείας γιατί εκείνες θα δρούσαν ευεργετικά για την κατασκευή. Βέβαια ο τρόπος αυτός ανάλυσης στηρίζεται κυρίως στο γεγονός ότι λόγω της πολύ ψαθυρής συμπεριφοράς των τοιχοποιιών, εκείνες αστοχούν γρήγορα στους πρώτους «σημαντικούς» κύκλους φόρτισης και παρόλη τη μεγάλη δυσκαμψία και αντοχή τους δεν συνεισφέρουν περαιτέρω στην συμπεριφορά της κατασκευής.

Ο βασικός στόχος της ενίσχυσης των υφιστάμενων κατασκευών με χαλύβδινους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας είναι να εξαλειφθούν οι ασυνέχειες σε αντοχή και δυσκαμψία που παρουσιάζονται στο ισόγειο σε σχέση με τους υπερκείμενους ορόφους, λόγω της ύπαρξης πυλωτής, έτσι ώστε να ικανοποιούνται οι σημερινοί αντισεισμικοί κανονισμοί. Παρόλα αυτά η ενίσχυση με συνδέσμους δυσκαμψίας μπορεί, λόγω δράσης δικτυώματος, να επηρεάσει δυσμενώς τα υποστυλώματα που συνδέονται με αυτούς. Αυτό συμβαίνει διότι τα εν λόγω υποστυλώματα, με την παρουσία πλέον των συνδέσμων, καλούνται να παραλάβουν μεγαλύτερα αξονικά φορτία, κάτι που σημαίνει ότι οι χαρακτηριστικές τους καμπύλες αλληλεπίδρασης N – M οδηγούνται πλησιέστερα σε περιοχές μη ασφαλείας (Σοφιανόπουλος, 2011).

#### *6.2 Τύποι πλαισίων που εξετάστηκαν στην τρέχουσα παραμετρική μελέτη*

- «Γυμνό» πλαίσιο

Οι παλαιότεροι αντισεισμικοί κανονισμοί, όπως και οι μοντέρνοι δεν απαιτούν από τους μηχανικούς να λάβουν υπόψη τους τη συνεισφορά των τοιχοπετασμάτων στη

δυσκαμψία και στην αντοχή κατά την ανάλυση. Έτσι τα περισσότερα κτίρια σχεδιάζονται ως φορείς που αποτελούνται από «γυμνά» πλαίσια, ενώ στην πραγματικότητα κατασκευάζονται ως φορείς με πλήρως τοιχοπληρωμένα πλαίσια ή με την ύπαρξη πυλωτής στο ισόγειο. Ο σχεδιασμός τέτοιου είδους φορέων καταδεικνύει ομοιομορφία αντοχής και δυσκαμψίας καθ' όλο το ύψος τους. Η αστοχία συμβαίνει στα ασθενή υποστυλώματα του ισογείου, φαινόμενο που εμφανίζεται ιδιαίτερα σε κατασκευές πριν το 1985, όπου ήταν συνήθης πρακτική, η οποία προβλεπόταν και από τους τότε κανονισμούς, να σχεδιάζονται ισχυρές δοκοί και ασθενή υποστυλώματα.

- *Πλήρως τοιχοπληρωμένο πλαίσιο*

Σε αυτού του είδους τους φορείς υπάρχει τοιχοποιία σε όλα τα φαντώματα, η οποία προσδίδει ομοιομορφία αντοχής και δυσκαμψίας καθ' όλο το ύψος. Λόγω της παρουσίας των τοιχοπετασμάτων, αλλάζουν σημαντικά τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής και η παρουσία τους στο ισόγειο δρα ιδιαίτερα ευεργετικά, αφού εμποδίζει την πρόωρη αστοχία των υποστυλωμάτων στο επίπεδο αυτό.

- *Πλαίσιο με πυλωτή*

Τέτοιες κατασκευές αποτελούνται από «γυμνά» φαντώματα στο επίπεδο του ισογείου και από πλήρως τοιχοπληρωμένα φαντώματα στους ανωτέρω ορόφους. Κάτι τέτοιο προκαλεί την εμφάνιση απότομης αλλαγής στη δυσκαμψία και την αντοχή, μεταξύ του ισογείου και των υπερκείμενων ορόφων. Οι πλευρικές μετακινήσεις συσσωρεύονται κυρίως στα υποστυλώματα του ισογείου, λόγω της απουσίας των τοιχοπληρώσεων, με συνέπεια την εμφάνιση καμπτικών και διατμητικών αστοχιών στις δοκούς και τα υποστυλώματα αυτού του επιπέδου.

- *Πλαίσιο με χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας στο ισόγειο*

Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας στο ισόγειο, είναι μια λύση έτσι ώστε να εξαλειφθούν οι ασυνέχειες δυσκαμψίας και αντοχής καθ' ύψος των κατασκευών που διαθέτουν πυλωτή. Δημιουργείται μια σύνθετη κατασκευή αφού στο ισόγειο υπάρχουν οι χαλύβδινοι σύνδεσμοι, οι οποίοι είναι όλκιμοι, ενώ στους υπερκείμενους ορόφους υπάρχουν τα ψαθυρά και πολύ δύσκαμπτα τοιχοπετάσματα. Οι σχέσεις δυσκαμψίας και αντοχής μεταξύ του ισογείου και του αμέσως υπερκείμενου ορόφου του φορέα καθορίζουν τη συνολική συμπεριφορά, την κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων, καθώς και τη γεωμετρία της αστοχίας εντός του πλαισίου. Η ύπαρξη συνδέσμων με μεγάλη δυσκαμψία και αντοχή, σχετικά με τις ιδιότητες των ανωτέρω ορόφων,

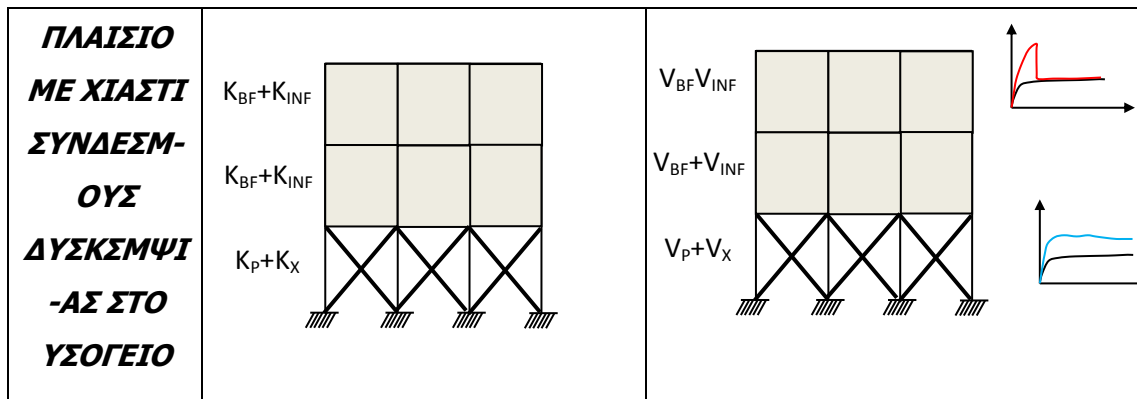


παρόλο που εμποδίζει την εμφάνιση πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα του ισογείου μεταφέρει τις αστοχίες στις δοκούς και στα υποστυλώματα των υπερκείμενων ορόφων. Αυτή η ανακατανομή των πλαστικών αρθρώσεων από τα κρίσιμα υποστυλώματα του ισογείου στις δοκούς και στα υποστυλώματα των υπερκείμενων ορόφων αποτελεί επιτρεπτή στρατηγική ενίσχυσης υφιστάμενων κατασκευών.

Τα εν λόγω πλαίσια απεικονίζονται στον Πίνακα 6.2.1 και μαζί με αυτά και οι παράμετροι δυσκαμψίας και αντοχής τους για κάθε όροφο ξεχωριστά.

Πίνακας 6.2.1 : Τύποι πλαισίων και παράμετροι δυσκαμψίας και αντοχής ορόφων (Σοφιανόπουλος, 2011)

	<b>ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ</b>	<b>ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΑΝΤΟΧΗΣ</b>
<b>ΑΠΛΟ ΠΛΑΣΙΟ</b> <i>Μελέτη με παλαιό αντισεισμικό κανονισμό</i>		
<b>ΠΛΗΡΩΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗ-ΡΩΜΕΝΟ ΠΛΑΣΙΟ</b>		
<b>ΠΛΑΣΙΟ ΜΕ ΠΥΛΩΤΗ</b>		



Οι παράμετροι που παρατίθενται στον Πίνακα 6.2.1 αντιστοιχούν στα εξής:

$K_{BF}$  : Δυσκαμψία υπερκείμενων ορόφων «γυμνού» πλαισίου

$K_P$  : Δυσκαμψία του ισογείου του «γυμνού» πλαισίου και του πλαισίου με πυλωτή ( $K_P = K_{BF}$ )

$K_{IN}$  : Δυσκαμψία όλων των τοιχοπληρώσεων σε έναν όροφο

$K_X$  : Πλευρική δυσκαμψία όλων των χιαστί συνδέσμων του ισογείου του πλαισίου

$V_{BF}$  : Αντοχή υπερκείμενων ορόφων «γυμνού» πλαισίου

$V_P$  : Αντοχή του ισογείου του «γυμνού» πλαισίου και του πλαισίου με πυλωτή ( $K_P = K_{BF}$ )

$V_{IN}$  : Αντοχή όλων των τοιχοπληρώσεων σε έναν όροφο

$V_X$  : Πλευρική αντοχή όλων των χιαστί συνδέσμων του ισογείου του πλαισίου

Οι ανωτέρω παράμετροι, με εξαίρεση των  $K_X$  και  $V_X$ , βαθμονομήθηκαν και υπολογίστηκαν μέσω αναλύσεων ανακυκλιζόμενης φόρτισης αυξανόμενου εύρους του απλού πλαισίου ( $K_{BF}$  και  $V_{BF}$ ), του πλαισίου με πυλωτή ( $K_{IN}$ ,  $V_{IN}$  και  $K_P$ ,  $V_P$ ) και του πλήρως τοιχοπληρωμένου πλαισίου ( $K_{IN}$  και  $V_{IN}$ ).

Σε ότι ακολουθεί, παρατίθεται ο υπολογισμός της πλευρικής δυσκαμψίας και αντοχής, που απαιτείται να παρασχεθούν από τους συνδέσμους, έτσι ώστε να απαλειφθούν οι σοβαρές κατακόρυφες ανωμαλίες – ασυνέχειες των πλαισίων με πυλωτή.

