



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΜΟΝΩΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΣΕ ΕΞΙΔΑΝΙΚΕΥΜΕΝΟΥΣ
ΠΑΛΜΟΥΣ ΚΟΝΤΙΝΟΥ ΠΕΔΙΟΥ**



ΙΣΤΡΑΤΙ ΝΤΕΝΙΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ ΣΠΥΡΑΚΟΣ, ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π.

ΑΘΗΝΑ, ΙΟΥΛΙΟΣ 2012

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον Διευθυντή του Εργαστηρίου Αντισεισμικής Τεχνολογίας, Καθηγητή κ. Κωνσταντίνο Σπυράκο για την ανάθεση της διπλωματικής αυτής εργασίας, καθώς και την επιστημονική του καθοδήγηση μαζί με τις πολύτιμες παρατηρήσεις και συμβουλές του σε κάθε φάση εκπόνησής της υπό το κλίμα μιας άριστης συνεργασίας.

Επίσης, θα ήθελα εγκάρδια να ευχαριστήσω τον επιστημονικό συνεργάτη του Εργαστηρίου Αντισεισμικής Τεχνολογίας, Δρ. Πολιτικό Μηχανικό κ. Ι. Ταφλαμπά και τον υποψήφιο διδάκτορα Ε.Μ.Π. κ. Χαρίλαο Μανιατάκη για την βοήθειά τους.

Τέλος, θέλω να εκφράσω την ευγνωμοσύνη μου στην οικογένειά μου και τους φίλους μου για την στήριξή τους.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	6
---------------	---

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΗΣ ΕΔΑΦΙΚΗΣ ΚΙΝΗΣΗΣ ΣΕ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΙΕΓΕΡΣΗ ΚΟΝΤΙΝΟΥ

ΠΕΔΙΟΥ

1.1 Εισαγωγή	8
1.1.1 Μηχανισμός Γένεσης-Χαρακτηριστικά	8
1.1.2 Παραμετροποίηση των εδαφικών κινήσεων κοντινού πεδίου.	13
1.2 Ποσοτικοποίηση των χαρακτηριστικών Κατευθυντικότητας της Διάρρηξης- Διαθέσιμα Μοντέλα	22
1.2.1 Φασματική επιτάχυνση	22
1.2.2 Διάρκεια και ισοδύναμος αριθμός ομοειδών κύκλων	23
1.2.3 Μέγιστη οριζόντια ταχύτητα (PHV)	24
1.2.4 Περίοδος παλμού.....	25
1.2.5 Αριθμός σημαντικών παλμών	29
1.3 Ποσοτικοποίηση της Παραμένουσας Μετακίνησης	30
1.4 Προσομοίωση των σεισμών κοντινού πεδίου με εξιδανικευμένους παλμούς ταχύτητας.....	31
1.4.1 Παλμοί Makris&Black.....	31
1.4.2. Παλμοί Μαυροειδής-Παπαγεωργίου (Μ-Π).....	32

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΟΝΩΣΗ ΒΑΣΗΣ

2.1 Εισαγωγή	34
2.2 Αρχές και στόχοι της μεθόδου σεισμικής μόνωσης.....	34
2.3 Επίδραση της σεισμικής μόνωσης στην απόκριση των κατασκευών.....	38
2.4 Συστήματα σεισμικής μόνωσης.....	40
2.4.1 Ελαστομερή συστήματα.....	41
2.4.1.1 Εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης (LDRB).....	41
2.4.1.2 Εφέδρανα υψηλής απόσβεσης (HDRB).....	41
2.4.1.3 Εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (LRB)	43
2.4.2 Συστήματα τριβής.....	44
2.4.2.1 Συστήματα με επίπεδη επιφάνεια ολίσθησης.....	44
2.4.2.2 Συστήματα με σφαιρική επιφάνεια ολίσθησης.....	45
2.5 Παραδείγματα σεισμικής μόνωσης κτηρίων.....	46
2.5.1 Σεισμικά κτίρια στις Ηνωμένες Πολιτείες.....	47
2.5.1 Σεισμικά κτίρια στην Ιαπωνία.....	49
2.5.1 Σεισμικά κτίρια στη Νέα Ζηλανδία.....	49
2.5.4 Σεισμικά μονωμένα κτήρια στην Ευρώπη.....	50
2.6 Συμπεριφορά σεισμικά μονωμένων κτηρίων σε σεισμούς κοντινού πεδίου....	51

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΜΟΝΤΕΛΟ ΚΑΙ ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΤΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ

3.1 Μοντέλο που χρησιμοποιήθηκε στην εργασία.....	53
3.2 Διαμόρφωση των εξισώσεων του προβλήματος.....	54
3.2.1 Περίπτωση της γραμμικής συμπεριφοράς σεισμικής μόνωσης.....	54
3.2.2.Περίπτωση της μη-γραμμικής συμπεριφοράς σεισμικής μόνωσης.....	56

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΣΕ ΕΞΙΔΑΝΙΚΕΥΜΕΝΟΥΣ ΠΑΛΜΟΥΣ

4.1 Διαγράμματα της γραμμικής συμπεριφοράς σεισμικής μόνωσης.....	60
4.2 Διαγράμματα της μη-γραμμικής συμπεριφοράς σεισμικής μόνωσης.....	94

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

ΓΕΝΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	112
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	115

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Τα συστήματα σεισμικής μόνωσης σε κτήρια σχεδιάζονται για να διατηρούν την ακεραιότητα του κτηρίου, να εξασφαλίζουν την ασφάλεια των κατοίκων και να εμποδίσουν την καταστροφή του περιεχομένου του κτηρίου, μειώνοντας τις σεισμικές δυνάμεις και παραμορφώσεις της ανωδομής η μείωση αυτή επιτυγχάνεται μέσω της μείωσης της δυσκαμψίας και της αύξησης της απόσβεσης. Η μιν μείωση της δυσκαμψίας έχει σκοπό να απομακρύνει την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο της κατασκευής από την χαρακτηριστική περίοδο των σεισμικών εδαφικών κινήσεων, γεγονός που μειώνει τις σεισμικές δυνάμεις, αλλά αυξάνει τις μετακινήσεις, ενώ η αύξηση της απόσβεσης μειώνει τις σεισμικές μετακινήσεις. Έτσι, τα σεισμικά μονωμένα έχουν μεγάλες θεμελιώδεις ιδιοπεριόδους ταλάντωσης σε σχέση με τα περιόδους των συνήθων-συχνών σεισμών.

Καταγραφές, όμως, της σεισμικής κίνησης από πρόσφατους σεισμούς, όπως ο σεισμός στο Kobe της Ιαπωνίας το 1995 και στο Kocaeli το 1999 έδειξαν ότι οι εδαφικές κινήσεις κοντινού πεδίου μπορεί να περιλαμβάνουν ισχυρούς και με μεγάλη περίοδο παλμούς ταχύτητας. Όπως έχει παρατηρηθεί οι παλμοί αυτοί θα έχουν σημαντική επίδραση στην σεισμική μόνωση με ιδιοπερίοδο κοντά στην περίοδο του παλμού επιβάλλοντας μεγάλες μετατοπίσεις στην διεπιφάνεια της σεισμικής μόνωσης, οι οποίες μπορούν να οδηγήσουν σε λυγισμό ή καταστροφή της μόνωσης. Το γεγονός αυτό έχει τραβήξει το ενδιαφέρον των ερευνητών διεθνώς και πρόσφατα μάλιστα έχουν δημοσιευτεί πολλές εργασίες με σκοπό την κατανόηση της δυναμικής συμπεριφοράς σεισμικά μονωμένων κτηρίων σε σεισμούς κοντινού πεδίου. Οι περισσότερες από αυτές τις εργασίες χρησιμοποιούν τα πραγματικά επιταχυνσιογραφήματα σεισμών κοντινού πεδίου που καταγράφηκαν, ενώ κάποιες από αυτές προσομοιώνουν τα συγκεκριμένα επιταχυνσιογραφήματα με εξιδανικευμένους ημιτονοειδείς ή συνημιτονοειδείς παλμούς ταχύτητας, όπως οι παλμοί των Μακρή & Black συγκεκριμένης διάρκειας T_p και μέγιστης ταχύτητας V_p . Δεν βρέθηκε, όμως, καμία εργασία που να κάνει πλήρη παραμετρική μελέτη της απόκρισης ενός σεισμικά μονωμένου κτηρίου χρησιμοποιώντας μόνο εξιδανικευμένους παλμούς ταχύτητας Μακρή & Black και Μαυροειδής- Παπαγεωργίου (Μ-Π) για τα μονοβάθμια.

Αυτός λοιπόν είναι ο στόχος της δικιάς μας εργασίας, να μελετηθεί δηλαδή η συμπεριφορά ενός σεισμικά μονωμένου κτηρίου σε εξιδανικευμένους παλμούς ταχύτητας και να προκύψουν αδιαστατοποιημένα διαγράμματα που θα ρίξουν φως στην φυσική του προβλήματος. Για τον σκοπό αυτόν χρησιμοποιήθηκαν σε πρώτη φάση οι παλμοί των Μ&Β και σε δεύτερη φάση οι παλμοί των Μ-Π.

Στο κεφάλαιο 1 γίνεται παρουσίαση των χαρακτηριστικών των σεισμών κοντινού πεδίου και των επιδράσεών του στις κατασκευές, ενώ γίνεται ιδιαίτερη αναφορά στο φαινόμενο της κατεθυντικότητας. Στην συνέχεια, παρουσιάζεται η παραμετροποίηση των σεισμών κοντινού πεδίου και η προσομοίωσή τους με απλούς παλμούς ταχύτητας χρησιμοποιώντας τους παλμούς των Makris&Black, αλλά και των Mavroeidis&Papageorgiou.

Στο κεφάλαιο 2 παρουσιάζουμε την έννοια της σεισμικής μόνωσης, τον σκοπό χρήσης της, καθώς και τα πιο διαδεδομένα συστήματα σεισμικής μόνωσης. Στο τέλος του κεφαλαίου γίνεται αναφορά στην επίδοση των σεισμικά μονωμένων κτηρίων σε σεισμούς κοντινού πεδίου και στα προβλήματα που ανακύπτουν.

Στο κεφάλαιο 3 παρουσιάζεται το μοντέλο που χρησιμοποιήθηκε στην εργασία μας, καθώς και οι εξισώσεις και οι παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν για την επίλυση της γραμμικής συμπεριφοράς σεισμικής μόνωσης και η αδιάστατοι Π-όροι που προέκυψαν από την διαστατική ανάλυση για την μη-γραμμική συμπεριφορά της σεισμικής μόνωσης.

Στο κεφάλαιο 4 παρουσιάζονται τα συνολικά διαγράμματα της απόκρισης του σεισμικά μονωμένου κτηρίου στους διάφορους εξιδανικευμένους παλμούς ταχύτητας, συνοδευόμενους από σχόλια, αρχικά για γραμμική συμπεριφορά της σεισμικής μόνωσης κι έπειτα για την μη γραμμική.

Τέλος, στο κεφάλαιο 5 παρουσιάζουμε τα συμπεράσματα, στα οποία καταλήξαμε, αλλά και κάποιες γενικές επισημάνσεις χρήσιμες για μηχανικούς που ασχολούνται με την μελέτη σεισμικά μονωμένων κτηρίων σε περιοχές κοντά σε ρήγματα, που μπορούν να δώσουν σεισμούς κοντινού πεδίου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΗΣ ΕΔΑΦΙΚΗΣ ΚΙΝΗΣΗΣ ΣΕ ΣΕΙΣΜΙΚΗ

ΔΙΕΓΕΡΣΗ ΚΟΝΤΙΝΟΥ ΠΕΔΙΟΥ

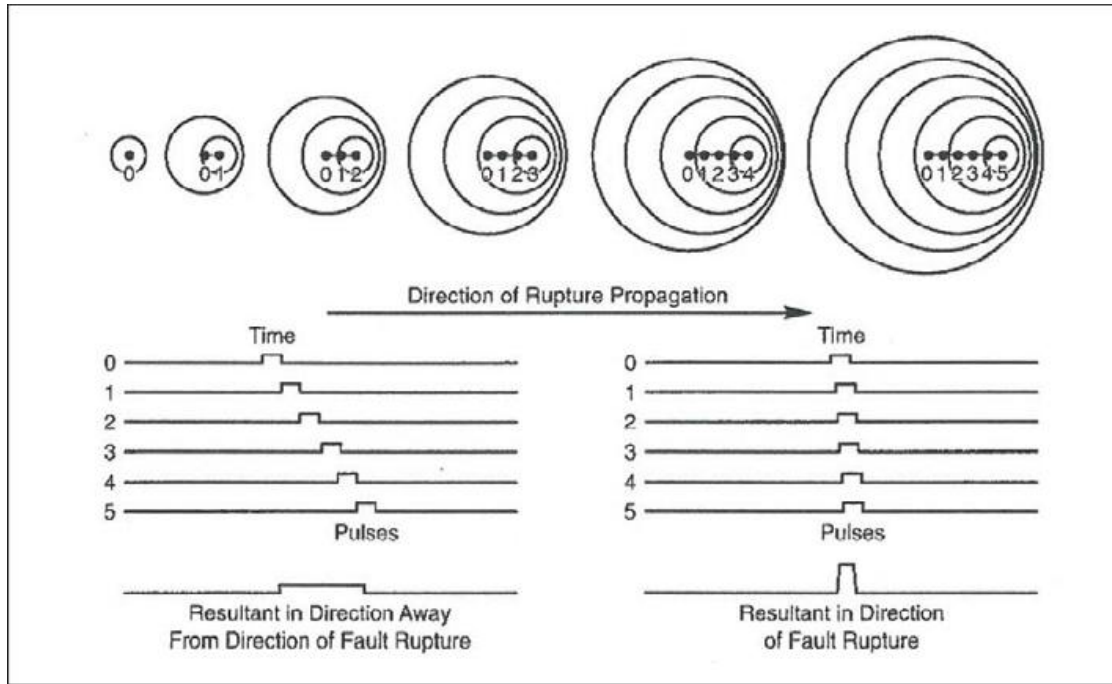
1.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1.1. Οι επιδράσεις του κοντινού πεδίου

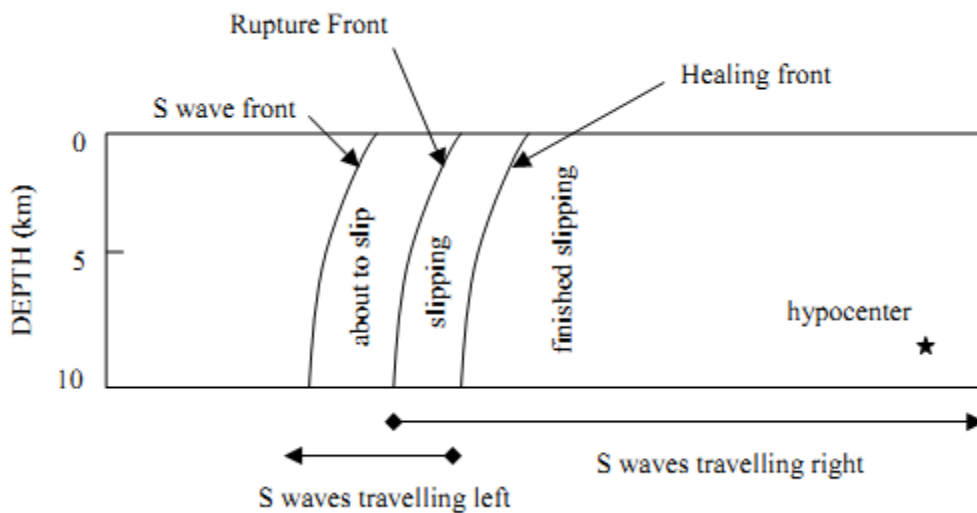
Κοντά σ' ένα ρήγμα οι εδαφικές κινήσεις μπορεί να είναι σημαντικά διαφορετικές από εκείνες που βρίσκονται μακριά από τη σεισμική πηγή. Συνήθως, η ζώνη κοντινού πεδίου ρηγμάτων είναι μέσα σε μια απόσταση περίπου 20 – 60km από ένα ρήγμα. Μέσα σε αυτή τη ζώνη κοντινού πεδίου οι εδαφικές κινήσεις επηρεάζονται 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 παράγοντες αυτοί οδηγούν στα αποτελέσματα που ονομάζονται «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. Όπως φαίνεται στην εικόνα 2.1 για ένα μηχανισμό οριζόντιας ολίσθησης, 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, ο οποίος χαρακτηρίζεται από το μεγάλο εύρος ανάμεσα στις μεγάλες περιόδους και τη μικρή διάρκεια.

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 κετευθυντικότητα» (backward directivity), χαρακτηρίζεται από κινήσεις με σχετικά μεγάλη διάρκεια και μικρό εύρος. Η «ουδέτερη κετευθυντικότητα» (neutral directivity) εμφανίζεται όταν η ρήξη δεν είναι ούτε προς ούτε μακριά από την περιοχή.



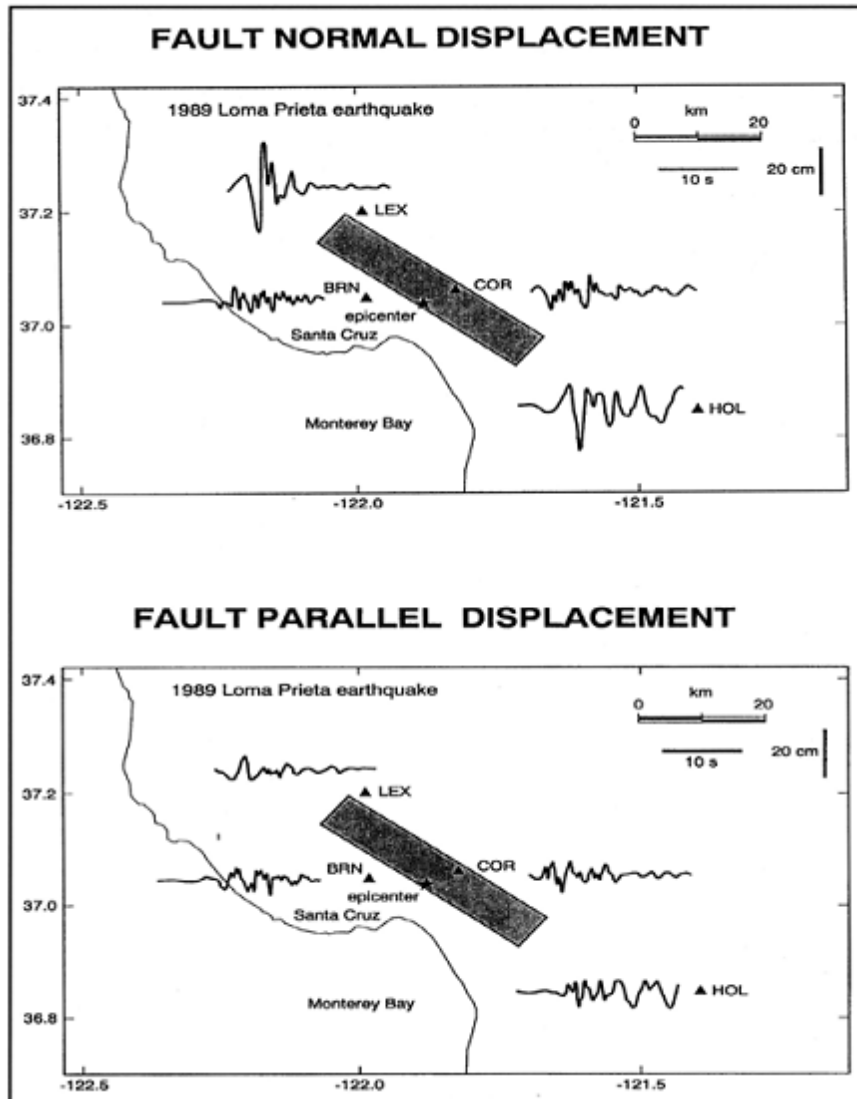
Σχήμα 2.0 (Kramer, 1996) : Επίδραση της κατευθυντικότητας της διάρρηξης, όπως εξηγείται από το φαινόμενο Doppler



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 (Somerville et al 1997a)

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.

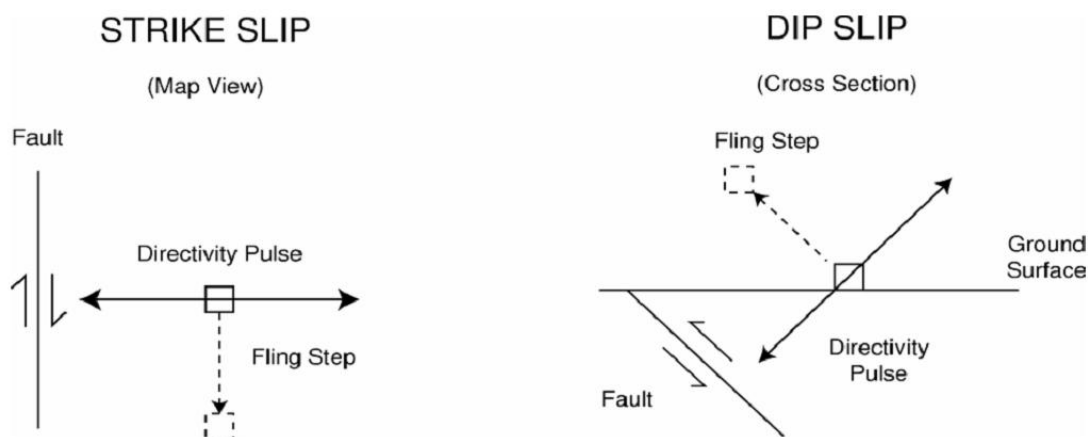
Τα φαινόμενα της κατευθυντικότητας της διάρρηξης μπορούν να παρουσιαστούν τόσο σε ρήγματα οριζόντιας ολίσθησης, όσο και σε κατακόρυφης βύθισης. Στις περιπτώσεις ρήγματος κατακόρυφης βύθισης, οι συνθήκες εμπρόσθιας κατευθυντικότητας εμφανίζονται για περιοχές κοντά στην προβολή του επάνω τεμάχους του ρήγματος. 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).



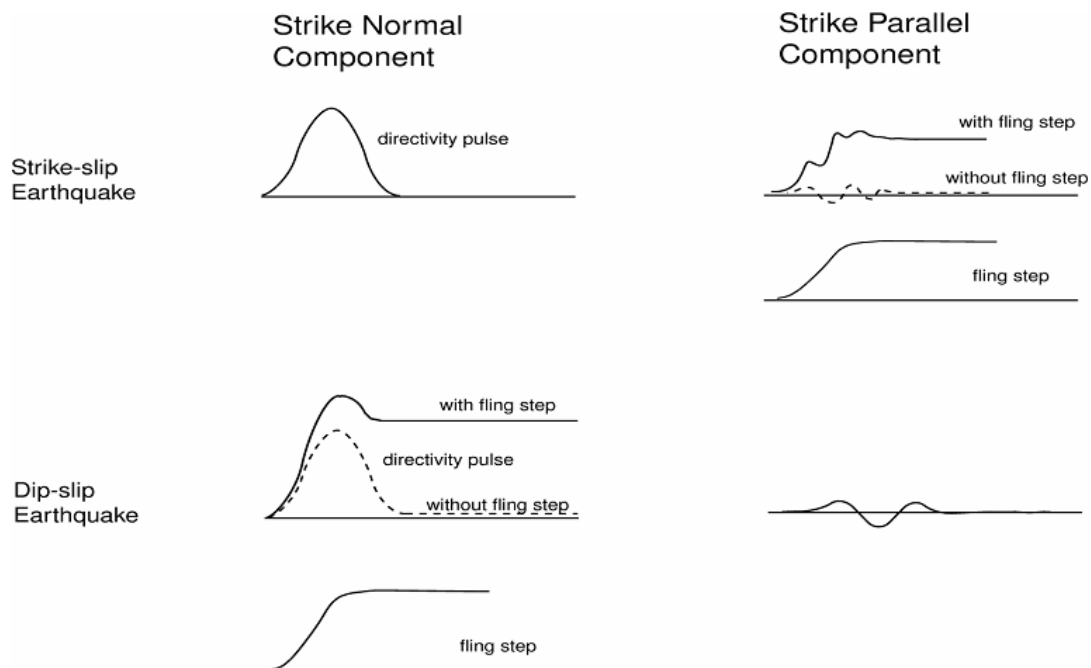
Εικόνα 2.2: Αποτελέσματα της κατευθυντικότητας της διάρρηξης στις καταγεγραμμένες χρονοϊστορίες μετακινήσεων του σεισμού του Loma Prieta του 1989 για τις κάθετες (άνω) και τις παράλληλες (κάτω) στο ρήγμα συνιστώσες. Πηγή: EERI,1995

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.



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



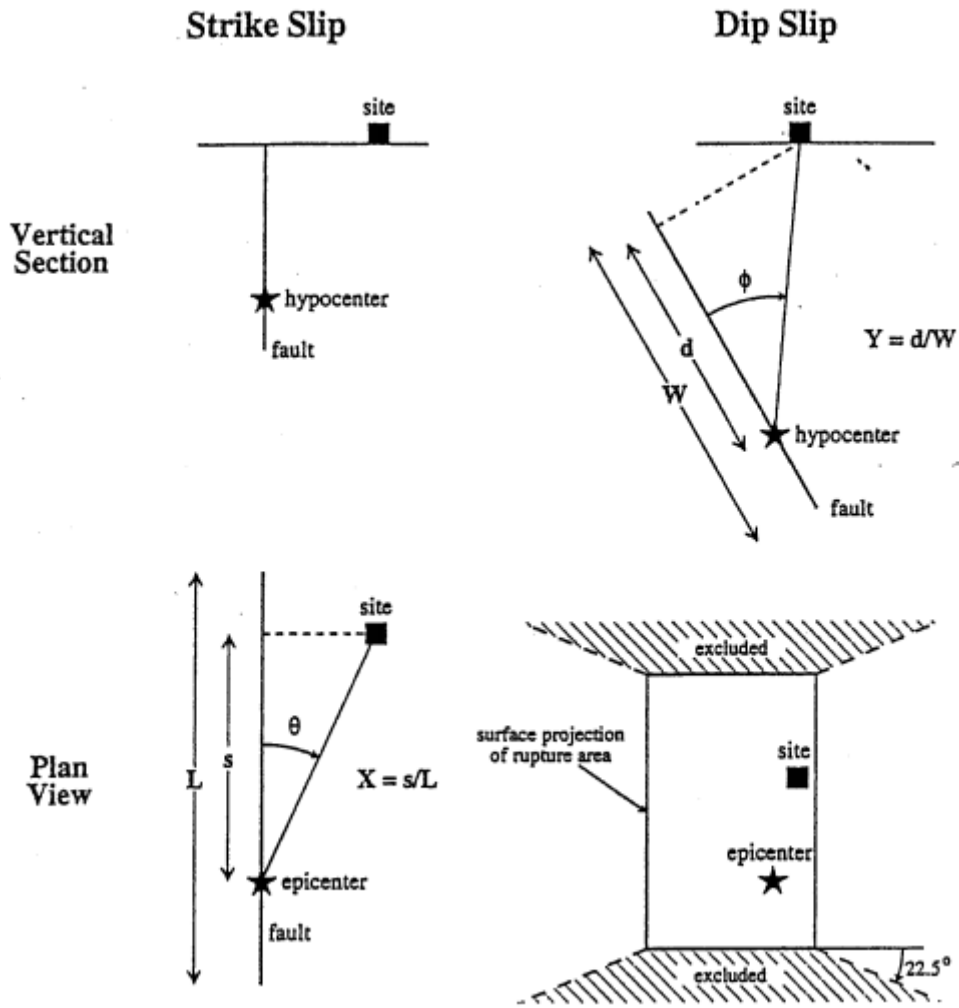
Εικόνα 2.4: Σχηματικό διάγραμμα των χρονοϊστοριών για ρήγμα οριζόντιας ολίσθησης και ρήγμα κατακόρυφης βύθισης στο οποίο η παραμένουσα μετακίνηση και ο παλμός κατευθυντικότητας παρουσιάζονται μαζί και χωριστά

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. Ακολούθως, γίνεται μικρή αναφορά στις επιδράσεις της παραμένουσας μετακίνησης στο κοντινό πεδίο του ρήγματος.

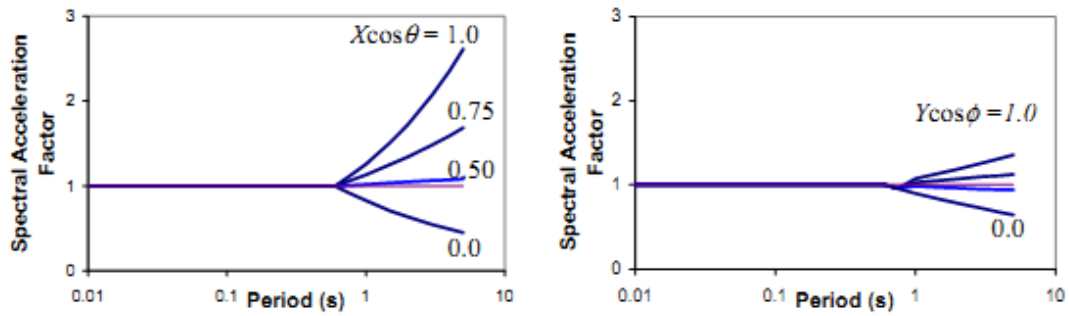
1.1.2 Παραμετροποίηση των εδαφικών κινήσεων κοντινού πεδίου

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.

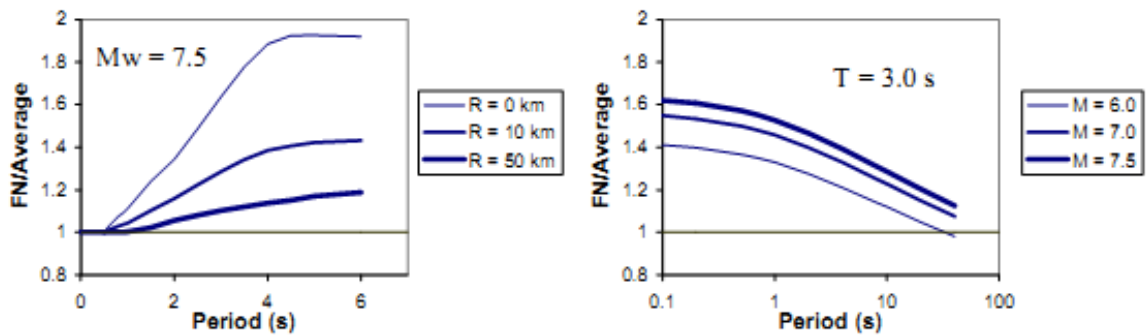
Για να ληφθούν υπόψη τα αποτελέσματα της κατευθυντικότητας οι Somerville et al (1997a) συσχέτισαν τις ανηγμένες προς ένα μέσο φάσμα τιμές των φασμάτων απόκρισης (με 5% απόσβεση) με τις γεωμετρικές παραμέτρους που καθορίζονται στην εικόνα 2.5 και τα αποτελέσματα που παρουσιάζονται στην εικόνα 2.6. Οι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



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



β) Αναλογία οριζόντιας φασματικής απόκρισης κάθετης 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

Πίνακας 2.1: Παράγοντες κοντινής πηγής από Uniform Building Code (UBC-1997)

α) Παράγοντας μικρής περιόδου (N_α)

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

β) Παράγοντας ενδιάμεσης περιόδου (N_ν)

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

γ) Περιγραφή των τύπων σεισμικής πηγής

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

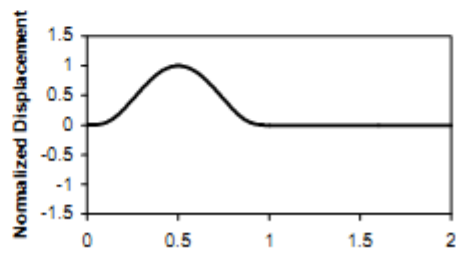
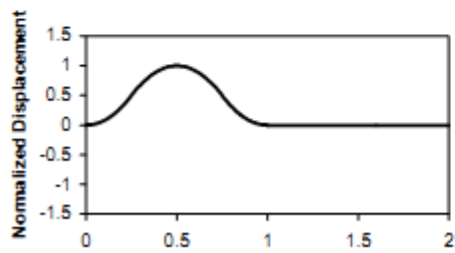
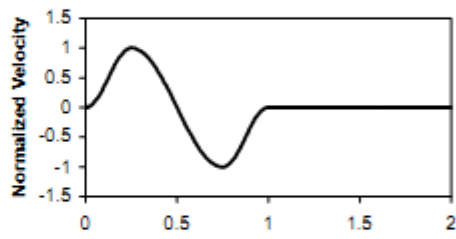
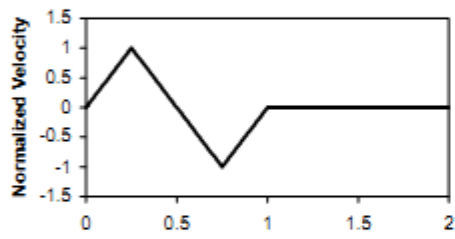
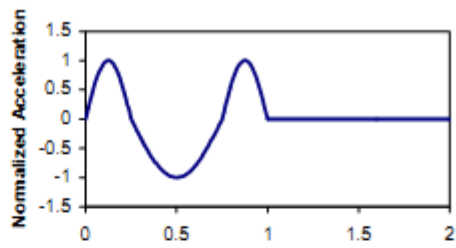
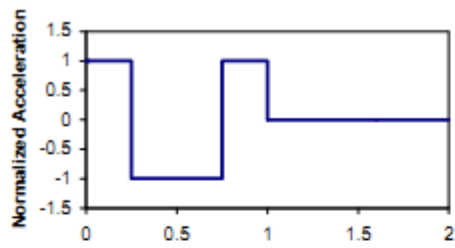
¹ Η πλησιέστερη απόσταση στη σεισμική πηγή θα πρέπει να λαμβάνεται ως η ελάχιστη απόσταση μεταξύ της εξεταζόμενης θέσης και της προβολής του επιπέδου του ρήγματος στην επιφάνεια (RJ-B). Η επιφανειακή προβολή δεν χρειάζεται να περιλαμβάνει μέρη της πηγής σε βάθη των 10km ή μεγαλύτερα.

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.

Οι μελέτες Kranwinkler και Alavi (1998) και Sasani 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.

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 (Tv) και του αριθμού σημαντικών ημιπαλμών της κίνησης στη μεγαλύτερη κάθετη διεύθυνση στο ρήγμα.

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 Tv. Εντούτοις, η αβεβαιότητα που συνδέεται με την πρόβλεψη της Tv 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 (Tv-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 Tv και της Tv-p είναι 0.84 με μια τυπική απόκλιση 0.28 (Rodriguez-Marek 2000). Η σύμπτωση της Tv για μια εδαφική κίνηση σεισμού δείχνει ότι ο παλμός ταχύτητας περιέχει την ενέργεια σε μια συγκεκριμένη ζώνη περιόδων.



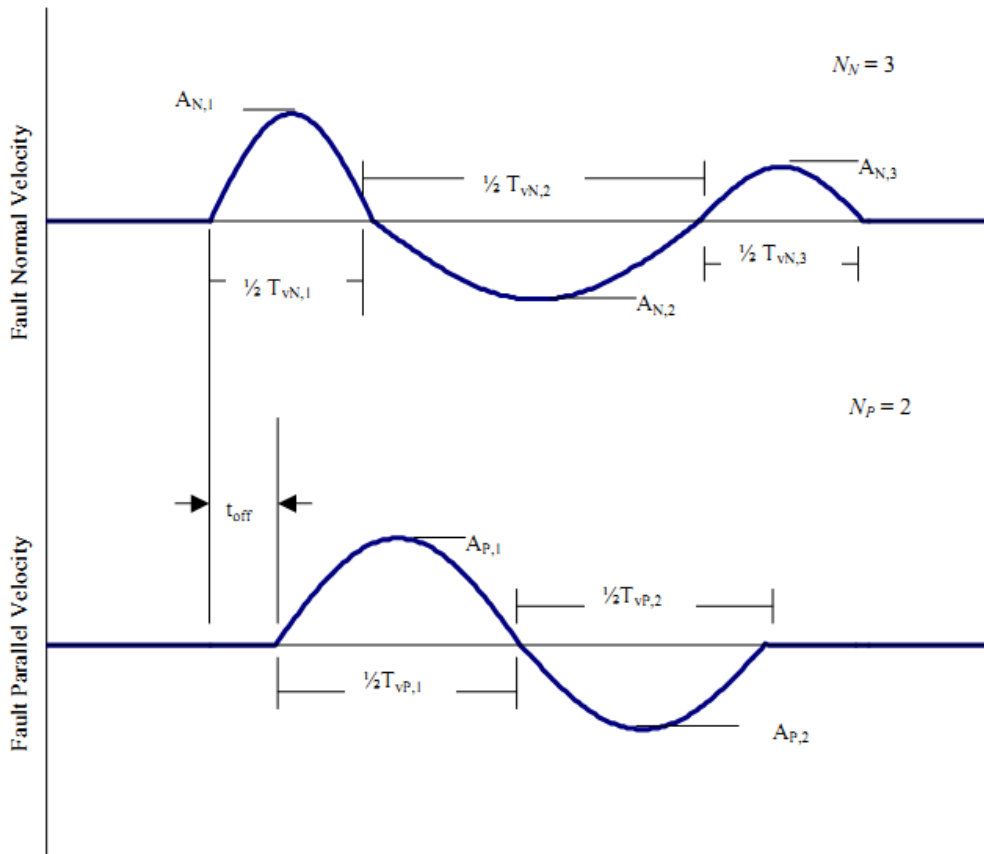
(a) Krawinkler and Alavi (1998)

(b) Sasani and Bertero (2000)

Εικόνα 2.7: Απλοποιημένοι παλμοί που έχουν χρησιμοποιηθεί από μερικούς ερευνητές

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

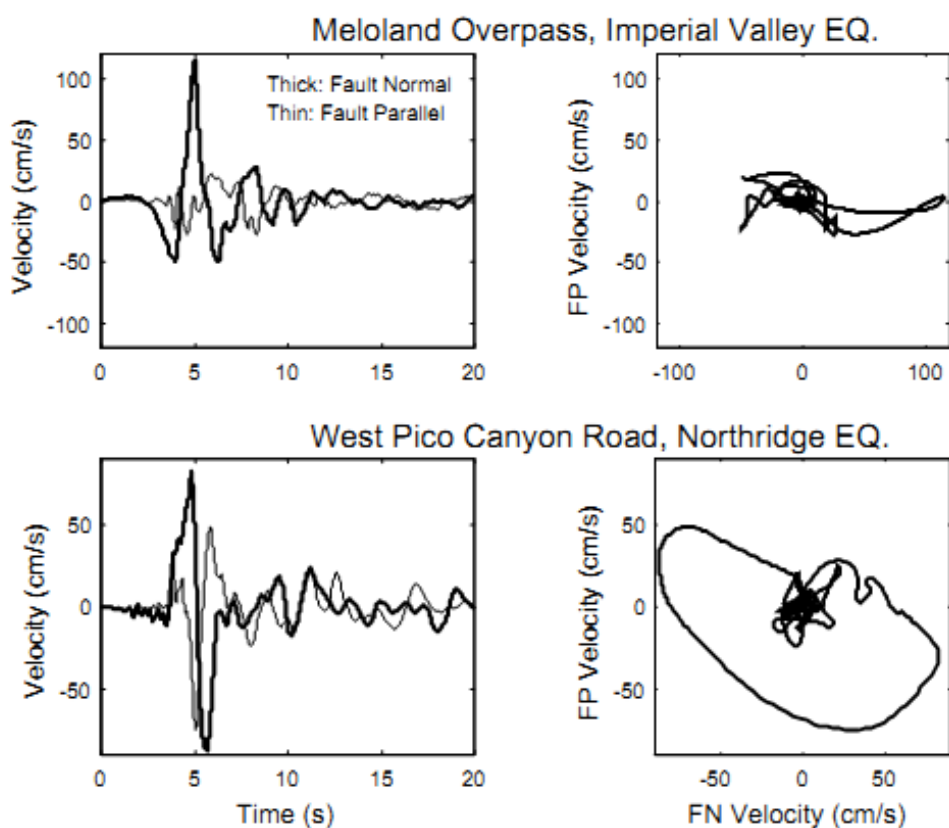
Parameter	Abbreviation	Methodology to obtain parameter
Number of significant pulses.	N	Number of pulses (half-cycle pulses) in the velocity-time history with amplitudes at least 50% of the peak ground velocity of the record.
Pulse Period.	$T_{v,i}$	For each half sine pulse, $T_{v,i} = 2(t_2 - t_1)$, 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	PGV	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	$PGV_{P/N}$	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.



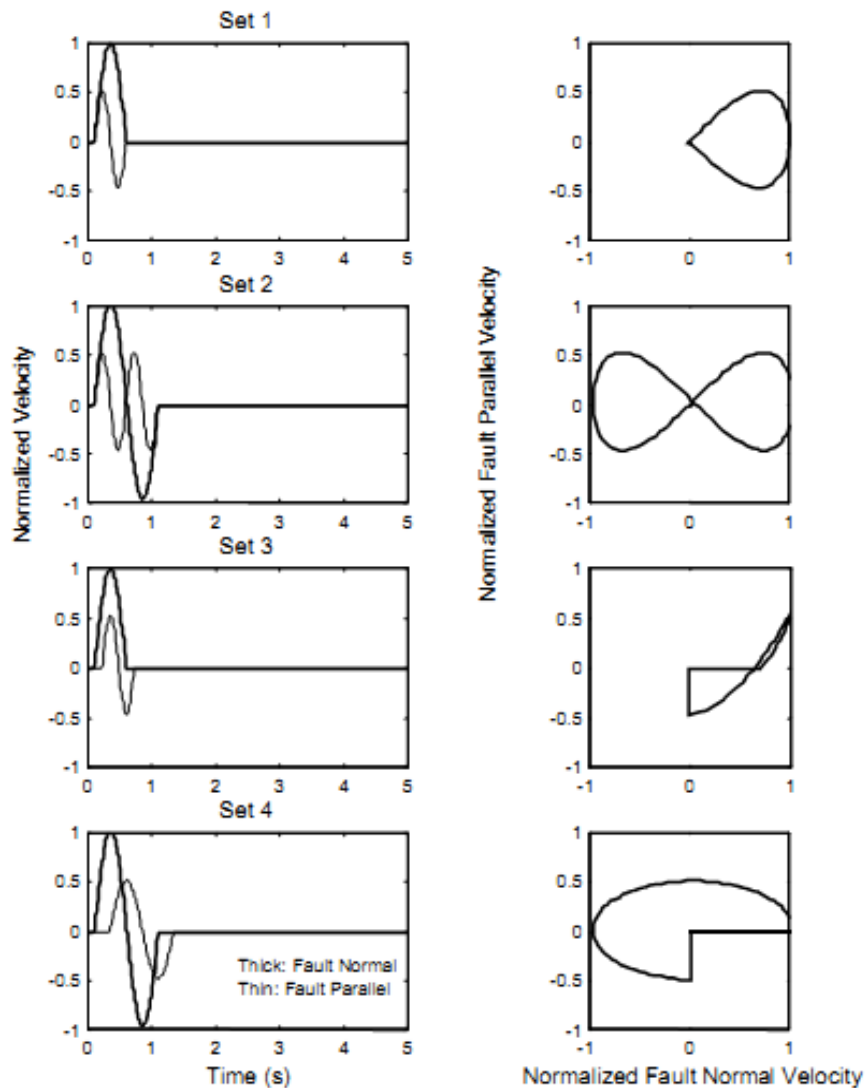
Εικόνα 2.8: Παράγοντες που χρειάζονται για να καθορίσουν την παράλληλη και την κάθετη στο ρήγμα συνιστώσα για απλοποιημένους παλμούς ταχύτητας. Τα σύμβολα N, P αντιστοιχούν στις κάθετες και παράλληλες κινήσεις ως προς τη διεύθυνση του ρήγματος αντίστοιχα (Rodriguez – Marek 2000)

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 Rodriguez – 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 επίσης να υπολογιστούν.



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)

1.2 ΕΠΙΔΡΑΣΕΙΣ ΚΑΤΕΥΘΥΝΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΡΡΗΞΗΣ

ΔΙΑΘΕΣΙΜΑ ΜΟΝΤΕΛΑ

1.2.1 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.

1.2.2 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.

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.

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: $y = c_1 + 1.88c_2 X \cos \theta$ ($X \cos \theta \leq 0.4$) $y = c_1 + 0.75c_2$ ($X \cos \theta > 0.4$) 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

1.2.3 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:

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

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:

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

Ο Rodriguez-Marek (2000) εκτέλεσε τις αναλύσεις παλινδρόμησης χρησιμοποιώντας 48 ιστορίες 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 :

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

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.

