ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ

<u>Διπλωματική Εργασία</u>

‘‘Μακροστοιχείο για την μη γραμμική σεισμική αλληλεπίδραση εδάφους-θεμελίου-ανωδομής.Σύγκριση με τρισδιάστατες αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων.’’

Ντελής Ταξιάρχης

Επιβλέπων: **Νικόλαος Γερόλυμος**, Αναπληρωτής Καθηγητής ΕΜΠ

<u>Diploma Thesis</u>

‘‘Macroelement for the no Linear dynamic response of soil-foundation-structure.Comparison with three-dimensional finite elements’’

ΑΘΗΝΑ ΝΟΕΜΒΡΙΟΣ 2022

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η παρούσα εργασία αποτελεί διπλωματική εργασία στα πλαίσια της περάτωσης των προπτυχιακών μου σπουδών ως Πολιτικός Μηχανικός.Πριν την παρουσίαση των αποτελεσμάτων
αισθάνομαι την ανάγκη να ευχαριστήσω ορισμένους από τους ανθρώπους που γνώρισα,συνεργάστηκα μαζί τους και έπαιξαν σημαντικό ρόλο στην πραγματοποιηση της άμεσα και έμμεσα.

Πρώτο από όλους θέλω να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα καθηγητή της διπλωματικής εργασίας κ.Νίκο Γερόλυμο για την καθοδήγηση του,τις επισημάνσεις του και την συνεχή βοήθεια του καθόλη την διάρκεια ολοκλήρωσης της.Καθώς και την βοήθεια του με τις άδειες λογισμικού PLAXIS.

Επιπλέον θέλω να ευχαριστήσω τους γονείς μου Κώστα και Ρεγγίνα για την οικονομική και κυρίως για την ηθική υποστήριξη τους όλα αυτά τα χρόνια, χωρίς την οποία τίποτα από όσα έχω καταφέρει μέχρι σήμερα δεν θα ήταν πραγματικότητα.

Ντελής Ταξιάρχης

Αθήνα 2022

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Αντικείμενο της εργασίας αυτής αποτελεί η κατασκευή μακροστοιχείων για την διερεύνηση της σεισμικής απόκρισης μονοβάθμιων ταλαντωτών, καθένας από τους οποίους αντιπροσωπεύει ένα βάθρο γέφυρας,συνυπολογίζοντας την επιρροή του φαινομένου της αλληλεπίδρασης εδάφους-θεμελίωσης-ανωδομής,με θεώρηση αβαθούς θεμελίωσης.Τα μακροστοιχεία αυτά θα χρησιμοποιηθούν ως εναλλακτική μέθοδος έναντι των χρονοβόρων αναλύσεων με πεπερασμένα στοιχεία.Η κατασκευή των αλγορίθμων θα γίνει με χρήση του προγράμματος Mathcad ένω θα ακολουθήσει επιβεβαίωση και διερεύνηση τους με τα προγράμματα Plaxis,Seismostruct.Για την ανάλυση των συστημάτων χρησιμοποιήθηκαν 7 σεισμικές καταγραφές.

Αρχικά γίνεται μόρφωση των αλγορίθμων για την περίπτωση της πλήρης πάκτωσης του ταλαντωτή(συνθήκες βράχου).Η προσωμοίωση του βάθρου της γέφυρας γίνεται μέσω ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή, με τα χαρακτηριστικά της γέφυρας Fukae, ύψους 12m,κυκλικής διατομής διαμέτρου 3m και μάζας 1000tn.Μελετάται η ελαστική και ανελαστική απόκριση του.Η υστερητική συμπεριφορά του δίνεται μέσω του προσωμοιώματος bouc-wen με μηδενική κράτυνση και η απόσβεση του λαμβάνεται 5% κατα Rayleigh.Με την χρήση των μακροστοιχείων που παράγονται γίνεται εύρεση της μετακίνησης και της επιτάχυνσης της μάζας του βάθρου.Τα αποτελέσματα αυτά επαληθεύονται με τα προγράμματα Seismostruct, Plaxis και έπειτα κατασκευάζονται τα μακροστοιχεια για την κατασκευή των ελαστικών και ανελαστικών φασμάτων απόκρισης.Τα φάσματα αυτά συγκρίνονται με αυτά του Seismosignal το οποίο είναι το μόνο με αυτή την δυνατότητα.Έπειτα γίνεται μια διερεύνηση της μεθόδου N2 καθώς και των σχέσεων του Fajfar που χρησιμοποιούνται στον EC-8.

Ακολουθεί η τροποποίηση των παραπάνω αλγορίθμων για να συμπεριληφθεί η αλληλεπίδραση ταλαντωτή,θεμελίωσης και γραμμικώς ελαστικά εδάφους.Αρχικά επιλέγεται μια επιφανειακή θεμελίωση τετραγωνικής κάτοψης 10x10m,και ένα μονοστρωματικό εδαφικό προφίλ επί βραχώδους υπόβαθρου πάχους 20m.Το μέτρο διάτμησης του εδάφους και συνεπώς η ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων λαμβάνει δύο τιμές Vs=160m/s και Vs=320m/s.Το έδαφος στο μακροστοιχείο θα εισαχθεί μέσω ελατηριών δυσκαμψίας και απόσβεσης που αντιπροσωπεύονται απο τους δείκτες εμπέδησης της θεμελίωσης και δίνονται απο την βιβλιογραφία.Το μακροστοιχείο που προκύπτει συγκρίνεται με το φορέα που κατασκευάζεται στο Seismostruct αναμένοντας το ίδιο αποτέλεσμα.

Για την ανάλυση του φαινομένου με πεπερασμένα στοιχεία(Plaxis 3D),η σεισμική διέγερση επιβάλλεται στην βάση του βραχώδους υποβάθρου.Επομένως γίνεται η αποσυνέλιξη του σήματος(deconvolution) με απόσβεση κατα Rayleigh 5% ώστε στην επιφάνεια της εδαφικής στρώσης να λαμβάνουμε την υπό μελέτη σεισμική διέγερση.Για κάθε σεισμική διέγερση διερευνάται η επιρροή της κινηματικής αλληλεπίδρασης του επιφανειακού θεμελίου(FIM) και συγκρίνεται με το FFM.Τα αποτελέσματα του Plaxis συγκρίνονται με αυτά των αλγορίθμων.

Με επιβεβαιωμένα τα μακροστοιχεία κατασκευάζονται τα ελαστικά και ανελαστικά φάσματα απόκρισης του ταλαντωτή για κάθε σεισμική διέγερση, βρίσκονται οι νέες καμπύλες αντίστασης του συστήματος και ακολούθως το σημείο επιτελεστικότητας του βάθρου με συνυπολογισμό της εδαφικής ενδοσιμότητας.

Τέλος γίνονται παραμετρικές διερευνήσεις για τον υπολογισμό των τιμών της πλαστιμότητας και του συντελεστή συμπεριφοράς συναρτήσει των αδιάστατων συντελεστών της σχετικής λυγηρότητας,της σχετικής δυσκαμψίας ταλαντωτή εδάφους και της σχετικής μάζας ταλαντωτή-εδάφους θεμελίωσης.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

1.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η μελέτη της δυναμικής απόκρισης μιας κατασκευής απαιτεί πολύ καλή γνώση του συστήματος εδάφους θεμελίωσης.Σύμφωνα με τον συμβατικό τρόπο προσδιορισμού της απόκρισης των κατασκευών σε δυναμικά φορτία,υποθέτουμε οτι το έδαφος παραμένει απαμόρφωτο(συνθήκες πλήρους πάκτωσης).Αυτό συμβαδίζει στην περίπτωση που η κατασκευή ειναι θεμελιωμένη σε βράχο.Στην περίπτωση όμως ενδόσιμου εδάφους τα φαινόμενα της αλληλεπίδρασης εδάφους-θεμελίωσης-κατασκευής ειναι αρκετά έντονα, τόσο έντονα σε σημείο που η σεισμική επάρκεια της κατασκευής να εξαρτάται απο αυτά.

Γενικά η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής(SSI) θεωρείται επωφελής,αφού ουσιαστικά εισάγει μια ακόμα απόσβεση μειώνοντας τα εντατικά μεγέθη που παραλαμβάνει η κατασκευή λόγω του διεγείροντως κραδασμού.Κάτι το οποίο υιοθετείται έμμεσα και στους κανονισμούς(ΕΚ8).

Ωστόσο το συμπέρασμα αυτό ειναι παραπλανητικό καθώς αναλύσεις που έχουν γίνει σε ιστορικά περιστατικά αστοχίας(Kobe 1995,Northridge 1994) αποδεικνύουν οτι η αγνόηση του φαινομένου οδηγεί σε μη ασφαλή σχεδιασμό ειδικά για κατασκευές εδραζόμενες σε μαλακά εδάφη.

Οι αναλύσεις του φαινομένου της αλληλεπίδρασης πραγματοποιούνται στις περισσότερες έρευνες υπο την θεώρηση γραμμικής ελαστικής συμπεριφοράς του εδάφους.Αυτό οφείλεται στο γεγονός της ευκολίας κατασκευής προσωμοιωμάτων,μαθηματικών μοντέλων καθώς και την χρησιμοποίηση των ήδη υπάρχοντων κλειστών αναλυτικών σχέσεων που υπάρχουν στην βιβλιογραφία.Παρόλα αυτά πλήθος θεωρητικών και πειραματικών διερευνήσεων έχουν αποδείξει οτι κατά την διάρκεια μιας ισχυρής εδαφικής κίνησης η απόκριση του εδάφους είναι εντόνως μη γραμμική.Έτσι όλο και πληθαίνουν οι εργασίες που αναδεικνύουν οτι η μελέτη του φαινομένου είναι όχι μόνο σημαντική αλλά και ευεργετική για την ανωδομή.(Gazetas et al 2003,Mylonakis 2007).

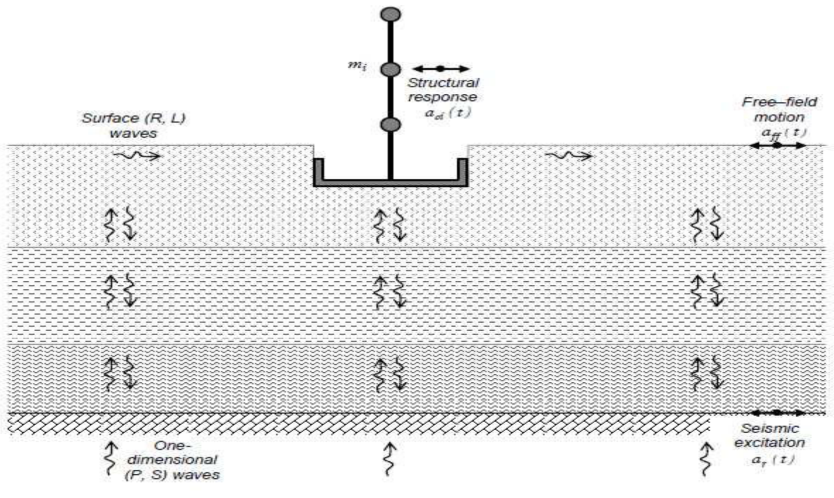
<u>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2</u>

2.ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ

2.1 Το φαινόμενο της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους-θεμελίωσης-κατασκευής

Η σεισμική απόκριση μιας κατασκευής που είναι θεμελιωμένη σε ένα πολύ δύσκαμπτο εδαφικό υλικό είναι ίδια με την κίνηση στον ελεύθερο πεδίο και δεν επηρεάζεται ουσιαστικά απο την παρουσία της θεμελίωσης.

Στην περίπτωση όμως που η ανωδομή εδράζεται σε ένα ενδόσιμο έδαφος, η κατασκευή αναγκάζεται να ακολουθήσει την κίνηση των εδαφικών σημείων επαφής.Με την σειρά της η κίνηση της κατασκευής γεννάει αδρανειακές δυνάμεις και ροπές ,που οφείλονται στην μάζα της ανωδομής αλλά και της θεμελίωσης,και οι οποίες επιβάλλουν πρόσθετη φόρτιση στο έδαφος.Με αποτέλεσμα η ιδιοπερίοδος του συστήματος να αυξάνεται και η κατασκευή να οδηγείται σε θέση προς τα δεξιά του φάσματος επιταχύνσεων.Ακόμα η απόσβεση του συστήματος αυξάνεται, καθώς εισάγεται μια επιπλέον απόσβεση καθώς ένα μέρος της ενέργειας ταλάντωσης διάχεεται στο περιβάλλον μέσω των κυμάτων που προκαλεί η κίνηση της θεμελίωσης.



Σχήμα 2.1. Φαινόμενο αλληλεπίδρασης εδάφους-θεμελίωσης-κατασκευής.(Gazetas and Mylonakis, 1998)

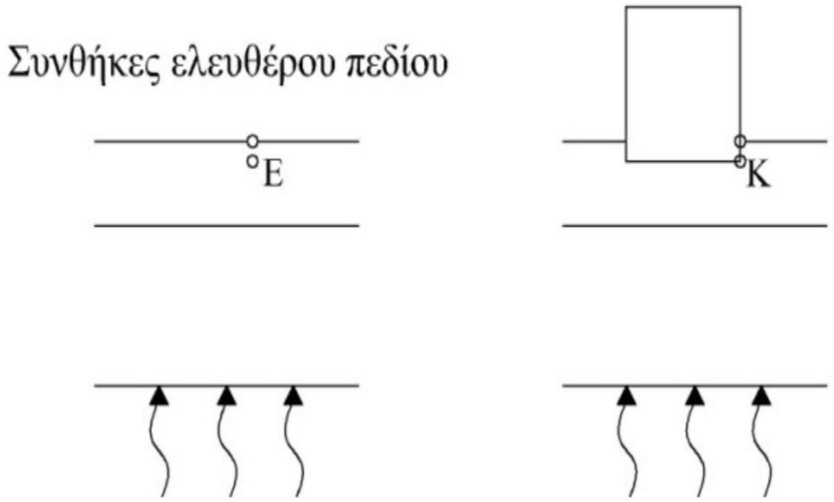
Επομένως η δυναμική αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής δύναται να αναλυθεί σε δύο φαινόμενα:

•**Κινηματική αλληλεπίδραση:**Δηλαδή στην τροποποίηση του διεγείροντα κραδασμού λόγω της παρουσίας μιας εγκιβωτισμένης ή επιφανειακής θεμελίωσης.Η διαφοροποιημένη αυτη κίνηση στην στάθμη της θεμελίωσης οφείλεται:

‣ στον βαθμό εγκιβωτισμού της θεμελίωσης(το πλάτος της διέγερσης μειώνεται με την επιφάνεια του εδάφους)

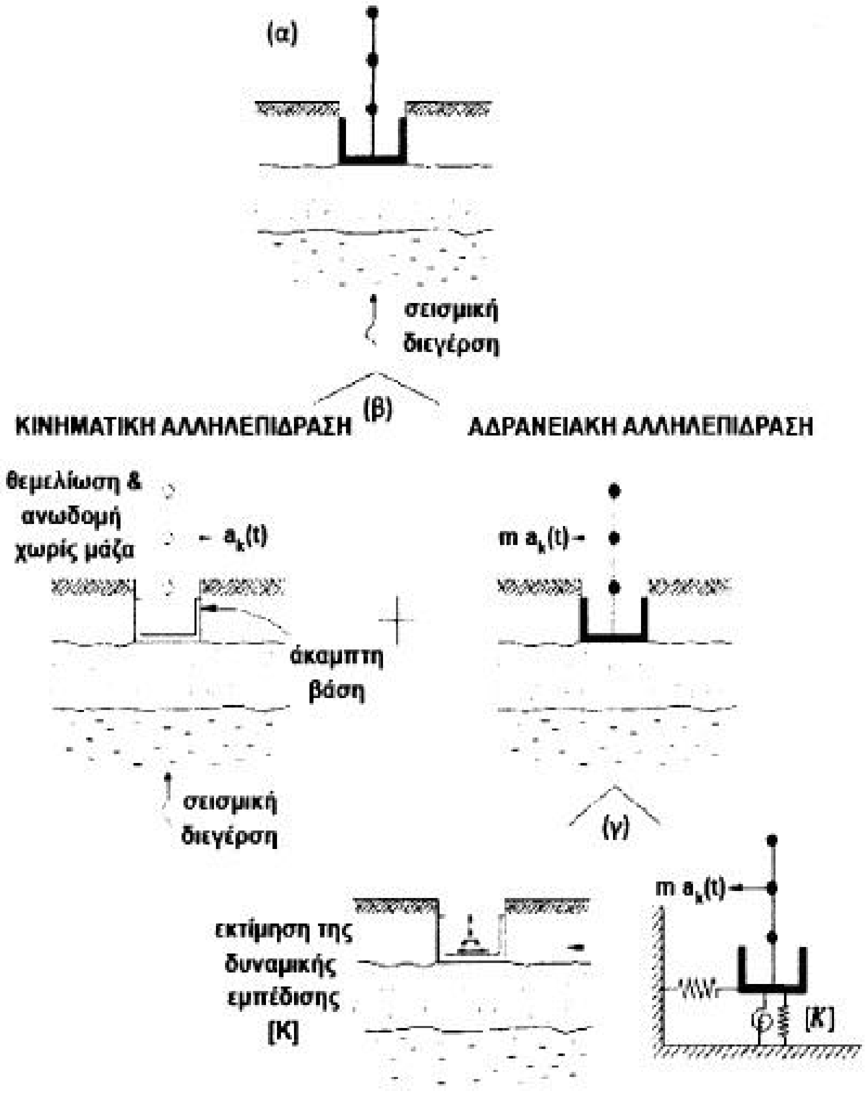
‣στην πρόσπτωση σεισμικών κυμάτων υπό κλίση στην θεμελίωση

‣στον λόγο δυσκαμψίας της πλάκας θεμελιώσης πρός την δυσκαμψία του εδάφους



Σχήμα 2.2. α)Απόκριση σε συνθήκες ελεύθερου πεδίου ,β)Απόκριση στην θεμελίωση κατασκευής.(Κ. Πιτιλάκης, 2010)

•**Αδρανειακή αλληλεπίδραση:**Αναφέρεται στην ταλάντωση της μάζας του συστήματος όπως αυτή προκύπτει απο την διέγερση στην στάθμη θεμελίωσης της κατασκευής.Αυτό έχει σαν συνέπεια την αύξηση της ιδιοπεριόδου της ανωδομής(αφού η κατασκευή γίνεται πιο εύκαμπτη) καθώς και στην αύξηση της απόσβεσης του συστήματος.Αυτό οφείλεται τόσο στην απόσβεση ακτινοβολίας λόγω της κίνησης του θεμελίου όσο και στην υστερητική απόσβεση του εδαφικού υλικού και της ανωδομής.



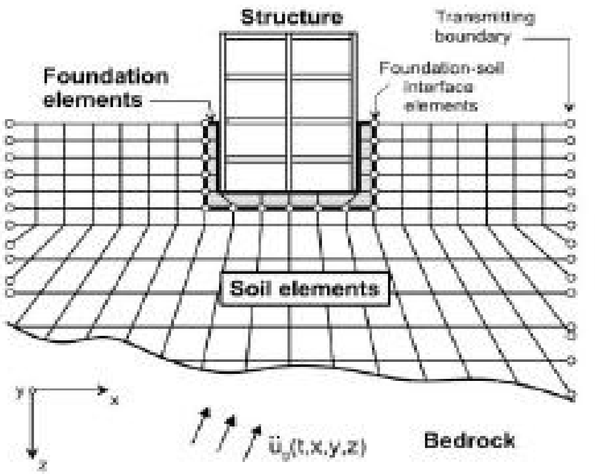
Σχήμα 2.3. Επαλληλία κινηματικής και αδρανειακής αλληλεπίδρασης(Μυλωνάκης 2006)

2.2 Μέθοδοι αντιμετώπισης του φαινομένου

Για την επίλυση αυτού του δυναμικού προβλήματος χρησιμοποιούνται δύο μέθοδοι προσέγγισης.Η άμεση και η έμμεση μέθοδος.

•Άμεση μέθοδος

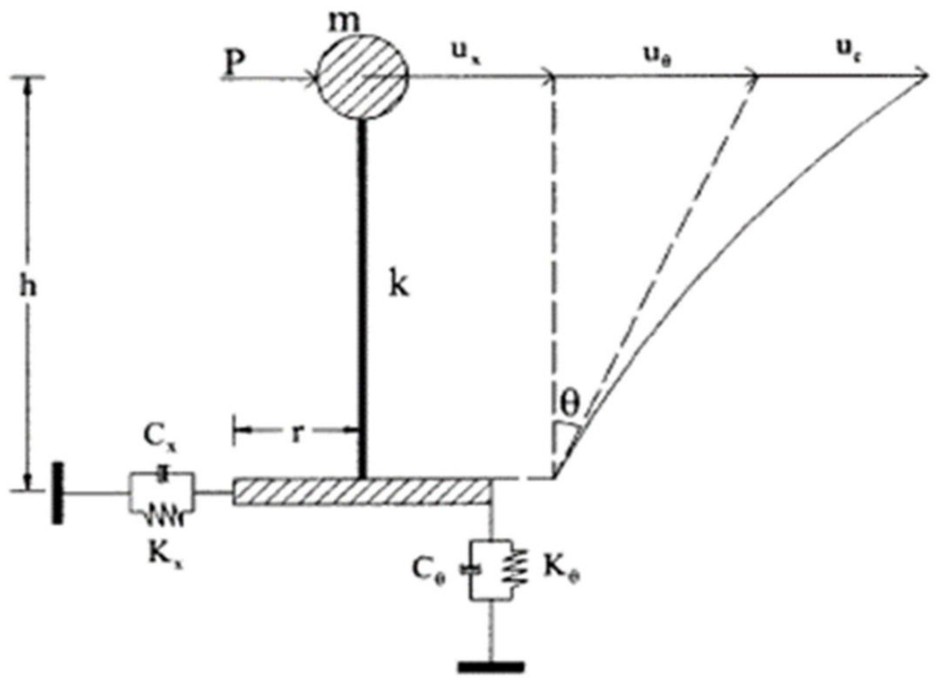
Κατά την εφαρμογή της άμεσης μεθόδου το σύστημα εδάφου-θεμελίωσης-κατασκευής αναλύεται σε ένα βήμα χρησιμοποιώντας πεπερασμένα στοιχεία για την προσωμοίωση της ανωδομής αλλα και του εδάφους.Οι αναλύσεις αυτές γίνονται με προγράμματα λογισμικού(πχ Plaxis) και εκτελούνται στο πεδίο του χρόνου.Κύριο μειονέκτημα της μεθόδου είναι το υψηλό υπολογιστικό κόστος και η χρονοβόρα διαδικασία εκτέλεσης των προσωμοιωμάτων.



Σχήμα 2.4. Απεικόνιση της μεθόδου με χρήση ΠΣ(NEHRP-NIST (2012))

•Έμμεση Μέθοδος

Δηλαδη σε κλασσικές μεθόδους επίλυσης προσωμοιωματών που έχουν χρησιμοποιηθεί απο πολλούς ερευνητές (Veletsos 1974,Gazetas 1983,Wolf 1984) καθώς και στην ανάπτυξη σύγχρονων μακροστοιχείων.Τα μακροστοιχεία αποτελούν ειδική κατηγορία πεπερασμένων στοιχείων τα οποία αντιπροσωπεύουν σύνθετα προβήματα που συντίθεται από απλούστερα στοιχεία.Ο κύριος λόγος χρήσης τους ειναι η απλοποίηση της διαδικασίας μόρφωσης των προσομοιωμάτων και η μείωση του υπολογιστικού κόστους και χρόνου.Στην δυναμική αλληλεπίδραση η χρήση τους αποσκοπεί στην προσωμοίωση του εδάφους με ένα μόνο στοιχείο τριών βαθμών ή έξι βαθμών ελευθερίας για 2D και 3D πρόβλημα αντίστοιχα.Ένα σύστημα που χρησιμοποιείται ευρέως για τέτοιες αναλύσεις είναι ένας μονοβάθμιος ταλαντωτής όπως φαίνεται στην εικόνα παρακάτω.



Σχήμα2.5. Ταλαντωτής επί εύκαμπτου εδάφους (Veletsos &Meek 1974)

Το παραπάνω σύστημα αποτελείται από έναν ταλαντωτή του οποίου η μάζα συγκεντρώνεται στη κορυφή του.Ο στύλος μπορεί να θεωρηθεί γραμμικά,έχει ύψος h,δυσκαμψία k,και απόσβεση ζ.Το θεμέλιο θεωρείται άκαμπτο με βαρος m_0 ενώ το έδαφος οτι αποτελείται από ένα ομοιογενές ιξωδοελαστικό υλικό με μέτρο διάτμησης G,πυκνότητα ρ,και απόσβεση ζ.Η ενδοσιμότητα του εδάφους κατά την μεταφορική κίνηση και λικνισμό του θεμελίου περιγράφεται απο γραμμικά ελατήρια σταθερών Kχ,Kθ αντίστοιχα.Οι σταθερές Cx,Cθ εκφράζουν την απόσβεση λόγω ακτινοβολίας των κυμάτων που δημιουργούνται στην επιφάνεια θεμελίου εδάφους.Μία σχέση για τον υπολογισμό της ιδιοπεριόδου του συστήματος είναι:

$$Tssi = Tst\sqrt{1 + \frac{k}{Kx} + \frac{kh^2}{K\theta}}$$

Ο συνολικός ενεργός απόσβεσης β του συστήματος δίνεται απο την σχέση:

$$\beta = \beta_0 + \frac{\beta st}{(\frac{Tssi}{Tst})^3}$$

Όπου

Tst: Η πακτωμένη ιδιοπερίοδος της κατασκευής $Tst = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}}$

β_0: Αντιπροσωπεύει τη συμβολή του συστήματος εδάφους-θεμελίωσης και περικλείει τόσο την απόσβεση ακτινοβολίας όσο και την ανελαστική απόσβεση του εδαφικού υλικού.

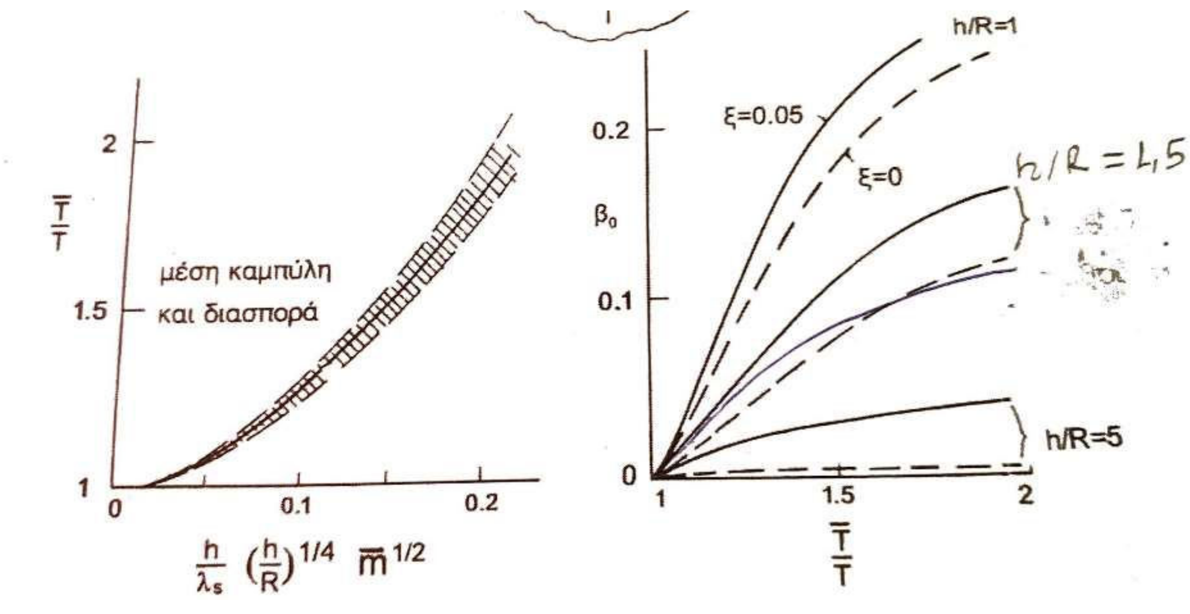
βst: Αντιπροσωπεύει την απόσβεση της ανωδομής σε ανένδοτη βάση(0.03 για χάλυβα,0.05 για σκυρόδεμα)

Σύμφωνα με διερεύνηση που έγινε απο Veletsos 1974,1997 κυριότεροι παράμετροι επιρροής των τιμών $\frac{Tssi}{Tst}$ και β0 είναι:

• ο λόγος $\frac{Vs}{fst\ h}$ όπου fst η ιδιοπερίοδος της πακτωμένης κατασκευής,h το ύψος της,και Vs η ταχύτητα διάδοσης των κυμάτων στην εδαφική στρώση.Ουσιαστικά ένα μέτρο σχετικής δυσκαμψίας εδάφους-κατασκευής

•ο λόγος $\frac{h}{a}$ όπου α διάσταση του θεμελίου(σχετική λυγηρότητα)

•ο λόγος των μαζών κατασκευής και εδάφους θεμελίωσης $\overline{m} = m/\rho\pi r^2 h$, ρ η πυκνότητα εδαφικού υλικού



Σχήμα 2.6. Εξάρτηση των β0, Tssi,T όπου Tssi=$\overline{T}$ από τις παραμέτρους h,λs,R,m(Stewart et al 1999)

2.3 Δυναμικοί δείκτες εμπέδησης

Η δυναμική δυσκαμψία για κάθε βαθμό ελευθερίας του συστήματος ορίζεται απο την σχέση

$$\overline{K} = \frac{P}{ux + u\theta * h + uc} = K + i\omega C = K(1 + 2i\zeta)$$

Όπου K είναι το πραγματικό μέρος της δυναμικής δυσκαμψίας, ωC είναι το φανταστικό μέρος,ω είναι η κυκλική συχνότητα της εξωτερικής διέγερσης και ζ η παράμετρος που εκφράζει την απώλεια ενέργειας και ισούται με ζ(ω)= $\frac{Im(\overline{K})}{2Re(\overline{K})}$.

Από τα παραπάνω γίνεται αντιληπτή η συχνοτική εξάρτηση των δεικτών εμπέδησης της θεμελίωσης.Επομένως για το πραγματικό μέρος της παραπάνω σχέσης θα μπορούσαμε να γράψουμε

$$K(\omega) = Kst * k(\omega)$$

Αναφορικά με το φανταστικό μέρος της εξίσωσης οι περισσότεροι τύποι στην βιβλιογραφία(Γκαζετας 1981,1983,1991,Μυλωνάκης 2006) δίνουν τιμές της απόσβεσης ακτινοβολίας ενώ η υστερητική απόσβεση θα μπορούσε να υπολογισθεί και ως 2K(ω)ξ/ω.Με τον λόγο K(ω)/ω να προσδιορίζει την μορφή του βρόγχου υστέρησης τάσης-παραμόρφωσης του εδάφους και ξ ο συντελεστής υστερητικής απόσβεσης δηλαδη:

$$C(\omega) = C_{radiation} + 2K(\omega) * \xi/\omega$$

Όπου K(ω):η δυναμική δυσκαμψία που δίνεται πιο πάνω

$C_{radiation}$;η απόσβεση λόγω ακτινοβολίας που εξαρτάται απο την συχνότητα της διέγερσης

ξ:συντελεστής υστερητικής απόσβεσης

Ο παραπάνω μιγαδικός αριθμός μπορεί να γραφτεί και ως

$$Kst \cdot (k(a_0) + ia_0c(a_0)) \cdot (1 + 2i\xi)$$

Όπου $α_0$=ωB/Vs όπου B είναι η χαρακτηριστική διάσταση της θεμελίωσης.(Γκαζέτας 1991)

Μέσω των 2K(ω)ξ/ω και οι (1+2iξ) εισάγεται η αποσβέση λόγω του υλικού.

Τα $k(a_0)$ και $c(a_0)$ ονομάζονται δυναμικοί συντελεστές δυσκαμψίας και απόσβεσης.

Τα τελευταία χρόνια, έχει αναπτυχθεί πλήθος προσεγγιστικών μεθόδων από πολλούς ερευνητές με στόχο τον υπολογισμό των σύνθετων δυναμικών δυσκαμψιών και αποσβέσεων του συστήματος εδάφους - θεμελίωσης ανωδομής που περιγράφηκε παραπάνω. Οι αναλυτικές αυτές λύσεις βασίζονται στη χρήση διαφόρων θεωρητικών σχέσεων, διαγραμμάτων και πινάκων, ανάλογα με τον τύπο της θεμελίωσης και του υποκείμενου εδάφους. Ωστόσο, στα πλαίσια της παρούσας εργασίας παρουσιάζονται ορισμένες από τις βασικότερες αναλυτικές λύσεις που έχουν αναπτυχθεί (Gazetas 1983, Gazetas 1991,Gazetas-Mylonakis 2006).

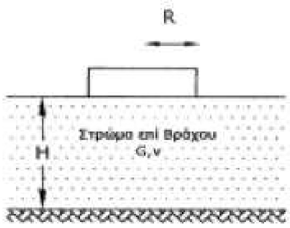
.

‣Άκαμπτη θεμελίωση σε εδαφικό στρώμα επί βράχου

Στην πράξη σπάνια συναντώνται εδαφικοί σχηματισμοί με ομοιόμορφες ιδιότητες σε πολύ μεγάλα βάθη από την επιφάνεια φόρτισης. Πιο συχνά παρατηρείται η ύπαρξη μίας εδαφικής στρώσης πεπερασμένου πάχους Η με ομοιόμορφες ιδιότητες, η οποία δεν εκτείνεται σε άπειρο βάθος, όπως ο ομοιογενής ημίχωρος. Σε μεγαλύτερο βάθος κάτω από την εδαφική αυτή στρώση υπάρχει πιο δύσκαμπτο εδαφικό υλικό, όπως είναι ο βράχος. Η απόκριση μιας θεμελίωσης που βρίσκεται σε εδαφικό στρώμα επί βράχου είναι διαφορετική από εκείνη της ίδιας θεμελίωσης επί ελαστικού ημιχώρου

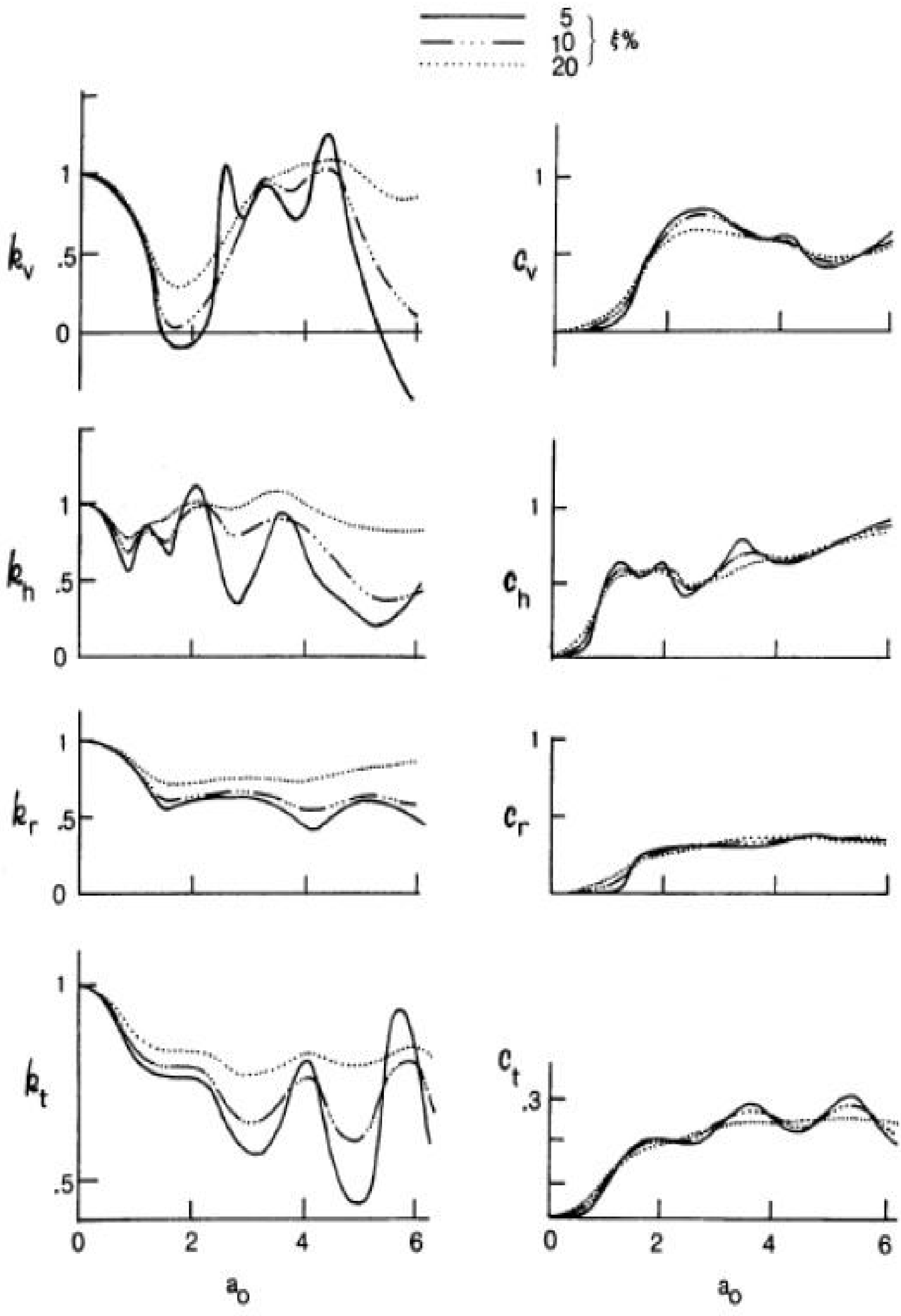
Α)Κυκλική θεμελίωση

Η διαφοροποίηση σε σχέση με το θεμέλιο επί ελαστικού ημίχωρου έγκειται στην εισαγωγή συντελεστών που συνυπολογίζουν το πάχος της εδαφικής στρώσης.

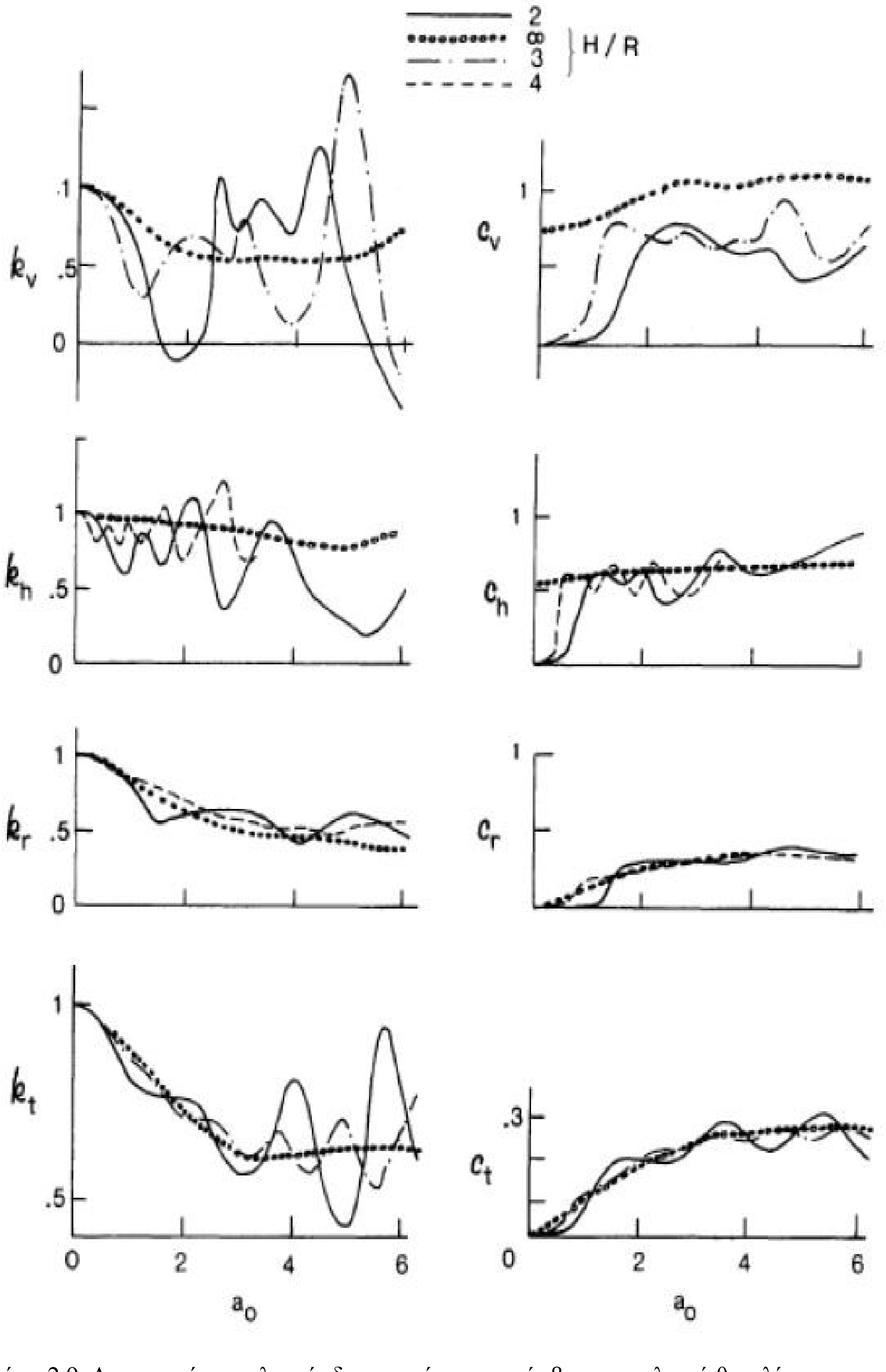
Είδος φόρτισης	Στατική Δυσκαμψία	Εύρος ακρίβειας	Εδαφικό προφίλ
Κατακόρυφη	$K_v = \frac{4GR}{1-v}\left(1+1.28\frac{R}{H}\right)$	H/R>2	
Οριζόντια	$K_h = \frac{8GR}{2-v}\left(1+0.5\frac{R}{H}\right)$	H/R>1	
Περιστροφική	$K_r = \frac{8GR^3}{3(1-v)}\left(1+\frac{1}{6}\frac{R}{H}\right)$	4>H/R>1	
Στρεπτική	$K_t = \frac{16GR^3}{3}$	$H/R \geq 1.25$	

Σχήμα 2.7. Στατικές δυσκαμψίες για άκαμπτη κυκλική θεμελίωση επί στρώμα εδάφους(απο Gazetas)

Στα παρακάτω διαγράμματα δίνονται οι συντελεστές δυναμικής δυσκαμψίας και απόσβεσης σε συνάρτηση με την αδιάστατη συχνότητα a_0 ,την υστερητική απόσβεση τους εδάφους ξ και τον λόγο H/R.



Σχήμα 2.8. Δυναμικοί συντελεστές δυσκαμψίας και απόσβεσης κυκλικού θεμελίου σε στρώμα επί βράχου συναρτήσει του ξ(Gazzetas 1991)



Σχήμα 2.9. Δυναμικοί συντελεστές δυσκαμψίας και απόσβεσης κυκλικού θεμελίου συναρτήση του H/R(Gazetas 1991)

B)Θεμελιώσεις με ορθογωνικό,τετραγωνικό και τυχαίο σχήμα.

Επέκταση των αποτελεσμάτων για κυκλικά θεμέλια,οδηγεί σε αποτελέσματα για ορθογωνικά(2Bx2L) και τετραγωνικά θεμέλια.Στην περίπτωση αυτών των θεμελίων η δυσκαμψία τους μπορεί να υπολογισθεί μέσω της στατικής δυσκαμψίας ενός ισοδύναμου κικλικού θεμελίου.Για την μεταφορική κίνηση του θεμελίου στις τρεις διευθύνσεις x,y,z η ακτίνα του R_0 του ισοδύναμου κυκλικού θεμελίου είναι

$$Ro = \sqrt{\frac{2B * 2L}{\pi}}$$

Για την περιστροφική κίνηση περί τον άξονα χ

$$Rx = \sqrt[4]{\frac{16L * B^3}{3\pi}}$$

Ενώ για την περιστροφή απο τον άξονα y

$$Rx = \sqrt[4]{\frac{16L^3 * B}{3\pi}}$$

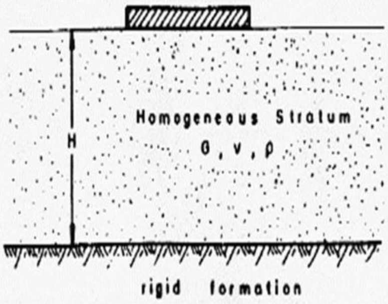
TABLE 15.1 DYNAMIC STIFFNESSES AND DASHPOT COEFFICIENTS FOR ARBITRARILY SHAPED FOUNDATIONS ON THE SURFACE OF A HOMOGENEOUS HALFSPACE.

Vibration Mode	Dynamic Stiffness $\bar{K} = K \cdot k(\omega)$: Static Stiffness K: General Shape (foundation–soil contact surface is of area A_b and has a circumscribed rectangle $2L$ by $2B$; $L > B$)*	Square $L = B$	Dynamic Stiffness Coefficient k (General shape; $0 \leq a_0 \leq 2$)†	Radiation Dashpot Coefficient C (General Shapes)
Vertical, z	$K_z = \frac{2GL}{1-\nu}(0.73 + 1.54\chi^{0.75})$ with $\chi = \frac{A_b}{4L^2}$	$K_z = \frac{4.54GB}{1-\nu}$	$k_z = k_z\left(\frac{L}{B}, \nu; a_0\right)$ is plotted in Graph a	$C_z = (\rho V_{La} A_b) \cdot \tilde{c}_z$ $\tilde{c}_z = \tilde{c}_z(L/B, \nu; a_0)$ is plotted in Graph c
Horizontal, y (in the lateral direction)	$K_y = \frac{2GL}{2-\nu}(2 + 2.50\chi^{0.85})$	$K_y = \frac{9GB}{2-\nu}$	$k_y = k_y\left(\frac{L}{B}; a_0\right)$ is plotted in Graph b	$C_y = (\rho V_s A_b) \cdot \tilde{c}_y$ $\tilde{c}_y = \tilde{c}_y(L/B; a_0)$ is plotted in Graph d
Horizontal, x (in the longitudinal direction)	$K_x = K_y - \frac{0.2}{0.75-\nu} GL\left(1 - \frac{B}{L}\right)$	$K_x = K_y$	$k_x \simeq 1$	$C_x \simeq \rho V_s A_b$
Rocking, rx (around longitudinal x axis)	$K_{rx} = \frac{G}{1-\nu} I_{bx}^{0.75}\left(\frac{L}{B}\right)^{0.25}\left(2.4 + 0.5\frac{B}{L}\right)$ with $I_{bx}(I_{by})$ area moment of inertia of the foundation–soil contact surface around the $x(y)$ axis	$K_{rx} = \frac{3.6GB^3}{1-\nu}$	$k_{rx} \simeq 1 - 0.20a_0$	$C_{rx} = (\rho V_{La} I_{bx}) \cdot \tilde{c}_{rx}$ $\tilde{c}_{rx} = \tilde{c}_{rx}(L/B; a_0)$ is plotted in Graphs e and f
Rocking, ry (around lateral axis)	$K_{ry} = \frac{G}{1-\nu} I_{by}^{0.75}\left[3\left(\frac{L}{B}\right)^{0.15}\right]$	$K_{ry} = K_{rx}$	$\nu < 0.45$: $k_{ry} \simeq 1 - 0.30a_0$ $\nu \simeq 0.50$: $k_{ry} \simeq 1 - 0.25a_0\left(\frac{L}{B}\right)^{0.30}$	$C_{ry} = (\rho V_{La} I_{by}) \cdot \tilde{c}_{ry}$ $\tilde{c}_{ry} = \tilde{c}_{ry}(L/B; a_0)$ is plotted in Graph g
Torsional	$K_t = GJ_b^{0.75}\left[4 + 11\left(1 - \frac{B}{L}\right)^{10}\right]$ with $J_b = I_{bx} + I_{by}$ being the polar moment of the soil–foundation contact surface	$K_t = 8.3GB^3$	$k_t \simeq 1 - 0.14a_0$	$C_t = (\rho V_s J_b) \cdot \tilde{c}_t$ $\tilde{c}_t = \tilde{c}_t(L/B; a_0)$

* Note that as $L/B \rightarrow \infty$ (strip footing) the theoretical values of K_z and $K_y \rightarrow 0$; the values computed from the two given formulas correspond to a footing with $L/B \approx 20$.
† $a_0 = \omega B/V_s$.

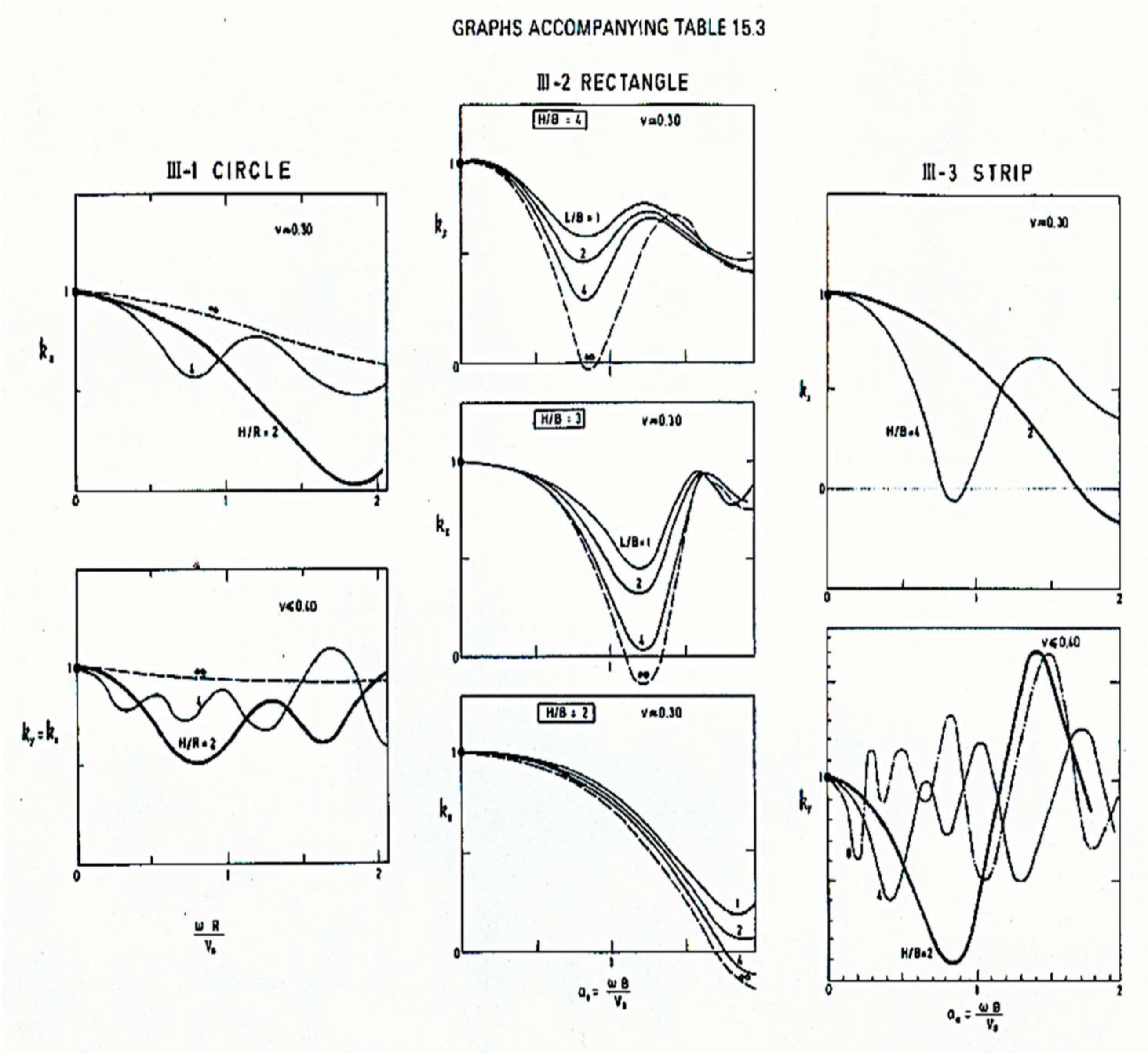
Σχήμα 2.10. Δυναμικοί δείκτες εμπέδησης και απόσβεση ακτινοβολίας επι ομοιογενούς ημίχωρου.(Gazetas 1991)

TABLE 15.3 DYNAMIC STIFFNESSES AND DASHPOT COEFFICIENTS FOR SURFACE FOUNDATIONS ON HOMOGENEOUS STRATUM OVER BEDROCK (sources are listed in the text).

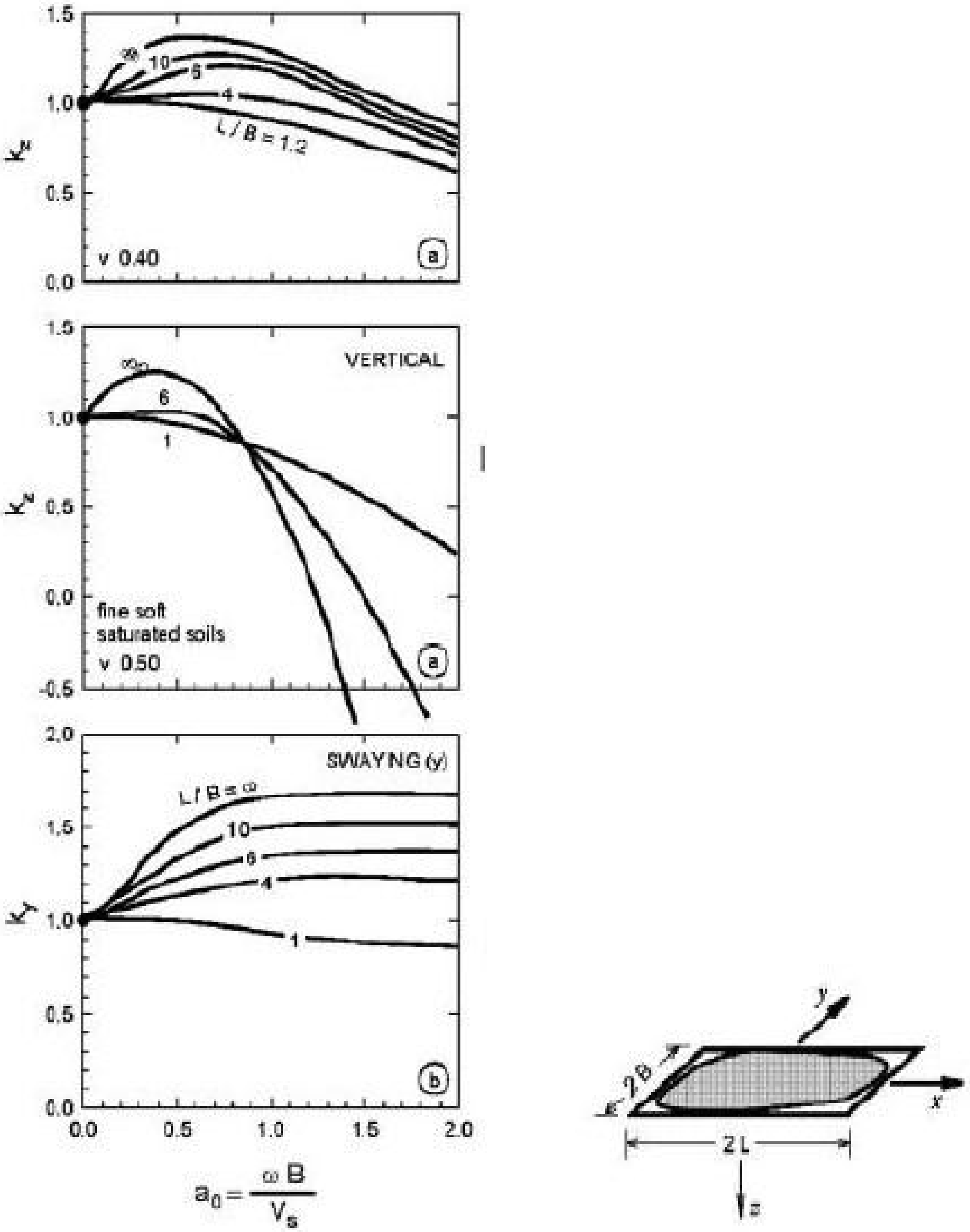


Foundation Shape		*Circular Foundation of Radius B = R*	*Rectangular Foundation 2B by 2L (L > B)*	*Strip Foundation 2L → ∞*
Static stiffnesses, K	Vertical, z	$K_z = \dfrac{4GR}{1-\nu}\left(1 + 1.3\dfrac{R}{H}\right)$	$K_z = \dfrac{2GL}{1-\nu}\left[0.73 + 1.54\left(\dfrac{B}{L}\right)^{3/4}\right]\left(1 + \dfrac{\frac{B}{H}}{0.5 + \frac{B}{L}}\right)$	$\dfrac{K_z}{2L} \simeq \dfrac{0.73G}{1-\nu}\left(1 + 3.5\dfrac{B}{H}\right)$
	Lateral, y	$K_y = \dfrac{8GR}{2-\nu}\left(1 + 0.5\dfrac{R}{H}\right)$	•	$\dfrac{K_y}{2L} \simeq \dfrac{2G}{2-\nu}\left(1 + 2\dfrac{B}{H}\right)$
	Lateral, x	$K_x = K_y$	•	—
	Rocking, rx	$K_{rx} = \dfrac{8GR}{3(1-\nu)}\left(1 + 0.17\dfrac{R}{H}\right)$	•	$\dfrac{K_{rx}}{2L} = \dfrac{\pi GB^2}{2(1-\nu)}\left(1 + 0.2\dfrac{B}{H}\right)$
	Rocking, ry	$K_{ry} = K_{rx}$	•	—
	Torsional, t	$K_t = \dfrac{16}{3}GR^3\left(1 + 0.10\dfrac{R}{H}\right)$	•	—
Dynamic stiffness coefficients, $k(\omega)$	Vertical, z	$k_z = k_z(H/R, a_0)$ is obtained from Graph III-1	$k_z = k_z(H/B, L/B, a_0)$ is plotted in Graph III-2 for rectangles and strip	
	Horizontal, y or x	$k_y = k_y(H/R, a_0)$ is obtained from Graph III-1	•	$k_y = k_y(H/B, a_0)$ is obtained from Graph III-3
	Rocking, rx or ry Torsional	$k_\alpha(H/R) \simeq k_\alpha(\infty)$ $\alpha = rx, ry, t$	• •	$k_{rx}(H/R) \simeq k_{rx}(\infty)$
Radiation dashpot coefficients, $C(\omega)$	Vertical, z	$C_z(H/B) \simeq 0$ at frequencies $f < f_c$, regardless of foundation shape $C_z(H/B) \simeq 0.8C_z(\infty)$ at $f \geqslant 1.5f_c$ At intermediate frequencies: interpolate linearly. $f_c = \dfrac{V_{La}}{4H}$, $V_{La} = \dfrac{3.4V_s}{\pi(1-\nu)}$		
	Lateral, y or x	$C_y(H/B) \simeq 0$ at $f < \frac{3}{4}f_s$; $C_y(H/B) \simeq C_y(\infty)$ at $f > \frac{4}{3}f_s$ At intermediate frequencies: interpolate linearly. $f_s = V_s/4H$. Similarly for C_x		
	Rocking, rx or ry	$C_{rx}(H/B) \simeq 0$ at $f < f_c$; $C_{rx}(H/B) \simeq C_{rx}(\infty)$ at $f > f_c$. Similarly for C_{ry}		
	Torsional, t	$C_t(H/B) \simeq C_t(\infty)$		

Σχήμα 2.11. Δυναμικοί δείκτες εμπέδησης σε θεμέλιο επί βράχου(Gazetas 1991)



Σχήμα 2.12 Δυναμικοί συντελεστές στατικής δυσκαμψίας(Gazetas 1991)



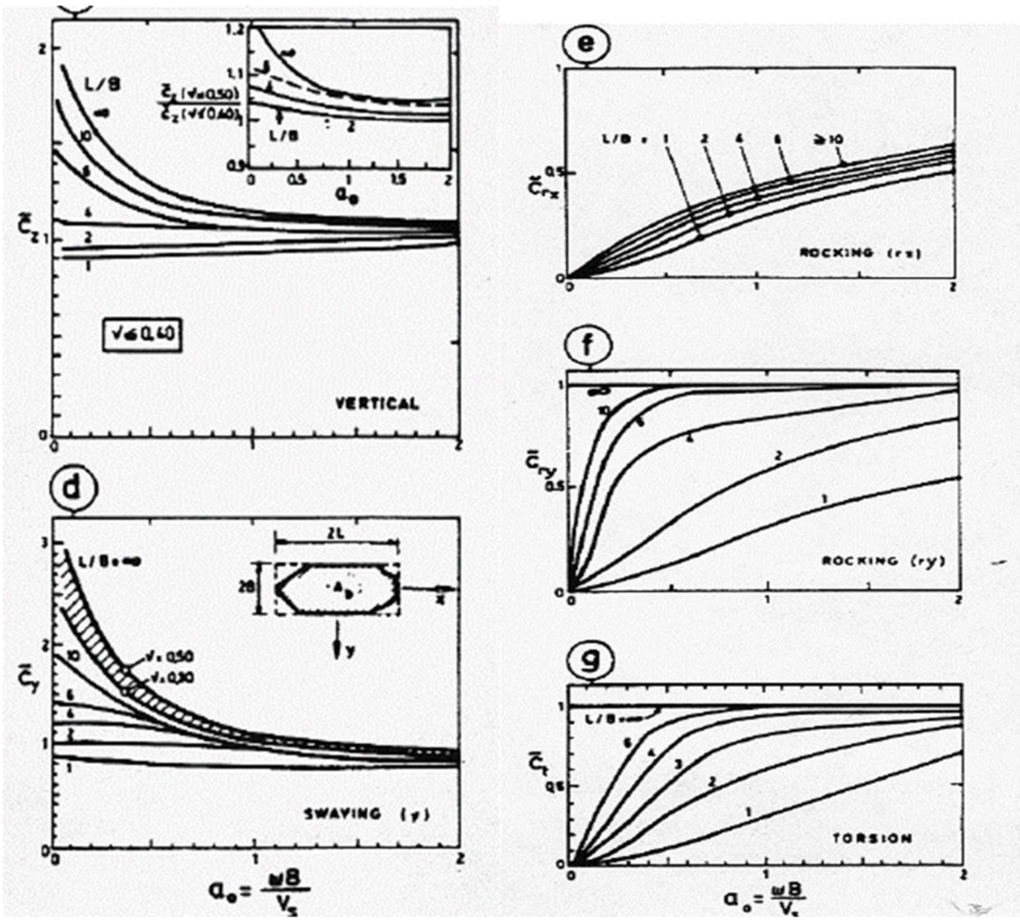
Σχήμα 2.13. Συντελεστές δυναμικών δεικτών εμπέδησης για τετραγωνικό θεμέλιο στον ομοιογενή ημίχωρο(Gazetas 1991)

Τέλος στον παρακάτω πίνακα δίνονται οι συντελεστές απόσβεσης ακτινοβολίας c για όλες τις παραπάνω θεμελιώσεις ανεξάρτητα από το σχήμα τους.

Συντελεστής απόσβεσης ακτινοβολίας $C(\omega)$	Κατακόρυφη, z	$C_z(H/B) \approx 0$ at $f<f_c$; regardless of foundation shape
		$C_z(H/B) \approx 0.8\ C_z(\infty)$ at $f \geqslant 1.5 f_c$
		At intermediate frequencies: interpolate linearly. $f_c = \frac{V_{La}}{4H}$, $V_{La} = \frac{3.4V_s}{\pi(1-\nu)}$
	Οριζόντια, y ή x	$C_y(H/B) \approx 0$ at $f<\frac{3}{4}f_s$; $C_y(H/B) \approx C_y(\infty)$ at $f>\frac{4}{3}f_s$ Similarly for C_x
		At intermediate frequencies: interpolate linearly. $f_s = \frac{V_s}{4H}$
	Περιστροφική, rx ή ry	$C_{rx}(H/B) \approx 0$ at $f<f_c$; $C_{rx}(H/B) \approx C_{rx}(\infty)$ at $f>f_c$ Similarly for C_{ry}
	Στρεπτική t	$C_t(H/B) \approx C_t(\infty)$

Σχήμα 2.14. Συντελεστές απόσβεσης ακτινοβολίας(Μυλωνάκης 2004)

Όπου C(∞) δίνονται από τα παρακάτω διαγράμματα



Σχήμα 2.15. Συντελεστές απόσβεσης ακτινοβολίας στον ομοιογενή ημίχωρο. (Gazetas 1991)

2.4 Μη γραμμική αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής.

Η μη γραμμική συμπεριφορά των θεμελιώσεων έχει μελετηθεί απο αρκετούς ερευνητές κυρίως μέσω:α)Πειραματικών αναλύσεων β)Αναλύσεων πεπερασμένων στοιχείων γ)Μοντέλα μακροστοιχείων.

Η συμπεριφορά αυτή εκδηλώνεται με τους ακόλουθους τρείς μηχανισμούς

‣**Αποκόλληση και ανασήκωμα του θεμελίου από το έδαφος.**

Συμβαίνει όταν η σεισμική ροπή ανατροπής υπερβαίνει τη ροπή αντοχής του θεμελίου-εδάφους.Οι λικνιστικές αυτές ταλαντώσεις μπορεί να λειτουργούν ευεργετικά στην απόκριση της κατασκευής. (μη γραμμικότητα γεωμετρίας)

‣**Πλαστικοποίηση του εδάφους**.

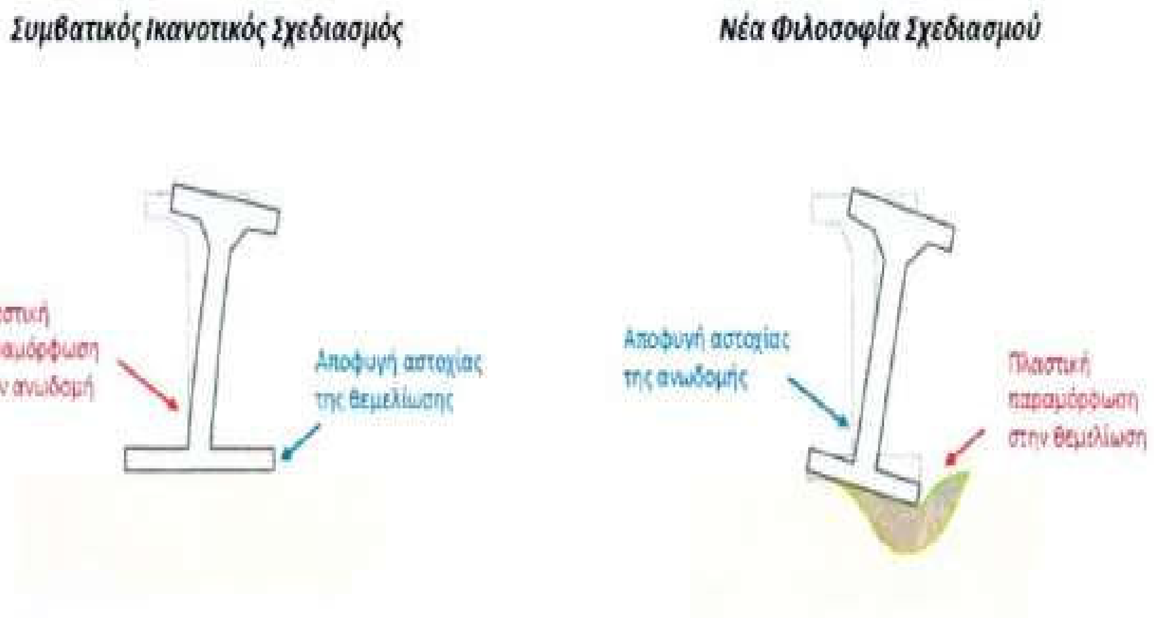
Δηλαδή κινητοποίηση του μηχανισμού της φέρουσας ικανότητας στο έδαφος.Η οποία οδηγεί σε σημαντική τροποποίηση της διέγερσης στην στάθμη της θεμελίωσης.(μη γραμμικότητα υλικού)

‣**Ολίσθηση στην διεπιφάνεια θεμελίου-εδάφους.**

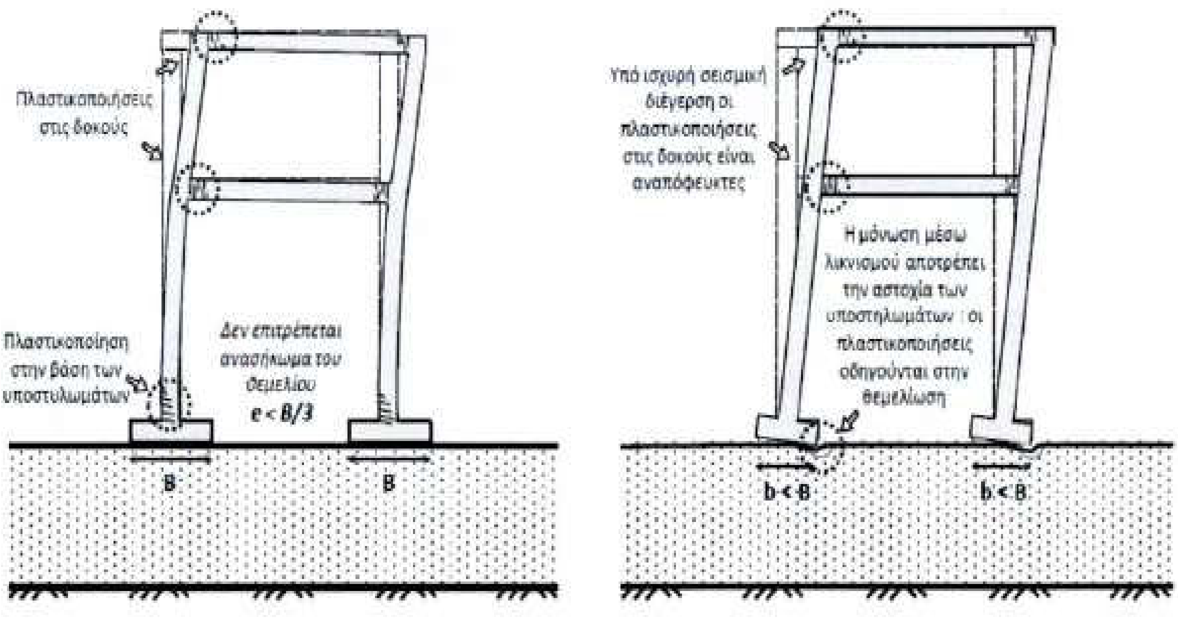
Όταν η αναπτυσσόμενη δύναμη στην διεπιφάνεια υπερβεί την αντίσταση της τριβής. (μη γραμμικότητα διεπιφάνειας)

Σχήμα 2.15. Μηχανισμοί μη γραμμικής απόκρισης (Gazetas&Apostolou 2004)

Επομένως η μη γραμμικότητα του εδάφους μπορεί να ενεργήσει ως ασφάλεια για την κατασκευή αποσβαίνοντας σεισμική ενέργεια και μειώνοντας τις απαιτήσεις πλαστιμότητας στα στοιχεία δοκών και υποστυλωμάτων.Με βάση τα παραπάνω μια νέα φιλοσοφία αντισεισμικού σχεδιασμού έχει προταθεί (Gazetas 2003,Kawashima 2005,Gerolymos 2008) σύμφωνα με την οποία η δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στο έδαφος κάτω απο το θεμέλιο εμποδίζει την μεταφορά μεγάλων φορτίων στην κατασκευή.Αυτό γίνεται με την υποδιαστασιολόγηση της θεμελίωσης έναντι των παραπάνω φαινομένων.Κάτι που ουσιαστικά αντιβαίνει στους ισχύοντες κανονισμούς.



Σχήμα 2.16.α)Υπερδιαστασιολόγηση στην θεμελίωση β)Υποδιαστασιολόγηση στην θεμελίωση (Anastasopoulos 2010)



α) β)

Σχήμα 2.17. α)Συμβατικός σχεδιασμός β)Σχεδιασμός μέσω μόνωσης λικνισμού

(Gelagoti et al, 2010)

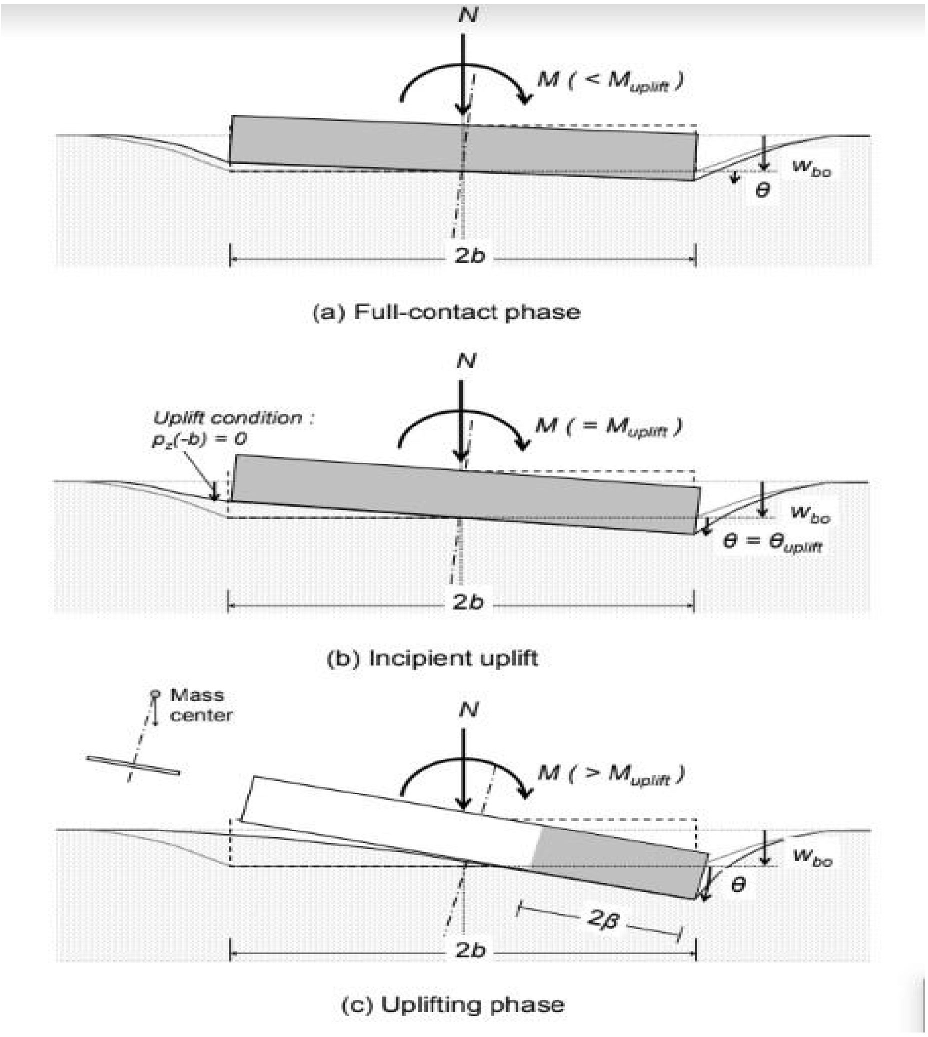
2.4.1 Ελαστικό έδαφος

Η θεώρηση ελαστικού εδάφους είναι ρεαλιστική σε περιπτώσεις ελαφρά φορτισμένων θεμελίων.Παρόλο της γραμμικής συμπεριφοράς του εδάφους είναι έντονα μη γραμμικό φαινόμενο λόγω της αποκόλλησης του θεμελίου απο το υποκείμενο έδαφος και της αύξησης της στροφής του θεμελίου.

Συνεπώς ο λικνισμός επιφανειακής θεμελίωσης σε ελαστικό έδαφος διακρίνεται σε δύο φάσεις.

• Φάση πλήρους επαφής θεμελίου εδάφους.Κατά την οποία το θεμέλιο περιστρέφεται γύρω απο το κέντρο του θεμελίου.

•Αποκόλληση του θεμελίου για γωνίες στροφής μεγαλύτερες απο την κρίσιμη γωνία στροφής.Ο πόλος περιστροφής μεταβάλλεται και είναι το κέντρο της επιφάνεις επαφής θεμελίου-εδάφους.



Σχήμα 2.18 Αποκόλληση θεμελίου επί ελαστικού εδάφους και πόλος περιστροφής.(Apostolou 2011)

Επομένως σε ένα πολύ στιφρό έδαφος το ανασήκωμα δεσπόζει κατά την απόκριση ενώ καθώς αυξάνει η εδαφική ενδοσιμότητα αυξάνεται το ενεργό πλάτος του θεμελίου και μειώνεται το ανασήκωμα.Η κρίσιμη ροπή για την οποία έχουμε ανασήκωμα του θεμελίου επί ελαστικού εδάφους είναι:

$$M_{up} = \frac{NB}{2}$$

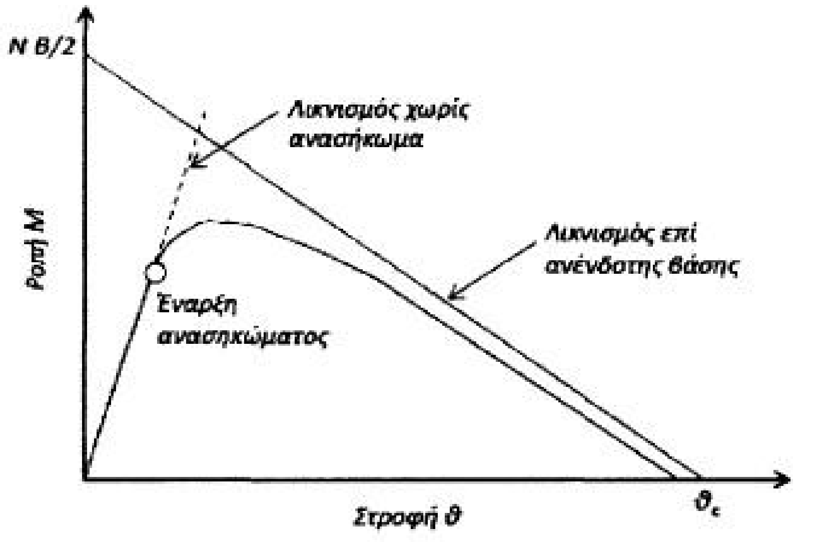
Όπου N το κατακόρυφο φορτίο και B το ημιπλάτος του θεμελίου.

Δηλαδή ένα κλάσμα της ροπής για την οποία εκδηλώνεται αποκόλληση στην περίπτωση ενός στερεού σώματος σε άκαμπτη βάση.

Και η αντίστοιχη γωνία:

$$\theta_{up} = \frac{M_{up}}{Kr} = \frac{NB}{2Kr}$$

Όπου Kr η περιστροφική δυσκαμψία.



Σχήμα 2.19 Λικνινσμός θεμελίου επί ελαστικού εδάφους.(Gazetas &Apostolou 2007)

2.4.2 Ανελαστικό έδαφος

Η θεώρηση ανελαστικής συμπεριφοράς του εδάφους αποτελεί την πιο ρεαλιστική θεώρηση για την συμπεριφορά του εδάφους αφού η πλαστικοποίηση κάτω απο το θεμέλιο συμβαίνει ακόμα και κάτω απο την κατακόρυφη φόρτιση.

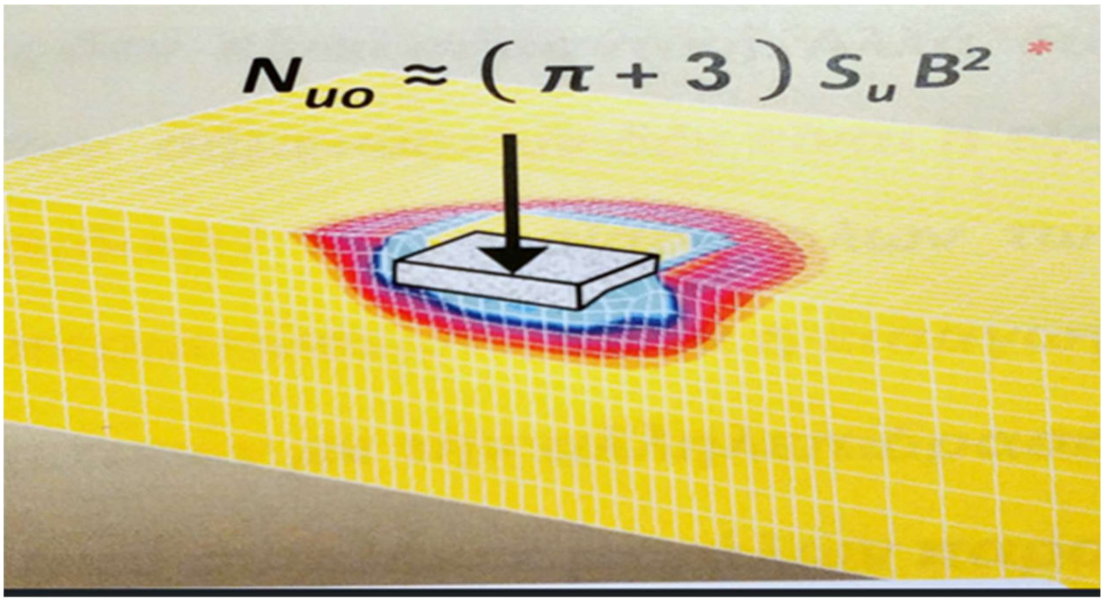
Σε χαμηλά επίπεδα ροπής διατηρείται πλήρης επαφή του θεμελίου με το υποκείμενο έδαφος.Όμως ο πόλος περιστροφής του θεμελίου δεν είναι σταθερός κινείται δηλαδή σταδιακά προς το λιγότερο φορτιζόμενο άκρο.Επομένως η καθίζηση του θεμελίου κατά την φάση της επαφής ειναι μη μηδενική.

Η αποκόλληση της θεμελίωσης ξεκινά για την ίδια κρίσιμη γωνία στροφής όπως και στην περίπτωση του ελαστικού εδάφους(Gazetas 2007).Καθοριστικές παράμετροι του προβλήματος είναι ο συντελεστής ασφαλείας FS σε κατακόρυφη φόρτιση, τα χαρακτηριστικά της δυναμικής διέγερσης,καθώς επίσης και τα χαρακτηριστικά του εδάφους.Για υψηλές τιμές του FS κυριαρχεί το ανασήκωμα με ελάχιστη πλαστικοποίηση του εδάφους.Αντίθετα για χαμηλές τιμές του FS υπάρχει εκτεταμένη διαρροή του εδάφους κάτω απο το θεμέλιο ενω περιορίζεται το ανασήκωμα.

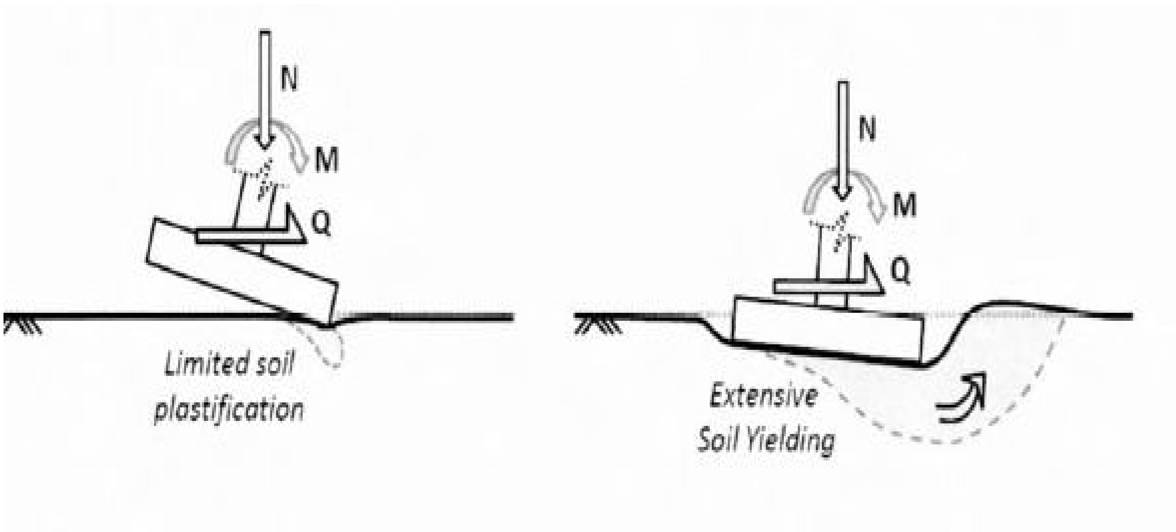
Ο συντελεστής FS δίνεται απο την σχέση

$$FS = \frac{Nuo}{N}$$

Nuo: Η καθαρή αντοχή σε αμιγώς κατακόρυφη φόρτιση της επιφανειακής θεμελίωσης.



Σχήμα 2.20 Οριακή κατακόρυφη δύναμη Nuo για ανελαστικό έδαφος αστράγγιστης διατμητικής αντοχής Su για τετραγωνικό θεμέλιο.(Αλληλεπδιραση εδάφους Κατασκευής Γαζετας,Γερόλυμος,Γαρίνη)



α) β)

Σχήμα 2.21 Λικνιστική απόκριση υπο συνδυασμένη καταπόνηση για α)υψηλό FS , β)χαμηλός FS.(I Anastasopoulos 2012)

Η ανελαστική απόκριση του συστήματος οδηγεί σε παραμένουσες παραμορφώσεις το μέγεθος των οποίων εξαρτάται απο το συντελεστή FS και την διέγερση στην βάση του θεμελίου.

2.5 Αντιμετώπιση φαινομένου σε επίπεδο κανονισμών

Σε επίπεδο κανονισμών το θέμα της αλληλεπίδρασης εδάφους-θεμελίωσης-κατασκευής αντιμετωπίζεται συνήθως προσεγγιστικά ή και αγνοείται τελείως.Η πολύπλοκη φύση του φαινομένου και η εξάρτηση του απο τις τοπικές συνθήκες κάθε έργου δικαιολογεί την διατήρηση των κανονιστικών πλαισίων.Στη συνέχεια δίνεται μια σύντομη παρουσίαση των σχετικών διατάξεων που περιέχονται σε διάφορους αντισεισμικούς κανονισμούς.

Στον Ελληνικό Αντισεισμικό κανονισμό(ΕΑΚ 2000) ,δεν γίνεται σαφές για τον μηχανικό το πως θα αντιμετώπιζε το πρόβλημα της αλληλεπίδρασης.Γίνεται μόνο μια αναφορά όπου επιτρέπεται η θεώρηση πρόσθετων ελευθεριών κίνησης μέσω την εισαγωγή ελατηρίων ώστε να ληφθεί υπόψην η ενδοσιμότητα του εδάφους, βέβαια δεν αναφέρονται πουθενά οι τιμές των ελατηριακών σταθερών.Επίσης κατά τον καθορισμό της σεισμικής δράσης σχεδιασμού λαμβάνεται υπόψη ενας μειωτικός συντελεστής (συντελεστής θεμελίωσης(θ) όπως αναφέρεται) σε περίπτωση που η κατασκευή έχει ενα τουλάχιστον υπόγειο ή θεμελιώνεται σε γενική κοιτόστρωση ή με πασσάλους.

Κατά των ευρωκώδικα 8(EC8) .η αλληλεπίδραση θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη σε κατασκευές που τα φαινόμενα P-δ είναι σημαντικά.Ουσιαστικά σε υψηλές κατασκευές με μεγάλη λυγηρότητα, θεμελιωμένες σε πολύ μαλακά εδάφη(εδάφη τύπου S1 με ταχύτητα Vs<100).Μια πιο συγκεκριμένη αναφορά γίνεται στις διατάξεις του EC8 για της γέφυρες(EN 1992-1-2003) η οποία προτρέπει τον μηχανικό να συνυπολογίσει την αλληλεπίδραση σε περίπτωση που η παραδοχή ενδόσιμης θεμελίωσης αυξάνει τις μετακινήσεις του καταστρώματος των γεφυρών οδηγεί σε μετακινήσεις 30% μεγαλύτερες απο αυτές του πακτωμένου συστήματος.Παρόλα αυτά δεν προτείνεται κανένας τρόπος υπολογισμού αυτών των μετακινήσεων καθιστώτας τα όρια ασαφή.

Πιο σαφείς οδηγίες παρέχονται στις κανονιστικές διατάξεις της FEMA 450.Συγκεκριμένα οι σχετικές οδηγίες αναφέρουν την μείωση των δράσεων σχεδιασμού καθώς και των αναπτυσσόμενων εντατικών μεγεθών και ενεργοποίηση φαινομένων P-δ.Το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης λαμβάνεται μέσω μιας μειωμένης τέμνουσας βάσης η οποία δεν θα πρέπει να ειναι μικρότερη απο το 70% της τιμής που προκύπτει με την θεώρηση πλήρης πάκτωσης.

$$V' = V - DV > 0.7DV, \;\; DV = \left[Cs - Cs'^{\left(\frac{0.05}{\zeta'}\right)^{0.4}} \right] W'$$

Όπου

ζ΄: απόσβεση του συστήματος εδάφους-κατασκευής

Cs: Συντελεστής που υπολογίζεται με χρήση της ιδιοπεριόδου πακτωμένης κατασκευής

Cs΄: Συντελεστής που υπολογίζεται με χρήση της ιδιοπεριόδου του συστήματος εδαφους-κατασκευής

W΄: Ποσοστό των φορτίων βαρύτητας (λαμβάνεται ως 0.7W)   W:φορτία βαρύτητας

Για τον υπολογισμό των παραπάνω συντελεστών δίνονται προτεινόμενες σχέσεις καθώς και διαγράμματα στα οποία συνεκτιμάται η ανελαστικότητα του εδάφους μέσω μειωμένου μέτρου διάτμησης.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

3. Ελαστική και ανελαστική σεισμική απόκριση μονοβάθμιων ταλαντωτών επί άκαμπτου εδάφους.

Στο παρόν κεφάλαιο θα γίνει:

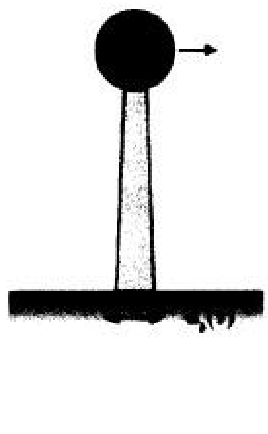
•Εύρεση της δυναμικής απόκρισης στην κορυφή του ταλαντωτή συγκεντρωμένης μάζας(μετακίνηση,επιτάχυνση) για διάφορους σεισμούς.

•Υπολογισμός των ελαστικών και ανελαστικών φασμάτων απόκρισης.

•Εύρεση των καμπυλών αντίστασης και καθορισμός του σημείου λειτουργίας(Performance point) για την προσδιορισμό της ζημιάς στο βάθρο.

•Επισκόπηση της μεθόδου N2 και έλεγχος των παραδοχών της για την πλαστιμότητα και το συντελεστή συμπεριφοράς του ταλαντωτή.

Για όλα τα παραπάνω θα δημιουργηθούν αλγόριθμοι με την βοήθεια του Mathcad,οι οποίοι θα επαληθευτούν με την βοήθεια προγραμμάτων πεπερασμένων στοιχείων του εμπορίου(Seismostruct,Plaxis,Seismosignal).Οι αλγόριθμοι αυτοί θα πρέπει να επικυρωθούν αρχικά για το πακτωμένο σύστημα ώστε στα επόμενα κεφάλαια να γενικευτούν και να συμπεριλάβουν την ενδοσιμότητα του εδάφους για την δημιουργία των απαιτούμενων μακροστοιχείων.



Σχήμα 3.1 Κατασκευή θεμελιωμένη σε βράχο

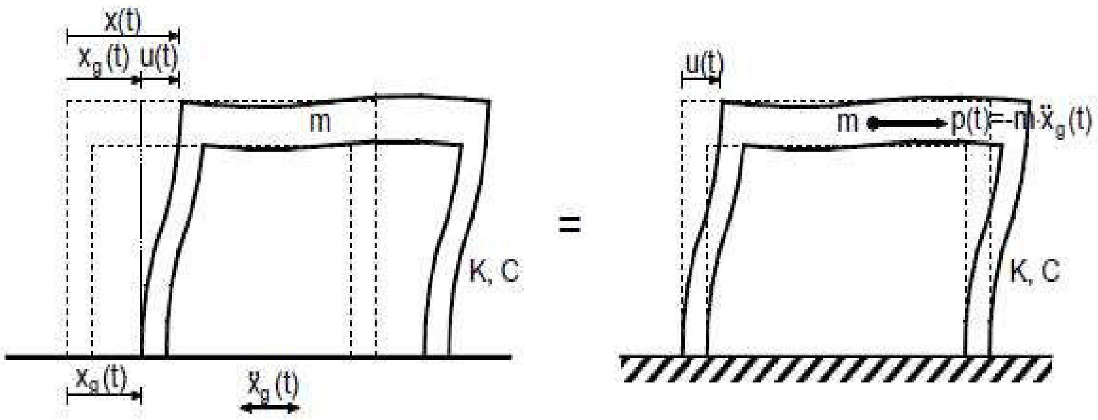
3.1 Ελαστική σεισμική απόκριση μονοβάθμιων ταλαντωτών επί άκαμπτου εδάφους

3.1.1 Εξίσωση κίνησης

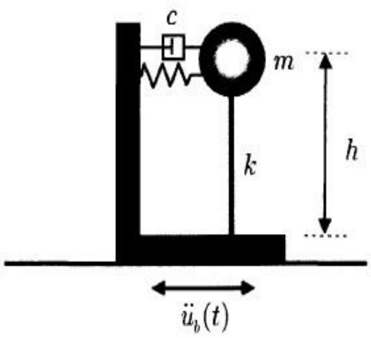
Κατά την διάρκεια ενός σεισμού ,η βάση μιας κατασκευής που είναι θεμελιωμένη πάνω σε αυτό κινείται γύρω απο την αρχική θέση ηρεμίας της.Το μέγεθος που προκαλεί αυτή την κίνηση είναι η επιτάχυνση του εδάφους και συμβολίζεται με $a_g = \ddot{x}_g(t)$.

Η μάζα της κατασκευής λόγω της αδράνειας της θα προκαλέσει μια διαφορική κίνηση μάζαςβάσης παραμορφώνοντας τα υποστυλώματα και προκαλώντας ένταση $u(t)$.

Επιπλέον σύμφωνα με την αρχή του D'Alembert κάθε στιγμή οι δυνάμεις που δρούν στην μάζα του ταλαντωτή βρίσκονται σε δυναμική ισορροπία.Επομένως η πραγματική κατάσταση δύναται να προσωμοιωθεί με ένα σύστημα πακτωμένο στην βάση του που όμως στην μάζα του εξασκείται οριζόντια δύναμη λόγω αδράνειας $-m\ddot{x}_g(t)$.

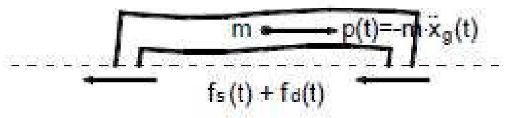


Σχήμα 3.2. Αρχή D'Alembert(Ψυχάρης 2016)



Σχήμα 3.3 Ισοδύναμος πακτωμένος μονοβάθμιος ταλαντωτής(Stewart et al 1999)

Επομένως οι δυνάμεις επαναφοράς που δρούν στην μάζα της κατασκευής είναι



Σχήμα 3.4 Δυνάμεις Επαναφοράς(Ψυχάρης 2016)

Όπου $f_s(t)$ η δύναμη που προκαλείται από απο την σχετική μετακίνηση της μάζας ως πρός την βάση $u(t)$ και δίνεται απο την σχέση :

$$f_s(t) = K \cdot u(t)$$

για ελαστική συμπεριφορά του υποστυλώματος.

Όπου K η δυσκαμψία του υποστυλώματος του μονοβάθμιου ταλαντωτή συγκεντρωμένης μάζας.Στην παρούσα εργασία θα θεωρηθεί μονόπακτο βάθρο δυσκαμψίας

$$K = {}^{3EI}/_{h^3}$$

Όλες οι κατασκευή κατά την ταλάντωση τους παρουσίαζουν απόσβεση,δηλαδή απορρόφηση ενέργειας.Απόσβεση παρατηρείται και σε ιδανικά υλικά λόγω των παραμορφώσεων που συμβαίνουν σε αυτά.Για τον υπολογισμό της απόσβεσης θεωρούμε οτι η δύναμη που αναπτύσσεται λόγω τριβών είναι ανάλογη της ταχύτητας $\dot{u}(t)$.

$$f_d(t) = C \cdot \dot{u}(t)$$

Ώς C ορίζεται:

$$C = 2\zeta\sqrt{mK}$$

Όπου ζ ο συντελεστής απόσβεσης που εκφράζει την απόσβεση ως ποσοστός της κρίσιμης απόσβεσης.Για φορείς απο οπλισμένο σκυρόδεμα έχει τιμή συνήθως 5%.

Με εφαρμογή του νόμου του νεύτωνα παίρνουμε:

$$p - f_s - f_d = m\ddot{u} \Leftrightarrow m\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -m\ddot{x}_g \overset{\div m}{\Leftrightarrow} (3.1)$$

$$\ddot{u} + \frac{C}{m}\dot{u} + \frac{K}{m}u = -\ddot{x}_g (3.2)$$

Χρησιμοποιώντας τις σχέσεις:

$$C = 2\zeta\sqrt{mK} \ \text{ και } \ \omega = \sqrt{\frac{K}{m}}$$

Καταλήγουμε στην σχέση $\quad \ddot{u} + 2\zeta\omega\dot{u} + \omega^2 u = -\ddot{x}_g \quad (3.3)$

Η οποία αποτελεί την εξίσωση κίνησης ενος μονοβάθμιου πακτωμένου ταλαντωτή μάζας m, ύψους h, ιδιοπεριόδου $T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{K}}$ και απόσβεσης ζ που υπόκειται σε σεισμική διέγερση $\ddot{x}_g$.

3.1.2 Επίλυση εξίσωση κίνησης με την χρήση αλγορίθμου-Μέθοδος κεντρικών διαφορών

Η μέθοδος κεντρικών διαφορών είναι μια απλή μέθοδος απευθείας ολοκλήρωσης της εξίσωσης (3.1).Ουσιαστικά η μέθοδος βασίζεται σε πεπερασμένες διαφορές της πρώτης και δεύτερης παραγώγου της μετατόπισης(δηλαδή της ταχύτητας και της επιτάχυνσης).Για ένα σταθερό χρόνικό βήμα Δt έχουμε:

$$\dot{u}_a = \frac{u_i - u_{i-1}}{\Delta t} \qquad \dot{u}_b = \frac{u_{i+1} - u_i}{\Delta t}$$

Δηλαδή

$$\dot{u}_i \cong \frac{\dot{u}_a + \dot{u}_b}{2} = \frac{u_{i+1} + u_{i-1}}{2\Delta t} \; \kappa\alpha\iota \; \ddot{u}_i = \frac{\dot{u}_a - \dot{u}_b}{\Delta t} = \frac{u_{i+1} - 2u_i + u_{i-1}}{(\Delta t)^2}$$

Αντικαθιστώτας τις παραπάνω σχέσεις στην εξίσωση (3.1) παίρνουμε

$$\left(\frac{m}{\Delta t^2} + \frac{c}{2\Delta t}\right) u_{i+1} = p_i - \left(\frac{m}{\Delta t^2} - \frac{c}{2\Delta t}\right) u_{i-1} - \left(K - \frac{2m}{\Delta t^2}\right) u_i$$

Η παραπάνω γράφεται και στην μορφή

$$\widehat{K} u_{i+1} = \hat{p}$$

Με $\widehat{K} = \frac{m}{\Delta t^2} + \frac{c}{2\Delta t} \quad \kappa\alpha\iota \quad \hat{p} = p_i - \left(\frac{m}{\Delta t^2} - \frac{c}{2\Delta t}\right) u_{i-1} - \left(K - \frac{2m}{\Delta t^2}\right) u_i$

Ουσιαστικά η δυσκαμψία και η δύναμη του συστήματος κάθε χρονική στιγμή.

Οι μετακινήσεις στα βήματα 0 και -1 θα ληφθούν ίσες με το μηδέν.(μηδενικές αρχικές συνθήκες).