Καθόσον ο σκοπός της μελέτης είναι η «αφαίρεση της σεισμικής τρωτότητας» με τοποθέτηση χιαστί συνδέσμων στα φανώματα της πυλωτής, είναι λογικό να

θεωρήσει κανείς το πλήρως τοιχοπληρωμένο πλαίσιο ως σημείο αναφοράς/βάση. Υποθέτοντας και την πυλωτή τοιχοπληρωμένη, η πλευρική αντοχή και η δυσκαμψία των τοίχων αυτών μπορεί να υπολογιστεί κάνοντας χρήση της αξονικής αντοχής και της δυσκαμψίας των διαγώνιων στοιχείων (που προσομοιάζουν τις τοιχοπληρώσεις) με βάση τις εξισώσεις:

$$V_{INF} = \cos\theta (0.5 f_m) \sum_i^{nb} w_{si} t_i \quad K_{INF} = \cos^2\theta E_m \sum_i^{nb} w_{si} t_i \quad (1)$$

όπου,  $nb$  είναι ο αριθμός των ανοιγμάτων σε έναν όροφο,  $f_m$  είναι η πρισματική αντοχή της τοιχοποιίας σε MPa,  $E_m$  είναι το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας σε MPa ( $E_m \sim 500 f_m$ ),  $w_{si}$  είναι το ενεργό πλάτος του διαγώνιου στοιχείου που προσομοιάζει την τοιχοποιία,  $t_i$  είναι το πάχος της τοιχοποιίας και  $\theta$  είναι η γωνία του διαγώνιου στοιχείου ως προς την οριζόντια. Η σταθερά 0.5 που πολλαπλασιάζει την πρισματική αντοχή τίθεται για να ληφθεί υπόψη ότι η τοιχοποιία ρηγματώνεται και χάνει αντοχή για πολύ μικρές παραμορφώσεις, οπότε η τιμή  $0.5f_m$  είναι μια εκτίμηση της ενεργού ή αξιόπιστης αντοχής της τοιχοποιίας στον υπολογισμό της πλευρικής αντοχής μιας τοιχοπλήρωσης.

Συνεπώς, όταν δεν υπάρχουν τοίχοι στην πυλωτή, τα  $V_{IN}$  και  $K_{IN}$  θα είναι το έλλειμμα σε πλευρική αντοχή και δυσκαμψία του απλού πλαισίου σε σχέση με το πλήρως τοιχοπληρωμένο. Ορίζοντας το λόγο μεταξύ της αντοχής της πυλωτής και του αμέσως υπερκείμενου ορόφου (με την υπόθεση ότι όλοι οι παραπάνω όροφοι έχουν τις ίδιες με αυτό ιδιότητες) ως  $\beta$  και τον αντίστοιχο λόγο δυσκαμψιών ως  $\alpha$  μπορούμε να γράψουμε:

$$\alpha = \frac{(K_A + K_P)_{1st/piloti}}{(K_{BF} + K_{INF})_{2nd}} \quad \beta = \frac{(V_A + V_P)_{1st/piloti}}{(V_{BF} + V_{INF})_{2nd}} \quad (2)$$

όπου  $K_A$  και  $V_A$  είναι το έλλειμμα σε δυσκαμψία και αντοχή του πλαισίου με πυλωτή, όπως ορίστηκε προηγούμενα. Αυτές οι τιμές θα αντικατασταθούν με  $K_x$  και  $V_x$  στην περίπτωση του ενισχυμένου πλαισίου. Τιμές των  $\alpha$  και  $\beta$  ίσες με τη μονάδα καταδεικνύουν ομοιόμορφη κατανομή δυσκαμψίας και αντοχής μεταξύ των δύο πρώτων ορόφων (ισογείου και 1<sup>ου</sup> κατά τα Ελληνικά ειωθότα). Το κάτω φράγμα των  $\alpha$  και  $\beta$  υπολογίζονται από τις εξισώσεις (2) για  $K_A$  and  $V_A$  ίσα με το μηδέν. Οι τιμές των υπόλοιπων παραμέτρων που υπεισέρχονται στις παραπάνω εξισώσεις μπορούν να ευρεθούν αριθμητικά (όπως στην παρούσα μελέτη) ή με απ' ευθείας υπολογισμούς, αν οι εξισώσεις αυτές χρησιμοποιηθούν κατά το σχεδιασμό.

Θεωρώντας ότι τα  $K_A$  και  $V_A$  πρόκειται να υπολογιστούν μετά τον καθορισμό των  $\alpha$  και  $\beta$ , οι εξισώσεις λαμβάνουν την μορφή:

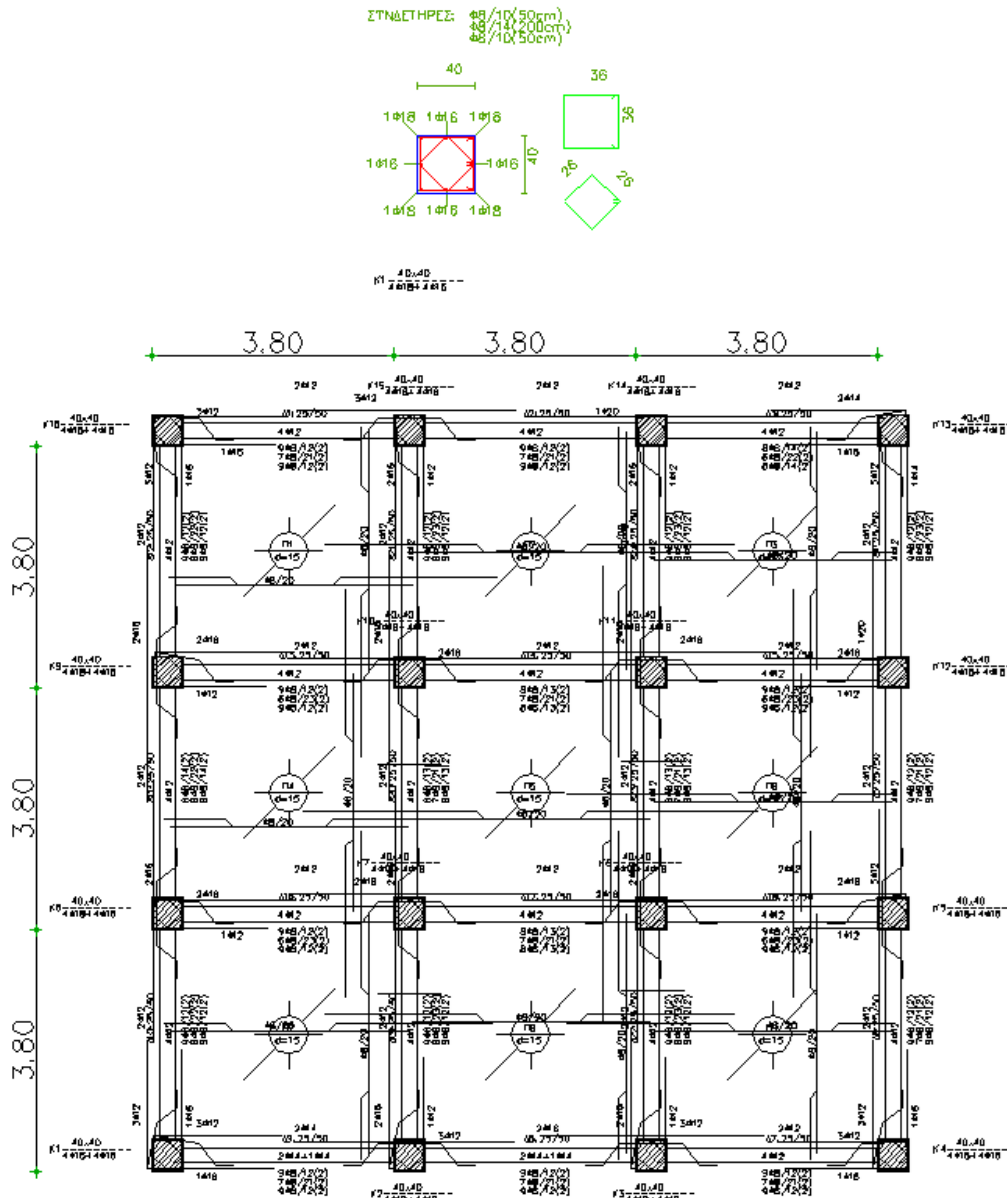
$$K_A = \alpha (K_{BF} + K_{INF})_{2^{nd}} - (K_P)_{1^{st}/piloti}$$

$$V_A = \beta (V_{BF} + V_{INF})_{2^{nd}} - (V_P)_{1^{st}/piloti} \quad (3)$$

(Σοφιανόπουλος, 2011)

### 6.3 Περιγραφή των κατασκευών που χρησιμοποιήθηκαν στην παραμετρική μελέτη

Οι παραμετρικές αναλύσεις υλοποιήθηκαν σε μια 3-ώροφη και μία 5-ώροφη κατασκευή από Ο/Σ με τρία ανοίγματα σε κάτοψη, που σχεδιάστηκαν με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό που ίσχυε πριν το 1985. Πιο συγκεκριμένα στο Σχήμα 6.3.1 απεικονίζεται ο ξυλότυπος και οι λεπτομέρειες οπλισμού των υποστυλωμάτων ενός τυπικού ορόφου των κατασκευών. Θεωρήθηκαν υποστυλώματα με ενιαία διατομή 40x40 cm σε όλους τους ορόφους και δοκοί διατομής 25x50 cm παντού.



Σχήμα 6.3.1 : Ξυλότυπος και λεπτομέρειες οπλισμού υποστρωμάτων ενός τυπικού ορόφου των κατασκευών

Στο λογισμικό RUAUMOKO όπου και πραγματοποιήθηκαν οι παραμετρικές αναλύσεις προσομοιώθηκαν 3-ώροφα και 5-ώροφα πλαίσια δύο διαστάσεων, τα οποία αντιστοιχούν στον παραπάνω φέροντα οργανισμό, κάτι που θα αναλυθεί εκτενώς στην επόμενη παράγραφο. Οι σχετικές παράμετροι περιέχονται στον Πίνακα 6.3.1 και στον 6.3.2. Οι τιμές του Πίνακα 6.3.2 που αφορούν τις δυσκαμψίες και τις αντοχές συγκεκριμένων ορόφων υπολογίστηκαν όπως περιγράφηκε στην προηγούμενη παράγραφο.

Πίνακας 6.3.1 : Τιμές των παραμέτρων  $\alpha$  και  $\beta$  των παραμετρικών αναλύσεων

$\beta$	$\alpha$
1.0	0.9
1.2	1.0
1.5	1.2
2.0	1.5
3.0	2.0
-	3.0

Πίνακας 6.3.2 : Τιμές των παραμέτρων δυσκαμψίας και αντοχής των αντίστοιχων ορόφων των πλαισίων

Παράμετρος	Τιμή
$(K_P = K_{BF})_{1st / piloti}$	80000 kN/m
$(K_{BF} + K_{IN})_{2nd}$	98701 kN/m
$V_P = V_{BF}$	295 kN
$(V_{BF} + V_{IN})_{2nd}$	398 kN

#### 6.4 Ανάπτυξη αναλυτικών μοντέλων προσομοίωσης των 3-ώροφων και των 5-ώροφων πλαισίων στο RUAUMOKO

Για την προσομοίωση των 3-ώροφων και 5-ώροφων πλαισίων και όλων των επιμέρους στοιχείων τους, όπως τα υποστυλώματα, οι δοκοί, οι τοιχοπληρώσεις και οι χιαστί χαλύβδινοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, οι απαιτούμενες παράμετροι λήφθηκαν - και τροποποιήθηκαν αναλόγως με τη γεωμετρία και την αντοχή - από τα μοντέλα που αναπτύχθηκαν και αναλύθηκαν στα προηγούμενα κεφάλαια και τα οποία βαθμονομήθηκαν βάση πειραματικών δεδομένων.

