



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

Διπλωματική Εργασία

**ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΚΑΙ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ
ΟΔΙΚΩΝ ΔΙΚΤΥΩΝ**

ΕΥΡΙΠΙΔΗΣ ΚΑΡΑΜΗΤΣΙΟΣ



Υπεβλήθη για την εκπλήρωση μέρους των απαιτήσεων για την απόκτηση του Διπλώματος
Πολιτικού Μηχανικού

ΒΟΛΟΣ 2024

© 2024 Ευριπίδης Καραμήτσιος

Η έγκριση της διπλωματικής εργασίας από το Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών της Πολυτεχνικής Σχολής του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας δεν υποδηλώνει αποδοχή των απόψεων του συγγραφέα (Ν. 5343/32 αρ. 202 παρ. 2).

Εγκρίθηκε από τα Μέλη της Τριμελούς Εξεταστικής Επιτροπής:

Πρώτος Εξεταστής (Επιβλέπων)	Δρ Γρηγόριος Τσινίδης Επίκουρος Καθηγητής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας
Δεύτερος Εξεταστής	Δρ Πολυξένη Καλλιόγλου Λέκτορας, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας
Τρίτος Εξεταστής	Δρ Γεώργιος Εφραιμίδης Αναπληρωτής Καθηγητής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας

Ευχαριστίες

Πρώτα απ' όλα, θέλω να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα της διπλωματικής μου εργασίας, Επίκουρο Καθηγητή κ. Γρηγόριο Τσινίδη, για την πολύτιμη βοήθεια και καθοδήγησή του κατά τη διάρκεια της δουλειάς μου. Επίσης, είμαι ευγνώμων στα υπόλοιπα μέλη της εξεταστικής επιτροπής της διπλωματικής μου εργασίας, Λέκτορα κα. Πολυξένη Καλλιόγλου και Αναπληρωτή Καθηγητή κ. Γεώργιο Εφραιμίδη για την ανάγνωση και τον έλεγχο της εργασίας μου και για τις πολύτιμες υποδείξεις τους. Ευχαριστώ τους φίλους μου Τσάκο Νικόλαο, Μαρινάκη Χαράλαμπο και Μικέ Σταματίνα για την ηθική υποστήριξή τους. Πάνω απ' όλα θα ήθελα να ευχαριστήσω τους γονείς μου, Κωνσταντία Ακρίβου και Καραμήτσιο Παναγιώτη για την ολόψυχη αγάπη και υποστήριξή τους όλα αυτά τα χρόνια.

Ευριπίδης Καραμήτσιος

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΚΑΙ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΟΔΙΚΩΝ ΔΙΚΤΥΩΝ

Ευριπίδης Καραμήτσιος

Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, 2024

Επιβλέπων Καθηγητής: Γρηγόριος Τσινίδης, Επίκουρος Καθηγητής

Περίληψη

Οι τοίχοι αντιστήριξης αποτελούν δομικά συστήματα που συναντώνται συχνά σε οδικά δίκτυα. Ενδεχόμενες βλάβες στα συστήματα αυτά από σεισμούς, δύνανται να οδηγήσουν σε αποκλεισμούς των δικτύων με σημαντικές οικονομικές και κοινωνικές επιπτώσεις. Στο πλαίσιο αυτό, η παρούσα διπλωματική εργασία διερευνά την σεισμική τρωτότητα τοίχων αντιστήριξης οδικών δικτύων. Συγκεκριμένα, επιλέγονται και αναλύονται μέσω μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων, συστήματα διαφραγματικών τοίχων-εδάφους. Οι αναλύσεις γίνονται σε καθεστώς επίπεδης παραμόρφωσης με τον κώδικα πεπερασμένων διαφορών FLAC 2D, για μια σειρά επιλεγμένων σεισμικών καταγραφών. Η απόκριση των εξεταζόμενων τοίχων εκτιμάται σε όρους μετακινήσεων και στροφής καθώς και σε όρους καμπτικής ροπής, ενώ προσδιορίζονται ακόμα και χρονοϊστορίες επιτάχυνσης στο έδαφος σε σημεία στα ανάντη και κατόντη της αντιστήριξης. Στο πλαίσιο της διερεύνησης εξετάζονται παράμετροι που επηρεάζουν την συμπεριφορά των εξεταζόμενων συστημάτων, όπως οι μηχανικές ιδιότητες του εδάφους, οι διαστάσεις του τοίχου και ο βάθος έμπληξης του τοίχου. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων χρησιμοποιούνται για την χάραξη καμπυλών τρωτότητας των εξεταζόμενων τοίχων, χρησιμοποιώντας την μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA) σε δύο θέσεις στο έδαφος (ανάντη και κατόντη της αντιστήριξης) ως δείκτες σεισμικής έντασης και διάφορους δείκτες σεισμικής βλάβης (οριζόντια μετακίνηση της κεφαλής του τοίχου αντιστήριξης, κατακόρυφη μετακίνηση της κεφαλής του τοίχου αντιστήριξης, στροφή του τοίχου αντιστήριξης και μέγιστη καμπτική ροπή του τοίχου αντιστήριξης). Οι προκύπτουσες καμπύλες τρωτότητας καταδεικνύουν μια αύξηση των πιθανοτήτων βλάβης των εξεταζόμενων τοίχων αντιστήριξης με την αύξηση της σεισμικής έντασης, ειδικά για την περίπτωση του συστήματος με το υψηλότερο αντιστηριζόμενο τμήμα που εξετάζεται.

Λέξεις Κλειδιά: Διαφραγματικός Τοίχος, Σεισμική Απόκριση, Δυναμική Συμπεριφορά, Τρωτότητα, Καμπύλες τρωτότητας, Δείκτης βλάβης, Μέτρο Σεισμικής Έντασης

SEISMIC BEHAVIOR AND VULNERABILITY OF RETAINING WALLS OF ROAD NETWORKS

Euripidis Karamitsios

University of Thessaly, Department of Civil Engineering, 2024

Supervisor: Grigorios Tsinidis, Assistant Professor

Abstract

Retaining walls are structural systems commonly found in road networks. Potential damage to these systems caused by earthquakes may lead to significant downtimes, associated with important economic and social losses. This diploma thesis examines the seismic vulnerability of retaining walls of road networks. In particular, representative diaphragm wall-soil configurations are selected and analyzed via nonlinear dynamic analyses. The analyses are performed in the plane-strain conditions by employing the finite difference code FLAC 2D. A suite of seismic records is selected and used for the analyses. The response of the examined systems is examined through a set of outputs including deformations and rotation of the examined walls, as well as seismically induced bending moments of the examined walls. Acceleration time histories are also derived in the ground at representative locations found on both sides of the wall. In the frame of the numerical study, parameters that may affect the behavior of the examined systems are investigated namely the ground mechanical properties and the dimensions and depth of embedment of the walls. The results of the analyses are used to define fragility curves of the examined walls, using the peak ground accelerations (PGA) at two locations (in front and behind the walls) as seismic intensity measures. Various seismic damage indexes are examined (i.e., horizontal deformation atop of the wall, vertical deformation atop of the wall, rotation of the retaining wall and maximum bending moment of the retaining wall). The resulting fragility curves demonstrate an increase in the failure probabilities of the analyzed walls with increasing seismic intensity, especially in the case of wall with the higher retained section examined.

Keywords: *Retaining wall, seismic response, dynamic response, vulnerability, fragility curves, damage index, seismic intensity measure*

Πίνακας περιεχομένων

Κεφάλαιο 1 Εισαγωγή	9
1.1 Εισαγωγή	9
1.1.1 Κίνητρο και υπόβαθρο	9
1.1.2 Σκοπός της διπλωματικής εργασίας	10
1.1.3 Οργάνωση διπλωματικής εργασίας	10
Κεφάλαιο 2 Βιβλιογραφική ανασκόπηση	11
2.1 Θεωρία διαφραγμάτων αντιστήριξης	11
2.1.1 Γενικά	11
2.1.2 Επίλυση με θεώρηση οριακής κατάστασης ισορροπίας	14
2.1.3 Χρήση αριθμητικών μεθόδων	15
2.2 Σεισμική συμπεριφορά και τρωτότητα	17
2.3 Στάθμες βλάβης	19
2.4 Καμπύλες τρωτότητας	20
Κεφάλαιο 3 Εξεταζόμενα συστήματα και αριθμητική προσομοίωση	23
3.1 Σεισμικές καταγραφές	23
3.2 Προσομοίωση προβλήματος	25
3.2.1 Επίλυση προβλήματος με χρήση πεπερασμένων διαφορών (Finite Difference Analysis) (FDA)	25
3.2.2 Αρχικές ιδιότητες υλικών και προκαταρκτικές επιλύσεις	28
3.2.3 Δοκιμαστικά προσομοιώματα στο πλαίσιο εξοικείωσης με τον κώδικα	33
3.2.4 Τελικά προσομοιώματα	47
Κεφάλαιο 4 Αποτελέσματα παραμετρικών αναλύσεων και χάραξη καμπυλών τρωτότητας	51
4.1 Αποτελέσματα αναλύσεων των τελικών προσομοιωμάτων	51
4.2 Χάραξη καμπυλών τρωτότητας	58
4.3 Χάραξη πρόσθετων καμπυλών τρωτότητας	72
4.4 Σύγκριση καμπυλών τρωτότητας	76
4.4.1 Επιρροή επιλεγόμενου δείκτη βλάβης στις καμπύλες τρωτότητας	77
4.4.2 Επιρροή επιλεγόμενης θέσης υπολογισμού του μέτρου σεισμικής έντασης στις καμπύλες τρωτότητας	82
4.4.3 Επιρροή βάθους εκσκαφής στην τρωτότητα των εξεταζόμενων συστημάτων	86
Κεφάλαιο 5 Συμπεράσματα	91
Βιβλιογραφία	93

Κεφάλαιο 1 Εισαγωγή

1.1 Εισαγωγή

1.1.1 Κίνητρο και υπόβαθρο

Οι καταγραφόμενες βλάβες λόγω σεισμών αποκαλύπτουν ότι οι γεωτεχνικές κατασκευές μπορεί να είναι αρκετά τρωτές έναντι σεισμικού κινδύνου. Γενικά η διακινδύνευση (Risk) είναι συνάρτηση του φυσικού κινδύνου (Hazard), της τρωτότητας (Vulnerability) και της έκθεσης (Exposure) (Εξίσωση 1.1).

$$Risk = Hazard \times [Vulnerability \times Exposure] \quad (1.1)$$

Με τον όρο διακινδύνευση (Risk) περιγράφονται οι αναμενόμενες απώλειες ενός συστήματος (Exposure), ως αποτέλεσμα της πιθανής δράσης κάποιου φυσικού κινδύνου (Hazard) μία συγκεκριμένη χρονική περίοδο. Ένας φυσικός κίνδυνος (Hazard) μπορεί να είναι γεωλογικού, κλιματολογικού, ατμοσφαιρικού, υδρολογικού χαρακτήρα όπως σεισμός, πυρκαγιές, τυφώνες, πλημμύρες κ.α. Με τον όρο έκθεση (Exposure) περιγράφεται το απόθεμα των κατασκευών/συστημάτων, που θα βρεθούν σε αυτόν τον κίνδυνο και έχουν μια συγκεκριμένη τρωτότητα. Στον όρο έκθεση περιλαμβάνονται και τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά των εξεταζόμενων συστημάτων. Με τον όρο τρωτότητα χαρακτηρίζεται το πόσο επιρρεπές σε βλάβες είναι ένα σύστημα έναντι κάποιου κινδύνου. Συνήθως παρουσιάζεται μέσω καμπυλών τρωτότητας που παράγονται για διάφορες στάθμες βλάβης (ds) και περιγράφουν την πιθανότητα το εξεταζόμενο σύστημα να υπερβεί μια στάθμη βλάβης για ένα δεδομένο επίπεδο έντασης του κινδύνου. Πέρα από τις απώλειες ζωών, τους τραυματισμούς και τις υλικές ζημιές, που μπορεί να φέρει μία φυσική καταστροφή, όπως για παράδειγμα ένας σεισμός, οι ζημιές στο οδικό δίκτυο (γέφυρες, σήραγγες, πρανή, τοίχοι αντιστήριξης κ.α.) μπορούν να επηρεάσουν σε μεγάλο βαθμό τις μεταφορές ανθρώπων και υλικών αγαθών (οικονομικές και κοινωνικές απώλειες), τόσο βραχυπρόθεσμα όσο και μακροπρόθεσμα. Για το λόγο αυτό λοιπόν, κρίνεται απαραίτητη η διερεύνηση της συμπεριφοράς και της τρωτότητας κρίσιμων υποδομών έναντι φυσικών

κινδύνων, ούτως ώστε να αξιολογηθεί η διακινδύνευση και η ανθεκτικότητα των υποδομών αυτών έναντι των κινδύνων. Η παρούσα εργασία, επικεντρώνεται στην εκτίμηση της τρωτότητας διαφραγματικών τοίχων αντιστήριξης οδικών δικτύων έναντι σεισμικού κινδύνου.

1.1.2 Σκοπός της διπλωματικής εργασίας

Ο σκοπός της παρούσας εργασίας είναι η ανάπτυξη καμπυλών τρωτότητας για διαφραγματικούς τοίχους οδικών δικτύων. Συγκεκριμένα, επιλέγονται συστήματα διαφραγματικού τοίχου-εδάφους, τα οποία προσομοιώνονται αριθμητικά και αναλύονται μέσω δυναμικών αναλύσεων. Για την επίλυση του προβλήματος επιλέγεται ένα πλήθος σεισμικών διεγέρσεων (40 σεισμοί), ενώ εξετάζονται διάφορες παράμετροι που επηρεάζουν την σεισμική συμπεριφορά και τρωτότητα των συστημάτων, όπως το ύψος αντιστήριξης. Από την ανάλυση των εξεταζόμενων συστημάτων προκύπτει σειρά καμπυλών τρωτότητας θεωρώντας διάφορους δείκτες βλάβης και δύο θέσεις εκτίμησης του μέτρου σεισμικής έντασης.

1.1.3 Οργάνωση διπλωματικής εργασίας

Η συγκεκριμένη διπλωματική εργασία χωρίζεται σε πέντε ενότητες που καταλαμβάνουν τα Κεφάλαια 1 - 5, αντίστοιχα. Συγκεκριμένα:

- Στο Κεφάλαιο 1 παρουσιάζεται μια εισαγωγή στη εργασία.
- Στο Κεφάλαιο 2 αποδίδεται η βιβλιογραφική ανασκόπηση επί του εξεταζόμενου προβλήματος.
- Στο Κεφάλαιο 3 παρουσιάζονται οι εξεταζόμενες περιπτώσεις και η αριθμητική προσομοίωσή τους, ενώ επιλέγονται οι σεισμικές διεγέρσεις που χρησιμοποιούνται.
- Στο Κεφάλαιο 4 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων, ενώ εξάγονται τα πιθανοτικά μοντέλα σεισμικής απαίτησης για διάφορες παραδοχές δεικτών έντασης και βλάβης και γίνεται η χάραξη των καμπυλών τρωτότητας.
- Στο Κεφάλαιο 5 παρουσιάζονται τα συμπεράσματα της εργασίας.

Κεφάλαιο 2 Βιβλιογραφική ανασκόπηση

2.1 Θεωρία διαφραγμάτων αντιστήριξης

2.1.1 Γενικά

Διαφραγματικοί τοίχοι χρησιμοποιούνται συχνά όταν απαιτείται η «κατακόρυφη» αντιστήριξη εδαφικών μαζών, π.χ. εκσκαφές σε περιοχές με γειτνιάζουσες κατασκευές, οδικές αρτηρίες σε περιοχές με γειτνιάζουσες κατασκευές κλπ. Στις περιπτώσεις αυτές, για την επίτευξη της μικρότερης δυνατής διαταραχής, επιδιώκεται ο περιορισμός της αποτόνωσης του περιβάλλοντος εδάφους, ειδικά στις περιπτώσεις γειτνιαζουσών κατασκευών, όπου η αποτόνωση μπορεί να οδηγήσει σε πρόκληση διαφορικών καθιζήσεων στη θεμελίωση τους και καταναγκασμούς στο φορέα. Η κατασκευή κατακόρυφων στοιχείων στο όριο της προβλεπόμενης εκσκαφής πριν την έναρξή της είναι σε θέση να περιορίσει σε μεγάλο βαθμό την αποτόνωση. Ο τύπος των κατακόρυφων στοιχείων και ο τρόπος εφαρμογής τους οδηγούν σε διαφοροποιήσεις της προσέγγισης και καθορίζουν διαφορετικούς τύπους κατασκευών αντιστήριξης.

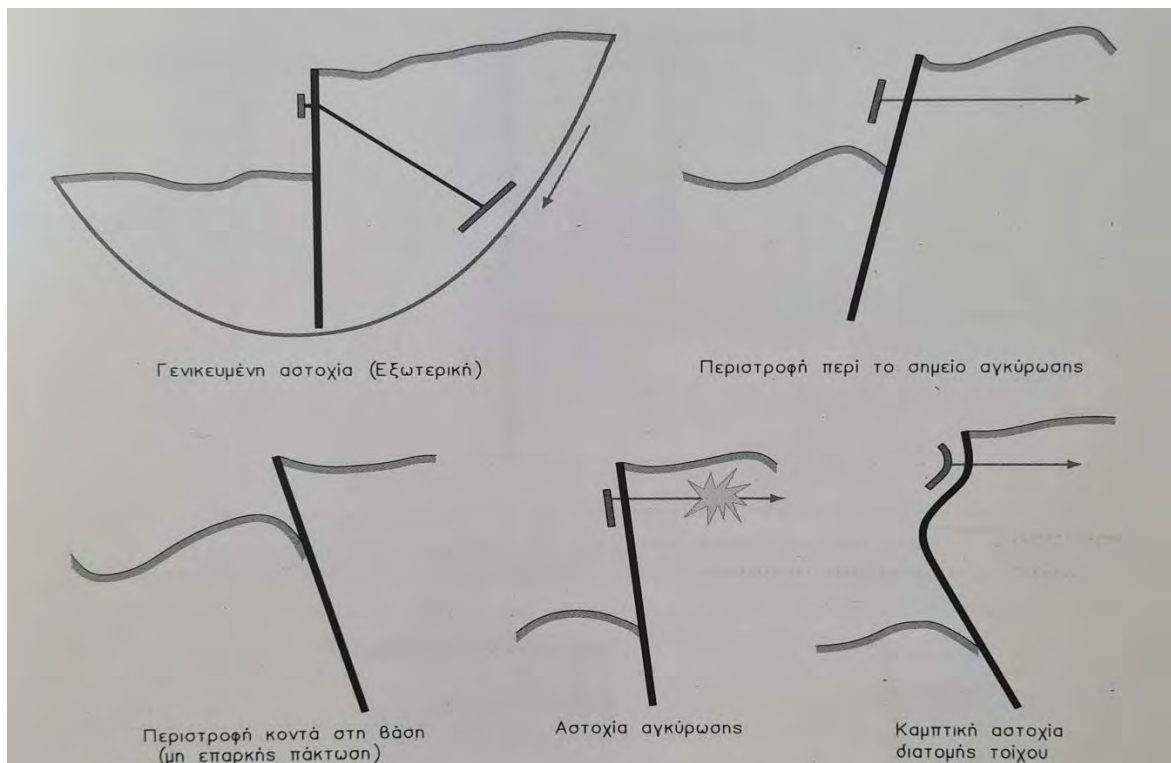
Η επιλογή του ακριβούς τύπου διαφράγματος καθορίζεται από τις υδραυλικές συνθήκες και την απαιτούμενη αντοχή και δυσκαμψία του διαφράγματος, η οποία εξαρτάται πρακτικά από το βάθος εκσκαφής και την αντοχή του εδάφους. Σε περίπτωση παρουσίας υψηλής στάθμης υπόγειου ορίζοντα η λύση διαφράγματος αντιστήριξης θα πρέπει να εξασφαλίζει και στεγανότητα. Συνήθη λύση αποτελεί η εφαρμογή πασσαλοσανίδων, δεδομένου ότι μπορεί να εφαρμοστεί γρήγορα. Το γεγονός δε ότι μετά την ολοκλήρωση του έργου οι πασσαλοσανίδες αφαιρούνται και χρησιμοποιούνται σε άλλα έργα αποτελεί πρόσθετο και ιδιαίτερα σημαντικό οικονομικό πλεονέκτημα. Τα δύο αυτά πλεονεκτήματα κατέστησαν την μέθοδο σχεδόν αποκλειστική στις περιπτώσεις εκσκαφών μικρού βάθους σε αποβάθρες λιμανιών και μεγάλων ποταμών.

Στις περιπτώσεις μεγάλου βάθους εκσκαφής, η λύση των πασσαλοσανίδων δεν είναι εφικτή και εφαρμόζονται εναλλακτικοί τύποι διαφραγμάτων με στοιχεία μεγάλης αντοχής. Χαρακτηριστικές

περιπτώσεις εναλλακτικών τύπων διαφραγμάτων αποτελούν οι διαφραγματικοί τοίχοι από οπλισμένο σκυρόδεμα και οι αλληλοτενόμενοι πάσσαλοι. Σε περίπτωση δε απουσίας υπόγειων υδάτων είναι δυνατόν να εφαρμοσθεί η μέθοδος τοίχων τύπου βερολίνου (“berlinoise”) γνωστή και υπό τον όρο “soldier beams”. Η μέθοδος πλεονεκτεί σημαντικά από οικονομική άποψη, μπορεί δε να εφαρμοσθεί σε μεγάλα βάθη υπό την προϋπόθεση πάντα της απουσίας υπόγειων υδάτων.

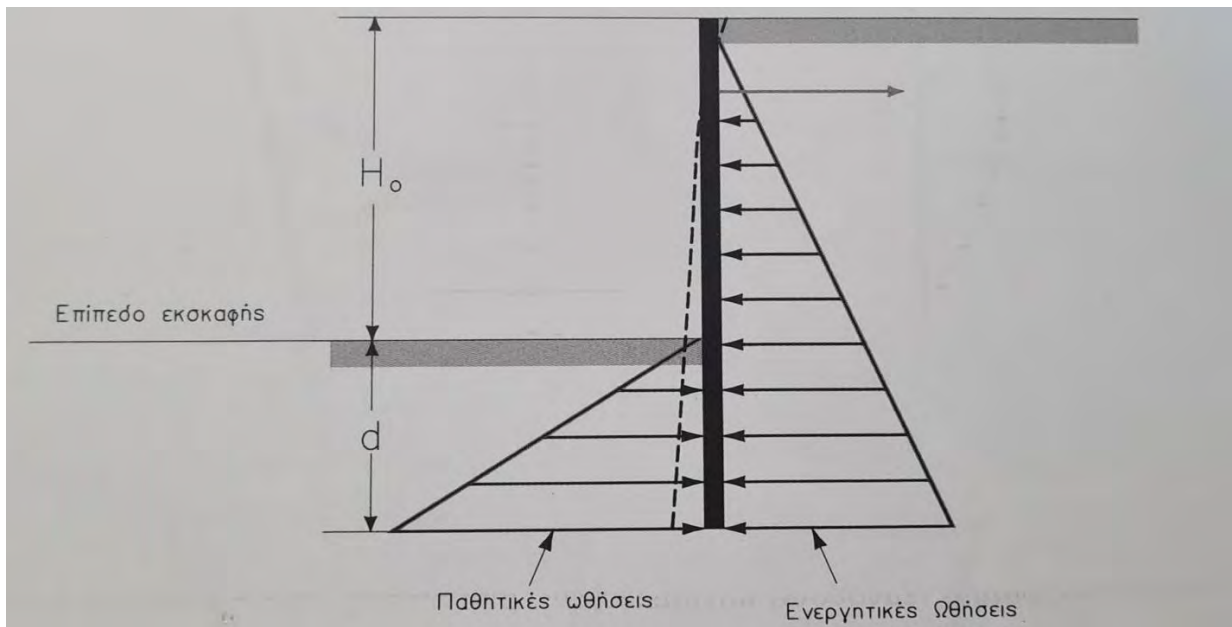
Κατά τον σχεδιασμό, οι διαφραγματικοί τοίχοι αντιστήριξης θα πρέπει να εξασφαλίζονται έναντι των παρακάτω μορφών αστοχίας, οι οποίες απεικονίζονται στο Σχήμα 2.1:

- Γενικευμένη αστοχία (εξωτερική αστοχία)
- Αστοχία λόγω περιορισμένης πάκτωσης και περιστροφής περί το σημείο αγκύρωσης
- Αστοχία λόγω περιορισμένης πάκτωσης και περιστροφής στη βάση του τοίχου
- Αστοχία αγκύρωσης ή αντηρίδας
- Αστοχία διατομής τοίχου λόγω διάτμησης ή κάμψης

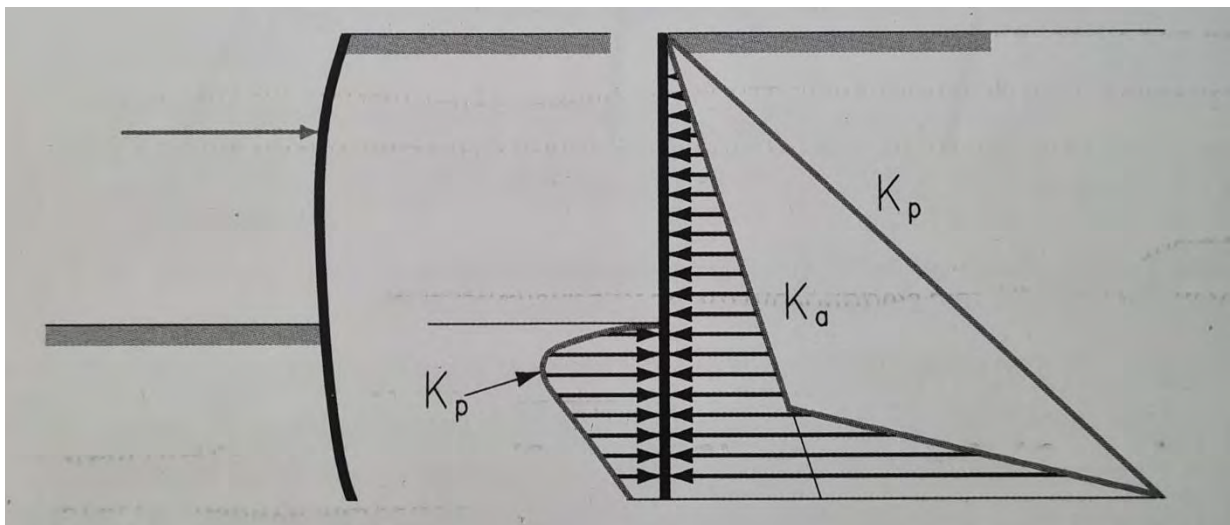


Σχήμα 2.1: Απεικόνιση τύπων αστοχίας διαφραγματικού τοίχου (Κωμοδρόμος, 2019)

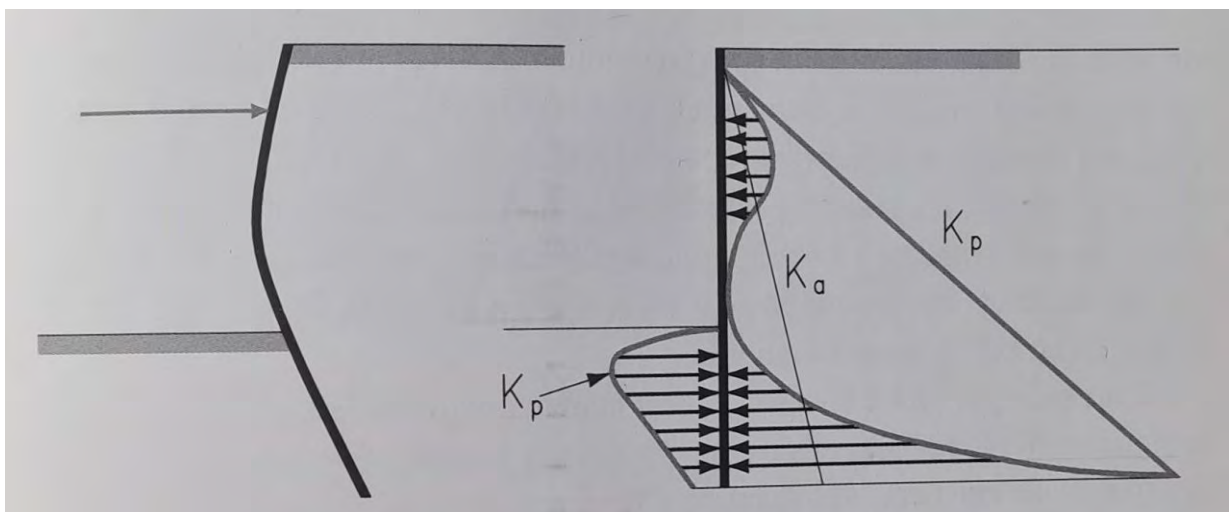
Χαρακτηριστικά στο Σχήμα 2.2 δίνεται η εικόνα παραμόρφωσης και το διάγραμμα ωθήσεων που αντιστοιχεί σε θεώρηση κατάστασης οριακής ισορροπίας και άκαμπτου τοίχου (με αγκύρωση). Η θεώρηση αυτή οδηγεί σε καθοριστική απλοποίηση των υπολογισμών, δεν αντανakλά εντούτοις την πραγματικότητα και σε σημαντικά έργα ή έργα μεγάλης κλίμακας θα πρέπει κανείς να προσφεύγει σε ακριβέστερες μεθόδους. Οι διατομές που εφαρμόζονται στους διαφραγματικούς τοίχους αντιστήριξης χαρακτηρίζονται, είτε από σχετικά μεγάλη δυσκαμψία (δύσκαμπτοι), όπως στους διαφραγματικούς τοίχους οπλισμένου σκυροδέματος, είτε από μικρή δυσκαμψία (εύκαμπτοι), όπως συμβαίνει στις πασσαλοσανίδες. Η εικόνα παραμόρφωσης των τοίχων και τα διαγράμματα ωθήσεων του εδάφους παρουσιάζονται στα Σχήματα 2.3-2.4 αντίστοιχα. Παρατηρείται, πως οι ωθήσεις είναι αισθητά διαφορετικές από εκείνες που αντιστοιχούν στην απλή εφαρμογή της μεθόδου οριακής ισορροπίας.



Σχήμα 2.2: Εικόνα παραμόρφωσης και διάγραμμα ωθήσεων που αντιστοιχεί σε θεώρηση άκαμπτου τοίχου με αγκύρωση (Κωμοδρόμος, 2019)



Σχήμα 2.3: Εικόνα παραμόρφωσης και αντίστοιχες ωθήσεις εδάφους γύρω από δύσκαμπτο διαφραγματικό τοίχο με αγκύρωση (Κωμοδρόμος, 2019)

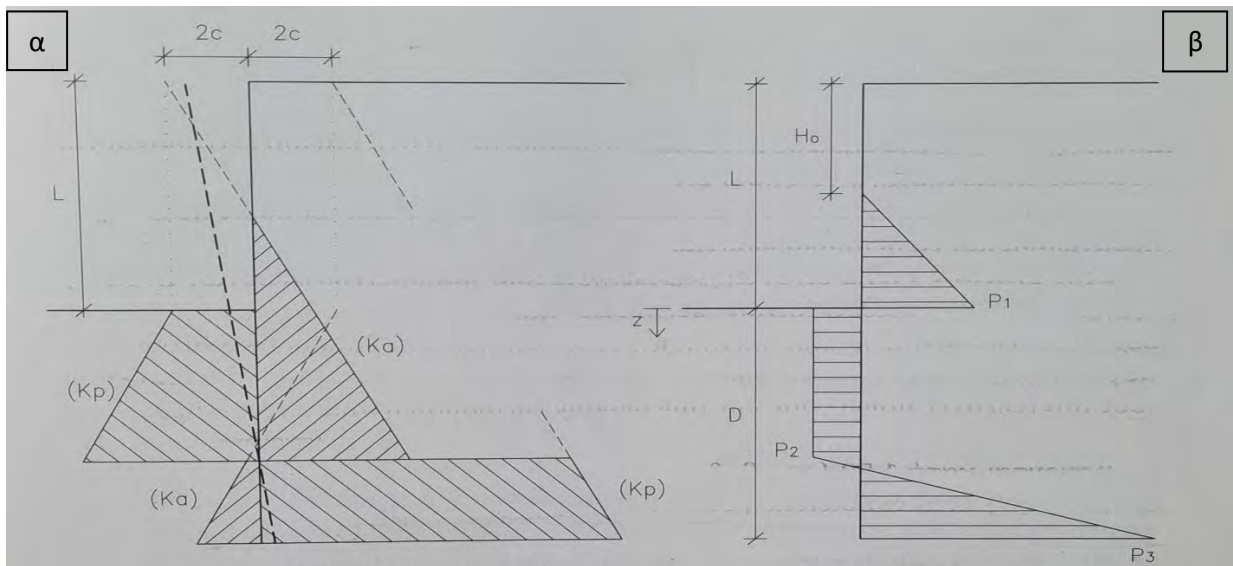


Σχήμα 2.4: Εικόνα παραμόρφωσης και αντίστοιχες ωθήσεις εδάφους γύρω από εύκαμπτο διαφραγματικό τοίχο με αγκύρωση (Κωμοδρόμος, 2019)

2.1.2 Επίλυση με θεώρηση οριακής κατάστασης ισορροπίας

Η επίλυση με θεώρηση οριακής κατάστασης ισορροπίας πραγματοποιείται είτε με χρήση απλού προγράμματος (π.χ. σε περιβάλλον Excel). Ο κώδικας ενσωματώνει τις προσεγγίσεις της μεθόδου οριακής ισορροπίας περί ανάπτυξης ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων και στη συνέχεια ολοκληρώνει το διάγραμμα ωθήσεων για να προσδιοριστεί το διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων,

ενώ με δεύτερη ολοκλήρωση προσδιορίζει το διάγραμμα ροπών. Για την επίλυση του προβλήματος χρησιμοποιείται επαναληπτική διαδικασία με χρήση της αρχής δοκιμής και διόρθωσης λάθους. Στη συνέχεια προσδιορίζονται τα μέγιστα εντατικά μεγέθη και ακολουθεί η διαστασιολόγηση της διατομής. Στο Σχήμα 2.5 παρουσιάζεται η επίλυση με θεώρηση οριακής κατάστασης ισορροπίας (διάγραμμα ωθήσεων) διαφραγματικού τοίχου αντιστήριξης χωρίς αγκύρωση σε συνεκτικό έδαφος.



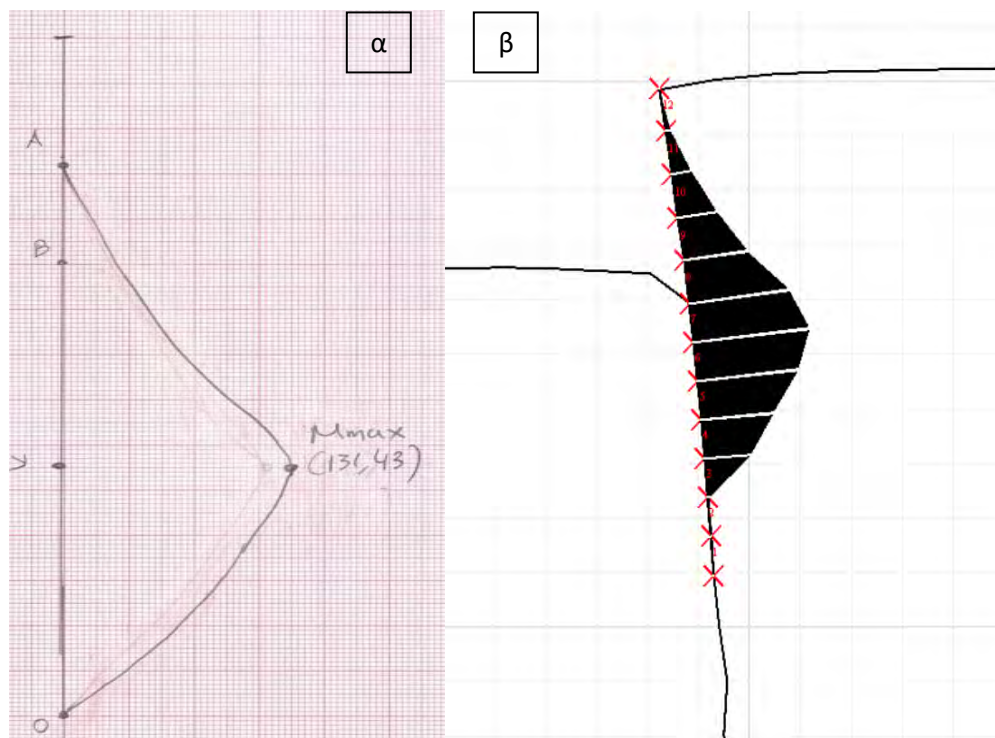
Σχήμα 2.5: Διαφραγματικός τοίχος χωρίς αγκύρωση σε συνεκτικό έδαφος, (α) εικόνα μετακινήσεων με τις αναπτυσσόμενες ωθήσεις, (β) διάγραμμα ωθήσεων εδάφους μετά από συμψηφισμό (Κωμοδρόμος, 2019)

2.1.3 Χρήση αριθμητικών μεθόδων

Η χρήση αριθμητικών μεθόδων, όπως για παράδειγμα η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων εφαρμόστηκαν αρχικά για την επίλυση των προβλημάτων των διαφραγμάτων αντιστήριξης με χρήση στοιχείων δοκού για την προσομοίωση του στοιχείου αντιστήριξης, ελατηριακών σταθερών για τις αντιδράσεις του εδάφους, στοιχείων ράβδου για την προσομοίωση των αγκυρώσεων ή των αντηρίδων, ενώ οι ωθήσεις εφαρμόζονταν ως κατανεμημένα φορτία μαζί με άλλα τυχόν φορτία. Η προσέγγιση αυτή βρήκε πεδίο εφαρμογής για μεγάλο χρονικό διάστημα λόγω της απλότητάς της. Η αδυναμία ουσιαστικής σύζευξης εντατικών και κινηματικών μεγεθών (μείωση για παράδειγμα της δύναμης αγκύρωσης λόγω μετακινήσεων του εδάφους) οδήγησε

στην εισαγωγή της προσέγγισης πλήρους αλληλεπίδρασης για το σχεδιασμό των έργων αντιστήριξης. Η ανάπτυξη υπολογιστικών συστημάτων και αλγορίθμων επίλυσης διευκόλυνε τη γενική εφαρμογή της, ενώ η ανάγκη επίλυσης και σχεδιασμού σύνθετων έργων αντιστήριξης με πολυσταδιακή κατασκευή (πολλές σειρές αγκυρώσεων ή αντηρίδων με επιβολή προέντασης) οδήγησε στην αποκλειστική πρακτικά χρήση της μεθόδου.

Όπως απεικονίζεται στο Σχήμα 2.6 το διάγραμμα ροπής κάμψης που προκύπτει μετά από την απλή εφαρμογή της μεθόδου οριακής ισορροπίας είναι παρόμοιο με το διάγραμμα ροπής κάμψης που προκύπτει μετά από την επίλυση προβλήματος διαφραγματικού τοίχου από τον κώδικα πεπερασμένων διαφορών του FLAC 2D, στο περιβάλλον του FLAC 2D.



Σχήμα 2.6: Διάγραμμα ροπής κάμψης, (α) μετά από επίλυση με θεώρηση οριακής κατάστασης ισορροπίας, (β) μετά από επίλυση με τη μέθοδο των πεπερασμένων διαφορών (FDM)

2.2 Σεισμική συμπεριφορά και τρωτότητα

Τα αποτελέσματα των σεισμών σε γεωτεχνικές κατασκευές, όπως είναι οι διαφραγματικοί τοίχοι ή τα επιχώματα μπορούν να χωριστούν σε δύο κατηγορίες: 1) αποτελέσματα λόγω σεισμικής ταλάντωσης και 2) αποτελέσματα λόγω αστοχίας εδάφους με τη μορφή ρευστοποίησης, μεγάλης μετακίνησης σε κάποιο ενεργό ρήγμα ή αστοχίας πρανούς. Οι κύριοι παράγοντες απ' τους οποίους εξαρτάται η σεισμική συμπεριφορά και τρωτότητα γεωτεχνικών κατασκευών είναι η γεωμετρία και οι ιδιότητες των υλικών των κατασκευών, οι ιδιότητες του περιβάλλοντος εδάφους ή βράχου και η ένταση της σεισμικής διέγερσης με τη μορφή εδαφικής κίνησης ή εδαφικής αστοχίας.

