



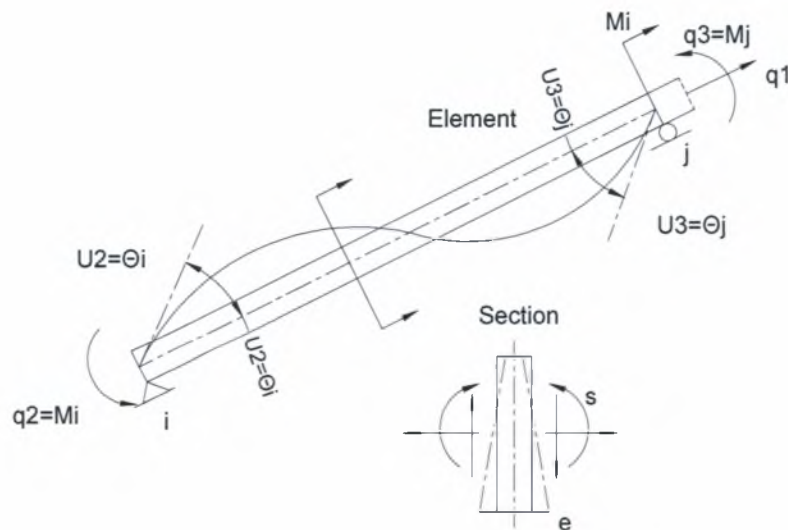
ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ

ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ – ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

**Διερεύνηση Μεθόδων Προσομοίωσης της Σεισμικής
Απόκρισης Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα**

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ του

Αλέξανδρου Τόλη



Επιβλέπων:

Δρ. Μιχάλης Φραγκιαδάκης



**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗ & ΚΕΝΤΡΟ ΠΛΗΡΟΦΟΡΗΣΗΣ
ΕΙΔΙΚΗ ΣΥΛΛΟΓΗ «ΓΚΡΙΖΑ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ»**

Αριθ. Εισ.: 7811/1

Ημερ. Εισ.: 10-12-2009

Δωρεά: Συγγραφέας

Ταξιθετικός Κωδικός: ΠΤ – ΠΜ

2009

ΤΟΛ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Στο πλαίσιο των ερευνητικών προγραμμάτων για τη αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς μη κανονικών σε κάτοψη κατασκευών, έχουν λάβει χώρα αρκετά πειράματα κτιρίων κατασκευασμένα σε φυσική κλίμακα. Τα κτίρια αυτά δοκιμάστηκαν ψευδο-δυναμικά, με στόχο την κατανόηση της απόκρισής τους κατά τον σεισμό αλλά και τον προσδιορισμό των αδύνατων σημείων τους.

Ειδικά σε μια σειсмоγενή περιοχή, όπως είναι η Ελλάδα, στη οποία το μεγαλύτερο σε ποσοστό τμήμα των κτιρίων έχουν κατασκευαστεί προ του έτους 1985, εποχή κατά την οποία τέθηκαν σε εφαρμογή πρόσθετες βελτιωτικές διατάξεις στον αντισεισμικό κανονισμό, αποτελεί ένα σοβαρό πρόβλημα. Επιπλέον, εκτός από την έλλειψη αντισεισμικού σχεδιασμού, η δομική μορφολογία της πλειοψηφίας των κατασκευών αυτών, ευνοεί την ανάπτυξη στρεπτικής απόκρισης κατά το σεισμό, γεγονός που καθιστά ακόμα πιο δυσμενή την κατάσταση.

Το έτος 2008 στην Ιταλία, σε κοινή δράση Ελληνικών και Ιταλικών πανεπιστημίων, κατασκευάστηκε σε φυσική κλίμακα ένα τριώροφο κτίριο, αντιπροσωπευτικό εκείνης της περιόδου, προκειμένου να δοκιμαστεί ψευδο-δυναμικά στην Pavia.

Αντικείμενο της παρούσης πτυχιακής εργασίας είναι η διερεύνηση μη-γραμμικών μαθηματικών προσομοιωμάτων με σκοπό την προσέγγιση μέσω κατάλληλων προγραμμάτων Η/Υ της απόκρισης φορέων εκείνης της εποχής. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων συγκρίνονται με τα πειραματικά και αξιολογούνται. Συντόμως η ροή της εργασίας έχει ως ακολούθως:

Στο πρώτο και στο δεύτερο κεφάλαιο περιγράφεται αναλυτικά η γεωμετρία του φορέα, οι διατομές των μελών, καθώς και οι οπλισμοί τους. Επίσης, δίνονται στοιχεία για τις χαρακτηριστικές τιμές των υλικών της κατασκευής, αλλά και για τα φορτία που χρησιμοποιήθηκαν στο σχεδιασμό.

Στο τρίτο κεφάλαιο περιγράφονται τα υπολογιστικά εργαλεία που χρησιμοποιήθηκαν για την προσομοίωση του κτιρίου και την δημιουργία του μαθηματικού μοντέλου, προκειμένου να εφαρμοστούν οι μέθοδοι αποτίμησης της απόκρισης σε σεισμικές δράσεις. Αυτές περιλαμβάνουν την διερεύνηση των ιδιομορφικών χαρακτηριστικών του (ιδιοπεριόδων και ιδιομορφών), τη διεξαγωγή μη-γραμμικών στατικών αναλύσεων (pushover) σε διάφορες διευθύνσεις για μια πρώτη εκτίμηση της συμπεριφοράς της κατασκευής και τη διεξαγωγή δεσμών μη-γραμμικών αναλύσεων χρονοιστορίας για την ακριβή κατανόηση της σεισμικής απόκρισης και τον εντοπισμό των αδύνατων σημείων της, δηλαδή των θέσεων που πιθανότατα θα παρατηρηθούν βλάβες σε κάποιο μελλοντικό σεισμό.

Στο επόμενο δύο κεφάλαια, το τέταρτο και το πέμπτο συγκεντρώνονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων μαθηματικών μοντέλων με χρήση στοιχείων διανεμημένης και συγκεντρωμένης πλαστικότητας και συγκρίνονται μεταξύ τους καθώς και με τα αποτελέσματα που προέκυψαν από το πείραμα. Τα αποτελέσματα αυτά σχολιάζονται ανάλογα με το είδος της ανάλυσης και την θεώρηση του υπολογιστικού μοντέλου του κτιρίου.

Τέλος στο έκτο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα συμπεράσματα της παρούσας εργασίας.

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Για την ολοκλήρωση της παρούσας διπλωματικής εργασίας, αισθάνομαι την ανάγκη να εκφράσω τις θερμές μου ευχαριστίες στον Δρ. Μιχάλη Φραγκιαδάκη, για τις συνεχείς και άμεσες υποδείξεις του, όπως και για τη συστηματική καθοδήγηση καθ' όλη τη διάρκεια εκπόνησης της εργασίας.

Αισθάνομαι τέλος την ανάγκη να ευχαριστήσω την οικογένεια μου για την αμέριστη στήριξη της.

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ.....	ii
ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ.....	iii
ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ.....	4
1. Εισαγωγή	6
2. Η κατασκευή αναφοράς.....	7
2.1. Γεωμετρικά χαρακτηριστικά της κατασκευής.....	7
2.2. Ιδιότητες των υλικών	10
2.2.1. Σκυρόδεμα.....	10
2.2.2. Χάλυβας οπλισμού.....	11
2.3. Μάζα κτιρίου.....	12
2.4. Περιγραφή του πειράματος	13
3. Προσομοίωση και Ανάλυση Κατασκευών υπό Σεισμικές Δράσεις	15
3.1. Γενικά	15
3.2. Στατική Μη-Γραμμική (Υπερωθητική) Ανάλυση	15
3.3. Δυναμική μη-γραμμική ανάλυση με εν χρόνω ολοκλήρωση.....	18
3.4. Ανάπτυξη μαθηματικού μοντέλου	19
3.4.1. Το λογισμικό προσομοίωσης κατασκευών Opensees	20
3.4.2. Μη-γραμμικά προσομοιώματα	21
3.4.3. Προσομοίωση τοιχοποιίας	27
3.4.4. Προσομοίωση υλικών κατασκευής.....	29
4. Διερεύνηση αριθμητικών αποτελεσμάτων προσομοίωσης με στοιχεία διανεμημένης πλαστικότητας.....	32
4.1. Αποτελέσματα αναλύσεων προσομοίωσης με στοιχεία διανεμημένης πλαστικότητας.....	32
4.1.1. Ιδιομορφική ανάλυση	33
4.1.2. Στατική μη γραμμική ανάλυση.....	35
4.1.3. Δυναμική ανάλυση	38
4.2. Σύγκριση πειραματικών αποτελεσμάτων με αποτελέσματα ανάλυσης.....	45
5. Διερεύνηση αριθμητικών αποτελεσμάτων προσομοίωσης με στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστικότητας.....	48
5.1. Γενικά	48
5.2. Σύγκριση αποτελεσμάτων ιδιομορφικής ανάλυσης.....	48
5.3. Σύγκριση αποτελεσμάτων από στατική μη-γραμμική ανάλυση	49
5.4. Σύγκριση αποτελεσμάτων από δυναμική ανάλυση.....	57

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

5.5. Σύγκριση αποτελεσμάτων ανάλυσης με τα πειραματικά	59
5.5.1. Στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστικότητας με ίνες	59
5.5.2. Στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστικότητας	62
6. Συμπεράσματα	64

1. Εισαγωγή

Σε μια ιδιαίτερα σεισμογενή περιοχή, όπως είναι η ευρύτερη περιοχή της νοτιανατολικής Ευρώπης, κύριο μέλημα του μελετητή μηχανικού είναι ο περιορισμός της τρωτότητας των κατασκευών έναντι σεισμικών δράσεων. Δυστυχώς, παρ' όλο που οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί έχουν φτάσει σε ένα πολύ καλό επίπεδο, τα παλαιότερα κτίρια που αποτελούν και την πλειοψηφία επί του συνόλου των υφιστάμενων κατασκευών, δεν έχουν σχεδιαστεί να παραλαμβάνουν σεισμικές δράσεις ανάλογες με αυτές που πιθανόν να κληθούν να αναλάβουν στο μέλλον.

Με τον όρο αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς ορίζουμε την ποσοτική εκτίμηση και τον έλεγχο της επάρκειας μιας συγκεκριμένης κατασκευής έναντι μιας συγκεκριμένης στάθμης σεισμικής δράσης. Η λεπτομερής αποτίμηση της αντοχής ενός κτιρίου αποτελεί απαραίτητο αρχικό στάδιο μιας μελέτης ενίσχυσης, γιατί μέσω αυτής εντοπίζονται τα τρωτά σημεία της κατασκευής και επιλέγεται το κατάλληλο είδος και η έκταση των ενδεχομένων επεμβάσεων.

Κτίρια με μη-κανονική κάτοψη καλούνται εκείνα των οποίων ο στατικός φορέας εμπεριέχει διάφορες γεωμετρικές ανομοιομορφίες, οι οποίες επηρεάζουν δυσμενώς την συμπεριφορά του. Τέτοιες ανομοιομορφίες μπορεί να είναι η μη συμμετρική κατανομή είτε της δυσκαμψίας, είτε της μάζας, είτε και των δύο, τόσο σε κάτοψη, όσο και καθ' ύψος ορόφων, αλλά και η έλλειψη πλαισίων κατά τη μία ή και τις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου.

Οι διατάξεις των παλαιότερων κανονισμών, σε συνδυασμό με κάποιες εμπειρικές τεχνικές, προσέδιδαν κάποια στοιχεία αντισεισμικής προστασίας στις κατασκευές. Ήταν όμως προσανατολισμένοι κυρίως σε κατασκευές που καλούνται να αναλάβουν μόνο κατακόρυφα φορτία. Με την ίδια αντίληψη μορφώνονταν και το δομικό σύστημα των κατασκευών. Συχνά απαντώνται δομικά συστήματα αποτελούμενα κυρίως από διέριστες πλάκες και δοκούς εγκάρσια τοποθετημένες στη κατεύθυνση λειτουργίας των πλακών, με αποτέλεσμα την ύπαρξη πλαισιακού συστήματος μόνο στη μία μόνο διεύθυνση, ενώ στην άλλη τα υποστυλώματα λειτουργούν σαν κατακόρυφοι πρόβολοι. Συχνά επίσης η αρχιτεκτονική διάταξη επικρατούσε στην μόρφωση του δομικού συστήματος, με συνέπεια να δημιουργούνται πολλές έμμεσες στηρίξεις δοκών επί άλλων δοκών και έτσι να απουσιάζει η έννοια του πλήρους πλαισίου. Ελλείπει τέλος κατάλληλων υπολογιστικών μέσων, είχαν επικρατήσει στην μελετητική πρακτική απλουστευτικοί τρόποι υπολογισμού της σεισμικής έντασης στα μέλη του δομικού συστήματος, που οδηγούσαν σε λανθασμένη εκτίμηση της κατανομής της σεισμικής τέμνουσας ορόφου στα μέλη.

Στην εργασία αυτή ένα τέτοιο κτίριο θα προσομοιωθεί με τρία διαφορετικά μοντέλα πεπερασμένων στοιχείων που είναι, στοιχεία διανεμημένης πλαστικότητας, στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστικότητας και στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστικότητας με ίνες. Σκοπός είναι να αναδειχθούν τα πλεονεκτήματα και τα μειονεκτήματα της κάθε προσομοίωσης όσο αναφορά την ακρίβεια του τελικού αποτελέσματος και το υπολογιστικό κόστος.

2. Η κατασκευή αναφοράς

2.1. Γεωμετρικά χαρακτηριστικά της κατασκευής

Το τριώροφο κτίριο του υπόψη πειράματος, το οποίο σχεδιάστηκε από τους Μ.Ν Φαρδή και Ρ. Negro, είναι βασισμένο στα πλαίσια του Ευρωπαϊκού ερευνητικού προγράμματος SPEAR (Seismic Performance Assessment and Rehabilitation of Existing Buildings) [1]. Είναι κατασκευασμένο σε κλίμακα 1:2 σε σχέση με το αρχικό. Η κλίμακα εφαρμόζεται, στα μήκη των μελών, στις διαστάσεις των διατομών τους και τις διαμέτρους των διαμήκων οπλισμών καθώς και των οπλισμών διάτμησης.

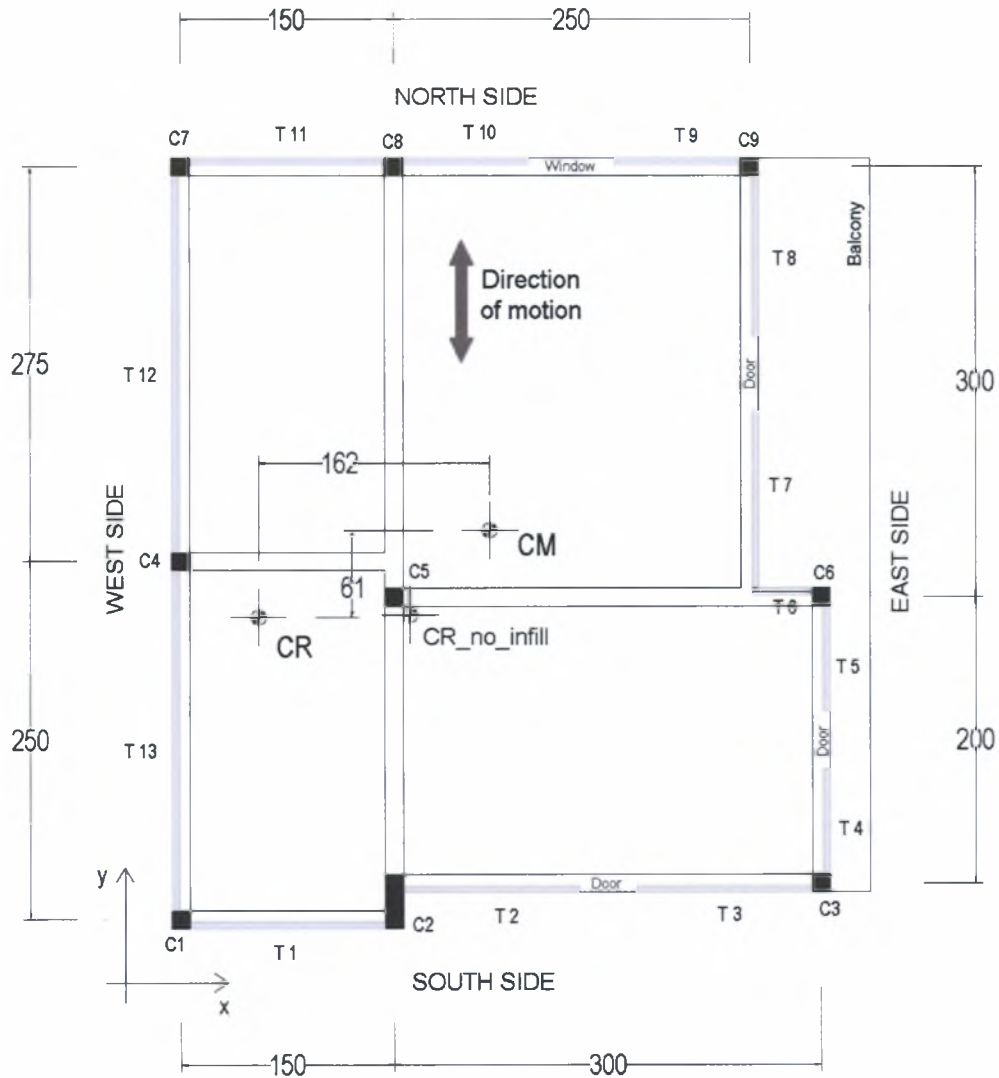


Εικόνα 2–1 Το κτίριο του πειράματος NEARB

Η φιλοσοφία σχεδιασμού στο κτίριο ήταν τέτοια ώστε να αντιπροσωπεύει παλαιότερες κατασκευές που απαντώνται πολύ συχνά στις σειсмоγενείς χώρες της Νότιας Ευρώπης. Τα κτίρια αυτά χαρακτηρίζονται από απουσία αντισεισμικού σχεδιασμού και από δυσμενή χαρακτηριστικά που επηρεάζουν τη σεισμική τους συμπεριφορά, όπως εκκεντρότητες και έμμεσες στηρίξεις δοκών.

Η ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΑΝΑΦΟΡΑΣ

Το κτίριο σχεδιάστηκε για κατακόρυφα φορτία μόνο, είναι μη-συμμετρικό, ευνοεί την ανάπτυξη στρεπτικής απόκρισης και περιλαμβάνει δύο έμμεσες στηρίξεις δοκών σε κάθε όροφο (με εκκεντρότητες 0.25m και 0.5m αντίστοιχα) καθώς και ένα κόμβο σύνδεσης δοκών-υποστυλωμάτων. Τα μικρά μήκη μάτισης των διαμήκων οπλισμών των υποστυλωμάτων, οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες των συνδετήρων, όπως και η μη συνέχιση τους μέσα στους κόμβους, δημιουργούν τις προϋποθέσεις για χαμηλές απαιτήσεις πλαστιμότητας.



Σχήμα 2-1 Τοπική κάτοψη ορόφου

Η ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΑΝΑΦΟΡΑΣ

Τα ανοίγματα των περιμετρικών πλαισίων καλύπτονται με τοιχοποιία από πλίνθους σκυροδέματος (Gasbeton RDB) πάχους 50mm. Το ύψος ορόφου από πλάκα σε πλάκα είναι 1.5m (καθαρό ύψος ορόφου μεταξύ πλάκας και κάτω μέρους των δοκών 1.25m). Οι διαστάσεις των υποστυλωμάτων είναι σταθερές καθ' όλο το ύψος τους 12.5x12.5cm, εκτός από το υποσύλωμα C2 το οποίο έχει διαστάσεις 12.5x37.5cm (βλ. Σχήμα 2-2). Οι διαστάσεις όλων των δοκών, και στις δύο κατευθύνσεις, είναι 12.5x25cm. Το πάχος των πλακών είναι 12cm.

Τα υποστυλώματα έχουν ράβδους Φ6 στις γωνίες της διατομής, εκτός από το μεγαλύτερο υποσύλωμα 12.5x37.5cm το οποίο έχει 4 ράβδους κατά μήκος των μεγάλων πλευρών της διατομής και 3 κατά των μικρών. Οι συνδετήρες των υποστυλωμάτων είναι Φ3 ανά 7cm που κλείνουν με άγκιστρα υπό γωνία 135°. Δεν υπάρχουν συνδετήρες στο εσωτερικό των κόμβων. Οι κατακόρυφες ράβδοι ματίζονται σε μήκος 15cm στα επίπεδα των ορόφων, συμπεριλαμβανομένου του 1^{ου} ισογείου.

Οι διαμήκεις οπλισμοί των δοκών αποτελούνται από ράβδους με διαμέτρους 6 και 10mm. Οι ράβδοι διέρχονται δια μέσου των στηρίξεων και αγκυρώνονται με άγκιστρα 135° στην εξώτατη παρειά του ακραίου υποστυλώματος του φανώματος. Επιπρόσθετα, ράβδοι του κάτω πέλματος κάμπτονται προς τα επάνω στην περιοχή της στήριξης, διέρχονται δια μέσου του ακραίου υποστυλώματος προς την εξώτατη παρειά όπου και κάμπτονται προς τα κάτω και αγκυρώνονται με άγκιστρο 135° στο επίπεδο του κάτω πέλματος της δοκού. Σε ενδιάμεσα υποστυλώματα, οι ράβδοι που έχουν καμφθεί προς τα επάνω, συνεχίζουν ευθύγραμμα στο επόμενο φάνωμα όπου και αγκυρώνονται στο πάνω πέλμα της δοκού με άγκιστρα 135°. Οι δοκοί έχουν συνδετήρες ράβδους Φ3 ανά 5.5cm, που κλείνουν με άγκιστρα 90° και δεν συνεχίζουν στο εσωτερικό των κόμβων. Αναλυτικά σχέδια με λεπτομέρειες των οπλισμών των δοκών παρατίθενται στο παράρτημα. Οι πλάκες οπλίζονται και στις δύο κατευθύνσεις τους με ράβδους Φ6 ανά 10cm, που κλείνουν με άγκιστρα 90° και δεν συνεχίζουν στο εσωτερικό των κόμβων.

2.2. Ιδιότητες των υλικών**2.2.1. Σκυρόδεμα**

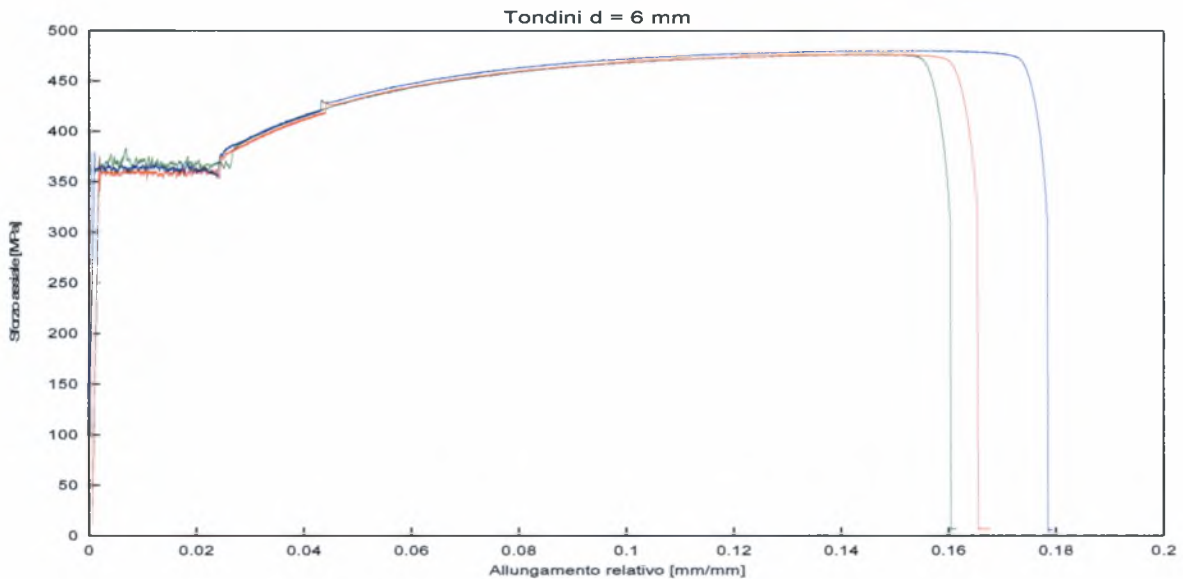
Κατά την κατασκευή του κτιρίου, ελήφθησαν δοκίμια σκυροδέματος, από κάθε τύπο δομικού στοιχείου (δοκός, υποσύλωμα, πλάκα) προκειμένου να ελεγχθούν οι ιδιότητες του. Τα δοκίμια που ελήφθησαν ήταν κύβοι με ακμή 150 mm στα οποία υπολογίστηκε πειραματικά η θλιπτική τους αντοχή. Τα αποτελέσματα των πειραμάτων θλίψης φαίνονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 2:1 Πειραματικά αποτελέσματα δοκιμών σκυροδέματος

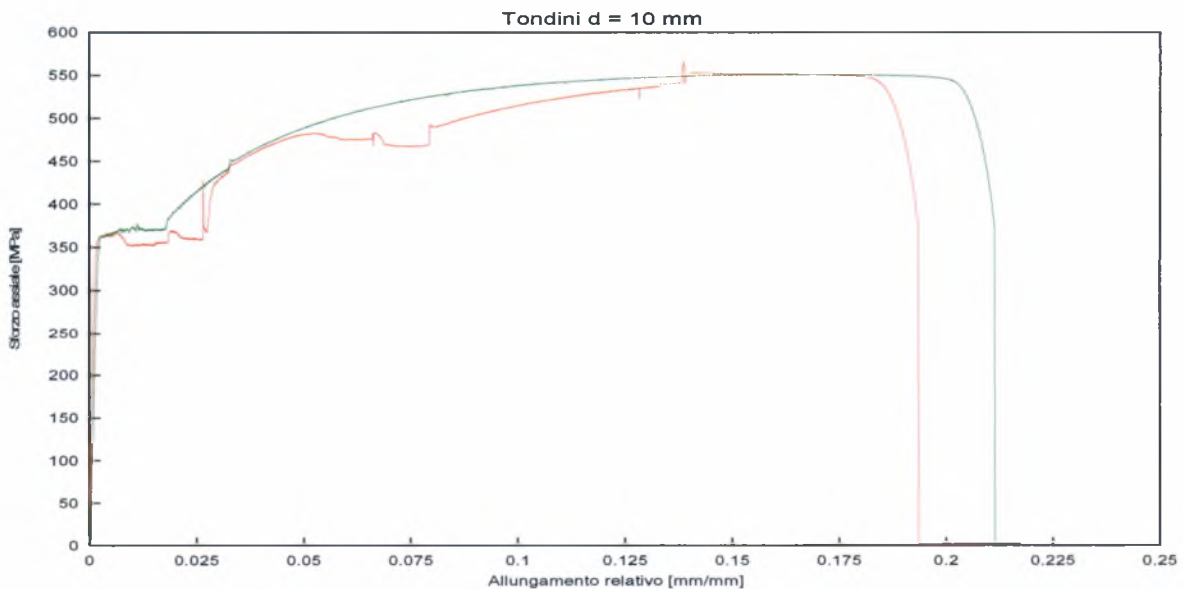
	Μέγιστη Θλιπτική Αντοχή (Kg)	Επιφάνεια (mm²)	R_{cm} (MPa)	M.O. (MPa)
Θεμελίωση	84000	22500	37.33	38.00
	87000	22500	38.67	
Υποσύλωμα 1 ^{ου} ορόφου	88000	22500	39.11	38.44
	85000	22500	37.78	
Πλάκα & δοκός 1 ^{ου} ορόφου	117000	22500	52.00	50.89
	112000	22500	49.78	
Υποσύλωμα 2 ^{ου} ορόφου	78000	22500	34.67	39.67
	94000	22500	41.78	
	93000	22500	41.33	
Πλάκα & δοκός 2 ^{ου} ορόφου	92000	22500	40.89	48.44
	108000	22500	48.00	
Υποσύλωμα 3 ^{ου} ορόφου	110000	22500	48.89	32.11
	75000	22500	33.33	
Πλάκα & δοκός 3 ^{ου} ορόφου	70000	22500	31.11	39.56
	74000	22500	32.89	
	70000	22500	31.11	
Πλάκα & δοκός 3 ^{ου} ορόφου	88000	22500	39.11	39.56
	90000	22500	40.00	

2.2.2. Χάλυβας οπλισμού

Ο χάλυβας που χρησιμοποιήθηκε ήταν ποιότητας FeB32K σύμφωνα με τον Ιταλικό Κανονισμό ($f_{yk}=360\text{MPa}$). Για τον προσδιορισμό των ιδιοτήτων των ράβδων, έγιναν πειράματα εφελκυσμού σε δύο δείγματα ράβδων με διάμετρο 10mm και από δύο δείγματα ράβδων με διάμετρο 6mm. Τα διαγράμματα τάσεων-παραμορφώσεων, που προέκυψαν από τις πειραματικές διαδικασίες και για τις δύο περιπτώσεις, παρατίθενται στα παρακάτω σχήματα.



(α)



(β)

Σχήμα 2-2 Διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων χάλυβα υπό εφελκυσμό διμέτρου (α) $d=6\text{mm}$ (β) $d=10\text{mm}$

2.3. Μάζα κτιρίου

Προκειμένου να ληφθούν υπόψη τα μόνιμα και κινητά φορτία, τοποθετήθηκαν μάζες άοπλου σκυροδέματος πάχους 25cm πάνω στις πλάκες των ορόφων, και αγκυρώθηκαν κατάλληλα.