Για την αριθμητική ευστάθεια του αλγορίθμου είναι απαραίτητο να υιοθετηθεί ένα κατάλληλο χρονικό βήμα.Η συνθήκη για αυτό το βήμα ειναι:

$\frac{\Delta t}{T} < \frac{1}{\pi}$ το οποίο δεν αποτελεί πρόβλημα καθώς υιοθετείται ενα Δt πολύ μικρό Δt=0.0001

Η παραπάνω διαδικασία προγραμματίζεται στο Mathcad για την εύρεση της μετακίνησης και της επιτάχυνσης στην κορυφή του ταλαντωτή για δεδομένη ιδιοπερίοδο Tst.

$$
\begin{aligned}
utot :=\ & \left| \begin{array}{l}
wp \leftarrow 2 \cdot \dfrac{\pi}{Tst} \\
u_0 \leftarrow 0 \\
u_1 \leftarrow 0 \\
\text{for } i \in 1..Nt \\
\quad \left| \begin{array}{l}
u_{i+1} \leftarrow \dfrac{2-(wp \cdot dt)^2}{1+wp \cdot \xi st \cdot dt} \cdot u_i - \dfrac{1-wp \cdot \xi st \cdot dt}{1+wp \cdot \xi st \cdot dt} \cdot u_{i-1} - \dfrac{dt^2}{1+wp \cdot \xi st \cdot dt} \cdot \left(ak_i\right) \\
a_i \leftarrow \dfrac{u_{i+1} - 2 \cdot u_i + u_{i-1}}{dt^2} + ak_i
\end{array} \right. \\
\begin{pmatrix} u \\ a \end{pmatrix}
\end{array} \right.
\end{aligned}
$$

3.1.3 Επιβεβαίωση του αλγορίθμου με τα προγράμματα Seismosignal,Seismostruct,Plaxis.

Ο ελαστικός μονοβάθμιος ταλαντωτής στο Seismostruct

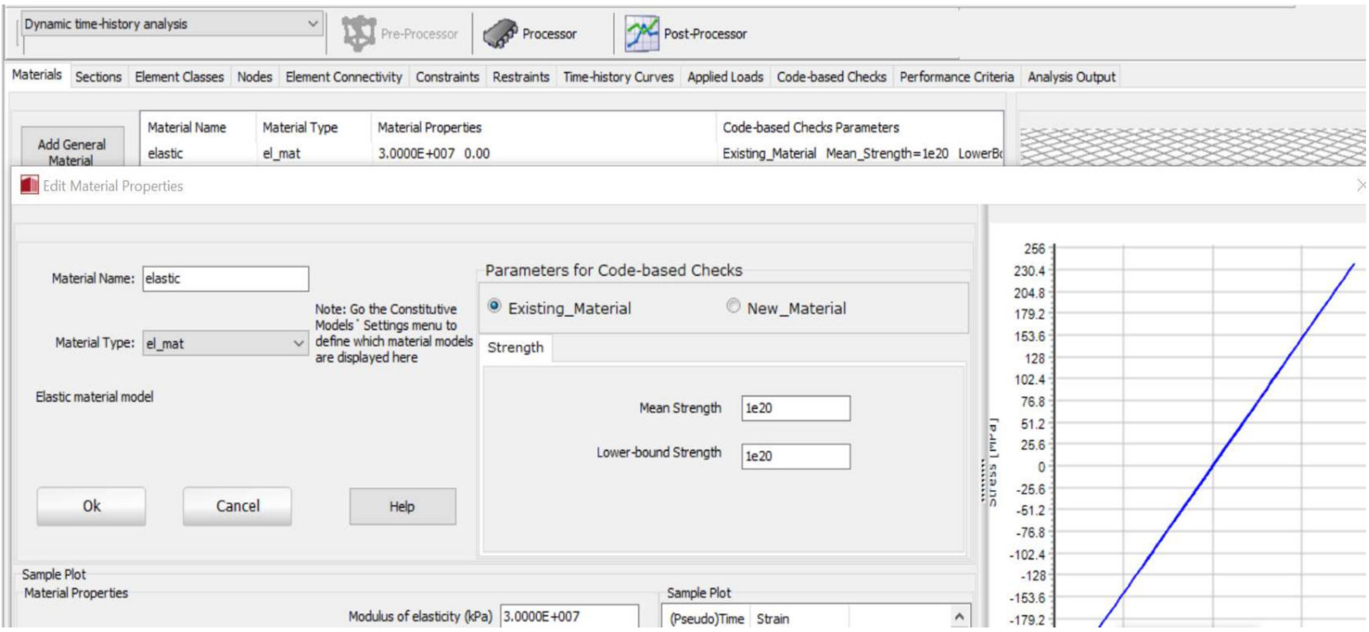
Για την προσωμοίωση του μονοβάθμιου ταλαντωτή στο Seismostruct ειναι δυνατόν να χρησιμοποιηθεί ένα ανεστραμμένο εκκρεμές συγκεντρωμένης μάζας.Για τις ανάγκες της προσωμοίωσης θα χρησιμοποιηθεί ένας ταλαντωτής με τα χαρακτηριστικά της γέφυρας Fukae δηλαδή με

•Ένα κυκλικό υποστύλωμα διαμέτρου d=3m ,ύψους h=12m, με ροπή αδράνειας $I = \frac{\pi}{64} d^4 = 3.977 m^4$,$E = 30 * 10^6 kPa$, ηδυσκαμψία $K = {3EI}/{h^3} = 2.071 * 10^5 KN/m$

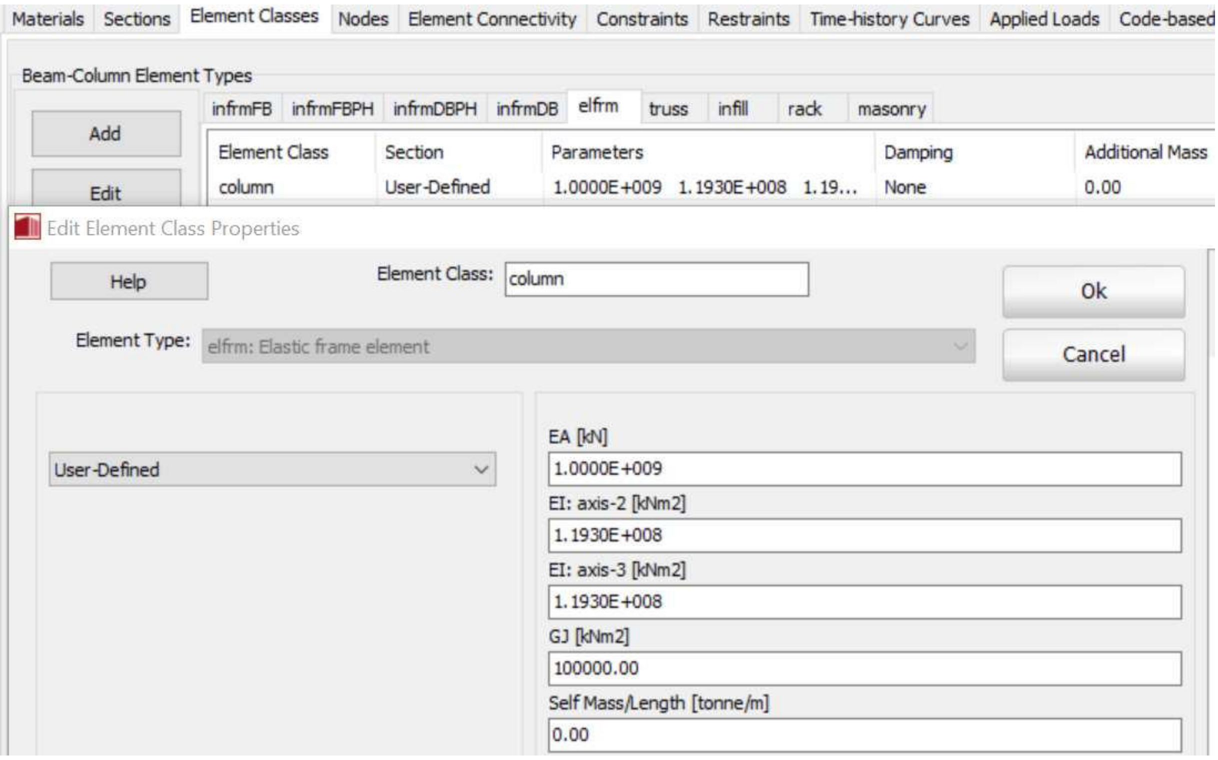
•Μάζα συγκεντρωμένη στην κορυφή του υποστυλώματος Mst=1000tn

•$Tst = 2\pi \sqrt{\frac{Mst}{K}} = 0.437$

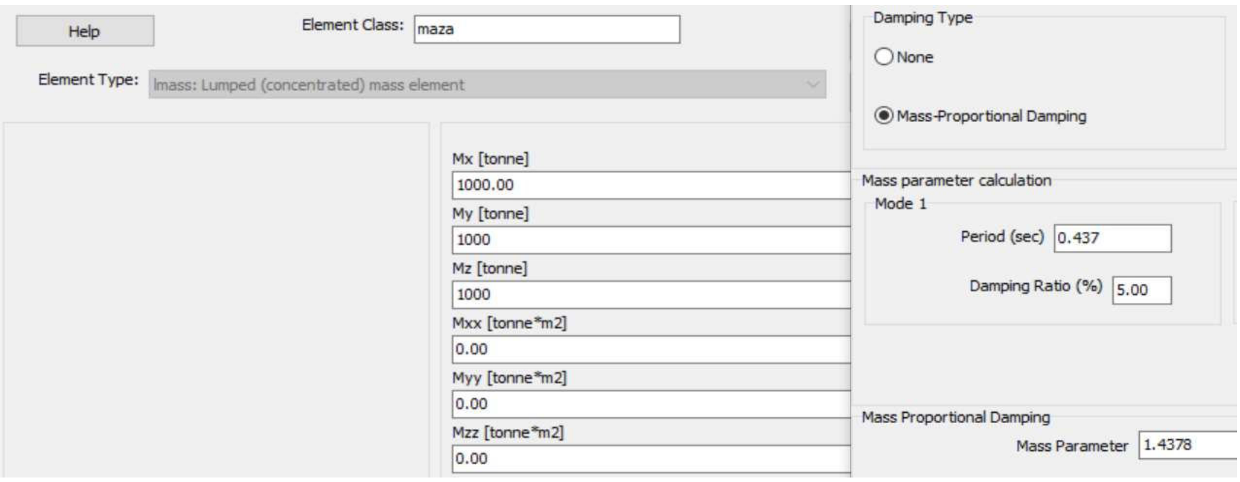
Αρχικά θα πρέπει να επιλεγεί απο την καρτέλα ‘Materials’ ένα γραμμικά ελαστικό υλικό με $E=30*10^6$ kPa



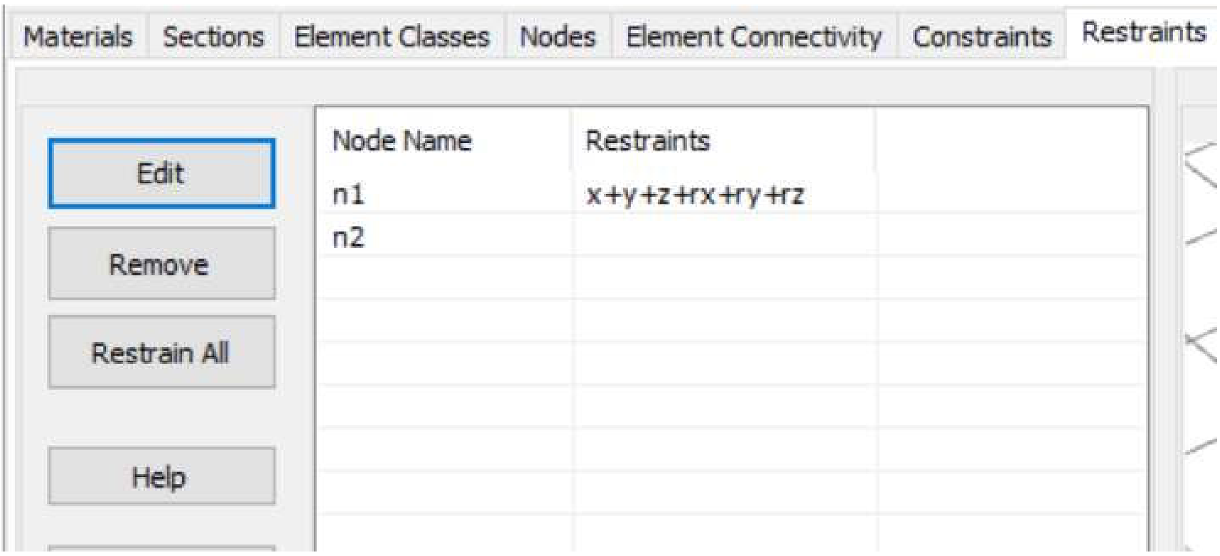
Στην καρτέλα Element Classes διαλέγουμε beam-column Element types.Στο Element type διαλέγουμε elastic frame element και εισάγουμε μια μεγάλη τιμή EA για να κάνουμε ατενή την κολώνα στο EI θέτουμε την τιμή $1.193*10^8$ που υπολογίσαμε παραπάνω.Θέτουμε μηδενική μάζα και απόσβεση.



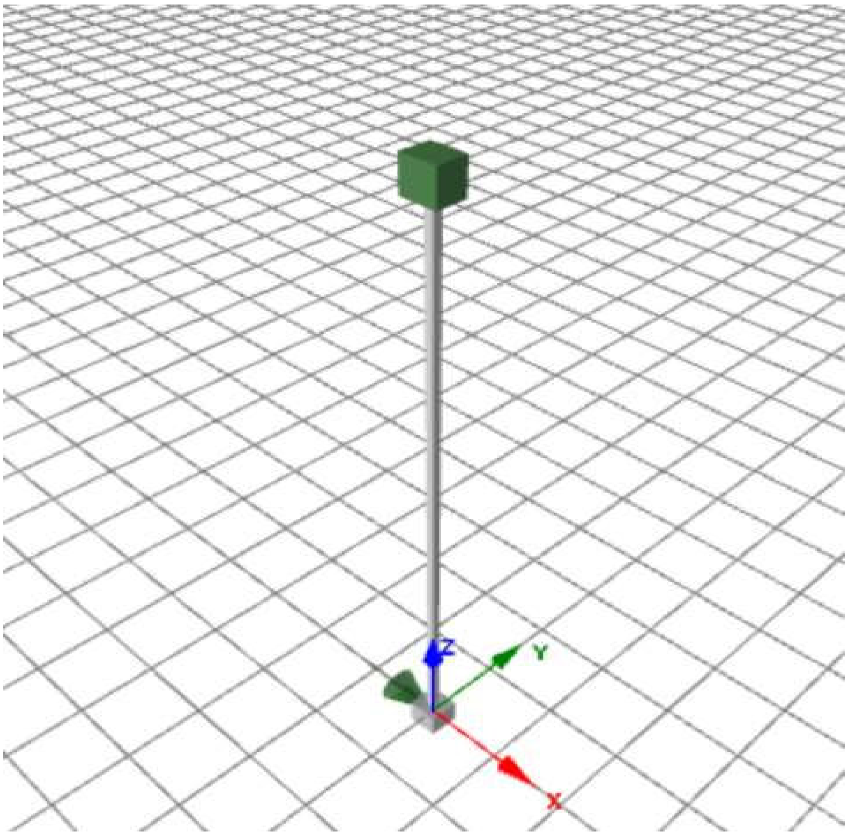
Η εισαγωγή της συγκεντρωμένης μάζας γίνεται από την επιλογή mass and damping elements διαλέγοντας lumped mass.Εισάγεται m=1000tn καθώς και απόσβεση λόγω μάζας (Mass propotional damping ίση με $a0 = 2\xi\omega st = 1.437$ όπου ξ=0.05.Η στροφικές ροπές αδρανείας λόγω μάζας λαμβάνονται ίσες με το μηδέν.



Για να ληφθούν υπόψη οι συνθήκες πλήρεις πάκτωσης επιλέγεται απο την καρτέλα Restraints η πλήρης δεσμευση όλων των κινήσεων στην βάση του ταλαντωτή



Τέλος επιλέγεται dynamic time history analysis και εισάγονται τα επιταχυνσιογραφήματα στον κόμβο n1 κατά τον άξονα χ όπως φαίνεται παρακάτω.Για την επίλυση των δυναμικών αυτών προβλημάτων το Seismostruct χρησιμοποιεί την χρονική ολοκλήρωση κατα Newmark.

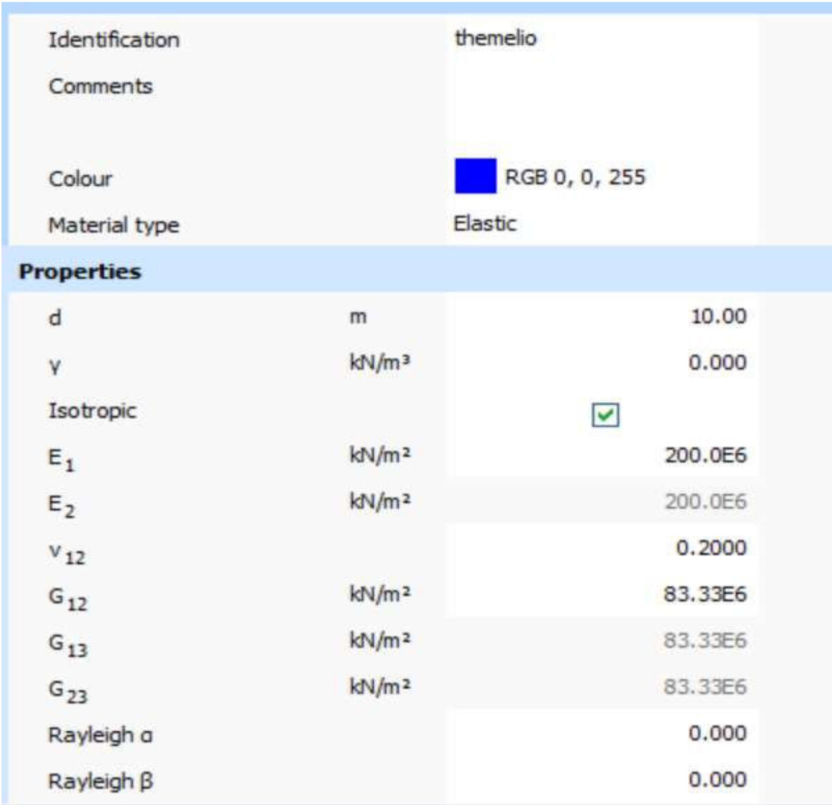


Σχήμα 3.5 Ο μονοβάθμιος πακτωμένος ταλαντωτής στο Seismostruct

Ο πακτωμένος ελαστικός ταλαντωτής στο Plaxis

Στο Plaxis δεν είναι δυνατή η εισαγωγή συγκεντρωμένης μάζας στην κορυφή του υποστυλώματος.Η μάζα αυτη θα προσωμοιωθεί με την σημειακή αλλαγή της πυκνότητας του υποστυλώματος που θα κατασκευαστεί.Επιπλέον απαραίτητη είναι η δημιουργία ενός επιφανειακού δύσκαμπτου και αβαρούς θεμελίου με αυτό τον τρόπο το σύστημα του ταλαντωτή θα παραλαμβάνει την δυσκαμψία του απο το υποστύλωμα και μόνο.

Για την προσωμοίωση του θεμελίου θα φτιαχτεί ένα στοιχείο plate διαστάσεων 10X10(m) από γραμμικώς ελαστικά υλικό με γ=0,μηδενική απόσβεση και μάζα.Για την ακαμψία του θα δωθούν μεγάλες τιμές στα EI,EA.



Identification		themelio
Comments		
Colour		RGB 0, 0, 255
Material type		Elastic
Properties		
d	m	10.00
γ	kN/m³	0.000
Isotropic		☑
E_1	kN/m²	200.0E6
E_2	kN/m²	200.0E6
ν_{12}		0.2000
G_{12}	kN/m²	83.33E6
G_{13}	kN/m²	83.33E6
G_{23}	kN/m²	83.33E6
Rayleigh α		0.000
Rayleigh β		0.000

Για το υποστύλωμα θα δημιουργεί ενα στοιχείο beam ύψους 11.9m μηδενικής μάζας και απόσβεσης με τα παρακάτω χαρακτηριστικά

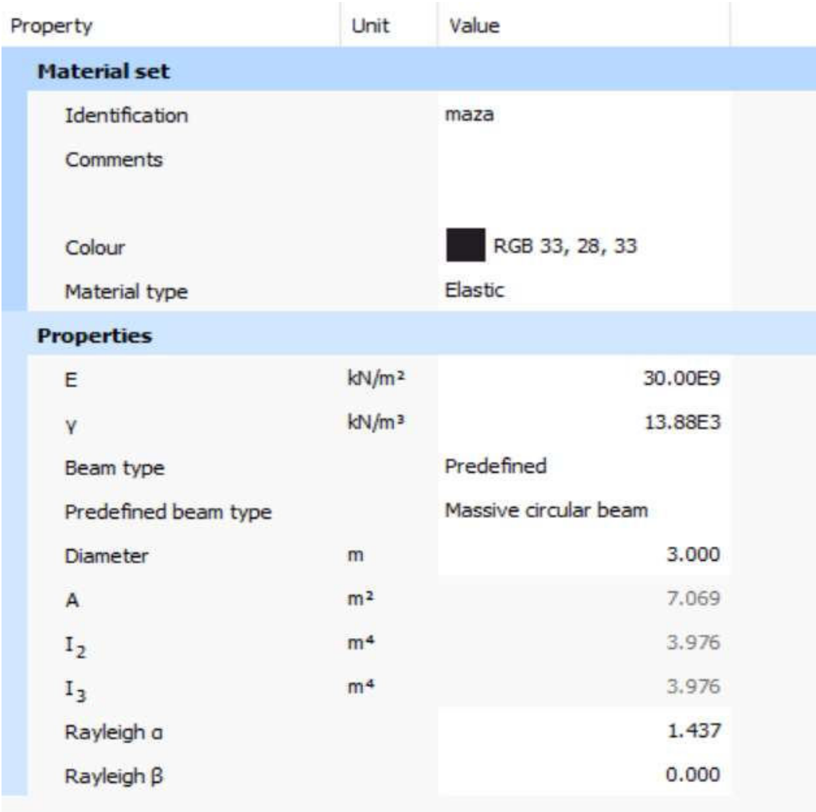
Material set		
Identification		beam
Comments		
Colour		RGB 255, 0, 255
Material type		Elastic
Properties		
E	kN/m²	30.00E6
γ	kN/m³	0.000
Beam type		Predefined
Predefined beam type		Massive circular beam
Diameter	m	3.000
A	m²	7.069
I_2	m⁴	3.976
I_3	m⁴	3.976
Rayleigh α		0.000
Rayleigh β		0.000

Για να προσωμοιωθεί η μάζα μέσω της προαναφερθείσας σημειακής πυκνότητας,θα προστεθεί στο παραπάνω beam, ένα επιπλέον beam ύψους 0.1 με τα ίδια γεωμετρικά χαρακτηριστικά.Η μάζα των 1000tn εισάγεται μέσω του γ το οποίο υπολογίζεται απο την σχέση:

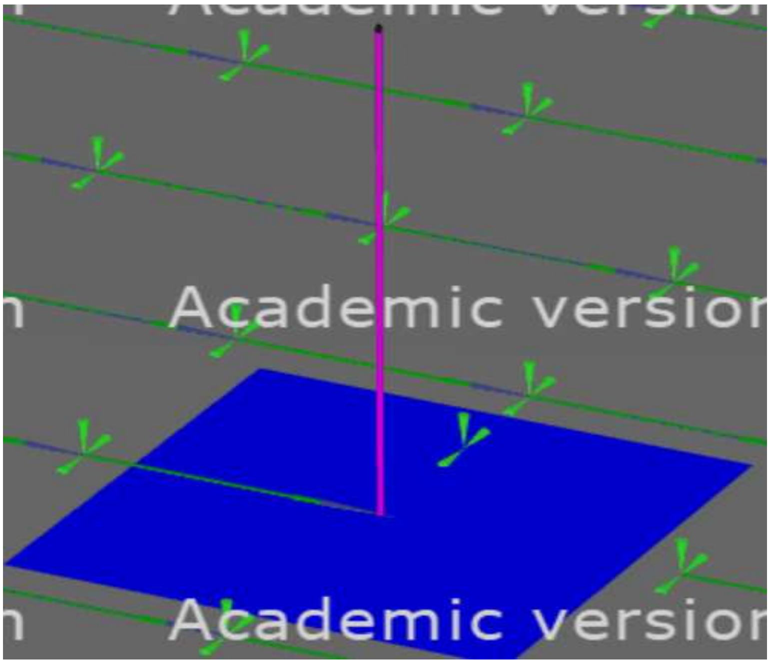
$$m = \rho V \Leftrightarrow m = \frac{\gamma}{g}\frac{\pi D^2}{4}h \Leftrightarrow \gamma = \frac{4mg}{\pi d^2 h} \overset{h=0.1}{\Longleftrightarrow} \gamma = 13880 KN/m^3$$

Τίθεται και εδώ απόσβεση λόγω της μάζας έτσι ώστε η συχνότητα f=2,28Hz να αποσβένεται με 5%.Το οποίο αντιστοιχεί σε έναν συντελεστή απόσβεσης α0=1.437.

Σχήμα 3.6. Ο πακτωμένος μονοβάθμιος ελαστικός ταλαντωτής στο Plaxis.

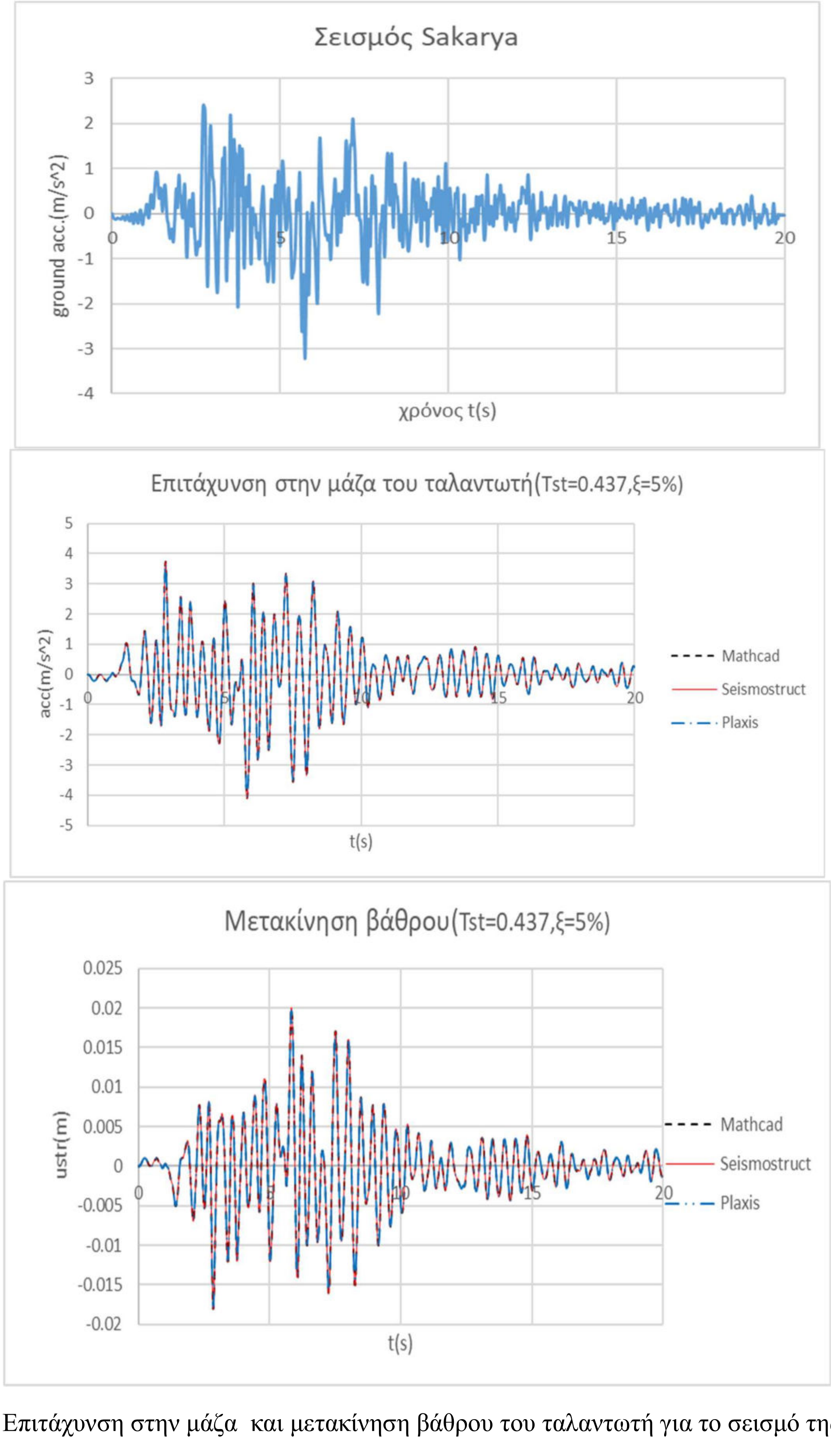


Property	Unit	Value
Material set		
Identification		maza
Comments		
Colour		RGB 33, 28, 33
Material type		Elastic
Properties		
E	kN/m²	30.00E9
γ	kN/m³	13.88E3
Beam type		Predefined
Predefined beam type		Massive circular beam
Diameter	m	3.000
A	m²	7.069
I_2	m⁴	3.976
I_3	m⁴	3.976
Rayleigh α		1.437
Rayleigh β		0.000

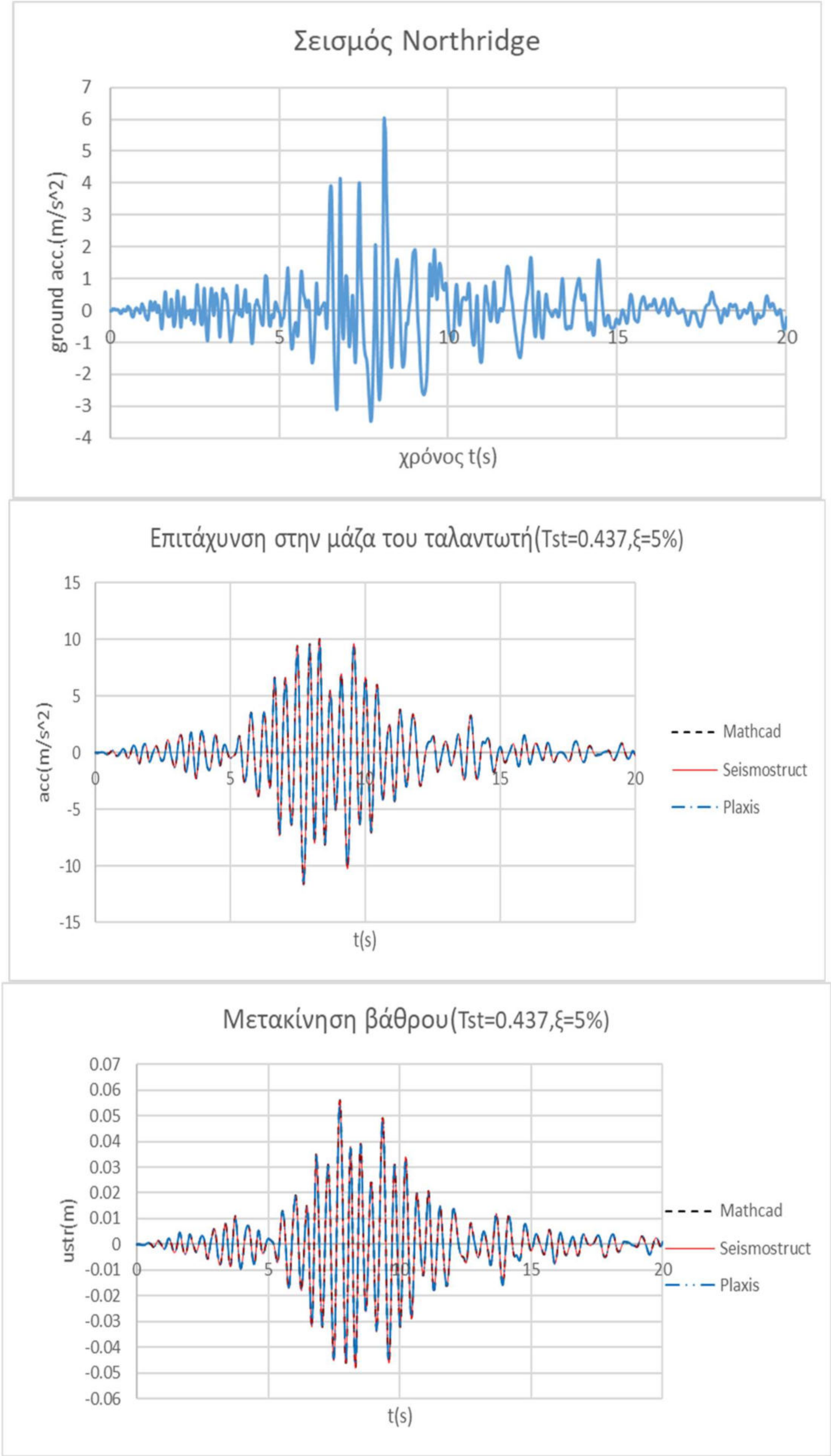


Σχήμα 3.6. Ο πακτωμένος μονοβάθμιος ελαστικός ταλαντωτής στο Plaxis.

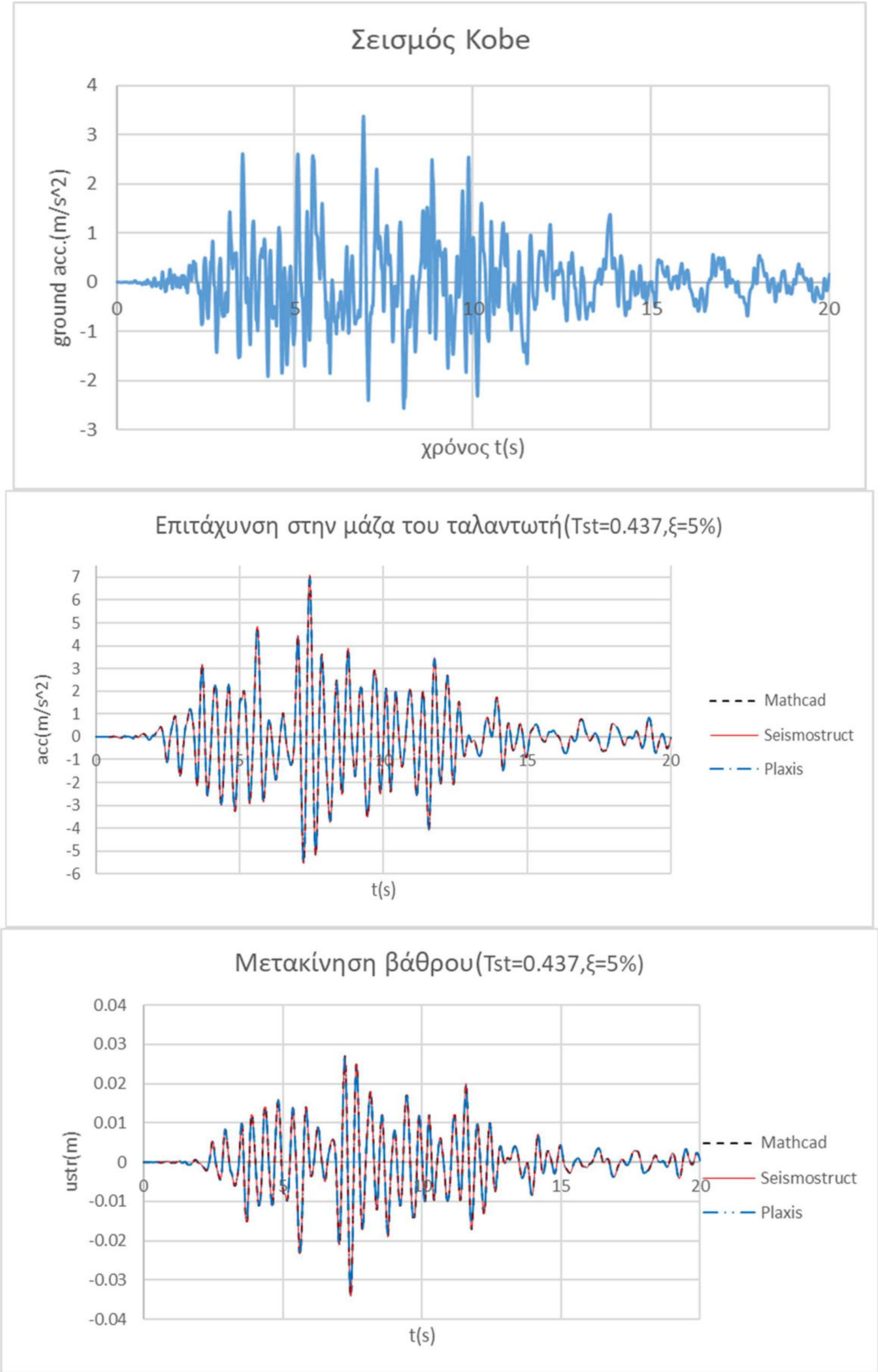
Ο αλγόριθμος που δημιουργήθηκε θα επιβεβαιωθεί με τα αποτελέσματα των παραπάνω προγραμμάτων για 7 επιταχυνσιογραφήματα σεισμών.Τα επιταχυνσιογραφήματα αυτά έχουν υποστεί baseline correction(ώστε το σύστημα να επανέρχεται στην αρχική του κατάσταση χωρίς παραμένουσες παραμορφώσεις καθώς και φιλτράρισμα των συχνοτήτων για να μειωθεί ο ¨θόρυβος¨ του γραφήματος.



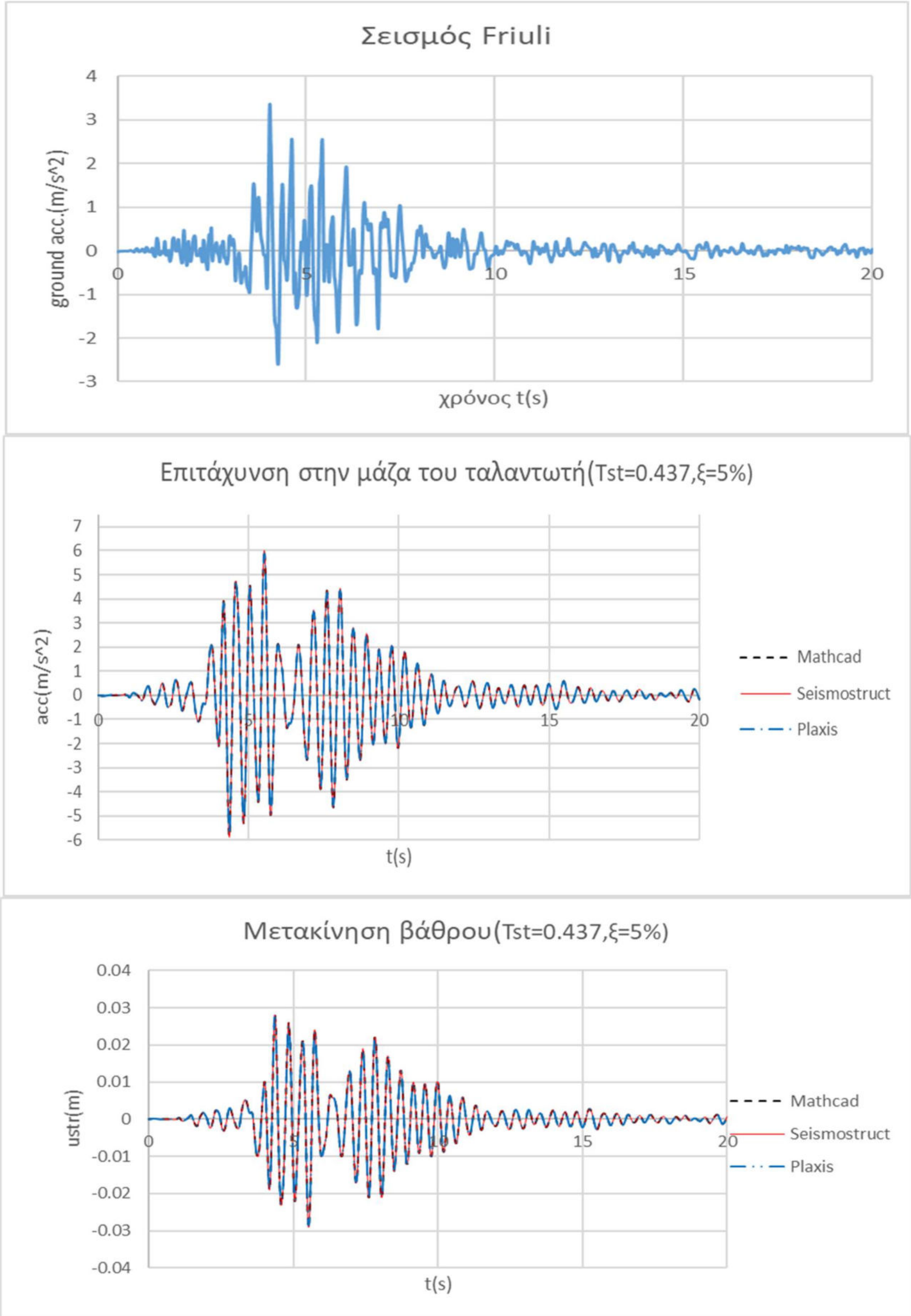
Σχήμα 3.7. Επιτάχυνση στην μάζα και μετακίνηση βάθρου του ταλαντωτή για το σεισμό της Sakarya



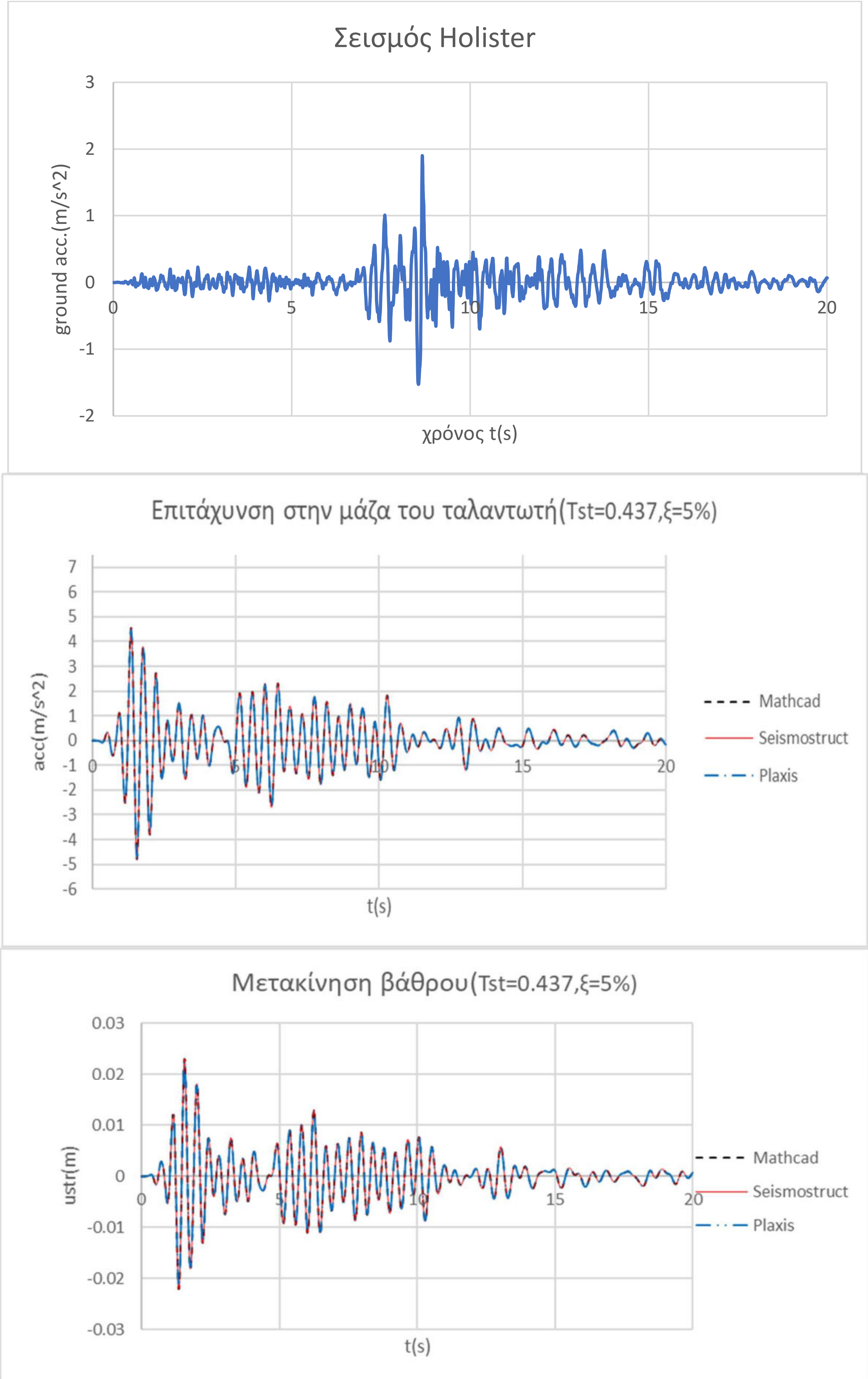
Σχήμα 3.8. Επιτάχυνση στην μάζα και μετακίνηση βάθρου του ταλαντωτή για το σεισμό του Northridge



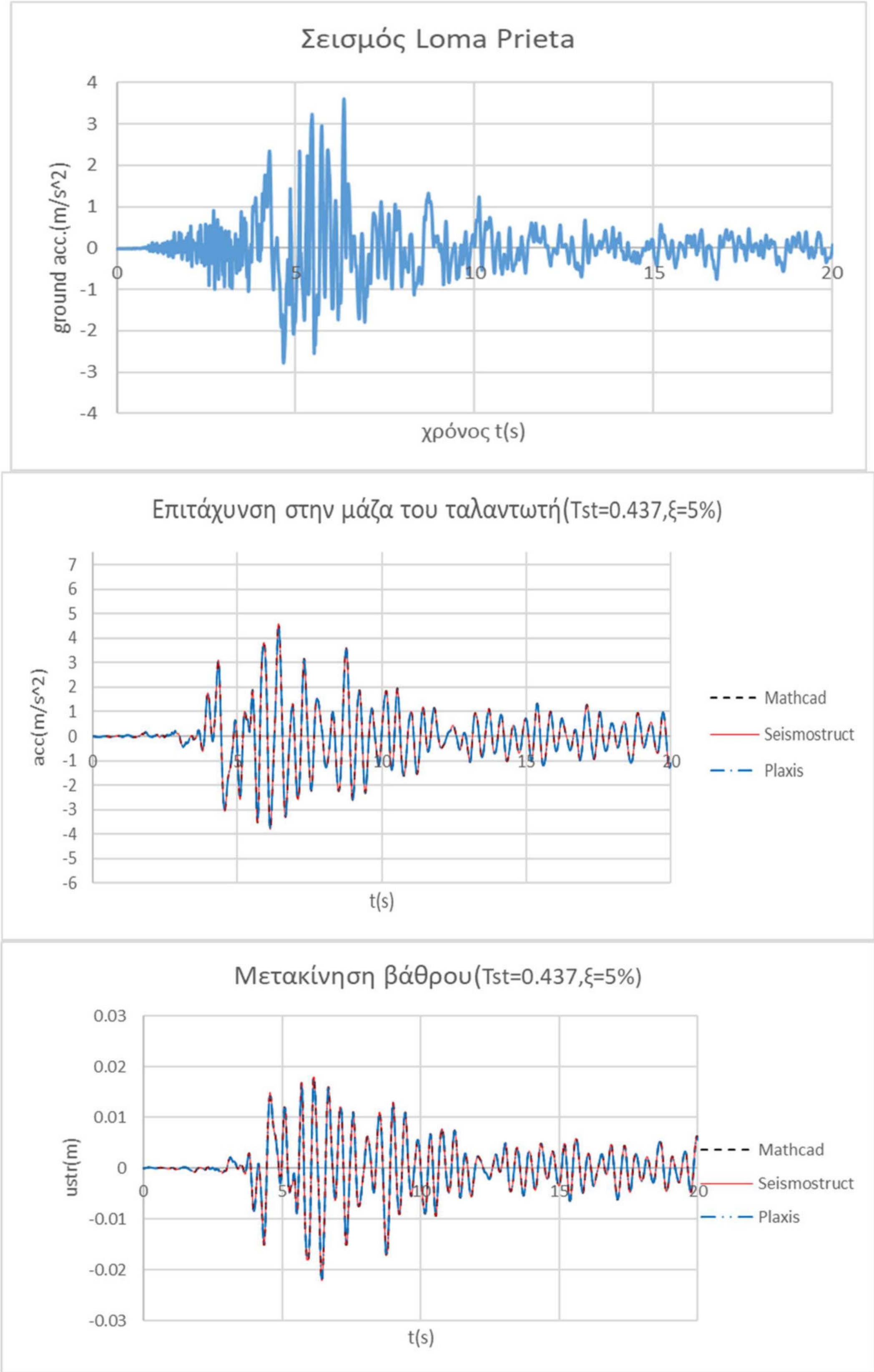
Σχήμα 3.9. . Επιτάχυνση στην μάζα και μετακίνηση βάθρου του ταλαντωτή για το σεισμό του Kobe.



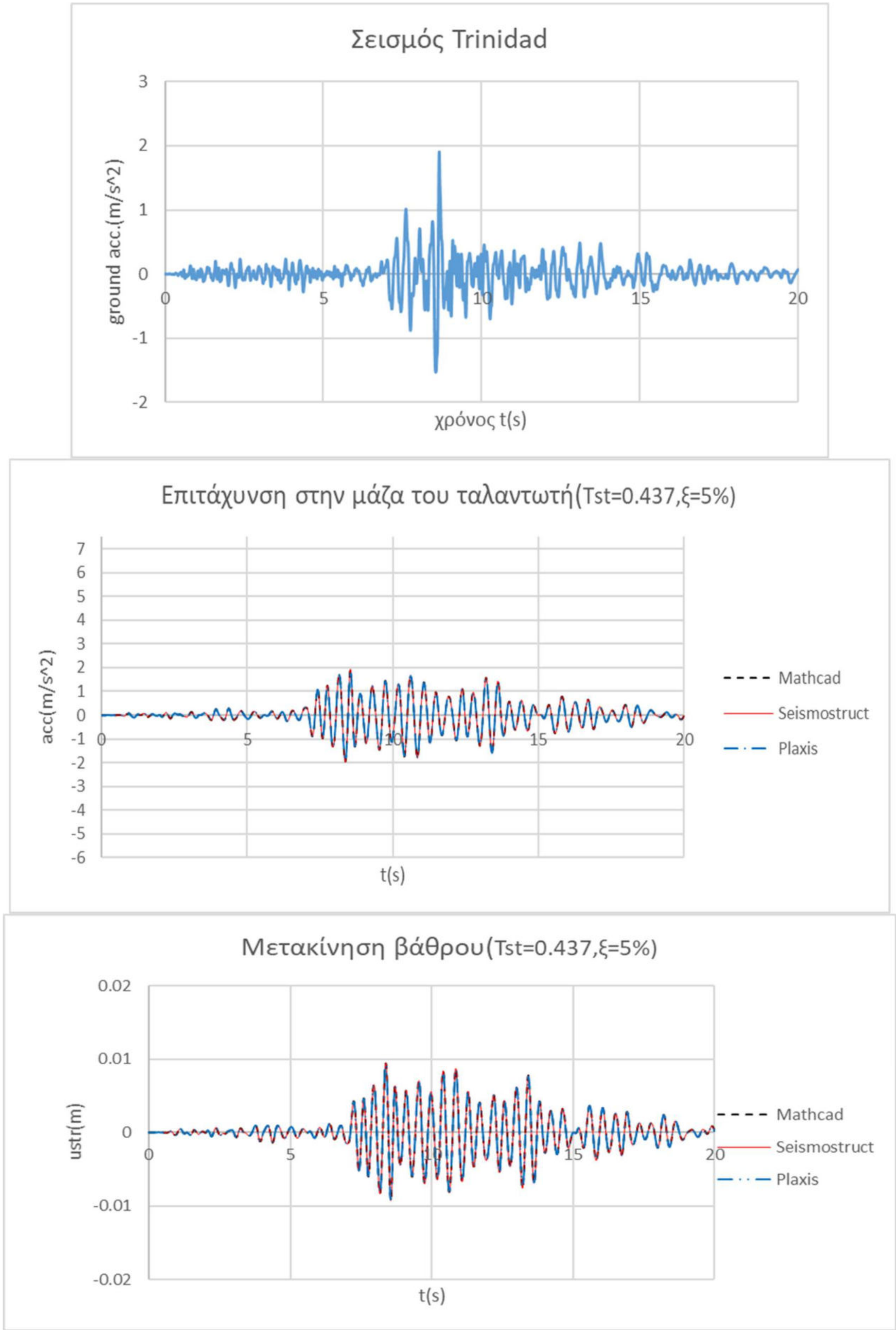
Σχήμα 3.9. Επιτάχυνση στην μάζα και μετακίνηση βάθρου του ταλαντωτή για το σεισμό του Friuli.



Σχήμα 3.10 Επιτάχυνση στην μάζα και μετακίνηση βάθρου του ταλαντωτή για το σεισμό του Holister.



Σχήμα 3.11 Επιτάχυνση στην μάζα και μετακίνηση βάθρου του ταλαντωτή για το σεισμό Loma Prieta.



Σχήμα 3.12 Επιτάχυνση στην μάζα και μετακίνηση βάθρου του ταλαντωτή για το σεισμό Trinidad

Ο αλγόριθμος του Mathcad με το Seismostruct έχει 0% απόκλιση.Ενώ το plaxis παρουσιάζει απόκλιση της τάξης του 1%.Επομένως τα προσωμοιώματα είναι συνεπή και αξιόπιστα.

3.1.4 Ελαστικό φάσμα απόκρισης

Τό φάσμα απόκρισης είναι ένα γράφημα που δίνει την μέγιστη τιμή κάποιου μεγέθους που πρόκειται να αναπτυχθεί σε μονοβάθμιους ταλαντωτές απόσβεσης ξ, συναρτήση της ιδιοπεριόδου Tst.Τα φάσματα είναι καμπύλες που παρουσιάζουν αιχμές επομένως είναι απαραίτητο οι ιδιοπερίοδοι να είναι αρκετά πυκνές.

Τα φάσματα που παράγονται συνήθως είναι:

• Σχετικών μετακινήσεων(SD).Δίνει τις τιμές $\max(|ustr|) - Tst$.

• Απόλυτων επιταχύνσεων(SA).Δίνει τις τιμές $\max\left(\left|a + a_g\right|\right) - Tst$.

Αύξηση της τιμής της αποσβέσεως συνεπάγεται μείωση των τιμών SD,SA.Για τιμές του συντελεστή απόσβεσης έως 15% ισχύει με μεγάλη ακρίβεια:

$$SA = \omega^2 SD$$

Για πολύ δύσκαμπτες κατασκευές με ιδιοπεριόδους κοντά στο μηδέν παίρνουμε:

$$SD = 0 \ \ \kappa\alpha\iota \ SA = \max\,(a_g)$$

Ενω για πολύ εύκαμπτες κατασκευές T>2s παίρνουμε

$$SD = \max\,(x_g) \ \kappa\alpha\iota \ SA = 0$$

Όπου x_g και a_g η ταχύτητα και η επιτάχυνση των χρονοΐστοριών του διεγείροντα σεισμού.

Πολλές φορές χρησιμότερη είναι η απεικόνιση των φασμάτων σε μορφή ADRS.Δηλαδή σε μορφή SA-SD.Σε αυτή την περίπτωση οι ακτινικές γραμμές που διέρχονται από την αρχή των αξόνων και έχουν κλίση SA/SD αντιστοιχούν σε μία σταθερή ιδιοπερίοδο του ταλαντωτή.

Για την δημιουργία του αλγορίθμου ακολουθείται η εξής διαδικασία

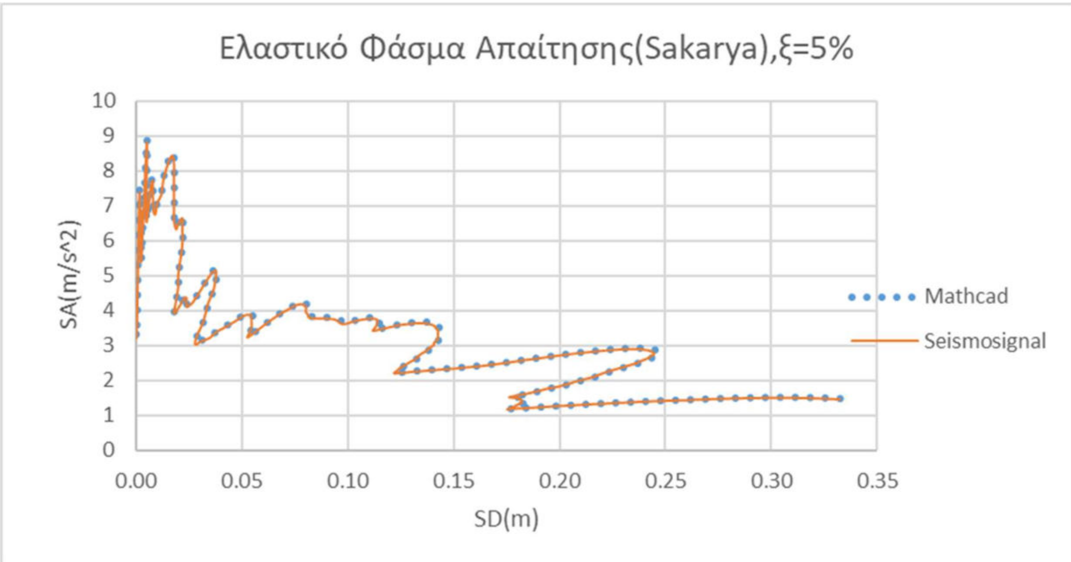
‣Σαρώνονται διάφορες ιδιοπερίοδοι Tst

‣Για κάθε μία απο τις Tst ,και για δεδομένη σεισμική διέγερση υπολογίζεται η απόκριση του ταλαντωτή (μετακίνηση,επιτάχυνση)

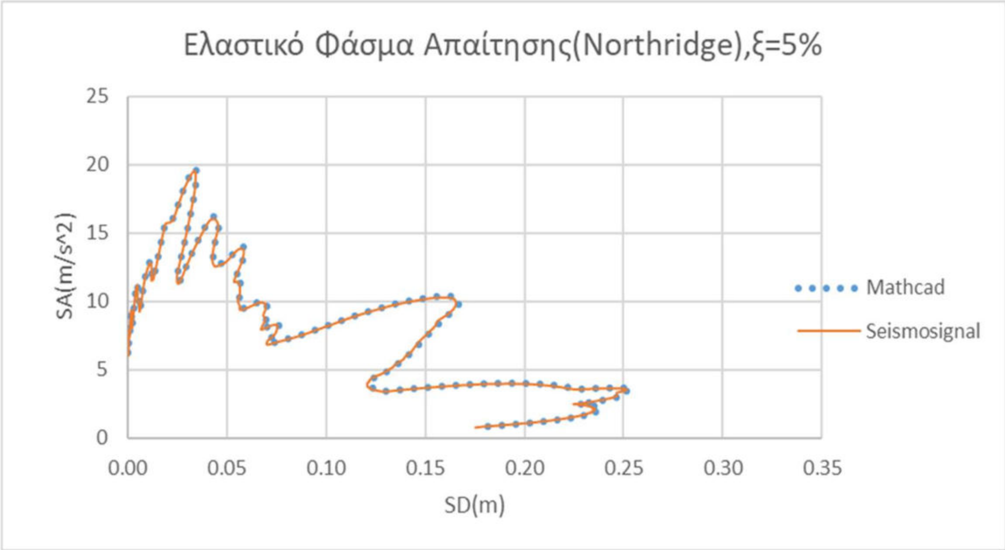
‣Από τις παραπάνω τιμές βρίσκουμε τα μέγιστα μεγέθη.

$$
\begin{aligned}
utot := \;& \textbf{for } j \in 0..Mm \\
&\quad wp_j \leftarrow 2\cdot\frac{\pi}{0.01+0.01\cdot j} \\
&\quad u_0 \leftarrow 0 \\
&\quad u_1 \leftarrow 0 \\
&\quad \textbf{for } i \in 1..Nt \\
&\qquad u_{i+1} \leftarrow \frac{2-\left(wp_j\cdot dt\right)^2}{1+wp_j\cdot\xi st\cdot dt}\cdot u_i - \frac{1-wp_j\cdot\xi st\cdot dt}{1+wp_j\cdot\xi st\cdot dt}\cdot u_{i-1} - \frac{dt^2}{1+wp_j\cdot\xi st\cdot dt}\cdot ak_i \\
&\qquad a_{i,j} \leftarrow \frac{u_{i+1}-2\cdot u_i+u_{i-1}}{dt^2} \\
&\qquad amax_{0,j} \leftarrow 0 \\
&\qquad amax_{i,j} \leftarrow \max\left(amax_{i-1,j}, \left|a_{i,j}+ak_i\right|\right) \\
&\quad ustrmax_j \leftarrow \max(\max(u), |\min(u)|) \\
& \begin{pmatrix} amax \\ ustrmax \end{pmatrix}
\end{aligned}
$$

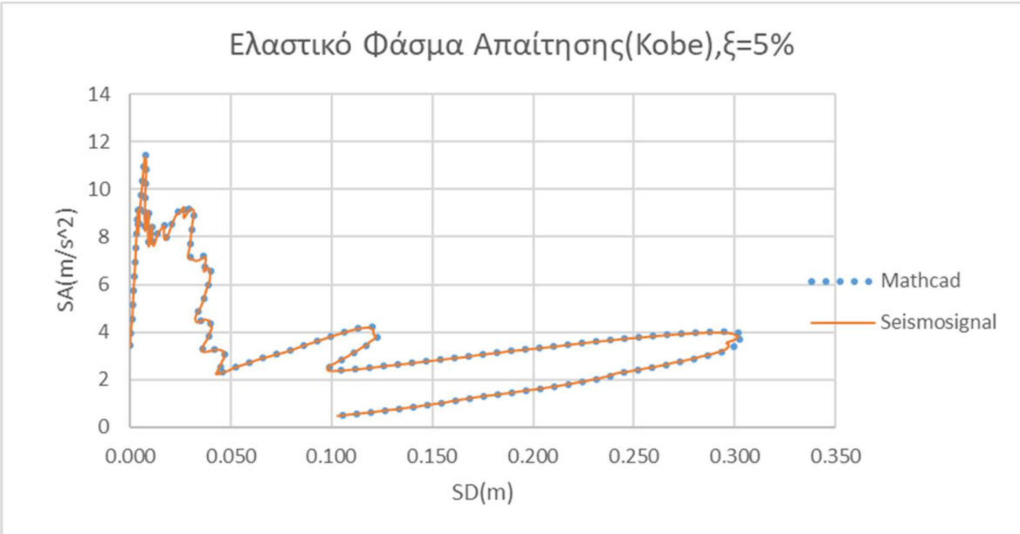
Ο παραπάνω αλγόριθμος θα επαληθευτεί με τα ελαστικά φάσματα που δίνει το Seismosignal.



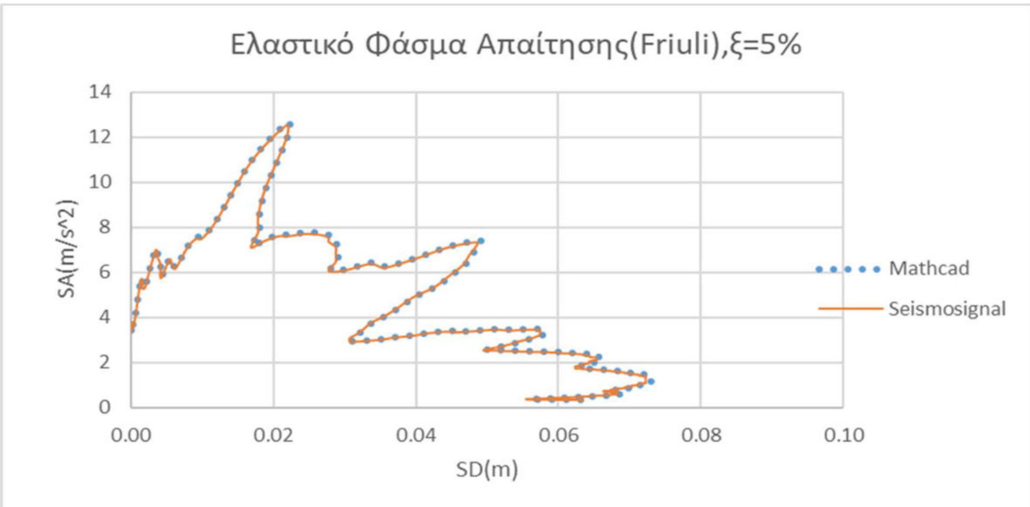
Σχήμα 3.13. Φάσμα απαίτησης του σεισμού της Sakarya σε μορφή ADRS.



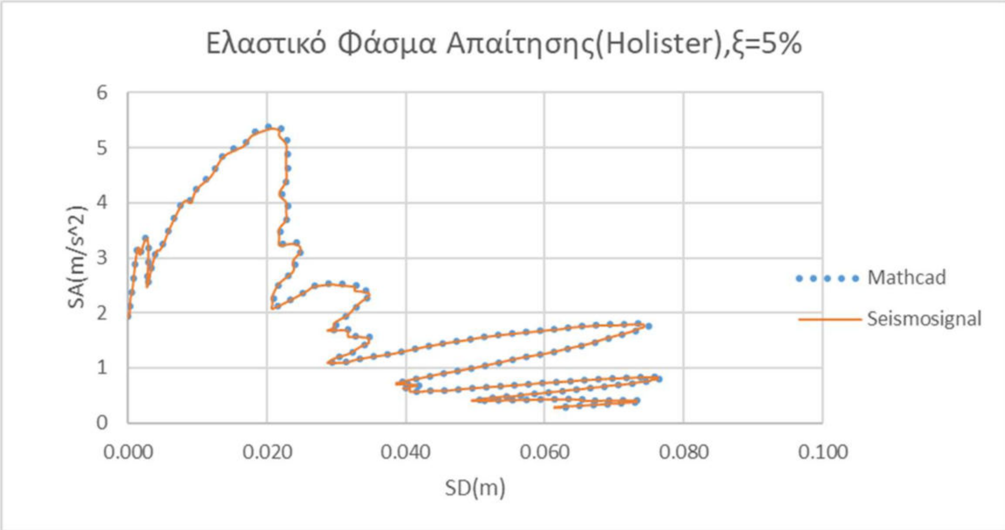
Σχήμα 3.14. Φάσμα απαίτησης του σεισμού Northridge σε μορφή ADRS.



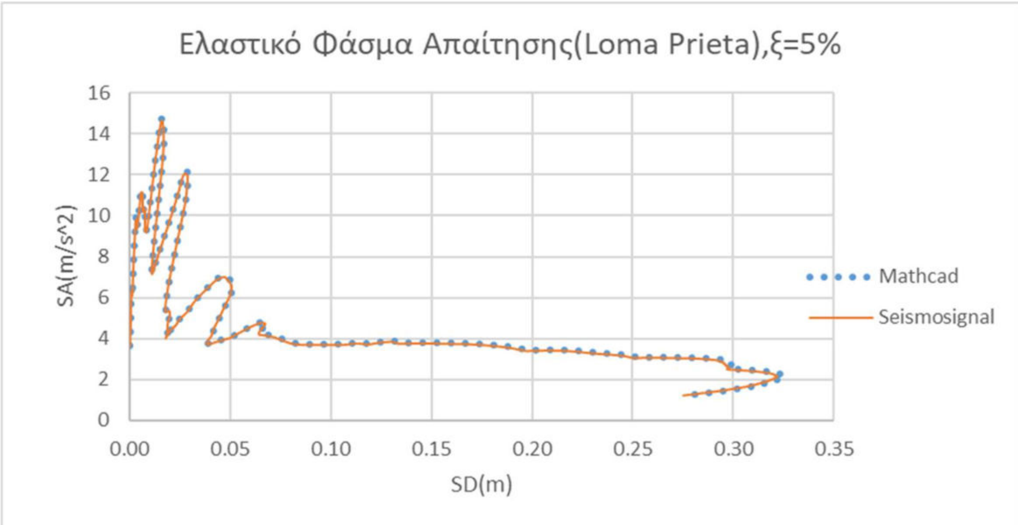
Σχήμα 3.15. Φάσμα απαίτησης του σεισμού Kobe σε μορφή ADRS.



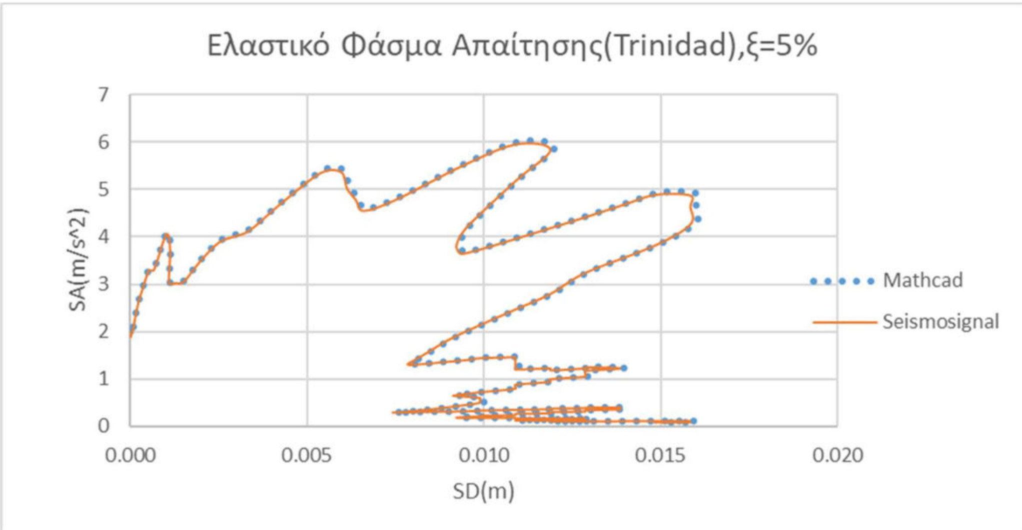
Σχήμα 3.16. Φάσμα απαίτησης του σεισμού Friuli σε μορφή ADRS.



Σχήμα 3.17. Φάσμα απαίτησης του σεισμού Holister σε μορφή ADRS.



Σχήμα 3.18. Φάσμα απαίτησης του σεισμού Loma Prieta σε μορφή ADRS.



Σχήμα 3.19. Φάσμα απαίτησης του σεισμού Trinidad σε μορφή ADRS

3.2 Ανελαστική σεισμική απόκριση μονοβάθμιων ταλαντωτών επί άκαμπτου εδάφους.

Γενικα

Οι αντισεισμικοί κανονισμοί των κατασκευών βασίζονται σε δύο φιλοσοφίες σχεδιασμού, την μέθοδο των δυνάμεων(force-based design) και την μέθοδο των μετακινήσεων(displacement-based design).Οι πιο σύγχρονοι κανονισμοί αναφέρονται κυρίως στην μέθοδο των μετακινήσεων δηλαδή σε επιτρεπτές μετακινήσεις που πρέπει να αναπτυχθούν κάτω από την σεισμική διέγερση.Η παραπάνω φιλοσοφία διέπεται απο τις παρακάτω αρχές:

‣Σε μικρούς σεισμούς, η ανωδομή θα πρέπει να συμπεριφερθεί ελαστικά(χωρίς ζημιές)

‣Σε μεγάλους σεισμούς (με μικρή πιθανότητα να συμβούν στην ζωή του έργου), η κατασκευή επιτρέπεται να συμπεριφερθεί ανελαστικά δηλαδή να παραμορφωθεί στην πλαστική περιοχή.Οι μετακινήσεις αυτές θα πρέπει να είναι περιορισμένες ώστε να εξασφαλιστεί η λειτουργικότητα και η μη κατάρρευση της κατασκευής.

Ουσιαστικά δηλαδή εισάγονται στάθμες επιτελεστικότητας της ανωδομής.

Είναι αναγκαίο να αναπτυχθεί ένας δείκτης ζημιάς ο οποίος θα μετράει πόσο θα παραμορφωθεί η κατασκευή στην πλαστική περιοχή της.Δηλαδή πόσο πολύ μεγαλύτερη είναι η μέγιστη ανελαστική μετακίνηση της κατασκευής(dm), για την δεδομένη σεισμική διέγερση,σε σύγκριση με την μετακίνηση διαρροής dy.

Επομένως ορίζεται ο παρακάτω συντελεστής που αποτελεί τον δείκτη πλαστιμότητας του συστήματος:

$$\mu = \frac{d_m}{d_y}$$

Ο οποίος εξαρτάται απο το υλικό της κατασκευής και την υπερστατικότητα του συστήματος.

Σύμφωνα με την μέθοδο των δυνάμεων, η διαστασιολόγηση της κατασκευής γίνεται με το σκεπτικό ότι θα πρέπει να συμπεριφερθεί ελαστικά για φορτία μικρότερα ή ίσα της δύναμης διαρροής Fy.Σε μονοβάθμια συστήματα η μέγιστη επιτάχυνση που θα αναπτυχθεί δίνεται απο το ελαστικό φάσμα του σεισμού SA(T,ζ)=a_{el} και επομένως η μέγιστη δύναμη που μπορεί να παραλάβει ο ταλαντωτής είναι F_e=ma_{el} .Ορίζουμε τον λόγο:

$$q_y = \frac{F_{el}}{F_y}$$

Που ονομάζεται συντελεστής συμπεριφόρας διαρροής του συστήματος.

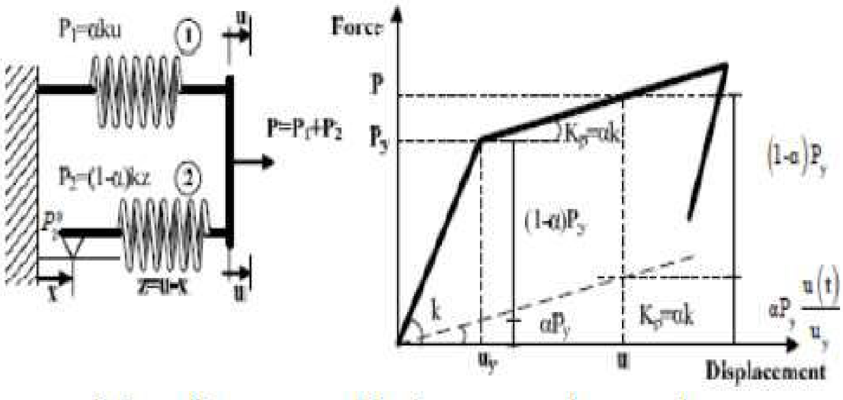
Είναι δεδομένο οτι σε ένα ανελαστικό σύστημα θα αναπτυχθούν παραμένουσες παραμορφώσεις.

3.2.1 Ανάπτυξη αλγορίθμου για την ανελαστική συμπεριφορά ταλαντωτή

Για την περιγραφή της κίνησης του ταλαντωτή εξακολουθεί προφανώς να ισχυέι η εξίσωση (3.1).Μόνο που τώρα η εσωτερική δύναμη επαναφοράς λόγω της δυσκαμψίας της κατασκευής παίρνει την μορφή:

$$fs = K\big(u(t)\big) * u(t)$$

Δηλαδή έχουμε αλλαγή της δυσκαμψίας με βάση την μετακίνηση που αναπτύσσεται κάθε χρονική στιγμή.Επιπλέον λόγω της σεισμικής διέγερσης συμβαίνουν συνεχείς φορτίσεις και αποφορτίσεις (αύξηση και μείωση της μετακίνησης) επομένως ειναι αναγκαίο να χρησιμοποιηθεί ένας νόμος συμπεριφοράς που να περιγράφει τα παραπάνω φαινόμενα.Στην παρούσα εργασία θα χρησιμοποιηθεί το προσωμοίωμα Bouc-Wen(1980).Σε αυτό το προσωμοίωμα η δύναμη επαναφοράς μπορεί να επιμεριστεί σε δύο τμήματα.Το πρώτο είναι ελαστικό με δυσκαμψία K αρηγμάτωτης διατομής και το δεύτερο υστερητικό όπου z η υστερητική μετακίνηση που προκύπτει απο την επίλυση μια διαφορικής εξίσωσης και έχει μονάδες μήκους.



Σχήμα 3.20 Ελαστικό και μη γραμμικό ελατήριο μοντέλου Bouc-Wen.(Triantafyllou,Koumousis 2012)

Επομένως το μοντέλο περιγράφεται απο τις παρακάτω εξισώσεις:

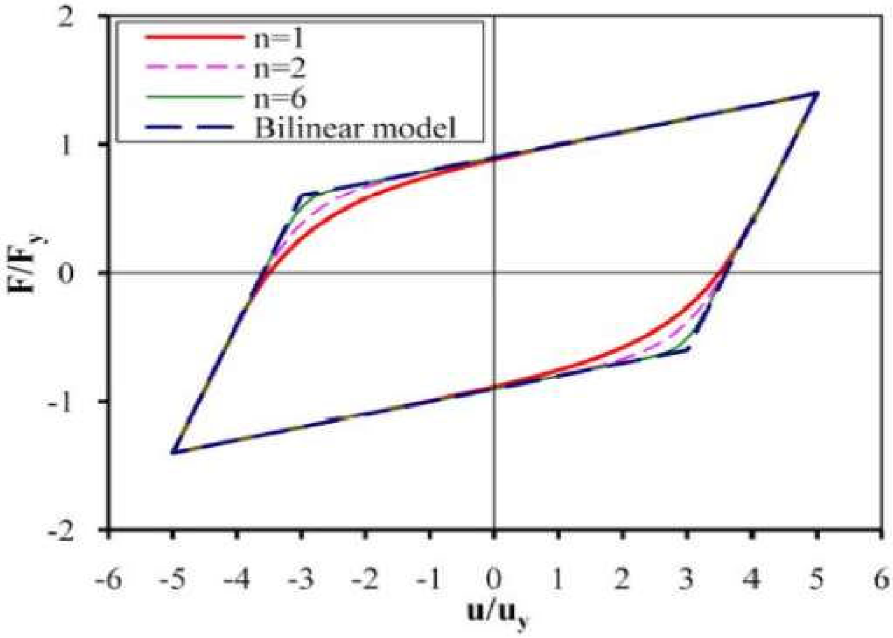
$$p - f_s - f_d = m\ddot{u}$$

$$fs = aKu + (1-a)Kz$$

$$\dot{z} = [A - h1 * h2]\dot{u}$$

$$h1 = \left|\frac{F}{\mathrm{F}_y}\right|^n \; και \; h2 = \beta + \gamma sgn(F\dot{u})$$

Στην παραπάνω έκφραση το h1 θεωρείται ότι εκφράζει το κανόνα ροής ενώ το h2 το ρυθμό της ανακυκλιζόμενης φόρτισης.Η παράμετρος n ρυθμίζει την μετάβαση απο τον ελαστικό στον πλαστικό κλάδο.Οι παράμετροι Α,β,γ λαμβάνονται συνήθως ίσοι με 1, 0.5 , 0.5 αντίστοιχα.



Σχήμα 3.21 Επιρροή της παραμέτρου n.Για n>6 πλησιάζουμε το διγραμμικό μοντέλο.(Charalampakis AE 2010)

Στην παρούσα εργασία θα χρησιμοποιηθεί ένα μοντέλο ελαστικό-τελείως πλαστικό με μηδενική κράτυνση θέτωντας α=0.

Η παραπάνω διαδικασία μορφώνεται με την μορφή αλγορίθμου στο Mathcad.

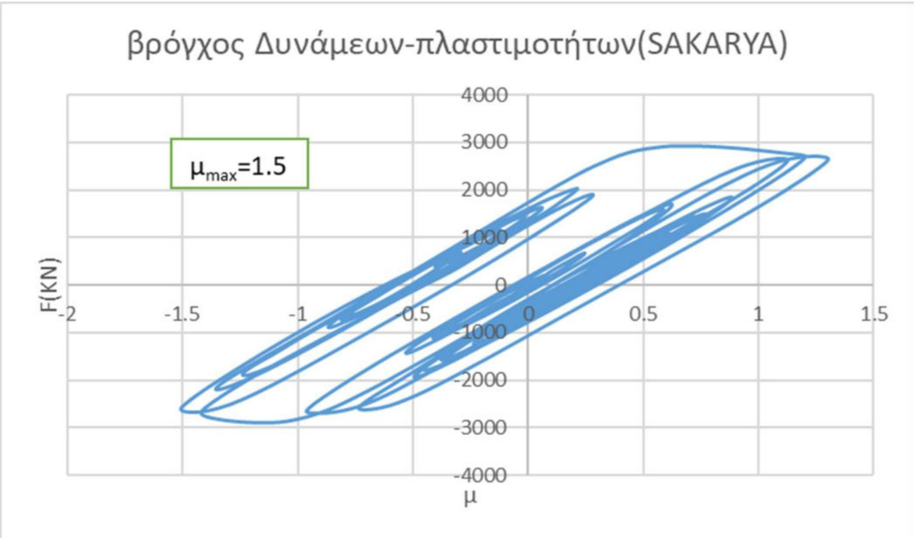
$$
\begin{aligned}
utot := \;& wp \leftarrow \omega st \\
& u_0 \leftarrow 0 \\
& u_1 \leftarrow 0 \\
& fs_0 \leftarrow 0 \\
& \text{for } i \in 1..Nt \\
& \quad Du_i \leftarrow u_i - u_{i-1} \\
& \quad Dfs_i \leftarrow Kst \cdot Du_i \cdot \left[1 - 0.5 \cdot \left(\left|\frac{fs_{i-1}}{Fy}\right|\right)^n \cdot \left(1 + \operatorname{sign}(fs_{i-1} \cdot Du_i)\right)\right] \\
& \quad fs_i \leftarrow fs_{i-1} + Dfs_i \\
& \quad u_{i+1} \leftarrow \frac{2}{1 + wp \cdot \xi st \cdot dt} \cdot u_i - \left(\frac{1 - wp \cdot \xi st \cdot dt}{1 + wp \cdot \xi st \cdot dt} u_{i-1}\right) - \frac{dt^2}{1 + wp \cdot \xi st \cdot dt} \cdot \left(\frac{fs_i}{Mst} + 1\, ak_i\right) \\
& \quad a_i \leftarrow \frac{u_{i+1} - 2 \cdot u_i + u_{i-1}}{dt^2} \\
& umax \leftarrow \max(\max(u), \max(-u)) \\
& \begin{pmatrix} u \\ a \\ fs \\ umax \end{pmatrix}
\end{aligned}
$$

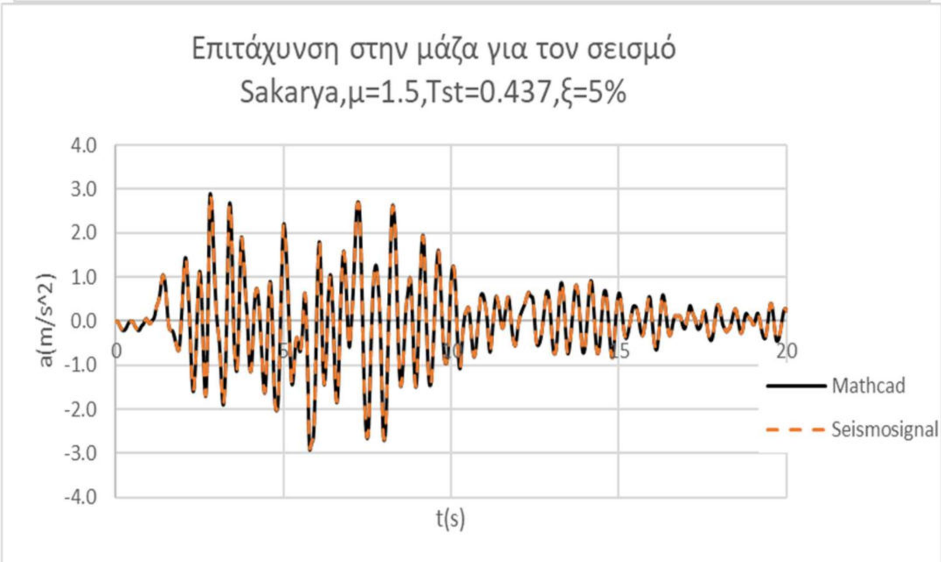
3.2.2 Επικύρωση του αλγορίθμου και μόρφωση των μονοβάθμιων ταλαντωτών με το Seismosignal,Plaxis,Seismostruct.

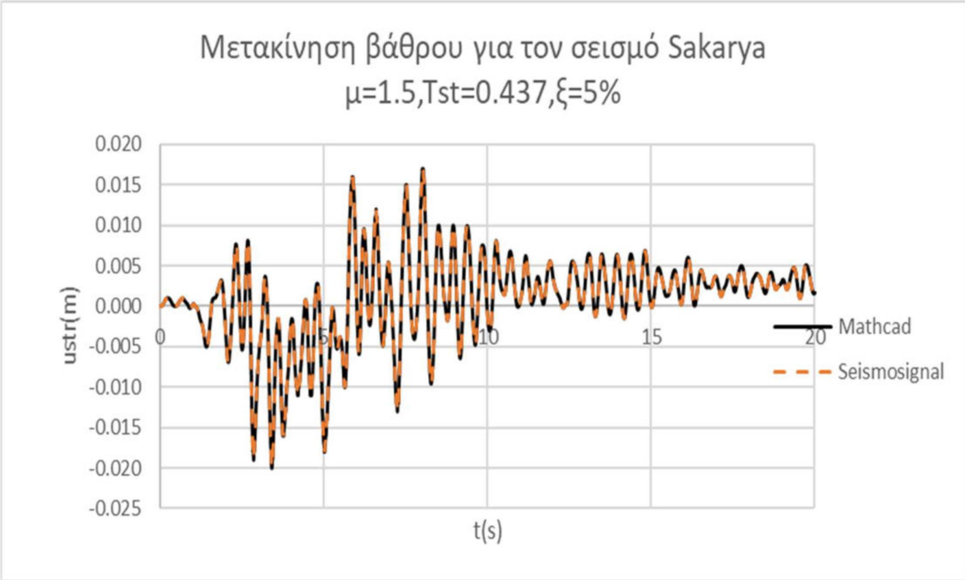
Ο παραπάνω αλγόριθμος θα επικυρωθεί αρχικά με τα αποτελέσματα του seismosignal για τις μέγιστες πλαστιμότητες που θα προκύψουν απο τους βρόγχους υστέρησης για την εκάστοτε σεισμική διέγερση.Για τις ανάγκες των αναλύσεων θα χρησιμοποιηθούν οι σεισμοί Sakarya ,Northridge καθώς και:

$$n = 10\,, Fy = 2700\,, u_y = \frac{F_y}{K_{st}} = 0.013, \xi = 5\%, Tst = 0.437s$$

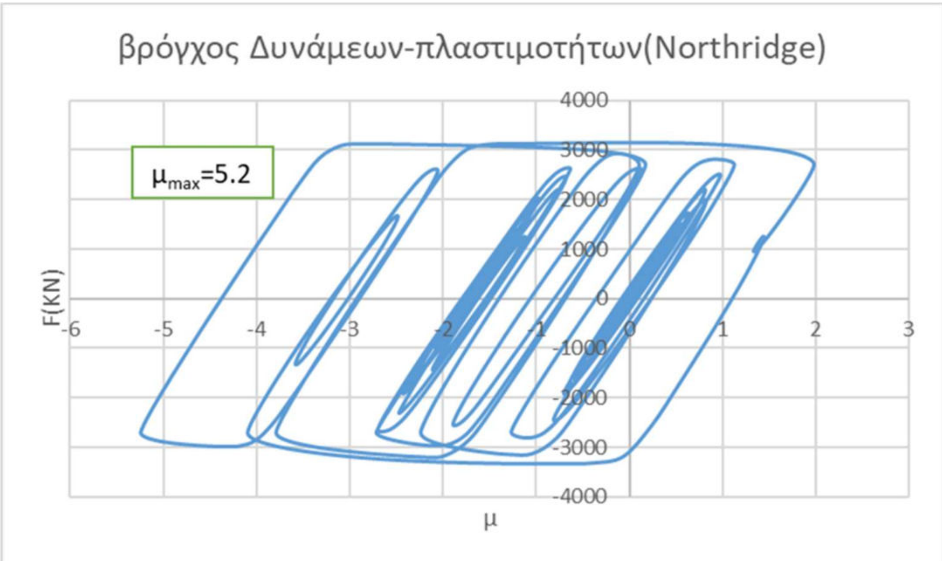
Στους παρακάτω βρόγχους υστέρησης στον άξονα των δυνάμεων ειναι απαραίτητο να συνυπολογιστεί και η δύναμη που ενεργεί λόγω απόσβεσης της μάζας του ταλαντωτή.

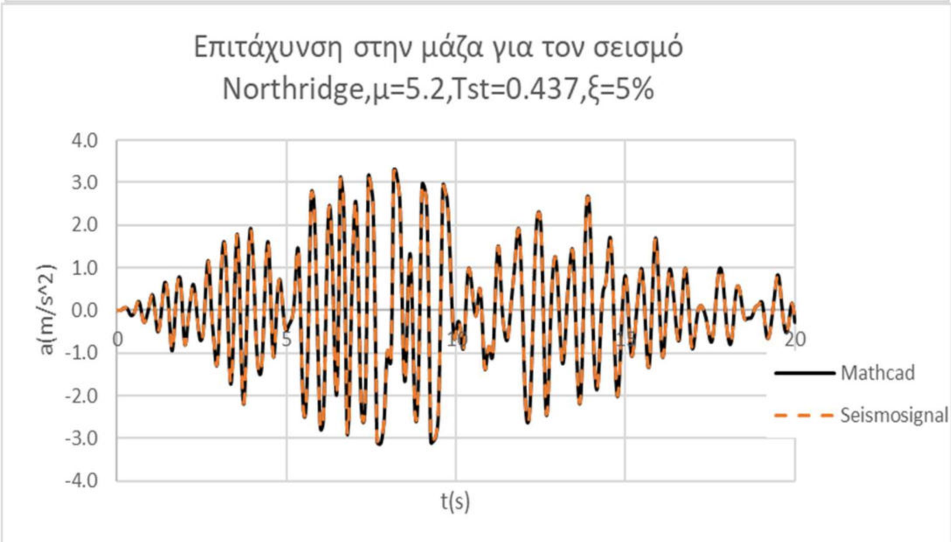


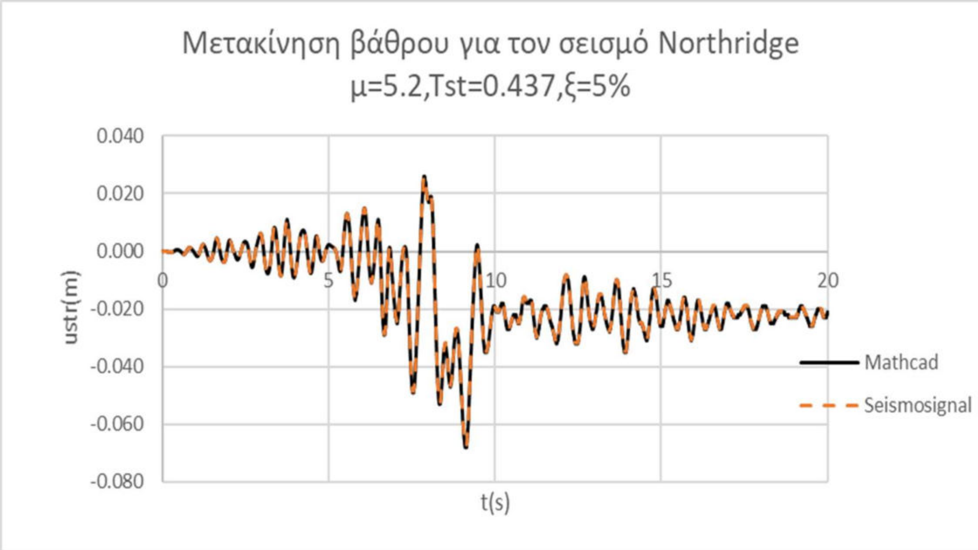




Σχήμα 3.22 α)μέγιστη πλαστιμότητα του ταλαντωτή, β)Απόλυτη επιτάχυνση στην μάζα(Mathcad-Seismosignal-Απόκλιση 0-1%), γ)Μετακίνηση βάθρου (Mathcad-Seismosignal,Απόκλιση 0-0.5%)





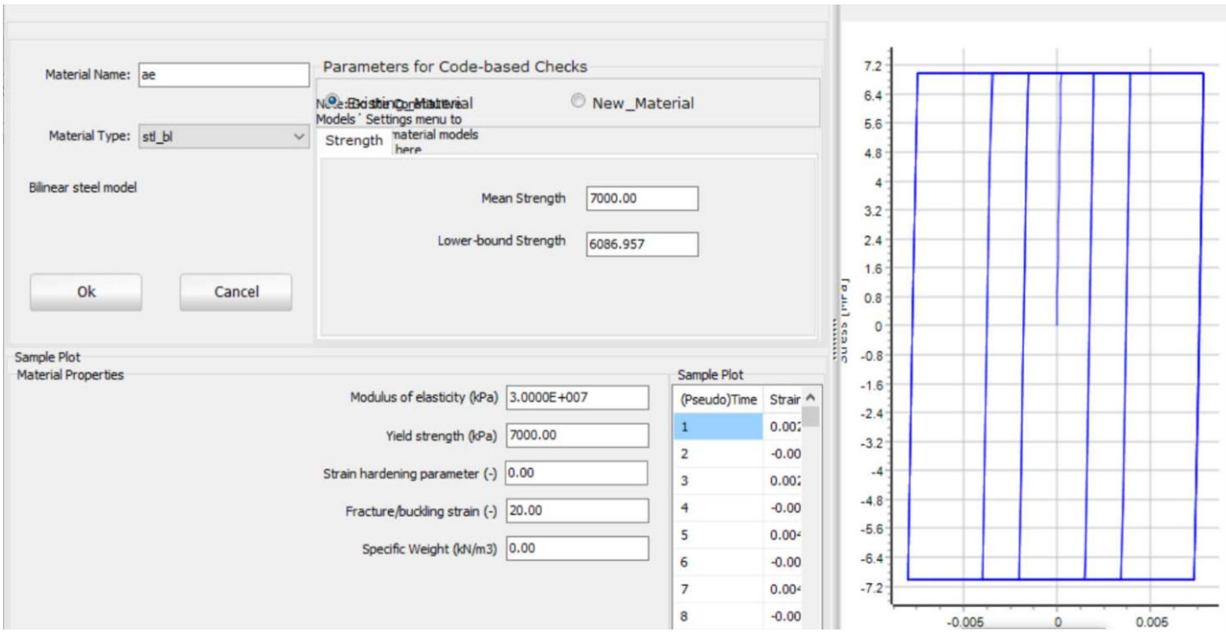


Σχήμα 3.23 α)μέγιστη πλαστιμότητα του ταλαντωτή, β)Απόλυτη επιτάχυνση στην μάζα(Mathcad-Seismosignal-Απόκλιση 0-0.2%), γ)Μετακίνηση βάθρου (Mathcad-Seismosignal,Απόκλιση 0%)

Επομένως ο αλγόριθμος αρχικά επαληθεύεται με το Seismosignal(το οποίο χρησιμοποιεί το μοντέλο Bouc-Wen-Noori 1985). Ακολουθεί η μόρφωση των ταλαντωτών στο Seismostruct και Plaxis και ακολούθως η επιβεβαίωση τους απο τον αλγόριθμο για τα 7 επιταχυνσιογραφήματα που χρησιμοποιήθηκαν και προηγουμένως.

Ο ανελαστικός μονοβάθμιος ταλαντωτής στο Seismostruct.

Για να εκφραστεί η ανελαστικότητα του ταλαντωτή είναι απαραίτητο να δημιουργηθεί μια διατομή από ενα υλικό η οποία να διαρρέει για δύναμη F=2700.Θα επιλεγεί ένα διγραμμικό μοντέλο χάλυβα με μηδενική κράτυνση και μεγάλη αντοχή σε λυγισμό.

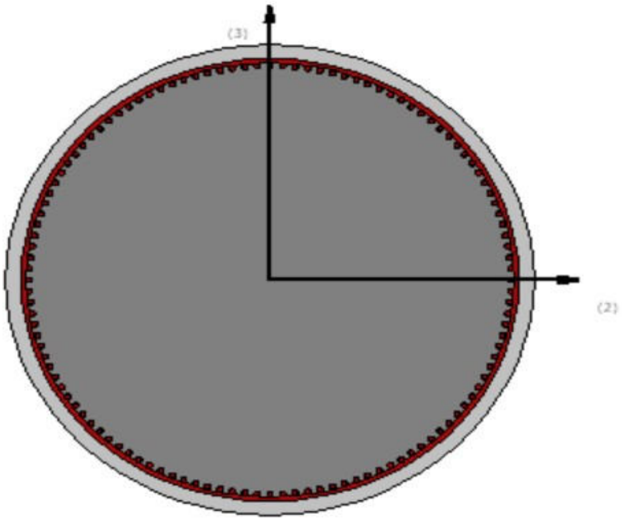


Τα χαρακτηριστικά της διατομής,του βάθρου και της μάζας παραμένουν ώς έχουν:

Ένα κυκλικό υποστύλωμα διαμέτρου d=3m ,ύψους h=12m, με ροπή αδράνειας $I = \frac{\pi}{64} d^4 = 3.977 m^4$,$E = 30 * 10^6 kPa$, δυσκαμψία $K = {3EI}/{h^3} = 2.071 * \frac{10^5 KN}{m}$,$Mst = 1000tn$,

$$a0 = 1.437$$

Εναλλακτικά μπορεί να χρησιμοποιηθεί μια διατομή οπλισμένου σκυροδέματος με διαμήκεις οπλισμούς 120Φ32 και C40/50.Παρόλα αυτά χάριν ευκολίας αλλαγής της δύναμης διαρροής προτείνεται το μοντέλο του χάλυβα.

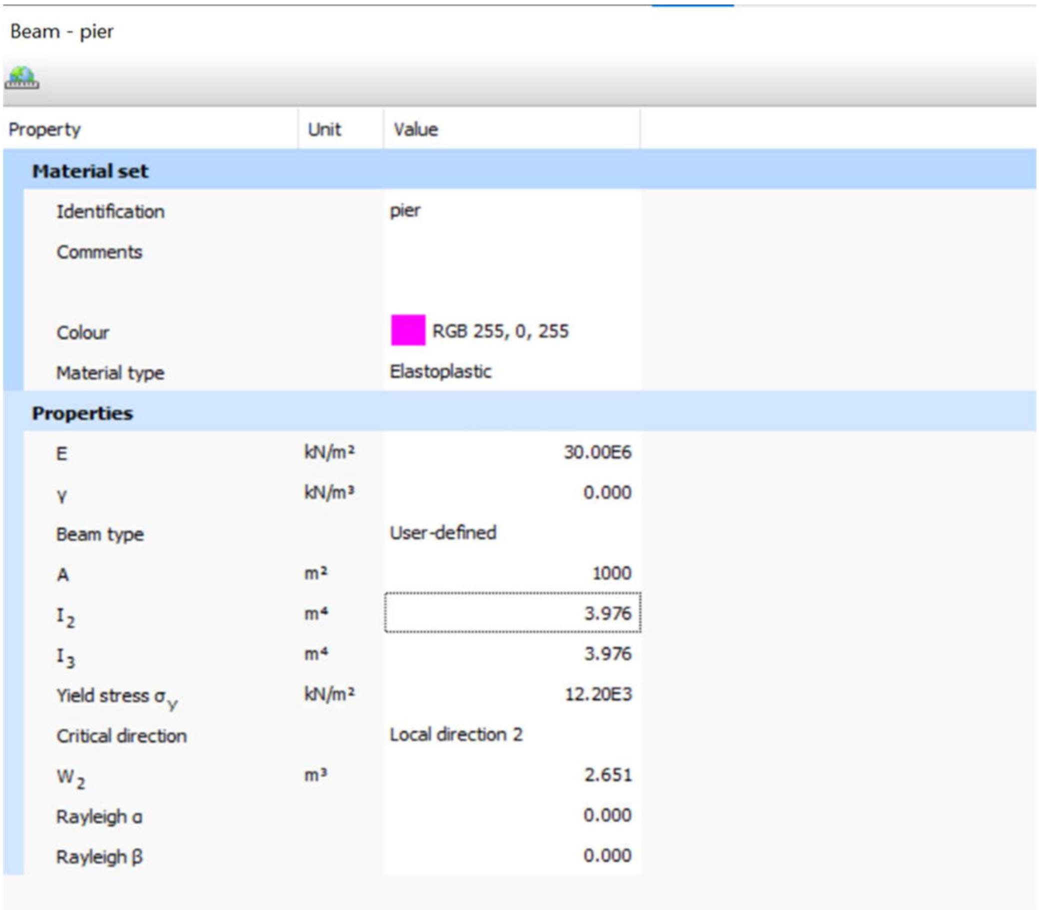


Ο ανελαστικός μονοβάθμιος ταλαντωτής στο Plaxis.

Για την αστοχία των διατομών των μοντέλων beam το plaxis χρησιμοποιεί ένα μοντέλο αστοχίας ,υπό καταπόνηση μεγεθών αξονικής δύναμης(N) και ροπών(M), που διέπεται απο την παρακάτω σχέση:

$$\frac{N}{Npl} + \frac{M}{Mpl} = 1$$

Για να διαρρεύσει ο ταλαντωτής υπο δύναμη Fy=2700 θα επιλεγεί αρχικά ένα μεγάλο εμβαδόν διατομής A ώστε $\frac{N}{Npl} \to 0$ επομένως θέλουμε $Mpl = M = Fy * h = 32500KNm$.Τα χαρακτηριστικά του beam φαίνονται παρακάτω.