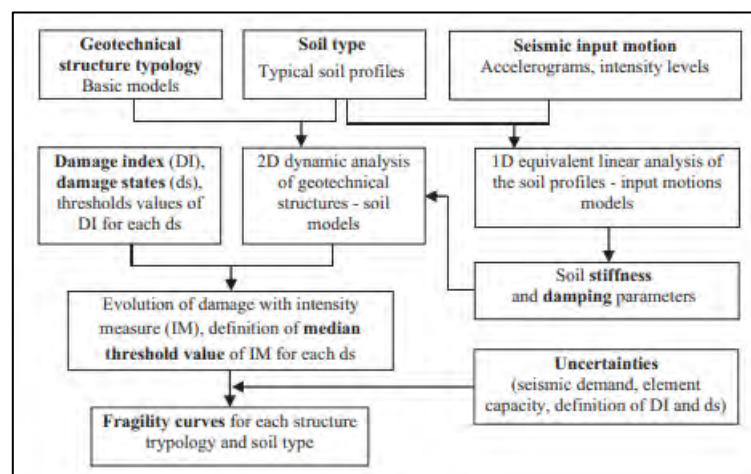
Η εκτίμηση της τρωτότητας κατασκευών ή συστημάτων (εδώ: διαφραγματικών τοίχων) πολλές φορές ποσοτικοποιείται μέσω των καμπυλών τρωτότητας. Οι καμπύλες τρωτότητας μπορούν να παραχθούν με διάφορες μεθόδους. Κάποιες από αυτές τις μεθόδους είναι εμπειρικές, βασιζόμενες σε γνώμη ειδικών, αναλυτικές/αριθμητικές καθώς και συνδυασμοί των προηγούμενων (υβριδικές μέθοδοι). Πρόσφατα πολύ διαδεδομένες έγιναν οι αριθμητικές μέθοδοι χάραξης καμπυλών, λόγω της πιο άμεσης εφαρμογής τους σε διάφορους τύπους κατασκευών. Αυτές οι μέθοδοι χρησιμοποιούνται πολλές φορές για να περιγράψουν την σεισμική συμπεριφορά κατασκευών όπως κτίρια (Akkar et al, 2005) ή γέφυρες (Nielson and DesRoches, 2007). Είναι πολύ σημαντικό και πρέπει να αναφερθεί, ότι καμπύλες τρωτότητας για τις περισσότερες κατασκευές οδικών δικτύων παρέχονται από την HAZUS (2004).

Για την παραγωγή αναλυτικών καμπυλών τρωτότητας ακολουθείται συνήθως μία γενική μεθοδολογία σαν αυτή που φαίνεται στο Σχήμα 2.7 (Argyroudis and Pitilakis, 2012, Argyroudis et al, 2013). Για την καλύτερη ακρίβεια και φυσική σημασία των αποτελεσμάτων χρειάζεται μία σειρά προκαταρκτικών επιλύσεων και είναι απαραίτητη η, όσο το δυνατόν γίνεται, ποιοτική προσομοίωση του προβλήματος μέσω κάποιου αριθμητικού κώδικα. Πολύ σημαντικό είναι ο κώδικας να είναι σωστά δομημένος. Πρέπει να προσδίδει στο μοντέλο μας καλή και σωστή, αναλόγως του προβλήματος προς εξέταση, διακριτοποίηση. Ζωτικής σημασίας είναι να περιέχει εντολές, που θα προσαρμόζουν τη δυσκαμψία και την απόσβεση του προβλήματος, ούτως ώστε

να είναι συμβατές με τα αναμενόμενα επίπεδα παραμόρφωσης, τις διάφορες χρονικές στιγμές, κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης.

Η γεωμετρία και οι ιδιότητες των υλικών του προβλήματος είναι και αυτές πολύ σημαντικές παράμετροι που κρίνουν σε μεγάλο βαθμό την σεισμική συμπεριφορά μίας κατασκευής και την ικανότητά της να αντισταθεί στη σεισμική διέγερση. Ειδικά για γεωτεχνικές κατασκευές τα γεωμορφολογικά χαρακτηριστικά και κυρίως οι ιδιότητες των εδαφικών υλικών που αποτελούν είτε ένα επίχωμα, είτε μία θεμελίωση, είτε το περιβάλλον υλικό εκατέρωθεν της κατασκευής, αποτελούν την κύρια παράμετρο επιρροής. Ανάλογα με τις τιμές των ιδιοτήτων των εδαφικών υλικών, το έδαφος μπορεί να καταταχθεί σε διάφορες κατηγορίες. Υπάρχουν πολλά διαφορετικά συστήματα κατάταξης εδαφών, που χρησιμοποιούνται ανάλογα με το ποιες ιδιότητες είναι γνωστές. Ένα ευρέως διαδεδομένο σύστημα κατάταξης είναι αυτό που παρουσιάζεται στον Ευρωκώδικα 8 (EC8) (2004), το οποίο κατηγοριοποιεί τα εδάφη ανάλογα με την ταχύτητα διατμητικών κυμάτων V_{s30} .

Τα χαρακτηριστικά της σεισμικής εδαφικής διέγερσης, τα σημαντικότερα των οποίων είναι το πλάτος, το συχνотικό περιεχόμενο και η διάρκεια της σεισμικής διέγερσης είναι και αυτά παράγοντες που μπορούν να επηρεάσουν σε μεγάλο βαθμό την σεισμική συμπεριφορά μίας γεωτεχνικής κατασκευής (Fotopoulou and Pitilakis, 2012). Για το λόγο αυτό είναι απαραίτητη η ορθή ποσοτική, αλλά και ποιοτική επιλογή, μετά από αξιολόγηση, των σεισμικών διεγέρσεων που θα επιβληθούν στο σύστημα.



Σχήμα 2.7: Διαδικασία παραγωγής καμπυλών τρωτότητας για γεωτεχνικές κατασκευές (Argyroudis et al, 2013)

2.3 Στάθμες βλάβης

Διάφορες στάθμες βλάβης (limit states ή damage states) (ds) δύνανται να οριστούν για τις διάφορες κατασκευές ενός οδικού δικτύου με βάση την περιγραφή των βλαβών, τα κριτήρια λειτουργικότητας και τα κόστη επισκευής. Οι συνήθεις τύποι βλάβης σε διαφραγματικούς τοίχους είναι οι οριζόντιες μετακινήσεις, στροφές και κατακόρυφες μετακινήσεις (καθιζήσεις) του τοίχου, αλλά και οι οριζόντιες και κατακόρυφες μετακινήσεις (καθιζήσεις) της επίχωσης. Για αυτό, οι στάθμες βλάβης μπορούν να περιγραφούν, τόσο με όρους μόνιμης οριζόντιας μετακίνησης (PHWD), στροφής (PWR) και κατακόρυφης μετακίνησης (καθιζήσης) του τοίχου (PVWD), όσο και με όρους μόνιμης οριζόντιας (PHGD) και κατακόρυφης μετακίνησης (καθιζήσης) της επίχωσης (PVGD) (Πίνακας 2.1), δηλαδή του εδάφους πλήρωσης πίσω από τον τοίχο. Αυτές οι στάθμες βλάβης εκφράζονται από ένα εύρος τιμών με ακρότατα (min, max) και μία μέση τιμή (mean) για μικρό (ds1), μέτριο (ds2) και εκτεταμένο / πλήρες (ds3) επίπεδο βλάβης. Η μέση τιμή (mean) είναι αυτή που αντιπροσωπεύει τον δείκτη βλάβης (damage index) (DI) του διαφράγματος αντιστήριξης. Το εύρος τιμών (min, max), που προτείνεται στη βιβλιογραφία, είναι αποτέλεσμα της κρίσης και της εμπειρίας μηχανικών και έχει σχέση με τη λειτουργικότητα του δρόμου, όσον αφορά την οδική κυκλοφορία, κατά τη διάρκεια των επισκευών των βλαβών (HAZUS, 2004) (Werner et al, 2006, Maruyama et al, 2010, Argyroudis et al, 2003). Ο χρόνος επαναφοράς της κυκλοφορίας, σε περίπτωση διακοπής της και κλεισίματος του οδικού δικτύου, εξαρτάται από το μέγεθος της βλάβης, και τον αριθμό των λωρίδων κυκλοφορίας του οδικού δικτύου στο τμήμα που υπέστη την βλάβη.

Πίνακας 2.1: Παράδειγμα σταθμών βλάβης με τη μορφή μόνιμης κατακόρυφης εδαφικής μετακίνησης της επίχωσης (PVGD) (HAZUS, 2004)

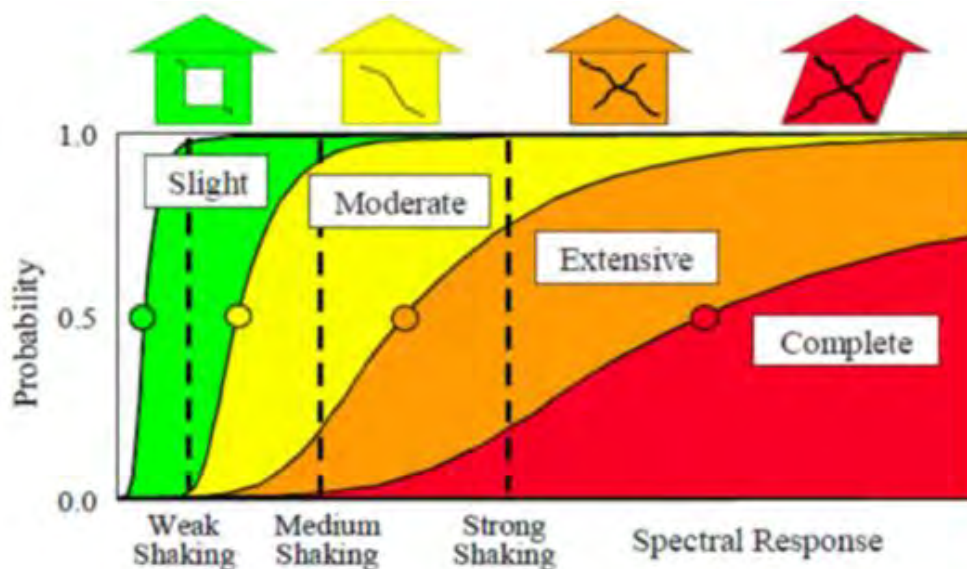
Στάθμη βλάβης	Μόνιμη κατακόρυφη εδαφική μετακίνηση (PVGD) (m)			Λειτουργικότητα (κατά τη διάρκεια των επισκευών)
	Min	Max	Mean	
ds1: Μικρό	0.02	0.08	0.05	Ανοιχτός δρόμος, μειωμένες ταχύτητες ή μερικώς κλειστός δρόμος
ds2: Μέτριο	0.08	0.22	0.15	Κλειστός ή μερικώς κλειστός δρόμος
ds3: Εκτεταμένο	0.22	0.58	0.40	Κλειστός δρόμος

2.4 Καμπύλες τρωτότητας

Πριν την κατασκευή των καμπυλών τρωτότητας ορίζεται η παράμετρος που περιγράφει το επίπεδο της σεισμικής διέγερσης, το μέτρο σεισμικής έντασης (intensity measure) (IM). Το μέτρο αυτό μπορεί να εκφράζεται από την μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA), ταχύτητα (PGV) ή μετακίνηση (PGD), την φασματική επιτάχυνση (SA), ταχύτητα (SV) ή μετακίνηση (SD) ή και από την μόνιμη εδαφική μετακίνηση (PGD).

Οι καμπύλες τρωτότητας περιγράφουν την πιθανότητα να υπερβεί το εξεταζόμενο σύστημα ή κατασκευή τις διάφορες στάθμες βλάβης για ένα δεδομένο επίπεδο σεισμικής διέγερσης (Σχήμα 2.8). Οι καμπύλες τρωτότητας συνήθως προκύπτουν από μία λογαριθμική συνάρτηση κατανομής πιθανότητας ως εξής:

$$P_f(ds \geq ds_i | S) = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{tot}} \cdot \ln \left(\frac{IM}{IM_{mi}} \right) \right] \quad (2.1)$$



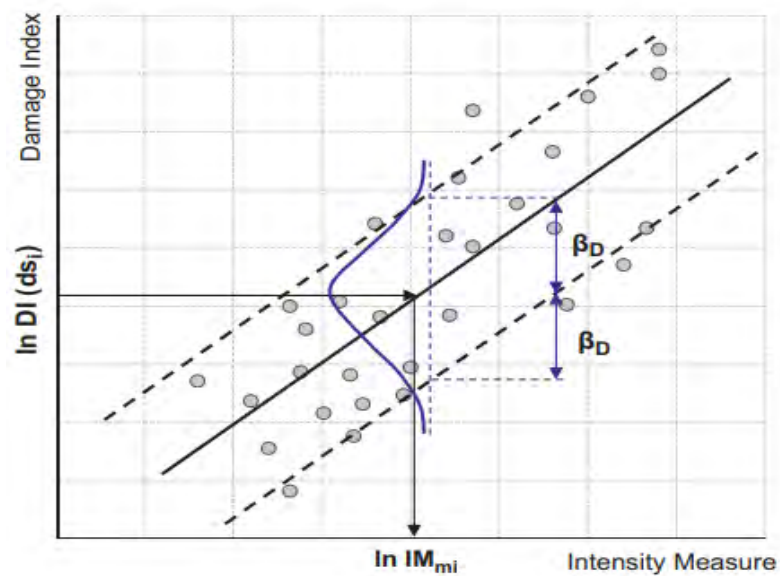
Σχήμα 2.8: Απεικόνιση καμπυλών τρωτότητας για μία κατασκευή (Τσινίδης, 2023)

P_f είναι η πιθανότητα υπερβολής μίας συγκεκριμένης στάθμης βλάβης ds_i για ένα συγκεκριμένο επίπεδο σεισμικής έντασης (IM) (π.χ. μέγιστη εδαφική επιτάχυνση, PGA), Φ είναι η τυπική αθροιστική συνάρτηση πιθανότητας, IM_{mi} είναι η μέση οριακή τιμή του μέτρου σεισμικής έντασης που απαιτείται, για να προκληθεί η στάθμη βλάβης ds_i και β_{tot} εκφράζει τη συνολική

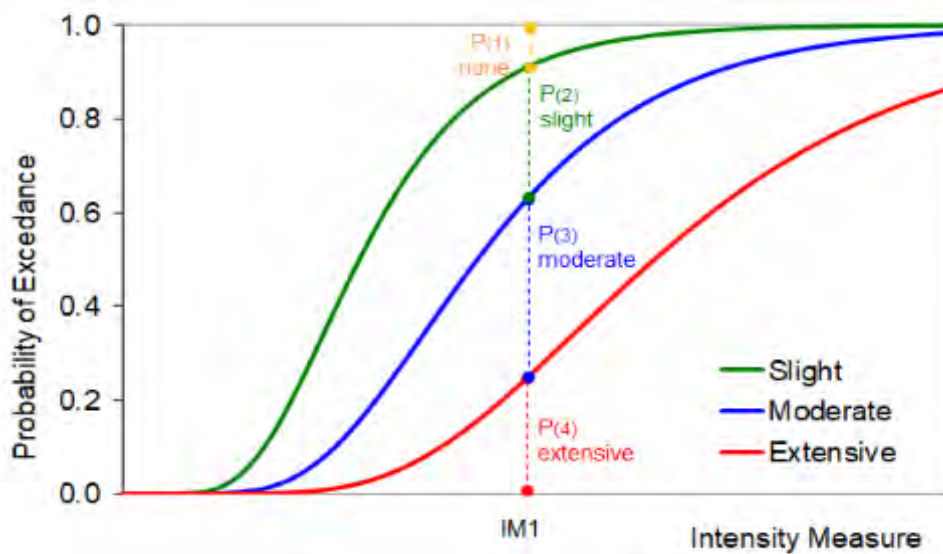
λογαριθμική τυπική απόκλιση (αβεβαιότητα). Συμπεραίνεται ότι, για την παραγωγή των καμπυλών τρωτότητας (Σχήμα 2.10), χρειάζεται να εκτιμηθούν οι παράμετροι IM_{mi} και β_{tot} . Η εκτίμηση της παραμέτρου IM_{mi} επιτυγχάνεται μέσω της απεικόνισης της μεταβολής του δείκτη βλάβης (DI) με αύξηση του μέτρου σεισμικής έντασης (IM), όπως φαίνεται και στο παράδειγμα του Σχήματος 2.9. Η απεικόνιση αυτή που ονομάζεται συσχέτιση DI – IM ή εναλλακτικά EDP – IM ταυτίζεται με τη δημιουργία ενός πιθανοτικού μοντέλου σεισμικής απαίτησης. Τα σημεία είναι τα αποτελέσματα των επιλύσεων του προβλήματος με χρήση πεπερασμένων στοιχείων / διαφορών (Finite Element / Difference Analysis) (FEA) (FDA) για τους διάφορους σεισμούς, παρουσιαζόμενα ως δείκτες βλαβών για διάφορα επίπεδα σεισμικής έντασης. Η συνεχής γραμμή παράγεται από τα σημεία, μέσω μιας ανάλυσης παλινδρόμησης. Μέσω των ορισμένων μέσων οριακών τιμών των σταθμών βλάβης (ds_1, ds_2, ds_3), που κατ' επέκταση είναι οι μέσοι οριακοί δείκτες βλάβης (DI1, DI2, DI3), και της συνεχούς γραμμής, προσδιορίζονται οι μέσες οριακές τιμές του μέτρου σεισμικής έντασης ($IM_{mi1}, IM_{mi2}, IM_{mi3}$). Όσον αφορά την παράμετρο β_{tot} , αυτή περιγράφει τη συνολική μεταβλητότητα της κάθε ομάδας καμπυλών τρωτότητας (αβεβαιότητα) και υπολογίζεται από την Εξίσωση 2.2.

$$\beta_{tot} = \sqrt{\beta_{ds}^2 + \beta_c^2 + \beta_D^2} \quad (2.2)$$

Η εξίσωση περιέχει τρεις ξεχωριστές αβεβαιότητες. Η β_{ds} είναι αβεβαιότητα σχετική με τον ορισμό των σταθμών βλάβης (damage states) και συγκεκριμένα οφείλεται στα εύρη που έχουν οριστεί από ειδικούς. Η β_c χαρακτηρίζει την αβεβαιότητα που σχετίζεται με την αντοχή του δομικού στοιχείου υπό φόρτιση (capacity). Η μεταβλητή β_D αναφέρεται στην αβεβαιότητα των σεισμικών διεγέρσεων που επιλέχθηκαν ως φορτίσεις (demand). Μπορεί να χαρακτηριστεί ως η τυπική απόκλιση των δεικτών βλάβης (DI), που έχουν υπολογιστεί για τις διάφορες σεισμικές διεγέρσεις σε κάθε επίπεδο σεισμικής έντασης (IM). Πρέπει να αναφερθεί, ότι η χρήση της Εξίσωσης 2.2 γίνεται με την παραδοχή ότι οι τρεις μεταβλητές, είναι στατιστικά ανεξάρτητες, λογαριθμικά κατανεμημένες και τυχαίες. Οι τιμές των τριών μεταβλητών αβεβαιότητας μπορούν γενικά να βρεθούν από τη σχετική βιβλιογραφία (HAZUS, 2004).



Σχήμα 2.9: Παράδειγμα εξέλιξης βλαβών (DI) με αύξηση του μέτρου σεισμικής έντασης (IM), ορισμός της μέσης οριακής τιμής του μέτρου σεισμικής έντασης IM_{mi} και της τυπικής απόκλισης β_D , λόγω της ποικιλίας των σεισμικών διεγέρσεων (Argyroudis et al, 2013)



Σχήμα 2.10: Καμπύλες τρωτότητας (Τσινίδης, 2023)

Κεφάλαιο 3 Εξεταζόμενα συστήματα και αριθμητική προσομοίωση

Στο πλαίσιο της διπλωματικής διερευνώνται συστήματα εδάφους-διαφραγματικού τοίχου από οπλισμένο σκυρόδεμα. Έπειτα από μια σειρά αναλύσεων εξοικείωσης με τον κώδικα πεπερασμένων διαφορών (Finite Difference Analysis) (FDA) που χρησιμοποιείται (FLAC 2D) γίνεται η προσομοίωση των τελικά επιλεγμένων συστημάτων. Η εκτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς και τρωτότητας γίνεται μέσω δυναμικών αναλύσεων που εκτελούνται για μια σειρά επιλεγμένων σεισμικών καταγραφών.

3.1 Σεισμικές καταγραφές

Για να ληφθεί υπόψιν η επιρροή των διαφόρων χαρακτηριστικών μιας σεισμικής εδαφικής κίνησης (αβεβαιότητα), επιλέχθηκαν 40 διαφορετικές σεισμικές καταγραφές (Πίνακας 3.1), που καλύπτουν ένα εύρος πλατών, συχνοτήτων και διάρκειας της σεισμικής κίνησης. Οι επιλεγμένες χρονοϊστορίες δεν ανήχθησαν σε άλλα πλάτη, αλλά χρησιμοποιήθηκαν ως έχουν στις αναλύσεις (Contiguglia et al, 2022).

Το γενικό πλαίσιο εφαρμογής τους είναι το εξής: Οι σεισμικές καταγραφές έχουν τη μορφή χρονοϊστοριών επιτάχυνσης. Οι χρονοϊστορίες αυτές αρχικά μετατρέπονται σε χρονοϊστορίες ταχύτητας και έπειτα σε χρονοϊστορίες τάσης με τη βοήθεια της Εξίσωσης 3.1. Εν τέλει ο σεισμός εφαρμόζεται στη βάση του προσομοιώματος με τη μορφή χρονοϊστορίας τάσης (τ).

$$\tau = 2 \cdot \rho \cdot V_s \cdot \dot{u}_t \quad (3.1)$$

Πίνακας 3.1: Επιλεγμένες σεισμικές διεγέρσεις

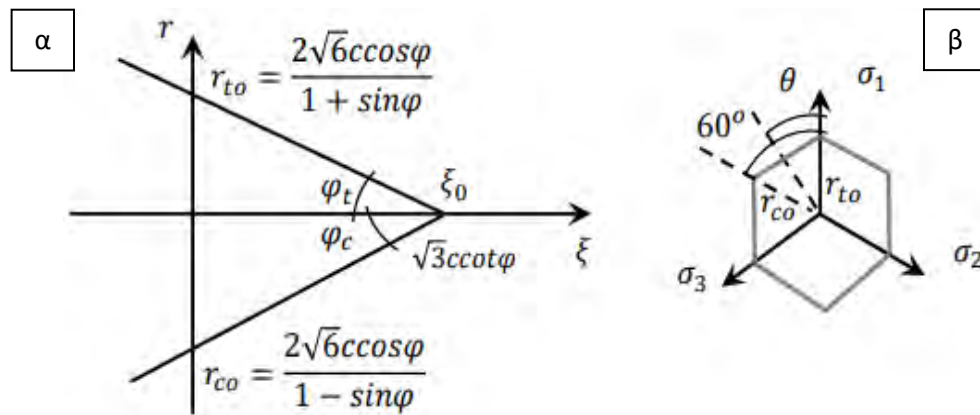
Ημερομηνία	Περιοχή	Χώρα σταθμού	Ένταση M_w	R (km)	$V_{s,30}$ (m/s)	Αριθμός σεισμού	Μέγιστη επιτάχυνση εδάφους PGA (g)
25/7/2003	N Miyagi Prefecture	Japan	6,1	32,00	1432,7	EQ1	0,28377

23/10/2004	Mid Niigata Prefecture	Japan	6,6	36	626	EQ2	0,395579
12/6/2005	Anza	USA	5,2	11,50	724,9	EQ3	0,21611
22/12/2003	San Simeon	USA	6,4	61,5	712,822	EQ4	0,15651
16/9/1978	Tabas	Iran	7,35	57	712	EQ5	0,84818
10/6/1987	Kalamata (Aftershock)	Greece	5,36	17,00	778,0	EQ6	0,08198
13/5/1995	Kozani	Greece	6,61	17	1000	EQ7	0,18312
7/9/1999	Ano Liosia	Greece	6,04	17,00	934,0	EQ8	0,1151
15/4/1979	Montenegro	Serbia	6,9	65	875	EQ9	0,23583
25/10/1984	Kremidia (Aftershock)	Greece	5	16	1530	EQ10	0,14319
17/5/1995	Kozani (Aftershock)	Greece	5,3	16,00	623,0	EQ11	0,395579
13/10/1997	Kalamata	Greece	6,4	48	1530	EQ12	0,11632
6/5/1976	Friuli	Italy	6,4	21,70	1029,6	EQ13	0,12874
15/9/1976	Friuli (Aftershock)	Italy	5,9	8,50	901,0	EQ14	0,26273
23/11/1980	Irpina	Italy	6,9	28,30	976,2	EQ15	0,11374
14/10/1997	Umbria Marche (Aftershock)	Italy	5,6	20,00	681,2	EQ16	0,08841
9/9/1998	App. Lucano	Italy	5,6	6,60	603,2	EQ17	0,1635
6/4/2009	L Aquila Mainshock	Italy	6,3	4,40	684,8	EQ18	0,21286
9/2/1971	San Fernando	USA	6,61	20,04	602,1	EQ19	0,417
28/11/1974	Hollister-03	USA	5,14	11,08	1428,1	EQ20	0,27162
6/8/1979	Coyote Lake	USA	5,74	4,37	663,3	EQ21	0,27795
2/5/1983	Coalinga-01	USA	6,36	33,52	684,935	EQ22	0,22355
24/4/1984	Morgan Hill	USA	6,19	36,34	663,3	EQ23	0,33414
23/12/1985	Nahanni	Canada	6,76	6,8	659,6	EQ24	0,67589
14/11/1986	Taiwan Smart1(45)	Taiwan	7,3	71,35	659,6	EQ25	0,17236
7/2/1987	Baja California	USA	5,5	3,69	659,6	EQ26	0,91055
18/10/1989	Loma Prieta	USA	6,93	35,47	663,3	EQ27	0,12072
18/10/1989	Loma Prieta	USA	6,93	16,34	659,6	EQ28	0,43248
25/4/1992	Cape Mendocino	USA	7,01	4,51	712,822	EQ29	0,64128
28/6/1992	Landers	USA	7,28	44,02	684,935	EQ30	0,51291
17/1/1994	Northridge-01	USA	6,69	25,42	971,4	EQ31	0,29709
17/1/1994	Northridge-01	USA	6,69	20,36	2016,13	EQ32	0,32462
16/1/1995	Kobe	Japan	6,9	8,7	609	EQ33	0,50257
20/9/1999	Chi-Chi	Taiwan	7,62	15,42	624,85	EQ34	0,64055
28/6/1991	Sierra Madre	Taiwan	5,61	6,46	821,689	EQ35	0,20922
16/10/1999	Hector Mine	Taiwan	7,13	26,53	684,935	EQ36	0,24776
20/9/1999	Chi-Chi	Taiwan	6,2	18,5	664,43	EQ37	0,32633
17/8/1999	Izmit	Turkey	7,6	42,77	700,9	EQ38	0,15787
17/8/1999	Izmit	Turkey	7,6	3,40	827,3	EQ39	0,22068
12/11/1999	Duzce 1	Turkey	7,1	15,60	718,9	EQ40	0,06875

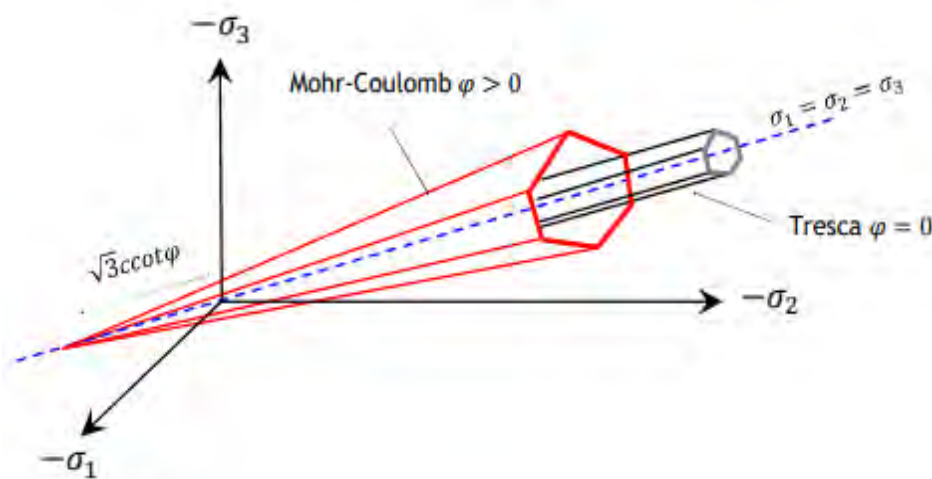
3.2 Προσομοίωση προβλήματος

3.2.1 Επίλυση προβλήματος με χρήση πεπερασμένων διαφορών (Finite Difference Analysis) (FDA)

Η επίλυση του των εξεταζόμενων συστημάτων εδάφους-διαφραγματικού τοίχου έγινε με βάση αριθμητικές μεθόδους. Συγκεκριμένα εφαρμόστηκε η μέθοδος των πεπερασμένων διαφορών (Finite Difference Method) (FDM) κάνοντας χρήση του κώδικα FLAC 2D. Οι εδαφικές στρώσεις προσομοιώθηκαν μέσω του ελαστοπλαστικού καταστατικού νόμου Mohr – Coulomb (Σχήματα 3.1-3.2), το βραχώδες υπόβαθρο μέσω του ελαστικού καταστατικού νόμου και για τον τοίχο θεωρήθηκε γραμμικά ελαστική συμπεριφορά. Το πρόβλημα επιλύεται σε συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης.



Σχήμα 3.1: Απεικονίσεις του κριτηρίου αστοχίας Mohr – Coulomb στο μεσημβρινό επίπεδο (α) και το επίπεδο εκτροπής (β) (Tsinidis, 2023)



Σχήμα 3.2: Απεικόνιση μορφής της επιφάνειας του κριτηρίου αστοχίας Mohr – Coulomb στο χώρο των κύριων τάσεων και σύγκρισή της με αυτήν της επιφάνειας του κριτηρίου αστοχίας Tresca (Tsinidis, 2023)

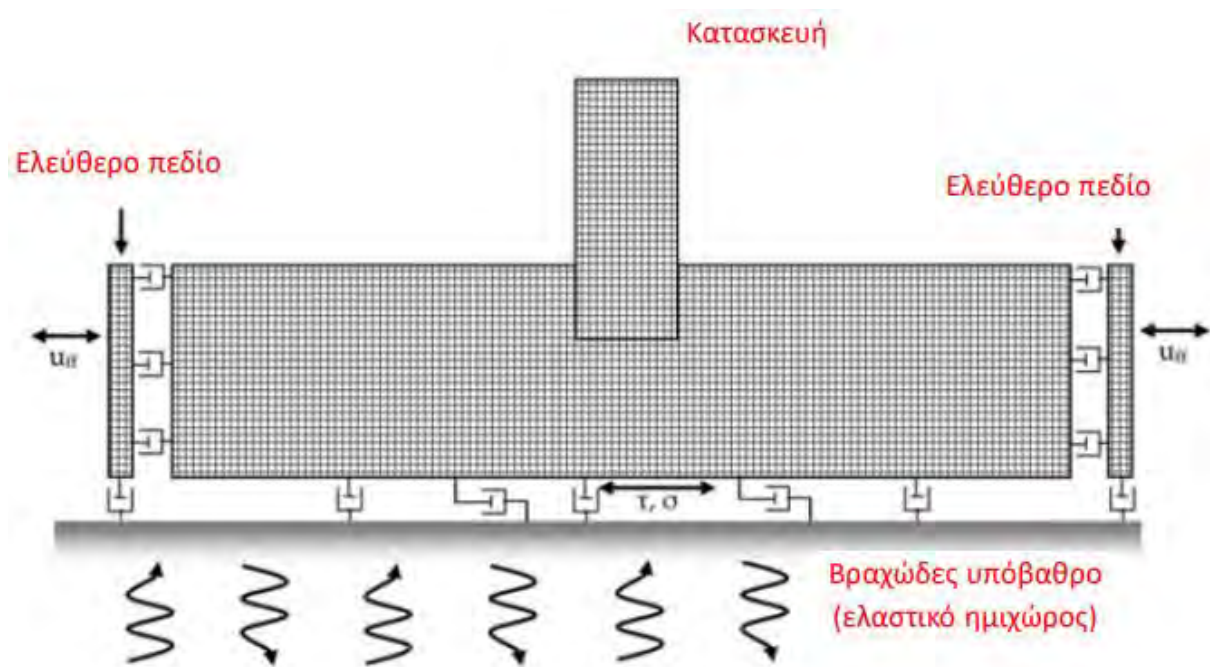
Στο πρόβλημα ακολουθήθηκε άμεση μέθοδος ανάλυσης (απευθείας ολοκλήρωση στον χρόνο). Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή πραγματοποιείται ταυτόχρονη ανάλυση κινηματικής και αδρανειακής αλληλεπίδρασης. Η γενική εξίσωση που λύνεται στο υπό μελέτη πρόβλημα με τη βοήθεια της μεθόδου πεπερασμένων διαφορών είναι η:

$$[M] \cdot \ddot{u}(t) + [C] \cdot \dot{u}(t) + [K] \cdot u(t) = -F(t) \quad (3.2)$$

Για την προσομοίωση του τοίχου χρησιμοποιήθηκαν δομικά στοιχεία δοκού (structural beam elements) και για την προσομοίωση του περιβάλλοντος εδάφους στοιχεία συνεχούς μέσου επίπεδης παραμόρφωσης (continuum plane strain elements). Το έδαφος γύρω απ' την κατασκευή υπό εξέταση προσομοιώθηκε έως ένα ικανοποιητικό πλάτος, ούτως ώστε να μην επηρεάζεται η κατασκευή μας από τα «όρια» του προσομοιώματος. Η διακριτοποίηση του καννάβου πυκνώνει στην περιοχή γύρω από τον διαφραγματικό τοίχο.

Στο προσομοίωμα ακολουθείται η θεώρηση εύκαμπτης βάσης, σύμφωνα με την οποία, η βάση του προσομοιώματος, πάνω στην οποία εφαρμόζεται η σεισμική κίνηση (τ), ορίζεται ως εύκαμπτη. Σε σχέση με τον ορισμό συνοριακών συνθηκών, για το στατικό πρόβλημα επιλέχθηκαν κατάλληλες συνθήκες στήριξης στο κάτω όριο και τα πλευρικά όρια του προσομοιώματος. Κατά τη δυναμική φόρτιση τα σεισμικά κύματα ταξιδεύουν και στη συνέχεια ανακλώνται μέσα στο μοντέλο, ξεκινώντας από τη βάση του, καταλήγοντας πάνω στα πλευρικά όρια. Έτσι για την σωστή επίλυση του δυναμικού προβλήματος ορίστηκαν νέα, αυτή τη φορά «δυναμικά» πλευρικά

όρια στο μοντέλο (Σχήμα 3.3). Τα δυναμικά πλευρικά όρια έχουν τις ίδιες δυνατότητες με τα στατικά πλευρικά όρια (fixed boundaries). Επιπλέον όμως, αναλόγως της εντολής που χρησιμοποιείται, μπορούν, είτε να απορροφήσουν σε μεγάλο βαθμό τα ανακλώμενα σεισμικά κύματα, να τα παγιδέψουν μέσα τους και να εμποδίσουν την περαιτέρω ανάκλασή και εξέλιξή τους πάνω σε αυτά και εκτός αυτών, είτε να απορροφήσουν τα ανακλώμενα κύματα επιτρέποντας τη συνέχεια της κίνησής τους. Για το δεξί και αριστερό πλευρικό όριο χρησιμοποιείται η εντολή ff limits. Για το κάτω πλευρικό όριο χρησιμοποιείται η εντολή xquiet και yquiet. Χρησιμοποιείται αυτή η εντολή αντί της εντολής ff limits, γιατί ταυτόχρονα θέλουμε να ορίσουμε τη σεισμική κίνηση στο κάτω πλευρικό όριο (βάση του προσομοιώματος).



Σχήμα 3.3: Απεικόνιση τυπικού προσομοιώματος εδάφους – κατασκευής και «δυναμικών» πλευρικών ορίων (Tsinidis, 2023)

Όλες οι αναλύσεις (για κάθε σεισμό) εκτελέστηκαν ακολουθώντας τα ίδια βήματα. Στο 1^ο βήμα γίνεται επίλυση μικρών παραμορφώσεων (small strain) του αρχικού εδαφικού προφίλ υπό το καθεστώς της βαρύτητας (στατική επίλυση). Θεωρείται ότι ο τοίχος κατασκευάζεται προ της εκσκαφής. Κατά τη φάση αυτή ο τοίχος βρίσκεται σε πλήρη ισορροπία, δεχόμενος αμφίπλευρα ίδιο πεδίο ωθήσεων. Στο 2^ο βήμα, όπου και πραγματοποιείται η εκσκαφή, επιλύεται στατικά το σύστημα σε καθεστώς μικρών παραμορφώσεων (small strain). Μετά την εκσκαφή, οι ωθήσεις

εσωτερικά του τοίχου τον οδηγούν σε ελαφρά περιστροφή γύρω από σημείο κοντά στη βάση του. Κατ' αυτόν τον τρόπο επέρχεται νέα ισορροπία, η οποία χαρακτηρίζεται από αποτόνωση των αρχικών τάσεων εσωτερικά του τοίχου μέχρι το βάθος που αντιστοιχεί στο σημείο περιστροφής. Κάτω από το σημείο αυτό το έδαφος στην εσωτερική πλευρά συμπίεζεται, ενώ ακριβώς το αντίθετο συμβαίνει στην εξωτερική πλευρά. Στο 3^ο βήμα γίνεται η δυναμική ανάλυση με ενημέρωση συντεταγμένων μεγάλων παραμορφώσεων (large strain). Ο σεισμός εφαρμόζεται ομοιόμορφα στη βάση του μοντέλου. Στα βήματα 1 και 2, σε αντίθεση με το βήμα 3, εφαρμόζεται επίλυση μικρών παραμορφώσεων και μηδενίζονται οι μετακινήσεις στο τέλος του καθενός, διότι σκοπός της εργασίας είναι η μελέτη της σεισμικής συμπεριφοράς του τοίχου. Γι' αυτό γίνεται η παραδοχή πως ο διαφραγματικός τοίχος βρίσκεται σε τέλεια ισορροπία με το υπόλοιπο σύστημα κατά την κατασκευή του και κατά την εκσκαφή και υπολογίζονται μόνο οι μετακινήσεις στο τέλος του βήματος 3.

3.2.2 Αρχικές ιδιότητες υλικών και προκαταρκτικές επιλύσεις

Το εδαφικό προφίλ αποτελείται από 3 στρώματα. Τα 2 άνω στρώματα αποτελούνται από εδαφικό υλικό και κάτω βρίσκεται το βραχώδες υπόβαθρο. Το βραχώδες υπόβαθρο, που είναι σύνηθες να εμφανίζεται σε μεγάλα βάθη, είναι άρρηκτος βράχος και περιγράφεται από τον καταστατικό νόμο ελαστικότητας. Τα δύο εδαφικά στρώματα χαρακτηρίζονται από τον καταστατικό νόμο Mohr – Coulomb. Το μεσαίο εδαφικό στρώμα, το οποίο θεωρείται ότι είναι το έδαφος θεμελίωσης του διαφράγματος αντιστήριξης χαρακτηρίζεται από ενεργή συνοχή $c' = 10$ kPa, γωνία τριβής $\varphi = 35^\circ$, φαινόμενο βάρος $\gamma = 18$ kN/m³ και λόγο Poisson $\nu = 0,3$. Το άνω εδαφικό στρώμα χαρακτηρίζεται από χαμηλή αντοχή και θέτεται ως το έδαφος πλήρωσης που βρίσκεται πίσω από τον τοίχο (επίχωμα). Έχει ενεργή συνοχή $c' = 5$ kPa, γωνία τριβής $\varphi = 32^\circ$, φαινόμενο βάρος $\gamma = 17$ kN/m³ και λόγο Poisson $\nu = 0,3$. Αυτό είναι το εδαφικό στρώμα, που δεν θα βρίσκεται σε ισορροπία κατά την εκσκαφή και μετά την εκσκαφή για την κατασκευή του οδικού τμήματος και καθιστά απαραίτητη την κατασκευή διαφραγματικού τοίχου. Οι αρχικές ιδιότητες των εδαφών και του σκυροδέματος που ορίστηκαν στο πρόβλημα φαίνονται στον Πίνακα 3.2.

