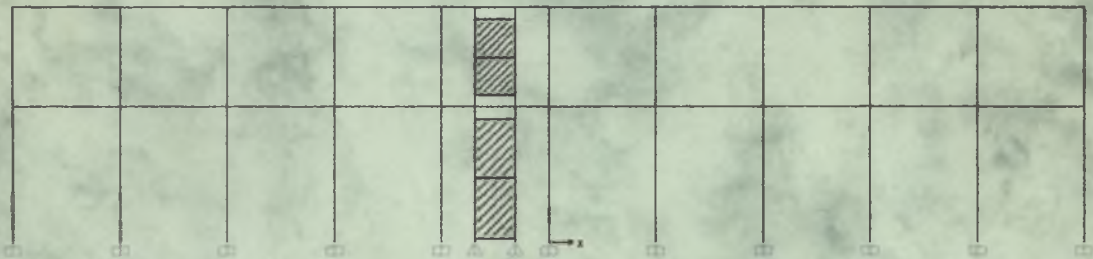




ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ  
ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ  
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

# διπλωματική εργασία

« ΜΕΛΕΤΗ ΤΗΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ  
ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΩΝ ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΑ  
ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ ΜΕ ΤΗ ΧΡΗΣΗ  
ΔΥΝΑΜΙΚΩΝ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ »



**ΣΠΥΡΙΔΩΝ Ι. ΤΣΙΡΝΟΒΑΣ**

**ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ : ΕΥΡΙΠΙΔΗΣ ΜΥΣΤΑΚΙΔΗΣ**

**ΒΟΛΟΣ, ΣΕΠΤΕΜΒΡΙΟΣ 2004**



**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ  
ΥΠΗΡΕΣΙΑ ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗΣ & ΠΛΗΡΟΦΟΡΗΣΗΣ  
ΕΙΔΙΚΗ ΣΥΛΛΟΓΗ «ΓΚΡΙΖΑ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ»**

Αριθ. Εισ.: 4312/1  
Ημερ. Εισ.: 25-02-2005  
Δωρεά: Συγγραφέας  
Ταξιθετικός Κωδικός: ΠΤ – ΠΜ  
2004  
ΤΣ1

*στους γονείς μου,  
Γιάννη και Πόπη*

## ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Το πλήθος, η συχνότητα και το μέγεθος των σεισμών που έχει πλήξει τη χώρα μας τα τελευταία χρόνια, έχει αποβεί καταστρεπτικό για πολλές κατασκευές, οι περισσότερες των οποίων έχουν μελετηθεί και κατασκευαστεί με βάση παλαιότερους και λιγότερο απαιτητικούς αντισεισμικούς κανονισμούς. Η φιλοσοφία των κανονισμών αυτών επιτρέπει δυστυχώς την δημιουργία σημαντικών βλαβών στα κτίρια υπό την δράση ενός σεισμού, με παράλληλη μείωση της αντοχής τους και εμφανές το ενδεχόμενο της κατάρρευσής τους.

Έτσι δημιουργήθηκε η επιτακτική ανάγκη της αποτίμησης του επιπέδου σεισμικής επάρκειας αυτών των κτιρίων και της ενίσχυσής τους για την ασφαλή τους χρήση.

Οι μη ρεαλιστικές απλοποιημένες διαδικασίες με στατικές σεισμικές δυνάμεις που χρησιμοποιούσαν και χρησιμοποιούν ακόμη οι περισσότεροι μηχανικοί για τον σεισμικό σχεδιασμό των κτιρίων, δεν επαρκούν για να εκτιμήσουν ούτε την απομένουσα αντοχή των υφιστάμενων κτιρίων, ούτε την συμπεριφορά των κατασκευών γενικότερα από σκυρόδεμα κατά την διάρκεια πραγματικών σεισμικών δονήσεων. Η θεωρία της πλαστικότητας και η χρήση μη γραμμικής στατικής ανάλυσης, οι οποίες αποτελούν ένα νεώτερο βήμα προς την εξέλιξη της επιστήμης του πολιτικού μηχανικού, είναι πολύ πιο αποτελεσματικές και μπορούν να περιγράψουν με ικανοποιητική ακρίβεια την πλαστική συμπεριφορά μιας κατασκευής. Η ιδανική λύση όμως στο πρόβλημα της ανελαστικής συμπεριφοράς μιας κατασκευής είναι η εφαρμογή μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης βασισμένης σε πραγματικές σεισμικές καταγραφές. Παρ' ότι οι δυσκολίες της μεθόδου είναι πολλές, όπως το υπολογιστικό κόστος και η πολυπλοκότητα της προσομοίωσης, είναι αναμφισβήτητα και κοινώς αποδεκτό από την πανεπιστημιακή κοινότητα ως η ακριβέστερη αναλυτική διαδικασία και η μοναδική μέθοδος που περιγράφει ορθότερα την πραγματικότητα.

Στην παρούσα εργασία μελετάται υφιστάμενη κατασκευή ενισχυμένη με μεταλλικά διατμητικά τοιχώματα (Low Yield Point Steel Panels) μέσω των μεθόδων της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης και της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης. Καταγράφονται και συγκρίνονται τα αποτελέσματα των δύο μεθόδων τόσο για την ενισχυμένη όσο και για την αρχική κατασκευή.

Πιο συγκεκριμένα στο πρώτο κεφάλαιο γίνεται μια εισαγωγή πάνω στις έννοιες της επισκευής, της ενίσχυσης και της αποτίμησης και αναφέρεται το αντικείμενο και ο στόχος της διπλωματικής εργασίας.

Στο δεύτερο κεφάλαιο περιγράφεται η μεθοδολογία που χρησιμοποιείται στις ενισχύσεις των κατασκευών, τα κριτήρια ο βαθμός και ο τύπος των επεμβάσεων, μερικές από τις μεθόδους ενίσχυσης καθώς και τα επίπεδα επιτελεστικότητας.

Στο τρίτο κεφάλαιο περιγράφεται η μη γραμμική στατική ανάλυση.

Στο τέταρτο κεφάλαιο περιγράφεται η μη γραμμική δυναμική ανάλυση.

Στο πέμπτο κεφάλαιο περιγράφεται αρχικά η διαδικασία της προσομοίωσης της κατασκευής, έπειτα η εφαρμογή των αναλύσεων και τέλος καταγράφονται και επεξεργάζονται στατιστικά τα αποτελέσματα τους.

Στο έκτο κεφάλαιο παρατίθενται τα συμπεράσματα.

Την διπλωματική μου εργασία την αφιερώνω στους γονείς μου, που όλα αυτά τα χρόνια με στήριξαν και έθεσαν τις καλύτερες βάσεις για την επαγγελματική μου σταδιοδρομία. Σας ευχαριστώ πολύ!

Θα ήθελα όμως να ευχαριστήσω θερμά και τον καθηγητή μου **κ. Ευριπίδη Μυστακίδη**, για την σημαντική βοήθεια που μου προσέφερε στα διάφορα στάδια της μελέτης, για τον πολύτιμο χρόνο που μου διέθεσε, καθώς και για την καθοριστική του συμβολή στην εκπόνηση της διπλωματικής μου εργασίας.

# ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΠΡΟΛΟΓΟΣ .....	- 3 -
ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ .....	- 5 -
1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ .....	- 8 -
1.1 Επισκευή, Ενίσχυση, Αποτίμηση.....	- 8 -
1.2 Αντικείμενο Και Στόχοι Της Εργασίας .....	- 12 -
2. ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ .....	- 13 -
2.1 Κριτήρια Επεμβάσεων .....	- 13 -
2.2 Ορισμοί.....	- 14 -
2.3 Αποτίμηση Σεισμικής Ικανότητας .....	- 17 -
2.4 Βαθμός Και Τύπος Της Επεμβάσεως.....	- 19 -
2.5 Μέθοδοι Ενίσχυσης .....	- 21 -
2.6 Επίπεδα Επιτελεστικότητας .....	- 24 -
2.6.1 Στάθμες επιτελεστικότητας Φέροντος οργανισμού .....	- 24 -
2.6.2 Στάθμες επιτελεστικότητας Μη-Φέροντος οργανισμού .....	- 25 -
3. ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ .....	- 26 -
3.1 Μέθοδος Φασματικής Ικανότητας .....	- 26 -
3.2 Μέθοδος Συντελεστών Μετακίνησης .....	- 30 -
4. ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.....	- 33 -
4.1 Βασικές Αρχές Της Δυναμικής.....	- 33 -
4.2 Εφαπτομενικό Ελαστοπλαστικό Μητρώο Ακαμψίας .....	- 36 -
4.3 Απ' Ευθείας Ολοκλήρωση (Direct Integration) .....	- 37 -
4.4 Μέθοδοι Χρονικής Ολοκλήρωσης (Time Integration Methods) .....	- 38 -
4.4.1 Γενικά .....	- 38 -
4.4.2 Η Μέθοδος Newmark.....	- 40 -
4.4.3 Η Μέθοδος Bossak.....	- 41 -
4.4.4 Η Μέθοδος Hilber-Hughes-Taylor .....	- 42 -
4.5 Η Μέθοδος Της Μη Γραμμικής Δυναμικής Ανάλυσης (Incremental Dynamic Analysis) .....	- 43 -
4.5.1 Περιγραφή της μεθόδου .....	- 43 -
4.5.2 Στατιστική επεξεργασία των καμπυλών IDA .....	- 43 -

5. ΕΦΑΡΜΟΓΗ.....	- 46 -
5.1 Τεχνική Έκθεση – Χαρακτηριστικά Της Υφιστάμενης Κατασκευής.....	- 46 -
5.1.1 Γεωμετρία, Οπλισμοί .....	- 46 -
5.1.2 Κατανομές μαζών: .....	- 47 -
5.1.3 Πλαστικές Ροπές Αντοχής.....	- 48 -
5.2 Προσομοίωση Του Φορέα .....	- 49 -
5.2.1 Γεωμετρία .....	- 49 -
5.2.2 Υλικά .....	- 49 -
5.2.3 Διατομές.....	- 51 -
5.2.4 Διαμόρφωση των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων .....	- 52 -
5.2.5 Εισαγωγή των φορτίων .....	- 55 -
5.2.6 Προσδιορισμός των Πεπερασμένων Στοιχείων .....	- 57 -
5.3 Προσομοίωση Του Ενισχυμένου Φορέα.....	- 58 -
5.3.1 Υλικό του μεταλλικού πάνελ.....	- 58 -
5.3.2 Διατομές του μεταλλικού πάνελ.....	- 59 -
5.3.3 Γεωμετρία του μεταλλικού πάνελ .....	- 61 -
5.3.4 Κριτήρια διαρροής του υλικού του πάνελ .....	- 62 -
5.4 Ιδιομορφική Ανάλυση (Modal Analysis).....	- 65 -
5.5 Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση (Pushover).....	- 67 -
5.5.1 Αρχική κατασκευή (Initial Structure).....	- 67 -
5.6 Μη Γραμμική Δυναμική Ανάλυση.....	- 74 -
5.6.1 Εισαγωγή των συναρτήσεων .....	- 74 -
5.6.2 Εισαγωγή των συνθηκών φόρτισης .....	- 77 -
5.6.3 Παράμετροι Επίλυσης.....	- 78 -
5.6.4 Επιλογή της Μεθόδου Χρονικής Ολοκλήρωσης .....	- 79 -
5.7 Αποτελέσματα Των Ανελαστικών Δυναμικών Αναλύσεων .....	- 81 -
5.7.1 Σεισμός 1-ARGO .....	- 83 -
5.7.2 Σεισμός 2-ATHENS .....	- 85 -
5.7.3 Σεισμός 3-ATHENS.....	- 87 -
5.7.4 Σεισμός 4-ATHENS.....	- 89 -
5.7.5 Σεισμός 5-ARGO .....	- 91 -
5.7.6 Σεισμός 6-ZAK .....	- 93 -
5.7.7 Σεισμός 7-KAL .....	- 95 -

5.7.8 Σεισμός 8-EDE.....	- 97 -
5.7.9 Σεισμός 9-ARGO .....	- 99 -
5.7.10 Σεισμός 10-PAT .....	- 101 -
5.7.11 Σεισμός 11-LEF .....	- 103 -
5.7.12 Σεισμός 12-KYP .....	- 105 -
5.7.13 Σεισμός 13-ARGO .....	- 107 -
5.7.14 Σεισμός 14-PYR.....	- 109 -
5.7.15 Σεισμός 15-KAL .....	- 111 -
5.7.16 Σεισμός 16-LEF .....	- 113 -
5.7.17 Σεισμός 17-IER.....	- 115 -
5.8 Στατιστική Επεξεργασία .....	- 117 -
5.8.1 Αρχική Κατασκευή (Initial Structure).....	- 118 -
5.8.2 Ενισχυμένη Κατασκευή (Retrofitted Structure) .....	- 122 -
6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ .....	- 126 -
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	- 127 -



# 1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

## 1.1 ΕΠΙΣΚΕΥΗ, ΕΝΙΣΧΥΣΗ, ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ

Σε μια χώρα που βρίσκεται σε μια έντονα σεισμική περιοχή, οι γνώσεις μας για την σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών ελέγχονται κάθε φορά που συμβαίνει ένας ισχυρός σεισμός αφού έτσι αποκαλύπτονται όλες οι τυχόν αδυναμίες μιας κατασκευής. Οι αδυναμίες αυτές μπορεί να οφείλονται σε μια σειρά από αιτίες, όπως οι ατέλειες των Κανονισμών, σφάλματα μόρφωσης και προσομοίωσης ή σε μη επιμελημένη κατασκευή. Τα διδάγματα από κάθε σεισμό σε συνδυασμό με τις νέες τεχνολογίες και την έρευνα στο αντίστοιχο επιστημονικό επίπεδο οδηγούν σε αλλαγές των κανόνων δόμησης και των Κανονισμών. Επειδή δε ο δυναμικός χαρακτήρας της διέγερσης και η ανελαστική απόκριση της κατασκευής δυσχεραίνουν κάθε προσπάθεια ερμηνείας των αποτελεσμάτων της προσομοίωσης, δύσκολα μπορούν οι βλάβες να συνδεθούν ποσοτικά με το αίτιο που τις προκάλεσε. Στο σημείο αυτό θα προσθέσω τα σοφά λόγια του μεγάλου αμερικανού συγγραφέα:

*« Good judgement comes from experience. And where does experience come from? Experience comes from bad judgement... »*

*Mark Twain (1835-1910)*

Αν και πάντα υπάρχει κάτι νεότερο να μάθουμε από κάθε σεισμό, μπορούμε να πούμε ότι θα έπρεπε να έχουμε μάθει τα περισσότερα για τον τρόπο που επιδρούν σε μια κατασκευή και τις καταστροφές που δημιουργούν. Οι τύποι των βλαβών που προκαλούν έχουν αναγνωριστεί και αναφερθεί για αρκετό χρονικό διάστημα. Ωστόσο, επαναλαμβάνονται πολλά λάθη σύλληψης του φορέα, σχεδιασμού, και κατασκευής, που είναι υπεύθυνα για δομικές βλάβες σε κτίρια. Πολλά απ' αυτά τα λάθη προέρχονται από παραδοσιακές διαμορφώσεις κτιρίων και κατασκευαστικές πρακτικές που οι τοπικές κοινωνίες ή η οικοδομική βιομηχανία κάθε τόπου δεν είναι πρόθυμες να εγκαταλείψουν.

Οι καθιερωμένες τεχνικές που χρησιμοποιούνται για τον προσδιορισμό της ασφαλούς αντίστασης των κατασκευών σε διάφορα στατικά φορτία δεν μπορούν να επεκταθούν και να εφαρμοστούν στις συνθήκες που προκύπτουν στη διάρκεια των σεισμών. Αν και πολλοί μελετητές προτιμούν να εκτιμούν τις επιδράσεις που προκαλούν οι σεισμοί σε όρους ισοδύναμων στατικών φορτίων ή δυνάμεων, πρέπει να κατανοηθεί ότι **η πραγματική απόκριση σε σεισμό είναι δυναμική και σχετίζεται κυρίως με επιβαλλόμενη παραμόρφωση παρά με δυνάμεις**. Οι περισσότερες κατασκευές, για να μπορέσουν να απορροφήσουν τις μεγάλες παραμορφώσεις που προκαλούνται από τους σεισμούς, πρέπει να είναι πλάστιμες. Έτσι, στον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών είναι προτιμότερο να δεχόμαστε δυνάμεις που παράγονται από παραμορφώσεις που προκαλούνται από σεισμούς αντί να δεχόμαστε τα συμβατικά φορτία. Επειδή τα μεγέθη των μέγιστων δυνάμεων που παράγονται από σεισμικές παραμορφώσεις σε μία πλάστιμη κατασκευή εξαρτώνται από την αντοχή της, η εκτίμηση της τελευταίας είναι σημαντική.

Είναι γνωστό ότι λόγω του πολύ υψηλού συνολικού της κόστους, η προσεισμική ενίσχυση παλαιότερων κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα σπάνια επιχειρείται, και περιορίζεται σε περιπτώσεις που συνδυασθεί με αλλαγή και αναβάθμιση χρήσης της κατασκευής. Αντίθετα, η πλειοψηφία των ενισχύσεων στη χώρα μας αφορά κατασκευές στις οποίες έχουν προκληθεί βλάβες εξαιτίας σεισμικών δονήσεων. Στην τελευταία αυτή περίπτωση, η παρατήρηση και αξιολόγηση των βλαβών διευκολύνει τη σεισμική Αποτίμηση που χρειάζεται να προηγηθεί πριν από την Επισκευή — Ενίσχυση της κατασκευής.

Στα πλαίσια αυτά είναι σκόπιμο να ξεκαθαρισθούν ορισμένοι όροι:

**Επισκευή** σημαίνει ουσιαστικά την άρση των συνεπειών ενός σεισμού και / ή της φθοράς εξαιτίας περιβαλλοντικών παραγόντων στη διάρκεια της ζωής της (π.χ. διάβρωση οπλισμών) και την επαναφορά της κατασκευής στα αρχικά της επίπεδα αντοχής και ποιότητας.

Αντίθετα **Ενίσχυση** σημαίνει αναβάθμιση της αντοχής της κατασκευής σε εξωτερικές δράσεις (στη συγκεκριμένη περίπτωση σεισμό), σε σύγκριση με το επίπεδο του αρχικού σχεδιασμού της. Πλήθος υφιστάμενων κατασκευών που ενδεχόμενα θα εμφανίσουν σεισμικές βλάβες και / ή φθορές από το χρόνο, είναι πολύ πιθανόν να είναι εντελώς ανεπαρκείς από απόψεως Αντισεισμικού Σχεδιασμού σύμφωνα με τις σημερινές αντιλήψεις, γνώσεις και απαιτήσεις ασφαλείας. Έτσι είναι εξαιρετικά απίθανο οι

κατασκευές αυτές απλώς να επανέλθουν στην προ των βλαβών ή φθορών κατάσταση, δηλ. να επισκευασθούν χωρίς να ενισχυθούν.

Ο όρος **Αποτίμηση** σημαίνει την ποσοτική εκτίμηση και τον έλεγχο της επάρκειας μιας συγκεκριμένης κατασκευής έναντι μιας συγκεκριμένης στάθμης σεισμικής δράσης. Το αποτέλεσμα της αποτίμησης δεν είναι απλώς ένα ναι ή όχι για την ανάγκη Ενίσχυσης. Ακόμα και όταν η κατασκευή είναι οφθαλμοφανώς ανεπαρκής και χρειάζεται Ενίσχυση, μία λεπτομερής Αποτίμηση αποτελεί απαραίτητο πρώτο στάδιο ενός καλού Ανασχεδιασμού (δηλ. μιας καλής Μελέτης της Ενίσχυσης), καθότι μέσω αυτής εντοπίζονται τα πλέον τρωτά σημεία και τμήματα της κατασκευής και καθοδηγείται ο Μελετητής στην επιλογή του είδους και της έκτασης της Ενίσχυσης.

Πρέπει να τονισθεί ότι η διαδικασία και η μέθοδος Αποτίμησης μιας κατασκευής που πρόκειται να ενισχυθεί, δεν διαφοροποιείται ουσιαστικά εξ' αιτίας της παρουσίας ή όχι βλαβών: σε γενικές γραμμές η διαδικασία για τη διαπίστωση των διαθέσιμων περιθωρίων σεισμικής αντοχής, για τη λήψη της απόφασης για Ενίσχυση ή όχι της κατασκευής και για την επιλογή του είδους και της έκτασης της Ενίσχυσης, πρέπει να είναι ουσιαστικά η ίδια. Η διαφοροποίηση από την παρουσία των βλαβών περιορίζεται στα εξής:

1) Αν οι βλάβες είναι σοβαρές, θα πρέπει να ληφθούν υπόψη στην εκτίμηση της απομένουσας ικανότητας των μελών. Συγκεκριμένα αν οι βλάβες περιορίζονται σε ρηγμάτωση του σκυροδέματος και / ή τοπικές απώλειες της επικάλυψης των οπλισμών, μπορεί να υποθεθεί ότι η φέρουσα ικανότητα και η ικανότητα παραμόρφωσης των μελών δεν έχει επηρεασθεί. Αντίθετα, αν οι βλάβες περιλαμβάνουν λυγισμό, ολίσθηση ή και θραύση ράβδων, ή ακόμα και εκτεταμένη αποδιοργάνωση έως κατακερματισμό του σκυροδέματος λόγω αστοχίας του σε θλίψη, μπορεί να υποθεθεί συντηρητικά ότι η παραμένουσα ικανότητα του μέλους να φέρει φορτία ή να παραμορφωθεί περαιτέρω είναι πρακτικά αμελητέα.

2) Η θέση, το είδος και η έκταση των βλαβών είναι, για τον καλό Μηχανικό, αποκαλυπτικά του τρόπου και του λόγου αστοχίας των μελών, της ύπαρξης και επιρροής τυχόν μη-κανονικότητας του συνόλου του δομικού συστήματος σε κάτοψη ή καθ' ύψος, των αδύνατων σημείων της κατασκευής, κ.λ.π. Από την άποψη αυτή η παρατήρηση των βλαβών μπορεί να προσφέρει πολύτιμα επιπλέον στοιχεία για την Αποτίμηση. Συγκεκριμένα, αν η σεισμική δράση που θα θεωρηθεί στην Αποτίμηση προσεγγίζει ικανοποιητικά, σε μέγεθος και φασματικό περιεχόμενο, αυτήν που έπληξε την κατασκευή

και προκάλεσε τις βλάβες, τότε, για να είναι αξιόπιστη η Αποτίμηση, θα πρέπει να αναπαράγει αρκετά πιστά την εικόνα της κατανομής και της έκτασης των βλαβών. Διαφορετικά το προσομοίωμα της κατασκευής (περιλαμβανομένων των ιδιοτήτων των υλικών) που χρησιμοποιείται στην Αποτίμηση, ή ακόμα και η ίδια η μέθοδος και διαδικασία Αποτίμησης, χρειάζεται να επανεξετασθούν και να βελτιωθούν, μέχρι να επιτευχθεί ικανοποιητική προσέγγιση των συμπερασμάτων της με τις βλάβες. Κατόπιν, η ίδια μέθοδος Αποτίμησης και το ίδιο προσομοίωμα θα μπορούν να εφαρμοσθούν ξανά, αυτή τη φορά για τη σεισμική δράση για την οποία κρίνεται ότι πρέπει να ενισχυθεί η κατασκευή.

Ίσως να έχει ειπωθεί από πολλούς ο όρος, εγώ όμως για πρώτη φορά τον άκουσα από τον κ. **Τηλέμαχο Τσικνιά**, καθηγητή μας στο μάθημα της γεφυροποιίας:

*«...ο πολιτικός μηχανικός είναι ουσιαστικά διαχειριστής βλαβών...»*

Η εξέταση και αξιολόγηση των σεισμικών βλαβών είναι σημαντική πέραν της Αποτίμησης για λόγους σεισμικής Ενίσχυσης: Με βάση τις βλάβες τους, τα κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος κατατάσσονται, ως γνωστόν, κατά τη μετασεισμική περίοδο σε τρεις κατηγορίες: Τα χωρίς ουσιαστικές βλάβες "πράσινα" κτίρια, τα επικίνδυνα ή ετοιμόρροπα "κόκκινα", που δεν επιτρέπεται να χρησιμοποιηθούν ή να κατοικούνται προτού γίνει ριζική επισκευή και (ενδεχομένως) ενίσχυση τους, και την ενδιάμεση κατηγορία των "κίτρινων" κτιρίων, που υπέστησαν σχετικά ελαφρές βλάβες, αλλά κρίνονται κατάλληλα για χρήση και κατοικία και πριν την οριστική επισκευή ή ενίσχυση τους (πιθανόν μετά από υποστύλωση ή πρόχειρη επισκευή για άρση της επικινδυνότητας από τοπικές βλάβες). Κατά κανόνα η κατάταξη των κτιρίων στις τρεις αυτές κατηγορίες γίνεται με βάση συγκεκριμένες οδηγίες που εκδίδουν οι αρμόδιοι κρατικοί φορείς (στην Ελλάδα η Υ.Α.Σ. - Υπηρεσία Αποκατάστασης Σεισμοπλήκτων και ο ΟΑΣΠ - Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας) προς χρήση από τους Μηχανικούς που εκτελούν τις αυτοψίες. Οι οδηγίες αυτές έχουν πρακτική - εμπειρική βάση, αναθεωρούνται συχνά και δεν είναι πάντοτε ευρέως αποδεκτές.

## 1.2 ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ ΚΑΙ ΣΤΟΧΟΙ ΤΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Στην παρούσα διπλωματική εργασία αναλύονται εκτενώς και εφαρμόζονται βήμα βήμα σε υφιστάμενη κατασκευή οι δύο μέθοδοι που περιγράφουν καλύτερα την συμπεριφορά της όταν αυτή εισέρχεται στην μη γραμμική περιοχή της απόκρισής της. Η πρώτη είναι η μη γραμμική στατική (Pushover Analysis), ενώ η δεύτερη είναι η μη γραμμική δυναμική ανάλυση (Nonlinear Dynamic Analysis).

Η κατασκευή που αναλύεται έχει κατασκευαστεί από σκυρόδεμα το 1968 στη Θεσσαλονίκη. Στα πλαίσια της εργασίας πραγματοποιείται ενίσχυση της κατασκευής με μεταλλικό πάνελ και γίνονται νέες αναλύσεις.

Στόχος της εργασίας αυτής είναι η εντρόφηση και η έρευνα πάνω στο ‘άγνωστο’ και μη ευρείας εφαρμογής αντικείμενο των ανελαστικών δυναμικών αναλύσεων στην πανεπιστημιακή κοινότητα και κυρίως στο σύνολο των μελετητών. Η μη γραμμική στατική ανάλυση εξυπηρετεί μέχρι σήμερα καλά το σκοπό της ως ένα αποτελεσματικό και εύχρηστο εργαλείο, εναλλακτικό της δυναμικής ανάλυσης. Όμως, έχει καταστεί σαφές το γεγονός ότι, παρ’ όλη την εφαρμοσιμότητά της, παρουσιάζει σημαντικούς περιορισμούς. Για παράδειγμα, η εκτίμηση των παραμορφώσεων είναι αρκετά ανακριβής, σε περιπτώσεις όπου οι υψηλότερης τάξης ιδιομορφές παίζουν σημαντικό ρόλο. Επίσης, είναι εξαιρετικά δύσκολο να ενσωματωθούν και να μοντελοποιηθούν τα φαινόμενα στρέψης που παρουσιάζονται σε μια πραγματική κατασκευή. Συμπερασματικά, η μέθοδος όπως παρουσιάζεται σήμερα, πρέπει να χρησιμοποιείται με προσοχή και κριτικό πνεύμα.

Η μετάβαση των μελετητών από την χρήση μη γραμμικής στατικής ανάλυσης (Pushover) στην εφαρμογή ανελαστικών δυναμικών αναλύσεων είναι σίγουρα δύσκολη αλλά ταυτόχρονα επιτακτική αφού η δεύτερη αποτελεί σίγουρα μια πιο αντικειμενική εξομοίωση της πραγματικότητας. Στόχος της παρούσας διπλωματικής είναι η ανάλυση και η **σύγκριση** των αποτελεσμάτων των δύο μεθόδων. Γίνεται επίσης αναφορά στον απαιτούμενο υπολογιστικό χρόνο (computational time) που απαιτείται για κάθε μη γραμμική δυναμική ανάλυση, στις πολλές δυσκολίες που παρουσιάστηκαν για την εφαρμογή της, καθώς και στις λύσεις που βρέθηκαν έπειτα από έρευνα.

## 2. ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

### 2.1 ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ

Στο σημείο αυτό περιγράφονται σε γενικές γραμμές οι αρχές που πρέπει να διέπουν την επέμβαση σε ένα έργο που έπαθε ζημιές από σεισμό ή έχει ανεπαρκή σεισμική αντοχή. Είναι γνωστό ότι κάθε επέμβαση αποτελεί ξεχωριστή περίπτωση, και οι ιδιαιτερότητες που παρουσιάζει είναι σπάνιο να επαναληφθούν σε άλλο κτίριο. Εν τούτοις, η τήρηση ορισμένων γενικών αρχών αποτελεί βασική προϋπόθεση για την επιστημονικά τεκμηριωμένη επίτευξη του επιδιωκόμενου στόχου. Το παρακάτω «λογικό διάγραμμα» είναι πολύ χρήσιμο για τις ακολουθούμενες διαδικασίες και ενέργειες για την αποτίμηση και τον πιθανό ανασχεδιασμό μιας κατασκευής μετά από ένα σεισμό.

Οι απώλειες που προκαλούνται από τους σεισμούς είναι γενικά μεγάλες, αλλά γίνονται ακόμη μεγαλύτερες από άγνοια ή έλλειψη βούλησης για σωστή επέμβαση. Έτσι, η πρόχειρη ή εσφαλμένη μελέτη ή η κακή εκτέλεση των επισκευών δεν είναι απίθανο να οδηγήσουν σε αυξημένες ζημιές και σε απώλειες πολλών ανθρωπίνων υπάρξεων σε ένα μελλοντικό σεισμό. Κατά συνέπεια προβάλλει αδήριτη η ανάγκη για παροχή όλης της απαραίτητης γνώσης ορθολογικού σχεδιασμού των επισκευών, στον οποίο περιλαμβάνονται η ορθή στατική και δυναμική θεώρηση του φορέα, η γνώση των συγχρόνων τεχνολογικών μεθόδων και υλικών επεμβάσεως, η μεθοδολογία υπολογισμού και η ορθή διαδικασία εκτελέσεως των εργασιών.

Μετά από κάθε καταστροφικό σεισμό εκδηλώνονται δύο τάσεις. Η πρώτη είναι διεθνώς γνωστή ως «κουκούλωμα» των ζημιών και των βασικών προβλημάτων, που παρουσίασε το φέρον σύστημα του κτιρίου καθώς και ο οργανισμός πληρώσεως. Είναι μια λύση γρήγορη, μικρού κόστους, αλλά εξαιρετικά επικίνδυνη. Μια πολύ συχνά επαναλαμβανόμενη σε όλα τα μήκη και πλάτη της γης άποψη είναι ότι «αφού το κτίριο ξεπέρασε το σεισμό με μερικά ρήγματα δεν έχει ανάγκη» χωρίς να γίνει πολλή σκέψη για την έκταση και τη θέση των ρηγμάτων, καθώς και για τη σημασία τους σε μελλοντική πιθανή επιπόνηση, που μπορεί να είναι για το εξασθενημένο κτίριο και τους ενοίκους του μοιραία.

Αντίποδα αυτής της τάσης, αποτελεί η εκδηλούμενη από αυτούς που έχουν τρομοκρατηθεί από την καταστροφή και προτείνουν την αλόγιστη ενίσχυση των πάντων είτε έπαθαν ζημιές είτε όχι με αβέβαια όμως και πάλι αποτελέσματα, ανεξάρτητα του κόστους μιας τέτοιας πολιτικής για την Οικονομία του τόπου.

Είναι πρόδηλο ότι η βέλτιστη λύση βρίσκεται στην ψύχραιμη και επιστημονικά τεκμηριωμένη αντιμετώπιση του προβλήματος σε συνδυασμό με την αξιοποίηση της διεθνούς πρακτικής.

Η προσέγγιση του προβλήματος αποκατάστασης μιας οικοδομής περιλαμβάνει τέσσερα βήματα:

- Εξέταση της υπάρχουσας οικοδομής.
- Σύνταξη εναλλακτικών λύσεων αποκατάστασης.
- Εξέταση των τεχνικών δυνατοτήτων υλοποίησης και του κόστους κάθε εναλλακτικής λύσης και επιλογή της βέλτιστης.
- Οριστική μελέτη αποκατάστασης.

## 2.2 ΟΡΙΣΜΟΙ

### ⇒ *Απαιτούμενη σεισμική ικανότητα*

Η απαιτούμενη σεισμική ικανότητα  $V_R$ , εκφράζεται ποσοτικά από την τέμνουσα βάσης

$$V_R = R_a W$$

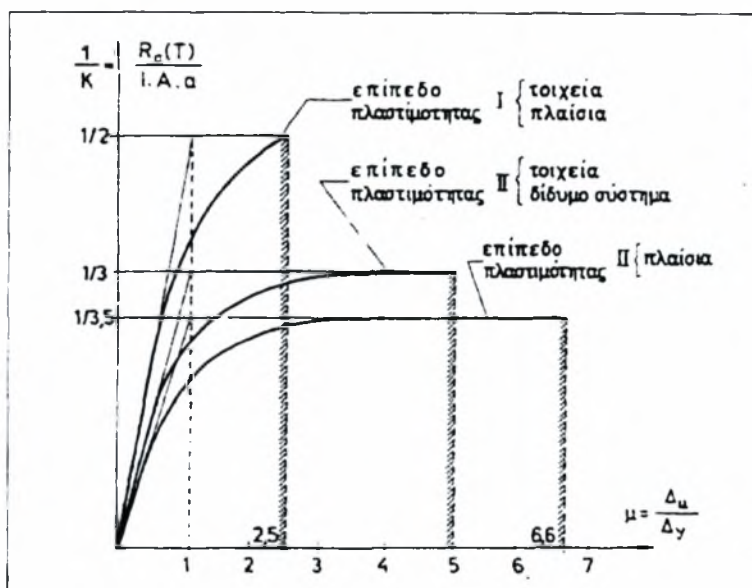
όπου

$R_a$  : η τεταγμένη του φάσματος σχεδιασμού που αντιστοιχεί στη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του δομικού συστήματος, και

$W$  : το συνολικό φορτίο

Δοθέντος ότι τα κτίρια με βλάβες έχουν δομηθεί σε διάφορες χρονικές περιόδους, έπεται ότι έχουν διάφορο συντελεστή συμπεριφοράς ο οποίος ως γνωστόν είναι συνάρτηση της προβλεφθείσας  $\sigma'$  αυτά πλαστιμότητας. Έτσι, π.χ. στον Ελληνικό χώρο τα κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα που κτίστηκαν μέχρι το 1985 έχουν πλαστιμότητα I ενώ τα μετά το 1985 πλαστιμότητα II (Σχήμα 2.1).

Η απαιτούμενη σεισμική ικανότητα αποτελεί μέγεθος που καθορίζεται κάθε φορά μετά από ένα καταστρεπτικό σεισμό από την Πολιτεία. Η απόφαση αυτή είναι συνάρτηση οικονομικών και κοινωνικών παραμέτρων από τη μια μεριά και της παραμέτρου ασφάλειας των κατασκευών από την άλλη. Βασικό δείκτη για τη λήψη των αποφάσεων αποτελεί το φάσμα απόκρισης του σεισμού που προκάλεσε τις βλάβες καθώς και η έκταση των βλαβών.



Σχήμα 2.1 : Επίπεδα πλαστιμότητας κατασκευών I) προ 1985 και II) μετά 1985

### ⇒ Διαθέσιμη σεισμική ικανότητα

Η διαθέσιμη σεισμική ικανότητα  $V_C$  μιας κατασκευής εκφράζεται ποσοτικά από την τέμνουσα βάσης για την οποία, με την προϋπόθεση ελαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής, εξαντλείται η οριακή αντοχή του πρώτου στύλου ή τοιχείου στο ισόγειο. Η διαθέσιμη σεισμική ικανότητα αναφέρεται στην κατάσταση του κτιρίου πριν από το σεισμό και προϋποθέτει γνώση της ποιότητας του σκυροδέματος και της όπλισης των στύλων και τοιχείων. Η  $V_C$  είναι κατά τεκμήριο μικρότερη από την  $V_R$  και αυτό για διάφορους λόγους όπως:

- 1) Οι προβλέψεις της μελέτης δεν έχουν υλοποιηθεί στο έργο πλήρως (λειψοί οπλισμοί, μειωμένη αντοχή σκυροδέματος, κακοτεχνίες)
- 2) Το κτίριο δομήθηκε με άλλες προδιαγραφές σεισμικών φορτίων από τις καθοριζόμενες από την Πολιτεία μετά το σεισμό.



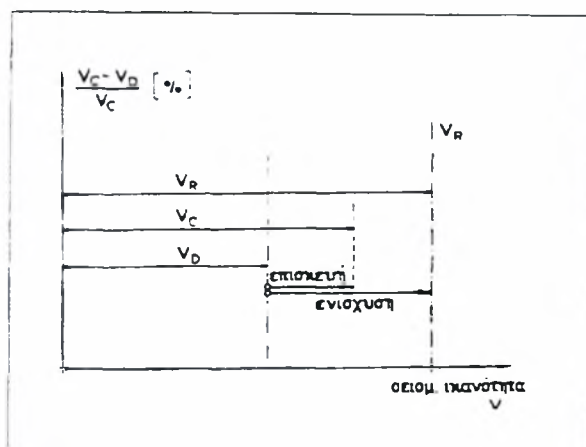
- 3) Έχει αλλάξει η χρήση του κτιρίου και έχουν αυξηθεί έτσι τα φορτία.
- 4) Έχουν υποστεί οι οπλισμοί διάβρωση και έχουν μειωθεί οι διατομές τους.

### ⇒ Απομένουσα σεισμική ικανότητα

Η απομένουσα σεισμική ικανότητα  $V_D$  μιας κατασκευής με βλάβες εκφράζεται ποσοτικά από την τέμνουσα βάσεως για την οποία, με την προϋπόθεση ελαστικής συμπεριφοράς, εξαντλείται η οριακή αντοχή του πρώτου στύλου ή τοιχείου από αυτά που δεν έχουν πάθει βλάβες στο ισόγειο. Για την εκτίμηση της  $V_D$  λαμβάνεται υπόψη η απομείωση της ακαμψίας των βλαβέντων από το σεισμό δομικών στοιχείων. Η  $V_D$  κατά τεκμήριο, εφόσον στην κατασκευή έχουν εκδηλωθεί από το σεισμό βλάβες, είναι μικρότερη της  $V_C$  (Σχήμα 2.2).

### Απώλεια σεισμικής ικανότητας

Ως απώλεια σεισμικής ικανότητας ορίζεται η διαφορά  $V_C - V_D$ .



Σχήμα 2.2 : Γραφική παράσταση των εννοιών  $V_R$ ,  $V_C$ ,  $V_D$

### ✓ Επισκευή

Με τον όρο επισκευή εννοούμε την πρόσδοση στα βλαβέντα φέροντα ή μη φέροντα στοιχεία κατ' ελάχιστον της αντοχής, ακαμψίας και πλαστιμότητας που όφειλαν να έχουν προ του σεισμού. Με αυτή την έννοια με την επισκευή το  $V_D$  αυξάνεται τουλάχιστον μέχρι την τιμή  $V_C$  (Σχήμα 2.2).

### ✓ *Ενίσχυση*

Με τον όρο ενίσχυση εννοούμε την αύξηση της σεισμικής ικανότητας κατασκευής με επεμβάσεις πέραν της επισκευής έτσι ώστε η διαθέσιμη σεισμική ικανότητα να γίνει ίση με την απαιτούμενη  $V_R$  ή ένα προδιαγεγραμμένο ποσοστό της (Σχήμα 2.2) [6] [10] .

## **2.3 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ**

Όλα τα στατικά συστήματα δεν έχουν την ίδια απόκριση σε σεισμικές δράσεις. Για να αποτιμηθεί η απόκριση τους, πρέπει να εξεταστούν από άποψη στατικής μορφολογίας, συμμετρίας, κατανομής μαζών, και κανονικότητας. Επιπλέον είναι αναγκαίο να εκτιμηθεί η σημασία της αντοχής, της ακαμψίας και της πλαστιμότητας, σε σχέση με την αποδεκτή απόκριση. Η επιλογή του στατικού συστήματος θα πρέπει να έχει όσο το δυνατόν καλύτερη σεισμική συμπεριφορά, σεβόμενο τους περιορισμούς που υπαγορεύονται από τις αρχιτεκτονικές απαιτήσεις.

Με τον όρο σεισμική ικανότητα εννοείται γενικά, η συνολική δυνατότητα μιας κατασκευής, για αντίσταση έναντι των σεισμικών δράσεων. Το μέγεθος της συνολικής αντίστασης ενός δομικού συστήματος, δεν είναι δυνατό να αποδοθεί από την τιμή μιας ιδιότητάς του, αλλά απαιτεί την αναφορά συνόλου βασικών μεγεθών, κάθε ένα από τα οποία έχει σημαντικό ρόλο στη σεισμική συμπεριφορά. Το σημαντικότερο μέγεθος, η σεισμική ικανότητα, είναι η αντοχή σε οριζόντια καταπόνηση. Επίσης σημαντικά μεγέθη, απαραίτητα για τον επαρκή χαρακτηρισμό της σεισμικής ικανότητας μιας κατασκευής, είναι η πλαστιμότητα και η δυσκαμψία του συστήματος. Εκτός από τα παραπάνω μεγέθη που επηρεάζουν τη συνολική συμπεριφορά, αλλά εξαρτώνται μερικώς και από τα προηγούμενα, μπορούν να θεωρηθούν οι ιδιοπερίοδοι της κατασκευής, οι εκκεντρότητες, τα διάφορα μορφολογικά προβλήματα κ.α.

Γίνεται έτσι κατανοητό, πως η εκτίμηση της σεισμικής ικανότητας μιας κατασκευής θα πρέπει να περιλαμβάνει τον προσδιορισμό της τιμής ορισμένων, τουλάχιστον, από τα βασικά μεγέθη που επηρεάζουν τη συνολική συμπεριφορά της.

Βέβαια, όσο περισσότερα χαρακτηριστικά μεγέθη μιας κατασκευής προσδιορίζονται, τόσο καλύτερη προσέγγιση γίνεται της αναμενόμενης συμπεριφοράς της, έναντι σεισμικών δράσεων και άρα καλύτερη εκτίμηση της σεισμικής ικανότητας.

Κατά την εκτίμηση, παίζει ρόλο αν ο γενικότερος έλεγχος γίνεται πριν από σεισμική καταπόνηση ή αν γίνεται μετά από κάποια σεισμική διέγερση, οπότε τίθεται και το πρόβλημα της καταγραφής και εκτίμησης των πιθανών βλαβών. Στην πρώτη περίπτωση αναφέρονται οι μέθοδοι του προσεισμικού ελέγχου και αποτίμησης της σεισμικής ικανότητας, ενώ στη δεύτερη οι μέθοδοι του μετασεισμικού ελέγχου, που συνήθως περιλαμβάνουν τη διαδικασία της καταγραφής και εκτίμησης των σεισμικών βλαβών.

Η διαδικασία αποτίμησης της σεισμικής ικανότητας των κατασκευών διακρίνεται στις παρακάτω φάσεις, ανεξάρτητα από το βαθμό λεπτομέρειας ή ακρίβειας που απαιτείται σε κάθε μία από αυτές :

- Αναγνώριση υφιστάμενου δομικού συστήματος.
- Εκτίμηση του ιστορικού καταπόνησης της κατασκευής καθώς και των υφισταμένων και προβλεπομένων δράσεων.
- Μοντελοποίηση και πρόβλεψη της συμπεριφοράς της κατασκευής. Η εργασία αυτή είναι δυνατόν να προβλέπεται σε τοπικό ή σε γενικό επίπεδο απόκρισης της κατασκευής. Στην πρώτη περίπτωση εντοπίζεται και ελέγχεται τοπικός μηχανισμός απόκρισης και αστοχίας ενώ στη δεύτερη εξετάζεται η απόκριση της κατασκευής στο σύνολο.

Είναι έτσι δυνατόν να προβλεφθούν οι παρακάτω επί μέρους εργασίες :

- Αναγνώριση πιθανού τοπικού μηχανισμού, πρόβλεψη τοπικής απόκρισης και αποτίμησης της αντίστοιχης ικανότητας.
- Πρόβλεψη τοπικής απαιτήσεως - επεμβάσεως.
- Πρόβλεψη ολικής απόκρισης της κατασκευής και αποτίμησης της ικανότητας.
- Πρόβλεψη συνεπειών και επεμβάσεως.

Οι επί μέρους εργασίες, που αναφέρονται παραπάνω, είναι δυνατό να εκτελούνται σε κάθε περίπτωση με βαθμό λεπτομέρειας, ανάλογο προς τον απαιτούμενο βαθμό αξιοπιστίας και ταχύτητας αποτίμησης της ικανότητας. Ακόμη είναι δυνατόν ή και όχι, να λαμβάνονται υπόψη η αρχική μελέτη σχεδιασμού και τα διάφορα στοιχεία ιστορικού του έργου. Με αυτόν τον τρόπο προκύπτουν διαδικασίες για χονδρική, προσεγγιστική, λεπτομερή ή και σε μεγάλο βαθμό ακριβή αποτίμησης της ικανότητας μιας κατασκευής [9] .

## 2.4 ΒΑΘΜΟΣ ΚΑΙ ΤΥΠΟΣ ΤΗΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΣ

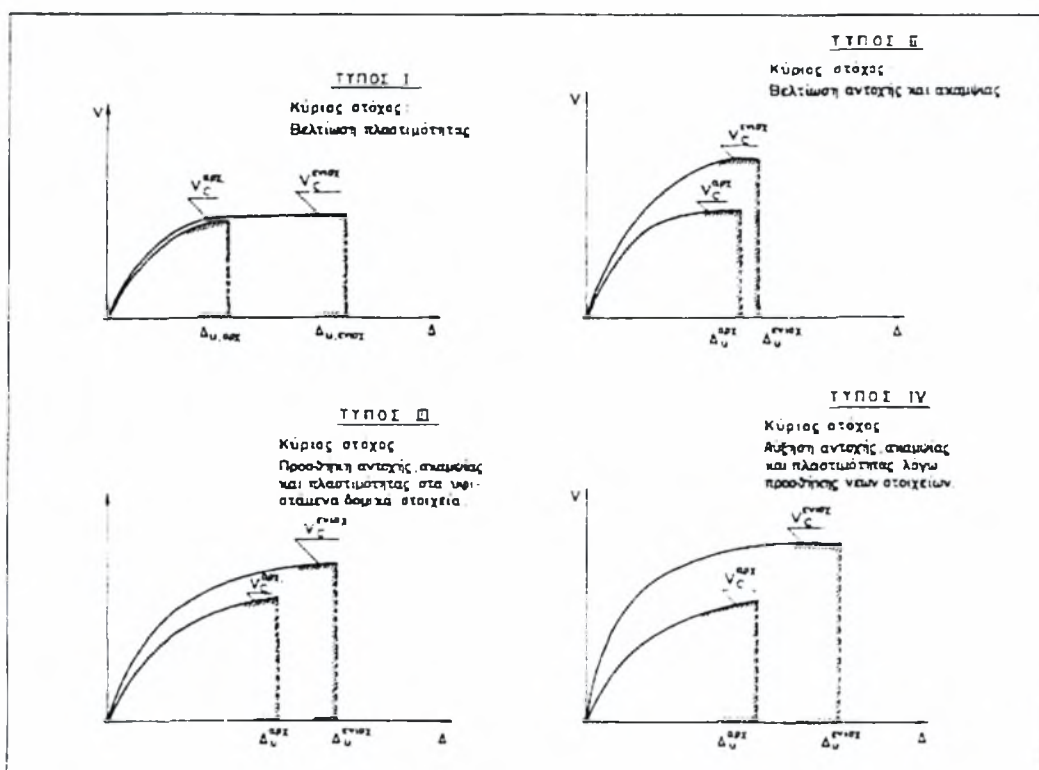
Για το βαθμό και τον τύπο της επέμβασης λαμβάνονται υπ' όψη, όπως ήδη λέχθηκε, οι παραπάνω τέσσερις παράγοντες, ήτοι:

- Διάταξη φέροντος οργανισμού,
- Αντοχή της κατασκευής,
- Δυσκαμψία της κατασκευής,
- Πλαστιμότητα της κατασκευής.

**Ο βαθμός της επέμβασης** διακρίνεται σε επισκευή και ενίσχυση.

**Ο τύπος της ενίσχυσης** ανάλογα με τη σοβαρότητα της κατάστασης μπορεί να είναι ένας από τους παρακάτω [6] [10] :

- ❖ **Τύπος I** : βελτίωση κυρίως της πλαστιμότητας και της ικανότητας απορρόφησης ενέργειας (Σχήμα 2.3) με ενίσχυση υφισταμένων στοιχείων (π.χ. λεπτούς μανδύες στους στύλους με πυκνούς συνδετήρες).
- ❖ **Τύπος II** : αύξηση της αντοχής και της ακαμψίας με ενίσχυση υφιστάμενων στοιχείων (Σχήμα 2.3) (π.χ. επαύξηση πάχους τοιχείων).
- ❖ **Τύπος III** : αύξηση της αντοχής, της ακαμψίας και της πλαστιμότητας με ενίσχυση των υφισταμένων στοιχείων (π.χ. επαύξηση πάχους τοιχείων και μανδύες στους στύλους) (Σχήμα 2.3).
- ❖ **Τύπος IV** : αύξηση της αντοχής, ακαμψίας και πλαστιμότητας με την προσθήκη νέων φερόντων στοιχείων (π.χ. προσθήκη νέων τοιχείων, μανδύες στους στύλους, μανδύες ή μονόπλευρη ενίσχυση τοιχείων) (Σχήμα 2.3).



Σχήμα 2.3 : Γραφική παράσταση τύπων επέμβασης

Το επίπεδο ενίσχυσης μπορεί να καθορισθεί με πιθανοτικές σχέσεις σεισμικού κινδύνου, οι οποίες λαμβάνουν υπόψη τους και την απομένουσα ζωή του κτιρίου σε σχέση προς την προδιαγεγραμμένη από τον Κανονισμό. Έτσι η τέμνουσα βάσης του προς ενίσχυση κτιρίου προκύπτει από τη σχέση :

$$V_{ενισχ} = \left( \frac{T_{λειτ}}{T_{κανον}} \right)^{0.50-0.67} V_{απαιτ}$$

**Νενισχ :** τέμνουσα βάσης ανασχεδιασμού

**Τλειτ :** απομένων χρόνος ζωής κτιρίου

**Τκανον :** προδιαγεγραμμένος από τον Κανονισμό χρόνος ζωής κτιρίου

**Ναπαιτ :** η απαιτούμενη από τον Κανονισμό τέμνουσα βάσης για καινούργια

κατασκευή

Στην επιλογή της βέλτιστης, λύσης οδηγό αποτελεί κυρίως το κόστος επέμβασης. Για το σκοπό αυτό εισάγεται ο «δείκτης οικονομικής αποδοτικότητας» που ορίζεται ως ο λόγος της δαπάνης αποκαταστάσεως προς το άθροισμα της δαπάνης κατεδάφισης και ανακατασκευής :

$$EF = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{K_{ex} + K_D}$$

- $K_1$  : δαπάνη επισκευής και ενίσχυσης φερόντων στοιχείων
- $K_2$  : δαπάνη επισκευής του οργανισμού πλήρωσης
- $K_3$  : δαπάνη επισκευής λοιπών μη φερόντων στοιχείων
- $K_4$  : δαπάνη λοιπών επεμβάσεων λειτουργικού χαρακτήρα
- $K_{ex}$  : δαπάνη ανακατασκευής του κτιρίου
- $K_D$  : δαπάνη κατεδάφισης του υφιστάμενου.

## 2.5 ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

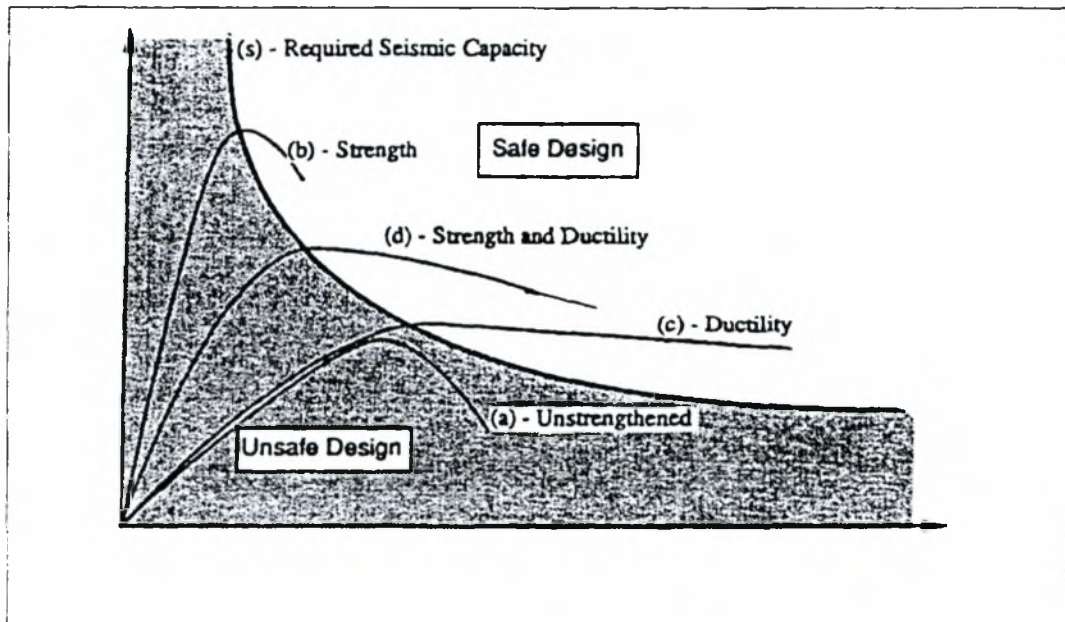
Ας θεωρήσουμε ότι η σεισμική δράση είναι ουσιαστικά μία εξωτερικά επιβεβλημένη δυναμική μετακίνηση που εισάγει στην κατασκευή μία ποσότητα κινητικής ενέργειας. Η ενέργεια αυτή κατά την ταλάντωση της κατασκευής, μετατρέπεται από κινητική σε δυναμική και αντίστροφα. Μπορούμε επομένως να υποθέσουμε ότι το μέγεθος της μέγιστης ενέργειας παραμόρφωσης που μπορεί να αναπτυχθεί σε μία κατασκευή, αποτελεί ένα μέτρο της σεισμικής της αντίστασης.