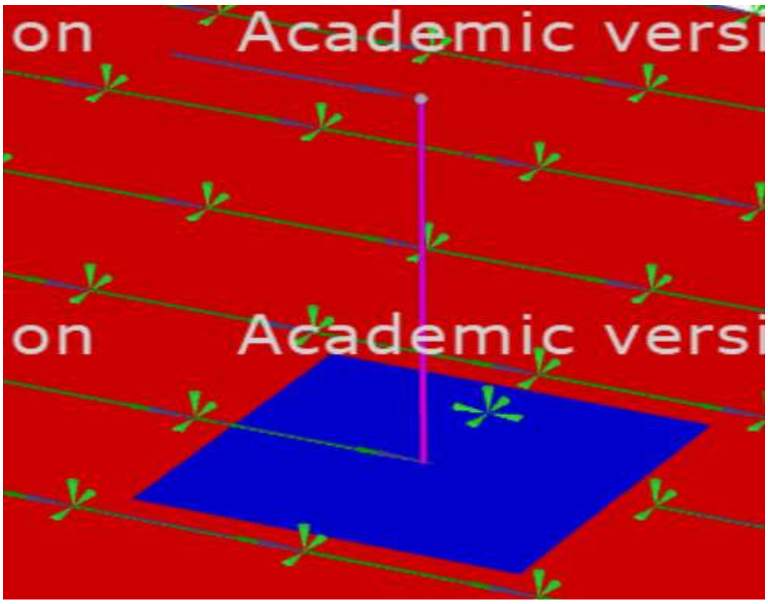
Beam - pier

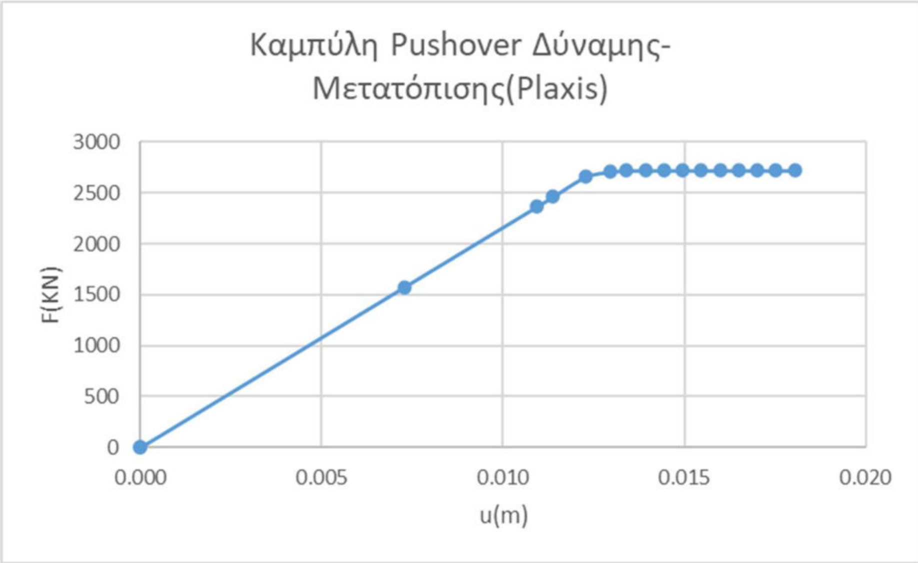
Property	Unit	Value
Material set		
Identification		pier
Comments		
Colour		RGB 255, 0, 255
Material type		Elastoplastic
Properties		
E	kN/m²	30.00E6
γ	kN/m³	0.000
Beam type		User-defined
A	m²	1000
I_2	m⁴	3.976
I_3	m⁴	3.976
Yield stress σ_y	kN/m²	12.20E3
Critical direction		Local direction 2
W_2	m³	2.651
Rayleigh α		0.000
Rayleigh β		0.000

Τα χαρακτηριστικά του θεμελίου, της μάζας καθώς και της απόσβεσης αφήνονται ώς έχουν απο τον ελαστικό ταλαντωτή.Το χρονικό βήμα ανάλυσης επιλέγεται 0.01s.

Για να σιγουρευτούμε για την ορθότητα των παραπάνω υπολογισμών επιβάλλεται στην μάζα της κατασκευής μια οριζόντια δύναμη 3000KN.Η διαρροή του ταλαντωτή αναμένεται:

$$uy = \frac{Fy}{Kst} = 0.013m$$

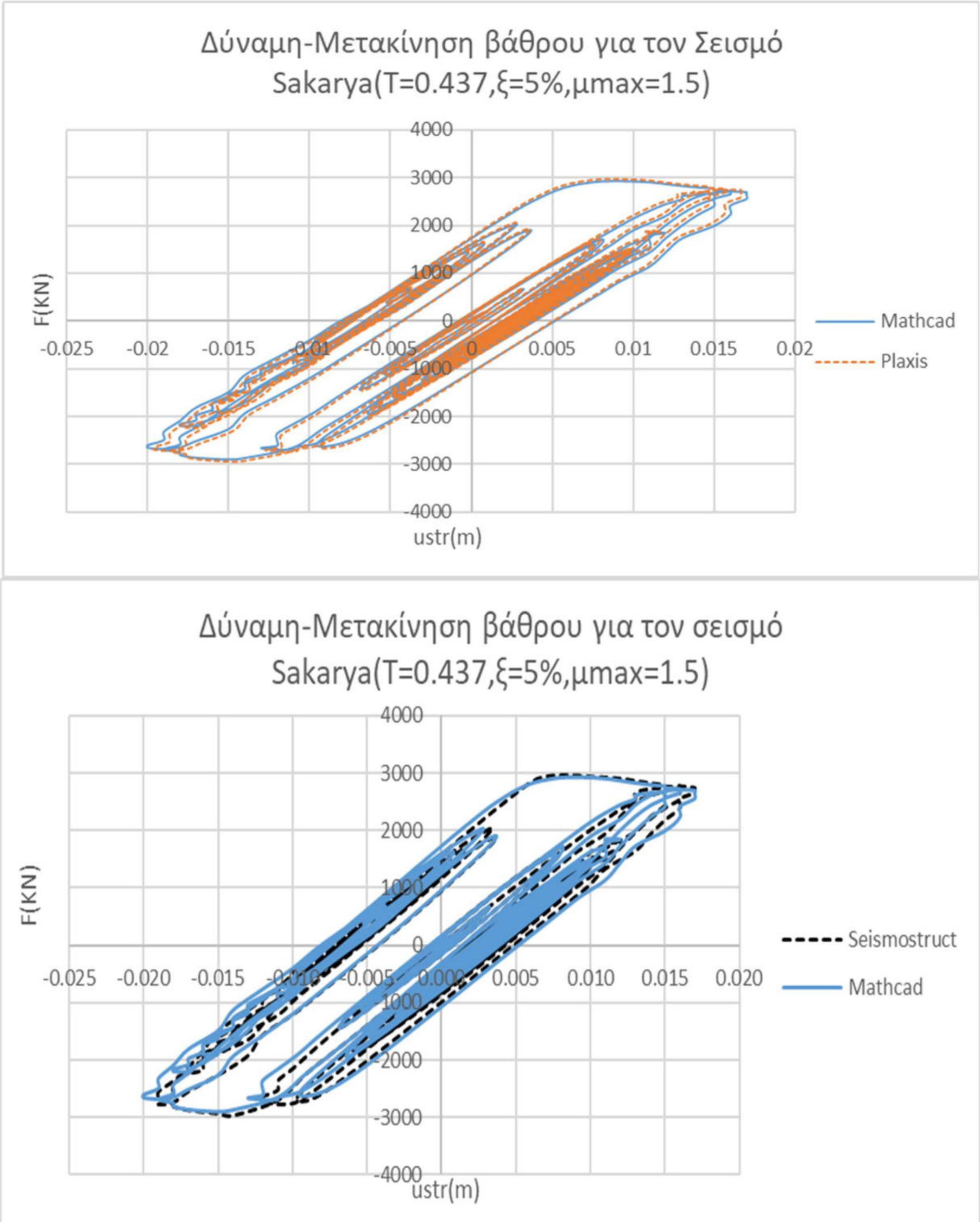




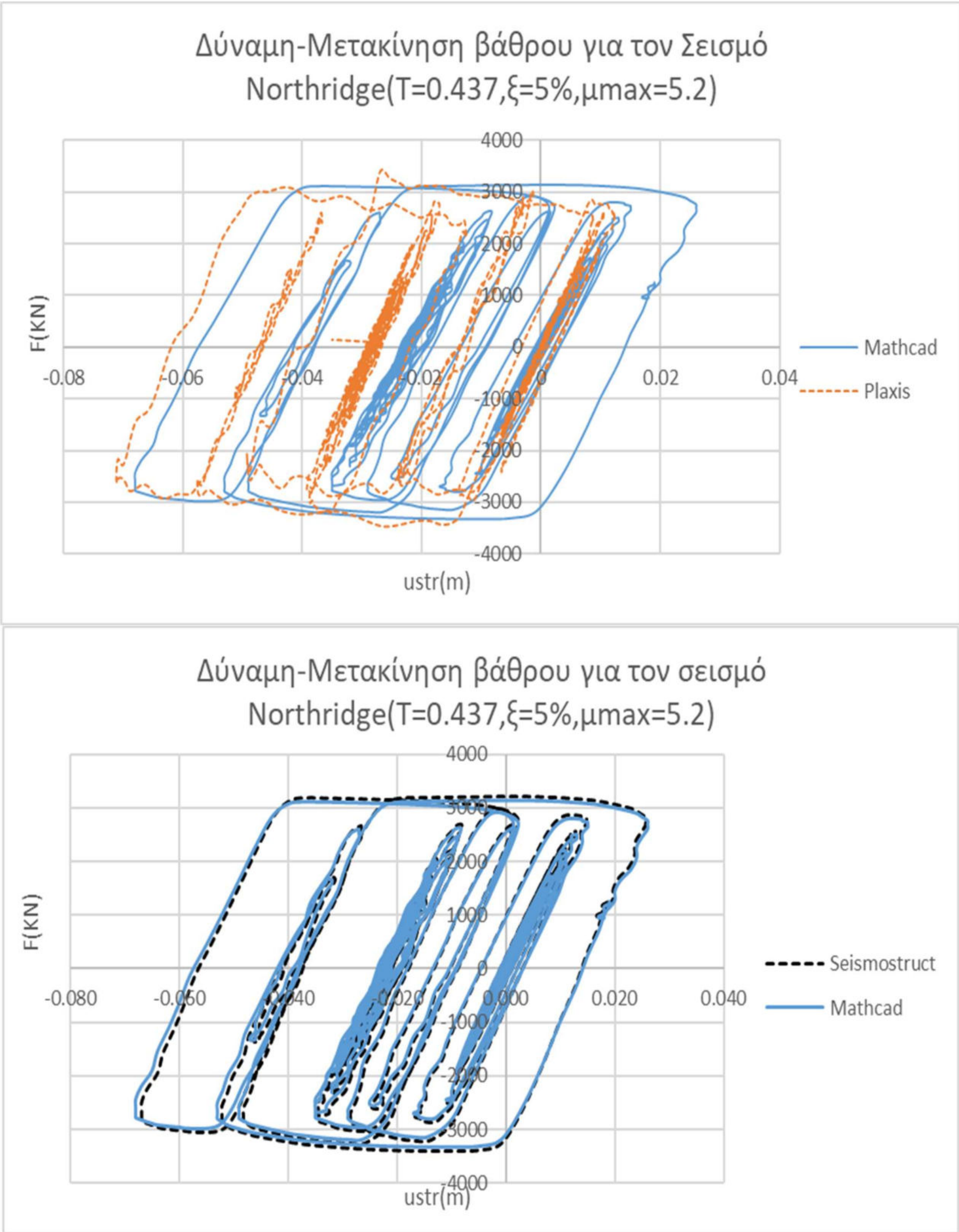
Σχήμα 3.24 Καμπύλη αντίστασης ταλαντωτή στο Plaxis

Επομένως το βάθρο διαρρέει σε δύναμη Fy=2712KN με μετακίνηση uy=0.013m.Επιπλέον βλέπουμε οτι το plaxis χρησιμοποιεί ένα ελαστικό-τελείως πλαστικό μοντέλο αστοχίας.

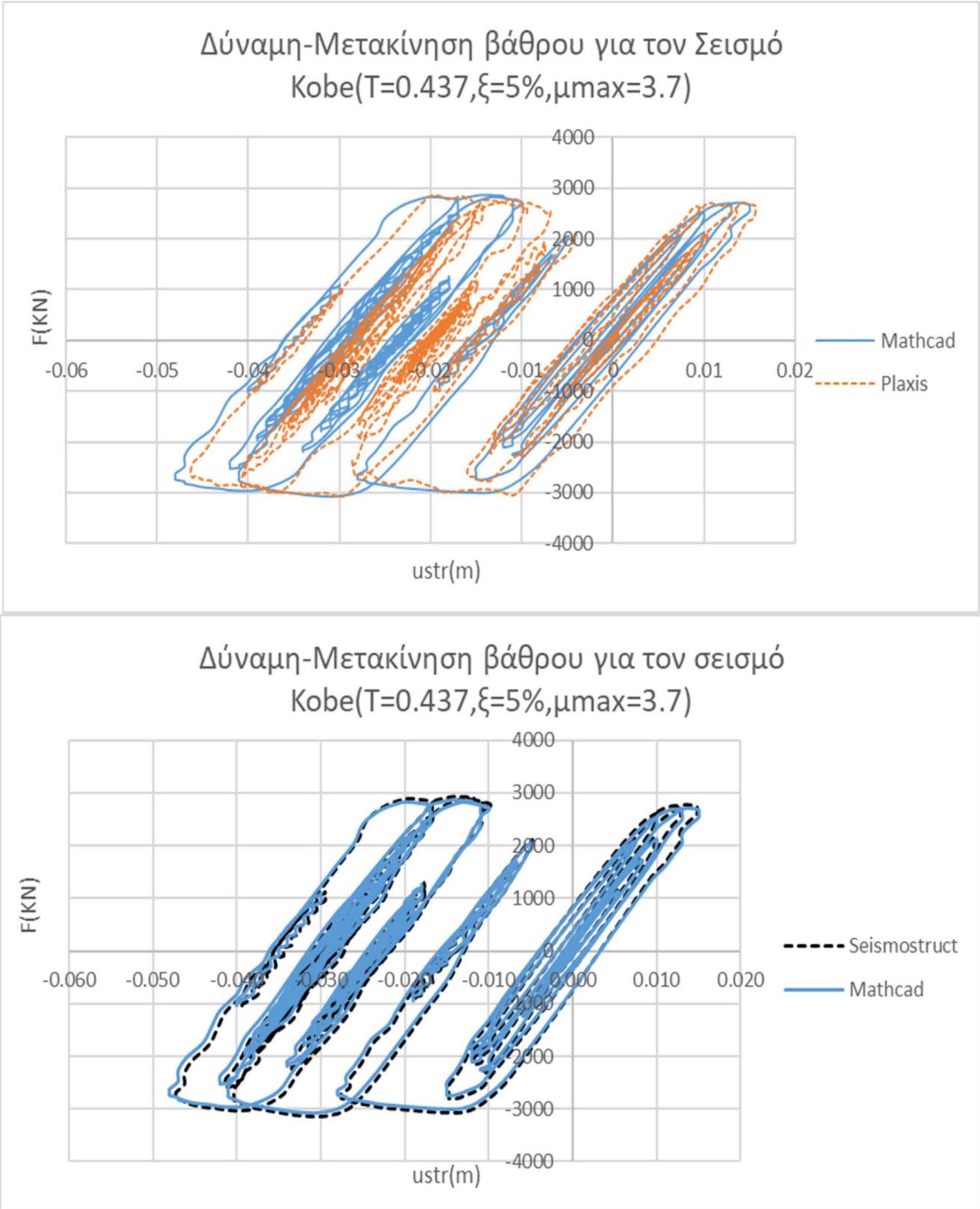
Ακολουθεί η επιβεβαίωση των ταλαντωτών που δημιουργήθηκαν με τα αποτελέσματα του αλγορίθμου που αναπτύχθηκε για τα 7 επιταχυνσιογραφήματα σεισμών που έχουν επιλεγεί.Για καλύτερη σύγκριση και εποπτεία των αποτελεσμάτων τα γραφήματα θα δωθούν σε μορφή βρόγχων υστέρησης δύναμης στην μάζα-μετακίνησης βάθρου.



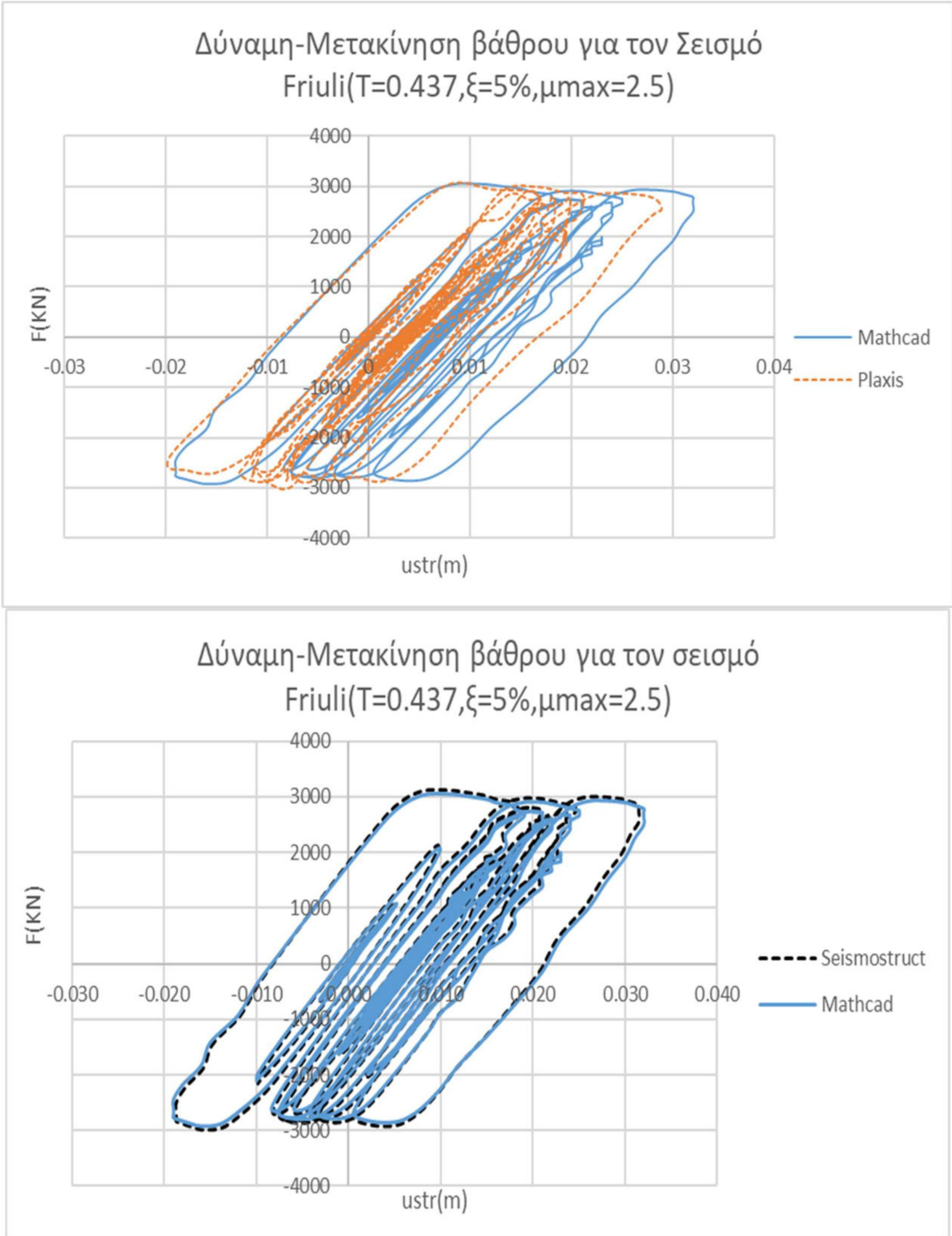
Σχήμα 3.25 Σύγκριση βρόγχων υστέρησης για την Sakarya.



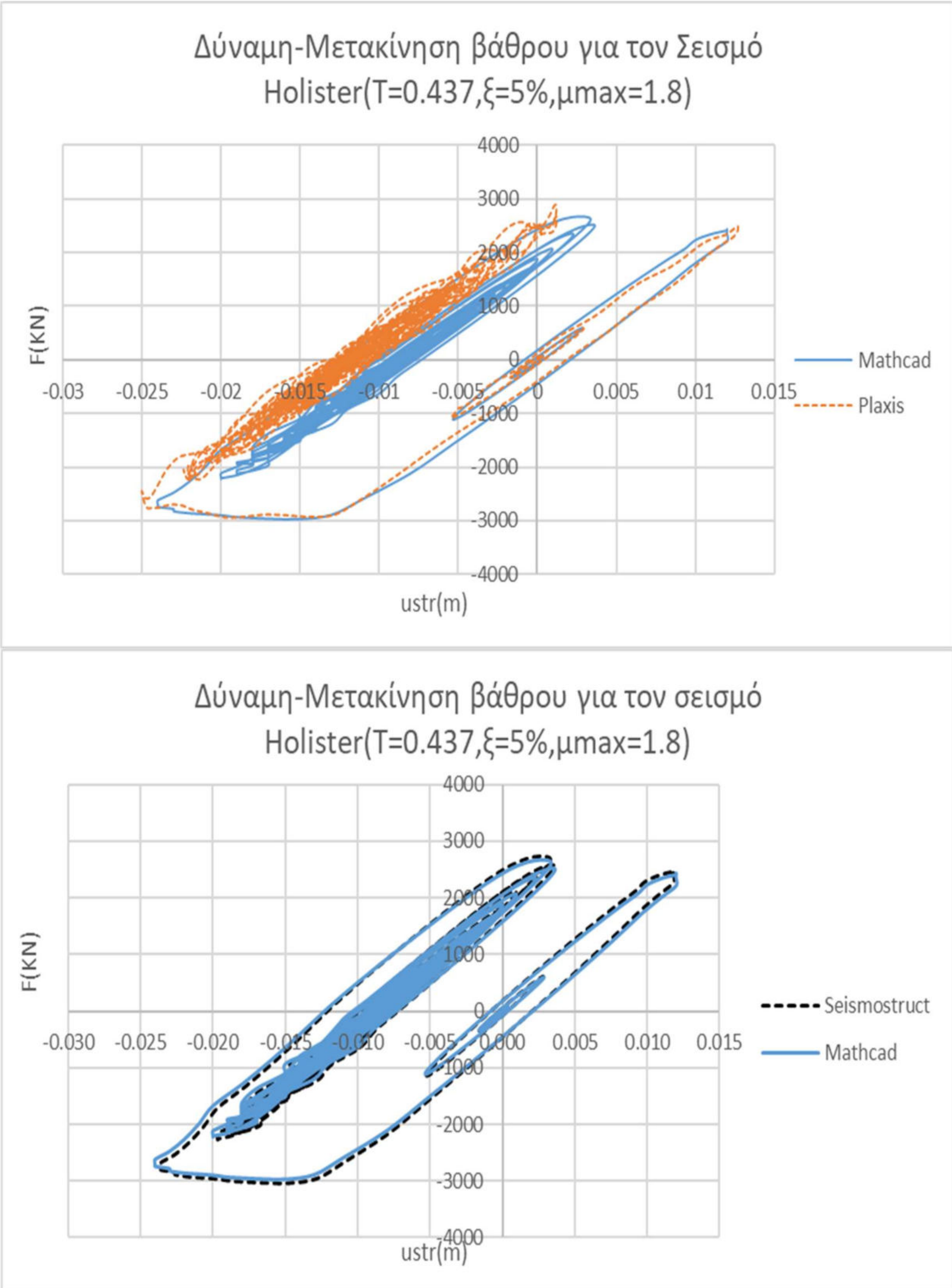
Σχήμα 3.26 Σύγκριση βρόγχων υστέρησης για τον σεισμό Northridge



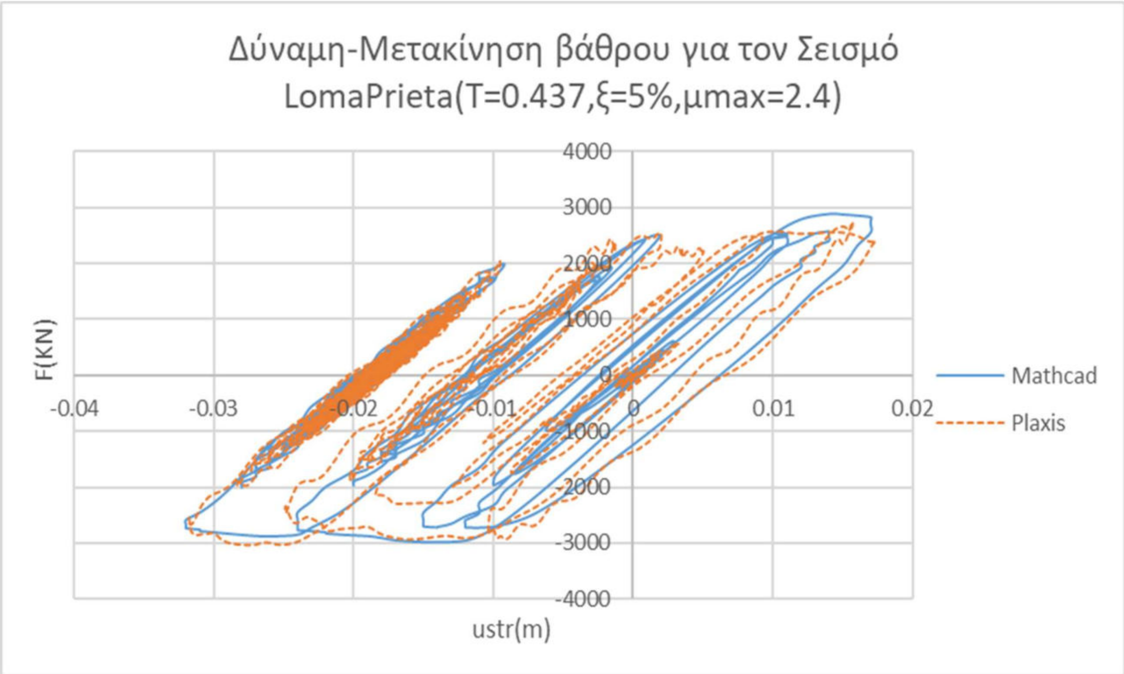
Σχήμα 3.27 Σύγκριση βρόγχων υστέρησης για τον σεισμό Kobe

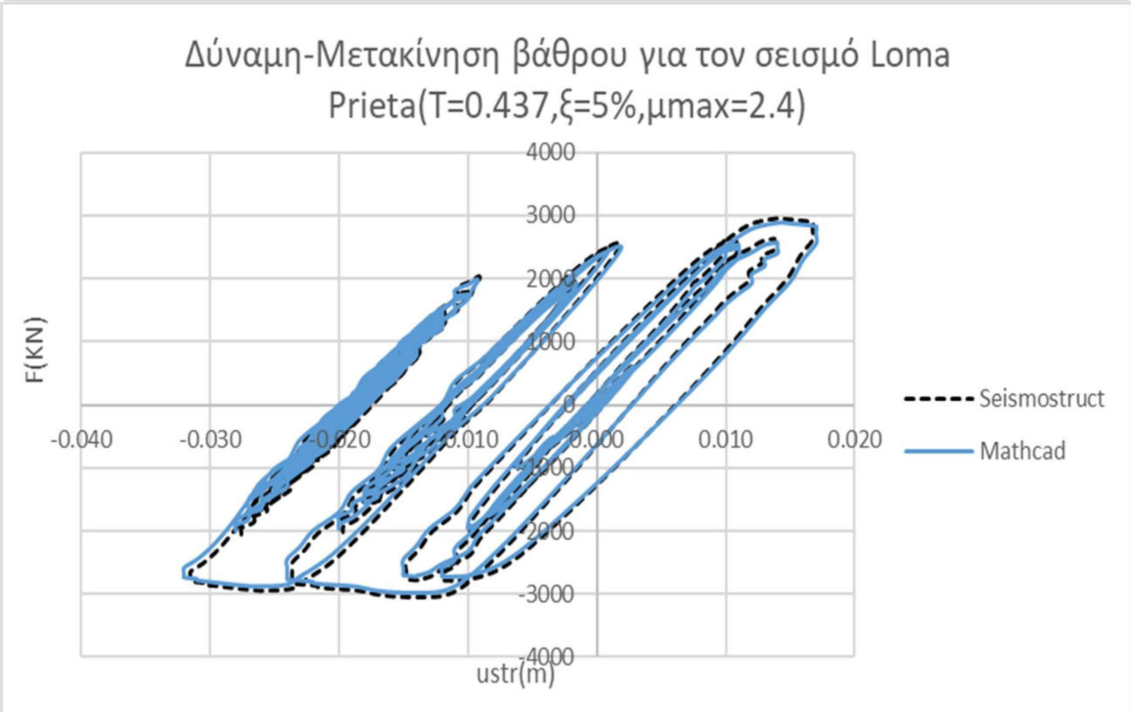


Σχήμα 3.28 Σύγκριση βρόγχων υστέρησης για τον σεισμό Friuli

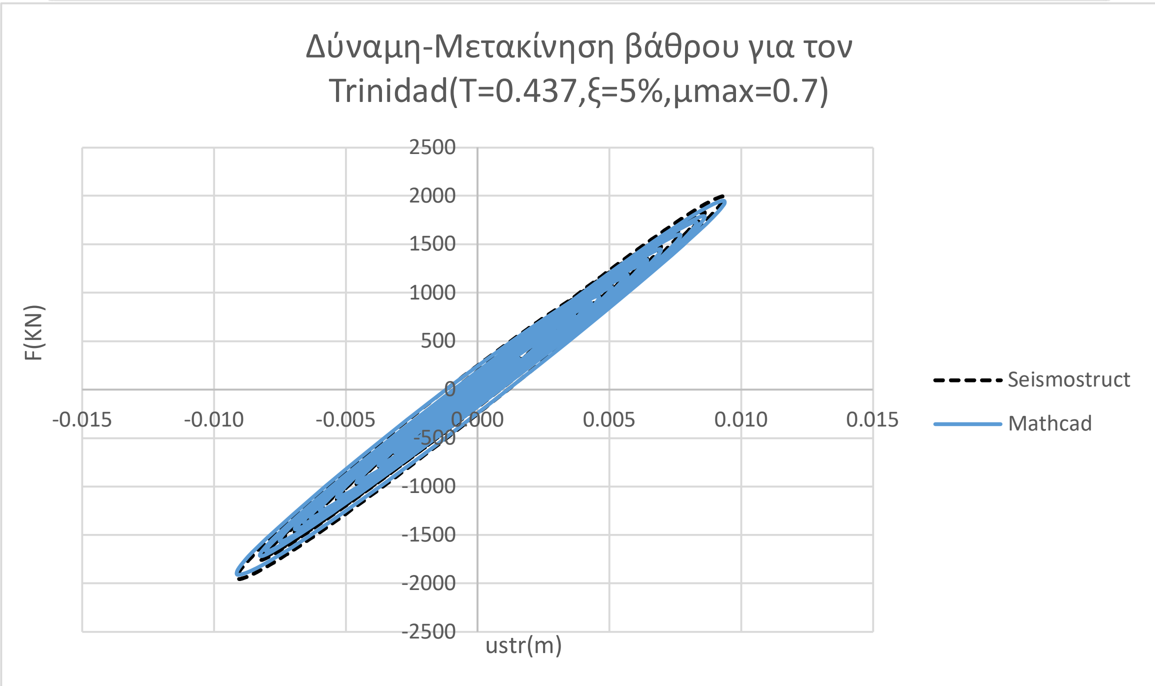


Σχήμα 3.29 Σύγκριση βρόγχων υστέρησης για τον σεισμό Holister





Σχήμα 3.23 Σύγκριση βρόγχων υστέρησης για τον σεισμό Loma Prieta.



Σχήμα 3.24 Σύγκριση βρόγχων υστέρησης για τον σεισμό Trinidad.

3.2.3 Σχέση συντελεστή συμπεριφοράς-πλαστιμότητας(q_y-μ)

Στον αντισεισμικό κανονισμό και στην διεθνή βιβλιογραφία δίνονται σχέσεις μεταξύ των q_y-μ ουτώς ώστε να καθιστεί εύκολος ο υπολογισμός της απαιτούμενης πλαστιμότητας χρησιμοποιώντας τον συντελεστη συμπεριφοράς σε διαρροή του συστήματος.Επιπλέον παρατηρούμε ότι

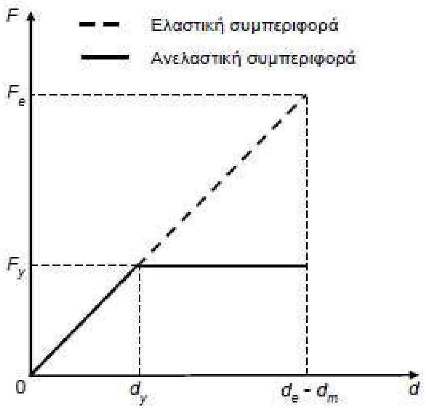
$$\mu \;/\; q_y = {}^{dm}\!/_{de}.$$

Η σχέση πλαστιμότητας και συντελεστή συμπεριφοράς είναι ανάλογη της σχέσης μέγιστης ανελαστικής μετακίνησης και ελαστικής μετακίνησης.

Οι συνήθεις σχέσεις που χρησιμοποιούνται βασίζονται σε δύο μεθόδους:

•Παραδοχή ίσων μετακίνησεων

Σύμφωνα με αυτή την παραδοχή οι κατασκευές με ιδιοπερίοδο (T>0.5s) παρατηρείται ότι παρουσιάζουν μέγιστη ανελαστική μετακίνηση ίση με την ελαστική μετακίνηση του ταλαντωτή.



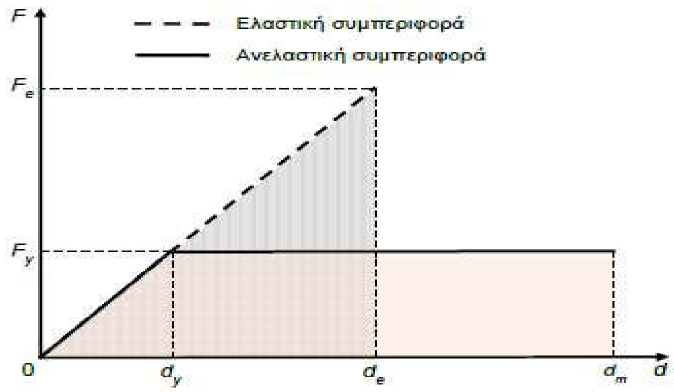
Σχήμα 3.25 Παραδοχή ίσων μετακινήσεων(Ψυχάρης 2016)

Δηλαδή q_y=μ

•Παραδοχή ίσων ενεργειών

Σε δύσκαμπτες κατασκευές με περίοδο (T<0.5s) γίνεται η παραδοχή ότι η ενέργεια που παράγεται κατα την διάρκεια του κύκλου φόρτιστης που συμβαίνει η dm είναι ίση με την αντίστοιχη ενέργεια του ελαστικού συστήματος.

$$q_y = \sqrt{2\mu - 1}$$



Σχήμα 3.26 Παραδοχή ίσων ενεργειών(Ψυχάρης 2016)

Για να διερευνηθεί η ορθότητα των παραπάνω σχέσεων είναι απαραίτητο να τροποποιηθεί ο προηγούμενως αλγόριθμος ώστε να πάρουμε ενα γράφημα πλαστιμοτήτων(μ) συναρτήσει της ιδιοπεριόδου T,για δεδομένο q_y

‣Θα σκαναριστούν διάφορες ιδιοπερίοδοι Tst

‣Θεωρούμε σταθερή δυσκαμψία υποστυλώματος Kst

‣Η μάζα αναγκαστικά θα πρέπει να αλλαχθεί σε κάθε επανάληψη ώς :$Mst = {Kst}/{\omega^2}$

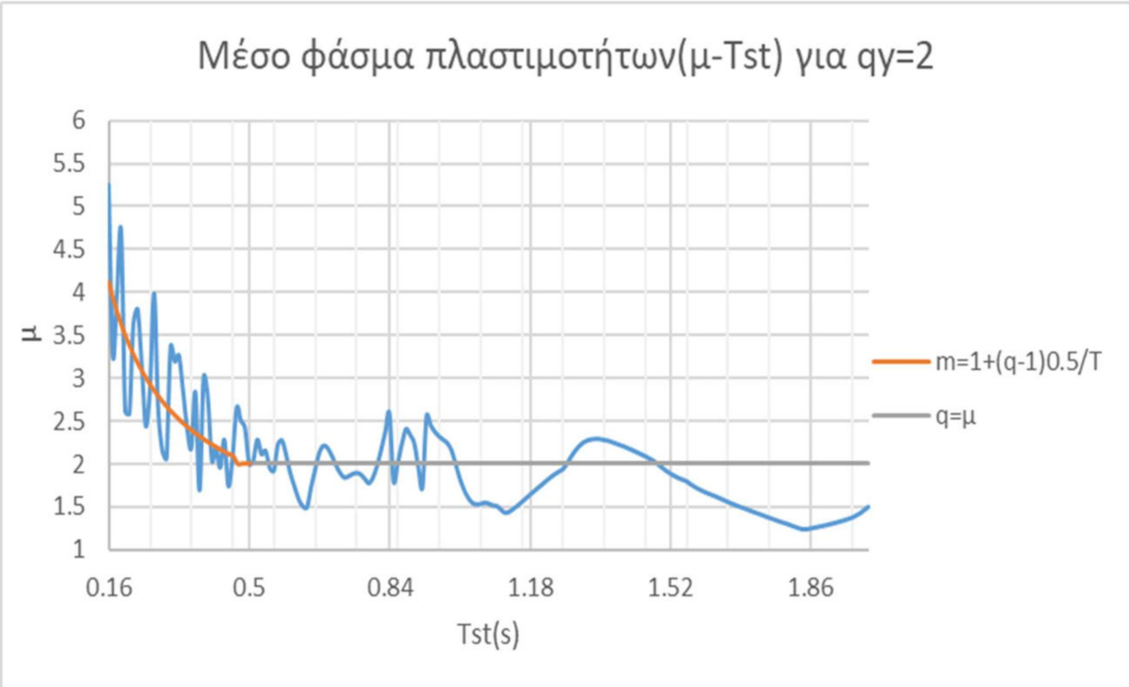
‣Γίνεται ανελαστική ανάλυση με $Fy = \frac{Mst*SA}{q}$ όπου SA η ελαστική επιτάχυνση του ταλαντωτή για δεδομένη ιδιοπερίοδο

‣Υπολογίζεται η μέγιστη πλαστιμότητα του ταλαντωτή

```
utot := for j ∈ 15..200
          wp_j ← 2·π / Tsc_j
          Mst_j ← Kst / (wp_j)^2
          u_0 ← 0
          u_1 ← 0
          fs_0 ← 0
          for i ∈ 1..Nt
            Du_i ← u_i − u_(i−1)
            Dfs_i ← Kst·Du_i·[1 − 0.5·[|fs_(i−1) / (Mst_j·SA_j / q)|]^n·(1 + sign(fs_(i−1)·Du_i))]
            fs_i ← fs_(i−1) + Dfs_i
            u_(i+1) ← 2/(1 + wp_j·ξst·dt)·u_i − ((1 − wp_j·ξst·dt)/(1 + wp_j·ξst·dt)·u_(i−1)) − dt^2/(1 + wp_j·ξst·dt)·(fs_i/Mst_j + 1 ak_i)
          umax_j ← max(max(u), max(−u))·Kst / (Mst_j·SA_j / q)
        umax
```

Εφαρμόζοντας για q=1.5 , 2 , 3 , 4 τον παραπάνω αλγόριθμο για 15 επιταχυνσιογραφήματα σεισμών παίρνουμε για κάθε q ένα μέσο γράφημα πλαστιμοτήτων συναρτήσει της ιδιοπεριόδου.

Σχήμα 3.27 Μέσο φάσμα πλαστιμοτήτων για q=1.5



Σχήμα 3.28 Μέσο φάσμα πλαστιμοτήτων για q=2

Σχήμα 3.29 Μέσο φάσμα πλαστιμοτήτων για q=3

Σχήμα 3.30 Μέσο φάσμα πλαστιμοτήτων για q=4

Επομένως οι παραδοχές των ίσων μετακινήσεων και ενεργειών ισχύουν ικανοποιητικά.

3.2.4 Ανελαστικά φάσματα απόκρισης

Η κατασκευή των ανελαστικών φασμάτων σταθερής πλαστιμότητας απαιτεί τον υπολογισμό της επιτάχυνσης διαρροής για να εκτελεστεί η χρονοϊστορία απόκρισης.Επομένως ακολουθείται η εξής διαδικασία:

‣Σαρώνονται διάφορες ιδιοπερίοδοι Tst

‣Για κάθε ιδιοπερίοδο Tst εισάγεται η ελαστική φασματική επιτάχυνση SA(η οποία έχει υπολογισθεί απο το ελαστικό φάσμα του σεισμού)

‣η επιτάχυνση διαρροής σε κάθε βήμα είναι ay=SA-Da ,όπου Da=0.01

‣Γίνεται ανάλυση μέσω του bouc-wen, με $Fy = \frac{Kst \cdot ay}{\omega^2}$

‣Υπολογίζεται η πλαστιμότητα $\mu = \frac{dm}{\frac{ay}{\omega^2}}$ και ελέγχεται αν είναι μεγαλύτερη ή ίση απο την μt.Εάν ναι τότε σταματάμε αλλίως θέτουμε ay_{i+1}=ay_i-Da και συνεχίζεται η επανάληψη μέχρι να βρούμε την ζητούμενη μ.

$\text{utot} := \text{for } k \in 0, 7 .. 200$

$\quad wp_k \leftarrow \frac{2 \cdot \pi}{Tsc_k}$

$\quad ay_{0,k} \leftarrow SA_k - Da$

$\quad \mu_{0,k} \leftarrow 0$

$\quad j \leftarrow 0$

$\quad \text{while } 0 < \mu t$

$\quad\quad u_0 \leftarrow 0$

$\quad\quad u_1 \leftarrow 0$

$\quad\quad fs_0 \leftarrow 0$

$\quad\quad \text{for } i \in 1 .. Nt$

$\quad\quad\quad Du_i \leftarrow u_i - u_{i-1}$

$$Dfs_i \leftarrow 1Kst \cdot Du_i \cdot \left[1 - 0.5 \cdot \left[\left| \frac{fs_{i-1}}{\frac{Kst}{(wp_k)^2} \cdot ay_{j,k}} \right| \right]^n \cdot \left(1 + \text{sign}\left(fs_{i-1} \cdot Du_i\right)\right) \right]$$

$$fs_i \leftarrow fs_{i-1} + Dfs_i$$

$$u_{i+1} \leftarrow \frac{2}{1 + wp_k \cdot \xi st \cdot dt} \cdot u_i - \left(\frac{1 - wp_k \cdot \xi st \cdot dt}{1 + wp_k \cdot \xi st \cdot dt} u_{i-1} \right) - \frac{dt^2}{1 + wp_k \cdot \xi st \cdot dt} \cdot \left[\frac{fs_i}{\frac{Kst}{(wp_k)^2}} + 1\,ak_i \right]$$

$$dm_{j,k} \leftarrow \max(\max(u), |\min(u)|)$$

$$\mu_{j,k} \leftarrow \frac{dm_{j,k}}{\frac{Kst}{(wp_k)^2} \cdot ay_{j,k}} \cdot Kst \cdot 1$$

$$\text{if } \mu_{j,k} < \mu t$$

$$ay_{j+1,k} \leftarrow ay_{j,k} - Da$$

$$j \leftarrow j + 1$$

$$\text{otherwise}$$

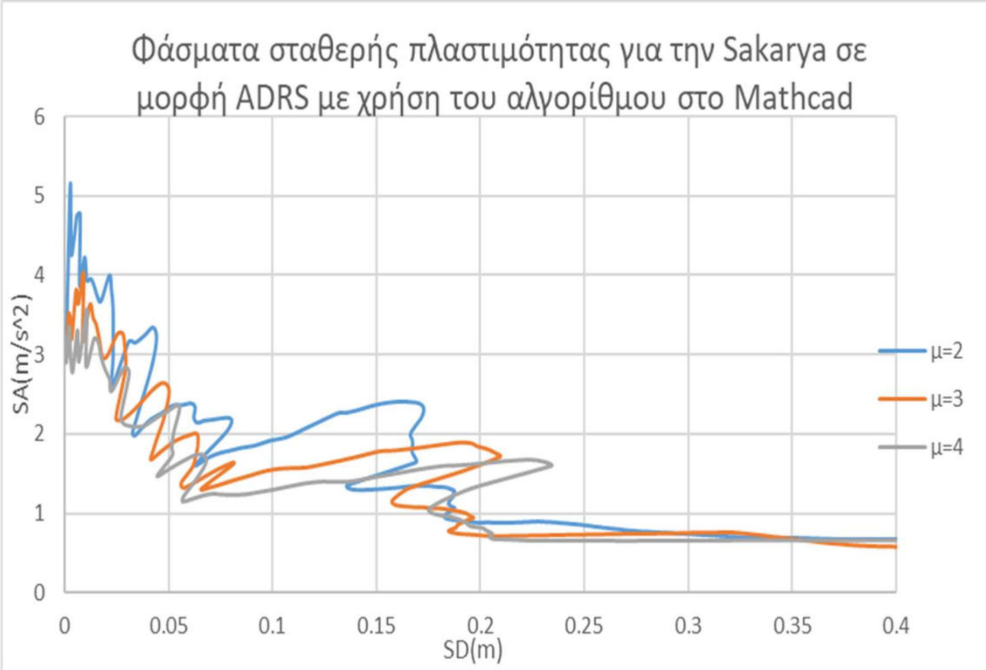
$$SApl_k \leftarrow ay_{j-1,k}$$

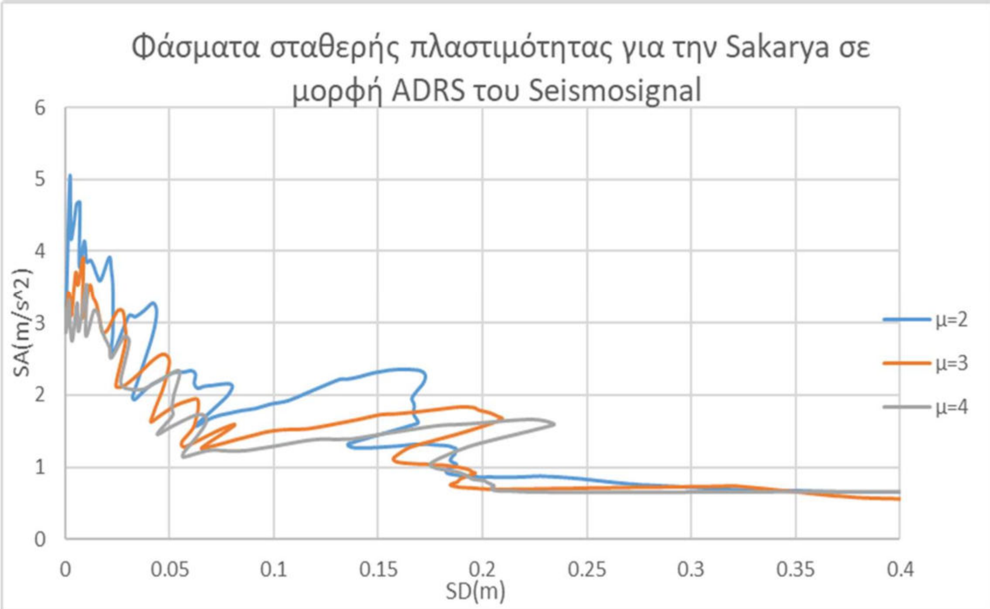
$$SDpl_k \leftarrow dm_{j-1,k}$$

$$\text{break}$$

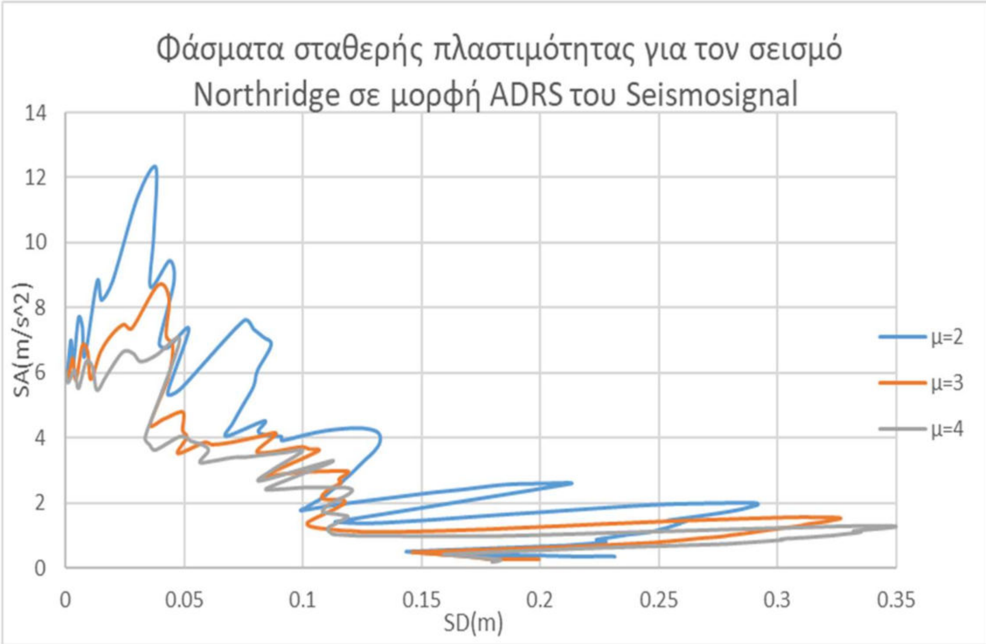
$$\begin{pmatrix} SDpl \\ SApl \end{pmatrix}$$

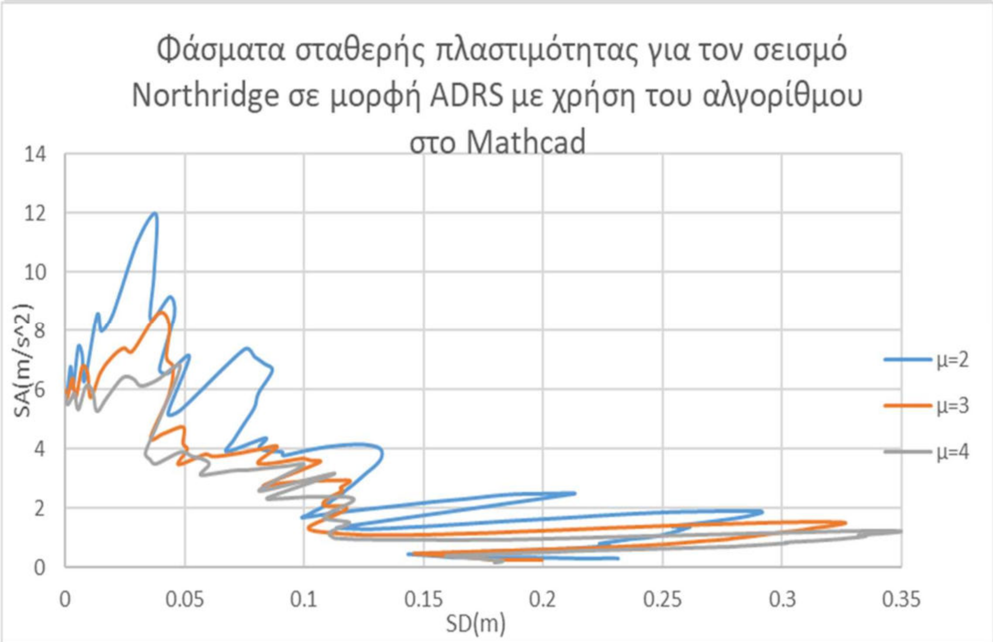
Ακολουθεί η επιβεβαίωση του αλγορίθμου με τα ανελαστικά φάσματα του Seismosignal σε μορφή ADRS.





Σχήμα 3.31 Φάσματα σταθερής πλαστιμότητας για τον σεισμό Sakarya στο Mathcad,Seismosignal





Σχήμα 3.32 Φάσματα σταθερής πλαστιμότητας για τον σεισμό Northridge Mathcad-Seismosignal

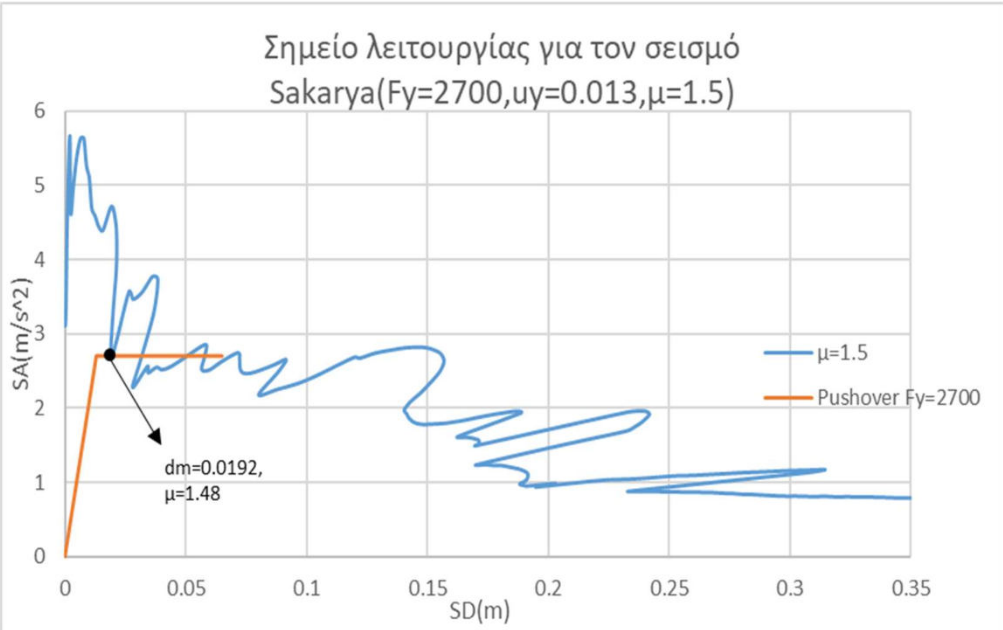
Συγκρίνοντας τον αλγόριθμο στο Mathcad με το Seismosignal

Το σφάλμα στην περίπτωση της Sakarya είναι 0-1.5% για τις μετακινήσεις ενω για τις επιταχυνσεις 0-2.2%.

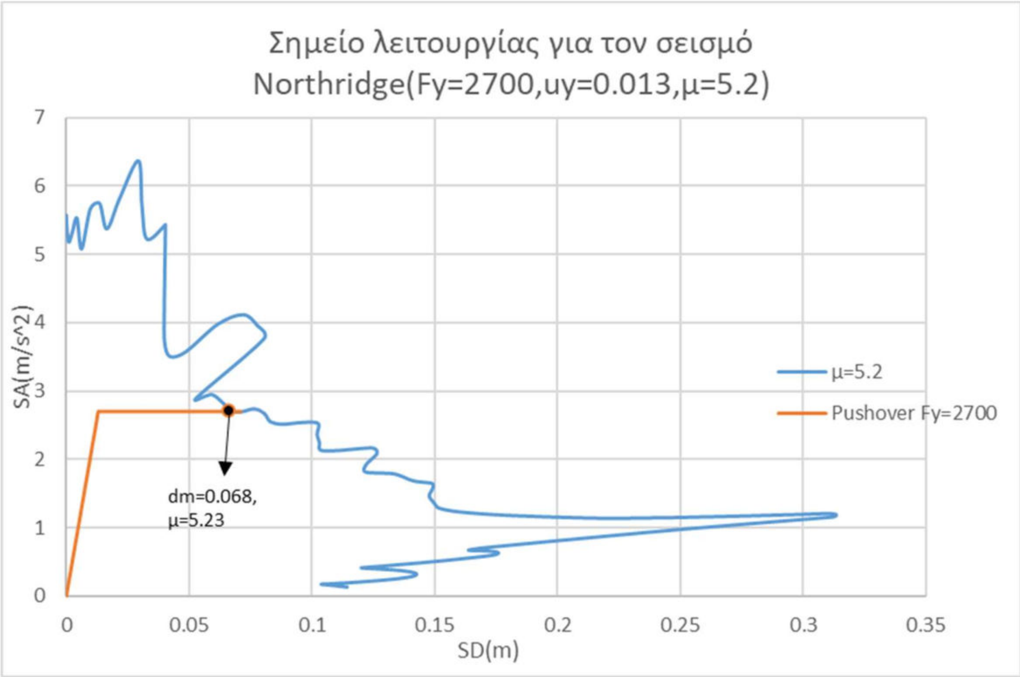
Ενώ για το Northridge 0-0.6% για τις μετακινήσεις και 0-1.8% για τις επιταχύνσεις.(Κατά απόλυτη τιμή).

3.2.5 Σημείο λειτουργίας κατασκευής(Perfomance Point)-Μέθοδος Ν2

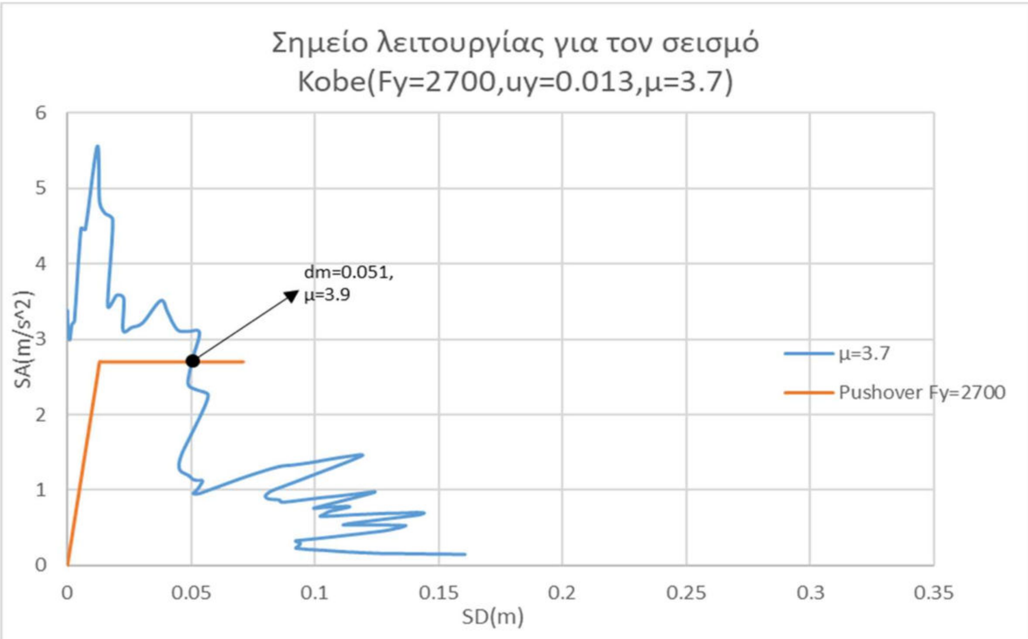
Η ικανότητα μιας κατασκευής να περαλαμβάνει σεισμικά φορτία πρέπει να είναι ίδια με την αντίστοιχη απαίτηση σύμφωνα με το φάσμα σχεδιασμού.Δηλαδή το σημείο λειτουργίας προκύπτει ως το σημείο τομής της καμπύλης ικανότητας(σε μορφή ADRS) και του ανελαστικού φάσματος για την πλαστιμότητα που αντιστοιχεί στον ταλαντωτή.Στον παρόν κεφάλαιο έχουν αναπτυχθεί ακριβής μέθοδοι μη γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας με τη μορφή αλγορίθμου στο Mathcad,αρχικά θα πρέπει να επαληθεύουν το παραπάνω αξίωμα.



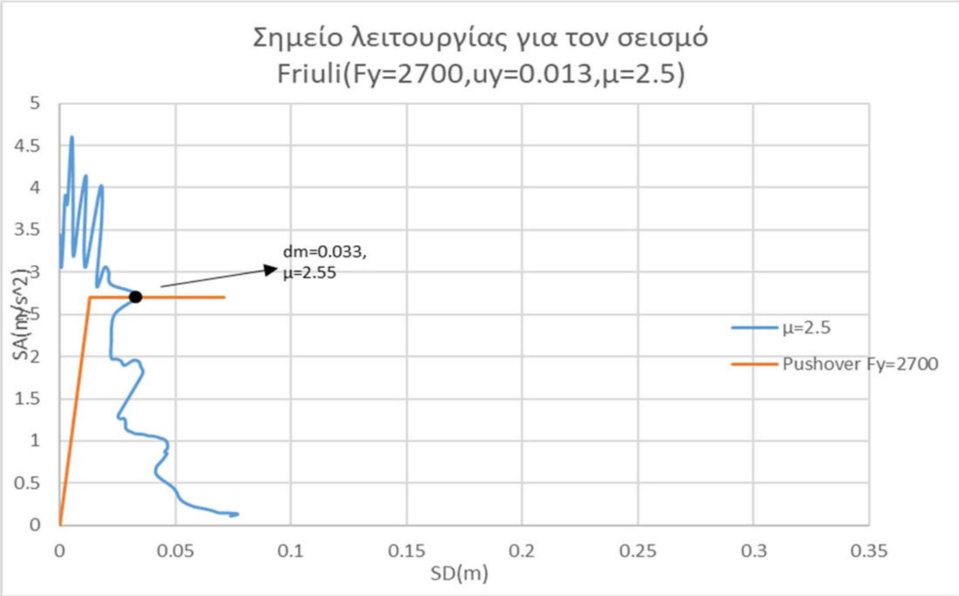
Σχήμα 3.33 Σημείο Λειτουργίας Σεισμού Sakarya μ=1.5



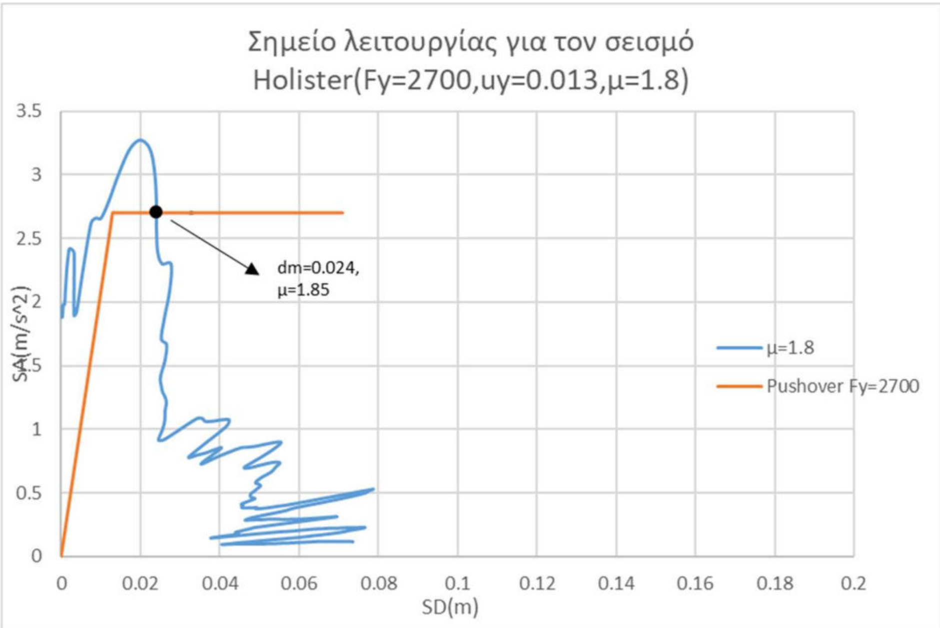
Σχήμα 3.34 Σημείο Λειτουργίας Σεισμού Northridge μ=5.2



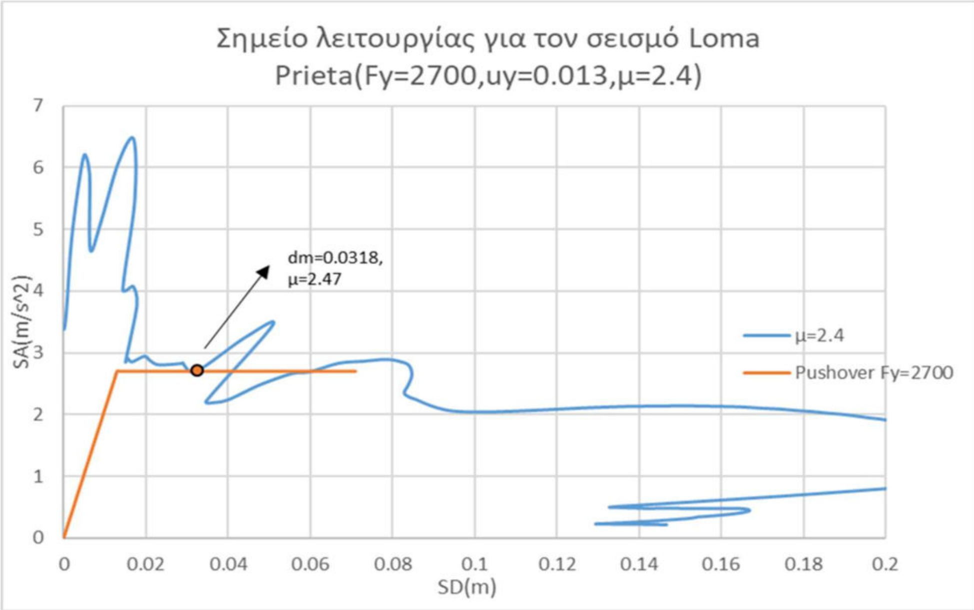
Σχήμα 3.35 Σημείο Λειτουργίας Σεισμού Kobe μ=3.7



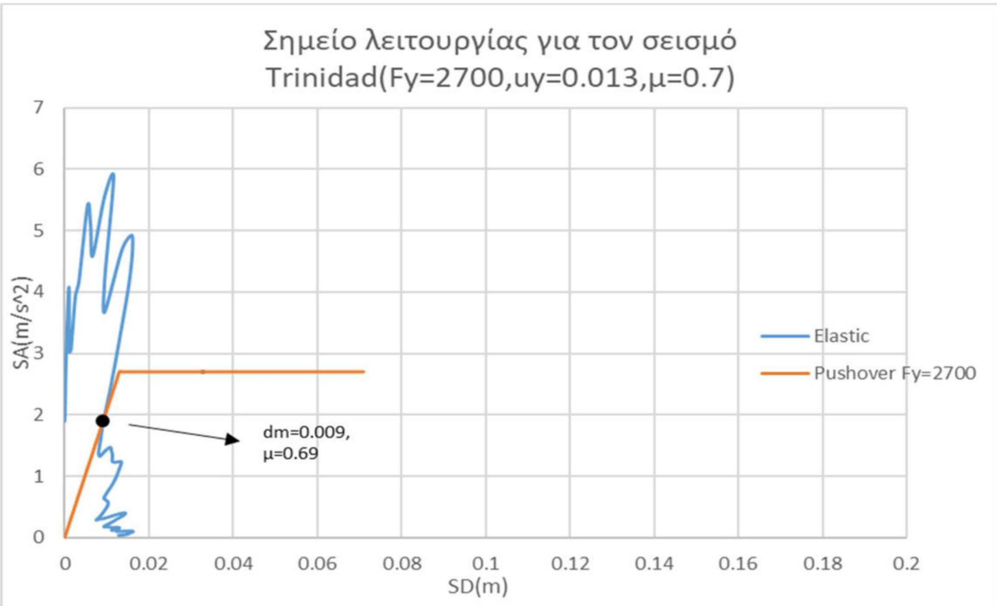
Σχήμα 3.36 Σημείο Λειτουργίας Σεισμού Friuli μ=2.5



Σχήμα 3.37 Σημείο Λειτουργίας Σεισμού Holister μ=1.8



Σχήμα 3.38 Σημείο Λειτουργίας Σεισμού Loma Prieta μ=2.4



Σχήμα 3.39 Σημείο Λειτουργίας Σεισμού Trinidad μ=0.7

Επομένως οι αλγόριθμοι είναι συνεπής με το σημείο λειτουργία της κατασκευής.(Σφάλμα 0-5%).

Στους αντισεισμικούς κανονισμούς χρησιμοποιείται η μέθοδος N2 του Faijfar(1999).Η μέθοδος αυτή βασίζεται σε σχέσεις του συντελεστή συμπεριφοράς με την πλαστιμότητα, υπολογίζεται δηλαδή η στοχευμένη μετακίνηση κάνοντας χρήση των ελαστικών φασμάτων του σχεδιασμού ανάλογα με την κατηγορία εδάφους,την εδαφική επιτάχυνση και την σπουδαιότητα της ανωδομής.Πιο συγκεκριμένα:

•Υπολογισμός της καμπύλης αντίστασης (Pushover) κα συνεπώς της $Fy = mSay$ και $dy = S_{dy}$

•Απο το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού υπολογίζουμε την ελαστική επιτάχυνση S_{ae} και η ελαστική μετακίνηση S_{de} για περίοδο Tst.

•$qy = {}^{S_{ae}}\!/_{S_{ay}}$

•Υπολογισμός στοχευμένης μετακίνησης

1) Εάν Tst≥To

$$\mu = qy \quad \kappa\alpha\iota \quad d = S_e$$

2) Εάν Tst<To

$$\mu = (qy-1)\frac{T0}{Tst} + 1(\eta\ o\pi o\acute{\iota}\alpha\ \pi\acute{\alpha}\nu\tau\omega\varsigma\ \delta\acute{\iota}\nu\varepsilon\iota\ \acute{o}\mu o\iota o\ \alpha\pi o\tau\varepsilon\lambda\acute{\varepsilon}\sigma\mu\alpha\ \mu\varepsilon\ \tau\eta\nu\ \mu = \frac{q^2+1}{2}) \quad \kappa\alpha\iota \quad d = \mu S_{dy}$$

Ο παραπάνω τρόπος είναι μια εύκολη μεθοδολογία υπολογισμού της στοχευμένης μετακίνησης απο τον μηχανικό της πράξης χωρίς τον υπολογισμό ανελαστικών φασμάτων των σεισμών,χρήση ανελαστικών προσωμοιωμάτων κλπ, αλλα μόνο με την χρήση της καμπύλης pushover και σχέσεων που δίνονται στο κανονισμό.Για να ελεγχθεί κατά πόσο αποκλίνει απο την πραγματική σεισμική απόκριση της κατασκευής κάθε γράφημα του σεισμού θα προσαρμοστεί στο ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του κανονισμού με την χρήση του Seismomatch και θα υπολογιστεί η μετακίνηση του ταλαντωτή.Στο παρακάτω πίνακα φαίνονται η μετακίνηση και η απόκλιση για κάθε σεισμό.

Διαρροή βάθρου Fy=2700KN			
Σεισμοί	Πραγματική Στοχευμένη Μετακίνηση(m)	Στοχευμένη μετακίνηση μεθόδου N2(m)	Σφάλμα(%)
Sakarya	0.0192	0.0207	7.81
Northridge	0.068	0.0701	3.09
Kobe	0.051	0.049	-3.92
Friuli	0.033	0.036	9.09
Holister	0.024	0.0218	-9.17
Loma Prieta	0.0318	0.0375	17.92
Trinidad	0.009	0.01	11.11

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

4.Διερεύνηση της δυναμικής επιρροής της αλληλεπίδρασης ελαστικού εδάφους-θεμελίου-ταλαντωτή με την χρήση μακροστοιχείων και αριθμητικών αναλύσεων.

Για τις ανάγκες επίλυσης του προβλήματος θα κατασκευαστεί ένα μακροστοιχείο που αποσκοπεί στην προσωμοίωση του περιβάλλοντος εδάφος,της θεμελίωσης και της ανωδομής με ένα μόνο στοιχείο τριών βαθμών ελευθερίας,Το μακροστοιχείο αυτό θα επιβεβαιωθεί και αριθμητικά με την χρήση αναλύσεων πεπερασμένων στοιχείων(Plaxis,Seismostruct).Πιο συγκεκριμένα θα γίνει:

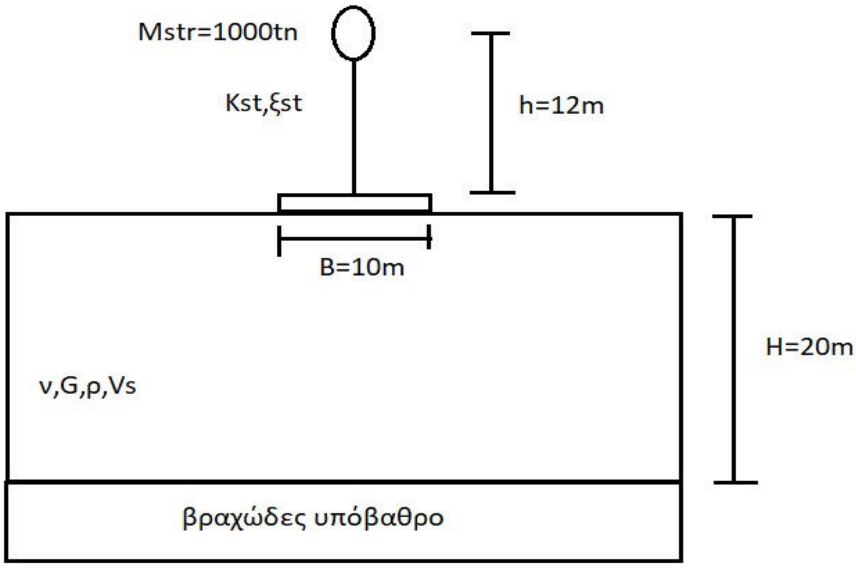
•Έυρεση της δυναμικής μετακίνησης και επιτάχυνσης στην κορυφή και στην βάση του ταλαντωτή

•Υπολογισμός των ελαστικών και ανελαστικών φασμάτων απόκρισης με συνυπολογισμό του εδάφους

•Εύρεση των νέων καμπυλών αντιστάσης και καθορισμό του σημείο λειτουργίας λόγω της ευκαμψίας του εδάφους

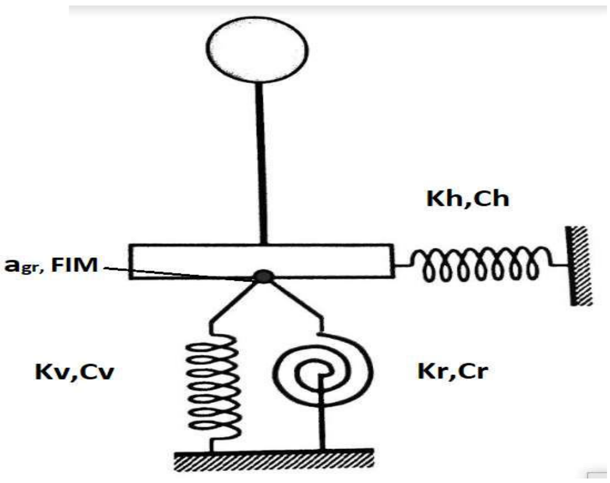
4.1 Ανάπτυξη μακροστοιχείου για την συμπεριφορά του μονοβάθμιου ταλαντωτή επί ελαστικού εδάφους υπό σεισμική διέγερση.

Το υπό μελέτη πρόβλημα συνοψίζεται στην παρακάτω εικόνα:



Σχήμα 4.1. Μονοβάθμιος ταλαντωτής επί ελαστικού εδάφους

Στόχος είναι η αντικατάσταση του παραπάνω συστήματος με το παρακάτω ισοδύναμο σύστημα,ο υπολογισμός των ελατηρίων και τον αποσβεστήρων καθώς και η μόρφωση της εξίσωσης κίνησης και η επίλυση της.Το έδαφος θα θεωρηθεί γραμμικώς ελαστικό και το βάθρο αρχικά ελαστικό και έπειτα ανελαστικό.



Σχήμα 4.2 Ισοδύναμο πρόβλημα-ταλαντωτής επί ελατηριακών σταθερών υποβαλλόμενος σε διέγερση στην στάθμη της θεμελίωσης(FIM)(Αλληπίδραση εδάφους Κατασκευής Γκαζέτας,Γερολυμος)

4.1.1 Μητρώο στιβαρότητας και αποσβέσεως θεμελίου-εδάφους

Αρχικώς σκοπός είναι η μόρφωση του ελαστικού μητρώου στιβαρότητας καθώς και του μητρώου αποσβέσεως θεμελίου-εδάφους.Για να συμβεί αυτό θα πρέπει να προσδιοριστούν οι τιμές των ελατηριακών σταθερών Kh,Kr καθώς και οι τιμές των αποσβεστήρων Ch,Cr.Τα μητρώα αυτά εξαρτώνται κατά κύριο λόγο απο τις ελαστικές σταθερές της εδαφικής στήλης(λόγος Poisson ν,μέτρο διάτμησης Gs) ,τον τύπο της θεμελίωσης καθώς και την ύπαρξη βράχου σε βάθος H απο την επιφάνεια του εδάφους.

Η θεμελίωση είναι επιφανειακή,τετραγωνική διαστάσεων(BXB=10x10),και θεωρείται πλήρως άκαμπτη.Όπως αναφέρθηκε και στην βιβλιογραφική ανασκόπηση υπάρχουν κλειστές αναλυτικές σχέσεις για τον υπολογισμό των δυσκαμψιών επιφανειακού τετραγωνικού θεμελίου σε ομοιογενή ημίχωρο,όμως δεν παρουσιάζονται οι συντελεστές επιρροής λόγω της ύπαρξης βράχου.Αναγκαστικά θα πρέπει να τροποποιηθούν οι συντελεστές απο το κυκλικό θεμέλιο.Η κατακόρυφη ελατηριακή σταθερά δεν επηρεάζει την δυναμική απόκριση του συστήματος οπότε αγνοείται.

Οι δυσκαμψίες του θεμελίου επί του ελαστικού ομοιογενή ημίχωρου είναι

$$B = 2b$$

Οριζόντια δυσκαμψία:

$$Kh = \frac{9\,Gs\,b}{2-\nu}$$

Λικνιστική δυσκαμψία:

$$Kr = \frac{3.6\,Gs\,b^3}{1-\nu}$$

Συντελεστές επιρροής βραχώδους υποβάθρου για το κυκλικό θεμέλιο:

Οριζόντια δυσκαμψία:

$$Ih = 1 + \frac{R}{2H}$$

Λικνιστική δυσκαμψία:

$$Ir = 1 + \frac{R}{6H}$$

Για την τροποποίηση του συντελεστή οριζόντιας δυσκαμψίας η ισοδύναμη ακτίνα προκύπτει απο την εξίσωση των εμβαδών του κύκλου και του τετραγώνου:

$$R = \frac{B}{\sqrt{\pi}}$$

Για τον συντελεστή λικνιστικής δυσκαμψίας θα πρέπει να εξισωθούν οι γεωμετρικές ροπές αδρανείας του κύκλου και του τετραγώνου:

$$R = \frac{B}{\sqrt[4]{3\pi}}$$

Επομένως οι στατικές δυσκαμψίες του τετραγωνικού θεμελίου εδραζόμενου επι γραμμικώς ελαστικής εδαφικής στρώσης πάχους Η:

Οριζόντια δυσκαμψία:

$$Kh = \frac{9\ Gs\ b}{2-\nu}\left(1 + 0.565\frac{b}{H}\right)$$

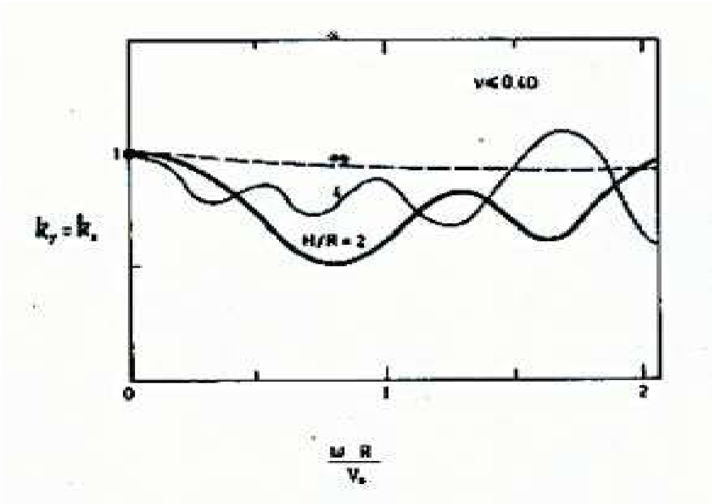
Λικνιστική δυσκαμψία:

$$Kr = \frac{3.6\ Gs\ b^3}{1-\nu}\left(1 + 0.19\frac{b}{H}\right)$$

Οι παραπάνω δυσκαμψίες πρέπει να πολλαπλασιαστούν με τον συντελεστή δυναμικής δυσκαμψίας k(ω) ο οποίος δίνεται απο τα σχήματα που παρουσιάστηκαν στο κεφάλαιο 2.3 συναρτήση του αδιάστατου συντελεστή α_0=ωb/Vs. Όπου Vs η ταχύτητα διατμητικών κυμάτων του εδάφους και ω η κυκλική συχνότητα της διέγερσης.Σε περίπτωση σεισμικής διέγερσης σαν ω λαμβάνεται η μέση κυκλική συχνότητα της διέγερσης.Στην βιβλιογραφία παρουσιάζονται οι συντελεστές αυτοί για κυκλικό θεμέλιο επί εδαφικής στρώσης,και για τετραγωνικό θεμέλιο στον ομοιογενή ημίχωρο.

Για να χρησιμοποιηθεί το διάγραμμα του κυκλικού θεμελίου για τον υπολογισμό του δυναμικού συντελεστή σε οριζόντια δυσκαμψία χρησιμοποιείται η σχέση

$$R = \frac{B}{\sqrt{\pi}}$$



Σχήμα 4.3 Δυναμικός συντελεστής οριζόντιας δυσκαμψίας για κυκλικό θεμέλιο σε στρώση επί βράχου(Gazetas 1991)

Για τον δυναμικό συντελεστή σε λικνισμό,όπως αναφέρεται, παραμένει ανεπηρέαστος απο το πάχος της εδαφικής στρώσης, και δίνεται από την σχέση:

$$kr = 1 - 0.2\alpha_0$$

Όπου $\alpha_0 = \omega b/Vs$.

Επομένως οι δυναμικές δυσκαμψίες έχουν την μορφή:

$$KH = K_h * k_h \ \ \kappa\alpha\iota \ \ KR = K_r * k_r$$

Σειρά έχει ο υπολογισμός του μητρώου απόσβεστης του συστήματος εδάφους-θεμελίου.

Οι δυναμικές τιμές της απόσβεσης λόγω ακτινοβολίας του θεμελίου δίνονται απο τις ακόλουθες σχέσεις:

Ορίζοντια :

$$CH = (\rho_s \, V_s \, A_b) \cdot c_h$$

Λικνιστική:

$$CR = (\rho_s \, V_{la} \, I_b) \cdot c_r$$

Όπου: ρ_s η πυκνότητα του εδάφους

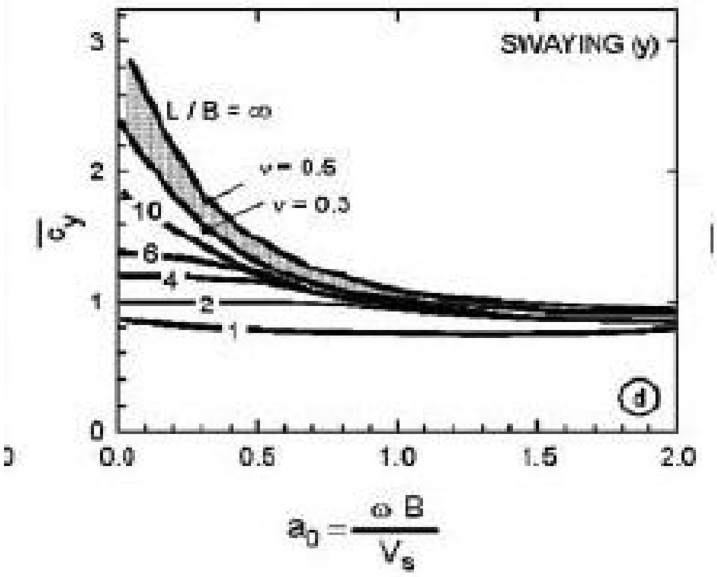
A_b το εμβαδόν της θεμελίωσης

V_s η ταχύτητα διατμητικών κυμάτων

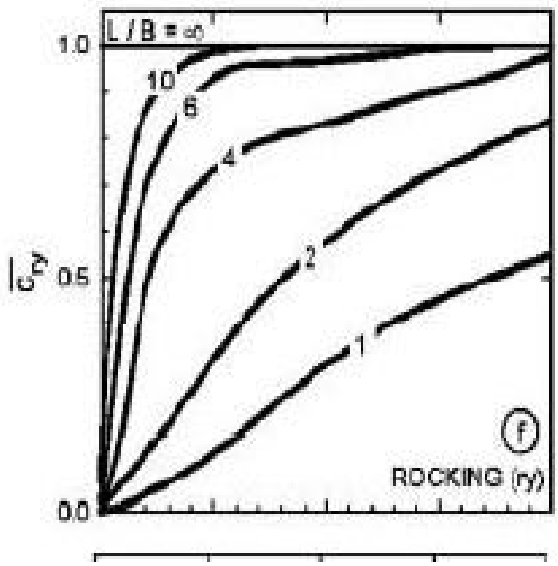
V_{la} η ταχύτητα lysmer ίση με $V_{la} = \frac{3.4}{\pi(1-\nu)} Vs$

Ib η ροπή αδρανέιας της τετραγωνικής θεμελίωσης ίση με $I_b = \frac{B^4}{12}$

ch,cr οι δυναμικοί συντελεστές της απόσβεσης που δίνονται απο τα παρακάτω διαγράμματα



Σχήμα 4.4 Δυναμικός συντελεστής απόσβεσης ακτινοβολίας για την οριζόντια διεύθυνση στον ομοιογενή ημίχωρο(Gazetas 1991)



Σχήμα 4.5 Δυναμικός συντελεστής απόσβεσης ακτινοβολίας για τον λικνισμό στον ομοιογενή ημίχωρο(Gazetas 1991)

Για να ληφθεί υπόψη η ύπαρξη βραχώδους υποβάθρου σε ύψος Η.Οι παραπάνω συντελεστές πρέπει να τροποποιηθούν ώς εξής:

Οριζόντια διεύθυνση:

$$c_h\left(\frac{H}{b}\right) \approx 0 \quad όταν\ f < \frac{3}{4} f_s$$

$$c_h\left(\frac{H}{b}\right) \approx c_h(\infty)\ \ (τιμή\ συντελεστή\ στον\ ομοιογενή\ ημίχωρο)\ \ όταν\ \ \ f > \frac{4}{3} f_s$$

Όπου $f_s = \frac{Vs}{4H}$ η δεσπόζουσα ιδιοπερίοδος τηνς εδαφικής στρώσης

Στις ενδιάμεσες συχνότητες χρησιμοποιούμε γραμμική παρεμβολή

Περιστροφική διεύθυνση:

$$c_r\left(\frac{H}{b}\right) \approx 0 \quad όταν\ f < f_c$$

$$c_r\left(\frac{H}{b}\right) \approx\ c_r(\infty)((τιμή\ συντελεστή\ στον\ ομοιογενή\ ημίχωρο)\ \ \ όταν\ \ f > f_c$$

Όπου $f_c = \frac{Vla}{4H}$

Οι συχνότητες $f < \frac{3}{4} f_s$ και $f < f_c$ ονομάζονται και συχνότητες αποκοπής.Κατά την διάρκεια μια διέγερσης με τις εν λόγω συχνότητες η απόσβεση ακτινοβολίας μηδενίζεται δηλαδή έχουμε αναιρετική συμβολή των κυμάτων.

Επομένως έχουμε προσδιορίσει τα ελατήρια και τους αποσβεστήρες στις δύο διευθύνεις δηλαδη γνωρίζουμε το μητρώο δυσκαμψίας και το μητρώο απόσβεσης του συστήματος εδάφους-θεμελίου(2x2).

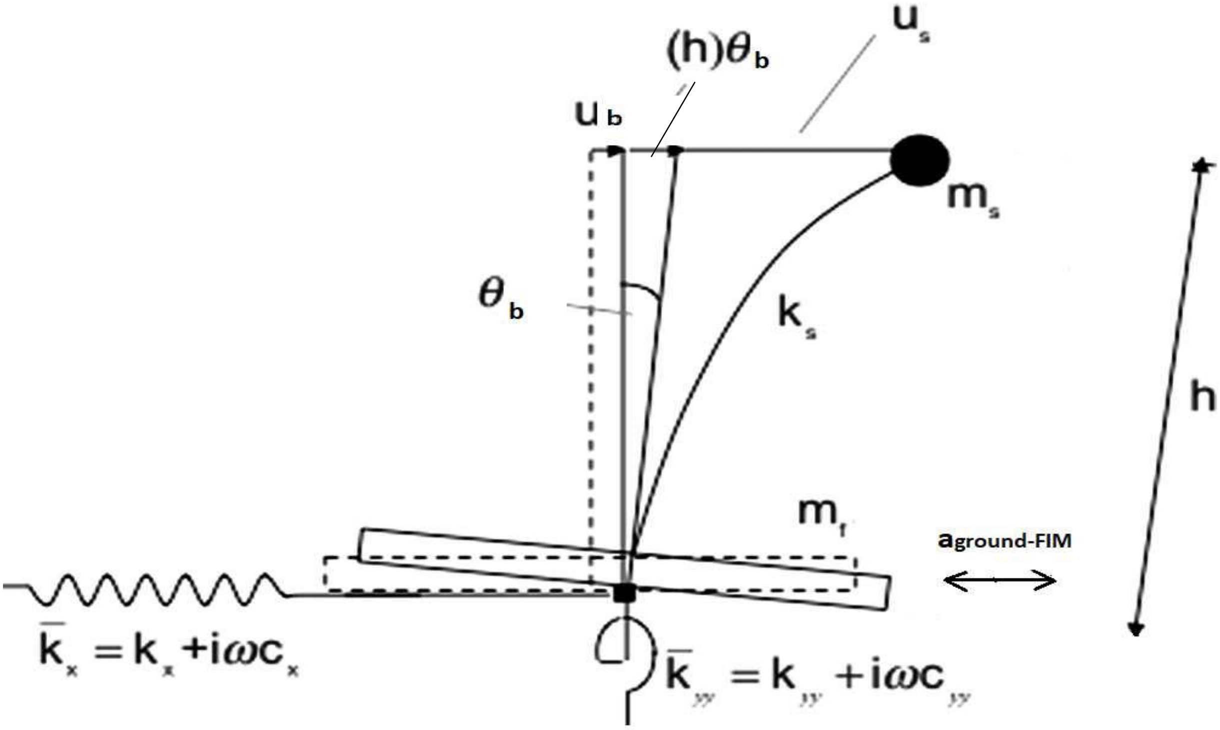
$$Kf = \begin{bmatrix} KH & 0 \\ 0 & KR \end{bmatrix} \qquad\qquad Cf = \begin{bmatrix} CH & 0 \\ 0 & CR \end{bmatrix}$$

Στον παρακάτω πίνακα φαίνονται οι τιμές των δυναμικών συντελεστών δυσκαμψίας και απόσβεσης για ένα εδαφικό προφίλ με v=0.3,Gs=51300Kpa,ρs=2tn/m^3,V$_s$=160m/s για τους επιλέγμενους σεισμούς.

			b=5m	Vs=160m/s	Gs=51300KPa	ρs=2tn/m3	fs=2Hz	fc=3.1Hz	
ΣΕΙΣΜΟΙ	f(Hz)	Tmean(s)	α0(ωb/Vs)	kh	kr	ch	cr	0.75fs	4/3fs
Sakarya	1.85	0.54	0.364	0.84	0.927	0.28	0	1.5	2.67
Northridge	1.75	0.57	0.344	0.85	0.931	0.2	0	1.5	2.67
Kobe	1.92	0.52	0.378	0.86	0.924	0.34	0	1.5	2.67
Friuli	2.50	0.4	0.491	0.91	0.902	0.78	0	1.5	2.67
Holister	1.59	0.63	0.312	0.82	0.938	0.08	0	1.5	2.67
Loma Prieta	1.64	0.61	0.322	0.82	0.936	0.11	0	1.5	2.67
Trinidad	3.23	0.31	0.633	0.8	0.873	0.905	0.17	1.5	2.67

4.1.2 Διατύπωση και επίλυση της εξίσωσης κίνησης του συστήματος εδάφους-θεμελίωσης-ελαστικού ταλαντωτή.

Αφού έχουν βαθμονομηθεί τα ελατήρια αλλά και ο ελαστικός μονοβάθμιος πακτωμένος ταλαντωτής θα πρέπει να διατυπωθεί η δυναμική εξίσωση ισορροπίας του παρακάτω μοντέλου.



Σχήμα 4.6 Μοντέλο προσομοίωσης αλληλεπίδρασης-εδάφους-κατασκευής. (**Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering)**

Η ιδιοπερίοδος του συστήματος δίνεται απο την σχέση :

$$Tssi = Tst\sqrt{1 + \frac{Kst}{KH} + \frac{Kst\ h^2}{KR}}$$

Όπου Tst : η πακτωμένη ιδιοπερίοδος του ταλαντωτή $Tst = 2\pi\sqrt{\frac{Mst}{Kst}}$, Mst η μάζα του ταλαντωτή συγκεντρωμένη στην κορυφή του βάθρου δυσκαμψίας $Kst = \frac{3EI}{h^3}$

KH,KR: Οι δυναμικές στιβαρότητες του θεμελίου-εδάφους.

Η σεισμική απόκριση του τριβάθμιου συστήματος περιγράφεται από την δυναμική εξίσωση ισορροπίας :

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{\ddot{u_{gr}}\}(4.1)$$

Όπου

$\{u\}$: ένα μητρώο-στήλη (3x1) $\begin{pmatrix} ub \\ \theta b \\ u \end{pmatrix}$

ub: Οριζόντια μετακίνηση στην βάση του θεμελίου , θb: Η στροφή του θεμελίου ,

u: Η συνολική οριζόντια μετακίνηση στην κορυφή του ταλαντωτή(η στροφή έχει αγνοηθεί καθώς θεωρούμε μηδενική ροπή αδράνειας της μάζας)

$[M]$: το μητρώο μάζας του συστήματος(3x3).Για την κατασκευή του θεώρουμε την μάζα της θεμελίωσης,αλλα και του βάθρου μηδενική.

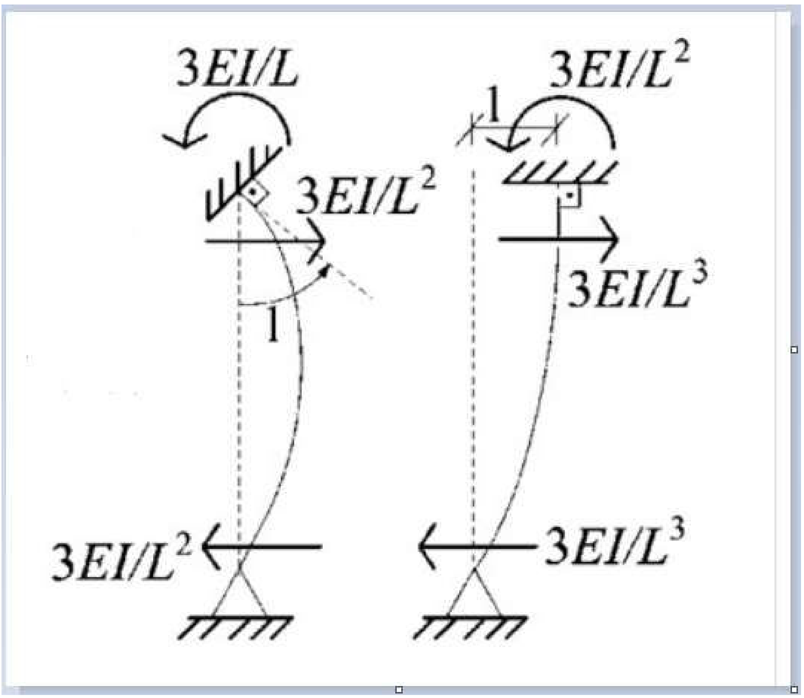
$$[M] = \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & Mst \end{pmatrix}$$

$[C]$: το μητρώο απόσβεσης(3x3).Η απόσβεση στο σύστημα θα εισαχθεί απο το μητρώο απόσβεσης λόγω ακτινοβολίας του θεμελίου Cf και επιπλεόν θα θεωρηθεί απόσβεση λόγω της μάζας του ταλαντωτή ίση με $ao\ Mst = 2\xi_{st}\omega_{st}Mst$ όπως και στο πακτωμένο σύστημα.

$$[C] = \begin{pmatrix} CH & 0 & 0 \\ 0 & CR & 0 \\ 0 & 0 & aoMst \end{pmatrix}$$

$[K]$: το μητρώο δυσκαμψίας του συστήματος(3x3).Το μητρώο αυτο θα προκύψει από το μητρώο δυσκαμψίας του βάθρου με προσθήκη του ελαστικού κόμβου(μητρώο Kf).

Για τον προσδιορισμό του μητρώου στιβαρότητας του βάθρου θα γίνει χρήση των παρακάτω σχέσεων που δίνουν τις τέμνουσες δυνάμεις και τις ροπές για επιβαλλόμενη μετατόπιση και στροφή μιας δοκού πάκτωσης-άρθρωσης.



Σχήμα 4.7 Δυνάμεις και ροπές για μοναδιαίες επιβαλλόμενες παραμορφώσεις.(M Eröz · 2008)

Θεωρώντας ub=1 ,θb=0 ,u=0 παίρνουμε την πρώτη στήλη του μητρώου στιβαρότητας

$$\begin{pmatrix} k_{11} \\ k_{21} \\ k_{31} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} Fb \\ Mb \\ F \end{pmatrix} \quad \Leftrightarrow \quad \begin{pmatrix} k_{11} \\ k_{21} \\ k_{31} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{3EI}{h^3} \\ \frac{3EI}{h^2} \\ \frac{-EI}{h^3} \end{pmatrix}$$

Για τον υπολογισμό της δεύτερης στήλης χρησιμοποιούμε ub=0 , θb=1 , u=0

$$\begin{pmatrix} k_{12} \\ k_{22} \\ k_{32} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} Fb \\ Mb \\ F \end{pmatrix} \quad \Leftrightarrow \quad \begin{pmatrix} k_{11} \\ k_{21} \\ k_{31} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{3EI}{h^2} \\ \frac{3EI}{h} \\ \frac{-EI}{h^2} \end{pmatrix}$$

Η τρίτη στήλη είναι αντίθετη της πρώτης λόγω δράσης-αντίδρασης.

Επιπλέον προσθέτοντας στα πρώτα δύο στοιχεία της διαγωνίου του μητρώου τον ελαστικό κόμβο.Παίρνουμε το μητρώο δυσκαμψίας του συστήματος:

$$[K] = \begin{pmatrix} Kst + KH & Kst \cdot h & -Kst \\ Kst \cdot h & Kst \cdot h^2 + KR & -Kst \cdot h \\ -Kst & -Kst \cdot h & Kst \end{pmatrix}$$

Για την επίλυση της εξίσωσης (4.1) θα χρησιμοποιηθεί η μέθοδος κεντρικών διαφορών που ,αναπτύχθηκε στο κεφάλαιο 3.1.3 για τον πακτωμένο ταλαντωτή, μόνο που τώρα θα χρησιμοποιηθούν τα παραπάνω μητρώα για την μάζα,την απόσβεση και την δυσκαμψία.Πιο συγκεκριμένα

Οι μετατοπίσεις δίνονται απο την σχέση:

$$\{u_{i+1}\} = [Kd]^{-1} \cdot [Pd] (4.2)$$

Με $[Kd] = \frac{[M]}{dt^2} + \frac{[C]}{2dt}$ (4.3) η δυσκαμψία του συστήματος κάθε χρονική στιγμή.

και $[Pd] = [p_i] - \left(\frac{[M]}{dt^2} - \frac{[C]}{2dt}\right)\{u_{i-1}\} - \left([K] - \frac{2[M]}{dt^2}\right)\{u_i\}$ (4.4) η δύναμη του συστήματος κάθε χρονική στιγμή .

Μέσω του μητρώου $[p_i]$ γίνεται η εισαγωγή του διεγείροντα κραδασμού μέσω της μορφής επιβαλλόμενης δύναμης απο την σχέση:

$$[p_i] = \begin{pmatrix} KH & 0 & 0 \\ 0 & KR & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} xg \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} CH & 0 & 0 \\ 0 & CR & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \dot{xg} \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \quad (4.5)$$

Όπου xg η μετακίνηση της διέγερσης που επίβαλλεται στην στάθμη της θεμελίωσης.(FIM)

4.1.3 Μόρφωση του μακροστοιχείου για την συμπεριφορά του ελαστικού ταλαντωτή επί ελαστικού εδάφους.

