



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

**Επίδραση της χωρικής μεταβλητότητας των ιδιοτήτων του εδάφους στις
μόνιμες σεισμικές μετατοπίσεις οδικών πρυνών**

Διδακτορική Διατριβή
του
Νικολάου Ορ. Αλαμανή

Βόλος, Οκτώβριος 2017



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

**Επίδραση της χωρικής μεταβλητότητας των ιδιοτήτων του εδάφους στις μόνιμες
σεισμικές μετατοπίσεις οδικών πρηνών**

Διδακτορική Διατριβή

του

Νικολάου Ορ. Αλαμανή

Η διατριβή υποβλήθηκε στο Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών της Πολυτεχνικής Σχολής του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας προς εκπλήρωση των προϋποθέσεων του τίτλου Διδάκτορος Μηχανικού.

ΣΥΜΒΟΥΛΕΥΤΙΚΗ ΕΠΙΤΡΟΠΗ:

1. Π. ΝΤΑΚΟΥΛΑΣ,
Καθηγητής Π.Θ. (Επιβλέπων)
2. Α. ΚΩΜΟΔΡΟΜΟΣ
Καθηγητής Π.Θ.
3. Γ. ΕΦΡΑΙΜΙΔΗΣ
Επίκουρος Καθηγητής Π.Θ

ΕΞΕΤΑΣΤΙΚΗ ΕΠΙΤΡΟΠΗ:

1. Π. ΝΤΑΚΟΥΛΑΣ,
Καθηγητής Π.Θ. (Επιβλέπων)
2. Α. ΚΩΜΟΔΡΟΜΟΣ,
Καθηγητής Π.Θ.
3. Γ. ΕΦΡΑΙΜΙΔΗΣ,
Επίκουρος Καθηγητής Π.Θ
4. Π. ΚΑΛΛΙΟΓΛΟΥ
Λέκτορας Π.Θ
5. Π. ΚΟΠΕΛΙΑΣ
Επίκουρος Καθηγητής Π.Θ.
6. Σ. ΚΩΤΣΟΠΟΥΛΟΣ,
Καθηγητής Τ.Ε.Ι ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
7. Γ. ΧΟΥΛΙΑΡΑΣ,
Καθηγητής Τ.Ε.Ι ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ

Copyright © Νικόλαος Ορ. Αλαμανής, 2017

Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος

Απαγορεύεται η αντιγραφή, η αποθήκευση σε αρχείο πληροφοριών, η διανομή, η αναπαραγωγή, η μετάφραση ή μετάδοση της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό, υπό οποιαδήποτε μορφή και με οποιοδήποτε μέσο επικοινωνίας, ηλεκτρονικό ή μηχανικό, χωρίς την προηγούμενη έγγραφη άδεια του συγγραφέα. Επιτρέπεται η αναπαραγωγή, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό την προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα. Ερωτήματα που αφορούν στη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς το συγγραφέα.

Η έγκριση της διδακτορικής διατριβής από την Ανώτατη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας δεν υποδηλώνει αποδοχή των απόψεων του συγγραφέα (Ν.5346/1932, ΑΡΘΡΟ 202)



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

**Επίδραση της χωρικής μεταβλητότητας των ιδιοτήτων του εδάφους στις μόνιμες
σεισμικές μετατοπίσεις οδικών πρανών**

Διδακτορική Διατριβή
Νικόλαος Ορ. Αλαμανής

Βόλος, Οκτώβριος 2017

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Με τον όρο ευστάθεια πρανούς περιγράφεται η ευστάθεια ενός κεκλιμένου εδαφικού σχηματισμού ή μίας τεχνητής εδαφικής κατασκευής με κεκλιμένη ελεύθερη επιφάνεια. Σε κάθε πρανές η διαφορά στάθμης και οι κλίσεις που το χαρακτηρίζουν δημιουργούν δυνάμεις βαρύτητας οι οποίες, σε συνδυασμό με τις δυνάμεις που αναπτύσσονται από την πιθανή παρουσία νερού στο έδαφος, δημιουργούν διατμητικές τάσεις στο εσωτερικό του πρανούς που τείνουν να το οδηγήσουν σε θραύση και απώλεια της ευστάθειας. Η αστάθεια πρανών αποτελεί ένα σημαντικό κίνδυνο για τις ανθρώπινες δραστηριότητες και συχνά συνοδεύεται με την καταστροφή περιουσιών, τραυματισμούς και απώλειες ανθρώπινων ζώων.

Μερικά από τα βασικά αίτια που μπορούν να προκαλέσουν την αστοχία ενός πρανούς είναι η μεγάλη κλίση της ελεύθερης επιφάνειας, η χαμηλή διατμητική αντοχή του εδάφους ή κάποιας εδαφικής στρώσης, η μείωση της διατμητικής αντοχής του εδάφους λόγω αύξησης του νερού των πόρων, η επιβολή δυσμενών εξωτερικών φορτίσεων, μια εκσκαφή στη βάση του πρανούς ή κάποιος σεισμός. Η ανάγκη εκτίμησης της ευστάθειάς τους έχει οδηγήσει στην ανάπτυξη μεθόδων ανάλυσης, αναφερόμενων είτε σε δύο είτε σε τρεις διαστάσεις. Οι κλασσικές μέθοδοι της οριακής ισορροπίας (Limit Equilibrium Method), καθώς και των πεπερασμένων στοιχείων (Finite Element Method) ή των πεπερασμένων διαφορών (Finite Difference Method) μπορούν να χρησιμοποιηθούν για να αναλύσουν την ευστάθεια του πρανούς και να καθορίσουν τον συντελεστή ασφάλειας.

Ο γεωτεχνικός σχεδιασμός αποτελεί ένα από τα αντικείμενα του πολιτικού μηχανικού που περιλαμβάνει μεγάλη αβεβαιότητα εξαιτίας της φυσικής ετερογένειας των γεωυλικών και της περιορισμένης έκτασης των γεωερευνητικών εργασιών. Συνεπώς παρουσιάζεται η αναγκαιότητα της χρήσης στοχαστικών μεθόδων που είναι άμεσα συνδεδεμένες με την ανάλυση της ευστάθειας των πρανών και έχουν αποκομίσει ιδιαίτερη προσοχή πρόσφατα στην διεθνή βιβλιογραφία. Η κατά το δυνατόν ακριβής εκτίμηση της σεισμικής ευστάθειας πρανών αποτελεί έναν από τους πλέον σημαντικούς τομείς της γεωτεχνικής σεισμικής μηχανικής. Η υπόθεση ότι το έδαφος αποτελείται από στρώματα με κάποιες μέσες τιμές για τις εδαφικές παραμέτρους του κάθε στρώματος δεν αντιπροσωπεύει ρεαλιστικά τις πραγματικές συνθήκες. Οι ιδιότητες μίας εδαφικής στρώσης δεν είναι χωρικά αμετάβλητες και το εύρος των μεταβολών μπορεί να επηρεάσει σημαντικά την ανάλυση ευστάθειας των πρανών. Είναι σημαντικό να συμπεριληφθούν στην ανάλυση όσο το δυνατόν περισσότερα είδη αβεβαιότητας, κυρίως όμως αυτά που προκύπτουν από τις ιδιότητες της εδαφικής μάζας και που επηρεάζουν την σεισμική ευστάθεια του πρανούς. Συνεπώς, ο συμβατικός υπολογισμός τόσο του στατικού συντελεστή ασφάλειας (Factor of Safety) όσο και των μονίμων μετακινήσεων των πρανών υπό την επενέργεια σεισμικής φόρτισης αγνοώντας τις ανωτέρω αβεβαιότητες είναι δυνατόν να αποκλίνει σημαντικά από την πραγματικότητα.

Οι παράμετροι της διατμητικής αντοχής ακόμη και εντός της ίδιας εδαφικής στρώσης ποικίλουν από σημείο σε σημείο ως αποτέλεσμα της φυσικής ετερογένειας των υλικών. Στοχαστικές μέθοδοι έχουν εισαχθεί για να υπολογίσουν την αβεβαιότητα και την χωρική μεταβλητότητα των εδαφικών παραμέτρων. Πρόσφατες έρευνες έλαβαν υπόψιν την χωρική διακύμανση των παραμέτρων χρησιμοποιώντας τη θεωρία των τυχαίων πεδίων (Random

Field Theory). Στην θεωρία αυτή οι μεταβλητές παρουσιάζουν αυτοσυσχέτιση, μία τάση που εμφανίζεται στις εδαφικές ιδιότητες ενός σημείου να συσχετίζονται με τις εδαφικές ιδιότητες γειτονικών σημείων (Vanmarcke, 1977). Μεταξύ των διαφόρων αλγορίθμων δημιουργίας τυχαίων πεδίων, μία ιδιαίτερα αποτελεσματική είναι η μέθοδος LAS (Local Average Subdivision) από τους Fenton and Vanmarcke (1990).

Βασικός στόχος της παρούσας διατριβής είναι η διερεύνηση της ευστάθειας των πρυνών καθώς και των μονίμων σεισμικών μετατοπίσεων με την χρήση πιθανοτικών και στοχαστικών μεθόδων έτσι ώστε να προσεγγισθούν με την μεγαλύτερη δυνατή ακρίβεια τα χαρακτηριστικά και το εύρος διακύμανσης των παραμέτρων αυτών. Ο υπολογισμός του στατικού συντελεστή ασφάλειας των πρυνών καθώς και των μονίμων μετατοπίσεων μέσα σε πιθανοτικά πλαίσια επιτυγχάνεται με συνδυασμό του αλγορίθμου LAS και του λογισμικού πεπερασμένων διαφορών FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) που παρουσιάζονται αναλυτικά στην παρούσα διατριβή.

Οι αβεβαιότητες που συνδέονται με τον προσδιορισμό των μηχανικών ιδιοτήτων των πρυνών και με την ένταση της σεισμικής διέγερσης, καθιστούν τις πιθανοτικές μεθόδους υπολογισμού όλο και πιο ελκυστικές. Σε αντιδιαστολή με τις προσδιορισμικές μεθόδους, οι πιθανοτικές μέθοδοι επιτρέπουν την επιλογή, βάσει των προδιαγραφών του εκάστοτε έργου, μίας αποδεκτής στάθμης επικινδυνότητας. Τέτοιες μέθοδοι συνάδουν με την έννοια της επικινδυνότητας παραμέτρων του εδαφικού κραδασμού και αποτελούν προέκτασή τους στο επίπεδο δεικτών αστοχίας που σχετίζονται άμεσα με την επιτελεστικότητα των κατασκευών.

Για τον λόγο αυτό καταγράφονται οι στατιστικές παράμετροι των μηχανικών χαρακτηριστικών της εδαφικής μάζας του πρυνού, οι τιμές του συντελεστή συσχέτισης ρ (cross-correlation) μεταξύ διαφόρων ιδιοτήτων του εδάφους, καθώς και τα μήκη αυτοσυσχέτισης τα οποία προσδιορίζουν τη χωρική μεταβλητότητα (spatial auto-correlation) στον κατακόρυφο και στον οριζόντιο άξονα. Επίσης, παρατίθενται παραδείγματα περιπτώσεων αστοχίας πρυνών και επιχωμάτων από ιστορικούς σεισμούς, μεταξύ των οποίων και οι σεισμοί της Λευκάδας, Καλαμάτας, Kobe, Friuli και Northridge, των οποίων οι σεισμικές καταγραφές χρησιμοποιούνται στις προσομοιώσεις της έρευνας. Στην συνέχεια, περιγράφονται οι μέθοδοι προσδιορισμού της μόνιμης σεισμικής μετακίνησης των πρυνών, οι εξισώσεις υπολογισμού τους, οι μέγιστες ανεκτές μετατοπίσεις των πρυνών υπό σεισμική διέγερση καθώς και οι προσπάθειες πιθανοτικής προσέγγισης των ανωτέρω υπολογισμών.

Παρουσιάζεται η παραμετρική διερεύνηση της επίδρασης της χωρικής μεταβλητότητας των εδαφικών ιδιοτήτων του πρυνού α) στην ευστάθεια υπό στατικές συνθήκες καθώς και β) στην μόνιμη μετατόπιση υπό σεισμική διέγερση. Για το σκοπό αυτό, αναλύονται (στατικά και δυναμικά) προσομοιώματα ενός σημαντικού αριθμού πρυνών με χωρική μεταβλητότητα ιδιοτήτων και τα αποτελέσματα συγκρίνονται με αντίστοιχα αποτελέσματα από αναλύσεις ομογενών πρυνών. Ως κριτήριο ασφαλείας υπό στατικές συνθήκες χρησιμοποιείται ο συντελεστής ασφαλείας και επιτελεστικότητας υπό δυναμικές συνθήκες η παραμένουσα μετατόπιση της μάζας του πρυνού στο τέλος της σεισμικής δόνησης.

Με βάση πειραματικά αποτελέσματα των εδαφικών χαρακτηριστικών από την βιβλιογραφία και χρήση της μεθοδολογίας LAS και του προγράμματος Mathematica δημιουργήθηκε με

αυτοματοποιημένη διαδικασία μία εκτενής σειρά από τυχαία πεδία τα οποία εκφράζουν την χωρική μεταβλητότητα των εδαφικών ιδιοτήτων με τα επιθυμητά ποσοτικά χαρακτηριστικά. Στην συνέχεια, κάνοντας χρήση των τυχαίων πεδίων εδαφικών ιδιοτήτων, δημιουργήθηκε μία νέα αυτοματοποιημένη διαδικασία με την οποία έγινε ένας μεγάλος αριθμός αριθμητικών προσομοιώσεων για την στατική ανάλυση, ανάλυση ευστάθειας και σεισμική ανάλυση του συστήματος πρανούς – εδάφους θεμελιώσεως. Η χωρική διακύμανση των ιδιοτήτων καταδεικνύεται μέσω των αριθμητικών προσομοιώσεων ότι επιδρά σημαντικά στις τιμές των μονίμων μετατοπίσεων που εμφανίζονται όταν το πρανός διεγείρεται με μία σειρά ιστορικών καταγραφών σεισμικών δονήσεων, όπως των σεισμών Λευκάδας, Καλαμάτας, Kobe, Friuli και Rinaldi. Η σύγκριση των συγκεντρωτικών αποτελεσμάτων με τα αντίστοιχα αποτελέσματα ομογενών πρανών που χρησιμοποιούνται ως βάση αναφοράς κατέδειξε την σημαντική επιρροή των τυχαίων πεδίων αφού παρουσιάζεται έντονη διασπορά αποτελεσμάτων.

Κατόπιν παρατίθεται η στατιστική ανάλυση και αξιολόγηση των αποτελεσμάτων: αρχικά εξετάζεται η στατική συμπεριφορά του πρανούς η οποία περιλαμβάνει την μελέτη της επίδρασης της χωρικής μεταβλητότητας των ιδιοτήτων του εδάφους στο στατικό συντελεστή ασφαλείας FS . Στην συνέχεια εξετάζεται η σεισμική συμπεριφορά η οποία περιλαμβάνει την μελέτη της επίδρασης της χωρικής μεταβλητότητας των ιδιοτήτων του εδάφους μέσω της συσσώρευσης μονίμων παραμορφώσεων. Παρατηρείται ότι η χωρική μεταβλητότητα των ιδιοτήτων επηρεάζει την τιμή του συντελεστή ασφαλείας και την θέση της επιφάνειας αστοχίας.

Στην συνέχεια ορίζεται η παράμετρος f_i ως ο λόγος της μέγιστης μόνιμης παραμόρφωσης u_i , στο τέλος της σεισμικής δόνησης ενός πρανούς με χωρική μεταβλητότητα ιδιοτήτων ως προς την μέγιστη μόνιμη παραμόρφωση \bar{u}_i του ίδιου πρανούς, αποτελούμενου από ομογενές έδαφος, με ιδιότητες ίσες προς τις μέσες τιμές των αντίστοιχων ιδιοτήτων του μη ομογενούς πρανούς. Τα αποτελέσματα καταδεικνύουν ότι η επίδραση της χωρικής μεταβλητότητας των ιδιοτήτων του εδάφους είναι αρκετά σημαντική καθόσον οι τιμές των συντελεστών f_i κυμαίνονται έως $\pm 70\%$ σε σχέση με την μέση τιμή μ , ενώ από την επεξεργασία των αποτελεσμάτων προκύπτει ότι η μέγιστη θεωρητική απόκλιση της τιμής της μόνιμης συνιστώσας μετατόπισης είναι έως 89% μεγαλύτερη από την αντίστοιχη τιμή μετατόπισης του ομογενούς πρανούς.

Σχετικά με την επίδραση της κλίσης του πρανούς, τα αποτελέσματα αποδεικνύουν ότι καθώς η κλίση τους πρανούς αυξάνει, αυξάνεται σημαντικά τόσο η μέση τιμή όσο και η τυπική διασπορά της μόνιμης σεισμικής μετατόπισης.

Συμπερασματικά, η αγνόηση της χωρικής μεταβλητότητας των ιδιοτήτων του εδάφους είναι δυνατόν να οδηγήσει σε μόνιμες σεισμικές μετατοπίσεις αρκετά μικρότερες από τις πραγματικές (εδώ έως κατά 53% μικρότερες) με αποτέλεσμα την εσφαλμένη (και μη-συντηρητική) εκτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του πρανούς.

Συνοψίζοντας, η έρευνα της παρούσας διατριβής κατέδειξε ότι ένας πιο ρεαλιστικός υπολογισμός των τιμών των μονίμων μετακινήσεων των πρανών που βρίσκονται υπό σεισμική φόρτιση, είναι δυνατόν να πραγματοποιηθεί με πιθανοτικές και στοχαστικές

μεθόδους, οι οποίες μελλοντικά θα πρέπει να ληφθούν υπόψιν από τους ισχύοντες κανονισμούς.

Λέξεις κλειδιά: ευστάθεια πρανών, κατολίσθηση, συντελεστής ασφάλειας, αριθμητική ανάλυση, καταστατικό μοντέλο, αβεβαιότητα, στοχαστικές μέθοδοι, χωρική μεταβλητότητα, μόνιμη σεισμική μετακίνηση, σεισμική βλάβη.



UNIVERSITY OF THESSALY
SCHOOL OF ENGINEERING
DEPARTEMENT OF CIVIL ENGINEERING

**Effect of spatial variability of soil properties in permanent seismic displacements of
road slopes**

Doctoral Dissertation
Nikolaos Or. Alamanis

ABSTRACT

The loss of stability of slopes constitutes a significant risk associated with substantial destruction of property, injury and loss of life worldwide. Some of the basic causes that can trigger the failure of a slope is the steep sloping angle of the free surface, the low shear strength of soil, the reduction of soil shear strength due to an increase in pore water, the imposition of unfavorable external stresses, excavation at the base of the slope or a strong earthquake shaking. The need therefore to assess stability has led to the development of analytical methods pertaining to either two or three dimensions. The traditional methods of limit equilibrium (Limit Equilibrium Method), the Finite Element Method (FEM) and the Finite Difference Method (FDM) have been used to analyze the slope behavior and assess its safety.

Geotechnical engineering design includes a great deal of uncertainty because of the natural heterogeneity of soils and the limited extent of in-situ geotechnical investigation. The assumption that soil consists of layers with some average values for soil parameters of each layer does not offer a realistic representation of the actual conditions. Therefore, there is a need to use stochastic methods for the analysis of the stability of slopes in order to incorporate as many as possible types of uncertainty, including the spatial variability of soil properties. The uncertainties associated with the determination of the mechanical properties of the slopes and the intensity of the seismic excitation, make such probabilistic calculation methods very attractive. As opposed to deterministic methods, probabilistic methods allow the selection of an acceptable risk level based on the specifications of each project.

The parameters of shear strength may vary from point to point even in the same soil layer as a result of the natural heterogeneity. Stochastic methods have been introduced to take into account the uncertainty and spatial variability of soil parameters using the Random Field Theory. The adopted methodology takes into account the cross-correlation between various properties and the autocorrelation of each property in the horizontal and vertical directions. Among the various available random field generating algorithms, the very effective methodology of Local Average Subdivision method (LAS) proposed by Fenton and Vanmarcke (1990) is utilized in the present study.

The main objective of this study is to investigate the above problem using probabilistic and stochastic methods in order to attain the most realistic description of the variation of the slope static safety factor and the permanent displacements resulting from seismic excitations. This is achieved by combining the algorithm for generating random fields with the finite difference program FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) for the static analysis, computation of the factor of safety and seismic analysis of the slope. For this purpose, the statistical parameters of the mechanical characteristics of the soil mass, their cross-correlation coefficients, and the characteristic lengths that express the spatial auto-correlation along the vertical and the horizontal axis are considered. A parametric investigation of the influence of the spatial variability of the soil properties on the factor of safety under static conditions and on the permanent displacements under strong seismic excitation is presented. Static and dynamic simulations of a significant number of slopes with spatial variability of properties are analyzed and the results are compared with those from homogeneous slope analyses of similar

geometry. The performance criterion under dynamic conditions is the residual displacement of the slope at the end of seismic shaking. The results of the numerical simulations show that the spatial variability of the soil properties has a significant effect on the mean value and variation of the permanent displacements. More specifically, the ratio f_i is considered of the permanent deformation u_i of a slope with spatial variability of properties to the permanent deformation \bar{u}_i of the same slope consisting of homogeneous soil with properties equal to the mean values of the respective properties of the non-homogeneous soil. The results show that the effect of the spatial variability of soil properties is quite significant as the values of the coefficient f_i may vary by up to $\pm 70\%$ relative to the mean value μ , while the maximum theoretical value of the permanent displacement is up to 89% greater than the corresponding value of the homogeneous slope. Ignoring the spatial variability of soil properties can lead to permanent seismic displacements that are much smaller than real ones, resulting in an erroneous (non-conservative) estimation of seismic behavior of the slope. Regarding the effect of the inclination of the slope, the results clearly show that as the gradient increases, both the mean and the standard deviation of permanent seismic displacement increase significantly.

In conclusion, the research conducted in this study showed that a realistic calculation of slope movement under seismic loading may be best carried out with a stochastic approach. The levels of uncertainty associated with the spatial variability of soil properties should be taken under consideration by relevant future seismic design codes.

Keywords: slope stability, factor of safety, numerical analysis, constitutive model, uncertainty, stochastic processes, spatial variability, permanent seismic displacement, seismic damage.

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η παρούσα διδακτορική διατριβή εκπονήθηκε στο Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας.

Θα ήθελα να ευχαριστήσω ιδιαίτερος τον επιβλέποντα της παρούσας διδακτορικής διατριβής κ. Ντακούλα Παναγιώτη, Καθηγητή του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας, για την πολύτιμη βοήθειά του, την ανεκτίμητη υποστήριξή του καθώς και για την εξαιρετική καθοδήγησή του κατά την διάρκεια της εκπόνησής της.

Τον ευχαριστώ θερμά τόσο για την επιστημονική όσο και για την ηθική υποστήριξη που μου παρείχε. Χάρη στην εξαιρετική καθοδήγησή του, την ανεκτίμητη υποστήριξή του και την εμπιστοσύνη που μου έδειξε όλα αυτά τα χρόνια κατά την διάρκεια της συνεργασίας μας, κατάφερα να ολοκληρώσω την έρευνα και να εκπονήσω τη διδακτορική μου διατριβή ολοκληρώνοντας τον πιο σημαντικό έως τώρα ακαδημαϊκό στόχο μιας μακράς και επίπονης πορείας.

Η συνεχής διαθεσιμότητά του παρά το πολυάσχολο πρόγραμμά του, η ενθάρρυνσή του καθώς και οι συμβουλές του κατά την διάρκεια της άπογης συνεργασίας μας υπήρξαν πολύτιμοι αρωγοί στην ροή και την βέλτιστη δομή της παρούσας διδακτορικής διατριβής.

Ευχαριστίες επίσης θα ήθελα να εκφράσω προς τα άλλα δύο μέλη της Συμβουλευτικής Επιτροπής της διδακτορικής μου διατριβής, τον κ. Κωμοδρόμο Αιμίλιο, Καθηγητή του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας και τον κ. Εφραιμίδη Γεώργιο, Επίκουρο Καθηγητή του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας, για την προσεκτική ανάγνωση της διατριβής μου, για την κατανόηση και την υποστήριξή τους κατά το στάδιο της καταρχήν αποδοχής της διατριβής, καθώς και για τις πολύτιμες υποδείξεις τους, οι οποίες συνέβαλαν στη βελτίωση της ποιότητας της διατριβής.

Οφείλω τέλος να εκφράσω τις θερμές ευχαριστίες μου και σε όλους εκείνους που συνέβαλλαν ουσιαστικά, άμεσα ή έμμεσα, στην ολοκλήρωση της παρούσας διδακτορικής διατριβής, με τη βοήθειά τους την κατανόησή τους και την αμέριστη συμπαράστασή τους.

Πίνακας Περιεχομένων

ΠΕΡΙΛΗΨΗ.....	v
ABSTRACT.....	x
ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ.....	xii
Πίνακας Περιεχομένων.....	xiii
Κατάλογος Σχημάτων.....	xvii
Κατάλογος Πινάκων.....	xxxiii
Κατάλογος συμβόλων.....	xxxv
Κεφάλαιο 1.....	1
ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	1
1.1 Ορισμός του προβλήματος.....	1
1.2 Στόχος της έρευνας.....	2
1.3 Οργάνωση της διατριβής ανά κεφάλαιο.....	3
Κεφάλαιο 2.....	7
ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ.....	7
2.1 Σύντομη ιστορική αναδρομή.....	7
2.2 Τυχαίες μεταβλητές και κατανομές πιθανοτήτων.....	7
2.2.1 Η συνάρτηση κατανομής.....	8
2.2.2 Συνεχείς τυχαίες μεταβλητές.....	8
2.2.3 Κανονική κατανομή.....	9
2.2.4 Μέση τιμή.....	10
2.2.5 Ροπές τυχαίων μεταβλητών-διασπορά.....	11
2.2.6 Συντελεστής μεταβλητότητας και συντελεστής συσχέτισης.....	12
2.2.7 Συνάρτηση αυτοσυσχέτισης και μήκος χωρικής συσχέτισης.....	14
2.3 Αβεβαιότητες και βελτιστοποίηση στη Γεωτεχνική Μηχανική.....	14
2.4 Ανάλυση αξιοπιστίας στη Γεωτεχνική Μηχανική.....	16
Κεφάλαιο 3.....	18
ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΠΡΑΝΩΝ.....	18
3.1 Εισαγωγικές Έννοιες.....	18
3.2 Κατολισθήσεις.....	20
3.2.1 Ορισμός κατολίσθησης.....	20
3.2.2 Αίτια των κατολισθήσεων.....	22
3.2.3 Βασικοί τύποι αστοχίας πρανών.....	23

3.2.4 Παραδείγματα αστοχιών.....	28
3.3 Παραδείγματα αστοχίας πρανών και επιχωμάτων από σεισμούς	31
3.4 Μέτρα προστασίας και σταθεροποίησης κατολισθήσεων εδαφικών πρανών	37
3.5 Ανάλυση Ευστάθειας Πρανών	38
3.5.1 Ιστορική αναδρομή	38
3.5.2 Ανάλυση ευστάθειας	39
3.5.3 Κατηγορίες τρόπων ανάλυσης ευστάθειας πρανών	40
3.5.4 Συντελεστής ευστάθειας πρανών (Συντελεστής ασφάλειας)	42
Κεφάλαιο 4.....	43
ΣΤΟΧΑΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΣΤΗΝ ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΠΡΑΝΩΝ.....	43
4.1 Η συμβολή των μεθόδων LEM και FEM στην ευστάθεια πρανών.....	43
4.2 Πιθανοκρατική ανάλυση ευστάθειας πρανών.....	45
4.3 Πιθανοκρατικές μέθοδοι και εργαλεία σχεδιασμού για την ευστάθεια των πρανών	46
4.4 Η μέθοδος σημειακής εκτίμησης (Point Estimate Method, PEM).....	48
4.5 Μέθοδος Πρώτης Τάξης Δεύτερης Ροπής (First Order Second Moment Method, FOSM)	48
4.6 Μέθοδος Αξιοπιστίας Πρώτης Τάξης (First Order Reliability Method, FORM)	48
4.7 Μέθοδος Επαναληπτικής Προσομοίωσης (Monte Carlo)	48
4.8 Στατιστικές Παράμετροι των Μηχανικών Χαρακτηριστικών της Εδαφικής Μάζας του Πρανούς.....	49
4.9 Στοιχεία για τις χωρικές στατιστικές παραμέτρους.....	52
4.10 Προσομοίωση τυχαίων πεδίων (Simulation Random Fields)	53
4.11 Η μέθοδος LAS σε δύο διαστάσεις.....	65
4.12 Σύγκριση μεθόδων FFT, TBM, LAS και ακριβούς λύσης	67
Κεφάλαιο 5.....	69
ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΠΡΑΝΩΝ.....	69
5.1 Αστοχία πρανών λόγω σεισμικής διέγερσης.....	69
5.2 Χαρακτηριστικά των σεισμικών δράσεων.....	70
5.3 Συμπεριφορά των πρανών έναντι αδρανειακών δυνάμεων	71
5.4 Στάδια παραμόρφωσης των πρανών υπό την επίρεια σεισμικής φόρτισης	72
5.5 Η ψευδοστατική μέθοδος.....	74
5.6 Η μέθοδος ολισθαίνοντος σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο (μέθοδος Newmark)	76
5.7 Αριθμητική ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία ή πεπερασμένες διαφορές.....	79
5.8 Εξισώσεις υπολογισμού σεισμικής μετακίνησης	79
5.9 Μέγιστες ανεκτές μετατοπίσεις των πρανών υπό σεισμική διέγερση.....	80

5.10 Καμπύλες τρωτότητας	83
Κεφάλαιο 6.....	89
ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ.....	89
6.1 Δημιουργία τυχαίων πεδίων ιδιοτήτων εδάφους πρανούς.....	89
6.1.1 Μέθοδος LAS	89
6.1.2 Επιβεβαίωση της μεθοδολογίας LAS.....	89
6.1.3 Παραδείγματα παραμετρικών αναλύσεων	92
6.2 Ανάλυση στατικής και δυναμικής συμπεριφοράς πρανούς.....	100
6.2.1. Περιγραφή του λογισμικού πεπερασμένων διαφορών FLAC	100
6.3 Εξισώσεις πεδίου.....	102
6.3.1 Κίνηση και Ισορροπία	102
6.3.2 Βασική Σχέση	103
6.3.3 Σταθερό Πλαίσιο.....	104
6.3.4 Οριακές Συνθήκες.....	104
6.4 Αριθμητική Μεθοδολογία.....	104
6.4.1 Εισαγωγή.....	104
6.4.2 Ο κάρναβος.....	105
6.4.3 Εξισώσεις Πεπερασμένων Διαφορών	105
6.4.4 Ρυθμοί παραμορφώσεων και παραμορφώσεις.....	106
6.5 Μικτή Διακριτοποίηση	108
6.6 Μηχανική Απόσβεση.....	109
6.7 Προσδιορισμός Χρονικού Βήματος	110
6.8 Υλοποίηση αναλύσεων της δυναμικής συμπεριφοράς εδαφικών πρανών	111
Κεφάλαιο 7.....	112
ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΗΣ ΧΩΡΙΚΗΣ ΜΕΤΑΒΛΗΤΟΤΗΤΑΣ ΤΩΝ ΕΛΑΦΙΚΩΝ	
ΙΔΙΟΤΗΤΩΝ ΤΟΥ ΠΡΑΝΟΥΣ ΣΤΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΒΛΑΒΗ.....	112
7.1 Στόχος έρευνας.....	112
7.2 Δεδομένα της παραμετρικής ανάλυσης	113
7.3 Σεισμική διέγερση	115
7.4 Αντιπροσωπευτικά παραδείγματα αναλύσεων	118
7.4.1 Παράδειγμα Α.....	118
7.4.2 Παράδειγμα Β	127
7.4.3 Παράδειγμα C	135
7.5 Αντιπροσωπευτικά αποτελέσματα παραμετρικών αναλύσεων.....	143
Κεφάλαιο 8.....	146

ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ	146
8.1 Στατική Συμπεριφορά - Συντελεστής Ασφαλείας	146
8.2 Επίδραση της έντασης και συχνοτικού περιεχομένου της σεισμικής διέγερσης	149
8.3 Επίδραση της χωρικής μεταβλητότητας των ιδιοτήτων, του πρανούς.....	158
8.4 Επίδραση της χωρικής συσχέτισης των ιδιοτήτων του πρανούς.....	180
8.5 Επίδραση της κλίσης του πρανούς	186
Κεφάλαιο 9	197
ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	197
9.1 Σύνοψη συμπερασμάτων	199
9.2 Προτάσεις για μελλοντική έρευνα.....	202
Κεφάλαιο 10	203
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	203
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ	226
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α Κεφαλαίου 7	227
Α1. Παραδείγματα επιλύσεων από του σεισμούς: Kalamata, Kobe, Friuli, και Rinaldi	228
Α2. Συγκεντρωτικά αποτελέσματα επιλύσεων	266
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β Κεφαλαίου 8	272

Κατάλογος Σχημάτων

Σχήμα 2.1: Συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας της κανονικής κατανομής με μέση τιμή $\mu=0$ και τυπική διασπορά $\sigma = 1, 2,$ και 3 .	10
Σχήμα 2.2: Αθροιστική συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας της κανονικής κατανομής με μέση τιμή $\mu = 0$ και τυπική διασπορά $\sigma = 1, 2,$ και 3 .	11
Σχήμα 2.3: Επίδραση της μέσης τιμής και τυπικής διασποράς στο εύρος διακύμανσης των τιμών δύο κανονικών κατανομών.	12
Σχήμα 2.4: Επίδραση του συντελεστή συσχέτισης ρ_{XY} στις ισοτιμές της πυκνότητας πιθανότητας $f(x, y)$ για $\mu_x = 5, \mu_y = 5, \sigma_x = 1.5, \sigma_y = 2$: (α) $\rho_{XY} = -0.5$ και (β) 0.5 .	13
Σχήμα 2.5: Αβεβαιότητες στην αξιοπιστία γεωτεχνικού σχεδιασμού από τους Phoon & Kulhawy (1999), Honjo (2002), Baecker & Cristian (2003).	16
Σχήμα 3.1: Αστοχία πρανούς στον αυτοκινητόδρομο No. 3 της Taiwan (2010). Για την απομάκρυνση του εδάφους χρειάστηκε να χρησιμοποιηθούν 50 εκσκαφείς, 100 φορτηγά και 1000 εργάτες για διάστημα 20 ημερών (Lee et al. 2012).	18
Σχήμα 3.2: Πιθανές μορφές αστοχίας πρανών λόγω: (α) διάβρωσης πρανούς (b) διάβρωσης πρανούς εξ αιτίας ποταμού (c) πλήρωσης ρωγμών με νερό βροχής (d) βαρύτητας και σεισμού (e) ασθενών λεπτών στρώσεων (f) επιφορτικών τάσεων (g) εκσκαφής στην βάση (Budhu, 2010).	20
Σχήμα 3.3: Αστοχία Πρανούς και παρακώλυση κυκλοφορίας (Σεισμός Λευκάδας, 2003).	21
Σχήμα 3.4: Ολίσθηση οδοστρώματος επαρχιακής οδού (Σεισμός Κοζάνης, 1995).	22
Σχήμα 3.5: Μηχανισμοί αστοχίας πρανών (Παπαδόπουλος και Λουπασάκης, 2014).	23
Σχήμα 3.6: Καταπτώσεις βράχων (U.S. Geological Survey, 2004).	24
Σχήμα 3.7: Ανατροπή (U.S. Geological Survey, 2004).	25
Σχήμα 3.8: Ολίσθηση (U.S. Geological Survey, 2004).	25
Σχήμα 3.9: Ιδεατή σχηματική απεικόνιση περιστροφικής ολίσθησης (Κούκης και Σαμπατακάκης, 2007).	26
Σχήμα 3.10: Μεταθετική ολίσθηση (U.S. Geological Survey, 2004).	26
Σχήμα 3.11: Πλευρική εξάπλωση (U.S. Geological Survey, 2004).	27
Σχήμα 3.12: Απεικόνιση ροής εδαφικών υλικών (U.S. Geological Survey, 2004).	27
Σχήμα 3.13: Περιστροφική ολίσθηση που έχει μετεξελιχθεί σε ροή μετακινούμενων υλικών (Ρόζος, 2007).	28

Σχήμα 3.14: Το κατεστραμμένο οδόστρωμα της Ε.Ο. Αθηνών-Θεσσαλονίκης από την κατολίσθηση της Μαλακάσας.....	28
Σχήμα 3.15: Η παραμόρφωση της σιδηροδρομικής γραμμής από την κατολίσθηση της Μαλακάσας.....	29
Σχήμα 3.16: Καταστροφή οδοστρώματος κατά τον σεισμό Nigata- Ken Chuetsu (Ιαπωνία).....	29
Σχήμα 3.17: Αστοχία οδοστρώματος κατά την διάρκεια του σεισμού της Nigata-Chuetsu (Ιαπωνία, 2004).	30
Σχήμα 3.18: Αστοχία οδοστρώματος εθνικής οδού στην Τουρκία (Kocaeli, 1999).....	30
Σχήμα 3.20: Λευκάδα: κατολισθήσεις πρανών στο οδικό δίκτυο	32
Σχήμα 3.21: Ολίσθηση Níkawa – διατομή (Sassa et al., 1996).	32
Σχήμα 3.22: Κατολισθήσεις κοντά στο χωριό Λαδάς (Fountoulis et al., 2013).	33
Σχήμα 3.23: Κατολισθήσεις κοντά στο χωριό Λαδάς (Fountoulis et al., 2013).	33
Σχήμα 3.24: Κατολίσθηση στην Gemona λόγω του σεισμού Friuli (1976).	34
Σχήμα 3.25: Κατολίσθηση πρανούς με κατοικίες στην πόλη Santa Monica, California, κατά τον σεισμό του Nothridge το 1994 (Ντακούλας 2004).....	35
Σχήμα 3.26: Κατολίσθηση στην Valdivia της Χιλής κατά τον σεισμό του 1960. Η κατολίσθηση μετατόπισε $30 \cdot 10^6 \text{ yd}^3$ εδαφικού υλικού σε απόσταση 25 m κατακόρυφα και 300 m οριζόντια (Seed 1970).....	35
Σχήμα 3.27: Κατολίσθηση πρανούς και καταστροφή της σιδηροδρομικής γραμμής της Νέας Ζηλανδίας	36
Σχήμα 3.28: Κατολίσθηση πρανούς και καταστροφή αυτοκινητόδρομου της Νέας Ζηλανδίας	36
Σχήμα 3.29: Συνδυασμός μέτρων προστασίας και σταθεροποίησης εδαφικών πρανών: Τοίχοι αντιστήριξης με συρματοκιβώτια και οπλισμένα επιχώματα. Πηγή: http://www.omikronkappa.gr (Τεχνικές και χωματουργικές εργασίες, Ρουμανία-Κεντρική Ευρώπη 2005).....	38
Σχήμα 3.30: Η επιφάνεια ολίσθησης της αποβάθρας του Stigberg το 1916 στο λιμάνι Gothenborg (Petterson, 1955).	39
Σχήμα 3.31: Περιπτώσεις προβλημάτων ευστάθειας (Παπακυριακόπουλος, 1998).....	40
Σχήμα 4.1: Μέθοδος TBM: Οι συμβολές από την κάθε γραμμική ακολουθία τυχαίων τιμών Zi(ξi) στο πιο κοντινό σημείο προστίθενται ώστε να δημιουργήσουν το τυχαίο πεδίο Z(x) (Fenton and Griffiths, 2008).....	57
Σχήμα 4.2: Παράδειγμα δημιουργίας πεδίου με την μέθοδο TMB με χρήση 64 γραμμών (Fenton and Griffiths, 2008).	58

Σχήμα 4.3: Διαδικασία υποδιαίρεσης τοπικού μέσου όρου (Fenton and Griffiths, 2008).....	59
Σχήμα 4.4: Συνεχής στάσιμη συνάρτηση τυχαίας μεταβλητής Z (Fendon and Griffiths, 2008).....	60
Σχήμα 4.5: Σύγκριση μεταξύ της αλγοριθμικής και ακριβούς συσχέτισης ανάμεσα σε γειτονικά στοιχεία για μεταβαλλόμενη διάσταση στοιχείου $2T/\theta$. (Fenton and Griffiths, 2008).	65
Σχήμα 4.6: Εφαρμογή της μεθόδου Local Average Subdivision σε δύο διαστάσεις (Fenton and Griffiths, 2008)	66
Σχήμα 4.7: Παράδειγμα δημιουργίας πεδίου με την μέθοδο LAS (μήκη αυτοσυσχέτισης $\theta_x = l_x = 20$ m και $\theta_y = l_y = 2$ m).....	67
Σχήμα 5.1: Σχηματική απεικόνιση των κυμάτων P, SV και Rayleigh από την πρόσπτωση κυμάτων SV στην περιοχή της πλαγιάς (Bouckovalas and Papadimitriou, 2005).	71
Σχήμα 5.2: Ψευδοστατική μέθοδος ανάλυσης ευστάθειας πρανών.	75
Σχήμα 5.3: Αναλογία μεταξύ a) πιθανής κατολίσθησης και b) ισορροπούντος σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο (Kramer, 1996).	77
Σχήμα 5.4: Δυνάμεις που ασκούνται σε ένα σώμα επί κεκλιμένου επιπέδου (α) σε στατικές συνθήκες και (β) σε δυναμικές συνθήκες (Kramer ,1996).	77
Σχήμα 5.5: Μεταβολή του ψευδοστατικού συντελεστή ασφαλείας με οριζόντιο ψευδοστατικό συντελεστή για σώμα επί κεκλιμένου επιπέδου κλίσης 20° . Για $\varphi = 20^\circ$, το σώμα βρίσκεται σε κατάσταση οριακής ισορροπίας, άρα $FS=1$, κάτω από στατικές συνθήκες και ο κρίσιμος συντελεστής είναι μηδέν. Για $\varphi=30^\circ$ και $\varphi=40^\circ$, οι κρίσιμοι συντελεστές είναι 0,17 και 0,36 αντίστοιχα (Kramer, 1996).....	78
Σχήμα 5.6: Καμπύλη τρωτότητας για διάφορες καταστάσεις αστοχίας για μια αντισεισμικώς σχεδιασμένη σιδηροδρομική γέφυρα που υπόκειται στη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (Βουγιούκας και Τρέζος, 2005).	85
Σχήμα 5.7: Καμπύλη τρωτότητας για διάφορες καταστάσεις αστοχίας για μια αντισεισμικώς σχεδιασμένη σιδηροδρομική γέφυρα που υπόκειται σε μόνιμη εδαφική μετακίνηση (Βουγιούκας και Τρέζος, 2005).	85
Σχήμα 5.8: Καμπύλες αποκατάστασης σιδηροδρομικών γεφυρών (Βουγιούκας και Τρέζος, 2005).	86
Σχήμα 5.9: Οδικά πρανή- Μικρές βλάβες (Pitilakis et al. 2010).	87
Σχήμα 5.10: Οδικά πρανή-Μέτριες βλάβες (Pitilakis et al. 2010).	88
Σχήμα 5.11: Οδικά πρανή-Εκτεταμένες βλάβες (Pitilakis et al. 2010).	88
Σχήμα 5.12: Οδικά πρανή-πλήρεις βλάβες (Pitilakis et al. 2010).....	88

Σχήμα 6.1: Δημιουργία πεδίου τυχαίων τιμών (α) της συνοχής c και (β) της γωνίας εσωτερικής τριβής ϕ με στοχευμένες τιμές ιδιοτήτων που δίδονται στους Πίνακες 6.1 και 6.2.....	91
Σχήμα 6.2: Δημιουργία πεδίου τυχαίων τιμών (α) του μέτρου ελαστικότητας Young E και (β) της πυκνότητας ρ με στοχευμένες τιμές ιδιοτήτων που δίδονται στους Πίνακες 6.1 και 6.2.....	92
Σχήμα 6.3: Επίδραση του μήκους αυτοσυσχέτισης στην κατανομή της συνοχής c : (α) $l_x = 40$ m, $l_y = 2$ m και (β) $l_x = 2$ m, $l_y = 2$	93
Σχήμα 6.4: Επίδραση του μήκους αυτοσυσχέτισης στην κατανομή της συνοχής c : (α) $l_x = 40$ m, $l_y = 5$ m και (β) $l_x = 5$ m, $l_y = 5$ m	94
Σχήμα 6.5: Επίδραση του λόγου τυπικής διασποράς σ/μ στην κατανομή της συνοχής c : (α) $\sigma/\mu = 0.1$, (β) $\sigma/\mu = 0.2$, (γ) $\sigma/\mu = 0.3$, και (δ) $\sigma/\mu = 0.4$ (μέση τιμή συνοχής = 30 kPa)	95
Σχήμα 6.5: (συνέχεια) Επίδραση του λόγου τυπικής διασποράς σ/μ στην κατανομή της συνοχής c : (α) $\sigma/\mu = 0.1$, (β) $\sigma/\mu = 0.2$, (γ) $\sigma/\mu = 0.3$, και (δ) $\sigma/\mu = 0.4$ (μέση τιμή συνοχής = 30 kPa)	96
Σχήμα 6.6: Επίδραση του συντελεστή συσχέτισης $\rho_{c\phi}$ μεταξύ της συνοχής c και της γωνίας εσωτερικής τριβής ϕ : (α) $\rho_{c\phi} = 0$ και (β) $\rho_{c\phi} = - 0.75$	98
Σχήμα 6.6: (συνέχεια) Επίδραση του συντελεστή συσχέτισης $\rho_{c\phi}$ μεταξύ της συνοχής c και της γωνίας εσωτερικής τριβής ϕ : (α) $\rho_{c\phi} = 0$ και (β) $\rho_{c\phi} = - 0.75$	99
Σχήμα 6.7: Η εφαρμογή μιας χρονικά μεταβαλλόμενης δύναμης σε μια μάζα, με αποτέλεσμα την επιτάχυνση \ddot{u} , ταχύτητα \dot{u} και μετατόπιση u	102
Σχήμα 6.8: (α) Επικαλυπτόμενα τετραπλευρικά στοιχεία που χρησιμοποιούνται στο FLAC, (b) Τυπικό τριγωνικό στοιχείο με διανύσματα ταχύτητας, (c) Κομβικό διάνυσμα δύναμης.....	105
Σχήμα 6.9: Κύκλος του Mohr για παραμορφώσεις.....	107
Σχήμα 7.1: Τυπική γεωμετρία πρανούς με κλίση $m:1$, όπου το m λαμβάνει διαφορετικές τιμές.....	112
Σχήμα 7.2: Γεωμετρία A: Διακριτοποίηση της γεωμετρίας πρανούς με κλίση $2:1$	114
Σχήμα 7.3: Γεωμετρία B: Διακριτοποίηση της γεωμετρίας πρανούς με κλίση $1:1$	115
Σχήμα 7.4: Γεωμετρία C: Διακριτοποίηση της γεωμετρίας πρανούς με κλίση $4:3$	115
Σχήμα 7.5: Τροποποιημένες σεισμικές διεγέρσεις (a) σεισμός Καλαμάτας (b) σεισμός Λευκάδας (c) σεισμός Kobe.	116

Σχήμα 7.5: (συνέχεια) Τροποποιημένες σεισμικές διεγέρσεις (d) σεισμός Northridge (e) σεισμός Fruili .	117
Σχήμα 7.6: Φάσματα απόκρισης των τροποποιημένων σεισμικών διεγέρσεων και φάσμα σχεδιασμού για βράχο κατά τον Ευρωκώδικα 8. Οι διεγέρσεις τροποποιήθηκαν ώστε τα φάσματα επιτάχυνσης να προσεγγίζουν το φάσμα του Ευρωκώδικα 8.	117
Σχήμα 7.7: Δημιουργία τυχαίου πεδίου ιδιοτήτων εδάφους (α) συνοχή (β) γωνία διατμητικής αντοχής (γ) πυκνότητα .	119
Σχήμα 7.8: Δημιουργία τυχαίου πεδίου ιδιοτήτων εδάφους (α) μέτρο ελαστικότητας Young (β) μέτρο διάτμησης .	120
Σχήμα 7.9: Στατική ανάλυση: κατανομή της κατακόρυφης ορθής τάσης .	121
Σχήμα 7.10: Υπολογισμός του συντελεστή ασφαλείας FS με διαδοχικές μειώσεις των παραμέτρων της αντοχής του εδάφους. Τελική τιμή FS = 1.527.	121
Σχήμα 7.11: Ανάλυση ευστάθειας πρανούς για τυχαίο πεδίο ιδιοτήτων εδάφους και ζώνη αστοχίας. Συντελεστής ασφαλείας FS = 1.527.	122
Σχήμα 7.12: Ανάλυση ευστάθειας πρανούς ομογενούς εδάφους με το πρόγραμμα FLAC. Συντελεστής ασφαλείας FS = 1.590.	122
Σχήμα 7.13: Απλουστευμένη ανάλυση ευστάθειας ομογενούς εδάφους με την μέθοδο των λωρίδων (μέθοδος Bishop). Συντελεστής ασφαλείας FS = 1.609.	123
Σχήμα 7.14: Σεισμική ταχύτητα στην βάση του εδάφους για τον σεισμό Λευκάδας (μέγιστη επιτάχυνση 0.3g).	124
Σχήμα 7.15: Μόνιμη οριζόντια μετατόπιση μετά το τέλος της σεισμικής δόνησης.	125
Σχήμα 7.16: Μόνιμη κατακόρυφη μετατόπιση μετά το τέλος της σεισμικής δόνησης.	125
Σχήμα 7.17: Μέγιστη ισοδύναμη διατμητική παραμόρφωση στο τέλος της σεισμικής δόνησης.	125
Σχήμα 7.18: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση στο σημείο A.	126
Σχήμα 7.19: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση στο σημείο A (ομογενές έδαφος) .	126
Σχήμα 7.20: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση στο σημείο B .	126
Σχήμα 7.21: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση στο σημείο C .	127
Σχήμα 7.22: Δημιουργία τυχαίου πεδίου ιδιοτήτων εδάφους (α) συνοχή (β) γωνία διατμητικής αντοχής (γ) πυκνότητα .	128
Σχήμα 7.23: Δημιουργία τυχαίου πεδίου ιδιοτήτων εδάφους (α) μέτρο ελαστικότητας Young (β) μέτρο διάτμησης .	129
Σχήμα 7.24: Στατική ανάλυση: κατανομή της κατακόρυφης ορθής τάσης .	130

Σχήμα 7.25: Υπολογισμός του συντελεστή ασφάλειας FS με διαδοχικές μειώσεις των παραμέτρων της αντοχής του εδάφους. Τελική τιμή FS = 1.441.	130
Σχήμα 7.26: Ανάλυση ευστάθειας πρανούς για τυχαίο πεδίο ιδιοτήτων εδάφους και ζώνη αστοχίας. Συντελεστής ασφαλείας FS = 1.441.	131
Σχήμα 7.27: Ανάλυση ευστάθειας πρανούς ομογενούς εδάφους με το πρόγραμμα FLAC. Συντελεστής ασφαλείας FS = 1.441.....	131
Σχήμα 7.28: Απλουστευμένη ανάλυση ευστάθειας ομογενούς εδάφους με την μέθοδο των λωρίδων (μέθοδος Bishop). Συντελεστής ασφαλείας FS = 1.492.....	132
Σχήμα 7.29: Μόνιμη οριζόντια μετατόπιση μετά το τέλος της σεισμικής δόνησης.....	133
Σχήμα 7.30: Μόνιμη κατακόρυφη μετατόπιση μετά το τέλος της σεισμικής δόνησης.....	133
Σχήμα 7.31: Μέγιστη ισοδύναμη διατμητική παραμόρφωση στο τέλος της σεισμικής δόνησης.....	133
Σχήμα 7.32: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση στο σημείο A	134
Σχήμα 7.33: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση στο σημείο B	134
Σχήμα 7.34: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση στο σημείο C	134
Σχήμα 7.35: Δημιουργία τυχαίου πεδίου ιδιοτήτων εδάφους (α) συνοχή (β) γωνία διατμητικής αντοχής (γ) πυκνότητα	136
Σχήμα 7.36: Δημιουργία τυχαίου πεδίου ιδιοτήτων εδάφους (α) μέτρο ελαστικότητας Young (β) μέτρο διάτμησης	137
Σχήμα 7.37: Στατική ανάλυση: κατανομή της κατακόρυφης ορθής τάσης	138
Σχήμα 7.38: Υπολογισμός του συντελεστή ασφάλειας FS με διαδοχικές μειώσεις των παραμέτρων της αντοχής του εδάφους. Τελική τιμή FS = 1.629.	138
Σχήμα 7.39: Ανάλυση ευστάθειας πρανούς για τυχαίο πεδίο ιδιοτήτων εδάφους και ζώνη αστοχίας. Συντελεστής ασφαλείας FS = 1.629.	139
Σχήμα 7.40: Ανάλυση ευστάθειας πρανούς ομογενούς εδάφους με το πρόγραμμα FLAC. Συντελεστής ασφαλείας FS = 1.606.....	139
Σχήμα 7.41: Απλουστευμένη ανάλυση ευστάθειας ομογενούς εδάφους με την μέθοδο των λωρίδων (μέθοδος Bishop). Συντελεστής ασφαλείας FS = 1.654.....	140
Σχήμα 7.42: Μόνιμη οριζόντια μετατόπιση μετά το τέλος της σεισμικής δόνησης.....	141
Σχήμα 7.43: Μόνιμη κατακόρυφη μετατόπιση μετά το τέλος της σεισμικής δόνησης.....	141
Σχήμα 7.44: Μέγιστη ισοδύναμη διατμητική παραμόρφωση στο τέλος της σεισμικής δόνησης.....	141
Σχήμα 7.45: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση στο σημείο A	142
Σχήμα 7.46: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση στο σημείο B	142

Σχήμα 7.47: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση στο σημείο C	142
Σχήμα 7.48: Γεωμετρία A: (α) οριζόντια και (β) κατακόρυφη μετατόπιση στο σημείο A.....	143
Σχήμα 7.49: Γεωμετρία B: (α) οριζόντια και (β) κατακόρυφη μετατόπιση στο σημείο B.....	144
Σχήμα 7.50: Γεωμετρία C: (α) οριζόντια και (β) κατακόρυφη μετατόπιση στο σημείο C.....	145
Σχήμα 8.1: Κατανομή δεδομένων και συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας του συντελεστή ασφάλειας FS διαιρεμένου δια του συντελεστή ασφάλειας FS ₀ ομογενούς πρανούς με ιδιότητες εδάφους ίσες προς τις μέσες τιμές του ετερογενούς πρανούς.....	147
Σχήμα 8.2: Πιθανότητα ο λόγος του συντελεστή ασφάλειας FS/FS ₀ να λαμβάνει τιμή μικρότερη μιας συγκεκριμένης τιμής x*	147
Σχήμα 8.3: Συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας του συντελεστή ασφάλειας FS στατικής ευστάθειας πρανούς με κλίσεις 2:1, 4:3, και 1:1, καθώς και πρανούς με μέση τιμή $\mu_{fs} = 1.5$ και λόγο $\sigma / \mu = 0.0445$	148
Σχήμα 8.4: Αθροιστική συνάρτηση πιθανότητας του συντελεστή ασφάλειας FS στατικής ευστάθειας πρανούς με κλίσεις 2:1, 4:3, και 1:1, καθώς και πρανούς με μέση τιμή $\mu_{fs} = 1.5$ και λόγο $\sigma/\mu=0.0445$	148
Σχήμα 8.5: Σεισμός Καλαμάτας: Οριζόντια μετατόπιση στο Σημείο A του πρανούς κλίσης 2:1 για διέγερση με μέγιστη επιτάχυνση βάσης ίση προς 0.05g, 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g και 0.5g.	150
Σχήμα 8.6: Σεισμός Λευκάδας: Οριζόντια μετατόπιση στο Σημείο A του πρανούς κλίσης 2:1 για διέγερση με μέγιστη επιτάχυνση βάσης ίση προς 0.05g, 0.1 g 0.2g, 0.3g, 0.4g και 0.5g.	150
Σχήμα 8.7: Σεισμός Kobe: Οριζόντια μετατόπιση στο Σημείο A του πρανούς κλίσης 2:1 για διέγερση με μέγιστη επιτάχυνση βάσης ίση προς 0.05g, 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g και 0.5g.....	151
Σχήμα 8.8: Σεισμός Northridge: Οριζόντια μετατόπιση στο Σημείο A του πρανούς κλίσης 2:1 για διέγερση με μέγιστη επιτάχυνση βάσης ίση προς 0.05g, 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g και 0.5g.	151
Σχήμα 8.9: Σεισμός Friuli: Οριζόντια μετατόπιση στο Σημείο A του πρανούς κλίσης 2:1 για διέγερση με μέγιστη επιτάχυνση βάσης ίση προς 0.05g, 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g και 0.5g.....	152
Σχήμα 8.10: Επίδραση της μέγιστης επιτάχυνσης και του συχνοτικού περιεχομένου της διέγερσης στη μόνιμη οριζόντια μετατόπιση της στέψης του πρανούς με κλίση 2:1 (Σημείο A)	152
Σχήμα 8.11: Σεισμός Καλαμάτας: Κατακόρυφη μετατόπιση στο Σημείο A του πρανούς κλίσης 2:1 για διέγερση με μέγιστη επιτάχυνση βάσης ίση προς 0.05g, 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g και 0.5g.	153

Σχήμα 8.12: Σεισμός Λευκάδας: Κατακόρυφη μετατόπιση στο Σημείο A του πρανούς κλίσης 2:1 για διέγερση με μέγιστη επιτάχυνση βάσης ίση προς 0.05g, 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g και 0.5g.	153
Σχήμα 8.13: Σεισμός Kobe: Κατακόρυφη μετατόπιση στο Σημείο A του πρανούς κλίσης 2:1 για διέγερση με μέγιστη επιτάχυνση βάσης ίση προς 0.05g, 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g και 0.5g.	154
Σχήμα 8.14: Σεισμός Northridge: Κατακόρυφη μετατόπιση στο Σημείο A του πρανούς κλίσης 2:1 για διέγερση με μέγιστη επιτάχυνση βάσης ίση προς 0.05g, 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g και 0.5g.	154
Σχήμα 8.15: Σεισμός Friuli: Κατακόρυφη μετατόπιση στο Σημείο A του πρανούς κλίσης 2:1 για διέγερση με μέγιστη επιτάχυνση βάσης ίση προς 0.05g, 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g και 0.5g.	155
Σχήμα 8.16: Επίδραση της μέγιστης επιτάχυνσης και του συχνοτικού περιεχομένου της διέγερσης στη μόνιμη κατακόρυφη μετατόπιση της στέψης του πρανούς με κλίση 2:1 (Σημείο A)	155
Σχήμα 8.17: Επίδραση της μέγιστης επιτάχυνσης και του συχνοτικού περιεχομένου της διέγερσης στη μόνιμη συνολική μετατόπιση της στέψης του πρανούς με κλίση 2:1 (Σημείο A)	156
Σχήμα 8.18: Επίδραση του συχνοτικού περιεχομένου της διέγερσης στο λόγο u_x / u_{xm} , όπου u_{xm} = η μέση οριζόντια μετατόπιση της στέψης του πρανούς με κλίση 2:1 (Σημείο A)	156
Σχήμα 8.19: Επίδραση του συχνοτικού περιεχομένου της διέγερσης στο λόγο u_y / u_{ym} όπου u_{ym} = η μέση κατακόρυφη μετατόπιση της στέψης του πρανούς με κλίση 2:1 (Σημείο A).....	157
Σχήμα 8.20: Επίδραση του συχνοτικού περιεχομένου της διέγερσης στο λόγο u / u_m όπου u_m = η μέση τιμή της συνισταμένης μετατόπισης της στέψης του πρανούς με κλίση 2:1 (Σημείο A)	157
Σχήμα 8.21: Οριζόντιες μετατοπίσεις: Κατανομή του συντελεστή $f_x = u_x / \bar{u}_x$ από τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων και συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας της κανονικής κατανομής.	160
Σχήμα 8.22: Κατακόρυφες μετατοπίσεις: Κατανομή του συντελεστή $f_y = u_y / \bar{u}_y$ από τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων και συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας της κανονικής κατανομής.	160
Σχήμα 8.23: Συνισταμένες μετατοπίσεις: Κατανομή του συντελεστή $f = u / \bar{u}$ από τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων και συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας της κανονικής κατανομής.	161
Σχήμα 8.24: Πιθανότητα η τιμή των λόγων f, f_x , και f_y να λαμβάνει τιμές μεγαλύτερες από μία δεδομένη τιμή f^*	161

Σχήμα 8.25: Κατανομή των τιμών της μέγιστης οριζόντιας μετατόπισης u_x ως προς την σεισμική ένταση για διάφορες σεισμικές διεγέρσεις με βάση την Εξίσωση (8.7).....	163
Σχήμα 8.26: Πυκνότητα πιθανότητας των τιμών της μέγιστης οριζόντιας μετατόπισης u_x για την σεισμική ένταση ίση προς 0.3g για διάφορες σεισμικές διεγέρσεις με βάση την σχέση (8.7). Προσέγγιση των αριθμητικών αποτελεσμάτων με τις στατιστικές κατανομές Weibull, Extreme Value και Gamma.	165
Σχήμα 8.27: Αθροιστική πυκνότητα πιθανότητας των τιμών της μέγιστης οριζόντιας μετατόπισης u_x για την σεισμική ένταση ίση προς 0.3g για διάφορες σεισμικές διεγέρσεις με τις στατιστικές κατανομές Weibull, Extreme Value και Gamma.....	165
Σχήμα 8.28: Συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας για μέγιστη επιτάχυνση $a_{\max} = 0.05g, 0.1g$ και $0.2g$ και περιγραφή των αποτελεσμάτων με τις κατανομές Weibull, Extreme Value και Gamma.....	167
Σχήμα 8.29: Συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας για μέγιστη επιτάχυνση $a_{\max} = 0.4g$ και $0.5g$ και περιγραφή των αποτελεσμάτων με τις κατανομές Weibull, Extreme Value και Gamma	168
Σχήμα 8.30: Συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας της οριζόντιας μόνιμης μετατόπιση u_x για διάφορες τιμές της μέγιστης επιτάχυνσης $a_{\max} = 0.05g, 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g$ και $0.5g$. (Περιγραφή των αριθμητικών αποτελεσμάτων με την κατανομή Weibull).	169
Σχήμα 8.31: Πιθανότητα η οριζόντια μόνιμη μετατόπιση u_x να υπερβεί μία συγκεκριμένη τιμή u_x^* για τιμές της μέγιστης επιτάχυνσης $a_{\max} = 0.05g, 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g$ και $0.5g$. (Περιγραφή των αριθμητικών αποτελεσμάτων με την κατανομή Weibull).....	169
Σχήμα 8.32: Καμπύλες τρωτότητας πρανών: Πιθανότητα η οριζόντια μόνιμη μετατόπιση u_x να υπερβεί μία συγκεκριμένη τιμή u_x^* ως προς τη μέγιστη επιτάχυνση a_{\max} . (Περιγραφή των αριθμητικών αποτελεσμάτων με την κατανομή Weibull).....	170
Σχήμα 8.33: Συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας για μέγιστη επιτάχυνση $a_{\max} = 0.05g, 0.1g$ και $0.2g$ και περιγραφή των αποτελεσμάτων με τις κατανομές Weibull, Extreme Value και Gamma.....	171
Σχήμα 8.34: Συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας για μέγιστη επιτάχυνση $a_{\max} = 0.3g, 0.4g$ και $0.5g$ και περιγραφή των αποτελεσμάτων με τις κατανομές Weibull, Extreme Value και Gamma	172
Σχήμα 8.35: Συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας της κατακόρυφης μόνιμης μετατόπιση u_y για διάφορες τιμές της μέγιστης επιτάχυνσης $a_{\max} = 0.05g, 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g$ και $0.5g$. (Περιγραφή των αριθμητικών αποτελεσμάτων με την κατανομή Weibull).....	173
Σχήμα 8.36: Πιθανότητα η κατακόρυφη μόνιμη μετατόπιση u_y να υπερβεί μία συγκεκριμένη τιμή u_y^* για τιμές της μέγιστης επιτάχυνσης $a_{\max} = 0.05g, 0.1g, 0.2g,$	

0.3g, 0.4g και 0.5g. (Περιγραφή των αριθμητικών αποτελεσμάτων με την κατανομή Weibull).....	173
Σχήμα 8.37: Καμπύλες τρωτότητας πρανών: Πιθανότητα η κατακόρυφη μόνιμη μετατόπιση u_y να υπερβεί μία συγκεκριμένη τιμή u_y^* ως προς τη μέγιστη επιτάχυνση a_{max} . (Περιγραφή των αριθμητικών αποτελεσμάτων με την κατανομή Weibull).....	174
Σχήμα 8.38: Συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας για μέγιστη επιτάχυνση $a_{max} = 0.05g, 0.1g$ και $0.2g$ και περιγραφή των αποτελεσμάτων με τις κατανομές Weibull, Extreme Value και Gamma.....	175
Σχήμα 8.39: Συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας για μέγιστη επιτάχυνση $a_{max} = 0.3g, 0.4g$ και $0.5g$ και περιγραφή των αποτελεσμάτων με τις κατανομές Weibull, Extreme Value και Gamma	176
Σχήμα 8.40: Συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας της συνισταμένης μόνιμης μετατόπισης u_x για διάφορες τιμές της μέγιστης επιτάχυνσης $a_{max} = 0.05g, 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g$ και $0.5g$. (Περιγραφή των αριθμητικών αποτελεσμάτων με την κατανομή Weibull).	177
Σχήμα 8.41: Πιθανότητα η συνισταμένη μόνιμη μετατόπιση u_x να υπερβεί μία συγκεκριμένη τιμή u_x^* για τιμές της μέγιστης επιτάχυνσης $a_{max} = 0.05g, 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g$ και $0.5g$. (Περιγραφή των αριθμητικών αποτελεσμάτων με την κατανομή Weibull).....	177
Σχήμα 8.42: Καμπύλες τρωτότητας πρανών: Πιθανότητα η συνισταμένη μόνιμη μετατόπιση u να υπερβεί μία συγκεκριμένη τιμή u_x^* ως προς τη μέγιστη επιτάχυνση a_{max} . Περιγραφή των αριθμητικών αποτελεσμάτων με την κατανομή Weibull.....	178
Σχήμα 8.43: Καμπύλες τρωτότητας πρανών: Πιθανότητα η μέγιστη μόνιμη οριζόντια μετατόπιση u_x να υπερβεί μία συγκεκριμένη τιμή u^* ως προς τη μέγιστη επιτάχυνση a_{max} . Περιγραφή των αριθμητικών αποτελεσμάτων με την κατανομή Weibull.....	180
Σχήμα 8.44: Καμπύλες τρωτότητας πρανών: Πιθανότητα η μέγιστη μόνιμη κατακόρυφη μετατόπιση u_y να υπερβεί μία συγκεκριμένη τιμή u^* ως προς τη μέγιστη επιτάχυνση a_{max} . Περιγραφή των αριθμητικών αποτελεσμάτων με την κατανομή Weibull.	180
Σχήμα 8.45: Τυπική επιφάνεια αστοχίας στην οποία συγκεντρώνεται αυξημένη διατμητική παραμόρφωση.	181
Σχήμα 8.46: Συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας της οριζόντιας μόνιμης μετατόπισης u_x για τις διάφορες τιμές των l_x και l_y . (Περιγραφή των αριθμητικών αποτελεσμάτων με την κατανομή Weibull).....	183
Σχήμα 8.47: Αθροιστική συνάρτηση πιθανότητας της οριζόντιας μόνιμης μετατόπισης u_x για τις διάφορες τιμές των l_x και l_y . (Περιγραφή των αριθμητικών αποτελεσμάτων με την κατανομή Weibull).....	183

Σχήμα 8.48: Συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας της κατακόρυφης μόνιμης μετατόπισης u_y για τις διάφορες τιμές των l_x και l_y . (Περιγραφή των αριθμητικών αποτελεσμάτων με την κατανομή Weibull).....	184
Σχήμα 8.49: Αθροιστική συνάρτηση πιθανότητας της κατακόρυφης μόνιμης μετατόπισης u_y για τις διάφορες τιμές των l_x και l_y . (Περιγραφή των αριθμητικών αποτελεσμάτων με την κατανομή Weibull).....	184
Σχήμα 8.50: Συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας της συνισταμένης μόνιμης μετατόπισης u για τις διάφορες τιμές των l_x και l_y . (Περιγραφή των αριθμητικών αποτελεσμάτων με την κατανομή Weibull).....	185
Σχήμα 8.51: Αθροιστική συνάρτηση πιθανότητας της συνισταμένης μόνιμης μετατόπισης u για τις διάφορες τιμές των l_x και l_y . (Περιγραφή των αριθμητικών αποτελεσμάτων με την κατανομή Weibull).....	185
Σχήμα 8.52: Συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας του συντελεστή $f_x = u_x / \tilde{u}_x$ της οριζόντιας μόνιμης μετατόπισης από τα αποτελέσματα των αριθμ. αναλύσεων (u_x =οριζόντια μόνιμη μετατόπιση, \tilde{u}_x =οριζόντια μόνιμη μετατόπιση ομογενούς πρανούς).....	187
Σχήμα 8.53: Αθροιστική συνάρτηση πιθανότητας του συντελεστή $f_x = u_x / \tilde{u}_x$ της οριζόντιας μόνιμης μετατόπισης από τα αποτελέσματα των αριθμ. αναλύσεων (u_x =οριζόντια μόνιμη μετατόπιση, \tilde{u}_x =οριζόντια μόνιμη μετατόπιση ομογενούς πρανούς).....	187
Σχήμα 8.54: Συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας του συντελεστή $f_y = u_y / \tilde{u}_y$ της κατακόρυφης μόνιμης μετατόπισης από τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων (u_y = κατακόρυφη μόνιμη μετατόπιση, \tilde{u}_y = κατακόρυφη μόνιμη μετατόπιση ομογενούς πρανούς).....	188
Σχήμα 8.55: Αθροιστική συνάρτηση πιθανότητας του συντελεστή $f_y = u_y / \tilde{u}_y$ της κατακόρυφης μόνιμης μετατόπισης από τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων (u_y = κατακόρυφη μόνιμη μετατόπιση, \tilde{u}_y = κατακόρυφη μόνιμη μετατόπιση ομογενούς πρανούς).....	188
Σχήμα 8.56: Συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας του συντελεστή $f = u / \tilde{u}$ της συνισταμένης μόνιμης μετατόπισης από τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων (u = συνισταμένη μόνιμη μετατόπιση, \tilde{u} = συνισταμένη μόνιμη μετατόπιση ομογενούς πρανούς).....	189
Σχήμα 8.57: Αθροιστική συνάρτηση πιθανότητας του συντελεστή $f = u / \tilde{u}$ της συνισταμένης μόνιμης μετατόπισης από τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων (u = συνισταμένη μόνιμη μετατόπιση, \tilde{u} = συνισταμένη μόνιμη μετατόπιση ομογενούς πρανούς).....	189
Σχήμα 8.58: Συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας της συνισταμένης μόνιμης μετατόπισης u από τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων.....	190

