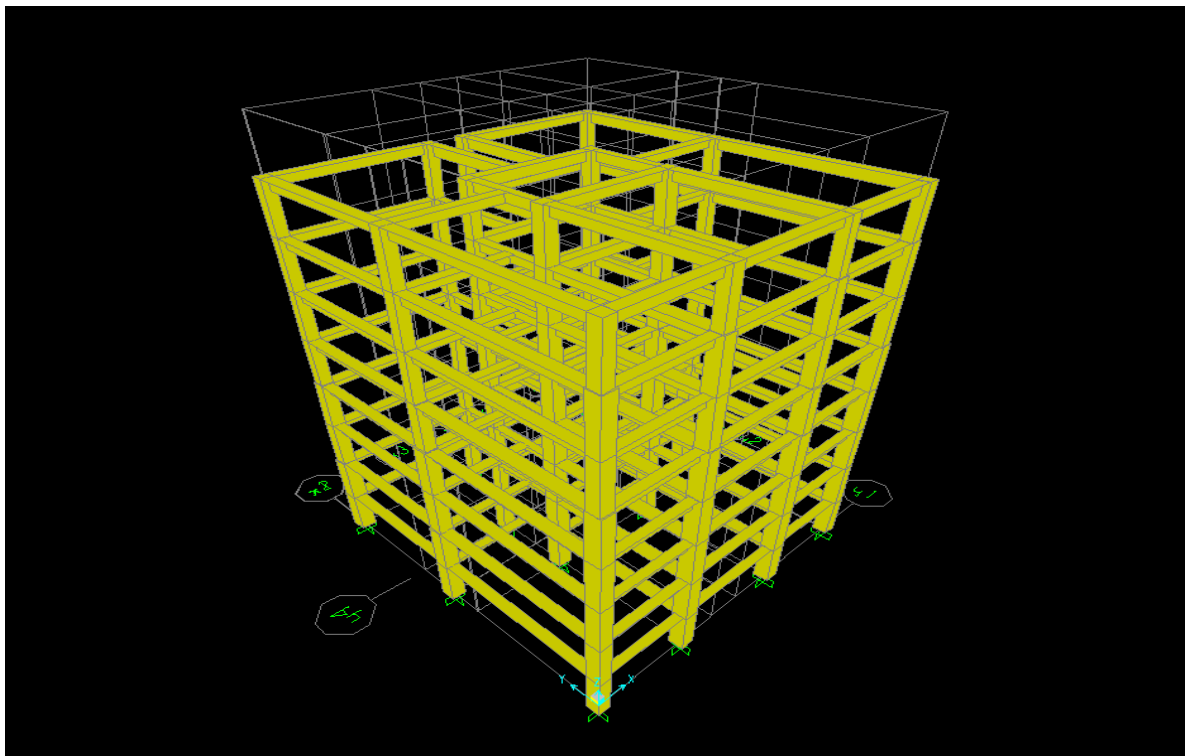




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ

**Διερεύνηση της σχέσης μ - η οκταώροφου κτιρίου από
Ω.Σ. για σεισμούς κοντινού πεδίου με εφαρμογή της
μεθόδου IDA**



**ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΦΙΛΙΠΠΟΣ ΒΡΥΩΝΗΣ**

**Επιβλέπων: Ιωάννης Ψυχάρης, Αν.Καθηγητής Ε.Μ.Π.
Συνεπιβλέπων: Ιωάννης Ταφλαμπάς Dr. Πολιτικός
Μηχανικός**

Αθήνα Μάρτιος 2012



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ

**Διερεύνηση της σχέσης μ - q επτάώροφου κτιρίου από
Ω.Σ. για σεισμούς κοντινού πεδίου με εφαρμογή της
μεθόδου IDA**

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΦΙΛΙΠΠΟΣ ΒΡΥΩΝΗΣ

Επιβλέπων: Ιωάννης Ψυχάρης, Αν.Καθηγητής Ε.Μ.Π.
Συνεπιβλέπων: Ιωάννης Ταφλαμπάς Dr. Πολιτικός Μηχανικός

Αθήνα Μάρτιος 2012

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1.ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	4
2. ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΗΣ ΕΔΑΦΙΚΗΣ ΚΙΝΗΣΗΣ ΣΕ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΙΕΓΕΡΣΗ ΚΟΝΤΙΝΟΥ ΠΕΔΙΟΥ.....	6
2.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	6
2.1.1 Οι επιδράσεις του κοντινού πεδίου.....	6
2.1.2 Παραμετροποίηση των εδαφικών κινήσεων κοντινού πεδίου.....	9
2.2 ΕΠΙΔΡΑΣΕΙΣ ΚΑΤΕΥΘΥΝΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΡΡΗΞΗΣ – ΔΙΑΘΕΣΙΜΑ ΜΟΝΤΕΛΑ.....	18
2.3 ΕΠΙΔΡΑΣΕΙΣ ΤΗΣ ΠΑΡΑΜΕΝΟΥΣΑΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ ΣΤΟ ΚΟΝΤΙΝΟ ΠΕΔΙΟ ΤΟΥ ΡΗΓΜΑΤΟΣ.....	24
3. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ.....	26
3.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ ΚΤΙΡΙΟΥ.....	26
3.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΣΤΟ SAP 2000.....	39
3.3 ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ.....	42
3.4 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΙΔΙΟΜΟΡΦΩΝ – ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	43
3.5 ΑΝΑΛΥΣΗ PUSHOVER.....	46
3.5.1 Θεωρητικά στοιχεία.....	46
3.5.2 Εφαρμογή της μεθόδου στο υπό μελέτη κτίριο.....	47
3.6 ΜΕΘΟΔΟΣ N2.....	48
3.6.1 Θεωρητικά στοιχεία.....	48
3.6.2 Εφαρμογή της μεθόδου N2 στο υπό μελέτη κτίριο.....	51
4. ΣΕΙΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΗΣ	
4.1 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΣΕΙΣΜΩΝ ΦΟΡΤΙΣΗΣ ΣΤΟ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ ΚΤΙΡΙΟ.....	54
4.2 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΣΕΙΣΜΩΝ ΦΟΡΤΙΣΗΣ.....	57
5. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ.....	72

5.1 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΕΙΚΤΗ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ μ ΚΑΙ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ q_y - ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ S_a - S_d	72
5.2 ΣΕΙΣΜΟΙ ΜΕ ΙΣΧΥΡΟ ΠΑΛΜΟ – ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ μ – T/T_p	75
5.3 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΕΙΚΤΗ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ ΑΠΟ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΟΝΟΒΑΘΜΙΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΣΤΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ BISPEC.....	80
5.4 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΕΙΚΤΗ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ ΠΡΩΤΟΥ ΟΡΟΦΟΥ.....	82
5.5 ΚΑΤΑΝΟΜΕΣ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΕΩΝ ΑΝΑ ΟΡΟΦΟ - ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΥΣΕΣ ΜΕΓΙΣΤΩΝ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΕΩΝ.....	85
6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	96
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	97
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ.....	98

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Τα τελευταία χρόνια έγινε αποδεκτό ότι ο αντισεισμικός σχεδιασμός πρέπει να ενθαρρύνει τη χρήση μορφών κατασκευών που είναι πιθανότερο να διαθέτουν πλαστιμότητα. Γενικά αυτό σχετίζεται με θέματα κανονικότητας της κατασκευής και προσεκτικής επιλογής των θέσεων, που συχνά ονομάζονται πλαστικές αρθρώσεις, για το προσδιορισμό της συμπεριφοράς μιας κατασκευής στην μετελαστική περιοχή.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία μελετάται η σχέση του συντελεστή συμπεριφοράς α_y και του δείκτη πλαστιμότητας μ για μια οκτώροφη κατασκευή με αναγωγή με τη μέθοδο N2 στο αντίστοιχο μονοβάθμιο σύστημα για σεισμούς κοντινού πεδίου. Διερευνάται η τιμή του δείκτη πλαστιμότητας για τους σεισμούς που εμφανίζουν ισχυρό παλμό.

Για την μελέτη χρησιμοποιήθηκε μια οκτώροφη κατασκευή από ωπλισμένο σκυρόδεμα που αποτελείται από δοκάρια και υποστυλώματα τα οποία καλούνται να αναλάβουν τις οριζόντιες δυνάμεις που επιβάλλονται στο κτίριο λόγω σεισμού. Επίσης χρησιμοποιήθηκαν 54 επιταχυνσιογραφήματα από σεισμούς κοντινού πεδίου.

Η διπλωματική εργασία αποτελείται από 6 κεφάλαια και ένα παράρτημα.

Το πρώτο κεφάλαιο είναι η εισαγωγή όπου αναφέρεται συνοπτικά το περιεχόμενο της διπλωματικής εργασίας, καθώς και του κάθε κεφαλαίου.

Στο δεύτερο κεφάλαιο αναλύονται τα χαρακτηριστικά της εδαφικής κίνησης κατά την σεισμική φόρτιση κοντινού πεδίου, όπως η κατευθυντικότητα της διάρρηξης (directivity pulse) και η παραμένουσα μετακίνηση (fling step) καθώς και κάποια μοντέλα που έχουν προταθεί για την παραμετροποίηση των μεγεθών που χρησιμοποιούνται για την μελέτη ενός σεισμικού γεγονότος.

Στο τρίτο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα χαρακτηριστικά του κτιρίου όπως η κάτοψη και τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν. Αναφέρονται οι παραδοχές με τις οποίες έγινε η ανάλυση και ο τρόπος που έγινε η προσομοίωση του κτιρίου ώστε να δημιουργηθεί το μοντέλο στο πρόγραμμα Sap 2000v.14. Επίσης γίνεται μια σύντομη περιγραφή της ανάλυσης Pushover και γίνεται η εφαρμογή της στο υπό μελέτη κτίριο. Τέλος παρουσιάζονται τα βήματα της μεθόδου N2 και η εφαρμογή της στο κτίριο που μελετάμε.

Στο τέταρτο κεφάλαιο περιγράφεται ο τρόπος με τον οποίο έγινε η προσομοίωση των σεισμών με τους οποίους φορτίζεται το μοντέλο στο Sap και έπειτα παρουσιάζονται τα ελαστικά διαγράμματα ταχυτήτων και μετακινήσεων για αυτούς τους σεισμούς. Για την εξαγωγή των παραπάνω διαγραμμάτων χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα Seismosignal.

Στο πέμπτο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης. Γίνεται αναφορά για τους σεισμούς που εμφανίζουν ισχυρό παλμό και γίνεται σύγκριση του δείκτη πλαστιμότητας και του συντελεστή συμπεριφοράς για τους σεισμούς αυτούς. Ο δείκτης πλαστιμότητας υπολογίζεται επίσης από διαγράμματα που έχουν προκύψει από ανάλυση μονοβάθμιου συστήματος στο πρόγραμμα Bispec. Τέλος υπολογίστηκαν οι κατανομές επιταχύνσεων ανά όροφο για όλες τις σεισμικές φορτίσεις και κατασκευάστηκε η περιβάλλουσα των μέγιστων επιταχύνσεων για μερικές από αυτές.

Στο έκτο κεφάλαιο παρουσιάζονται συνοπτικά κάποια συμπεράσματα της διπλωματικής εργασίας.

Στο παράρτημα δίνεται το σχέδιο της κάτοψης ενός τυπικού ορόφου και μιας τομής της κατασκευής. Φαίνονται επίσης οι σπλισμοί όλων των στοιχείων.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

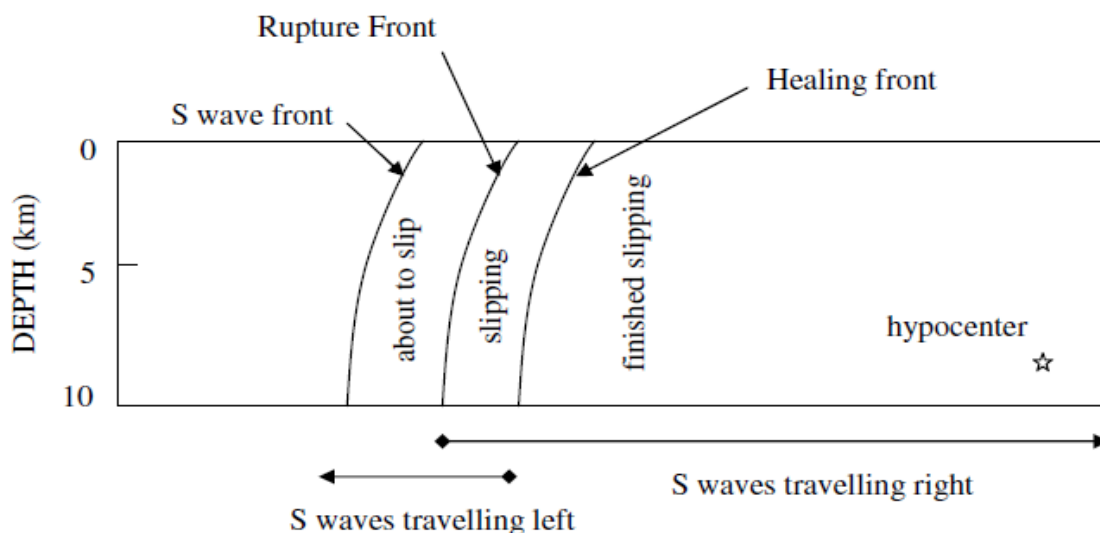
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΗΣ ΕΔΑΦΙΚΗΣ ΚΙΝΗΣΗΣ ΣΕ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΙΕΓΕΡΣΗ ΚΟΝΤΙΝΟΥ ΠΕΔΙΟΥ

2.2 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

2.1.1. Οι επιδράσεις του κοντινού πεδίου

Οι εδαφικές κινήσεις κοντά σ' ένα ρήγμα μπορεί να είναι σημαντικά διαφορετικές από εκείνες που βρίσκονται μακριά από τη σεισμική πηγή. Θεωρητικά η ζώνη κοντινού πεδίου ρηγμάτων ορίζεται σε απόσταση περίπου 20 – 60km από ένα ρήγμα. Μέσα σε αυτή τη ζώνη οι εδαφικές κινήσεις επηρεάζονται σημαντικά από το μηχανισμό διάρρηξης, την κατεύθυνση διάδοσης της διάρρηξης σε σχέση με την περιοχή και τις πιθανές μόνιμες εδαφικές μετατοπίσεις ως αποτέλεσμα της ολίσθησης του ρήγματος. Οι εν λόγω παράγοντες οδηγούν στα αποτελέσματα που καλούνται ως «κετευθυντικότητα της διάρρηξης» (rupture directivity) και «παραμένουσα μετακίνηση» (fling step).

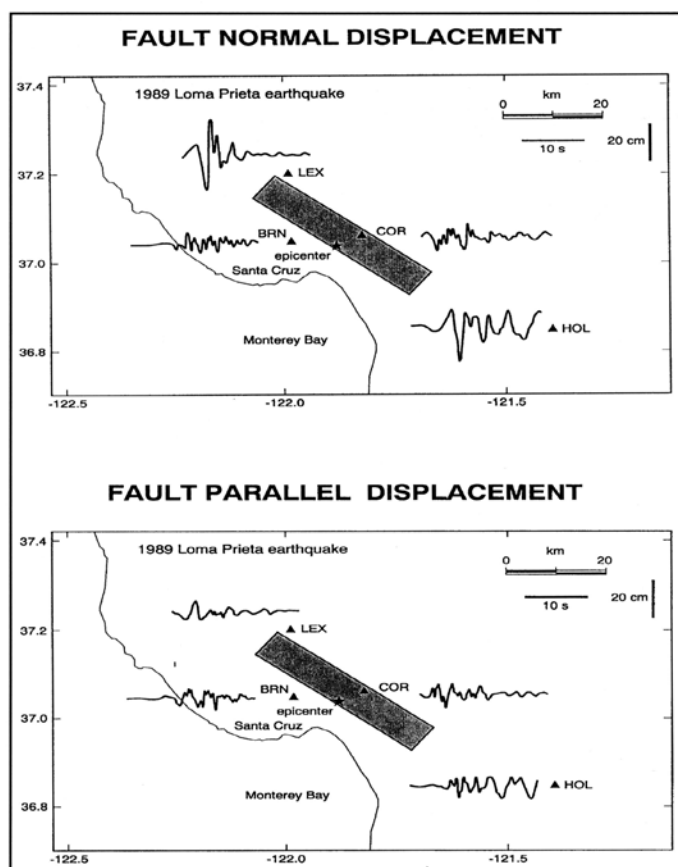
Η εμπρόσθια κετευθυντικότητα (forward directivity) λαμβάνει χώρα όταν η διάδοση της διάρρηξης και η κατεύθυνση της ολίσθησης στο ρήγμα γίνονται προς την ίδια περιοχή. Αυτό εμφανίζεται επειδή η ταχύτητα της διάρρηξης στο ρήγμα είναι κοντά (γενικά λίγο μικρότερη) στην ταχύτητα διατμητικών κυμάτων του βράχου κοντά στην πηγή. Για ένα μηχανισμό οριζόντιας ολίσθησης (**εικόνα 2.1**) όπου το μέτωπο της διάρρηξης διαδίδεται μακριά από το υπόκεντρο και προς μια περιοχή, η ενέργεια συσσωρεύεται κοντά στο μέτωπο διάρρηξης από κάθε διαδοχική ζώνη της ολίσθησης κατά μήκος του ρήγματος. Το μέτωπο των κυμάτων φθάνει ως ένας μεγάλος παλμός της κίνησης που χαρακτηρίζεται από το μεγάλο εύρος ανάμεσα στις μεγάλες περιόδους και τη μικρή διάρκεια.



Εικόνα 2.1: σχηματικό διάγραμμα επίδρασης της κατευθυντικότητας της διάρρηξης για οριζόντιο ρήγμα ολίσθησης. Η διάρρηξη αρχίζει στο υπόκεντρο και διαδίδεται με ταχύτητα περίπου ίση με το 80% της ταχύτητας των διατμητικών κυμάτων. Η εικόνα παρουσιάζει ένα στιγμιότυπο του μετώπου της ρήξης σε μια δεδομένη στιγμή (από Somerville et al 1997a).

Εάν μια περιοχή βρίσκεται κοντά στο επίκεντρο, δηλαδή η διάρρηξη διαδίδεται μακριά από αυτήν, η άφιξη κάθε παλμού επιμέρους σεισμικής διάρρηξης γίνεται στο τέλος του προηγούμενου του. Αυτός ο όρος, καλούμενος ως «οπίσθια κατευθυντικότητα» (backward directivity), χαρακτηρίζεται από κινήσεις με σχετικά μεγάλη διάρκεια και μικρό εύρος. Η «ουδέτερη κατευθυντικότητα» (neutral directivity) εμφανίζεται όταν η ρήξη δεν είναι ούτε προς ούτε μακριά από την περιοχή.

Οι επιδράσεις της κατευθυντικότητας της διάρρηξης στις εδαφικές μετατοπίσεις που καταγράφηκαν κατά τη διάρκεια του σεισμού στο Loma Prieta του 1989 παρουσιάζονται στην **εικόνα 2.2**. Το επίκεντρο του σεισμού είναι κοντά στο Corralitos και Branciforte Drive, όπου οι οριζόντιες εδαφικές μετακινήσεις είναι μέτριες και στις κάθετες και στις παράλληλες με το ρήγμα συνιστώσες κάτι που αποδίδεται στην οπίσθια κατευθυντικότητα. Στα άκρα του ρήγματος παρ' όλα αυτά, στο Lexington Dam και το Hollister, η εμπρόσθια κατευθυντικότητα αναγκάζει τις οριζόντιες εδαφικές κινήσεις στην κάθετη διεύθυνση του ρήγματος να είναι παλμικές και πολύ μεγαλύτερες από τις κινήσεις των παραλλήλων συνιστωσών του ρήγματος, οι οποίες είναι παρόμοιες με εκείνες κοντά στο επίκεντρο. Οι μεγάλες παλμικές κινήσεις εμφανίζονται μόνο στην κάθετη με το ρήγμα συνιστώσα (fault normal) και μόνο μακριά από το επίκεντρο.

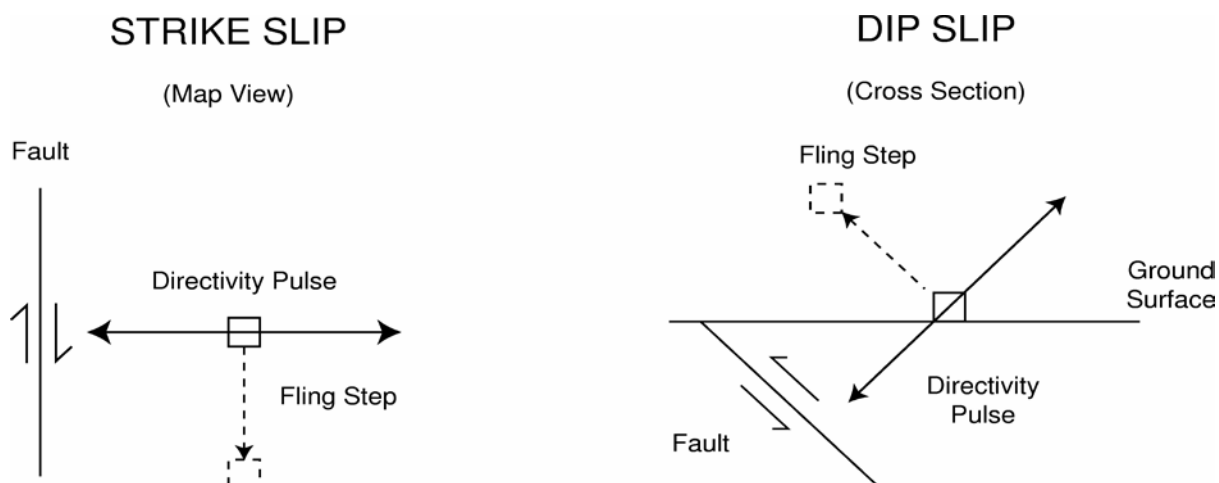


Εικόνα 2.2: Αποτελέσματα της κατευθυντικότητας της διάρρηξης στις καταγεγραμμένες χρονοϊστορίες μετακινήσεων του σεισμού του Loma Prieta του 1989 για τις κάθετες (άνω) και τις παράλληλες (κάτω) στο ρήγμα συνιστώσες. Πηγή: EERI, 1995.

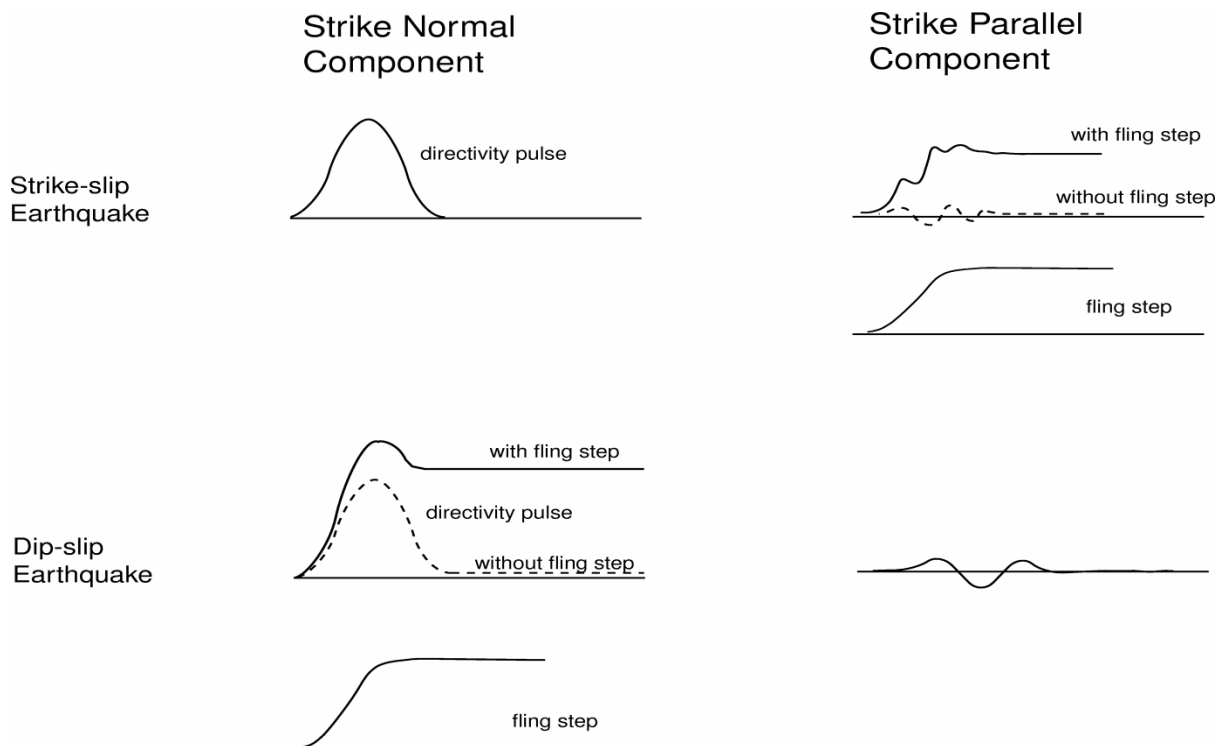
Τα φαινόμενα της κατευθυντικότητας της διάρρηξης μπορούν να παρουσιαστούν τόσο σε ρήγματα οριζόντιας ολίσθησης, όσο και σε κατακόρυφης βύθισης. Στις περιπτώσεις ρήγματος κατακόρυφης βύθισης, οι συνθήκες εμπρόσθιας κατευθυντικότητας εμφανίζονται για περιοχές κοντά στην προβολή του επάνω τεμάχου του ρήγματος. Σε μηχανισμούς οριζόντιας ολίσθησης, ο τρόπος εκπομπής ενέργειας λόγω διάτμησης σε ένα ανάστροφο ρήγμα αναγκάζει τον παλμό της κίνησης να είναι προσανατολισμένος κάθετα στα οριζόντια ρήγματα (Somerville et al 1997a).

Οι σύγχρονες ψηφιακές καταγραφές των εδαφικών κινήσεων κοντινού πεδίου περιέχουν μόνιμες εδαφικές μετακινήσεις λόγω του στατικού πεδίου παραμόρφωσης του σεισμού. Οι εν λόγω στατικές μετατοπίσεις που καλούνται «παραμένουσες μετακινήσεις» (fling step) εμφανίζονται μετά από ένα χρονικό διάστημα αρκετών δευτερολέπτων καθώς η ολίσθηση του ρήγματος προχωρά. Οι μετακινήσεις αυτές εμφανίζονται παράλληλα στη διεύθυνση ολίσθησης του ρήγματος άρα δε συνδέονται άμεσα με τις προαναφερθείσες δυναμικές μετακινήσεις που καλούνται «παλμός κατευθυντικότητας της διάρρηξης». Στα ρήγματα οριζόντιας ολίσθησης ο παλμός κατευθυντικότητας εμφανίζεται στην κάθετη συνιστώσα ενώ η παραμένουσα μετακίνηση στην παράλληλη συνιστώσα. Στα ρήγματα κατακόρυφης βύθισης τόσο η παραμένουσα μετακίνηση όσο και ο παλμός κατευθυντικότητας εμφανίζονται στην κάθετη συνιστώσα. Οι προσανατολισμοί της παραμένουσας μετακίνησης και του παλμού κατευθυντικότητας για ρήγματα οριζόντιας ολίσθησης και κατακόρυφης βύθισης απεικονίζονται στην **εικόνα 2.3**, ενώ οι χρονοϊστορίες στις οποίες αυτές εμφανίζονται μαζί και χωριστά παρουσιάζονται στην **εικόνα 2.4**.

Τα διαθέσιμα στοιχεία κινήσεων που μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την εκτίμηση της επίδρασης του κοντινού πεδίου είναι περιορισμένα. Ωστόσο, οι πρόσφατοι σεισμοί στην Τουρκία και την Ταιβάν έχουν συμπληρώσει σημαντικά τη βάση δεδομένων εδαφικών κινήσεων κοντινού πεδίου. Παρακάτω παρουσιάζονται οι επιδράσεις της κατευθυντικότητας της διάρρηξης με έμφαση στην εμπρόσθια κατευθυντικότητα. Ακολουθώς, γίνεται μικρή αναφορά στις επιδράσεις της παραμένουσας μετακίνησης στο κοντινό πεδίο του ρήγματος.



Εικόνα 2.3: Σχηματικό διάγραμμα των προσανατολισμών της παραμένουσας μετακίνησης και του παλμού κατευθυντικότητας για ρήγμα οριζόντιας ολίσθησης και για ρήγμα κατακόρυφης βύθισης.



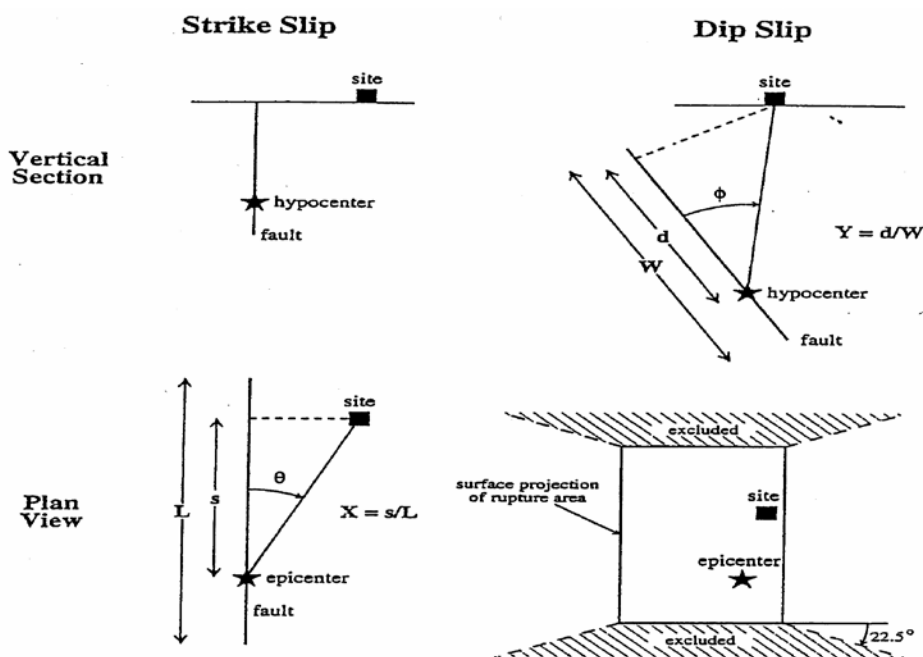
Εικόνα 2.4: Σχηματικό διάγραμμα των χρονοϊστοριών για ρήγμα οριζόντιας ολίσθησης και ρήγμα κατακόρυφης βύθισης στο οποίο η παραμένουσα μετακίνηση και ο παλμός κατευθυντικότητας παρουσιάζονται μαζί και χωριστά.

2.1.2 Παραμετροποίηση των εδαφικών κινήσεων κοντινού πεδίου

Οι Somerville et al (1997a) παραμετροποίησαν τις συνθήκες που οδηγούν σε εμπρόσθια και οπίσθια κατευθυντικότητα. Όπως φαίνεται στην **εικόνα 2.5**, η διαφοροποίηση στο χώρο των επιδράσεων της κατευθυντικότητας εξαρτάται από τη γωνία μεταξύ της κατεύθυνσης της διάδοσης της διάρρηξης και της κατεύθυνσης των κυμάτων που ταξιδεύουν από το ρήγμα στην περιοχή (θ για τα ρήγματα οριζόντιας ολίσθησης και φ για τα ρήγματα κατακόρυφης βύθισης), και από το μέρος της επιφάνειας διάρρηξης του ρήγματος που βρίσκεται μεταξύ του υποκέντρου και της εξεταζόμενης περιοχής (X για τα ρήγματα οριζόντιας ολίσθησης και Y για τα ρήγματα κατακόρυφης βύθισης). Τα σημαντικότερα αποτελέσματα εμπρόσθιας κατευθυντικότητας προκύπτουν από τις μικρότερες γωνίες μεταξύ της εξεταζόμενης περιοχής και του ρήγματος και για τα μεγαλύτερα μέρη του διερρηγμένου ρήγματος μεταξύ της θέσης και του υποκέντρου. Αξίζει να σημειωθεί ότι ακόμα και όταν ικανοποιούνται οι γεωμετρικές συνθήκες για την εμπρόσθια κατευθυντικότητα, τα αποτελέσματά της μπορεί να μην εμφανιστούν. Αυτό θα συνέβαινε εάν ένας σταθμός βρίσκεται στο τέλος ενός ρήγματος και η διάρρηξη εμφανίζεται προς το σταθμό αλλά η ολίσθηση συγκεντρώνεται προς το τέλος του ρήγματος που βρίσκεται ο σταθμός.

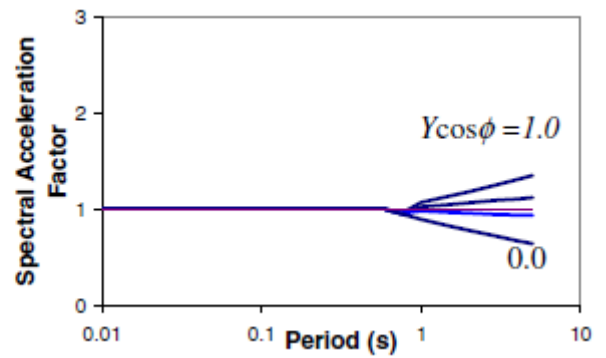
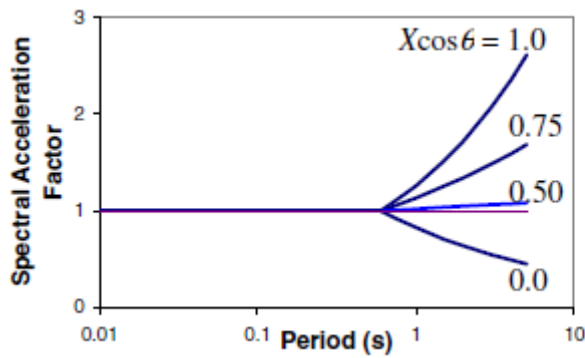
Για να ληφθούν υπόψη τα αποτελέσματα της κατευθυντικότητας οι Somerville et al (1997a) συσχέτισαν τις ανηγμένες προς ένα μέσο φάσμα τιμές των φασμάτων απόκρισης (με 5% απόσβεση) με τις γεωμετρικές παραμέτρους που καθορίζονται στην **εικόνα 2.5** και τα αποτελέσματα που παρουσιάζονται στην **εικόνα 2.6**. Οι παράμετροι εδαφικής κίνησης που

τροποποιούνται είναι τα μέσα οριζόντια φάσματα απόκρισης και ο λόγος των φασμάτων απόκρισης για την κάθετη και την παράλληλη στο ρήγμα συνιστώσα. Οι παράγοντες κοντινής πηγής καθορίζονται για αποστάσεις μικρότερες από 15km και για τρεις διαφορετικούς τύπους σεισμικών πηγών (πίνακας 2.1). Οι παράγοντες κοντινής πηγής από τον κανονισμό UBC (1997) είναι συμβατοί με το μέσο όρο των καθέτων και των παραλλήλων στο ρήγμα συνιστωσών στο μοντέλο Somerville et al (1997a) και ως εκ τούτου οι διατάξεις του κανονισμού δεν εξετάζουν τη μεγαλύτερη κάθετη συνιστώσα της κίνησης Somerville (1998).

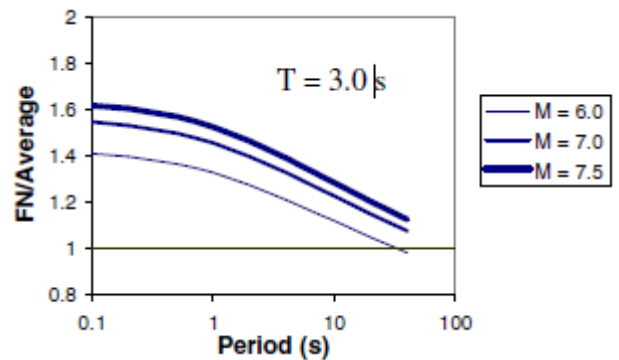
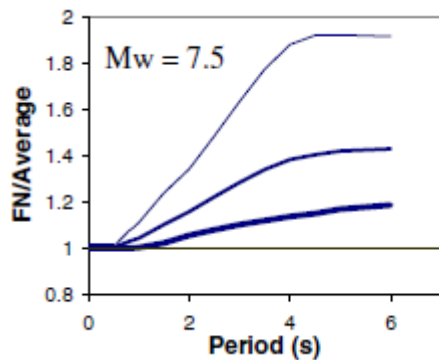


Εικόνα 2.5: Οι παράμετροι που χρησιμοποιούνται για να ερμηνεύσουν τις συνθήκες της κατευθυντικότητας της διάρρηξης (από Somerville et al 1997a).

Η έρευνα για την απόκριση των κατασκευών στις κινήσεις κοντινού πεδίου έχει οδηγήσει στην εύρεση μιας αντιπροσωπευτικής χρονοϊστορίας των κινήσεων που είναι προτιμητέα για μια αντιπροσώπευση ενός φάσματος απόκρισης (π.χ. Somerville, 1998 Alavi και Kranwinkler, 2000 Sasani και Bertero, 2000 Rodriguez-Marek, 2000). Μια παρουσίαση χρονοϊστορίας είναι προτιμητέα επειδή ο χαρακτηρισμός στο πεδίο συχνοτήτων της εδαφικής κίνησης (δηλαδή μέσω ενός φάσματος απόκρισης) υπονοεί μια πιθανοτική διαδικασία που έχει μια σχετικά ομοιόμορφη διανομή της ενέργειας σε όλη τη διάρκεια της κίνησης.



α) Μέση αναλογία φασματικής απόκρισης με εξάρτηση στις παραμέτρους της περιόδου και της διεύθυνσης.



β) Αναλογία οριζόντιας φασματικής απόκρισης κάθετη στη ρήξη προς τη μέση οριζόντια για συνθήκες εμπρόσθιας κατευθυντικότητας ($X\cos\theta=1$).

Εικόνα 2.6: Προβλέψεις από τη σχέση των Somerville et al (1997a) μεταξύ διαφορετικών συνθηκών κατευθυντικότητας.

α) Παράγοντας μικρής περιόδου

Seismic Source Type	Closest Distance to Known Seismic Source ¹		
	≤ 2 km	5 km	≥ 10 km
A	1.5	1.2	1.0
B	1.3	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0

(N_α)

β) Παράγοντας ενδιάμεσης περιόδου

Seismic Source Type	Closest Distance to Known Seismic Source ¹			
	≤ 2 km	5 km	10 km	≥ 15 km
A	2.0	1.6	1.2	1.0
B	1.6	1.2	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0	1.0

(N_β)

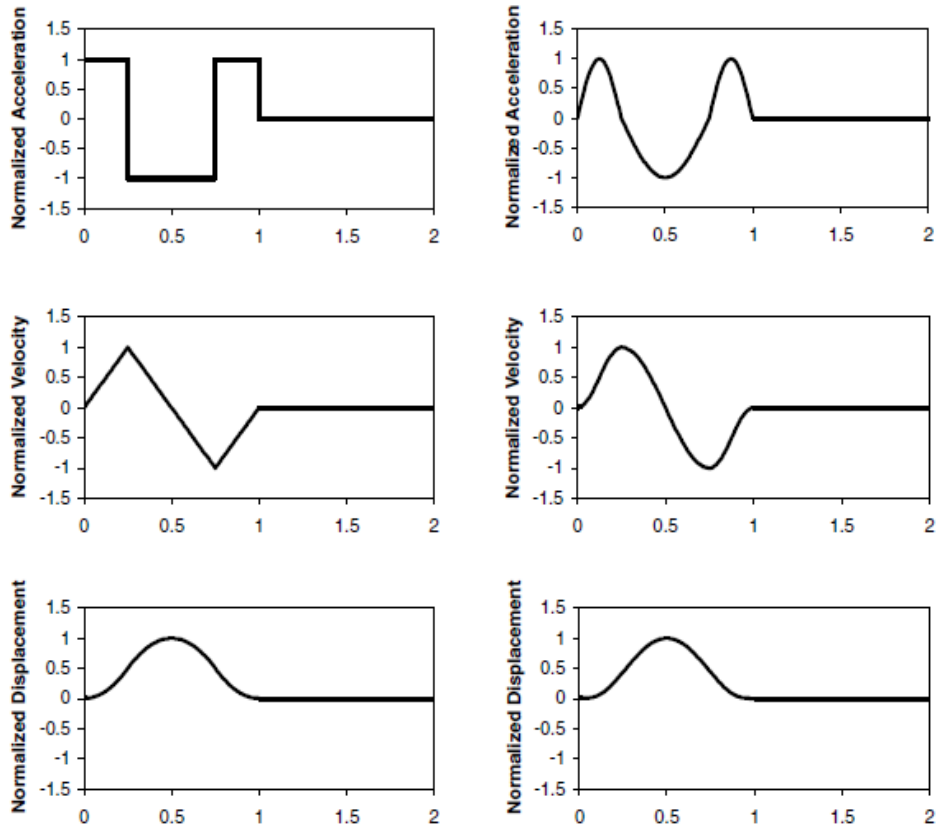
γ) Περιγραφή των τύπων σεισμικής πηγής

Seismic Source Type	Description	Seismic Source Definition	
		Maximum Moment Magnitude, <i>m</i>	Slip Rate, <i>s</i> (mm/year)
A	Faults that are capable of producing large magnitude events and that have a high rate of seismic activity	$m \geq 7.0$	$s \geq 5$
B	All faults other than Types A and C	$m \geq 7.0$ $m < 7.0$ $m \geq 6.5$	$s > 5$ $s > 2$ $s < 2$
C	Faults that are not capable of producing large magnitude earthquakes and that have a relatively low rate of seismic activity	$m < 6.5$	$s \leq 2$

¹: Η πλησιέστερη απόσταση στη σεισμική πηγή θα πρέπει να λαμβάνεται ως η ελάχιστη απόσταση μεταξύ της εξεταζόμενης θέσης και της προβολής του επιπέδου του ρήγματος στην επιφάνεια (R_{J-B}). Η επιφανειακή προβολή δεν χρειάζεται να περιλαμβάνει μέρη της πηγής σε βάθη των 10km ή μεγαλύτερα.

Πίνακας 2.1: Παράγοντες κοντινής πηγής από UBC (1997).

Οι μελέτες Kranwinkler και Alavi (1998) και Sasaki και Bertero (2000) έχουν δείξει ότι οι απλουστευμένες θεωρήσεις του παλμού ταχύτητας μπορούν να «συλλάβουν» τα εμφανή χαρακτηριστικά γνωρίσματα απόκρισης των κατασκευών που υποβάλλονται στις εδαφικές κινήσεις κοντινού πεδίου. Μερικοί απλουστευμένοι παλμοί παρουσιάζονται στο **εικόνα 2.7**.



(a) Krawinkler and Alavi

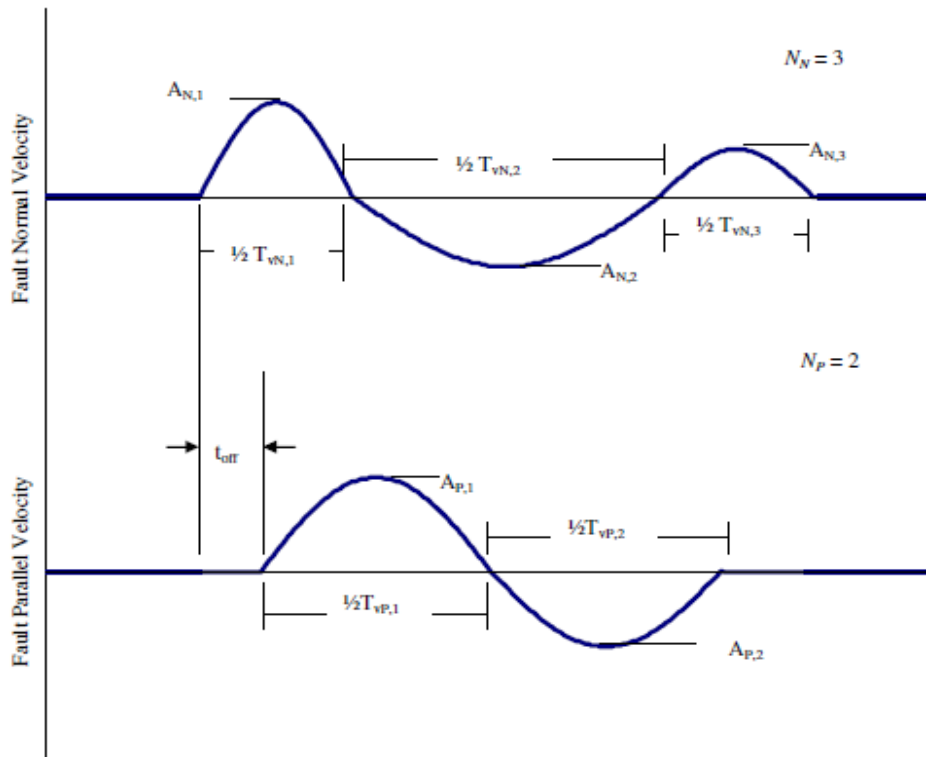
(b) Sasani and Bertero

Εικόνα 2.7: Απλοποιημένοι παλμοί που έχουν χρησιμοποιηθεί από ερευνητές.

Για την αναπαράσταση μιας δόνησης δυο διευθύνσεων απαιτείται μια αναπαράσταση ημιτονικού παλμού της παράλληλης στο ρήγμα συνιστώσας μαζί με τη χρονική καθυστέρηση μεταξύ της έναρξης της κάθετης και της παράλληλης με το ρήγμα συνιστώσας. Ο **πίνακας 2.2** παρέχει τους ορισμούς συνηθισμένων παραμέτρων εδαφικών κινήσεων κοντινού πεδίου, οι οποίες διευκρινίζονται στην **εικόνα 2.8**. Ένας απλός χαρακτηρισμός είναι δυνατός με τη χρήση της μέγιστης οριζόντιας ταχύτητας (PHV), της κατά προσέγγιση περιόδου δεσπόζοντος παλμού (T_V) και του αριθμού σημαντικών ημιπαλμών της κίνησης στη μεγαλύτερη κάθετη διεύθυνση στο ρήγμα.