##### 6.4.1 Ανάπτυξη αναλυτικού μοντέλου προσομοίωσης των υποστυλωμάτων

Το συγκεκριμένο δομικό στοιχείο της κατασκευής επιλέχθηκε να προσομοιωθεί με βάση το μοντέλο του κεφαλαίου 2, που βαθμονομήθηκε χρησιμοποιώντας τα πειραματικά δεδομένα από το Δημοκρίτειο Πανεπιστήμιο Θράκης και όχι αυτά του

Πανεπιστημίου Θεσσαλίας, λόγω της ύπαρξης αξονικής φόρτισης στα πλαίσια του αντίστοιχου πειράματος, κάτι που δίνει αποτελέσματα πιο κοντά σε αυτά των πραγματικών κατασκευών. Όλες οι αντίστοιχες παράμετροι που απαιτούνται για την προσομοίωση των υποστυλωμάτων όπως αναλύθηκαν και στο αντίστοιχο κεφάλαιο τοποθετούνται στο συγκεντρωτικό Πίνακα 6.4.1.1.

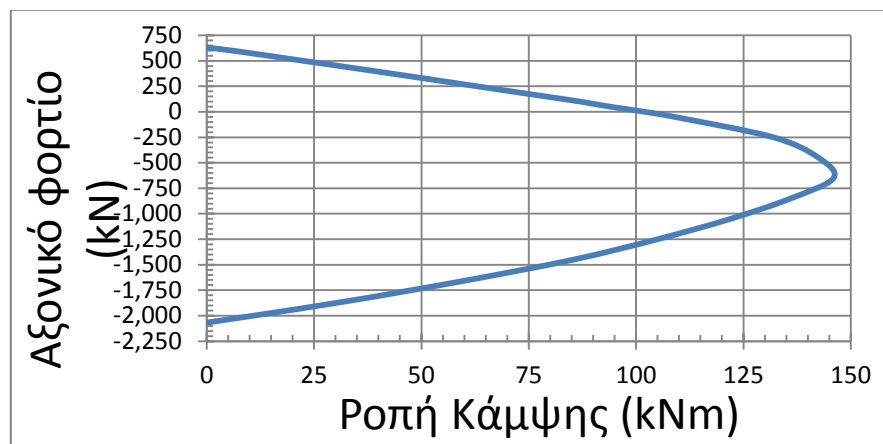
**Πίνακας 6.4.1.1 : Παράμετροι εισαγωγής στο RUAUMOKO για την προσομοίωση υποστυλωμάτων**

<b>Παράμετρος</b>	<b>Περιγραφή</b>	<b>Τιμή</b>
<b>Τιμές παραμέτρων διαγράμματος αλληλεπίδρασης</b>		
PYC	Axial compression yield force	-2067.5 (kN)
PB	Axial compression force at B	-1250 (kN)
MB	Yield moment at B	105 (kNm)
M1B	Yield moment at $P=(2/3)*PB$	132 (kNm)
M2B	Yield moment at $P=(1/3)*PB$	140 (kNm)
M 0	Yield moment at $P=0.0$	102 (kNm)
PYT	Axial tension yield force	630 (kN)
IEND	= 0; End 2 of the member has the same yield surface I = 1; A further line will be required to supply the parameters PYC to PYT for End 2 of the member.	0
<b>Ελαστικές ιδιότητες διατομών</b>		
E(kPa)	Elastic (Young's) Modulus of member material	27500000 (kPa)
G(kPa)	Shear Modulus of member material	11460000 (kPa)
A(m <sup>2</sup> )	Cross-sectional AREA of the member section	0.160 (m <sup>2</sup> )
AS(m <sup>2</sup> )	Effective SHEAR AREA of the member section (if AS=0.0 then shear deformations in the section are suppressed)	0
I(m <sup>4</sup> )	MOMENT of INERTIA (2nd Moment of Area) of section	0.00213 (m <sup>4</sup> )
WGT(N/mm)	Weight/(unit length) of the member	4 (N/mm)
END1	Length of Rigid End-block at End 1 of member	0
END2	Length of Rigid End-block at End 2 of member	0
FJ1	Joint flexibility at End 1 (radians/unit moment)	0
FJ2	Joint flexibility at End 2 (radians/unit moment)	0
<b>Διγραμμικοί παράγοντες του μέλους και ιδιότητες των πλαστικών αρθρώσεων</b>		
RA	Bi-linear factor (or Ramberg-Osgood r) (Axial)	0.03
RF	Bi-linear factor (or Ramberg-Osgood r) (Flexure)	0.03
H1	Plastic Hinge Length at End 1	0.40
H2	Plastic Hinge Length at End 2	0.40
<b>Παράμετροι Τρι-γραμμικού νόμου υστέρησης FUKADA</b>		
ALFA	Bi-linear factor (cracking to yield)	0.2
BETA	Unloading Stiffness factor (see Takeda ALFA)	0
FCR(i)+	Cracking moment or force at i (> 0.0)	60
FCR(i)-	Cracking moment or force at i (< 0.0)	-60

Παράμετροι απομείωσης αντοχής (ILOS)		
DUCT 1	Ductility at which degradation begins	2
DUCT 2	Ductility at which degradation stops	12 (*)
RDUCT	Residual Strength as a fraction of the Initial Yield Strength	0.5
DUCT3	Ductility at 0.01 initial strength	50
RCYC	% reduction of strength per cycle of inelastic behavior	2

(\*) Σημείωση: στα πλαίσια που μεταξύ των υποστυλωμάτων δεν υπήρχε τοιχοπλήρωση ή σύνδεσμος δυσκαμψίας αυτή η παράμετρος δόθηκε ίση με **9**.

Για την εισαγωγή των τιμών που αφορούν το διάγραμμα αλληλεπίδρασης των υποστυλωμάτων δημιουργήθηκε, το αντίστοιχο διάγραμμα με τη βοήθεια του λογισμικού myBiaxial (Charalampakis and Koumoussis, 2008), με τη διαδικασία που περιγράφηκε στο κεφάλαιο 2. Το σχετικό διάγραμμα παρατίθεται στο Σχήμα 6.4.1.1.



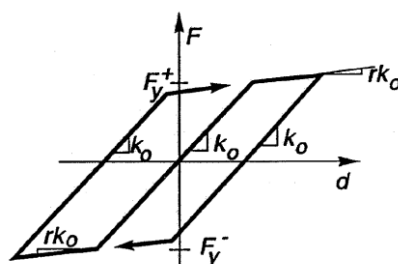
Σχήμα 6.4.1.1 : Διάγραμμα αλληλεπίδρασης διατομών υποστυλωμάτων

#### 6.4.2. Αναλυτικό μοντέλο για την προσομοίωση των δοκών

Στην περίπτωση της δοκού σε αντίθεση με το μοντέλο που αναπτύχθηκε στο κεφάλαιο 2, εδώ επιλέχθηκε να μην θεωρηθεί ότι κατά τη διάρκεια της φόρτισης οι δοκοί παραμένουν πλήρως ελαστικές, αλλά ότι παθαίνουν βλάβες και δημιουργούνται σε αυτές πλαστικές αρθρώσεις όπως θα φανεί και στα αποτελέσματα των παραμετρικών αναλύσεων. Για το λόγο αυτό επιλέχθηκε ο διγραμμικός ανελαστικός νόμος υστέρησης που φαίνεται στο Σχήμα 6.4.2.1 (νόμος υστέρησης με αριθμό #2 στο RUAUMOKO 2D). Παρόλα αυτά, όπως ο αντίστοιχος γραμμικός ελαστικός, ούτε αυτός ο νόμος υστέρησης απαιτεί την εισαγωγή επιπλέον παραμέτρων, παρά μόνο χρειάζονται πλέον και για τις δοκούς οι διγραμμικοί παράγοντες του μέλους και οι



ιδιότητες των πλαστικών αρθρώσεων, όπως επίσης και οι τιμές των παραμέτρων του διαγράμματος αλληλεπίδρασης των δοκών, δεδομένα που δεν είχε χρειαστεί να εισαχθούν στα αναπτυχθέντα μοντέλα μιας και οι δοκοί τους είχε θεωρηθεί ότι παραμένουν πλήρως ελαστικές. Στον Πίνακα 6.4.2.1 απεικονίζονται όλες οι απαραίτητες παράμετροι που απαιτούνται προς εισαγωγή για την προσομοίωση των δοκών.



Σχήμα 6.4.2.1 : Διγραμμικός ανελαστικός νόμος υστέρησης (Carr, 2005)

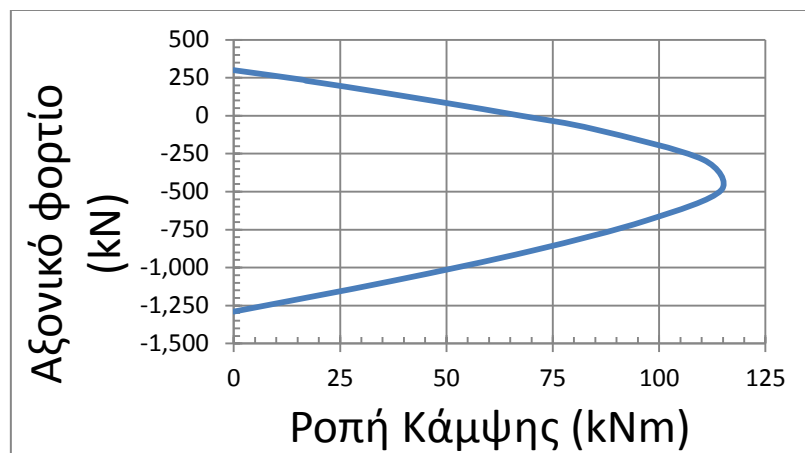
Πίνακας 6.4.2.1 : Παράμετροι εισαγωγής στο RUAUMOKO για την προσομοίωση δοκών

Παράμετρος	Περιγραφή	Τιμή
<b>Τιμές παραμέτρων διαγράμματος αλληλεπίδρασης</b>		
PYC	Axial compression yield force	-2067.5 (kN)
PB	Axial compression force at B	-1250 (kN)
MB	Yield moment at B	105 (kNm)
M1B	Yield moment at $P=(2/3)*PB$	132 (kNm)
M2B	Yield moment at $P=(1/3)*PB$	140 (kNm)
M 0	Yield moment at $P=0.0$	102 (kNm)
PYT	Axial tension yield force	630 (kN)
IEND	= 0; End 2 of the member has the same yield surface I = 1; A further line will be required to supply the parameters PYC to PYT for End 2 of the member.	0
<b>Ελαστικές ιδιότητες διατομών</b>		
E(kPa)	Elastic (Young's) Modulus of member material	27500000 (kPa)
G(kPa)	Shear Modulus of member material	11460000 (kPa)
A(m <sup>2</sup> )	Cross-sectional AREA of the member section	0.125 (m <sup>2</sup> )
AS(m <sup>2</sup> )	Effective SHEAR AREA of the member section (if AS=0.0 then shear deformations in the section are suppressed)	0
I(m <sup>4</sup> )	MOMENT of INERTIA (2nd Moment of Area) of section	0.00260 (m <sup>4</sup> )
WGT(N/mm)	Weight/(unit length) of the member	18 (N/mm)
END1	Length of Rigid End-block at End 1 of member	0
END2	Length of Rigid End-block at End 2 of member	0
FJ1	Joint flexibility at End 1 (radians/unit moment)	0
FJ2	Joint flexibility at End 2 (radians/unit moment)	0

<b>Διγραμμικοί παράγοντες του μέλους και ιδιότητες των πλαστικών αρθρώσεων</b>		
RA	Bi-linear factor (or Ramberg-Osgood r) (Axial)	0.03
RF	Bi-linear factor (or Ramberg-Osgood r) (Flexure)	0.03
H1	Plastic Hinge Length at End 1	0.50
H2	Plastic Hinge Length at End 2	0.50

**Σημείωση:** το βάρος ανά μονάδα μήκους των δοκών εισήχθηκε αυξημένο από τα 3.125 N/mm που είναι κανονικά, στα 18 N/mm, έτσι ώστε να ληφθεί υπόψη το βάρος των πλακών των ορόφων.