Εικόνα 2-2 Πρόσθετη μάζα για την προσομοίωση μόνιμων και κινητών φορτίων

Η συνολική μάζα του κτιρίου υπολογίστηκε ότι είναι 55.579 tons. Σε αυτή τη μάζα περιλαμβάνεται το ίδιο βάρος του φορέα, το οποίο θεωρήθηκε στα 2500kgr ανά κυβικό μέτρο (m^3) οπλισμένου σκυροδέματος, οι πρόσθετες μάζες άοπλου σκυροδέματος βάρους 2400 kg/m^3 και η τοιχοποιία με βάρος 500 kg/m^3 . Συγκεκριμένα, η μάζα κάθε ορόφου φαίνεται στον πίνακα 2-2 :

Πίνακας 2:2 Κατανομή της μάζας στις οροφές της κατασκευής

Όροφος	Μάζα (tons)
1 ^{ος}	18636
2 ^{ος}	18636
3 ^{ος}	18307
Συνολική μάζα	55579

2.4. Περιγραφή του πειράματος

Κατά την διάρκεια του προγράμματος SPEAR κατασκευάστηκαν παρόμοια κτίρια, στα πλαίσια πολλών ερευνητικών προγραμμάτων, με βάση τα οποία διερευνήθηκαν διάφορα θέματα προσομοίωσης, επιλογών και αξιοποίησης ποικίλου τεχνικού λογισμικού. Τα πειραματικά, όπως και τα υπολογιστικά αποτελέσματα που εξάγονται από αυτά τα πειράματα, που βασίζονται στα κτίρια SPEAR, αποτελούν πλούσιο υλικό για τη μελέτη της προσομοίωσης υφιστάμενων κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα

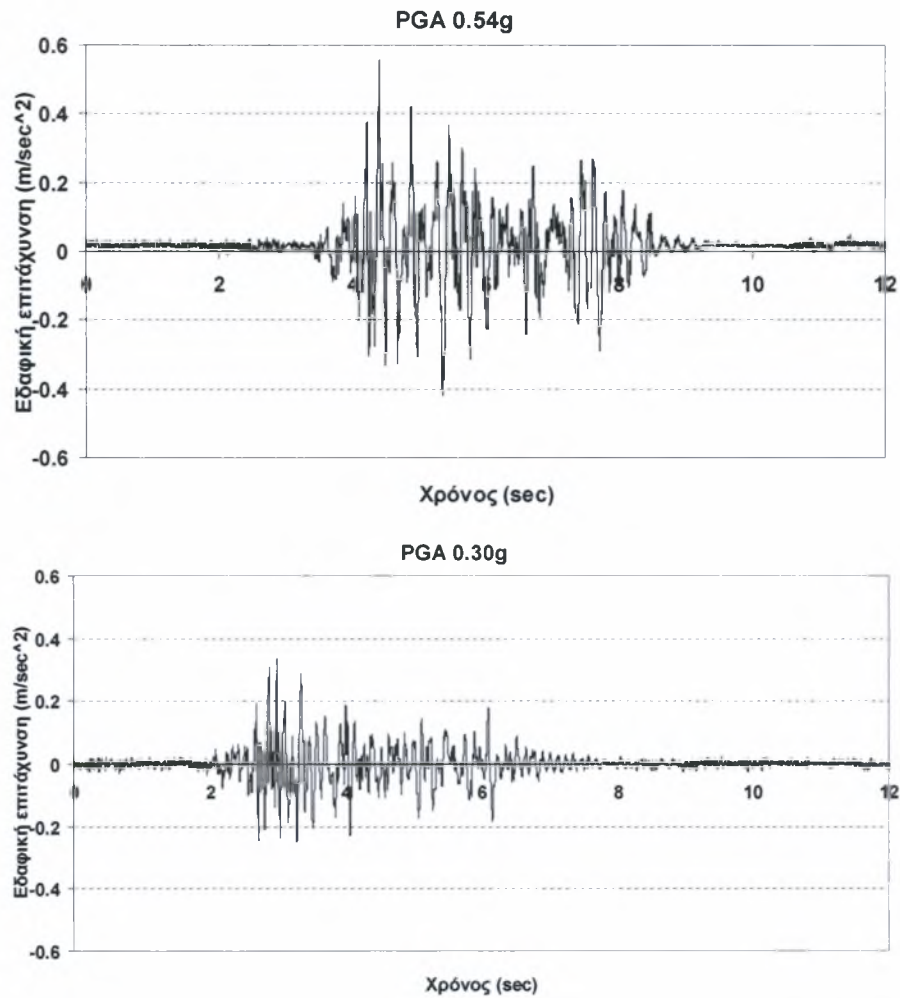


Εικόνα 2–3 Το κτίριο του πειράματος NEARB στην σεισμική τράπεζα

Ένα τέτοιο πείραμα έλαβε χώρα στις 20 Μαΐου του 2008, όπου το εν λόγω τριώροφο κτίριο εξετάστηκε δυναμικά στα εργαστήρια Αντισεισμικής Μηχανικής και Σεισμολογίας (Laboratory for Training and Research in Earthquake Engineering and Seismology, TREES Lab), του Ευρωπαϊκού Ερευνητικού Κέντρου Αντισεισμικής Μηχανικής. Αυτό το πείραμα αποτελεί τμήμα του προγράμματος «Υπολογιστικές και πειραματικές υποδείξεις εκτίμησης κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος σύμφωνα με την οδηγία OPCM 3274» που εκδόθηκε το 2003 και πρόσφατα συμπεριλήφθη στον Ιταλικό Κανονισμό (“Numerical and Experimental Assessment of Recommendations for existing R.C. Buildings (NEARB) included in OPCM”). Ο σκοπός της έρευνας είναι να επαληθεύσει την αποτελεσματικότητα και την ακρίβεια των διατάξεων της οδηγίας μέσω υπολογιστικών προσομοιώσεων και πειραματικών δοκιμών σε κτίρια αντιπροσωπευτικά των κατασκευών παλαιότερων δεκαετιών.

Η ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΑΝΑΦΟΡΑΣ

Κατά την εκτέλεση του πειράματος χρησιμοποιήθηκε το επιταχυνσιογράφημα του σεισμού του 1979 στο Μαυροβούνιο (σταθμός Herceg-Novi). Το επιταχυνσιογράφημα κλιμακώθηκε στις στάθμες μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης 0.30g και 0.54g, προκειμένου να αποτιμηθεί η δομική τρωτότητα του υπό ευρείας κλίμακας έντασης σεισμικής διέγερσης.



Σχήμα 2-3 Επιταχυνσιογραφήματα σεισμού του Montenegro

Ο σκοπός της διέγερσης του κτιρίου στα επιταχυνσιογραφήματα μεσαίας και υψηλής έντασης (μέγιστη εδαφική επιτάχυνση 0.30g και 0.54g αντιστοίχως), είναι η αποτίμηση της ανελαστικής απόκρισής του, καθώς αναμένονται πλαστικοποιήσεις των υλικών, του χάλυβα και του σκυροδέματος, όπως και πιθανοί σχηματισμοί πλαστικών αρθρώσεων σε ορισμένα μέλη. Επειδή το κτίριο κατασκευάστηκε σε κλίμακα 1:2 σε σχέση με το κανονικό, χρησιμοποιήθηκε ένας συντελεστής $\frac{1}{\sqrt{2}}$ στο χρονικό βήμα του αρχικού επιταχυνσιογραφήματος, προκειμένου να χρησιμοποιηθεί η χρονική ομοιότητα.

3. Προσομοίωση και Ανάλυση Κατασκευών υπό Σεισμικές Δράσεις

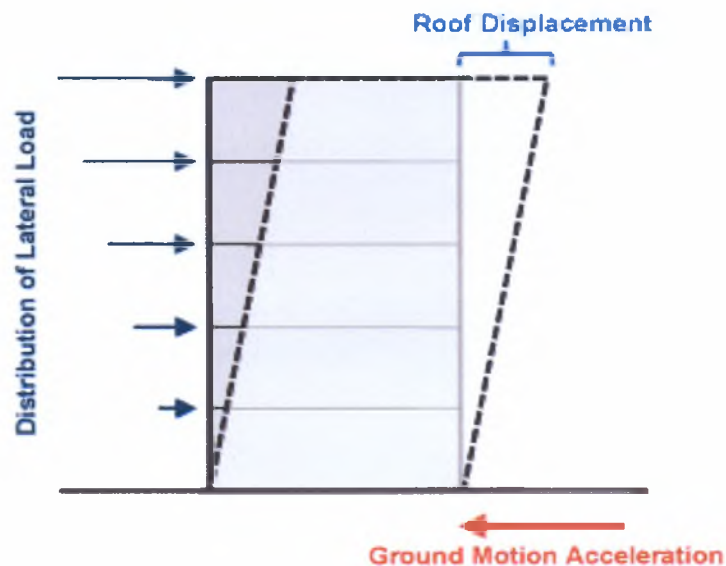
3.1. Γενικά

Για τον καθορισμό του επιπέδου βλάβης χρησιμοποιήθηκε η μη-γραμμική στατική μέθοδος, η οποία είναι επίσης γνωστή και ως υπερωθητική ανάλυση (pushover analysis), όπως επίσης και μη-γραμμική δυναμική ανάλυση. Στη δεύτερη μέθοδο, η απόκριση καθορίζεται με τη χρονική ολοκλήρωση της εξίσωσης κίνησης επιβάλλοντας στην κατασκευή σεισμικές καταγραφές.

Οι μη γραμμικές μέθοδοι ανάλυσης επιτρέπουν τη χρησιμοποίηση ελέγχων ανώτερου επιπέδου. Οι έλεγχοι αυτοί αναφέρονται συνήθως σε πλαστικές στροφές ή σε σχετικές μετακινήσεις, ενώ υπάρχει η δυνατότητα να χρησιμοποιηθούν έλεγχοι ακόμα και για τις παραμορφώσεις, ανάλογα με το υλικό. Όσον αφορά στην ευστάθεια του φορέα, εφόσον η μη-γραμμική ανάλυση λαμβάνει υπόψη την παραμορφωμένη γεωμετρία και κατά συνέπεια τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως λαμβάνονται άμεσα υπόψη.

3.2. Στατική Μη-Γραμμική (Υπερωθητική) Ανάλυση

Σύμφωνα με την στατική μη-γραμμική μέθοδο το μαθηματικό μοντέλο της κατασκευής «ωθείται» από μία κατανομή οριζόντιων πλευρικών φορτίων. Τα οριζόντια φορτία εφαρμόζονται ενώ η κατασκευή φορτίζεται και με τα κατακόρυφα φορτία βαρύτητας σύμφωνα με το σεισμικό συνδυασμό φόρτισης που καθορίζει ο αντισεισμικός κανονισμός. Τα φορτία της κατανομής αυξάνονται ανάλογα μέχρι η μετατόπιση του χαρακτηριστικού κόμβου να γίνει ίση με τη στοχευόμενη μετατόπιση. Συνήθως ως χαρακτηριστικός κόμβος λαμβάνεται κάποιος κόμβος του φορέα που βρίσκεται στην οροφή του κτιρίου.



Σχήμα 3-1 Σχηματική απεικόνιση της στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης

ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΥΠΟ ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

Στη συγκεκριμένη μέθοδο, η σεισμική δράση εφαρμόζεται με μια ισοδύναμη οριζόντια στατική δύναμη η οποία κατανέμεται καθ' ύψος του κτιρίου σύμφωνα με την ακόλουθη συλλογιστική:

Σε έναν μονοβάθμιο ταλαντωτή η μέγιστη δύναμη F_{max} αναπτύσσεται στην κατάσταση της μέγιστης σχετικής μετατόπισης x_{max} , και αντιστοιχεί στη μέγιστη καταπόνηση του φορέα. Από το υπολογιστικό φάσμα σχεδιασμού απόκρισης, μπορούμε να λάβουμε τη μέγιστη φασματική επιτάχυνση S_a και από αυτή, την μέγιστη μετατόπιση, για τη συχνότητα που είναι ίση με τη θεμελιώδη του έργου και η μέγιστη σχετική μετατόπιση είναι ανάλογη προς τη μέγιστη δύναμη ελατηρίου. Με βάση τα ανωτέρω προκύπτει ότι η ισοδύναμη δύναμη πρέπει να κατανέμεται αναλογικά προς τη μέγιστη σχετική μετατόπιση και αντιστοιχεί στη θεμελιώδη μορφή ταλάντωσης εφόσον παραλείπονται οι υψηλότερες ιδιομορφές. Σε ένα δομικό έργο πλήρως πακτωμένο στη βάση του, η μορφή των θεμελιωδών μεταφορικών ταλαντώσεων μπορεί να έχουν τις ακόλουθες μορφές:

α) Παραβολική στην περίπτωση που η κυρίαρχη παραμόρφωση είναι καμπτική (συστήματα φερόντων τοιχωμάτων) και υπάρχει πλήρης πάκτωση στη βάση του,

β) ευθύγραμμη (ή περίπου ευθύγραμμη) στην περίπτωση που η κυρίαρχη παραμόρφωση είναι διατμητική (συστήματα πλαισίων).

Στην περίπτωση της επικρατούσας καμπτικής παραμόρφωσης και ενδόσιμης πάκτωσης στη βάση του, βρίσκεται κάπου στο ενδιάμεσο.

Συνεπώς, η κατανομή της ισοδύναμης δύναμης θα πρέπει να είναι, ανάλογα με τις συνθήκες, παραβολική, η τριγωνική. Για πρακτικούς λόγους και για περίπου σταθερή καθ' ύψος διανομή των μαζών, λαμβάνεται τριγωνική κατανομή της δύναμης. Η κατανομή της δύναμης μπορεί μαθηματικά να εκφραστεί ως εξής:

$$P_i = \frac{m_i h_i}{\sum_{i=1}^n m_i h_i} W_{tot} \quad (2.1)$$

P_i : ισοδύναμη δύναμη ορόφου

m_i : μάζα ορόφου

h_i : ύψος στάθμης ορόφου από την βάση του κτιρίου

W_{tot} : συνολικό βάρος κτιρίου

Η Στατική Προσαυξητική μέθοδος ανάλυσης, γνωστή και ως υπερωθητική μέθοδος ανάλυσης (pushover analysis), είναι η πιο ευρέως χρησιμοποιούμενη μη-γραμμική μέθοδος υπολογισμού της σεισμικής απαίτησης. Η μέθοδος είναι προσεγγιστική, αφού ο σεισμός είναι ένα δυναμικό φαινόμενο, αλλά δεδομένου ότι είναι μη-γραμμική μέθοδος η ανάλυση λαμβάνει υπόψη άμεσα την μη-γραμμικότητα του υλικού και της γεωμετρίας.

Τα πλεονεκτήματα της μεθόδου συνοψίζονται στα εξής:

- Ρεαλιστικός υπολογισμός της απαίτησης σε εν δυνάμει ψαθυρά μέλη, όπως η αξονική απαίτηση σε κολώνες, η απαίτηση ροπής σε συνδέσεις δοκού-στύλου ή οι διατμητικές δυνάμεις σε τοιχία και σε κοντά υποστυλώματα.
- Εκτίμηση της απαίτησης σε μετακίνηση στοιχείων που παραμορφώνονται ανελαστικά προκειμένου να απορροφήσουν τη σεισμική ενέργεια, όπως επίσης και άμεσος υπολογισμός των σχετικών μετατοπίσεων, επιτρέποντας τον έλεγχο και τον περιορισμό των βλαβών στα μη φέροντα στοιχεία. Επίσης, δίνεται η δυνατότητα να λαμβάνεται υπόψη η συνεισφορά και των μη-φερόντων στοιχείων στην ικανότητα.
- Εκτίμηση των συνεπειών της αντοχής κάποιων μελών στη συνολική φέρουσα ικανότητα του φορέα.
- Αναγνώριση των κρίσιμων περιοχών, όπου οι ανελαστικές παραμορφώσεις αναμένονται να είναι υψηλές. Κατά τον υπολογισμό της καμπύλης ικανότητας προσδιορίζεται η σειρά σχηματισμού των πλαστικών αρθρώσεων μέχρι τη δημιουργία κάποιου μηχανισμού κατάρρευσης.

Πέρα από τα παραπάνω πλεονεκτήματα υπερωθητική ανάλυση έχει και μία σειρά από μειονεκτήματα τα οποία σε πολλές περιπτώσεις απαιτούν προσοχή προκειμένου να αποφευχθεί η χρήση της σε περιπτώσεις που δεν ενδείκνυνται. Τα μειονεκτήματα αυτά μπορούν να συνοψιστούν ως εξής:

- Το θεωρητικό υπόβαθρο της μεθόδου είναι ελλιπές και σε πολλές περιπτώσεις είναι δύσκολο να υποστηριχθεί. Η κύρια υπόθεση ότι η απόκριση ενός συστήματος πολλών βαθμών ελευθερίας μπορεί να συσχετιστεί με την απόκριση ενός μονοβάθμιου συστήματος που αποκρίνεται με βάση την πρώτη ιδιομορφή δεν είναι σταθερή και αλλάζει ανάλογα με τις ανελαστικές παραμορφώσεις. Έτσι, σε περιπτώσεις που η συμμετοχή των ανώτερων ιδιομορφιών είναι σημαντική, η μέθοδος μπορεί να δώσει παραπλανητικά αποτελέσματα.
- Υπάρχει δυσκολία στην εφαρμογή της μεθόδου σε χωρικούς φορείς και ιδιαίτερα σε φορείς με μη-κανονική κάτοψη. Γενικά δεν υπάρχει συμφωνία στην ερευνητική κοινότητα για τον τρόπο εφαρμογής των πλευρικών ισοδύναμων στατικών φορτίων σε χωρικά πλαίσια.
- Η κατανομή των πλευρικών ισοδύναμων στατικών δε λαμβάνει υπόψη τη μείωση της στιβαρότητας και κατά συνέπεια την τροποποίηση της θεμελιώδους ιδιομορφής καθώς αυξάνεται η ένταση της φόρτισης.
- Κατά την στατική προσαύξηση θεωρείται ότι η ενέργεια απορροφάται μόνο μέσω των ανελαστικών παραμορφώσεων και αγνοείται η απορρόφηση ενέργειας λόγω υστερητικής συμπεριφοράς. Επίσης, αγνοείται η επιρροή της διάρκειας του σεισμού και του πλήθους των κύκλων φόρτισης.

Η ικανότητα της κατασκευής και η σεισμική απαίτηση λαμβάνονται χωριστά υπόψη κατά την υπερωθητική ανάλυση, ενώ είναι γνωστό ότι η απαίτηση εξαρτάται πάντα από τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής.

3.3. Δυναμική μη-γραμμική ανάλυση με εν χρόνω ολοκλήρωση

Για το μη-γραμμικό υπολογισμό με εν χρόνω ολοκλήρωση, σαν σεισμική δράση χρησιμοποιείται το τεχνητά παραγόμενο (συνθετικό) διάγραμμα της εδαφικής επιτάχυνσης συναρτήσει του χρόνου που είναι συμβατό προς το φάσμα σχεδιασμού. Σε σύγκριση με μια καταγεγραμμένη, κατά τη διάρκεια του σεισμού, χρονική εξέλιξη (χρονοϊστορία), η συμβατή προς το φάσμα τεχνητή χρονική εξέλιξη έχει το πλεονέκτημα ότι όλες οι συχνότητες του δομικού έργου διεγείρονται ακριβώς όπως και με το φάσμα σχεδιασμού.

Οι διαφορικές εξισώσεις κίνησης όλων των βαθμών ελευθερίας του κτιρίου μπορούν να γραφτούν σε μητρική μορφή ως εξής :

$$Ma + Cv + r(d) = p(t) \tag{2.2}$$

όπου M και C είναι το μητρώο μάζας και απόσβεσης αντίστοιχα, v και a είναι η κομβική ταχύτητα και επιτάχυνση, πρώτη και δεύτερη παράγωγος της μετατόπισης d αντίστοιχα, r είναι το μητρώο στιβαρότητας από όπου παράγονται οι εσωτερικές δυνάμεις που εξαρτώνται μη γραμμικά από το d, και p είναι η εξωτερική φόρτιση. Η παραπάνω εξίσωση μπορεί εύκολα να λυθεί βήμα προς βήμα με αριθμητική ολοκλήρωση και να υπολογιστεί η απόκριση d για οποιοδήποτε εξωτερική φόρτιση p. Σε κάθε βήμα, οι υπολογισμένες μετατοπίσεις d, επιβάλλονται στην κατασκευή. Οι εσωτερικές δυνάμεις που αναπτύσσονται και καταγράφονται στο τέλος του κάθε βήματος, χρησιμοποιούνται για να υπολογιστούν οι μετατοπίσεις του επόμενου βήματος, ανάλογα με τα μητρώα μάζας και απόσβεσης και την εξωτερική φόρτιση p. Αυτό επαναλαμβάνεται μέχρι να ολοκληρωθεί η χρονοϊστορία της εδαφικής κίνησης.

Πρέπει να σημειωθεί ότι η μέθοδος της εν χρόνω ολοκλήρωσης απαιτεί πολύ μεγάλο όγκο υπολογισμών, καθώς και κατάλληλα αριθμητικά μοντέλα για την περιγραφή της μη-γραμμικής συμπεριφοράς του υλικού υπό κυκλική καταπόνηση.

3.4. Ανάπτυξη μαθηματικού μοντέλου

Τα υποστυλώματα εισήχθησαν ως γραμμικά στοιχεία, με ένα ενιαίο μέλος ανά όροφο. Για τις δοκούς χρησιμοποιήθηκαν ξεχωριστά στοιχεία για τα άκρα τους, καθώς, σύμφωνα με τις κατασκευαστικές πρακτικές παλαιότερων δεκαετιών, ένα ποσοστό των διαμήκων ράβδων οπλισμού του κάτω πέλματος κάμπτονταν προς τα πάνω στις στηρίξεις των δικών. Επίσης, στα επίπεδα των ορόφων εισήχθησαν γραμμικά στοιχεία μεγάλης δυσκαμψίας, τοποθετημένα κατάλληλα προκειμένου να περιγραφεί η διαφραγματική λειτουργία των πλακών.

Οι συνοριακές συνθήκες στις βάσεις των υποστυλωμάτων του ισογείου θεωρήθηκαν ως πακτωμένες, αναπαριστώντας έτσι την ισχυρή θεμελίωση, που αποτελείται από ισχυρές πεδίοδοκούς, η οποία εδράζεται στην πλατφόρμα της σεισμικής τράπεζας με τη βοήθεια αγκυρίων διαμέσου κατάλληλων οπών, προκειμένου να αποφευχθεί τυχόν ολίσθηση ή στροφή του κτιρίου, κατά την επιβολή της εδαφικής κίνησης.

Κατά την μόρφωση του δομικού συστήματος, όλα τα στοιχεία εισήχθησαν με βάση τις αξονικές τους διαστάσεις, χωρίς την χρησιμοποίηση άκαμπτων απολήξεων (rigid offsets) στους κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων. Αυτή η παραδοχή έγινε προκειμένου να ληφθεί υπόψη η παραμορφωσιμότητα του κόμβου, η οποία μπορεί να είναι σημαντική, ειδικά σε παλιές κατασκευές. Λόγοι για την παραμορφωσιμότητα αυτή μπορεί να είναι η, ελλιπής αγκύρωση των διαμήκων οπλισμών των συντρεχουσών στοιχείων μέσα στους κόμβους, με αποτέλεσμα την ολίσθησή τους κατά την σεισμική απόκριση του κτιρίου, καθώς και της μη συνέχισης των συνδετήρων στην περιοχή των κόμβων. Εξαιρέση σ' αυτή την πρακτική αποτέλεσε το μεγαλύτερο υποστύλωμα C6, διαστάσεων 0.125m x 0.375m, καθώς οι συντρέχουσες δοκοί συνδέονται με το εν λόγω υποστύλωμα με έντονη εκκεντρότητα.

Οι κατασκευαστικές τεχνικές όπλισης των συνδετήρων, χαρακτηριστικές κατασκευών χωρίς απαιτήσεις αυξημένης πλαστιμότητας, οδήγησαν στην θεώρηση μη περισφιγμένου σκυροδέματος στον πυρήνα των διατομών των μελών του κτιρίου.

Τα κατακόρυφα φορτία, μόνιμα και κινητά, όπως και το ίδιο βάρος της κατασκευής συγκεντρώθηκαν ως σημειακές μάζες στους κόμβους.

Κατά τη δυναμική μη-γραμμική ανάλυση, σε όλες τις περιπτώσεις, η απόσβεση υπολογίστηκε κατά Rayleigh $C = a_0M + a_1K$, για ποσοστό απόσβεσης $\zeta=5\%$, με βάση τις δύο πρώτες ιδιοσυχνότητες ω_1 και ω_2 όπου:

$$a_0 = \zeta (2 \omega_1 \omega_2) / (\omega_1 + \omega_2) \quad (2.3)$$

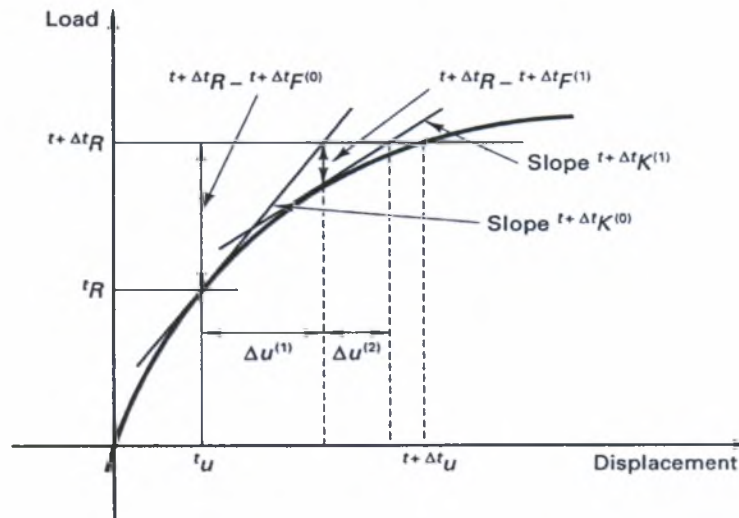
$$a_1 = 2 \zeta / (\omega_1 + \omega_2) \quad (2.4)$$

3.4.1. Το λογισμικό προσομοίωσης κατασκευών Opensees

Το λογισμικό, που χρησιμοποιήθηκε για τις αναλύσεις, είναι το πρόγραμμα ανοιχτού κώδικα OpenSees του Πανεπιστημίου του Berkley. Είναι βασισμένο στη λογική του αντικειμενοστραφούς προγραμματισμού, ενώ δίνει τη δυνατότητα στον χρήστη να συνδυάσει υπάρχουσες βιβλιοθήκες με νέες συνιστώσες, μέσω κατάλληλων παραμέτρων, προκειμένου να περιγράψει το μαθηματικό μοντέλο, χωρίς να αλλάξει ο αρχικός κώδικάς του.

Οι αναλύσεις του βασίζονται στη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, παίρνοντας υπόψη την μη-γραμμικότητα του υλικού (Linear Transformation), όπως και την γεωμετρική μη-γραμμικότητα και την επιρροή φαινομένων δευτέρας τάξης (Corotational). Συγκεκριμένα, η τοπική σχέση τάσεων-παραμορφώσεων, για όλα τα στοιχεία στα οποία έχει διαιρεθεί η διατομή, υπολογίζεται μέσω ολοκλήρωσης της μη-γραμμικής συμπεριφοράς υλικού, για κάθε πεπερασμένο στοιχείο ξεχωριστά. Η διακριτοποίηση αυτή προσδίδει με ακρίβεια μια κατανεμημένη πλαστικότητα σε όλο το μήκος του μέλους, αποτέλεσμα της οποίας είναι μια ομαλότερη μετάβαση της ελαστικής συμπεριφοράς στην ανελαστική.

Η λύση του συστήματος εξισώσεων ισορροπίας, έγινε με χρήση της μεθόδου διαδοχικών προσεγγίσεων Newton-Raphson. Σε περιπτώσεις όπου η μέθοδος Newton-Raphson παρουσίαζε δυσκολίες στη σύγκλιση, εφαρμόζεται η μέθοδος της έρευνας γραμμής ή και η μέθοδος Broyden.



Σχήμα 3-2 Σχηματική απεικόνιση της μεθόδου Newton-Raphson

Η χρονική ολοκλήρωση έγινε με τη βοήθεια της μεθόδου Newmark, με βάσει τους προσεγγιστικούς τύπους για την μετατόπιση και την ταχύτητα του (i+1) χρονικού βήματος Δt:

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + [(1 - \gamma)\Delta t]\ddot{u}_i + (\gamma\Delta t)\ddot{u}_{i+1} \tag{2.5}$$

$$u_{i+1} = u_i + (\Delta t)\dot{u}_i + [(0.5 - \beta)\Delta t^2]\ddot{u}_i + [\beta(\Delta t)^2]\ddot{u}_{i+1} \tag{2.6}$$

Όπου οι συντελεστές γ και β λαμβάνουν τιμές γ=0.5 και β=0.25

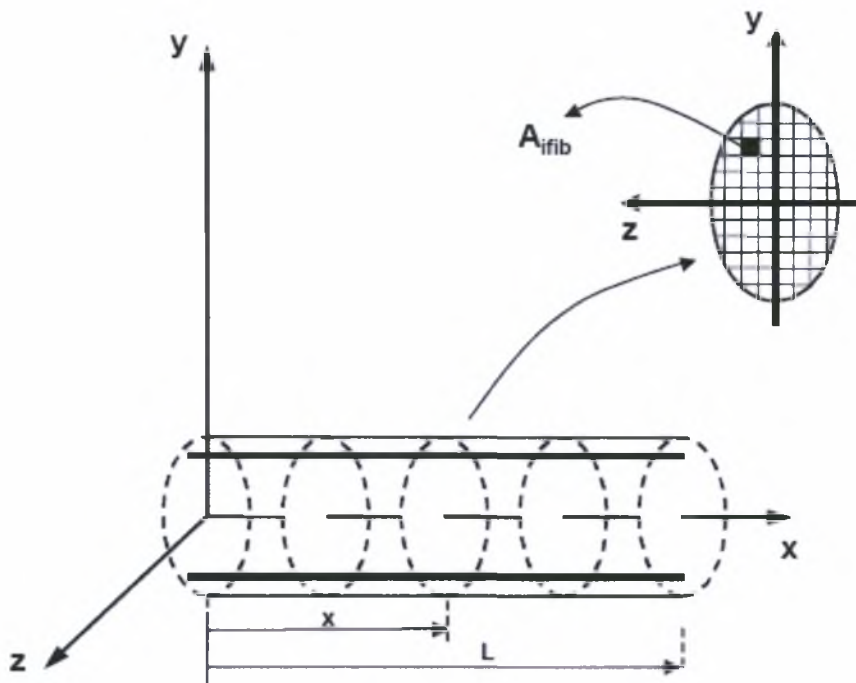
3.4.2. Μη-γραμμικά προσομοιώματα

Στη μη-γραμμική ανάλυση φορέων οπλισμένου σκυροδέματος υπό μονοτονικά αυξανόμενες μη-σεισμικές δράσεις χρησιμοποιείται συνήθως προσομοίωση σε επίπεδο υλικού (χάλυβα και σκυροδέματος) και σημείο προς σημείο. Χρησιμοποιείται μεγάλος αριθμός πεπερασμένων στοιχείων για ανάλυση σε δύο ή τρεις διαστάσεις, με διαφορετικά στοιχεία για τα δύο υλικά και συχνά για την αλληλεπίδραση τους (με συνάφεια). Με τα προσομοιώματα αυτά μπορούμε να αναπαραγάγουμε τη γεωμετρία σε μεγάλη λεπτομέρεια και να παρακολουθήσουμε την εξέλιξη των τάσεων και των παραμορφώσεων σημείο-προς-σημείο. Οι υπολογιστικές απαιτήσεις τέτοιων αναλύσεων όμως περιορίζουν την εφαρμογή τους για σεισμικές δράσεις με τη μορφή επιταχυνσιογραφημάτων σε μεμονωμένα μέλη (τοίχωμα) ή συνδυασμό λίγων μελών (μια δοκός και ένα υποστύλωμα με τον κόμβο τους). Είναι, προς το παρόν, απαγορευτική η εφαρμογή τους για φορείς της πράξης στο χώρο. Η μη-γραμμική ανάλυση τέτοιων φορέων γίνεται γενικώς με πιο αδρομερή προσομοιώματα, στα οποία ένα φυσικό μέλος (δοκός, υποστυλώματα, τμήμα τοιχώματος μεταξύ διαδοχικών πατωμάτων) αντιπροσωπεύονται με ένα στοιχείο του προσομοιώματος. Μια τέτοια προσομοίωση είναι σε θέση να συλλάβει και αναπαράγει τα βασικά στοιχεία της σεισμικής απόκρισης και συμπεριφοράς, περιλαμβανόμενης της κατανομής της ανελαστικότητας μεταξύ μελών αλλά και κατά μήκος του μέλους. Οι απαιτήσεις της σε χρόνο και μνήμη υπολογιστή, αλλά και για προετοιμασία δεδομένων και ερμηνεία και αξιοποίηση των αποτελεσμάτων είναι τέτοιες που επιτρέπουν τη χρήση της για την ανάλυση πραγματικών φορέων κτιρίων στο χώρο με εκατοντάδες μέλη, περιλαμβανόμενης της επανάληψης της ανάλυσης για μεγάλο αριθμό εδαφικών κινήσεων. Έτσι η προσομοίωση φορέων οπλισμένου σκυροδέματος σε επίπεδο μέλους αποτελεί σήμερα το κύριο, αν όχι αποκλειστικό, εργαλείο για μη-γραμμική δυναμική ανάλυση στην πράξη, και φαίνεται ότι θα διατηρήσει αυτό το ρόλο στο προβλέψιμο μέλλον. Έτσι η παρούσα ανασκόπηση του αντικείμενου περιορίζεται σε αυτόν το τύπο προσομοίωσης.

Η παρούσα κατασκευή έχει προσομοιωθεί με τρία διαφορετικά προσομοιώματα που είναι στοιχεία διανεμημένης πλαστικότητας, συγκεντρωμένης πλαστικότητας και συγκεντρωμένης πλαστικότητας με ίνες. Η πρώτη μέθοδος είναι πιο ακριβής ενώ η μέθοδος των συγκεντρωμένης πλαστικότητας είναι πιο σταθερή και έχει μικρότερο υπολογιστικό κόστος. Αναλυτικότερα οι προσομοιώσεις παρουσιάζονται παρακάτω.