Πίνακας 3.2: Αρχικές ιδιότητες υλικών προβλήματος

Εδαφικό προφίλ									
	z (m)	γ (kN/m ³)	E (MPa)	G (MPa)	K (MPa)	ν	V_s (m/s)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Έδαφος επιχώματος	0 έως +10	17	281,6	108,3	234,7	0,3	250	5	32
Έδαφος θεμελίωσης	0 έως -13	18	584,4	224,8	487,0	0,3	350	10	35
Βραχώδες υπόβαθρο	-13 έως -20	22	3731,7	1435,3	3109,8	0,3	800	-	-
Τοίχος βαρύτητας									
	γ (kN/m ³)	E (MPa)	G (MPa)	K (MPa)	ν				
Σκυρόδεμα	24	30000,0	12500,0	16666,7	0,2				

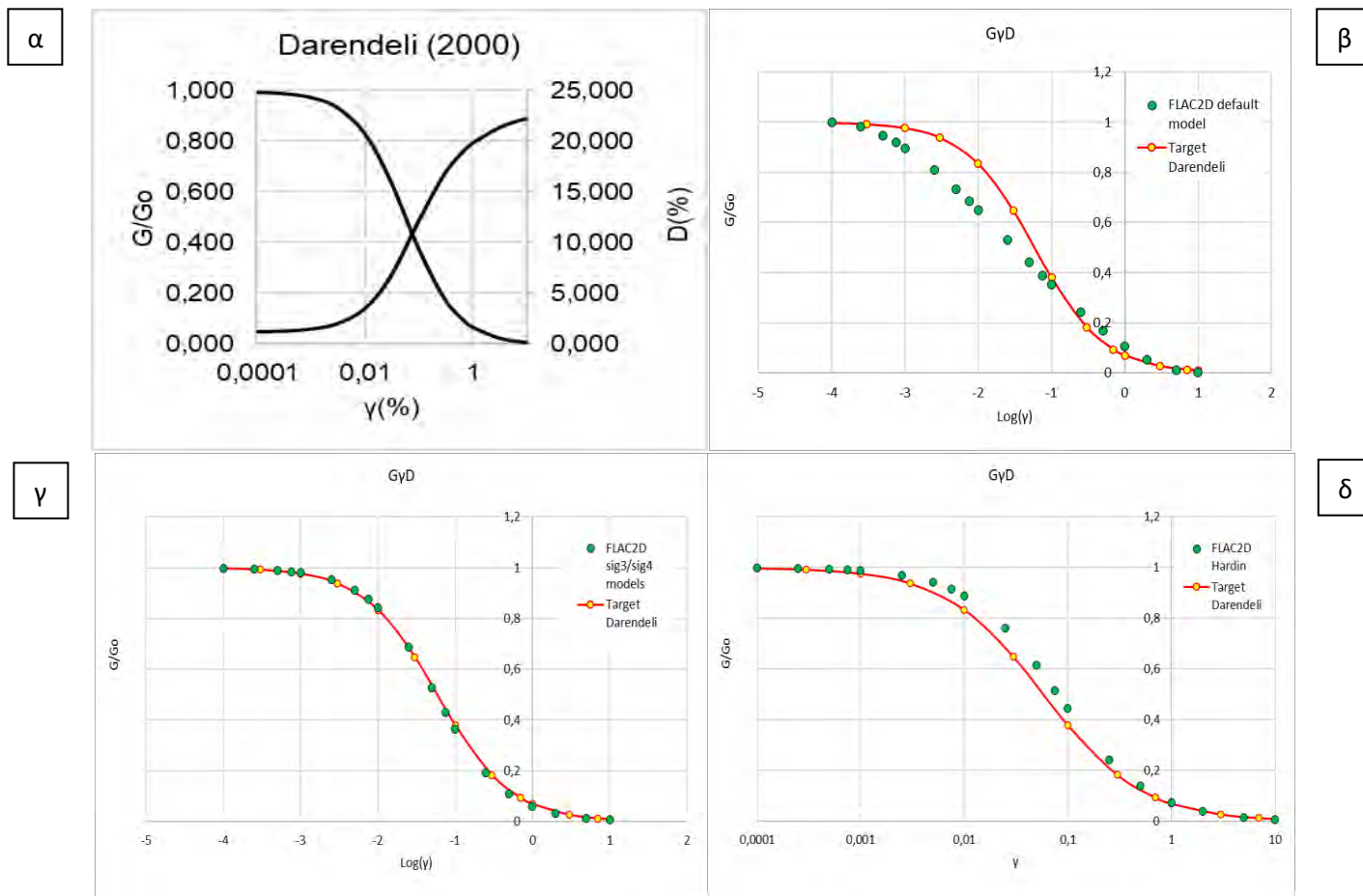
Αναγκαίο είναι να οριστεί σωστά η συμπεριφορά του εδάφους κατά τη διάρκεια ανακυκλιζόμενης / δυναμικής φόρτισης και για την επίτευξη αυτού πρέπει να ληφθεί υπόψη η μεταβολή του μέτρου διάτμησης και της απόσβεσης του εδάφους με τη αύξηση της διατμητικής παραμόρφωσης. Αναλυτικότερα για να υπολογιστούν σωστά τα μητρώα [M], [C] και [K] της Εξίσωσης 3.2 και κατ' επέκταση να λυθεί σωστά το σύστημα, πρέπει οι παράμετροι δυσκαμψίας και απόσβεσης που θα εισαχθούν στον κώδικα πεπερασμένων διαφορών να είναι, τέτοιες ώστε η δυσκαμψία και η απόσβεση να είναι ρεαλιστικές και συμβατές με την διατμητική παραμόρφωση που αναμένεται στο έδαφος κάθε στιγμή κατά τη διάρκεια κάθε σεισμικής διέγερσης. Οι παράμετροι αυτές θέτονται μόνο στα εδαφικά στρώματα. Πραγματοποιείται μια σειρά προκαταρκτικών επιλύσεων σε περιβάλλον Excel για τον υπολογισμό αυτών των παραμέτρων, όπως φαίνεται και στα Σχήματα 3.4-3.5.

Η μεταβολή του μέτρου διάτμησης G/G_{max} και της απόσβεσης D με την αύξηση του επιπέδου διατμητικής παραμόρφωσης παρουσιάζεται με τη βοήθεια των καμπυλών $G\gamma D$. Οι καμπύλες αυτές, είτε λαμβάνονται από την βιβλιογραφία, είτε δημιουργούνται με την πραγματοποίηση γεωτεχνικών δοκιμών. Στην παρούσα εργασία η συμπεριφορά του εδάφους προσεγγίστηκε σύμφωνα με τις καμπύλες $G\gamma D$ που παρέχονται από τον Darendeli (2000) συναρτήσεως του δείκτη πλαστικότητας (PI), της ενεργής τάσης και της ταχύτητας διατμητικών κυμάτων (Σχήμα 3.4α). Οι καμπύλες αυτές ορίζονται ως καμπύλες «στόχος» ("target"). Χρησιμοποιούνται διάφορα μοντέλα που είναι διαθέσιμα στο FLAC 2D για την εισαγωγή των καμπυλών στόχος στις αναλύσεις, π.χ. το default μοντέλο, τα μοντέλα sig3/sig4 και το μοντέλο του Hardin (Σχήματα

3.4β-3.4δ). Τα μοντέλα αυτά περιέχουν συντελεστές, που για διάφορες τιμές τους, προσεγγίζουν περισσότερο ή λιγότερο τις καμπύλες «στόχος» (“target”). Μετά από δοκιμές διαφόρων τιμών στους συντελεστές των μοντέλων, παρατηρείται ότι το μοντέλο που προσφέρει την καλύτερη προσέγγιση είναι το sig3. Στον Πίνακα 3.3 παρουσιάζονται οι τιμές των συντελεστών του μοντέλου sig3.

Πίνακας 3.3: Τιμές συντελεστών του μοντέλου sig3

a	1
b	-0,45
x_0	-1,25
y_0	0 (sig3 model)



Σχήμα 3.4: Προκαταρκτική επίλυση καμπυλών GγD (α) καμπύλες GγD Darendeli (2000) (β) καμπύλες GγD FLAC2D default model (γ) καμπύλες GγD FLAC2D sig3/sig4 models (μετά από βαθμονόμηση) (δ) καμπύλες GγD FLAC2D Hardin (μετά από βαθμονόμηση)

Για πολύ μικρές παραμορφώσεις του εδάφους, όπου η απόσβεση είναι η ελάχιστη, είναι απαραίτητη η εισαγωγή μιας ελάχιστης απόσβεσης Rayleigh D_{min} . Αν δεν οριστεί αυτή η ελάχιστη απόσβεση D_{min} , είναι δυνατό να προκύψουν υπερεκτιμήσεις των μεγίστων υπολογιζόμενων χρονοϊστοριών επιτάχυνσης. Όσον αφορά τον υπολογισμό του μητρώου της απόσβεσης $[C]$ και πιο συγκεκριμένα την εύρεση των συντελεστών α_0 και α_1 της εξίσωσης

$$[C] = \alpha_0 \cdot [M] + \alpha_1 \cdot [K] \quad (3.3)$$

αυτές προσδιορίζονται από τον κώδικα. Το μόνο που χρειάζεται να οριστεί στον κώδικα πεπερασμένων διαφορών είναι ο λόγος κρίσιμης απόσβεσης ζ , του οποίου η τιμή, για τα προβλήματα του πολιτικού μηχανικού, κυμαίνεται συνήθως μεταξύ 1%-2% και η συχνότητα της 1^{ης} ιδιομορφής.

Άρα ορίζεται:

$$\zeta = 1 \%$$

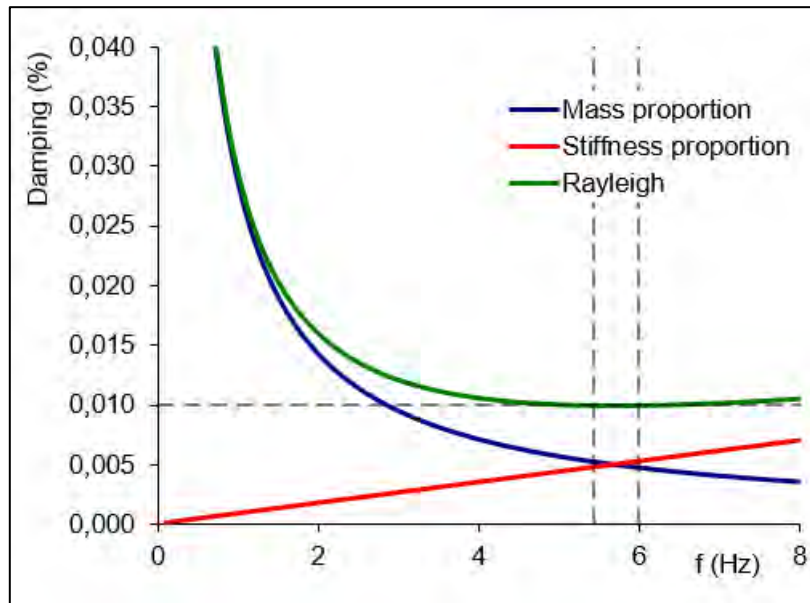
και μέσω των Εξισώσεων 3.4-3.5

$$T_1 = 0,184 \text{ sec}$$

$$f_1 = 5,43 \text{ Hz}$$

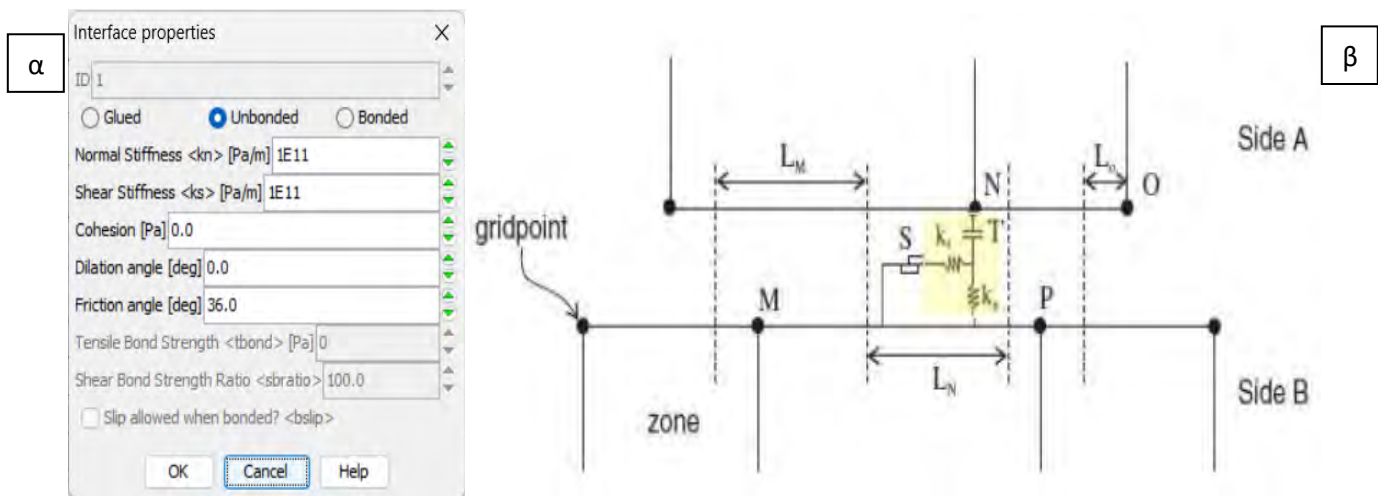
$$T_1 = \frac{4H}{V_\delta} \quad (3.4)$$

$$f_1 = \frac{1}{T} \quad (3.5)$$



Σχήμα 3.5: Προκαταρκτική επίλυση ελάχιστης απόσβεσης Rayleigh D_{min} με $\zeta = 1\%$

Πολύ σημαντικές για την ορθή επίλυση του προβλήματος είναι οι ιδιότητες της διεπιφάνειας μεταξύ τοίχου και εδάφους, οι οποίες συνοψίζονται στο Σχήμα 3.6α. Σε αυτές ανήκουν οι δυσκαμψίες της διεπιφάνειας (Σχήμα 3.6β), τόσο η ορθή K_n , όσο και η διατμητική δυσκαμψία K_s , η γωνία τριβής της διεπιφάνειας φ καθώς και η συνθήκη αναφορικά με ενδεχόμενη αποκόλληση του τοίχου από το έδαφος *bslip* (δεν επιτρέπεται). Σχετικά με τις δυσκαμψίες της διεπιφάνειας, ακολουθείται γενικά να είναι μεγαλύτερες από τις δυσκαμψίες των εδαφικών στοιχείων, που την περιβάλλουν. Οι διαφραγματικοί τοίχοι κατασκευάζονται, είτε με καλούπια και έκχυση σκυροδέματος που είναι και η συνηθέστερη τεχνική κατασκευής, είτε με απλή διάνοιξη χωρίς καλούπια και έκχυση σκυροδέματος. Το πρώτο σημαίνει, πως η επιφάνεια μεταξύ τοίχου - εδάφους είναι πιο λεία και άρα θέτεται μικρότερη γωνία τριβής, ενώ το δεύτερο σημαίνει πιο τραχεία επιφάνεια με αποτέλεσμα να θέτεται μεγαλύτερη γωνία τριβής.

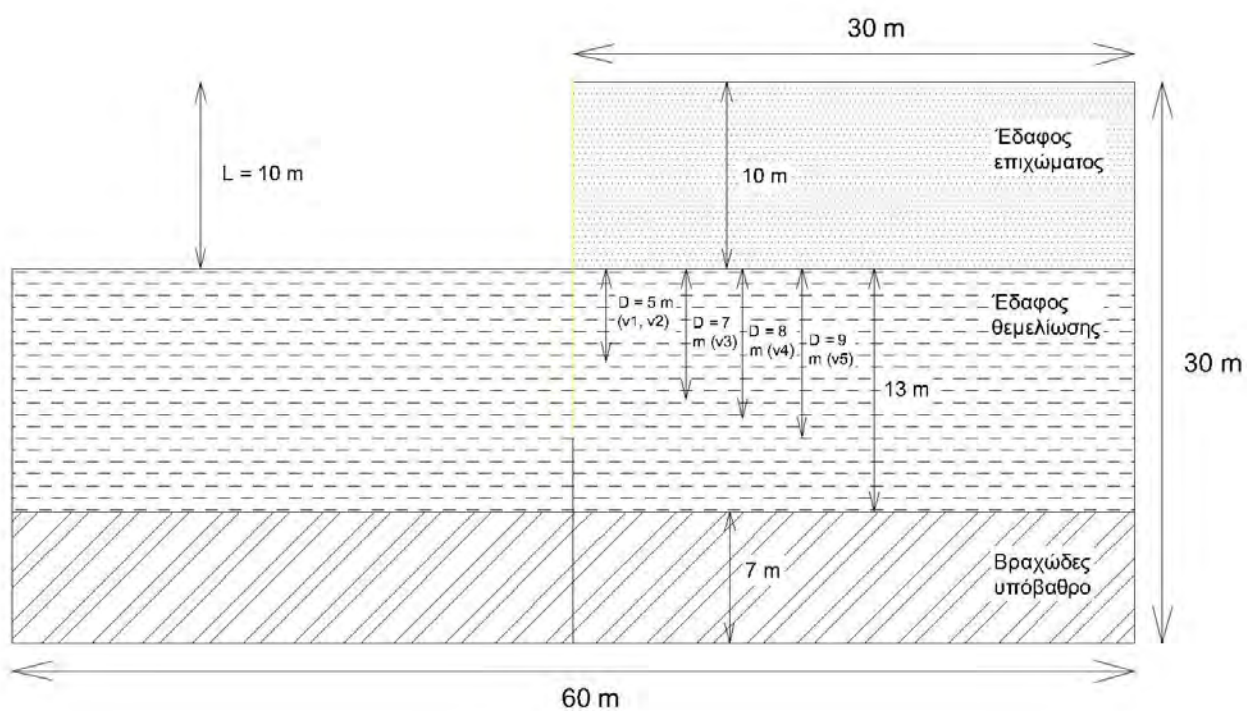


Σχήμα 3.6: Τελικές ιδιότητες διεπιφάνειας (α) και σχηματική απεικόνιση δυσκαμψιών διεπιφάνειας (β)

3.2.3 Δοκιμαστικά προσομοιώματα στο πλαίσιο εξοικείωσης με τον κώδικα

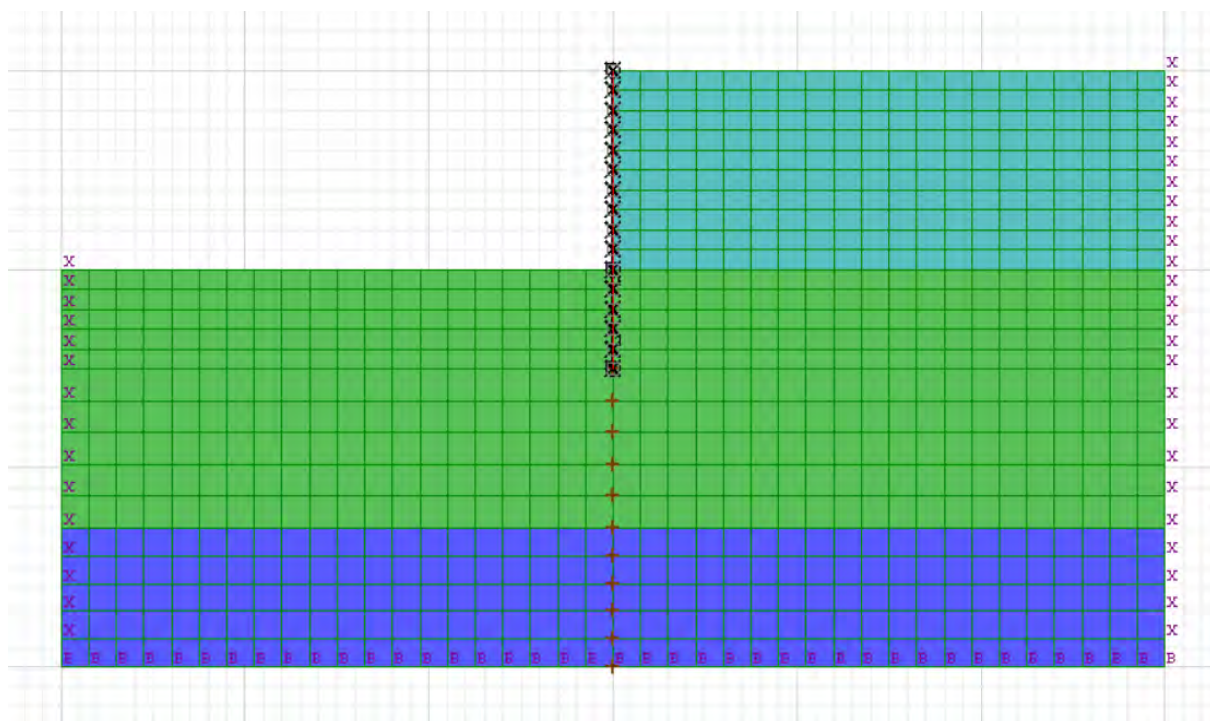
Περιγράφεται στη συνέχεια η διαδικασία δημιουργίας των προσομοιωμάτων του προβλήματος, τα προβλήματα που παρατηρήθηκαν, το πως αντιμετωπίστηκαν και η αξιολόγηση των αποτελεσμάτων που γινότανε κάθε φορά. Χρειάστηκε να γίνει μια σειρά από δοκιμαστικά προσομοιώματα μέχρι να επιτευχθεί η ορθή και επιθυμητή προσομοίωση του προβλήματος.

Δημιουργείται ένα αρχικό προσομοίωμα (v1), τα αποτελέσματα της επίλυσης του οποίου κρίθηκαν αναξιόπιστα και μη αποδεκτά. Σε αυτό το σημείο πρέπει να ειπωθεί ότι η βασική παράμετρος αξιολόγησης των αποτελεσμάτων σε αυτή τη φάση της εργασίας ήταν είναι η οριζόντια μετακίνηση του εδάφους πλήρωσης πίσω από τον τοίχο (επίχωμα). Για την ορθή επίλυση του συστήματος, θεωρήθηκε απαραίτητη η δημιουργία τεσσάρων νέων προσομοιωμάτων (v2, v3, v4, v5). Η γεωμετρία των προσομοιωμάτων v1, v2, v3, v4, v5 απεικονίζεται στο Σχήμα 3.7. Η βασική διαφορά των προσομοιωμάτων είναι το βάθος έμπηξης D του τοίχου, το οποίο παίρνει τις τιμές 5m (v1, v2), 7m (v3), 8m (v4) και 9m (v5). Ακόμη αυξήθηκαν οι δυσκαμψίες της διεπιφάνειας K_s και K_n από $1.0e11$ σε $1.0e12$ και η γωνία τριβής της διεπιφάνειας φ από 34° σε 40° .

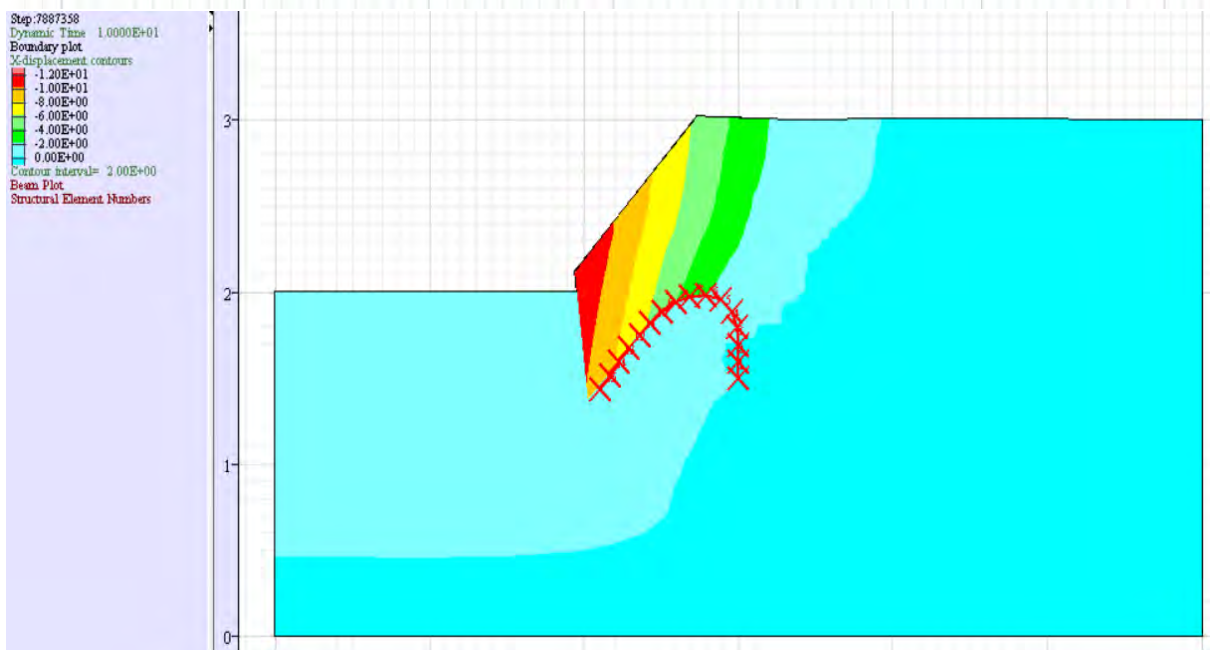


Σχήμα 3.7: Γεωμετρία προσομοιωμάτων v1 - v5

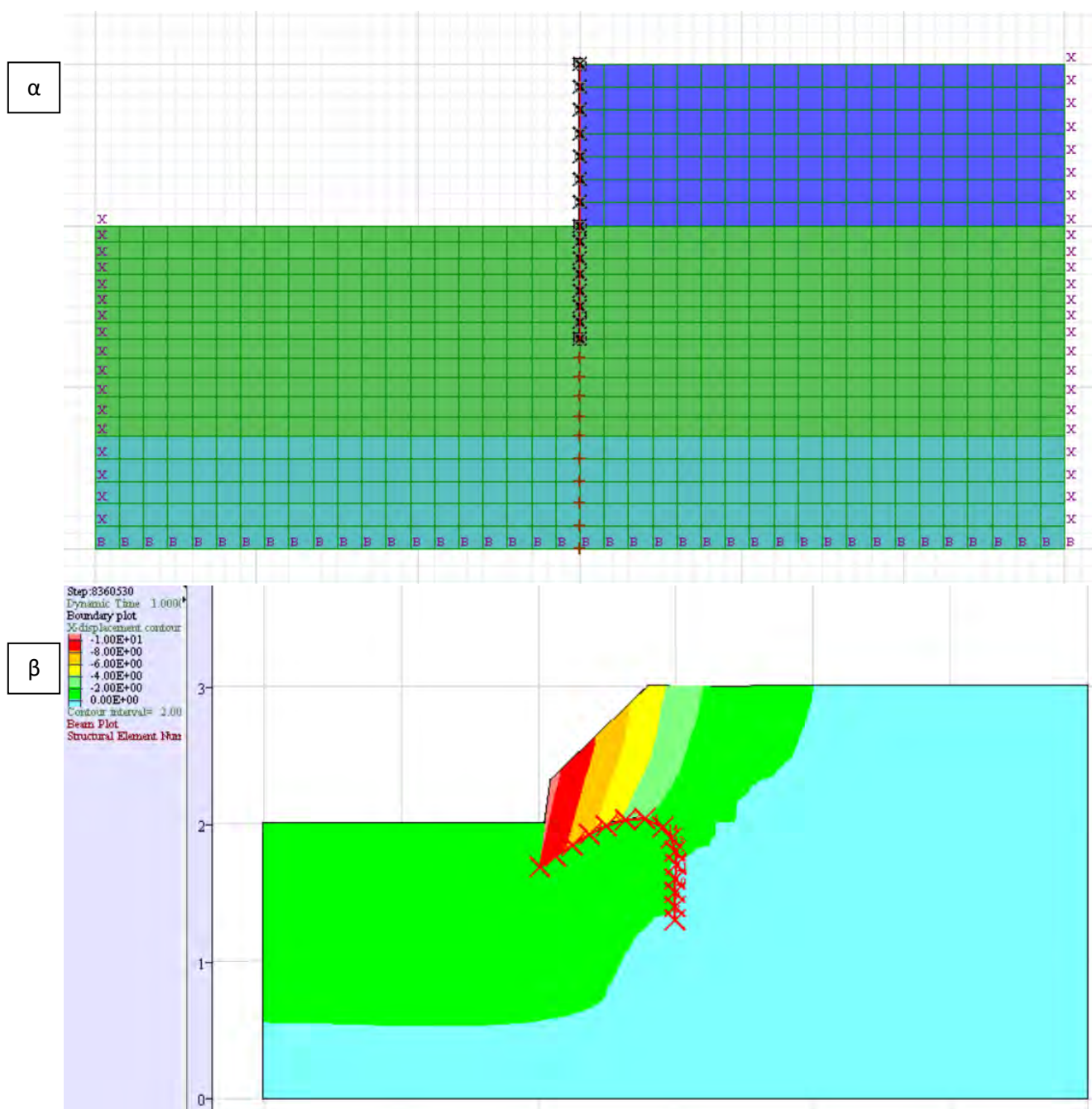
α



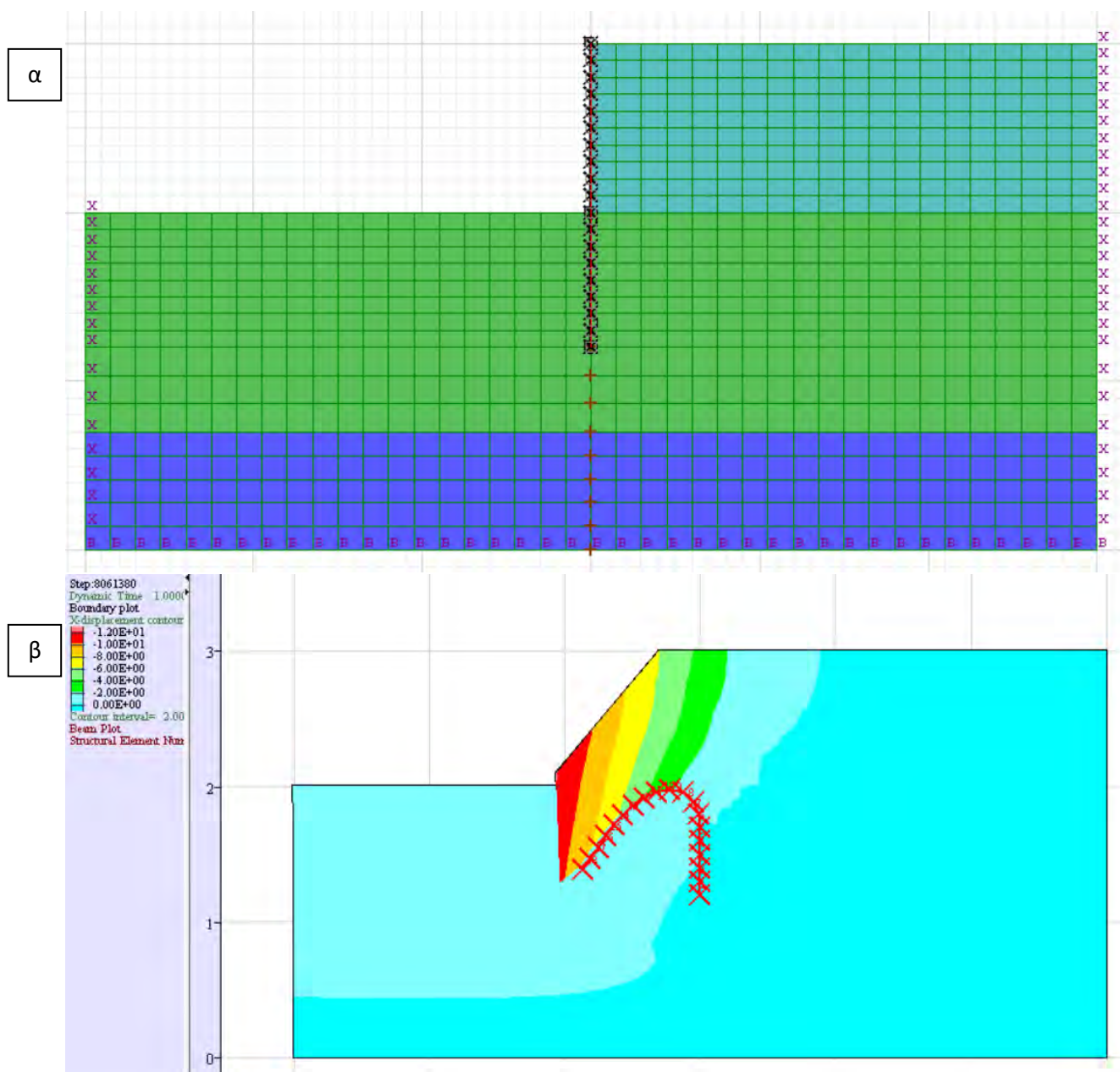
β



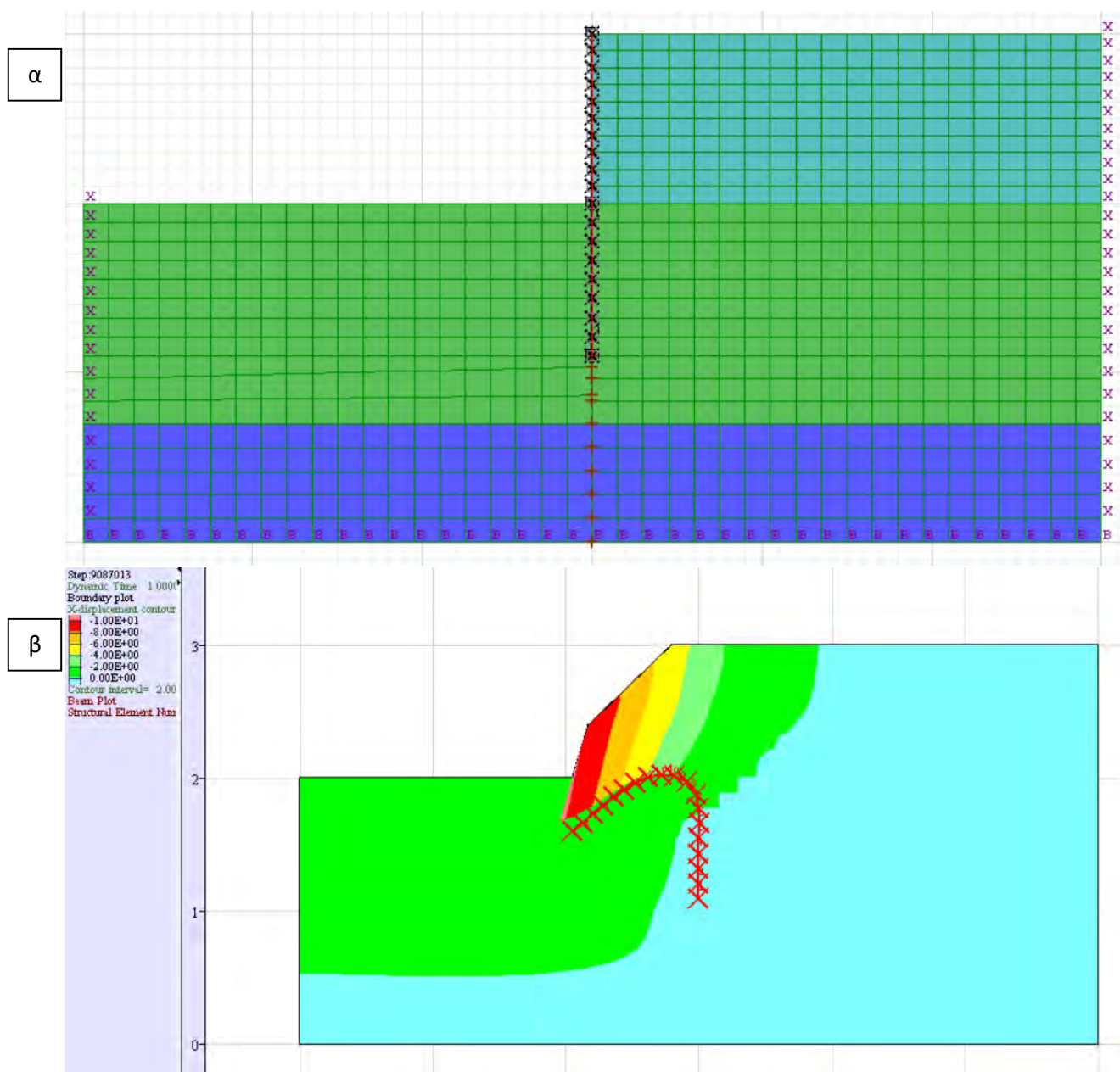
Σχήμα 3.8: Διακριτοποίηση (α) και αποτελέσματα οριζόντιας μετακίνησης (β) προσομοιώματος v2



Σχήμα 3.9: Διακριτοποίηση (α) και αποτελέσματα οριζόντιας μετακίνησης (β) προσομοιώματος v3



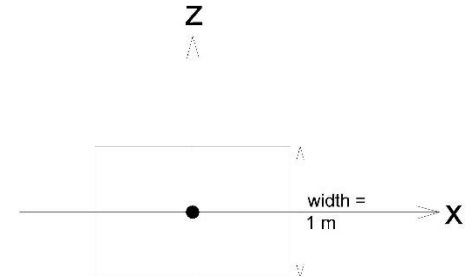
Σχήμα 3.10: Διακριτοποίηση (α) και αποτελέσματα οριζόντιας μετακίνησης (β) προσομοιώματος v4



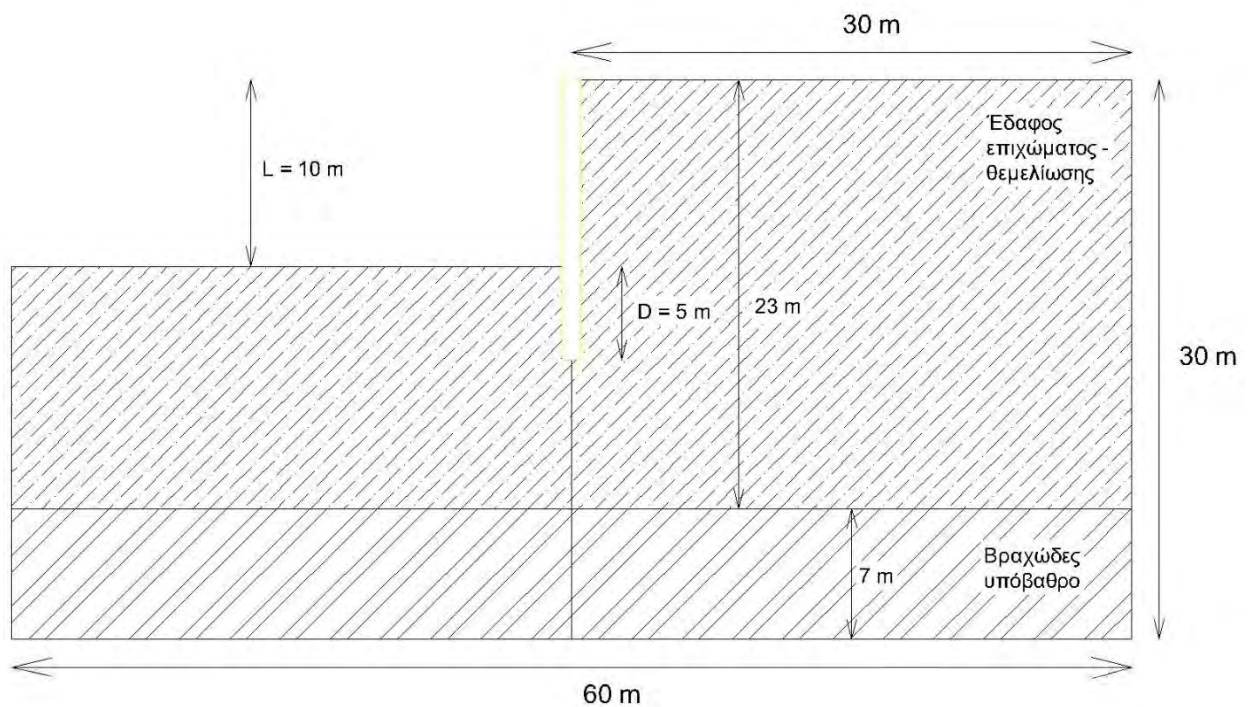
Σχήμα 3.11: Διακριτοποίηση (α) και αποτελέσματα οριζόντιας μετακίνησης (β) προσομοιώματος v5

Όμως τα αποτελέσματα των αναλύσεων των νέων προσομοιωμάτων (v2, v3, v4, v5) (Σχήματα 3.8-3.11β) ήταν και πάλι μη αποδεκτά. Για την διόρθωση του προσομοιώματος τα δύο άνω εδαφικά στρώματα μετατράπηκαν σε ένα νέο ενιαίο εδαφικό στρώμα με νέες, αναθεωρημένες και βελτιωμένες εδαφικές ιδιότητες (Πίνακας 3.7). Για να επιτευχθεί αυτό στον κώδικα ορίστηκαν νέες ίδιες εδαφικές ιδιότητες στα δύο άνω εδαφικά στρώματα. Το βάθος έμπηξης D επανέρχεται στα 5m. Στις δυσκαμψίες της διεπιφάνειας K_s και K_n δίνεται ξανά η τιμή $1.0e11$. Η γωνία τριβής

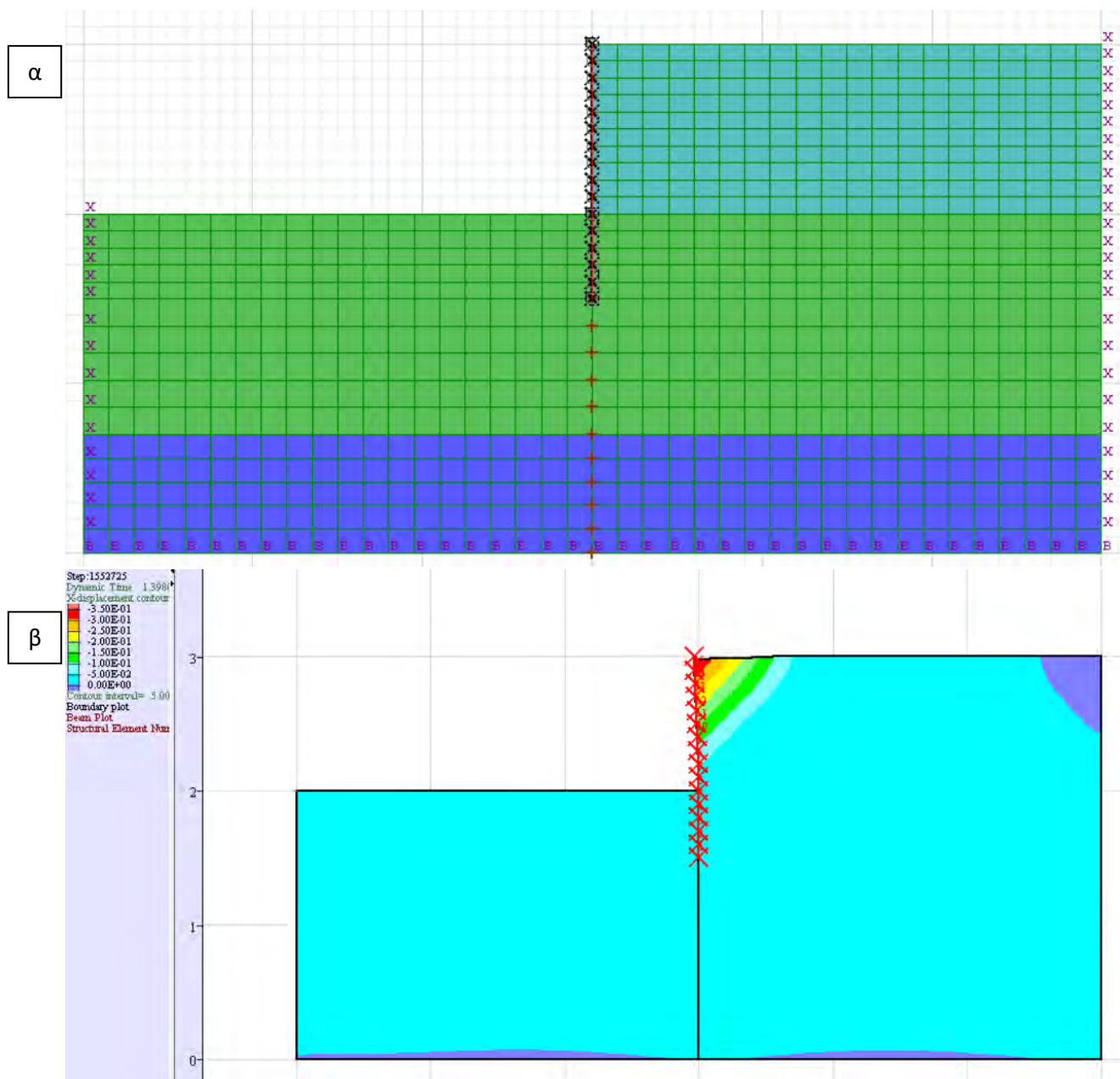
της διεπιφάνειας φ μειώνεται, αυτή τη φορά, από 40° σε 36° . Στο νέο προσομοίωμα δίνεται για πρώτη φορά και ιδιαίτερη σημασία στη γεωμετρία και τις ιδιότητες των κατασκευαστικών στοιχείων. Όπως απεικονίζεται και στο Σχήμα 3.12 το μήκος και πάχος του διαφραγματικού τοίχου ορίζονται $width = 1\text{ m}$ και $t = height = 1,5\text{ m}$ αντίστοιχα. Όσον αφορά την παράμετρο $width$, ο τοίχος διαιρείται εγκάρσια, κατά τον άξονα z , σε μοναδιαία μήκη (ορίζεται νέο επίπεδο xOy ανά 1 m) και πραγματοποιείται επίλυση για ένα από αυτά υπό συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης. Η πυκνότητα και το μέτρο ελαστικότητας Young του δομικού στοιχείου ορίζονται $density = 2500\text{ kg/m}^3$ και $E = 3,2e7\text{ Pa}$ αντίστοιχα. Η γεωμετρία του νέου προσομοιώματος $v6$ παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.13.