Όπως επισημάνθηκε και στην προηγούμενη παράγραφο για τα υποστυλώματα, έτσι και στις δοκούς οι παράμετροι που αφορούν το διάγραμμα αλληλεπίδρασης τους και απαιτείται η εισαγωγή τους στο RUAUMOKO λήφθηκαν από διάγραμμα αλληλεπίδρασης που δημιουργήθηκε μέσω του λογισμικού myBiaxial (Charalampakis and Koumoussis, 2008). Το αντίστοιχο διάγραμμα απεικονίζεται στο Σχήμα 6.4.2.2.



Σχήμα 6.4.2.2 : Διάγραμμα αλληλεπίδρασης διατομών δοκών

### 6.4.3 Ανάπτυξη αναλυτικού μοντέλου προσομοίωσης των τοιχοπληρώσεων

Για τις τοιχοπληρώσεις των πλαισίων, θεωρήθηκαν τοιχοπετάσματα πάχους 20 cm και με βάση αυτό υπολογίστηκαν όλες οι απαιτούμενες προς εισαγωγή στο RUAUMOKO παράμετροι που φαίνονται στον Πίνακα 6.4.3.1.

Πίνακας 6.4.3.1 : Παράμετροι εισαγωγής στο RUAUMOKO για την προσομοίωση τοιχοπληρώσεων

Παράμετρος	Περιγραφή	Τιμή
<b>Παράμετροι σχέσης τάσεων-παραμορφώσεων για κάθε σύνδεσμο</b>		
FC	Compressive strength (stress units)	-2500 (kPa)
FT	Tensile strength (stress units)	10(kPa)
UC	Strain at FC	-0.003325
UUL	Ultimate strain	-0.006650
UCL	Closing strain	-0.001000
EMO	Initial masonry modulus	1875000 (kPa)
GUN	Stiffness unloading factor	1.40
ARE	Strain reloading factor	0.40
<b>Παράμετροι δεδομένων διαγωνίων συνδέσμων</b>		
AREA1	Initial strut cross-sectional area	0.0300 (m <sup>2</sup> )
AREA2	Final strut cross-sectional area	0.0300 (m <sup>2</sup> )
R1	Displacement at 1 ( $\Delta R1$ )	-0.00400 (m)
R2	Displacement at 2 ( $\Delta R2$ )	-0.01600 (m)
IENV	= 0 ; sargin stress-strain envelope descending branch = 1 ; parabolic stress-strain envelope descending branch	0

#### 6.4.4 Ανάπτυξη αναλυτικού μοντέλου προσομοίωσης των συνδέσμων δυσκαμψίας

Οι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας θεωρήθηκε ότι είναι τετραγωνικής συμπαγούς διατομής. Οι παράμετροι οι οποίες αφορούν το εμβαδόν διατομής, τη ροπή αδράνειας, τη δύναμη διαρροής, τη ροπή διαρροής και την ροπή αντίστασης, μεταβάλλονται ανάλογα με την αλλαγή των τιμών των  $\alpha$  και  $\beta$  της παραμετρικής ανάλυσης. Για τον λόγο αυτό δίνονται σε ξεχωριστό πίνακα (Πίνακας 6.4.4.2). Στον πίνακα 6.4.4.1 παρατίθενται όλες οι υπόλοιπες απαραίτητες παράμετροι.

Πίνακας 6.4.4.1 : Παράμετροι εισαγωγής στο RUAUMOKO για την προσομοίωση συνδέσμων δυσκαμψίας

Παράμετρος	Περιγραφή	Τιμή
<b>Ελαστικές ιδιότητες διατομών</b>		
E(kPa)	Elastic (Young's) Modulus of member material	210000000 (kPa)
G(kPa)	Shear Modulus of member material	80800000 (kPa)
A(m <sup>2</sup> )	Cross-sectional AREA of the member section	(*) (m <sup>2</sup> )
AS(m <sup>2</sup> )	Effective SHEAR AREA of the member section (if AS=0.0 then shear deformations in the section are suppressed)	0
I(m <sup>4</sup> )	MOMENT of INERTIA (2nd Moment of Area) of section	(*) (m <sup>4</sup> )
WGT(N/mm)	Weight/(unit length) of the member	0
END1	Length of Rigid End-block at End 1 of member	0 (m)
END2	Length of Rigid End-block at End 2 of member	0 (m)
FJ1	Joint flexibility at End 1 (radians/unit moment)	0
FJ2	Joint flexibility at End 2 (radians/unit moment)	0
<b>Συνθήκες διαρροής συνδέσμων</b>		
PYT	Axial force for tensile yield	(*) (kN)
PYC	Axial force for compression yield	-(*) (kN)
MY1+	Positive yield moment (End 1)	(*) (kNm)
MY1-	Negative yield moment (End 1)	-(*) (kNm)
MY2+	Positive yield moment (End 2)	(*) (kNm)
MY2-	Negative yield moment (End 2)	-(*) (kNm)
<b>Παράμετροι νόμου υστέρησης Remennikov</b>		
Iminor	Second Moment of Area about Minor axis	(*) (m <sup>4</sup> )
Sminor	Plastic Section Modulus about Minor axis	(*) (m <sup>3</sup> )
k	Effective Length Parameter (L = kL)	0.75
ALFA	Strain Hardening Alpha	1.0
BETA	Beta factor ( $\beta > 1.0$ ) recommended range 1.2 to 1.4	1.2
THETA0	Initial out-of-straightness (length units)	0.0
E1	Effective modulus e1 (>0.0)	0.35
E2	Effective modulus e2 (>0.0)	0.80
E3	Effective modulus e3 (>0.0)	0.90
E4	Effective modulus e4	0.0
N	= 0; ALFA above used for strain hardening effects. I = 1; Built-in strain hardening rule and ALFA is reset to 1.0	0
SHAPE	= 1; Flanged section such as an I section. I = 2; Circular hollow section = 3; RHS or SHS section	1

Σημείωση: στα κελιά που περιέχεται το σύμβολο (\*) οι τιμές τους διαφοροποιούνται για κάθε αλλαγή των παραμέτρων  $\alpha$ ,  $\beta$  της μελέτης και παρατίθεται αναλυτικά στον Πίνακα 6.4.4.2.

Πίνακας 6.4.4.2 : Παράμετροι εισαγωγής στο RUAUMOKO για την προσομοίωση συνδέσμων δυσκαμψίας ανάλογα με τη μεταβολή των τιμών της παραμετρικής ανάλυσης

Παράμετρος		$A(m^2)$	$S_{minor}(m^3)$	$I(m^4)$	Yield Force (kN)	Yield Moment (kNm)
<b><math>\alpha</math></b>	0.9	1.1013E-04	1.9262E-07	1.0107E-09	30.29	0.0530
	1.0	2.3322E-04	5.9360E-07	4.5326E-09	64.14	0.1632
	1.2	4.7940E-04	1.7494E-06	1.9152E-08	131.83	0.4811
	1.5	8.4867E-04	4.1206E-06	6.0020E-08	233.38	1.1332
	2.0	1.4641E-03	9.3371E-06	1.7864E-07	402.63	2.5677
	3.0	2.6950E-03	2.3318E-05	6.0525E-07	741.13	6.4124
<b><math>\beta</math></b>	1.0	1.5904E-04	3.3429E-07	2.1079E-09	43.74	0.0919
	1.2	2.8195E-04	7.8907E-07	6.6248E-09	77.54	0.2170
	1.5	4.6632E-04	1.6783E-06	1.8121E-08	128.24	0.4615
	2.0	7.7360E-04	3.5861E-06	4.9871E-08	212.74	0.9862
	3.0	1.3881E-03	8.6199E-06	1.6058E-07	381.74	2.3705

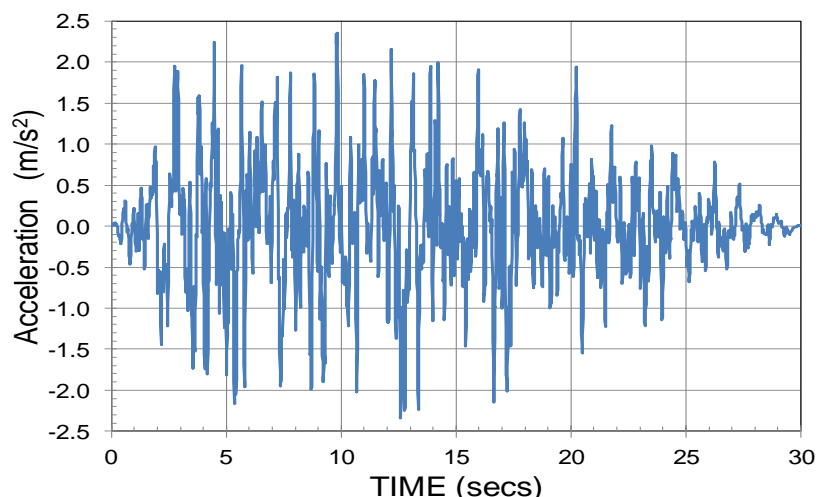
Οι παράμετροι του Πίνακα 6.4.3.1 που αφορούν τον κάθε σύνδεσμο δυσκαμψίας ξεχωριστά υπολογίστηκαν για κάθε τιμή από τα δύο σύνολα παραμέτρων για τα οποία διενεργήθηκαν οι παραμετρικές αναλύσεις - που αφορούν τη δυσκαμψία και την αντοχή αντίστοιχα ( **$\alpha$** ,  **$\beta$** ). Με βάση τα δεδομένα του Πίνακα 6.3.2 τα οποία εισήχθησαν στις σχέσεις (3), υπολογίστηκε το συνολικό έλλειμμα δυσκαμψίας και αντοχής το οποίο παρουσιάζεται στο επίπεδο της πυλωτής ( $K_A$ ,  $V_A$ ) και το οποίο αντιστοιχεί σε τιμές δυσκαμψίας και αντοχής όλων των συνδέσμων δυσκαμψίας που εφαρμόστηκαν στην πυλωτή ( $K_x$ ,  $V_x$ ). Αναλυτικότερα τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον Πίνακα 6.6.4.3.