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

Data Set	a	b	c	d	σ	τ	σ_{total}	$Var(\sigma^2)$	$Var(\tau^2)$	$Cov(\sigma^2, \tau^2)$
All Motions	2.44	0.50	-0.41	3.93	0.47	0.41	0.62	0.0026	0.011	8.2e-4
Rock	1.46	0.61	-0.38	3.93	0.53	0.25	0.59	0.023	0.019	-0.0120
Soil	3.86	0.30	-0.42	3.93	0.43	0.41	0.59	0.014	0.0026	8.6e-4

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.

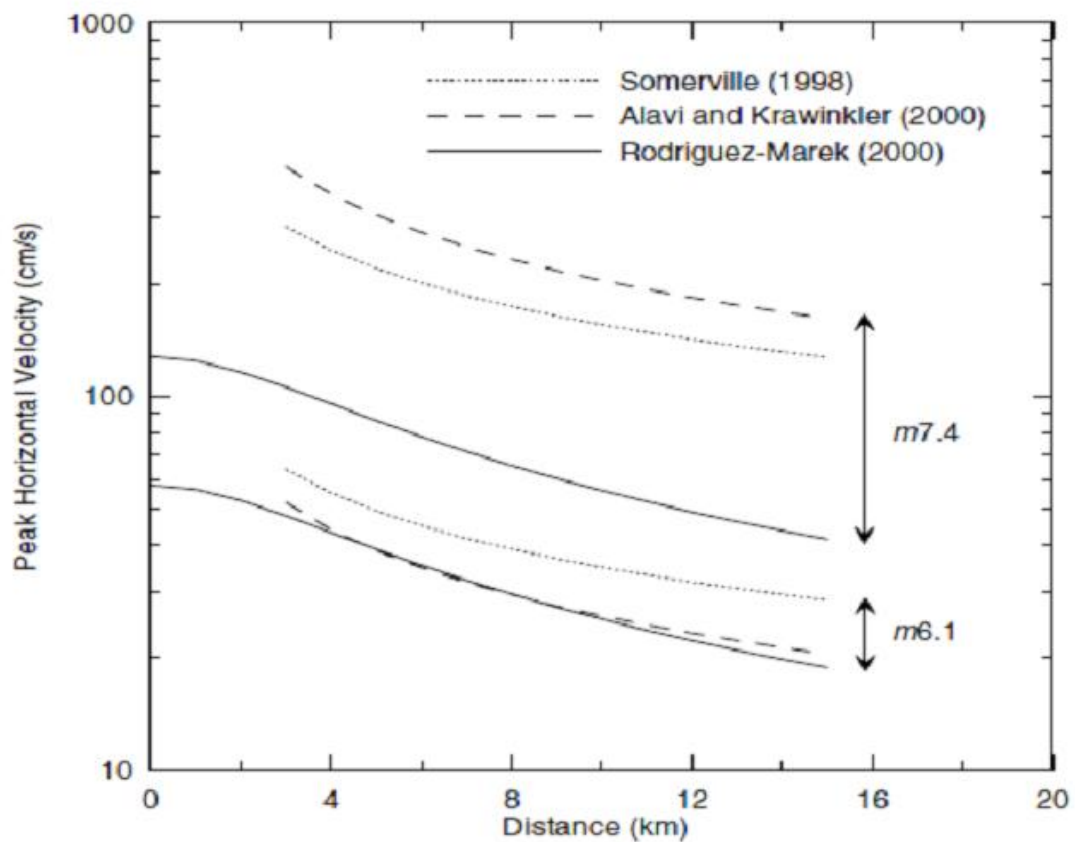
1.2.4 Περίοδος παλμού

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:

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



<p>Rodriguez-Marek (2000): $\ln(\text{PHV}) = 2.44 + 0.5m - 0.41 \ln(r^2 + 3.93^2)$</p>
<p>Somerville (1998): $\ln(\text{PHV}) = -2.31 + 1.15m - 0.5 \ln(r)$</p>
<p>Alavi and Krawinkler (2000): $\ln(\text{PHV}) = -5.11 + 1.59m - 0.58 \ln(r)$</p>

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 (Rodriguez – Marek 2000).

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

$$T_v = 2.2 tR \quad [6]$$

Η σχέση μεταξύ της περιόδου του παλμού και της χρονικής διάρκειας tR 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 tR (Somerville 1998). Οι πεπερασμένες διαστάσεις του ρήγματος και οι επιδράσεις της κατευθυντικότητας συμβάλλουν στη διεύρυνση του παλμού. Η χρονική διάρκεια της ολίσθησης στο ρήγμα tR 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:

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

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

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

όπου $(T_v)_{ij}$ είναι η περίοδος του παλμού της καταγραφής j από το γεγονός i , α 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 μικρότερες περιόδους παλμού 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.

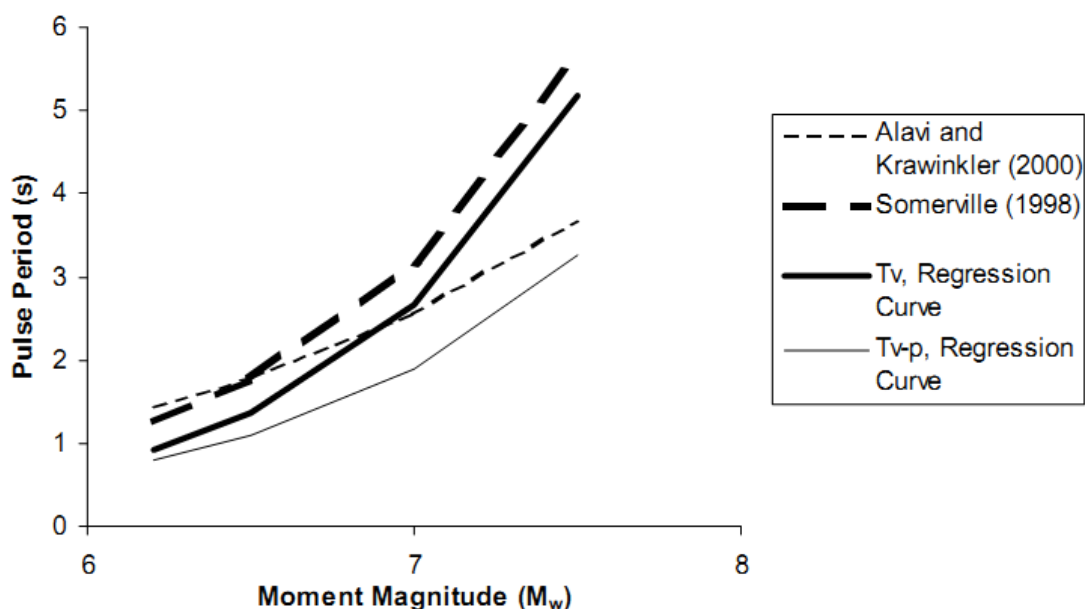
Πίνακας 2.5: Παράμετροι του μοντέλου Rodriguez-Marek (2000) για την περίοδο του παλμού.

a) T_v

Data Set	a	b	σ	τ	σ_{total}	$Var(\sigma^2)$	$Var(\tau^2)$	$Cov(\sigma^2, \tau^2)$
All Motions	-8.33	1.33	0.36	0.40	0.54	0.0008	0.0078	-0.0003
Rock	-11.10	1.70	0.31	0.41	0.51	0.0029	0.0140	-0.0018
Soil	-5.81	0.97	0.32	0.40	0.51	0.0008	0.0100	-0.0003

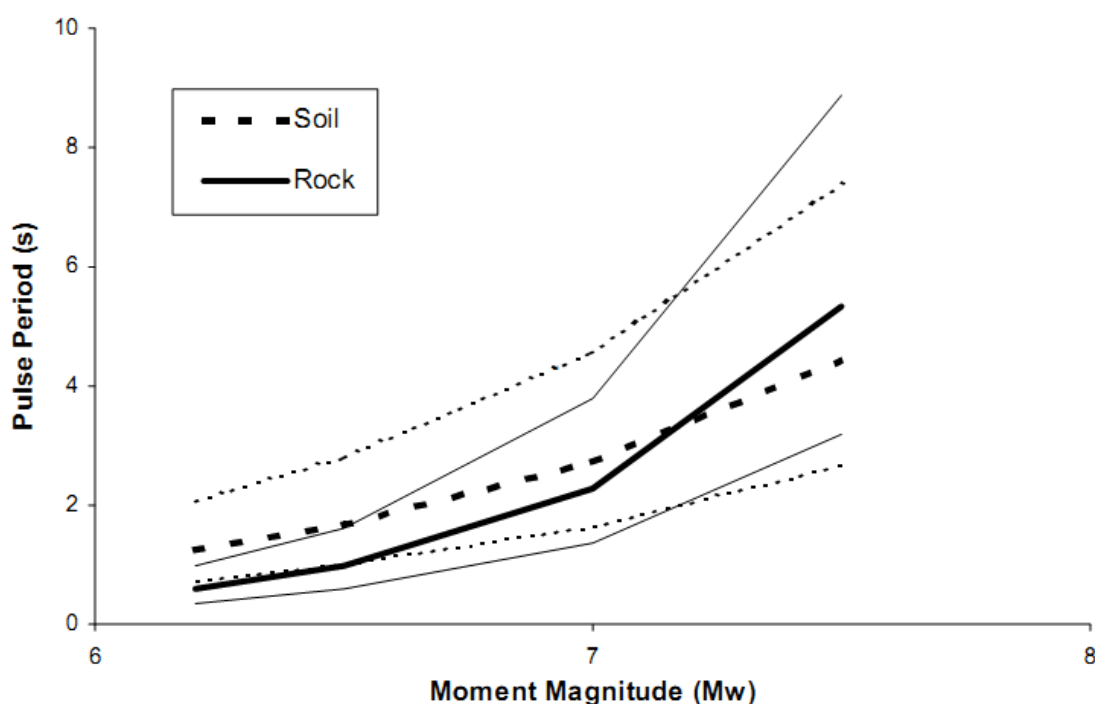
b) T_{v-p}

Data Set	a	b	σ	τ	σ_{total}	$Var(\sigma^2)$	$Var(\tau^2)$	$Cov(\sigma^2, \tau^2)$
All Motions	-6.92	1.08	0.48	0.45	0.66	0.0028	0.0154	-0.0009
Rock	-9.53	1.42	0.37	0.61	0.71	0.0062	0.0555	-0.0041
Soil	-5.66	0.91	0.41	0.45	0.61	0.0022	0.0181	-0.0008



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 μεγέθους 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)

1.2.5 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.

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)

Earthquake	Year	Number of Records	Number of Records with given number of half-cycle pulses (N)			
			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)

1.3 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 στην 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.

1.4 Προσομοίωση των σεισμών κοντινού πεδίου με εξιδανικευμένους παλμούς ταχύτητας

1.4.1 Παλμοί Makris&Black

Οι παλμοί των M&B προτιμήθηκαν αρχικά, γιατί είναι απλοί και ορίζονται μόνον από δύο παραμέτρους, την περίοδο του παλμού T_p και την μέγιστη εδαφική ταχύτητα V_r , οπότε διευκολύνουν την παραμετρική ανάλυση, ενώ έχουν προσομοιώσει σειρά σεισμών κοντινού πεδίου. Εδώ φαίνονται αναλυτικά οι τέσσερις τύποι παλμών των M&B. Αξίζει να σημειωθεί ότι οι παλμοί C αποτελούν ομαλή μετάβαση από ημιτινοειδείς παλμούς σε μια αρμονική- μόνιμη ημιτονοειδή φόρτιση.

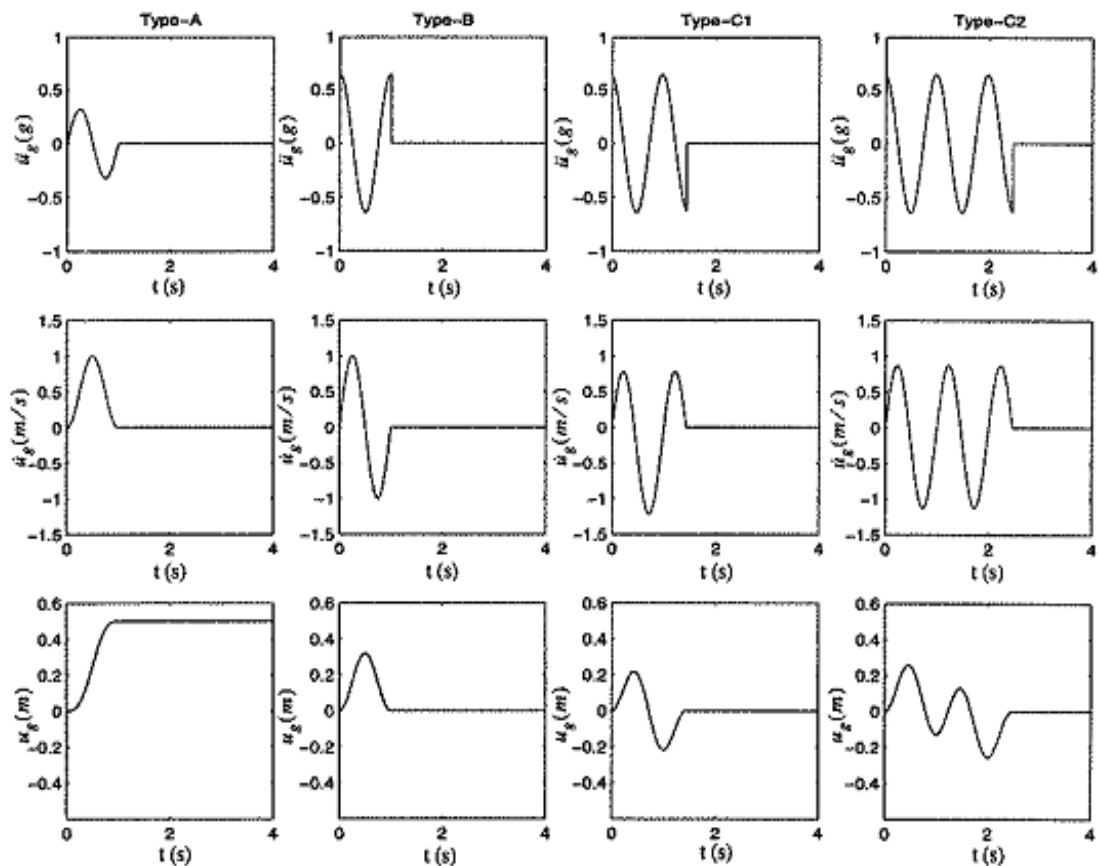
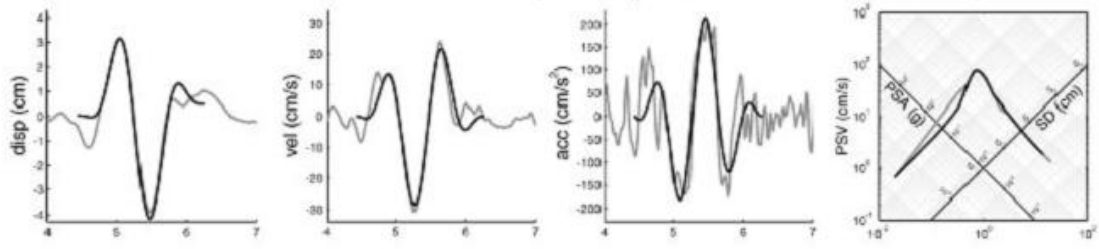


Figure 10: Acceleration, velocity and displacement time histories of cycloidal pulses type-A (first column), type-B (second column), type-C₁ (third column) and type-C₂ (fourth column).

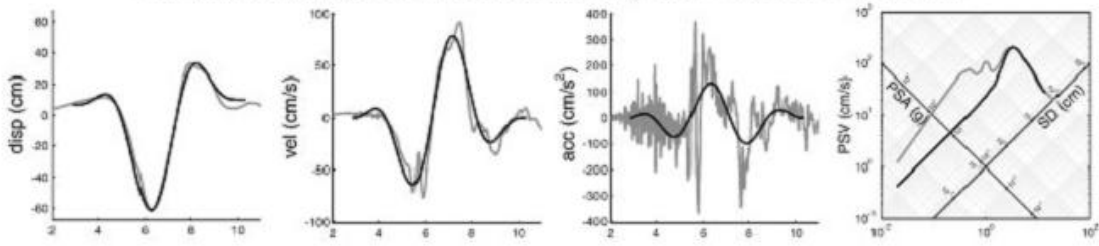
1.4.2. Παλμοί Μαυροειδής-Παπαγεωργίου (Μ-Π)

Στην συνέχεια, για να επιβεβαιώσουμε τα συμπεράσματά μας χρησιμοποιήσαμε τους παλμούς των Μαυροειδής&Παπαγεωργίου (Μ-Π), οι οποίοι είναι πιο σύνθετοι, αφού περιλαμβάνουν τέσσερις παραμέτρους, την περίοδο του παλμού T_p και την μέγιστη εδαφική ταχύτητα A (V_p), την αρχική φάση ν και τον αριθμό κύκλων παλμού γ . Εντούτοις, οι παλμοί αυτή έχουν την μεγαλύτερη προσαρμοστικότητα και αξιοπιστία, αφού για την δημιουργία του μοντέλου τους χρησιμοποιήθηκαν πάνω από 40 πραγματικές καταγραφές σεισμών κοντινού πεδίου.

1987 Whittier Narrows, CA, USA Earthquake ($M_w=6.0$) - Station DOW - SN Comp



1979 Imperial Valley, CA, USA Earthquake ($M_w=6.5$) - Station E05 - SN Comp



ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΟΝΩΣΗ ΒΑΣΗΣ

2.1 Εισαγωγή

Κατασκευές σχεδιασμένες με την συμβατική τεχνική που προτείνουν οι ισχύοντες κανονισμοί είναι πολύ πιθανό να αντέξουν έναν μεγάλο σεισμό, εκδηλώνοντας όμως παράλληλα μεγάλης έκτασης βλάβες τόσο στον φέροντα οργανισμό όσο και στον εσωτερικό τους εξοπλισμό με αποτέλεσμα διακοπή της λειτουργικότητάς τους και υψηλό οικονομικό κόστος.

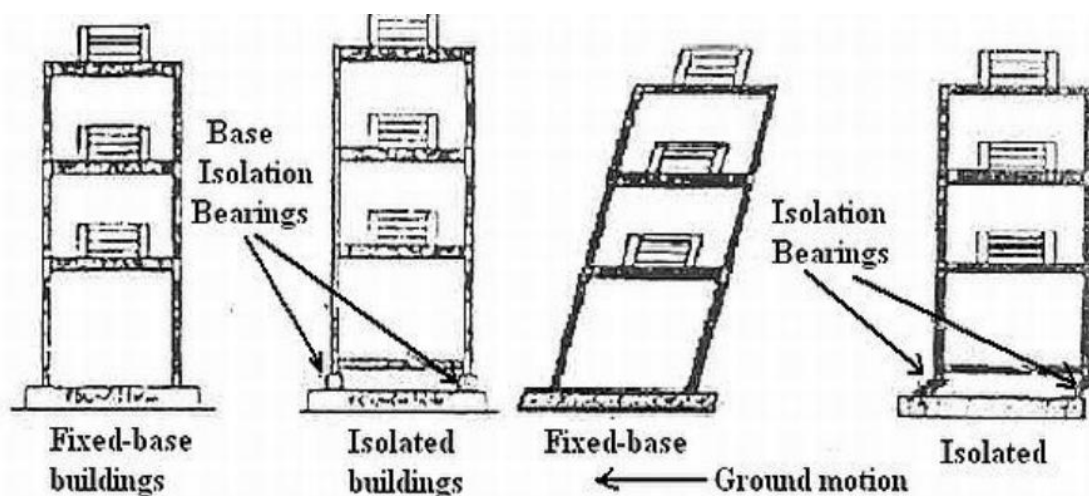
Μια εναλλακτική και ταυτόχρονα ελκυστική μέθοδος αντισεισμικού σχεδιασμού είναι η εφαρμογή μέσων ελέγχου (παθητικών ή/και ενεργητικών) της δόνησης της κατασκευής κατά τη διάρκεια ενός ισχυρού σεισμικού κραδασμού που υλοποιείται με την τοποθέτηση στη διεπιφάνεια ανωδομής-θεμελίωσης στοιχείων εύκαμπτων σε οριζόντιες μετακινήσεις, τους μονωτήρες. Η μέθοδος αυτή, η οποία έχει εξελιχθεί αρκετά και έχει εφαρμοστεί επιτυχώς σε κατασκευές διαφόρων τύπων (κτιριακές, γέφυρες, δεξαμενές κ.ά) τις δύο τελευταίες δεκαετίες, αποσκοπεί στη μείωση της σεισμικής απαίτησης που εισάγεται μέσω των μηχανισμών που περιγράφονται στη συνέχεια και έχει ως αποτέλεσμα οικονομικότερες και πιο ελαφρές κατασκευές. Η σημαντική μείωση των σεισμικών απαιτήσεων αφενός αποτρέπει την κατάρρευση της κατασκευής σε ισχυρούς σεισμούς και αφετέρου περιορίζει τις βλάβες σε περιπτώσεις σεισμών μέτριας έντασης.

2.2 Αρχές και στόχοι της μεθόδου σεισμικής μόνωσης

Η εφαρμογή των μεθόδων παθητικής σεισμικής μόνωσης βάσης έχει ως κύριο άξονα τον διαχωρισμό της κίνησης της ανωδομής από την ισχυρή κίνηση του εδάφους κατά τη διάρκεια ενός σεισμικού γεγονότος με σκοπό να ελαχιστοποιηθεί η ενέργεια που εισάγεται στην κατασκευή, εν μέρει αντανακλώντας την και εν μέρει αποσβένοντάς την στο επίπεδο της θεμελίωσης. Το σύνολο της μετακίνησης καλείται να παραληφθεί από διακριτούς μονωτήρες, των οποίων τα δυναμικά χαρακτηριστικά επιλέγονται έτσι ώστε να ανεξαρτητοποιήσουν την κατασκευή από την εδαφική κίνηση στη βάση.

Στόχος της σεισμικής μόνωσης είναι η μείωση ή βελτίωση της απόκρισης της ανωδομής που οφείλεται στις οριζόντιες σεισμικές δράσεις συγκεντρώνοντας τις μετακινήσεις και τις όποιες διαρροές στη στάθμη του συστήματος μόνωσης. Με τον τρόπο αυτό ελαχιστοποιούνται κατά το δυνατόν οι παραμορφώσεις στις κρίσιμες διατομές των στοιχείων του φέροντος οργανισμού περιορίζοντας σημαντικά τις βλάβες και κάνοντας την ανωδομή να συμπεριφέρεται σχεδόν ως άκαμπτο στερεό σώμα. Ποιοτικά, μια συμβατική κατασκευή βιώνει παραμορφώσεις σε κάθε πάτωμα της κατασκευής και ενισχυμένες επιταχύνσεις στα ανώτερα επίπεδα ορόφων. Αντιθέτως οι μονωμένες κατασκευές βιώνουν

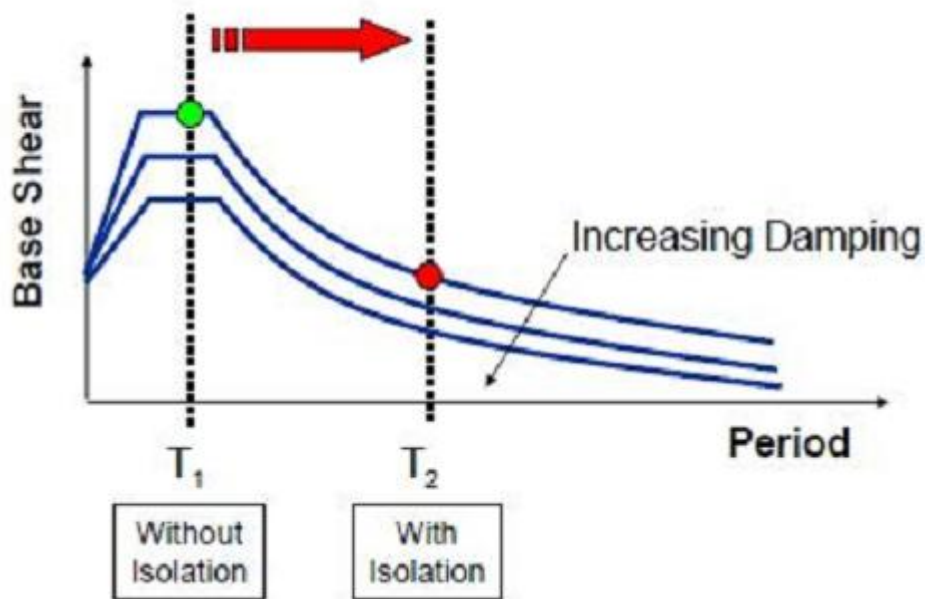
παραμόρφωση κυρίως στην βάση της κατασκευής (π.χ. στο σύστημα μόνωσης) και οι επιταχύνσεις είναι σχετικά ομοιόμορφες κατά το ύψος.



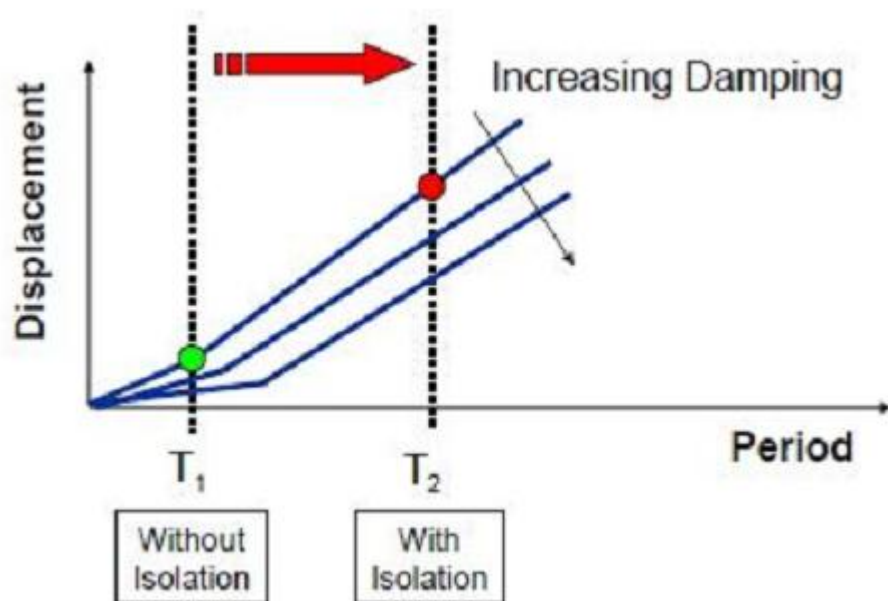
Εικ. 1.1 Συμπεριφορά ενός κτιρίου με και χωρίς σύστημα μόνωσης βάσης

Η μείωση της απόκρισης, δηλαδή της σχετικής μετακίνησης των ορόφων, μέσω των συστημάτων σεισμικής μόνωσης επιτυγχάνεται με τους παρακάτω τρόπους :

- Με επιμήκυνση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου της κατασκευής (ευνοϊκή επίδραση της μετάθεσης της ιδιοπεριόδου στο φάσμα σχεδιασμού), με την οποία επιτυγχάνεται μείωση των σεισμικών δυνάμεων, αλλά και παράλληλη αύξηση των μετακινήσεων (οι οποίες όμως συγκεντρώνονται στο επίπεδο της μόνωσης)
- Με αύξηση της ικανότητας απόσβεσης, με την οποία επιτυγχάνεται μείωση των μετακινήσεων και ενδεχομένως και των σεισμικών δυνάμεων
- Με συνδυασμό – κατά προτίμηση – των ευνοϊκών επιδράσεων και των δύο παραπάνω παραγόντων.



Εικ. 2.3 : Επίδραση της αύξησης της ιδιοπεριόδου στην τέμνουσα βάσης σχεδιασμού (φάσμα επιταχύνσεων)

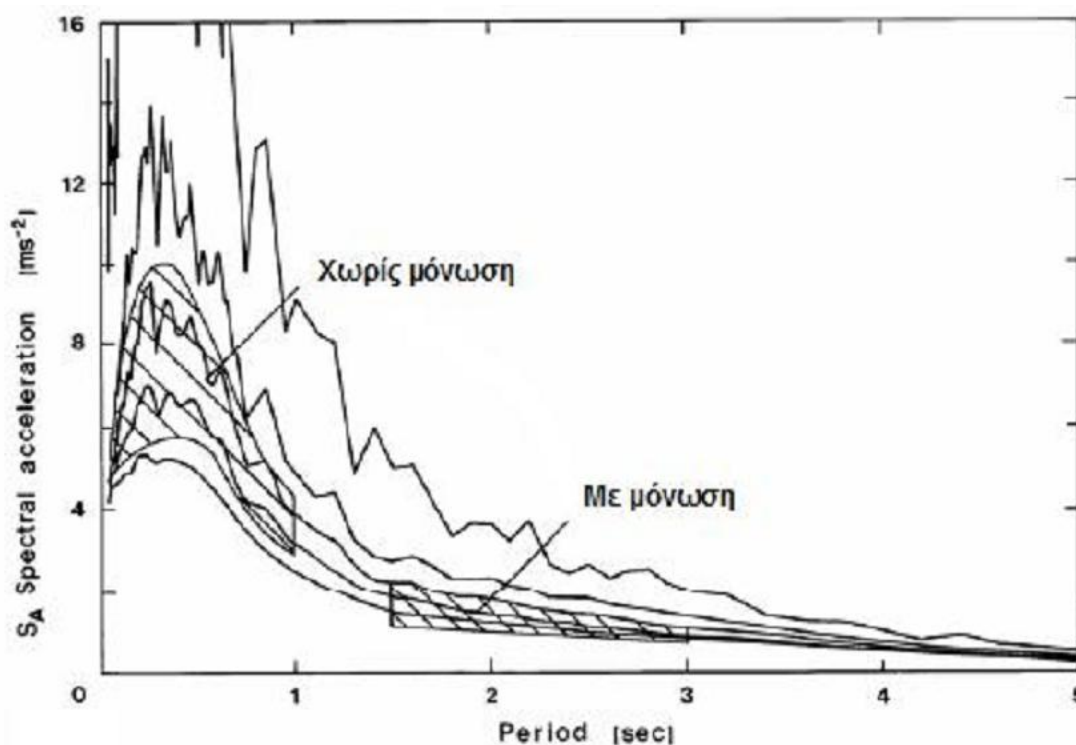


Εικ. 2.4 : Επίδραση της αύξησης της ιδιοπεριόδου στις μετακινήσεις σχεδιασμού (φάσμα μετακινήσεων)

Από τα παραπάνω γίνεται σαφές ότι τα συστήματα σεισμικής μόνωσης που μπορούν να αποδειχθούν αποτελεσματικά στην πράξη πρέπει να είναι σε θέση να παρέχουν σε ικανοποιητικό βαθμό τόσο μείωση των σεισμικών δυνάμεων που

εισάγονται στην κατασκευή, όσο και περιορισμό εντός των επιτρεπόμενων ορίων των μετακινήσεων των ίδιων των μονωτήρων. Κάτι τέτοιο είναι εφικτό εξασφαλίζοντας σημαντική ικανότητα απόσβεσης στο σύστημα μόνωσης παράλληλα με την αυξημένη οριζόντια ευκαμψία κάνοντας χρήση μονωτήρων με υστερητική συμπεριφορά ή/και πρόσθετων αποσβεστήρων.

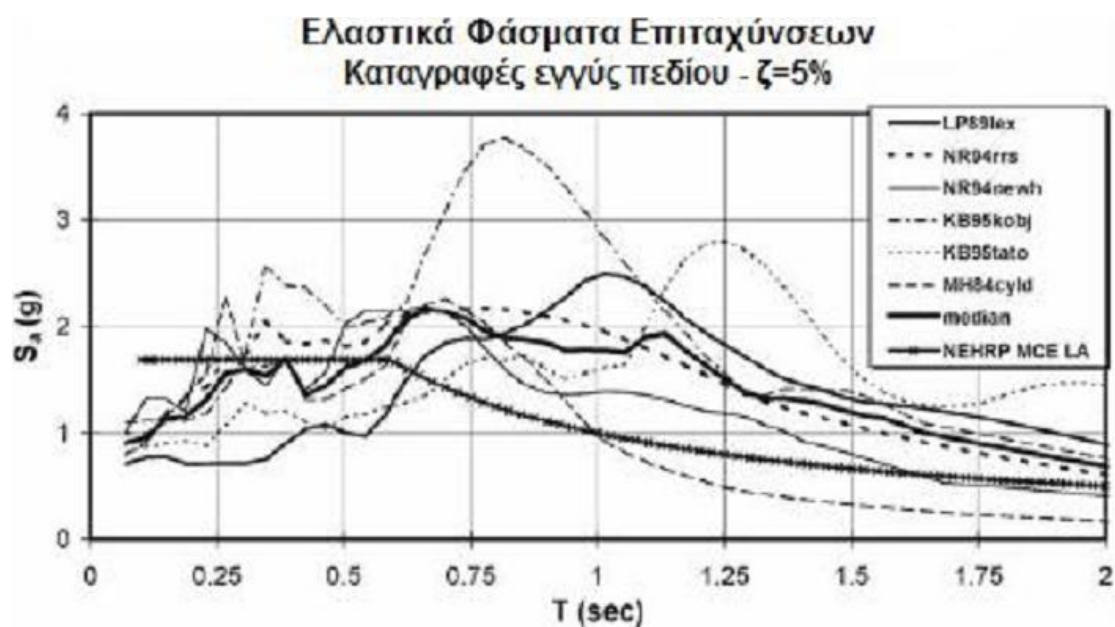
Σύμφωνα με τη διεθνή βιβλιογραφία τα επιταχυνσιογραφήματα τυπικών σεισμών παρουσιάζουν δεσπόζουσες περιόδους 0.1-1 sec με δυσμενέστερες επιταχύνσεις στο εύρος 0.2-0.6 sec, πράγμα που σημαίνει ότι κατασκευές με θεμελιώδεις ιδιοπεριόδους $T=0.1-1$ sec είναι περισσότερο ευάλωτες στις δονήσεις του εδάφους και εμφανίζουν αυξημένες σεισμικές απαιτήσεις. Στις περιπτώσεις αυτές, δηλαδή σε δύσκαμπτες κατασκευές ή κατασκευές με χαμηλή ιδιοπερίοδο, η αύξηση της οριζόντιας ευκαμψίας μέσω εφαρμογής των συστημάτων μόνωσης αυξάνει τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο της κατασκευής οδηγώντας την αρκετά μακριά από τη δεσπόζουσα περίοδο του κραδασμού, μειώνοντας με τον τρόπο αυτό τις επιταχύνσεις στην ανωδομή.



Εικ. 2.5 : Φάσμα απόκρισης επιταχύνσεων τυπικών σεισμικών δονήσεων (μέσος όρος οχτώ επιταχυνσιογραφημάτων – El Centro 1934, El Centro 1940, Olympia 1949, Taft 1952)

Υπάρχουν όμως ενίοτε και περιπτώσεις σεισμών όπου η μέγιστη επιτάχυνση εμφανίζεται στις μεγάλες περιόδους, όπως όταν στη θέση της κατασκευής συναντώνται στρώσεις μαλακού εδάφους με μεγάλο πάχος (π.χ. περίπτωση Πόλης

του Μεξικού) οι οποίες ενισχύουν τις μακροπερίοδες συνιστώσες των διεγέρσεων (εικ.2.6) ή στις περιπτώσεις όπου η κατασκευή βρίσκεται εντός της επικεντρικής περιοχής και η εδαφική κίνηση χαρακτηρίζεται από έντονα φαινόμενα κατευθυντικότητας. Στην τελευταία περίπτωση τα φάσματα απόκρισης επιταχύνσεων εμφανίζουν μεγάλες τιμές σε περιόδους μεγαλύτερες του 1.0 sec (εικ.2.7), κατά πολύ δυσμενέστερες σε σχέση με το φάσμα σχεδιασμού. Η λύση της σεισμικής μόνωσης με μονωτήρες χαμηλής και μέσης απόσβεσης ενδέχεται να αυξήσει παρά να μειώσει την απόκριση της κατασκευής, καθώς η αυξημένη ιδιοπερίοδος του εύκαμπτου φορέα εμπίπτει στα εύρη περιόδων των φασμάτων απόκρισης όπου η επιτάχυνση έχει μεγάλη τιμή. Επομένως, η πρόβλεψη υψηλής απόσβεσης στα συστήματα μόνωσης ή/και η χρήση αποσβεστήρων αποτελούν μονόδρομο για την προστασία από την ενδεχόμενη εκδήλωση τέτοιων σεισμικών γεγονότων.

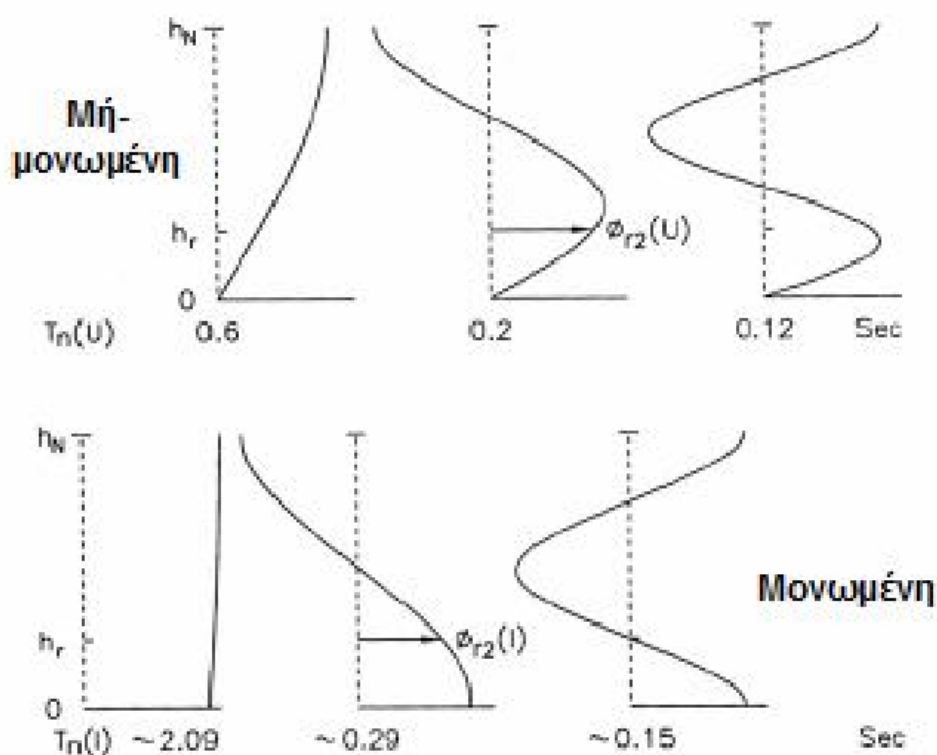


Εικ. 2.7 : Ελαστικά φάσματα επιταχύνσεων καταγραφών εγγύς πεδίου (συνιστώσες κάθετα στο ρήγμα)

2.3 Επίδραση της σεισμικής μόνωσης στην απόκριση των κατασκευών

Η εφαρμογή των συστημάτων σεισμικής μόνωσης έχει ως αποτέλεσμα τη μεταβολή της 1ης ιδιομορφής των κατασκευών, η οποία διαφέρει σημαντικά από τις υπόλοιπες ιδιομορφές που έχουν κοινά μεταξύ τους χαρακτηριστικά. Η αναφορά μας πλέον στην 1η ιδιομορφή γίνεται ξεχωριστά από τις υπόλοιπες, οι οποίες θα αναφέρονται ως «ανώτερες ιδιομορφές». Η ιδιοπερίοδος και η απόσβεση που αντιστοιχούν στην 1η ιδιομορφή μιας σεισμικά μονωμένης κατασκευής, και κατ' επέκταση η απόκρισή της, προσδιορίζονται πρωτίστως από τα χαρακτηριστικά του συστήματος μόνωσης και δεν σχετίζονται με την περίοδο και την απόσβεση της ανωδομής.

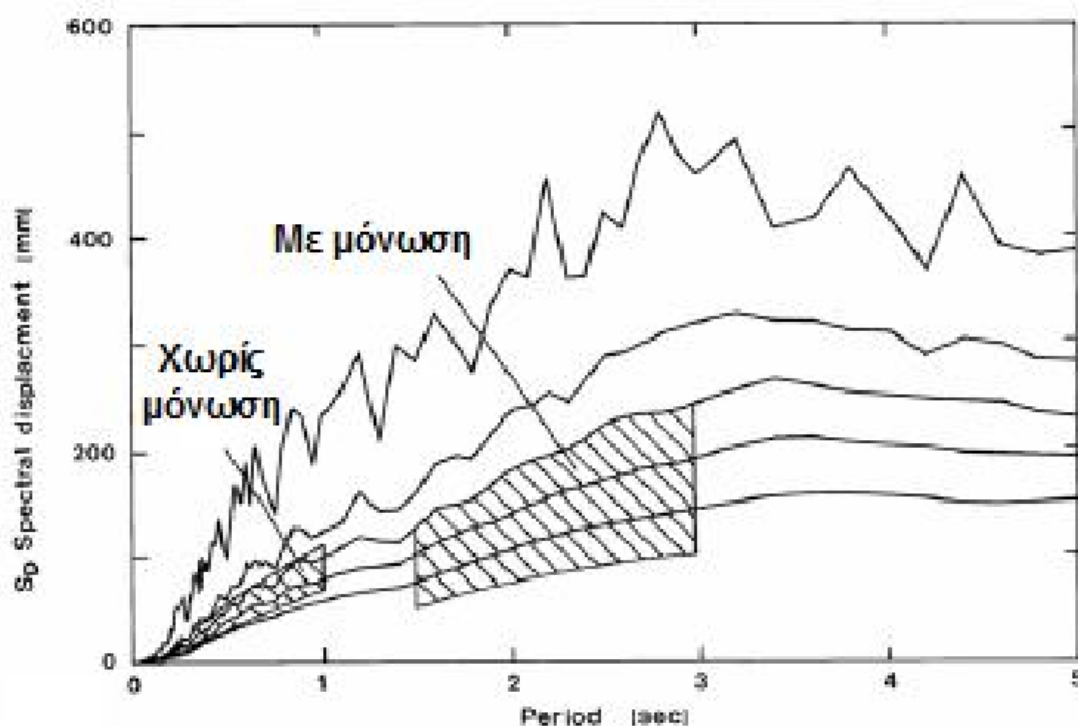
Το κύριο χαρακτηριστικό της 1ης ιδιομορφής μιας μονωμένης κατασκευής είναι η σχεδόν ομοιόμορφη (ορθογωνική) καθ' ύψος κατανομή των οριζόντιων μετακινήσεων και επιταχύνσεων, όπως φαίνεται και στην εικ.2.8. Ως αποτέλεσμα αυτού, κατά την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς μιας τέτοιας κατασκευής, η κίνηση της ανωδομής μπορεί να θεωρηθεί με πολύ καλή προσέγγιση ως κίνηση ενός άκαμπτου στερεού σώματος (βλ. εικ.2.1, σελ.20). Στις συνήθεις εφαρμογές, η απόκριση μιας κατασκευής με γραμμικούς (ελαστικούς) μονωτήρες μπορεί να περιγραφεί βάσει φασμάτων απόκρισης και λαμβάνοντας υπόψη μόνο την 1η ιδιομορφή, ενώ στις περιπτώσεις όπου η συμπεριφορά του συστήματος μόνωσης είναι μη-γραμμική, αν και τα περισσότερα χαρακτηριστικά της απόκρισης μπορούν να προσδιορισθούν με επαρκή ακρίβεια μέσω της 1ης ιδιομορφής, εντούτοις μπορεί και οι ανώτερες ιδιομορφές να παίζουν ρόλο.



Εικ. 2.8 : Επίδραση της μόνωσης στις τρεις πρώτες ιδιομορφές ταλάντωσης ενός διατμητικού κτιρίου

Από την εικ.2.8 φαίνεται με ξεκάθαρο τρόπο ότι σε μια μονωμένη κατασκευή το σύνολο πρακτικά της απαίτησης σε μετακινήσεις συγκεντρώνεται στη βάση της, στα στοιχεία δηλαδή που αποτελούν το σύστημα μόνωσης. Οι μετακινήσεις αυτές συνήθως είναι σημαντικές (της τάξης των 20-30 cm), όπως προκύπτει από τα φάσματα μετακινήσεων τυπικών σεισμικών κραδασμών της διεθνούς βιβλιογραφίας (βλ. εικ.2.9) και αποτελούν μια από τις σημαντικότερες παραμέτρους σχεδιασμού των μονωτήρων. Οι αναμενόμενες μετακινήσεις των μονωτήρων διαμορφώνουν σε σημαντικό βαθμό το κόστος εφαρμογής της λύσης της σεισμικής

μόνωσης, γι' αυτό κι ο περιορισμός τους αυξάνοντας το ποσοστό απόσβεσης αποτελεί βασική επιδίωξη του σχεδιασμού.