Parameter	Abbreviation	Methodology to obtain parameter
Number of significant pulses.	N	Number of half-cycle pulses in the velocity-time history with amplitudes at least 50% of the peak ground velocity of the record.
Pulse period.	$T_{v,i}$	For each half sine pulse, $T_{v,i} = 2(t_2 - t_1)$, where t_1 and t_2 are either the zero-crossing time, or the time at which velocity is equal to 10% of the peak velocity for the pulse if this time is significantly different than the zero crossing time. T_v corresponding to the pulse with maximum amplitude is the overall representative velocity pulse period.
Predominant period from pseudo-velocity response spectra.	T_{p-v}	Period corresponding to a clear and global peak in the pseudo-velocity response spectra at 5% damping.
Pulse amplitude.	A_i	For each half sine pulse, the peak ground velocity in the time interval $[t_1, t_2]$.
Peak ground velocity	PHV	Maximum velocity, defined by the maximum value of A_i . Note, however, that in very few exceptions, the maximum value of A_i in the fault parallel direction does not occur concurrently with the fault normal pulse.
Ratio of fault parallel to fault normal amplitude	$PHV_{P/N}$	Defined by the ratio of maximum A_P divided by maximum A_N , where the subscripts P and N denote fault-parallel and fault-normal motions respectively.
Time delay between fault normal and fault parallel pulse	t_{off}	Time of initiation of fault parallel pulse minus the time of initiation of fault normal pulse.

Πίνακας 2.2: Παράγοντες που χρησιμοποιούνται για να καθορίσουν τις απλοποιημένες εδαφικές κινήσεις ημιτονικού παλμού(από Rodriguez – Marek 2000).

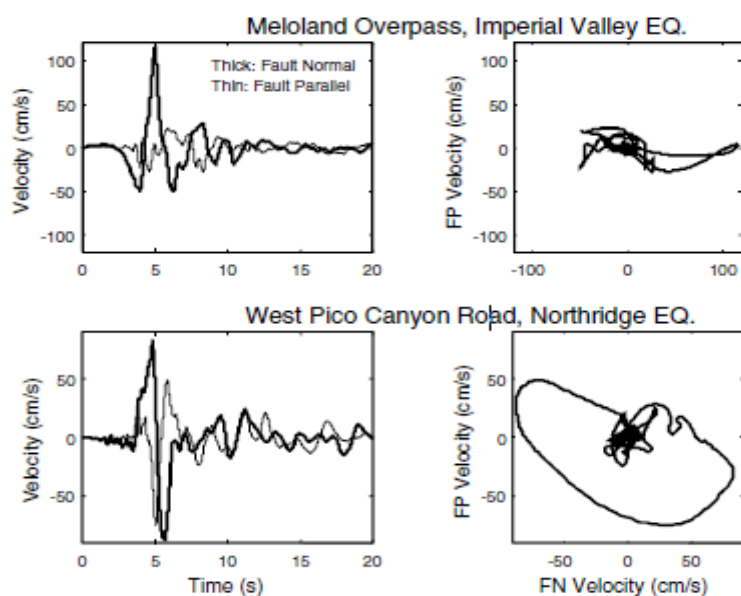


Εικόνα 2.8: Παράγοντες που χρειάζονται για να καθορίσουν την παράλληλη και την κάθετη στο ρήγμα συνιστώσα για απλοποιημένους παλμούς ταχύτητας. Τα σύμβολα N, P αντιστοιχούν στις κάθετες και παράλληλες κινήσεις ως προς τη διεύθυνση του ρήγματος αντίστοιχα (Rodríguez – Marek 2000).

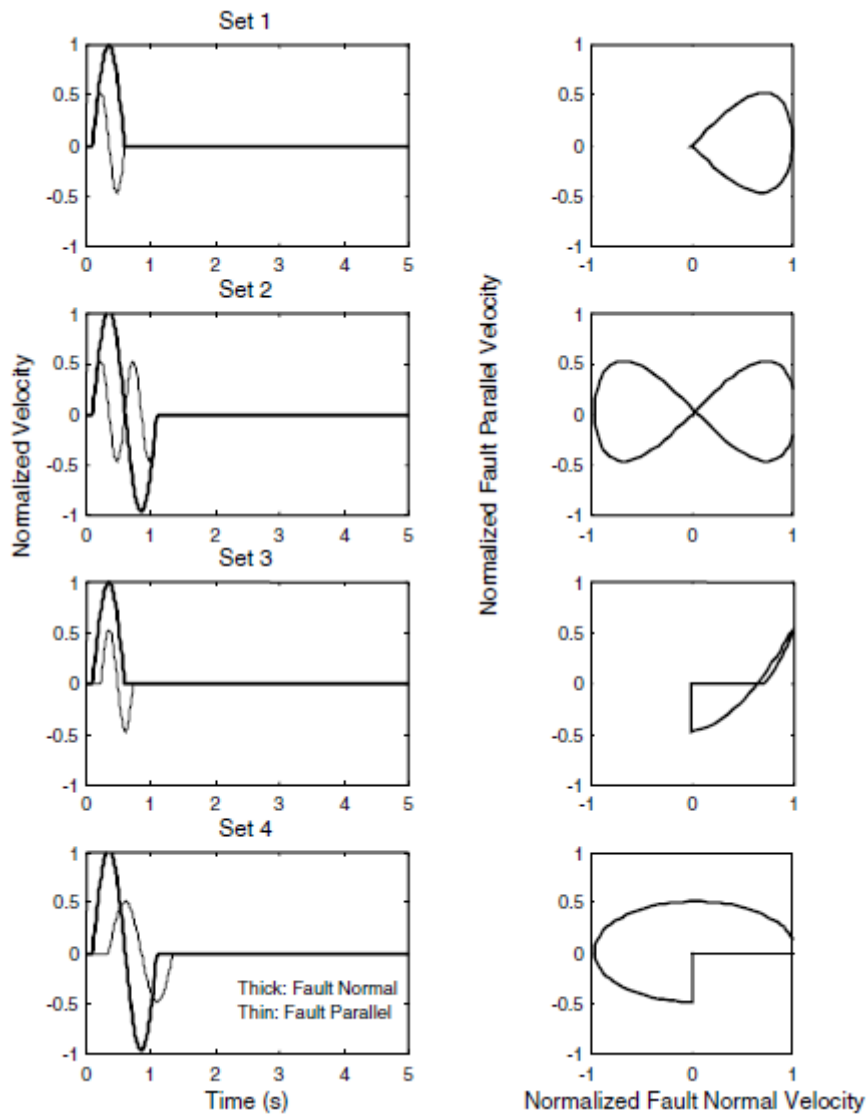
Ο προσδιορισμός της περιόδου του παλμού χρησιμοποιεί είτε το χρόνο διάβασης των τιμών από το μηδενικό άξονα (zero crossing time) είτε το χρόνο στον οποίο η ταχύτητα ισούται με το 10% της μέγιστης ταχύτητας για αυτό τον παλμό. Αυτό είναι απαραίτητο για τους παλμούς στους οποίους έχει προηγηθεί απόκλιση από το μηδενικό άξονα στη χρονοϊστορία της ταχύτητας. Ένας βαθμός αβεβαιότητας υφίσταται σε εκτιμήσεις της T_v . Εντούτοις, η αβεβαιότητα που συνδέεται με την πρόβλεψη της T_v από τις σεισμολογικές μεταβλητές είναι πολύ μεγαλύτερη από τα λάθη στον υπολογισμό της από τα σημεία μηδενισμού. Οι Kranwinkler και Alavi (1998) προσδιορίζουν τον παλμό ταχύτητας από μια σαφή και σφαιρική κορυφή αιχμής στο φάσμα απόκρισης ταχύτητας της εδαφικής κίνησης. Ως εκ τούτου, αυτή η εκτίμηση της ισοδύναμης περιόδου παλμού (T_{v-p}) είναι σχετικά σαφής. Για τις μονοπαλμικές κινήσεις αυτοί οι διαφορετικοί ορισμοί της περιόδου του παλμού παρέχουν κατά προσέγγιση ισοδύναμα αποτελέσματα. Συνολικά, ο λόγος μεταξύ της T_v και της T_{v-p} είναι 0.84 με μια τυπική απόκλιση 0.28 (Rodríguez-Marek 2000). Η σύμπτωση της T_v για μια εδαφική κίνηση σεισμού δείχνει ότι ο παλμός ταχύτητας περιέχει την ενέργεια σε μια συγκεκριμένη ζώνη περιόδων.

Οι μελέτες απόκρισης των κατασκευών στις κινήσεις κοντινού πεδίου έχουν εστιάσει στα αποτελέσματα της μεγαλύτερης κάθετης στο ρήγμα συνιστώσας (π.χ. Alavi και Kranwinkler 2000). Εντούτοις, υπάρχουν εφαρμογές για τις οποίες η παράλληλη συνιστώσα στο ρήγμα μπορεί να είναι επίσης σημαντική. Μη γραμμικές αναλύσεις εδαφικής απόκρισης από τον Rodríguez – Marek (2000) δείχνουν ότι οι τοπικές εδαφικές συνθήκες μπορούν να έχουν επιπτώσεις στις τιμές της PHV και της T_v και στις δυο διευθύνσεις. Δυο κινήσεις κοντινού πεδίου με τις σημαντικά διαφορετικές

κινήσεις της παράλληλης συνιστώσας στο ρήγμα παρουσιάζονται στην **εικόνα 2.9**. Επιπρόσθετη έρευνα επιτρέπει να διακριθούν τα αποτελέσματα της δόνησης δυο διευθύνσεων στην απόκριση του εδάφους και των κατασκευών στη ζώνη κοντινού ρήγματος όπου οι δύο συνιστώσες της οριζόντιας εδαφικής κίνησης μπορούν να διαφέρουν σημαντικά. Από μια εξέταση καταγεγραμμένων κινήσεων κοντινού πεδίου που παρουσιάζουν την εμπρόσθια κατευθυντικότητα από τον Rodriguez – Marek (2000), διαπιστώθηκε ότι οι απλουστευμένες κινήσεις που παρουσιάστηκαν στην **εικόνα 2.10** θα μπορούσαν να χρησιμοποιηθούν για να ερευνηθεί η σημασία της δόνησης δυο διευθύνσεων στις μελλοντικές μελέτες. Εάν είναι σημαντικές στη συμπεριφορά των κατασκευών, οι κατακόρυφες κινήσεις στη ζώνη κοντινού πεδίου μπορεί να πρέπει να υπολογιστούν επίσης.



Εικόνα 2.9: Χρονοϊστορίες ταχύτητας και οριζόντια τροχιακά σχέδια για κάθετη (FN) και παράλληλη (FP) στο ρήγμα συνιστώσα για δυο καταγραφές κοντινού πεδίου. Και οι δυο καταγραφές παρουσιάζουν σημαντικές «κάθετες» ταχύτητες αλλά το Meloland έχει σχετικά μικρότερες «παράλληλες» ταχύτητες.



Εικόνα 2.10: Απλοποιημένη αναπαράσταση ημιτονικού παλμού για εδαφικές κινήσεις κοντινού πεδίου. Η *PHV* (μέγιστη οριζόντια ταχύτητα) για παράλληλη στο ρήγμα συνιστώσα αντιστοιχεί στο 50% της *PHV* κάθετης στο ρήγμα συνιστώσας (Rodríguez-Marek 2000).

2.2 ΕΠΙΔΡΑΣΕΙΣ ΚΑΤΕΥΘΥΝΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΡΡΗΞΗΣ – ΔΙΑΘΕΣΙΜΑ ΜΟΝΤΕΛΑ

α) Φασματική επιτάχυνση

Οι Somerville et al (1997a) και ο Abrahamson (2000) παρουσίασαν μοντέλα για την τροποποίηση των φασμάτων απόκρισης με απόσβεση $\zeta=5\%$ μέσω της σχέσης απόσβεσης Abrahamson και Silva (1997). Τα μοντέλα αναπτύχθηκαν με παλινδρόμηση μεταβλητών αυτής της σχέσης απόσβεσης στις γεωμετρικές παραμέτρους του κοντινού πεδίου του ρήγματος (**εικόνα 2.5**). Τα μοντέλα παρουσιάζονται για την τροποποίηση του γεωμετρικού μέσου των δυο οριζόντιων συνιστωσών και του λόγου της κάθετης προς τη μέση οριζόντια φασματική συνιστώσα. Οι λεπτομέρειες των μοντέλων φαίνονται στις δυο κορυφαίες σειρές του **πίνακα 2.3**.

β) Διάρκεια και ισοδύναμος αριθμός ομοειδών κύκλων

Οι Somerville et al (1997a) παρουσίασαν ένα μοντέλο για την τροποποίηση του 5 – 75% της σημαντικής διάρκειας από τη σχέση απόσβεσης Abrahamson και Silva (1996). Το μοντέλο αναπτύχθηκε με παλινδρόμηση μεταβλητών αυτής της σχέσης απόσβεσης στις γεωμετρικές παραμέτρους του κοντινού πεδίου του ρήγματος (**εικόνα 2.5**). Το μοντέλο ισχύει για τη διάρκεια του γεωμετρικού μέσου και των δυο οριζόντιων συνιστωσών. Ένα παρόμοιο μοντέλο αναπτύχθηκε από το Liu (2001) για τον ισοδύναμο αριθμό ομοειδών κύκλων (N). Οι λεπτομέρειες των μοντέλων διάρκειας και αριθμού (N) φαίνονται στις δυο κατώτατες σειρές του **πίνακα 2.3**.

Ground Motion Parameter (Reference)	Description	Equation	Range of Applicability
Spectral Acceleration: Ratio of data/model (Somerville et al., 1997a; Abrahamson, 2000)	y=Bias in average horizontal response spectral acceleration (ln units) with respect to Abrahamson and Silva (1997)	Strike-Slip faults: $y = c_1 + 1.88c_2 X \cos \theta$ (Xcos $\theta \leq 0.4$) $y = c_1 + 0.75c_2$ (Xcos $\theta > 0.4$) Dip-Slip faults: $y = c_1 + c_2 Y \cos \phi$	$m > 6.5$ For $m < 6.5$, replace y with $T_m \times y$ Where $T_m = 0$ for $m \leq 6$ and $T_m = 1 + (m - 6.5) / 0.5$ for $6.5 > m > 6$ $r < 30$ km For $r > 30$, replace y with $T_d \times y$ Where $T_d = 0$ for $r > 60$ and $T_d = 1 - (r - 30) / 30$ for $60 > r > 30$ km
Spectral Acceleration: Ratio of Strike Normal/Average Amplitude (Somerville et al., 1997a)	Natural logarithm of the ratio of strike normal to average horizontal spectral acceleration	$y = \cos 2\xi [C_1 + C_2 \ln(r + 1) + C_3(m - 6)]$	$6.0 \leq m \leq 7.5$ $0 \leq r \leq 50$ km $\xi = \theta$ for strike-slip, ϕ for dip-slip. $0 < \xi < 90^\circ$ C_1, C_2, C_3 function of period. Given separately for cases in which dependence on ξ is included, and cases in which dependence on ξ is ignored.
5-75% sig. duration: Ratio of data/model (Somerville et al., 1997a)	Bias in duration of acceleration with respect to Abrahamson and Silva (1996)	Strike-Slip faults: $y = C_1 + C_2 X \cos \theta$ Dip-Slip faults: $y = C_1 + C_2 Y \cos \phi$	$6.5 \leq m \leq 7.5$ $0 \leq r \leq 20$ km
Number of Cycles (N): Ratio of data/model (Liu et al., 2001)	Bias in N with respect to Liu et al. (2001)	Strike-Slip faults: $y = C_1 + C_2 X \cos \theta$ Dip-Slip faults: $y = C_1 + C_2 Y \cos \phi$	$6.5 \leq m \leq 7.5$ $0 \leq r \leq 20$ km

Πίνακας 2.3: Τροποποίηση παραμέτρων εδαφικής κίνησης για την εκτίμηση επιδράσεων κατευθυντικότητας. Οι παράμετροι X, Y, θ, ϕ ορίστηκαν στο σχήμα 5. Οι τροποποιήσεις φαίνονται στο σχήμα 6.

γ) Μέγιστη οριζόντια ταχύτητα (PHV)

Η PHV επηρεάζεται σημαντικά από το μέγεθος του σεισμού, την απόσταση από το ρήγμα και τις εδαφικές συνθήκες της εξεταζόμενης περιοχής. Ο Somerville (1998) πρότεινε τη χρήση μιας διγραμμικής σχέσης μεταξύ του λογαρίθμου PHV , του μεγέθους και του λογαρίθμου της απόστασης. Ο Somerville (1998) εκτέλεσε μια ανάλυση παλινδρόμησης χρησιμοποιώντας τα στοιχεία από 15 καταγεγραμμένες χρονοϊστορίες που αυξήθηκαν από 12 τεχνητές χρονοϊστορίες. Οι καταγραφές αντιστοιχούν σε μεγέθη $m=6.2-7.5$ και απόσταση $r=0-10$ km. Προς αποφυγή των μη ρεαλιστικών προβλέψεων της PHV στις μικρές αποστάσεις, ο Somerville (1998) χρησιμοποίησε μια ελάχιστη απόσταση των 3km. Η σχέση του Somerville (1998) για την PHV κοντά στο ρήγμα είναι:

$$\ln(PHV) = -2.31 + 1.15m - 0.5 \ln(r) \quad [1]$$

όπου το r είναι η ελάχιστη απόσταση από το ρήγμα αλλά περιορίζεται τουλάχιστον στα 3km.

Μια παρόμοια μελέτη που συσχετίζει την PHV , το μέγεθος και την απόσταση παρουσιάστηκε από τους Alavi και Kranwinkler (2000) βασισμένη στο ίδιο σύνολο στοιχείων που χρησιμοποίησε ο Somerville (1998). Η σχέση της PHV των Alavi και Kranwinkler (2000) είναι:

$$\ln(PHV)=-5.11+1.59m-0.58\ln(r) \quad [2]$$

Ο Rodriguez-Marek (2000) εκτέλεσε τις αναλύσεις παλινδρόμησης χρησιμοποιώντας 48 χρονοϊστορίες ταχύτητας από 11 γεγονότα. Τα στοιχεία ήταν για περιοχές με αποστάσεις $r < 20\text{km}$ και $m=6.1-7.4$. Χωριστές αναλύσεις εκτελέστηκαν για τις κινήσεις που καταγράφηκαν επί βράχου και εδάφους. Βάσει της ανάλυσης των καταγραφών αυτών προτάθηκε η ακόλουθη σχέση για την PHV :

$$\ln(PHV)= a+b m +c \ln(r^2+d^2)+\eta_i+\varepsilon_{ij} \quad [3]$$

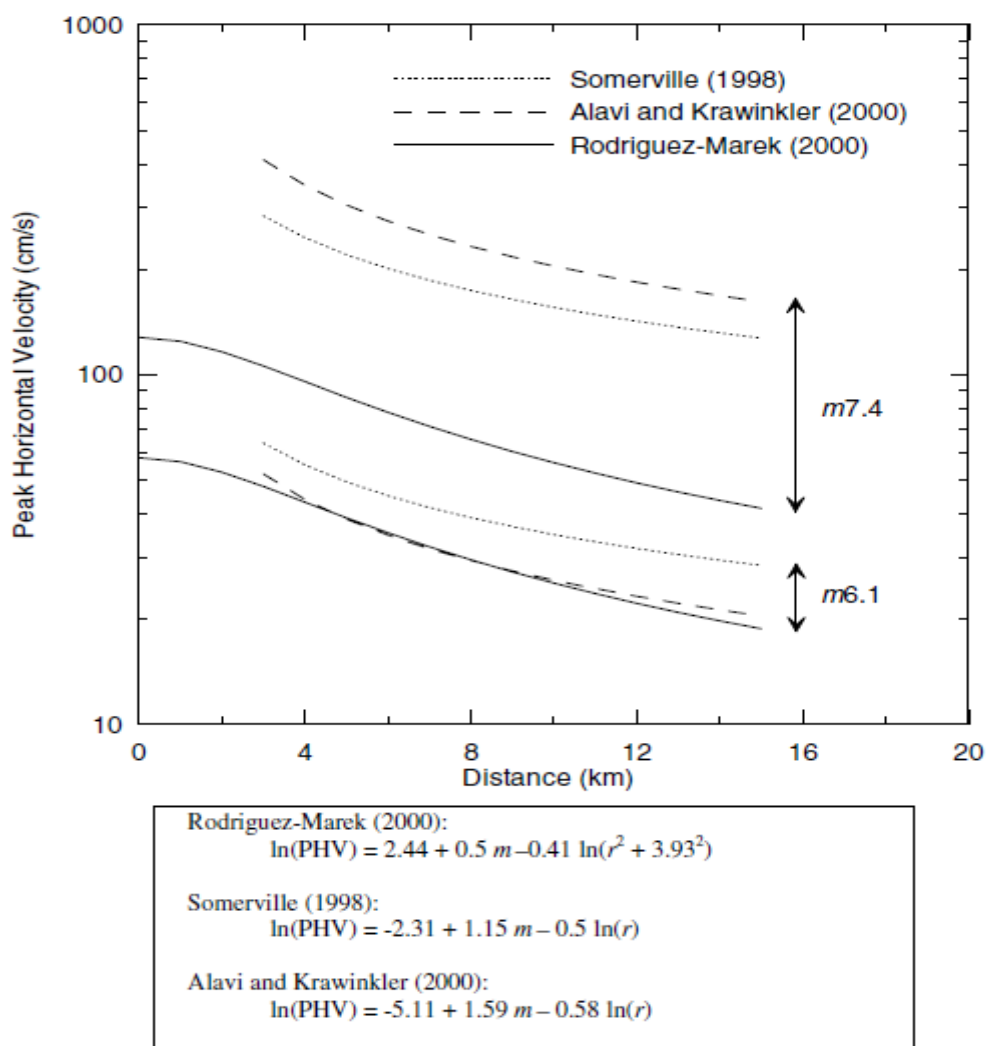
όπου η PHV είναι σε μονάδες cm/s , τα a , b , c , d είναι οι παράμετροι, το r είναι η ελάχιστη απόσταση από το ρήγμα, το m είναι το μέγεθος και τα η_i και ε_{ij} είναι οι όροι σφάλματος.

Οι τιμές των παραμέτρων του μοντέλου Rodriguez – Marek (2000) παρουσιάζονται στον **πίνακα 2.4**.

Data Set	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>	σ	τ	σ_{total}
All Motions	2.44	0.50	-0.41	3.93	0.47	0.41	0.62
Rock	1.46	0.61	-0.38	3.93	0.53	0.25	0.59
Soil	3.86	0.30	-0.42	3.93	0.43	0.41	0.59

Πίνακας 2.4: Παράμετροι του μοντέλου Rodriguez – Marek (2000) για την PHV

Η **εικόνα 2.11** συγκρίνει τη σχέση που προτάθηκε από τον Rodriguez – Marek (2000) με τις σχέσεις που αναπτύχθηκαν από τον Somerville (1998) και τους Alavi και Kranwinkler (2000). Οι σχέσεις διαφέρουν κυρίως στην επίδραση του μεγέθους m . Οι διαφορές οφείλονται πιθανώς στο μεγαλύτερο ποσό στοιχείων που περιλαμβάνεται στην πρόσφατη μελέτη.



Εικόνα 2.11: Σύγκριση αποτελεσμάτων ανάλυσης για εκτίμηση της PHV με σχέσεις προτεινόμενες από διάφορους ερευνητές με στοιχεία από βάσεις δεδομένων σεισμών κοντινού πεδίου και με το φαινόμενο της εμπρόσθιας κατευθυντικότητας (Rodríguez – Marek 2000).

δ) Περίοδος παλμού

Η σχέση του Somerville (1998) για την περίοδο παλμού είναι:

$$\log_{10} T_V = -2.5 + 0.425m \quad [4]$$

όπου η T_V είναι η περίοδος του μεγαλύτερου κύκλου της κίνησης και το m είναι το μέγεθος. Σε μια μεγαλύτερη μελέτη των διανομών ολίσθησης που χρησιμοποιούν τα μοντέλα ολίσθησης για 15 σεισμούς οι Somerville et al (1999) παρέχουν την εξίσωση:

$$\log_{10} T_V = -3.0 + 0.5m \quad [5]$$

Η περίοδος του παλμού της ταχύτητας συνδέεται με τη χρονική διάρκεια της ολίσθησης στο ρήγμα t_R , η οποία μετρά τη διάρκεια της ολίσθησης σε συγκεκριμένο σημείο στο ρήγμα. Η σχέση μεταξύ της περιόδου του παλμού και της χρονικής διάρκειας t_R είναι (Somerville 1998):

$$T_V = 2.2 t_R \quad [6]$$

Η σχέση μεταξύ της περιόδου του παλμού και της χρονικής διάρκειας t_R μπορούν επίσης να προκύψουν από τη φυσική του φαινομένου των διαρρήξεων. Εάν ένα ρήγμα διαμορφώνεται ως σημείο (σημειακή πηγή) και οι επιδράσεις της κατευθυντικότητας αγνοούνται, η διάρκεια της κίνησης θα είναι ίση με τη χρονική διάρκεια t_R (Somerville 1998). Οι πεπερασμένες διαστάσεις του ρήγματος και οι επιδράσεις της κατευθυντικότητας συμβάλλουν στη διεύρυνση του παλμού. Η χρονική διάρκεια της ολίσθησης στο ρήγμα t_R είναι τότε ένα κάτω όριο του παλμού.

Οι Alavi και Kranwinkler (2000) καθόρισαν την περίοδο παλμού ως δεσπόζουσα περίοδο σε φάσμα απόκρισης ταχύτητας (T_{v-p}). Η σχέση τους που χρησιμοποιεί αυτό τον ορισμό για την περίοδο παλμού είναι:

$$\log_{10} T_{v-p} = -1.76 + 0.31m \quad [7]$$

Ο Rodriguez-Marek (2000) ανέπτυξε την ακόλουθη σχέση για την περίοδο παλμού:

$$\ln(T_v)_{ij} = a + b m + \eta_i + \varepsilon_{ij} \quad [8]$$

όπου $(T_v)_{ij}$ είναι η περίοδος του παλμού της καταγραφής j από το γεγονός i , a και b είναι οι παράμετροι του μοντέλου, η_i και ε_{ij} είναι οι όροι σφάλματος.

Εκτιμήσεις παρέχονται για την περίοδο του παλμού, T_v , και τη δεσπόζουσα περίοδο του φάσματος ταχύτητας T_{v-p} . Οι τιμές των παραμέτρων του μοντέλου παρουσιάζονται στον **πίνακα 2.5**. Η σχέση ισχύει για $m=6.1-7.4$ και για $r < 20 \text{ km}$.

Η **εικόνα 2.12** συγκρίνει τη σχέση που πρόσφατα προτάθηκε από τον Rodriguez – Marek (2000) με τις σχέσεις που αναπτύχθηκαν από τον Somerville(1998) και τους Alavi και Kranwinkler(2000). Οι σχέσεις του Rodriguez – Marek (2000) για τις T_v και T_{v-p} δίνουν μικρότερους παλμούς από τις σχέσεις που αναπτύχθηκαν από τον Somerville(1998) για το T_v και από τους Alavi και Kranwinkler(2000) για το T_{v-p} . Οι διαφορές δεν είναι τόσο μεγάλες για μεγάλα μεγέθη σεισμού $m > 7$, όπου υπάρχουν αβεβαιότητες στην εκτίμηση της περιόδου του παλμού.

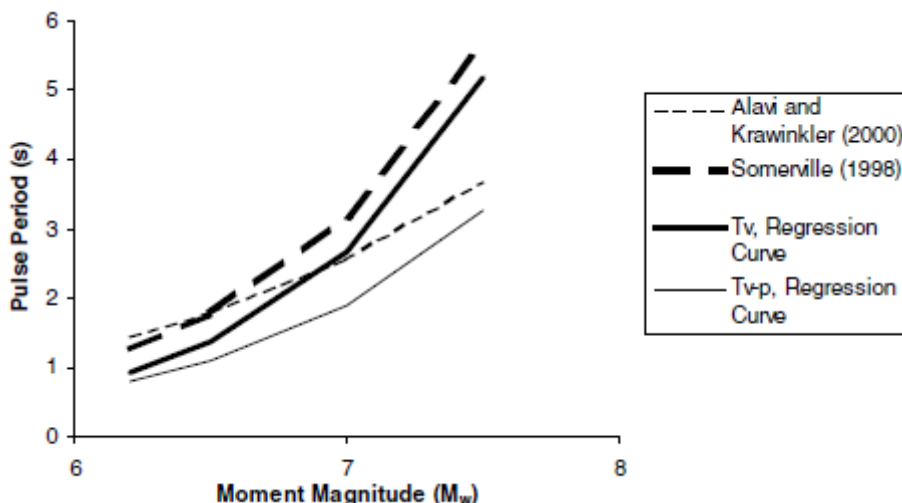
α) T_v

α) T_{v-p}

Data Set	a	b	σ	τ	σ_{total}
All Motions	-8.33	1.33	0.36	0.40	0.54
Rock	-11.10	1.70	0.31	0.41	0.51
Soil	-5.81	0.97	0.32	0.40	0.51

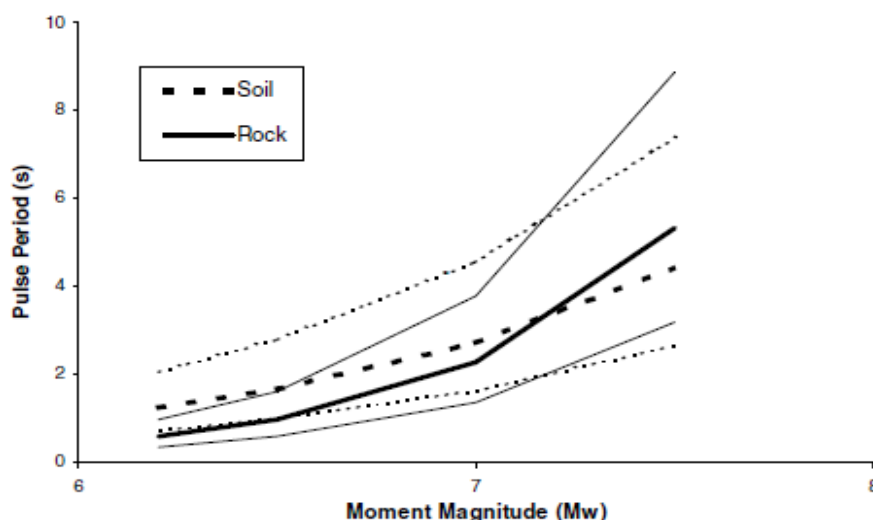
Data Set	a	b	σ	τ	σ_{total}
All Motions	-6.92	1.08	0.48	0.45	0.66
Rock	-9.53	1.42	0.37	0.61	0.71
Soil	-5.66	0.91	0.41	0.45	0.61

Πίνακας 2.5: Παράμετροι του μοντέλου Rodriguez-Marek (2000) για την περίοδο του παλμού.



Εικόνα 2.12: Σύγκριση μοντέλου Rodriguez-Marek (2000) με σχέσεις που αναπτύχθηκαν από Somerville (1998) για την T_v και από Alavi και Krawinkler (2000) για την T_{v-p} (Rodriguez-Marek 2000)

Η επίδραση των εδαφικών συνθηκών μπορεί να ερευνηθεί μέσω της χρήσης των σχέσεων Rodriguez – Marek (2000) για περίοδο του παλμού για το βράχο και το έδαφος (**εικόνα 2.13**). Η διαφορά μεταξύ των τιμών της περιόδου του παλμού για βράχο και έδαφος είναι μικρή για τα μεγάλα μεγέθη γεγονότα ($m > 7$), αλλά η περίοδος του παλμού είναι μεγαλύτερη επί εδαφών απ' ό,τι για περιοχές βράχου για τα γεγονότα με χαμηλότερα μεγέθη. Η εξέταση των ταξινομημένων κατά ζεύγη σταθμών βράχου και εδάφους και τα αποτελέσματα των μη γραμμικών αναλύσεων απόκρισης επιβεβαιώνουν αυτή την παρατήρηση (Rodriguez-Marek 2000).



Εικόνα 2.13: Μοντέλο Rodriguez-Marek για εκτίμηση της περιόδου του παλμού για βράχο και έδαφος. Οι έντονες καμπύλες αναπαριστούν τη μέση τιμή και οι λεπτές τις τυπικές αποκλίσεις (Rodriguez-Marek 2000).

ε) Αριθμός σημαντικών παλμών

Ο αριθμός των παλμών της κίνησης (καλούμενος ως αριθμός σημαντικών παλμών N_v) ορίζεται ως ο αριθμός ημικύκλων ταχύτητας που έχουν εύρη τουλάχιστον 50% της μέγιστης ταχύτητας της εδαφικής κίνησης (**πίνακας 2.3**). Για τον υπολογισμό του αριθμού σημαντικών παλμών ταχύτητας μόνο η κάθετη στο ρήγμα συνιστώσα της κίνησης εξετάζεται. Ο αριθμός σημαντικών παλμών στην κάθετη συνιστώσα 48 καταγραφών παρουσιάζεται στον **πίνακα 2.6**. Οι περισσότερες καταγραφές περιέχουν δυο σημαντικούς παλμούς (π.χ. ένας πλήρης κύκλος της εδαφικής κίνησης). Ο Somerville (1998) προτείνει ο αριθμός παλμών ημιτόνου στη χρονοϊστορία της ταχύτητας να συνδέεται με τον αριθμό ετερογενών διαρρήξεων (asperities) σ' ένα ρήγμα, ο οποίος στη συνέχεια να συνδέεται με τη διανομή ολίσθησης ρήγματος. Δεν υπάρχει κανένα μοντέλο διαθέσιμο για την πρόβλεψη του αριθμού σημαντικών παλμών στη χρονοϊστορία της ταχύτητας. Για τις περισσότερες περιπτώσεις ο N_v θα ποικίλλει μεταξύ 1 και 3 με $N_v=2$ να είναι μια καλή τιμή που χρησιμοποιείται για σεισμούς.

Earthquake	Year	Number of Records	Number of Records with given number of half-cycle pulses (N_v)			
			1 pulse	2 pulses	3 pulses	> 3 pulses
Parkfield	66	2	0 (0)	1 (1)	0 (0)	1 (1)
San Fernando	71	1	1 (0)	0 (0)	0 (1)	0 (0)
Imperial Valley	79	13	1 (0)	10 (1)	1 (7)	1 (5)
Morgan Hill	84	2	0 (0)	0 (0)	1 (0)	1 (2)
Superstition Hills(B)	87	2	1 (0)	1 (1)	0 (0)	0 (1)
Loma Prieta	89	8	0 (0)	4 (0)	1 (1)	3 (7)
Erzincan, Turkey	92	1	0 (0)	0 (0)	1 (1)	0 (0)
Landers	92	1	1 (0)	0 (1)	0 (0)	0 (0)
Northridge	94	10	3 (0)	4 (4)	3 (2)	0 (4)
Kobe	95	4	0 (0)	1 (0)	0 (1)	3 (3)
Kocaeli,Turkey	99	4	0 (0)	3 (2)	0 (0)	1 (2)
Totals		48	7 (0)	24 (10)	7 (13)	10 (25)

Πίνακας 1.6: Αριθμός παλμών (N_v) για 48 κινήσεις κοντινού πεδίου (κάθετη στο ρήγμα συνιστώσα). Οι τιμές στις παρενθέσεις είναι οι αριθμοί των ημικύκλων του παλμού της ταχύτητας που έχουν εύρη τουλάχιστον 33% της PHV.(Rodriguez-Marek 2000).

2.3 ΕΠΙΔΡΑΣΕΙΣ ΤΗΣ ΠΑΡΑΜΕΝΟΥΣΑΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ ΣΤΟ ΚΟΝΤΙΝΟ ΠΕΔΙΟ ΤΟΥ ΡΗΓΜΑΤΟΣ

Η επίδραση της παραμένουσας μετακίνησης (fling step) της εδαφικής κίνησης στην απόκριση των κατασκευών θεωρείτο ότι είχε μικρότερη σημασία από την επίδραση της κατευθυντικότητας. Οι πρόσφατοι σεισμοί στην Τουρκία (Νικομήδεια 1999) και στην Ταϊβάν (Chi-Chi 1999), τόνισαν τη σημασία της παραμένουσας παραμόρφωσης που συνδέεται με τη ρήξη επιφάνειας στην απόκριση των κτηρίων. Οι ευδιάκριτες εδαφικές μεταθέσεις, οι διαφορικές καθιζήσεις και η παραμόρφωση του εδάφους αποτελούν μερικές εκφάνσεις αυτού του φαινομένου.

Η παραμένουσα μετακίνηση, ως αποτέλεσμα στατικής μετατόπισης του εδάφους, χαρακτηρίζεται από έναν παλμό ταχύτητας μονής κατεύθυνσης και ένα μονοτονικό βήμα στη χρονοϊστορία των μετατοπίσεων. Το βήμα στη

χρονοϊστορία των μετατοπίσεων εμφανίζεται παράλληλα στη διεύθυνση της ολίσθησης ρήγματος (δηλαδή κατά μήκος της διάρρηξης).

Για όλους τους τύπους ρηγμάτων η μέγιστη μετατόπιση (MD) ρήγματος σε m μπορεί να συσχετιστεί με το μέγεθος σεισμού (m) του γεγονότος μέσω της εξίσωσης:

$$\log_{10}(MD)=-5.46+0.82m \quad [9]$$

η οποία ισχύει για εύρος μεγέθους σεισμού $m=5.2-8.1$ και για εύρος MD από $0.01m$ σε $14.6m$.

Η μέση μετατόπιση (AD) ρήγματος για όλους τους τύπους ρηγμάτων είναι:

$$\log_{10}(AD)=-4.80+0.69m \quad [10]$$

η οποία ισχύει για εύρος μεγέθους σεισμού $m=5.6-8.1$.

Η παραμένουσα μετακίνηση επιφάνειας ως αποτέλεσμα της διάρρηξης ρηγμάτων μπορεί να ποικίλλει σημαντικά με την απόσταση από το ίχνος του ρήγματος. Η τεκτονική μετατόπιση μακριά από το ρήγμα μπορεί να εντοπιστεί σε ίχνη δευτεροβαθμίων ρηγμάτων και σε άλλες ασυνέχειες.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

3.1 Περιγραφή του υπό μελέτη κτιρίου

Το κτίριο που έχει μελετηθεί σε αυτήν την διπλωματική εργασία είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα, έχει οκτώ(8) ορόφους με πιλοτή. Το ύψος της πιλοτής είναι 2,55m και το ύψος όλων των υπόλοιπων ορόφων είναι 2,75m. Το ειδικό βάρος του σκυροδέματος έχει ληφθεί 25,0 kN/m³.

Κάποιες παραδοχές με τις οποίες έχει μελετηθεί το κτίριο παρουσιάζονται παρακάτω:

Φορτία:

Τοίχοι μπατικοί	9,0 kN/m
Τοίχοι δρομικοί	5,0 kN/m
Επιστρώσεις γενικών	2,0 kN/m ²
Κινητά φορτία πλακών	2,0 kN/m ²
Κινητά φορτία εξωστών	5,0 kN/m ²
Κινητά φορτία κλιμάκων	3,5 kN/m ²
Κινητά φορτία ισογείου	5,0 kN/m ²

Υλικά:

Ποιότητα σκυροδέματος: C 20/25

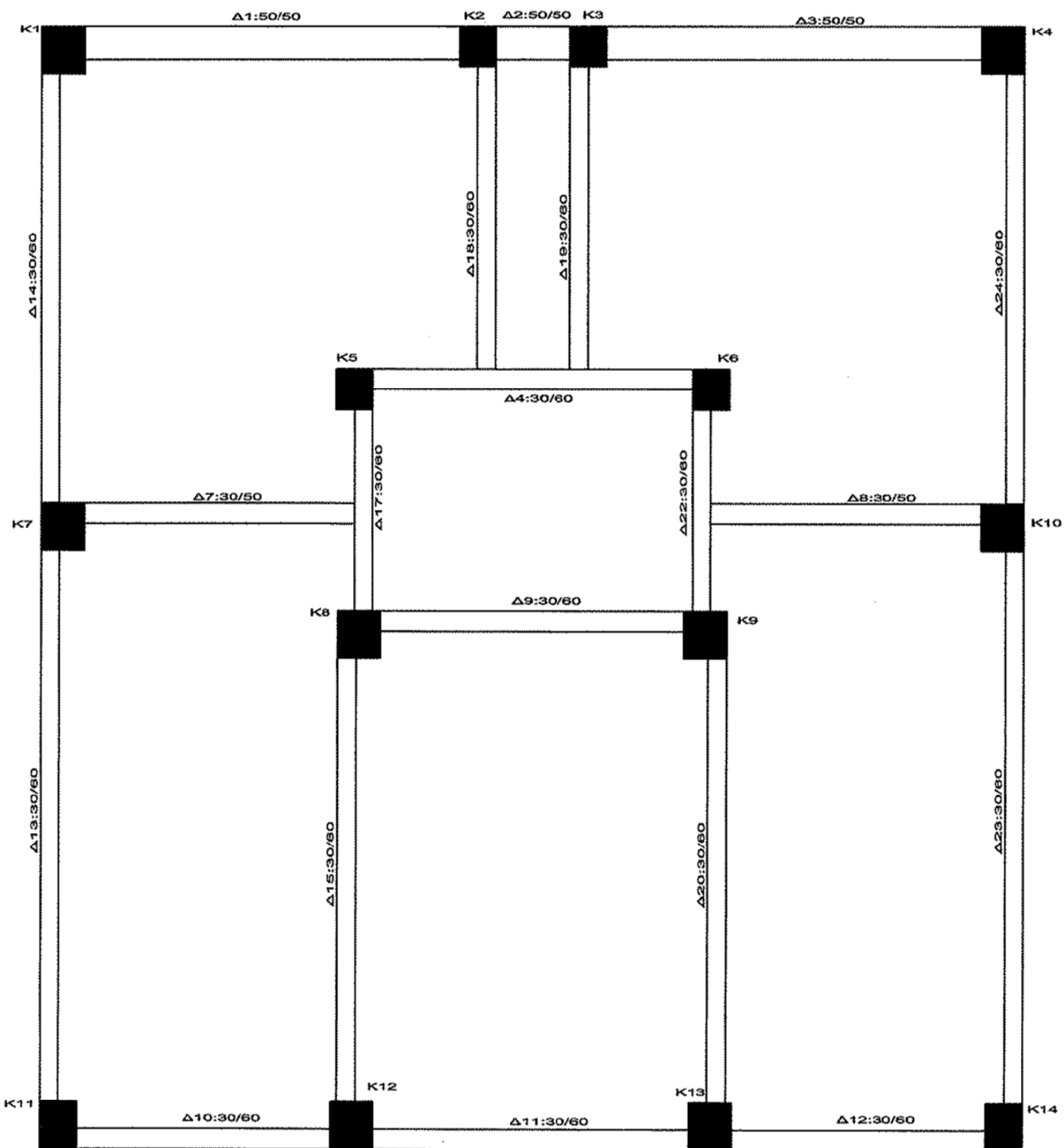
Ποιότητα χάλυβος: S 500

Ποιότητα χάλυβος συνδετήρων: S 500

Η χαρακτηριστική αντοχή του σκυροδέματος είναι $f_c = 20$ MPa, ενώ για τον χάλυβα η χαρακτηριστική τιμή του ορίου διαρροής είναι $f_y = 500$ MPa(αυτές είναι και οι αντοχές των υλικών που ορίστηκαν στο πρόγραμμα). Τα μέτρα ελαστικότητας των υλικών ορίστηκαν από τον Ε.Κ.Ω.Σ. 2000 και είναι τα εξής: $E_c = 29$ GPa για το σκυρόδεμα και $E_s = 200$ GPa για τον χάλυβα.

Όσον αφορά την σεισμικότητα, το κτίριο έχει κατασκευαστεί σε περιοχή σεισμικής επικινδυνότητας I ($\alpha=0,16g$), η σπουδαιότητα του έχει οριστεί ως Σ2, η κατηγορία του εδάφους θεμελίωσης είναι η Β ($T_1 = 0,15sec$, $T_2 = 0.6sec$), ο συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς είναι $q = 3,5$ και το ποσοστό της κρίσιμης απόσβεσης είναι $\zeta = 0,05$.

Στο **σχήμα 3.1** φαίνεται μια κάτοψη στην οποία διακρίνονται η θέση και η ονοματολογία των υποστυλωμάτων και των δοκών για όλους τους ορόφους. Η δοκός Δ2 υπάρχει μόνο στον ξυλότυπο πιλοτής.



Σχήμα 3.1 Κάτοψη υπό μελέτη κτιρίου

- Οι πλάκες όλων των ορόφων έχουν πάχος 20cm.
- Υποστυλώματα: Στους **πίνακες 3.2** και **3.3** φαίνονται οι διαστάσεις και οι οπλισμοί, αντίστοιχα, των υποστυλωμάτων ανά όροφο.