Πίνακας 6.4.4.2 : Τιμές δυσκαμψίας και αντοχής των χιαστί συνδέσμων που χρησιμοποιήθηκαν στις παραμετρικές αναλύσεις

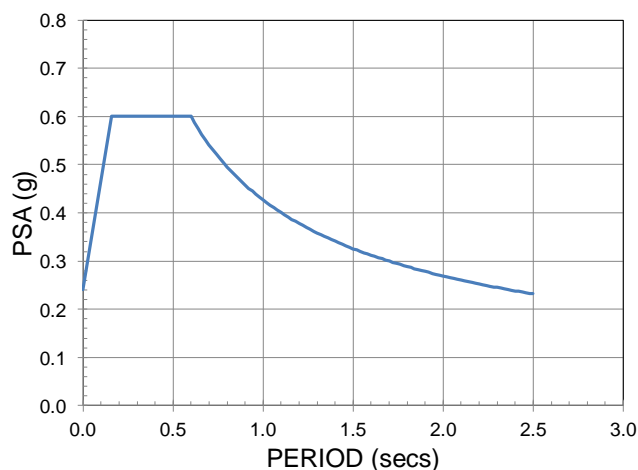
$\alpha$	$K_x$ (kNm)	$V_x$ (kN)	$\beta$	$V_x$ (kN)	$K_x$ (kNm)
0.9	8,831.00	71.32	1.0	103	12,753.07
1.0	18,701.00	151.04	1.2	182.6	22,608.84
1.2	38,441.00	310.47	1.5	302	37,392.49
1.5	68,052.00	549.62	2.0	501	62,031.91
2.0	117,402.00	948.20	3.0	899	111,310.76
3.0	216,103.00	1,745.35			

### 6.5 Σεισμική διέγερση με βάση την οποία διενεργήθηκε η παραμετρική μελέτη

Για την εκπόνηση της τρέχουσας παραμετρικής μελέτης χρησιμοποιήθηκε η σεισμική διέγερση που απεικονίζεται στο Σχήμα 6.5.1 και είναι συμβατή με το φάσμα του Σχήματος 6.5.2 το οποίο, σύμφωνα με τον ΕΑΚ, αντιστοιχεί σε τύπο εδάφους Β και σεισμική ζώνη επικινδυνότητας ΙΙΙ. Η συγκεκριμένη χρονοϊστορία εδαφικής επιτάχυνσης έχει διάρκεια 30 sec και χρονικό βήμα 0.01 sec και δημιουργήθηκε τεχνητά με τη βοήθεια του λογισμικού SIMQKE (Gasparini and Vanmarcke, 1976).



Σχήμα 6.5.1 : Σεισμική διέγερση, με την οποία διενεργήθηκαν οι παραμετρικές αναλύσεις (Δ. Σοφianόπουλος, 2011)



Σχήμα 6.5.2 : Φάσμα επιταχύνσεων με βάση το οποίο δημιουργήθηκε η προς χρήση σεισμική διέγερση (Δ. Σοφιανόπουλος, 2011)

### 6.6 Αποτελέσματα παραμετρικών αναλύσεων

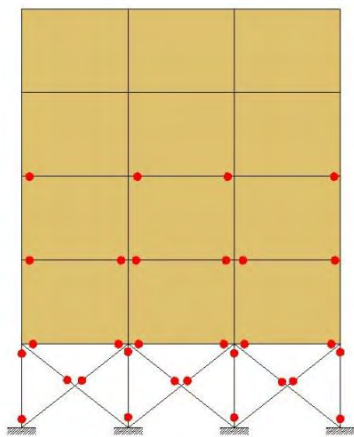
Χρησιμοποιώντας τις τιμές του πίνακα 6.3.1 πραγματοποιήθηκαν δύο σύνολα παραμετρικών αναλύσεων για 3-ώροφες και 5-ώροφες κατασκευές. Το πρώτο εξ' αυτών αφορούσε την παραμετρική μελέτη δυσκαμψίας των χιαστί συνδέσμων στην πυλωτή της κατασκευής και το δεύτερο την αντίστοιχη μελέτη για την αντοχή των συνδέσμων. Για τις τιμές των παραμέτρων  $\alpha$  και  $\beta$  της μελέτης υπολογίστηκαν οι αντίστοιχες τιμές  $\beta_{achieved}$  και  $\alpha_{achieved}$  που επιτεύχθηκαν για να παρατηρηθεί σε ενδεχόμενη αύξηση της αντοχής των συνδέσμων το μέγεθος της αντίστοιχης αύξησης της δυσκαμψίας τους και το αντίστροφο. Αναλυτικότερα τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον Πίνακα 6.6.1.

Πίνακας 6.6.1 : Τιμές των παραμέτρων της ανάλυσης που επιτεύχθηκαν, για τις διάφορες τιμές των αρχικών παραμέτρων

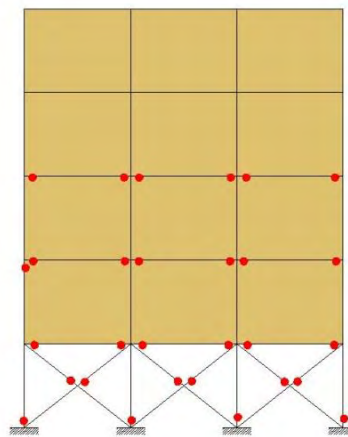
$\alpha$	$\beta_{achieved}$	$\beta$	$\alpha_{achieved}$
0.9	0.92	1.0	0.94
1.0	1.12	1.2	1.04
1.2	1.52	1.5	1.19
1.5	2.12	2.0	1.44
2.0	3.12	3.0	1.94

6.6.1 Ανάπτυξη πλαστικών αρθρώσεων 3-ώροφης και 5-ώροφης κατασκευής για τις διάφορες τιμές της παραμέτρου  $\alpha$ , για τα πλαίσια με συνδέσμους δυσκαμψίας στο ισόγειο

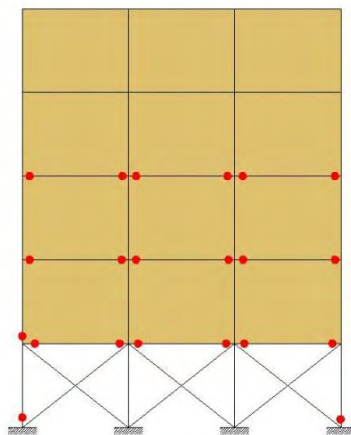
Στα Σχήματα 6.6.1.1 και 6.6.1.2 παρουσιάζεται η κατανομή των βλαβών (ανάπτυξη πλαστικών αρθρώσεων σε δοκούς και υποστυλώματα) για όλες τις τιμές της παραμέτρου  $\alpha$  για τα πλαίσια με χιαστί συνδέσμους στο επίπεδο του ισογείου. Η περίπτωση  $\alpha = 1$  αντιστοιχεί σε χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας που έχουν σχεδιαστεί, έτσι ώστε να έχουν την ίδια δυσκαμψία με τις τοιχοπληρώσεις του υπερκείμενου ορόφου και αντίστοιχα όλες οι υπόλοιπες περιπτώσεις σχετίζονται με επαυξημένη δυσκαμψία των συνδέσμων κατά τον ανάλογο συντελεστή. Καθώς το  $\alpha$  αυξάνεται από την τιμή 0.9 στην τιμή 3.0 οι αντίστοιχες τιμές αντοχής που έχει επιτευχθεί ( $\beta_{\text{achieved}}$ ) αυξάνονται από 0.92 σε 5.13 αντίστοιχα.



$\alpha = 0.90$ ,  $\beta_{\text{achieved}} = 0.92$

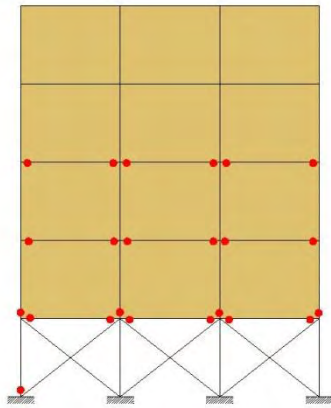


$\alpha = 1.00$ ,  $\beta_{\text{achieved}} = 1.12$

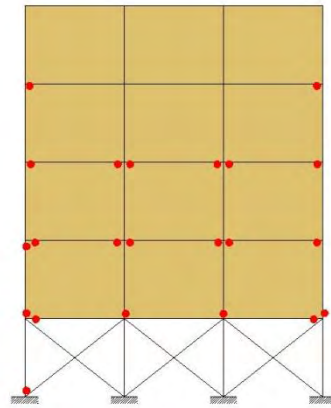


$\alpha = 1.20$ ,  $\beta_{\text{achieved}} = 1.52$

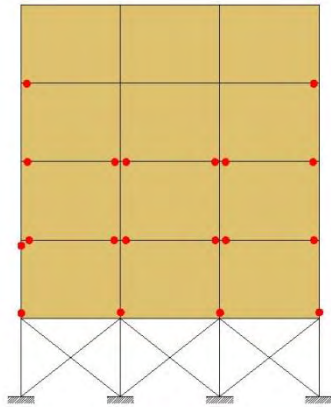




$\alpha = 1.50, \beta_{achieved} = 2.12$

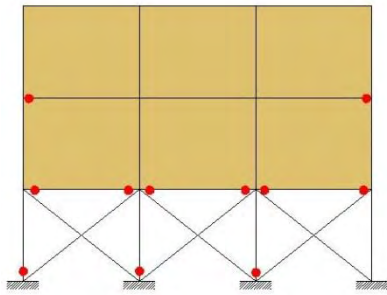


$\alpha = 2.00, \beta_{achieved} = 3.12$

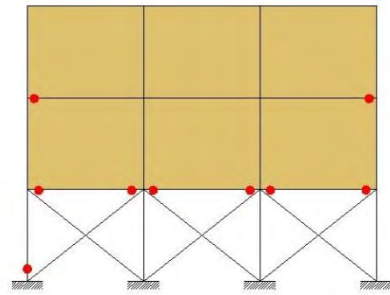


$\alpha = 3.00, \beta_{achieved} = 5.13$

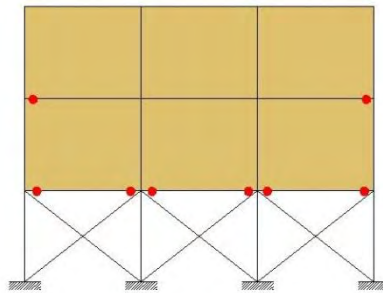
Σχήμα 6.6.1.1 : Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στα γραμμικά δομικά μέλη 5-ώροφης κατασκευής, στο τέλος της σεισμικής διέγερσης, για τις τιμές της παραμέτρου  $\alpha$