Σχήμα 8.59:	Αθροιστική συνάρτηση πιθανότητας της συνισταμένης μόνιμης μετατόπισης u από τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων.....	190
Σχήμα 8.60:	Οριζόντια μόνιμη μετατόπιση u_x για κλίση 2:1 (PGA = 0.30g)	192
Σχήμα 8.61:	Κατακόρυφη μόνιμη μετατόπιση u_y για κλίση 2:1 (PGA = 0.30g)	192
Σχήμα 8.62:	Συνισταμένη μόνιμη μετατόπιση u για κλίση 2:1 (PGA = 0.30g)	192
Σχήμα 8.63:	Οριζόντια μόνιμη μετατόπιση u_x για κλίση 4:3 (PGA = 0.30g)	193
Σχήμα 8.64:	Κατακόρυφη μόνιμη μετατόπιση u_y για κλίση 4:3 (PGA = 0.30g)	193
Σχήμα 8.65:	Συνισταμένη μόνιμη μετατόπιση u για κλίση 4:3 (PGA = 0.30g)	193
Σχήμα 8.66:	Οριζόντια μόνιμη μετατόπιση u_x για κλίση 1:1 (PGA = 0.30g)	194
Σχήμα 8.67:	Κατακόρυφη μόνιμη μετατόπιση u για κλίση 1:1 (PGA = 0.30g)	194
Σχήμα 8.68:	Συνισταμένη μόνιμη μετατόπιση u για κλίση 1:1 (PGA = 0.30g)	194
Σχήμα 8.69:	Συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας της οριζόντιας μόνιμης μετατόπισης u_x για κλίσεις πρανούς 2:1, 4:3 και 1:1 (PGA = 0.30g)	195
Σχήμα 8.71:	Συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας της κατακόρυφης μόνιμης μετατόπισης u_y για κλίσεις πρανούς 2:1, 4:3 και 1:1 (PGA = 0.30g)	195
Σχήμα 8.72:	Αθροιστική συνάρτηση πιθανότητας της κατακόρυφης μόνιμης μετατόπισης u_y για κλίσεις πρανούς 2:1, 4:3 και 1:1 (PGA = 0.30g)	196
Σχήμα 8.73:	Συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας της συνισταμένης μόνιμης μετατόπισης u για κλίσεις πρανούς 2:1, 4:3 και 1:1 (PGA = 0.30g)	196
Σχήμα 8.74:	Αθροιστική συνάρτηση πιθανότητας της συνισταμένης μόνιμης μετατόπισης u για κλίσεις πρανούς 2:1, 4:3 και 1:1 (PGA = 0.30g)	196
Σχήμα A0:	Διακριτοποίηση της γεωμετρίας πρανούς (σημεία A,B,C,D) με κλίση 2:1.....	227
Σχήμα A1:	Κατανομή αρχικών κατακορύφων ορθών τάσεων εντός του πρανούς.....	228
Σχήμα A2:	Ισοδύναμη πλαστική διατμητική παραμόρφωση	228
Σχήμα A3:	Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου A στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Καλαμάτας, παράδειγμα D21.....	229
Σχήμα A4:	Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου B στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Καλαμάτας, παράδειγμα D21.....	229
Σχήμα A5:	Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου C στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Καλαμάτας, παράδειγμα D21	230
Σχήμα A6:	Οριζόντια μετατόπιση του σημείου D στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Καλαμάτας, παράδειγμα C3.	230
Σχήμα A7:	Ισοτιμές τάσεων στο τέλος της σεισμικής φόρτισης.	231
Σχήμα A8:	Ισοτιμές μετακινήσεων κατά την οριζόντια διεύθυνση στο τέλος της σεισμικής φόρτισης.	231

Σχήμα A9: Ισοτιμές μετακινήσεων κατά την κατακόρυφη διεύθυνση στο τέλος της σεισμικής φόρτισης.	232
Σχήμα A10: Κατανομή αρχικών κατακορύφων ορθών τάσεων εντός του πρανούς.....	233
Σχήμα A11: Ισοδύναμη πλαστική διατμητική παραμόρφωση.....	233
Σχήμα A12: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου A στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Kobe, παράδειγμα E8.....	234
Σχήμα A13: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου B στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Kobe, παράδειγμα E8.....	234
Σχήμα A14: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου C στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Kobe, παράδειγμα E8.....	235
Σχήμα A15: Οριζόντια μετατόπιση του σημείου D στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Kobe, παράδειγμα E8.....	235
Σχήμα A16: Ισοτιμές τάσεων στο τέλος της σεισμικής φόρτισης.	236
Σχήμα A17: Ισοτιμές μετακινήσεων κατά την οριζόντια διεύθυνση στο τέλος της σεισμικής φόρτισης.	236
Σχήμα A18: Ισοτιμές μετακινήσεων κατά την κατακόρυφη διεύθυνση στο τέλος της σεισμικής φόρτισης.	237
Σχήμα A19: Κατανομή αρχικών κατακορύφων ορθών τάσεων εντός του πρανούς.....	238
Σχήμα A20: Ισοδύναμη πλαστική διατμητική παραμόρφωση.....	238
Σχήμα A21: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου A στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Friuli, παράδειγμα F10.....	239
Σχήμα A22: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου B στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Friuli, παράδειγμα F10.....	239
Σχήμα A23: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου C στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Friuli, παράδειγμα F10.....	240
Σχήμα A24: Οριζόντια μετατόπιση του σημείου D στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Friuli, παράδειγμα F10.....	240
Σχήμα A25: Ισοτιμές τάσεων στο τέλος της σεισμικής φόρτισης.	241
Σχήμα A26: Ισοτιμές μετακινήσεων κατά την οριζόντια διεύθυνση στο τέλος της σεισμικής φόρτισης.	241
Σχήμα A27: Ισοτιμές μετακινήσεων κατά την κατακόρυφη διεύθυνση στο τέλος της σεισμικής φόρτισης.	242
Σχήμα A28: Κατανομή αρχικών κατακορύφων ορθών τάσεων εντός του πρανούς.....	243
Σχήμα A29: Ισοδύναμη πλαστική διατμητική παραμόρφωση.....	243

Σχήμα A30: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου A στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Rinaldi, παράδειγμα G12.	244
Σχήμα A31: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου B στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Rinaldi, παράδειγμα G12.	244
Σχήμα A32: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου C στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Rinaldi, παράδειγμα G12.	245
Σχήμα A33: Οριζόντια μετατόπιση του σημείου D στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Rinaldi, παράδειγμα G12.	245
Σχήμα A34: Ισοτιμές τάσεων στο τέλος της σεισμικής φόρτισης.	246
Σχήμα A35: Ισοτιμές μετακινήσεων κατά την οριζόντια διεύθυνση στο τέλος της σεισμικής φόρτισης.	246
Σχήμα A36: Ισοτιμές μετακινήσεων κατά την κατακόρυφη διεύθυνση στο τέλος της σεισμικής φόρτισης.	247
Σχήμα A37: Γραφήματα συνοχής, γωνίας εσωτερικής τριβής, μέτρου ελαστικότητας και πυκνότητας (ειδικού βάρους), παραδείγματος L1.	248
Σχήμα A38: Κατανομή αρχικών κατακορύφων ορθών τάσεων εντός του πρανούς.....	249
Σχήμα A39: Ισοδύναμη πλαστική διατμητική παραμόρφωση.....	249
Σχήμα A40: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου A στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Λευκάδας, παράδειγμα L1.	250
Σχήμα A41: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου B στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Λευκάδας, παράδειγμα L1.	250
Σχήμα A42: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου C στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Λευκάδας, παράδειγμα L1.	251
Σχήμα A43: Οριζόντια μετατόπιση του σημείου D στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Λευκάδας, παράδειγμα L1.....	251
Σχήμα A44: Ισοτιμές τάσεων στο τέλος της σεισμικής φόρτισης.	252
Σχήμα A45: Ισοτιμές μετακινήσεων κατά την οριζόντια διεύθυνση στο τέλος της σεισμικής φόρτισης.	252
Σχήμα A46: Ισοτιμές μετακινήσεων κατά την κατακόρυφη διεύθυνση στο τέλος της σεισμικής φόρτισης.	253
Σχήμα A47: Γραφήματα συνοχής, γωνίας εσωτερικής τριβής, μέτρου ελαστικότητας και πυκνότητας (ειδικού βάρους), παραδείγματος M4.	254
Σχήμα A48: Κατανομή αρχικών κατακορύφων ορθών τάσεων εντός του πρανούς.....	255
Σχήμα A49: Ισοδύναμη πλαστική διατμητική παραμόρφωση.....	255
Σχήμα A50: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου A στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Λευκάδας, παράδειγμα M4.	256

Σχήμα A51: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου B στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Λευκάδας, παράδειγμα M4.	256
Σχήμα A52: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου C στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Λευκάδας, παράδειγμα M4.	257
Σχήμα A53: Οριζόντια μετατόπιση του σημείου D στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων, με διέγερση σεισμού Λευκάδας παράδειγμα M4.	257
Σχήμα A54: Ισοτιμές τάσεων στο τέλος της σεισμικής φόρτισης.	258
Σχήμα A55: Ισοτιμές μετακινήσεων κατά την οριζόντια διεύθυνση στο τέλος της σεισμικής φόρτισης.	258
Σχήμα A56: Ισοτιμές μετακινήσεων κατά την κατακόρυφη διεύθυνση στο τέλος της σεισμικής φόρτισης.	259
Σχήμα A57: Γραφήματα συνοχής, γωνίας εσωτερικής τριβής, μέτρου ελαστικότητας και πυκνότητας (ειδικού βάρους), παραδείγματος UL1.	260
Σχήμα A58: Κατανομή αρχικών κατακορύφων ορθών τάσεων εντός του πρανούς.....	261
Σχήμα A59: Ισοδύναμη πλαστική διατμητική παραμόρφωση.....	261
Σχήμα A60: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου A στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Λευκάδας, παράδειγμα UL1.....	262
Σχήμα A61: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου B στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Λευκάδας, παράδειγμα UL1.....	262
Σχήμα A62: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου C στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Λευκάδας, παράδειγμα UL1.....	263
Σχήμα A63: Οριζόντια μετατόπιση του σημείου D στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Λευκάδας, παράδειγμα UL1.....	263
Σχήμα A64: Ισοτιμές τάσεων στο τέλος της σεισμικής φόρτισης.	264
Σχήμα A65: Ισοτιμές μετακινήσεων κατά την οριζόντια διεύθυνση στο τέλος της σεισμικής φόρτισης.	264
Σχήμα A66: Ισοτιμές μετακινήσεων κατά την κατακόρυφη διεύθυνση στο τέλος της σεισμικής φόρτισης.	265
Σχήμα A67: Συνολικές οριζόντιες μετατοπίσεις του σημείου A στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Καλαμάτας (κλίση πρανών 2:1).	266
Σχήμα A68: Συνολικές κατακόρυφες μετατοπίσεις του σημείου A στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Καλαμάτας (κλίση πρανών 2:1).....	266
Σχήμα A69: Συνολικές οριζόντιες μετατοπίσεις του σημείου A στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Kobe (κλίση πρανών 2:1).	267
Σχήμα A70: Συνολικές κατακόρυφες μετατοπίσεις του σημείου A στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Kobe (κλίση πρανών 2:1).	267

Σχήμα A71: Συνολικές οριζόντιες μετατοπίσεις του σημείου A στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Friuli (κλίση πρανών 2:1).....	268
Σχήμα A72: Συνολικές κατακόρυφες μετατοπίσεις του σημείου A στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Friuli (κλίση πρανών 2:1).....	268
Σχήμα A73: Συνολικές οριζόντιες μετατοπίσεις του σημείου A στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Rinaldi (κλίση πρανών 2:1).....	269
Σχήμα A74: Συνολικές κατακόρυφες μετατοπίσεις του σημείου A στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Rinaldi (κλίση πρανών 2:1).....	269
Σχήμα A75: Συνολικές οριζόντιες μετατοπίσεις του σημείου A στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Λευκάδας (κλίση πρανών 2:1).....	270
Σχήμα A76: Συνολικές κατακόρυφες μετατοπίσεις του σημείου A στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Λευκάδας (κλίση πρανών 2:1).....	270
Σχήμα A77: Συνολικές οριζόντιες μετατοπίσεις του σημείου A στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Λευκάδας (κλίση πρανών 2:1).....	271
Σχήμα A78: Συνολικές κατακόρυφες μετατοπίσεις του σημείου A στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Λευκάδας (κλίση πρανών 2:1).....	271
Σχήμα B1: Οριζόντια μετατόπιση στο Σημείο A του πρανού κλίσης 2:1 και $l_x=20$ m και $l_y= 2$ m. (Σεισμός Λευκάδας, μέγιστη επιτάχυνση βάσης ίση προς 0.3g).....	273
Σχήμα B2: Κατακόρυφη μετατόπιση στο Σημείο A του πρανού κλίσης 2:1 και $l_x=20$ m και $l_y = 2$ m. (Σεισμός Λευκάδας, μέγιστη επιτάχυνση βάσης ίση προς 0.3g).....	273
Σχήμα B3: Οριζόντια μετατόπιση στο Σημείο A του πρανού κλίσης 2:1 και $l_x=40$ m και $l_y = 2$ m. (Σεισμός Λευκάδας, μέγιστη επιτάχυνση βάσης ίση προς 0.3g).....	274
Σχήμα B4: Κατακόρυφη μετατόπιση στο Σημείο A του πρανού κλίσης 2:1 και $l_x=40$ m και $l_y = 2$ m. (Σεισμός Λευκάδας, μέγιστη επιτάχυνση βάσης ίση προς 0.3g).....	274
Σχήμα B5: Οριζόντια μετατόπιση στο Σημείο A του πρανού κλίσης 2:1 και $l_x=20$ m και $l_y = 4$ m. (Σεισμός Λευκάδας, μέγιστη επιτάχυνση βάσης ίση προς 0.3g).....	275
Σχήμα B6: Κατακόρυφη μετατόπιση στο Σημείο A του πρανού κλίσης 2:1 και $l_x=20$ m και $l_y = 4$ m. (Σεισμός Λευκάδας, μέγιστη επιτάχυνση βάσης ίση προς 0.3g).....	275

Κατάλογος Πινάκων

Πίνακας 4.1: Δεδομένα μέσης τιμής μ και συντελεστή διακύμανσης σ/μ για την ενεργό γωνία εσωτερικής τριβής.....	49
Πίνακας 4.2: Δεδομένα μέσης τιμής μ και συντελεστή διακύμανσης σ/μ για την ενεργό συνοχή.....	49
Πίνακας 4.3: Δεδομένα μέσης τιμής μ και συντελεστή διακύμανσης σ/μ για το μοναδιαίο βάρος.....	50
Πίνακας 4.4: Τυπική απόκλιση παραμέτρων διατμητικής αντοχής.....	50
Πίνακας 4.5: Ετεροσυσχέτιση (Cross – correlation) των c και ϕ	51
Πίνακας 4.6: Ετεροσυσχέτιση (Cross – correlation) των c και γ	51
Πίνακας 4.7: Ετεροσυσχέτιση (Cross – correlation) των ϕ και γ (Xing Zheng Wu, 2013).....	52
Πίνακας 4.8: Μήκος χωρικής συσχέτισης και κλίμακα ανισοτροπίας.....	53
Πίνακας 4.9: Κατασκευή σταδίου $i+1$ από γνωστό στάδιο i	62
Πίνακας 4.10: Άνω και κάτω όρια (5% και 95%) από τις υπολογιζόμενες μέσες τιμές και διασπορές για τις μεθόδους FFT, TBM και LAS βασισμένες σε 200 επιλύσεις (Fenton and Griffiths 2008).....	68
Πίνακας 5.1: Καθορισμός ανεκτών μετακινήσεων βάσει των προκαλούμενων βλαβών σε φυσικά πρανή (Matasovic, 1991).....	82
Πίνακας 5.2: Συνιστώμενες κλίσεις από τους Seed et al., (1973) για CFR φράγματα ανάλογα με την σεισμικότητα της περιοχής.....	83
Πίνακας 5.3: Προτεινόμενες παράμετροι καμπυλών τρωτότητας για οδικά πρανή (Pitilakis et al. 2010).....	87
Πίνακας 6.1: Ιδιότητες εδάφους στις αναλύσεις του Σχήματος 6.1.....	90
Πίνακας 6.2: Συντελεστές συσχέτισης ρ_{ij}	90
Πίνακας 6.3: Ιδιότητες εδάφους στις αναλύσεις του Σχήματος 6.4 ($\rho=2000$ kg/m ³ , $\psi=0^\circ$, $E=60$ MPa, $\nu=0.3$).....	97
Πίνακας 6.4: Μητρώο συντελεστή συσχέτισης ρ_{ij} στις αναλύσεις του Σχήματος 6.5.....	97
Πίνακας 7.1: Μέσες τιμές και τυπικές διασπορές των χωρικά μεταβαλλόμενων μεταβλητών των εδαφικών πρανών.....	113
Πίνακας 7.2: Συσχέτιση εδαφικών παραμέτρων.....	114
Πίνακας 7.3: Ζεύγη τιμών αυτοσυσχέτισης που χρησιμοποιήθηκαν στις επιλύσεις.....	114
Πίνακας 7.4: Γεωμετρικά στοιχεία πρανών.....	114

Πίνακας 7.5: Ιστορικές καταγραφές σεισμικών διεγέρσεων	116
Πίνακας 7.6: Μέσες τιμές και τυπικές αποκλίσεις των χωρικά μεταβαλλόμενων μεταβλητών των εδαφικών πρανών.....	118
Πίνακας 7.7: Μέσες τιμές και τυπικές αποκλίσεις των χωρικά μεταβαλλόμενων μεταβλητών των εδαφικών πρανών.....	127
Πίνακας 7.8: Μέσες τιμές και τυπικές αποκλίσεις των χωρικά μεταβαλλόμενων μεταβλητών των εδαφικών πρανών.....	135
Πίνακας 7.9: Μόνιμες μετατοπίσεις πρανούς.....	145
Πίνακας 8.1: Παράμετροι της ομοιόμορφης κατανομής των λόγων $r = u / u_{im}$	158
Πίνακας 8.2: Έλεγχος της υπόθεσης ότι ο λόγος f_x ακολουθεί την κανονική κατανομή με διάφορα κριτήρια της στατιστικής.	159
Πίνακας 8.3: Παράμετροι της κανονικής κατανομής των λόγων f , f_x , και f_y	162
Πίνακας 8.4: Συναρτήσεις στατιστικών κατανομών Weibull, Extreme Value, και Gamma.....	164
Πίνακας 8.5: Παράμετροι των στατιστικών κατανομών Weibull, Extreme Value, και Gamma για μέγιστη επιτάχυνση ίση προς 0.3g.....	166
Πίνακας 8.6: Επίπεδα σεισμικής βλάβης.....	166
Πίνακας 8.7: Οριζόντια μετατόπιση: Συντελεστές της κατανομής Weibull.....	178
Πίνακας 8.8: Κατακόρυφη μετατόπιση: Συντελεστές της κατανομής Weibull.....	178
Πίνακας 8.9: Συνισταμένη μετατόπιση: Συντελεστές της κατανομής Weibull	179
Πίνακας 8.10: Διερεύνηση της χωρικής μεταβλητότητας των ιδιοτήτων του εδάφους (dx =τυπικό οριζόντιο μήκος της επιφάνειας αστοχίας και dy =τυπικό ύψος της επιφάνειας αστοχίας).....	181
Πίνακας 8.11: Ιδιότητες εδάφους, στατικός συντελεστής ασφαλείας και μέσες τιμές των μονίμων μετατοπίσεων ομογενών πρανών για τις πέντε σεισμικές διεγέρσεις ($PGA = 0.30g$).....	191

Κατάλογος συμβόλων

a_h	οριζόντια επιτάχυνση
a_v	κατακόρυφη επιτάχυνση
a_{gmax}	μέγιστη επιτάχυνση διέγερσης
c	συνοχή
$Cov(X,Y)$	συνδιασπορά
dx	τυπικό οριζόντιο μήκος της επιφάνειας αστοχίας
dy	τυπικό ύψος της επιφάνειας αστοχίας
E	μέτρο ελαστικότητας Young
$F(t)$	χρονικά μεταβαλλόμενη δύναμη
f_x	συντελεστής της οριζόντιας μετατόπισης u_x του ετερογενούς πρανούς ως προς την οριζόντια μετατόπιση \tilde{u}_x του ομογενούς πρανούς για τις τρεις κλίσεις πρανών
f_y	συντελεστής της κατακόρυφης μετατόπισης u_y του ετερογενούς πρανούς ως προς την αντίστοιχη μετατόπιση \tilde{u}_y του ομογενούς πρανούς για τις τρεις κλίσεις πρανών
f	συντελεστής της συνισταμένης μετατόπισης u του ετερογενούς πρανούς ως προς την αντίστοιχη μετατόπιση \tilde{u} του ομογενούς πρανούς για τις τρεις κλίσεις πρανών
$f_X(\mathbf{x})$	συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας
FS	συντελεστής ασφάλειας ετερογενούς πρανούς
FS_0	συντελεστής ασφάλειας ομογενούς πρανούς
G	μέτρο διάτμησης
g	επιτάχυνση βαρύτητας
k_v	αδιάστατος οριζόντιος σεισμικός συντελεστής
k_h	αδιάστατος κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής
lx	μήκος χωρικής συσχέτισης στην κατεύθυνση x

ly	μήκος χωρικής συσχέτισης στην κατεύθυνση y
m	μάζα στερεού σώματος
MS	περιθώριο ασφαλείας
PGA	μέγιστη εδαφική επιτάχυνση
P_f	πιθανότητα αστοχίας
T_s	θεμελιώδης περίοδος
S_a	φασματική επιτάχυνση
u	συνισταμένη μόνιμη μετατόπιση
u_m	μέση τιμή συνισταμένης μόνιμης μετατόπισης
u_x	οριζόντια μόνιμη μετατόπιση στην κατεύθυνση x
u_{xi}	μόνιμη μετατόπιση στην κατεύθυνση x λόγω του σεισμού i
u_{xm}	μέση τιμή των u_{xi} για όλους τους σεισμούς i
u_y	κατακόρυφη μόνιμη μετατόπιση στην κατεύθυνση y
u_{yi}	μόνιμη μετατόπιση στην κατεύθυνση y λόγω του σεισμού i
u_{ym}	μέση τιμή των u_{yi} για όλους τους σεισμούς i
\bar{u}_x	μέση οριζόντια μόνιμη μετατόπιση
\bar{u}_y	μέση κατακόρυφη μόνιμη μετατόπιση
\tilde{u}	μέση συνισταμένη μόνιμη μετατόπιση
u_i	μέγιστη μόνιμη παραμόρφωση στο τέλος της σεισμικής δόνησης ενός πρανούς με χωρική μεταβλητότητα ιδιοτήτων
\bar{u}_i	μέγιστη μόνιμη παραμόρφωση \bar{u}_i στο τέλος της σεισμικής δόνησης ενός πρανούς αποτελούμενου από ομογενές έδαφος, με ιδιότητες ίσες προς τις μέσες τιμές των αντίστοιχων ιδιοτήτων του ετερογενούς πρανούς.
\dot{u}	ταχύτητα στερεού σώματος
\ddot{u}	επιτάχυνση στερεού σώματος
Var[X]	διασπορά
W	βάρος στερεού σώματος

X	τυχαία μεταβλητή (συνεχής ή διακριτή)
Y	τυχαία μεταβλητή (συνεχής ή διακριτή)
β	κλίση κεκλιμένου επιπέδου
γ	μοναδιαίο βάρος
$\mu = E[X]$	μέση τιμή της X
ν	λόγος Poisson
ξ	μέτρο ανισοτροπίας
ρ	πυκνότητα υλικού
ρ_{xy}	συντελεστής συσχέτισης
σ	τυπική απόκλιση
ν	συντελεστής μεταβλητότητας
φ	γωνία εσωτερικής τριβής ή γωνία διατμητικής αντοχής
ψ	γωνία διασταλτικότητας

Κεφάλαιο 1

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Ορισμός του προβλήματος

Τα πρηνή ορίζονται ως κεκλιμένοι φυσικοί ή τεχνητοί σχηματισμοί του εδάφους ή βράχου. Οι δυνάμεις βαρύτητας που δημιουργούνται σε κάθε πρηνές λόγω της διαφοράς στάθμης και των κλίσεων που το χαρακτηρίζουν, σε συνδυασμό με τις δυνάμεις που εμφανίζονται λόγω πιθανής μεταβολής του υπόγειου υδάτινου ορίζοντα, δημιουργούν διατμητικές τάσεις στο εσωτερικό τους που τείνουν να μετακινήσουν τη μάζα τους. Όταν οι αναπτυσσόμενες τάσεις υπερβούν την διατμητική αντοχή του εδάφους, οδηγούν σε θραύση του πρηνούς και σε κατολίπηση. Σημαντικό ρόλο διαδραματίζει επίσης και η μείωση της αντοχής του εδάφους, κατά την διάρκεια της φόρτισης υπό αστράγγιστες συνθήκες λόγω της ανάπτυξης υπερπίεσης των πόρων ή κατά την διάρκεια σεισμού. Επίσης, τα φυσικά πρηνή μπορεί να αστοχήσουν λόγω γεωλογικών, γεωτεχνικών ή φυσικών παραγόντων. Φαινόμενα όπως η διάβρωση, ο παγετός, η μεταβολή του υδροφόρου ορίζοντα και οι σεισμοί μπορούν να προκαλέσουν την αστοχία με κατάρρευση μιας μεγάλης εδαφικής μάζας του πρηνούς.

Η διατμητική αντοχή του εδάφους ισούται με το άθροισμα της αντοχής που οφείλεται στην συνοχή (cohesion) και της αντοχής που οφείλεται στην εσωτερική τριβή (internal friction). Η έννοια της συνοχής c αναφέρεται στην διατμητική αντοχή που προκύπτει από «συγκολλητικές» δυνάμεις που ασκούνται μεταξύ των εδαφικών πλακιδίων ή κόκκων, με συνέπεια να προσομοιάζει την αντοχή των στερεών σωμάτων. Η εσωτερική τριβή αναφέρεται στην τριβή που αναπτύσσεται στα σημεία επαφής των κόκκων του εδάφους και εκφράζεται με την γωνία εσωτερικής τριβής ϕ του εδαφικού υλικού.

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, οι σεισμικές δράσεις προκαλούν συχνά ρηγματώσεις, μόνιμες καταφερικές μετακινήσεις ή και γενικευμένες κατολισθήσεις των εδαφών στα φυσικά και τεχνητά πρηνή. Μεγάλου μήκους και εύρους ρωγμές, οι οποίες εκτείνονται σε ορισμένο βάθος, τόσο σε επίπεδα όσο και σε κεκλιμένα εδάφη, όπως επίσης και υπερυψωμένες πτυχώσεις εδαφών είναι συνήθη χαρακτηριστικά που οφείλονται σε σεισμικές μετακινήσεις. Οι παραμορφώσεις των πρηνών κατά τη διάρκεια ενός σεισμού δημιουργούνται εξαιτίας της πεπερασμένης αντοχής του υλικού, μέσου του οποίου ταξιδεύουν τα σεισμικά κύματα, προτού αυτά φτάσουν στην επιφάνεια του εδάφους. Η πεπερασμένη εδαφική αντοχή έχει ως αποτέλεσμα σεισμικές επιταχύνσεις ισχυρών σεισμών με τιμή άνω ενός συγκεκριμένου ορίου να μη μπορούν να φτάσουν ως την επιφάνεια του εδάφους και να δημιουργούνται εν τέλει μόνιμες παραμορφώσεις στο έδαφος (Ambraseys & Menu, 1988). Μπορεί να διατυπωθεί ότι υφίσταται μόνιμη κίνηση των πρηνών εξαιτίας σεισμικών δυνάμεων, όταν προσωρινά γίνει υπέρβαση της αντοχής σε διάτμηση επάνω σε επιφάνεια ολίσθησης (Σταματόπουλος, 2003). Ποικίλες παρατηρήσεις στο πεδίο αποδεικνύουν ότι οι ρηγματώσεις, οι θραύσεις και οι μετακινήσεις των φυσικών και των τεχνητών πρηνών κατά τη διάρκεια ισχυρών σεισμών είναι ένα αρκετά σύνθετο φαινόμενο. Το αν ένα συγκεκριμένο πρηνές ολισθήσει ή όχι κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, εξαρτάται από την αντοχή του υλικού του πρηνούς, τη διάταξη της κλίσης αυτού και τα χαρακτηριστικά της εφαρμοζόμενης εδαφικής κίνησης (Ambraseys & Srbulov, 1995). Η διατμητική μετακίνηση του εδάφους λόγω της προαναφερόμενης ολίσθησης, μπορεί να είναι από μεγάλη και ανεξέλεγκτη, έως μικρή και ελεγχόμενη.

Στις περισσότερες περιπτώσεις ολίσθησης πρανών υπό την επίδραση σεισμικών δυνάμεων, η πιθανότητα ολίσθησης εξαρτάται από το συνδυασμό της σεισμικής φόρτισης και τις υφιστάμενες γεωλογικές συνθήκες. Βέβαια είναι δύσκολο να προβλεφθούν, να ταυτοποιηθούν και να κατηγοριοποιηθούν τέτοιου είδους ολισθήσεις και αστοχίες. Αιτία του γεγονότος αυτού είναι οι δυσκολίες που σχετίζονται με το προσδιορισμό αξιόπιστων παραμέτρων των υλικών στην επιφάνεια ολίσθησης, ο ακριβής και ανεπαρκής χαρακτηρισμός της συμπεριφοράς των υλικών υπό ακανόνιστες κυκλικές φορτίσεις και η αβεβαιότητα που σχετίζεται με την εκτίμηση των σεισμικών φορτίσεων οι οποίες δεν είναι ποτέ ξεκάθαρα γνωστές (Matasovic, 1991).

Η ολοκληρωμένη διερεύνηση της σεισμικής ευστάθειας πρανών αποτελεί έναν από τους πλέον σημαντικούς τομείς της γεωτεχνικής σεισμικής μηχανικής. Η υπόθεση πως το έδαφος αποτελείται από στρώματα με κάποιες μέσες τιμές για τις εδαφικές παραμέτρους του κάθε στρώματος δεν αντιπροσωπεύει ρεαλιστικά τις πραγματικές συνθήκες. Οι ιδιότητες κάθε μίας εδαφικής στρώσης δεν είναι χωρικά αμετάβλητες και το εύρος των μεταβολών μπορεί να επηρεάσει σημαντικά την ανάλυση ευστάθειας των πρανών. Είναι σημαντικό να συμπεριληφθούν στην ανάλυση όσα το δυνατόν περισσότερα είδη αβεβαιότητας. Ως συνέπεια των ανωτέρω ο υπολογισμός τόσο του στατικού συντελεστή ασφάλειας (FS) όσο και των μονίμων μετακινήσεων των πρανών υπό την επενέργεια σεισμικής φόρτισης αποκλίνει από την πραγματικότητα.

1.2 Στόχος της έρευνας

Οι περισσότερες γεωτεχνικές αναλύσεις υιοθετούν προσδιορισμικές προσεγγίσεις και στηρίζονται στην υπόθεση ότι οι εδαφικές παράμετροι έχουν σταθερές τιμές εντός μιας εδαφικής στρώσης και δεν είναι τυχαίες μεταβλητές. Οι παράμετροι όμως της διατμητικής αντοχής ακόμη και εντός της ίδιας εδαφικής στρώσης ποικίλουν από σημείο σε σημείο ως αποτέλεσμα της φυσικής ετερογένειας των υλικών. Στοχαστικές μέθοδοι έχουν εισαχθεί για να υπολογίσουν την αβεβαιότητα και την χωρική μεταβλητότητα των εδαφικών παραμέτρων.

Πρόσφατες έρευνες έλαβαν υπόψιν την χωρική διακύμανση των παραμέτρων χρησιμοποιώντας τη θεωρία των τυχαίων πεδίων (Random Field Theory). Στην θεωρία αυτή οι μεταβλητές παρουσιάζουν αυτοσυσχέτιση, μία τάση που εμφανίζεται στις εδαφικές ιδιότητες ενός σημείου να συσχετίζονται με τις εδαφικές ιδιότητες γειτονικών σημείων. Ένα κλασσικό σύγγραμμα που εισάγει τη χωρική μεταβλητότητα δημοσιεύτηκε από τον Vanmarcke (1977). Οι Griffiths et al. (2009) μελέτησαν την επίδραση της χωρικής μεταβλητότητας των παραμέτρων της διατμητικής αντοχής του εδάφους για ευστάθεια πρανών σε δύο διαστάσεις.

Πολλοί διαφορετικοί αλγόριθμοι δημιουργίας τυχαίων πεδίων είναι διαθέσιμοι, εκ των οποίων ένας ιδιαίτερα σημαντικός είναι η μέθοδος LAS (Local Average Subdivision) που προτάθηκε από τους Fenton and Vanmarcke (1990) και που συχνά χρησιμοποιείται στην γεωτεχνική ανάλυση. Οι εν λόγω συγγραφείς προσδιόρισαν τα πεδία της μέσης τιμής και της διασποράς με την μέθοδο LAS που είναι αποτελεσματική ακόμη και σε περιπτώσεις πολυστρωματικών εδαφικών σχηματισμών.

Ιδιαίτερο πρακτικό ενδιαφέρον παρουσιάζει ο υπολογισμός του στατικού συντελεστή ασφάλειας (Factor of Safety ή FS) της ευστάθειας των πρανών καθώς και των μονίμων μετατοπίσεων μέσα σε πιθανοτικά πλαίσια που επιτυγχάνεται με συνδυασμό του αλγορίθμου LAS και του λογισμικού πεπερασμένων διαφορών FLAC.

Η μετατόπιση ενός πρανού (π.χ. φράγματος, επιχώματος, φυσικού πρανού) μετά από ένα σεισμό αποτελεί σημαντικό δείκτη επιτελεστικότητας και παράμετρο σχεδιασμού. Η εκτίμηση των σεισμικών μετατοπίσεων γίνεται συνήθως με χρήση απλοποιητικών μεθόδων (π.χ. Makdisi and Seed 1978, Bray et al. 1998) η δομή των οποίων καθιστά δύσκολη την ενσωμάτωσή τους σε ένα πλαίσιο πιθανοτικού υπολογισμού επικινδυνότητας. Όμως οι αβεβαιότητες που συνδέονται με τον προσδιορισμό των μηχανικών ιδιοτήτων των πρανών και κατά μείζονα λόγο με την ένταση της σεισμικής διέγερσης, καθιστούν τις πιθανοτικές μεθόδους υπολογισμού όλο και πιο ελκυστικές. Σε αντιδιαστολή με τις προσδιορισμικές μεθόδους, οι πιθανοτικές μέθοδοι επιτρέπουν την επιλογή, βάσει των προδιαγραφών του εκάστοτε έργου, μίας αποδεκτής στάθμης επικινδυνότητας. Επιπλέον, τέτοιες μέθοδοι συνάδουν με την έννοια της επικινδυνότητας παραμέτρων του εδαφικού κραδασμού και αποτελούν προέκτασή τους στο επίπεδο δεικτών αστοχίας που σχετίζονται άμεσα με την επιτελεστικότητα των κατασκευών (Travasariou, 2006).

Στόχος της παρούσας διατριβής είναι η διερεύνηση του ως άνω προβλήματος με την χρήση πιθανοτικών και στοχαστικών μεθόδων έτσι ώστε να προσεγγίζονται με την μεγαλύτερη δυνατή ακρίβεια τα χαρακτηριστικά και το εύρος διακύμανσης του στατικού συντελεστή ασφάλειας FS του πρανού καθώς και των μονίμων μετακινήσεων που προκύπτουν από τις σεισμικές διεγέρσεις που επιλέχθηκαν.

1.3 Οργάνωση της διατριβής ανά κεφάλαιο

Κεφάλαιο 1. Γίνεται αναφορά στον ορισμό του προβλήματος, στον στόχο της διατριβής και στην οργάνωσή της ανά κεφάλαιο. Αρχικά παρουσιάζονται με συνοπτική περιγραφή κάποια εισαγωγικά στοιχεία αναφορικά με την ευστάθεια των πρανών και την συμπεριφορά τους έναντι στατικών και σεισμικών δυνάμεων. Στην συνέχεια ακολουθεί η ανάλυση της αβεβαιότητας των εδαφικών παραμέτρων με την θεωρία των τυχαίων πεδίων και τον αλγόριθμο LAS και ο συνδυασμός του αλγορίθμου με το λογισμικό FLAC. Παρατίθενται κατόπιν οι στόχοι της παρούσης διατριβής προκειμένου να γίνει αντιληπτή η μεθοδολογία υπολογισμού του συντελεστή ασφάλειας F.S. και των μετακινήσεων του πρανού λόγω σεισμικών φορτίσεων.

Κεφάλαιο 2. Αρχικά γίνεται μία σύντομη ιστορική αναδρομή στην ιστορία της θεωρίας των πιθανοτήτων και την χρήση τους στην επιστήμη του μηχανικού. Ακολουθεί αναφορά για τις προσδιορισμικές και πιθανολογικές μεθόδους καθώς και ανάλυση της αξιοπιστίας στην γεωτεχνική μηχανική. Τέλος παρατίθενται στοιχεία από την κανονική κατανομή αφού η θεωρία τυχαίων πεδίων (random fields) και ο αλγόριθμος LAS όπως και οι επιλύσεις που θα προκύψουν στα επόμενα κεφάλαια ακολουθούν την ανωτέρω κατανομή.

Κεφάλαιο 3. Στο κεφάλαιο αυτό εξετάζεται η ευστάθεια των πρανών, κατονομάζονται οι παράγοντες που συντελούν στην ευστάθεια καθώς επίσης και εκείνοι οι παράγοντες που

συντελούν στα αίτια των αστοχιών. Ταξινομούνται τα είδη των πρυνών και των κατολισθήσεων και δίνονται παραδείγματα αστοχιών οδικών επιχωμάτων και σιδηροδρομικών γραμμών και αναφέρονται τα μέτρα προστασίας και σταθεροποίησης των εδαφικών πρυνών. Επιχειρείται μία μικρή ιστορική διαδρομή στην ανάλυση της ευστάθειας των πρυνών και περιγράφονται συνοπτικά οι τρόποι ανάλυσης της ευστάθειας που είναι:

- α) Ο υπολογισμός της ευστάθειας
- β) Ο υπολογισμός της μετακίνησης και
- γ) Οι μέθοδοι ανάλυσης των επιπτώσεων της σεισμικής δράσης

Τέλος ορίζεται ο συντελεστής ασφάλειας των πρυνών FS καθώς και οι ελάχιστες τιμές που λαμβάνει σύμφωνα με τη συνήθη διεθνή γεωτεχνική πρακτική.

Κεφάλαιο 4. Παρουσιάζεται η συμβολή των μεθόδων οριακής ισορροπίας LEM (Limit Equilibrium Method) και πεπερασμένων στοιχείων FEM (Finite Element Method) στην ευστάθεια των πρυνών. Στη συνέχεια επιχειρείται η πιθανοκρατική ανάλυση της ευστάθειας και καταδεικνύεται ότι το επίπεδο ασφαλείας στα γεωτεχνικά έργα μπορεί να περιγραφεί καλύτερα από την πιθανότητα αστοχίας μέσω πιθανοτικών προσεγγίσεων που ποσοτικοποιούν άμεσα τις αβεβαιότητες του εκάστοτε προβλήματος. Ακολουθούν οι πιθανοκρατικές μέθοδοι και εργαλεία σχεδιασμού για την ευστάθεια των πρυνών. Περιγράφονται οι μέθοδοι σημειακής εκτίμησης (PEM), η μέθοδος Πρώτης τάξης δεύτερης ροπής (FOSM), η μέθοδος Αξιοπιστίας πρώτης τάξης (FORM), η μέθοδος επαναληπτικής προσομοίωσης (Monte Carlo), η μέθοδος τυχαίων πεπερασμένων στοιχείων (RFEM) και η μέθοδος υποδιαίρεσης τοπικού μέσου όρου (LAS) που περιγράφεται αναλυτικά. Επίσης καταγράφονται οι στατιστικές παράμετροι των μηχανικών χαρακτηριστικών της εδαφικής μάζας του πρυνού και δίνεται έμφαση στις τιμές του συντελεστή συσχέτισης ρ (cross-correlation) μεταξύ δύο παραμέτρων, όπως περιγράφεται από σημαντικούς ερευνητές. Τέλος παρουσιάζονται οι τιμές που χαρακτηρίζουν τη χωρική αυτο-συσχέτιση (auto-correlation) στον κατακόρυφο και στον οριζόντιο άξονα όπως αυτές απαντώνται στη βιβλιογραφία.

Κεφάλαιο 5. Διερευνάται η σεισμική ανάλυση της ευστάθειας των πρυνών σε δύο στάδια. Στο πρώτο στάδιο παρουσιάζεται η αστοχία των πρυνών λόγω σεισμικής διέγερσης, τα χαρακτηριστικά των σεισμικών δράσεων, η συμπεριφορά των πρυνών έναντι αδρανειακών δυνάμεων καθώς και τα στάδια παραμόρφωσής τους υπό την επήρεια σεισμικής φόρτισης. Ακολουθούν παραδείγματα περιπτώσεων αστοχίας πρυνών και επιχωμάτων από τους σεισμούς της Λευκάδας, Καλαμάτας, Kobe, Friuli και Northridge (Rinaldi) των οποίων οι σεισμικές δράσεις και χρονοϊστορίες χρησιμοποιούνται στις επιλύσεις που ακολουθούν στα Κεφάλαια 7 και 8. Στο δεύτερο στάδιο παρουσιάζονται οι μέθοδοι προσδιορισμού της σεισμικής μετακίνησης των πρυνών, οι εξισώσεις υπολογισμού τους και οι μέγιστες ανεκτές μετατοπίσεις των πρυνών υπό σεισμική διέγερση καθώς και οι προσπάθειες πιθανοτικής προσέγγισης των ανωτέρω υπολογισμών.

Κεφάλαιο 6. Παρουσιάζεται γραφικά η δημιουργία τυχαίων χωρικών πεδίων των συσχετισμένων ιδιοτήτων του εδάφους με την βοήθεια γραφημάτων των εδαφικών παραμέτρων της συνοχής c , της γωνίας διατμητικής αντοχής ϕ , του ειδικού βάρους γ , του

μέτρου ελαστικότητας E και του μέτρου διάτμησης G που ελήφθησαν μέσα από την μαθηματική διεργασία του αλγορίθμου LAS Ακολουθεί η παρουσίαση του λογισμικού πεπερασμένων διαφορών FLAC, η συνεργασία του με τον κώδικα LAS και η στρατηγική υλοποίησης των αναλύσεων που αφορά τόσο τον στατικό συντελεστή ασφάλειας FS όσο και των μονίμων σεισμικών μετακινήσεων.

Για να επιτευχθούν τα ανωτέρω χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος υποδιαίρεσης του τοπικού μέσου όρου LAS (Local Average Subdivision) των Fenton and Vanmarke (1990) όπου με την χρήση εισαγωγής μητρώων για την ανάλυση των εδαφικών παραμέτρων, προέκυψε ο κάρναβος 128×64 για τις τιμές των παραμέτρων c , ϕ , ρ , E και G . Τα γραφήματα δημιουργίας τυχαίου πεδίου ιδιοτήτων εδάφους που έδωσε η μέθοδος LAS με την βοήθεια του Mathematica κατέδειξαν την διεύρυνση των τιμών των τυχαίων πεδίων με την αύξηση του λόγου τυπικής διασποράς. Διαπιστώθηκε ότι για μεγαλύτερες τιμές του μήκους αυτοσυσχέτισης l_x αυξάνεται η ομοιομορφία της κατανομής και ενώ για μηδενικές τιμές του l_x δεν υπάρχει καμία χωρική συσχέτιση μεταξύ γειτονικών ή μακρινών σημείων.

Κεφάλαιο 7. Παρουσιάζεται η παραμετρική διερεύνηση της επίδρασης της χωρικής μεταβλητότητας των εδαφικών ιδιοτήτων του πρανούς α) στην ευστάθεια υπό στατικές συνθήκες καθώς και β) στην μόνιμη μετατόπιση υπό σεισμική διέγερση. Για το σκοπό αυτό, αναλύονται (στατικά και δυναμικά) προσομοιώματα ενός σημαντικού αριθμού πρανών με χωρική μεταβλητότητα ιδιοτήτων και τα αποτελέσματα συγκρίνονται με αντίστοιχα από αναλύσεις ομογενών πρανών. Ως κριτήριο ασφαλείας υπό στατικές συνθήκες χρησιμοποιείται ο Συντελεστής Ασφαλείας (FS). Το κριτήριο επιτελεστικότητας υπό δυναμικές συνθήκες είναι η παραμένουσα μετατόπιση της μάζας του πρανούς στο τέλος της σεισμικής δόνησης. Οι παράμετροι που εξετάστηκαν αναφορικά με την επίδρασή τους στην μόνιμη σεισμική μετατόπιση είναι η χωρική μεταβλητότητα των ιδιοτήτων, τα χαρακτηριστικά μήκη αυτοσυσχέτισης, η κλίση του πρανούς, το μέγεθος της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης και τα συχνοτικά χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης.

Στην συνέχεια ακολουθούν οι σεισμικές επιλύσεις για την χρονοϊστορία του σεισμού της Λευκάδας για τρεις διαφορετικές κλίσεις πρανών (2:1, 1:1, και 4:3) και παρουσιάζεται η διακριτοποίηση της γεωμετρίας τους, η χωρική μεταβλητότητα των ιδιοτήτων τους καθώς και τα χαρακτηριστικά μήκη αυτοσυσχέτισης. Κατόπιν παρουσιάζονται οι υπολογισμοί και οι επιλύσεις για τους σεισμούς της Καλαμάτας, του Kobe, του Friuli και του Rinaldi που εφαρμόστηκαν στην 1^η κλίση πρανούς (2:1). Ακολουθεί η διερεύνηση της επίδρασης της χωρικής μεταβλητότητας στο πεδίο των μετακινήσεων με χαρακτηριστικά σεισμού Λευκάδας, κλίση πρανών 2:1 αλλά διαφορετικά μήκη αυτοσυσχέτισης. Τέλος γίνεται αναφορά στα συγκεντρωτικά αποτελέσματα όλων των επιλύσεων και η σύγκρισή τους με τα αντίστοιχα αποτελέσματα ομογενών πρανών που χρησιμοποιούνται ως βάση αναφοράς. Είναι εμφανής η επιρροή των τυχαίων πεδίων μεταβλητών (random fields) αφού παρουσιάζεται μεγάλη διασπορά αποτελεσμάτων, γεγονός που καταδεικνύει με σαφήνεια την επίδραση της χωρικής μεταβλητότητας στο πεδίο των μετακινήσεων.

Κεφάλαιο 8. Στο κεφάλαιο αυτό παρατίθεται η στατιστική ανάλυση και αξιολόγηση των αποτελεσμάτων: αρχικά εξετάζεται η στατική συμπεριφορά του πρανούς η οποία περιλαμβάνει την μελέτη της επίδρασης της χωρικής μεταβλητότητας των ιδιοτήτων του

εδάφους στο στατικό συντελεστή ασφαλείας FS . Στην συνέχεια εξετάζεται η σεισμική συμπεριφορά η οποία περιλαμβάνει την μελέτη της επίδρασης της χωρικής μεταβλητότητας των ιδιοτήτων του εδάφους μέσω της συσσώρευσης μόνιμων παραμορφώσεων.

Παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των μόνιμων οριζοντίων, κατακορύφων καθώς και της συνισταμένης των παραμορφώσεων στο τέλος της σεισμικής δόνησης για 6 επίπεδα σεισμικής έντασης και τις 5 σεισμικές διεγέρσεις που εξετάστηκαν.

Με στόχο τον διαχωρισμό της επίδρασης της χωρικής μεταβλητότητας από την επίδραση της έντασης και του συχνοτικού περιεχόμενου της διέγερσης, οι αναλύσεις διεξάγονται θεωρώντας ότι το έδαφος του πρανούς είναι ομογενές, με παραμέτρους αντοχής ίσες προς τις μέσες τιμές των παραμέτρων που χρησιμοποιήθηκαν στα πρανή με χωρική μεταβλητότητα των ιδιοτήτων.

Για τον προσδιορισμό της πλέον κατάλληλης στατιστικής κατανομής για την περιγραφή των αποτελεσμάτων γίνεται διερεύνηση μίας ομάδας στατιστικών κατανομών, με χρήση του προγράμματος Mathematica. Οι τρεις επικρατέστερες στατιστικές κατανομές που εκφράζουν αξιόπιστα την κατανομή είναι οι κατανομές Weibull, Extreme Value, και Gamma με την κατανομή Weibull να παρουσιάζει μια μικρή υπεροχή. Στην συνέχεια παρουσιάζονται οι καμπύλες τρωτότητας που είναι δυνατόν να χρησιμοποιηθούν για τον επιτελεστικό σχεδιασμό των πρανών. Πιο συγκεκριμένα, η αναμενόμενη μόνιμη σεισμική μετατόπιση (οριζόντια, κατακόρυφη ή συνισταμένη) συγκρίνεται με διάφορα επίπεδα σεισμικής μετατόπισης τα οποία αντιστοιχούν σε διαφορετικά επίπεδα σεισμικής βλάβης και κόστους επισκευής.

Επίσης από την επεξεργασία των αποτελεσμάτων προκύπτει ότι η μέση τιμή των συντελεστών f, f_x , είναι μεγαλύτερη του 1, δηλαδή η μέση μόνιμη μετατόπιση των πρανών με χωρική μεταβλητότητα ιδιοτήτων είναι αρκετά μεγαλύτερη της μόνιμης μετατόπισης ομογενούς πρανούς με την ίδια γεωμετρία και σεισμική διέγερση. Στην συνέχεια διερευνάται η επίδραση της κλίσης του πρανούς, κατά την οποία αποδεικνύεται ότι καθώς η κλίση του πρανούς αυξάνει, αυξάνεται σημαντικά η μέση τιμή και η τυπική διασπορά της μόνιμης σεισμικής μετατόπισης. Δηλαδή, αποδεικνύεται ότι η αγνόηση της χωρικής μεταβλητότητας των ιδιοτήτων του εδάφους είναι δυνατόν να οδηγήσει σε μόνιμες σεισμικές μετατοπίσεις αρκετά μικρότερες από τις πραγματικές με αποτέλεσμα την μη-συντηρητική εκτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του πρανούς.

Κεφάλαιο 9. Παρουσιάζεται μια σύνοψη των συμπερασμάτων και αναφέρονται τα ευρήματα της διδακτορικής διατριβής. Γίνεται επίσης αναφορά σε θέματα που χρήζουν περαιτέρω διερεύνησης και διατυπώνονται προτάσεις για μελλοντική έρευνα προς την κατεύθυνση που έχει χαραχθεί μέσα από την παρούσα διατριβή.

Κεφάλαιο 10. Βιβλιογραφία.

Κεφάλαιο 2

ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

2.1 Σύντομη ιστορική αναδρομή

Κάθε μηχανικός γνωρίζει ότι οι αβεβαιότητες στον προγραμματισμό, σχεδιασμό και μελέτη των τεχνικών συστημάτων και έργων είναι αναπόφευκτες. Είναι επομένως απαραίτητο να περιλαμβάνονται στα εφόδια του κάθε μηχανικού οι μέθοδοι και οι έννοιες που χρησιμεύουν για την αξιολόγηση της σημασίας της αβεβαιότητας στη μελέτη των τεχνικών συστημάτων. Σύμφωνα με τη θέση αυτή, οι αρχές των Πιθανοτήτων και των συγγενών πεδίων της Στατιστικής και της θεωρίας ανάπτυξης μοντέλων εκφράζουν την αβεβαιότητα και επιτρέπουν την ανάλυση των επιπτώσεων της στη σχεδίαση τεχνικών συστημάτων. Τον δέκατο έκτο αιώνα ο Gerolamo Cardano απέδειξε την αποτελεσματικότητα του καθορισμού των πιθανοτήτων ως τον λόγο των ευνοϊκών προς των δυσμενών αποτελεσμάτων. Εκτός από το βασικό έργο του Cardano, το δόγμα των πιθανοτήτων χρονολογείται στην αλληλογραφία των Pierre de Fermat και Blaise Pascal (1654). Ο Jacob Bernoulli (1713) και ο Abraham de Moivre (1718) αντιμετώπισαν το ζήτημα ως ένα τμήμα των μαθηματικών. Οι δύο πρώτοι νόμοι του στατιστικού λάθους που προτάθηκαν, προέρχονται από τον Pierre-Simon Laplace: ο πρώτος νόμος (1774) ακολουθεί την κατανομή Laplace, ενώ ο δεύτερος (1778) την κανονική κατανομή (Gauss). Ο Daniel Bernoulli κατά τον 18ο αιώνα εισήγαγε την αρχή του μέγιστου προϊόντος των πιθανοτήτων ενός συστήματος ταυτόχρονων σφαλμάτων. Οι Adrien-Marie Legendre (1805) και Robert Andrain (1808) ανέπτυξαν ανεξάρτητα την μέθοδο των ελαχίστων τετραγώνων. Ο Andrey Marcon εισήγαγε την έννοια των Μαρκοβιανών Αλυσίδων (1906), που διαδραμάτισαν σπουδαίο ρόλο στην θεωρία των στοχαστικών διαδικασιών και στις εφαρμογές της. Τέλος η μοντέρνα Θεωρία των Πιθανοτήτων αναπτύχθηκε από τον Andrey Kolmogorov (1931).

2.2 Τυχαίες μεταβλητές και κατανομές πιθανοτήτων

Στις Πιθανότητες και στην Στατιστική, η κατανομή πιθανοτήτων αποδίδει την πιθανότητα σε κάθε μετρήσιμο υποσύνολο των διαφορετικών αποτελεσμάτων του τυχαίου πειράματος, της έρευνας, ή την διαδικασία της επαγωγικής στατιστικής. Παραδείγματος χάριν, τα πειράματα των οποίων ο δειγματικός χώρος αποτελείται από διακριτές τυχαίες μεταβλητές, όπου η κατανομή μπορεί να καθορίζεται από μια αθροιστική συνάρτηση πιθανότητας. Τα πειράματα με δειγματικούς χώρους που κωδικοποιούνται από συνεχείς τυχαίες μεταβλητές, όπου η κατανομή μπορεί να καθορίζεται από μια συνάρτηση πιθανότητας. Πιο πολύπλοκα πειράματα, όπως εκείνα που αφορούν στοχαστικές διαδικασίες που ορίζονται σε συνεχή χρόνο, μπορεί να απαιτήσουν τη χρήση των πιο γενικών μέτρων πιθανότητας. Στην εφαρμοσμένη πιθανότητα, μια κατανομή πιθανοτήτων μπορεί να οριστεί με μια σειρά από διαφορετικούς τρόπους. Συχνά επιλέγεται για τη μαθηματική ευκολία:

- Η συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας
- Η αθροιστική συνάρτηση κατανομής πιθανότητας ή η συνάρτηση κατανομής πιθανότητας

Κατά τη μελέτη ενός πειράματος τύχης μπορούμε να αντιστοιχίσουμε σε κάθε δειγματικό σημείο έναν αριθμό χρησιμοποιώντας έναν προκαθορισμένο κανόνα αντιστοίχισης. Υπάρχει δηλαδή η δυνατότητα ορισμού μιας συνάρτησης X , στην οποία σε κάθε σημείο ω του δειγματικού χώρου Ω να αντιστοιχεί ένας πραγματικός αριθμός $X(\omega)$. Μία τέτοια συνάρτηση καλείται τυχαία μεταβλητή (random variable). Ο συμβολισμός $X(\omega) = x$ σημαίνει ότι όταν το αποτέλεσμα του πειράματος τύχης είναι το $\omega \in \Omega$, τότε η τιμή που θα πάρει η τυχαία μεταβλητή X είναι ίση με x . Μία πραγματική συνάρτηση $X : \Omega \rightarrow \mathfrak{R}$ καλείται τυχαία μεταβλητή (του πειράματος) αν για κάθε διάστημα $I \subseteq \mathfrak{R}$ το σύνολο $\{\omega \in \Omega \mid X(\omega) \in I\}$ είναι ενδεχόμενο του Ω . Η πιθανότητα εμφάνισης του ενδεχομένου θα γράφεται ως $P(X \in I)$.

2.2.1 Η συνάρτηση κατανομής

Ο υπολογισμός πιθανοτήτων που σχετίζονται με μία τυχαία μεταβλητή X είναι εφικτός αν βρεθεί μία έκφραση για τις πιθανότητες $P(X \leq x)$ για όλα τα $x \in \mathfrak{R}$. Η συνάρτηση κατανομής (distribution function) $F(x) = P(X \leq x)$ μας δίνει όλες τις πληροφορίες που χρειαζόμαστε για την τυχαία μεταβλητή X . Έστω $X : \Omega \rightarrow \mathfrak{R}$ μία τυχαία μεταβλητή. Η συνάρτηση κατανομής (σ.κ.) F_x της τυχαίας μεταβλητής X είναι η συνάρτηση $F_x : \mathfrak{R} \rightarrow [0, 1]$ με τύπο

$$F_x(x) = P(X \leq x) = P(\{\omega \in \Omega : X(\omega) \leq x\}), \quad x \in \mathfrak{R} \quad (2.1)$$

2.2.2 Συνεχείς τυχαίες μεταβλητές

Μία συνεχής τυχαία μεταβλητή X καλείται ομοιόμορφη αν η συνάρτηση πυκνότητας f_x δίνεται από τον τύπο

$$f_x(x) = \begin{cases} \frac{1}{b-a}, & a \leq x \leq b \\ 0, & x \notin [a, b] \end{cases}. \quad (2.2)$$

Η f_x είναι πράγματι μία σ.π. διότι

$$\int_{-\infty}^{\infty} f_x(x) dx = \int_a^b \frac{1}{b-a} dx = 1. \quad (2.3)$$

Τότε η τυχαία μεταβλητή X ακολουθεί την συνεχή ομοιόμορφη κατανομή (continuous uniform distribution) στο διάστημα $[a, b]$, το οποίο γράφεται συμβολικά $X \sim U(a, b)$. Είναι μία κατανομή η οποία έχει κατασκευαστεί έτσι ώστε σε υποδιαστήματα του $[a, b]$ με ίσο πλάτος να αντιστοιχεί η ίδια πιθανότητα. Επειδή σε μία συνεχή κατανομή, σε ενδεχόμενα της μορφής $\{X = x\}$ αντιστοιχούν μηδενικές πιθανότητες, δεν έχει σημασία κατά πόσο στον

ορισμό της συνάρτησης πυκνότητας της $U(a,b)$ χρησιμοποιούμε ανισότητες της μορφής $a \leq x$ ή $a < x$ κλπ.

Η συνάρτηση κατανομής F_X της X δίνεται από τον τύπο

$$F_X(x) = \begin{cases} 0, & x < a \\ \frac{x-a}{b-a}, & a \leq x \leq b. \\ 1, & x > b \end{cases} \quad (2.4)$$

όπου οι ποσότητες a και b είναι οι παράμετροι της ομοιόμορφης κατανομής.

2.2.3 Κανονική κατανομή

Η X προσδιορίζεται ως μία κανονική τυχαία μεταβλητή (normal random variable) με παραμέτρους $\mu \in \mathfrak{R}$, $\sigma^2 > 0$ και γράφεται $X \sim N(\mu, \sigma^2)$, αν η συνάρτηση πυκνότητάς της, f_X είναι

$$f_X(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2}, x \in \mathfrak{R}. \quad (2.5)$$

όπου μ η μέση τιμή και σ η τυπική απόκλιση. Το γράφημα της f_X είναι μία κωδωνοειδής καμπύλη για την οποία ισχύει ότι $f_X(\mu+x) = f_X(\mu-x)$, $x \in \mathfrak{R}$, δηλαδή η f_X είναι συμμετρική αναφορικά με την παράμετρο μ . Η f_X μεγιστοποιείται σημείο $x_0 = \mu$ το οποίο είναι το μόνο τοπικό μέγιστο (είναι και ολικό μέγιστο) και τα σημεία καμπής της είναι τα $x_1 = \mu - \sigma$ και $x_2 = \mu + \sigma$. Επιπλέον ισχύει ότι

$$f'_X(x) = -\frac{x-\mu}{\sigma^2} f_X(x) \quad (2.6)$$

και

$$f''_X(x) = \frac{1}{\sigma^2} \left[\left(\frac{x-\mu}{\sigma} \right)^2 - 1 \right] f_X(x), \text{ για κάθε } x \in \mathfrak{R}. \quad (2.7)$$

Γραφικές παραστάσεις για τη συνάρτηση πυκνότητας αλλά και τη συνάρτηση κατανομής κανονικών τυχαίων μεταβλητών για διάφορες τιμές των παραμέτρων μ και σ^2 παρουσιάζονται στο Σχήμα 2.1. Αν $\mu = 0$ και $\sigma^2 = 1$, τότε $X \sim N(0, 1)$ και η X είναι μία τυπική (standard) κανονική τυχαία μεταβλητή. Αν $X \sim N(\mu, \sigma^2)$ τότε η συνάρτηση κατανομής

$$F_X(x) = \int_{-\infty}^x f_X(t) dt \quad (2.8)$$

της X δεν μπορεί να βρεθεί σε κλειστή μορφή. Για τη τυχαία μεταβλητή $X \sim N(0, 1)$, οι τιμές της συνάρτησης κατανομής της

$$F_X(x) = \int_{-\infty}^x f_X(t) dt = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{t^2}{2}} dt, \quad x \in \mathfrak{R}, \quad (2.9)$$

βρίσκονται σε κατάλληλους πίνακες τιμών. Η κανονική κατανομή είναι η πιο συνηθής κατανομή στη Θεωρία Πιθανοτήτων και στη Στατιστική.

2.2.4 Μέση τιμή

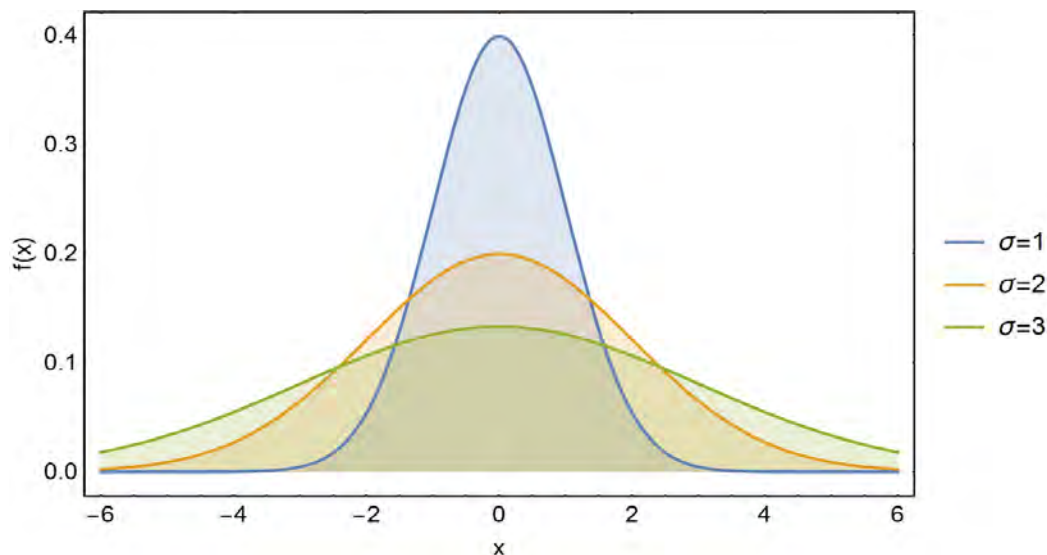
Η μέση τιμή αντιπροσωπεύει κατά κάποιο τρόπο όλες τις δυνατές τιμές μίας τυχαίας μεταβλητής. Η μέση τιμή μιας τυχαίας μεταβλητής X ορίζεται ως εξής:

$$(α) \quad E(X) = \sum_x xP(X = x), \quad \text{αν} \quad \sum_x |x| P(X = x) < \infty \quad (2.10)$$

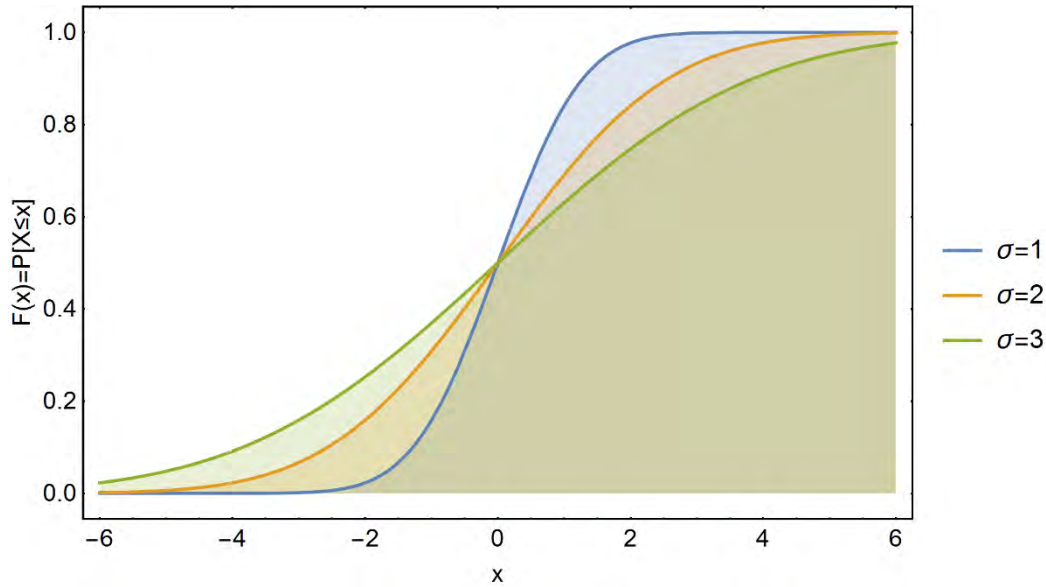
για διακριτή X και

$$(β) \quad E(X) = \int_{-\infty}^{\infty} xf_X(x) dx, \quad \text{αν} \quad \int_{-\infty}^{\infty} |x| f_X(x) dx < \infty \quad (2.11)$$

για συνεχή X .



Σχήμα 2.1: Συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας της κανονικής κατανομής με μέση τιμή $\mu=0$ και τυπική διασπορά $\sigma = 1, 2,$ και 3 .



Σχήμα 2.2: Αθροιστική συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας της κανονικής κατανομής με μέση τιμή $\mu = 0$ και τυπική διασπορά $\sigma = 1, 2,$ και 3 .

2.2.5 Ροπές τυχαίων μεταβλητών-διασπορά

Οι ροπές (moments) μιας τυχαίας μεταβλητής, παρέχουν επιπρόσθετες χρήσιμες πληροφορίες για τη συμπεριφορά μιας τυχαίας μεταβλητής. Έστω X μία τυχαία μεταβλητή. Η ροπή k -τάξεως, $k = 1, 2, \dots$ της κατανομής της X είναι η ποσότητα $\mu_k := E[X^k]$ ή ισοδύναμα

$$\mu_k = \sum_x x^k P(X = x), \quad (2.12)$$

αν η X είναι διακριτή, και

$$\mu_k = \int_{-\infty}^{\infty} x^k f_X(x) dx, \quad (2.13)$$

αν η X είναι συνεχής. Για $k = 1$, $\mu_1 = E[X]$, δηλαδή η ροπή πρώτης τάξεως συμπίπτει με τη μέση τιμή της X .

Έστω X μία τυχαία μεταβλητή. Η κεντρική ροπή (central moment) k -τάξεως, $k = 1, 2, \dots$ της X ή της κατανομής της είναι η ποσότητα $\mu'_k := E[(X - EX)^k]$, ή

$$\mu'_k = \sum_x (x - E(X))^k P(X = x), \quad (2.14)$$

αν η X είναι διακριτή,

$$\mu'_k = \int_{-\infty}^{\infty} (x - E[X])^k f_X(x) dx, \quad (2.15)$$

αν η X είναι συνεχής.

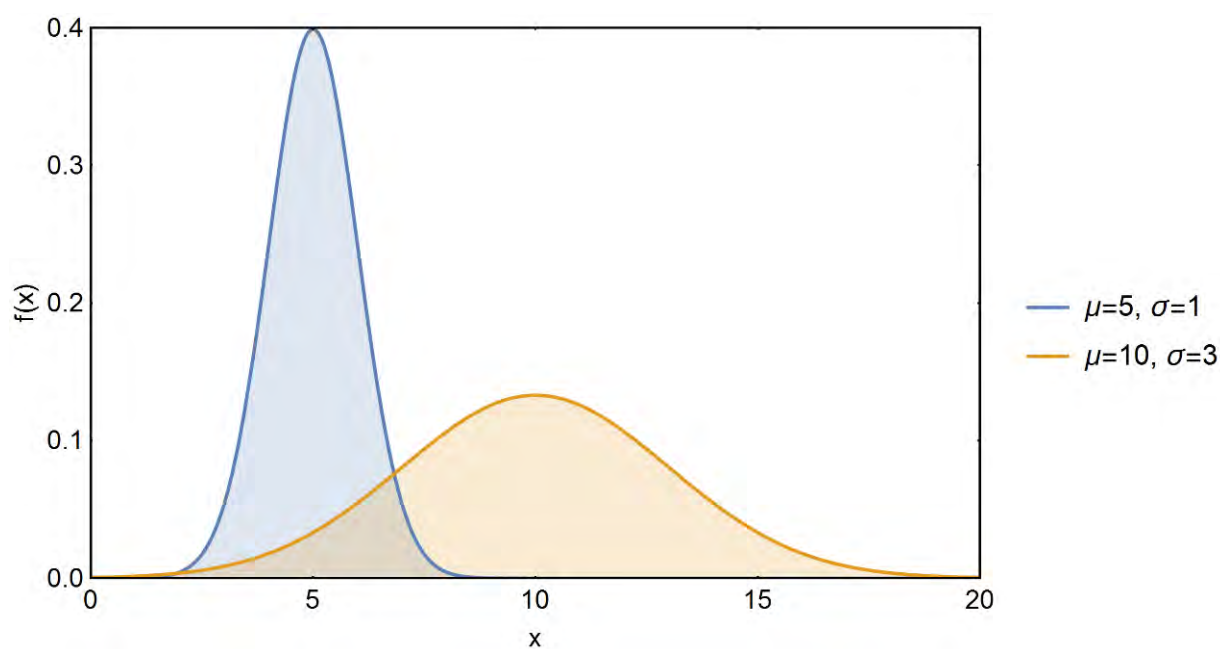
Για $k = 2$, η κεντρική ροπή δευτέρας τάξεως της X καλείται διασπορά (variance) της X και γράφεται

$$\mu_2 := \text{Var}(X) = \sigma^2. \quad (2.16)$$

Η διασπορά δίνει ένα μέτρο της διάχυσης της κατανομής της X γύρω από τη μέση τιμή της. Όσο περισσότερο αποκλίνει η X από τη μέση τιμή της τόσο μεγαλύτερη είναι η διαφορά $(X - EX)^2$ άρα και η διασπορά. Η θετική τετραγωνική ρίζα της διασποράς καλείται τυπική απόκλιση (standard deviation) της X

$$\sigma = \sqrt{\text{Var}(X)}. \quad (2.17)$$

Η διασπορά (ή η τυπική απόκλιση) αποτελεί ένα μέτρο του κατά πόσο διασπαρμένες είναι οι τιμές μίας τυχαίας μεταβλητής περί τη μέση τιμή της. Εάν οι διάφορες δυνατές τιμές της τυχαίας μεταβλητής είναι συγκεντρωμένες κοντά στη μέση τιμή, η διασπορά είναι μικρή, ενώ εάν είναι αρκετά διασπαρμένες, η διασπορά είναι μεγάλη.



Σχήμα 2.3: Επίδραση της μέσης τιμής και τυπικής διασποράς στο εύρος διακύμανσης των τιμών δύο κανονικών κατανομών.