3.4.2.1. Στοιχεία διανεμημένης πλαστικότητας

Μία από τις ακριβέστερες μεθόδους ανελαστικής ανάλυσης με γραμμικά στοιχεία είναι αυτή κατά την οποία ο φορέας αποτελείται από στοιχεία διανεμημένης πλαστικότητας, κοινώς στοιχεία με ίνες (fiber elements). Τα στοιχεία αυτά διαιρούνται καθ' όλο το μήκος τους σε ίνες (fibers), όπως φαίνεται στο σχήμα 3-3. Η απόκριση της ίνας, εξαρτάται από το νόμο υλικού από το οποίο αποτελείται. Έτσι κατ' επέκταση καθορίζεται με ολοκλήρωση και η απόκριση της συνολικής διατομής. Γίνεται η παραδοχή ότι τα στοιχεία υποβάλλονται σε μικρές μετατοπίσεις και παραμορφώσεις και ότι οι διατομές παραμένουν επίπεδες και κάθετες στον κεντροβαρικό άξονα πριν και μετά την παραμόρφωση του στοιχείου. Το αποτέλεσμα αυτής της παραδοχής είναι ότι οι τάσεις και οι ανοιγμένες παραμορφώσεις των ινών δρουν παράλληλα στον κεντροβαρικό άξονα.



Σχήμα 3-3 Στοιχείου δοκού στο τοπικό σύστημα: υποδιαίρεση της διατομής σε ίνες

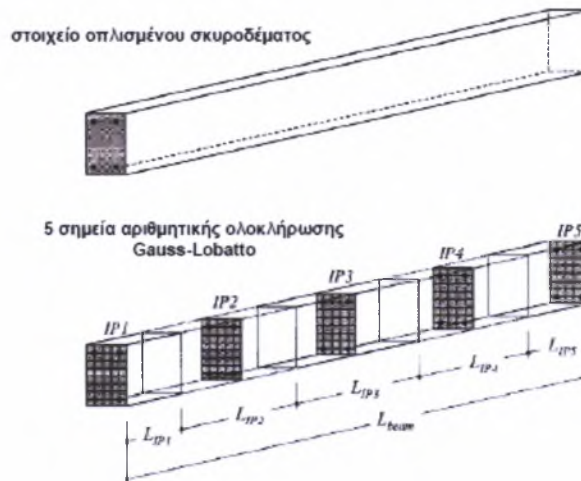
Οι Taucer et al. (1991), παρουσίασαν μια μεθοδολογία για την ανελαστική ανάλυση με την μέθοδο των ινών ενός στοιχείου δοκού. Η μη-γραμμική συμπεριφορά του στοιχείου οφείλεται στη μη-γραμμική σχέση τάσεων-παραμορφώσεων του υλικού των ινών.

Η ακρίβεια των αποτελεσμάτων επηρεάζεται από τη διακριτοποίηση της κατασκευής, δηλαδή από το πλήθος των διατομών κάθε μέλους και από τον αριθμό των ινών κάθε διατομής. Όσο μεγαλύτερος είναι ο αριθμός των ινών τόσο καλύτερη προσομοίωση επιτυγχάνεται, όμως ταυτόχρονα το υπολογιστικό κόστος αυξάνεται.

Το στοιχείο με ίνες (fiber elements) του σχήματος 3-3, έχει χωριστεί σε συγκεκριμένο πλήθος διατομών. Αυτές οι διατομές βρίσκονται στα σημεία αριθμητικής ολοκλήρωσης. Στο σχήμα φαίνε-

ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΥΠΟ ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

ται ένα στοιχείο με 5 σημεία ολοκλήρωσης. Τα σημεία αυτά χωρίζουν το στοιχείο σε τμήματα και γίνεται η αριθμητική ολοκλήρωση προκειμένου να υπολογιστούν οι ιδιότητες του στοιχείου. Έτσι η απόκριση της κάθε μίας από τις πέντε διατομές θα προκύψει με αριθμητική ολοκλήρωσης των τάσεων και της δυσκαμψίας της. Η απόκριση του στοιχείου υπολογίζεται μέσω της επαλληλίας των αποκρίσεων της κάθε διατομής λαμβάνοντας υπ' όψιν και κάποιους συντελεστές βάρους.



Σχήμα 3-4 Στοιχείο δοκού με πέντε σημεία αριθμητικής ολοκλήρωσης

Το βασικό πρόβλημα στα μοντέλα με ίνες είναι ο τρόπος κατανομής των εσωτερικών δυνάμεων μέσα στο στοιχείο. Για αυτό το σκοπό χρησιμοποιείται η εξίσωση:

$$D(x) = b(x) \cdot Q \quad (2.7)$$

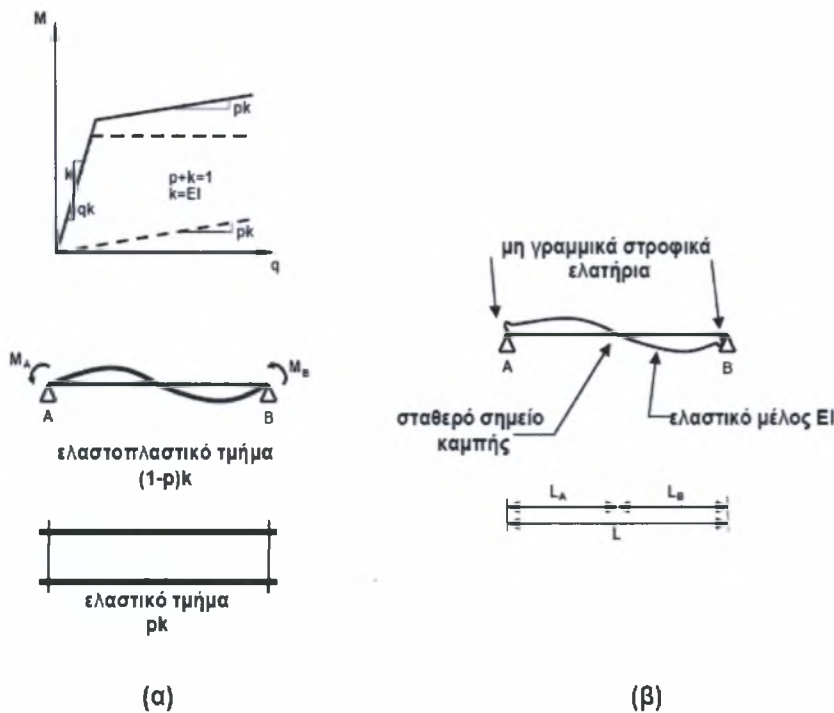
όπου $D(x)$ είναι το μητρώο των εντατικών μεγεθών της διατομής, το Q το μητρώο των εξωτερικών δράσεων του στοιχείου που ασκούνται στους κόμβους του στοιχείου και το $b(x)$ είναι το μητρώο που περιέχει τις συναρτήσεις παρεμβολής των δυνάμεων.

Οι δυνάμεις της διατομής καθορίζονται από τις δυνάμεις του στοιχείου και ακολούθως προκύπτουν οι τάσεις σε κάθε ίνα από τις κινηματικές σχέσεις της διατομής. Ο καθορισμός των τάσεων των ινών από τις δυνάμεις στη διατομή είναι ένα στατικά απροσδιόριστο πρόβλημα για μία διατομή με παραπάνω ίνα. Αυτό γιατί οι τάσεις δεν μπορούν να υπολογιστούν από την αξονική δύναμη και τη ροπή της διατομής αφού υπάρχουν μόνο δύο εξισώσεις ισορροπίας στη μονοαξονική κάμψη και τρεις ή περισσότεροι άγνωστοι.

Η λύση στο παραπάνω πρόβλημα είναι η γραμμικοποίηση των καταστατικών σχέσεων της διατομής και ο υπολογισμός των παραμορφώσεων των διατομών από τις νέες δυνάμεις που προκύπτουν.

3.4.2.2. Στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστικότητας

Η ανελαστική συμπεριφορά πλαισίων από οπλισμένο σκυρόδεμα όταν αυτά υποβάλλονται σε σεισμική φόρτιση, είναι εντονότερη συνήθως στα άκρα των δοκών και των υποστυλωμάτων. Έτσι τα πρώτα μοντέλα που χρησιμοποιήθηκαν βασίζονταν σε στοιχεία με μηδενικού μήκους πλαστικές αρθρώσεις, με τη μορφή μη γραμμικών στροφικών ελατηρίων, στα άκρα των μελών. Το πρώτο στοιχείο που παρουσιάστηκε από τους Clough και Johnston (1967) [2], αποτελείται από δύο στοιχεία παράλληλα, ένα ελαστικό απολύτως πλαστικό που αντιπροσωπεύει τη διαρροή, και ένα απολύτως ελαστικό που αντιπροσωπεύει την κράτυνση (Σχ. 3-5α). Η συνολική δυσκαμψία του στοιχείου είναι το άθροισμα των δυσκαμψιών των δύο στοιχείων.



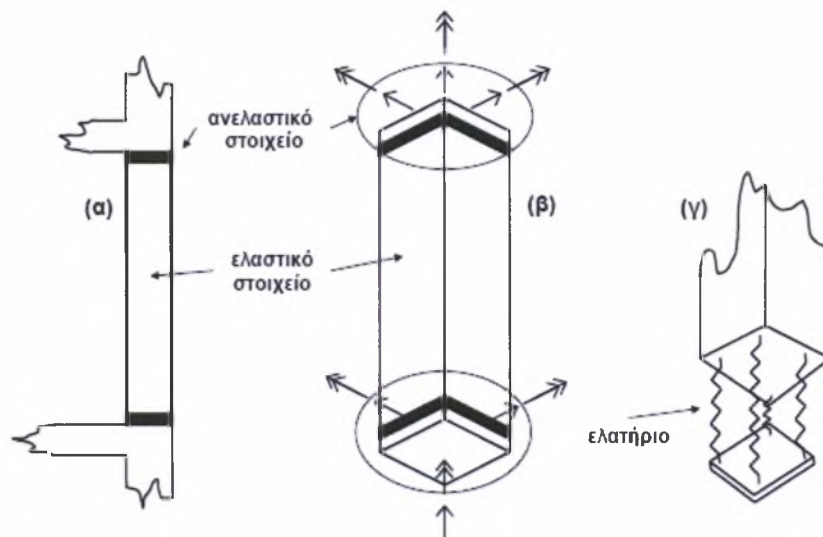
Σχήμα 3-5 Απλουστευμένο στοιχείο με συγκεντρωμένη πλαστικότητα (α) Μοντέλο των Clough-Johnston (β) Μοντέλο του Giberson

Μια λίγο διαφορετική μορφή είναι αυτή που τα δύο στοιχεία συνδέονται σε σειρά (Giberson, 1966). Το στοιχείο αυτό αποτελείται από ένα γραμμικό ελαστικό στοιχείο με δύο ισοδύναμα μη-γραμμικά στροφικά ελατήρια σε κάθε άκρο (Σχ 3-5β). Με αυτό τον τρόπο, η μη γραμμικές παραμορφώσεις συμβαίνουν στα δύο ελατήρια. Αυτό το μοντέλο είναι πιο ευέλικτο από αυτό του Clough, αφού είναι σε θέση να περιγράψει πιο πολύπλοκες υστερητικές συμπεριφορές, με την κατάλληλη βέβαια επιλογή των σχέσεων ροπών-καμπυλοτήτων για τα στροφικά ελατήρια. Η ιδιότητα αυτή το καθιστά κατάλληλο για την περιγραφή της συμπεριφοράς μελών από οπλισμένο σκυρόδεμα.

ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΥΠΟ ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

Η θεώρηση της συγκεντρωμένης πλαστικότητας είναι μια απλούστευση της πραγματικής συμπεριφοράς η οποία δεν περιλαμβάνει τη βαθμιαία πλαστικοποίηση του μέλους όπως συμβαίνει στην πραγματικότητα. Αυτό είναι το κύριο μειονέκτημα της παραδοχής της συγκεντρωμένης μη γραμμικότητας. Από την άλλη, το βασικό πλεονέκτημα της θεώρησης είναι η απλότητά της που μειώνει κατά πολύ το υπολογιστικό κόστος. Δυστυχώς όμως, πολλά από τα μοντέλα με συγκεντρωμένη πλαστικότητα αδυνατούν να περιγράψουν την υστερική συμπεριφορά των μελών από οπλισμένο σκυρόδεμα.

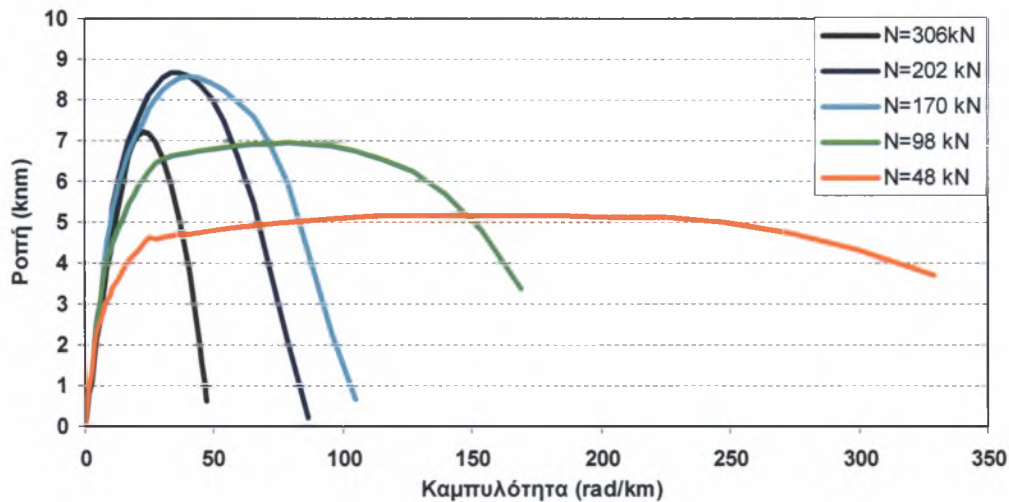
Προκειμένου να ξεπεραστούν κάποιοι από τους περιορισμούς στη λειτουργία των μελών με συγκεντρωμένη πλαστικότητα, οι Lai et al. (1984) πρότειναν ένα στοιχείο που αποτελείται από ένα ελαστικό τμήμα καθ' όλο το μήκος του και έχει από ένα ανελαστικό τμήμα σε κάθε άκρο (σχήμα 3-6). Το κάθε ανελαστικό κομμάτι αποτελείται από ένα μη-γραμμικό ελατήριο σε κάθε άκρο της διατομής που αντιπροσωπεύει το διαμήκη οπλισμό του χάλυβα και ένα κεντρικό ελατήριο που δέχεται μόνο θλιπτική ένταση και αντιπροσωπεύει το σκυρόδεμα. Με τα πέντε ελατήρια είναι δυνατόν να προσομοιωθεί καλύτερα η αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης και διαξονικής καμπτικής ροπής.



Σχήμα 3-6 Μοντέλο του Lai: ανελαστικό στοιχείο δοκού από οπλισμένο σκυρόδεμα υπό διαξονική κάμψη και αξονικό φορτίο (α) το στοιχείο στην κατασκευή (β) το μοντέλο του στοιχείου (γ) ανελαστικό στοιχείο

ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΥΠΟ ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

Για την εύρεση των καμπυλών ροπών-καμπυλότητας ($M-\kappa$) που απαιτούνται για την μέθοδο αυτή, χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα Response 2000.



Σχήμα 3-7 Καμπύλες ροπής καμπυλότητας για διάφορες τιμές αξονικού φορτίου

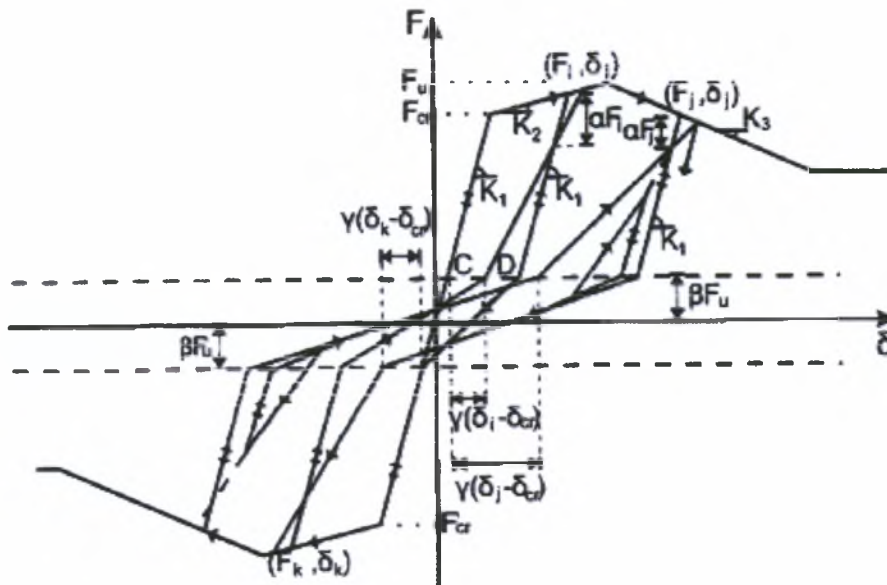
Το Response 2000 είναι ένα εύκολο στη χρήση πρόγραμμα για ανάλυση διατομών που υπολογίζει τη δύναμη και την ολκιμότητα του σπλισμένου σκυροδέματος κάθε διατομής που υπόκειται σε διάτμηση, ροπή και αξονική φόρτιση. Και τα τρία φορτία θεωρούνται ότι δρουν ταυτόχρονα για να βρεθεί το πλήρες φορτίο παραμόρφωσης χρησιμοποιώντας σύγχρονη έρευνα η οποία είναι βασισμένη στην τροποποιημένη θεωρία πεδίου συμπίεσης. Το πρόγραμμα αναπτύχθηκε στο Πανεπιστήμιο του Τορόντο από Evan Bentz σε ένα πρόγραμμα υπό την επίβλεψη του καθηγητή Michael P. Collins.

3.4.2.3. Στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστικότητας με ίνες

Τα στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστικότητας με ίνες είναι μια σύνθεση των δύο παραπάνω στοιχείων. Αποτελούνται και αυτά από ένα ελαστικό τμήμα και δύο ανελαστικά στις άκρες του στοιχείου όπως τα στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστικότητας. Το ανελαστικό κομμάτι, όμως, δεν αποτελείται από ένα μη γραμμικό ελατήριο αλλά από ίνες όπως τα στοιχεία διανεμημένης πλαστικότητας. Έτσι λοιπόν τα στοιχεία αυτά έχουν το πλεονέκτημα του μικρού υπολογιστικού κόστους αλλά και της μεγαλύτερης ακρίβειας από τα στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστικότητας.

3.4.3. Προσομοίωση τοιχοποιίας

Για τις τοιχοποιίες θεωρήθηκε ότι συμβάλλουν στην απόκριση του κτιρίου, κατά την σεισμική δόνηση, μόνο κατά τη διεύθυνση του επιπέδου τους. Έτσι, προσομοιάστηκαν με διαγώνια μη-γραμμικά στοιχεία ράβδων, η συμπεριφορά των οποίων ορίστηκε μέσω υστερητικού βρόγχου συμπεριφοράς (Fardis & Panagiotakos, 1996). Στην συγκεκριμένη μελέτη, το διάγραμμα της μη-χανικής συμπεριφοράς των στοιχείων-ράβδων δίνεται σε όρους τέμνουσας ορόφου-σχετικής μετατόπισης ορόφων (storey drift). Η κλίση του πρώτου κλάδου του μοντέλου K_1 ισούται με $G \cdot L \cdot t / H$ με δύναμη θραύσης ίση με $F_{cr} = \tau_{cr} \cdot L \cdot t$, όπου L, H, t είναι το μήκος, το ύψος και το πάχος της τοιχοποιίας αντίστοιχα, ενώ G και τ_{cr} είναι το Μέτρο Διάτμησης και τ_{cr} η τάση θραύσης, όπως μετρήθηκε σε πείραμα διαγώνιας θλίψης. Μετά τη θραύση, το μοντέλο φτάνει στην μέγιστη αντοχή του $F_u = 1.3 \cdot \tau_{cr} \cdot L \cdot t$ με κλίση του κλάδου ίση με $K_2 = \rho \cdot K_1$. Ο κατελθών κλάδος, μετά την μέγιστη αντοχή, οδηγεί σε μια υπολειπόμενη αντοχή $0.1 \cdot F_{cr}$ με κλίση $-K_3 = -\rho_1 \cdot K_1$. Για τον $\rho = K_2/K_1$ ελήφθη η τιμή 3%, ενώ για τον λόγο $\rho = K_3/K_1$ ελήφθη η τιμή 1%, που αντιστοιχεί σε μια καλά δομημένη τοιχοποιία της οποίας η αντοχή μειώνεται σταδιακά, μετά την μέγιστη αντοχή. Υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση, στο μοντέλο που προτείνεται, το οποίο είναι επέκταση μιας άλλης μελέτης (Τάσσιος, 1984), η αποφόρτιση λαμβάνει χώρα με κλίση K_1 και καταλήγει σε δύναμη βF_u , ενώ το σχήμα και το εύρος των κύκλων φόρτισης-αποφόρτισης καθορίζεται από τις παραμέτρους γ και α , όπως φαίνεται στο σχήμα.



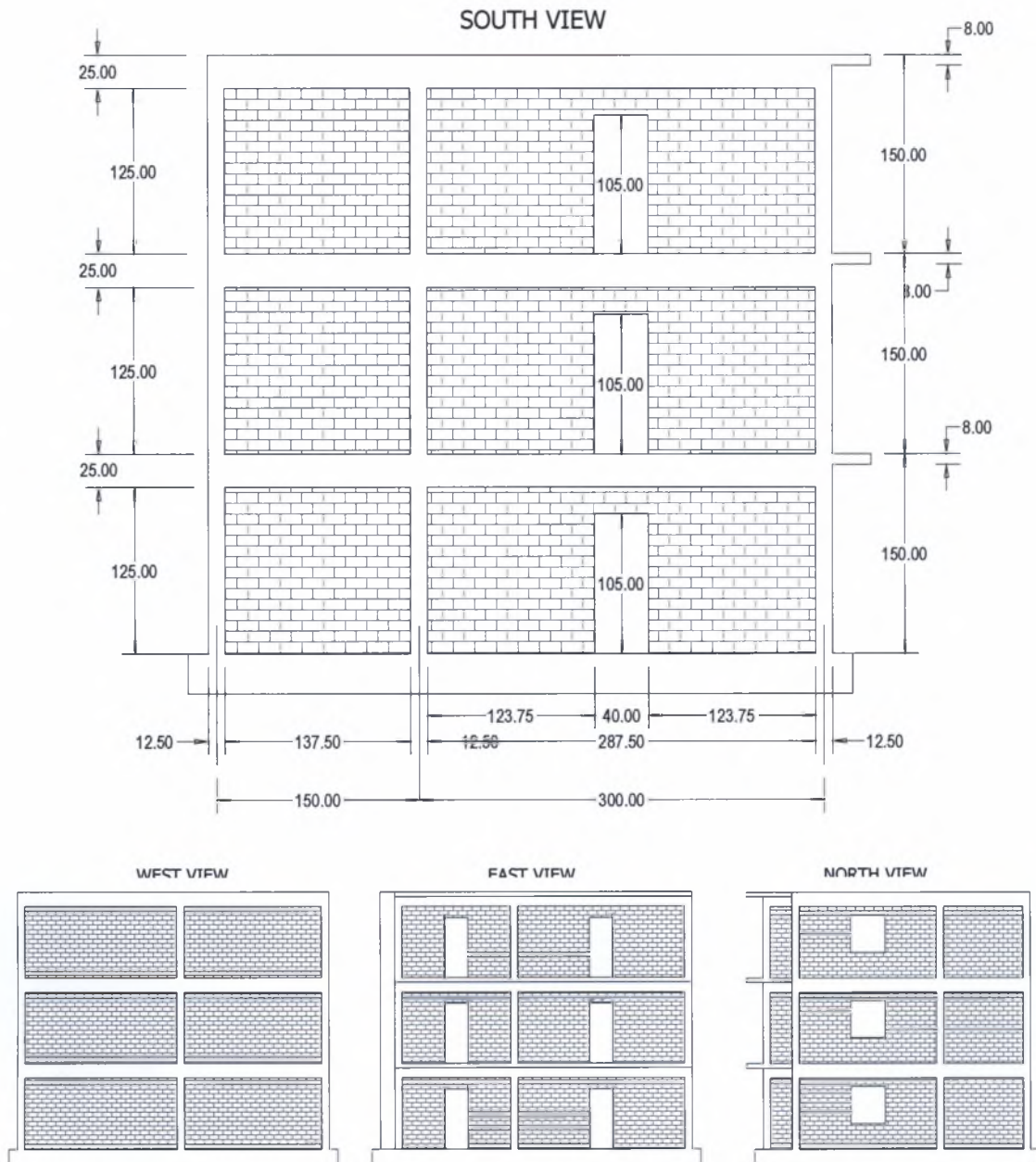
Σχήμα 3-8 Υστερητικός βρόγχος τέμνουσας ορόφου – σχετικής μετατόπισης πλαισίου με τοιχοποιία (Φαρδής & Παναγιωτάκος, 1996)

Το εμβαδόν των διαγωνίων ράβδων εξαρτάται από το πάχος της τοιχοποιίας και από το ισοδύναμο πλάτος b_w , το οποίο ενεργοποιείται κατά την αξονική καταπόνηση και το εύρος του είναι

ΠΡΟΣΟΜΙΩΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΥΠΟ ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

κάποιο ποσοστό του μήκους της διαγωνίου της τοιχοποιίας, όπως έχει υπολογιστεί και πειραματικά από έρευνες. Στην βιβλιογραφία έχουν προταθεί αρκετές μέθοδοι προκειμένου να υπολογιστεί το ισοδύναμο πλάτος. Αυτή που επιλέχθηκε για την παρούσα εργασία, είναι συντηρητική τιμή που δίνουν οι Paulay & Priestley [1992] και ισούται με

$$b_w = d_w / 4 \quad (2.8)$$



Σχήμα 3-9 Τοιχοπλήρωση κατασκευής σε νότια όψη, δυτική, ανατολική και βόρεια όψη

3.4.4. Προσομοίωση υλικών κατασκευής

3.4.4.1. Σκυρόδεμα

Κατά τις αναλύσεις με το λογισμικό OpenSees, για το σκυρόδεμα, χρησιμοποιήθηκε το υλικό Concrete01, μονοαξονικής συμπεριφοράς κατά Kent-Scott-Park, με γραμμικούς κλάδους φόρτισης/αποφόρτισης σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση κατά Karsan-Jirsa, και μηδενική εφελκυστική αντοχή. Χρησιμοποιήθηκαν δύο υλικά, ένα για τα υποστυλώματα και ένα για τις δοκούς, η θλιπτική αντοχή των οποίων θεωρήθηκε ως ο μέσος όρος των θλιπτικών αντοχών των δοκιμών που ελήφθησαν κατά την κατασκευή του κτιρίου. Οι αντοχές που ελήφθησαν, ήταν αυτή των 36.7MPa για τα υποστυλώματα και 46.3MPa για τις δοκούς.

Οι παράμετροι οι οποίες καθόρισαν την συμπεριφορά του υλικού ήταν οι εξής:

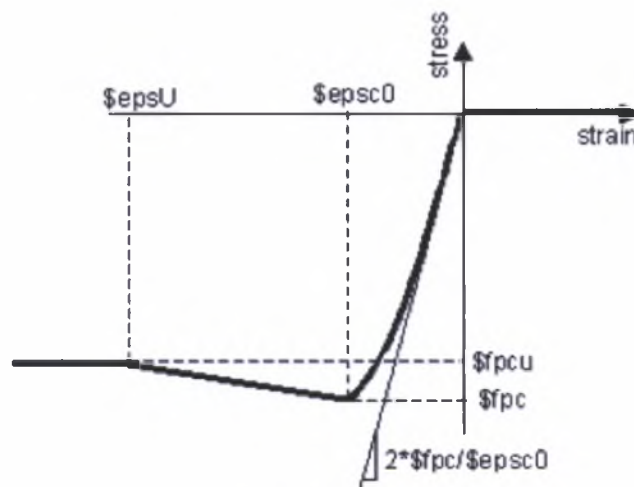
$f_{pc} = 36.7-46.3 \text{ Mpa}$: θλιπτική αντοχή σκυροδέματος 28 ημερών

$\epsilon_{psc0} = 0.002$: παραμόρφωση μέγιστης αντοχής σκυροδέματος

$f_{pcu} = 0.85 f_{pc} \text{ Mpa}$: θλιπτική αντοχή θραύσης σκυροδέματος

$\epsilon_{pcu} = 0.004$: παραμόρφωση θραύσης σκυροδέματος

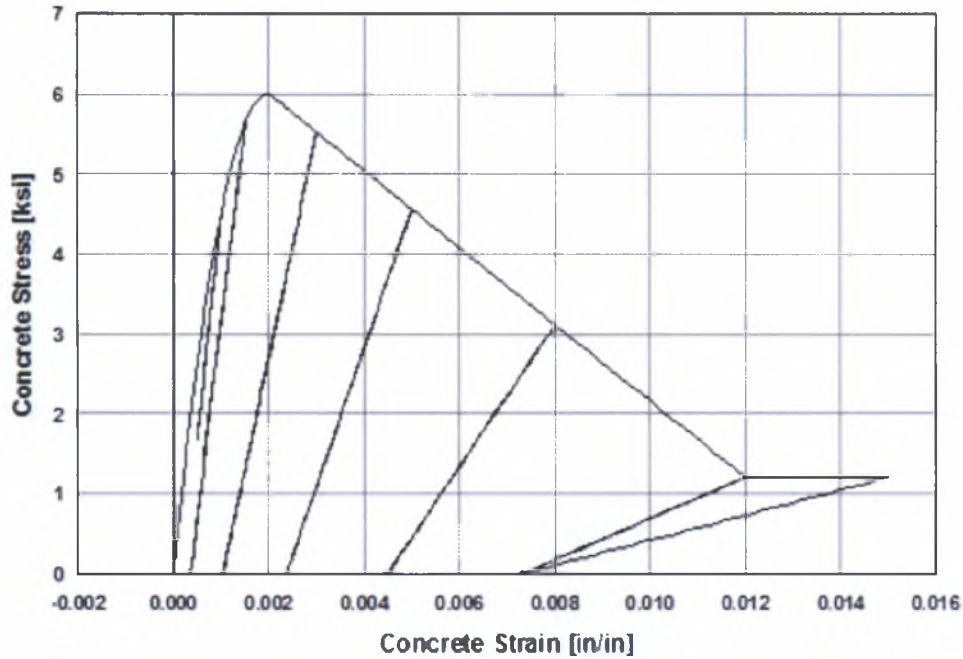
Στο παρακάτω διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων για βραχυχρόνια φόρτιση, φαίνεται η έννοια των παραπάνω παραμέτρων:



Σχήμα 3-10 Διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων υπό μονοτονική φόρτιση του μοντέλου Concrete01 του προγράμματος Opensees

ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΥΠΟ ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

Η αρχική κλίση του διαγράμματος, που ορίζει και το μέτρο ελαστικότητας E_c σκυροδέματος, υπολογίζεται από την σχέση : $2 \cdot f_{pc} / \varepsilon_{psc0}$. Η συμπεριφορά του υλικού σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση, φαίνεται από τον παρακάτω τυπικό υστερικό βρόγχο τάσεων- παραμορφώσεων.