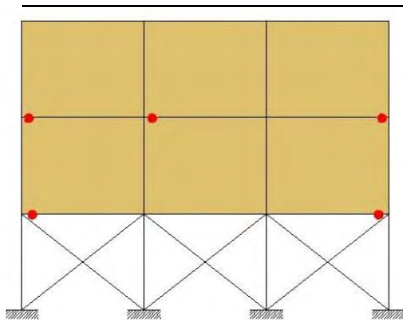
$\alpha = 0.90$ ,  $\beta_{achieved} = 0.92$



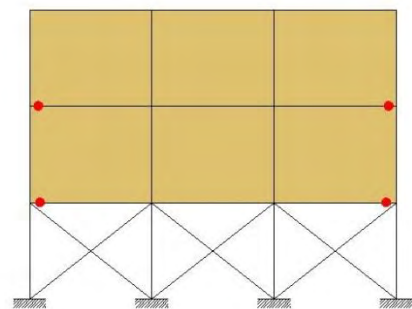
$\alpha = 1.00$ ,  $\beta_{achieved} = 1.12$



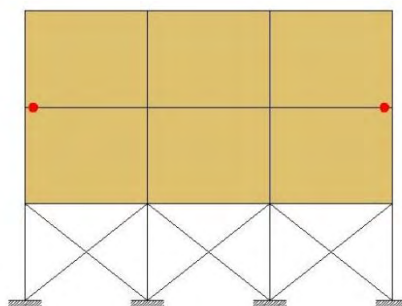
$\alpha = 1.20$ ,  $\beta_{achieved} = 1.52$



$\alpha = 1.50$ ,  $\beta_{achieved} = 2.12$



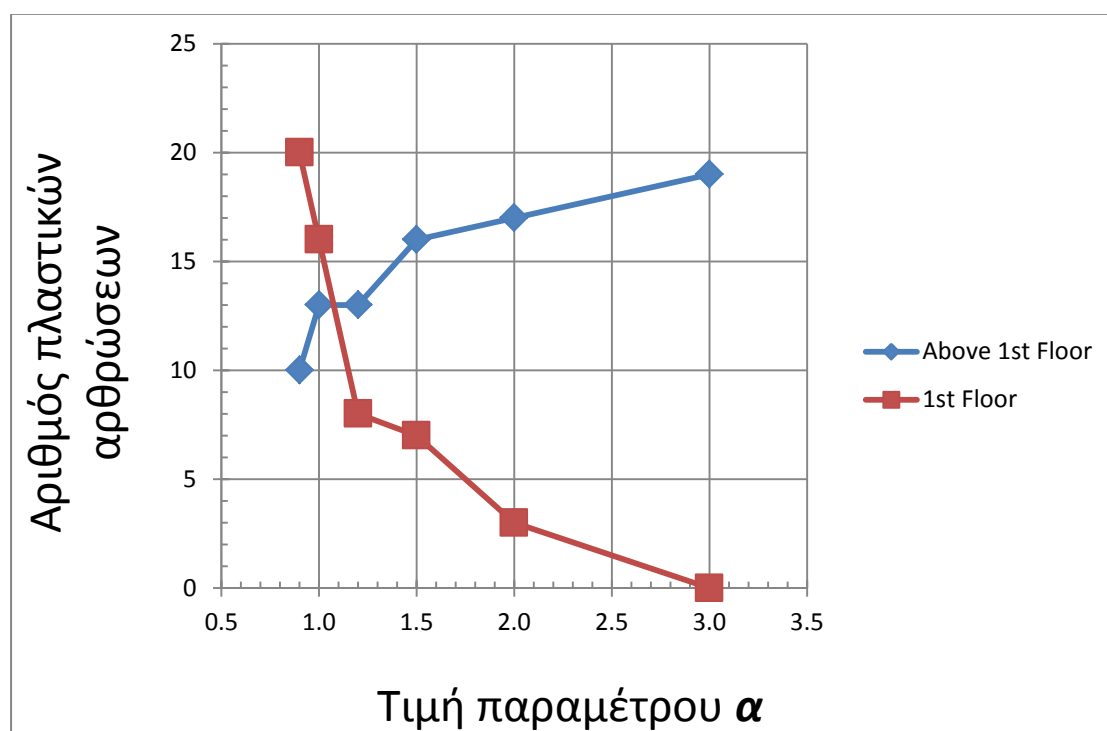
$\alpha = 2.00$ ,  $\beta_{achieved} = 3.12$



$\alpha = 3.00$ ,  $\beta_{achieved} = 5.13$

Σχήμα 6.6.1.2 : Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στα γραμμικά δομικά μέλη 3-ώροφης κατασκευής, στο τέλος της σεισμικής διέγερσης, για τις τιμές της παραμέτρου  $\alpha$

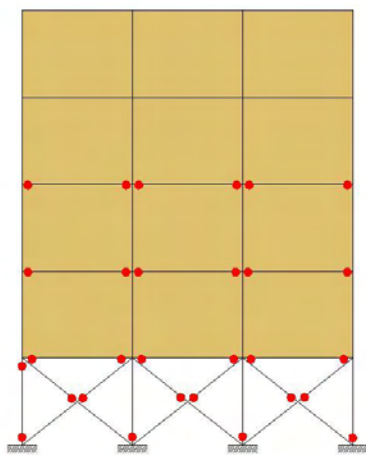
Από τα αποτελέσματα φαίνεται ότι καθώς αυξάνεται η δυσκαμψία της πυλωτής η δημιουργία των πλαστικών αρθρώσεων μετατοπίζεται στους υπερκείμενους ορόφους και βαθμιαία εξαλείφονται όλες οι πλαστικές αρθρώσεις (για  $\alpha = 3.0$ ) από τα δομικά μέλη του ισόγειου και μεταφέρονται στις δοκούς και τα υποστυλώματα των ανωτέρω ορόφων. Αυτό συμβαίνει διότι η αύξηση της δυσκαμψίας συνεπάγεται ταυτόχρονη αύξηση της αντοχής με αρκετά μεγαλύτερο ρυθμό μεταβολής. Η εν λόγω συμπεριφορά συμβάλει στην απόσβεση μεγαλύτερης ποσότητας ενέργειας, που εισάγεται στην κατασκευή, μέσω της σεισμικής διέγερσης και μειώνει την αντίστοιχη ποσότητα που παραλαμβάνουν τα κρίσιμα (ιδίως τα υποστυλώματα) μέλη του ισόγειου, αφού πλέον μεγάλο ποσοστό παραλαμβάνουν τα μέλη των υπερκείμενων ορόφων. Στο διάγραμμα του Σχήματος 6.6.1.3 παρουσιάζεται αναλυτικά η μεταβολή του αριθμού των πλαστικών αρθρώσεων στο ισόγειο και στους υπερκείμενους ορόφους καθώς αυξάνεται η τιμή της μεταβλητής  $\alpha$ , δηλαδή της συνολικής δυσκαμψίας της πυλωτής.



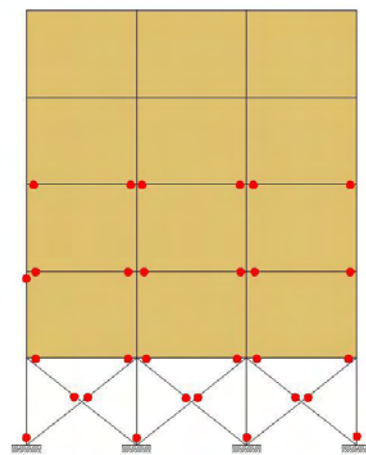
Σχήμα 6.6.1.3 : Μεταβολή του σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στη στάθμη του ισόγειου και στους υπερκείμενους ορόφους, για τις τιμές της παραμέτρου  $\alpha$

6.6.2 Ανάπτυξη πλαστικών αρθρώσεων 3-ώροφης και 5-ώροφης κατασκευής για τις διάφορες τιμές της παραμέτρου  $\beta$ , για τα πλαίσια με συνδέσμους δυσκαμψίας στο ισόγειο

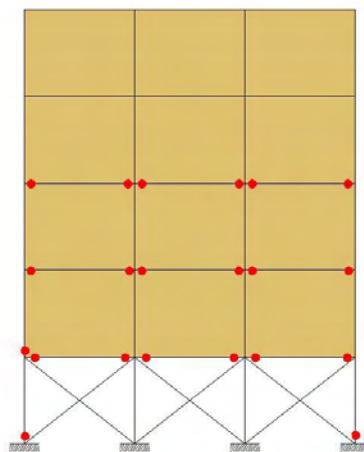
Αντίστοιχα με την προηγούμενη παράγραφο στα Σχήματα 6.6.2.1 και 6.6.2.2 παρουσιάζεται και εδώ η κατανομή των βλαβών για όλες τις τιμές της παραμέτρου  $\beta$  για τα πλαίσια με χιαστί συνδέσμους στο επίπεδο του ισογείου. Η περίπτωση  $\beta = 1$  αντιστοιχεί σε χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας που έχουν σχεδιαστεί, έτσι ώστε να έχουν την ίδια αντοχή με τις τοιχοπληρώσεις του υπερκείμενου ορόφου και αντίστοιχα όλες οι υπόλοιπες περιπτώσεις σχετίζονται με επαυξημένη αντοχή των συνδέσμων κατά τον ανάλογο συντελεστή. Καθώς το  $\beta$  αυξάνεται από την τιμή 1.0 στην τιμή 3.0 οι αντίστοιχες τιμές δυσκαμψίας που έχει επιτευχθεί ( $\alpha_{achieved}$ ) αυξάνονται από 0.94 σε 1.94 αντίστοιχα.