	Πιλοτή	A	B	Γ	Δ	Ε	ΣΤ	Z
K1	70*70	70*70	60*60	60*60	50*50	50*50	50*50	50*50
K2	60*60	50*50	50*50	50*50	50*50	50*50	50*50	50*50
K3	60*60	50*50	50*50	50*50	50*50	50*50	50*50	50*50
K4	70*70	70*70	60*60	60*60	50*50	50*50	50*50	50*50
K5	60*60	50*50	50*50	50*50	50*50	50*50	50*50	50*50
K6	60*60	50*50	50*50	50*50	50*50	50*50	50*50	50*50
K7	70*70	70*70	60*70	60*70	50*60	50*50	50*50	50*50
K8	70*70	70*70	70*70	70*70	60*70	60*60	60*60	60*60
K9	70*70	70*70	70*70	70*70	60*70	60*60	60*60	60*60
K10	70*70	70*70	60*70	60*70	50*60	50*50	50*50	50*50
K11	60*70	60*70	60*70	60*70	60*70	60*60	60*60	50*50
K12	70*70	70*70	70*70	70*70	60*70	60*60	60*60	50*50
K13	70*70	70*70	70*70	70*70	60*70	60*60	60*60	50*50
K14	60*70	60*70	60*70	60*70	60*70	60*60	60*60	50*50

Πίνακας 3.2 Διαστάσεις υποστυλωμάτων ανά όροφο

	Πιλοτή	A	B	Γ	Δ	Ε	ΣΤ	Z
K1	32Φ20	24Φ20	24Φ20	24Φ20	12Φ20	10Φ20	10Φ20	10Φ20
K2	28Φ20	16Φ20	12Φ20	12Φ20	10Φ20	10Φ20	10Φ20	10Φ20
K3	28Φ20	16Φ20	12Φ20	12Φ20	10Φ20	10Φ20	10Φ20	10Φ20
K4	32Φ20	24Φ20	24Φ20	24Φ20	12Φ20	10Φ20	10Φ20	10Φ20
K5	22Φ20	16Φ20	12Φ20	8Φ20	4Φ20+4Φ16	4Φ20+4Φ16	4Φ20+4Φ16	4Φ20+4Φ16
K6	22Φ20	16Φ20	12Φ20	8Φ20	4Φ20+4Φ16	4Φ20+4Φ16	4Φ20+4Φ16	4Φ20+4Φ16
K7	28Φ20	22Φ20	18Φ20	18Φ20	12Φ20	8Φ20	8Φ20	8Φ20
K8	24Φ20	24Φ20	22Φ20	22Φ20	18Φ20	18Φ20	18Φ20	18Φ20
K9	24Φ20	24Φ20	22Φ20	22Φ20	18Φ20	18Φ20	18Φ20	18Φ20
K10	28Φ20	22Φ20	18Φ20	18Φ20	12Φ20	8Φ20	8Φ20	8Φ20
K11	22Φ20	16Φ20	12Φ20	12Φ20	12Φ20	4Φ20+8Φ18	4Φ20+8Φ18	10Φ20
K12	32Φ20	22Φ20	18Φ20	18Φ20	18Φ20	18Φ20	18Φ20	4Φ20+8Φ18
K13	32Φ20	22Φ20	18Φ20	18Φ20	18Φ20	18Φ20	18Φ20	4Φ20+8Φ18
K14	22Φ20	16Φ20	12Φ20	12Φ20	12Φ20	4Φ20+8Φ18	4Φ20+8Φ18	10Φ20

Πίνακας 3.3 Οπλισμοί υποστυλωμάτων ανά όροφο

- Δοκοί: Για τις δοκούς επιλέχθηκαν πλακοδοκοί, οι διαστάσεις των οποίων (ύψος- h , ενεργό πλάτος- b_{eff} , πάχος πέλματος- t_f , πάχος κορμού- t_w) όπως επίσης και οι οπλισμοί τους φαίνονται στους πίνακες 2.4.1 έως 2.4.20. Οι διαστάσεις των δοκών είναι σε m , ενώ των οπλισμών σε m^2 .

Δοκός Δ1:

h	b_{eff}	t_f	t_w
0,5	0,5	0,2	0,5

Πίνακας 3.4.1.1 Διαστάσεις δοκού Δ1

Όροφος	Οπλισμός	Αριστερά	Δεξιά
Πιλοτή	πάνω	2,289E-03	2,782E-03
	κάτω	1,526E-03	1,526E-03
Α	πάνω	2,289E-03	2,782E-03
	κάτω	1,526E-03	1,526E-03
Β-Γ	πάνω	3,140E-03	3,140E-03
	κάτω	1,884E-03	1,884E-03
Δ	πάνω	3,140E-03	3,140E-03
	κάτω	1,884E-03	1,884E-03
Ε-ΣΤ	πάνω	2,512E-03	2,512E-03
	κάτω	1,570E-03	1,570E-03
Ζ	πάνω	1,570E-03	1,570E-03
	κάτω	1,570E-03	1,570E-03

Πίνακας 3.4.1.2 Οπλισμός δοκού Δ1 ανά όροφο

Δοκός Δ2:

h	b_{eff}	t_f	t_w
0,5	0,5	0,2	0,5

Πίνακας 3.4.2.1 Διαστάσεις δοκού Δ2

Όροφος	Οπλισμός	Αριστερά	Δεξιά
Πιλοτή	πάνω	0,001256	0,001256
	κάτω	0,000615	0,000615

Πίνακας 3.4.2.2 Οπλισμός δοκού Δ2 ανά όροφο

Δοκός Δ3:

h	b_{eff}	t_f	t_w
0,5	0,5	0,2	0,5

Πίνακας 3.4.3.1 Διαστάσεις δοκού Δ3

Όροφος	Οπλισμός	Αριστερά	Δεξιά
Πιλοτή	πάνω	2,782E-03	2,289E-03
	κάτω	1,526E-03	1,526E-03
Α	πάνω	2,782E-03	2,289E-03
	κάτω	1,526E-03	1,526E-03
Β-Γ	πάνω	3,140E-03	3,140E-03
	κάτω	1,884E-03	1,884E-03
Δ	πάνω	3,140E-03	3,140E-03
	κάτω	1,884E-03	1,884E-03
Ε-ΣΤ	πάνω	2,512E-03	2,512E-03
	κάτω	1,570E-03	1,570E-03
Ζ	πάνω	1,570E-03	1,570E-03
	κάτω	1,570E-03	1,570E-03

Πίνακας 3.4.3.2 Οπλισμός δοκού Δ3 ανά όροφο

Δοκός Δ4:

h	b_{eff}	t_f	t_w
0,6	0,5	0,2	0,3

Πίνακας 3.4.4.1 Διαστάσεις δοκού Δ4

Όροφος	Οπλισμός	Αριστερά	Δεξιά
Πιλοτή	πάνω	1,272E-03	1,272E-03
	κάτω	8,040E-04	8,040E-04
Α	πάνω	1,272E-03	1,272E-03
	κάτω	8,040E-04	8,040E-04
Β-Γ	πάνω	1,780E-03	1,780E-03
	κάτω	8,040E-04	8,040E-04
Δ	πάνω	1,526E-03	1,526E-03
	κάτω	7,690E-04	7,690E-04
Ε-ΣΤ	πάνω	1,526E-03	1,526E-03
	κάτω	7,690E-04	7,690E-04
Ζ	πάνω	6,150E-04	6,150E-04
	κάτω	6,150E-04	6,150E-04

Πίνακας 3.4.4.2 Οπλισμός δοκού Δ4 ανά όροφο

Δοκός Δ7:

h	b_{eff}	t_f	t_w
0,5	0,5	0,2	0,3

Πίνακας 3.4.5.1 Διαστάσεις δοκού Δ7

Όροφος	Οπλισμός	Αριστερά	Δεξιά
Πιλοτή	πάνω	9,700E-04	7,690E-04
	κάτω	7,690E-04	7,690E-04
Α	πάνω	9,700E-04	7,690E-04
	κάτω	7,690E-04	7,690E-04
Β-Γ	πάνω	1,378E-03	6,150E-04
	κάτω	6,150E-04	6,150E-04
Δ	πάνω	1,378E-03	6,150E-04
	κάτω	6,150E-04	6,150E-04
Ε-ΣΤ	πάνω	1,017E-03	6,150E-04
	κάτω	6,150E-04	6,150E-04
Ζ	πάνω	6,150E-04	3,080E-04
	κάτω	6,150E-04	6,150E-04

Πίνακας 3.4.5.2 Οπλισμός δοκού Δ7 ανά όροφο

Δοκός Δ8:

h	b_{eff}	t_f	t_w
0,5	0,5	0,2	0,3

Πίνακας 3.4.6.1 Διαστάσεις δοκού Δ8

Όροφος	Οπλισμός	Αριστερά	Δεξιά
Πιλοτή	πάνω	7,690E-04	9,700E-04
	κάτω	7,690E-04	7,690E-04
Α	πάνω	7,690E-04	9,700E-04
	κάτω	7,690E-04	7,690E-04
Β-Γ	πάνω	6,150E-04	1,378E-03
	κάτω	6,150E-04	6,150E-04
Δ	πάνω	6,150E-04	1,378E-03
	κάτω	6,150E-04	6,150E-04
Ε-ΣΤ	πάνω	6,150E-04	1,017E-03
	κάτω	6,150E-04	6,150E-04
Ζ	πάνω	3,080E-04	6,150E-04
	κάτω	6,150E-04	6,150E-04

Πίνακας 3.4.6.2 Οπλισμός δοκού Δ8 ανά όροφο

Δοκός Δ9:

h	b_{eff}	t_f	t_w
0,6	0,5	0,2	0,3

Πίνακας 3.4.7.1 Διαστάσεις δοκού Δ9

Όροφος	Οπλισμός	Αριστερά	Δεξιά
Πιλοτή	πάνω	1,366E-03	1,366E-03
	κάτω	8,040E-04	8,040E-04
Α	πάνω	1,366E-03	1,366E-03
	κάτω	8,040E-04	8,040E-04
Β-Γ	πάνω	1,780E-03	1,780E-03
	κάτω	1,256E-03	1,256E-03
Δ	πάνω	1,313E-03	1,313E-03
	κάτω	8,040E-04	8,040E-04
Ε-ΣΤ	πάνω	1,017E-03	1,017E-03
	κάτω	6,150E-04	6,150E-04
Ζ	πάνω	4,620E-04	4,620E-04
	κάτω	6,150E-04	6,150E-04

Πίνακας 3.4.7.2 Οπλισμός δοκού Δ9 ανά όροφο

Δοκός 10:

h	b_{eff}	t_f	t_w
0,6	0,5	0,2	0,3

Πίνακας 3.4.8.1 Διαστάσεις δοκού Δ10

Όροφος	Οπλισμός	Αριστερά	Δεξιά
Πιλοτή	πάνω	2,019E-03	1,705E-03
	κάτω	1,017E-03	1,017E-03
Α	πάνω	2,019E-03	1,705E-03
	κάτω	1,017E-03	1,017E-03
Β-Γ	πάνω	2,273E-03	1,780E-03
	κάτω	1,017E-03	1,017E-03
Δ	πάνω	1,705E-03	1,272E-03
	κάτω	8,040E-04	8,040E-04
Ε-ΣΤ	πάνω	1,407E-03	1,112E-03
	κάτω	6,150E-04	6,150E-04
Ζ	πάνω	5,090E-04	7,100E-04
	κάτω	6,150E-04	6,150E-04

Πίνακας 3.4.8.2 Οπλισμός δοκού Δ10 ανά όροφο

Δοκός 11:

h	b_{eff}	t_f	t_w
0,6	0,5	0,2	0,3

Πίνακας 2.4.9.1 Διαστάσεις δοκού Δ11

Όροφος	Οπλισμός	Αριστερά	Δεξιά
Πιλοτή	πάνω	2,214E-03	2,214E-03
	κάτω	1,005E-03	1,005E-03
Α	πάνω	2,214E-03	2,214E-03
	κάτω	1,005E-03	1,005E-03
Β-Γ	πάνω	2,035E-03	2,035E-03
	κάτω	1,005E-03	1,005E-03
Δ	πάνω	1,526E-03	1,526E-03
	κάτω	1,005E-03	1,005E-03
Ε-ΣΤ	πάνω	1,313E-03	1,313E-03
	κάτω	8,040E-04	8,040E-04
Ζ	πάνω	7,100E-04	7,100E-04
	κάτω	6,150E-04	6,150E-04

Πίνακας 3.4.9.2 Οπλισμός δοκού Δ11 ανά όροφο

Δοκός 12:

h	b_{eff}	t_f	t_w
0,6	0,5	0,2	0,3

Πίνακας 3.4.10.1 Διαστάσεις δοκού Δ12

Όροφος	Οπλισμός	Αριστερά	Δεξιά
Πιλοτή	πάνω	1,705E-03	2,019E-03
	κάτω	1,017E-03	1,017E-03
Α	πάνω	1,705E-03	2,019E-03
	κάτω	1,017E-03	1,017E-03
Β-Γ	πάνω	1,780E-03	2,273E-03
	κάτω	1,017E-03	1,017E-03
Δ	πάνω	1,272E-03	1,705E-03
	κάτω	8,040E-04	8,040E-04
Ε-ΣΤ	πάνω	1,112E-03	1,407E-03
	κάτω	6,150E-04	6,150E-04
Ζ	πάνω	7,100E-04	5,090E-04
	κάτω	6,150E-04	6,150E-04

Πίνακας 3.4.10.2 Οπλισμός δοκού Δ12 ανά όροφο

Δοκός 13:

h	b_{eff}	t_f	t_w
0,6	0,5	0,2	0,3

Πίνακας 3.4.11.1 Διαστάσεις δοκού Δ13

Όροφος	Οπλισμός	Αριστερά	Δεξιά
Πιλοτή	πάνω	2,035E-03	2,035E-03
	κάτω	1,570E-03	1,570E-03
Α	πάνω	2,035E-03	2,035E-03
	κάτω	1,570E-03	1,570E-03
Β-Γ	πάνω	2,512E-03	2,333E-03
	κάτω	1,570E-03	1,570E-03
Δ	πάνω	1,705E-03	1,272E-03
	κάτω	1,256E-03	1,256E-03
Ε-ΣΤ	πάνω	1,567E-03	1,272E-03
	κάτω	1,256E-03	1,256E-03
Ζ	πάνω	1,005E-03	1,165E-03
	κάτω	1,005E-03	1,005E-03

Πίνακας 3.4.11.2 Οπλισμός δοκού Δ13 ανά όροφο

Δοκός 14:

h	b_{eff}	t_f	t_w
0,6	0,5	0,2	0,3

Πίνακας 3.4.12.1 Διαστάσεις δοκού Δ14

Όροφος	Οπλισμός	Αριστερά	Δεξιά
Πιλοτή	πάνω	2,035E-03	2,035E-03
	κάτω	1,272E-03	1,272E-03
Α	πάνω	2,035E-03	2,035E-03
	κάτω	1,272E-03	1,272E-03
Β-Γ	πάνω	2,333E-03	2,512E-03
	κάτω	1,005E-03	1,005E-03
Δ	πάνω	1,272E-03	1,366E-03
	κάτω	8,040E-04	8,040E-04
Ε-ΣΤ	πάνω	1,272E-03	1,071E-03
	κάτω	7,690E-04	7,690E-04
Ζ	πάνω	1,272E-03	1,071E-03
	κάτω	7,690E-04	7,690E-04

Πίνακας 3.4.12.2 Οπλισμός δοκού Δ14 ανά όροφο

Δοκός 15:

h	b_{eff}	t_f	t_w
0,6	0,5	0,2	0,3

Πίνακας 3.4.13.1 Διαστάσεις δοκού Δ15

Όροφος	Οπλισμός	Αριστερά	Δεξιά
Πιλοτή	πάνω	2,214E-03	2,214E-03
	κάτω	1,570E-03	1,570E-03
Α	πάνω	2,214E-03	2,214E-03
	κάτω	1,570E-03	1,570E-03
Β-Γ	πάνω	2,512E-03	2,512E-03
	κάτω	1,570E-03	1,570E-03
Δ	πάνω	2,512E-03	2,512E-03
	κάτω	1,570E-03	1,570E-03
Ε-ΣΤ	πάνω	1,959E-03	1,959E-03
	κάτω	1,570E-03	1,570E-03
Ζ	πάνω	1,137E-03	2,029E-03
	κάτω	1,570E-03	1,570E-03

Πίνακας 3.4.13.2 Οπλισμός δοκού Δ15 ανά όροφο

Δοκός 17:

h	b_{eff}	t_f	t_w
0,6	0,5	0,2	0,3

Πίνακας 3.4.14.1 Διαστάσεις δοκού Δ17

Όροφος	Οπλισμός	Αριστερά	Δεξιά
Πιλοτή	πάνω	1,765E-03	1,765E-03
	κάτω	1,017E-03	1,017E-03
Α	πάνω	1,765E-03	1,765E-03
	κάτω	1,017E-03	1,017E-03
Β-Γ	πάνω	1,765E-03	1,765E-03
	κάτω	1,272E-03	1,272E-03
Δ	πάνω	1,344E-03	1,344E-03
	κάτω	8,040E-04	8,040E-04
Ε-ΣΤ	πάνω	1,344E-03	1,344E-03
	κάτω	8,040E-04	8,040E-04
Ζ	πάνω	4,620E-04	4,620E-04
	κάτω	6,150E-04	6,150E-04

Πίνακας 3.4.14.2 Οπλισμός δοκού Δ17 ανά όροφο

Δοκός 18:

h	b_{eff}	t_f	t_w
0,6	0,5	0,2	0,3

Πίνακας 3.4.15.1 Διαστάσεις δοκού Δ18

Όροφος	Οπλισμός	Αριστερά	Δεξιά
Πιλοτή	πάνω	6,150E-04	1,017E-03
	κάτω	6,150E-04	6,150E-04
Α	πάνω	6,150E-04	1,017E-03
	κάτω	6,150E-04	6,150E-04
Β-Γ	πάνω	6,150E-04	9,230E-04
	κάτω	6,150E-04	6,150E-04
Δ	πάνω	6,150E-04	1,017E-03
	κάτω	6,150E-04	6,150E-04
Ε-ΣΤ	πάνω	6,150E-04	7,160E-04
	κάτω	6,150E-04	6,150E-04
Ζ	πάνω	3,080E-04	4,620E-04
	κάτω	6,150E-04	6,150E-04

Πίνακας 3.4.15.2 Οπλισμός δοκού Δ18 ανά όροφο

Δοκός 19:

h	b_{eff}	t_f	t_w
0,6	0,5	0,2	0,3

Πίνακας 3.4.16.1 Διαστάσεις δοκού Δ19

Όροφος	Οπλισμός	Αριστερά	Δεξιά
Πιλοτή	πάνω	6,150E-04	1,017E-03
	κάτω	6,150E-04	6,150E-04
Α	πάνω	6,150E-04	1,017E-03
	κάτω	6,150E-04	6,150E-04
Β-Γ	πάνω	6,150E-04	9,230E-04
	κάτω	6,150E-04	6,150E-04
Δ	πάνω	6,150E-04	1,017E-03
	κάτω	6,150E-04	6,150E-04
Ε-ΣΤ	πάνω	6,150E-04	7,160E-04
	κάτω	6,150E-04	6,150E-04
Ζ	πάνω	3,080E-04	4,620E-04
	κάτω	6,150E-04	6,150E-04

Πίνακας 3.4.16.2 Οπλισμός δοκού Δ19 ανά όροφο

Δοκός 20:

h	b_{eff}	t_f	t_w
0,6	0,5	0,2	0,3

Πίνακας 3.4.17.1 Διαστάσεις δοκού Δ20

Όροφος	Οπλισμός	Αριστερά	Δεξιά
Πιλοτή	πάνω	2,289E-03	2,289E-03
	κάτω	1,570E-03	1,570E-03
Α	πάνω	2,289E-03	2,289E-03
	κάτω	1,570E-03	1,570E-03
Β-Γ	πάνω	2,826E-03	2,826E-03
	κάτω	1,570E-03	1,570E-03
Δ	πάνω	2,512E-03	2,512E-03
	κάτω	1,570E-03	1,570E-03
Ε-ΣΤ	πάνω	1,959E-03	1,959E-03
	κάτω	1,570E-03	1,570E-03
Ζ	πάνω	1,137E-03	2,029E-03
	κάτω	1,570E-03	1,570E-03

Πίνακας 3.4.17.2 Οπλισμός δοκού Δ20 ανά όροφο

Δοκός 22:

h	b_{eff}	t_f	t_w
0,6	0,5	0,2	0,3

Πίνακας 3.4.18.1 Διαστάσεις δοκού Δ22

Όροφος	Οπλισμός	Αριστερά	Δεξιά
Πιλοτή	πάνω	1,620E-03	1,620E-03
	κάτω	1,017E-03	1,017E-03
Α	πάνω	1,620E-03	1,620E-03
	κάτω	1,017E-03	1,017E-03
Β-Γ	πάνω	1,765E-03	1,765E-03
	κάτω	1,272E-03	1,272E-03
Δ	πάνω	1,344E-03	1,344E-03
	κάτω	8,040E-04	8,040E-04
Ε-ΣΤ	πάνω	1,344E-03	1,344E-03
	κάτω	8,040E-04	8,040E-04
Ζ	πάνω	4,620E-04	4,620E-04
	κάτω	6,150E-04	6,150E-04

Πίνακας 3.4.18.2 Οπλισμός δοκού Δ22 ανά όροφο

Δοκός 23:

h	b_{eff}	t_f	t_w
0,6	0,5	0,2	0,3

Πίνακας 3.4.19.1 Διαστάσεις δοκού Δ23

Όροφος	Οπλισμός	Αριστερά	Δεξιά
Πιλοτή	πάνω	2,035E-03	2,035E-03
	κάτω	1,570E-03	1,570E-03
Α	πάνω	2,035E-03	2,035E-03
	κάτω	1,570E-03	1,570E-03
Β-Γ	πάνω	1,959E-03	1,780E-03
	κάτω	1,272E-03	1,272E-03
Δ	πάνω	1,705E-03	1,272E-03
	κάτω	1,256E-03	1,256E-03
Ε-ΣΤ	πάνω	1,567E-03	1,272E-03
	κάτω	1,256E-03	1,256E-03
Ζ	πάνω	1,005E-03	1,165E-03
	κάτω	1,005E-03	1,005E-03

Πίνακας 3.4.19.2 Οπλισμός δοκού Δ23 ανά όροφο

Δοκός 24:

h	b_{eff}	t_f	t_w
0,6	0,5	0,2	0,3

Πίνακας 3.4.20.1 Διαστάσεις δοκού Δ24

Όροφος	Οπλισμός	Αριστερά	Δεξιά
Πιλοτή	πάνω	2,035E-03	2,035E-03
	κάτω	1,272E-03	1,272E-03
Α	πάνω	2,035E-03	2,035E-03
	κάτω	1,272E-03	1,272E-03
Β-Γ	πάνω	1,780E-03	1,780E-03
	κάτω	1,272E-03	1,272E-03
Δ	πάνω	1,272E-03	1,366E-03
	κάτω	8,040E-04	8,040E-04
Ε-ΣΤ	πάνω	1,272E-03	1,071E-03
	κάτω	7,690E-04	7,690E-04
Ζ	πάνω	1,272E-03	1,071E-03
	κάτω	7,690E-04	7,690E-04

Πίνακας 3.4.20.2 Οπλισμός δοκού Δ24 ανά όροφο

3.2 Προσομοίωση του υπό μελέτη κτιρίου

Η προσομοίωση του κτιρίου έγινε στο πρόγραμμα SAP 2000 version 14.

Για την σχεδίαση του μοντέλου χρησιμοποιήθηκε κανάβος, οι συντεταγμένες του οποίου φαίνονται στον **πίνακα 3.5**.

X	Y	Z
0	0,00	2,55
0,05	7,20	5,30
4,79	8,90	8,05
6,81	11,00	10,80
8,51	16,00	13,55
10,62		16,30
15,37		19,05
15,42		21,80
		24,55

Πίνακας 3.5 Συντεταγμένες κανάβου

Εφ' όσον οριστούν οι ιδιότητες των υλικών(σκυρόδεμα, χάλυβας) και οι διατομές υποστυλωμάτων και δοκών(βλέπε 2.1 Περιγραφή του υπό μελέτη κτιρίου) σχεδιάζεται το μοντέλο στο πρόγραμμα.

Τα υποστυλώματα προσομοιώθηκαν με κατακόρυφα γραμμικά στοιχεία, ορίστηκαν από όροφο σε όροφο μέχρι την στάθμη 21,80(εκτός των K5,K6,K8,K9 που ορίστηκαν μέχρι την στάθμη 24,55) και οι συντεταγμένες τους στον κανάβο φαίνονται στον **πίνακα 3.6**.

Οι δοκοί προσομοιώθηκαν με οριζόντια γραμμικά στοιχεία και αρχικά(προς απλοποίηση)ορίστηκαν ανάμεσα στα κέντρα βάρους των υποστυλωμάτων. Η θέση των δοκών είναι ίδια σε όλους τους ορόφους. Οι συντεταγμένες των κόμβων αρχής και τέλους των δοκών φαίνονται στον **πίνακα 3.7**.

Οι ακραίες περιοχές των δοκών εισέρχονται μέσα στον κόμβο των υποστυλωμάτων. Οι περιοχές αυτές υπολογίστηκαν για κάθε δοκό ξεχωριστά μέσα από το πρόγραμμα(end length offsets) και θεωρήθηκαν πλήρως δύσκαμπτες(rigid zone factor = 1,0).

	X	Y
K1	0,05	16,00
K2	6,81	16,00
K3	8,51	16,00
K4	15,37	16,00
K5	4,79	11,00
K6	10,62	11,00
K7	0,05	8,90
K8	15,37	8,90
K9	4,79	7,20
K10	10,62	7,20
K11	0,00	0,00
K12	4,79	0,00
K13	10,62	0,00
K14	15,42	0,00

Πίνακας 3.6 Συντεταγμένες υποστυλωμάτων στον κανάβο

	ΚΟΜΒΟΣ ΑΡΧΗΣ		ΚΟΜΒΟΣ ΤΕΛΟΥΣ	
	X	Y	X	Y
Δ1	0,05	16,00	6,81	16,00
Δ2	6,81	16,00	8,51	16,00
Δ3	8,51	16,00	15,37	16,00
Δ4	4,79	11,00	10,62	11,00
Δ7	0,05	8,90	4,79	8,90
Δ8	10,62	8,90	10,62	7,20
Δ9	15,37	8,90	4,79	7,20
Δ10	0,00	0,00	4,79	0,00
Δ11	4,79	0,00	10,62	0,00
Δ12	10,62	0,00	15,42	0,00
Δ13	0,00	0,00	0,05	8,90
Δ14	0,05	8,90	0,05	16,00
Δ15	4,79	0,00	15,37	8,90
Δ17	15,37	8,90	4,79	11,00
Δ18	6,81	16,00	6,81	11,00
Δ19	8,51	16,00	8,51	11,00
Δ20	10,62	0,00	4,79	7,20
Δ22	4,79	7,20	10,62	11,00
Δ23	15,42	0,00	10,62	7,20
Δ24	10,62	7,20	15,37	16,00

Πίνακας 3.7 Συντεταγμένες δοκών στον κάναβο

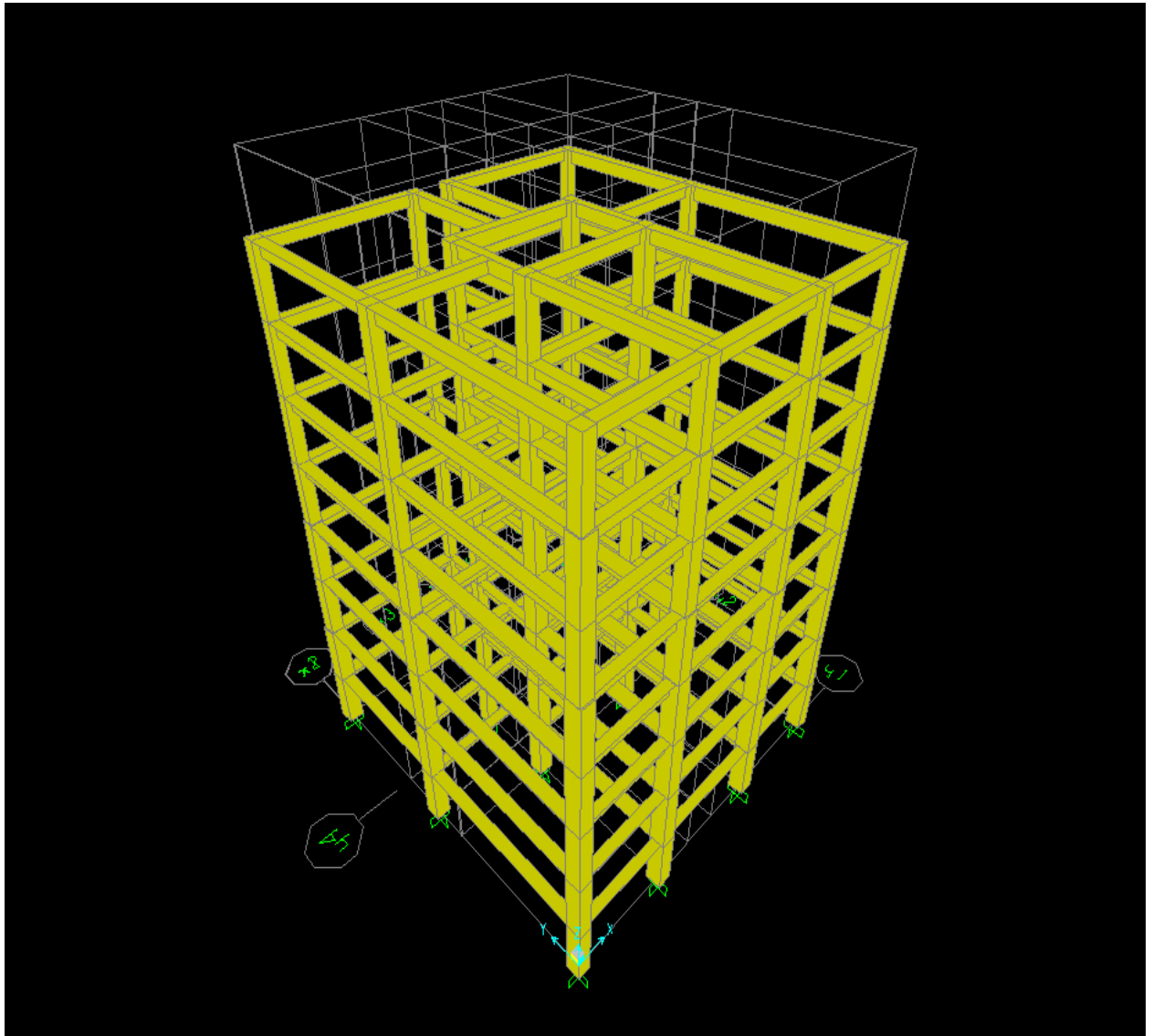
Οι πλάκες της κατασκευής προσομοιώθηκαν με διαφράγματα σε κάθε στάθμη. Κάθε διάφραγμα ορίστηκε από τα κέντρα βάρους των υποστυλωμάτων του ορόφου. Σε περιπτώσεις όπου οι κεντροβαρικοί άξονες των υποστυλωμάτων και των δοκών δεν ήταν ίδιοι, ορίστηκε μια επιπλέον δέσμευση (body constraint) ώστε όλα τα σημεία του διαφράγματος να κινούνται μαζί.

Άλλες παραδοχές με τις οποίες προσομοιώθηκε το κτίριο είναι οι εξής:

- Στην βάση όλων των υποστυλωμάτων ορίστηκαν πακτώσεις.
- Η μάζα της κατασκευής έχει οριστεί από την μάζα που αντιστοιχεί στον συνδυασμό φόρτισης $1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q$ (mass source from loads), στην οποία τα μόνιμα φορτία πολλαπλασιάζονται με τον συντελεστή 1,0 ενώ τα κινητά με τον μειωτικό συντελεστή 0,3.
- Το σημείο αναφοράς των υποστυλωμάτων είναι το κέντρο βάρους της διατομής τους (insertion point: centroid), ενώ των δοκών είναι το μέσο του άνω πέλματος της πλακοδοκού (insertion point: topcenter).
- Οι ροπές αδράνειας των μελών του κτιρίου (υποστυλώματα και δοκοί) έχουν πολλαπλασιαστεί με τον μειωτικό συντελεστή 0,4, ώστε να λάβουμε υπόψη τη ρηγμάτωση των διατομών.
- Δεν υπολογίζονται οι μετακινήσεις κατά X προς απλοποίηση του φορέα, αφού εξετάζουμε μόνο για σεισμό κατά την Y διεύθυνση.
- Η κατασκευή θεωρείται συμμετρική και γι' αυτό τον λόγο κατά την σεισμική φόρτιση δεν αναπτύσσεται στρέψη, δηλαδή δεν υπάρχουν στροφές στον άξονα Z.
- Κατά την φόρτιση της κατασκευής με σεισμό στην διεύθυνση Y θα έχουμε μόνο μετακίνηση κατά τον άξονα Y και στροφή RX λόγω της διαφραγματικής λειτουργίας της πλάκας

- Οι παραμορφώσεις από τα μόνιμα και κινητά φορτία δημιουργούν και στροφές RY αλλά είναι πολύ μικρές σε σχέση με τις στροφές που δημιουργούνται λόγω σεισμού οπότε δεν λαμβάνονται υπ' όψιν.

Στο **σχήμα 3.8** φαίνεται το μοντέλο με το οποίο προσομοιώθηκε το υπό μελέτη κτίριο.



Σχήμα 3.8 Υπό μελέτη κτίριο

3.3 Προσδιορισμός στατικών φορτίσεων

Τα φορτία της πλάκας έχουν μεταφερθεί στις δοκούς μέσω των επιφανειών φόρτισης που σχηματίζουν(πίνακας 3.9).

Τα μόνιμα και κινητά φορτία που επιβάλλονται στις δοκούς έχουν υπολογιστεί από τα φορτία που είχαν παρουσιαστεί στην παράγραφο 2.1(πίνακας 3.10).

Το κτίριο έχει φορτιστεί με τον συνδυασμό φόρτισης live(1,0·G + 0,3·Q) στον οποίο τα μόνιμα φορτία έχουν πολλαπλασιαστεί με την μονάδα και τα κινητά με τον μειωτικό συντελεστή 0,3.

Οι εξώστες που υπάρχουν στο κτίριο προσομοιώθηκαν μέσω κατανεμημένης ροπής στις αντίστοιχες δοκούς που στηρίζονται

	L(m)	Επιφάνεια φόρτισης(m ²)
Δ1	6,81	17,75
Δ2	1,70	0,00
Δ3	6,81	11,59
Δ4	5,83	7,11
Δ7	4,79	5,74
Δ8	4,80	5,76
Δ9	5,83	8,50
Δ10	4,79	5,74
Δ11	5,83	8,50
Δ12	4,80	5,76
Δ13	8,90	15,58
Δ14	6,75	12,60
Δ15	7,20	15,58
Δ17	2,10	2,56
Δ18	5,00	6,25
Δ19	5,00	6,25
Δ20	7,20	16,25
Δ22	2,10	2,56
Δ23	8,90	15,60
Δ24	6,75	12,60

Πίνακας 3.9 Μήκη και επιφάνειες φόρτισης δοκών

	1 ^{ος} Όροφος		Υπόλοιποι όροφοι	
	Μόνιμα (kN/m)	Κινητά (kN/m)	Μόνιμα (kN/m)	Κινητά (kN/m)
Δ1	31,00	13,03	31,00	7,93
Δ2	12,75	0,00	-	-
Δ3	31,00	13,03	31,00	7,93
Δ4	23,30	8,93	23,30	8,93
Δ7	24,03	11,98	24,03	4,79
Δ8	24,05	12,00	24,05	4,80
Δ9	25,70	12,64	25,70	8,85
Δ10	34,30	15,93	34,30	12,33
Δ11	34,52	16,09	34,52	11,72
Δ12	34,28	15,92	34,28	12,32
Δ13	24,25	8,75	24,25	3,50
Δ14	25,07	9,33	25,07	3,73
Δ15	35,29	19,49	35,29	7,80
Δ17	26,89	11,02	26,89	11,02
Δ18	22,70	10,50	16,75	2,50
Δ19	22,70	10,50	16,75	2,50
Δ20	35,94	19,96	35,94	7,98
Δ22	26,89	11,02	26,89	11,02
Δ23	24,27	8,76	24,27	3,51
Δ24	25,07	9,33	25,07	3,73

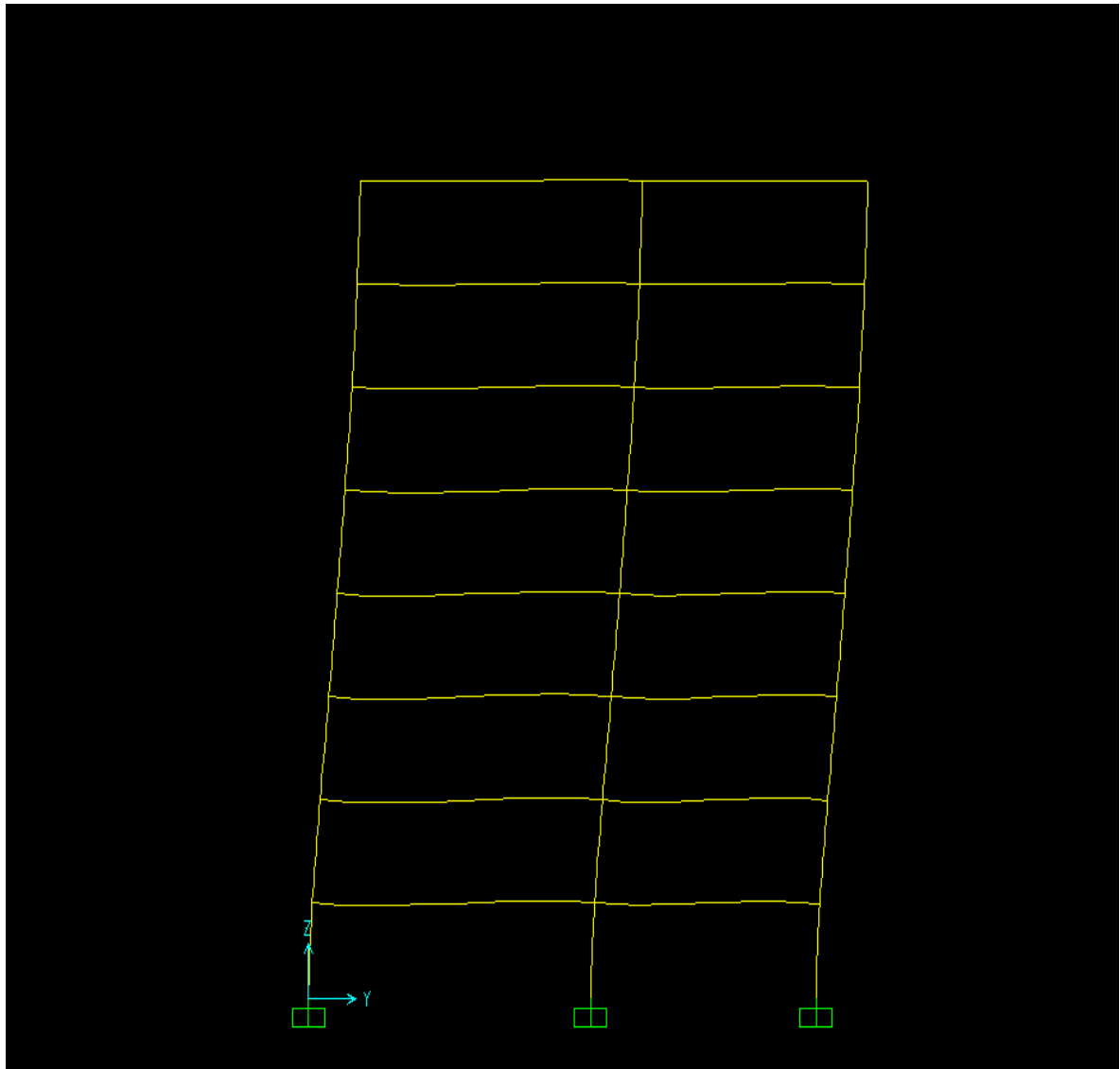
Πίνακας 3.10 Μόνιμα και κινητά φορτία δοκών ανά όροφο

3.4 Υπολογισμός ιδιοπεριόδων – ιδιομορφών κατασκευής

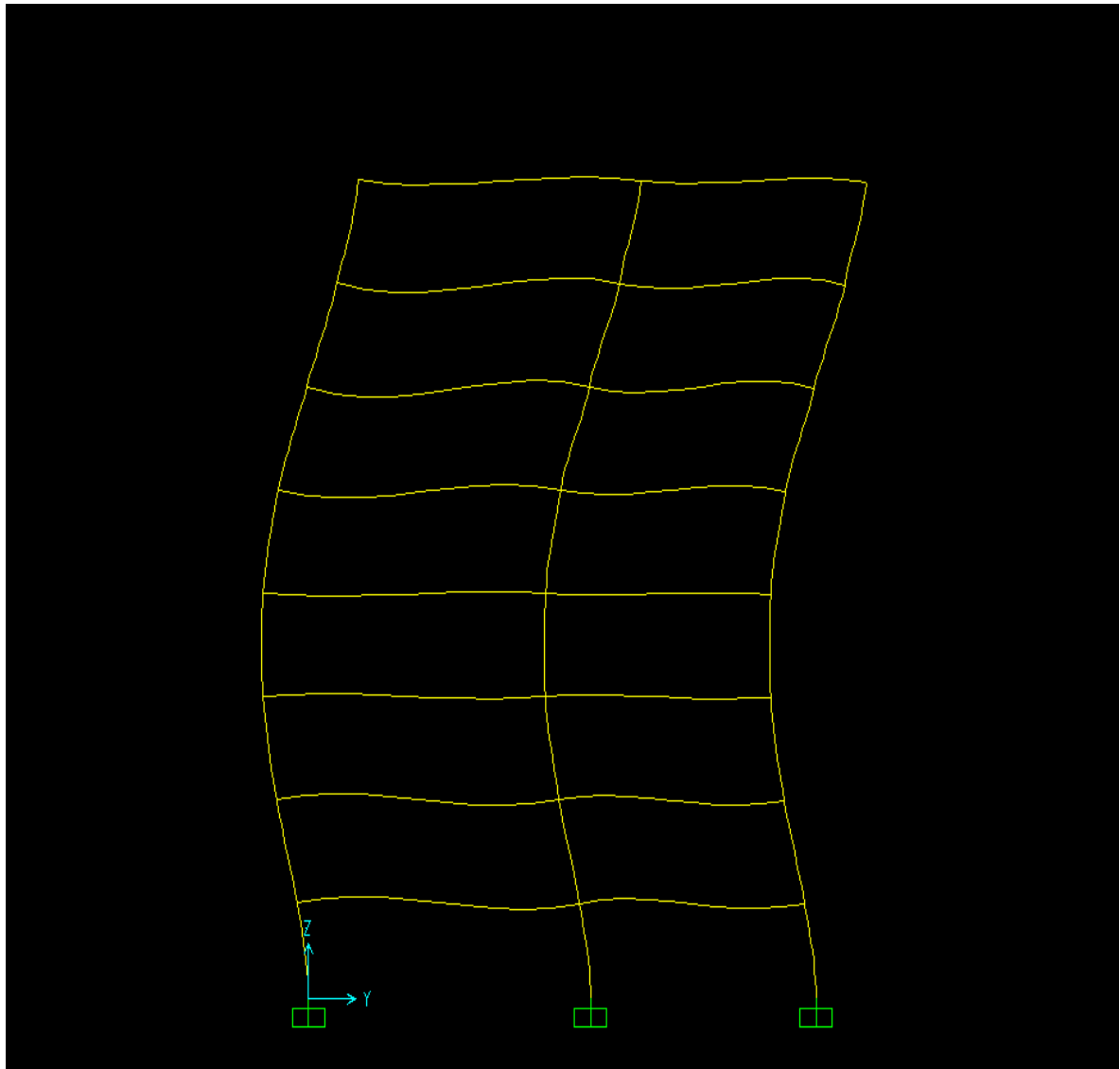
Οι ιδιομορφές του κτιρίου υπολογίζονται με ένα σενάριο φόρτισης που ονομάζεται MODAL και δημιουργείται αυτόματα από το πρόγραμμα. Η ιδιομορφική ανάλυση μας δίνει τις ιδιοπεριόδους του φορέα και τις ιδιομορφές του. Οι τιμές των δύο πρώτων ιδιοπεριόδων που προκύπτουν από το Sap 2000 είναι οι εξής:

- Πρώτη ιδιοπερίοδος: $T_1 = 1,298 \text{ sec}$
- Δεύτερη ιδιοπερίοδος: $T_2 = 0,433 \text{ sec}$

Οι αντίστοιχες ιδιομορφές που προκύπτουν για αυτές τις ιδιοπεριόδους δίνονται στα σχήματα **3.9** και **3.10**



Σχήμα 3.9 Πρώτη ιδιομορφή της κατασκευής για $T = 1,298 \text{ sec}$



Σχήμα 3.10 Δεύτερη ιδιομορφή της κατασκευής για $T = 0,433 \text{ sec}$

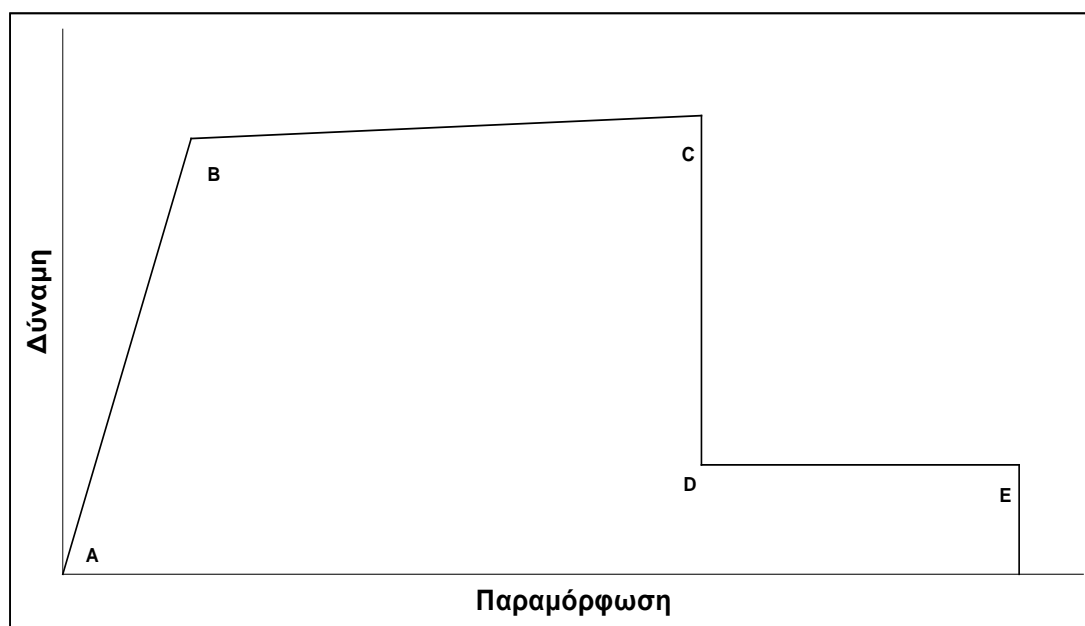
3.5 Ανάλυση Pushover

3.5.1 Θεωρητικά στοιχεία

Η μη γραμμική στατική ανάλυση Πλευρικής Οριακής Ώθησης (Nonlinear static push-over analysis) είναι μια διαδικασία η οποία χρησιμοποιείται για τον σχεδιασμό - έλεγχο των κατασκευών για επάρκεια σε σεισμικά φορτία. Η ανάλυση αυτή χρησιμοποιήθηκε στην παρούσα εργασία και εφαρμόστηκε στο στατικό πρόγραμμα Sap 2000. Κατά την ανάλυση αυτή, θεωρούμε πλευρική φόρτιση η οποία εφαρμόζεται με αυξανόμενη ένταση στον φορέα χωρίς όμως να μεταβάλλεται η κατανομή της φόρτισης. Η ανάλυση τερματίζεται από το πρόγραμμα όταν δημιουργείται τέτοιος αριθμός πλαστικών αρθρώσεων ώστε να υπάρξει μηχανισμός. Στην παρούσα εργασία η ανάλυση τερματίζεται για μια μετακίνηση κοντά στο 1 μέτρο.