2.2.6 Συντελεστής μεταβλητότητας και συντελεστής συσχέτισης

Η μεταβλητότητα των τιμών των ιδιοτήτων δύναται να εκφρασθεί με το συντελεστή μεταβλητότητας (coefficient of variation, v)

$$v = \frac{\sigma_x}{\mu_x} \quad (2.18)$$

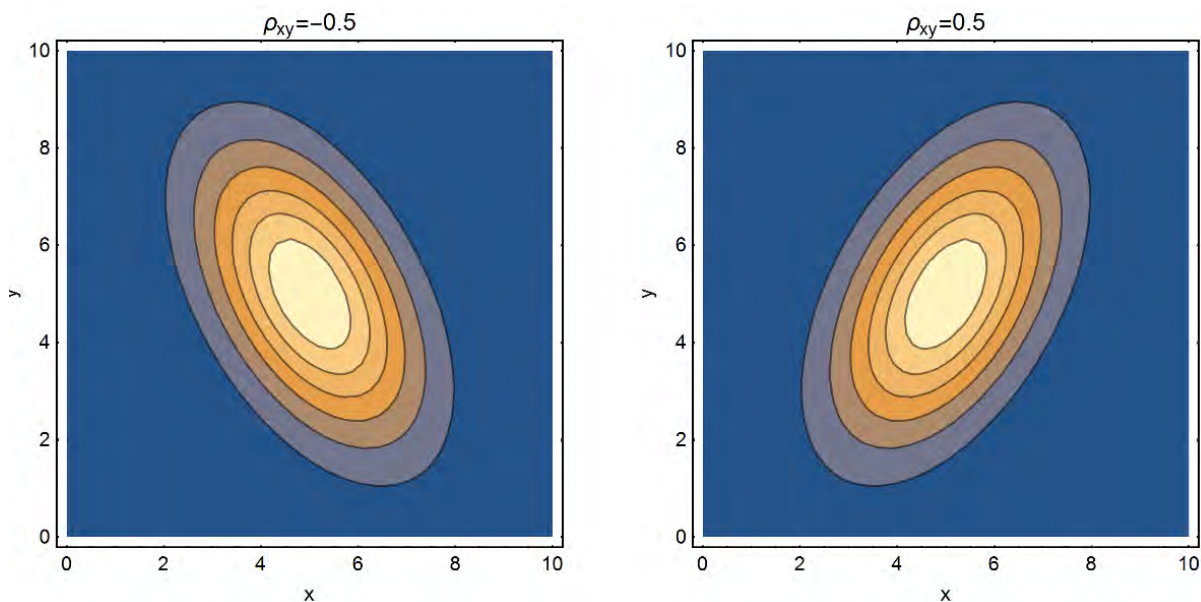
Συχνά το μοντέλο αποτελείται από περισσότερες των δύο μεταβλητών και είναι δυνατόν οι μεταβλητές αυτές να αλληλοεπηρεάζονται. Αυτή η επιρροή εκφράζεται χρησιμοποιώντας τον όρο συνδιασπορά. Η συνδιασπορά παρέχει πληροφορίες σχετικά με το είδος της σχέσης των δύο μεταβλητών και υπολογίζεται μέσω της ακόλουθης εξίσωσης (Fenton & Griffiths, 2008)

$$\text{Cov}[X, Y] = E[XY] - E[X]E[Y] = E[XY] - \mu_x \mu_y \quad (2.19)$$

Ο συντελεστής συσχέτισης υπολογίζει τη γραμμική εξάρτηση των X και Y . Ο συντελεστής συσχέτισης λαμβάνει τιμές από -1 έως $+1$, όταν τα X και Y είναι απολύτως γραμμικά συσχετισμένα (Fenton & Griffiths, 2008).

$$\rho_{XY} = \frac{\text{Cov}[X, Y]}{\sigma_x \sigma_y} \quad (2.20)$$

Στο Σχήμα 2.4 παρουσιάζεται η επίδραση του συντελεστή συσχέτισης ρ_{XY} στις ισοτιμές της πυκνότητας πιθανότητας $f(x, y)$ για $\mu_x = 5$, $\mu_y = 5$, $\sigma_x = 1.5$, $\sigma_y = 2$.



Σχήμα 2.4: Επίδραση του συντελεστή συσχέτισης ρ_{XY} στις ισοτιμές της πυκνότητας πιθανότητας $f(x, y)$ για $\mu_x = 5$, $\mu_y = 5$, $\sigma_x = 1.5$, $\sigma_y = 2$: (α) $\rho_{XY} = -0.5$ και (β) 0.5 .

Οι ανωτέρω εξισώσεις χρησιμοποιούνται για να περιγράψουν τη διακύμανση των δεδομένων σε ένα δείγμα χωρίς να λαμβάνουν υπόψη τη διακύμανση των τιμών στο χώρο. Για να εκφράσουμε τη σταδιακή μεταβολή των παραμέτρων στο χώρο είναι απαραίτητη η χωρική ανάλυση. Αυτή η πληροφορία είναι σημαντική αν λάβουμε υπόψη μας τους περιορισμούς του γεωτεχνικού σχεδιασμού στην εκτίμηση της τιμής μιας ιδιότητας σε διαφορετικά σημεία λόγω των αβεβαιοτήτων που παρουσιάζονται στο έδαφος.

2.2.7 Συνάρτηση αυτοσυσχέτισης και μήκος χωρικής συσχέτισης

Για να εκφρασθεί η στατιστική εξάρτηση των τιμών H σε διαφορετικά σημεία x_1 και x_2 τα οποία ευρίσκονται σε απόσταση $\tau = |x_2 - x_1|$ (spatial length) χρησιμοποιείται η συνάρτηση αυτοσυσχέτισης

$$\rho(\tau) = \frac{\text{Cov}[H(x_1), H(x_2)]}{\sigma^2} = \frac{E[(H(x_1) - \mu(x_1))(H(x_2) - \mu(x_2)))]}{\sigma^2} \quad (2.21)$$

Για να περιγραφεί η χωρική μεταβλητότητα μιας ιδιότητας H σε μία διάσταση χρησιμοποιείται ένα χαρακτηριστικό μήκος l_x της χωρικής συσχέτισης στην διάσταση αυτή. Το μήκος χωρικής συσχέτισης l_x εκφράζει τη συσχέτιση μεταξύ δύο τυχαίων μεταβλητών στο χώρο με ένα συντελεστή συσχέτισης $\rho(\tau)$.

Η εξίσωση (2.22) συνδέει το συντελεστή συσχέτισης μεταξύ μιας τυχαίας μεταβλητής H που ακολουθεί τη κανονική κατανομή και του μήκους αυτοσυσχέτισης (Griffiths et al, 2004)

$$\rho(\tau) = \text{Exp}\left[-\frac{|x_1 - x_2|}{l_x}\right] = \text{Exp}\left[-\frac{\tau}{l_x}\right] \quad (2.22)$$

Επέκταση του τυχαίου πεδίου τιμών της μεταβλητής H σε δύο διαστάσεις οδηγεί σε ένα συντελεστή αυτοσυσχέτισης μεταξύ δύο σημείων (x_1, y_1) και (x_2, y_2) ίσο προς

$$\rho = \text{Exp}\left[-\frac{|x_1 - x_2|}{l_x} - \frac{|y_1 - y_2|}{l_y}\right] \quad (2.23)$$

όπου l_x, l_y τα χαρακτηριστικά μήκη αυτοσυσχέτισης στις κατευθύνσεις x και y , αντίστοιχα.

Εάν είναι διαθέσιμες οι απαραίτητες χωρικές και σημειακές στατιστικές παράμετροι, είναι δυνατή η πιθανολογική ανάλυση χρησιμοποιώντας διάφορες μεθόδους που απαντώνται στη βιβλιογραφία.

2.3 Αβεβαιότητες και βελτιστοποίηση στη Γεωτεχνική Μηχανική

Οι ανάγκες της σύγχρονης εποχής για οικονομικότερες, αποδοτικότερες κατασκευές οδηγούν στην απομάκρυνση από τη μονοδιάστατη έννοια της “υπέρ της ασφαλείας” και στρέφουν πλέον το ενδιαφέρον στην αναζήτηση του “βέλτιστου”. Στην αναζήτηση δηλαδή της καλύτερης λύσης μέσα από ένα σύνολο ασφαλών επιλογών. Φυσικά, ο κλάδος της γεωτεχνικής μηχανικής δεν θα μπορούσε να μείνει ανεπηρέαστος από αυτό το ρεύμα και σταδιακά οι συμβατικές εμπειρικές μέθοδοι που χρησιμοποιούνται από τους γεωτεχνικούς μηχανικούς για τις περισσότερες πρακτικές εφαρμογές αντικαθίστανται από νέες καινοτόμες μεθοδολογίες.

Στις πραγματικές εφαρμογές του Πολιτικού Μηχανικού συχνά υπεισέρχονται αβεβαιότητες που οφείλονται είτε στην τυχαιότητα (aleatory uncertainty) είτε στην ελλιπή γνώση (epistemic uncertainty) των εξεταζόμενων προβλημάτων (Huber 2013). Οι αβεβαιότητες αυτές συχνά παίζουν αποφασιστικό ρόλο και ιδιαίτερα στο σχεδιασμό με κριτήρια επιτελεστικότητας (performance-based design) της σεισμικής μηχανικής όπως για παράδειγμα οι γεωτεχνικές σεισμικές εφαρμογές (π.χ. μετακινήσεις πρανών) που είναι άκρως στοχαστικά προβλήματα.

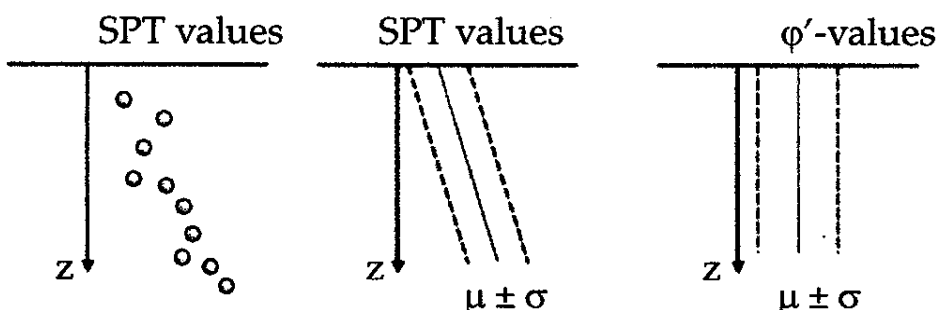
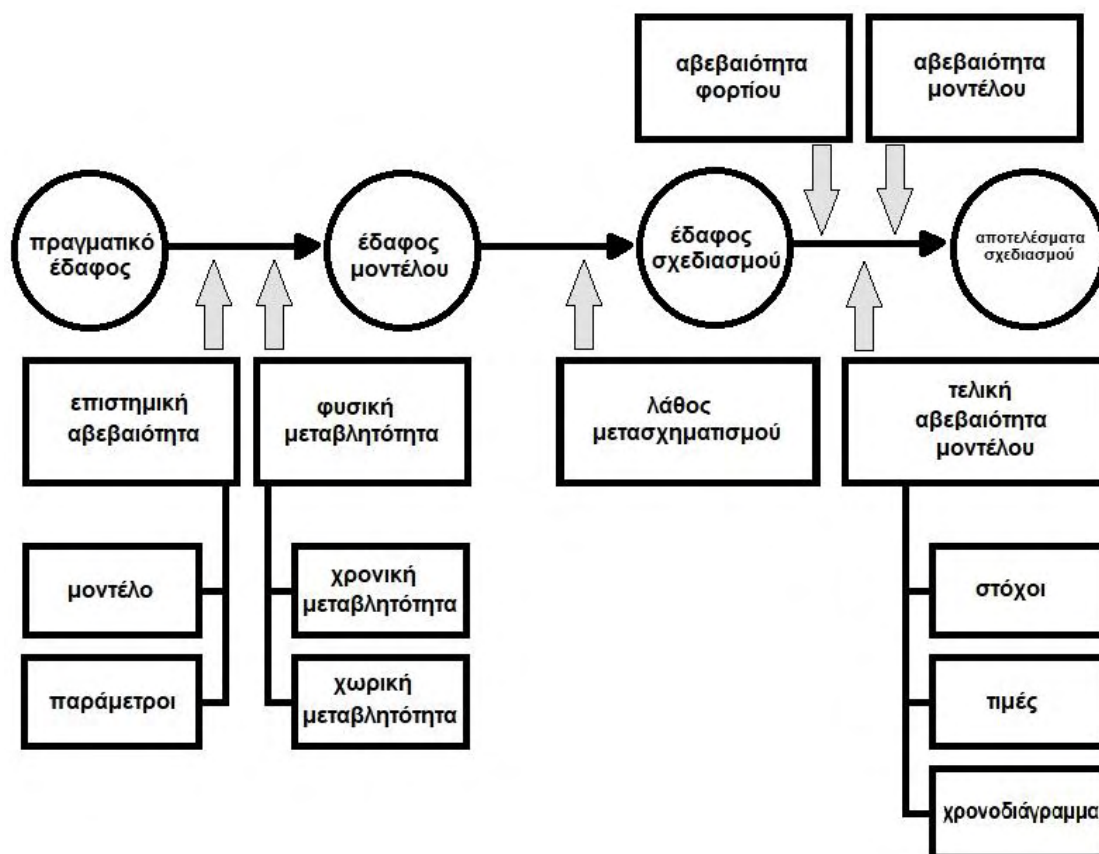
Κατά τη διάρκεια των τελευταίων χρόνων όμως, με την ιδιαίτερα σημαντική εξέλιξη των μεθόδων στοχαστικής ανάλυσης αλλά και με την αύξηση των υπολογιστικών δυνατοτήτων, οι πιθανοκρατικές μέθοδοι κερδίζουν συνεχώς έδαφος. Η αναγνώριση της ανάγκης αυτής οδήγησε στη δημιουργία πρωτότυπων μαθηματικών υπολογιστικών τεχνικών που επικεντρώνονται στην επίλυση προβλημάτων βελτιστοποίησης. Περιλαμβάνουν την εύρεση ενός συνόλου μεταβλητών που βελτιστοποιούν τη αντικειμενική συνάρτηση και ικανοποιούν κάποιους προκαθορισμένους περιορισμούς σχεδιασμού. Τα τελευταία τριάντα χρόνια όλο και περισσότεροι ερευνητές εστίασαν το ενδιαφέρον τους στη χρήση των μεθόδων αυτών σε εφαρμογές όπως ο υπολογισμός της τάσης του εδάφους, η αντοχή γεωκατασκευής, η ευστάθεια πρανούς κ.α. Παρόλο που αρχικά οι δυσκολίες που αντιμετώπιζαν ήταν πάρα πολλές λόγω των περιορισμένων υπολογιστικών δυνατοτήτων, ήταν προφανής η ανωτερότητα των μεθόδων βελτιστοποίησης στην επίλυση μη γραμμικών προβλημάτων, είτε ισοτικών είτε ανισοτικών.

Οι Potchman και Kolesnichenco (1972) χρησιμοποίησαν δυναμικό προγραμματισμό για προβλήματα φέρουσας ικανότητας, ενώ οι Krugman και Krizek (1973) και ο Chen (1975) επέλυσαν θέματα ευστάθειας πρανών με δύο ως τρεις μεταβλητές. Η βελτιστοποίηση και άλλοι εξελικτικοί αλγόριθμοι είναι χρήσιμες μέθοδοι για την ανάλυση και το σχεδιασμό. Πλέον, οι δυνατότητες τους έχουν ευρέως αναγνωριστεί με αποτέλεσμα οι εφαρμογές των εξελικτικών αλγόριθμων να επεκτείνονται όχι μόνο σε μη γραμμικά προβλήματα αλλά και σε όλους τους τομείς της γεωτεχνικής μηχανικής (Cui & Sheng, 2005). Τα διαφορετικά είδη αβεβαιότητας και σφαλμάτων στην γεωτεχνική μηχανική παρουσιάζονται στο Σχήμα 2.5

Στα διεθνή συνέδρια αλλά και σε έγκριτα περιοδικά οι παραδοχές γύρω από τον συντελεστή ασφάλειας έχουν εμπλουτισθεί και επεκταθεί από τα αποτελέσματα των στοχαστικών αναλύσεων. Η ανάπτυξη αυτών των μεθόδων συνεισφέρει σε περισσότερο οικονομικές και υπέρ της ασφαλείας προσεγγίσεις (Huber 2013).

Ενδιαφέρον παρουσιάζει η περιγραφή της εκτίμησης της αβεβαιότητας η οποία εισάγεται με την διάταξη της αντίληψης του γεωλογικού εδαφικού μοντέλου.

Μετά από επί τόπου έρευνες το ενδιαφέρον του μηχανικού είναι να εκτιμήσει τις τιμές (των παραμέτρων της μηχανικής αντοχής) σε εδαφικές περιοχές από τις οποίες δεν πάρθηκαν δείγματα. Θα μπορούσε κανείς να επιλέξει μια διαδικασία όπως η παρεμβολή με σκοπό να προσδιορίσει τις ιδιότητες των εδαφικών παραμέτρων στην τοπολογικά γειτνιάζουσα περιοχή μη δειγματοληπτικών θέσεων. Αυτές οι μέθοδοι βασίζονται στην παραδοχή της χωρικής μεταβλητότητας. Σε αντίθεση με τις παρεμβολές υπάρχουν οι προσεγγίσεις γεωστατικών προσομοιώσεων που περιγράφονται σχηματικά από τους Phoon & Kulhawy (1999) και κατόπιν από τους Honjo (2002) και Baecker & Cristian (2003) ως ακολούθως:



Σχήμα 2.5: Αβεβαιότητες στην αξιοπιστία γεωτεχνικού σχεδιασμού από τους Phoon & Kulhawy (1999), Honjo (2002), Baecker & Cristian (2003).

2.4 Ανάλυση αξιοπιστίας στη Γεωτεχνική Μηχανική

Οι συντελεστές ασφαλείας που χρησιμοποιούνται στη συμβατική γεωτεχνική μηχανική βασίζονται σε εμπειρικές μεθόδους, ενώ συχνά χρησιμοποιείται μια τιμή συντελεστή ασφαλείας χωρίς να λαμβάνεται υπόψη ο βαθμός αβεβαιότητας που περιέχεται στον υπολογισμό της. Εξαιτίας των εν ισχύει κανονισμών και της παράδοσης, έχει επικρατήσει η χρήση του ίδιου συντελεστή για κάποιες εφαρμογές παρόλο που οι επικρατούσες συνθήκες έχουν πολύ μεγάλο εύρος βαθμών αβεβαιότητας.

Το θεωρητικό υπόβαθρο και οι μέθοδοι ανάλυσης της αξιοπιστίας των κατασκευών έχουν εξελιχθεί σημαντικά τα τελευταία 30 χρόνια, με την εξέλιξη αυτή να αποτυπώνεται με τον ολοένα αυξανόμενο αριθμό των δημοσιεύσεων σχετικών με το θέμα αυτό. Οι εξελίξεις αυτές σε συνδυασμό με την επίτευξη ακριβέστερων ποσοτικοποιήσεων των αβεβαιοτήτων που σχετίζονται με τα φορτία και τις αντοχές των κατασκευών έχουν τονώσει το ενδιαφέρον για την πιθανολογική θεώρηση των κατασκευών. Η αξιοπιστία μιας κατασκευής ή η πιθανότητα αστοχίας της αποτελεί καθοριστικό παράγοντα της διαδικασίας σχεδιασμού, αφού εξετάζει την πιθανότητα να εκπληρώσει επιτυχώς η κατασκευή τις απαιτήσεις σχεδιασμού της. Η ανάλυση αξιοπιστίας οδηγεί σε πρόσθετα μέτρα ασφαλείας τα οποία ο σχεδιαστής μηχανικός πρέπει να λάβει υπόψη του λόγω των προαναφερθέντων αβεβαιοτήτων.

Οι αναλύσεις αξιοπιστίας παρέχουν ένα μέσο αξιολόγησης των επιδράσεων των αβεβαιοτήτων, αλλά και ένα τρόπο διάκρισης μεταξύ των συνθηκών όπου οι αβεβαιότητες είναι χαρακτηριστικά μεγάλες ή μικρές. Παρά το γεγονός ότι η θεωρία της ανάλυσης αξιοπιστίας έχει δυνητικά εξαιρετικές δυνατότητες, δεν έχει χρησιμοποιηθεί και αξιοποιηθεί στη πράξη όσο θα έπρεπε. Αυτό οφείλεται κυρίως σε δύο λόγους. Πρώτον, περιλαμβάνει όρους και έννοιες με τους οποίους οι περισσότεροι γεωτεχνικοί μηχανικοί δεν είναι εξοικειωμένοι και δεύτερον, υπάρχει μια γενική πεποίθηση ότι η ανάλυση αξιοπιστίας απαιτεί περισσότερο κόπο και μεγαλύτερο όγκο δεδομένων από αυτόν που είναι διαθέσιμος στα συνήθη πρακτικά γεωτεχνικά προβλήματα (Fenton,2008).

Οι Christian κ.α. (1994), Tang κ.α. (1984) και άλλοι έχουν περιγράψει εξαιρετικά παραδείγματα χρήσης της ανάλυσης αξιοπιστίας σε γεωτεχνικές εφαρμογές παραθέτοντας ταυτόχρονα σαφείς και λεπτομερείς επεξηγήσεις των υποκείμενων εννοιών. Ταυτόχρονα, ο Duncan (2000) επιχείρησε να δείξει πως οι θεωρίες της αξιοπιστίας μπορούν να εφαρμοστούν με απλούς τρόπους έτσι ώστε να μην απαιτούν περισσότερο κόπο και όγκο δεδομένων από τις συμβατικές μεθόδους. Είναι ευρέως αναγνωρισμένο ότι οι ιδιότητες των εδαφικών παραμέτρων μεταβάλλονται στον χώρο ακόμα και σε ομογενή εδαφικά στρώματα. Η τυχαιότητα και η χωρική μεταβλητότητα των παραμέτρων του εδάφους, οι συναρτήσεις συσχέτισης (ανάμεσα στην συνοχή και την γωνία εσωτερικής τριβής) και αυτο-συσχέτισης στην οριζόντια και κατακόρυφη κατεύθυνση έτυχαν ιδιαίτερης προσοχής από πολλούς ερευνητές που μελέτησαν την επίδρασή τους σε διάφορα γεωτεχνικά συστήματα. Η έρευνα που επιχειρείται στην παρούσα διατριβή, θα καταδείξει τη χρησιμότητα της δημιουργίας των τυχαίων πεδίων μεταβλητών (random fields) για την στοχαστική διερεύνηση της ευστάθειας πρανών και τον προσδιορισμό του εύρους διακύμανσης των μονίμων σεισμικών μετακινήσεων.

Κεφάλαιο 3

ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΠΡΑΝΩΝ

3.1 Εισαγωγικές Έννοιες

Με τον όρο ευστάθεια πρανούς περιγράφεται η ευστάθεια ενός κεκλιμένου εδαφικού σχηματισμού ή μίας τεχνητής εδαφικής κατασκευής με κεκλιμένη ελεύθερη επιφάνεια. Σε κάθε πρανές η διαφορά στάθμης και οι κλίσεις σε συνδυασμό με τις δυνάμεις βαρύτητας και την πιθανή παρουσία νερού στο έδαφος, δημιουργούν διατμητικές τάσεις στο εσωτερικό του πρανού, στις οποίες αντιτίθεται η διατμητική αντοχή του εδάφους. Όταν οι αναπτυσσόμενες τάσεις υπερβούν την διατμητική αντοχή, τότε οδηγούν σε θραύση του πρανού και σε κατολίσθηση (landslide), όπως αυτή του Σχήματος 3.1 στον αυτοκινητόδρομο Νο. 3 της Taiwan του 2010.



Σχήμα 3.1: Αστοχία πρανού στον αυτοκινητόδρομο Νο. 3 της Taiwan (2010). Για την απομάκρυνση του εδάφους χρειάστηκε να χρησιμοποιηθούν 50 εκσκαφείς, 100 φορτηγά και 1000 εργάτες για διάστημα 20 ημερών (Lee et al. 2012).

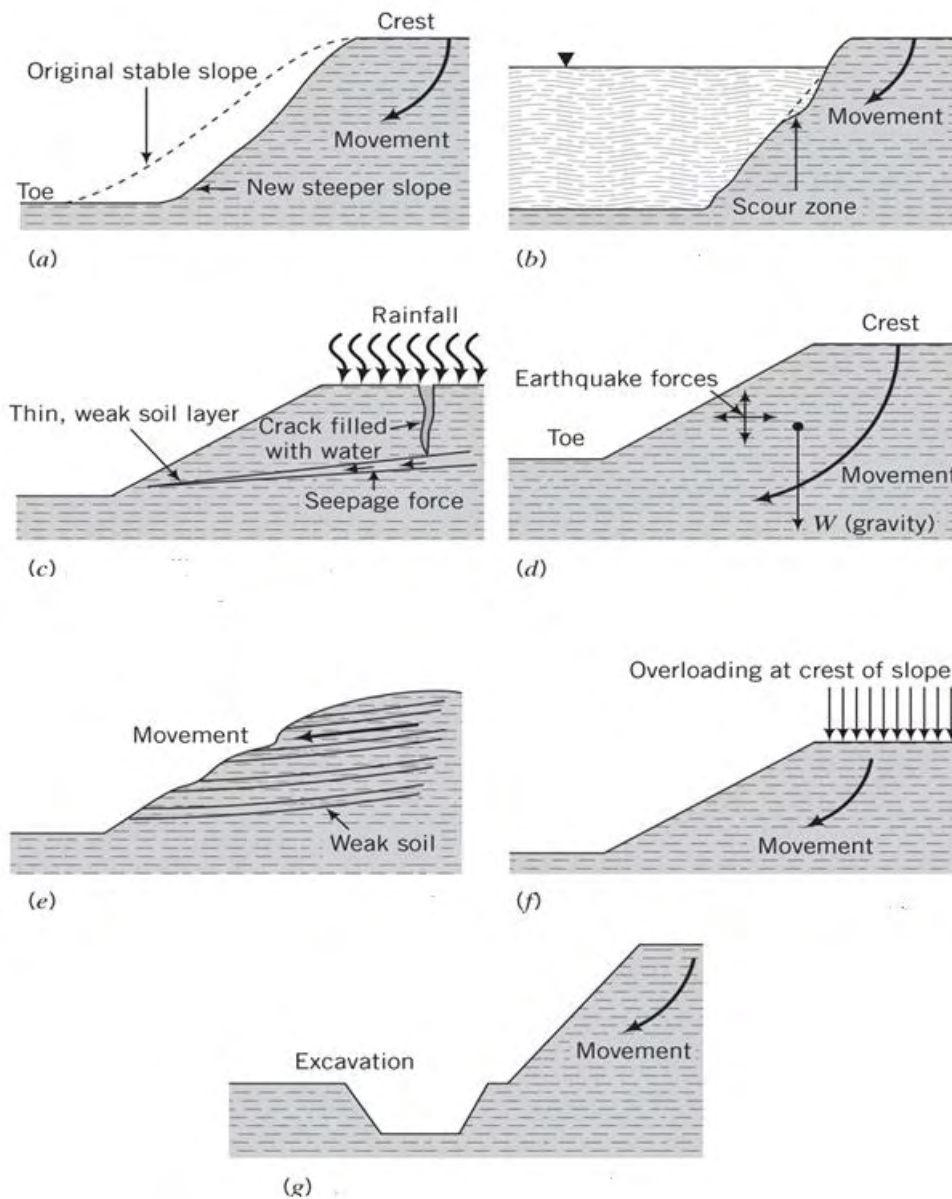
Η αστάθεια πρανών οδηγεί στην μετακίνηση της εδαφικής μάζας προς τα κατάντη (κατολίσθηση), αποτελεί ένα σημαντικό κίνδυνο για τις ανθρώπινες δραστηριότητες και συχνά συνοδεύεται με την καταστροφή περιουσιών, τραυματισμούς και απώλειες ανθρώπινων ζώων. Η ανάγκη εκτίμησης της ευστάθειας έχει οδηγήσει στην ανάπτυξη μεθόδων ανάλυσης, αναφερόμενων είτε σε δύο είτε σε τρεις διαστάσεις. Μερικά από τα βασικά αίτια που μπορούν να προκαλέσουν την αστοχία ενός πρανού είναι η μεγάλη κλίση της ελεύθερης επιφάνειας, η χαμηλή διατμητική αντοχή του πρανού ή κάποιας υποκείμενης εδαφικής στρώσης, η μείωση της διατμητικής αντοχής του εδάφους λόγω αύξησης της πίεσης του νερού των πόρων, η επιβολή δυσμενών εξωτερικών φορτίσεων, μια πιθανή εκσκαφή ή διάβρωση στη βάση του πρανού ή κάποιος σεισμός. Οι μορφές αστοχίας που συνήθως εμφανίζονται κατά την απώλεια της ευστάθειας παρουσιάζονται στο Σχήμα 3.2 στο οποίο περιλαμβάνονται αστοχίες λόγω (a) διάβρωσης πρανού (b) διάβρωσης πρανού εξ αιτίας ποταμού (c) πλήρωσης ρωγμών με νερό βροχής (d) βαρύτητας και σεισμού (e) ασθενών λεπτών στρώσεων εντός του εδαφικού σχηματισμού (f) επιφορτικών τάσεων στην άνω επιφάνεια του πρανού και (g) εκσκαφής στην βάση του πρανού.

Όπου στο παρελθόν υπήρξε αστάθεια, οι προηγούμενες εδαφικές μάζες έχουν δημιουργήσει “μια πρώτη ολίσθηση”, η οποία έχει ως αποτέλεσμα σημαντικές παραμορφώσεις, συνήθως κατά μήκος μιας επιφάνειας ολίσθησης. Αρχικά η μεγαλύτερη αντοχή, η οποία ενεργοποιείται σε τμήματα της επιφάνειας ολίσθησης, είναι η μέγιστη αλλά μετά από κάποιο επίπεδο παραμόρφωσης μεταπίπτει στην αντοχή κρίσιμης κατάστασης ή στην παραμένουσα αντοχή. Καθώς η διαθέσιμη αντοχή μειώνεται σε αυτά τα τμήματα, η μέγιστη αντοχή αναπτύσσεται σε άλλα τμήματα της επιφάνειας ολίσθησης, μέχρι η αντοχή κατά μήκος όλης της επιφάνειας να βρίσκεται κυρίως στην τιμή κρίσιμης κατάστασης. Αυτή η διαδικασία ονομάζεται προοδευτική αστοχία. Μπορούμε να δούμε ότι το να βασιστούμε στη μέγιστη αντοχή είναι μια επικίνδυνη παραδοχή, ενώ το να υποθέσουμε αντοχή κρίσιμης κατάστασης είναι μια ίσως μία σχετικά συντηρητική προσέγγιση.

Αν το έδαφος μπορεί να υποστεί περαιτέρω μείωση της αντοχής μετά από μεγάλες παραμορφώσεις, η προοδευτική αστοχία φέρνει την αντοχή από τη μέγιστη σε αυτή της κρίσιμης κατάστασης και τελικά, για κάποιες αργίλους στην παραμένουσα αντοχή. Μετά από αυτό, η επιφάνεια ολίσθησης του πρανού θα έχει την μικρότερη δυνατή διατμητική αντοχή, δηλαδή την παραμένουσα αντοχή (Barnes 1995).

Οι φυσικές καταστροφές, όταν και όπου σημειωθούν, προκαλούν πολλές φορές σοβαρές κοινωνικές και οικονομικές συνέπειες, που απαιτούν επείγουσα λύση του προβλήματος. Ειδικότερα η χώρα μας, η οποία χαρακτηρίζεται από πολυπλοκότητα γεωλογικής δομής και έντονη τεκτονική καταπόνηση, έχει υποστεί και υφίσταται συνεχώς τις συνέπειες από την εκδήλωση τέτοιων καταστροφικών φαινομένων. Από τα διάφορα καταστροφικά φαινόμενα που καταγράφονται στην επιφάνεια της Γης, ένα από τα σημαντικότερα προβλήματα αποτελούν οι κατολισθήσεις και οι εδαφικές υποχωρήσεις. Τα παραπάνω φαινόμενα μπορεί να προκαλέσουν, πέρα από τη σοβαρή περίπτωση της απώλειας ανθρώπινων ζώων, την απειλή για τον κοινωνικό και οικονομικό ιστό, δηλαδή την ποιότητα ζωής μιας περιοχής (καταστροφή περιουσιών, πλήρωση λεκανών-ταμιευτήρων, απόφραξη ρευμάτων – ποταμών κλπ.).

Για το λόγο αυτό είναι σημαντικό να γνωρίζουμε τα είδη των κατολισθήσεων, όπως και τους μηχανισμούς αστοχίας που παρουσιάζουν για να προχωρήσουμε στην ανάλυση της ευστάθειας και τον υπολογισμό ενός ικανοποιητικού συντελεστή ασφάλειας.



Σχήμα 3.2: Πιθανές μορφές αστοχίας πρανών λόγω: (α) διάβρωσης πρανούς (β) διάβρωσης πρανούς εξ αιτίας ποταμού (γ) πλήρωσης ρωγμών με νερό βροχής (δ) βαρύτητας και σεισμού (ε) ασθενών λεπτών στρώσεων (f) επιφορτικών τάσεων (g) εκσκαφής στην βάση (Budhu, 2010).

3.2 Κατολισθήσεις

3.2.1 Ορισμός κατολίθησης

Με τον όρο κατολίθηση εννοείται η καθοδική αργή ή γρήγορη μετακίνηση μιας εδαφικής μάζας λόγω της βαρύτητας. Μια κατολίθηση ενεργοποιείται όταν οι διατμητικές τάσεις που

αναπτύσσονται στο εσωτερικό του εδάφους, υπερβαίνουν αυτές που το έδαφος μπορεί να αντισταθεί. Κατολισθήσεις είναι δυνατόν να προκληθούν λόγω ρευστοποίησης στρωμάτων λεπτόκοκκης αμμοίλου, ή και λόγω γενικής αστοχίας, με τον συνδυασμό αυξημένων φορτίων λόγω σεισμού, αύξησης της πίεσης των πόρων και μείωση της διαθέσιμης διατμητικής αντοχής του εδάφους. Η τελευταία είναι μια αρκετά συνηθισμένη κατάσταση σε πολλούς ισχυρούς σεισμούς. Δεν είναι απαραίτητο να συνδέεται με τη μείωση ή την απώλεια της διατμητικής αντοχής του εδάφους, όπως συμβαίνει στην περίπτωση της ρευστοποίησης, αλλά απλά να οφείλεται στην αδυναμία παραλαβής των πρόσθετων σεισμικών φορτίων με τη δεδομένη γεωμετρία του πρανούς και τα δεδομένα εδαφικά υλικά. Πρέπει να σημειωθεί ότι στα πρανή, όπως και στους τοίχους αντιστήριξης βαρύτητας, η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής ταλάντωσης, μειώνοντας το ενεργό βάρος, δρα επιβαρυντικά στην ευστάθεια και επομένως πρέπει να λαμβάνεται υπόψη. Στα Σχήματα 3.3 και 3.4 παρουσιάζονται χαρακτηριστικά παραδείγματα γενικής αστοχίας σε δυο από τους σημαντικότερους σεισμούς που έπληξαν την χώρα μας τα τελευταία 50 χρόνια (Πιτιλάκης, 2010).



Σχήμα 3.3: Αστοχία Πρανούς και παρακώλυση κυκλοφορίας (Σεισμός Λευκάδας, 2003).



Σχήμα 3.4: Ολίσθηση οδοστρώματος επαρχιακής οδού (Σεισμός Κοζάνης, 1995).

Οι κατολισθήσεις είναι ένα φαινόμενο, με τεράστιες σε ορισμένες περιπτώσεις κοινωνικές και οικονομικές συνέπειες, αφού εκτός από την οικονομική επιβάρυνση λόγω της κατάρρευσης ενός τεχνικού έργου ή της διακοπής της συγκοινωνίας, συνοδεύονται από την απώλεια ανθρώπινων ζωών (Λοΐζος, 1964).

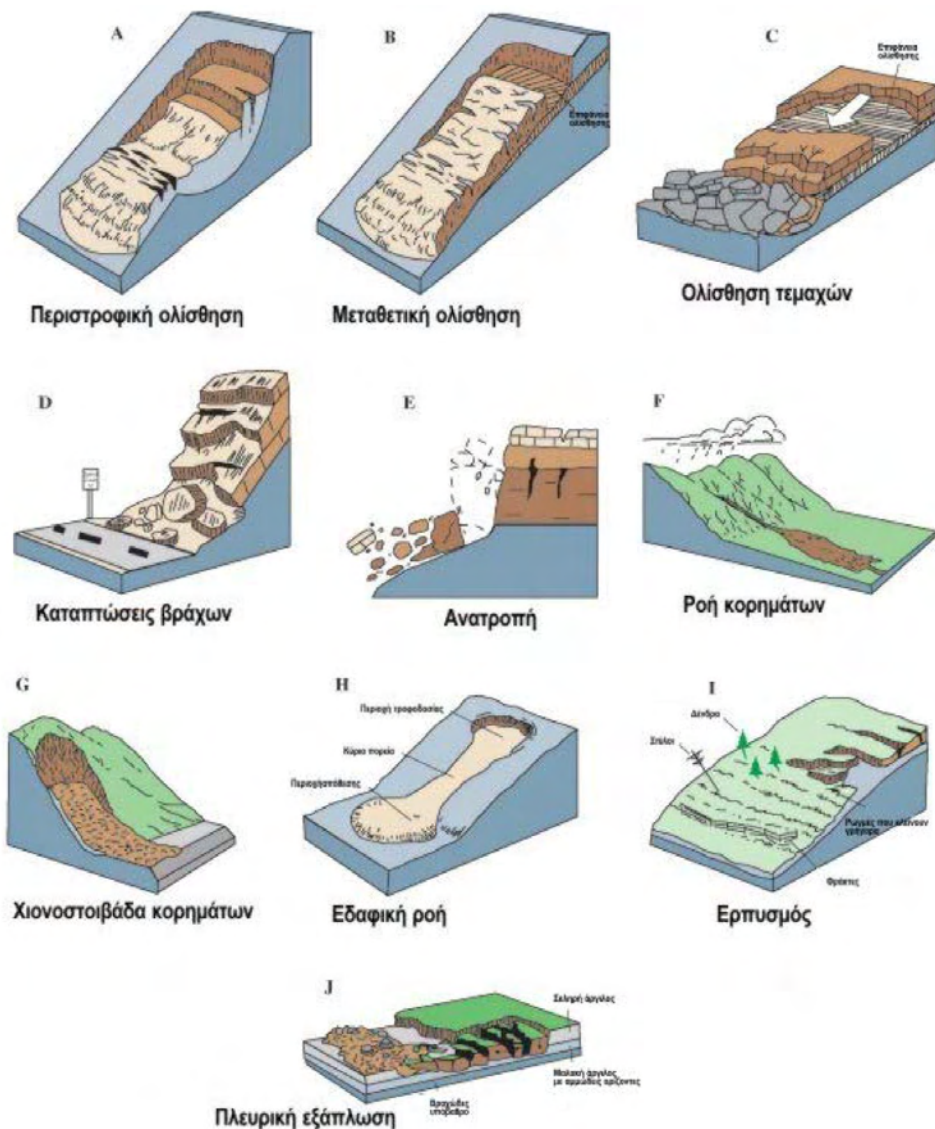
3.2.2 Αίτια των κατολισθήσεων

Τα βασικά αίτια των κατολισθήσεων είναι τα εξής:

- Το ίδιο το βάρος του υλικού, καθώς και η λιθολογική του σύσταση,
- Δυναμική φόρτιση (σεισμοί),
- Δυνάμεις ροής,
- Μεταβολή των μηχανικών παραμέτρων του εδαφικού υλικού,
- Μεταβολή της γεωμετρίας του πρανού,
- Κλιματολογικές αλλαγές,
- Επιφόρτιση με επιχώσεις – κατασκευές – τεχνικά έργα,
- Επίδρασεις υπογείου – επιφανειακού νερού, παγετού,
- Επίδραση της βλάστησης,
- Συνδυασμός των παραπάνω.

3.2.3 Βασικοί τύποι αστοχίας πρανών

Κατά καιρούς, έχουν προταθεί από γεωλόγους και μηχανικούς διάφορα συστήματα ταξινόμησης των κατολισθήσεων, τα οποία βασίζονται σε πληθώρα παραμέτρων, ένα εκ των οποίων είναι η ταξινόμηση μετακίνησης πρανών κατά Varnes (1978). Οι κυριότεροι μηχανισμοί αστοχίας πρανών παρουσιάζονται στο σχήμα 3.5.



Σχήμα 3.5: Μηχανισμοί αστοχίας πρανών (Παπαδόπουλος και Λουπασάκης, 2014).

Τα χαρακτηριστικά των μηχανισμών αστοχίας των πρανών αναλύονται ως εξής:

Καταπτώσεις (Falls)

Πρόκειται για αστοχία που αφορά βραχώδεις σχηματισμούς όπου μία μάζα πετρώματος αλλά και συνεκτικού εδάφους, οποιοδήποτε μεγέθους αποσπάται από ένα απότομο εδαφικό ή βραχώδες πρανές, χωρίς διατμητική μετατόπιση.



Σχήμα 3.6: Καταπτώσεις βράχων (U.S. Geological Survey, 2004).

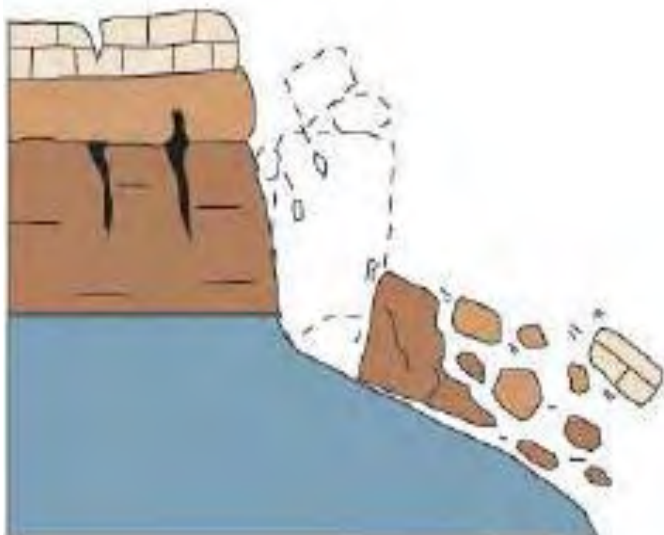
Το φαινόμενο των καταπτώσεων είναι συνηθισμένο στα απότομα πρανή πολύ συνεκτικών εδαφών ή βράχων, τα οποία υποσκάπτονται από την ενέργεια θαλάσσιων κυμάτων ή το ρεύμα ποταμών ή ακόμα από ανθρωπογενή παρέμβαση.

Ανατροπές (Topplings)

Στις ανατροπές (Σχήμα 3.7), η κίνηση είναι η προς τα έξω περιστροφή της αποσπώμενης μάζας από ένα βραχώδες κυρίως πρανές, γύρω από ένα άξονα περιστροφής, που βρίσκεται χαμηλότερα από το κέντρο βάρους του τεμάχους.

Οι Goodman and Bray (1976) και στη συνέχεια οι Hoek and Bray (1977) πρότειναν την παρακάτω ταξινόμηση:

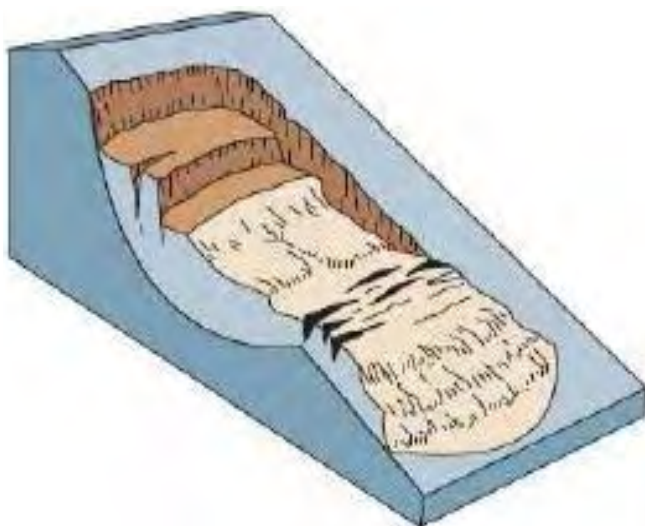
- Ανατροπή λόγω κάμψης (flexural toppling).
- Ανατροπή τεμάχων (block toppling).
- Ανατροπή τεμάχων λόγω κάμψης (block- flexural toppling).



Σχήμα 3.7: Ανατροπή (U.S. Geological Survey, 2004).

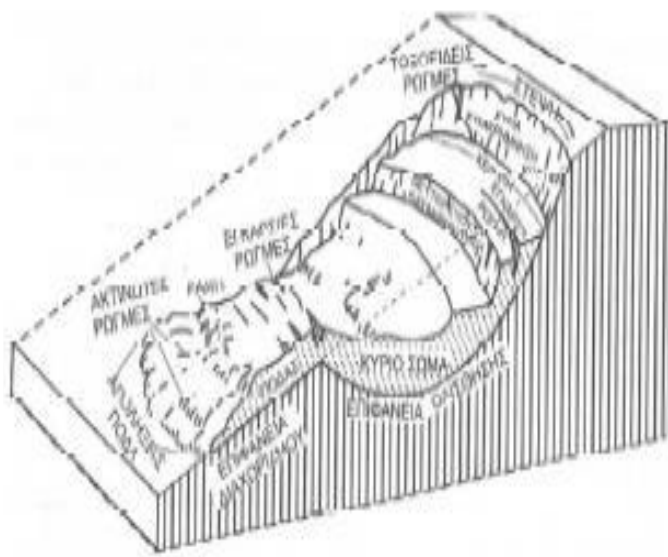
Ολισθήσεις (Slides)

Στις ολισθήσεις (Σχήμα 3.8), η ολισθαίνουσα μάζα εδαφικών υλικών οριοθετείται από τους υποκείμενους σταθερούς εδαφικούς ορίζοντες, με μία επιφάνεια μορφής, συνήθως, κουταλιού. Η επιφάνεια αυτή διαμορφώνεται κατά μήκος μιας ή περισσοτέρων επιφανειών ασθενέστερου υλικού, κάτω από τη δράση διατμητικών δυνάμεων. Οι ολισθήσεις γενικά διακρίνονται στις *περιστροφικές* (*rotational*, Σχήμα 3.9) και τις *μεταθετικές* (*translational*, Σχήμα 3.10).

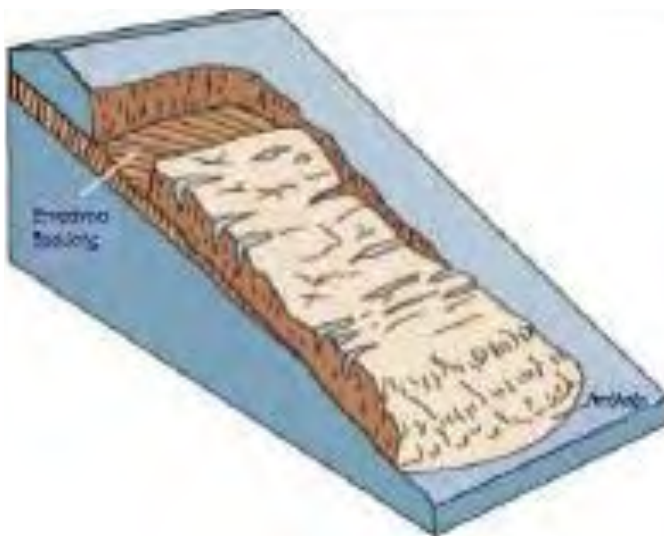


Σχήμα 3.8: Ολίσθηση (U.S. Geological Survey, 2004).

Οι μεταθετικές ολισθήσεις είναι γενικά πιο αβαθείς από τις περιστροφικές και συνήθως το μήκος τους υπερβαίνει το δεκαπλάσιο του βάθους τους (Skempton and Hatchinson, 1969), ενώ η επιφάνεια ολίσθησης έχει μορφή διευρυμένου σε πλάτους καναλιού.



Σχήμα 3.9: Ιδεατή σχηματική απεικόνιση περιστροφικής ολίσθησης (Κούκης και Σαμπατακάκης, 2007).

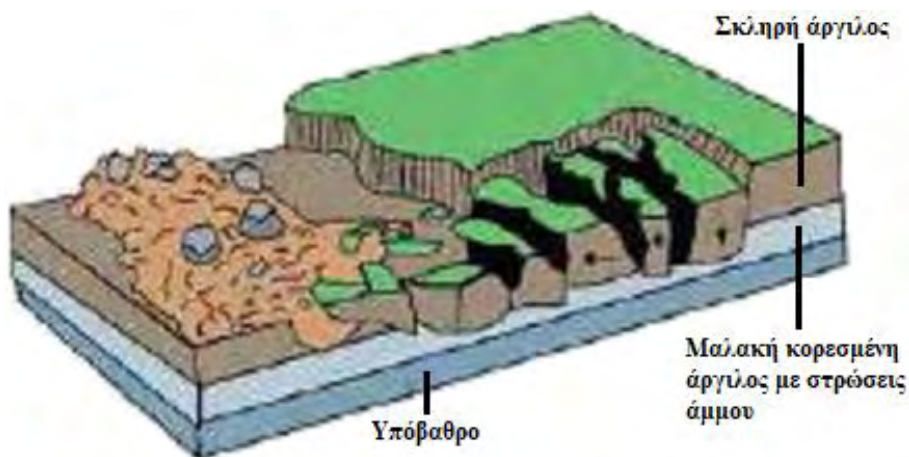


Σχήμα 3.10: Μεταθετική ολίσθηση (U.S. Geological Survey, 2004).

Πλευρικές εξαπλώσεις (Lateral Spreads)

Ο όρος «εξάπλωση» προτάθηκε αρχικά από τους Terzaghi and Peck (1948) για τη περιγραφή των απότομων μετακινήσεων ρευστοποιημένων στρωμάτων άμμου ή ιλύος στα οποία υπέρκειται ομογενή στρώματα αργίλου ή τα οποία έχουν φορτίσει από επιχώματα.

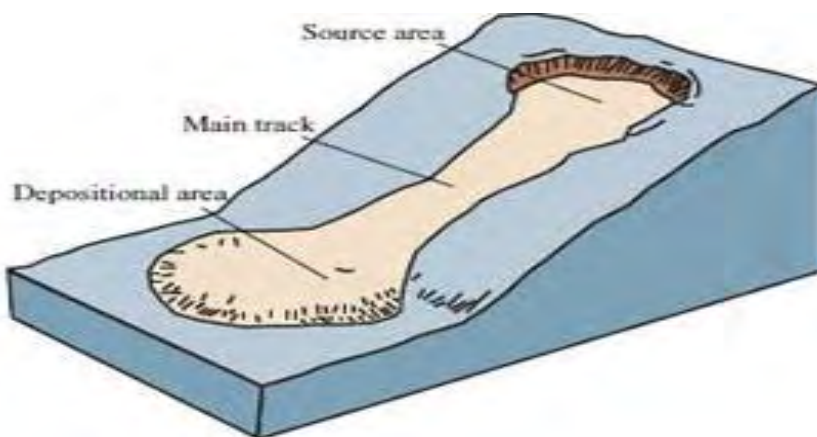
Στις πλευρικές εξαπλώσεις (Σχήμα 3.11) η κίνηση συνοδεύεται από διατμητικές και εφελκυστικές ρωγμές. Γενικά η κίνηση μπορεί να είναι επέκταση μάζας που ολισθαίνει, χωρίς να μπορεί να καθοριστεί με ακρίβεια το επίπεδο ολίσθησης ή η ζώνη πλαστικής ροής.



Σχήμα 3.11: Πλευρική εξάπλωση (U.S. Geological Survey, 2004).

Ροές (Flows)

Πρόκειται για τη σχετική κίνηση εδαφικών υλικών που έχουν ρευστοποιηθεί πάνω σε μία άλλη σταθερή μάζα, δηλαδή το μετακινούμενο εδαφικό υλικό μοιάζει με ιξώδες ρευστό που ρέει (Σχήμα 3.13). Οι συνθήκες κάτω από τις οποίες γίνεται η ροή στους εδαφικούς σχηματισμούς, όπως η ροή γαιών (άμμου, ιλύος ή αργίλου) ή στα πλευρικά κορήματα των ορεινών περιοχών, ποικίλουν και εξαρτώνται από την περιεχόμενη υγρασία, ενώ η ταχύτητα κυμαίνεται από μικρή έως εξαιρετικά μεγάλη. Ανάλογα με τη φύση του εδαφικού υλικού διακρίνονται οι ροές εδαφών, τα ρεύματα γαιών και τα ρεύματα κορημάτων.



Σχήμα 3.12: Απεικόνιση ροής εδαφικών υλικών (U.S. Geological Survey, 2004).

Σύνθετες μετακινήσεις πρανών (Composite slides)

Οι σύνθετες κινήσεις (Σχήμα 3.13) περιλαμβάνουν συνδυασμό δύο ή περισσότερων κύριων τύπων κίνησης, δηλαδή ένας τύπος μπορεί να μετατραπεί τοπικά σε κάποιον άλλο τύπο, ή και να συμβάλλει στη δημιουργία κίνησης διαφορετικού τύπου. Στις σύνθετες ολισθήσεις

ταξινομούνται και αυτές στις οποίες διαφορετικού τύπου μετακινήσεις γίνονται σε διαφορετικές περιοχές της ολισθαίνουσας μάζας και μερικές φορές ταυτόχρονα (Cruden & Varnes, 1996).



Σχήμα 3.13: Περιτροφική ολίσθηση που έχει μετεξελιχθεί σε ροή μετακινούμενων υλικών (Ρόζος, 2007).

3.2.4 Παραδείγματα αστοχιών

Στη συνέχεια παρουσιάζονται μερικές αντιπροσωπευτικές αστοχίες οδικών και σιδηροδρομικών επιχωμάτων.

A) Κατολίσθηση Μαλακάσας: Κατά τις πρώτες πρωινές ώρες της 18/02/1995 εκδηλώθηκε στο 36ο χλμ. Αθηνών – Λαμίας μαζική κατολίσθηση. Η κίνηση αυτή του πρανούς προκάλεσε πολύ σημαντικές υλικές ζημιές και απέκοψε τόσο την οδική όσο και την σιδηροδρομική επικοινωνία της πρωτεύουσας με την Βόρεια Ελλάδα.



Σχήμα 3.14: Το κατεστραμμένο οδόστρωμα της Ε.Ο. Αθηνών-Θεσσαλονίκης από την κατολίσθηση της Μαλακάσας.



Σχήμα 3.15: Η παραμόρφωση της σιδηροδρομικής γραμμής από την κατολίπιση της Μαλακάσας.

Β) Nigata-Ken Chuetsu (Ιαπωνία): Στις 23/10/2004 εκδηλώθηκε σεισμός μεγέθους $M=6,6$ της κλίμακας Ρίχτερ στην ανωτέρω περιοχή της Ιαπωνίας. Πολλές καταστροφές καταγράφηκαν στα δίκτυα μεταφορών λόγω εδαφικών αστοχιών που οφείλονται σε ολισθήσεις πρηνών.



Σχήμα 3.16: Καταστροφή οδοστρώματος κατά τον σεισμό Nigata- Ken Chuetsu (Ιαπωνία).



Σχήμα 3.17: Αστοχία οδοστρώματος κατά την διάρκεια του σεισμού της Nigata–Chuetsu (Ιαπωνία, 2004).

Γ) Kocaeli (Τουρκία): Στις 17/08/1999 καταγράφηκε σεισμός μεγέθους $M=7,4$ της κλίμακας Ρίχτερ. Μεγάλες καταστροφές παρατηρήθηκαν στα δίκτυα μεταφορών και υποδομών των περιοχών του Kocaeli και της Sakarya που οφείλονταν κυρίως σε εδαφικές διαρρήξεις. Επίσης πολλές γέφυρες παρουσίασαν μικρές έως μεσαίες καταστροφές ενώ δύο γέφυρες κατέρρευσαν και σοβαρές ζημιές καταγράφηκαν σε υψηλά κτίρια.



Σχήμα 3.18: Αστοχία οδοστρώματος εθνικής οδού στην Τουρκία (Kocaeli, 1999).

3.3 Παραδείγματα αστοχίας πρανών και επιχωμάτων από σεισμούς

Η πιθανότητα ολίσθησης πρανών υπό την επίδραση των δυνάμεων αδράνειας του σεισμού, εξαρτάται από τον συνδυασμό της σεισμικής φόρτισης και τις υφιστάμενες γεωλογικές συνθήκες. Βέβαια είναι δύσκολο να προβλεφθούν, να ταυτοποιηθούν και να κατηγοριοποιηθούν τέτοιου είδους ολισθήσεις και αστοχίες. Αιτία του γεγονότος αυτού είναι οι δυσκολίες που σχετίζονται με το προσδιορισμό αξιόπιστων παραμέτρων των υλικών στην επιφάνεια ολίσθησης, ο ακριβής και ανεπαρκής χαρακτηρισμός της συμπεριφοράς των υλικών υπό ακανόνιστες κυκλικές φορτίσεις και η αβεβαιότητα που σχετίζεται με την εκτίμηση των σεισμικών φορτίσεων οι οποίες δεν είναι ποτέ ξεκάθαρα γνωστές (Matasovic, 1991).

Ο τρόπος με τον οποίο αποκρίνονται τα πρανά υπό την επίδραση αυτών των δυνάμεων είναι κάτι που μπορεί να ερευνηθεί αναλυτικά ή πειραματικά στο εργαστήριο, όμως επιβάλλεται η επιβεβαίωση των μεθόδων αυτών με την ανάστροφη ανάλυση πραγματικών ιστορικών περιστατικών κατολισθήσεων πρανών για τα οποία υπάρχουν επαρκή στοιχεία. Παρακάτω περιγράφονται ενδεικτικά μερικές πραγματικές περιπτώσεις ολίσθησης πρανών και επιχωμάτων υπό σεισμική φόρτιση.

Σεισμός Λευκάδας 2003

Στις 14 Αυγούστου 2003 σεισμική δόνηση μεγέθους $M = 6.2$ και εστιακού βάθους $h = 10$ km, σημειώθηκε στο Ιόνιο Πέλαγος δυτικά του νησιού της Λευκάδας στο ύψος του Αγ. Νικήτα. Η ένταση του σεισμού στην πόλη της Λευκάδας ήταν VIII (EMS). Στην ίδια περιοχή η επιτάχυνση που μετρήθηκε ήταν $a = 0,42g$. Ο σεισμός προκάλεσε εκτεταμένες ζημιές σε όλο το νησί της Λευκάδας. Σημαντικός αριθμός καταπτώσεων και κατολισθήσεων εντοπίζεται τόσο κατά μήκος του δυτικού άξονα του νησιού αλλά και στο ανατολικό τμήμα με μικρότερες επιπτώσεις. Στα Σχήματα 5.2 και 5.3 παρουσιάζονται εικόνες από κατολισθήσεις πρανών και βράχων στο οδικό δίκτυο. Επίσης σημαντικές αστοχίες παρατηρήθηκαν και στα λιμάνια του νησιού.



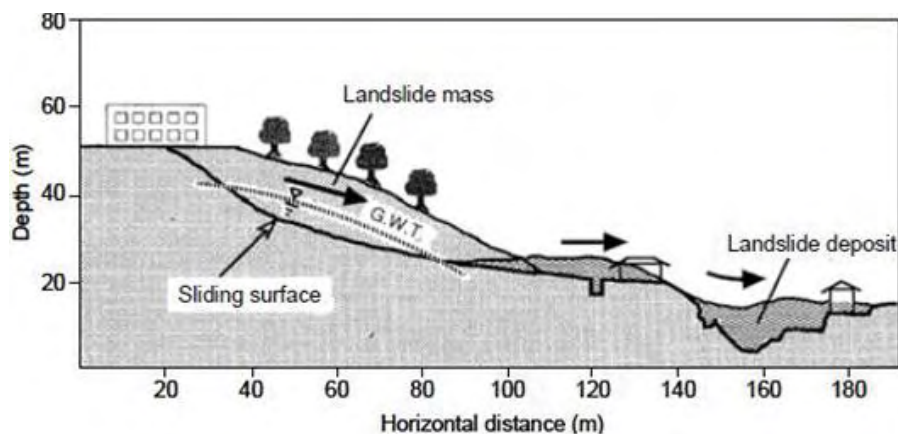
Σχήμα 3.19: Λευκάδα: κατολισθήσεις πρανών στο οδικό δίκτυο .



Σχήμα 3.20: Λευκάδα: κατολισθήσεις πρανών στο οδικό δίκτυο .

Σεισμός Kobe 1995

Τον Ιανουάριο του 1995 στην περιοχή της πόλης της Νικαβά στην Ιαπωνία προκλήθηκε μεγάλη κατολίσθηση από το σεισμό Hyogoken – Nambu. Το μέγεθος του σεισμού ήταν 7.2 της κλίμακας Richter και η απόσταση στην οποία έλαβε χώρα η ολίσθηση από το τεκτονικό ρήγμα ήταν μικρότερη από 10km. Σύμφωνα με εκτιμήσεις το μέγεθος της μέγιστης επιτάχυνσης που ασκήθηκε στην περιοχή ανέρχονταν σε περίπου 0.5g. Το πρανές αποτελούνταν από άμμο και άργιλο, ενώ τα δύο τρίτα της επιφάνειας ολίσθησης βρίσκονταν υπό του επιπέδου του υδροφόρου ορίζοντα. Το είδος της ολίσθησης ήταν επιφανειακό και ο όγκος του υλικού που επηρεάστηκε αριθμούσε περί τα 110000 με 120000 m³. Η μετακίνηση ήταν μεγαλύτερη των 80 m. Το Σχήμα 3.21 που ακολουθεί δίδει την περιοχή στην οποία έγινε η ολίσθηση



Σχήμα 3.21: Ολίσθηση Nikawa – διατομή (Sassa et al., 1996).

Σεισμός Καλαμάτας 1986

Πρόκειται για τον σεισμό που εκδηλώθηκε στην πόλη της Καλαμάτας στις 13 Σεπτεμβρίου 1986. Ο σεισμός είχε μέγεθος $M=6,2$ και προκάλεσε ισχυρές καταστροφές, ενώ σκοτώθηκαν 20 άνθρωποι (Αναγνωστόπουλος κ.α., 1987). Μία σειρά από αστοχίες (που εμφανίστηκαν σε ακτίνα 9 km από το επίκεντρο) παρουσιάζονται στα παρακάτω σχήματα:



Σχήμα 3.22: Κατολισθήσεις κοντά στο χωριό Λαδάς (Fountoulis et al., 2013).



Σχήμα 3.23: Κατολισθήσεις κοντά στο χωριό Λαδάς (Fountoulis et al., 2013).

Σεισμός Friuli 1976

Στις 6 Μαΐου 1976 εκδηλώθηκε σεισμός μεγέθους 6,4 της κλίμακας Richter με επίκεντρο το Friuli της Ιταλίας. Ο σεισμός έγινε αισθητός σχεδόν σε ολόκληρη την κεντρική και νότια

Ιταλία και δυστυχώς άφησε πίσω 965 θύματα και πάρα πολλές καταστροφές σε κτίρια και έργα υποδομής (Civil Protection Department 1976). Στο Σχήμα 3.24 παρουσιάζεται μία χαρακτηριστική εικόνα ολίσθησης πρανούς που προκλήθηκε από τον ανωτέρω σεισμό.



Σχήμα 3.24: Κατολίσθηση στην Gemona λόγω του σεισμού Friuli (1976).

Σεισμός Northridge 1994

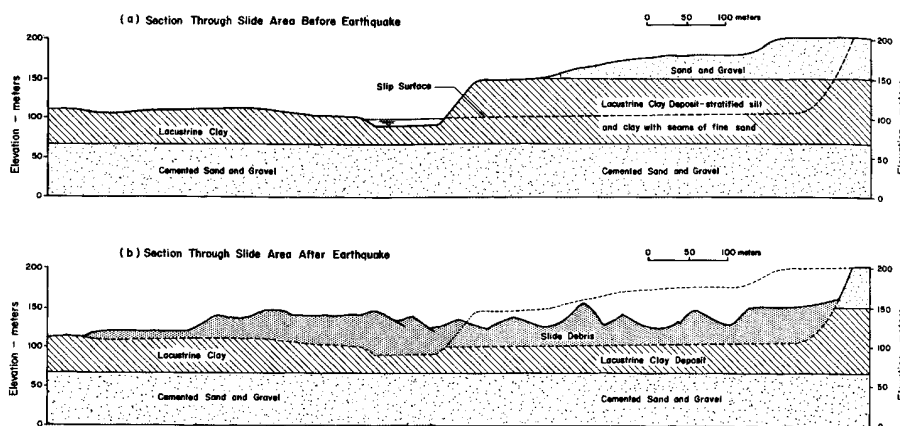
Ο σεισμός του Northridge έλαβε χώρα στις 17 Ιανουαρίου 1994 και είχε επίκεντρο στην Reseda, έναν οικισμό στην περιοχή του βόρειου/κεντρικού τμήματος του San Fernando Valley του Los Angeles της πολιτείας California. Είχε διάρκεια περίπου 20 δευτερόλεπτα, μέγεθος 6,7 της κλίμακας Richter, και προκάλεσε τεράστιες επιταχύνσεις της τάξης του 1,8 g (16,7 m/sec²). Ο σεισμός έγινε αισθητός στο Las Vegas Nevada περίπου 360 km από το επίκεντρο. Στο Σχήμα 5.14 παρουσιάζεται μία κατολίσθηση πρανούς με κατοικίες στην πόλη Santa Monica, California.



Σχήμα 3.25: Κατολίσθηση πρηνούς με κατοικίες στην πόλη Santa Monica, California, κατά τον σεισμό του Nothridge το 1994 (Ντακούλας 2004).

Σεισμός Valdivia Χιλής (1960)

Ο σεισμός της Χιλής στις 22 Μαΐου 1960 είχε μέγεθος μεταξύ $M=9.4-9.6$, χρονική διάρκεια 10 λεπτά και είναι ο μεγαλύτερος σε μέγεθος που έχει καταγραφεί ιστορικά. Το επίκεντρο ήταν κοντά στην πόλη Valdivia, 560 km νότια του Santiago. Στο Σχήμα 3.26 παρουσιάζεται μία κατολίσθηση κοντά στην Valdivia κατά τον σεισμό του 1960. Η κατολίσθηση μετατόπισε $30 \cdot 10^6 \text{ yd}^3$ εδαφικού υλικού σε απόσταση 25 m κατακόρυφα και 300 m οριζόντια. Η αιτία της κατολίσθησης είναι η ανάπτυξη υπερπίεσης σε «φακούς» άμμου εντός της λιμναίας αργιλικής απόθεσης.



Σχήμα 3.26: Κατολίσθηση στην Valdivia της Χιλής κατά τον σεισμό του 1960. Η κατολίσθηση μετατόπισε $30 \cdot 10^6 \text{ yd}^3$ εδαφικού υλικού σε απόσταση 25 m κατακόρυφα και 300 m οριζόντια (Seed 1970).

Σεισμός Νέας Ζηλανδίας 2016

Ο σεισμός της Νέας Ζηλανδίας έλαβε χώρα την 13 Νοεμβρίου του 2016 και είχε μέγεθος $M = 7.8$. Το επίκεντρο του σεισμού ήταν μεταξύ των πόλεων Christchurch και Kaikoura. Στα Σχήματα 3.27 και 3.28, παρουσιάζονται δύο από τις πάρα πολλές κατολισθήσεις οι οποίες δημιούργησαν πολύ σημαντικές βλάβες στο οδικό και σιδηροδρομικό δίκτυο της χώρας.



Σχήμα 3.27: Κατολίσηση πρανούς και καταστροφή της σιδηροδρομικής γραμμής της Νέας Ζηλανδίας .



Σχήμα 3.28: Κατολίσηση πρανούς και καταστροφή αυτοκινητόδρομου της Νέας Ζηλανδίας .

3.4 Μέτρα προστασίας και σταθεροποίησης κατολισθήσεων εδαφικών πρανών

Τα μέτρα προστασίας (remedial measures) περιλαμβάνουν γενικά εργασίες και κατασκευές τεχνικών έργων που έχουν σαν βασικό σκοπό την πρόληψη των φαινομένων (προληπτικά μέτρα) ή την αποκατάσταση και σταθεροποίηση μιας εδαφικής μετακίνησης (μέτρα αποκατάστασης ή σταθεροποίησης). Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζουν τα μέτρα ελέγχου και συγκράτησης των κατολισθήσεων όπως παρουσιάζονται κατωτέρω:

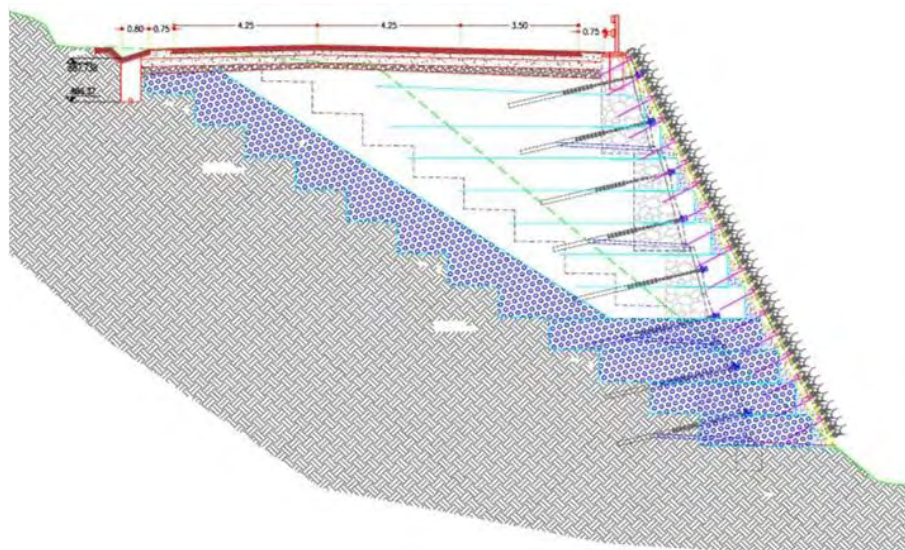
Αντιμετώπιση των κατολισθήσεων

Μέτρα ελέγχου

- Έργα επιφανειακής αποστράγγισης:
 - Σφραγίσεις ρωγμών
 - Επιφανειακοί αγωγοί απομάκρυνσης νερού
- Έργα ρηχής αποστράγγισης:
 - Υπόγειοι οχετοί
 - Στραγγιστήρια
 - Συνδυασμοί οχετών στραγγιστηρίων
 - ‘Εξωτερικά’ στραγγιστήρια
 - Οριζόντιες στραγγιστικές γεωτρήσεις
- Έργα βαθιάς αποστράγγισης:
 - Κατακόρυφα στραγγιστήρια
 - Οριζόντιες στραγγιστικές γεωτρήσεις
 - Στραγγιστικά φρέατα μεγάλης διαμέτρου
 - Σήραγγες αποστράγγισης
- Εκσκαφές
- Αντίβαρα ποδός
- Έργα σταθεροποίησης όχθων-κοίτης
- Τοίχοι αντιστήριξης
- Πάσσαλοι
- Φρεατοπάσσαλοι

- Αγκυρώσεις

Στο Σχήμα 3.29 που ακολουθεί παρουσιάζεται ένας συνδυασμός των μέτρων αντιμετώπισης των κατολισθήσεων :



Σχήμα 3.29: Συνδυασμός μέτρων προστασίας και σταθεροποίησης εδαφικών πρανών: Τοίχοι αντιστήριξης με συρματοκιβώτια και οπλισμένα επιχώματα. Πηγή: <http://www.omikronkappa.gr> (Τεχνικές και χωματουργικές εργασίες, Ρουμανία-Κεντρική Ευρώπη 2005).

3.5 Ανάλυση Ευστάθειας Πρανών

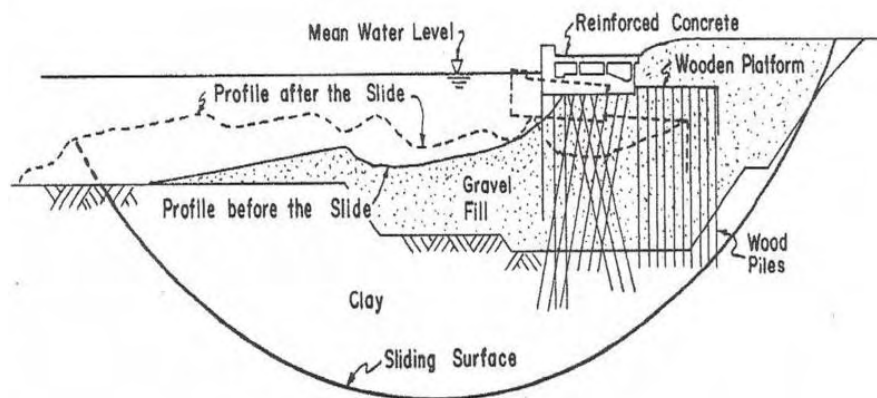
3.5.1 Ιστορική αναδρομή

Οι μετακινήσεις των γαιών αποτέλεσαν την αιτία ανάπτυξης του κλάδου της εδαφομηχανικής. Από την εποχή του Rankine και του Coulomb γύρω στα 1800 μελετήθηκαν οι ωθήσεις των γαιών και άρχισε να αναπτύσσεται η θεωρία της πλαστικότητας. Στη συνέχεια με την ανάπτυξη του σιδηροδρόμου και των επικουρικών του έργων (επιχώματα, εκχώματα, σήραγγες) δόθηκε αφορμή για περαιτέρω ανάπτυξη της επιστήμης. Το 1870 ο Σουηδός μηχανικός Fellenius εισήγαγε την τεχνική του κύκλου ολίσθησης, η οποία αποτέλεσε την πρώτη σοβαρή προσέγγιση του προβλήματος. Η ανάπτυξη των μεθόδων οριακής ισορροπίας, ξεκίνησε από τη Σουηδία το 1916, έπειτα από αστοχία μιας σειράς από τοίχους αντιστήριξης σε αποβάθρα του λιμανιού Gothenburg. Η ιδέα της πίεσης των πόρων και της μεθόδου ανάλυσης της ενεργής τάσης παρουσιάστηκε από τον Terzaghi το 1936. Παράλληλα αναπτύχθηκε η τριαξονική δοκιμή θλίψης από όπου βγαίνουν χρήσιμα συμπεράσματα όσον αφορά την αντοχή σε διάτμηση και τη μέτρηση της πίεσης των πόρων.