Σχήμα 3.12: Διατομή τοίχου (στοιχείου δοκού) (επίπεδο xz)



Σχήμα 3.13: Γεωμετρία προσομοιώματος $v6$



Σχήμα 3.14: Διακριτοποίηση (α) και αποτελέσματα οριζόντιας μετακίνησης (β) προσομοιώματος v6

Με μια πρώτη ματιά το πρόβλημα φαίνεται πως έχει αντιμετωπιστεί, γιατί για την σεισμική διέγερση EQ10, με την οποία πραγματοποιείται η δυναμική ανάλυση, προκύπτουν αποτελέσματα (Σχήμα 3.14β) που είναι αποδεκτά. Όμως δεν έχει αντιμετωπιστεί. Στην συνέχεια, που άρχισε να πραγματοποιείται η παραμετρική ανάλυση ως προς τη σεισμική διέγερση, παρατηρήθηκε ότι για 9 διαφορετικούς σεισμούς, είτε προκύπτει error κατά τη διάρκεια της

ανάλυσης και η ανάλυση σταματά, είτε τα αποτελέσματα που προκύπτουν δεν είναι αποδεκτά, δηλαδή οι μετακινήσεις είναι πολύ μεγάλες, όπως συμβαίνει στα προσομοιώματα v_1, v_2, v_3, v_4, v_5 . Εκεί όπου παρατηρείται error, πρόκειται για περιπτώσεις ισχυρών σεισμών και εκεί όπου η ανάλυση καταφέρνει να ολοκληρωθεί, αλλά τα αποτελέσματα δεν είναι αποδεκτά, πρόκειται για σεισμούς μέτριας ισχύος. Σε αυτή τη φάση της εργασίας εκτελέστηκαν επιλύσεις για 10 απ' τους 40 σεισμούς. Από αυτούς, μόνο ένας (EQ10) οδηγεί σε σωστή και επιθυμητή επίλυση του προβλήματος. Στον Πίνακα 3.4 παρουσιάζονται οι σεισμοί που χρησιμοποιήθηκαν στη δυναμική ανάλυση του προσομοιώματος v_6 καθώς και τα χαρακτηριστικά τους.

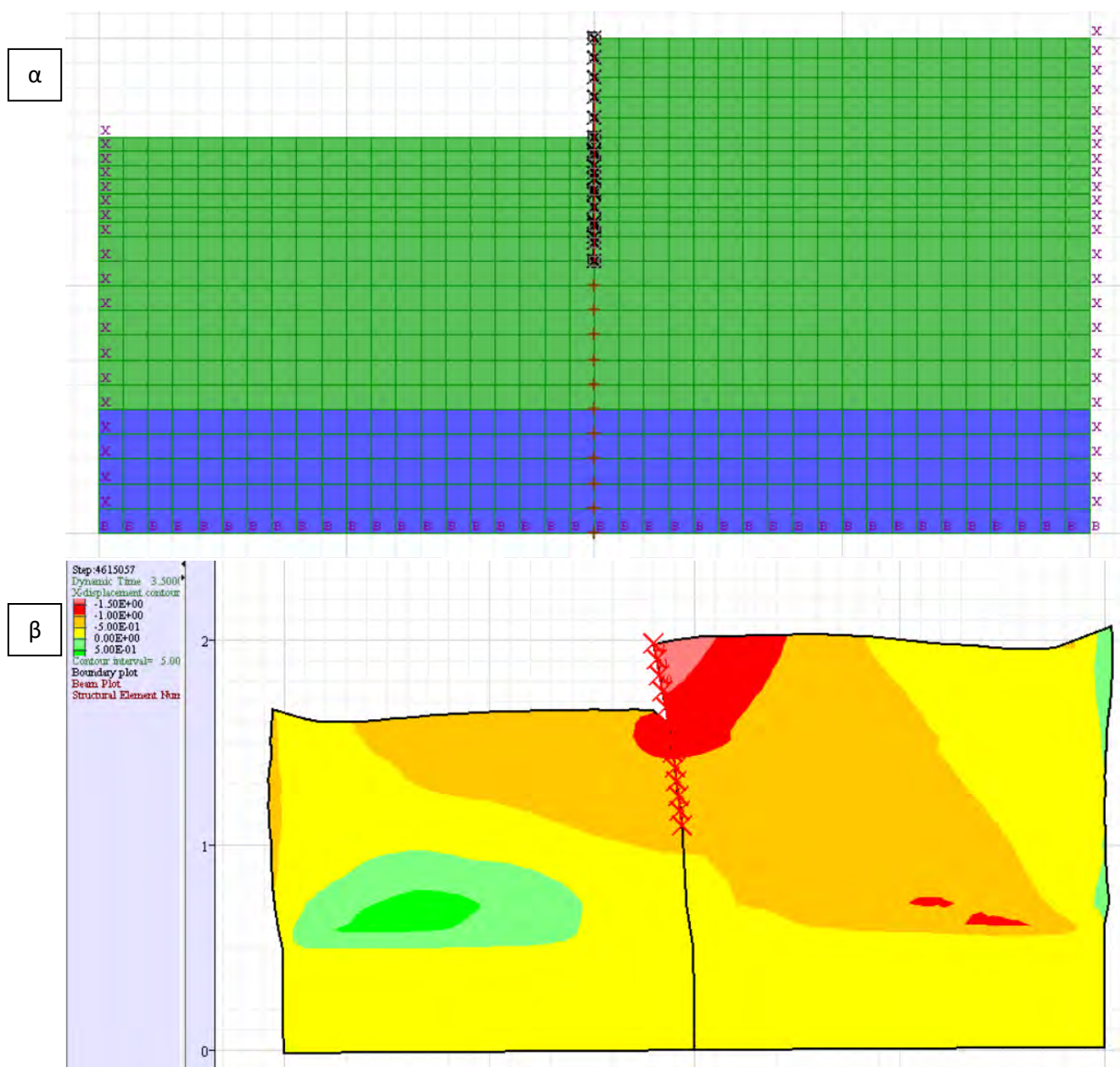
Πίνακας 3.4: Οι 10 σεισμικές διεγέρσεις που εφαρμόστηκαν στο προσομοίωμα v_6 στην απόπειρα παραμετρικής ανάλυσης των σεισμών

Χρονολογία	Περιοχή	Χώρα σταθμού	Αριθμός σεισμού	Διάρκεια (sec)	Μέγιστη επιτάχυνση εδάφους $\max a_g$ (g)
1999	Chi - Chi	Taiwan	EQ34	40	0,641
2003	N Miyagi Prefecture	Japan	EQ01	35	0,284
1978	Tabas	Iran	EQ05	35	0,848
1999	Izmit	Turkey	EQ39	30	0,221
1999	Duzce 1	Turkey	EQ40	25	0,069
1994	Northridge - 01	USA	EQ31	22	0,297
1971	San Fernando	USA	EQ19	20	0,272
2009	L Aquila (Mainshock)	Italy	EQ18	17	0,417
1984	Kremidia (Aftershock)	Greece	EQ10	14	0,143
1998	App. Lucano	Italy	EQ17	8	0,213

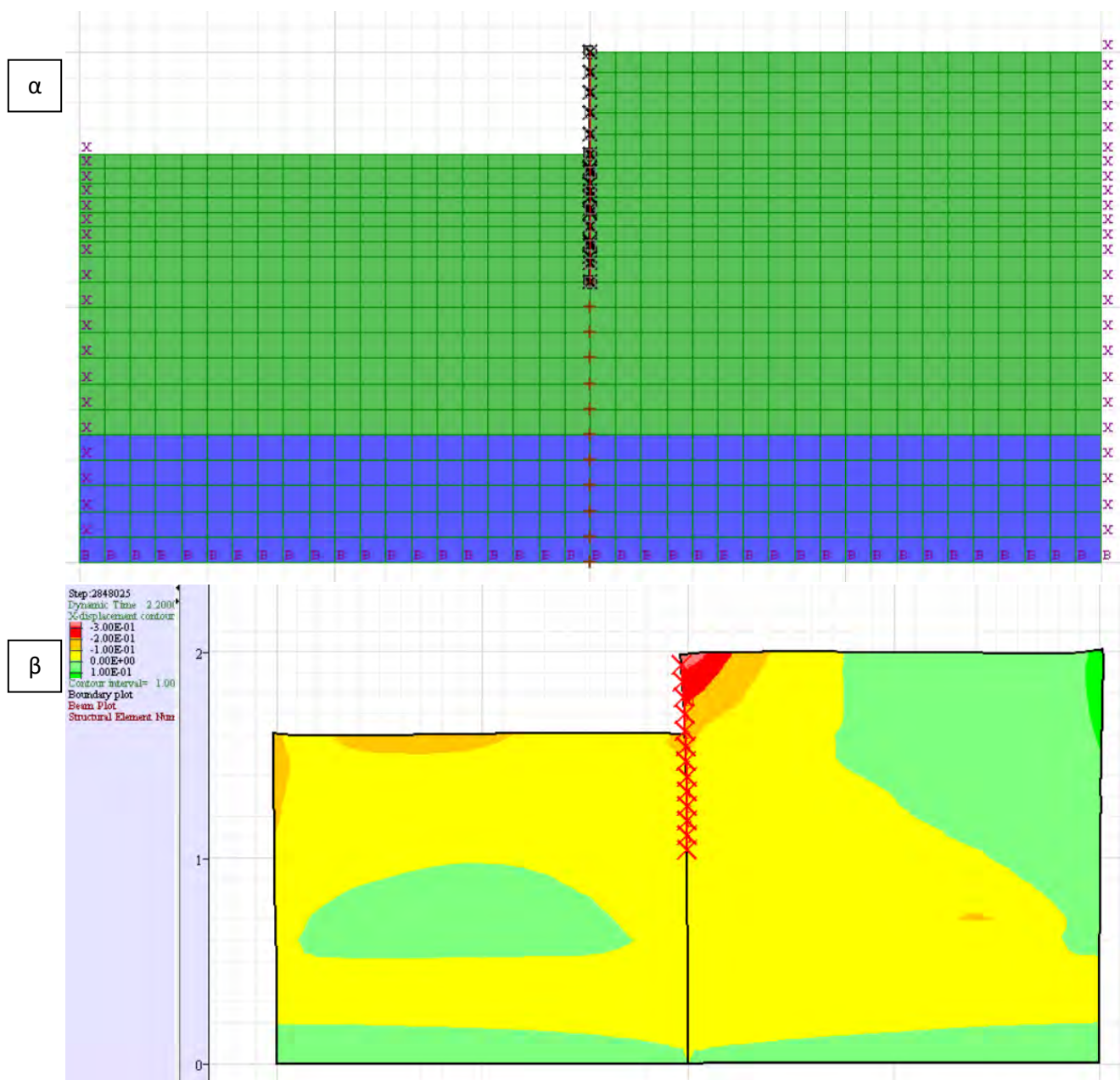
Συμπεραίνεται λοιπόν, ότι ακόμη υπάρχει κάποιο λάθος στη προσομοίωση του προβλήματος. Παρ' όλο που το έδαφος επιχώματος – θεμελίωσης είναι πλέον ένα έδαφος μέτριας – καλής ποιότητας (προσομοίωμα v_6) συνειδητοποιείται, πως το βάθος εκσκαφής L είναι πολύ μεγάλο και ο τοίχος δεν μπορεί να ισορροπήσει χωρίς μέτρα υποστήριξης (π.χ. αντηρίδες, αγκύρια). Γι' αυτό γίνεται μείωση του βάθους εκσκαφής L από 10m, αρχικά σε 3m και έπειτα σε 4m. Το βάθος έμπτυξης D αρχικά παραμένει 5m και έπειτα αυξάνεται στα 6m. Αρχικά παραμένει πάχος τοίχου $t = 1,5$ m και έπειτα αυξάνεται σε $t = 2$ m. Το έδαφος παραμένει ως έχει. Έτσι δημιουργήθηκε μία σειρά από οχτώ νέα προσομοιώματα ($v_7, v_8, v_9, v_{10}, v_{11}, v_{12}, v_{13}, v_{14}$).

Τα νέα προσομοιώματα ελέγχονται ως προς την ορθότητά τους με χρήση δύο σεισμών, που όταν εισάγονται στο προηγούμενο προσομοίωμα v_6 1) η ανάλυση καταρρέει και 2) υπολογίζονται

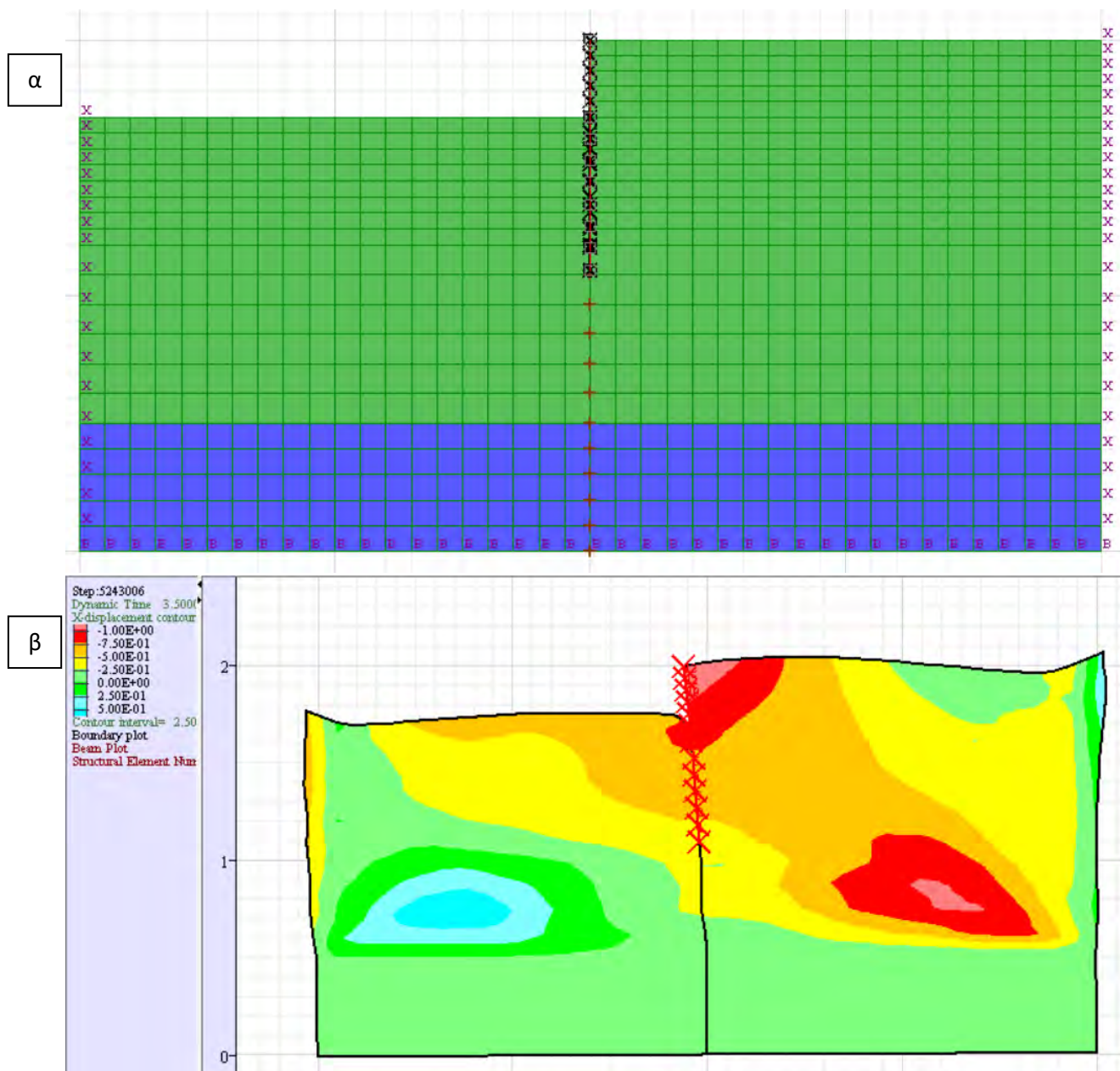
μεγάλες μετακινήσεις, δηλαδή δεν είναι αποδεκτά τα αποτελέσματα. Οι σεισμοί που χρησιμοποιούνται είναι 1) ένας ισχυρός σεισμός, ο EQ05 και 2) ένας μέτριας ισχύος σεισμός, ο EQ31. Τα αποτελέσματα αυτή τη φορά είναι αποδεκτά και τελικά αποφασίζεται να επιλεγούν για παραμετρική ανάλυση το προσομοίωμα v8 και το προσομοίωμα v11, ούτως ώστε να ληφθεί υπόψιν η μεταβολή των χαρακτηριστικών των σεισμικών κινήσεων αλλά και του βάθους εκσκαφής. Παρόμοια είναι η δουλειά των Argyroudis et al (2013) και Seo et al (2022). Στα Σχήματα 3.15-3.18 παρουσιάζεται η διακριτοποίηση του καννάβου και τα αποτελέσματα οριζόντιας μετακίνησης της ανάλυσης των προσομοιωμάτων, που τελικά επιλέγονται (προσομοιώματα v8 και v11), και για τους δύο σεισμούς με τους οποίους ελέγχονται. Στον Πίνακα 3.5 παρουσιάζεται το σύνολο των δοκιμαστικών προσομοιωμάτων που δημιουργήθηκαν στο πλαίσιο εξοικείωσης με τον κώδικα με σκοπό την προσομοίωση του προβλήματος του διαφραγματικού τοίχου.



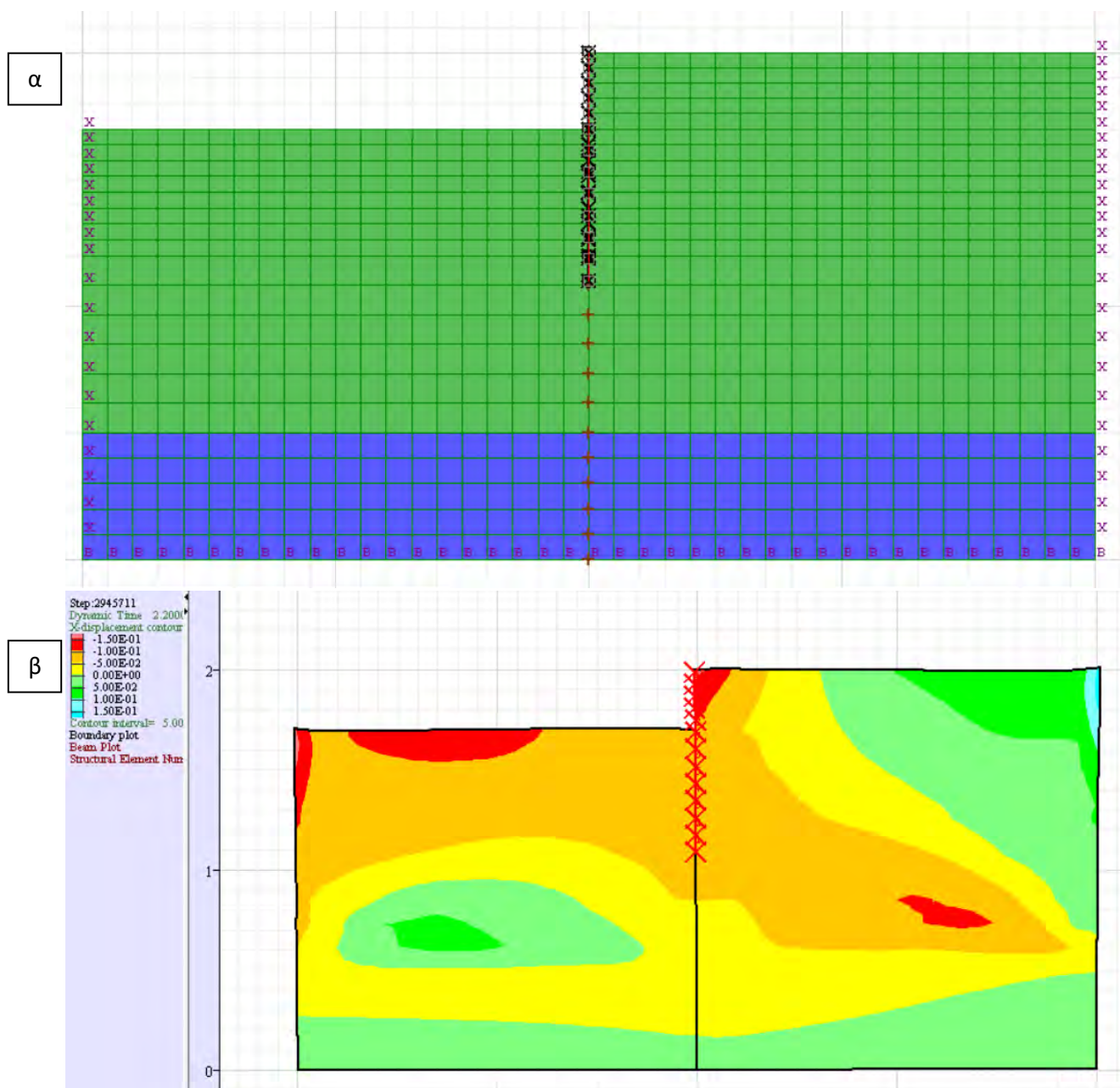
Σχήμα 3.15: Διακριτοποίηση (α) και αποτελέσματα οριζόντιας μετακίνησης για το σεισμό EQ05 (β) προσομοιώματος v8



Σχήμα 3.16: Διακριτοποίηση (α) και αποτελέσματα οριζόντιας μετακίνησης για το σεισμό EQ31 (β) προσομοιώματος ν8



Σχήμα 3.17: Διακριτοποίηση (α) και αποτελέσματα οριζόντιας μετακίνησης για το σεισμό EQ05 (β) προσομοιώματος v11



Σχήμα 3.18: Διακριτοποίηση (α) και αποτελέσματα οριζόντιας μετακίνησης για το σεισμό EQ31 (β) προσομοιώματος ν11

Πίνακας 3.5: Δοκιμαστικά προσομοιώματα

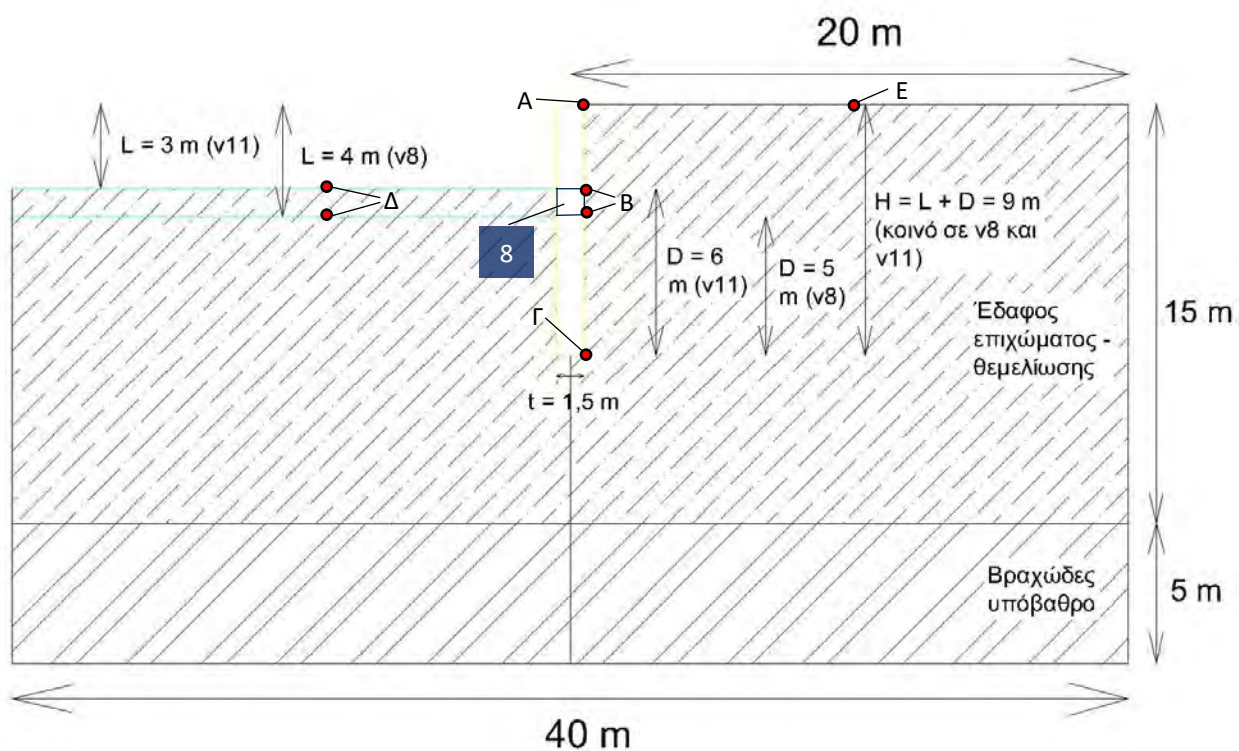
Αριθμός προσομοιώματος	Βάθος εκσκαφής L (m)	Βάθος έμπηξης D (m)	Πάχος τοίχου t (m)	Εδαφικά στρώματα	Διαστάσεις προσομοιώματος ($x \times y$) (m)
v1	10	5	-	3	60 x 30
v2	10	5	-	3	60 x 30
v3	10	7	-	3	60 x 30
v4	10	8	-	3	60 x 30
v5	10	9	-	3	60 x 30
v6	10	5	1,5	2 (Same soil)	60 x 30
v7	3	5	1,5	2	40 x 20
v8	4	5	1,5	2	40 x 20
v9	3	5	2	2	40 x 20
v10	4	5	2	2	40 x 20
v11	3	6	1,5	2	40 x 20
v12	4	6	1,5	2	40 x 20
v13	3	6	2	2	40 x 20
v14	4	6	2	2	40 x 20

3.2.4 Τελικά προσομοιώματα

Τα προσομοιώματα που επιλέγονται ως τελικά είναι τα προσομοιώματα v8 και v11. Για το v8 ισχύει βάθος εκσκαφής $L = 4$ m και βάθος έμπηξης τοίχου $D = 5$ m, ενώ για το v11 βάθος εκσκαφής $L = 3$ m και βάθος έμπηξης τοίχου $D = 6$ m. Ο τοίχος στα δύο τελικά προσομοιώματα (v8 και v11) έχει σταθερό ολικό ύψος $H = L + D = 9$ m. Στο Σχήμα 3.19 παρουσιάζεται η γεωμετρία και στο Σχήμα 3.20 η διακριτοποίηση των καννάβων των τελικών προσομοιωμάτων. Στον Πίνακα 3.7 παρουσιάζονται οι τελικές μηχανικές ιδιότητες που δόθηκαν στα υλικά των συστημάτων, για την επίλυσή τους.

Στα τελικά προσομοιώματα το εδαφικό προφίλ αποτελείται από το εδαφικό στρώμα επιχώματος - θεμελίωσης και το βραχώδες υπόβαθρο. Το έδαφος επιχώματος - θεμελίωσης, ένας απ' τους κύριους παράγοντες που επηρεάζουν την συμπεριφορά του διαφραγματικού τοίχου, εν τέλει περιγράφεται από ενεργή συνοχή $c' = 15$ kPa, γωνία τριβής $\varphi = 35^\circ$, φαινόμενο βάρος $\gamma = 18$ kN/m³ και λόγο Poisson $\nu = 0,4$.

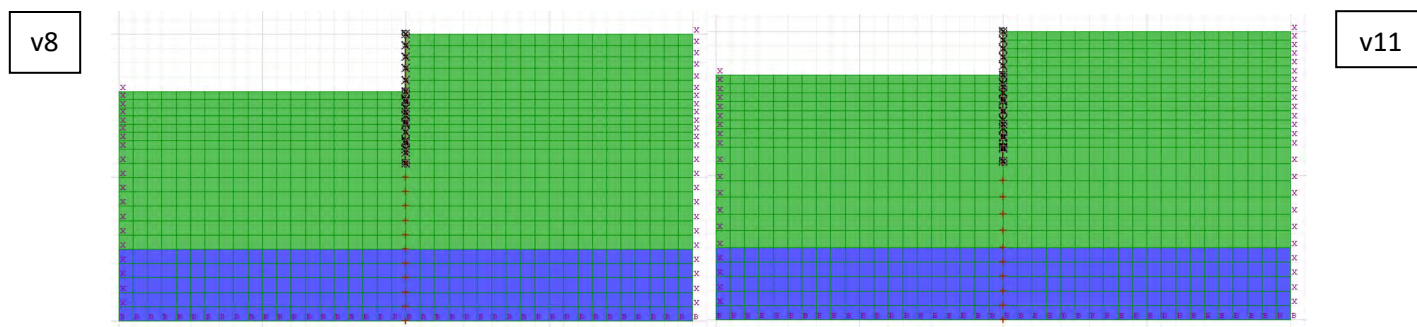
Υπενθυμίζεται ότι εκτελούνται 40 επιλύσεις κάθε τελικού προσομοιώματος, μία για κάθε σεισμική διέγερση. Άρα συνολικά πραγματοποιήθηκαν 80 αναλύσεις και λήφθηκαν 80 διαφορετικά «αποτελέσματα». Πριν παρουσιαστούν και σχολιαστούν τα αποτελέσματα των αναλύσεων των τελικών προσομοιωμάτων πρέπει να ειπωθεί, ότι αποτελέσματα λαμβάνονται σε συγκεκριμένα σημεία της εδαφικής τομής του προβλήματος με τη μορφή χρονοϊστοριών μέσω αρχείων .txt. Τα σημεία λήψης αποτελεσμάτων εν συντομία σημεία «λήψης» απεικονίζονται στο Σχήμα 3.19 και οι συντεταγμένες τους συνοψίζονται στον Πίνακα 3.6. Κατηγοριοποιούνται σε 1) σημεία «λήψης» επιτάχυνσης, 2) σημεία «λήψης» μετακίνησης και 3) σημεία «λήψης» εντατικών μεγεθών. Τα σημεία «λήψης» μετακίνησης εντοπίζονται σε κόμβους στα όρια τοίχου - εδάφους (Σημεία Α, Β, Γ), αλλά και στο ελεύθερο πεδίο αριστερά του τοίχου (εκσκαφή) (Σημείο Δ) και το ελεύθερο πεδίο δεξιά του τοίχου (επίχωμα) (Σημείο Ε). Τα σημεία «λήψης» επιτάχυνσης εντοπίζονται μόνο στο ελεύθερο πεδίο αριστερά του τοίχου (εκσκαφή) (Σημείο Δ) και στο ελεύθερο πεδίο δεξιά του τοίχου (επίχωμα) (Σημείο Ε). Λόγω των αποτελεσμάτων επιτάχυνσης που λαμβάνουν, θεωρήθηκε απαραίτητο να μην βρίσκονται σε κόμβους που είναι σε επαφή με τον διαφραγματικό τοίχο, ούτως ώστε να μην καταγράφουν ως «πλασματικές» επιταχύνσεις τις κρούσεις τοίχου - εδάφους κατά την κάθε δυναμική φόρτιση (σεισμική διέγερση). Τα Σημεία Β και Δ είναι διπλά στο Σχήμα 3.19, διότι παρουσιάζονται και για τα δύο τελικά προσομοιώματα (ν8, ν11). Όσον αφορά τα σημεία «λήψης» εντατικών μεγεθών είναι ένα και τονίζεται, ότι αποτελεί ένα ολόκληρο στοιχείο (τμήμα) του δομικού στοιχείου (τοίχος) του προβλήματος. Με βάση την θεωρία διαφραγμάτων αντιστήριξης (Ενότητα 2.1), επιλέγεται ως σημείο «λήψης» εντατικών μεγεθών το Στοιχείο 8 του τοίχου. Τα εντατικά μεγέθη που αποκομίζονται είναι η αξονική δύναμη (Axial force) και η ροπή κάμψης (Moment) του τοίχου.



Σχήμα 3.19: Γεωμετρία τελικών προσομοιωμάτων (v8 και v11) και σημεία «λήψης» (Σημεία Α, Β, Γ, Δ, Ε και Στοιχείο 8)

Πίνακας 3.6: Συντεταγμένες Σημείων Α, Β, Γ, Δ, Ε πάνω στους καννάβους των τελικών προσομοιωμάτων v8 και v11

Σημείο	Κόμβος
A	(22, 25)
B	(22, 20)
Γ	(22, 12)
Δ	(12, 20)
Ε	(31, 25)



Σχήμα 3.20: Διακριτοποίηση καννάβων τελικών προσομοιωμάτων

Πίνακας 3.7: Τελικές ιδιότητες υλικών προβλήματος

Εδαφικό προφίλ										
	z (m) (v8)	z (m) (v11)	γ (kN/m ³)	E (MPa)	G (MPa)	K (MPa)	ν	V_s (m/s)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Έδαφος επιχώματος - θεμελίωσης	+4 έως -11	+3 έως -12	18	1284,4	458,7	2140,7	0,4	500	15	35
Βραχώδες υπόβαθρο	-11 έως -16	-12 έως -17	22	3731,7	1435,3	3109,8	0,3	800	-	-
Τοίχος βαρύτητας										
	γ (kN/m ³)		E (MPa)	G (MPa)	K (MPa)	ν				
Σκυρόδεμα	25		30000,0	12500,0	16666,7	0,2				

Κεφάλαιο 4 Αποτελέσματα παραμετρικών αναλύσεων και χάραξη καμπυλών τρωτότητας

Μετά την εκτέλεση των αναλύσεων για κάθε σεισμική διέγερση των τελικών προσομοιωμάτων $v8$ ($L = 4$ m, $D = 5$ m) και $v11$ ($L = 3$ m, $D = 6$ m) και κατ' επέκταση την ολοκλήρωση των παραμετρικών διερευνήσεων, όσον αφορά, τόσο τους σεισμούς, όσο και το βάθος εκσκαφής (Argyroudis et al, 2013 και Seo et al, 2022), λαμβάνονται αποτελέσματα σε μορφή χρονοϊστοριών μέσω αρχείων τύπου .txt. Πραγματοποιείται η συλλογή των αποτελεσμάτων των παραμετρικών διερευνήσεων σε αρχεία Excel για την τελική επεξεργασία τους και τελικά την παραγωγή των καμπυλών τρωτότητας.

4.1 Αποτελέσματα αναλύσεων των τελικών προσομοιωμάτων

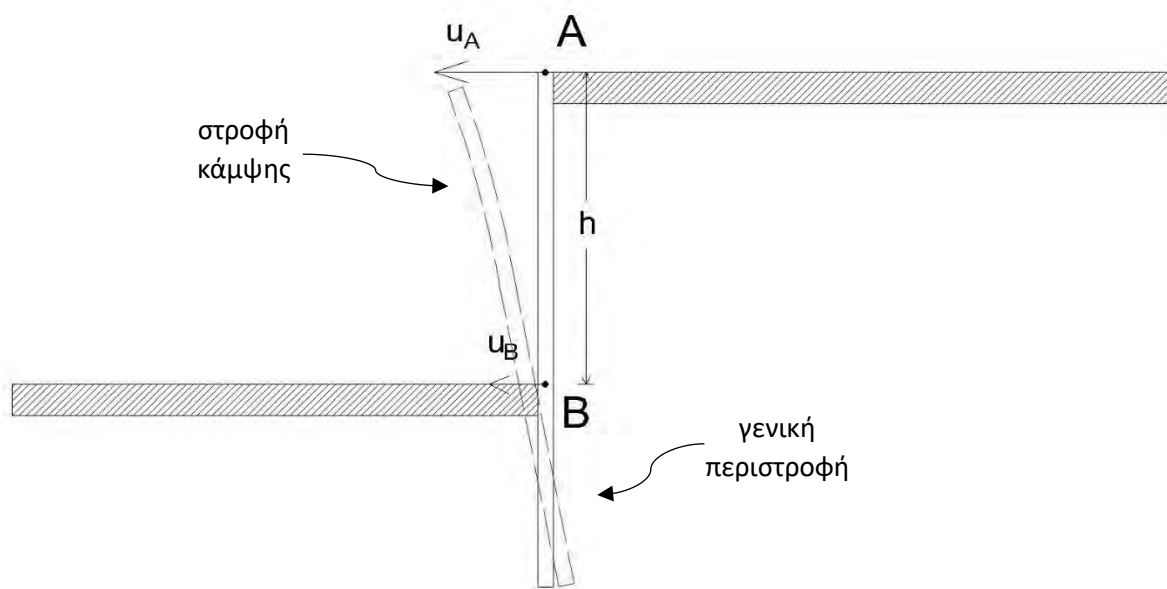
Πραγματοποιείται σύγκριση κάποιων αποτελεσμάτων με σκοπό να αποτυπωθεί η επιρροή παραμέτρων στη συμπεριφορά των εξεταζόμενων συστημάτων. Ενδεικτικά παρουσιάζονται τα αποτελέσματα στροφής του τοίχου (Στροφή), κατακόρυφης μετακίνησης (καθίζησης) του εδάφους πλήρωσης πίσω από τον τοίχο (επιχώματος) (Y μετακίνηση (Σημείο E)), αξονικής δύναμης που αναπτύσσεται στον τοίχο (Axial force (Στοιχείο 8)), ροπής κάμψης που αναπτύσσεται στον τοίχο (Moment (Στοιχείο 8)) των αναλύσεων για δύο σεισμούς, έναν ισχυρό και έναν ασθενή (δύο ακραίες περιπτώσεις), του προσομοιώματος $v8$ ($L = 4$ m, $D = 5$ m) και του προσομοιώματος $v11$ ($L = 3$ m, $D = 6$ m) στα Σχήματα 4.2-4.3 και 4.5-4.6 αντίστοιχα. Οι δύο σεισμοί που επιλέγονται είναι ο σεισμός EQ34 (ισχυρός) και ο σεισμός EQ10 (ασθενής). Παρουσιάζονται όλα αυτά, ούτως ώστε να επιτευχθεί, όχι μόνο η σύγκριση των αποτελεσμάτων μεταξύ δύο σεισμών (EQ34 και EQ10) για το ίδιο τελικό προσομοίωμα, αλλά και η σύγκριση των αποτελεσμάτων για τον ίδιο σεισμό (EQ34 ή EQ10) μεταξύ των τελικών προσομοιωμάτων.

Η στροφή του τοίχου ανά πάσα στιγμή υπολογίζεται από την Εξίσωση 4.1, όπου θ η στροφή του τοίχου, u_A και u_B η μετακίνηση κατά τον άξονα x στα Σημεία A και B αντίστοιχα και h το ύψος του τοίχου από την επιφάνεια της εκσκαφής (Σχήμα 4.1).

$$\theta(t) = \frac{u_A(t) - u_B(t)}{h}, \quad h = L \quad (4.1)$$

$$\theta = \theta_{ολ.} = \theta_{καμ.} + \theta_{περ.} \quad (4.2)$$

Στην ουσία αυτό που υπολογίζεται είναι η ολική στροφή του τοίχου, η οποία είναι το αποτέλεσμα του αθροίσματος της στροφής κάμψης του τοίχου και της γενικής περιστροφής του τοίχου γύρω από σημείο κοντά στη βάση του (Εξίσωση 4.2). Δυστηχώς η διαδικασία εύρεσης των δύο παραπάνω στροφών ξεχωριστά είναι αρκετά πολύπλοκη.