Στην Pushover ανάλυση τα μέλη του φορέα δεν συμπεριφέρονται ελαστικά αλλά υπακούουν σε συγκεκριμένα μοντέλα πλαστικής παραμόρφωσης. Ο μελετητής μπορεί να επιλέξει συγκεκριμένα σημεία στον φορέα (hinges), τα οποία είναι πιθανές θέσεις δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων. Από την συμπεριφορά αυτών των σημείων καθορίζεται και η αντοχή του μέλους στο οποίο ανήκουν και κατά συνέπεια ολόκληρης της κατασκευής.

Τα μοντέλα πλαστικής παραμόρφωσης περιγράφονται από διαγράμματα συμπεριφοράς υλικών όπως του **σχήματος 3.11** (FEMA 356).



Σχήμα 3.11 Διάγραμμα συμπεριφοράς υλικών

Ο κάθετος άξονας είναι η δύναμη (αξονική, διατμητική, ροπή) και ο οριζόντιος η παραμόρφωση (μετατόπιση ή στροφή). Το τμήμα AB αντιπροσωπεύει την ελαστική συμπεριφορά μέχρι το θεωρητικό σημείο διαρροής B. Η κλίση της ευθείας AB ορίζει την τέμνουσα δυσκαμψία που πρέπει να ληφθεί υπόψη στην ελαστική ανάλυση. Το τμήμα BC αντιπροσωπεύει την μετελαστική συμπεριφορά του στοιχείου μέχρι την

θεωρητική αστοχία(σημείο C) και καθορίζεται από την οριακή παραμόρφωση αστοχίας. Πολλές φορές ο κλάδος αυτός λαμβάνεται οριζόντιος. Τέλος το τμήμα DE αντιπροσωπεύει την απομένουσα αντίσταση του στοιχείου, Συνήθως μετά την παραμόρφωση αστοχίας η ικανότητα ενός μέλους να παραλάβει σεισμικά φορτία μειώνεται σημαντικά , αλλά δεν μηδενίζεται και έτσι το στοιχείο εξακολουθεί να παραλαμβάνει κατακόρυφα φορτία μέχρις ότου να χαθεί η ικανότητα παραλαβής άλλου φορτίου στο σημείο E

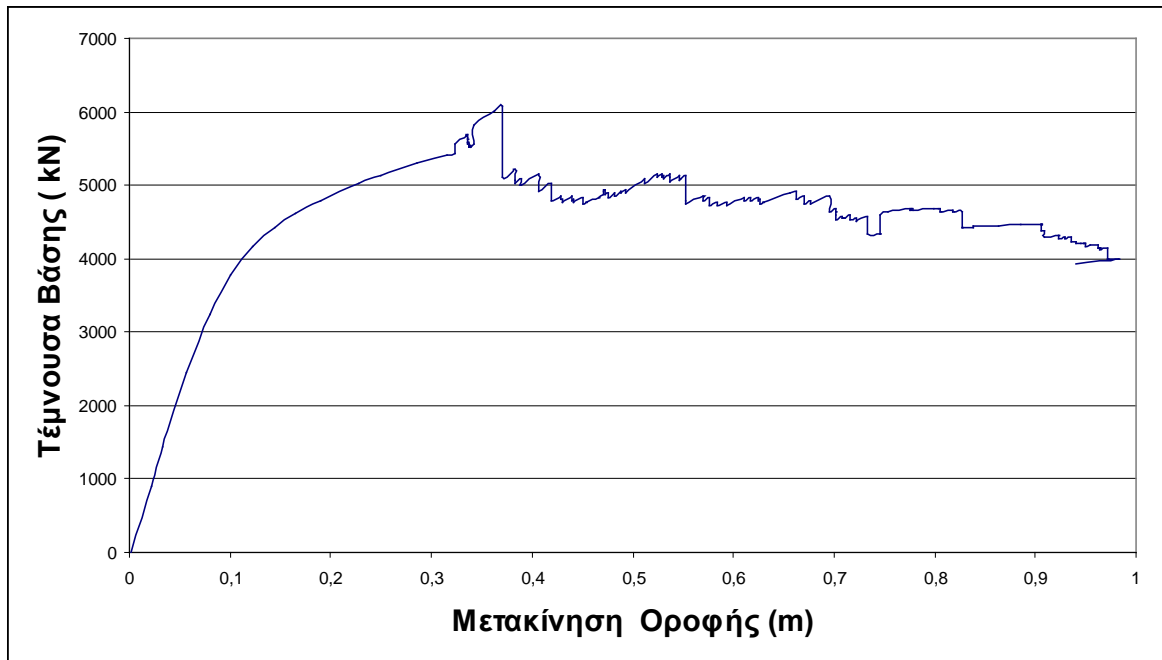
3.5.2 Εφαρμογή της μεθόδου Pushover στο υπό μελέτη κτίριο

Η φόρτιση που υλοποιήθηκε για την ανάλυση Pushover περιλαμβάνει μόνιμα φορτία χωρίς κάποιο αυξητικό ή μειωτικό συντελεστή και κινητά πολλαπλασιασμένα με τον μειωτικό συντελεστή 0,3 ($1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q$), όπως επίσης πλευρική φόρτιση σύμφωνα με την πρώτη ιδιομορφή. Αυτό προέκυψε από τα αποτελέσματα του προγράμματος στα οποία φαινόταν ότι για μετακινήσεις κατά την y διεύθυνση δέσποζε η πρώτη ιδιομορφή.

Τα βήματα που έγιναν στο πρόγραμμα παρουσιάζονται παρακάτω.

- Ορίζονται οι πλαστικές αρθρώσεις (hinges), στα άκρα κάθε στοιχείου γιατί αυτά αποτελούν πιθανές θέσεις δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων. Στα υποστυλώματα (κατακόρυφα στοιχεία), επιλέγεται hinge P-M, δηλαδή αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης και μονοαξονικής κάμψης αφού η ανάλυση περιλαμβάνει μόνο μετακινήσεις κατά y, μετακινήσεις κατά z και στροφή κατά χ. Στις δοκούς (οριζόντια στοιχεία), επιλέγεται hinge M, δηλαδή μονοαξονική κάμψη.
- Ορίζεται ένα σενάριο φόρτισης, που ονομάστηκε live($1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q$), με μηδενικές αρχικές συνθήκες, μη γραμμικής συμπεριφοράς (nonlinear analysis type) στο οποίο συμπεριλαμβάνονται φαινόμενα δευτέρας τάξεως (geometric nonlinearity: P-Delta). Τα φορτία που ασκούνται θα είναι τα μόνιμα και τα κινητά πολλαπλασιασμένα με τον μειωτικό συντελεστή 0,3.
- Ορίζεται ένα σενάριο φόρτισης, που ονομάστηκε Pushover, με αρχικές συνθήκες τις τελικές συνθήκες του σεναρίου live($1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q$). Το σενάριο αυτό είναι μη γραμμικής συμπεριφοράς (nonlinear analysis type) και συμπεριλαμβάνονται φαινόμενα δευτέρας τάξεως (geometric nonlinearity: P-Delta). Τα φορτία κατανέμονται σύμφωνα με την πρώτη ιδιομορφή (load type:mode, load name:1). Έπειτα επιλέχθηκε ένας κόμβος της κορυφής του κτιρίου ώστε να ελέγχεται η μετακίνηση στην διεύθυνση y-y'. Ουσιαστικά ελέγχεται η μετακίνηση της κορυφής του κτιρίου αφού έχει οριστεί διαφραγματική λειτουργία σε κάθε όροφο. Τέλος η μέθοδος αποφόρτισης πλαστικών αρθρώσεων (όταν αυτές φτάσουν στο σημείο θραύσης), που χρησιμοποιήθηκε είναι η τοπική ανακατανομή της έντασης (hinge unloading method: apply local redistribution).

Στο **σχήμα 3.12** φαίνεται η καμπύλη αντίστασης της κατασκευής μετά την ανάλυση Pushover. Στον οριζόντιο άξονα απεικονίζεται η μετακίνηση κορυφής στην διεύθυνση y-y' και στον κατακόρυφο η τέμνουσα βάσης της κατασκευής στην διεύθυνση y-y'.



Σχήμα 3.12 Καμπύλη αντίστασης της κατασκευής (Pushover curve)

3.6 Μέθοδος N2

2.6.1 Θεωρητικά στοιχεία

Η μέθοδος N2 προτάθηκε από τον Fajfar (1996,1999) και βασίζεται σε εμπειρικές σχέσεις που συνδέουν το συντελεστή συμπεριφοράς με την πλαστιμότητα. Έτσι υπολογίζεται απευθείας η ανελαστική επιτάχυνση, S_a , η οποία συνδέεται με την αντίστοιχη ελαστική, S_{ae} , με την σχέση:

$$S_a = S_{ae} / R_\mu \quad (1)$$

όπου R_μ είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς (reduction factor) λόγω της ανελαστικής απόκρισης. Σημειώνεται ότι ο όρος R_μ αντιστοιχεί στο συντελεστή συμπεριφοράς χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η υπεραντοχή, δηλαδή στον όρο q_d κατά ΕΑΚ.

Αντίστοιχα, η ανελαστική φασματική μετακίνηση, S_d , συνδέεται με την μετακίνηση διαρροής, S_{dy} , με τη σχέση:

$$S_d = \mu \cdot S_{dy} \quad (2)$$

Για ένα ελαστικό – τελείως πλαστικό σύστημα (χωρίς κράτυνση), ισχύει $S_a = S_{ay}$ όπου S_{ay} είναι η επιτάχυνση διαρροής. Επειδή $S_{ae} = \omega^2 \cdot S_{de}$ και $S_{ay} = \omega^2 \cdot S_{dy}$, όπου ω είναι η ιδιοπερίοδος του ελαστικού συστήματος, οι εξισώσεις (1) και (2) οδηγούν στην παρακάτω σχέση μεταξύ της ελαστικής και της ανελαστικής μετακίνησης:

$$S_d = S_{de} \cdot \mu / R_\mu \quad (3)$$

Στις εργασίες του Fajfar μεταξύ της πλαστιμότητας, μ , και του συντελεστή συμπεριφοράς, R_μ , χρησιμοποιούνται οι παρακάτω σχέσεις:

$$R_\mu = (\mu - 1) \cdot T / T_o + 1 \quad \text{για } T \leq T_o \quad (4\alpha)$$

$$R_\mu = \mu \quad \text{για } T \geq T_o \quad (4\beta)$$

όπου

$$T_o = 0,65 \cdot \mu^{0,3} \cdot T_c \leq T_c \quad (5)$$

Στην παραπάνω σχέση, T είναι η ιδιοπερίοδος του μονοβάθμιου ταλαντωτή και T_c η χαρακτηριστική περίοδος της εδαφικής κίνησης. Για φάσματα σχεδιασμού της μορφής του EAK ή του EC8, η περίοδος T_c ορίζεται συνήθως από το σημείο τομής του τμήματος που αντιστοιχεί σε σταθερή επιτάχυνση (οριζόντιο τμήμα) με αυτό που αντιστοιχεί σε σταθερή ταχύτητα (φθίνων κλάδος), δηλαδή $T_c = T_2$ κατά EAK και $T_c = T_c$ κατά EC8.

Η εξίσωση (4β) δηλώνει ότι για μεσαίες και μεγάλες περιόδους ισχύει η παραδοχή των ίσων μετακινήσεων, δηλαδή ότι η μετακίνηση του ανελαστικού συστήματος είναι ίση με αυτή του αντίστοιχου ελαστικού με την ίδια περίοδο. Για κατασκευές με μικρές περιόδους, η ισότητα αυτή δεν ισχύει, όπως δηλώνει η εξίσωση (4α). Η περίοδος T_o , που καθορίζει το όριο μεταξύ των περιοχών ισχύος κάθε εξίσωσης, εξαρτάται από την πλαστιμότητα, όπως φαίνεται από την σχέση (5). Η περίοδος T_o δεν μπορεί να είναι μεγαλύτερη από την χαρακτηριστική περίοδο του φάσματος σχεδιασμού, T_c .

Επειδή η εξάρτηση της περιόδου T_o από την πλαστιμότητα απαιτεί επαναληπτική διαδικασία για τον υπολογισμό του σημείου επιτελεστικότητας, προτείνεται η απλοποίηση:

$$T_o = T_c \quad (6)$$

η οποία είναι μία συντηρητική παραδοχή που δεν επηρεάζει σημαντικά τα αποτελέσματα.

Παρακάτω περιγράφεται η μέθοδος σε βήματα:

Βήμα 1: Κατασκευή της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής και στην συνέχεια τη μετατροπή της σε φάσμα αντίστασης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος σε μορφή ADRS μέσω των παρακάτω σχέσεων:

$$S_a = V / (m^* \cdot \Gamma) \quad (7)$$

$$S_d = \Delta / \Gamma \quad (\text{ή } S_d = \Delta / (\Gamma \cdot \varphi_{\text{top}}) \text{ αν } \varphi_{\text{top}} \text{ δεν είναι } 1) \quad (8)$$

$$m^* = \sum m_i \cdot \varphi_i \quad (9)$$

$$\Gamma = m^* / (\sum m_i \varphi_i^2) \quad (10)$$

όπου:

V = τέμνουσα βάσης του πολυβάθμιου συστήματος

m^* = μάζα του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος

Γ = συντελεστής συμμετοχής
 Δ = μετακίνηση κορυφής του πολυβάθμιου συστήματος
 m_i = μάζα του i ορόφου του πολυβάθμιου συστήματος
 φ_i = μετακίνηση του i ορόφου για ταλάντωση σύμφωνα με μια ιδιομορφή (στην παρούσα εργασία την πρώτη).

Βήμα 2: Κατασκευή του αντίστοιχου ιδεατού διγραμμικού διαγράμματος. Το διγραμμικό διάγραμμα αντίστασης κατασκευάζεται χωρίς κράτυνση, δηλαδή ο μετελαστικός κλάδος είναι οριζόντιος. Αυτό γιατί έχει αποδειχθεί ότι μια συνήθης μικρή κράτυνση δεν επιδρά σημαντικά στην τιμή της ανελαστικής μετακίνησης.

Το διάγραμμα συνήθως κατασκευάζεται με κλίση ελαστικού κλάδου ίση με την τέμνουσα δυσκαμψία που αντιστοιχεί στο 60% της επιτάχυνσης διαρροής έτσι ώστε τα εμβαδά που αποκόπτονται πάνω και κάτω από την αρχική καμπύλη να είναι ίσα. Από το διγραμμικό διάγραμμα αντίστασης καθορίζονται η επιτάχυνση διαρροής, S_{ay} , και η μετακίνηση διαρροής, S_{dy} . Έτσι, για το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα η δύναμη διαρροής είναι $F_y^* = m^* \cdot S_{ay}$ και η μετακίνηση διαρροής $\delta_y = S_{dy}$. Στη συνέχεια μπορεί να υπολογιστεί η ιδιοπερίοδος του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος από την σχέση:

$$T^* = 2 \cdot \pi \cdot (S_{dy}/S_{ay})^{0.5} \quad (11)$$

Βήμα 3: Υπολογισμός της ανελαστικής μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος. Για την περίοδο T^* , υπολογίζονται η ελαστική επιτάχυνση, S_{ae} , και η ελαστική μετακίνηση, S_{de} , από το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού. Ο απαιτούμενος συντελεστής συμπεριφοράς ισούται με: $R_\mu = S_{ae}/S_{ay}$.

Διακρίνουμε δύο περιπτώσεις :

(α) Εάν $T^* \geq T_o$, η ανελαστική μετακίνηση ισούται με την ελαστική

$$\delta^* = S_d = S_{de} \quad (12)$$

Η χαρακτηριστική περίοδος, T_o , υπολογίζεται από την (5) ή την απλοποιημένη (6). Σε αυτήν την περίπτωση, $\mu = R_\mu$.

(β) Εάν $T^* < T_o$, η πλαστιμότητα, μ , υπολογίζεται από τον συντελεστή συμπεριφοράς, R_μ , από την σχέση (4α), η οποία δίνει:

$$\mu = (R_\mu - 1) \cdot T_o/T^* + 1 \quad (13)$$

Εάν για τον υπολογισμό της T_o χρησιμοποιηθεί η σχέση (5), απαιτείται επαναληπτική διαδικασία, ενώ εάν ο υπολογισμός γίνει σύμφωνα με την απλοποιημένη σχέση (6), ο υπολογισμός του μ είναι άμεσος, χωρίς να απαιτούνται επαναλήψεις. Μετά τον υπολογισμό της πλαστιμότητας, η ανελαστική μετακίνηση προκύπτει από την σχέση:

$$\delta^* = S_d = \mu \cdot S_{dy} \quad (14).$$

Και στις δύο περιπτώσεις, η ανελαστική μετακίνηση αντιστοιχεί στο σημείο τομής του διγραμμικού φάσματος αντίστασης με το ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού που αντιστοιχεί σε πλαστιμότητα μ .

Βήμα 4: Στοχευόμενη μετακίνηση κατασκευής. Η μετακίνηση της κορυφής του πολυβάθμιου συστήματος, Δ , που αντιστοιχεί στη μετακίνηση δ^* του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, υπολογίζεται χρησιμοποιώντας την σχέση (8), με αντικατάσταση της S_d με την δ^* ($\Delta = \delta^* \cdot \Gamma$)

3.6.2 Εφαρμογή της μεθόδου N2 στο υπό μελέτη κτίριο

Βήμα 1:

Για την μετατροπή της καμπύλης αντίστασης (σχήμα 2.12) σε φάσμα αντίστασης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος σε μορφή ADRS (σχήμα 2.13) πρέπει να υπολογιστεί η μάζα του ισοδύναμου μονοβάθμιου, m^* , και ο συντελεστής συμμετοχής Γ από τις σχέσεις (7) και (8). Η καμπύλη αντίστασης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος σε μορφή ADRS υπολογίζεται μέχρι το σημείο στο οποίο η κατασκευή έχει φτάσει την μέγιστη αντοχή της και επέρχεται η πρώτη θραύση.

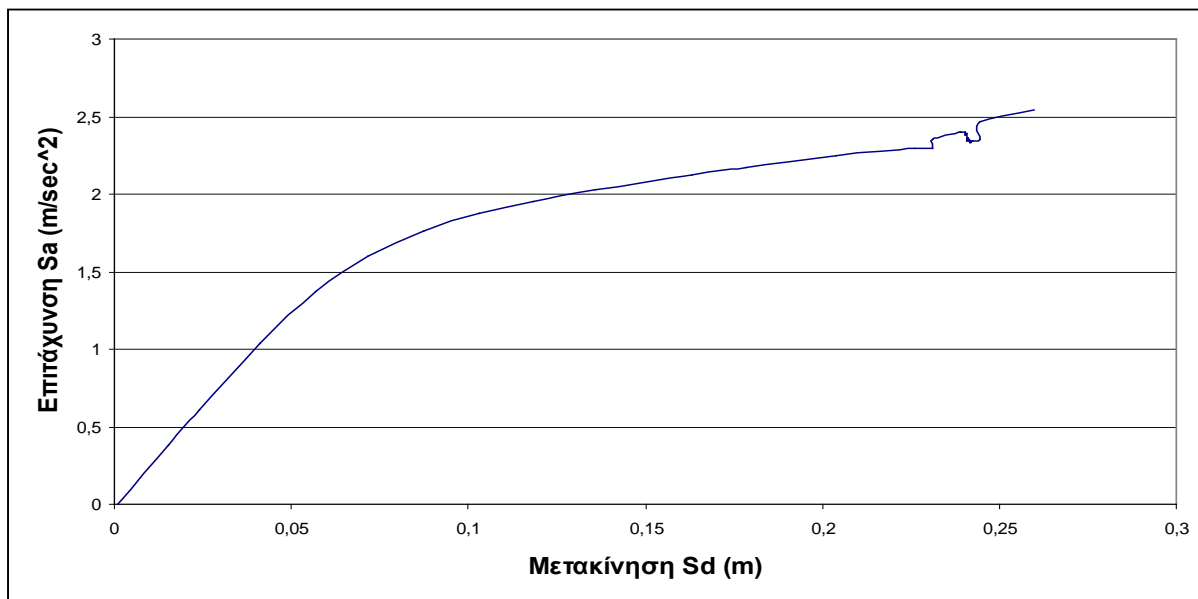
Η συνολική μάζα της κατασκευής που προκύπτει για μόνιμα και κινητά φορτία με συνδυασμό $1 \cdot G + 0.3 \cdot Q$ είναι $M_{ολ} = 3422 \text{ Mgr}$. Το μητρώο μετακινήσεων των ορόφων $[\Phi]$, που είναι το μητρώο της πρώτης ιδιομορφής, και οι μάζες ανά όροφο φαίνονται στον **πίνακα 3.11**

Όροφος (i)	$[\Phi_i]$	M_i (Mgr)
1	0.026	462
2	0.127	432
3	0.268	431
4	0.424	429
5	0.582	424
6	0.734	421
7	0.873	419
8	1.000	404

Πίνακας 3.11 Μητρώο $[\Phi]$ και μάζες ανά όροφο

Από τον πίνακα 2.11 και τις σχέσεις (9) και (10) υπολογίζονται :
 $m^* = 1690,3 \text{ Mgr}$ (μάζα ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος) και
 $\Gamma = 1,397$ (συντελεστής συμμετοχής)

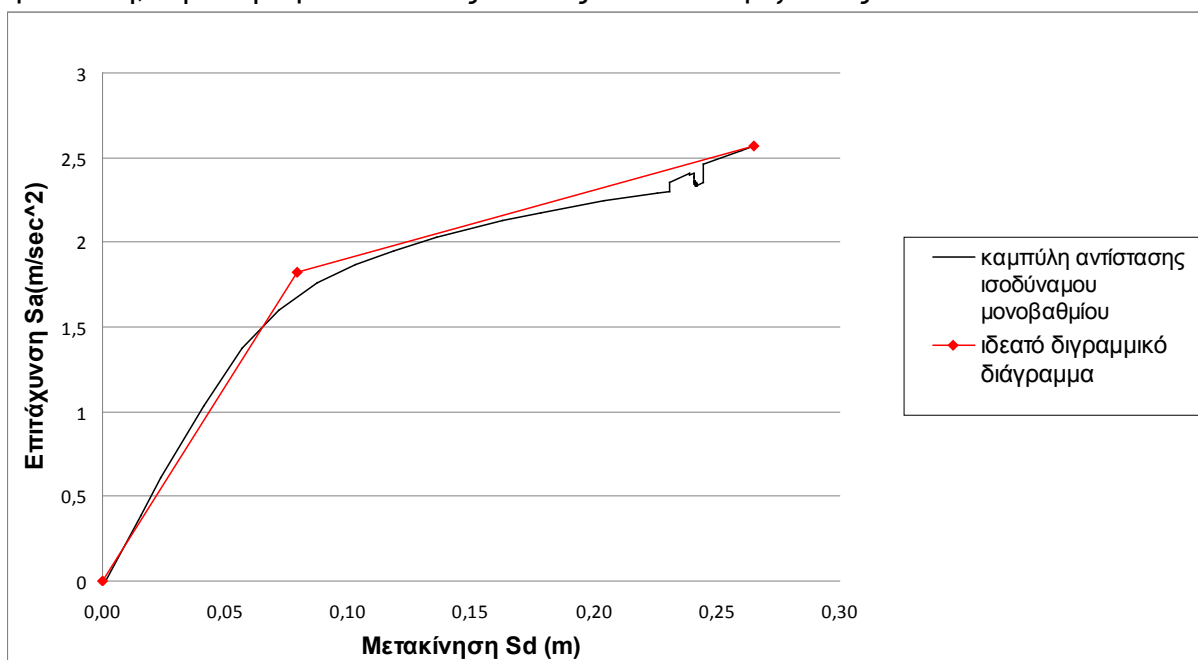
Έτσι από τις σχέσεις (7) και (8) υπολογίζονται τα μεγέθη S_a και S_d και κατασκευάζεται το φάσμα αντίστασης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (**σχήμα 2.13**)



Σχήμα 3.13 Φάσμα αντίστασης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος

Βήμα 2:

Στο **σχήμα 3.14** φαίνεται το φάσμα αντίστασης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος σε μορφή ADRS και το αντίστοιχο διγραμμικό διάγραμμα από το οποίο καθορίζονται η επιτάχυνση διαρροής, S_{ay} , και η μετακίνηση διαρροής, S_{dy} . Το διγραμμικό διάγραμμα κατασκευάζεται με κράτυνση, δηλαδή ο μετελαστικός κλάδος δεν είναι οριζόντιος.



Σχήμα 3.14 Φάσμα αντίστασης ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος και ιδεατό διγραμμικό διάγραμμα

Από το διγραμμικό διάγραμμα καθορίζονται η επιτάχυνση διαρροής S_{ay} , η μετακίνηση διαρροής S_{dy} και η ιδιοπερίοδος του αντίστοιχου μονοβάθμιου συστήματος από την σχέση (11):

- Επιτάχυνση διαρροής: $S_{ay} = 1,82 \text{ m/sec}^2$.
- Μετακίνηση διαρροής: $S_{dy} = 0,08 \text{ m}$
- Περίοδος: $T^* = 1,31 \text{ sec}$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 ΣΕΙΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΗΣ

4.1 Προσομοίωση σεισμών φόρτισης στο υπό μελέτη κτίριο

Για το μοντέλο που δημιουργήθηκε έγιναν αναλύσεις για 54 πραγματικούς σεισμούς κοντινού πεδίου. Οι σεισμοί με τους οποίους φορτίστηκε η κατασκευή φαίνονται στον **πίνακα 4.1**.

Αποθηκεύουμε τους σεισμούς αυτούς στο φάκελο του Sap time History. Στην συνέχεια ορίζουμε τους σεισμούς στο Sap(Define Time History Functions)ως συνάρτηση χρονοϊστορίας και επιλέγοντας πως το πρόγραμμα θα διαβάζει το αρχείο του σεισμού και το μέγεθος του βήματος του, έχουμε ολοκληρώσει τη διαδικασία ορισμού της χρονοϊστορίας του σεισμού στο πρόγραμμα. Ουσιαστικά έχουμε ορίσει τα επιταχυνσιογραφήματα των σεισμών.

Στην συνέχεια ορίζουμε ένα σενάριο φόρτισης τύπου χρονοϊστορίας(load case type: time history), μη γραμμικής συμπεριφοράς (analysis type:non linear), με φορτία επιτάχυνσης(load type: acceleration), κατά την διεύθυνση που μελετάμε την συμπεριφορά του κτιρίου(κατά y-y δηλαδή U2). Επίσης στην συνάρτηση λάβαμε υπ' όψιν τα φαινόμενα δεύτερης τάξης συμπεριλαμβανομένου και του έλεγχου μεγάλων μετακινήσεων (geometric nonlinearity parameters:P – delta plus large displacements). Η μέθοδος που χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση είναι των Hilber-Hughes-Taylor. Τέλος ορίζουμε το μέγεθος του χρονικού βήματος του σεισμού(Output time step size) και του συνολικού αριθμού βημάτων(Number of output time steps) που θα γίνει η ανάλυση. Ο συνολικός αριθμός βημάτων υπολογίζεται διαιρώντας την συνολική διάρκεια της σεισμικής δόνησης με το χρονικό βήμα που ορίσαμε.

Επίσης για κάθε σεισμό έγιναν δύο ακόμη αναλύσεις πολλαπλασιάζοντας τα επιταχυνσιογραφήματα με έναν αντίστοιχο συντελεστή (μειωτικό ή αυξητικό) ώστε να ισχύει ότι ο συντελεστής συμπεριφοράς α_y της κατασκευής ισούται με $\alpha_y=2,4$. Οι τιμές των συντελεστών με τους οποίους πολλαπλασιάστηκαν τα επιταχυνσιογραφήματα παρουσιάζονται στον **πίνακα 4.2** και προκύπτουν από τον πραγματικό συντελεστή συμπεριφοράς α_y της κατασκευής(οι πραγματικοί σεισμοί πολλαπλασιάζονται με την μονάδα).

α/α	Σεισμός	Ημερομηνία	Μηχανισμός	Mw	Σταθμός	Οριζόντιες συνιστώσες
1	Imperial Valley, USA	19-05-1940	Strike slip	6.2-6.4	El Centro ELC	180-270
2	Parkfield USA	27-06-1966	Strike slip	6.4	Cholame Array, CO5	355-085
3	San Fernando, USA	09-02-1971	Reverse	6.5-6.7	Pacoima Dam, PCD	164-254
4	Gazli, USSR	17-05-1976	Reverse	6.7-6.9	Karakyr Point	000-090
5	Tabas, Iran	16-09-1978	Reverse	7.1	Tabas, TAB	344-074

α/α	Σεισμός	Ημερομηνία	Μηχανισμός	Mw	Σταθμός	Οριζόντιες συνιστώσες
6	Coyote lake, USA	08-06-1979	Strike slip	5.6	Gilroy Array, GA1	230-320
7	Imperial Valley, USA	15-10-1979	Strike slip	6.4-6.6	El Centro Array 2, E02	140-230
8	Imperial Valley, USA	15-10-1979	Strike slip	6.4-6.6	El Centro Array 4, E04	140-230
9	Morgan Hill, USA	24-04-1984	Strike slip	6.2	Halls Valley, HAL	150-240
10	Nahanni, Canada	23-12-1985	Reverse	6.7	Iverson, SITE1	010-280
11	San Salvador	10-10-1986	Strike slip	5.6	Geol. Invest. Center, CIG	180-270
12	Whittier Narrows, USA	10-10-1987	Reverse	6.0	Alhambra Fremont Sc., ALF	180-270
13	Superstition Hills	24-11-1987	Strike slip	6.4-6.6	El Centro, ELC	000-090
14	Loma Prieta, USA	17-10-1989	Obverse	6.8-7	Gilroy Array 1, GO1	000-090
15	Erzincan, Turkey	13-03-1992	Strike slip	6.6	Erzincan, ERZ	000-090
16	Landers, USA	28-06-1992	Strike slip	7.1-7.3	Joshua Tree, JSH	000-090
17	Northridge, USA	17-01-1994	Reverse,	6.7-6.8	Jensen Filtration Plant, JFA	292-022
18	Northridge, USA	17-01-1994	Reverse	6.7-6.8	Arleta Fire Station, SFY	000-090
19	Northridge, USA	17-01-1994	Reverse	6.7-6.8	Sylmar Converter Station, SCH	281-011
20	Northridge, USA	17-01-1994	Reverse	6.7-6.8	Conoga Park Church, CPC	196-106
21	Northridge, USA	17-01-1994	Reverse	6.7-6.8	Sun Valley Grace Church, SVG	000-090
22	Hanshin (Kobe), Japan	17-01-1995	Strike slip	6.8-6.9	Takatori, TAK	000-090
23	Hanshin (Kobe), Japan	17-01-1995	Strike slip	6.8-6.9	Takatori, TAK	000-090
24	Chi-Chi, Taiwan	20-09-1999	Reverse	7.5-7.8	CHY024	000-090
25	Chi-Chi, Taiwan	20-09-1999	Reverse	7.5-7.8	CHY028	000-090
26	Duzce, Turkey	12-11-1999	Obverse	7.1	Duzce, DZC	180-270
27	Lefkada, Greece	19-08-2003	Strike slip	6.2-6.4	City of Lefkas, LEF1	Long-Trans

Πίνακας 4.1 Σεισμοί φόρτισης

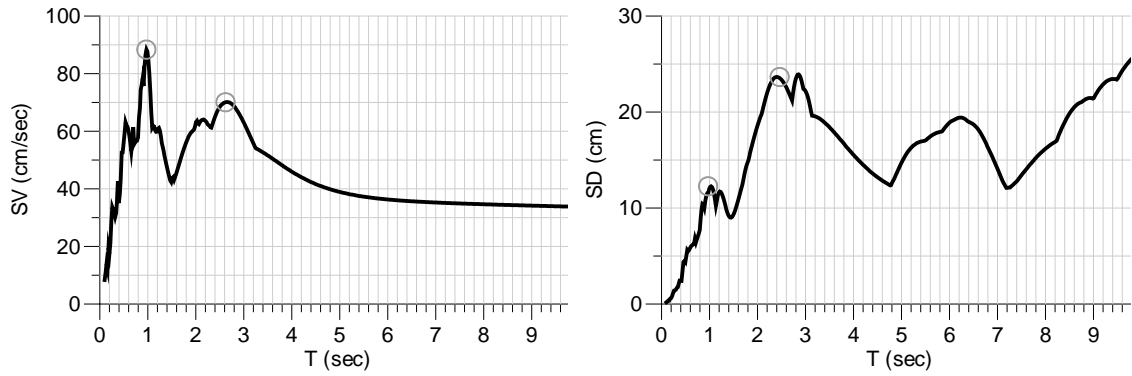
α/α	Σεισμικό γεγονός	Συντελεστής για $\alpha_{\gamma}=2$	Συντελεστής για $\alpha_{\gamma}=4$
1	ALF-180	2,22	4,44
2	ALF-270	2,53	5,05
3	C05-085	2,49	4,98
4	C05-355	4,31	8,61
5	CHY024-000	1,67	3,34
6	CHY024-090	1,34	2,68
7	CHY028-000	0,48	0,95
8	CHY028-090	0,65	1,30
9	CIG-180	0,69	1,38
10	CIG-270	0,78	1,57
11	CPC-106	0,64	1,28
12	CPC-196	0,76	1,52
13	DZC-180	1,33	2,66
14	DZC-270	1,31	2,63
15	E02-140	1,83	3,66
16	E02-230	4,64	9,28
17	E04-140	1,02	2,04
18	E04-230	0,92	1,84
19	ELC-000	0,86	1,72
20	ELC-090	1,20	2,39
21	ELC-180	1,48	2,96
22	ELC-270	1,35	2,70
23	ERZ-000	0,49	0,99
24	ERZ-090	0,83	1,65
25	G01-000	4,28	8,56
26	G01-090	1,39	2,79
27	GA1-230	24,26	48,52
28	GA1-320	6,06	12,13
29	HAL-150	3,68	7,35
30	HAL-240	1,52	3,05
31	JFA-022	0,50	0,99
32	JFA-292	0,32	0,65
33	JSH-000	0,86	1,73
34	JSH-090	0,78	1,56
35	KAR-000	0,90	1,80
36	KAR-090	1,15	2,30
37	KJM-000	0,40	0,80
38	KJM-090	0,75	1,50
39	LEF1-LN	1,14	2,27
40	LEF1-TR	2,39	4,79
41	PCD-164	0,36	0,72
42	PCD-254	0,72	1,44
43	SCH-011	0,67	1,34
45	SFY-000	2,04	4,09
46	SFY-090	1,18	2,36
47	SITE1-090	1,42	2,84
48	SITE1-280	1,26	2,52
49	SVG-000	1,58	3,15
50	SVG-090	1,04	2,08

α/α	Σεισμικό γεγονός	Συντελεστής για $q_y=2$	Συντελεστής για $q_y=4$
51	TAB-074	0,77	1,55
52	TAB-344	0,49	0,98
53	TAK-000	0,18	0,37
54	TAK-090	0,21	0,41

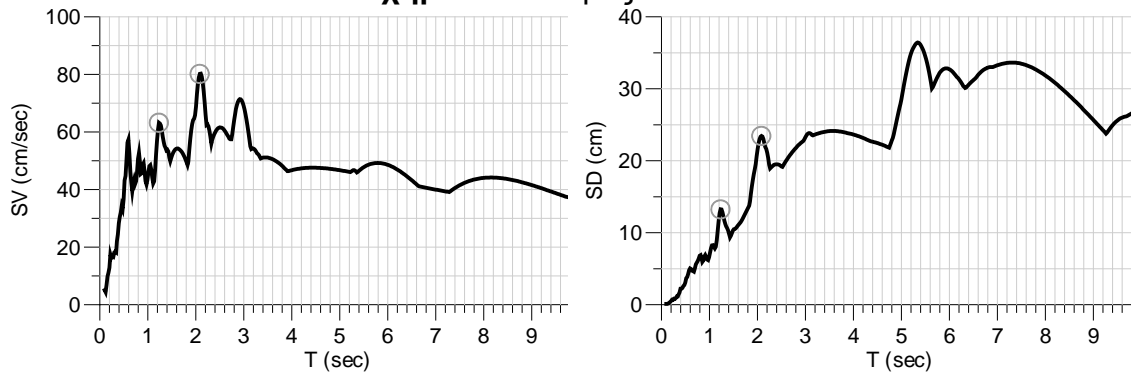
Πίνακας 4.2 Αυξητικοί ή μειωτικοί συντελεστές ώστε $q_y=2,4$

4.2 Χαρακτηριστικά διαγράμματα σεισμών φόρτισης

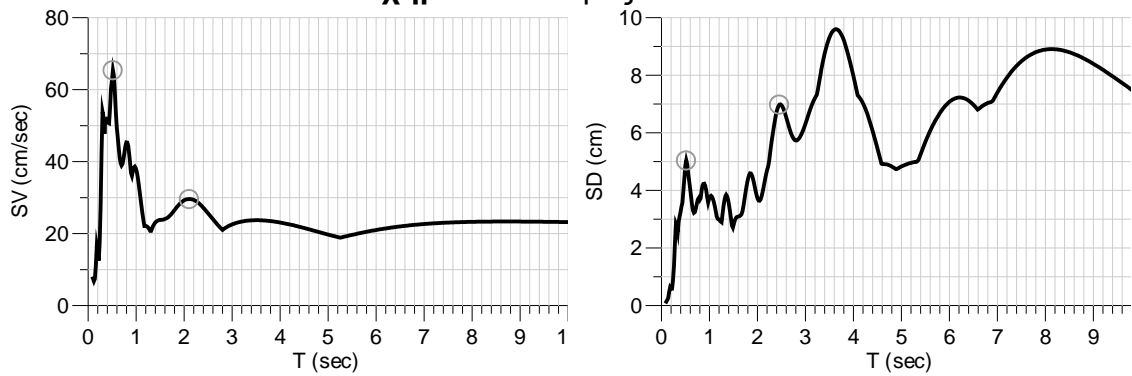
Σε αυτό το κεφάλαιο παρουσιάζονται μερικά χαρακτηριστικά διαγράμματα για τους σεισμούς που μελετάμε. Πιο συγκεκριμένα, στα **σχήματα 4.1 – 4.54** φαίνονται τα ελαστικά φάσματα μετακινήσεων (SD_{el-T}) και τα ελαστικά φάσματα ταχυτήτων (SV_{el-T}) για αυτούς τους σεισμούς. Για την εξαγωγή των παρακάτω διαγραμμάτων χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα Seismosignal.