Εικ. 2.9 : Φάσμα απόκρισης μετακινήσεων τυπικών σεισμικών δονήσεων (μέσος όρος οχτώ επιταχυνσιογραφημάτων – El Centro 1934, El Centro 1940, Olympia 1949, Taft 1952)

2.4 Συστήματα σεισμικής μόνωσης

Σε ανεπτυγμένες χώρες η σεισμική μόνωση είναι μια αρκετά ώριμη τεχνολογία. Υπάρχουν κτήρια που η μέθοδος έχει εφαρμοστεί εδώ και περισσότερες από δύο δεκαετίες και έχει δοκιμαστεί στην πράξη από ισχυρούς σεισμούς. Υπάρχουν κοινώς αποδεκτά συστήματα που η κατασκευή τους έχει μελετηθεί και κατανοηθεί σημαντικά. Παρόλ' αυτά συνεχίζουν να εμφανίζονται καινούργια συστήματα μόνωσης, ορισμένα από τα οποία τελικώς προκύπτουν μη λειτουργικά ή επικίνδυνα.

Τα πιο διαδεδομένα συστήματα σεισμικής μόνωσης αποτελούνται είτε από ελαστομερή εφέδρανα, με το ελαστομερές να είναι είτε φυσικό είτε τεχνητό (νεοπρένιο) είτε από εφέδεα ολίσθησης με χρήση τεφλόν και ανοξειδωτού χάλυβα.

Στις παραγράφους που ακολουθούν περιγράφονται τα πιο διαδεδομένα συστήματα σεισμικής μόνωσης, τα οποία βασικά κατατάσσονται σε δύο κατηγορίες : α) στα ελαστομερή συστήματα και β) στα συστήματα τριβής (ή ολίσθησης).

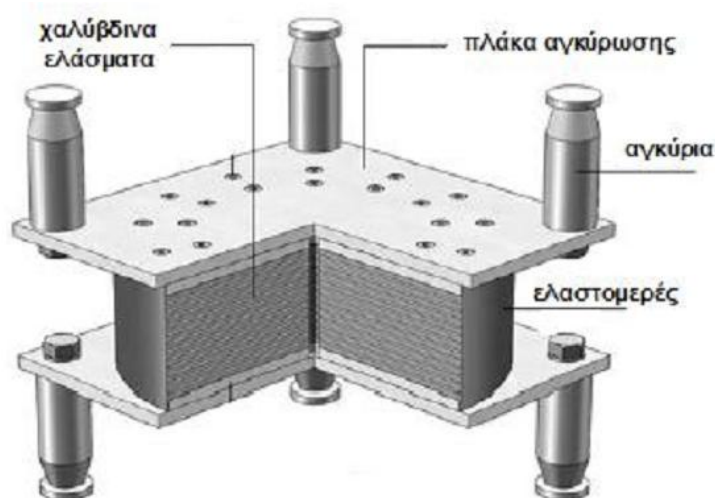
Στα ελαστομερή συστήματα περιλαμβάνονται : i) τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης (Low Damping Rubber Bearings – LDRB), ii) τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης (High Damping Rubber Bearings –

HDRB) και iii) τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (Lead Rubber Bearings – LRB).

Τα συστήματα τριβής περιλαμβάνουν : i) μηχανισμούς με σφαιρική επιφάνεια ολίσθησης (Friction Pendulum Systems – FPS) και ii) μηχανισμούς με επίπεδη επιφάνεια ολίσθησης (Friction Sliding Systems – FSS).

2.4.1 Ελαστομερή συστήματα

Συνιστούν τον συνηθέστερο τύπο συστημάτων που έχουν εφαρμοστεί ως σεισμική μόνωση. Αποτελούνται από επάλληλες στρώσεις ελαστομερούς υλικού (Neoprene) - ειδικά επεξεργασμένου (vulcanized) ώστε να καταστεί ανθεκτικότερο στις περιβαλλοντικές επιδράσεις – στο οποίο συγκολλώνται και εγκιβωτίζονται πλήρως λεπτά χαλύβδινα φύλλα προκειμένου να εξασφαλισθεί υψηλή δυσκαμψία στην κατακόρυφη διεύθυνση για την ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων και να περιοριστούν σημαντικά οι πλευρικές παραμορφώσεις (λόγω φαινομένου Poisson) του ελαστομερούς. Η σύνδεση των εφεδράνων αυτών με την ανωδομή και τη θεμελίωση επιτυγχάνεται μέσω μεταλλικών πλακών πάνω στις οποίες κοχλιώνονται βλήτρα τοποθετημένα στα στοιχεία σύνδεσης πάνω και κάτω από τα εφέδρανα. Διατίθενται τόσο σε ορθογωνικές όσο και κυκλικές διατομές διαφόρων διαστάσεων ανάλογα με τον σχεδιασμό και τις απαιτήσεις που καλούνται να καλύψουν. Στην εικ.2.10 φαίνεται μια τυπική διατομή ενός τέτοιου εφεδράνου. Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα διακρίνονται ανάλογα με το ποσοστό της απόσβεσης που προσδίδουν στο σύστημα μόνωσης και κατηγοριοποιούνται σε εφέδρανα χαμηλής και υψηλής απόσβεσης. Η απόσβεση (εκφρασμένη ως ποσοστό % της κρίσιμης τιμής) προσδίδεται από το ελαστομερές, το οποίο παράλληλα προσφέρει υψηλή πλευρική ευκαμψία και την απαιτούμενη δύναμη επαναφοράς στο εφέδρανο για την επανακέντρωσή του μετά την επιβολή οριζόντιας μετακίνησης, ενώ στα ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου η (υψηλή) τιμή της απόσβεσης οφείλεται στην παρουσία του μολύβδου.



Εικ. 2.10 : Τυπική διατομή ελαστομεταλλικών εφεδράνων χαμηλής ή υψηλής απόσβεσης χωρίς πυρήνα μολύβδου.

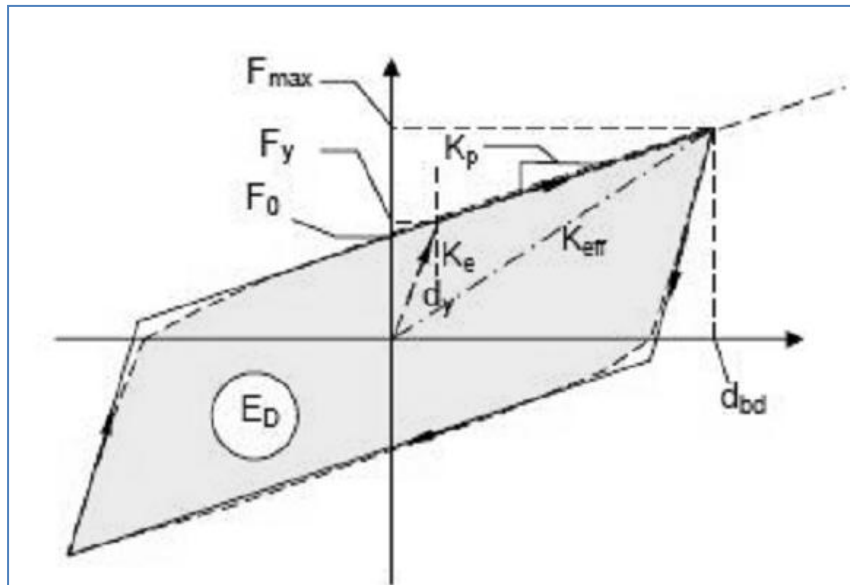
2.4.1.1 Εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης (LDRB)

Η συμπεριφορά των ελαστομεταλλικών εφεδράνων χαμηλής απόσβεσης μπορεί να προσεγγιστεί σαν συμπεριφορά γραμμικών ελαστικών στοιχείων με ισοδύναμη ελαστική δυσκαμψία $G_b \cdot A_b / t_e$ για διατμητικές παραμορφώσεις ίσες ή και μεγαλύτερες του 100%, όπου G_b είναι το μέτρο διάτμησης του ελαστομερούς, A_b η επιφάνειά του και t_e το συνολικό του πάχος.

Ορισμένα από τα πλεονεκτήματά τους είναι το γεγονός ότι η διαδικασία κατασκευής τους είναι σχετικά απλή και δοκιμασμένη, η μαθηματική τους προσομοίωση είναι εύκολη και η μηχανική τους συμπεριφορά είναι ανεξάρτητη από τον ρυθμό επιβολής της παραμόρφωσης, την θερμοκρασία, την ιστορία φόρτισης και την ηλικία. Απ' την άλλη, ένα βασικό μειονέκτημά τους είναι ο αναπόφευκτος συνδυασμός τους με αποσβεστήρες, οι οποίοι συχνά περιλαμβάνουν πολύπλοκες ενώσεις και στην περίπτωση μεταλλικών αποσβεστήρων είναι επιρρεπείς σε κόπωση μετά από λίγους κύκλους φόρτισης. Επιπλέον η μαθηματική προσομοίωση των αποσβεστήρων μπορεί να περιέχει πρόσθετες δυσκολίες.

2.4.1.2 Εφέδρανα υψηλής απόσβεσης (HDRB)

Πρόκειται για συστήματα αντίστοιχα με τα προαναφερθέντα ελαστομεταλλικά εφέδρανα, τα οποία όμως εμφανίζουν το σημαντικό πλεονέκτημα της υψηλής ικανότητας απόσβεσης του ελαστομερούς που τα αποτελεί. Τα εφέδρανα αυτού του τύπου εμφανίζουν ουσιαστικούς υστερητικούς βρόχους υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση και προσομοιώνονται ως μη-γραμμικά στοιχεία μέσω της διγραμμικής καμπύλης δύναμης – μετακίνησης της εικ.2.11. Η ενεργός τους δυσκαμψία K_{eff} και η ισοδύναμη ιξώδης απόσβεση ζ_{eff} επηρεάζονται από παράγοντες όπως η θερμοκρασία, η ιστορία και ταχύτητα της φόρτισης, αλλά και από τα χαρακτηριστικά του ελαστομερούς.

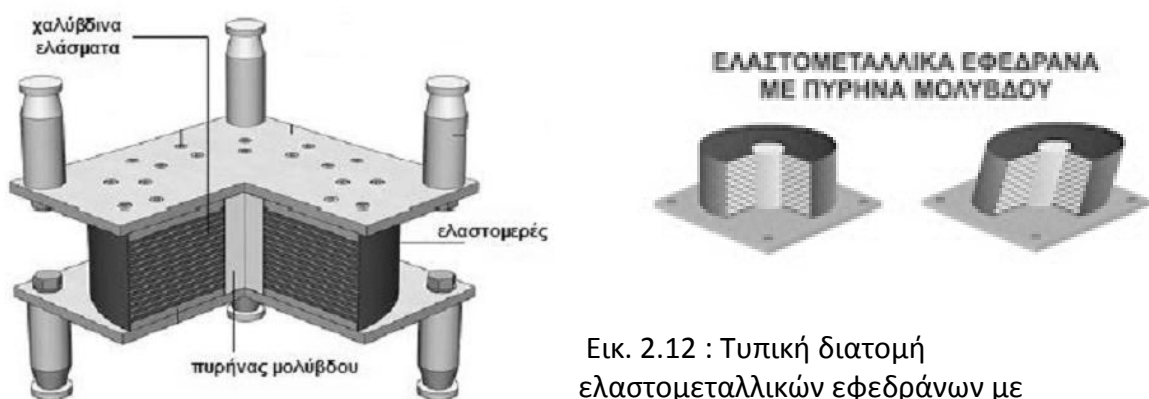


Εικ. 2.11 : Διγραμμικό διάγραμμα δύναμης-μετακίνησης μονωτήρων με μη-γραμμική υστερητική συμπεριφορά

Χρήσιμο χαρακτηριστικό των εφεδράνων υψηλής απόσβεσης είναι η ιδιότητά τους να παρέχουν μείωση των εξωτερικών δονήσεων. Συγκεκριμένα έχει αποδειχτεί ότι φιλτράρουν υψίσυχνες κατακόρυφες δονήσεις, όπως αυτές που προκαλούνται από φορτία κυκλοφορίας και διερχόμενους συρμούς.

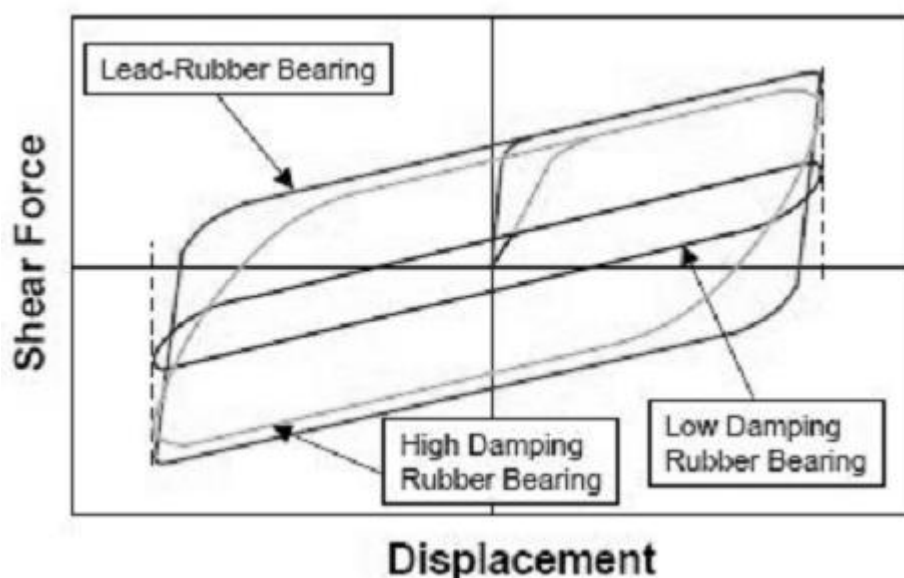
2.4.1.3 Εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (LRB)

Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου αποτελούνται από συνήθη εφέδρανα με ελαστομερές χαμηλής απόσβεσης, στα οποία προστίθεται ένας κυλινδρικός πυρήνας μολύβδου, όπως φαίνεται και στην παρακάτω εικόνα.



Εικ. 2.12 : Τυπική διατομή ελαστομεταλλικών εφεδράνων με πυρήνα μολύβδου.

Η συμπεριφορά του μολύβδου είναι ελαστική-απολύτως πλαστική με δυσκαμψία KL στον ελαστικό κλάδο και μηδενική δυσκαμψία μετά τη διαρροή, ενώ το ελαστομεταλλικό εφέδρανο συμπεριφέρεται ελαστικά με δυσκαμψία KR



Εικ. 2.14 : Σύγκριση βρόχων υστέρησης για τους τρεις τύπους ελαστομεταλλικών εφεδράνων

2.4.2 Συστήματα τριβής

Τα συστήματα τριβής (ή συστήματα ολίσθησης) διακρίνονται σε δύο τύπους ανάλογα με το αν οι επιφάνειες ολίσθησης, που είναι κατασκευασμένες από ανοξείδωτο χάλυβα, είναι επίπεδες ή σφαιρικές. Η σχετική μετακίνηση των επιφανειών αυτών έχει ως αποτέλεσμα την ανάπτυξη δυνάμεων τριβής μέσω των οποίων αποσβένεται μέρος της εισαγόμενης σεισμικής ενέργειας. Οι δυνάμεις τριβής

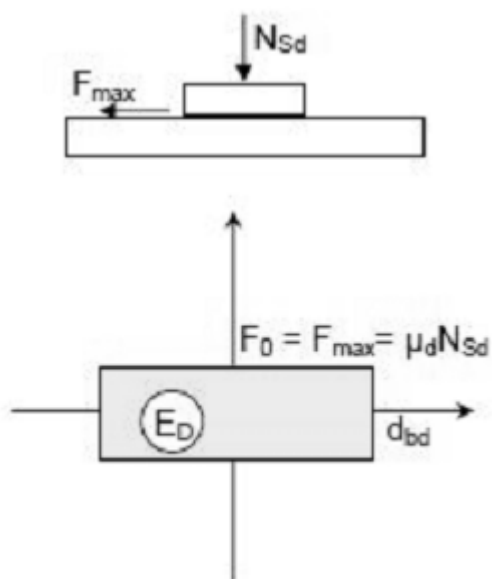
είναι ανάλογες του συντελεστή δυναμικής τριβής, ο οποίος εξαρτάται από τη σύνθεση

των επιφανειών ολίσθησης, τη χρήση ή μη λιπαντικού, την πίεση στην επιφάνεια ολίσθησης και την ταχύτητα κίνησης.

2.4.2.1 Συστήματα με επίπεδη επιφάνεια ολίσθησης

Στην περίπτωση των συστημάτων αυτών, η δύναμη τριβής είναι ίση με $F_{max} = \mu_d \cdot N_{sd}$, όπου μ_d είναι ο συντελεστής δυναμικής τριβής και N_{sd} η κατακόρυφη δύναμη στο μονωτήρα. Οι μονωτήρες με επίπεδη επιφάνεια ολίσθησης δεν αυξάνουν τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο της κατασκευής όπως οι ελαστομεταλλικοί, απλά περιορίζουν τις οριζόντιες δυνάμεις που μεταφέρονται στην ανωδομή περιορίζοντας με τον τρόπο αυτό τη σεισμική απαίτηση, αλλά οι προκύπτουσες μετακινήσεις είναι μεγάλες. Επιπλέον, οι σημαντικές παραμένουσες μετακινήσεις επιβάλλουν τη χρήση παράλληλα με τα εν λόγω συστήματα, άλλων

συστημάτων που θα εξασφαλίζουν την ανάπτυξη δυνάμεων επαναφοράς για τον περιορισμό τους. Σημειώνεται τέλος, ότι τα συστήματα αυτά χρησιμοποιούνται σχετικά σπάνια σε κτιριακές κατασκευές.



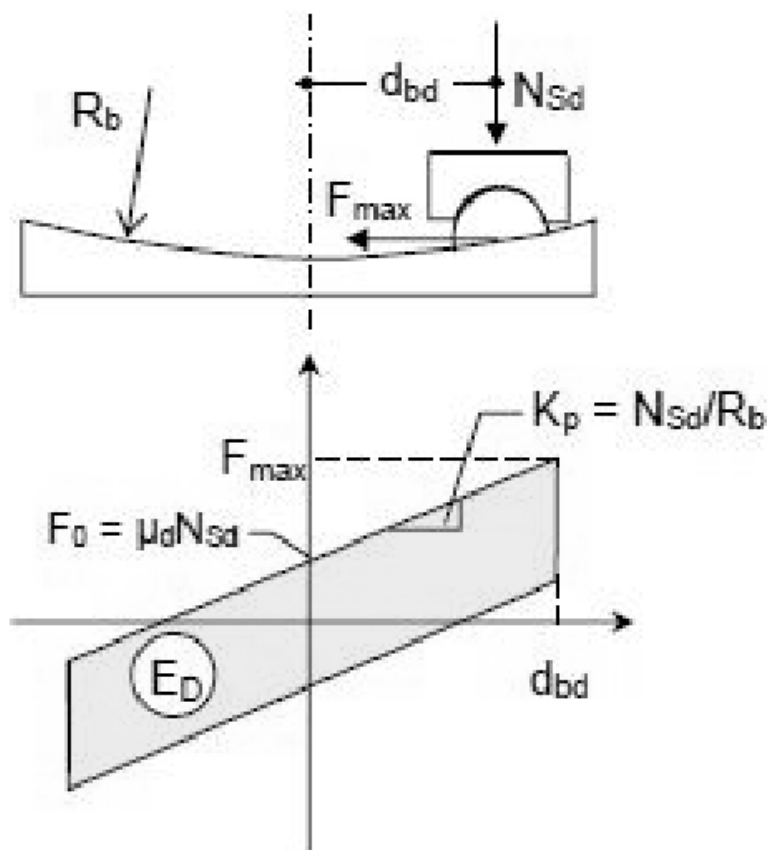
Εικ. 2.15 : Σχηματική απεικόνιση συστήματος με επίπεδες επιφάνειες ολίσθησης και διάγραμμα δύναμης – μετακίνησης

2.4.2.2 Συστήματα με σφαιρική επιφάνεια ολίσθησης

Τα συστήματα αυτά εξασφαλίζουν μέσω της ανάπτυξης οριζόντιων δυνάμεων την επαναφορά της ανωδομής στην αρχική της θέση. Εάν N_{sd} είναι το κατακόρυφο φορτίο στον μονωτήρα και R_b η ακτίνα καμπυλότητας της σφαιρικής επιφάνειας ολίσθησης, τότε ο μονωτήρας εμφανίζει οριζόντια δυσκαμψία $K_p = N_{sd}/R_b$, οπότε για σχετική μετακίνηση dd του μονωτήρα η ενεργοποιούμενη δύναμη επαναφοράς ισούται με $K_p * dd$. Στη μετακίνηση σχεδιασμού d_{bd} του μονωτήρα αναπτύσσεται η μέγιστη δύναμη, η οποία λαμβάνει την τιμή $F_{max} = \mu_d * N_{sd} + K_p * d_{bd}$. Από δυναμικής άποψης, ο συγκεκριμένος μηχανισμός συμπεριφέρεται ως εκκρεμές με ιδιοπερίοδο $T = 2\pi * (R_b/g)^{1/2}$.

ΣΦΑΙΡΙΚΑ ΕΦΕΔΡΑΝΑ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ (FPS)





Εικ. 2.16 : Σχηματική απεικόνιση συστήματος με σφαιρικές επιφάνειες ολίσθησης και διάγραμμα δύναμης – μετακίνησης

Σημειώνεται στο σημείο αυτό ότι στις περιπτώσεις όπου οι επιφάνειες ολίσθησης είναι λείες ή χρησιμοποιείται λιπαντικό, ο συντελεστής δυναμικής τριβής μ_d είναι πολύ μικρός ($\mu_d < 0.01$), οπότε θεωρείται ότι το σύστημα μόνωσης δεν προσφέρει απόσβεση ενέργειας παρά μόνο αύξηση της ιδιοπεριόδου της κατασκευής.

2.5 Παραδείγματα σεισμικής μόνωσης κτηρίων

Τα πρώτα δείγματα αρχιτεκτόνων που χρησιμοποίησαν την αρχή της σεισμικής μόνωσης για σεισμική προστασία ανακαλύφθηκαν στους Πασαργάδες, μια πόλη στην αρχαία Περσία, στο σημερινό Ιράν, τον 6^ο αιώνα π.Χ..

Αν και τα πρώτα διπλώματα ευρεσιτεχνίας για την σεισμική μόνωση της εμφανίστηκαν το 1800, η εφαρμογή συστημάτων σεισμικής μόνωσης βάσης έχει εφαρμοσθεί σε πολλές χώρες παγκοσμίως τα τελευταία 25 χρόνια• τόσο στην κατασκευή νέων κτιρίων όσο και στα πλαίσια στρατηγικών επέμβασης σε υφιστάμενες κατασκευές. Η επιλογή της μόνωσης βάσης ως μεθόδου βελτίωσης της σεισμικής συμπεριφοράς αφορά κατασκευές, η διασφάλιση της λειτουργίας των

οποίων είναι μεγάλης σημασίας τόσο κατά τη διάρκεια ενός σεισμικού γεγονότος όσο και μετά από αυτό.

Τέτοιες κατασκευές είναι κτίρια νοσοκομείων, παραγωγής ενέργειας, τηλεπικοινωνιών, κτίρια δημοσίων επιτελικών υπηρεσιών (λ.χ υπουργεία, κτίρια διοίκησης σωμάτων ασφαλείας κλπ), καθώς και κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας (μουσεία) ή έχουν πολύ μεγάλη ιστορική αξία (π.χ. μνημεία). Επιπλέον, μια άλλη σημαντική κατηγορία έργων όπου έχει εφαρμοσθεί και εφαρμόζεται η σεισμική μόνωση είναι οι γέφυρες, η λειτουργία των οποίων πρέπει επίσης να διασφαλίζεται μετά από έναν ισχυρό σεισμό. Οι περισσότερες εφαρμογές τέτοιων συστημάτων έχουν γίνει σε χώρες όπως οι Η.Π.Α, η Ιαπωνία, η Νέα Ζηλανδία, η Ιταλία και η Γαλλία, ενώ στη χώρα μας απαντώνται κυρίως σε γέφυρες των νέων οδικών δικτύων (λ.χ Εγνατία Οδός, Ιωνία Οδός), στη γέφυρα ζεύξης Ρίου-Αντιρρίου και σε επεμβάσεις κτιρίων, εκκλησιών και μονών που κρίνονται διατηρητέα λόγω της ιστορικής τους αξίας.

Στην παρούσα παράγραφο παρουσιάζονται συγκεκριμένα παραδείγματα κτιριακών έργων όπου έχει εφαρμοσθεί η σεισμική μόνωση βάσης. Για περισσότερα παραδείγματα σεισμικά μονωμένων κατασκευών στις Η.Π.Α, την Νέα Ζηλανδία και την Ιαπωνία με εκτενείς και αναλυτικές τεχνικές περιγραφές προτείνεται στον αναγνώστη να ανατρέξει στο βιβλίο με τίτλο “Seismic Isolation for Designers and Structural Engineers” των R.Ivan Skinner, Trevor E. Kelly and Bill (W.H) Robinson, chapter 8.

2.5.1 Σεισμικά μονωμένα κτίρια στις Ηνωμένες Πολιτείες

Η πρώτη σεισμικά μονωμένη κατασκευή που κατασκευάστηκε το 1985 στις Ηνωμένες Πολιτείες ήταν η Foothill Communities Law and Justice Center (FCLJC) που βρίσκεται στην πόλη της Rancho Cucamonga, ανατολικά του κέντρου του Λος Άντζελες. Το κτίριο αυτό ήταν όχι μόνον το πρώτο σεισμικά μονωμένο στις Ηνωμένες Πολιτείες, αλλά και το πρώτο κτήριο στον κόσμο, στο οποίο χρησιμοποιήθηκαν ελαστομεταλλικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης.



Σχήμα 1.3 Foothill Communities Law and Justice Center, Rancho Cucamonga, California

Το ίδιο σύστημα ελαστομεταλλικών εφεδράνων υψηλής απόσβεσης χρησιμοποιήθηκε το 1990 για ένα κτήριο του Λος Άντζελες, το Fire Command and Control Facility (FCCF), το οποίο στεγάζει τα πληροφοριακά και επικοινωνιακά συστήματα για το πρόγραμμα υπηρεσιών έκτακτης ανάγκης της χώρας. Το κτήριο αυτό μονώθηκε σεισμικά με έναν συνδυασμό συμβατικών και μονωτικών συστημάτων σχεδιασμένα να παρέχουν τον ίδιο βαθμό προστασίας. Έτσι ο αντισεισμικός σχεδιασμός υπολογίστηκε πως κόστισε 6% λιγότερο από τον συμβατικό σχεδιασμό.

Επίσης, σεισμικά μονωμένα κτήρια στις Ηνωμένες Πολιτείες είναι το Emergency Operations Center (EOC) στο Los Angeles και το Traffic Management Center for Caltrans in Kearny Mesa, California, κοντά στο San Diego. Άλλα έργα με σεισμικά μονωμένα κτήρια στην Καλιφόρνια περιλαμβάνουν διάφορα νοσοκομεία, όπως το M.L. King/C.R. Drew Diagnostics Trauma Center στο Willowbrook.

Μαζί με τα νέα κτήρια που περιγράφηκαν παραπάνω υπάρχει ένας αριθμός από πολύ μεγάλα κτήρια στην Καλιφόρνια που ενισχύθηκαν μετά την κατασκευή τους με την προσθήκη σεισμικής μόνωσης. Μια τέτοια ενίσχυση του Oakland City Hall ολοκληρώθηκε το 1995 και του San Francisco City Hall το 1998.



Σχήμα 1.4 Oakland City Hall



Σχήμα 1.5 San Francisco City Hall

2.5.2 Σεισμικά μονωμένα κτίρια στην Ιαπωνία

Ο Αντισεισμικός Σχεδιασμός είχε ανέκαθεν υψηλή θέση στην Ιαπωνία και πολλοί μηχανισμοί για την σεισμική προστασία των κατασκευών, συμπεριλαμβανομένων μορφών σεισμικής μόνωσης, αναπτύχθηκαν σε αυτήν. Οι Ιάπωνες μηχανικοί γενικώς σχεδιάζουν κτήρια με υψηλότερη σεισμική αντοχή από ότι στις Η.Π.Α ή την Ευρώπη και είναι πιο ανοιχτοί σε δαπανηρούς σχεδιασμούς.

Όλα τα έργα με σεισμική μόνωση στην Ιαπωνία έχουν εγκριθεί από μια μόνιμη επιτροπή του Υπουργείου Κατασκευής. Καθώς πολλά από τα ολοκληρωμένα κτήρια έχουν υποστεί σεισμούς, σε ορισμένες περιπτώσεις ήταν δυνατόν να συγκριθεί η απόκρισή τους με γειτονικές συμβατικά σχεδιασμένες κατασκευές. Σε κάθε περίπτωση που έγινε μια τέτοια σύγκριση, η απόκριση του σεισμικά μονωμένου κτηρίου υπήρξε ιδιαίτερα ικανοποιητική, ιδιαίτερα για τις κινήσεις του εδάφους με υψηλά επίπεδα επιτάχυνσης.

Ένα από τα μεγαλύτερα σεισμικά μονωμένα κτήρια στον κόσμο είναι το West Japan Postal Computer Center που βρίσκεται στην Σάντα, στην επαρχία του Κόμπε. Η χρήση της μόνωσης στην Ιαπωνία συνεχίζει να αναπτύσσεται, ιδιαίτερα μετά τον σεισμό του Κόμπε. Ως αποτέλεσμα της υψηλής απόδοσης του προαναφερθέντος κτηρίου, υπήρξε ταχύτατη αύξηση του αριθμού των αδειών για σεισμικά μονωμένα κτήρια, συμπεριλαμβανομένων πολλών διαμερισμάτων και πολυκατοικιών.

2.5.3 Σεισμικά μονωμένα κτίρια στη Νέα Ζηλανδία

Το πρώτο σεισμικά μονωμένο κτίριο στην Νέα Ζηλανδία ήταν το κτήριο William Clayton στο Wellington. Ολοκληρώθηκε το 1981 και ήταν το πρώτο κτίριο στον κόσμο που μονώθηκε με εφέδρανα μολύβδου-καουτσούκ. Άλλα σεισμικά μονωμένα κτίρια είναι το Union House, στο Όκλαντ, το Wellington Central Police Station και το National Museum of New Zealand) στο Wellington.

2.5.4 Σεισμικά μονωμένα κτήρια στην Ευρώπη

Στην Ευρώπη η σεισμική μόνωση έχει μελετηθεί πιο ενεργά στην Ιταλία υπό την αιγίδα της Εθνικής Ομάδας Εργασίας για την Σεισμική Μόνωση [Gruppo de Lavoro isolamento Sismico (GUS)]. Ένα από τα κτίρια που έχουν κατασκευαστεί με σεισμική μόνωση στην Ιταλία είναι το Κέντρο Διοίκησης της Εθνικής Τηλεφωνικής Εταιρείας (Administration Center of the National Telephone Company (SIP), ένα συγκρότημα από πέντε επταόροφα κτίρια στην Ανκόνα.

Στην Ελλάδα μέχρι τώρα η σεισμική μόνωση έχει εφαρμοστεί σε γέφυρες (π.χ. Ισθμός Κορίνθου) και σε κατασκευές με μεγάλη σημασία που απαιτείται να παραμείνουν λειτουργικές τόσο κατά την διάρκεια, όσο και ύστερα από έναν πολύ ισχυρό σεισμό, όπως οι δεξαμενές αποθήκευσης υγροποιημένου φυσικού αερίου στην Ελλάδα (ΥΦΑ) στο νησί Ρεβινθούσα, κοντά στην Αθήνα. Αυτές οι δεξαμενές περιέχουν 38 εκατομμύρια γαλιόνια εύφλεκτου ΥΦΑ και βρίσκονται σε μία από τις σεισμικά υψηλότερες περιοχές της Ευρώπης. Οι απαιτήσεις για την απόδοση των εφεδράνων του συγκεκριμένου έργου ήταν οι πιο αυστηρές στην ιστορία της σεισμικής μόνωσης. Τα εφέδρανα απαιτούνταν να διατηρούν τις σχεδιαστικές τους ιδιότητες και παράλληλα να υπομένουν τις επιπτώσεις από: 35 χρόνια γήρανσης σε ένα θαλάσσιο περιβάλλον, ταυτόχρονες πλευρικές και κατακόρυφες σεισμικές κινήσεις, θερμοκρασίες που κυμαίνονται από -12°C έως 30°C . Εφέδρανα τριβής επιλέχθηκαν πάνω από τα ελαστομερή εφέδρανα μετά από δοκιμές που έδειξαν ότι ήταν σε καλύτερη θέση να ικανοποιήσουν αυτές τις απαιτήσεις υψηλών επιδόσεων και να επιτευχθεί η ασφαλέστερη απόκριση της δεξαμενής.

Ένα άλλο κτίριο που σχεδιάστηκε με την τεχνική της σεισμικής μόνωσης στην Ελλάδα ήταν η Στέγη Γραμμάτων και Τεχνών του Ιδρύματος Ωνάση, η οποία είναι μια R/c κατασκευή που έχει μοναδικό σχήμα και δυναμική συμπεριφορά. Προκειμένου να συνδυαστεί ο κατασκευαστικός σχεδιασμός με τις σεισμικές προδιαγραφές υψηλής απόδοσης που τέθηκαν, έπρεπε να χρησιμοποιηθεί σεισμική μόνωση. Επιλέχθηκαν μονωτές τριβής (FPS) και τοποθετήθηκαν κάτω από την πλάκα του ισογείου λόγω χαμηλότερου κόστους και αποτελεσματικότητας της κατασκευής.



Σχήμα 1.6 Στέγη Γραμμάτων και Τεχνών του Ιδρύματος Ωνάση, Αθήνα, Ελλάδα

Τέλος, η σεισμική μόνωση κρίθηκε ως η πλέον ενδεδειγμένη μέθοδος την προστασία του νέου Μουσείου της Ακρόπολης που βρίσκεται στο νότιο άκρο της Ακρόπολης. Η σπουδαιότητα του κτιρίου, μαζί με την τεράστια ιστορική αξία των

εκθεμάτων δεν άφηναν περιθώρια για οποιασδήποτε μορφής ζημιά στο σκελετό του κτιρίου. Ο αρχιτεκτονικός σχεδιασμός προέβλεπε μεγάλους ανοιχτούς χώρους στο εσωτερικό, έτσι ώστε να παρέχεται ανεμπόδιστη θέα του Παρθενώνα. Το σύστημα σεισμικής μόνωσης αποτελείται από 94 σεισμικές συσκευές. Το επίπεδο της σεισμικής μόνωσης είναι εγκατεστημένο κάτω από μια τσιμεντένια βάση βάσης διαστάσεων 110m x 70m, πάνω στην οποία έχει κατασκευαστεί το τετραώροφο κτίριο ύψους 40m. Τα εφέδρανα είναι σχεδιασμένα να αναλαμβάνουν κατακόρυφο φορτίο 160000KN και έχουν μέγιστη οριζόντια μετατόπιση + / - 250 χιλιοστά.



Σχήμα 1.7 Μουσείο Ακρόπολης, Αθήνα, Ελλάδα

2.6 Συμπεριφορά σεισμικά μονωμένων κτηρίων σε σεισμούς κοντινού πεδίου

Τα συστήματα σεισμικής μόνωσης σε κτήρια σχεδιάζονται για να διατηρούν την ακεραιότητα του κτηρίου, να εξασφαλίζουν την ασφάλεια των κατοίκων και να εμποδίσουν την καταστροφή του περιεχομένου του κτηρίου, μειώνοντας τις σεισμικές δυνάμεις και παραμορφώσεις της ανωδομής η μείωση αυτή επιτυγχάνεται μέσω της μείωσης της δυσκαμψίας και της αύξησης της απόσβεσης. Η μείωση της δυσκαμψίας έχει σκοπό να απομακρύνει την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο της κατασκευής από την χαρακτηριστική περίοδο των σεισμικών εδαφικών κινήσεων, γεγονός που μειώνει τις σεισμικές δυνάμεις, αλλά αυξάνει τις μετακινήσεις, ενώ η αύξηση της απόσβεσης μειώνει τις σεισμικές μετακινήσεις. Έτσι, τα σεισμικά μονωμένα έχουν μεγάλες θεμελιώδεις ιδιοπεριόδους ταλάντωσης σε σχέση με τα περιόδους των συνήθων-συχνών σεισμών.

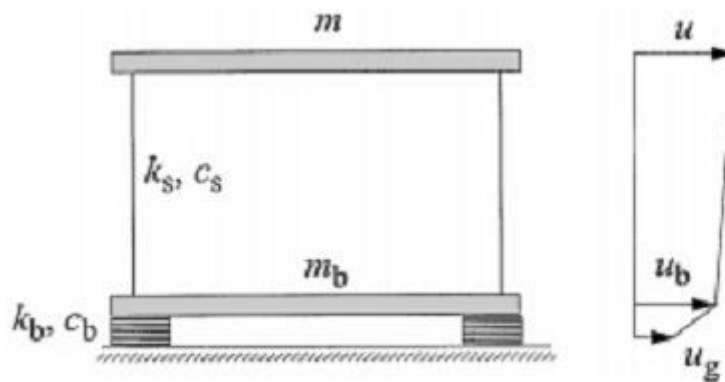
Καταγραφές, όμως, της σεισμικής κίνησης από πρόσφατους σεισμούς, όπως ο σεισμός στο Kobe της Ιαπωνίας το 1995 και στο Kocaeli το 1999 έδειξαν ότι οι εδαφικές κινήσεις κοντινού πεδίου μπορεί να περιλαμβάνουν ισχυρούς και με μεγάλη περίοδο παλμούς ταχύτητας. Όπως έχει παρατηρηθεί οι παλμοί αυτοί θα έχουν σημαντική επίδραση στην σεισμική μόνωση με ιδιοπερίοδο κοντά στην περίοδο του παλμού επιβάλλοντας μεγάλες μετατοπίσεις στην διεπιφάνεια της

σεισμικής μόνωσης, οι οποίες μπορούν να οδηγήσουν σε λυγισμό ή καταστροφή της μόνωσης. Το γεγονός αυτό έχει τραβήξει το ενδιαφέρον των ερευνητών διεθνώς και πρόσφατα μάλιστα έχουν δημοσιευτεί πολλές εργασίες με σκοπό την κατανόηση της δυναμικής συμπεριφοράς σεισμικά μονωμένων κτηρίων σε σεισμούς κοντινού πεδίου. Οι περισσότερες από αυτές τις εργασίες χρησιμοποιούν τα πραγματικά επιταχυνσιογραφήματα σεισμών κοντινού πεδίου που καταγράφηκαν, ενώ κάποιες από αυτές προσομοιώνουν τα συγκεκριμένα επιταχυνσιογραφήματα με εξιδανικευμένους ημιτονοειδείς ή συνημιτονοειδείς παλμούς ταχύτητας, όπως οι παλμοί των Μακρή & Black συγκεκριμένης διάρκειας T_p και μέγιστης ταχύτητας V_p . Δεν βρέθηκε, όμως, καμία εργασία που να κάνει πλήρη παραμετρική μελέτη της απόκρισης ενός σεισμικά μονωμένου κτηρίου χρησιμοποιώντας μόνο εξιδανικευμένους παλμούς ταχύτητας Μακρή & Black και Μαυροειδής- Παπαγεωργίου (Μ-Π) για τα μονοβάθμια. Αυτός λοιπόν είναι ο στόχος της δικιάς μας εργασίας, να μελετηθεί δηλαδή η συμπεριφορά ενός σεισμικά μονωμένου κτηρίου σε εξιδανικευμένους παλμούς ταχύτητας και να προκύψουν αδιαστατοποιημένα διαγράμματα που θα ρίξουν φως στην φυσική του προβλήματος.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΜΟΝΤΕΛΟ ΚΑΙ ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΤΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ

3.1 Μοντέλο που χρησιμοποιήθηκε στην εργασία



Two-degrees-of-freedom model of the isolated building.

$$T_s = \frac{2\pi}{\omega_s} \quad \text{and} \quad \omega_s = \sqrt{\frac{k_s}{m}}$$

$$2\xi_s \omega_s = \frac{c_s}{m}$$

$$\lambda = \frac{m_s}{m_s + m_b}$$

$$T_b = \frac{2\pi}{\omega_b} \quad \text{and} \quad \omega_b = \sqrt{\frac{k_b}{m + m_b}}$$

$$2\xi_b \omega_b = \frac{c_b}{m + m_b}$$

3.2 Διαμόρφωση των εξισώσεων του προβλήματος

3.2.1 Περίπτωση της γραμμικής συμπεριφοράς σεισμικής μόνωσης

Στην πρώτη φάση της εργασίας θεωρήσαμε ότι η σεισμική μόνωση αποτελείται από γραμμικό ελατήριο και ιξώδη αποσβεστήρα.

$$\lambda = \frac{m_s}{m_s + m_b}, \quad \delta = \omega_s / \omega_p \quad \text{και} \quad \zeta_b, \quad \text{ενώ πήραμε το } \zeta_s = 2\%$$

Έτσι οι εξισώσεις διαμορφώθηκαν ως εξής:

$$\begin{pmatrix} 1 & \lambda \\ \lambda & \lambda \end{pmatrix} * \begin{pmatrix} \ddot{u}_b(t) \\ \ddot{u}_s(t) \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} 0 & 0 \\ 0 & 2 * \zeta_s * \omega_s \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} \dot{u}_b(t) \\ \dot{u}_s(t) \end{pmatrix} + \omega_s^2 * \begin{pmatrix} \delta * \lambda & 0 \\ 0 & 1 \end{pmatrix} * \begin{pmatrix} u_b(t) \\ u_s(t) \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} 1 \\ 0 \end{pmatrix} * \alpha_{(t)} = - \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \end{pmatrix} * \ddot{u}_g(t)$$

όπου $\alpha_{(t)}$ είναι η ανηγμένη δύναμη απόσβεσης:

$$\alpha_{(t)} = \underbrace{2 * \zeta_b * \omega_s * \sqrt{\delta * \lambda}}_{\text{ιξώδης απόσβεση}}$$

Στην αρχή προσπαθήσαμε να βγάλουμε κλειστές αναλυτικές σχέσεις για την απόκριση του διβάθμιου (2DOF) στην περίπτωση της γραμμικής συμπεριφοράς της σεισμικής μόνωσης. Έτσι, επειδή σύμφωνα με την διεθνή βιβλιογραφία εκ των αναλυτικών μεθόδων για τον υπολογισμό της απόκρισης μονοβαθμίου (SDOF) με απόσβεση, ο μετασχηματισμός Laplace είναι πιθανότατα η πιο χρήσιμη μέθοδος, αλλά και επειδή στις σεισμικά μονωμένες κατασκευές έχουμε μη γραμμική απόσβεση, δηλαδή μεγάλη διαφορά της αποσβέσεως μεταξύ κατασκευής και σεισμικής μόνωσης, η οποία δεν επιτρέπει την απόζευξη των εξισώσεων κίνησης με την μέθοδο επαλληλίας με πραγματικές ιδιομορφές, αποφασίσαμε να χρησιμοποιήσουμε την μέθοδο Laplace (άλλος τρόπος είναι η αριθμητική ολοκλήρωση) για το 2DOF.

Έτσι, μετασχηματίσαμε το σύστημα διαφορικών εξισώσεων σε σύστημα αλγεβρικών εξισώσεων, επιλύσαμε ως προς u_s και βγάλαμε ότι:

$$u_s(s) = \frac{A_2(s)}{A_3(s)}$$

όπου: $A_2(s)$, $A_3(s)$ ήταν πολυώνυμα συναρτήσεων των παραμέτρων λ , δ , ζ_b

$$A_3 = \left\{ \left[\left(\frac{1-\lambda}{\lambda} \right) * s^4 + \left[0.04 * \cos \left(1 + \sqrt{\frac{\delta}{\lambda}} * \frac{\zeta_b}{0.04} \right) + \frac{1-\lambda}{\lambda} \right] * s^3 + \left[\omega_s^2 * \left(1 + \frac{1-\lambda}{\lambda} + \delta \right) + \right. \right. \right. \\ \left. \left. \left. (0.04 * \omega_s)^2 * \sqrt{\frac{\delta}{\lambda}} * \frac{\zeta_b}{0.04} \right] * s^2 + \left[(0.04 * \omega_s) * \omega_s^2 * \sqrt{\frac{\delta}{\lambda}} * \frac{\zeta_b}{0.04} + \delta \right] * s + \omega_s^4 * \delta \right\} * \right. \\ \left. s^2 + \omega_s^2 \right\}$$

Το μόνο που έμενε για να βρούμε την λύση ήταν να κάνουμε αντίστροφο μετασχηματισμό Laplace. Επειδή, όμως, αυτό ήταν αδύνατο να γίνει με το χέρι, αφού είχαμε συνάρτηση 4^{ου} βαθμού, χρησιμοποιήσαμε το “Maple”, το καλύτερο πρόγραμμα για συμβολικούς υπολογισμούς. Δυστυχώς με μεγάλη μας απογοήτευση διαπιστώσαμε ότι ούτε και το Maple μπορούσε να υπολογίσει τον αντίστροφο μετασχηματισμό Laplace, διότι έπρεπε πρώτα να βρει τις ρίζες του πολυωνύμου και αυτό δεν ήταν εφικτό για τις άγνωστες τιμές των λ, δ, ζ_b, ω_s, ω_p, V_p.