Από αυτή την εποχή οι γνώσεις πάνω στο θέμα συστηματοποιούνται και διευρύνεται ο κύκλος των ερευνών. Ξεκινώντας από το Bishop (1955) εξελίχθηκαν οι μέθοδοι ανάλυσης που περιλαμβάνουν τις πλευρικές δυνάμεις που αναπτύσσονται μεταξύ των λωρίδων. Ερευνητές όπως οι Bjerrum, Peck, Taylor, Spencer, Morgestern-Price, Chen Morgenstern, Janbu, κ.α

προσθέτουν νέα στοιχεία και προσπαθούν να δώσουν ακριβέστερες και ταχύτερες λύσεις στην ανάλυση της ευστάθειας.

Σήμερα είναι πλέον διαθέσιμες αριθμητικές μέθοδοι επίλυσης προβλημάτων ευστάθειας πρανών όπως για παράδειγμα οι μέθοδοι των πεπερασμένων στοιχείων και των πεπερασμένων διαφορών.



Σχήμα 3.30: Η επιφάνεια ολίσθησης της αποβάθρας του Stigberg το 1916 στο λιμάνι Gothenborg (Petterson, 1955).

3.5.2 Ανάλυση ευστάθειας

Η βέλτιστη διερεύνηση των γεωτεχνικών προβλημάτων κατέστησε αναγκαία την εκτέλεση αναλύσεων ευστάθειας. Με τον όρο προβλήματα ευστάθειας περιγράφονται οι περιπτώσεις που σχετίζονται με ολίσθηση εδαφικού υλικού κατά μήκος μίας συγκεκριμένης επιφάνειας, την οποία ονομάζουμε επιφάνεια ολίσθησης. Αναφορικά με τον έλεγχο της ευστάθειας ενός πρανού, στη γενική του μορφή, συνίσταται στον υπολογισμό των δυνάμεων που προσπαθούν να πετύχουν την ολίσθηση τμήματος της εδαφικής μάζας του πρανού (δυνάμεις ανατροπής) και των δυνάμεων που αντιστέκονται στην παραπάνω κίνηση (δυνάμεις αντίστασης), με τελικό σκοπό τη σύγκρισή τους, ώστε να διαπιστωθεί η ακινησία του συστήματος.

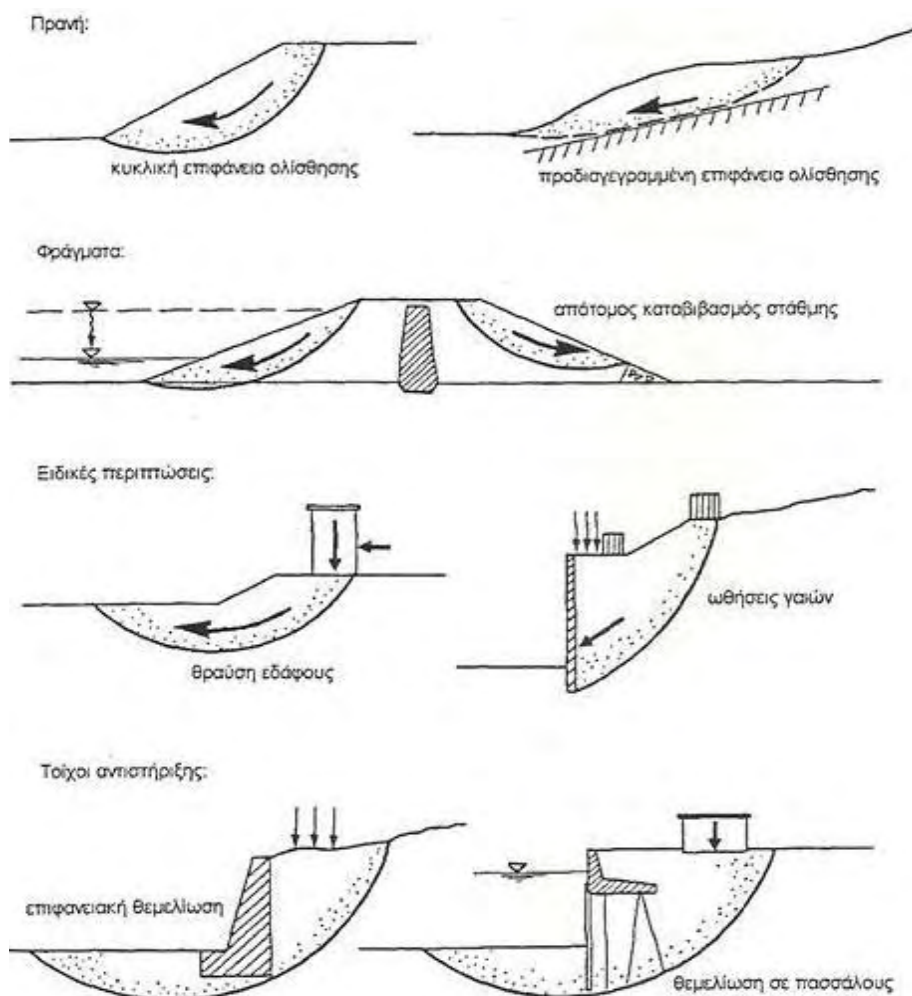
Βήματα ανάλυσης ευστάθειας:

Αναγνώριση των γεωμετρικών, γεωλογικών και μορφολογικών χαρακτηριστικών της αστοχίας. Δηλαδή, αναγνώριση του μηχανισμού εκδήλωσης της αστοχίας.

1. Προσδιορισμός των φυσικο-μηχανικών παραμέτρων των σχηματισμών.
2. Επιλογή της βέλτιστης μεθόδου ανάλυσης ευστάθειας.
3. Συσχέτιση των αποτελεσμάτων της ανάλυσης με τα δεδομένα των επιτόπου παρατηρήσεων. Έλεγχος αξιοπιστίας των αποτελεσμάτων της επίλυσης.

Για τον έλεγχο της ευστάθειας, κρίνεται απαραίτητος ο υπολογισμός του συντελεστή ασφαλείας σε ολίσθηση, ο οποίος ορίζεται ως ο λόγος των δυνάμεων αντίστασης προς τις δυνάμεις ανατροπής. Συντελεστής ασφαλείας επαρκώς μεγαλύτερος της μονάδας, σημαίνει ότι οι δυνάμεις αντίστασης είναι μεγαλύτερες από τις δυνάμεις ανατροπής και άρα το πρανές είναι ασφαλές σε ολίσθηση.

Ο προσδιορισμός των συντελεστών ασφαλείας σε ολίσθηση γίνεται συχνά με τις μεθόδους Bishop (απλοποιημένη μέθοδος λωρίδων), Krey (μέθοδος λωρίδων) και Janbu (αστοχία με μεταφορική μετακίνηση, στην οποία η επιφάνεια ολίσθησης μπορεί να είναι τεθλασμένη). Οι δύο πρώτοι χρησιμοποιούν το νόμο του Fellenius, που πραγματοποιείται με τη χρήση της μεθόδου των λωρίδων, με την παραδοχή ότι η συνισταμένη οριζόντια πλευρική δύναμη που ασκείται σε κάθε λωρίδα είναι μηδέν.



Σχήμα 3.31: Περιπτώσεις προβλημάτων ευστάθειας (Παπακυριακόπουλος, 1998).

3.5.3 Κατηγορίες τρόπων ανάλυσης ευστάθειας πρανών

Οι τρόποι ανάλυσης των πρανών μπορούν να διακριθούν σε δύο βασικές κατηγορίες:

- α. Υπολογισμός της ευστάθειας:** η ευστάθεια των πρανών αναλύεται, συνήθως, με μεθόδους οριακής ισορροπίας (limit equilibrium methods). Η ανάλυση αυτή απαιτεί

γνώση των παραμέτρων διατμητικής αντοχής του γεωλογικού υλικού όχι όμως γνώση της σχέσης τάσης - παραμόρφωσης. Ως μέτρο ευστάθειας υπολογίζεται, καταρχήν, ο συντελεστής ασφάλειας.

β. Υπολογισμός της μετακίνησης: το καθεστώς και μέγεθος μετακίνησης του υλικού του πρानούς, αναλύεται, συνήθως, με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων (finite-element method) και τη μέθοδο των πεπερασμένων διαφορών (finite-difference method). Η μέθοδος αυτή υπολογίζει τις μετακινήσεις και τις επενεργούσες τάσεις στο σώμα του πρानούς λαμβάνοντας υπόψη την σχέση τάσης-παραμόρφωσης με την χρήση κατάλληλων ελαστο-πλαστικών προσομοιωμάτων του εδάφους.

Μέθοδοι ανάλυσης των επιπτώσεων της σεισμικής δράσης

Στις περιπτώσεις περιοχών με αυξημένη σεισμικότητα, επιβάλλεται η ανάλυση της ευστάθειας των πρानών να περιλαμβάνει και την απόκριση του πρανούς σε σεισμική δυναμική καταπόνηση. Ως βάση για τον καθορισμό των εισαγόμενων στην ανάλυση τιμών των δυναμικών παραμέτρων της σεισμικής κίνησης (συνήθως επιτάχυνση), λαμβάνεται ο (στατιστικά αναμενόμενος) σεισμός σχεδιασμού, που αντιστοιχεί στα επιμέρους, σεισμογόνα ρήγματα της περιοχής επιρροής.

Οι πλέον χρησιμοποιούμενες στον τεχνικό σχεδιασμό μέθοδοι είναι:

1. Η ψευδοστατική μέθοδος ανάλυσης. Υπολογίζει τον συντελεστή ασφάλειας με χρήση της ενός σεισμικού συντελεστή. Χρησιμοποιείται σε συνδυασμό με την μέθοδο Newmark.
2. Η μέθοδος ανάλυσης του Newmark (1965) η οποία εκτιμά μόνιμες μετατοπίσεις της μάζας του πρανούς με βάση την ολίσθηση κύβου επί κεκλιμένου επιπέδου.

Σήμερα βρίσκονται σε χρήση πολλές επιμέρους παραλλαγές των βασικών αυτών μεθόδων. Η χρήση αριθμητικών μεθόδων για την ανάλυση ευστάθειας των πρανών ή ακόμα για τη διαστασιολόγηση έργων εξασφάλισης ευστάθειας σε περιοχές που ήδη έχουν εκδηλωθεί κατολισθητικά φαινόμενα εξακολουθεί ακόμη και σήμερα να είναι σχετικά περιορισμένη. Εφαρμόζεται στη περίπτωση ειδικών περίπλοκων περιπτώσεων, ενώ συχνότερη είναι η εφαρμογή τους στις περιπτώσεις αντίστροφων αναλύσεων. Στις περιπτώσεις αυτές αναζητούνται οι παράμετροι διατμητικής αντοχής ή/και παραμορφωσιμότητας των γεωυλικών όπου έχει ήδη επέλθει κατολίπηση. Για τη δεδομένη γεωμετρία κατολίπησης πραγματοποιούνται παραμετρικές αναλύσεις ώστε να προσδιοριστούν οι ανωτέρω παράμετροι για τις οποίες επαληθεύονται οι κινήσεις των εδαφικών μαζών, οι οποίες καταγράφονται με ειδικά όργανα (τοπογραφικά όργανα για τα επιφανειακά ίχνη και αποκλισιόμετρα για τα εντός του εδάφους ίχνη). Ο ακριβής προσδιορισμός των ανωτέρω παραμέτρων επιτρέπει το βέλτιστο δυνατό σχεδιασμό των μέτρων αποκατάστασης. Η περαιτέρω χρήση των αριθμητικών μεθόδων για τη διαστασιολόγηση των μέτρων αυτών επιτρέπει τον προσδιορισμό της κινηματικής και εντατικής κατάστασης στην εξεταζόμενη περιοχή και εντοπίζει τις ευπαθείς περιοχές στις οποίες αναμένεται, κατά τη φάση λειτουργίας του έργου, να εμφανιστούν φαινόμενα αστοχίας σε περίπτωση ακραίων δράσεων. Οι περιοχές αυτές ενοργανώνονται ώστε να υπάρχει συνεχής παρακολούθηση της κινηματικής

κατάστασής τους καθώς και πρόσθετες πληροφορίες που να επιτρέπουν την πρόβλεψη και πρόληψη κάθε αστοχίας. Για τον λόγο αυτό προτείνεται η ακόλουθη διαδικασία (Κωμοδρόμος 2008):

- Επιλύσεις με χρήση αριθμητικών μεθόδων,
- Αντίστροφη ανάλυση- προσδιορισμός ευπαθών περιοχών,
- Επιλογή τύπου και θέσης μέτρων αντιστήριξης,
- Υπολογισμός εντατικών μεθόδων στοιχείων αντιστήριξης,
- Προσδιορισμός εντατικής - κινηματικής κατάστασης,
- Διαστασιολόγηση έργων.

3.5.4 Συντελεστής ευστάθειας πρανών (Συντελεστής ασφάλειας)

Συντελεστής ασφάλειας (Factor of Safety, FS): Ορίζεται ως ο λόγος του αθροίσματος των δυνάμεων αντίστασης προς αυτές που συμβάλλουν στην ολίσθηση (Παπαδόπουλος & Λουπασάκης, 2014),

$$FS = \frac{\text{Δυνάμεις αντίστασης}}{\text{Δυνάμεις ολίσθησης ή ανατροπής}} \quad (3.1)$$

Καθώς η τιμή του FS αυξάνεται πέραν της μονάδας, αυξάνεται και η ευστάθεια του πρανούς. Αστάθεια παρατηρείται όταν αναπτύσσονται επιφάνειες ολίσθησης και εκδηλώνονται κινήσεις μέσα στη μάζα του εδάφους.

Ο τελικά λαμβανόμενος στο *σχεδιασμό των έργων συντελεστής ασφάλειας* είναι μεγαλύτερος του υπολογιζόμενου γιατί πρέπει να ενσωματώνει αφενός μεν το ποσοστό *άγνοιας των πραγματικών εδαφικών συνθηκών*, αφετέρου δε (βάσει των ισχυόντων κανονισμών) πρέπει να ανταποκρίνεται στις συγκεκριμένες, κατά περίπτωση, *απαιτήσεις προστασίας επηρεαζόμενων ανθρώπινων δραστηριοτήτων και του γειτνιάζοντος φυσικού περιβάλλοντος*.

Η συνήθης διεθνής γεωτεχνική πρακτική (σχετικοί κανονισμοί: ΦΕΚ Β 1221/1998, ΕΑΚ 2000, Ν.3316/05, EC-7) στα συγκοινωνιακά έργα, αναφέρεται σε τιμές συντελεστής ασφάλειας:

1. $FS = 1,5 - 2,0$ όταν η *δυναμική αστοχία του πρανούς επηρεάζει μόνιμες κατασκευές*.
2. $FS = 1,25 - 1,5$ όταν *δεν επηρεάζονται μόνιμες κατασκευές ή δραστηριότητες*.

Κεφάλαιο 4

ΣΤΟΧΑΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΣΤΗΝ ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΠΡΑΝΩΝ

4.1 Η συμβολή των μεθόδων LEM και FEM στην ευστάθεια πρανών

Όπως παρουσιάστηκε και στο Κεφάλαιο 3, η πρώτη προσπάθεια υπολογισμού της ευστάθειας των πρανών έγινε από το Γάλλο μηχανικό Alexander Colin (1846). Το 1916 ο K.E. Petterson υπολόγισε την περιστροφική ευστάθεια της αποβάθρας του Stigberg που αστόχησε στο Gothenburg, χρησιμοποιώντας τη μέθοδο οριακής ισορροπίας. Μια σειρά από αστοχίες αποβαθρών στη Σουηδία οδήγησαν τους Σουηδούς μηχανικούς να ποσοτικοποιήσουν την ευστάθεια των πρανών χρησιμοποιώντας τη μέθοδο των λωρίδων και τη μέθοδο της οριακής ισορροπίας (Limit Equilibrium Method ή LEM).

Ο Taylor (1937) θεώρησε μια πιθανή επιφάνεια ολίσθησης στην οποία εξέτασε την αναλογία μεταξύ δυνάμεων και ροπών που αντιστέκονται στην ολίσθηση προς τις δυνάμεις αστοχίας. Ο Fellenius (1936) εισήγαγε τη μέθοδο των λωρίδων για αναχώματα όπου οι πλευρικές δυνάμεις που ασκούνται σε κάθε λωρίδα είναι παράλληλες προς τη βάση της (Tien, 2008). Η μέθοδος χρησιμοποιείται για κυκλικές ή και ακανόνιστες ολισθαίνουσες επιφάνειες.

Ο Bishop (1955) βελτίωσε τη θεωρία του Fellenius για προβλήματα ευστάθειας πρανών, παρουσιάζοντας την «Τροποποιημένη Μέθοδο του Bishop» (Duncan, 1996). Η Μέθοδος του Bishop χρησιμοποιεί τις ροπές στο κέντρο της περιστροφής αντί για τις δυνάμεις που αναπτύσσονται μεταξύ των λωρίδων. Η μέθοδοι ισορροπίας δυνάμεων υπολογίζουν τον συντελεστή ασφάλειας για κάθε δυνατή επιφάνεια ολίσθησης. Αργότερα οι Morgenstern and Price (1965) χρησιμοποιούν τις δυνάμεις στη βάση και τις ροπές στο κέντρο της βάσης της λωρίδας και παρουσιάζουν τη μέθοδο που υπολογίζει τον συντελεστή ασφάλειας και για μη κυκλικές επιφάνειες ολίσθησης.

Η γενικευμένη μέθοδος των λωρίδων (Janbu, 1968) συμπεριέλαβε στους υπολογισμούς και τον συντελεστή ασφάλειας οριζόντιας ισορροπίας δυνάμεων που εφαρμόζεται σε μη κυκλική επιφάνεια ολίσθησης. Η μέθοδος λωρίδων του Spencer (1967) ήταν μια βελτίωση της κανονικής μεθόδου των λωρίδων και αποτελεί την πλέον ευρέως χρησιμοποιούμενη μέθοδο απλουστευμένης ανάλυσης ευστάθειας πρανών (παράλληλες δυνάμεις στο εσωτερικό των λωρίδων). Ο Sarma (1975) εισήγαγε την ψευδοστατική επίδραση των σεισμικών αδρανειακών δυνάμεων στην ευστάθεια των πρανών. Όλες οι ανωτέρω μέθοδοι έχουν συμπεριληφθεί στη Γενικευμένη Μέθοδο των Λωρίδων (Low et al, 1998).

Περαιτέρω έρευνες εφοδίασαν τους γεωμηχανικούς με ισχυρά εργαλεία για την ανάλυση ευστάθειας πρανών. Οι επιφάνειες ολίσθησης μπορούσαν να είναι και μη κυκλικές και έτσι μπορεί να αναλυθεί η ευστάθεια με μεγαλύτερη ακρίβεια. Οι παραπάνω μέθοδοι χρησιμοποιούνται εδώ και δεκαετίες λαμβάνοντας υπόψη ότι οι διατμητικές αντοχές των υλικών κατά μήκος μιας πιθανής επιφάνειας ολίσθησης υπακούουν σε γραμμική (Κριτήριο Mohr-Coulomb) ή μη γραμμική σχέση μεταξύ της διατμητικής αντοχής και ενεργού τάσης στην επιφάνεια ολίσθησης.

Ο Duncan (1996) εισήγαγε τον ακόλουθο ορισμό του συντελεστή ασφάλειας: «Ο Συντελεστής ασφάλειας είναι συντελεστής με τον οποίο η διατμητική αντοχή του εδάφους θα πρέπει να

διαιρεθεί, προκειμένου να έρθει το πρανές σε κατάσταση οριακής ισορροπίας.» Στην πορεία του χρόνου αποδείχτηκε αναγκαία η χρήση ηλεκτρονικών υπολογιστών καθώς με αλληπάλληλες διαιρέσεις της διατμητικής αντοχής με συντελεστές που εισάγονται από το χρήστη παρέχεται στον αναλυτή ο συντελεστής μείωσης διατμητικής αντοχής (Shear Strength Reduction Factor, SSRF). Ο συντελεστής μείωσης διατμητικής αντοχής που ικανοποιεί συνθήκες οριακής ισορροπίας αποτελεί τον συντελεστή ασφάλειας FS.

Οι αναλυτικές μέθοδοι οριακής ισορροπίας δεν μπορούν να ανταπεξέλθουν σε προβλήματα γεωμηχανικής υψηλής πολυπλοκότητας. Η μέθοδος πεπερασμένων στοιχείων (Finite Element Method, FEM) και η μέθοδος των πεπερασμένων διαφορών (Finite Difference Method, FDM) είναι αριθμητικές μέθοδοι που στοχεύουν στον υπολογισμό προσεγγιστικών λύσεων των μερικών διαφορικών εξισώσεων του προβλήματος (Duncan, 1996).

Η μέθοδος πεπερασμένων στοιχείων είναι η ανάπτυξη της αριθμητικής ανάλυσης με χρήση πινάκων που κατασκεύασε ο Ritz (1909) και εισήχθησαν στο γεωτεχνικό σχεδιασμό τη δεκαετία του 60. Χρησιμοποιήθηκαν για να υπολογίσουν την εντατική κατάσταση, τις παραμορφώσεις και τις αλλαγές της πίεσης των πόρων αναχωμάτων και πρανών πριν και μετά την κατασκευή. Οι Whitman and Bailey (1967) και Clough and Woodward (1967) παρουσίασαν μελέτες που αποδείχθηκαν χρήσιμες στην μοντελοποίηση αρκετών σημαντικών θεμάτων, όπως για παράδειγμα την εντατική κατάσταση για κάθε σημείο της εδαφικής μάζας, τις αλλαγές της γεωμετρίας κατά την κατασκευή, την μοντελοποίηση των στοιχείων υποστήριξης που τοποθετήθηκαν στην κατασκευή.

Τόσο η μέθοδος πεπερασμένων στοιχείων (FEM) όσο και η μέθοδος των πεπερασμένων διαφορών (FDM) μπορούν να χρησιμοποιηθούν για να διερευνήσουν την ευστάθεια του πρανούς, μειώνοντας σταδιακά την αντοχή της εδαφικής μάζας μέχρι την αστοχία (Griffiths and Lane 1999, Dawson et al. 1999, Cundall and Strack 1979, Itasca 2002).

Οι Duncan (1996) και Hammah et al. (2005) παρουσίασαν αναλυτικές αναφορές όπου συνέκριναν τη μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων με τις παραδοσιακές μεθόδους οριακής ισορροπίας. Τα πλεονεκτήματα των αριθμητικών μεθόδων ανάλυσης ευστάθειας κατά τους Duncan (1996) και Hammah et al. (2005) είναι ότι:

- (α) δεν απαιτούνται εκ των προτέρων υποθέσεις για το σχήμα ή τη θέση της επιφάνειας ολίσθησης,
- (β) δεν απαιτούνται υποθέσεις για τις δυνάμεις που αναπτύσσονται μεταξύ των λωρίδων (αφού δεν υπάρχουν λωρίδες) και
- (γ) η προοδευτική αστοχία μπορεί να καταγραφεί μέχρι την ολική αστοχία του πρανούς.

Η σταδιακή μείωση της αντοχής της εδαφικής μάζας μέχρι την αστοχία, είναι μια διαδικασία που μπορεί να πραγματοποιηθεί σχετικά εύκολα με χρήση H/Y. Ύστερα από αλληπάλληλες επαναλήψεις, η αντοχή της εδαφικής μάζας μειώνεται συνεχώς κατά ένα συντελεστή που ορίζεται από τον αναλυτή και ως εκ τούτου λαμβάνεται ο συντελεστής που ικανοποιεί την οριακή ισορροπία και αποτελεί τον συντελεστή ασφάλειας. Αυτή η τεχνική μείωση της διατμητικής αντοχής με τη χρήση πεπερασμένων στοιχείων παρουσιάστηκε επίσης από τον

Griffiths (1999) συγκρίνοντας τις δύο μεθόδους FEM και LEM, και καταλήγοντας στο συμπέρασμα ότι είναι σημαντικό να χρησιμοποιείται συνδυασμός των δύο μεθόδων κατά τη γεωτεχνική ανάλυση.

4.2 Πιθανοκρατική ανάλυση ευστάθειας πρανών

Ο γεωτεχνικός σχεδιασμός αποτελεί ένα από τα αντικείμενα του πολιτικού μηχανικού που περιλαμβάνει μεγάλη αβεβαιότητα εξαιτίας της φυσικής ετερογένειας των γεωυλικών και της περιορισμένης έκτασης των γεωερευνητικών εργασιών (Καβαδιάς, 2010)

Η ανάλυση της ευστάθειας των πρανών ως κλάδος του αντικειμένου του γεωτεχνικού μηχανικού είναι άμεσα συνδεδεμένη με την χρήση στοχαστικών μεθόδων και έχει αποκομίσει ιδιαίτερη προσοχή στην διεθνή βιβλιογραφία.

Οι πρώτες δημοσιεύσεις εμφανίστηκαν στις αρχές της δεκαετίας του 1970 από τους Matsuo et Curoda (1974), Alonso (1976), Tang (1984), Vanmarcke (1977) και στην συνέχεια από τους D'Andrea and Sangrey (1982), Chowdhury and Tang (1987), Li and Lumb (1987), Oka and Wu (1999), Mostyn and Li (1993), Lacasse (1994), Christian et al. (1994), Chowdhury and Hu (1995), Wolff (1996), Lacasse and Nadim (1997), Low and Tang (1997), Low et al. (1998), Hassan and Wolff (2000), και Whitman (2000). Πιο πρόσφατα παρουσιάστηκαν δημοσιεύσεις με χρήση στοχαστικών μεθόδων από τους El Ramly et al. (2002), Low (2003), Bhattacharya et al (2003), Griffiths and Fenton (2004), Babu and Mukesh (2004), Xu and Low (2006), Low et al. (2007), Cho (2007) and Shinoda et al. (2006).

Παρά τις ανωτέρω προσπάθειες η εφαρμογή στοχαστικών μεθόδων που οδηγούν σε ποσοτικοποίηση της αβεβαιότητας δεν έχει υιοθετηθεί ευρέως στην διαδικασία σχεδιασμού. Η υπόθεση ότι το έδαφος αποτελείται από στρώματα με κάποιες μέσες τιμές για τις ιδιότητες κάθε στρώματος δεν αντικατοπτρίζει τις πραγματικές συνθήκες. Οι ιδιότητές του δεν είναι αμετάβλητες και το εύρος των μεταβολών μπορεί να επηρεάσει σημαντικά την ανάλυση ευστάθειας των πρανών. Είναι σημαντικό να κατανοήσουμε και να συμπεριλάβουμε στην ανάλυση, όσο περισσότερα είδη αβεβαιότητας λαμβάνοντας υπόψη πως κάθε ιδιότητα του εδάφους επηρεάζει την ευστάθεια του πρανούς. Οι Baecher and Christian (2003) συνδέουν την αβεβαιότητα με το άγνωστο ή το μη επιβεβαιωμένο και διαχωρίζουν την αβεβαιότητα σε τρεις κύριες κατηγορίες:

- (α) την αβεβαιότητα λόγω της φυσικής μεταβολής που παρουσιάζουν οι ιδιότητες της εδαφικής μάζας,
- (β) την αβεβαιότητα λόγω έλλειψης γνώσεων και
- (γ) την αβεβαιότητα λήψης απόφασης.

Το επίπεδο ασφάλειας στα γεωτεχνικά έργα το οποίο συνήθως εκφράζεται με τους συντελεστές ασφάλειας μπορεί να περιγραφεί καλύτερα από την **πιθανότητα αστοχίας** μέσω πιθανοτικών προσεγγίσεων που ποσοτικοποιούν άμεσα τις αβεβαιότητες του εκάστοτε εμφανιζομένου προβλήματος.

Οι ανωτέρω κατηγορίες αβεβαιότητας μπορούν να εκφραστούν αν υπολογίσουμε ποσοτικά την πιθανότητα να συμβεί ένα γεγονός. Η αιτιοκρατική προσέγγιση του σχεδιασμού της ευστάθειας ενός πρανούς ήταν ανεπαρκής και έτσι εισήχθη ο όρος «αξιοπιστία» με σκοπό να ποσοτικοποιήσουμε τον ενδεχόμενο κίνδυνο. Οι Hicks και Sammy (2002) περιέγραψαν την αξιοπιστία ως την πιθανότητα να μη συμβεί κάποιο γεγονός. Και ενώ για να καθορίσουμε το συντελεστή ασφάλειας χρησιμοποιούμε αιτιοκρατικές προσεγγίσεις, απαιτείται μία στοχαστική προσέγγιση για τον καθορισμό της αξιοπιστίας ενός πρανούς. Η εκτίμηση της πιθανότητας αστοχίας δε θα πρέπει να θεωρείται ως εναλλακτική του συντελεστή ασφαλείας, καθώς είναι μια παράμετρος που μας παρέχει συμπληρωματικές πληροφορίες σχετικά με τον συντελεστή ασφαλείας (Duncan, 2000).

Συμπερασματικά, γίνεται εμφανές, ότι δεν υπάρχει μονοσήμαντη σχέση μεταξύ ντετερμινιστικών επιμέρους συντελεστών – όπως ορίζονται από τους κώδικες σχεδιασμού – και πιθανότητας αστοχίας, καθώς το επίπεδο αβεβαιότητας δεν είναι κοινό για όλες τις παραμέτρους που υπεισέρχονται στους υπολογισμούς. Προφανώς αύξηση των επιμέρους συντελεστών οδηγεί σε μείωση της πιθανότητας αστοχίας, αλλά από ένα σημείο και μετά είναι πιθανό να προκαλέσει σημαντική αύξηση του κόστους και συγκριτικά πολύ μικρή αύξηση του επιπέδου αξιοπιστίας του έργου.

Επίσης, οι πιθανότητες αστοχίας που εκτιμώνται, συγκεκριμένα για τους επιμέρους συντελεστές που προτείνονται από τον EC7, είναι αρκετά μεγάλες (έως 16% για στραγγιζόμενες συνθήκες και έως 17% για αστράγγιστες) συγκρινόμενες με τις αντίστοιχες δομοστατικών έργων υπό στατικές συνθήκες.

Επομένως, κρίνεται ότι τόσο στην ευστάθεια πρανών όσο και στα υπόλοιπα γεωτεχνικά έργα είναι χρήσιμη η υιοθέτηση στοχαστικών μεθόδων, όχι απαραίτητα ως κριτήριο σχεδιασμού, αλλά για την εκτίμηση των αβεβαιοτήτων στις οποίες υπόκεινται οι υπολογισμοί και τον εντοπισμό των κρίσιμων παραμέτρων. Μάλιστα, τα γεωτεχνικά προβλήματα μπορούν να αναλυθούν στοχαστικά δίχως πρόσθετες δυσκολίες, δεδομένου ότι οι αναλύσεις δεν χρειάζονται περισσότερα δεδομένα, χρόνο και προσπάθεια (El-Ramly et al. 2002, και Φορτσάκης Π., Στυλιανίδη Ε. και Καββαδάς Μ., 2010) .

4.3 Πιθανοκρατικές μέθοδοι και εργαλεία σχεδιασμού για την ευστάθεια των πρανών

Ο συντελεστής ασφαλείας επηρεάζεται από τις διαφορές μηχανικές ιδιότητες του υλικού όπως η συνοχή, η γωνία εσωτερικής τριβής, το μοναδιαίο βάρος, κ.α. Στις κλασικές προσδιορισμικές μεθόδους δεν λαμβάνεται υπόψη η χωρική κατανομή των ιδιοτήτων αυτών με αποτέλεσμα να οδηγούμαστε σε αρκετά υψηλότερο συντελεστή ασφαλείας από τον πραγματικό. Παρόλο που οι προσδιορισμικές προσεγγίσεις δύναται να χρησιμοποιηθούν για να υπολογίσουμε το συντελεστή ασφαλείας, η στοχαστική προσέγγιση είναι απαραίτητη για να καθοριστεί η αξιοπιστία του πρανούς.

Προκειμένου να απεικονίσουμε τη μεταβολή των ανωτέρω παραμέτρων χρησιμοποιούμε τις κατανομές πιθανότητες. Οι πιο ευρέως χρησιμοποιούμενες κατανομές στη γεωτεχνική ανάλυση παρουσιάζονται από τους Baecker and Christian (2003). Η πιο γνωστή από αυτές, η κανονική κατανομή, είναι και η πιο απλή συνάρτηση πιθανότητας. Τα δεδομένα κατανέμονται

συμμετρικά γύρω από τη μέση τιμή δίνοντας τη συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας (Probability Density Function, PDF) το γνωστό ιστόγραμμα σε σχήμα καμπάνας. Αν ο λογάριθμος των δεδομένων ακολουθεί την κανονική κατανομή τότε τα δεδομένα ακολουθούν τη λογαριθμική κατανομή, η οποία είναι μία συνήθης επιλογή για τα μέτρα ελαστικότητας.

Εάν είναι διαθέσιμες όλες οι απαραίτητες χωρικές και σημειακές στατιστικές παράμετροι, είναι δυνατή η πιθανοκρατική ανάλυση χρησιμοποιώντας διάφορες μεθόδους που απαντώνται στη βιβλιογραφία. Αυτές οι μέθοδοι χρησιμοποιούν ένα δείκτη αξιοπιστίας β για τον υπολογισμό της πιθανότητας αστοχίας. Ο δείκτης αξιοπιστίας β είναι στην πραγματικότητα ο συντελεστής μεταβλητότητας του περιθωρίου ασφαλείας (Margin of Safety), $MS=R-Q$, ήτοι της διαφοράς των δυνάμεων αντίστασης R και των επιβαλλόμενων εξωτερικών δυνάμεων Q :

$$\beta = \frac{\sigma_{MS}}{\mu_{MS}} = \frac{\mu_R - \mu_Q}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \quad (4.1)$$

Όπου όπου μ_{MS} , σ_{MS} = η μέση τιμή και η τυπική απόκλιση του περιθωρίου ασφαλείας, μ_R , σ_R = η μέση τιμή και η τυπική απόκλιση της αντίστασης και μ_Q , σ_Q = η μέση τιμή και η τυπική απόκλιση των εξωτερικών φορτίων. Από την σχέση (4.1) είναι δυνατόν να υπολογισθεί η πιθανότητα αστοχίας του πρηνούς $P_f = 1 - F(\beta)$, όπου $F(\beta)$ είναι η αθροιστική συνάρτηση πιθανότητας. Στην εκτίμηση αυτή έχουν χρησιμοποιηθεί στο παρελθόν οι ακόλουθες μέθοδοι:

1. Σημειακή μέθοδος εκτίμησης (PEM).
2. Μέθοδος 1^{ης} τάξης 2^{ης} ροπής (FOSM).
3. Μέθοδος αξιοπιστίας 1^{ης} τάξης (FORM).
4. Μέθοδος προσομοίωσης Monte Carlo (MCM).

Ειδικότερα η σημασία της χωρικής μεταβλητότητας με αυτοσυσχέτιση των ιδιοτήτων (spatial correlation), καθώς και ο τοπικός μέσος όρος των γεωτεχνικών ιδιοτήτων έχουν αναγνωρισθεί από πολλούς ερευνητές (Mostyn & Soo, 1992). Οι Griffiths & Fenton (2004) μελέτησαν την ευστάθεια των πρηνών χρησιμοποιώντας τη μέθοδο των στοχαστικών πεπερασμένων στοιχείων (RFEM) που συνδυάζει την ελαστοπλαστική ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων με πεδία τυχαίων μεταβλητών χρησιμοποιώντας τη μέθοδο LAS (Μέθοδος υποδιαίρεσης τοπικού μέσου όρου) των Fenton & Vanmarcke (1990).

Μερικοί ερευνητές συνδύασαν την κλασική μέθοδο οριακής ισορροπίας (LEM) με την Random Field Theory, όπως π.χ. οι Li & Lumb (1987), Mostyn & Soo (1992), Low & Tang (1997), El Ramly et al (2002), Low (2003), Babu & Mukesh (2004), Low et al (2007), Cho (2007). Όλες οι ανωτέρω έρευνες κατέδειξαν – όπως παρουσιάζεται στα παρακάτω κεφάλαια – τη σημαντική επίδραση της χωρικής μεταβλητότητας (auto-correlation distance) καθώς και της συσχέτισης (cross-correlation) μεταξύ των παραμέτρων της αντοχής του υλικού στην ανάλυση της ευστάθειας των πρηνών.

4.4 Η μέθοδος σημειακής εκτίμησης (Point Estimate Method, PEM)

Ο Rosenblueth (1975, 1981) παρουσίασε μια μέθοδο που χρησιμοποιεί τις 3 πρώτες ροπές για να υπολογίσει την αξιοπιστία σε μια γεωτεχνική ανάλυση. Η μέθοδος αυτή αντικαθιστά οποιαδήποτε συνεχή τυχαία μεταβλητή με εκτιμήσεις σημείων και έτσι η κατανομή της πιθανότητας των δεδομένων αντικαθίσταται από τις ισοδύναμες διακριτές κατανομές. Η μέθοδος καθορίζει τη μέση τιμή και τη διακύμανση του συντελεστή ασφάλειας και τις χρησιμοποιεί για να υπολογίσει το δείκτη αξιοπιστίας.

Οι Griffiths et al. (2010) ανέδειξαν τη σημαντικότητα της μεθόδου μιας και οι συναρτήσεις πυκνότητας πιθανότητας των δεδομένων εισόδου δεν είναι απαραίτητες και αναφέρουν ότι η μέθοδος γίνεται ανακριβής για συναρτήσεις υψηλής μη γραμμικής συμπεριφοράς, αλλά και για τυχαίες μεταβλητές μη συμμετρικές ως προς τη μέση τιμή.

4.5 Μέθοδος Πρώτης Τάξης Δεύτερης Ροπής (First Order Second Moment Method, FOSM)

Η μέθοδος αυτή χρησιμοποιεί μια επιπλέον συνάρτηση για να υπολογίσει την τυπική απόκλιση που χρησιμοποιείται στο δείκτη αξιοπιστίας. Σύμφωνα με τους Griffiths et al (2010) ο δείκτης αξιοπιστίας της μεθόδου FOSM είναι ευαίσθητος στη συνάρτηση που χρησιμοποιείται και έτσι για τα ίδια δεδομένα λαμβάνονται διαφορετικά αποτελέσματα ανάλογα με την μέθοδο ανάλυσης.

4.6 Μέθοδος Αξιοπιστίας Πρώτης Τάξης (First Order Reliability Method, FORM)

Η Μέθοδος Αξιοπιστίας Πρώτης Τάξης βασίζεται στο δείκτη αξιοπιστίας των Hasofer & Lind (1974). Ο δείκτης αυτός οδηγεί σε γεωμετρική ερμηνεία και γι' αυτό η μέθοδος FORM καλείται και μέθοδος γεωμετρικής αξιοπιστίας (Geometric Reliability Method) (Baecher & Christian, 2003).

Ένα από τα πλεονεκτήματα της μεθόδου είναι το χαμηλό κόστος υπολογισμών μιας και τα αποτελέσματα προκύπτουν έπειτα από ελάχιστες επαναλήψεις. Συγκριτικά δε με άλλες μεθόδους, η μέθοδος FORM σύμφωνα με τους Sudret et al. (2008), παρέχει μια προσέγγιση της πιθανότητας αστοχίας, αλλά όχι ένα μέτρο ακρίβειας.

4.7 Μέθοδος Επαναληπτικής Προσομοίωσης (Monte Carlo)

Στη μέθοδο Monte Carlo η πιθανότητα αστοχίας ορίζεται ως ο αριθμός των επαναλήψεων με συντελεστή ασφάλειας μικρότερο από τη μονάδα προς το πλήθος των επαναλήψεων.

$$P_f = \frac{N_f}{N} \quad (4.2)$$

Η ανωτέρω μέθοδος χρησιμοποιεί μια αιτιοκρατική ανάλυση ευστάθειας πρανών, δηλαδή τη μέθοδο Οριακής Ισορροπίας ή την μέθοδο Πεπερασμένων Στοιχείων, ως βάση της

πιθανοκρατικής ανάλυσης και καθορίζει το πώς μπορεί να συνυπολογιστεί η χωρική μεταβλητότητα (Griffiths et al. 2010).

Αξίζει να σημειωθεί πως το μεγάλο πλήθος επαναλήψεων που απαιτείται για τον υπολογισμό της αξιοπιστίας ενός πρανούς μας παρέχει λεπτομερή αποτελέσματα σχετικά με την ακρίβεια των αποτελεσμάτων της μεθόδου.

4.8 Στατιστικές Παράμετροι των Μηχανικών Χαρακτηριστικών της Εδαφικής Μάζας του Πρανούς

Στη συνέχεια παρουσιάζονται ενδεικτικά εύρη διακύμανσης της μέσης τιμής μ , καθώς και ο συντελεστής διακύμανσης $\nu = \sigma / \mu$ της ενεργού γωνίας εσωτερικής τριβής ϕ , της ενεργού συνοχής c , καθώς και του μοναδιαίου βάρους γ (ειδικό βάρος), εδαφικών μαζών όπως απαντώνται και παρουσιάζονται στη βιβλιογραφία. Πιο συγκεκριμένα, ο συντελεστής διακύμανσης για την ενεργό γωνία εσωτερικής τριβής καταγράφεται να λαμβάνει τιμές μεταξύ 2% και 15%, όπως προκύπτει από τον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 4.1: Δεδομένα μέσης τιμής μ και συντελεστή διακύμανσης σ/μ για την ενεργό γωνία εσωτερικής τριβής

Ερευνητής	Έτος	μ	σ/μ
Harr	1987		2% - 13%
Kalhawy	1992		2% - 13%
Phoon et al.	1995	20 - 40 (deg)	5% - 15%
Lacasse et al.	1997		2% - 5%
Suchomel	2010	21 (deg)	8%
Phoon et al.	1999	21-40 (deg)	5% - 15%
Duncan	2000		2% - 13%
Jeremic et al.	2007		2% - 5%
Griffiths et al.	2002	35 (deg)	5% - 50%
El Ramley et al.	2002	35 (deg)	5.60%
Schweiger	2005	35 (deg)	0%

Πίνακας 4.2: Δεδομένα μέσης τιμής μ και συντελεστής διακύμανσης σ/μ για την ενεργό συνοχή

Ερευνητής	Έτος	μ	σ/μ
Griffiths et al.	2002	24 kN/m ²	30%
Suchomel	2010	10 kN/m ²	21%
Harr	1987		20%
Cherubini	1997		20%-30%
Li et al.	1987		40%

Δεν υπάρχουν αρκετά στοιχεία σχετικά με τη διακύμανση του μοναδιαίου βάρους. Οι Smith, et al (2004), Hicks, et al (2002) & Griffiths, et al (2002) εξέλαβαν αιτιοκρατική μεταβλητή μοναδιαίου βάρους με τιμή 20 KN / m³.

Πίνακας 4.3: Δεδομένα μέσης τιμής μ και συντελεστή διακύμανσης σ/μ για το μοναδιαίο βάρος

Ερευνητής	Έτος	μ (kN/m ³)	σ/μ
Harr	1987		1%-10%
Phoon, et al.	1995	13-20	<10%
Smith, et al.	2004	20	0%
Duncan	2000	14-20	<10%
Wang, et al.	2010	20	6%
Hicks, et al.	2002	20	0%
Griffiths, et al.	2002	20	0%
Schweiger	2005	20	0%

Τέλος, ο R. Rakwitz (2000) προτείνει τις εξής αντιπροσωπευτικές τιμές τυπικής απόκλισης:

Πίνακας 4.4: Τυπική απόκλιση παραμέτρων διατμητικής αντοχής

Παράμετροι αντοχής	Τυπική απόκλιση
Ειδικό βάρος (kN/m ³)	1
Γωνία εσωτερικής τριβής	4-8
Συνοχή (kPa)	6-15
Μέτρο διάτμησης (MPa)	7-28

Ο Vorechovsky (2007) τονίζει ότι μια μεταβολή της μέσης τιμής, της τυπικής απόκλισης και των συσχετίσεων έχουν επίδραση τόσο στο συντελεστή αυτοσυσχέτισης όσο και στο συντελεστή συσχέτισης. Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζουν οι τιμές του συντελεστή συσχέτισης ρ (cross-correlation) μεταξύ των παραμέτρων της διατμητικής αντοχής του εδάφους (συνοχή, γωνία εσωτερικής τριβής) και του ειδικού βάρους γ του εδαφικού υλικού, όπως παρουσιάζονται στους παρακάτω πίνακες:

Πίνακας 4.5: Ετεροσυσχέτιση (Cross – correlation) των c και φ

Ερευνητής	Έτος	$\rho_{c\varphi}$	Δοκιμή
Forrest and Orr	2010	-0,470	
Harr	1987	0,250	CU
Hara, et al.	2011	-0,100	CD
" "		-0,810	CD
" "		-0,870	CD
" "		-0,572	
" "		-0,554	
" "		-0,490	
" "		-0,359	
" "		-0,557	
Lumb	1970	-0,700	
" "		-0,370	
Matsuo and Kuroda	1974	-0,412	Direct shear test
		0,316	" "
		0,369	" "
		-0,474	" "
		-0,748	" "
Wolff	1985	-0,470	CD

Πίνακας 4.6: Ετεροσυσχέτιση (Cross – correlation) των c και γ

Ερευνητής	Έτος	$\rho_{c\gamma}$	Δοκιμή
Babu and Srirastava	2006	0,25	
" "		0,50	
" "		0,75	
Chowdhurry and Xu	1995	0,40	
Low and Tang	1997	0,50	
Matsuo and Kuroda	1974	0,44	Direct shear test

Πίνακας 4.7: Ετεροσυσχέτιση (Cross – correlation) των ϕ και γ (Xing Zheng Wu ,2013)

Ερευνητής	Έτος	$\rho_{\gamma\phi}$
Babu and Srirastava	2006	0,25
" "		0,5
" "		0,75
Chowdhurry and Xu	1995	0,7
Low and Tang	1997	0,5
Matsuo and Kuroda	1974	0,713
" "		0,656
" "		0,926
" "		0,859
" "		0,943

Η τιμή του συντελεστή συσχέτισης ανάμεσα στο ειδικό βάρος και τη γωνία εσωτερικής τριβής κατά τον Rakwitz (2000) είναι ελαφρά θετική ανάμεσα στο 0 και στο 0.5, ενώ πάντα κατά τον ίδιο ερευνητή ο συντελεστής συσχέτισης ανάμεσα στη συνοχή και τη γωνία εσωτερικής τριβής εμφανίζεται αρνητικός περίπου στο -0.5.

4.9 Στοιχεία για τις χωρικές στατιστικές παραμέτρους

Κλίμακα διακύμανσης (l) και κλίμακα ανισοτροπίας (ξ)

Η ισοτροπία ή ανισοτροπία μιας εδαφικής μάζας εξαρτάται από την αναλογία του μήκους αυτοσυσχέτισης στην οριζόντια διεύθυνση προς το αντίστοιχο μήκος στην κάθετη διεύθυνση. Αν μία εδαφική μάζα παρουσιάζει ισοτροπία, τότε ο ρυθμός μεταβολής μίας μεταβλητής προς την οριζόντια και κάθετη διεύθυνση είναι ίδιος και $l_v=l_h$, ενώ αν $l_v \neq l_h$ η εδαφική μάζα παρουσιάζει ανισοτροπική συμπεριφορά. Ο λόγος μεταξύ του μήκους αυτοσυσχέτισης στον οριζόντιο και στον κάθετο άξονα υπολογίζεται από την εξίσωση 4.3 όπου ξ είναι το μέτρο της ανισοτροπίας:

$$\xi = l_h/l_v \quad (4.3)$$

Στον Πίνακα 4.8 δίδονται ζεύγη τιμών από την βιβλιογραφία που χαρακτηρίζουν τη χωρική συσχέτιση στον κάθετο και τον οριζόντιο άξονα. Αυτό επιτυγχάνεται δίδοντας τις δύο διαφορετικές τιμές της κλίμακας διακύμανσης για τους άξονες ή τη μία από τις δύο τιμές και την κλίμακα ανισοτροπίας που εκφράζει την σχέση των τιμών της ιδιότητας μεταξύ του καθέτου και οριζοντίου επιπέδου. Οι τιμές που απαντώνται στην βιβλιογραφία είναι αρκετές και μπορούμε να πούμε ότι κατά γενικές γραμμές συμφωνούν μεταξύ τους.

Πίνακας 4.8: Μήκος χωρικής συσχέτισης και κλίμακα ανισοτροπίας

Ερευνητής	Έτος	ξ	l_v	l_h
Phoon, et al.	1995		2-6 (m)	10-60 (m)
Phoon, et al.	1999		3-6 (m)	11-60 (m)
Cherubini	1997		4-6 (m)	12-60 (m)
Duncan	2000		2,4-7,9(m)	
Griffiths, et al.	2002		6-6 (m)	14-60 (m)
Hicks, et al.	2005	8	1 (m)	
Sudret, et al.	2008	1	10-30 (m)	
Hicks, et al.	2002	>10	0,3-3 (m)	
Suchomel	2010		10-40 (m)	0,5-3 (m)

4.10 Προσομοίωση τυχαίων πεδίων (Simulation Random Fields)

Για την πλήρη κατανόηση και εν συνεχεία την επίλυση πολύπλοκων γεωτεχνικών έργων με σύνθετα προβλήματα εφαρμόστηκε η αρχή της Ανάλυσης – Σύνθεσης. Πρώτο στάδιο της μεθοδολογίας αποτελεί η ανάλυση κάποιου φαινομένου ή σειράς συζευγμένων φαινομένων σε απλούστερα συστατικά στοιχεία, η κατανόηση της λειτουργίας τους και εν συνεχεία η αναζήτηση μαθηματικών μεθοδολογιών προσομοίωσής τους. Με τον τρόπο αυτό επιχειρείται η αναγωγή φυσικών προβλημάτων σε αντίστοιχα μαθηματικά.

Η επανασύνδεση των επιμέρους συστατικών στοιχείων του γενικού οδηγεί μεν και πάλι σε πολυπλοκότητα, με τη διαφορά εντούτοις ότι το πρόβλημα είναι πλέον διακριτό και μαθηματικά επιλύσιμο. Τα επιμέρους τμήματα του προβλήματος, μετά τη διακριτοποίηση και την αποσύζευξη συζευγμένων φαινομένων, όπου χρειαστεί, μπορούν να προσομοιωθούν με καταστατικούς νόμους συμπεριφοράς (μαθηματικά προσομοιώματα), κατάλληλους για κάθε μορφής ειδική περίπτωση.

Η υποδιαίρεση του συνόλου του εξεταζόμενου χώρου σε στοιχεία καλείται διακριτοποίηση και διέπεται από ορισμένους κανόνες καθώς και από κανόνες βέλτιστης προσέγγισης (Κωμοδρόμος, 2008).

1. Η μέθοδος D.F.T. (Discrete Fourier Transforms).
2. Η μέθοδος F.F.T. (Fast Fourier Transform).
3. Η μέθοδος T.B.M. (Turning Bands Method).
4. Η μέθοδος L.A.S. (Local Average Subdivision).

Μία σύντομη περιγραφή των μεθόδων αυτών δίδεται κατωτέρω:

1. Η μέθοδος D.F.T.

Η κεντρική ιδέα στην ανάλυση Fourier είναι η προσπάθεια για κατανόηση των ιδιοτήτων μιας συνάρτησης μέσω διάσπασής της σε γνωστά στοιχειώδη μέρη (αποσύνθεση). Η αντίστροφη διαδικασία, δηλαδή η κατασκευή μιας συνάρτησης από γνωστές βασικές συναρτήσεις αποτελεί την σύνθεση. Ο όρος Μετασχηματισμός Fourier (ΜΦ) αναφέρεται σε μία αυστηρώς ορισμένη μαθηματική διεργασία η οποία αποσυνθέτει μία συνάρτηση σε άθροισμα απείρων περιοδικών ημιτονοειδών και συνημιτονοειδών συναρτήσεων. Το αποτέλεσμα του μετασχηματισμού είναι μία νέα συνάρτηση με διαφορετικό πεδίο ορισμού, η οποία περιγράφει το κατά πόσο συμμετέχει κάθε στοιχειώδες ημίτονο στον σχηματισμό της αρχικής συνάρτησης.

Οι μετασχηματισμοί Φουριέ δεν περιορίζονται σε συναρτήσεις χρόνου και χρονικές συχνότητες. Μπορούν εξίσου να εφαρμοστούν για την ανάλυση χωρικών συχνοτήτων και μάλιστα για σχεδόν κάθε πεδίο μιας συνάρτησης. Ο D.F.T. είναι ένα σημαντικό μέσο ανάλυσης ακολουθιών πεπερασμένου μήκους καθώς και του υπολογισμού της συνάρτησης μεταφοράς γενικευμένων δισδιάστατων συστημάτων. Η δημιουργία πεδίου τυχαίων μεταβλητών με την μέθοδο D.F.T στηρίζεται στην φασματική παράσταση συνεχών ομογενών τετραγωνικών μέσων όρων τυχαίων πεδίων, όπως αυτό εκφράζεται (Yaglom, 1962) από την σχέση:

$$Z(x) = \int_{-\infty}^{\infty} e^{ix \cdot \omega} W(d\omega) \quad (4.4)$$

όπου $W(d\omega)$ είναι ένα διάστημα λευκού θορύβου με μηδενική μέση τιμή και διασπορά $S(\omega) \cdot d\omega$ και $S(\omega)$ είναι η συνάρτηση φασματικής πυκνότητας (spectral density function). Στην πράξη το n-διάστατο ολοκλήρωμα γίνεται ένα n-διάστατο άθροισμα που εκτιμάται ξεχωριστά σε κάθε σημείο x . Σε n διαστάσεις, ο μετασχηματισμός DFT είναι δυνατόν να γραφεί ως

$$Z(x) = \sum_{k_1=-N_1}^{N_1} \sum_{k_2=-N_2}^{N_2} \dots \sum_{k_n=-N_n}^{N_n} \dots A_{k_1 k_2 \dots k_n} \cos(\omega_{k_1} x_1 + \omega_{k_2} x_2 + \dots + \omega_{k_n} x_n) + B_{k_1 k_2 \dots k_n} \sin(\omega_{k_1} x_1 + \omega_{k_2} x_2 + \dots + \omega_{k_n} x_n) \quad (4.5)$$

όπου για κανονικά κατανομημένη $Z(x)$, οι A και B έχουν μέση τιμή μηδέν και διασπορές $E[A_k^2] = E[B_k^2] = S(\omega_k) \Delta\omega_k$.

Για $n = 1$, λαμβάνοντας υπόψη την συμμετρία στην συνάρτηση $S(\omega) = S(-\omega)$, το άθροισμα μπορεί να γραφεί:

$$Z(x) = \sum_{k=0}^N A_k \cos(\omega_k x) + B_k \sin(\omega_k x) \quad (4.6)$$

όπου οι διασπορές των σταθερών A και B εκφράζονται με την μονόπλευρη συνάρτηση φασματικής πυκνότητας $G(\omega_k) = 2S(\omega_k)$ από την σχέση $E[A_k^2] = E[B_k^2] = G(\omega_k)\Delta\omega_k$, όπου $\Delta\omega_0 = (\omega_1 - \omega_0)/2$ και $\Delta\omega_k = (\omega_{k+1} - \omega_{k-1})/2$.

Η προσομοίωση παράγεται ως ακολούθως:

1. Επιλέγεται ο τρόπος διακριτοποίησης της φασματικής συνάρτησης πυκνότητας (N και $\Delta\omega$)
2. Παράγονται τα A_k και B_k για $k=0,1,\dots,N$, ώστε να ακολουθούν την κανονική κατανομή, να έχουν μηδενική μέση τιμή και διασπορά $G(\omega_k)\Delta\omega_k$.
3. Για κάθε επιθυμητή τιμή του x στην τελική τυχαία διαδικασία υπολογίζεται το άθροισμα που δίνεται από την εξίσωση (4.6)

2. Η μέθοδος F.F.T.

Ο πλέον αποτελεσματικός αλγόριθμος μετασχηματισμού είναι ο ταχύς μετασχηματισμός Fourier (F.F.T). Εάν διάστημα και συχνότητα διακριτοποιούνται σε μία σειρά σημείων ίσων υποδιαστημάτων, τότε η μέθοδος FFT που αναπτύχθηκε από τους (Cooley και Tukey, 1965) μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τον υπολογισμό της εξίσωσης (4.4). Για πραγματική και διακριτή $Z(x_j)$, $j=1,2,\dots,N$, η εξίσωση (4.4) γράφεται:

$$\begin{aligned} Z(x_j) &= \int_{-\pi}^{\pi} e^{ix_j\omega} W(d\omega) = \lim_{K \rightarrow \infty} \sum_{k=-K}^K e^{ix_j\omega_k} W(\Delta\omega_k) \\ &= \lim_{K \rightarrow \infty} \sum_{k=-K}^K \{A(\Delta\omega_k) \cos(x_j\omega_k) + B(\Delta\omega_k) \sin(x_j\omega_k)\} \end{aligned} \quad (4.7)$$

όπου $\omega_k = k\pi/K$ και $\Delta\omega_k = \pi/K$, ενώ οι συναρτήσεις $A(\Delta\omega_k)$ και $B(\Delta\omega_k)$ είναι τυχαίες μεταβλητές με μέση τιμή μηδέν.

Ένας ισοδύναμος τρόπος γραφής της ανωτέρω εξίσωσης είναι:

$$Z(x_j) = \sum_{k=0}^k C_k \cos(x_j\omega_k + \Phi_k) \quad (4.8)$$

όπου Φ_k είναι μία ομοιόμορφα κατανομημένη γωνία φάσης στο διάστημα $[0, 2\pi]$ και η C_k ακολουθεί κατανομή Rayleigh. Ο μετασχηματισμός Fourier μπορεί να υπολογισθεί από την σχέση:

$$Z_j = \sum_{k=0}^k X_k e^{i(2\pi jk/K)} \quad (4.9)$$

χρησιμοποιώντας τον αλγόριθμο FFT. Οι σταθερές Fourier A_k και B_k παρουσιάζουν τις ακόλουθες συμμετρίες οφειλόμενες στο γεγονός ότι η Z είναι πραγματική:

$$A_k = \frac{1}{K} \sum_{j=0}^{k-1} Z_j \cos 2\pi \frac{jk}{K} = A_{K-k} \quad (4.10)$$

$$B_k = \frac{1}{K} \sum_{j=0}^{k-1} Z_j \sin 2\pi \frac{jk}{K} = -B_{K-k} \quad (4.11)$$

Η διασπορά της A_k μπορεί να υπολογιστεί από την σχέση (4.10) απ' όπου μετά από αναλυτικό υπολογισμό οδηγεί στα αποτελέσματα:

$$E[A_k^2] = \left\{ \begin{array}{ll} \frac{1}{2} G(\omega_k) \Delta\omega & \text{if } k=0 \\ \frac{1}{4} \{G(\omega_k) + G(\omega_{K-k})\} \Delta\omega & \text{if } k=1, \dots, \frac{1}{2}K-1 \\ G(\omega_k) \Delta\omega & \text{if } k=\frac{1}{2}K \end{array} \right\} \quad (4.12)$$

Για $k=0$, το διάστημα της συχνότητας είναι $\frac{1}{2} \Delta\omega$. Με εντελώς ίδιους υπολογισμούς ξεκινώντας από την σχέση (4.11) η διασπορά της B_k είναι:

$$E[B_k]^2 = \left\{ \begin{array}{ll} 0 & \text{if } k=0, \frac{1}{2}K \\ \frac{1}{4} \{G(\omega_k) + G(\omega_{K-k})\} \Delta\omega & \text{if } k=1, \dots, \frac{1}{2}K-1 \end{array} \right\} \quad (4.13)$$

Η διαδικασία προσομοίωσης είναι η ακόλουθη:

1. Δημιουργούνται ανεξάρτητες κανονικοποιημένες υλοποιήσεις των A_k και B_k οι οποίες έχουν μηδενική μέση τιμή και διασπορά που δίνεται από τις εξισώσεις (4.12) και (4.13) για $k=0,1,2,\dots,K/2$ και θέτοντας $B_0=B_{K/2}=0$
2. Χρησιμοποιείται η συμμετρία των εξισώσεων (4.10) και (4.11) για να κατασκευασθούν οι σταθερές Fourier για $k=1+K/2,\dots,K-1$.
3. Δημιουργείται η υλοποίηση του πεδίου τυχαίων μεταβλητών με την μέθοδο FFT χρησιμοποιώντας την εξίσωση (4.9).

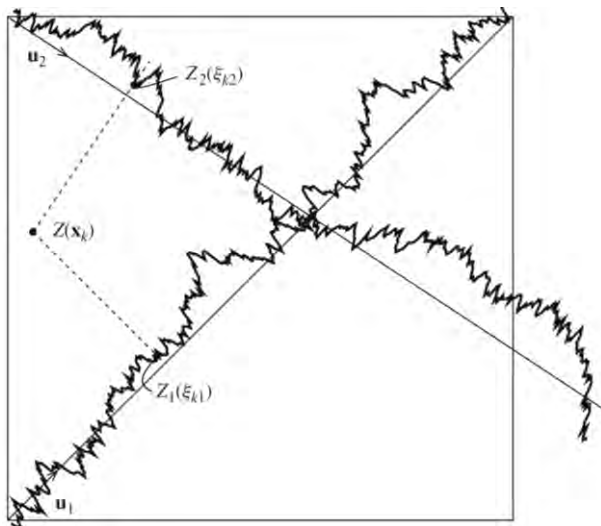
Το μεγαλύτερο πλεονέκτημα του FFT σε σχέση με τους συμβατικούς τρόπους υπολογισμού του διακριτού μετασχηματισμού Fourier είναι η μειωμένη πολυπλοκότητα του.

3. Η μέθοδος T.B.M. (Turning Band Method)

Η μέθοδος T.B.M. χρησιμοποιείται για την προσομοίωση πολυδιάστατων τυχαίων πεδίων σε χώρους δύο και τριών διαστάσεων (Matheron, 1973). Εκτελεί προσομοιώσεις μονοδιάστατων

γραμμών αντί να συνθέτει απευθείας το πολυδιάστατο πεδίο. Η διαδικασία της T.B.M. δημιουργείται από μια απλή μέθοδο, η οποία μπορεί να περιγραφεί ως ακολούθως:

1. Επιλέγεται μια αυθαίρετη αρχή εντός ή πλησίον του χώρου όπου πρόκειται να κατασκευαστεί το πεδίο τυχαίων τιμών
2. Επιλέγεται μια γραμμή i που διασχίζει το πεδίο με κατεύθυνση που δίνεται από το μοναδιαίο διάνυσμα u_i , το οποίο μπορεί να επιλέγει είτε τυχαία είτε από κάποιο σταθερό σύνολο.
3. Παράγεται η υλοποίηση μιας μονοδιάστατης διαδικασίας $Z_i(\xi_i)$ κατά μήκος της γραμμής i που έχει μηδενική μέση τιμή και συνάρτηση συνδιασποράς $C_1(\tau_i)$ όπου τα ξ_i και (τ_i) μετρώνται κατά μήκος της γραμμής i .
4. Ορθογωνικά προβάλλεται κάθε σημείο x_k του πεδίου πάνω στη γραμμή i για να ορίσει την συντεταγμένη ξ_{ki} από την τιμή της μονοδιάστατης πορείας $Z_i(\xi_{ki})$
5. Προστίθεται η συνιστώσα $Z_i(\xi_{ki})$ στην τιμή του πεδίου $Z(x_k)$ για κάθε x_k .
6. Επιστροφή στο στάδιο 2 και παραγωγή μιας νέας μονοδιάστατης πορείας κατά μήκος μιας συμπληρωματικής γραμμής μέχρι να παραχθούν L γραμμές.
7. Κανονικοποίηση του πεδίου $Z(x_k)$ διαιρώντας με τον παράγοντα L .



Σχήμα 4.1: Μέθοδος TBM: Οι συμβολές από την κάθε γραμμική ακολουθία τυχαίων τιμών $Z_i(\xi_i)$ στο πιο κοντινό σημείο προστίθενται ώστε να δημιουργήσουν το τυχαίο πεδίο $Z(x)$ (Fenton and Griffiths, 2008).

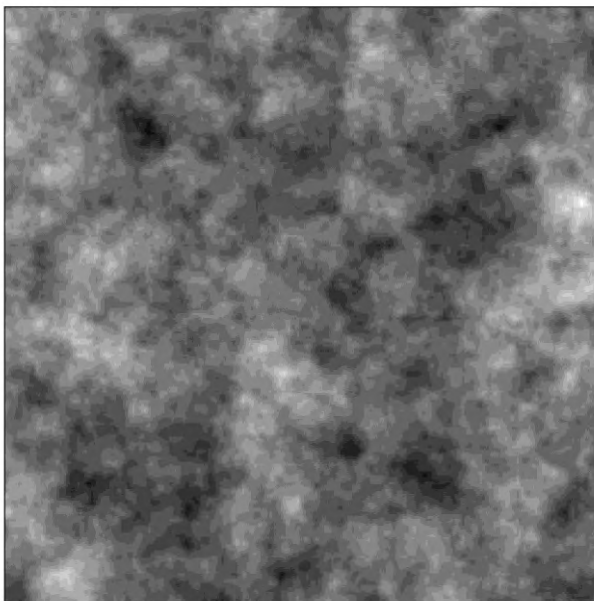
Κατ' ουσίαν η βασική εξίσωση παραγωγής της διαδικασίας (με τη μηδενική μέση τιμή) $Z(x)$ δίνεται από τη σχέση:

$$Z(x_k) = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_{i=1}^L Z_i(x_k - u_i) \quad (4.14)$$

Για δισδιάστατη ισότροπη διαδικασία οι Mantoglou και Wilson (1981) δίνουν την ακόλουθη σχέση ανάμεσα στις συναρτήσεις συνδιασποράς $C_2(\tau)$ και $C_1(\eta)$ για $r = |\tau|$:

$$C_2(r) = \frac{2}{\pi} \int_0^r \frac{C_1(\eta)}{\sqrt{r^2 - \eta^2}} d\eta \quad (4.15)$$

η οποία είναι μία ολοκληρωτική εξίσωση που επιλύεται ως προς $C_1(\eta)$.



Σχήμα 4.2: Παράδειγμα δημιουργίας πεδίου με την μέθοδο TMB με χρήση 64 γραμμών (Fenton and Griffiths, 2008).

4. Η Μέθοδος Υποδιαίρεσης Τοπικού Μέσου Όρου (Local Average Subdivision)

Για να συνυπολογιστεί η αβεβαιότητα στο έδαφος και η χωρική συσχέτιση στην ανάλυση της ευστάθειας πρανούς, οι Fenton και Vanmarcke (1990) εισήγαγαν την μέθοδο των τυχαίων πεπερασμένων στοιχείων (RFEM) χρησιμοποιώντας υποδιαίρεση τοπικού μέσου όρου (LAS). Η μέθοδος αυτή συνδυάζει ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων (Smith and Griffiths, 2004) και τη θεωρία τυχαίων πεδίων (Fenton, 1990). Η κατασκευή μιας διαδικασίας υποδιαίρεσης τοπικού μέσου όρου με τη μέθοδο LAS που ακολουθεί την κανονική κατανομή, παρουσιάζεται στο Σχήμα 4.3.

Stage 0	Z_1^0							
Stage 1	Z_1^1				Z_2^1			
Stage 2	Z_1^2		Z_2^2		Z_3^2		Z_4^2	
Stage 3	Z_1^3	Z_2^3	Z_3^3	Z_4^3	Z_5^3	Z_6^3	Z_7^3	Z_8^3
Stage 4								

Σχήμα 4.3: Διαδικασία υποδιαίρεσης τοπικού μέσου όρου (Fenton and Griffiths, 2008).

Πρόκειται για μία επαναληπτική διαδικασία που ξεκινάει από την κορυφή και οδεύει προς τα κάτω (Σχήμα 4.3). Στο στάδιο 0 παράγεται ένας συνολικός μέσος όρος για τη διαδικασία Z_1^0 . Στο στάδιο 1 το στοιχείο υποδιαιρείται σε δύο ίσες περιοχές των οποίων ο μέσος όρος των τοπικών τιμών είναι ίσος με τον μέσο όρο στο στάδιο 0. Στα επόμενα στάδια παράγονται με υποδιαίρεση του προηγούμενου κελιού σε δύο νέα διατηρώντας την μέση τιμή των προηγούμενων «πατρικών» κελιών. Έτσι η συνολική μέση τιμή παραμένει σταθερή.

Συγκεκριμένα, ο αλγόριθμος έχει ως εξής:

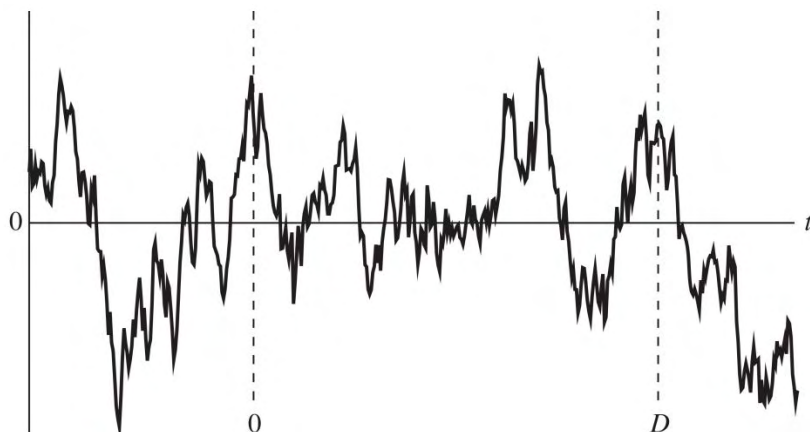
1. Δημιουργείται μία κανονικά κατανομημένη συνολική μέση τιμή Z_1^0 .
2. Το κελί αυτό υποδιαιρείται σε δύο ίσα μέρη.
3. Δημιουργούνται δύο κανονικά κατανομημένες τιμές Z_1^1 και Z_2^1 των οποίων οι μέσες τιμές και διασπορές ικανοποιούν τα τρία κριτήρια:
 - έχουν την σωστή διασπορά με βάση την θεωρία υποδιαίρεσης τοπικού μέσου όρου.
 - είναι σωστά συσχετισμένα μεταξύ τους.
 - έχουν τον ίδιο μέσο όρο με το αρχικό του στοιχείο $(Z_1^1 + Z_2^1)/2 = Z_1^0$.
4. Κάθε κελί του σταδίου 1 υποδιαιρείται ξανά σε δύο ίσα μέρη.
5. Δημιουργούνται δύο κανονικά κατανομημένες τιμές Z_1^2 και Z_2^2 των οποίων οι μέσες τιμές και διασπορές ικανοποιούν τα τρία κριτήρια:
 - έχουν την σωστή διασπορά με βάση την θεωρία υποδιαίρεσης τοπικού μέσου όρου.
 - είναι κατάλληλα συσχετισμένα μεταξύ τους.
 - έχουν τον ίδιο μέσο όρο με το αρχικό του στοιχείο $(Z_1^2 + Z_2^2)/2 = Z_1^1$.
 - είναι κατάλληλα συσχετισμένα με τα στοιχεία Z_3^2 και Z_4^2 .