Με βάση τα παραπάνω μία καμπύλη υπερβολικής μορφής έχει χαραχθεί στο Σχήμα 2.4 και αναπαριστά το όριο μεταξύ της ασφαλούς και της ανασφαλούς επιλογής της λύσης ενίσχυσης. Δηλαδή μία κατασκευή θεωρείται ασφαλής μόνο εφόσον η καμπύλη που αναπαριστά την συμπεριφορά της επεκτείνεται στην περιοχή πάνω από την καμπύλη που απεικονίζει τον ασφαλή σχεδιασμό. Διαφορετικά απαιτείται ενίσχυση της κατασκευής.

Είναι ως εκ τούτου προφανές ότι μπορούμε να επιλέξουμε μία ασφαλή λύση ενίσχυσης της κατασκευής είτε αυξάνοντας την αντοχή και την δυσκαμψία της είτε αυξάνοντας την ικανότητα της για μεγάλες ανελαστικές παραμορφώσεις.

Διακρίνουμε λοιπόν τρεις στρατηγικές αντισεισμικής ενίσχυσης ανάλογα με την επιδιωκόμενη σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής:

- 1) Αύξηση δυσκαμψίας και αντοχής της κατασκευής.
- 2) Αύξηση πλαστιμότητας της κατασκευής
- 3) Αύξηση δυσκαμψίας, αντοχής και πλαστιμότητας της κατασκευής.



Σχήμα 2.4 : Στρατηγικές Ενίσχυσης

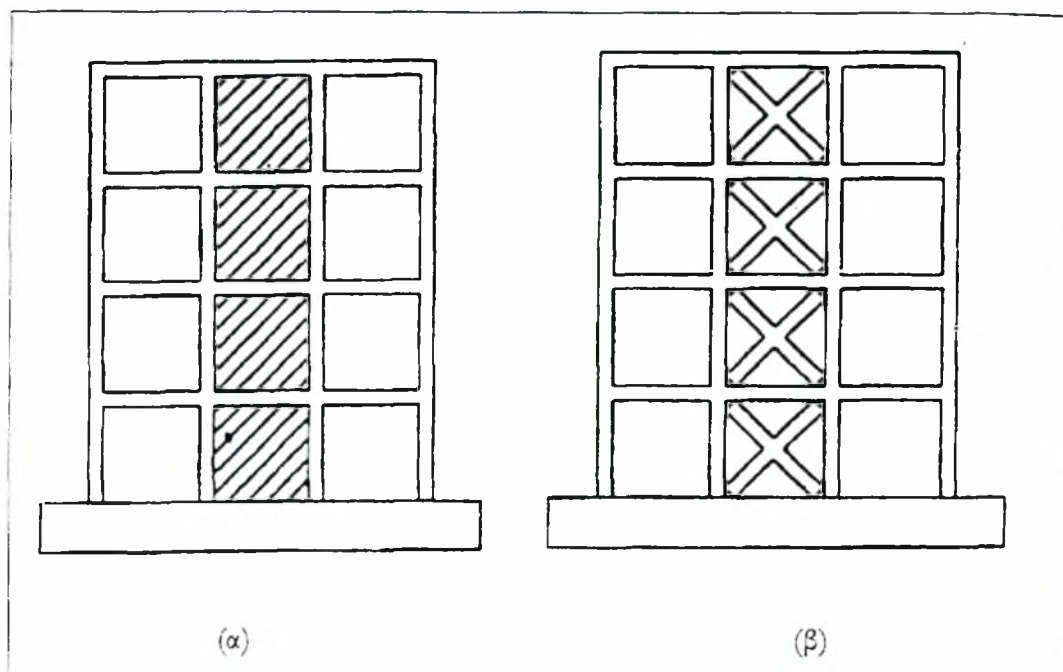
Διάφορες μέθοδοι και τεχνικές χρησιμοποιούνται σήμερα στην πράξη για την αντισεισμική ενίσχυση μίας κατασκευής ως σύνολο. Ειδικότερα όσον αφορά τις κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα, θα μπορούσε κανείς να διακρίνει τέσσερις κυρίως μεθόδους, ανάλογα με το είδος των πρόσθετων στοιχείων που χρησιμοποιείται σε κάθε μέθοδο. Εξ' άλλου ένα πλήθος από εναλλακτικές τεχνικές μπορούν να χρησιμοποιηθούν στα πλαίσια κάθε μίας από αυτές τις μεθόδους :

- 1) Κατασκευή τοιχωμάτων εντός των πλαισίων του φέροντα οργανισμού της κατασκευής (Σχήμα 2.5α). Στοχεύει σε μεγάλη αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής.
- 2) Κατασκευή δικτυωτών συστημάτων εντός των πλαισίων του φέροντα οργανισμού της κατασκευής (Σχήμα 2.5β). Στοχεύει σε μέτρια αύξηση της αντοχής και κυρίως σε αύξηση της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας της κατασκευής.

- 3) Κατασκευή πλευρικών τοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα σε συνέχεια και σύνδεση με υπάρχοντα υποστυλώματα της κατασκευής. Στοχεύει στην βελτίωση της πλαστιμότητας της κατασκευής και σε μερική αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας
- 4) Κατασκευή μανδυών σε υποστυλώματα της κατασκευής. Στοχεύει βασικά στην αύξηση της πλαστιμότητας της κατασκευής. Η μέθοδος αυτή είναι η συνήθης μέθοδος ενίσχυσης μεμονωμένων υποστυλωμάτων.

Επειδή σε όλες τις παραπάνω μεθόδους προβλέπεται η προσθήκη νέων στοιχείων που προσαρμόζονται πάνω στην υφιστάμενη κατασκευή, απαιτούνται ειδικοί έλεγχοι στις θέσεις αλληλεπίδρασης που θα επιβεβαιώνουν την ικανότητα των συνδέσεων για την μεταφορά δυνάμεων μεταξύ των νέων στοιχείων και της υφισταμένης κατασκευής.

Πρέπει πάντως να επισημανθεί ιδιαίτερα ότι αυτού του είδους οι επεμβάσεις αλλάζουν ριζικά το αρχικό στατικό σύστημα της κατασκευής και γι' αυτό θα πρέπει να αποφασίζονται με σύνεση. Απαιτείται πλέον ένας εξ' ολοκλήρου νέος σχεδιασμός της κατασκευής που πιθανότατα θα απαιτήσει εκτεταμένες επεμβάσεις σε πολλές περιοχές της κατασκευής, όπως π.χ. στην θεμελίωση [6] [10] .



Σχήμα 2.5 : (α) Τοιχώματα εντός πλαισίων , (β) Δικτυωτά συστήματα



## **2.6 ΕΠΙΠΕΔΑ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ**

Ένα επίπεδο επιτελεστικότητας περιγράφει τα όρια μιας κατάστασης βλάβης, η οποία χαρακτηρίζεται ικανοποιητική για ένα συγκεκριμένο κτίριο και μια δεδομένη σεισμική δράση. Τα όρια καθορίζονται από τις βλάβες των στοιχείων εντός του κτιρίου, την απειλή της ασφάλειας - ζωής των ενοίκων του κτιρίου από τις βλάβες αυτές, και την μετά το σεισμό ικανότητα επισκευής του κτιρίου.

Οι στάθμες επιτελεστικότητας του φέροντος και του μη-φέροντος οργανισμού κατά ΚΑΝΕΠΕ [8] είναι οι εξής:

### **2.6.1 Στάθμες επιτελεστικότητας Φέροντος οργανισμού**

α) **«Σχεδόν πλήρης λειτουργικότητα κατά το σεισμό»** είναι μια κατάσταση κατά την οποία αναμένεται ότι καμιά λειτουργία του κτιρίου δεν διακόπτεται κατά τη διάρκεια και μετά το σεισμό σχεδιασμού, εκτός ενδεχομένως από σπάνιες δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Είναι ενδεχόμενο να παρουσιασθούν μερικές πολύ αραιές τριχοειδείς ρωγμές καμπτικού χαρακτήρα στον φέροντα οργανισμό.

β) **«Προστασία ζωής και περιουσίας των ενοίκων»** είναι μια κατάσταση κατά την οποία κατά το σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιασθούν επισκευάσιμες βλάβες στον φέροντα οργανισμό του κτιρίου, χωρίς όμως να συμβεί θάνατος ή τραυματισμός ατόμων εξαιτίας των βλαβών αυτών, και χωρίς να συμβούν ουσιώδεις φθορές στην οικοσκευή ή τα αποθηκευόμενα στο κτίριο υλικά.

γ) **«Οιονεί κατάρρευση»** είναι μια κατάσταση κατά την οποία κατά το σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιασθούν εκτεταμένες σοβαρές (μή-επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες στον φέροντα οργανισμό, ο οποίος όμως έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά, και για ένα διάστημα μετά, το σεισμό), χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης.

## 2.6.2 Στάθμες επιτελεστικότητας Μη-Φέροντος οργανισμού

α) **«Σχεδόν πλήρης λειτουργικότητα κατά το σεισμό»** είναι μια κατάσταση κατά την οποία τα μή-φέροντα στοιχεία και οι εγκαταστάσεις του κτιρίου επιτρέπουν τη διατήρηση όλων των πρό του σεισμού λειτουργιών.

αβ) **«Άμεση χρήση μετά το σεισμό»** είναι μια κατάσταση η οποία χαρακτηρίζεται από εμφάνιση βλαβών σε μή-φέροντα στοιχεία, αλλά οι προσβάσεις και τα συστήματα ασφαλείας (συμπεριλαμβανομένων των θυρών, κλιμακοστασίων, ανελκυστήρων, τυχόν γεννητριών, συστημάτων πυρασφάλειας κλπ.) εν γένει παραμένουν λειτουργικά, εφόσον δεν έχει διακοπεί η ηλεκτροδότηση στην περιοχή.

β) **«Προστασία ζωής και περιουσίας των ενοίκων»** είναι μια κατάσταση η οποία χαρακτηρίζεται από εμφάνιση βλαβών στα μή-φέροντα στοιχεία, αλλά ο βαθμός τους είναι τέτοιος ώστε να μη προκύπτουν κίνδυνοι για τους εισερχόμενους στο κτίριο.

γ) **«Οιονεί κατάρρευση»** είναι μια κατάσταση η οποία χαρακτηρίζεται από εμφάνιση τέτοιων βλαβών στα μή-φέροντα στοιχεία οι οποίες μπορεί να προκαλέσουν πτώση τους, αλλά τα υψηλού κινδύνου (βλ. και ΕΑΚ, παρ. 4.2.3) μή-φέροντα στοιχεία και προσαρτήματα είναι καταλλήλως στερεωμένα, και δεν υπάρχει κίνδυνος πτώσης τους σε χώρους συνάθροισης του κοινού. Γι' αυτή τη στάθμη επιτελεστικότητας δεν τίθεται ζήτημα διατήρησης προσβάσεων, προστασίας των συστημάτων πυρασφάλειας κλπ.

### 3. ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Τις τελευταίες δυο δεκαετίες, πραγματοποιήθηκε μια σημαντική ποσότητα εργασιών (UNIDO 1983, ATC 1988, BSSC 1992) πάνω στην εξέλιξη των πρότερων μεθοδολογιών αποτίμησης υφιστάμενων κατασκευών.

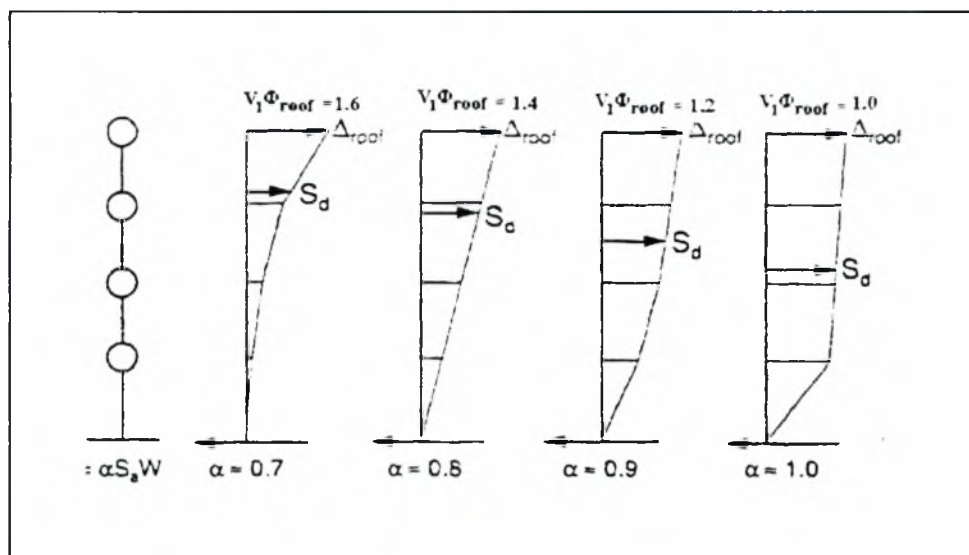
Όλες αυτές οι νέες μη γραμμικές (ανελαστικές) μέθοδοι βασίζονται στη σύγκριση απαίτησης – ικανότητας, οι οποίες καθορίζονται σύμφωνα με τις διατάξεις των κανονισμών για το σχεδιασμό νέων κατασκευών.

Στην κατηγορία αυτή των μη γραμμικών διαδικασιών στατικής ανάλυσης περιλαμβάνονται η Μέθοδος Φασματικής Ικανότητας (Capacity Spectrum Method), η οποία χρησιμοποιεί το σημείο τομής της καμπύλης ικανότητας και ενός μειωμένου φάσματος απόκρισης για την εκτίμηση της μέγιστης μετακίνησης, και η Μέθοδος Συντελεστών Μετακίνησης (Displacement Coefficient Method), η οποία χρησιμοποιεί τη μη γραμμική στατική ανάλυση (pushover analysis) και μια τροποποιημένη εκδοχή της αρχής των ίσων μετακινήσεων για να εκτιμήσει προσεγγιστικά τη μέγιστη μετακίνηση.

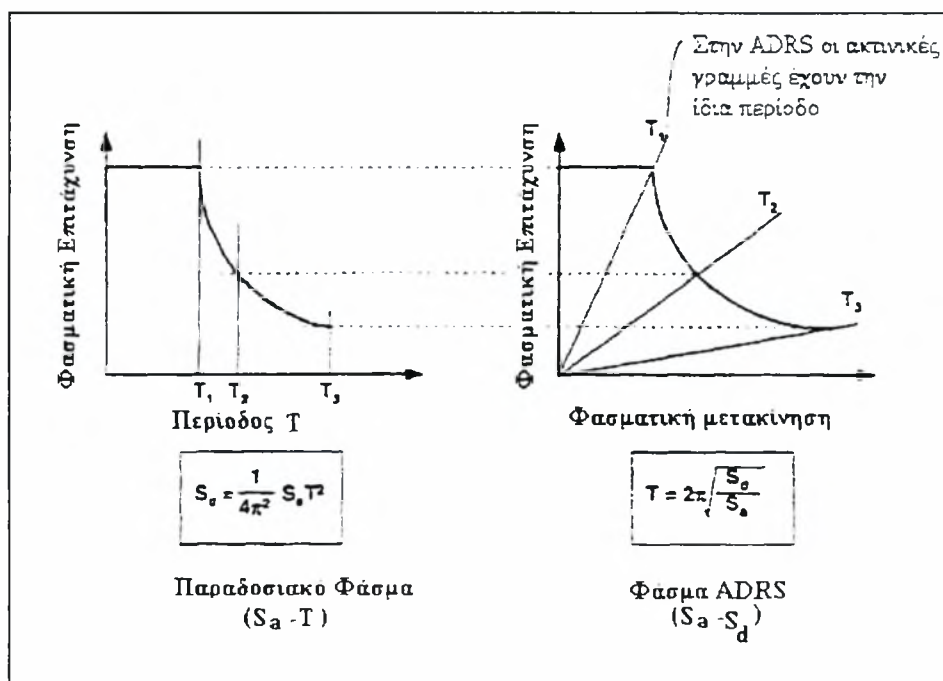
#### 3.1 ΜΕΘΟΔΟΣ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ

Η Μέθοδος Φασματικής Ικανότητας παρουσιάστηκε για πρώτη φορά από τον Freeman [1975] ως μια ευέλικτη και γρήγορη τεχνική αποτίμησης για ένα μεγάλο φάσμα κτιρίων. Σύντομα, πάντως, αποδείχθηκε ότι ήταν ένα χρήσιμο εργαλείο τόσο για το σχεδιασμό νέων κατασκευών όσο και για την αποτίμηση υφιστάμενων. Επίσης, αποτελεί μια απλή διαδικασία για να συσχετισθούν τα διάφορα επίπεδα ζημιών με το πλάτος της κίνησης του εδάφους.

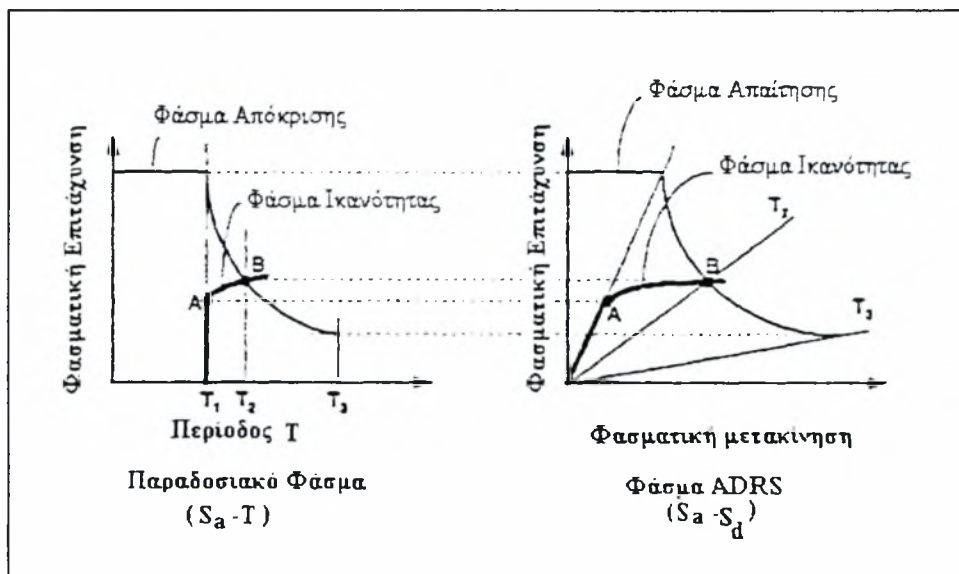
Η μέθοδος συγκρίνει γραφικά την καμπύλη ικανότητας, σε όρους πλευρικής δύναμης ή και μετακίνησης, της κατασκευής με το φάσμα απόκρισης του σεισμού. Η γραφική απεικόνιση μπορεί να γίνει σε μορφή φάσματος ADRS, δηλαδή διαγράμματα φασματικής επιτάχυνσης – φασματικής μετακίνησης, όπου οι περίοδοι αντιπροσωπεύονται από ακτινικές γραμμές. Η παραπάνω διαδικασία συνοψίζεται γραφικά στα Σχήματα 3.1 , 3.2 , 3.3 :



Σχήμα 3.1 : Παράδειγμα συντελεστών συμμετοχής ιδιόμορφων και συντελεστών μάζας



Σχήμα 3.2 : Μετατροπή παραδοσιακού φάσματος ικανότητας σε μορφή ADRS



Σχήμα 3.3 : Μετατροπή παραδοσιακού φάσματος ικανότητας σε μορφή ADRS

Οι τιμές της μετακίνησης και της τέμνουσας βάσης της καμπύλης ικανότητας μετασχηματίζονται για να ενταχθούν στο φάσμα ADRS μέσω του συντελεστή συμμετοχής και του συντελεστή ενεργούς μάζας που καθορίζονται από τα δυναμικά χαρακτηριστικά της θεμελιώδους ιδιομορφής της κατασκευής. Οι απαιτούμενες σχέσεις για τον μετασχηματισμό αυτό είναι οι εξής :

$$V_1 = \frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g}$$

$$\epsilon_1 = \frac{\left[ \sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]^2}{\left[ \sum_{i=1}^N w_i / g \right] \cdot \left[ \sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]}$$

$$S_a = \frac{V / W}{\epsilon_1}$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{\epsilon_1 \cdot \phi_{roof,1}}$$

όπου:

$\mathbf{v}_1$  = συντελεστής συμμετοχής της πρώτης ιδιομορφής (ανάγει τη μετακίνηση από το κέντρο μάζας στην οροφή)

$\mathbf{\varepsilon}_1$  = συντελεστής μάζας για την πρώτη ιδιομορφή.

$\mathbf{w}_i / \mathbf{g}$  = μάζα ορισμένη στο επίπεδο  $i$ .

$\Phi_{i1}$  = μέγεθος της πρώτης ιδιομορφής στο επίπεδο  $i$ .

$\mathbf{N}$  = το ανώτερο επίπεδο της κατασκευής.

$\mathbf{V}$  = τέμνουσα βάσης.

$\mathbf{W}$  = ίδιο βάρος της κατασκευής και πιθανά κινητά φορτία.

$\Delta_{\text{roof}}$  = μετακίνηση οροφής (η τέμνουσα βάσης  $\mathbf{V}$  και η αντίστοιχη μετακίνηση οροφής συνθέτουν την καμπύλη ικανότητας).

$\mathbf{S}_a$  = φασματική επιτάχυνση.

$\mathbf{S}_d$  = φασματική μετακίνηση (η  $\mathbf{S}_a$  και η αντίστοιχη  $\mathbf{S}_d$  που συνθέτουν το φάσμα ικανότητας).

Οι καμπύλες απαίτησης (ή φάσματα απόκρισης) είναι συνήθως υψηλής απόσβεσης έτσι ώστε να προσμετρηθούν οι ανελαστικές παραμορφώσεις που επηρεάζουν την πλαστιμότητα του συστήματος κατά τη διάρκεια του σεισμού (συρρίκνωση ελαστικού φάσματος). Το φάσμα απαίτησης μετατρέπεται από την παραδοσιακή μορφή  $\mathbf{S}_a - T$  σε μορφή ADRS μέσω της σχέσης  $\mathbf{S}_d = g (T/2\pi)^2 \mathbf{S}_a$

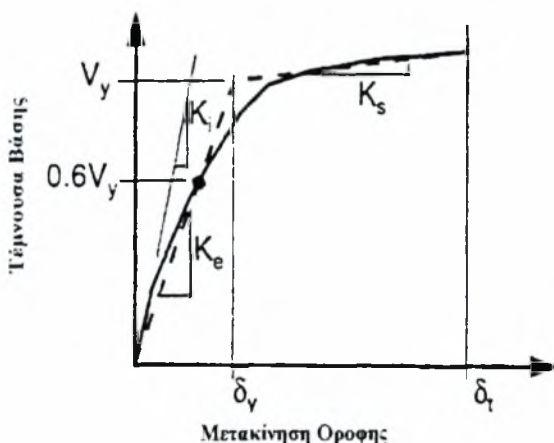
Το πλεονέκτημα της αναπαράστασης της απόκρισης και της ικανότητας σε φάσμα ADRS είναι, ότι η απαίτηση, τόσο σε δύναμη όσο και σε μετακίνηση, αποτυπώνονται σε ένα και μόνο διάγραμμα. Η ποσοτικοποίηση της παραμόρφωσης και της δύναμης απόκρισης είναι πολύτιμη για την εκτίμηση της συμπεριφοράς της κατασκευής. Αν η καμπύλη ικανότητας εκτείνεται πέρα και πάνω από το φάσμα απαίτησης τότε το κτίριο αντέχει στη σεισμική καταπόνηση που του επιβάλλεται. Το σημείο τομής των δυο καμπυλών, το οποίο καλείται αναμενόμενο σημείο επιτελεστικότητας (performance point), συμβολίζει την κατάσταση για την οποία η σεισμική ικανότητα της κατασκευής είναι ίση με τη σεισμική απαίτηση που επιβάλλεται στην κατασκευή από την καθορισμένη κίνηση του εδάφους [7].

### 3.2 ΜΕΘΟΔΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΩΝ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ

Η μέθοδος συντελεστού μετακίνησης προσφέρει μια άμεση αριθμητική προσέγγιση του υπολογισμού της απαίτησης μετακίνησης. Δεν απαιτεί μετατροπή της καμπύλης ικανότητας σε φασματικές συντεταγμένες. Η παρακάτω βήμα προς βήμα διαδικασία προέρχεται από την FEMA 273 (ATC 1996a).

1) Για την κατασκευή της διγραμμικής καμπύλης ικανότητας ακολουθούμε τα παρακάτω βήματα (Σχήμα 3.4):

- Σχεδιάζουμε την μετελαστική ακαμψία  $K_s$  για να απεικονίσουμε τη μέση ακαμψία της κατασκευής.
- Σχεδιάζουμε την ενεργό ελαστική ακαμψία  $K_e$  κατασκευάζοντας μία γραμμή εφαπτομένης που περνά από το σημείο της καμπύλης ικανότητας, που αντιστοιχεί σε τέμνουσα βάσης  $0.6V_y$  (όπου  $V_y$  καθορίζεται από την τομή των ευθειών  $K_e$  και  $K_s$ ).



Σχήμα 3.4 : Διγραμμική απεικόνιση της καμπύλης ικανότητας για την μέθοδο συντελεστού μετακίνησης.

2) Ο υπολογισμός της θεμελιώδους ενεργού περιόδου γίνεται από τη σχέση:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

όπου:

$T_i$  = ελαστική θεμελιώδης περίοδος στην υπόψη διεύθυνση υπολογιζόμενη με ελαστική δυναμική ανάλυση,

$K_i$  = ελαστική πλευρική ακαμψία του κτιρίου στην υπόψη διεύθυνση

$K_e$  = πλευρική ενεργός ακαμψία του κτιρίου στην υπόψη διεύθυνση

3) Υπολογισμός την στοχευόμενης μετακίνησης ( $\delta_t$ ) σύμφωνα με τη σχέση:

$$\delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_a \cdot \frac{T_e^2}{4\pi^2}$$

όπου :

$C_0$  = συντελεστής τροποποίησης που συσχετίζει τη φασματική μετακίνηση και την πιθανή μετακίνηση οροφής του κτιρίου

$C_1$  = συντελεστής τροποποίησης που συσχετίζει τις μέγιστες ανελαστικές μετακινήσεις με τις υπολογιζόμενες μετακινήσεις για γραμμική ελαστική απόκριση

$$C_1 = 1.0 \text{ για } T_e \geq T_0$$

$$C_1 = [1.0 + (R - 1.0) T_0 / T_e] / R \geq 1.0 \text{ για } T_e \leq T_0$$

$$C_1 < 2.0 \text{ για } T_e < 0.1 \text{ sec}$$

$T_0$  = μια χαρακτηριστική περίοδος του φάσματος απόκρισης που συνδέεται με τη μετάβαση από το τμήμα της σταθερής επιτάχυνσης στο τμήμα της σταθερής ταχύτητας του φάσματος.

$R$  = ο λόγος μείωσης της ελαστικής αντοχής

$C_2$  = συντελεστής τροποποίησης που απεικονίζει την επίδραση της υστέρησης στη μέγιστη απόκριση της μετακίνησης

$C_3$  = συντελεστής τροποποίησης που απεικονίζει τις αυξημένες μετακινήσεις που οφείλονται στα φαινόμενα δευτέρας τάξεως

$$C_3 = 1.0 \quad \text{για κτίρια με θετική μετελαστική ακαμψία}$$



$$C_3 = 1 + \frac{|\alpha| \cdot (q-1)^{3/2}}{T_e} \quad \text{για κτίρια με αρνητική μετελαστική ακαμψία}$$

όπου  $\alpha$  : είναι ο λόγος της μετελαστικής ακαμψίας προς την ελαστική

$T_e$  = θεμελιώδης ενεργός περίοδος στην υπόψη διεύθυνση που υπολογίζεται από τη προηγούμενη σχέση

Αριθμός ορόφων	Συντελεστής μετατροπής
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
10+	1.5

**Πίνακας 3.1 :** Τιμές για το συντελεστή μετατροπής  $C_0$

Στάθμη επιτελεσματικότητας	$T = 0.1 \text{ sec}$		$T \geq T_2 \text{ sec}$	
	Φορέας Τύπου 1	Φορέας Τύπου 2	Φορέας Τύπου 1	Φορέας Τύπου 2
Άμεση χρήση (λειτουργικότητα)	1.0	1.0	1.0	1.0
Προστασία ζωής	1.3	1.0	1.1	1.0
Αποφυγή κατάρρευσης	1.5	1.0	1.2	1.0

**Πίνακας 3.2 :** Τιμές για το συντελεστή μετατροπής  $C_2$

## 4. ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

### 4.1 ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ

Ο κύριος σκοπός της δυναμικής ανάλυσης είναι ο υπολογισμός των τάσεων και των μετακινήσεων που αναπτύσσονται σε οποιοδήποτε τύπο δομήματος που καταπονείται με τυχούσα δυναμική φόρτιση. Η δυναμική ανάλυση μπορεί να θεωρηθεί ως επέκταση της Στατικής των κατασκευών, η οποία ασχολείται μόνο με στατικά φορτία, ώστε να υπολογίζεται η απόκριση των κατασκευών υπό την επενέργεια και δυναμικών φορτίων. Μ' αυτή την έννοια, η περίπτωση της στατικής φόρτισης μπορεί να θεωρηθεί ως ειδική περίπτωση της δυναμικής φόρτισης. Ωστόσο, στην ανάλυση των γραμμικών κατασκευών, μας διευκολύνει ο διαχωρισμός μεταξύ δυναμικής και στατικής συνιστώσας της ασκούμενης φόρτισης, ώστε να υπολογίζουμε την απόκριση για κάθε τύπο φορτίου ξεχωριστά και στη συνέχεια να προσθέτουμε (επαλληλίζουμε) τις δυο αποκριτικές συνιστώσες για να βρούμε τη συνολική απόκριση. Όταν χρησιμοποιούνται με τον τρόπο αυτό, η στατική και η δυναμική μέθοδος ανάλυσης έχουν ουσιαστικά διαφορετικό χαρακτήρα.

Κάθε δυναμικό πρόβλημα διαφέρει από το αντίστοιχο στατικό στο ότι η φύση του δυναμικού προβλήματος είναι χρονομεταβλητή. Επειδή το φορτίο και η απόκριση μεταβάλλονται με το χρόνο, είναι φανερό ότι κάθε δυναμικό πρόβλημα δεν έχει μια και μοναδική λύση, όπως ένα πρόβλημα στατικής. Αντίθετα, ο μηχανικός θα πρέπει να βρει μια σειρά λύσεων που θα αντιστοιχούν σε όλες τις χρονικές στιγμές. Έτσι, κάθε δυναμική ανάλυση είναι οπωσδήποτε πιο σύνθετη και απαιτεί πολύ περισσότερο χρόνο από την επίλυση ενός στατικού προβλήματος.

Για τους σκοπούς της παρούσας περιγραφής, ο όρος δυναμικός μπορεί να οριστεί απλά ως μεταβλητός με το χρόνο. Έτσι, δυναμικό φορτίο είναι κάθε φορτίο του οποίου το μέτρο, η διεύθυνση και η θέση μεταβάλλονται συναρτήσει του χρόνου. Επίσης, η απόκριση της κατασκευής σε κάθε δυναμικό φορτίο, δηλαδή οι τάσεις και οι μετακινήσεις που αναπτύσσονται σε κάθε σημείο του δομήματος είναι χρονομεταβλητές (ή 'δυναμικές').

Γενικώς, η απόκριση της κατασκευής για οποιαδήποτε δυναμική φόρτιση εκφράζεται βασικά με τις μετακινήσεις (displacements) του δομήματος. Έτσι, κάθε ανάλυση οδηγείται άμεσα σε χρονοιστορικά (time-history) των μετακινήσεων που αντιστοιχούν στο προκαθορισμένο φορτιστικό ιστορικό. Άλλα σχετικά μεγέθη απόκρισης, όπως τάσεις, τροπές, εσωτερικές δυνάμεις κ.λ.π., συνήθως υπολογίζονται σε μια δεύτερη φάση, με βάση τις μετακινήσεις που ήδη βρέθηκαν.

Οι εξισώσεις ισορροπίας που διέπουν τη γραμμική δυναμική απόκριση ενός συστήματος πεπερασμένων στοιχείων είναι:

$$[M][\ddot{U}] + [C][\dot{U}] + [K][U] = [R] \quad (4.1)$$

όπου  $[M]$ ,  $[C]$  και  $[K]$  είναι αντίστοιχα τα μητρώα μάζας, απόσβεσης και ακαμψίας,  $[R]$  είναι το διάνυσμα εξωτερικής φόρτισης και  $[U]$ ,  $[\dot{U}]$ ,  $[\ddot{U}]$  είναι αντίστοιχα τα διανύσματα μετατόπισης, ταχύτητας και επιτάχυνσης του συστήματος των πεπερασμένων στοιχείων. Πρέπει να σημειωθεί ότι η σχέση (4.1) έχει προκύψει από στατική θεώρηση στη χρονική στιγμή  $t$ , δηλαδή η (4.1) μπορεί να γραφεί:

$$[F_I(t)] + [F_D(t)] + [F_E(t)] = [R(t)] \quad (4.2)$$

όπου  $[F_I(t)]$  είναι οι αδρανειακές δυνάμεις,  $[F_I(t)] = [M] [\ddot{U}]$ ,  $[F_D(t)]$  είναι οι δυνάμεις απόσβεσης,  $[F_D(t)] = [C] [\dot{U}]$ , και  $[F_E(t)]$  είναι οι ελαστικές δυνάμεις  $[F_E(t)] = [K] [U]$ . Όλες οι παραπάνω δυνάμεις είναι χρονικά εξαρτώμενες. Επομένως, στη δυναμική ανάλυση, θεωρούμε κατ' αρχάς στατική ισορροπία στη χρονική στιγμή  $t$ , που περιλαμβάνει την επιρροή των αδρανειακών δυνάμεων που εξαρτώνται από τις επιταχύνσεις και των δυνάμεων απόσβεσης που εξαρτώνται από τις ταχύτητες. Αντίστροφα, στη στατική ανάλυση θεωρούνται οι εξισώσεις κίνησης που περιγράφονται από τη σχέση (4.1), αμελώντας όμως την επιρροή των αδρανειακών δυνάμεων και των δυνάμεων απόσβεσης.

Μαθηματικώς, η (4.1) αντιπροσωπεύει ένα σύστημα γραμμικών διαφορικών εξισώσεων δευτέρας τάξης η επίλυση των οποίων μπορεί να προκύψει από τυποποιημένες διαδικασίες για την επίλυση διαφορικών εξισώσεων με σταθερούς συντελεστές. Οι διαδικασίες που θεωρούμε χωρίζονται σε δυο μεθόδους επίλυσης: στην απ' ευθείας ολοκλήρωση (direct integration) και στην επαλληλία των ιδιομορφών (mode

superposition). Η μέθοδος όμως της επαλληλίας των ιδιομορφών από την φύση της μπορεί να χρησιμοποιηθεί μόνο σε προβλήματα όπου ισχύει η θεωρία της ελαστικότητας, ενώ η απευθείας ολοκλήρωση δεν έχει αυτόν τον περιορισμό. Έτσι, στην εργασία αυτή, όπου οι αναλύσεις μας είναι μη γραμμικές θα χρησιμοποιήσουμε την μέθοδο της απ' ευθείας ολοκλήρωσης.

## 4.2 ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΟ ΕΛΑΣΤΟΠΛΑΣΤΙΚΟ ΜΗΤΡΩΟ ΑΚΑΜΨΙΑΣ

Για τον υπολογισμό του εφαπτομενικού μητρώου ακαμψίας το πρόγραμμα SAP2000, με τη βοήθεια του οποίου θα πραγματοποιηθούν όλες οι αναλύσεις της εργασίας, χρησιμοποιεί το μοντέλο της συγκεντρωμένης πλαστικότητας (concentrated plasticity). Σύμφωνα με αυτή την προσέγγιση, η πλαστικότητα θεωρείται συγκεντρωμένη στα άκρα των ράβδων του διακριτοποιημένου φορέα. Αυτό συνεπάγεται ότι κατά τη διακριτοποίηση, πρέπει να προβλεφθούν κόμβοι στις πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων. Σύμφωνα με τη θεώρηση αυτή, εάν σε κάποιο άκρο της ράβδου, ικανοποιείται ένα κριτήριο διαρροής εκφρασμένο σε συνάρτηση των εσωτερικών δυνάμεων στο άκρο της ράβδου, τότε στο άκρο αυτό εμφανίζεται πλαστικός κόμβος (plastic node method) και το μητρώο ακαμψίας ράβδου τροποποιείται. Στη θέση του παλιού μητρώου εισάγεται το εφαπτομενικό που δίδεται από την παρακάτω σχέση:

$$K_{ep} = K_e - K_e \Phi \{ \Phi^T K_e \Phi \}^{-1} \Phi^T K_e$$

όπου  $K_{ep}$  το εφαπτομενικό ελαστοπλαστικό μητρώο ακαμψίας,  $K_e$  το ελαστικό μητρώο ακαμψίας και  $\Phi$  το κάθετο διάνυσμα στην επιφάνεια διαρροής.

Στη γενική περίπτωση, οι επιφάνειες διαρροής υπολογίζονται συναρτήσει όλων των εντατικών μεγεθών, συνήθως όμως χρησιμοποιούνται απλοποιημένα κριτήρια διαρροής συναρτήσει μόνο της αξονικής δύναμης και των ροπών. Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκε το απλοποιημένο κριτήριο διαρροής:

$$M = M_p$$

όπου  $M_p$  είναι η πλαστική ροπή της διατομής για δεδομένο επίπεδο αξονικής έντασης. Ο υπολογισμός αυτός της  $M_p$  για δεδομένη αξονική δύναμη έγινε στην παρούσα εργασία με το πρόγραμμα FAGUS.

### 4.3 ΑΠ' ΕΥΘΕΙΑΣ ΟΛΟΚΛΗΡΩΣΗ (DIRECT INTEGRATION)

Στην απ' ευθείας ολοκλήρωση οι εξισώσεις (4.1) ολοκληρώνονται χρησιμοποιώντας μια αριθμητική βήμα προς βήμα διαδικασία. Ο όρος 'απ' ευθείας' σημαίνει ότι πριν από την αριθμητική ολοκλήρωση, δεν γίνεται κανένας μετασχηματισμός των εξισώσεων σε διαφορετική μορφή. Στην ουσία, η απ' ευθείας αριθμητική ολοκλήρωση βασίζεται σε δυο ιδέες. Η πρώτη ιδέα είναι ότι αντί να επιχειρηθεί η ικανοποίηση της (4.1) σε οποιαδήποτε χρονική στιγμή  $t$ , επιδιώκεται η ικανοποίηση της σε διακεκριμένα χρονικά διαστήματα  $\Delta t$  ξεχωριστά. Αυτό σημαίνει ότι, βασικά, αναζητείται σε διακεκριμένα χρονικά σημεία μέσα στο διάστημα της λύσης, (στατική) ισορροπία, που περιλαμβάνει την επιρροή των δυνάμεων αδρανείας και απόσβεσης. Έτσι φαίνεται ότι όλες οι τεχνικές επίλυσης που χρησιμοποιούνται στη στατική ανάλυση μπορούν πιθανώς να χρησιμοποιηθούν αποτελεσματικά και στην απ' ευθείας ολοκλήρωση. Η δεύτερη ιδέα είναι ότι η μεταβολή των μετατοπίσεων, ταχυτήτων και επιταχύνσεων μέσα σε κάθε χρονικό διάστημα  $\Delta t$  λαμβάνεται σαν υπόθεση. Όπως θα φανεί και παρακάτω, αυτή η μορφή της υπόθεσης για τη μεταβολή των μετατοπίσεων, ταχυτήτων και επιταχύνσεων μέσα σε κάθε χρονικό διάστημα είναι που προσδιορίζει την ακρίβεια και την ευστάθεια της διαδικασίας επίλυσης.

Στα επόμενα, υποτίθεται ότι τα διανύσματα της μετατόπισης, της ταχύτητας και της επιτάχυνσης στη χρονική στιγμή  $0$ , που συμβολίζονται με  $[U]$ ,  $[\dot{U}]$ ,  $[\ddot{U}]$  αντίστοιχα, είναι γνωστά και αναζητείται η λύση της (4.1) από το χρόνο  $0$  ως το χρόνο  $T$ . Στη λύση το θεωρούμενο χρονικό διάστημα  $T$ , υποδιαιρείται σε  $n$  χρονικά διαστήματα  $\Delta t$  (δηλαδή είναι  $\Delta t = T/n$ ), και η χρησιμοποιούμενη τεχνική ολοκλήρωσης δίνει μια προσεγγιστική λύση στις χρονικές στιγμές  $0, \Delta t, 2\Delta t, \dots, t, t + \Delta t, \dots, T$ . Επειδή ένας αλγόριθμος υπολογίζει τη λύση στις επόμενες ζητούμενες χρονικές στιγμές από τις λύσεις στις προηγούμενες θεωρούμενες χρονικές στιγμές παράγουμε τους αλγόριθμους υποθέτοντας ότι οι λύσεις στις χρονικές στιγμές  $0, \Delta t, 2\Delta t, \dots, t$  είναι γνώστες και ότι ζητείται στη συνέχεια η λύση τη χρονική στιγμή  $t + \Delta t$ . Οι υπολογισμοί που γίνονται για να προκύψει η λύση στη χρονική στιγμή  $t + \Delta t$  είναι οι ίδιοι που χρειάζονται για να υπολογιστεί η λύση σε χρόνο  $\Delta t$  αργότερα από το μέχρι τώρα θεωρούμενο, και έτσι σχηματίζεται ο γενικός αλγόριθμος που μπορεί να χρησιμοποιηθεί για να υπολογισθεί η λύση σε όλα τα διακεκριμένα χρονικά σημεία [5].



## 4.4 ΜΕΘΟΔΟΙ ΧΡΟΝΙΚΗΣ ΟΛΟΚΛΗΡΩΣΗΣ

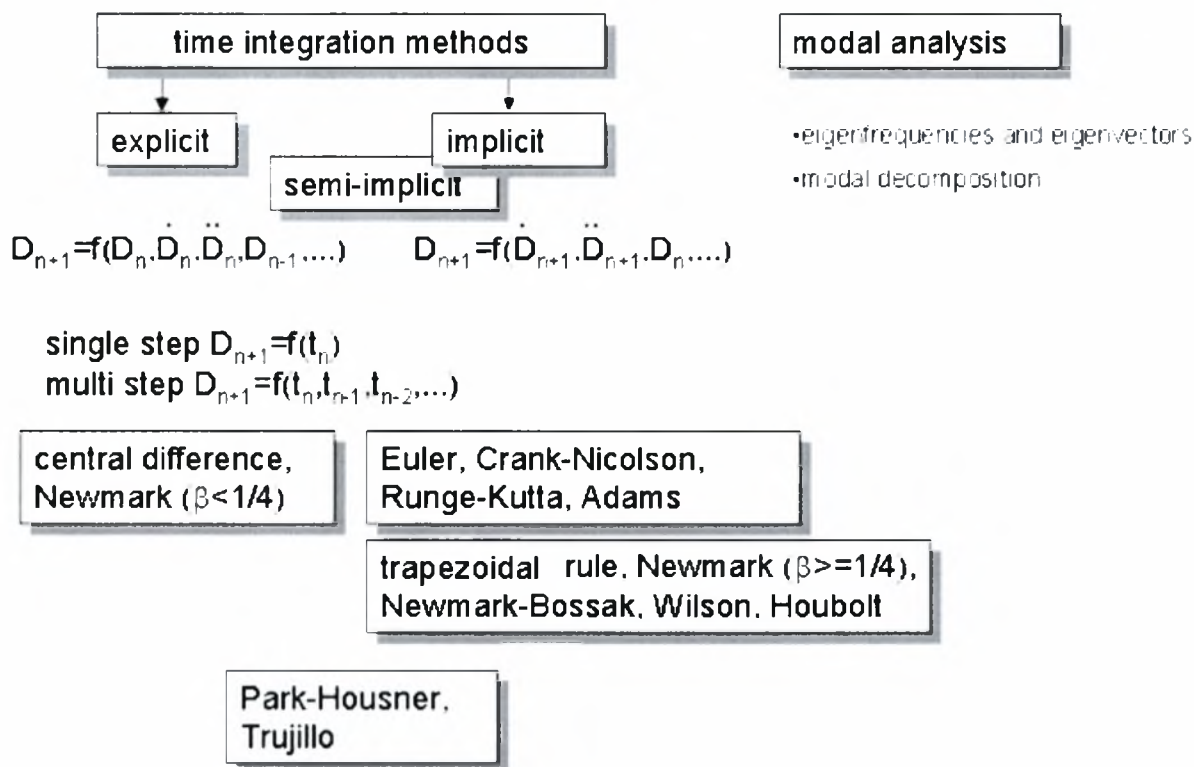
### (TIME INTEGRATION METHODS)

#### 4.4.1 Γενικά

Οι μέθοδοι χρονικής ολοκλήρωσης για αρκετά χρόνια ερευνήθηκαν εντατικά. Στις εκατοντάδες των δημοσιεύσεων και οι νέες μέθοδοι και οι ιδιότητές τους περιγράφηκαν ευρέως. Δυστυχώς σήμερα στην εφαρμοσμένη μηχανική μόνο λίγοι από αυτές είναι σε κανονική χρήση. Συνήθως η επιλογή γίνεται λαμβάνοντας υπόψη την ευχρηστία των μεθόδων παρά την ποιότητα των αποτελεσμάτων που αυτές δίνουν. Η μέθοδος Newmark και η μέθοδος κεντρικών διαφορών υιοθετούνται σχεδόν στο σύνολο των δυναμικών προβλημάτων ανάλυσης στα δομικά έργα. Η απλότητα είναι ένα μεγάλο πλεονέκτημα αυτών των μεθόδων. Παρόλ' αυτά υπάρχουν εναλλακτικές μέθοδοι χρονικής ολοκλήρωσης που δεν είναι περισσότερο πολύπλοκες και εκτός του ότι επιτρέπουν στο χρήστη ένα ευρύ φάσμα από χρήσιμες ιδιότητες και επιλογές δίνουν και πιο ακριβή αποτελέσματα.

Πιο συγκεκριμένα υπάρχουν οι άμεσες (explicit), οι έμμεσες (implicit) και οι ημι-έμμεσες (semi-implicit) μέθοδοι χρονικής ολοκλήρωσης. Οι σημαντικότερες από αυτές, που εφαρμόζονται στη δυναμική των κατασκευών, απεικονίζονται διαγραμματικά στο Σχήμα 4.1 :

Η επιλογή της καταλληλότερης μεθόδου, εξαρτάται από το πρόβλημα στο οποίο πρόκειται να λυθεί. Η αύξηση της πυκνότητας της γεωμετρικής διακριτοποίησης μειώνει το σφάλμα προσέγγισης και αυξάνει έντονα τον υπολογιστικό χρόνο, λόγω της αύξησης του συνολικού αριθμού των βαθμών ελευθερίας και της μείωσης του χρονικού βήματος που επιβάλλεται από το κριτήριο της ευστάθειας. Παρόλ' αυτά η εμπειρία στην πρακτική χρήση των μεθόδων χρονικής ολοκλήρωσης είναι μικρή. Μερικές μόνο ιδιότητες των μεθόδων περιγράφονται στην βιβλιογραφία. Έτσι, η μέθοδος Wilson οδηγεί σε μεγάλη απόσβεση στις χαμηλότερες ιδιομορφές και απαιτεί ένα χρονικό βήμα μικρότερο από αυτό που απαιτείται για να επιτευχθεί η επιθυμητή ακρίβεια. Η μέθοδος Houbolt οδηγεί σε ακόμη μεγαλύτερη απόσβεση από τη μέθοδο Wilson. Δεν έχει καμία παράμετρο για να ελέγξει αυτήν την αστάθεια στις χαμηλότερες ιδιομορφές, ενώ η απόσβεση ελέγχεται στην πράξη από το μέγεθος των χρονικών βημάτων [12] .



Σχήμα 4.1 : Μέθοδοι χρονικής ολοκλήρωσης

Η καλύτερη μέθοδος χρονικής ολοκλήρωσης πρέπει να έχει τα ακόλουθα χαρακτηριστικά γνωρίσματα:

- πρέπει να είναι άνευ περιορισμών σταθερή,
- πρέπει να ελέγχει το σφάλμα της αριθμητικής ανάλυσης από μια παράμετρο. Θα πρέπει να υπάρχει δηλαδή μια κατάσταση (π.χ. σε ένα συγκεκριμένο πεδίο τιμών της παραμέτρου) στην οποία το σφάλμα της αριθμητικής ανάλυσης να είναι αμελητέο,
- το σφάλμα της αριθμητικής ανάλυσης πρέπει να επηρεάζει τις υψηλότερες ιδιομορφές, ενώ στις μικρότερες δεν θα έχει καμία επιρροή,
- τα βήματα της αριθμητικής ανάλυσης πρέπει να είναι λιγότερα, συγκρίνοντας με τις άμεσες μεθόδους.



Άλλα σημαντικά γνωρίσματα που πρέπει να έχει μια επαρκής μέθοδος χρονικής ολοκλήρωσης που αφορούν κυρίως την εφαρμογή της :

- υπολογιστικό κόστος,
- ακρίβεια,
- σταθερότητα,
- απόσβεση των υψηλών και χαμηλών συχνοτήτων,

Παρακάτω αναλύουμε τις ακόλουθες μεθόδους:

- ❖ έμμεσες μέθοδοι (implicit methods): Newmark, Bossak, Hilber-Hughes-Taylor,

Αν και οι συγκεκριμένες μέθοδοι εφαρμόζονται ευρέως στη δυναμική των κατασκευών, ποιοτική πρόοδος δεν έχει γίνει για αρκετό χρονικό διάστημα.

Στην παράγραφο 5.6.4 της παρούσας διπλωματικής γίνεται αναφορά στην επιλογή της μεθόδου για τις μη γραμμικές δυναμικές επιλύσεις που εφαρμόστηκαν καθώς και στα κριτήρια αυτής της επιλογής έπειτα από έρευνα.

#### **4.4.2 Η Μέθοδος Newmark**

Η μέθοδος Newmark είναι η πιο γνωστή και η ευρύτερα χρησιμοποιούμενη στην πανεπιστημιακή κοινότητα. Η δυναμική ισορροπία αποκαθίσταται στο χρονικό βήμα  $t_{i+1}$ . Οι τρεις εξισώσεις που ακολουθούν επιτρέπουν τον υπολογισμό του διάνυσματος των μετατοπίσεων με την επίλυση του συστήματος των εξισώσεων. Συμπληρωματικοί υπολογισμοί πραγματοποιούνται για να καθορίσουν το διάνυσμα της ταχύτητας και της επιτάχυνσης.

$$u_{n+1} = u_n + hv_n + h^2(1/2 - \beta)a_n + h^2\beta \cdot a_{n+1}$$

$$v_{n+1} = v_n + h(1 - \gamma)a_n + h\gamma \cdot a_{n+1}$$

$$Ma_{n+1} + Cv_{n+1} + Ku_{n+1} = F_{n+1}$$

Στην περίπτωση όπου  $\gamma = 1/2$  και  $\beta \geq 1/4$  έχουμε άνευ όρων σταθερή επίλυση. Η μέγιστη αριθμητική απόσβεση στις υψηλότερες συχνότητες επιτυγχάνεται για :

$$\beta = 1/4 (\gamma + 1/2)^2 \text{ με } \gamma > 1/2$$

#### 4.4.3 Η Μέθοδος Bossak

Η μέθοδος Bossak είναι η επέκταση της μεθόδου Newmark. Η επιτάχυνση  $a$  λαμβάνεται πριν από το  $t_{i+1}$ . Η μέθοδος μπορεί επιτυχώς να αντικαταστήσει τη μέθοδο Newmark σε όλες τις περιπτώσεις.

Οι εξισώσεις που την περιγράφουν :

$$u_{n+1} = u_n + hv_n + h^2\left(\frac{1}{2} - \beta\right)a_n + h^2\beta \cdot a_{n+1}$$

$$v_{n+1} = v_n + h(1 - \gamma)a_n + h\gamma \cdot a_{n+1}$$

$$M(1 - \alpha_B)a_{n+1} + Ma_B a_n + Cv_{n+1} + Ku_{n+1} = F_{n+1}$$

Στην περίπτωση όπου  $\alpha_B = 0$  έχουμε την μέθοδο Newmark.

Οι συνθήκες ευστάθειας εξασφαλίζονται για τις ακόλουθες τιμές των συντελεστών:

$$\alpha_B \leq 1/2 \quad \beta_B \geq \gamma_B/2 \geq 1/4 \quad \alpha_B + \gamma_B \geq 1/4$$

#### 4.4.4 Η Μέθοδος Hilber-Hughes-Taylor

Οι ελαστικές δυνάμεις λαμβάνονται εδώ μεταξύ του  $t_{n+1}$  και του  $t_n$  (η παράμετρος  $a_H$  είναι αρνητική στην αρχική δημοσίευση), δηλαδή στο  $t_n + a_H h$ . Στην περίπτωση όπου  $a_H = 0$  έχουμε τη μέθοδο Newmark.