Η κατασκευή του μακροστοιχείου θα γίνει με χρήση των εξισώσεων (4.1), (4.2) , (4.3), (4.4),(4.5) αλγοριθμικά στο Mathcad.Στα διαγώνια στοιχεία των μητρώων της μάζας και της απόσβεσης έχουν προστεθεί μικροί αριθμοί για την αριθμητική ευστάθεια του αλγορίθμου

$$
\begin{aligned}
utot := \;& ub_1 \leftarrow 0 \\
& \theta b_1 \leftarrow 0 \\
& u_1 \leftarrow 0 \\
& ub_0 \leftarrow 0 \\
& \theta b_0 \leftarrow 0 \\
& u_0 \leftarrow 0 \\
& Kd \leftarrow \frac{1}{dt^2}\cdot\begin{pmatrix} \frac{Mst}{100} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{Mst}{100} & 0 \\ 0 & 0 & Mst \end{pmatrix} + \frac{1}{2\cdot dt}\cdot\begin{pmatrix} a0\cdot\frac{Mst}{100}+CH & 0 & 0 \\ 0 & a0\cdot\frac{Mst}{100}+CR & 0 \\ 0 & 0 & a0\cdot Mst \end{pmatrix} \\
& \text{for } i \in 1..Nt \\
& \quad Pd \leftarrow \begin{pmatrix} KH & 0 & 0 \\ 0 & KR & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{pmatrix}\cdot\begin{pmatrix} uk_i \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} CH & 0 & 0 \\ 0 & CR & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{pmatrix}\cdot\begin{pmatrix} vk_i \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} - \left[\frac{1}{dt^2}\cdot\begin{pmatrix} \frac{Mst}{100} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{Mst}{100} & 0 \\ 0 & 0 & Mst \end{pmatrix} - \frac{1}{2\cdot dt}\cdot\begin{pmatrix} a0\cdot\frac{Mst}{100}+CH & 0 & 0 \\ 0 & a0\cdot\frac{Mst}{100}+CR & 0 \\ 0 & 0 & a0\cdot Mst \end{pmatrix}\right]\cdot\begin{pmatrix} ub_{i-1} \\ \theta b_{i-1} \\ u_{i-1} \end{pmatrix} \\
& \qquad - \left[\begin{pmatrix} Kst+KH & Kst\cdot h & -Kst \\ Kst\cdot h & KR+Kst\cdot h^2 & -Kst\cdot h \\ -Kst & -Kst\cdot h & Kst \end{pmatrix} - \frac{2}{dt^2}\cdot\begin{pmatrix} \frac{Mst}{100} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{Mst}{100} & 0 \\ 0 & 0 & Mst \end{pmatrix}\right]\cdot\begin{pmatrix} ub_i \\ \theta b_i \\ u_i \end{pmatrix} \\
& \quad utot \leftarrow Kd^{-1}\cdot Pd \\
& \quad\quad ub_{i+1} \leftarrow utot_0 \\
& \quad\quad \theta b_{i+1} \leftarrow utot_1 \\
& \quad\quad u_{i+1} \leftarrow utot_2 \\
& \begin{pmatrix} ub \\ \theta b \\ u \end{pmatrix}
\end{aligned}
$$

4.1.4 Διατύπωση και επίλυση της εξίσωσης κίνησης του συστήματος εδάφους-θεμελίωσης-ανελαστικού ταλαντωτή.

Η ανελαστική συμπεριφορά του ταλαντωτή θα εκφραστεί και εδώ μέσω του προσωμοιώματος Bouc-Wen(1980).

Η εξίσωση κίνησης του συστήματος παίρνει την μορφή:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + \{fs\} = -[M]\{\ddot{u_{gr}}\}$$

Όπου:

$$\{fs\} = \lambda[K]\{u\} + (1-\lambda)[K]\{z\}$$

$\mu\varepsilon$ $[K]$ το ελαστικό μητρώο δυσκαμψίας του συστήματος και z η υστερητική μετακίνηση που προκύπτει απο την επίλυσης της διαφορικής εξίσωσης:

$$\{\dot{z}\} = [A - h1 * h2]\{\dot{u}\}$$

$$h1 = \left|\frac{Qh}{\mathrm{F}_y}\right|^n \ \kappa\alpha\iota \ \ h2 = \beta + \gamma sgn(Qh \ \cdot \dot{u})$$

με A=1 , β=γ=0.5 και Qh η τέμνουσα δύναμη βάσης κάθε χρονική στιγμή.

Για την επίλυση της θα χρησιμοποιηθεί και εδώ η μέθοδος κεντρικών διαφορών με την παρακάτω τροποποίηση:

$$\{u_{i+1}\} = [Kd]^{-1} \cdot [Pd]$$

$$[Kd] = \frac{[M]}{dt^2} + \frac{[C]}{2dt}$$

$$[Pd] = [p_i] - \left(\frac{[M]}{dt^2} - \frac{[C]}{2dt}\right)\{u_{i-1}\} + \left(\frac{2[M]}{dt^2}\right) - \{fs_i\}$$

4.1.5 Μόρφωση του μακροστοιχείου για την συμπεριφορά του ανελαστικού ταλαντωτή επί ελαστικού εδάφους.

Το μακροστοιχείο αυτό δέχεται ώς ορίσματα εισόδου την δύναμη διαρροής Fy του βάθρου ,τον συντελεστή n του μοντέλου Bouc-Wen, την παράμετρο λ μέσω της οποίας ορίζεται η κράτυνση της κατασκευής καθώς και την σεισμική διέγερση στην στάθμη της θεμελίωσης.Ως ορίσματα εξόδου εκτός απο το $\{u\}$,παίρνουμε τα εντατικά μεγέθη Q,M καθώς και την δύναμη λόγω απόσβεσης της μάζας.

$$
\begin{aligned}
utot := \quad & ub_1 \leftarrow 0 \\
& \theta b_1 \leftarrow 0 \\
& u_1 \leftarrow 0 \\
& ub_0 \leftarrow 0 \\
& \theta b_0 \leftarrow 0 \\
& u_0 \leftarrow 0 \\
& ustr_0 \leftarrow 0 \\
& ustr_1 \leftarrow 0 \\
& fs_0 \leftarrow \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \\
& Q0_0 \leftarrow 0 \\
& M0_0 \leftarrow 0 \\
& Qt_0 \leftarrow 0 \\
& Q0_1 \leftarrow 0 \\
& M0_1 \leftarrow 0 \\
& Qt_1 \leftarrow 0 \\
& Qh0_0 \leftarrow 0
\end{aligned}
$$

$$
Kd \leftarrow \frac{1}{dt^2} \cdot \begin{pmatrix} \frac{Mst}{100} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{Mst}{100} & 0 \\ 0 & 0 & Mst \end{pmatrix} + \frac{1}{2 \cdot dt} \cdot \begin{pmatrix} a0 \cdot \frac{Mst}{100} + CH & 0 & 0 \\ 0 & a0 \cdot \frac{Mst}{100} + CR & 0 \\ 0 & 0 & a0 \cdot Mst \end{pmatrix}
$$

$$\text{for } i \in 1..Nt$$

$$Du_i \leftarrow ustr_i - ustr_{i-1}$$

$$a_i \leftarrow \left[1 - \frac{1}{2}\cdot\left(\left|\frac{Qh0_{i-1}}{Fy}\right|\right)^{n}\cdot\left(1 + \mathrm{sign}\left(Qh0_{i-1}\cdot Du_i\right)\right)\right]$$

$$Dfs_i \leftarrow (1-\lambda)\cdot\begin{pmatrix} Kst\cdot a_i + KH & a_i\cdot Kst\cdot h & -a_i\cdot Kst \\ a_i\cdot Kst\cdot h & KR + a_i\cdot Kst\cdot h^2 & -a_i\cdot Kst\cdot h \\ -a_i\cdot Kst & -a_i\cdot Kst\cdot h & a_i\cdot Kst \end{pmatrix}\cdot\begin{pmatrix} ub_i - ub_{i-1} \\ \theta b_i - \theta b_{i-1} \\ u_i - u_{i-1} \end{pmatrix} + \lambda\cdot\left[\begin{pmatrix} Kst + KH & Kst\cdot h & -Kst \\ Kst\cdot h & KR + Kst\cdot h^2 & -Kst\cdot h \\ -Kst & -Kst\cdot h & Kst \end{pmatrix}\cdot\begin{pmatrix} ub_i - ub_{i-1} \\ \theta b_i - \theta b_{i-1} \\ u_i - u_{i-1} \end{pmatrix}\right]$$

$$fs_i \leftarrow fs_{i-1} + Dfs_i$$

$$Pd \leftarrow \begin{pmatrix} KH & 0 & 0 \\ 0 & KR & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{pmatrix}\cdot\begin{pmatrix} uk_i \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} CH & 0 & 0 \\ 0 & CR & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{pmatrix}\cdot\begin{pmatrix} vk_i \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} - \left[\frac{1}{dt^2}\cdot\begin{pmatrix} \frac{Mst}{100} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{Mst}{100} & 0 \\ 0 & 0 & Mst \end{pmatrix} - \frac{1}{2\cdot dt}\cdot\begin{pmatrix} a0\cdot\frac{Mst}{100} + CH & 0 & 0 \\ 0 & a0\cdot\frac{Mst}{100} + CR & 0 \\ 0 & 0 & a0\cdot Mst \end{pmatrix}\right]\cdot\begin{pmatrix} ub_{i-1} \\ \theta b_{i-1} \\ u_{i-1} \end{pmatrix} - fs_i + \frac{2}{dt^2}\cdot\begin{pmatrix} \frac{Mst}{100} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{Mst}{100} & 0 \\ 0 & 0 & Mst \end{pmatrix}\cdot\begin{pmatrix} ub_i \\ \theta b_i \\ u_i \end{pmatrix}$$

$$utot \leftarrow Kd^{-1}\cdot Pd$$

$$ub_{i+1} \leftarrow 1\ utot_0$$

$$\theta b_{i+1} \leftarrow 1\ utot_1$$

$$u_{i+1} \leftarrow utot_2$$

$$ustr_{i+1} \leftarrow u_{i+1} - 1\ \theta b_{i+1}\cdot h - ub_{i+1}$$

$$Rd_i \leftarrow \frac{1}{2\cdot dt}\cdot a0\cdot Mst\cdot\left(u_{i+1} - u_{i-1}\right)$$

$$\begin{pmatrix} Q0_i \\ M0_i \\ Qt_i \end{pmatrix} \leftarrow \begin{pmatrix} Q0_{i-1} \\ M0_{i-1} \\ Qt_{i-1} \end{pmatrix} - (1-\lambda)\cdot\begin{pmatrix} Kst\cdot a_i & a_i\cdot Kst\cdot h & -a_i\cdot Kst \\ a_i\cdot Kst\cdot h & a_i\cdot Kst\cdot h^2 & -a_i\cdot Kst\cdot h \\ -a_i\cdot Kst & -a_i\cdot Kst\cdot h & a_i\cdot Kst \end{pmatrix}\cdot\begin{pmatrix} ub_i - ub_{i-1} \\ \theta b_i - \theta b_{i-1} \\ u_i - u_{i-1} \end{pmatrix} - \lambda\cdot\left[\begin{pmatrix} Kst & Kst\cdot h & -Kst \\ Kst\cdot h & Kst\cdot h^2 & -Kst\cdot h \\ -Kst & -Kst\cdot h & Kst \end{pmatrix}\cdot\begin{pmatrix} ub_i - ub_{i-1} \\ \theta b_i - \theta b_{i-1} \\ u_i - u_{i-1} \end{pmatrix}\right]$$

$$Qh0_i \leftarrow Q0_i + \lambda\cdot\left(Kst\cdot ub_i + Kst\cdot h\cdot\theta b_i - Kst\cdot u_i\right)$$

$$\begin{pmatrix} ub \\ \theta b \\ u \\ Q0 \\ M0 \\ Qt \\ Rd \end{pmatrix}$$

4.2 Αριθμητική διερεύνηση του φαινομένου της αλληλεπίδρασης ελαστικού εδάφους-θεμελίωσης-ελαστικής κατασκευής με χρήση του προγράμματος ΠΣ Plaxis 3D.

ΓΕΝΙΚΑ

Προκειμένου να μελετηθεί η σεισμική συμπεριφορά του βάθρου της ανωδομής με συνυπολογισμό του φαινομένου της αλληλεπίδρασης, είναι απαραίτητο πρώτα να γίνει ανάλυση της απόκρισης του εδαφικού σχηματισμού στο οποίο θεμελιώνεται η κατασκευή.Καθώς το φαινόμενο εξαρτάται έντονα απο τις γεωτεχνικές ιδιότητες του εδάφους θεμελίωσης.Η εκτίμηση της σεισμικής απόκρισης του εδαφικού στρώματος θα γίνει μέσω αριθμητικών αναλύσεων οι οποίες θα πρέπει σε πρώτο στάδιο να επιβεβαιώνουν τις σχέσεις που υπάρχουν απο την βιβλιογραφία για το μέγιστο πλάτος της εδαφικής στρώσης.

Με βαθμονομημένο τον ταλαντωτή ,σε πακτωμένες συνθήκες απο το κεφάλαιο 3,θα πρέπει να ελεγχθεί η αξιοπιστία των μακροστοιχείων που δημιουργήθηκαν προηγουμένως για την συνολική απόκριση του συστήματος.

Στο plaxis η προσωμοίωση του εδαφικού υλικού γίνεται με ένα πλέγμα 10-κόμβων τριγωνικών πεπερασμένων στοιχείων ενώ υπάρχει η δυνατότητα της πύκνωσης ή της αραίωσης του.Επιπλέον είναι απαραίτητο κατά την δημιουργία του μοντέλου να δώσουμε πεπερασμένες διαστάσεις στο προσωμοίωμα, το οποίο σημαίνει οτι η επιβολή της σεισμικής διέγερσης σχετίζεται άμεσα με τις συνοριακές συνθήκες που θα επιλέξουμε.Το κιβώτιο αυτό που δημιουργείται τεχνητά ενδεχομένως να παγιδεύει την ενέργεια του συστήματος αλλοιώνοντας τα δυναμικά χαρακτηριστικά του,επομένως είναι αναγκαίο τα τοποθετηθούν κατάλληλα απορροφητικά σύνορα σε όλες τις επιφάνειες του μοντέλου ώστε να προσομοιώνονται συνθήκες ελεύθερου πεδίου.

Λόγω της απόσβεσης στην μάζα και στην δυσκαμψία που χρησιμοποιεί το Plaxis για την δυναμική φόρτιση του εδάφους ,η σεισμική διέγερση που τώρα υποβάλεται στην βάση της εδαφικης στρωσής(σε αντίθεση με το μακροστοιχείο που εισάγεται στην στάθμη της θεμελίωσης FIM) ,έχει ώς αποτελέσμα την αλλοίωση της διέγερσης στην επιφάνεια του εδάφους.Έτσι πρέπει να αναπτυχθεί μια μέθοδος κατα την οποία να υπολογίζουμε την διέγερση που θα δώσουμε στην βάση ώστε μέσω της εδαφικής ενίσχυσης που κάνει το Plaxis να πάρουμε τον υπό εξέταση σεισμό στην επιφάνεια(FFM).

Απο την βιβλιογραφία γνωρίζουμε οτι η κινηματική αλληλεπίδραση αγνοείται στα επιφανειακά θεμέλια.Θα πρέπει μέσω του Plaxis να επιβεβαιωθεί αυτό ώστε να γίνει επί ίσοις όροις η σύγκριση με το μακροστοιχείο που αναπτύχθηκε.

Ακόμα θα γίνει η επιβεβαίωση των συντελεστών δυναμικής στιβαρότητας και απόσβεσης ακτινοβολίας που χρησιμοποιήθηκαν απο την βιβλιογραφία.

4.2.1 Προσωμοίωμα της εδαφικής στρώσης επί βράχου

Το εδαφικό προφίλ προς προσομοίωση είναι το παρακάτω

Σχήμα 4.8 Υπό μελέτη εδαφικό προφίλ

•Χαρακτηριστικά εδαφικού προφίλ

Το προσομοίωμα αποτελείται απο μία οριζόντια εδαφική στρώση η οποία εδράζεται σε βράχο με τα εξής χαρακτηριστικά:

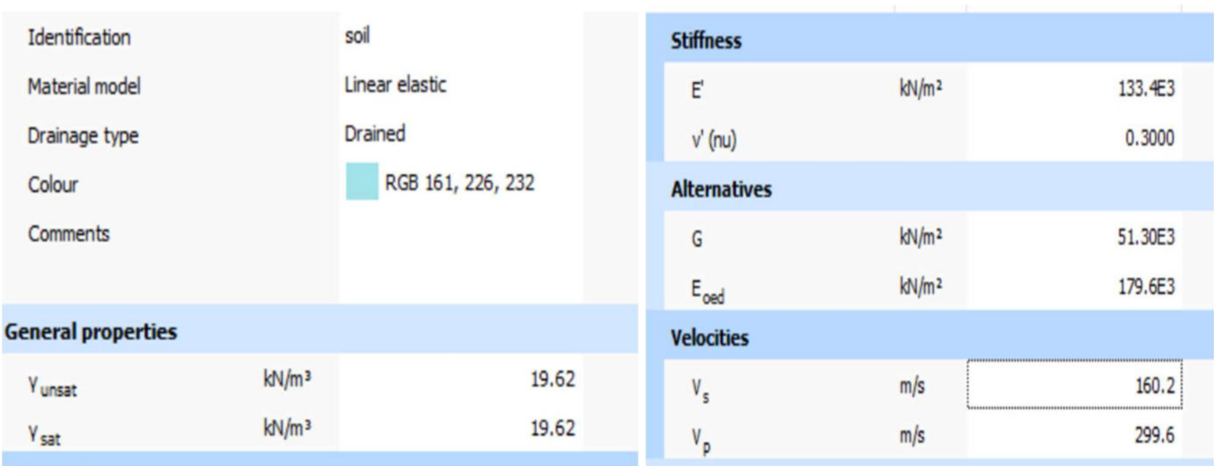
‣Vs=160m/s

‣γ=19.62KN/m^3

‣v=0.3

‣H=20m

‣ξ=5%



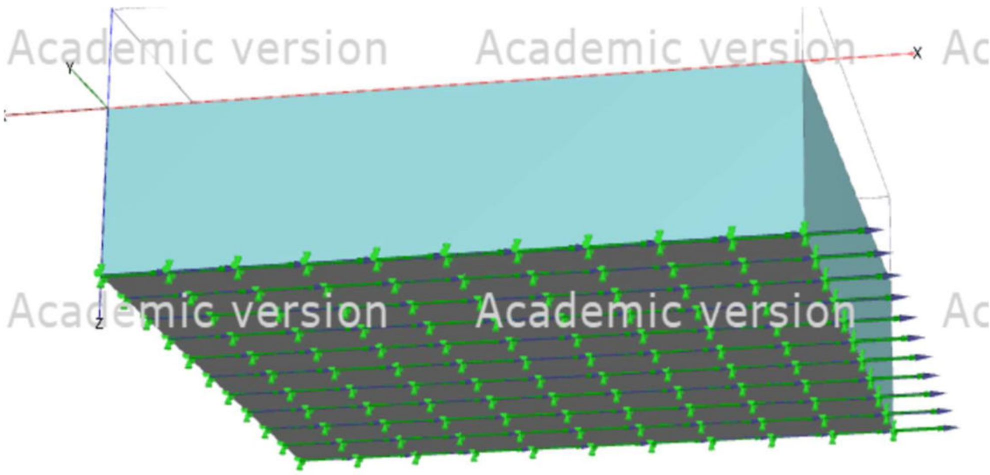
Identification	soil	
Material model	Linear elastic	
Drainage type	Drained	
Colour	RGB 161, 226, 232	
Comments		
General properties		
γ_{unsat}	kN/m³	19.62
γ_{sat}	kN/m³	19.62

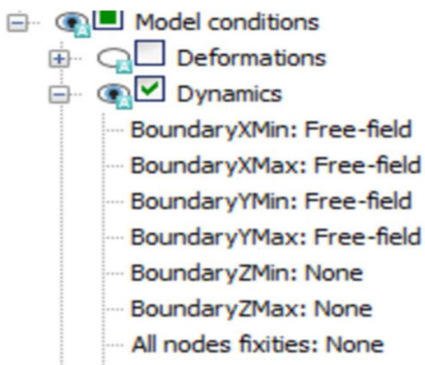
Stiffness		
E'	kN/m²	133.4E3
v' (nu)		0.3000
Alternatives		
G	kN/m²	51.30E3
E_{oed}	kN/m²	179.6E3
Velocities		
V_s	m/s	160.2
V_p	m/s	299.6

•Συνοριακές συνθήκες

Στα πλευρικά όρια επιτρέπεται η οριζόντια μετακίνηση κατά τον άξονα x ενώ απαγορεύεται η μετακίνηση κατά y,z.Σε ότι αφορά το βραχώδες υπόβαθρο και με δεδομένο ότι οι αναλύσεις είναι δυναμικές ,η μετακίνηση κατά x ειναι προδιαγεγραμμένη ux=1m ενώ δεσμεύονται οι μετακινήσεις κατά y,z και ενεργοποιείται η δυναμική μετακίνηση.

Επιπλέον χρησιμοποιήθηκαν τα απορροφητικά σύνορα τύπου free-field ώστε να προσομοιώνεται ικανοποιητικά η απειρομήκης επέκταση της εδαφικής στρώσης κατά την διεύθυνση x,y.Στην επιφάνεια και στην βάση της εδαφικής στρώσης δεν τοποθετούνται σύνορα.





•Χρονικό βήμα αναλύσεων Δt:

Η δυναμική ανάλυση πραγματοποιείται για συνολικό χρόνο To=20s και το χρονικό βήμα ολοκλήρωσης είναι Δt=0.01s.Για την επίλυση του προβλήματος χρησιμοποιειται η μέθοδος Newmark με a=0.25 και b=0.5.

•Απόσβεση

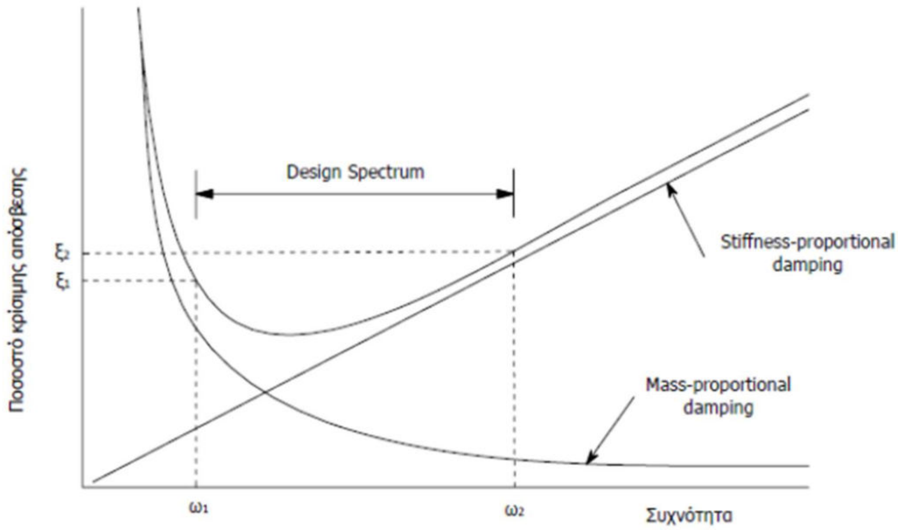
Το plaxis για την εδαφική απόσβεση χρησιμοποιεί την απόσβεση κατά Rayleigh που ορίζεται απο την ακόλουθη σχέση:

$$C = a_0[M] + a_1[K]$$

Ένας γραμμικός συνδυασμός του μητρώου μάζας και δυσκαμψίας.Όπου:

$$\alpha_0 = \zeta \frac{2 \cdot \omega_1 \cdot \omega_2}{\omega_1 + \omega_2} \qquad \alpha_1 = \zeta \frac{2}{\omega_1 + \omega_2}$$

Οι συντελεστές a_0 και a_1 προκύπτουν ανάλογα με το εύρος των συχνοτήτων ενδιαφέροντος.



Σχήμα 4.9 Συναρτήσεις αποσβέσεως μάζας και δυσκαμψίας κατά Rayleigh.

Η δεσπόζουσα ιδιοσυχνότητα του της εδαφικής στρώσης δίνεται απο την σχέση

$$fs = \frac{Vs}{4H} = 2Hz$$

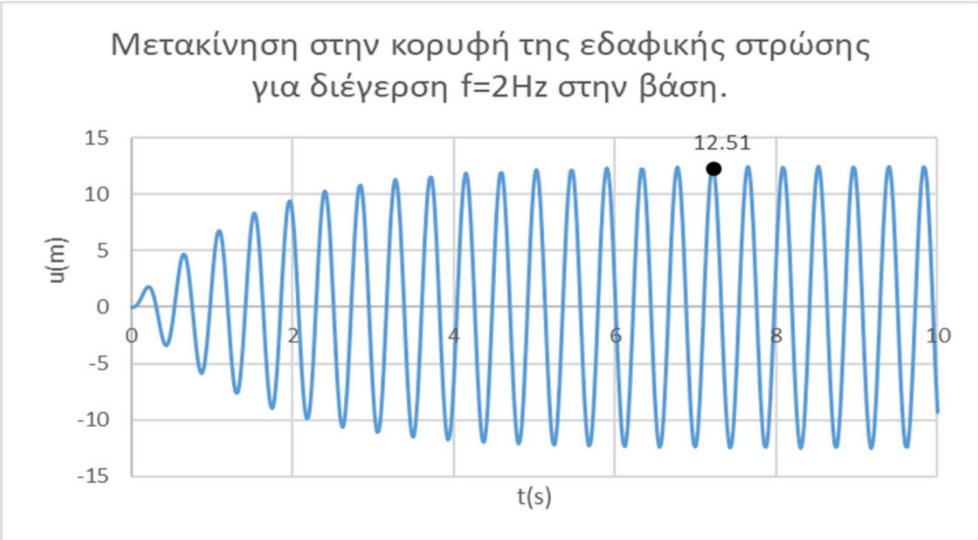
Επομένως αν διεγείρουμε με μια μονοχρωματική διέγερση την βάση του θεμελίου συχνότητας 2Hz αναμένουμε απο την αναλυτική λύση ενίσχυση της αρμονικής ταλάντωσης:

$$AR = \frac{2}{\pi\,\xi} = 12.7$$

Αρμονική διέγερση:

Για διέγερση $u = \eta\mu(2\pi f t)$ με f=2Hz .Η χρονοιστορία στην κορυφή της στρώσης με το plaxis είναι η ακόλουθη.Για απόσβεση 5% για f=2hz οι συντελεστές rayleigh είναι:

$$\alpha_0 = 0.6283 \quad \alpha_1 = 0.003979$$

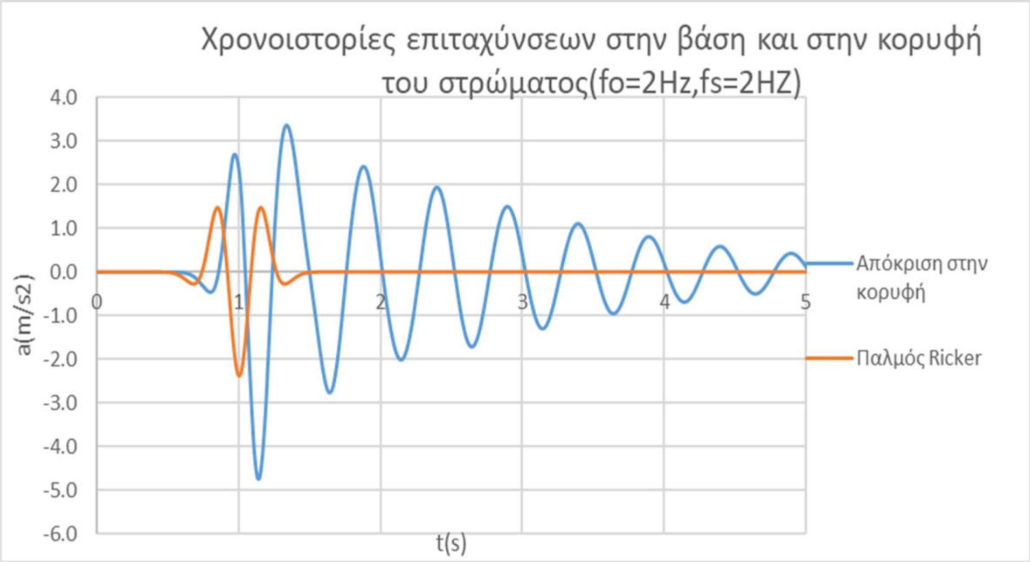


Σχήμα 4.10 Συντονισμός εδαφικού προφίλ f=fs=2Hz

Θα γίνει επιπλέον και μια διέγερση με έναν περίπου μονοχρωματικό παλμό Ricker δεσπόζουσας συχνότητας 2 Hz.Ο παλμός αυτός δίνεται απο την ακόλουθη εξίσωση:

$$A(t) = [-6b + 24b^2(t - t1)^2 - 8b^3(t - t1)^4]e^{-b(t-t1)^2}$$

Όπου A(t) η σεισμική επιτάχυνση κάθε χρονική στιγμή,t1 η παράμετρος που καθορίζει την στιγμή που παρουσιάζεται η μέγιστη τιμή(t1=1s),και $b=(\pi f)^2$ με f=2Hz η δεσπόζουσα συχνότητα.Στο παρακάτω γράφημα φαίνονται οι χρονοϊστορίες επιτάχυνσης της διέγερσης και της απόκρισης στην κορυφή του στρώματος.

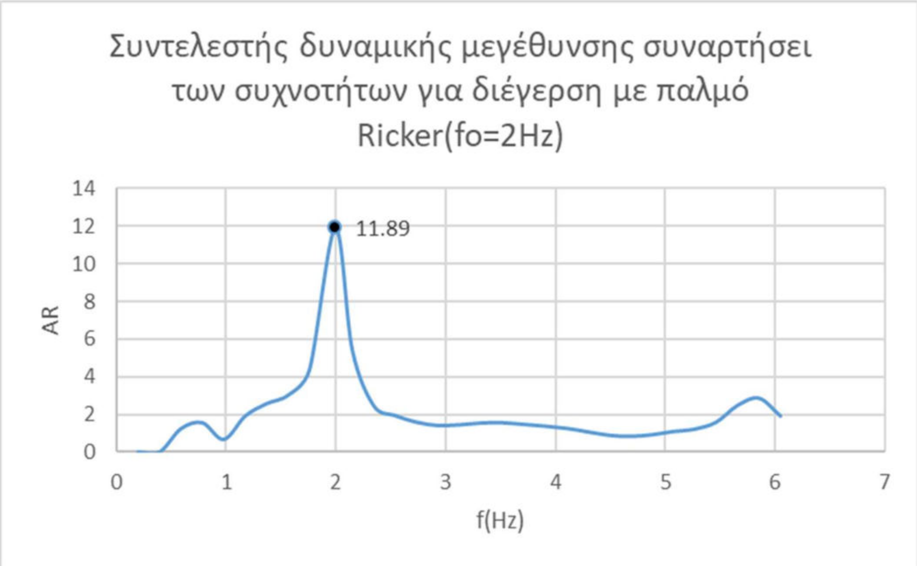


Σχήμα 4.11 Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων συντονισμού για διέγερση με παλμό Richer f=2Hz

Ο συντελεστής ενίσχυσης τώρα δίνεται απο την σχέση

$$AR = \frac{Fourier\ Amplitude\ κορυφή}{Fourier\ Amplitude\ διέγερσης}$$

Τα φάσματα fourier υπολογίστηκαν με το seismosignal.



Σχήμα 4.12 Συντελεστής ενίσχυσης συντονισμού για τον Παλμό Ricker f=2Hz

Παρατηρείται συντονισμός της εδαφικής στρώσης για f=1.98Hz με AR=11.89.Ένας συντελεστής πολύ κοντά στην αναλυτική λύση 12.7.

4.2.2 Συνάρτηση μεταφοράς σεισμικής διέγερσης μονοστρωματικής εδαφικής στρώσης επί βραχώδους υποβάθρου.

Στα πλαίσια της παρούσας εργασίας το ενδιαφερόν εντοπίζεται στον μηχανισμό που προκαλεί την διαφοροποίηση της σεισμική διέγερσης όταν αυτή διαδίδεται απο τον βράχο πρός την επιφάνεια εδάφους για την υπο μελέτη εδαφική στρώση.Η κατακόρυφη διάδοση των κυμάτων διάτμησης σε ιξωδοελαστικό ομοιογενές στρώμα που βρίσκεται πάνω σε άκαμπτο βραχώδες υπόβαθρο μπορεί να περιγραφεί στο πεδίο των συχνοτήτων απο την συνάρτηση μεταφοράς.Η συνάρτηση αυτή δίνεται απο την σχέση:

$$AF(\omega) = \frac{1}{\cos\left(\omega \dfrac{H}{Vs \cdot \sqrt{1 + 2\, i\, \xi}}\right)} \quad (4.6)$$

Η: το πάχος της εδαφικής στρώσης

ξ: το ποσοστό απόσβεσης του εδάφους (5%)

ω:Η συχνότητα διέγερσης

επιπλέον ισχύει :

$$fourier\ transform(\sigma\tau o\ \beta\rho\acute{\alpha}\chi o) = \frac{fourier\ transform\ (\sigma\tau\eta\nu\ \kappa o\rho\upsilon\varphi\acute{\eta})}{AF(\omega)}$$

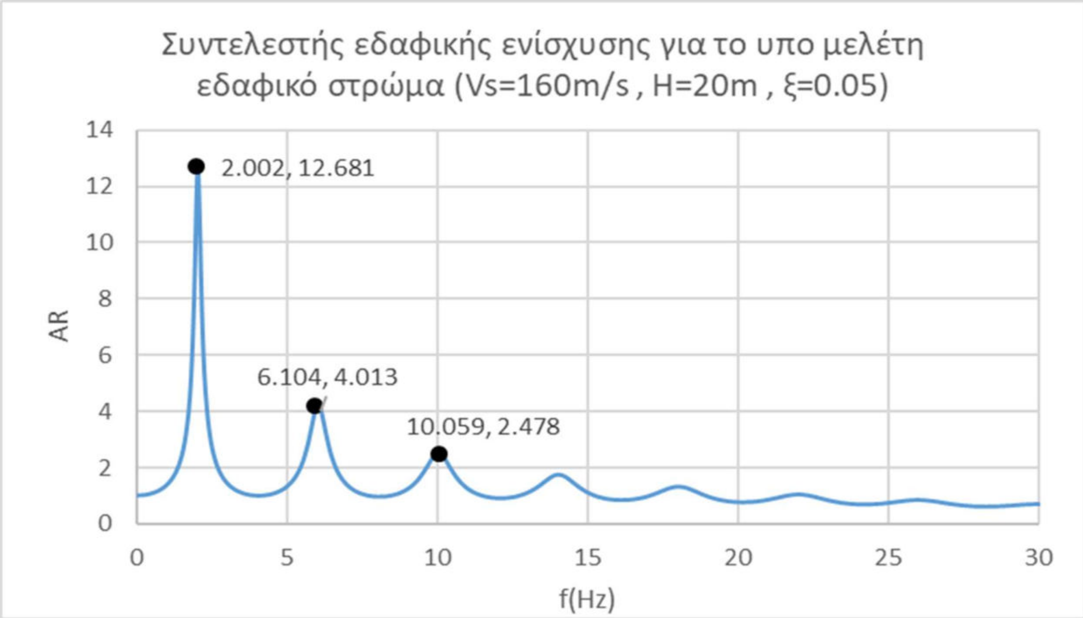
Χρησιμοποιώντας αντίστροφο μετασχηματισμό fourier για το παραπάνω αποτελέσμα παίρνουμε την χρονοιστορία εισαγωγής στο βραχώδες υπόβαθρο για να προκύψει μέσω της εδαφικής ενίσχυσης το υπό μελέτη σεισμογράφημα στην κορυφή του εδάφους.(deconvolution)

Επιπλέον παίρνωντας το μέτρο της μιγαδικής συνάρτησης (4.6) προκύπτει η συνάρτηση του συντελεστή εδαφικής ενίσχυσης.

$$AR(\omega) = |AF(\omega)|$$

Τα τοπικά μέγιστα του συντελεστή αναμένονται για ιδιοσυχνότητες της εδαφικής στήλης που δίνονται απο την σχέση:

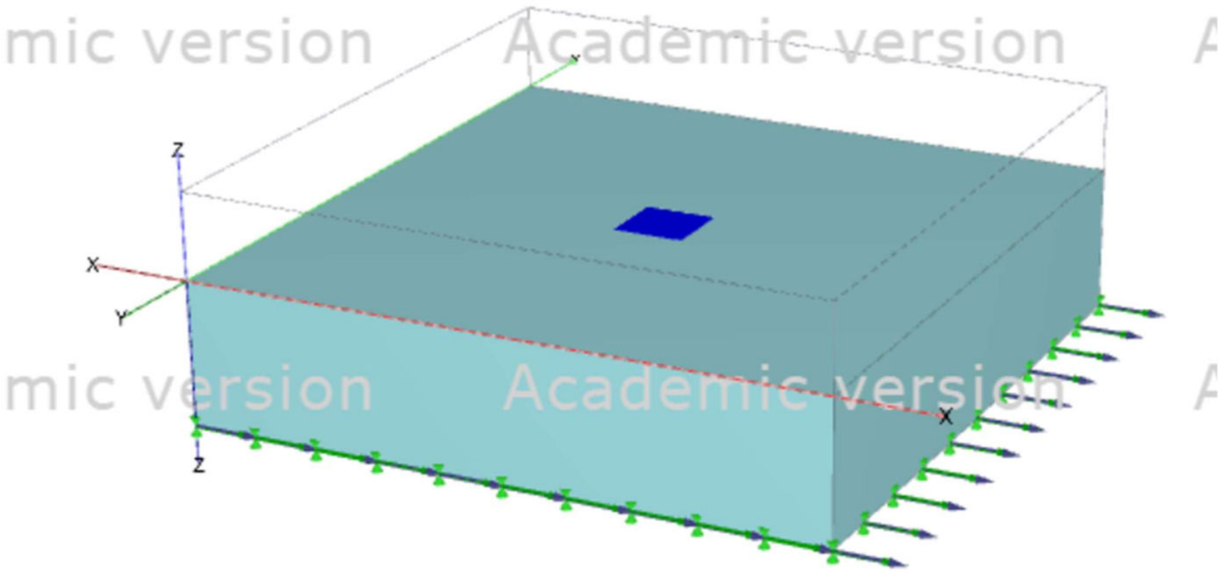
$$fs = \frac{Vs}{4H}(2n - 1) \ , n = 1,2,3 \ldots\ldots$$



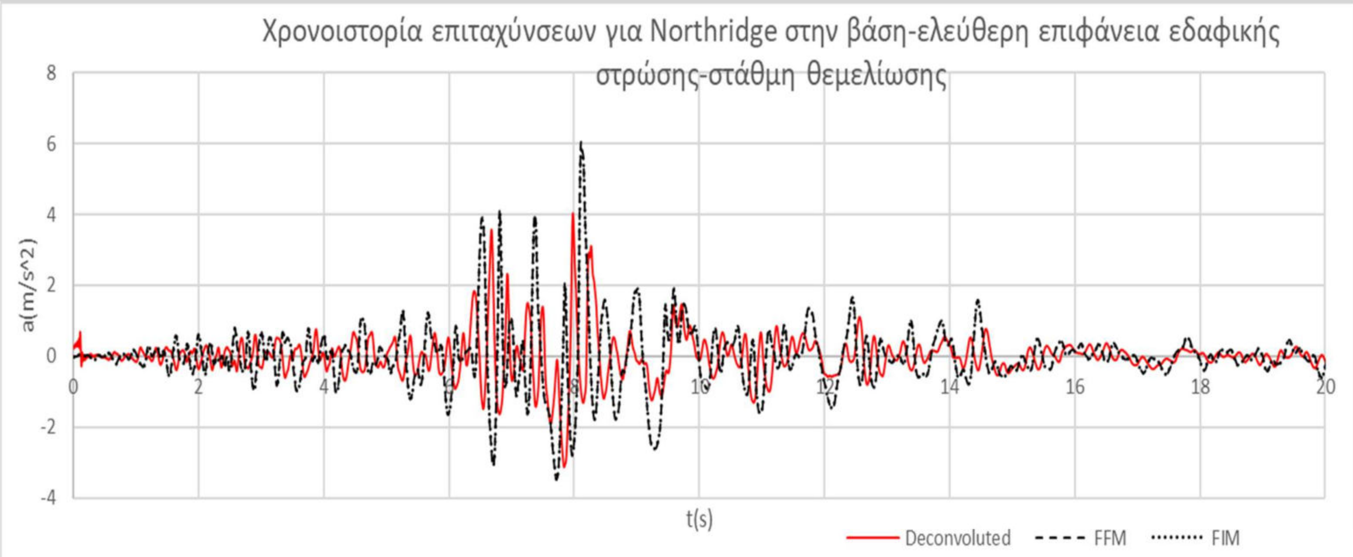
Σχήμα 4.13 Συντελεστής ενίσχυσης συναρτήσει των ιδιοπεριοδών του εδάφους

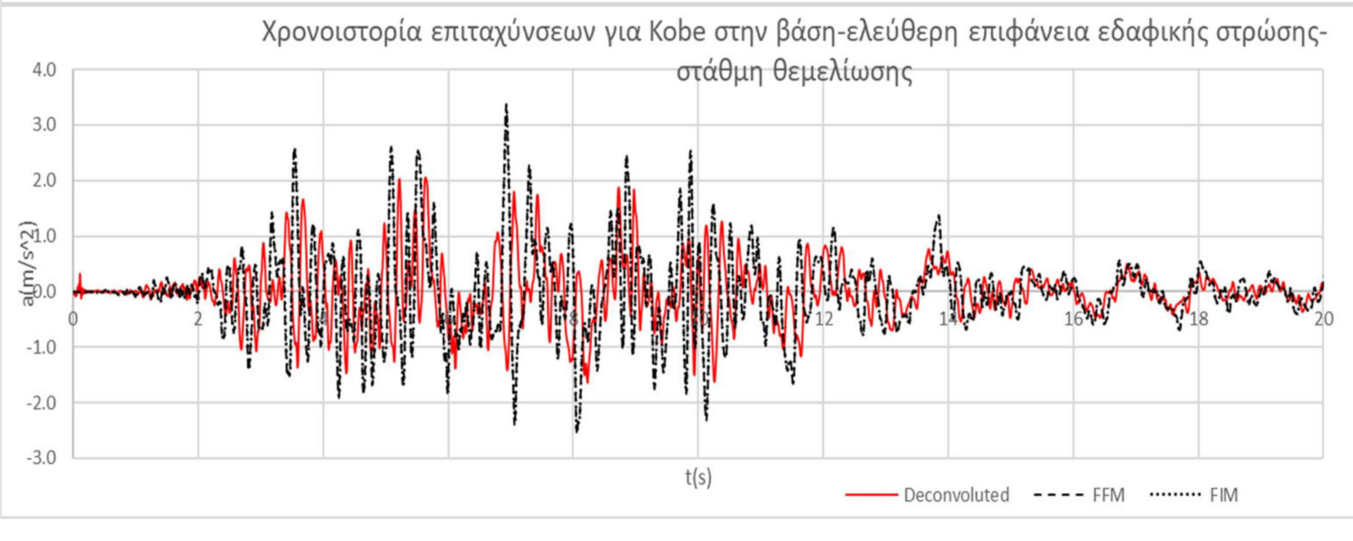
Απο το παραπάνω διαγράμμα φαίνεται οτι κρίσιμες είναι οι πρώτες 3 ιδιοπερίοδοι του εδάφους.Οπότε μέσω του plaxis θα χρησιμοποιηθούν αυτές οι συχνότητες για να αποσβεστούν κατά Rayleigh με 5%, το οποίο αντιστοιχεί σε συντελεστές α=1.047 και β=0.001326.

Ακολουθεί η επιβεβαίωση της παραπάνω διαδικασίας για τα γραφήματα των σεισμών που έχουν επιλεχθεί.Επιπλέον στην εδαφική στρώση θα προστεθεί το άκαμπτο και αβαρές τετραγωνικό θεμέλιο διαστάσεων 10x10m για να εξεταστεί κατά πόσο επηρεάζεται το σήμα της επιφάνειας (FIM),απο το φαινόμενο της κινηματικής αλληλεπίδρασης,σε σύγκριση με το FFM.

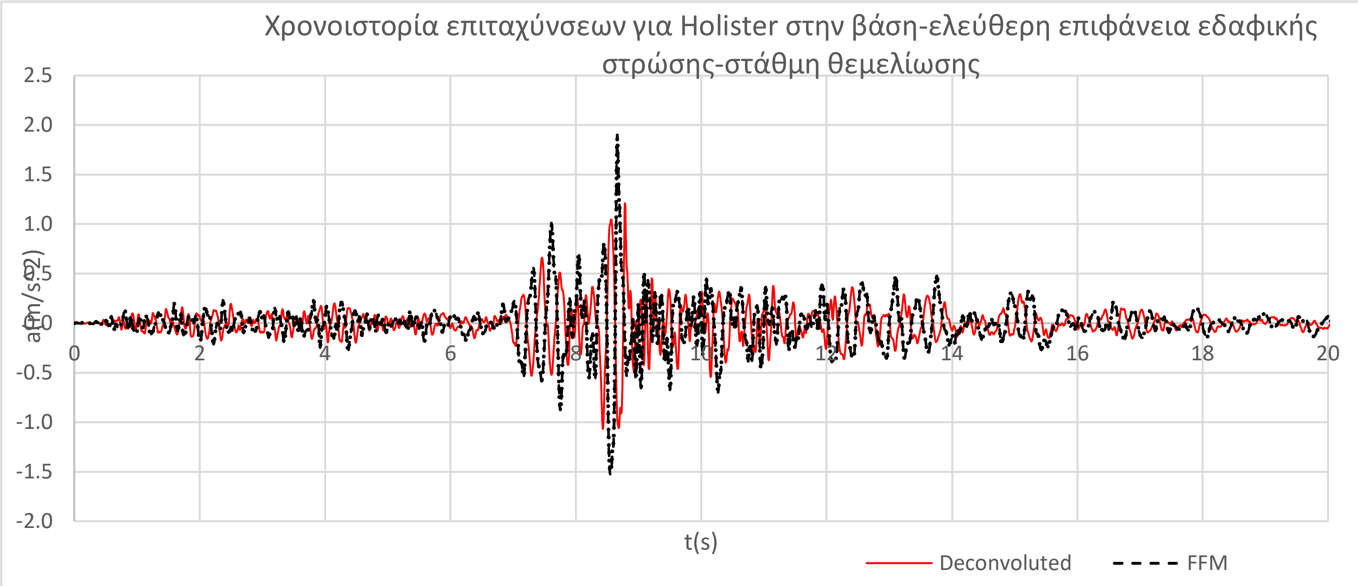


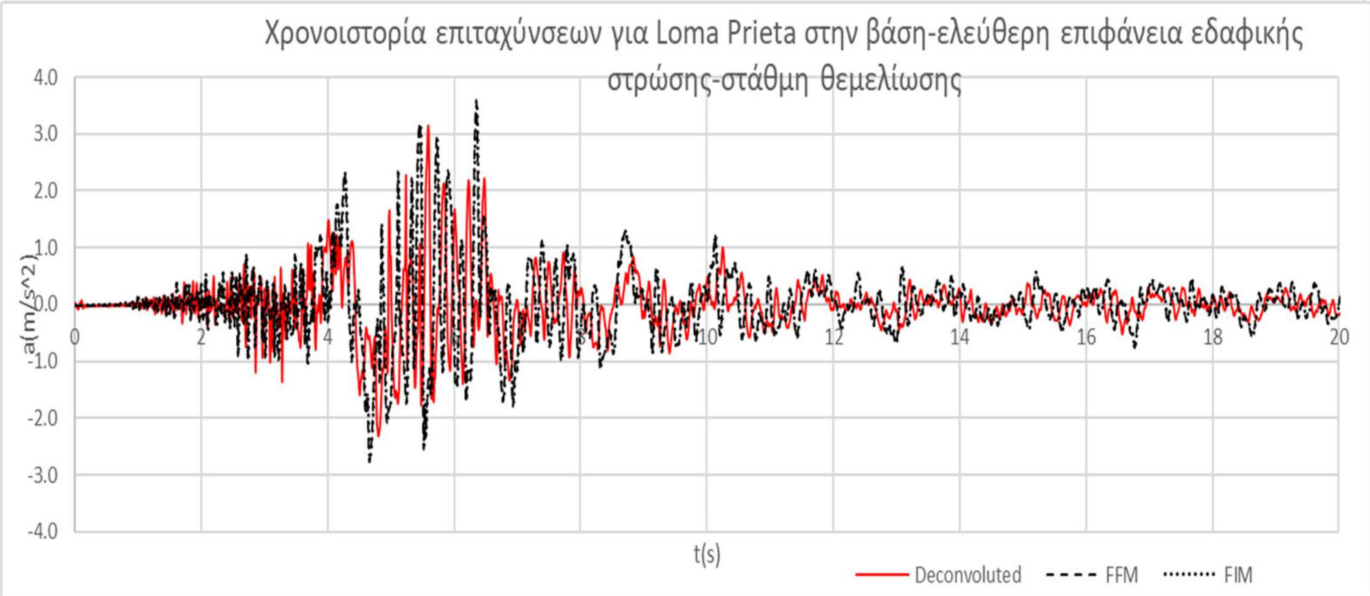

Χρονοιστορία επιταχύνσεων για Sakarya στην βάση-ελεύθερη επιφάνεια εδαφικής στρώσης-στάθμη θεμελίωσης
a(m/s^2)
t(s)
Deconvoluted
FFM
FIM

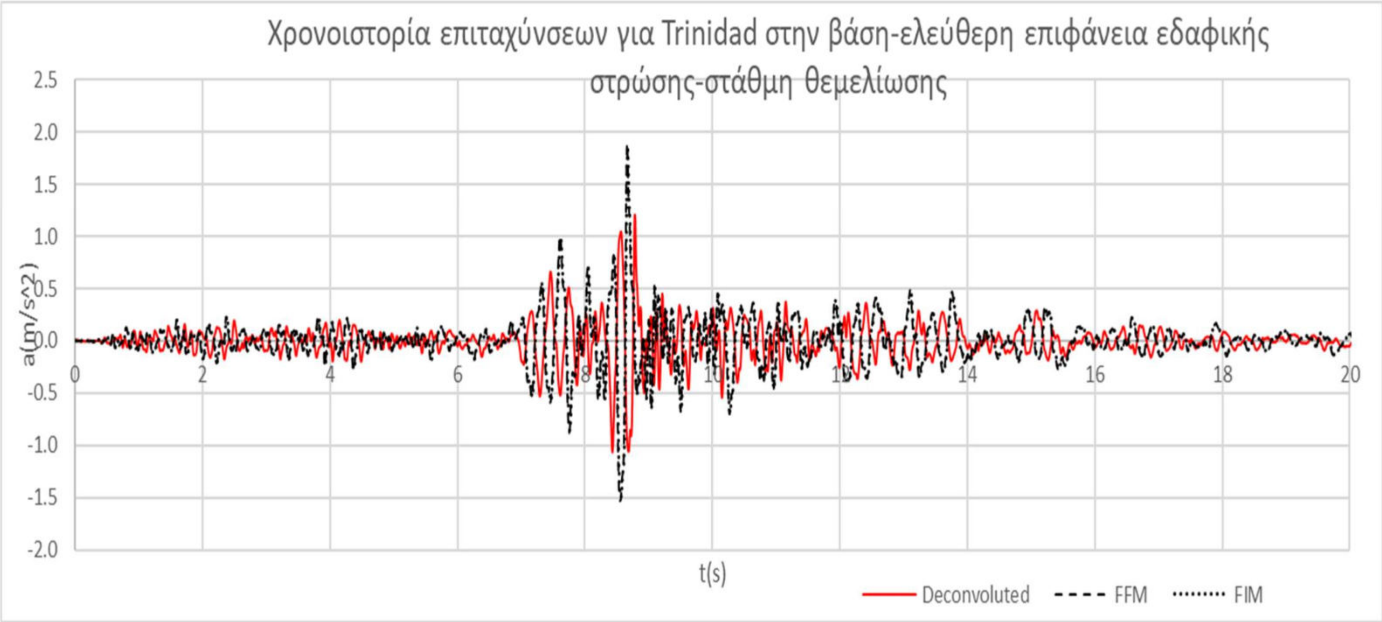

Χρονοιστορία επιταχύνσεων για Northridge στην βάση-ελεύθερη επιφάνεια εδαφικής στρώσης-στάθμη θεμελίωσης
a(m/s^2)
t(s)
Deconvoluted
FFM
FIM


Χρονοιστορία επιταχύνσεων για Kobe στην βάση-ελεύθερη επιφάνεια εδαφικής στρώσης-στάθμη θεμελίωσης
a(m/s^2)
t(s)
Deconvoluted
FFM
FIM


Χρονοιστορία επιταχύνσεων για Friuli στην βάση-ελεύθερη επιφάνεια εδαφικής στρώσης-στάθμη θεμελίωσης
a(m/s^2)
t(s)
Deconvoluted
FFM
FIM


Χρονοιστορία επιταχύνσεων για Holister στην βάση-ελεύθερη επιφάνεια εδαφικής στρώσης-στάθμη θεμελίωσης
a(m/s^2)
t(s)
Deconvoluted
FFM


Χρονοιστορία επιταχύνσεων για Loma Prieta στην βάση-ελεύθερη επιφάνεια εδαφικής στρώσης-στάθμη θεμελίωσης
a(m/s^2)
t(s)
Deconvoluted
FFM
FIM

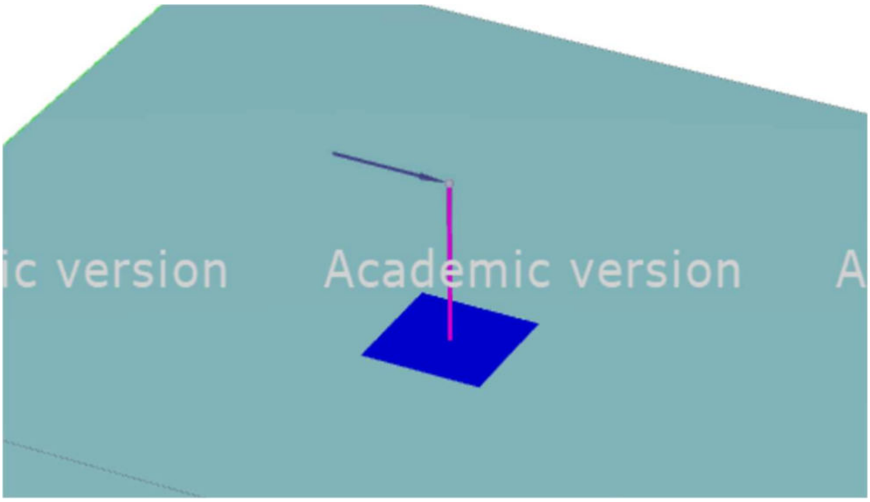


Σχήμα 4.14 Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων για διάφορες σεισμικές διεγέρσεις στην βάση του στρώματος,στο ελεύθεριο πεδίο και στην στάθμη του θεμελίου

Παρατηρούμε ότι η κινηματική αλληλεπίδραση έχει γενικώς μικρή επιρροή καθώς το σφάλμα ανάμεσα στο FFM-FIM είναι πολύ μικρό(4%)!.Ενώ ανάμεσα στα επιταχυνσιογραφήματα των σεισμών που επιλέξαμε και στο FFM υπάρχει ένα σφάλμα της τάξης του 5%.Επομένως η μεθοδολογία της αποσυνέλιξης του σήματος λειτουργεί επαρκώς.

4.2.3 Διερεύνηση της ορθότητας των δυναμικών συντελεστών της δυσκαμψίας και της απόσβεσης ακτινοβολίας.

Σειρά έχει η επιβεβαίωση των δυναμικών συντελεστών που χρησιμοποιήθηκαν κατά την κατασκευή των μακροστοιχείων.Για να γίνει αυτό θα χρησιμοποιήσουμε τον ελαστικό μονοβάθμιο ταλαντωτή Mst=1000tn ,εδραζόμενο στο άκαμπτο τετραγωνικό θεμέλιο,και σε αυτό το σύστημα θα επιβάλλουμε μια εσωτερική αρμονική διέγερση στην στάθμη της μάζας.Επιπλέον θα χρησιμοποιήσουμε απορροφητικά σύνορα viscous boundaries.Τα σύνορα αυτά αποτελούνται απο ιξωδοελαστικούς αποσβεστήρες που τοποθετούνται και στις τρεις διευθύνσεις (x,y,z) για την σωστή απορρόφηση της ενέργειας των κυμάτων που δημιουργούνται απο διεγέρσεις εντός των προσωμοιώματων.



•Τα χαρακτηριστικά του βάθρου και της μάζας παραμένουν ώς έχουν:

h=12m , Mst=1000tn ,d=3m,Tst=0.437s,E=30GPa

•Η απόσβεση Rayleigh στο έδαφος τίθεται μηδενική

•Vs=160m/s,H=20m,

•Συχνότητα αποκοπής οριζόντιας απόσβεσης Ch: 0.75fs=1.5Hz

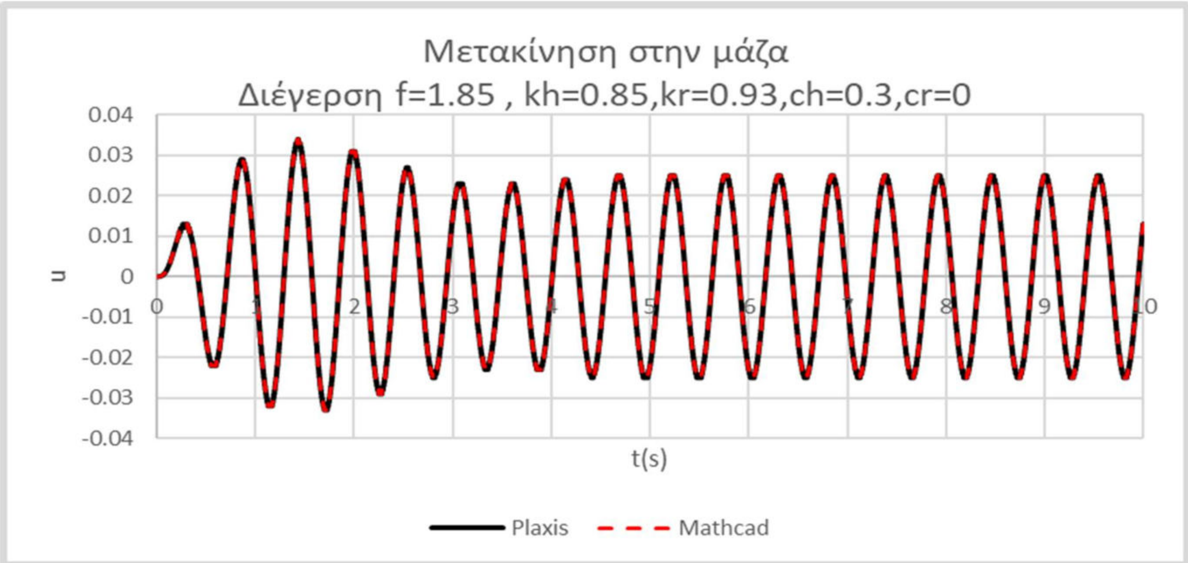
•Συχνότητα αποκοπής λικνιστικής απόσβεσης Cr: fc=3.1Hz

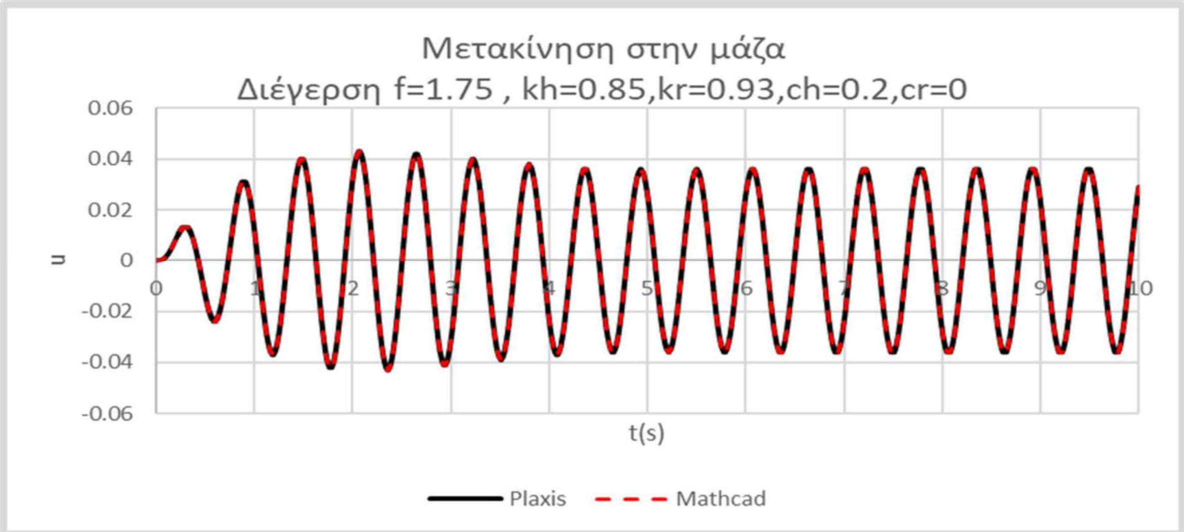
•Εσωτερική αρμονική διέγερση F=1000ημ(ωt)

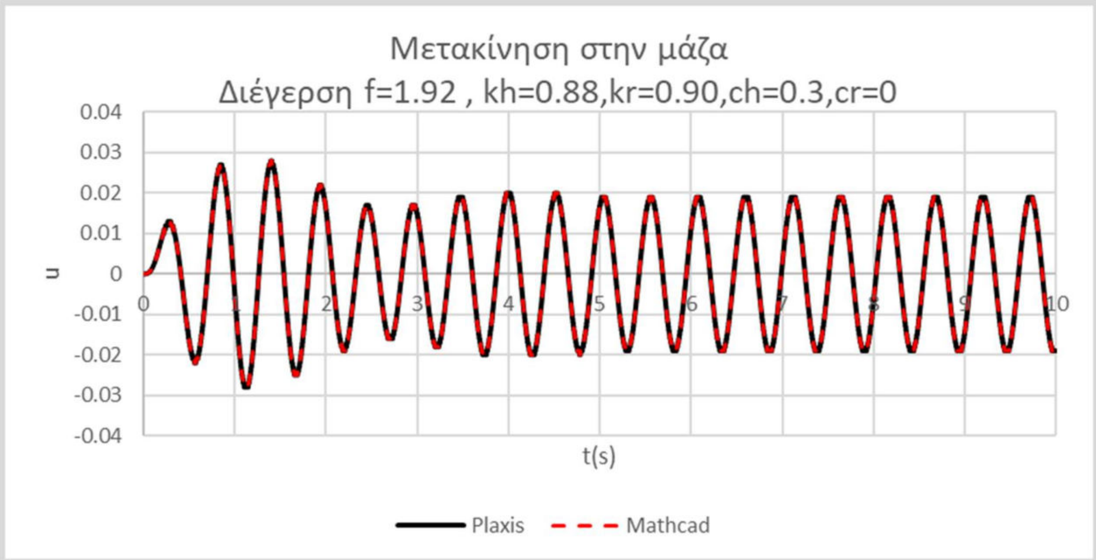
Απαραίτητο είναι να τροποποιήσουμε το μακροστοιχείο του κεφαλαίο 4.1.3 για να γίνει η εισαγωγή της αρμονικής δύναμης στην μάζα:

$$[p_i] = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 1000\eta\mu(\omega t) \end{pmatrix}$$

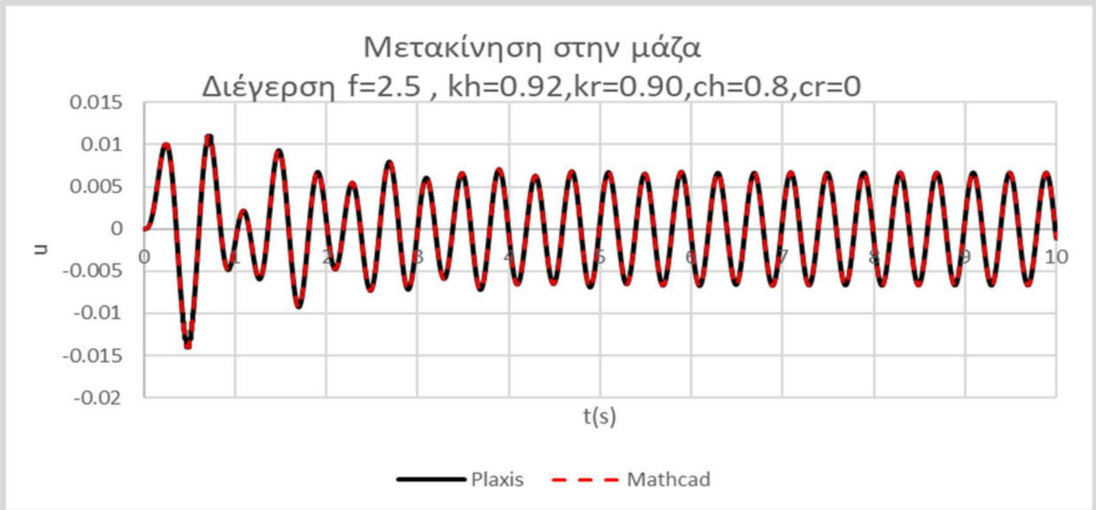
Η μετακίνηση στην κορυφή της μάζας που προκύπτει από το plaxis θα πρέπει να είναι ίδια με αυτή του mathcad τροποποιώντας ενδεχομένως τους συντελεστές απο την βιβλιογραφία.Θα χρησιμοποιηθούν συχνότητες που αντιστοιχούν στις μέσες συχνότητες των υπό μελέτη σεισμών που παρουσιάστηκαν.



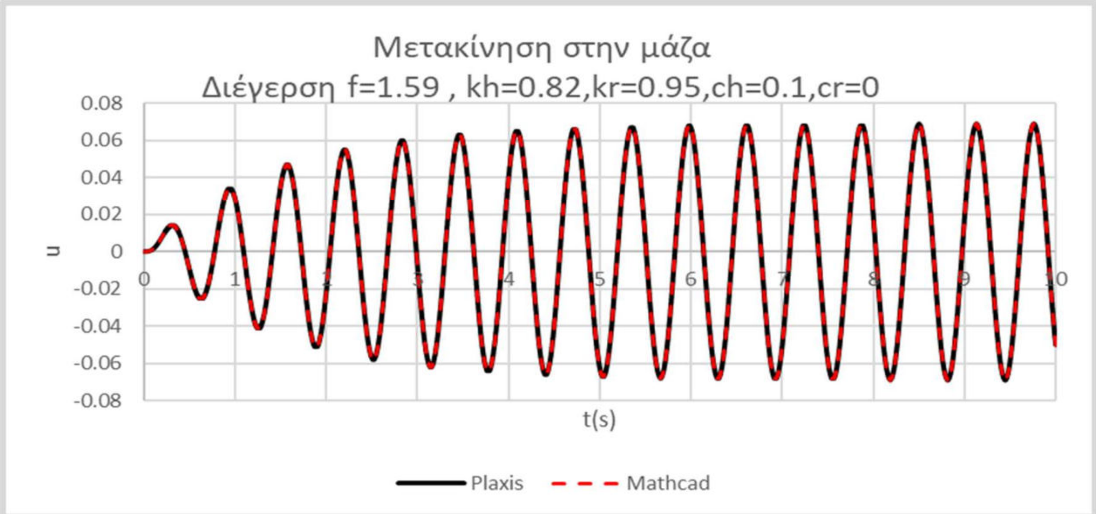




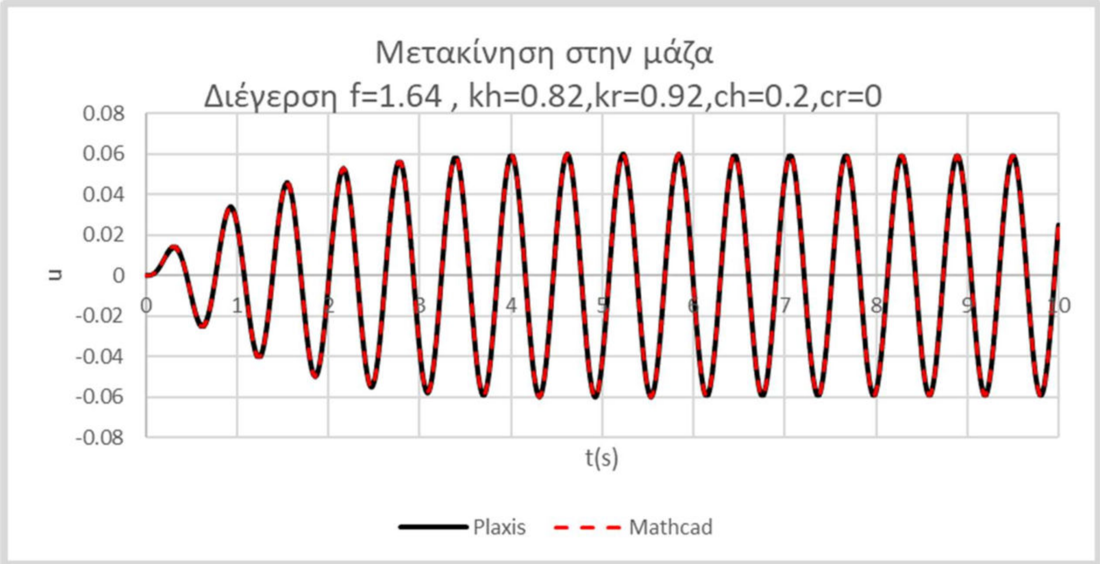
Μετακίνηση στην μάζα
Διέγερση f=1.92 , kh=0.88,kr=0.90,ch=0.3,cr=0
0.04
0.03
0.02
0.01
0
-0.01
-0.02
-0.03
-0.04
u
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
t(s)
Plaxis
Mathcad

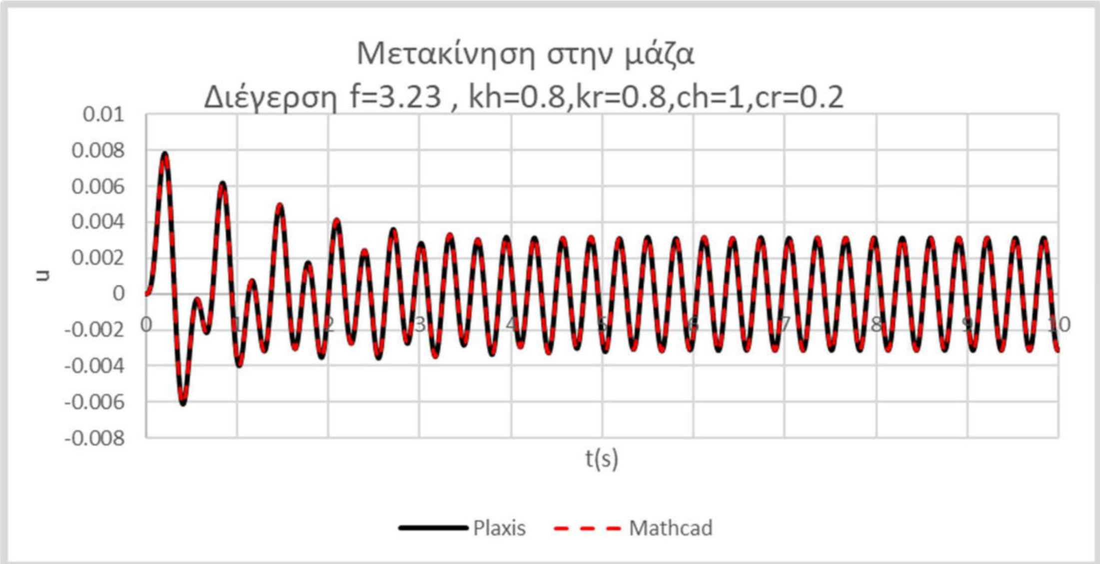


Μετακίνηση στην μάζα
Διέγερση f=2.5 , kh=0.92,kr=0.90,ch=0.8,cr=0
0.015
0.01
0.005
0
-0.005
-0.01
-0.015
-0.02
u
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
t(s)
Plaxis
Mathcad



Μετακίνηση στην μάζα
Διέγερση f=1.59 , kh=0.82,kr=0.95,ch=0.1,cr=0
0.08
0.06
0.04
0.02
0
-0.02
-0.04
-0.06
-0.08
u
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
t(s)
Plaxis
Mathcad





Σχήμα 4.15 Μετακίνηση την μάζα του ταλαντωτή για εσωτερική επιβαλλόμενη αρμονική διέγερση με χρήση των συντελεστών δυσκαμψίας και απόσβεσης.

Στον παρακάτω πίνακα φαίνονται και οι τροποποιημένες τιμές των δυναμικών δεικτών όπως αυτοί προέκυψαν απο το Plaxis.Παρατηρείται ότι είναι αρκετά κοντά με αυτές της βιβλιογραφίας.

			b=5m	Vs=160m/s	Gs=51300KPa	ρs=2tn/m3	fs=2Hz	fc=3.1Hz	
διέγερση	f(Hz)	Tmean(s)	α0(ωb/Vs)	kh	kr	ch	cr	0.75fs	4/3fs
F=1000ημ(ωt)	1.85	0.54	0.364	0.85	0.930	0.3	0	1.5	2.67
	1.75	0.57	0.344	0.85	0.930	0.2	0	1.5	2.67
	1.92	0.52	0.378	0.88	0.900	0.3	0	1.5	2.67
	2.50	0.4	0.491	0.92	0.900	0.8	0	1.5	2.67
	1.59	0.63	0.312	0.82	0.950	0.1	0	1.5	2.67
	1.64	0.61	0.322	0.82	0.920	0.2	0	1.5	2.67
	3.23	0.31	0.633	0.8	0.800	1	0.2	1.5	2.67

Πίνακας 4.2

4.2.4 Επιβεβαίωση του μακροστοιχείου για την δυναμική συμπεριφορά του ελαστικού ταλαντωτή επί ελαστικού εδάφους.

Πριν γίνει η επιβεβαίωση, θα κατασκευαστεί και ένας ακόμα επιπλέον μονοβάθμιος ταλαντωτής χαρακτηριστικών:

•Mst=1300tn

•Κυκλικό βάθρο διαμέτρου d=3m, $I = \frac{\pi}{64}d^4 = 3.977m^4$, ύψος h=12m , $K = {}^{3EI}/_{h^3} = 2.071 * 10^5 KN/m$

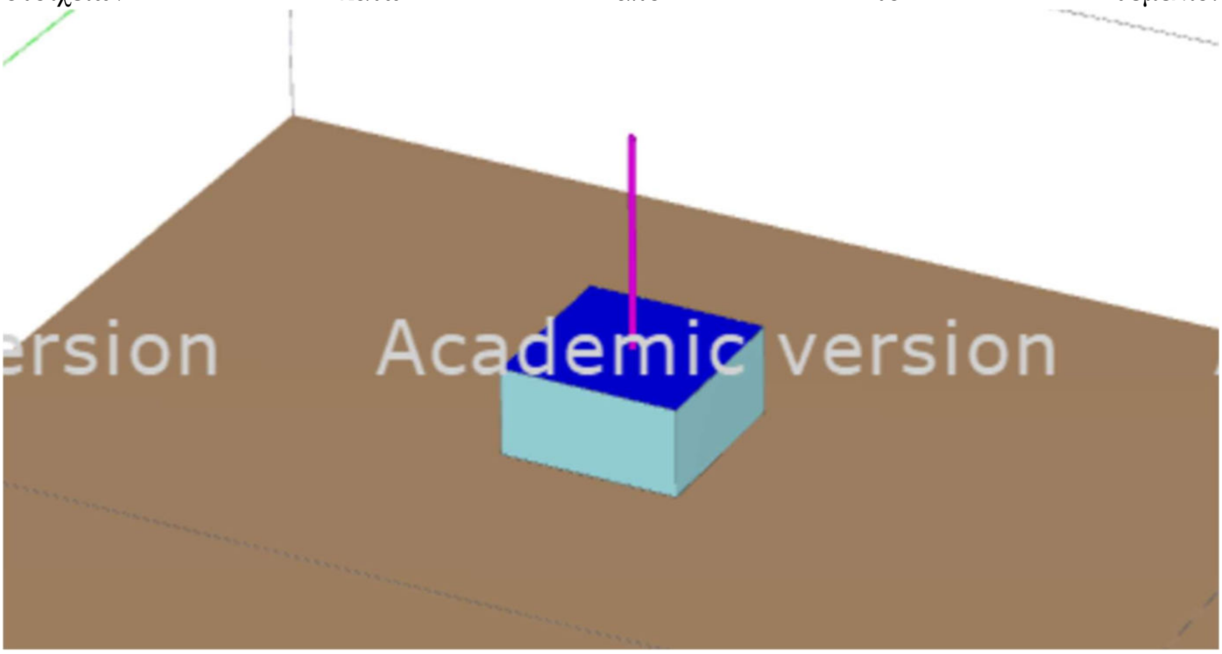
• $Tst = 2\pi\sqrt{\frac{Mst}{K}} = 0.5s$

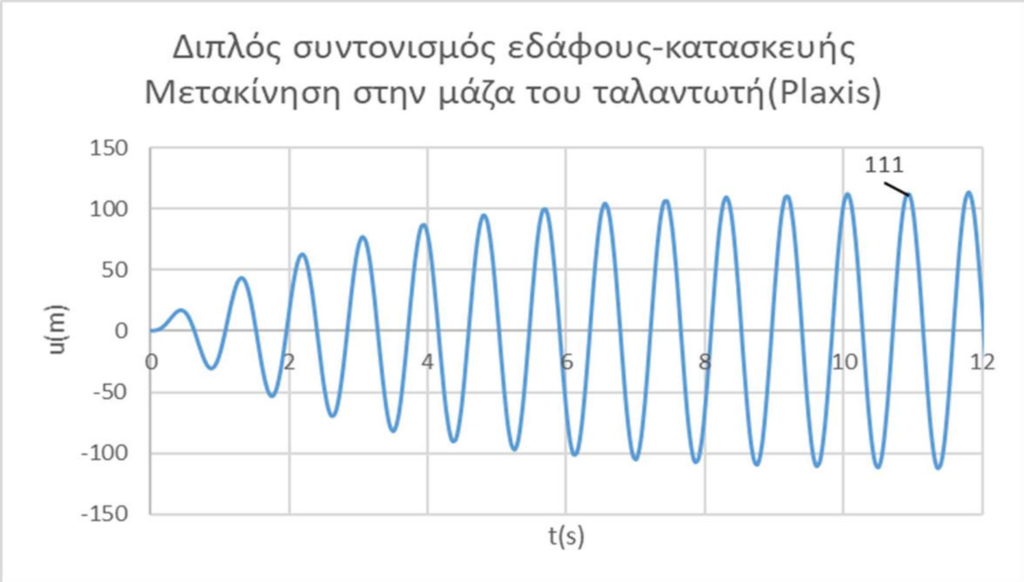
•Για την προσωμοίωση του στο plaxis φτιάχνουμε ένα στοιχείο beam ύψους 0.1m κυκλικής διατομής και πυκνότητας:

$$\gamma = \frac{4mg}{\pi d^2 h} = 18041KN/m^3$$

•a=2 ξ ωst=1.256 ,β=0 (Απόσβεση λόγω μάζας)

Αρχικά θα διεγείρουμε με ένα αρμονικό κύμα συχνότητας 2Hz στο βραχώδες υπόβαθρο και αναμένουμε διπλό συντονισμό του συστήματος(συντονισμό του έδαφους και συντονισμό του ταλαντωτή).Δηλαδή για ένα μονοδιαίο πλάτος αρμονικού κύματος αναμένουμε 12.7x10=127m στην κορυφή του ταλαντωτή.Απαραίτητη είναι η πύκνωση του κάναβου πεπερασμένων στοιχείων κάτω από το θεμέλιο.





Σχήμα 4.16 Συντονισμός εδάφους και κατασκευής ταυτόχρονα για επιβαλλόμενη αρμονική διέγερση 2Hz.

Αφού έχουν διερευνηθεί όλες οι αβεβαιότητες του μοντέλου,ακολουθεί η επαλήθευση του μακροστοιχείου.

Ειναι σκοπιμότερο να χρησιμοποιήσουμε χρονοϊστορία μετακινήσεων για την επιβολή της διέγερσης για να αναιρεθεί το όποιο σφάλμα προκύψει απο την διπλή ολοκλήρωση της επιτάχυνσης.Υπενθυμίζεται ότι η διέγερση προκύπτει απο την διαδικασία της deconvolution ενώ αποσβένουμε τις πρώτες 3 ιδιοσυχνότητες του εδάφους με 5%.

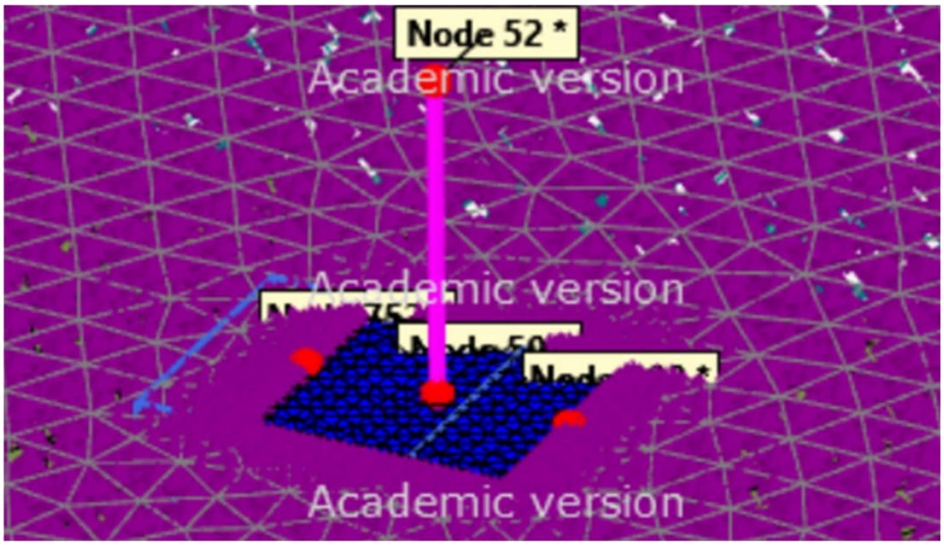
Για να εξάγουμε τα αποτελέσματα από το plaxis πρέπει να επιλέξουμε κάποιους κόμβους ελέγχου.Θα επιλεγούν οι κόμβοι:

•Στην κορυφή του ταλαντωτή(top)

•Στο κέντρο του θεμελίου(base)

•Στις δύο άκρες του θεμελίου(edge)

Όπως φαίνονται στην παρακάτω εικόνα

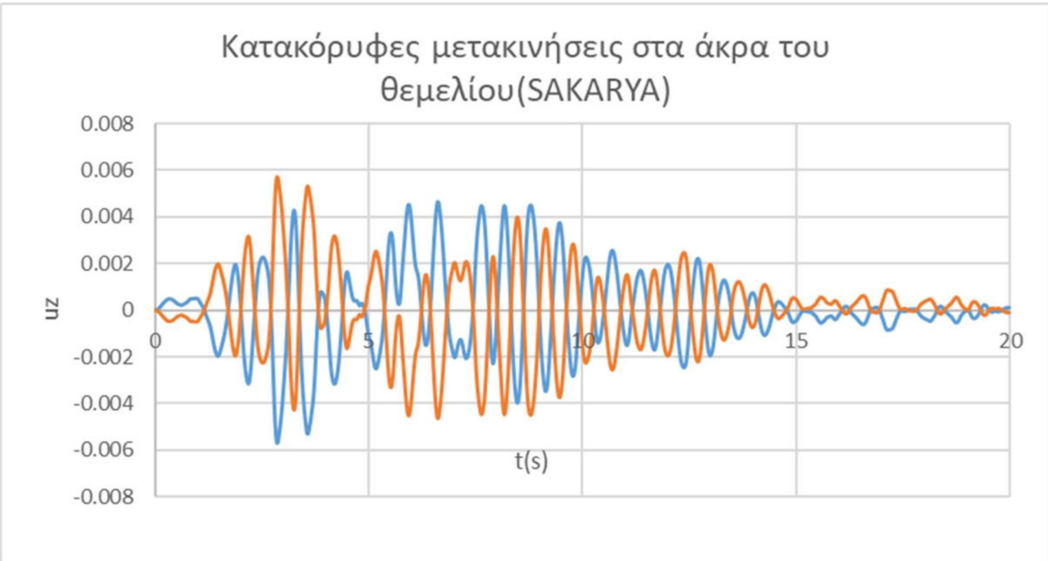


Από την θεωρία αναμένουμε μηδενική κατακόρυφη μετακίνηση στο κέντρο του θεμελίου, ίσες και αντίθετες κατακόρυφες μετακινήσεις στις άκρες του θεμελίου.(πόλος περιστροφής στο κέντρο του θεμελίου).

Για να υπολογίσουμε την στροφή του θεμελίου:

$$\theta = \frac{uz_{edge}}{b}$$

Όπου uz_{edge} : η κατακόρυφη μετακίνηση στην άκρη του θεμελίου



Σχήμα 4.17 Συμμετρικές μετακινήσεις στα άκρα του θεμελίου

Η σύγκριση των αποτελεσμάτων θα γίνει σε επίπεδο μετακίνησης ζημιάς του βάθρου που δίνεται απο την σχέση:

$$u_{str} = u_{top} - u_{base} - \theta_{base}\, h$$

Όπως αναφέρθηκε στην βιβλιογραφική ανασκόπηση οι παράμετροι επιρροής είναι:

•σχετική λυγηρότητα:

$$\hat{h} = \frac{h}{B} = 1.2$$

•σχετική δυσκαμψία εδάφους-κατασκευής:

$$\hat{\sigma} = \frac{h}{Vs\, Tst}$$

•λόγος μαζών κατασκευής-εδάφους θεμελίωσης:

$$\hat{m} = \frac{Mst}{\rho s\, B^2\, h}$$

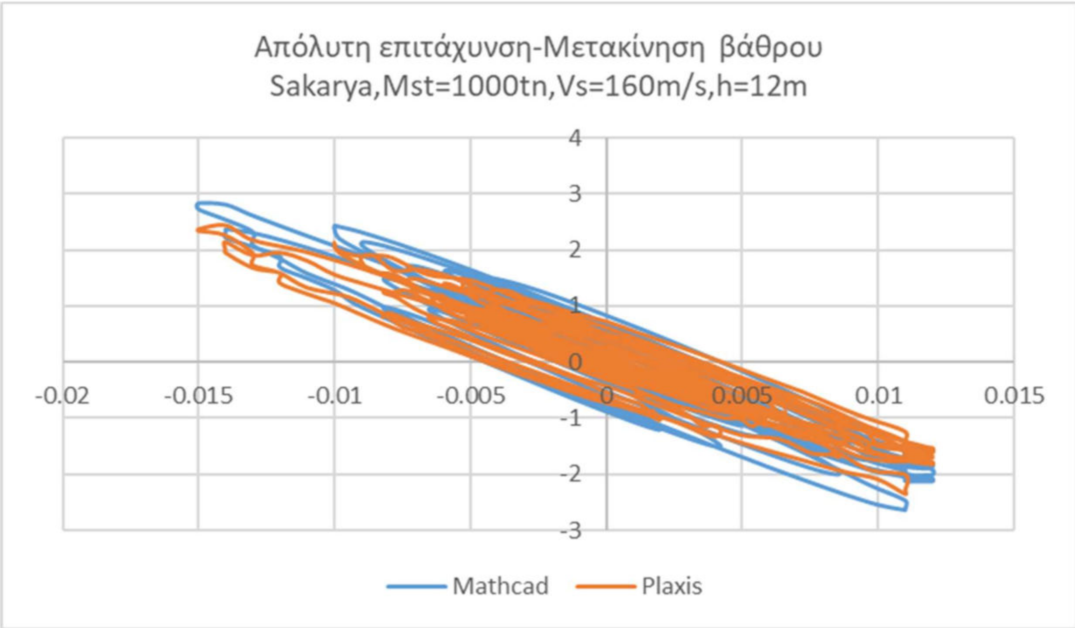
Θα χρησιμοποιηθεί και ένα επιπλέον στρώμα εδάφους Vs=320m/s για την επαλήθευση των αποτελεσμάτων.Επομένως για τους δύο ταλαντωτές Mst=1000 , 1300tn οι παράμετροι παίρνουν τις τιμές:

$$Mst = 1000tn\,, Vs = \frac{160m}{s}, \hat{h} = 1.2, \hat{\sigma} = 0.17\,, \hat{m} = 0.42$$

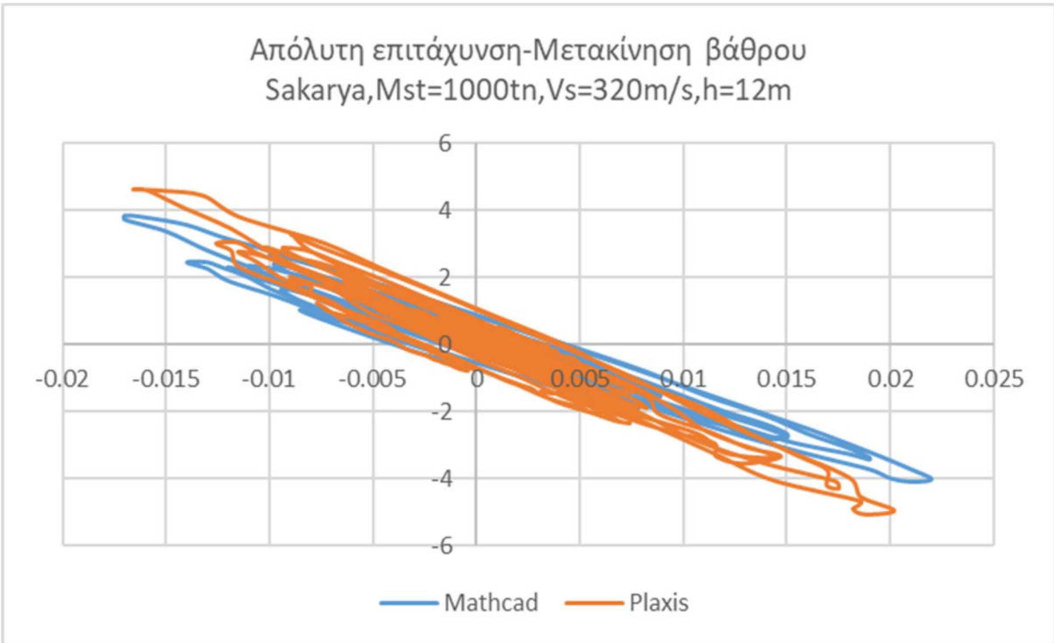
$$Mst = 1000tn, Vs = \frac{320m}{s}, \hat{h} = 1.2, \hat{\sigma} = 0.086\,, \hat{m} = 0.42$$

$$Mst = 1300tn\,, Vs = \frac{160m}{s}, \hat{h} = 1.2, \hat{\sigma} = 0.15\,, \hat{m} = 0.54$$

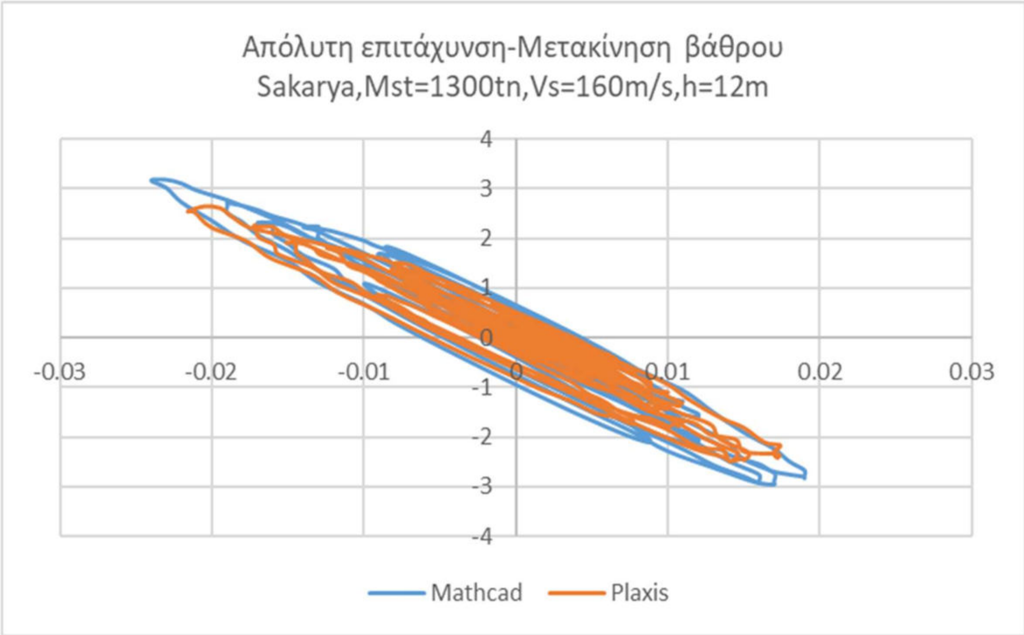
$$Mst = 1300tn\,, Vs = \frac{320m}{s}, \hat{h} = 1.2, \hat{\sigma} = 0.075\,, \hat{m} = 0.54$$



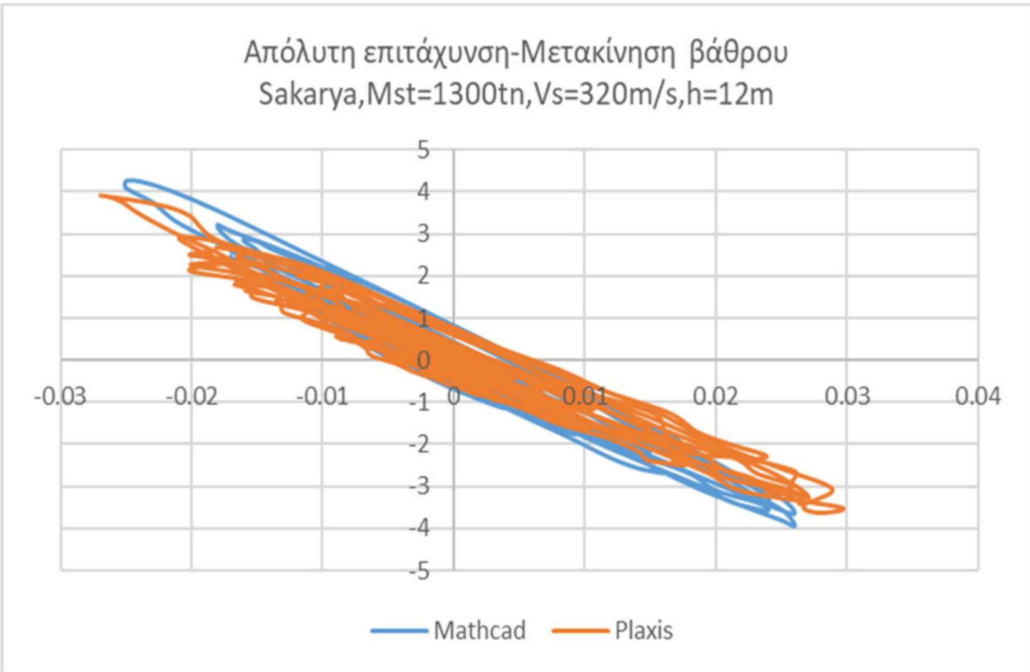
Σχήμα 4.18 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για την Sakarya-$\hat{h} = 1.2, \hat{\sigma} = 0.17 , \hat{m} = 0.42$



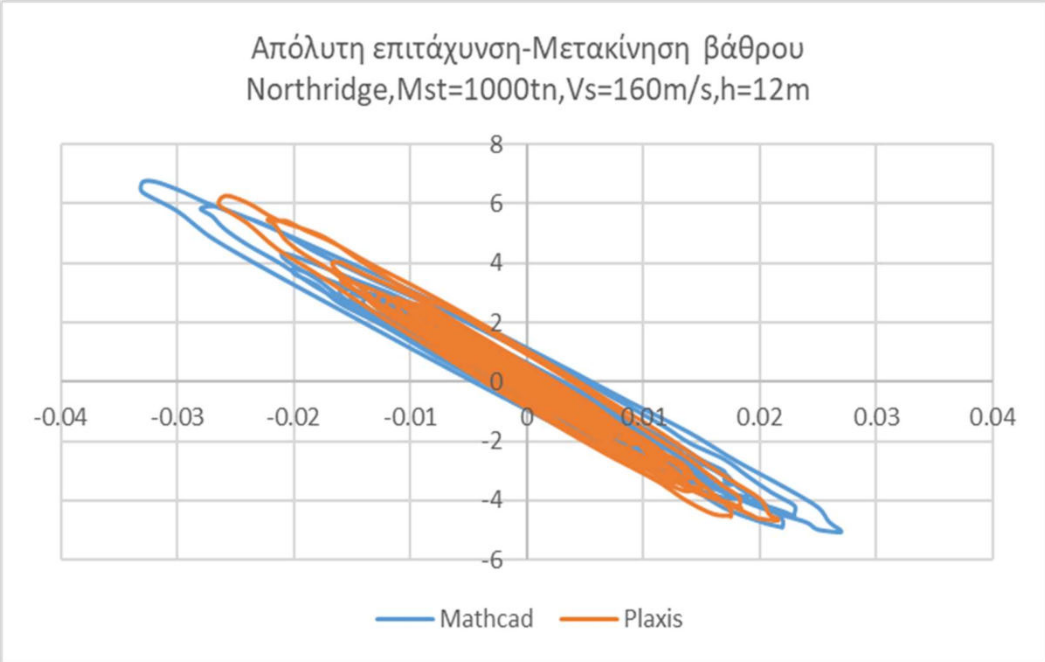
Σχήμα 4.19 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για την Sakarya-, $\hat{h} = 1.2, \hat{\sigma} = 0.086 , \hat{m} = 0.42$



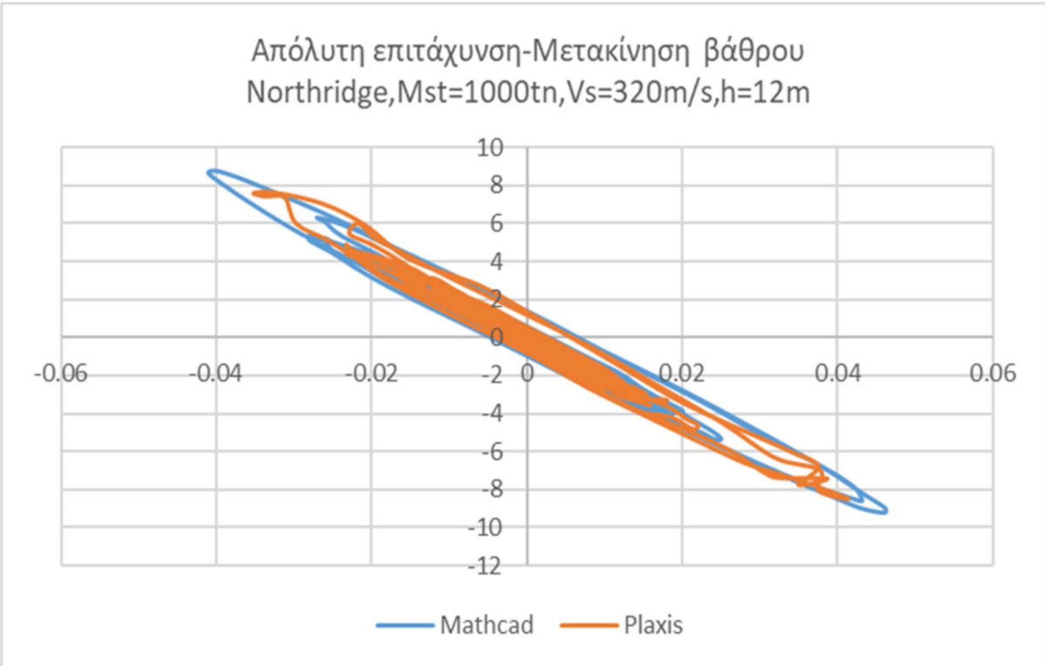
Σχήμα 4.20 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για την Sakarya-$\hat{h} = 1.2, \hat{\sigma} = 0.15\ , \hat{m} = 0.54$