Σχήμα 3-11 Διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων Concrete01 υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση

3.4.4.2. Χάλυβας οπλισμών

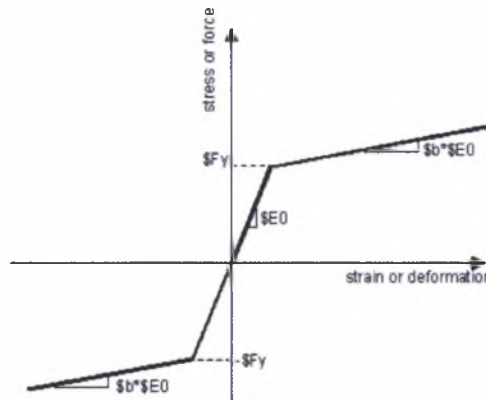
Για το χάλυβα χρησιμοποιήθηκε το υλικό Steel01, μονοαξονικής συμπεριφοράς με διγραμμικό διάγραμμα τάσεων- παραμορφώσεων, λόγω κράτυνσης, του οποίου η μηχανική συμπεριφορά περιγράφεται από τις παρακάτω παραμέτρους:

$f_y = 371 \text{ Mpa}$: τάση διαρροής

$E_s = 200 \text{ Gpa}$: Μέτρο Ελαστικότητας χάλυβα

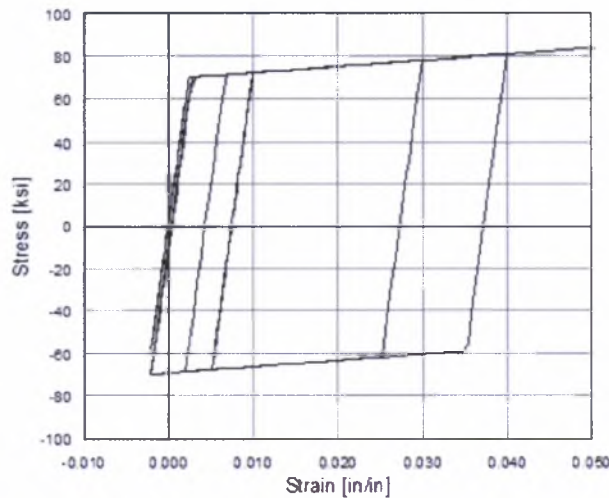
$b = 0.004$: συντελεστής κράτυνσης

Στο παρακάτω απλοποιημένο ελαστοπλαστικό διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων υπό μονοτονική φόρτιση, ορίζονται εποπτικά οι παρακάτω παράμετροι:



Σχήμα 3-12 Διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων Steel01 υπό μονοτονική φόρτιση

Η συμπεριφορά του υλικού σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση φαίνεται στον παρακάτω τυπικό υστερητικό βρόγχο:



Σχήμα 3-13 Διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων Steel01 υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση

4. Διερεύνηση αριθμητικών αποτελεσμάτων προσομοίωσης με στοιχεία διανεμημένης πλαστικότητας

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της προσομοίωσης στοιχείων διανεμημένης πλαστικότητας (Σ.Δ.Π.) που περιγράφηκαν στο κεφάλαιο 3. Η προσομοίωση αυτή θεωρείται η πιο ακριβής, έτσι αφού παρουσιαστεί αναλυτικά τα αποτελέσματα της θα συγκριθούν με τα πειραματικά αποτελέσματα που ελήφθησαν από την σεισμική τράπεζα ώστε να διαπιστωθεί και στην πράξη.

4.1. Αποτελέσματα αναλύσεων προσομοίωσης με στοιχεία διανεμημένης πλαστικότητας

Τα αποτελέσματα που λαμβάνουμε είναι οι καμπύλες απόκρισης, δηλαδή οι καμπύλες της τέμνουσας βάσης ως προς την μετακίνηση οροφής για την στατική μη-γραμμική ανάλυση. Οι αναλύσεις αφορούν τόσο την θετική και την αρνητική φορά του άξονα $X (\pm X)$ και αντίστοιχα του άξονα $Y (\pm Y)$. Λαμβάνουμε επίσης την χρονοϊστορία κάθε ορόφου της κατασκευής για δυναμική ανάλυση. Τέλος παρουσιάζονται οι πέντε (5) πρώτες ιδιομορφές της κατασκευής.

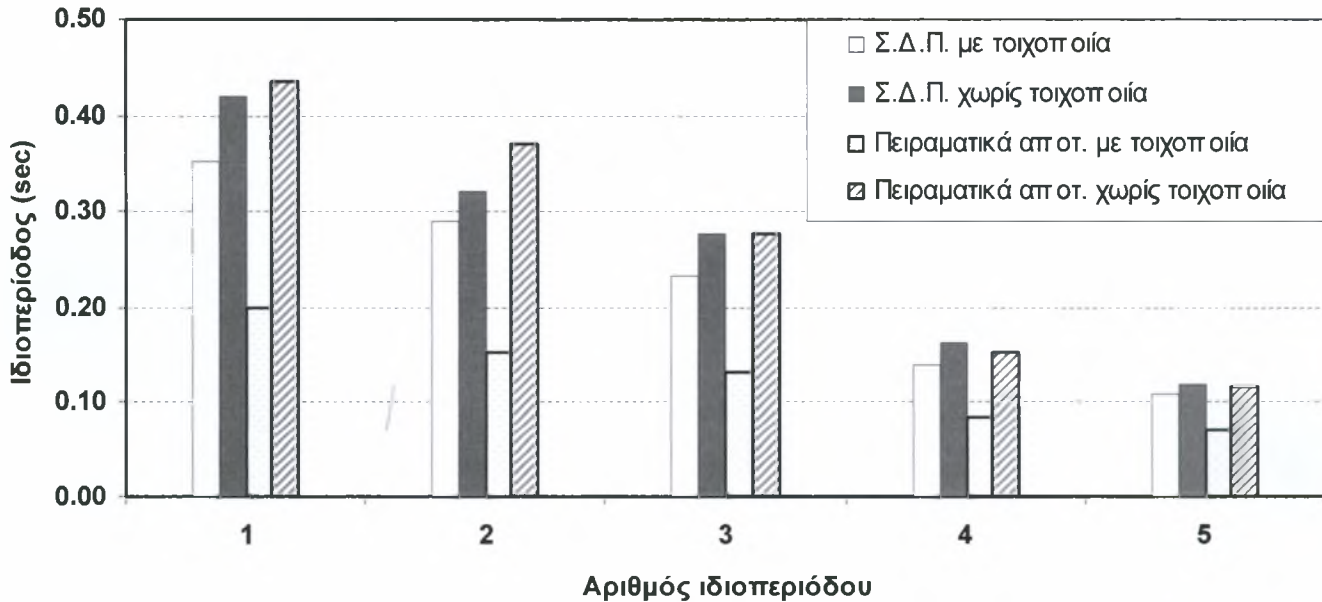
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΜΕ Σ.Δ.Π.

4.1.1. Ιδιομορφική ανάλυση

Παρατίθενται παρακάτω οι ιδιοπερίοδοι του εξεταζόμενου κτιρίου, οι οποίες προέκυψαν από την επίλυση του ιδιομορφικού προβλήματος $(K-\omega^2 M) \cdot \varphi=0$, όπου K το μητρώο δυσκαμψίας και M το μητρώο μάζας. Από την λύση του παραπάνω συστήματος γραμμικών εξισώσεων προκύπτουν οι κυκλικές συχνότητες ω , οι ιδιοπερίοδοι T . Τα αριθμητικά αποτελέσματα της ανάλυσης παρατίθενται στον παρακάτω πίνακα. Από τα σχήματα των πρώτων ιδιομορφών, συμπεραίνουμε πως είναι συζευγμένες, περιέχουν στροφική συνιστώσα, σε μεγαλύτερο ή μικρότερο βαθμό, κάτι το οποίο είναι αναμενόμενο, λόγω των ασυμμετριών και της στατικής εκκεντρότητας που παρουσιάζει το δομικό σύστημα του κτιρίου.

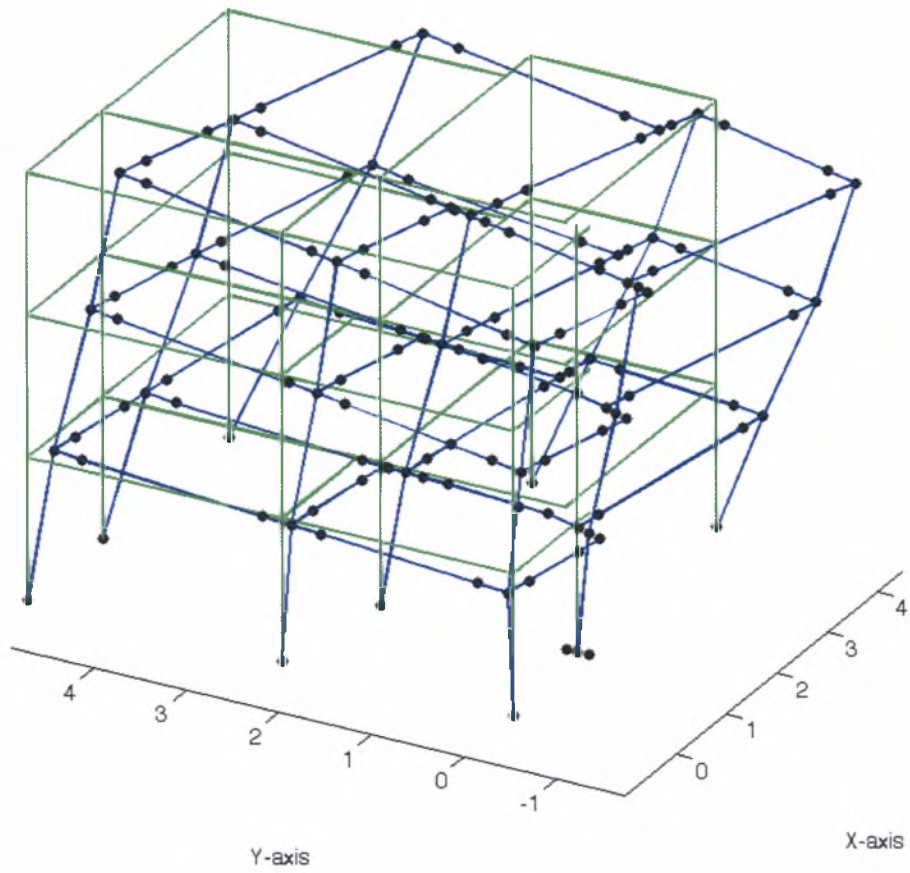
Πίνακας 4:1 Συγκριτικές τιμές ιδιοπεριόδων

Ιδιοπερίοδος (sec)	Σ.Δ.Π.		Πειραματικά	
	με τοιχοποιία	χωρίς τοιχοποιία	με τοιχοποιία	χωρίς τοιχοποιία
1 ^η	0.35	0.42	0.20	0.43
2 ^η	0.29	0.32	0.15	0.37
3 ^η	0.23	0.28	0.13	0.28
4 ^η	0.14	0.16	0.09	0.15
5 ^η	0.11	0.12	0.07	0.12

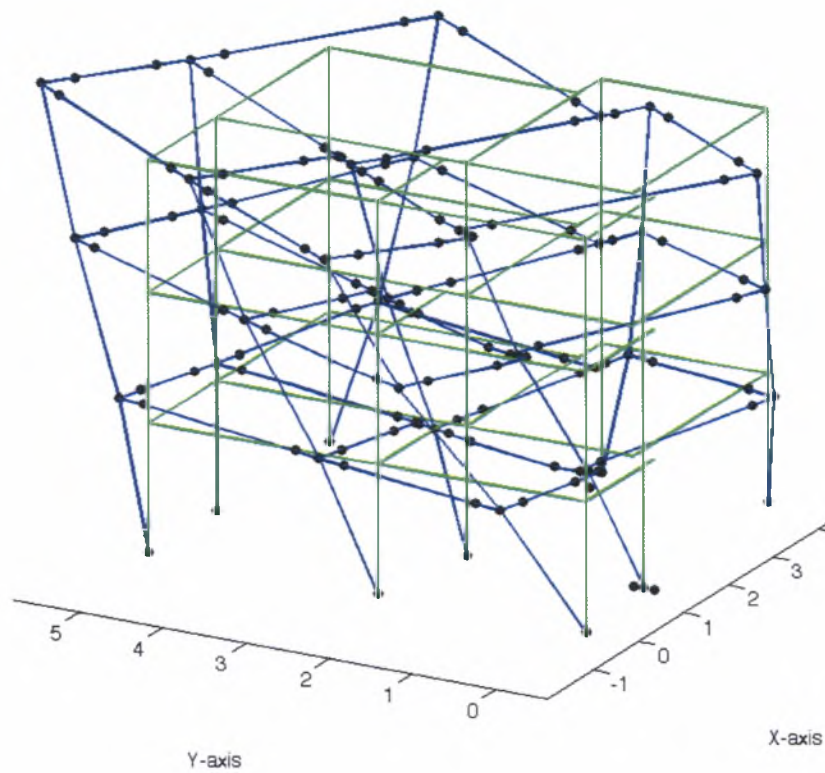


Σχήμα 4-1 Σχηματική απεικόνιση ιδιοπεριόδων





Σχήμα 4-2 Απεικόνιση 1^{ης} ιδιομορφής

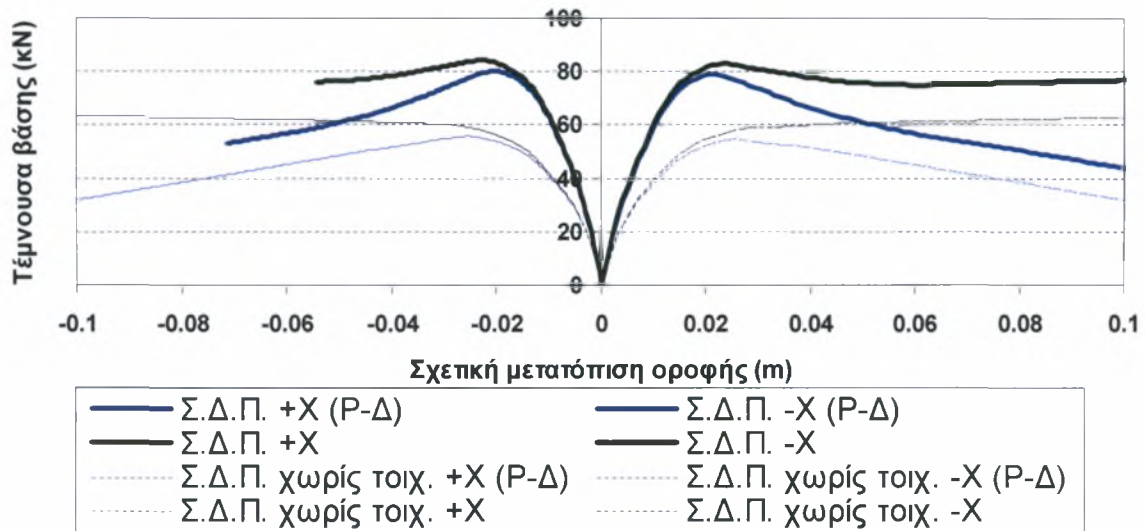


Σχήμα 4-3 Απεικόνιση 2^{ης} ιδιομορφής

ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΜΕ Σ.Δ.Π.

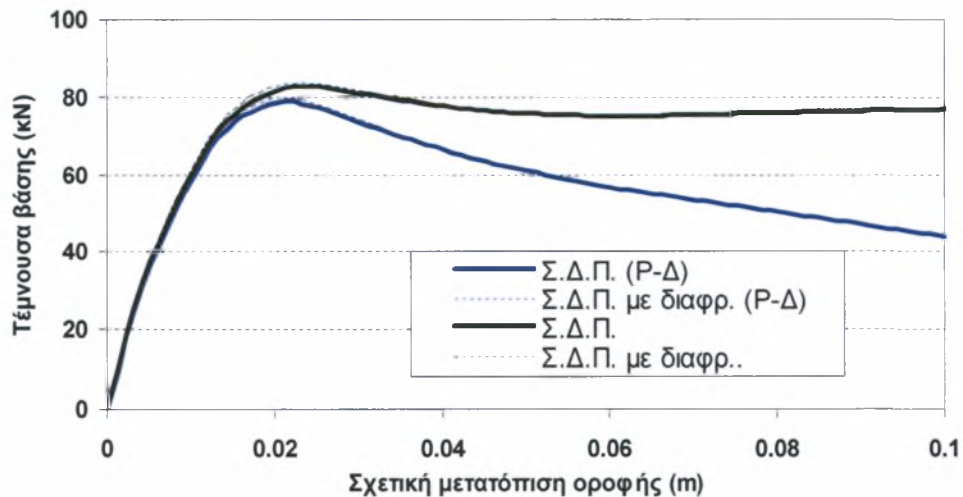
4.1.2. Στατική μη γραμμική ανάλυση

Για την υπάρχουσα κατασκευή παρουσιάζεται η απόκριση της ανάλογα με το αν λαμβάνεται υπ' όψιν η τοιχοποιία, η ακαμψία των πλακών και το φαινόμενο P-Δ στους άξονες X,Y. Παρατηρείται στα διαγράμματα, όπως άλλωστε αναμενόταν, το κτίριο με τοιχοποιία έχει μεγαλύτερη ακαμψία αλλά και όταν παίρνουμε υπ' όψιν τα φαινόμενα P-Δ το κτίριο αστοχεί γρηγορότερα.



Σχήμα 4-4 Απόκριση κατασκευής ανάλογα με ύπαρξη τοιχοποιίας στον άξονα X στοιχείων διανεμημένης πλαστικότητας (Σ.Δ.Π.)

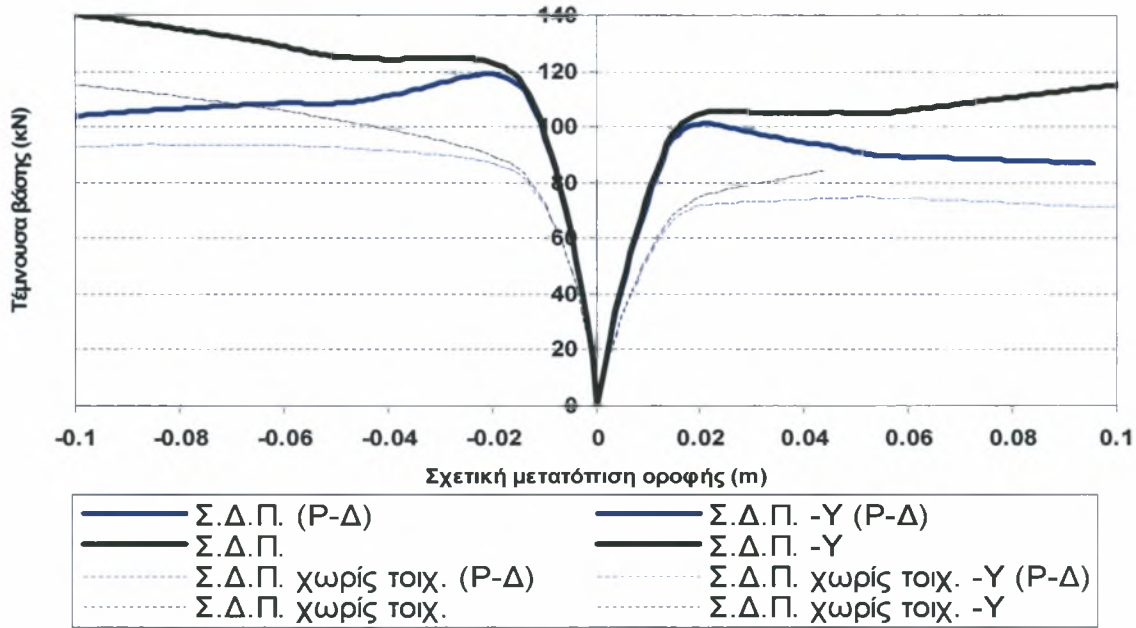
Στο παρακάτω διάγραμμα φαίνεται πως όταν εισάγουμε στην προσομοίωση την ύπαρξη των πλακών η κατασκευή αποκτά μια πολύ μικρή αύξηση της αντοχής της, όπως άλλωστε αναμενόταν, όμως σχεδόν αμελητέα.



Σχήμα 4-5 Απόκριση κατασκευής ανάλογα με την ύπαρξη διαφράγματος στον άξονα X

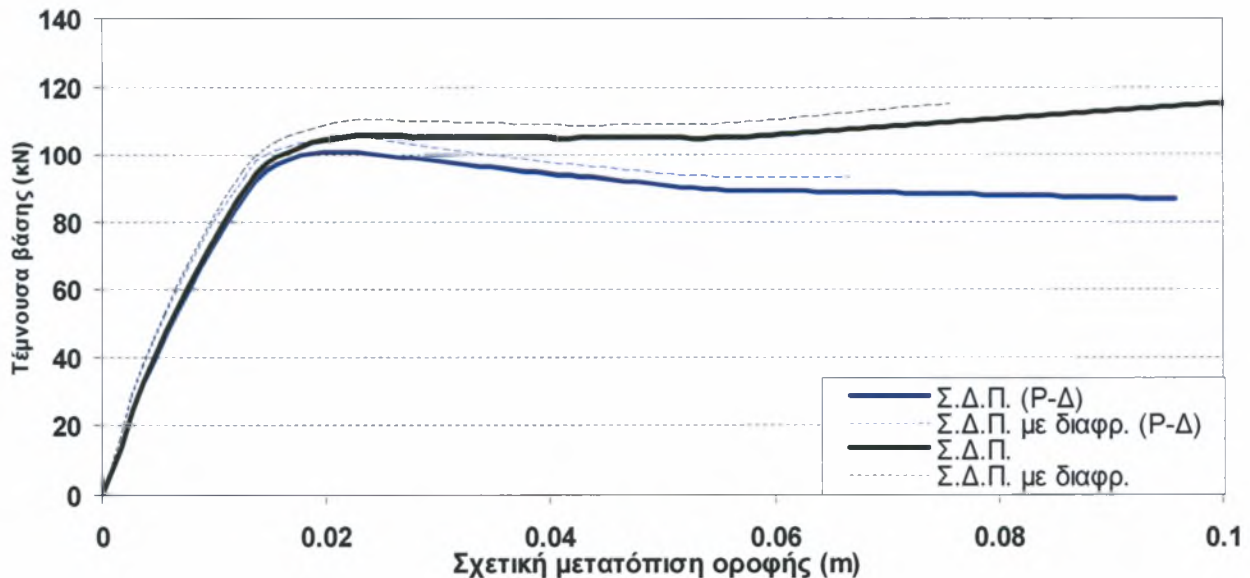
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΜΕ Σ.Δ.Π.

Όπως και στην κατεύθυνση Χ, έτσι και εδώ η παρουσία της τοιχοποιίας προσδίδει στο κτίριο μια σαφή αύξηση της συνολικής δυσκαμψίας του, στην διεύθυνση και των δύο αξόνων του. Επίσης, παρατηρείται πως το κτίριο στην κατεύθυνση Υ έχει μεγαλύτερη δυσκαμψία από ότι στην διεύθυνση Χ, αυτό οφείλεται κυρίως στην παρουσία του υποστυλώματος C2 (0.375 x 0.125) κατά τον άξονα Υ το οποίο παράλληλα περιορίζει την επίδραση των φαινομένων δευτέρας τάξης. Η κατάσταση αυτή περιγράφεται σαφέστερα στα σχήματα 4-8,4-9.



Σχήμα 4-6 Απόκριση κατασκευής ανάλογα με ύπαρξη τοιχοποιίας στον άξονα Υ

Στο σχήμα που ακολουθεί παριστάνεται η απόκριση της κατασκευής στον άξονα Υ λαμβάνοντας υπ' όψη την παρουσία της πλάκας. Η ύπαρξη της, όπως αναμένεται, δίνει μια μικρή επιπλέον δυσκαμψία στην κατασκευή (Σχ. 4-4).

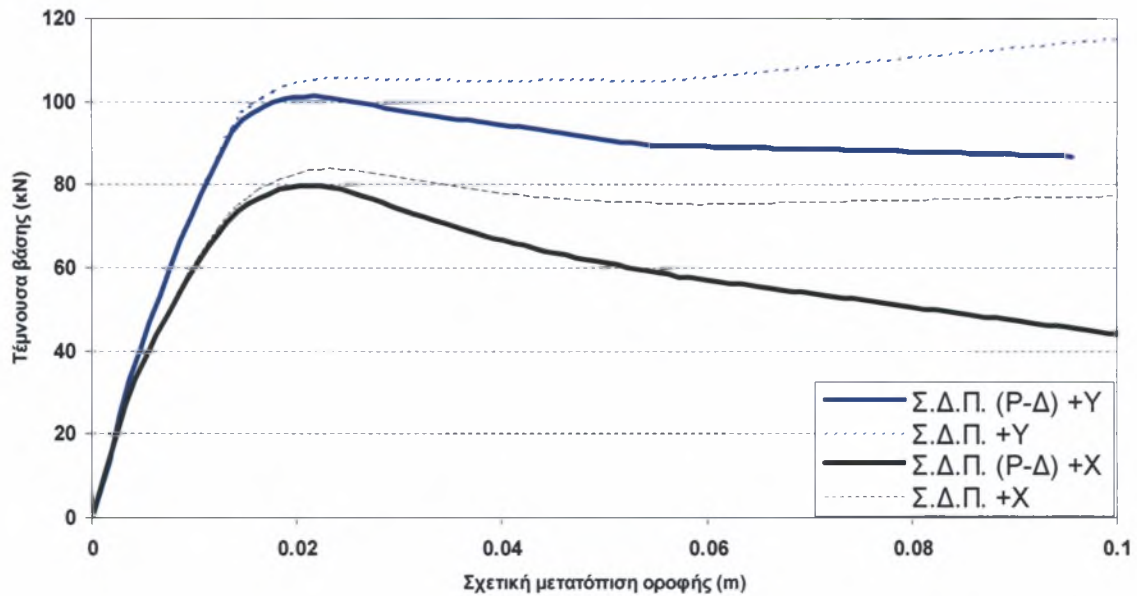


Σχήμα 4-7 Απόκριση κατασκευής ανάλογα με την ύπαρξη διαφράγματος στον άξονα Υ

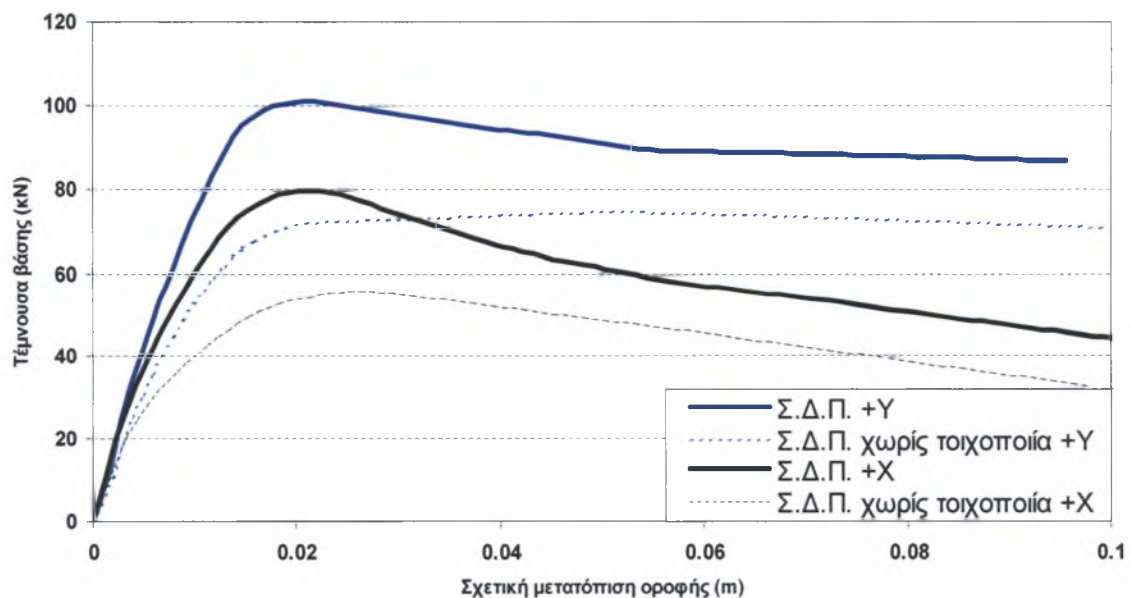
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΜΕ Σ.Δ.Π.

Στα παρακάτω σχήματα φαίνεται η απόκριση των καμπυλών απόκρισης των κατευθύνσεων X, Y η οποία οφείλεται στην παρουσία του υποστυλώματος C2. Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω η αντοχή της κατασκευής στην κατεύθυνση Y είναι 20% περίπου μεγαλύτερη από την X.

Στο πρώτο διάγραμμα γίνεται σύγκριση των καμπυλών απόκρισης ανάλογα με το αν έχει ληφθεί υπ' όψιν το φαινόμενο P-Δ. Στο δεύτερο διάγραμμα γίνεται σύγκριση των καμπυλών απόκρισης ανάλογα με το αν έχει ληφθεί η τοιχοποιία.



Σχήμα 4-8 Απόκριση κατασκευής κατά X, Y λαμβάνοντας υπ' όψιν και όχι τη μη-γραμμικότητα του υλικού



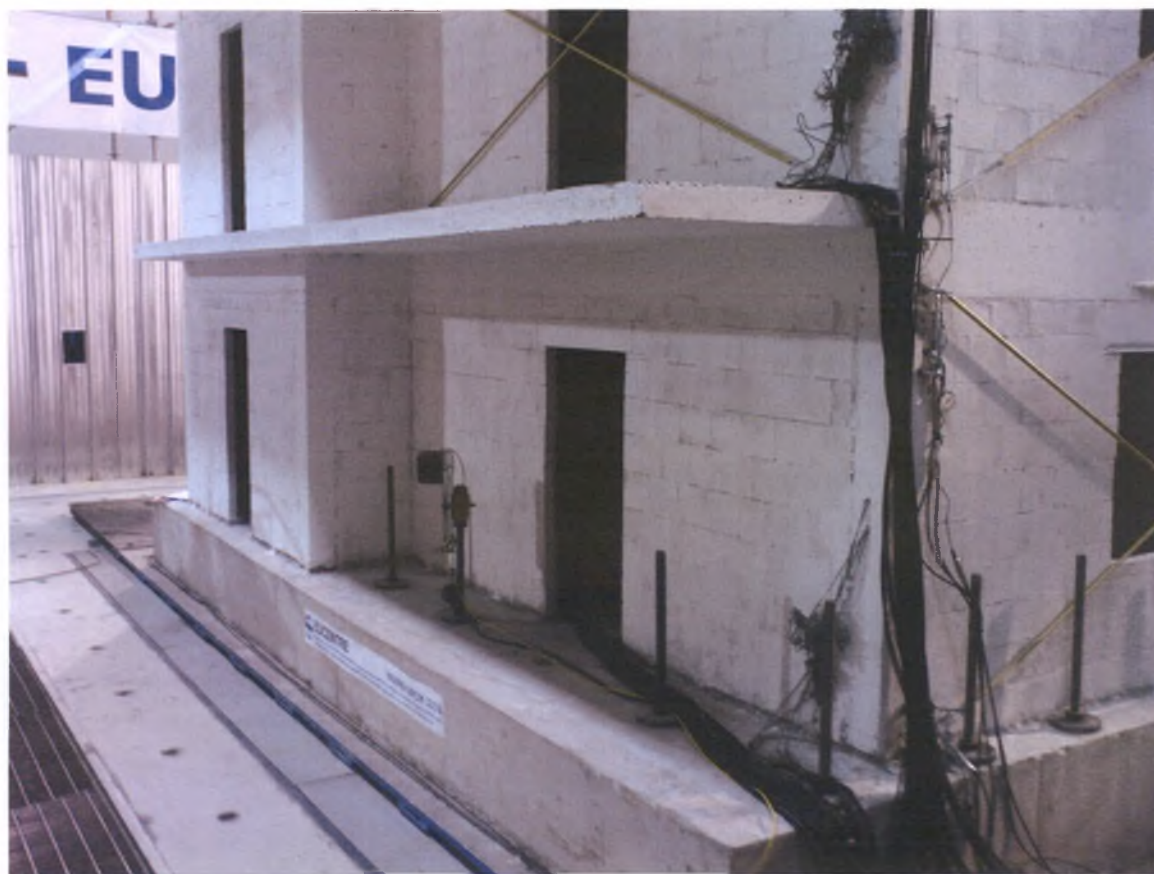
Σχήμα 4-9 Απόκριση κατασκευής κατά X, Y με παρουσία τοιχοποιίας και όχι

4.1.3. Δυναμική ανάλυση

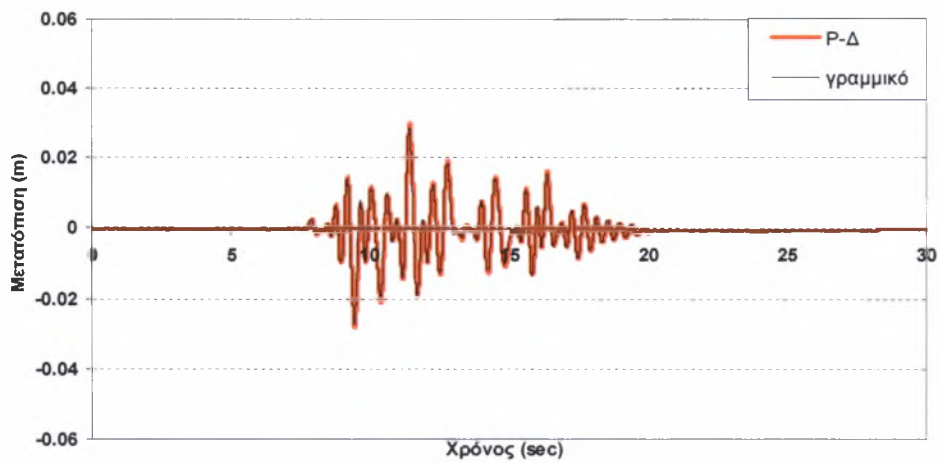
Η προσομοίωση με στοιχεία διανεμημένης πλαστικότητας υπεβλήθη σε δύο εδαφικές κινήσεις 0.30g και 0.54g σύμφωνα με το επιταχυνσιογράφημα του σεισμού του Montenegro. Στα σχήματα που ακολουθούν, παρατίθενται οι περιβάλλουσες των οριζόντιων σχετικών μετατοπίσεων, ως ποσοστό του ύψους του κάθε ορόφου κατά την διεύθυνση της εδαφικής κίνησης. Για κάθε περίπτωση εδαφικής κίνησης παρατίθενται ξεχωριστά τα αποτελέσματα από τα δύο είδη ανάλυσης που έλαβαν μέρος (θεώρηση ή όχι του φαινομένου P-Δ).