Οι συντάκτες αυτής της μεθόδου δεν δίνουν το εύρος εφαρμογής της σε σχέση με τις παραμέτρους  $a_H$ ,  $\beta$  και  $\gamma$  της επιρροής τους στην ευστάθεια της επίλυσης. Η αλλαγή των παραμέτρων πρέπει να γίνεται με προσοχή. Η μέθοδος μπορεί να θεωρηθεί ως εναλλακτική λύση της μεθόδου Bossak. Εντούτοις, δεδομένου ότι οι πιθανές δυνάμεις δεν είναι σαφώς καθορισμένες, οι εφαρμογές στα μη γραμμικά προβλήματα πρέπει να ερευνηθούν.

Οι εξισώσεις που περιγράφουν την μέθοδο Hilber-Hughes-Taylor είναι:

$$u_{n+1} = u_n + h v_n + h^2 \left( \frac{1}{2} - \beta \right) a_n + h^2 \beta \cdot a_{n+1}$$

$$v_{n+1} = v_n + h(1 - \gamma) a_n + h \gamma \cdot a_{n+1}$$

$$M a_{n+1} + C v_{n+1} + (1 + a_H) K u_{n+1} - a_H K u_n = F_{n+1}$$

## ***4.5 Η ΜΕΘΟΔΟΣ ΤΗΣ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ (INCREMENTAL DYNAMIC ANALYSIS)***

### ***4.5.1 Περιγραφή της μεθόδου***

Η Μη Γραμμική Δυναμική Ανάλυση είναι μια παραμετρική μέθοδος ανάλυσης η οποία έχει πρόσφατα αναπτυχθεί με σκοπό τον ακριβή υπολογισμό της απόκρισης των κατασκευών υπό σεισμικά φορτία. Σε αυτήν, ένα υπολογιστικό προσομοίωμα μιας κατασκευής υποβάλλεται σε μια ή περισσότερες καταγραφές εδαφικών μετακινήσεων, κάθε μια κλιμακωμένη σε πολλαπλά επίπεδα έντασης, και παράγονται καμπύλες μεταβλητών απόκρισης σε συνάρτηση με το επίπεδο έντασης. Για το σκοπό αυτό καταγράφεται για κάθε επιταχυνσιογράφημα μέσω του φάσματός του η επιτάχυνση (σεισμική διέγερση) που αντιστοιχεί στη πρώτη και θεμελιώδη ιδιομορφή της κατασκευής και μετατρέπεται σε ποσοστό της επιτάχυνσης της βαρύτητας (g). Στη συνέχεια, για κάθε κλιμάκωση της σεισμικής διέγερσης (σε g) διενεργούνται ανελαστικές δυναμικές αναλύσεις με χρονιοστορία (time history) και υπολογίζεται η μέγιστη απόλυτη μετακίνηση της κατασκευής. Έτσι, για κάθε επιταχυνσιογράφημα μορφώνεται η καμπύλη (IDA) που περιγράφει την συνάρτηση των μέγιστων μετακινήσεων οροφής της κατασκευής σε σχέση με την κλιμακούμενη σεισμική επιτάχυνση (g).

### ***4.5.2 Στατιστική επεξεργασία των καμπυλών IDA***

Για την στατιστική επεξεργασία των καμπυλών IDA χρησιμοποιούνται οι έννοιες της διαμέσου, των εκατοστημορίων και του αριθμητικού μέσου.

#### 4.5.2.1 Η διάμεσος

Η διάμεσος ( $\tilde{X}$ ) μιας σειράς τιμών της μεταβλητής  $X$  αντιστοιχεί στην κεντρική τιμή της σειράς, την οποία διαχωρίζει σε δυο μέρη έτσι ώστε το 50% των τιμών της μεταβλητής να βρίσκεται πάνω από την διάμεσο και το 50% κάτω από αυτή. Για την εύρεση της διαμέσου διατάσσουμε τις τιμές της μεταβλητής κατά αύξουσα ή κατά φθίνουσα τάξη. Αν το πλήθος των παρατηρήσεων είναι περιττό, η διάμεσος συμπίπτει με τον μοναδικό κεντρικό όρο της σειράς. Αν το πλήθος των παρατηρήσεων είναι άρτιο, η διάμεσος αντιστοιχεί στο ημιάθροισμα των δύο κεντρικών όρων της κατανομής.

Γενικά η τιμή της διαμέσου ισούται με τον κεντρικό όρο της σειράς (είτε αυτός είναι υπαρκτός (περιττό πλήθος), είτε αυτός προκύπτει από το ημιάθροισμα των δύο κεντρικών όρων (άρτιο πλήθος)), ο οποίος προσδιορίζεται από τον τύπο  $\tilde{X} = \frac{n+1}{2}$ , όπου το  $n$  παριστάνει το πλήθος των όρων της σειράς. Ο τύπος αυτός μας δίνει ουσιαστικά την θέση του όρου αυτού στη σειρά των μεταβλητών.

Για παράδειγμα, η διάμεσος της σειράς 3, 4, 6, 9, 15, 20, 27 (περιττό πλήθος τιμών) είναι 9, ενώ η διάμεσος της σειράς 100, 110, 125, 135, 160, 500 (άρτιο πλήθος τιμών) είναι  $(125 + 135) / 2 = 130$ .

Για τον υπολογισμό της διαμέσου δεν χρησιμοποιούνται όλες οι παρατηρήσεις της σειράς. Το χαρακτηριστικό αυτό είναι και πλεονέκτημα και μειονέκτημα. Πλεονέκτημα διότι στις περιπτώσεις που τα δεδομένα της σειράς εμφανίζουν έντονη ασυμμετρία (με την εμφάνιση ακραίων τιμών) η διάμεσος, ως παράμετρος μέτρησης της κεντρικής τάσης, είναι περισσότερο αντιπροσωπευτική από ότι είναι ο μέσος αριθμητικός. Από την άλλη μεριά, η μη χρησιμοποίηση όλων των παρατηρήσεων συνεπάγεται απώλεια των πληροφοριών, γεγονός που καθιστά μη επαρκή την εκτίμηση της κεντρικής τάσης.

Στο κεφάλαιο 5.8 γίνεται ο υπολογισμός της διαμέσου των καμπυλών IDA που μορφώθηκαν από τα αποτελέσματα των μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων.

#### 4.5.2.2 Τα εκατοστημόρια

Τα σημαντικότερα μέτρα που δείχνουν τη θέση που κατέχουν οι μονάδες του πλήθους μιας κατανομής σε σχέση με το σύνολο είναι τα τεταρτημόρια, τα δεκατημόρια, και τα εκατοστημόρια. Τα μέτρα αυτά διαιρούν αντίστοιχα τα δεδομένα σε τέσσερα, σε δέκα και σε εκατό ίσα μέρη. Για τον εντοπισμό των μέτρων αυτών διατάσσουμε τα δεδομένα κατά αύξουσα τάξη και στη συνέχεια διαιρούμε την σειρά των παρατηρήσεων σε 4, 10 ή 100 ίσα μέρη. Για παράδειγμα το πρώτο τεταρτημόριο είναι η τιμή εκείνη της μεταβλητής μέχρι την οποία βρίσκεται το 25% του συνολικού αριθμού των συχνοτήτων και πάνω από την οποία βρίσκεται το 75%.

Στην παρούσα εργασία η στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων θα γίνει με την χρήση των εκατοστημορίων. Τα εκατοστημόρια αριθμούνται από το ένα έως το εκατό και η τιμή τους δίνει το ποσοστό των μονάδων της κατανομής που οι τιμές τους είναι μικρότερες από την τιμή αυτή. Έτσι αν η μετακίνηση οροφής μιας κατασκευής σε σχέση με το σύνολο των μετακινήσεων (αποτελέσματα ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης σε κάθε σεισμό) αντιστοιχεί στο 15<sup>ο</sup> εκατοστημόριο, αυτό σημαίνει ότι το 15% των μετακινήσεων έχουν χαμηλότερη τιμή από αυτή ενώ το 85% υψηλότερη (§ 5.8).

#### 4.5.2.3 Ο μέσος αριθμητικός

Ο μέσος αριθμητικός μιας σειράς τιμών μιας μεταβλητής αντιστοιχεί στον μέσο όρο των τιμών της σειράς, και εκφράζει κατά τον πλέον αξιόπιστο τρόπο την κεντρικότητα της κατανομής όταν αυτή είναι συμμετρική. Στην περίπτωση βέβαια μη συμμετρικής κατανομής προτιμάται η μέθοδος της διαμέσου.

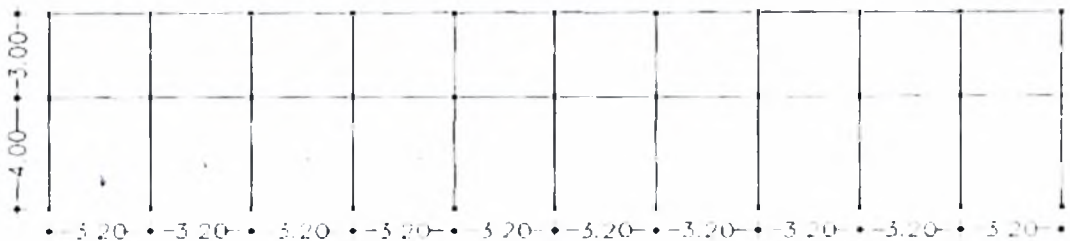
Στο κεφάλαιο 5.8 προσδιορίζουμε την κεντρικότητα της κατανομής των αποτελεσμάτων της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης και με τις δύο μεθόδους (οι οποίες δεν έχουν μεγάλη διαφορά), τελικά όμως παρατηρούμε κυρίως την διάμεσο, διότι τα αποτελέσματά μας είναι μη συμμετρικής κατανομής.

## 5. ΕΦΑΡΜΟΓΗ

### 5.1 ΤΕΧΝΙΚΗ ΈΚΘΕΣΗ – ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

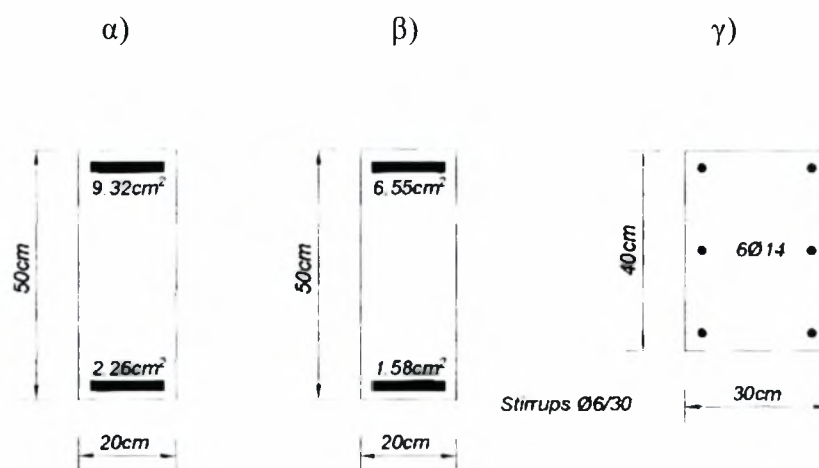
#### 5.1.1 Γεωμετρία, Οπλισμοί

Η κατασκευή που αναλύεται έχει κατασκευαστεί από σκυρόδεμα το 1968 στη Θεσσαλονίκη. Λόγω της απλότητας του δομικού συστήματος, η ανάλυση μπορεί να γίνει χρησιμοποιώντας το ισοδύναμο πλαίσιο που παρουσιάζεται στο Σχήμα 5.1.



Σχήμα 5.1 : Γεωμετρία της κατασκευής

Οι διατομές των δοκών και των υποστυλωμάτων παρουσιάζονται στο Σχήμα 5.2. Η ποιότητα χάλυβα βρέθηκε να είναι ισοδύναμη με S220 και η ποιότητα του σκυροδέματος βρέθηκε να είναι ισοδύναμη με C12.



Σχήμα 5.2 : α) δοκός 1<sup>ου</sup> ορόφου , β) δοκός 2<sup>ου</sup> ορόφου , γ) υποστρώματα

### 5.1.2 Κατανομές μαζών:

- **Μόνιμα φορτία:** Συγκεντρωμένο σε κάθε κόμβο: 30 KN  
Κατανεμημένο: 31.72 KN/m
- **Κινητά φορτία:** Συγκεντρωμένο σε κάθε κόμβο: 6 KN  
Κατανεμημένο: 19.94 KN/m

Τα παραπάνω φορτία είναι τα ίδια για τους δύο ορόφους και εφαρμόζονται ομοίως για κάθε έναν απ' αυτούς. Έτσι για κάθε όροφο τα συνολικά φορτία είναι:

$$\text{Μόνιμα : } (11 \times 30) + (31.72 \times 32) = 1345 \text{ KN}$$

$$\text{Κινητά : } (11 \times 6) + (19.94 \times 32) = 704 \text{ KN}$$

Ο συντελεστής συμμετοχής για τα κινητά φορτία στο σεισμικό συνδυασμό είναι ίσος με 0,3. Οπότε το συνολικό κατακόρυφο φορτίο που συμμετέχει στο σεισμικό συνδυασμό είναι ίσο με  $(2 \times 1345) + (2 \times 704 \times 0.3) = 3112 \text{ KN}$ .



### 5.1.3 Πλαστικές Ροπές Αντοχής

Ροπές πλαστικοποίησης για τις δοκούς:

1<sup>ος</sup> όροφος:  $M(+)$  = 19.47 KN/m ,  $M(-)$  = -75.50 KN/m

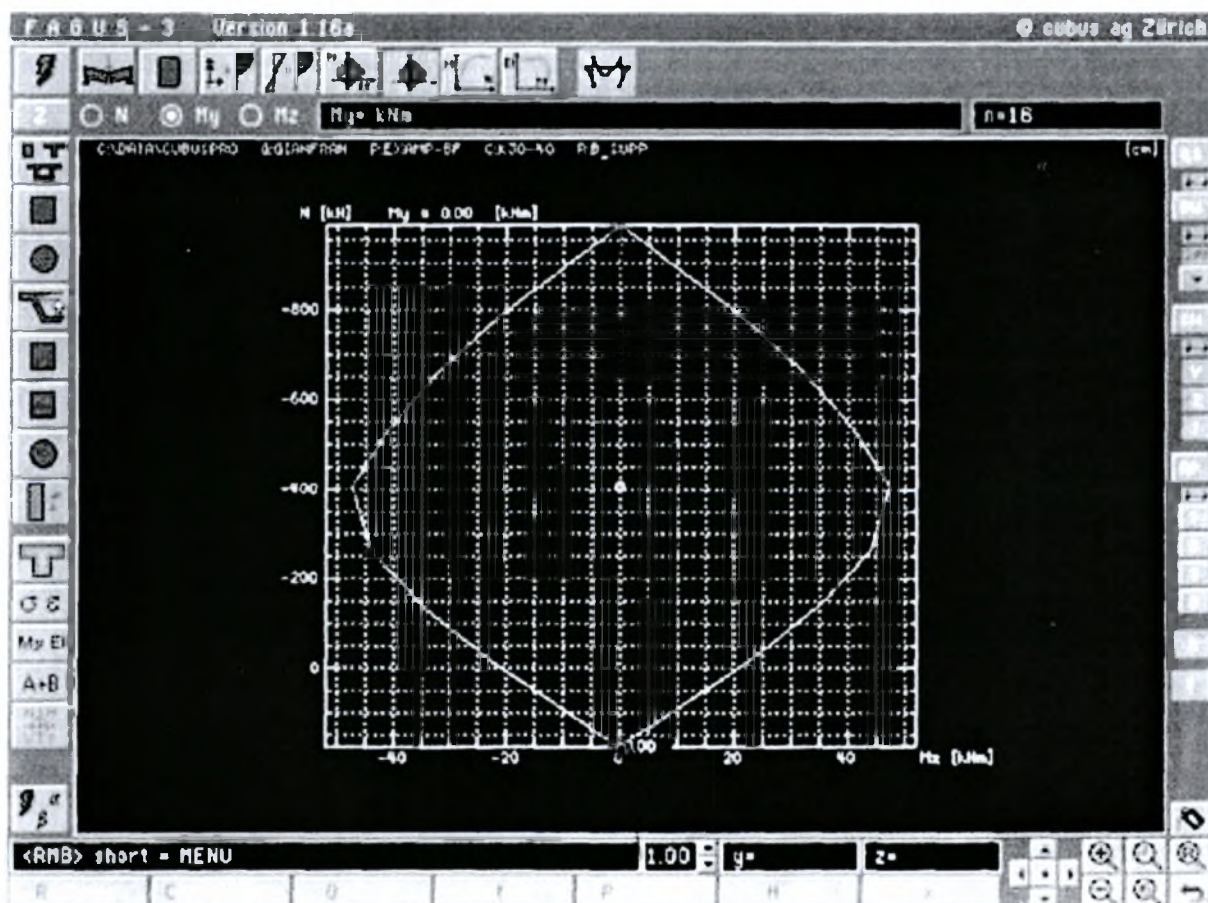
2<sup>ος</sup> όροφος:  $M(+)$  = 13.73 KN/m ,  $M(-)$  = -54.53 KN/m

Κριτήρια διαρροής υποστυλωμάτων συναρτήσει της αξονικής δύναμης και των ροπών (αλληλεπίδραση M-N):

$N$  = -986 KN

$M(+/-)$  = 20.83 KN/m

Οι τιμές αυτές φαίνονται στο διάγραμμα αλληλεπίδρασης που μας έδωσε το πρόγραμμα FAGUS 3 της CUBUS :



Σχήμα 5.3 : Interaction M-N rules for columns

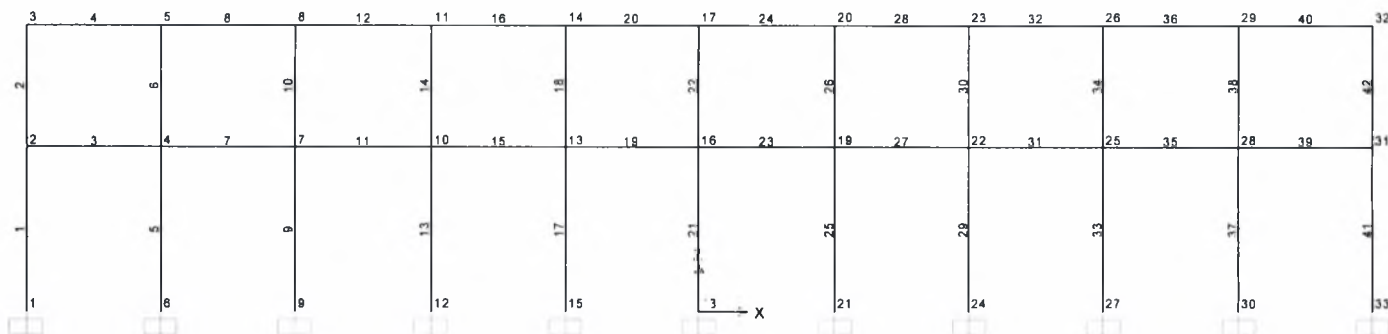
## 5.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

### 5.2.1 Γεωμετρία

Η προσομοίωση της κατασκευής καθώς και όλες οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν με το πρόγραμμα SAP2000 έκδοση 8.3.3 της εταιρείας Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA.

Έτσι το μοντέλο της κατασκευής με αριθμημένους τους κόμβους και τα δομικά της στοιχεία δίνεται στο σχήμα 5.4:

Τα υποστυλώματα είναι όλα πακτωμένα:



Σχήμα 5.4 : Μοντέλο της κατασκευής

### 5.2.2 Υλικά

Για τις ανάγκες της προσομοίωσης το υλικό που χρησιμοποιήθηκε είναι για τις δοκούς μειωμένης δυσκαμψίας με μέτρο ελαστικότητας  $E_{\text{δοκού}} = 10 \text{ GPa}$  και ονομασία CONC\_B, ενώ για τα υποστυλώματα  $E_{\text{υπ/τος}} = 20 \text{ GPa}$  και ονομασία CONC\_C. Η εισαγωγή των δεδομένων στο SAP φαίνεται στα σχήματα 5.5 και 5.6.

**Material Property Data**

<b>Material Name</b>	CONC_B	<b>Display Color</b>	Color
<b>Type of Material</b>	<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic <input type="radio"/> Anisotropic	<b>Type of Design</b>	Design
<b>Analysis Property Data</b>	Mass per unit Volume: 2.5 Weight per unit Volume: 25. Modulus of Elasticity: 10000000 Poisson's Ratio: 0.2 Coeff of Thermal Expansion: 9.900E-06 Shear Modulus: 4166667.	<b>Design Property Data (ACI 318-99)</b>	Specified Conc Comp Strength, f'c: 20000. Bending Reinf. Yield Stress, fy: 500000. Shear Reinf. Yield Stress, fys: 500000. <input type="checkbox"/> Lightweight Concrete Shear Strength Reduc. Factor: 1.0
Material Damping - Advanced...		OK Cancel	

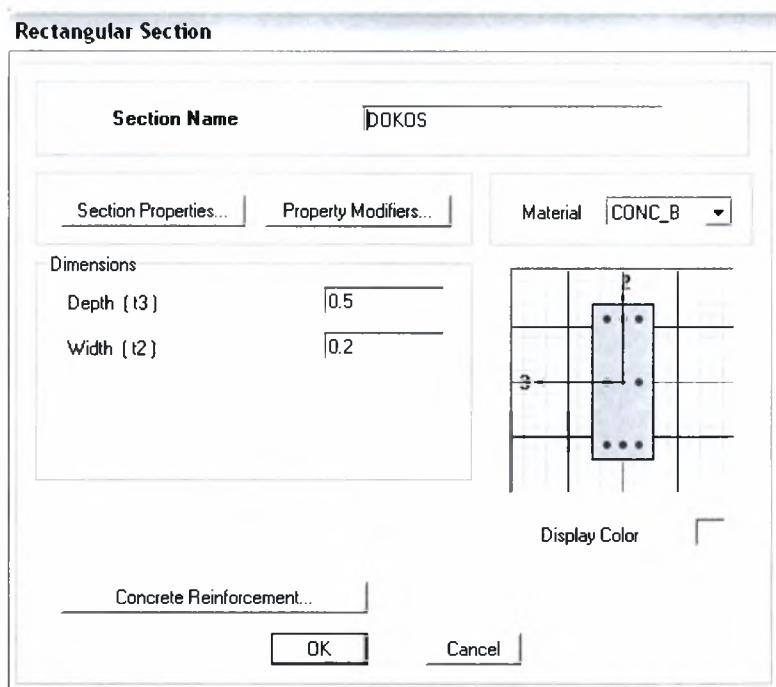
Σχήμα 5.5 : Υλικό κατασκευής δοκών

**Material Property Data**

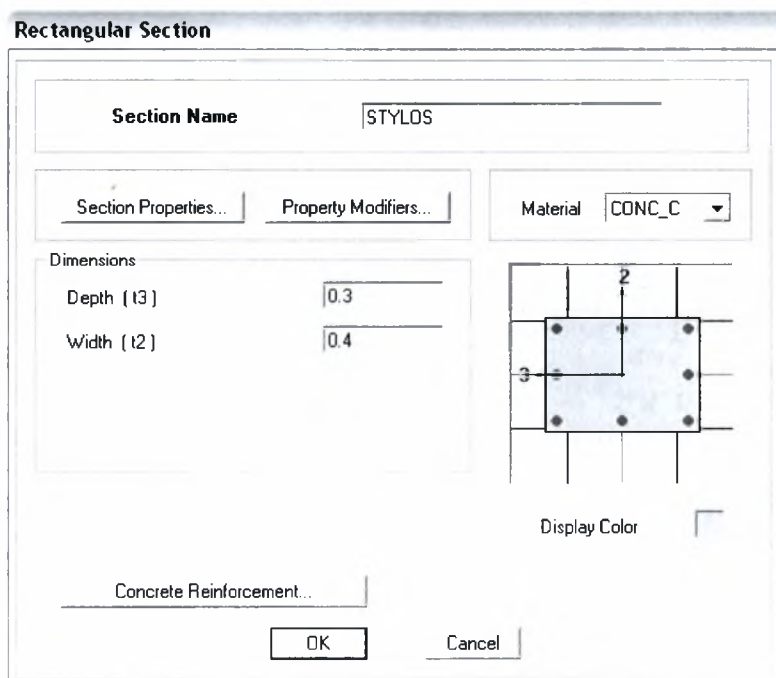
<b>Material Name</b>	CONC_C	<b>Display Color</b>	Color
<b>Type of Material</b>	<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic <input type="radio"/> Anisotropic	<b>Type of Design</b>	Design
<b>Analysis Property Data</b>	Mass per unit Volume: 2.5 Weight per unit Volume: 25. Modulus of Elasticity: 20000000 Poisson's Ratio: 0.2 Coeff of Thermal Expansion: 9.900E-06 Shear Modulus: 8333333.	<b>Design Property Data (ACI 318-99)</b>	Specified Conc Comp Strength, f'c: 20000. Bending Reinf. Yield Stress, fy: 500000. Shear Reinf. Yield Stress, fys: 500000. <input type="checkbox"/> Lightweight Concrete Shear Strength Reduc. Factor: 1.0
Material Damping - Advanced...		OK Cancel	

Σχήμα 5.6 : Υλικό κατασκευής υποστλωμάτων

### 5.2.3 Διατομές



Σχήμα 5.7: Διατομή δοκών



Σχήμα 5.8: Διατομή υποστυλωμάτων

Η διάταξη των διατομών τοποθετήθηκε έτσι ώστε σε κάτοψη το πλαίσιο διαμορφώνεται όπως στο σχήμα 5.9 (η μεγάλη διάσταση των υποστυλωμάτων κάθετη στον οριζόντιο άξονα) :



Σχήμα 5.9 : Κάτοψη του φορέα

#### 5.2.4 Διαμόρφωση των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων

Τα κριτήρια διαρροής στις δοκούς και των δύο ορόφων θα εισαχθούν με βάση τα διαγράμματα ροπών καμπυλοτήτων που προκύπτουν από τις ροπές αντοχής των στοιχείων (βλέπε παράγραφο 5.1.3 ) :

**Frame Hinge Property Data**

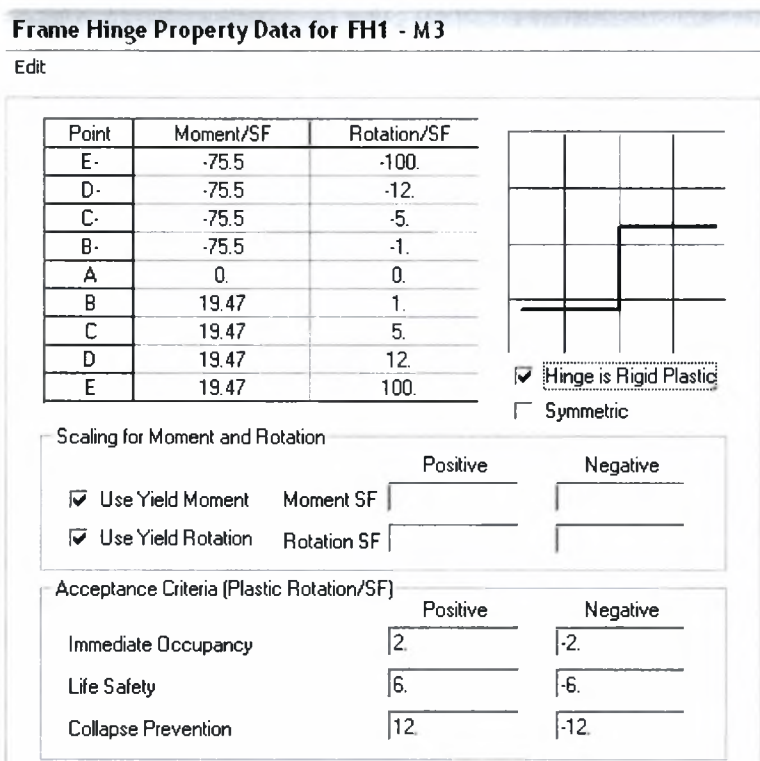
Property Name: FH1

Hinge Properties

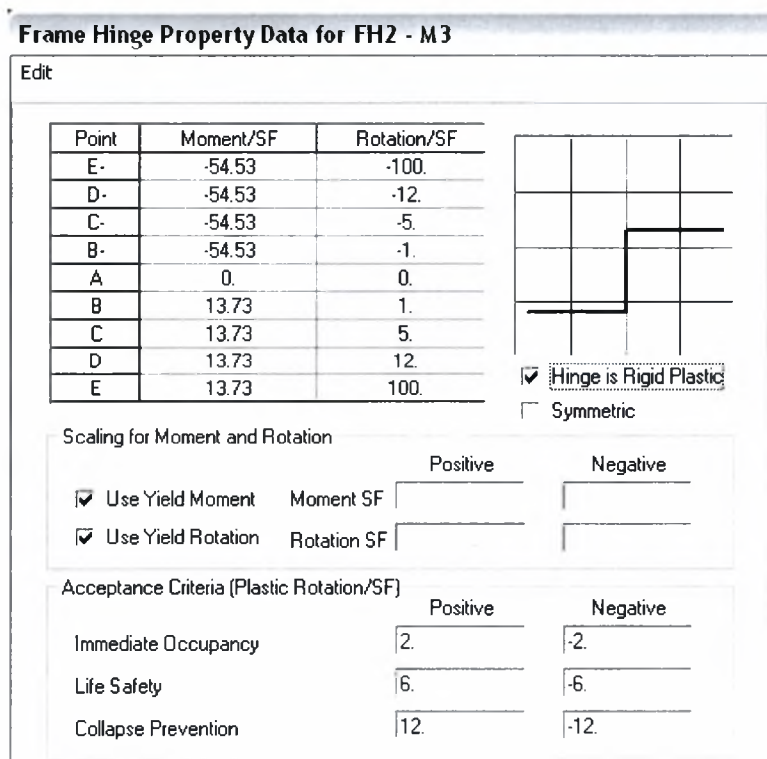
Hinge Type	Default	Properties
<input type="checkbox"/> Axial P	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for P
<input type="checkbox"/> Shear V2	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for V2
<input type="checkbox"/> Shear V3	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for V3
<input type="checkbox"/> Torsion T	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for T
<input type="checkbox"/> Moment M2	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for M2
<input checked="" type="checkbox"/> Moment M3	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for M3...
<input type="checkbox"/> P-M2-M3	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for P-M2-M3

OK Cancel

Σχήμα 5.10 : Εισαγωγή τύπου πιθανών πλαστικών αρθρώσεων



Σχήμα 5.11 : Εισαγωγή ροπών αντοχής για τις δοκούς του 1<sup>ου</sup> ορόφου



Σχήμα 5.12 : Εισαγωγή ροπών αντοχής για τις δοκούς του 2<sup>ου</sup> ορόφου

Η διαδικασία εισαγωγής των κριτηρίων διαρροής για τα υποστυλώματα βάσει των νόμων αλληλεπίδρασης ροπών – αξονικών δυνάμεων φαίνεται στο σχήμα 5.13.

Frame Hinge Property Data for FH3 - P303

Edit

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-20.83	-100
D-	-20.83	-12
C-	-20.83	-5
B-	-20.83	-1
A	0	0
B	20.83	1.
C	20.83	5.
D	20.83	12.
E	20.83	100.

Hinge is Rigid Plastic  
 Symmetric

Scaling for Moment and Rotation

Use Yield Moment    Moment SF    Positive: \_\_\_\_\_ Negative: \_\_\_\_\_

Use Yield Rotation    Rotation SF    Positive: \_\_\_\_\_ Negative: \_\_\_\_\_

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

Immediate Occupancy    Positive: 2    Negative: \_\_\_\_\_

Life Safety    Positive: 6    Negative: \_\_\_\_\_

Collapse Prevention    Positive: 12    Negative: \_\_\_\_\_

Axial Load - Displacement Relationship

Proportional to Moment - Rotation

Elastic - Perfectly Plastic

Define/Show Interaction...  
OK    Cancel

Frame Hinge Interaction Surface

Steel, AISC-LRFD Equations H1-1a and H1-1b with phi = 1  
Expected Yield Strength: \_\_\_\_\_

Steel, FEMA 273 Equation 5-4  
Expected Yield Strength: \_\_\_\_\_

Concrete, ACI 318-99 with phi = 1

User Definition  
 Doubly Symmetric about M2 and M3  
Number of Curves: 2

Define/Show Surface...  
OK    Cancel

---

Interaction Surface Definition

Edit

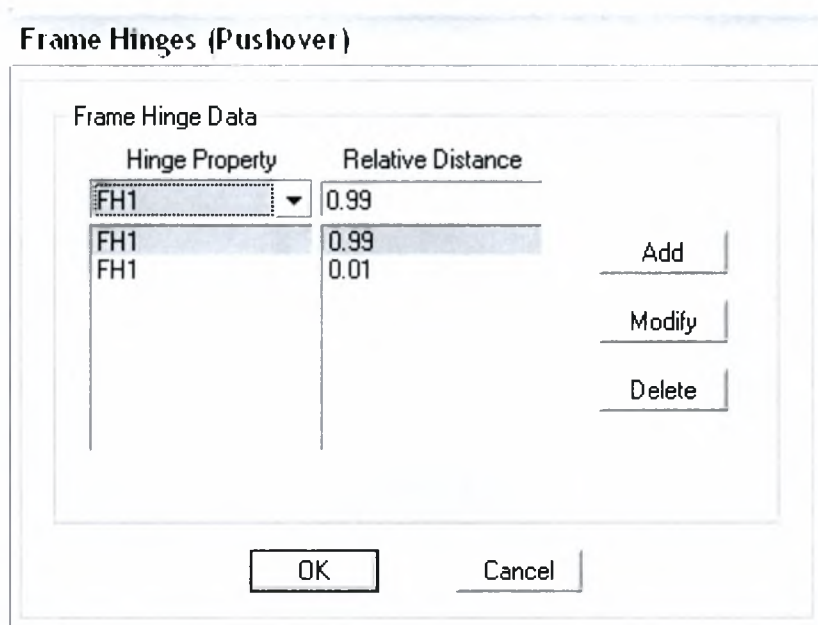
	Axial Load	M
	P	Curve 1
		Angle 0
1	-986.	0.
2	-800.	20.
3	-400.	47.5
4	-250.	43.
5	0.	20.83
6	186.	0.
7		
8		
9		
10		
11		
12		
13		
14		
15		

Scaling  
P: 1.  
M: 1.

OK    Cancel

Σχήμα 5.13 : Εισαγωγή διαγράμματος αλληλεπίδρασης M - N για τα υποστυλώματα

Μετά τον καθορισμό των κριτηρίων διαρροής για τις δοκούς και τα υποστυλώματα η ανάθεση των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων γίνεται σε όλα στοιχεία στην αρχή και στο τέλος αναφορικά με το μήκος τους (σχήμα 5.14).



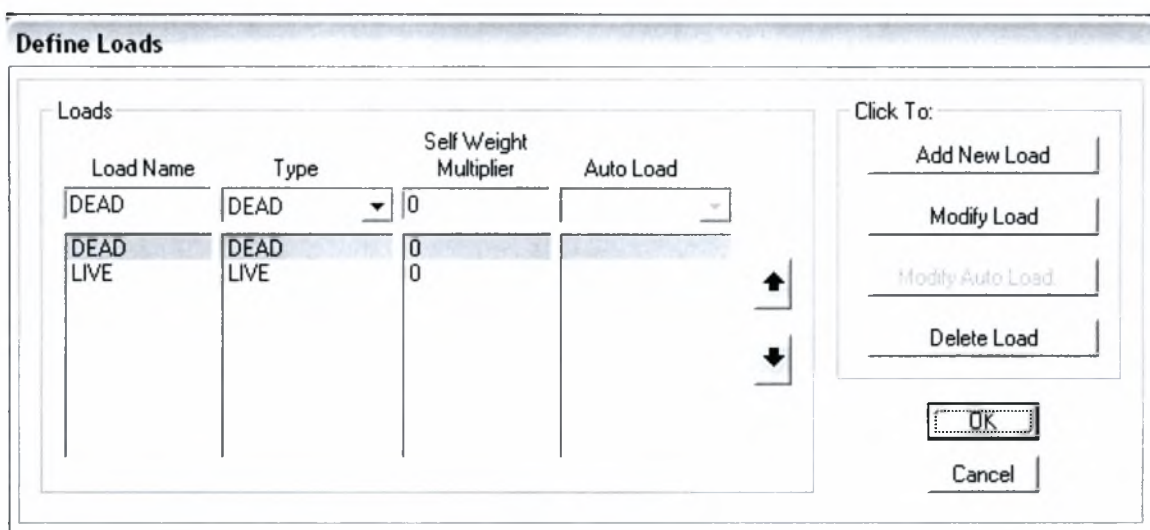
Σχήμα 5.14 : Κατανομή των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων

### 5.2.5 Εισαγωγή των φορτίων

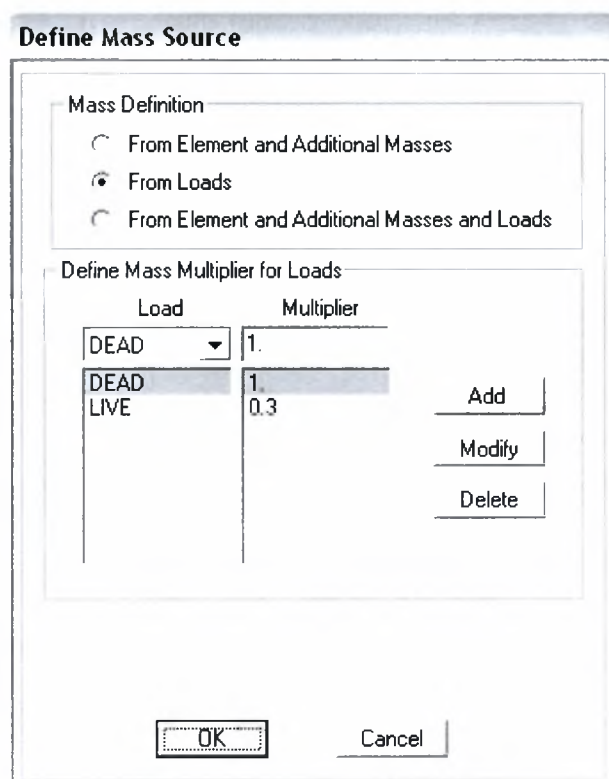
Επειδή η προσομοίωση των μαζών πραγματοποιείται μέσω φορτίων, η σχετική διαδικασία είναι σημαντική και αναφέρεται για την αποφυγή λάθους. Το SAP συμπεριλαμβάνει ως προεπιλογή το ίδιο βάρος της κατασκευής, το οποίο προκύπτει συναρτήσει των διατομών και των υλικών, σε όλες τις συνθήκες φόρτισης.

Θεωρούμε δύο καταστάσεις φορτίσεων, για τα μόνιμα φορτία την 'Dead Load Case', ενώ για τα κινητά την 'Live Load Case', με συντελεστή ιδίου βάρους μηδέν όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.15 :. Προσδιορίζουμε την κατανομή των μαζών έτσι ώστε αυτές να λαμβάνονται μόνο από τις συνθήκες φόρτισης που έχουμε ορίσει (Σχήμα 5.16 :).





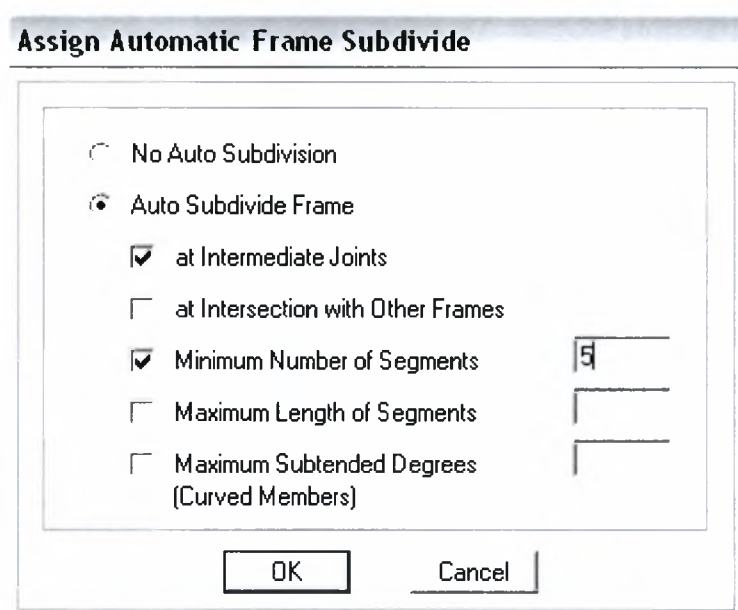
Σχήμα 5.15 : Εισαγωγή συνθηκών φόρτισης



Σχήμα 5.16 : Ορισμός των μαζών ως φορτία

### 5.2.6 Προσδιορισμός των Πεπερασμένων Στοιχείων

Η διαίρεση των δομικών μελών της προσομοιωμένης κατασκευής σε πεπερασμένα στοιχεία είναι εύκολη υπόθεση με το SAP2000 (Σχήμα 5.17 :).



Σχήμα 5.17 : Ορισμός Πεπερασμένων Στοιχείων στα μέλη

Όσο αυξάνουμε το πλήθος των πεπερασμένων στοιχείων αυξάνεται σίγουρα και η ακρίβεια των αποτελεσμάτων. Ταυτόχρονα όμως γίνεται, όπως ήταν αναμενόμενο, και δυσανάλογη αύξηση του απαιτούμενου υπολογιστικού χρόνου. Η εύρεση της 'χρυσής τομής' βρέθηκε όταν στον τομέα αυτό πραγματοποιήθηκαν επιλύσεις για 5 και 10 πεπερασμένα στοιχεία για διάφορους σεισμούς. Η διαφορά των αποτελεσμάτων ήταν της τάξης του 5% και γι' αυτό προτιμήθηκε το μοντέλο με 5 πεπερασμένα στοιχεία.

## 5.3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ

Μέχρι το σημείο αυτό έχουμε εισάγει όλα τα απαραίτητα δεδομένα για την προσομοίωση της αρχικής κατασκευής.

Η ενίσχυση της πραγματοποιείται με μεταλλικό πάνελ κατασκευασμένο από χάλυβα χαμηλής τάσης διαρροής (Low Yield Steel). Η γεωμετρία, το υλικό και η διατομή του πάνελ παρουσιάζονται στα επόμενα κεφάλαια.

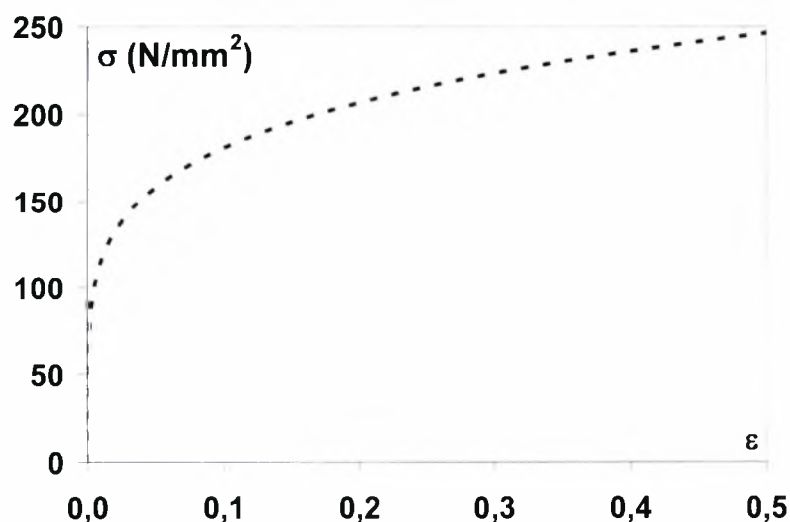
### 5.3.1 Υλικό του μεταλλικού πάνελ

Τα χαρακτηριστικά του χάλυβα [13] που χρησιμοποιήθηκε για την κατασκευή του πάνελ (Low Yield Point Steel Panel) είναι :

Μέτρο ελαστικότητας  $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Όριο διαρροής :  $f_{0.2} = 85.8 \text{ MPa}$

Όριο θραύσης :  $f_u = 236.20 \text{ MPa}$



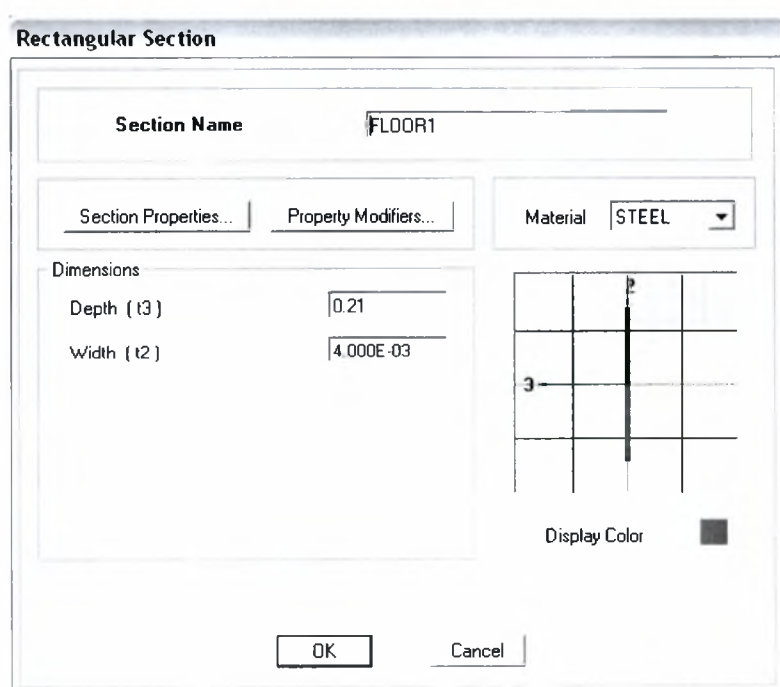
Σχήμα 5.18 : Τυπική καμπύλη  $\sigma - \epsilon$  χάλυβα χαμηλού ορίου διαρροής (υλικού κατασκευής του πάνελ)

### 5.3.2 Διατομές του μεταλλικού πάνελ

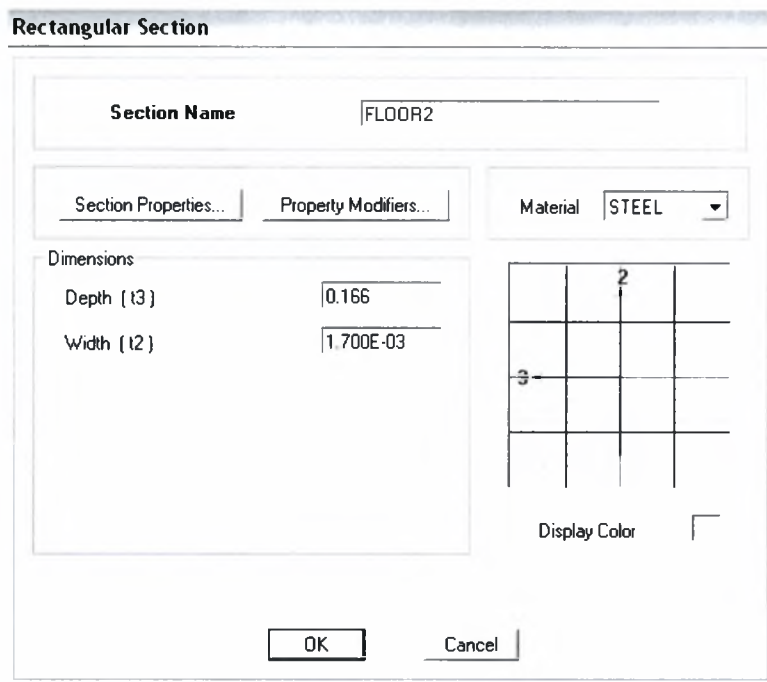
	Πλάτος (m)	Ύψος (m)	Πάχος (mm)
1 <sup>ος</sup> Όροφος	1.20	3.75	4.00
2 <sup>ος</sup> Όροφος	1.20	2.75	1.70

**Πίνακας 5.1 :** Διατομές των διαγώνιων στοιχείων του πάνελ

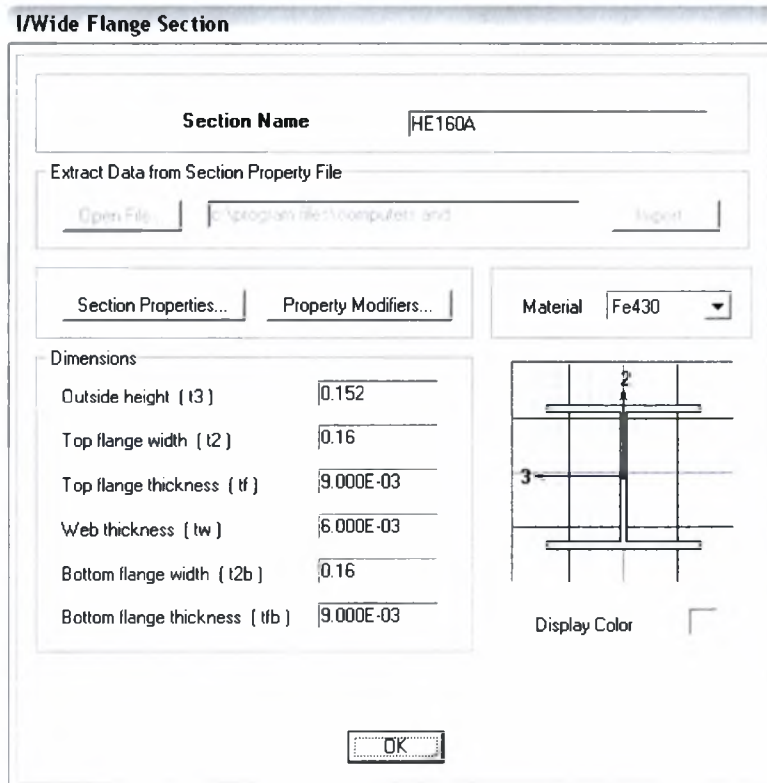
Τα ορθογωνικά μεταλλικά στοιχεία που απαρτίζουν το πάνελ και έχουν τις παραπάνω διατομές έχουν τοποθετηθεί υπό γωνία  $45^0$  (Σχήματα 5.19, 5.20) και περιβάλλονται σε κάθε όροφο από μεταλλικά πλαίσια διατομής τύπου HEB200 (Σχήμα 5.20 :). Σε κάθε όροφο επίσης το μεταλλικό πάνελ έχει χωριστεί σε δύο subpanels με την βοήθεια μιας οριζόντιας μεταλλικής δοκού τύπου HEA160 η οποία συνδέεται με τους στύλους αρθρωτά και είναι τοποθετημένη στο μισό του ύψους. Όλα τα μέλη του μεταλλικού πάνελ συνδέονται αρθρωτά μεταξύ τους. Αρθρωτή όμως είναι και η σύνδεση του πλαισίου του πάνελ με την κατασκευή (Σχήμα 5.22 :).



**Σχήμα 5.19 :** Διατομή διαγώνιου μεταλλικού στοιχείου του πάνελ 1<sup>ου</sup> ορόφου



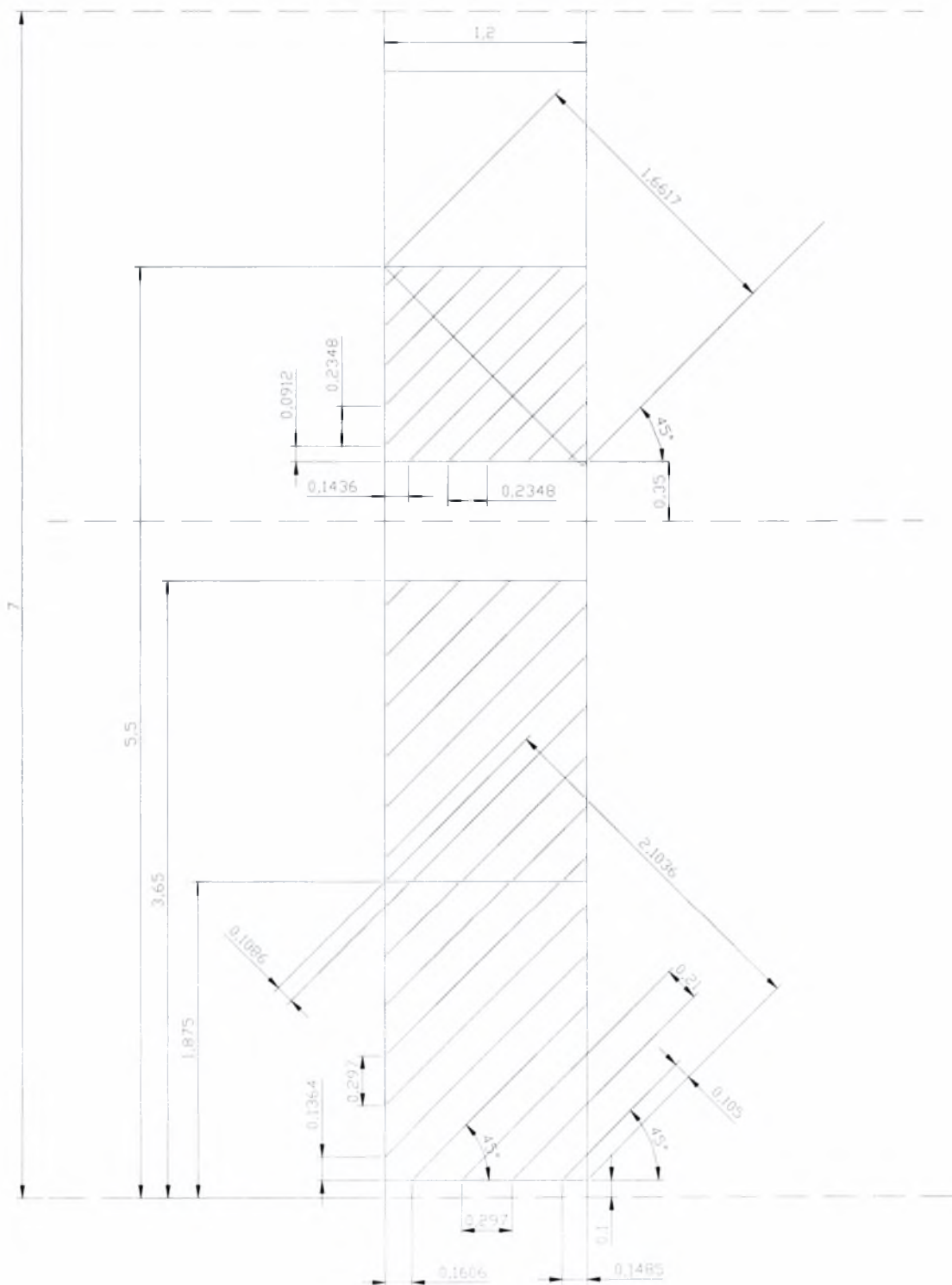
Σχήμα 5.20 : Διατομή διαγώνιου μεταλλικού στοιχείου του πάνελ 2<sup>ου</sup> ορόφου



Σχήμα 5.21 : Διατομή του μεταλλικού πλαισίου του πάνελ

### 5.3.3 Γεωμετρία του μεταλλικού πάνελ

Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του μεταλλικού πάνελ παρουσιάζονται στο Σχήμα 5.22 :

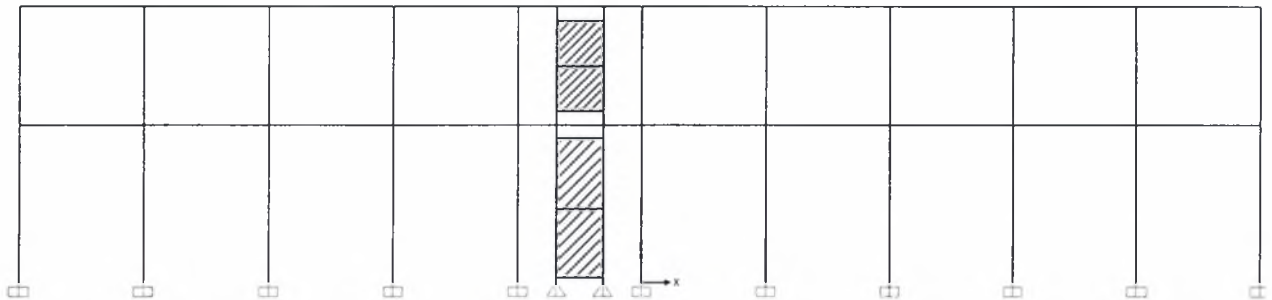


Σχήμα 5.22 : Γεωμετρία του μεταλλικού πάνελ

Η διατομή του πάνελ 1<sup>ου</sup> ορόφου (βλέπε και - 59 -) : 0.004 x 0.21

Η διατομή του πάνελ 2<sup>ου</sup> ορόφου (βλέπε και - 59 -) : 0.0017 x 0.166

Η ενισχυμένη κατασκευή παίρνει τελικά τη μορφή του σχήματος 5.23 :



Σχήμα 5.23 : Γεωμετρία ενισχυμένης κατασκευής

### 5.3.4 Κριτήρια διαρροής του υλικού του πάνελ

Τα κριτήρια διαρροής του υλικού ακολουθούν τον νόμο του αξονικού φορτίου. Η εισαγωγή τους στο SAP φαίνεται στα σχήματα 5.24, 5.25, 5.26.