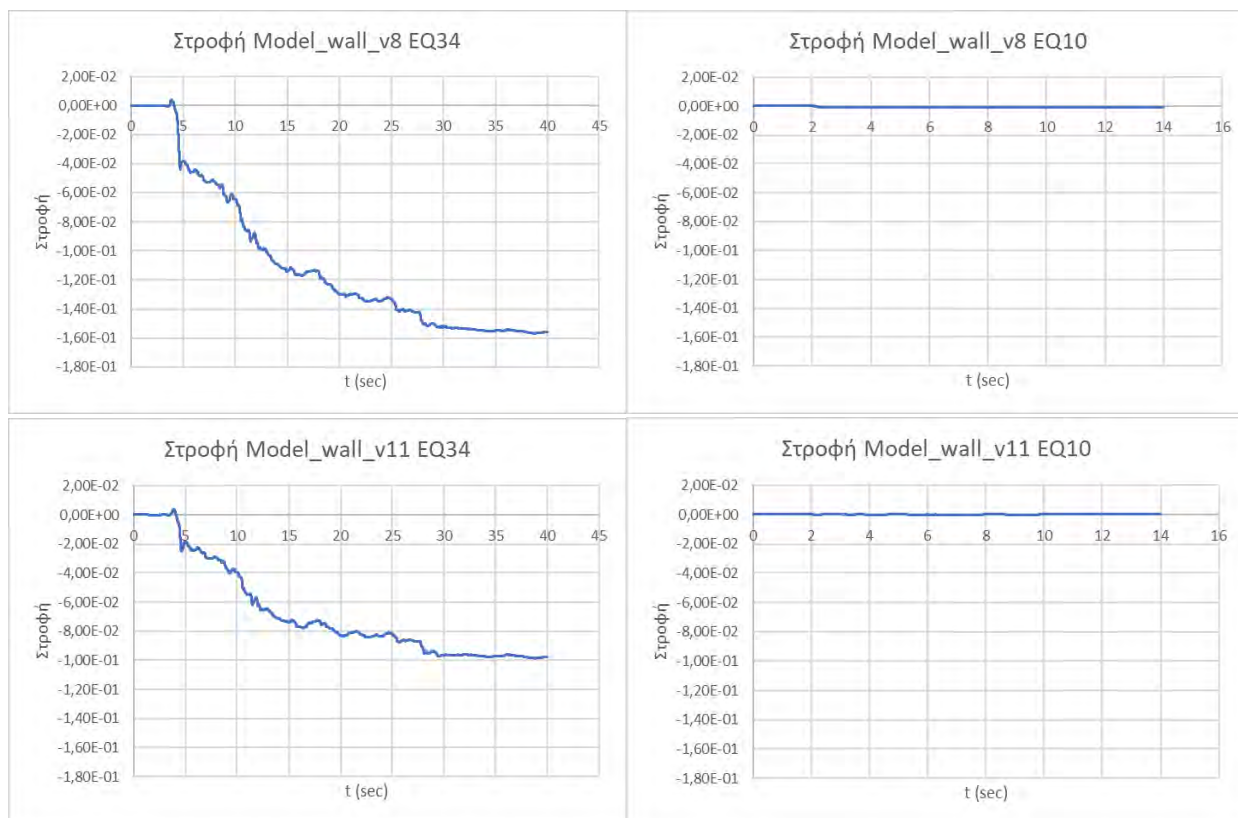
Σχήμα 4.1: Απεικόνιση ολικής στροφής του διαφραγματικού τοίχου

Κατά τη σύγκριση παρατηρείται, ότι όλα τα αποτελέσματα των τελικών προσομοιωμάτων για τον σεισμό EQ10 (ασθενής) παρουσιάζουν μικρότερες μέγιστες τιμές απ' ό,τι όλα τα αποτελέσματα των τελικών προσομοιωμάτων για το σεισμό EQ34 (ισχυρός). Ακόμη φαίνεται πως μετά τη σεισμική διέγερση EQ10 το σύστημα κάθε προσομοιώματος, σχεδόν πάντα, επανέρχεται στην αρχική του κατάσταση, ενώ μετά τη σεισμική διέγερση EQ34 υπάρχουν μόνιμες τιμές. Τέλος παρατηρείται ότι το προσομοίωμα ν8 είναι αυτό που καταλήγει στα δυσμενέστερα αποτελέσματα.

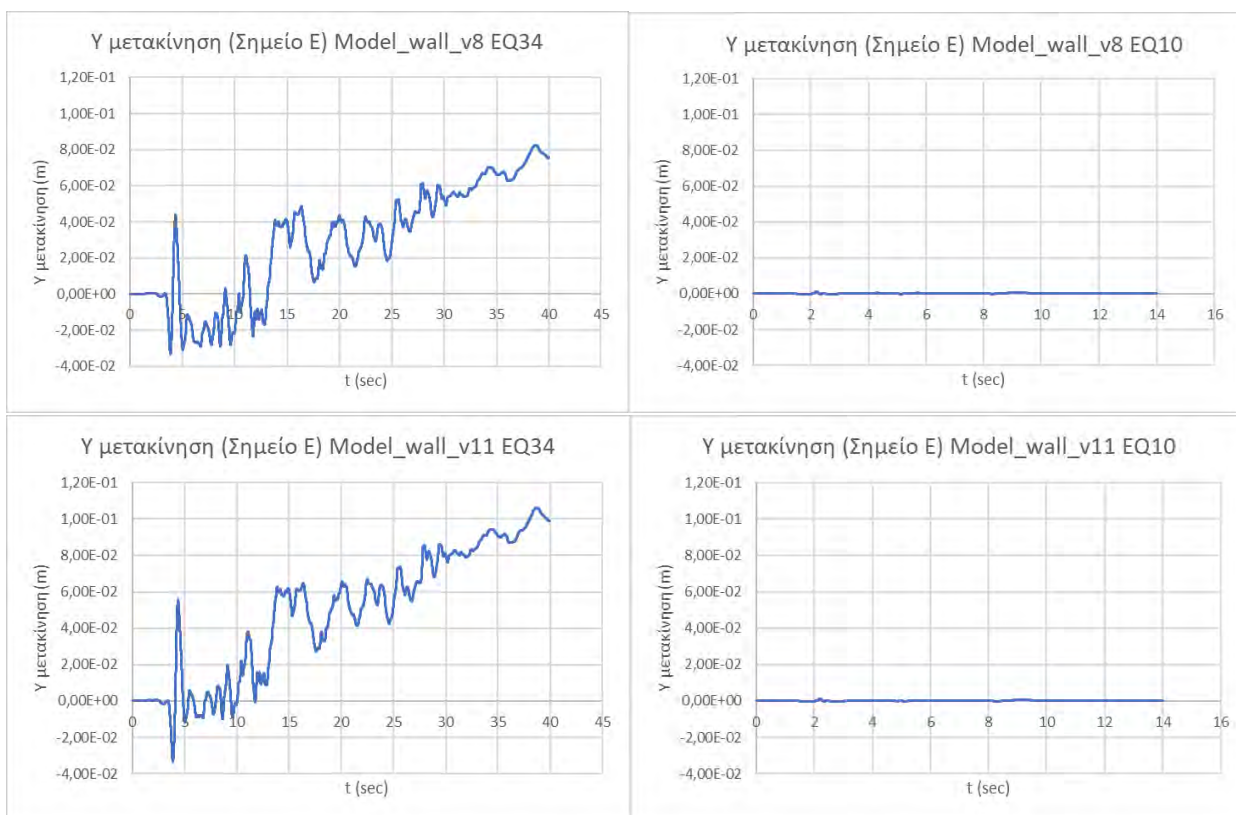
Η οριζόντια μετακίνηση του επιχώματος στα Σημεία Α και Β έχει κατεύθυνση προς τα αριστερά και ως εκ τούτου υπολογίζεται αρνητική, αφού στον κώδικα FLAC 2D ακολουθείται η παραδοχή τα θετικά προς τα δεξιά και τα αρνητικά προς τα αριστερά. Επειδή η οριζόντια μετακίνηση στο Α είναι τις περισσότερες χρονικές στιγμές μεγαλύτερη της οριζόντιας μετακίνησης στο Β, τα αποτελέσματα της στροφής του τοίχου προκύπτουν ως επί το πλείστον αρνητικά με την τελική τιμή να είναι πάντα αρνητική και έτσι την στροφή του τοίχου τελικά να είναι της αναμενόμενης μορφής του Σχήματος 4.1.

Ιδιαίτερα είναι τα αποτελέσματα κατακόρυφης μετακίνησης (καθίζησης) του επιχώματος. Στο Σημείο Ε παρατηρείται διόγκωση του εδάφους του επιχώματος και όχι καθίζηση. Αυτό μπορεί να υποστηριχθεί και από τα αποτελέσματα κατακόρυφης μετακίνησης (καθίζησης), μορφής αυτή τη φορά ισοτιμών στο περιβάλλον του FLAC 2D, του προσομοιώματος v8 που προκύπτουν για το σεισμό EQ05 (Σχήμα 4.4). Διαπιστώνεται ότι το ελεύθερο πεδίο δεξιά του διαφραγματικού τοίχου υπόκειται σε διόγκωση και ότι μόνο σε μεγάλη απόσταση στο ελεύθερο πεδίο δεξιά του τοίχου υφίσταται καθίζηση. Το ίδιο ισχύει και για το ελεύθερο πεδίο αριστερά του τοίχου και κατ' επέκταση για τα αποτελέσματα κατακόρυφης μετακίνησης (καθίζησης) της επιφάνειας της εκσκαφής (Σημείο Δ). Για τα αποτελέσματα κατακόρυφης μετακίνησης (καθίζησης) του επιχώματος το προσομοίωμα που καταλήγει στα δυσμενέστερα αποτελέσματα είναι το προσομοίωμα v11, λόγω του τρόπου με τον οποίο συμπεριφέρεται και λειτουργεί ένας διαφραγματικός τοίχος (Θεωρία διαφραγμάτων αντιστήριξης) (Ενότητα 2.1). Ενδεχομένως και παρά τις προσπάθειες να αποφευχθούν να εντοπίζονται κάποιες επίρροες από τα όρια του αριθμητικού προσομοιώματος στην συμπεριφορά του εδάφους.

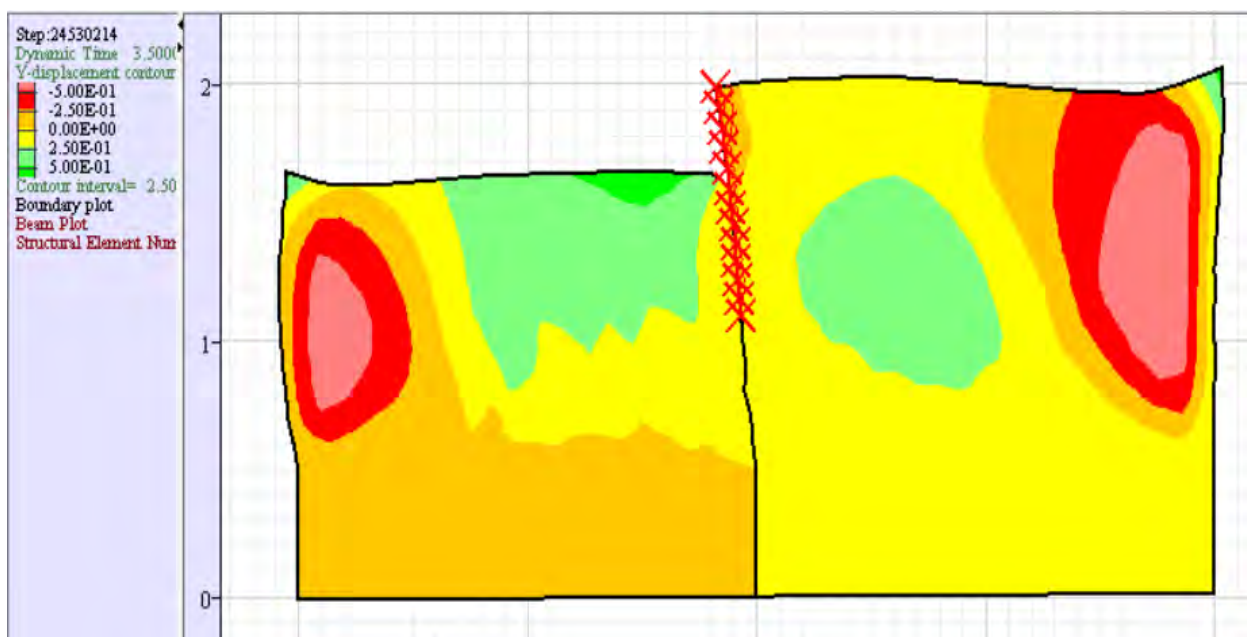
Τα αποτελέσματα αξονικής δύναμης και ροπής κάμψης που αναπτύσσεται στον τοίχο και συγκεκριμένα στο Στοιχείο 8 είναι και αυτά τα αναμενόμενα σύμφωνα με την παραδοχή θετικού και αρνητικού προσήμου του FLAC 2D. Τα αποτελέσματα αξονικής δύναμης στο Στοιχείο 8 είναι κάθε χρονική στιγμή θετικά (τελική τιμή θετική) και τα αποτελέσματα ροπής κάμψης στο Στοιχείο 8 είναι σχεδόν κάθε χρονική στιγμή αρνητικά με τελική τιμή όμως πάντα αρνητική. Στις χρονοϊστορίες διακρίνεται ακόμη η ύπαρξη αρχικής τιμής πράγμα που είναι απολύτως λογικό, αφού έχει προηγηθεί στατική επίλυση του προβλήματος του διαφραγματικού τοίχου (2^ο βήμα της ανάλυσης).



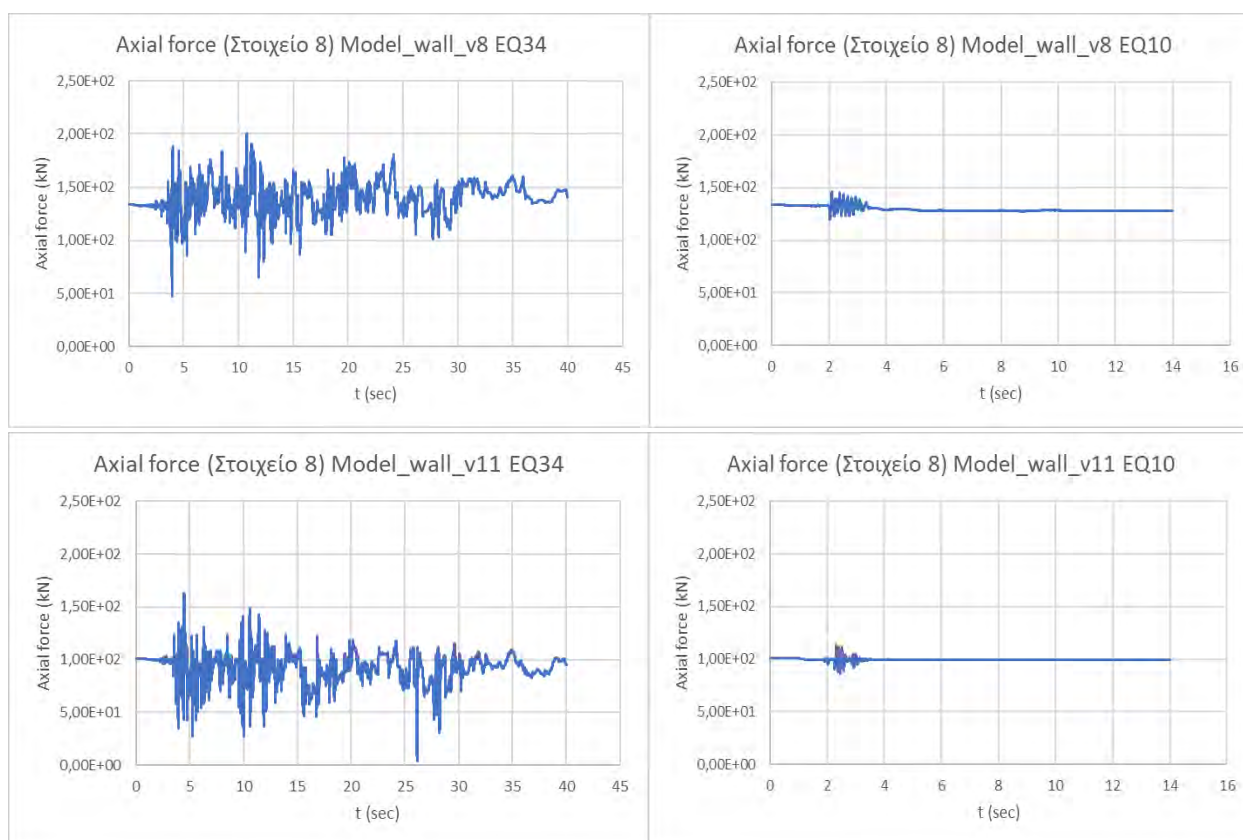
Σχήμα 4.2: Αποτελέσματα στροφής του τοίχου των τελικών προσομοιωμάτων (v8 και v11) για τους σεισμούς EQ34 και EQ10



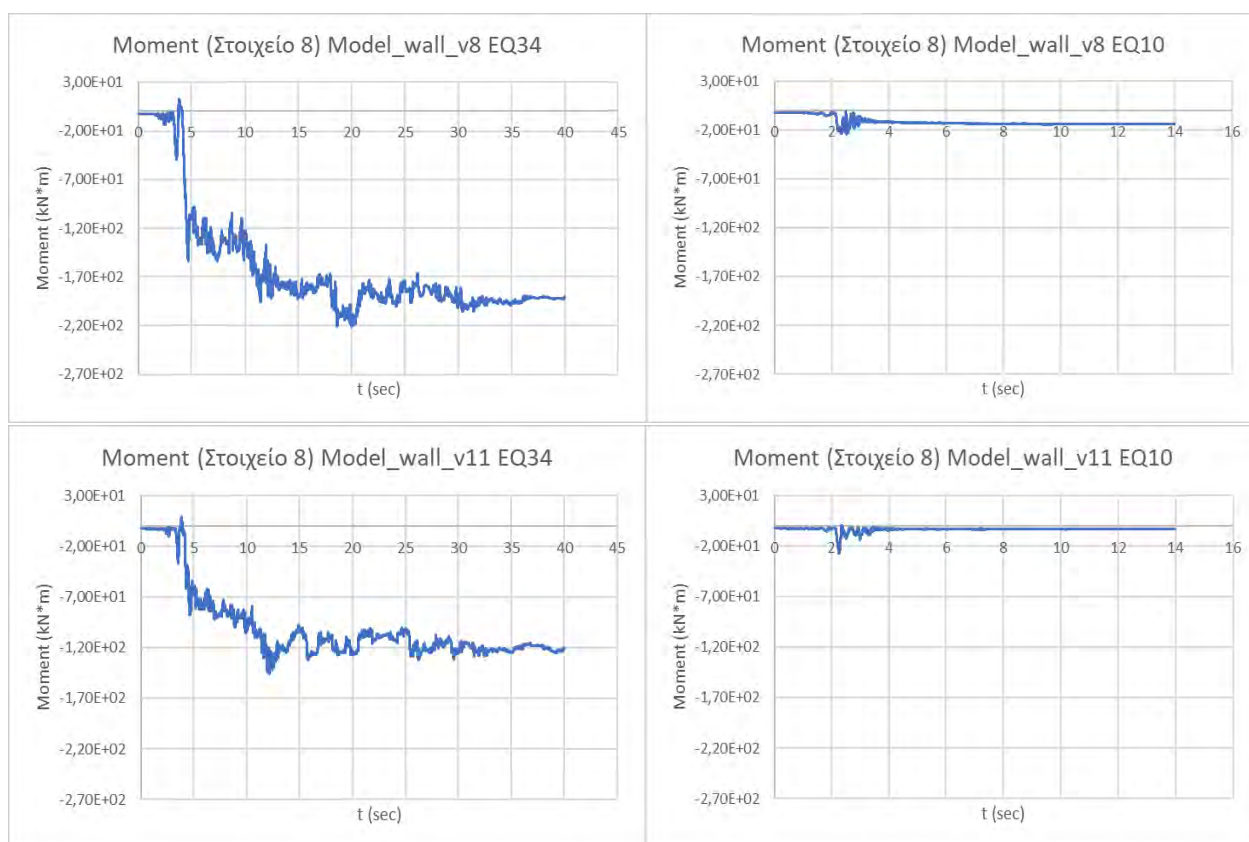
Σχήμα 4.3: Αποτελέσματα κατακόρυφης μετακίνησης (καθίζησης) του επιχώματος των τελικών προσομοιωμάτων (v8 και v11) για τους σεισμούς EQ34 και EQ10



Σχήμα 4.4: Αποτελέσματα κατακόρυφης μετακίνησης (καθίζησης) μορφής ισοτιμών στο περιβάλλον του FLAC 2D του προσομοιώματος v8 για τον σεισμό EQ05



Σχήμα 4.5: Αποτελέσματα αξονικής δύναμης που αναπτύσσεται στον τοίχο των τελικών προσομοιωμάτων (v8 και v11) για τους σεισμούς EQ34 και EQ10



Σχήμα 4.6: Αποτελέσματα ροπής κάμψης που αναπτύσσεται στον τοίχο των τελικών προσομοιωμάτων (v8 και v11) για τους σεισμούς EQ34 και EQ10

4.2 Χάραξη καμπυλών τρωτότητας

Αρχικά τα αποτελέσματα των τελικών προσομοιωμάτων (v8 και v11) για κάθε σεισμό (παραμετρικών αναλύσεων) συγκεντρώνονται σε αρχεία Excel. Τα αποτελέσματα αυτά συνοψίζονται στον Πίνακα 4.1.

Πίνακας 4.1: Συμβολισμοί αποτελεσμάτων παραμετρικών αναλύσεων

$a_{\chi\Delta}$ (PGA_Δ): οριζόντια επιτάχυνση στο Σημείο Δ (m/s²)

$a_{\chi\epsilon}$ (PGA_ε): οριζόντια επιτάχυνση στο Σημείο Ε (m/s²)

u_A : οριζόντια μετακίνηση στο Σημείο Α (m)

u_B : οριζόντια μετακίνηση στο Σημείο Β (m) (Δεν χρησιμοποιείται στην παραγωγή καμπυλών τρωτότητας, διότι δεν βρίσκει εφαρμογή στην πράξη)

u_Γ : οριζόντια μετακίνηση στο Σημείο Γ (m) (Πρόσθετες καμπύλες τρωτότητας)

u_Δ : οριζόντια μετακίνηση στο Σημείο Δ (m) (Δεν χρησιμοποιείται στην παραγωγή καμπυλών τρωτότητας)

u_E : οριζόντια μετακίνηση στο Σημείο Ε (m) (Δεν χρησιμοποιείται στην παραγωγή καμπυλών τρωτότητας)

θ : στροφή του τοίχου

v_A : κατακόρυφη μετακίνηση στο Σημείο Α (m)

v_B : κατακόρυφη μετακίνηση στο Σημείο Β (m) (Δεν χρησιμοποιείται στην παραγωγή καμπυλών τρωτότητας, διότι δεν βρίσκει εφαρμογή στην πράξη)

v_Γ : κατακόρυφη μετακίνηση στο Σημείο Γ (m) (Δεν χρησιμοποιείται στην παραγωγή καμπυλών τρωτότητας)

v_Δ : κατακόρυφη μετακίνηση στο Σημείο Δ (m) (Δεν χρησιμοποιείται στην παραγωγή καμπυλών τρωτότητας)

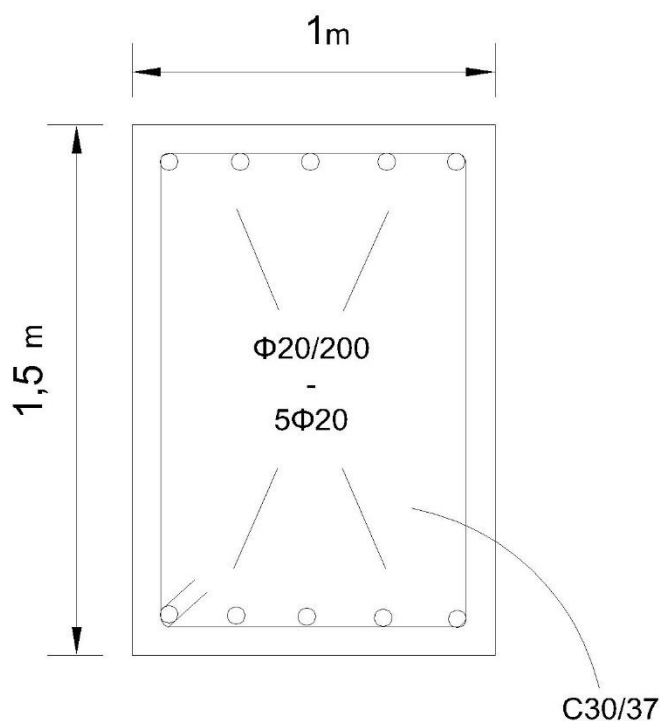
v_E : κατακόρυφη μετακίνηση στο Σημείο Ε (m) (Δεν χρησιμοποιείται στην παραγωγή καμπυλών τρωτότητας)

N_8 : μέγιστη αξονική δύναμη στο Στοιχείο 8 (kN) (Μη ικανοποιητικές καμπύλες τρωτότητας)

M_8 : μέγιστη ροπή κάμψης στο Στοιχείο 8 (kN*m)

Εκτός από τα ήδη υπάρχοντα αποτελέσματα υπολογίζεται σύμφωνα με την Εξίσωση 4.3 και ο λόγος ροπής έντασης που αναπτύσσεται στον τοίχο προς την ροπή αντοχής του τοίχου (M_{sd}/M_{Rd}), ούτως ώστε να χρησιμοποιηθεί ως δείκτης βλάβης στην διαδικασία χάραξης καμπυλών τρωτότητας. Ο τοίχος είναι κατασκευασμένος από οπλισμένο σκυρόδεμα. Θεωρώντας, ότι το σκυρόδεμα είναι ποιότητας C30/37 και ότι ο οπλισμός αποτελείται από δύο σχάρες ράβδων χάλυβα, οι οποίες τοποθετούνται μία σε κάθε ίνα του τοίχου ($\Phi 20$ ανά 200 mm - 5 $\Phi 20$ για κάθε ένα μέτρο κατά μήκος του τοίχου), υπολογίζεται η ροπή αντοχής.

$$M_{sd}/M_{Rd} = M_8/M_{Rd} \quad (4.3)$$



Σχήμα 4.7: Διατομή διαφραγματικού τοίχου ανά ένα μέτρο κατά μήκος του τοίχου

Απαραίτητο βήμα της παραγωγής των καμπυλών τρωτότητας, είναι ο ορισμός των δύο βασικών παραμέτρων τρωτότητας. Αυτές οι παράμετροι είναι ο δείκτης βλάβης (damage index) (DI) και το μέτρο σεισμικής έντασης (intensity measure) (IM). Για τον προσδιορισμό του δείκτη βλάβης (DI) χρειάζεται αρχικά να αποφασιστεί με τι όρους θα περιγραφούν οι στάθμες βλάβης (limit states) (damage states) (ds) και στη συνέχεια να επιλεχθεί ορθά το εύρος τιμών (min, max) από το οποίο θα εκφράζονται. Ανάλογα με τα διάφορα αποτελέσματα των παραμετρικών αναλύσεων (u_A , v_A , v_T , θ και M_{sd}/M_{Rd}) και τη θέση στην οποία υπολογίστηκαν (Σημεία Α, Γ και Στοιχείο 8) επιλέγονται

διαφορετικά εύρη τιμών (min, max) σταθμών βλάβης (ds) (HAZUS, 2004). Στόχος ήταν κάθε εύρος τιμών να εκφράζει όσο το δυνατόν ορθότερα την κάθε στάθμη βλάβης (ds) κάθε αποτελέσματος. Στην παρούσα εργασία επιλέγεται οι δείκτες βλάβης (DI) να μην αντιπροσωπεύονται από τη μέση τιμή (mean) αλλά από την ελάχιστη (min) του εύρους τιμών (min, max). Τελικά επιλέγονται τέσσερις διαφορετικοί δείκτες βλάβης (DI), που περιγράφονται από τέσσερις διαφορετικούς όρους, την οριζόντια μετακίνηση στην κορυφή (κεφαλή) του τοίχου (u_A), την κατακόρυφη μετακίνηση στην κορυφή (κεφαλή) του τοίχου (v_A), την στροφή του τοίχου (θ) και τον λόγο ροπής έντασης προς ροπή αντοχής του τοίχου (M_{sd}/M_{Rd}). Όσον αφορά το μέτρο σεισμικής έντασης (IM) αποφασίστηκε να προσδιορίζεται από τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA) σε δύο σημεία, το Δ και το Ε ($a_{\chi\Delta}$ (PGA_{Δ}) και $a_{\chi\epsilon}$ (PGA_{ϵ})). Με τις δύο βασικές παραμέτρους τρωτότητας να έχουν προσδιοριστεί, δημιουργούνται τα πιθανοτικά μοντέλα σεισμικής απαίτησης, σύμφωνα με όσα έχουν ειπωθεί στην Ενότητα 2.4. Τα κίτρινα σημεία στα επόμενα σχήματα αντιστοιχούν σε ζεύγη τιμών δεικτών βλάβης (DI) – μέτρων σεισμικής έντασης (IM), όπως υπολογίστηκαν από τις αριθμητικές αναλύσεις. Τα ζεύγη αποτυπώνονται στον λογαριθμικό χώρο. Η διακεκομμένη γραμμή χαράσσεται από τα σημεία με χρήση μίας απλής γραμμικής παλινδρόμησης που γίνεται στο Excel. Μέσω των πιθανοτικών μοντέλων σεισμικής απαίτησης αποδίδεται η συσχέτιση DI – IM ή αλλιώς EDP - IM για κάθε περίπτωση (Σχήματα 4.8-4.23α). Συσχέτιση DI – IM ή αλλιώς EDP – IM χαρακτηρίζεται η μεταβολή / εξέλιξη του δείκτη βλάβης με την αύξηση του μέτρου σεισμικής έντασης. Εν τέλει χρησιμοποιώντας την λογαριθμική πιθανοτική κατανομή της Εξίσωσης 2.1 προκύπτουν οι καμπύλες τρωτότητας (Σχήματα 4.8-4.23β) όπως αναφέρεται και στην Ενότητα 2.4.

Συνολικά παράχθηκαν 16 σετ πιθανοτικών μοντέλων σεισμικής απαίτησης (EDP – IM) και καμπυλών τρωτότητας (Σχήματα 4.8-4.23). Οχτώ από αυτά τα σετ αναφέρονται στο τελικό προσομοίωμα v8 (Σχήματα 4.8-4.15) και οχτώ στο τελικό προσομοίωμα v11 (Σχήματα 4.16-4.23). Τέσσερα (για κάθε δείκτη βλάβης) από τα οχτώ σετ του κάθε τελικού προσομοιώματος (v8 και v11) έχουν εξαχθεί με χρήση της PGA_{Δ} ($a_{\chi\Delta}$) ως μέτρο σεισμικής έντασης και τα υπόλοιπα τέσσερα με χρήση της PGA_{ϵ} ($a_{\chi\epsilon}$) ως μέτρο σεισμικής έντασης. Στα πιθανοτικά μοντέλα σεισμικής απαίτησης και στις καμπύλες τρωτότητας η στάθμη μικρού μεγέθους βλάβης παρουσιάζεται με μπλε χρώμα και η στάθμη μέσου μεγέθους βλάβης παρουσιάζεται με κόκκινο χρώμα.

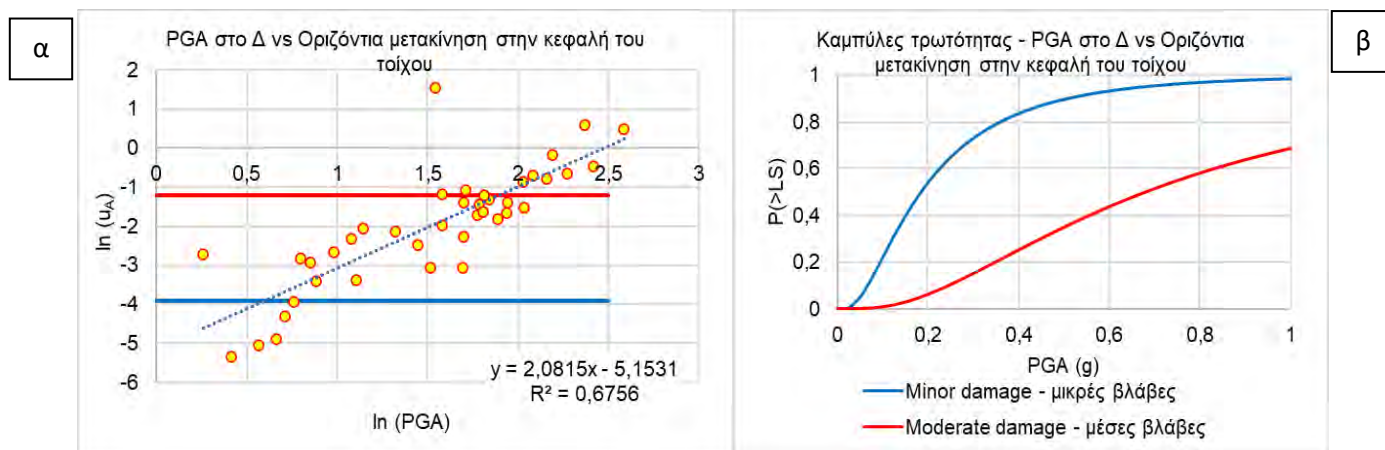
Στους Πίνακες 4.2-4.17 συνοψίζονται οι στάθμες βλάβης (ds), κατ' επέκταση οι δείκτες βλάβης (DI) και οι αντίστοιχες οριακές τιμές του μέτρου σεισμικής έντασης (IMmi) υπολογισμένες από τα πιθανοτικά μοντέλα σεισμικής απαίτησης, που χρησιμοποιούνται για την παραγωγή των καμπυλών τρωτότητας.

Η παράμετρος β_{tot} όπως αναφέρεται και στην Ενότητα 2.4 εκφράζει τη συνολική λογαριθμική τυπική απόκλιση της λογαριθμικής συνάρτησης κατανομής πιθανότητας και περιγράφει τη συνολική μεταβλητότητα (αβεβαιότητα) του κάθε σετ καμπυλών τρωτότητας. Υπολογίζεται από την Εξίσωση 2.2. Η παράμετρος β_{ds} (damage states), η οποία είναι αβεβαιότητα σχετική με τον ορισμό των σταθμών βλάβης και συγκεκριμένα οφείλεται στα ακρότατα που έχουν οριστεί από ειδικούς, θέτεται ίση με 0,4 σε όλες τις περιπτώσεις (HAZUS, 2004). Η παράμετρος β_c (capacity) χαρακτηρίζει την αντίδραση και την αντοχή του δομικού στοιχείου υπό φόρτιση και θέτεται ίση με 0,250 σε όλες τις περιπτώσεις (HAZUS, 2004). Η παράμετρος β_D (demand) αναφέρεται στην αβεβαιότητα των σεισμικών διεγέρσεων που επιλέχθηκαν ως δεδομένα. Υπολογίζεται ως η τυπική απόκλιση των δεικτών βλάβης (DI) που έχουν υπολογιστεί για τις διάφορες σεισμικές διεγέρσεις σε κάθε επίπεδο σεισμικής έντασης (IM) με τη βοήθεια των πιθανοτικών μοντέλων σεισμικής απαίτησης.