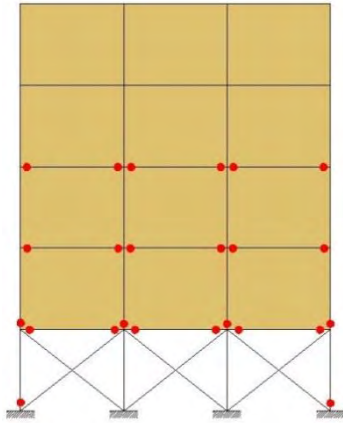
$\beta = 1.00$ ,  $\alpha_{achieved} = 0.94$



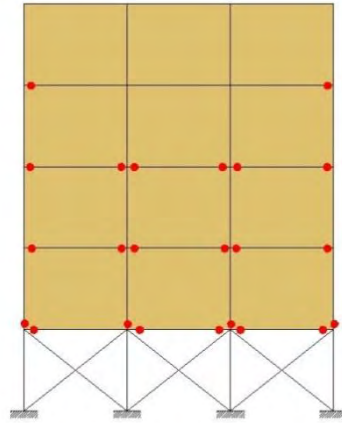
$\beta = 1.20$ ,  $\alpha_{achieved} = 1.04$



$\beta = 1.50$ ,  $\alpha_{achieved} = 1.19$

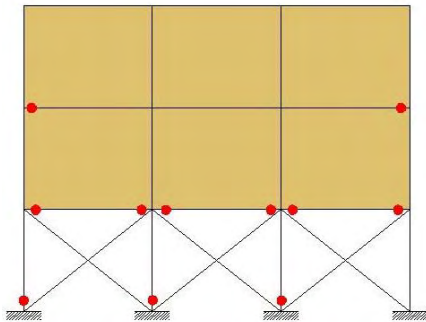


$\beta = 2.00$ ,  $\alpha_{\text{achieved}} = 1.44$

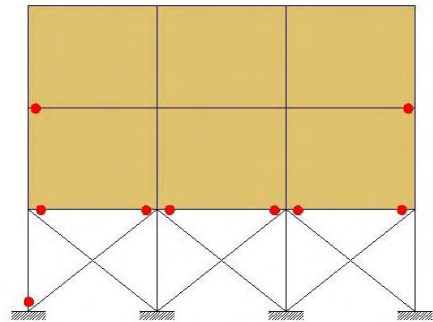


$\beta = 3.00$ ,  $\alpha_{\text{achieved}} = 1.94$

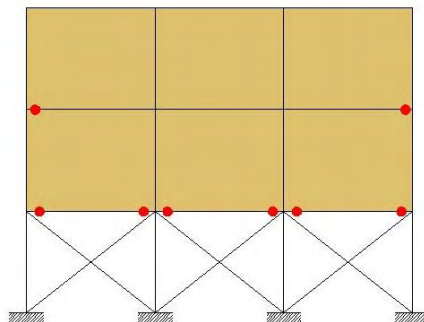
Σχήμα 6.6.2.1 : Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στα γραμμικά δομικά μέλη 5-ώροφης κατασκευής, στο τέλος της σεισμικής διέγερσης, για τις τιμές της παραμέτρου  $\beta$



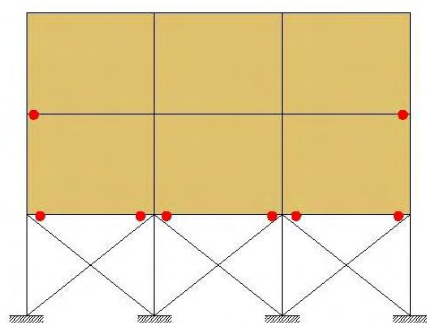
$\beta = 1.00$ ,  $\alpha_{\text{achieved}} = 0.94$



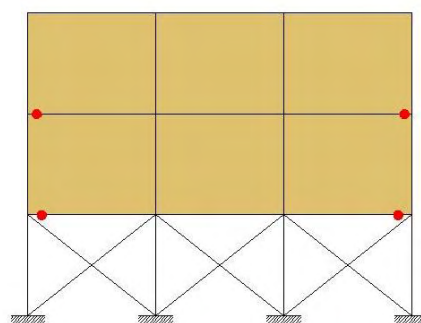
$\beta = 1.20$ ,  $\alpha_{\text{achieved}} = 1.04$



$\beta = 1.50$ ,  $\alpha_{\text{achieved}} = 1.19$



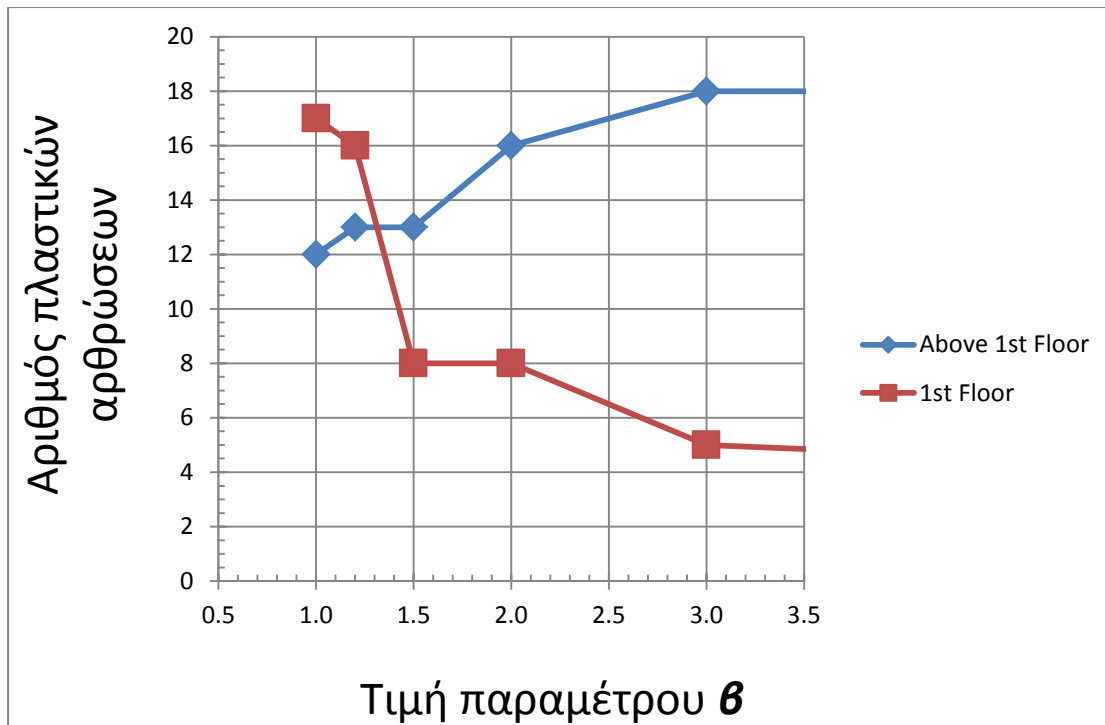
$$\beta = 2.00, a_{\text{achieved}} = 1.44$$



$$\beta = 3.00, a_{\text{achieved}} = 1.94$$

Σχήμα 6.6.2.2 : Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στα γραμμικά δομικά μέλη 3-ώροφης κατασκευής, στο τέλος της σεισμικής διέγερσης, για τις τιμές της παραμέτρου  $\beta$

Παρατηρείται και σε αυτή την περίπτωση, ότι καθώς αυξάνεται η αντοχή της πυλωτής η δημιουργία των πλαστικών αρθρώσεων μετατοπίζεται στους υπερκείμενους ορόφους, εξαλείφονται βαθμιαία οι αστοχίες από τα δομικά μέλη του ισόγειου (όχι όμως τελείως γιατί εδώ η αύξηση της αντοχής δεν είναι τόσο μεγάλη όσο στην περίπτωση των παραμέτρων  $\alpha$ ) και μεταφέρονται στις δοκούς και τα υποστυλώματα των ανωτέρω ορόφων. Αυτή η συμπεριφορά συμβάλει στην απόσβεση μεγαλύτερης ποσότητας ενέργειας, που εισάγεται στην κατασκευή, μέσω της σεισμικής διέγερσης και μειώνει την αντίστοιχη ποσότητα που παραλαμβάνουν τα κρίσιμα (ιδίως τα υποστυλώματα) μέλη του ισόγειου, αφού πλέον μεγάλο ποσοστό παραλαμβάνουν τα μέλη των υπερκείμενων ορόφων. Στο διάγραμμα του Σχήματος 6.6.2.3 παρουσιάζεται αναλυτικά η μεταβολή του αριθμού των πλαστικών αρθρώσεων στο ισόγειο και στους υπερκείμενους ορόφους καθώς αυξάνεται η τιμή της μεταβλητής  $\beta$ , δηλαδή της συνολικής αντοχής της πυλωτής.

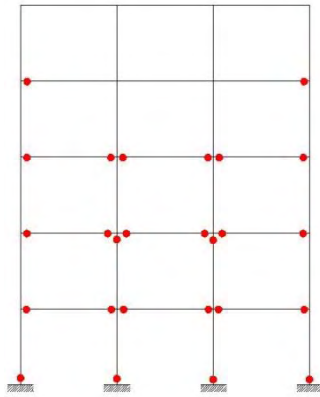


Σχήμα 6.6.1.3 : Μεταβολή του σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στη στάθμη του ισογείου και στους υπερκείμενους ορόφους, για τις τιμές της παραμέτρου  $\beta$

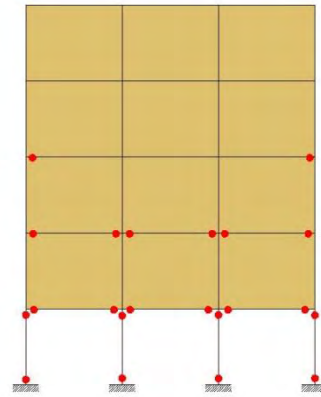
### 6.6.3 Ανάπτυξη πλαστικών αρθρώσεων 3-ώροφης και 5-ώροφης κατασκευής, για «γυμνό», πλήρως τοιχοπληρωμένο και πλαίσιο με πυλωτή

Για την πληρότητα της μελέτης εκτελέστηκαν αναλύσεις, για την ίδια σεισμική διέγερση, οι οποίες περιελάμβαναν το «γυμνό πλαίσιο», το πλήρως τοιχοπληρωμένο πλαίσιο και το πλαίσιο με πυλωτή, χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας. Στόχος ήταν να παρατηρηθεί η συμπεριφορά των συμβατικών κατασκευών - οι οποίες δεν έχουν δεχθεί ενίσχυση με χιαστί μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας στο ισόγειο - και η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων σε αυτές. Από τα αποτελέσματα είναι εμφανής η δυσμενής συμπεριφορά του πλαισίου με πυλωτή, στο οποίο η απότομη αλλαγή δυσκαμψίας και αντοχής στο επίπεδο του ισογείου, προκαλεί τη συσσώρευση των πλαστικών αρθρώσεων στα μέλη της εν λόγω στάθμης και δεν επιτρέπει την εξάπλωση των βλαβών στους υπερκείμενους ορόφους. Συμπεριφορά η οποία θα ήταν ευεργετική γιατί θα βοηθούσε στην μεγαλύτερη και ομαλότερη απόσβεση της ενέργειας που εισάγεται στην κατασκευή, μέσω της σεισμικής διέγερσης και θα αποφόρτιζε σε μεγάλο βαθμό τα μέλη του ισογείου και ιδιαίτερα τα αδύναμα υποστυλώματα - που για κτίρια τα οποία έχουν σχεδιαστεί με τους κανονισμούς που ήταν σε ισχύ πριν το '85 - είναι ιδιαίτερος κρίσιμα, αφού μεγάλο μέρος της εν λόγω ενέργειας θα παραλάμβαναν τα δομικά μέλη των ανωτέρω ορόφων. Τέτοια ευνοϊκή

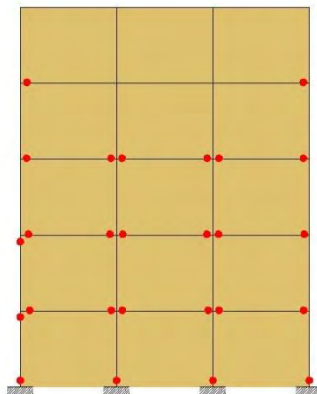
συμπεριφορά παρουσιάζουν τόσο το «γυμνό» πλαίσιο, όσο και το πλήρως τοιχοπληρωμένο. Στο Σχήμα 6.6.3.1 παρουσιάζεται η ανάπτυξη των πλαστικών αρθρώσεων στα εν λόγω πλαίσια για 5-ώροφες και 3-ώροφες κατασκευές.