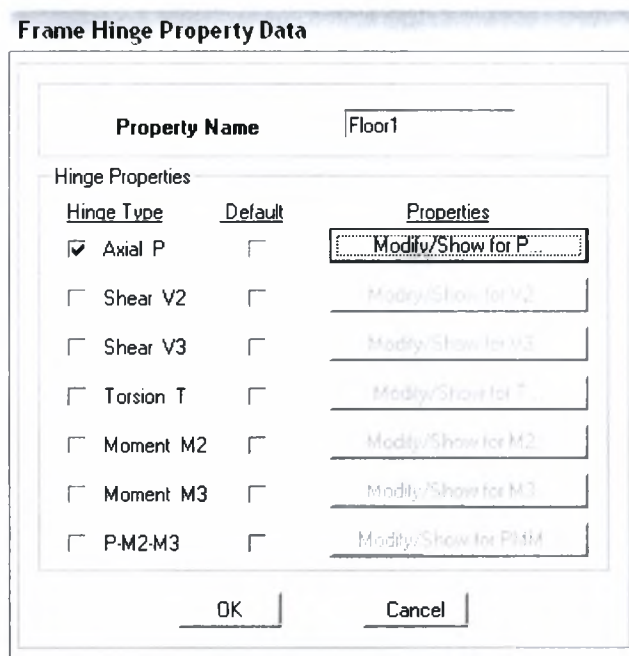
Για την εύρεσή τους πολλαπλασιάσαμε την τάση διαρροής του υλικού με τη διατομή του διαγώνιου στοιχείου του πάνελ κάθε ορόφου:

$$F = f_{02} \cdot A \cdot 1.17 \cdot 1.5$$

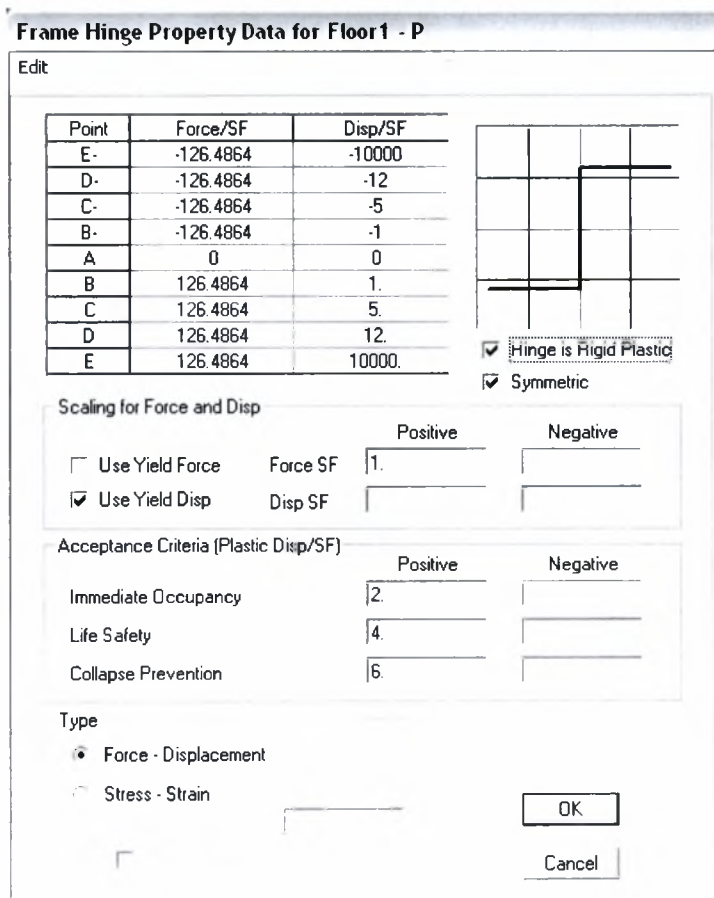
Ο συντελεστής 1.17 απαιτείται για να παρέχει την ίδια ισοδύναμη δύναμη διαρροής ενός συστήματος που λειτουργεί σε έναν θεωρητικό μηχανισμό διάτμησης ενώ ο παράγοντας 1.5 έχει περιληφθεί για να προσθέσει την κράτυνση του εξεταζόμενου υλικού.

$$1^{\text{ος}} \text{ όροφος: } F = 85800 \cdot (0.004 \cdot 0.21) \cdot 1.17 \cdot 1.5 = 126.4864$$

$$2^{\text{ος}} \text{ όροφος: } F = 85800 \cdot (0.0017 \cdot 0.166) \cdot 1.17 \cdot 1.5 = 42.4934$$



Σχήμα 5.24 : Εισαγωγή τύπου πιθανών πλαστικών αρθρώσεων



Σχήμα 5.25 : Εισαγωγή κριτηρίων διαρροής των στοιχείων του πάνελ 1<sup>ου</sup> ορόφου



**Frame Hinge Property Data for Floor2 - P**

Edit

Point	Force/SF	Disp/SF
E-	-42.4934	-1000
D-	-42.4934	-12
C-	-42.4934	-5
B-	-42.4934	-1
A	0	0
B	42.4934	1.
C	42.4934	5.
D	42.4934	12.
E	42.4934	1000.

Hinge is Rigid Plastic  
 Symmetric

Scaling for Force and Disp

Use Yield Force    Force SF    Positive: 1.    Negative:

Use Yield Disp    Disp SF    Positive:     Negative:

Acceptance Criteria (Plastic Disp/SF)

Immediate Occupancy    Positive: 2.    Negative:

Life Safety    Positive: 4.    Negative:

Collapse Prevention    Positive: 6.    Negative:

Type

Force - Displacement

Stress - Strain

Hinge Length:

Relative Length

OK  
Cancel

Σχήμα 5.26 : Εισαγωγή κριτηρίων διαρροής των στοιχείων του πάνελ 2<sup>ου</sup> ορόφου

## 5.4 ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (MODAL ANALYSIS)

Μετά τη διαδικασία εισαγωγής όλων των χαρακτηριστικών της αρχικής και της ενισχυμένης κατασκευής πραγματοποιήθηκε ιδιομορφική ανάλυση και στα δύο μοντέλα (Σχήμα 5.27).

**Analysis Case Data - Modal**

**Analysis Case Name** ACASE1

**Analysis Case Type** Modal

**Stiffness to Use**

- Zero Initial Conditions - Unstressed State
- Stiffness at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case

**Type of Modes**

- Eigen Vectors
- Ritz Vectors

**Number of Modes**

Maximum Number of Modes: 6

Minimum Number of Modes: 1

**Loads Applied**

Show Advanced Load Parameters

**Other Parameters**

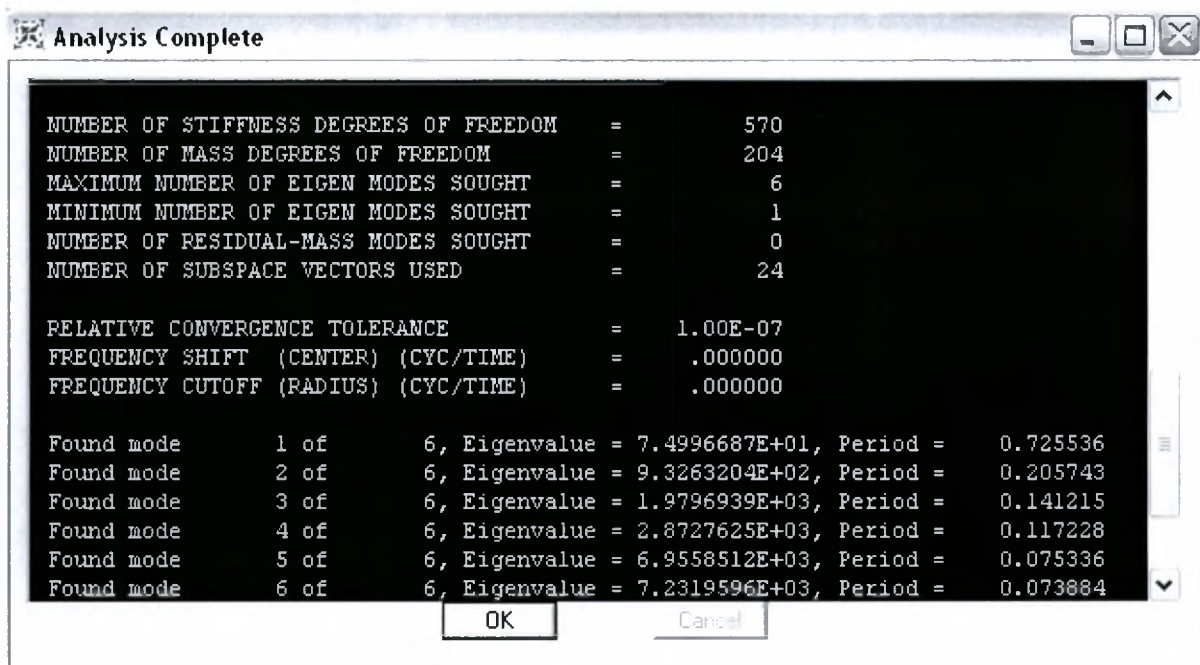
Frequency Shift (Center): 0

Cutoff Frequency (Radius): 0

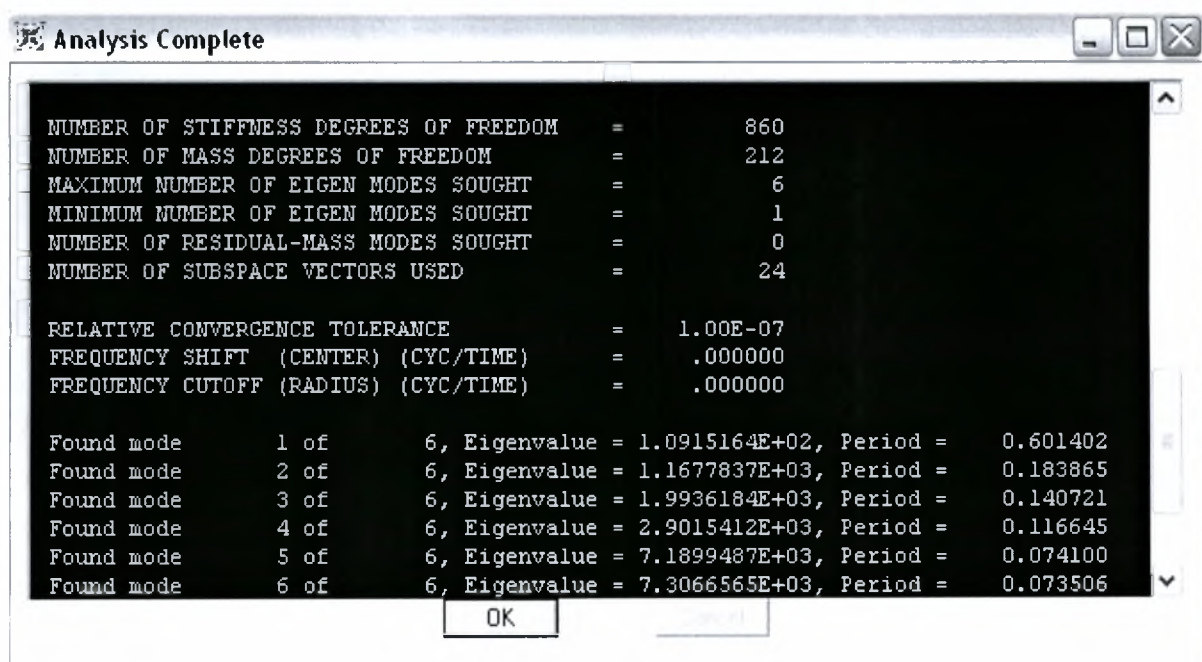
Convergence Tolerance: 1.000E-07

Σχήμα 5.27 : Ορισμός της ιδιομορφικής ανάλυσης στο SAP2000

Το πλήθος των ιδιομορφών δεν μας ενδιαφέρει αφού το μόνο αποτέλεσμα που χρειαζόμαστε είναι η πρώτη ιδιομορφή. Τα αποτελέσματα και για τις δύο κατασκευές φαίνονται στα σχήματα 5.28, 5.29.



Σχήμα 5.28 : Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης της αρχικής κατασκευής



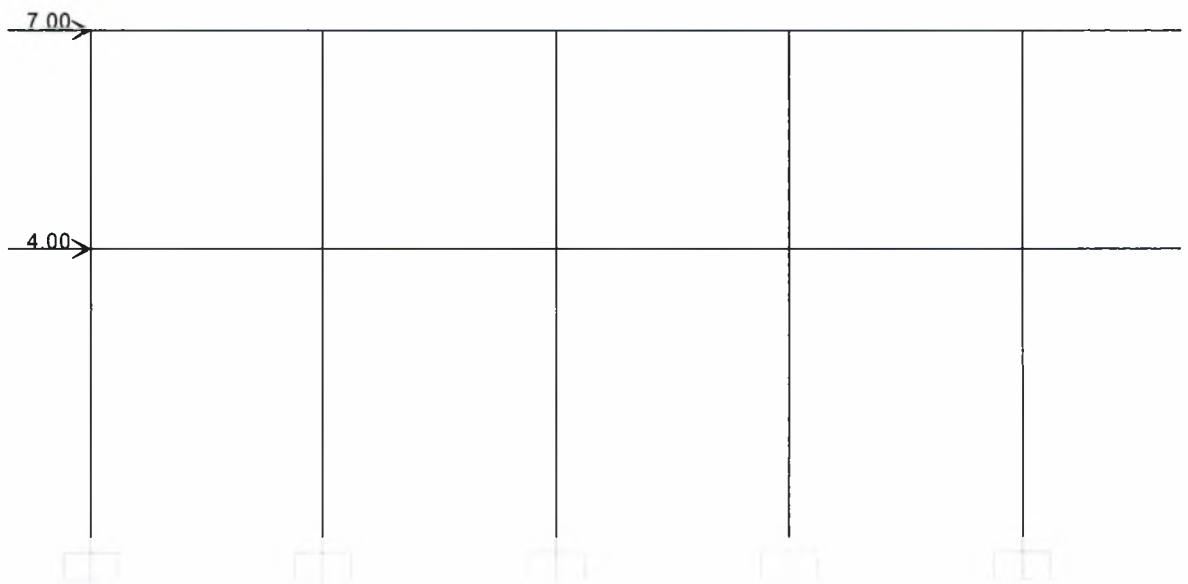
Σχήμα 5.29 : Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης της ενισχυμένης κατασκευής

## 5.5 ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER)

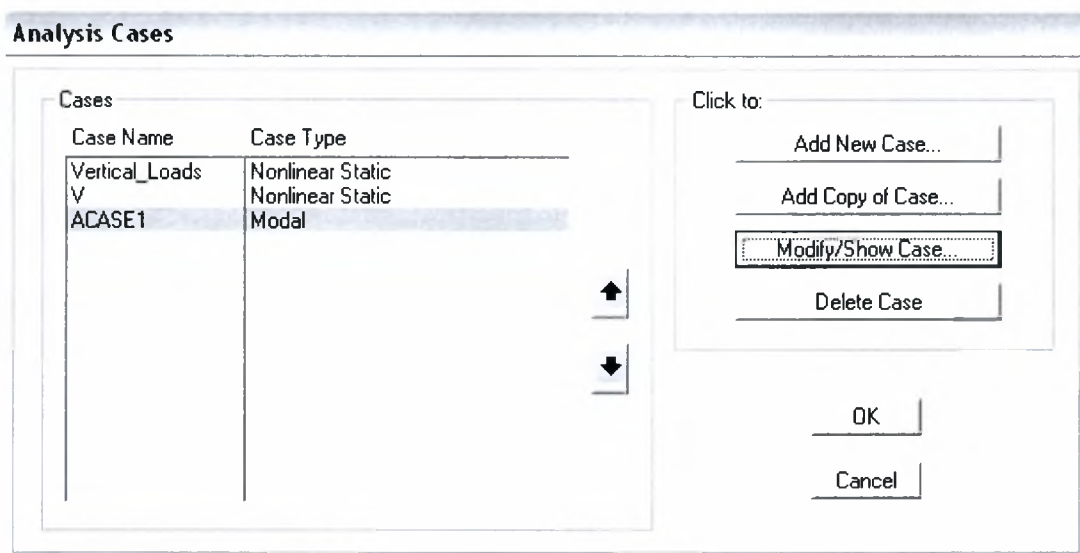
### 5.5.1 Αρχική κατασκευή (Initial Structure)

Για την εφαρμογή της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης στο αρχικό μοντέλο δημιουργήθηκε μια επιπλέον συνθήκη φόρτισης με την ονομασία « V ». Ο συντελεστής ιδίου βάρους κι εδώ μηδέν.

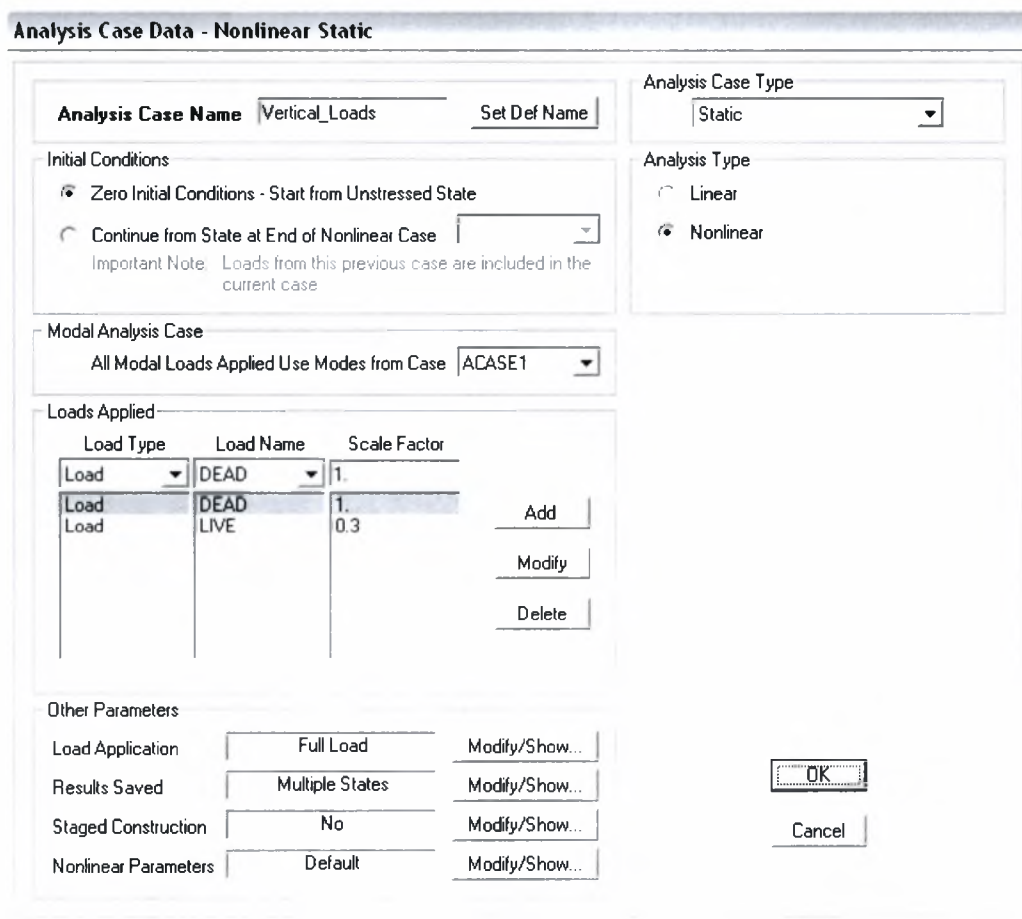
Η « V » αποτελεί μια τριγωνική κατανομή φόρτισης η οποία έχει άμεση σχέση με την αναλογία των υψών των ορόφων και την εφαρμόζουμε κατά την διεύθυνση που μελετάμε την κατασκευή σε σεισμό (Σχήμα 5.30).



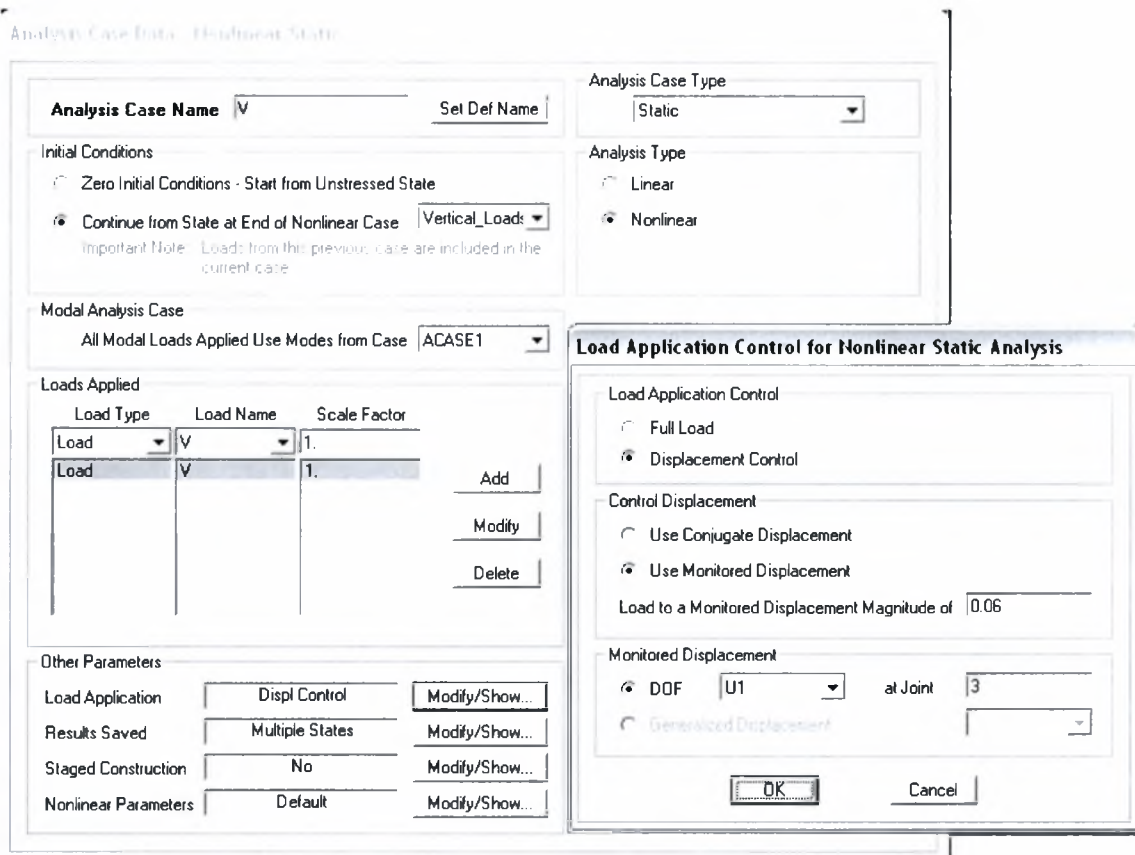
Σχήμα 5.30 : Τριγωνική κατανομή φόρτισης ανάλογη των υψών



Σχήμα 5.31 : Συνθήκες φόρτισης



Σχήμα 5.32 : Συνθήκη φόρτισης των κατακόρυφων φορτίων

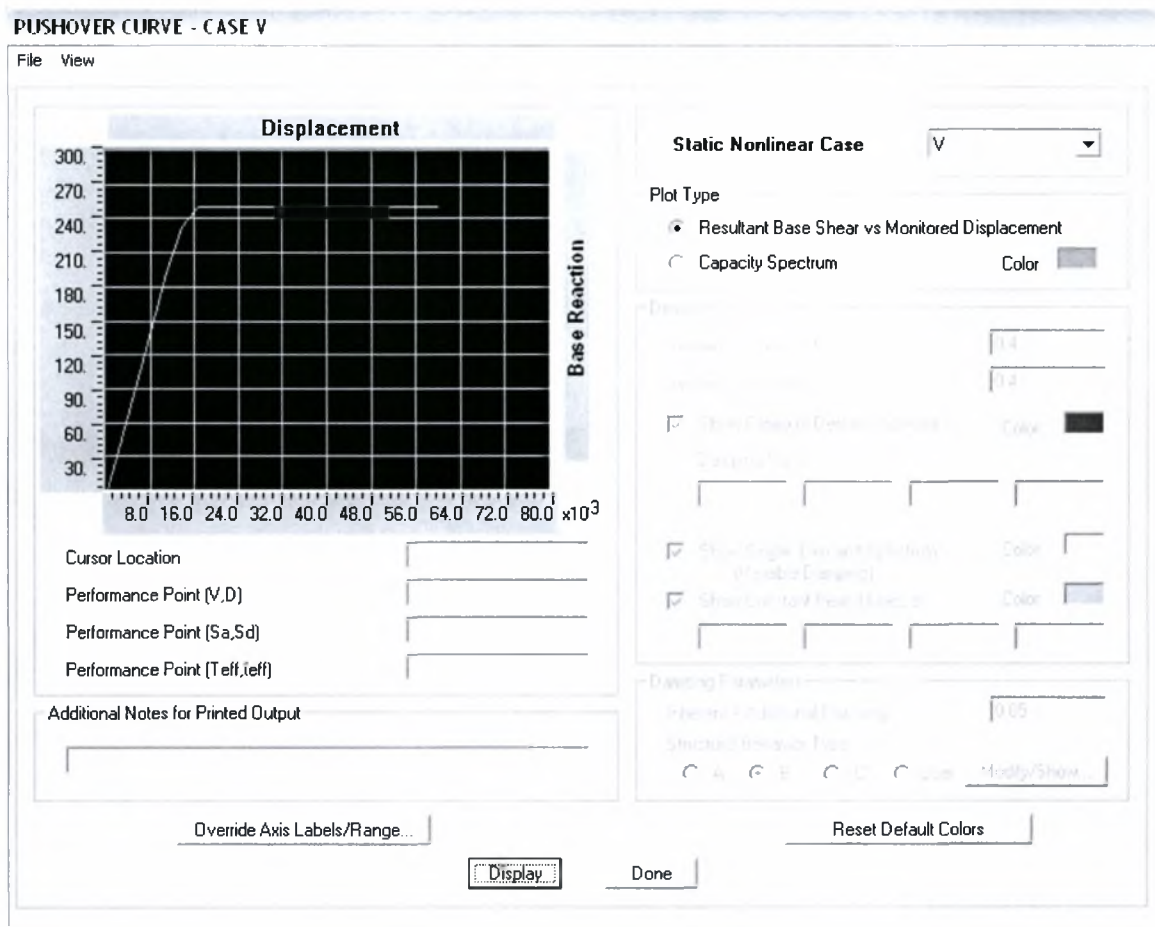


Σχήμα 5.33 : Μορφοποίηση της τριγωνικής κατανομής φορτίων « V » στο SAP

### 5.5.1.1 Αποτελέσματα της Pushover στην αρχική κατασκευή (initial structure)

Η καμπύλη (Pushover Curve) που παίρνουμε από το SAP είναι σε μεγέθη τέμνουσας βάσης – μετακίνησης οροφής (Σχήμα 5.34).

Παραθέτουμε ακόμη και τον πίνακα των τιμών βάσει των οποίων κατασκευάστηκε η καμπύλη (Σχήμα 5.35).



Σχήμα 5.34 : Σχέση Τέμνουσας Βάσης – Μετακίνησης Οροφής

**PUSHOVER CURVE**

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	1.487E-04	0.0000	84	0	0	0	0	0	0	0	84
1	0.0061	105.6665	84	0	0	0	0	0	0	0	84
2	0.0110	191.6601	83	1	0	0	0	0	0	0	84
3	0.0136	231.7175	74	10	0	0	0	0	0	0	84
4	0.0165	249.1040	66	18	0	0	0	0	0	0	84
5	0.0167	249.7721	62	22	0	0	0	0	0	0	84
6	0.0185	250.8738	61	23	0	0	0	0	0	0	84
7	0.0245	250.8740	61	23	0	0	0	0	0	0	84
8	0.0305	250.8741	61	23	0	0	0	0	0	0	84
9	0.0365	250.8743	61	23	0	0	0	0	0	0	84
10	0.0425	250.8745	61	23	0	0	0	0	0	0	84
11	0.0485	250.8747	61	23	0	0	0	0	0	0	84
12	0.0545	250.8749	61	23	0	0	0	0	0	0	84
13	0.0601	250.8750	61	23	0	0	0	0	0	0	84

Σχήμα 5.35 : Πίνακας τιμών της καμπύλης Pushover

Όπως αναλυτικά περιγράφηκε στη Μέθοδο Φασματικής Ικανότητας στο κεφάλαιο 3.1 η τέμνουσα βάσης μπορεί να μετατραπεί σε φασματική επιτάχυνση με βάσει τον τύπο:

$$S_a = \frac{V / W}{\epsilon_1}$$

Από τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης του SAP (Πίνακας 5.2 :) καταγράφουμε και τον συντελεστή συμμετοχής της μάζας στην πρώτη ιδιομορφή.

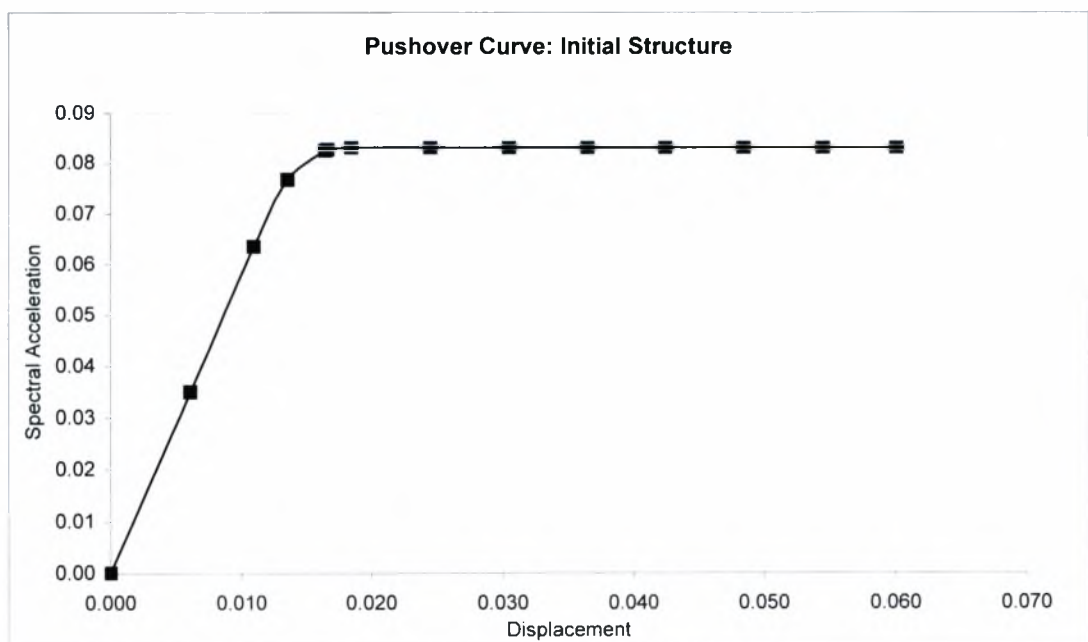
Total load participating in the seismic combination = m = 3112 KN

mass participation factor =  $\epsilon_m = 0.97067$

Pushover S

Displacement	Base Shear (V)
0.00	0
0.0061	105.6665
0.011	191.6601
0.0136	231.7175
0.0165	249.104
0.0167	249.7721
0.0185	250.8738
0.0245	250.874
0.0305	250.8741
0.0365	250.8743
0.0425	250.8745
0.0485	250.8747
0.0545	250.8749
0.0601	250.875

Sa=V/(m*ε)
0.000
0.035
0.063
0.077
0.082
0.083
0.083
0.083
0.083
0.083
0.083
0.083
0.083
0.083
0.083
0.083
0.083





**Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 1 of 3**

OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless
ACASE1	Mode	1.000000	0.725536	0.97067	0.00000	1.923E-15	0.97067
ACASE1	Mode	2.000000	0.205743	0.02925	0.00000	3.221E-16	0.99992
ACASE1	Mode	3.000000	0.141215	8.943E-19	0.00000	4.927E-05	0.99992
ACASE1	Mode	4.000000	0.117228	4.008E-17	0.00000	0.00066	0.99992
ACASE1	Mode	5.000000	0.075336	1.266E-06	0.00000	4.927E-12	0.99992
ACASE1	Mode	6.000000	0.073884	2.184E-15	0.00000	0.00205	0.99992

**Πίνακας 5.2 :** Συντελεστές συμμετοχής της μάζας στην πρώτη ιδιομορφή

### ***5.5.1.2 Αποτελέσματα της Pushover στην ενισχυμένη κατασκευή (Retrofitted Structure)***

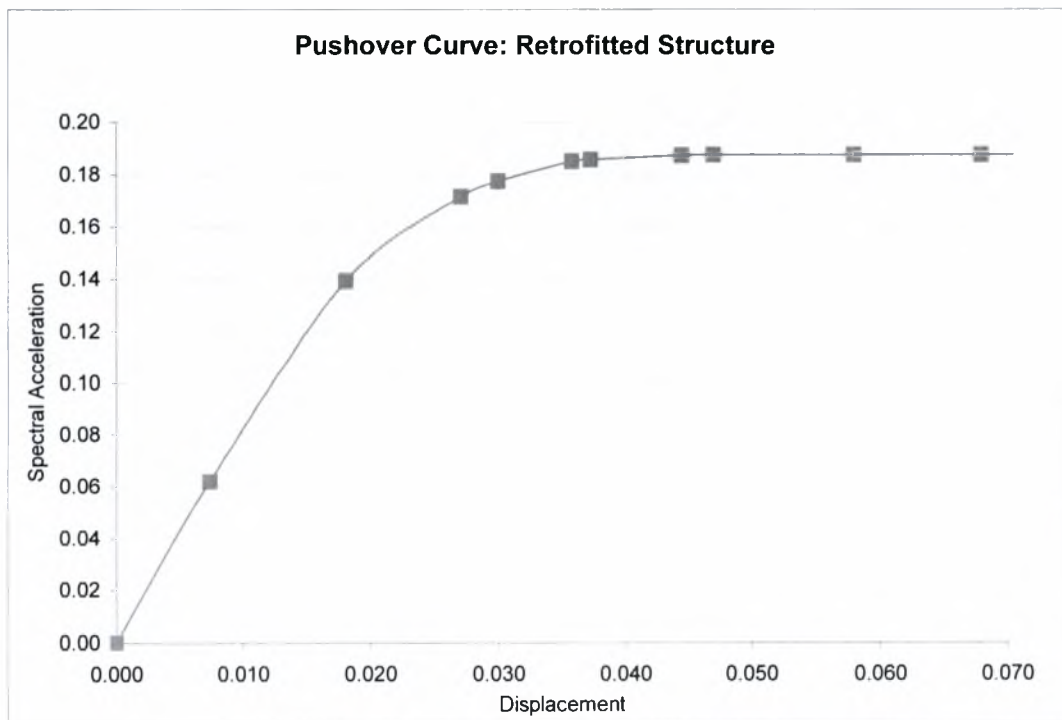
Για την ενισχυμένη κατασκευή εφαρμόζουμε ακριβώς τις ίδιες συνθήκες φόρτισης. Ακολουθούμε την ίδια ακριβώς διαδικασία. Μετά από επεξεργασία στο Excel παίρνουμε τα αποτελέσματα της επόμενης σελίδας.

Total load participating in the seismic combination =  $m = 3112 \text{ KN}$

mass participation factor =  $\epsilon_m = 0.97189$

Pushover R	
Displacement	Base Shear (V)
0.000	0.000
0.007	187.554
0.018	421.706
0.027	518.684
0.030	537.065
0.036	559.624
0.037	561.825
0.045	566.417
0.047	567.171
0.058	567.171
0.068	567.171
0.078	567.172
0.088	567.172
0.098	567.173
0.100	567.173

Sa=V/(m*ε)
0.000
0.062
0.139
0.171
0.178
0.185
0.186
0.187
0.188
0.188
0.188
0.188
0.188
0.188
0.188
0.188
0.188

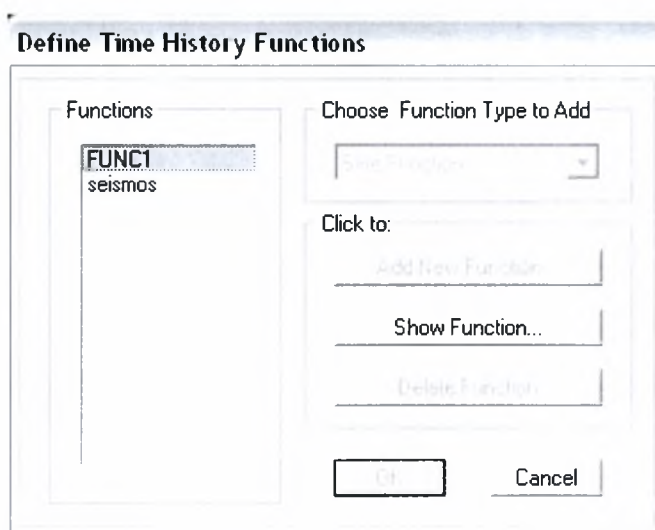


## 5.6 ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

### 5.6.1 Εισαγωγή των συναρτήσεων

Η εφαρμογή της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης στο αρχικό και στο ενισχυμένο μοντέλο πραγματοποιήθηκε και στα δύο με την ίδια διαδικασία η οποία περιγράφεται στα παρακάτω βήματα.

Στην αρχή δημιουργήσαμε και εισάγαμε στο πρόγραμμα δύο χρονικά μεταβαλλόμενες συναρτήσεις (Time History Functions).



Σχήμα 5.36 : Εισαγωγή συναρτήσεων Time History

Όταν στην κατασκευή επιβάλλεται μια σεισμική διέγερση αυτή δεν αποκρίνεται αμέσως. Απαιτείται δηλαδή ένα πολύ μικρό χρονικό διάστημα για ενεργοποιηθεί η μάζα της και να ξεκινήσει να ταλαντώνεται. Η πρώτη συνάρτηση με την ονομασία «FUNC1» προσομοιώνει ακριβώς αυτήν την υστέρηση. Το Σχήμα 5.37 δείχνει πως προσδιορίζεται. Το Σχήμα 5.40 δείχνει πως τη χρησιμοποιούμε.

**Time History Ramp Function Definition**

Function Name: FUNC1

Parameters

Ramp Time: 0.01

Amplitude: 1.

Maximum Time: 50.

Define Function

Time	Value
0.	0.
0.01	1.
50.	1.

Convert to User Defined

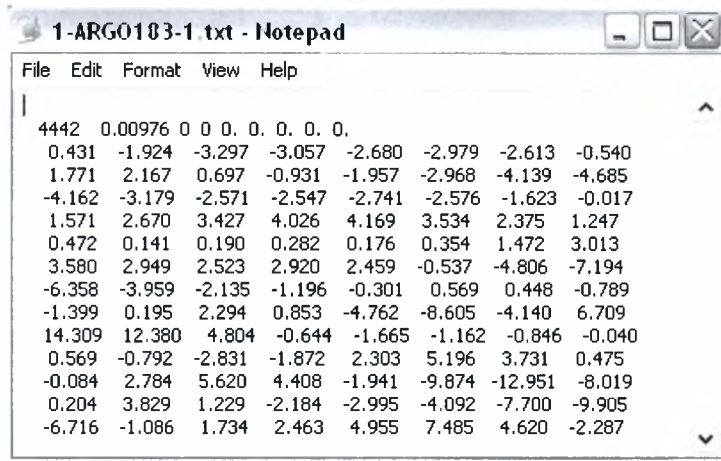
Function Graph

Display Graph

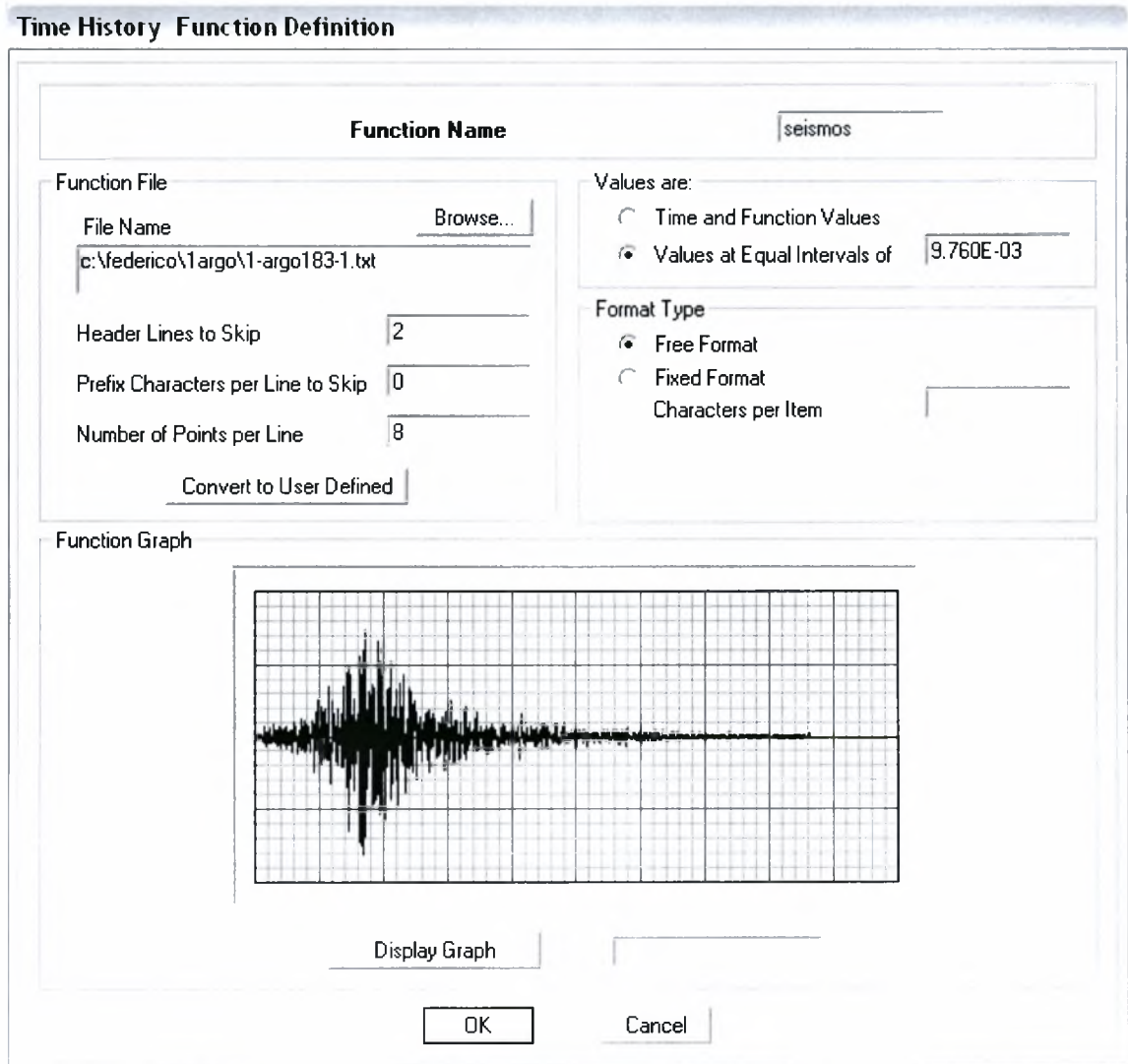
OK Cancel

**Σχήμα 5.37 :** Προσδιορισμός της συνάρτησης «FUNC1»

Με τη δεύτερη συνάρτηση ονομασίας «seismos» εισάγουμε κάθε φορά τις πραγματικές καταγραφές σεισμών που έχουμε στη διάθεσή μας. Αυτές είναι συνήθως υπό μορφή απλού κειμένου (Σχήμα 5.38), και μας δίνουν αρκετές πληροφορίες. Έτσι για παράδειγμα το συγκεκριμένο σχήμα δείχνει την καταγραφή του 1<sup>ου</sup> σεισμού που θα χρησιμοποιήσουμε για τις επιλύσεις μας, η οποία αποτελείται από 4442 σημεία με σταθερό χρονικό βήμα μεταξύ τους ίσο με 0.00976 sec. Στις οχτώ στήλες παρατίθενται τα σημεία της σεισμικής επιτάχυνσης συναρτήσει του g που κατέγραψε ο σειсмоγράφος. Στο σχήμα 5.39 βλέπουμε την εισαγωγή του σειсмоγραφήματος ως συνάρτηση στο SAP2000.



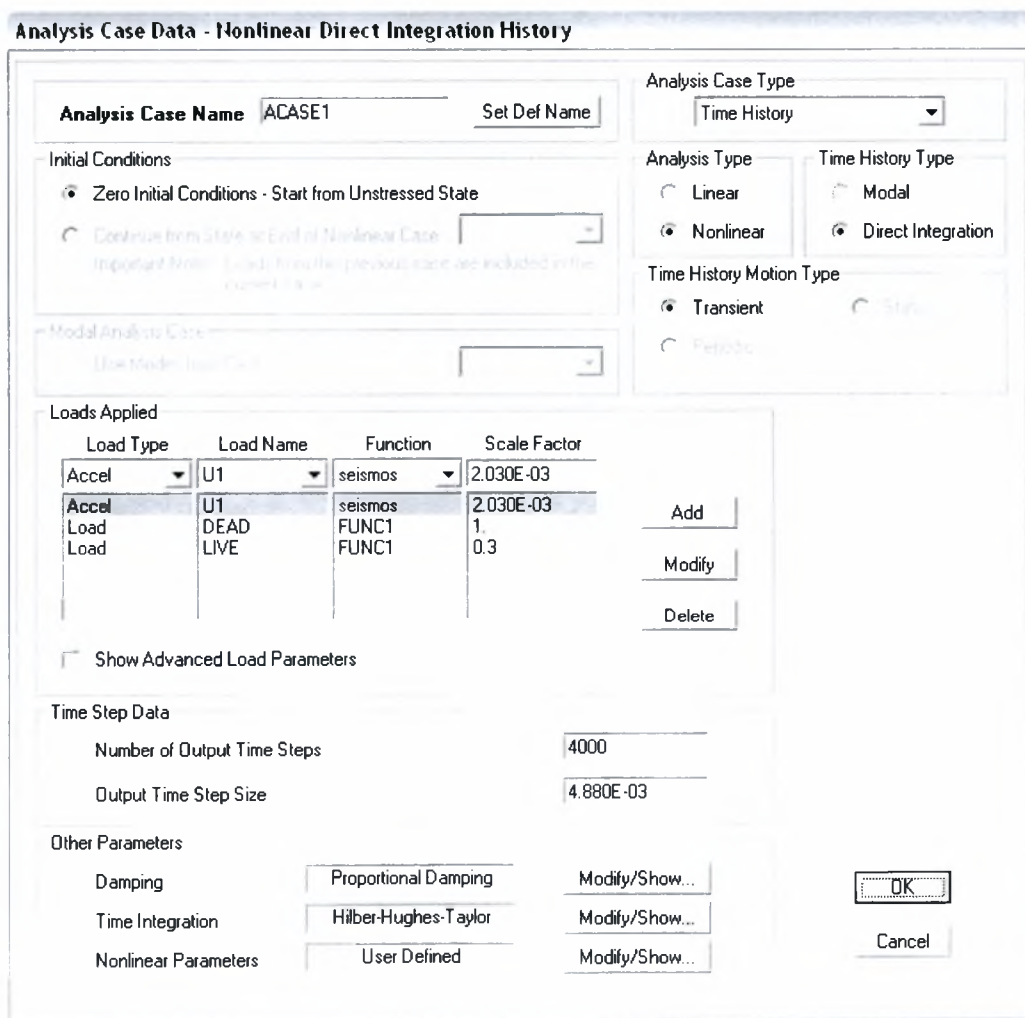
Σχήμα 5.38 : Πραγματική καταγραφή σεισμού



Σχήμα 5.39 : Εισαγωγή του σειсмоγραφήματος στο SAP2000

### 5.6.2 Εισαγωγή των συνθηκών φόρτισης

Στο σημείο αυτό θα καθορίσουμε την συνθήκη φόρτισης. Ο τύπος της ανάλυσης είναι μη γραμμική δυναμική ανάλυση με χρονοϊστορία, ενώ ο τύπος της ανάλυσης της χρονοϊστορίας είναι η απ' ευθείας ολοκλήρωση. Για τη μέθοδο της χρονικής ολοκλήρωσης που θα επιλέξουμε θα μιλήσουμε αναλυτικά στο επόμενο κεφάλαιο. Επιλέγουμε ως χρονικό βήμα το μισό, ενώ ως αριθμό των βημάτων ίδιο με εκείνο του σειсмоγραφήματος. Έτσι στις αναλύσεις μας τρέχουμε τον μισό σεισμό για λόγους υπολογιστικού χρόνου και εφόσον δεν επηρεάζει τα αποτελέσματα μας. Η διαδικασία φαίνεται στο σχήμα 5.40.