Αντιλαμβανόμενοι το πρόβλημα βάλουμε το Maple να αντιστρέψει την ίδια σχέση για δεδομένες πλέον τιμές των λ, δ, ζ_b, V_p και άγνωστα ω_s, ω_p και έβγαλε λύση.

$$g(t) := \left((-5.509903576 \cdot 10^{-12} \right. \\ + 0.3695578560 \cdot 1) \left(2.498263575 \cdot 10^{36} \cdot \omega_p \cdot e^{(-0.2618033989 - 1.596713177 \cdot 1) \cdot \omega \cdot t} \cdot \omega^{-6} \right. \\ + 1.069607962 \cdot 10^{39} \cdot \omega^{-4} \cdot e^{(-0.03819660112 - 0.6168525196 \cdot 1) \cdot \omega \cdot t} \cdot \omega_p^{-3} \\ - 1.069607962 \cdot 10^{39} \cdot \omega^{-4} \cdot e^{(-0.03819660112 + 0.6168525196 \cdot 1) \cdot \omega \cdot t} \cdot \omega_p^{-3} \\ - 1.398812518 \cdot 10^{37} \cdot e^{(-0.2618033989 - 1.596713177 \cdot 1) \cdot \omega \cdot t} \cdot \omega_p^{-3} \cdot \omega^{-4} \\ - 9.765625000 \cdot 10^{28} \cdot e^{1.1 \cdot \omega_p \cdot t} \cdot \omega^{-2} \cdot \omega_p^{-5} + 6.451454762 \cdot 10^{37} \cdot e^{1.1 \cdot \omega_p \cdot t} \cdot \omega \cdot \omega_p^{-6} \\ + 6.374037312 \cdot 10^{38} \cdot e^{1.1 \cdot \omega_p \cdot t} \cdot \omega^{-5} \cdot \omega_p^{-2} + 5.283882495 \cdot 10^{26} \cdot e^{1.1 \cdot \omega_p \cdot t} \cdot \omega^{-6} \cdot \omega_p \\ + 1.943359375 \cdot 10^{27} \cdot \omega^{-5} \cdot e^{(-0.03819660112 - 0.6168525196 \cdot 1) \cdot \omega \cdot t} \cdot \omega_p^{-2} \\ + 2.235567848 \cdot 10^{37} \cdot e^{(-0.2618033989 - 1.596713177 \cdot 1) \cdot \omega \cdot t} \cdot \omega_p^{-5} \cdot \omega^{-2} \\ + 9.765625000 \cdot 10^{16} \cdot e^{(-0.2618033989 - 1.596713177 \cdot 1) \cdot \omega \cdot t} \cdot \omega_p^{-6} \cdot \omega \\ + 9.765625000 \cdot 10^{28} \cdot \omega_p^{-5} \cdot e^{(-0.03819660112 - 0.6168525196 \cdot 1) \cdot \omega \cdot t} \cdot \omega \\ - 2.498263575 \cdot 10^{36} \cdot \omega^{-6} \cdot e^{(-0.2618033989 + 1.596713177 \cdot 1) \cdot \omega \cdot t} \cdot \omega_p \\ - 8.448717195 \cdot 10^{26} \cdot \omega^{-5} \cdot e^{(-0.2618033989 + 1.596713177 \cdot 1) \cdot \omega \cdot t} \cdot \omega_p^{-2} \\ + 1.935436431 \cdot 10^{38} \cdot \omega^{-7} \cdot e^{-1.1 \cdot \omega_p \cdot t} + 3.664426305 \cdot 10^{38} \cdot \omega_p^{-4} \cdot \omega^{-3} \cdot e^{-1.1 \cdot \omega_p \cdot t} \\ - 6.451454762 \cdot 10^{37} \cdot \omega_p^{-6} \cdot \omega \cdot e^{-1.1 \cdot \omega_p \cdot t} - 6.374037312 \cdot 10^{38} \cdot \omega_p^{-2} \cdot \omega^{-5} \cdot e^{-1.1 \cdot \omega_p \cdot t} \\ - 1.952547875 \cdot 10^{29} \cdot \omega_p^{-3} \cdot \omega^{-4} \cdot e^{-1.1 \cdot \omega_p \cdot t} \\ \left. - 2.235567846 \cdot 10^{37} \cdot \omega_p^{-5} \cdot e^{(-0.2618033989 + 1.596713177 \cdot 1) \cdot \omega \cdot t} \cdot \omega^{-2} \right)$$

Εικόνα: Τμήμα της λύσης

$$U_s(t) := \text{Heaviside}\left(t - \frac{2 \cdot \pi}{\omega_p}\right) \cdot g\left(t - \frac{2 \cdot \pi}{\omega_p}\right) - g(t)$$

Από την παραπάνω σχέση προκύπτει ότι μπορούμε να εγχαίσει κοινός παράγοντα το $\left(\frac{\omega}{\omega_p}\right)$ οπότε αν θέσουμε $\eta = \frac{\omega}{\omega_p}$ και $\bar{t} = \frac{t}{T_p}$ τότε

$$U_s(\bar{t}, \eta) = \frac{1}{\omega_p} f(\bar{t}, \eta)$$

οπότε είναι δυνατόν να υπολογιστούν τα κανονικοποιημένα μέγιστα.

$$\left. \begin{array}{l} \max \left[\frac{U_s(t, \eta) \omega_p}{v_p} \right] \\ \max \left[\frac{\dot{U}_s(\bar{t}, \eta)}{v_p} \right] \\ \max \left[\frac{\ddot{U}_s(\bar{t}, \eta)}{v_p \cdot \omega_p} \right] \end{array} \right\}$$

Η λύση αυτή παρά το γεγονός ότι κατέλαβε έκταση τριών σελίδων σε μιγαδική μορφή, μας χαροποίησε, διότι μας έδειξε ότι στην σχέση μπορούσε να βγει κοινός παράγοντας το $\omega_s/\omega_p = T_s/T_p$ και να υπολογιστεί η κανονικοποιημένη μέγιστη μετακίνηση $\frac{v_s \cdot \omega_p}{v_p}$ και άρα να υπολογιστούν τα αδιαστατοποιημένα διαγράμματα $\frac{v_s \cdot \omega_p}{v_p} = f\left(\frac{T_s}{T_p}\right)$. Γνωρίζοντας πλέον ότι η κανονικοποίηση ήταν εφικτή, η επόμενη κίνηση ήταν να υπολογιστούν τα διαγράμματα με αριθμητικές επιλύσεις μέσω "Matlab".

3.2.2. Περίπτωση της μη-γραμμικής συμπεριφοράς σεισμικής μόνωσης

Για την μη γραμμική συμπεριφορά της σεισμικής μόνωσης οι εξισώσεις του συστήματος είναι ίδιες μόνο που αλλάζει η ανηγμένη δύναμη απόσβεσης (δηλαδή διαιρεμένη με $m_s + m_b$).

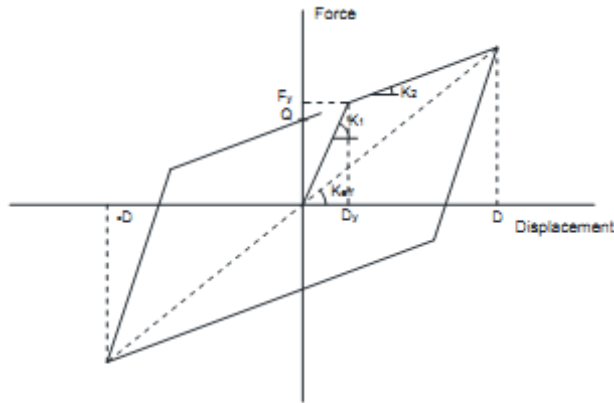


Figure 2.1 Parameters of basic hysteresis loop

Δηλαδή:

$$\begin{bmatrix} 1 & \lambda \\ \lambda & \lambda \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} \ddot{u}_b(t) \\ \ddot{u}_s(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & 2 * \zeta_s * \omega_s \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} \dot{u}_b(t) \\ \dot{u}_s(t) \end{bmatrix} + \omega_s^2 * \begin{bmatrix} \delta * \lambda & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} u_b(t) \\ u_s(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \end{bmatrix} * \alpha(t) = - \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \end{bmatrix} * \ddot{u}_g(t)$$

$$\text{όπου: } \alpha(t) = \frac{Q}{m_s + m_b} * z(t)$$

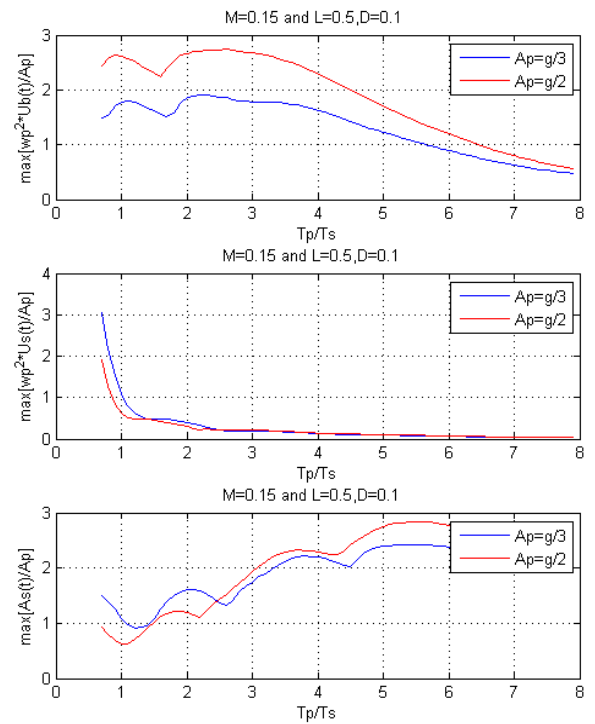
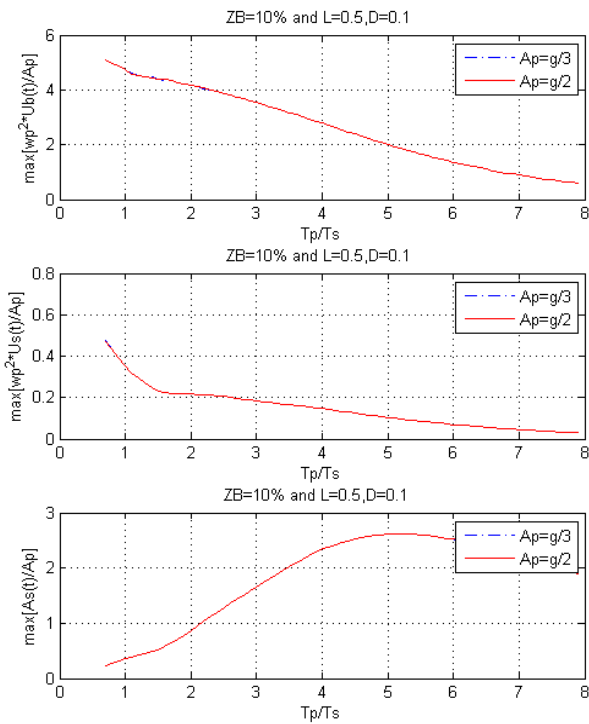
με $\frac{Q}{m_s + m_b} = \mu g$ για FPS, όπου μ = συντελεστής τριβής

και $z(t)$ είναι μια αδιάστατη παράμετρος που προκύπτει από το μοντέλο Bouc-Wen:

$$u_y * \dot{z} + \gamma * |\dot{u}_b(t)| * z * |z|^{n-1} + \beta * \dot{u}_b(t) * |z|^n - \dot{u}_b(t) = 0$$

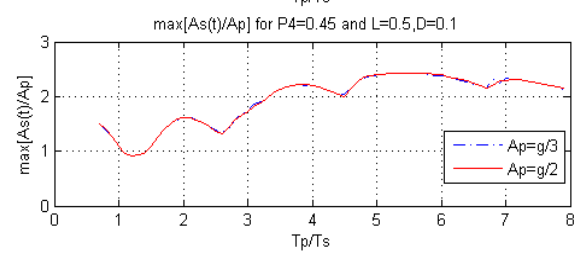
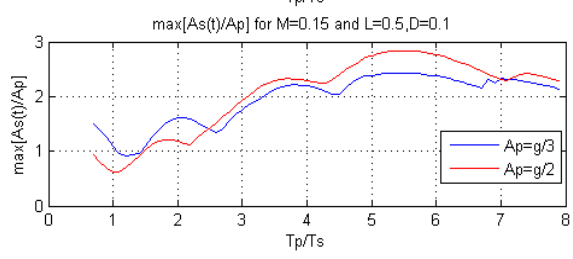
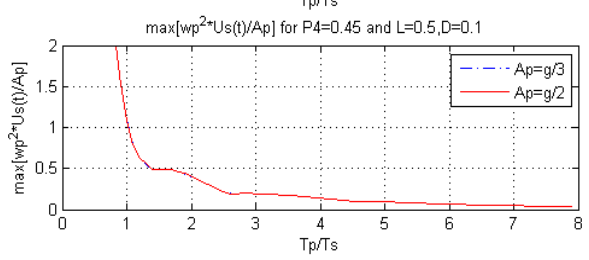
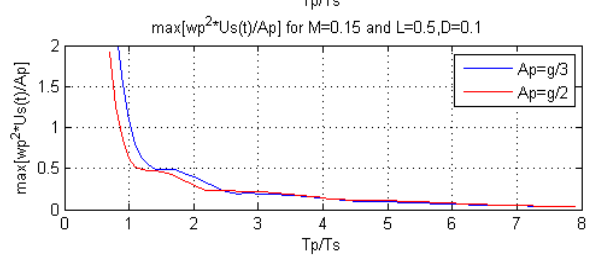
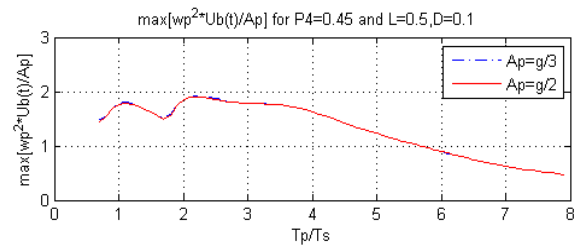
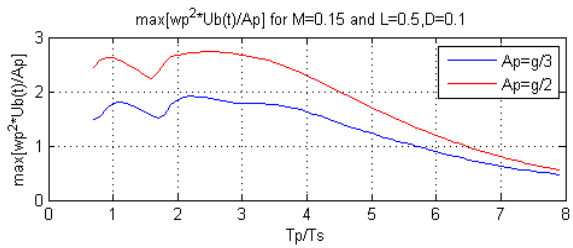
Το μοντέλο Bouc-Wen είναι ένας τρόπος να περιγράψουμε την μη-γραμμική συμπεριφορά μέσω μιας διαφορικής εξίσωσης, οπότε είναι και πιο γρήγορο και πιο εύκολο να προγραμματιστεί σε έναν αλγόριθμο, αφού δεν χρειάζεται να ελέγχει κανείς σε κάθε επανάληψη, εάν έχει επέλθει διαρροή ή όχι.

Επιπλέον το μοντέλο αυτό μπορεί να χρησιμοποιηθεί και για ελαστομεταλλικά εφέδρανα LRB, αλλά και για συστήματα τριβής από τεφλόν, αφού σύμφωνα με την εργασία του Μοκχα (1988) και αυτά έχουν πεπερασμένη δυσκαμψία και ένα πολύ μικρό $u_y = 0.2 \text{ mm}$ σε αντίθεση με τα LRB, όπου εκεί το u_y είναι της τάξης των εκατοστών.



Χρησιμοποιώντας την διαστατική ανάλυση για το nonlinear μπορεί κανείς να απομειώσει τις 9 παραμέτρους του προβλήματος σε 6 αδιάστατους Π-όρους συγκεκριμένα:

- Παράμετροι: u_{max} , m_s , m_b , K_s , K_b , Q , u_y , V_p , ω_p
- Π-όροι:
 - ✓ $\Pi_1 = (u_{max} * \omega_p) / u_p$
 - ✓ $\Pi_2 = \lambda$
 - ✓ $\Pi_3 = \delta$
 - ✓ $\Pi_4 = Q / (m_s + m_b) * \omega_p * V_p$
 - ✓ $\Pi_5 = (u_y * \omega_p) / V_p$
 - ✓ $\Pi_6 = \omega_s / \omega_p$ (ή ω_b / ω_p)



ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

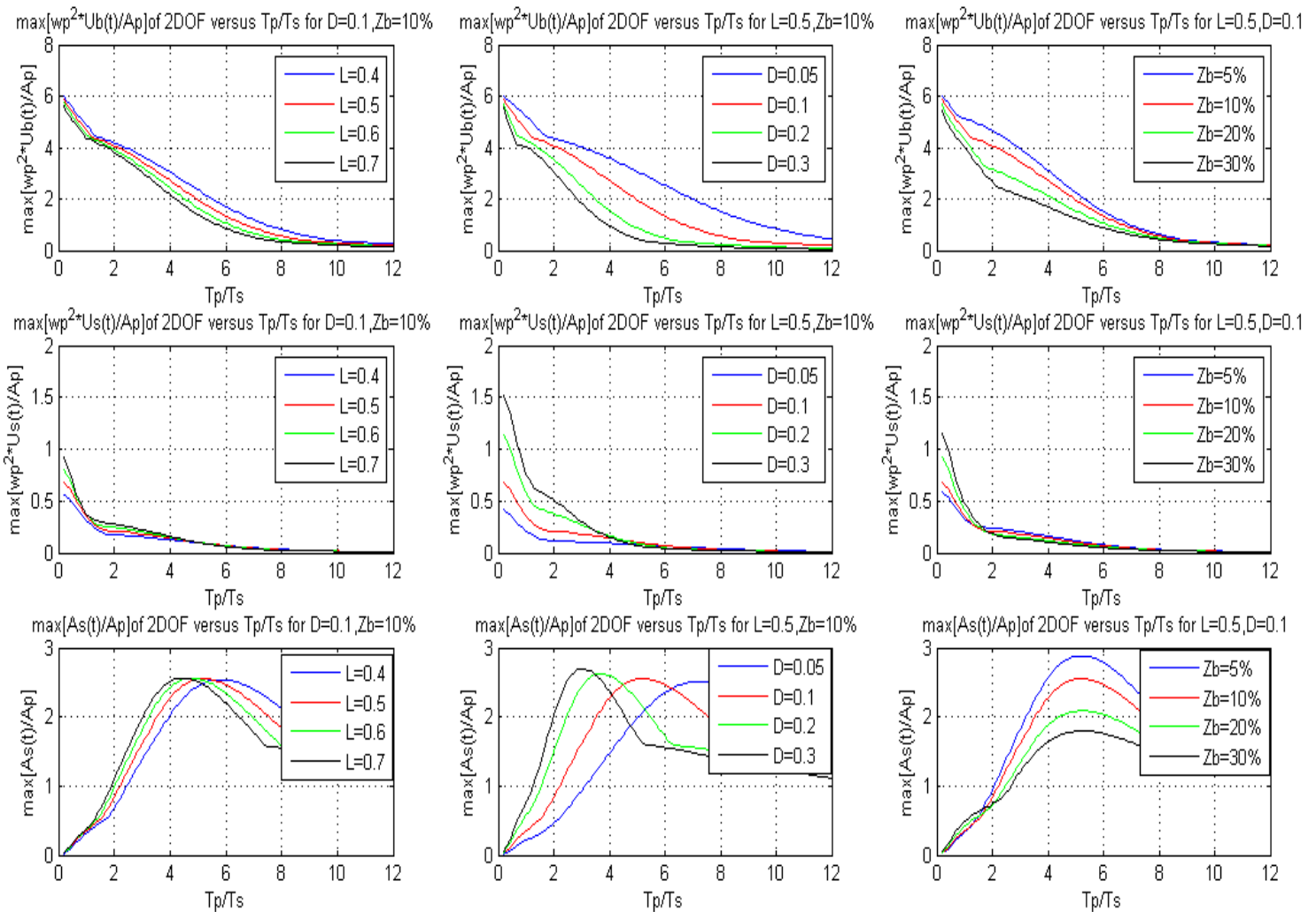
ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΣΕ ΕΞΙΔΑΝΙΚΕΥΜΕΝΟΥΣ ΠΑΛΜΟΥΣ

4.1 Διαγράμματα της γραμμικής συμπεριφοράς σεισμικής μόνωσης

1

LINEAR- ΠΑΛΜΟΙ ΜΑΚΡΗ

ΠΑΛΜΟΣ A (half-sine velocity pulse)



Στήλη Α

Αύξηση του L οδηγεί σε:

- ✓ Μείωση της $\max[\omega p^2 \cdot U_b(t)/A_p]$ για όλες τις τιμές T_p/T_s
- ✓ Αύξηση της $\max[\omega p^2 \cdot U_s(t)/A_p]$ για όλες τις τιμές T_p/T_s
- ✓ Αύξηση της $\max[A_s(t)/A_p]$ για $T_p/T_s \leq 5$ και σε μείωση της $\max[A_s(t)/A_p]$ για $T_p/T_s > 5$, άρα ανάλογα με το T_p/T_s συμφέρει κανείς να διαλέξει μικρό ή μεγάλο L.

Στήλη Β

Αύξηση του λόγου D οδηγεί σε:

- ✓ (Σημαντική) μείωση της $\max[\omega p^2 \cdot U_b(t)/A_p]$ για κάθε T_p/T_s
- ✓ Αύξηση της $\max[\omega p^2 \cdot U_s(t)/A_p]$ για $T_p/T_s \leq 5$, ενώ για T_p/T_s είναι αμελητέες οι διαφορές
- ✓ Αύξηση της $\max[A_s(t)/A_p]$ για κάποια T_p/T_s και μείωση της $\max[A_s(t)/A_p]$ για άλλα T_p/T_s

Στην περιοχή iii ($T_p/T_s \geq 5$) προτιμάμε μεγάλα D, γιατί δίνουν μικρότερες $\max[\omega p^2 \cdot U_b(t)/A_p]$, $\max[A_s(t)/A_p]$, ενώ δεν επηρεάζουν την ήδη μικρή $\max[\omega p^2 \cdot U_s(t)/A_p]$.

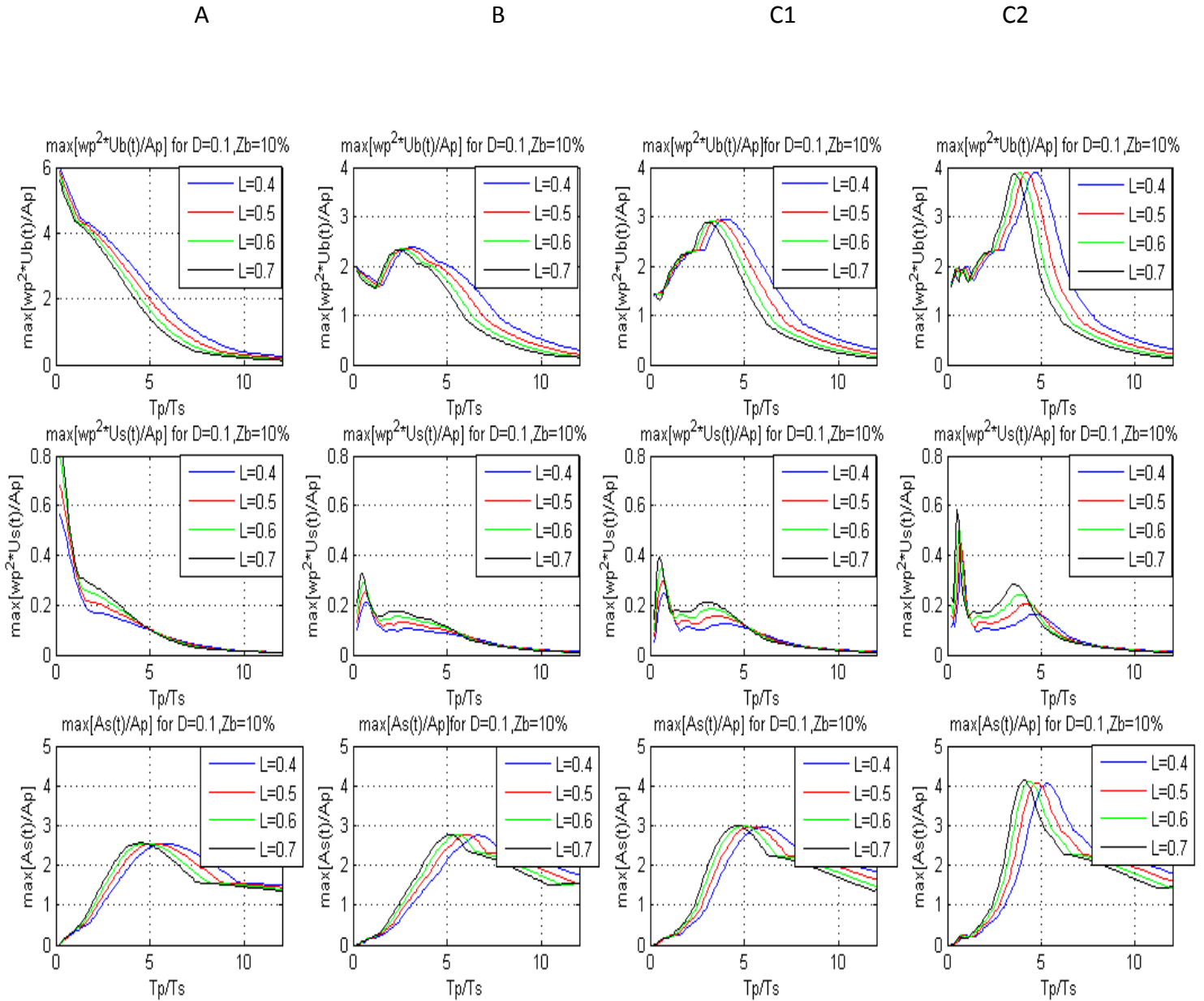
Στην περιοχή i ($T_p/T_s < 2$) προτιμάμε μικρά D, γιατί ενώ αυξάνουν την $\max[\omega p^2 \cdot U_b(t)/A_p]$, μειώνουν κατά πολύ μεγαλύτερα ποσοστά τις $\max[\omega p^2 \cdot U_s(t)/A_p]$, $\max[A_s(t)/A_p]$.

Στην περιοχή ii μεγάλα D οδηγούν σε σημαντική μείωση της $\max[\omega p^2 \cdot U_b(t)/A_p]$, μικρότερη αύξηση της $\max[\omega p^2 \cdot U_s(t)/A_p]$ και μεγάλη αύξηση της $\max[A_s(t)/A_p]$, οπότε εξαρτάται από τον μηχανικό και το συγκεκριμένο κτήριο (την χρήση του) ποιο μέγεθος είναι κρισιμότερο και συνεπώς ποιο D θα χρησιμοποιηθεί.

Στήλη Γ

Αύξηση της απόσβεσης z_b οδηγεί σε:

- ✓ Μείωση της $\max[\omega p^2 \cdot U_b(t)/A_p]$ για κάθε T_p/T_s (πάντα)
 - ✓ Μείωση της $\max[\omega p^2 \cdot U_s(t)/A_p]$ για κάποιες τιμές T_p/T_s (≤ 1.5), ενώ για T_p/T_s και αύξηση για κάποιες άλλες (μικρότερες) \leftarrow μη αναμενόμενο
 - ✓ Μείωση της $\max[A_s(t)/A_p]$ για κάποιες τιμές T_p/T_s (> 1.5) (αναμενόμενο), αλλά και αύξηση για κάποιες άλλες T_p/T_s (< 1.5) \leftarrow μη αναμενόμενο
- Από τα διαγράμματα αυτά φαίνεται ότι οι παράμετροι D και z_b επηρεάζουν σημαντικά την απόκριση του κτηρίου, ενώ η L επηρεάζει λιγότερο.



Από τα σχήματα αυτά φαίνεται ότι η παράμετρος L επιδρά με τον ίδιο τρόπο σε όλους τους παλμούς A, B, C₁, C₂. Εξάιρεση αποτελεί η $\max[wp^2*Ub(t)/Ap]$, όπου στον παλμό A η αύξηση του L οδηγεί σε μείωση της $\max[wp^2*Ub(t)/Ap]$ για κάθε Tp/Ts , ενώ στους υπόλοιπους παλμούς η αύξηση του L ανάλογα με το Tp/Ts μπορεί να οδηγήσει είτε σε μείωση είτε σε αύξηση της $\max[wp^2*Ub(t)/Ap]$. Επίσης, για μικρές τιμές του Tp/Ts φαίνεται ότι ο παλμός A δίνει πολύ μεγαλύτερες

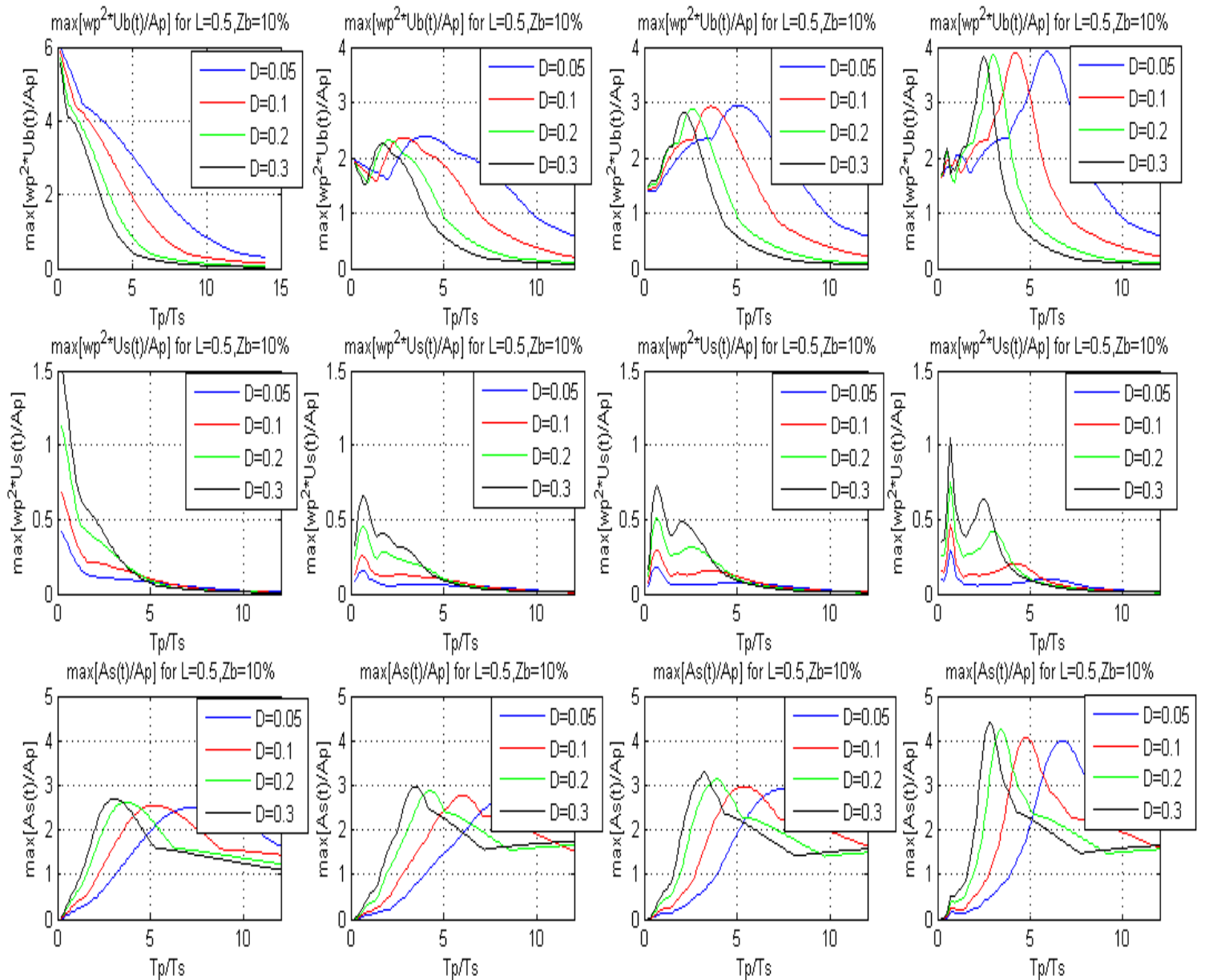
$\max[\omega p^2 * U_b(t)/A_p]$ και $\max[\omega p^2 * U_s(t)/A_p]$ από τους υπόλοιπους παλμούς, αλλά αυτό όπως εξηγήθηκε από τους Μακρή & Block που το παρατήρησαν στο SDOF γίνεται λόγω της κανονικοποίησης ως προς α_p , ενώ δε συμβαίνει για κανονικοποίηση ως προς v_p . Γενικά, όμως, η κανονικοποίηση ως προς α_p είναι καλύτερη. Επίσης, συγκρίνοντας τους παλμούς B , C_1 , C_2 που ουσιαστικά εκφράζουν την αύξηση των κύκλων του παλμού ($C_1 \rightarrow C_2 \rightarrow \dots$ τείνει προς το άπειρο (μόνιμο) ημιτονοειδές φορτίο) μπορεί να δει κανείς την αύξηση και των τριών μεγεθών $\max[\omega p^2 * U_b(t)/A_p]$, $\max[\omega p^2 * U_s(t)/A_p]$, $\max[A_s(t)/A_p]$ όσο αυξάνεται ο αριθμός των κύκλων του παλμού.

A

B

C1

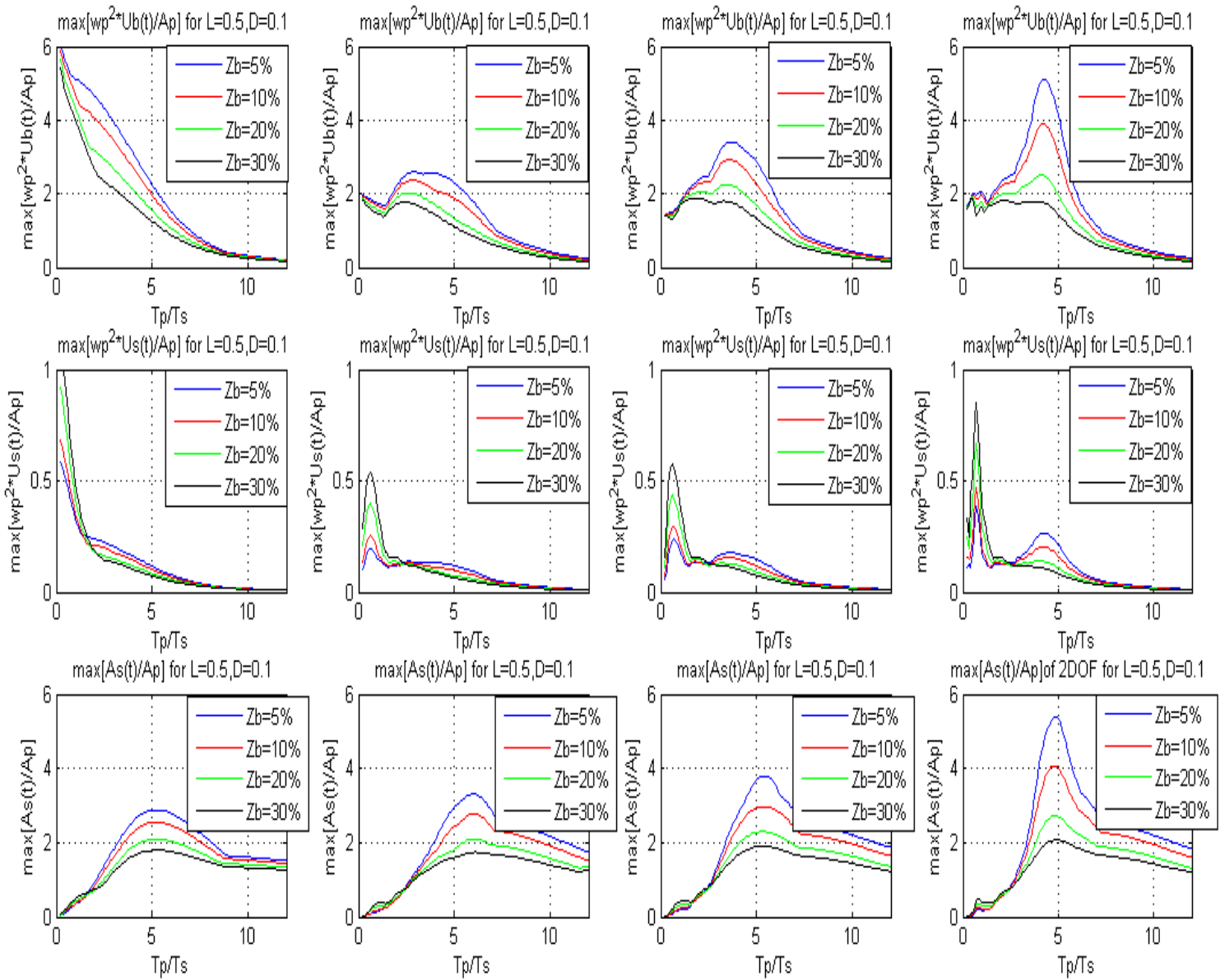
C2



Ισχύουν για το L ακριβώς τα ίδια σχόλια με την προηγούμενη σελίδα. Επίσης, εδώ φαίνεται ότι όσο αυξάνεται ο αριθμός των κύκλων παλμού εμφανίζεται και μία δεύτερη κορυφή (η οποία όλο και μεγαλώνει) για μεγαλύτερα T_p/T_s στην

$\max[\omega p^2 * U_s(t)/A_p]$. Επομένως, θα πρέπει κανείς να προσέξει να μην βρεθεί σε αυτήν την περιοχή τιμών T_p/T_s

4



A

B

C1

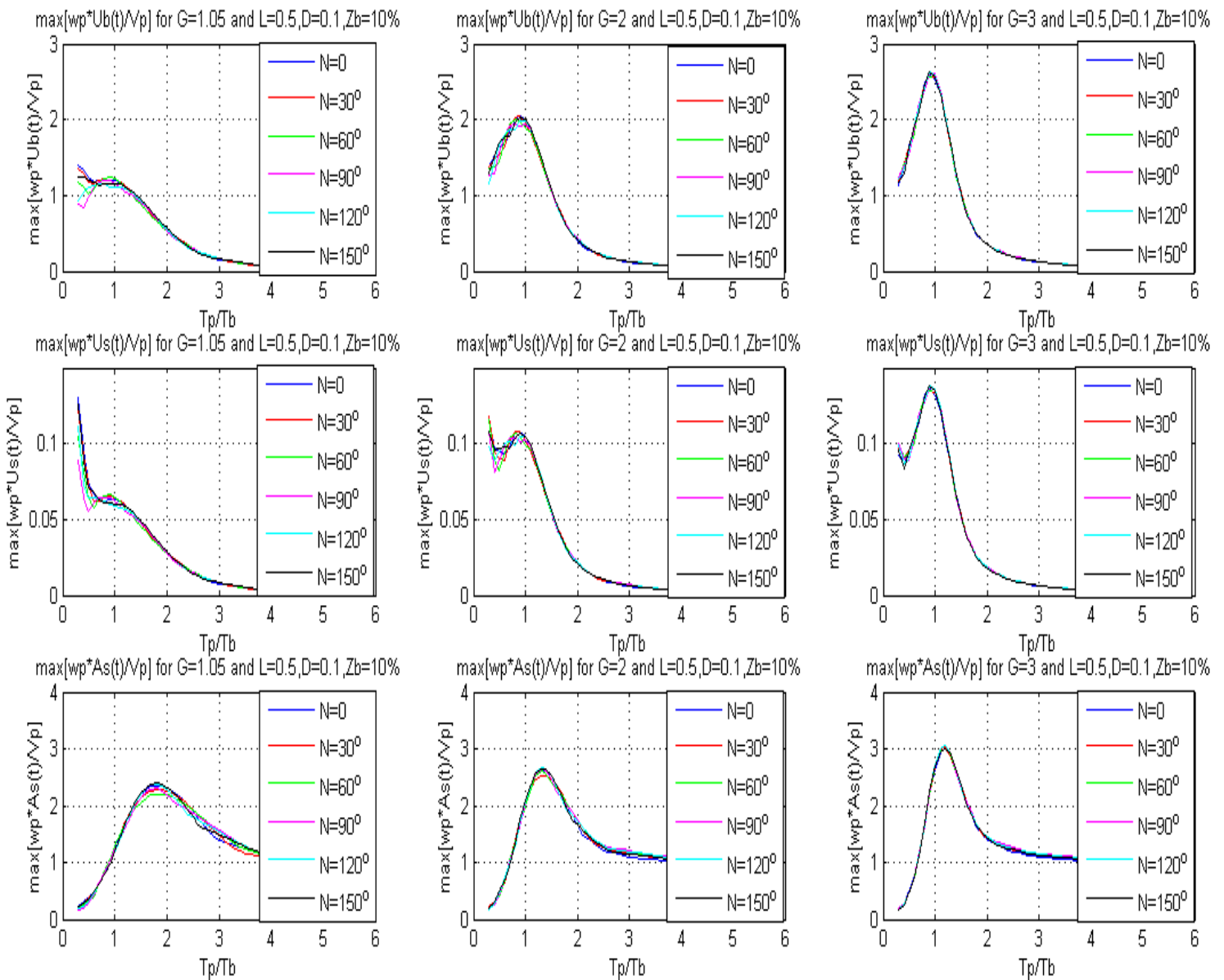
C2

Η αύξηση του z_b οδηγεί σε μείωση της $\max[\omega p^2 U_b(t)/A_p]$ για κάθε T_p/T_s σε όλους τους παλμούς. Επίσης, σε όλους τους παλμούς υπάρχει περιοχή T_p/T_s , στην οποία όταν $z_b \uparrow \Rightarrow \max[\omega p^2 U_s(t)/A_p], \max[A_s(t)/A_p] \downarrow$ αλλά και περιοχή όπου όταν $z_b \uparrow \Rightarrow \max[\omega p^2 U_s(t)/A_p], \max[A_s(t)/A_p] \uparrow$. Τέλος, όπως είπαμε προηγουμένως, όσο ο αριθμός των κύκλων του παλμού μεγαλώνει τόσο τα μέγιστα των μεγεθών $\max[\omega p^2 U_b(t)/A_p], \max[\omega p^2 U_s(t)/A_p], \max[A_s(t)/A_p]$ αυξάνονται. Στα διαγράμματα αυτά φαίνεται, επίσης, ότι όσο ο αριθμός των κύκλων μεγαλώνει τόσο μεγαλύτερη είναι η επιρροή της απόσβεσης στα μέγιστα των $\max[\omega p^2 U_b(t)/A_p], \max[\omega p^2 U_s(t)/A_p], \max[A_s(t)/A_p]$ και σύμφωνα με τις παρατηρήσεις του Anil Chopra που εξέτασαν τους παλμούς για SDOF αυτό οφείλεται στην μεγαλύτερη αθροιστική ενέργεια που αναλώνεται στους περισσότερους κύκλους, π.χ. για μεταβολή z_b από 5% σε 30% στον παλμό B έχουμε μείωση της $\max[A_s(t)/A_p]$ κατά 48%, ενώ στο παλμό C₁ έχουμε μείωση της $\max[A_s(t)/A_p]$ κατά 61%.