Και ούτω καθεξής για τα επόμενα βήματα. Τα τυχαία πεδία μετατρέπονται στα επιθυμητά c και φ με τη χρήση της σχέσης:

$$c_i = \mu_c + \sigma_c G_c(x_i) \quad (4.16)$$

όπου x_i διάνυσμα που περιέχει τις συντεταγμένες του κέντρου του « i » στοιχείου και c_i η τιμή της συνοχής που δίνεται στο « i » στοιχείο. Η ίδια σχέση εφαρμόζεται αντίστοιχα και για τη γωνία εσωτερικής τριβής.

Αν το μήκος χωρικής αυτοσυσχέτισης τείνει στο άπειρο, αναμένουμε τις ίδιες τιμές σε επιλεγμένα στοιχεία του καννάβου (ομογενές υλικό), ενώ αν τείνει στο μηδέν τότε αναμένουμε ανεξάρτητες τοπικές μέσες τιμές και διαφορετικές τιμές για οποιοδήποτε συνδυασμό στοιχείων του καννάβου. Η συσχέτιση μεταξύ της συνοχής και της γωνίας εσωτερικής τριβής υπολογίζεται με εφαρμογή παραγοντοποίησης Cholesky στο πίνακα συσχέτισης των δύο τυχαίων πεδίων.



Σχήμα 4.4: Συνεχής στάσιμη συνάρτηση τυχαίας μεταβλητής Z (Fendon and Griffiths, 2008).

Ακολουθεί η περιγραφή της μαθηματικής ανάλυσης της μεθόδου L.A.S. Για τον προσδιορισμό της μέσης τιμής και της διασποράς στο στάδιο 0, λαμβάνεται μία συνεχή στάσιμη συνάρτηση τυχαίας μεταβλητής $Z(t)$, ένα δείγμα της οποίας δίδεται στο Σχήμα 4.4. Ο μέσος όρος του $Z(t)$ με πεδίο τιμών $(0, D)$ δίνεται από την σχέση:

$$Z_1^0 = \frac{1}{D} \int_0^D Z(\xi) d\xi \quad (4.17)$$

όπου Z_1^0 είναι τυχαία μεταβλητή της οποίας οι στατιστικές παράμετροι

$$E[Z_1^0] = E[Z] \quad (4.18)$$

και

$$\begin{aligned} \left[(Z_1^0)^2 \right] &= \frac{1}{D^2} \int_0^D \int_0^D E[Z(\xi)Z(\xi')] d\xi d\xi' \\ &= E[Z]^2 + \frac{2}{D^2} \int_0^D (D - \tau) C(\tau) dt \end{aligned} \quad (4.19)$$

μπορούν να ευρεθούν κάνοντας χρήση της στασιμότητας της τυχαίας μεταβλητής και του γεγονότος ότι το $C(\tau)$, η συνάρτηση συνδιακύμανσης του $Z(t)$, είναι μία άρτια συνάρτηση του τ .

Χωρίς απώλεια της γενικότητας, η $E(Z)$ μπορεί στο εξής να θεωρηθεί μηδενική. Εάν η $Z(t)$ είναι μία συνάρτηση κανονικής κατανομής, οι ανωτέρω εξισώσεις δίνουν ικανές πληροφορίες για να παραχθεί μία υλοποίηση του Z_1^0 , που είναι στο στάδιο 0 στην μέθοδο *L.A.S.*

Ας υποθέσουμε τώρα την γενική περίπτωση κατά την οποία το στάδιο i είναι γνωστό και πρέπει να παραχθεί το στάδιο $i+1$. Ορίζεται:

$$D^i = D/2^i, \quad i = 0, 1, 2, \dots, L \quad (4.20)$$

όπου ο τελικός αριθμός των διαστημάτων του τυχαίου πεδίου είναι 2^L και Z_k^i ως ο μέσος όρος του $Z(t)$ στο διάστημα

$$(k-1/2) D^i < t \leq k D^i \quad (4.21)$$

κεντραρισμένο στην τιμή $t_k = (k-1/2) D^i$ που είναι:

$$Z_k^i = \frac{1}{D^i} \int_{(k-1)D^i}^{kD^i} Z(\xi) d\xi \quad (4.22)$$

όπου $E[Z_k^i] = E[Z] = 0$.

Η επιδιωκόμενη συνδιασπορά τοπικών μέσων τιμών που διαχωρίζονται από την απόσταση τ μεταξύ των κέντρων είναι:

$$\begin{aligned} E[Z_k^i Z_{k+m}^i] &= E \left[\left(\frac{1}{D^i} \right)^2 \int_{(k-1)D^i}^{kD^i} \int_{(k+m-1)D^i}^{(k+m)D^i} Z(\xi) Z(\xi') d\xi d\xi' \right] = \\ &= \left(\frac{1}{D^i} \right)^2 \int_0^{D^i} \int_{mD^i}^{(m+1)D^i} C(\xi - \xi') d\xi d\xi' = \\ &= \left(\frac{1}{D^i} \right)^2 \int_{(m-1)D^i}^{mD^i} [\xi - (m-1)D^i] C(\xi) d\xi + \left(\frac{1}{D^i} \right)^2 \int_{mD^i}^{(m+1)D^i} [(m+1)D^i - \xi] C(\xi) d\xi \end{aligned} \quad (4.23)$$

η οποία μπορεί να εκτιμηθεί σχετικά απλά από την σχέση (Gauss quadrature)

$$E[Z_k^i Z_{k-m}^i] \approx \frac{1}{4} \sum_{v=1}^{n_g} w_v [(1+z_v)C(r_v) + (1-z_v)C(s_v)] \quad (4.24)$$

όπου

$$r_v = D^i \left(m - \frac{1}{2}(1-z_v) \right) \quad (4.25)$$

$$s_v = D^i \left(m + \frac{1}{2}(1+z_v) \right), \quad (4.26)$$

w = βάρη και z_v = οι θέσεις των σημείων Gauss.

Με αναφορά στον Πίνακα 4.9, η κατασκευή του σταδίου $i+1$ δοθέντος του σταδίου i επιτυγχάνεται με τον υπολογισμό του μέσου όρου του Z_{2j}^{i+1} , και προσθέτοντας μία μεταβλητή λευκού θορύβου μηδενικού μέσου όρου $C^{i+1}U^{i+1}$ με διασπορά $(C^{i+1})^2$

$$Z_{2j}^{i+1} = M_{2j}^{i+1} + c^{i+1}U_j^{i+1} \quad (4.27)$$

Πίνακας 4.9: Κατασκευή σταδίου $i+1$ από γνωστό στάδιο i

	j		$j+1$		
	$2j-1$	$2j$	$2j+1$	$2j+2$	

Η καλύτερη γραμμική εκτίμηση για την μέση τιμή M_{2j}^{i+1} μπορεί να επιτευχθεί με γραμμικό συνδυασμό των τιμών του σταδίου i σε μία περιοχή $j-n, \dots, j+n$

$$M_{2j}^{i+1} = \sum_{k=j-n}^{j+n} a_{k-j}^i Z_k^i \quad (4.28)$$

Κατόπιν πολλαπλασιάζοντας την εξίσωση (4.27) με τον παράγοντα Z_m^i , υπολογίζοντας την μέση τιμή, λαμβανομένου υπόψιν ότι ο παράγων U^{i+1} δεν συσχετίζεται με τις τιμές του σταδίου i , επιτρέπει τον καθορισμό των συντελεστών a υπο την μορφή των συνδιασπορών

$$E[Z_{2j}^{i+1} Z_m^i] = \sum_{k=j-n}^{j+n} a_{k-j}^i E[Z_k^i Z_m^i] \quad (4.29)$$

Ο υπολογισμός των συντελεστών a^i γίνεται από την επίλυση ενός συστήματος $m = 2n$ εξισώσεων, όπου $m=j-n, \dots, j+n$ και $l = -n, \dots, n$. Για $U_j^{i+1} \sim N(0,1)$ η διασπορά του όρου του θορύβου είναι $(c^{i+1})^2$ και μπορεί να ληφθεί με τετραγωνισμό της εξίσωσης (4.27), λήψη της μέσης τιμής και χρήση των αποτελεσμάτων της (4.29) προκύπτει:

$$(c^{i+1})^2 = E\left[(Z_{2j}^{j+1})^2\right] - \sum_{k=j-n}^{j+n} a_{k-j}^i E\left[Z_{2j}^{j+1} Z_k^i\right] \quad (4.30)$$

Το γειτονικό στοιχείο Z_{2j-1}^{i+1} υπολογίζεται από την σχέση:

$$Z_{2j-1}^{i+1} = 2Z_j^i - Z_{2j}^{i+1} \quad (4.31)$$

η οποία δίνει ένα τρόπο υπολογισμού των συνδιασπορών μεταξύ των σταδίων

$$E\left[Z_{2j}^{i+1} Z_m^i\right] = \frac{1}{2} E\left[Z_{2j}^{i+1} Z_{2m-1}^{i+1}\right] + \frac{1}{2} E\left[Z_{2j}^{i+1} Z_{2m}^{i+1}\right] \quad (4.32)$$

οι οποίες χρησιμεύουν στον υπολογισμό της (4.29).

Για στάσιμες τυχαίες μεταβλητές οι συντελεστές a_l^i και c^i δεν εξαρτώνται από την θέση. Η διαδικασία δημιουργίας πεδίων τυχαίων μεταβλητών μπορεί να επαναληφθεί ως ακολούθως:

1. Για $i=0,1,2,\dots,L$ υπολογίζονται οι συντελεστές a_l^i , όπου $l = -n, \dots, n$ με την χρήση της εξίσωσης (4.29) και c^{i+1} με την χρήση της εξίσωσης (4.30).
2. Ξεκινώντας με $i = 0$ υλοποιείται ο γειτονικός μέσος όρος με την χρήση των εξισώσεων (4.28) και (4.29).
3. Υποδιαιρείται η περιοχή.
4. Για κάθε $j = 1,2,3,\dots,2^i$, υλοποιούνται τα Z_{2j}^{i+1} και Z_{2j-1}^{i+1} με τις εξισώσεις (4.27) και (4.31).
5. Στην συνέχεια αυξάνεται η τιμή του i και, εάν δεν είναι μεγαλύτερη του L , επαναλαμβάνεται η διαδικασία από το 3ο βήμα.

Ακρίβεια της μεθόδου

Είναι ενδιαφέρον να διερευνηθεί πόσο κοντά προσεγγίζει ο αλγόριθμος τον στατιστικό στόχο της διαδικασίας. Μεταβάλλοντας ελαφρά τον συμβολισμό, δηλώνονται στο στάδιο $i+1$ οι τιμές του αλγορίθμου, δοθέντων των τιμών του σταδίου i όπως (Fenton and Griffiths, 2008):

$$\hat{Z}_{2j}^{i+1} = c^{j+1} U_j^{i+1} + \sum_{k=j-n}^{j+n} a_{k-j}^i Z_k^i \quad (4.33)$$

$$\hat{Z}_{2j-1}^{i+1} = 2Z_j^i - \hat{Z}_{2j}^{i+1} \quad (4.34)$$

είναι εύκολο να διαπιστωθεί ότι η προσδοκώμενη τιμή του Z παραμένει μηδενική ενώ η διασπορά είναι:

$$\begin{aligned}
E\left[\left(\hat{Z}_{2j}^{i+1}\right)^2\right] &= E\left[\left(c^{i+1} U_j^{i+1} + \sum_{k=j-n}^{j+n} a_{k-j}^i Z_k^i\right)^2\right] \\
&= \left(c^{i+1}\right)^2 + \sum_{k=j-n}^{j+n} a_{k-j}^i \sum_{l=j-n}^{j+n} a_{l-j}^i E\left[Z_k^i Z_l^i\right] \\
&= E\left[\left(Z_{2j}^{i+1}\right)^2\right] - \sum_{k=j-n}^{j+n} a_{k-j}^i E\left[Z_{2j}^{i+1} Z_k^i\right] + \sum_{k=j-n}^{j+n} a_{k-j}^i E\left[Z_{2j}^{i+1} Z_k^i\right] = \\
&= E\left[\left(Z_{2j}^{i+1}\right)^2\right] \tag{4.35}
\end{aligned}$$

Ταυτόχρονα η συνδιασπορά είναι:

$$\begin{aligned}
E\left[Z_{2j-1}^{i+1} Z_{2j}^{i+1}\right] &= E\left[\left(2Z_j^i - c^{i+1} U_j^{i+1} - \sum_{k=j-n}^{j+n} a_{k-j}^i Z_k^i\right) \cdot \left(c^{i+1} U_j^{i+1} + \sum_{l=j-n}^{j+n} a_{l-j}^i Z_l^i\right)\right] = \\
&= 2 \sum_{l=j-n}^{j+n} a_{l-j}^i E\left[Z_l^i Z_j^i\right] - E\left[\left(Z_{2j}^{i+1}\right)^2\right] = \\
&= 2E\left[Z_{2j}^{i+1} Z_j^i\right] - E\left[\left(Z_{2j}^{i+1}\right)^2\right] = \\
&= E\left[Z_{2j-1}^{i+1} Z_{2j}^{i+1}\right] \tag{4.36}
\end{aligned}$$

Επομένως ο αλγόριθμος της υποδιαίρεσης διατηρεί επακριβώς την συνδιασπορά εντός του κελιού κατά την διαδικασία εφαρμογής του. Κάποια προσέγγιση συμβαίνει στα όρια των κελιών όπως είναι φανερό θεωρώντας:

$$\begin{aligned}
E\left[\hat{Z}_{2j}^{i+1} \hat{Z}_{2j+1}^{i+1}\right] &= \\
&= E\left[\left(c^{i+1} U_j^{i+1} + \sum_{k=j-n}^{j+n} a_{k-j}^i Z_k^i\right) \cdot \left(2Z_{j+1}^i - c^{i+1} U_{j+1}^{i+1} - \sum_{l=j-n+1}^{j+n+1} a_{l-j-1}^i Z_l^i\right)\right] \\
&= 2 \sum_{k=j-n}^{j+n} a_{k-j}^i E\left[Z_k^i Z_{j+1}^i\right] - \sum_{l=j-n+1}^{j+n+1} a_{l-j-1}^i \sum_{k=j-n}^{j+n} a_{k-j}^i E\left[Z_k^i Z_l^i\right] \\
&= E\left[Z_{2j}^{i+1} Z_{2j+1}^{i+1}\right] + E\left[Z_{2j}^{i+1} Z_{2j+2}^{i+1}\right] - \sum_{l=j-n+1}^{j+n+1} a_{l-j-1}^i E\left[Z_{2j}^{i+1} Z_l^i\right] \tag{4.37}
\end{aligned}$$

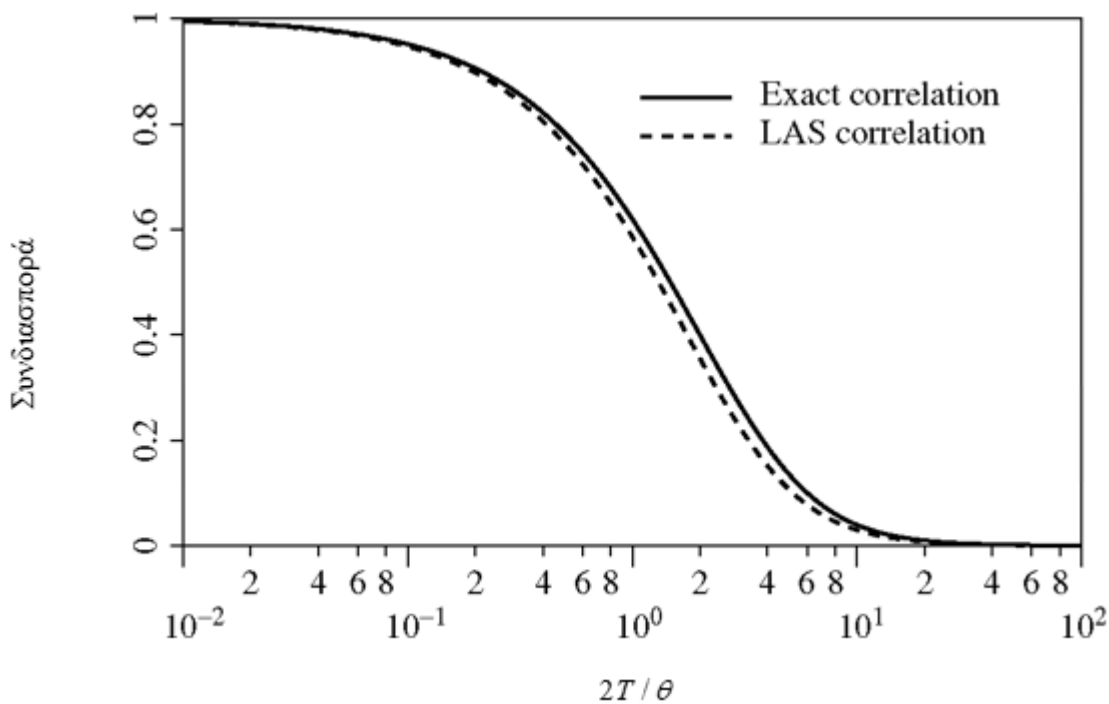
Το σφάλμα του αλγορίθμου προκύπτει από τους δύο τελευταίους όρους. Η ασυμφωνία μεταξύ των εξισώσεων (4.37) και της ακριβούς συνδιασποράς παρουσιάζεται γραφικά στο Σχήμα 4.5

για μία διαδικασία Markov με μηδενική μέση τιμή και με συναρτήσεις συνδιασποράς και διασποράς σύμφωνα με τις εξισώσεις (4.36) και (4.37).

$$C(\tau) = \sigma^2 \exp\left\{\frac{2(\tau)}{\theta}\right\} \quad (4.38)$$

$$\gamma(T) = \frac{\theta^2}{2T^2} \left[\frac{2|T|}{\theta} + \exp\left\{\frac{-2|T|}{\theta}\right\} - 1 \right] \quad (4.39)$$

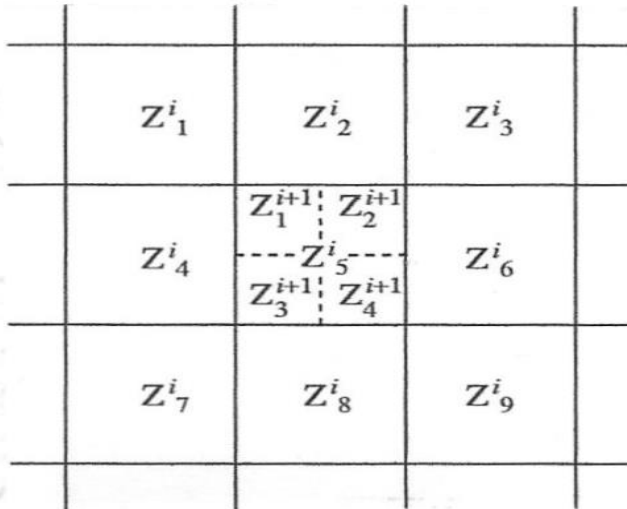
όπου T είναι το μήκος στο οποίο λαμβάνεται η μέση τιμή και θ το μήκος αυτοσυσχέτισης. Παρόλο που στο Σχήμα 4.5 διερευνάται ένα μεγάλο εύρος μήκους κελιών $2T/\theta$, παρατηρείται ότι το λάθος είναι σχετικά πολύ μικρό.



Σχήμα 4.5: Σύγκριση μεταξύ της αλγοριθμικής και ακριβούς συσχέτισης ανάμεσα σε γειτονικά στοιχεία για μεταβαλλόμενη διάσταση στοιχείου $2T/\theta$. (Fenton and Griffiths, 2008).

4.11 Η μέθοδος LAS σε δύο διαστάσεις

Η ανωτέρω μέθοδος αφορά μία διαδικασία υποδιαίρεσης στην οποία το αρχικό στοιχείο χωρίζεται σε 4 ισοδύναμα κελιά.



Σχήμα 4.6: Εφαρμογή της μεθόδου Local Average Subdivision σε δύο διαστάσεις (Fenton and Griffiths, 2008) .

Στο Σχήμα 4.6 παρατηρούμε τα αρχικά κελιά που δηλώνονται ως $Z_l^i, l=1,2,\dots$, καθώς και τα υποδιαιρούμενα που σημειώνονται ως $Z_j^{i+1}, j=1,2,3,4$. Παρόλο που κάθε “πατρικό” κελί τελικά υποδιαιρείται στη διαδικασία LAS, στο Σχήμα 4.6 υποδιαιρείται μόνο το Z_5^i για λόγους ευκρίνειας. Οι τιμές των $Z_j^{i+1}, j=1,2,3,4$ παράγονται από την μέση τιμή και μία τυχαία μεταβλητή από την καλύτερη γραμμική εκτίμηση χρησιμοποιώντας μία γειτονική περιοχή διαστάσεων 3×3 από τις τιμές των “πατρικών”. Συγκεκριμένα η Z_j^{i+1} δίδεται από τη σχέση:

$$Z^{i+1} = A^T Z^i + LU \quad (4.40)$$

όπου U είναι ένα τυχαίο διάνυσμα με τιμές από κανονική κατανομή με μέση τιμή μηδέν και διασπορά 1.

Καθορίζοντας τα μητρώα συνδιασποράς

$$R = E \left[Z^i Z^{iT} \right] \quad (4.41a)$$

$$S = E \left[Z^i Z^{i+1T} \right] \quad (4.41b)$$

$$B = E \left[Z^{i+1} Z^{i+1T} \right] \quad (4.41c)$$

τότε το μητρώο A καθορίζεται από τη σχέση:

$$A = R^{-1}S \quad (4.42)$$

όπου το μικρότερο τριγωνικό μητρώο L ικανοποιεί τη σχέση:

$$LL^T = B - S^T A \quad (4.43)$$

Λεπτομερώς η εξίσωση (4.40) εφαρμόζεται ως ακολούθως:

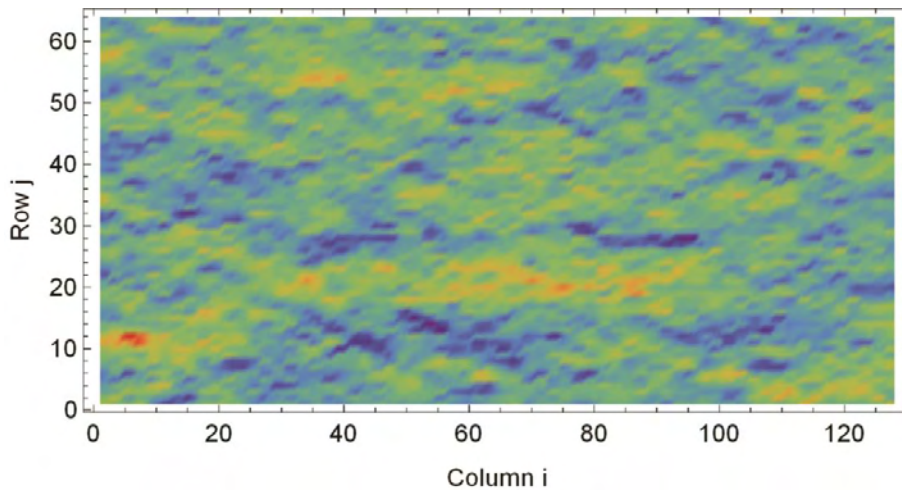
$$z_1^{i+1} = \sum_{l=1}^9 A_{11} z_l^i + L_{11} U_1 \quad (4.44a)$$

$$z_2^{i+1} = \sum_{l=1}^9 A_{12} z_l^i + L_{21} U_1 + L_{22} U_2 \quad (4.44b)$$

$$z_3^{i+1} = \sum_{l=1}^9 A_{13} z_l^i + L_{31} U_1 + L_{32} U_2 + L_{33} U_3 \quad (4.44c)$$

$$z_4^{i+1} = 4Z_5^i - Z_l^{i+1} - Z_2^{i+1} - Z_3^{i+1} \quad (4.44d)$$

Όπου U_i είναι ένα σύνολο τριών ανεξάρτητων κανονικοποιημένων τυχαίων μεταβλητών. Όπως και στην περίπτωση της μονοδιάστατης μεθόδου, οι σταθερές υπολογίζονται από την πρώτη υλοποίηση και μπορούν να επαναχρησιμοποιηθούν σε επόμενες συνιστώσες υλοποίησης, ελαττώνοντας το πραγματικό χρόνο του υπολογισμού τους.



Σχήμα 4.7: Παράδειγμα δημιουργίας πεδίου με την μέθοδο LAS (μήκη αυτοσυσχέτισης $\theta_x = l_x = 20$ m και $\theta_y = l_y = 2$ m).

4.12 Σύγκριση μεθόδων FFT, TBM, LAS και ακριβούς λύσης

Στον Πίνακα 4.10 παρουσιάζονται συγκρίσεις των μεθόδων FFT, TMB, LAS και της ακριβούς μαθηματικής λύσης. Οι λύσεις των μεθόδων FFT, TMB, και LAS δημιουργούνται από ένα σύνολο 200 πεδίων τυχαίων μεταβλητών σε ένα κάναβο 128 x 128 βασισμένη σε μία αλληλουχία Markov με μήκος αυτοσυσχέτισης $\theta=2$ και φυσικές διαστάσεις 5 x 5. Αρχικά υπολογίζονται τα πεδία της μέσης τιμής και της διασποράς, και στην συνέχεια προσδιορίζονται τα όρια του 5% και 95%, έτσι οι τιμές ανάμεσα στα δύο όρια αντιπροσωπεύουν το 90%.

Παρατηρούμε ότι η μέθοδος LAS παρουσιάζει την μεγαλύτερη ακρίβεια από όλες τις μεθόδους προσομοιώσεων. Η μέθοδος τυχαίων πεπερασμένων στοιχείων με την υποδιαίρεση του τοπικού μέσου όρου έχει σημαντικά πλεονεκτήματα σε σχέση με τις υπάρχουσες προσεγγίσεις. Είναι μια απλή μέθοδος που συνδυάζεται ιδανικά με τα μοντέλα πεπερασμένων στοιχείων (Fenton et al., 1990).

Πίνακας 4.10: Άνω και κάτω όρια (5% και 95%) από τις υπολογιζόμενες μέσες τιμές και διασπορές για τις μεθόδους FFT, TBM και LAS βασισμένες σε 200 επιλύσεις (Fenton and Griffiths 2008).

Μέθοδος	Μέση τιμή	Διασπορά
FFT	(-0.06, 0.12)	(0.87, 1.19)
TBM	(-0.11, 0.06)	(0.83, 1.14)
LAS	(-0.12, 0.09)	(0.82, 1.13)
Ακριβής λύση	(-0.12, 0.12)	(0.84, 1.17)

Συμπερασματικά ο αλγόριθμος LAS έχει αποδείξει ότι είναι μια ακριβής και αποτελεσματική μέθοδος του τοπικού τυχαίου μέσου όρου που παράγει (σε μια ομογενοποιημένη κανονική κατανομή) πραγματικά στοιχεία σε μια, δύο ή τρεις διαστάσεις. Τα κυρίως πλεονεκτήματα της μεθόδου είναι τα ακόλουθα:

1. Χρησιμοποιεί με απλό τρόπο γνωστούς τοπικούς μέσους όρους και επιτυγχάνει να προσεγγίσει τις πραγματικές συνθήκες.
2. Κατασκευάζει στοιχεία που είναι αλληλεξαρτώμενα (ανάλογα με την κλίμακα – στάδιο υποδιαίρεσης) και παρουσιάζει τη σωστή συνδιασπορά ανάμεσα στους τοπικούς μέσους όρους σε οποιαδήποτε επίλυση.
3. Ταιριάζει ιδανικά στα μοντέλα των πεπερασμένων στοιχείων που χρησιμοποιούν χαμηλού βαθμού συναρτήσεις παρεμβολών στις οποίες κάθε τοπικός μέσος όρος αποτελεί ένα ξεχωριστό στοιχείο.
4. Αποφεύγει προβλήματα λόγω συμμετρίας της συνδιασποράς στα όρια (όπως πχ στην μέθοδο FFT), που επιλύονται με άλλες κλασικές μεθόδους.

Το σπουδαιότερο όμως πλεονέκτημα παραμένει ότι η ανωτέρω μέθοδος LAS συνεργάζεται αρμονικά με τις μεθόδους των πεπερασμένων στοιχείων και πεπερασμένων διαφορών.

Κεφάλαιο 5

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΠΡΑΝΩΝ

5.1 Αστοχία πρανών λόγω σεισμικής διέγερσης

Οι κατολισθήσεις συμβαίνουν σε καθημερινή βάση ανά τον κόσμο και αποτελούν μέρος της συνεχούς εξέλιξης-διαμόρφωσης του τοπίου. Αστοχίες εδαφών συμβαίνουν και σε φυσικά πρανή αλλά και σε τεχνητά πρανή. Όταν συμβαίνει ένας ισχυρός σεισμός τα αποτελέσματα των σεισμικών δονήσεων συχνά είναι αρκετά για να προκαλέσουν αστοχία σε πρανή που ήταν οριακά ή μέτρια ευσταθή πριν το σεισμό. Η επακόλουθη ζημιά που μπορεί να κυμανθεί από ασήμαντη μέχρι καταστροφική, εξαρτάται από τη γεωμετρία και τα υλικά χαρακτηριστικά του πρανούς.

Οι κατολισθήσεις που προκαλούνται από σεισμούς-η πρώτη αναφορά στον Ελλαδικό χώρο καταγράφεται το 279 π.Χ. με επίκεντρο τους Δελφούς (Παπαζάχος, 2003)-έχουν προκαλέσει σημαντικές καταστροφές ανά τους αιώνες. Σε πολλούς σεισμούς η επακόλουθη κατολίπηση προκάλεσε περισσότερες ζημιές από όλους τους σεισμικούς κινδύνους μαζί. Για παράδειγμα, τα κόστη από το σεισμό της Αλάσκα το 1964 κατά το 56% οφείλονται σε αστοχίες πρανών. Ο Kobayashi (1981) υπολόγισε πως παραπάνω από τους μισούς θανάτους σε μεγάλους σεισμούς ($M > 6,9$) στην Ιαπωνία, μια κατεξοχήν σεισμογενή χώρα, από το 1964 μέχρι το 1980 προκλήθηκαν από κατολισθήσεις.

Από τα παραπάνω αντιλαμβανόμαστε πως η αξιολόγηση της ευστάθειας και αντοχής σε αστοχία των πρανών είναι μία από τις σπουδαιότερες δραστηριότητες του γεωτεχνικού μηχανικού. Για τις προκαταρκτικές μελέτες η γνώση των συνθηκών κάτω από τις οποίες συνέβησαν οι αστοχίες σε παρελθόντες σεισμούς είναι χρήσιμη. Είναι λογικό να περιμένουμε πως ο αριθμός και η σοβαρότητα των αστοχιών θα πρέπει να αυξάνεται με το μέγεθος του σεισμού (M) στην κλίμακα Richter και πως θα πρέπει να υπάρχει ένα ελάχιστο μέγεθος κάτω από την ελάχιστη τιμή του οποίου οι κατολισθήσεις λόγω σεισμών είναι σπάνιες. Είναι επίσης λογικό να περιμένει κανείς πως οι προαναφερθείσες αστοχίες θα πρέπει να μειώνονται όταν αυξάνεται η απόσταση του πρανούς από το επίκεντρο του σεισμού, οπότε θα πρέπει να υπάρχει κάποια απόσταση (σε συνδυασμό με το μέγεθος M) πέρα από την οποία δεν θα πρέπει να περιμένουμε αστοχίες για ένα συγκεκριμένο σεισμό. Μια έρευνα για πάνω από 300 σεισμούς στην Αμερική από το 1958 έως το 1977, έδειξε πως οι πιο αδύναμοι σεισμοί που προκάλεσαν αστοχίες είχαν μεγέθη περίπου $M = 4$ (Keefner, 1984).

Οι μέγιστες αποστάσεις από το επίκεντρο για τις οποίες παρατηρήθηκαν αστοχίες σε καταγεγραμμένους σεισμούς διαφέρουν για διαφορετικά είδη κατολισθήσεων. Για παράδειγμα σοβαρές αστοχίες με πτώσεις μεγάλων βράχων πολύ σπάνια έχουν βρεθεί για αποστάσεις μεγαλύτερες των 15 km από το επίκεντρο και μέγεθος $M = 5$, αλλά για σεισμούς μεγέθους $M = 7$ η αντίστοιχη απόσταση φτάνει μέχρι τα 200 km.

Στην εκτίμηση της σταθερότητας του πρανούς συμβάλλουν πολλοί παράγοντες και μία πλήρης μελέτη εκτίμησης για τη σταθερότητα του πρανούς πρέπει να τους συνυπολογίζει όλους. Χαρακτηριστικά γεωλογικά, υδρογραφικά, τοπογραφικά, γεωμετρικά αλλά και των συγκεκριμένων ανά περίπτωση υλικών, όλα επηρεάζουν την ισορροπία ενός συγκεκριμένου

πρανούς. Πληροφορίες για αυτά τα χαρακτηριστικά είναι απαραίτητες ώστε να μπορούμε με αξιοπιστία να εκπονήσουμε και να αξιολογήσουμε τα αποτελέσματα τόσο της στατικής μελέτης όσο και της δυναμικής ανάλυσης.

5.2 Χαρακτηριστικά των σεισμικών δράσεων

Η ειδοποιός διαφορά της γεωτεχνικής σεισμικής μηχανικής από την κλασική γεωτεχνική μηχανική, είναι η ανάγκη συνυπολογισμού στις δράσεις δυνάμεις των αδρανειακών δυνάμεων, καθώς και ο δυναμικός χαρακτήρας των επιβαλλόμενων παραμορφώσεων. Η γενική εξίσωση της δυναμικής έχει την ακόλουθη μορφή:

$$m \cdot \ddot{u} + c \cdot \dot{u} + k \cdot u = F(t) \quad (5.1)$$

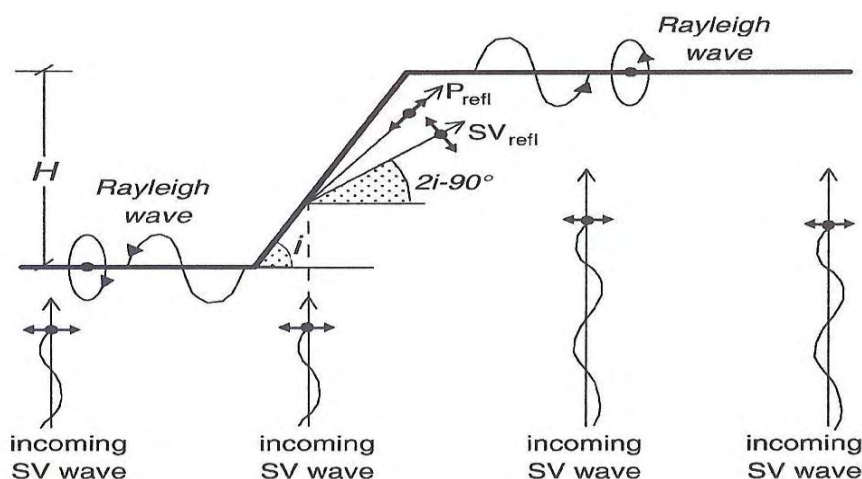
όπου \ddot{u} , \dot{u} , u = τα διανύσματα επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετατόπισης, m = το μητρώο μάζας, k = το μητρώο δυσκαμψίας, c = το μητρώο ιξώδους απόσβεσης και $F(t)$ = το διάνυσμα της εξωτερικής διέγερσης. Στη στατική ανάλυση, η εξωτερική δύναμη F δεν μεταβάλλεται με τον χρόνο, ενώ οι όροι με την ταχύτητα και την επιτάχυνση μπορεί να εμφανισθούν κατά την κατάρρευση. Η επόμενη σημαντική διαφορά έγκειται στον ανακυκλικό δυναμικό χαρακτήρα του καταστατικού νόμου που περιγράφει τη συμπεριφορά των εδαφών σε δυναμικές ανακυκλικές φορτίσεις (Πιτιλάκης, 2002).

Βασικά χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης θεωρούνται το είδος του κυματισμού, το μήκος κύματος λ , η γωνία πρόσπτωσης του β και η ένταση (π.χ. μέγιστη επιτάχυνση). Ο σεισμός είναι ένα σύνολο κυμάτων τα οποία διαδίδονται από την περιοχή διάρρηξης προς όλες τις κατευθύνσεις. Είναι σημαντικό να γνωρίζει κανείς τα είδη των κυμάτων αυτών, καθώς και την επίδραση του κάθε είδους στη σεισμική διέγερση. Τα χωρικά κύματα διακρίνονται σε δύο κύριες κατηγορίες: τα πρωτεύοντα κύματα ή κύματα P (που ονομάζονται επίσης *διαμήκη ή ογκομετρικά κύματα*) και τα δευτερεύοντα κύματα ή κύματα S (που ονομάζονται επίσης *εγκάρσια ή διατμητικά κύματα*). Στα διαμήκη κύματα, η διεύθυνση ταλάντωσης κάθε υλικού σημείου είναι παράλληλη στη διεύθυνση διάδοσης του κύματος. Από την άλλη, στα διατμητικά κύματα η διεύθυνση κίνησης των υλικών σημείων είναι κάθετη στη διεύθυνση διάδοσης των κυμάτων. Τα κύματα S διακρίνονται περαιτέρω σε δύο κατηγορίες: στα κύματα SV, όπου τα υλικά σημεία ταλαντώνονται εντός του επιπέδου στο οποίο ανήκει το διάνυσμα της διεύθυνσης διάδοσης του κύματος, και στα κύματα SH, στα οποία τα υλικά σημεία ταλαντώνονται σε επίπεδο κάθετο στο διάνυσμα της διεύθυνσης διάδοσης του κύματος.

Στην πραγματικότητα, τα σεισμικά κύματα δεν διασχίζουν ένα ομογενές μέσο με σταθερές ιδιότητες σε όλες τις θέσεις. Αντίθετα, ο φλοιός της γης αποτελείται από στρώσεις υλικών με διαφορετικές ιδιότητες το καθένα. Για το λόγο αυτό, κρίνεται σκόπιμη μια διερεύνηση των αλλαγών που υφίσταται ένα κύμα όταν διέρχεται από στρωσιγενή μέσα. Όταν τα διαδιδόμενα κύματα συναντούν τη διεπιφάνεια δύο υλικών υπό γωνία, παρατηρούνται ανακλάσεις και διαθλάσεις τους.

Αρκετό ενδιαφέρον των ερευνητών έχει στραφεί στην πρόσπτωση διατμητικών κυμάτων SV και SH (Ashford & Sitar, 1997) η οποία δείχνει ότι η ενίσχυση των κυμάτων SV είναι συνήθως αρκετά μεγαλύτερη από αυτή των SH. Για τη σχέση κατακόρυφης και οριζόντιας συνιστώσας

με χρήση αριθμητικής προσομοίωσης προκύπτει ότι κατακόρυφως προσπίπτοντα κύματα SV δημιουργούν και κατακόρυφη συνιστώσα κίνησης, η οποία φθίνει γρήγορα προς το ελεύθερο πεδίο πίσω από την κορυφή. Συνεπώς η πρόσπτωση κυμάτων SV στην περιοχή της πλαγιάς δημιουργεί πρόσθετα κύματα, μεταξύ των οποίων και Rayleigh (Σχήμα 5.1). Λόγω του συνδυασμού κυμάτων SV και Rayleigh δημιουργείται μια ζώνη στην πλαγιά όπου παρουσιάζεται μεγάλη ενίσχυση.



Σχήμα 5.1: Σχηματική απεικόνιση των κυμάτων P, SV και Rayleigh από την πρόσπτωση κυμάτων SV στην περιοχή της πλαγιάς (Bouckovalas and Papadimitriou, 2005).

5.3 Συμπεριφορά των πρανών έναντι αδρανειακών δυνάμεων

Ένα φυσικό ή τεχνητό πρανές καθίσταται ασταθές κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, όταν οι διατμητικές τάσεις που αναπτύσσονται κατά τη διάρκεια του σεισμού, υπό τον συνδυασμό στατικών και δυναμικών - σεισμικών φορτίσεων, υπερβούν τη διαθέσιμη διατμητική αντοχή σε μια ενδεχόμενη επιφάνεια θραύσης. Τότε παρατηρείται ολίσθηση στο πρανές, η οποία μπορεί να είναι από μερικά εκατοστά μέχρι δεκάδες μέτρα. Ως σεισμικά φορτία θεωρούνται οι οριζόντιες εδαφικές επιταχύνσεις που επιβάλλουν πρόσθετες αδρανειακού τύπου φορτίσεις καθώς και η αντίστοιχη κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού που μειώνοντας το ενεργό βάρος μειώνει τη διαθέσιμη διατμητική αντοχή στην κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης. Με τη σειρά της η διατμητική αντοχή στην κρίσιμη αυτή επιφάνεια μπορεί να μειωθεί σε σχέση με τη «στατική» της τιμή κατά τη διάρκεια του σεισμού. Τέλος και η πιθανή αύξηση της πίεσης των πόρων είναι ένας βασικός αποσταθεροποιητικός παράγοντας. Οι μόνιμες εδαφικές μετακινήσεις προκαλούν βλάβες σε κατοικίες και σε πάσης φύσεως τεχνικά έργα που συνδέονται με το πρανές. Ιδιαίτερα δυσμενής είναι η περίπτωση όπου το φαινόμενο συνδέεται με ρευστοποιήσιμα εδάφη.

Επιχώματα μεγάλου ύψους και απότομων κλίσεων είναι ιδιαίτερα τρωτά σε ισχυρές σεισμικές φορτίσεις. Η αστοχία τους μπορεί να εκδηλωθεί τόσο ως αστοχία των πρανών, όσο και ως αστοχία της θεμελίωσης ή και ως συνδυασμός των δύο (Πιτιλάκης, 2002).

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, οι σεισμικές δράσεις προκαλούν συχνά μόνιμες κατωφερικές μετακινήσεις των εδαφών, οι οποίες συνοδεύονται από την εμφάνιση ρωγμών και θραύσεων στα φυσικά και τεχνητά πρανή. Μεγάλου μήκους και εύρους ρωγμές, οι οποίες εκτείνονται σε ορισμένο βάθος, τόσο σε επίπεδα όσο και σε κεκλιμένα εδάφη είναι συνήθη χαρακτηριστικά που οφείλονται σε σεισμικές μετακινήσεις

Οι Bray et al.(1994) και Bray (2001) διερεύνησαν την διάδοση ρηγμάτων οριζόντιας μετατόπισης σε συνεκτικό έδαφος μέσω της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων και του προσομοιώματος εδάφους των Duncan et al. (1980). Από τα αποτελέσματα διαπιστώθηκε ότι: α) απαιτείται μετακίνηση ρήγματος ίση με το 4% του ύψους των υπερκείμενων εδαφικών σχηματισμών για να διαρρηχθεί η εδαφική επιφάνεια και β) το ύψος της ζώνης αστοχίας είναι 18-26 φορές μεγαλύτερο από την κατακόρυφη συνιστώσα της ολίσθησης της βάσης.

Οι παραμετρικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν από τους Athanasopoulos et al. (2007) για εδαφικό σχηματισμό (συνεκτικό και μη συνεκτικό) με γραμμικά αυξανόμενες με το βάθος τιμές της αντοχής και του μέτρου ελαστικότητας υπέδειξαν ποιες είναι οι παράμετροι που επηρεάζουν την συμπεριφορά των εδαφικών στρωμάτων κατά την διάδοση ρηγμάτων. Οι παράμετροι αυτοί περιλαμβάνουν το μέγεθος της σεισμικής ολίσθησης, το είδος του ρήγματος, την γωνία κλίσεως του ρήγματος υποβάθρου, το είδος του εδάφους (συνεκτικό ή μη συνεκτικό) και τον βαθμό της ψαθυρότητας ή πλαστιμότητας του εδαφικού υλικού.

Οι μόνιμες παραμορφώσεις των πρανών κατά τη διάρκεια ενός σεισμού δημιουργούνται εξαιτίας της πεπερασμένης αντοχής του υλικού, μέσου του οποίου ταξιδεύουν τα σεισμικά κύματα, προτού αυτά φτάσουν στην επιφάνεια του εδάφους - είτε αυτή αποτελείται από αλλουβιακό έδαφος, είτε από μαλακό βράχο. Η προαναφερόμενη πεπερασμένη αντοχή έχει ως αποτέλεσμα επιταχύνσεις ισχυρών σεισμών, με τιμή άνω ενός συγκεκριμένου ορίου στο φάσμα συχνοτήτων του ενδιαφέροντος της μηχανικής, να μη μπορούν να φτάσουν έως την επιφάνεια του εδάφους και να δημιουργούνται εν τέλει μόνιμες παραμορφώσεις στο έδαφος (Ambraseys & Menu, 1988). Μπορεί να διατυπωθεί ότι υφίσταται μόνιμη κίνηση των πρανών εξαιτίας σεισμικών δυνάμεων, όταν προσωρινά γίνει υπέρβαση της αντοχής σε διάτμηση επάνω σε επιφάνεια ολίσθησης.

Ποικίλες παρατηρήσεις στο πεδίο μας αποδεικνύουν ότι οι ρηγματώσεις, οι θραύσεις και οι μετακινήσεις των φυσικών και των τεχνητών πρανών κατά τη διάρκεια ισχυρών σεισμών είναι ένα αρκετά σύνηθες φαινόμενο. Το αν ένα συγκεκριμένο πρανές ολισθήσει ή όχι κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, εξαρτάται από την αντοχή του υλικού του πρανούς, τη διάταξη της κλίσης αυτού και από τα χαρακτηριστικά της εφαρμοζόμενης εδαφικής κίνησης (Ambraseys & Srbulov, 1995). Η διατμητική μετακίνηση του εδάφους λόγω της προαναφερόμενης ολίσθησης, μπορεί να είναι από μεγάλη και ανεξέλεγκτη, έως μικρή και ελεγχόμενη.

5.4 Στάδια παραμόρφωσης των πρανών υπό την επήρεια σεισμικής φόρτισης

Οι παραμορφώσεις των πρανών (τόσο των φυσικών όσο και των τεχνητών) ακολουθούν τα εξής τρία στάδια:

1. Κατά τη διάρκεια του σεισμού η βαρύτητα και οι σεισμικές δυνάμεις μπορεί να προκαλέσουν αστάθεια και να δημιουργήσουν μια επιφάνεια αστοχίας ή και να ενεργοποιήσουν μια ήδη προϋπάρχουσα επιφάνεια ολίσθησης, προκαλώντας μόνιμες μετατοπίσεις στο πρηνές. Οι μετατοπίσεις στο στάδιο αυτό είναι συνήθως μικρές και ελέγχονται από: α) το μέγεθος και τη διάρκεια της εφαρμογής των δυνάμεων αδράνειας του σεισμού, β) τη γεωμετρία του πρηνούς και γ) την αστράγγιστη αντοχή του υλικού κατά τη διάρκεια του σεισμού. Εξαιρέση αποτελεί η περίπτωση που η εναπομείνασα αντοχή του υλικού στο οποίο εφαρμόζονται οι σεισμικές δυνάμεις μειωθεί πολύ. Τότε οι μετατοπίσεις λόγω σεισμού μπορεί να είναι μεγάλες και ανεξέλεγκτες.
2. Αμέσως μετά το σεισμό ακολουθεί το δεύτερο στάδιο εάν η εναπομείνασα αστράγγιστη διατμητική αντοχή στην επιφάνεια ολίσθησης που δημιουργείται από το σεισμό είναι μικρότερη από την αντοχή που απαιτείται για να διατηρηθεί η στατική ισορροπία (π.χ. αν ο συντελεστής ασφαλείας της γεωμετρίας στο τέλος του σεισμού είναι μικρότερος της μονάδας). Η μείωση των δυνάμεων αντίστασης οδηγεί σε μία κίνηση της εδαφικής μάζας προς τα κάτω. Στο στάδιο αυτό η δύναμη που προκαλεί την κίνηση είναι η βαρυτική, ενώ οι δυνάμεις αντίστασης θα συνεχίσουν να εξαρτώνται από την εναπομείνασα αστράγγιστη αντοχή. Να σημειωθεί ότι οι μετακινήσεις είναι μεγάλες αν η αντοχή μειωθεί σημαντικά ή αν η υποστήριξη του πόδα του πρηνούς ελαχιστοποιηθεί ή μηδενιστεί λόγω μη ευνοϊκών τοπογραφικών συνθηκών ή μεγάλης απώλειας της αντοχής τους.
3. Στο τελευταίο στάδιο ανήκουν οι περαιτέρω μετατοπίσεις που μπορεί σημειωθούν ως αποτέλεσμα των διαδικασιών ολίσθησης, όπως επίσης και λόγω αποσταθεροποιητικών υδροστατικών δυνάμεων στην περίπτωση που βαθιές ανοικτές ρωγμές που δημιουργήθηκαν κατά το σεισμό γεμίσουν με επιφανειακό έδαφος ή νερό. Επιπρόσθετες μετακινήσεις μπορεί να λάβουν χώρα, οι οποίες όμως είναι αργές και συσχετίζονται με την προοδευτική αστοχία και τη αντοχή εδάφους υπό συνθήκες στράγγισης (Ambraseys & Srbulov, 1995).

Εδώ και αρκετά χρόνια, έχει γίνει αντιληπτό ότι ο συνήθης τρόπος εκτίμησης του συντελεστή ασφαλείας ως προς τη διατμητική αντοχή, όπως γίνεται στη ψευδοστατική μέθοδο, δεν εκφράζει ικανοποιητικά τη συμπεριφορά ενός πρηνούς κατά τη διάρκεια του σεισμού. Ο Newmark (1965) έδειξε ότι ένα πρηνές, το οποίο υποβάλλεται σε σεισμική φόρτιση δεν οδηγείται σε αστοχία αν υποβληθεί σε σεισμική δράση με επιτάχυνση μεγαλύτερη αυτής του σχεδιασμού του, αλλά θα προκληθεί μια μόνιμη μετατόπισή του. Σύμφωνα με τη μέθοδο ολισθαίνοντος στερεού που προτάθηκε από τον Newmark, η μετακίνηση της ολισθαίνουσας μάζας επάνω στην επιφάνεια ολίσθησης είναι ανάλογη με την ολίσθηση στερεού (μη παραμορφώσιμου) πρίσματος επάνω σε ένα απαραμόρφωτο, κεκλιμένο επίπεδο στο οποίο ενεργεί η ίδια σεισμική φόρτιση. Η μετακίνηση του στερεού σώματος συντελείται κάθε φορά που οι αδρανειακές δυνάμεις υπερβούν τη διατμητική αντίσταση στο επίπεδο ολίσθησης. Εάν οι παραμένουσες μετακινήσεις που αναπτύσσονται είναι αρκούντως μικρές δεν θέτουν σε κίνδυνο τα εδαφικά πρηνή ή τις εδαφικές κατασκευές. Το γεγονός αυτό οδήγησε πολλούς ερευνητές στο να αναζητήσουν μεθόδους εκτίμησης της μόνιμης προκαλούμενης από σεισμό μετατόπισης πρηνών και έχουν προταθεί διάφορες μέθοδοι. Έτσι τα τελευταία χρόνια

επικρατεί η τάση σχεδιασμού και των γεωτεχνικών κατασκευών με βάση τις μετακινήσεις που αναμένεται να εμφανίσει η γεωτεχνική κατασκευή και εν συνεχεία να γίνει έλεγχος για το αν οι μετακινήσεις αυτές μπορούν να θεωρηθούν αποδεκτές ή όχι. Για την ανάλυση της ευστάθειας των πρανών κατά την διάρκεια του σεισμού υπάρχουν τρεις τρόποι προσέγγισης.

1. **Ψευδοστατική μέθοδος:** Η ψευδοστατική μέθοδος παρέχει ένα συντελεστή ασφαλείας έναντι αστοχίας του πρανού κατά τη διάρκεια σεισμού, με τον ίδιο τρόπο που οι μέθοδοι οριακής ισορροπίας παρέχουν τον συντελεστή ασφαλείας έναντι αστοχίας πρανού. Αν ο συντελεστής ασφαλείας είναι μικρότερος της μονάδας τότε θα πρέπει να υπολογισθούν οι μόνιμες μετατοπίσεις με την μέθοδο Newmark ή αριθμητική προσομοίωση.
2. **Μέθοδος Newmark:** Βασίζεται στο προταθέν από τον Newmark ομοίωμα του ολισθαίνοντος στερεού σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο και επιτρέπει την εκτίμηση της μόνιμης μετακίνησης του πρανού που προκαλείται από τον σεισμό.
3. **Αριθμητική προσομοίωση με ΠΣ ή ΠΔ:** Η πλήρης αριθμητική προσομοίωση βασίζεται στη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων ή πεπερασμένων διαφορών και κάνει χρήση του καταστατικού νόμου συμπεριφοράς του εδάφους κατά τη διάρκεια σεισμού προκειμένου να υπολογισθεί η παραμόρφωση των πρανών υπό σεισμική φόρτιση.

Στην συνέχεια εξετάζονται πιο αναλυτικά οι τρεις μέθοδοι ανάλυσης.

5.5 Η ψευδοστατική μέθοδος

Η ψευδοστατική μέθοδος μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την εκτίμηση του συντελεστή ασφαλείας πρανών με επίπεδες, κυκλικές και μη κυκλικές επιφάνειες ολίσθησης. Η ψευδοστατική μέθοδος είναι η πιο συχνά χρησιμοποιούμενη διαδικασία προσέγγισης για το σεισμικό σχεδιασμό των γεωτεχνικών κατασκευών, με πρώτες εφαρμογές από το 1920. Η βασική προϋπόθεση/παραδοχή της μεθόδου είναι ότι το έδαφος θεωρείται πλήρως πλαστικό υλικό κάτι που σημαίνει ότι η διαθέσιμη διατμητική αντοχή ενεργοποιείται στο ίδιο ποσοστό σε κάθε σημείο της πιθανής επιφάνειας ολίσθησης. Σύμφωνα με αυτήν την μέθοδο το δυναμικό πρόβλημα υπολογισμού της σεισμικής μετακίνησης των πρανών, μεταβάλλεται σε στατικό και γίνεται μια αναγωγή τόσο της οριζόντιας όσο και της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού, σε μια ψευδοστατική οριζόντια (F_h) και κατακόρυφη (F_v) δύναμη που είναι σταθερή με το χρόνο. Οι τελευταίες προέρχονται από τις αντίστοιχες επιταχύνσεις του σεισμού και δρουν στο κέντρο βάρους της πιθανής μάζας του πρανού που ολισθαίνει.

Η διατύπωση της ψευδοστατικής μεθόδου αποδίδεται ιστορικά στον Terzaghi (1950) και ήταν πρακτικώς η μόνη μέθοδος ανάλυσης μέχρι την αρχή της δεκαετίας του 1970 παρότι είχαν αρχίσει σχεδόν ταυτόχρονα να γίνονται αναφορές για την ανάλυση μέσω των μετατοπίσεων (Taylor, 1953).

Την δεκαετία του 1940, ήταν σύνηθες η επίδραση του σεισμού στα πρανή να λαμβάνεται υπόψη χρησιμοποιώντας μία μέθοδο οριακής ισορροπίας περιλαμβάνοντας την σταθερή με το

Για την κυκλική ολίσθηση του Σχήματος 5.2 ο συντελεστής ασφαλείας (Factor of Safety, FS) ορίζεται ως ο λόγος:

$$FS = \frac{\text{Δύναμη ή ροπή αντίστασης}}{\text{Δύναμη ή ροπή ολίσθησης}} \quad (5.4)$$

Η ψευδοστατική μέθοδος μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την εκτίμηση του συντελεστή ασφαλείας πρανών με επίπεδες κυκλικές και μη κυκλικές επιφάνειες ολίσθησης. Τα αποτελέσματα της ψευδοστατικής μεθόδου εξαρτώνται κυρίως από την τιμή του σεισμικού συντελεστή, k_h . Η επιλογή του κατάλληλου σεισμικού συντελεστή είναι το πλέον σημαντικό και δύσκολο στάδιο της ψευδοστατικής μεθόδου. Η τιμή του συντελεστή αυτού καθορίζει τη ψευδοστατική αδρανειακή δύναμη που ενεργεί στην ολισθαίνουσα μάζα. Ο Terzaghi (1950) πρότεινε την τιμή 0.10, 0.20, 0.50 του αδιάστατου οριζόντιου σεισμικού συντελεστή για ισχυρό, βίαιο και καταστροφικό σεισμό αντίστοιχα. Ο Seed (1979) μελέτησε την ψευδοστατική ευστάθεια 14 φραγμάτων σε 10 σεισμικά ενεργές χώρες, εκ των οποίων 12 φράγματα είχαν συντελεστή ασφαλείας από 1.0 έως 1.50 με σεισμικούς συντελεστές από 0.10 έως 1.12.

Το βασικό μειονέκτημα της ψευδοστατικής μεθόδου είναι το γεγονός ότι είναι μια ανάλυση που βασίζεται στην οριακή ισορροπία και δεν πληροφορεί έτσι το χρήστη της για το τι θα συμβεί αν η ισορροπία αυτή ξεπεραστεί. Δείχνει λοιπόν αν μια πλαγιά είναι σταθερή ή ασταθής, αλλά δεν μπορεί να κρίνει τις συνέπειες της αστάθειας ή τις πιθανότητες μιας αστοχίας (Jibson, 2011).

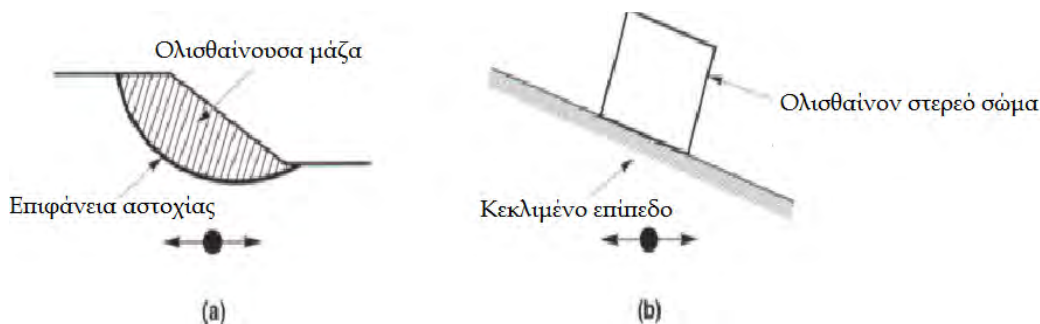
5.6 Η μέθοδος ολισθαίνοντος σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο (μέθοδος Newmark)

Έχει γίνει αντιληπτό εδώ και αρκετό χρόνο από τους μηχανικούς ότι ο συνήθης τρόπος εκτίμησης του συντελεστή ασφαλείας ως προς τη διατμητική αντοχή, όπως γίνεται στη ψευδοστατική μέθοδο, δεν εκφράζει ικανοποιητικά τη συμπεριφορά ενός πρανού κατά τη διάρκεια του σεισμού. Σύμφωνα με την αρχή της οριακής ισορροπίας, συντελεστής ασφαλείας μικρότερος από τη μονάδα σημαίνει αστοχία, δηλαδή ότι η διαθέσιμη διατμητική αντοχή στην επιφάνεια ολίσθησης είναι μικρότερη από την απαιτούμενη για τη διατήρηση της ισορροπίας. Συνεπώς ένα πρανές θα μετακινηθεί στην επιφάνεια ολίσθησης κατά τη διάρκεια ενός σεισμού και στη συνέχεια θα σταματήσει όταν πλέον οι προκαλούμενες από το σεισμό διατμητικές τάσεις γίνουν μικρότερες από τη διαθέσιμη διατμητική αντοχή στην επιφάνεια ολίσθησης. Ανάλογα με το μέγεθος της σχετικής μετακίνησης, το πρανές θεωρείται ότι είναι ευσταθές ή έχει αστοχήσει. Είναι επομένως φανερό ότι κατά τη διάρκεια του σεισμού, ο συντελεστής ασφαλείας μπορεί να μειωθεί και σε τιμές μικρότερες από τη μονάδα, εφόσον η προκαλούμενη συνολική μετακίνηση του πρανού είναι αποδεκτή.

Τα τελευταία χρόνια επικρατεί η τάση σχεδιασμού και των γεωτεχνικών κατασκευών με βάση τις μόνιμες μετακινήσεις, υπολογισμού δηλαδή των μετακινήσεων που αναμένεται να εμφανίσει η γεωτεχνική κατασκευή και εν συνεχεία ελέγχου για τον αν οι μετακινήσεις αυτές μπορούν να θεωρηθούν αποδεκτές ή όχι. Η μέθοδος αυτή παρέχει το πλεονέκτημα μιας

γρήγορης και ποσοτικοποιημένης εκτίμησης της μετακίνησης των γεωτεχνικών κατασκευών, υπό σεισμική φόρτιση.

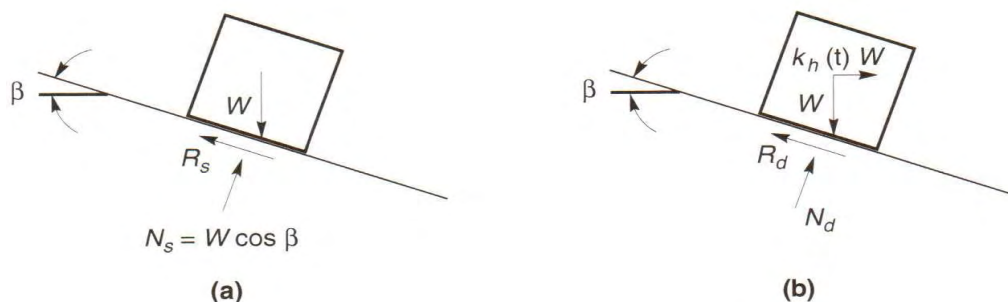
Ο Newmark το 1965 εισήγαγε πρώτος την ανάλυση της ισορροπίας ολισθαίνοντος σώματος επί επιπέδου με κλίση. Ουσιαστικά προσομοίωσε την εδαφική μάζα που κινδύνευε να αστοχήσει υπό κλίση σε ένα πρανές, με ένα σώμα σε κεκλιμένο επίπεδο. Προκειμένου να περιγραφούν οι δυνάμεις που ασκούνται στο σώμα εισήγαγε ένα συντελεστή ασφαλείας FS ο οποίος θα έπρεπε να είναι μεγαλύτερος του 1.



Σχήμα 5.3: Αναλογία μεταξύ a) πιθανής κατολίσθησης και b) ισορροπούντος σώματος σε κεκλιμένο επίπεδο (Kramer, 1996).

$$FS = \frac{\text{αντοχή σώματος σε ολίσθηση}}{\text{δύναμη ολίσθησης}} = \frac{W \cos\beta \tan\phi}{W \sin\beta} = \frac{\tan\phi}{\tan\beta} > 1 \quad (5.5)$$

όπου ϕ = η γωνία εσωτερικής τριβής, β = η γωνία που σχηματίζει το κεκλιμένο επίπεδο με την οριζόντια και W = το βάρος της ολισθαίνουσας μάζας. Η θεωρία αυτή δίνει το κριτήριο για το πότε συμβαίνει αστοχία, αλλά δεν δίνει καμία πληροφορία σχετικά με τις μετακινήσεις πραγματοποιούνται σε αυτήν την περίπτωση.



Σχήμα 5.4: Δυνάμεις που ασκούνται σε ένα σώμα επί κεκλιμένου επιπέδου (α) σε στατικές συνθήκες και (β) σε δυναμικές συνθήκες (Kramer, 1996).

Στην παραπάνω σχέση θεωρούμε ότι στον παρανομαστή ασκείται μόνον το βάρος του σώματος, ενώ στον αριθμητή θεωρούμε πως δεν υπάρχουν δυνάμεις συνοχής και η αντοχή εξαρτάται μόνον από την τριβή. Εισάγεται τώρα στη σχέση η επίδραση των οριζοντίων δυνάμεων που προκύπτουν κατά τη διάρκεια ενός σεισμού με επιτάχυνση $a_{h(t)}=k_{h(t)}g$ που είναι συνάρτηση του χρόνου, όπως άλλωστε και συντελεστή ασφαλείας. Άρα η αδρανειακή οριζόντια δύναμη είναι $k_h W$.

Ο δυναμικός συντελεστής ασφαλείας μπορεί να γραφεί:

$$FS_{d(t)} = \frac{\text{διαθέσιμη αντοχή}}{\text{ψευδοστατική δύναμη ολίσθησης}} = \frac{R_{d(t)}}{D_{d(t)}} = \frac{[\cos \beta - k_{h(t)} \sin \beta] \tan \varphi}{\sin \beta + k_{h(t)} \cos \beta} \quad (5.6)$$

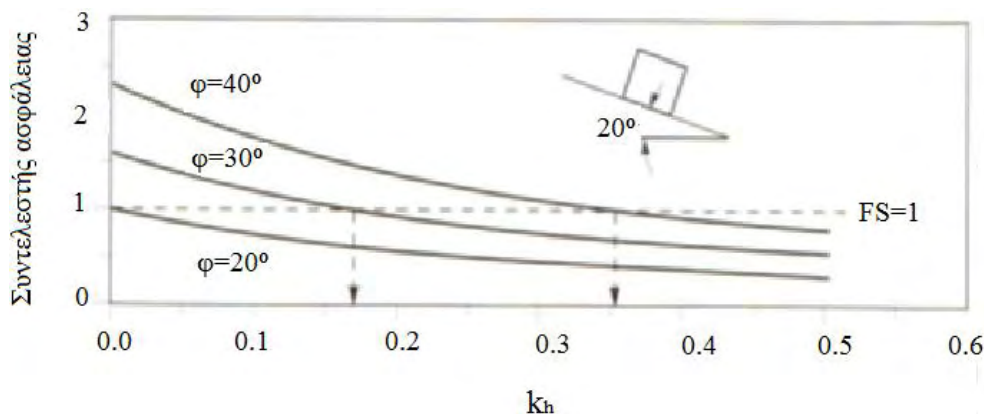
όπου $k_{h(t)}$ = σεισμικός συντελεστής στην οριζόντια κατεύθυνση, φ = η γωνία εσωτερικής τριβής και β = η γωνία κλίσης του επιπέδου. Ο δυναμικός συντελεστής ασφαλείας $FS_{d(t)}$ μειώνεται όσο το $k_{h(t)}$ αυξάνεται και για κάποια θετική τιμή του $k_{h(t)}$ θα υπάρξει $FS_{d(t)} = 1$.

Η τιμή k_y αντιστοιχεί στην κρίσιμη επιτάχυνση $a_y=k_y g$, η οποία είναι η ελάχιστη ψευδοστατική επιτάχυνση που απαιτείται για να δημιουργήσει ολίσθηση του σώματος,

$$k_y = \tan(\varphi - \beta) \quad (5.7)$$

Η σχέση αυτή ισχύει για ολίσθηση προς την κάτω κατεύθυνση σύμφωνα με τη φορά της συνιστώσας του βάρους. Για μικρά φ και β όμως μπορεί να υπάρξει αστοχία και προς την αντίθετη κατεύθυνση με κρίσιμο συντελεστή ίσο προς

$$k_y = \frac{\tan \varphi + \tan \beta}{1 + \tan \varphi \tan \beta} \quad (5.8)$$



Σχήμα 5.5: Μεταβολή του ψευδοστατικού συντελεστή ασφαλείας με οριζόντιο ψευδοστατικό συντελεστή για σώμα επί κεκλιμένου επιπέδου κλίσης 20°. Για $\varphi = 20^\circ$, το σώμα βρίσκεται σε κατάσταση οριακής ισορροπίας, άρα $FS=1$, κάτω από στατικές συνθήκες και ο κρίσιμος συντελεστής είναι μηδέν. Για $\varphi=30^\circ$ και $\varphi=40^\circ$, οι κρίσιμοι συντελεστές είναι 0,17 και 0,36 αντίστοιχα (Kramer, 1996).

5.7 Αριθμητική ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία ή πεπερασμένες διαφορές

Οι μέθοδοι τάσης-παραμόρφωσης της σεισμικής ευστάθειας πρανών βασίζονται στη χρήση πεπερασμένων στοιχείων ή πεπερασμένων διαφορών. Στις μεθόδους αυτές η μόνιμη μετακίνηση του πρανούς υπολογίζεται με ολοκλήρωση των παραμορφώσεων σε κάθε στοιχείο του καννάβου διακριτοποίησης. Οι μόνιμες παραμορφώσεις των στοιχείων μπορούν να υπολογισθούν με διαφορετικούς τρόπους. Στην μέθοδο της δυναμικής παραμόρφωσης (Seed et al. 1973) και της απομείωσης της ακαμψίας (Byrne et al. 1992) οι μόνιμες παραμορφώσεις υπολογίζονται με βάση τα αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών. Μέθοδοι μη-γραμμικής ανάλυσης χρησιμοποιούν μη-γραμμικούς καταστατικούς νόμους τάσης-παραμόρφωσης για την εκτίμηση των μόνιμων παραμορφώσεων (Griffiths & Prevost 1988, Finn 1988, Elgamal 1991). Σε δυναμικές αναλύσεις υποβάλλονται σημαντικά πρανή και επιχώματα, η ενδεχόμενη αστοχία των οποίων ενέχει υψηλό επίπεδο κινδύνου για ανθρώπους και λοιπά τεχνικά έργα.

5.8 Εξίσωσεις υπολογισμού σεισμικής μετακίνησης

Η μετακίνηση του στερεού σώματος συντελείται κάθε φορά που οι αδρανειακές δυνάμεις υπερβούν τη διατμητική αντίσταση στο επίπεδο ολίσθησης. Το στερεό σώμα συνεχίζει να ολισθαίνει μέχρι η σχετική ταχύτητα μεταξύ της ολισθαίνουσας μάζας και της βάσης να μηδενιστεί. Λόγω της παρουσίας της οριζόντιας σεισμικής επιτάχυνσης $a(t)$, η εξίσωση της σχετικής κίνησης του σώματος γράφεται:

$$\frac{d^2u}{dt^2} = (a(t) - a_y) \frac{\cos(\varphi - \beta) \cos \beta}{\cos \varphi} \text{ για } \frac{du}{dt} > 0 \quad (5.9)$$

όπου

$$a_y = \frac{W \sin(\varphi - \beta) + cl \cos \varphi}{m \cos(\varphi - \beta)}$$

Στις παραπάνω σχέσεις u είναι η οριζόντια σχετική μετακίνηση του σώματος, με την κατωφερική μετακίνηση θετική, a_y είναι η κρίσιμη (οριζόντια) επιτάχυνση για ολίσθηση του σώματος, m είναι η μάζα του σώματος ανά μονάδα μήκους (κάθετη στο χαρτί), W είναι το βάρος του σώματος ανά μονάδα μήκους (που διαφέρει από το γινόμενο mg στην περίπτωση ύπαρξης υδροφόρου ορίζοντα λόγω της άνωσης), β είναι η γωνία του κεκλιμένου επιπέδου με την οριζόντιο, φ και c είναι η γωνία τριβής και η συνοχή στην επιφάνεια ολίσθησης και l είναι το μήκος της επιφάνειας ολίσθησης του σώματος. Η ανισότητα στις παρακάτω σχέσεις σημαίνει ότι η μετακίνηση συσσωρεύεται μόνο όταν η ασκούμενη οριζόντια επιτάχυνση υπερβαίνει την “κρίσιμη επιτάχυνση” του σώματος, a_y προς μία διεύθυνση και αποκλείεται η μείωσή της λόγω αντίστροφης σχετικής μετακίνησης. (Σταματόπουλος 2003, Κιοσέογλου 2013).