Στα δύο σχήματα που παρατίθενται παρακάτω παρουσιάζεται η χρονοιστορία της κατασκευής με τοιχοποιία και λαμβάνοντας υπ' όψιν ή όχι το φαινόμενο P-Δ για εδαφική επιτάχυνση 0.54g (Σχ.4-8 & 4-9).

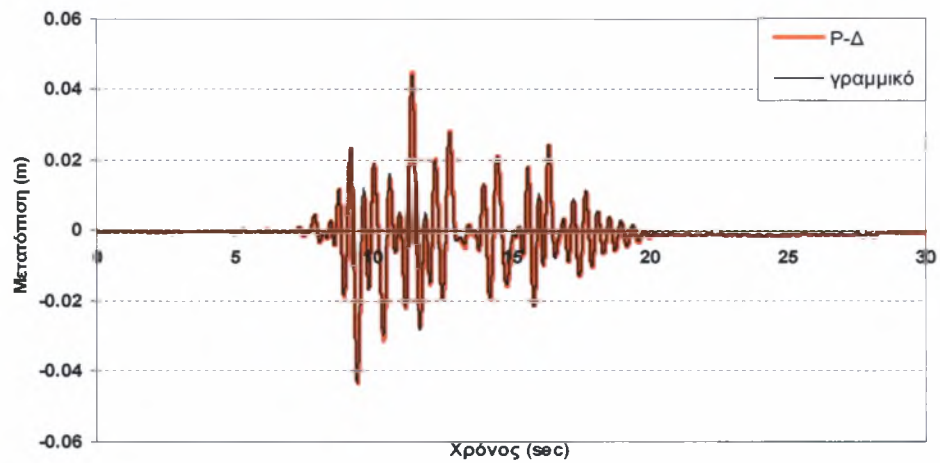
Το συμπέρασμα που εξάγεται από τα διαγράμματα είναι πως οι μέγιστες μετατοπίσεις, είτε λαμβάνοντας είτε όχι την μη-γραμμικότητα της γεωμετρίας, είναι σχεδόν οι ίδιες. Επίσης στους δύο πρώτους ορόφους οι σχετικές μετακινήσεις δείχνουν να είναι παρόμοιες, ενώ στον τρίτο πολύ μικρότερες.



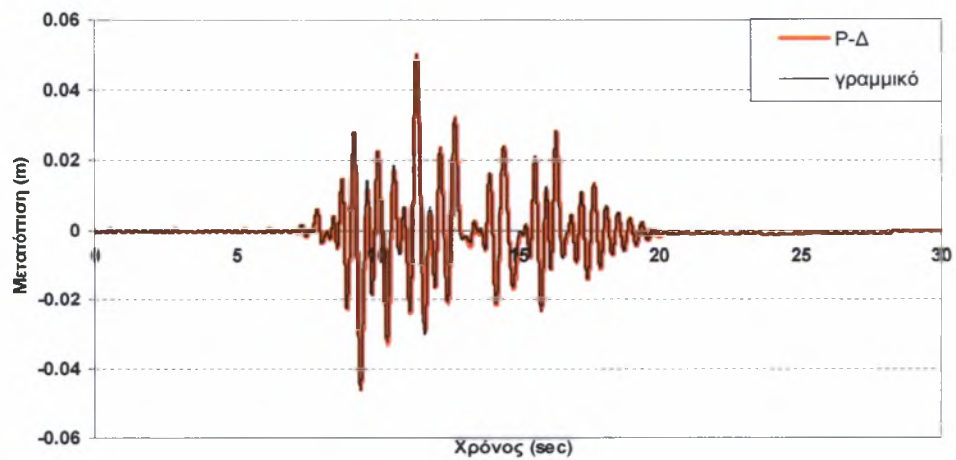
Εικόνα 4-1 Μετρητές μετακινήσεων του υποστυλώματος C6



(α)



(β)

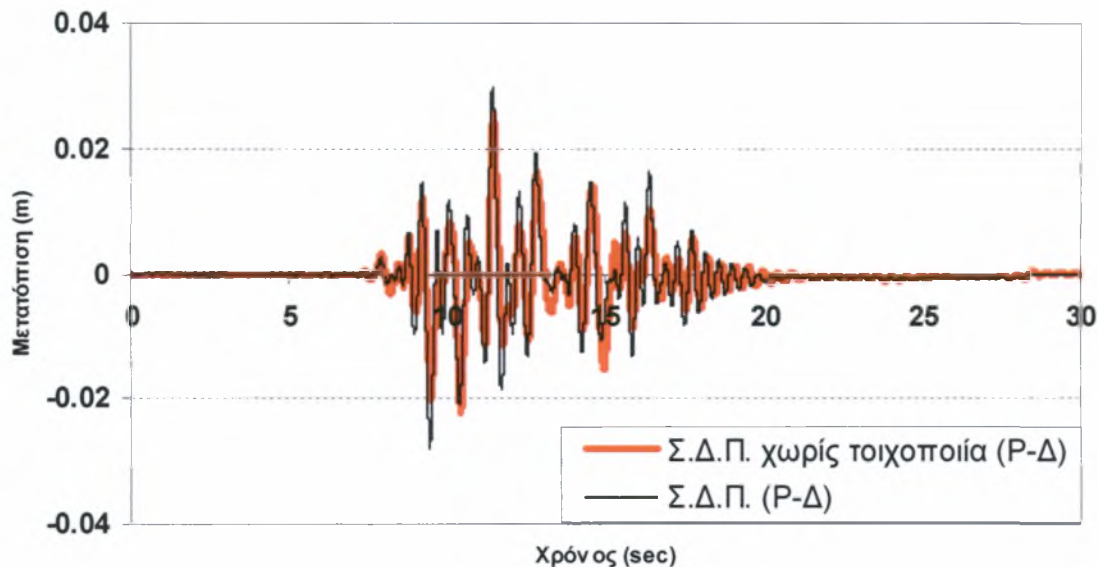


(γ)

Σχήμα 4-10 Χρονιστορία μετακινήσεων λαμβάνοντας και όχι το φαινόμενο P-Δ, (α) 1^{ος} όροφος, (β) 2^{ος} όροφος, (γ) 3^{ος} όροφος

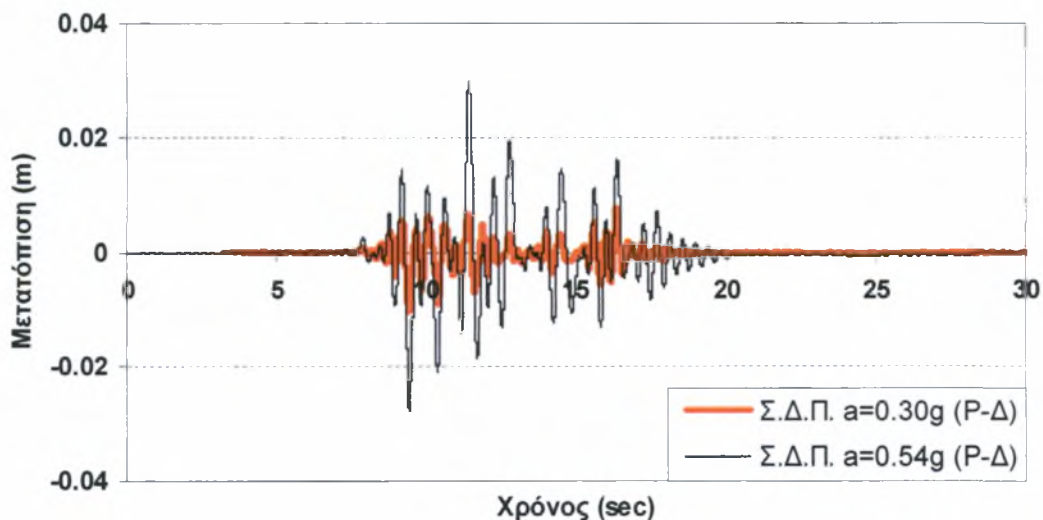
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΜΕ Σ.Δ.Π.

Προκειμένου να εξεταστεί η αξιοπιστία του φορέα, αλλά και η επίδραση της τοιχοποιίας στην απόκριση του κτιρίου, οι περιβάλλουσες των οριζόντιων σχετικών μετατοπίσεων του πρώτου ορόφου υπό εξέταση κτιρίου, συγκρίνονται με τις αντίστοιχες περιβάλλουσες, που προέκυψαν από την απόκριση του φορέα χωρίς τις τοιχοποιίες για εδαφική κινήσεις $a=0.54g$ λαμβάνοντας υπ' όψιν την μη-γραμμικότητα του υλικού (Σχ.4-11).

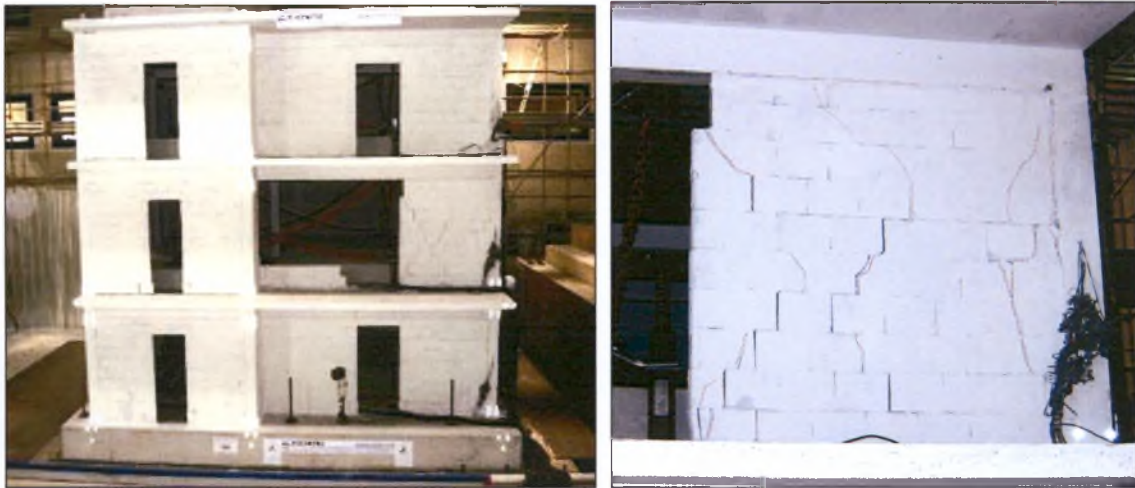


Σχήμα 4-11 Χρονοιστορία του 1^{ου} ορόφου με παρουσία ή όχι τοιχοποιίας λαμβάνοντας υπ' όψη τις μη-γραμμικότητες των υλικών

Τέλος κατά την δυναμική ανάλυση της προσομοίωσης με στοιχεία διανεμημένης πλαστικότητας, έγινε σύγκριση της χρονοιστορίας της κατασκευής για τις εδαφικές επιταχύνσεις $0.30g$ και $0.54g$ λαμβάνοντας υπ' όψη τη μη γραμμικότητα του υλικού την πρώτη φορά και την δεύτερη όχι (Σχ.4-12).



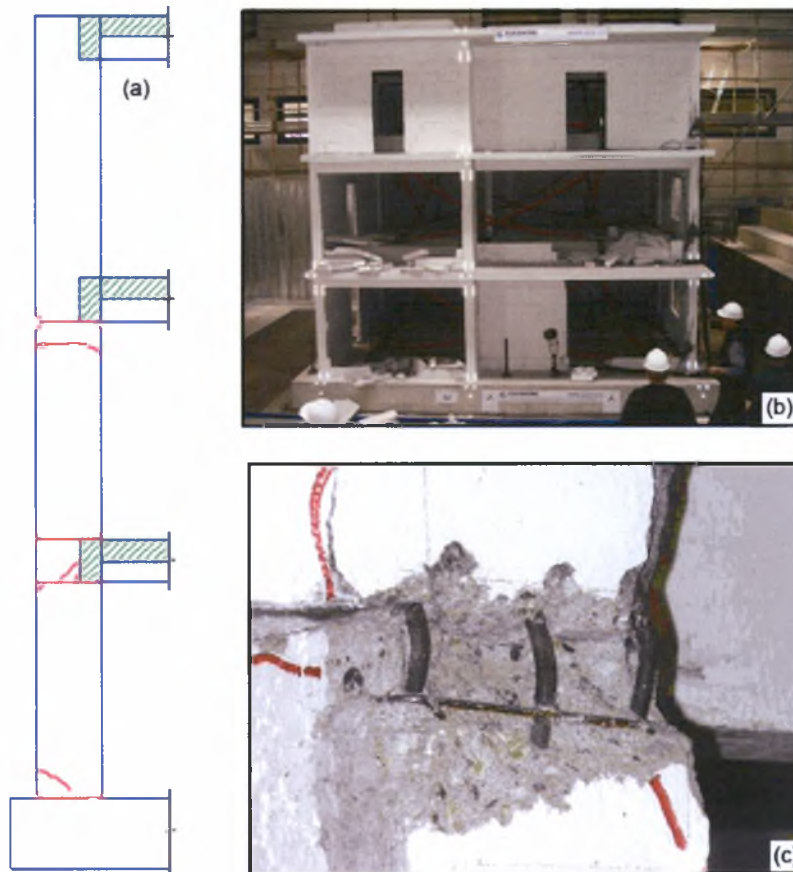
Σχήμα 4-12 Χρονοιστορία του 1^{ου} ορόφου για εδαφική κίνηση $0.3g$ & $0.54g$ αντίστοιχα λαμβάνοντας υπ' όψη τις μη-γραμμικότητες των υλικών



(α)

(β)

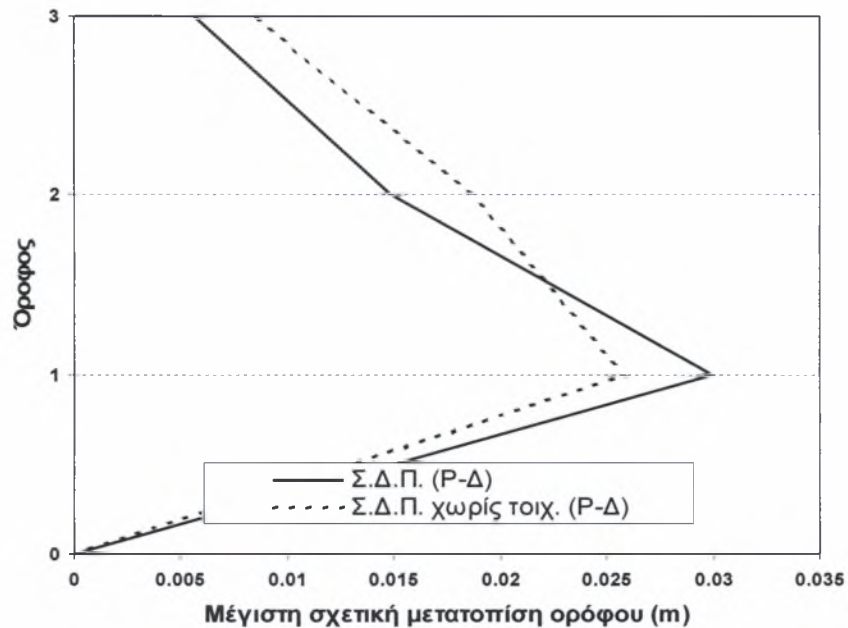
Εικόνα 4-2 (α) Γενική όψη της κατασκευής, ανατολική όψη, μετά την 1^η εδαφική κίνηση $PGA=0.30g$, και (β) Λεπτομερής εικόνα των ρωγμών που αναπτύχθηκαν στην τοιχοποιία του δεύτερου ορόφου



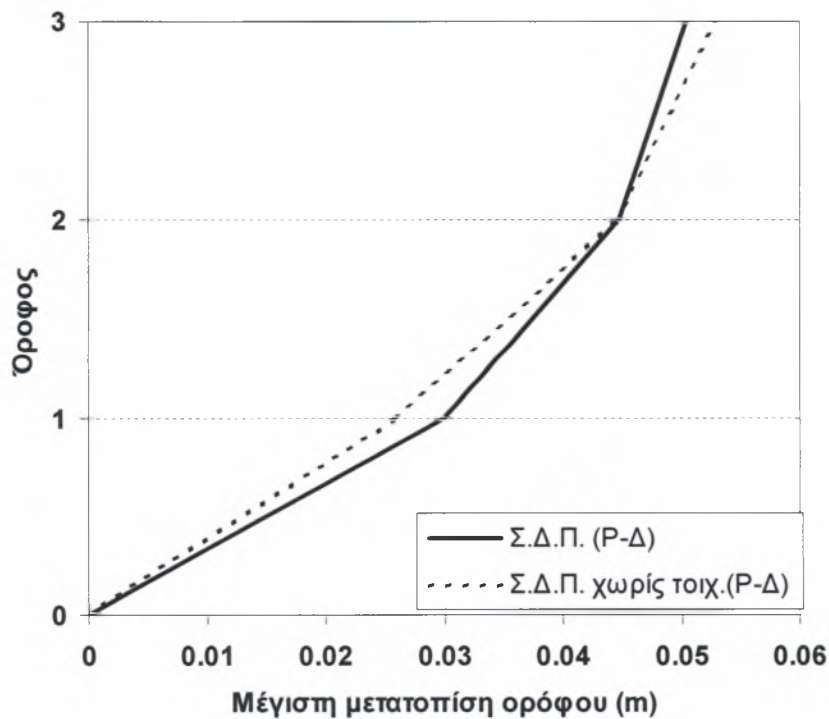
Εικόνα 4-3 Αστοχίες μετά τη σεισμική δόνηση $a=0.54g$: (α) Όψη υποστυλώματος 2 (b) ανατολική όψη (c) Αποφλοιώση σκυροδέματος και πλαστικοποίηση του χάλυβα του υποστυλώματος 2 στον 2^ο όροφο.

ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΜΕ Σ.Δ.Π.

Προηγουμένως παρουσιάστηκε κυρίως η χρονοιστορία των μετακινήσεων του πρώτου ορόφου, από τα παρακάτω διαγράμματα μπορεί να γίνει μια εκτίμηση για την κατανομή των βλαβών καθ' ύψος του κτιρίου. Στα επόμενα δύο διαγράμματα παρουσιάζονται οι μετακινήσεις της κατασκευής με παρουσία και χωρίς τοιχοποιίας. Αν εξαιρεθεί ο πρώτος όροφος τότε είναι εμφανές πως η παρουσία της τοιχοποιίας συντελεί στη μείωση των παραμορφώσεων του υπάρχοντος κτιρίου.



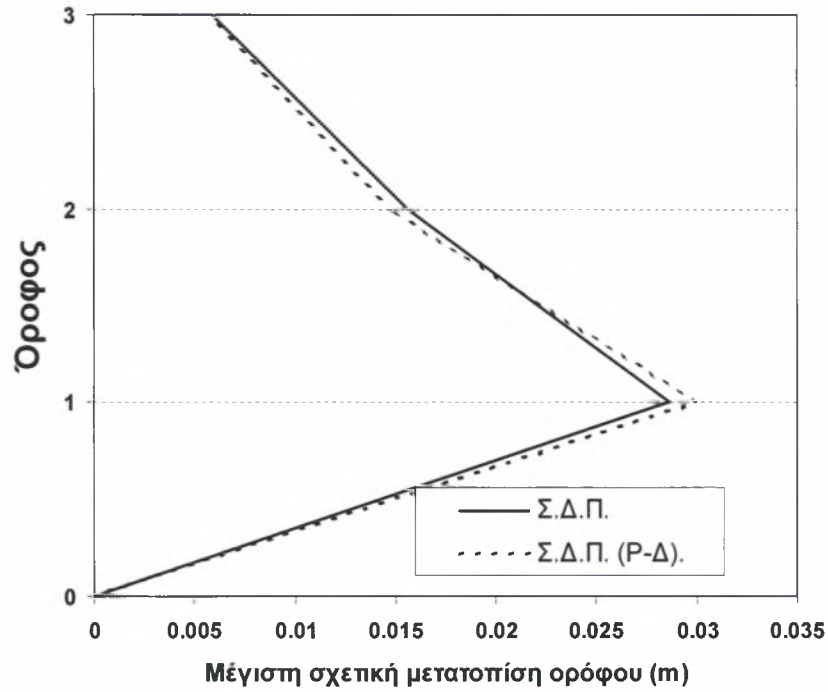
Σχήμα 4-13 Μέγιστες σχετικές μετατοπίσεις ανάλογα με την ύπαρξη της τοιχοποιίας



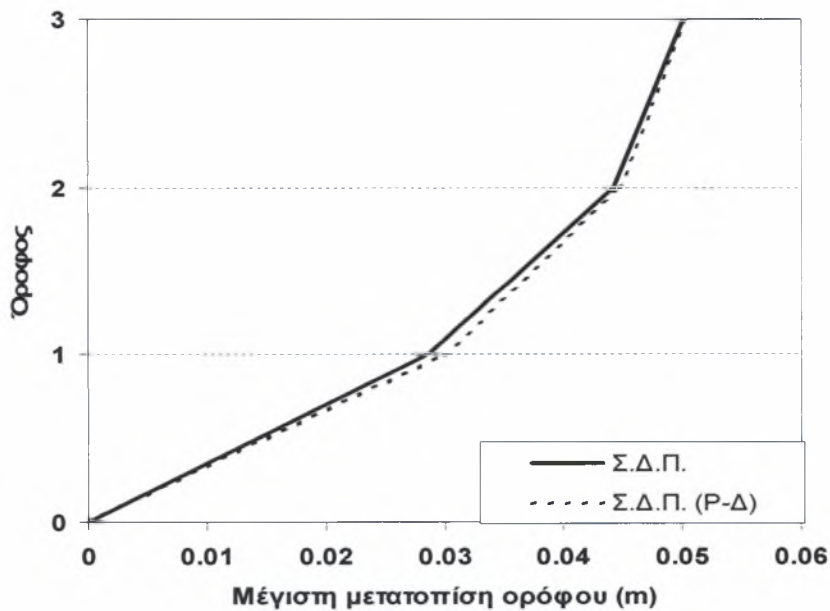
Σχήμα 4-14 Μέγιστες μετατοπίσεις ανάλογα με την ύπαρξη της τοιχοποιίας

ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΜΕ Σ.Δ.Π.

Επειδή τα προηγούμενα διαγράμματα λαμβάνουν υπ' όψιν την μη-γραμμικότητα των υλικών παρουσιάζονται παρακάτω οι μέγιστες και σχετικές μετατοπίσεις της κατασκευής ανάλογα αν υπάρχει γραμμικότητα ή όχι. Όπως προέκυψε και από την χρονοιστορία του πρώτου ορόφου το φαινόμενο P-Δ δεν διαδραματίζει σπουδαίο ρόλο ως αναφορά το εύρος των μετακινήσεων.



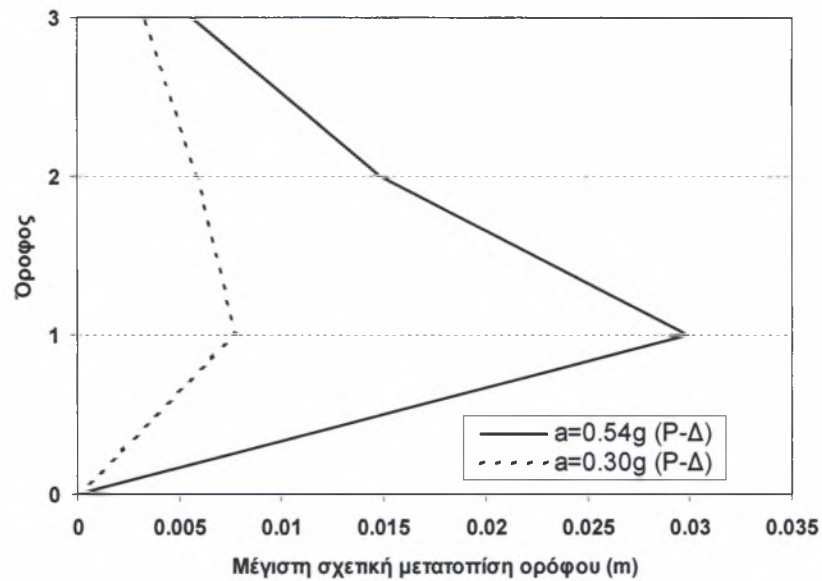
Σχήμα 4-15 Σύγκριση μέγιστων σχετικών μετατοπίσεων ανάλογα με την γραμμικότητα των υλικών



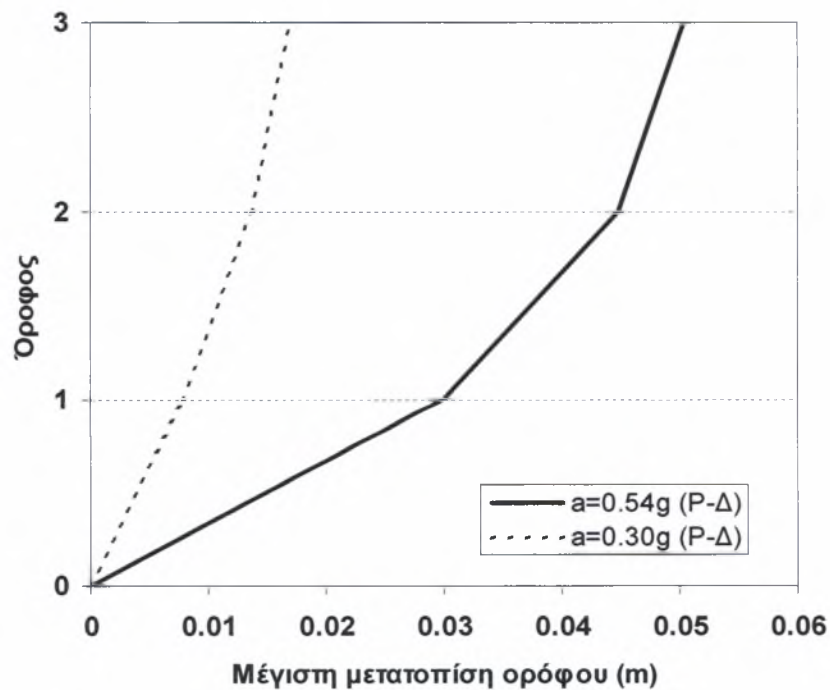
Σχήμα 4-16 Σύγκριση μέγιστων σχετικών μετατοπίσεων ανάλογα με την γραμμικότητα των υλικών

ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΜΕ Σ.Δ.Π.

Τέλος γίνεται σύγκριση των μέγιστων και σχετικών μετατοπίσεων της κατασκευής με τοιχοποιία για εδαφική επιτάχυνση 0.54g και 0.30g αντίστοιχα λαμβάνοντας υπ' όψη τη μη γραμμικότητα των υλικών. Είναι προφανές και αναμενόμενο πως με την αύξηση της εδαφικής επιτάχυνσης αυξάνονται και οι μετακινήσεις του κάθε ορόφου



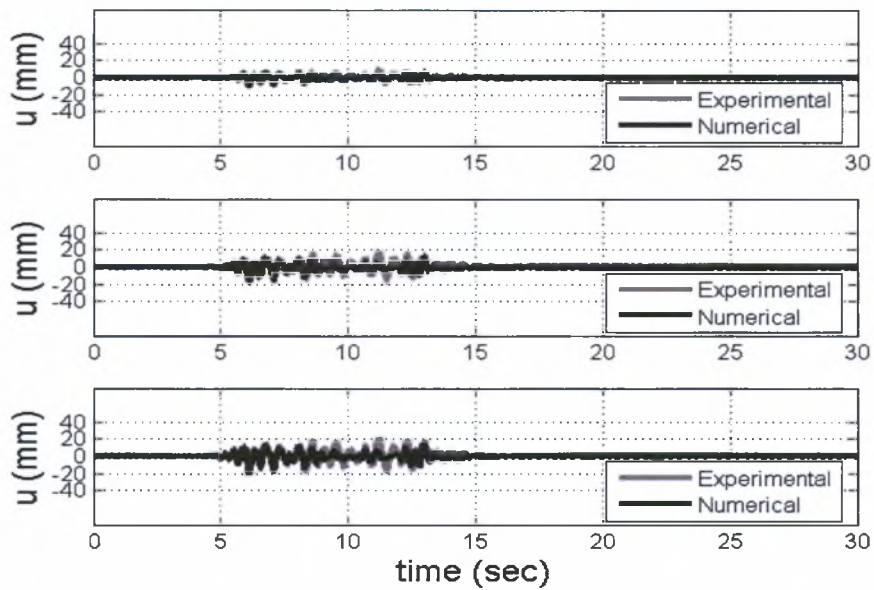
Σχήμα 4-17 Σύγκριση μέγιστων σχετικών μετατοπίσεων για εδαφική επιτάχυνση 0.54g και 0.30g



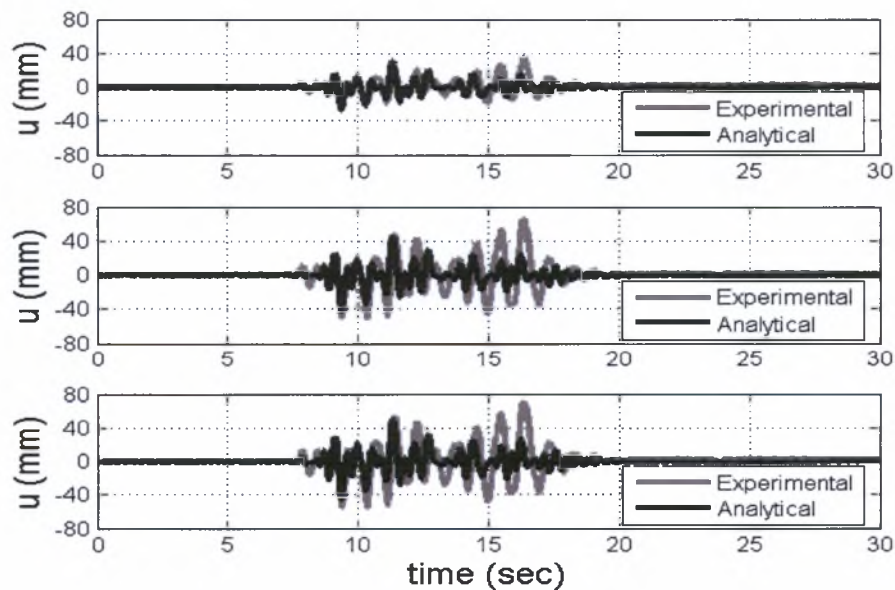
Σχήμα 4-18 Σύγκριση μέγιστων μετατοπίσεων για εδαφική επιτάχυνση 0.54g και 0.30g

4.2. Σύγκριση πειραματικών αποτελεσμάτων με αποτελέσματα ανάλυσης

Στα επόμενα διαγράμματα γίνεται η σύγκριση των αποτελεσμάτων της προσομοίωσης στοιχείων διανεμημένης πλαστικότητας με των πειραματικών αποτελεσμάτων για εδαφικές επιταχύνσεις 0.54g και 0.30g. Για την προσομοίωση έχουν ληφθεί υπ' όψιν οι μη-γραμμικότητες των υλικών αλλά και η τοιχοποιία της κατασκευής.