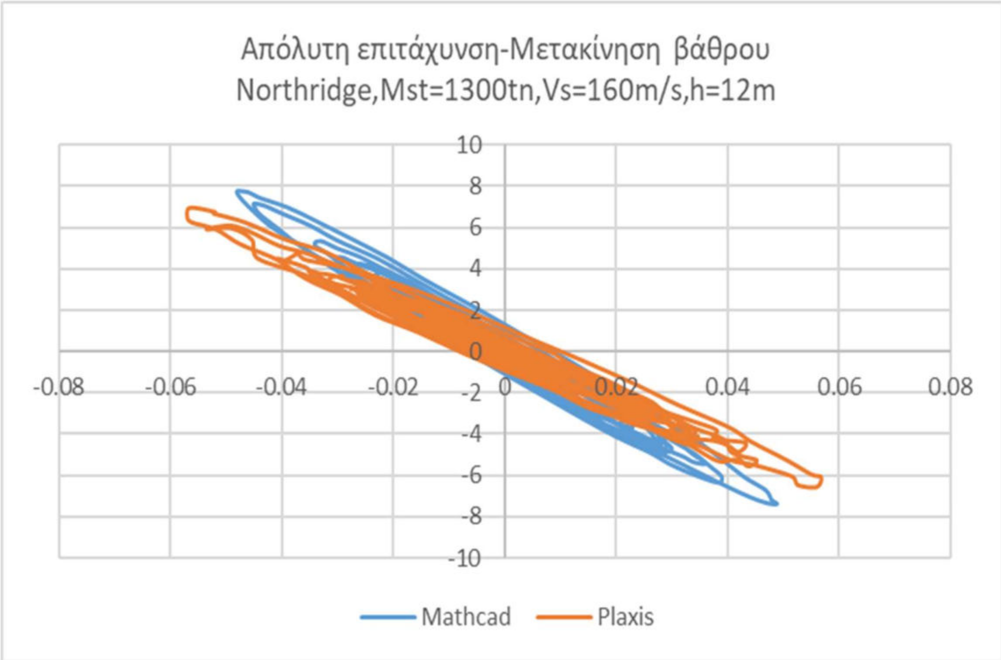
Σχήμα 4.21 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για την Sakarya-$\hat{h} = 1.2, \hat{\sigma} = 0.075\ , \hat{m} = 0.54$



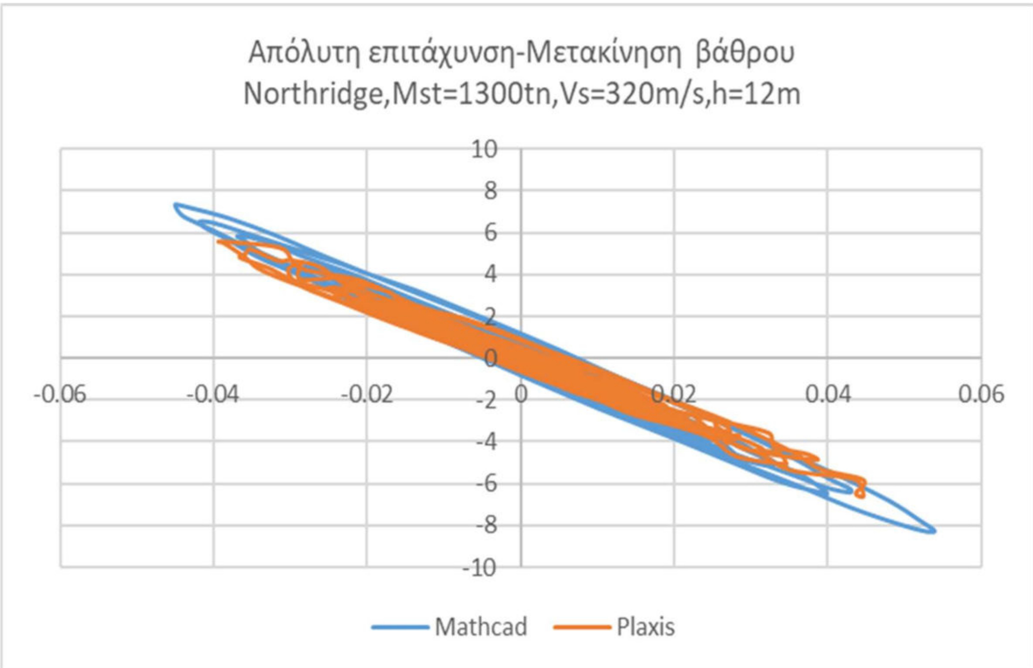
Σχήμα 4.22 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον Northridge-$\hat{h} = 1.2, \hat{\sigma} = 0.17$, $\hat{m} = 0.42$



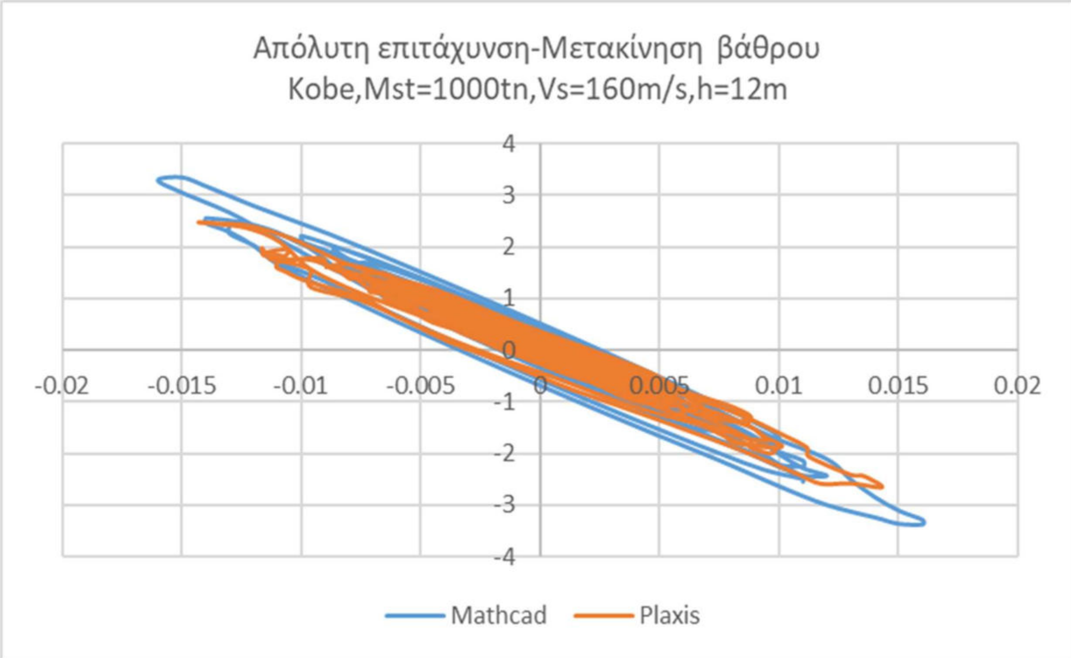
Σχήμα 4.23 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον Northridge $\hat{h} = 1.2, \hat{\sigma} = 0.086$, $\hat{m} = 0.42$



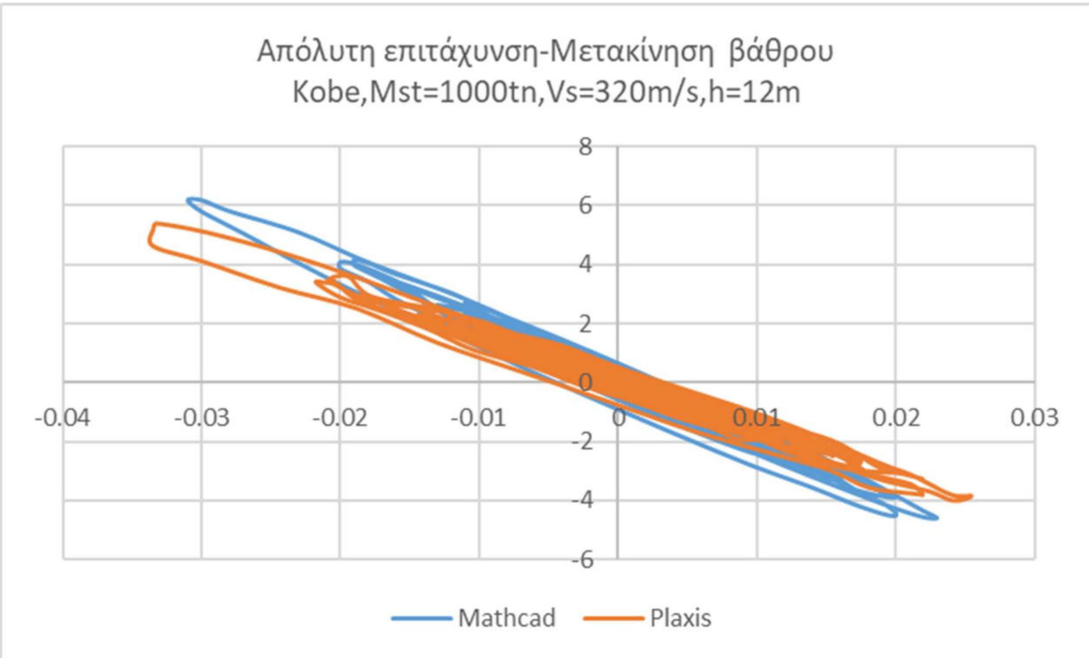
Σχήμα 4.24 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον Northridge $\widehat{h} = 1.2, \widehat{\sigma} = 0.15$, $\widehat{m} = 0.54$



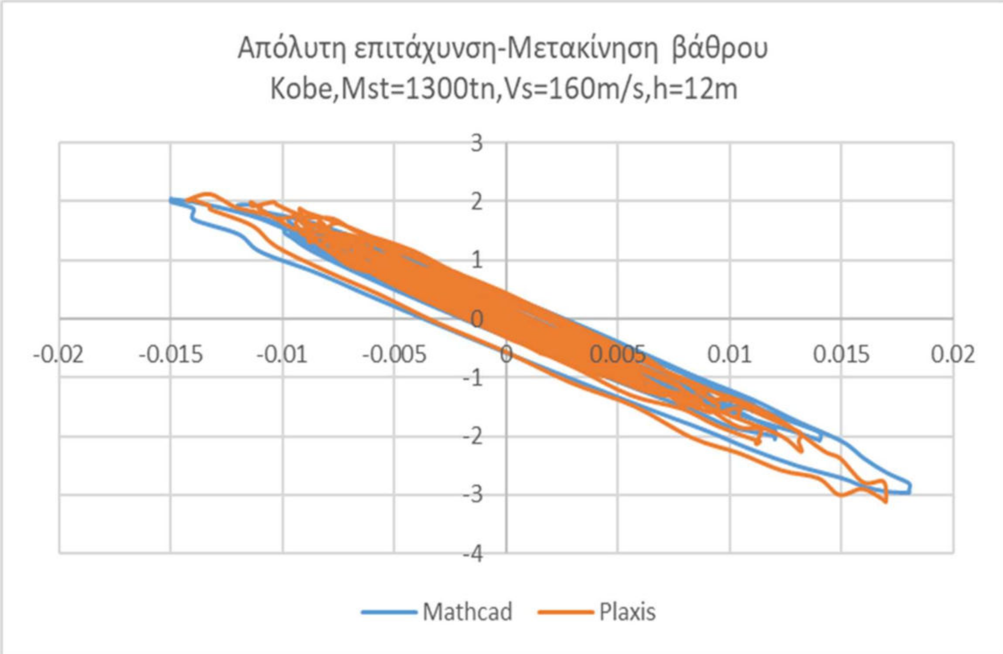
Σχήμα 4.25 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον Northridge $\widehat{h} = 1.2, \widehat{\sigma} = 0.075$, $\widehat{m} = 0.54$



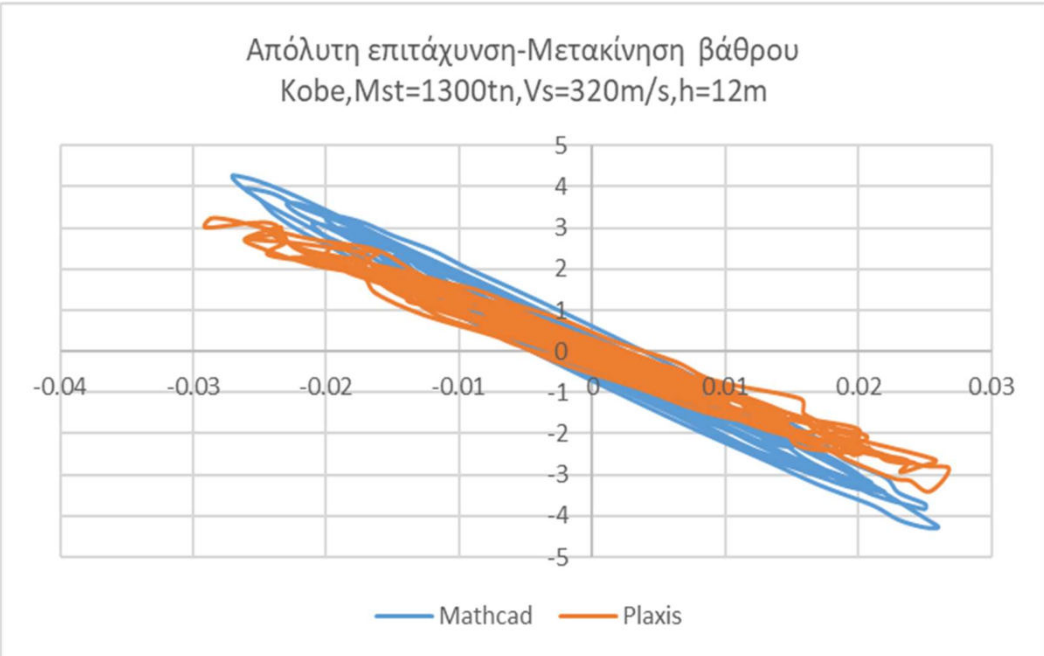
Σχήμα 4.26 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον Kobe $\widehat{h} = 1.2, \widehat{\sigma} = 0.17\ , \widehat{m} = 0.42$



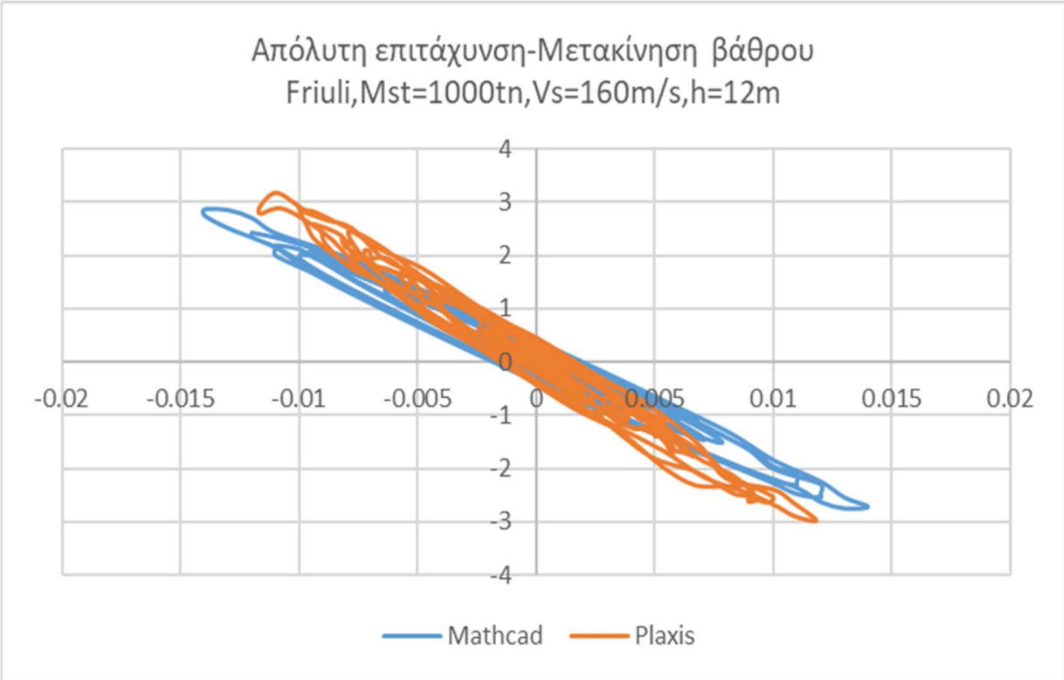
Σχήμα 4.27 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον Kobe $\widehat{h} = 1.2, \widehat{\sigma} = 0.086\ , \widehat{m} = 0.42$



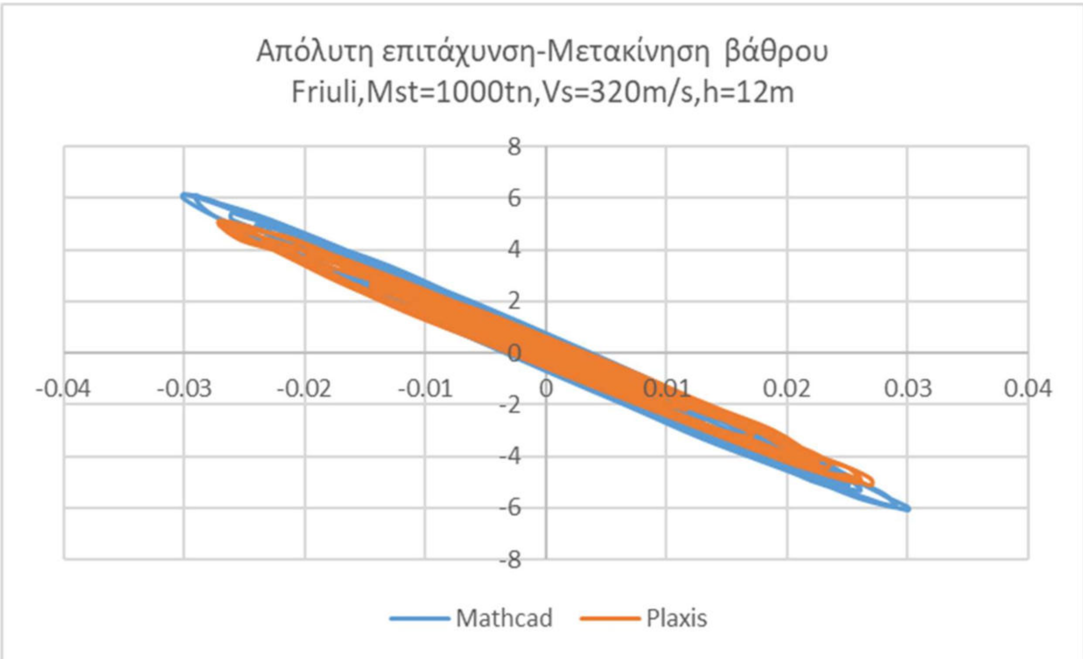
Σχήμα 4.28 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον Kobe $\widehat{h} = 1.2, \widehat{\sigma} = 0.15$, $\widehat{m} = 0.54$



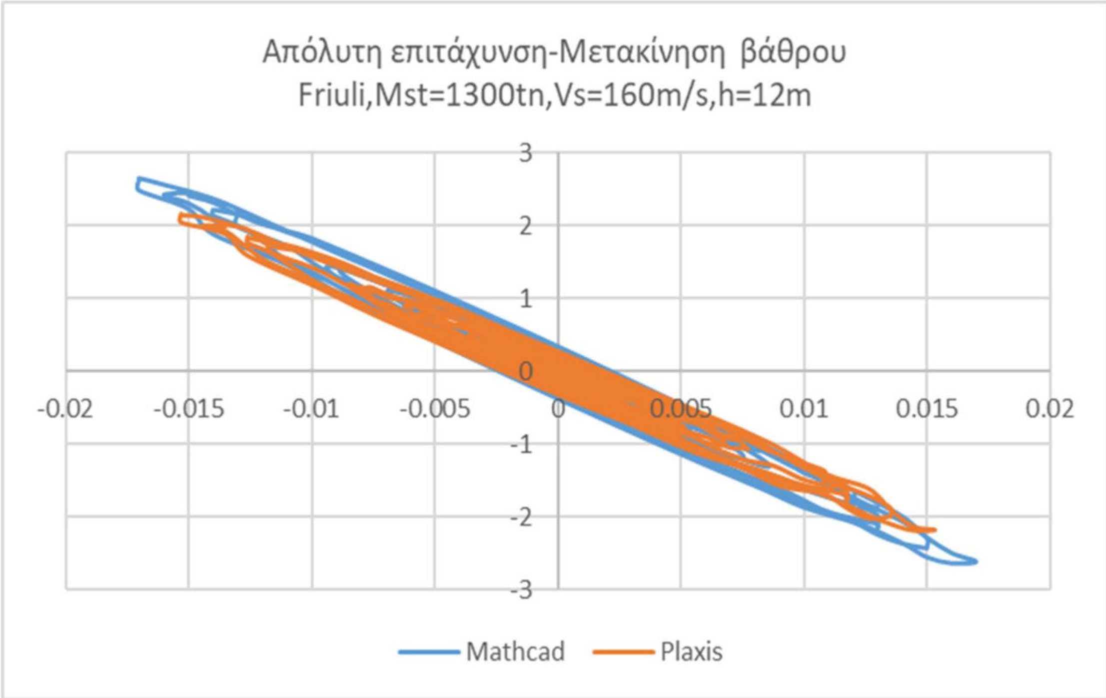
Σχήμα 4.29 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον Kobe $\hat{h} = 1.2, \hat{\sigma} = 0.075$, $\widehat{m} = 0.54$



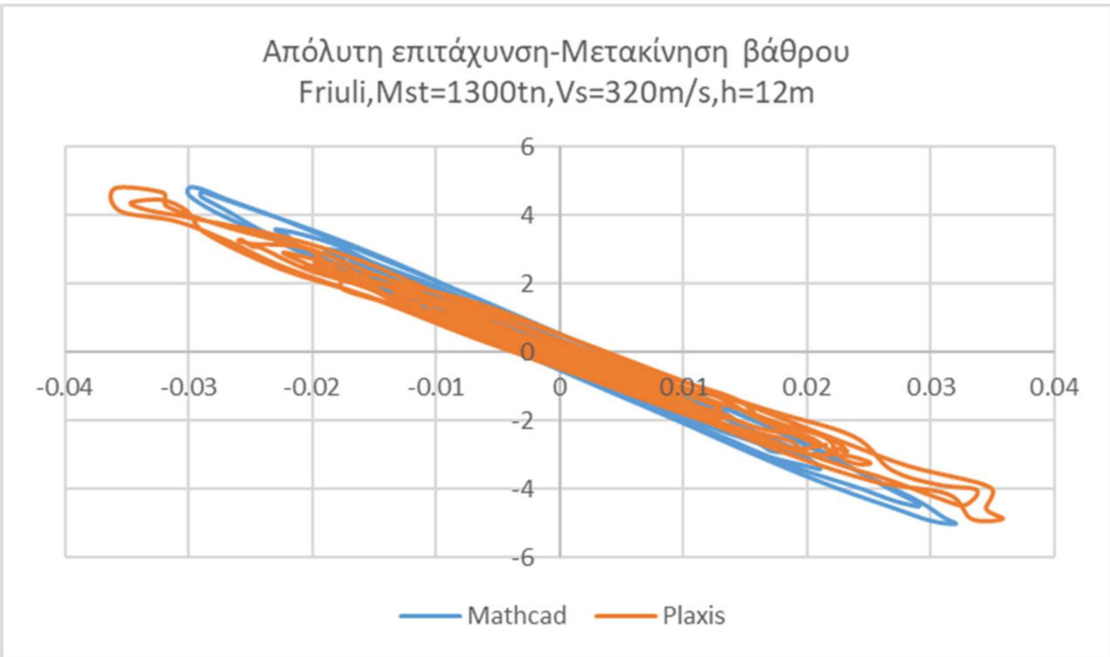
Σχήμα 4.30 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον Friul- $\hat{h} = 1.2, \hat{\sigma} = 0.17$, $\hat{m} = 0.42$



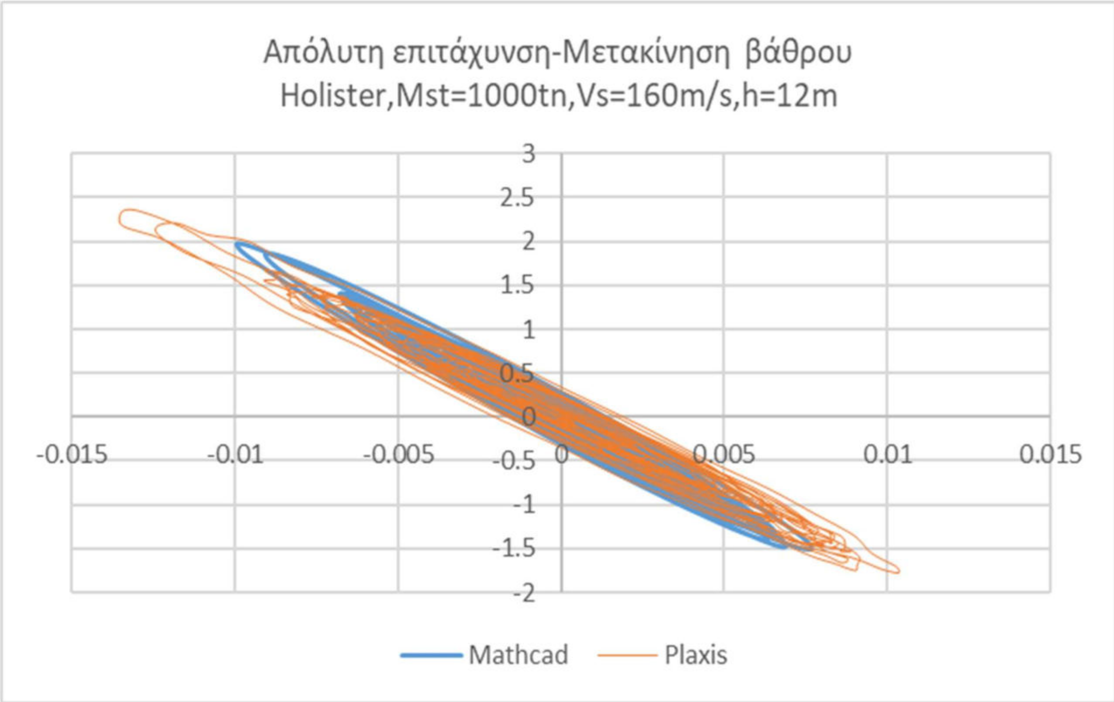
Σχήμα 4.31 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον Friuli $\hat{h} = 1.2, \hat{\sigma} = 0.086$, $\hat{m} = 0.42$



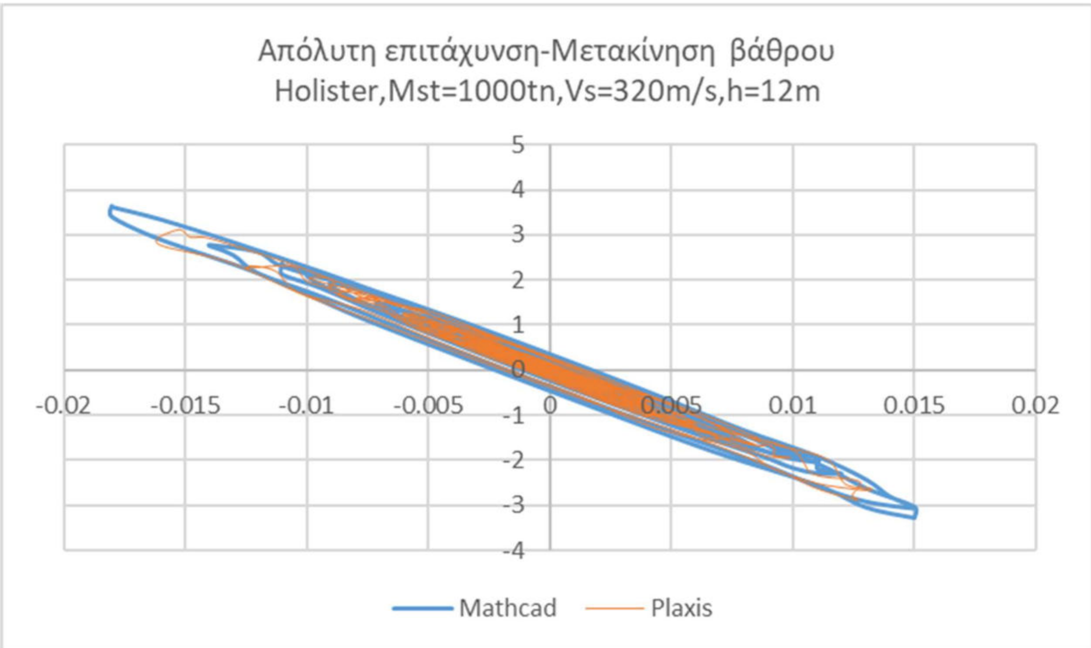
Σχήμα 4.32 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον Kobe $\hat{h} = 1.2, \hat{\sigma} = 0.15\ , \hat{m} = 0.54$



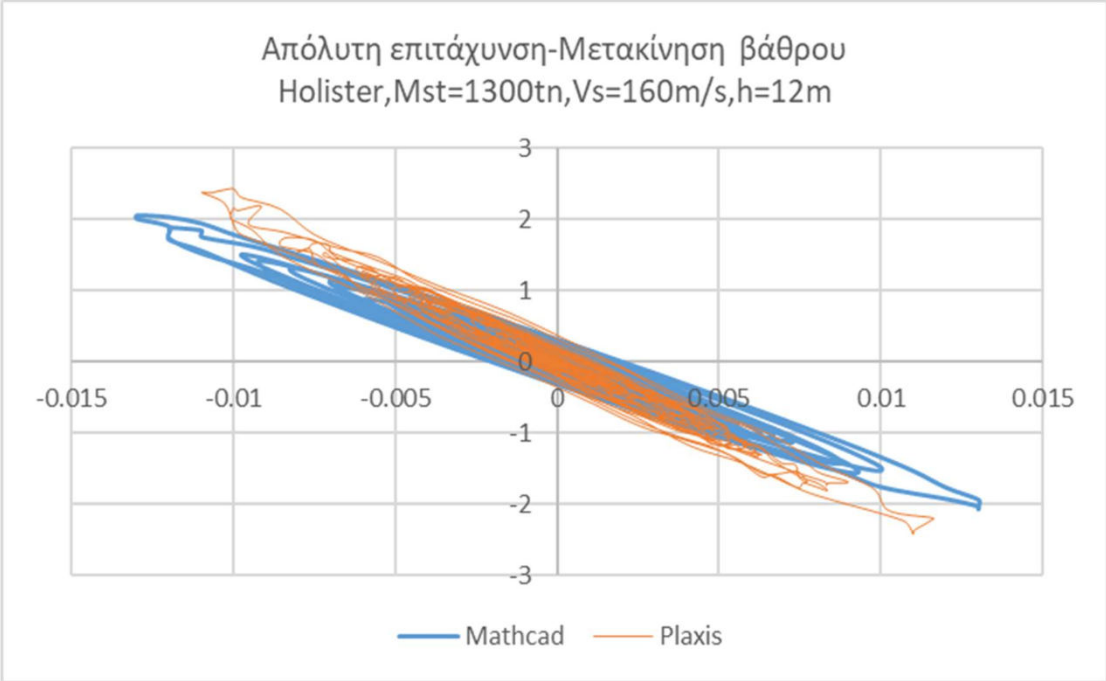
Σχήμα 4.33 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον Friuli $\hat{h} = 1.2, \hat{\sigma} = 0.075\ , \hat{m} = 0.54$



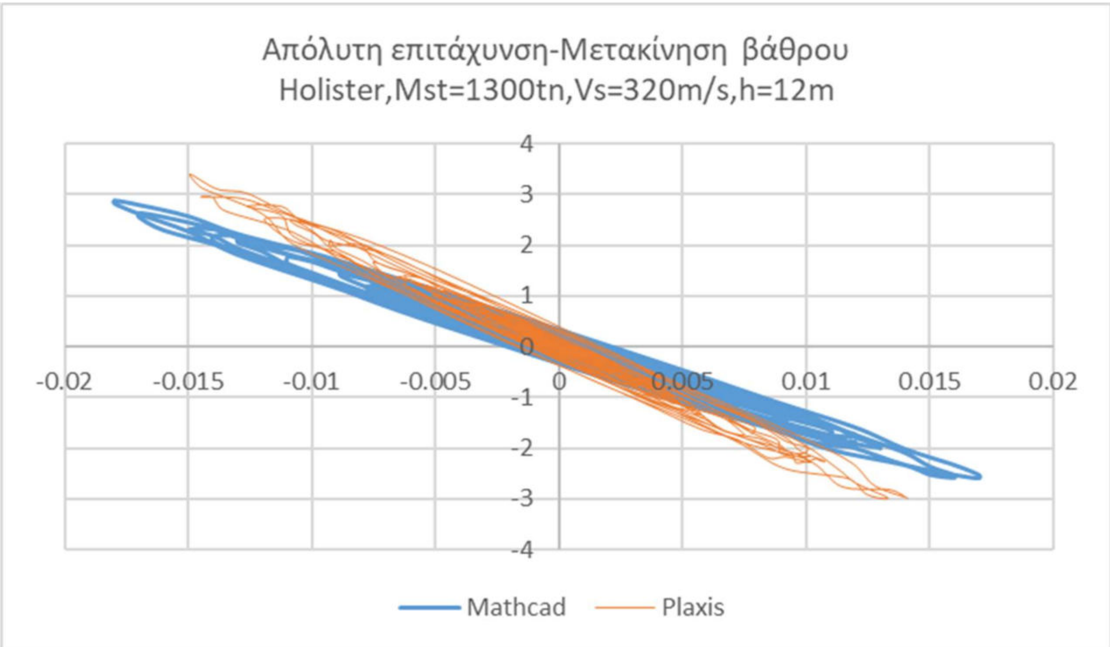
Σχήμα 4.34 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον Holister- $\widehat{h} = 1.2, \widehat{\sigma} = 0.17\ , \widehat{m} = 0.42$



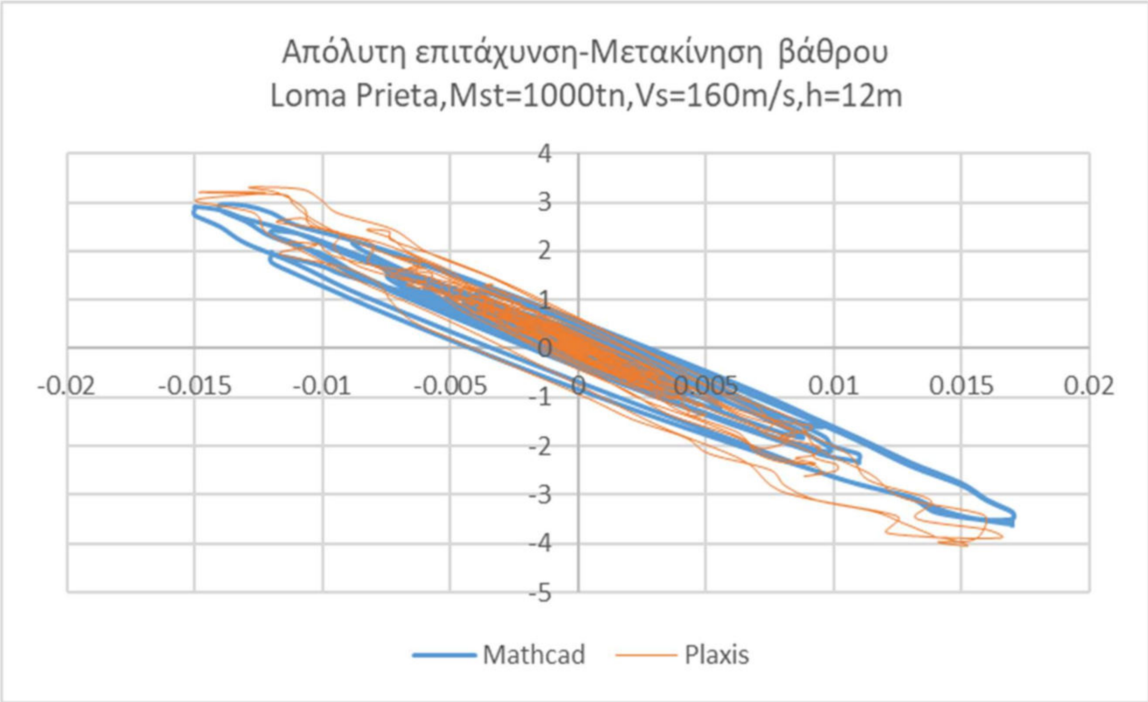
Σχήμα 4.35 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον Holister $\widehat{h} = 1.2, \widehat{\sigma} = 0.086\ , \widehat{m} = 0.42$



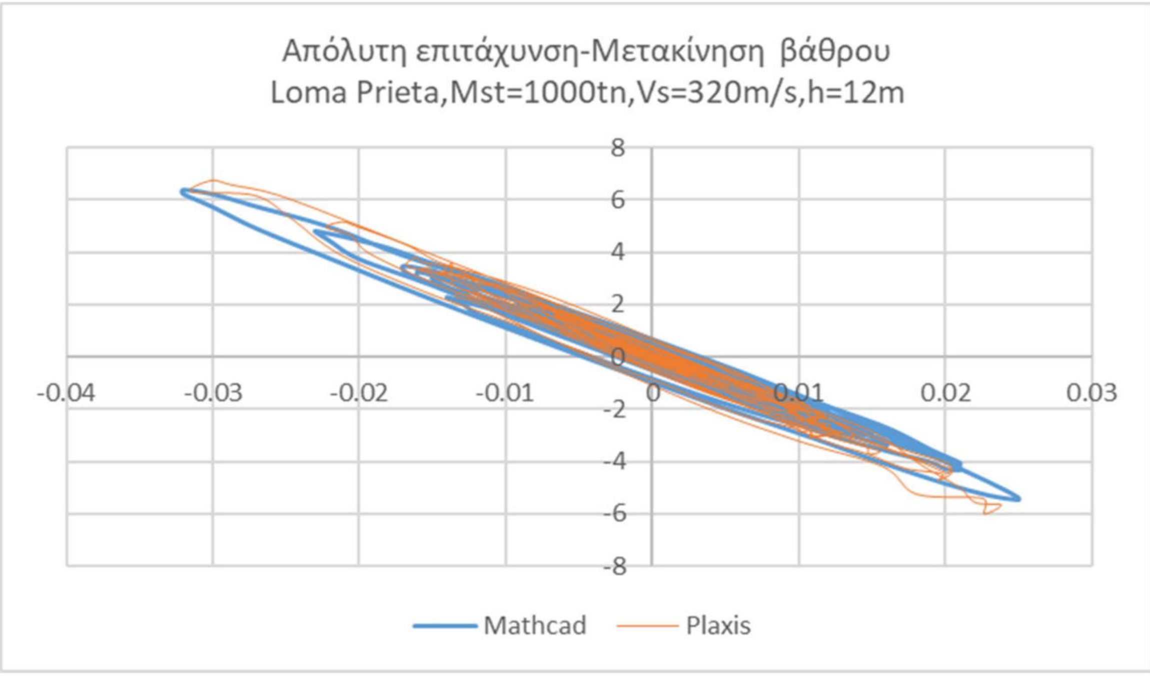
Σχήμα 4.36 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον Holister $\widehat{h} = 1.2, \widehat{\sigma} = 0.15$, $\widehat{m} = 0.54$



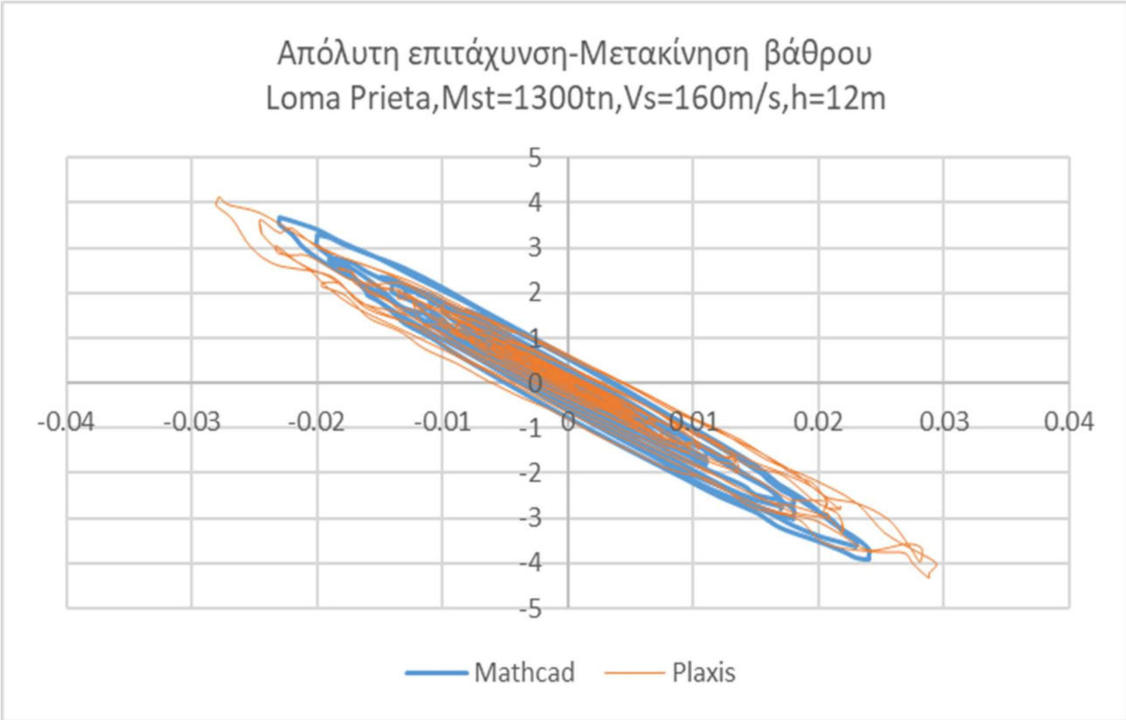
Σχήμα 4.37 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον Holister $\widehat{h} = 1.2, \widehat{\sigma} = 0.075$, $\widehat{m} = 0.54$



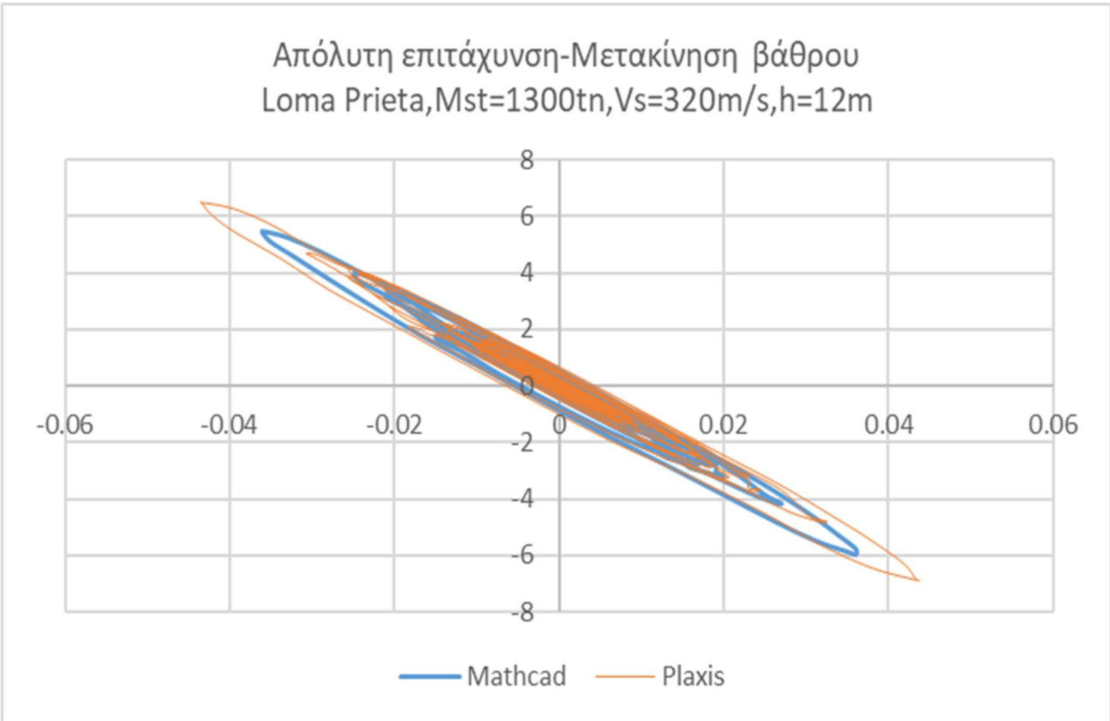
Σχήμα 4.38 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον Loma Prieta- $\widehat{h} = 1.2, \widehat{\sigma} = 0.17\ , \widehat{m} = 0.42$



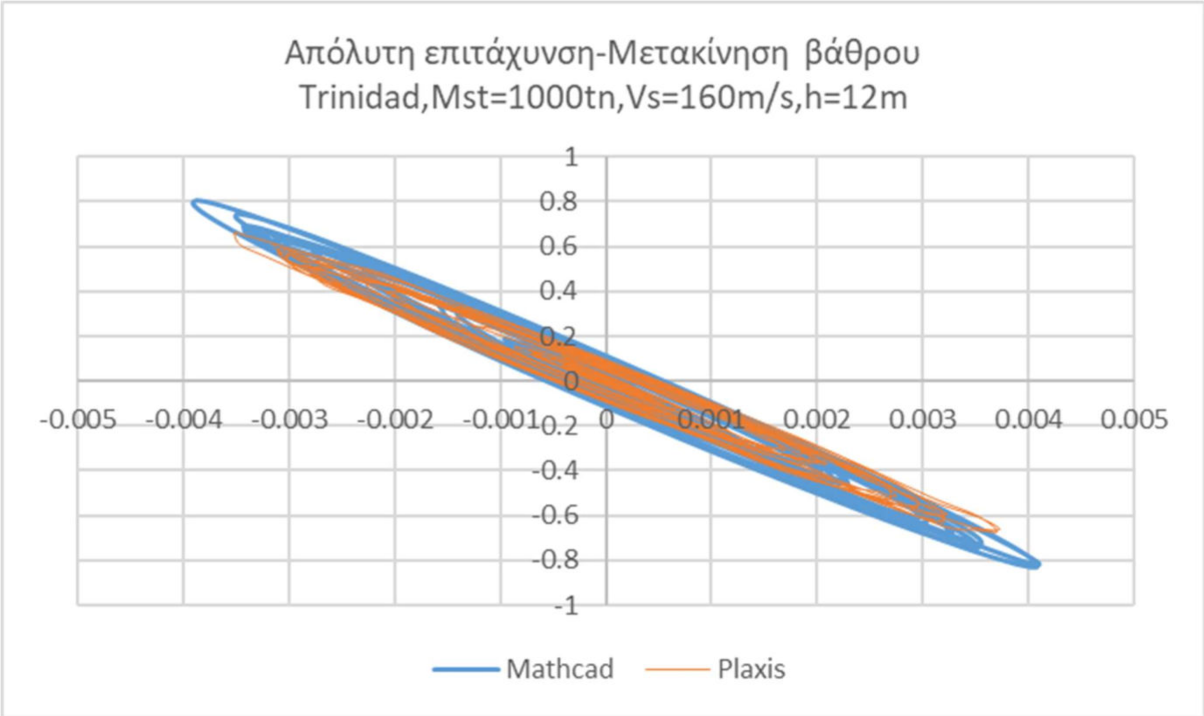
Σχήμα 4.39 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον Loma Prieta $\widehat{h} = 1.2, \widehat{\sigma} = 0.086\ , \widehat{m} = 0.42$



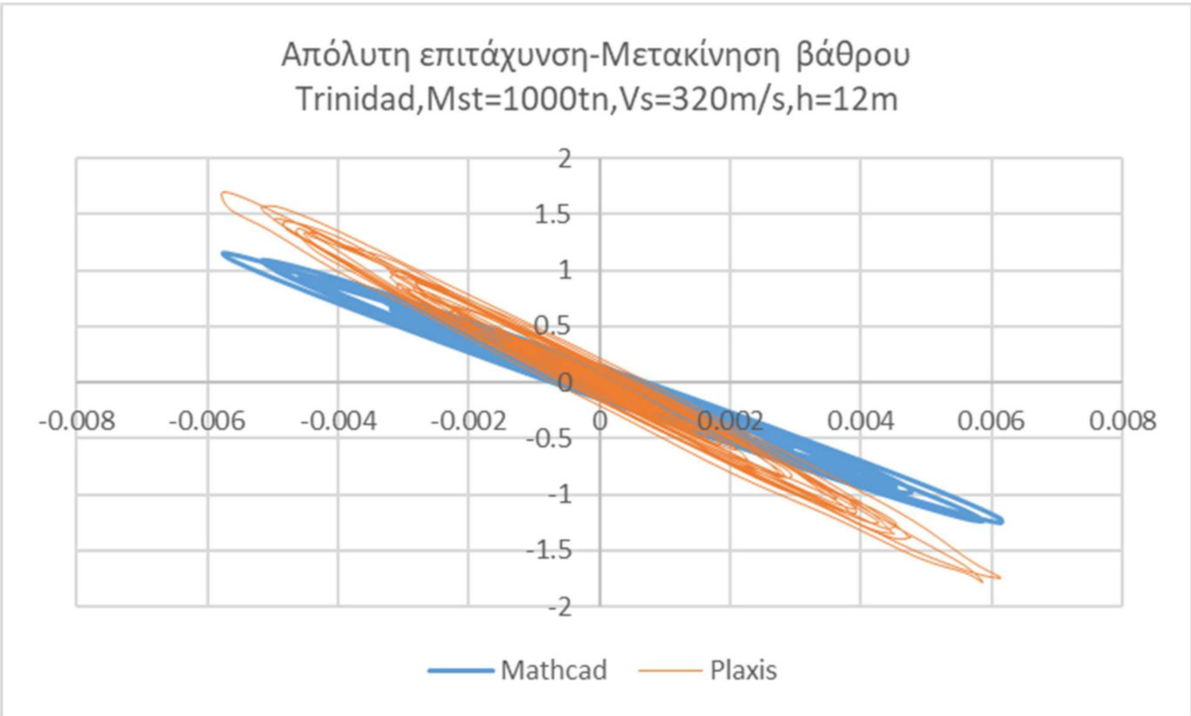
Σχήμα 4.40 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον Loma Prieta $\widehat{h} = 1.2, \hat{\sigma} = 0.15\,, \widehat{m} = 0.54$



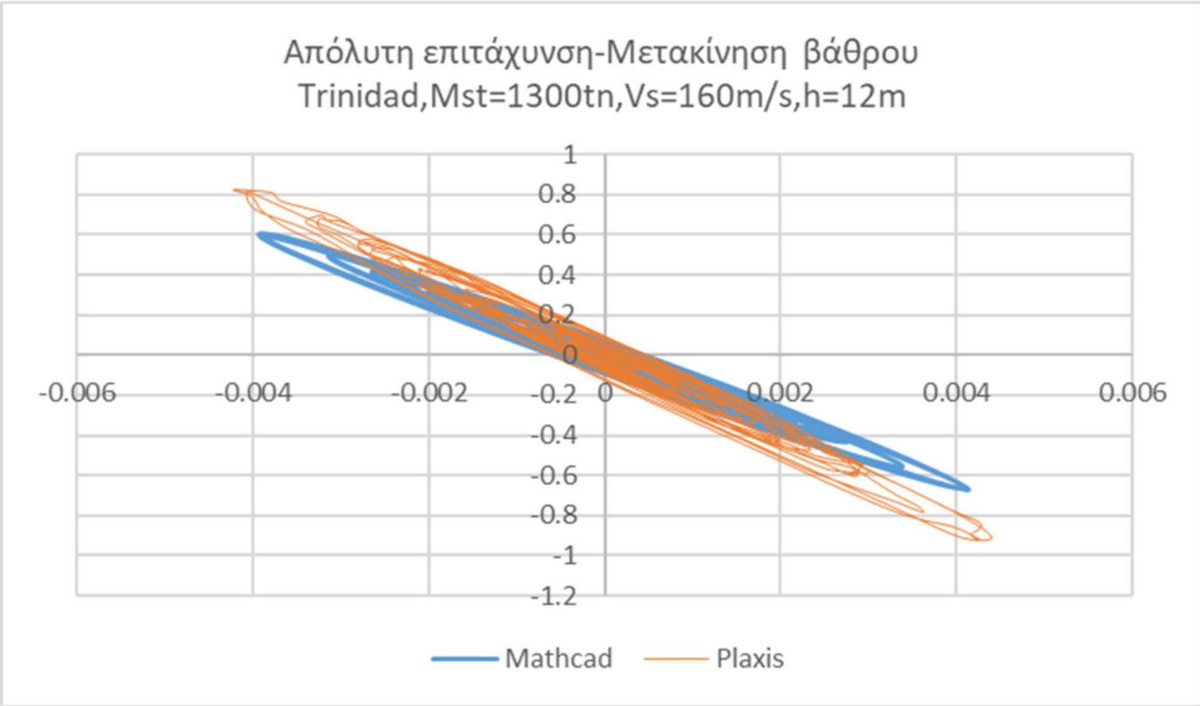
Σχήμα 4.41 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον Loma Prieta $\widehat{h} = 1.2, \hat{\sigma} = 0.075\,, \widehat{m} = 0.54$



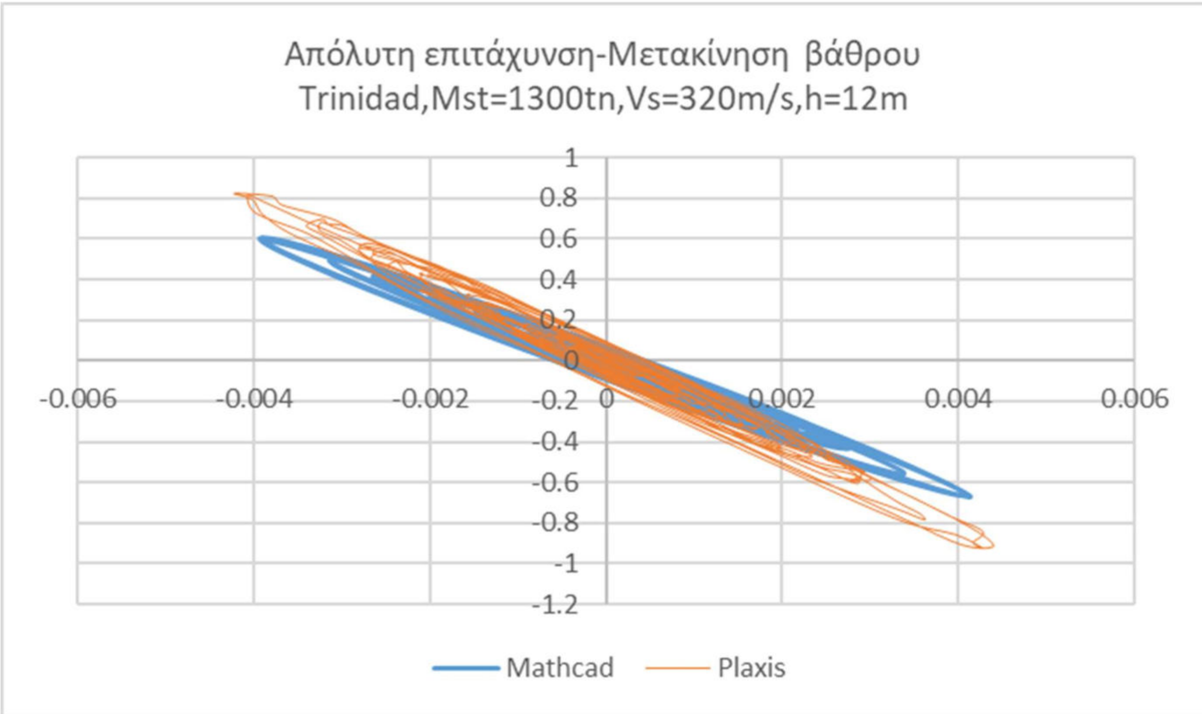
Σχήμα 4.42 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον Trinidad- $\widehat{h} = 1.2, \widehat{\sigma} = 0.17$, $\widehat{m} = 0.42$



Σχήμα 4.43 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον Trinidad $\widehat{h} = 1.2, \widehat{\sigma} = 0.086$, $\widehat{m} = 0.42$



Σχήμα 4.44 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον Trinidad $\hat{h} = 1.2, \hat{\sigma} = 0.15\ , \hat{m} = 0.54$



Σχήμα 4.45 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον Trinidad $\hat{h} = 1.2, \hat{\sigma} = 0.075\ , \hat{m} = 0.54$

4.2.5 Επιβεβαίωση του μακροστοιχείου για την δυναμική συμπεριφορά του ανελαστικού ταλαντωτή επί ελαστικού εδάφους μέσω του Plaxis.

Αρχικά βρίσκουμε την νέα μετακίνηση διαρροής του συστήματος εδάφους-ανωδομής,αυτή δίνεται απο την σχέση:

$$u_y = \frac{F_y}{K_{ssi}}$$

Fy: Η δύναμη διαρροής, η οποία δεν μεταβάλλεται καθώς αποτελεί χαρακτηριστικό της αντοχής διατομής του βάθρου.

Kssi:Η δυσκαμψία του συστήματος που δίνεται από την σχέση:

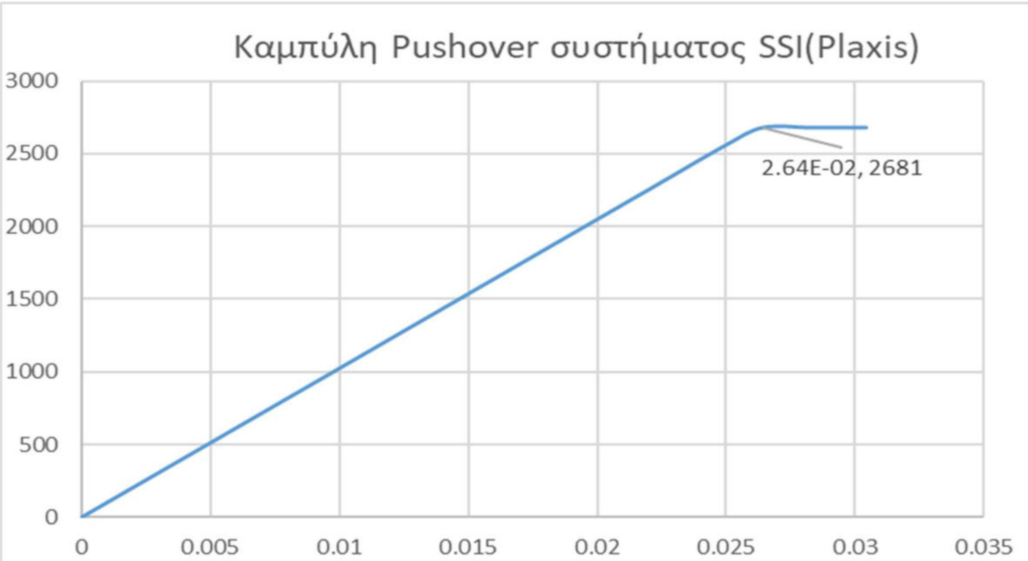
$$K_{ssi} = \frac{Mst \cdot 4\pi^2}{Tssi^2}$$

$$Tssi = Tst\sqrt{1 + \frac{Kst}{KH} + \frac{Kst\, h^2}{KR}}$$

Για το εδαφικό στρώμα με Vs=160m/s και για τον ταλαντωτή Mst=1000tn με Fy=2700KN. Αναμένουμε

$$u_y = 0.026m$$

Η τιμή αυτή θα πρέπει να επαληθεύεται και από το Plaxis.Υπενθυμίζεται ότι για να πετύχουμε Fy=2700KN ,διαλέγουμε το ελαστοπλαστικό μοντέλο αστοχίας επιλέγοντας $Mpl = M = Fy * h = 32500KNm$ και Npl μια επαρκώς μεγάλη τιμή.



Σχήμα 4.46 Καμπύλη Pushover ελαστοπλαστικού συστήματος στο Plaxis.

Θα χρησιμοποιηθούν και εδώ οι παρακάτω παράμετροι:

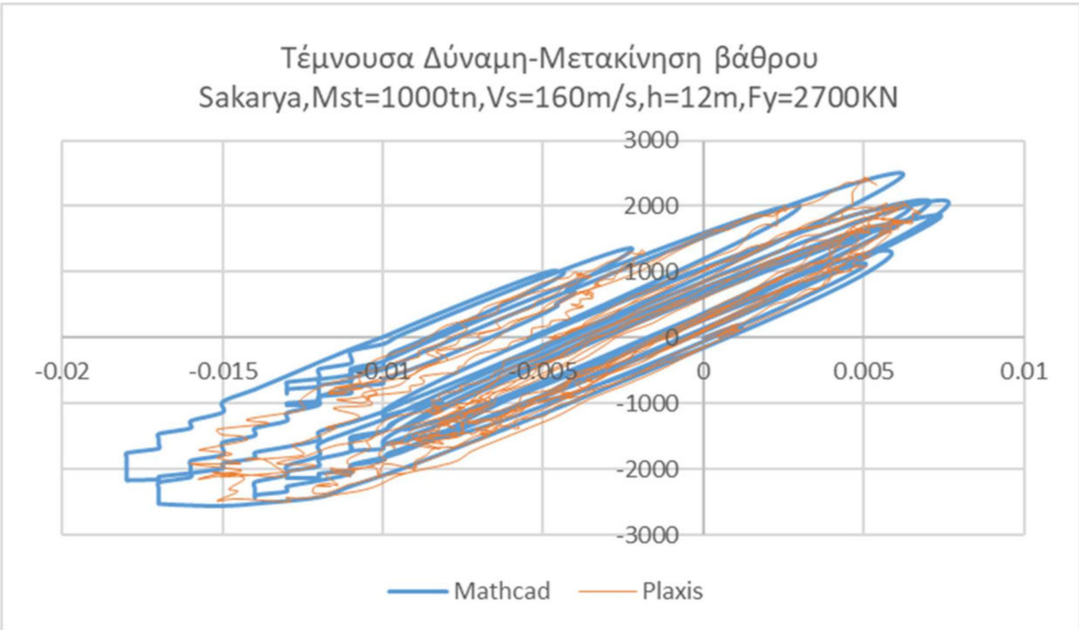
$$Mst = 1000tn\ , Vs = \frac{160m}{s}, \hat{h} = 1.2, \hat{\sigma} = 0.17\ , \hat{m} = 0.42$$

$$Mst = 1000tn, Vs = \frac{320m}{s}, \hat{h} = 1.2, \hat{\sigma} = 0.086\ , \hat{m} = 0.42$$

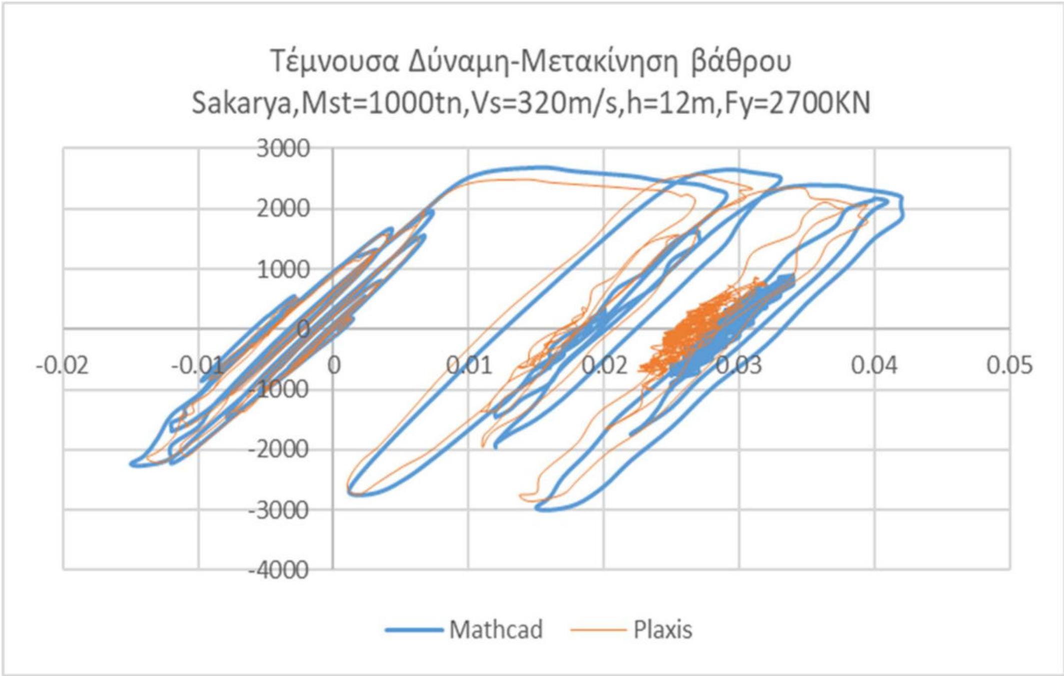
$$Mst = 1300tn\ , Vs = \frac{160m}{s}, \hat{h} = 1.2, \hat{\sigma} = 0.15\ , \hat{m} = 0.54$$

$$Mst = 1300tn\ , Vs = \frac{320m}{s}, \hat{h} = 1.2, \hat{\sigma} = 0.075\ , \hat{m} = 0.54$$

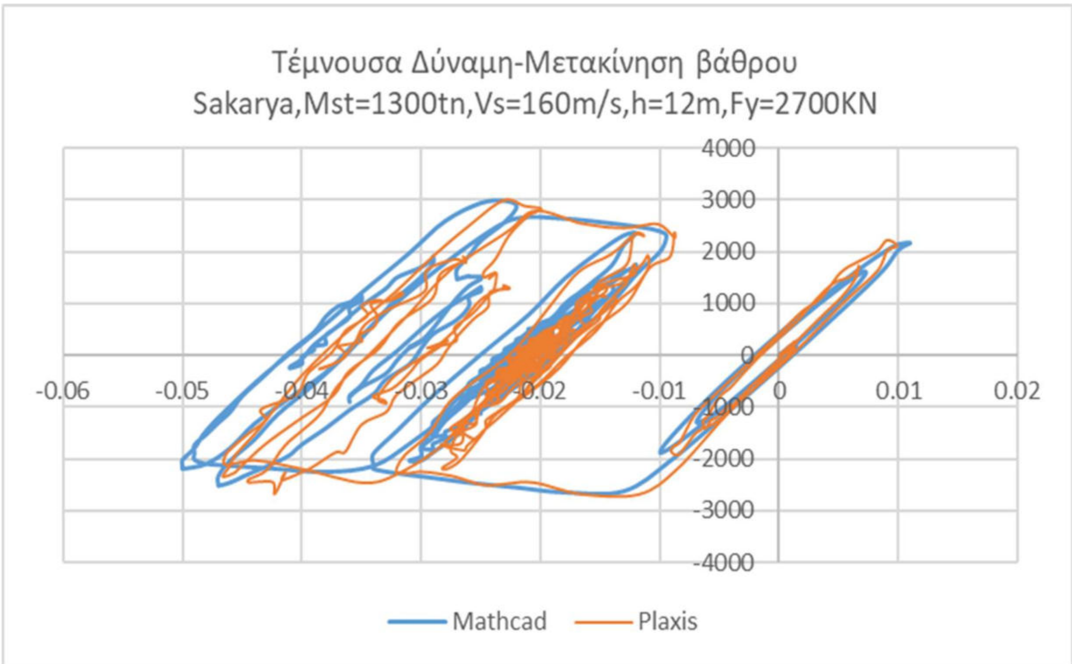
Τα αποτελέσματα θα δωθούν στην μορφή βρόγχων $F - ustr$



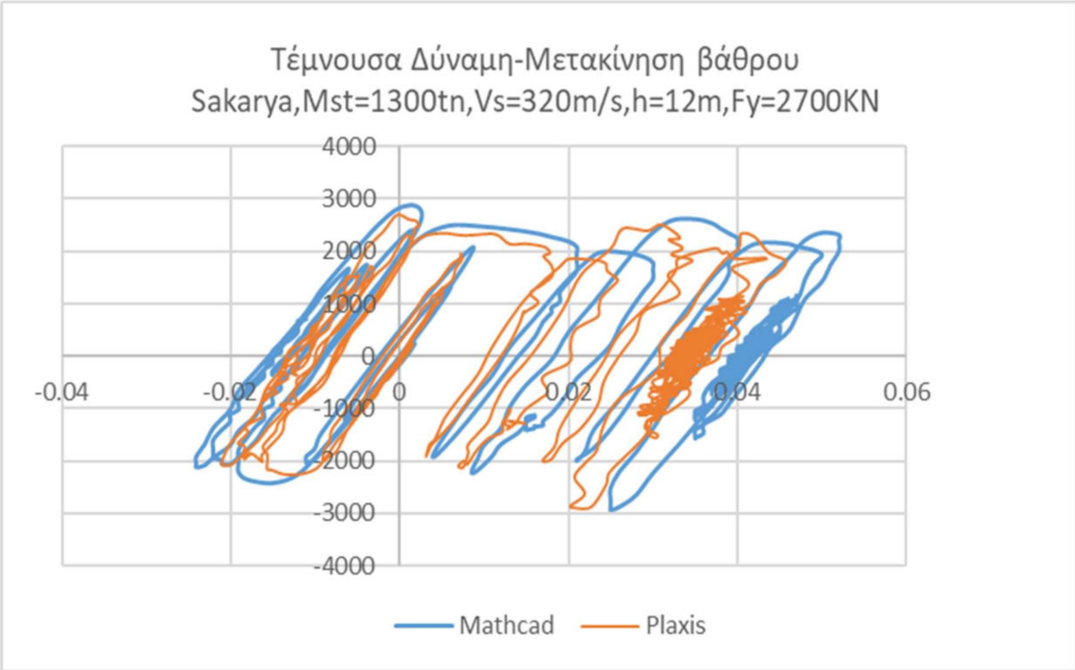
Σχήμα 4.47 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον Sakarya-Ανελαστικός Ταλαντωτής- $\hat{h} = 1.2, \hat{\sigma} = 0.17\ , \hat{m} = 0.42$



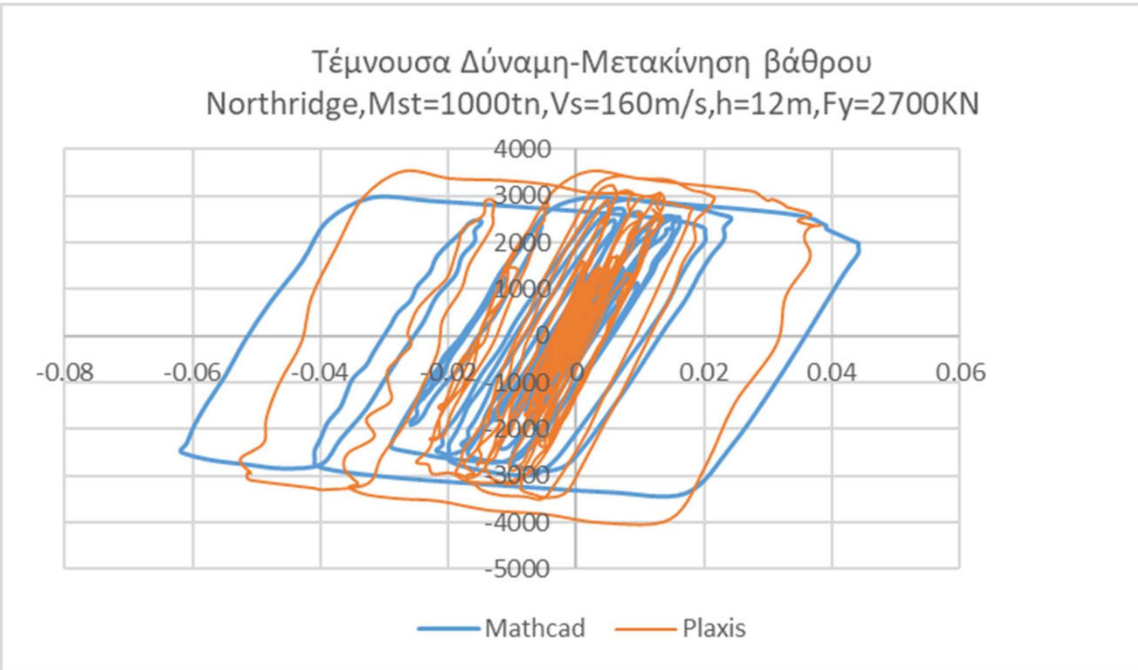
Σχήμα 4.48 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον Sakarya-Ανελαστικός Ταλαντωτής- $\widehat{h} = 1.2, \widehat{\sigma} = 0.086$, $\widehat{m} = 0.42$



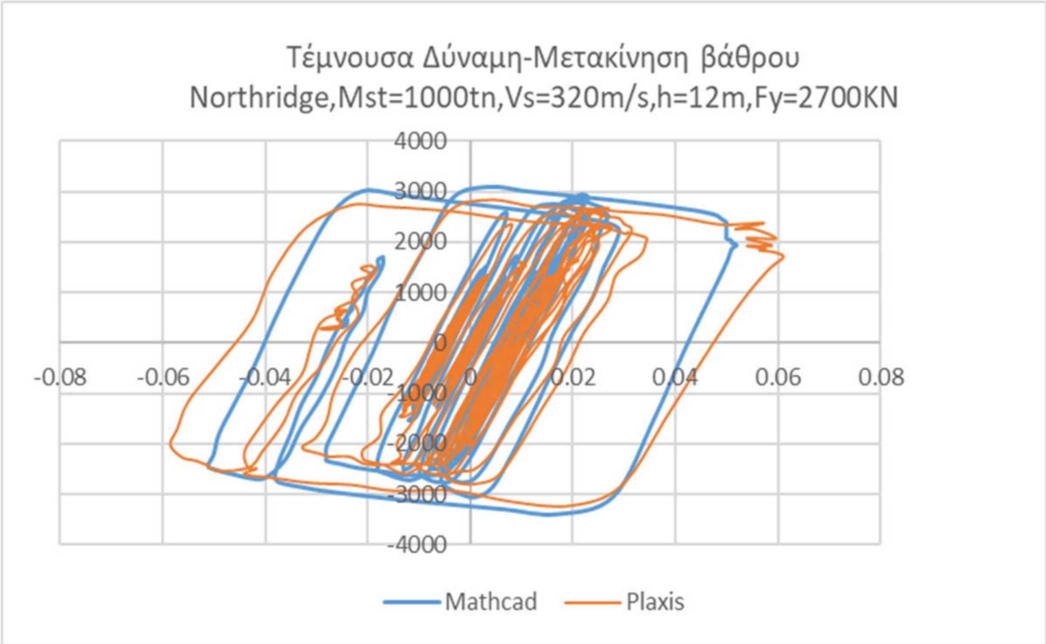
Σχήμα 4.49 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον Sakarya-Ανελαστικός Ταλαντωτής- $\widehat{h} = 1.2, \widehat{\sigma} = 0.15$, $\widehat{m} = 0.54$



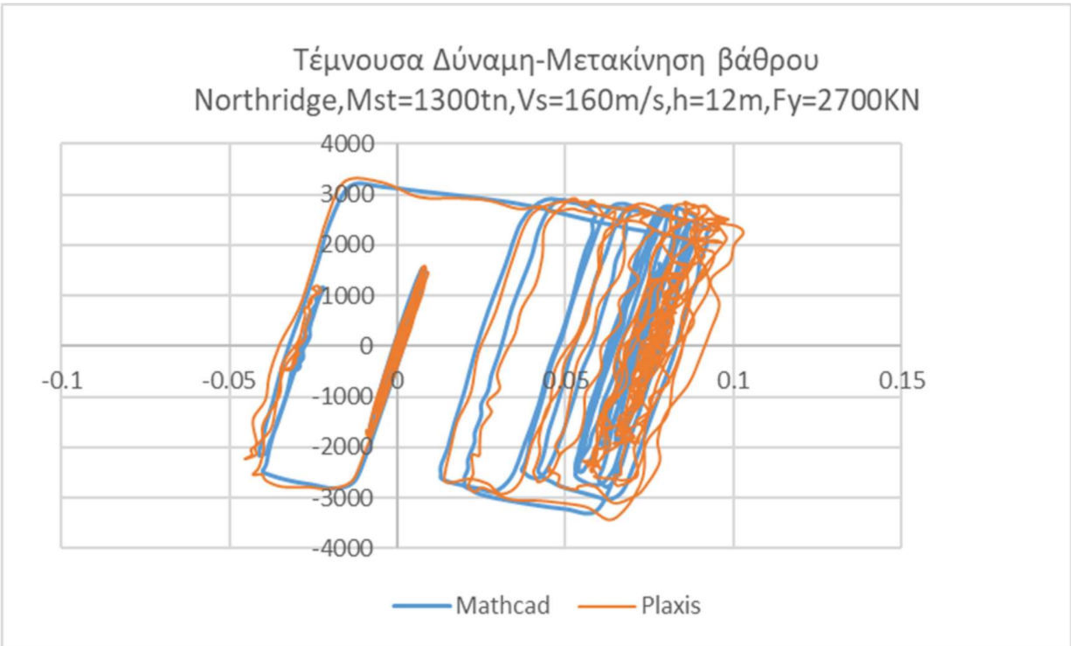
Σχήμα 4.50 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον Sakarya-Ανελαστικός Ταλαντωτής- $\widehat{h} = 1.2, \widehat{\sigma} = 0.075$, $\widehat{m} = 0.54$



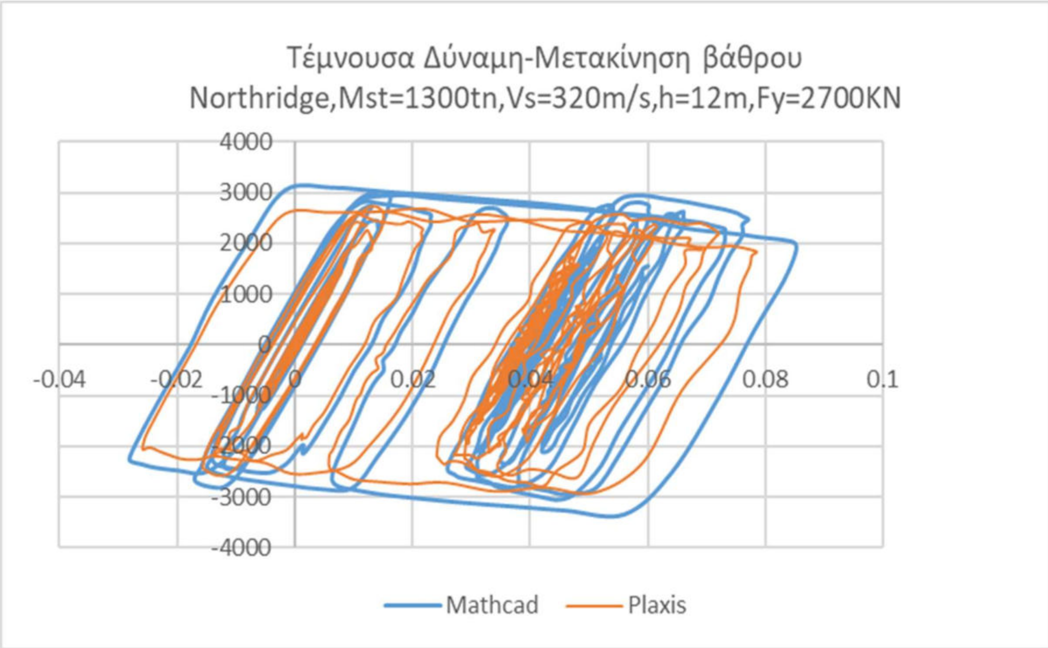
Σχήμα 4.51 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον Northridge-Ανελαστικός Ταλαντωτής- $\widehat{h} = 1.2, \widehat{\sigma} = 0.17$, $\widehat{m} = 0.42$



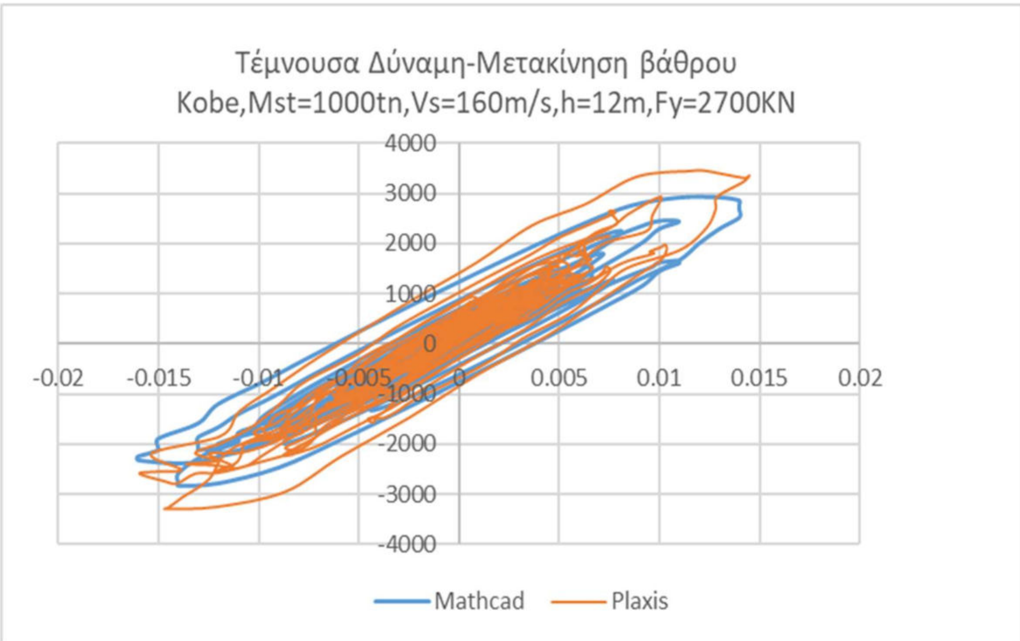
Σχήμα 4.52 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον Northridge-Ανελαστικός Ταλαντωτής- $\hat{h} = 1.2, \hat{\sigma} = 0.086\ , \hat{m} = 0.42$



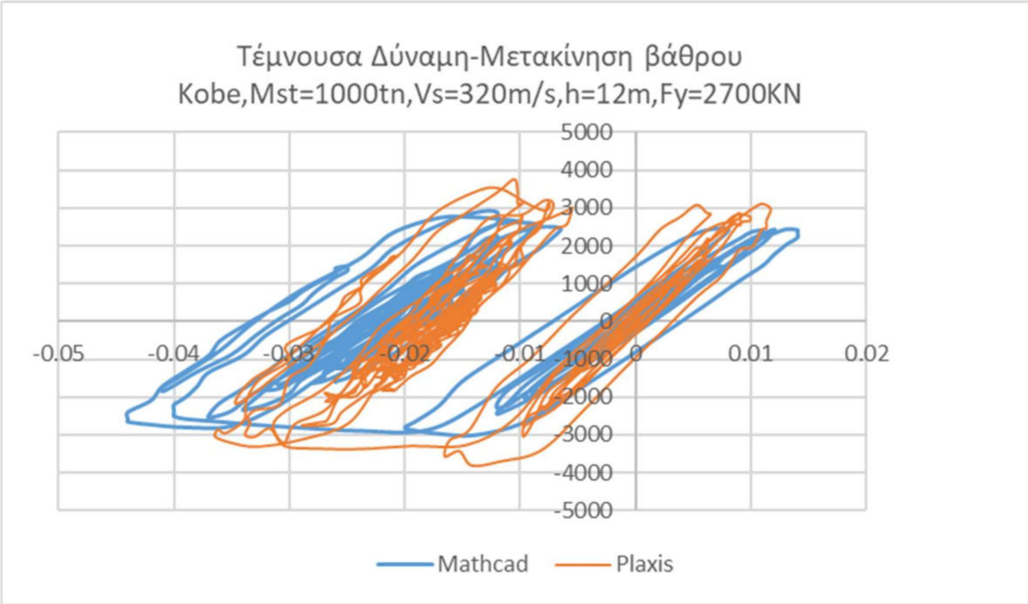
Σχήμα 4.53 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον Northridge-Ανελαστικός Ταλαντωτής- $\hat{h} = 1.2, \hat{\sigma} = 0.15\ , \hat{m} = 0.54$



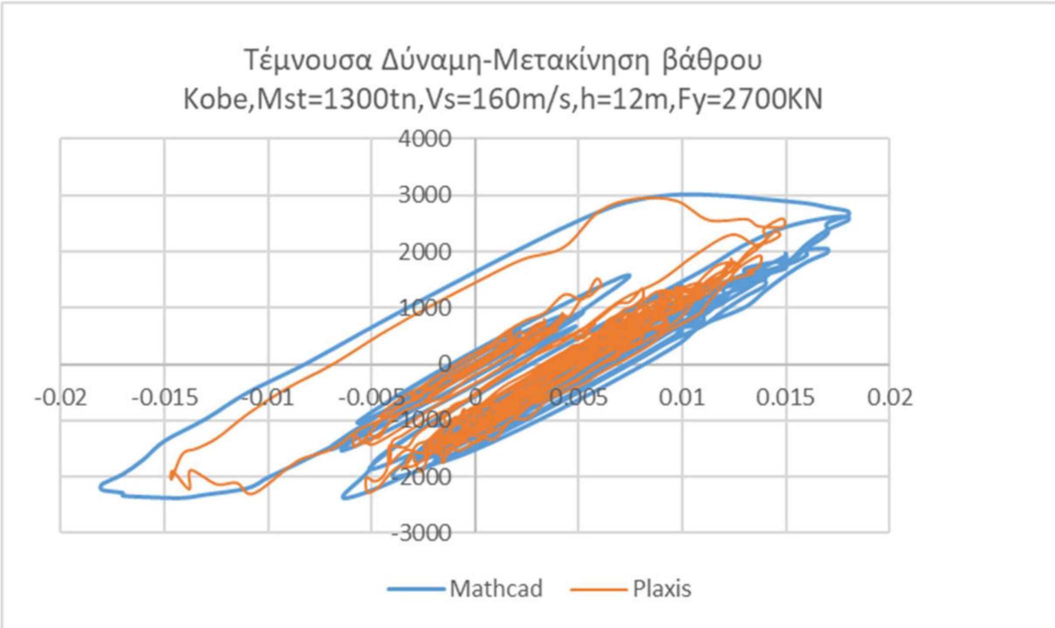
Σχήμα 4.54 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον Northridge-Ανελαστικός Ταλαντωτής- $\widehat{h} = 1.2, \widehat{\sigma} = 0.075\ , \widehat{m} = 0.54$



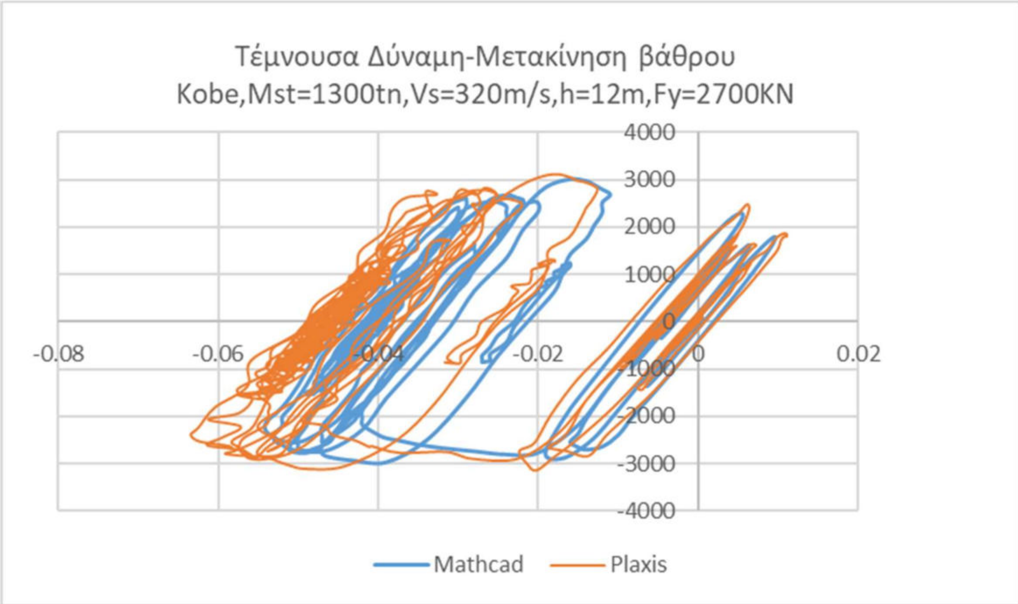
Σχήμα 4.55 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον Kobe-Ανελαστικός Ταλαντωτής- $\widehat{h} = 1.2, \widehat{\sigma} = 0.17\ , \widehat{m} = 0.42$



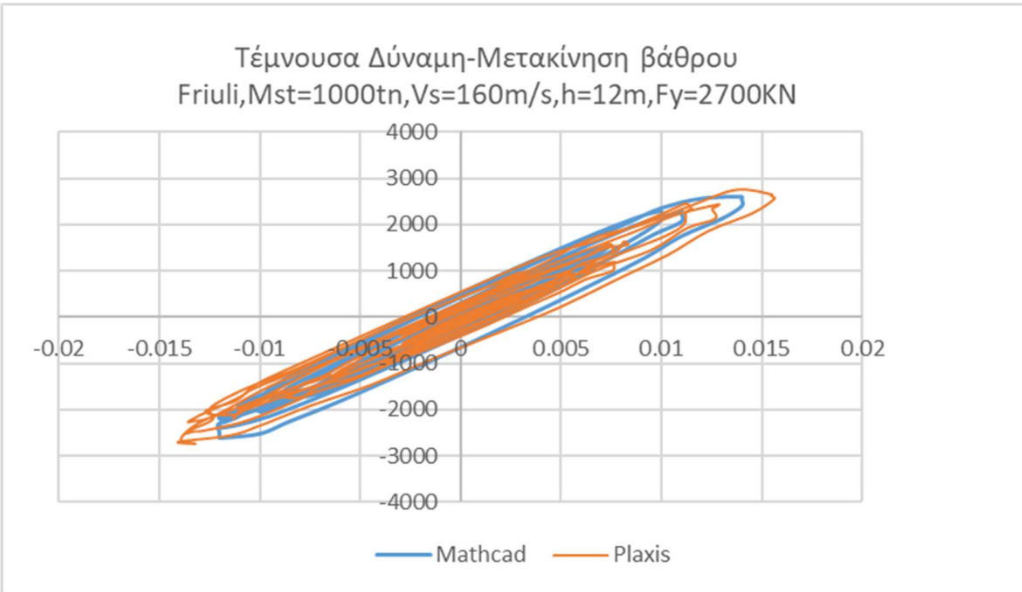
Σχήμα 4.55 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον Kobe-Ανελαστικός Ταλαντωτής- $\hat{h} = 1.2, \hat{\sigma} = 0.086\ , \hat{m} = 0.42$



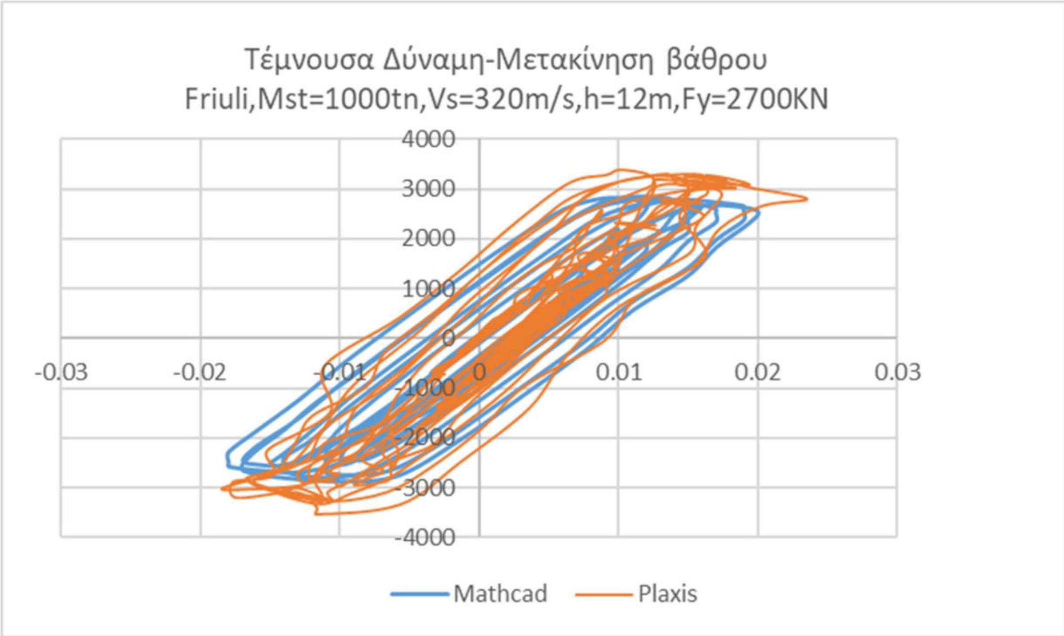
Σχήμα 4.56 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον Kobe-Ανελαστικός Ταλαντωτής- $\hat{h} = 1.2, \hat{\sigma} = 0.15\ , \hat{m} = 0.54$



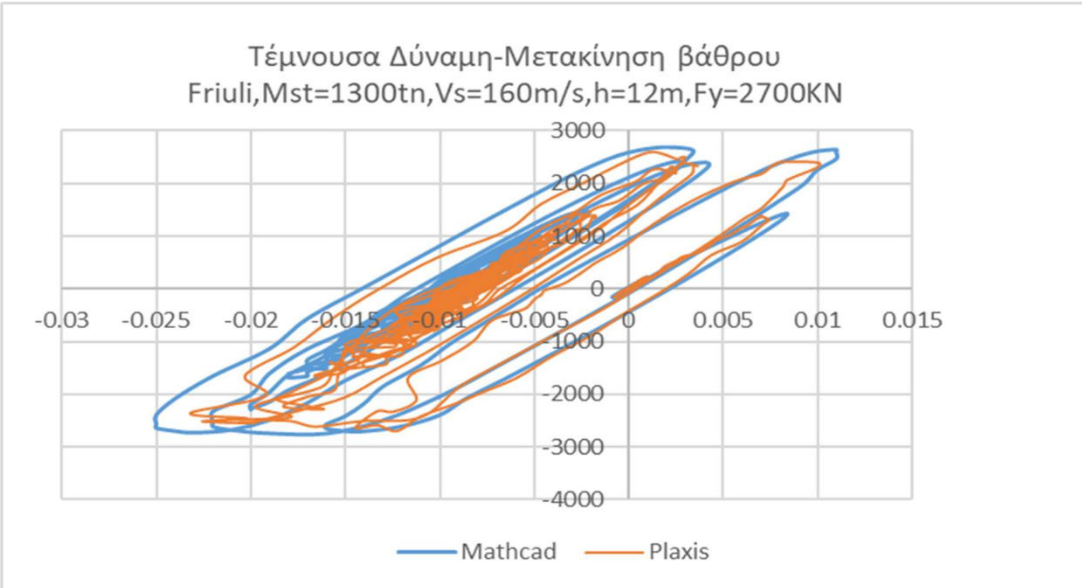
Σχήμα 4.57 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον Kobe-Ανελαστικός Ταλαντωτής- $\widehat{h} = 1.2, \widehat{\sigma} = 0.075$, $\widehat{m} = 0.54$



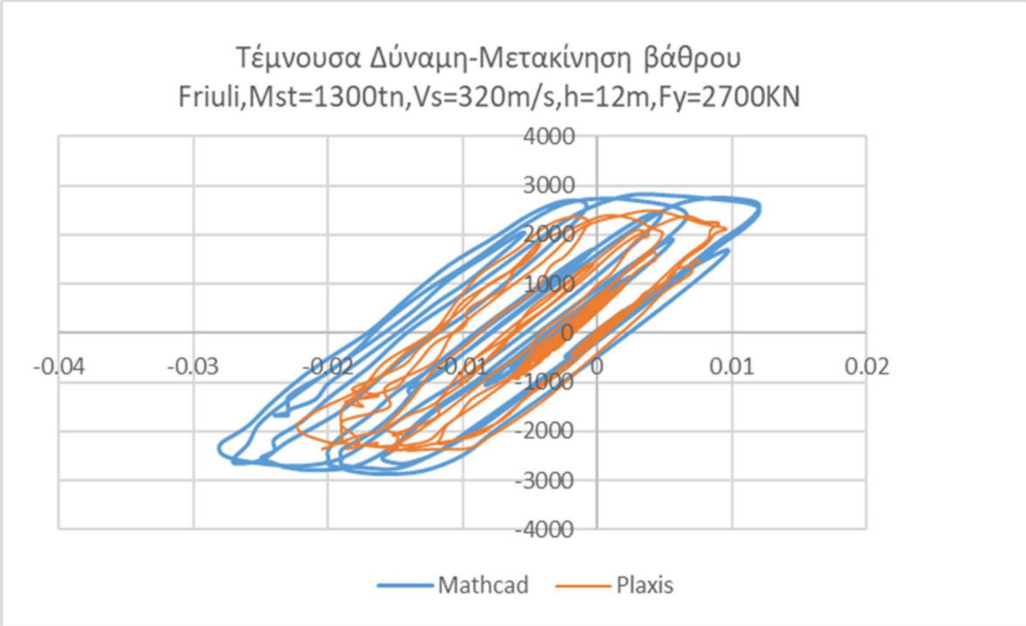
Σχήμα 4.58 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον Friuli-Ανελαστικός Ταλαντωτής- $\widehat{h} = 1.2, \widehat{\sigma} = 0.17$, $\widehat{m} = 0.42$



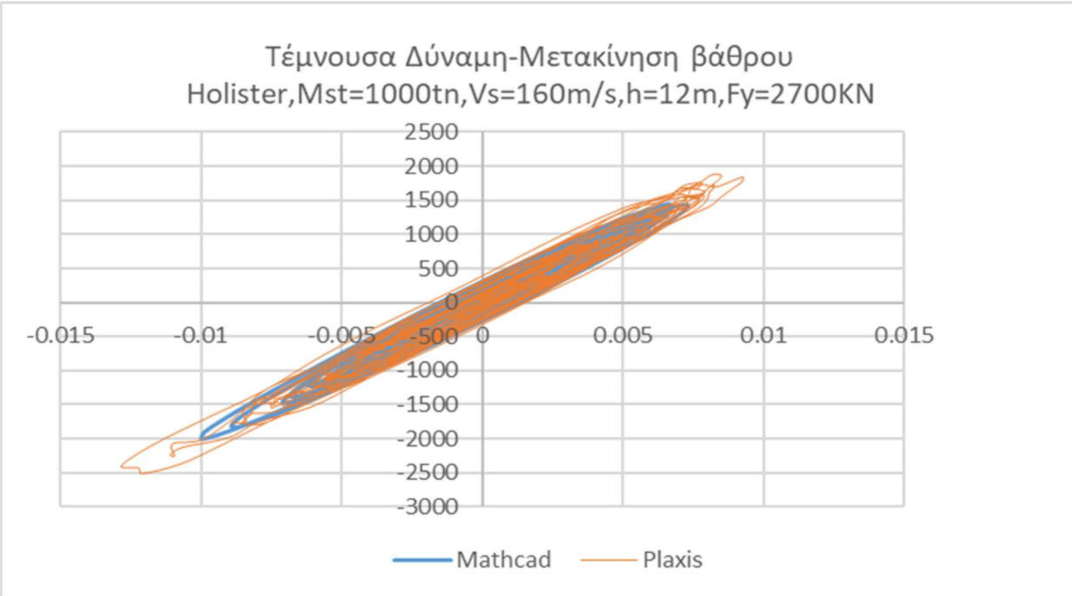
Σχήμα 4.59 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον Friuli-Ανελαστικός Ταλαντωτής- $-\widehat{h} = 1.2, \widehat{\sigma} = 0.086\ , \widehat{m} = 0.42$



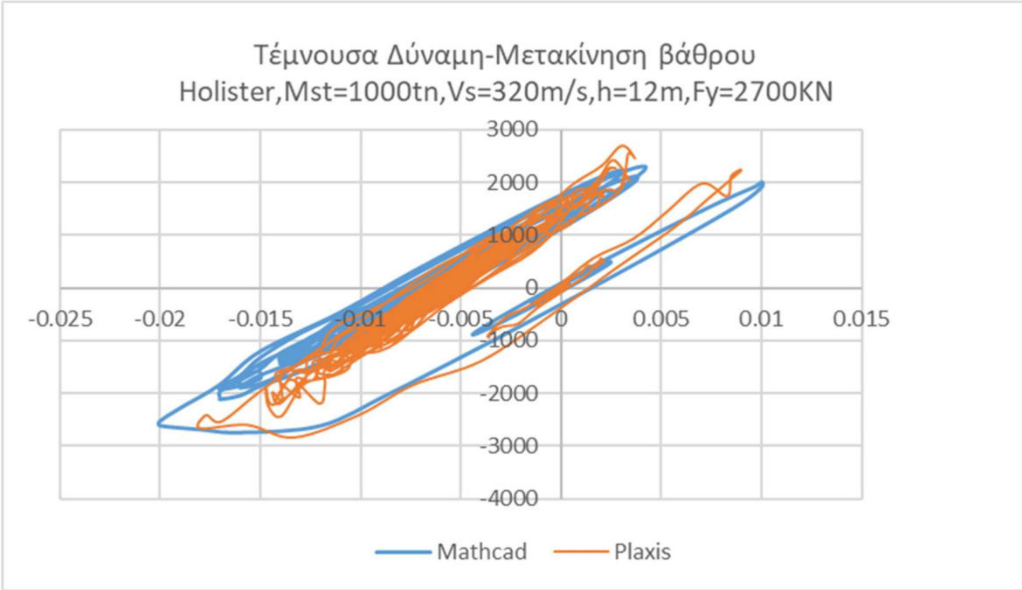
Σχήμα 4.60 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον Friuli-Ανελαστικός Ταλαντωτής- $\widehat{h} = 1.2, \widehat{\sigma} = 0.15\ , \widehat{m} = 0.54$