LINEAR- ΠΑΛΜΟΙ Mavroeidis- Papageorgiou (M-Π)

(T_p/T_b)

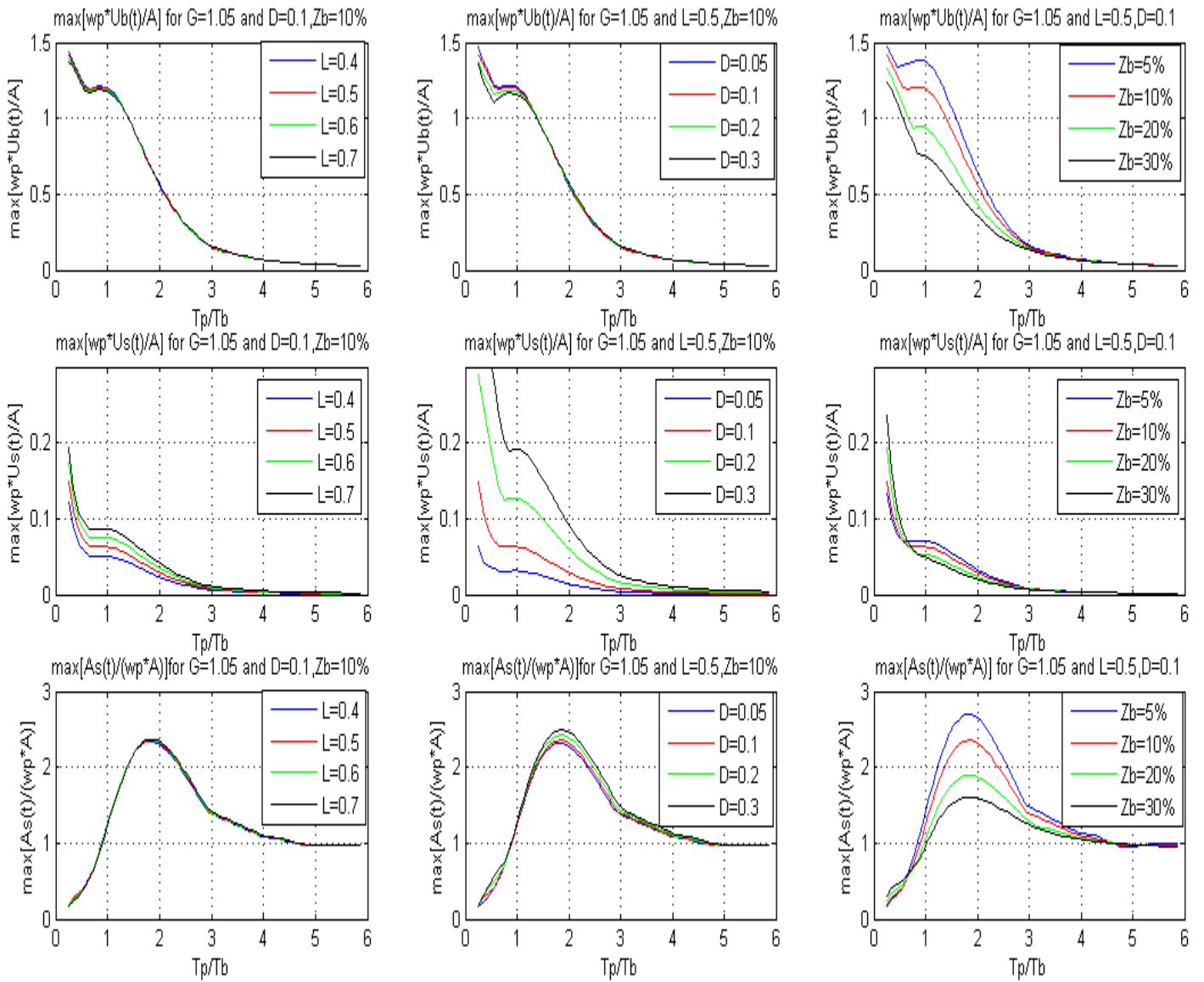
ΠΑΛΜΟΣ $\nu=1$



Επισημάνση: Το γ στα διαγράμματα έχει αναγραφεί ως G λόγω του γεγονότος ότι η έκδοση του Matlab που χρησιμοποιήσαμε δεν αναγνώριζε ελληνικούς χαρακτήρες.

Από τα διαγράμματα αυτά φαίνεται ότι η αρχική φάση V έχει σημαντική επιρροή για τον παλμό μισού ημιτόνου $\gamma=1.05$ και μάλιστα μόνο στις $\max[\omega_r \cdot U_b(t)/V_p]$, $\max[\omega_r \cdot U_s(t)/V_p]$ για μικρούς λόγους $T_p/T_b < 0.7$. Σε όλες τις υπόλοιπες περιπτώσεις η V έχει αμελητέα επιρροή και μάλιστα όσο μεγαλώνει το γ , δηλαδή αυξάνεται ο αριθμός των κύκλων του παλμού τόσο μικρότερη γίνεται αυτή η επιρροή.

Επίσης, αξίζει να παρατηρήσει κανείς ότι τα διαγράμματα των $\max[\omega_r \cdot U_b(t)/V_p]$, $\max[\omega_r \cdot A_s(t)/V_p]$ του 2DOF (διβάθμιου) συναρτήσεως T_p/T_b είναι πανομοιότυπα με τα διαγράμματα των U , A του SDOF (μονοβάθμιου) που έβγαλαν οι Μ-Π. Δηλαδή τα μέγιστα 2DOF εμφανίζονται σε τιμές του λόγου T_p/T_s ίδιες ή σχεδόν ίδιες με τις τιμές του SDOF και επειδή στο SDOF ο λόγος T_p/T_s για την σεισμική απόκριση είχε την μεγαλύτερη επιρροή αναμένουμε και ο λόγος T_p/T_b να έχει αντίστοιχη επιρροή. Αυτό θα φανεί στην πορεία.

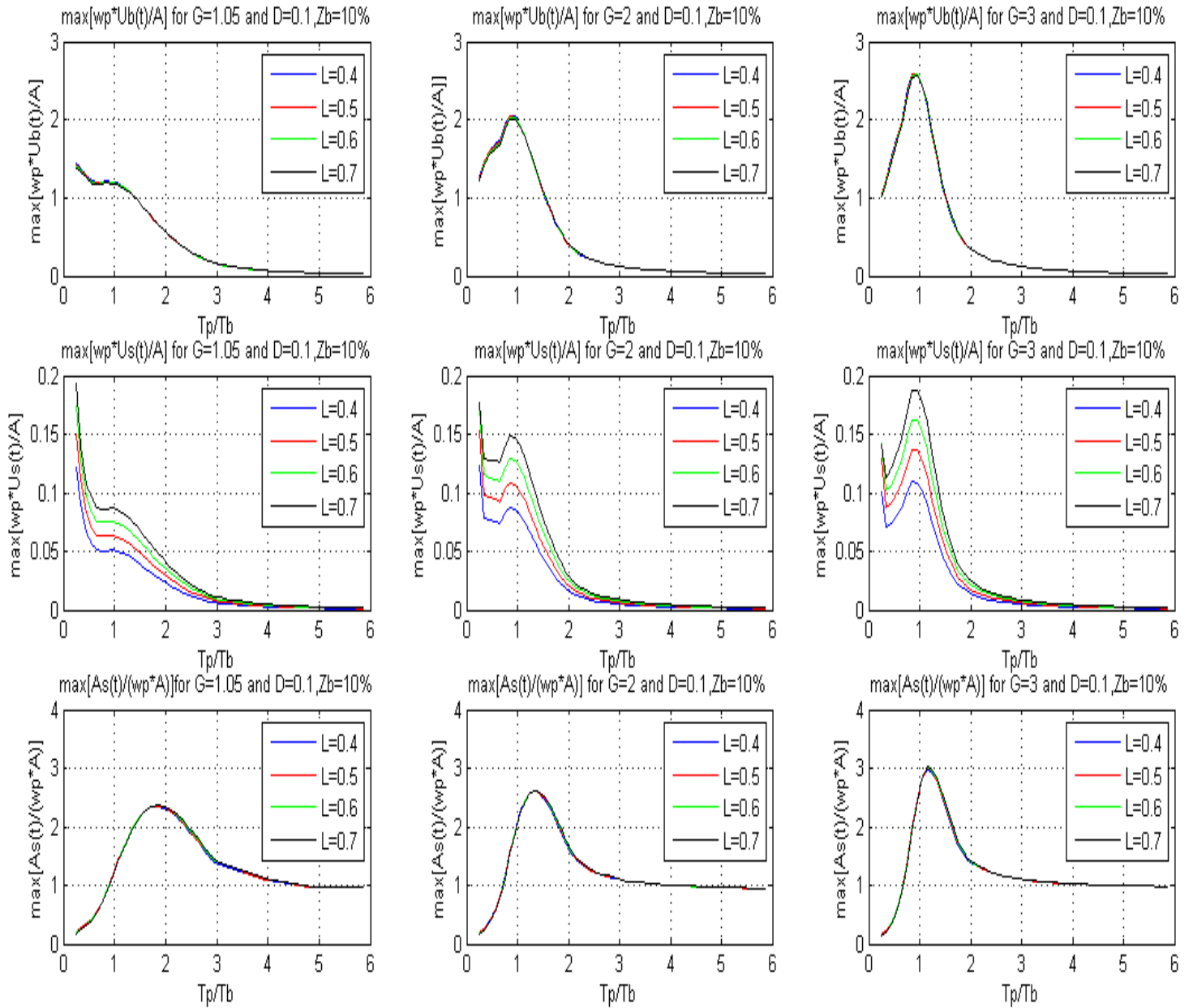
ΠΑΛΜΟΣ $\nu=1$ 

Από τα διαγράμματα αυτά φαίνεται ότι τελικά:

1. Ο λόγος L δεν επηρεάζει καθόλου τις $\max[\omega_p \cdot U_b(t)/V_p]$, $\max[\omega_p \cdot A_s(t)/V_p]$, ενώ επηρεάζει την $\max[\omega_p \cdot U_s(t)/V_p]$ μόνον για τιμές $T_p/T_b \leq 2.5$ (σε αντίθεση ξμε τα διαγράμματα T_p/T_s , όπου το L επηρέαζε και τα τρία μεγέθη).
2. Ο λόγος D δεν επηρεάζει σχεδόν καθόλου τις $\max[\omega_p \cdot U_b(t)/V_p]$, $\max[\omega_p \cdot A_s(t)/V_p]$, ενώ έχει τεράστια επιρροή στην $\max[\omega_p \cdot U_s(t)/V_p]$ (Όσο $D \downarrow$ τόσο $U_s \downarrow$). Για παράδειγμα, για $T_p/T_b=1$ και μεταβολή D από 0.1 σε 0.2 έχουμε 50% μείωση του $\max[\omega_p \cdot U_s(t)/V_p]$ (στα προηγούμενα διαγράμματα το D επηρέαζε σημαντικά και τα τρία μεγέθη, κι αυτό γιατί πίσω από τα D (και L) υπήρχαν τα K^b και m_b που καθόριζαν το T_b).
3. Η απόσβεση z_b έχει την επιρροή που προσδιορίστηκε και από τα προηγούμενα διαγράμματα. Συγκεκριμένα, αύξηση του z_b οδηγεί πάντα σε μείωση της $\max[\omega_p \cdot U_b(t)/V_p]$, ενώ μπορεί να οδηγήσει είτε σε μείωση είτε σε αύξηση των $\max[\omega_p \cdot U_s(t)/V_p]$, $\max[\omega_p \cdot A_s(t)/V_p]$ ανάλογα με το T_p/T_b (Δηλαδή για $T_p/T_b \leq 0.6$, όταν $z_b \uparrow \Rightarrow \max[\omega_p \cdot U_s(t)/V_p]$, $\max[\omega_p \cdot A_s(t)/V_p] \uparrow$, ενώ για τα υπόλοιπα όταν $z_b \uparrow \Rightarrow \max[\omega_p \cdot U_s(t)/V_p]$, $\max[\omega_p \cdot A_s(t)/V_p] \downarrow$).

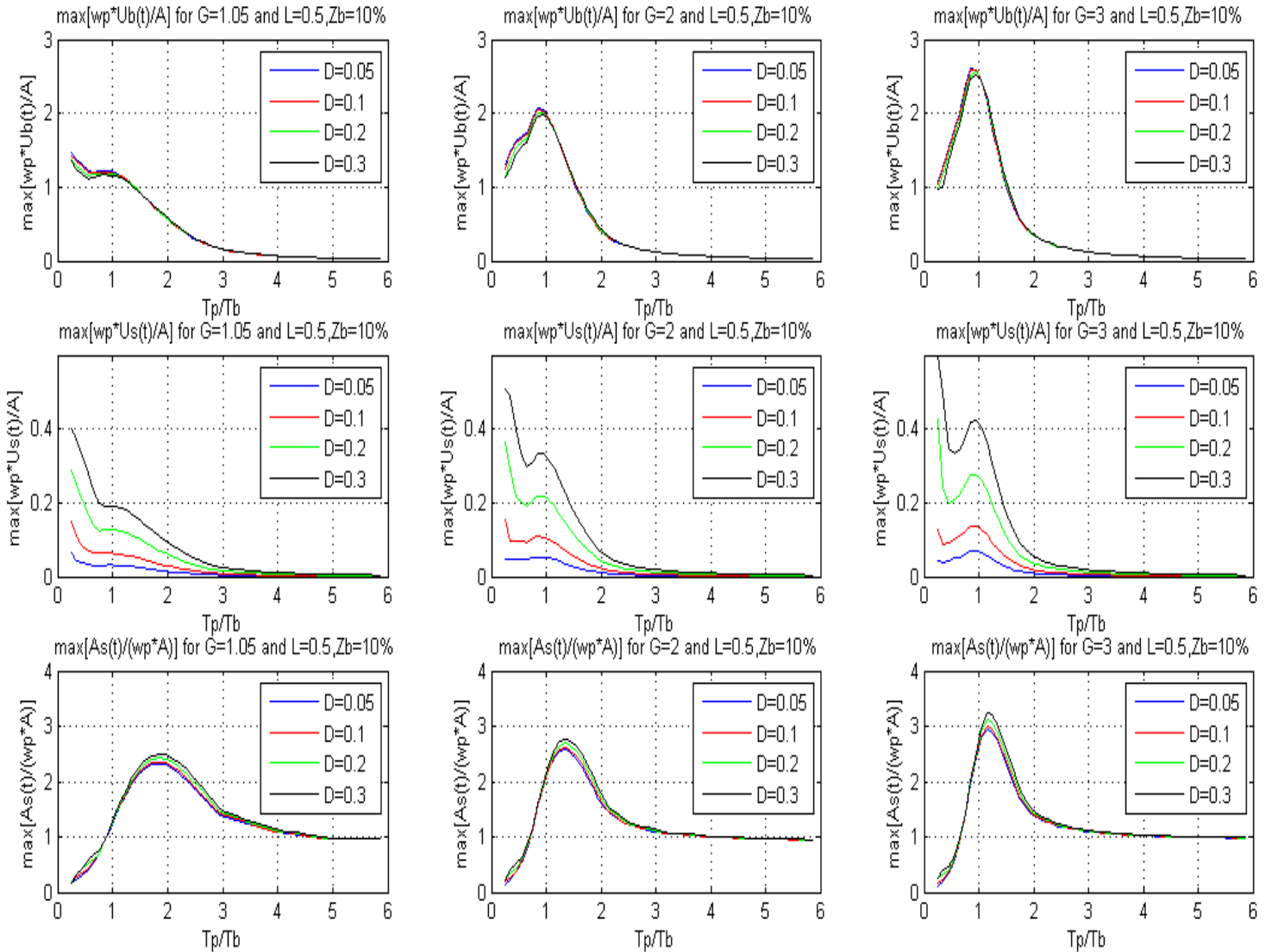
Από τα διαγράμματα αυτά φαίνεται τελικά ότι οι παράμετροι που επηρεάζουν σημαντικά τις $\max[\omega_p \cdot A_s(t)/V_p]$, $\max[\omega_p \cdot U_s(t)/V_p]$, $\max[\omega_p \cdot U_b(t)/V_p]$ του 2DOF σε παλμούς Μ-Π (σεισμούς κοντινού πεδίου) είναι ο λόγος T_p/T_b , η απόσβεση z_b , ενώ η $\max[\omega_p \cdot U_s(t)/V_p]$ επηρεάζεται κυρίως από το D και δευτερευόντως από το L . Σε όλες όμως αυτές τις περιπτώσεις η επίδραση αυτών των παραμέτρων είναι σημαντική μόνο για $T_p/T_b < 3$. Άρα το γενικό συμπέρασμα είναι ότι συμφέρει να έχουμε μικρό λόγο D και L πάντα και z_b μεγάλο ή μικρό ανάλογα με το T_p/T_b .

Τα συμπεράσματα αυτά ισχύουν για παλμό με $\gamma=1$, οπότε για να γενικευτούν θα πρέπει να δούμε, εάν ισχύουν και για παλμούς περισσότερων κύκλων. Γι' αυτό στις επόμενες διαφάνειες γίνεται σύγκριση των παλμών με $\gamma=1, 2$ και 3 .

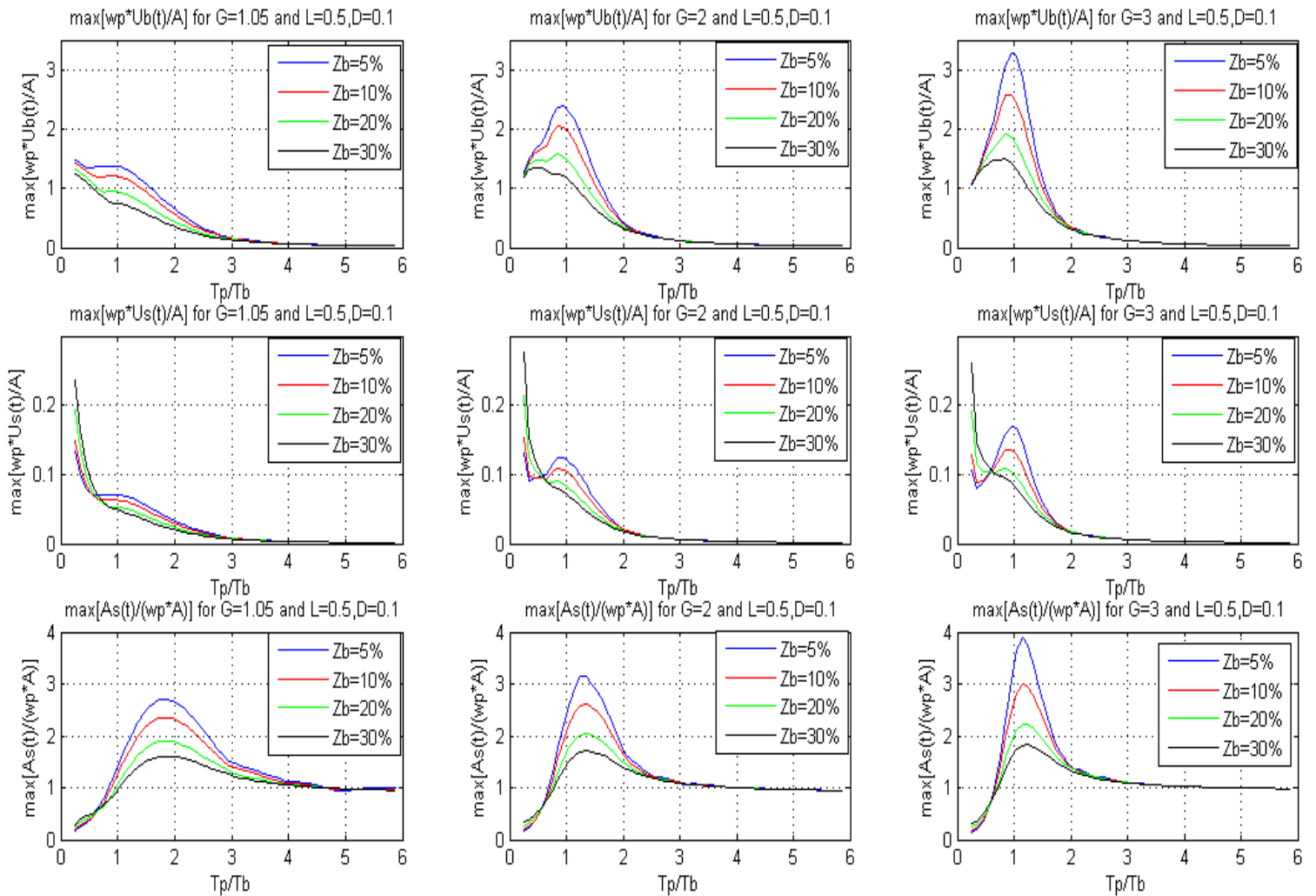
$\gamma=1.05$ $\gamma=2$ $\gamma=3$ 

Εδώ φαίνεται:

1. Ότι η επίδραση του L στην απόκριση του 2DOF είναι ίδια και στους τρεις παλμούς, δηλαδή αμελητέα επιρροή στις $\max[\omega_p \cdot U_b(t)/V_p]$, $\max[\omega_p \cdot A_s(t)/V_p]$ και αύξηση της $\max[\omega_p \cdot U_s(t)/V_p]$ για αύξηση του L .
2. Για πολύ μικρές τιμές του λόγου T_p/T_b , π.χ. $T_p/T_b \leq 0.3$, ο παλμός με $G=1.05$ δίνει μεγαλύτερες $\max[\omega_p \cdot U_s(t)/V_p]$, $\max[\omega_p \cdot U_b(t)/V_p]$ από το $G=2$, και ο παλμός με $G=2$ για $T_p/T_b \leq 0.5$ δίνει μεγαλύτερες $\max[\omega_p \cdot U_s(t)/V_p]$, $\max[\omega_p \cdot U_b(t)/V_p]$ απ' ότι αυτός με $G=3$. Δηλαδή για πολύ μικρές τιμές του T_p/T_b οι παλμοί με μικρότερο αριθμό κύκλων (G) μπορούν να δώσουν μεγαλύτερες $\max[\omega_p \cdot U_b(t)/V_p]$, $\max[\omega_p \cdot A_s(t)/V_p]$ από αυτούς με μεγαλύτερο G .
3. Ενώ για $G=1.05$ το μέγιστο των μέγιστων $\max[\omega_p \cdot U_s(t)/V_p]$, $\max[\omega_p \cdot U_b(t)/V_p]$ εμφανίζεται για την μικτότερη τιμή T_p/T_b του διαγράμματος (εδώ $T_p/T_b = 0.25$) και το μέγιστο A_s για $T_p/T_b \approx 1.8-2$. Όσο $G \uparrow$, δηλαδή όσο αυξάνει ο αριθμός των κύκλων, τόσο το μέγιστο και των τριών μεγεθών $\max[\omega_p \cdot A_s(t)/V_p]$, $\max[\omega_p \cdot U_s(t)/V_p]$, $\max[\omega_p \cdot U_b(t)/V_p]$ τείνει προς το $T_p/T_b=1$, δηλαδή στον συντονισμό!

$\gamma=1.05$ $\gamma=2$ $\gamma=3$ 

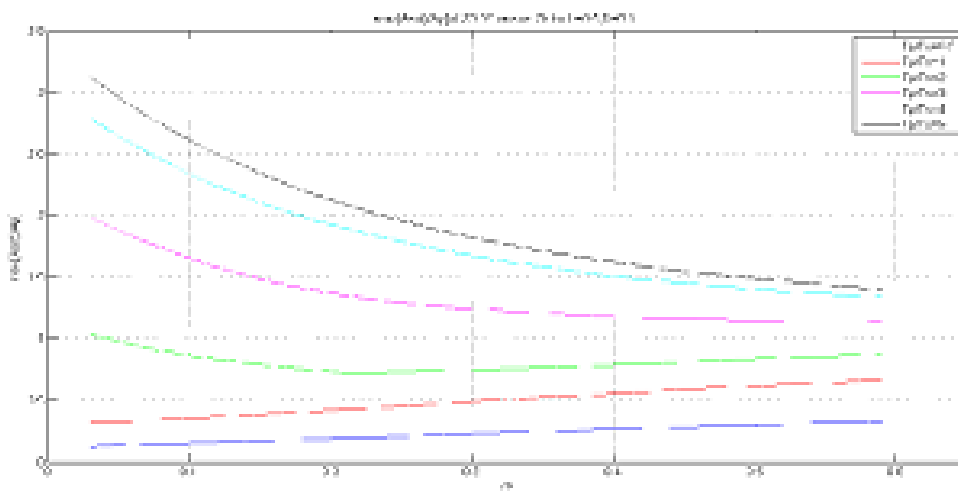
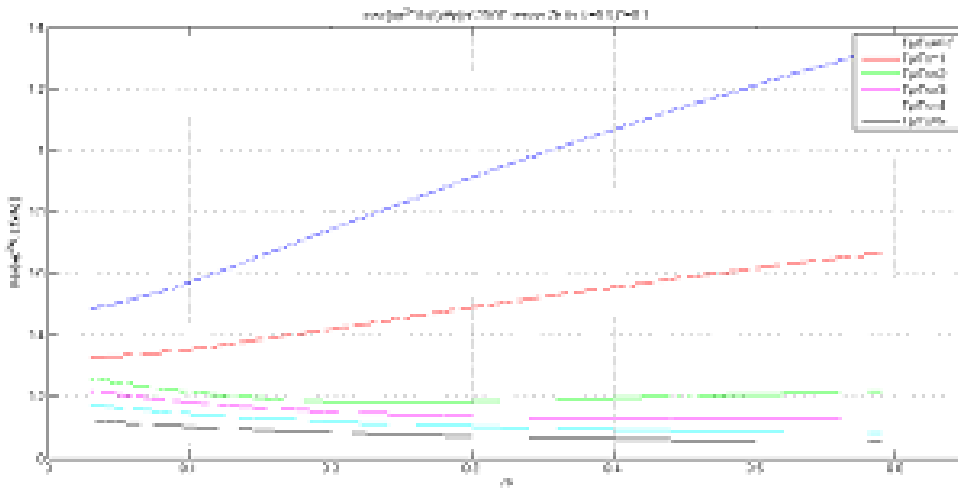
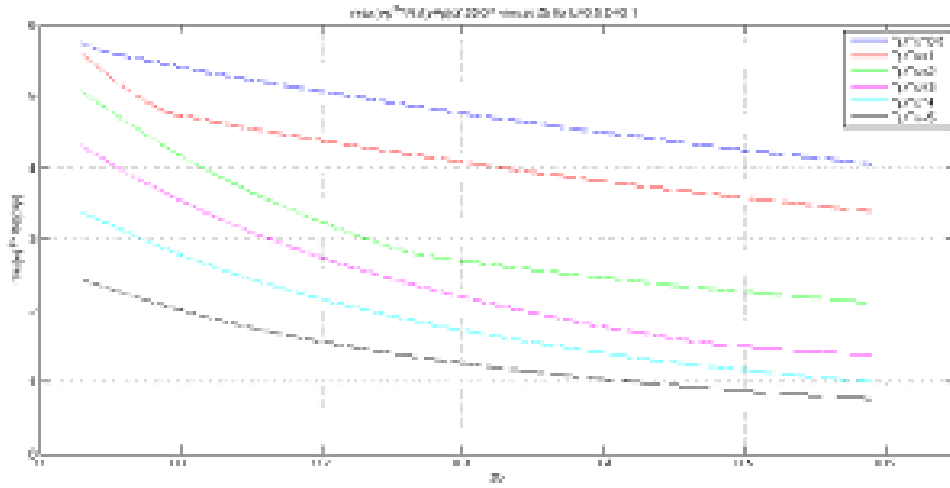
Ίδια επίδραση του D και στους τρεις παλμούς, δηλαδή αμελητέα επιρροή στις $\max[wp^*U_b(t)/V_p]$, $\max[wp^*A_s(t)/V_p]$ και σημαντική επιρροή στην $\max[wp^*U_s(t)/V_p]$ με $\max[wp^*U_s(t)/V_p] \downarrow$ όσο $D \downarrow$.

$\gamma=1.05$ $\gamma=2$ $\gamma=3$ 

Από τα διαγράμματα αυτά φαίνεται ότι:

1. Όντως όσο $D \uparrow$ τόσο μεγαλύτερη είναι η επιρροή του z_b στο μέγιστο των διαγραμμάτων των $\max[wp^*As(t)/Vp]$, $\max[wp^*Us(t)/Vp]$, $\max[wp^*Ub(t)/Vp]$.
2. Η επιρροή του z_b είναι ίδια και στους τρεις παλμούς, δηλαδή $\max[wp^*Ub(t)/Vp] \uparrow$ όσο $z_b \downarrow$ και $\max[wp^*As(t)/Vp]$, $\max[wp^*Us(t)/Vp] \downarrow$ όσο $z_b \uparrow$ ανάλογα με το T_p/T_b .

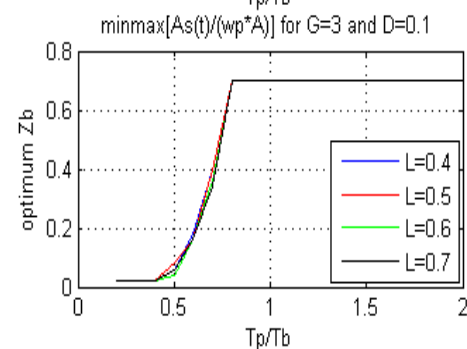
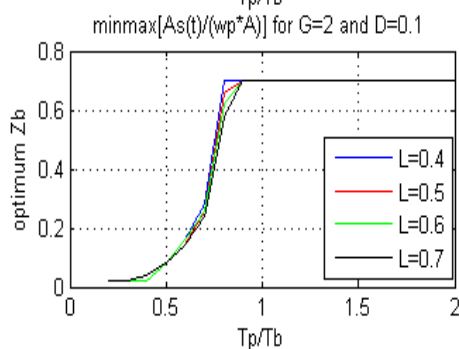
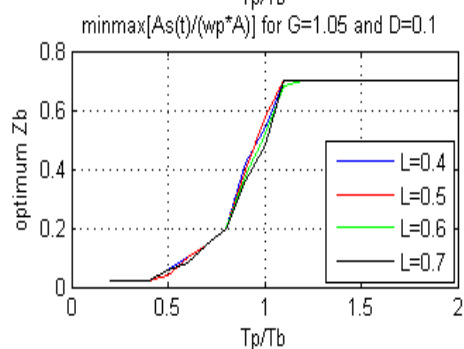
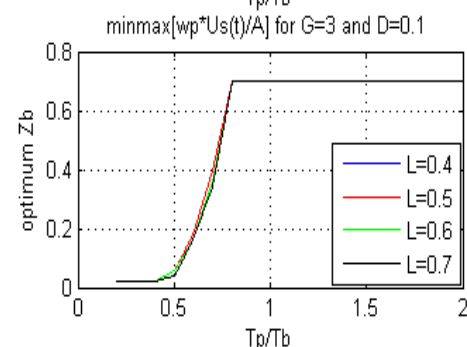
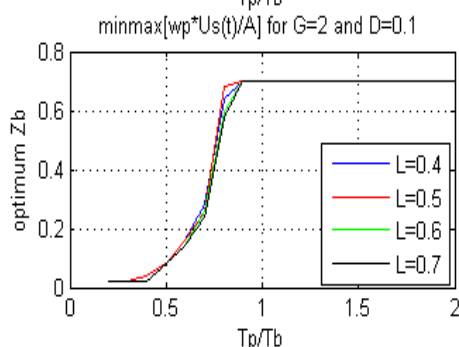
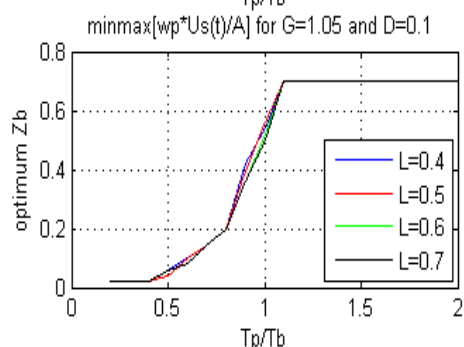
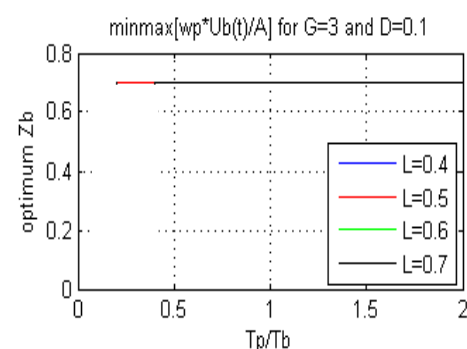
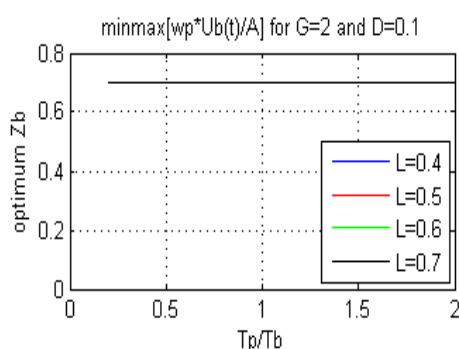
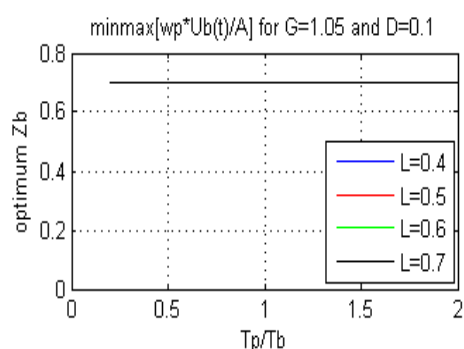
Η ύπαρξη περιοχής $T_r/T_b (< 0.7)$, για την οποία αύξηση του z_b οδηγεί σε αύξηση των $\max[\omega_r \cdot A_s(t)/V_p]$, $\max[\omega_r \cdot U_s(t)/V_p]$ μας οδηγεί στο να σκεφτούμε ότι ανάλογα με το T_r/T_b υπάρχει ένα βέλτιστο z_b πέραν του οποίου οποιαδήποτε αύξηση του z_b , ενώ οδηγεί σε περαιτέρω μείωση της $\max[\omega_r \cdot U_b(t)/V_p]$ εντούτοις αυξάνει τις $\max[\omega_r \cdot U_s(t)/V_p]$, $\max[\omega_r \cdot A_s(t)/V_p]$. Αυτό άλλωστε είχαν παρατηρήσει οι Kelly & Jangid το 2001, όταν εξέτασαν την συμπεριφορά ενός γραμμικού συστήματος σεισμικής μόνωσης για κάποιους σεισμούς κοντινού πεδίου. (Αυτό φαίνεται στην επόμενη διαφάνεια)



Παλμός A:

Από τα διαγράμματα αυτά φαίνεται ότι:

Για οποιοδήποτε T_p/T_s ή T_p/T_b αύξηση του z_b οδηγεί σε μείωση της $\max[wp*U_b(t)/Vp]$. Δεν ισχύει όμως το ίδιο και για $\max[wp*U_s(t)/Vp]$, $\max[wp*As(t)/Vp]$. Αντίθετα για τις $\max[wp*U_s(t)/Vp]$, $\max[wp*As(t)/Vp]$ ανάλογα με το T_p/T_s ή T_p/T_b η αύξηση του z_b μπορεί να οδηγήσει σε αύξηση ή μείωση των $\max[wp*U_s(t)/Vp]$, $\max[wp*As(t)/Vp]$ ή στην εμφάνιση ενός βέλτιστου z_b . Το z_b πάντως φαίνεται ότι επιδρά με τον ίδιο τρόπο στην $\max[wp*U_s(t)/Vp]$ και την $\max[wp*As(t)/Vp]$. Δηλαδή το βέλτιστο z_b είναι το ίδιο και για την $\max[wp*U_s(t)/Vp]$ και για την $\max[wp*As(t)/Vp]$.

$\gamma=1.05$ $\gamma=2$ $\gamma=3$ 

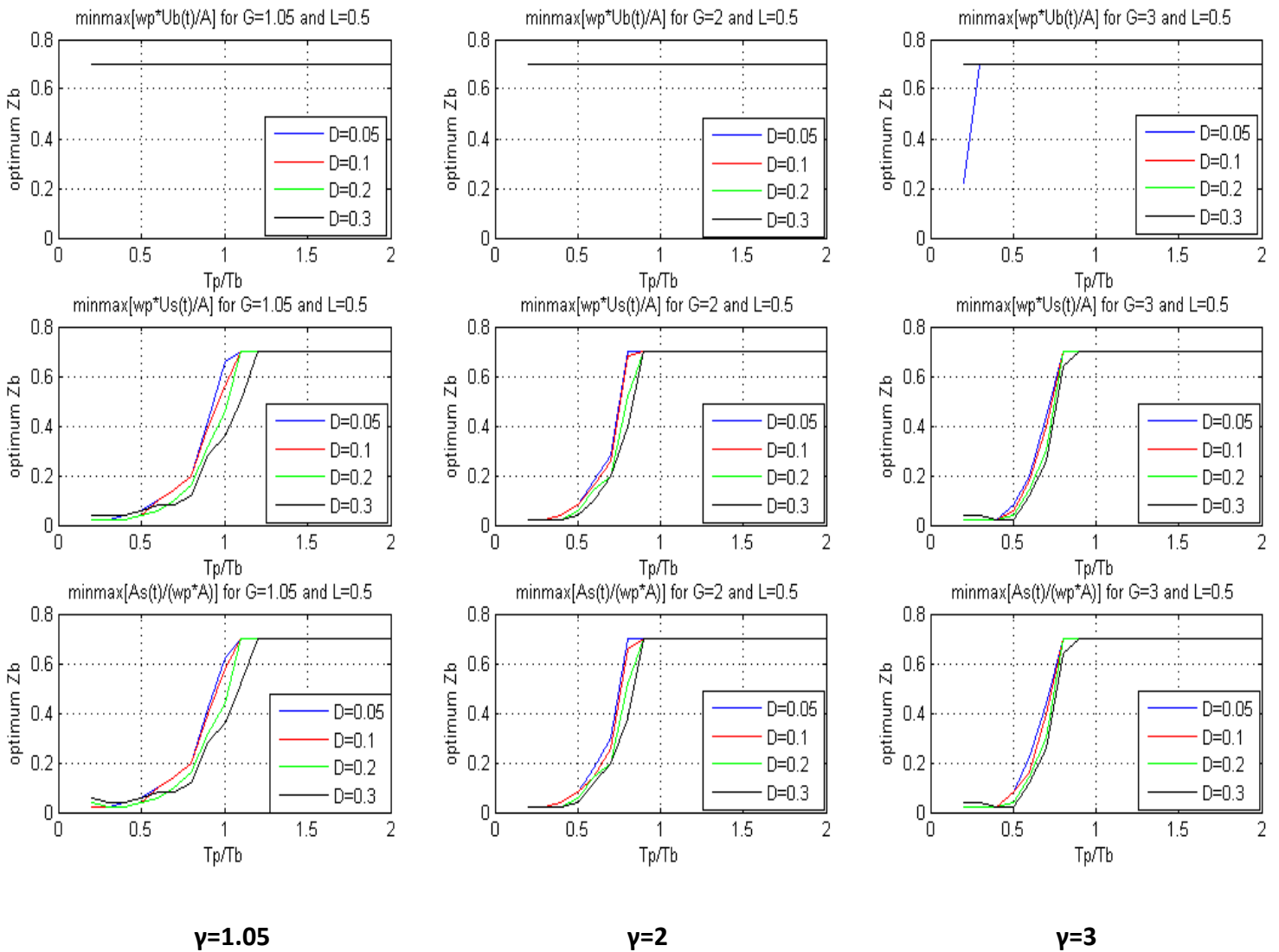
Εδώ πήραμε ως $\max z_b=0.7$ και $\min z_b=0.01$

Συμπεράσματα:

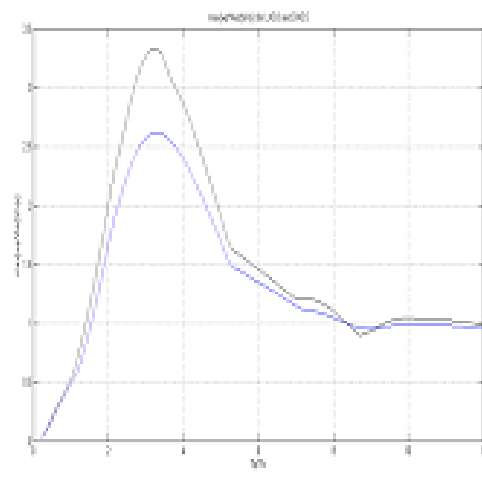
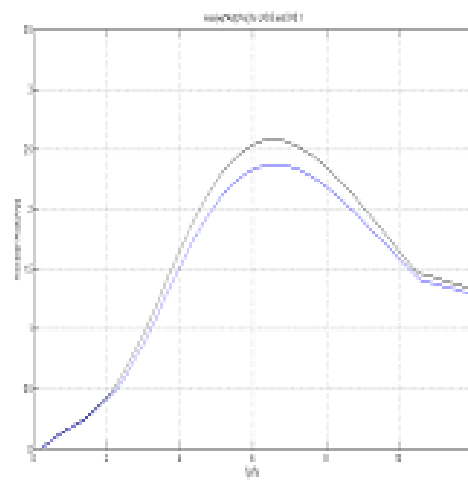
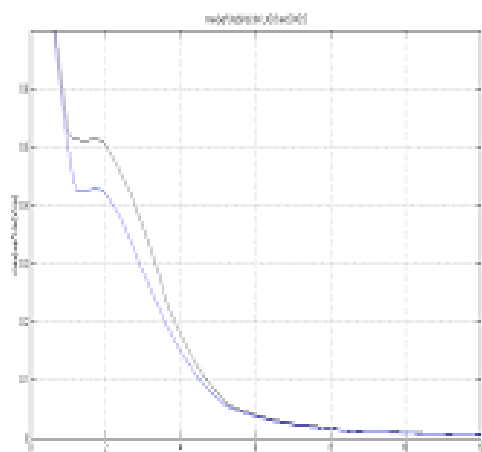
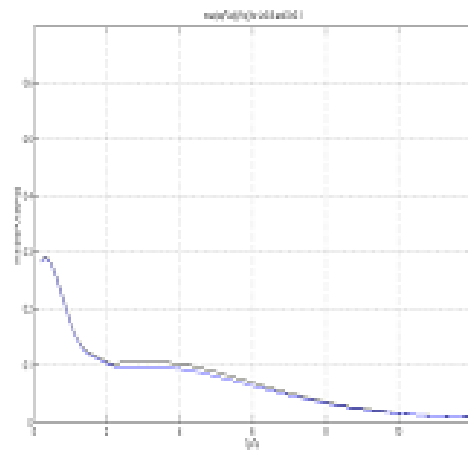
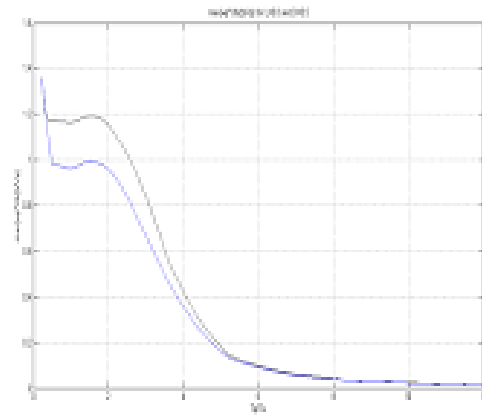
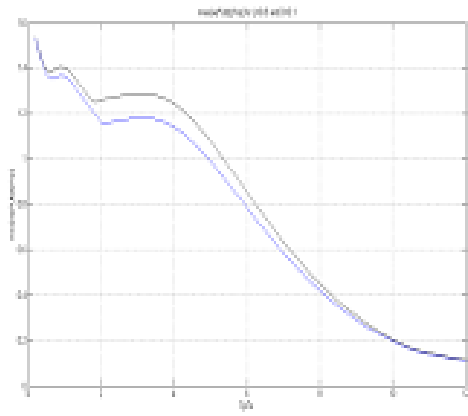
1. Το βέλτιστο z_b για την $\max[w_p \cdot U_b(t)/V_p]$ είναι πάντα το $\max z_b$, αφού όσο $z_b \uparrow$ τόσο $\max[w_p \cdot U_b(t)/V_p] \downarrow$ (για οποιοδήποτε T_p/T_b).

2. Οι $\max[\omega_r \cdot U_s(t)/V_p]$ και την $\max[A_s(t)/V_p]$ εμφανίζουν βέλτιστο z_b για συγκεκριμένα διαστήματα T_r/T_b . Έτσι για παλμό με $G=1.05$ για $T_r/T_b > 1.1$ το optimum T_b είναι ίσο με το μέγιστο z_b που είναι το 0.7 σε αυτές τις επιλύσεις για $T_r/T_b \leq 0.4$ $\text{opt. } T_b = \min z_b (=0.01)$, ενώ για $0.4 < T_r/T_b < 1.1$ υπάρχει ένα βέλτιστο z_b .
3. Συγκρίνοντας τα διαφορετικά G βλέπουμε ότι το διάστημα T_r/T_b , στο οποίο υπάρχει optimum z_b (διαφορετικό από το $\min z_b$ και $\max z_b$) για ελαχιστοποίηση των $\max[\omega_r \cdot U_s(t)/V_p]$, $\max[A_s(t)/V_p]$ μειώνεται όσο $G \uparrow$, π.χ. για $G=1.05 \rightarrow T_r/T_b$ με βέλτιστο z_b $0.4 \div 1.1$
για $G=2 \rightarrow T_r/T_b$ με βέλτιστο z_b $0.4 \div 0.9$
για $G=3 \rightarrow T_r/T_b$ με βέλτιστο z_b $0.4 \div 0.8$
4. Όσο $\gamma \uparrow$ τόσο το $\text{opt. } z_b$ για $\max[\omega_r \cdot U_s(t)/V_p]$, $\max[\omega_r \cdot A_s(t)/V_p]$ αυξάνεται π.χ.

$$\text{για } T_r/T_b = 0.75 \text{ είναι για } \begin{cases} \gamma=1, \text{ opt. } z_b = 0.18 \\ \gamma=2, \text{ opt. } z_b = 0.40 \\ \gamma=3, \text{ opt. } z_b = 0.52 \end{cases}$$
5. Ο λόγος L έχει αμελητέα επιρροή στο z_b για όλους τους παλμούς.