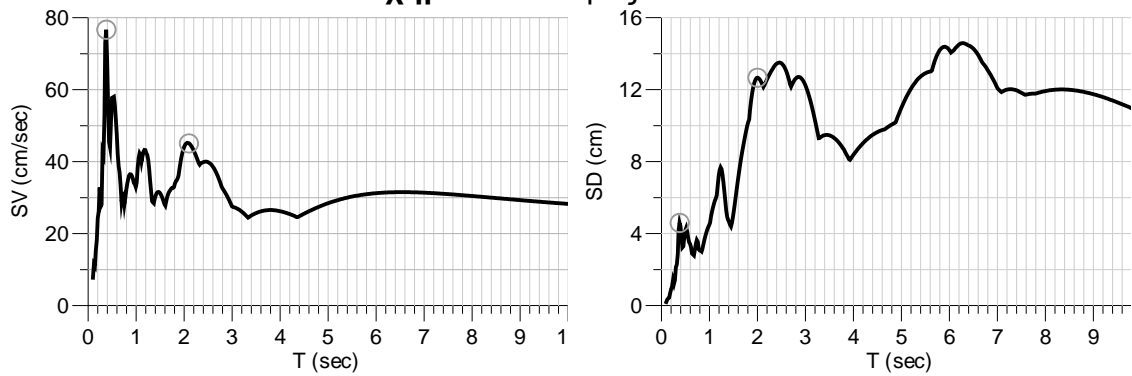
Σχήμα 4.1 Σεισμός ELC-180



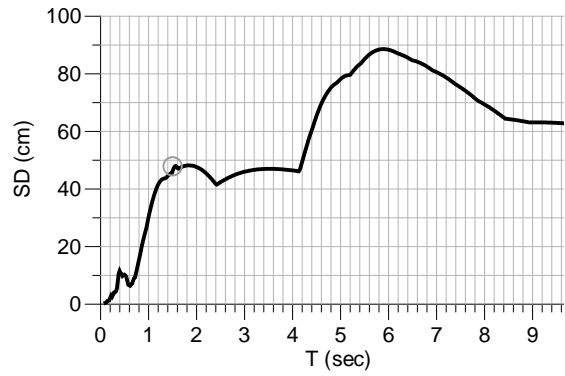
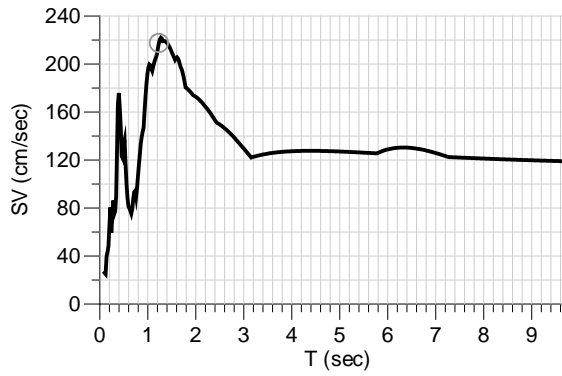
Σχήμα 4.2 Σεισμός ELC-270



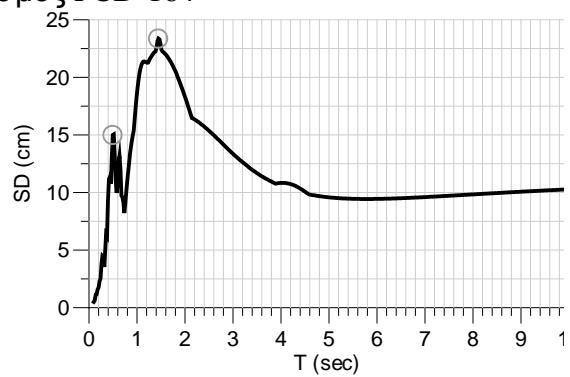
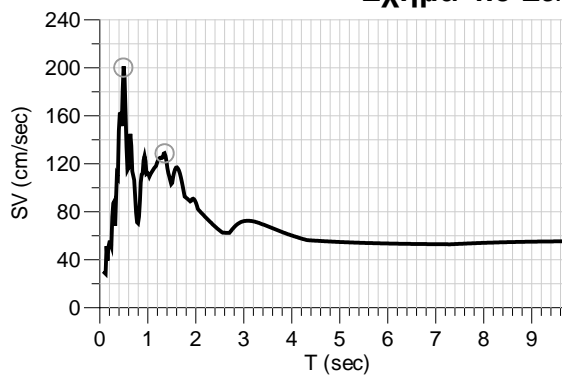
Σχήμα 4.3 Σεισμός C05-355



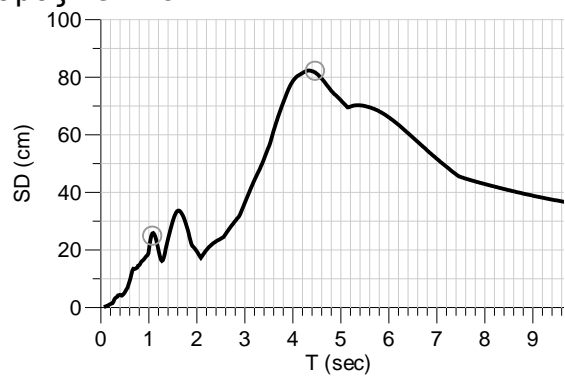
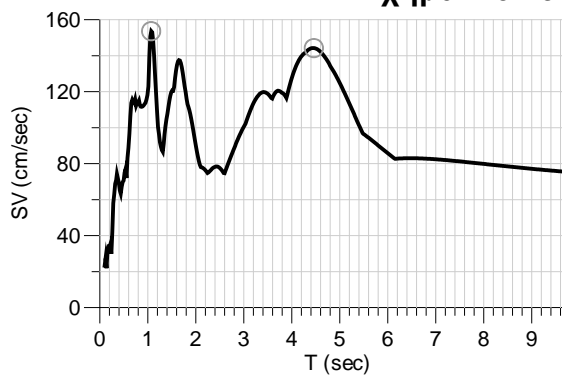
Σχήμα 4.4 Σεισμός C05-085



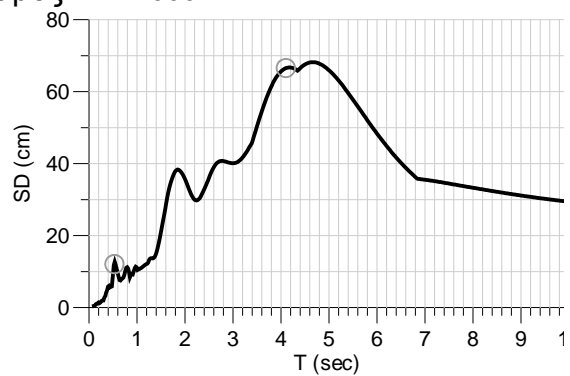
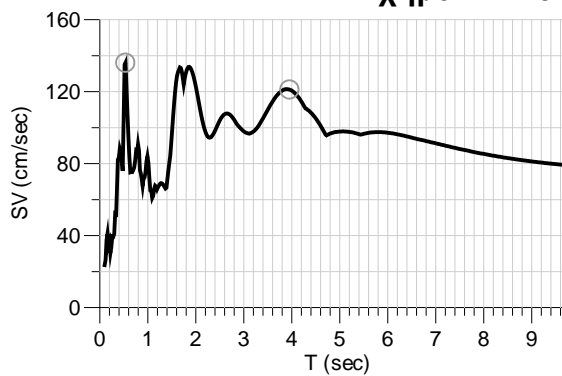
Σχήμα 4.5 Σεισμός PCD-164



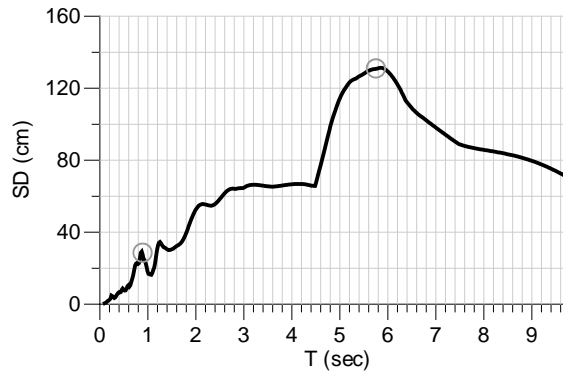
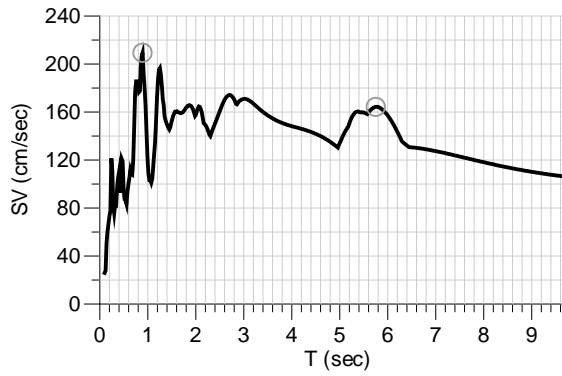
Σχήμα 4.6 Σεισμός PCD-254



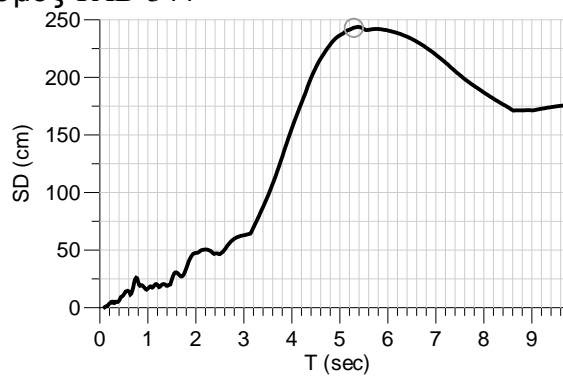
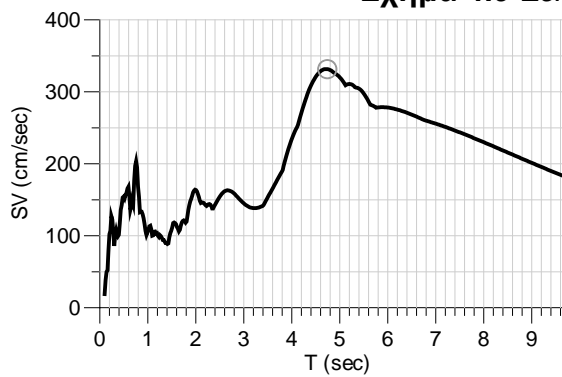
Σχήμα 4.7 Σεισμός KAR-000



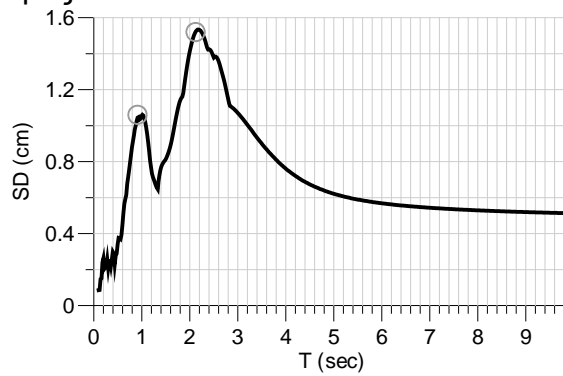
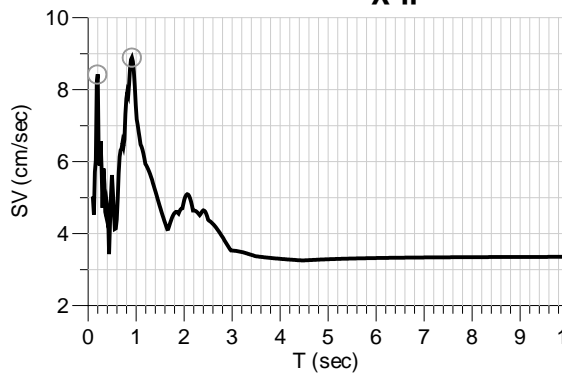
Σχήμα 4.8 Σεισμός KAR-090



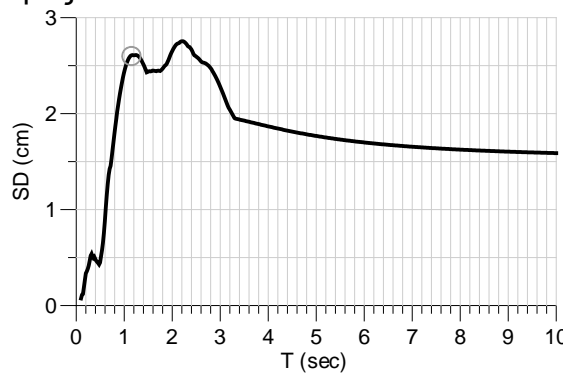
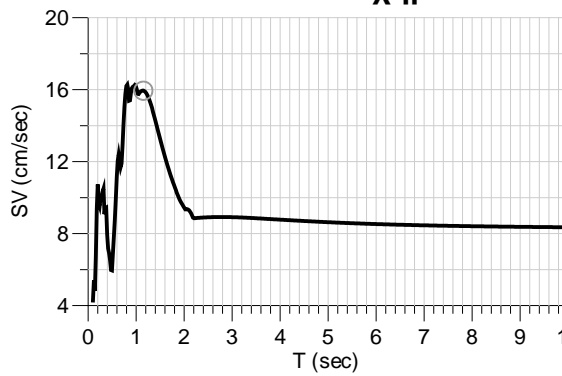
Σχήμα 4.9 Σεισμός TAB-344



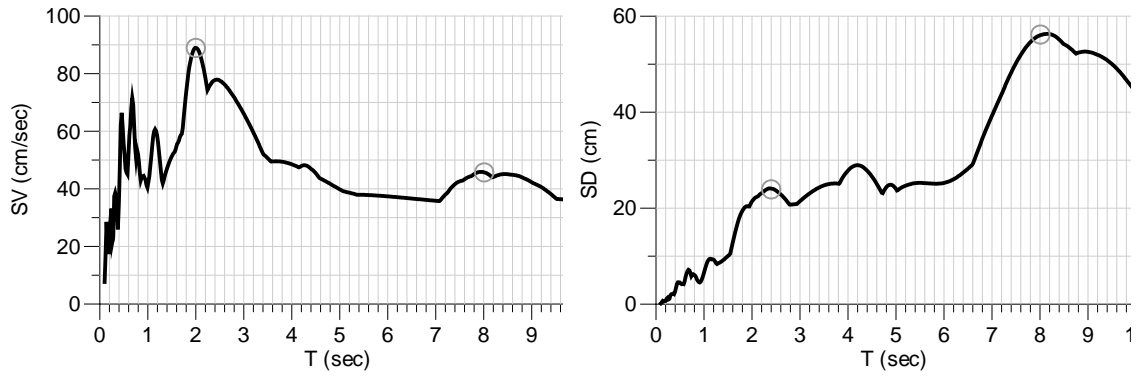
Σχήμα 4.10 Σεισμός TAB-074



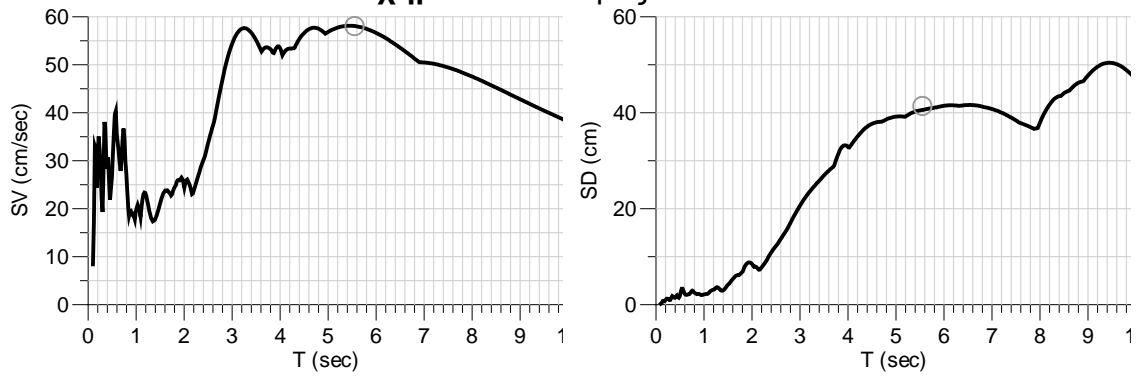
Σχήμα 4.11 Σεισμός GA1-230



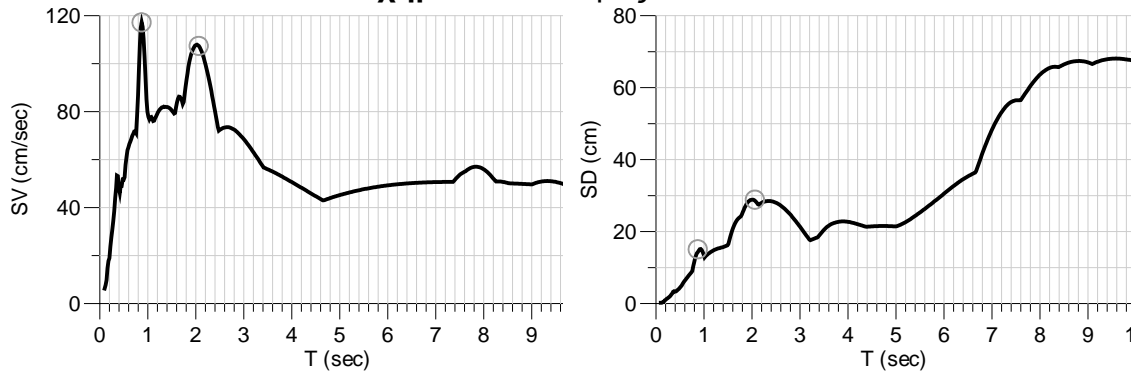
Σχήμα 4.12 Σεισμός GA1-320



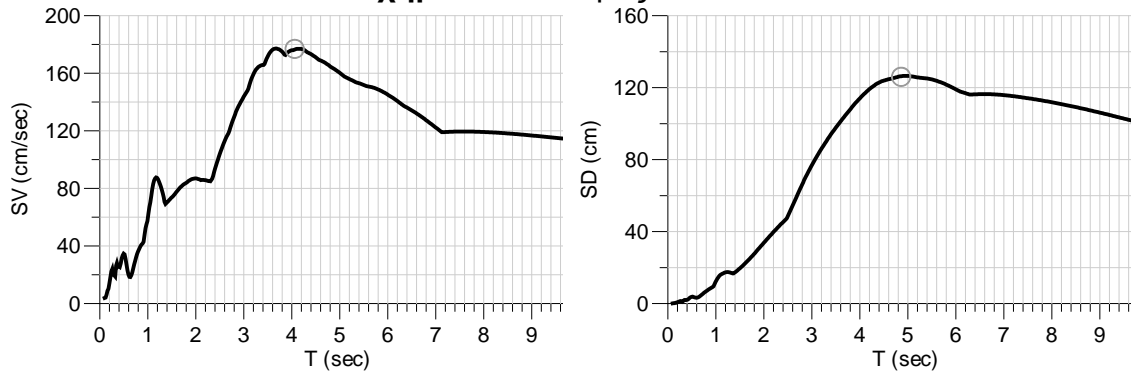
Σχήμα 4.13 Σεισμός E02-140



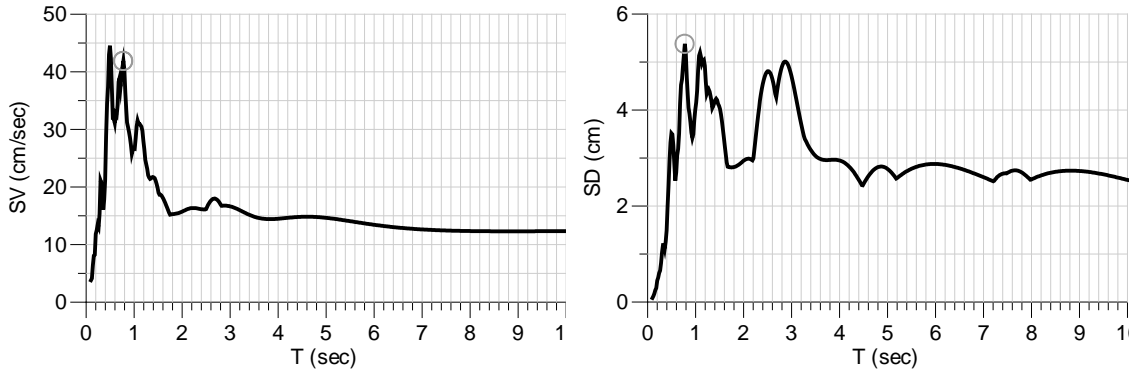
Σχήμα 4.14 Σεισμός E02-230



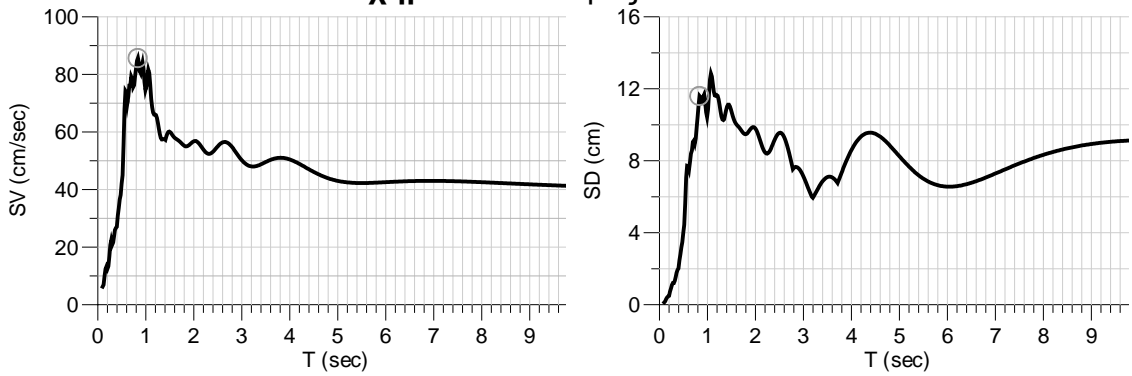
Σχήμα 4.15 Σεισμός E04-140



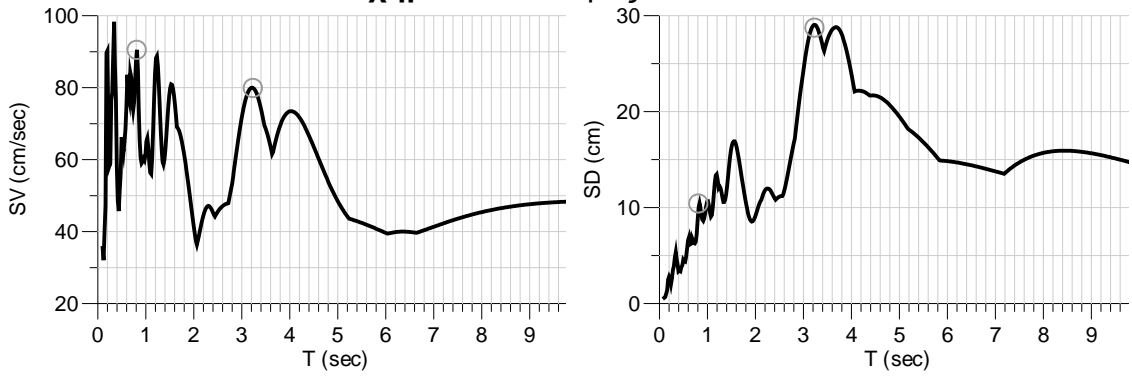
Σχήμα 4.16 Σεισμός E04-230



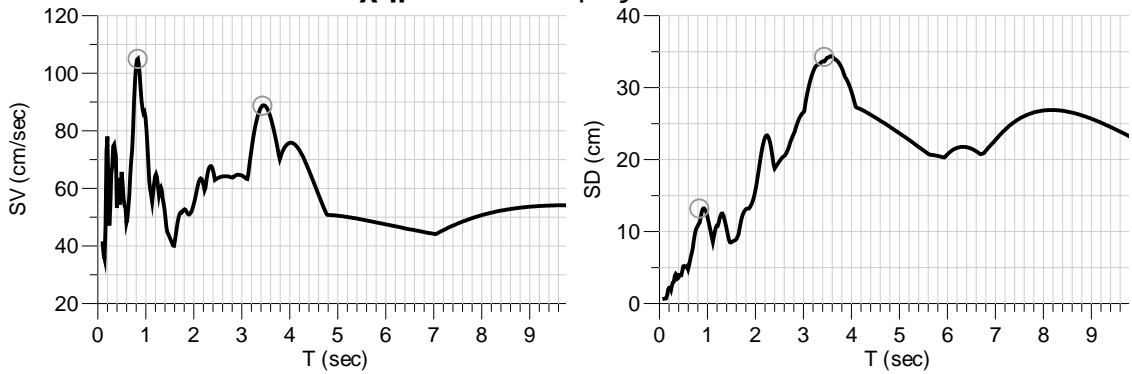
Σχήμα 4.17 Σεισμός HAL-150



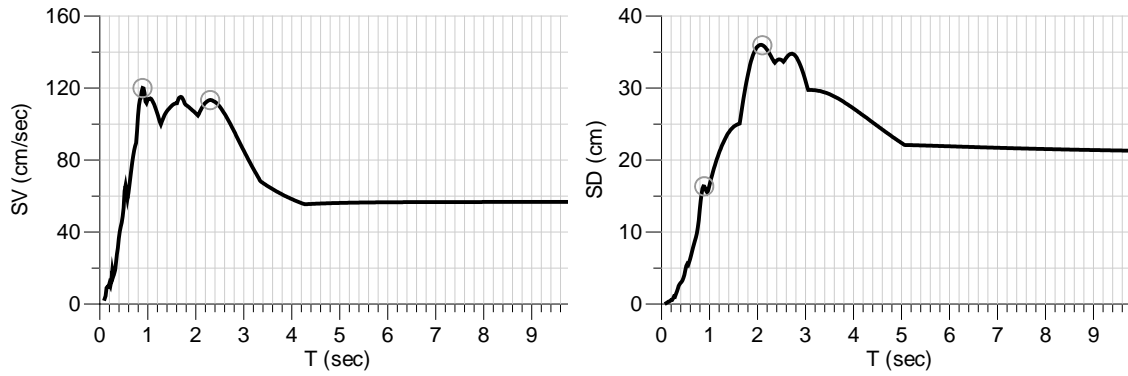
Σχήμα 4.18 Σεισμός HAL-240



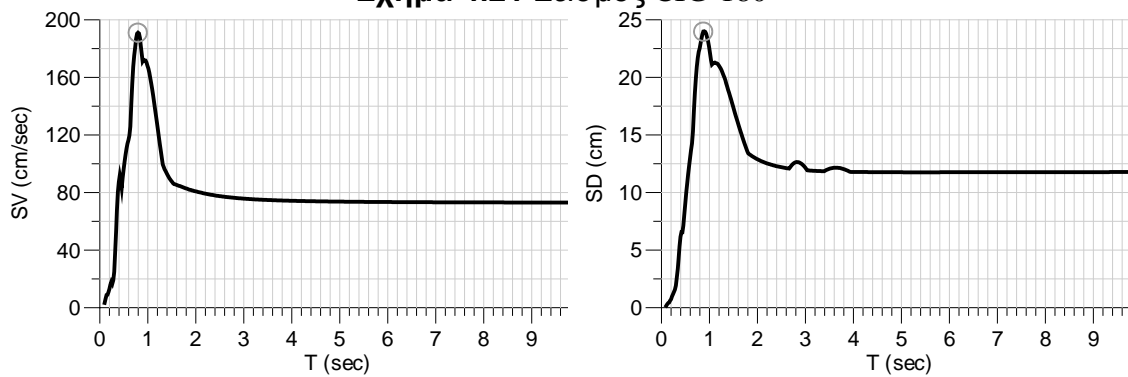
Σχήμα 4.19 Σεισμός SITE1-010



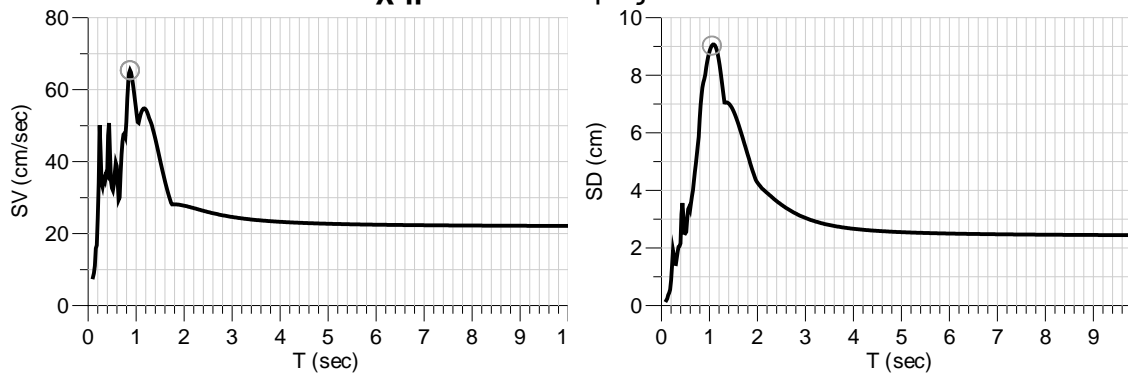
Σχήμα 4.20 Σεισμός SITE1-280



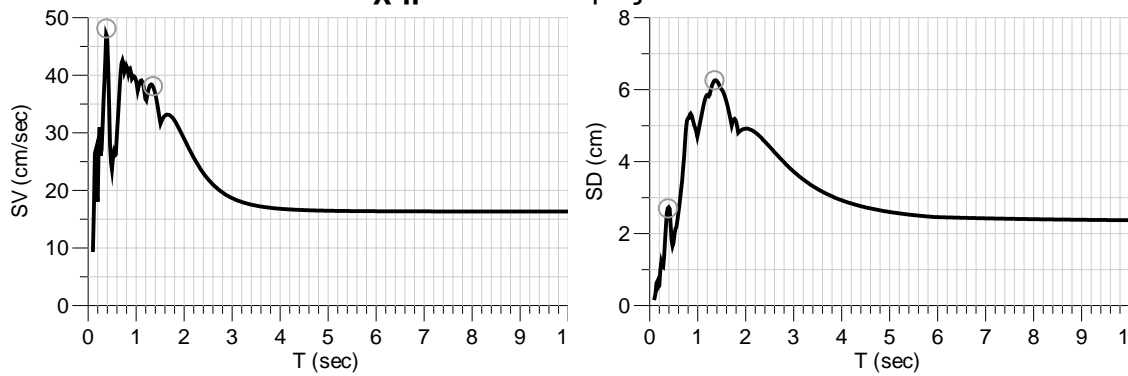
Σχήμα 4.21 Σεισμός CIG-180



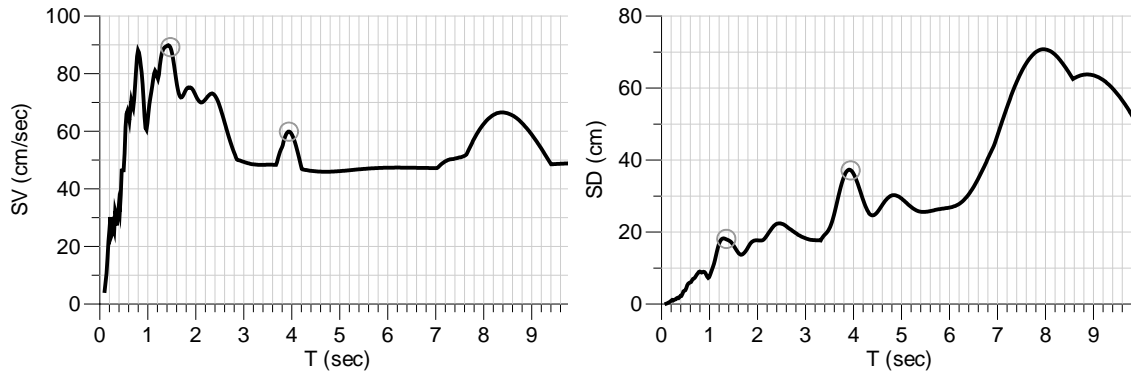
Σχήμα 4.22 Σεισμός CIG-270



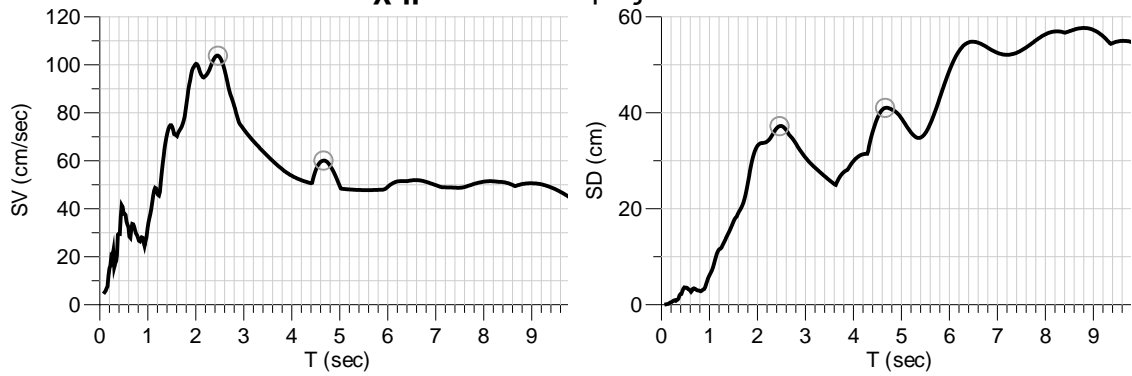
Σχήμα 4.23 Σεισμός ALF-180



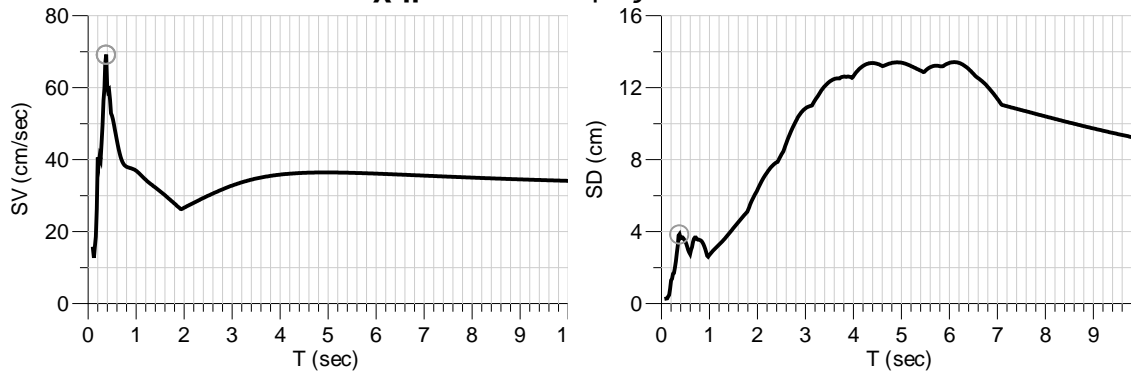
Σχήμα 4.24 Σεισμός ALF-270



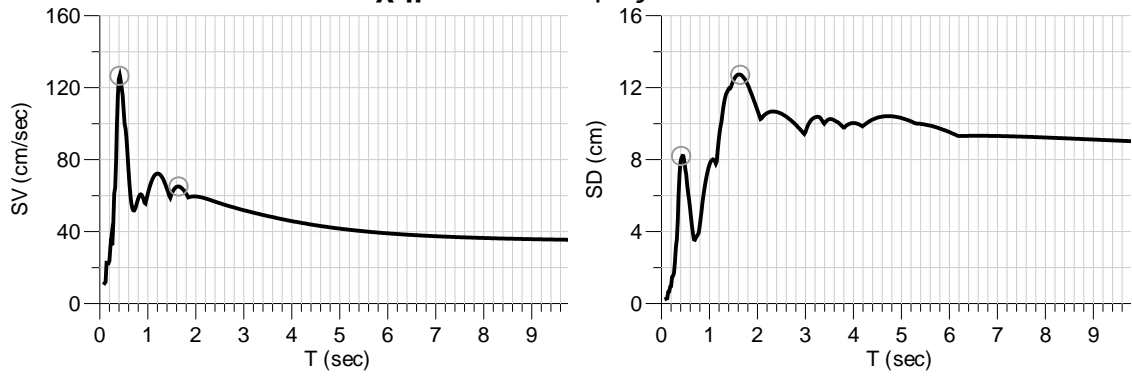
Σχήμα 4.25 Σεισμός ELC-000



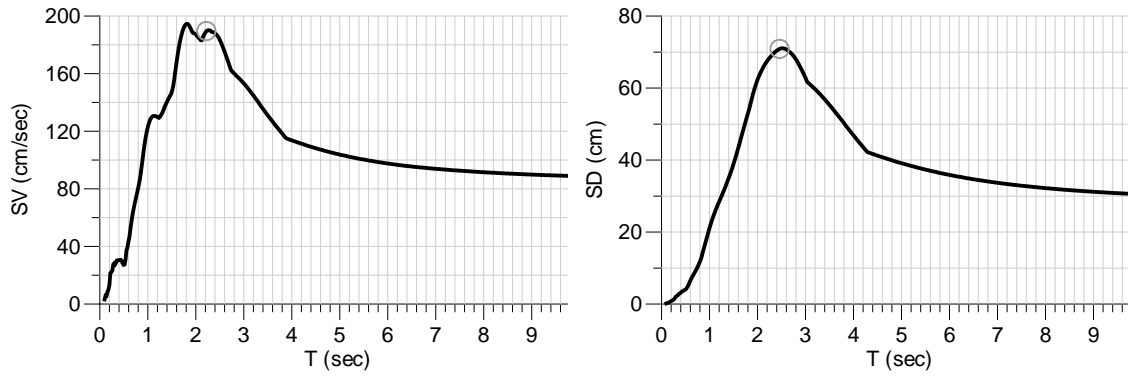
Σχήμα 4.26 Σεισμός ELC-090



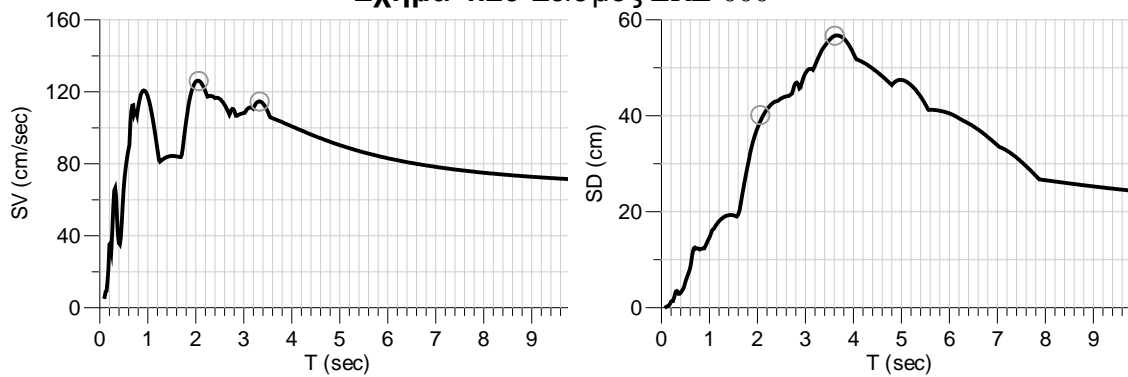
Σχήμα 4.27 Σεισμός G01-000



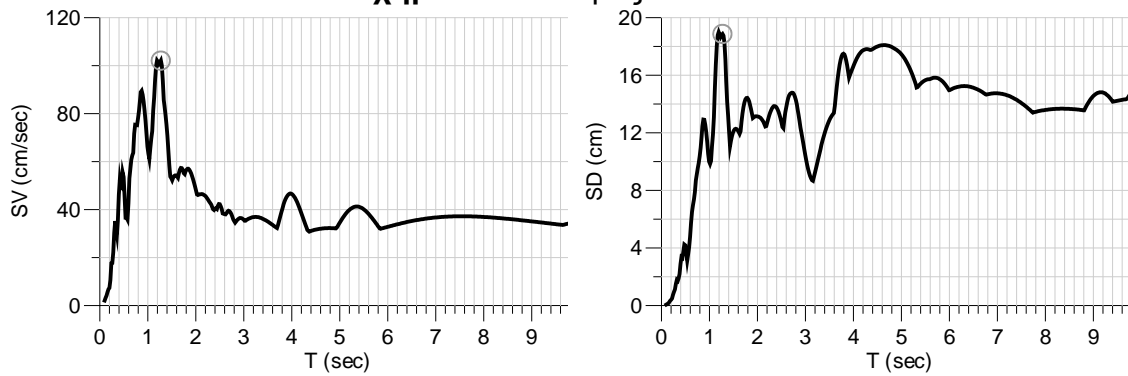
Σχήμα 4.28 Σεισμός G01-090



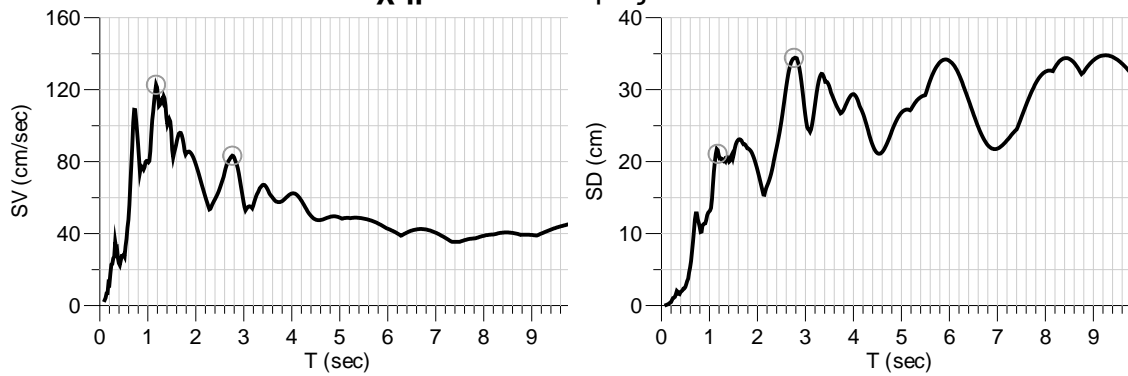
Σχήμα 4.29 Σεισμός ERZ-000



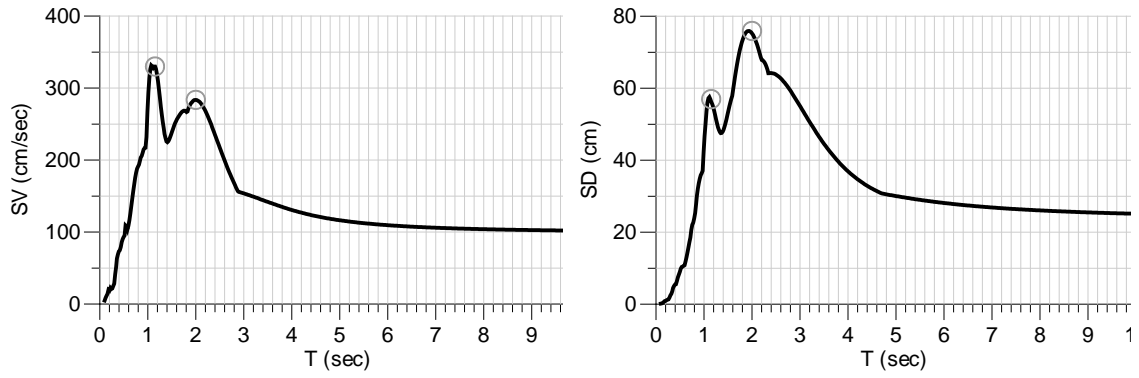
Σχήμα 4.30 Σεισμός ERZ-090



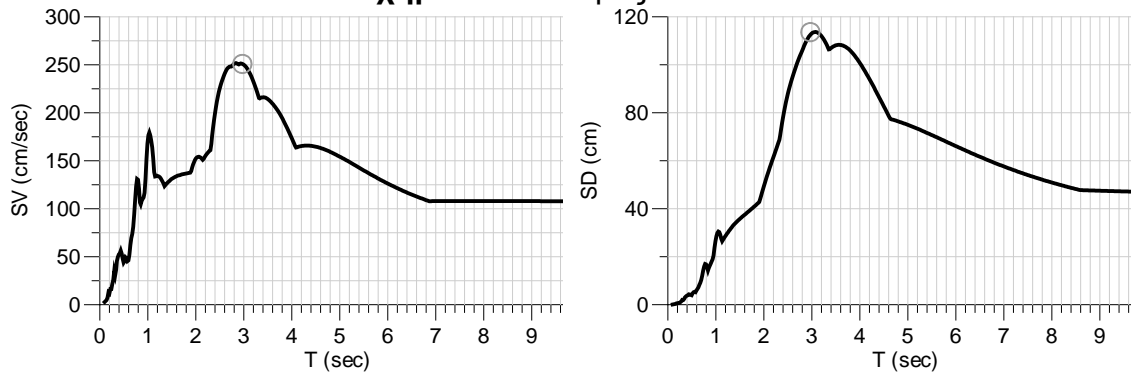
Σχήμα 4.31 Σεισμός JSH-000



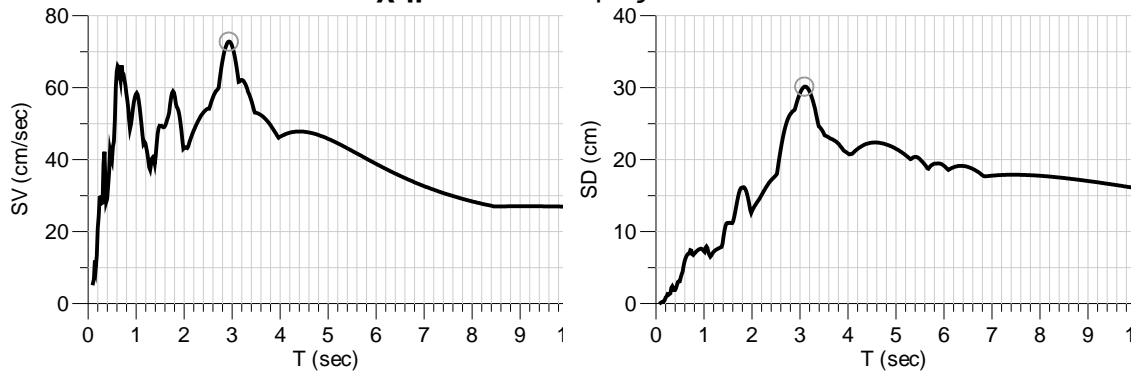
Σχήμα 4.32 Σεισμός JSH-090



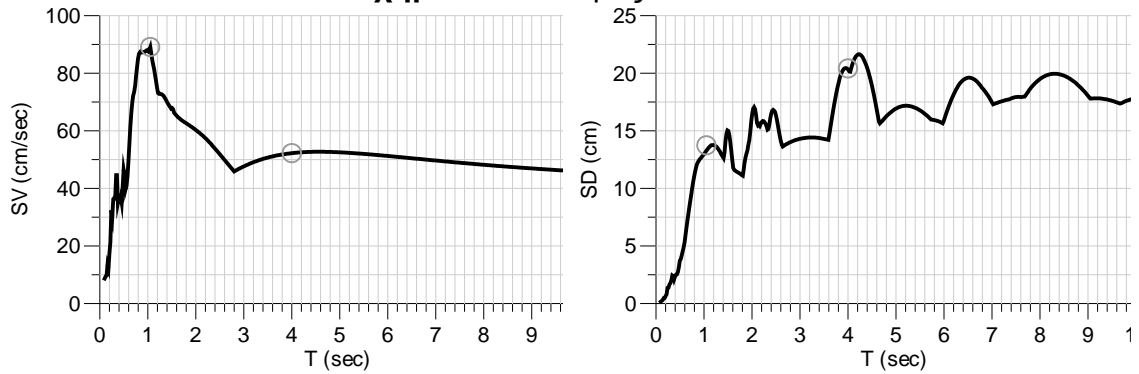
Σχήμα 4.33 Σεισμός JFA-292



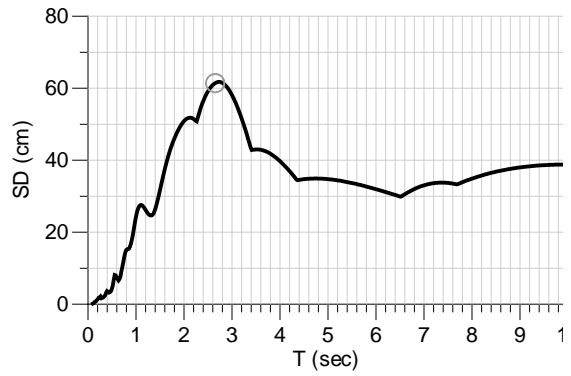
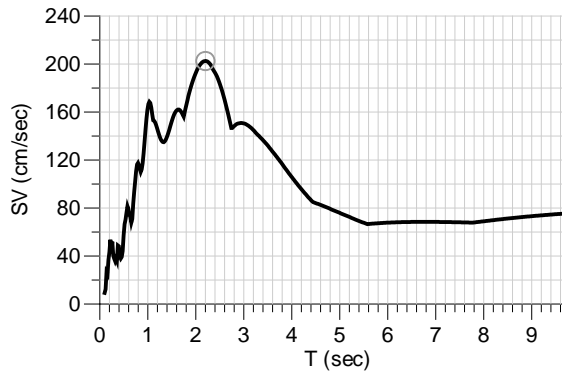
Σχήμα 4.34 Σεισμός JFA-022



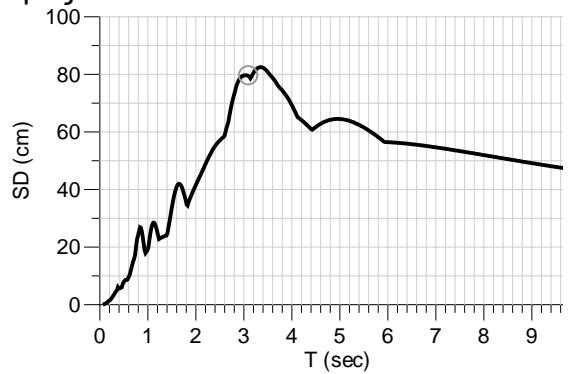
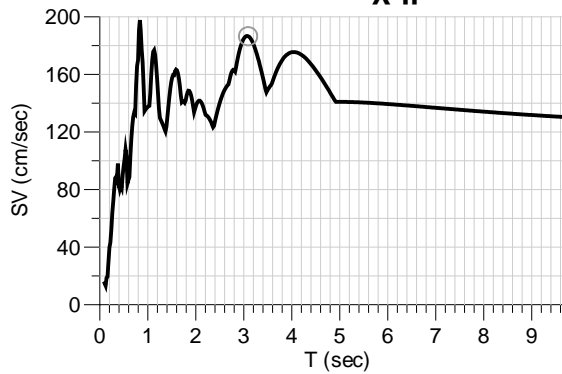
Σχήμα 4.35 Σεισμός SFY-000



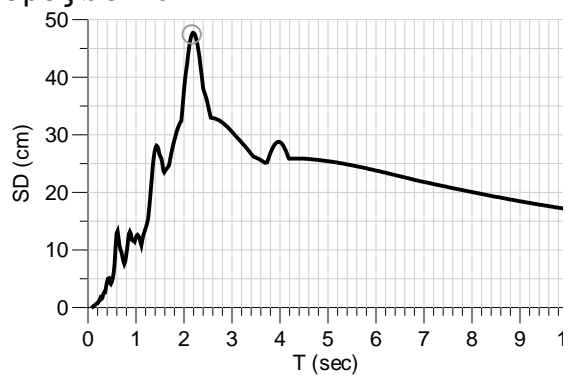
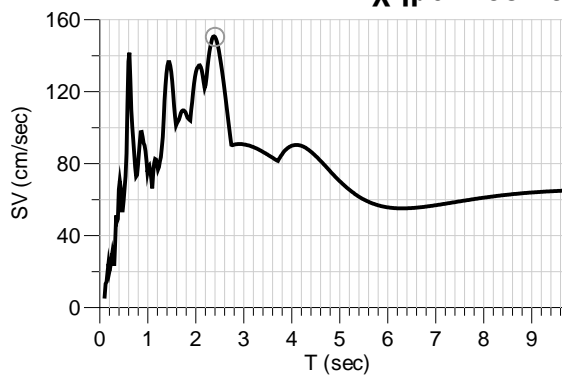
Σχήμα 4.36 Σεισμός SFY-090