Bare Frame

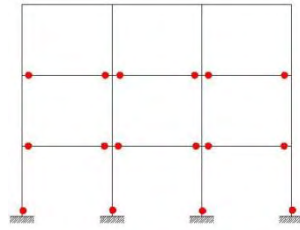


Piloti

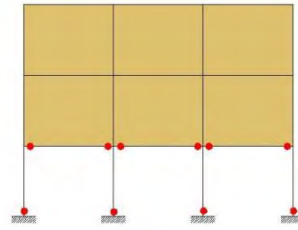


Walled

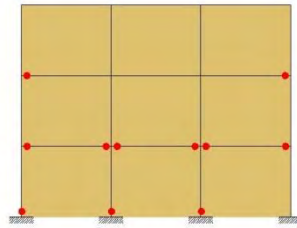




Bare Frame



Piloti



Walled

Σχήμα 6.6.2.2 : Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στα γραμμικά δομικά μέλη 5-ώροφης και 3-ώροφης κατασκευής, στο τέλος της σεισμικής διέγερσης, για «γυμνό», πλήρως τοιχοπληρωμένο και πλαίσιο με πυλωτή

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7:

### Συμπεράσματα-Προτάσεις βελτίωσης

Κλείνοντας την παρούσα διπλωματική εργασία μπορεί να διαπιστώσει κανείς ότι η αναγκαιότητα ενίσχυσης με οποιοδήποτε τρόπο, των πλαισίων με πυλωτή στο ισόγειο, που έχουν σχεδιαστεί και κατασκευαστεί πριν το 1985, είναι μείζονος σημασίας. Το μεγάλο μειονέκτημα της μη κανονικότητας καθ' ύψος, όσον αφορά την αντοχή και την δυσκαμψία, που παρουσιάζεται στον συγκεκριμένο τύπο πλαισίου, καθιστά ιδιαίτερα κρίσιμη τη συμπεριφορά του, υπό σεισμική διέγερση. Η προτεινόμενη λύση ενίσχυσης που εξετάστηκε (χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας), φαίνεται να δίνει αρκετά ικανοποιητικά αποτελέσματα, όσον αφορά τη βελτίωση της εν λόγω συμπεριφοράς των πλαισίων και την κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στα δομικά μέλη της κατασκευής, με κύριο αποτέλεσμα την παρεμπόδιση της συσσώρευσης αστοχιών στα κρίσιμα υποστυλώματα του ισογείου και την αποφυγή σχηματισμού «μαλακού» ορόφου.

Από τις διάφορες διατομές συνδέσμων δυσκαμψίας που εξετάστηκαν παρατηρείται ευνοϊκότερη συμπεριφορά, για τις μεγαλύτερες τιμές δυσκαμψίας και αντοχής στη στάθμη της πυλωτής, π.χ. για  $\alpha = 3.0$  ή  $\beta = 3.0$ , αφού εξαλείφονται σχεδόν ολοκληρωτικά οι πλαστικές αρθρώσεις στα μέλη της πρότερα προβληματικής στάθμης του ισογείου, χωρίς ιδιαίτερα μεγάλη αύξηση των αστοχιών στα μέλη των υπερκείμενων ορόφων. Παρόλα αυτά το βασικό πλεονέκτημα της ομοιόμορφης αντοχής και δυσκαμψίας καθ' ύψος, δηλαδή για τιμές  $\alpha = 1.0$  ή  $\beta = 1.0$ , έγκειται στο γεγονός ότι ο μελετητής μπορεί να επέμβει άμεσα στην κατασκευή χωρίς να χρειαστεί να εκπονήσει από την αρχή στατική μελέτη για το κτίριο, πράγμα που θα απαιτούνταν με την εφαρμογή συνδέσμων μεγαλύτερης αντοχής και δυσκαμψίας από εκείνης των υπερκείμενων ορόφων. Αυτό θα συνέβαινε διότι οι αυξημένες «απαιτήσεις» που θα μεταφέρονταν πλέον από το ισόγειο στους ανωτέρω ορόφους θα επέβαλλαν την επέμβαση και ενίσχυση των δομικών μελών σε αυτούς τους ορόφους. Επιπλέον - ανάλογα και με το εκάστοτε ισχύον νομικό πλαίσιο - ο μελετητής θα μπορούσε να εφαρμόσει χιαστί συνδέσμους, με ίδια δυσκαμψία και αντοχή με εκείνη των υπερκείμενων ορόφων, χωρίς να χρειάζεται η έκδοση αδείας, κάτι που δεν θα μπορούσε να κάνει στην περίπτωση της τοποθέτησης συνδέσμων με πολλαπλάσια αντοχή και δυσκαμψία από εκείνη των υπόλοιπων ορόφων.

Σχετικά με τις προτάσεις βελτίωσης της παρούσας εργασίας θα ήταν σκόπιμο μελλοντικά να διενεργηθούν παραμετρικές αναλύσεις και σε κτίρια με περισσότερους ορόφους, π.χ. 7-ώροφες και 9-ώροφες κατασκευές, ώστε να παρατηρηθεί και η συμπεριφορά ψηλότερων κατασκευών. Αυτό διότι, όπως φάνηκε και στην συγκεκριμένη εργασία, η ανακατανομή των βλαβών στα κτίρια με μικρότερο αριθμό ορόφων (3-ώροφα) δεν είναι τόσο ξεκάθαρη, γεγονός που εν μέρει οφείλεται στην ευνοϊκότερη συμπεριφορά τους λόγω μικρότερου συνολικού ύψους. Επιπλέον ο περιορισμένος αριθμός ορόφων αποτρέπει την εξάπλωση των αστοχιών σε ένα μεγάλο εύρος ανώτερων στρωμάτων, δυσχεραίνοντας την διαδικασία εξαγωγής ασφαλών συμπερασμάτων. Όσον αφορά τα μοντέλα που βαθμονομήθηκαν θεωρείται χρήσιμη, η βαθμονόμηση αναλυτικών μοντέλων με βάση δεδομένα απόκρισης πλαισίων μεγαλύτερης κλίμακας (όσο αυτό είναι δυνατόν), έτσι ώστε να αποκλειστούν οι όποιες επιπλέον αβεβαιότητες εισάγονται στην προσομοίωση, λόγω της ύπαρξης φαινομένων κλίμακας μεταξύ των πειραματικών πλαισίων και των πλαισίων των πραγματικών κατασκευών, που συναντώνται στην καθημερινότητα.

## **ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ**

- Baros D. K., Dritsos, S. E., (2008), «A Simplified Procedure to Select a Suitable Retrofit Strategy for Existing RC Buildings Using Pushover Analysis», Journal of Earthquake Engineering.
- Carr A.J., (2005). RUAUMOKO-2D. Department of Civil Engineering, University of Canterbury, New Zealand.
- **Charalampakis, A. E., Koumousis, V. K.(2008) «Ultimate strength analysis of composite sections under biaxial bending and axial load», Advances in Engineering Software, doi:10.1016/j.advengsoft.2008.01.007.**
- Crisafulli, F.J., (1997) «Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structures with Masonry Infills», Ph.D, Thesis, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, New Zealand.
- Davaran, A., Far, N.E., (2009), «An inelastic model for low cycle fatigue prediction in steel braces», Journal of Constructional Steel Research.
- Fukada, Y., (1969) «Study on the Restoring Force Characteristics of Reinforced Concrete Buildings». (In Japanese). Proc. Kanto District Symposium, Architectural Institute of Japan, Tokyo, Japan, No. 40.
- Gasparini, D. A. and Vanmarcke, E. H., (1976) «Simulated earthquake motions compatible with prescribed response spectra» MIT Department of Civil Engineering Research Report R76-4, Order Number 527.
- Kakaletsis, D.J., Karayannis, C.G., (2009) «Experimental Investigation of Infilled Reinforced Concrete Frames with Openings», Technical Paper, ACI Structural Journal.
- Kanvinde AM, Deierlein GG., (2005) Continuum based micro-models for ultra low cycle fatigue crack initiation in steel structures. In: Proceedings of the 2005 structures congress and the 2005 forensic engineering symposium.
- Remennikov, A. and Walpole, W.R., (1995) «Incremental Model for Predicting the Inelastic Hysteretic Behaviour of Steel Bracing Members». Research Report 95-6, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, p 114.

- Smyrou, E., (2006) «Implementation and Verification of a Masonry Panel Model for Nonlinear Dynamic Analysis of Infilled RC Frames», M.Sc., Rose School, European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk.
- Smyrou, E., Blandon, C., Antoniou, S., Pinho, R., Crisafulli, F., (2011), «Implementation and Verification of a Masonry Panel Model for Nonlinear Dynamic Analysis of Infilled RC Frames», Original Research Paper.
- Αθανασίου, Α., (2013) «Βαθμονόμηση Μοντέλων Προσομοίωσης Μελών Τυπικού Κτιρίου από Ο/Σ με Πυλωτή Σχεδιασμένου πριν το 1985», Διπλωματική Εργασία, Πολυτεχνική Σχολή, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Βόλος.
- Αναγνωστόπουλος Κ., (2009), «Αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς σε κτίριο με piloti και ενίσχυση αυτής με περιμετρικά τοιχώματα», 15<sup>ο</sup> Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές Κατασκευών, Πάτρα.
- ΚΑΝΕΠΕ. «Κανονισμός Επεμβάσεων», Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (ΟΑΣΠ), Σχέδιο Κειμένου – 2, Νοέμβριος 2005.
- Λάτσος, Λ., Τουσμάνης, Α., (2012) «Συγκριτική μελέτη μεθόδων ενίσχυσης σε πλαίσια Ο/Σ με και χωρίς piloti μέσω ανελαστικών στατικών αναλύσεων», Πάτρα.
- Περδικάρης, Φ., (2011) «Διερεύνηση της Συμπεριφοράς Πλαισίων Ο.Σ.Ενισχυμένων με Εμφατνούμενα Τοιχώματα Ο.Σ.» 2η Έκθεση προόδου, Βόλος.
- Ρεπάης, Κ., (2007) «Αποτίμηση της Σεισμικής Συμπεριφοράς Υφιστάμενων Κτιρίων από Ω.Σ.», Διδακτορική Διατριβή, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.
- Σοφιανόπουλος, Σ. Δ., (2012) «Θεωρητική – Παραμετρική Διερεύνηση και Βελτιστοποίηση της Σεισμικής Ενίσχυσης Συμβατικών Κτιριακών Κατασκευών με Φέροντα Οργανισμό από Οπλισμένο Σκυρόδεμα με Πυλωτή μέσω μη έκκεντρων Χαλύβδινων Χιαστών Συνδέσμων Δυσκαμψίας», Τελική Έκθεση Προόδου, Πολυτεχνική Σχολή, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Βόλος.