Εδώ φαίνεται ότι η παράμετρος D επηρεάζει το $\text{opt. } z_b$ πολύ περισσότερο από ότι το L . Μάλιστα στα διαστήματα T_p/T_b , όπου υπάρχει βέλτιστο z_b για $\max[wp \cdot U_s(t)/V_p]$, $\max[wp \cdot As(t)/V_p]$ (διαφορετικό από $\max z_b$, $\min z_b$) για $T_p/T_b > (0.5 \div 0.6)$ $D \uparrow \Rightarrow \text{opt. } z_b \downarrow$, ενώ για $T_p/T_b \leq (0.5 \div 0.6)$ $D \uparrow \Rightarrow \text{opt. } z_b \uparrow$. Παρόμοια επιρροή και σ τρεις παλμούς.



ΔΙΑΦΟΡΕΣ ΜΕΘΟΔΩΝ MATLAB SYS ΚΑΙ ODE

Η πρώτη στήλη διαγραμμάτων είναι για $L=0.8$ και $D=0.1$, ενώ η δεύτερη για $L=0.8$ και $D=0.5$

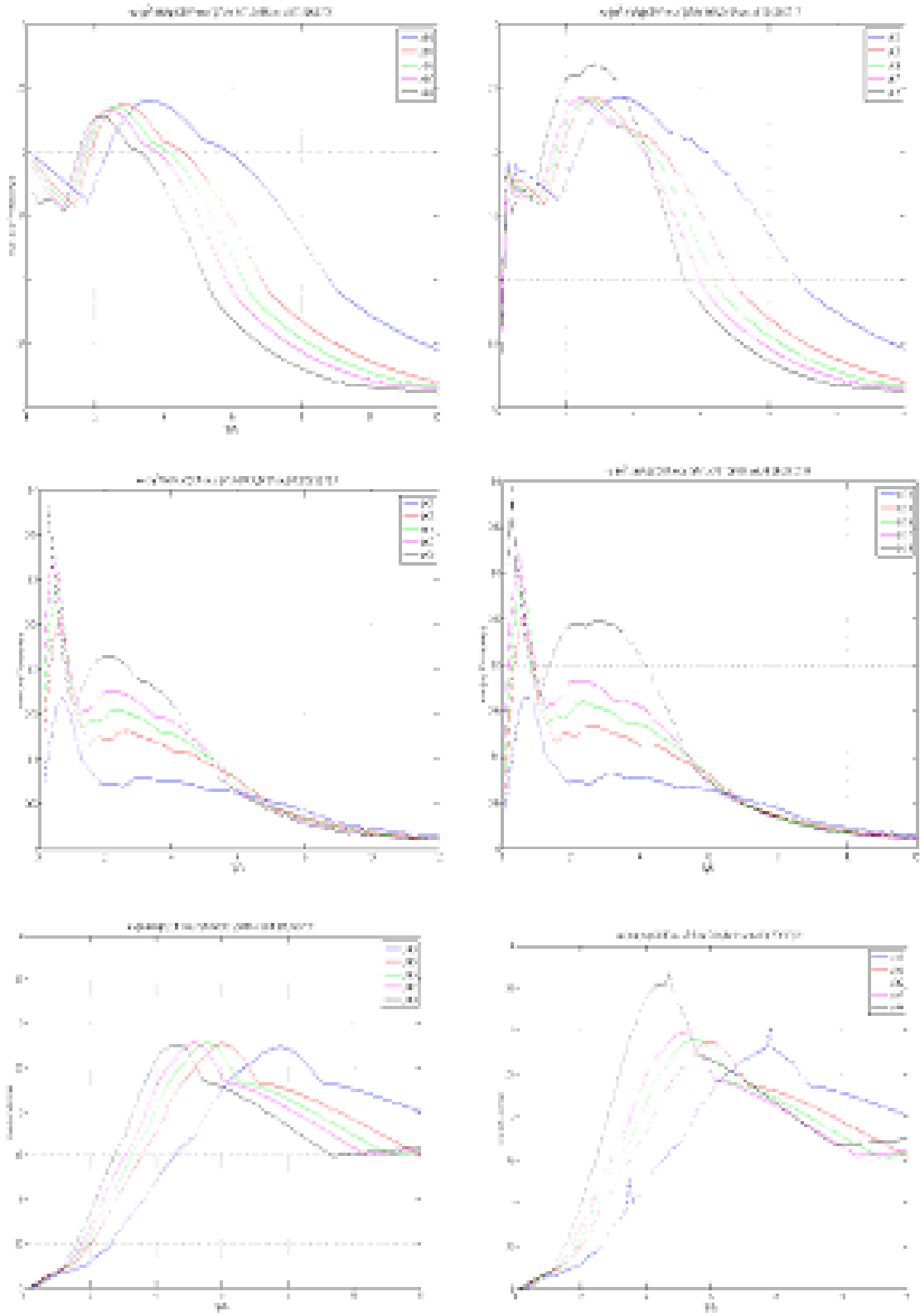
SYS: Ειδική μέθοδος αριθμητικής ολοκλήρωσης για δυναμική των κατασκευών, όπου δίνεις M , C , K , αλλά ισχύει μόνον για linear

ODE: Γενική μέθοδος αριθμητικής ολοκλήρωσης, η οποία μπορεί να εφαρμοστεί για linear και nonlinear και χρησιμοποιήθηκε από τους Μακρή&Black

Η διαφορά των δύο μεθόδων είναι ότι στην πρώτη του ορίζεις ένα σταθερό βήμα, οπότε ρυθμίζεις την ακρίβεια, ενώ η δεύτερη έχει μεταβλητό βήμα, το οποίο προσαρμόζει ανάλογα με την μεταβλητικότητα των παραμέτρων και γι' αυτό μπορεί να πετύχει την ίδια ακρίβεια με την πρώτη χρησιμοποιώντας πολύ λιγότερα συνολικά χρονικά βήματα και γι' αυτό είναι πολύ πιο γρήγορη. Το μειονέκτημα, όπως παρατηρήσαμε, είναι η αδικαιολόγητη σημαντική αύξηση της κορυφής στην $\max[\omega_p * A_s(t) / V_p]$ για μεγάλους λόγους L ή D .

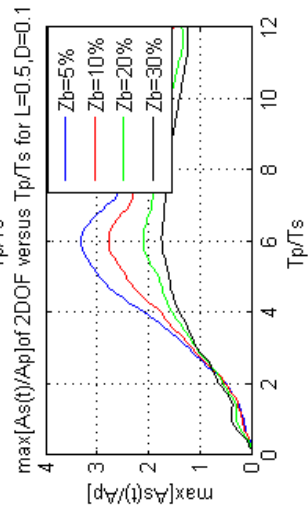
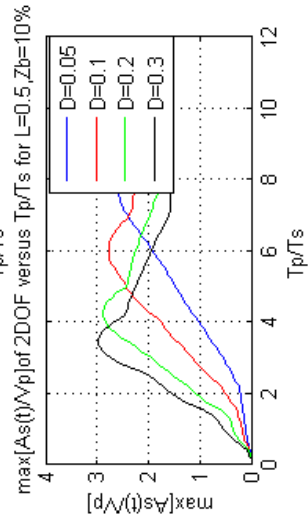
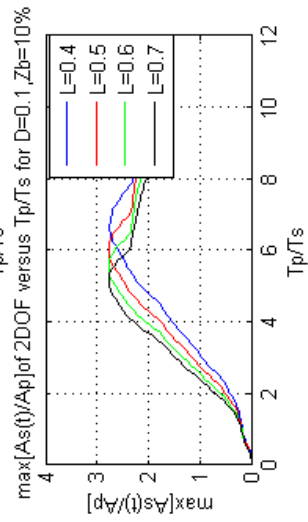
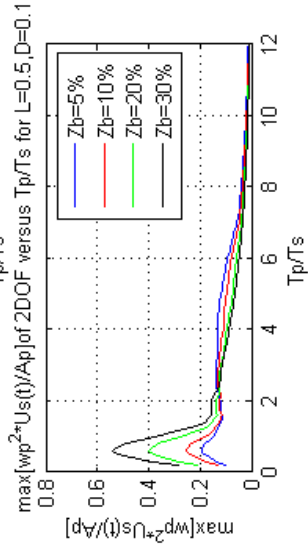
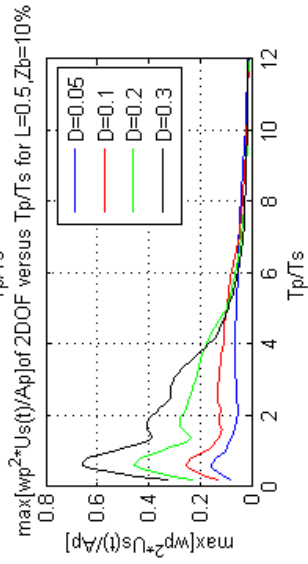
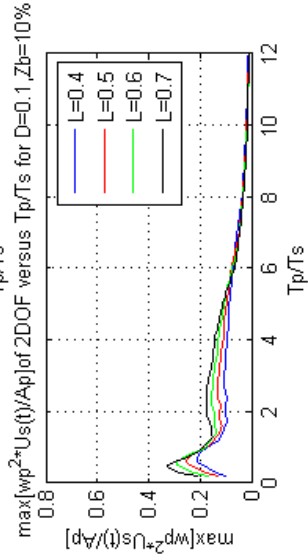
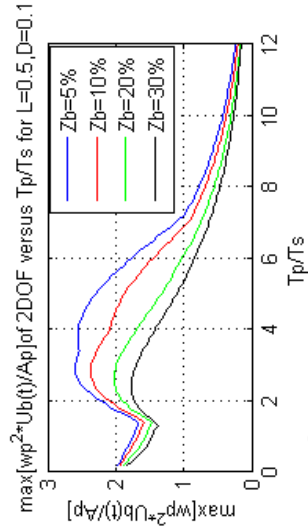
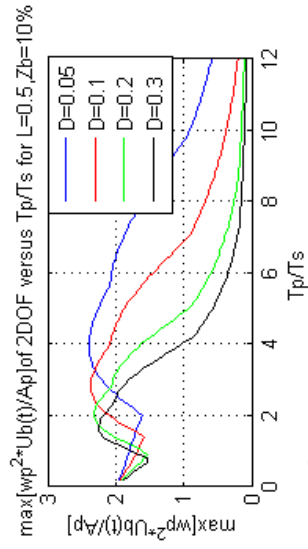
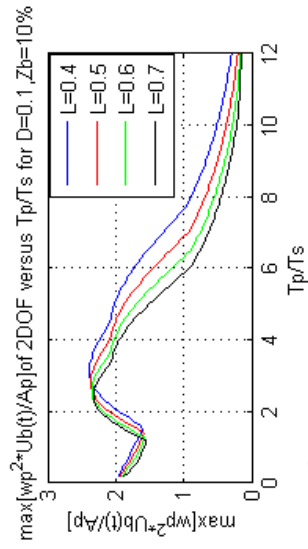
Από τα παρατιθέμενα διαγράμματα φαίνεται ότι:

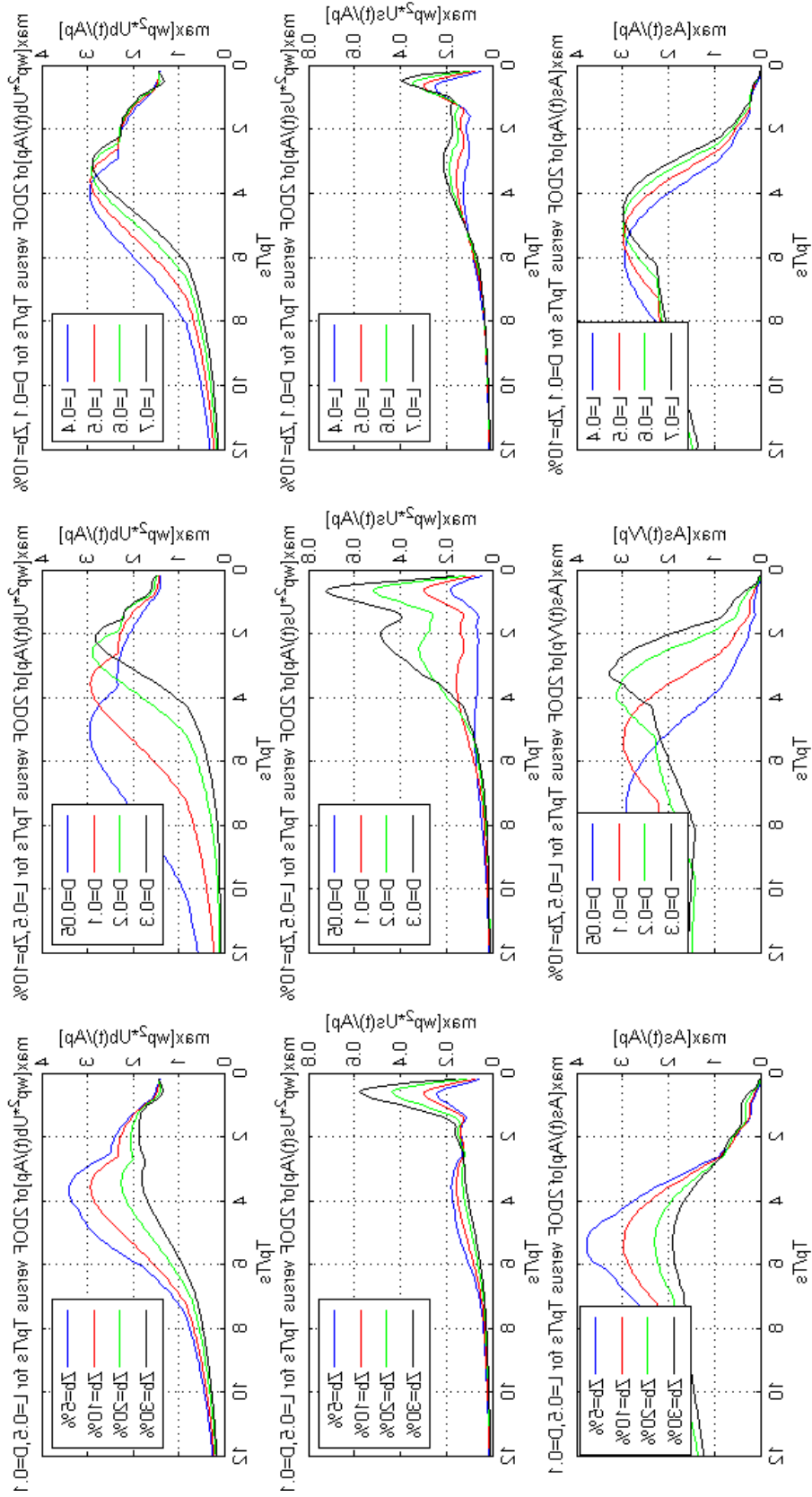
Για $L=0.8$ και $D=0.1$ έχουμε μικρές διαφορές μεταξύ των δύο μεθόδων αριθμητικής ολοκλήρωσης, ενώ για $L=0.8$ και $D=0.5$ έχουμε μεγαλύτερες διαφορές και μάλιστα στην $\max[\omega_p * A_s(t) / V_p]$, όπου στην κορυφή έχουμε αδικαιολόγητη αύξηση 20%. Δηλαδή για μεγάλα L και D η μέθοδος εμφανίζει αδικαιολόγητη αύξηση στην κορυφή (πρόβλημα). Γι' αυτό στο linear χρησιμοποιήθηκε η πρώτη μέθοδος SYS. Οφείλουμε πάντως εδώ να αναφέρουμε ότι τα διαγράμματα των άλλων ερευνητών για το μονοβάθμιο επιβεβαιώθηκαν και με τις δύο μεθόδους (δηλαδή έδωσαν ακριβώς τα ίδια διαγράμματα).

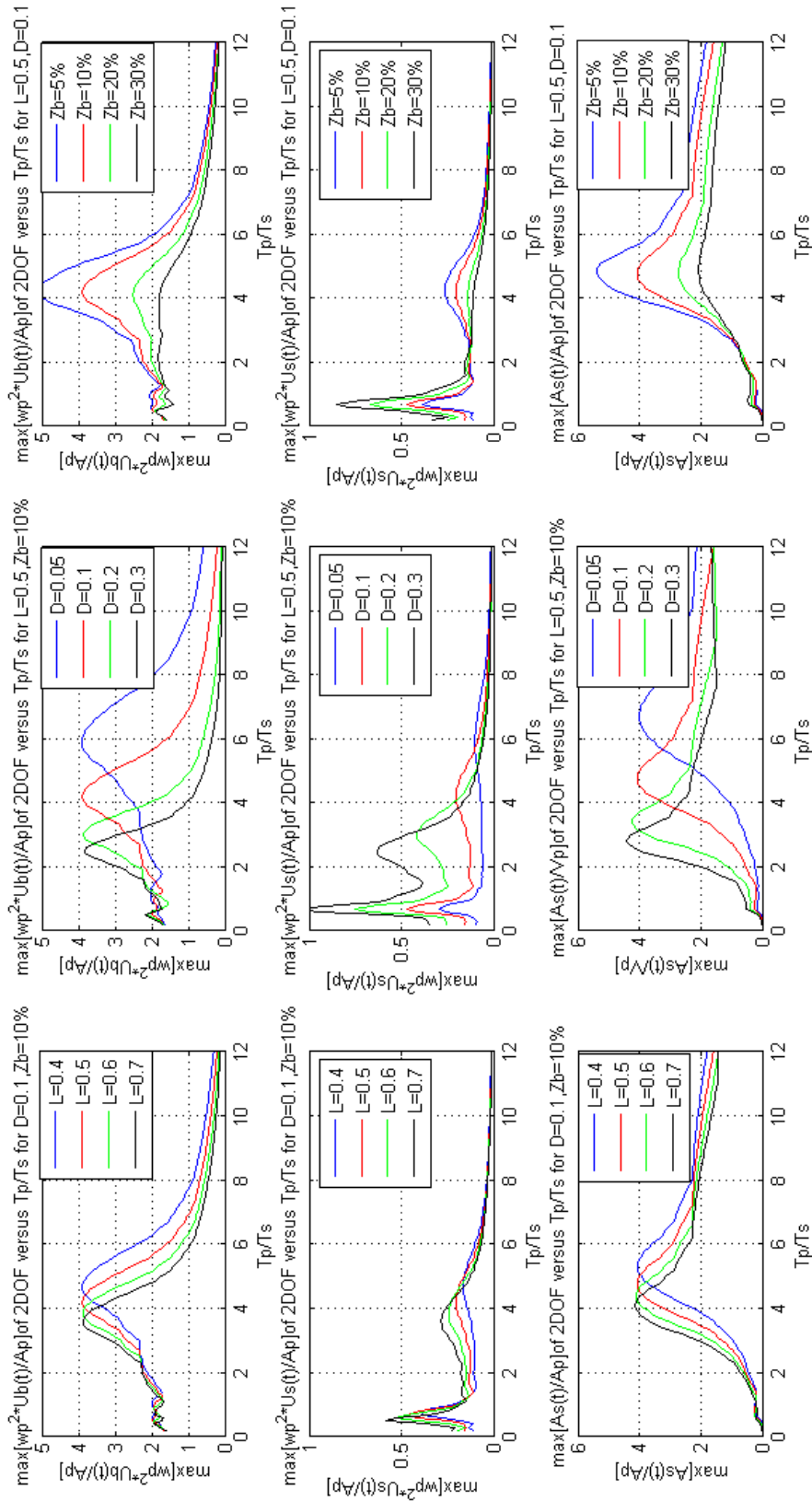


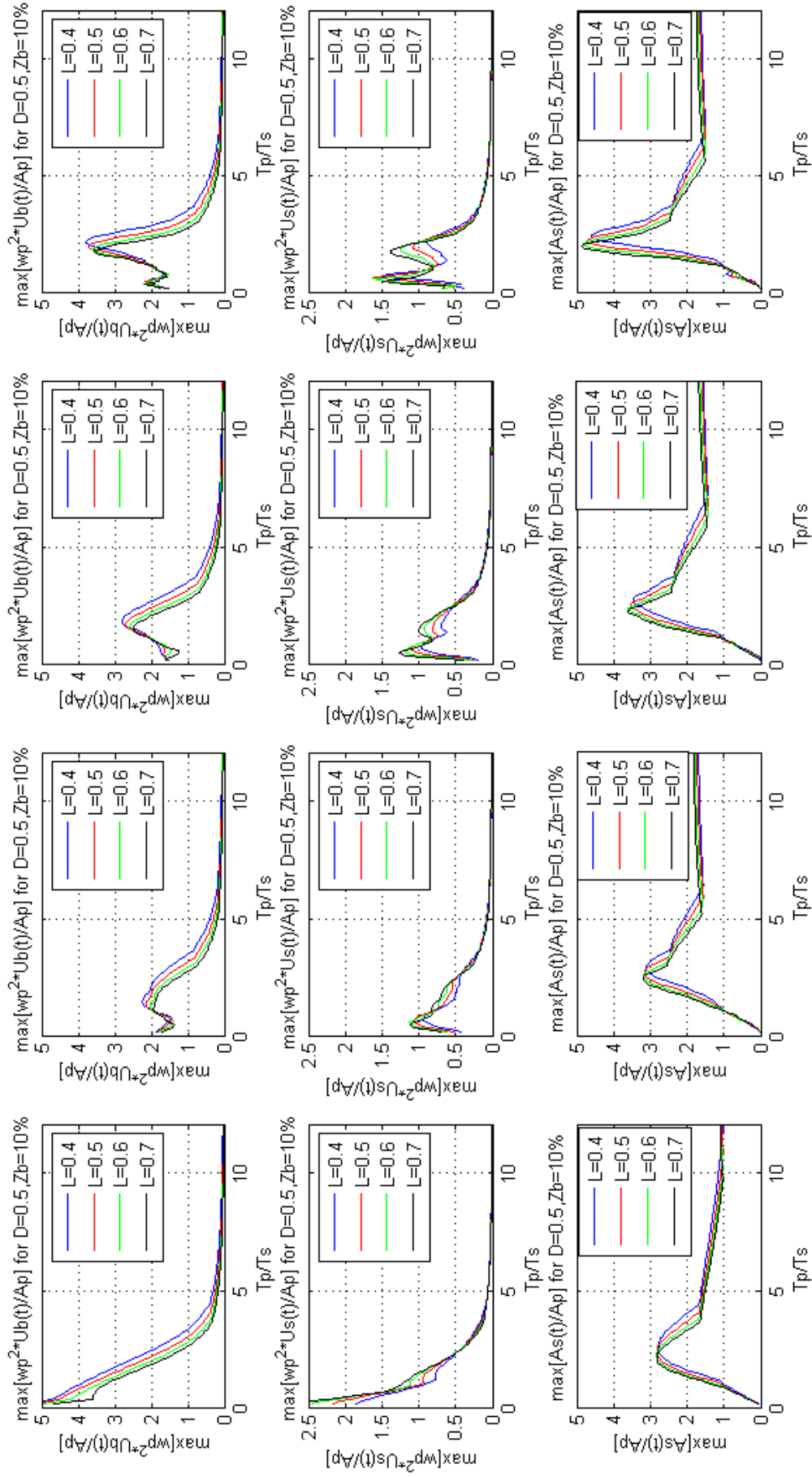
Από τα διαγράμματα αυτά φαίνεται ότι για τις τιμές του $L=0.3, 0.5, 0.6, 0.7$ οι δύο μέθοδοι δίνουν καμπύλες των $\max[\omega_r \cdot U_b(t)/A_p]$, $\max[\omega_r \cdot U_s(t)/A_p]$ που ταυτίζονται και καμπύλες $\max[\omega_r \cdot A_s(t)/A_p]$ που διαφέρουν ελάχιστα μόνον ως προς το γεγονός ότι η 2^η μέθοδος “ODE” δίνει ελαφρά αυξημένες κορυφές $\max[A_s(t)/A_p]$ εντούτοις για $L=0.9$ υπάρχει πρόβλημα στην ODE, αφού βλέπουμε μεγάλες διαφορές μεταξύ των δύο μεθόδων και στα τρία μεγέθη $\max[\omega_r^2 \cdot U_b(t)/A_p]$, $\max[\omega_r^2 \cdot U_s(t)/A_p]$, $\max[A_s(t)/A_p]$ εμφανίζοντας αδικαιολόγητα μεγάλη αύξηση στις κορυφές 16% στο $\max[\omega_r^2 \cdot U_b(t)/A_p]$ και 20% στο $\max[A_s(t)/A_p]$. Επειδή στο non-linear δεν μπορεί να εφαρμοστεί η πρώτη μέθοδος που φαίνεται πιο ακριβής θα εφαρμόσουμε την ODE περιορίζοντας, όμως, το L στο 0.7, όπου στο linear δεν εμφανίζονται διαφορές και έχοντας όμως υπόψιν ότι η οποιαδήποτε αδικαιολόγητη αύξηση των κορυφών στο non-linear για μεγάλο L μπορεί να οφείλεται στην ίδια μέθοδο.

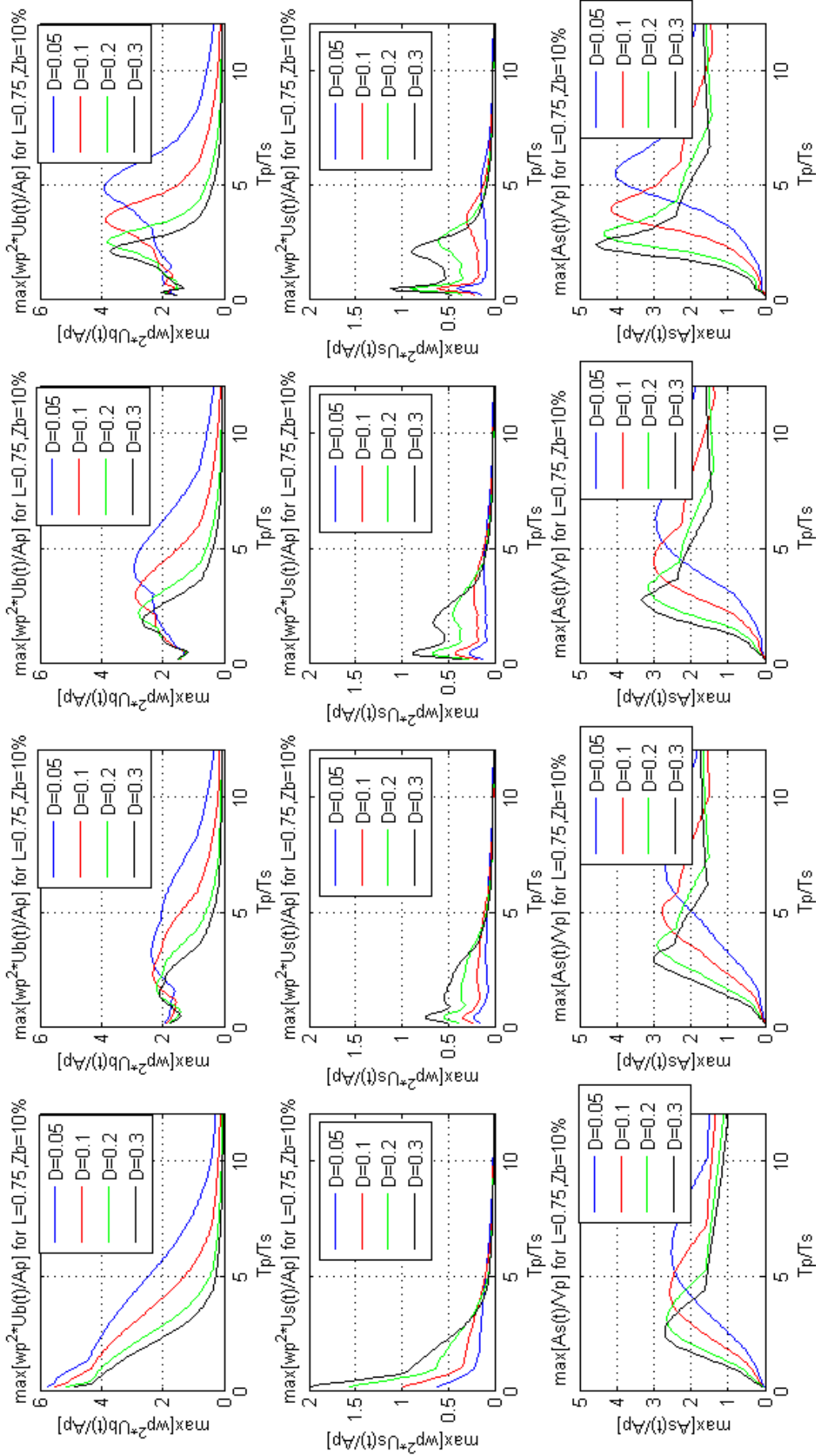
Τέλος αξίζει να προσέξει κανείς τα καρφιά (spikes) που εμφανίζονται στην $\max[A_s(t)/A_p]$. Επειδή στον αλγόριθμο που φτιάξαμε προκειμένου το Matlab να υπολογίσει την απόκριση για τους διάφορους λόγους T_r/T_s (ή T_r/T_b) δημιουργήθηκε ένας κόμβος, στον οποίο το T_s ήταν σταθερό και το T_r άλλαζε σε κάθε επανάληψη προκειμένου να αλλάζει ο λόγος T_r/T_s . Παρατηρήθηκε ότι τελικά η εμφάνιση ή όχι των spikes οφείλεται στην τιμή του T_s . Δηλαδή, ενώ οι καμπύλες απόκρισης ήταν ίδιες για οποιαδήποτε T_s , ωστόσο για διαφορετικό T_s εμφανίζονταν λιγότερα ή περισσότερα καρφιά. Γι’ αυτό το σύστημα επιλύθηκε περισσότερες φορές για διαφορετικά T_s μέχρι να βρεθεί ένα T_s , στο οποίο εξαφανίζονταν τελείως τα spikes.

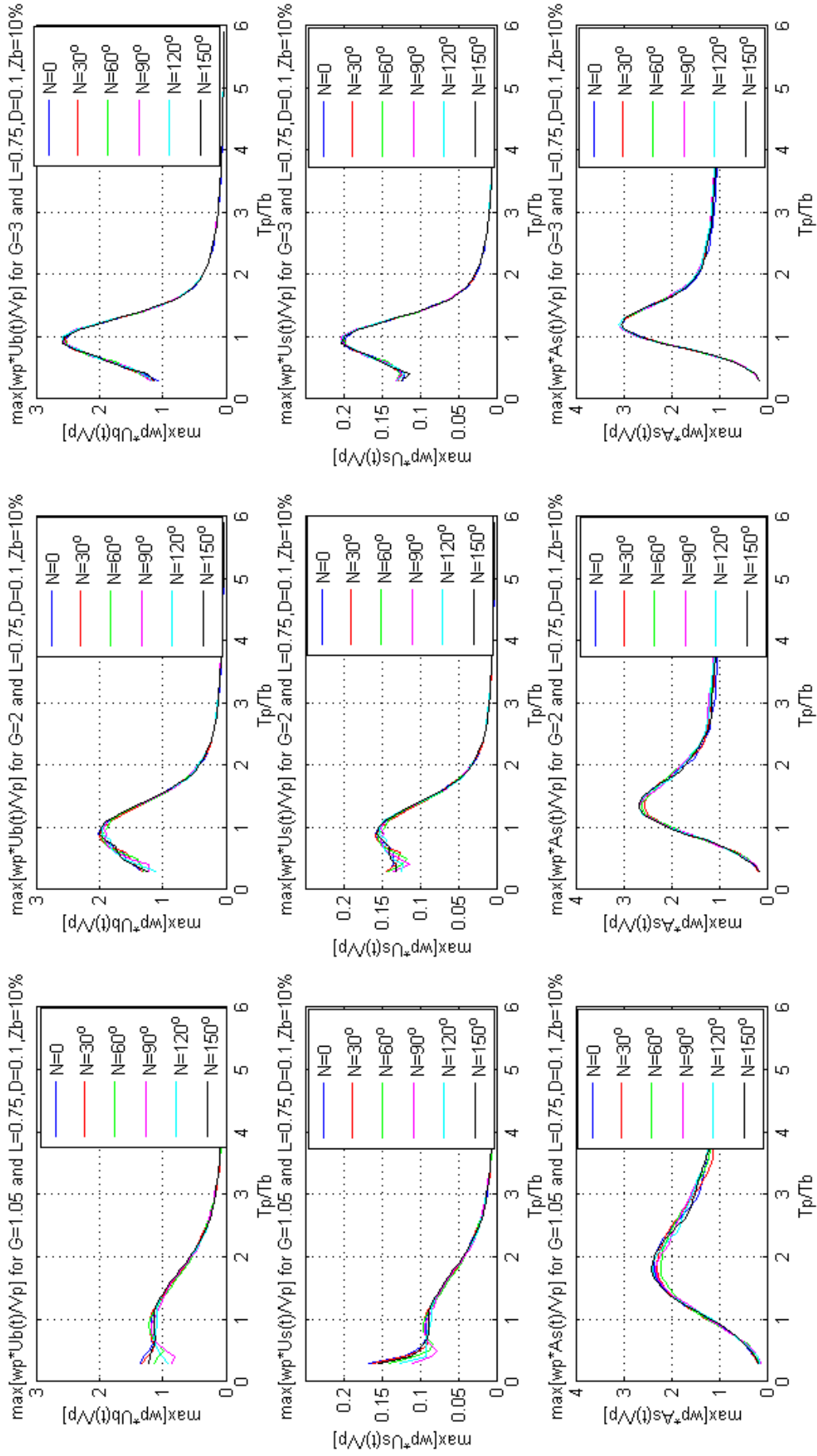


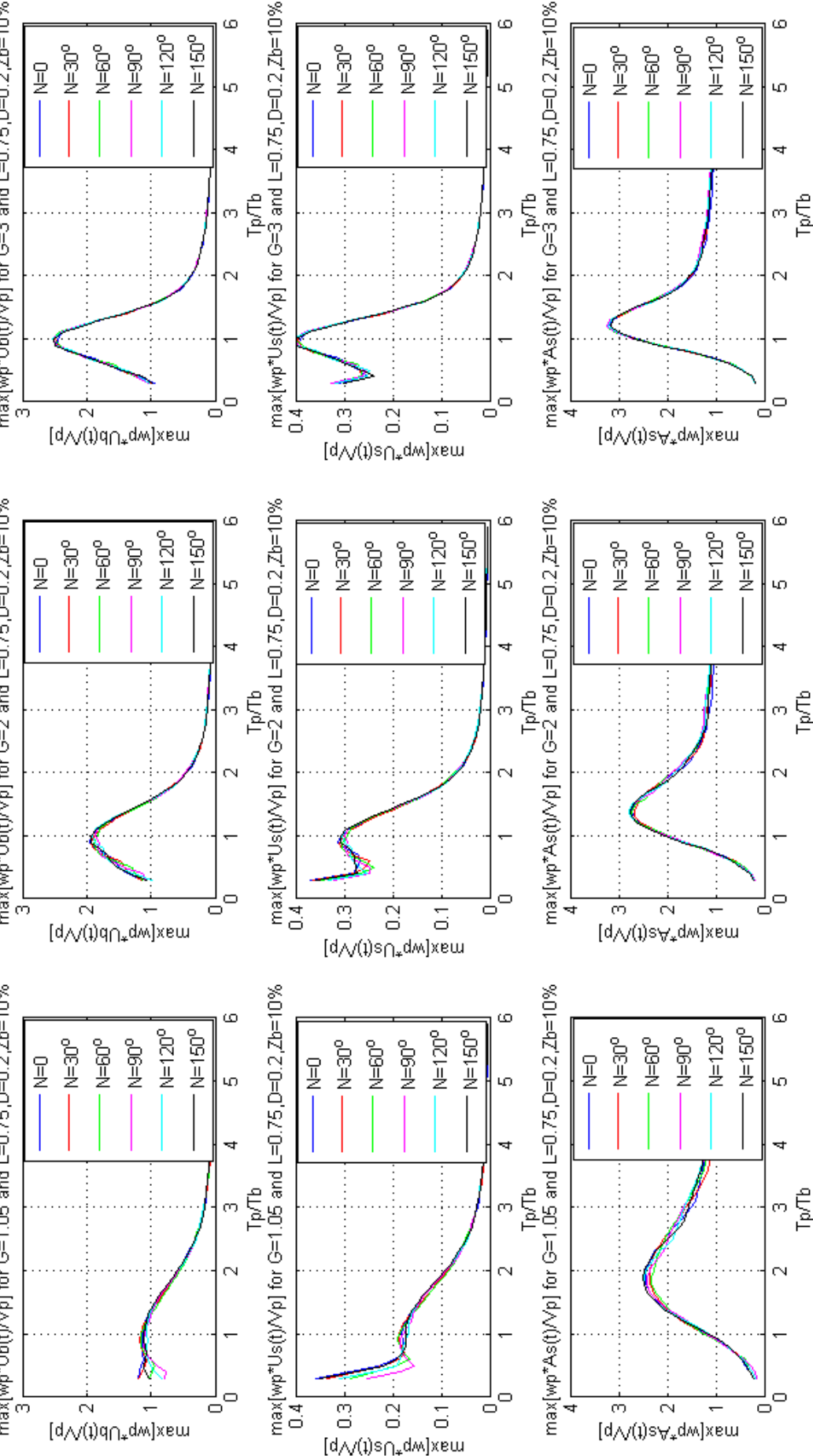


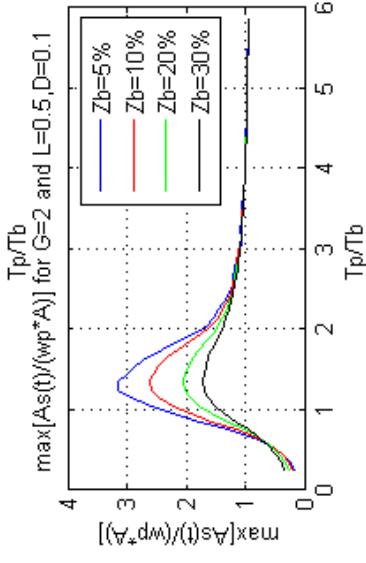
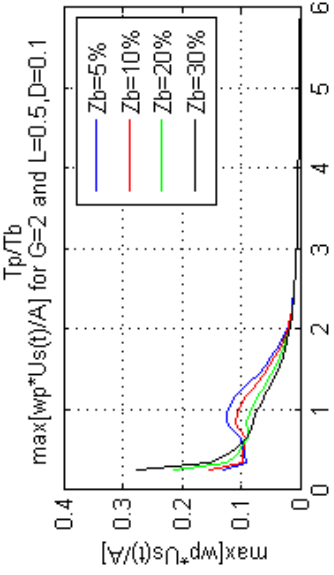
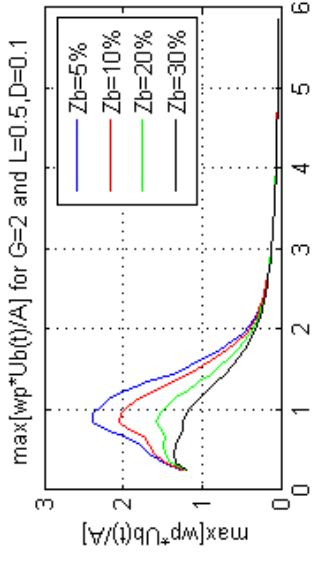
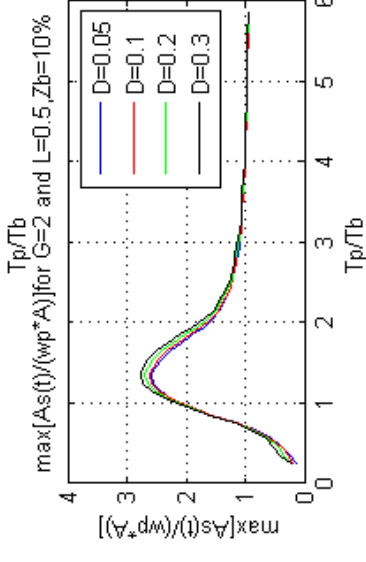
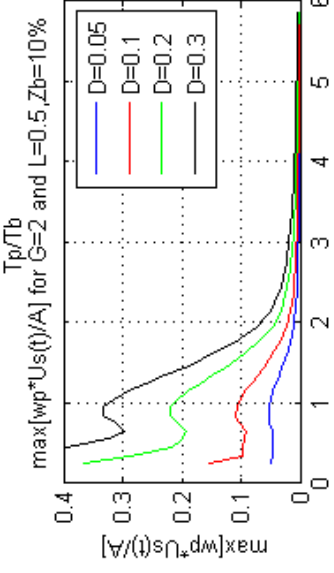
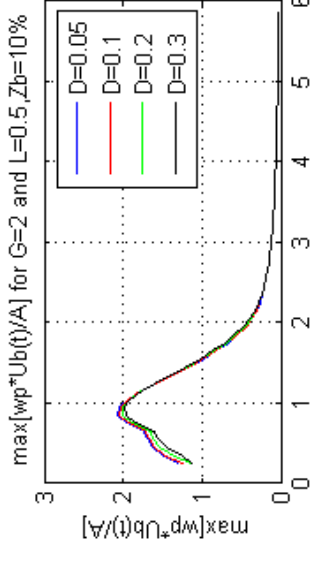
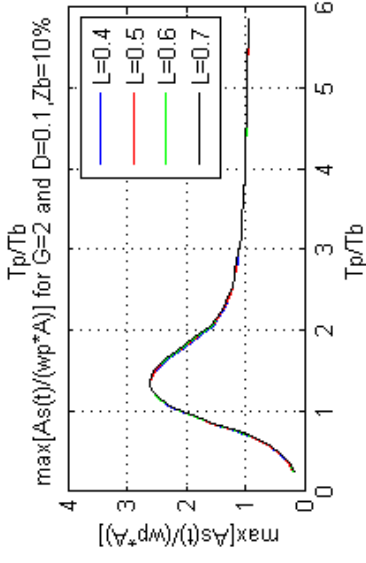
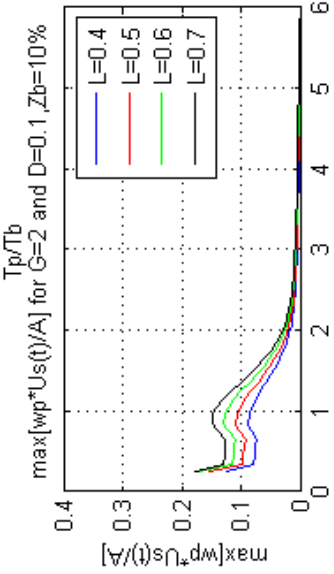
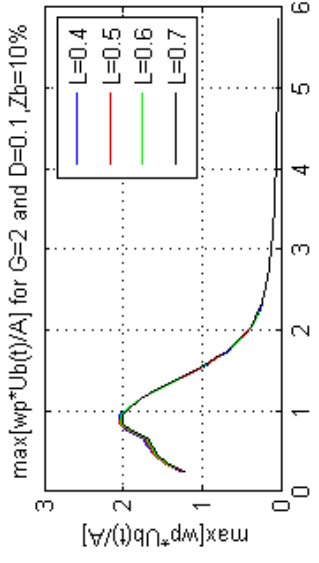