Για το προσομοίωμα v8 ($L = 4$ m, $D = 5$ m)

Πίνακας 4.2: Στάθμες βλάβης (ds), δείκτες βλάβης (DI) με όρους οριζόντιας μετακίνησης στην κεφαλή του τοίχου (u_A) και αντίστοιχες οριακές τιμές μέτρου σεισμικής έντασης (IMmi) ως μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA στο Δ

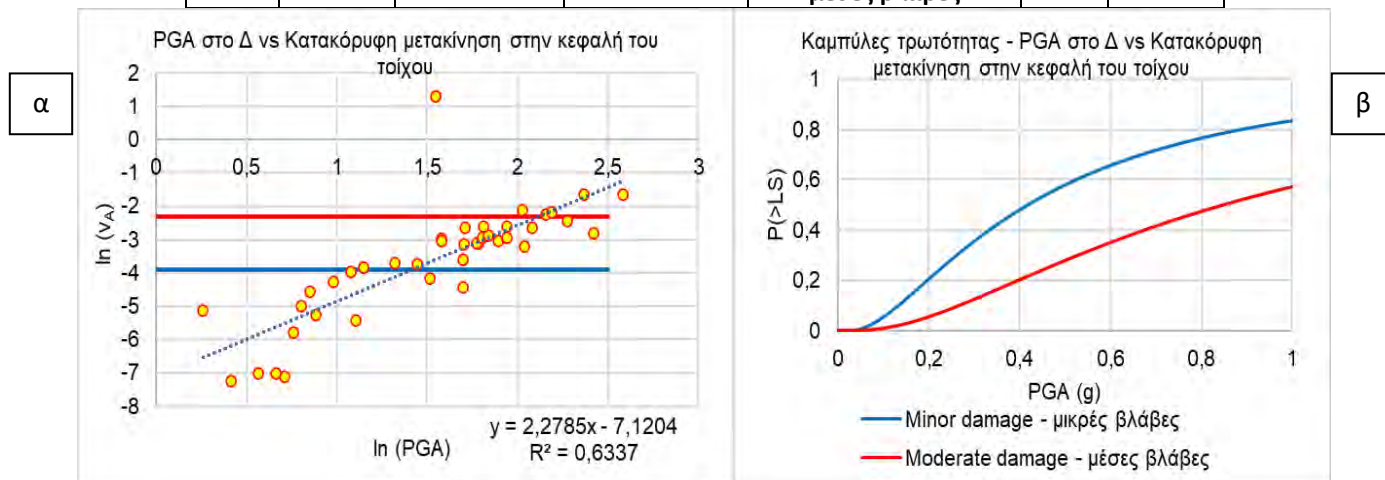
$\ln(a)$	2,08	b	5,15	Damage States - Στάθμες βλάβης	u_A (m)	median PGA Δ (m/s ²)
β_{tot}	β limit states	β capacity	β demand	Minor damage - μικρές βλάβες	0,02	1,81
0,791	0,400	0,250	0,636	Moderate damage - μέσες βλάβες	0,30	6,67



Σχήμα 4.8: Πιθανοτικά μοντέλα σεισμικής απαίτησης (α) και καμπύλες τρωτότητας (β) για δείκτη βλάβης (DI) με όρους οριζόντιας μετακίνησης στην κεφαλή του τοίχου (u_A) και μέτρο σεισμικής έντασης (IM) τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA στο Δ

Πίνακας 4.3: Στάθμες βλάβης (ds), δείκτες βλάβης (DI) με όρους κατακόρυφης μετακίνησης στην κεφαλή του τοίχου (v_A) και αντίστοιχες οριακές τιμές μέτρου σεισμικής έντασης (IM_{mi}) ως μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA στο Δ

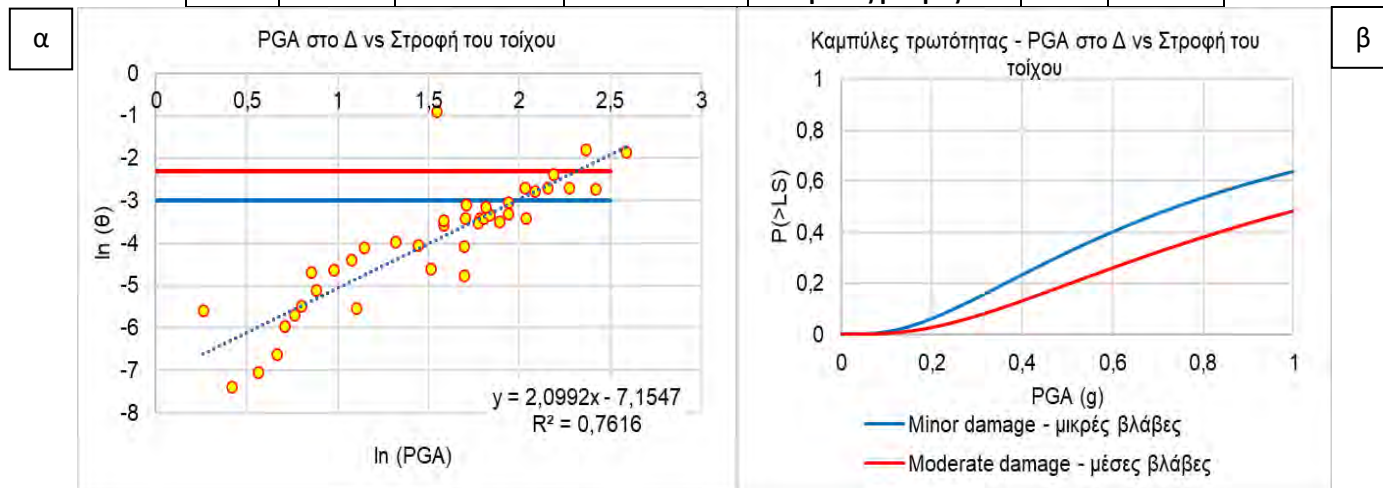
$\ln(a)$	2,28	b	7,12	Damage States - Στάθμες βλάβης	v_A (m)	median PGA Δ (m/s ²)
β_{tot}	β limit states	β capacity	β demand	Minor damage - μικρές βλάβες	0,02	4,09
0,897	0,400	0,250	0,763	Moderate damage - μέσες βλάβες	0,10	8,29



Σχήμα 4.9: Πιθανοτικά μοντέλα σεισμικής απαίτησης (α) και καμπύλες τρωτότητας (β) για δείκτη βλάβης (DI) με όρους κατακόρυφης μετακίνησης στην κεφαλή του τοίχου (v_A) και μέτρο σεισμικής έντασης (IM) τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA στο Δ

Πίνακας 4.4: Στάθμες βλάβης (ds), δείκτες βλάβης (DI) με όρους στροφής του τοίχου (θ) και αντίστοιχες οριακές τιμές μέτρου σεισμικής έντασης (IM_{mi}) ως μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA

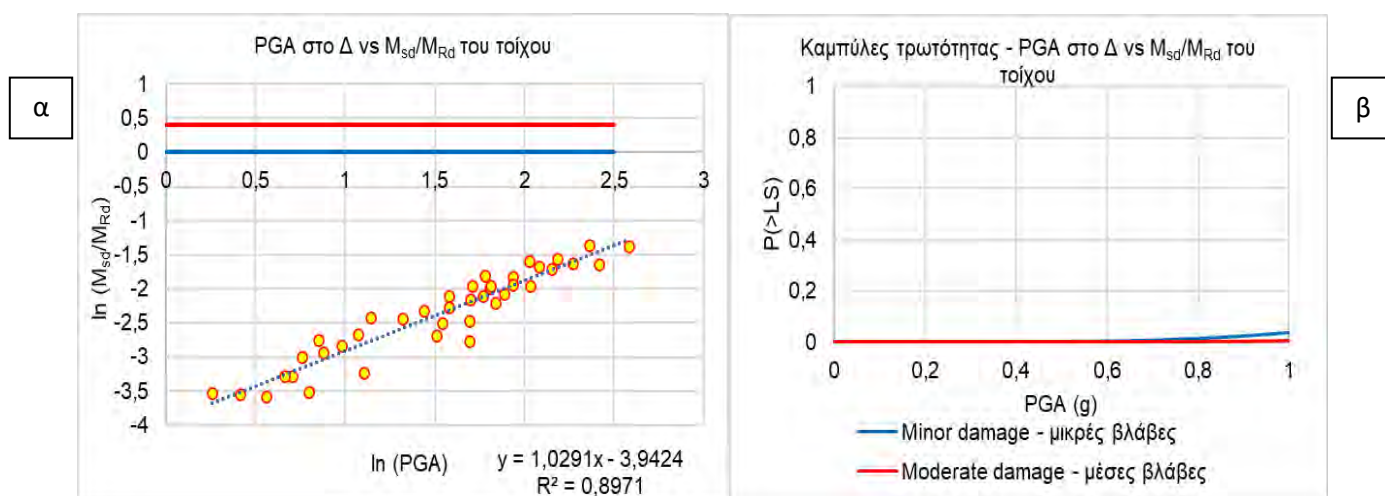
ln(a)	2,10	b	7,15	Damage States - Στάθμες βλάβης	θ ()	median PGA Δ (m/s ²)
β_{tot}	β limit states	β capacity	β demand	Minor damage - μικρές βλάβες	0,05	7,25
0,844	0,400	0,250	0,700	Moderate damage - μέσες βλάβες	0,10	10,09



Σχήμα 4.10: Πιθανοτικά μοντέλα σεισμικής απαίτησης (α) και καμπύλες τρωτότητας (β) για δείκτη βλάβης (DI) με όρους στροφής του τοίχου (θ) και μέτρο σεισμικής έντασης (IM) τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA στο Δ

Πίνακας 4.5: Στάθμες βλάβης (ds), δείκτες βλάβης (DI) με όρους λόγου M_{sd}/M_{Rd} του τοίχου και αντίστοιχες οριακές τιμές μέτρου σεισμικής έντασης (IM_{mi}) ως μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA στο Δ

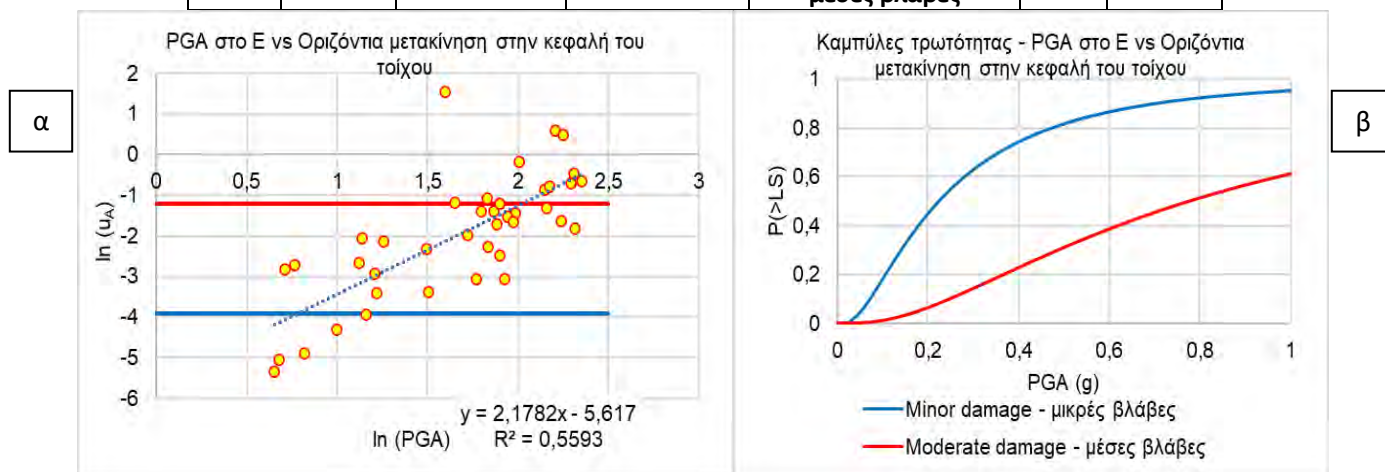
ln(a)	1,03	b	3,28	Damage States - Στάθμες βλάβης	M_{sd}/M_{Rd}	median PGA Δ (m/s ²)
β_{tot}	β limit states	β capacity	β demand	Minor damage - μικρές βλάβες	1,00	24,28
0,515	0,400	0,250	0,208	Moderate damage - μέσες βλάβες	1,50	36,00



Σχήμα 4.11: Πιθανοτικά μοντέλα σεισμικής απαίτησης (α) και καμπύλες τρωτότητας (β) για δείκτη βλάβης (DI) με όρους λόγου M_{sd}/M_{Rd} του τοίχου και μέτρο σεισμικής έντασης (IM) τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA στο Δ

Πίνακας 4.6: Στάθμες βλάβης (ds), δείκτες βλάβης (DI) με όρους οριζόντιας μετακίνησης στην κεφαλή του τοίχου (u_A) και αντίστοιχες οριακές τιμές μέτρου σεισμικής έντασης (IMmi) ως μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA στο E

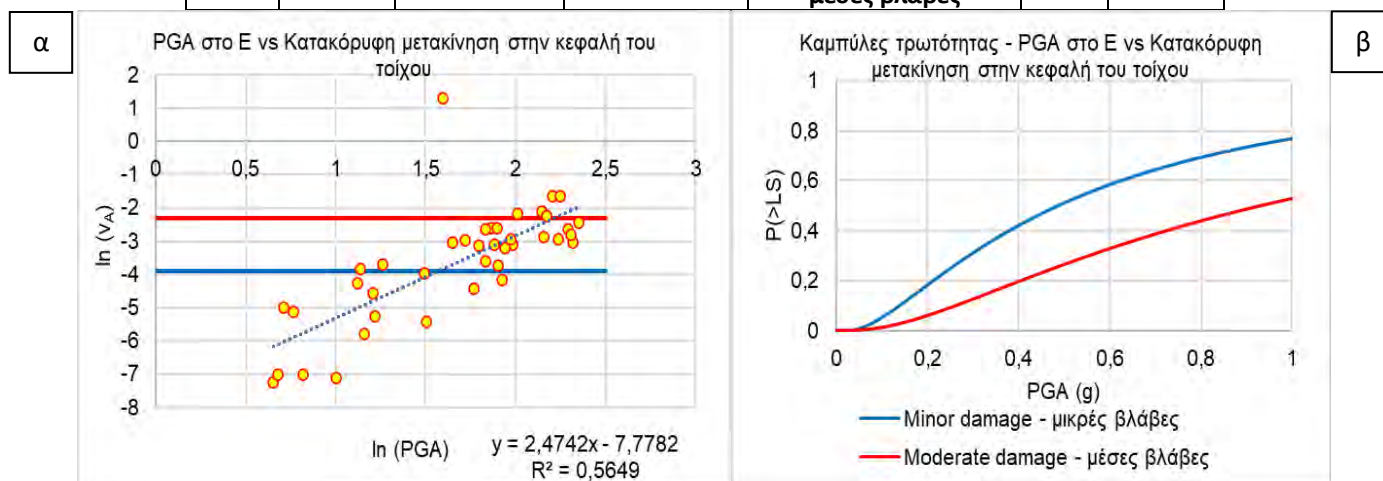
ln(a)	2,18	b	5,62	Damage States - Στάθμες βλάβης	u_A (m)	median PGA E (m/s ²)
β_{tot}	β limit states	β capacity	β demand	Minor damage - μικρές βλάβες	0,02	2,19
0,885	0,400	0,250	0,749	Moderate damage - μέσες βλάβες	0,30	7,58



Σχήμα 4.12: Πιθανοτικά μοντέλα σεισμικής απαίτησης (α) και καμπύλες τρωτότητας (β) για δείκτη βλάβης (DI) με όρους οριζόντιας μετακίνησης στην κεφαλή του τοίχου (u_A) και μέτρο σεισμικής έντασης (IM) τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA στο E

Πίνακας 4.7: Στάθμες βλάβης (ds), δείκτες βλάβης (DI) με όρους κατακόρυφης μετακίνησης στην κεφαλή του τοίχου (v_A) και αντίστοιχες οριακές τιμές μέτρου σεισμικής έντασης (IMmi) ως μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA στο E

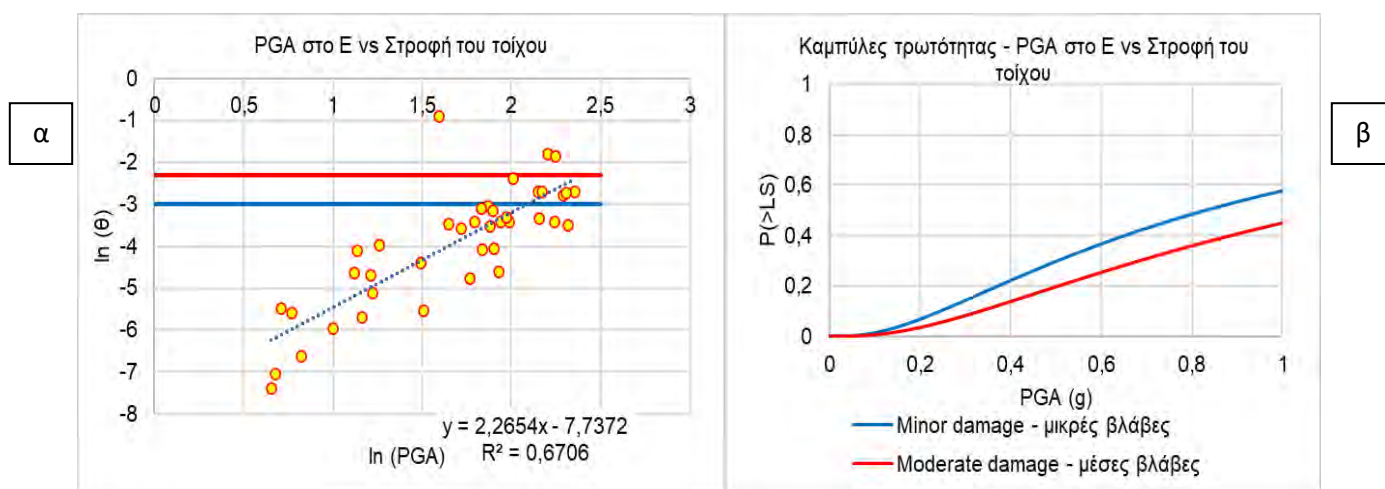
$\ln(a)$	2,47	b	7,78	Damage States - Στάθμες βλάβης	v_A (m)	median PGA E (m/s^2)
β_{tot}	β limit states	β capacity	β demand	Minor damage - μικρές βλάβες	0,02	4,77
0,987	0,400	0,250	0,867	Moderate damage - μέσες βλάβες	0,10	9,14



Σχήμα 4.13: Πιθανοτικά μοντέλα σεισμικής απαίτησης (α) και καμπύλες τρωτότητας (β) για δείκτη βλάβης (DI) με όρους κατακόρυφης μετακίνησης στην κεφαλή του τοίχου (v_A) και μέτρο σεισμικής έντασης (IM) τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA στο E

Πίνακας 4.8: Στάθμες βλάβης (ds), δείκτες βλάβης (DI) με όρους στροφής του τοίχου (θ) και αντίστοιχες οριακές τιμές μέτρου σεισμικής έντασης (IMmi) ως μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA

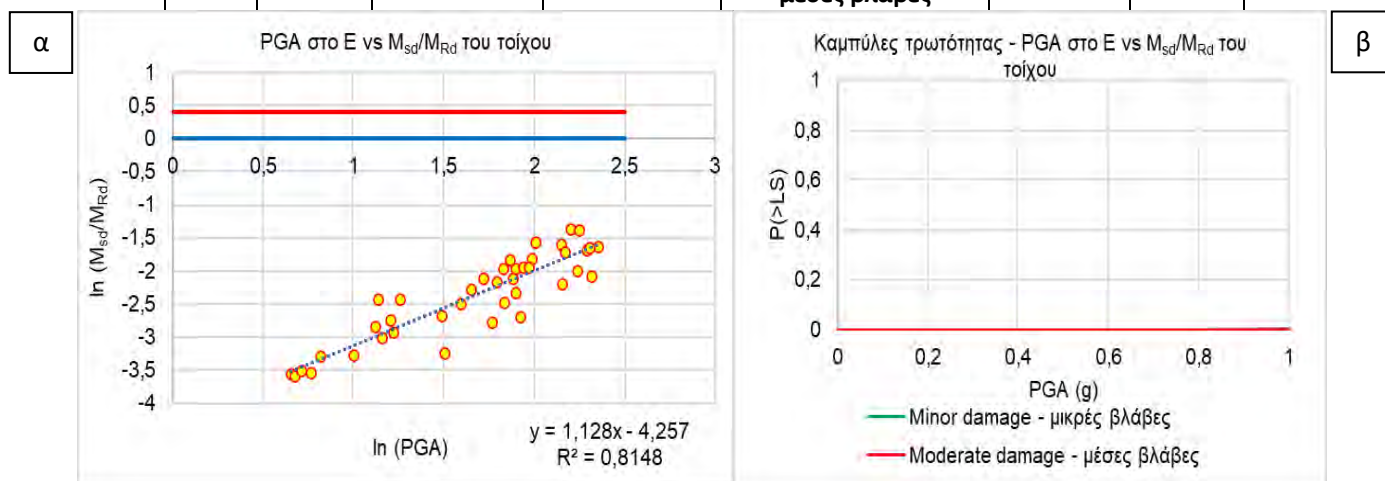
$\ln(a)$	2,27	b	7,74	Damage States - Στάθμες βλάβης	θ ()	median PGA E (m/s^2)
β_{tot}	β limit states	β capacity	β demand	Minor damage - μικρές βλάβες	0,05	8,11
0,948	0,400	0,250	0,822	Moderate damage - μέσες βλάβες	0,10	11,01



Σχήμα 4.14: Πιθανοτικά μοντέλα σεισμικής απαίτησης (α) και καμπύλες τρωτότητας (β) για δείκτη βλάβης (DI) με όρους στροφής του τοίχου (θ) και μέτρο σεισμικής έντασης (IM) τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA στο E

Πίνακας 4.9: Στάθμες βλάβης (ds), δείκτες βλάβης (DI) με όρους λόγου M_{sd}/M_{Rd} του τοίχου και αντίστοιχες οριακές τιμές μέτρου σεισμικής έντασης (IMmi) ως μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA στο E

$\ln(a)$	1,13	b	4,26	Damage States - Στάθμες βλάβης	M_{sd}/M_{Rd}	median PGA E (m/s^2)
β_{tot}	β limit states	β capacity	β demand	Minor damage - μικρές βλάβες	1,00	43,55
0,548	0,400	0,250	0,279	Moderate damage - μέσες βλάβες	1,50	62,39

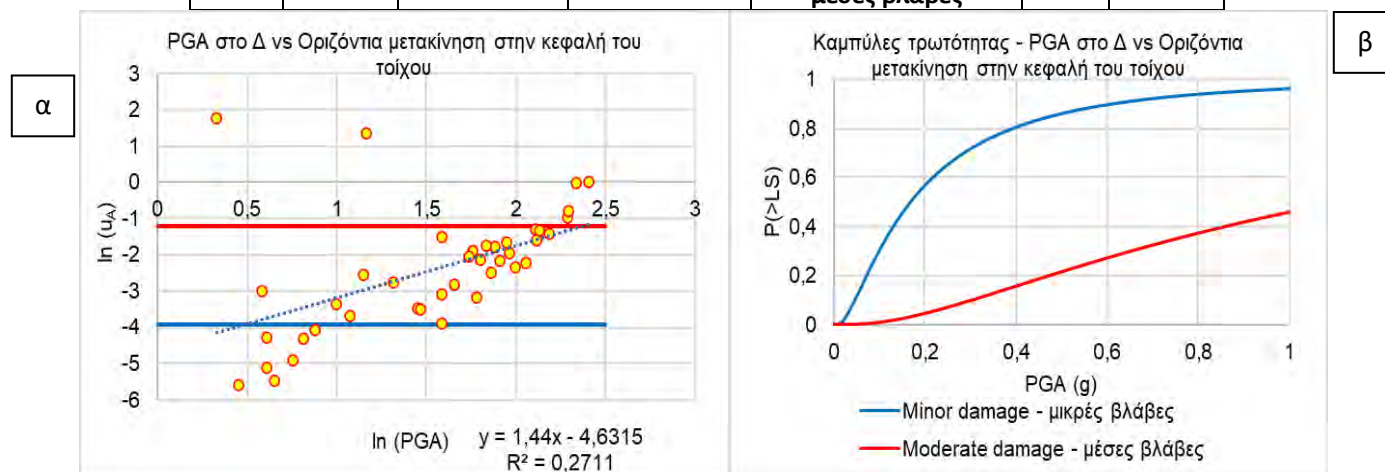


Σχήμα 4.15: Πιθανοτικά μοντέλα σεισμικής απαίτησης (α) και καμπύλες τρωτότητας (β) για δείκτη βλάβης (DI) με όρους λόγου M_{sd}/M_{Rd} του τοίχου και μέτρο σεισμικής έντασης (IM) τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA στο E

Για το προσομοίωμα ν11 ($L = 3$ m, $D = 6$ m)

Πίνακας 4.10: Στάθμες βλάβης (ds), δείκτες βλάβης (DI) με όρους οριζόντιας μετακίνησης στην κεφαλή του τοίχου (u_A) και αντίστοιχες οριακές τιμές μέτρου σεισμικής έντασης (IMmi) ως μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA στο Δ

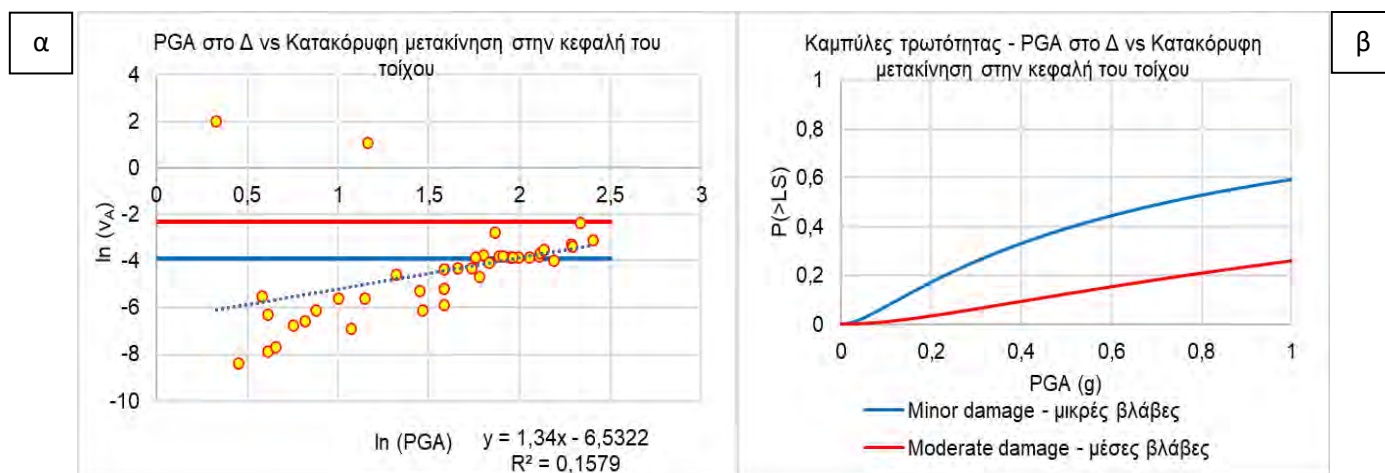
$\ln(a)$	1,44	b	4,63	Damage States - Στάθμες βλάβης	u_A (m)	median PGA Δ (m/s^2)
β_{tot}	β limit states	β capacity	β demand	Minor damage - μικρές βλάβες	0,02	1,65
1,007	0,400	0,250	0,890	Moderate damage - μέσες βλάβες	0,30	10,81



Σχήμα 4.16: Πιθανοτικά μοντέλα σεισμικής απαίτησης (α) και καμπύλες τρωτότητας (β) για δείκτη βλάβης (DI) με όρους οριζόντιας μετακίνησης στην κεφαλή του τοίχου (u_A) και μέτρο σεισμικής έντασης (IM) τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA στο Δ

Πίνακας 4.11: Στάθμες βλάβης (ds), δείκτες βλάβης (DI) με όρους κατακόρυφης μετακίνησης στην κεφαλή του τοίχου (v_A) και αντίστοιχες οριακές τιμές μέτρου σεισμικής έντασης (IMmi) ως μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA στο Δ

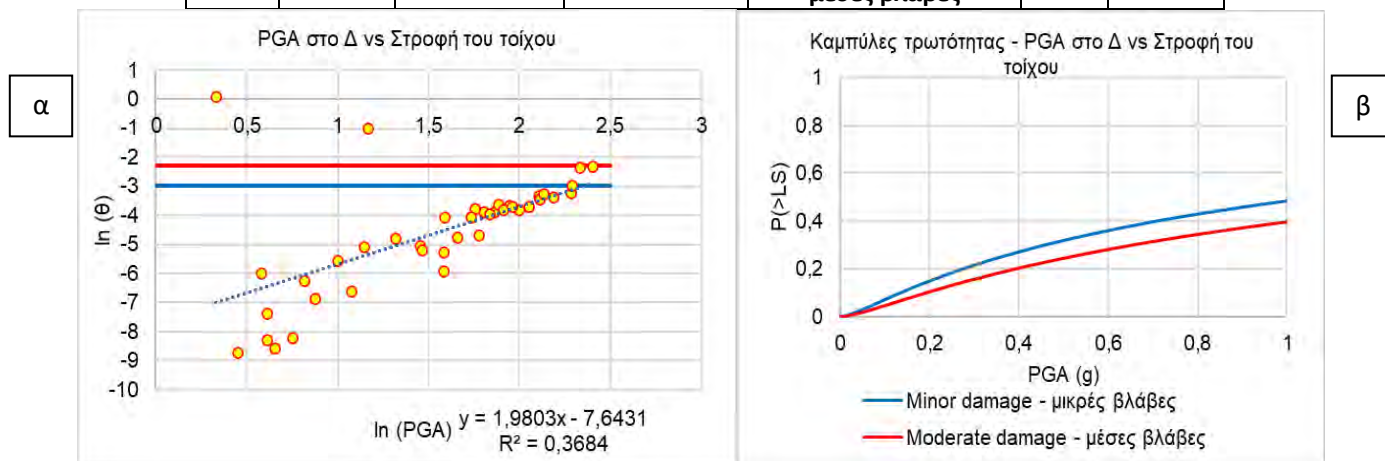
$\ln(a)$	1,34	b	6,53	Damage States - Στάθμες βλάβης	v_A (m)	median PGA Δ (m/s^2)
β_{tot}	β limit states	β capacity	β demand	Minor damage - μικρές βλάβες	0,02	7,07
1,354	0,400	0,250	1,269	Moderate damage - μέσες βλάβες	0,10	23,49



Σχήμα 4.17: Πιθανοτικά μοντέλα σεισμικής απαίτησης (α) και καμπύλες τρωτότητας (β) για δείκτη βλάβης (DI) με όρους κατακόρυφης μετακίνησης στην κεφαλή του τοίχου (v_A) και μέτρο σεισμικής έντασης (IM) τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA στο Δ

Πίνακας 4.12: Στάθμες βλάβης (ds), δείκτες βλάβης (DI) με όρους στροφής του τοίχου (θ) και αντίστοιχες οριακές τιμές μέτρου σεισμικής έντασης (IM_{mi}) ως μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA

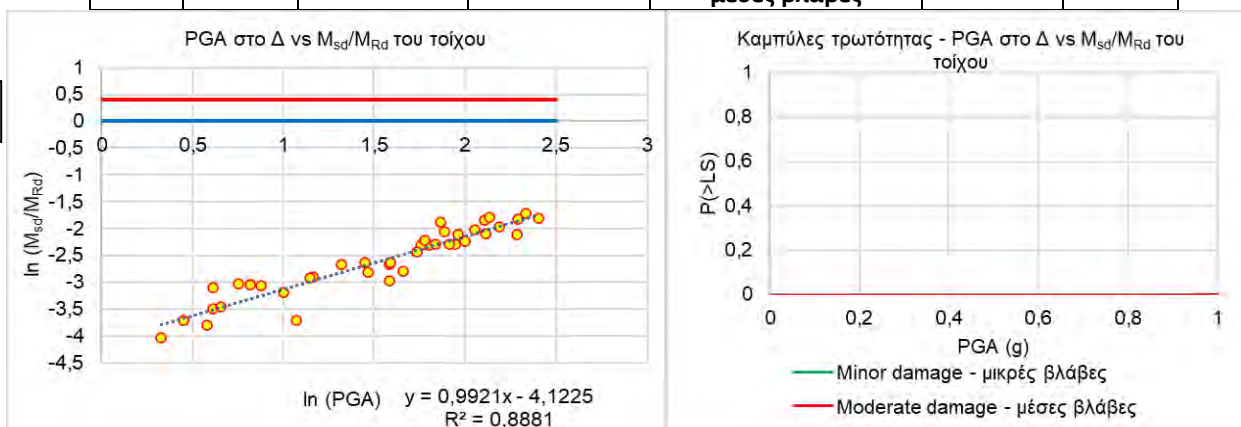
$\ln(a)$	1,98	b	7,64	Damage States - Στάθμες βλάβης	θ ()	median PGA Δ (m/s ²)
β_{tot}	β limit states	β capacity	β demand	Minor damage - μικρές βλάβες	0,05	10,45
1,602	0,400	0,250	1,531	Moderate damage - μέσες βλάβες	0,10	14,83



Σχήμα 4.18: Πιθανοτικά μοντέλα σεισμικής απαίτησης (α) και καμπύλες τρωτότητας (β) για δείκτη βλάβης (DI) με όρους στροφής του τοίχου (θ) και μέτρο σεισμικής έντασης (IM) τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA στο Δ

Πίνακας 4.13: Στάθμες βλάβης (ds), δείκτες βλάβης (DI) με όρους λόγου M_{sd}/M_{Rd} του τοίχου και αντίστοιχες οριακές τιμές μέτρου σεισμικής έντασης (IMmi) ως μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA στο Δ

$\ln(a)$	0,99	b	4,12	Damage States - Στάθμες βλάβης	M_{sd}/M_{Rd}	median PGA Δ (m/s ²)
β_{tot}	β limit states	β capacity	β demand	Minor damage - μικρές βλάβες	1,00	63,77
0,517	0,400	0,250	0,210	Moderate damage - μέσες βλάβες	1,50	95,97

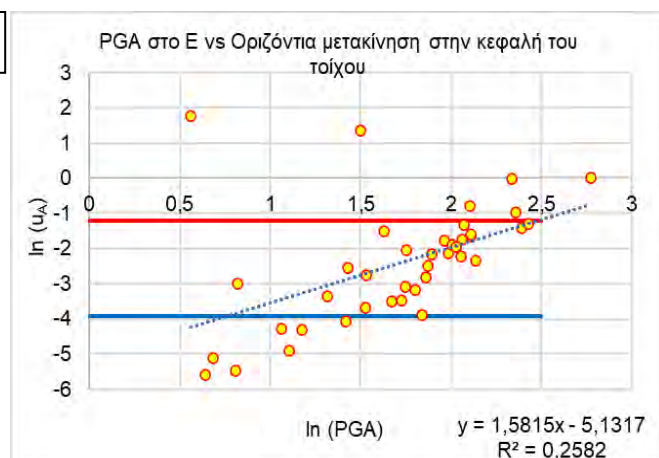


Σχήμα 4.19: Πιθανοτικά μοντέλα σεισμικής απαίτησης (α) και καμπύλες τρωτότητας (β) για δείκτη βλάβης (DI) με όρους λόγου M_{sd}/M_{Rd} του τοίχου και μέτρο σεισμικής έντασης (IM) τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA στο Δ

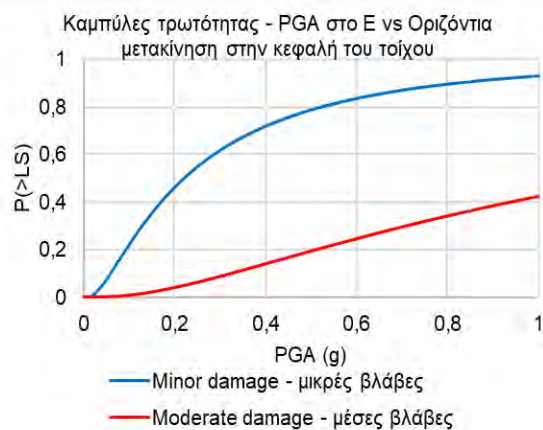
Πίνακας 4.14: Στάθμες βλάβης (ds), δείκτες βλάβης (DI) με όρους οριζόντιας μετακίνησης στην κεφαλή του τοίχου (u_A) και αντίστοιχες οριακές τιμές μέτρου σεισμικής έντασης (IMmi) ως μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA στο E

$\ln(a)$	1,58	b	5,13	Damage States - Στάθμες βλάβης	u_A (m)	median PGA E (m/s ²)
β_{tot}	β limit states	β capacity	β demand	Minor damage - μικρές βλάβες	0,02	2,16
1,031	0,400	0,250	0,916	Moderate damage - μέσες βλάβες	0,30	11,98

α



β

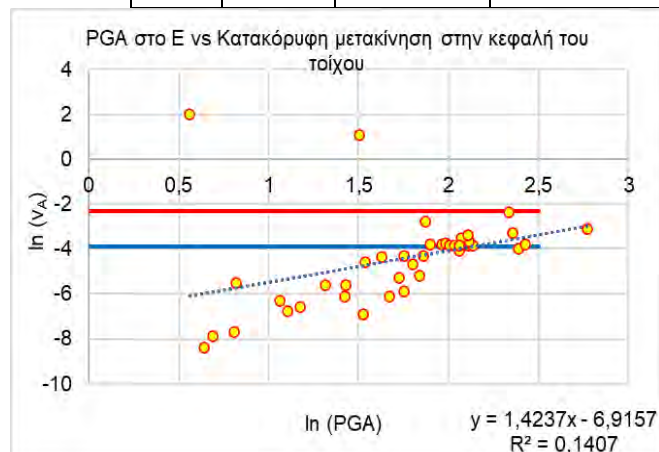


Σχήμα 4.20: Πιθανοτικά μοντέλα σεισμικής απαίτησης (α) και καμπύλες τρωτότητας (β) για δείκτη βλάβης (DI) με όρους οριζόντιας μετακίνησης στην κεφαλή του τοίχου (u_A) και μέτρο σεισμικής έντασης (IM) τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA στο E

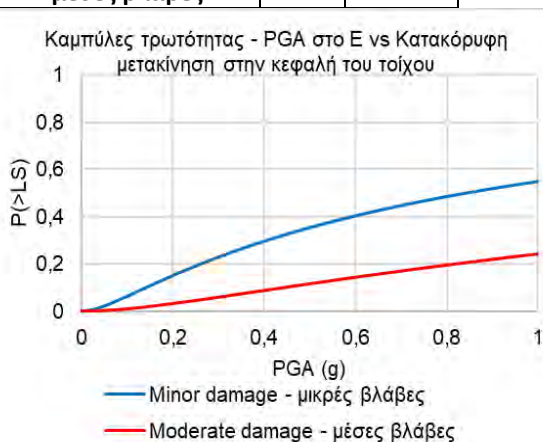
Πίνακας 4.15: Στάθμες βλάβης (ds), δείκτες βλάβης (DI) με όρους κατακόρυφης μετακίνησης στην κεφαλή του τοίχου (v_A) και αντίστοιχες οριακές τιμές μέτρου σεισμικής έντασης (IM_{mi}) ως μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA στο E

$\ln(a)$	1,42	b	6,92	Damage States - Στάθμες βλάβης	v_A (m)	median PGA E (m/s ²)
β_{tot}	β limit states	β capacity	β demand	Minor damage - μικρές βλάβες	0,02	8,25
1,385	0,400	0,250	1,302	Moderate damage - μέσες βλάβες	0,10	25,54

α



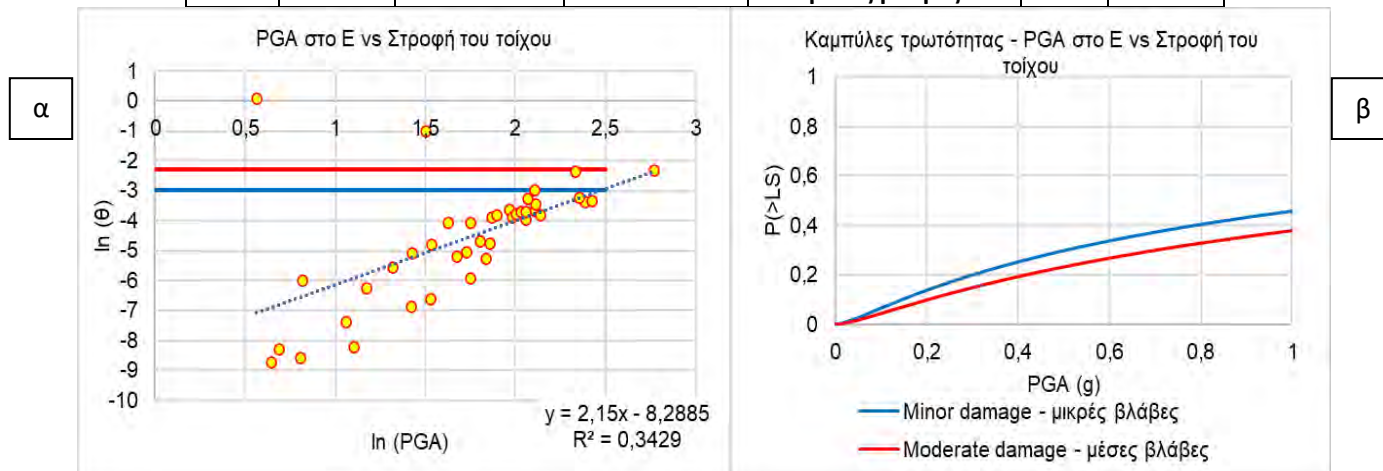
β



Σχήμα 4.21: Πιθανοτικά μοντέλα σεισμικής απαίτησης (α) και καμπύλες τρωτότητας (β) για δείκτη βλάβης (DI) με όρους κατακόρυφης μετακίνησης στην κεφαλή του τοίχου (v_A) και μέτρο σεισμικής έντασης (IM) τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA στο E

Πίνακας 4.16: Στάθμες βλάβης (ds), δείκτες βλάβης (DI) με όρους στροφής του τοίχου (θ) και αντίστοιχες οριακές τιμές μέτρου σεισμικής έντασης (IMmi) ως μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA

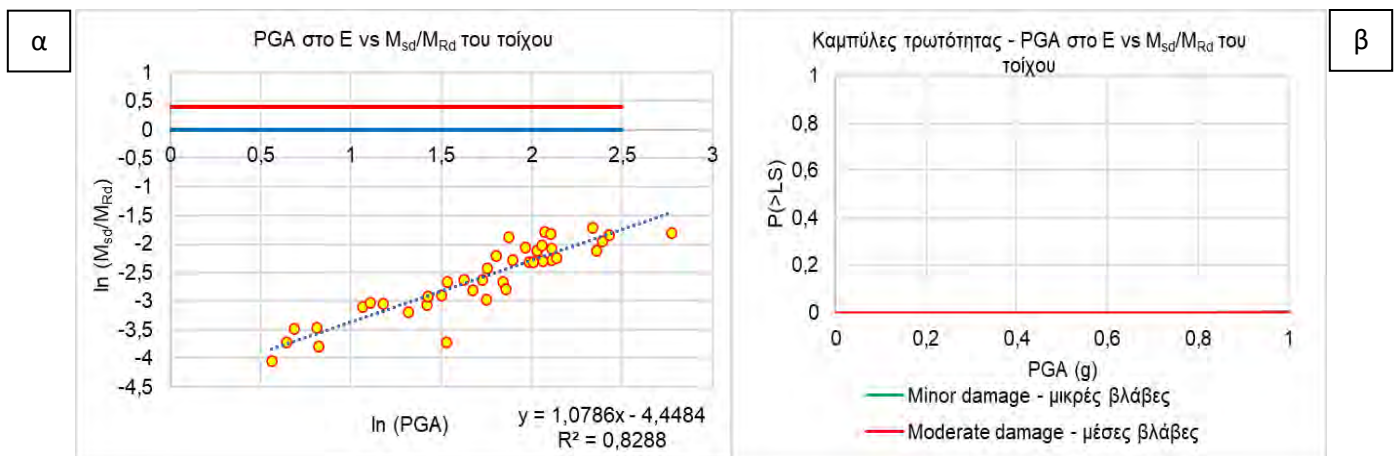
ln(a)	2,15	b	8,29	Damage States - Στάθμες βλάβης	θ ()	median PGA E (m/s ²)
β_{tot}	β limit states	β capacity	β demand	Minor damage - μικρές βλάβες	0,05	11,73
1,632	0,400	0,250	1,562	Moderate damage - μέσες βλάβες	0,10	16,19



Σχήμα 4.22: Πιθανοτικά μοντέλα σεισμικής απαίτησης (α) και καμπύλες τρωτότητας (β) για δείκτη βλάβης (DI) με όρους στροφής του τοίχου (θ) και μέτρο σεισμικής έντασης (IM) τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA στο E

Πίνακας 4.17: Στάθμες βλάβης (ds), δείκτες βλάβης (DI) με όρους λόγου M_{sd}/M_{Rd} του τοίχου και αντίστοιχες οριακές τιμές μέτρου σεισμικής έντασης (IMmi) ως μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA στο E

ln(a)	1,08	b	4,45	Damage States - Στάθμες βλάβης	M_{sd}/M_{Rd}	median PGA E (m/s ²)
β_{tot}	β limit states	β capacity	β demand	Minor damage - μικρές βλάβες	1,00	61,82
0,539	0,400	0,250	0,260	Moderate damage - μέσες βλάβες	1,50	90,03



Σχήμα 4.23: Πιθανοτικά μοντέλα σεισμικής απαίτησης (α) και καμπύλες τρωτότητας (β) για δείκτη βλάβης (DI) με όρους λόγου M_{sd}/M_{Rd} του τοίχου και μέτρο σεισμικής έντασης (IM) τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA στο E

Για όλα τα είδη δεικτών βλάβης που εξετάζονται μία μέση βλάβη έχει αρκετά μικρή πιθανότητα να εκδηλωθεί. Αντίθετα μικρές βλάβες είναι πάρα πολύ πιθανό και εύκολο (μικρό μέτρο σεισμικής έντασης PGA) να παρουσιαστούν.

Τα σεντ καμπυλών που εκφράζονται από τον λόγο M_{sd}/M_{Rd} του τοίχου παρουσιάζουν πολύ μικρή, αν όχι μηδενική, πιθανότητα εκδήλωσης τόσο μέσων βλαβών, όσο και μικρών βλαβών, γεγονός που αποδίδεται στην συμπεριφορά των προσομοιωμένων τοίχων (v8 και v11). Υπερισχύει η γενική περιστροφή των τοίχων γύρω από σημείο κοντά στη βάση τους έναντι της κάμψης των τοίχων. Επομένως διαπιστώνεται ότι $\theta_{κάμ.} < \theta_{περ.}$ (Ενότητα 4.1).