Η παραπάνω εξίσωση μπορεί να διατυπωθεί ως:

$$\frac{d^2u}{dt^2} = A(a(t) - a_y) \text{ για } \frac{du}{dt} > 0 \quad (5.10)$$

όπου

$$A = \frac{\cos(\varphi - \beta) \cos \beta}{\cos \varphi} \quad (5.11)$$

Στην βιβλιογραφία συνήθως η εξίσωση επιλύεται με την προσέγγιση $A=1$:

$$\frac{d^2u}{dt^2} = a(t) - a_y \text{ για } \frac{du}{dt} > 0 \quad (5.12)$$

Πράγματι, για τυπικά πρηνή οι τιμές των γωνιών β και φ είναι τέτοιες που ο συντελεστής A είναι κοντά στη μονάδα, και η παραπάνω προσέγγιση δεν δίνει σημαντικό σφάλμα. Όπως αναφέρθηκε ανωτέρω, τα τελευταία χρόνια χρησιμοποιείται η μέθοδος του ολισθαίνοντος στερεού σώματος του Newmark, με σκοπό τη διεξαγωγή εμπειρικών σχέσεων ή καμπυλών που να συνδέουν την αναμενόμενη μόνιμη μετακίνηση με διάφορες, χαρακτηριστικές κάθε φορά, σεισμικές παραμέτρους. Ο λόγος k_c/k_{\max} , της κρίσιμης επιτάχυνσης προς τη μέγιστη σεισμική επιτάχυνση, φαίνεται να είναι μια από τις παραμέτρους που έχει σημαντική επιρροή στο μέγεθος των μόνιμων μετακινήσεων. Πολλοί ερευνητές ωστόσο, υιοθετούν διάφορα χαρακτηριστικά του σεισμού ως παραμέτρους αναφοράς, για την εξαγωγή εμπειρικών σχέσεων υπολογισμού των μόνιμων μετακινήσεων μιας γεωτεχνικής κατασκευής. Οι περισσότερο συχνά απαντώμενοι στην βιβλιογραφία παράμετροι είναι η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση ($k_{\max}g$ ή a_g), η μέγιστη εδαφική ταχύτητα (V_{\max}), η δεσπόζουσα περίοδος της κίνησης (T_p).

Συγκεκριμένα περαιτέρω μελέτες μεταξύ άλλων, πραγματοποιήθηκαν από τους Sarma (1975, 1979, 1999, 2001), Makdisi & Seed (1978), Richard & Elms (1979), Ambraseys et al. 1988, 1995), Cai & Bathrust (1996), Kramer (1996), Stamatopoulos (1996, 2003, 2008) και Jibson (2007). Η πιο πρόσφατη μελέτη είναι αυτή των Bray and Travarasou (2007) οι οποίοι πρότειναν την ακόλουθη εξίσωση:

$$\ln(u_f) = -1.10 - 2.83 \ln(a_c / g) - 0.333 [\ln(a_c / g)] + 0.566 \ln(a_c / g) \ln(Sa(1.5Ts)) + 3.04 \ln(Sa(1.5Ts)) - 0.244 [\ln(Sa(1.5 * Ts))] + 1.5Ts + 0.278(Ms - 7) \quad (5.13)$$

όπου η μετακίνηση u είναι σε cm, T_s είναι η θεμελιώδης περίοδος της μάζας που ολισθαίνει και $Sa(1.5Ts)$ είναι η φασματική επιτάχυνση (σε g) της σεισμικής κίνησης σε μία περίοδο της τάξης των $1.5T_s$. Η τυπική απόκλιση του λογαρίθμου της μετατόπισης $\ln(u_f)$ είναι 0.66.

5.9 Μέγιστες ανεκτές μετατοπίσεις των πρηνών υπό σεισμική διέγερση.

Για τον αντισεισμικό σχεδιασμό φυσικών πρηνών και εδαφικών κατασκευών όπως είναι τα φράγματα και τα επιχώματα, ο γεωτεχνικός μηχανικός σχεδιάζει με την μεθοδολογία της

αποδεκτής εδαφικής μετακίνησης η οποία έχει επικρατήσει κατά τα τελευταία χρόνια ως η βασική φιλοσοφία σχεδιασμού.

Η πρόβλεψη και ο έλεγχος των παραμορφώσεων και κατά συνέπεια των μετακινήσεων των γεωτεχνικών έργων υπό το καθεστώς της σεισμικής φόρτισης είναι ένα από τα κύρια αντικείμενα της γεωτεχνικής μηχανικής. Ο υπολογισμός των παραμενουσών εδαφικών μετακινήσεων είναι περισσότερο πολύπλοκος, αλλά έχει το σημαντικό πλεονέκτημα ότι συνδέεται άμεσα με τις ζημιές και καταστροφές που προκαλούνται σε κτίρια και εδαφικές κατασκευές όταν δεχθούν ένα σεισμικό κραδασμό.

Είναι προφανές ότι το σύνολο σχεδόν των γεωτεχνικών κατασκευών εμφανίζει κάποιο όριο στις μετακινήσεις που μπορούν να δεχθούν χωρίς να αστοχήσουν αλλά και χωρίς να αλλοιωθεί η λειτουργικότητά τους. Οι μετακινήσεις αυτές είναι οι αποκαλούμενες «μέγιστες ανεκτές μετακινήσεις», οι οποίες πρέπει να είναι οι μεγαλύτερες που δύναται να αναλάβει η γεωτεχνική κατασκευή ή το φυσικό πρηνές (υπολογιζόμενες από την μέθοδο Newmark, ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία κλπ.) για να θεωρηθούν ασφαλή. Οι μέγιστες ανεκτές μετακινήσεις αντιστοιχούν σε ένα ελάχιστο αποδεκτό όριο - κίνδυνο, ο οποίος καθορίζεται με βάση κοινωνικά και οικονομοτεχνικά κριτήρια και επιφέρουν κάποιο βαθμό υποβάθμισης του συστήματος εδάφους -κατασκευής, χωρίς όμως να ακυρώνουν την λειτουργικότητα και χρησιμότητα της και να καθιστούν ασύμφορη και σε κόστος και σε χρόνο την αποκατάστασή της.

Οι ανεκτές μετακινήσεις από σεισμικές δράσεις θα πρέπει να εξετάζονται σε συνδυασμό με τις μετακινήσεις που αναμένονται από άλλους παράγοντες όπως είναι οι καθιζήσεις του εδάφους από στατικά φορτία, ο ερπυσμός κλπ. Επιπλέον, θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η σπουδαιότητα της κατασκευής, οι τυχόν υπερκείμενες κατασκευές, οι ανάγκες που προκύπτουν αμέσως μετά από το σεισμό, η δυνατότητα επιθεωρήσεως του συστήματος εδάφους-κατασκευής ή του πρηνούς (π.χ. για τη διαπίστωση ύπαρξης ρωγμών) καθώς και το οικονομικό κόστος και ο απαιτούμενος χρόνος αποκατάστασης των ζημιών. Για το λόγο αυτό οι ανεκτές μετακινήσεις δεν είναι εύκολο να οριοθετηθούν και να ποσοτικοποιηθούν σε ένα γενικότερο πλαίσιο των γεωτεχνικών κατασκευών και να περιληφθούν σε κανονισμούς. Ως εκ τούτου συνήθως καθορίζονται από τον κύριο του έργου ή από το μελετητή μηχανικό, ξεχωριστά για κάθε ειδική περίπτωση, με βάση τις συνθήκες που επικρατούν στο εκάστοτε έργο. Ωστόσο στη διεθνή βιβλιογραφία έχουν γίνει κάποιες προσπάθειες από ερευνητές για κατηγοριοποίηση των ανεκτών μετακινήσεων (βασιζόμενοι σε στοιχεία Εδαφομηχανικής), έπειτα από παρατήρηση των μετακινήσεων που δημιουργούνται σε διάφορα γεωτεχνικά έργα.

Ο Matasovic (1991) πραγματοποίησε ανάλυση ευστάθειας φυσικών πρηνών (με χρήση των παραμέτρων αντοχής του φλύσχη) με τη στατική μέθοδο, τη ψευδοστατική μέθοδο, τη μέθοδο ολισθαίνοντος στερεού επι κεκλιμένου επιπέδου του Newmark καθώς και την απλοποιημένη μέθοδο Ishihara. Κατά τη μελέτη αυτή, επεσήμανε το σημαντικό πρόβλημα που υπάρχει στη θεώρηση ενός επιπέδου ανεκτής μετακίνησης καθότι η συμπεριφορά ενός πρηνούς κατά την διάρκεια και μετά τον σεισμικό κραδασμό συνδέεται με την επιλογή των παραμέτρων διατμητικής αντοχής του υλικού και τον ακριβή υπολογισμό του σεισμικού φορτίου. Ο ίδιος υιοθέτησε ως όρια ανεκτών μετακινήσεων για φυσικά πρηνή, αυτά που προτάθηκαν από τις αρμόδιες αρχές της Αλάσκα (State of Alaska's Geotechnical Evaluation Criteria Committee)

που βασίσθηκαν σε 2 πολύ ισχυρούς σεισμούς, της Αλάσκα το 1964 και του Μεξικού 1985 (Idriss, 1990), όπως παρουσιάζεται στον ακόλουθο Πίνακα 5.1.

Πίνακας 5.1: Καθορισμός ανεκτών μετακινήσεων βάσει των προκαλούμενων βλαβών σε φυσικά πρανή (Matasovic, 1991)

ΕΠΙΠΤΩΣΕΙΣ/ΒΛΑΒΕΣ	Ανεκτές μετακινήσεις (cm)
I. Καταστροφικές	300
II. Σοβαρές	90
III. Μέτριες	30
IV. Μικρές	15
V. Αμελητέες	<3

Ο Ευρωκώδικας EC8, σε αντίθεση με τον ΕΑΚ 2000, δεν περιορίζεται στην μέθοδο στατικής ευστάθειας με τις πρόσθετες αδρανειακές δυνάμεις λόγω σεισμού, αλλά εναλλακτικά προβλέπει τον υπολογισμό της σεισμικής μετακίνησης. Η προβλεπόμενη σεισμική μετακίνηση, αφού υπολογισθεί, πρέπει να συγκριθεί με κάποια τιμή που θεωρείται ανεκτή. Η διεθνής εμπειρία που παρουσιάζεται στον ανωτέρω πίνακα κατέδειξε τα εξής:

- Μετακινήσεις με βάση την ανάλυση ολισθαίνοντος στερεού επί κεκλιμένου επιπέδου (Newmark) μέχρι 10 εκατοστά θεωρείται ότι είναι απίθανο να οδηγήσουν σε φαινόμενα κατολισθήσεων και καταστροφής.
- Μεγαλύτερες μετακινήσεις της τάξεως των 10 με 100 εκατοστών μπορούν να προκαλέσουν θραύση του εδάφους ή μείωση της αντοχής του με αποτέλεσμα να έχουμε αστοχία του έργου.
- Τέλος εκτιμώμενες μετακινήσεις άνω των 100 εκατοστών πρέπει να χαρακτηρίζουν το έργο ασταθές.

Σε φυσικά πρανή η ανεκτή μετακίνηση εξαρτάται από τις κατασκευές που είναι θεμελιωμένες επάνω ή στον πόδα του πρανούς. Εάν υπάρχουν κτίρια, η επιτρεπόμενη μετακίνηση είναι αντίστοιχη αυτής των θεμελιώσεων, ενώ εάν δεν υπάρχουν κατασκευές, η επιτρεπόμενη μετακίνηση μπορεί να είναι μεγαλύτερη.

Σε μικρά φράγματα και επιχώματα μετακινήσεις μερικών εκατοστών ή ακόμη και ολίγων δεκάδων εκατοστών μπορεί να είναι ανεκτές, εάν δεν διακοπεί η συνέχεια στο φίλτρο του φράγματος.

Σε επιχώματα οδών μεγάλης κυκλοφορίας και σπουδαιότητας η οριζόντια εδαφική μετακίνηση δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από περίπου 5 εκατοστά, τιμή πέραν της οποίας προκαλείται απαράδεκτη παραμόρφωση στο οδόστρωμα. Σε οδικά επιχώματα επαρχιακών οδών η επιτρεπόμενη μετακίνηση μπορεί να είναι μεγαλύτερη π.χ. της τάξεως των 10 εκατοστών, επειδή: (α) ο κίνδυνος ατυχήματος είναι μικρότερος λόγω της σπανιότερης διέλευσης οχημάτων και (β) η διατάραξη της κυκλοφορίας είναι μικρότερης σημασίας.

Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει ο Πίνακας 5.2 στην ερευνητική εργασία των Γκαζέτα και Ντακούλα (1991) που αφορά ασφάλεια φραγμάτων λιθορριπής υπό την επίδραση σεισμικής δύναμης.

Πίνακας 5.2: Συνιστώμενες κλίσεις από τους Seed et al., (1973) για CFR φράγματα ανάλογα με την σεισμικότητα της περιοχής.

Eathquake Magnitude	Peak Crest Acceleration	Average DS Slope for Displacements of 2ft or more	Average DS Slope for Displacements of 1 ft or less	Seismicity of the Area
6.5	< 0.25 g	1.35	1.4	
6.5	≈ 0.45 g	1.4	1.4	Low
7.5	≈ 0.45 g	1.4	1.4	to
8.5	≈ 0.45 g	1.45	1.45	Moderate
6.5	≈ 0.75 g	1.5	1.5	
7.5	≈ 0.75 g	1.55	1.6	
8.5	≈ 0.75 g	1.65	1.7	High
6.5	≈ 1.0 g	1.55	1.55	
7.5	≈ 1.0 g	1.6	1.65	Very
8.5	>1.0 g	1.8	1.8	High

Σημαντικές είναι οι προσπάθειες πιθανοτικής προσέγγισης των ανωτέρω υπολογισμών. Πιο συγκεκριμένα οι πιθανοτικές μέθοδοι που έχουν προταθεί για τον υπολογισμό των μόνιμων σεισμικών μετατοπίσεων είναι λίγες (π.χ. Lin and Whitman, 1986, Yegian et al. 1991). Επιπλέον, οι περισσότερες από αυτές είτε χρησιμοποιούν υπεραπλουστευμένα προσομοιώματα πρανούς είτε βασίζονται σε περιορισμένο αριθμό αναλύσεων με πραγματικές ιστορίες σεισμών.

Τέλος, η Τραβασάρου (2006) αφού προτείνει μία νέα εμπειρική σχέση για τον υπολογισμό των μόνιμων σεισμικών μετατοπίσεων σε πρανή, τονίζει ότι οι σημαντικές αβεβαιότητες που περιβάλλουν το πρόβλημα των μόνιμων σεισμικών μετατοπίσεων προβάλλουν την χρησιμότητα πιθανοτικών μεθόδων υπολογισμού, οι οποίες λαμβάνουν υπόψη την διασπορά στις σχετικές παραμέτρους.

5.10 Καμπύλες τρωτότητας

Οι καμπύλες τρωτότητας έχουν αναδειχθεί τα τελευταία χρόνια ως ένα απαραίτητο εργαλείο για μια σειρά από σκοπούς που συνδέονται με την διαχείριση του σεισμικού κινδύνου, όπως τον υπολογισμό των αναμενόμενων απωλειών σε μελλοντικούς σεισμούς, τον καθορισμό προτεραιοτήτων ενίσχυσης κτιρίων και δικτύων κοινής ωφελείας, την σεισμική ασφάλιση κλπ.

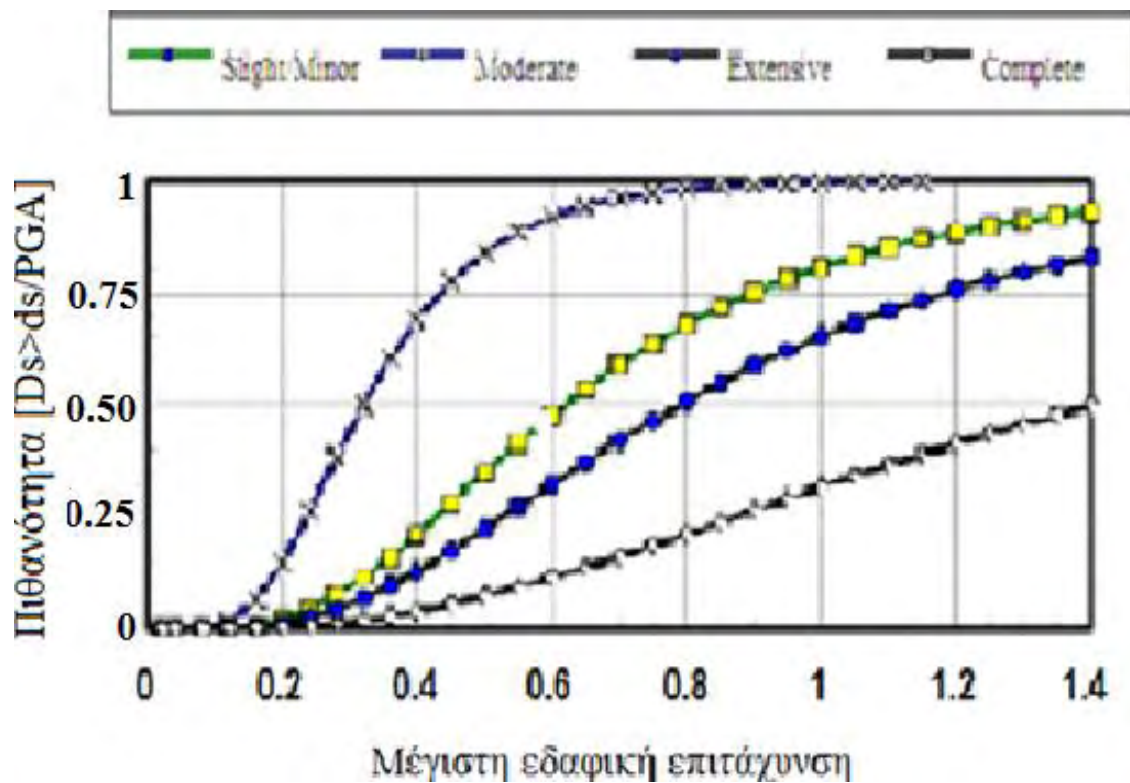
Με τον όρο τρωτότητα (vulnerability) νοείται η συμπεριφορά ενός υπό διακινδύνευση στοιχείου, η οποία οφείλεται σε ένα φαινόμενο με μεταβλητή ένταση. Ιδιαίτερα για την περίπτωση του σεισμού, φαινόμενο αρκετά συχνό στη χώρα μας, η εμπειρία έχει δείξει ότι εκτός από τα κτίρια, τα δίκτυα κοινής ωφελείας και οι συγκοινωνιακές υποδομές είναι αρκετά τρωτά σε ισχυρούς σεισμούς. Οι αστοχίες που εμφανίζονται μετά από έναν σεισμό οφείλονται στα εξής φαινόμενα που προκαλεί ένας σεισμός:

- Εδαφική δόνηση,
- Διασταυρώσεις με ρήγματα,
- Καθιζήσεις σε ζώνες μετάβασης από καλύτερο έδαφος σε χειρότερο,
- Κατολισθήσεις, δηλαδή μαζικές κινήσεις εδαφικών πρανών λόγω αστοχίας του εδαφικού πρανούς από διάτμηση κατά μήκος μιας επιφάνειας,
- Αστοχίες στα δίκτυα κοινής ωφελείας λόγω κατολισθήσεων οφείλονται κυρίως σε πτώση βράχων ή σε ολίσθηση πρανούς που συμπαρασύρει το δίκτυο,
- Ρευστοποίηση, δηλαδή η μετατροπή κορεσμένου, μη συνεκτικού εδάφους από στερεά μορφή σε ρευστή με σημαντική απώλεια αντοχής.

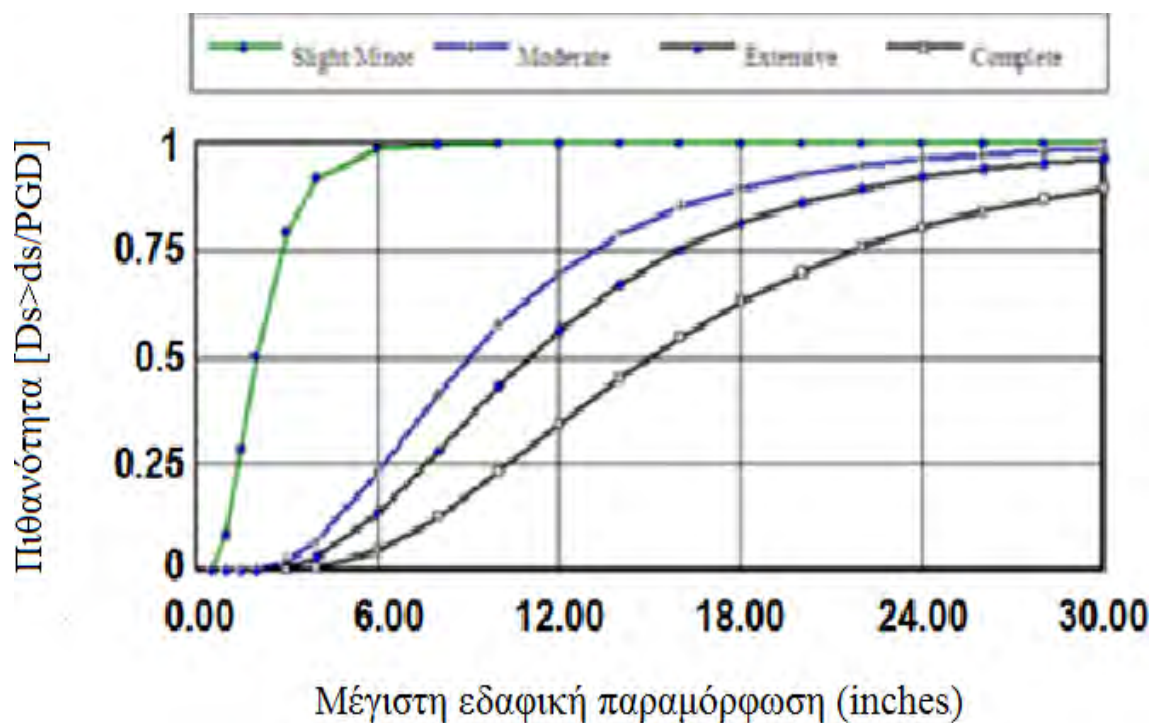
Οι καμπύλες τρωτότητας αποτελούν ένα από τα στοιχεία-κλειδιά της στοχαστικής σεισμικής επικινδυνότητας. Συνδέουν την σεισμική ένταση με την πιθανότητα προσέγγισης ενός επιπέδου αστοχίας ή καταστροφής (μικρές, μέτριες, εκτεταμένες, καταστροφικές) για κάθε στοιχείο επικινδυνότητας.

Για την αποτίμηση της σεισμικής τρωτότητας χρησιμοποιούνται οι παρακάτω καμπύλες:

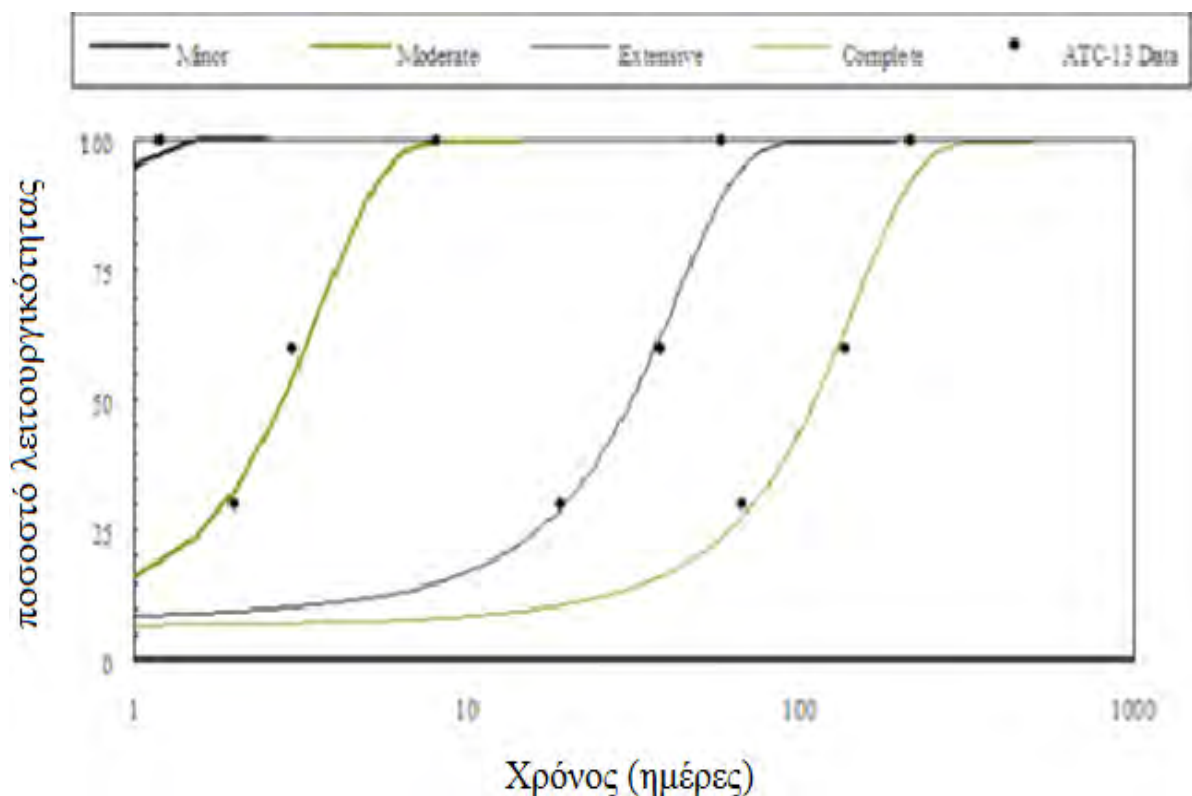
- Καμπύλες βλάβης: Καμπύλες που συσχετίζουν την πιθανότητα να βρεθεί η κατασκευή σε μια δεδομένη κατάσταση βλάβης για μια δεδομένη σεισμική απαίτηση (π.χ. μέγιστη εδαφική επιτάχυνση ή μόνιμη εδαφική παραμόρφωση).
- Καμπύλες αποκατάστασης: καμπύλες που δίνουν το ποσοστό λειτουργικότητας του συστήματος συναρτήσει του χρονικού διαστήματος μετά τον σεισμό για τους διάφορους βαθμούς βλάβης όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα 5.8.



Σχήμα 5.6: Καμπύλη τρωτότητας για διάφορες καταστάσεις αστοχίας για μια αντισεισμικώς σχεδιασμένη σιδηροδρομική γέφυρα που υπόκειται στη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (Βουγιούκας και Τρέζος, 2005).



Σχήμα 5.7: Καμπύλη τρωτότητας για διάφορες καταστάσεις αστοχίας για μια αντισεισμικώς σχεδιασμένη σιδηροδρομική γέφυρα που υπόκειται σε μόνιμη εδαφική μετακίνηση (Βουγιούκας και Τρέζος, 2005).



Σχήμα 5.8: Καμπύλες αποκατάστασης σιδηροδρομικών γεφυρών (Βουγιούκας και Τρέζος, 2005).

Η σημαντικότητα συνδέεται με λειτουργικά, οικονομικά, κοινωνικά και άλλα κριτήρια. Η σεισμική επικινδυνότητα εκφράζει την πιθανότητα να συμβεί σεισμική δόνηση συγκεκριμένης έντασης σε συγκεκριμένο χρονικό διάστημα στην εξεταζόμενη περιοχή. Η σεισμική διακινδύνευση υπολογίζεται με τη χρήση του παρακάτω μαθηματικού τύπου (Βουγιούκας, Δημητρακοπούλου, Μανταδάκης, 2011):

$$[\text{Διακινδύνευση}] = [\text{Σεισμική επικινδυνότητα}] \times [\text{Τρωτότητα}] \times [\text{Σημαντικότητα}]$$

$$([\text{Risk}] = [\text{Hazard}] \times [\text{Vulnerability}] \times [\text{Importance}]).$$

Η ανάπτυξη των καμπυλών τρωτότητας για οδικά πρηνή προτάθηκε στο ευρωπαϊκό σχέδιο Safeland από τους Pitilakis et al. (2010). Στο ευρωπαϊκό αυτό πρόγραμμα οι καμπύλες τρωτότητας σύμφωνα με το Hazus (NIBS, 2004) τροποποιήθηκαν ως συνάρτηση της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης λαμβάνοντας υπόψιν τα χαρακτηριστικά του πρηνούς και χρησιμοποιώντας το πρότυπο των Bray and Travarasou (2007). Στον πίνακα 5.3 καθώς και τα επόμενα σχήματα, παρουσιάζονται οι καμπύλες τρωτότητας για διαφορετικές τιμές της σεισμικής επιτάχυνσης και για μέγεθος σεισμού $M=7.0$ καθώς και για τέσσερα διαφορετικά επίπεδα αστοχίας.

Πίνακας 5.3: Προτεινόμενες παράμετροι καμπυλών τρωτότητας για οδικά πρηνή (Pitilakis et al. 2010).

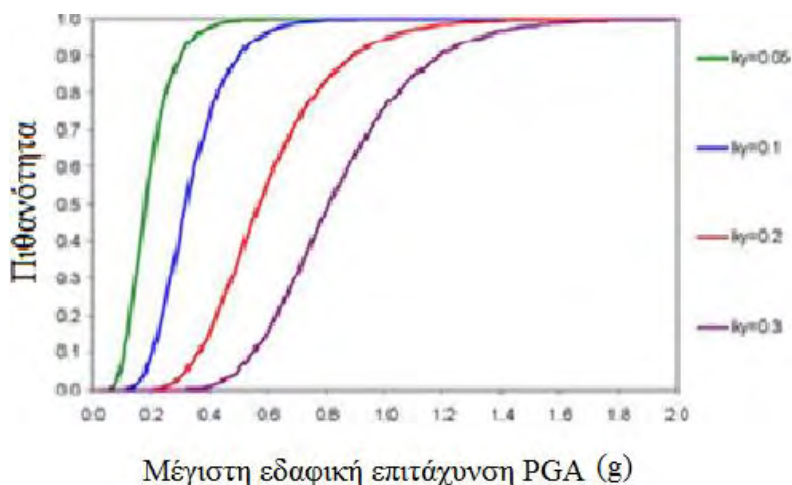
	Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση							
	ky=0.05		ky=0.1		ky=0.2		ky=0.3	
Επίπεδα βλαβών	Διάμεσος (g)	β	Διάμεσος (g)	β	Διάμεσος (g)	β	Διάμεσος (g)	β
μικρές	0.16	0.40	0.30	0.35	0.55	0.35	0.80	0.30
μέτριες	0.28		0.48		0.85		1.20	
εκτεταμένες	0.40		0.68		1.18		1.64	
πλήρεις	0.66		1.08		1.82		2.40	

όπου:

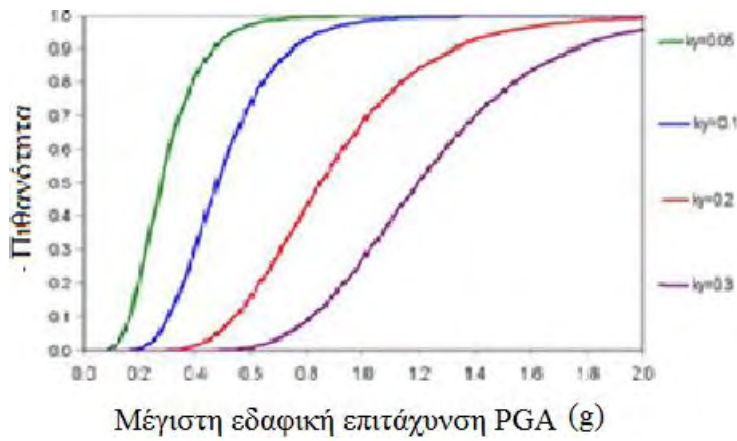
k_y = κρίσιμος σεισμικός συντελεστής στο οποίο αρχίζει η ολίσθηση.

β = παράμετρος τυπικής απόκλισης που προτάθηκε στο σχέδιο Safeland για αστικές οδούς.

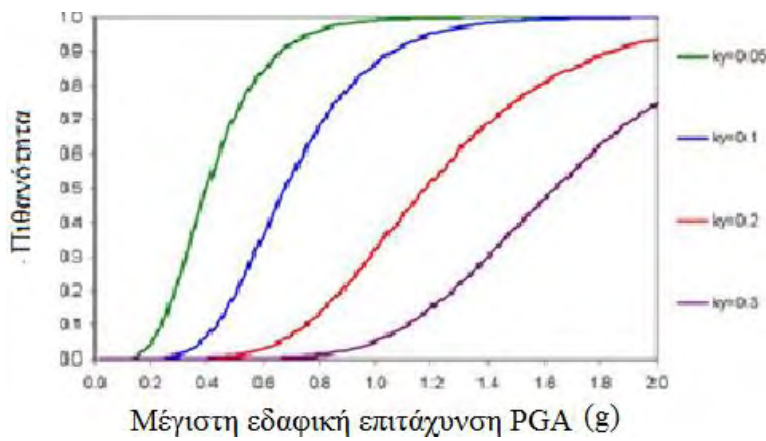
Ακολουθούν οι καμπύλες τρωτότητας οδικών πρηνών για διάφορα επίπεδα αστοχίας και διαφορετικές σεισμικές επιταχύνσεις.



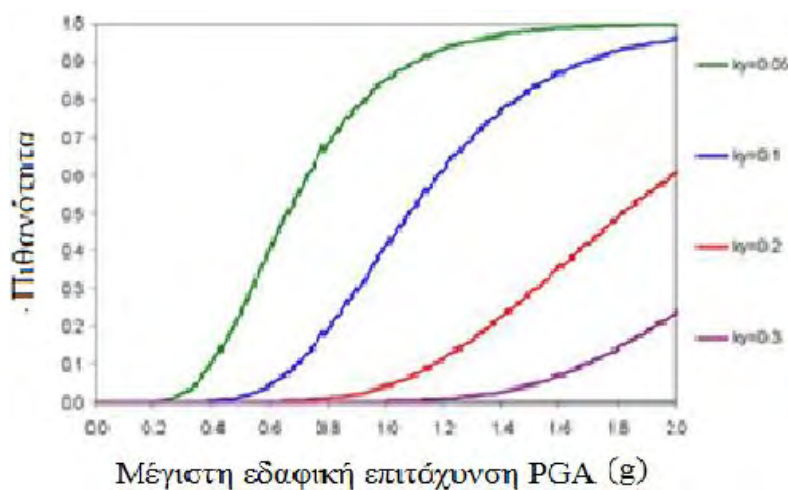
Σχήμα 5.9: Οδικά πρηνή- Μικρές βλάβες (Pitilakis et al. 2010).



Σχήμα 5.10: Οδικά πρανή-Μέτριες βλάβες (Pitilakis et al. 2010).



Σχήμα 5.11: Οδικά πρανή-Εκτεταμένες βλάβες (Pitilakis et al. 2010).



Σχήμα 5.12: Οδικά πρανή-πλήρεις βλάβες (Pitilakis et al. 2010).

Κεφάλαιο 6

ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

6.1 Δημιουργία τυχαίων πεδίων ιδιοτήτων εδάφους πρανούς

6.1.1 Μέθοδος LAS

Η μεθοδολογία Local Average Subdivision (LAS), η οποία παρουσιάστηκε στο Κεφ. 4, χρησιμοποιείται στο παρόν κεφάλαιο για την δημιουργία πεδίων τυχαίων ιδιοτήτων του εδάφους, με προκαθορισμένες τιμές για την μέση τιμή μ , τυπική διασπορά σ , τους συντελεστές συσχέτισης ρ_{ij} μεταξύ των ιδιοτήτων i και j , καθώς και τα μήκη αυτοσυσχέτισης l_x και l_y στην οριζόντια και κατακόρυφη κατεύθυνση, αντίστοιχα. Ο αριθμητικός κώδικας υλοποίησης της μεθοδολογίας LAS δημιουργήθηκε με τροποποίηση ενός υπάρχοντος κώδικα των Fendon and Griffiths (2008) για ανάλυση γεωτεχνικών συστημάτων (π.χ. αστοχία επιφανειακών θεμελιώσεων) με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων και με χρήση της προσομοίωσης τύπου Monte Carlo.

Στην μεθοδολογία που παρουσιάζεται στην παρούσα διατριβή, η παραγωγή τυχαίων πεδίων ιδιοτήτων αυτοματοποιείται με την βοήθεια του προγράμματος Mathematica. Συγκεκριμένα, για κάθε ανάλυση δημιουργείται αρχικά από το πρόγραμμα Mathematica ένας τυχαίος τετραψήφιος αριθμός ο οποίος λειτουργεί ως γενετικός αριθμός (seed number) για την ενεργοποίηση της μεθοδολογίας LAS. Τα απαιτούμενα δεδομένα για την ανάλυση LAS είναι:

1. Οι ζώνες του υλικού, οι οποίες είναι σε αριθμό ίσες προς n_x στην οριζόντια κατεύθυνση και n_y στην κατακόρυφη κατεύθυνση, ενώ η κάθε ζώνη έχει διαστάσεις d_x στην οριζόντια κατεύθυνση και d_y στην κατακόρυφη κατεύθυνση.
2. Η μέση τιμή μ , τυπική διασπορά σ , και το είδος της κατανομής (κανονική, λογαριθμική, ομοιόμορφη) για κάθε ιδιότητα του εδάφους, όπως η συνοχή c , η γωνία διατμητικής αντοχής φ , η γωνία διασταλτικότητας ψ , το μέτρο ελαστικότητας E , η πυκνότητα ρ , και ο λόγος Poisson ν .
3. Το μητρώο των συντελεστών συσχέτισης ρ_{ij} μεταξύ των ανωτέρω ιδιοτήτων (6 x 6).
4. Τα μήκη αυτοσυσχέτισης l_x και l_y στην οριζόντια και κατακόρυφη κατεύθυνση, αντίστοιχα.
5. Ο τυχαίος τετραψήφιος γενετικός αριθμός.

Το πρόγραμμα LAS εκτελείται ως υπορουτίνα από το Mathematica και παράγει πεδία τυχαίων τιμών των ιδιοτήτων του εδάφους που ικανοποιούν τις ανωτέρω προκαθορισμένες ιδιότητες. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης με τα πεδία των τυχαίων ιδιοτήτων αναπαριστώνται γραφικά αυτόματα στο περιβάλλον Mathematica.

6.1.2 Επιβεβαίωση της μεθοδολογίας LAS

Στο Σχήμα 6.1 παρουσιάζεται ένα παράδειγμα τυχαίου πεδίου της συνοχής c και γωνίας εσωτερικής τριβής φ του εδάφους, με κάρναβο διαστάσεων 128 x 64, στον οποίο τα μήκη

κάθε ζώνης είναι $d_x = d_y = 1$ m. Αντίστοιχα, στο Σχήμα 6.2 παρουσιάζονται τυχαία πεδία της πυκνότητας ρ και του μέτρου ελαστικότητας Young E . Οι μέσες τιμές και τυπικές διασπορές των ιδιοτήτων του εδάφους δίδονται στον Πίνακα 6.1, ενώ οι συντελεστές συσχέτισης δίδονται στον Πίνακα 6.2. Τα μήκη αυτοσυσχέτισης είναι $l_x = 20$ m στην οριζόντια κατεύθυνση και $l_y = 2$ m στην κατακόρυφη κατεύθυνση.

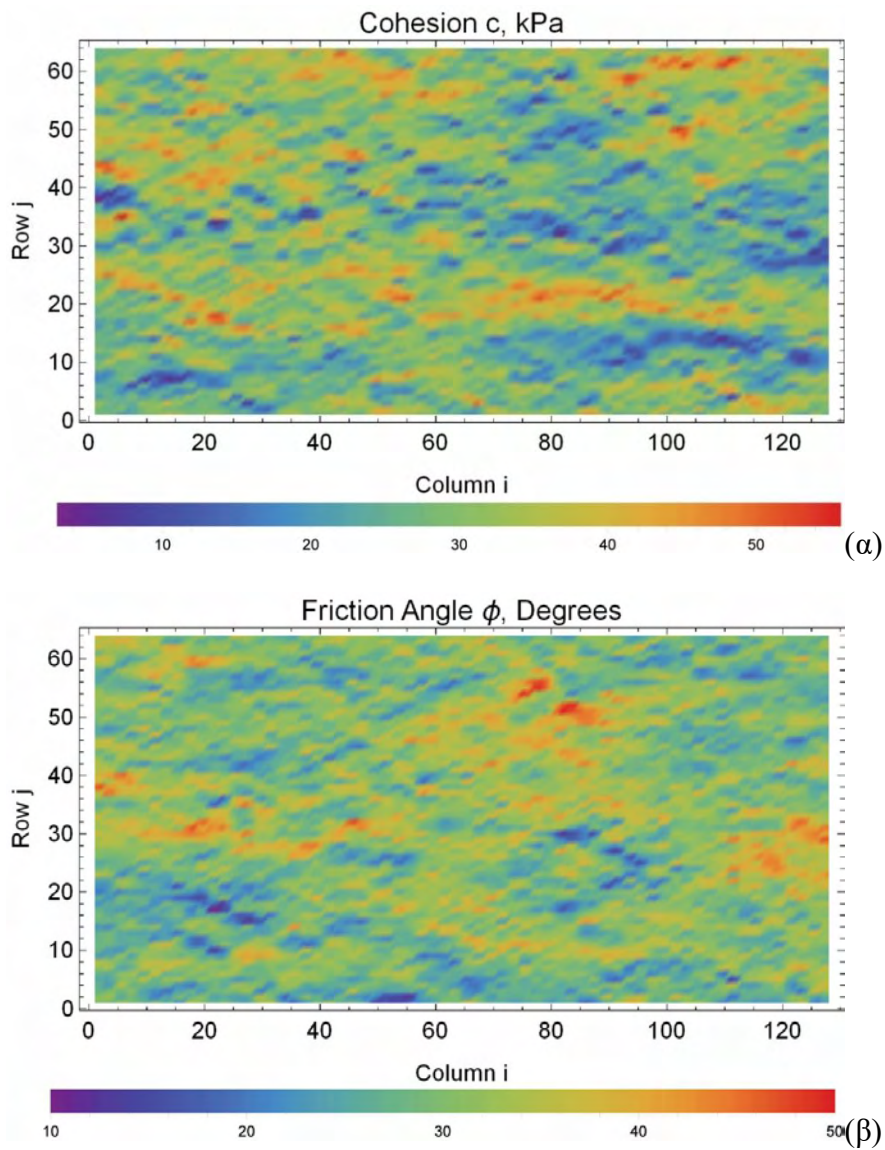
Μαζί με τις ακριβείς (στοχευμένες) μέσες τιμές και τυπικές διασπορές (Πίνακας 6.1) και των συντελεστών συσχέτισης (Πίνακας 6.2), δίδονται και οι αντίστοιχες τιμές που επιτεύχθηκαν αριθμητικά μέσω της προσομοίωσης. Η σύγκριση των στοχευμένων και επιτευχθεισών τιμών είναι πολύ ικανοποιητική για τις μέσες τιμές και τους συντελεστές συσχέτισης και αρκετά ικανοποιητική για τις τυπικές διασπορές. Συνεπώς η μεθοδολογία LAS επιτυγχάνει τον στόχο της δημιουργίας τυχαίων πεδίων ιδιοτήτων με επιθυμητά ποσοτικά χαρακτηριστικά.

Πίνακας 6.1: Ιδιότητες εδάφους στις αναλύσεις του Σχήματος 6.1

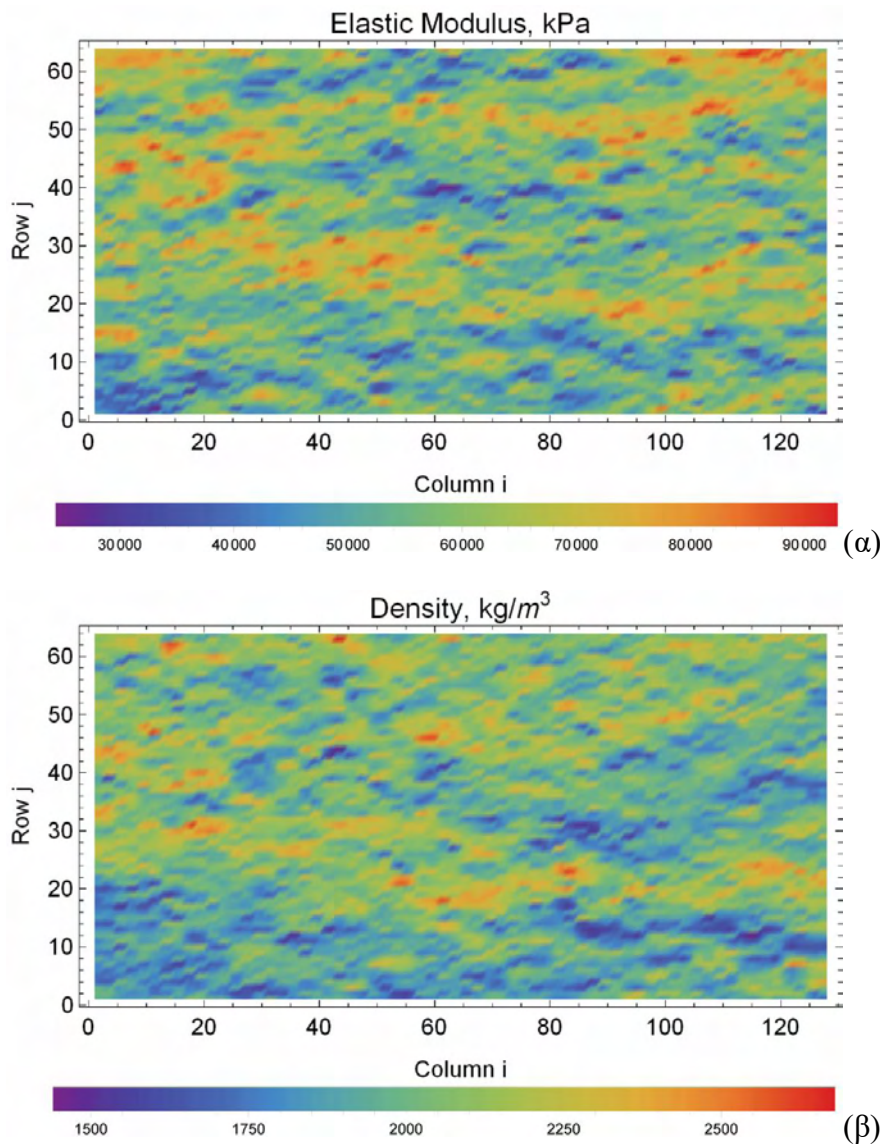
	Ακριβής μέση τιμή, μ	Επιτευχθείσα μέση τιμή, μ	Ακριβής διασπορά, σ	Επιτευχθείσα διασπορά, σ
Συνοχή c (kPa)	30	30.0746	9	7.579
Γωνία διατμητικής αντοχής φ°	30°	30.0096°	6°	5.111
Γωνία διασταλτικότητας ψ°	0°	0	0°	0
Πυκνότητα, ρ (kg/m ³)	2000	2.0019	200	172
Μέτρο Young E (kPa)	60000	59687	12000	10628
Λόγος Poisson ν	0.3	0.3	0	0

Πίνακας 6.2: Συντελεστές συσχέτισης ρ_{ij}

	Ακριβής τιμή	Επιτευχθείσα τιμή
$\rho_{c\varphi}$	-0.5	-0.5075
$\rho_{c\rho}$	0.5	0.5228
$\rho_{\varphi\rho}$	0.5	0.4920
ρ_{cE}	0.2	0.1946
$\rho_{\varphi E}$	0.2	0.2097



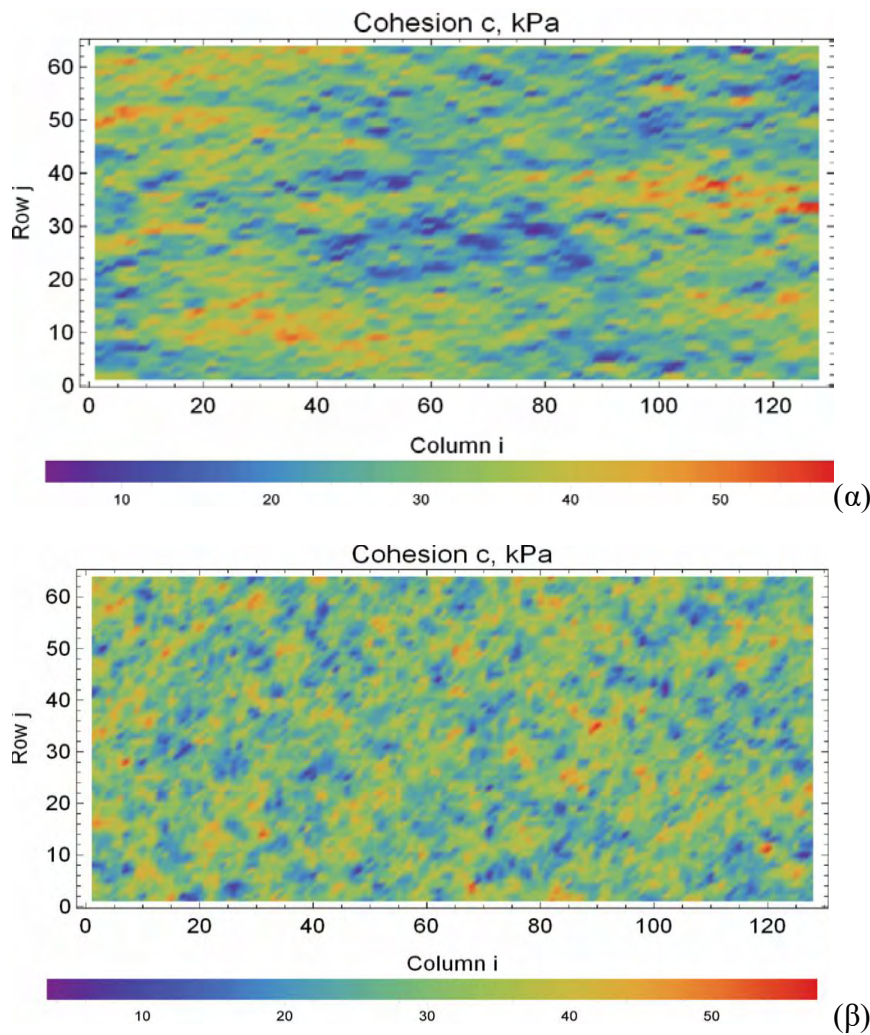
Σχήμα 6.1: Δημιουργία πεδίου τυχαίων τιμών (α) της συνοχής c και (β) της γωνίας εσωτερικής τριβής ϕ με στοχευμένες τιμές ιδιοτήτων που δίδονται στους Πίνακες 6.1 και 6.2.



Σχήμα 6.2: Δημιουργία πεδίου τυχαίων τιμών (α) του μέτρου ελαστικότητας Young E και (β) της πυκνότητας ρ με στοχευμένες τιμές ιδιοτήτων που δίδονται στους Πίνακες 6.1 και 6.2.

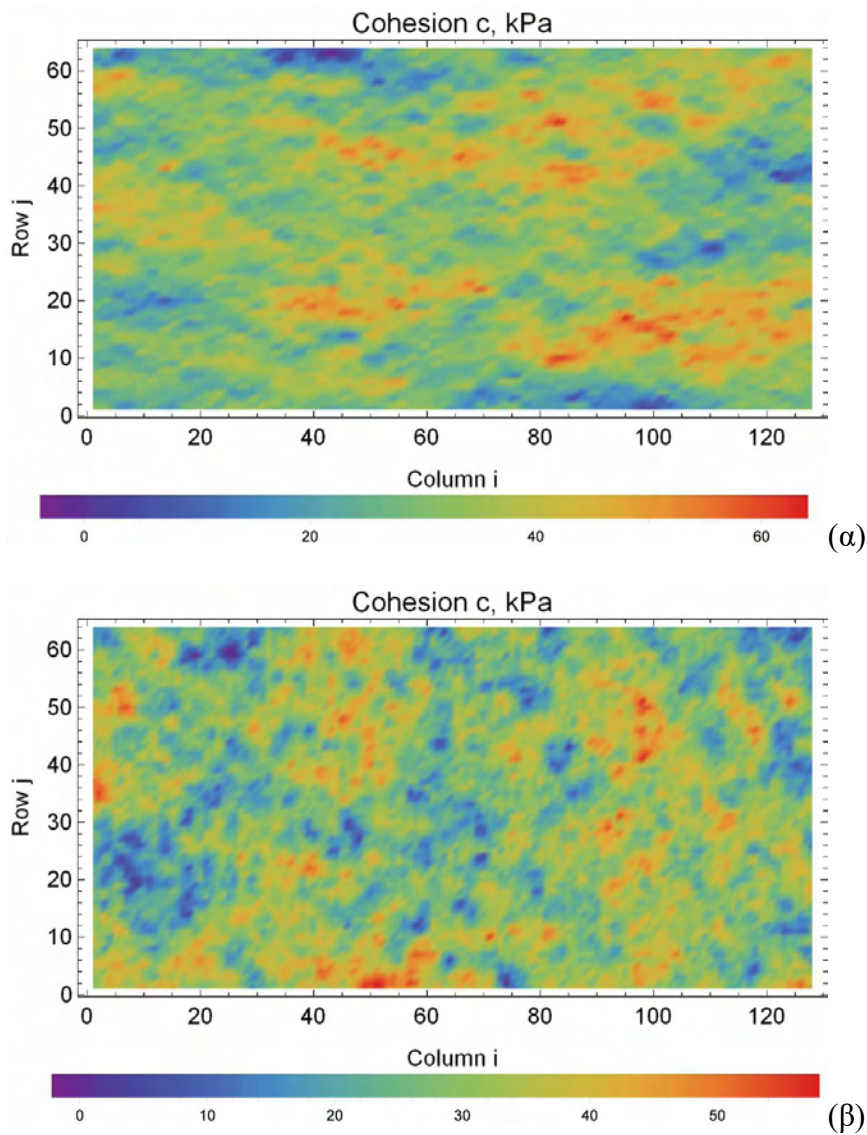
6.1.3 Παραδείγματα παραμετρικών αναλύσεων

Στο Σχήμα 6.3α παρουσιάζεται ένα παράδειγμα τυχαίου πεδίου της συνοχής c του εδάφους. Η συνοχή έχει μέση τιμή $\mu = 30$ kPa, τυπική διασπορά $\sigma = 9$ kPa, ακολουθεί την κανονική κατανομή, και έχει μήκη αυτοσυσχέτισης $l_x = 40$ m και $l_y = 2$ m στην οριζόντια και κατακόρυφη κατεύθυνση. Αντίστοιχα, στο Σχήμα 6.3β παρουσιάζεται μία παρόμοια κατανομή της συνοχής c για μήκη αυτοσυσχέτισης $l_x = l_y = 2$ m στην οριζόντια και κατακόρυφη κατεύθυνση. Η σύγκριση της κατανομής στα δύο σχήματα καταδεικνύει την επίδραση του μήκους αυτοσυσχέτισης l_x . Πράγματι στο Σχήμα 6.3α ($l_x = 40$ m) δημιουργούνται επιμήκεις οριζόντιες στρώσεις με σχετικά παρόμοιες τιμές συνοχής, ενώ στο Σχήμα 6.3β ($l_x = 2$ m) δεν εμφανίζεται η ανωτέρω στρωματοποίηση αλλά μία περισσότερο ομοιόμορφη κατανομή της συνοχής, χωρίς να υπάρχει διαφορά στις δύο κατευθύνσεις.



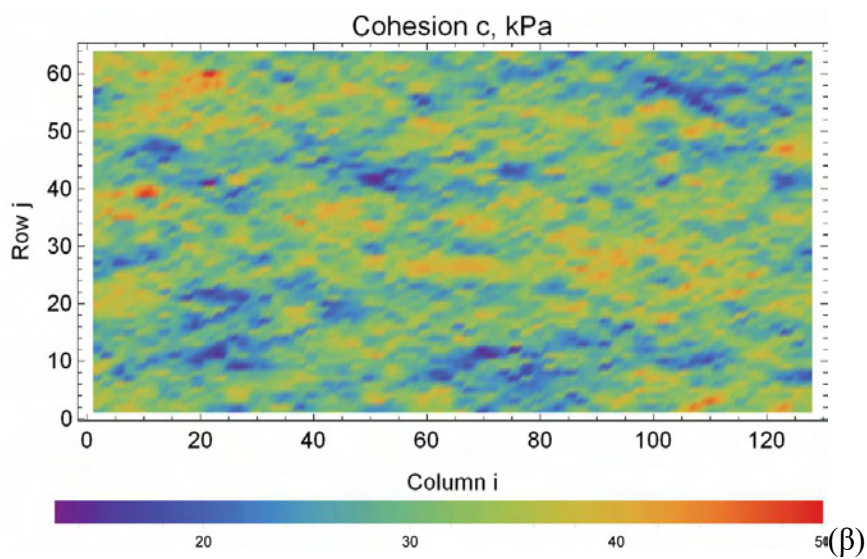
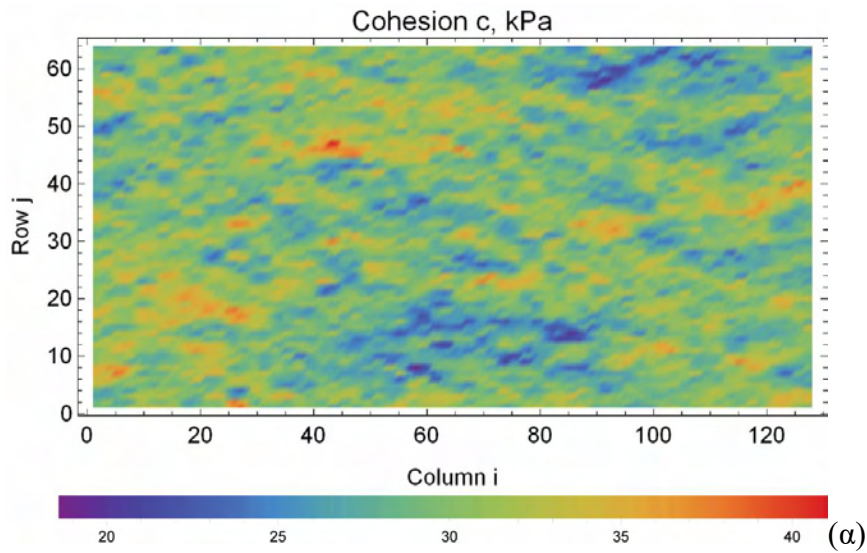
Σχήμα 6.3: Επίδραση του μήκους αυτοσυσχέτισης στην κατανομή της συνοχής c : (α) $l_x = 40$ m, $l_y = 2$ m και (β) $l_x = 2$ m, $l_y = 2$.

Αντίστοιχα, στο Σχήμα 6.4α παρουσιάζεται ένα δεύτερο παράδειγμα πεδίου της συνοχής c του εδάφους με την ίδια μέση τιμή $\mu = 30$ kPa και την ίδια τυπική διασπορά $\sigma = 9$ kPa και μήκη αυτοσυσχέτισης $l_x = 40$ m στην οριζόντια κατεύθυνση και $l_y = 5$ m στην κατακόρυφη κατεύθυνση. Η κατανομή αυτή συγκρίνεται με αυτή στο Σχήμα 6.4β για μήκη αυτοσυσχέτισης $l_x = l_y = 5$ m στην οριζόντια και κατακόρυφη κατεύθυνση. Επίσης, αξίζει να συγκριθεί η κατανομή στο Σχήμα 6.3β ($l_x = l_y = 2$ m) με την κατανομή στο Σχήμα 6.4β ($l_x = l_y = 5$ m), όπου διαπιστώνεται ότι για μεγαλύτερες τιμές του l_x μειώνεται η ομοιομορφία της κατανομής, χωρίς να υπάρχει διαφορά στις δύο κατευθύνσεις.

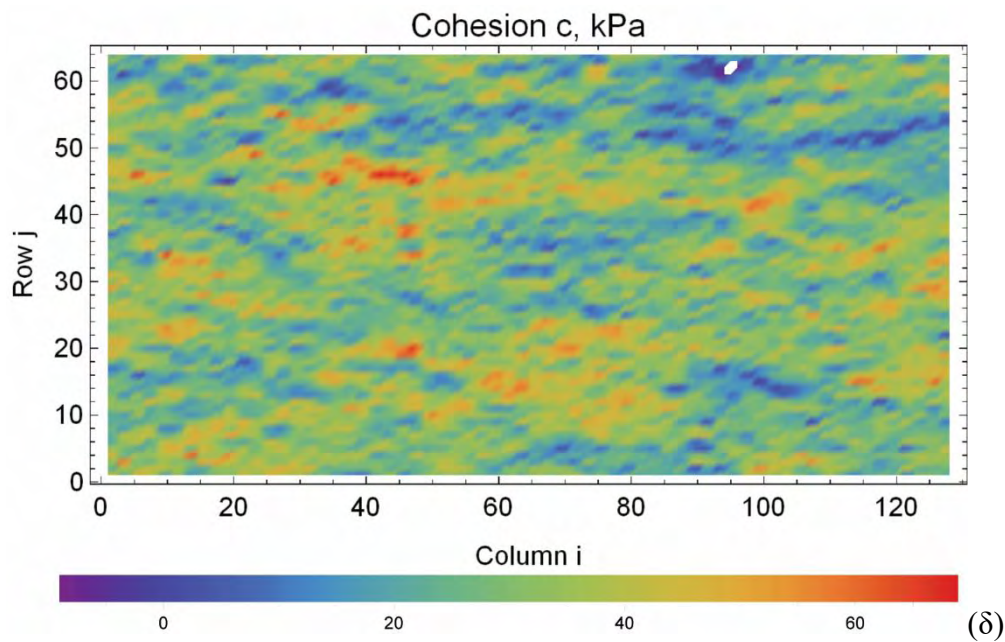
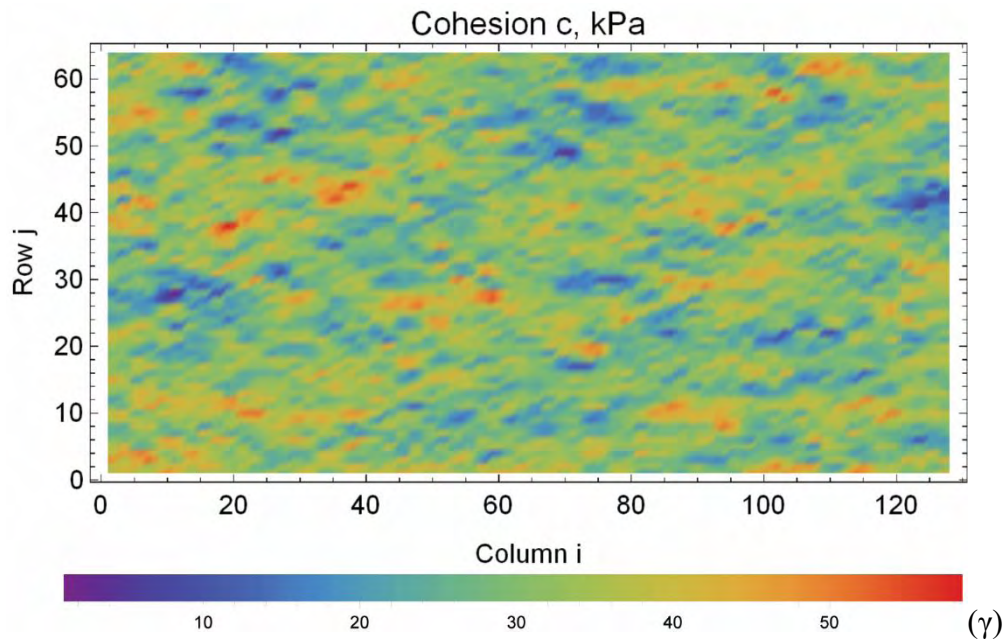


Σχήμα 6.4: Επίδραση του μήκους αυτοσυσχέτισης στην κατανομή της συνοχής c : (α) $l_x = 40$ m, $l_y = 5$ m και (β) $l_x = 5$ m, $l_y = 5$ m .

Στο Σχήμα 6.5 παρουσιάζεται ένα παράδειγμα πεδίου της συνοχής c του εδάφους, με μέση τιμή $\mu = 30$ kPa και μήκη αυτοσυσχέτισης $l_x = 40$ m στην οριζόντια κατεύθυνση και $l_y = 2$ m στην κατακόρυφη κατεύθυνση. Ο λόγος τυπικής διασποράς σ/μ της συνοχής λαμβάνει τιμές 0.1 (Σχήμα 6.5α), 0.2 (Σχήμα 6.5β), 0.3 (Σχήμα 6.5γ) και 0.4 (Σχήμα 6.5δ). Όπως αναμένεται, τα πεδία τιμών της συνοχής του Σχήματος 6.5 καταδεικνύουν την διεύρυνση των τιμών των τυχαίων πεδίων με την αύξηση του λόγου τυπικής διασποράς.



Σχήμα 6.5: Επίδραση του λόγου τυπικής διασποράς σ/μ στην κατανομή της συνοχής c : (α) $\sigma/\mu = 0.1$, (β) $\sigma/\mu = 0.2$, (γ) $\sigma/\mu = 0.3$, και (δ) $\sigma/\mu = 0.4$ (μέση τιμή συνοχής = 30 kPa) .



Σχήμα 6.5: (συνέχεια) Επίδραση του λόγου τυπικής διασποράς σ/μ στην κατανομή της συνοχής c : (α) $\sigma/\mu = 0.1$, (β) $\sigma/\mu = 0.2$, (γ) $\sigma/\mu = 0.3$, και (δ) $\sigma/\mu = 0.4$ (μέση τιμή συνοχής = 30 kPa).

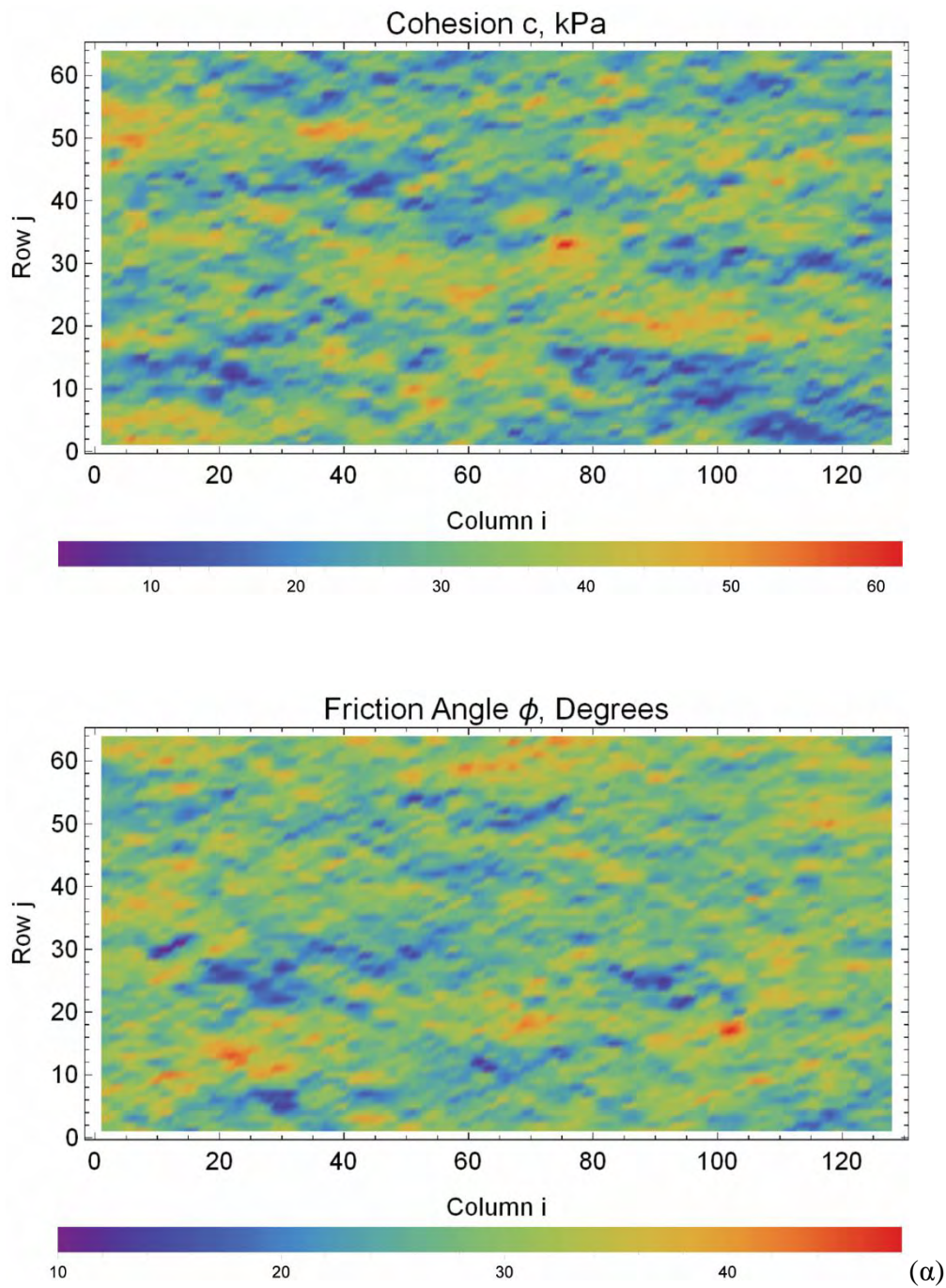
Η επίδραση του συντελεστή συσχέτισης $\rho_{c\phi}$ μεταξύ συνοχής και γωνίας διατμητικής αντοχής εξετάζεται στα Σχήματα 6.6α και 6.6β. Οι ιδιότητες του εδάφους δίδονται στην Πίνακα 6.3. Στο Σχήμα 6.6α παρουσιάζονται τα πεδία τιμών της συνοχής και της γωνίας διατμητικής αντοχής για συντελεστή συσχέτισης $\rho_{c\phi} = 0$, ενώ στο Σχήμα 6.6β τα αντίστοιχα πεδία για $\rho_{c\phi} = -0.75$. Πράγματι, καμία συσχέτιση δεν εμφανίζεται στις τιμές της συνοχής και γωνίας διατμητικής αντοχής για $\rho_{c\phi} = 0$, ενώ εμφανίζεται έντονη αρνητική συσχέτιση για $\rho_{c\phi} = -0.75$.