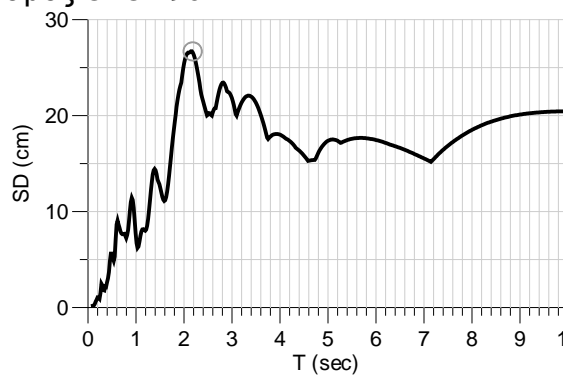
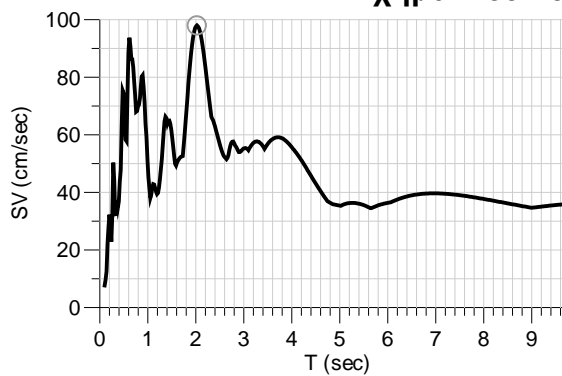
Σχήμα 4.37 Σεισμός SCH-281



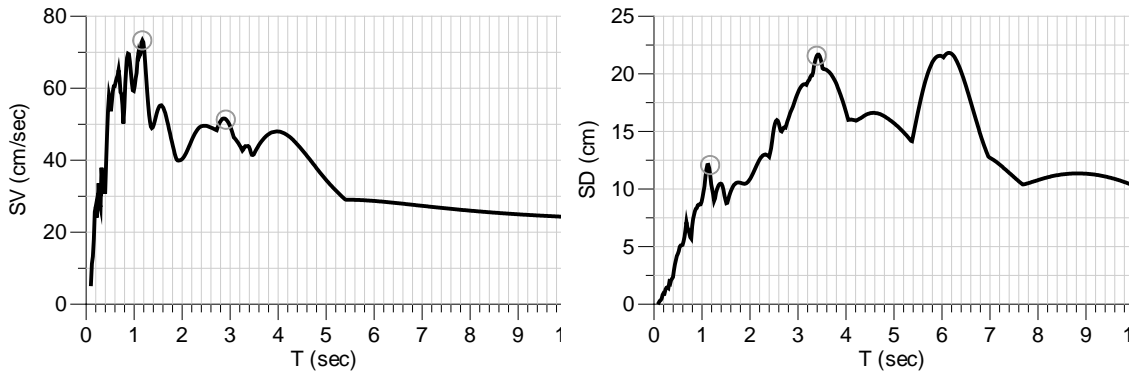
Σχήμα 4.38 Σεισμός SCH-011



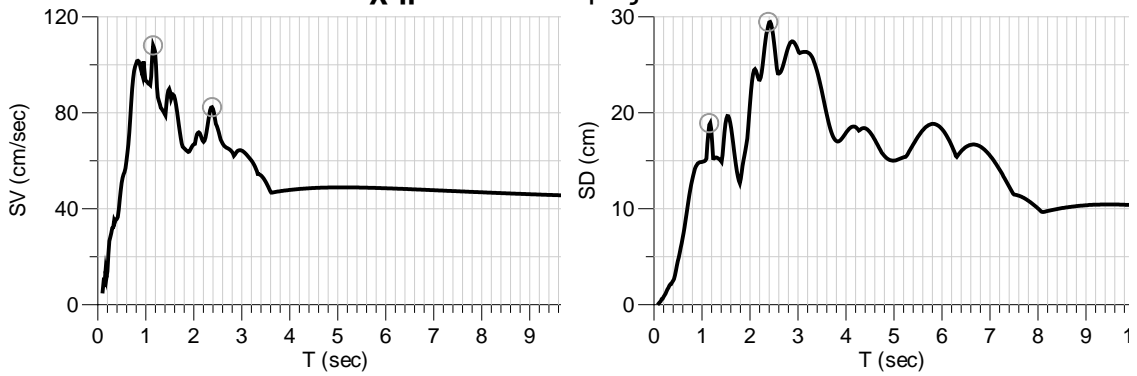
Σχήμα 4.39 Σεισμός CPC-196



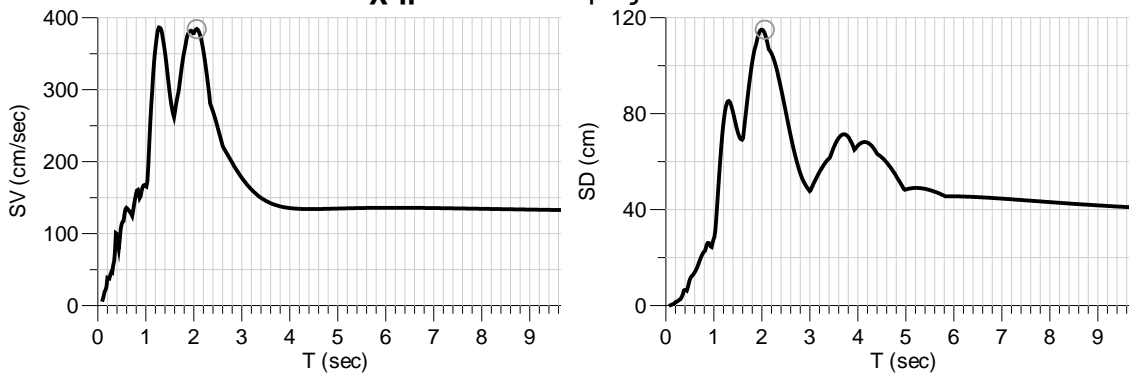
Σχήμα 4.40 Σεισμός CPC-106



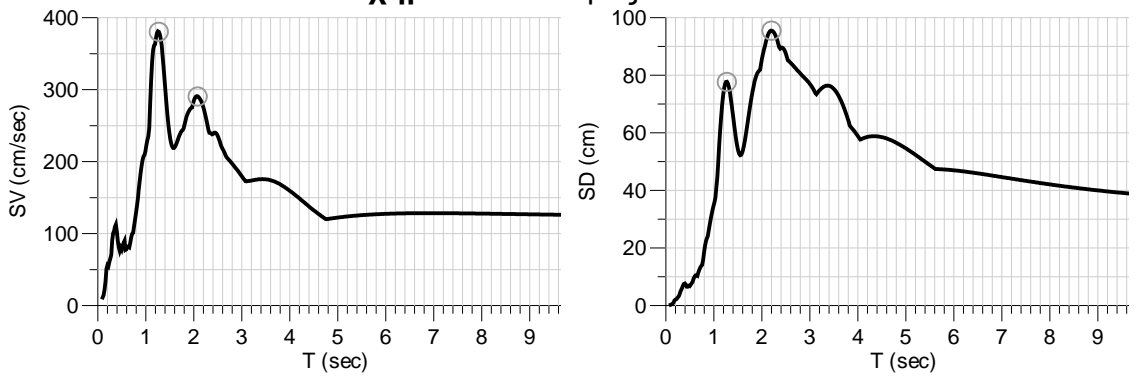
Σχήμα 4.41 Σεισμός SVG-000



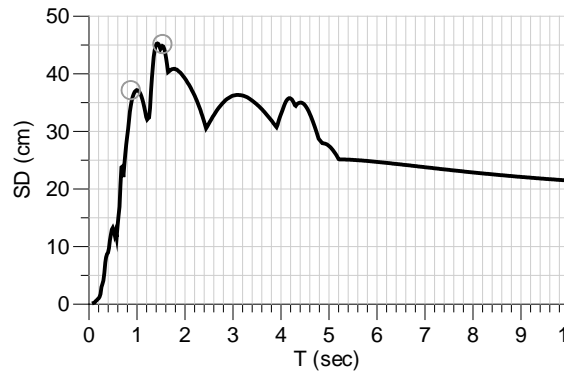
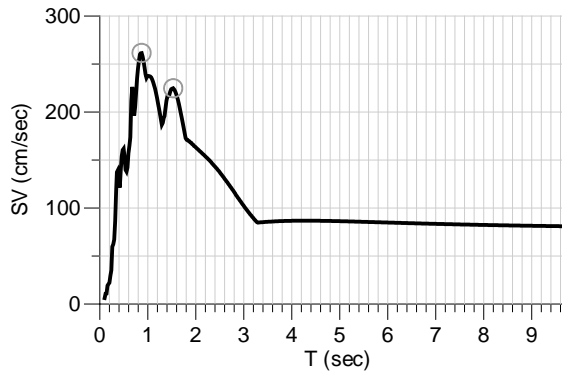
Σχήμα 4.42 Σεισμός SVG-090



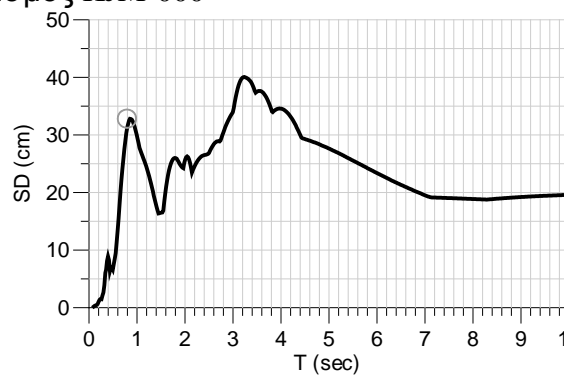
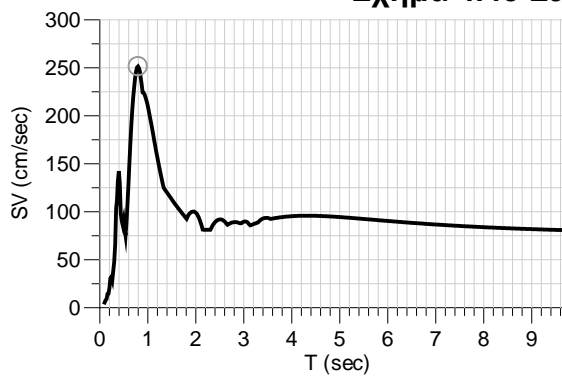
Σχήμα 4.43 Σεισμός TAK-000



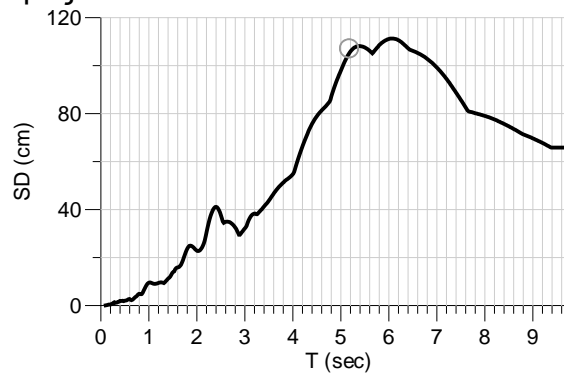
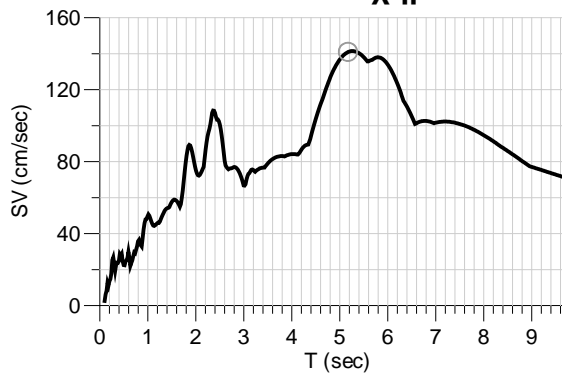
Σχήμα 4.44 Σεισμός TAK-090



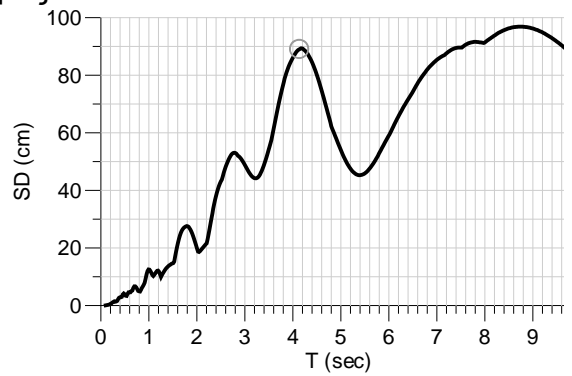
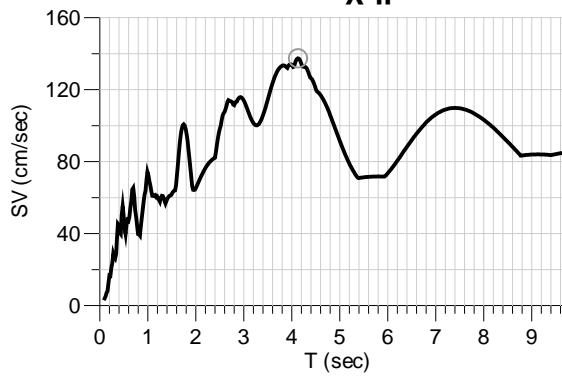
Σχήμα 4.45 Σεισμός KJM-000



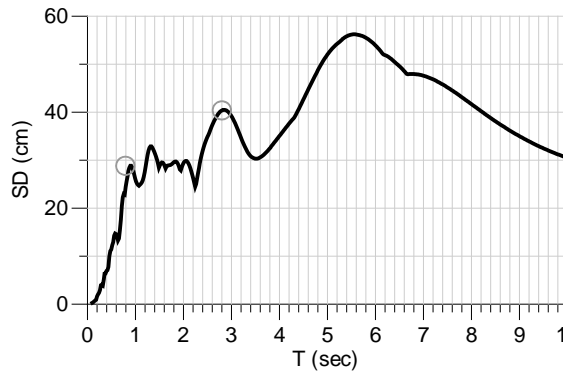
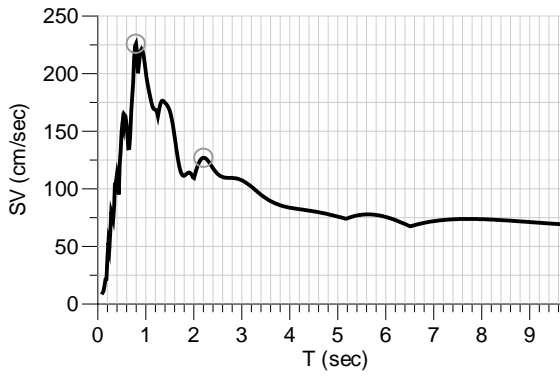
Σχήμα 4.46 Σεισμός KJM-090



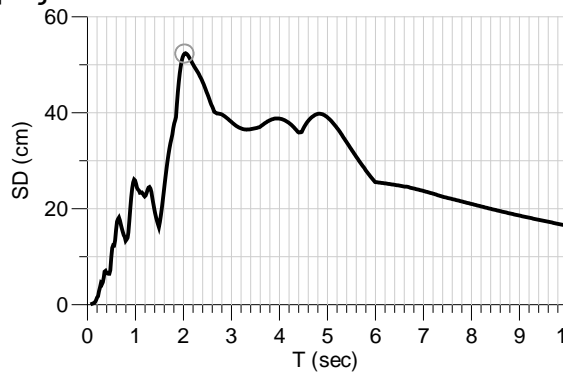
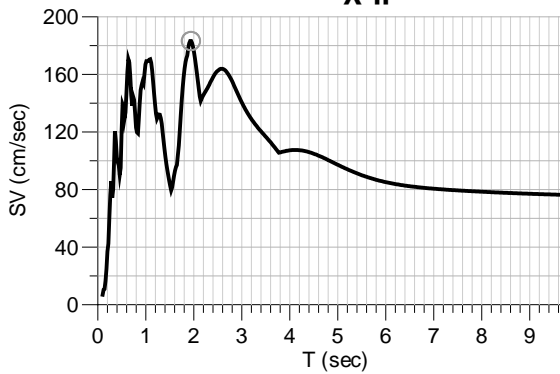
Σχήμα 4.47 Σεισμός CHY024-000



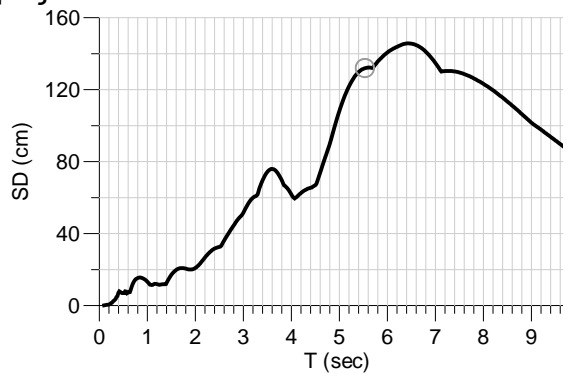
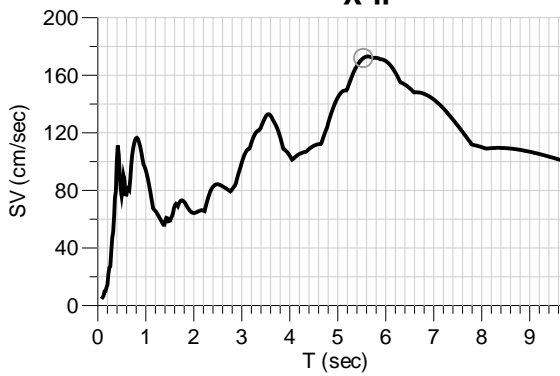
Σχήμα 4.48 Σεισμός CHY024-090



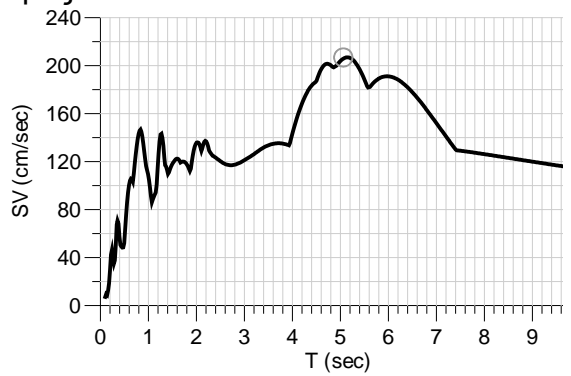
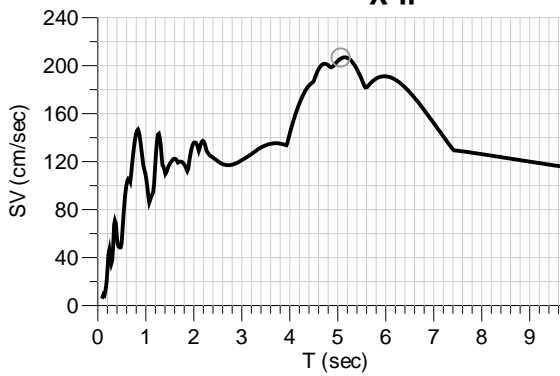
Σχήμα 4.49 Σεισμός CHY028-000



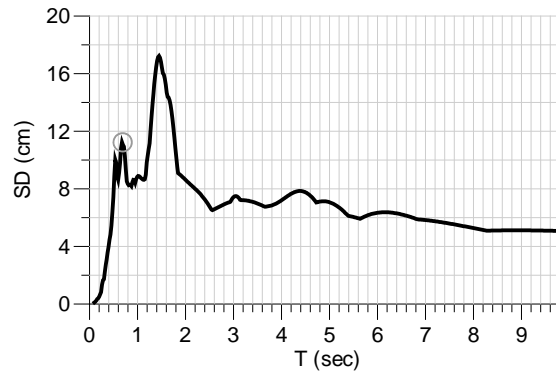
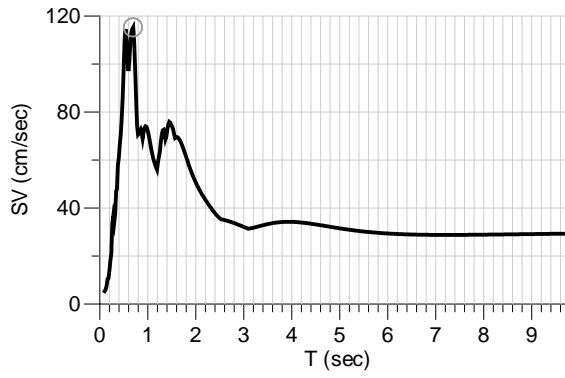
Σχήμα 4.50 Σεισμός CHY028-090



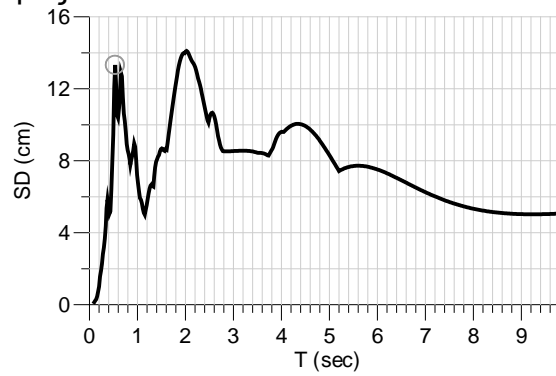
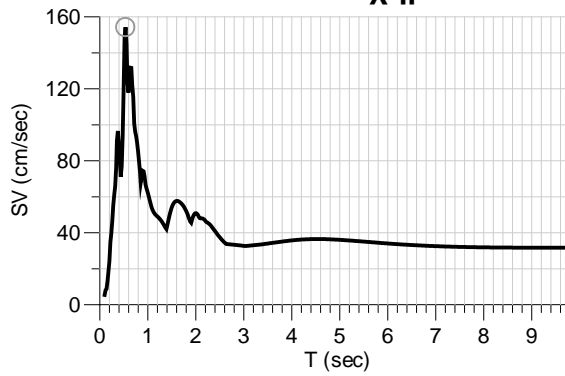
Σχήμα 4.51 Σεισμός DZC-180



Σχήμα 4.52 Σεισμός DZC-270



Σχήμα 4.53 Σεισμός LEF1-LN



Σχήμα 4.54 Σεισμός LEF1-TR

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ

5.1 Υπολογισμός δείκτη πλαστιμότητας μ και συντελεστή συμπεριφοράς q_y

Για όλες τις αναλύσεις που έχουν γίνει (πραγματικοί σεισμοί, αναλύσεις ώστε $q_y=2,4$) έχει υπολογιστεί από το S_{ap} η μέγιστη μετακίνηση της κορυφής του φορέα (U_{max}) και η μέγιστη τέμνουσα που αναπτύσσεται στον φορέα. Στον **πίνακα 5.1** παρουσιάζονται με πινακοποιημένη μορφή τα ακόλουθα στοιχεία:

- **U_{max}** : μέγιστη μετακίνηση οροφής πολυβάθμιου συστήματος όπως έχει προκύψει από την ανάλυση στο S_{ap}
- **S_{dmax}** : αναγωγή της μέγιστης μετακίνησης κορυφής στο ισοδύναμο μονοβάθμιο ($S_{dmax} = U_{max}/\Gamma$)
- **V_{max}** : μέγιστη τέμνουσα δύναμη πολυβάθμιου συστήματος όπως έχει προκύψει από την ανάλυση στο S_{ap}
- **$S_{ael}(T^*)$** : επιτάχυνση που προκύπτει από το ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων κάθε σεισμού για την ιδιοπερίοδο του ισοδύναμου μονοβάθμιου
- **S_{ain}** : αναγωγή της μέγιστης τέμνουσας στο ισοδύναμο μονοβάθμιο ($S_{ain} = V_{max}/(a \cdot M_{ολ})$)
- **μ** : δείκτης πλαστιμότητας ($\mu = S_{dmax}/S_{dy}^*$)
- **q_y** : συντελεστής συμπεριφοράς ($q_y = S_{ael}(T^*)/ S_{ay}^*$)

Τα χαρακτηριστικά μεγέθη του ισοδύναμου μονοβάθμιου είναι τα παρακάτω:

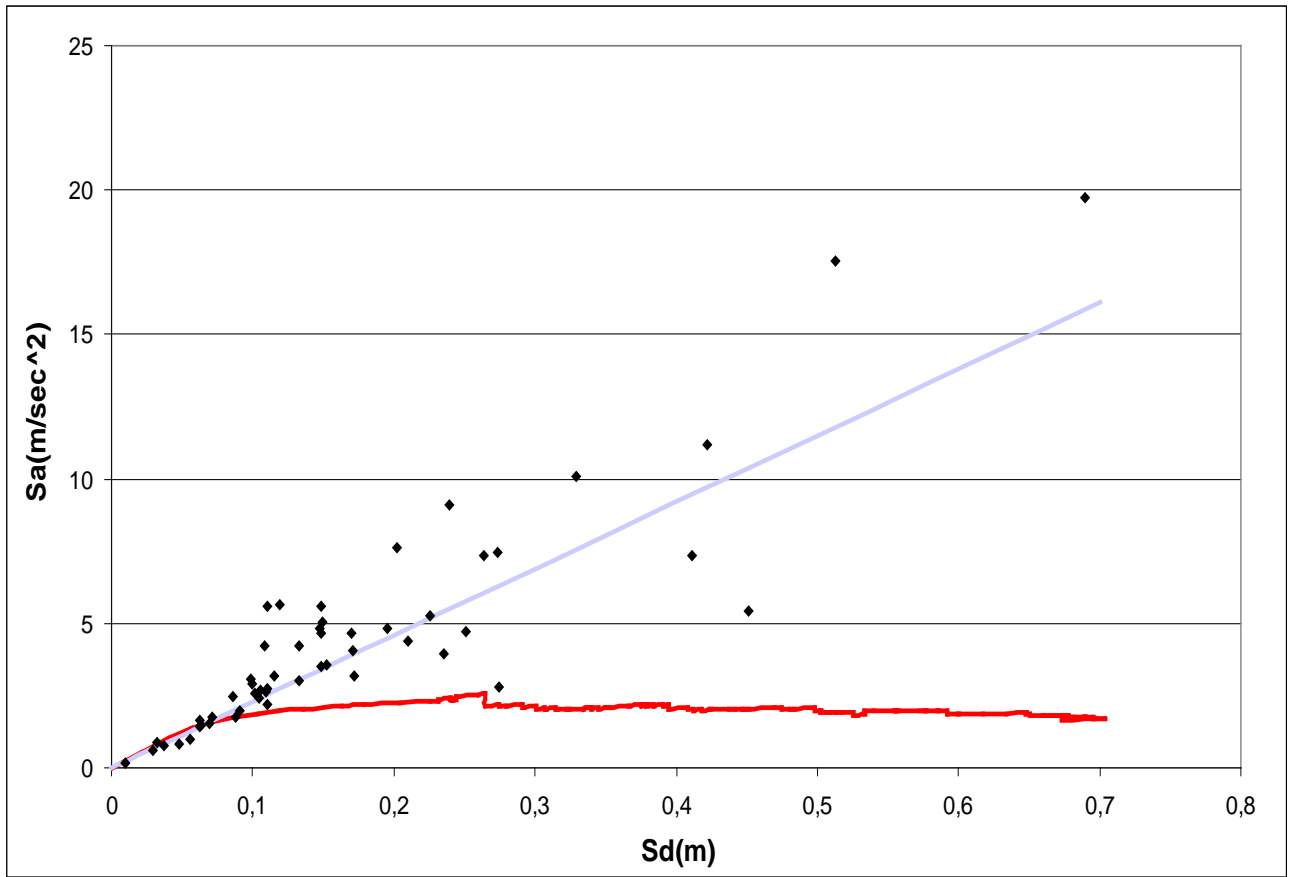
- Επιτάχυνση διαρροής : $S_{ay}^* = 1,82 \text{ m/sec}^2$
- Μετακίνηση διαρροής: $S_{dy}^* = 0,08 \text{ m}$
- Περίοδος : $T^* = 1,31 \text{ sec}$
- Συντελεστής συμμετοχής : $\Gamma = 1,397$
- Συντελεστής a : $a = 0,69$
- $M_{ολ}$: συνολική μάζα πολυβάθμιου συστήματος $M_{ολ} = 3422,24 \text{ Mgr}$

Σεισμοί	U_{max} (m)	S_{dmax} (m)	V_{max} (kN)	S_{ael} (m/sec ²)	S_{ain} (m/sec ²)	μ	q_y
ALF-180	0,09	0,06	4676	1,64	1,98	0,80	0,90
ALF-270	0,09	0,06	4840	1,44	2,05	0,79	0,79
C05-085	0,09	0,06	3982	1,46	1,69	0,80	0,80
C05-355	0,07	0,05	4151	0,85	1,76	0,61	0,46
CHY024-000	0,14	0,10	5100	2,18	2,16	1,27	1,20
CHY024-090	0,15	0,11	6276	2,72	2,66	1,40	1,49
CHY028-000	0,28	0,20	7234	7,63	3,06	2,56	4,19
CHY028-090	0,21	0,15	8680	5,61	3,68	1,88	3,08
CIG-180	0,32	0,23	6408	5,27	2,71	2,86	2,90
CIG-270	0,24	0,17	6278	4,64	2,66	2,15	2,55
CPC-106	0,17	0,12	5793	5,67	2,45	1,51	3,12
CPC-196	0,21	0,15	7370	4,80	3,12	1,87	2,64

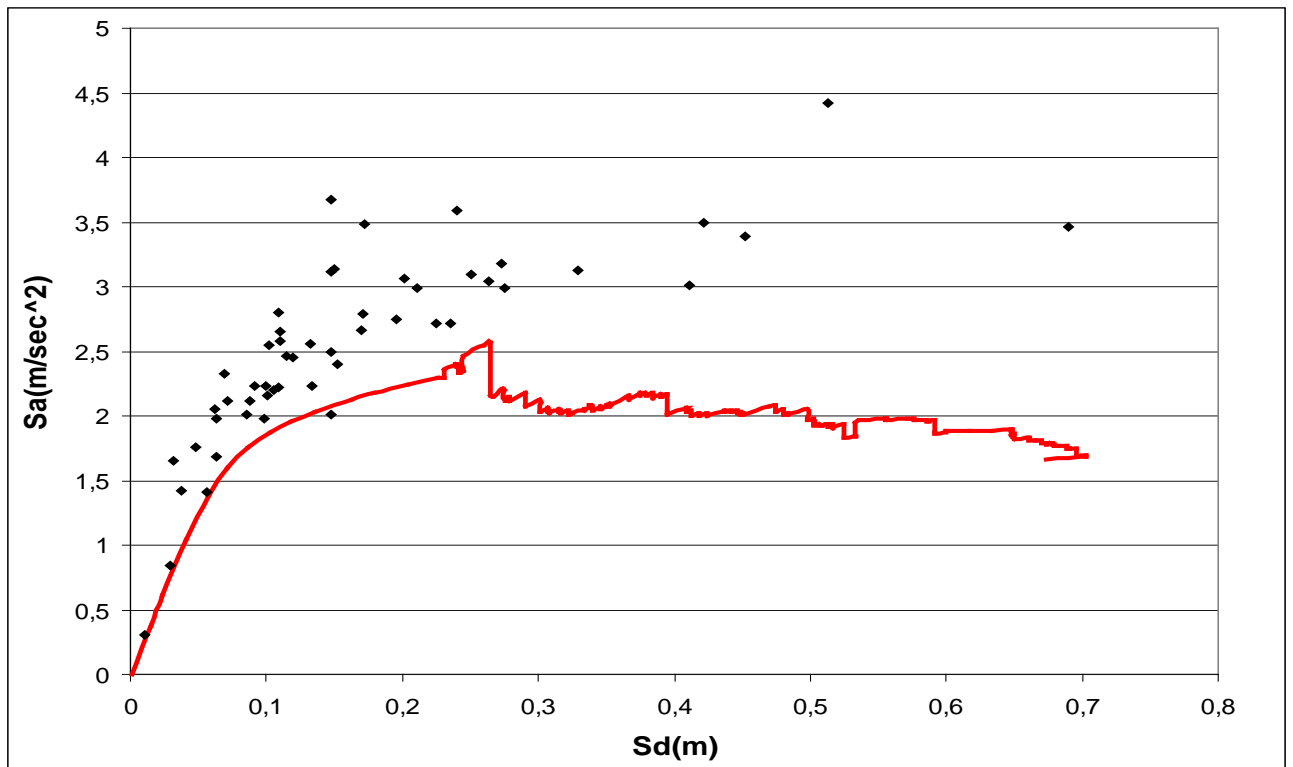
Σεισμοί	U _{max} (m)	S _{dmax} (m)	V _{max} (kN)	S _{ael} (m/sec ²)	S _{ain} (m/sec ²)	μ	q _γ
DZC-180	0,15	0,11	6081	2,74	2,57	1,40	1,51
DZC-270	0,38	0,27	7064	2,77	2,99	3,48	1,52
E02-140	0,13	0,09	5275	1,99	2,23	1,15	1,09
E02-230	0,05	0,04	3352	0,78	1,42	0,47	0,43
E04-140	0,21	0,15	5670	3,56	2,40	1,93	1,96
E04-230	0,33	0,24	6411	3,96	2,71	2,98	2,18
ELC-000	0,19	0,13	5266	4,22	2,23	1,69	2,32
ELC-090	0,19	0,13	6041	3,04	2,56	1,68	1,67
ELC-180	0,12	0,09	4744	2,46	2,01	1,09	1,35
ELC-270	0,15	0,11	5188	2,70	2,20	1,33	1,48
ERZ-000	0,58	0,41	7111	7,37	3,01	5,21	4,05
ERZ-090	0,29	0,21	7049	4,40	2,98	2,67	2,42
G01-000	0,05	0,03	3900	0,85	1,65	0,41	0,47
G01-090	0,15	0,11	6604	2,61	2,80	1,39	1,43
GA1-230	0,01	0,01	731	0,15	0,31	0,13	0,08
GA1-320	0,04	0,03	1984	0,60	0,84	0,37	0,33
HAL-150	0,08	0,06	3333	0,99	1,41	0,71	0,54
HAL-240	0,15	0,10	4061	2,39	1,72	1,32	1,31
JFA-022	0,37	0,26	7186	7,34	3,04	3,35	4,03
JFA-292	0,59	0,42	8259	11,21	3,50	5,34	6,16
JSH-000	0,15	0,11	5235	4,21	2,22	1,38	2,31
JSH-090	0,21	0,15	5901	4,68	2,50	1,88	2,57
KAR-000	0,24	0,17	6583	4,04	2,79	2,17	2,22
KAR-090	0,24	0,17	8236	3,17	3,49	2,18	1,74
KJM-000	0,34	0,24	8472	9,11	3,59	3,04	5,01
KJM-090	0,27	0,20	6483	4,84	2,74	2,48	2,66
LEF1-LN	0,16	0,12	5818	3,20	2,46	1,46	1,76
LEF1-TR	0,10	0,07	5491	1,52	2,32	0,88	0,84
PCD-164	0,46	0,33	7375	10,08	3,12	4,17	5,54
PCD-254	0,21	0,15	7401	5,06	3,13	1,90	2,78
SCH-011	0,63	0,45	7995	5,45	3,39	5,72	3,00
SFY-000	0,10	0,07	5005	1,78	2,12	0,91	0,98
SFY-090	0,14	0,10	4671	3,09	1,98	1,25	1,70
SITE1-010	0,14	0,10	6017	2,56	2,55	1,29	1,41
SITE1-280	0,14	0,10	5274	2,89	2,23	1,26	1,59
SVG-000	0,12	0,09	4798	2,31	2,03	1,12	1,27
SVG-090	0,21	0,15	4745	3,50	2,01	1,88	1,92
TAB-074	0,35	0,25	7310	4,70	3,10	3,18	2,58
TAB-344	0,38	0,27	7513	7,44	3,18	3,46	4,09
TAK-000	0,96	0,69	8185	19,71	3,47	8,74	10,83
TAK-090	0,72	0,51	10440	17,56	4,42	6,50	9,65

Πίνακας 5.1 Υπολογισμός μ, q_γ

Στην συνέχεια παρουσιάζονται τα διαγράμματα S_{ael} – S_d στο **σχήμα 5.1** και S_{ain} – S_d στο **σχήμα 5.2**, όπου φαίνονται η καμπύλη αντίστασης της κατασκευής(καμπύλη Pushover) και οι πραγματικοί σεισμοί σαν σημεία με τετμημένη τη μέγιστη μετατόπιση του ισοδύναμου μονοβάθμιου και τεταγμένη την ελαστική (ή ανελαστική) επιτάχυνση.



Σχήμα 5.1 Διάγραμμα $S_{aeI} - S_d$



Σχήμα 5.2 Διάγραμμα $S_{ain} - S_d$

Στο **σχήμα 5.1** μπορούμε να παρατηρήσουμε ότι για τους σεισμούς οι οποίοι βρίσκονται πάνω στην γραμμή που εκφράζει την απολύτως ελαστική συμπεριφορά ισχύει ικανοποιητικά η αρχή της ίσης μετατόπισης $\mu=q$. Οι τιμές του δείκτη πλαστιμότητας και του συντελεστή συμπεριφοράς για αυτούς τους σεισμούς είναι σχεδόν ίσες.

Για τους σεισμούς που βρίσκονται κάτω από την αρχή ίσης μετατόπισης παρατηρούμε ότι ο δείκτης πλαστιμότητας είναι μεγαλύτερος από το συντελεστή συμπεριφοράς ($\mu > q$). Όπως θα δούμε και παρακάτω αυτοί οι σεισμοί εμφανίζουν ισχυρό παλμό και αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας. Αντίθετα για τους σεισμούς που βρίσκονται πάνω από την αρχή ίσης μετατόπισης ισχύει η σχέση $\mu < q$.

Οι συγκρίσεις των μεγεθών αυτών γίνεται παρατηρώντας τα S_{dmax} , S_{aei} , μ, q για όλες τις σεισμικές φορτίσεις (**πίνακας 5.1**).

Στο **σχήμα 5.2** παρατηρούμε ότι όλες οι σεισμικές φορτίσεις βρίσκονται πάνω από την καμπύλη Pushover κάτι που σημαίνει ότι η καμπύλη Pushover είναι το κάτω όριο της ανελαστικής συμπεριφοράς, δηλαδή είναι μια καμπύλη υπέρ της ασφάλειας όσον αφορά τις μετακινήσεις. Αντίθετα δεν ισχύει το ίδιο όσον αφορά τις τέμνουσες.

5.2 Σεισμοί με ισχυρό παλμό

Σε αυτό το κεφάλαιο θα γίνει ένας διαχωρισμός μεταξύ των σεισμών που εμφανίζουν ισχυρό παλμό και σε αυτούς που δεν εμφανίζουν. Σε κάθε κατηγορία θα γίνει μια συσχέτιση του δείκτη πλαστιμότητας με την δεσπόζουσα περίοδο των σεισμικών φορτίσεων, για τις αναλύσεις που έγιναν ώστε ο δείκτης συμπεριφοράς q της κατασκευής να είναι ίσος με 2 και 4.

Όταν το ελαστικό φάσμα ταχυτήτων ή μετακινήσεων δεν παρουσιάζει σημαντικά τοπικά μέγιστα σε περιόδους μακριά από την δεσπόζουσα περίοδο (T_p) τότε ο σεισμός εμφανίζει ισχυρό παλμό. Ο διαχωρισμός γίνεται παρατηρώντας τα ελαστικά φάσματα ταχυτήτων και μετακινήσεων (βλέπε κεφάλαιο 4.2).

Η δεσπόζουσα περίοδος (T_p) ορίζεται από την περίοδο που αντιστοιχεί στη μέγιστη τιμή του αντίστοιχου φάσματος. Οι δεσπόζουσες περίοδοι μετακινήσεων έχουν υπολογιστεί από το πρόγραμμα Seismosignal και φαίνονται στα διαγράμματα του κεφαλαίου 4.2 και στους **πίνακες 5.2 - 5.5**.

Για τις αναλύσεις που έγιναν ώστε ο δείκτης συμπεριφοράς q της κατασκευής να είναι ίσος με 2 και 4, υπολογίστηκε από το S_{ap} η μέγιστη μετακίνηση κορυφής του πολυβάθμιου (U_{max}), την οποία με παρόμοιο τρόπο ανάγουμε στο ισοδύναμο μονοβάθμιο ($S_{dmax} = U_{max}/\Gamma$). Επίσης υπολογίζεται ο δείκτης πλαστιμότητας για τις περιπτώσεις που η κατασκευή εμφανίζει συντελεστή συμπεριφοράς $q = 2,4$. Οι υπολογισμοί φαίνονται στους **πίνακες 5.2 - 5.5**.