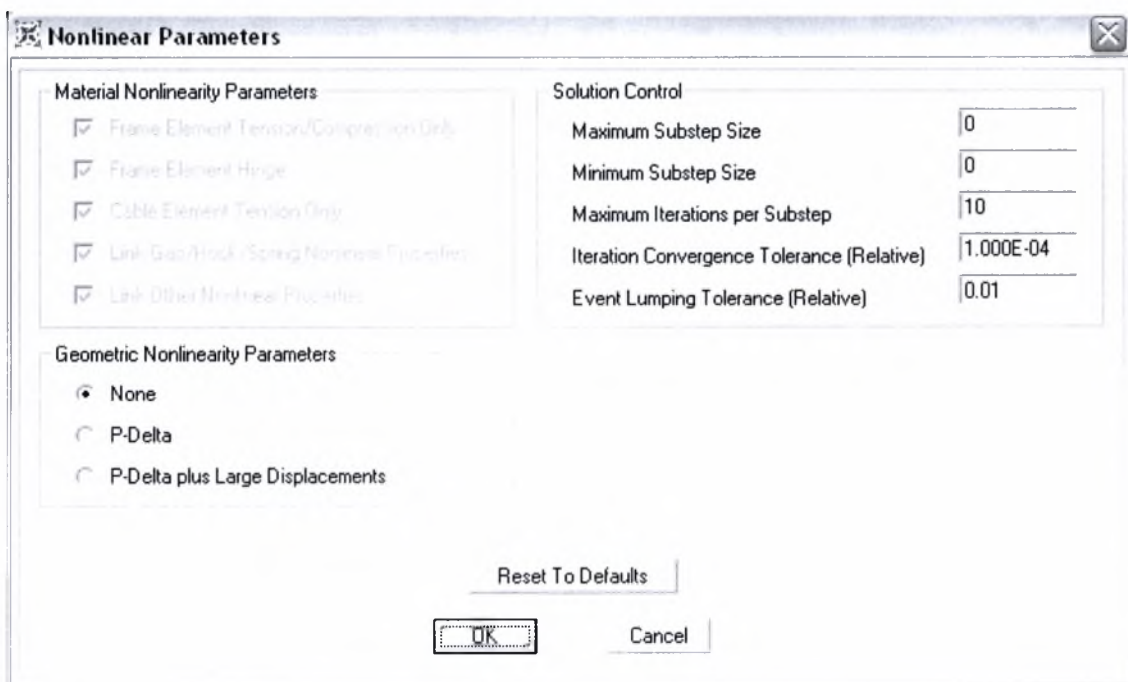


Σχήμα 5.40 : Εισαγωγή της συνθήκης φόρτισης στο SAP2000

Το χρονικό βήμα επιλέγηκε το μισό από το σταθερό χρονικό βήμα της κάθε μιας σεισμικής καταγραφής για να έχουμε περισσότερη ακρίβεια στα αποτελέσματα μας. Το SAP έτσι θα διαιρέσει κάθε χρονικό διάστημα μεταξύ δύο διαδοχικών καταγραφών σε δύο διαστήματα

### 5.6.3 Παράμετροι Επίλυσης

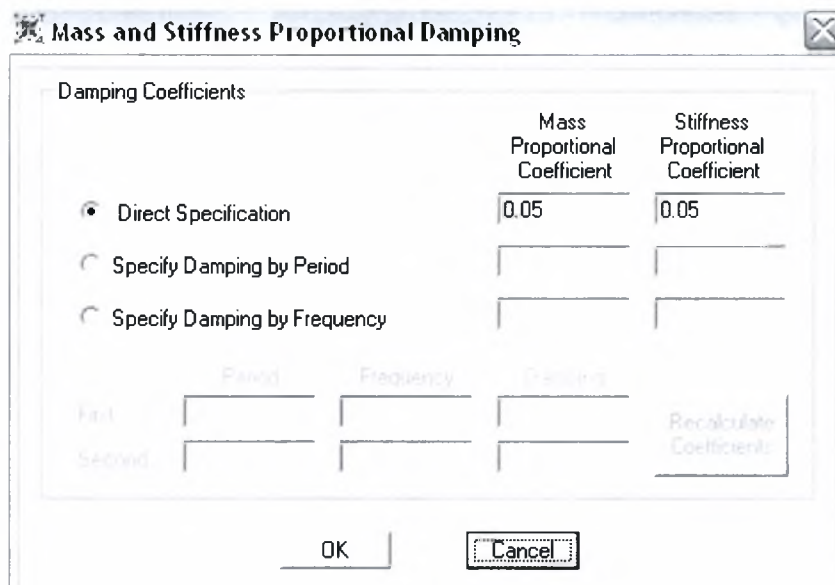
Το πρόγραμμα SAP2000 μας δίνει επίσης αρκετές επιλογές και διάφορες παραμέτρους για τον τρόπο που θα εφαρμόσουμε την μη γραμμική δυναμική ανάλυση. Έτσι παρέχει ένα πίνακα ελέγχου για την επίλυση μέσω του οποίου μπορούμε να διαιρέσουμε σε περισσότερα τμήματα (sub-steps) το χρονικό βήμα της σεισμικής διέγερσης, καθώς και ένα αριθμό επαναλήψεων της αριθμητικής επίλυσης σε κάθε ένα από αυτά (iterations per sub-step). Πολύ χρήσιμη είναι και η παράμετρος που ρυθμίζει την σχετική ανοχή σύγκλισης της κάθε μια επανάληψης. Είναι βέβαια λογικό πως αυξάνοντας τα βήματα της επίλυσης αυξάνεται και ο υπολογιστικός χρόνος. Αντίθετα μειώνοντας το περιθώριο σύγκλισης μειώνεται ο υπολογιστικός χρόνος αλλά και η πιθανότητα να συγκλίνει η επίλυση (Σχήμα 5.41).



**Σχήμα 5.41 :** Πίνακας ελέγχου επίλυσης και παράμετροι μη-γραμμικότητας της γεωμετρίας

Όσον αφορά την μη-γραμμικότητα της γεωμετρίας της διατομής η P-Delta ανάλυση είναι ασταθής όταν στην κατασκευή μας εφαρμόζουμε μεγάλες διεγέρσεις όπως παρατηρήσαμε έπειτα από ένα σύνολο επιλύσεων (Σχήμα 5.41).

Ο συντελεστής της απόσβεσης για την μάζα και την δυσκαμψία είναι ίσος με 0.05  
Σχήμα 5.42.



Σχήμα 5.42 : Συντελεστής απόσβεσης

#### 5.6.4 Επιλογή της Μεθόδου Χρονικής Ολοκλήρωσης

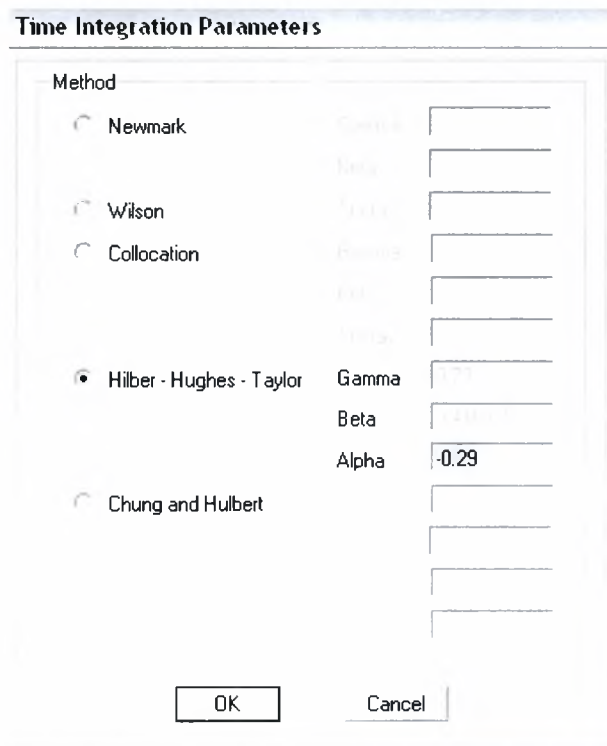
Κατά την εκπόνηση αυτής της διπλωματικής η μεγαλύτερη ίσως δυσκολία που παρουσιάστηκε για την εφαρμογή των δυναμικών ανελαστικών αναλύσεων στο μοντέλο της κατασκευής που δημιουργήσαμε ήταν η επιλογή της μεθόδου χρονικής ολοκλήρωσης. Όπως προαναφέρθηκε στην παράγραφο 4.4 οι περισσότερες από αυτές έχουν διερευνηθεί αρκετά τα τελευταία χρόνια και νέες έχουν δημιουργηθεί στην προσπάθεια να υπερκεράσουν κάποια προβλήματα (§ 4.4.1 Δυστυχώς όμως συνεχίζουν να παρουσιάζουν φαινόμενα αστάθειας και αδυναμία σύγκλισης όπως κι εμείς παρατηρήσαμε σε πολλές αναλύσεις.



Το SAP2000 έχει προεπιλεγμένη την μέθοδο Hilber-Hughes-Taylor με συντελεστή  $\alpha = 0$  που ουσιαστικά με αυτήν την τιμή του  $\alpha$  ταυτίζεται με την μέθοδο Newmark (§ 4.4.4). Με την συγκεκριμένη επιλογή όμως καμία επίλυση για κανέναν σεισμό δεν σύγκλινε. Η παράμετρος  $\alpha$  της Hilber-Hughes-Taylor μπορεί να πάρει τιμές μέσα από ένα συγκεκριμένο διάστημα το οποίο είναι:  $-1/3 \leq \alpha \leq 0$ . Όσο το  $\alpha$  πλησιάζει στην τιμή  $-1/3$  η ακρίβεια που επιτυγχάνει η μέθοδος είναι μεγαλύτερη, εις βάρος όμως του υπολογιστικού χρόνου [11].

Θέσαμε έτσι στην αρχή  $\alpha = -1/3$ . Η σύγκλιση των επιλύσεων πραγματοποιήθηκε με επιτυχία. Η δυναμική όμως αστάθεια παρουσιαζόταν σε όλους τους σεισμούς για πολύ μικρές τιμές του  $g$  σε σχέση με τα αποτελέσματα που πήραμε από την μη γραμμική στατική ανάλυση.

Έτσι έπειτα από πολλές δοκιμές και πλήθος επιλύσεων βρέθηκε για την συγκεκριμένη μέθοδο χρονικής ολοκλήρωσης, ότι σύγκλιση των επιλύσεων σε μεγαλύτερες τιμές της σεισμικής διέγερσης (σε  $g$ ) επιτυγχάνονταν μόνο για τις εξής τιμές του  $\alpha$ :  $-0.30 \leq \alpha \leq -0.29$ .



*Σχήμα 5.43 : Η μέθοδος χρονικής ολοκλήρωσης Hilber-Hughes-Taylor και η επιλογή του  $\alpha$*

## 5.7 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΤΩΝ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΔΥΝΑΜΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

Για την συγκέντρωση των αποτελεσμάτων των ανελαστικών δυναμικών αναλύσεων εργαστήκαμε ως εξής:

Καταγράψαμε σε πίνακα του προγράμματος EXCEL τις μέγιστες κατ' απόλυτη τιμή μετακινήσεις οροφής για κάθε ανάλυση όπως προέκυψαν από το διάγραμμα μετακίνησης οροφής σε συνάρτηση με τον χρόνο που μας έδωσε το SAP2000 (σχήματα 5.44 και 5.45). Έπειτα χαράχθηκαν οι καμπύλες μετακίνησης οροφής σε σχέση με την σεισμική επιτάχυνση για την αρχική και την ενισχυμένη κατασκευή.

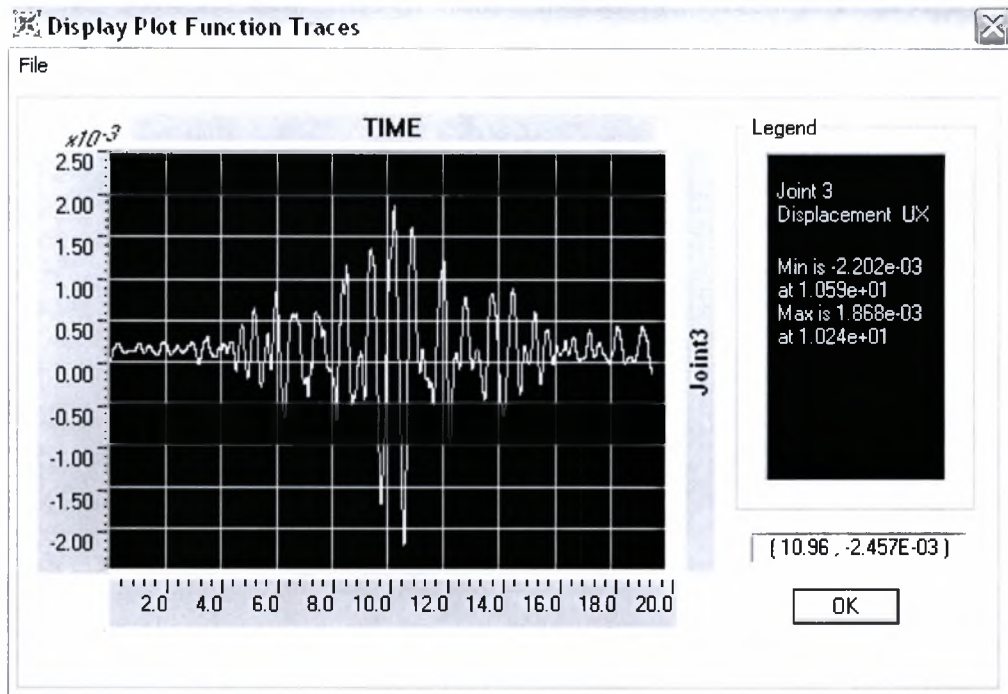
Για κάθε σεισμό δίνονται το διαγράμματα της επιτάχυνσης (σε g), της ταχύτητας και της μετακίνησης συναρτήσει του χρόνου καθώς και το φάσμα του κάθε σειμού (απόσβεση ίση με 5%) όπως υπολογίστηκε μέσω του προγράμματος BISPEC (η σεισμική επιτάχυνση στο κάθε φάσμα είναι σε ίντσες/δευτ<sup>2</sup>).

Οι σεισμικές καταγραφές που χρησιμοποιήθηκαν (πίνακας 5.3) επιλέχθηκαν από μία βάση δεδομένων 220 σειμών που συνέβησαν στη Ελλάδα στο χρονικό διάστημα 1980 – 1999 με κριτήρια:

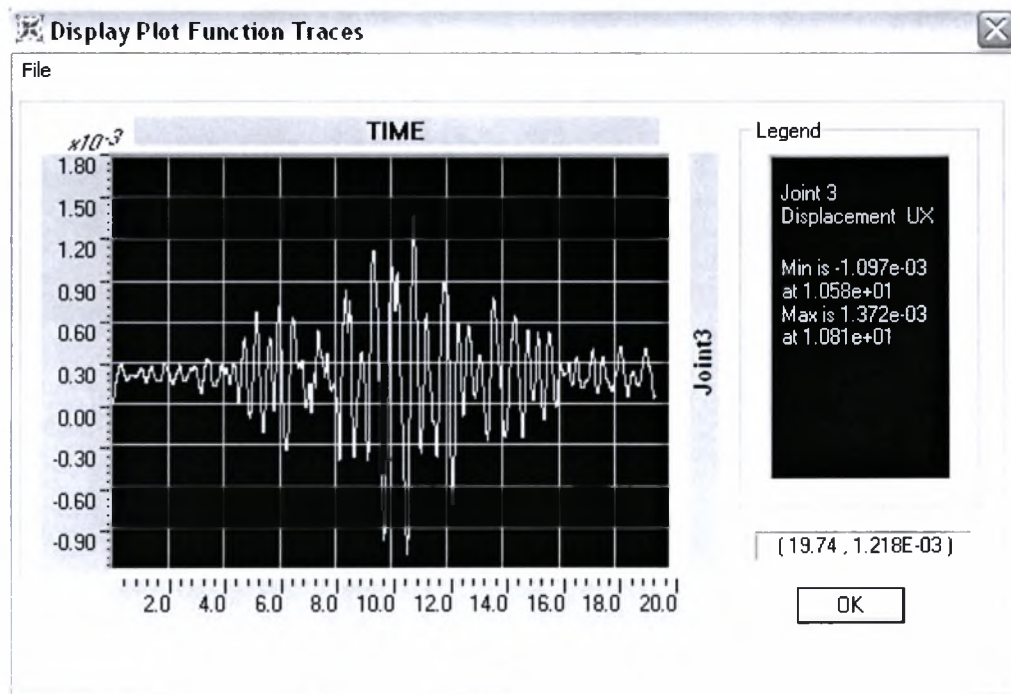
- α) Η ένταση του κάθε σειμού σε κλίμακα Richer να ξεπερνά το 4.4 ( $M_L > 4.4$ )
- β) Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση να ξεπερνά το 0.1g ( $PGA > 0.1g$ )

Νο	ΚΩΔΙΚΟΣ	Περιοχή	$M_L$	PGA (g)	Νο	ΚΩΔΙΚΟΣ	Περιοχή	$M_L$	PGA (g)
1	ARGO183-1	Αργοστόλι	6.5	0.171	10	PAT393-2	Πάτρα	5.1	0.401
2	ATHENS-2	Αθήνα	5.9	0.159	11	LEF194-1	Λευκάδα	5.1	0.136
3	ATHENS-3	Αθήνα	5.9	0.302	12	KYP187-1	Κυπαρίσσια	5.0	0.127
4	ATHENS-4	Αθήνα	5.9	0.121	13	ARGO192-1	Αργοστόλι	5.0	0.204
5	ARGO183-7	Αργοστόλι	5.7	0.192	14	PYR193-8	Πύργος	5.0	0.165
6	ZAK188-4	Ζάκυνθος	5.5	0.170	15	KAL286-2	Καλαμάτα	4.8	0.263
7	KAL186-1	Καλαμάτα	5.5	0.273	16	LEF188-2	Λευκάδα	4.5	0.245
8	EDE190-1	Έδεσσα	5.4	0.101	17	IER183-3	Ιερισσός	4.4	0.178
9	ARGO183-8	Αργοστόλι	5.1	0.305					

**Πίνακας 5.3 :** Σύνολο των σειμών που χρησιμοποιήθηκαν στην ανάλυση

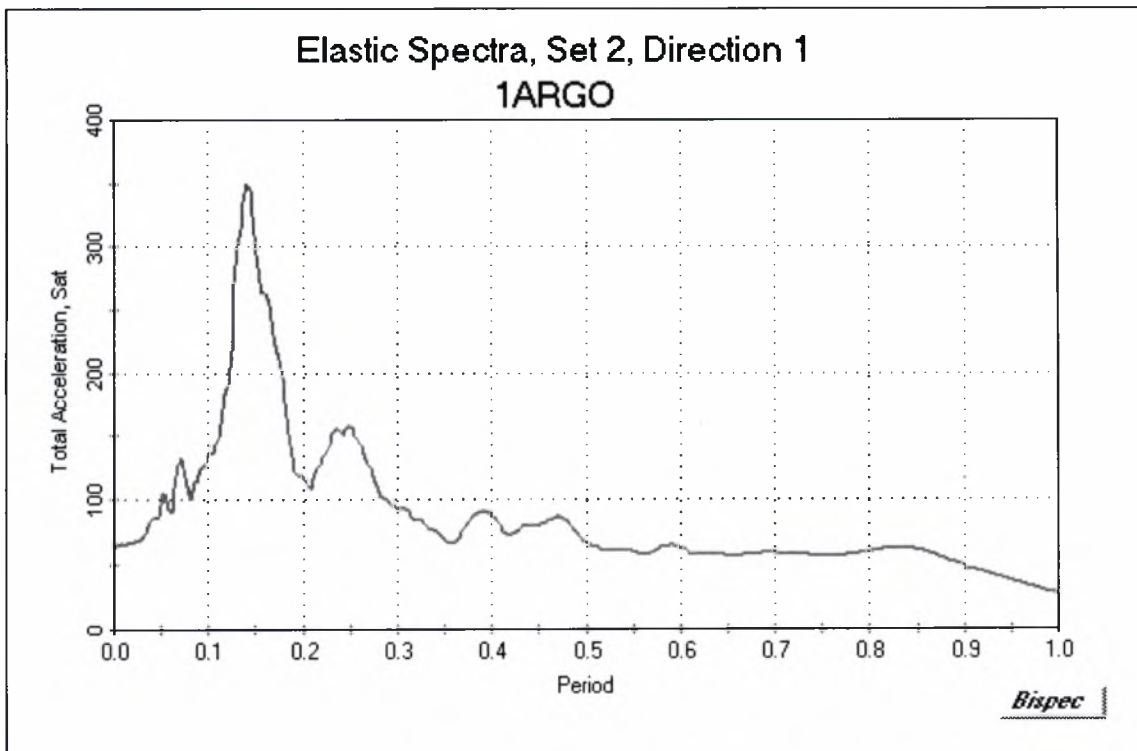
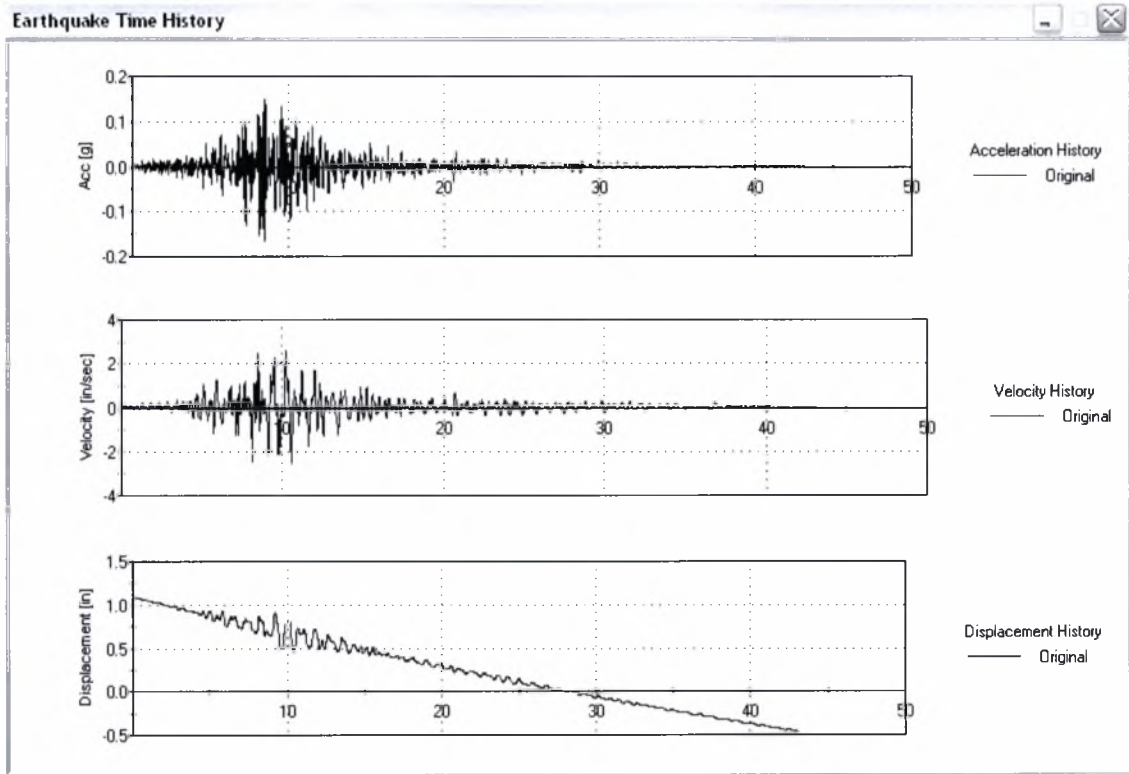


Σχήμα 5.44 : Μέγιστη μετακίνηση οροφής της αρχικής κατασκευής (σεισμός 1-ARGO)



Σχήμα 5.45 : Μέγιστη μετακίνηση οροφής της ενισχυμένης κατασκευής (σεισμός 1-ARGO)

5.7.1 Σεισμός 1-ARGO



1-ARGO			
Points	4442		
time step	0.00976		

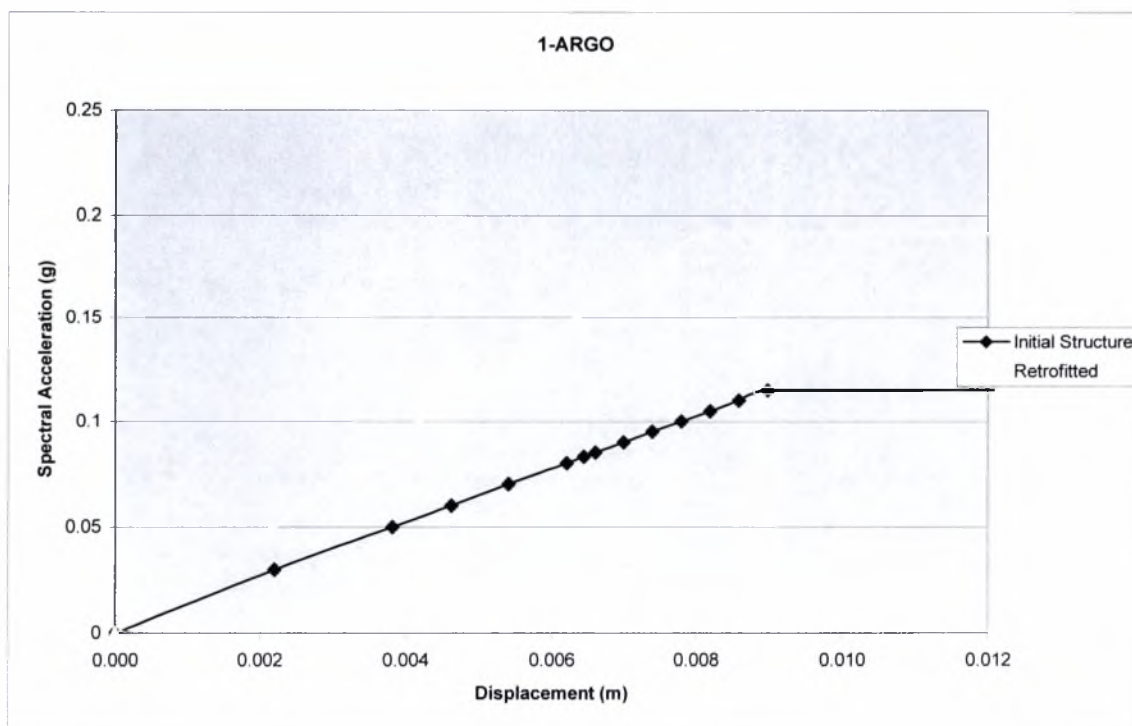
  

Initial Structure			
File	g	acc.Factor	Displacement
0	0		0
003	0.03	0.00203	2.203E-03
005	0.05	0.00338	3.825E-03
006	0.06	0.00406	4.625E-03
007	0.07	0.00473	5.412E-03
008	0.08	0.00541	6.212E-03
0083	0.083	0.00561	6.447E-03
0085	0.085	0.00575	6.612E-03
009	0.09	0.00608	7.000E-03
0095	0.095	0.00642	7.399E-03
010	0.1	0.00676	7.799E-03
0105	0.105	0.00710	8.199E-03
011	0.11	0.00744	8.598E-03
0115	0.115	0.00777	8.986E-03
012	0.12	0.00811	9.386E-03
0125	0.125	0.00845	9.637E-03
013	0.13	0.00879	
0135	0.135	0.00913	

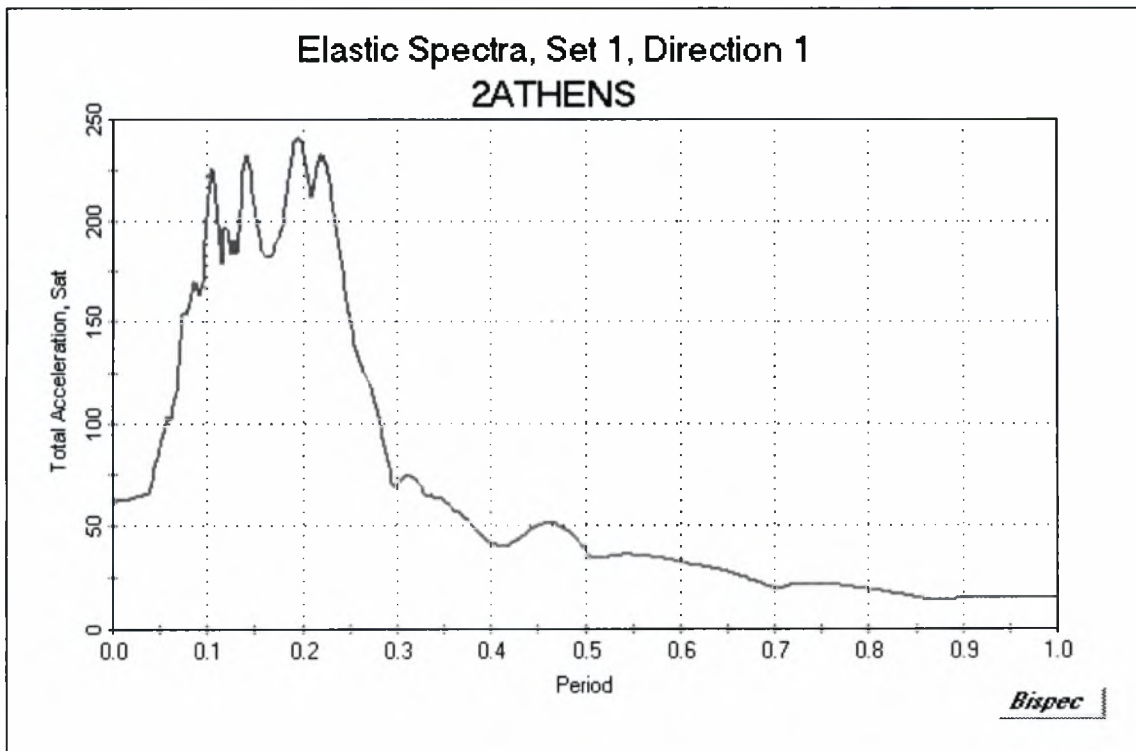
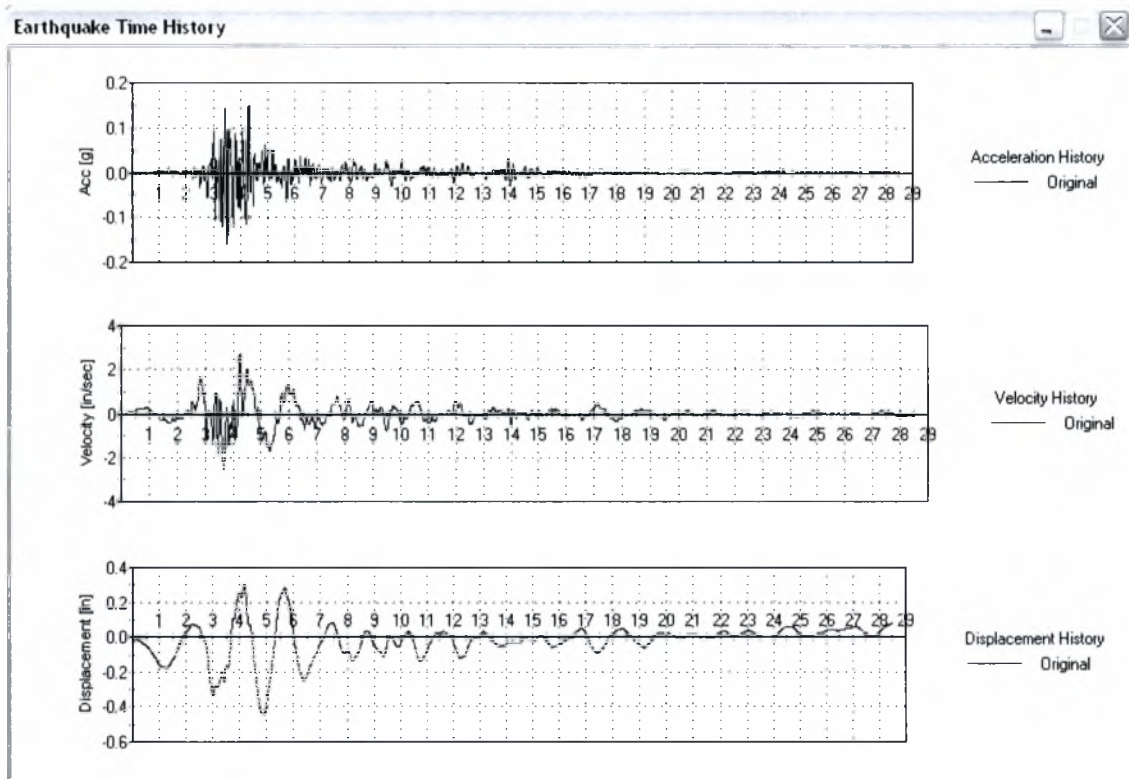
  

Retrofitted Structure			
File	g	acc.Factor	Displacement
0	0		0
0.03	0.03	0.00184	1.372E-03
0.05	0.05	0.00307	2.191E-03
0.06	0.06	0.00368	2.584E-03
0.07	0.07	0.00430	2.983E-03
0.08	0.08	0.00491	3.376E-03
0.09	0.09	0.00553	3.775E-03
0.1	0.1	0.00614	4.185E-03
0.11	0.11	0.00676	4.605E-03
0.12	0.12	0.00737	5.040E-03
0.13	0.13	0.00798	5.504E-03
0.14	0.14	0.00860	5.949E-03
0.15	0.15	0.00921	6.352E-03
0.16	0.16	0.00983	6.789E-03
0.17	0.17	0.01044	7.234E-03
0.18	0.18	0.01105	7.683E-03
0.19	0.19	0.01167	8.131E-03
0.2	0.2	0.01228	8.566E-03

Annotations: 0.03g / 0.1479g / 100, T=0.7255, Sa (m/s²)= 1.4513, 0.1479 g, 62.889/2.54/100, Sa / 9.81, Sa (inch/sec²) from Bispec, T=0.6013, Sa (m/s²)= 1.5974, 62.889, 0.1628 g, 57.14, 10.59, 10.59, time the analysis stops, 10.57



### 5.7.2 Σεισμός 2-ATHENS



2-ATHENS	
Points	5703
time step	0.005

T= 0.7255  
Sa (m/s<sup>2</sup>)= 0.5420  
0.0552 g

Initial Structure			
File	Factor*Sa	acc.Factor	Displacement
	g		
	0		0
003	0.03	0.00543	2.733E-03
005	0.05	0.00905	4.455E-03
006	0.06	0.01086	5.316E-03
007	0.07	0.01267	6.178E-03
008	0.08	0.01448	7.039E-03
0083	0.083	0.01502	7.296E-03
0085	0.085	0.01539	7.472E-03
009	0.09	0.01629	7.900E-03
0095	0.095	0.01720	8.333E-03
010	0.1	0.01810	8.761E-03
0105	0.105	0.01901	9.194E-03
011	0.11	0.01991	8.454E-03
0115	0.115	0.02082	
012	0.12	0.02172	
0125	0.125	0.02263	
013	0.13	0.02353	

21.338

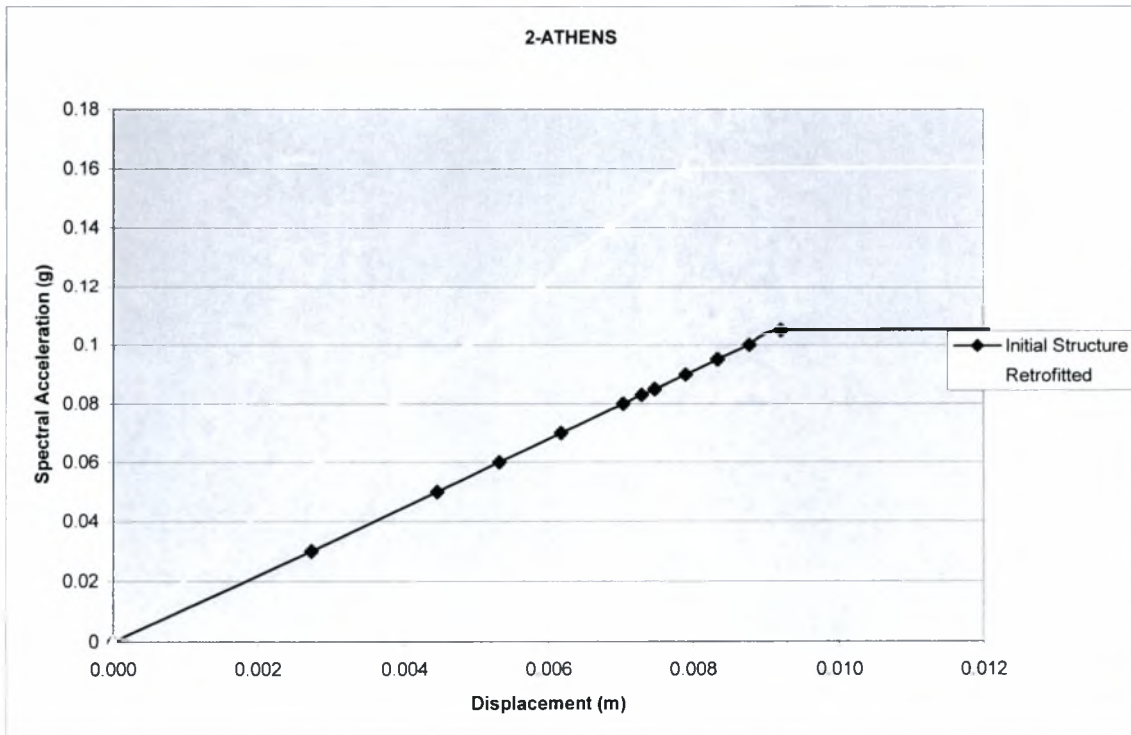
T= 0.6013  
Sa (m/s<sup>2</sup>)= 0.8154  
0.0831 g

Retrofitted Structure		
Factor*Sa	acc.Factor	Displacement
g		
0		0
0.03	0.00361	1.451E-03
0.05	0.00602	2.331E-03
0.06	0.00722	2.839E-03
0.07	0.00842	3.346E-03
0.08	0.00962	3.854E-03
0.09	0.01083	4.366E-03
0.1	0.01203	4.873E-03
0.11	0.01323	5.381E-03
0.12	0.01444	5.893E-03
0.13	0.01564	6.327E-03
0.14	0.01684	6.857E-03
0.15	0.01805	7.376E-03
0.16	0.01925	7.890E-03
0.17	0.02045	8.016E-03

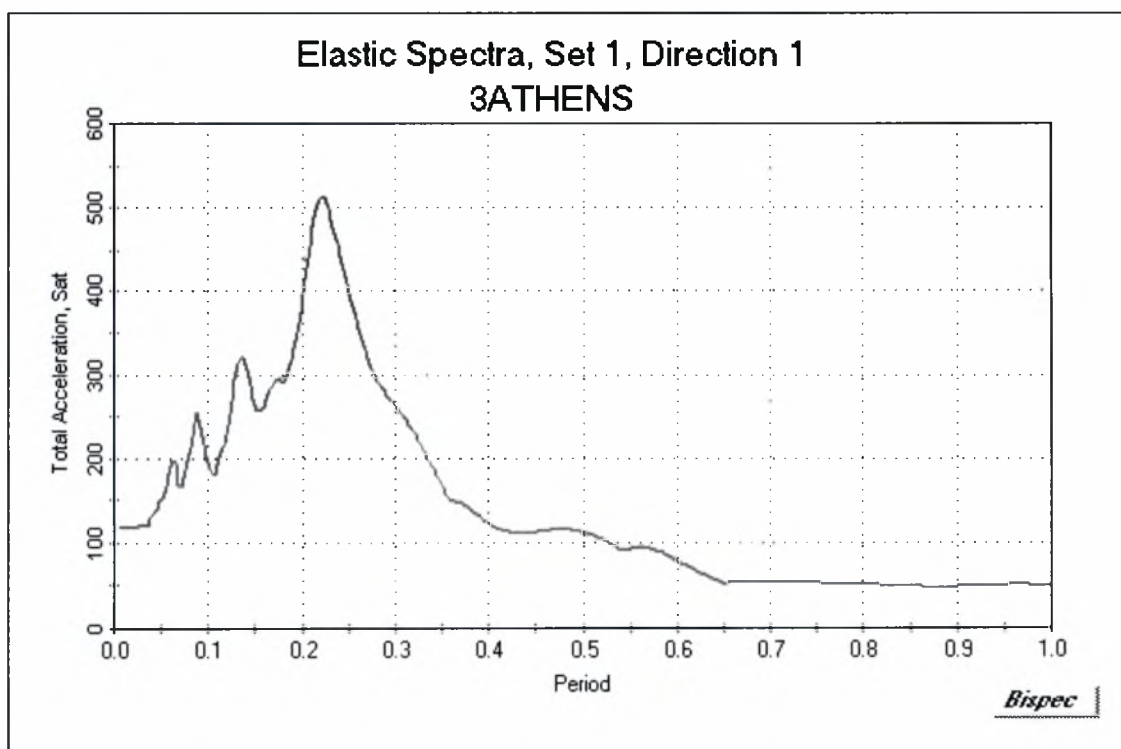
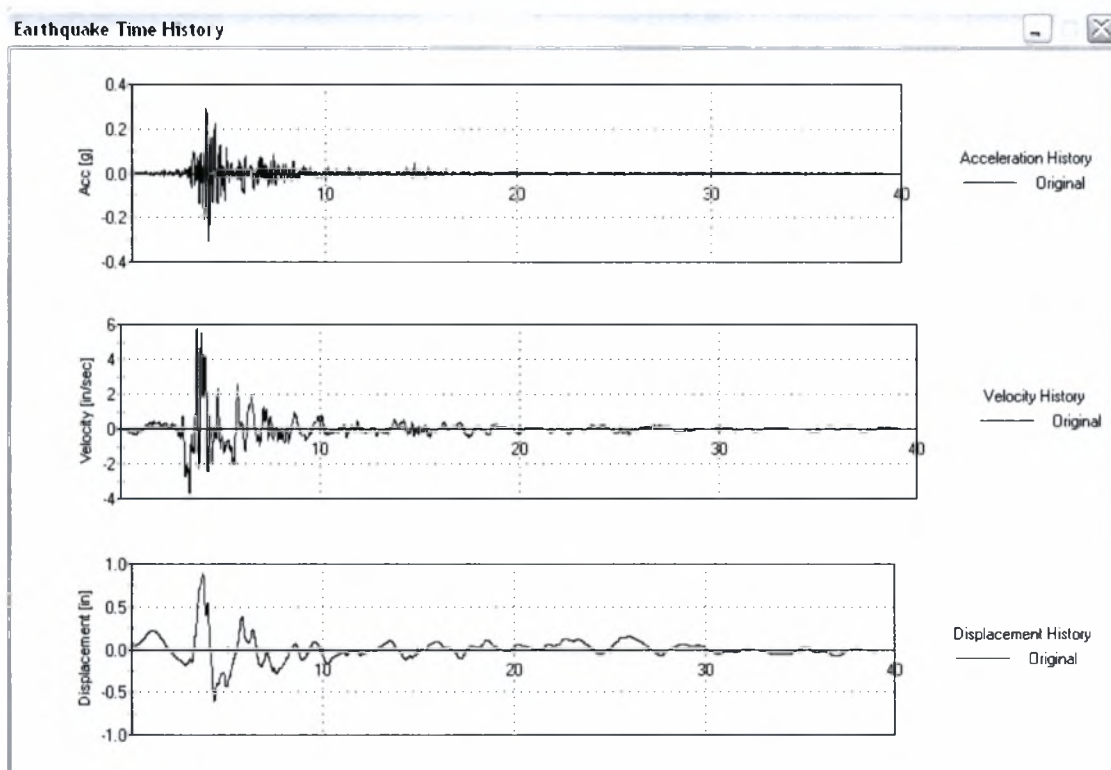
32.102

3.128

3.09



### 5.7.3 Σεισμός 3-ATHENS





3-ATHENS	
Points	7815
time step	0.005

T= 0.7255  
Sa (m/s<sup>2</sup>)= 1.3393

0.1365 g

Initial Structure			
File	Factor*Sa	acc.Factor	Displacement
	0		0
003	0.03	0.00220	3.500E-03
005	0.05	0.00366	5.730E-03
006	0.06	0.00439	6.844E-03
007	0.07	0.00513	7.972E-03
008	0.08	0.00586	9.086E-03
0083	0.083	0.00608	9.421E-03
0085	0.085	0.00623	9.546E-03
009	0.09	0.00659	
0095	0.095	0.00696	
010	0.1	0.00732	
0105	0.105	0.00769	
011	0.11	0.00806	
0115	0.115	0.00842	
012	0.12	0.00879	

T= 0.6013  
Sa (m/s<sup>2</sup>)= 1.9403

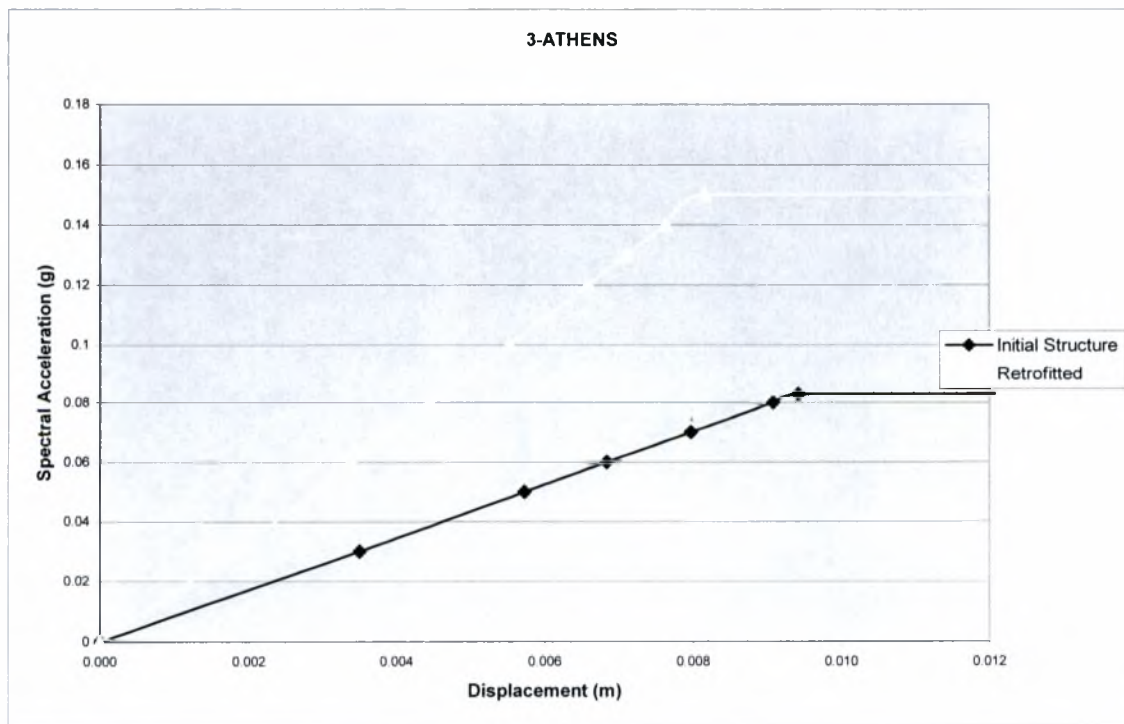
76.39  
0.1978 g

Retrofitted Structure		
File	Factor*Sa	Displacement
	0	0
003	0.03	1.812E-03
005	0.05	2.874E-03
006	0.06	3.399E-03
007	0.07	3.935E-03
008	0.08	4.460E-03
009	0.09	4.996E-03
010	0.1	5.532E-03
011	0.11	6.058E-03
012	0.12	6.594E-03
013	0.13	7.104E-03
014	0.14	7.639E-03
015	0.15	8.164E-03
016	0.16	8.701E-03
017	0.17	

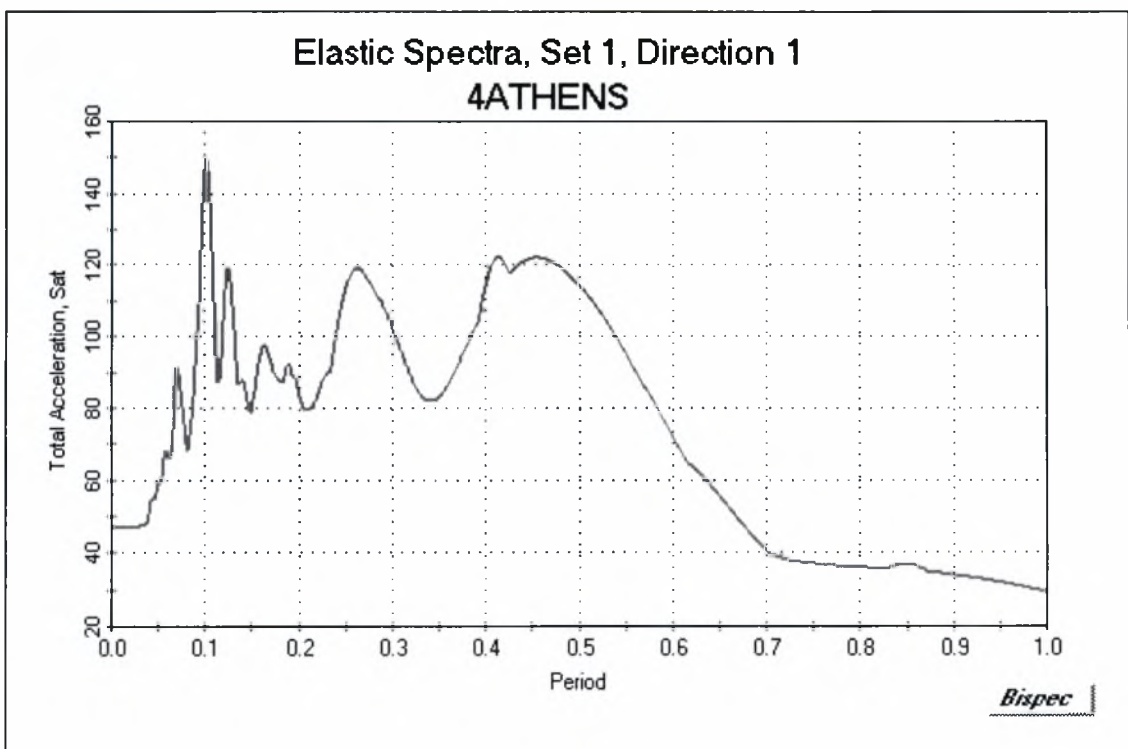
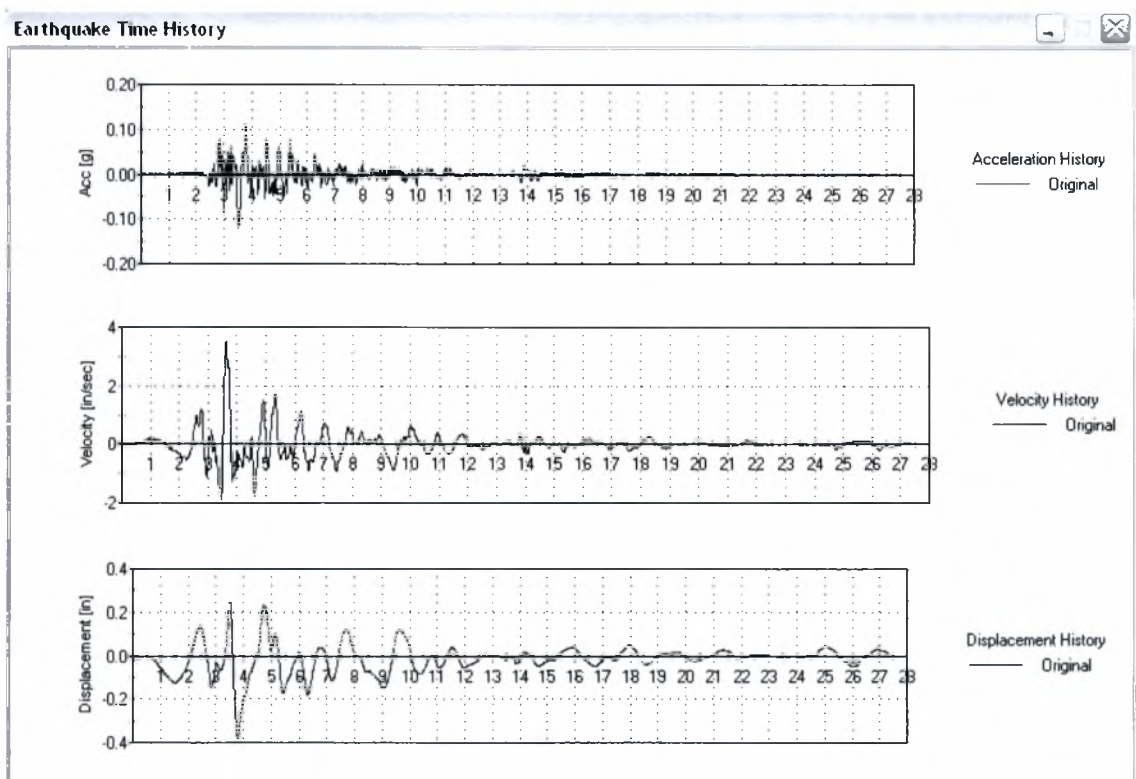
52.729