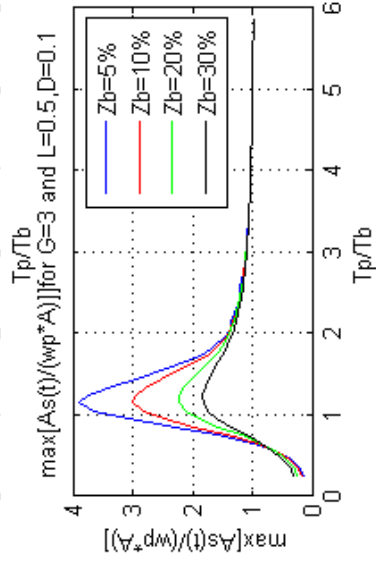
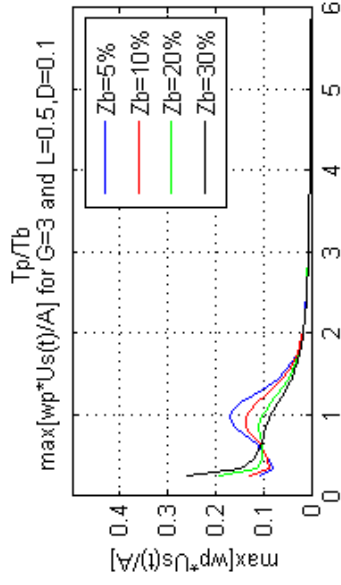
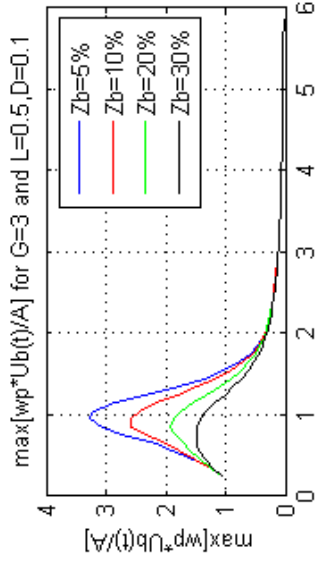
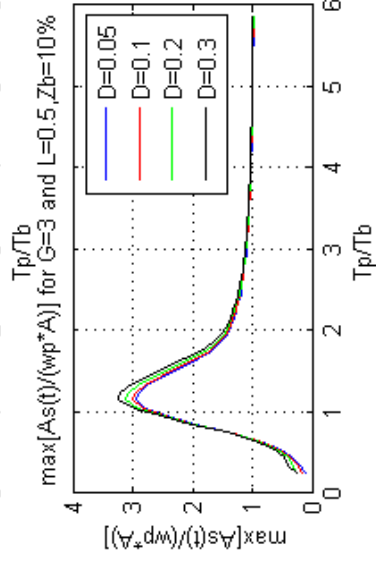
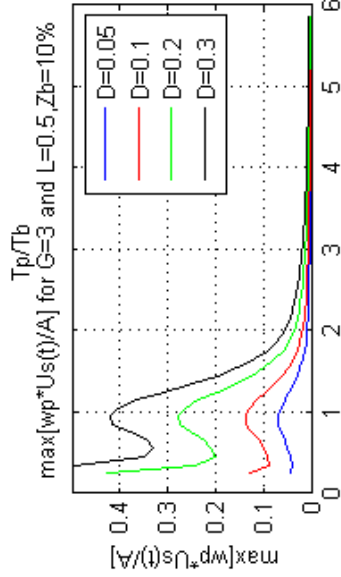
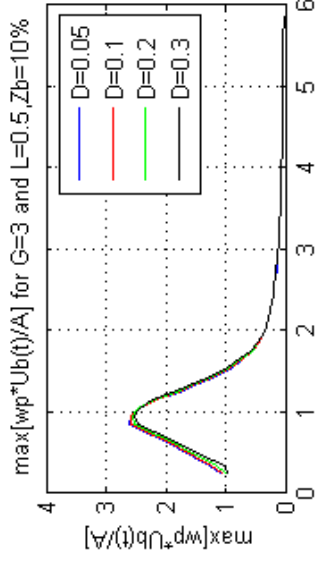
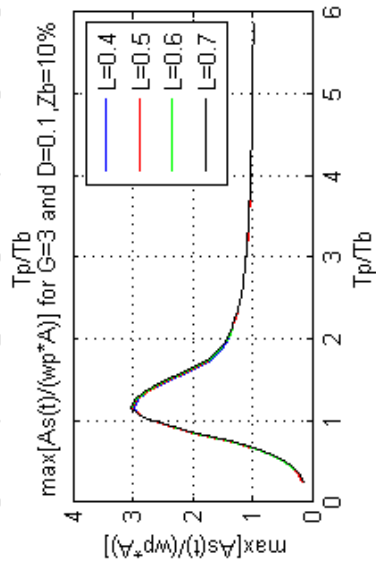
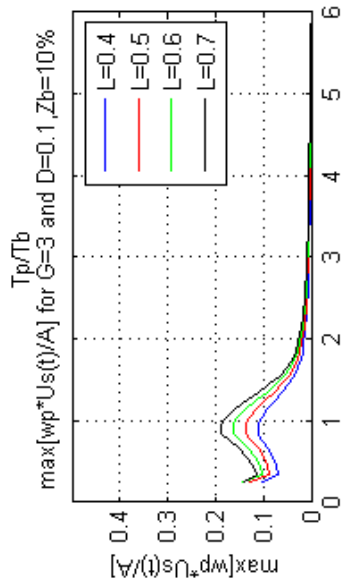
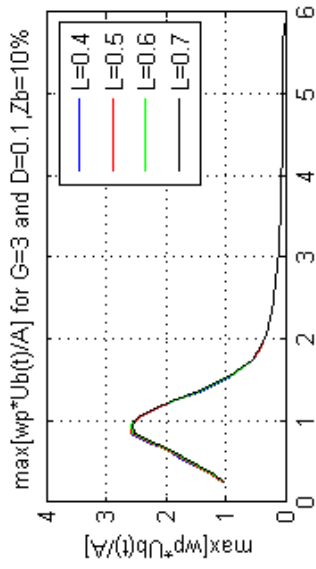






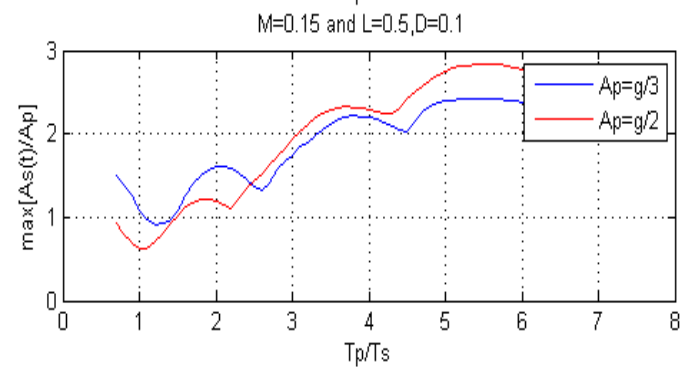
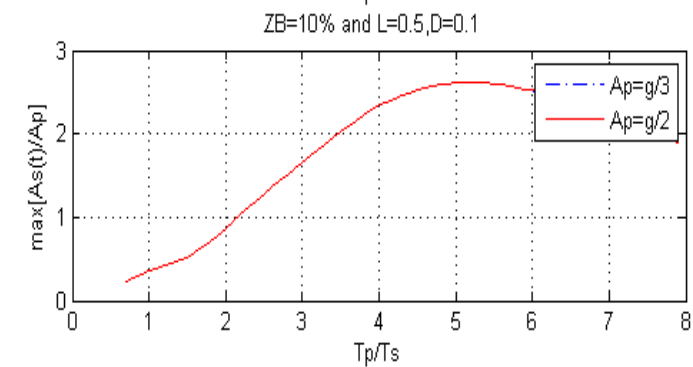
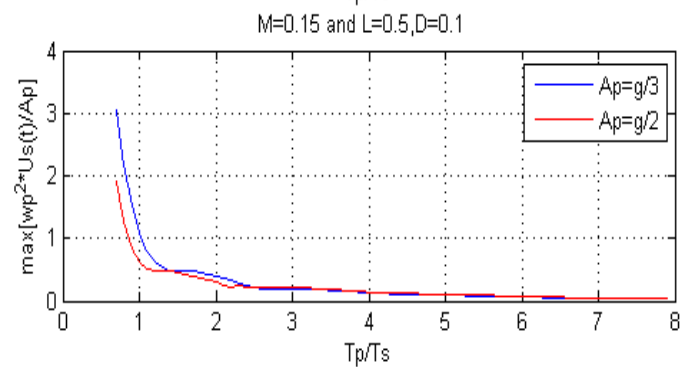
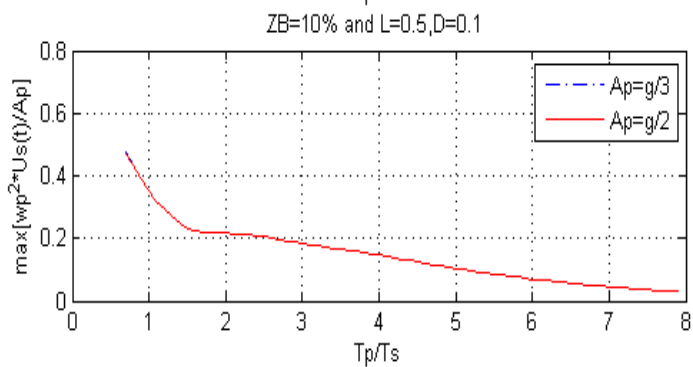
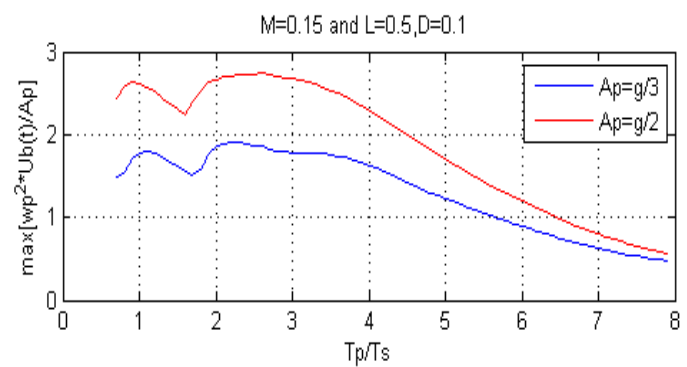
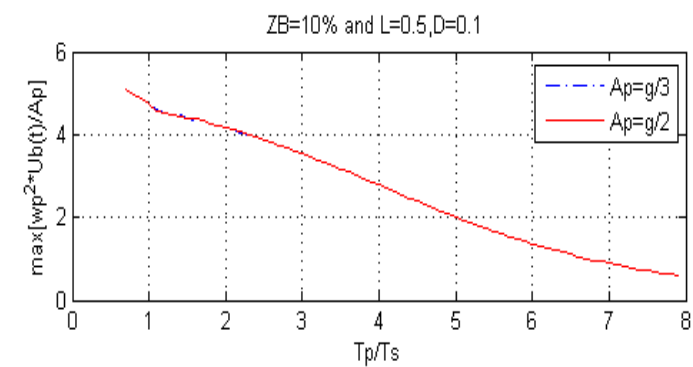






4.2 Διαγράμματα της μη-γραμμικής συμπεριφοράς σεισμικής μόνωσης

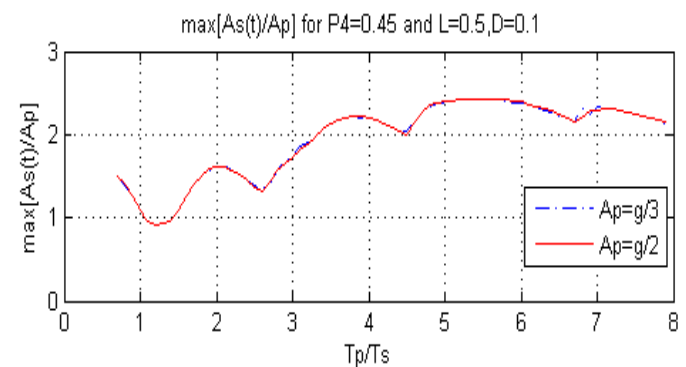
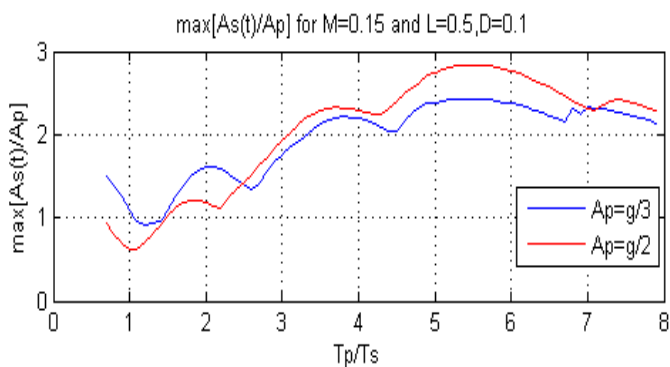
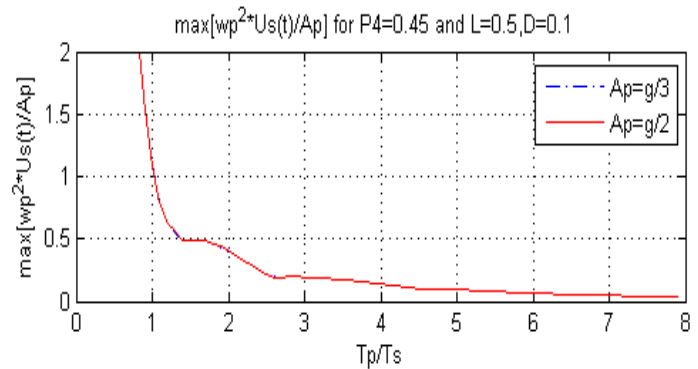
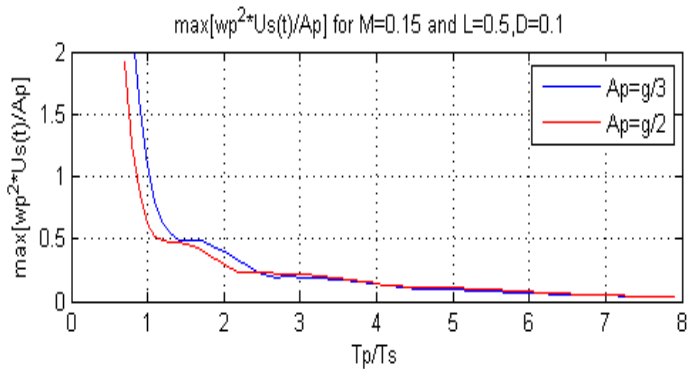
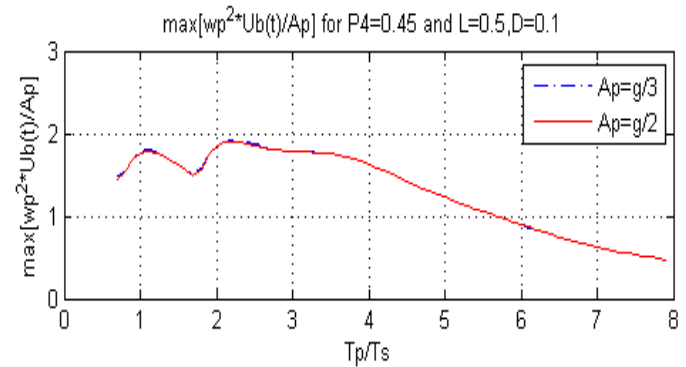
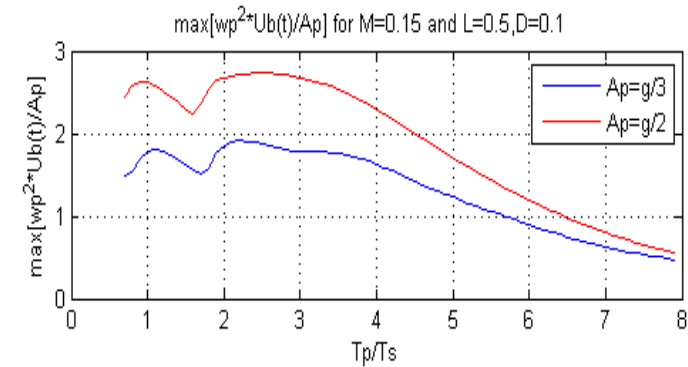
14



Η πρώτη στήλη διαγραμμάτων είναι για LINEAR, ενώ η δεύτερη για NONLINEAR

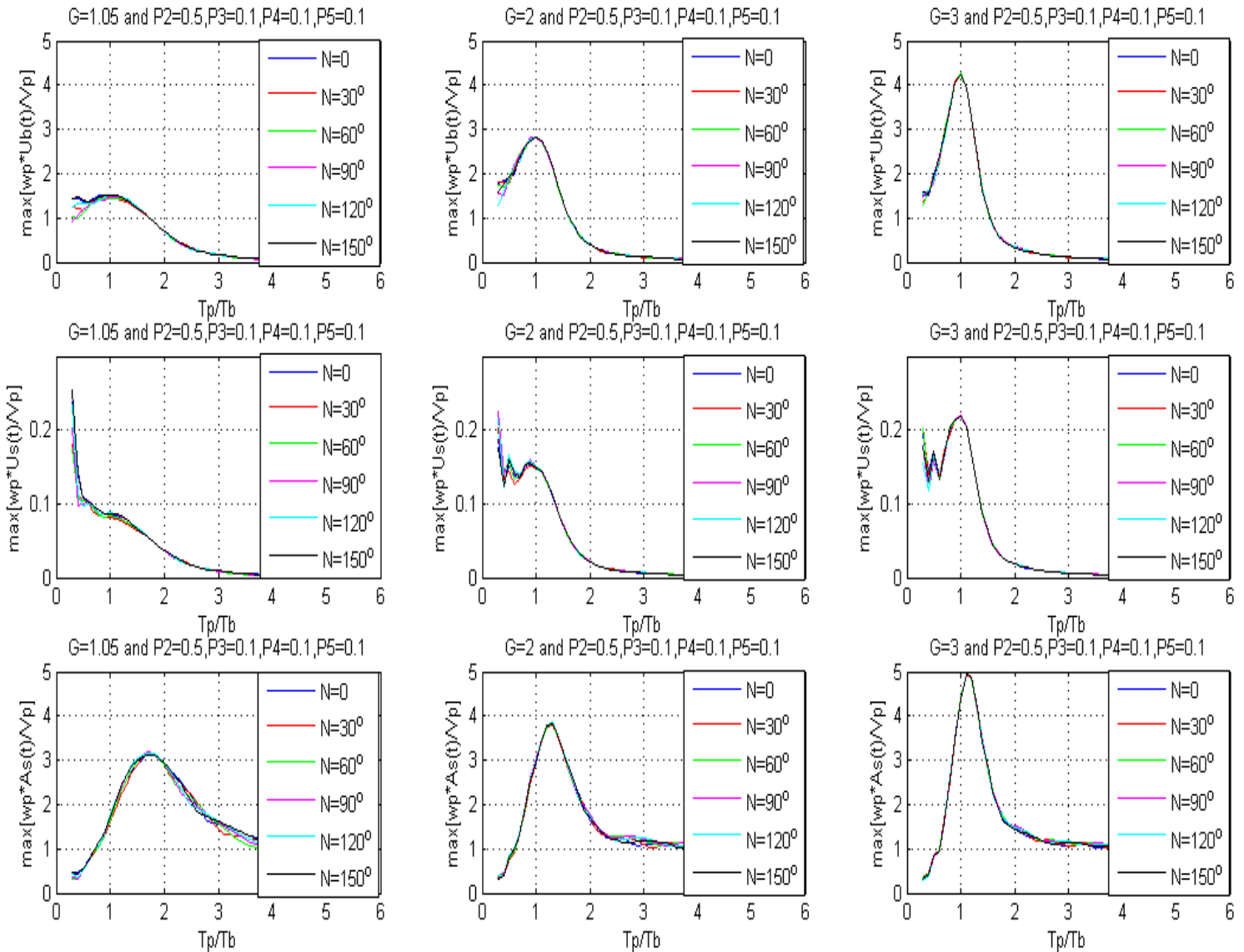
Από τα διαγράμματα της 1^{ης} στήλης φαίνεται ότι όταν έχουμε σεισμική μόνωση με ιξώδη απόσβεση άρα γραμμική συμπεριφορά, τα μεγέθη μπορούν να κανονικοποιηθούν ως προς T_r και V_r ή A_r και να προκύψουν ίδιες κανονικοποιημένες καμπύλες για σεισμούς κοντινού πεδίου διαφορετικών μεγεθών (ίδια διαγράμματα για διαφορετικό A_r). Όταν, όμως, η απόσβεση δημιουργείται από μη γραμμικά φαινόμενα, όπως η διαρροή του υλικού ή ητριβή, η συμπεριφορά του κτηρίου εξαρτάται από την μέγιστα εδαφική ταχύτητα V_r ή επιτάχυνση A_r και γι' αυτό, όπως φαίνεται στα διαγράμματα της 2^{ης} στήλης για συντελεστή τριβής $\mu=15\%$ προκύπτουν διαφορετικές καμπύλες για διαφορετική A_r παρά το γεγονός ότι κάναμε την ίδια κανονικοποίηση των $\max[\omega_r \cdot A_s(t)/A_r]$, $\max[\omega_r \cdot U_s(t)/A_r]$, $\max[\omega_r \cdot U_b(t)/A_r]$, όπως στην γραμμική συμπεριφορά. Επειδή επιπλέον, όπως φαίνεται στο διάγραμμα $\max[\omega_r \cdot A_s(t)/A_r]$ αύξηση της A_r δεν επιδρά με τον ίδιο τρόπο σε όλους τους λόγους T_r/T_s (ή T_r/T_b) προκαλώντας σε κάποια διαστήματα αύξηση και σε άλλα μείωση δεν είναι εφικτό να εξαχθούν αντίστοιχα γενικά συμπεράσματα χρησιμοποιώντας απλώς τις παραμέτρους L , D , μ .

Εμπνεόμενοι από τα *raref* των Μακρή&Black, οι οποίοι χρησιμοποιώντας την διαστατική ανάλυση απέδειξαν ότι ανεξαρτήτως της στάθμης επιτάχυνσης και της διάρκειας (t_i) του παλμού τα ανελαστικά φάσματα απόκρισης μονοβαθμίου εκφρασμένα σε Π-όρους είναι αυτοόμοια και ανάγονται σε μια μοναδική καμπύλη, θα προσπαθήσουμε να εφαρμόσουμε την διαστατική ανάλυση και για το 2-DOF (μετά από αυτήν την διαφάνεια, στην επόμενη διαφάνεια εξηγούμε την διαστατική ανάλυση και τους Π-όρους που βγάλαμε για το 2-DOF και στην μεθεπόμενη εμφανίζουμε τις δύο στήλες non-linear)

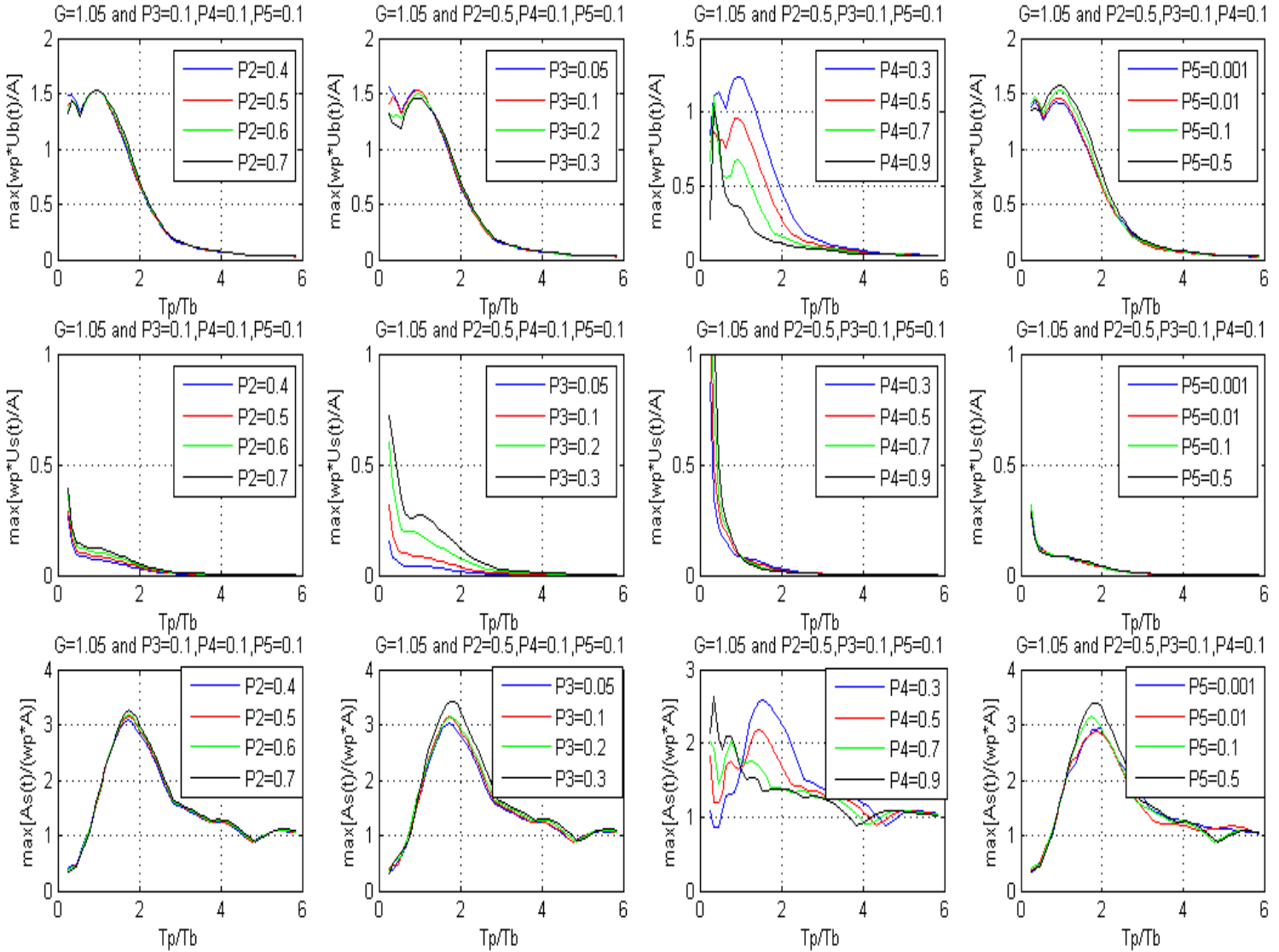


Όπως φαίνεται από τα διαγράμματα αυτά χρησιμοποιώντας ως παραμέτρους του προβλήματος του Π-όρους που προέκυψαν από την διασταστική ανάλυση καταλήγουμε σε μια μοναδική καμπύλη για κάθε ένα από τα μεγέθη $\max[wp \cdot As(t)/Ap]$, $\max[wp \cdot Us(t)/Ap]$, $\max[wp \cdot Ub(t)/Ap]$. Αυτό δείχνει ότι πέρα από τα L , D οι παράμετροι που επηρεάζουν την απόκριση του 2-DOF με ανελαστική συμπεριφορά της σεισμικής μόνωσης δεν είναι το $\frac{Q}{m_s+m_b}$ ($=\mu$) και το u_y , αλλά το

$$\frac{Q}{(m_s+m_b) \cdot a_p} \quad \text{και} \quad \frac{\omega_p^2 \cdot u_y}{a_p} \quad \text{αντίστοιχα.}$$

$\gamma=1.05$ $\gamma=2$ $\gamma=3$ 

Εδώ βλέπουμε ότι και στην ανελαστική συμπεριφορά της σεισμικής μόνωσης η επιρροή της αρχικής φάσης V του παλμού ταχύτητας είναι αμελητέα (έτσι στα επόμενα διαγράμματα παίρνουμε $V=0$).

ΠΑΛΜΟΣ $\nu=1$ 

Από τα διαγράμματα αυτά φαίνεται ότι:

1. Όπως και στην γραμμική συμπεριφορά ο λόγος των μαζών $P_2=L$ δεν επηρεάζει καθόλου τις $\max[wp \cdot U_b(t)/A]$, $\max[wp \cdot A_s(t)/A]$, ενώ επηρεάζει την $\max[wp \cdot U_s(t)/A]$ για $T_p/T_b < 2.5 \div 3$ μειώνοντας την $\max[wp \cdot U_s(t)/A]$, καθώς το L μικραίνει. Μάλιστα το L έχει σημαντικότερη επιρροή όσο το D μικραίνει.

2. Ομοίως ο λόγος των δυσκαμψιών έχει αμελητέα επίδραση στις $\max[\omega_p \cdot U_b(t)/A]$, $\max[\omega_p \cdot A_s(t)/A]$ και πολύ σημαντική επιρροή στην $\max[\omega_p \cdot U_s(t)/A]$ για $T_r/T_b < 2.5 \div 3$ μειώνοντας την $\max[\omega_p \cdot U_s(t)/A]$ όσο $D \downarrow$.
3. Η αδιάστατη αντοχή διαρροής ή ολίσθηση της σεισμικής μόνωσης (ανάλογα με το αν έχουμε LRB ή FPS) Π_4 έχει σημαντική επιρροή στις $\max[\omega_p \cdot U_b(t)/A]$ και $\max[\omega_p \cdot A_s(t)/A]$ και λιγότερο σημαντική στην $\max[\omega_p \cdot U_s(t)/A]$! Ιδιαίτερης σημασίας είναι το γεγονός ότι και κατ' αντιστοιχία με την απόσβεση T_b στην γραμμική σεισμική μόνωση, ανάλογα με τον λόγο T_r/T_b αύξηση του Π_4 μπορεί να προκαλέσει είτε αύξηση (για $T_r/T_b < 1$) είτε μείωση (για $T_r/T_b > 1$) των $\max[\omega_p \cdot U_s(t)/A]$, $\max[\omega_p \cdot A_s(t)/A]$. Ακόμη, όμως πιο ενδιαφέρον και αξιοπερίεργο είναι το γεγονός ότι, όπως παρατήρησαν και οι Μακρή & Black για το ελαστοπλαστικό (elastoplastic) και το διγραμμικό (bilinear) μονοβάθμιο, υπάρχει περιοχή με $T_r/T_b < 0.5$, στην οποία η αύξηση του Π_4 οδηγεί σε αύξηση της $\max[\omega_p \cdot U_b(t)/A]$. Το φαινόμενο αυτό είναι "counter intuitive", δηλαδή «αντίθετο προς την πραγματικότητα», όπως το αποκάλεσαν οι Makris & Black και γι' αυτό θα πρέπει να δοθεί ιδιαίτερη προσοχή σε αυτές τις περιοχές τιμών T_r/T_b . Συγκεκριμένα τα διαγράμματα της 3^{ης} στήλης θα μπορούσαν να χωριστούν σε τρεις περιοχές τιμών T_r/T_b .
- Περιοχή I: $T_r/T_b < 0.5$, όπου οι μικρές τιμές της Π_4 μειώνουν και τα τρία μεγέθη $\max[\omega_p \cdot U_b(t)/A]$, $\max[\omega_p \cdot U_s(t)/A]$, $\max[\omega_p \cdot A_s(t)/A]$.
- Περιοχή II: $T_r/T_b > 1$, όπου οι μεγάλες τιμές της Π_4 μειώνουν τα $\max[\omega_p \cdot U_b(t)/A]$, $\max[\omega_p \cdot U_s(t)/A]$, $\max[\omega_p \cdot A_s(t)/A]$.
- Περιοχή III: $0.5 < T_r/T_b < 1$, όπου οι μεγάλες τιμές να μεν μειώνουν την $\max[\omega_p \cdot U_b(t)/A]$, αλλά αυξάνουν τις $\max[\omega_p \cdot U_s(t)/A]$, $\max[\omega_p \cdot A_s(t)/A]$ και γι' αυτό είναι στο χέρι του μηχανικού ανάλογα και με το κόστος και την χρήση του κτηρίου να αποφασίσει την Π_4 που τον συμφέρει.

4. Η αδιάστατη μετακίνηση διαρροής Π_5 επηρεάζει ελάχιστα έως και καθόλου την απόκριση του μονωμένου κτηρίου για μικρές τιμές του Π_4 , πράγμα το οποίο υπονοεί ότι σε ένα σεισμό κοντινού πεδίου το 2-DOF θα εμφανίσει τα ίδια μέγιστα κανονικοποιημένα μεγέθη $\max[\omega_p \cdot U_b(t)/A]$, $\max[\omega_p \cdot U_s(t)/A]$, $\max[\omega_p \cdot A_s(t)/A]$ ανεξάρτητα από το αν η σεισμική μόνωση περιλαμβάνει ελαστομεταλλικά εφέδρανα ή συστήματα τριβής!!

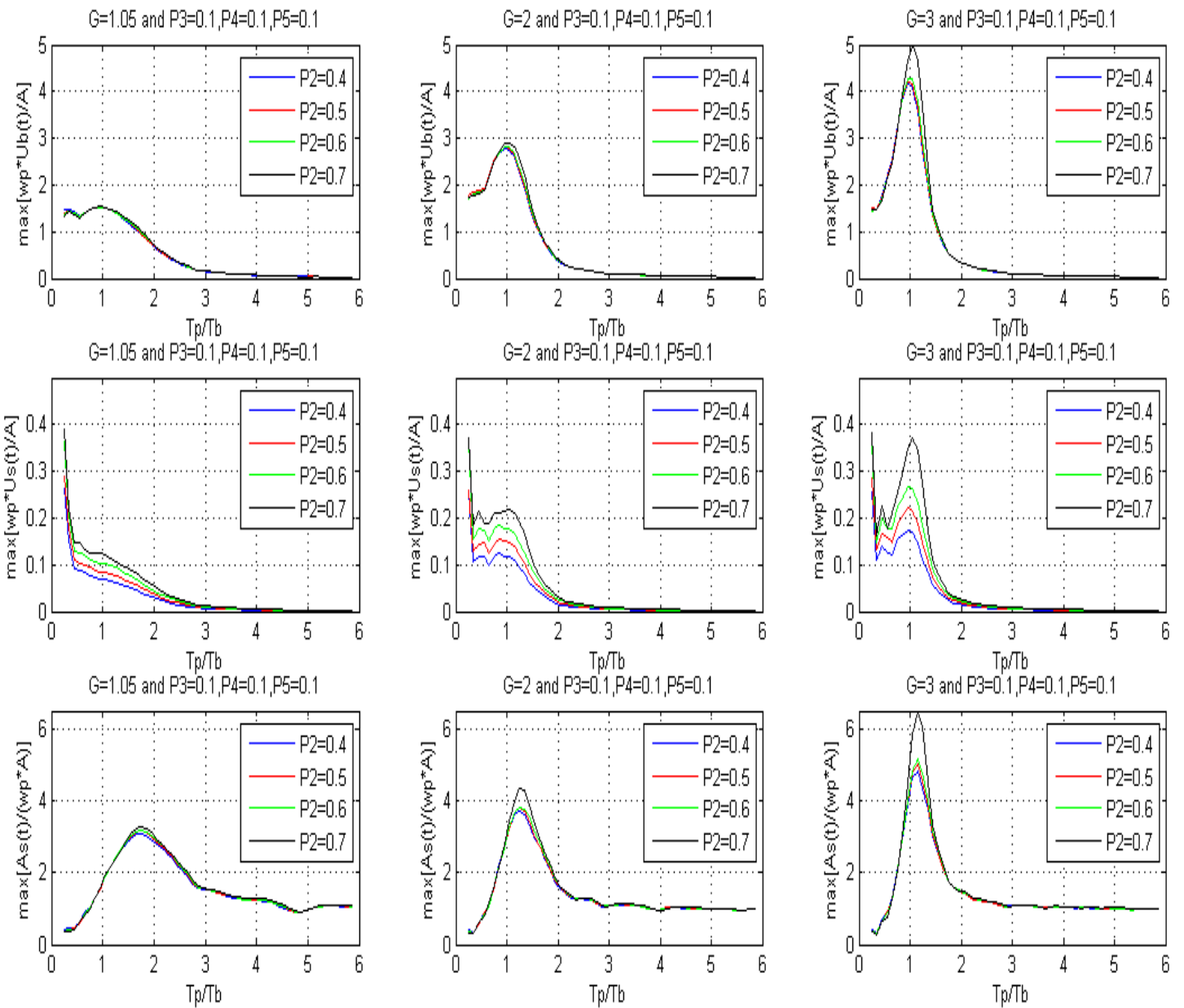
Από τα παραπάνω συμπεραίνουμε ότι στα ανελαστικά συστήματα σεισμικής μόνωσης ο όρος Π_4 παίζει τον σημαντικότερο ρόλο για τα μέγιστα και των τριών μεγεθών $\max[\omega_p \cdot U_b(t)/A]$, $\max[\omega_p \cdot U_s(t)/A]$, $\max[\omega_p \cdot A_s(t)/A]$. Ο όρος Π_3 επιδρά καθοριστικά μόνον στην $\max[\omega_p \cdot U_s(t)/A]$, ενώ στο ίδιο

μέγεθος επιδρά σε μικρότερο βαθμό και ο όρος Π_2 , ενώ ο όρος Π_5 έχει αμελητέα επίδραση.

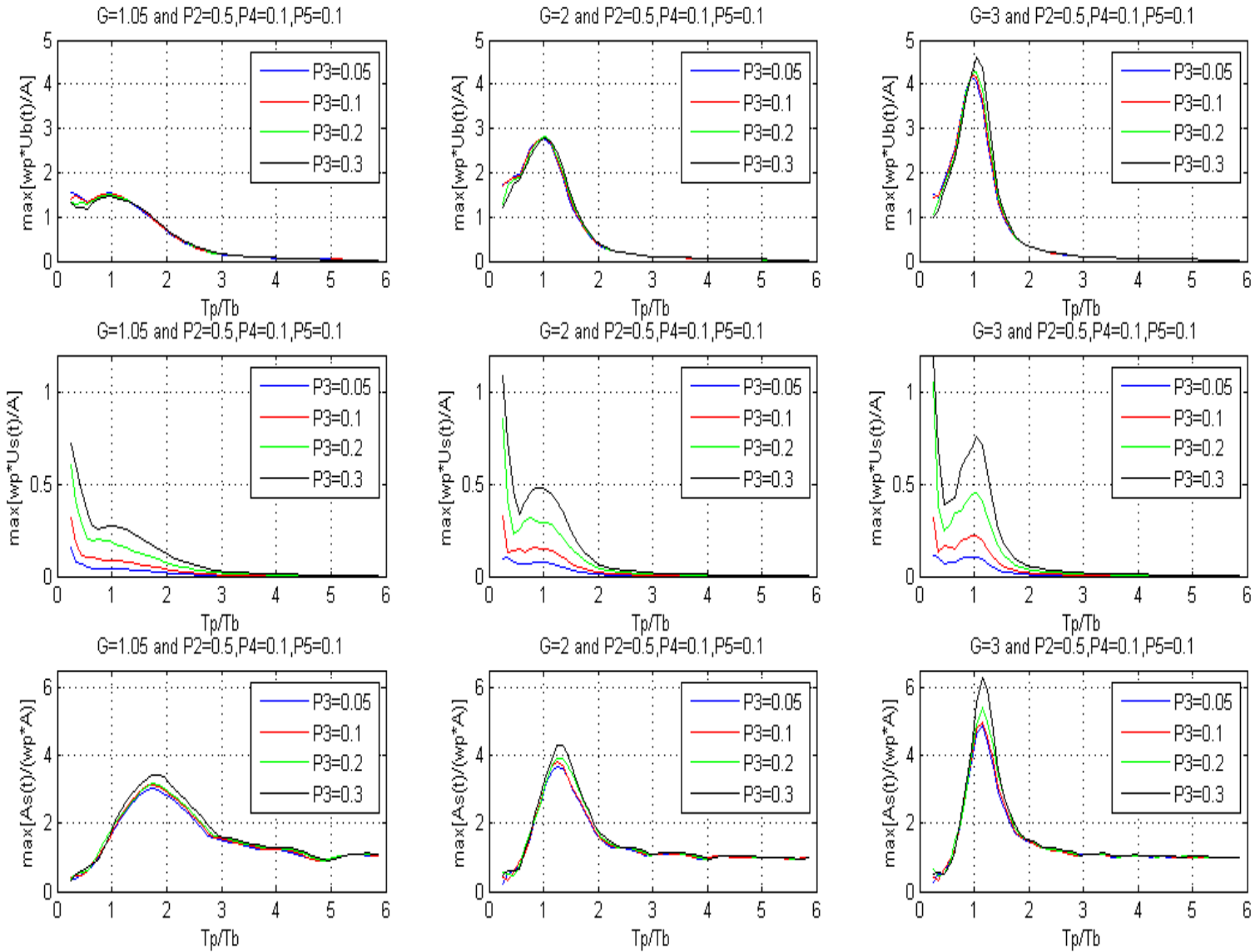
$\gamma=1.05$

$\gamma=2$

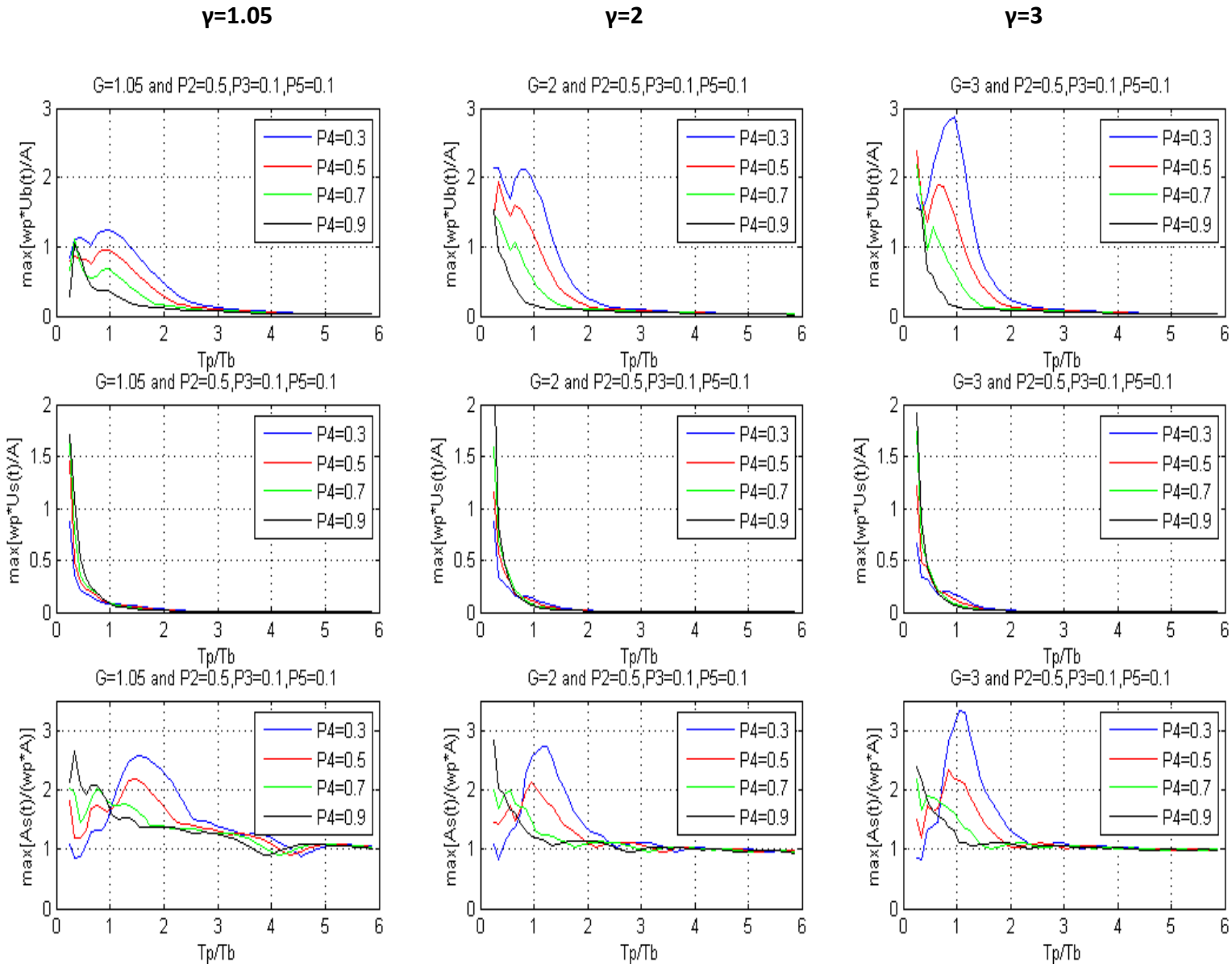
$\gamma=3$



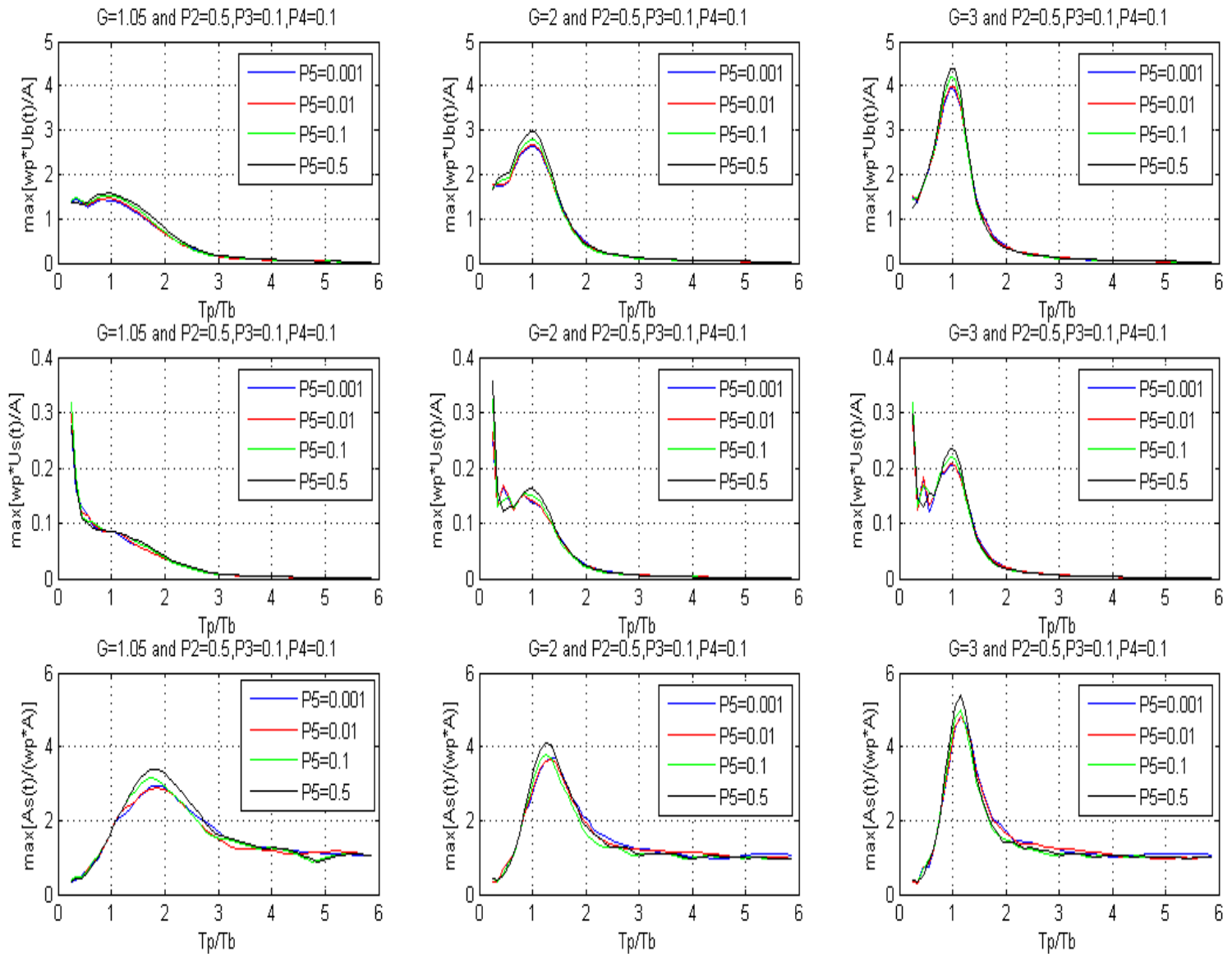
Εδώ επιβεβαιώνεται η αμελητέα επίδραση του Π_2 στα $\max[\omega r \cdot U_b(t)/A]$, $\max[\omega r \cdot A_s(t)/A]$ και η επίδρασή του στην $\max[\omega r \cdot U_s(t)/A]$ ανεξάρτητα από τον αριθμό των κύκλων του παλμού. Επίσης, όσο $\gamma \uparrow$ εμφανίζεται αδικαιολόγητα σημαντική αύξηση της κορυφής των $\max[\omega r \cdot U_b(t)/A]$ και $\max[\omega r \cdot A_s(t)/A]$ από το $\Pi_2=0.6$ στο $\Pi_2=0.7$, ενώ δεν υπάρχει αντίστοιχη αύξηση από το $\Pi_2=0.4$ στο 0.5 και 0.6. Αυτό μπορεί να οφείλεται στην αριθμητική μέθοδο επίλυσης, η οποία, όπως αναφέραμε προηγουμένως, εμφανίζει υπερβολική αύξηση για μεγάλες τιμές των Π_2 , Π_3 (L, D).