4.3 Χάραξη πρόσθετων καμπυλών τρωτότητας

Σε αυτή την ενότητα γίνεται ενδεικτικά αναφορά σε μερικά ακόμη σεντ πιθανοτικών μοντέλων σεισμικής απαίτησης και καμπυλών τρωτότητας που αναπτύχθηκαν. Δημιουργήθηκαν για στάθμες βλάβης και κατ' επέκταση δείκτες βλάβης που περιγράφονται από τον όρο οριζόντιας μετακίνησης στη βάση του τοίχου (u_r). Οι νέοι δείκτες βλάβης υπολογίζονται σύμφωνα με την Εξίσωση 4.4.

$$u_r = \frac{u_A}{2} \quad (4.4)$$

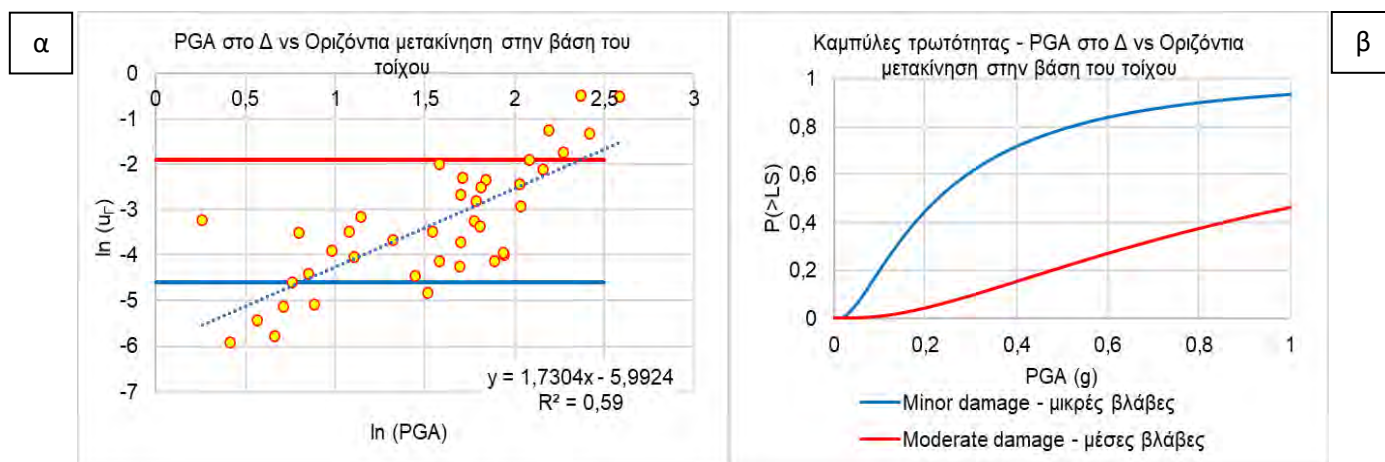
Δημιουργήθηκαν συνολικά τέσσερα σετ πιθανοτικών μοντέλων σεισμικής απαίτησης και καμπυλών τρωτότητας (Σχήματα 4.24-4.27). Δύο για το προσομοίωμα ν8 (Σχήματα 4.24-4.25) και δύο για το προσομοίωμα ν11 (Σχήματα 4.26-4.27). Ένα (ένας δείκτης βλάβης) από τα δύο σετ του κάθε τελικού προσομοιώματος (ν8 και ν11) αναπτύχθηκε με μέτρο σεισμικής έντασης εκφρασμένο από την PGA_{Δ} ($a_{\chi\Delta}$) και το άλλο με μέτρο σεισμικής έντασης εκφρασμένο από την PGA_E ($a_{\chi E}$).

Στους Πίνακες 4.18-4.21 συνοψίζονται οι στάθμες βλάβης (ds), κατ' επέκταση οι δείκτες βλάβης (DI) και οι αντίστοιχες οριακές τιμές του μέτρου σεισμικής έντασης (IM_{mi}) υπολογισμένες από τα πιθανοτικά μοντέλα σεισμικής απαίτησης, που χρησιμοποιούνται για την παραγωγή των καμπυλών τρωτότητας.

Για το προσομοίωμα ν8 ($L = 4$ m, $D = 5$ m)

Πίνακας 4.18: Στάθμες βλάβης (ds), δείκτες βλάβης (DI) με όρους οριζόντιας μετακίνησης στην βάση του τοίχου (u_T) και αντίστοιχες οριακές τιμές μέτρου σεισμικής έντασης (IM_{mi}) ως μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA στο Δ

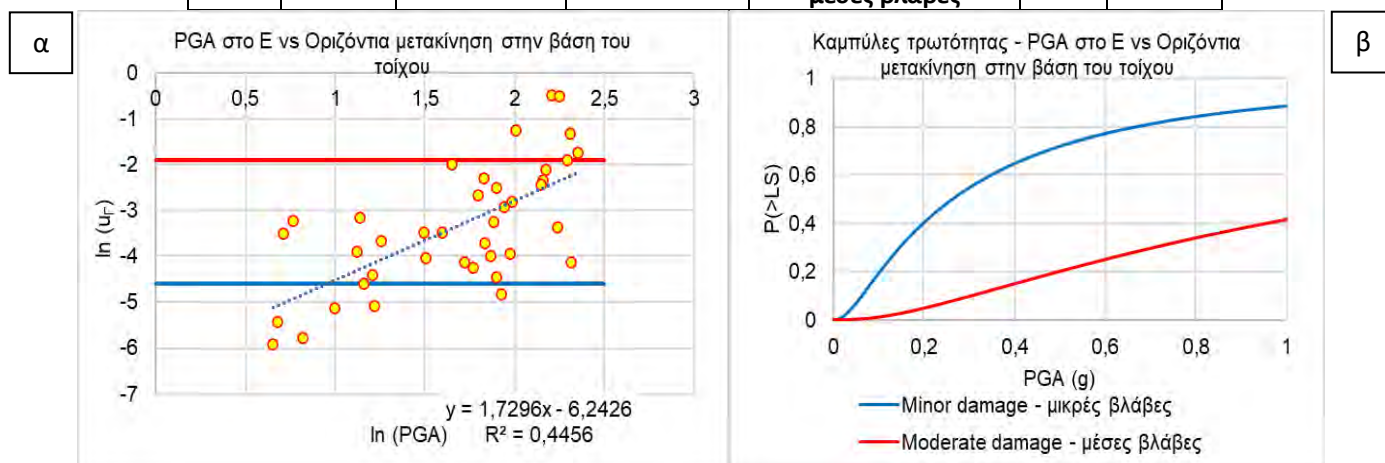
$\ln(a)$	1,73	b	5,99	Damage States - Στάθμες βλάβης	u_T (m)	median PGA_{Δ} (m/s ²)
β_{tot}	β limit states	β capacity	β demand	Minor damage - μικρές βλάβες	0,01	2,23
0,980	0,400	0,250	0,859	Moderate damage - μέσες βλάβες	0,15	10,66



Σχήμα 4.24: Πιθανοτικά μοντέλα σεισμικής απαίτησης (α) και καμπύλες τρωτότητας (β) για δείκτη βλάβης (DI) με όρους οριζόντιας μετακίνησης στην βάση του τοίχου (u_r) και μέτρο σεισμικής έντασης (IM) τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA στο Δ

Πίνακας 4.19: Στάθμες βλάβης (ds), δείκτες βλάβης (DI) με όρους οριζόντιας μετακίνησης στην βάση του τοίχου (u_r) και αντίστοιχες οριακές τιμές μέτρου σεισμικής έντασης (IM_{mi}) ως μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA στο E

$\ln(a)$	1,73	b	6,24	Damage States - Στάθμες βλάβης	u_r (m)	median PGA E (m/s ²)
β_{tot}	β limit states	β capacity	β demand	Minor damage - μικρές βλάβες	0,01	2,58
1,105	0,400	0,250	0,999	Moderate damage - μέσες βλάβες	0,15	12,33

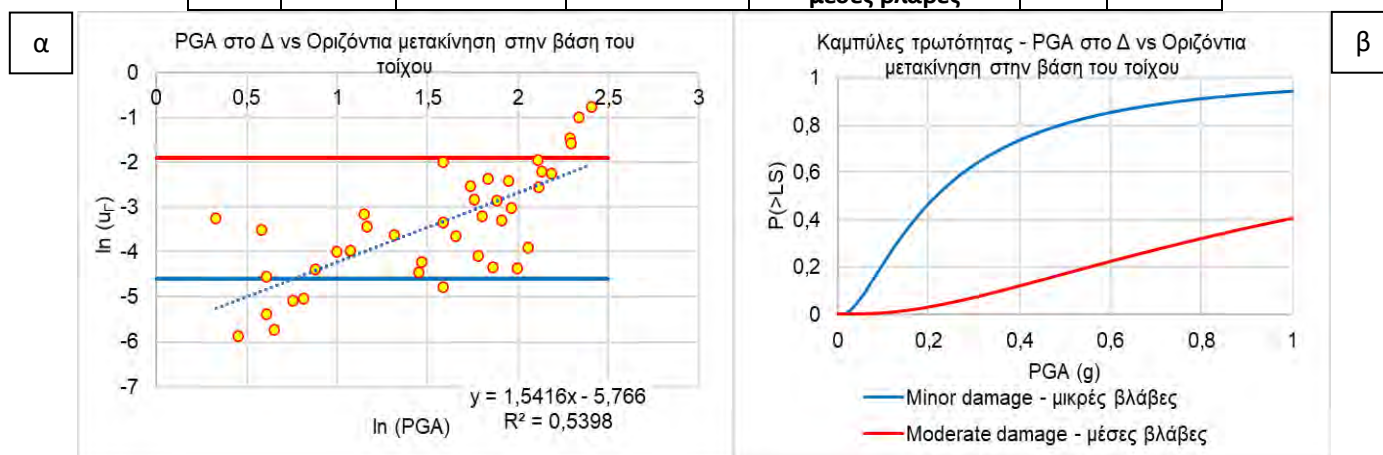


Σχήμα 4.25: Πιθανοτικά μοντέλα σεισμικής απαίτησης (α) και καμπύλες τρωτότητας (β) για δείκτη βλάβης (DI) με όρους οριζόντιας μετακίνησης στην βάση του τοίχου (u_r) και μέτρο σεισμικής έντασης (IM) τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA στο E

Για το προσομοίωμα ν11 ($L = 3$ m, $D = 6$ m)

Πίνακας 4.20: Στάθμες βλάβης (ds), δείκτες βλάβης (DI) με όρους οριζόντιας μετακίνησης στην βάση του τοίχου (u_r) και αντίστοιχες οριακές τιμές μέτρου σεισμικής έντασης (IMmi) ως μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA στο Δ

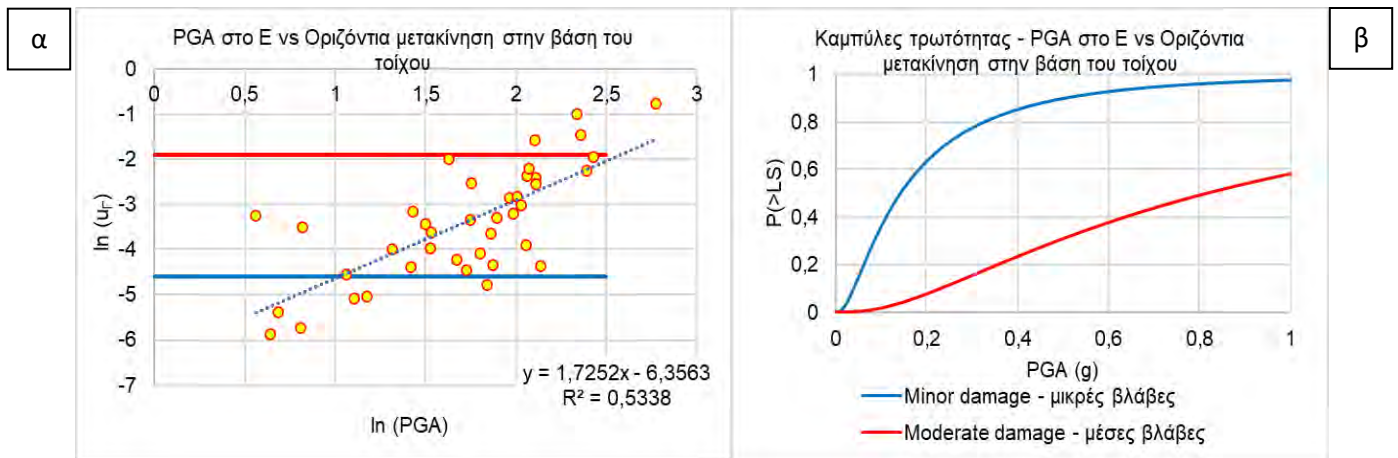
$\ln(a)$	1,54	b	5,77	Damage States - Στάθμες βλάβης	u_r (m)	median PGA Δ (m/s ²)
β_{tot}	β limit states	β capacity	β demand	Minor damage - μικρές βλάβες	0,01	2,12
0,973	0,400	0,250	0,851	Moderate damage - μέσες βλάβες	0,15	12,30



Σχήμα 4.26: Πιθανοτικά μοντέλα σεισμικής απαίτησης (α) και καμπύλες τρωτότητας (β) για δείκτη βλάβης (DI) με όρους οριζόντιας μετακίνησης στην βάση του τοίχου (u_r) και μέτρο σεισμικής έντασης (IM) τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA στο Δ

Πίνακας 4.21: Στάθμες βλάβης (ds), δείκτες βλάβης (DI) με όρους οριζόντιας μετακίνησης στην βάση του τοίχου (u_r) και αντίστοιχες οριακές τιμές μέτρου σεισμικής έντασης (IMmi) ως μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA στο E

$\ln(a)$	1,55	b	5,13	Damage States - Στάθμες βλάβης	u_r (m)	median PGA E (m/s ²)
β_{tot}	β limit states	β capacity	β demand	Minor damage - μικρές βλάβες	0,01	1,40
0,982	0,400	0,250	0,861	Moderate damage - μέσες βλάβες	0,15	8,01



Σχήμα 4.27: Πιθανοτικά μοντέλα σεισμικής απαίτησης (α) και καμπύλες τρωτότητας (β) για δείκτη βλάβης (DI) με όρους οριζόντιας μετακίνησης στην βάση του τοίχου (u_r) και μέτρο σεισμικής έντασης (IM) τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA στο E

4.4 Σύγκριση καμπυλών τρωτότητας

Τα 16 σετ καμπυλών τρωτότητας των δύο τελικών προσομοιωμάτων ν8 και ν11, που παρουσιάζονται στην Ενότητα 4.2, μπορούν να αξιολογηθούν και να συγκριθούν μεταξύ τους μέσω των τιμών της παραμέτρου β_{tot} , η οποία περιγράφει τη συνολική αβεβαιότητα του κάθε σετ καμπυλών τρωτότητας και, της συνιστώσας της, παραμέτρου β_D , η οποία σχετίζεται με την αβεβαιότητα των σεισμικών διεγέρσεων. Όσο μικρότερη υπολογίζεται η παράμετρος β_D , τόσο μικρότερη προκύπτει η παράμετρος β_{tot} (Εξίσωση 2.2). Όσο μικρότερη είναι η τιμή της β_{tot} , τόσο πιο αποδοτικός είναι ο δείκτης της σεισμικής έντασης που χρησιμοποιείται. Αυτό είναι κάτι που έχει εξεταστεί και παρουσιαστεί και στις εργασίες των Cosentini and Bozzoni (2022) και Seo et al (2022).

Πίνακας 4.22: Τιμές της παραμέτρου β_{tot} και της παραμέτρου β_D για τα οχτώ σετ καμπυλών τρωτότητας που αφορούν το προσομοίωμα ν8 ($L = 4$ m, $D = 5$ m)

Προσομοίωμα ν8		
Καμπύλες τρωτότητας	β_{tot}	β_D
PGA_{Δ} vs u_A	0,791	0,636
PGA_{Δ} vs v_A	0,897	0,763
PGA_{Δ} vs θ	0,844	0,700
PGA_{Δ} vs M_{sd}/M_{Rd}	0,515	0,208
PGA_E vs u_A	0,885	0,749

PGA _E vs v _A	0,987	0,867
PGA _E vs θ	0,948	0,822
PGA _E vs M _{sd} /M _{Rd}	0,548	0,279

Πίνακας 4.23: Τιμές της παραμέτρου β_{tot} και της παραμέτρου β_D για τα οχτώ σετ καμπυλών τρωτότητας που αφορούν το προσομοίωμα v11 ($L = 3$ m, $D = 6$ m)

Προσομοίωμα v11		
Καμπύλες τρωτότητας	β_{tot}	β_D
PGA _Δ vs u _A	1,007	0,890
PGA _Δ vs v _A	1,354	1,269
PGA _Δ vs θ	1,602	1,531
PGA _Δ vs M _{sd} /M _{Rd}	0,517	0,210
PGA _E vs u _A	1,031	0,916
PGA _E vs v _A	1,385	1,302
PGA _E vs θ	1,632	1,562
PGA _E vs M _{sd} /M _{Rd}	0,539	0,260

4.4.1 Επιρροή επιλεγόμενου δείκτη βλάβης (DI) στις καμπύλες τρωτότητας

Στη συνέχεια παρουσιάζονται συγκρίσεις καμπυλών τρωτότητας όπως προέκυψαν υιοθετώντας διάφορους δείκτες βλάβης. Στις συγκρίσεις περιλαμβάνονται και οι παράμετροι β_d και β_{tot} , ενώ οι καμπύλες συγκρίνονται λαμβάνοντας υπόψη τις θέσεις εκτίμησης του μέτρου σεισμικής έντασης. Από τις συγκρίσεις προκύπτουν σημαντικές διαφοροποιήσεις των εκτιμώμενων από τις καμπύλες πιθανοτήτων βλάβης για δεδομένη σεισμική ένταση.

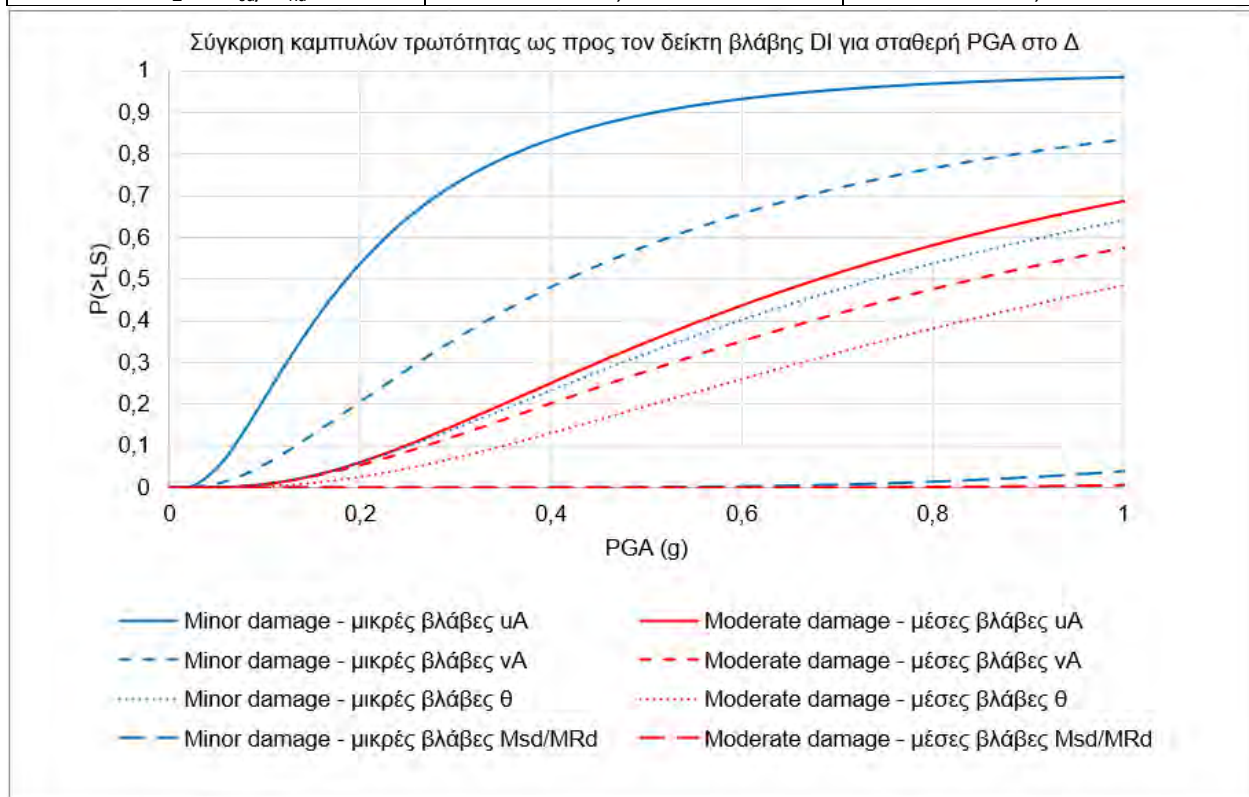
Τα σετ καμπυλών τρωτότητας με δείκτη βλάβης που εκφράζεται από τον λόγο M_{sd}/M_{Rd} του τοίχου παρουσιάζουν πολύ μικρή, αν όχι μηδενική, πιθανότητα εκδήλωσης τόσο μέσων, όσο και μικρών βλαβών και γι' αυτό το λόγο αυτός ο δείκτης βλάβης, παρ' όλο που οι τιμές της παραμέτρου β_{tot} για τα συγκεκριμένα σετ καμπυλών τρωτότητας είναι οι μικρότερες, δεν θεωρείται ως ο βέλτιστος δείκτης βλάβης. Η συμπεριφορά αποδίδεται στο γεγονός ότι οι εξεταζόμενοι τοίχοι στρέφονται πρωτίστως και δεν κάμπτονται.

Προσομοίωμα v8 ($L = 4$ m, $D = 5$ m)

Στους Πίνακες 4.24-4.25 παρατηρείται ότι η εναλλαγή του μέτρου σεισμικής έντασης (IM), το οποίο αντιπροσωπεύεται από τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA σε δύο διαφορετικά σημεία Δ και Ε, δεν επηρεάζει την αποδοτικότητα των 4 διαφορετικών δεικτών βλάβης (DI).

Πίνακας 4.24: Τιμές της παραμέτρου β_{tot} και της παραμέτρου β_D

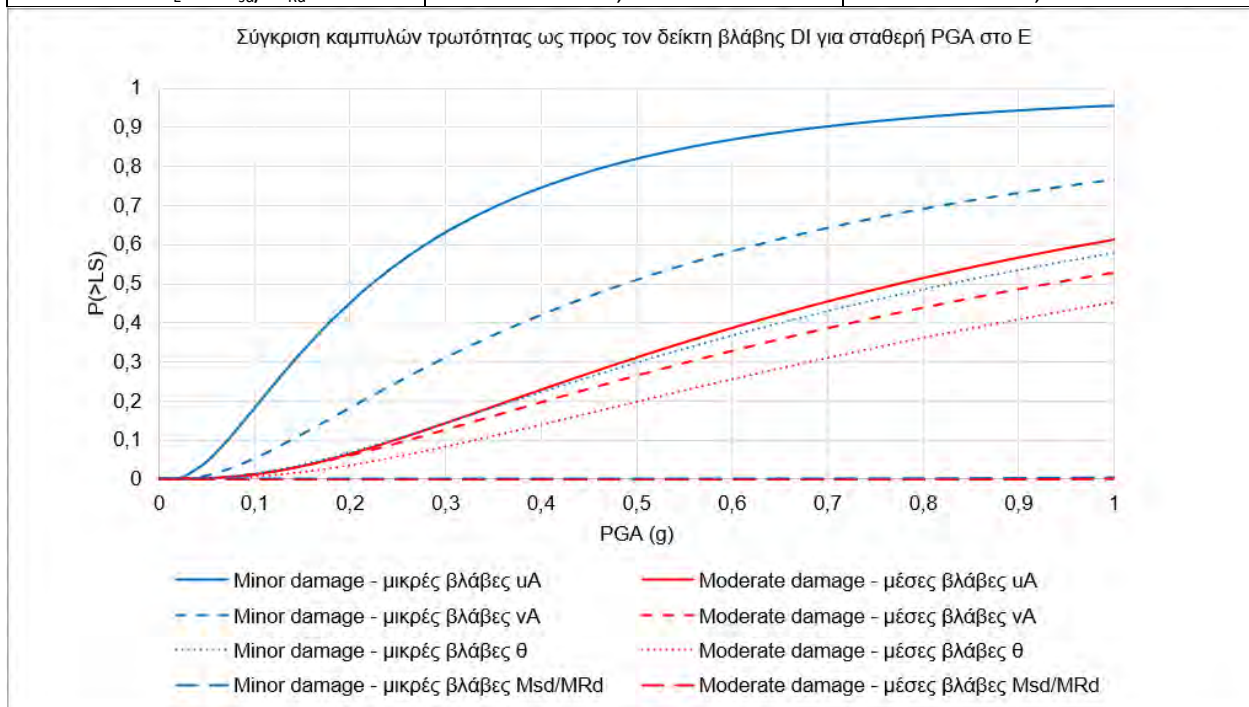
Καμπύλες τρωτότητας	β_{tot}	β_D
PGA _Δ vs u _A	0,791	0,636
PGA _Δ vs v _A	0,897	0,763
PGA _Δ vs θ	0,844	0,700
PGA _Δ vs M _{sd} /M _{Rd}	0,515	0,208



Σχήμα 4.28: Σύγκριση καμπυλών τρωτότητας ως προς τον όρο με τον οποίο εκφράζεται ο δείκτης βλάβης (DI) για σταθερό μέτρο σεισμικής έντασης (IM) PGA στο Δ

Πίνακας 4.25: Τιμές της παραμέτρου β_{tot} και της παραμέτρου β_D

Καμπύλες τρωτότητας	β_{tot}	β_D
PGA_E vs u_A	0,885	0,749
PGA_E vs v_A	0,987	0,867
PGA_E vs θ	0,948	0,822
PGA_E vs M_{sd}/M_{Rd}	0,548	0,279



Σχήμα 4.29: Σύγκριση καμπυλών τρωτότητας ως προς τον όρο με τον οποίο εκφράζεται ο δείκτης βλάβης (DI) για σταθερό μέτρο σεισμικής έντασης (IM) PGA στο E

Ο δείκτης βλάβης (DI) που εκφράζεται από τον όρο οριζόντιας μετακίνησης στην κεφαλή του τοίχου (u_A) είναι ο βέλτιστος δείκτης βλάβης.

Ο δείκτης βλάβης (DI) που εκφράζεται από τον όρο στροφής του τοίχου (θ) είναι ο 2^{ος} αποδοτικότερος δείκτης βλάβης.

Ο δείκτης βλάβης (DI) που εκφράζεται από τον όρο κατακόρυφης μετακίνησης στην κεφαλή του τοίχου (v_A) είναι ο 3^{ος} αποδοτικότερος δείκτης βλάβης.

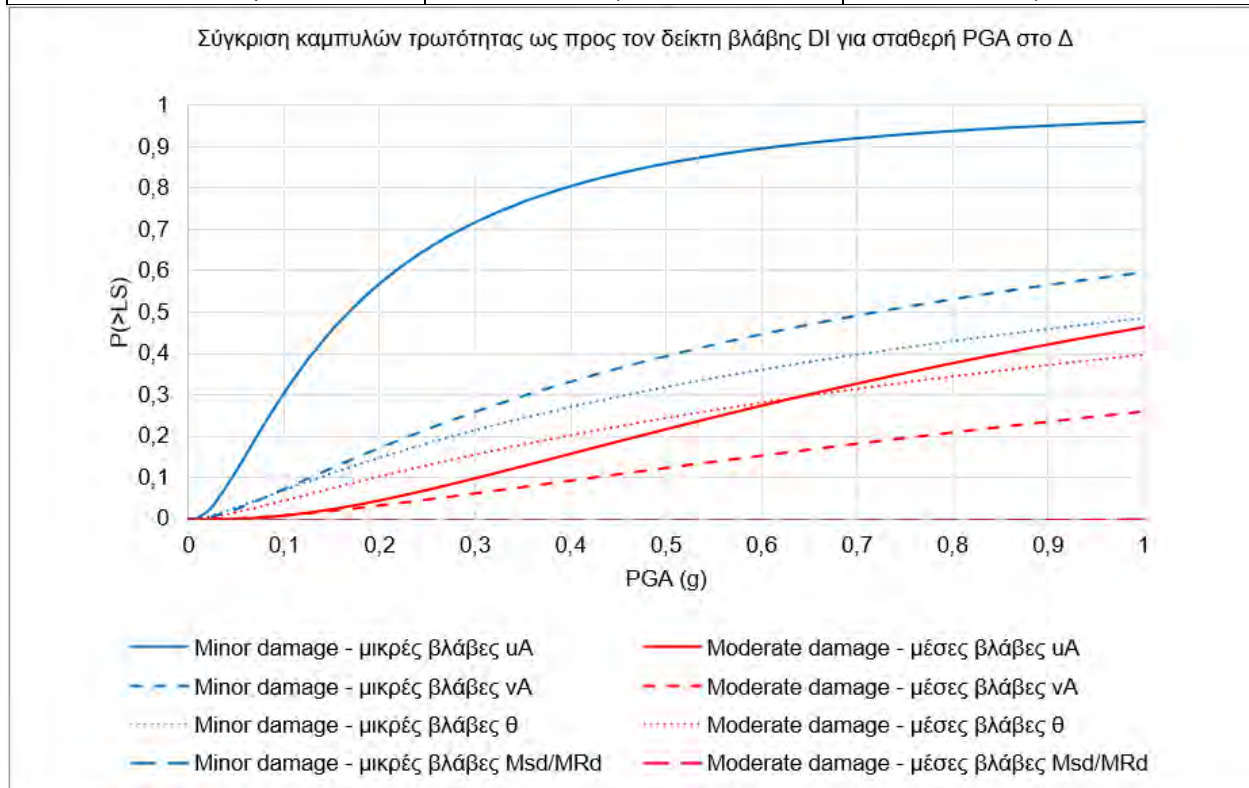
Η σειρά αποδοτικότητας των δεικτών βλάβης αλλάζει ανάλογα με το βάθος εκσκαφής L των τοίχων στα δύο τελικά συστήματα.

Προσομοίωμα v11 ($L = 3 \text{ m}$, $D = 6 \text{ m}$)

Στους Πίνακες 4.26-4.27 παρατηρείται ότι η εναλλαγή του μέτρου σεισμικής έντασης (IM), το οποίο αντιπροσωπεύεται από τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA σε δύο διαφορετικά σημεία Δ και Ε, δεν επηρεάζει την αποδοτικότητα των 4 διαφορετικών δεικτών βλάβης (DI).

Πίνακας 4.26: Τιμές της παραμέτρου β_{tot} και της παραμέτρου β_D

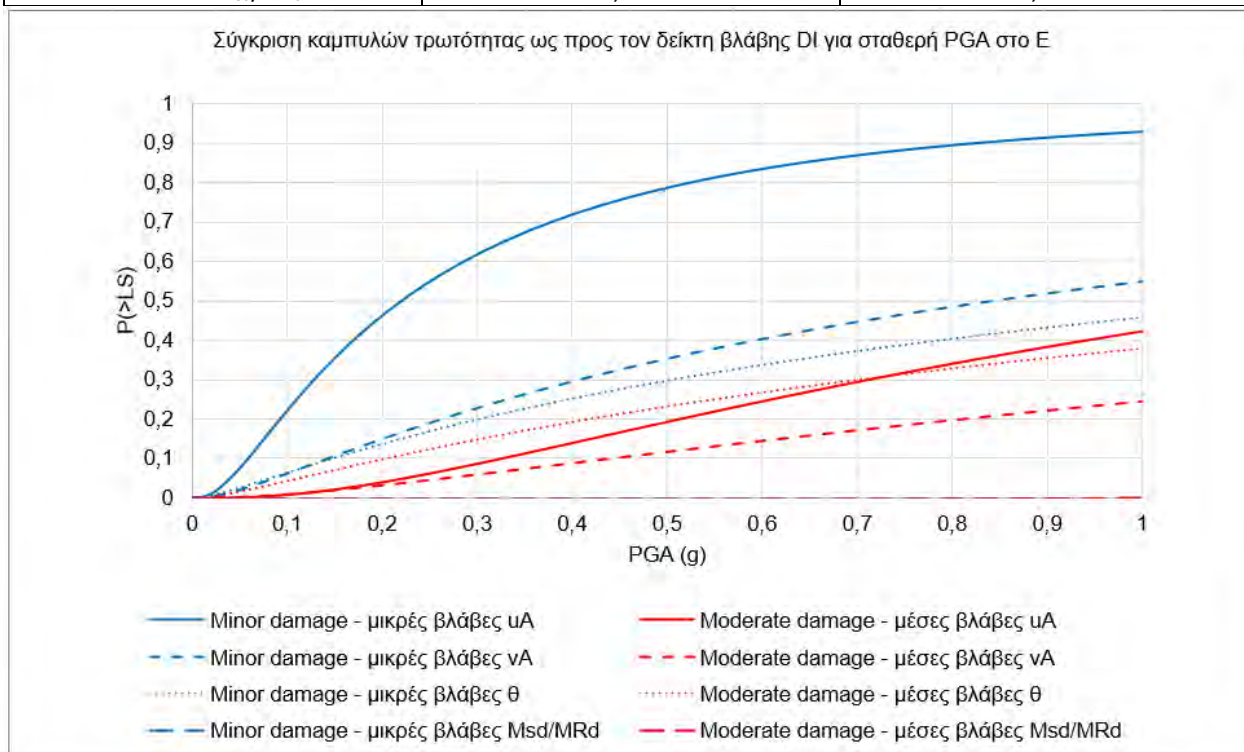
Καμπύλες τρωτότητας	β_{tot}	β_D
$PGA_{\Delta} \text{ vs } u_A$	1,007	0,890
$PGA_{\Delta} \text{ vs } v_A$	1,354	1,269
$PGA_{\Delta} \text{ vs } \theta$	1,602	1,531
$PGA_{\Delta} \text{ vs } M_{sd}/M_{Rd}$	0,517	0,210



Σχήμα 4.30: Σύγκριση καμπυλών τρωτότητας ως προς τον όρο με τον οποίο εκφράζεται ο δείκτης βλάβης (DI) για σταθερό μέτρο σεισμικής έντασης (IM) PGA στο Δ

Πίνακας 4.27: Τιμές της παραμέτρου β_{tot} και της παραμέτρου β_D

Καμπύλες τρωτότητας	β_{tot}	β_D
PGA_E vs u_A	1,031	0,916
PGA_E vs v_A	1,385	1,302
PGA_E vs θ	1,632	1,562
PGA_E vs M_{sd}/M_{Rd}	0,539	0,260



Σχήμα 4.31: Σύγκριση καμπυλών τρωτότητας ως προς τον όρο με τον οποίο εκφράζεται ο δείκτης βλάβης (DI) για σταθερό μέτρο σεισμικής έντασης (IM) PGA στο E

Ο δείκτης βλάβης (DI) που εκφράζεται από τον όρο οριζόντιας μετακίνησης στην κεφαλή του τοίχου (u_A) είναι ο βέλτιστος δείκτης βλάβης.

Ο δείκτης βλάβης (DI) που εκφράζεται από τον όρο κατακόρυφης μετακίνησης στην κεφαλή του τοίχου (v_A) είναι ο 2^{ος} αποδοτικότερος δείκτης βλάβης.

Ο δείκτης βλάβης (DI) που εκφράζεται από τον όρο στροφής του τοίχου (θ) είναι ο 3^{ος} αποδοτικότερος δείκτης βλάβης.

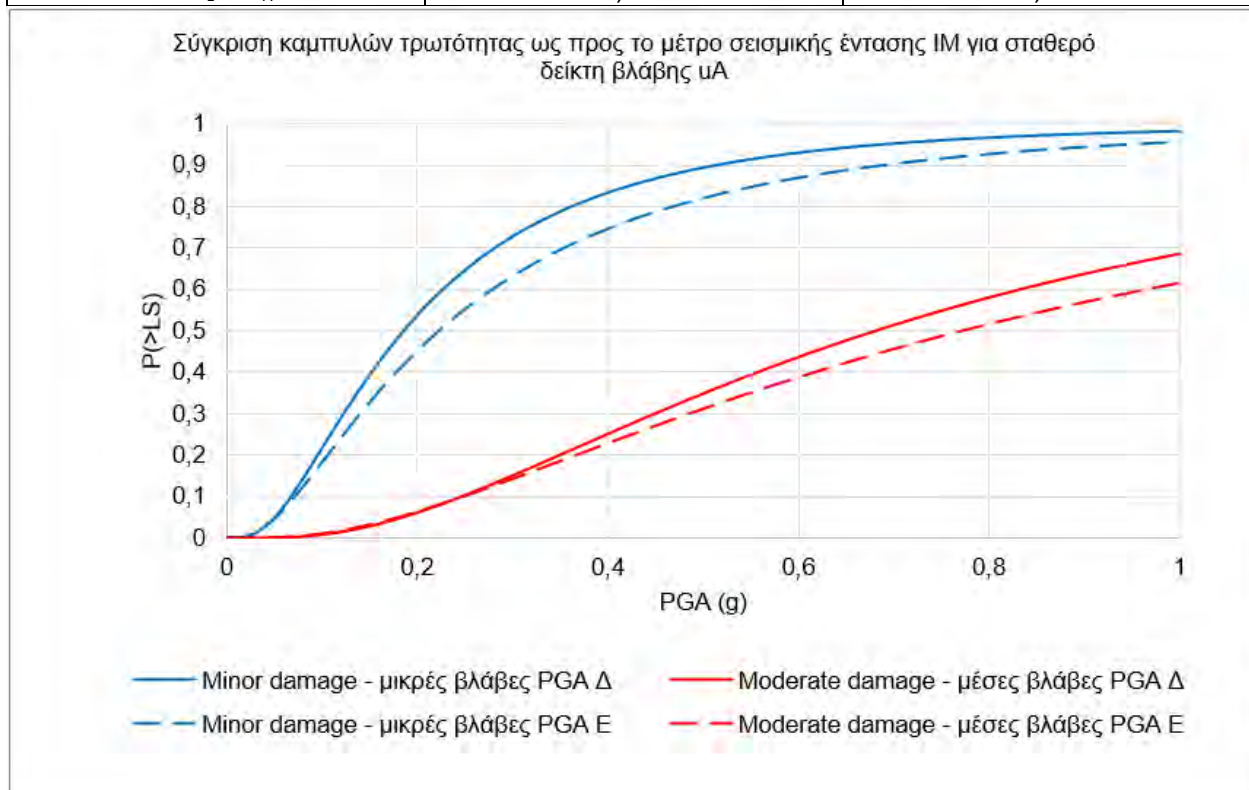
4.4.2 Επιρροή επιλεγόμενης θέσης υπολογισμού του μέτρου σεισμικής έντασης (IM) στις καμπύλες τρωτότητας

Παρουσιάζονται συγκρίσεις καμπυλών τρωτότητας ως προς το μέτρο σεισμικής έντασης (IM), το οποίο αντιπροσωπεύεται από τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA που υπολογίζεται σε δύο σημεία (Σημεία Δ και Ε). Στις συγκρίσεις περιλαμβάνονται οι παράμετροι β_{tot} και β_D .