3.810

3.810



### 5.7.4 Σεισμός 4-ATHENS



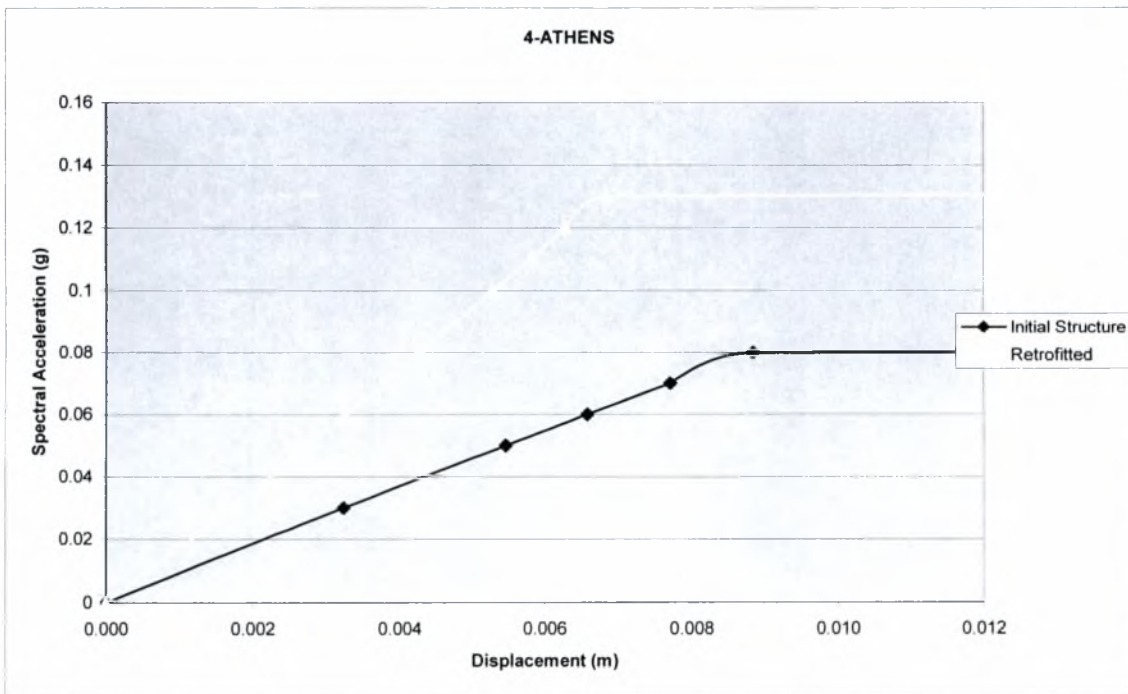
4-ATHENS	
Points	5472
time step	0.005

T= 0.7255  
Sa (m/s<sup>2</sup>)= 0.9601  
0.0979 g

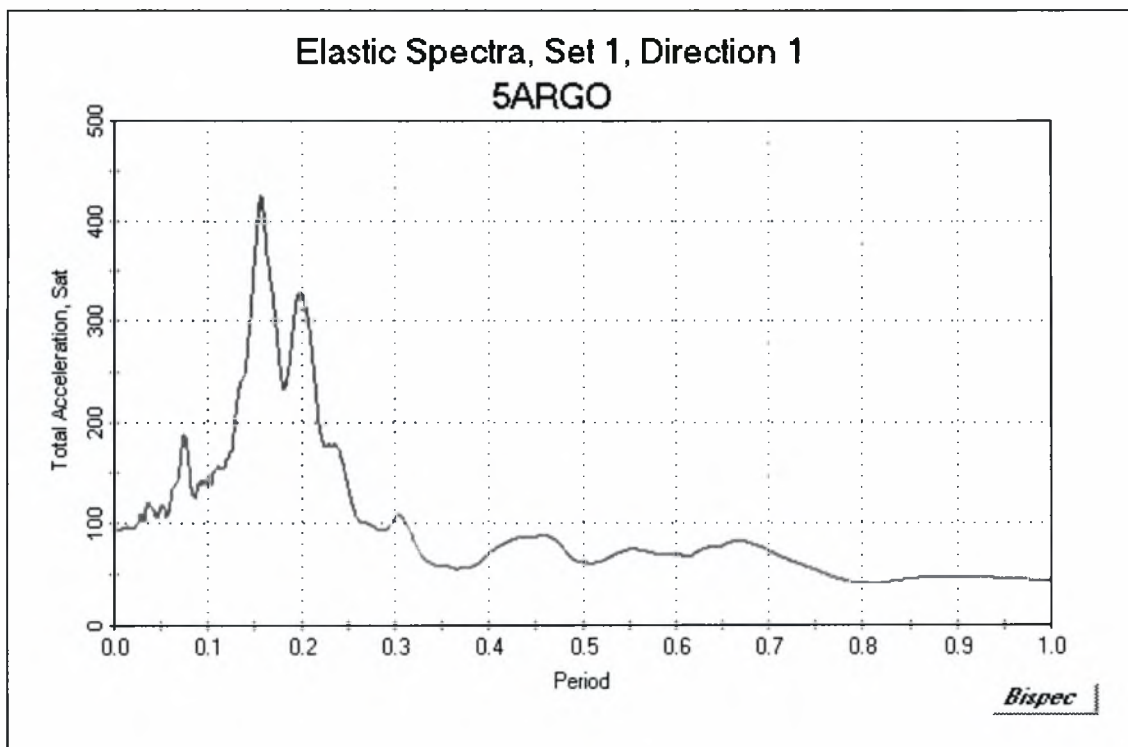
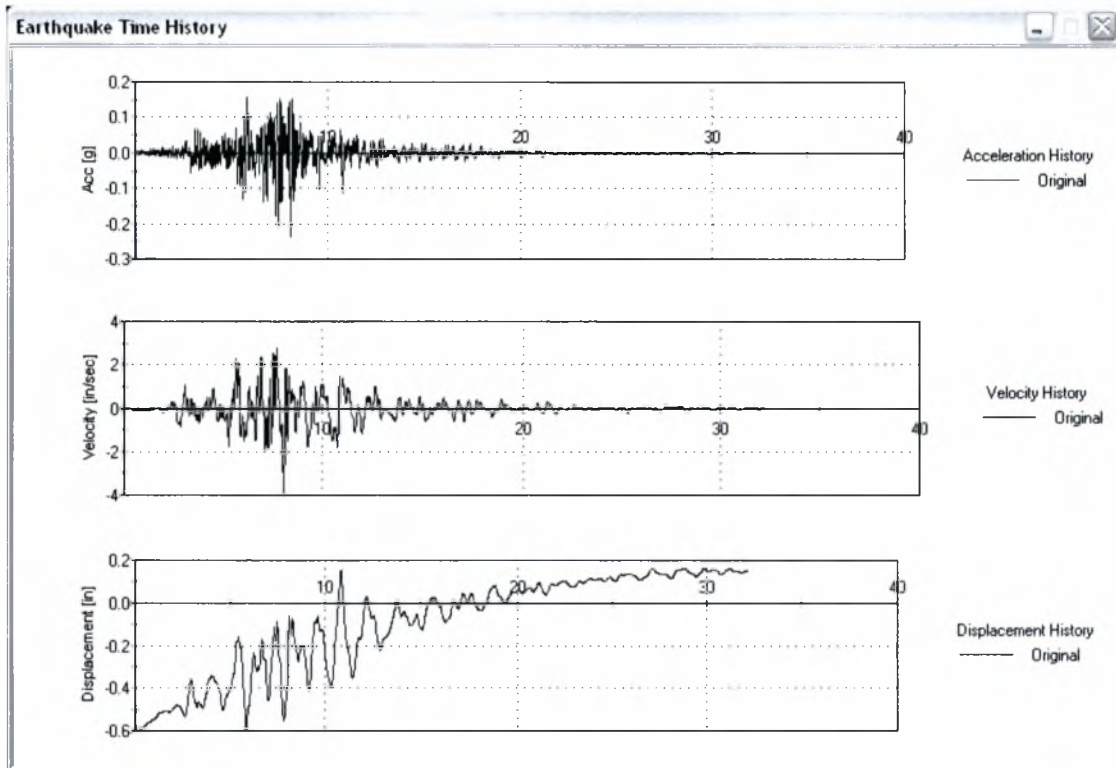
Initial Structure			
File	Factor*Sa g	acc.Factor	Displacement
	0		0
003	0.03	0.00307	3.231E-03
005	0.05	0.00511	5.466E-03
006	0.06	0.00613	6.587E-03
007	0.07	0.00715	7.708E-03
008	0.08	0.00817	8.829E-03
0083	0.083	0.00848	9.171E-03
0085	0.085	0.00869	9.404E-03
009	0.09	0.00920	
0095	0.095	0.00971	
010	0.1	0.01022	
0105	0.105	0.01073	
011	0.11	0.01124	
0115	0.115	0.01175	
012	0.12	0.01226	

T= 0.6013  
Sa (m/s<sup>2</sup>)= 1.8014  
0.1836 g

Retrofitted Structure			
File	Factor*Sa g	acc.Factor	Displacement
	0		0
	0.03	0.00163	1.733E-03
	0.05	0.00272	2.748E-03
	0.06	0.00327	3.261E-03
	0.07	0.00381	3.764E-03
	0.08	0.00436	4.276E-03
	0.09	0.00490	4.779E-03
	0.1	0.00545	5.291E-03
	0.11	0.00599	5.817E-03
	0.12	0.00653	6.290E-03
	0.13	0.00708	6.843E-03
	0.14	0.00762	7.255E-03
	0.15	0.00817	7.925E-03
	0.16	0.00871	8.457E-03
	0.17	0.00926	8.781E-03



### 5.7.5 Σεισμός 5-ARGO



5-ARGO	
Points	3309
time step	0.00976

T= 0.7255  
Sa (m/s<sup>2</sup>)= 1.5599

0.1590 g

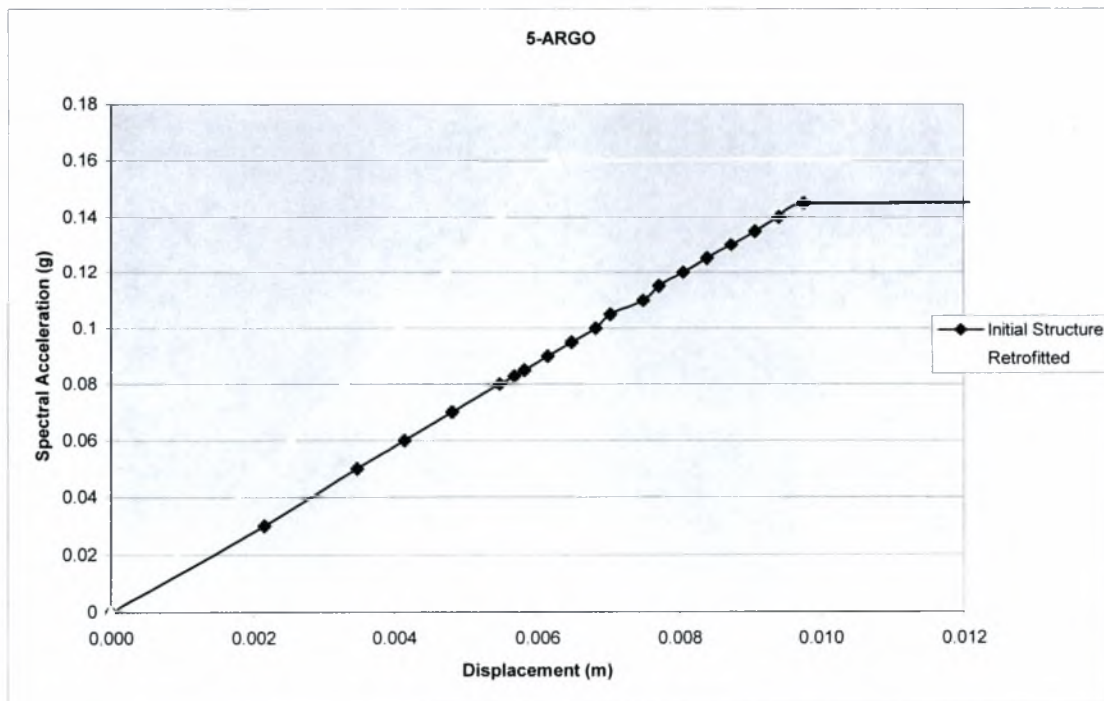
Initial Structure			
File	Factor*Sa	acc.Factor	Displacement
	0		0
003	0.03	0.00189	2.152E-03
005	0.05	0.00314	3.477E-03
006	0.06	0.00377	4.145E-03
007	0.07	0.00440	4.813E-03
008	0.08	0.00503	5.480E-03
0083	0.083	0.00522	5.682E-03
0085	0.085	0.00535	5.820E-03
009	0.09	0.00566	6.148E-03
0095	0.095	0.00597	6.477E-03
010	0.1	0.00629	6.816E-03
0105	0.105	0.00660	7.022E-03
011	0.11	0.00692	7.484E-03
0115	0.115	0.00723	7.707E-03
012	0.12	0.00755	8.055E-03
0125	0.125	0.00786	8.391E-03
013	0.13	0.00818	8.737E-03
0135	0.135	0.00849	9.076E-03
014	0.14	0.00880	9.414E-03
0145	0.145	0.00912	9.762E-03
015	0.15	0.00943	1.010E-02

T= 0.6013  
Sa (m/s<sup>2</sup>)= 1.7229

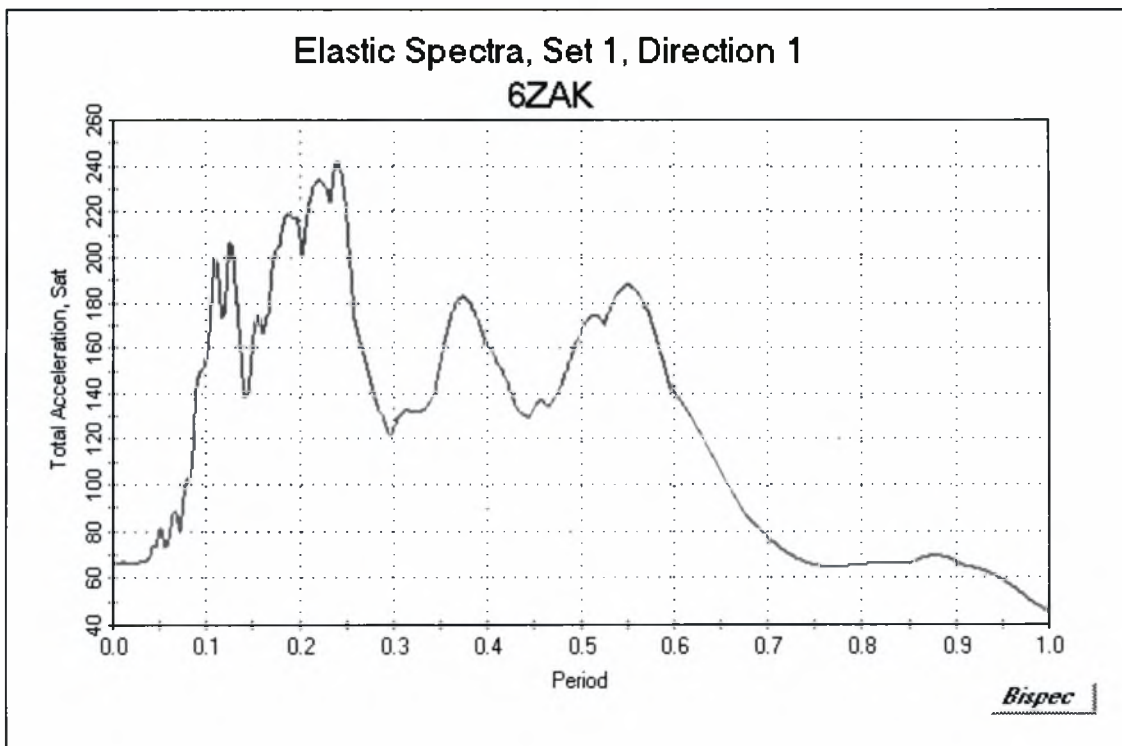
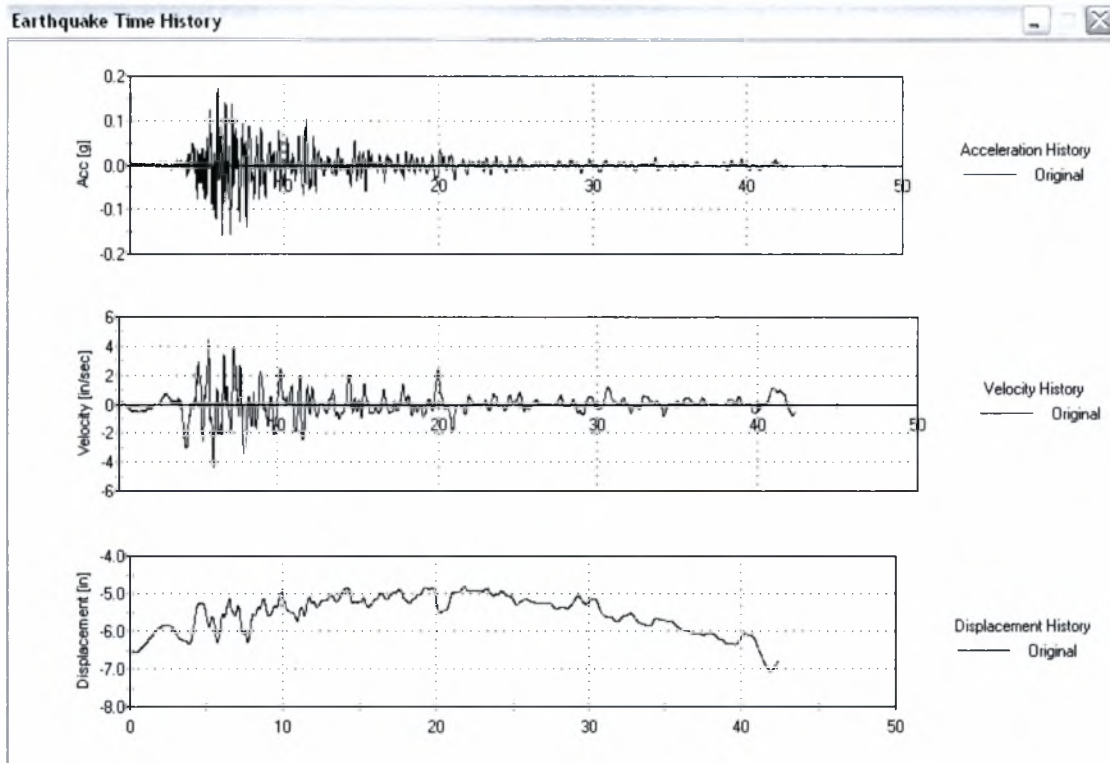
67.83

0.1756 g

Retrofitted Structure		
Factor*Sa	acc.Factor	Displacement
0		0
0.03	0.00171	1.374E-03
0.05	0.00285	2.147E-03
0.06	0.00342	2.533E-03
0.07	0.00399	2.920E-03
0.08	0.00456	3.306E-03
0.09	0.00512	3.686E-03
0.1	0.00569	4.072E-03
0.11	0.00626	4.360E-03
0.12	0.00683	4.738E-03
0.13	0.00740	5.115E-03
0.14	0.00797	5.492E-03
0.15	0.00854	5.870E-03
0.16	0.00911	6.247E-03
0.17	0.00968	6.100E-03



### 5.7.6 Σεισμός 6-ZAK



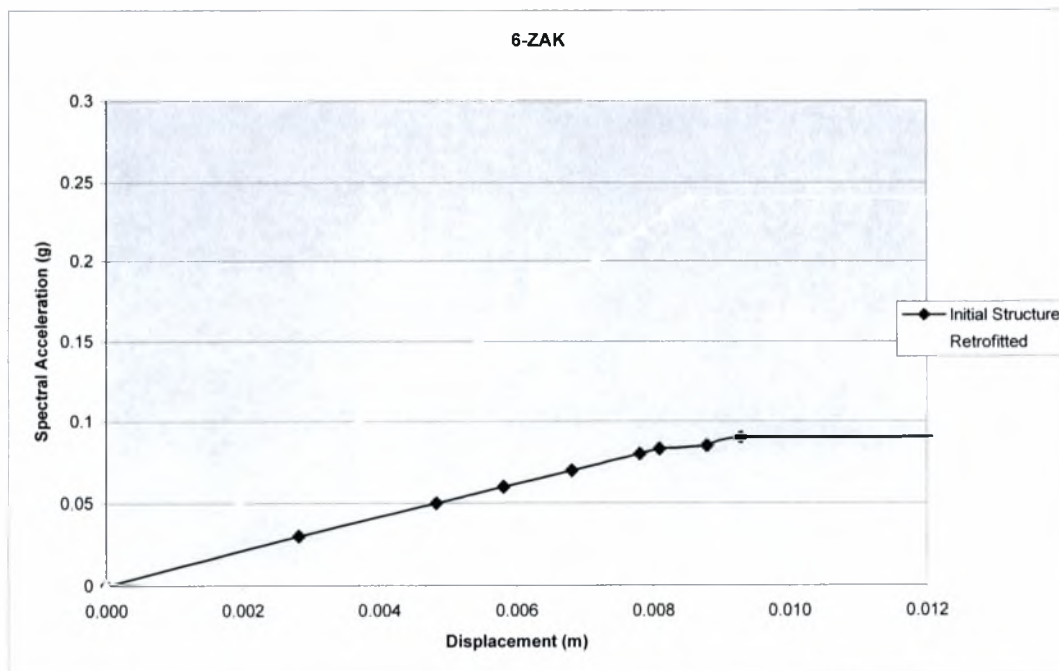
6-ZAK	
Points	4242
time step	0.01

T= 0.7255  
Sa (m/s<sup>2</sup>)= 1.7606  
0.1795 g

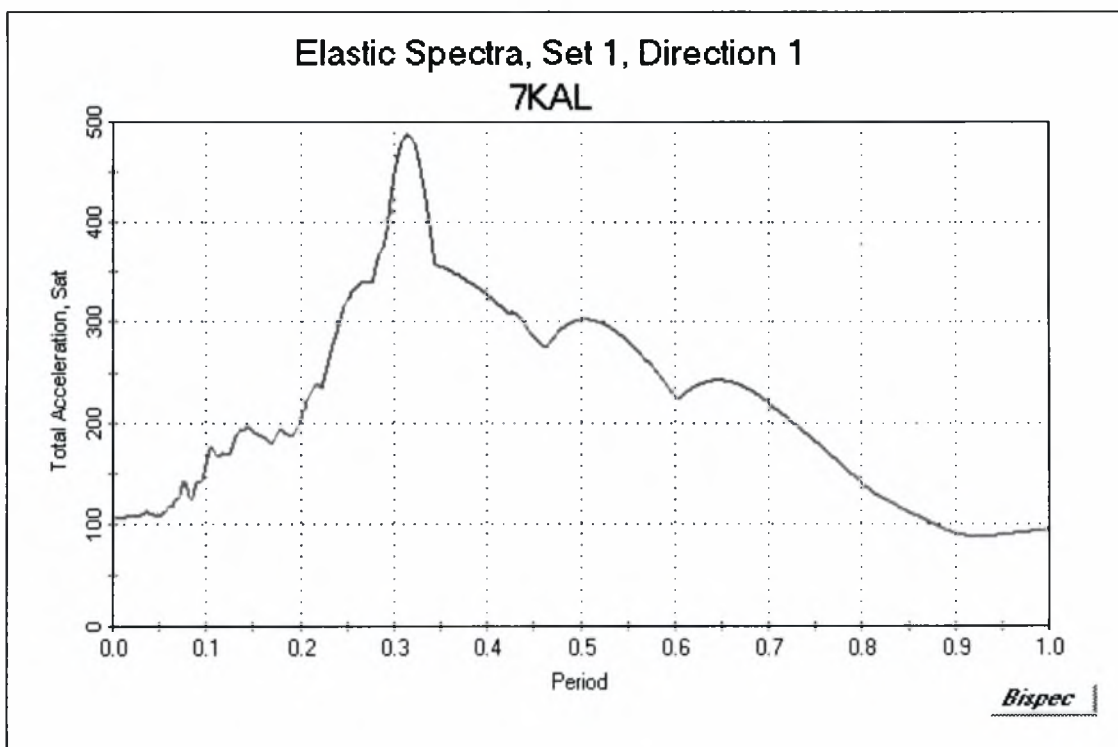
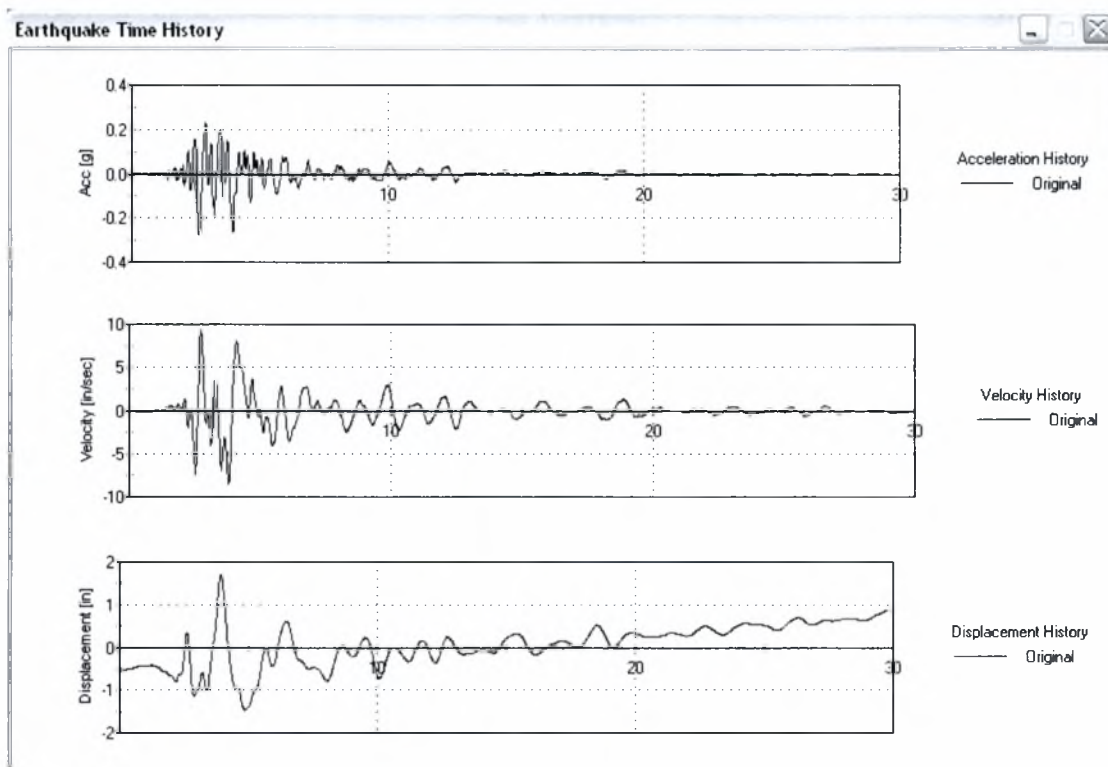
Initial Structure			
File	Factor*Sa	acc.Factor	Displacement
	g		
	0		0
003	0.03	0.00167	2.831E-03
005	0.05	0.00279	4.829E-03
006	0.06	0.00334	5.810E-03
007	0.07	0.00390	6.809E-03
008	0.08	0.00446	7.809E-03
0083	0.083	0.00462	8.094E-03
0085	0.085	0.00474	8.790E-03
009	0.09	0.00501	9.289E-03
0095	0.095	0.00529	9.792E-03
010	0.1	0.00557	
0105	0.105	0.00585	
011	0.11	0.00613	
0115	0.115	0.00641	
012	0.12	0.00669	

T= 0.6013  
Sa (m/s<sup>2</sup>)= 3.5209  
0.3589 g

Retrofitted Structure			
File	Factor*Sa	acc.Factor	Displacement
	g		
	0		0
	0.03	0.00084	1.266E-03
	0.05	0.00139	1.954E-03
	0.06	0.00167	2.304E-03
	0.07	0.00195	2.655E-03
	0.08	0.00223	3.005E-03
	0.09	0.00251	3.355E-03
	0.1	0.00279	3.705E-03
	0.11	0.00306	4.043E-03
	0.12	0.00334	4.393E-03
	0.13	0.00362	4.744E-03
	0.14	0.00390	5.094E-03
	0.15	0.00418	5.444E-03
	0.16	0.00446	5.795E-03
	0.17	0.00474	6.145E-03
	0.18	0.00502	6.495E-03
	0.19	0.00529	6.292E-03
	0.2	0.00557	7.167E-03
	0.21	0.00585	7.508E-03
	0.22	0.00613	7.850E-03
	0.23	0.00641	8.192E-03
	0.24	0.00669	8.536E-03
	0.25	0.00697	8.419E-03
	0.26	0.00724	0.000E+00



### 5.7.7 Σεισμός 7-KAL





7-KAL	
Points	3058
time step	0.00976

T= 0.7255  
Sa (m/s<sup>2</sup>)= 5.0818

200.07  
0.5180 g

Initial Structure			
File	Factor*Sa	acc.Factor	Displacement
	0		0
003	0.03	0.00058	2.421E-03
005	0.05	0.00097	3.949E-03
006	0.06	0.00116	4.693E-03
007	0.07	0.00135	5.438E-03
008	0.08	0.00154	6.182E-03
0083	0.083	0.00160	6.417E-03
0085	0.085	0.00164	6.574E-03
009	0.09	0.00174	6.966E-03
0095	0.095	0.00183	7.318E-03
010	0.1	0.00193	7.710E-03
0105	0.105	0.00203	8.102E-03
011	0.11	0.00212	8.454E-03
0115	0.115	0.00222	8.846E-03
012	0.12	0.00232	9.238E-03
0125	0.125	0.00241	9.590E-03
013	0.13	0.00251	9.982E-03

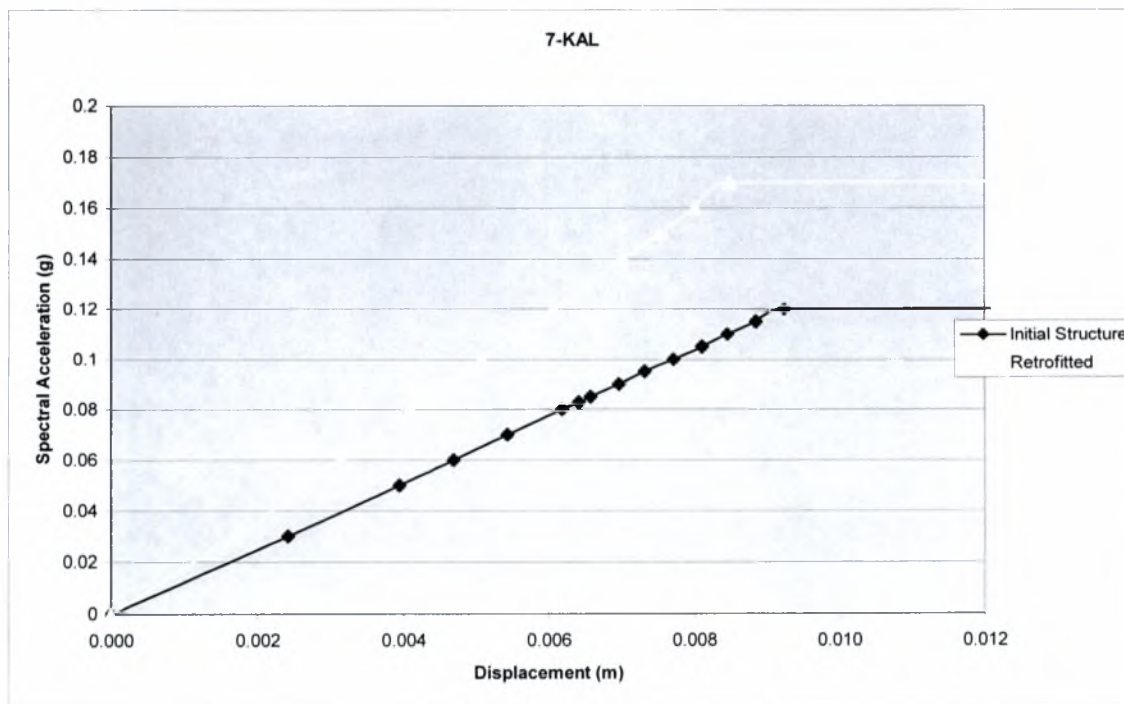
4.115

T= 0.6013  
Sa (m/s<sup>2</sup>)= 5.6683

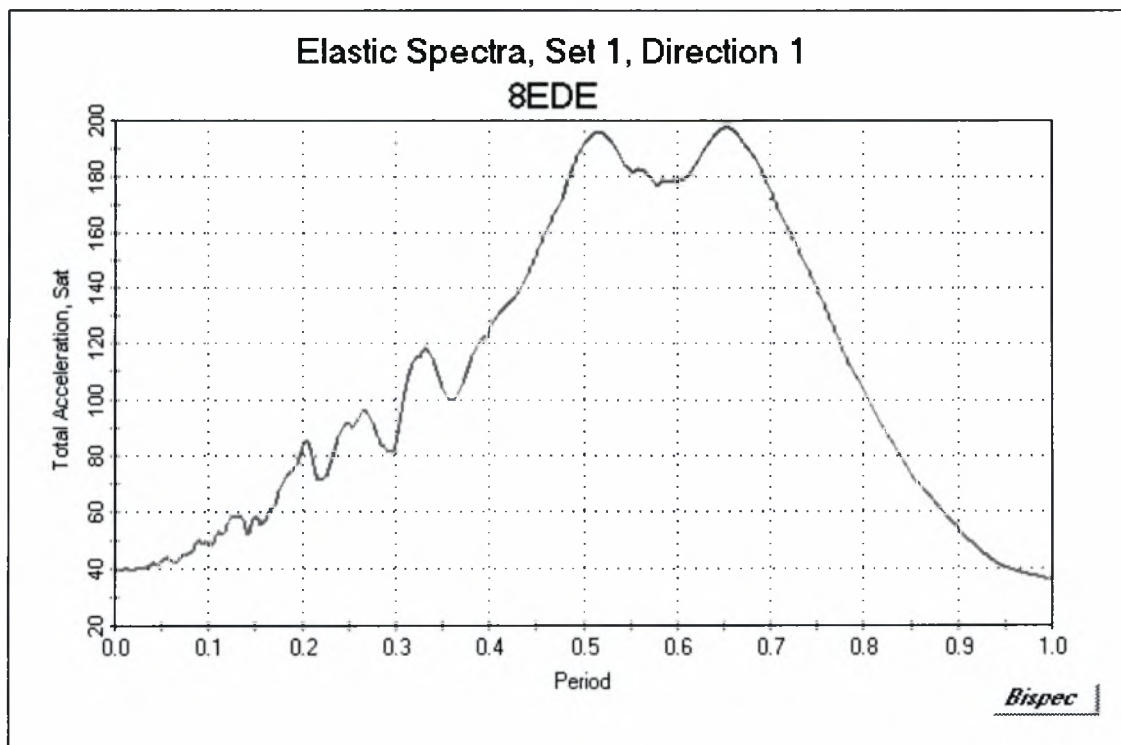
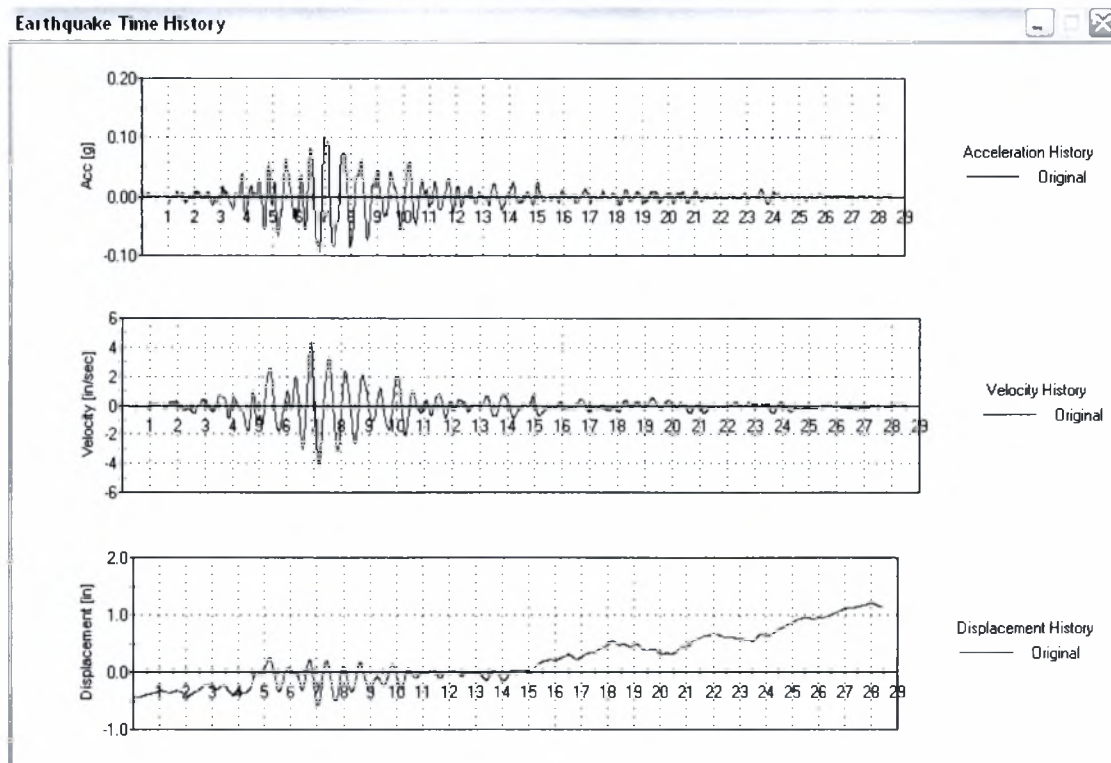
223.16  
0.5778 g

Retrofitted Structure			
File	Factor*Sa	acc.Factor	Displacement
	0		0
003	0.03	0.00052	1.677E-03
005	0.05	0.00087	2.661E-03
006	0.06	0.00104	3.139E-03
007	0.07	0.00121	3.617E-03
008	0.08	0.00138	4.095E-03
009	0.09	0.00156	4.602E-03
010	0.1	0.00173	5.080E-03
011	0.11	0.00190	5.558E-03
012	0.12	0.00208	6.064E-03
013	0.13	0.00225	6.542E-03
014	0.14	0.00242	7.020E-03
015	0.15	0.00260	7.527E-03
016	0.16	0.00277	8.008E-03
017	0.17	0.00294	8.490E-03
018	0.18	0.00312	9.001E-03

2.778



### 5.7.8 Σεισμός 8-EDE



8-EDE	
Points	2851
time step	0.01

T= 0.7255  
Sa (m/s<sup>2</sup>)= 3.9959  
0.4073 g

Initial Structure			
File	g	acc.Factor	Displacement
	0		0
003	0.03	0.00074	1.812E-03
005	0.05	0.00123	2.913E-03
006	0.06	0.00147	3.452E-03
007	0.07	0.00172	4.014E-03
008	0.08	0.00196	4.553E-03
0083	0.083	0.00204	4.733E-03
0085	0.085	0.00209	4.846E-03
009	0.09	0.00221	5.115E-03
0095	0.095	0.00233	5.385E-03
010	0.1	0.00245	5.655E-03
0105	0.105	0.00258	5.947E-03
011	0.11	0.00270	6.216E-03
0115	0.115	0.00282	6.486E-03
012	0.12	0.00295	6.778E-03
0125	0.125	0.00307	7.048E-03
013	0.13	0.00319	7.318E-03
0135	0.135	0.00331	7.587E-03
014	0.14	0.00344	7.879E-03
0145	0.145	0.00356	8.149E-03
015	0.15	0.00368	8.419E-03
0155	0.155	0.00381	8.711E-03
016	0.16	0.00393	8.981E-03
0165	0.165	0.00405	9.250E-03
017	0.17	0.00417	9.406E-03

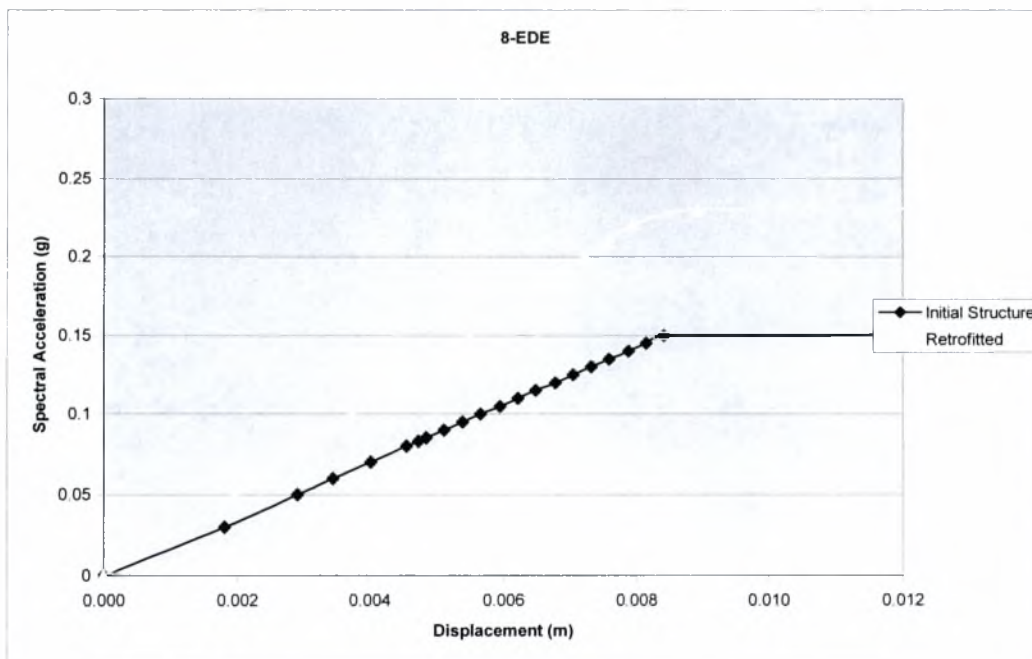
157.32

T= 0.6013  
Sa (m/s<sup>2</sup>)= 4.5319  
0.4620 g

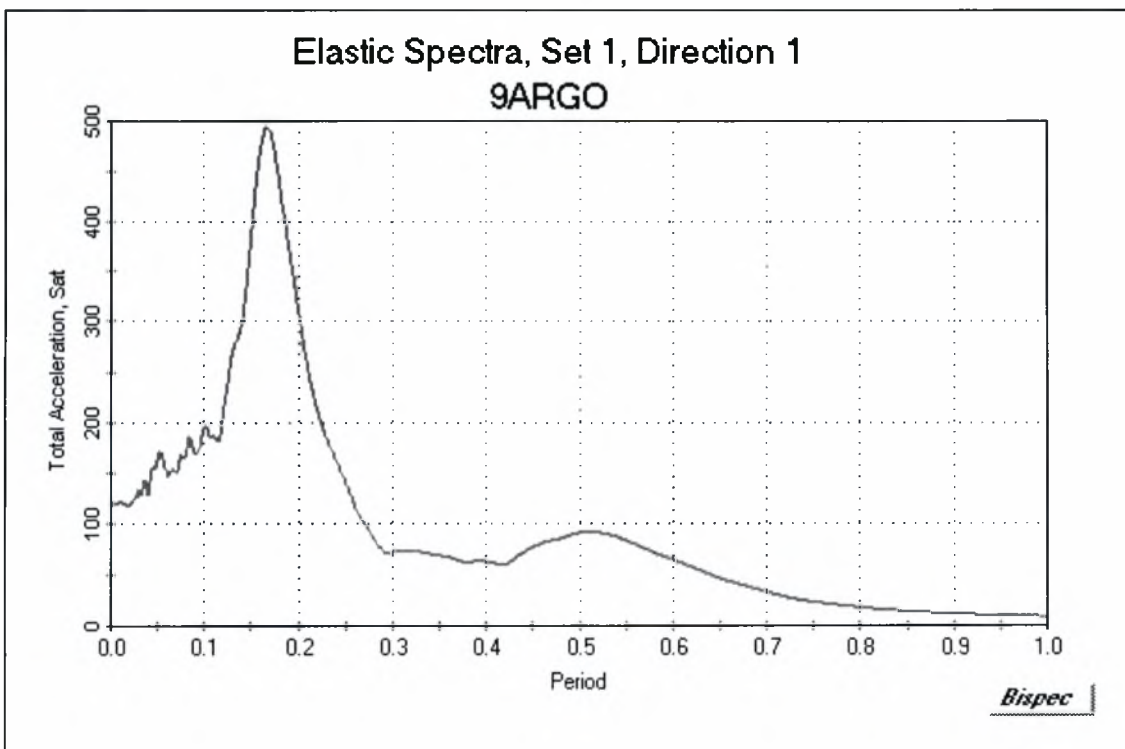
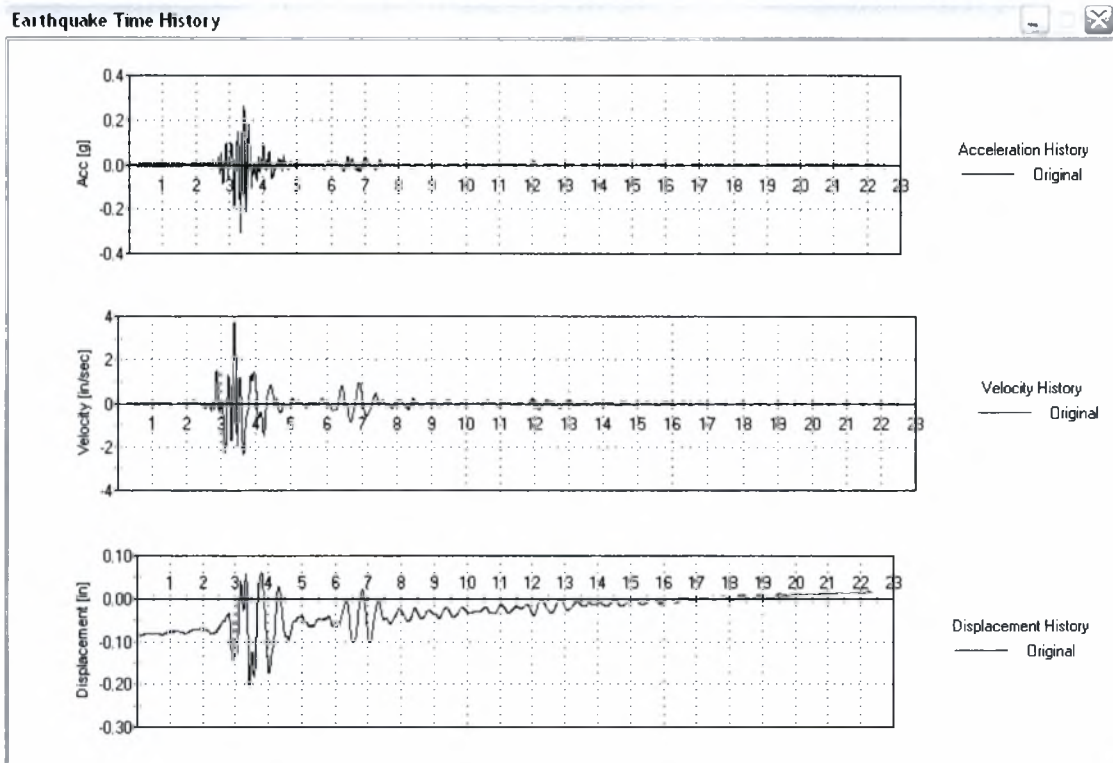
Retrofitted Structure			
Factor*Sa	g	acc.Factor	Displacement
	0		0
0.03	0.00065	1.271E-03	
0.05	0.00108	1.970E-03	
0.06	0.00130	2.327E-03	
0.07	0.00152	2.685E-03	
0.08	0.00173	3.026E-03	
0.09	0.00195	3.383E-03	
0.1	0.00216	3.725E-03	
0.11	0.00238	4.082E-03	
0.12	0.00260	4.440E-03	
0.13	0.00281	4.781E-03	
0.14	0.00303	5.138E-03	
0.15	0.00325	5.496E-03	
0.16	0.00346	5.837E-03	
0.17	0.00368	6.194E-03	
0.18	0.00390	6.540E-03	
0.19	0.00411	6.869E-03	
0.2	0.00433	7.215E-03	
0.21	0.00455	7.579E-03	
0.22	0.00476	7.943E-03	
0.23	0.00498	8.931E-03	
0.24	0.00520	8.712E-03	
0.25	0.00541	9.081E-03	

7.18  
7.18

7.225



### 5.7.9 Σεισμός 9-ARGO



9-ARGO	
Points	2294
time step	0.00976

T= 0.7255  
Sa (m/s<sup>2</sup>)= 0.6626  
0.0675 g

Initial Structure			
File	Factor*Sa	acc.Factor	Displacement
	0		0
003	0.03	0.00444	3.358E-03
005	0.05	0.00740	5.497E-03
006	0.06	0.00888	6.567E-03
007	0.07	0.01036	7.637E-03
008	0.08	0.01184	8.707E-03
0083	0.083	0.01229	9.032E-03
0085	0.085	0.01259	
009	0.09	0.01333	
0095	0.095	0.01407	
010	0.1	0.01481	
0105	0.105	0.01555	
011	0.11	0.01629	
0115	0.115	0.01703	
012	0.12	0.01777	

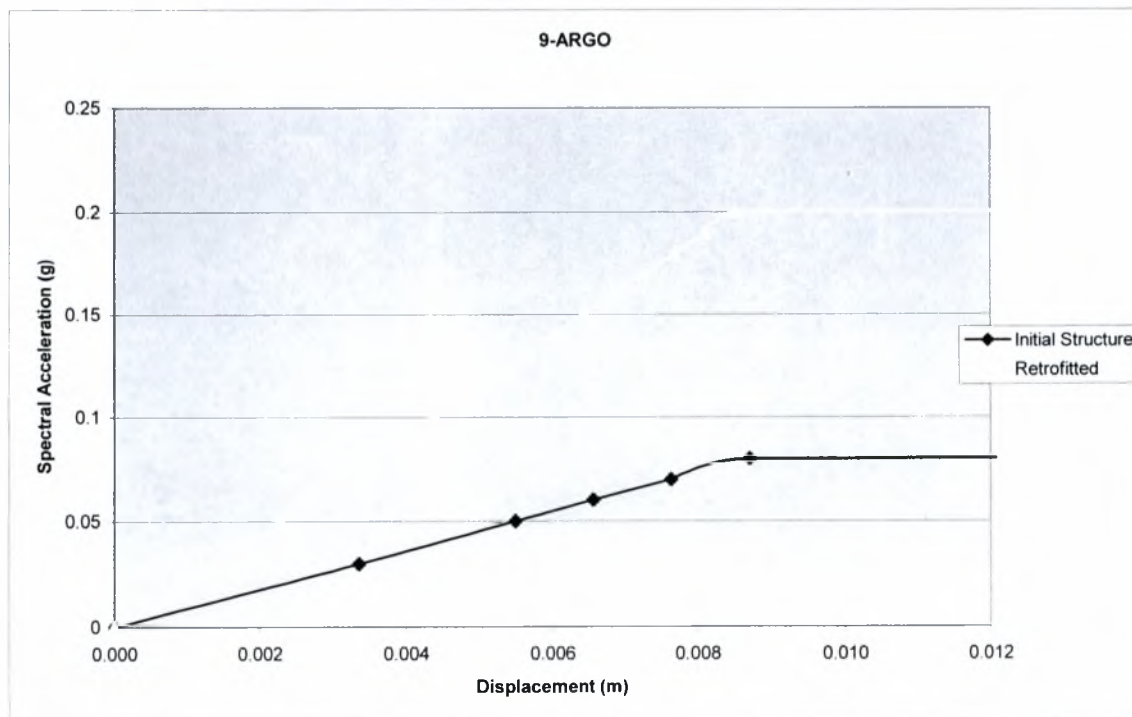
26.085

T= 0.6013  
Sa (m/s<sup>2</sup>)= 1.5923  
0.1623 g

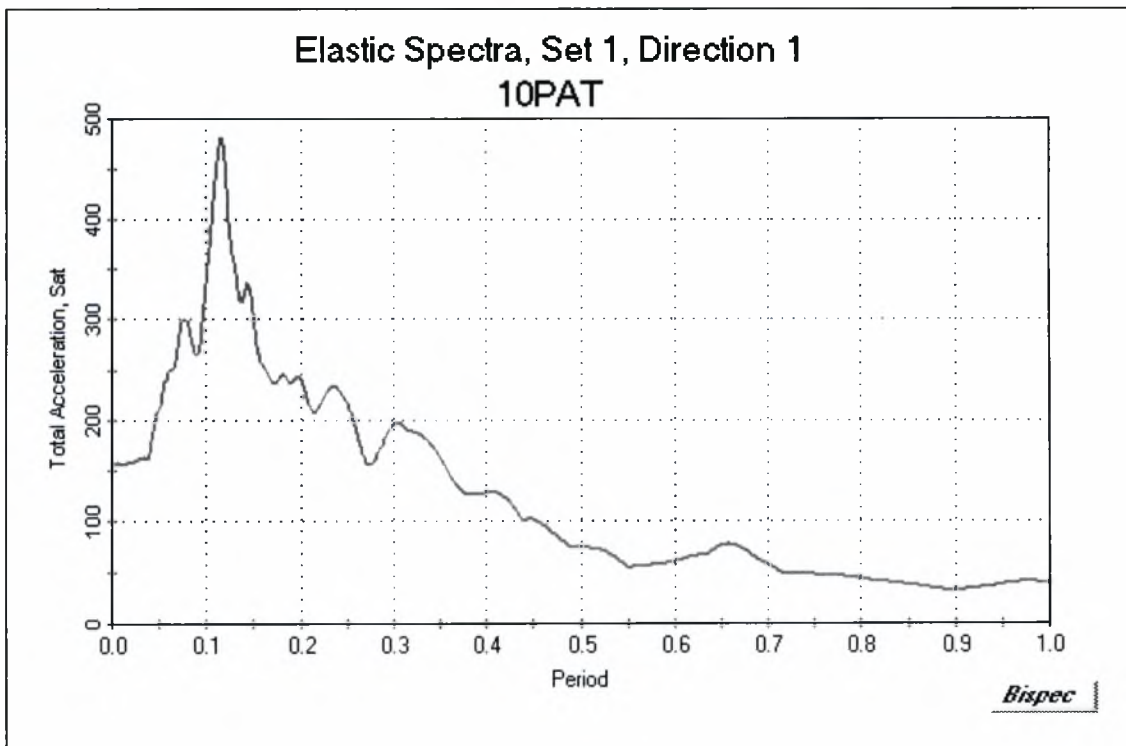
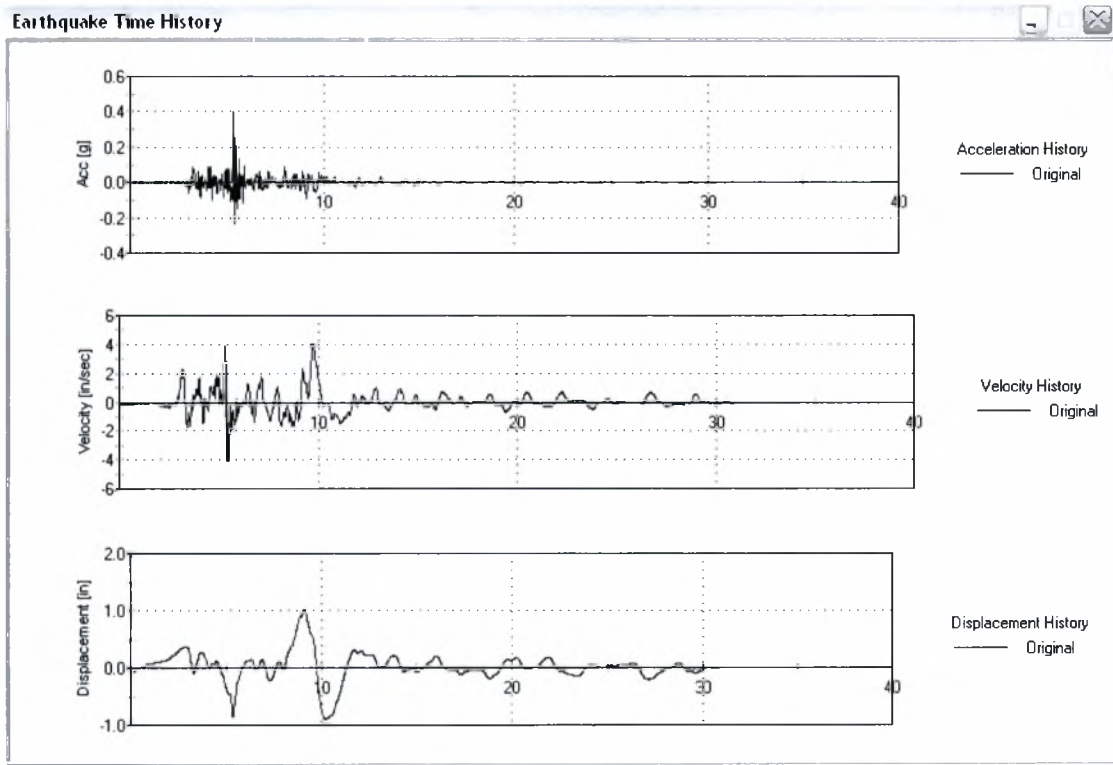
Retrofitted Structure			
File	Factor*Sa	acc.Factor	Displacement
	0		0
	0.03	0.00185	1.462E-03
	0.05	0.00308	2.291E-03
	0.06	0.00370	2.709E-03
	0.07	0.00431	3.120E-03
	0.08	0.00493	3.538E-03
	0.09	0.00554	3.949E-03
	0.1	0.00616	4.367E-03
	0.11	0.00678	4.785E-03
	0.12	0.00739	5.196E-03
	0.13	0.00801	5.614E-03
	0.14	0.00863	6.032E-03
	0.15	0.00924	6.443E-03
	0.16	0.00986	6.891E-03
	0.17	0.01047	7.272E-03
	0.18	0.01109	7.691E-03
	0.19	0.01171	8.110E-03
	0.2	0.01232	8.523E-03
	0.21	0.01294	8.946E-03