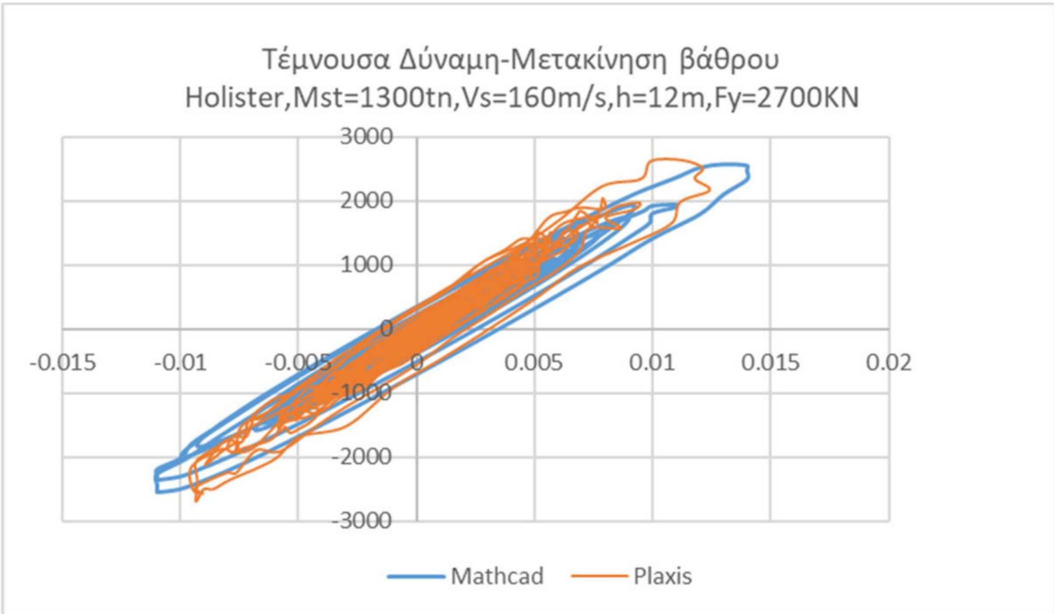
Σχήμα 4.61 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον Friuli-Ανελαστικός Ταλαντωτής- $\widehat{h} = 1.2, \widehat{\sigma} = 0.075\ , \widehat{m} = 0.54$



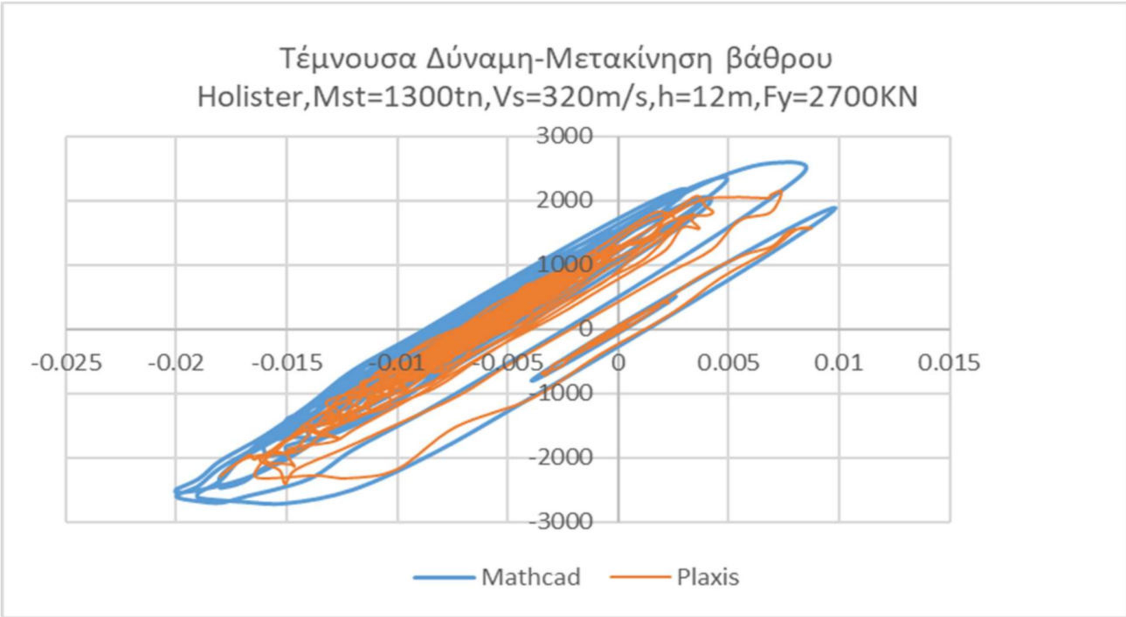
Σχήμα 4.62 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον Holister-Ανελαστικός Ταλαντωτής- $\widehat{h} = 1.2, \widehat{\sigma} = 0.17\ , \widehat{m} = 0.42$



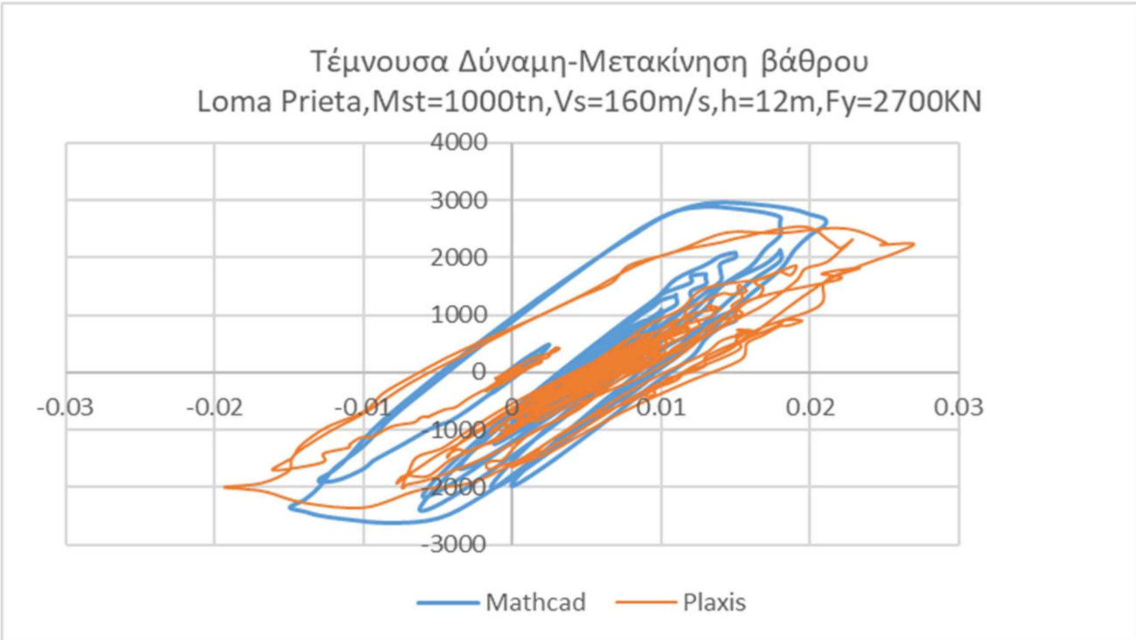
Σχήμα 4.63 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον Holister-Ανελαστικός Ταλαντωτής- $-\hat{h} = 1.2, \hat{\sigma} = 0.086\ , \hat{m} = 0.42$



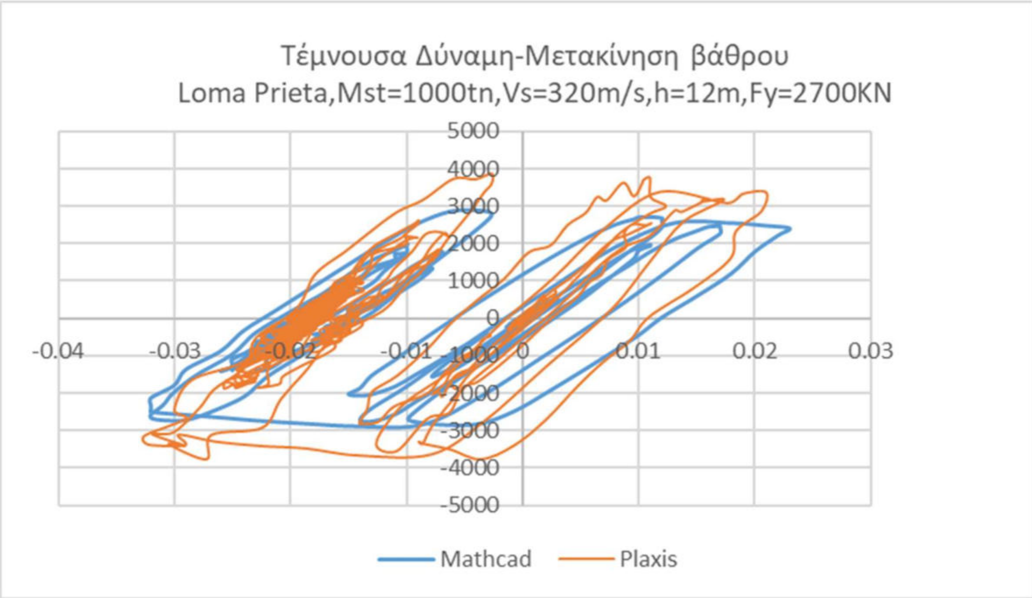
Σχήμα 4.64 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον Holister-Ανελαστικός Ταλαντωτής- $-\hat{h} = 1.2, \hat{\sigma} = 0.15\ , \hat{m} = 0.54$



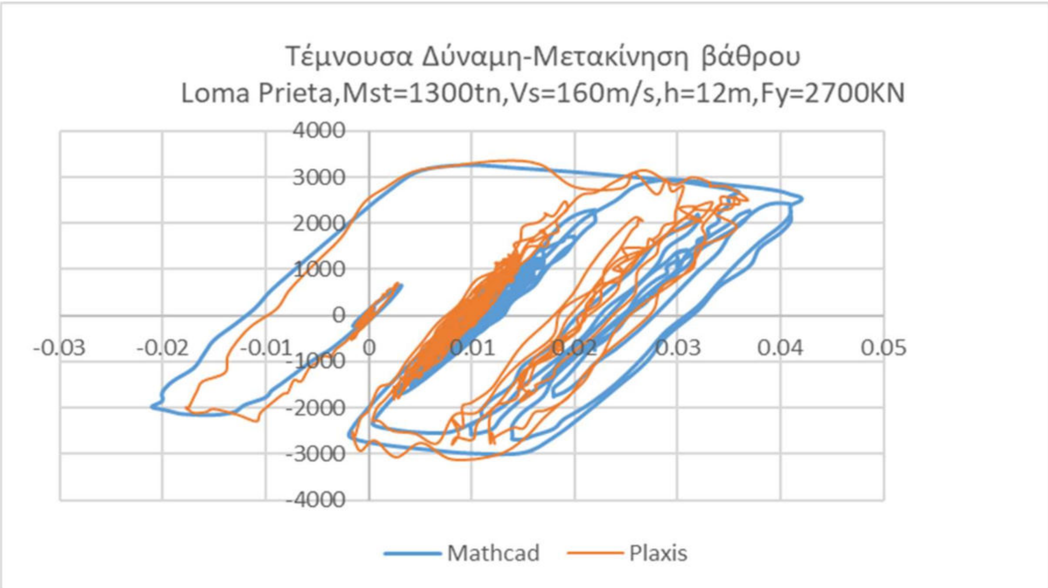
Σχήμα 4.65 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον Holister-Ανελαστικός Ταλαντωτής- $-\,\widehat{h} = 1.2, \widehat{\sigma} = 0.075\ , \widehat{m} = 0.54$



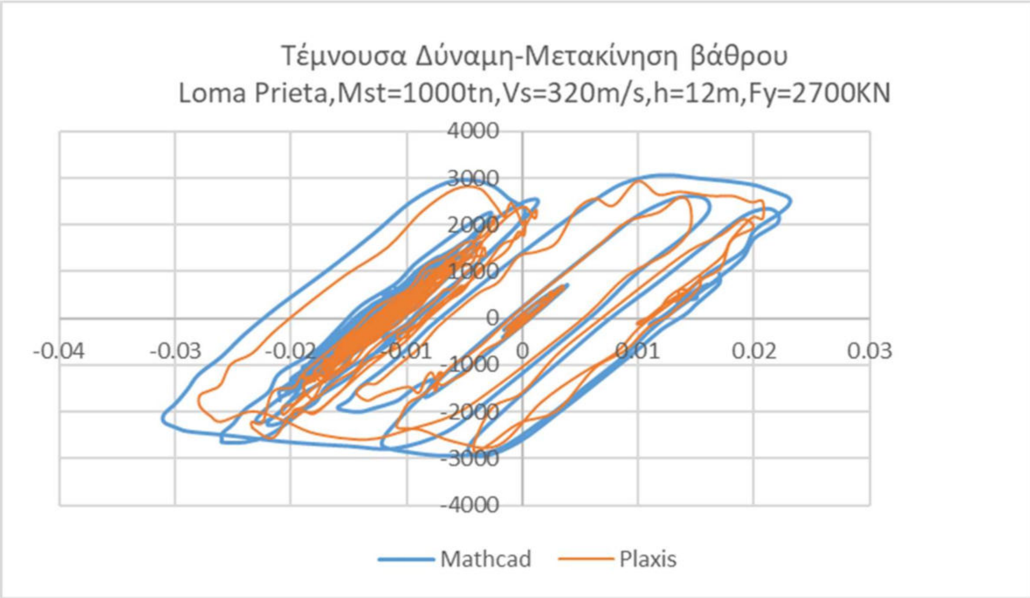
Σχήμα 4.66 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον Loma Prieta-Ανελαστικός Ταλαντωτής- $\widehat{h} = 1.2, \widehat{\sigma} = 0.17\ , \widehat{m} = 0.42$



Σχήμα 4.67 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον Loma Prieta-Ανελαστικός Ταλαντωτής- $-\widehat{h} = 1.2, \widehat{\sigma} = 0.086$, $\widehat{m} = 0.42$



Σχήμα 4.68 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον loma prieta-Ανελαστικός Ταλαντωτής- $-\widehat{h} = 1.2, \widehat{\sigma} = 0.15$, $\widehat{m} = 0.54$



Σχήμα 4.69 Βρόγχος απόλυτης επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον loma prieta-Ανελαστικός Ταλαντωτής- $-\ \hat{h} = 1.2, \hat{\sigma} = 0.075\ , \hat{m} = 0.54$

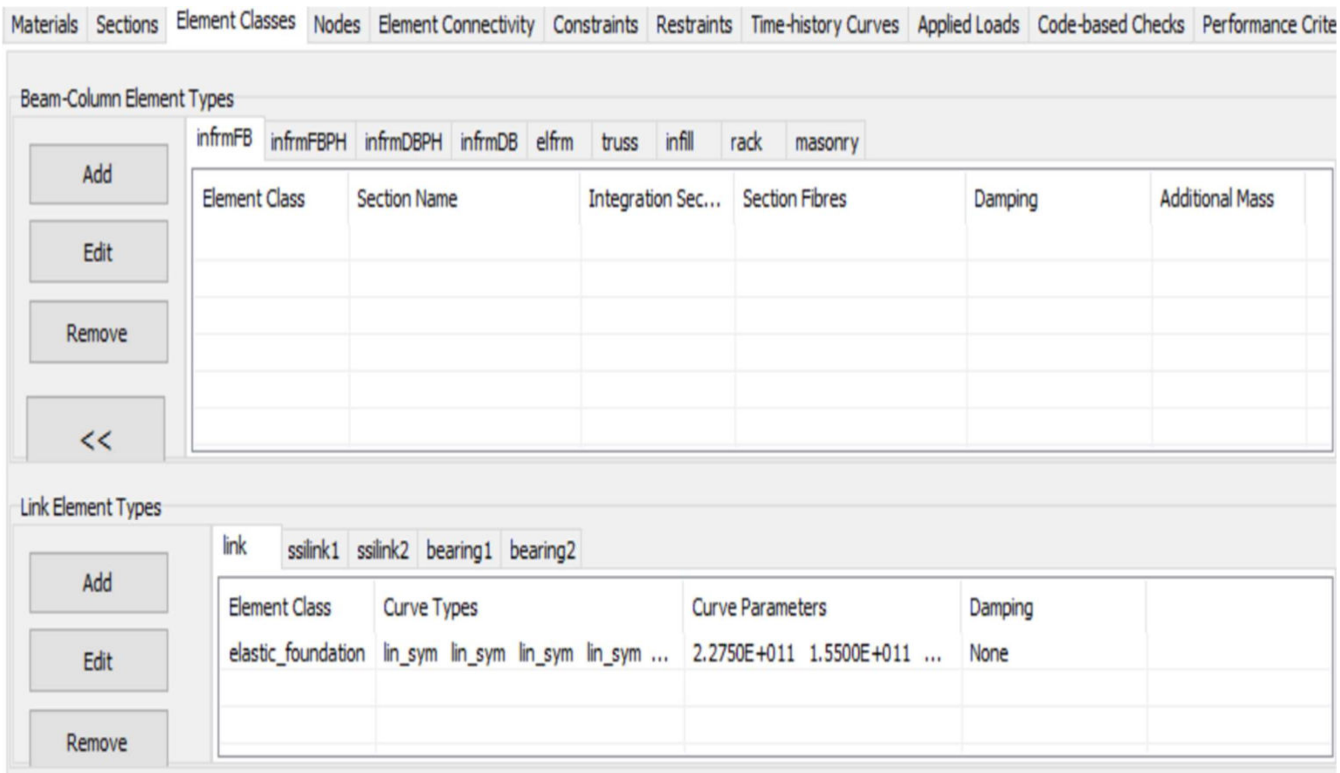
4.3 Επιβεβαίωση των μακροστοιχείων για την συμπεριφορά του ελαστικού και ανελαστικού ταλαντωτή επί ελαστικού εδάφους με το Seismostruct.

Για την προσωμοίωση της εδαφικής στρώσης στο Seismostruct θα εισάγουμε γραμμικώς ελαστικά ελατήρια και αποσβεστήρες με τιμές που φαίνονται στον παρακάτω πίνακα για κάθε σεισμό.

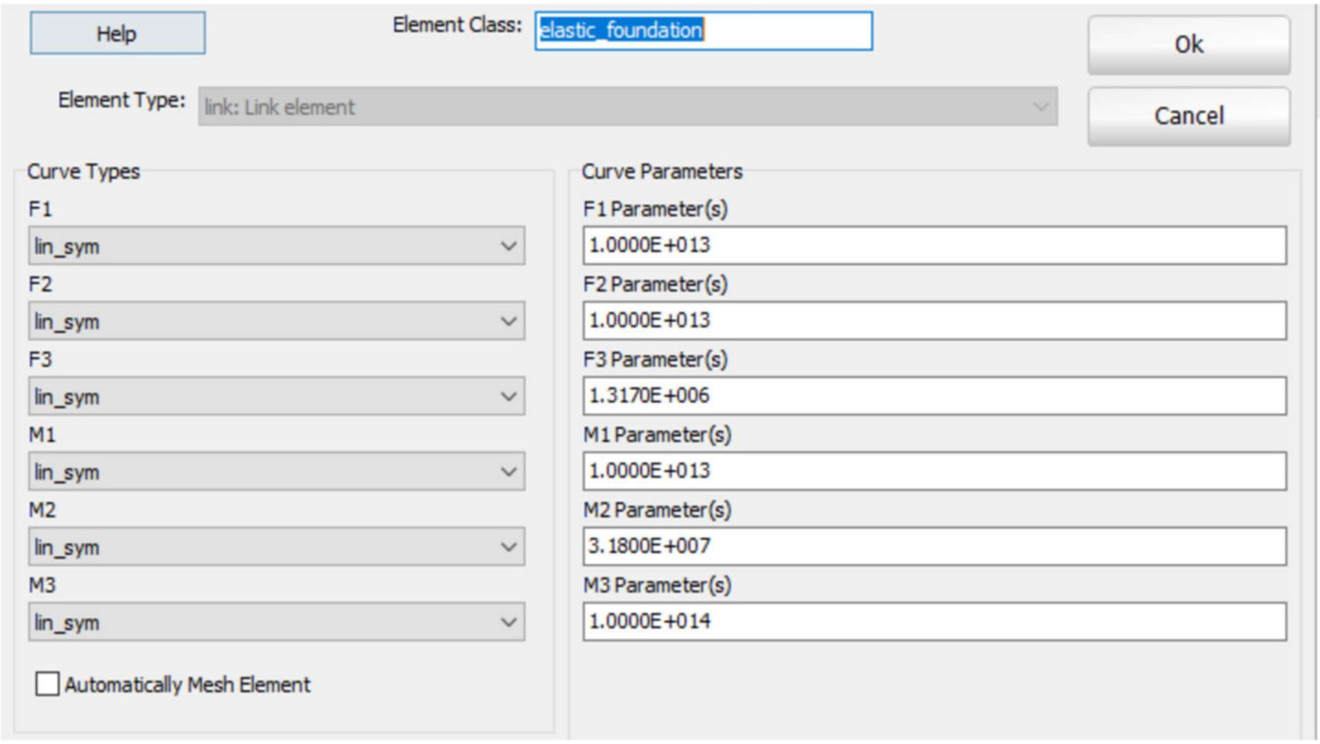
Πίνακας 4.3

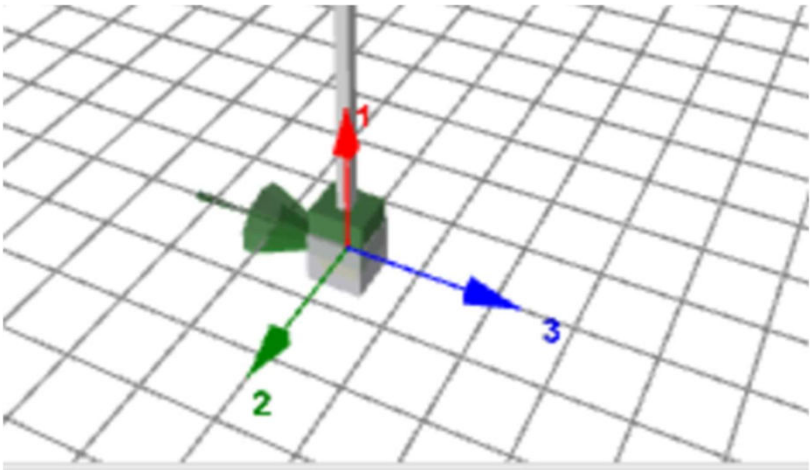
			b=5m	Vs=160m/s	Gs=51300KPa	ρs=2tn/m3	fs=2Hz	fc=3.1Hz
ΣΕΙΣΜΟΙ	kh	kr	ch	cr	KH	KR	CH	CR
Sakarya	0.84	0.93	0.28	0	1.302*10^6	3.214*10^7	8.969*10^3	0
Northridge	0.85	0.93	0.2	0	1.317*10^6	3.214*10^7	6.406*10^3	0
Kobe	0.86	0.92	0.34	0	1.317*10^6	3.214*10^7	1.089*10^4	0
Friuli	0.91	0.90	0.78	0	1.41*10^6	3.111*10^7	2.498*10^4	0
Holister	0.82	0.94	0.08	0	1.271*10^6	3.249*10^7	2.562*10^3	0
Loma Prieta	0.82	0.94	0.11	0	1.271*10^6	3.249*10^7	3.523*10^3	0
Trinidad	0.8	0.87	0.905	0.17	1.24*10^6	3.017*10^7	2.915*10^4	7.016*10^4

Για την εισαγωγή των ελατηρίων επιλέγουμε απο την καρτέλα Element Classes→Link Element types→Add Link

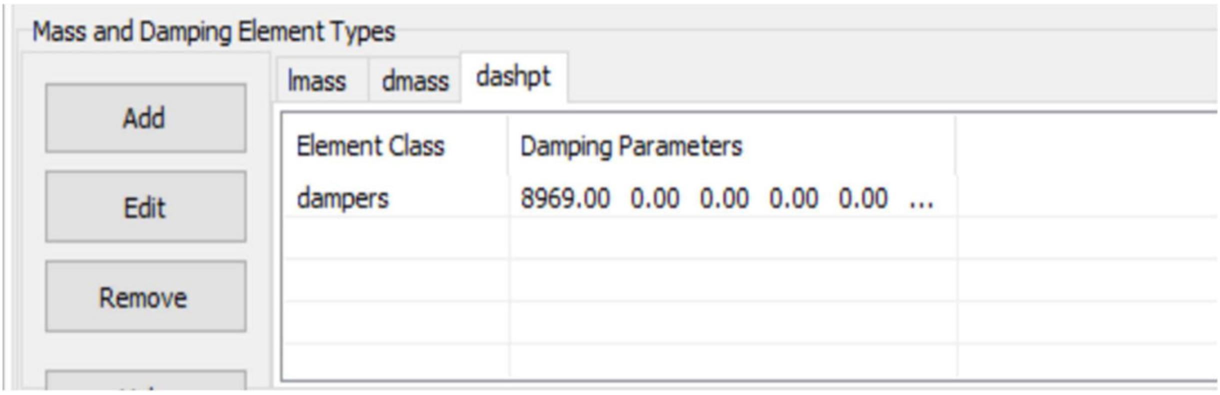


Έπειτα επιλέγουμε το μοντέλο linear_symmetric και κατά τις διευθύνσεις των τοπικών αξόνων 3,2 εισάγονται οι τιμές KH,KR αντίστοιχα.

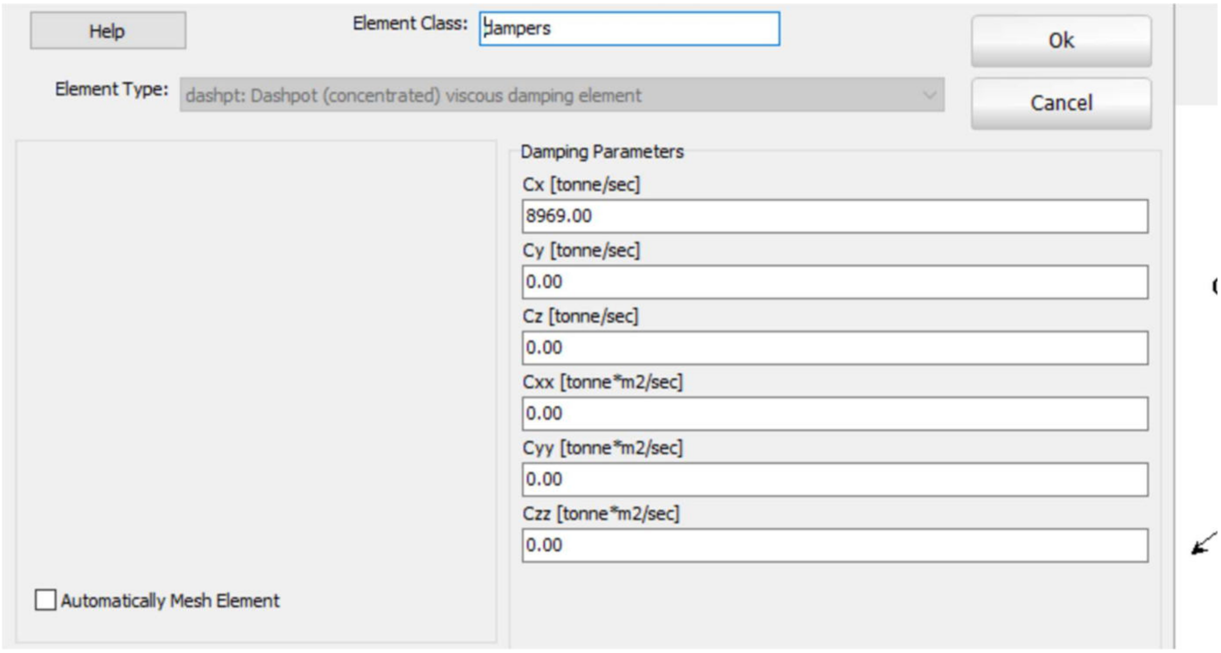




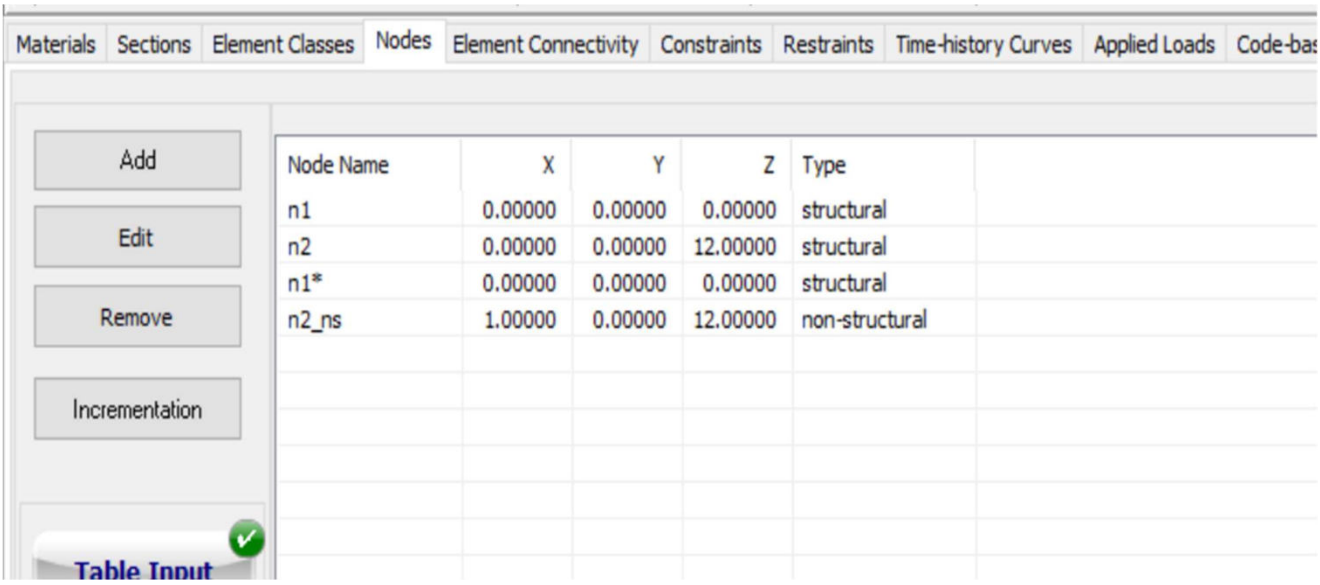
Για τους αποσβεστήρες επιλέγουμε απο την καρτέλα Element Classes→Mass and damping Element types→dashpot



Οι απόσβεσεις λόγω ακτινοβολίας CH,CR εισάγονται κατά τις διευθύνσεις x,y ώς Cx και Cyy αντίστοιχα.

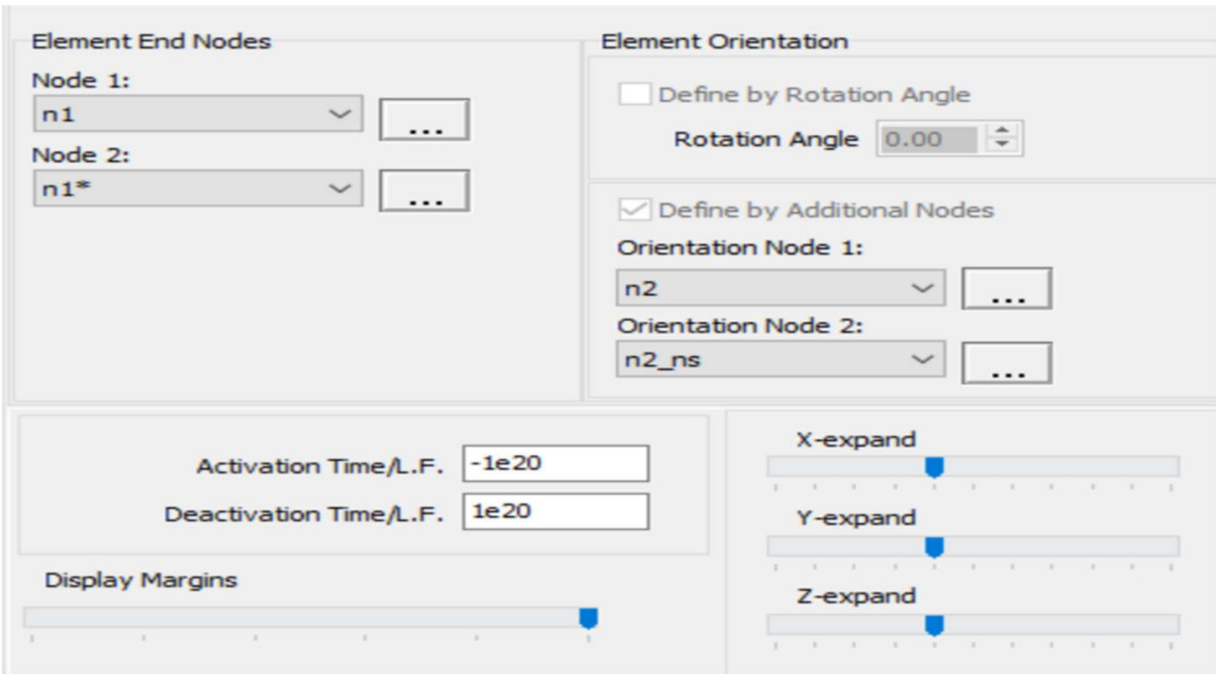


Επιπλέον για λόγους μοντελοποίησης του προγράμματος πρέπει να επιλέξουμε απο την καρτέλα nodes έναν επιπλέον κόμβο n1* , ο οποίος συμπίπτει με τον κόμβο n1 στην βάση του μοντέλου,για εισαχθούν τα ελατήρια και οι αποσβεστήρες στις άκρες των κόμβων που συμπίπτουν.Επιπλέον εισάγεται και ένανς non structural κόμβος που ελέγχει την διεύθυνση των τοπικών αξόνων του μοντέλου.

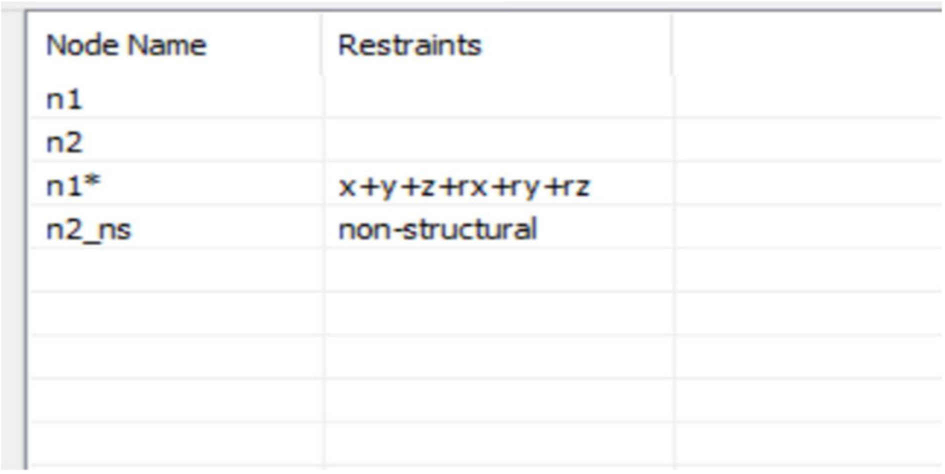


Έπειτα απο την καρτέλα Element Connectivity γίνεται η σύνδεση των ελατηρίων με τους κόμβους του μοντέλου.

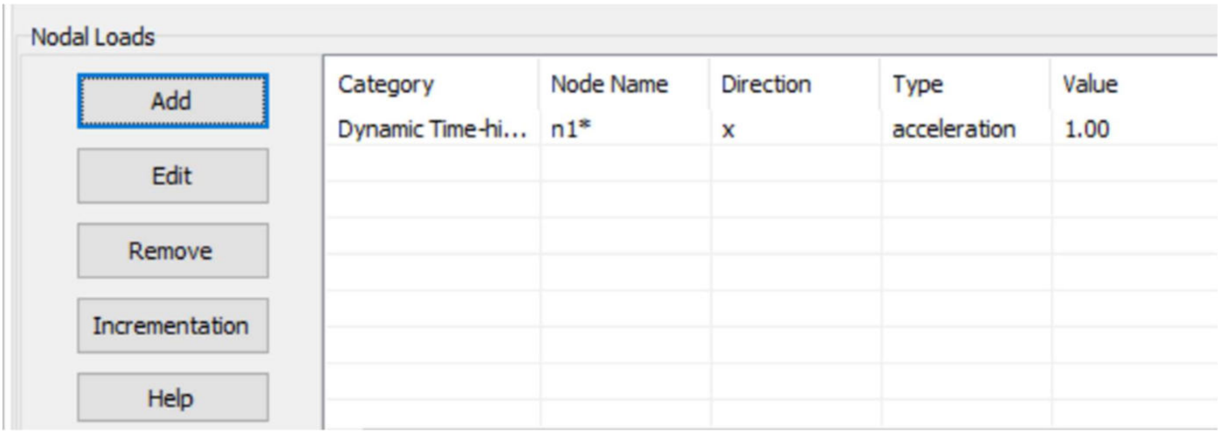
Τόσο τα ελατήριο όσο και οι αποσβεστήρες ενώνονται στους n1*-n1, με προσανατολισμό τους n2-n2_ns αντίστοιχα.



Τέλος δεσμεύεται πλήρως ο κόμβος n1* στον οποίο γίνεται και η εισαγωγή του επιταχυνσιογραφήματος.



Node Name	Restraints
n1	
n2	
n1*	x+y+z+rx+ry+rz
n2_ns	non-structural



Category	Node Name	Direction	Type	Value
Dynamic Time-hi...	n1*	x	acceleration	1.00

Το γράφημα του σεισμού που εισάγεται είναι το free-field-motion(FFM) όπως και στην περίπτωση του μακροστοιχείου.Για την επίλυση του δυναμικού προβλήματος χρησιμοποιείται η μέθοδος Newmark με α=0.25, β=0.5.

4.3.1 Ελαστικός ταλαντωτής

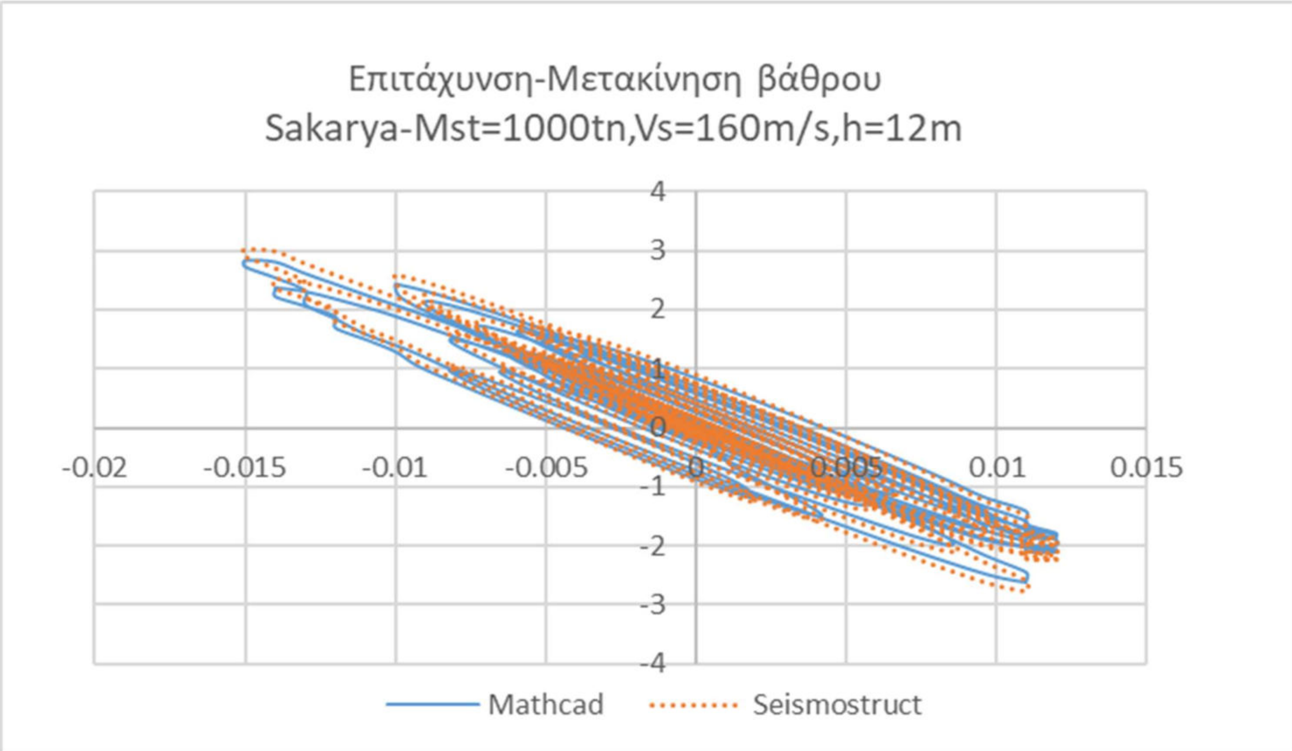
Για την επαλήθευση του μοντέλου με το μακροστοιχείο θα χρησιμοποιηθεί ο ταλαντωτής:

• Κυκλικό υποστύλωμα διαμέτρου d=3m ,ύψους h=12m, με ροπή αδράνειας $I = \frac{\pi}{64} d^4 = 3.977 m^4$,$E = 30 * 10^6 kPa$, ηδυσκαμψία $K = {}^{3EI}/_{h^3} = 2.071 * 10^5 KN/m$

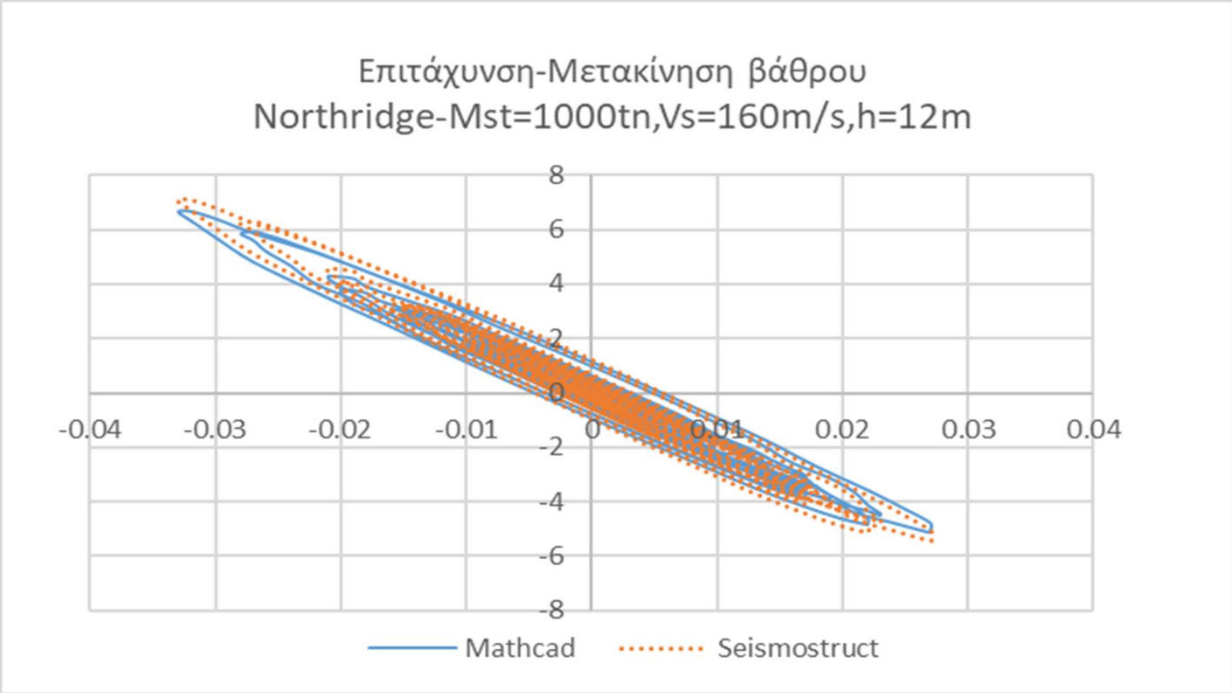
•Μάζα συγκεντρωμένη στην κορυφή του υποστυλώματος Mst=1000tn

•$Tst = 2\pi \sqrt{\frac{Mst}{K}} = 0.437$

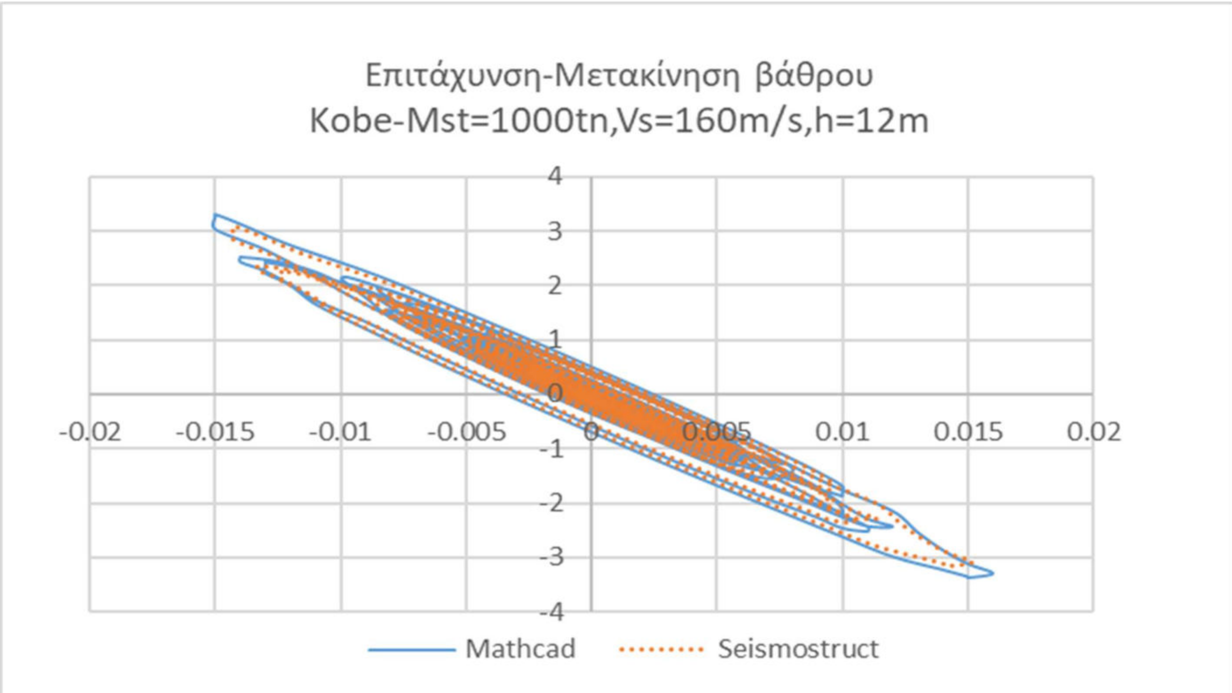
Ενώ για τα ελατηρία και τους αποσβεστηρές θα πάρουμε τις τιμές του Πίνακα 4.3.



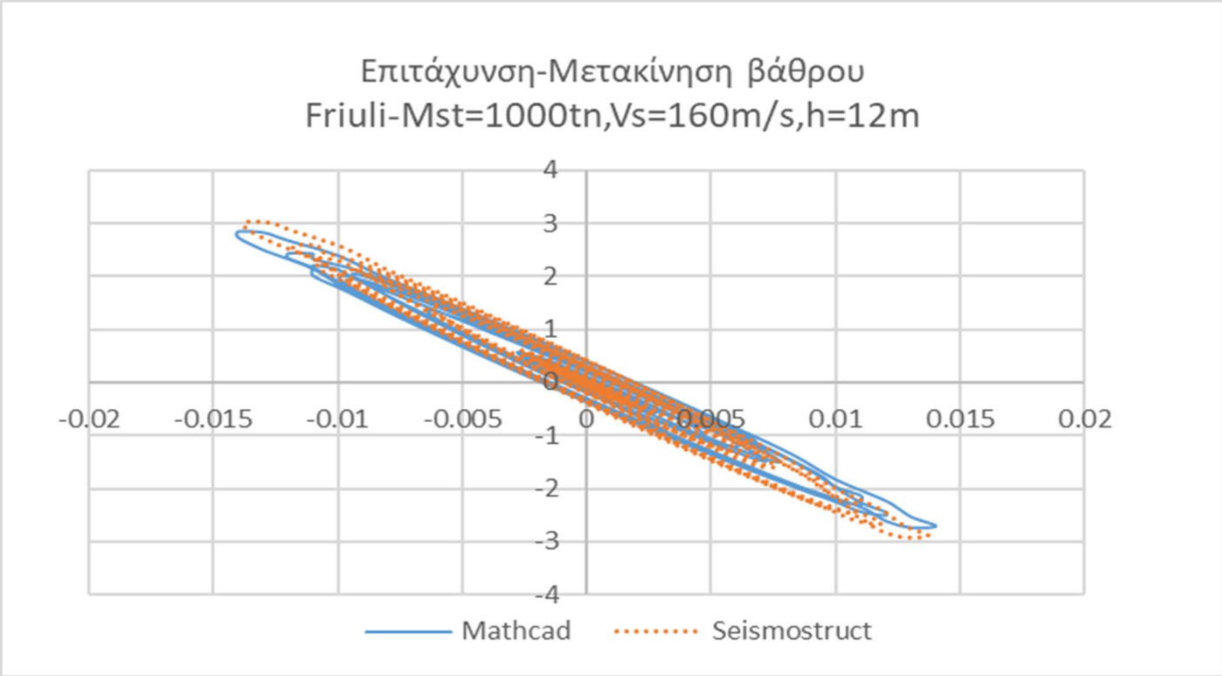
Σχήμα 4.70 Βρόγχος επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για την Sakarya-Seismostruct



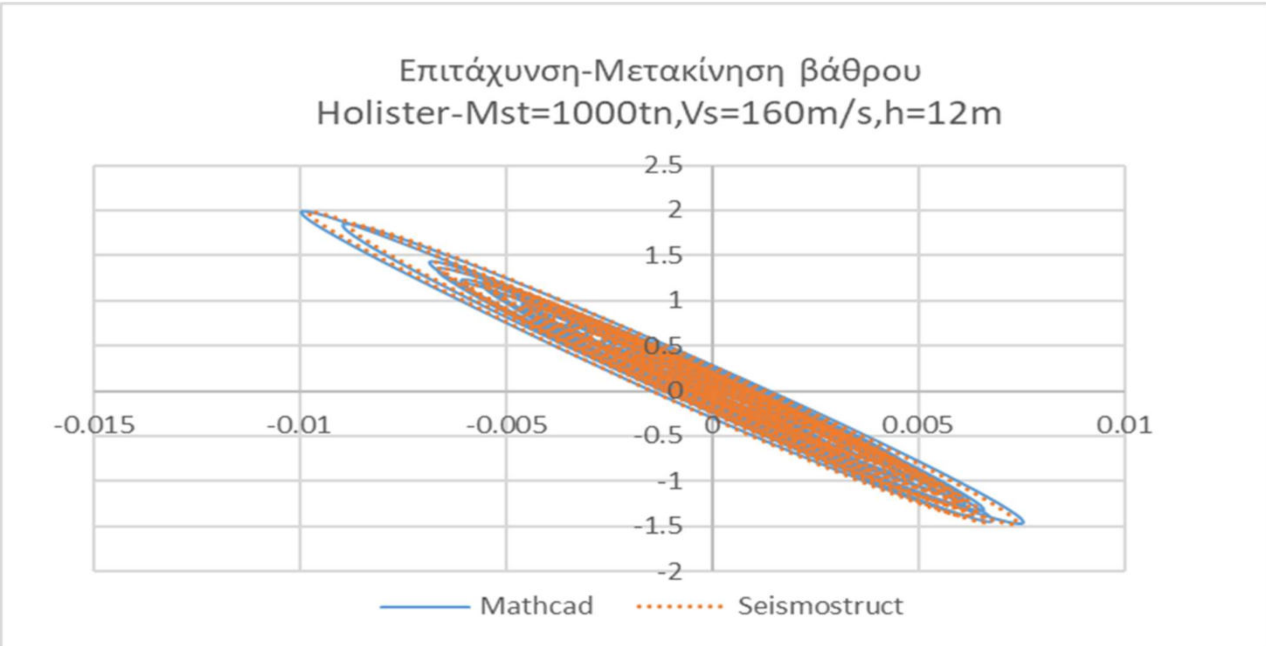
Σχήμα 4.71 Βρόγχος επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον Northridge-Seismostruct



Σχήμα 4.72 Βρόγχος επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον Kobe-Seismostruct

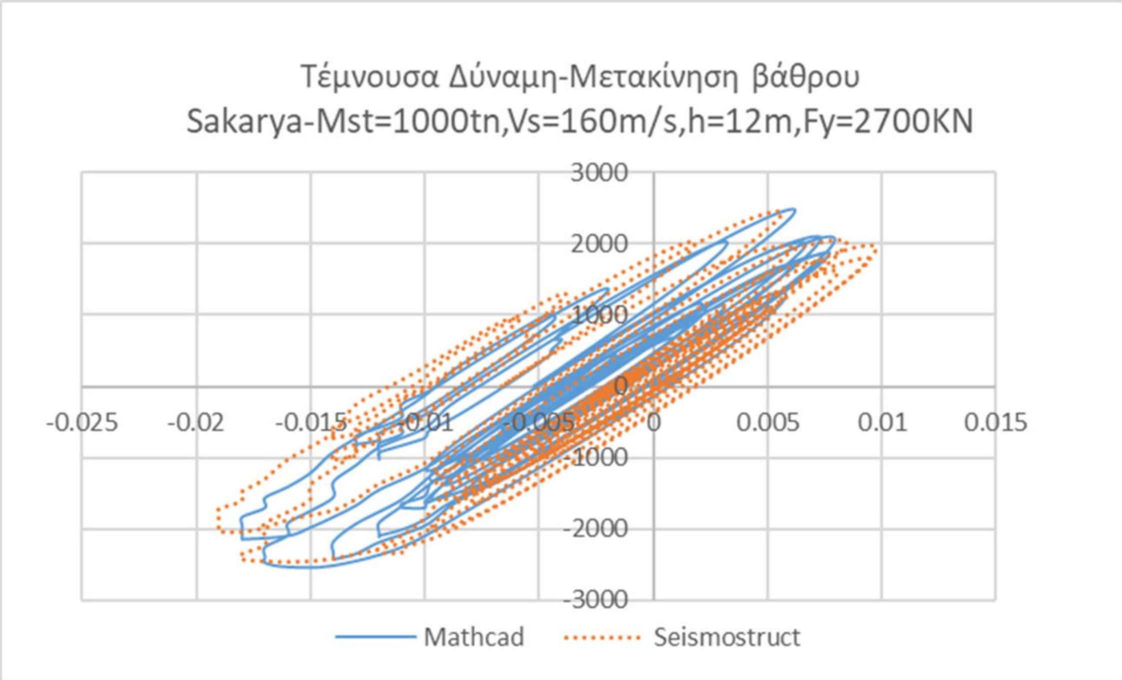


Σχήμα 4.73 Βρόγχος επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον Friuli-Seismostruct

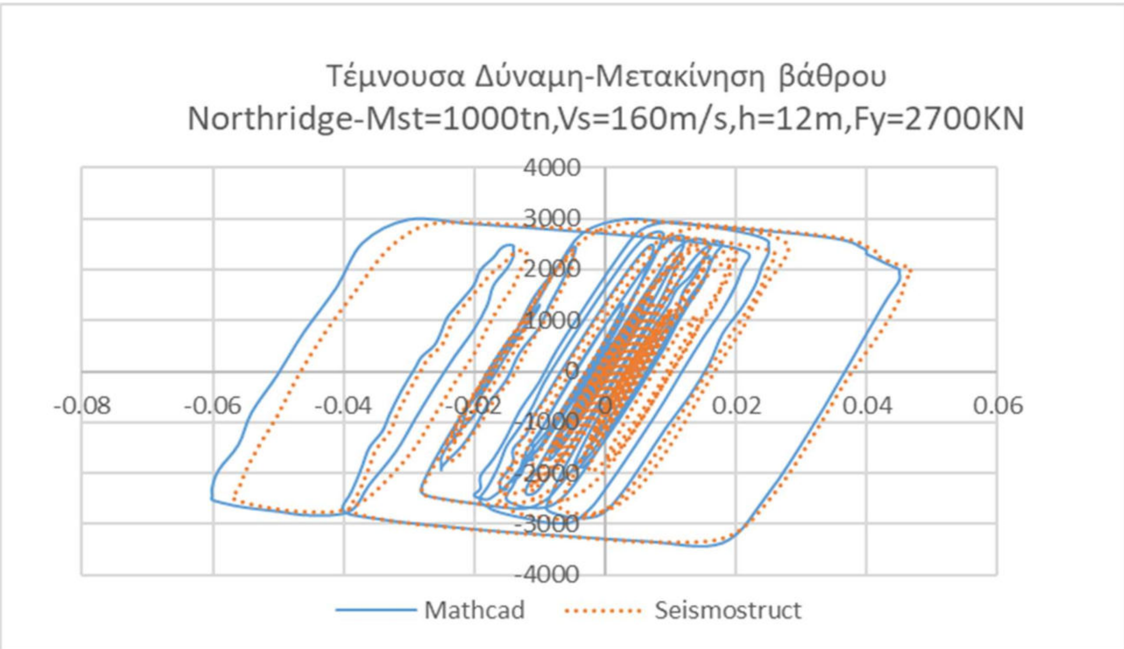


Σχήμα 4.74 Βρόγχος επιτάχυνσης-μετακίνησης βάθρου για τον Holister-Seismostruct

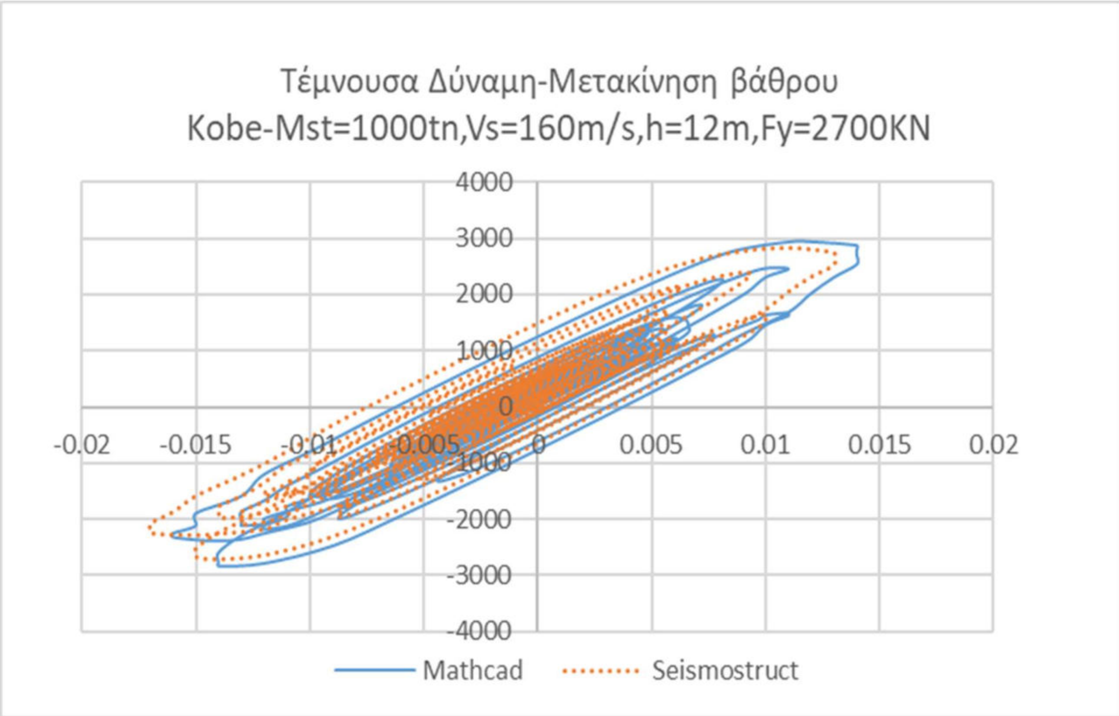
4.3.2 Ανελαστικός ταλαντωτής



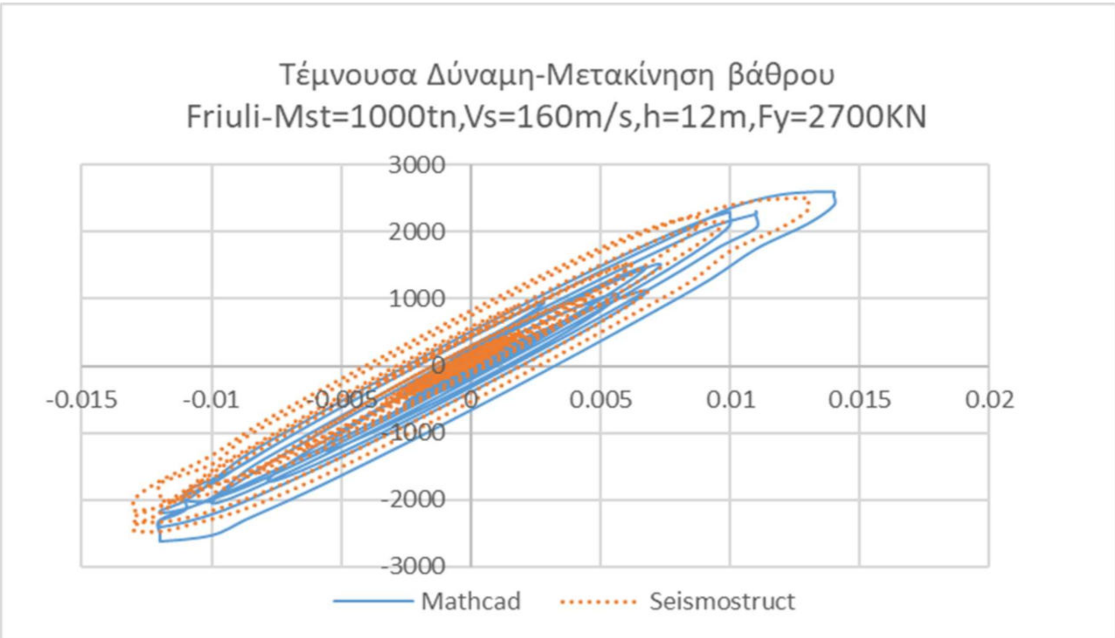
Σχήμα 4.75 Βρόγχος Δύναμης-μετακίνησης βάθρου για τον Sakarya



Σχήμα 4.76 Βρόγχος Δύναμης-μετακίνησης βάθρου για τον Northridge



Σχήμα 4.77 Βρόγχος Δύναμης-μετακίνησης βάθρου για τον Kobe



Σχήμα 4.78 Βρόγχος Δύναμης-μετακίνησης βάθρου για τον Friuli

4.4 Κατασκευή μακροστοιχείου για τον υπολογισμό του ελαστικού φάσματος απόκρισης με συνυπολογισμό της εδαφικής ενδοσιμότητας.

Τόσο το Plaxis όσο και το Seismostruct δεν δίνουν την δυνατότητα υπολογισμού των ελαστικών φασμάτων απόκρισης του ταλαντωτή για δεδομένη σεισμική διέγερση.Επομένως θα πρέπει να γίνει τροποποίηση του αλγορίθμου που αναπτύχθηκε στο κεφάλαιο 4.1.3.

Ο αλγόριθμος θα δίνει την δυνατότητα εξαγωγής των φασμάτων σε μορφή:

•Μέγιστης μετακίνησης του βάθρου συναρτήσει της πακτωμένης ιδιοπεριόδου του ταλαντωτή(max(ustr)-Tst).

•Απόλυτη επιτάχυνση στην κορυφή του ταλαντωτή συναρτήσει της πακτωμένης ιδιοπεριόδου (max(a)-Tst)

•Φάσματα σε μορφή ADRS (Απόλυτη επιτάχυνση-Μέγιστη μετακίνηση του βάθρου).(SA-max(ustr)).Στην περίπτωση αυτή οι ακτινικές γραμμές που διέρχονται απο την αρχή των αξόνων και έχουν κλίση SA/max(ustr) αντιστοιχούν σε μια σταθερή πακτωμένη ιδιοπερίοδο του ταλαντωτή.

Για την δημιουργία του αλγορίθμου ακολουθείται η εξής διαδικασία:

•Σαρώνονται διάφορες πακτωμένοι ιδιοπερίοδοι του συστήματος με τιμές από 0.16s έως 2.5s.

•Υπολογίζεται η κυκλική συχνότητα $\omega = \frac{2\pi}{Tst}$

•Διατηρώντας σταθερή την μάζα του ταλαντωτή ,αλλάζουμε την δυσκαμψία του ταλαντωτή και συνεπώς το ύψος του.

$$Kst = \frac{4\,\pi^2\,Mst}{Tst^2} \quad και\; h = \sqrt[3]{\frac{3EI}{Kst}}$$

•Λόγω της αλλαγής της συχνότητας θα αλλάξει και ο συντελεστής απόσβεσης της μάζας:

$$\alpha 0 = 2\,\xi\,\omega$$

•Για κάθε ιδιοπερίοδο πραγματοποιείται ελαστική ανάλυση μέσω του μακροστοιχείου και υπολογίζεται η μέγιστη επιτάχυνση στην κορυφή του ταλαντωτή καθώς και η μέγιστη μετακίνηση του βάθρου.

Επιπλέον για κάθε σεισμική διέγερση είναι απαραίτητο να χρησιμοποιηθούν οι συντελεστές δυναμικής δυσκαμψίας και απόσβεσης ακτινοβολίας.Ο κώδικας στο mathcad φαίνεται παρακάτω.

$$utot := \text{for } j \in 0..Mm$$

$$Tst_j \leftarrow 0.1 + \frac{2.5 - 0.1}{Mm} \cdot (Mm - j)$$

$$\omega_j \leftarrow 2 \cdot \frac{\pi}{Tst_j}$$

$$Kst_j \leftarrow \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot Mst}{(Tst_j)^2}$$

$$h_j \leftarrow \left(\frac{3 \cdot E \cdot I}{Kst_j}\right)^{\frac{1}{3}}$$

$$a0_j \leftarrow 2 \cdot \xi st \cdot \omega_j$$

$$ub_1 \leftarrow 0$$

$$\theta b_1 \leftarrow 0$$

$$u_1 \leftarrow 0$$

$$ub_0 \leftarrow 0$$

$$\theta b_0 \leftarrow 0$$

$$u_0 \leftarrow 0$$

$$Kd \leftarrow \frac{1}{dt^2} \cdot \begin{pmatrix} \frac{Mst}{100} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{Mst}{100} & 0 \\ 0 & 0 & Mst \end{pmatrix} + \frac{1}{2 \cdot dt} \cdot \begin{pmatrix} a0_j \cdot \frac{Mst}{100} + CH & 0 & 0 \\ 0 & a0_j \cdot \frac{Mst}{100} + CR & 0 \\ 0 & 0 & a0_j \cdot Mst \end{pmatrix}$$

$$\text{for } i \in 1..Nt$$

$$Pd \leftarrow \begin{pmatrix} KH & 0 & 0 \\ 0 & KR & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} uk_i \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} CH & 0 & 0 \\ 0 & CR & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} vk_i \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} - \left[\frac{1}{dt^2} \cdot \begin{pmatrix} \frac{Mst}{100} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{Mst}{100} & 0 \\ 0 & 0 & Mst \end{pmatrix} - \frac{1}{2 \cdot dt} \cdot \begin{pmatrix} a0_j \cdot \frac{Mst}{100} + CH & 0 & 0 \\ 0 & a0_j \cdot \frac{Mst}{100} + CR & 0 \\ 0 & 0 & a0_j \cdot Mst \end{pmatrix} \right] \cdot \begin{pmatrix} ub_{i-1} \\ \theta b_{i-1} \\ u_{i-1} \end{pmatrix} - \left[\begin{bmatrix} Kst_j + KH & Kst_j \cdot h_j & -Kst_j \\ Kst_j \cdot h_j & KR + Kst_j \cdot (h_j)^2 & -Kst_j \cdot h_j \\ -Kst_j & -Kst_j \cdot h_j & Kst_j \end{bmatrix} - \frac{2}{dt^2} \cdot \begin{pmatrix} \frac{Mst}{100} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{Mst}{100} & 0 \\ 0 & 0 & Mst \end{pmatrix} \right] \cdot \begin{pmatrix} ub_i \\ \theta b_i \\ u_i \end{pmatrix}$$

$$utot \leftarrow Kd^{-1} \cdot Pd$$

$$ub_{i+1} \leftarrow utot_0$$

$$\theta b_{i+1} \leftarrow utot_1$$

$$u_{i+1} \leftarrow utot_2$$

$$ustr_{i+1} \leftarrow u_{i+1} - ub_{i+1} - \theta b_{i+1} \cdot h_j$$

$$a_{i,j} \leftarrow \frac{u_{i+1} - 2 \cdot u_i + u_{i-1}}{dt^2}$$

$$amax_{0,j} \leftarrow 0$$

$$amax_{i,j} \leftarrow \max\left(amax_{i-1,j}, \left|a_{i,j}\right|\right)$$

$$ustrmax_j \leftarrow \max(\max(ustr), |\min(ustr)|)$$

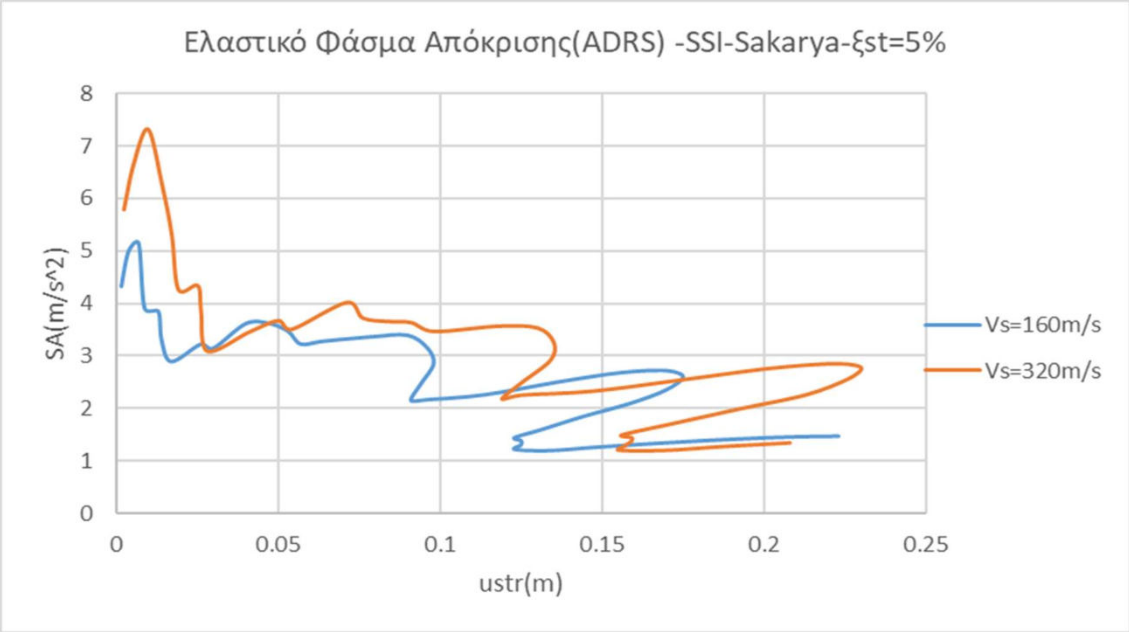
$$\begin{pmatrix} ustrmax \\ amax \end{pmatrix}$$

4.4.1 Ελαστικά φάσματα απόκρισης για διάφορες σεισμικές διεγέρσεις λαμβάνοντας υπόψη το γραμμικώς ελαστικό έδαφος.

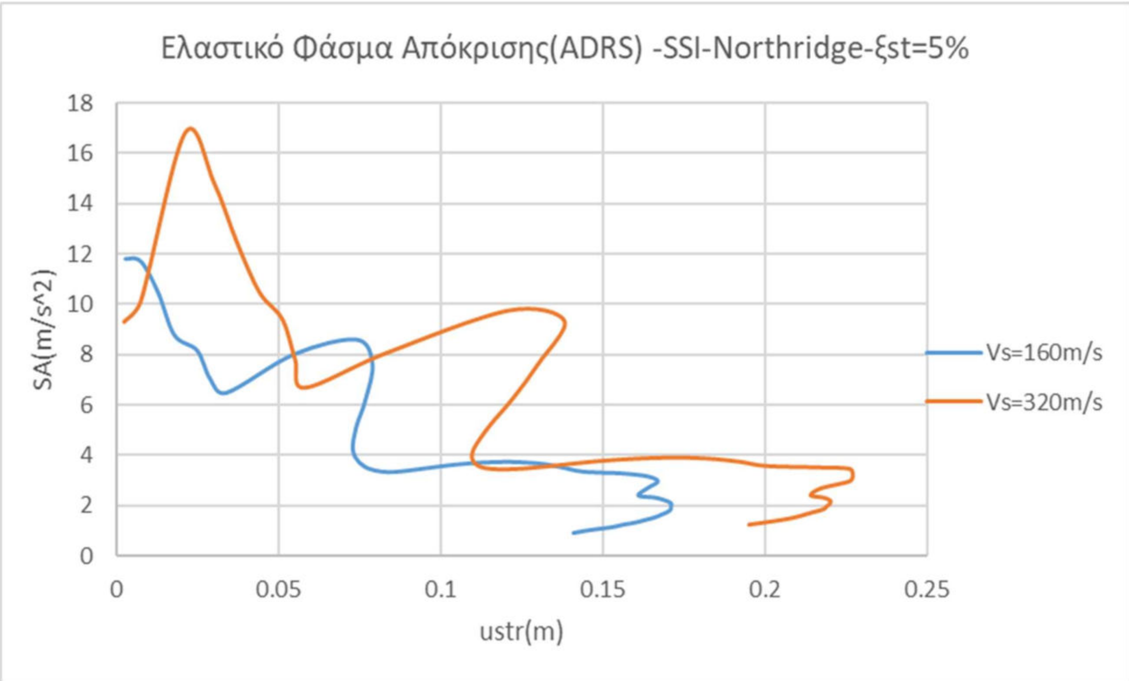
Για την παρουσίαση των ελαστικών φασμάτων θα χρησιμοποιηθούν δύο εδαφικές στρώσεις με Vs=160m/s και Vs=320m/s.

	b=5m	Vs=160m/s	Gs=51300KPa	ρs=2tn/m3	fs=2Hz	fc=3.1Hz	
ΣΕΙΣΜΟΙ	f(Hz)	Tmean(s)	α0(ωb/Vs)	kh	kr	ch	cr
Sakarya	1.85	0.54	0.364	0.84	0.927	0.28	0
Northridge	1.75	0.57	0.344	0.85	0.931	0.2	0
Kobe	1.92	0.52	0.378	0.86	0.924	0.34	0
Friuli	2.50	0.4	0.491	0.91	0.902	0.78	0
Holister	1.59	0.63	0.312	0.82	0.938	0.08	0
Loma Prieta	1.64	0.61	0.322	0.82	0.936	0.11	0
Trinidad	3.23	0.31	0.633	0.8	0.873	0.905	0.17

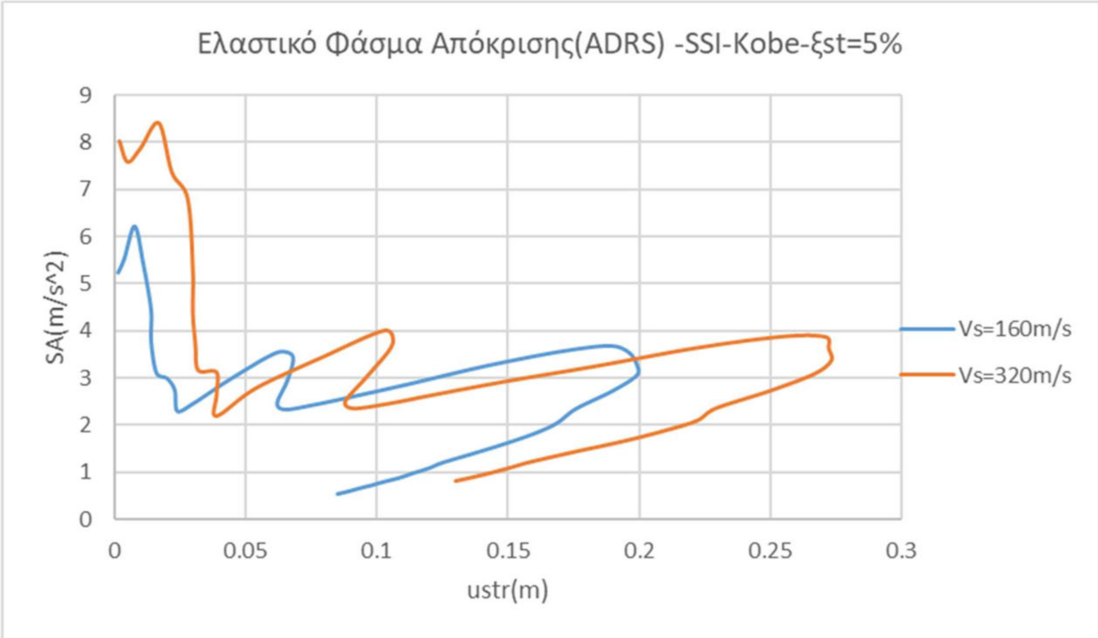
	b=5m	Vs=320m/s	Gs=204800KPa	ρs=2tn/m3	fs=4Hz	fc=6.2Hz	
ΣΕΙΣΜΟΙ	f(Hz)	Tmean(s)	α0(ωb/Vs)	kh	kr	ch	cr
Sakarya	1.85	0.54	0.182	0.92	0.964	0	0
Northridge	1.75	0.57	0.172	0.92	0.966	0	0
Kobe	1.92	0.52	0.189	0.92	0.962	0	0
Friuli	2.50	0.4	0.245	0.8	0.951	0	0
Holister	1.59	0.63	0.156	0.94	0.969	0	0
Loma Prieta	1.64	0.61	0.161	0.92	0.968	0	0
Trinidad	3.23	0.31	0.317	0.85	0.937	0.1	0



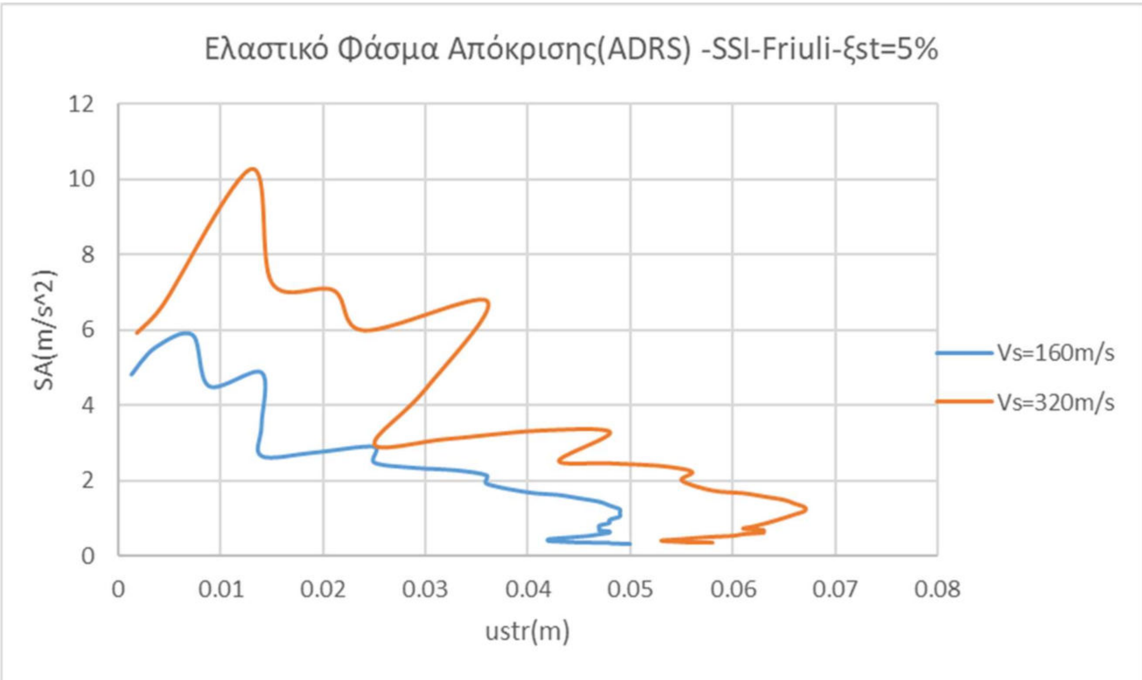
Σχήμα 4.79 Ελαστικό φάσμα απόκρισης για τον σεισμό Sakarya-Vs=160m/s,320m/s



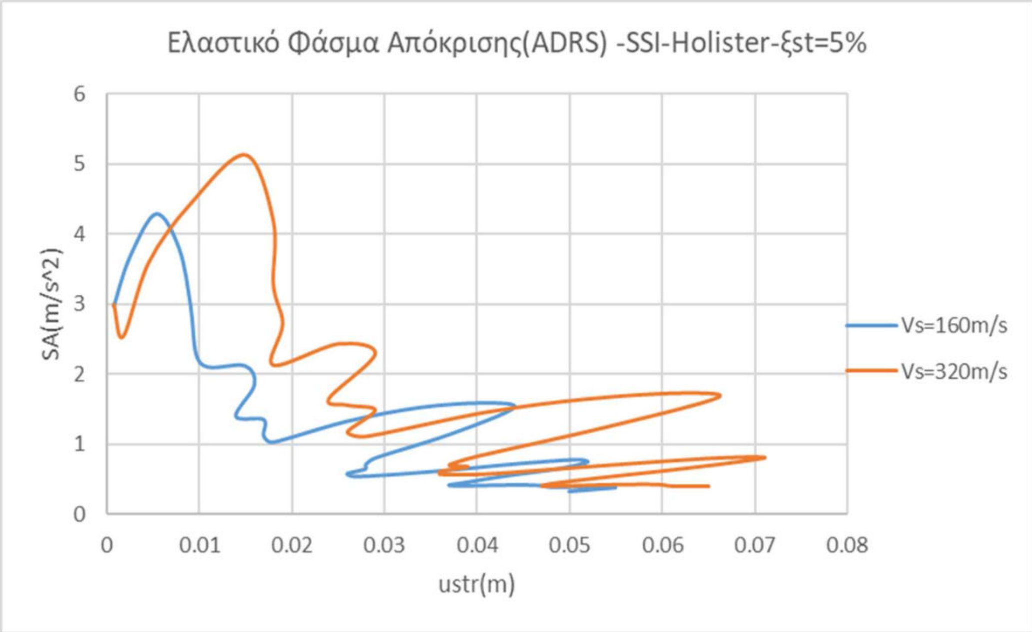
Σχήμα 4.80 Ελαστικό φάσμα απόκρισης για τον σεισμό Northridge-Vs=160m/s,320m/s



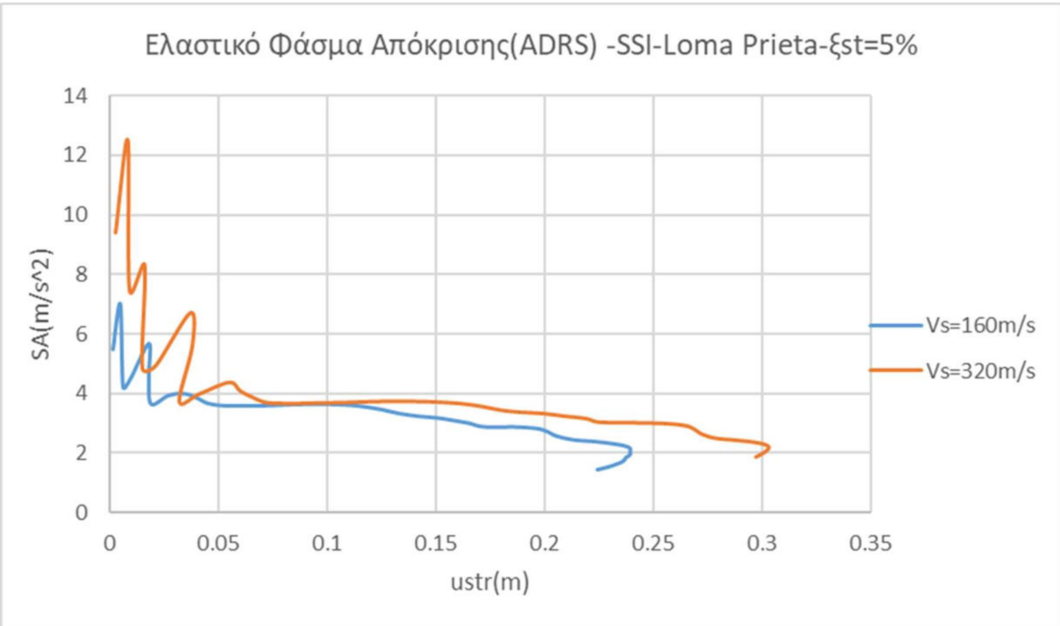
Σχήμα 4.81 Ελαστικό φάσμα απόκρισης για τον σεισμό Kobe-Vs=160m/s,320m/s



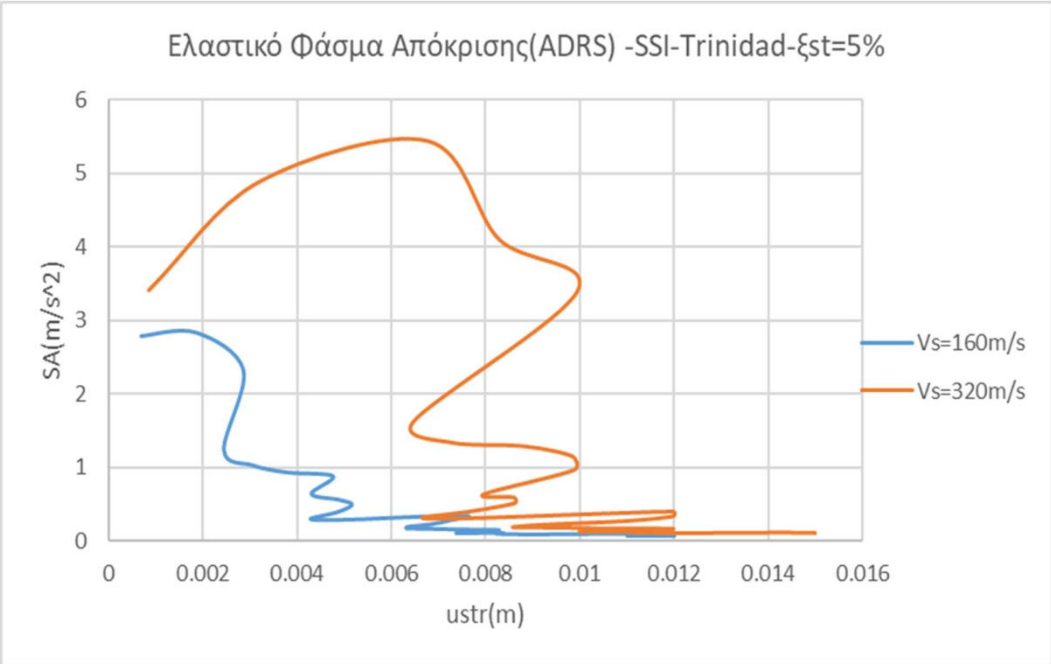
Σχήμα 4.82 Ελαστικό φάσμα απόκρισης για τον σεισμό Friuli-Vs=160m/s,320m/s



Σχήμα 4.83 Ελαστικό φάσμα απόκρισης για τον σεισμό Holister-Vs=160m/s,320m/s



Σχήμα 4.84 Ελαστικό φάσμα απόκρισης για τον σεισμό Loma Prieta-Vs=160m/s,320m/s



Σχήμα 4.85 Ελαστικό φάσμα απόκρισης για τον σεισμό Trinidad-Vs=160m/s,320m/s

4.5 Κατασκευή μακροστοιχείου για την εύρεση της πλαστιμότητας του συστήματος συναρτήσει της πακτωμένης ιδιοπεριόδου για δεδομένο συντελεστή συμπεριφοράς.

Στόχος είναι η τροποποποίηση του αλγορίθμου που αναπτύχθηκε στο κεφάλαιο 4.1.5 ώστε να πάρουμε ένα γράφημα φασματικών πλαστιμοτήτων για δεδομένο συντελεστή συμπεριφοράς.Ο συντελεστής συμπεριφοράς του συστήματος δίνεται απο την σχέση:

$qssi = \frac{Mst\ SAel}{Fy}$ ενώ ο πακτωμένος συντελεστής συμπεριφοράς $qfix = \frac{Mst\ SAfix}{Fy}$

Όπου SA: η φασματική επιτάχυνση με συνυπολογισμό του εδάφους.

Για την δημιουργία του αλγορίθμου :

•Θα σκαναριστούν διάφοροι πακτωμένοι ιδιοπερίοδοι Tst.

•Υπολογίζεται η δυσκαμψία του υποστηλώματος διατηρώντας σταθερή την μάζα του ταλαντωτή Mst.

$$Kst = \omega^2 Mst$$

•υπολογίζεται ο συντελεστής απόσβεσης $a0 = 2\ \omega\ \xi st$

•υπολογίζεται το ύψος του ταλαντωτή $h = (\frac{3E}{Kst})^{1/3}$

•υπολογίζεται η κυκλική συχνότητα του συστήματος SSI για δεδομένη ταχύτητα διατμητικών κυμάτων Vs

$$\omega ssi = \frac{2\pi}{Tsc\sqrt{1 + \frac{Kst}{KH} + \frac{Kst}{KR}h}}$$

•Πραγματοποιείται ανελαστική ανάλυση και υπολογίζεται η μέγιστη μετακίνηση του βάθρου ustr.

•Υπολογίζεται η μέγιστη πλαστιμότητα του συστήματος ή πλαστιμότητα του βάθρου αντίστοιχα απο τις σχέσεις

$\mu s = \frac{\max(u)}{\frac{Mst\ SA}{q}} \omega ssi^2 \cdot Mst$ και $\mu c = \frac{\max(ustr)}{\frac{Mst\ SA}{q}} \omega^2 \cdot Mst$

$utot :=$ for $j \in 0..40$

$$wp_j \leftarrow \frac{2\cdot\pi}{Tsc_j}$$

$$Kst_j \leftarrow \left(wp_j\right)^2\cdot Mst$$

$$a0_j \leftarrow 2\cdot wp_j\cdot \xi st$$

$$h_j \leftarrow \left(3\cdot E\cdot\frac{I}{Kst_j}\right)^{\frac{1}{3}}$$

$$wssi_j \leftarrow \frac{2\cdot\pi}{Tsc_j\cdot\sqrt{1+\frac{Kst_j}{KH}+\frac{Kst_j}{KR}\cdot\left(h_j\right)^2}}$$

$ub_1 \leftarrow 0$

$\theta b_1 \leftarrow 0$

$u_1 \leftarrow 0$

$ub_0 \leftarrow 0$

$\theta b_0 \leftarrow 0$

$u_0 \leftarrow 0$

$ustr_0 \leftarrow 0$

$ustr_1 \leftarrow 0$

$$fs_0 \leftarrow \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

$Q0_0 \leftarrow 0$

$M0_0 \leftarrow 0$

$Qt_0 \leftarrow 0$

$Q0_1 \leftarrow 0$

$M0_1 \leftarrow 0$

$Qt_1 \leftarrow 0$

$Qh0_0 \leftarrow 0$

$$Kd \leftarrow \frac{1}{dt^2}\cdot\begin{pmatrix} \frac{Mst}{100} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{Mst}{100} & 0 \\ 0 & 0 & Mst \end{pmatrix} + \frac{1}{2\cdot dt}\cdot\begin{pmatrix} a0_j\cdot\frac{Mst}{100}+CH & 0 & 0 \\ 0 & a0_j\cdot\frac{Mst}{100}+CR & 0 \\ 0 & 0 & a0_j\cdot Mst \end{pmatrix}$$

$$\text{for}\ \ i \in 1..Nt$$

$$Du_i \leftarrow ustr_i - ustr_{i-1}$$

$$a_i \leftarrow \left[1 - \frac{1}{2}\cdot\left[\left|\frac{Qh0_{i-1}}{\left(\frac{Mst\cdot SA_j}{q}\right)}\right|\right]^{n}\cdot\left(1 + \text{sign}\left(Qh0_{i-1}\cdot Du_i\right)\right)\right]$$

$$Dfs_i \leftarrow (1)\cdot\begin{bmatrix} Kst_j\cdot a_i + KH & a_i\cdot Kst_j\cdot h_j & -a_i\cdot Kst_j \\ a_i\cdot Kst_j\cdot h_j & KR + a_i\cdot Kst_j\cdot\left(h_j\right)^2 & -a_i\cdot Kst_j\cdot h_j \\ -a_i\cdot Kst_j & -a_i\cdot Kst_j\cdot h_j & a_i\cdot Kst_j \end{bmatrix}\cdot\begin{pmatrix} ub_i - ub_{i-1} \\ \theta b_i - \theta b_{i-1} \\ u_i - u_{i-1} \end{pmatrix}$$

$$fs_i \leftarrow fs_{i-1} + Dfs_i$$

$$Pd \leftarrow \begin{pmatrix} KH & 0 & 0 \\ 0 & KR & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{pmatrix}\cdot\begin{pmatrix} uk_i \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} CH & 0 & 0 \\ 0 & CR & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{pmatrix}\cdot\begin{pmatrix} vk_i \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} - \left[\frac{1}{dt^2}\cdot\begin{pmatrix} \frac{Mst}{100} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{Mst}{100} & 0 \\ 0 & 0 & Mst \end{pmatrix} - \frac{1}{2\cdot dt}\cdot\begin{pmatrix} a0_j\cdot\frac{Mst}{100} + CH & 0 & 0 \\ 0 & a0_j\cdot\frac{Mst}{100} + CR & 0 \\ 0 & 0 & a0_j\cdot Mst \end{pmatrix}\right]\cdot\begin{pmatrix} ub_{i-1} \\ \theta b_{i-1} \\ u_{i-1} \end{pmatrix} - fs_i + \frac{2}{dt^2}\cdot\begin{pmatrix} \frac{Mst}{100} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{Mst}{100} & 0 \\ 0 & 0 & Mst \end{pmatrix}\cdot\begin{pmatrix} ub_i \\ \theta b_i \\ u_i \end{pmatrix}$$

$$utot \leftarrow Kd^{-1}\cdot Pd$$

$$ub_{i+1} \leftarrow utot_0$$

$$\theta b_{i+1} \leftarrow utot_1$$

$$u_{i+1} \leftarrow utot_2$$

$$ustr_{i+1} \leftarrow u_{i+1} - \theta b_{i+1}\cdot h_j - ub_{i+1}$$

$$ustr_{i+1} \leftarrow u_{i+1} - \theta b_{i+1}\cdot h_j - ub_{i+1}$$

$$\begin{pmatrix} Q0_i \\ M0_i \\ Qt_i \end{pmatrix} \leftarrow \begin{pmatrix} Q0_{i-1} \\ M0_{i-1} \\ Qt_{i-1} \end{pmatrix} - (1)\cdot\begin{bmatrix} Kst_j\cdot a_i & a_i\cdot Kst_j\cdot h_j & -a_i\cdot Kst_j \\ a_i\cdot Kst_j\cdot h_j & a_i\cdot Kst_j\cdot\left(h_j\right)^2 & -a_i\cdot Kst_j\cdot h_j \\ -a_i\cdot Kst_j & -a_i\cdot Kst_j\cdot h_j & a_i\cdot Kst_j \end{bmatrix}\cdot\begin{pmatrix} ub_i - ub_{i-1} \\ \theta b_i - \theta b_{i-1} \\ u_i - u_{i-1} \end{pmatrix}$$

$$Qh0_i \leftarrow Q0_i$$

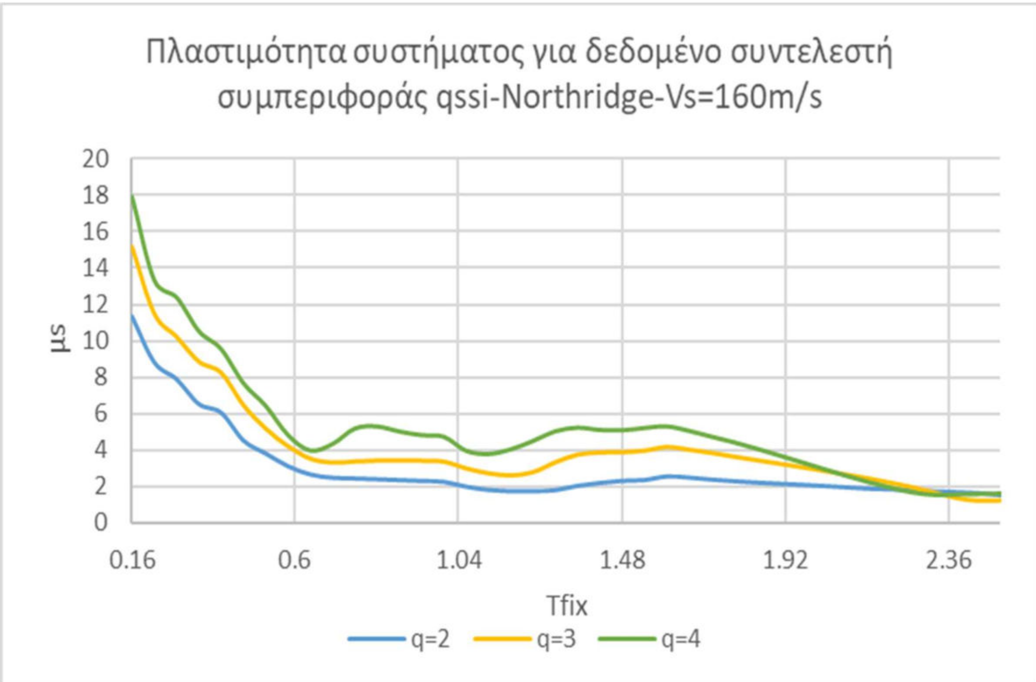
$$umax_j \leftarrow \frac{\max\left(\max(ustr), \max(-ustr)\right)\cdot\left(wp_j\right)^2\cdot Mst}{\left(\frac{Mst\cdot SA_j}{q}\right)}$$

4.5.1 Γραφήματα πλαστιμοτήτων συστήματος για σταθερό συντελεστή συμπεριφοράς.