Προσομοίωμα v8 ($L = 4$ m, $D = 5$ m)

Πίνακας 4.28: Τιμές της παραμέτρου β_{tot} και της παραμέτρου β_D

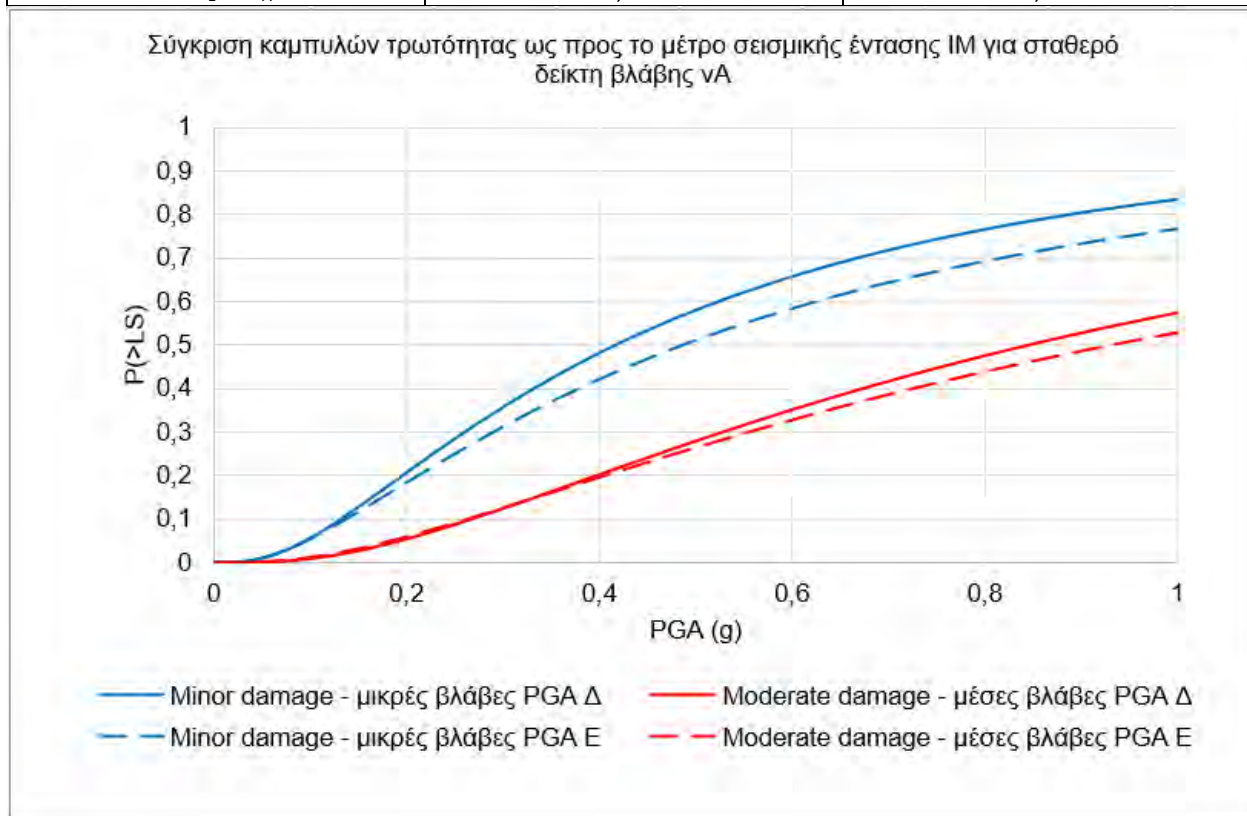
Καμπύλες τρωτότητας	β_{tot}	β_D
PGA _Δ vs u_A	0,791	0,636
PGA _Ε vs u_A	0,885	0,749



Σχήμα 4.32: Σύγκριση καμπυλών τρωτότητας ως προς το μέτρο σεισμικής έντασης (IM) για σταθερό δείκτη βλάβης (DI) που εκφράζεται με τον όρο οριζόντιας μετακίνησης στην κεφαλή του τοίχου (u_A)

Πίνακας 4.29: Τιμές της παραμέτρου β_{tot} και της παραμέτρου β_D

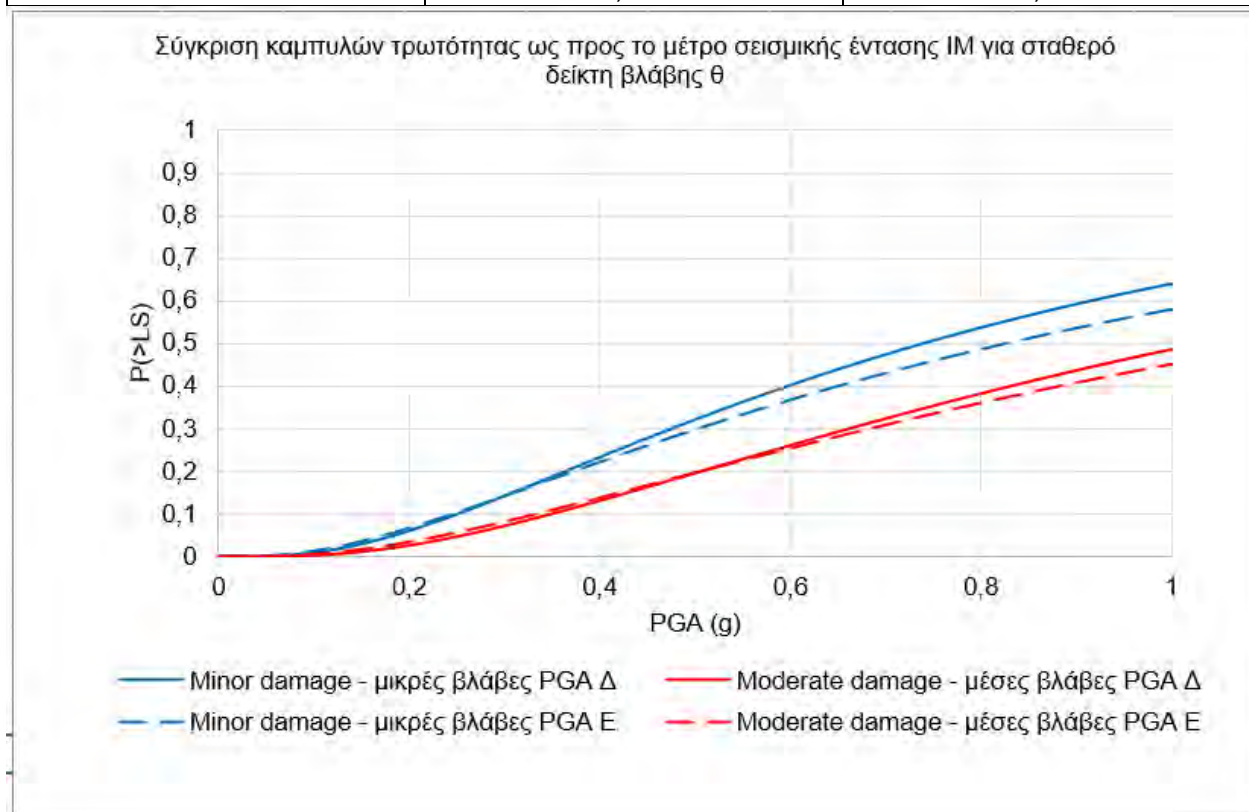
Καμπύλες τρωτότητας	β_{tot}	β_D
PGA_{Δ} vs v_A	0,897	0,763
PGA_E vs v_A	0,987	0,867



Σχήμα 4.33: Σύγκριση καμπυλών τρωτότητας ως προς το μέτρο σεισμικής έντασης (IM) για σταθερό δείκτη βλάβης (DI) που εκφράζεται με τον όρο κατακόρυφης μετακίνησης στην κεφαλή του τοίχου (v_A)

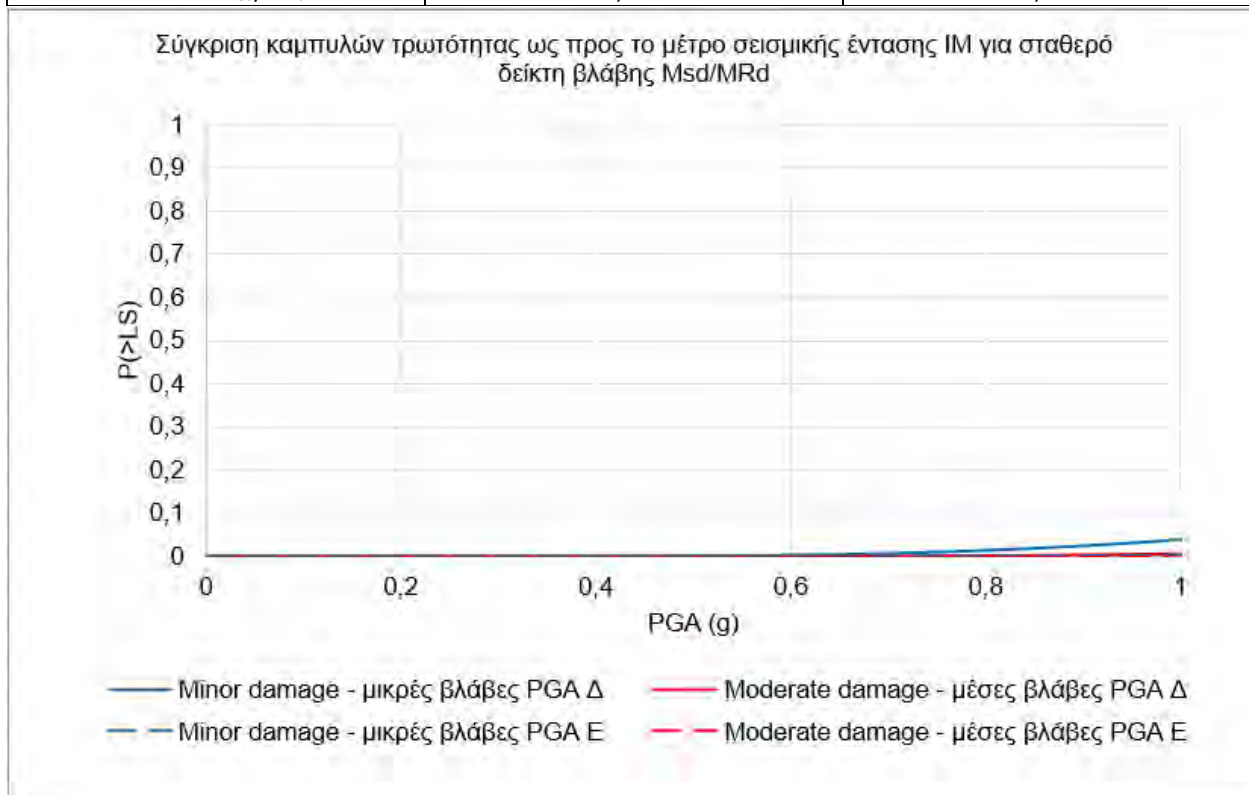
Πίνακας 4.30: Τιμές της παραμέτρου β_{tot} και της παραμέτρου β_D

Καμπύλες τρωτότητας	β_{tot}	β_D
PGA_{Δ} vs θ	0,844	0,700
PGA_E vs θ	0,948	0,822

Σχήμα 4.34: Σύγκριση καμπυλών τρωτότητας ως προς το μέτρο σεισμικής έντασης (IM) για σταθερό δείκτη βλάβης (DI) που εκφράζεται με τον όρο στροφής του τοίχου (θ)

Πίνακας 4.31: Τιμές της παραμέτρου β_{tot} και της παραμέτρου β_D

Καμπύλες τρωτότητας	β_{tot}	β_D
PGA _Δ vs M _{sd} /M _{Rd}	0,515	0,208
PGA _Ε vs M _{sd} /M _{Rd}	0,548	0,279

Σχήμα 4.35: Σύγκριση καμπυλών τρωτότητας ως προς το μέτρο σεισμικής έντασης (IM) για σταθερό δείκτη βλάβης (DI) που εκφράζεται με τον όρο λόγου M_{sd}/M_{Rd} του τοίχου

Από τους Πίνακες 4.28-4.31 και τα Σχήματα 4.32-4.35 διαπιστώνεται πως το σημείο Δ είναι πιο αποδοτικό σημείο υπολογισμού μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης PGA, απ' την οποία αντιπροσωπεύεται το μέτρο σεισμικής έντασης (IM), σε σχέση με το σημείο Ε.

Παρόμοια συμπεράσματα προκύπτουν από τις συγκρίσεις των αποτελεσμάτων καμπυλών τρωτότητας του προσομοιώματος v11.

4.4.3 Επιρροή βάθους εκσκαφής στην τρωτότητα των εξεταζόμενων συστημάτων

Παρουσιάζονται συγκρίσεις καμπυλών τρωτότητας ως προς τα δύο τελικά προσομοιώματα v8 ($L = 4 \text{ m}$, $D = 5 \text{ m}$) και v11 ($L = 3 \text{ m}$, $D = 6 \text{ m}$). Υπενθυμίζεται ότι στα δύο τελικά προσομοιώματα:

- ιδιότητες εδαφικών υλικών και δομικών στοιχείων είναι ίδιες
- συνολικό ύψος διαφραγματικού τοίχου $H = L + D$ παραμένει ίδιο
- διαφορετικό βάθος εκσκαφής L (κατ' επέκταση διαφορετικό βάθος έμψηξης D)

Επιλέγεται να συγκριθούν τα σετ καμπυλών τρωτότητας, στα οποία οι στάθμες βλάβης και κατ' επέκταση οι δείκτες βλάβης (DI) εκφράζονται από τους όρους οριζόντιας μετακίνησης στην κεφαλή του τοίχου (u_A), κατακόρυφης μετακίνησης στην κεφαλή του τοίχου (v_A) και στροφής του τοίχου (θ).

Σχετικά με τα σημεία υπολογισμού του μέτρου σεισμικής έντασης (IM):

- Στα Σχήματα 4.36-4.38 παρατηρείται ότι η εναλλαγή του μέτρου σεισμικής έντασης (IM), το οποίο αντιπροσωπεύεται από τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA σε δύο διαφορετικά σημεία Δ και Ε, επηρεάζει τα αποτελέσματα των καμπυλών τρωτότητας. Τα σετ καμπυλών τρωτότητας των τελικών προσομοιωμάτων v8 ($L = 4 \text{ m}$, $D = 5 \text{ m}$) και v11 ($L = 3 \text{ m}$, $D = 6 \text{ m}$) με δείκτη βλάβης (DI) που εκφράζεται από όρους οριζόντιας μετακίνησης στην κεφαλή του τοίχου (u_A) (Σχήμα 4.36), κατακόρυφης μετακίνησης στην κεφαλή του τοίχου (v_A) (Σχήμα 4.37) και στροφής του τοίχου (θ) (Σχήμα 4.38) και με μέτρο σεισμικής έντασης (IM) που αντιπροσωπεύεται από τη PGA_{Δ} εμφανίζουν μεγαλύτερη πιθανότητα, τόσο μικρής, όσο και μέσης βλάβης απ' ότι τα αντίστοιχα σετ καμπυλών τρωτότητας με μέτρο σεισμικής έντασης (IM) που αντιπροσωπεύεται από την PGA_E .

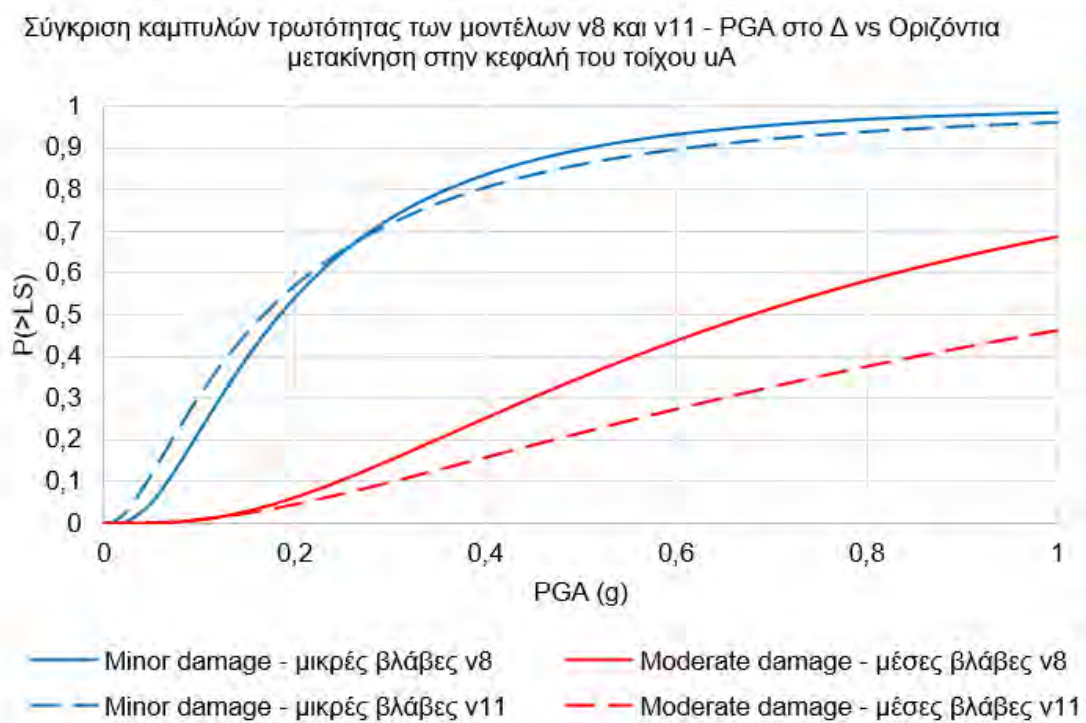
Σχετικά με τους προτεινόμενους δείκτες βλάβης (DI):

- Από τη σύγκριση των σετ καμπυλών τρωτότητας των τελικών προσομοιωμάτων v8 και v11 με δείκτη βλάβης (DI) που εκφράζεται από όρους οριζόντιας μετακίνησης στην κεφαλή του τοίχου (u_A) (Σχήμα 4.36) και κατακόρυφης μετακίνησης στην κεφαλή του τοίχου (v_A) (Σχήμα 4.37) διαπιστώνεται πως ο διαφραγματικός τοίχος του προσομοιώματος v8 ($L = 4$

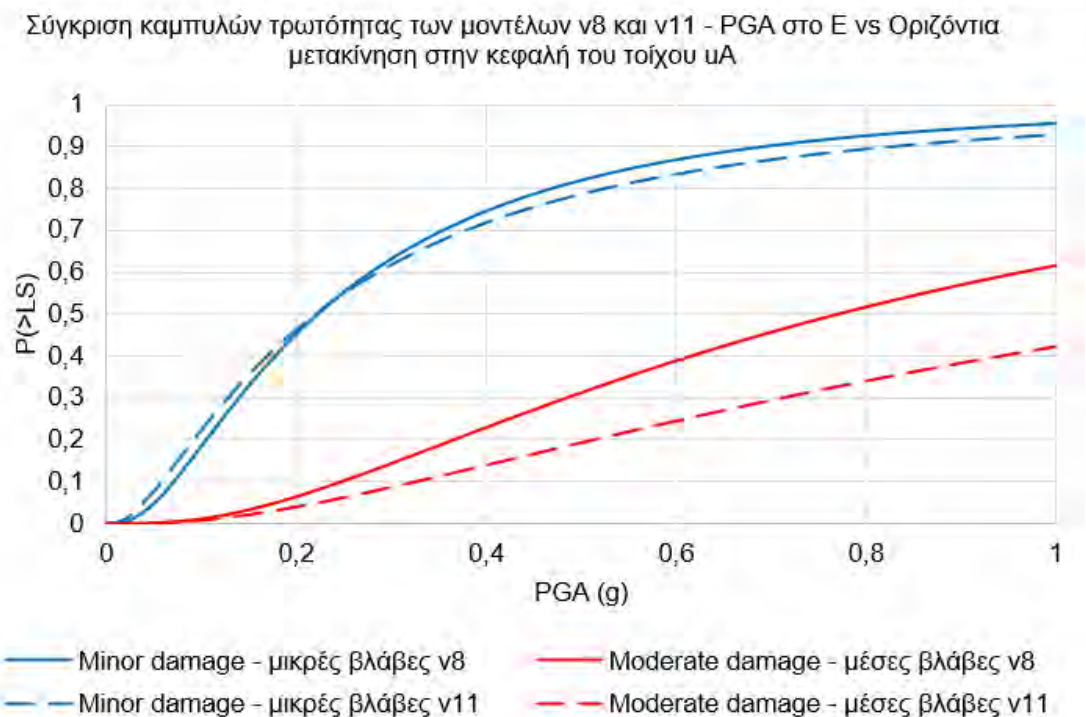
m, $D = 5$ m) είναι πιο τρωτός από τον διαφραγματικό τοίχο του προσομοιώματος ν11 ($L = 3$ m, $D = 6$ m), κάτι που είναι λογικό και αναμενόμενο.

- Η σύγκριση των σετ καμπυλών τρωτότητας των τελικών προσομοιωμάτων ν8 και ν11 με δείκτη βλάβης (DI) που εκφράζεται από τον όρο στροφής του τοίχου (θ) (Σχήμα 4.38) παρουσιάζει μία ιδιομορφία. Παρατηρείται ότι ο τοίχος του προσομοιώματος ν11 είναι πιο τρωτός απέναντι σε μικρές βλάβες μέχρι την $PGA \approx 0,47$ g (για PGA υπολογισμένη στο Σημείο Δ αλλά και Ε) και απέναντι σε μέσες βλάβες μέχρι την $PGA \approx 0,67$ g (για PGA υπολογισμένη στο Σημείο Δ αλλά και Ε) από τον τοίχο του προσομοιώματος ν8. Το ακριβώς αντίθετο παρατηρείται μετά τις τιμές $PGA \approx 0,47$ g και $PGA \approx 0,67$ g αντίστοιχα. Εν τέλει συμπεραίνεται πως τα σετ καμπυλών τρωτότητας για το προσομοίωμα ν11 ($L = 3$ m, $D = 6$ m), όπου ο δείκτης βλάβης (DI) εκφράζεται από τον όρο στροφής του τοίχου (θ) δεν μπορούν να συγκριθούν με τα αντίστοιχα σετ καμπυλών τρωτότητας για το προσομοίωμα ν8 ($L = 4$ m, $D = 5$ m), επειδή όσον αφορά το προσομοίωμα ν11 ($L = 3$ m, $D = 6$ m) ο όρος στροφής του τοίχου (θ) είναι ο 3^{ος} αποδοτικότερος δείκτης βλάβης, ενώ όσον αφορά το προσομοίωμα ν8 ($L = 4$ m, $D = 5$ m) ο όρος στροφής του τοίχου (θ) είναι ο 2^{ος} αποδοτικότερος δείκτης βλάβης.

α

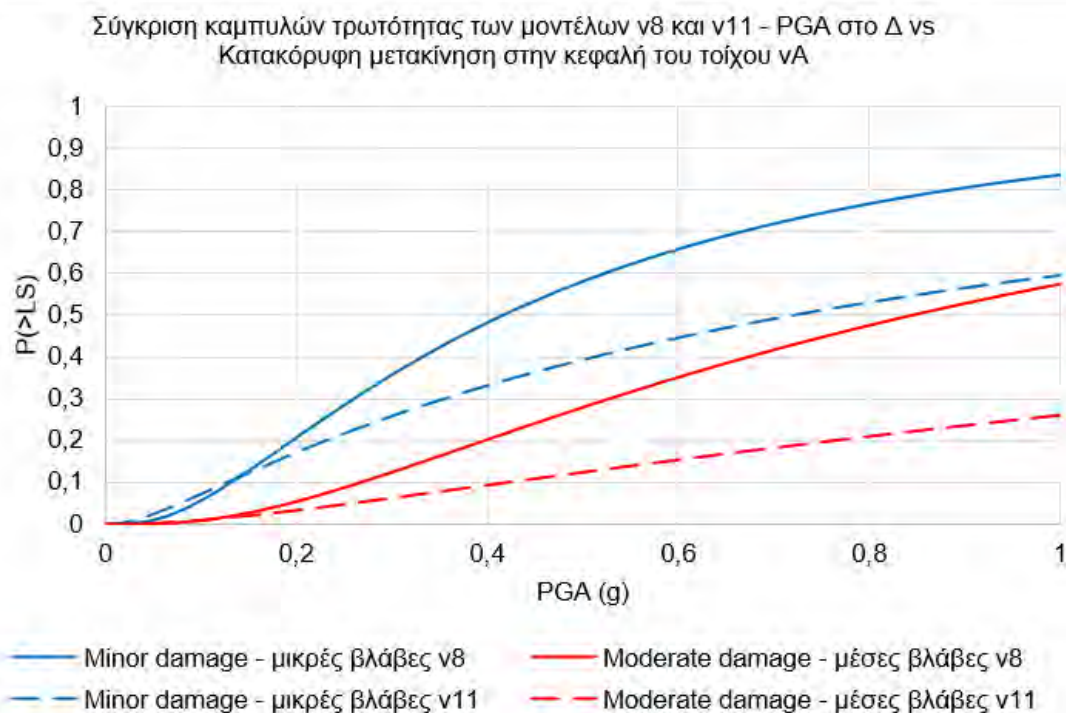


β

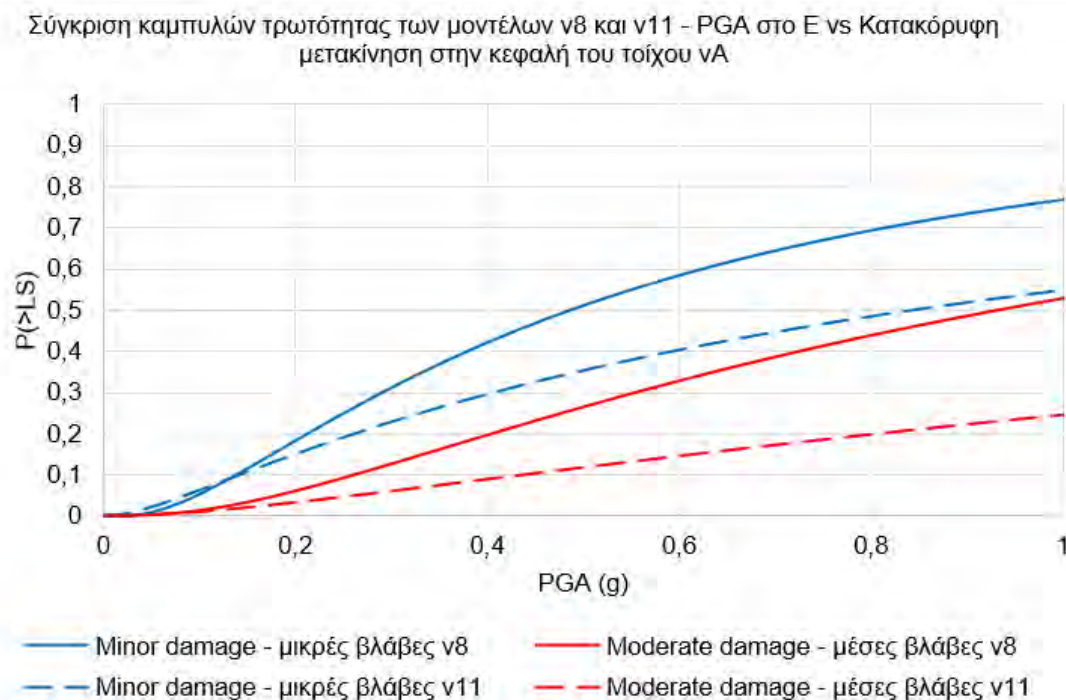


Σχήμα 4.36: Σύγκριση καμπυλών τρωτότητας των τελικών προσομοιωμάτων (v8 και v11) με δείκτη βλάβης (DI) που εκφράζεται από τον όρο οριζόντιας μετακίνησης στην κεφαλή του τοίχου (u_A) και μέτρο σεισμικής έντασης (IM) που αντιπροσωπεύεται από τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA στο Δ (α) και στο Ε (β)

α

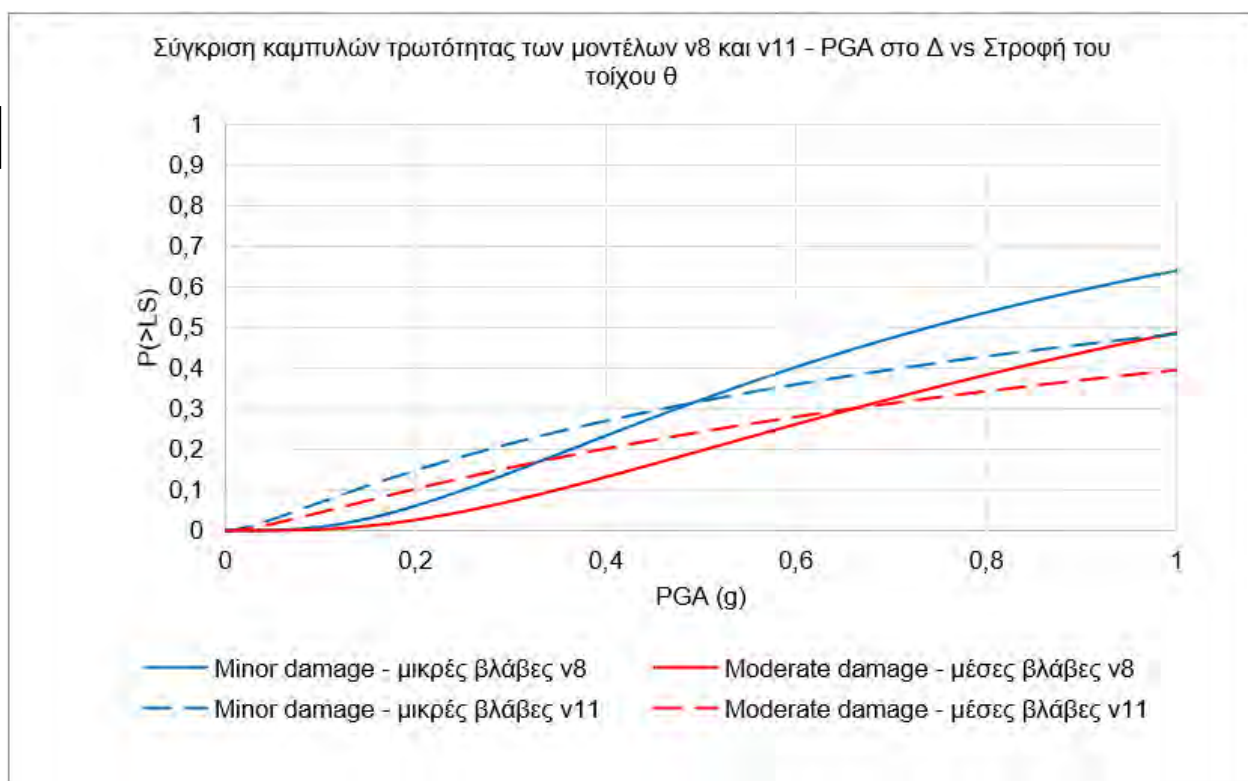


β

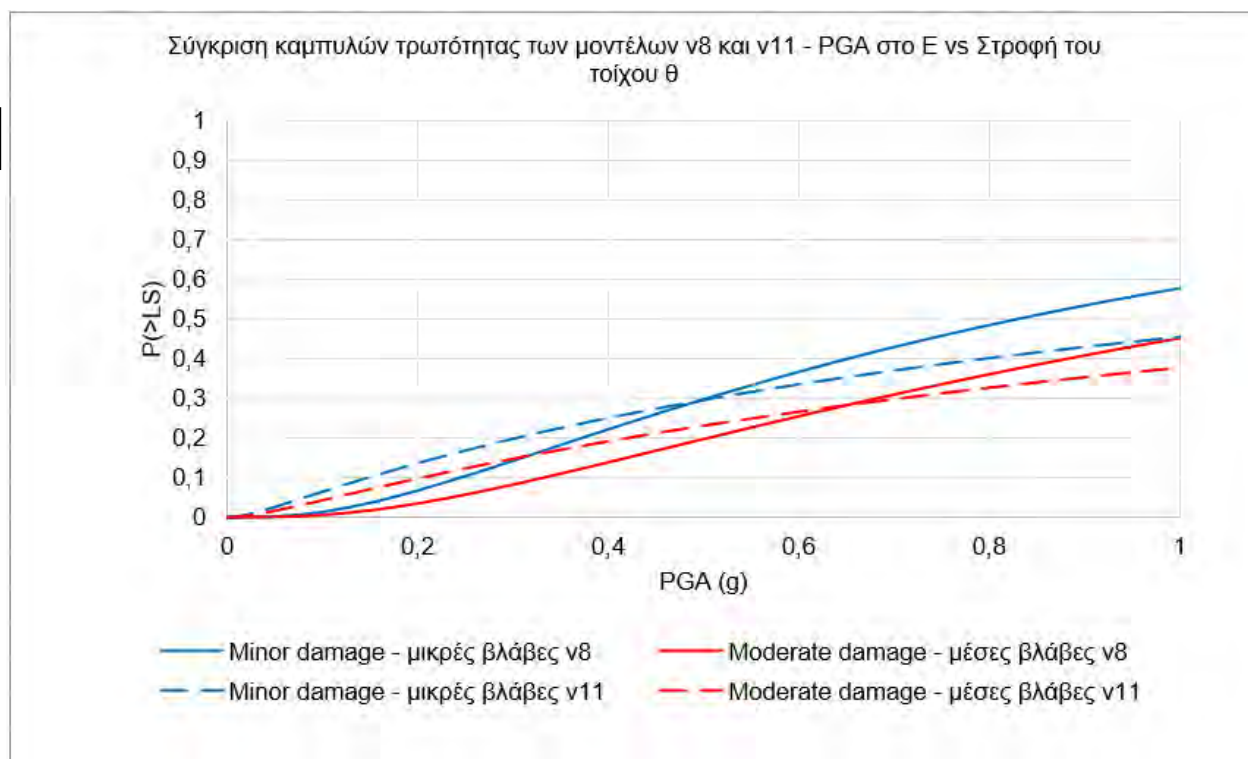


Σχήμα 4.37: Σύγκριση καμπυλών τρωτότητας των τελικών προσομοιωμάτων (ν8 και ν11) με δείκτη βλάβης (DI) που εκφράζεται από τον όρο κατακόρυφης μετακίνησης στην κεφαλή του τοίχου (ν_A) και μέτρο σεισμικής έντασης (IM) που αντιπροσωπεύεται από τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA στο Δ (α) και στο Ε (β)

α



β



Σχήμα 4.38: Σύγκριση καμπυλών τρωτότητας των τελικών προσομοιωμάτων (ν8 και ν11) με δείκτη βλάβης (DI) που εκφράζεται από τον όρο στροφής του τοίχου (θ) και μέτρο σεισμικής έντασης (IM) που αντιπροσωπεύεται από τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA στο Δ (α) και στο Ε (β)

Κεφάλαιο 5 Συμπεράσματα

Στην παρούσα εργασία μελετήθηκε η σεισμική συμπεριφορά και τρωτότητα διαφραγματικών τοίχων οδικών δικτύων. Για επιλεγμένα συστήματα εδάφους - διαφραγματικού τοίχου προτάθηκαν αναλυτικές καμπύλες τρωτότητας, εξετάζοντας διαφορετικούς δείκτες βλάβης (DI) και επιλέγοντας διαφορετικές θέσεις για την εξαγωγή του δείκτη έντασης (IM) που εκφράστηκε σε όρους μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης στις θέσεις αυτές. Από την μία οι δείκτες βλάβης (DI) εκφράστηκαν από τέσσερις διαφορετικούς όρους, την οριζόντια μετακίνηση στην κεφαλή του τοίχου (u_A), την κατακόρυφη μετακίνηση στην κεφαλή του τοίχου (v_A), την στροφή του τοίχου (θ) και τον λόγο ροπής έντασης προς ροπή αντοχής του τοίχου (M_{sd}/M_{Rd}). Από την άλλη το μέτρο σεισμικής έντασης (IM) προσδιορίστηκε από την μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA υπολογισμένη σε δύο διαφορετικά σημεία, τα σημεία Δ και Ε (στα ανάντη και κατάντη της εκσκαφής). Όπως αναμένονταν, το σύστημα με το υψηλότερο αντιστηριζόμενο τμήμα εμφάνισε μεγαλύτερη σεισμική τρωτότητα σε σχέση με το αντίστοιχο με το μικρότερο.

Συνοπτικά τα βασικά αποτελέσματα / συμπεράσματα της διερεύνησης παρουσιάζονται στη συνέχεια:

Για το προσομοίωμα v8 ($L = 4$ m, $D = 5$ m)

- Ο δείκτης βλάβης (DI) που εκφράζεται από τον όρο οριζόντιας μετακίνησης στην κεφαλή του τοίχου (u_A) βρέθηκε να είναι ο βέλτιστος δείκτης βλάβης.
- Ο δείκτης βλάβης (DI) που εκφράζεται από τον όρο στροφής του τοίχου (θ) βρέθηκε να είναι ο 2^{ος} αποδοτικότερος δείκτης βλάβης.
- Ο δείκτης βλάβης (DI) που εκφράζεται από τον όρο κατακόρυφης μετακίνησης στην κεφαλή του τοίχου (v_A) βρέθηκε να είναι ο 3^{ος} αποδοτικότερος δείκτης βλάβης.

Για το προσομοίωμα v11 ($L = 3$ m, $D = 6$ m)

- Ο δείκτης βλάβης (DI) που εκφράζεται από τον όρο οριζόντιας μετακίνησης στην κεφαλή του τοίχου (u_A) βρέθηκε να είναι ο βέλτιστος δείκτης βλάβης.
- Ο δείκτης βλάβης (DI) που εκφράζεται από τον όρο κατακόρυφης μετακίνησης στην κεφαλή του τοίχου (v_A) βρέθηκε να είναι ο 2^{ος} αποδοτικότερος δείκτης βλάβης.

- Ο δείκτης βλάβης (DI) που εκφράζεται από τον όρο στροφής του τοίχου (θ) βρέθηκε να είναι ο 3^{ος} αποδοτικότερος δείκτης βλάβης.

Αναφορικά με τη θέση εξαγωγής του μέτρου σεισμικής έντασης (IM) και στα δύο συστήματα που εξετάστηκαν προέκυψαν τα εξής:

- Το μέτρο σεισμικής έντασης (IM) που αντιπροσωπεύεται από τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA στο σημείο Δ βρέθηκε να είναι το βέλτιστο μέτρο σεισμικής έντασης.
- Το μέτρο σεισμικής έντασης (IM) που αντιπροσωπεύεται από τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA στο σημείο Ε βρέθηκε να είναι το λιγότερο αποδοτικό μέτρο σεισμικής έντασης.

Βιβλιογραφία

- Akkar, S., Sucuoglu, H., Yakut, A. (2005), Displacement-based fragility functions for low and mid-rise ordinary concrete buildings, *Earthquake Spectra* 21, 901-927.
- Argyroudis S., Monge O., Finazzi D., Pessina V. (2003), Vulnerability assessment of lifelines and essential facilities (WP06): Methodological Handbook – Appendix 1Q Roadway Transportation System, Risk-UE Final Report, Report no. GTR-RSK 0101-152av7.
- Argyroudis, S., Pitilakis, K. (2012), Seismic fragility curves of shallow tunnels in alluvial deposits, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 35, 1-12.
- Argyroudis, S., Kaynia, A. M., Pitilakis, K. (2013), Development of fragility functions for geotechnical constructions: Application to cantilever retaining walls, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 50, 106-116.
- Contiguglia, C.P., Pelle, A., Briseghella, B., Nutti, C. (2022), IMPA versus Cloud Analysis and IDA: Different Methods to Evaluate Structural Seismic Fragility, *Appl. Sci.* 12, 3687.
- Cosentini, R.M., Bozzoni, F. (2022), Fragility curves for rapid assessment of earthquake-induced damage to earth-retaining walls starting from optimal seismic intensity measures, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 152, 107017.
- Darendeli, M.B. (2001), Development of new family of normalized modulus reduction and material damping curves, PhD thesis, University of Texas, Austin.
- EC8 Eurocode 8 (2004): Design of Structures for Earthquake Resistance, Brussels, Belgium, European Committee for Standardisation, The European Standard EN 1998-1.
- FLAC 2D, version 7, (2011), Dynamic Analysis Manual
- Fotopoulou S., Pitilakis K. (2012), Vulnerability assessment of reinforced concrete buildings subjected to seismically triggered slow-moving earth slides, *Landslides* 2012.

Ghosh B., Bhattacharya S., (2008), Selection of appropriate input motion for foundation design in seismic areas, Proceedings of the 14th world conference on earthquake engineering, Beijing, China.

Iervolino, I., Galasso, C., Cosenza, E. (2010), REXEL: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis, Bulletin of Earthquake Engineering 8, 339-362.

Iervolino, I., Galasso, C., Paolucci, R., Pacor, F. (2011), Engineering ground motion record selection in the ITalian ACcelerometric Archive, Bulletin of Earthquake Engineering 9, 1761-1778.

Katsanos, E.I., Sextos, A.G., Manolis, G.D. (2010), Selection of earthquake ground motion records: a state-of-the-art review from a structural engineering perspective, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 30(4), 157-169.

Maruyama, Y., Yamazaki, F., Mizuno, K., Tsuchiya, Y., Yogai, H. (2010), Fragility curves for expressway embankments based on damage datasets after recent earthquakes in Japan, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 30, 1158–1167.

National Institute of Building Sciences (NIBS) (2004), HAZUS-MH: User's Manual and Technical Manuals, Report prepared for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

Nielson, B.G., DesRoches, R. (2007), Seismic fragility methodology for highway bridges using a component level approach, Earthquake Engineering and Structural Dynamics 36, 823–839.

Seo, H., Lee, Y.-J., Park, D., Kim, B. (2022), Seismic fragility assessment for cantilever retaining walls with various backfill slopes in South Korea, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 161, 107443.

Werner, S.D., Taylor, C.E., Cho, S., Lavoie, J.-P., Huyck, C., Eitzel, C., et al (2006), REDARS 2: Methodology and Software for Seismic Risk Analysis of Highway Systems, MCEER-06-SP08.

Εφραμίδης, Γ.Θ. (2021), Βραχομηχανική, Τεχνική Γεωλογία και Βραχομηχανική, Σημειώσεις μαθήματος, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πολυτεχνική Σχολή, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Βόλος.

Καλογεράς, Ι. (2022), Πεπερασμένα Στοιχεία, Σημειώσεις μαθήματος, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πολυτεχνική Σχολή, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Βόλος.

Κωμοδρόμος Α.Μ. (2019), Κεφάλαιο 11: Διαφραγματικοί τοίχοι αντιστήριξης, Θεμελιώσεις – Αντιστηρίξεις, 2η έκδοση, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα, 697-800.

Τσινίδης, Γ. (2022), 07_Δυναμική συμπεριφορά εδαφικού στοιχείου, Εδαφοδυναμική, Σημειώσεις μαθήματος, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πολυτεχνική Σχολή, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Βόλος.

Τσινίδης, Γ. (2022), 11_Δυναμική αλληλεπίδραση εδάφους - κατασκευής, Εδαφοδυναμική, Σημειώσεις μαθήματος, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πολυτεχνική Σχολή, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Βόλος.

Τσινίδης, Γ. (2023), 03_FEM theory, Υπολογιστική Γεωτεχνική Μηχανική, Σημειώσεις μαθήματος, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πολυτεχνική Σχολή, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Βόλος.

Τσινίδης, Γ. (2023), 04_FDM theory, Υπολογιστική Γεωτεχνική Μηχανική, Σημειώσεις μαθήματος, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πολυτεχνική Σχολή, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Βόλος.

Τσινίδης, Γ. (2023), 06_Nonlinear behavior, Υπολογιστική Γεωτεχνική Μηχανική, Σημειώσεις μαθήματος, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πολυτεχνική Σχολή, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Βόλος.

Τσινίδης, Γ. (2023), Applications FLAC-2D, Υπολογιστική Γεωτεχνική Μηχανική, Σημειώσεις μαθήματος, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πολυτεχνική Σχολή, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Βόλος.