(α)



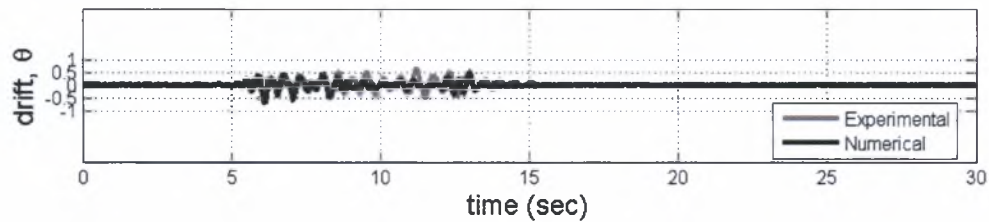
(β)

Σχήμα 4-19 Χρονοιστορίες των τριών ορόφων της κατασκευής για εδαφική επιτάχυνση, (α) 0.30g, (β) 0.54g

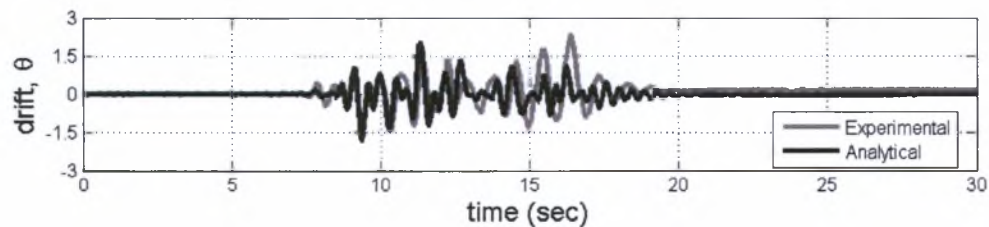
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΜΕ Σ.Δ.Π.

Πιο συγκεκριμένα στο σχήμα 4-19, παρουσιάζονται οι χρονιοιστορίες των τριών ορόφων του υποστυλώματος C6 (Σχήμα 2-1) για για εδαφικές επιταχύνσεις 0.30g και 0.54g αντίστοιχα. Για την εδαφική επιτάχυνση των 0.30g η προσομοίωση ακολουθεί επιτυχώς την μορφή της καμπύλης ειδικά στην περιοχή περί το 8^ο δευτερόλεπτο. Κατά το 11^ο -12^ο δευτερόλεπτο παρατηρείται μια μικρή απόκλιση, όμως οι μέγιστες μετακινήσεις περιγράφονται όλες. Για την επιτάχυνση 0.54g τα πειραματικά αποτελέσματα δείχνουν δύο κύριους παλμούς κατά το 9^ο και 16^ο δευτερόλεπτο. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης περιγράφουν ικανοποιητικά την χρονοϊστορία μέχρι το 14^ο δευτερόλεπτο, ενώ μετά το σημείο αυτό προκύπτει κάποιο λάθος με την περίοδο και το εύρος. Η ανικανότητα της προσομοίωσης να περιγράψει την διαφορά αυτή πιθανότατα οφείλεται στην έλλειψη εκτίμησης της συμπεριφορά της τοιχοποιίας, επίσης είναι πιθανό η υποτίμηση της μεγαλύτερης εδαφικής επιτάχυνσης να οφείλεται στις παραμένουσες αστοχίες από την (πρώτη) δοκιμή που προηγήθηκε με το σειсмоγράφημα εδαφικής επιτάχυνσης 0.3g.

Στα επόμενο σχήμα παρουσιάζεται η σχετική μετακίνηση του πρώτου ορόφου διαιρεμένη με το ύψος του ορόφου (drift) για τις δύο εδαφικές επιταχύνσεις. Η μέγιστη μετακίνηση του πρώτου ορόφου για την δεύτερη εδαφική επιτάχυνση είναι περίπου ίση με 2.4%, ενώ σε αυτό φαίνεται καθαρότερα η κατάσταση που περιγράφηκε προηγουμένως, δηλαδή απόκλιση από το 14^ο δευτερόλεπτο και έπειτα.



(α)

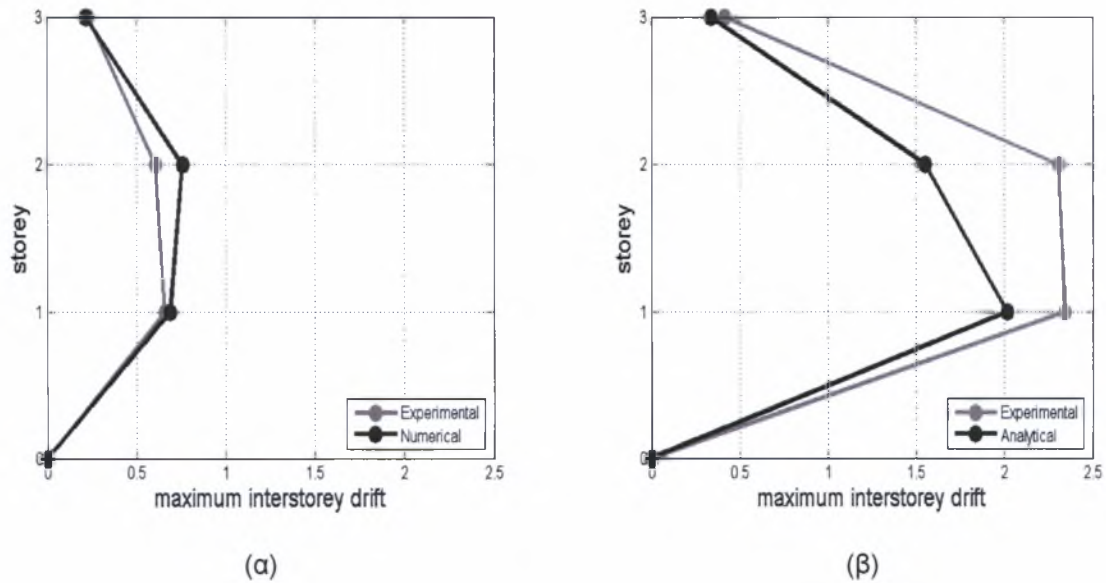


(β)

Σχήμα 4-20 Χρονιοιστορίες του πρώτου ορόφου της κατασκευής για εδαφικές επιταχύνσεις, (α) 0.30g, (β) 0.54g στοιχείων διανεμημένης πλαστικότητας

ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΜΕ Σ.Δ.Π.

Στα επόμενο σχήμα παρουσιάζονται οι μέγιστες σχετικές μετατοπίσεις του υποστυλώματος 6 (C6). Τα διαγράμματα αυτά παρέχουν μια εκτίμηση για την κατανομή των βλαβών καθ' ύψος της κατασκευής και εκφράζουν την απαίτηση για στροφή. Κατά την διάρκεια και των δύο σεισμών η μέγιστη μετατόπιση εμφανίζεται στον πρώτο όροφο, ενώ του δεύτερου είναι κατά κάτι μικρότερη. Η απόκλιση των πειραματικών και των αποτελεσμάτων από την ανάλυση είναι και στις δύο περιπτώσεις μικρή, στη πρώτη εδαφική επιτάχυνση (0.30g) υπερεκτιμά ενώ στην δεύτερη (0.54g) υποτιμά την απόκριση της κατασκευής. Και για τους δύο σεισμούς η μετακίνηση του τρίτου ορόφου υπολογίζεται επ' ακριβώς από την προσομοίωση. Η υποτίμηση της μεγαλύτερης εδαφικής επιτάχυνσης είναι πιθανό να οφείλεται στις παραμένουσες αστοχίες από το πρώτο πείραμα.



Σχήμα 4-21 Μέγιστες σχετικές μετακινήσεις κατασκευής του υποστυλώματος C6 για εδαφική επιτάχυνση, (α) 0.30g, (β) 0.54g

5. Διερεύνηση αριθμητικών αποτελεσμάτων προσομοίωσης με στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστικότητας

5.1. Γενικά

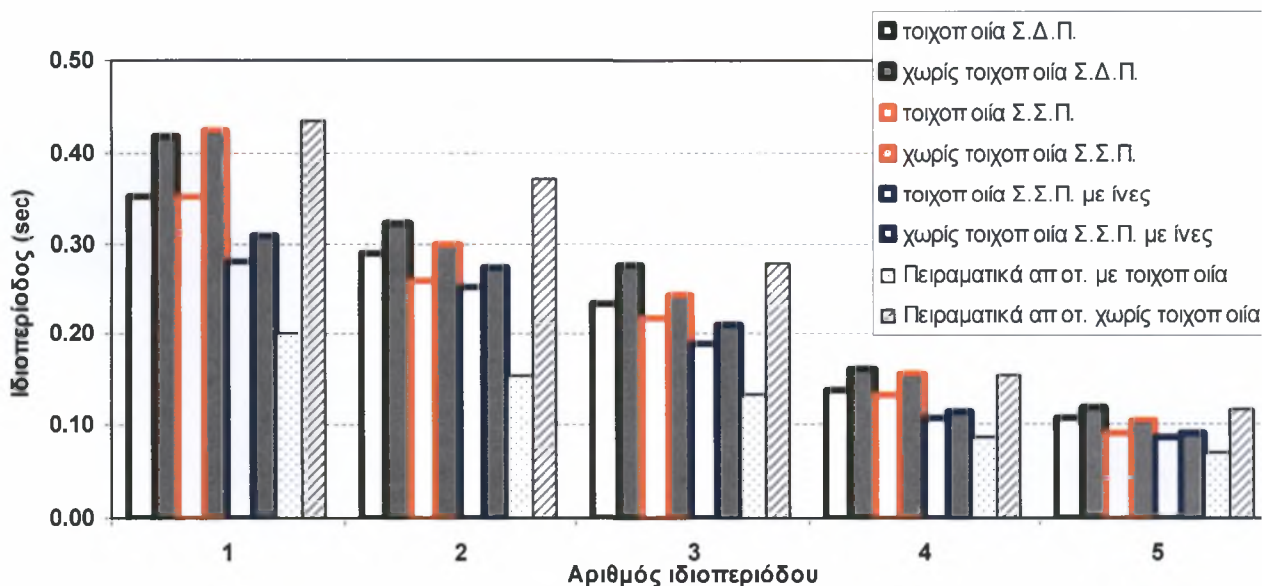
Παραπάνω παρουσιάστηκε η απόκριση της κατασκευής προσομοιωμένη με ένα μοντέλο στοιχείων διανεμημένης πλαστικότητας. Η κατασκευή όμως έχει προσομοιωθεί με άλλα δύο μοντέλα, με στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστικότητας (Σ.Σ.Π.) και στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστικότητας ινών (Σ.Σ.Π. με ίνες). Θα συγκριθεί λοιπόν η απόκριση της αρχικής προσομοίωσης με τις άλλες δύο, αλλά και με τα πειραματικά αποτελέσματα του που μας έδωσε η σεισμική τράπεζα με σκοπό να δούμε πόσο ρεαλιστικές είναι οι προσομοιώσεις της κατασκευής.

5.2. Σύγκριση αποτελεσμάτων ιδιομορφικής ανάλυσης

Παρατίθενται παρακάτω οι ιδιοπερίοδοι του εξεταζόμενου κτιρίου για τις τρεις διαφορετικές προσομοιώσεις.

Πίνακας 5:1 Συγκριτικές τιμές ιδιοπεριόδων

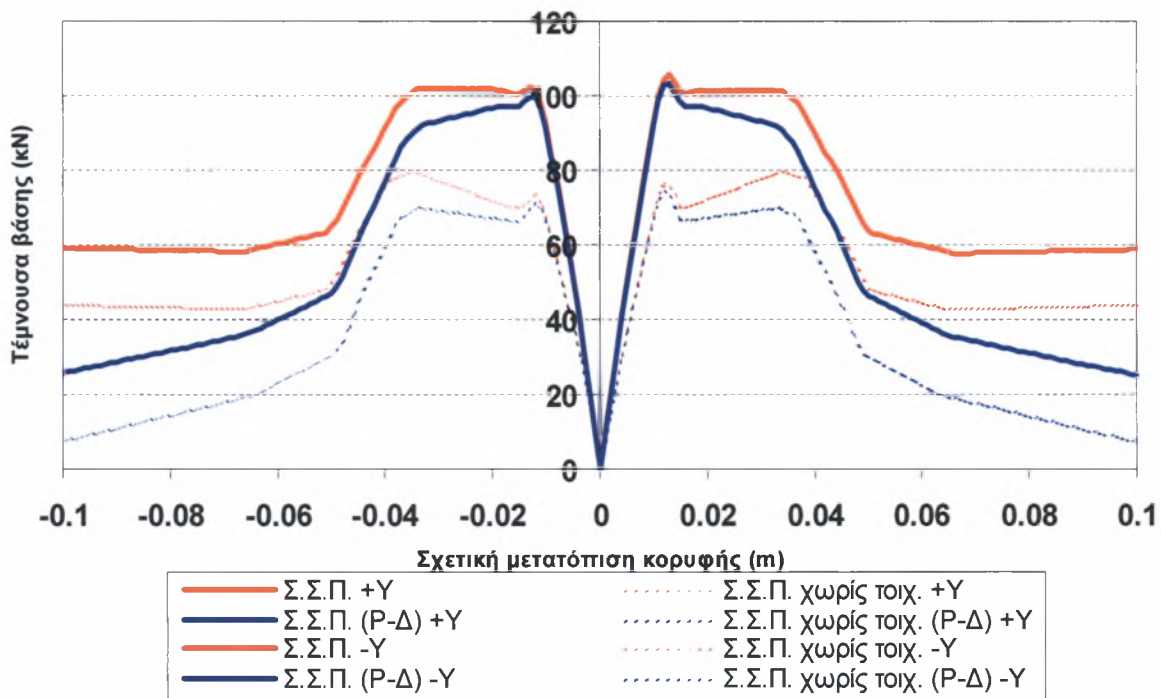
Ιδιοπερίοδος (sec)	Σ.Σ.Π.		Σ.Σ.Π. με ίνες		Σ.Δ.Π.		Πειραματικά	
	με τοιχοποιία	χωρίς τοιχοποιία	με τοιχ.	χωρίς τοιχ.	με τοιχ.	χωρίς τοιχ.	με τοιχ.	χωρίς τοιχ.
1 ^η	0.35	0.42	0.28	0.31	0.35	0.42	0.20	0.43
2 ^η	0.26	0.30	0.25	0.27	0.29	0.32	0.15	0.37
3 ^η	0.22	0.24	0.19	0.21	0.23	0.28	0.13	0.28
4 ^η	0.13	0.16	0.11	0.11	0.14	0.16	0.09	0.15
5 ^η	0.09	0.10	0.09	0.09	0.11	0.12	0.07	0.12



Σχήμα 5-1 Σχηματική απεικόνιση ιδιομορφών

5.3. Σύγκριση αποτελεσμάτων από στατική μη-γραμμική ανάλυση

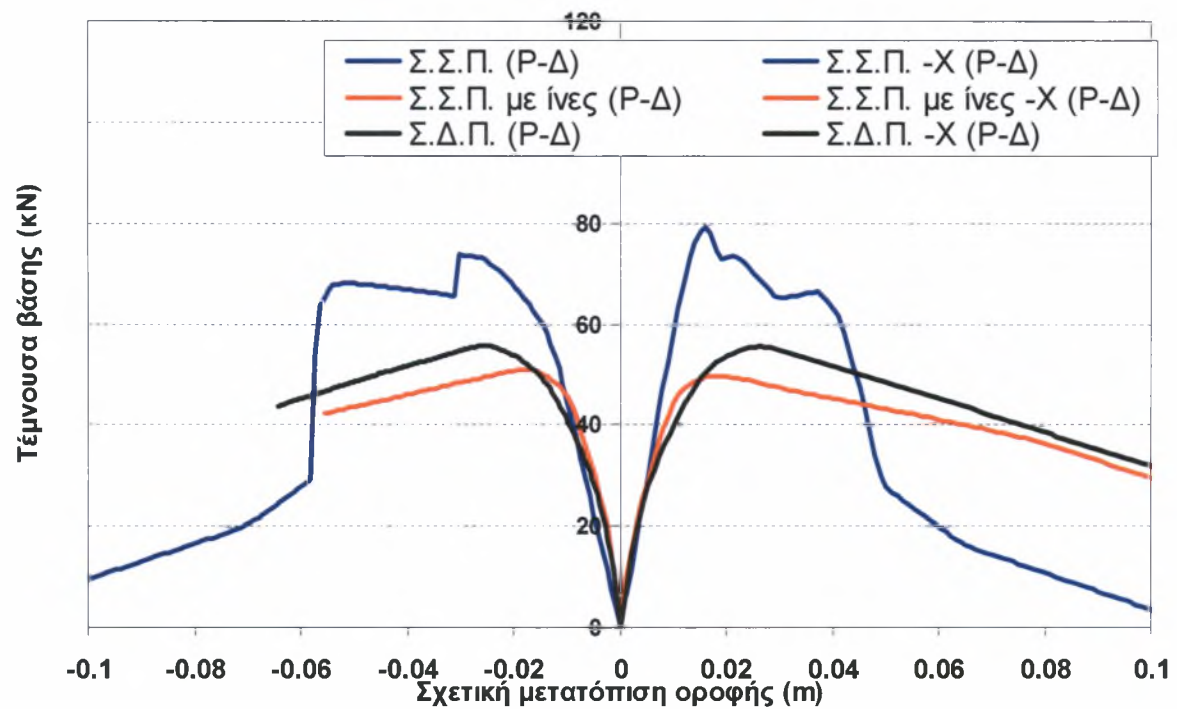
Οι μορφή των καμπυλών αντίστασης για τα στοιχεία ινών, είτε διανεμημένης είτε συγκεντρωμένης πλαστικότητας, είναι πολύ κοντά εν αντιθέσει με τις καμπύλες αντίστασης από την προσομοίωση των στοιχείων συγκεντρωμένης πλαστικότητας, μιας και είναι λιγότερο ακριβέστερη από τις άλλες δύο. Έτσι λοιπόν παρουσιάζονται οι καμπύλες αντίστασης (Σχήμα 5-2) μόνο της προσομοίωσης αυτής στην κατεύθυνση Y, όπου φαίνεται η διαφορά της αντοχής ανάλογα με την παρουσία τοιχοποιίας αλλά και την θεώρηση της μη-γραμμικότητας των υλικών. Η παρουσία της τοιχοποιίας (έντονη γραμμή) προσδίδει αρκετά μεγάλη στην αύξηση της αντοχής σε κάθε ανάλυση. Αξίζει να σημειωθεί πως οι καμπύλες αντίστασης κατά X και Y σχεδόν ταυτίζονται με την διαφορά πως κατά την κατεύθυνση Y υπάρχει σε όλες τις προσομοιώσεις λίγο μεγαλύτερη αντοχή λόγω της παρουσίας του υποστυλώματος 2 το οποίο είναι το μοναδικό ορθογωνικής διατομής και έχει την ισχυρότερη ροπή αδρανείας του στην κατεύθυνση αυτή.



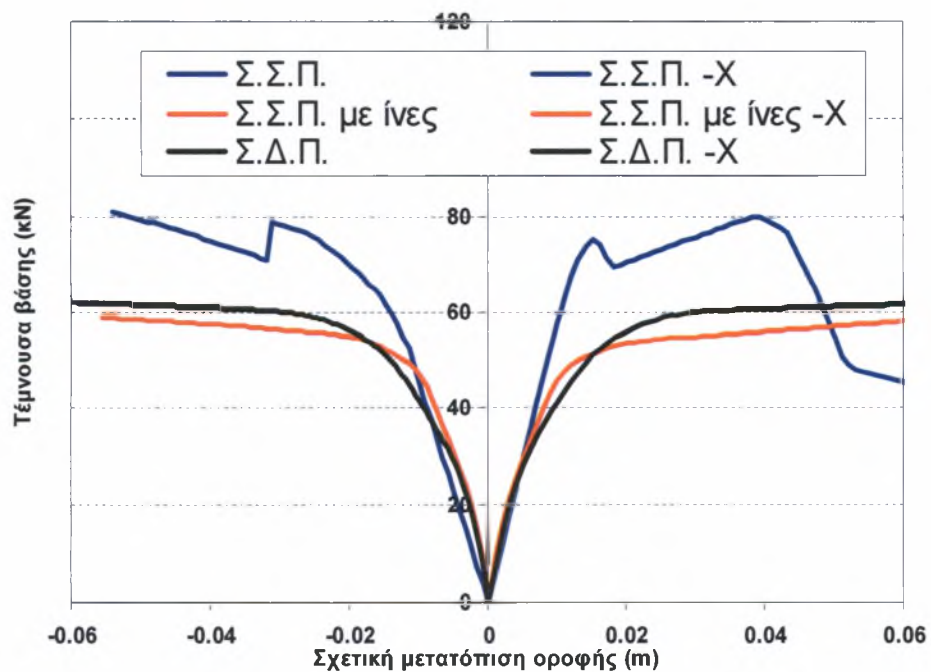
Σχήμα 5-2 Σύγκριση καμπυλών αντίστασης ανάλογα με την παρουσία τοιχοποιίας αλλά και την θεώρηση της μη-γραμμικότητας των υλικών κατά τον άξονα Y.

ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΜΕ Σ.Σ.Π.

Στο επόμενο σχήμα φαίνεται η διαφορά της μορφής των καμπυλών αντίστασης για τις τρεις προσομοιώσεις. Οι δύο προσομοιώσεις με ίνες είναι αρκετά κοντά εν αντιθέσει με την τρίτη προσομοίωση. Η ανάλυση έγινε κατά την κατεύθυνση Χ χωρίς την παρουσία τοιχοποιίας.



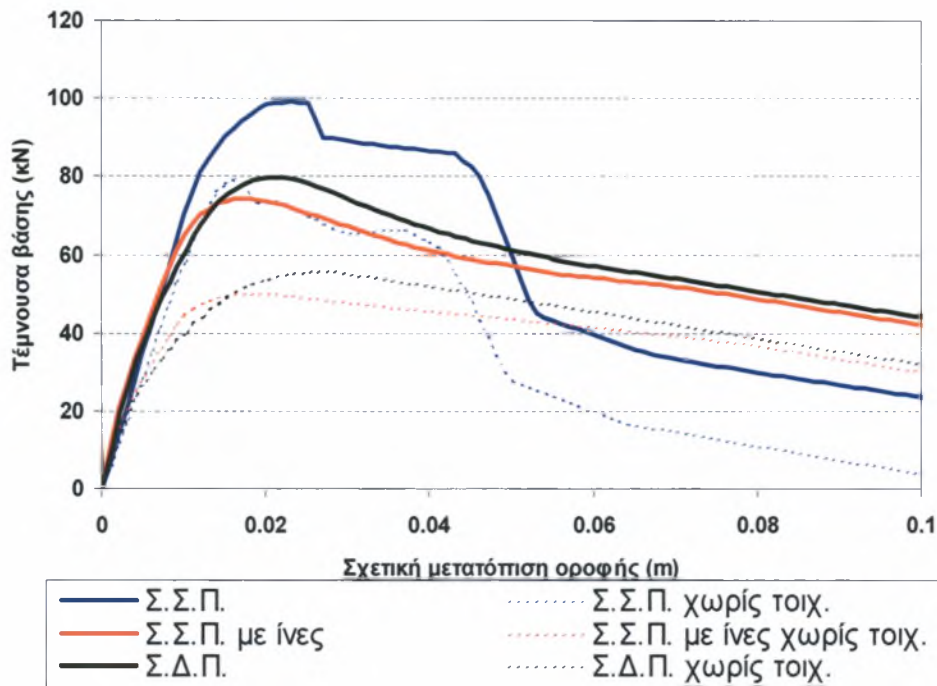
Σχήμα 5-3 Σύγκριση προσομοιώσεων κατασκευής χωρίς τοιχοποιία λαμβάνοντας υπ' όψιν τις μη γραμμικότητες των υλικών



Σχήμα 5-4 Σύγκριση προσομοιώσεων κατασκευής χωρίς τοιχοποιία

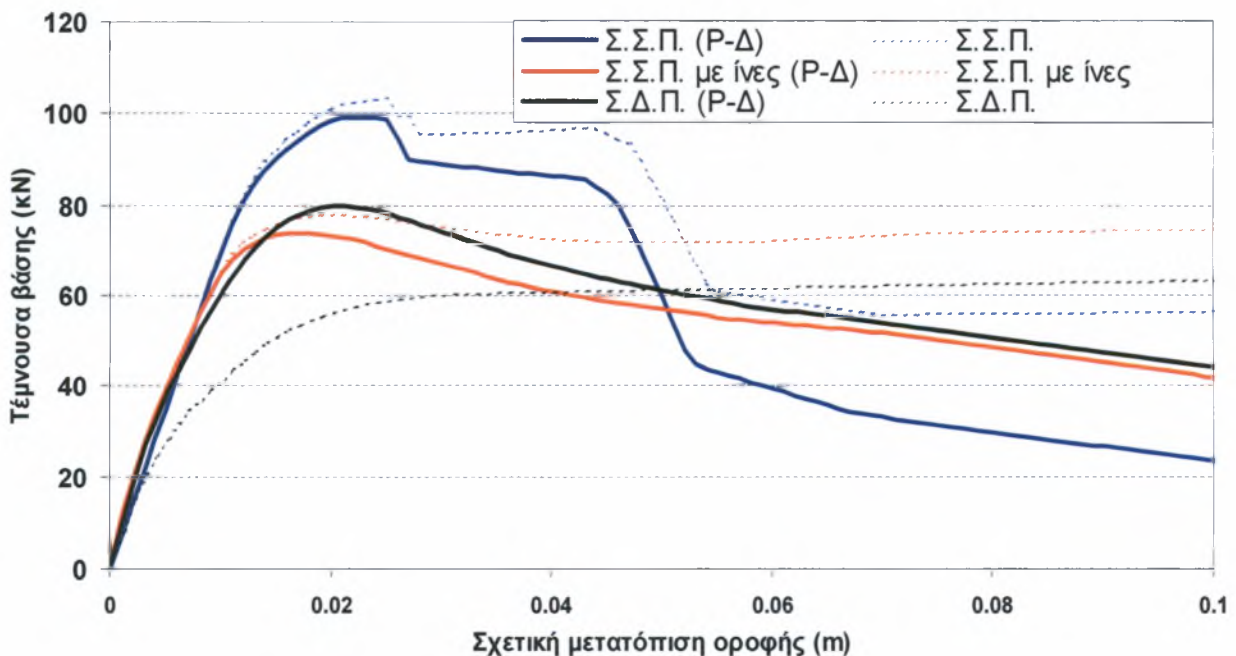
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΜΕ Σ.Σ.Π.

Τα παραπάνω διαγράμματα αναφέρονται στην κατασκευή χωρίς τοιχοπληρώσεις, για αυτό λόγο παρατίθενται παρακάτω η απόκριση της κατασκευής με τοιχοποιία και χωρίς ώστε να γίνει η ανάλογη σύγκριση. Είναι φανερό πως η ύπαρξη της τοιχοποιίας προσδίδει μια αύξηση της αντοχής της τάξης του 30% σε όλες τις προσομοιώσεις.



Σχήμα 5-5 Σύγκριση προσομοιώσεων με και χωρίς την παρουσία της τοιχοποιίας

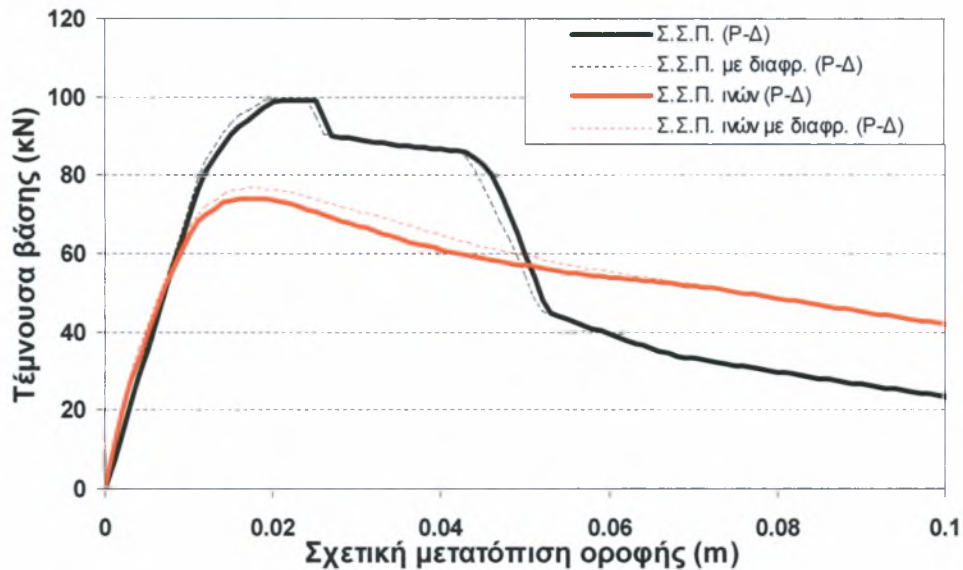
Επειδή τα παραπάνω διαγράμματα έχουν προκύψει από αναλύσεις που λαμβάνουν υπ' όψη τις μη γραμμικότητες των υλικών, παρουσιάζεται παρακάτω η διαφορά της αντοχής που προκύπτει για τις δύο αναλύσεις.



Σχήμα 5-6 Σύγκριση προσομοιώσεων λαμβάνοντας υπ' όψη ή όχι το φαινόμενο (P-Δ)

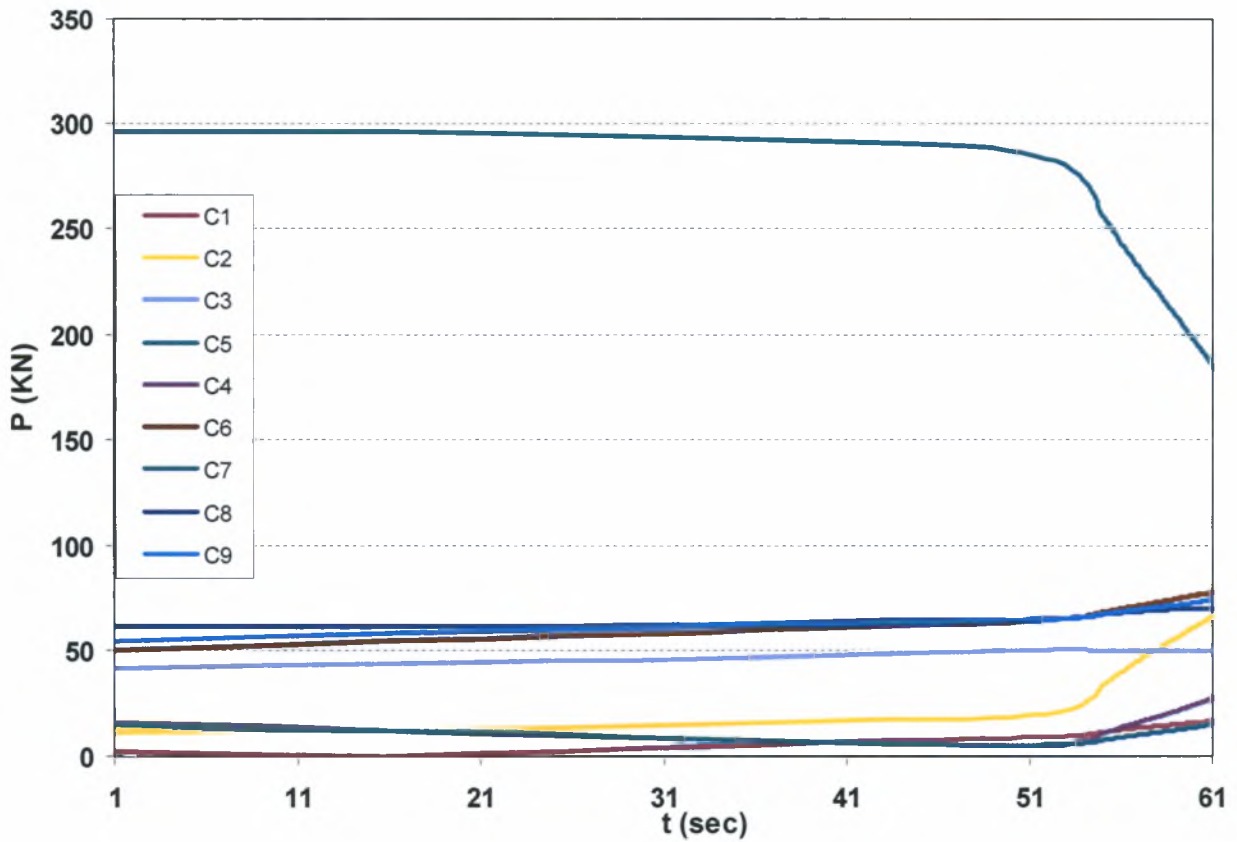
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΜΕ Σ.Σ.Π.