Πίνακας 6.3: Ιδιότητες εδάφους στις αναλύσεις του Σχήματος 6.4 ($\rho=2000 \text{ kg/m}^3$, $\psi=0^\circ$, $E=60 \text{ MPa}$, $\nu=0.3$)

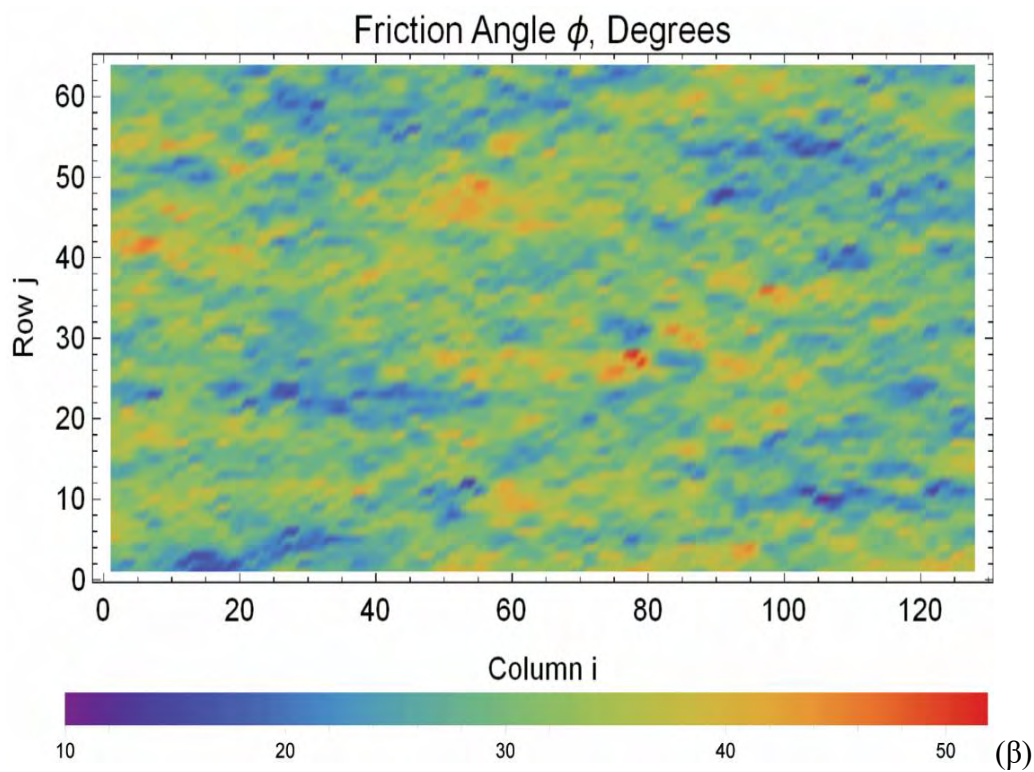
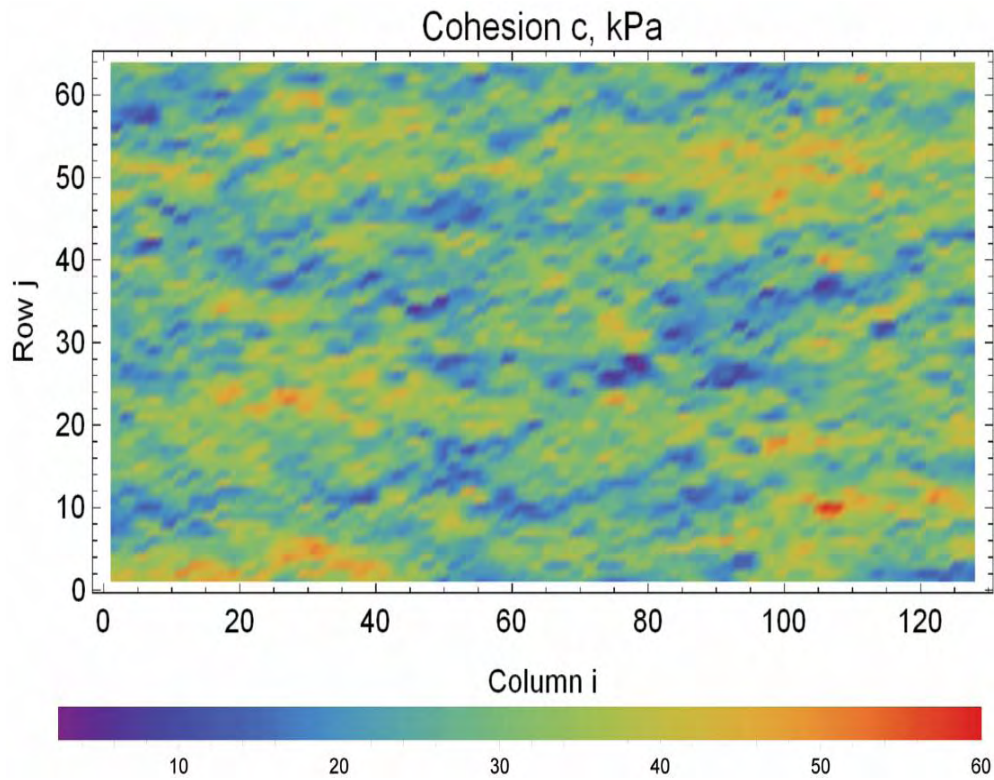
	Συνοχή c	Γωνία διατμητικής αντοχής ϕ°
Μέση τιμή, μ (kPa)	30	30°
Διασπορά, σ (kPa)	9	6°
Μήκος αυτοσυσχέτισης, m	$l_x = 40, l_y = 2$	$l_x = 40, l_y = 2$

Πίνακας 6.4: Μητρώο συντελεστή συσχέτισης ρ_{ij} στις αναλύσεις του Σχήματος 6.5

	Συντελεστής συσχέτισης ρ_{ij}					
	c	ϕ	ψ	ρ	E	ν
c	1	-0.5	0	0.5	0.2	0
ϕ	-0.5	1	0	0.5	0.2	0
ψ	0	0	1	0	0	0
ρ	0.5	0.5	0	1	0	0
E	0.2	0.2	0	0	1	0
ν	0	0	0	0	0	1



Σχήμα 6.6: Επίδραση του συντελεστή συσχέτισης $\rho_{c\phi}$ μεταξύ της συνοχής c και της γωνίας εσωτερικής τριβής ϕ : (α) $\rho_{c\phi} = 0$ και (β) $\rho_{c\phi} = -0.75$.



Σχήμα 6.6: (συνέχεια) Επίδραση του συντελεστή συσχέτισης $\rho_{c\phi}$ μεταξύ της συνοχής c και της γωνίας εσωτερικής τριβής ϕ : (α) $\rho_{c\phi} = 0$ και (β) $\rho_{c\phi} = -0.75$.

6.2 Ανάλυση στατικής και δυναμικής συμπεριφοράς πρανούς

6.2.1. Περιγραφή του λογισμικού πεπερασμένων διαφορών *FLAC*

Για τις αναλύσεις της στατικής και δυναμικής συμπεριφοράς του πρανούς χρησιμοποιήθηκε ο κώδικας πεπερασμένων διαφορών *FLAC 7* (Fast Lagrangian Analysis of Continua) για δισδιάστατες αναλύσεις (Itasca 2011).

Σύμφωνα με την βασική παραδοχή της μεθόδου, η κατασκευή που είναι ένα συνεχές μέσο αντικαθίσταται από ένα αντίστοιχο διακριτό, στους κόμβους του οποίου επιλύονται οι εξισώσεις ισορροπίας. Η ακρίβεια της αριθμητικής λύσης εξαρτάται λοιπόν από το κατά πόσο η προσομοίωση προσεγγίζει επαρκώς τις αναλυτικές εξισώσεις ισορροπίας. Σημαντικοί παράγοντες που επηρεάζουν την ακρίβεια της μεθόδου είναι η συμπεριφορά του υλικού και η πύκνωση των κόμβων.

Η αριθμητική επίλυση επιτυγχάνεται με μετατροπή των μερικών διαφορικών εξισώσεων σε αντίστοιχες αλγεβρικές, όπου οι παράγωγοι εκφράζονται με σχέσεις διαφορών των συναρτήσεων σε καθορισμένα διαστήματα (σε χώρο και χρόνο). Με τον τρόπο αυτό, σε κάθε κόμβο η εξίσωση ισορροπίας εκφράζεται σε μορφή πεπερασμένων διαφορών. Σε συνδυασμό με τις οριακές συνθήκες, ορίζεται ένα σύστημα εξισώσεων για κάθε κόμβο του καννάβου. Ο αριθμητικός κώδικας *FLAC* προσφέρεται για την επίλυση προβλημάτων γεωτεχνικής μηχανικής σε δύο διαστάσεις, καθώς με την χρήση των εξειδικευμένων καταστατικών μοντέλων που περιλαμβάνει, προσομοιώνει την συμπεριφορά διαφόρων εδαφικών υλικών, βράχου και γενικά υλικών που μπορούν να υποστούν πλαστικές παραμορφώσεις.

Για στατικά προβλήματα, η χρήση της εξίσωσης δυναμικής ισορροπίας στο *FLAC* εξασφαλίζει αριθμητική σταθερότητα στο σύστημα ακόμα και για περιπτώσεις όπου υπάρχει μεγάλη πιθανότητα φυσικής αστάθειας (π.χ. σε μη-γραμμικά υλικά κοντά στην αστοχία). Συμπεριλαμβάνοντας κατά την επίλυση των εξισώσεων ισορροπίας αδρανειακές δυνάμεις και μετατρέποντας μέρος της ενέργειας του συστήματος σε κινητική ενέργεια που αποσβένεται, επιτυγχάνεται μια πιο σωστή προσομοίωση των φυσικών διαδικασιών.

Η επίλυση των διαφορικών εξισώσεων στηρίζεται σε μεθόδους απευθείας ολοκλήρωσης (explicit time integration). Σημειώνεται πως στο πρόγραμμα των πεπερασμένων διαφορών, η αστοχία υποδεικνύεται με το ρυθμό μεταβολής της διατμητικής παραμόρφωσης (με τον οποίο οριοθετείται και η περιοχή της αστοχίας) και τα διανύσματα της ταχύτητας (τα οποία υποδεικνύουν τον μηχανισμό της αστοχίας).

Σε κάθε κύκλο αρχικά υπολογίζονται οι ταχύτητες των κόμβων του δικτύου (ή αλλιώς η προσαύξηση των μετατοπίσεων ανά υπολογιστικό κύκλο) και από αυτές προκύπτουν οι ρυθμοί των παραμορφώσεων σε κάθε κομβικό σημείο. Κάνοντας χρήση του καταστατικού μοντέλου που έχει επιλεγεί από τον χρήστη, οι ρυθμοί των παραμορφώσεων δίνουν τις προσαυξήσεις των αντίστοιχων τάσεων. Οι προσαυξήσεις αυτές αθροίζονται με τις συνολικές τάσεις του προηγούμενου βήματος για να δώσουν τις συνολικές τάσεις σε κάθε ζώνη του δικτύου. Με τον τρόπο αυτό ο κάρναβος κινείται και παραμορφώνεται μαζί με το μέσον που

προσομοιώνει (μεθοδολογία Lagrange) σε αντίθεση με την περίπτωση που το μέσον κινείται σχετικά με ένα ακλόνητο κάρναβο (μεθοδολογία Euler).

Στη συνέχεια, από τις τάσεις στις ζώνες προκύπτουν οι ισοδύναμες δυνάμεις στους κόμβους του δικτύου, που οφείλονται στην εντατική κατάσταση του μέσου. Αυτές αθροίζονται με τις δυνάμεις αποσβέσεως, αδράνειας και τις εξωτερικές δυνάμεις δίνοντας την μη ισορροπούσα συνισταμένη δύναμη F σε κάθε κόμβο. Αν το σύστημα είναι σε ισορροπία η δύναμη αυτή στον κόμβο θα είναι μηδέν. Διαφορετικά, ο κόμβος θα επιταχυνθεί σύμφωνα με το δεύτερο νόμο του Νεύτωνα που με μορφή πεπερασμένων διαφορών γράφεται:

$$\ddot{u}_i^{(t+\Delta t/2)} = \ddot{u}_i^{(t-\Delta t/2)} + \sum F_i^{(t)} \frac{\Delta t}{m} \quad (6.1)$$

όπου F_i η συνισταμένη δύναμη σε κάθε κόμβο και \dot{u}_i η ταχύτητα της μάζας m σε συγκεκριμένο χρονικό διάστημα Δt . Έτσι, έχοντας υπολογίσει τη νέα ταχύτητα του κόμβου, η παραπάνω διαδικασία επαναλαμβάνεται μέχρις ότου επιτευχθεί σύγκλιση. Στην περίπτωση που το πρόβλημα είναι δυναμικό, η μάζα και η σταθερά αποσβέσεως είναι αυτές που αντιστοιχούν στις πραγματικές παραμέτρους.

Αν η επίλυση αφορά στατικό πρόβλημα, τότε η μάζα, η σταθερά αποσβέσεως και το βήμα υπολογισμού καθορίζονται από το ίδιο το λογισμικό έτσι ώστε να επιτυγχάνεται ταχύτερη σύγκλιση. Παρατηρείται πάντως ότι και στις δύο περιπτώσεις στην προσομοίωση υπεισέρχεται η έννοια της κίνησης.

Σε δυναμικά προβλήματα το χρονικό βήμα υπολογίζεται έτσι ώστε να είναι μικρότερο από το κρίσιμο βήμα Δt_{crit} το οποίο ισούται με:

$$\Delta t_{crit} = \min (A/ V_p \quad d_{max}) \quad (6.2)$$

όπου A το εμβαδόν της τριγωνικής υποζώνης κάθε ζώνης του δικτύου, d_{max} η μεγαλύτερη διαγώνιος της ζώνης και V_p η ταχύτητα διάδοσης των διαμήκων κυμάτων που υπολογίζεται από τις ελαστικές σταθερές του προβλήματος. Ο ελάχιστος λόγος αναφέρεται σε όλο το δίκτυο. Ο περιορισμός αυτός του χρονικού βήματος υπολογισμού οφείλεται στην απαίτηση η «πληροφορία» σε ότι αφορά εντάσεις-παραμορφώσεις και δράσεις να μη διαδίδεται μέσα στο προσομοίωμα με ταχύτητα μεγαλύτερη από την ταχύτητα διάδοσης των διαμήκων κυμάτων, παραβιάζοντας τον πραγματικό μηχανισμό που συναντάμε στη φύση και επιβαρύνοντας έτσι την ευστάθεια του συστήματος.

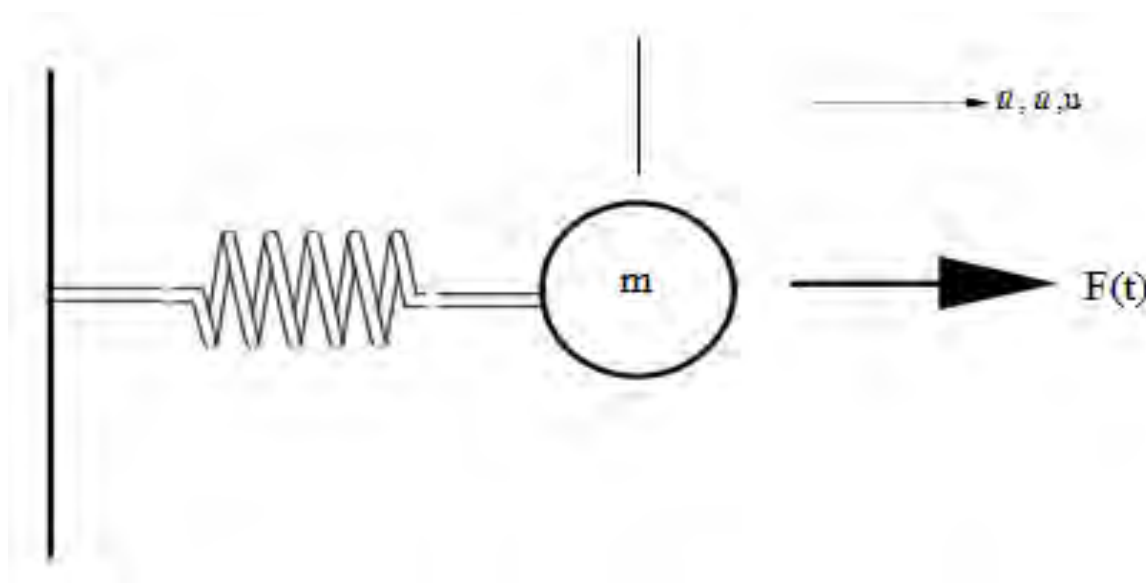
Ένα ισχυρό πλεονέκτημα του FLAC είναι ότι πουθενά στην υπολογιστική διαδικασία δεν απαιτείται ο σχηματισμός μητρώων και η εκτέλεση πράξεων μεταξύ τους. Συνεπώς το μέγεθος της απαιτούμενης μνήμης είναι πολύ μικρότερο από αυτό που θα απαιτούσε μια ανάλυση του ίδιου προβλήματος με πεπερασμένα στοιχεία. Επιπλέον, μη μορφώνοντας μητρώα, ο λογισμός με μεγάλες παραμορφώσεις απαιτεί μικρή πρόσθετη υπολογιστική προσπάθεια (Γαντζούδη, 2011).

Πιο αναλυτικά, οι εξισώσεις πεδίου που περιγράφουν κίνηση και ισορροπία καθώς και οριακές συνθήκες περιγράφονται κατωτέρω.

6.3 Εξισώσεις πεδίου

6.3.1 Κίνηση και Ισορροπία

Στην απλούστερη μορφή της, η εξίσωση κίνησης συσχετίζει την επιτάχυνση, du/dt , μιας μάζας, m , με την εφαρμοζόμενη δύναμη, F , η οποία μπορεί να μεταβάλλεται με το χρόνο. Το Σχήμα 6.7 απεικονίζει μία δύναμη που ενεργεί σε μία μάζα, προκαλώντας κίνηση που περιγράφεται σε όρους επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετατόπισης.



Σχήμα 6.7: Η εφαρμογή μιας χρονικά μεταβαλλόμενης δύναμης σε μια μάζα, με αποτέλεσμα την επιτάχυνση \ddot{u} , ταχύτητα \dot{u} και μετατόπιση u .

Ο δεύτερος νόμος του Νεύτωνα για το σύστημα μάζας-ελατηρίου είναι:

$$m \frac{du}{dt} = \sum F \quad (6.3)$$

όπου du/dt , η επιτάχυνση μιας μάζας m , η οποία μπορεί να μεταβάλλεται με το χρόνο όταν ασκείται επί της μάζας η συνισταμένη των δυνάμεων F . Η Εξ. (6.3) εκφράζει επίσης τη στατική κατάσταση ισορροπίας όταν η επιτάχυνση τείνει στο μηδέν (δηλαδή, $\sum F = 0$, όπου το άθροισμα είναι πάνω από όλες τις ενεργούσες δυνάμεις). Αυτή η ιδιότητα του νόμου της κίνησης αξιοποιείται κατά την επίλυση «στατικών» προβλημάτων. Να σημειωθεί ότι οι νόμοι διατήρησης (της ορμής και της ενέργειας) υπονοούνται από την Εξ. (6.3), δεδομένου ότι μπορούν να προέρχονται από αυτή.

Σε ένα συνεχές στερεό σώμα, η Εξ. (6.3) γενικεύεται ως

$$\rho \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho g_i \quad (6.4)$$

όπου ρ = πυκνότητα μάζας,
 t = χρόνος,
 x_i = συνιστώσες του διανύσματος των συντεταγμένων,
 g_i = συνιστώσες της επιτάχυνσης της βαρύτητας και
 σ_{ij} = συνιστώσες του τανυστή των τάσεων.

Οι δείκτες i υποδηλώνουν τις συνιστώσες σε ένα καρτεσιανό πλαίσιο συντεταγμένων και το άθροισμα υποδηλώνει τους επαναλαμβανόμενους δείκτες σε μια εξίσωση.

6.3.2 Βασική Σχέση

Το άλλο σύνολο εξισώσεων που ισχύουν για ένα στερεό παραμορφώσιμο σώμα είναι η καταστατική σχέση ή ο νόμος τάσεων-παραμορφώσεων. Κατ' αρχάς, ο ρυθμός παραμόρφωσης προέρχεται από το ρυθμό μεταβολής της ταχύτητας:

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \frac{1}{2} \left[\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right] \quad (6.5)$$

Όπου $\dot{\epsilon}_{ij}$ = συνιστώσες παραμόρφωσης και

\dot{u}_i = συνιστώσες της ταχύτητας.

Οι καταστατικές σχέσεις είναι δυνατόν να γραφούν ως

$$\sigma_{ij} := M(\sigma_{ij}, \dot{\epsilon}_{ij}, \kappa) \quad (6.6)$$

Όπου

$M(\cdot)$ είναι η συνάρτηση του καταστατικού νόμου

κ είναι μια παράμετρος (s) που μπορεί να εκφράζει την συσσωρευμένη πλαστική παραμόρφωση ή το πλαστικό έργο, ανάλογα με το συγκεκριμένο νόμο και

Σε γενικές γραμμές, οι μη γραμμικοί καταστατικοί νόμοι είναι γραμμένοι ως σχέσεις μεταξύ της μεταβολής της τάσης $\Delta\sigma$ και της μεταβολής της παραμόρφωσης $\Delta\epsilon$ (ή $\Delta\varepsilon$). Η Εξ. (6.6) παρέχει μια νέα εκτίμηση για τον τανυστή των τάσεων λαμβάνοντας υπόψιν τον αρχικό τανυστή των τάσεων και τον ρυθμό παραμόρφωσης. Το πιο απλό παράδειγμα ενός καταστατικού νόμου είναι αυτό της ισοτροπικής ελαστικότητας:

$$\sigma_{ij} := \sigma_{ij} + \left\{ \delta_{ij} \left(K - \frac{2}{3} G \right) \dot{u} \right\} \Delta t \quad (6.7)$$

Όπου δ_{ij} είναι το δέλτα του Kronecker;

Δt = χρονικό βήμα και

G, K = ελαστικό μέτρο διάτμησης και όγκου, αντίστοιχα.

6.3.3 Σταθερό Πλαίσιο

Υπάρχει και μια άλλη συνεισφορά στον τανυστή τάσεων, λόγω της πεπερασμένης περιστροφής μιας ζώνης κατά τη διάρκεια ενός χρονικού βήματος: οι συνιστώσες των τάσεων που αναφέρονται στο σταθερό πλαίσιο αναφοράς αλλάζουν ως εξής:

$$\sigma_{ij} := \sigma_{ij} + (\omega_{ik} \sigma_{kj} - \sigma_{ik} \omega_{kj}) \Delta t \quad (6.8)$$

όπου:

$$\omega_{ij} = \frac{1}{2} \left\{ \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} - \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right\} \quad (6.9)$$

Η προσαρμογή της Εξ. (6.8) γίνεται μόνο σε συνθήκες μεγάλης παραμόρφωσης και στην πραγματικότητα εφαρμόζεται πριν την Εξ. (6.7).

6.3.4 Οριακές Συνθήκες

Η τάση ή μετατόπιση είναι δυνατόν να εφαρμοστούν στα όρια ενός στερεού σώματος στο *FLAC*. Οι μετατοπίσεις προσδιορίζονται σε όρους καθορισμένων ταχυτήτων σε δεδομένα σημεία του πλέγματος. Σε ένα όριο τάσης, οι δυνάμεις είναι:

$$F_i = \sigma_{ij}^b n_j \Delta s \quad (6.10)$$

όπου n_i είναι το μοναδιαίο κάθετο διάνυσμα, και Δs είναι το μήκος του τμήματος του συνόρου πάνω στο οποίο ενεργεί η τάση σ_{ij}^b .

6.4 Αριθμητική Μεθοδολογία

6.4.1 Εισαγωγή

Αυτή η ενότητα παρουσιάζει την μορφή πεπερασμένων διαφορών των εξισώσεων πεδίου που παρέχονται στην προηγούμενη ενότητα. Η διατύπωση του *FLAC* είναι εννοιολογικά παρόμοια με εκείνη της δυναμικής χαλάρωσης (Otter et al. 1966), με προσαρμογές για

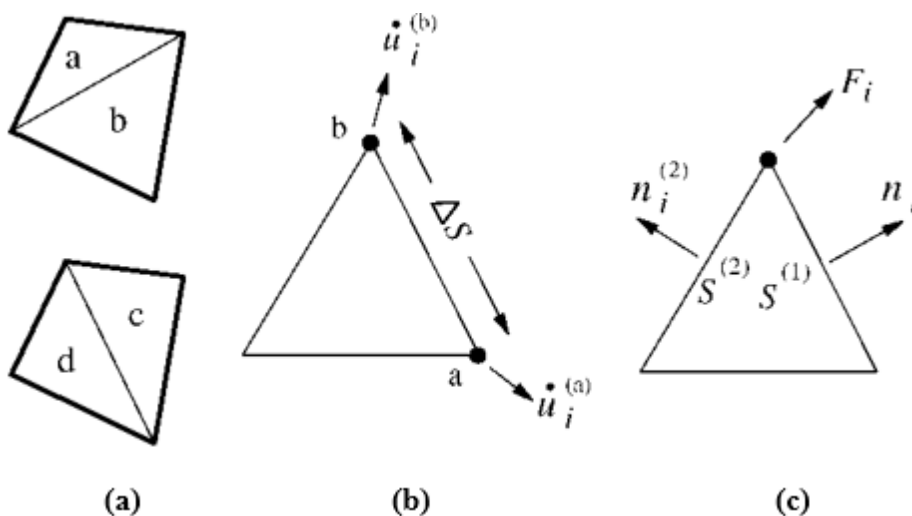
αυθαίρετα σχήματα πλέγματος, μεγάλες καταπονήσεις και διαφορετικές αποσβέσεις. Η μεθοδολογία των πεπερασμένων διαφορών ακολουθεί την προσέγγιση του Wilkins (1964).

6.4.2 Ο κάνναβος

Το στερεό σώμα χωρίζεται από τον χρήστη σε ένα πεπερασμένο πλέγμα αποτελούμενο από τετράπλευρα στοιχεία. Εσωτερικώς, το *FLAC* υποδιαιρεί κάθε στοιχείο σε δύο τριγωνικά στοιχεία σταθερής παραμόρφωσης σε υπέρθεση, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.8.

Τα τέσσερα τριγωνικά υπο-στοιχεία ονομάζονται *a*, *b*, *c* and *d*. Οι συνιστώσες των τάσεων κάθε τριγώνου διατηρούνται ανεξάρτητες, απαιτώντας δεκαέξι συνιστώσες τάσεων (σ_{xx} , σ_{yy} , σ_{zz} , σ_{xy}) που πρέπει να αποθηκεύονται για κάθε τετράπλευρο.

Το διάνυσμα της δύναμης που ασκείται σε κάθε κόμβο λαμβάνεται ως ο μέσος όρος των δύο διανυσμάτων της δύναμης που ασκείται από τα δύο τετράπλευρα σε υπέρθεση. Με τον τρόπο αυτό, η απόκριση του σύνθετου στοιχείου είναι συμμετρική, για συμμετρική φόρτιση. Αν ένα ζεύγος τριγώνων παρουσιάσει έντονη παραμόρφωση (π.χ., εάν το εμβαδόν του ενός τριγώνου γίνει πολύ μικρότερο από το εμβαδόν του γειτονικού του), τότε το αντίστοιχο τετράπλευρο δεν χρησιμοποιείται, αλλά χρησιμοποιούνται κομβικές δυνάμεις από το άλλο (πιο κανονικού σχήματος) τετράπλευρο.



Σχήμα 6.8: (a) Επικαλυπτόμενα τετραπλευρικά στοιχεία που χρησιμοποιούνται στο *FLAC*, (b) Τυπικό τριγωνικό στοιχείο με διανύσματα ταχύτητας, (c) Κομβικό διάνυσμα δύναμης.

6.4.3 Εξισώσεις Πεπερασμένων Διαφορών

Οι διαφορικές εξισώσεις για ένα τρίγωνο προέρχονται από το γενικευμένο θεώρημα απόκλισης του Gauss (Malvern, 1969):

$$\int_s n_i f ds = \int_A \frac{\partial f}{\partial x_i} dA \quad (6.11)$$

όπου \int_s είναι το ολοκλήρωμα γύρω από το όριο μιας κλειστής επιφάνειας

n_i είναι το μοναδιαίο κάθετο διάνυσμα της επιφάνειας s

f είναι ένα μοναδιαίο διάνυσμα ή τανυστής

x_i είναι διανύσματα θέσης

ds είναι ένα τμήμα τόξου και

\int_A είναι το ολοκλήρωμα πάνω από την επιφάνεια, A .

Προσδιορίζοντας τη μέση τιμή της κλίσης της f πάνω από την περιοχή A ως

$$\left\langle \frac{\partial f}{\partial x_i} \right\rangle = \frac{1}{A} \int_A \frac{\partial f}{\partial x_i} dA \quad (6.12)$$

με αντικατάσταση στην Εξ. (6.11) προκύπτει,

$$\left\langle \frac{\partial f}{\partial x_i} \right\rangle = \frac{1}{A} \int_s n_i f ds \quad (6.13)$$

Για ένα τριγωνικό υποστοιχείο, η Εξ. (6.13) γίνεται

$$\left\langle \frac{\partial f}{\partial x_i} \right\rangle = \frac{1}{A} \sum_s \langle f \rangle n_i \Delta s \quad (6.14)$$

όπου Δs είναι το μήκος της μιας πλευράς του τριγώνου και το άθροισμα συμπεριλαμβάνει τις τρεις πλευρές του τριγώνου. Η τιμή της $\langle f \rangle$ είναι ο μέσος όρος κατά μήκος της πλευράς.

6.4.4 Ρυθμοί παραμορφώσεων και παραμορφώσεις

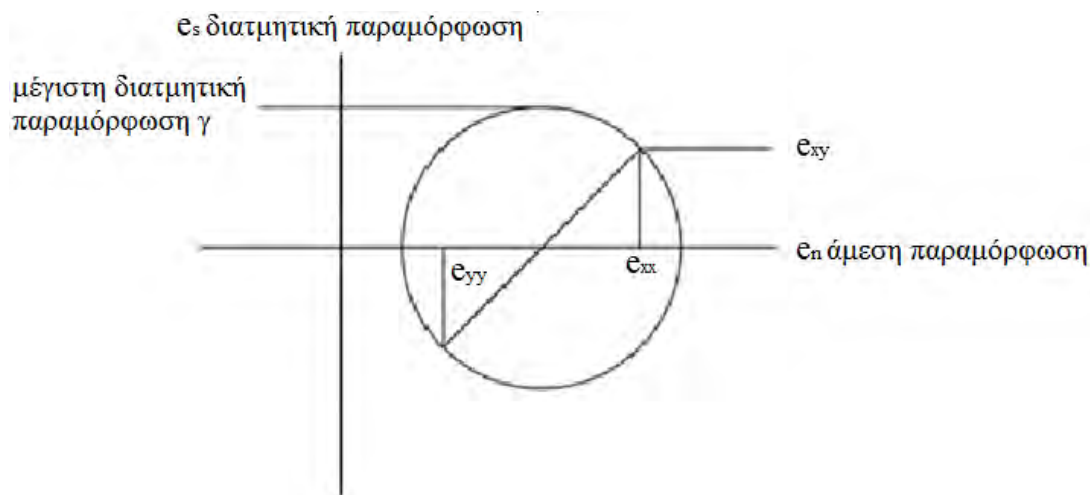
Η Εξ. (6.14) επιτρέπει τις συνιστώσες της παραμόρφωσης e'_{ij} να γραφτούν με όρους κομβικών ταχυτήτων για μια τριγωνική υποζώνη με υποκατάσταση του μέσου διανύσματος της ταχύτητας της κάθε πλευράς από το f . (Ο ρυθμός παραμόρφωσης για τη ζώνη είναι ο μέσος όρος των τιμών των τριγωνικών υποζωνών). Οι εξισώσεις είναι

$$\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} \cong \frac{1}{2A} \sum_s \left(\dot{u}_i^{(a)} + \dot{u}_i^{(b)} \right) n_j \Delta s \quad (6.15)$$

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \frac{1}{2} \left[\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right] \quad (6.16)$$

όπου το άθροισμα είναι επί των πλευρών της τριγωνικής υποζώνης και (a) και (b) είναι δύο διαδοχικοί κόμβοι σε μια πλευρά. Να σημειωθεί ότι η έκφραση της Εξ. (6.16) είναι ταυτόσημη με εκείνη που προέρχεται από την ακριβή ολοκλήρωση εάν υπάρχει γραμμική μεταβολή της ταχύτητας μεταξύ των κόμβων. Οι εξισώσεις (6.15) και (6.16) μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την παραγωγή όλων των συνιστωσών του ρυθμού μεταβολής του ταυστή της παραμόρφωσης με βάση τις κομβικές ταχύτητες. Ομοίως, ο ταυστής των παραμορφώσεων λαμβάνεται από την αντικατάσταση των ταχυτήτων με κομβικές μετατοπίσεις στις Εξισώσεις (6.15) και (6.16).

Ο όρος «μέγιστη διατμητική παραμόρφωση» νοείται η ακτίνα του κύκλου του Mohr στο επίπεδο x-y, όπως απεικονίζεται στο Σχήμα 6.9:



Σχήμα 6.9: Κύκλος του Mohr για παραμορφώσεις.

Έτσι, για προβλήματα επίπεδης παραμόρφωσης, η μέγιστη καταπόνηση διάτμησης, γ , ορίζεται ως

$$\gamma = \frac{1}{2} \left((e_{xx} - e_{yy})^2 + 4e_{xy}^2 \right)^{1/2} \quad (6.17)$$

Αυτή είναι η εξίσωση που χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό των μέγιστων τιμών της μεταβολής της διατμητικής παραμόρφωσης. Σε τρεις διαστάσεις, η αντίστοιχη μέγιστη διατμητική παραμόρφωση, γ , δίνεται από σχέση,

$$\gamma = \sqrt{\frac{1}{6} \left[(e_{xx} - e_{yy})^2 + (e_{yy} - e_{zz})^2 + (e_{zz} - e_{xx})^2 \right] + e_{xy}^2 + e_{yz}^2 + e_{zx}^2} \quad (6.18)$$

6.5 Μικτή Διακριτοποίηση

Η χρήση των τριγωνικών στοιχείων εξαλείφει το πρόβλημα των παραμορφώσεων γνωστό ως *hourglassing* που μπορεί να συμβεί με τετράπλευρα συνεχούς καταπόνησης πεπερασμένων διαφορών. Ο όρος *hourglassing* προέρχεται από το σχήμα της παραμόρφωσης των στοιχείων μέσα σε ένα πλέγμα. Για πολύγωνα με περισσότερους από τρεις κόμβους, υπάρχουν συνδυασμοί κομβικών μετατοπίσεων που δεν παράγουν καμία ογκομετρική παραμόρφωση και δεν δημιουργούν καμία αντιτιθέμενη δύναμη. Το αποτέλεσμα που προκύπτει είναι ομοειδείς παραμορφώσεις εναλλασσόμενης κατεύθυνσης.

Ένα κοινό πρόβλημα στην μοντελοποίηση υλικών που υφίστανται διαρροή είναι η κατάσταση ασυμπίεστότητας κατά την πλαστική ροή. Σε προβλήματα επίπεδης παραμόρφωσης υπάρχει κινηματικός περιορισμός στην κατεύθυνση εκτός του επιπέδου, προκαλώντας συχνά την υπερεκτίμηση του φορτίου κατάρρευσης. Αυτή η κατάσταση μερικές φορές αναφέρεται ως «κλειδωμά πλέγματος» και συζητείται λεπτομερώς από Nagtegaal et al. (1974). Το πρόβλημα ανακύπτει λόγω της τοπικής ασυμπίεστότητας των πλεγμάτων, η οποία υπάρχει κατά τη διάρκεια της πλαστικής ροής, με αποτέλεσμα να δημιουργούνται υπερπεριορισμένα στοιχεία. Για να ξεπεραστεί αυτό το πρόβλημα, οι ισότροπες συνιστώσες τάσεων και παραμορφώσεων θεωρούνται σταθερές καθ' όλο το τετράπλευρο στοιχείο, ενώ οι αποκλίνοσες των τάσεων αντιμετωπίζονται χωριστά για κάθε τριγωνικό υπο-στοιχείο. Αυτή η διαδικασία, που αναφέρεται ως *μικτή διακριτοποίηση* (Martí και Cundall 1982). Ο όρος προκύπτει από τις ξεχωριστές διαφοροποιήσεις για τα ισότροπα και αποκλίνοντα τμήματα των τανυστών τάσεων και παραμορφώσεων.

Η ογκομετρική παραμόρφωση υπολογίζεται κατά μέσο όρο για κάθε ζεύγος των τριγώνων, ενώ οι αποκλίνοσες των παραμορφώσεων παραμένουν αμετάβλητες. Τα ποσοστά καταπόνησης στα τρίγωνα *a* και *b* του σχήματος 6.8(a) ρυθμίζονται με τον ακόλουθο τρόπο, όπου ο δείκτης *m* δηλώνει μέσο όρο και ο δείκτης *d* δηλώνει αποκλίνουσα παραμόρφωση:

$$\dot{\epsilon}_m = \frac{\dot{\epsilon}_{11}^a + \dot{\epsilon}_{22}^a + \dot{\epsilon}_{11}^b + \dot{\epsilon}_{22}^b}{2} \quad (6.19)$$

$$\dot{\epsilon}_d^a = \dot{\epsilon}_{11}^a - \dot{\epsilon}_{22}^a \quad (6.20)$$

$$\dot{\epsilon}_d^b = \dot{\epsilon}_{11}^b - \dot{\epsilon}_{22}^b$$

$$\dot{\epsilon}_{11}^a = \frac{\dot{\epsilon}_m + \dot{\epsilon}_d^a}{2} \quad (6.21a)$$

$$\dot{\epsilon}_{11}^b = \frac{\dot{\epsilon}_m + \dot{\epsilon}_d^b}{2} \quad (6.21b)$$

$$\dot{\epsilon}_{22}^a = \frac{\dot{\epsilon}_m - \dot{\epsilon}_d^a}{2} \quad (6.21c)$$

$$\dot{\epsilon}_{22}^b = \frac{\dot{\epsilon}_m - \dot{\epsilon}_d^b}{2} \quad (6.21d)$$

Παρόμοιες ρυθμίσεις εκτελούνται για τα τρίγωνα c και d. Η συνιστώσα \dot{e}_{12} παραμένει αμετάβλητη.

6.6 Μηχανική Απόσβεση

Για την επίλυση στατικών προβλημάτων, οι εξισώσεις της κίνησης πρέπει να αποσβεστούν για να παρέχουν στατικές ή σχεδόν-στατικές (μη αδρανειακές) λύσεις. Ο στόχος είναι να επιτευχθεί σταθερή κατάσταση (είτε ισορροπίας ή σταθερής ροής) με ελάχιστη υπολογιστική προσπάθεια. Η απόσβεση που χρησιμοποιείται σε πρότυπες δυναμικές μεθόδους χαλάρωσης είναι ανάλογη της ταχύτητας (δηλαδή, το μέγεθος της δύναμης απόσβεσης είναι ανάλογο με την ταχύτητα των κόμβων). Αυτό είναι εννοιολογικά ισοδύναμο με ένα αποσβεστήρα που στερεώνεται στο έδαφος σε κάθε κομβικό σημείο.

Η χρήση της ανάλογης με την ταχύτητα απόσβεσης σε πρότυπο δυναμικής χαλάρωσης περιλαμβάνει τρεις κύριες δυσκολίες:

1. Η απόσβεση εισάγει δυνάμεις επί του σώματος, οι οποίες είναι εσφαλμένες σε «ρέουσες» περιοχές και μπορεί να επηρεάσει τον τρόπο της αστοχίας σε ορισμένες περιπτώσεις.
2. Η βέλτιστη σταθερά αναλογίας εξαρτάται από τις ιδιοτιμές του πλέγματος, που είναι άγνωστες, εκτός αν γίνει ανάλυση ιδιομορφών. Σε ένα γραμμικό πρόβλημα, η ανάλυση αυτή χρειάζεται σχεδόν τόση υπολογιστική ισχύ όσο και ο ίδιος υπολογισμός δυναμικής χαλάρωσης. Σε ένα μη γραμμικό πρόβλημα, οι ιδιοτιμές μπορεί να μην ορίζονται.
3. Στην τυπική της μορφή, απόσβεση ανάλογη της ταχύτητας εφαρμόζεται εξίσου σε όλους τους κόμβους (δηλαδή, μια ενιαία σταθερά απόσβεσης επιλέγεται για το σύνολο του δικτύου). Σε πολλές περιπτώσεις όμως, είναι δυνατόν να υπάρχει διαφορά σε διάφορα μέρη του πλέγματος. Για παράδειγμα, μία περιοχή μπορεί να αστοχεί ενώ μια άλλη να είναι σταθερή. Για τα προβλήματα αυτά, διαφορετικές ποσότητες απόσβεσης εφαρμόζονται για διαφορετικές περιοχές.

Οι ιξώδεις δυνάμεις απόσβεσης εξακολουθούν να χρησιμοποιούνται, αλλά η σταθερά ρυθμίζεται συνεχώς με τέτοιο τρόπο ώστε η ισχύς που απορροφάται από την απόσβεση να είναι ένα σταθερό ποσοστό του ρυθμού μεταβολής της κινητικής ενέργειας του συστήματος. Η προσαρμογή στη σταθερά του ιξώδους γίνεται με έναν αριθμητικό σερβο-μηχανισμό που επιδιώκει να διατηρήσει τον ακόλουθο λόγο ίσο μία προκαθορισμένη τιμή (π.χ. 0.5):

$$R = \frac{\sum P}{\sum \dot{E}_k} \quad (6.22)$$

όπου P : είναι η δύναμη απόσβεσης για έναν κόμβο

\dot{E}_k : είναι ο ρυθμός μεταβολής της κινητικής ενέργειας των κόμβων και

Σ : αντιπροσωπεύει το άθροισμα πάνω σε όλους τους κόμβους.

Αυτή η μορφή απόσβεσης ξεπερνά τη δυσκολία (2) και εν μέρει την (1), δεδομένου ότι καθώς ένα σύστημα προσεγγίζει μια σταθερή κατάσταση, ο ρυθμός μεταβολής της κινητικής ενέργειας πλησιάζει το μηδέν και, κατά συνέπεια, η δύναμη απόσβεσης τείνει στο μηδέν.

Τοπική Απόσβεση: Προκειμένου να ξεπεραστούν οι τρεις ανωτέρω δυσκολίες, χρησιμοποιείται μια μορφή απόσβεσης που ονομάζεται *τοπική, μη ιζώδης απόσβεση*, στην οποία η δύναμη απόσβεσης σε έναν κόμβο είναι ανάλογη με το μέγεθος της μη ισορροπημένης δύναμης. Η κατεύθυνση της δύναμης απόσβεσης είναι τέτοια ώστε η ενέργεια να διαχέεται πάντοτε. Η Εξ. (6.20) αντικαθίσταται από την ακόλουθη εξίσωση, η οποία ενσωματώνει την τοπική απόσβεση:

$$\dot{u}_i^{(t+\Delta t/2)} = \dot{u}_i^{(t-\Delta t/2)} + \left\{ \sum F_i^{(t)} - (F_d)_i \right\} \frac{\Delta t}{m_n} \quad (6.23)$$

όπου

$$(F_d)_i = a \left| \sum F_i^t \right| \text{sgn} \left(\dot{u}_i^{(t-\Delta t/2)} \right) \quad (6.24)$$

F_d είναι η δύναμη απόσβεσης, a είναι μια σταθερά ($=0.8$) και m_n είναι μια υποθετική κομβική μάζα (Itasca, 2011).

Με αυτό το είδος της τοπικής απόσβεσης, οι δυσκολίες που αναφέρθηκαν παραπάνω αντιμετωπίζονται ως εξής: οι δυνάμεις του σώματος εξαφανίζονται σε συνθήκες σταθερής κατάστασης, το μέγεθος της σταθεράς απόσβεσης είναι αδιάστατο και ανεξάρτητο από τις ιδιότητες ή οριακές συνθήκες, καθώς και το ποσό της απόσβεσης διαφέρει από σημείο σε σημείο.

6.7 Προσδιορισμός Χρονικού Βήματος

Όπως περιγράφηκε προηγουμένως, η διαδικασία απευθείας ολοκλήρωσης (explicit integration) δεν είναι άνευ όρων σταθερή: η ταχύτητα του μετώπου υπολογισμού θα πρέπει να είναι μεγαλύτερη από τη μέγιστη ταχύτητα με την οποία διαδίδονται πληροφορίες. Το χρονικό βήμα που θα επιλεγεί πρέπει να είναι μικρότερο από κάποιο κρίσιμο χρονικό βήμα.

Η συνθήκη σταθερότητας για ένα ελαστικό στερεό που διακριτοποιείται σε στοιχεία μεγέθους Δx είναι

$$\Delta t < \frac{\Delta x}{C_p} \quad (6.25)$$

όπου C_p είναι η ταχύτητα διαδίδονται τα κύματα P, ήτοι

$$C_p = \sqrt{\frac{K + 4G/3}{\rho}} \quad (6.26)$$

K το μέτρο ελαστικότητας, G το μέτρο διάτμησης και ρ η πυκνότητα του υλικού μέσω του οποίου διαδίδεται το κύμα.

Δεν είναι πρακτικό να καθορίσουμε τις ιδιοπεριόδους του πλήρους συστήματος, έτσι γίνονται απλά εκτιμήσεις του τοπικού κρίσιμου χρονικού βήματος.

6.8 Υλοποίηση αναλύσεων της δυναμικής συμπεριφοράς εδαφικών πρανών

Ως κεντρικό πρόγραμμα ελέγχου της μεθοδολογίας στατικής και δυναμικής ανάλυσης του πρανούς χρησιμοποιείται το πρόγραμμα Mathematica. Μετά την δημιουργία τυχαίων πεδίων ιδιοτήτων με προκαθορισμένα χαρακτηριστικά, τα πεδία ιδιοτήτων μετασχηματίζονται αυτόματα σε αρχείο εντολών για τον καθορισμό των ιδιοτήτων κάθε ζώνης του καννάβου διακριτοποίησης του πρανούς, το οποίο καλείται αυτόματα στην συνέχεια από το βασικό αρχείο ανάλυσης του πρανούς του προγράμματος FLAC.

Η μηχανική ανάλυση του FLAC περιλαμβάνει τρία στάδια:

1. Την κατασκευή του επιχώματος και την επιβολή των φορτίων βαρύτητας για τον υπολογισμό των αρχικών τάσεων εντός του πρανούς.
2. Την ανάλυση ευστάθειας του πρανούς με την μέθοδο της απομείωσης των παραμέτρων αντοχής τους εδάφους για τον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας FS και της επιφάνειας αστοχίας, λαμβάνοντας υπόψη την σχέση τάσης-παραμόρφωσης.
3. Την σεισμική ανάλυση του πρανούς κατά την οποία υπολογίζονται οι επιταχύνσεις, ταχύτητες και μετατοπίσεις σε διάφορα σημεία του πρανούς, καθώς και οι μόνιμες παραμορφώσεις και μετατοπίσεις στο τέλος της σεισμικής δόνησης.

Τα αποτελέσματα της στατικής και δυναμικής ανάλυσης εισάγονται αυτόματα στο πρόγραμμα Mathematica, όπου γίνεται μία αρχική επεξεργασία σε μία σειρά από χρονοϊστορίες σεισμικής απόκρισης και παράγονται νέα αρχεία για περαιτέρω στατιστική επεξεργασία σε επόμενα βήματα. Η πλήρης αυτοματοποίηση της διαδικασίας μέσω του προγράμματος Mathematica επιτρέπει την ταχεία και αποτελεσματική εκτέλεση της ανάλυσης, και συνεπώς καθιστά δυνατή την δημιουργία πολλών παραμετρικών αναλύσεων για την διερεύνηση της επίδρασης της χωρικής μεταβλητότητας των ιδιοτήτων του εδάφους στην σεισμική συμπεριφορά.

Η περιγραφή των παραμετρικών αναλύσεων παρουσιάζεται στο Κεφάλαιο 7.

Κεφάλαιο 7

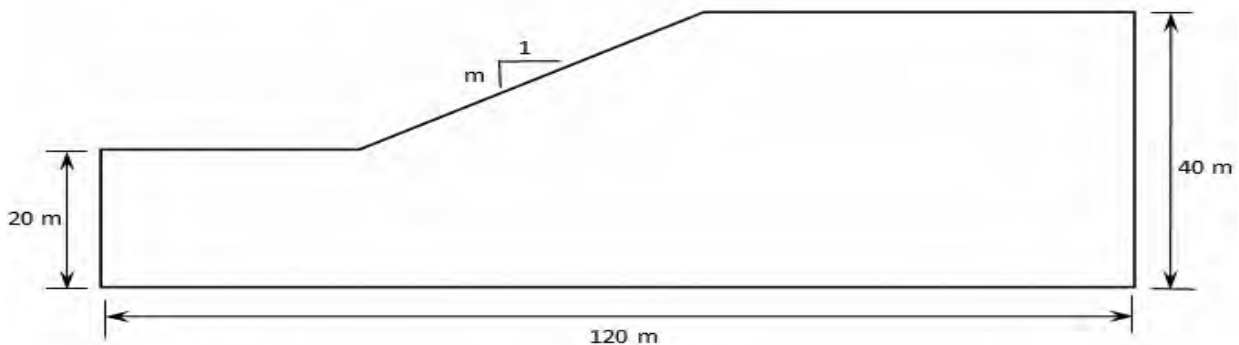
ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΗΣ ΧΩΡΙΚΗΣ ΜΕΤΑΒΛΗΤΟΤΗΤΑΣ ΤΩΝ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΙΔΙΟΤΗΤΩΝ ΤΟΥ ΠΡΑΝΟΥΣ ΣΤΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΒΛΑΒΗ

7.1 Στόχος έρευνας

Στόχος της έρευνας που παρουσιάζεται στο κεφάλαιο αυτό είναι η παραμετρική διερεύνηση της επίδρασης της χωρικής μεταβλητότητας των εδαφικών ιδιοτήτων του πρανούς (α) στην ευστάθεια υπό στατικές συνθήκες και (β) στην μόνιμη παραμόρφωση (μετατόπιση) υπό σεισμική διέγερση.

Για το σκοπό αυτό, αναλύονται (στατικά και δυναμικά) προσομοιώματα ενός σημαντικού αριθμού πρανών με χωρική μεταβλητότητα ιδιοτήτων και τα αποτελέσματα συγκρίνονται με αντίστοιχα από αναλύσεις ομογενών πρανών. Ως κριτήριο ασφαλείας υπό στατικές συνθήκες χρησιμοποιείται ο Συντελεστής Ασφαλείας (FS). Το κριτήριο επιτελεσματικότητας υπό δυναμικές συνθήκες είναι η παραμένουσα μετατόπιση της μάζας του πρανού στο τέλος της σεισμικής δόνησης.

Στο Σχήμα 7.1 παρουσιάζεται η τυπική γεωμετρία του πρανού στην οποία η κλίση είναι $m:1$, όπου το m λαμβάνει διαφορετικές τιμές.



Σχήμα 7.1: Τυπική γεωμετρία πρανού με κλίση $m:1$, όπου το m λαμβάνει διαφορετικές τιμές.

Οι παράμετροι που εξετάζονται αναφορικά με την επίδρασή τους στον συντελεστή ασφαλείας FS είναι οι εξής:

1. Χωρική μεταβλητότητα των ιδιοτήτων.
2. Τα χαρακτηριστικά μήκη αυτοσυσχέτισης l_x και l_y .
3. Η κλίση του πρανού.

Οι παράμετροι που εξετάζονται αναφορικά με την επίδρασή τους στην μόνιμη σεισμική μετατόπιση είναι οι εξής:

1. Χωρική μεταβλητότητα των ιδιοτήτων.
2. Τα χαρακτηριστικά μήκη αυτοσυσχέτισης l_x και l_y .
3. Η κλίση του πρανούς.
4. Το μέγεθος της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης.
5. Τα χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης (συχνοτικό περιεχόμενο).

7.2 Δεδομένα της παραμετρικής ανάλυσης

Αρχικά παρουσιάζονται τα δεδομένα της παραμετρικής ανάλυσης που χρησιμοποιήθηκαν για τις επιλύσεις. Ελήφθησαν υπόψιν οι μέσες τιμές και τυπικές διασπορές των χωρικά μεταβαλλόμενων μεταβλητών όπως: συνοχή c , γωνία εσωτερικής τριβής φ , πυκνότητα ρ , μέτρο ελαστικότητας Young E , ενώ για λόγους απλούστευσης οι τιμές της γωνίας διαστολικότητας ψ , και του λόγου Poisson ν , ελήφθησαν ως σταθερές. Στον Πίνακα 7.1 δίδονται οι μέσες τιμές μ , οι τυπικές διασπορές σ και ο λόγος σ/μ . Για κάθε μία ιδιότητα, οι τιμές με έντονους χαρακτήρες είναι το βασικό σενάριο. Πέραν του βασικού σεναρίου, εξετάζεται και ένα εύρος τιμών των διαφόρων παραμέτρων, όπως εξηγείται παρακάτω.

Στον Πίνακα 7.2 δίδονται οι τιμές των συντελεστών συσχέτισης ρ_{ij} μεταξύ των παραμέτρων i και j βάσει δημοσιευμένων πειραματικών δεδομένων. Οι τιμές συντελεστών συσχέτισης για τις οποίες δεν έχουν βρεθεί πειραματικά δεδομένα, όπως πχ μεταξύ E και ρ , έχουν ληφθεί ίσες προς μηδέν.

Στον Πίνακα 7.3 δίδονται οι τιμές των χαρακτηριστικών μηκών χωρικής μεταβλητότητας (αυτοσυσχέτισης) l_x, l_y στην οριζόντια και κατακόρυφη κατεύθυνση αντίστοιχα.

Πίνακας 7.1: Μέσες τιμές και τυπικές διασπορές των χωρικά μεταβαλλόμενων μεταβλητών των εδαφικών πρανών.

Παράμετρος	μ μέση τιμή	σ τυπική διασπορά	σ/μ συντ.διακύμανσης
c , kPa	30	9	0.3
	40	12	0.3
	50	15	0.3
φ° , degrees	20°	4°	0.2
	30	6	0.2
	35	7	0.2
ψ° , degrees	0°	0°	0
ρ , kg/m ³	1800	180	0.1
	2000	200	0.1
	2200	220	0.1
E , kPa	40000	8000	0.2
	60000	12000	0.2
	80000	16000	0.2
ν	0.3	0	0

Πίνακας 7.2: Συσχέτιση εδαφικών παραμέτρων

Συντελεστής συσχέτισης ρ_{ij}					
Παράμετρος	c (KPa)	φ°	ρ (KN/m ³)	E(KPa)	v
c	1	-0.5	0.5	0.2	0
φ°	-0.5	1	0.5	0.2	0
ρ	0.5	0.5	1	0	0
E	0.2	0.2	0	1	0
v	0	0	0	0	1

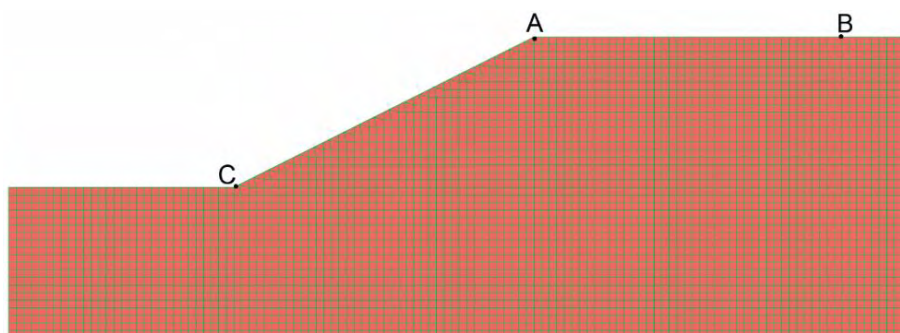
Πίνακας 7.3: Ζεύγη τιμών αυτοσυσχέτισης που χρησιμοποιήθηκαν στις επιλύσεις.

Μήκη χωρικής συσχέτισης			
l_x, m	20	40	20
l_y, m	2	2	4

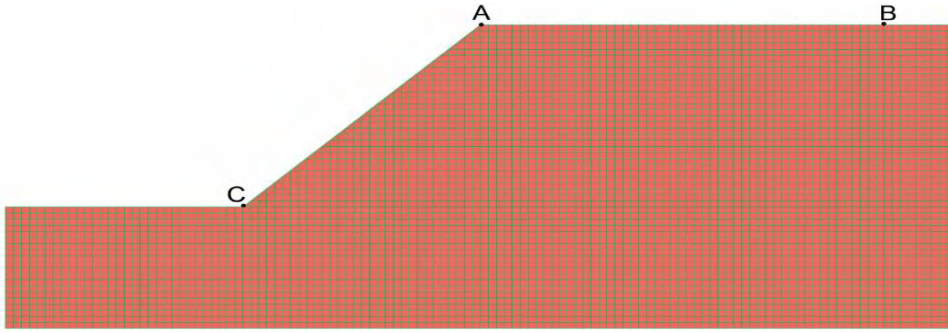
Πίνακας 7.4: Γεωμετρικά στοιχεία πρανών

	Κλίση πρανούς	Ύψος πρανούς	Γωνία πρανούς
Γεωμετρία A	2:1	20 m	26.56°
Γεωμετρία B	1:1	30 m	45°
Γεωμετρία C	4:3	30 m	36.87°

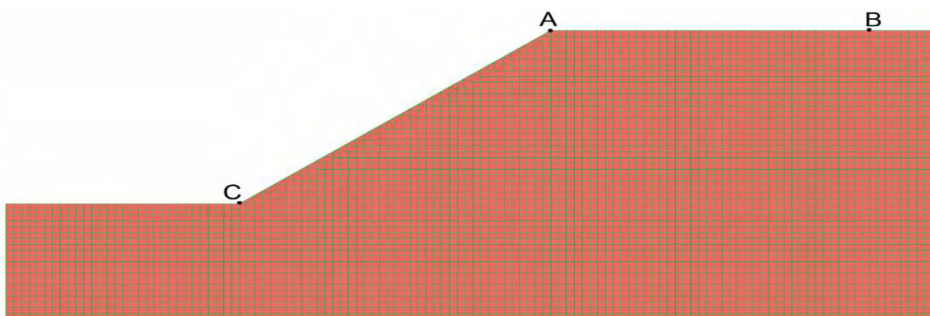
Στον Πίνακα 7.4 δίδονται τα χαρακτηριστικά από τις τρεις διαφορετικές γεωμετρίες πρανούς που χρησιμοποιήθηκαν στις αναλύσεις. Οι αντίστοιχες αριθμητικές διακριτοποιήσεις της γεωμετρίας για τις περιπτώσεις A, B και C του Πίνακα 7.4 παρουσιάζονται τα Σχήματα 7.2, 7.3 και 7.4. Σε κάθε διατομή του πρανούς, δίδονται μερικά χαρακτηριστικά σημεία (A, B, και C) στα οποία έχει υπολογισθεί η χρονοϊστορία της σεισμικής απόκρισης προς περαιτέρω επεξεργασία.



Σχήμα 7.2: Γεωμετρία A: Διακριτοποίηση της γεωμετρίας πρανούς με κλίση 2:1 .



Σχήμα 7.3: Γεωμετρία B: Διακριτοποίηση της γεωμετρίας πρανούς με κλίση 1:1 .



Σχήμα 7.4: Γεωμετρία C: Διακριτοποίηση της γεωμετρίας πρανούς με κλίση 4:3 .

7.3 Σεισμική διέγερση

Ως σεισμική διέγερση για τις κατωτέρω αναλύσεις χρησιμοποιούνται πέντε ιστορικές καταγραφές επιτάχυνσης από τους σεισμούς της Καλαμάτας (1986), Λευκάδας (2003), Κόμπε (1995), Northridge (1994) και Friuli (1976). Στον Πίνακα 7.5 δίδονται τα βασικά στοιχεία των ιστορικών καταγραφών. Οι ιστορικές καταγραφές δεν χρησιμοποιούνται στην αρχική τους μορφή αλλά υφίστανται δύο τροποποιήσεις:

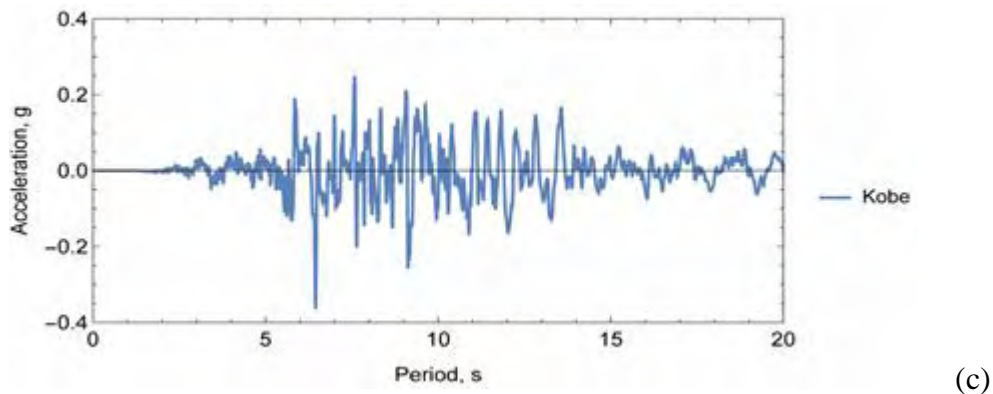
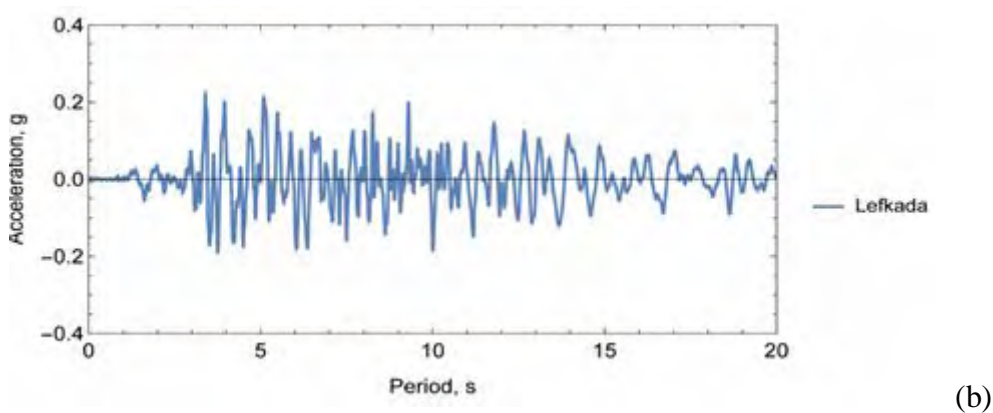
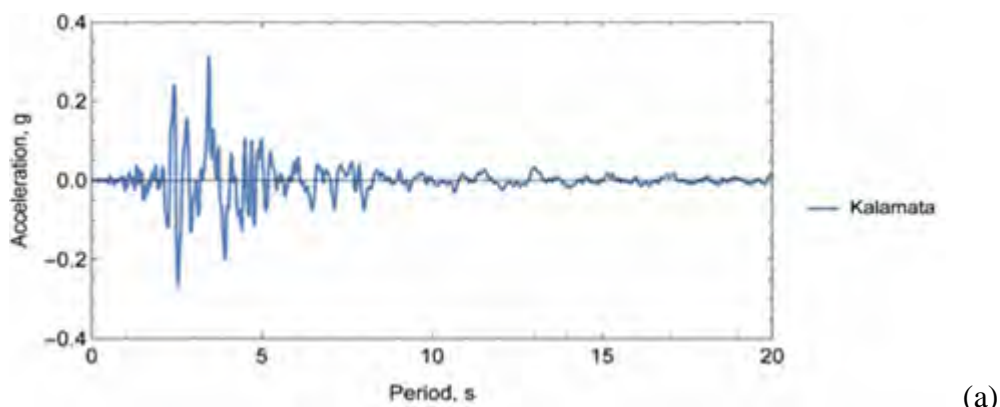
(α) διόρθωση γραμμής βάσης (baseline correction), η οποία έχει ως σκοπό την εξάλειψη στρεβλώσεων των χρονοϊστοριών της ταχύτητας και μετατόπισης κατά την ολοκλήρωση της επιτάχυνσης λόγω άγνοιας των αρχικών συνθηκών ταχύτητας και μετατόπισης. Η διόρθωση γίνεται με το πρόγραμμα SeismoSignal.

(β) διόρθωση του φάσματος επιτάχυνσης της διέγερσης ώστε να αντιπροσωπεύει καταγραφή σε έξαρση βράχου ή πολύ σκληρού εδάφους (έδαφος κατηγορίας A του Ευρωκώδικα 8). Η διόρθωση γίνεται με το πρόγραμμα SeismoMatch.

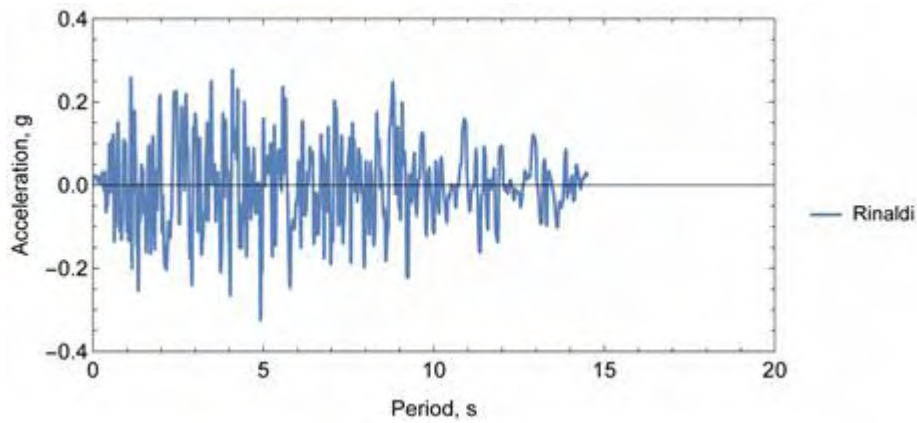
Στο Σχήμα 7.5 παρουσιάζονται οι επιταχύνσεις μετά τις δύο ανωτέρω διορθώσεις. Επίσης, στο Σχήμα 7.6 παρουσιάζονται τα φάσματα απόκρισης επιτάχυνσης μετά τις δύο διορθώσεις μαζί με το φάσμα του Ευρωκώδικα 8, βαθμονομημένο για μέγιστη επιτάχυνση ίση προς 0.3g. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 7.6, το κυρίαρχο στοιχείο στις διορθωμένες διεγέρσεις είναι η προσέγγιση στο φάσμα του Ευρωκώδικα 8, και όχι η βαθμονόμηση στην ακριβή τιμή της μέγιστης επιτάχυνσης (δηλαδή 0.3g).

Πίνακας 7.5: Ιστορικές καταγραφές σεισμικών διεγέρσεων

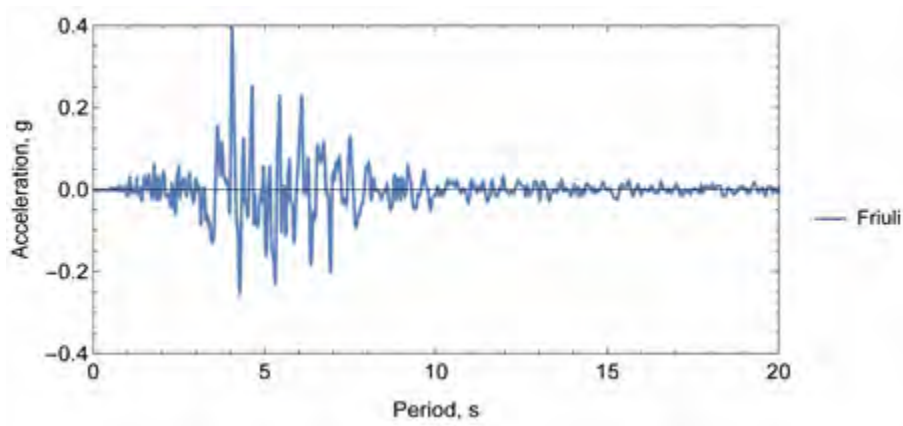
Σεισμός	Μέγεθος Mw	Επικεντρική Απόσταση R (km)	Καταγραφή	Συνιστώσα	PGA (g)
Καλαμάτα (1986)	6.0	12	Νομαρχία	Hor.	0.25g
Λευκάδα (2003)	6.4	10	Λευκάδα	Trans.	0.60g
Kobe (1995)	7.2	20	Port Island	horizontal	0.57g
Northridge (1994)	6.7	30	Rinaldi	Hor. 318	0.47g
Friuli (1976)	6.5	19	Friuli	Hor.	0.35g



Σχήμα 7.5: Τροποποιημένες σεισμικές διεγέρσεις (a) σεισμός Καλαμάτας (b) σεισμός Λευκάδας (c) σεισμός Kobe.

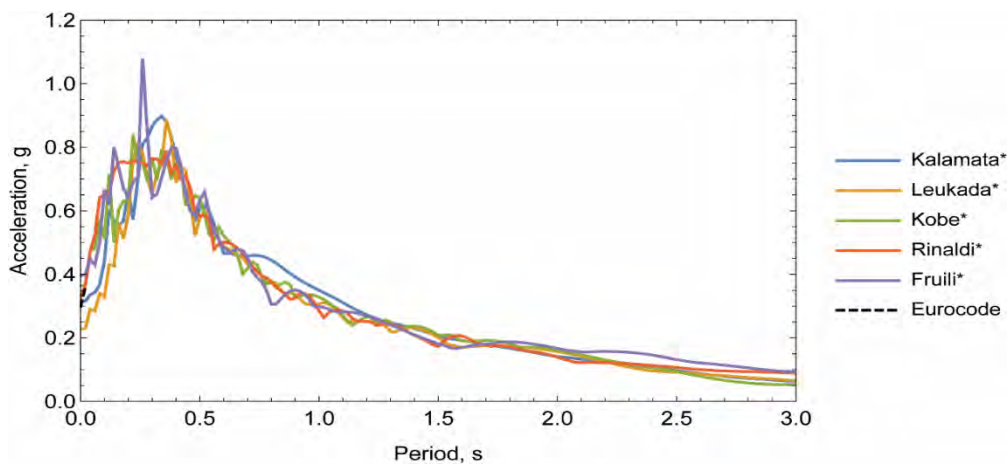


(d)



(e)

Σχήμα 7.5: (συνέχεια) Τροποποιημένες σεισμικές διεγέρσεις (d) σεισμός Northridge (e) σεισμός Friuli .



Σχήμα 7.6: Φάσματα απόκρισης των τροποποιημένων σεισμικών διεγέρσεων και φάσμα σχεδιασμού για βράχο κατά τον Ευρωκώδικα 8. Οι διεγέρσεις τροποποιήθηκαν ώστε τα φάσματα επιτάχυνσης να προσεγγίζουν το φάσμα του Ευρωκώδικα 8.

7.4 Αντιπροσωπευτικά παραδείγματα αναλύσεων

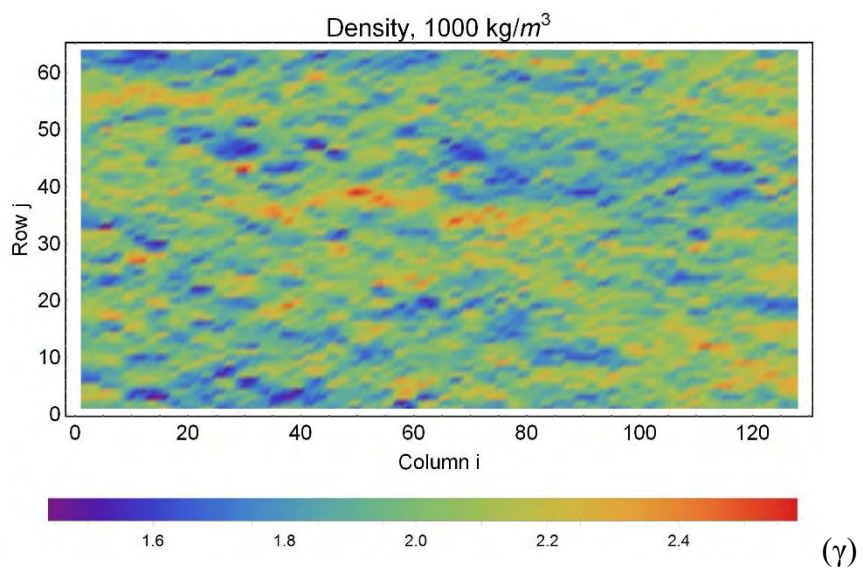
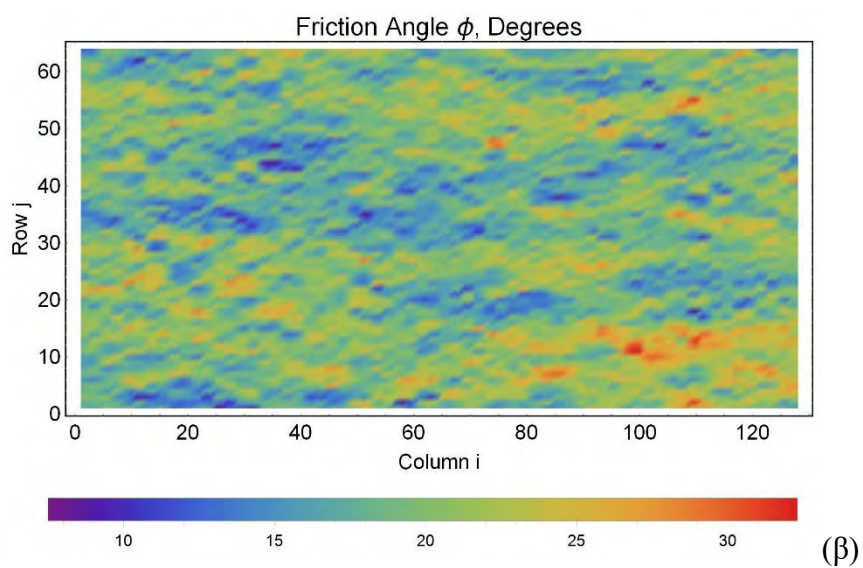
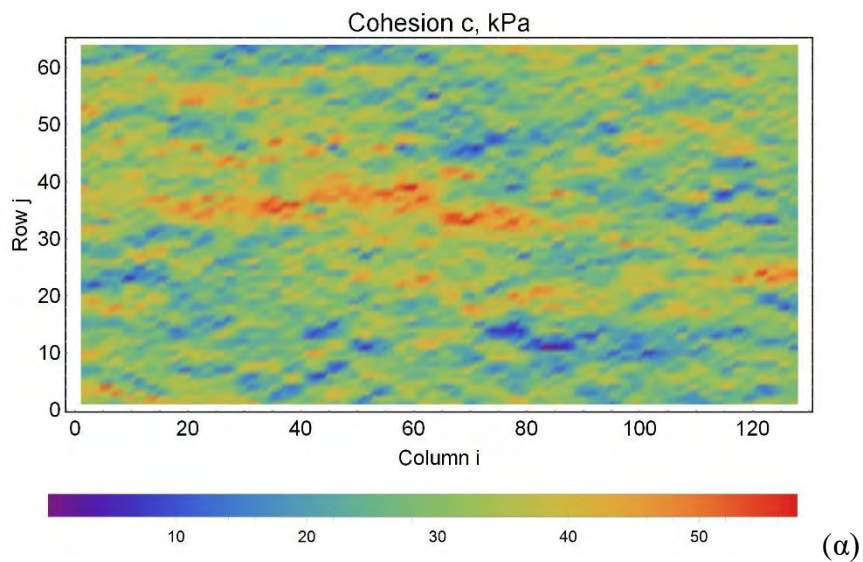
Στην ενότητα αυτή επιλέγονται τρία αντιπροσωπευτικά παραδείγματα αναλύσεων που αντιστοιχούν σε κάθε μία από τις τρεις γεωμετρίες του Πίνακα 7.4 και παρουσιάζονται στα Σχήματα 7.2, 7.3 και 7.4. Παρουσιάζονται οι ιδιότητες των εδαφικών υλικών, η δημιουργία των τυχαίων πεδίων σύμφωνα με όσα περιεγράφηκαν στο Κεφ. 6, η στατική ανάλυση, ο προσδιορισμός του συντελεστή ασφαλείας και της επιφάνειας αστοχίας, και η δυναμική ανάλυση με προσδιορισμό της απόκρισης και των μονίμων παραμορφώσεων. Η συνολική στατιστική επεξεργασία και η αξιολόγηση των αποτελεσμάτων όλων των παραμετρικών αναλύσεων παρουσιάζεται στο επόμενο Κεφάλαιο 8.