$\gamma=1.05$ $\gamma=2$ $\gamma=3$ 

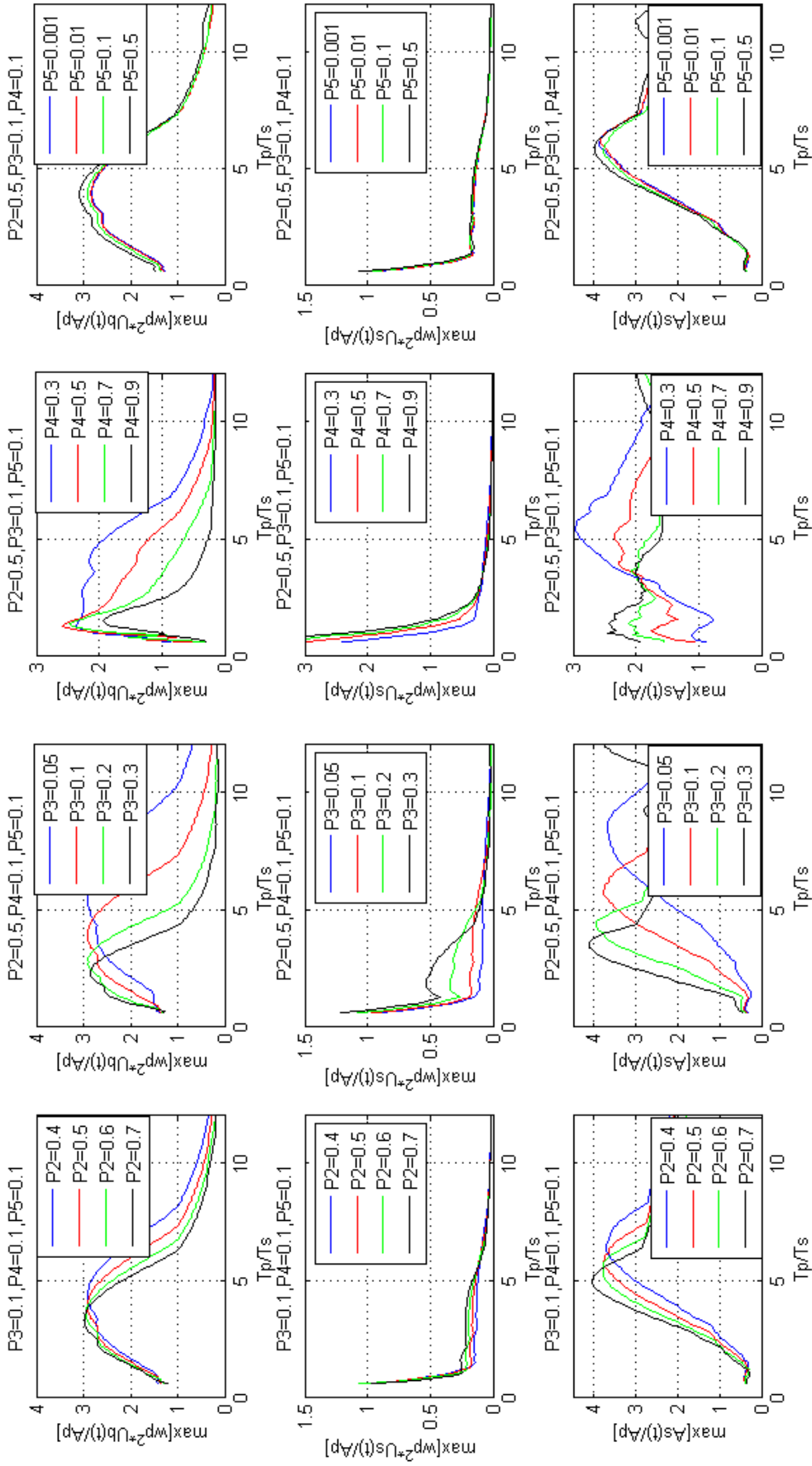
Εδώ επιβεβαιώνεται πάλι η αμελητέα επίδραση του P_3 στα $\max[wp \cdot U_b(t)/A]$, $\max[wp \cdot A_s(t)/A]$ και η καθοριστική σημασία στην $\max[wp \cdot U_s(t)/A]$ ανεξάρτητα από τον αριθμό των κύκλων του παλμού. Επίσης, όσο $\gamma \uparrow$ εμφανίζεται σημαντική αύξηση στην $\max[wp \cdot A_s(t)/A]$ για μεγάλη τιμή του P_3 και οφείλεται στην αριθμητική μέθοδο.

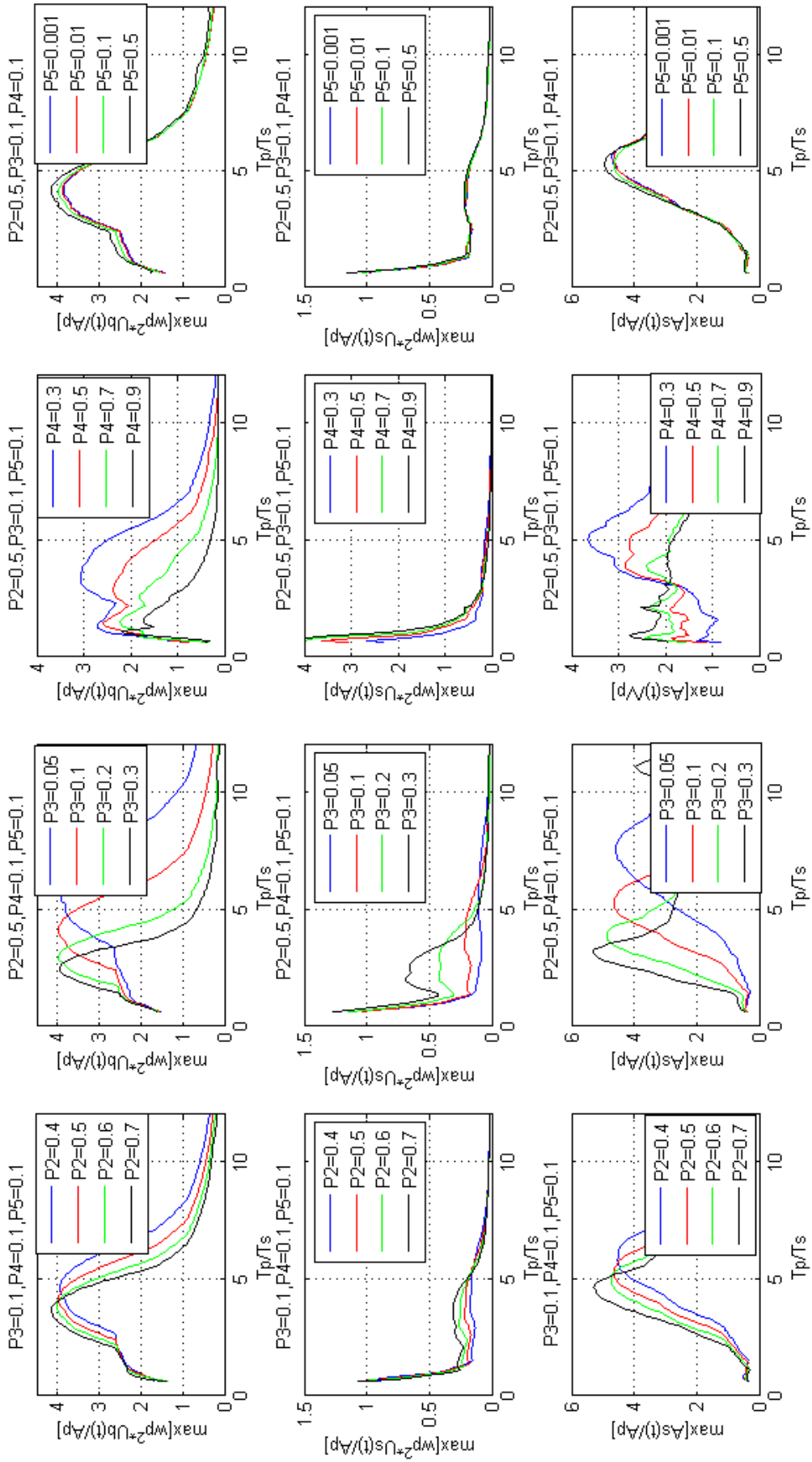


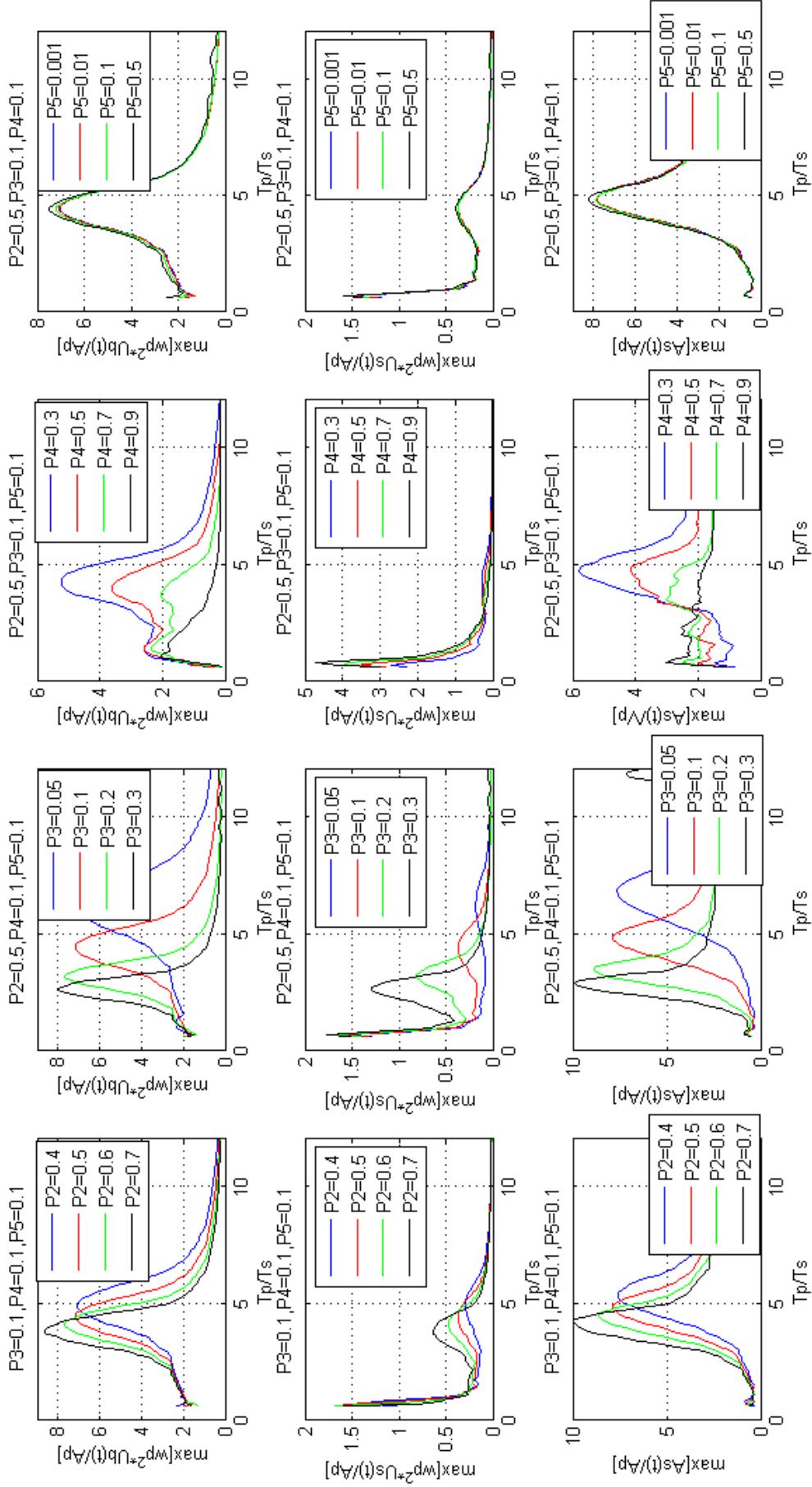
Εδώ επιβεβαιώνεται η καθοριστική σημασία του P_4 για την απόκριση του 2-DOF, η ύπαρξη μιας περιοχής τιμών T_p/T_b , όπου η αύξηση της P_4 οδηγεί σε αύξηση της $\max[wp \cdot U_b(t)/A]$ και μιας περιοχής τιμών T_p/T_b , όπου η αύξηση της P_4 οδηγεί σε αύξηση των $\max[wp \cdot U_s(t)/A]$, $\max[A_s(t)/(wp \cdot A)]$ ανεξάρτητα από τον αριθμό των κύκλων του παλμού. Βέβαια, φαίνεται ότι όσο $\gamma \uparrow$, δηλαδή αυξάνεται ο αριθμός των κύκλων του παλμού οι περιοχές αυτές των τιμών T_p/T_b μειώνονται ($T_p/T_b < 1$ για $\gamma = 1.05$ και $T_p/T_b < 0.8$ για $\gamma = 3$), ενώ μέσα στις περιοχές αυτές, όπως φαίνεται πιο ξεκάθαρα στους παλμούς με $\gamma = 2$ και $\gamma = 3$ υπάρχει και ένα βέλτιστο z_b ανάλογα με το T_p/T_b , το οποίο δεν είναι ούτε το μέγιστο ούτε το ελάχιστο.

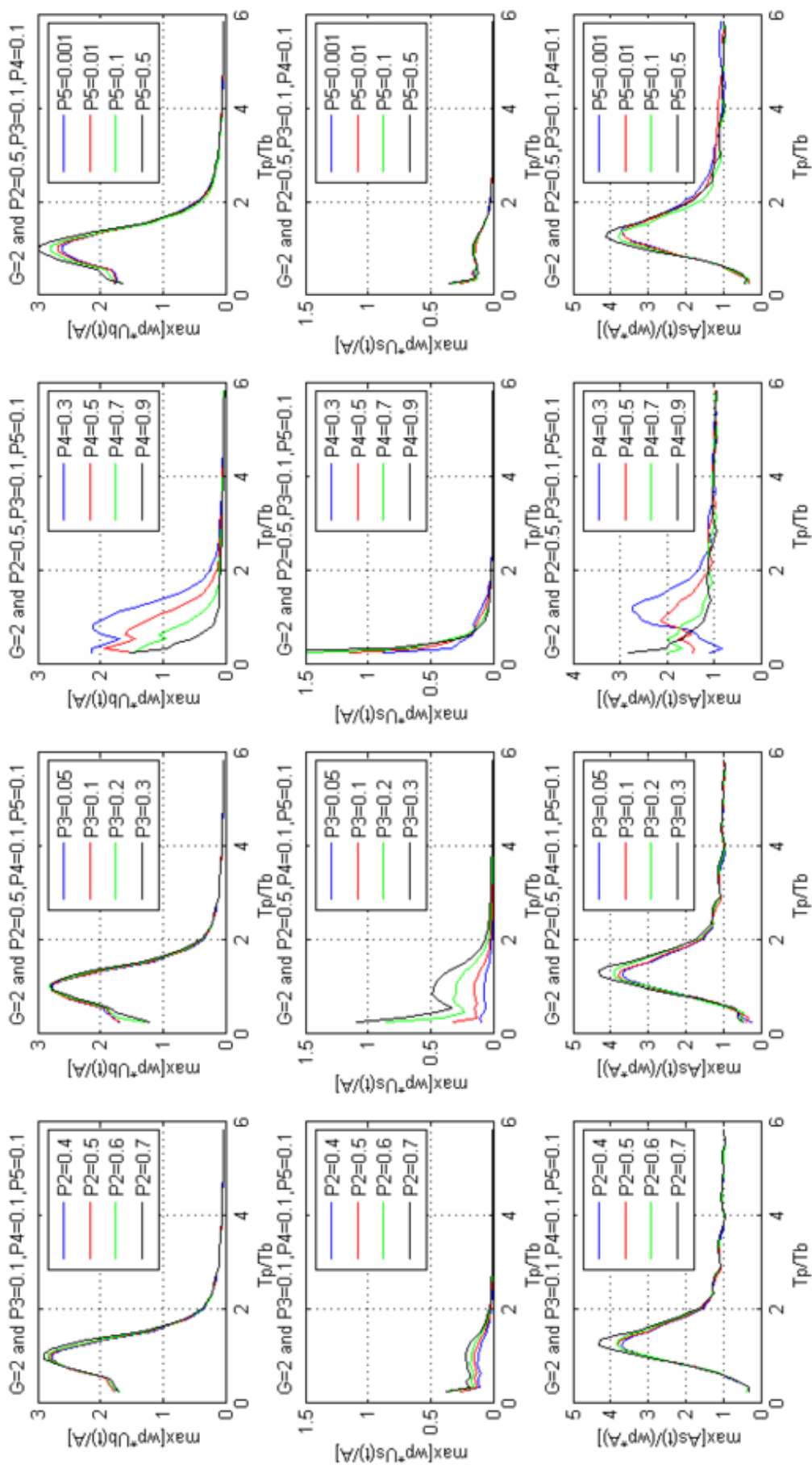
$\gamma=1.05$ $\gamma=2$ $\gamma=3$ 

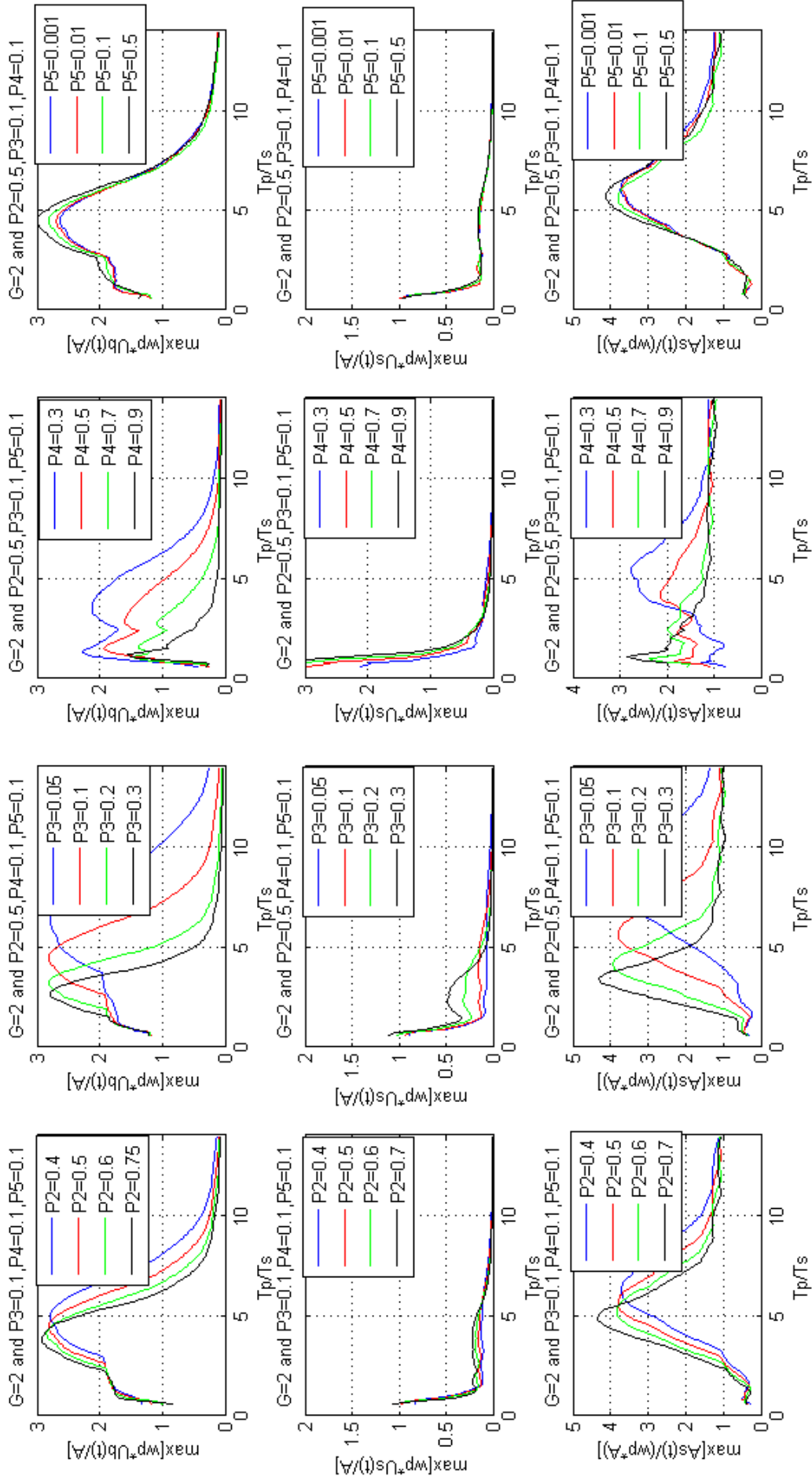
Τέλος, εδώ φαίνεται η αμελητέα επίδραση του P_5 ανεξαρτήτως του αριθμού κύκλων του παλμού.

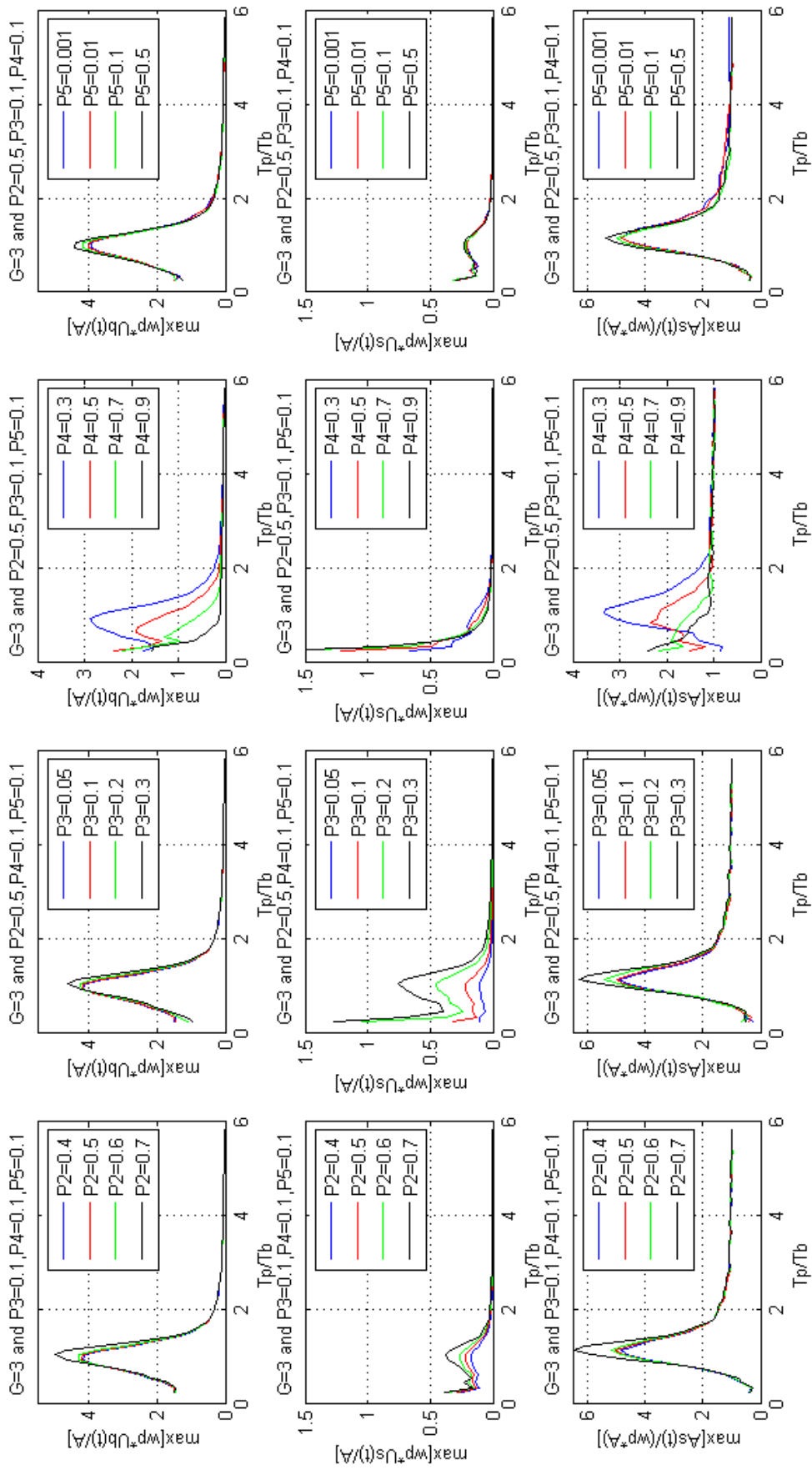


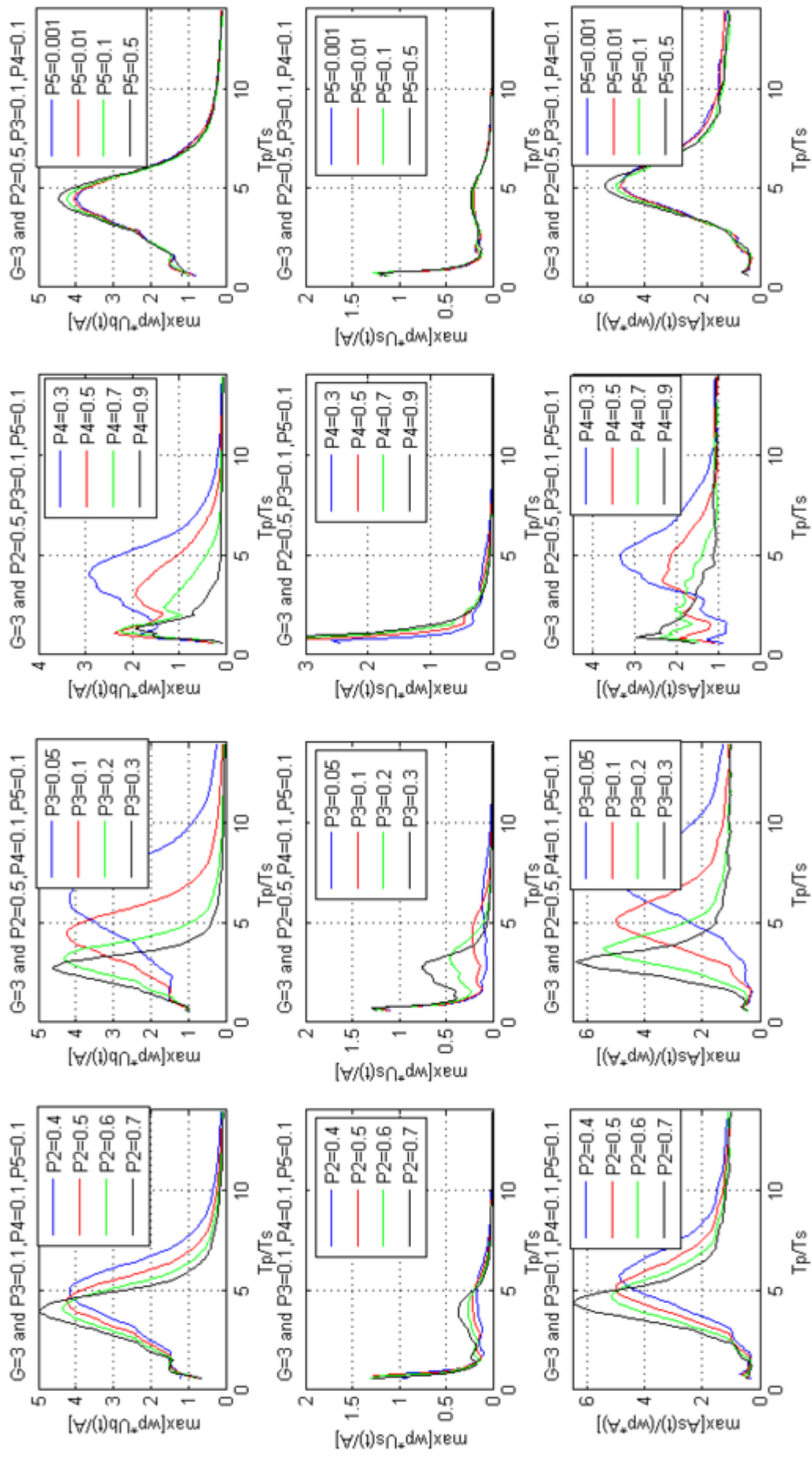












ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

ΓΕΝΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

- I. Όπως έγινε κατανοητό η απόκριση του 2-DOF σε εξιδανικευμένους παλμούς είναι πιο περίπλοκη από ότι θα περίμενε κανείς και διαφέρει από την απόκριση σε συνήθεις σεισμικές διεγέρσεις. Για παράδειγμα ένας σεισμός μπορεί να μην προκαλέσει μέγιστη απόκριση σε κατασκευές που συντονίζονται με τον παλμό, αλλά σε άλλες με συχνότητες μικρότερες του παλμού.
- II. Οι παράμετροι L , D , Z_b , αλλά και οι αδιάστατοι όροι Π_1 , Π_2 , Π_3 , Π_4 , Π_5 που επηρεάζουν την απόκριση του κτηρίου με γραμμική και μη-γραμμική σεισμική μόνωση αντίστοιχα φάνηκε ότι έχουν την ίδια επίδραση στο σύστημα για τους παλμούς του Μακρή & Black και τους παλμούς των M-Π.
- III. Όσον αφορά στους παλμούς των M-Π, η αρχική φάση ν έχει αμελητέα επίδραση στην απόκριση και του γραμμικού, αλλά και του μη-γραμμικού 2-DOF συστήματος (κατ' αντιστοιχία με το SDOF), ενώ η παράμετρος γ που αντιπροσωπεύει τον αριθμό των κύκλων του παλμού αυξάνει τα μέγιστα των $\max[\omega_p^* U_b(t)/A]$, $\max[\omega_p^* U_s(t)/A]$, $\max[\omega_p^* A_s(t)/A]$ όσο μεγαλώνει η τιμή της.
- IV. Όσον αφορά στην γραμμική συμπεριφορά παρατηρήθηκε ότι:
 1. Οι παράμετροι που επηρεάζουν καθοριστικά την απόκριση του 2-DOF και συγκεκριμένα τις $\max[\omega_p^* U_b(t)/A]$, $\max[\omega_p^* U_s(t)/A]$, $\max[\omega_p^* A_s(t)/A]$ σε παλμικές διεγέρσεις κοντινού πεδίου είναι ο λόγος T_p/T_b και η απόσβεση z_b , ενώ οι λόγοι D και L επηρεάζουν μόνον την $\max[\omega_p^* U_s(t)/A]$, με τον D να παίζει σημαντικότερο ρόλο από το L ανεξάρτητα από το είδος του παλμού και τον αριθμό των κύκλων του παλμού.
 2. Η απόσβεση z_b παίζει σημαντικό ρόλο στην απόκριση του 2-DOF όσο μεγαλώνει ο αριθμός των κύκλων του παλμού.
 3. Ανάλογα με το T_p/T_b , υπάρχει ένα βέλτιστο z_b πέραν του οποίου η οποιαδήποτε αύξηση της z_b , ενώ οδηγεί σε περαιτέρω μείωση της $\max[\omega_p^* U_b(t)/A]$, εντούτοις αυξάνει τις $\max[\omega_p^* U_s(t)/A]$, $\max[\omega_p^* A_s(t)/A]$. Το $\text{opt. } z_b$ αυξάνει όσο $\gamma \uparrow$ (δηλαδή όσο αυξάνει ο αριθμός κύκλων του παλμού), ενώ το διάστημα τιμών T_p/T_b , στο οποίο εμφανίζεται ένα βέλτιστο z_b (διαφορετικό από το μέγιστο ή ελάχιστο διαθέσιμο) μειώνεται όσο $\gamma \uparrow$. Επίσης, το $\text{opt. } z_b$ επηρεάζεται από τον λόγο D , αλλά όχι από το L . Άρα αύξηση του z_b δεν έχει πάντα ευνοϊκές επιπτώσεις για την κατασκευή που υποβάλλεται σε

σεισμούς κοντινού πεδίου, γι' αυτό θα πρέπει να δοθεί ιδιαίτερη προσοχή στην επιλογή του z_b .

V. Όσον αφορά στην μη-γραμμική συμπεριφορά της σεισμικής μόνωσης παρατηρήθηκε ότι:

1. Δεν είναι η μετατόπιση διαρροής u_y και η αντοχή διαρροής $\frac{Q}{m_s+m_b}$ που καθορίζουν την συμπεριφορά της σεισμικής μόνωσης του 2-DOF, αλλά η αδιαστατοποιημένη μετατόπιση διαρροής $\frac{\omega_p^2 * u_y}{a_p}$ και η αδιαστατοποιημένη αντοχή διαρροής $\frac{Q}{(m_s+m_b)*a_p}$.
2. Με την χρήση της διαστατικής ανάλυσης αποδείχτηκε ότι η απόκριση χαρακτηρίζεται από αυτοόμοιες καμπύλες, οι οποίες με την βοήθεια των αδιάστατων Π-όρων ανάγονται σε μία μοναδική καμπύλη. Συγκεκριμένα οι Π-όροι που τελικά επηρεάζουν καθοριστικά είναι το $\Pi_4 = \frac{Q}{(m_s+m_b)*\omega_p*v_p}$ και το $\Pi_6 = T_r/T_b$, ενώ ο όρος $\Pi_3 = D$ επηρεάζει σημαντικά μόνον την $\max[\omega_p * U_s(t)/A]$, η οποία επηρεάζεται και από το $\Pi_2 = L$, αλλά σε μικρότερο βαθμό, ενώ το $\Pi_5 = \frac{\omega_p * u_y}{v_p}$ έχει αμελητέα επίδραση στην απόκριση του 2-DOF για μικρά Π_4 , γεγονός που υπονοεί ότι σε έναν τέτοιο σεισμό το κτήριο θα έχει την ίδια συμπεριφορά είτε στηρίζεται σε ελαστομεταλλικά εφέδρανα είτε συστήματα τριβής.
3. Υπάρχουν περιοχές τιμών T_r/T_b , όπου η αύξηση του Π_4 μπορεί να μειώσει ή να αυξήσει τις $\max[\omega_p * U_s(t)/A]$, $\max[\omega_p * A_s(t)/A]$, γεγονός που δείχνει ότι υπάρχει κάποιο βέλτιστο Π_4 (κατ' αντιστοιχία με το z_b) για τα $\max[\omega_p * U_s(t)/A]$, $\max[\omega_p * A_s(t)/A]$ στις διάφορες τιμές του T_r/T_b . Υπάρχει όμως και μία περιοχή τιμών $T_r/T_b < 0.5$, στην οποία η αύξηση του Π_4 οδηγεί σε αύξηση του $\max[\omega_p * U_b(t)/A]$ (ενώ κανονικά μειώνει το $\max[\omega_p * U_b(t)/A]$), γεγονός το οποίο είναι μη αναμενόμενο και λογικό.

Τέλος, όπως παρατηρήθηκε σε αυτήν την εργασία, η σεισμική μόνωση μπορεί να είναι αποτελεσματική και στην περίπτωση σεισμών κοντινού πεδίου αρκεί να γίνει προσεκτική επιλογή των παραμέτρων που περιγράφουν την συμπεριφορά του σεισμικά μονωμένου κτηρίου. Με βάση τις παραπάνω παρατηρήσεις συνιστάται στους μηχανικούς που ασχολούνται με το συγκεκριμένο αντικείμενο να προτιμούν μικρούς λόγους μαζών και δυσκαμψιών, όταν επιδιώκουν μικρές σχετικές μετακινήσεις της ανωδομής και να είναι ιδιαίτερα προσεκτικοί με την επιλογή της

ιξώδους απόσβεσης, αλλά και της αδιάστατης αντοχής διαρροής του συστήματος σεισμικής μόνωσης στην περίπτωση των ελαστομεταλλικών εφεδράνων (LRB) ή αντίστοιχα της αδιάστατης αντοχής ολίσθησης (δηλαδή της δύναμης που οδηγεί το σύστημα να ολισθήσει) στην περίπτωση των συστημάτων τριβής από τεφλόν, γιατί μεγάλες τιμές αυτών των μεγεθών ανάλογα με τον λόγο T_p/T_b μπορεί να μειώσουν ή να αυξήσουν την απόκριση του κτηρίου σε σεισμούς κοντινού πεδίου.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Chopra, «*Δυναμική των κατασκευών. Θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική*»
2. A.Rodriguez-Marek A., *Near-Fault Seismic Site Response*
3. A.Sharma, R.S. Jangid, «*Behaviour of Base-Isolated Structures with High Initial Isolator Stiffness*», *World Academy of Sciences, Engineering and Technology*, 50, 2009
4. *and the response of elastic and inelastic single-degree-of-freedom (SDOF)*
5. Christopoulos, A. Filiatrault, «*Principles of Passive Supplemental Damping and Seismic Isolation*», *IUSS Press*, 2006
6. F. Chatzidaki, «*Optimum design of base isolated RC structures*», *Postgraduate Diploma Thesis, Athens NTUA* 2011
7. G. Mylonakis, A. Reinhorn, «*Yielding oscillator under triangular ground acceleration pulse*», *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 5, No. 2, 225-251, 2001
8. G. Mylonakis, E. Voyagaki, «*Yielding oscillator to simple pulse waveforms: numerical analysis & closed-form solutions*», *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35: 1949-1974, 2006
9. G. P. Mavroeidis, G. Dong and A. S. Papageorgiou, «*Near-fault ground motions*,
10. J. Kelly, «*The role of damping in seismic isolation*», *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28: 3-20, 1999
11. J. Kelly, «*The role of damping in seismic isolation*»,», *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28, 3-20, 1999
12. J.Ramallo, E. Johnson, B. Spencer, «*“Smart” Base Isolation Systems*», *Journal of Engineering Mechanics*, 1088-1098, October 2002
13. Jerry Shen, Meng-Hao Tsai, Kuo-Chun Chang, George Lee, «*Performance of a Seismically Isolated Bridge under Near-Fault Earthquake Ground Motions*», *Journal of Structural Engineering*, 861-868, June 2004
14. N. Makris, «*Rigidity-Plasticity-Viscosity: Can electrorheological dampers protect base-isolated structures from near-source ground motions?*», *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol 26, 571-591, 1997
15. N. Makris, C. Black, «*Dimensional Analysis of Rigid-Plastic and Elastoplastic Structures under Pulse-Type Excitations*», *Journal of Engineering Mechanics*, 1006-1018, September 2004
16. N. Makris, Himanshu Deoskar, «*Prediction of Observed Response of Base-Isolated Structure*», *Journal of Structural Engineering*, 480-493, May 1996
17. N. Makris, Shih-Po Chang, «*Response of Damped Oscillators to cycloidal Pulses*», *Journal of Engineering Mechanics*, 123-131, February 2000

18. N. Makris, Th. Psychogios, «*Dimensional response analysis of yielding structures with first-mode dominated response*», *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35: 1203-1224, 2006
19. N.Makris, C. Black, «*Evaluation of Peak Ground Velocity as a "Good" Intensity Measure for Near-Source Ground Motions*», *Journal of Engineering Mechanics*, 1032-1044, September 2004
20. N.Makris, C.Black, «*Dimensional Analysis of Bilinear Oscillators under Pulse-Type Excitations*», *Journal of Engineering Mechanics*, 1019-1031, September 2004
21. P . Somerville, «*Physics of the earth and planetary interior*»,2003
22. R. Jangid, «*Optimum lead-rubber isolation bearings for near-fault motions*»
23. R. Jangid, J. Kelly, «*Base isolation for near-fault motions*», *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 30, 691-707, 2001
24. R.S.Jangid, «*Optimum damping in a non-linear base isolation system*», *Journal of Sound and Vibration* 189(4), 477-487, 1996
25. S. Nagarajaiah, S. Xiaohong «*Base-Isolated FCC Building: Impact Response in Northridge Earthquake*», *Journal of Structural Engineering*, 1063-1075, September 2001
26. S. Nagarajaiah, S. Xiaohong «*Response of Base-Isolated USC Hospital Building in Northridge Earthquake*», *Journal of Structural Engineering*, 1177-1185, October 2000
27. T. Agriga, Y.Kanno, I. Takewaki, «*Resonant behavior of base-isolated high-rise buildings under long-period ground motions*», *The Structural design of tall and special buildings*, 15, 325-338, 2006
28. V. Panchal, R. Jangid, «*Variable friction pendulum system for near-fault ground motions*», *Structural Control and Health Monitoring*, 15, 568-584, 2008
29. Yi-Kwei Wen, «*Method for Random Vibration of Hysteretic Systems*», *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 249-263, April 1976
30. Μηχανική,. Εκδόσεις Μ.Γκιούρδας, Αθήνα 2008
31. Β. Δημούδης, «*Διερεύνηση της επίδρασης της σεισμικής μόνωσης στη συμπεριφορά διώροφης λίθινης κατασκευής έναντι σεισμών εγγύς πεδίου*», *Μεταπτυχιακή εργασία, Αθήνα ΕΜΠ 2011*
32. Δ. Χρυσανθακόπουλος, «*Σεισμική μόνωση υφισταμένου κτηρίου*», *Μεταπτυχιακή εργασία, Αθήνα ΕΜΠ 2004*
33. Ε. Βογιατζάκη, Γ. Μυλωνάκης, Ι. Ψυχάρης, «*Ολίσθηση Στερεού Σώματος σε Κεκλιμένο Επίπεδο για Εξιδανικευμένους Παλμούς Κοντινού Πεδίου*», 3^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας, Άρθρο 1908, Νοέμβριος 2008
34. Η. Δημητρακόπουλος, Ν. Makris, Α. Κάππος, «*Διαστατική ανάλυση της σεισμικής απόκρισης ταλαντωτών με μονόπλευρη επαφή*», 3^ο Πανελλήνιο

Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας, Άρθρο 2010,
Νοέμβριος 2008

35. Ι. Κατσικαδέλης, «Δυναμική των Κατασκευών» Τομοι Ι, ΙΙ. Συμμετρία, 2007