Τέλος στην κατεύθυνση X για τις προσομοιώσεις με στοιχεία με συγκεντρωμένη πλαστικότητα γίνεται σύγκριση της απόκρισης της κατασκευής με και χωρίς την παρουσία διαφράγματος, δηλαδή την προσομοίωση των πλακών. Όπως φαίνεται και στο σχήμα 4-23 η αύξηση της αντοχής στα στοιχεία με ίνες είναι εμφανής, ενώ αντίθετα στην άλλη προσομοίωση είναι σχεδόν αμελητέα.

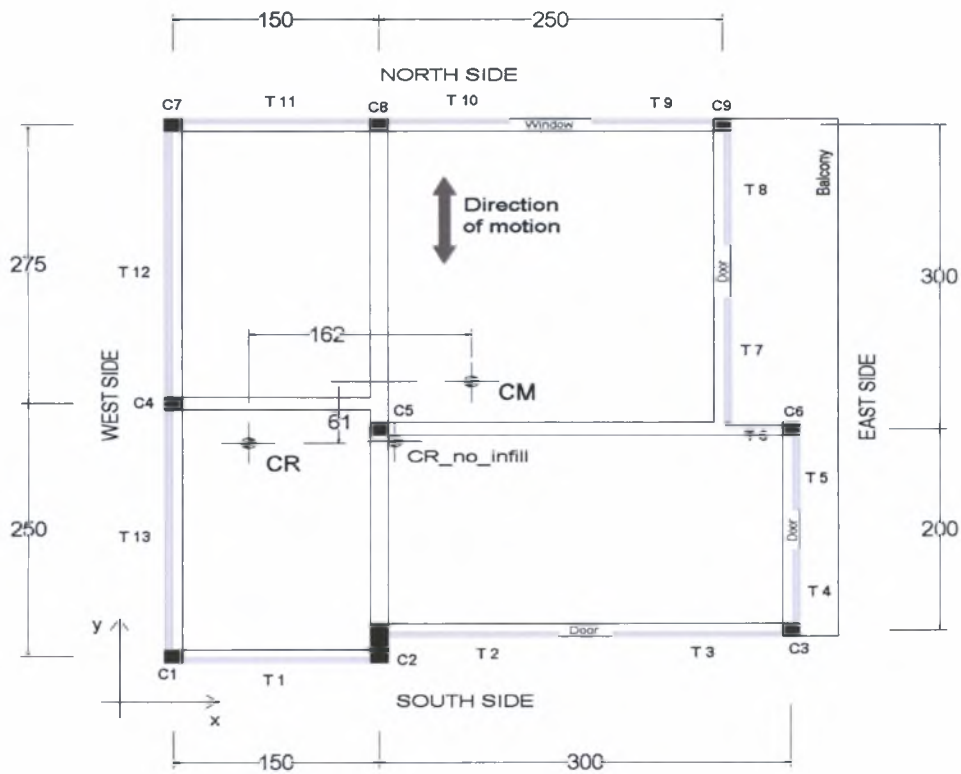


Σχήμα 5-7 Σύγκριση προσομοιώσεων με και χωρίς την παρουσία διαφράγματος

Στο σημείο αυτό αξίζει να θυμηθούμε πως τα στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστικότητας προσδίδουν δυσκαμψία στην κατασκευή σύμφωνα με το τοπικό διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων του κάθε ενός στοιχείου. Το διάγραμμα αυτό όμως εξαρτάται από την αξονική δύναμη που δέχεται το κάθε στοιχείο. Η αξονική αυτή κατά την διάρκεια της εδαφικής κίνησης κάθε άλλο παρά σταθερή είναι όπως φαίνεται στο παρακάτω διάγραμμα λόγω της ανακατανομής της ακαμψίας αλλά και της μη-γραμμικότητας της γεωμετρίας.



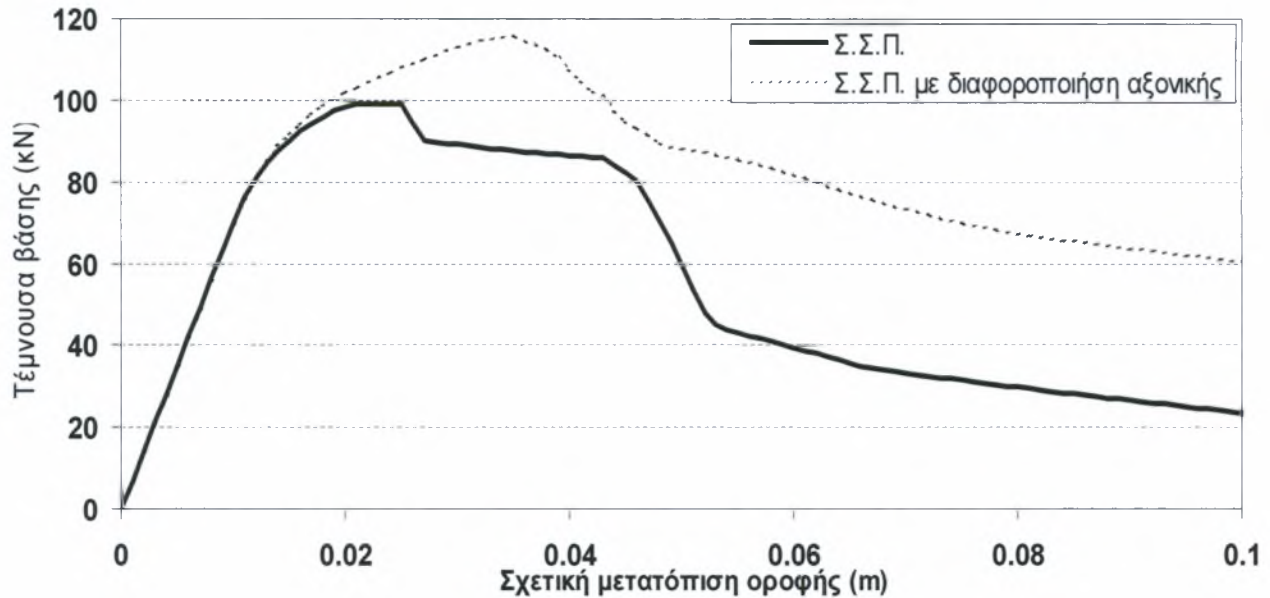
Σχήμα 5-8 Μεταβολή της αξονικής δύναμης κατά την διάρκεια της εδαφικής κίνησης σε κάθε υποστύλωμα του 1^{ου} ορόφου



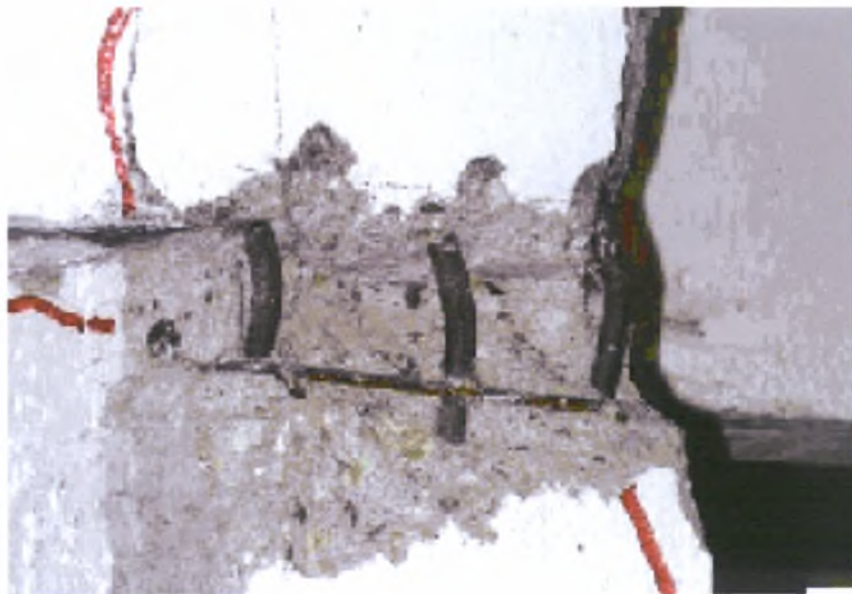
Εικόνα 5-1 Τυπική κάτοψη ορόφου

ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΜΕ Σ.Σ.Π.

Το προηγούμενο διάγραμμα αναφέρεται στον πρώτο όροφο της κατασκευής που όμως συμπίπτει σε μορφή και με τους άλλους δύο ορόφους. Η διαφοροποίηση αυτή της αξονικής εισήχθη στην προσομοίωση με στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστικότητας. Η διαφορά της απόκρισης της κατασκευής που προκύπτει φαίνεται στο παρακάτω σχήμα. Η αύξηση της αντοχής μπορεί να εξηγηθεί λόγω της ανακατανομής της αξονικής στα στοιχεία της κατασκευής.

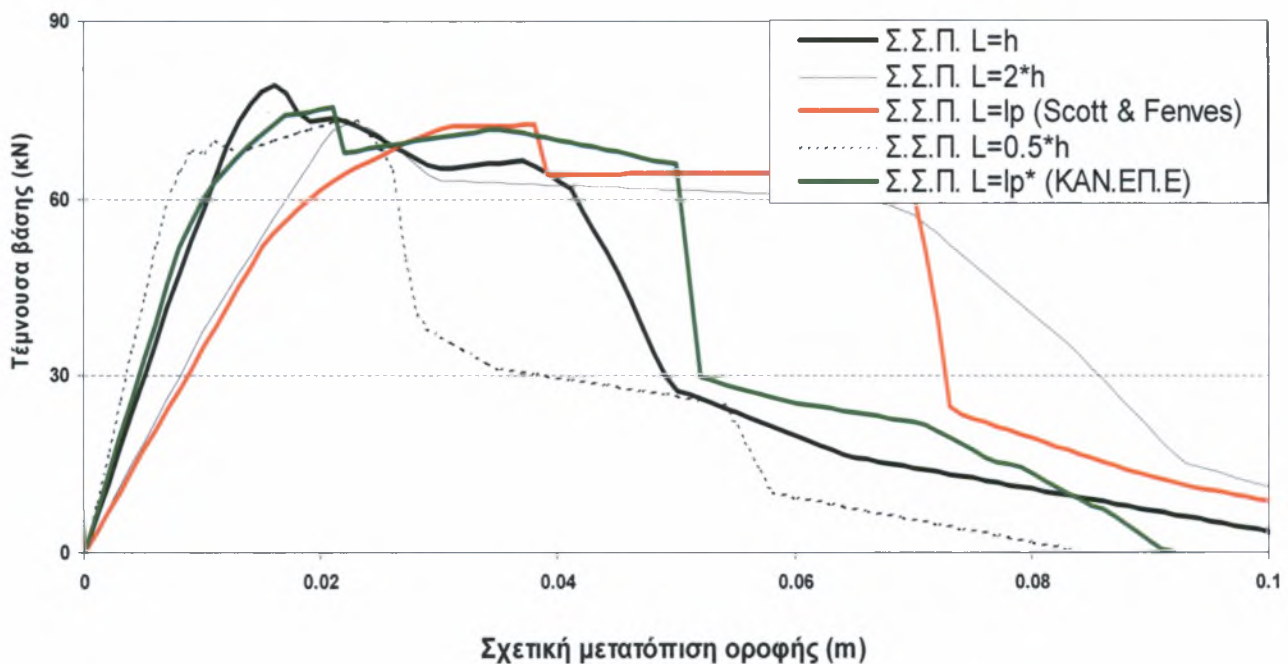


Σχήμα 5-9 Σύγκριση απόκρισης όταν λαμβάνεται υπ' όψη η διαφοροποίηση της αξονικής



Εικόνα 5-2 Όψη υποστρώματος 2 μετά την εδαφική επιτάχυνση $a=0.54g$

Τα στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστικότητας έχουν ένα πολύ σημαντικό μειονέκτημα σε σχέση με τα στοιχεία διανεμημένης πλαστικότητας, η παράμετρος που επηρεάζει την απόκριση της κατασκευής είναι το θεωρητικό μήκος της πλαστικής άρθρωσης. Το μήκος της άρθρωσης αυτής δεν είναι μια σταθερή ποσότητα καθώς εξαρτάται από πολλούς αστάθμητους παράγοντες μιας και το σκυρόδεμα είναι ανισότροπο υλικό. Σε όλες τις προηγούμενες αναλύσεις που παρουσιάστηκαν το μήκος αυτό έχει θεωρηθεί ίσο με το ύψος της διατομής του υποστυλώματος ($L=h$). Παρουσιάζεται λοιπόν στα παρακάτω διαγράμματα η απόκριση της κατασκευής για μήκος πλαστικής άρθρωσης $0.5 \cdot h$, $2 \cdot h$, l_p όπου l_p το μήκος που προτείνουν στην εργασία τους ως βέλτιστο οι Scott & Fennes και για μήκος πλαστικής άρθρωσης l_p^* , που είναι το μήκος πλαστικής άρθρωσης που προτείνεται στον ΚΑΝ.ΕΠ.Ε. Οι ποσότητες l_p^* , l_p εξαρτώνται από το μήκος όλου του στοιχείου, την διαρροή του χάλυβα αλλά και τη διάμετρο του οπλισμού.

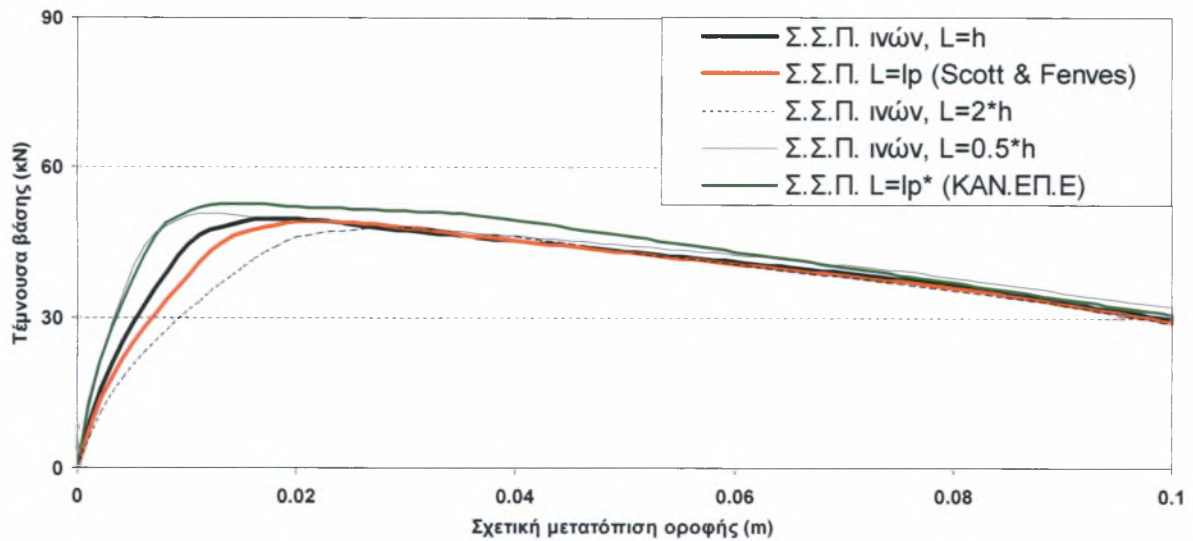


Σχήμα 5-10 Καμπύλες αντίστασης κατά τον άξονα X στοιχείων συγκεντρωμένης πλαστικότητας για διάφορα μήκη πλαστικής άρθρωσης

Είναι φανερό πως όσο αυξάνεται το μήκος της πλαστικής άρθρωσης η δυσκαμψία της κατασκευής στην ελαστική περιοχή μειώνεται αλλά η συνολική αντοχή της κατασκευής αυξάνεται θεαματικά.

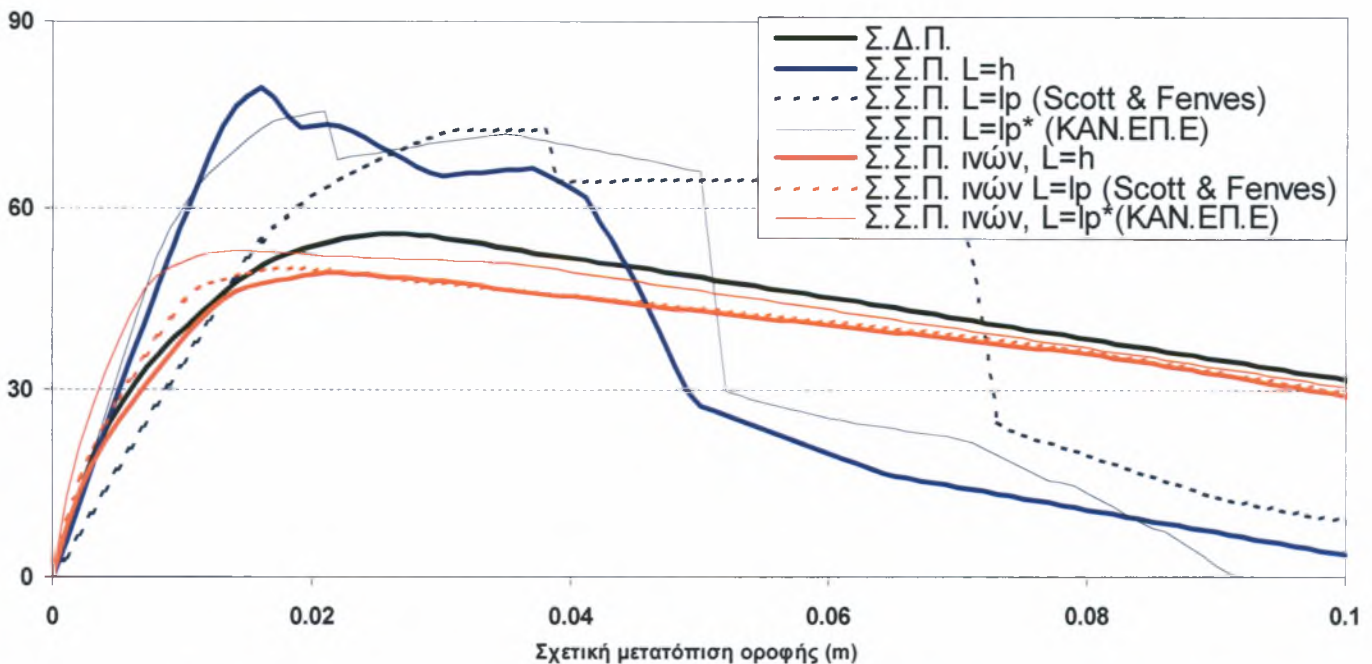
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΜΕ Σ.Σ.Π.

Στο επόμενο σχήμα περιγράφεται η ίδια διαδικασία με αυτή προηγουμένως, με την διαφορά πως η προσομοίωση έγινε με στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστικότητας ινών.



Σχήμα 5-11 Καμπύλες αντίστασης κατά τον άξονα Χ στοιχείων συγκεντρωμένης πλαστικότητας με ίνες για διάφορα μήκη πλαστικής άρθρωσης

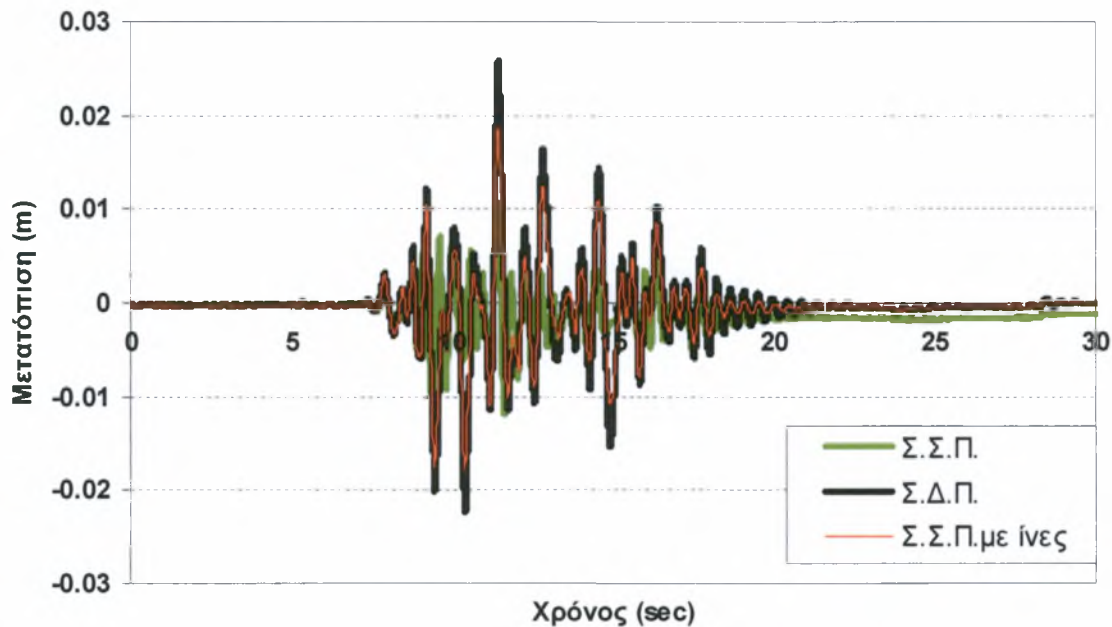
Τέλος στο επόμενο διάγραμμα υπάρχουν και τα τρία διαφορετικά στοιχεία ώστε να διαπιστωθεί με την μεταβολή του μήκους άρθρωσης, αν και πόσο πλησιάζουν στην προσομοίωση με τα στοιχεία διανεμημένης πλαστικότητας που θεωρείται ακριβέστερη. Για μήκος πλαστικής άρθρωσης ίσο με l_p η καμπύλη απόκρισης και για τα δύο στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστικότητας πλησιάζει πιο κοντά στην καμπύλη των στοιχείων διανεμημένης πλαστικότητας. Τέλος παρατηρούμε πως με μήκος πλαστικής άρθρωσης που προτείνει ο ΚΑΝ.ΕΠ.Ε η προσδοκούμενη αντοχή του κτιρίου αυξάνει αρκετά.



Σχήμα 5-12 Σύγκριση των τριών προσομοιώσεων συναρτήσει του μήκους αρθρώσεως

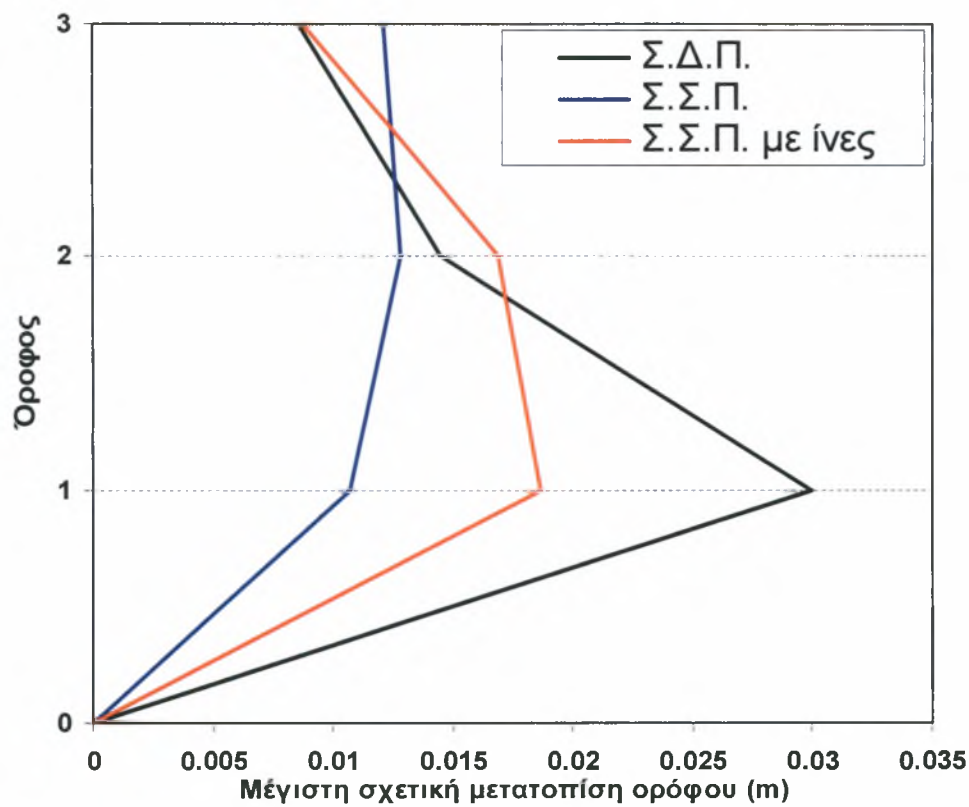
5.4. Σύγκριση αποτελεσμάτων από δυναμική ανάλυση

Στο εδάφιο αυτό παρουσιάζονται οι χρονοιστορίες της κατασκευής, οι μέγιστες και οι σχετικές μετατοπίσεις για κάθε μία από τις διαφορετικές προσομοιώσεις. Στο σχήμα των χρονοιστοριών που ακολουθεί φαίνεται πως η προσομοίωση με στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστικότητας με ίνες δίνει μεγαλύτερες μετατοπίσεις από την προσομοίωση με τα στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστικότητας, επίσης παρακολουθεί πιστά την μορφή της γραμμής των στοιχείων διανεμημένης πλαστικότητας πράγμα που δεν κάνει σε τόσο ικανοποιητικό βαθμό η προσομοίωση με στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστικότητας. Η χρονοιστορία αυτή έχει ληφθεί χωρίς την παρουσία τοιχοποιίας, έχουν ληφθεί υπ' όψιν οι μη-γραμμικότητες των υλικών και αφορά τον πρώτο όροφο.

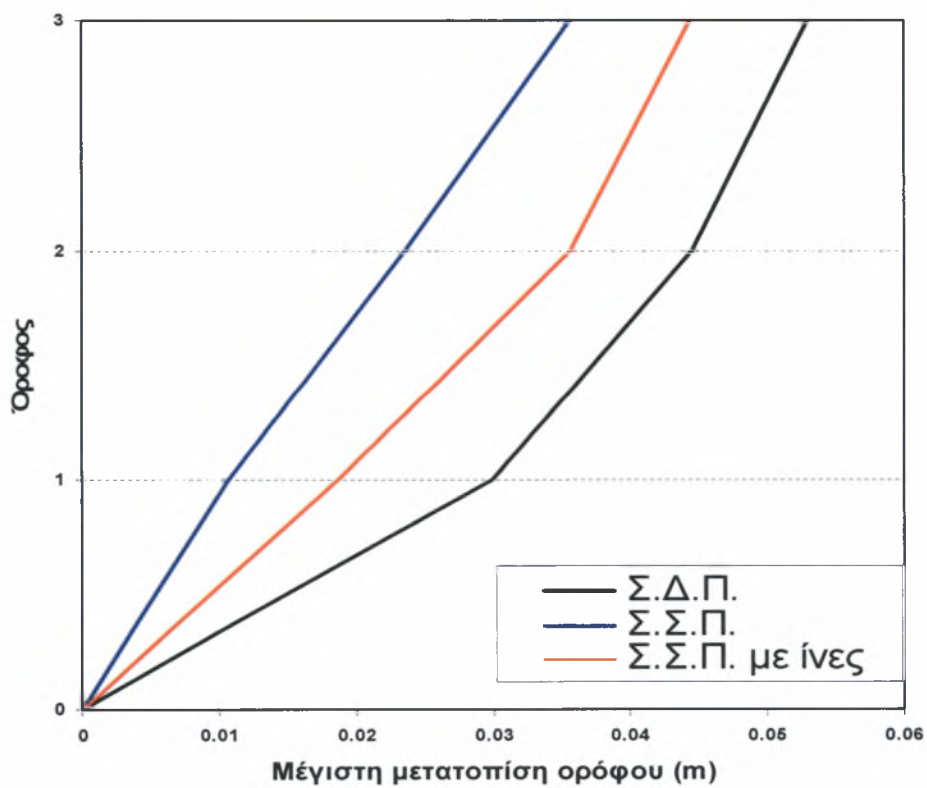


Σχήμα 5-13 Χρονοιστορίες 1^{ου} ορόφου των τριών διαφορετικών προσομοιώσεων

Η μορφή των χρονοιστοριών και στους άλλους ορόφους είναι παρόμοια με τον πρώτο, οι μέγιστες και οι μέγιστες σχετικές μετακινήσεις των υπολοίπων ορόφων παρουσιάζεται στα παρακάτω διαγράμματα. Όπως αναμενόταν και από το προηγούμενο διάγραμμα η καμπύλη των στοιχείων συγκεντρωμένης πλαστικότητας με ίνες (Σ.Σ.Π. με ίνες) είναι πιο κοντά στην καμπύλη των στοιχείων διανεμημένης πλαστικότητας (Σ.Δ.Π.) από ότι των στοιχείων συγκεντρωμένης πλαστικότητας (Σ.Σ.Π.).



Σχήμα 5-14 Μέγιστες σχετικές μετατοπίσεις ορόφων για τις τρεις προσομοιώσεις

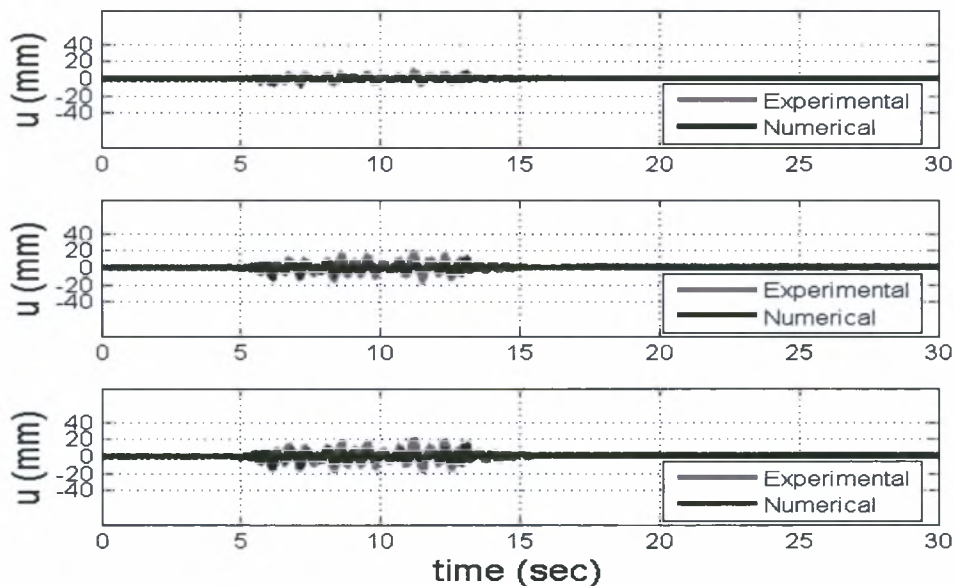


Σχήμα 5-15 Μέγιστες μετατοπίσεις ορόφων για τις τρεις προσομοιώσεις

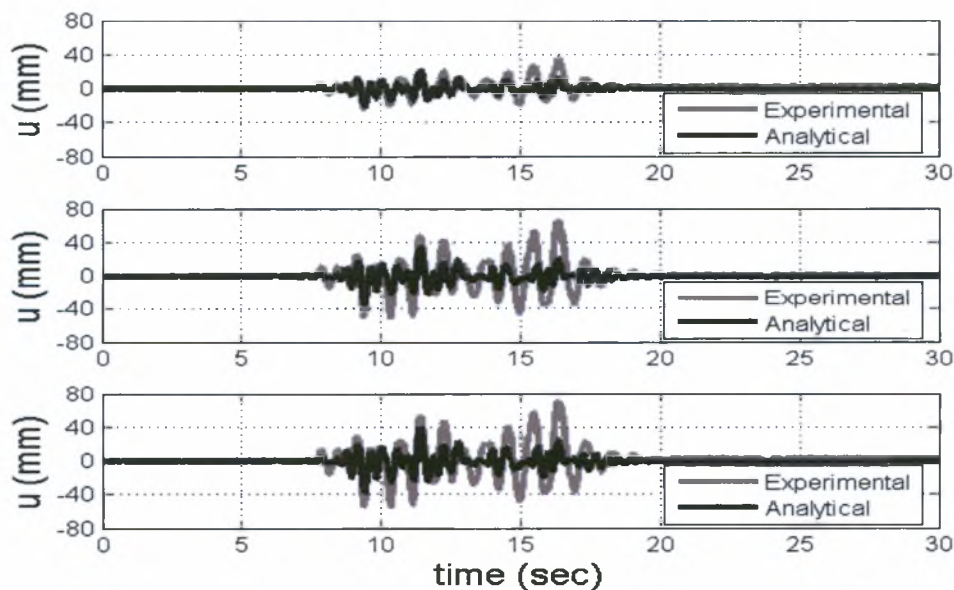
5.5. Σύγκριση αποτελεσμάτων ανάλυσης με τα πειραματικά

5.5.1. Στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστικότητας με ίνες

Στα επόμενα διαγράμματα γίνεται η σύγκριση των αποτελεσμάτων της προσομοίωσης στοιχείων συγκεντρωμένης πλαστικότητας με των πειραματικών αποτελεσμάτων για εδαφικές επιταχύνσεις 0.54g και 0.30g. Για την προσομοίωση έχουν ληφθεί υπ' όψιν οι μη-γραμμικότητες των υλικών αλλά και η τοιχοποιία της κατασκευής.