Σεισμοί	U_{max} (m)	S_{dmax}^* (m)	μ	T_p (sec)	T^*/T_p	μ^*	μ/μ^*
CHY024-000	0,32	0,23	2,91	3,96	0,33	3,14	0,93
CHY024-090	0,27	0,19	2,46	6,26	0,21	1,78	1,38
CIG-180	0,26	0,18	2,32	2,08	0,63	2,32	1,00
DZC-180	0,21	0,15	1,89	5,68	0,23	1,97	0,96

Σεισμοί	U _{max} (m)	S _{dmax} [*] (m)	μ	T _p (sec)	T [*] /T _p	μ [*]	μ/μ [*]
DZC-270	0,55	0,40	5,01	4,94	0,26	1,58	3,18
E02-230	0,22	0,16	1,97	5,74	0,23	1,86	1,06
E04-230	0,23	0,17	2,10	4,58	0,29	2,43	0,87
ELC-090	0,23	0,16	2,09	6,30	0,21	2,09	1,00
ERZ-000	0,20	0,15	1,84	3,02	0,43	1,69	1,09
ERZ-090	0,24	0,17	2,14	2,76	0,47	2,44	0,88
KAR-000	0,24	0,17	2,21	4,28	0,31	2,61	0,85
KAR-090	0,30	0,22	2,73	4,16	0,31	2,27	1,20
KJM-090	0,19	0,13	1,70	3,24	0,40	1,66	1,03
LEF1-TR	0,39	0,28	3,55	2,20	0,59	2,00	1,78
SCH-011	0,32	0,23	2,87	2,86	0,46	2,33	1,23
TAB-074	0,23	0,16	2,05	4,72	0,28	1,78	1,15
TAB-344	0,18	0,13	1,62	5,56	0,24	2,09	0,78
G01-000	0,21	0,15	1,89	2,94	0,45	2,06	0,91

Πίνακας 5.2 Υπολογισμοί μ , T_p , μ^* για σεισμούς με ισχυρό παλμό για τις αναλύσεις ώστε $\alpha\gamma = 2$

Σεισμοί	U _{max} (m)	S _{dmax} [*] (m)	μ	T _p (sec)	T [*] /T _p	μ [*]	μ/μ [*]
CHY024-000	1,29	0,92	11,70	3,96	0,33	9,55	1,23
CHY024-090	1,31	0,93	11,83	6,26	0,21	9,21	1,28
CIG-180	0,43	0,31	3,92	2,08	0,63	3,61	1,09
DZC-180	0,86	0,62	7,83	5,68	0,23	7,52	1,04
DZC-270	1,18	0,84	10,70	4,94	0,26	6,34	1,69
E02-230	2,24	1,60	20,31	5,74	0,23	14,46	1,40
E04-230	1,17	0,84	10,58	4,58	0,29	10,37	1,02
ELC-090	1,06	0,76	9,61	6,30	0,21	3,41	2,81
ERZ-000	0,56	0,40	5,10	3,02	0,43	4,83	1,06
ERZ-090	0,55	0,40	5,01	2,76	0,47	3,44	1,45
KAR-000	0,42	0,30	3,76	4,28	0,31	3,02	1,24
KAR-090	0,54	0,39	4,92	4,16	0,31	7,14	0,69
KJM-090	0,53	0,38	4,78	3,24	0,40	5,14	0,93
LEF1-TR	0,90	0,64	8,13	2,20	0,59	4,86	1,67
SCH-011	0,84	0,60	7,64	2,86	0,46	8,66	0,88
TAB-074	0,85	0,61	7,74	4,72	0,28	12,30	0,63
TAB-344	0,38	0,27	3,44	5,56	0,24	4,39	0,78
G01-000	0,81	0,58	7,37	2,94	0,45	5,87	1,26

Πίνακας 5.3 Υπολογισμοί μ , T_p , μ^* για σεισμούς με ισχυρό παλμό για τις αναλύσεις ώστε $\alpha\gamma = 4$

Σεισμοί	U _{max} (m)	S _{dmax} [*] (m)	μ	T _p (sec)	T [*] /T _p	μ [*]	μ/μ [*]
ALF-180	0,152	0,109	1,38	1,16	1,13	1,48	0,93
ALF-270	0,160	0,115	1,45	0,76	1,72	2,17	0,67
C05-085	0,181	0,129	1,64	6,04	0,22	2,14	0,77
C05-355	0,204	0,146	1,85	2,40	0,55	1,64	1,13
CHY028-000	0,163	0,116	1,48	2,14	0,61	1,54	0,96
CHY028-090	0,165	0,118	1,50	6,48	0,20	1,69	0,89

Σεισμοί	U _{max} (m)	S _{dmax} [*] (m)	μ	T _p (sec)	T [*] /T _p	μ [*]	μ/μ [*]
CIG-270	0,18	0,13	1,66	0,90	1,45	1,53	1,09
CPC-106	0,11	0,08	1,01	2,10	0,62	2,05	0,49
CPC-196	0,18	0,13	1,67	2,28	0,57	2,88	0,58
E02-140	0,18	0,13	1,65	8,04	0,16	2,40	0,69
E04-140	0,22	0,16	1,98	7,68	0,17	1,75	1,13
ELC-000	0,18	0,13	1,60	7,56	0,17	1,88	0,85
ELC-180	0,20	0,14	1,80	2,74	0,48	2,15	0,84
ELC-270	0,19	0,14	1,73	5,32	0,25	1,69	1,03
G01-090	0,20	0,14	1,78	1,46	0,90	2,09	0,85
GA1-230	0,24	0,17	2,19	1,72	0,76	1,90	1,15
GA1-320	0,17	0,12	1,51	0,64	2,04	1,46	1,03
HAL-150	0,17	0,12	1,50	0,78	1,68	1,43	1,04
HAL-240	0,25	0,18	2,29	1,06	1,23	2,11	1,09
JFA-022	0,25	0,18	2,27	2,98	0,44	2,84	0,80
JFA-292	0,24	0,17	2,20	2,10	0,62	2,29	0,96
JSH-000	0,14	0,10	1,27	1,28	1,02	2,06	0,62
JSH-090	0,16	0,12	1,49	3,40	0,38	1,52	0,98
KJM-000	0,13	0,09	1,17	1,42	0,92	2,05	0,57
LEF1-LN	0,20	0,14	1,80	1,60	0,82	2,40	0,75
PCD-164	0,20	0,14	1,83	5,32	0,25	2,10	0,87
PCD-254	0,17	0,12	1,51	1,32	0,99	1,61	0,94
SFY-000	0,20	0,15	1,85	3,02	0,43	1,92	0,96
SFY-090	0,17	0,12	1,51	2,06	0,64	1,64	0,92
SITE1-010	0,20	0,15	1,84	3,30	0,40	2,25	0,82
SITE1-280	0,28	0,20	2,55	3,28	0,40	1,86	1,37
SVG-000	0,20	0,14	1,78	3,32	0,39	2,26	0,79
SVG-090	0,22	0,15	1,96	2,38	0,55	2,00	0,98
TAK-000	0,16	0,12	1,49	1,92	0,68	1,76	0,85
TAK-090	0,16	0,11	1,43	2,14	0,61	1,50	0,96

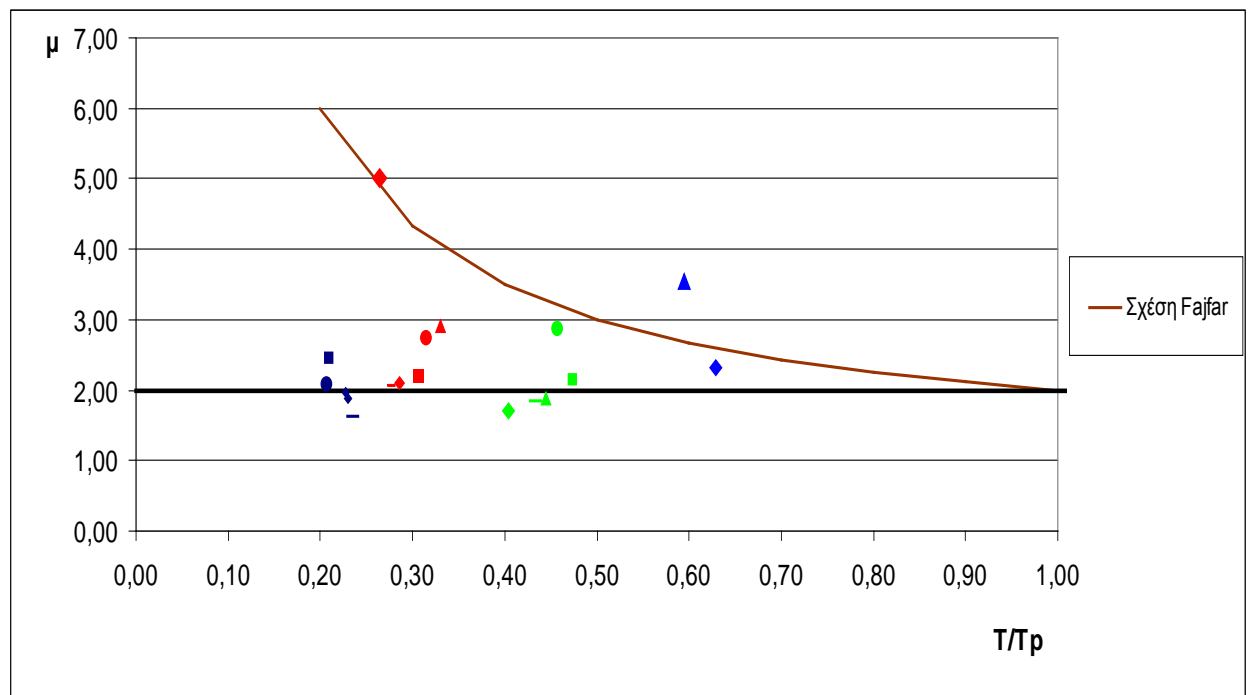
Πίνακας 5.4 Υπολογισμοί μ , T_p , μ^* για σεισμούς χωρίς ισχυρό παλμό για τις αναλύσεις ώστε $q_y = 2$

Σεισμοί	U _{max} (m)	S _{dmax} [*] (m)	μ	T _p (sec)	T [*] /T _p	μ [*]	μ/μ [*]
ALF-180	0,27	0,19	2,41	1,16	1,13	3,37	0,72
ALF-270	0,26	0,19	2,38	0,76	1,72	2,28	1,04
C05-085	0,40	0,28	3,59	6,04	0,22	2,94	1,22
C05-355	0,29	0,21	2,62	2,40	0,55	3,34	0,78
CHY028-000	0,28	0,20	2,49	2,14	0,61	3,35	0,74
CHY028-090	0,29	0,21	2,64	6,48	0,20	2,36	1,12
CIG-270	0,35	0,25	3,16	0,90	1,45	3,36	0,94
CPC-106	0,21	0,15	1,87	2,10	0,62	3,59	0,52
CPC-196	0,39	0,28	3,57	2,28	0,57	4,23	0,84
E02-140	0,57	0,41	5,16	8,04	0,16	4,93	1,05
E04-140	0,60	0,43	5,40	7,68	0,17	6,88	0,78
ELC-000	0,30	0,21	2,67	7,56	0,17	3,19	0,84
ELC-180	0,43	0,31	3,88	2,74	0,48	5,10	0,76
ELC-270	0,45	0,32	4,10	5,32	0,25	4,54	0,90
G01-090	0,29	0,21	2,60	1,46	0,90	2,36	1,10
GA1-230	0,54	0,39	4,90	1,72	0,76	5,83	0,84

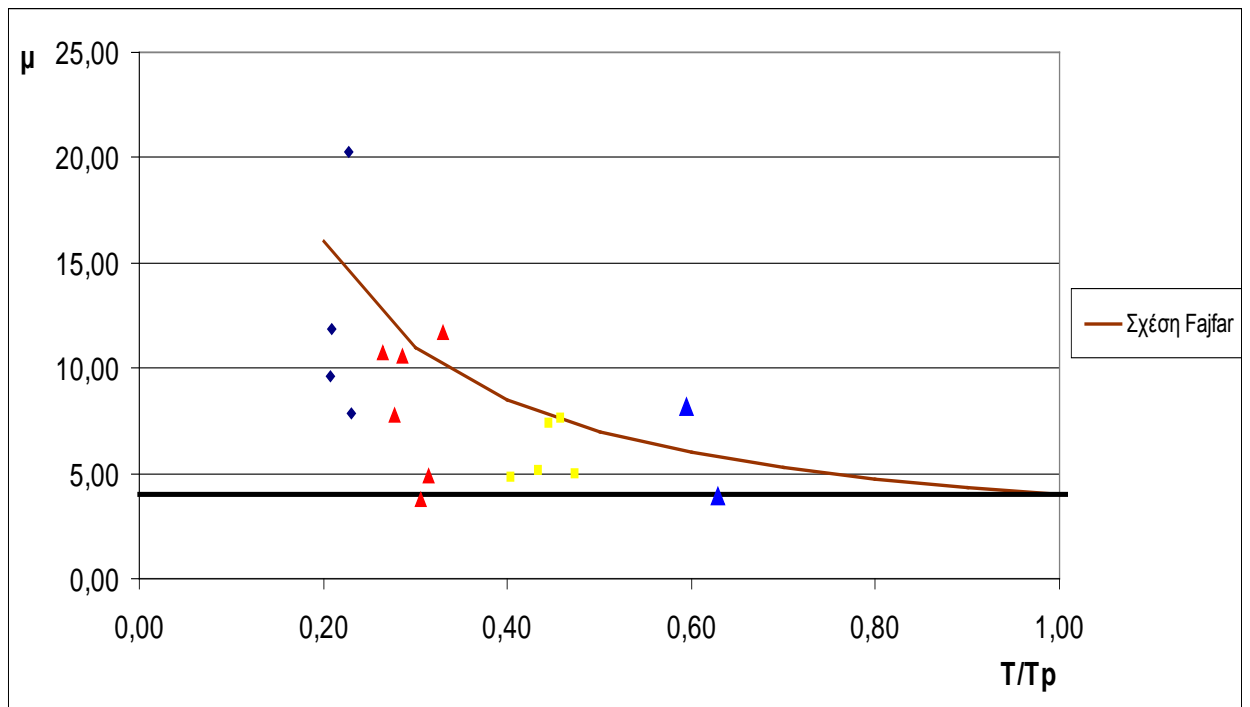
Σεισμοί	U _{max} (m)	S _{dmax} [*] (m)	μ	T _p (sec)	T [*] /T _p	μ [*]	μ/μ [*]
GA1-320	0,30	0,22	2,76	0,64	2,04	3,45	0,80
HAL-150	0,35	0,25	3,17	0,78	1,68	2,78	1,14
HAL-240	0,53	0,38	4,80	1,06	1,23	4,55	1,05
JFA-022	0,37	0,26	3,35	2,98	0,44	4,41	0,76
JFA-292	0,48	0,34	4,37	2,10	0,62	4,10	1,07
JSH-000	0,25	0,18	2,28	1,28	1,02	3,10	0,74
JSH-090	0,38	0,27	3,47	3,40	0,38	3,23	1,07
KJM-000	0,32	0,23	2,86	1,42	0,92	2,04	1,40
LEF1-LN	0,41	0,29	3,73	1,60	0,82	5,35	0,70
PCD-164	0,30	0,21	2,67	5,32	0,25	2,59	1,03
PCD-254	0,29	0,21	2,67	1,32	0,99	3,59	0,74
SFY-000	0,53	0,38	4,78	3,02	0,43	3,34	1,43
SFY-090	0,37	0,27	3,39	2,06	0,64	3,37	1,00
SITE1-010	0,53	0,38	4,76	3,30	0,40	4,35	1,09
SITE1-280	0,37	0,26	3,31	3,28	0,40	4,92	0,67
SVG-000	0,42	0,30	3,79	3,32	0,39	5,72	0,66
SVG-090	0,31	0,22	2,77	2,38	0,55	3,04	0,91
TAK-000	0,31	0,22	2,82	1,92	0,68	2,36	1,19
TAK-090	0,33	0,23	2,97	2,14	0,61	3,34	0,89

Πίνακας 5.5 Υπολογισμοί μ , T_p , μ^* για σεισμούς χωρίς ισχυρό παλμό για τις αναλύσεις ώστε $q_y = 4$

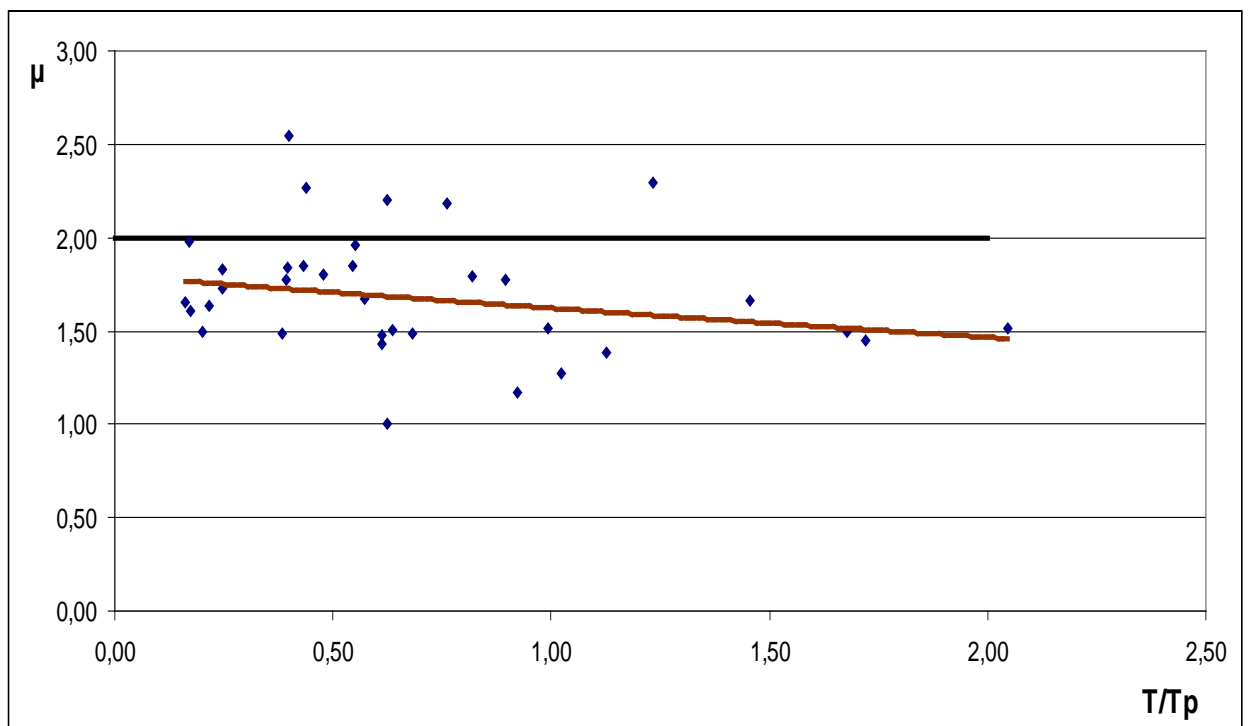
Στην συνέχεια παρουσιάζονται διαγράμματα $\mu - T^*/T_p$ για τους σεισμούς που εμφανίζουν ισχυρό παλμό (σχήμα 5.3, σχήμα 5.4) και για αυτούς που δεν εμφανίζουν (σχήμα 5.5, σχήμα 5.6).



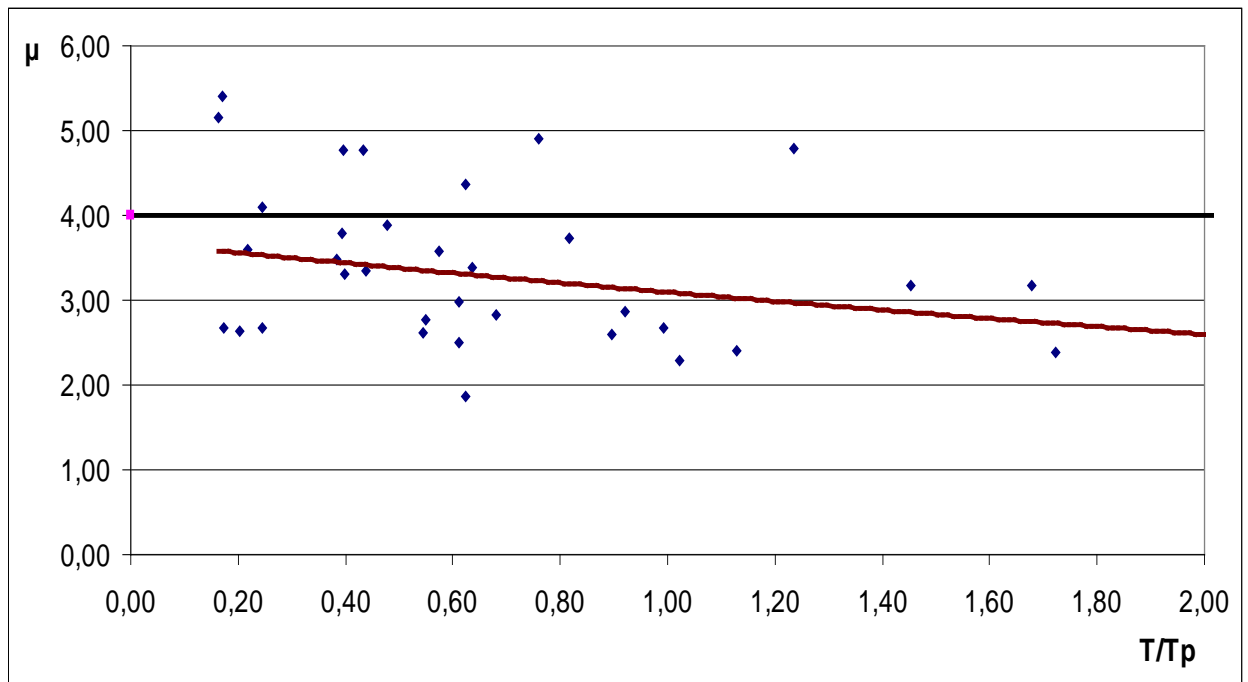
Σχήμα 5.3 Διάγραμμα $\mu - T^*/T_p$ για σεισμούς με ισχυρό παλμό για τις αναλύσεις ώστε $q_y = 2$



Σχήμα 5.4 Διάγραμμα $\mu - T/T_r$ για σεισμούς με ισχυρό παλμό για τις αναλύσεις ώστε $q_\gamma = 4$



Σχήμα 5.5 Διάγραμμα $\mu - T/T_r$ για σεισμούς χωρίς ισχυρό παλμό για τις αναλύσεις ώστε $q_\gamma = 2$



Σχήμα 5.6 Διάγραμμα $\mu - T/Tr$ για σεισμούς χωρίς ισχυρό παλμό για τις αναλύσεις ώστε $q_y = 4$

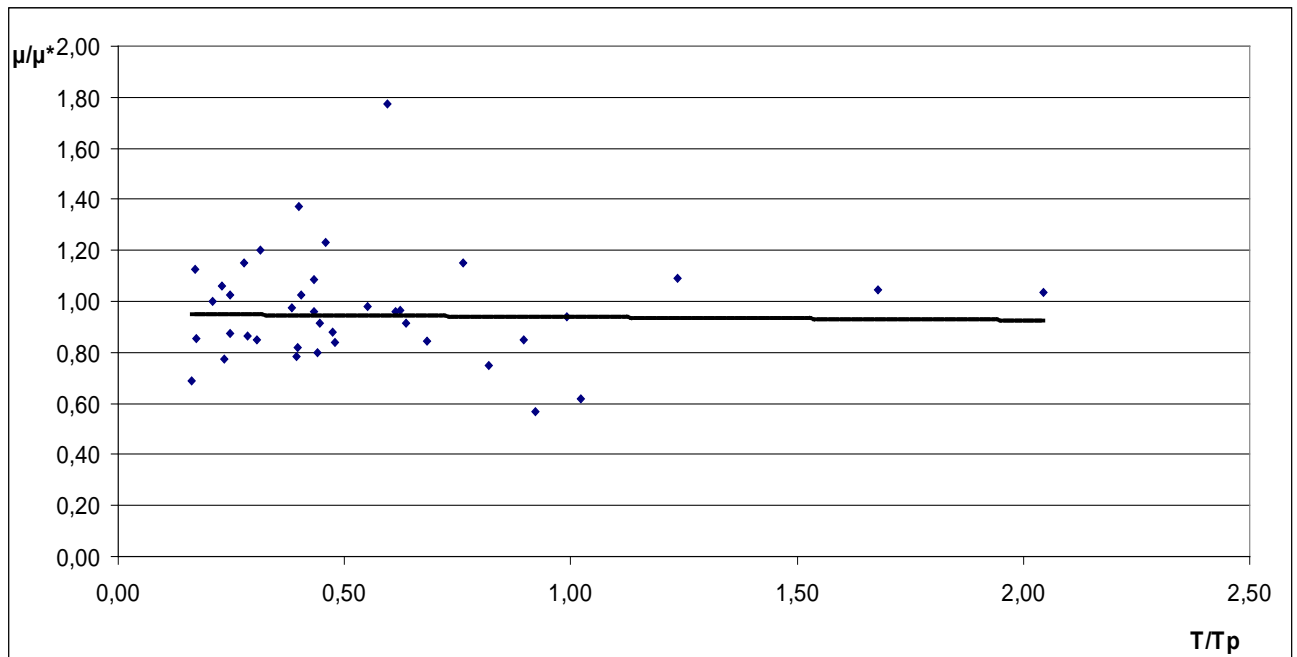
Στα **σχήματα 5,3, 5.4** παρουσιάζεται και η σχέση του Fajfar $\mu = (R\mu-1) \cdot T_0/T + 1$ όπου για T_0 έχουμε βάλει την δεσπόζουσα περίοδο. Κάποιες παρατηρήσεις που γίνονται για αυτά τα σχήματα:

- Στις αναλύσεις για συντελεστή συμπεριφοράς $q_y = 2$
 - η σχέση $\mu > q$ ισχύει οριακά
 - η σχέση του Fajfar δεν πλησιάζει την κατανομή του δείκτη πλαστιμότητας στο εύρος του λόγου T/Tr
- Στις αναλύσεις για συντελεστή συμπεριφοράς $q_y = 4$
 - η σχέση $\mu > q$ ισχύει. Επίσης ο δείκτης πλαστιμότητας παρουσιάζει μια εκθετική αύξηση όσο ο λόγος T/Tr μικραίνει. Σε αντίθεση όσο ο λόγος T/Tr μεγαλώνει ο δείκτης πλαστιμότητας γίνεται μικρότερος και τείνει να γίνει ίσος με 4 (αρχή ίσης μετατόπισης $\mu=q$) για $T/Tr > 1$.
 - η σχέση του Fajfar για $T/Tr > 0,2$ προσεγγίζει ικανοποιητικά την κατανομή του δείκτη πλαστιμότητας στο εύρος του λόγου T/Tr .

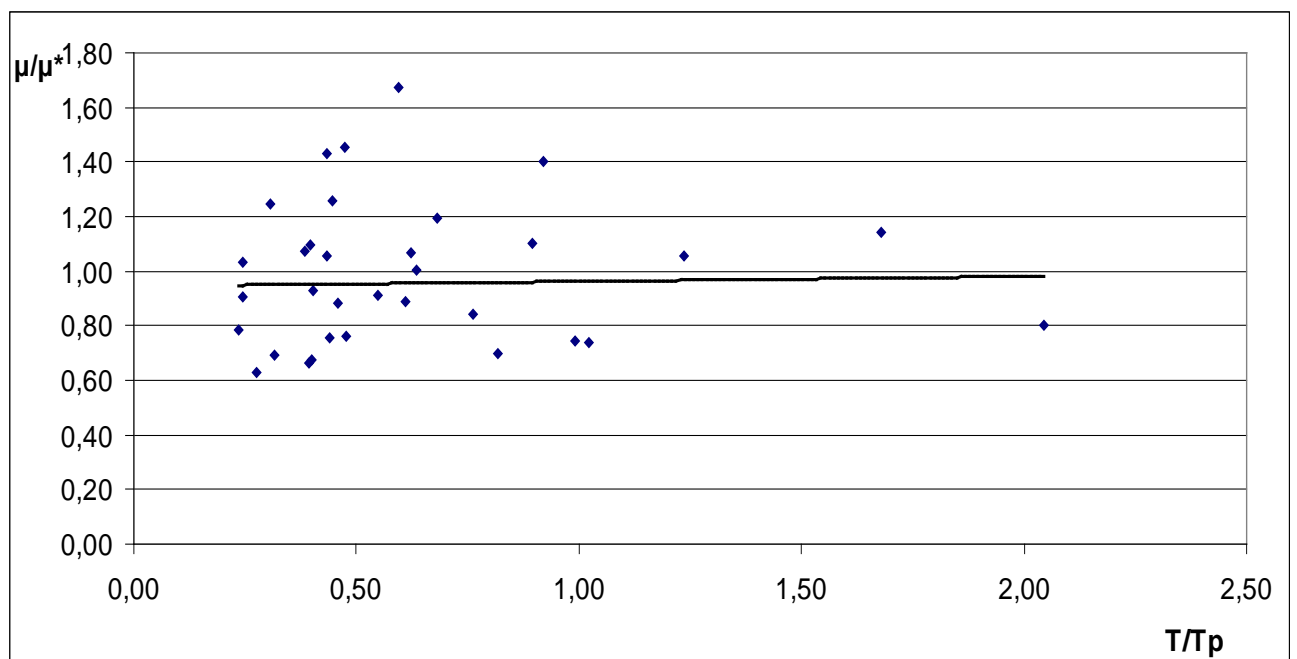
5.3 Υπολογισμός δείκτη πλαστιμότητας από ανάλυση μονοβάθμιου συστήματος στο πρόγραμμα Bispec

Ο δείκτης πλαστιμότητας υπολογίστηκε επίσης από διαγράμματα περιόδου-πλαστιμότητας για συντελεστές συμπεριφοράς ($q=2,4$) που προέκυψαν από ανάλυση μονοβάθμιου συστήματος στο πρόγραμμα Bispec. Επιδιώκουμε ουσιαστικά, να γίνει μια σύγκριση αποτελεσμάτων που έχουν προκύψει από τα δύο προγράμματα, για την ανάλυση σε μονοβάθμιο (Bispec) και πολυβάθμιο (SAP).

Οι δείκτες πλαστιμότητας(μ^*) που υπολογίστηκαν από τα διαγράμματα του Bispec φαίνονται στους πίνακες 5.2 έως 5.5. Παρακάτω παρουσιάζονται διαγράμματα μ/μ^* σε συνάρτηση του λόγου T/T_p (σχήμα 5.7, σχήμα 5.8)



Σχήμα 5.7 Διάγραμμα μ/μ^* – T/T_p για τις αναλύσεις ώστε $\gamma_y = 2$



Σχήμα 5.8 Διάγραμμα μ/μ^* – T/T_p για τις αναλύσεις ώστε $\gamma_y = 4$

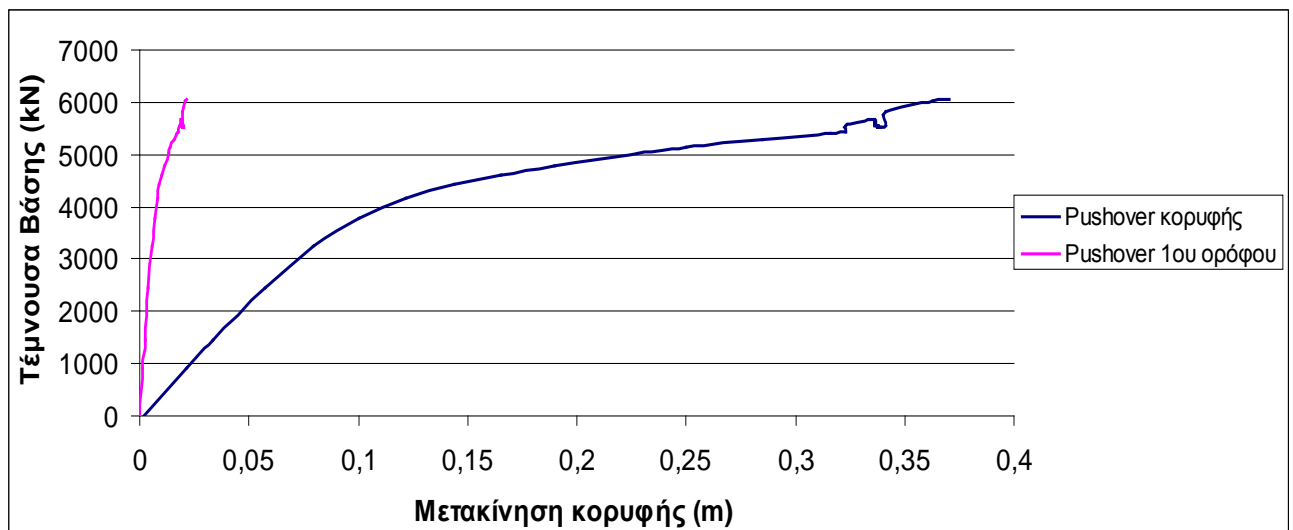
Από τα δύο διαγράμματα προκύπτει ότι ο μέσος όρος του λόγου των δύο πλαστιμοτήτων είναι οριακά μικρότερος από την μονάδα ($\mu/\mu^* < 1$). Αυτό σημαίνει ότι η ανάλυση με ισοδύναμο μονοβάθμιο υπερεκτιμά ελάχιστα τον δείκτη πλαστιμότητας (εφ' όσον θεωρήσουμε ότι η ανάλυση στο Sap είναι ακριβέστερη).

5.4 Υπολογισμός δείκτη πλαστιμότητας πρώτου ορόφου

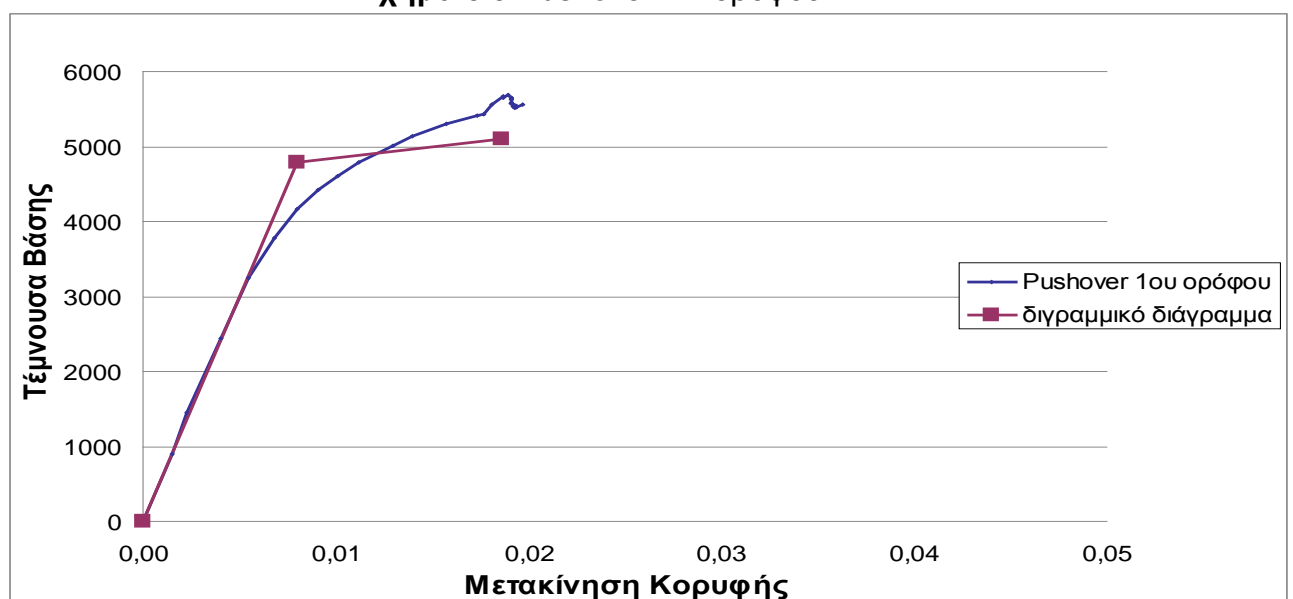
Σε αυτό το κεφάλαιο γίνεται μια σύγκριση του δείκτη πλαστιμότητας ισογείου και κορυφής. Η πλαστιμότητα στο ισόγειο θα υπολογιστεί από την μέγιστη μετακίνηση (U_{max}) του πρώτου ορόφου που προκύπτει από το Sap και την μετακίνηση διαρροής του ισοδύναμου μονοβάθμιου στον 1^ο όροφο, η οποία υπολογίζεται με την εφαρμογή της μεθόδου N2 στην αντίστοιχη Pushover του 1^{ου} ορόφου.

Σε κάθε βήμα της ανάλυσης Pushover για την μετακίνηση κορυφής του κτιρίου, ελέγχουμε την αντίστοιχη μετατόπιση του 1^{ου} ορόφου. Έτσι κατασκευάζεται η καμπύλη Pushover του 1^{ου} ορόφου (σχήμα 5.9).

Στην συνέχεια κατασκευάζεται το διγραμμικό διάγραμμα (βλέπε κεφάλαιο 3.6) για την καμπύλη Pushover του 1^{ου} ορόφου από το οποίο προκύπτει η μετακίνηση διαρροής του ισοδύναμου μονοβάθμιου στον 1^ο όροφο $S_d\gamma=0,006m$ (σχήμα 5.10).

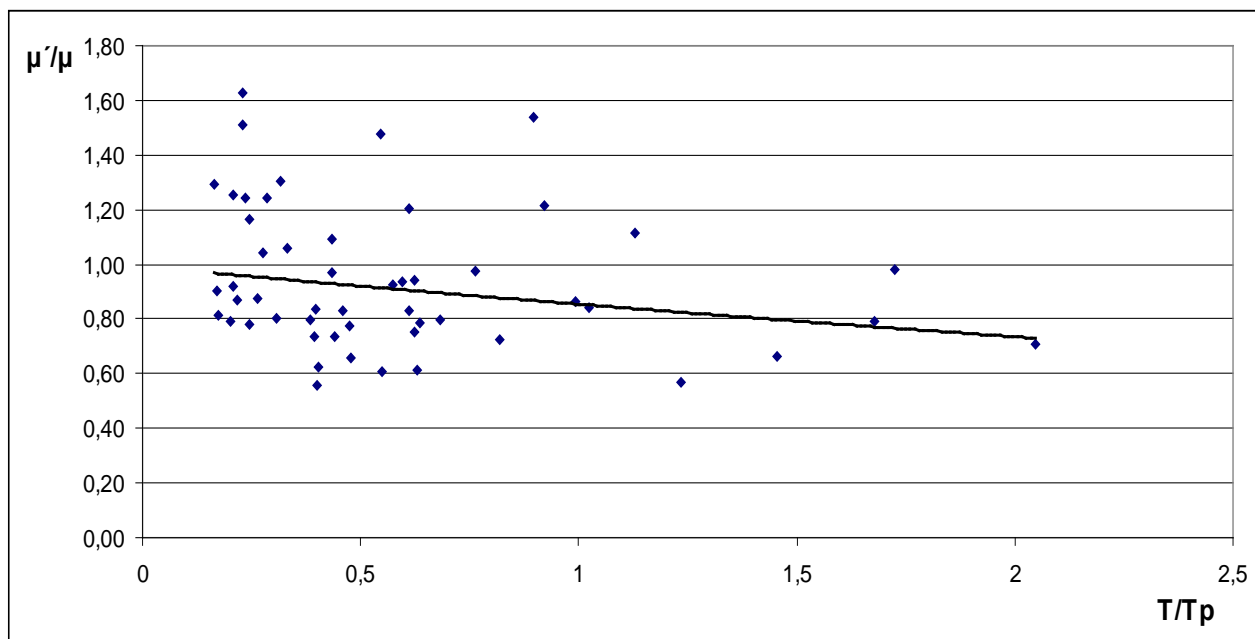


Σχήμα 5.9 Pushover 1^{ου} ορόφου

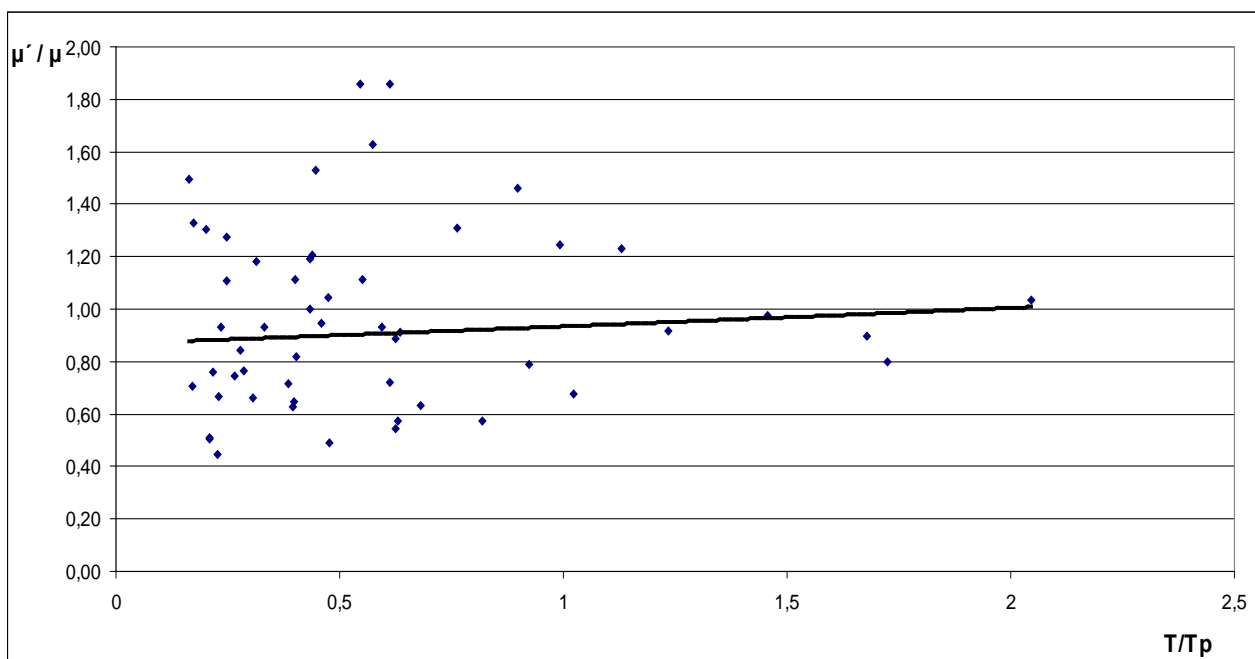


Σχήμα 5.10 Φάσμα αντίστασης ισοδύναμου μονοβάθμιου 1^{ου} ορόφου και διγραμμικό διάγραμμα

Τέλος υπολογίζουμε την πλαστιμότητα του 1^{ου} ορόφου ($\mu' = U_{max} / S_{dy}$) την συγκρίνουμε με αυτή της κορυφής(βλέπε **πίνακες 5.2-5.5**) και κατασκευάζουμε τα διαγράμματα μ' / μ σε συνάρτηση του λόγου T/T_p (**Σχήμα 5.11,5.12**)



Σχήμα 5.11 Σχέση πλαστιμοτήτων 1^{ου} ορόφου και κορυφής για τις αναλύσεις ώστε $q_\gamma = 2$



Σχήμα 5.12 Σχέση πλαστιμοτήτων 1^{ου} ορόφου και κορυφής για τις αναλύσεις ώστε $q_\gamma = 4$

	q=2			q=4		
	μ'	μ	μ'/μ	μ'	μ	μ'/μ
ALF-180	1,54	1,38	1,12	2,97	2,41	1,23
ALF-270	1,42	1,45	0,98	1,90	2,38	0,80
C05-085	1,42	1,64	0,87	2,73	3,59	0,76
C05-355	2,73	1,85	1,48	4,86	2,62	1,86
CHY024-000	3,09	2,91	1,06	10,92	11,70	0,93
CHY024-090	2,25	2,46	0,92	6,05	11,83	0,51
CHY028-000	1,78	1,48	1,21	4,63	2,49	1,86
CHY028-090	1,19	1,50	0,79	3,44	2,64	1,30
CIG-180	1,42	2,32	0,61	2,25	3,92	0,58
CIG-270	1,10	1,66	0,67	3,09	3,16	0,97
CPC-106	0,95	1,01	0,94	1,66	1,87	0,89
CPC-196	1,54	1,67	0,92	5,81	3,57	1,63
DZC-180	2,85	1,89	1,51	5,22	7,83	0,67
DZC-270	4,39	5,01	0,88	7,95	10,70	0,74
E02-140	2,14	1,65	1,29	7,71	5,16	1,49
E02-230	3,20	1,97	1,63	9,02	20,31	0,44
E04-140	1,78	1,98	0,90	3,80	5,40	0,70
E04-230	2,61	2,10	1,24	8,07	10,58	0,76
ELC-000	1,31	1,60	0,81	3,56	2,67	1,33
ELC-090	2,61	2,09	1,25	4,86	9,61	0,51
ELC-180	1,19	1,80	0,66	1,90	3,88	0,49
ELC-270	2,02	1,73	1,16	5,22	4,10	1,27
ERZ-000	1,78	1,84	0,97	5,10	5,10	1,00
ERZ-090	1,66	2,14	0,78	5,22	5,01	1,04
G01-000	4,39	1,89	2,33	11,27	7,37	1,53
G01-090	2,73	1,78	1,54	3,80	2,60	1,46
GA1-230	2,14	2,19	0,98	6,41	4,90	1,31
GA1-320	1,07	1,51	0,71	2,85	2,76	1,03
HAL-150	1,19	1,50	0,79	2,85	3,17	0,90
HAL-240	1,31	2,29	0,57	4,39	4,80	0,92
JFA-022	1,66	2,27	0,73	4,03	3,35	1,21
JFA-292	1,66	2,20	0,75	2,37	4,37	0,54
JSH-000	1,07	1,27	0,84	1,54	2,28	0,68
JSH-090	1,19	1,49	0,80	2,49	3,47	0,72
KAR-000	1,78	2,21	0,80	2,49	3,76	0,66
KAR-090	3,56	2,73	1,30	5,81	4,92	1,18
KJM-000	1,42	1,17	1,22	2,25	2,86	0,79
KJM-090	1,07	1,70	0,63	3,92	4,78	0,82
LEF1-LN	1,31	1,80	0,73	2,14	3,73	0,57
LEF1-TR	3,32	3,55	0,94	7,59	8,13	0,93
PCD-164	1,42	1,83	0,78	2,97	2,67	1,11
PCD-254	1,31	1,51	0,86	3,32	2,67	1,25
SCH-011	2,37	2,87	0,83	7,24	7,64	0,95
SFY-000	2,02	1,85	1,09	5,70	4,78	1,19
SFY-090	1,19	1,51	0,79	3,09	3,39	0,91
SITE1-010	1,54	1,84	0,84	3,09	4,76	0,65
SITE1-280	1,42	2,55	0,56	3,68	3,31	1,11
SVG-000	1,31	1,78	0,73	2,37	3,79	0,63
SVG-090	1,19	1,96	0,61	3,09	2,77	1,11
TAB-074	2,14	2,05	1,04	6,53	7,74	0,84

	q=2			q=4		
	μ'	μ	μ'/μ	μ'	μ	μ'/μ
TAB-374	2,02	1,62	1,24	3,20	3,44	0,93
TAK-000	1,19	1,49	0,80	1,78	2,82	0,63
TAK-090	1,19	1,43	0,83	2,14	2,97	0,72

Πίνακας 5.6 Υπολογισμός δείκτη πλαστιμότητας μ' 1^{ου} ορόφου

5.5 Κατανομές επιταχύνσεων ανά όροφο – Περιβάλλουσες μέγιστων επιταχύνσεων

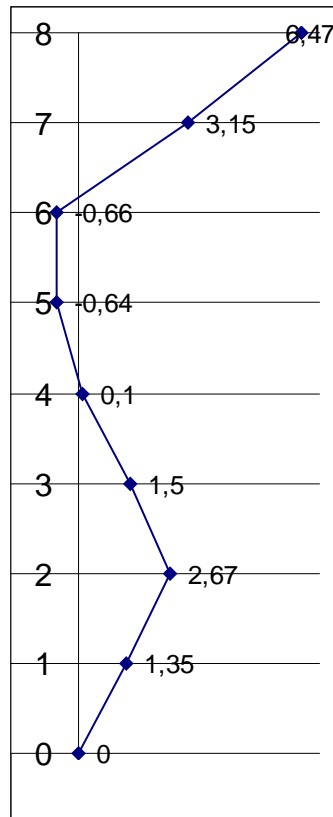
Την στιγμή που ασκείται η μέγιστη τέμνουσα (V_{max}) στην κατασκευή υπολογίστηκαν οι επιταχύνσεις σε κάθε όροφο από τις χρονοϊστορίες επιταχύνσεων στο S_{ap} για όλες τις σεισμικές φορτίσεις. Επίσης υπολογίστηκαν οι μέγιστες επιταχύνσεις ανά πρόσημο και όροφο ώστε να κατασκευαστεί η περιβάλλουσα των μέγιστων επιταχύνσεων.

Παρακάτω δίνονται οι κατανομές και οι περιβάλλουσες των επιταχύνσεων για 10 ενδεικτικούς σεισμούς.