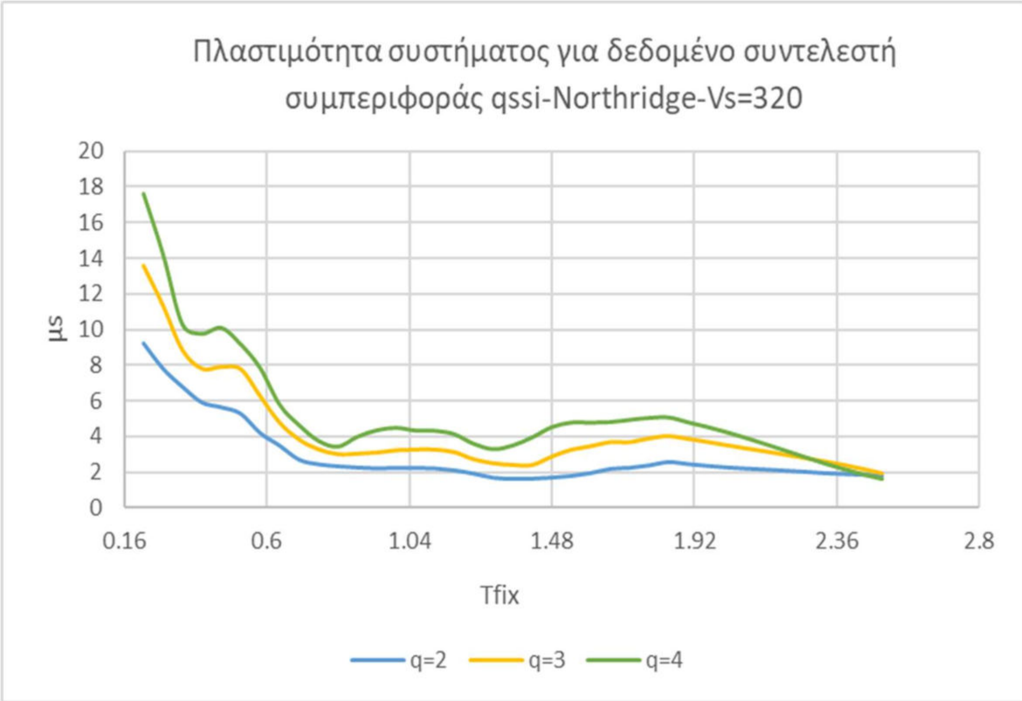
Η πλαστιμότητα του συστήματος δίνεται από την σχέση:

$$\mu_s = \frac{Μετακίνηση\ κορυφής}{Μετακίνηση\ διαρροής\ συστήματος} = \frac{utop}{uy_{ssi}}$$

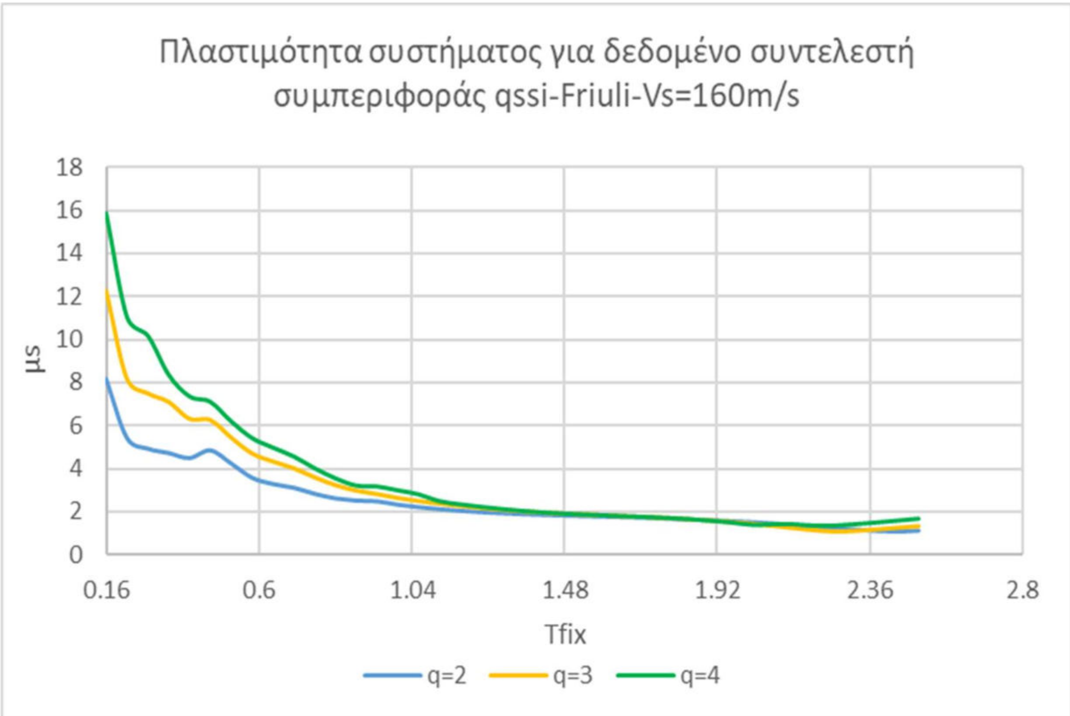
Με εφαρμογή του παραπάνω μακροστοιχείου υπολογίζουμε την πλαστιμότητα που αναπτύσσεται για δεδομένο συντελεστή συμπεριφοράς όπως αυτός προκύπτει απο τις ελαστικές φασματικές επιταχύνσεις με συνυπολογισμό του γραμμικώς ελαστικού εδάφους.



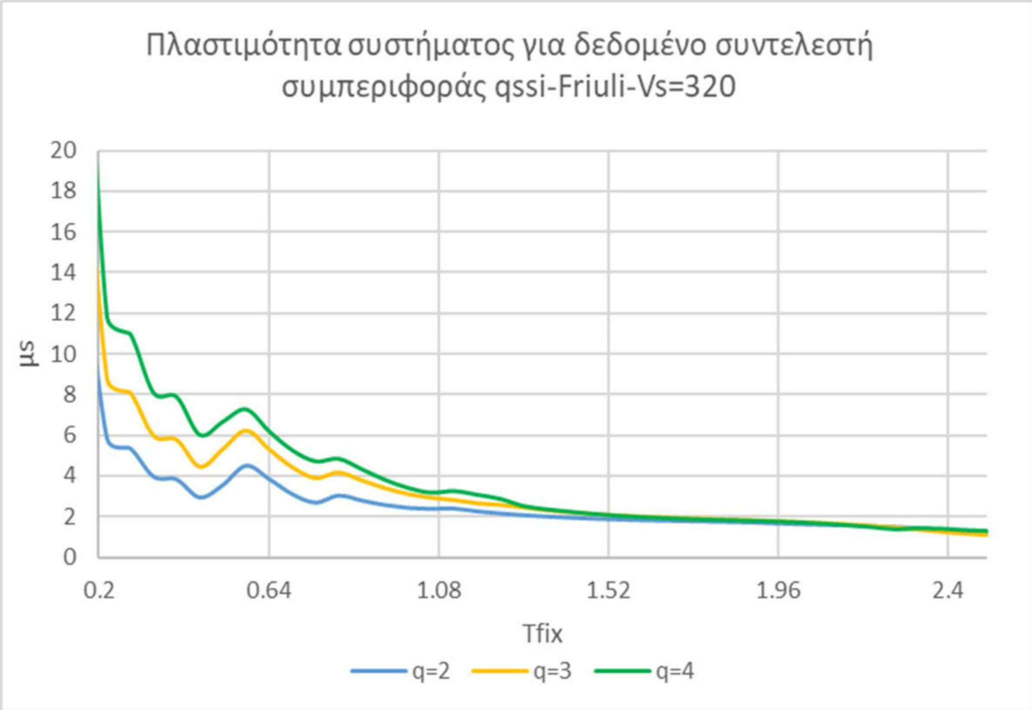
Σχήμα 4.86 Πλαστιμότητα συστήματος για q=2,3,4-Vs=160m/s-Northridge



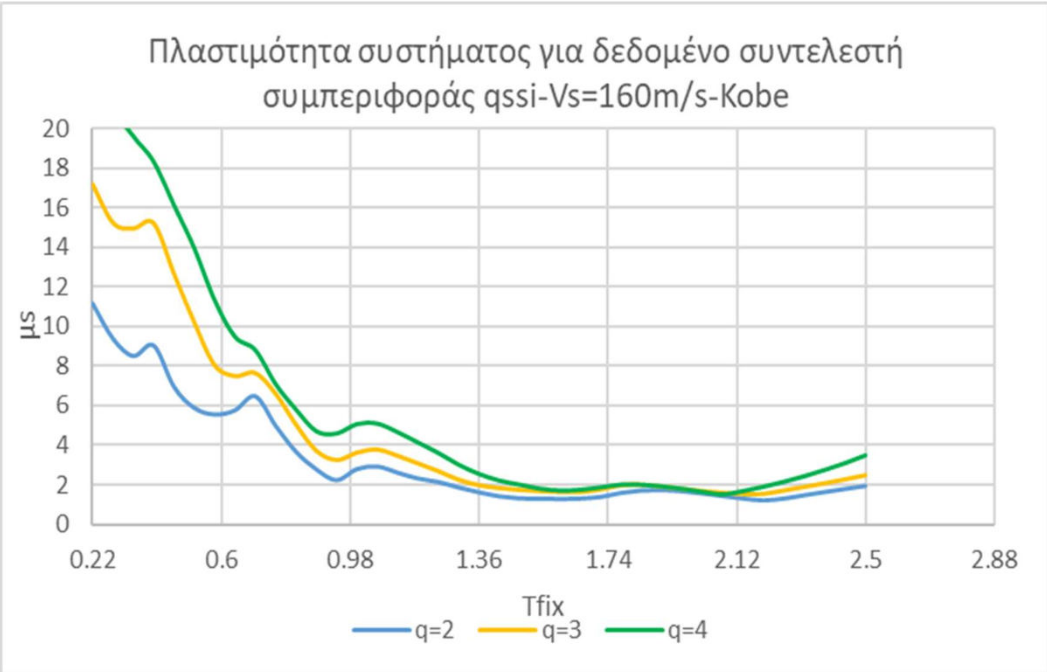
Σχήμα 4.87 Πλαστιμότητα συστήματος για q=2,3,4-Vs=320m/s-Northridge



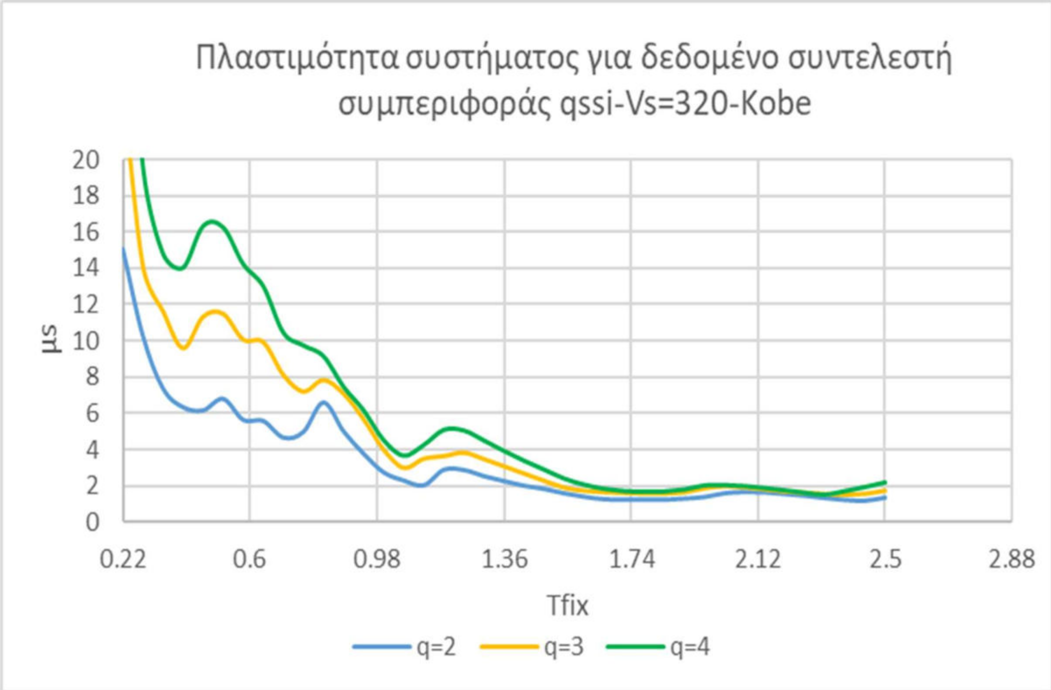
Σχήμα 4.88 Πλαστιμότητα συστήματος για q=2,3,4-Vs=160m/s-Friuli



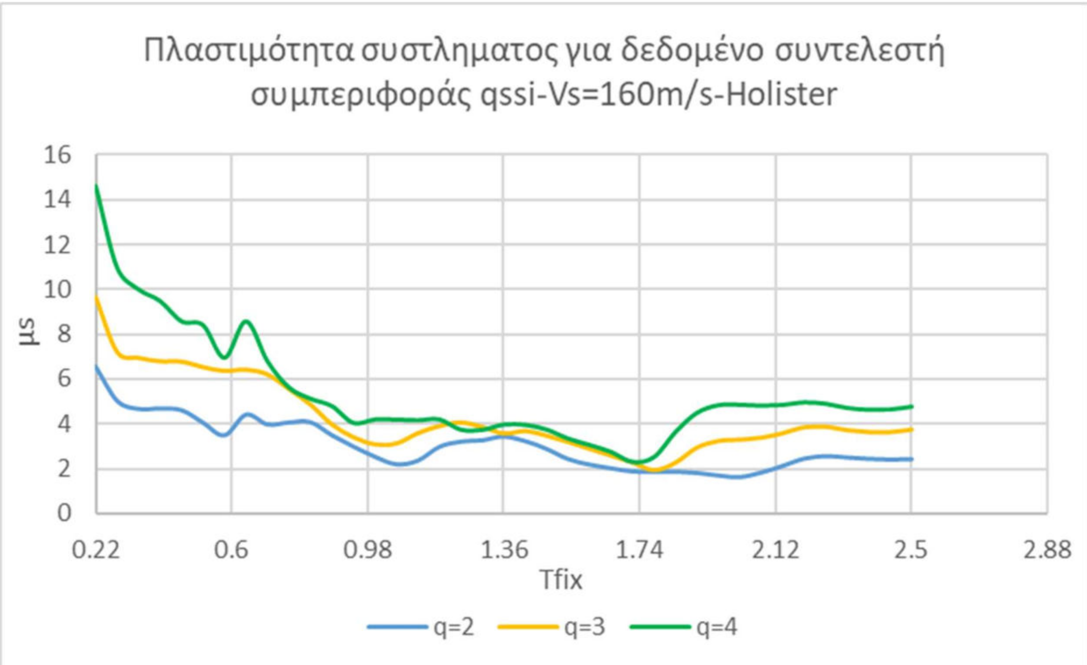
Σχήμα 4.89 Πλαστιμότητα συστήματος για q=2,3,4-Vs=320m/s-Friuli



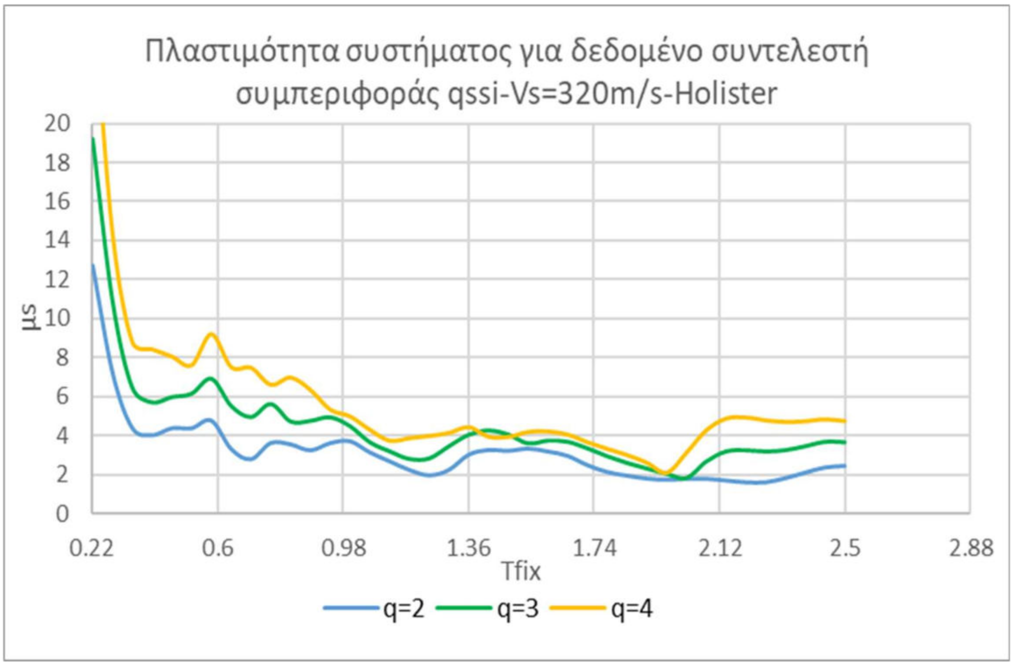
Σχήμα 4.90 Πλαστιμότητα συστήματος για q=2,3,4-Vs=160m/s-Kobe



Σχήμα 4.91 Πλαστιμότητα συστήματος για q=2,3,4-Vs=320m/s-Kobe



Σχήμα 4.92 Πλαστιμότητα συστήματος για q=2,3,4-Vs=160m/s-Holister



Σχήμα 4.93 Πλαστιμότητα συστήματος για q=2,3,4-Vs=320m/s-Holister

Σχήμα 4.94 Πλαστιμότητα συστήματος για q=2-Vs=160m/s-Sakarya.

Παρατηρήσεις

•Η πλαστιμότητα του συστήματος αποτελεί ένα δείκτη ελέγχου των μέγιστων μετακινήσεων που αναπτύσσονται στην κορυφή του ταλαντωτή,οι οποίες τώρα είναι σηματικά μεγαλύτερες απο το πακτωμένο σύστημα.Για παράδειγμα στον σεισμό της Sakarya παρατηρούμε πλαστιμότητες μ=20-30 για ιδιοπεριόδους 0.5-0.6 s το οποίο ισοδυναμεί με μετατόπιση κορυφής της τάξης του 1m.Η επιλογή επιφανειακής θεμελίωσης εδώ είναι ενδεχόμενα λανθασμένη επιλογή.

•Στις περισσότερες σεισμικές διεγέρσεις υπάρχει μια ομαλοποίηση των πλαστιμοτήτων για T>0.6s..Οι πλαστιμότητες πλησιάζουν την αρχή των ίσων ενεργειών μssi=qssi.

•Η μετακίνηση διαρροής του συστήματος δίνεται απο την σχέση

$$uy_{ssi} = \frac{Fy}{Kssi}$$

Όπου Fy η δύναμη διαρροής του συστήματος η οποία συμπίπτει με αυτή του πακτωμένου συστήματος.(αφού αποτελεί χαρακτηριστικό της διατομής)

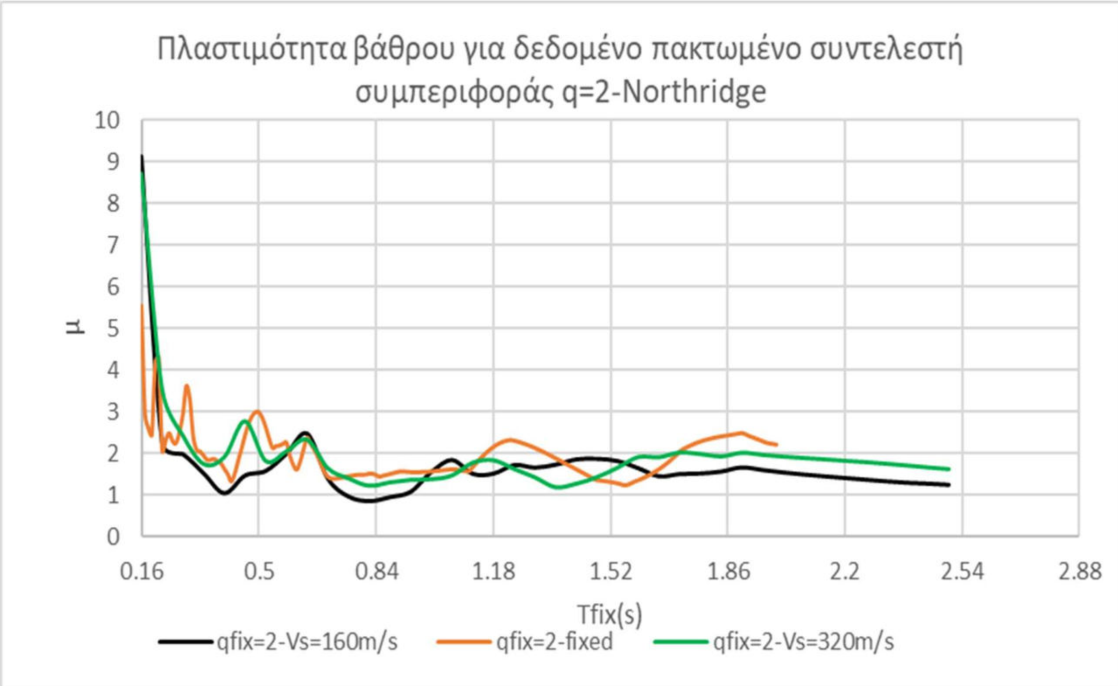
•Ο συντελεστής συμπεριφοράς με θεώρηση του ενδόσιμου εδάφους είναι μειωμένος σε σχέση με το πακτωμένο σύστημα λόγω μείωσης των απόλυτων επιταχύνσεων.

•Με την αύξηση της ενδοσιμότητας του εδάφους έχουμε μεγαλύτερες μετακινήσεις καταστρώματος και συνεπώς μεγαλύτερες πλαστιμότητες

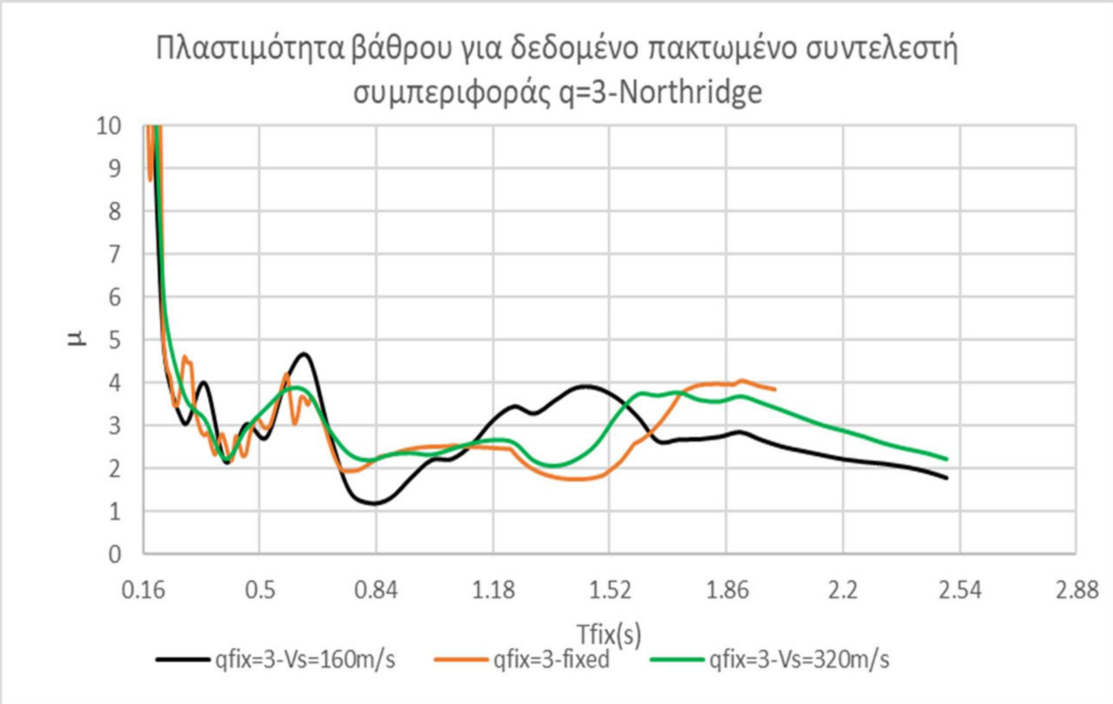
•Με αύξηση του συντελεστή συμπεριφοράς έχουμε και σημαντική αύξηση των πλαστιμοτήτων ιδιαιτέρως για δύσκαμπτες κατασκευές όπου τα φαινόμενα της αλληλεπίδρασης είναι πιο έντονα

4.5.2 Γραφήματα πλαστιμοτήτων βάθρου για σταθερό συντελεστή συμπεριφοράς.

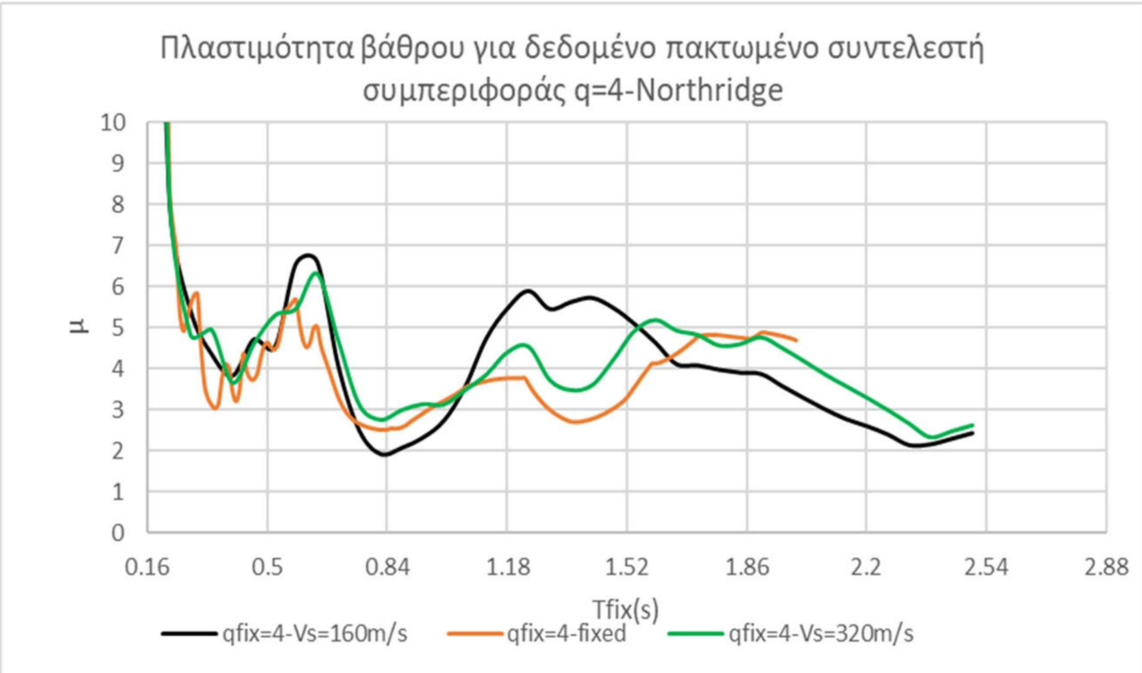
Ενδιαφέρουν παρουσιάζουν οι νέες πλαστιμότητες για δεδομένο πακτωμένο συντελεστή συμπεριφοράς συγκρινόμενες με τις πλαστιμότητες του πακτωμένου ταλαντωτή για να διερευνηθεί κατά πόσο το έδαφος έχει ευεργετική ή επιβλαβή επιρροή στην κολώνα της κατασκευής.



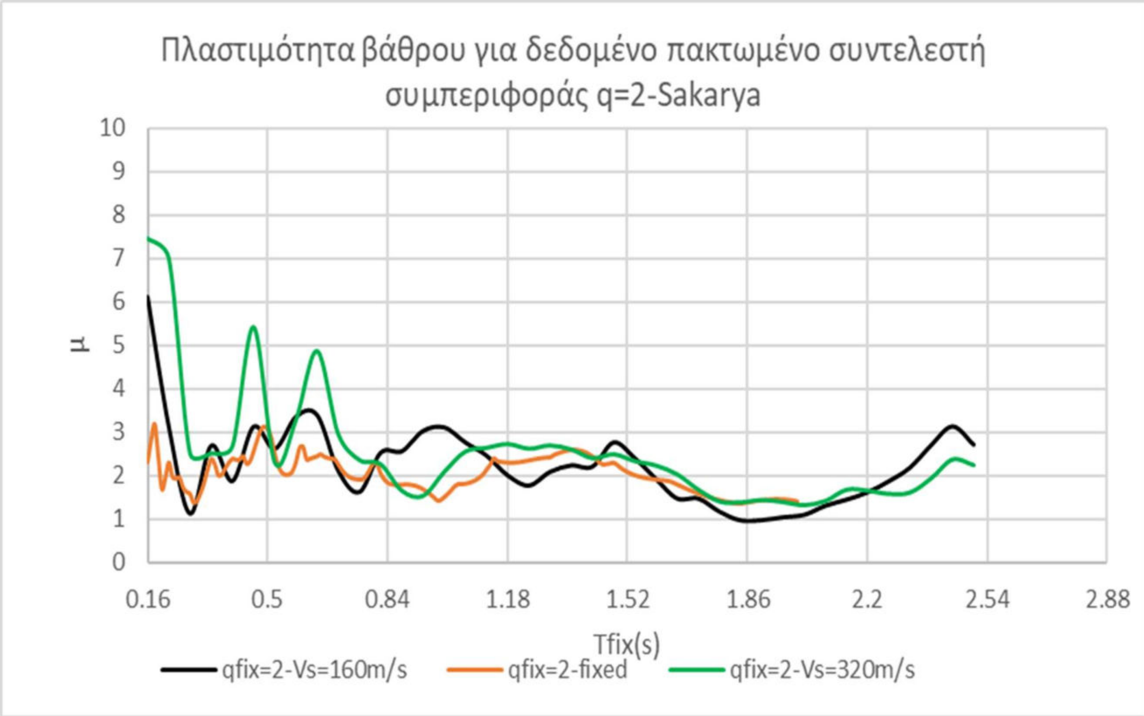
Σχήμα 4.95 Πλάστιμότητα βάθρου με συνυπολογισμό του εδάφους για q=2-Northridge



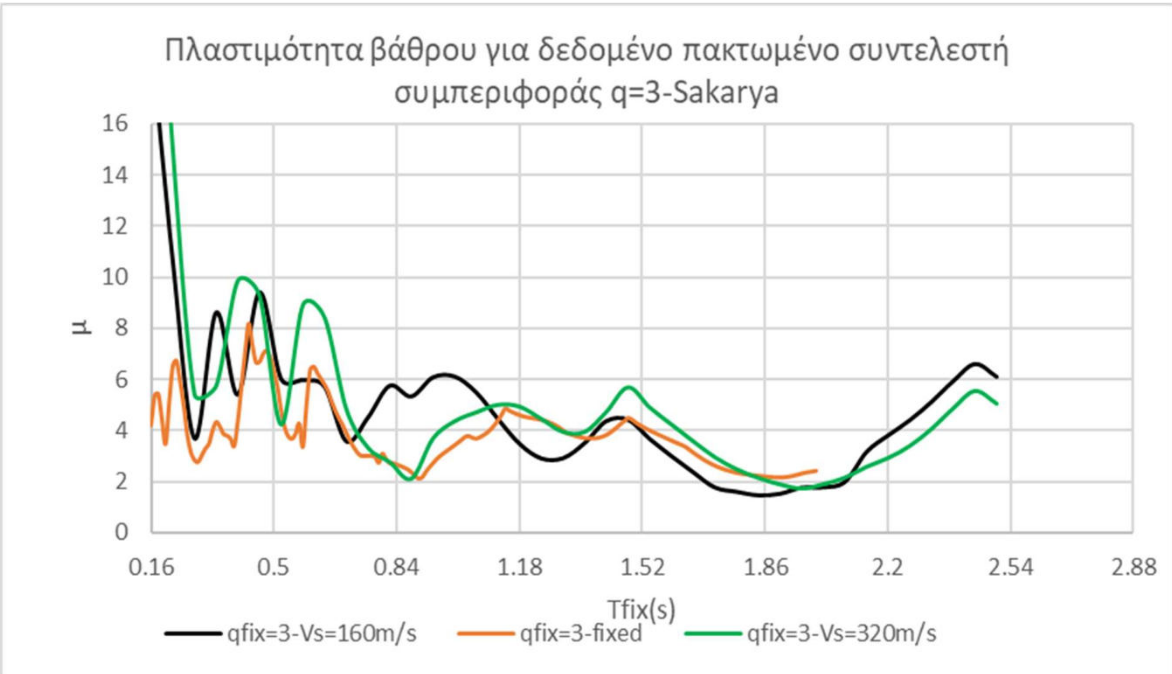
Σχήμα 4.96 Πλάστιμότητα βάθρου με συνυπολογισμό του εδάφους για q=3-Northridge



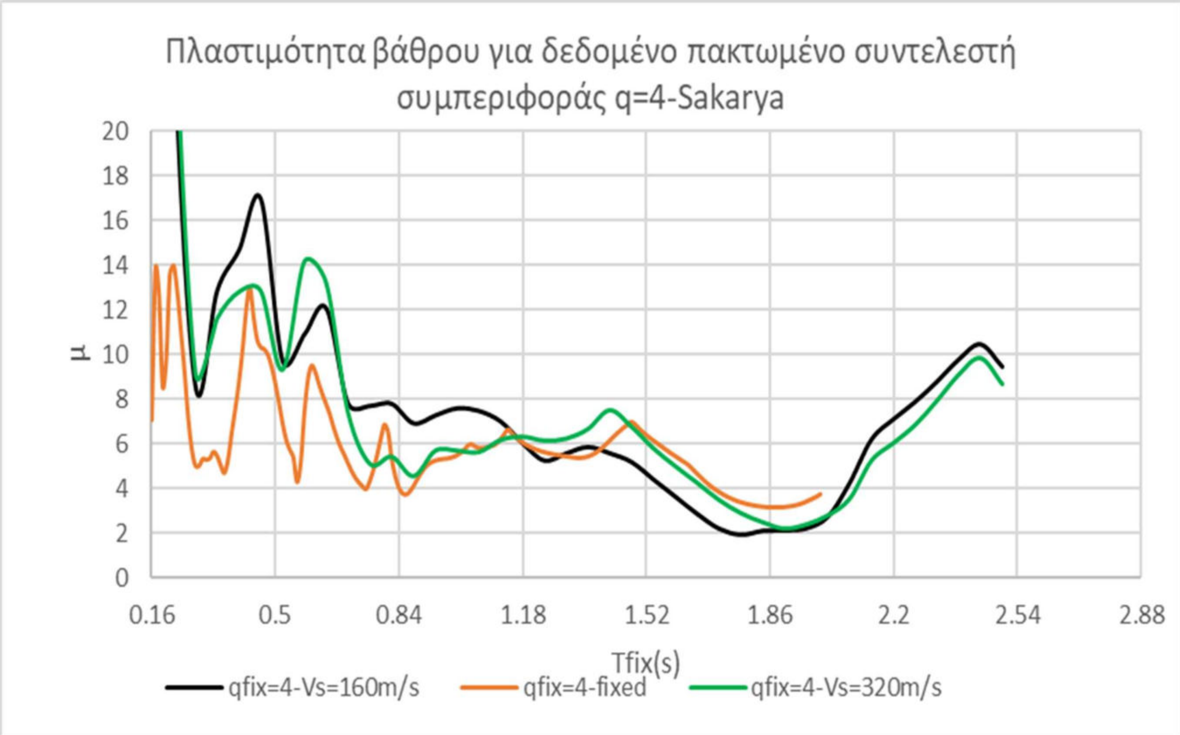
Σχήμα 4.97 Πλαστιμότητα βάθρου με συνυπολογισμό του εδάφους για q=4-Northridge



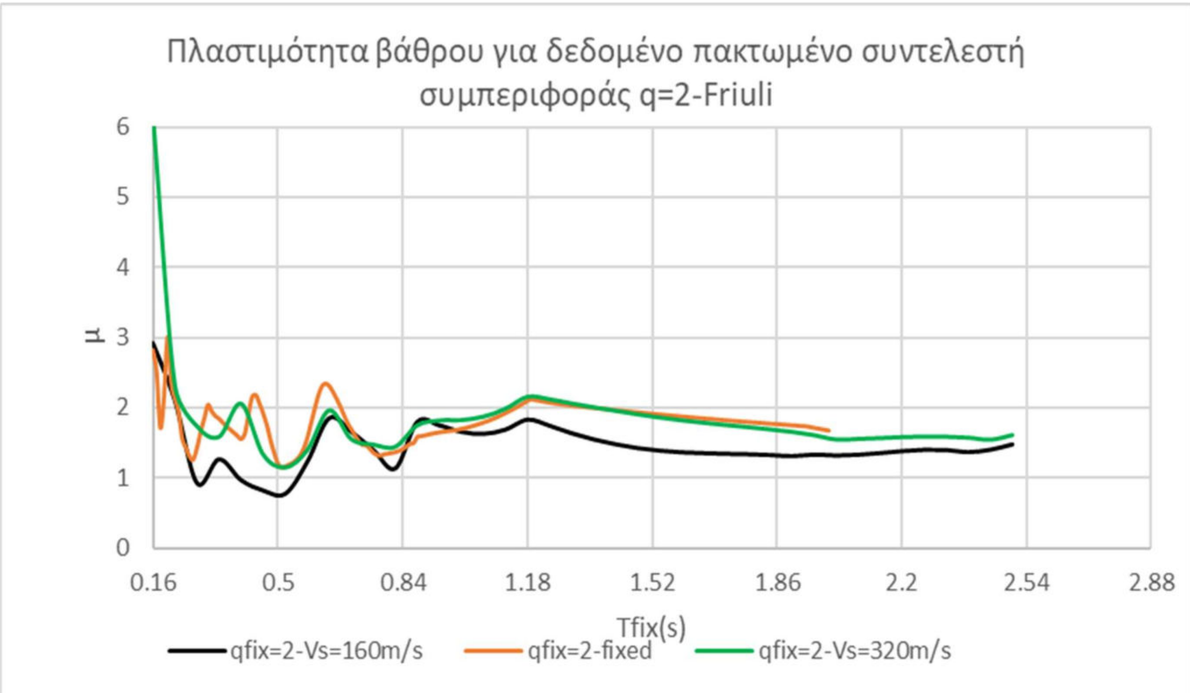
Σχήμα 4.98 Πλαστιμότητα βάθρου με συνυπολογισμό του εδάφους για q=2-Sakarya



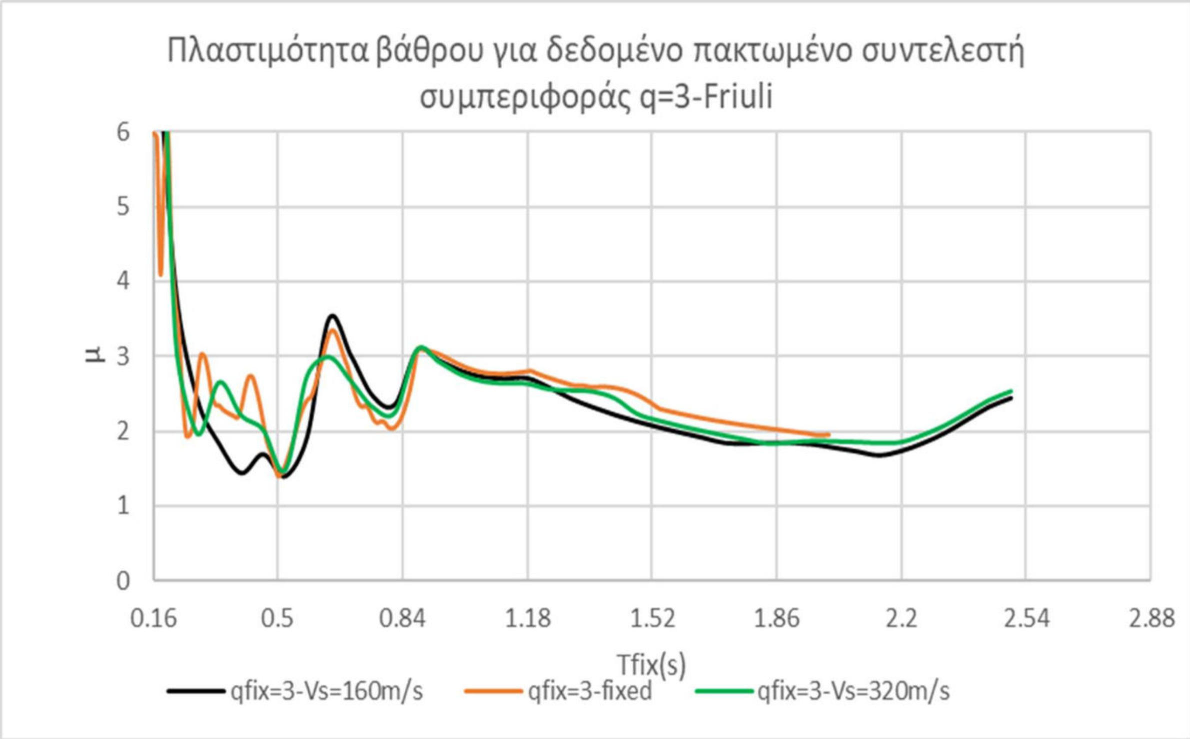
Σχήμα 4.99 Πλαστιμότητα βάθρου με συνυπολογισμό του εδάφους για q=3-Sakarya



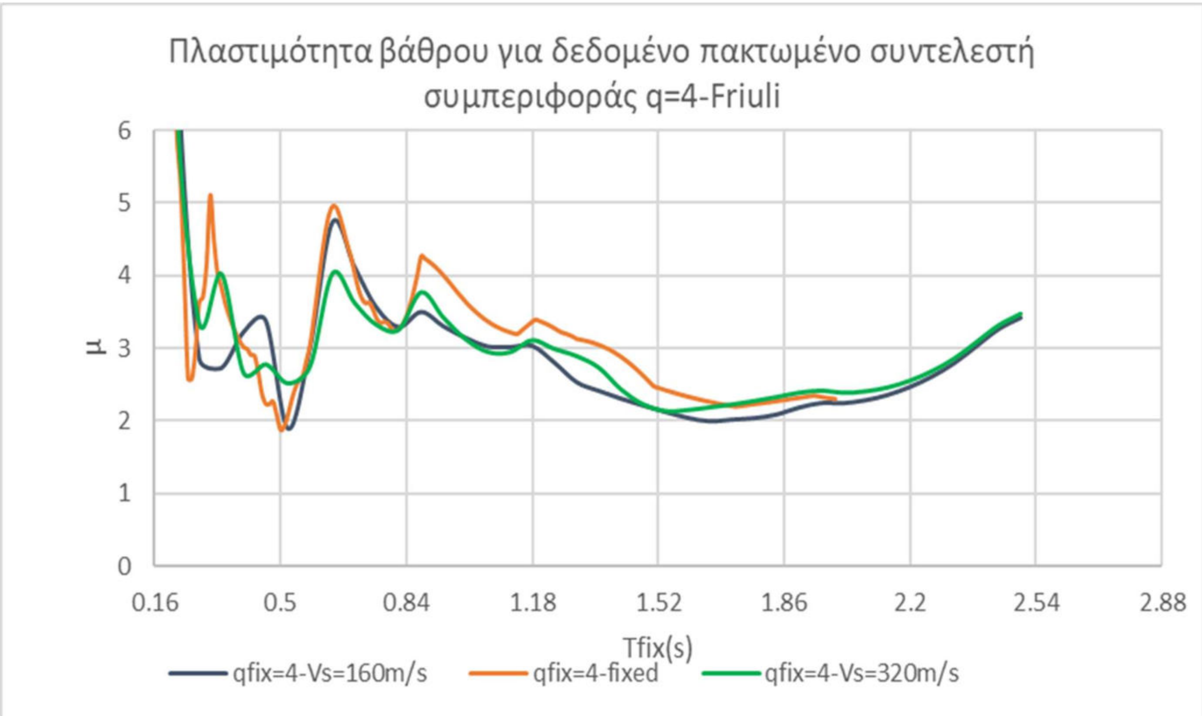
Σχήμα 4.100 Πλαστιμότητα βάθρου με συνυπολογισμό του εδάφους για q=4-Sakarya



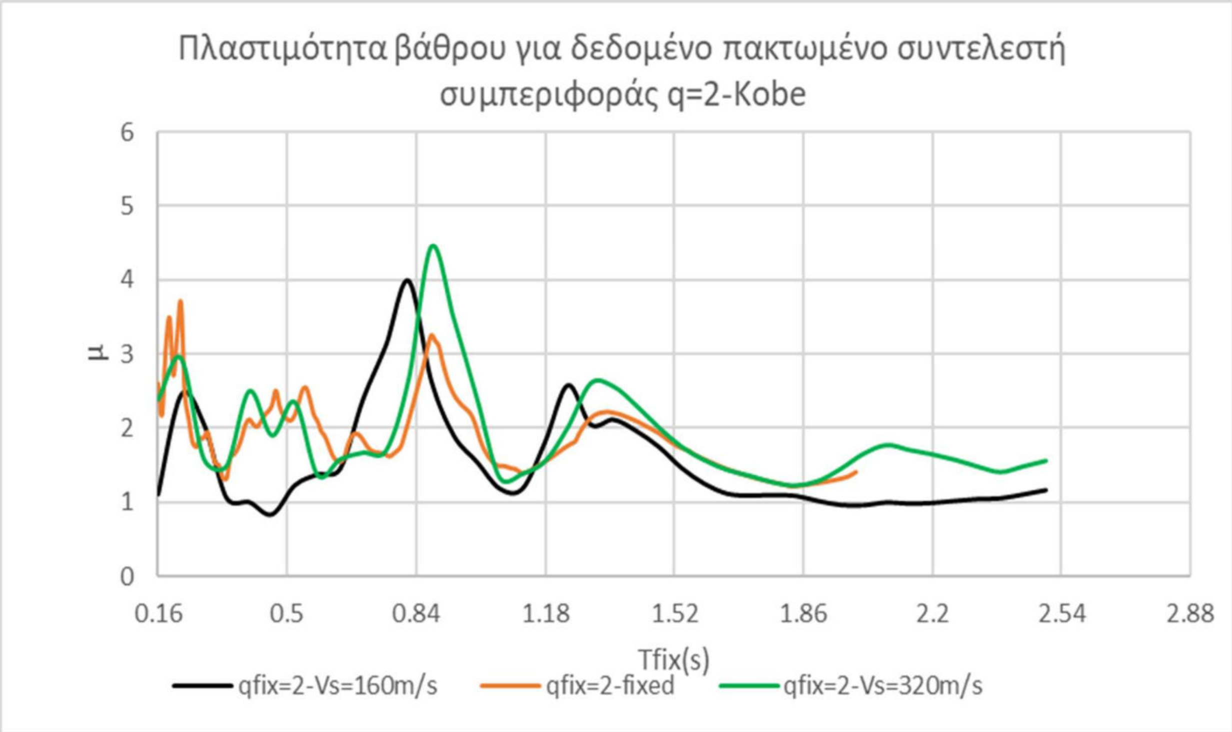
Σχήμα 4.101 Πλαστιμότητα βάθρου με συνυπολογισμό του εδάφους για q=2-Friuli



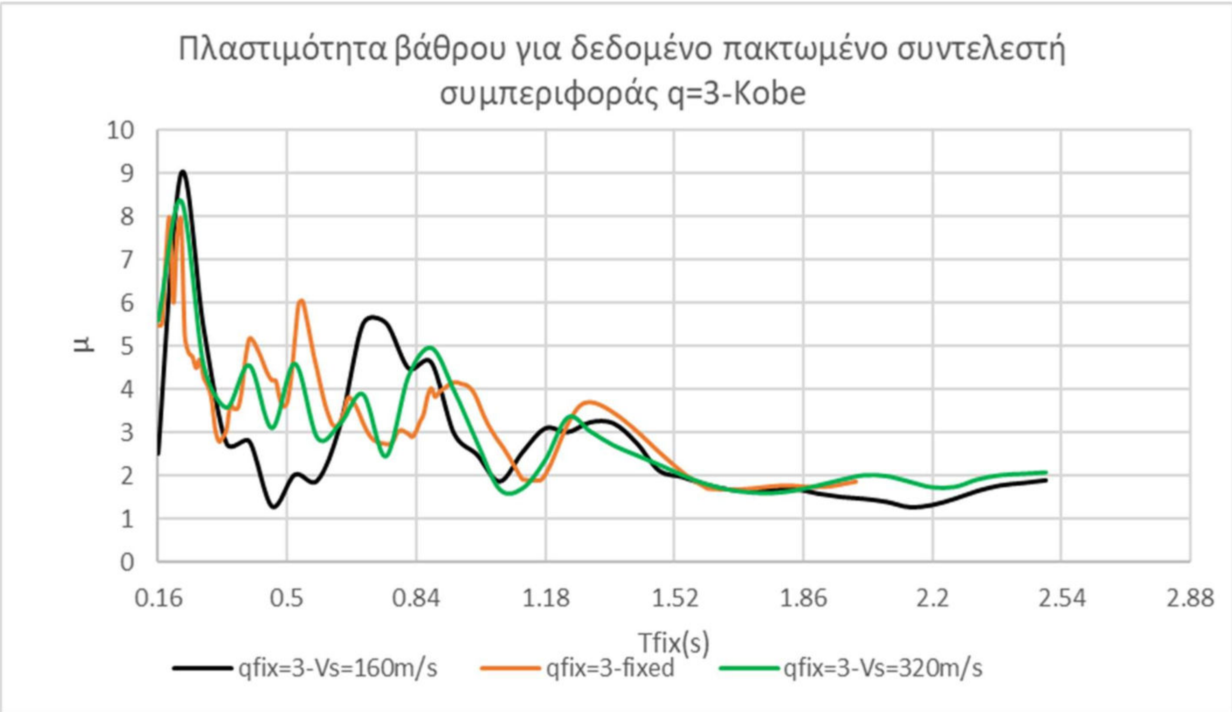
Σχήμα 4.102 Πλαστιμότητα βάθρου με συνυπολογισμό του εδάφους για q=3-Friuli



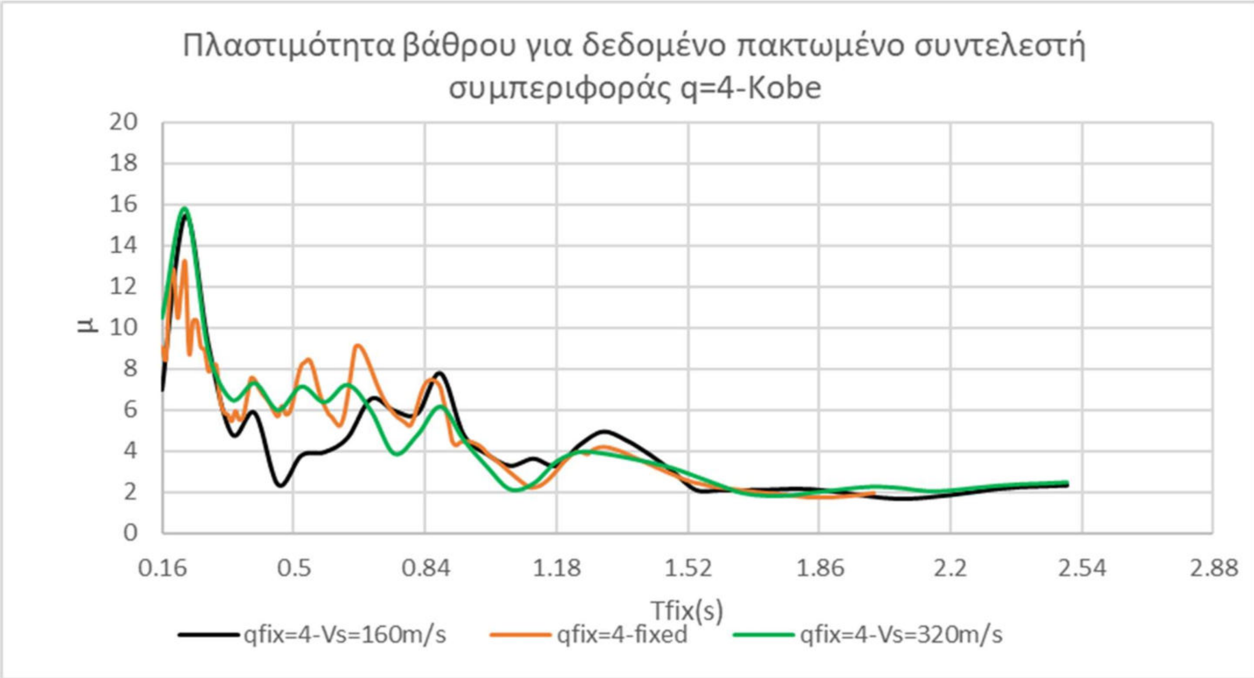
Σχήμα 4.103 Πλαστιμότητα βάθρου με συνυπολογισμό του εδάφους για q=4-Friuli



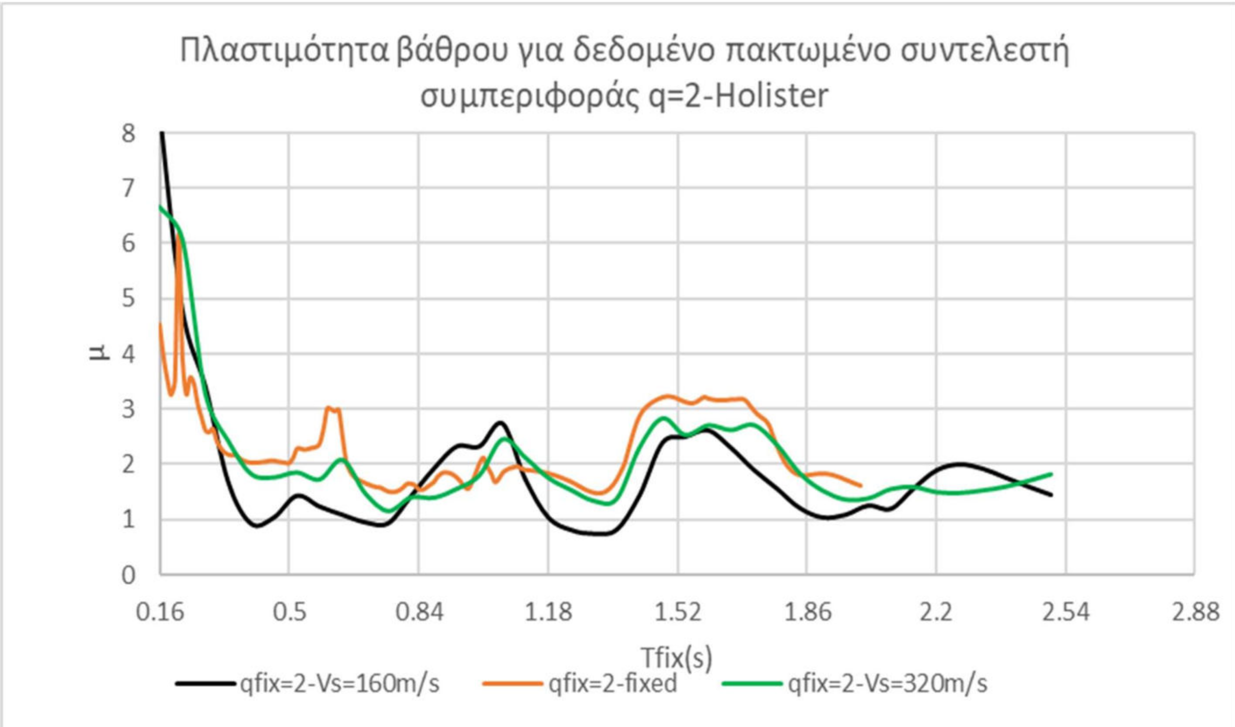
Σχήμα 4.104 Πλαστιμότητα βάθρου με συνυπολογισμό του εδάφους για q=2-Kobe



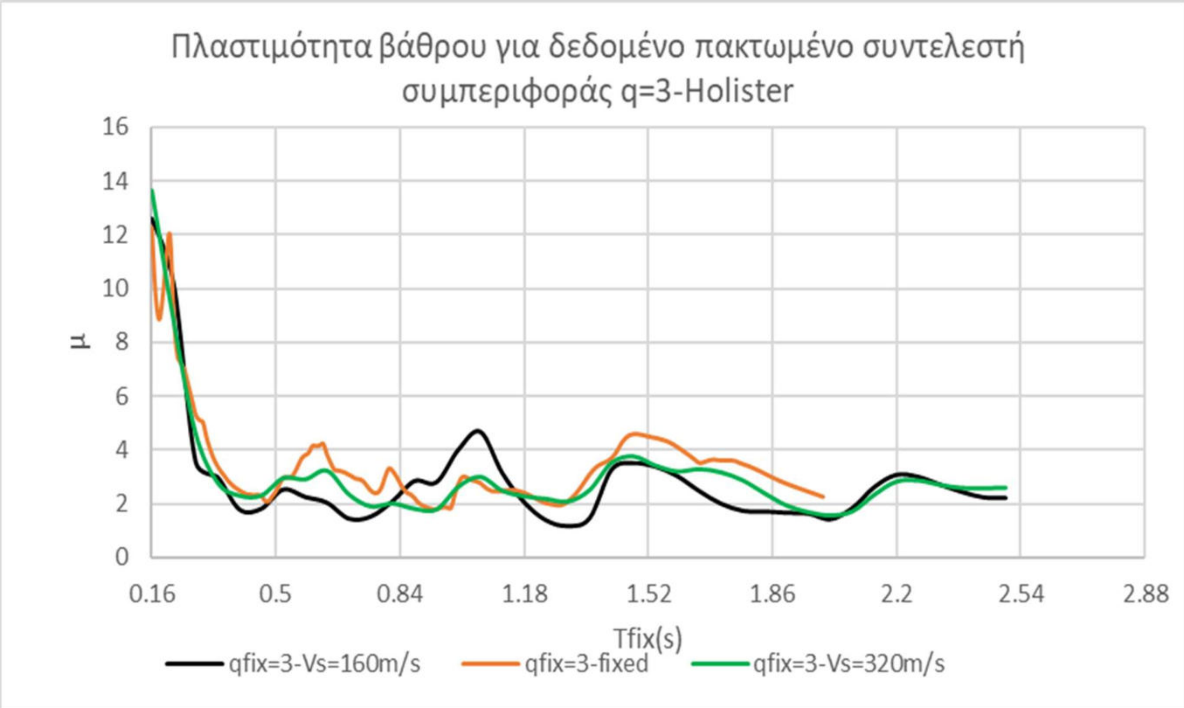
Σχήμα 4.105 Πλαστιμότητα βάθρου με συνυπολογισμό του εδάφους για q=3-Kobe



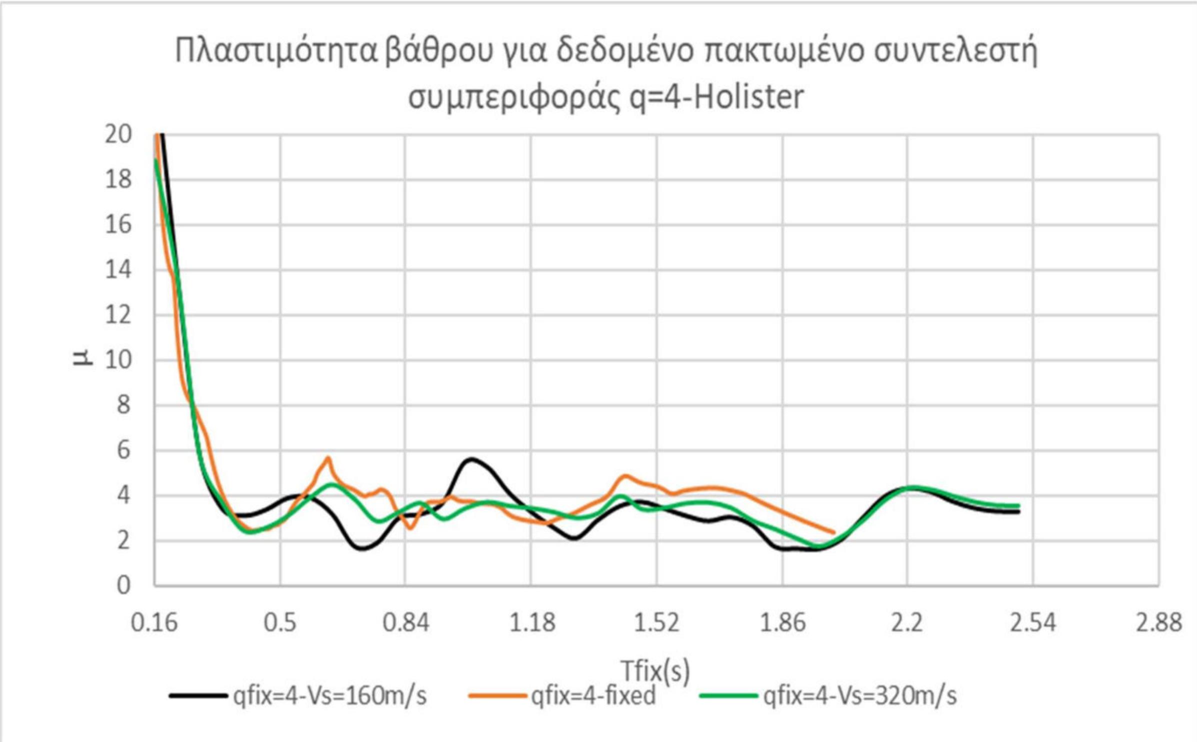
Σχήμα 4.106 Πλαστιμότητα βάθρου με συνυπολογισμό του εδάφους για q=4-Kobe



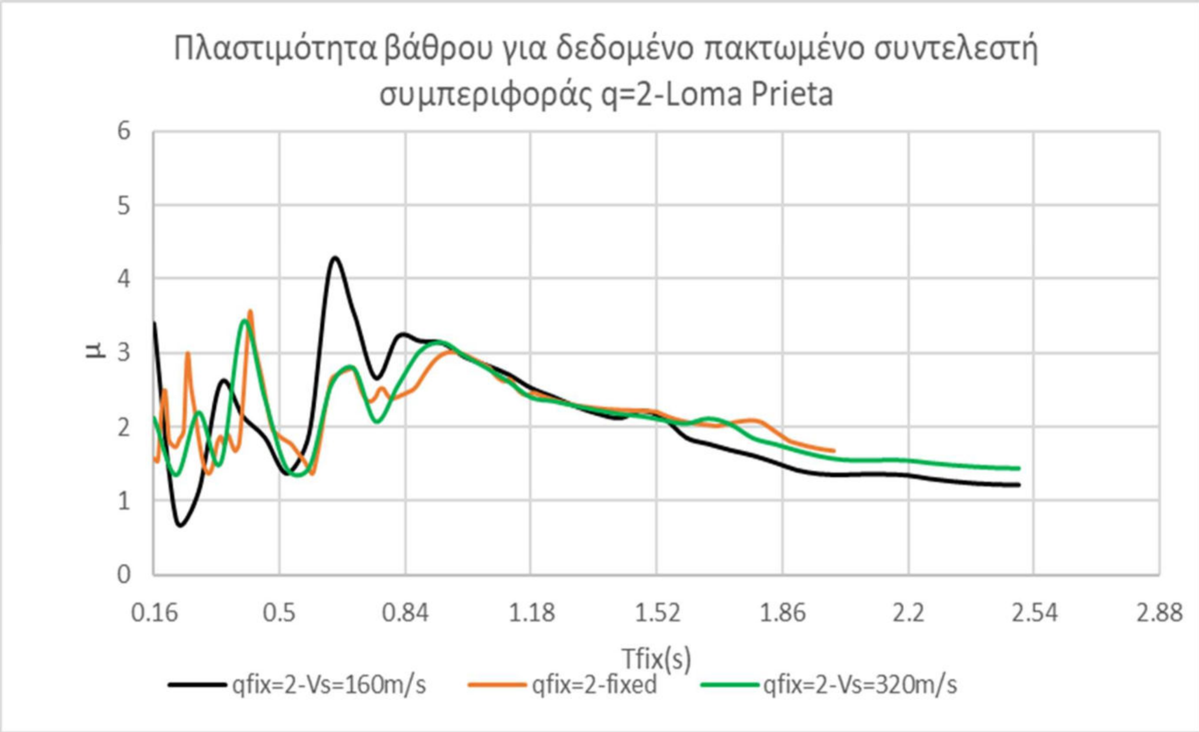
Σχήμα 4.107 Πλαστιμότητα βάθρου με συνυπολογισμό του εδάφους για q=2-Holister



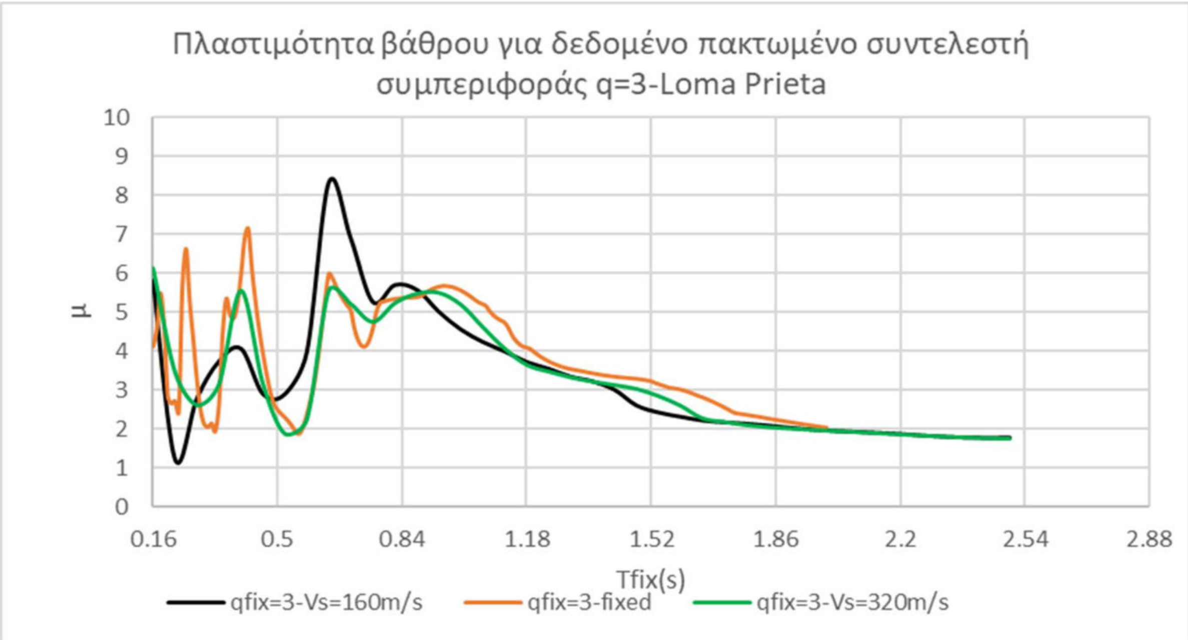
Σχήμα 4.108 Πλαστιμότητα βάθρου με συνυπολογισμό του εδάφους για q=3-Holister



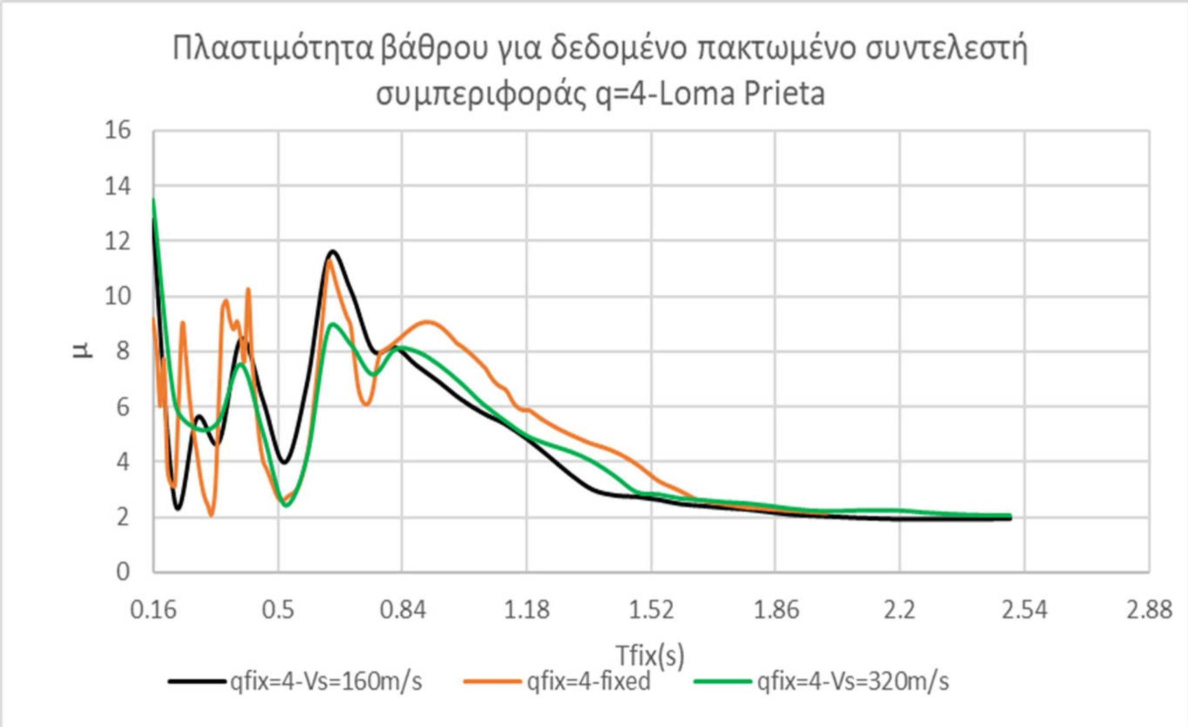
Σχήμα 4.109 Πλαστιμότητα βάθρου με συνυπολογισμό του εδάφους για q=4-Holister



Σχήμα 4.110 Πλαστιμότητα βάθρου με συνυπολογισμό του εδάφους για q=2-Loma Prieta



Σχήμα 4.111 Πλαστιμότητα βάθρου με συνυπολογισμό του εδάφους για q=3-Loma Prieta



Σχήμα 4.112 Πλαστιμότητα βάθρου με συνυπολογισμό του εδάφους για q=4-Loma Prieta

Παρατηρήσεις

•Στις περισσότερες διεγέρσεις και στα δύο εδαφικά προφίλ που εξετάζονται Vs=160-320m/s η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής έχει θετική επιρροή για κατασκευές με ιδιοπεριόδους 0.4-0.7 επιφέροντας μείωση πλαστιμοτήτων έως και 50% ακόμα και για μεγάλους συντελεστές συμπεριφοράς.

•Η επιρροή του εδάφους δεν είναι πάντα ευεργετική για το βάθρο.Για πολύ εύκαμπτες κατασκευές T>0.8s ή πολύ δύσκαμπτες T<0.3s η επιρροή του εδάφους είναι συνήθως αρνητική ενώ παρατηρείται αύξηση των πλαστιμοτήτων της ταξης του 40%.

Ενώ και για συνήθεις ιδιοπεριόδους κατασκευών έχουμε αρνητική επιρροή του εδάφους.

Σεισμός	Vs	T	q	μ
Northridge	160	0.62	3	4.8
	βράχος	0.62	3	3.7

Σεισμός	Vs	T	q	μ
Northridge	160	0.46	4	4.8
	320	0.46	4	4.9
	Βράχος	0.46	4	3.9

Σεισμός	Vs	T	q	μ
sakarya	160	0.48	2	3.1
	320	0.48	2	5.3
	βράχος	0.48	2	2.8

`	Vs	T	q	μ
sakarya	160	0.62	2	3.4
	320	0.62	2	4.9
	βράχος	0.62	2	2.5

	Vs	T	q	μ
sakarya	160	0.48	3	9.2
	320	0.48	3	9.2
	βράχος	0.48	3	7

	Vs	T	q	μ
sakarya	160	0.6	3	9.2
	320	0.6	3	5.8
	βράχος	0.48	3	6

	Vs	T	q	μ
Loma Prieta	160	0.62	2	4.2
	320	0.62	2	2.8
	βράχος	0.62	2	2.8

	Vs	T	q	μ
Loma Prieta	160	0.55	3	3
	320	0.55	3	2
	βράχος	0.55	3	2

4.6 Ανάπτυξη μακροστοιχείου για την κατασκευή των ανελαστικών φασμάτων απόκρισης σταθερής πλαστιμότητας με συνυπολογισμό του ελαστικού εδάφους.

Η κατασκευή των ανελαστικών φασμάτων απαιτεί τον υπολογισμό της επιτάχυνσης διαρροής για να εκτελεστεί η χρονοΐστορία απόκρισης του ελαστικού εδάφους.Βήματα του αλγορίθμου:

• Σαρώνονται διάφορες ιδιοπερίοδοι Tst

• Για κάθε ιδιοπερίοδο Tst εισάγεται η ελαστική φασματική επιτάχυνση SA με συνυπολογισμό της εδαφικής ενδοσιμότητας

•Για δεδομένη μάζα ταλαντωτή Mst υπολογίζεται:

$$Kst = \omega^2 Mst \quad , \quad h = (\frac{3EI}{Kst})^{1/3}$$

•Ο συντελεστή απόσβεσης μάζας δίνεται απο την σχέση:

$$a0 = 2\ \xi st\ \omega$$

•Η επιτάχυνση διαρροής σε κάθε βήμα δίνεται απο την σχέση:

ay=SA-Da ,όπου Da=0.1

•Πραγματοποιείται ανελαστική ανάλυση,με το μακροστοιχείο που αναπτύχθηκε στο κεφάλαιο 4.1.5, με δύναμη διαρροής

$$Qh = Mst\ ay$$

Και υπολογίζεται η μέγιστη μετακίνηση του βάθρου dm

•Υπολογίζεται η πλαστιμότητα για την παραπάνω επιτάχυνση διαρροής:

$$\mu = \frac{dm}{ay}\left(\frac{4\pi^2}{Tst^2}\right)$$

•Αν μ<μt τότε η παραπάνω διαδικασία επαναλαμβάνεται ώς ότου μ=μt.

Ο αλγόριθμος στο Mathcad φαίνεται παρακάτω.

$$utot := \text{for } k \in 0..40$$

$$wp_k \leftarrow \frac{2 \cdot \pi}{Tsc_k}$$

$$ay_{0,k} \leftarrow SA_k - Da$$

$$Kst_k \leftarrow (wp_k)^2 \cdot Mst$$

$$h_k \leftarrow \left(3 \cdot E \cdot \frac{I}{Kst_k}\right)^{\frac{1}{3}}$$

$$a0_k \leftarrow 2 \cdot \xi st \cdot wp_k$$

$$\mu_{0,k} \leftarrow 0$$

$$j \leftarrow 0$$

$$\text{while } 0 < \mu t$$

$$ub_1 \leftarrow 0$$

$$\theta b_1 \leftarrow 0$$

$$u_1 \leftarrow 0$$

$$ub_0 \leftarrow 0$$

$$\theta b_0 \leftarrow 0$$

$$u_0 \leftarrow 0$$

$$ustr_0 \leftarrow 0$$

$$ustr_1 \leftarrow 0$$

$$fs_0 \leftarrow \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

$$Q0_0 \leftarrow 0$$

$$M0_0 \leftarrow 0$$

$$Qt_0 \leftarrow 0$$

$$Q0_1 \leftarrow 0$$

$$M0_1 \leftarrow 0$$

$$Qt_1 \leftarrow 0$$

$$Qh0_0 \leftarrow 0$$

$$Kd \leftarrow \frac{1}{dt^2} \cdot \begin{pmatrix} \frac{Mst}{100} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{Mst}{100} & 0 \\ 0 & 0 & Mst \end{pmatrix} + \frac{1}{2 \cdot dt} \cdot \begin{pmatrix} a0_k \cdot \frac{Mst}{100} + CH & 0 & 0 \\ 0 & a0_k \cdot \frac{Mst}{100} + CR & 0 \\ 0 & 0 & a0_k \cdot Mst \end{pmatrix}$$

for $i \in 1..Nt$

$$Du_i \leftarrow ustr_i - ustr_{i-1}$$

$$a_i \leftarrow \left[1 - \frac{1}{2} \cdot \left(\left|\frac{Qh0_{i-1}}{Mst \cdot ay_{j,k}}\right|\right)^{n} \cdot \left(1 + \operatorname{sign}\left(Qh0_{i-1} \cdot Du_i\right)\right)\right]$$

$$Dfs_i \leftarrow \begin{bmatrix} Kst_k \cdot a_i + KH & a_i \cdot Kst_k \cdot h_k & -a_i \cdot Kst_k \\ a_i \cdot Kst_k \cdot h_k & KR + a_i \cdot Kst_k \cdot \left(h_k\right)^2 & -a_i \cdot Kst_k \cdot h_k \\ -a_i \cdot Kst_k & -a_i \cdot Kst_k \cdot h_k & a_i \cdot Kst_k \end{bmatrix} \cdot \begin{pmatrix} ub_i - ub_{i-1} \\ \theta b_i - \theta b_{i-1} \\ u_i - u_{i-1} \end{pmatrix}$$

$$fs_i \leftarrow fs_{i-1} + Dfs_i$$

$$Pd \leftarrow \begin{pmatrix} KH & 0 & 0 \\ 0 & KR & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} uk_i \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} CH & 0 & 0 \\ 0 & CR & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} vk_i \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} - \left[\frac{1}{dt^2} \cdot \begin{pmatrix} \frac{Mst}{100} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{Mst}{100} & 0 \\ 0 & 0 & Mst \end{pmatrix} - \frac{1}{2 \cdot dt} \cdot \begin{pmatrix} a0_k \cdot \frac{Mst}{100} + CH & 0 & 0 \\ 0 & a0_k \cdot \frac{Mst}{100} + CR & 0 \\ 0 & 0 & a0_k \cdot Mst \end{pmatrix}\right] \cdot \begin{pmatrix} ub_{i-1} \\ \theta b_{i-1} \\ u_{i-1} \end{pmatrix} - fs_i + \frac{2}{dt^2} \cdot \begin{pmatrix} \frac{Mst}{100} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{Mst}{100} & 0 \\ 0 & 0 & Mst \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} ub_i \\ \theta b_i \\ u_i \end{pmatrix}$$

$$utot \leftarrow Kd^{-1} \cdot Pd$$

$$ub_{i+1} \leftarrow utot_0$$

$$\theta b_{i+1} \leftarrow utot_1$$

$$u_{i+1} \leftarrow utot_2$$

$$ustr_{i+1} \leftarrow u_{i+1} - 1\,\theta b_{i+1} \cdot h_k - ub_{i+1}$$

$$\begin{pmatrix} Q0_i \\ M0_i \\ Qt_i \end{pmatrix} \leftarrow \begin{pmatrix} Q0_{i-1} \\ M0_{i-1} \\ Qt_{i-1} \end{pmatrix} - (1) \cdot \begin{bmatrix} Kst_k \cdot a_i & a_i \cdot Kst_k \cdot h_k & -a_i \cdot Kst_k \\ a_i \cdot Kst_k \cdot h_k & a_i \cdot Kst_k \cdot \left(h_k\right)^2 & -a_i \cdot Kst_k \cdot h_k \\ -a_i \cdot Kst_k & -a_i \cdot Kst_k \cdot h_k & a_i \cdot Kst_k \end{bmatrix} \cdot \begin{pmatrix} ub_i - ub_{i-1} \\ \theta b_i - \theta b_{i-1} \\ u_i - u_{i-1} \end{pmatrix}$$

$$Qh0_i \leftarrow Q0_i$$

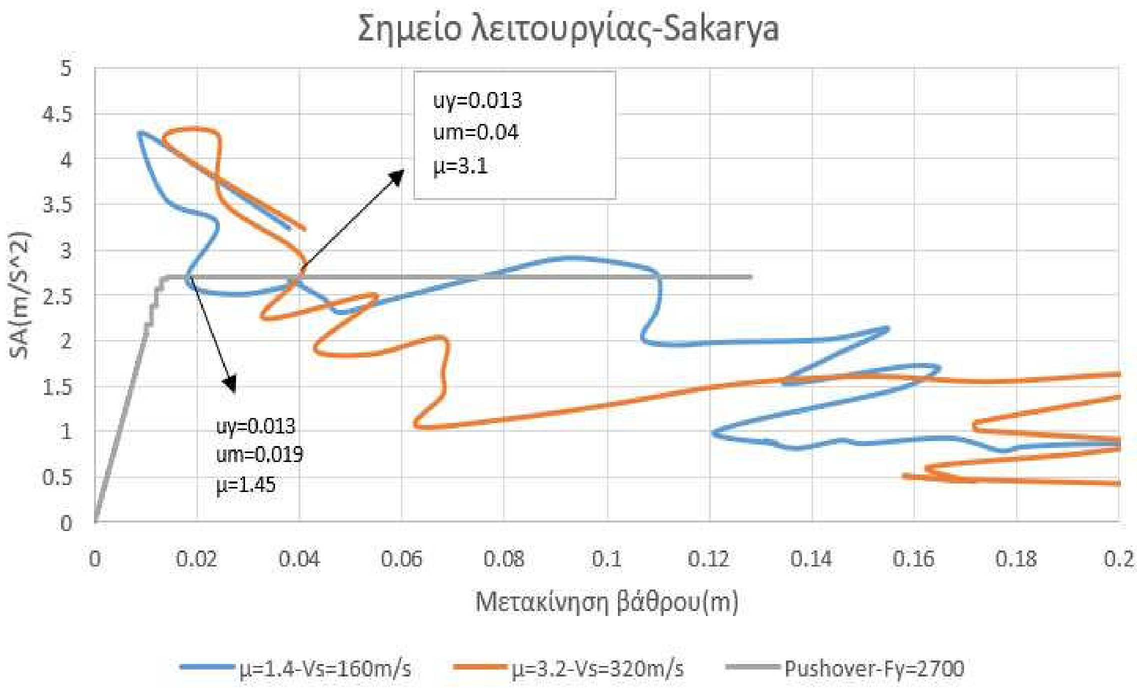
$$dm_{j,k} \leftarrow \max\left(\max(ustr), \left|\min(ustr)\right|\right)$$

$$\mu_{j,k} \leftarrow \frac{dm_{j,k}}{ay_{j,k}} \cdot \frac{(\pi)^2 \cdot 4}{\left(Tsc_k\right)^2}$$

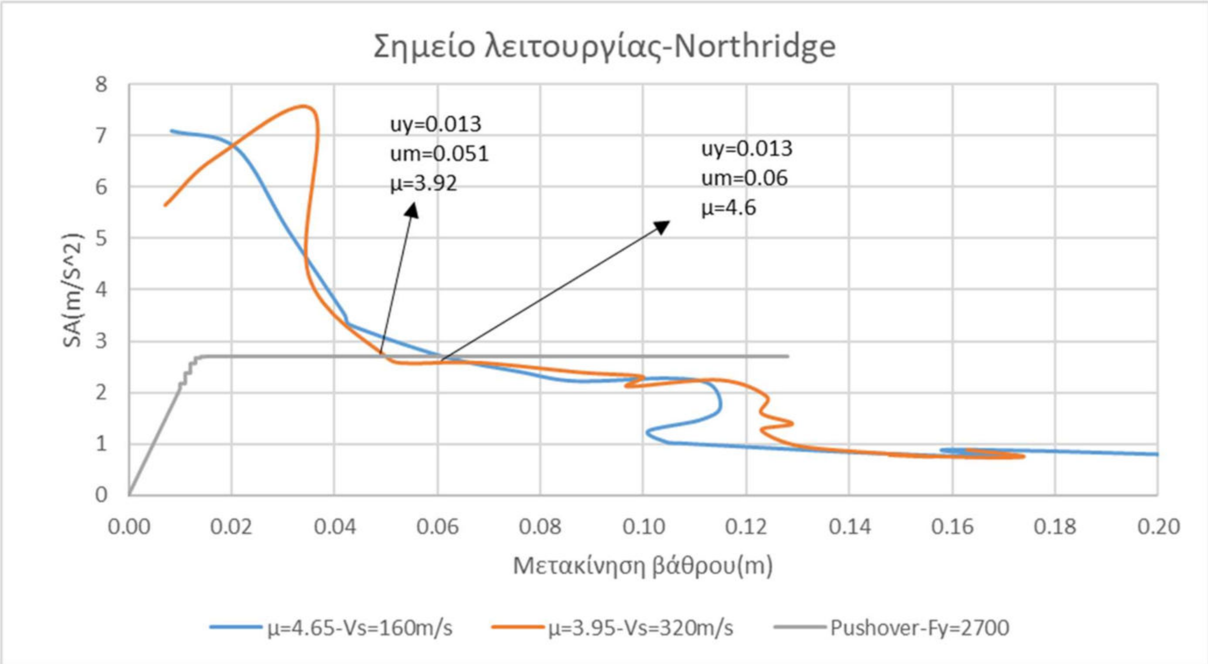
```
if μ[j,k] < μt
    ay[j+1,k] ← ay[j,k] − Da
    j ← j + 1
otherwise
    SApl[k] ← ay[j,k]
    SDpl[k] ← dm[j,k]
    break
(SDpl
 SApl)
```

4.6.1 Επαλήθευση του μακροστοιχείου μέσω της σεισμικής απαίτησης του βάθρου.

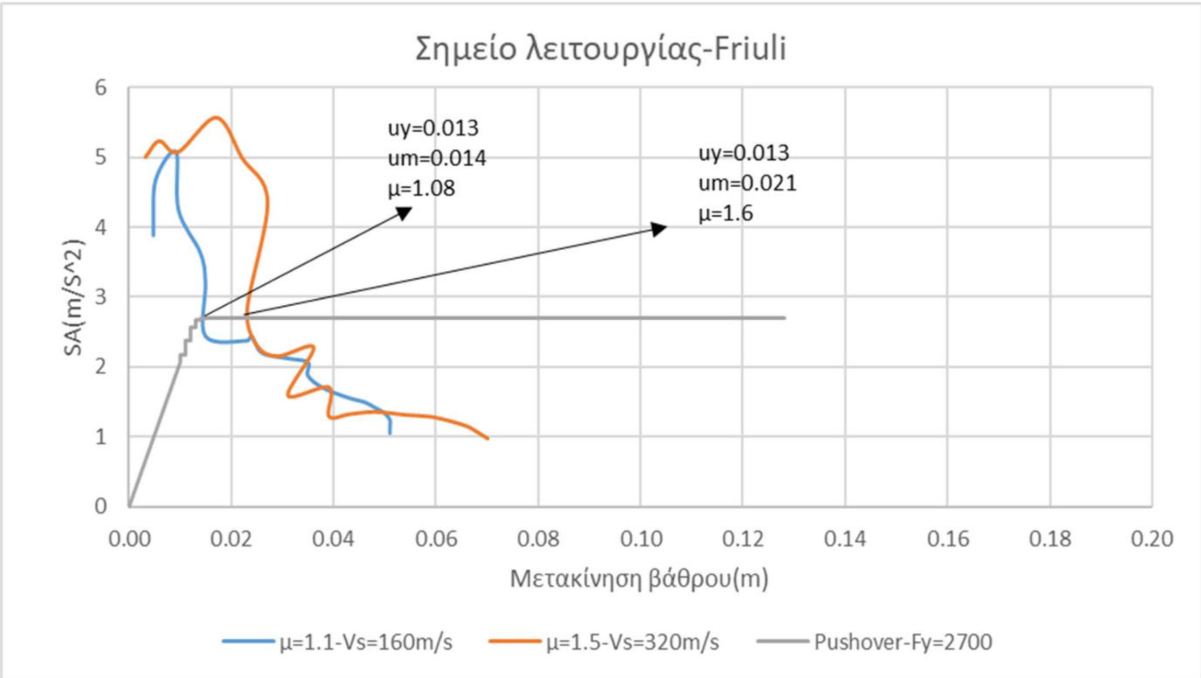
Η ικανότητα μιας κατασκευής να παραλαμβάνει σεισμικά φορτία πρέπει να είναι ίδια με την αντίστοιχη απαίτηση σύμφωνα με το φάσμα σχεδιασμού και στο σύστημα με συνυπολογισμό του γραμμικώς ελαστικά εδάφους.Δηλαδή το σημείο λειτουργίας προκύπτει ως το σημείο τομής της καμπύλης ικανότητας του βάθρου σε μορφή (ADRS) και του ανελαστικού φάσματος για την πλαστιμότητα που αντιστοιχεί στο βάθρο.



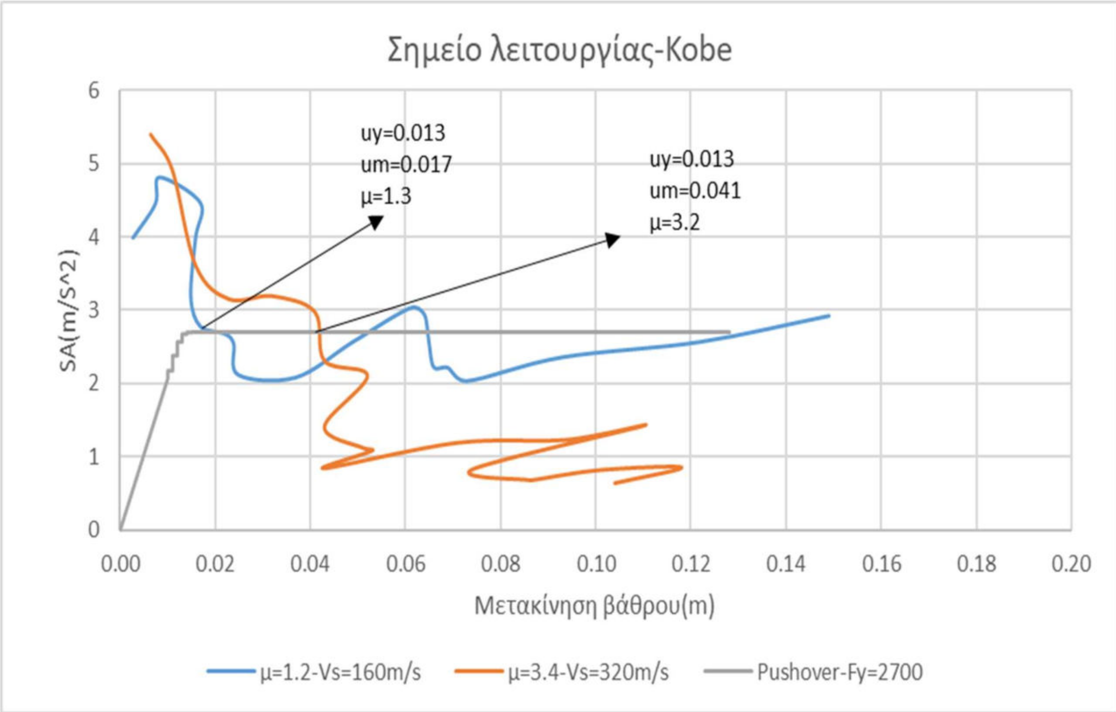
Σχήμα 4.113 Σημεία λειτουργίας του βάθρου για τον σεισμό της Sakarya με δύναμη διαρροής:Fy=2700KN Vs=160m/s και Vs=320m/s



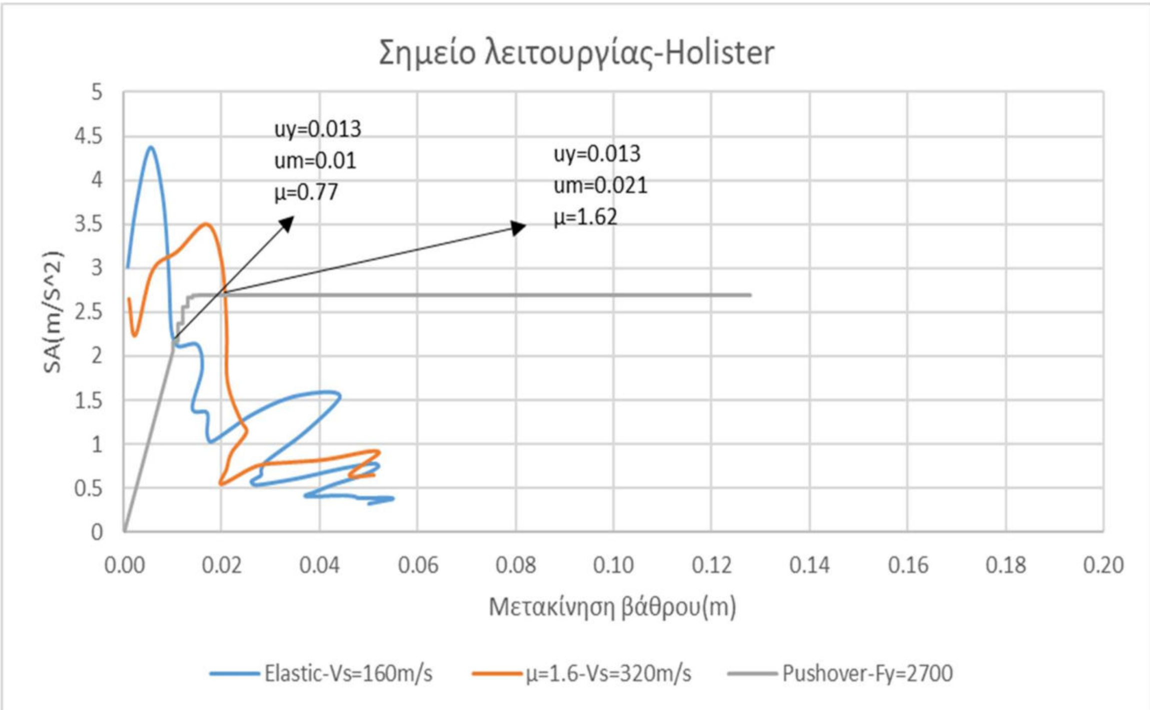
Σχήμα 4.114 Σημεία λειτουργίας βάθρου για τον σεισμό Northridge με δύναμη διαρροής:Fy=2700KN για Vs=160m/s και Vs=320m/s



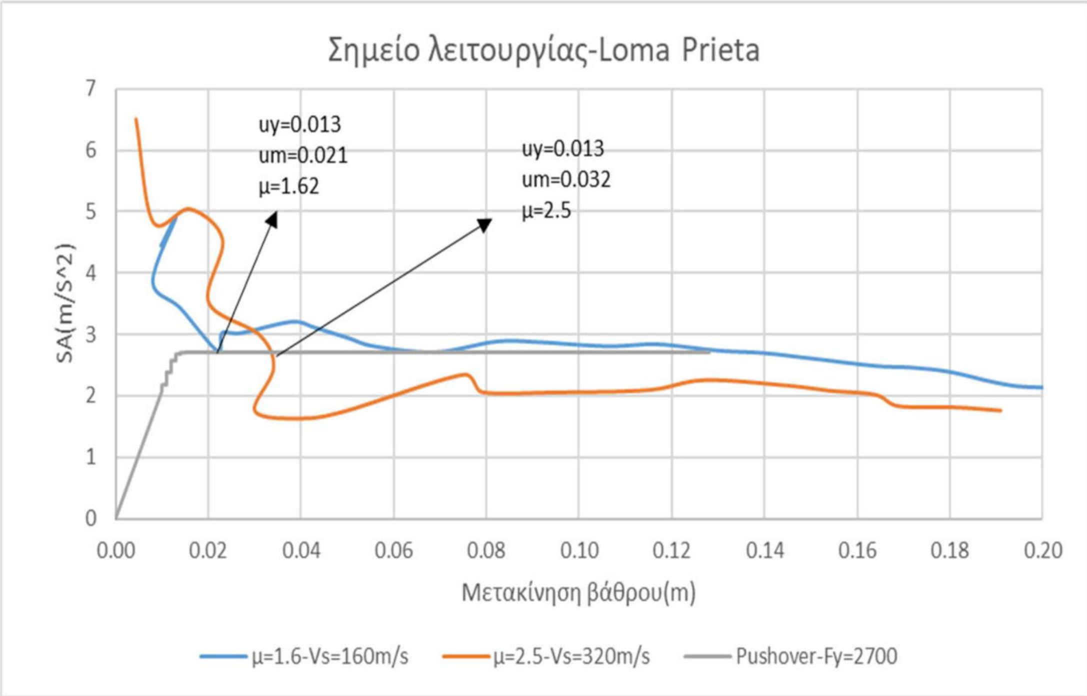
Σχήμα 4.115 Σημεία λειτουργίας βάθρο για τον σεισμό Friuli με δύναμη διαρροής:Fy=2700KN Vs=160m/s και Vs=320m/s



Σχήμα 4.116 Σημεία λειτουργίας βάθρου για τον σεισμό Kobe με δύναμη διαρροής:Fy=2700KN για Vs=160m/s και Vs=320m/s.



Σχήμα 4.117 Σημεία λειτουργίας βάθρου για τον σεισμό Holister με δύναμη διαρροής:Fy=2700KN για Vs=160m/s και Vs=320m/s



Σχήμα 4.118 Σημεία λειτουργίας βάθρου για τον σεισμό Loma Prieta με δύναμη διαρροής:Fy=2700KN Vs=160m/s και Vs=320m/s.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

5.Συμπεράσματα-Συγκρίσεις.

• Η ενεργός ιδιοπερίοδος του συστήματος εξαρτάται τόσο απο την ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων Vs,τον λόγο poisson v,το πλάτος του θεμελίου b,το πάχος της εδαφικής στρώσης H,την πακτωμένη δυσκαμψία Kst, το ύψος της κατασκευής h αλλά και απο την μέση κυκλική συχνότητα ω της διέγερσης μέσω της οποίας βρίσκονται οι δυναμικοί συντελεστές δυσκαμψίας.Η συνεισφορά των συντελεστών αυτών στην τροποποίηση της ιδιοπεριόδου είναι γενικά μικρή 2-5%.

•Για τον ταλαντωτή της γέφυρας Kobe με Mst=1000tn , h=12m , d=3m έχουμε Tst=0.437s.Για έδαφος με Vs=160m/s έχουμε Tssi=0.63s ενώ για Vs=320m/s παίρνουμε Tssi=0.493s.Δηλαδή αύξηση 45% και 13% αντίστοιχα.Ενώ για Vs=100m/s έχουμε μια αύξηση 96%.

•Από την συντελεστή της εδαφικής ενίσχυσης (Σχήμα 4.13) βλέπουμε οτι το συχνοτικό περιεχόμενο της διέγερσης δεν φαίνεται να επηρεάζει τις θεμελιώδεις συχνότητες του εδάφους.Για ένα έδαφος με Vs=160m/s έχουμε fs=2Hz οπότε για έναν ταλαντωτή με Tst=0.5s αναμένουμε διπλό συντονισμό εδάφους-κατασκευής.

•Η επιρροή της κινηματικής αλληλεπίδρασης στην περίπτωτη του επιφανειακού θεμελίου (10x10) είναι γενικά μικρή FFM-FIM.(Σχήμα 4.14)

•Ο σωστός υπολογισμός των δυναμκών συντελεστών δυσκαμψίας και αποσβέσεως είναι κομβικής σημασίας για την εύρεση της σωστής δυναμικής απόκρισης του ταλαντωτή.Για Vs>320m/s παρατηρούμε μηδενική οριζόντια και περιστροφική απόσβεση ακτινοβολίας για όλες τις σεισμικές διεγέρσεις.Ενώ για Vs=160m/s οι τιμές των συντελεστών δίνονται απο τον πίνακα 4.1 χρησιμοποιώντας σχέσεις απο την βιβλιογραφία οι οποίες επιβεβαιώνονται απο τις αναλύσεις του Plaxis.(Πίνακας 4.2)

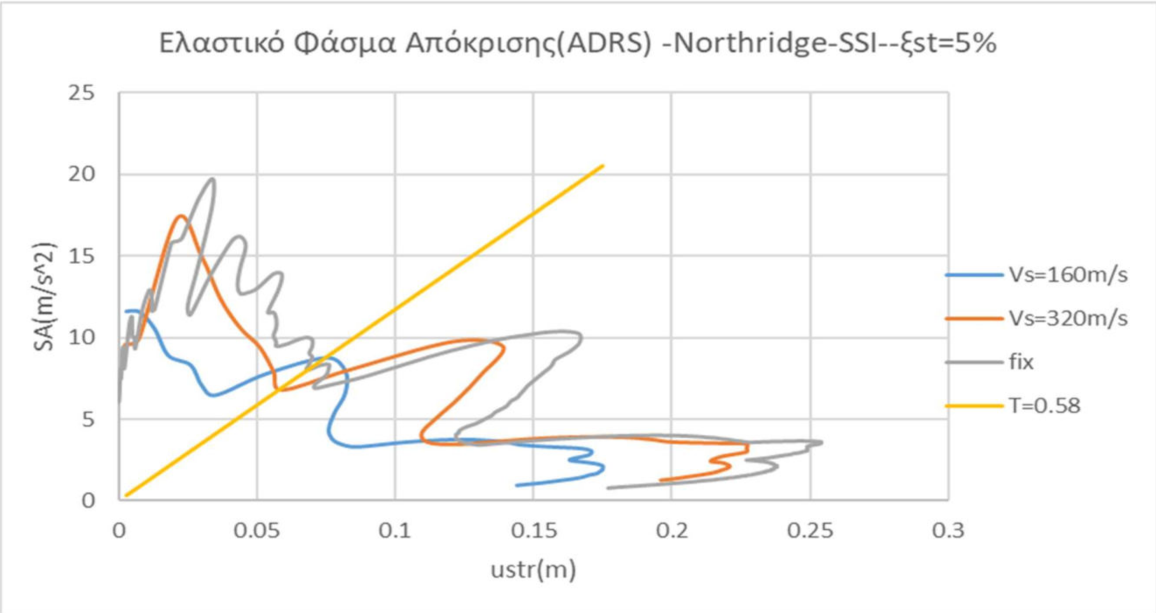
•Οι παράμετροι επιρροής του προβλήματος είναι η σχετική λυγηρότητα,η σχετική δυσκαμψία εδάφους-κατασκευής και ο λόγος μαζών κατασκευής εδάφους θεμελίωσης.Επομένως δύο ελαστικοί ταλαντωτές με Tst=0.437s θεμελιωμένοι στο ίδιο έδαφος Vs=160m/s δεν έχουν κατα ανάγκη την ίδια απόκριση όπως φαίνεται και παρακάτω.