(α)

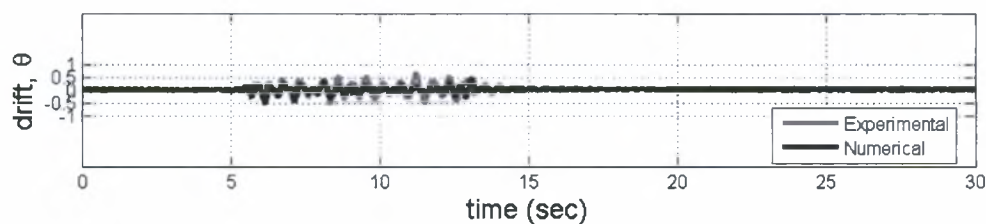


(β)

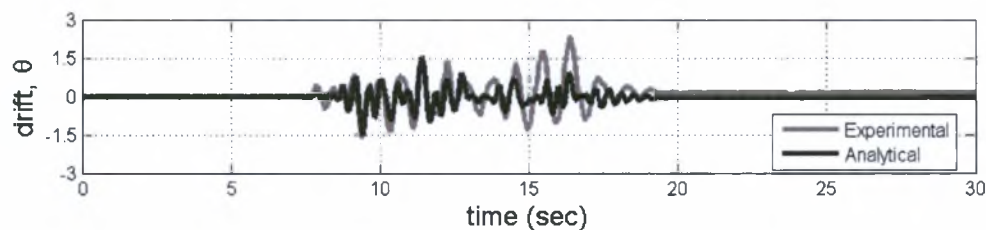
Σχήμα 5-16 Χρονοιστορίες των τριών ορόφων της κατασκευής για εδαφική επιτάχυνση, (α) 0.30g, (β) 0.54g της προσομοίωσης με στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστικότητας με ίνες

ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΜΕ Σ.Σ.Π.

Πιο συγκεκριμένα στο σχήμα 5-16 παρουσιάζονται οι χρονιοιστορίες των τριών ορόφων του υποστυλώματος C6 (Εικόνα 5-1) για για εδαφικές επιταχύνσεις 0.30g και 0.54g αντίστοιχα. Για την επιτάχυνση των 0.30g η προσομοίωση στοιχείων συγκεντρωμένης πλαστικότητας με ίνες ακολουθεί επιτυχώς την μορφή της πειραματικής με εξαίρεση την περίοδο μεταξύ του 11^{ου} και 12^{ου} δευτερολέπτου. Η καταγραφή όμως των μεγίστων μετακινήσεων από την προσομοίωση είναι ακριβής όπως φαίνεται και στο σχήμα 5-18. Για την εδαφική επιτάχυνση 0.54g τα πειραματικά αποτελέσματα δείχνουν δύο κύριους παλμούς κατά το 9^ο και 16^ο δευτερόλεπτο. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης περιγράφουν ικανοποιητικά την χρονιοιστορία μέχρι το 14^ο δευτερόλεπτο, ενώ μετά το σημείο αυτό προκύπτει κάποιο λάθος με την περίοδο και το εύρος. Στο σχήμα 5-17 φαίνεται ευκολότερα η απόκλιση αυτή, ενώ το σχήμα 5-18 δείχνει πως στους δύο πρώτους ορόφους η απόκλιση είναι σημαντική ενώ στον τρίτο όροφο αποτελέσματα ανάλυσης και πειραματικά συμπίπτουν. Η ανικανότητα της προσομοίωσης να περιγράψει την διαφορά αυτή πιθανότατα οφείλεται στην έλλειψη εκτίμησης της συμπεριφορά της τοιχοποιίας, επίσης είναι πιθανό η υποτίμηση της μεγαλύτερης εδαφικής επιτάχυνσης είναι πιθανό να οφείλεται στις παραμένουσες αστοχίες από το πρώτο πείραμα. Γενικότερα η προσομοίωση με στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστικότητας με ίνες είναι αρκετά κοντά σε ακρίβεια με την προσομοίωση των στοιχείων διανεμημένης πλαστικότητας.



(α)



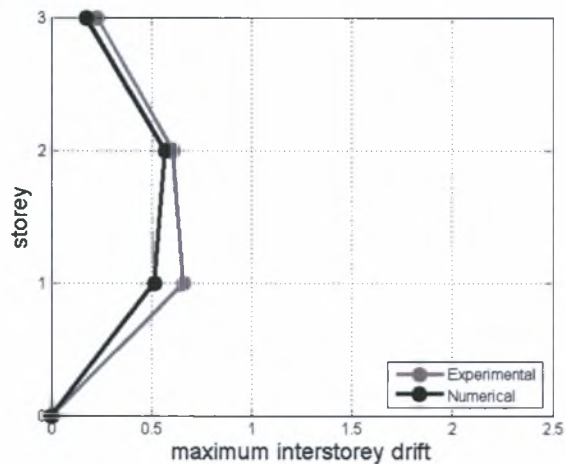
(β)

Σχήμα 5-17 Χρονιοιστορίες του πρώτου ορόφου της κατασκευής για εδαφικές επιταχύνσεις, (α) 0.30g, (β) 0.54g στοιχείων συγκεντρωμένης πλαστικότητας με ίνες

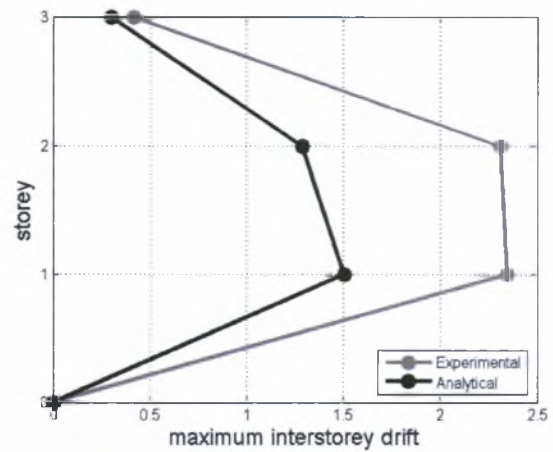
Στα επόμενα σχήματα παρουσιάζονται οι μέγιστες σχετικές μετατοπίσεις του υποστυλώματος 6 (C6). Τα διαγράμματα αυτά παρέχουν μια εκτίμηση για την κατανομή των βλαβών καθ' ύψος

ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΜΕ Σ.Σ.Π.

της κατασκευής και εκφράζουν την απαίτηση για στροφή. Κατά την διάρκεια και των δύο σεισμών η μέγιστη μετατόπιση εμφανίζεται στον πρώτο όροφο, ενώ του δεύτερου είναι κατά κάτι μικρότερη. Το σφάλμα για την εδαφική κίνηση 0.30g είναι πολύ μικρό ενώ στην εδαφική κίνηση 0.54g η απόκλιση των πειραματικών αποτελεσμάτων από της ανάλυσης είναι σημαντική .



(α)

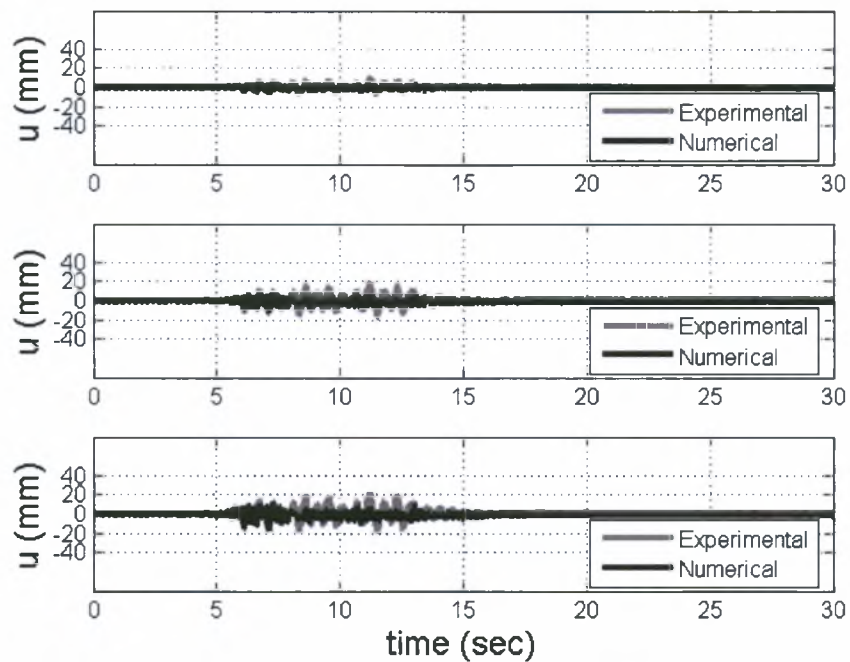


(β)

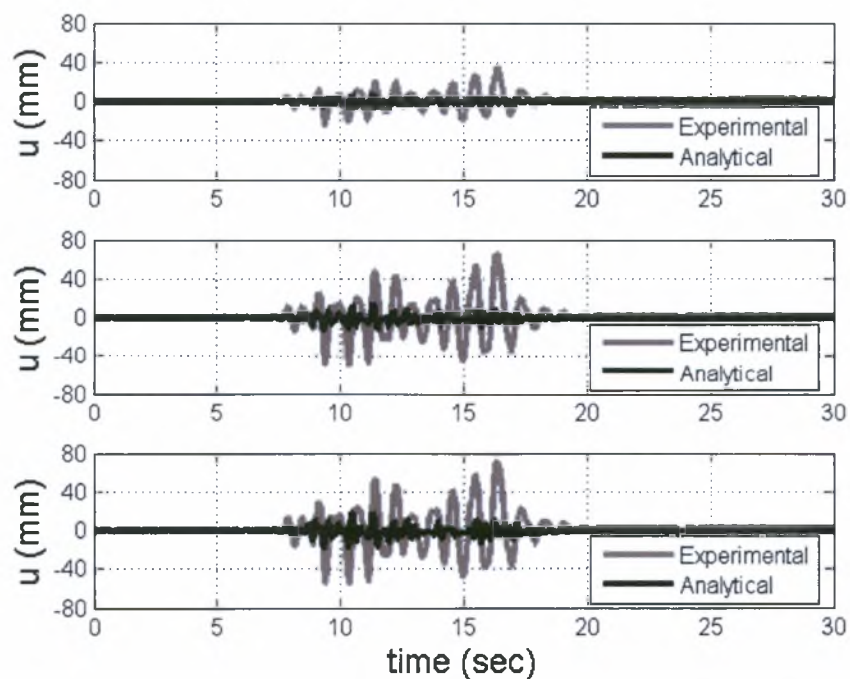
Σχήμα 5-18 Μέγιστες σχετικές μετακινήσεις κατασκευής του υποστυλώματος C6 για εδαφική επιτάχυνση, (α) 0.30g, (β) 0.54g

5.5.2. Στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστικότητας

Τέλος γίνεται η σύγκριση των αποτελεσμάτων της προσομοίωσης με στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστικότητας με τα πειραματικά.



(α)

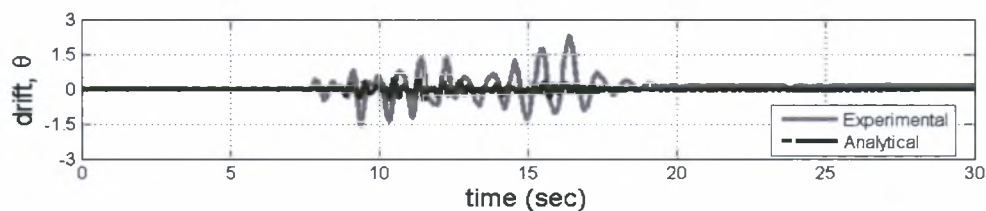
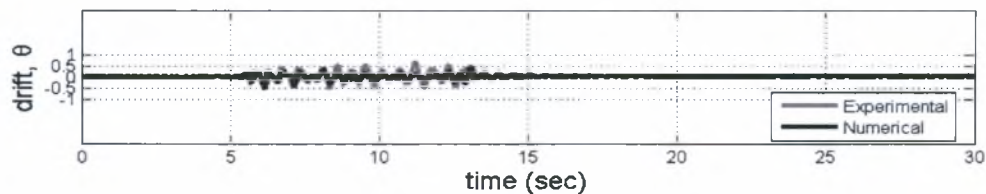


(β)

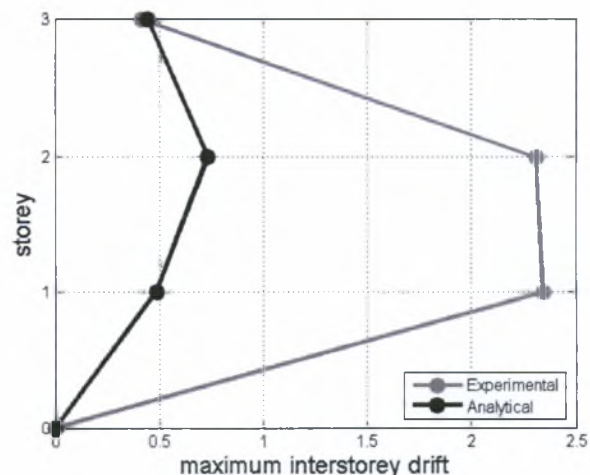
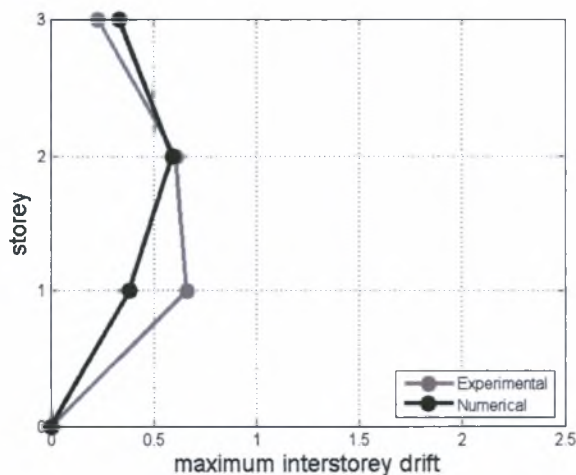
Σχήμα 5-19 Χρονοιστορίες των τριών ορόφων της κατασκευής για εδαφική επιτάχυνση, (α) 0.30g, (β) 0.54g της προσομοίωσης με στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστικότητας

ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΜΕ Σ.Σ.Π.

Στο σχήμα της προηγούμενης σελίδας παρουσιάζονται οι χρονοιστορίες των τριών ορόφων του υποστυλώματος C6 για εδαφικές επιταχύνσεις 0.30g και 0.54g αντίστοιχα. Για την επιτάχυνση των 0.30g η καμπύλη της προσομοίωσης στοιχείων συγκεντρωμένης πλαστικότητας ακολουθεί με μικρές αποκλίσεις την μορφή της πειραματικής καμπύλης και καταγράφει με καλή ακρίβεια τις μέγιστες σχετικές μετακινήσεις της κατασκευής όπως φαίνεται και στο σχήμα 5-21. Για την εδαφική επιτάχυνση 0.54g τα αποτελέσματα της ανάλυσης απέχουν αρκετά από τα πειραματικά, η προσομοίωση δείχνει πολύ μικρότερες μετακινήσεις από τις πραγματικές. Η μεγάλη αυτή απόκλιση φαίνεται καθαρότερα στο σχήμα 5-21 όπου παρουσιάζονται οι μέγιστες σχετικές μετακινήσεις των ορόφων.



Σχήμα 5-20 Χρονοιστορίες του πρώτου ορόφου της κατασκευής για εδαφικές επιταχύνσεις, (α) 0.30g, (β) 0.54g στοιχείων συγκεντρωμένης πλαστικότητας



Σχήμα 5-21 Μέγιστες σχετικές μετακινήσεις κατασκευής του υποστυλώματος C6 για εδαφική επιτάχυνση, (α) 0.30g, (β) 0.54g

6. Συμπεράσματα

Η εργασία πραγματοποιείται την διερεύνηση μεθόδων προσομοίωσης της σεισμικής απόκρισης κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα με μη-γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία. Εξετάζονται οι ακόλουθοι τύποι πεπερασμένων στοιχείων: στοιχεία διανεμημένης πλαστικότητας (Σ.Δ.Π.), συγκεντρωμένης πλαστικότητας με σχέση ροπών καμπυλοτήτων (Σ.Σ.Π.) και στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστικότητας με ίνες (Σ.Σ.Π.+Ι). Έγιναν στατικές μη-γραμμικές (υπερωθητικές) αναλύσεις καθώς και δυναμικές μη-γραμμικές με εν χρόνω ολοκλήρωση.

Συγκρίνονται τα μεταξύ τους αποτελέσματα καθώς και με τα αντίστοιχα πειραματικά. Η κατασκευή που προσομοιώθηκε είναι ένα τριώροφο κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα, σχεδιασμένο μόνο για κατακόρυφα φορτία, σε κλίμακα 1:2 του αρχικού, το οποίο έχει δοκιμαστεί δυναμικά σε σεισμική τράπεζα.

Υπολογίστηκαν ιδιοπεριόδοι, καμπύλες αντίστασης και χρονοιστορίες.

Από τα αναλυτικά και από τα πειραματικά αποτελέσματα διαπιστώνονται,

- σε σχέση με τις ιδιοπεριόδους:

Οι προσομοιώσεις που δεν περιλαμβάνουν την επιρροή των διαχωριστικών τοίχων αποδεικνύεται να έχουν πολύ καλές προσεγγίσεις ιδίως για τα Σ.Σ.Π. και Σ.Δ.Π. (μέγιστες αποκλίσεις 1^η ιδιοπερίοδος: 2.3%, 2^η: 18% και 3^η: 17%) αρκετά καλές όμως και για τα Σ.Σ.Π.+Ι (μέγιστες αποκλίσεις 1^η: 28% 2^η: 27% και 3^η: 25%). Όλα τα αναλυτικά αποτελέσματα έχουν όμως τιμές ιδιοπεριοδών μικρότερες αυτών του πειράματος.

Οι προσομοιώσεις που περιλαμβάνουν την επιρροή των διαχωριστικών τοίχων έχουν αντίθετα σημαντικά μεγαλύτερες αποκλίσεις με τα πειραματικά με επιπλέον κύριο χαρακτηριστικό ότι βρίσκονται πάνω από τις αντίστοιχες του πειράματος. Φαίνεται δηλαδή ότι το πείραμα είναι πιο δύσκαμπτο από τα αναλυτικά προσομοιώματα. Πάλι τα Σ.Σ.Π. και Σ.Δ.Π. έχουν μεταξύ τους πολύ κοντινές τιμές όμως τώρα βρίσκονται μακρύτερα από τα πειραματικά αποτελέσματα (μέγιστες αποκλίσεις 1^η: 75%, 2^η: 93% και 3^η: 77%) σε σχέση με τα αντίστοιχα αποτελέσματα για τα Σ.Σ.Π.+Ι (μέγιστες αποκλίσεις 1^η: 40% 2^η: 66% και 3^η: 46%).

Οι ανωτέρω αποκλίσεις υπολογίζονται ως οι απόλυτες τιμές της διαφοράς από την μονάδα του λόγου των μεγεθών ανάλυση δια πείραμα.

- σε σχέση με τις καμπύλες αντίστασης (εδώ δεν υπάρχουν πειραματικά δεδομένα και ως στοιχείο αναφοράς θεωρούνται τα αποτελέσματα από Σ.Δ.Π):

Οι προσομοιώσεις που δεν περιλαμβάνουν την επιρροή των διαχωριστικών τοίχων δίδουν σε σχέση με την τέμνουσα βάσης 40% προς τα πάνω απόκλιση για τα Σ.Σ.Π. και 12% προς τα κάτω για Σ.Σ.Π.+Ι. Ποιοτικά επίσης οι καμπύλες διαφοροποιούνται (σχ 5-5). Η καμπύλη των Σ.Σ.Π. παρουσιάζει δύο απότομους προς τα κάτω κλάδους, λίγο μετά την μέγιστη τέμνουσα και στην μισή από την οριακή μετακίνηση, δείγμα αστοχίας στοιχείων ενώ οι άλλες δύο είναι ομαλές.

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Οι προσομοιώσεις που περιλαμβάνουν διαχωριστικούς τοίχους είναι παρόμοιες με τις προηγούμενες αλλά με παράλληλη προς τα άνω μετατόπιση εδώ οι αντίστοιχες διαφορές είναι 25% και 7%.

Παράλληλα με τις αναλύσεις αυτές έγιναν και άλλες που δεν λαμβάνουν υπόψη τις Ρ-Δ επιρροές (σχ 5-6). Εδώ εμφανίζονται τα αναμενόμενα αποτελέσματα δηλ παρόμοιες καμπύλες με λιγότερο απότομους τους φθίνοντες κλάδους. Οι αναλύσεις που παρουσιάζονται στο σχ 5-6 είναι στατικές μη-γραμμικές. Αντίθετα σε δυναμικές με χρονοιστορία αναλύσεις το εύρος το μετατοπίσεων δείχνει να μην εξαρτάται από την θεώρηση της γεωμετρικής μη-γραμμικότητας (Ρ-Δ).

- σε σχέση με τις χρονοιστορίες ελέγχονται οι μετακινήσεις για δύο σειсмоγραφήματα με εδαφικές επιταχύνσεις 0.30g και 0.54g:

Τα Σ.Δ.Π και Σ.Σ.Π.+Ι αποδίδουν και στις δύο περιπτώσεις πολύ καλά την απόκριση του κτιρίου με κάποιες αποκλίσεις προς το τέλος της διέγερσης, όπου οι μετακινήσεις στο πείραμα παρουσιάζονται μεγαλύτερες. Όμως οι αποκλίσεις αυτές μπορεί να αποδοθούν και στον τρόπο διεξαγωγής του πειράματος και όχι στην ανάλυση.

Αντίθετα τα Σ.Σ.Π. έχουν αποκλίσεις ιδίως στη διέγερση με 0.54g

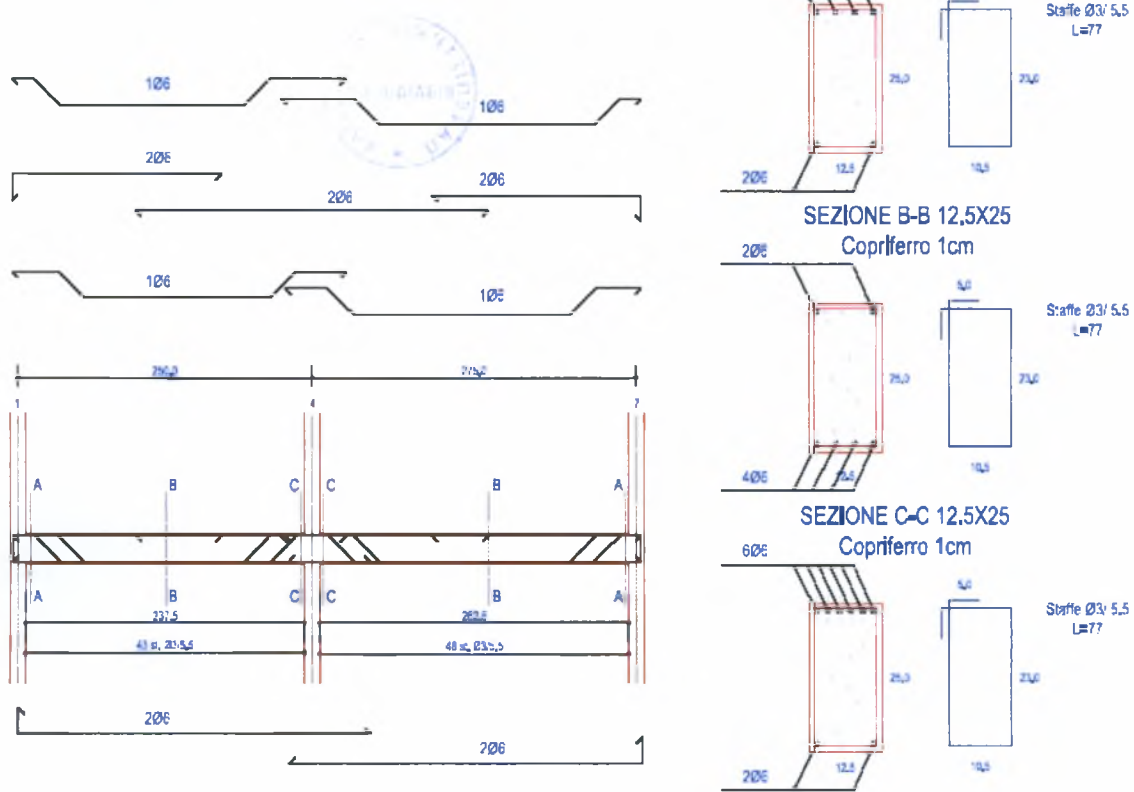
Μερικά επιπλέον συμπεράσματα, σε σχέση με την προσομοίωση, είναι:

- Οι καμπύλες Ροπών – Καμπυλοτήτων (Μ-κ) που επιλέγονται για τα υποστυλώματα (αποτελούν δεδομένα για τα Σ.Σ.Π), παρουσιάζουν μεγάλο βαθμό εξάρτησης από την αρχική υπόθεση για το αξονικό φορτίο του υποστυλώματος. Το αξονικό φορτίο μεταβάλλεται κατά την διέγερση και η επιλογή της καμπύλης επηρεάζει τα αποτελέσματα ολόκληρου του κτιρίου. Η ευαισθησία αυτή δεν αφορά τα Σ.Δ.Π. και τα Σ.Σ.Π.+Ι.
- Για τα Σ.Σ.Π και τα Σ.Σ.Π+Ι το μήκος πλαστικής άρθρωσης αποτελεί δεδομένο. Οι μεταβολές του μήκους αυτού επηρεάζουν κυρίως τα αποτελέσματα από τα Σ.Σ.Π. (σχ 5-12).
- Το όφελος που προσφέρει η παρουσία τοιχοποιίας, για το συγκεκριμένο κτίριο, είναι σχεδόν 30% σε όρους τέμνουσας βάσης.

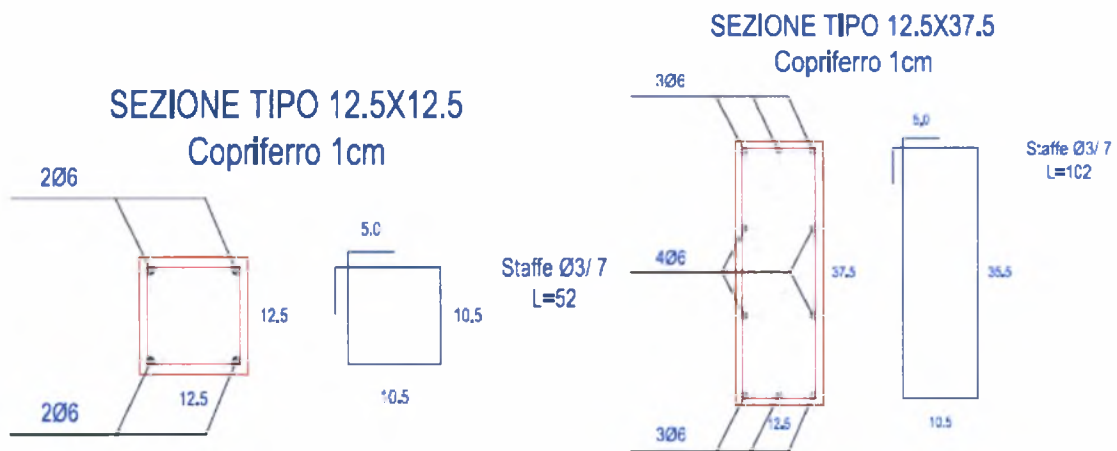
1. N. Caterino et al., Multi-Criteria Decision Making for Seismic Retrofitting of RC Structures, *Journal of Earthquake Engineering*, 2008
2. Clough R. Johnston S. Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements *Trans. Japan Earthq. Engineering Symposium*, Tokyo (1966)
3. Lai, S., G. Will, S. Otani, Model for inelastic Biaxial Bending of Concrete Members, *Journal of Earthquake Engineering*, ACSE, 110(ST11), pp. 2563-2584
4. Fardis, M.N. , Panagiotakos, T.B. , Seismic Response of Infilled RC Frames Structures. In: *Proceedings of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*. Paper No.225, 1996.
5. Tassios T. P. Uncertainties of in structure assessment of concrete strength. *ACI Symposium 4-9/3/84 Phoenix Ariz*, 22p (1984)
6. Michael H. Scott and Gregory L. Fenves, Plastic Hinge Integration Methods for Force-Based Beam-Column Elements, *Journal of Structural Engineering*, February 2006
7. Ρίζου Βαρβάρα, Διερεύνηση Μεθόδων Προσομοίωσης Φορέων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα Υπό Σεισμική Φόρτιση, Μεταπτυχιακή εργασία 'Δομοστατικός Σχεδιασμός και Ανάλυση των Κατασκευών', 2005
8. Τσιτσίας Βασίλειος, Ανελαστική Ανάλυση μη-Γραμμικών Φορέων Οπλισμένου Σκυροδέματος, Μεταπτυχιακή εργασία 'Εφαρμοσμένη Μηχανική' 2008
9. I. Lanese, F.J. Crisafulli, A. Pavese, NEARB-OPCM 3274: Shake Table Test Of An R.C. Building Designed For Gravity Loads Only, Seismic Response And Frame-Panel Interaction, *International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, COMPDYN-2009, 22-24 June 2009, Island of Rhodes, Greece, 2009.
10. A. Papachristidis, M. Fragiadakis, M. Papadrakakis, A shear-deformable fiber beam-column element for seismic analysis of steel structures, *International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, COMPDYN-2009, 22-24 June 2009, Island of Rhodes, Greece, 2009.
11. Φαρδής Ν. Μιχαήλ, Πρακτική μη-Γραμμική Προσομοίωση και Ανάλυση Σεισμικής Απόκρισης Κτιρίων Οπλισμένου Σκυροδέματος, 3^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας, Νοέμβριος 2008
12. PEER. Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees). Version 2.0.0. Pacific Earthquake Eng. Research Center, University Of California, Berkeley, 2008. <http://opensees.berkeley.edu/>.
13. Response 2000 A Computer Program for Sectional Analysis, available from URL: <http://www.ecf.utoronto.ca/~bentz/home.shtml>

Παράρτημα Α

Trave N.1



Σχήμα A-1 Λεπτομέρειες οπλισμών τυπικής δοκού



Σχήμα A-2 Λεπτομέρειες οπλισμών υποστυλωμάτων

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗ



004000102450