3.348

3.338



5.7.10 Σεισμός 10-PAT



10-PAT	
Points	6230
time step	0.005

T= 0.7255  
Sa (m/s<sup>2</sup>)= 1.2321

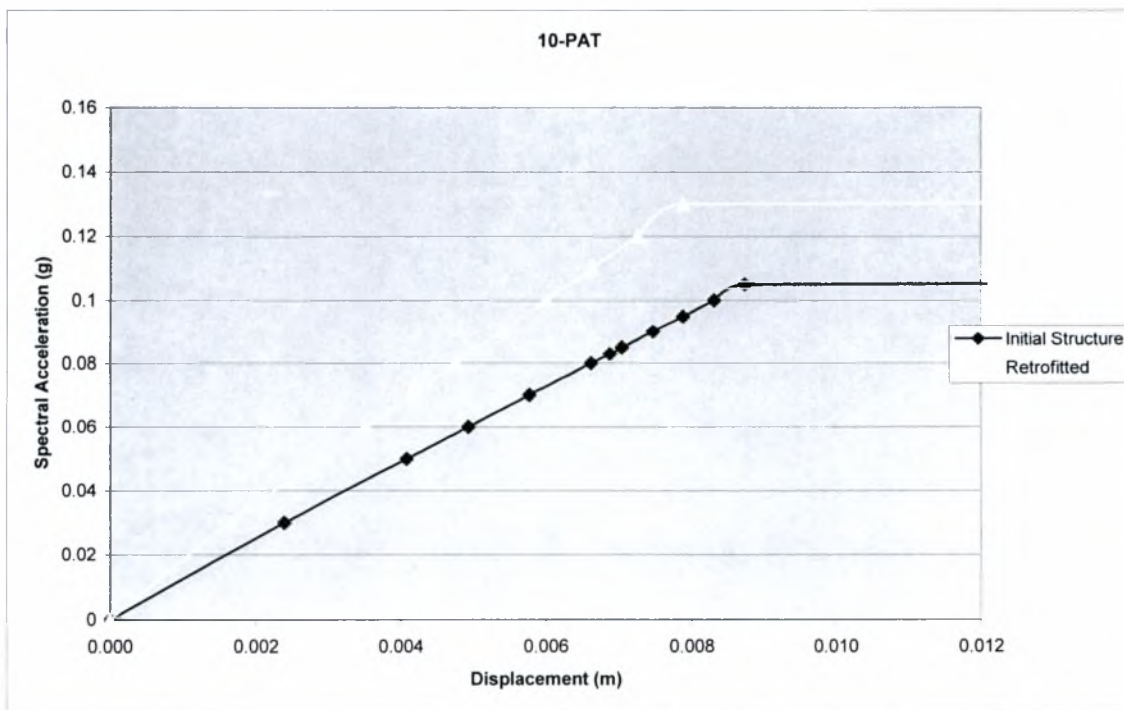
0.1256 g

Initial Structure			
File	Factor*Sa	acc.Factor	Displacement
	0		0
003	0.03	0.00239	2.391E-03
005	0.05	0.00398	4.080E-03
006	0.06	0.00478	4.930E-03
007	0.07	0.00557	5.770E-03
008	0.08	0.00637	6.620E-03
0083	0.083	0.00661	6.875E-03
0085	0.085	0.00677	7.045E-03
009	0.09	0.00717	7.470E-03
0095	0.095	0.00756	7.884E-03
010	0.1	0.00796	8.310E-03
0105	0.105	0.00836	8.735E-03
011	0.11	0.00876	9.160E-03
0115	0.115	0.00916	
012	0.12	0.00955	

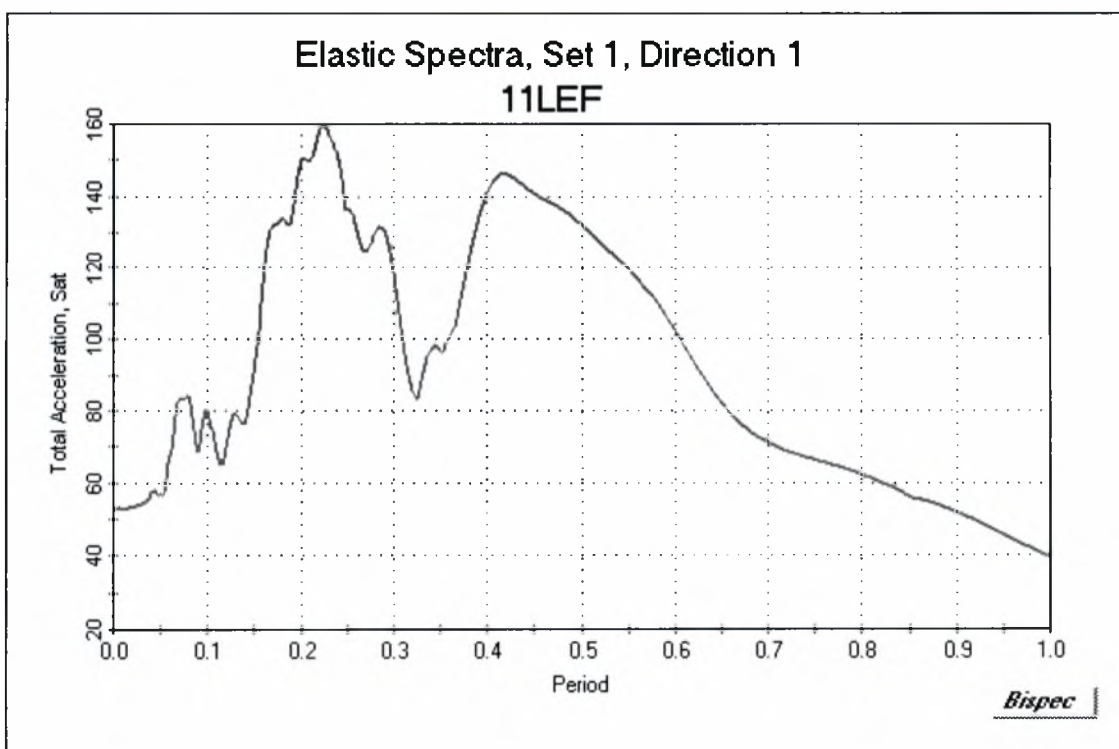
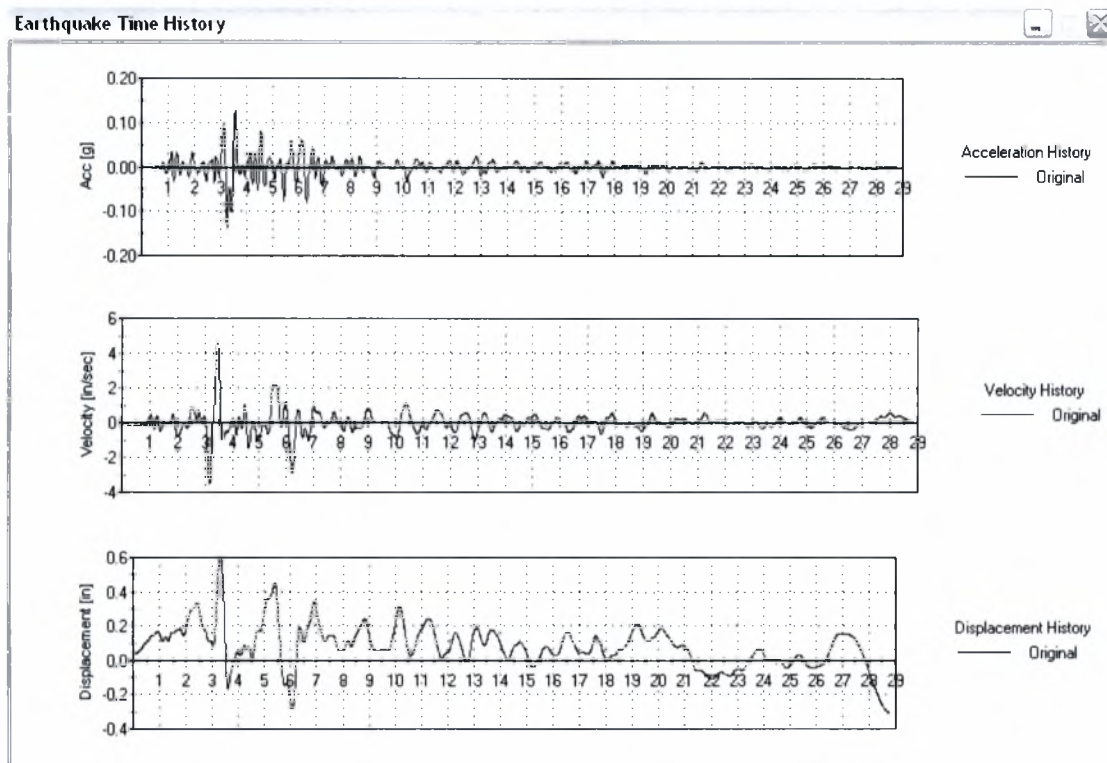
T= 0.6013  
Sa (m/s<sup>2</sup>)= 1.5413

0.1571 g

Retrofitted Structure		
Factor*Sa	acc.Factor	Displacement
0		0
0.03	0.00191	1.653E-03
0.05	0.00318	2.895E-03
0.06	0.00382	3.521E-03
0.07	0.00446	4.147E-03
0.08	0.00509	4.763E-03
0.09	0.00573	5.389E-03
0.1	0.00636	6.005E-03
0.11	0.00700	6.633E-03
0.12	0.00764	7.264E-03
0.13	0.00827	7.888E-03
0.14	0.00891	8.527E-03
0.15	0.00955	
0.16	0.01018	
0.17	0.01082	



### 5.7.11 Σεισμός 11-LEF





11-LEF	
Points	5762
time step	0.005

T= 0.7255  
Sa (m/s<sup>2</sup>)= 1.7292

0.1763 g

Initial Structure			
File	Factor*Sa	acc.Factor	Displacement
	0		0
003	0.03	0.00170	3.059E-03
005	0.05	0.00284	5.010E-03
006	0.06	0.00340	5.969E-03
007	0.07	0.00397	6.944E-03
008	0.08	0.00454	7.920E-03
0083	0.083	0.00471	8.211E-03
0085	0.085	0.00482	8.399E-03
009	0.09	0.00511	8.896E-03
0095	0.095	0.00539	9.375E-03
010	0.1	0.00567	9.854E-03
0105	0.105	0.00596	
011	0.11	0.00624	
0115	0.115	0.00652	
012	0.12	0.00681	

68.078

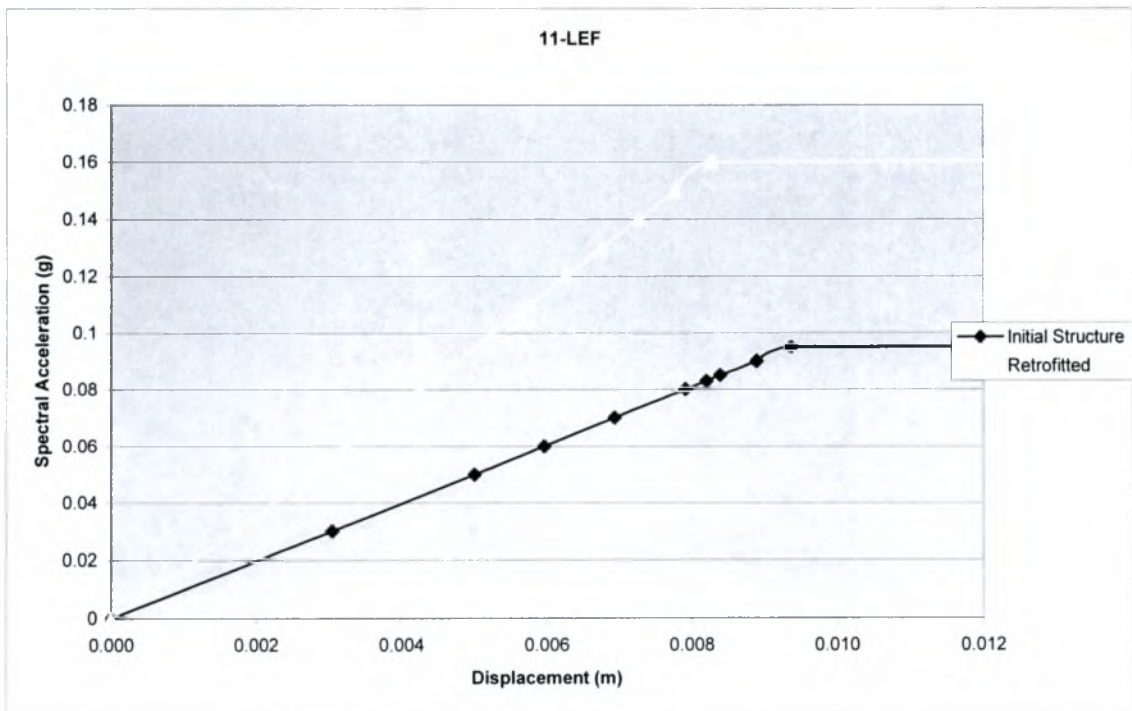
T= 0.6013  
Sa (m/s<sup>2</sup>)= 2.5596

100.77  
0.2609 g

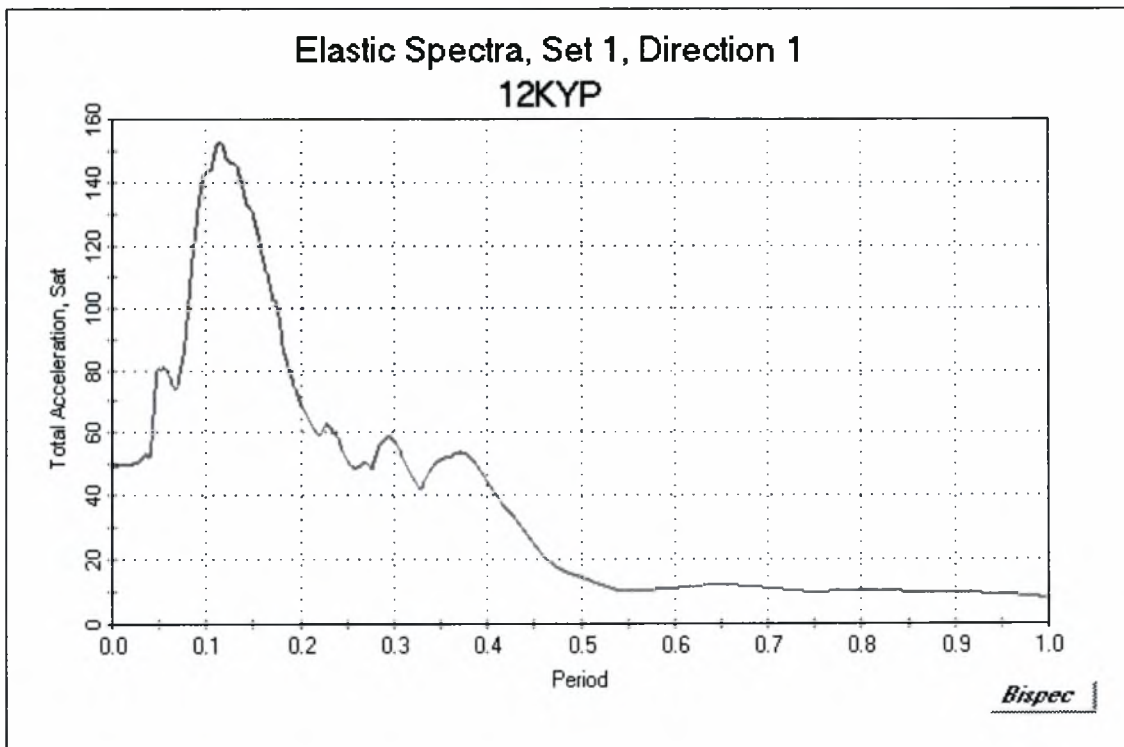
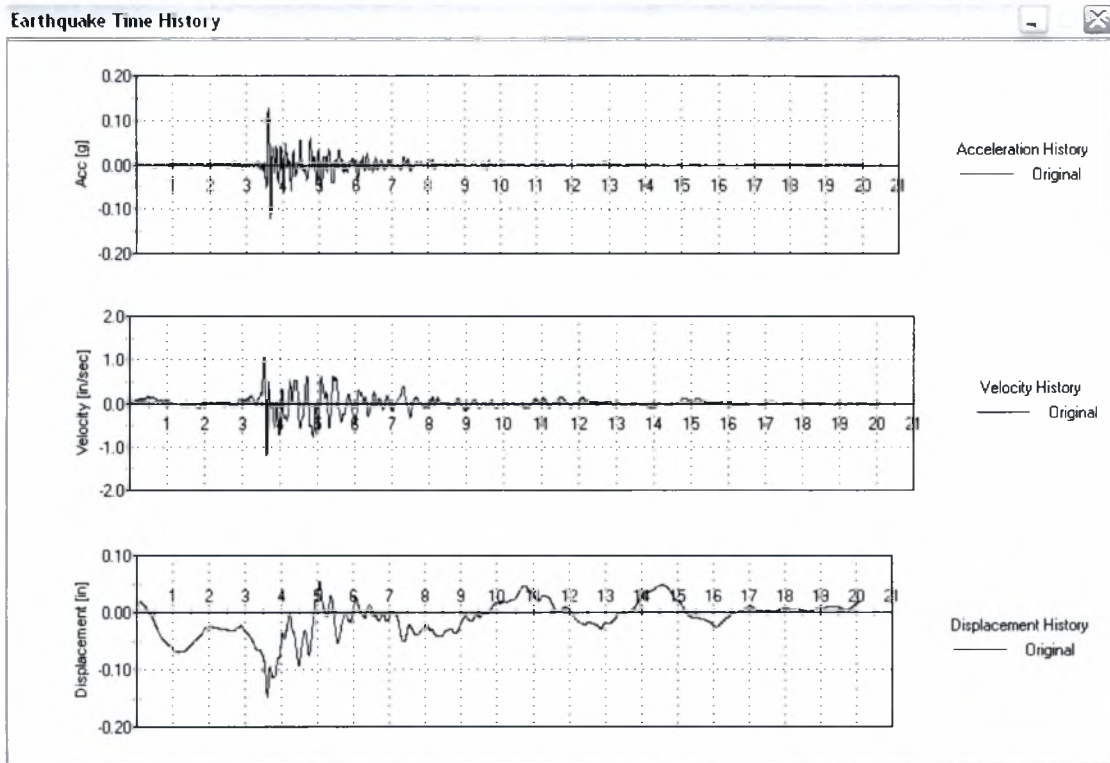
Retrofitted Structure			
File	Factor*Sa	acc.Factor	Displacement
	0		0
003	0.03	0.00115	1.729E-03
005	0.05	0.00192	2.742E-03
006	0.06	0.00230	3.242E-03
007	0.07	0.00268	3.742E-03
008	0.08	0.00307	4.256E-03
009	0.09	0.00345	4.756E-03
010	0.1	0.00383	5.256E-03
011	0.11	0.00422	5.769E-03
012	0.12	0.00460	6.269E-03
013	0.13	0.00498	6.769E-03
014	0.14	0.00537	7.283E-03
015	0.15	0.00575	7.784E-03
016	0.16	0.00613	8.288E-03
017	0.17	0.00652	8.806E-03

3.508

3.483



5.7.12 Σεισμός 12-ΚΥΡ



12-KYP	
Points	4021
time step	0.005

T= 0.7255  
Sa (m/s<sup>2</sup>)= 0.2567  
0.0262 g

Initial Structure			
File	Factor*Sa g	acc.Factor	Displacement
	0		0
003	0.03	0.01147	2.634E-03
005	0.05	0.01911	4.287E-03
006	0.06	0.02293	5.117E-03
007	0.07	0.02675	5.944E-03
008	0.08	0.03058	6.776E-03
0083	0.083	0.03172	7.034E-03
0085	0.085	0.03249	7.209E-03
009	0.09	0.03440	7.641E-03
0095	0.095	0.03631	8.074E-03
010	0.1	0.03822	8.506E-03
0105	0.105	0.04013	8.941E-03
011	0.11	0.04204	
0115	0.115	0.04395	
012	0.12	0.04586	

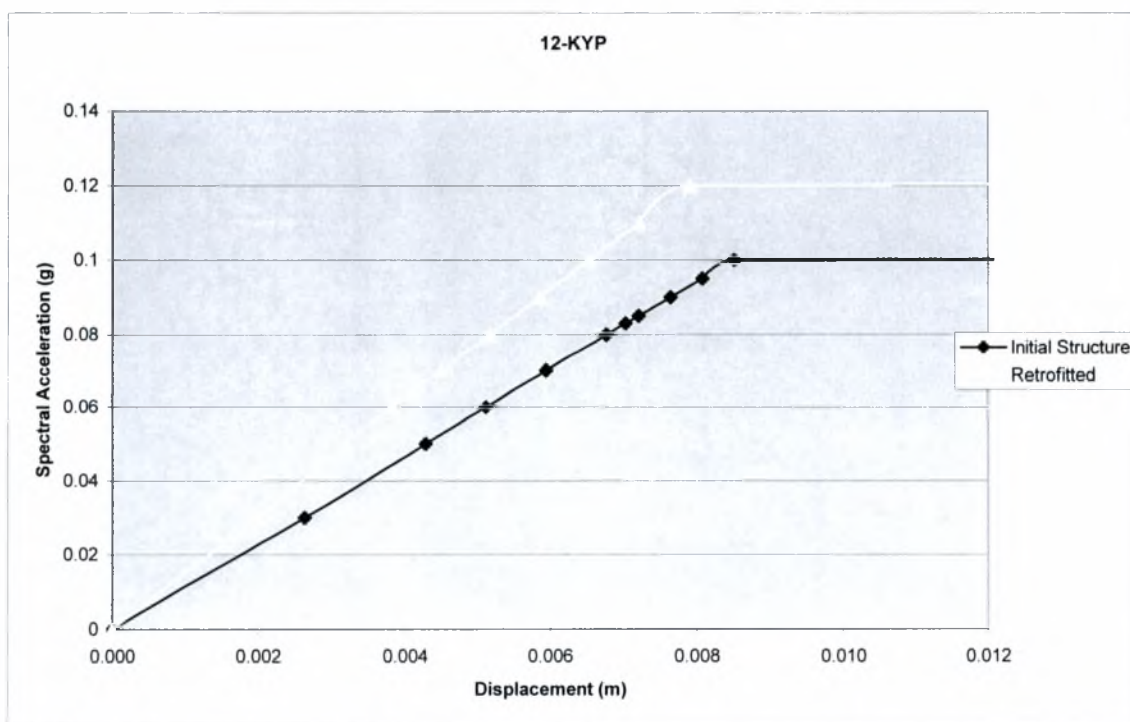
T= 0.6013  
Sa (m/s<sup>2</sup>)= 0.2745  
0.0280 g

Retrofitted Structure			
File	Factor*Sa g	acc.Factor	Displacement
	0		0
	0.03	0.01072	1.995E-03
	0.05	0.01787	3.182E-03
	0.06	0.02144	3.834E-03
	0.07	0.02502	4.510E-03
	0.08	0.02859	5.184E-03
	0.09	0.03217	5.860E-03
	0.1	0.03574	6.538E-03
	0.11	0.03932	7.221E-03
	0.12	0.04289	7.902E-03
	0.13	0.04646	8.582E-03
	0.14	0.05004	
	0.15	0.05361	
	0.16	0.05719	
	0.17	0.06076	

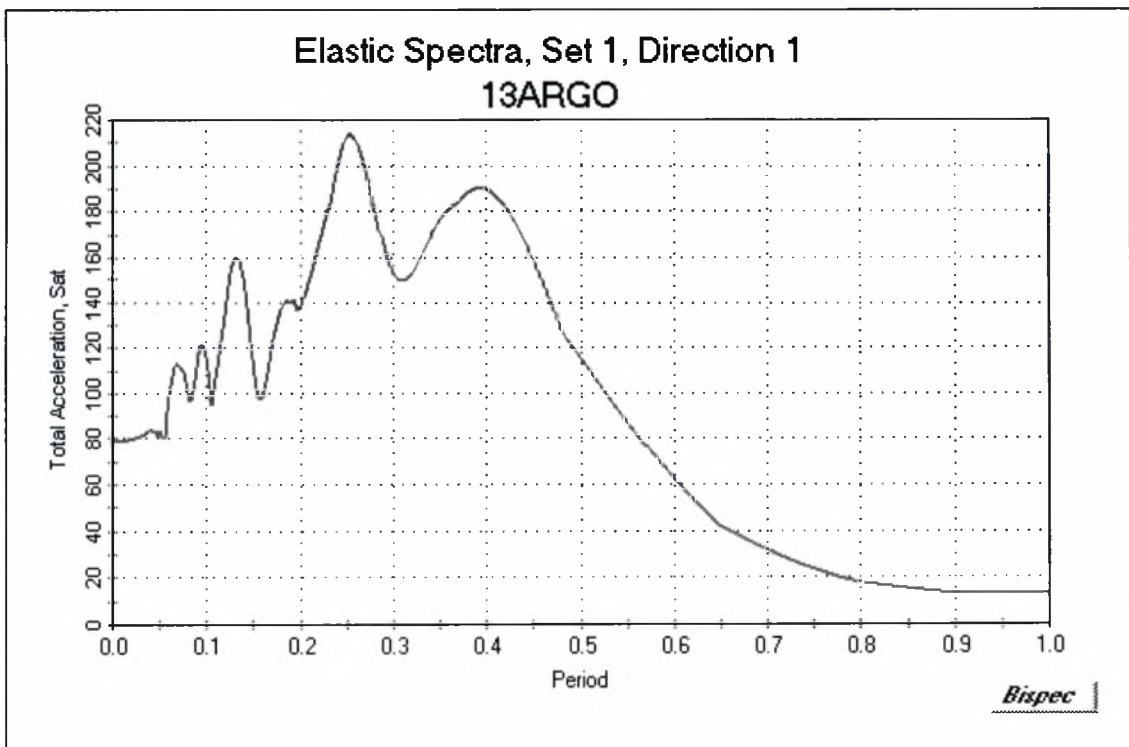
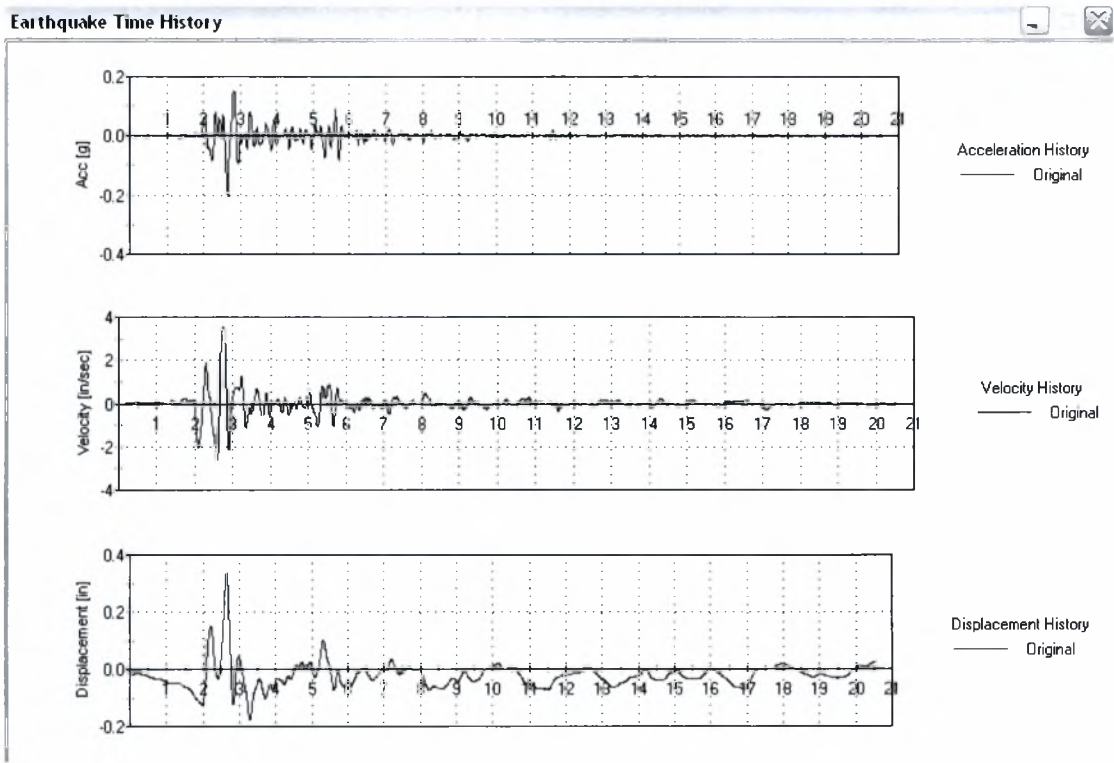
10.105

4.630

4.6



### 5.7.13 Σεισμός 13-ARGO



13-ARGO	
Points	4116
time step	0.005

T= 0.7255  
Sa (m/s<sup>2</sup>)= 0.6890  
0.0702 g

Initial Structure			
File	Factor*Sa g	acc.Factor	Displacement
	0		0
003	0.03	0.00427	4.106E-03
005	0.05	0.00712	6.748E-03
006	0.06	0.00854	8.064E-03
007	0.07	0.00997	9.390E-03
008	0.08	0.01139	
0083	0.083	0.01182	
0085	0.085	0.01210	
009	0.09	0.01281	
0095	0.095	0.01353	
010	0.1	0.01424	
0105	0.105	0.01495	
011	0.11	0.01566	
0115	0.115	0.01637	
012	0.12	0.01708	

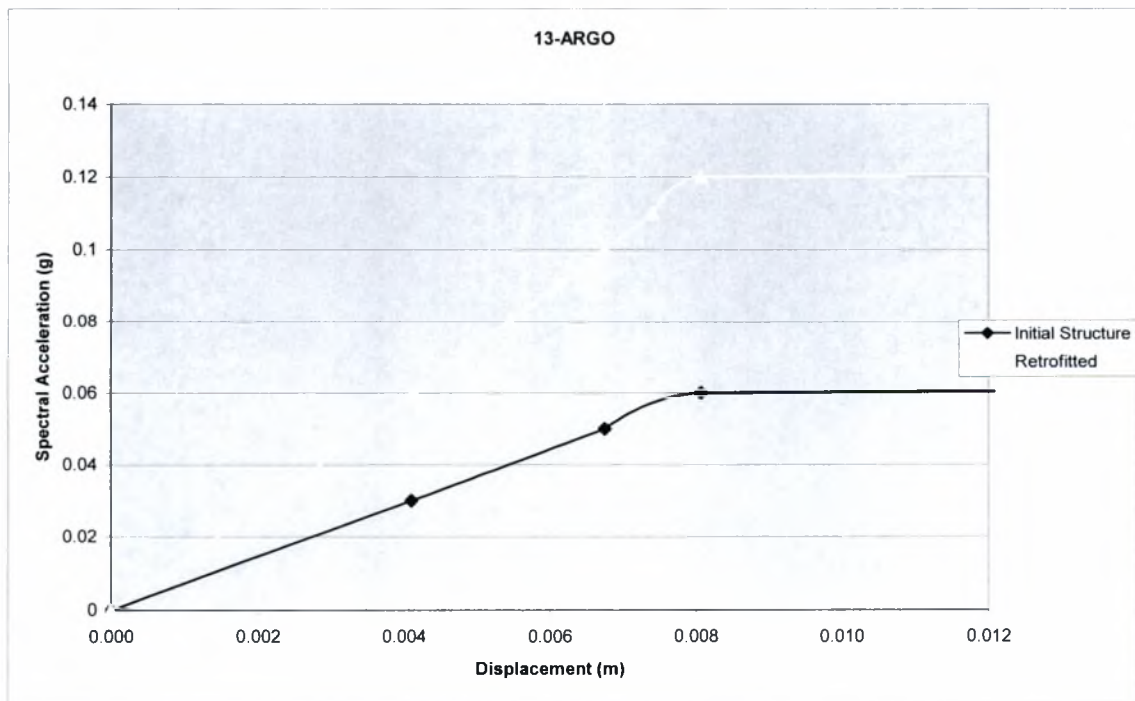
27.127

T= 0.6013  
Sa (m/s<sup>2</sup>)= 1.5676  
0.1598 g  
61.717

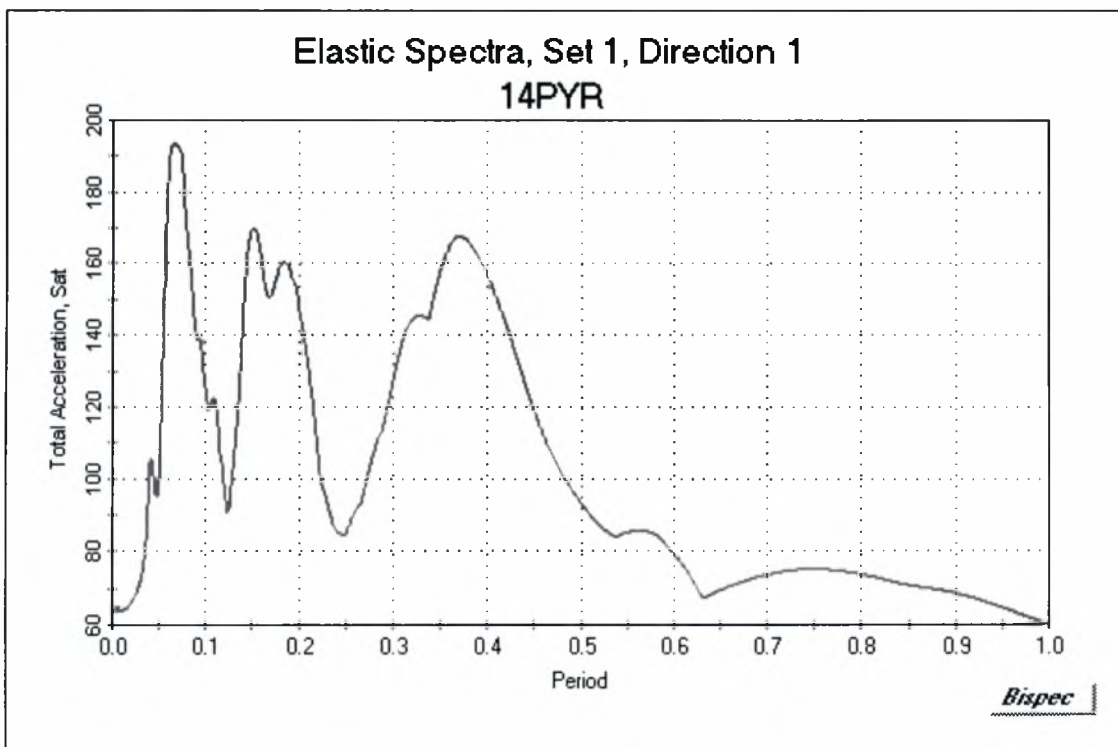
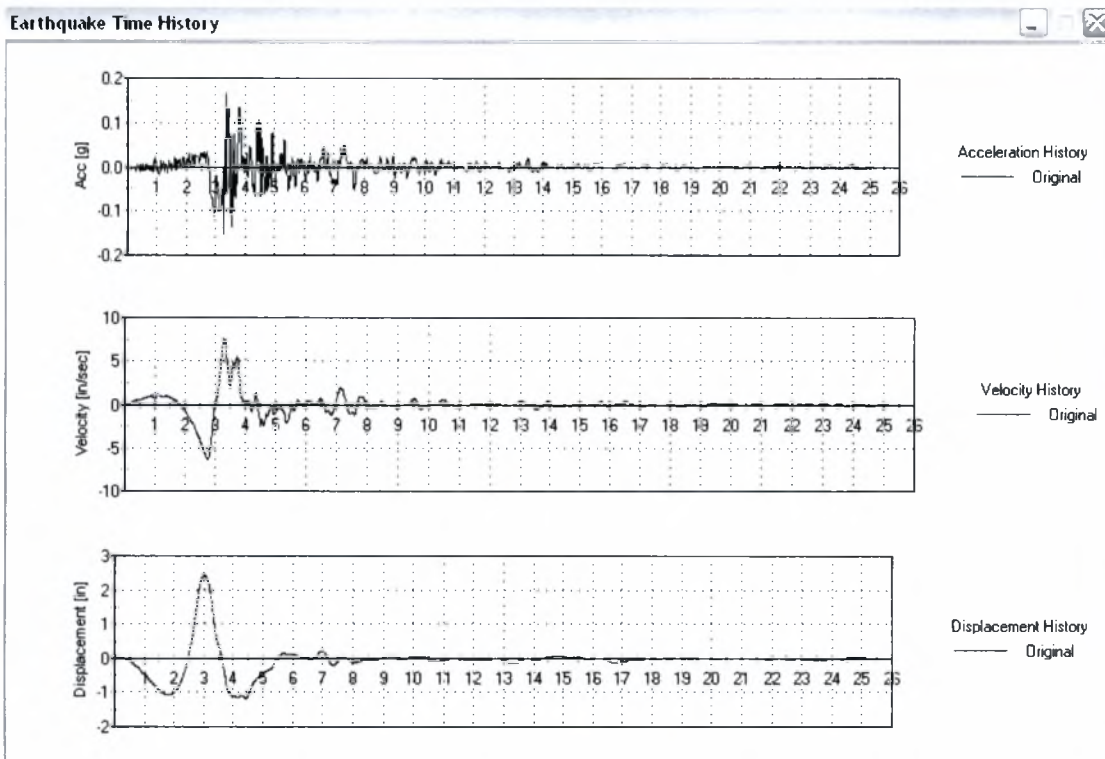
Retrofitted Structure			
File	Factor*Sa g	acc.Factor	Displacement
	0		0
	0.03	0.00188	2.179E-03
	0.05	0.00313	3.484E-03
	0.06	0.00375	4.132E-03
	0.07	0.00438	4.790E-03
	0.08	0.00501	5.448E-03
	0.09	0.00563	6.095E-03
	0.1	0.00626	6.753E-03
	0.11	0.00688	7.402E-03
	0.12	0.00751	8.064E-03
	0.13	0.00814	8.729E-03
	0.14	0.00876	
	0.15	0.00939	
	0.16	0.01001	
	0.17	0.01064	

2.813

2.795



### 5.7.14 Σεισμός 14-PYR



14-PYR	
Points	5034
time step	0.005

T= 0.7255  
Sa (m/s<sup>2</sup>)= 1.8947

0.1931 g

Initial Structure			
File	Factor*Sa	acc.Factor	Displacement
	g		
	0		0
003	0.03	0.00155	2.726E-03
005	0.05	0.00259	4.456E-03
006	0.06	0.00311	5.320E-03
007	0.07	0.00362	6.168E-03
008	0.08	0.00414	7.033E-03
0083	0.083	0.00430	7.299E-03
0085	0.085	0.00440	7.465E-03
009	0.09	0.00466	7.898E-03
0095	0.095	0.00492	8.330E-03
010	0.1	0.00518	8.762E-03
0105	0.105	0.00544	9.195E+00
011	0.11	0.00570	
0115	0.115	0.00595	
012	0.12	0.00621	

T= 0.6013  
Sa (m/s<sup>2</sup>)= 2.0010

0.2040 g

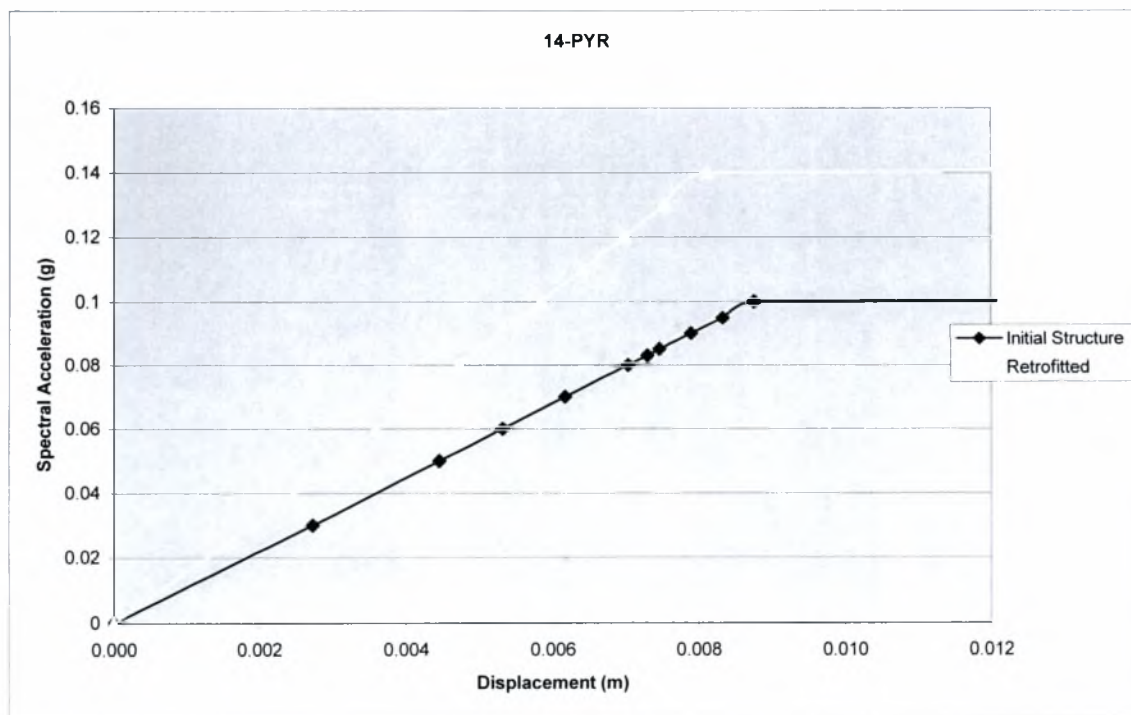
Retrofitted Structure			
File	Factor*Sa	acc.Factor	Displacement
	g		
	0		0
	0.03	0.00147	1.907E-03
	0.05	0.00245	3.035E-03
	0.06	0.00294	3.598E-03
	0.07	0.00343	4.162E-03
	0.08	0.00392	4.726E-03
	0.09	0.00441	5.290E-03
	0.1	0.00490	5.854E-03
	0.11	0.00539	6.418E-03
	0.12	0.00588	6.982E-03
	0.13	0.00637	7.547E-03
	0.14	0.00686	8.116E-03
	0.15	0.00735	8.686E-03
	0.16	0.00784	
	0.17	0.00833	

74.593

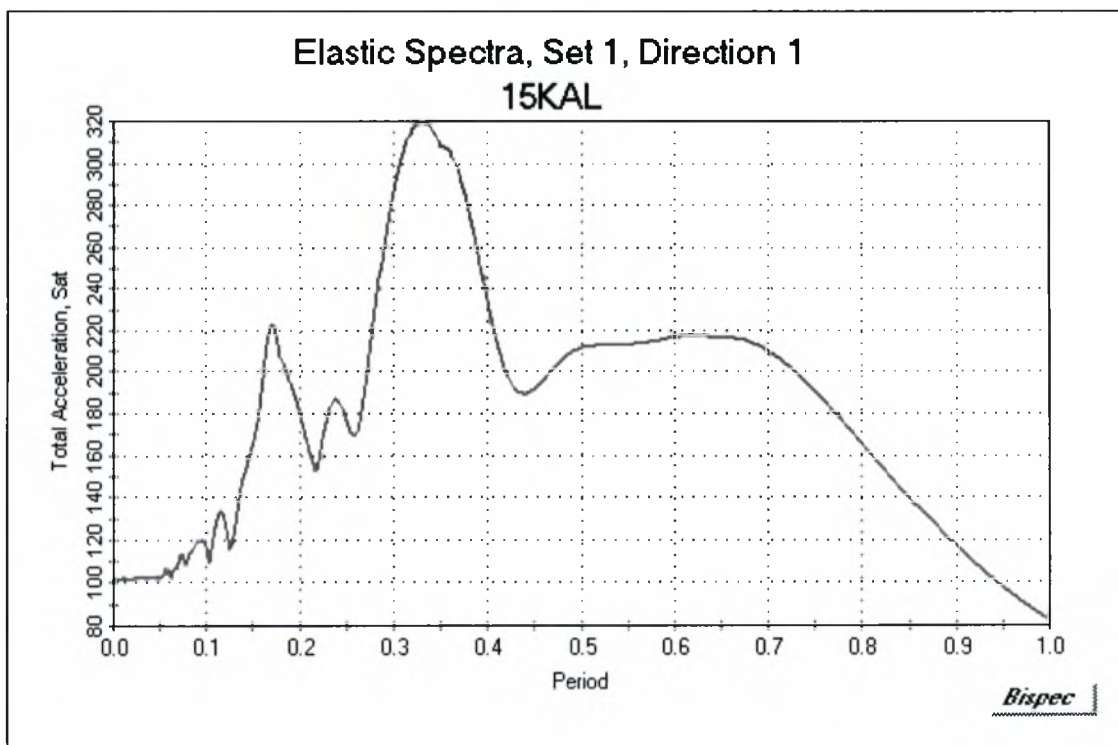
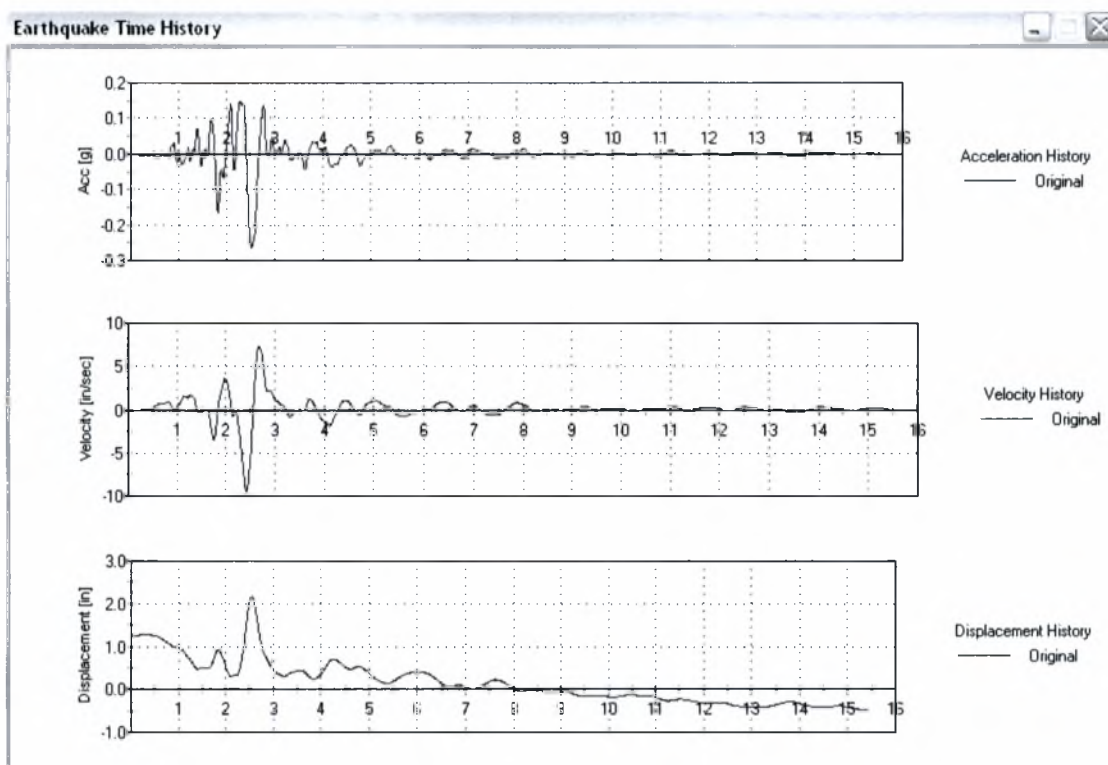
78.778

3.120

3.055



### 5.7.15 Σεισμός 15-KAL





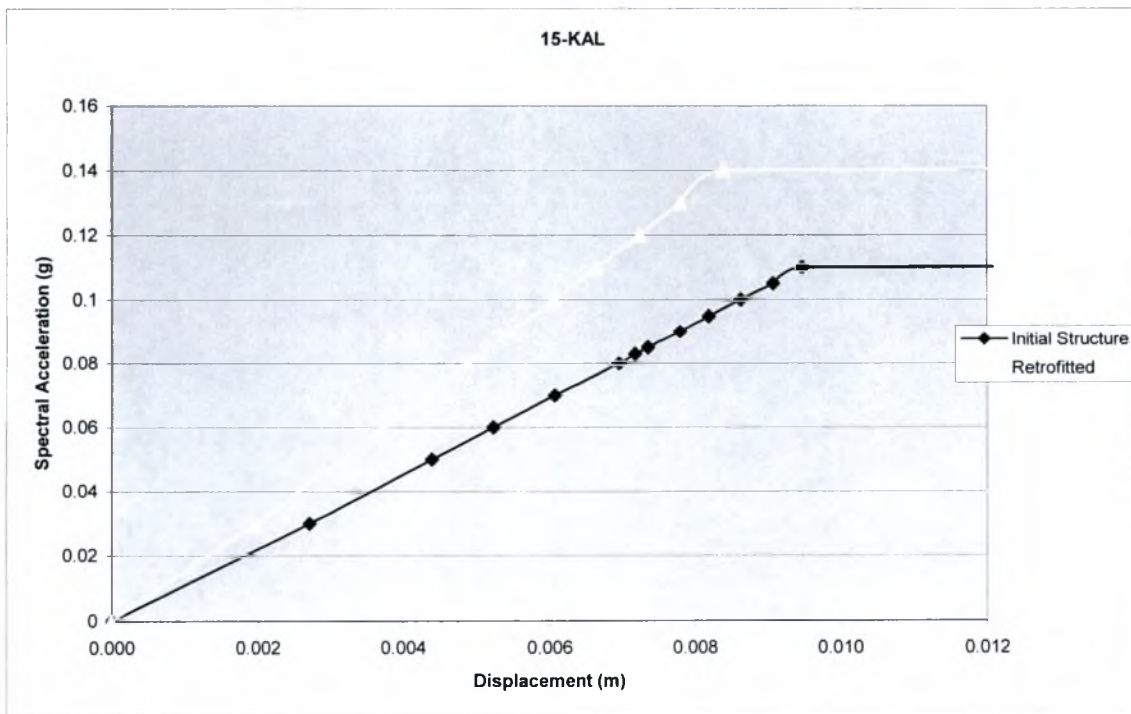
15-KAL	
Points	1583
time step	0.00976

T= 0.7255  
Sa (m/s<sup>2</sup>)= 5.1092  
0.5208 g

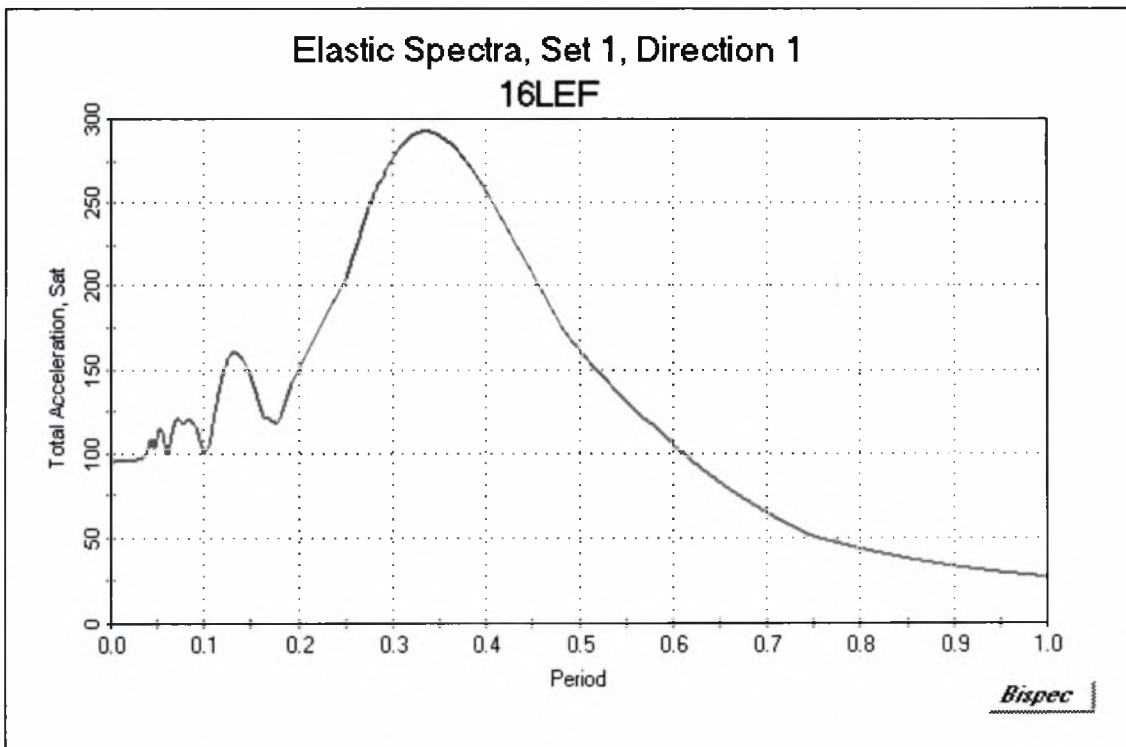
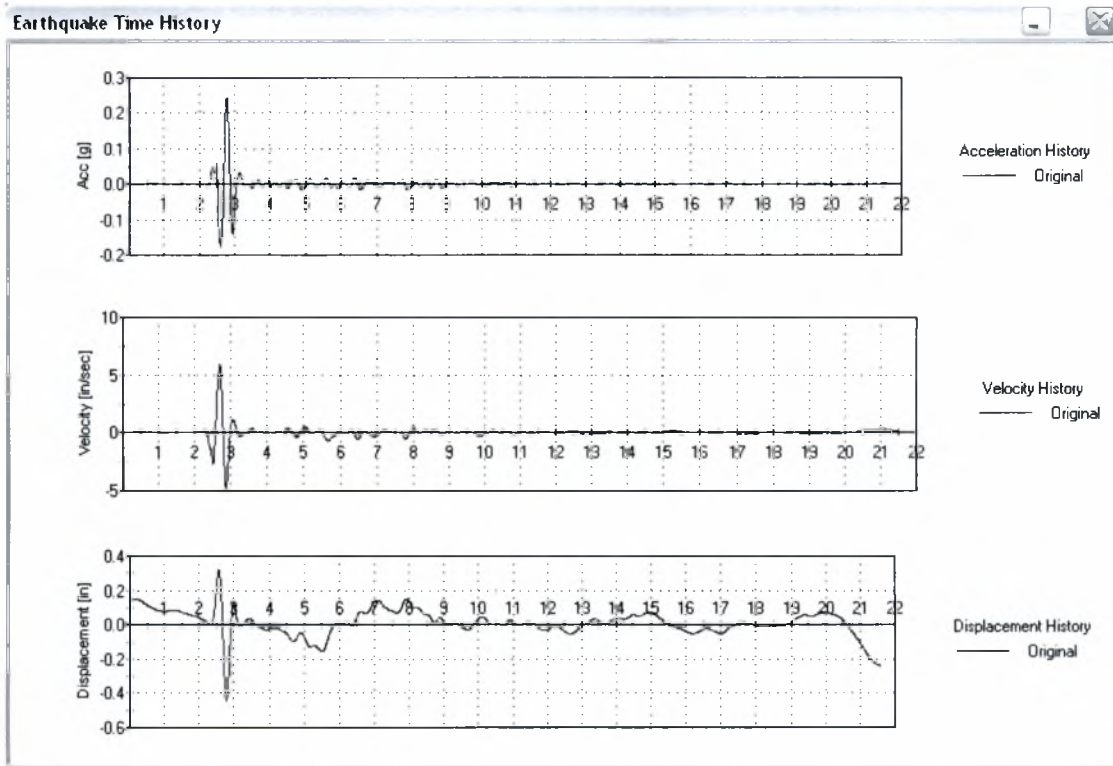
Initial Structure			
File	Factor*Sa g	acc.Factor	Displacement
	0		0
003	0.03	0.00058	2.714E-03
005	0.05	0.00096	4.395E-03
006	0.06	0.00115	5.236E-03
007	0.07	0.00134	6.076E-03
008	0.08	0.00154	6.961E-03
0083	0.083	0.00159	7.182E-03
0085	0.085	0.00163	7.359E-03
009	0.09	0.00173	7.801E-03
0095	0.095	0.00182	8.199E-03
010	0.1	0.00192	8.641E-03
0105	0.105	0.00202	9.084E-03
011	0.11	0.00211	9.482E-03
0115	0.115	0.00221	9.925E-03
012	0.12	0.00230	