Sakarya	Ταλαντωτής	Έδαφος	Μάζα	Ύψος	Tst	Tssi	a(m/s^2)	ustr(m)
	1	Vs=160	1000	12	0.437	0.63	2.85	0.015
	2	Vs=160	14000	5	0.437	1.017s	2.4	0.012

•Για την ελαστική συμπεριφορά του ταλαντωτη Mst=1000tn,h=12m και Vs=160m/s έχουμε μείωση των μετακινήσεων του βάθρου έως και 55% σε σχέση με το πακτωμένο σύστημα

Διεγερση	Mst(tn)	Vs(m/s)	ustr	ustr(fixed)	Μείωση(%)
Sakarya	1000	160	0.015	0.02	-25.0
Northridge			0.031	0.056	-44.6
Kobe			0.0154	0.034	-54.7
Friuli			0.0134	0.029	-53.8
Holister			0.01	0.023	-56.5
Loma prieta			0.016	0.022	-27.3
Trinidad			0.004	0.0095	-57.9

Παρόλα αυτά μια αύξηση του Vs δεν σημαίνει απαραίτητα μείωση των μετακινήσεων και των επιταχύνσεων που αναπτύσσονται.Όπως φαίνεται και στα ελαστικά φάσματα Σχήμα 4.41-4.42. Για έναν ελαστικό ταλαντωτή με Tst=0.58s και για τον σεισμό Northridge έχουμε



Ταλαντωτής	Mst	h	Vs	ustr(m)	a(m/s^2)
Tst=0.58s	1000	14.5	160	0.073	8.56
Northridge			320	0.057	6.657
			βράχος	0.068	8

Ταλαντωτής	Mst	h	Vs	ustr(m)	a(m/s^2)
Tst=0.8s	1000	18	160	0.058	3.57
Kobe			320	0.037	2.3
			βράχος	0.047	2.9

• Οι καμπύλες αντίστασης για την συμπεριφορά του ανελαστικού ταλαντωτή επι ελαστικού εδάφους είναι αναγκαίο να υπολογιστούν για την εύρεση του σημείου λειτουργίας του ταλαντωτή.Εξαρτώνται από την δύναμη διαρροής Fy της διατομής ,τα χαρακτηριστικά του ταλαντωτή και την ενδοσιμότητα του εδάφους.Η κλίση του ελαστικού κλάδου δίνει την ελαστική δυσκαμψία του συστήματος Keff.Η δύναμη διαρροής είναι ίδια τόσο στο πακτωμένο όσο και στο ενδόσιμο έδαφος, η μετακίνηση διαρροής αυξάνεται και η καμπύλη αντίστασης μετατοπίζεται δεξιότερα.

•Τα αποτελέσματα που προέκυψαν απο την δυναμική ανάλυση δύο ανελαστικών ταλαντωτών ύψους 12m, και μάζας 1000tn,1200tn,Fy=2700KN αντίστοιχα εδραζόμενοι επί ελαστικού εδαφούς Vs=160,320m/s δίνονται παρακάτω.

Διέγερση	h(m)	Mst(tn)	Vs(m/s)	Tst(s)	Tssi(s)	ustr(m)	F(KN)	Σύγκριση μετακινήσεων	Σύγκριση Δυνάμεων
Sakarya	12	1000	160	0.437	0.63	0.0181	2580	-9.50	-11.95
		1000	320	0.437	0.493	0.044	3000	120.00	2.39
		1300	160	0.5	0.72	0.0497	3050	18.33	-1.61
		1300	320	0.5	0.562	0.053	3020	26.19	-0.03
		1000	βράχος	0.437		0.02	2930		
		1300	βράχος	0.5		0.042	3100		

Διέγερση	h(m)	Mst(tn)	Vs(m/s)	Tst(s)	Tssi(s)	ustr(m)	F(KN)	Σύγκριση μετακινήσεων	Σύγκριση Δυνάμεων
Northridge	12	1000	160	0.437	0.63	0.0621	3380	-8.68	1.68
		1000	320	0.437	0.493	0.0527	3434	-22.50	3.31
		1300	160	0.5	0.72	0.092	3231	15.00	-9.85
		1300	320	0.5	0.562	0.085	3350	-6.25	-0.07
		1000	βράχος	0.437		0.068	3324		
		1300	βράχος	0.5		0.08	3584		

Διέγερση	h(m)	Mst(tn)	Vs(m/s)	Tst(s)	Tssi(s)	ustr(m)	F(KN)	Σύγκριση μετακινήσεων	Σύγκριση Δυνάμεων
Kobe	12	1000	160	0.437	0.63	0.015	3040	-68.75	-0.85
		1000	320	0.437	0.493	0.049	3000	2.08	-2.15
		1300	160	0.5	0.72	0.0178	3000	-63.67	-3.23
		1300	320	0.5	0.562	0.054	3050	10.20	-0.02
		1000	βράχος	0.437		0.048	3066		
		1300	βράχος	0.5		0.049	3100		

Διέγερση	h(m)	Mst(tn)	Vs(m/s)	Tst(s)	Tssi(s)	ustr(m)	F(KN)	Σύγκριση μετακινήσεων	Σύγκριση Δυνάμεων
Friuli	12	1000	160	0.437	0.63	0.014	2581	-56.25	-15.38
		1000	320	0.437	0.493	0.0204	2900	-36.25	-4.92
		1300	160	0.5	0.72	0.0248	2620	18.10	-13.82
		1300	320	0.5	0.562	0.0277	2900	31.90	-0.05
		1000	βράχος	0.437		0.032	3050		
		1300	βράχος	0.5		0.021	3040		

Διέγερση	h(m)	Mst(tn)	Vs(m/s)	Tst(s)	Tssi(s)	ustr(m)	F(KN)	Σύγκριση μετακινήσεων	Σύγκριση Δυνάμεων
Holister	12	1000	160	0.437	0.63	0.00999	2581	-58.38	-13.10
		1000	320	0.437	0.493	0.02136	2900	-11.00	-2.36
		1300	160	0.5	0.72	0.01404	2620	-41.50	-12.67
		1300	320	0.5	0.562	0.02125	2900	-11.46	-0.03
		1000	βράχος	0.437		0.024	2970		
		1300	βράχος	0.5		0.024	3000		

Διέγερση	h(m)	Mst(tn)	Vs(m/s)	Tst(s)	Tssi(s)	ustr(m)	F(KN)	Σύγκριση μετακινήσεων	Σύγκριση Δυνάμεων
Loma Prieta	12	1000	160	0.437	0.63	0.02079	3000	-35.03	0.67
		1000	320	0.437	0.493	0.03366	2950	5.19	-1.01
		1300	160	0.5	0.72	0.04104	3200	14.00	3.90
		1300	320	0.5	0.562	0.0289	3040	-19.72	-0.01
		1000	βράχος	0.437		0.032	2980		
		1300	βράχος	0.5		0.036	3080		

Ενώ με την αύξηση της ενδοσιμότητας του εδάφους έχουμε μείωση των πλαστιμοτήτων της κολώνας τις περισσότερες φορές.Αυτό δεν συμβαίνει πάντα.
Για την Sakarya για τον ταλαντωτή με Mst=1000tn και Vs=320m/s έχουμε μια μετακίνηση βάθρου 0.044m ενώ στην περίπτωση της πάκτωσης 0.02m.Επομένως η ενδοσιμότητα του εδάφους δεν ειναι πάντα ευεργετική για την κατασκευή.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

6. Διερεύνηση της δυναμικής αλληλεπίδρασης μη γραμμικού εδάφους-ελαστικού ταλαντωτή με την χρήση πεπερασμένων στοιχειών και του μακροστοιχείου του Seismostruct.

6.1 Γενικά

Έως τώρα μελετήθηκε η ελαστική συμπεριφορά του εδάφους κατα την οποία το θεμέλιο παρουσιάζει αποκλειστικά ανακτώμενες παραμορφώσεις.Στην πραγματικότητα όμως η συμπεριφορά του εδάφους-θεμελίου τόσο με στατική όσο και με ανακυκλική φόρτιση είναι εντόνως μη γραμμική.

Επομένως είναι αναγκαίο να οριστεί μια συνάρτηση διαρροής που θα ορίζει το όριο ανάμεσα στην ελαστική και ανελαστική συμπεριφορά του συστήματος.Η διαρροή αυτή εξαρτάται από τη φόρτιση με ροπή Μ, τέμνουσα Q ,αξονική Ν από τις ιδιότητες του εδάφους (αστράγγιστη διατμητική αντοχή Su) τις ελαστικές σταθερές του εδάφους(Μέτρο διάτμησης G,λόγος poisson v) από την πλευρά Β του θεμελίου.Δηλαδή η επιφάνεια διαρροής περιγράφει την πραγματική κατάσταση στην οποία συνυπάρχουν οι γεωμετρικές(ολίσθηση,ανασήκωμα) και εδαφικές μη γραμμικότητες(υπέρβαση φέρουσας ικανότητας,κινητοποίηση του μηχανισμού αστοχίας).

Η καμπύλη αλληλεπίδρασης ορίζεται ως εξής:

$$Z(M,Q,N) = 2z_N + \frac{z_M}{z_Q} - \left(1 - \frac{z_M}{z_Q}\right)\left(1 - z_Q\right)^{0.5} = 1$$

$$z_N = \frac{N_u}{N_{uo}} = \frac{1}{FS} = x$$

$$z_M = \frac{M_u}{M_{uo}}$$

$$z_Q = \frac{Q_u}{Q_{uo}}$$

Nuo : η αντοχή σε αμιγώς κατακόρυφη φόρτιση της επιφανειακής θεμελίωσης.

$$N_{uo} = (\pi + 3)SuB^2 \quad (6.1)$$

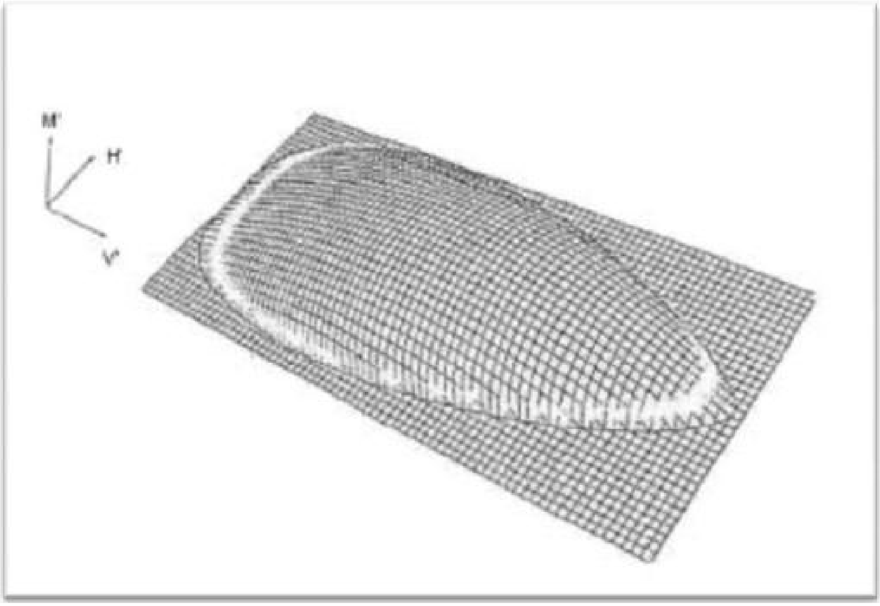
Muo : Η μέγιστη ροπή που μπορεί να ανλάβει η θεμελίωση που εμφανίζεται όταν ασκηθεί στην θεμελίωση αξονική δύναμη ίση με $\frac{N_{uo}}{2}$

$$M_{uo} = \frac{(\pi+3)}{8} SuB^3 \quad (6.2)$$

Quo : Η καθαρή αντοχή σε αμιγώς οριζόντια φόρτιση της επιφανειακής θεμελίωσης

$$Q_{uo} = SuB^2 \text{ (6.3)}$$

• $Z(M,Q,N) < 1$, τότε το σύστημα της θεμελίωσης συμπεριφέρεται ελαστικά και δημιουργούνται αποκλειστικά ελαστικές παραμορφώσεις
• $Z(M,Q,N) = 1$, τότε η θεμελίωση έχει διαρρεύσει και δημιουργούνται πέρα από τις ελαστικές και μόνιμες παραμορφώσεις.



Σχήμα 6.1 Επιφάνεια διαρροής επιφανειακής θεμελίωσης.(Cremer Pecker 2008)

Εξετάζοντας την επιφάνεια διαρροής στο M-N επίπεδο παρατηρούμε ότι χωρίζεται σε περιοχές γραμμικής και μη γραμμικής συμπεριφοράς.Η περιοχή της μη γραμμικής συμπεριφοράς χωρίζεται σε μικρότερα μέρη ανάλογα αν παρατηρείται ανασήκωμα του επιφανειακού θεμελίου ή διαρροή του εδάφους(κινητοποίηση μηχανισμού αστοχίας) ή και τα δύο.Συγκεκριμένα χωρίζεται στα εξής μέρη:

• a)Ελαστική συμπεριφορά του εδάφους και το θεμέλιο σε πλήρη επαφή με αυτό
• b)Ελαστική συμπεριφορά του εδάφους με ανασήκωμα του θεμελίου
• c)Διαρροή του εδάφους με το θεμέλιο σε πλήρη επαφή
• d)Διαρροή του εδάφους με το θεμέλιο σε πλήρη επαφή με αυτό

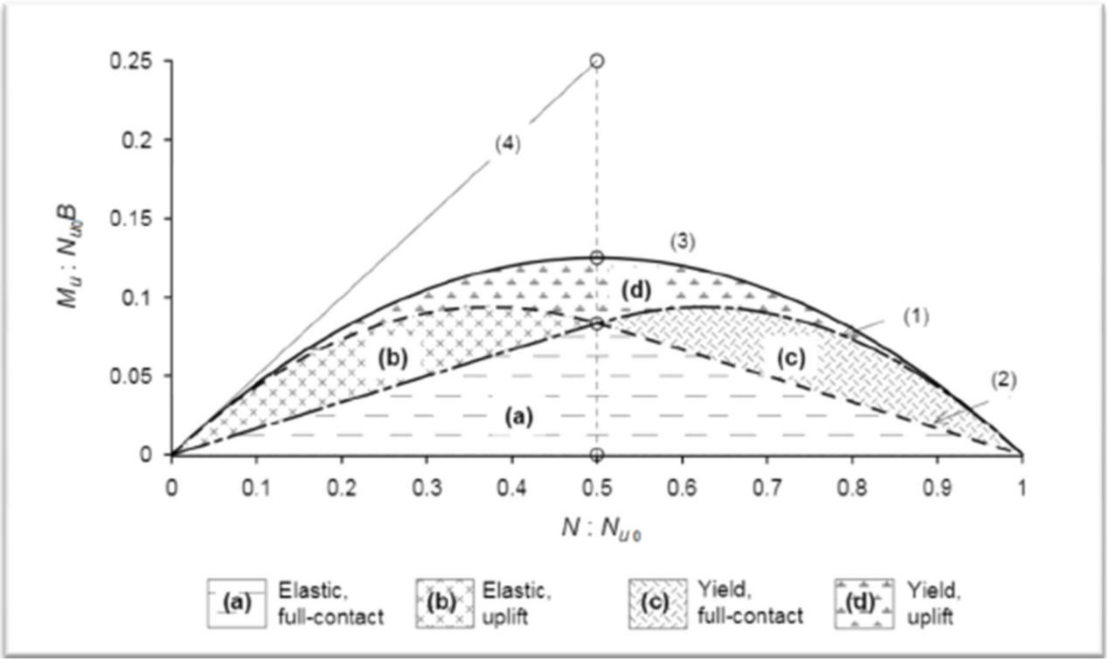
Η συγκεκριμένη επιφάνεια μπορεί να χωριστεί σε δύο περιοχές αναλογως του συντελεστή x=1/FSv.

•Στην περιοχή 1 όπου επικρατεί το ανασήκωμα του θεμελίου που αντιστοιχεί σε μια επιφανειακή θεμελίωση που φορτίζεται με μικρό κατακόρυφο φορτίο(x<0.5)
•Στην περιοχή 2 όπου επικρατεί η διαρροή του εδάφους και ισχύει χ>0.5.

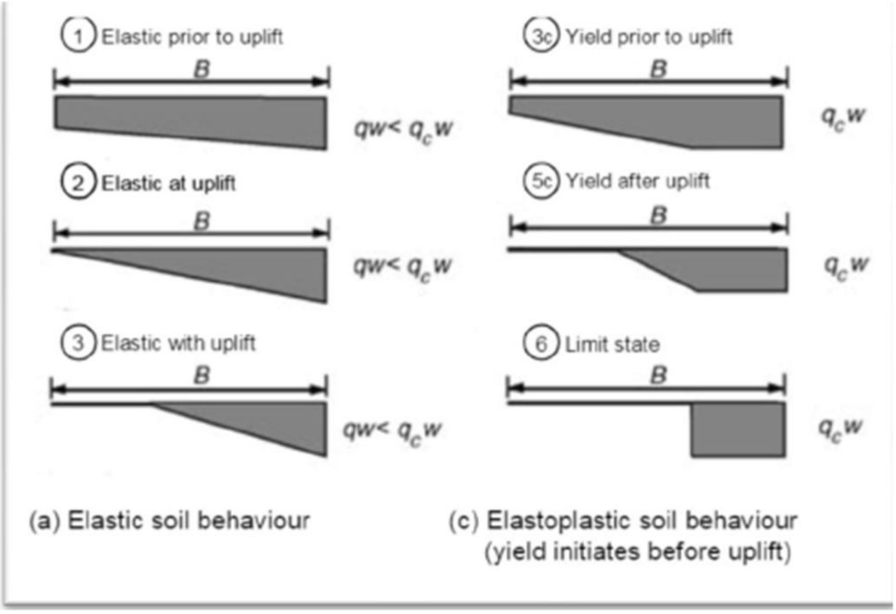
Για χ=0.5 έχουμε μια ιδεωδώς συμμετρική συμπεριφορά.Στο σημείο αυτό η θεμελίωση αναπτύσει την μέγιστη ροπή η οποία ειναι ίση με :

$$maxMu = 0.125\ Nuo\ B$$

Επιπλέον παρατηρείται το μέγιστο εύρος της ελαστικής συμπεριφοράς,πριν την μη γραμμική συμπεριφορά εξαιτίας της διαρροής ή του ανασηκώματος ή συνδυασμός και των δύο η ροπή σε αυτό το σημείο είναι ίση με $\frac{2}{3} maxM$.
Τα παραπάνω συνοψίζονται στα παρακάτω διαγράμματα.



Σχήμα 6.2 Καμπύλη αλληλεπίδρασης στο επίπεδο M-N(Αποστόλου Γκαζετας 2007)



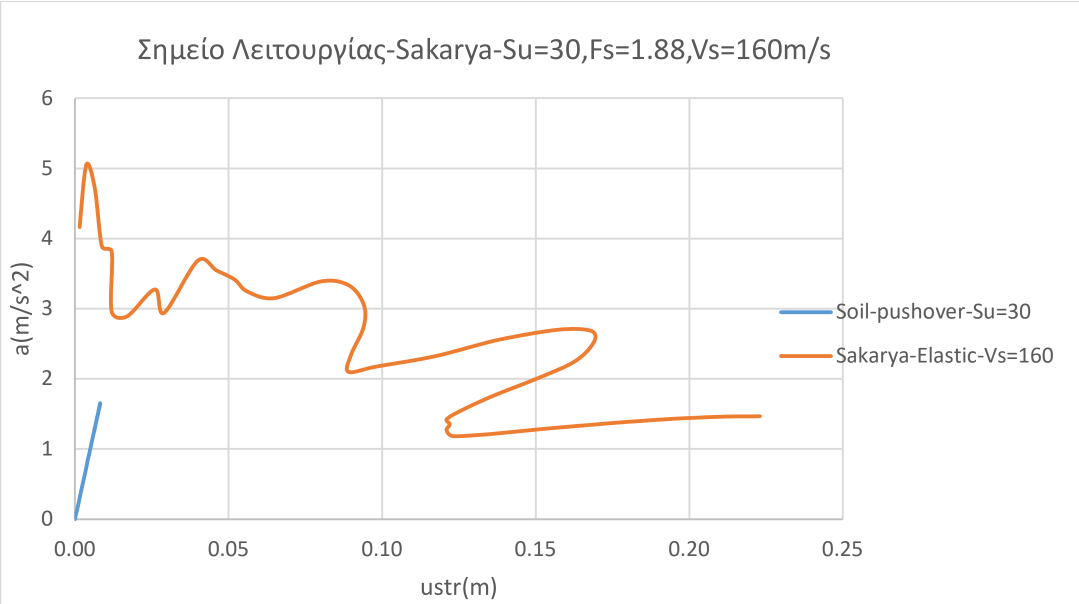
Σχήμα 6.3 Κατανομές των τάσεων κάτω απο το θεμέλιο(Bartlet 1979)

•Η κατανομή 1 αντιστοιχεί στην περιοχή a διότι το έδαφος συμπεριφερέται ελαστικά και το θεμέλιο δεν έχει ανασηκωθεί.
•Η κατανομή του γραφήματος 2 αντιστοιχεί στην καμπύλη που χωρίζει τις περιοχές a ,b
•Η κατανομή του γραφήματος 3 αντιστοιχεί στην περιοχή b διότι το έδαφος συμπεριφέρεται ελαστικά και το θεμέλιο έχει ανασηκωθεί
•Η κατανομή του γραφηματος 3c αντιστοιχεί στην περιοχή c διότι το έδαφος έχει πλαστικοποιηθεί αλλα δεν έχει ανασηκωθεί
•Η κατανομή 5c αντιστοιχεί στην περιοχή d διότι έχει πλαστικοποιηθεί το έδαφος και το θεμέλιο έχει ανασηκωθεί επίσης
•Η κατανομή 6 ισχύει πάνω σητν καμπύλη της διαρροής όπου έχουμε αστοχία.

Επομένως είναι αναγκαίο να βρεθεί τόσο το σημείο λειτουργίας του ταλαντωτή αλλα και η χρονοϊστορία απόκρισης των μετακινήσεων του βάθρου και των αναπτυσσόμενων επιταχύνσεων.Η χρονοιστορία των μετακίνησεων θα γίνει με το plaxis 3d για διάφορες τιμές Su και ελέγχοντας παράλληλα το μακροστοιχείο του seismostruct.

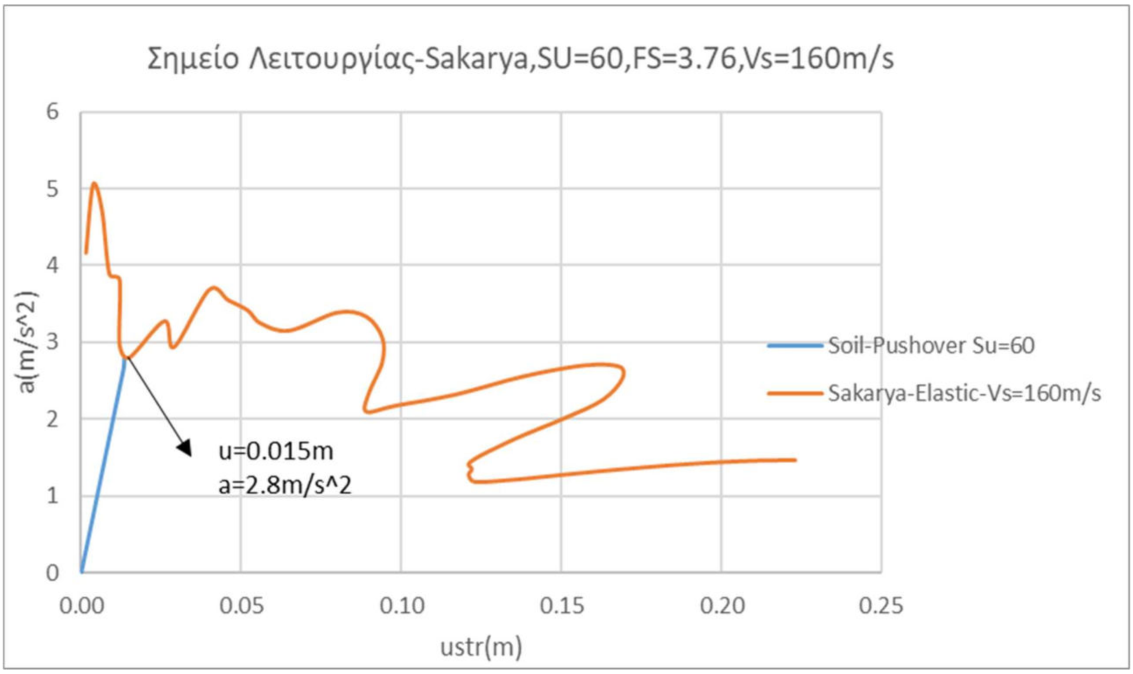
6.2 Σημείο λειτουργίας ελαστικού ταλαντωτή επί μη γραμμικού εδάφους.

Το σημείο λειτουργίας του ελαστικού ταλαντωτή επί μη γραμμικού εδάφους θα δίνεται απο το σημείο τομής της καμπύλης αντίστασης του με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού με συνυπολογισμό του γραμμικώς ελαστικά εδάφους.
Για τον υπολογισμό της καμπύλης αντίστασης θα χρησιμοπιηθεί το Plaxis 3D.Η μη γραμμικότητα του εδάφους δίνεται μέσω του προσωμοιώματος Mohr-Coulomb, οι συνθήκες είναι αστράγγιστες με αντοχή Su.Τα υπόλοιπα χαρακτηριστικά του εδάφους παραμένουν ώς έχουν Vs=160m/s, G=51300Kpa, γ=19.63KN/m^3.
Είναι προτιμότερο η καμπύλη αντίστασης αλλά και το φάσμα να δωθεί σε όρους επιτάχυνσης στην μάζα του ταλαντωτή-μετακίνηση του βάθρου για να πάρουμε την πληροφορία της δομικής μετακίνησης που δίνει και την ζημιά στον ταλαντωτή.



Σχήμα 6.4 Σημείο λειτουργίας για τον σεισμό Sakarya

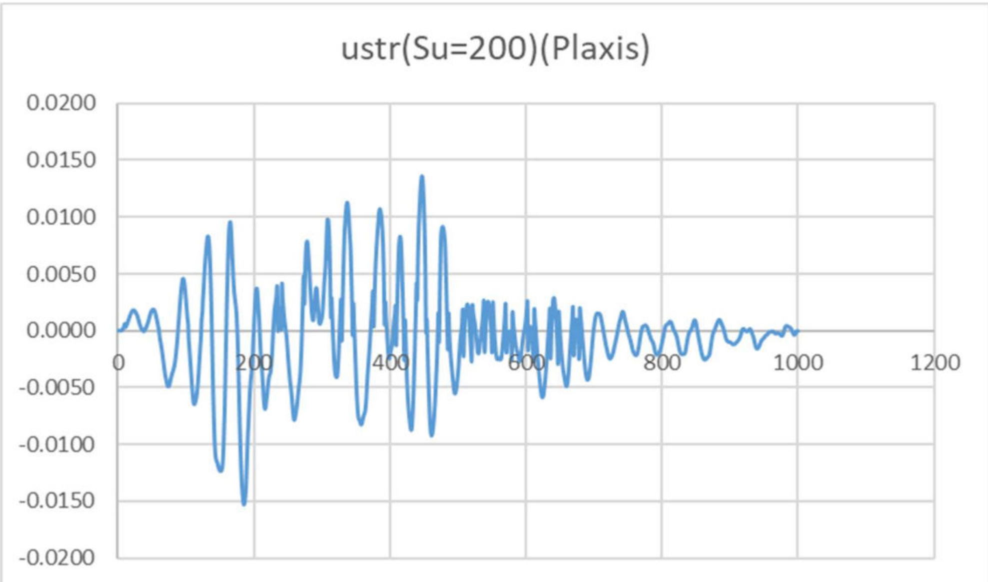
Παρατηρούμε ότι το έδαφος έχει αστοχήσει πολύ πριν το σύστημα αναπτύξει την ελαστική παραμόρφωση του.



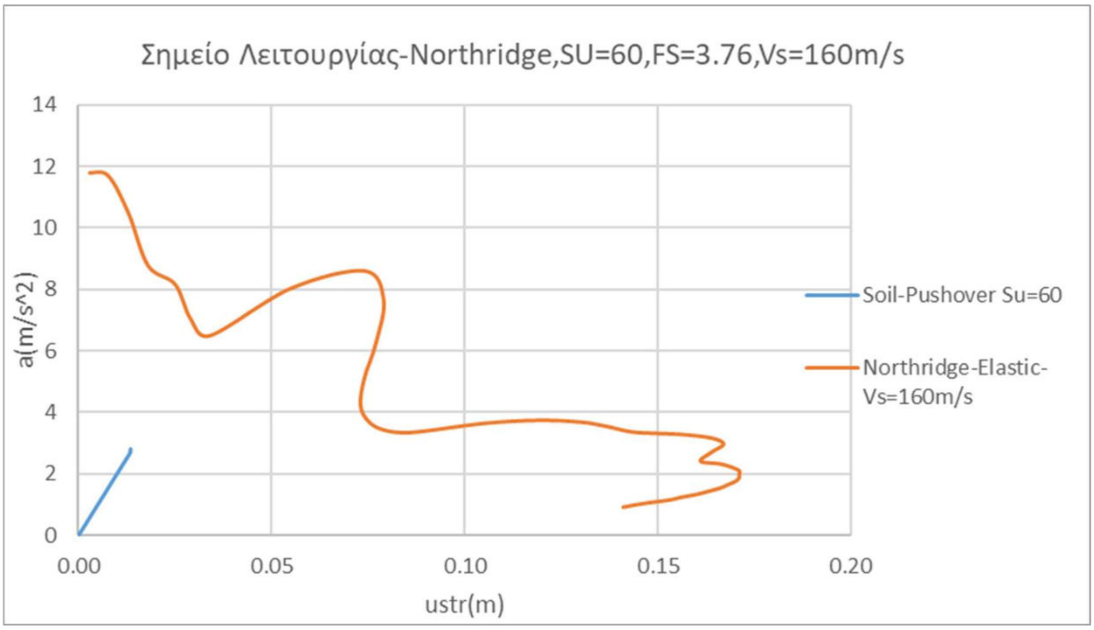
Σχήμα 6.5 Ελαστικό σημείο λειτουργίας για την Sakarya-SU=60

Για Su=60Kpa παρατηρούμε οτι η καμπύλη αντίστασης του βάθρου τέμνει το ελαστικό φάσμα απόκρισης στο σημείο A(0.015,2.8) στο οποίο ο ταλαντωτής αναπτύσει τις μέγιστες τιμές του και συμπεριφέρεται ελαστικά.

Ακόμα και για Su=200Kpa και Fs=12 ο ταλαντωτής δεν αναμένεται να αναπτύξει μεγαλύτερη μετακίνηση ακόμα και όταν δεσπόζει το ανασήκωμα όπως φαίνεται παρακάτω.

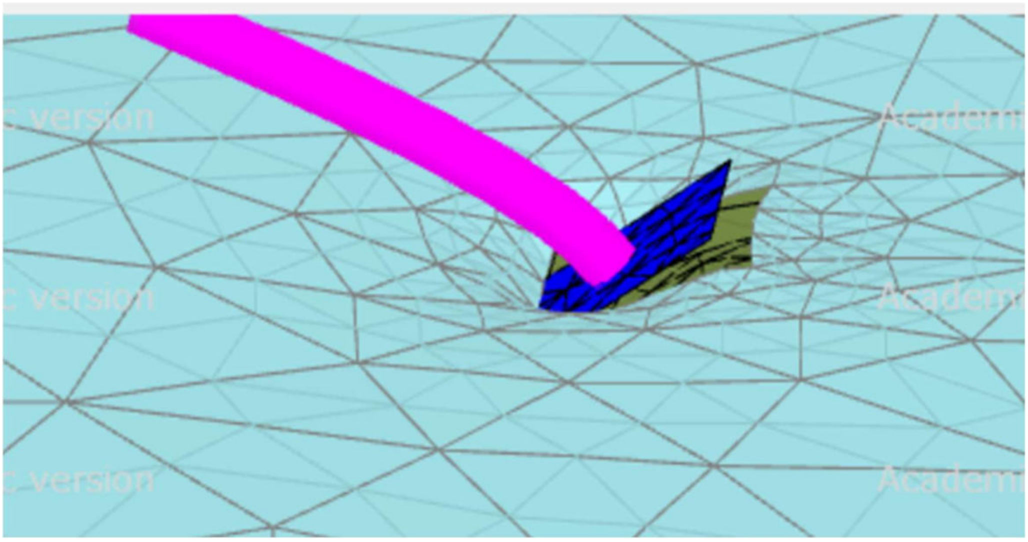


Σχήμα 6.6 Χρονοϊστορία μετακινήσεων βάθρου για SU=200Kpa

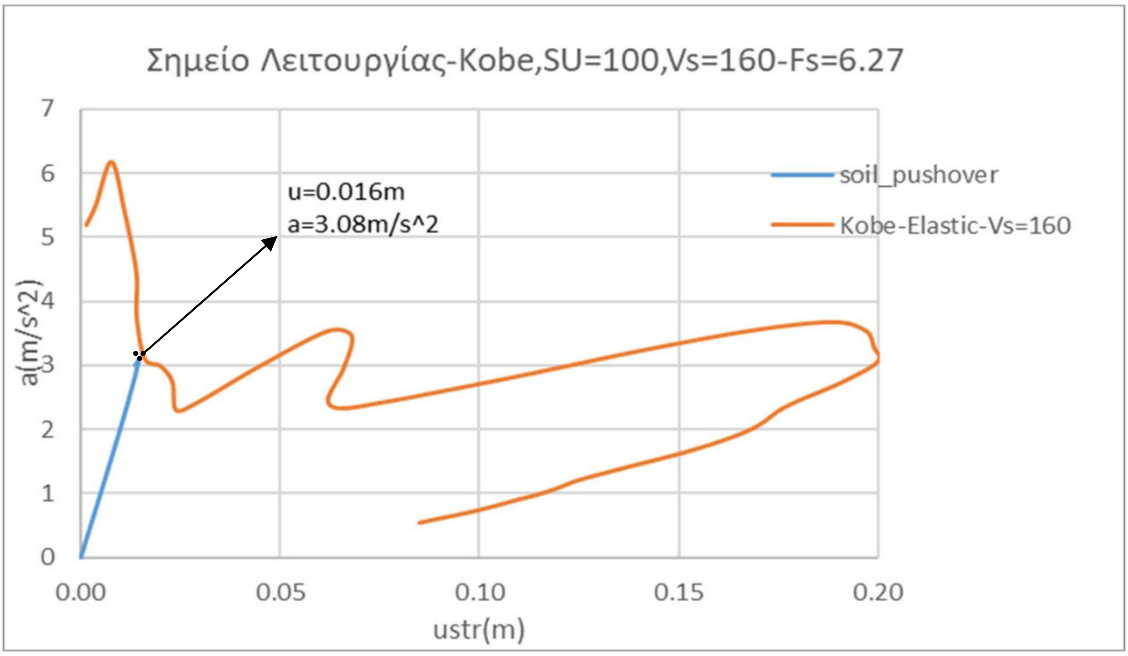


Σχήμα 6.7 Σημείο Λειτουργίας -Northridge SU=60

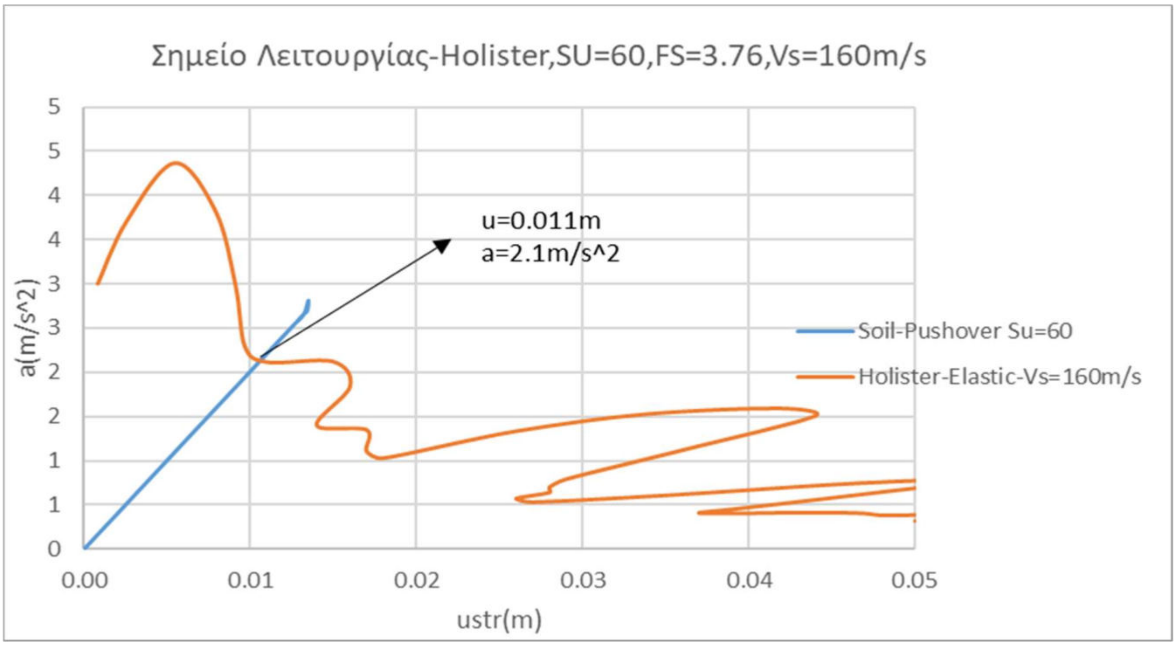
Παρατήρουμε ότι το έδαφος έχει αστοχήσει πολύ πριν το σύστημα αναπτύξει την μέγιστη μετακίνηση του.Ενώ για Su=600 παρατηρούμε ανατροπή του βάθρου.



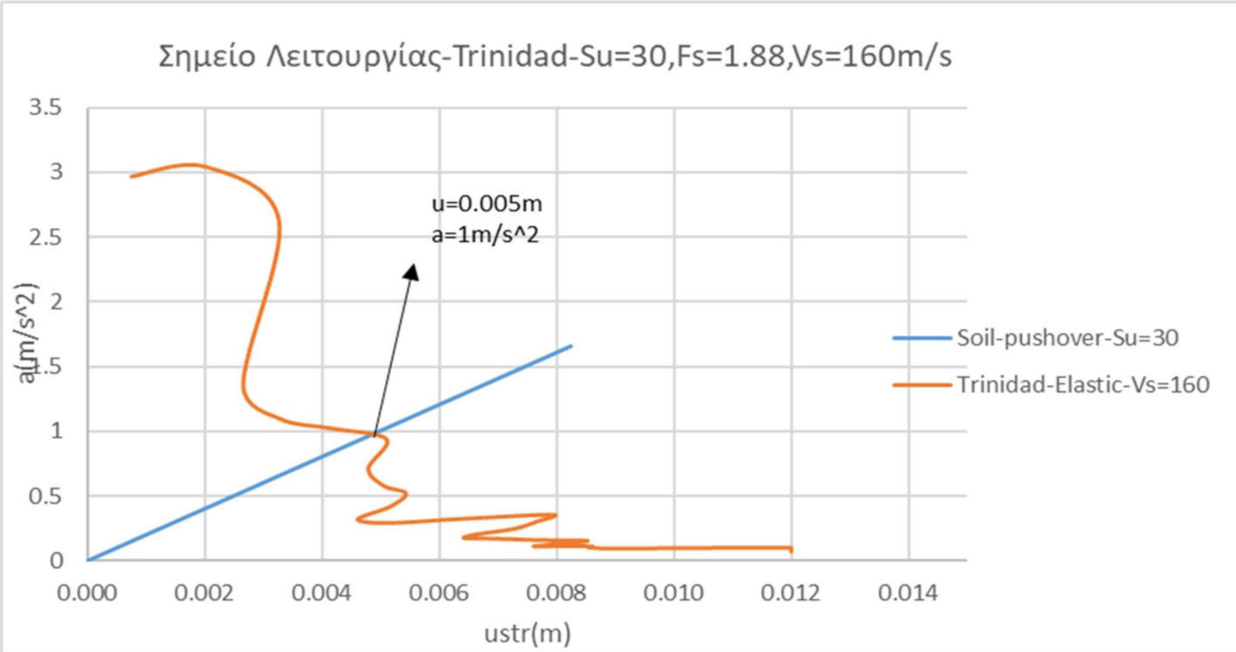
Για τον σεισμό του Kobe παρατηρούμε οτι για Su=30,60 το έδαφος έχει αστοχήσει πολύ πριν το σύστημα ανάπτυξει την μέγιστη μετακίνηση του.Ενώ η ελαστική λειτουργία επιτυγχάνεται για Su=100.



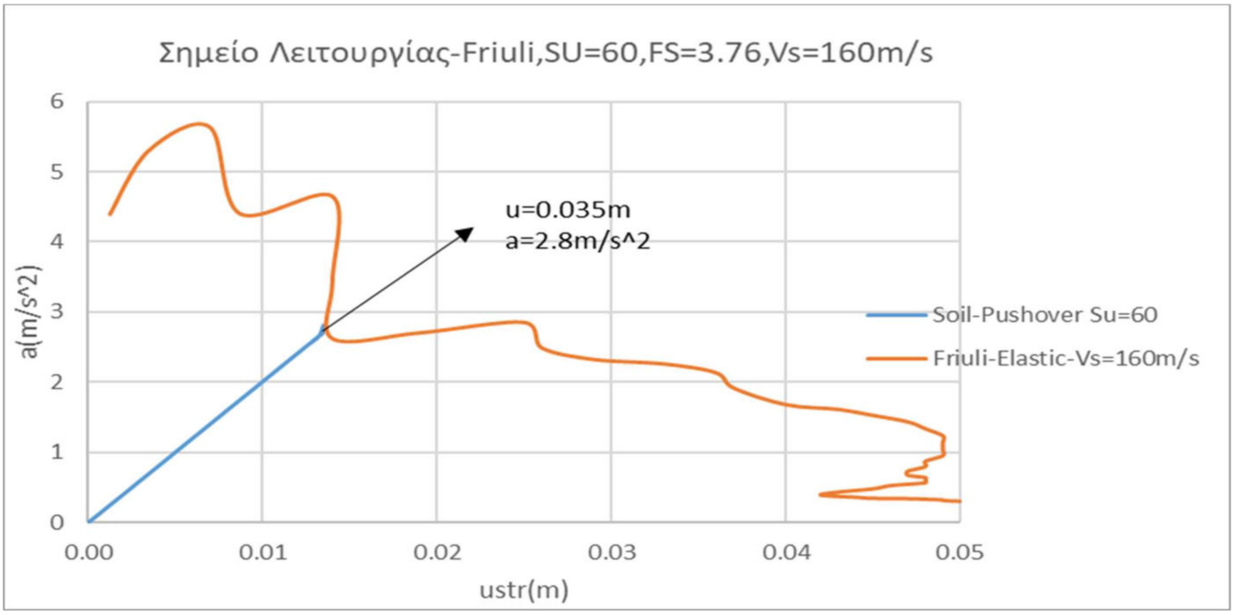
Σχήμα 6.8 Σημείο Λειτουργίας Kobe SU=100,u=0.016,a=3.08



Σχήμα 6.9 Σημείο Λειτουργίας Holister SU=60,u=0.011,a=2.1



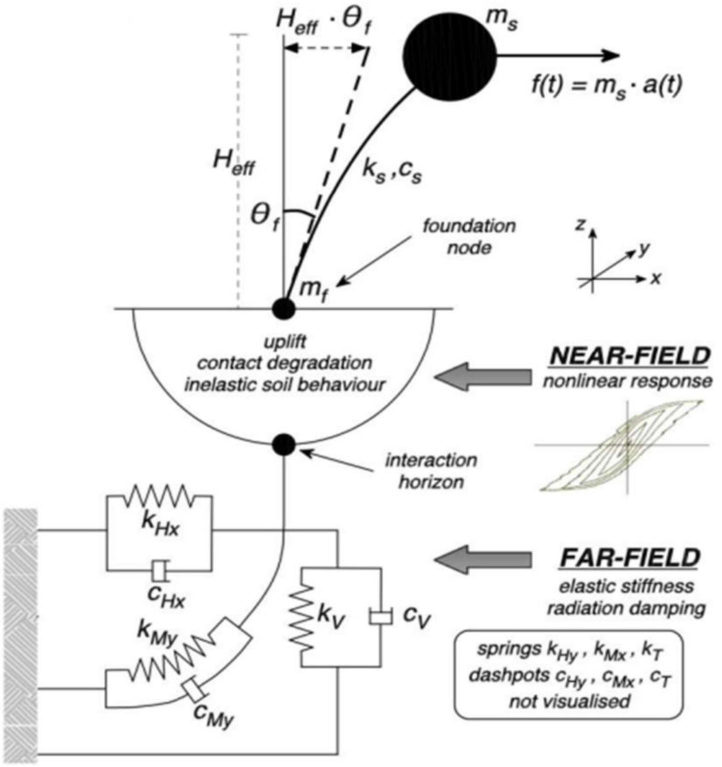
Σχήμα 6.10 Σημείο Λειτουργίας Trinidad SU=30,u=0.005,a=1



Σχήμα 6.11 Σημείο Λειτουργίας Friuli Su=60,u=0.0135,a=2.8

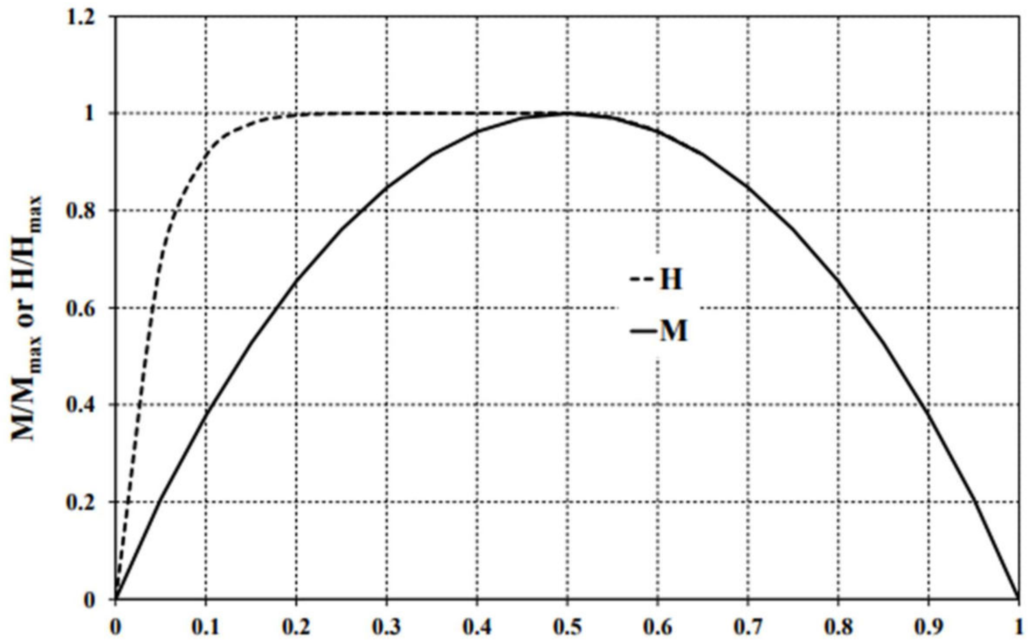
6.3 Σεισμική αλληλεπίδραση ταλαντωτή επί μη γραμμικού εδάφους

Πέρα απο τις περίπτωσεις που το πρόβλημα εκφυλίζεται στο ελαστικό το σημείο λειτουργίας δεν δίνει ιδιαίτερες πληροφορίες για την σεισμική αλληλεπίδραση του ταλαντωτή.Για να βρούμε τις χρονοϊστορίες των μετακινήσεων και επιταχύνσεων του βάθρου θα πρέπει να εκτελέσουμε αναλύσεις με ΠΣ plaxis 3d πάνω στο ήδη επιβεβαιωμένο ταλαντωτή-έδαφος.Οι αναλύσεις αυτές θα εκτελεστούν και με το μακροστοιχείου του Seismostruct.
Το στοιχείο που χρησιμοποιείται είναι ένα μη γραμμικό μοντέλο για αλληλεπίδραση εδάφους – επιφανειακού θεμελίου με βάση το έργο των Correia και Paolucci (2019). Η προσέγγιση του μακρο-στοιχείου μειώνει σημαντικά το μέγεθος του προβλήματος, δεδομένου ότι η θεμελίωση και το έδαφος θεωρούνται ένα ενιαίο μακροστοιχείο που χαρακτηρίζεται από έξι βαθμούς ελευθερίας (6 ΒΕ), στην περίπτωση 3D, του οποίου η διαμόρφωση βασίζεται στις προκύπτουσες δυνάμεις και μετακινήσεις. Η γεωμετρία θεωρείται ότι αντιστοιχεί σε ένα ορθογώνιο άκαμπτο θεμέλιο, με σύζευξη μεταξύ όλων των ΒΕ του μακρο-στοιχείου και η θεώρηση του ως ένα μοναδικό στοιχείο ζεύξης μηδενικού μήκους. Λαμβάνοντας υπόψη μια επίπεδη φόρτιση, για την απλότητα του συμβολισμού και της απεικόνισης, η βάση θα υποβληθεί σε μια ροπή και σε κάθετες και οριζόντιες δυνάμεις (My, N και Hx αντίστοιχα), όπως απεικονίζεται στο σχήμα.[Seismostruct Manual]



Σχήμα 6.11 Μη γραμμικό μακροστοιχείο(Correia Paolluci 2019)

Το μοντελοποιημένο μακροστοιχείο θεμελίου αντιπροσωπεύει τη δυναμική συμπεριφορά των αβαθών άκαμπτων θεμελίων, που υπόκεινται σε αδρανειακή φόρτιση τριών διαστάσεων, από τα αρχικά στάδια φόρτισης μέχρι την αστοχία. Το μακροστοιχείο βασίζεται σε τρεις βασικές χαρακτηριστικές αποκρίσεις θεμελίων, δηλαδή: i) Αρχική ελαστική απόκριση, ii) Ανασήκωμα λικνισμού iii) Αστοχία σε συνθήκες φόρτισης.
Το μοντέλο πλαστικότητας οριακής επιφάνειας χρησιμοποιείται για να αντιπροσωπεύσει μια διαρκή μετάβαση μεταξύ της αρχικής ελαστικής απόκρισης και της πλαστικής ροής στην αστοχία, για μονοτονική, ανακυκλιζόμενη και δυναμική συνθήκη φόρτισης. Το φαινόμενο ανασήκωσης αντιπροσωπεύεται από ένα μη γραμμικό ελαστικό μοντέλο το οποίο όμως λαμβάνει υπόψη και επηρεάζεται από την πλαστική παραμόρφωση στο υποκείμενο έδαφος. Η οριακή επιφάνεια που υιοθετείται σε αυτό το μακροστοιχείο εξαρτάται από το είδος του εδάφους και τις συνθήκες αποστράγγισης κατά τη διάρκεια του σεισμού. Έτσι θεωρούνται διαφορετικές τρισδιάστατες επιφάνειες αστοχίας για αποστραγγισμένες και μη αποστραγγισμένες συνθήκες. Η τελική επιφάνεια που υιοθετήθηκε για να περιγράψει τη στραγγισμένη συμπεριφορά αντιστοιχεί σε σχήμα «μπάλα ράγκμπι», ενώ για τη μη στραγγισμένη φόρτιση η τελική επιφάνεια αντιστοιχεί σε σχήμα «κοχύλι», το οποίο παρουσιάζεται στο σχήμα 3 ως προς τη διατομή H-N και M-N επίπεδα φόρτισης. Το σχήμα «μπάλας ράγκμπι» αντιστοιχεί στην τελική επιφάνεια που αντιπροσωπεύεται από συνεχής γραμμή και στα δύο επίπεδα φόρτισης.[Seismostruct Manual]



Σχήμα 6.12 Επιφάνεια Διαρροής του μακροστοιχείου Seismostruct(Seismostruct Manual)

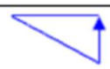
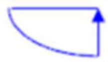
Το μοντέλο μακροστοιχείου απαιτεί τον προσδιορισμό των παρακάτω παραμέτρων:

•Δύο γεωμετρικές παραμέτρους διαστάσεις του θεμελίου.
•Δυναμικοί δείκτες στιβαρότητας οι οποίοι προσδιορίστηκαν στα προηγούμενα κεφάλαια.
Απαραίτητο είναι να προστεθεί η κατακόρυφη στιβαρότητα του θεμελίου που δίνεται απο την σχέση:

$$KV = \frac{4.54\ Gs\ b}{1-v}\left(1 + 1.3 * 1.13\frac{b}{H}\right)kv$$

Όπου kv≈1 .
Το ίδιο ισχύει για τους ισοδύναμους συντελεστές απόσβεσης ακτινοβολίας
•Οι μέγιστοι παράμετροι αντοχής του εδάφους που δίνονται απο τις σχέσεις 6.1-6.3

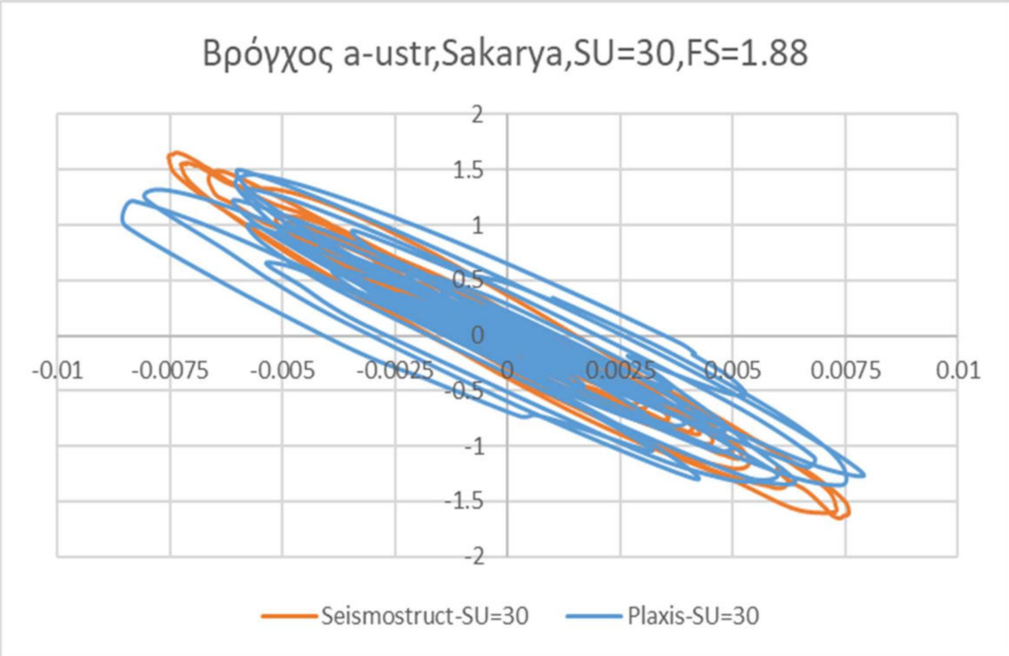
Επιπλέον επιλέγονται οι εξής παράμετροι:
•η παράμετρος ανύψωσης α, εξαρτάται μόνο απο την θεωρούμενη κατανομή των τάσεων και των κατακόρυφων καταπονήσεων κάτω απο την θεμελίωση.Δεν επηρεάζει ιδιαίτερα τα αποτελέσματα και εδώ λαμβάνεται ίση με 2.

Κατανομή τάσεων κάτω από το θεμέλιο				
α	2	3	4	+∞

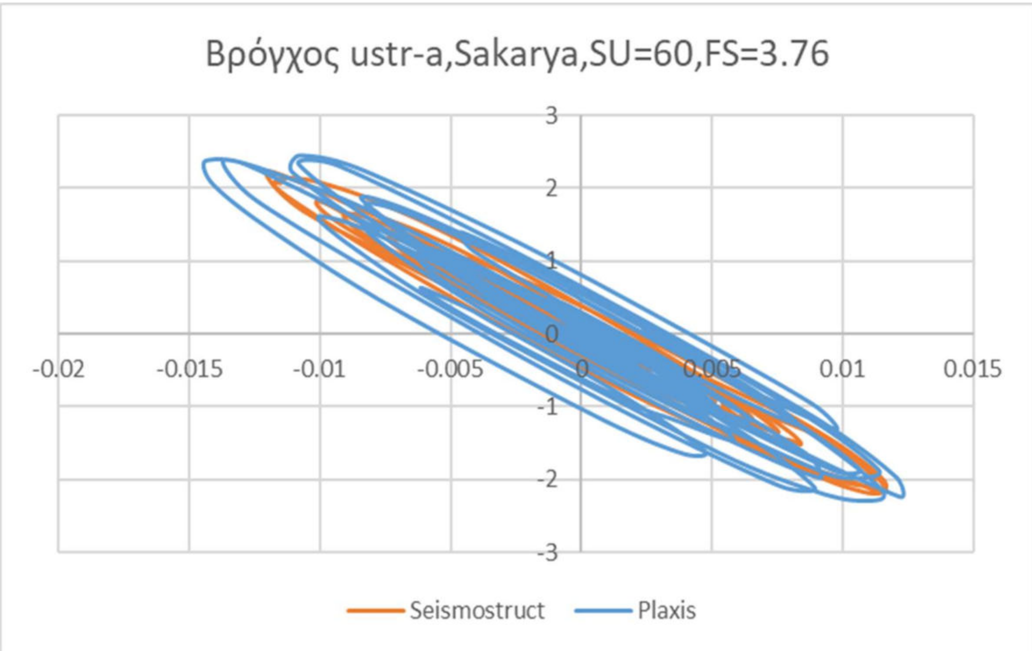
Σχήμα 6.13 Κατανομή τάσεων (Seismostruct Manual)

•ο εκθέτης για το ιστορικό φόρτισης λαμβάνεται ίσος με 1
•η παράμετρος απομείωσης διεπαφής εδάφους/θεμελίου ,λαμμβάνει υπόψη την μείωση της επιφάνειας επαφής λόγω του αθροιστικού ανελαστικού λικνισμού.(λαμβάνεται ίση με 0.1).[Seismostruct manual]

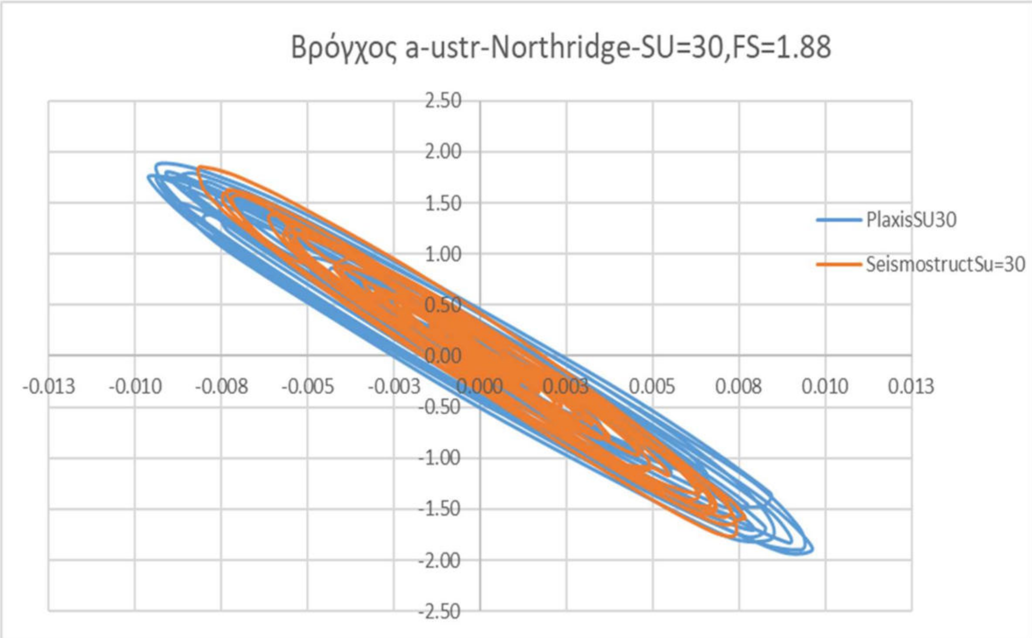
Ακολουθούν οι βρόγχοι επιταχύνσεων-παραμορφώσεων ελαστικού βάθρου με το Plaxis και Seismostruct για Su=30,60 και Vs=160m/s.



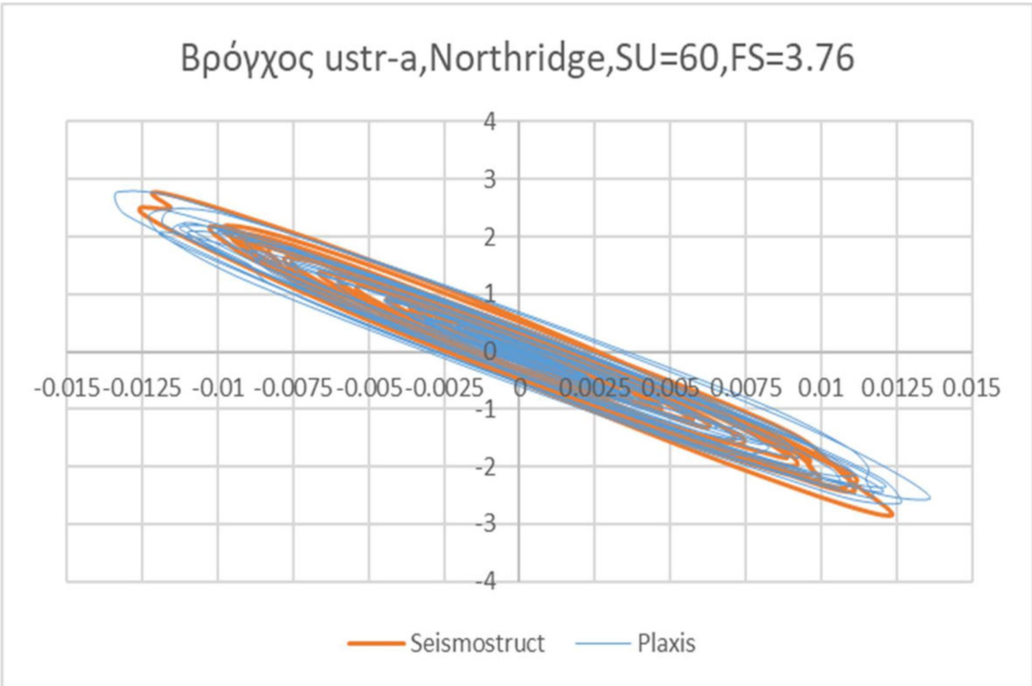
Σχήμα 6.13 Βρόγχοι απόλυτων επιταχύνσεων-μετακινήσεων ελαστικού βάθρου Plaxis-Seismostruct για τον σεισμό Sakarya-SU=30



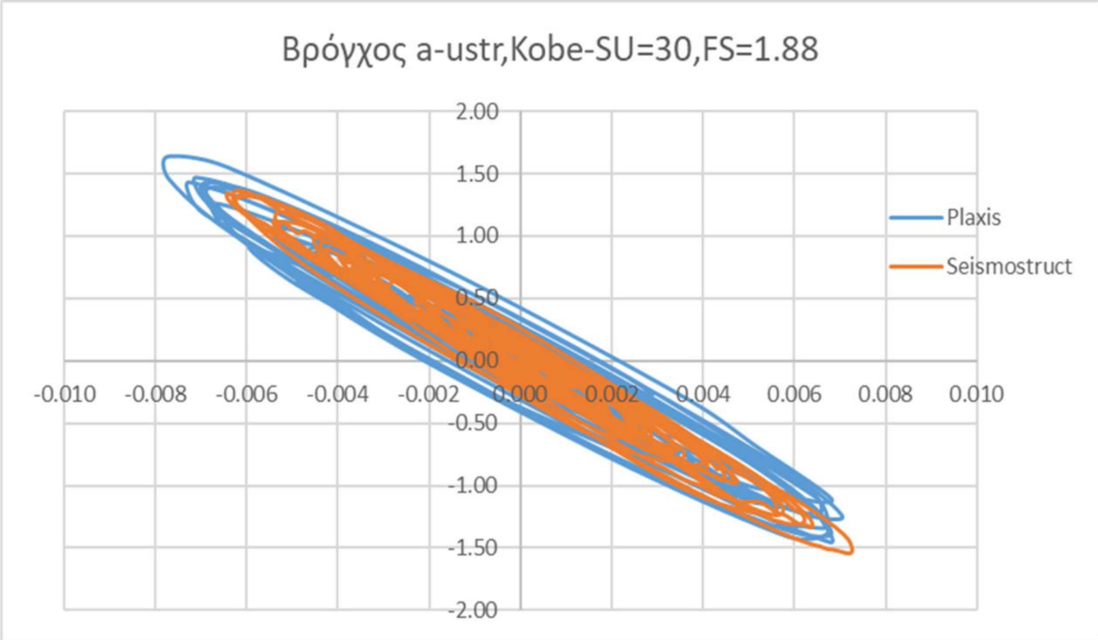
Σχήμα 6.14 Βρόγχοι απόλυτων επιταχύνσεων-μετακινήσεων ελαστικού βάθρου Plaxis-Seismostruct για τον σεισμό Sakarya-SU=60



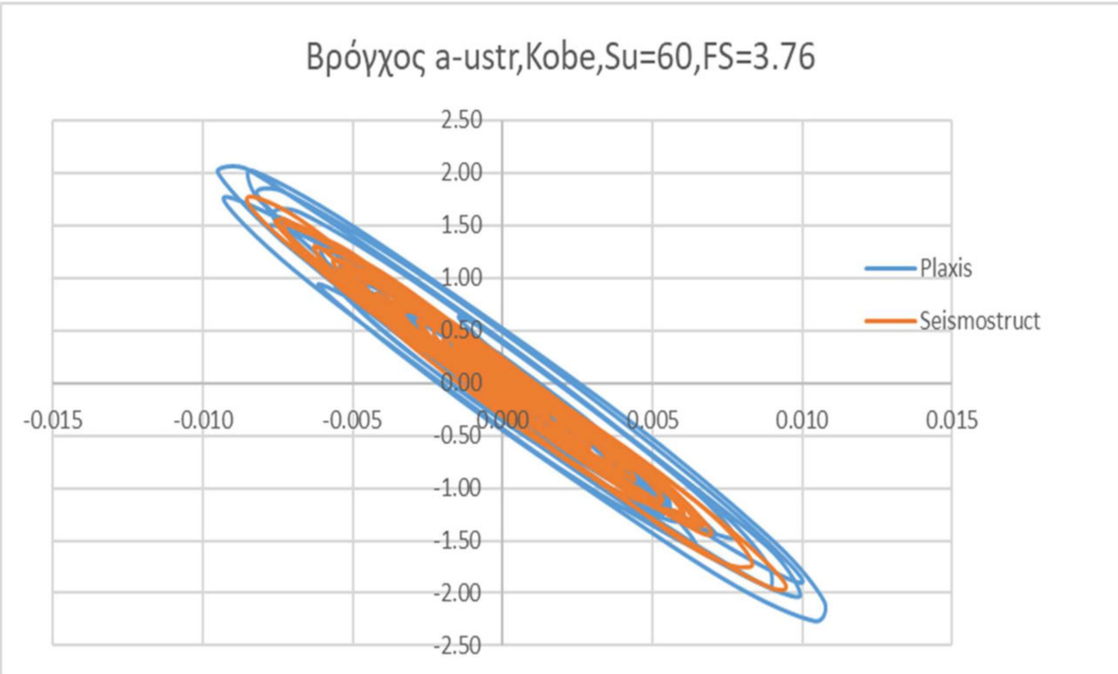
Σχήμα 6.15 Βρόγχοι απόλυτων επιταχύνσεων-μετακινήσεων ελαστικού βάθρου Plaxis-Seismostruct για τον σεισμό Northridge-SU=30



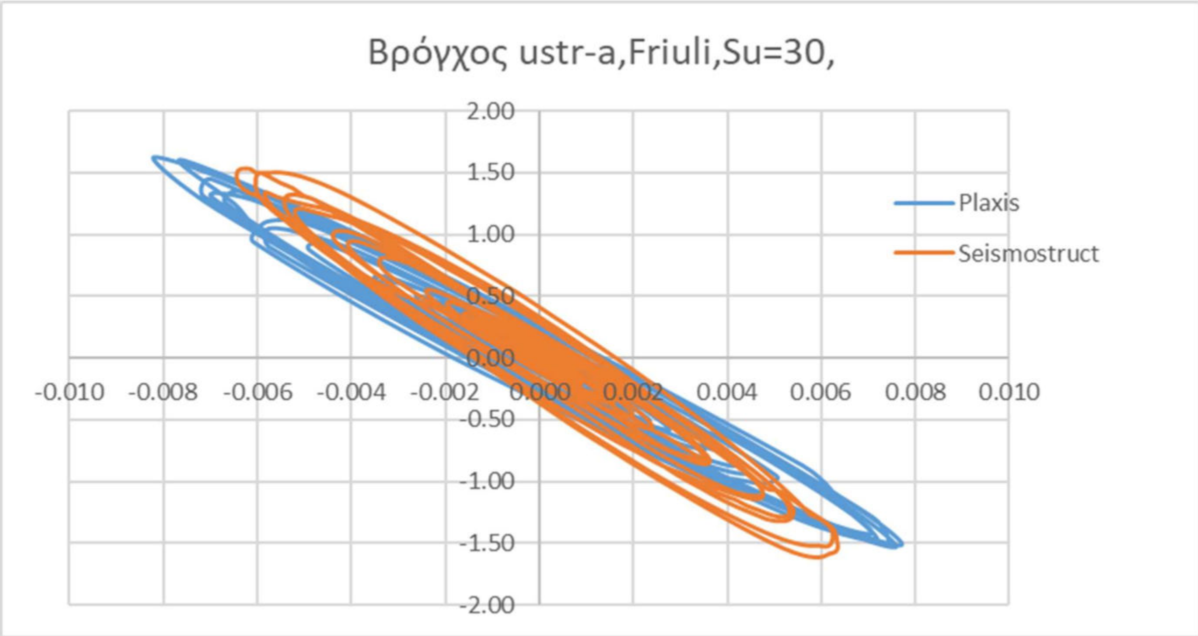
Σχήμα 6.16 Βρόγχοι απόλυτων επιταχύνσεων-μετακινήσεων ελαστικού βάθρου Plaxis-Seismostruct για τον σεισμό Northridge-SU=60



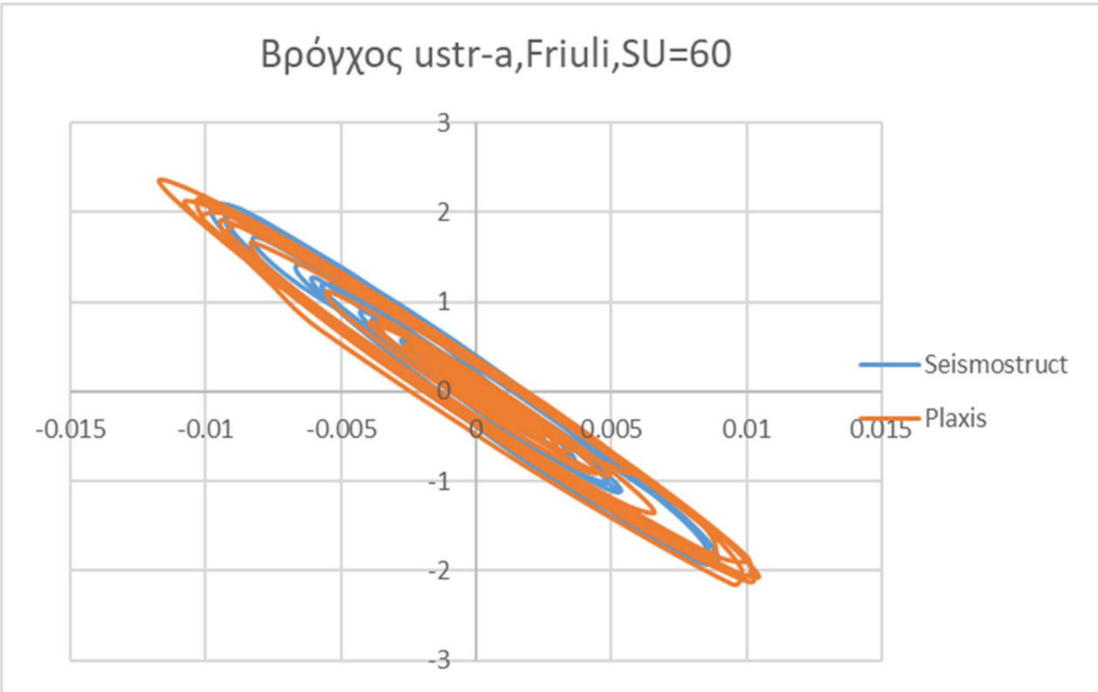
Σχήμα 6.17 Βρόγχοι απόλυτων επιταχύνσεων-μετακινήσεων ελαστικού βάθρου Plaxis-Seismostruct για τον σεισμό Kobe-SU=30



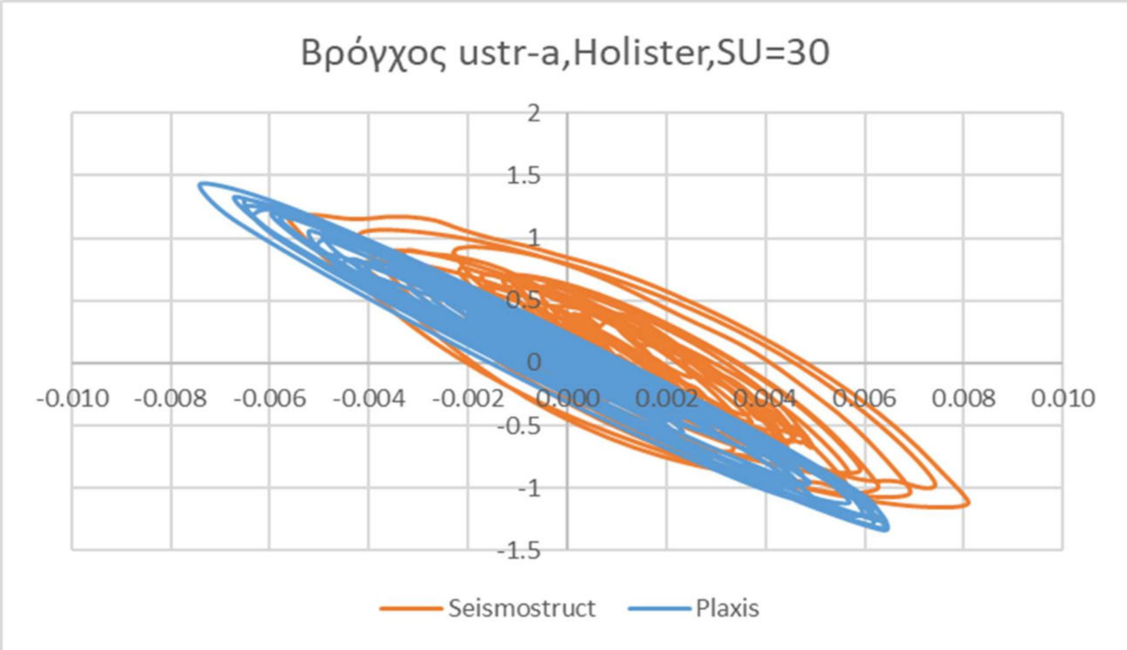
Σχήμα 6.18 Βρόγχοι απόλυτων επιταχύνσεων-μετακινήσεων ελαστικού βάθρου Plaxis-Seismostruct για τον σεισμό Kobe-SU=60



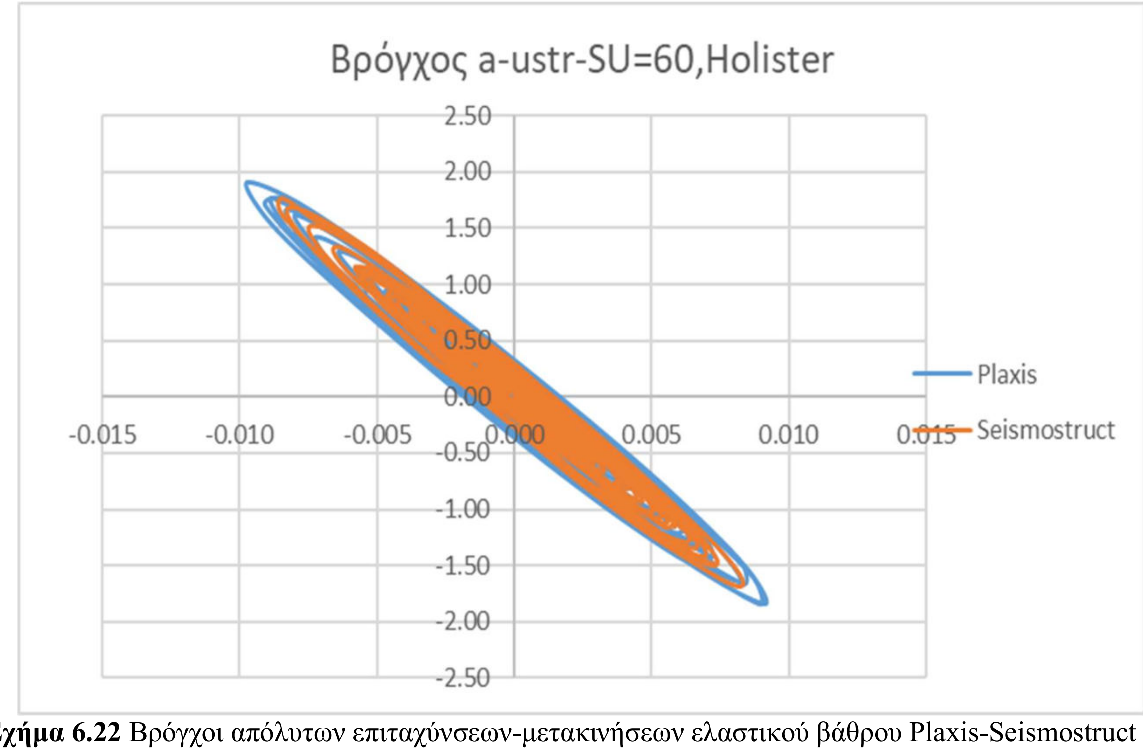
Σχήμα 6.19 Βρόγχοι απόλυτων επιταχύνσεων-μετακινήσεων ελαστικού βάθρου Plaxis-Seismostruct για τον σεισμό Friuli-SU=30



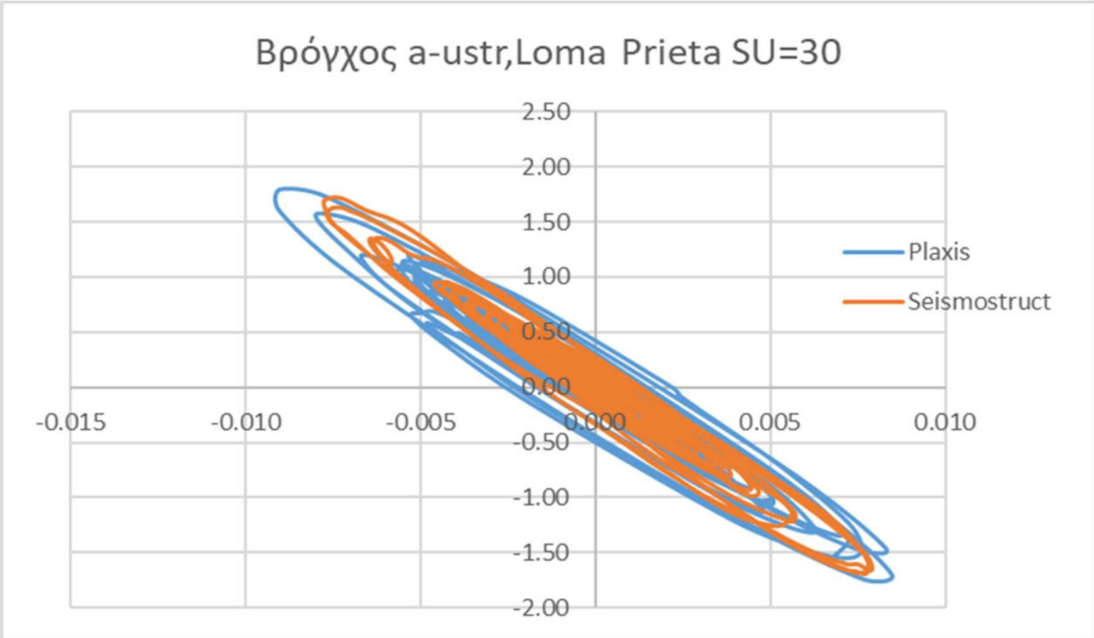
Σχήμα 6.20 Βρόγχοι απόλυτων επιταχύνσεων-μετακινήσεων ελαστικού βάθρου Plaxis-Seismostruct για τον σεισμό Friuli-SU=60



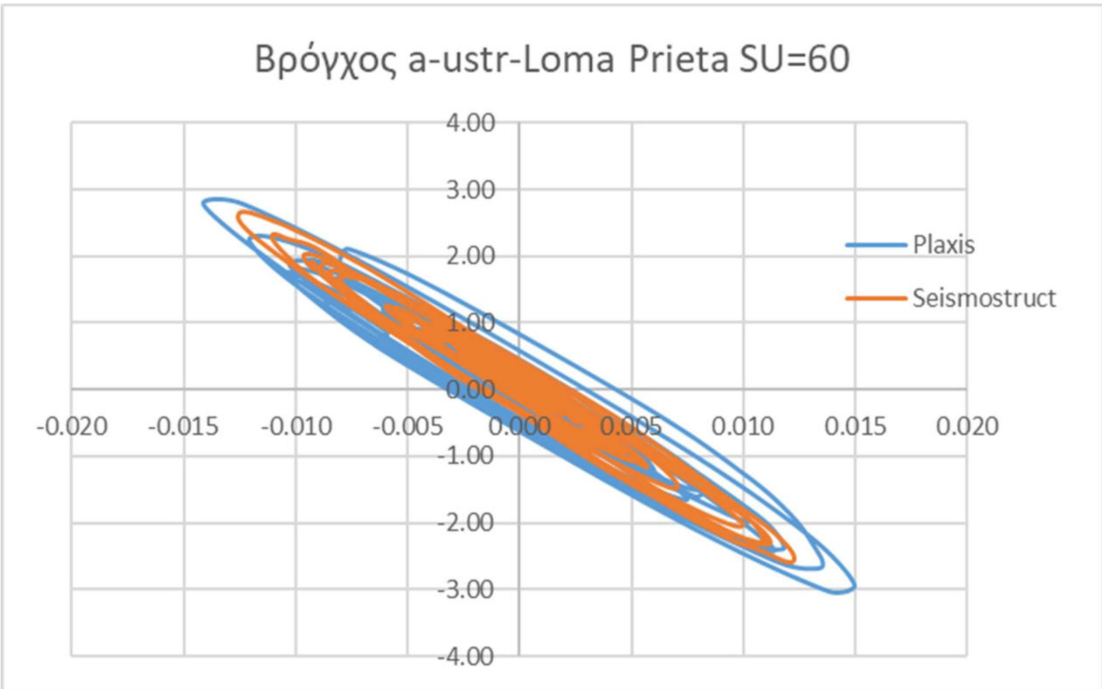
Σχήμα 6.21 Βρόγχοι απόλυτων επιταχύνσεων-μετακινήσεων ελαστικού βάθρου Plaxis-Seismostruct για τον σεισμό Holister-SU=30



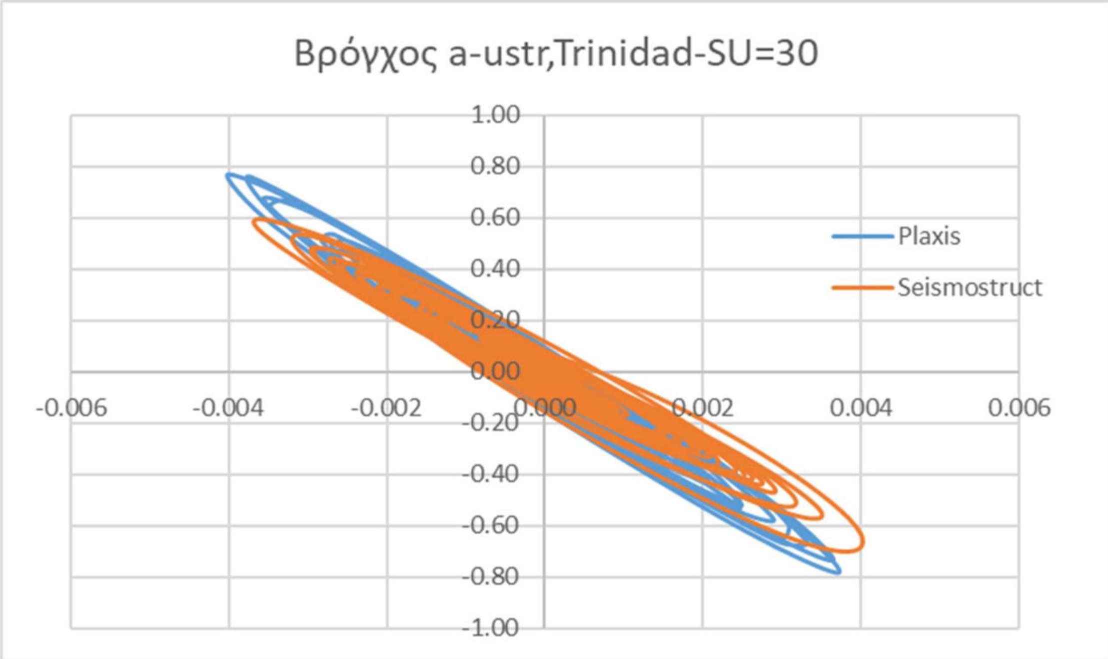
Σχήμα 6.22 Βρόγχοι απόλυτων επιταχύνσεων-μετακινήσεων ελαστικού βάθρου Plaxis-Seismostruct για τον σεισμό Holister-SU=60



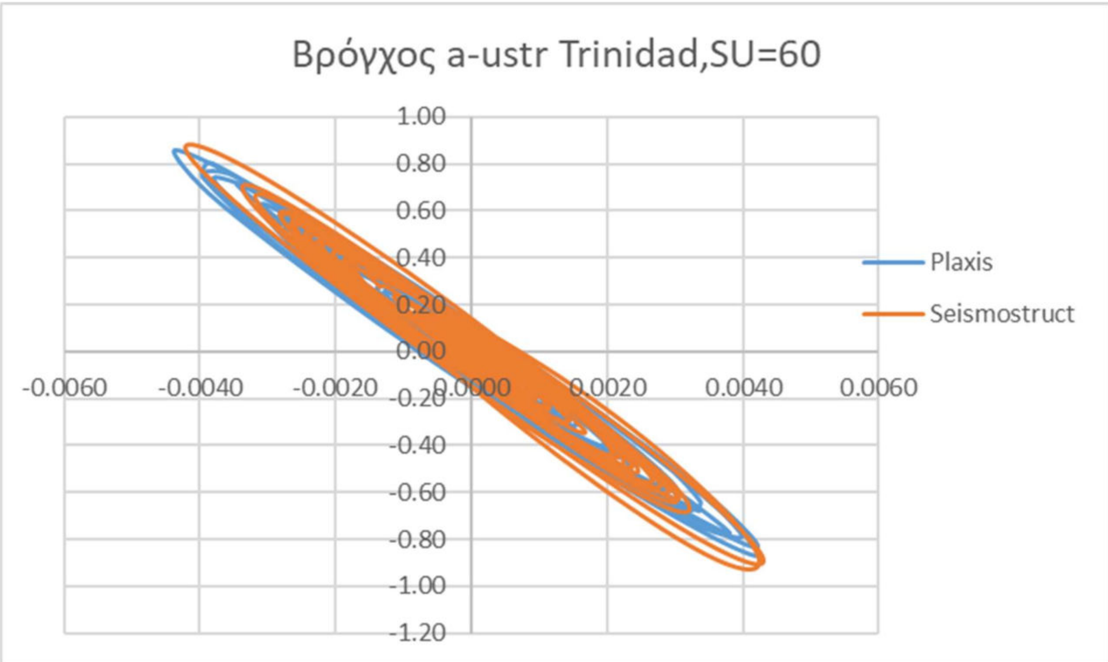
Σχήμα 6.23 Βρόγχοι απόλυτων επιταχύνσεων-μετακινήσεων ελαστικού βάθρου Plaxis-Seismostruct για τον σεισμό Loma Prieta-SU=30



Σχήμα 6.24 Βρόγχοι απόλυτων επιταχύνσεων-μετακινήσεων ελαστικού βάθρου Plaxis-Seismostruct για τον σεισμό Loma Prieta-SU=60



Σχήμα 6.25 Βρόγχοι απόλυτων επιταχύνσεων-μετακινήσεων ελαστικού βάθρου Plaxis-Seismostruct για τον σεισμό Trinidad-SU=30



Σχήμα 6.26 Βρόγχοι απόλυτων επιταχύνσεων-μετακινήσεων ελαστικού βάθρου Plaxis-Seismostruct για τον σεισμό Trinidad-SU=60

6.4 Σύγκριση ταλαντωτή επί μη γραμμικού εδάφους-πακτωμένου ταλαντωτή.

Διέγερση	h(m)	Mst(tn)	Vs(m/s)	Tst(s)	SU(kpa)	ustr(m)	F(KN)	Σύγκριση μετακινήσεων	Σύγκριση Δυνάμεων
Sakarya	12	1000	160	0.437	30	0.0081	1500	-60%	-64%
Ελαστική Λειτουργία				0.437	60	0.015	2500	-25%	-40%
Ελαστικός Ταλαντωτής		1000	βράχος	0.437		0.02	4200		

Διέγερση	h(m)	Mst(tn)	Vs(m/s)	Tst(s)	SU(kpa)	ustr(m)	F(KN)	Σύγκριση μετακινήσεων	Σύγκριση Δυνάμεων
Northridge	12	1000	160	0.437	30	0.009	1900	-83%	-83%
				0.437	60	0.013	2900	-77%	-74%
		1000	βράχος	0.437		0.056	11000		

Διέγερση	h(m)	Mst(tn)	Vs(m/s)	Tst(s)	SU(kpa)	ustr(m)	F(KN)	Σύγκριση μετακινήσεων	Σύγκριση Δυνάμεων
Kobe	12	1000	160	0.437	30	0.008	1600	-76%	-78%
				0.437	60	0.011	2100	-67%	-70%
		1000	βράχος	0.437		0.034	7000		

Διέγερση	h(m)	Mst(tn)	Vs(m/s)	Tst(s)	SU(kpa)	ustr(m)	F(KN)	Σύγκριση μετακινήσεων	Σύγκριση Δυνάμεων
Friuli	12	1000	160	0.437	30	0.008	1600	-72%	-73%
				0.437	60	0.011	2300	-62%	-61%
		1000	βράχος	0.437		0.029	6000		

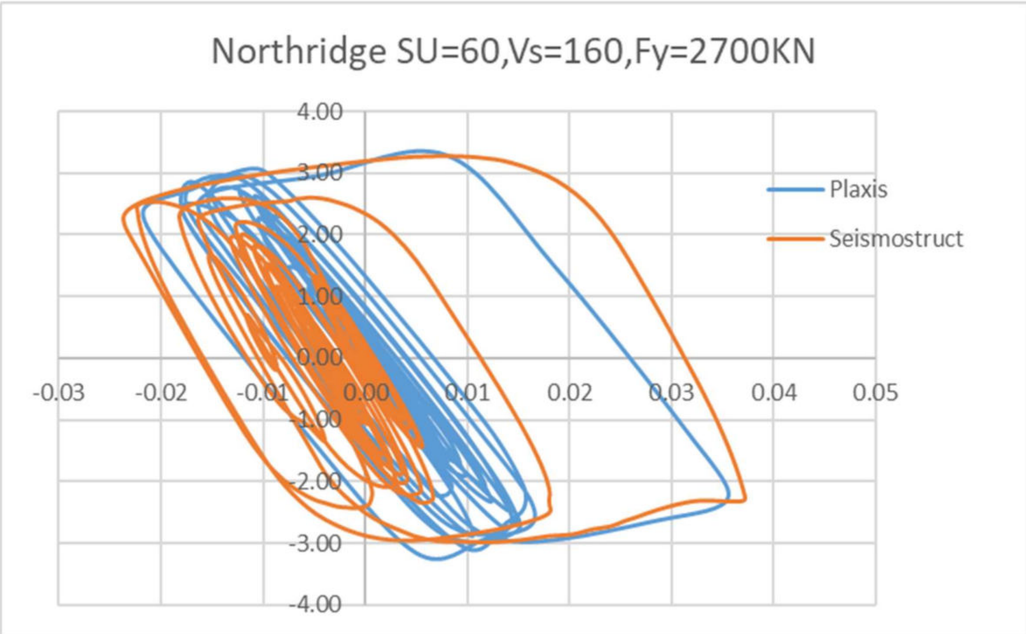
Διέγερση	h(m)	Mst(tn)	Vs(m/s)	Tst(s)	SU(kpa)	ustr(m)	F(KN)	Σύγκριση μετακινήσεων	Σύγκριση Δυνάμεων
Holister	12	1000	160	0.437	30	0.0078	1500	-77%	-79%
				0.437	60	0.010	2000	-71%	-72%
		1000	βράχος	0.437		0.034	7000		

Διέγερση	h(m)	Mst(tn)	Vs(m/s)	Tst(s)	SU(kpa)	ustr(m)	F(KN)	Σύγκριση μετακινήσεων	Σύγκριση Δυνάμεων
Loma Prieta	12	1000	160	0.437	30	0.009	1800	-60%	-61%
				0.437	60	0.015	3000	-32%	-35%
		1000	βράχος	0.437		0.022	4600		

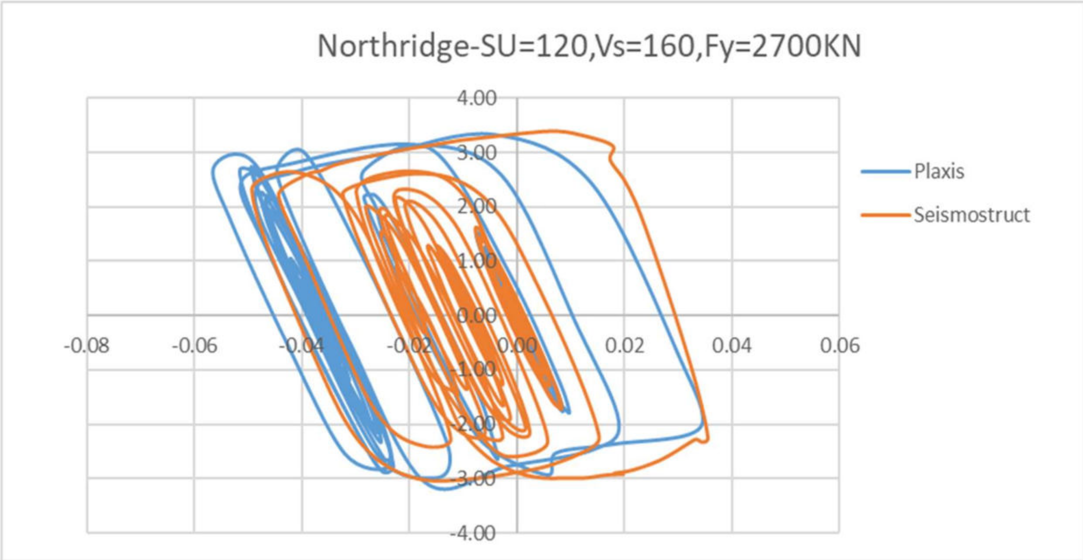
Διέγερση	h(m)	Mst(tn)	Vs(m/s)	Tst(s)	SU(kpa)	ustr(m)	F(KN)	Σύγκριση μετακινήσεων	Σύγκριση Δυνάμεων
Trinidad	12	1000	160	0.437	30	0.004	800	-55%	-60%
				0.437	60	0.004	800	-55%	-60%
		1000	βράχος	0.437		0.009	2000		

•Παρατηρούμε σημαντική μείωση των μετακίνησεων και των αναπτυσόμενων δυνάμεων με μείωση του μέτρου αστράγγιστης διατμητικής αντοχής έως και 80%

•Η μείωση αυτή είναι τόσο ευεργετική για το βάθρο ούτως ώστε ο ανελαστικός ταλαντωτής με δύναμη διαρροής Fy=2700KN να μην αναπτύσσει καθόλου ανελαστικές παραμορφώσεις για τους περισσότερους επιλεγμένους σεισμούς.Επομένως νοήμα έχει η ανελαστική διερεύνηση για τον σεισμό του Northridge.



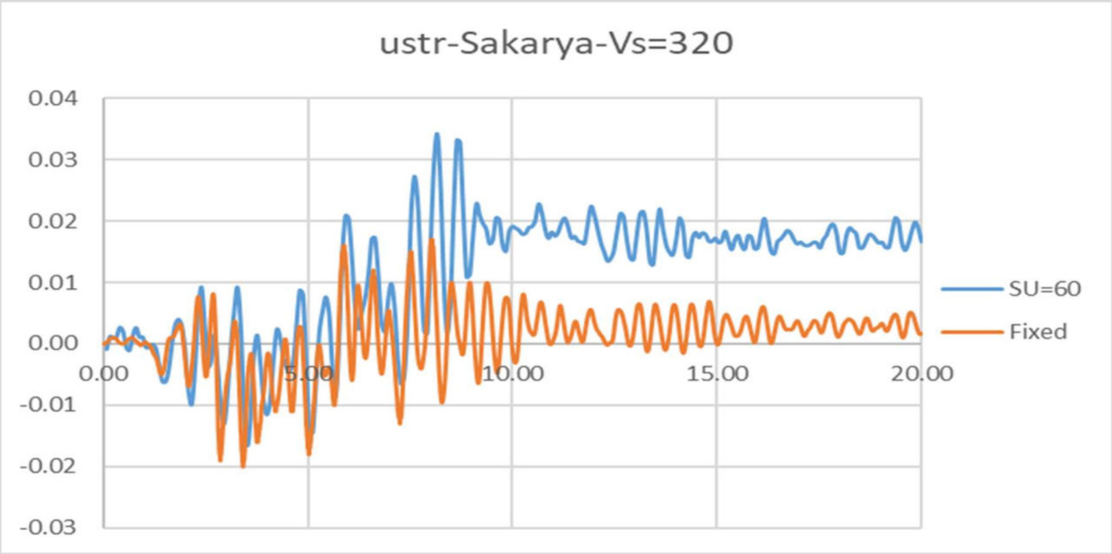
Σχήμα 6.27 Βρόγχοι απόλυτων επιταχύνσεων-μετακινήσεων ανεελαστικού βάθρου με δύναμη διαρροής Fy=2700KN Plaxis-Seismostruct για τον σεισμό Northridge-SU=60



Σχήμα 6.28 Βρόγχοι απόλυτων επιταχύνσεων-μετακινήσεων ανεελαστικού βάθρου με δύναμη διαρροής Fy=2700KN Plaxis-Seismostruct για τον σεισμό Northridge-SU=120

Διέγερση	h(m)	Mst(tn)	Vs(m/s)	Tst(s)	SU(kpa)	ustr(m)	F(KN)	Σύγκριση μετακινήσεων	Σύγκριση Δυνάμεων
Northridge	12	1000	160	0.437	60	0.035	3200	-48%	-3%
Fy=2700KN				0.437	120	0.058	3200	-15%	-3%
		1000	βράχος	0.437		0.068	3300		

Η επίδραση των μη γραμμικοτήτων εδάφους-θεμελίου δεν είναι πάντα θετική όπως φαίνεται παρακάτω για την περίπτωση του σεισμού της Sakarya και για τον ταλαντωτή Mst=1000tn,Vs=320m/s,SU=60.



Σχήμα 6.29 Χρονοιστορία μετακινήσεων για τον σεισμό της Sakarya-SU=60 σε σύγκριση με αυτές του πακτωμένου συστήματος.

Διέγερση	h(m)	Mst(tn)	Vs(m/s)	Tst(s)	SU(kpa)	ustr(m)	F(KN)	Σύγκριση μετακινήσεων	Σύγκριση Δυνάμεων
Sakarya	12	1000	320	0.437	60	0.035	3100	75%	7%
Fy=2700KN		1000	βράχος	0.437		0.02	2900		

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Γ. Γκαζέτας, Ε. Γαρίνη , Ι. Αναστασόπουλος, Ν.Γερόλυμος, ΄΄Αλληλεπίδραση εδάφους-θεμελίου-κατασκευής΄΄
2. "Εδαφοδυναμική" Γκαζέτας
3. Αιμίλιος Κωμοδρόμος ΄΄Υπολογιστική Γεωτεχνική΄΄
4. "Foundation Engineering Handbook 2nd Edition 1991" H.Y.Fang , Van Nostrand Reinhold,Gazetas
5. "Analysis of machine foundation vibrations:state of the art" Gazetas
6. "Three dimensional Finite Element modeling of SSI in soft soil", Hooman Torabi,Mohammad Rayhani
7. "Seismic soil-structure interaction:Beneficial or detrimental" Mylonakis,Gazetas
8. "Επιρροή εδαφικών συνθηκών στην σεισμική δόνηση" Γιάννης Ψυχάρης
9. "Αντισεισμικός σχεδιασμός γεφυρών" Γιάννης Ψυχάρης
10. "Αλληλεπίδραση εδάφους-λατασκευής απο την θεωρία στην πράξη" Γιώργος Μυλωνάκης
11. "Method N2" Fajfar
12. "Δυναμική των Κατασκευών" Chopra
13. "Soil-Foundation-structure systems beyond conventional seismic failure thresholds
14. "Non linear analysis of structures according to new european design code" D.Mestrovic,D.Cizmar
15. "Plaxis reference manual" Bentley Services
16. "Seismostruct manual and verification report" Seismosoft
17. Gelagoti F., Kourkoulis R., Anastasopoulos I., Gazetas G. (2011a), "Rocking Isolation of Frame Structures Founded oπ Separate Footings", Earthquake Engineering and Structural Dynamics
18. Gazetas G., Apostolou M. (2004) "Nonlinear soil-structure interaction: foundation uplift and soil yielding".

19.Anastasopoulos I. (2010), "Beyond conventionaI capacity design : towards a new design philosophy".