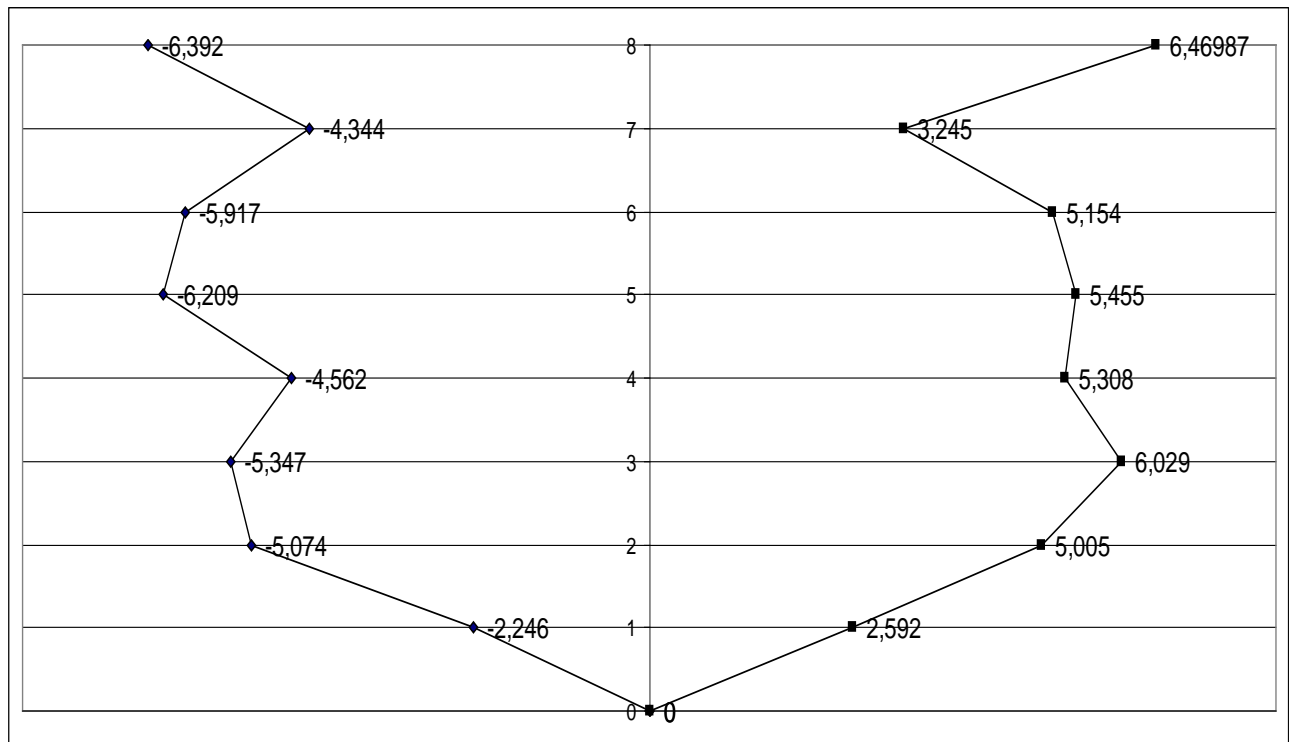
Τόσο η κατανομή καθ' ύψος των επιταχύνσεων όσο και η περιβάλλουσα των μέγιστων επιταχύνσεων μας δείχνουν μια εικόνα για την κατανομή και την περιβάλλουσα των αντίστοιχων σεισμικών φορτίων που ασκούνται στην κατασκευή αφού αν πολλαπλασιάσουμε την επιτάχυνση με την αντίστοιχη μάζα που είναι ίδια περίπου για κάθε όροφο προκύπτει το σεισμικό φορτίο.

Μια παρατήρηση που μπορεί να γίνει για τα παρακάτω διαγράμματα είναι ότι η κατανομή των μέγιστων σεισμικών φορτίων δεν ακολουθεί την τριγωνική κατανομή για όλο το ύψος του κτιρίου (την ακολουθεί συνήθως μέχρι τον 2^ο ή τον 3^ο όροφο) αλλά στους ψηλότερους ορόφους το σεισμικό φορτίο παραμένει περίπου σταθερό γύρω από μια μέγιστη τιμή.

- ALF-180

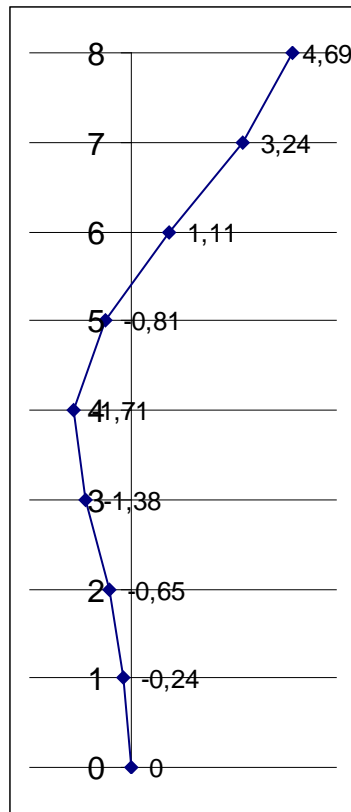


Κατανομή επιταχύνσεων ανά όροφο

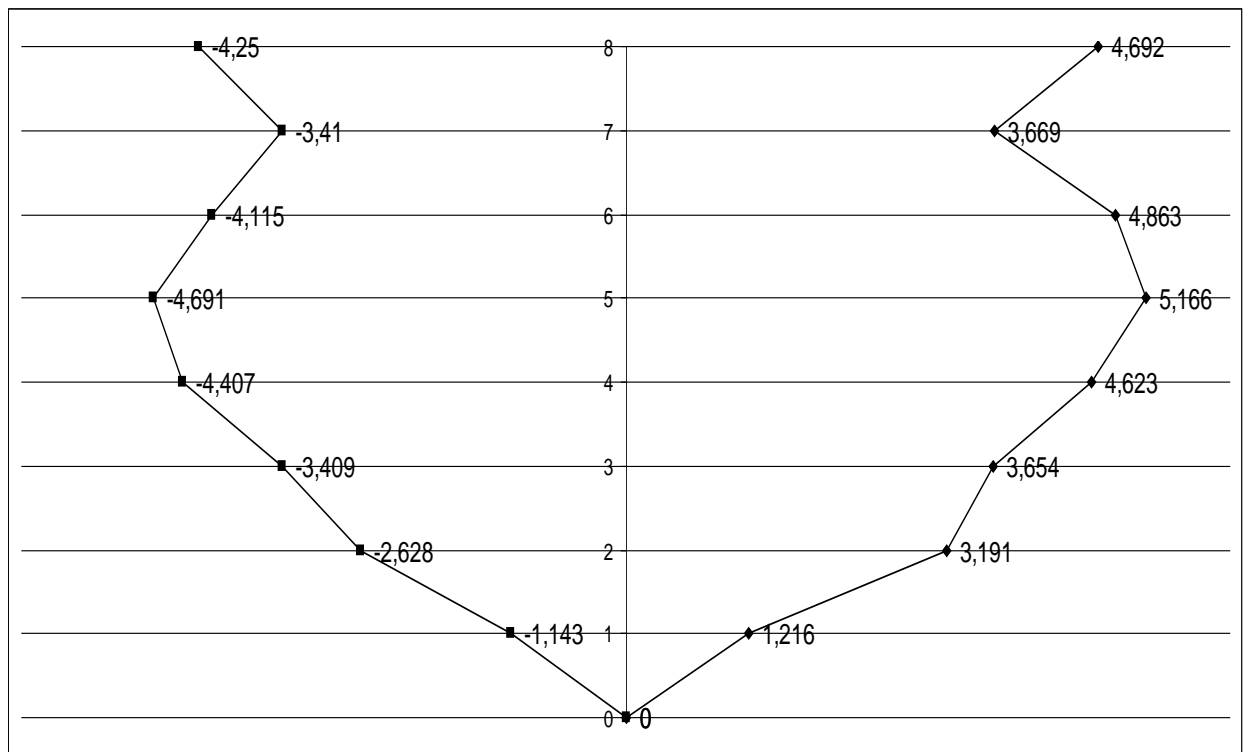


Περιβάλλουσα μέγιστων επιταχύνσεων

- C05-355

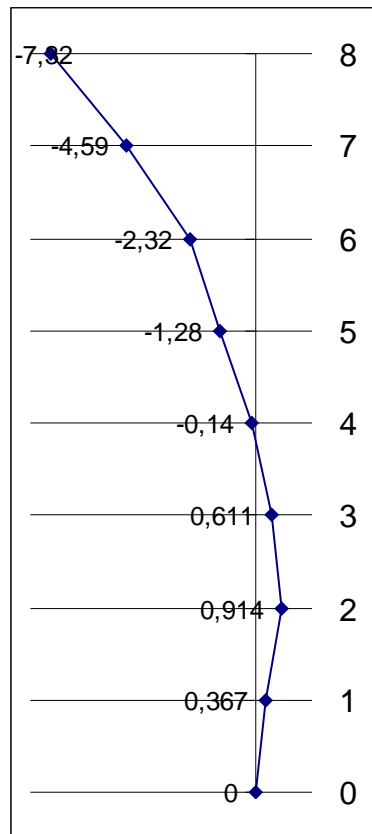


Κατανομή επιταχύνσεων ανά όροφο

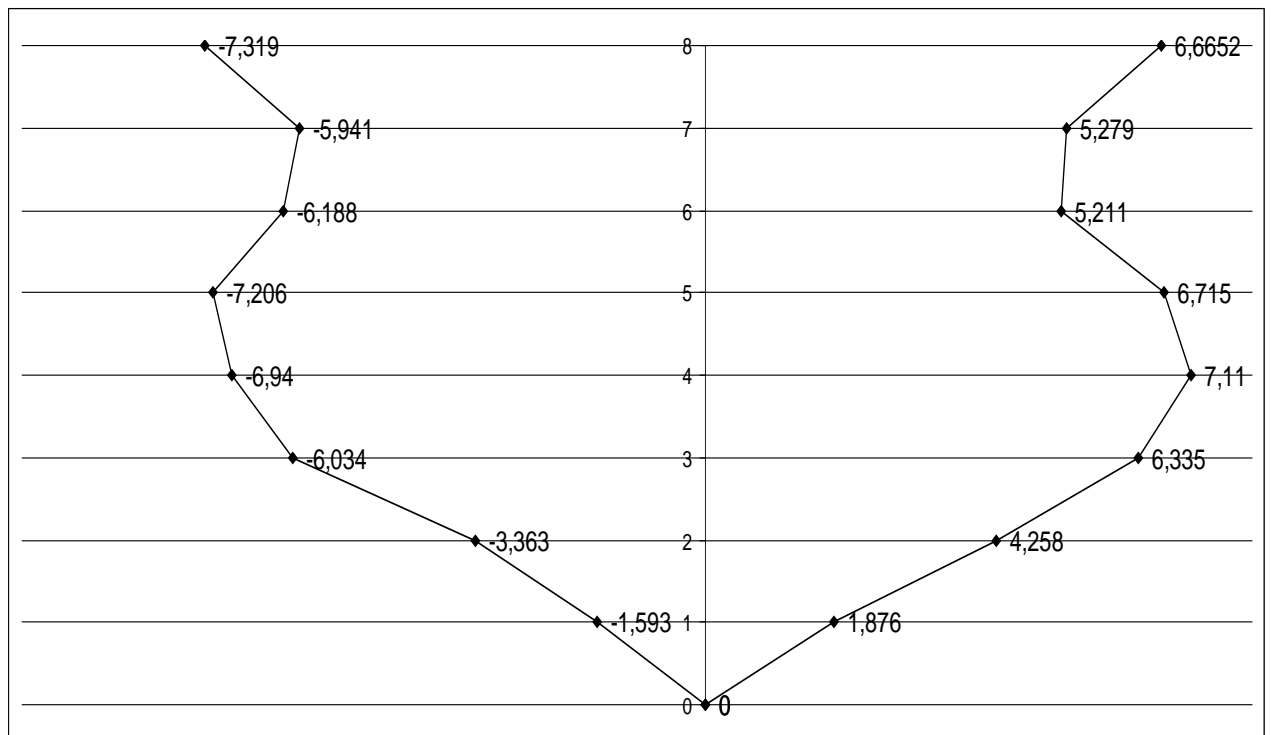


Περιβάλλουσα μέγιστων επιταχύνσεων

- DZC-180

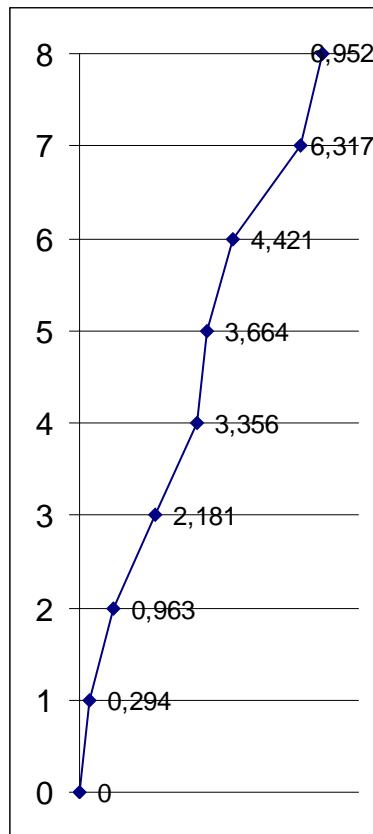


Κατανομή επιταχύνσεων ανά όροφο

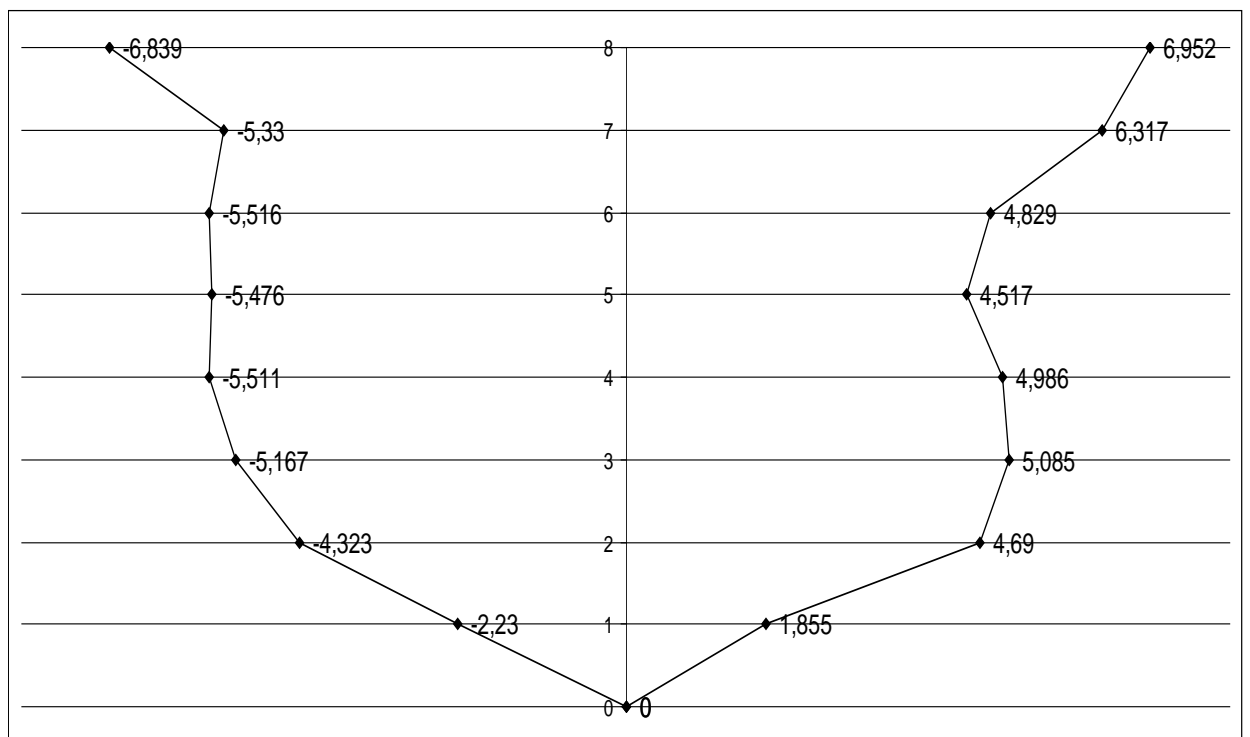


Περιβάλλουσα μέγιστων επιταχύνσεων

- DZC-270

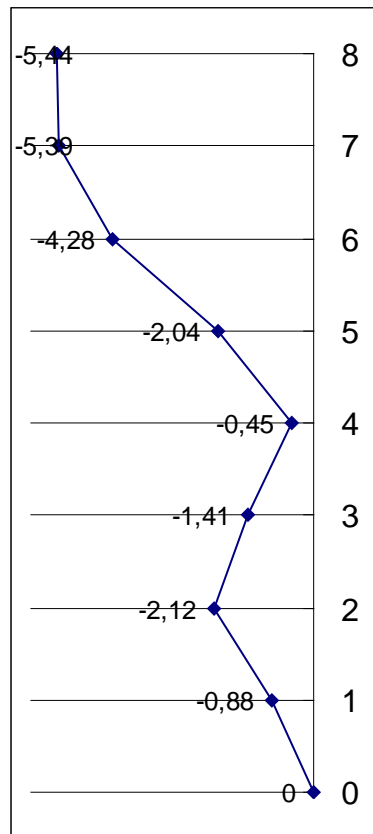


Κατανομή επιταχύνσεων ανά όροφο

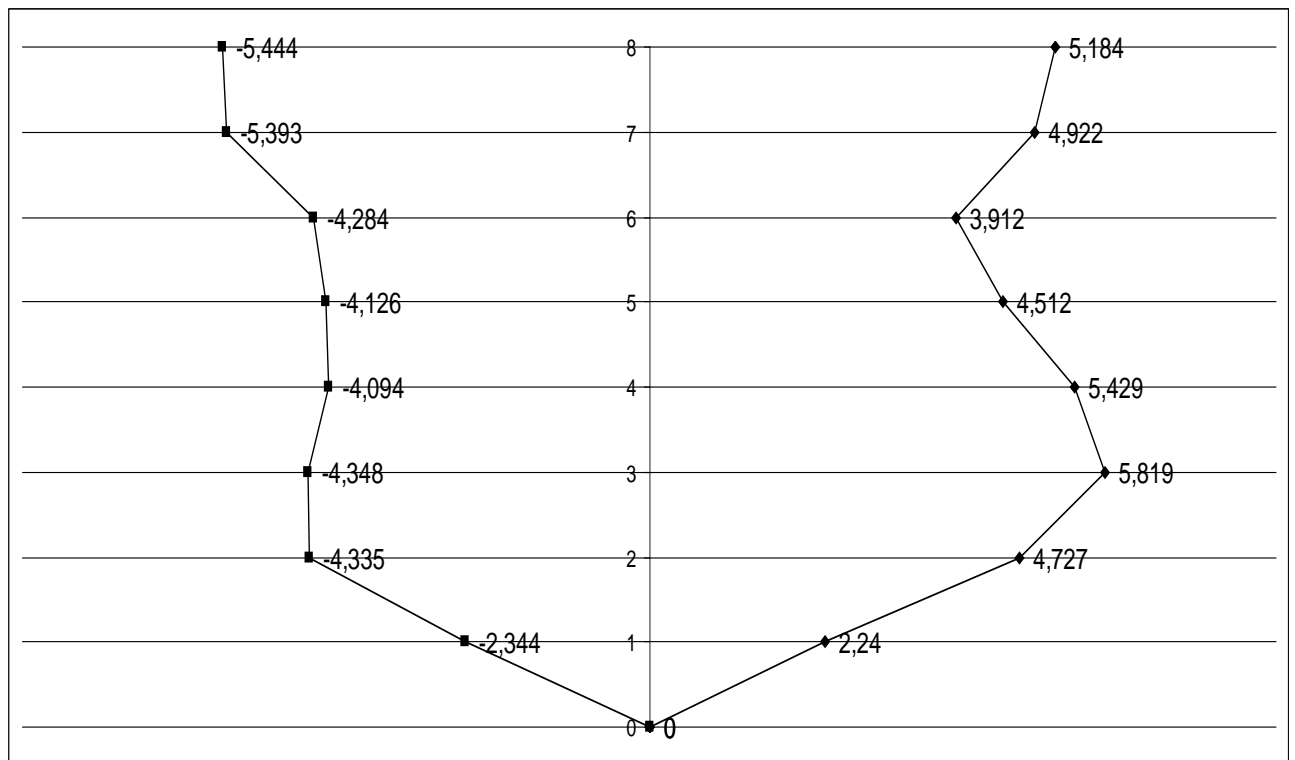


Περιβάλλουσα μέγιστων επιταχύνσεων

- E02-140

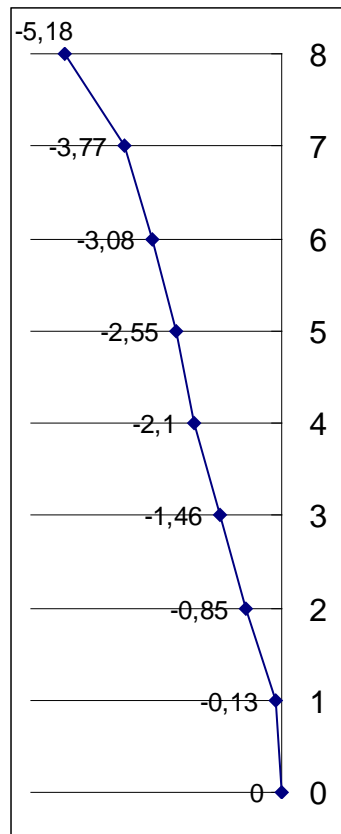


Κατανομή επιταχύνσεων ανά όροφο

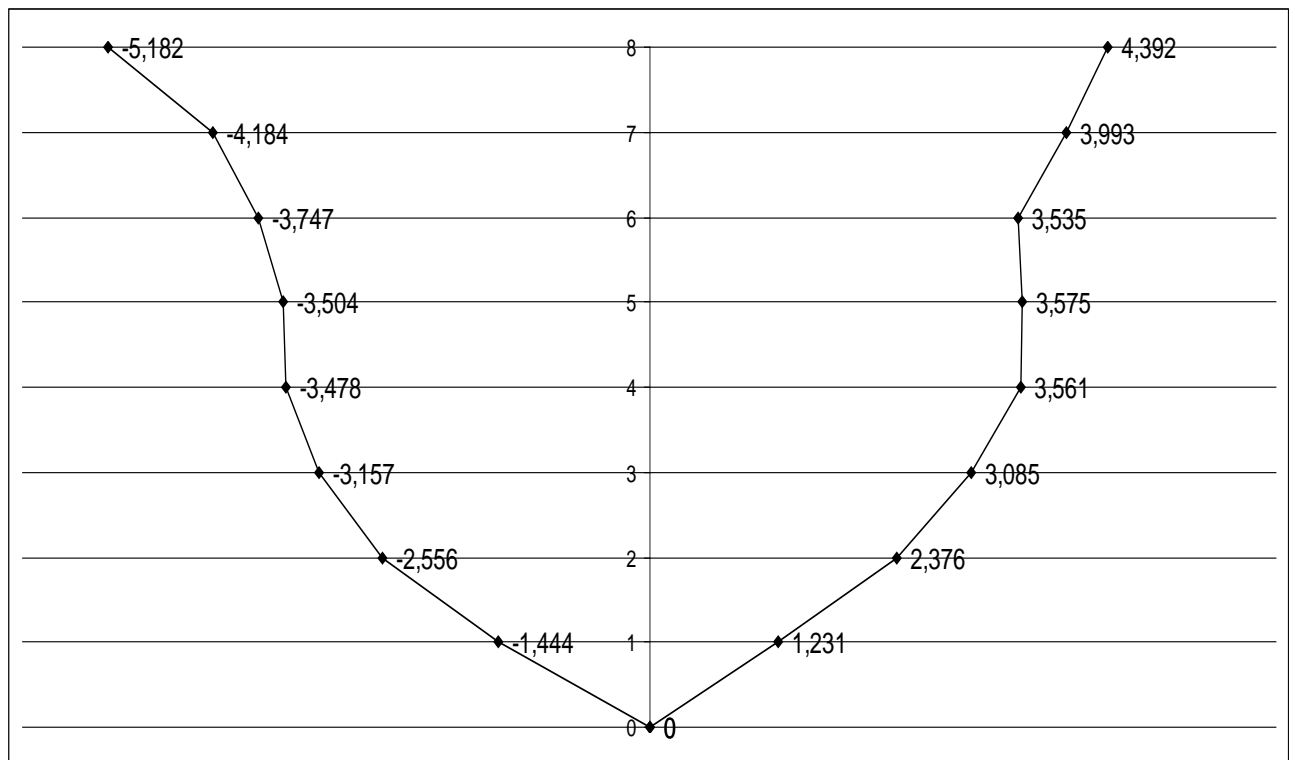


Περιβάλλουσα μέγιστων επιταχύνσεων

- ELC-270

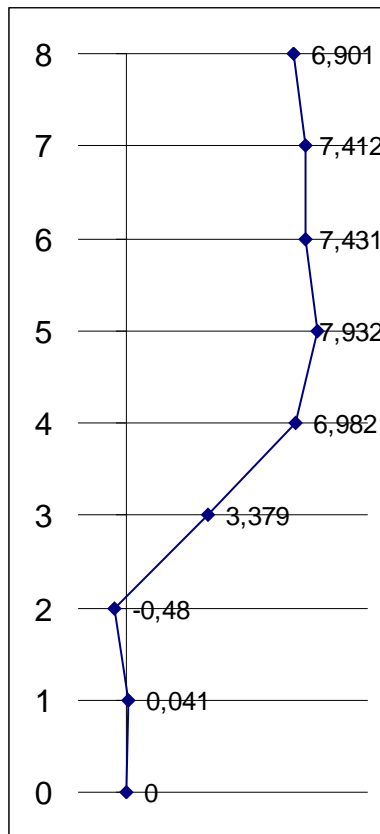


Κατανομή επιταχύνσεων ανά όροφο

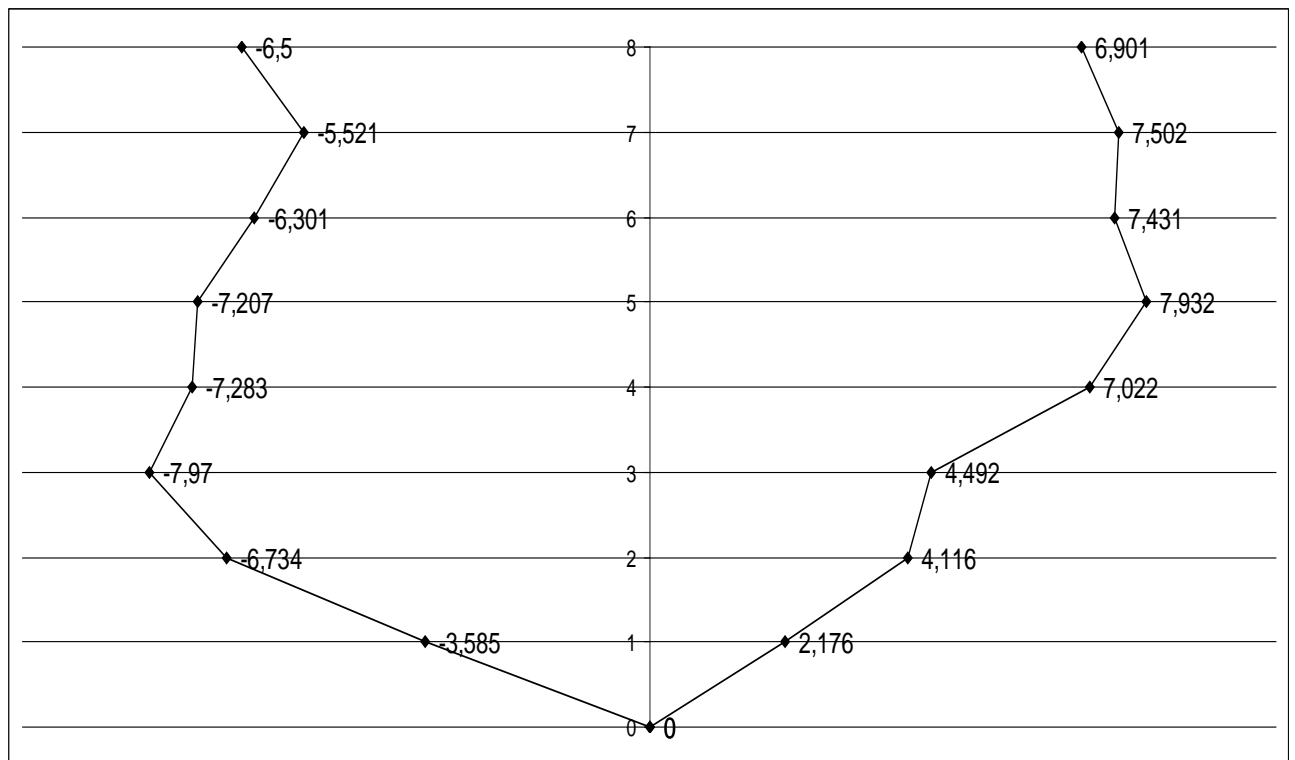


Περιβάλλουσα μέγιστων επιταχύνσεων

- ERZ-090

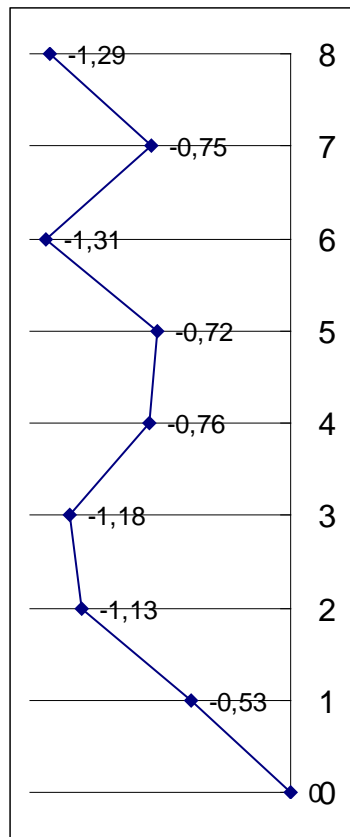


Κατανομή επιταχύνσεων ανά όροφο

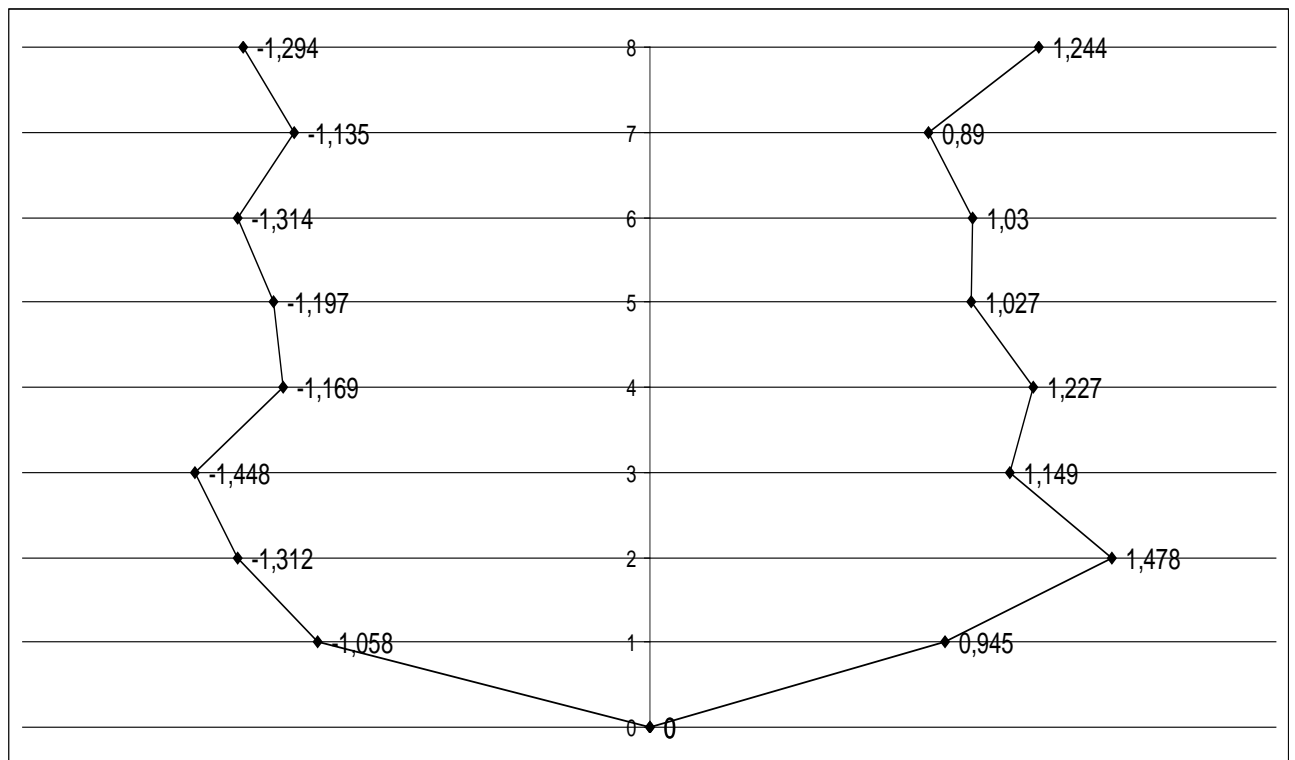


Περιβάλλουσα μέγιστων επιταχύνσεων

- GA1-230

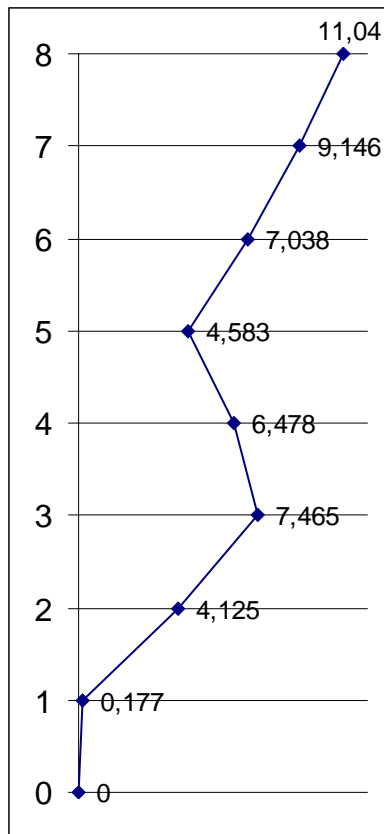


Κατανομή επιταχύνσεων ανά όροφο

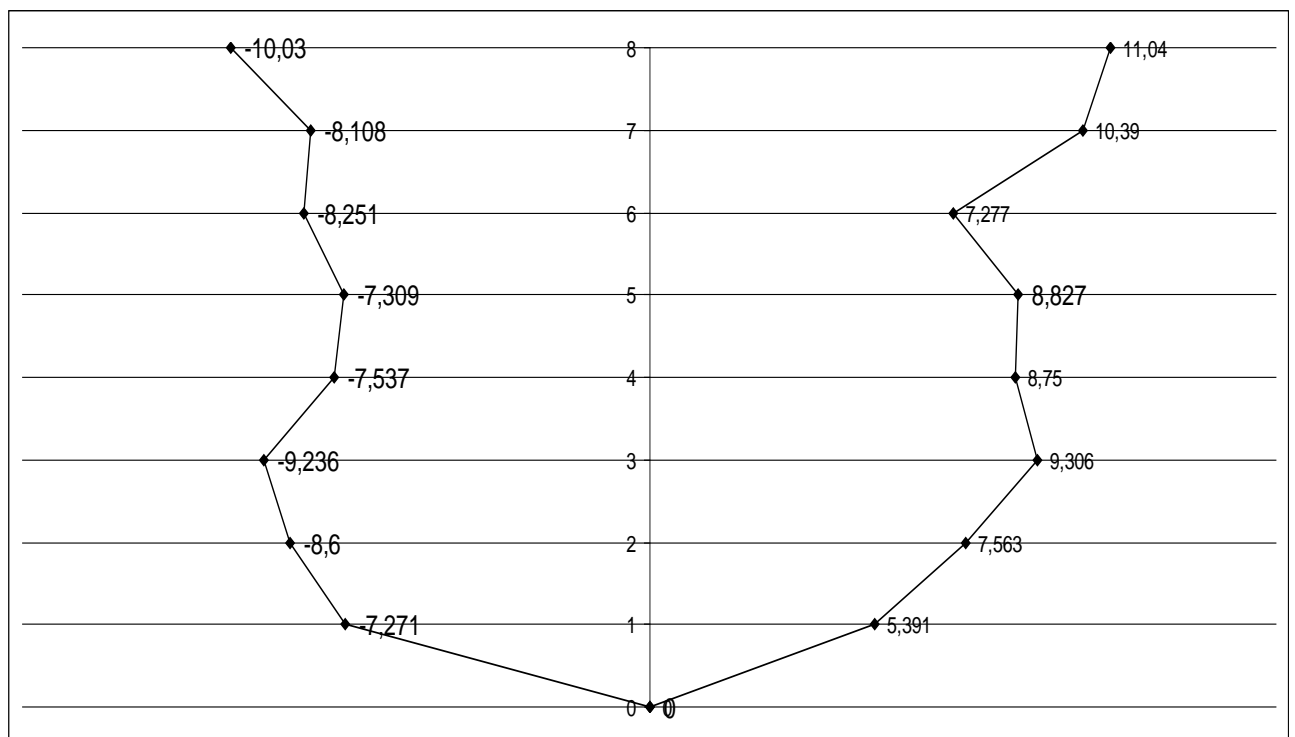


Περιβάλλουσα μέγιστων επιταχύνσεων

- KAR-090

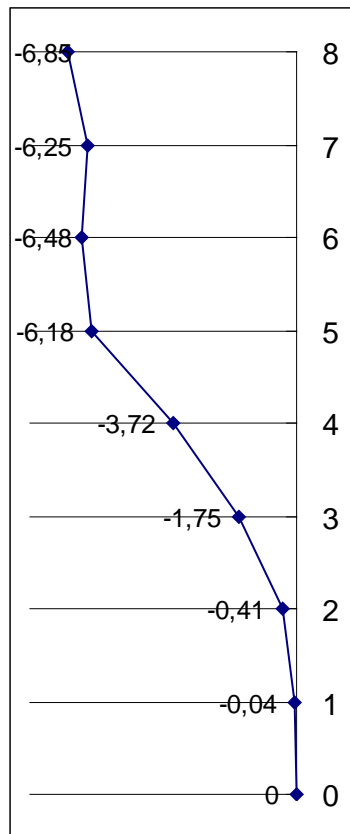


Κατανομή επιταχύνσεων ανά όροφο

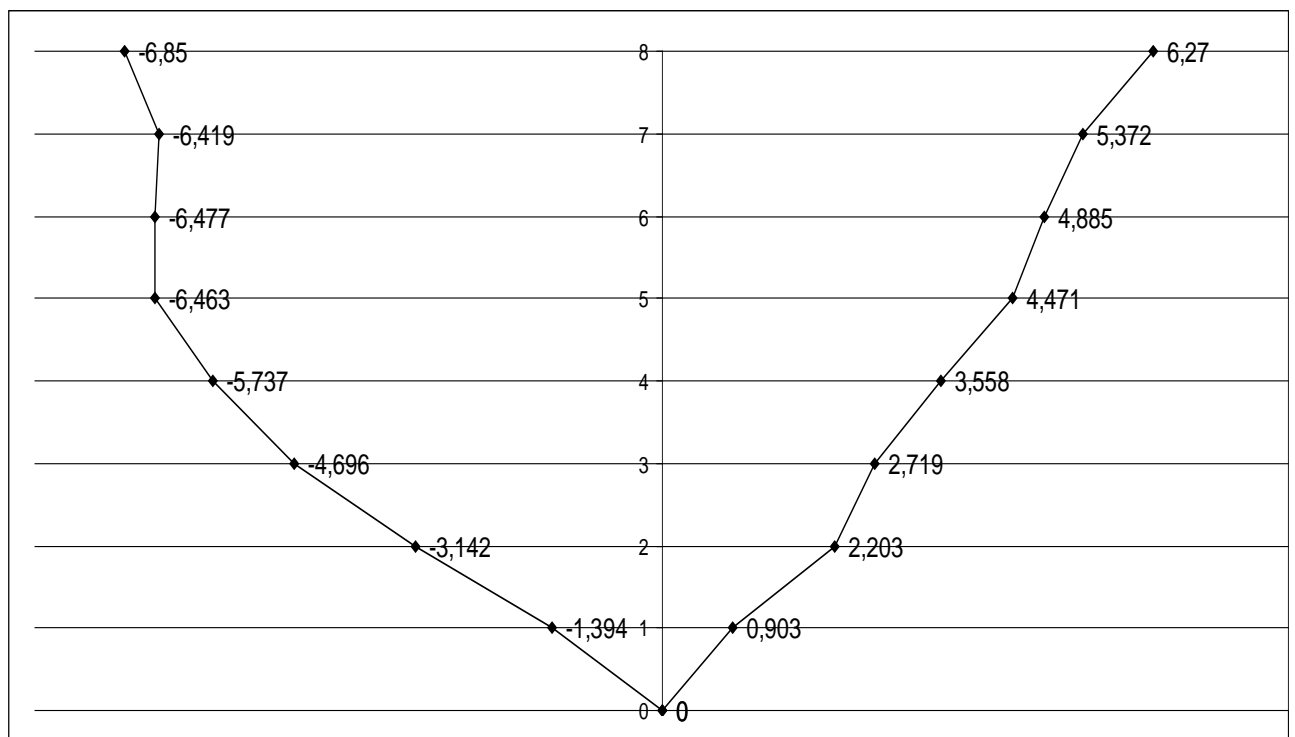


Περιβάλλουσα μέγιστων επιταχύνσεων

- SVG-090



Κατανομή επιταχύνσεων ανά όροφο



Περιβάλλουσα μέγιστων επιταχύνσεων

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Σε αυτό το κεφάλαιο θα παρουσιαστούν συνοπτικά τα συμπεράσματα που προέκυψαν από την μελέτη της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

Στο διάγραμμα που απεικονίζεται η μετατόπιση του ισοδύναμου μονοβάθμιου σε συνάρτηση της ελαστικής επιτάχυνσης του ισοδύναμου μονοβάθμιου, παρατηρούμε ότι για όλους τους σεισμούς που βρίσκονται στην γραμμή της αρχής ίσης μετατόπισης, ο δείκτης πλαστιμότητας και ο συντελεστής συμπεριφοράς εμφανίζουν πολύ κοντινές τιμές.

Για τις σεισμικές αναλύσεις που βρίσκονται κάτω από την αρχή της ίσης μετατόπισης παρατηρούμε ότι ο δείκτης πλαστιμότητας είναι μεγαλύτερος από το συντελεστή συμπεριφοράς ($\mu > q$), ειδικά για τις αναλύσεις που έγιναν ώστε ο συντελεστής συμπεριφοράς να ισούται με 4 ($q=4$). Πιο συγκεκριμένα για αυτές τις αναλύσεις όσο ο λόγος της περιόδου του ισοδύναμου μονοβάθμιου προς την δεσπόζουσα περίοδο του σεισμού μικραίνει (και ειδικά για $T/T_p < 0,4$), οι απαιτήσεις πλαστιμότητας αυξάνονται εκθετικά. Αντίθετα όταν ο λόγος T/T_p μεγαλώνει ($T/T_p > 0,4$) οι απαιτήσεις πλαστιμότητας μειώνονται σταδιακά και όσο συγκλίνει στην μονάδα τείνει να ισχύσει η αρχή ίσης μετατόπισης ($\mu=q$).

Οι σεισμοί λοιπόν, που εμφανίζουν μεγάλη δεσπόζουσα περίοδο (μικρό λόγο T/T_p) όπως παρατηρήθηκε και από τα ελαστικά φάσματα ταχυτήτων και μετακινήσεων, εκτός από μεγάλες απαιτήσεις πλαστιμότητας εμφανίζουν και ισχυρό παλμό. Για αυτούς τους σεισμούς τα φάσματα μετακινήσεων και ταχυτήτων έχουν παραπλήσια δεσπόζουσα περίοδο.

Για την σχέση του Fajfar $\mu = (R\mu - 1) \cdot T_0/T + 1$ παρατηρούμε ότι όσο μεγαλώνει ο συντελεστής συμπεριφοράς q , πλησιάζει περισσότερο την πραγματική κατανομή των σεισμικών φορτίσεων (για $T/T_p > 0,2$).

Οι σεισμοί που βρίσκονται πάνω από την αρχή ίσης μετατόπισης δεν εμφανίζουν παλμό και ο δείκτης πλαστιμότητας είναι μικρότερος από τον συντελεστή συμπεριφοράς ($\mu < q$).

Στο διάγραμμα που απεικονίζεται η μετατόπιση του ισοδύναμου μονοβάθμιου σε συνάρτηση της ανελαστικής επιτάχυνσης του ισοδύναμου μονοβάθμιου παρατηρούμε ότι η καμπύλη Pushover είναι το κάτω όριο της ανελαστικής συμπεριφοράς, δηλαδή είναι μια καμπύλη υπέρ της ασφάλειας όσον αφορά τις μετακινήσεις. Αντίθετα δεν ισχύει το ίδιο όσον αφορά τις τέμνουσες.

Από τα αποτελέσματα για τους δείκτες πλαστιμότητας που προήλθαν από ανάλυση ισοδύναμου μονοβάθμιου στο Bispec είδαμε ότι δεν εμφανίζουν μεγάλες διαφορές από τα αντίστοιχα που υπολογίστηκαν στο Sap, κάτι που μας οδηγεί στο συμπέρασμα ότι παρόλο η ανάλυση ισοδύναμου μονοβάθμιου δεν είναι απόλυτα ακριβής δίνει μια εικόνα που είναι αρκετά κοντά στην πραγματικότητα (αν θεωρήσουμε ότι η ανάλυση στο Sap είναι ακριβής).

Τέλος από τις περιβάλλουσες των μέγιστων επιταχύνσεων παρατηρούμαι ότι η κατανομή των μέγιστων επιταχύνσεων (και κατ' επέκταση των μέγιστων σεισμικών φορτίων) δεν ακολουθεί την τριγωνική κατανομή σε όλο το ύψος της κατασκευής αλλά μετά από κάποιον όροφο (συνήθως τον 2ο ή τον 3ο) παραμένει σχεδόν σταθερή γύρω από μια μέγιστη τιμή.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Anil Chopra, 'Δυναμική των κατασκευών. Θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική μηχανική'. Εκδόσεις Γκιούρδας, Αθήνα 2008
2. Somerville, P. 'Physics of the earth and planetary interiors',137, 201-212,2003
3. Ι. Ψυχάρης. 'Αντισεισμικός σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας'. Αθήνα 2007
4. Ι. Ψυχάρης , Ι. Ταφλαμπάς. ' Διερεύνηση της επιρροής των χαρακτηριστικών της σεισμικής δόνησης στην ανελαστική συμπεριφορά μονοβάθμιων ταλαντωτών.
5. Π. Γ. Καρύδης ,Ι. Ταφλαμπάς. ' Ε.Μ.Π. Τεχνική σεισμολογία ' Αθήνα 2007.
6. Μ. Παπαδρακάκης. 'Μαθήματα Στατικής V. Πλαστική ανάλυση ραβδωτών φορέων. Σύγχρονες μέθοδοι'. Αθήνα 2006.
7. Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ). ΟΑΣΠ, ΣΠΜΕ 2000.
8. Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος (ΕΚΩΣ). ΟΑΣΠ, ΣΠΜΕ 2000.
9. Εγχειρίδιο χρήσης Sap2000 v 14