T= 0.6013  
Sa (m/s<sup>2</sup>)= 5.5090  
0.5616 g

Retrofitted Structure		
Factor*Sa g	acc.Factor	Displacement
0		0
0.03	0.00053	1.956E-03
0.05	0.00089	3.138E-03
0.06	0.00107	3.729E-03
0.07	0.00125	4.320E-03
0.08	0.00142	4.879E-03
0.09	0.00160	5.470E-03
0.1	0.00178	6.061E-03
0.11	0.00196	6.652E-03
0.12	0.00214	7.244E-03
0.13	0.00231	7.805E-03
0.14	0.00249	8.402E-03
0.15	0.00267	9.000E-03
0.16	0.00285	
0.17	0.00303	



### 5.7.16 Σεισμός 16-LEF



16-LEF	
Points	4320
time step	0.005

T= 0.7255  
Sa (m/s<sup>2</sup>)= 1.4435  
0.1471 g

Initial Structure			
File	Factor*Sa g	acc.Factor	Displacement
	0		0
003	0.03	0.00204	3.422E-03
005	0.05	0.00340	5.604E-03
006	0.06	0.00408	6.695E-03
007	0.07	0.00476	7.786E-03
008	0.08	0.00544	8.877E-03
0083	0.083	0.00564	
0085	0.085	0.00578	
009	0.09	0.00612	
0095	0.095	0.00646	
010	0.1	0.00680	
0105	0.105	0.00714	
011	0.11	0.00748	
0115	0.115	0.00782	
012	0.12	0.00815	

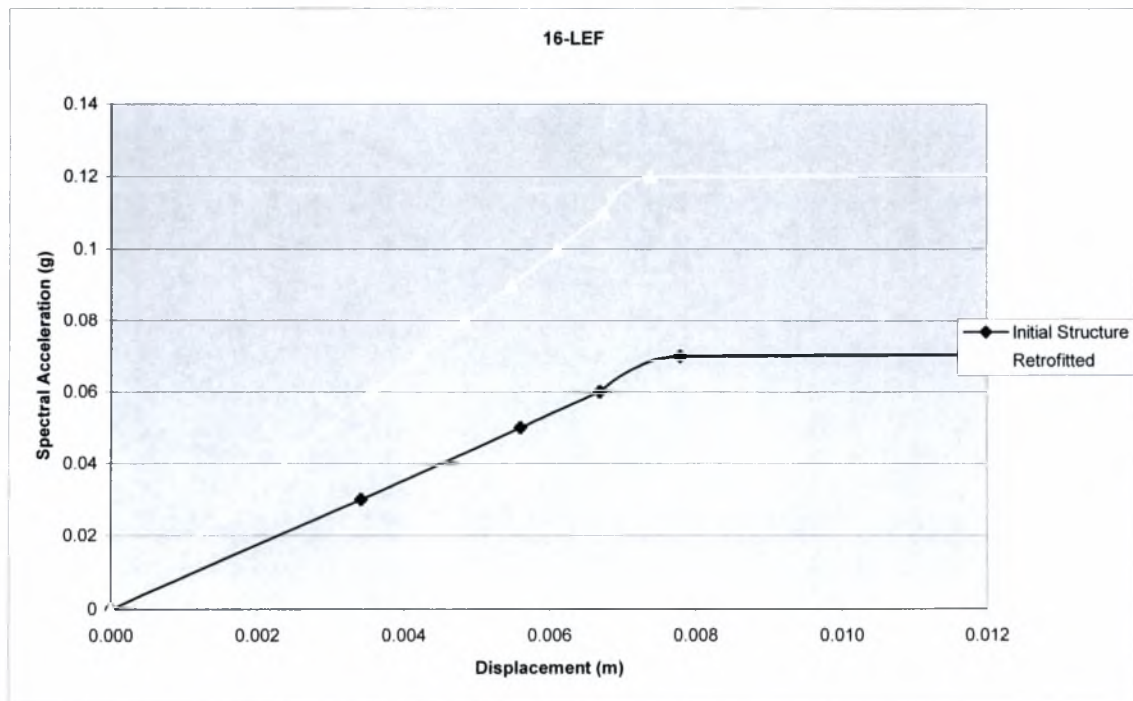
T= 0.6013  
Sa (m/s<sup>2</sup>)= 2.6520  
0.2703 g

Retrofitted Structure			
File	Factor*Sa g	acc.Factor	Displacement
	0		0
	0.03	0.00111	1.780E-03
	0.05	0.00185	2.948E-03
	0.06	0.00222	3.580E-03
	0.07	0.00259	4.213E-03
	0.08	0.00296	4.845E-03
	0.09	0.00333	5.478E-03
	0.1	0.00370	6.111E-03
	0.11	0.00407	6.748E-03
	0.12	0.00444	7.387E-03
	0.13	0.00481	8.026E-03
	0.14	0.00518	
	0.15	0.00555	
	0.16	0.00592	
	0.17	0.00629	

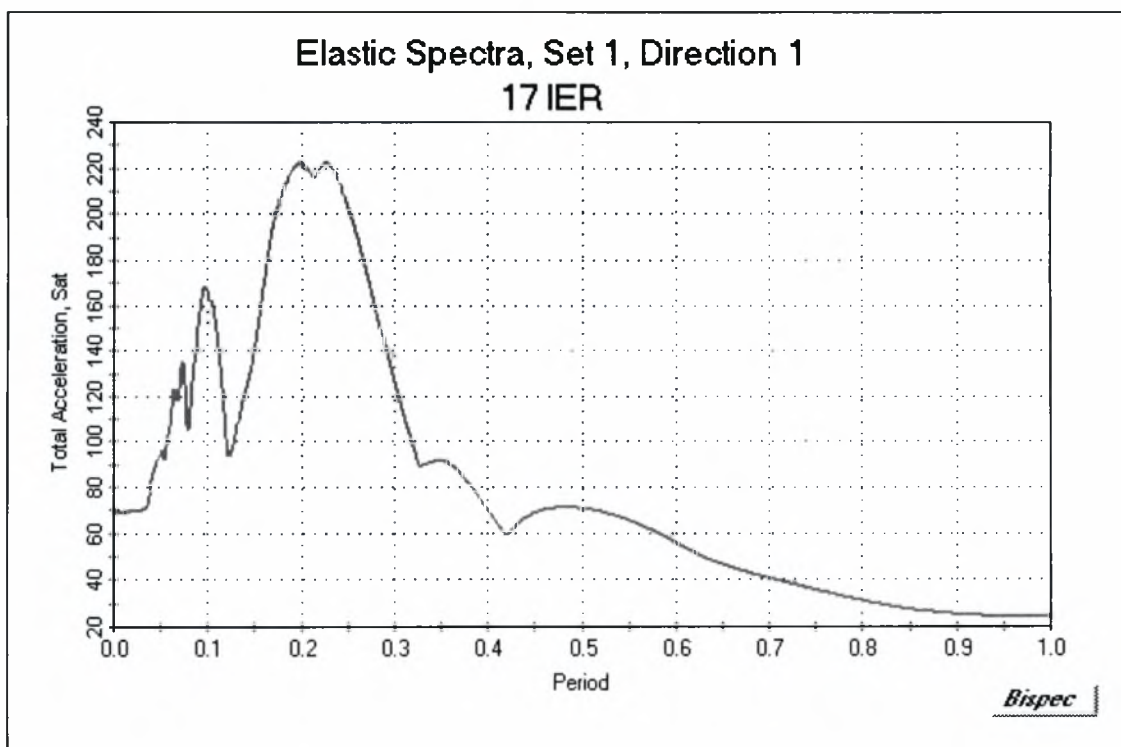
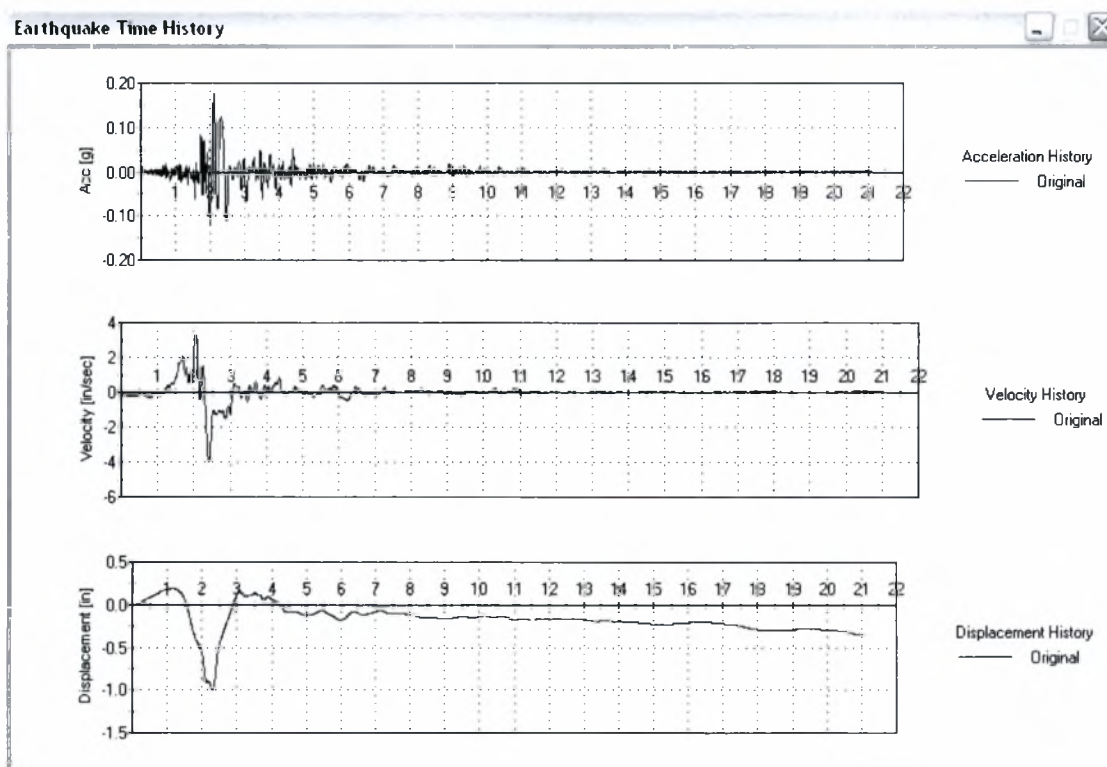
56 832

2.745

2 933



### 5.7.17 Σεισμός 17-IER



17-IER	
Points	4223
time step	0.005

T= 0.7255  
Sa (m/s<sup>2</sup>)= 0.9643

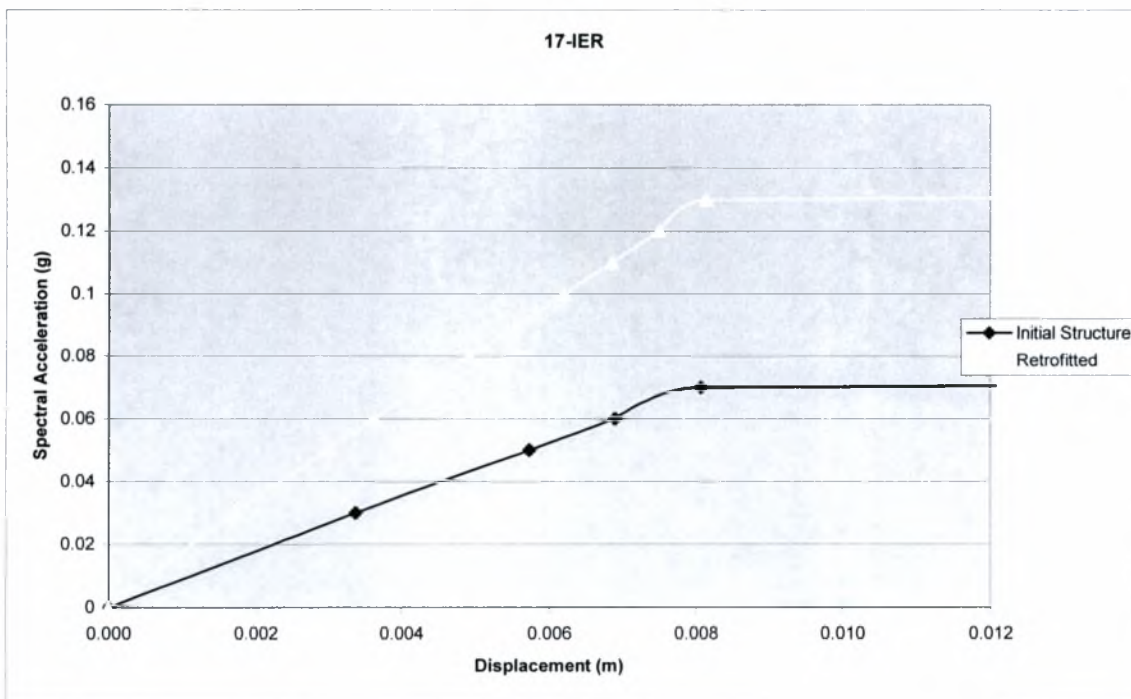
0.0983 g

Initial Structure			
File	Factor*Sa	acc.Factor	Displacement
	g		
	0		0
003	0.03	0.00305	3.372E-03
005	0.05	0.00509	5.727E-03
006	0.06	0.00610	6.892E-03
007	0.07	0.00712	8.070E-03
008	0.08	0.00814	9.247E-03
0083	0.083	0.00844	
0085	0.085	0.00865	
009	0.09	0.00916	
0095	0.095	0.00966	
010	0.1	0.01017	
0105	0.105	0.01068	
011	0.11	0.01119	
0115	0.115	0.01170	
012	0.12	0.01221	

T= 0.6013  
Sa (m/s<sup>2</sup>)= 1.3966

0.1424 g

Retrofitted Structure		
Factor*Sa	acc.Factor	Displacement
g		
0		0
0.03	0.00211	1.714E-03
0.05	0.00351	2.993E-03
0.06	0.00421	3.633E-03
0.07	0.00492	4.282E-03
0.08	0.00562	4.922E-03
0.09	0.00632	5.562E-03
0.1	0.00702	6.201E-03
0.11	0.00773	6.854E-03
0.12	0.00843	7.499E-03
0.13	0.00913	8.146E-03
0.14	0.00983	8.791E-03
0.15	0.01054	
0.16	0.01124	
0.17	0.01194	



## 5.8 ΣΤΑΤΙΣΤΙΚΗ ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑ

Η στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων έγινε με την βοήθεια του προγράμματος Excel version 2002. Στην αρχή συγκεντρώθηκαν όλα τα αποτελέσματα σε έναν πίνακα χωριστά για την αρχική (initial) και την ενισχυμένη (retrofitted) κατασκευή αντίστοιχα. Με την παρεμβολή των μετακινήσεων για κάθε τιμή του  $g$  χαράχτηκε η διάμεσος καμπύλη (MEDIAN) (§ 4.5.2.1 ). Για κάθε τιμή του  $g$  βρέθηκε επίσης το 15<sup>ο</sup> και το 85<sup>ο</sup> εκατοστημόριο (καμπύλες: PERCENTILE 15, PERCENTILE 85) της κατανομής των μετακινήσεων (§ 4.5.2.2 ). Τέλος βρέθηκε και ο αριθμητικός μέσος (§ 4.5.2.3 των μετακινήσεων που απεικονίζεται στην καμπύλη AVERAGE.

Δημιουργήθηκαν δύο γραφήματα για το κάθε μοντέλο:

Το πρώτο περιλαμβάνει όλες τις καμπύλες μετακίνησης οροφής - φασματικής επιτάχυνσης ( $g$ ) που χαράχτηκαν από τα αποτελέσματα των ανελαστικών δυναμικών αναλύσεων για κάθε σεισμό, καθώς και την MEDIAN καμπύλη. Για την αρχική κατασκευή το γράφημα βρίσκεται στη σελίδα 120, ενώ για την ενισχυμένη στη σελίδα 124.

Το δεύτερο περιλαμβάνει τις MEDIAN, PERCENTILE 15 και 85, AVERAGE, και την καμπύλη που μας έδωσε η μη γραμμική στατική ανάλυση (Pushover § 5.5.1.1 , § 5.5.1.2 ). Για την αρχική κατασκευή βρίσκεται στη σελίδα 121, ενώ για την ενισχυμένη στη σελίδα 125.

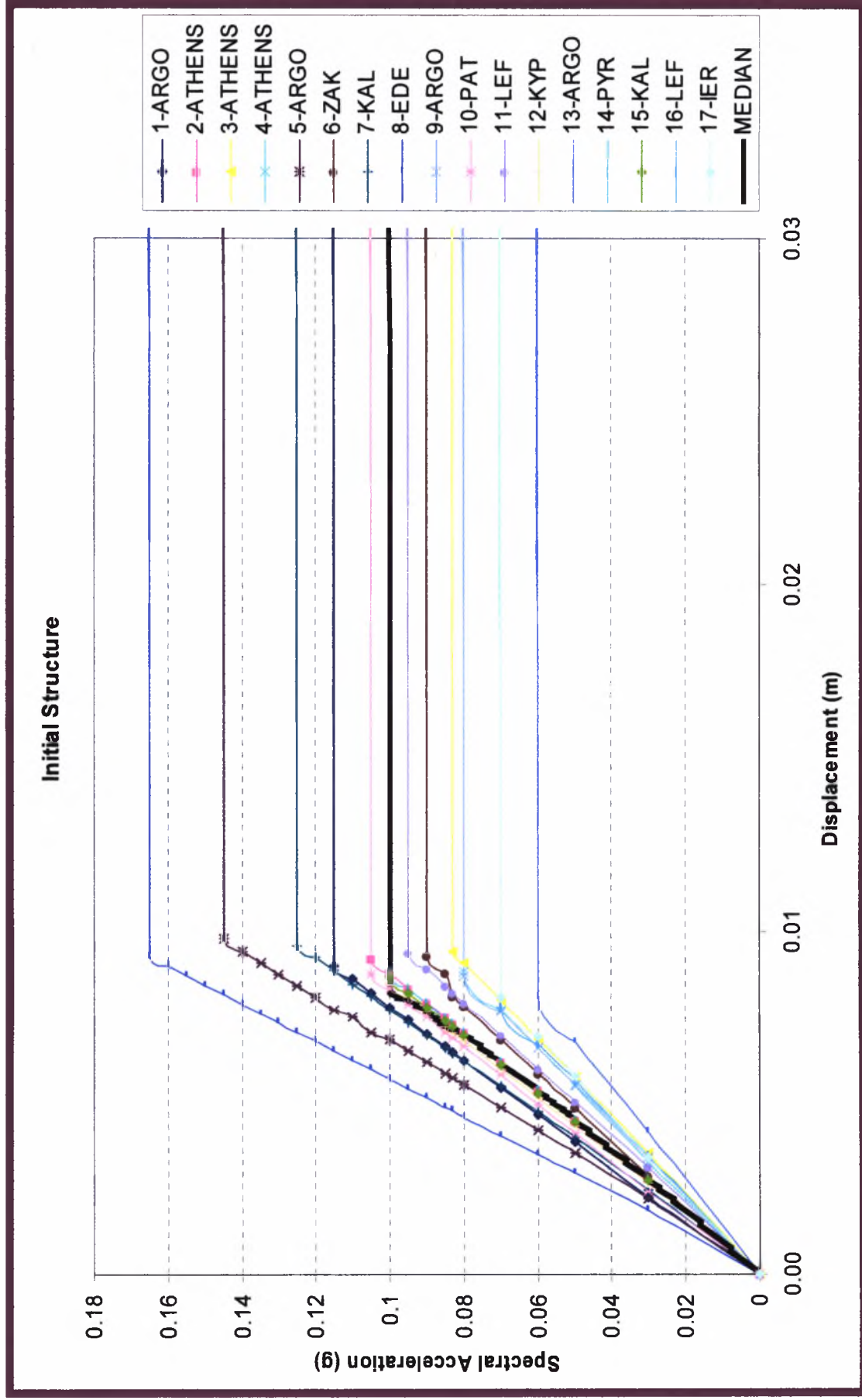
**Επισημάνση:** Οι τιμές που αναγράφονται στην τελευταία σειρά κάτω από τους πίνακες είναι ουσιαστικά η τιμή της σεισμικής επιτάχυνσης πέραν από τις οποίες για κάθε σεισμό εμφανίστηκε δυναμική αστάθεια (dynamic instability). Χρησιμοποιώντας τις τιμές αυτές προσδιορίστηκε το ύψος της διαμέσου και των άλλων καμπυλών της στατιστικής επεξεργασίας.

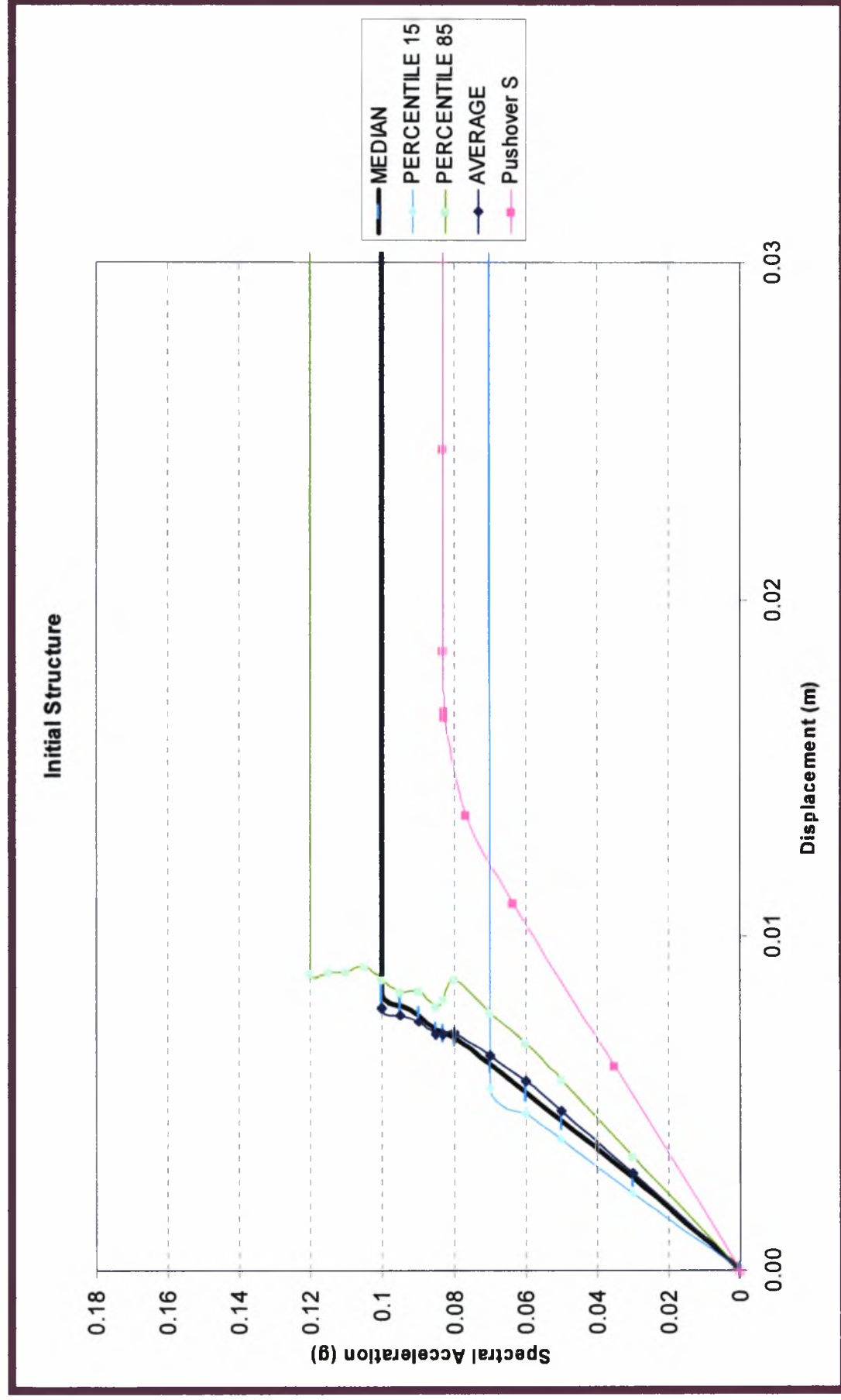
## 5.8.1 Αρχική Κατασκευή (Initial Structure)

Displacement																			
g	1-ARGO	2-ATHENS	3-ATHENS	4-ATHENS	5-ARGO	6-ZAK	7-KAL	8-EDE	9-ARGO	10-PAT	11-LEF	12-KYP	13-ARGO	14-PYR	15-KAL	16-LEF	17-IER	MEDIAN	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.03	0.00220	0.00273	0.00350	0.00323	0.00215	0.00283	0.00242	0.00181	0.00336	0.00239	0.00306	0.00263	0.00411	0.00273	0.00271	0.00342	0.00337	0.00273	0.00273
0.05	0.00383	0.00446	0.00573	0.00547	0.00348	0.00483	0.00395	0.00291	0.00550	0.00408	0.00501	0.00429	0.00675	0.00446	0.00440	0.00560	0.00573	0.00446	0.00446
0.06	0.00463	0.00532	0.00684	0.00659	0.00415	0.00581	0.00469	0.00345	0.00657	0.00493	0.00597	0.00512	0.00806	0.00532	0.00524	0.00670	0.00689	0.00532	0.00532
0.07	0.00541	0.00618	0.00797	0.00771	0.00481	0.00681	0.00544	0.00401	0.00764	0.00577	0.00694	0.00594		0.00617	0.00608	0.00779	0.00807	0.00617	0.00617
0.08	0.00621	0.00704	0.00909	0.00883	0.00548	0.00781	0.00618	0.00455	0.00871	0.00662	0.00792	0.00678		0.00703	0.00696			0.00700	0.00700
0.083	0.00645	0.00730	0.00942		0.00568	0.00809	0.00642	0.00473		0.00688	0.00821	0.00703		0.00730	0.00718			0.00711	0.00711
0.085	0.00661	0.00747			0.00582	0.00879	0.00657	0.00485		0.00705	0.00840	0.00721		0.00747	0.00736			0.00721	0.00721
0.09	0.00700	0.00790			0.00615	0.00929	0.00697	0.00512		0.00747	0.00890	0.00764		0.00790	0.00780			0.00764	0.00764
0.095	0.00740	0.00833			0.00648		0.00732	0.00539		0.00788	0.00938	0.00807		0.00833	0.00820			0.00798	0.00798
0.1	0.00780	0.00876			0.00682		0.00771	0.00566		0.00831		0.00851		0.00876	0.00864			0.00831	0.00831
0.105	0.00820	0.00919			0.00702		0.00810	0.00595		0.00874					0.00908			0.00820	0.00820
0.11	0.00860				0.00748		0.00845	0.00622							0.00948			0.00845	0.00845
0.115	0.00899				0.00771		0.00885	0.00649										0.00828	0.00828
0.12					0.00806		0.00924	0.00678										0.00806	0.00806
0.125					0.00839		0.00959	0.00705										0.00806	0.00806
0.13					0.00874			0.00732										0.00839	0.00839
0.135					0.00908			0.00759										0.00803	0.00803
0.14					0.00941			0.00788										0.00833	0.00833
0.145					0.00976			0.00815										0.00865	0.00865
0.15								0.00842										0.00896	0.00896
0.155								0.00871										0.00842	0.00842
0.16								0.00898										0.00871	0.00871
0.165								0.00925										0.00898	0.00898
0.17																		0.00925	0.00925
0.115	0.105	0.105	0.083	0.08	0.145	0.09	0.125	0.165	0.08	0.105	0.095	0.1	0.06	0.1	0.11	0.07	0.07	0.1000	0.1000

MEDIAN	PERCENTILE 15	PERCENTILE 85	AVERAGE	g
0	0	0	0	0
0.00273	0.00228	0.00340	0.00286	0.03
0.00446	0.00387	0.00568	0.00473	0.05
0.00532	0.00465	0.00678	0.00566	0.06
0.00617	0.00542	0.00777	0.00642	0.07
0.00700	0.00615	0.00871	0.00709	0.08
0.00711	0.00616	0.00813	0.00706	0.083
0.00721	0.00620	0.00794	0.00705	0.085
0.00764	0.00656	0.00840	0.00747	0.09
0.00798	0.00677	0.00833	0.00768	0.095
0.00831	0.00699	0.00874	0.00788	0.1
0.00820	0.00691	0.00910	0.00804	0.105
0.00845	0.00698	0.00895	0.00805	0.11
0.00828	0.00704	0.00892	0.00801	0.115
0.00806	0.00716	0.00888	0.00802	0.12
0.00839	0.00745	0.00923	0.00834	0.125
0.00803	0.00753	0.00852	0.00803	0.13
0.00833	0.00781	0.00885	0.00833	0.135
0.00865	0.00811	0.00918	0.00865	0.14
0.00896	0.00839	0.00952	0.00896	0.145
0.00842	0.00842	0.00842	0.00842	0.15
0.00871	0.00871	0.00871	0.00871	0.155
0.00898	0.00898	0.00898	0.00898	0.16
0.00925	0.00925	0.00925	0.00925	0.165
0.1000	0.0740	0.1210	0.0999	0.17



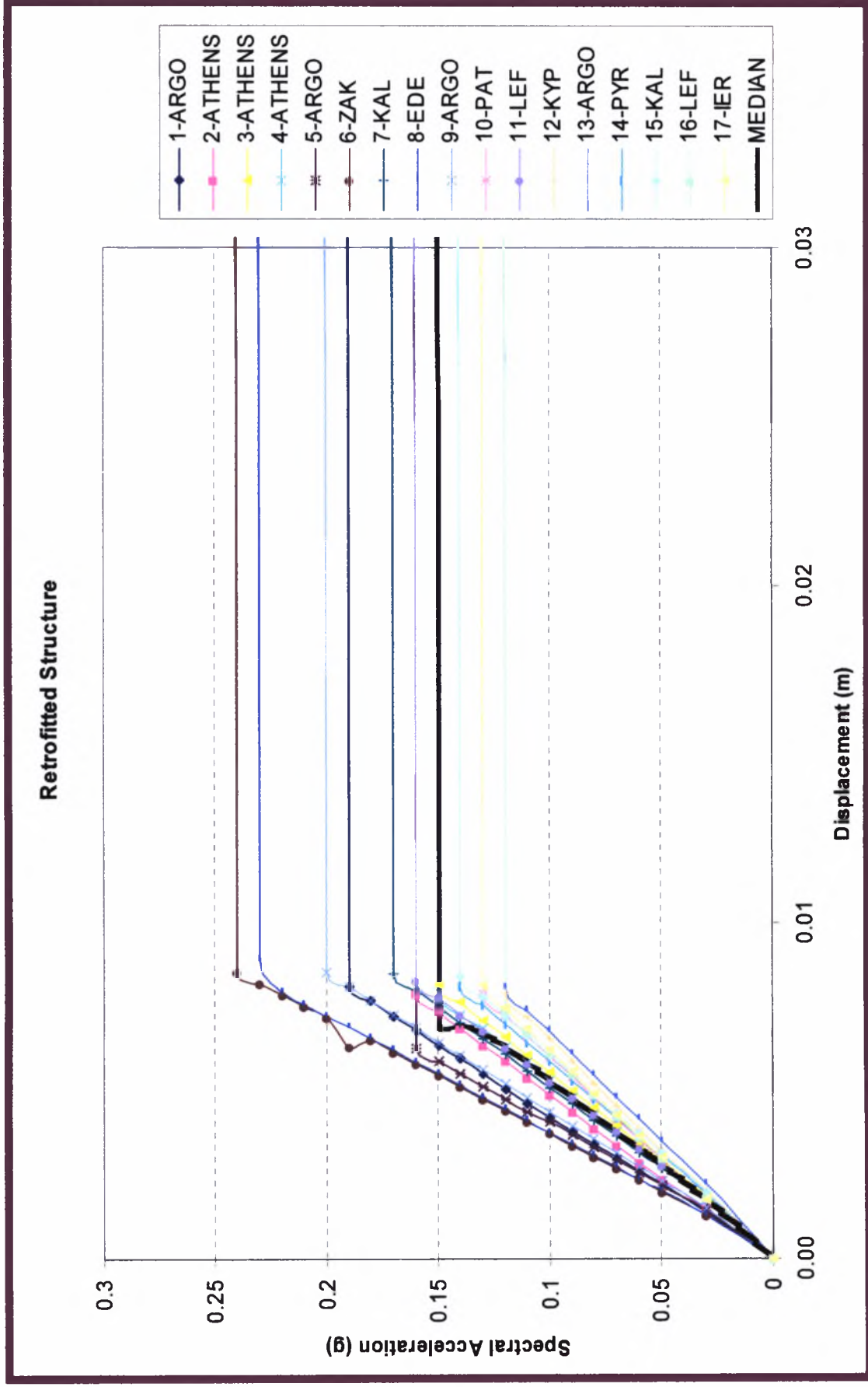


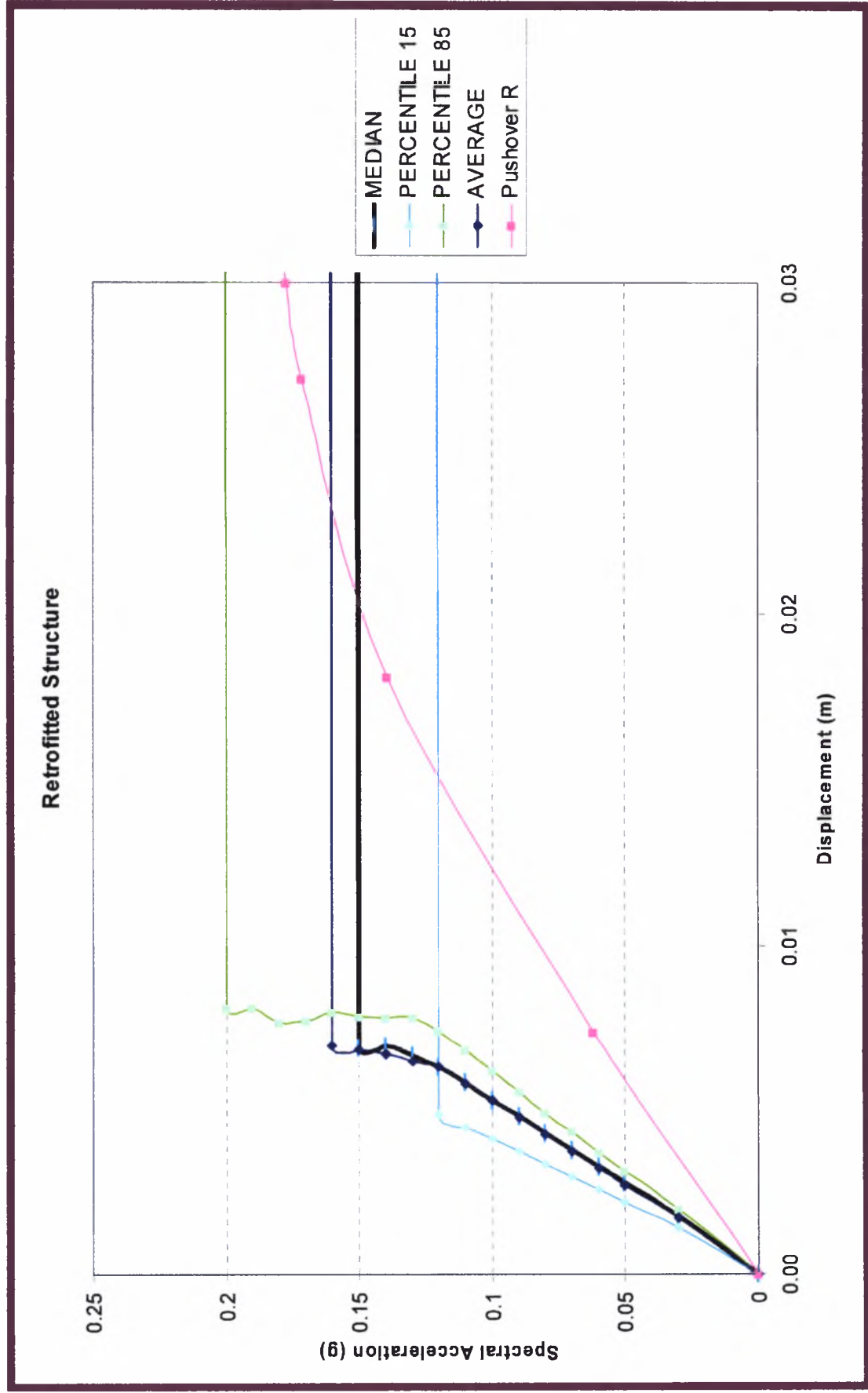


## 5.8.2 Ενισχυμένη Κατασκευή (Retrofitted Structure)

g	Displacement																									
	1-ARGO	2-ATHENS	3-ATHENS	4-ATHENS	5-ARGO	6-ZAK	7-KAL	8-EDE	9-ARGO	10-PAT	11-LEF	12-KYP	13-ARGO	14-PYR	15-KAL	16-LEF	17-IER	MEDIAN								
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0							
0.03	0.00137	0.00145	0.00181	0.00173	0.00137	0.00127	0.00168	0.00127	0.00146	0.00165	0.00173	0.00200	0.00218	0.00191	0.00196	0.00178	0.00171	0.00171								
0.05	0.00219	0.00233	0.00287	0.00275	0.00215	0.00195	0.00266	0.00197	0.00229	0.00290	0.00274	0.00318	0.00348	0.00304	0.00314	0.00295	0.00299	0.00275								
0.06	0.00258	0.00284	0.00340	0.00326	0.00253	0.00230	0.00314	0.00233	0.00271	0.00352	0.00324	0.00383	0.00413	0.00360	0.00373	0.00358	0.00363	0.00326								
0.07	0.00298	0.00335	0.00394	0.00376	0.00292	0.00266	0.00362	0.00269	0.00312	0.00415	0.00374	0.00451	0.00479	0.00416	0.00432	0.00421	0.00428	0.00376								
0.08	0.00338	0.00385	0.00446	0.00428	0.00331	0.00301	0.00410	0.00303	0.00354	0.00476	0.00426	0.00518	0.00545	0.00473	0.00488	0.00485	0.00492	0.00428								
0.09	0.00378	0.00437	0.00500	0.00478	0.00369	0.00336	0.00460	0.00338	0.00395	0.00539	0.00476	0.00586	0.00610	0.00529	0.00547	0.00548	0.00556	0.00428								
0.1	0.00419	0.00487	0.00553	0.00529	0.00407	0.00371	0.00508	0.00373	0.00437	0.00601	0.00526	0.00654	0.00675	0.00585	0.00606	0.00611	0.00620	0.00529								
0.11	0.00461	0.00538	0.00606	0.00582	0.00436	0.00404	0.00556	0.00408	0.00479	0.00663	0.00577	0.00722	0.00740	0.00642	0.00665	0.00675	0.00685	0.00582								
0.12	0.00504	0.00589	0.00659	0.00629	0.00474	0.00439	0.00606	0.00444	0.00520	0.00726	0.00627	0.00790	0.00806	0.00698	0.00724	0.00739	0.00750	0.00529								
0.13	0.00550	0.00633	0.00710	0.00684	0.00512	0.00474	0.00654	0.00478	0.00561	0.00789	0.00677			0.00755	0.00781		0.00815	0.00566								
0.14	0.00595	0.00686	0.00764	0.00726	0.00549	0.00509	0.00702	0.00514	0.00603		0.00728			0.00812	0.00840			0.00594								
0.15	0.00635	0.00738	0.00816	0.00793	0.00587	0.00544	0.00753	0.00550	0.00644		0.00778							0.00591								
0.16	0.00679	0.00789			0.00625	0.00580	0.00801	0.00584	0.00689		0.00829							0.00584								
0.17	0.00723					0.00615	0.00849	0.00619	0.00727									0.00723								
0.18	0.00768					0.00650		0.00654	0.00769									0.00711								
0.19	0.00813					0.00629		0.00687	0.00811									0.00749								
0.2						0.00717		0.00722	0.00852									0.00722								
0.21						0.00751		0.00758										0.00754								
0.22						0.00785		0.00794										0.00790								
0.23						0.00819		0.00893										0.00856								
0.24						0.00854		0.00871										0.00862								
0.25								0.00908										0.00908								
0.26																										
	0.19	0.16	0.15	0.15	0.16	0.24	0.17	0.25	0.2	0.13	0.16	0.12	0.12	0.14	0.14	0.12	0.13	0.1500								

MEDIAN	PERCENTILE 15	PERCENTILE 85	AVERAGE	g
0	0	0	0	0
0.00171	0.00137	0.00194	0.00167	0.03
0.00275	0.00216	0.00310	0.00268	0.05
0.00326	0.00255	0.00369	0.00320	0.06
0.00376	0.00295	0.00430	0.00372	0.07
0.00428	0.00333	0.00490	0.00423	0.08
0.00478	0.00372	0.00553	0.00475	0.09
0.00529	0.00412	0.00617	0.00527	0.1
0.00582	0.00446	0.00681	0.00579	0.11
0.00629	0.00486	0.00745	0.00631	0.12
0.00666	0.00510	0.00781	0.00648	0.13
0.00694	0.00537	0.00781	0.00669	0.14
0.00691	0.00563	0.00788	0.00684	0.15
0.00684	0.00586	0.00800	0.00697	0.16
0.00723	0.00617	0.00776	0.00707	0.17
0.00711	0.00652	0.00769	0.00710	0.18
0.00749	0.00655	0.00812	0.00735	0.19
0.00722	0.00718	0.00813	0.00764	0.2
0.00754	0.00752	0.00757	0.00754	0.21
0.00790	0.00786	0.00793	0.00790	0.22
0.00856	0.00830	0.00882	0.00856	0.23
0.00862	0.00856	0.00869	0.00862	0.24
0.00908	0.00908	0.00908	0.00908	0.25
0.1500	0.1240	0.1960	0.1606	0.26





## 6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Σε όλες τις ανελαστικές δυναμικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν διαπιστώθηκε ότι μετά από μία συγκεκριμένη τιμή της φασματικής επιτάχυνσης αποκαλύπτονταν η αρχή μιας δυναμικής αστάθειας. Αυτό εκφραζόταν μέσω της αδυναμίας του προγράμματος να επιτύχει σύγκλιση, ακόμα και όταν χρησιμοποιήθηκαν διάφορες μέθοδοι χρονικής ολοκλήρωσης σε όλα τα επιτρεπόμενα πεδία των παραμέτρων τους.

Συμπεραίνουμε παράλληλα πως για την εφαρμογή της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης σε μία προσομοίωση μιας κατασκευής στον Ηλεκτρονικό Υπολογιστή, μείζονος σημασίας είναι η επιλογή της μεθόδου χρονικής ολοκλήρωσης καθώς και η σωστή χρήση των παραμέτρων τους. Και αυτό διότι η διαφορετική γεωμετρία, οι ιδιότητες των υλικών και οι διατομές των στοιχείων μιας κατασκευής επηρεάζουν την δυναμική της απόκριση σε μια σεισμική διέγερση με αποτέλεσμα να χρήζει διαφορετικής αντιμετώπισης όσον αφορά την μη γραμμική δυναμική ανάλυση.

Αξιολογώντας τα αποτελέσματα που μας έδωσαν οι ανελαστικές δυναμικές αναλύσεις παρατηρούμε μια αύξηση της δυσκαμψίας της κατασκευής (κλίση του διαγράμματος μετακίνησης οροφής – φασματικής επιτάχυνσης) σε σχέση με εκείνα της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης (καμπύλη Pushover). Διαπιστώνουμε ακόμη πως η καμπύλη της Pushover περικλείεται μεταξύ των καμπυλών των εκατοστημορίων ( $15^{ου}$  και  $85^{ου}$ ) που σχηματίστηκαν από τα αποτελέσματα των ανελαστικών δυναμικών αναλύσεων.

Το μεγαλύτερο ίσως μειονέκτημα της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης είναι ο υπολογιστικός χρόνος (computational time). Έχοντας ένα υπολογιστικό σύστημα αναφοράς με επεξεργαστή συχνότητας 2 GHz (η μνήμη του συστήματος είναι αμελητέας σημασίας) η Pushover χρειάστηκε περίπου 3-4 λεπτά για να ολοκληρωθεί. Η κάθε μια επίλυση (για κάθε g) μιας ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης απαιτεί, κατά μέσο όρο, μια ώρα για να ολοκληρώσει 5000 βήματα μιας σεισμικής καταγραφής για την αρχική κατασκευή, ενώ για την ενισχυμένη μιάμιση ώρα περίπου. Έτσι **μια** καμπύλη μετακίνησης οροφής – φασματικής επιτάχυνσης για **έναν** σεισμό, πραγματοποιώντας 25 περίπου επιλύσεις (γιατί δεν γνωρίζουμε πότε θα εμφανιστεί δυναμική αστάθεια) θα σχηματιστεί έπειτα από 25 ώρες για την αρχική κατασκευή ή 40 ώρες υπολογιστικού χρόνου για την ενισχυμένη!

Τελικά, αν και η μη γραμμική δυναμική ανάλυση προσεγγίζει καλύτερα την πραγματικότητα, ο υπέρογκος υπολογιστικός χρόνος, η πολυπλοκότητα της μεθόδου, η δυσχρηστία και αστάθεια που παρουσιάζει οδηγούν στα εξής συμπεράσματα:

- η χρήση της πρέπει να γίνεται από κάποιον που γνωρίζει καλά το αντικείμενο και με πολλή προσοχή, αφού η πιθανότητα λάθους στην εφαρμογή είναι μεγάλη.
- η επιλογή της προσομοίωσης της κατασκευής πρέπει να γίνεται με κριτικό πνεύμα, γιατί π.χ. ένα πολύ σύνθετο μοντέλο θα αυξήσει πολύ τον υπολογιστικό χρόνο και συνεπώς την περάτωση της ανάλυσης, ενώ ένα πολύ απλό μπορεί να οδηγήσει σε λάθος συμπεράσματα για την πραγματική κατασκευή μας.
- είναι γενικά ασύμφορη και λόγω χρόνου αλλά και λόγω οικονομικών παραγόντων (απαιτεί υψηλή επεξεργαστική ισχύς που συνεπάγεται σε ακριβούς ηλεκτρονικούς υπολογιστές, αλλά και πολλές ώρες εργασίας για την κατασκευή των επιλύσεων και έπειτα την συλλογή των αποτελεσμάτων).
- η μη γραμμική στατική ανάλυση υπερτερεί της μη γραμμικής δυναμικής εκεί που μπορεί να χρησιμοποιηθεί και να μας δώσει αποδεκτά αποτελέσματα προσεγγίζοντας ικανοποιητικά την πραγματικότητα.



**ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ**

- [1] Γεωργίου Α., Σελανίκη Α., Μάιος 2003. Αποτίμηση της αντοχής υφιστάμενου κτηρίου με πυλωτή και μέθοδος ενίσχυσης του, *Διπλωματική Εργασία, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας*.
- [2] Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000.
- [3] Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος 2000.
- [4] Μητσοπούλου Ε., 2002. Γραφικό Περιβάλλον του Προγράμματος SAP2000, *Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης*.
- [5] Μπάρλας Ν., Ιούνιος 2004. Υπολογισμός Καμπυλών Τρωτότητας Γεφυρών με τη μέθοδο της Υπερωθητικής Δυναμικής Ανάλυσης, *Διπλωματική Εργασία, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας*.
- [6] Μπούσιας Ε. Ν., Ειδικά Θέματα Σκυροδέματος, *Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας*.
- [7] Μυστακίδης Ε. Σ., Δεκ. 2002. Μέθοδοι αποτίμησης και βελτίωσης της σεισμικής Αντοχής Υφιστάμενων Κατασκευών, *Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας*.
- [8] Ο.Α.Σ.Π., Φεβρουάριος 2004. Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝΕΠΕ) Σχέδιο Κειμένου – 1, *Αθήνα*.
- [9] Παντελή Κ.Δ., Ιούνιος 2004. Αποτίμηση Σεισμικής Ικανότητας Υφιστάμενων Κτιρίων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα, *Διπλωματική Εργασία, Δημοκρίτειο Πανεπιστήμιο Ξάνθης*.
- [10] Πενέλη Γ., Κάππου Α., 1990. Αντισεισμικές Κατασκευές από Σκυρόδεμα, εκδ. *Ζήτη, Θεσσαλονίκη*.
- [11] Computer and Structures Inc., July 2002. SAP2000 v8.0 Analysis Reference Manual, *Berkeley, California, USA*.
- [12] Czeslaw Bajer, 2000. Time Integration Methods – Still Questions, *Institute of fundamental Technological Research, Polish Academy of Sciences, Swietokrzyska 21, 00-049 Warsaw, Poland*.
- [13] De Matteis G., Mistakidis E.S., Formisano A., Tsirnovas S.I., Jan 2005. Seismic retrofitting of steel and concrete structures using low-yield strength shear panels, *COST C12 Conference (Paper No89), Innsbruck*.

- [14] Hilber H.M., Hughes T.J.R., Taylor R.L., 1977. Improved numerical dissipation for time integration algorithms in structural dynamics. *Earthquake Eng. And Struc. Dyn.*, **5**:283-292.
- [15] Kaczkowski Z., 1883. On the application of non-rectangular space-time elements. *Mech. Teoret. i Stosow.*, **21**(4):531-542.
- [16] Mullen R., 1983. An analysis of an unconditionally stable explicit method. *Comp. and Struct.*, **16**(6):691-696.
- [17] Mullen R., Belytschko T., 1983. An analysis of an unconditionally stable explicit method. *Comp. and Struct.*, **16**:691-696.
- [18] Newmark N.M., 1959. A method of computation for structural dynamics. Proc. A.S.C.E., **8**:67-94.
- [19] Park K.C., 1977. Practical aspects of numerical time integration. *Comp. and Struct.*, **7**:343-353.
- [20] Park K.C., Housner J.M., 1982. Semi-implicit transient analysis procedures for structural dynamics analysis. *Int. J. Num. Meth. Eng.*, **18**:609-622.
- [21] Truhillo D.M., 1977. An unconditionally stable explicit algorithm for structural dynamics. *Int. J. Num. Meth. Eng.*, **11**:1579-1592.
- [22] Wood W.L., Bossak M., Zienkiewicz O.C., 1981. An alpha modification of Newmark's method. *Int. J. Num. Meth. Eng.*, **15**:1562-1566.



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ  
ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ



004000074682