7.4.1 Παράδειγμα Α

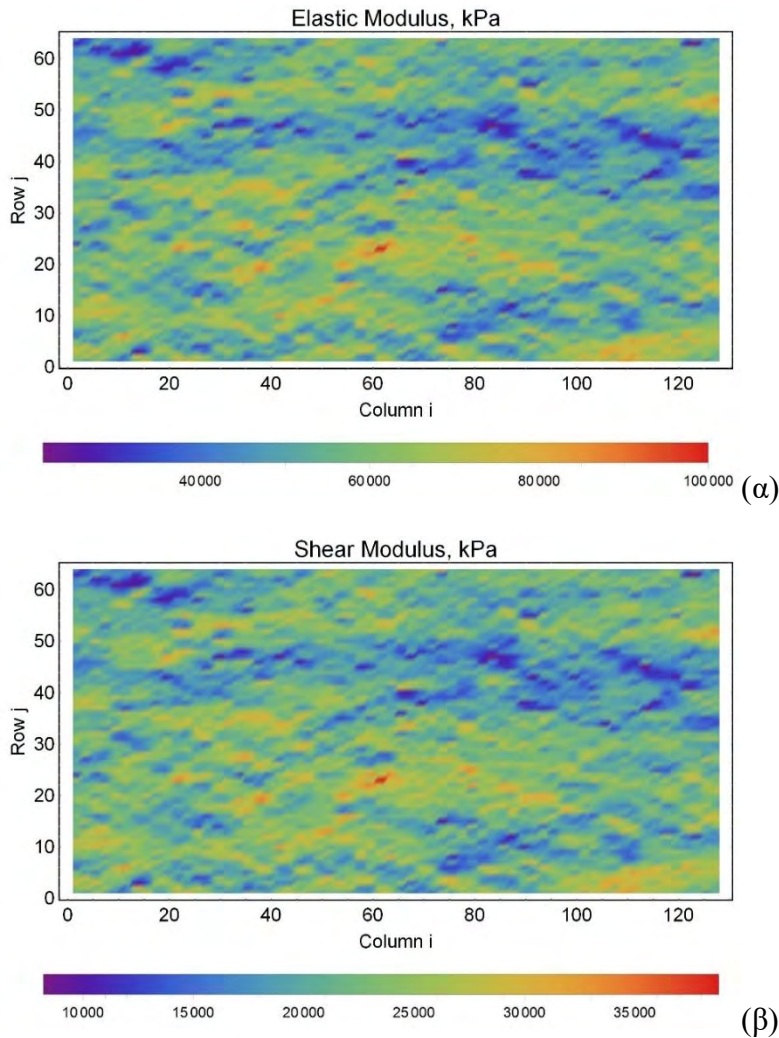
Στην περίπτωση αυτή χρησιμοποιείται η γεωμετρία του Σχήματος 7.2 με κλίση πρανούς 2:1 (οριζόντια : κατακόρυφη), θεωρώντας ότι το έδαφος είναι ένα υλικό με τις ιδιότητες στον Πίνακα 7.6 και με συντελεστές συσχέτισης ίσους με αυτούς του Πίνακα 7.2. Τα μήκη αυτοσυσχέτισης είναι $l_x = 20$ m στην οριζόντια κατεύθυνση και $l_y = 2$ m στην κατακόρυφη κατεύθυνση. Στα Σχήματα 7.7 και 7.8 δίδονται τα τυχαία πεδία ιδιοτήτων του εδάφους για εδάφους συνοχή c , γωνία διατμητικής αντοχής φ , πυκνότητα ρ , μέτρο ελαστικότητας Young E και μέτρο διάτμησης G .

Πίνακας 7.6: Μέσες τιμές και τυπικές αποκλίσεις των χωρικά μεταβαλλόμενων μεταβλητών των εδαφικών πρανών.

Παράμετρος	μ	σ	σ/μ
c , kPa	30	9	0.3
φ° , degrees	20°	4°	0.2
ψ° , degrees	0°	0°	0
ρ , kg/m ³	2000	200	0.1
E , kPa	60000	12000	0.2
ν	0.3	0	0



Σχήμα 7.7: Δημιουργία τυχαίου πεδίου ιδιοτήτων εδάφους (α) συνοχή (β) γωνία διατμητικής αντοχής (γ) πυκνότητα .



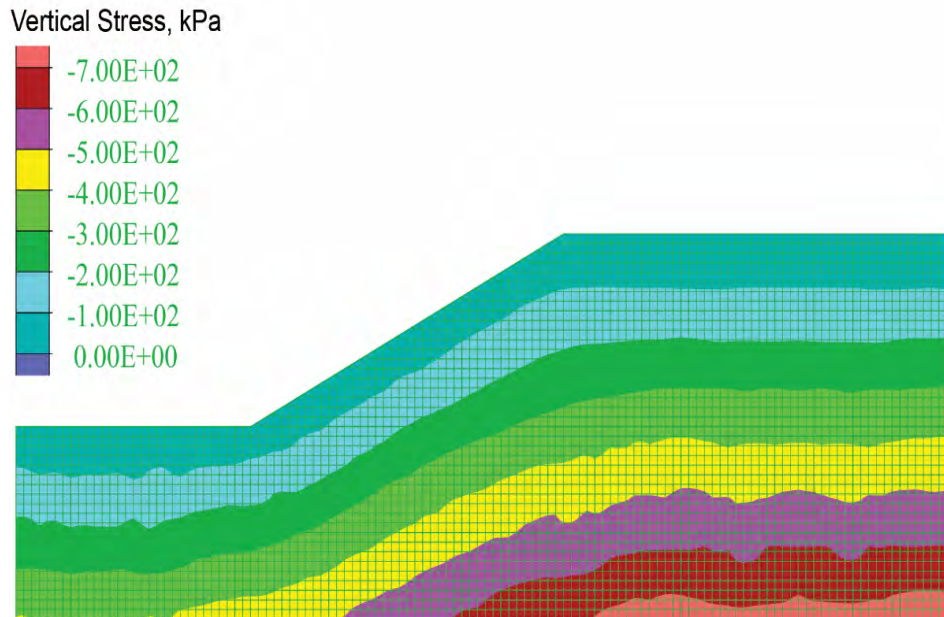
Σχήμα 7.8: Δημιουργία τυχαίου πεδίου ιδιοτήτων εδάφους (α) μέτρο ελαστικότητας Young (β) μέτρο διάτμησης .

Στατική Ευστάθεια. Αρχικά γίνεται μία στατική ανάλυση κατά την οποία προσδιορίζονται οι αρχικές τάσεις εντός του εδάφους λόγω ιδίου βάρους. Στο Σχήμα 7.9 παρουσιάζεται ενδεικτικά η κατανομή της κατακόρυφης ορθής τάσης σ_v . Στην συνέχεια υπολογίζεται ο συντελεστής ασφάλειας FS με την τεχνική «απομείωσης της αντοχής». Η τεχνική απομείωσης της αντοχής εφαρμόζεται μειώνοντας προοδευτικά τη διατμητική αντοχή του υλικού έως ότου το πρανές έλθει σε μια κατάσταση οριακής ισορροπίας (Itasca, 2013). Σε κάθε νέα δοκιμή, η απομείωση των παραμέτρων αντοχής γίνεται ως εξής:

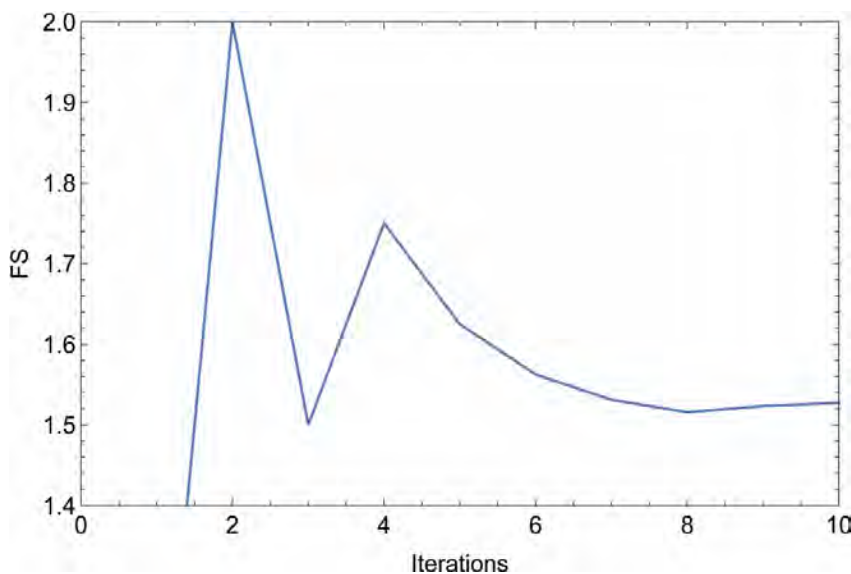
$$c^{trial} = \frac{1}{F_{trial}} c \quad (7.1)$$

$$\phi^{trial} = \arctan\left(\frac{1}{F_{trial}} \tan \phi\right) \quad (7.2)$$

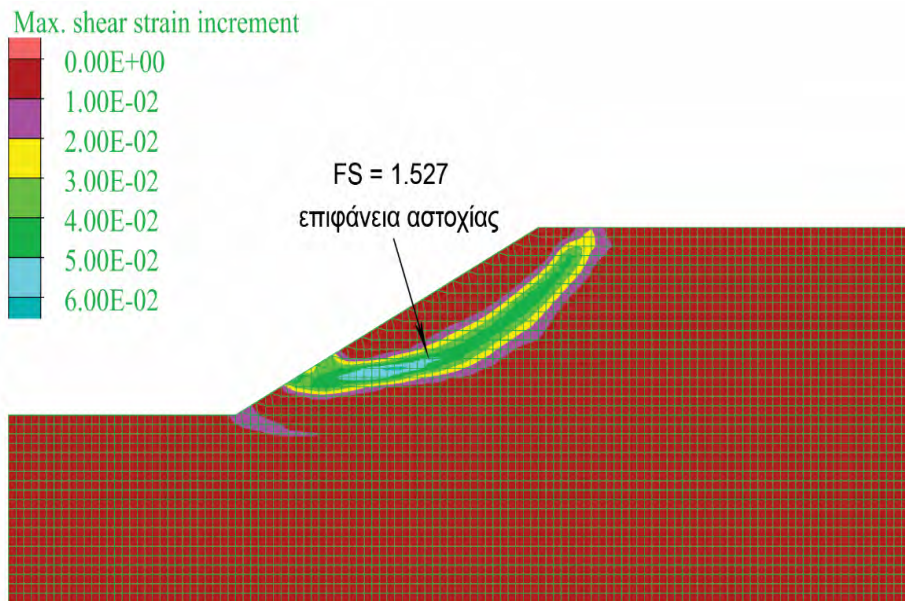
όπου $F_{trial} = \sigma$ συντελεστής με τον οποίο διαιρείται (και απομειώνεται) η συνοχή c και η εφαπτομένη της γωνίας τριβής $\tan \phi$, $c^{trial} = \eta$ μειωμένη συνοχή και $\phi^{trial} = \eta$ μειωμένη γωνία τριβής. Η διαδικασία επαναλαμβάνεται για μία σειρά ανεξάρτητων δοκιμών με διαφορετικούς συντελεστές F_{trial} και κάθε φορά ελέγχεται αν υπάρχει ισορροπία ή συνεχής πλαστική ροή. Στο Σχήμα 7.10 παρουσιάζεται η εξέλιξη του υπολογισμού του συντελεστή ασφάλειας FS με τον αριθμό των διαδοχικών δοκιμών. Η τελική τιμή τους FS είναι 1.527.



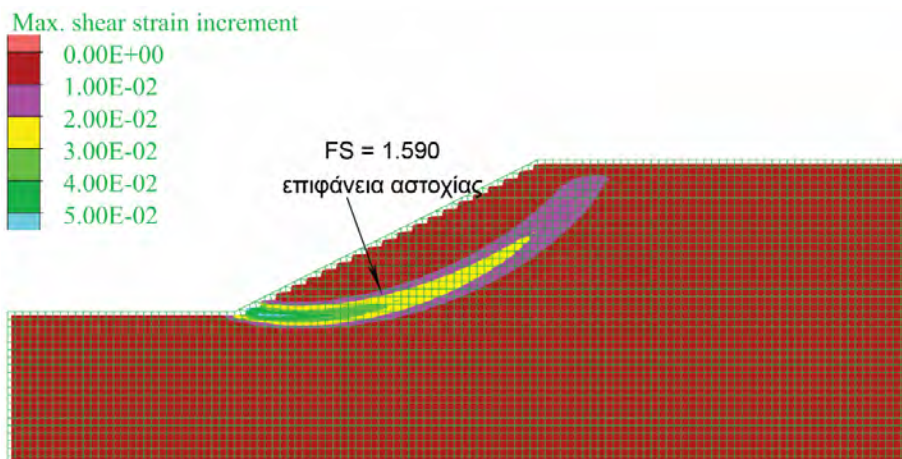
Σχήμα 7.9: Στατική ανάλυση: κατανομή της κατακόρυφης ορθής τάσης .



Σχήμα 7.10: Υπολογισμός του συντελεστή ασφάλειας FS με διαδοχικές μειώσεις των παραμέτρων της αντοχής του εδάφους. Τελική τιμή FS = 1.527.



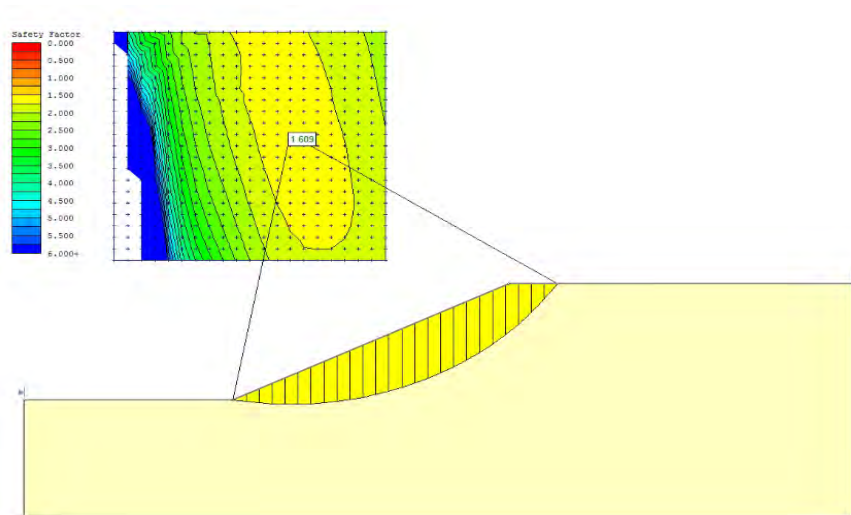
Σχήμα 7.11: Ανάλυση ευστάθειας πρανούς για τυχαίο πεδίο ιδιοτήτων εδάφους και ζώνη αστοχίας. Συντελεστής ασφαλείας $FS = 1.527$.



Σχήμα 7.12: Ανάλυση ευστάθειας πρανούς ομογενούς εδάφους με το πρόγραμμα FLAC. Συντελεστής ασφαλείας $FS = 1.590$.

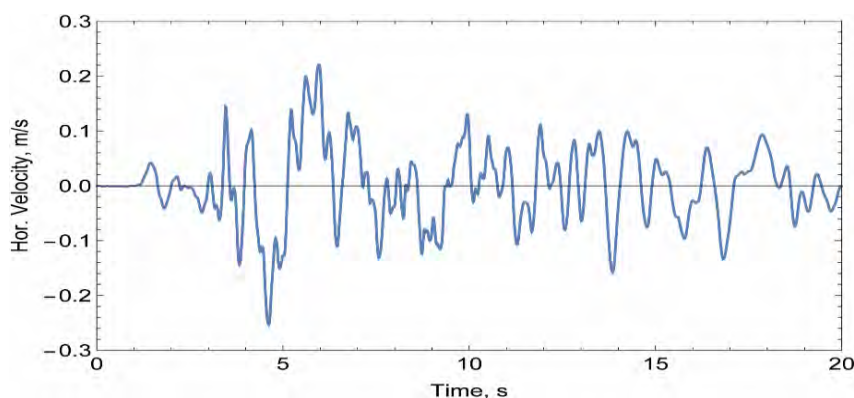
Η επιφάνεια αστοχίας που προκύπτει κατά την τελική ανάλυση δίδεται στο Σχήμα 7.11, το οποίο παρουσιάζει την κατανομή της μέγιστης μεταβολής της ισοδύναμης διατμητικής παραμόρφωσης εντός του πρανού. Για λόγους σύγκρισης, στο Σχήμα 7.12 παρουσιάζεται η αντίστοιχη επιφάνεια αστοχίας ενός παρόμοιου πρανού με ομογενές έδαφος και ιδιότητες ίσες με τις μέσες τιμές αυτών που χρησιμοποιήθηκαν στο Παράδειγμα Α (Σχήμα 7.11). Παρατηρείται ότι η χωρική μεταβλητότητα των ιδιοτήτων επηρεάζει την τιμή του συντελεστή ασφαλείας, αλλά και την θέση της επιφάνειας αστοχίας. Έχει ενδιαφέρον να γίνει μία σύγκριση των αποτελεσμάτων της αριθμητικής ανάλυσης με βάση την τεχνική της απομείωσης της αντοχής και της κλασικής απλουστευμένης ανάλυσης ευστάθειας πρανού με

την μέθοδο των λωρίδων (μέθοδος Bishop). Στο Σχήμα 7.13 δίδεται η επιφάνεια αστοχίας και ο συντελεστής ασφαλείας για την περίπτωση του πρανούς ομογενούς εδάφους. Παρατηρείται ότι ο συντελεστής ασφαλείας είναι 1.590 από την αριθμητική ανάλυση και 1.609 από την απλουστευμένη ανάλυση με την μέθοδο των λωρίδων. Επίσης, οι δύο επιφάνειες αστοχίας στα Σχήματα 7.12 και 7.13 είναι παρόμοιες.



Σχήμα 7.13: Απλουστευμένη ανάλυση ευστάθειας ομογενούς εδάφους με την μέθοδο των λωρίδων (μέθοδος Bishop). Συντελεστής ασφαλείας $FS = 1.609$.

Σεισμική συμπεριφορά. Στο Σχήμα 7.14 δίδεται η χρονοϊστορία της ταχύτητας η οποία εφαρμόζεται ως σεισμική διέγερση στην βάση του εδάφους για τον σεισμό Λευκάδας. Η αντίστοιχη χρονοϊστορία της επιτάχυνσης προσεγγίζει το φάσμα του Ευρωκώδικα 8 για βράχο βαθμονομημένο σε μία μέγιστη επιτάχυνση ίση προς 0.3g. Στα δύο κατακόρυφα σύνορα του αριθμητικού μοντέλου προσομοιώνονται συνθήκες σεισμικής απόκρισης ελεύθερου πεδίου, στις οποίες λαμβάνεται υπόψη η ενέργεια που ακτινοβολείται στην οριζόντια κατεύθυνση προς αριστερά και δεξιά του μοντέλου, αντίστοιχα. Ως κριτήριο επιτελεσματικότητας στην αξιολόγηση των αποτελεσμάτων λαμβάνεται η μόνιμη μετατόπιση τους πρανούς στο τέλος της σεισμικής δόνησης.

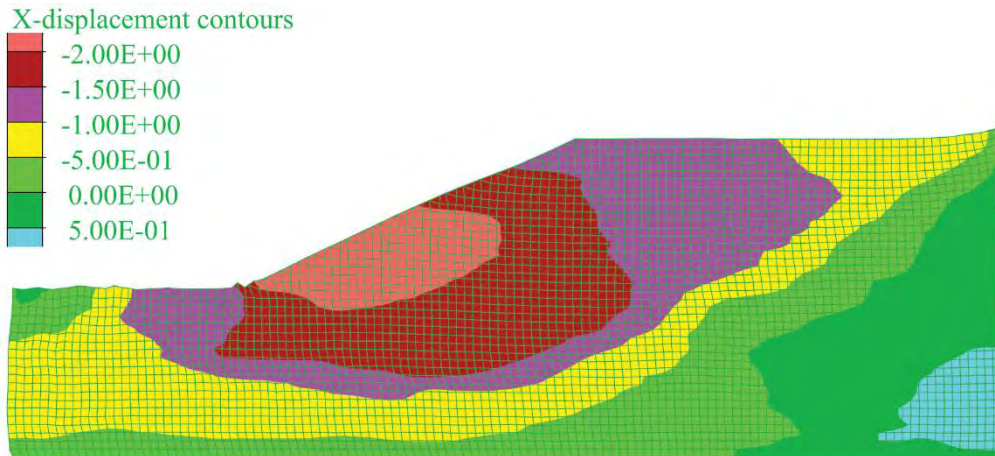


Σχήμα 7.14: Σεισμική ταχύτητα στην βάση του εδάφους για τον σεισμό Λευκάδας (μέγιστη επιτάχυνση 0.3g).

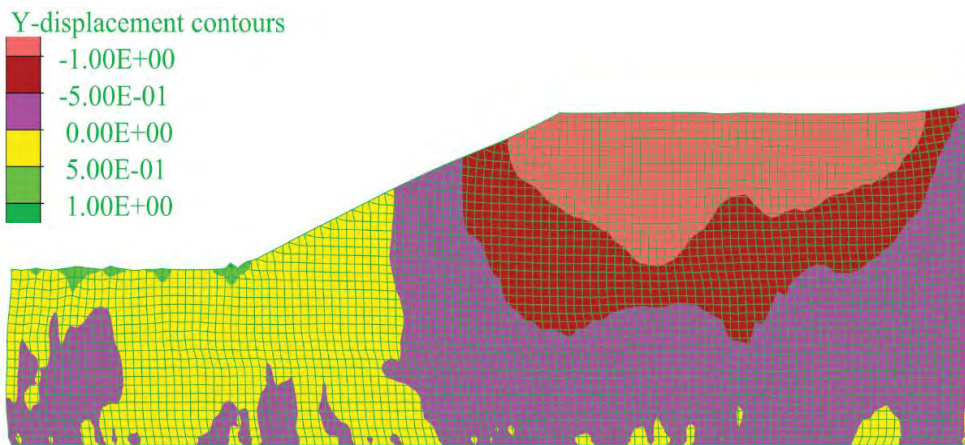
Στο Σχήμα 7.15 παρουσιάζεται η οριζόντια μόνιμη μετατόπιση u_x μετά το τέλος της σεισμικής δόνησης, με μέγιστη τιμή ίση περίπου προς 2.10 m στην περιοχή του κάτω ήμισυ του πρανούς. Αντίστοιχα, στο Σχήμα 7.16 παρουσιάζεται η κατακόρυφη μόνιμη μετατόπιση u_y μετά το τέλος της σεισμικής δόνησης, με μέγιστη βύθιση περίπου προς 1.30 m στην οριζόντια επιφάνεια στο άνω τμήμα του πρανούς, και μέγιστη ανύψωση του εδάφους (διόγκωση) περίπου προς 0.65 m στο κάτω τμήμα του πρανούς (Σημείο C, Σχήμα 7.2).

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης δείχνουν πως μία σημαντική μάζα εδάφους η οποία εκτείνεται πέραν των ορίων του πρανούς, κινείται προς τα αριστερά λόγω των αδρανειακών δυνάμεων που αναπτύσσονται κατά την διάρκεια της σεισμικής δόνησης. Το γεγονός αυτό καταδεικνύεται στο Σχήμα 7.17 το οποίο παρουσιάζει την κατανομή της μεταβολής της μέγιστης ισοδύναμης διατμητικής παραμόρφωσης στο τέλος της σεισμικής δόνησης. Πράγματι, διαφαίνεται μία εδαφική ζώνη στην οποία υπάρχει σημαντική συγκέντρωση μέγιστης ισοδύναμης διατμητικής παραμόρφωσης και η οποία διαμορφώνει μία επιφάνεια αστοχίας.

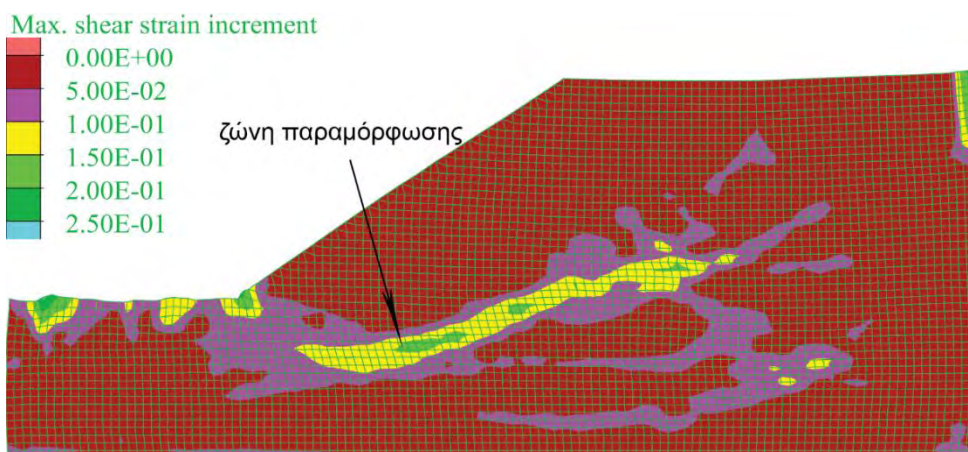
Η εξέλιξη της οριζόντιας και κατακόρυφης μετατόπισης στο σημείο A (Σχήμα 7.2) δίδεται στο Σχήμα 7.18, με μέγιστες τιμές στο τέλος του σεισμού ίσες προς 1.42 και 1.25 m στην οριζόντια και κατακόρυφη κατεύθυνση, αντίστοιχα. Έχει ενδιαφέρον να συγκριθούν τα αποτελέσματα του Σχήματος 7.18 με εκείνα του Σχήματος 7.19 τα οποία αντιστοιχούν σε ένα πρανές με την ίδια γεωμετρία στο οποίο το έδαφος είναι ομογενές με ιδιότητες ίσες προς τις μέσες τιμές των τυχαίων πεδίων που χρησιμοποιήθηκαν στο Παράδειγμα A. Παρατηρείται ότι στην περίπτωση του ομογενούς εδάφους, οι αντίστοιχες τιμές της οριζόντιας και κατακόρυφης μετατόπισης στο σημείο A είναι 1.04 και 1.04 m, αντίστοιχα. Συνεπώς, η χωρική μεταβλητότητα των ιδιοτήτων έχει σημαντική επίδραση στην διαμόρφωση των μονίμων παραμορφώσεων του πρανούς.



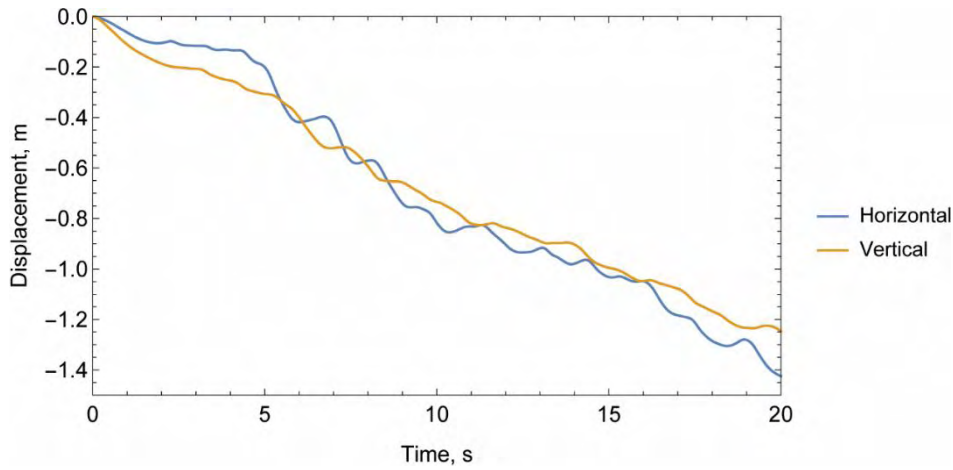
Σχήμα 7.15: Μόνιμη οριζόντια μετατόπιση μετά το τέλος της σεισμικής δόνησης.



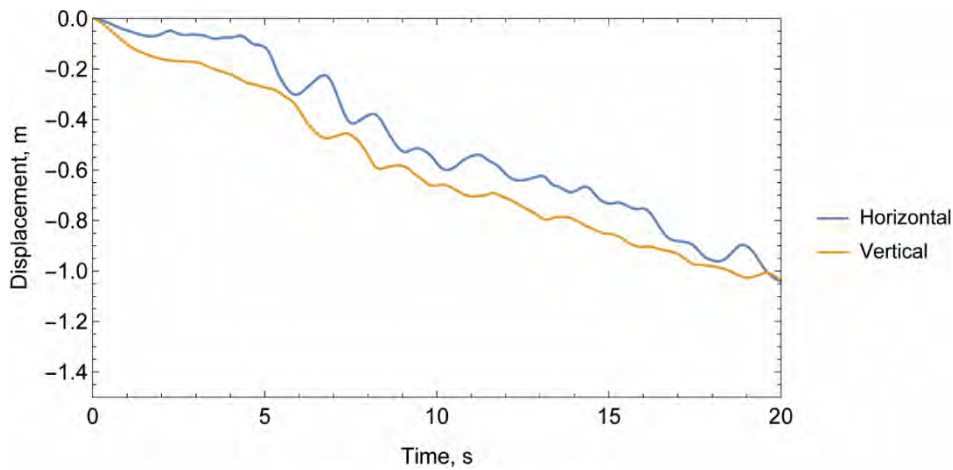
Σχήμα 7.16: Μόνιμη κατακόρυφη μετατόπιση μετά το τέλος της σεισμικής δόνησης.



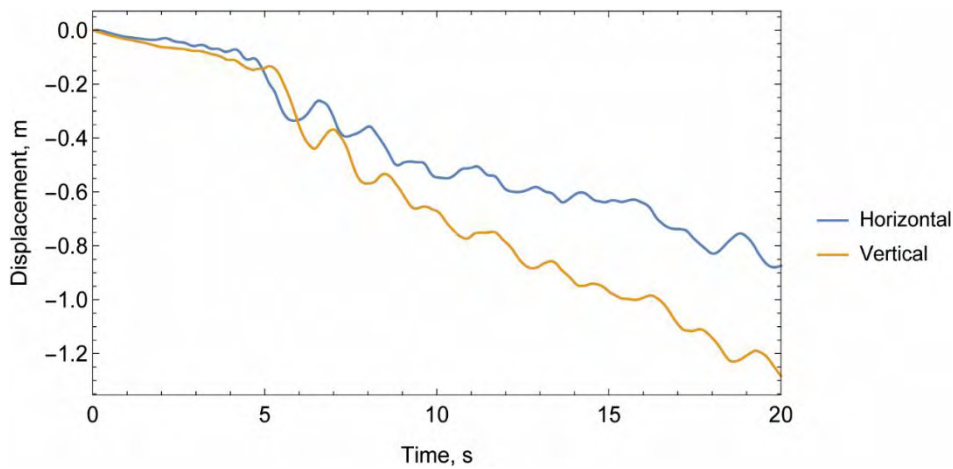
Σχήμα 7.17: Μέγιστη ισοδύναμη διατμητική παραμόρφωση στο τέλος της σεισμικής δόνησης.



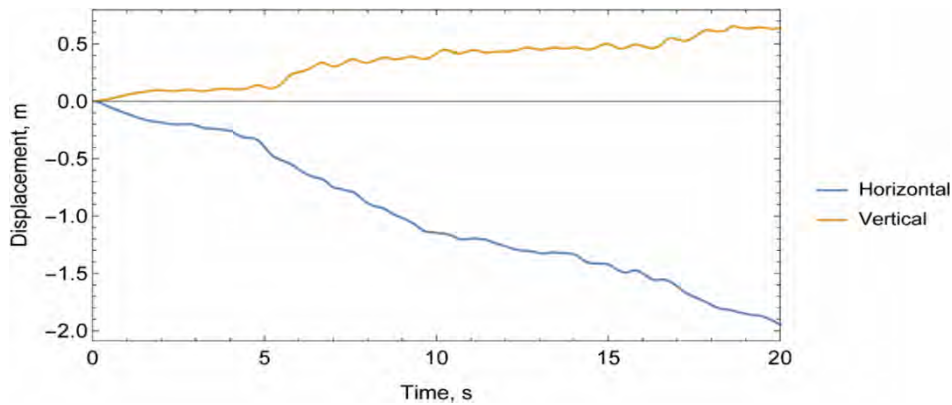
Σχήμα 7.18: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση στο σημείο A



Σχήμα 7.19: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση στο σημείο A (ομογενές έδαφος) .



Σχήμα 7.20: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση στο σημείο B .



Σχήμα 7.21: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση στο σημείο C .

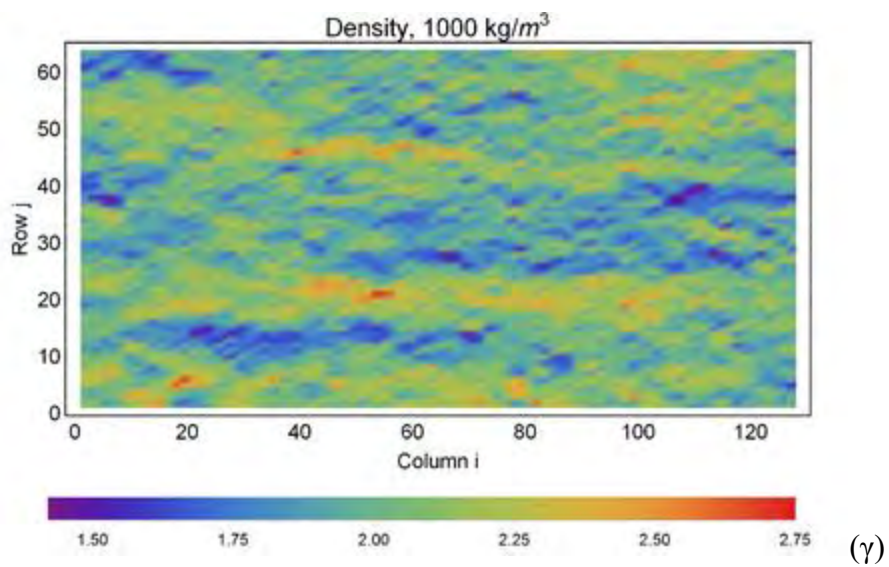
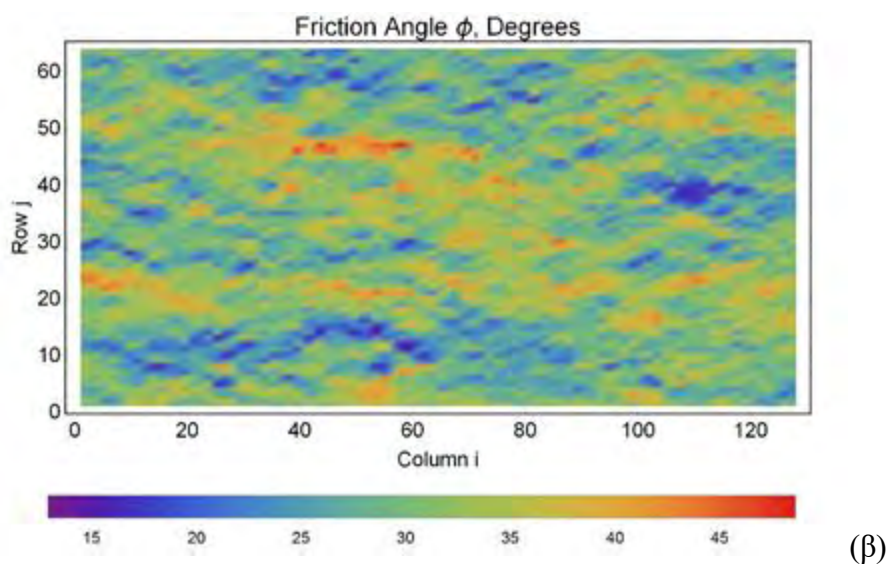
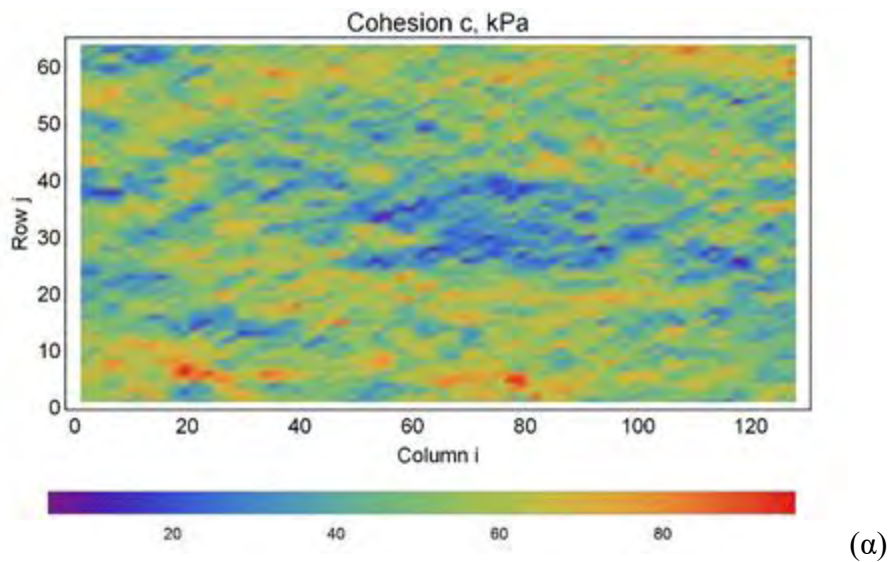
Στα Σχήματα 7.20 και 7.21 παρουσιάζονται οι χρονικές εξελίξεις των οριζοντίων και κατακόρυφων μετατοπίσεων στα σημεία B και C (βλέπε Σχήμα 7.1). Παρατηρείται ότι στο σημείο C, η οριζόντια μετατόπιση του εδάφους είναι ιδιαίτερα σημαντική, περίπου 1.95 m, ενώ η ανύψωση είναι 0.65m.

7.4.2 Παράδειγμα B

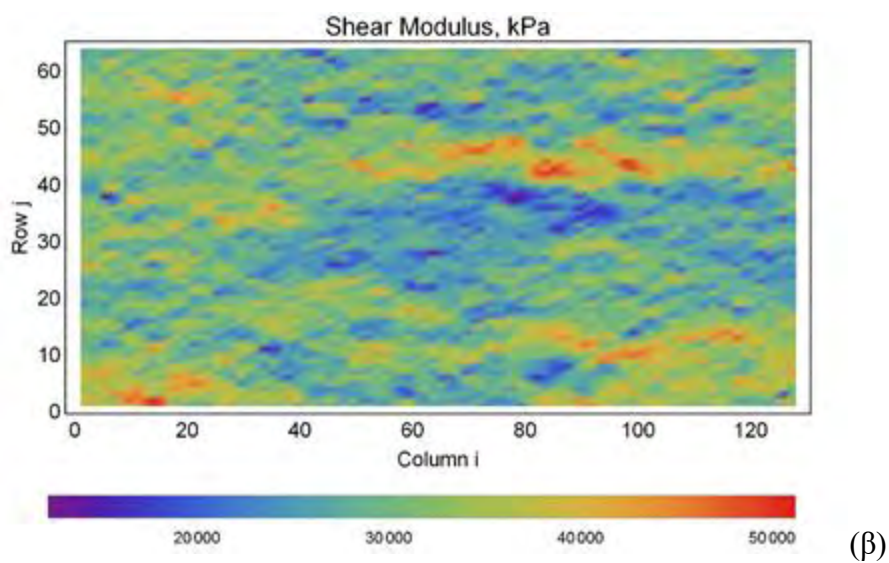
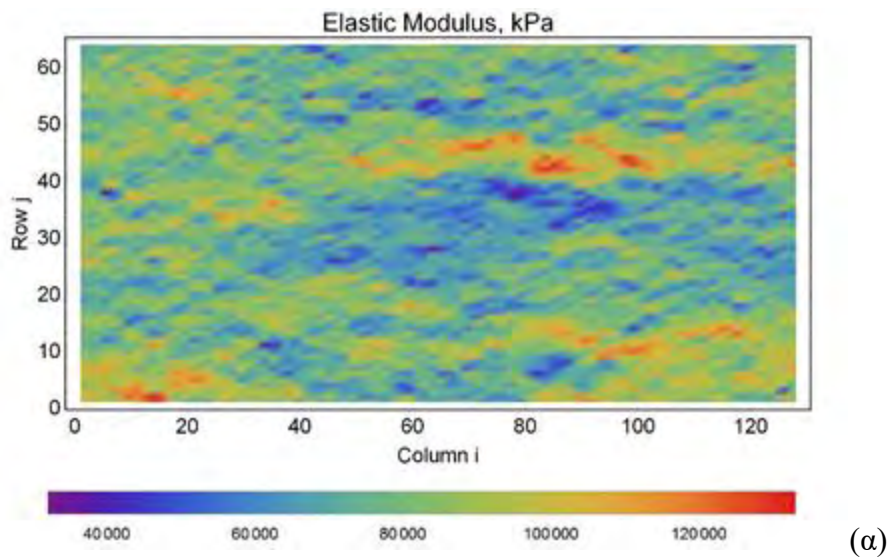
Στο Παράδειγμα B χρησιμοποιείται η γεωμετρία του Σχήματος 7.3 με κλίση πρανούς 1:1, θεωρώντας ότι το έδαφος είναι ένα υλικό με τις ιδιότητες στον Πίνακα 7.7 και με συντελεστές συσχέτισης ίσους με αυτούς του Πίνακα 7.2. Τα μήκη αυτοσυσχέτισης είναι ξανά $l_x = 20$ m στην οριζόντια κατεύθυνση και $l_y = 2$ m στην κατακόρυφη κατεύθυνση. Στα Σχήματα 7.22 και 7.23 δίδονται τα τυχαία πεδία ιδιοτήτων του εδάφους για εδάφους συνοχή c , γωνία διατμητικής αντοχής φ , πυκνότητα ρ , μέτρο ελαστικότητας Young E και μέτρο διάτμησης G .

Πίνακας 7.7: Μέσες τιμές και τυπικές αποκλίσεις των χωρικά μεταβαλλόμενων μεταβλητών των εδαφικών πρανών.

Παράμετρος	μ	σ	σ/μ
c , kPa	50	15	0.3
φ° , degrees	30°	6°	0.2
ψ° , degrees	0°	0°	0
ρ , kg/m ³	2000	200	0.1
E , kPa	80000	16000	0.2
ν	0.3	0	0

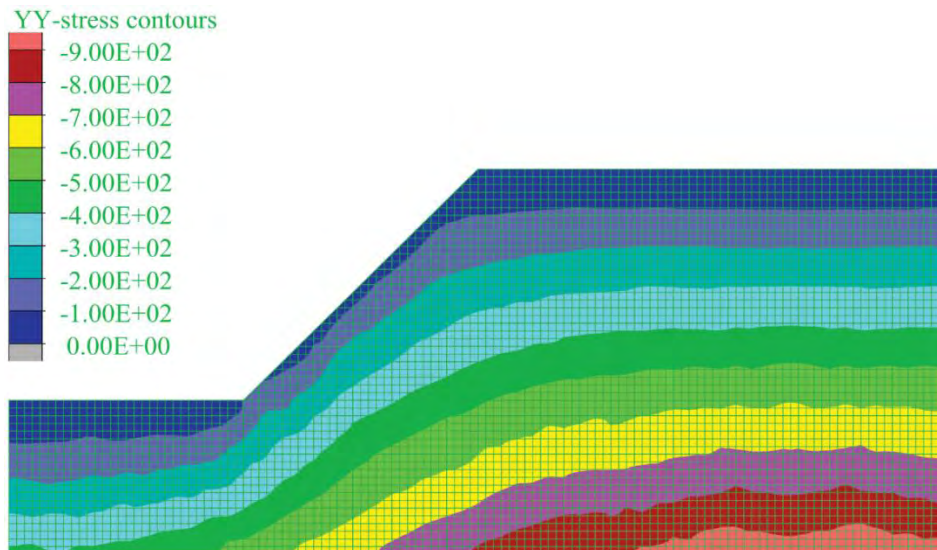


Σχήμα 7.22: Δημιουργία τυχάιου πεδίου ιδιοτήτων εδάφους (α) συνοχή (β) γωνία διατμητικής αντοχής (γ) πυκνότητα .

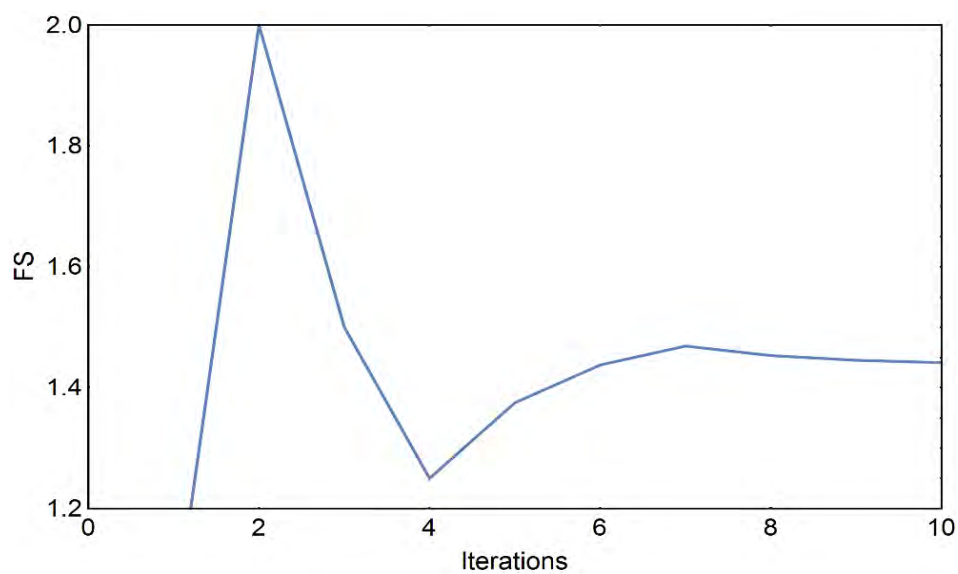


Σχήμα 7.23: Δημιουργία τυχαίου πεδίου ιδιοτήτων εδάφους (α) μέτρο ελαστικότητας Young (β) μέτρο διάτμησης .

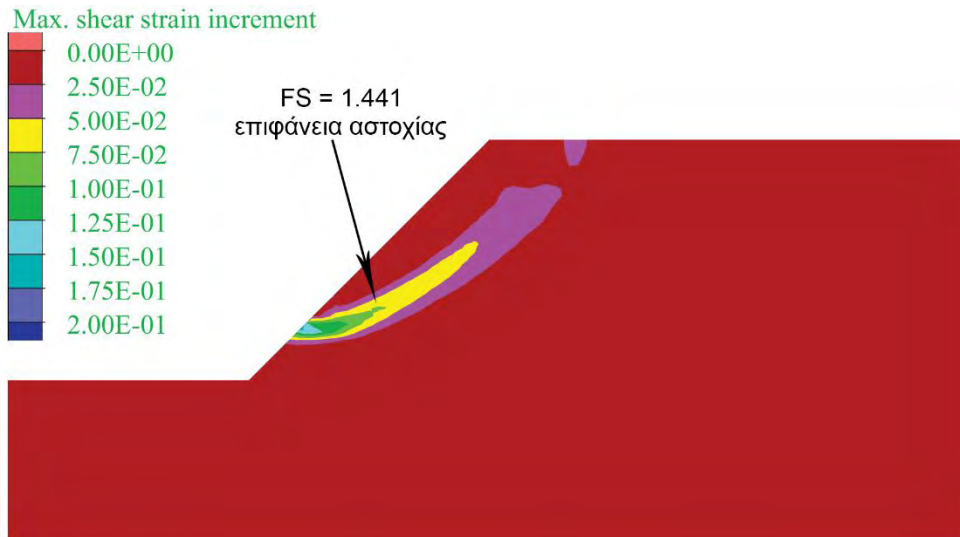
Στατική Ευστάθεια. Στο Σχήμα 7.24 παρουσιάζεται η κατανομή της κατακόρυφης ορθής τάσης σ_v , ενώ στο Σχήμα 7.25 παρουσιάζεται η εξέλιξη του υπολογισμού του συντελεστή ασφάλειας FS με τον αριθμό των διαδοχικών δοκιμών, με σύγκλιση στην τιμή 1.441.



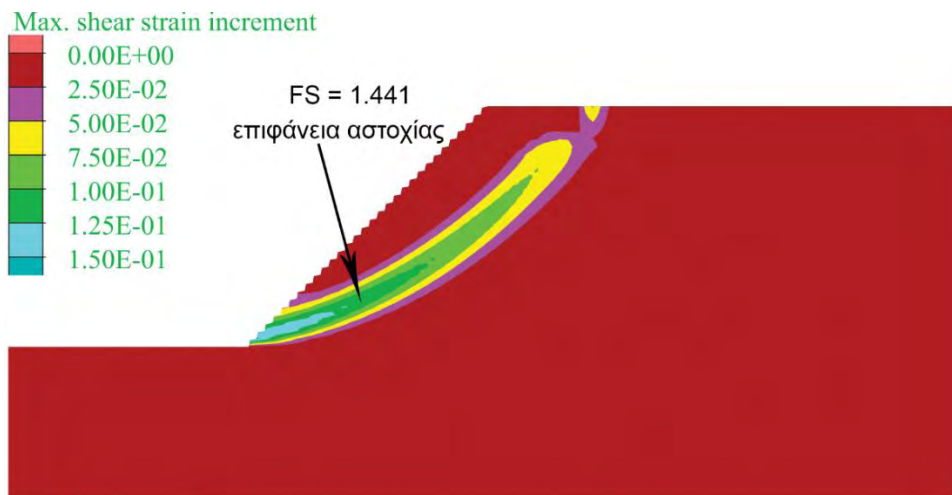
Σχήμα 7.24: Στατική ανάλυση: κατανομή της κατακόρυφης ορθής τάσης .



Σχήμα 7.25: Υπολογισμός του συντελεστή ασφάλειας FS με διαδοχικές μειώσεις των παραμέτρων της αντοχής του εδάφους. Τελική τιμή FS = 1.441.

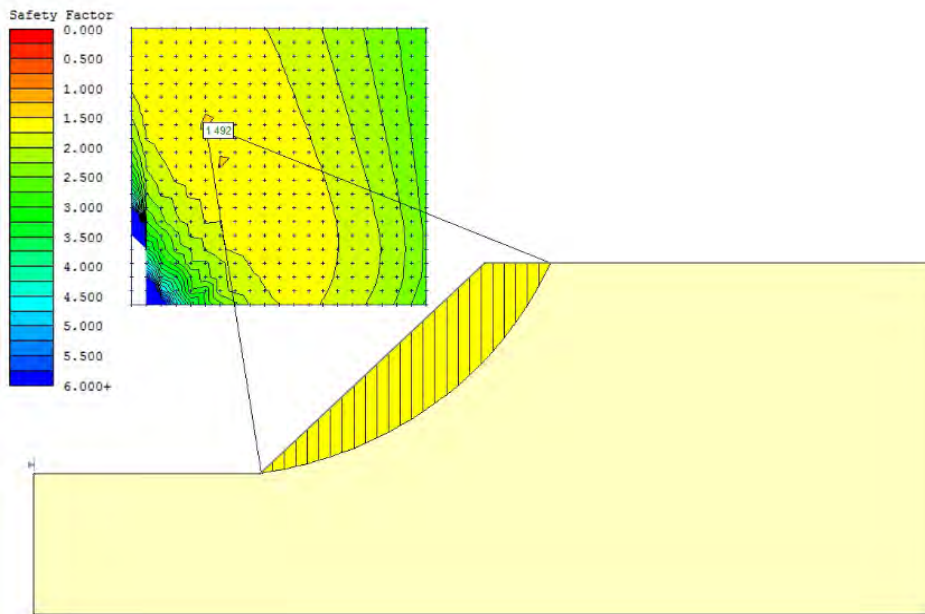


Σχήμα 7.26: Ανάλυση ευστάθειας πρανούς για τυχαίο πεδίο ιδιοτήτων εδάφους και ζώνη αστοχίας. Συντελεστής ασφαλείας $FS = 1.441$.



Σχήμα 7.27: Ανάλυση ευστάθειας πρανούς ομογενούς εδάφους με το πρόγραμμα FLAC. Συντελεστής ασφαλείας $FS = 1.441$.

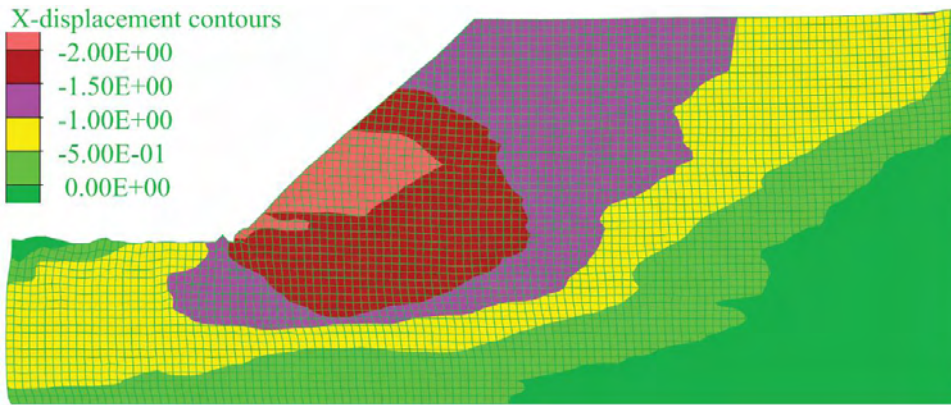
Η επιφάνεια αστοχίας που προκύπτει κατά την τελική ανάλυση δίδεται στο Σχήμα 7.26. Για λόγους σύγκρισης, στο Σχήμα 7.27 παρουσιάζεται η αντίστοιχη επιφάνεια αστοχίας ενός παρόμοιου πρανούς με ομογενές έδαφος και ιδιότητες ίσες με τις μέσες τιμές αυτών που χρησιμοποιήθηκαν στο Παράδειγμα Β. Παρατηρείται ότι στην περίπτωση αυτή η τιμή του συντελεστή ασφαλείας (λόγω συμπτώσεως) παραμένει ίδια, όμως η θέση της επιφάνειας αστοχίας αλλάζει. Στο Σχήμα 7.28 δίδεται η επιφάνεια αστοχίας και ο συντελεστής ασφαλείας για την περίπτωση του πρανούς ομογενούς εδάφους με βάση την απλουστευμένη ανάλυση με την μέθοδο των λωρίδων. Παρατηρείται ότι ο συντελεστής ασφαλείας είναι 1.441 από την αριθμητική ανάλυση και 1.492 από την απλουστευμένη ανάλυση με την μέθοδο των λωρίδων. Επίσης, οι δύο επιφάνειες αστοχίας στα Σχήματα 7.27 και 7.28 είναι παρόμοιες.



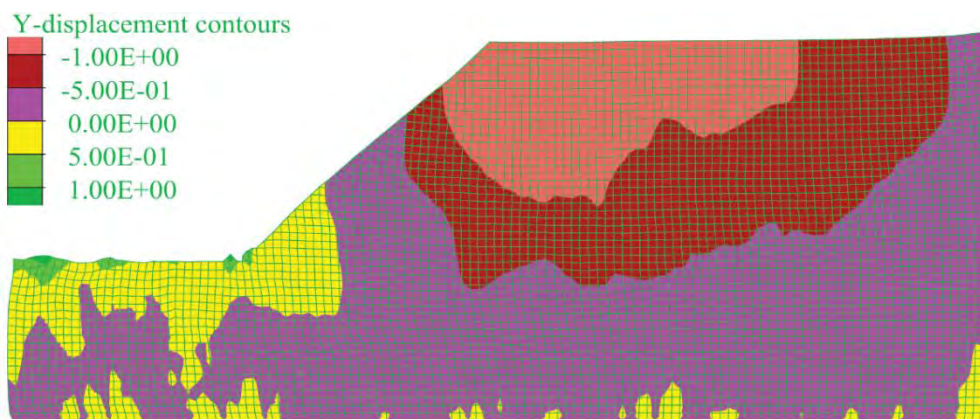
Σχήμα 7.28: Απλουστευμένη ανάλυση ευστάθειας ομογενούς εδάφους με την μέθοδο των λωρίδων (μέθοδος Bishop). Συντελεστής ασφαλείας $FS = 1.492$.

Σεισμική συμπεριφορά. Όπως και στο Παράδειγμα Α, η ιστορία της ταχύτητας η οποία εφαρμόζεται ως σεισμική διέγερση στην βάση του εδάφους προέρχεται από την τροποποιημένη καταγραφή του σεισμού της Λευκάδας, η οποία προσεγγίζει το φάσμα του Ευρωκώδικα 8 για βράχο, βαθμονομημένο σε μία μέγιστη επιτάχυνση ίση προς $0.3g$ (Σχήμα 7.14). Στο Σχήμα 7.29 παρουσιάζεται η οριζόντια μόνιμη μετατόπιση u_x μετά το τέλος της σεισμικής δόνησης, με μέγιστη τιμή ίση περίπου προς 2.35 m στην περιοχή του κάτω ήμισυ του πρανούς. Αντίστοιχα, στο Σχήμα 7.30 παρουσιάζεται η κατακόρυφη μόνιμη μετατόπιση u_y μετά το τέλος της σεισμικής δόνησης, με μέγιστη βύθιση ίση περίπου προς 1.25 m στην οριζόντια επιφάνεια στο άνω τμήμα του πρανούς, και μέγιστη ανύψωση του εδάφους ίση περίπου προς 0.90 m στο κάτω τμήμα του πρανούς (Σημείο C, Σχήμα 7.3).

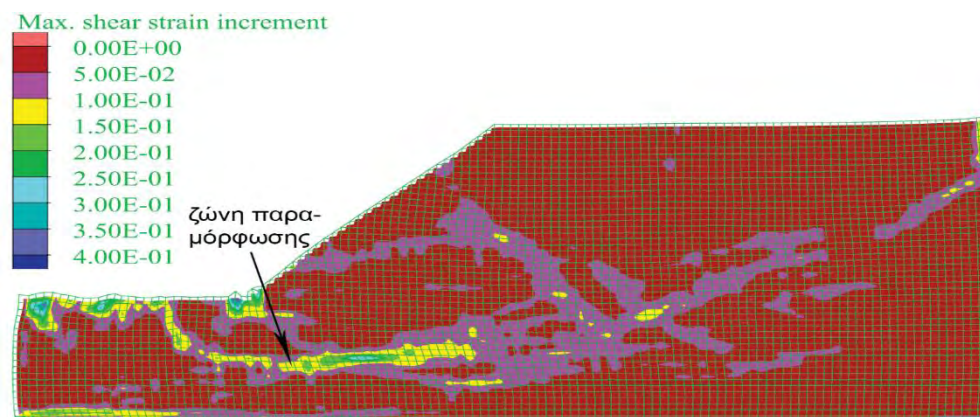
Το Σχήμα 7.31 παρουσιάζει την κατανομή της μεταβολής της μέγιστης ισοδύναμης διατμητικής παραμόρφωσης στο τέλος της σεισμικής δόνησης. Όπως φαίνεται στο σχήμα, μία σημαντική μάζα εδάφους κινείται προς τα αριστερά λόγω των αδρανειακών δυνάμεων ενώ διακρίνεται μία ζώνη με σημαντική συγκέντρωση διατμητικής παραμόρφωσης η οποία διαμορφώνει την επιφάνεια αστοχίας.



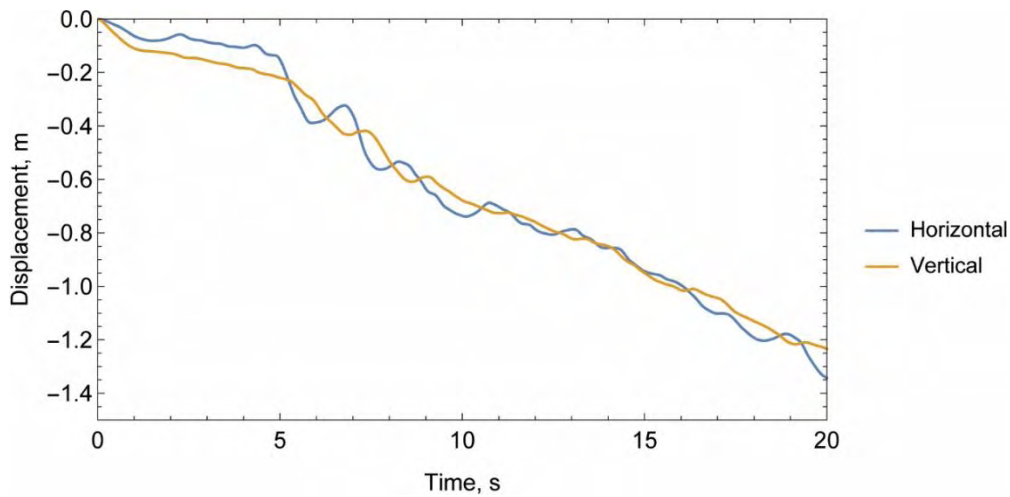
Σχήμα 7.29: Μόνιμη οριζόντια μετατόπιση μετά το τέλος της σεισμικής δόνησης.



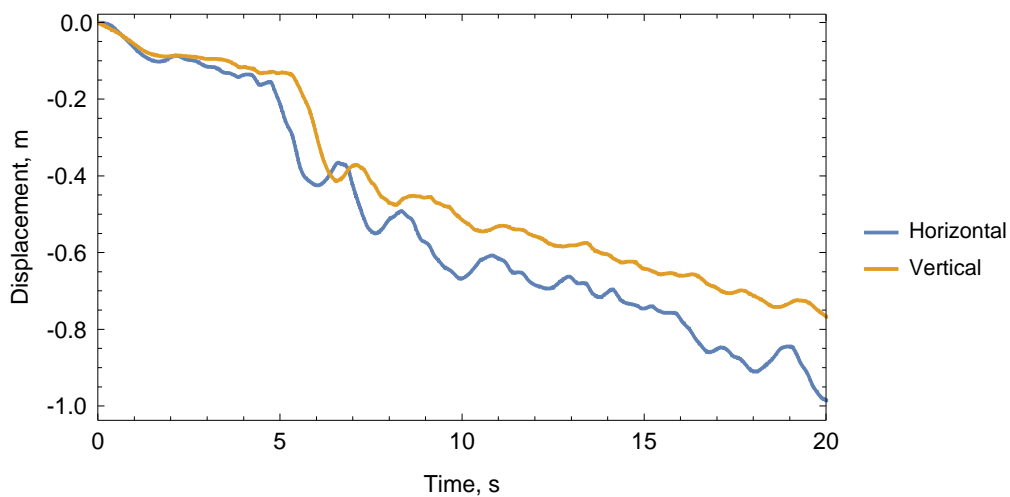
Σχήμα 7.30: Μόνιμη κατακόρυφη μετατόπιση μετά το τέλος της σεισμικής δόνησης.



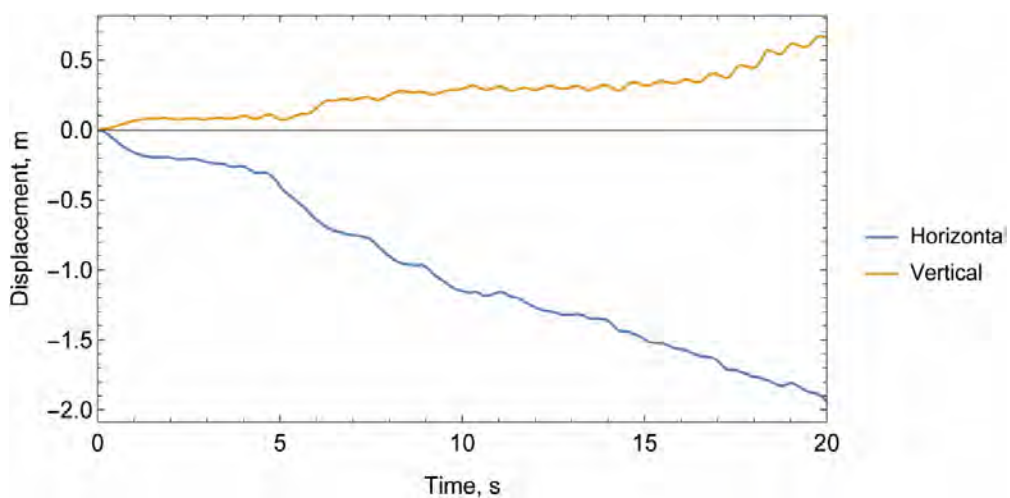
Σχήμα 7.31: Μέγιστη ισοδύναμη διατμητική παραμόρφωση στο τέλος της σεισμικής δόνησης.



Σχήμα 7.32: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση στο σημείο Α .



Σχήμα 7.33: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση στο σημείο Β .



Σχήμα 7.34: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση στο σημείο C .

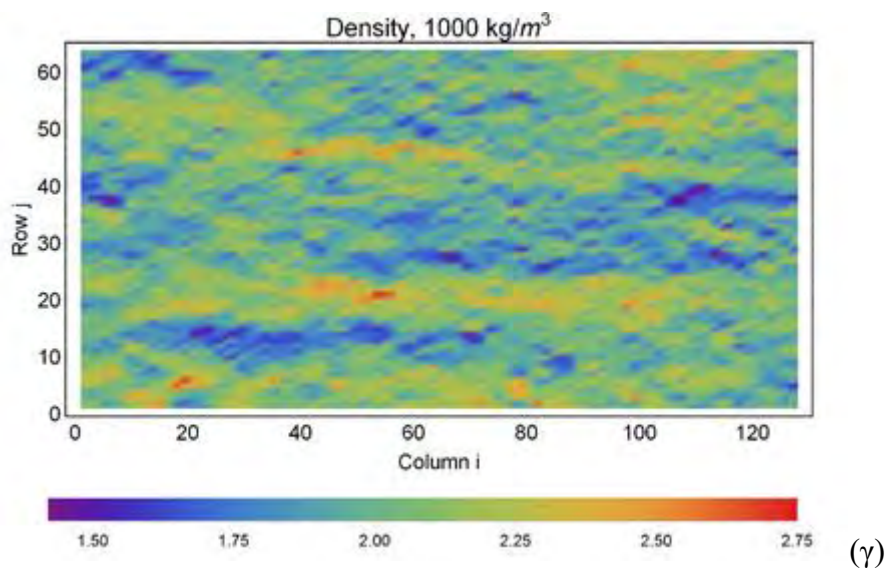
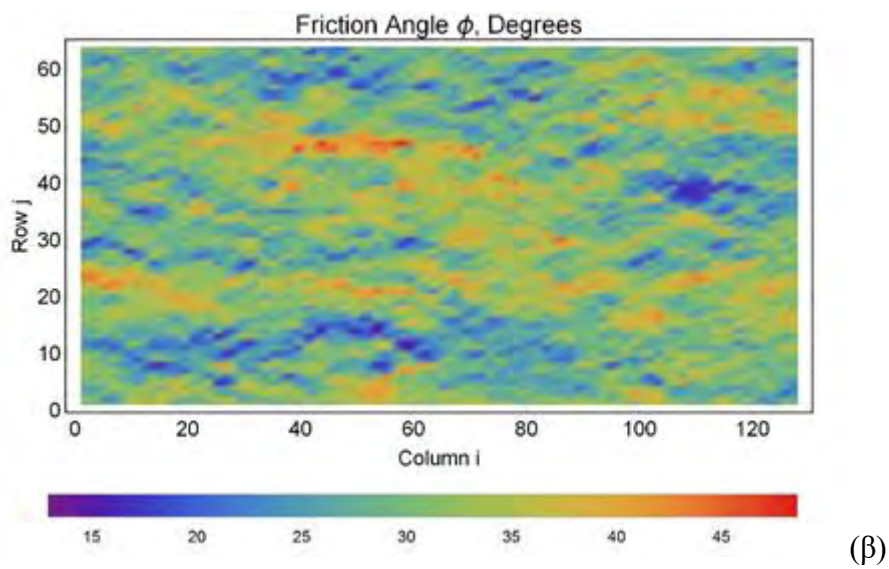
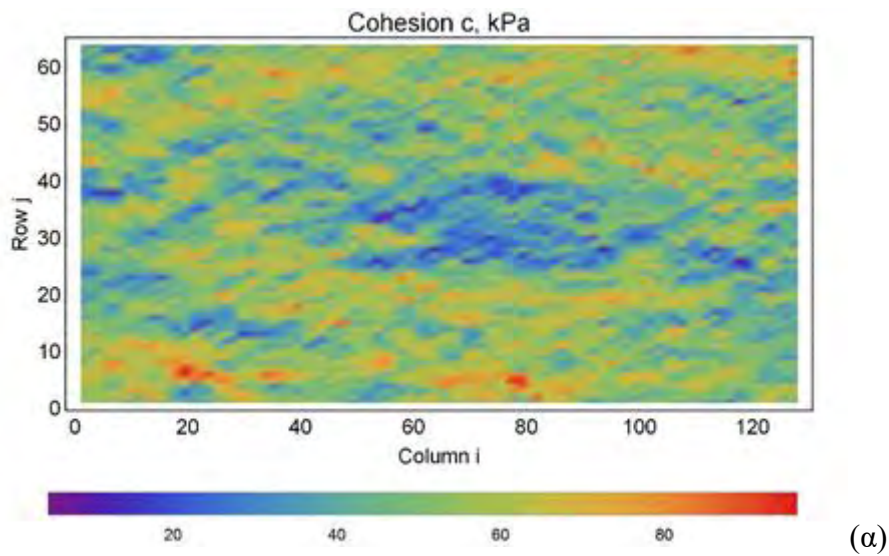
Η εξέλιξη της οριζόντιας και κατακόρυφης μετατόπισης στο σημείο Α (Σχήμα 7.3) δίδεται στο Σχήμα 7.32, με μέγιστες τιμές στο τέλος του σεισμού ίσες προς 1.32 και 1.23 m στην οριζόντια και κατακόρυφη κατεύθυνση, αντίστοιχα. Στα Σχήματα 7.33 και 7.34 παρουσιάζονται οι χρονικές εξελίξεις των οριζοντίων και κατακόρυφων μετατοπίσεων στα σημεία Β και C (Σχήμα 7.3). Παρατηρείται ότι στο σημείο C, η οριζόντια μετατόπιση του εδάφους είναι ιδιαίτερα σημαντική, περίπου 1.97 m, ενώ η ανύψωση είναι 0.67 m.

7.4.3 Παράδειγμα C

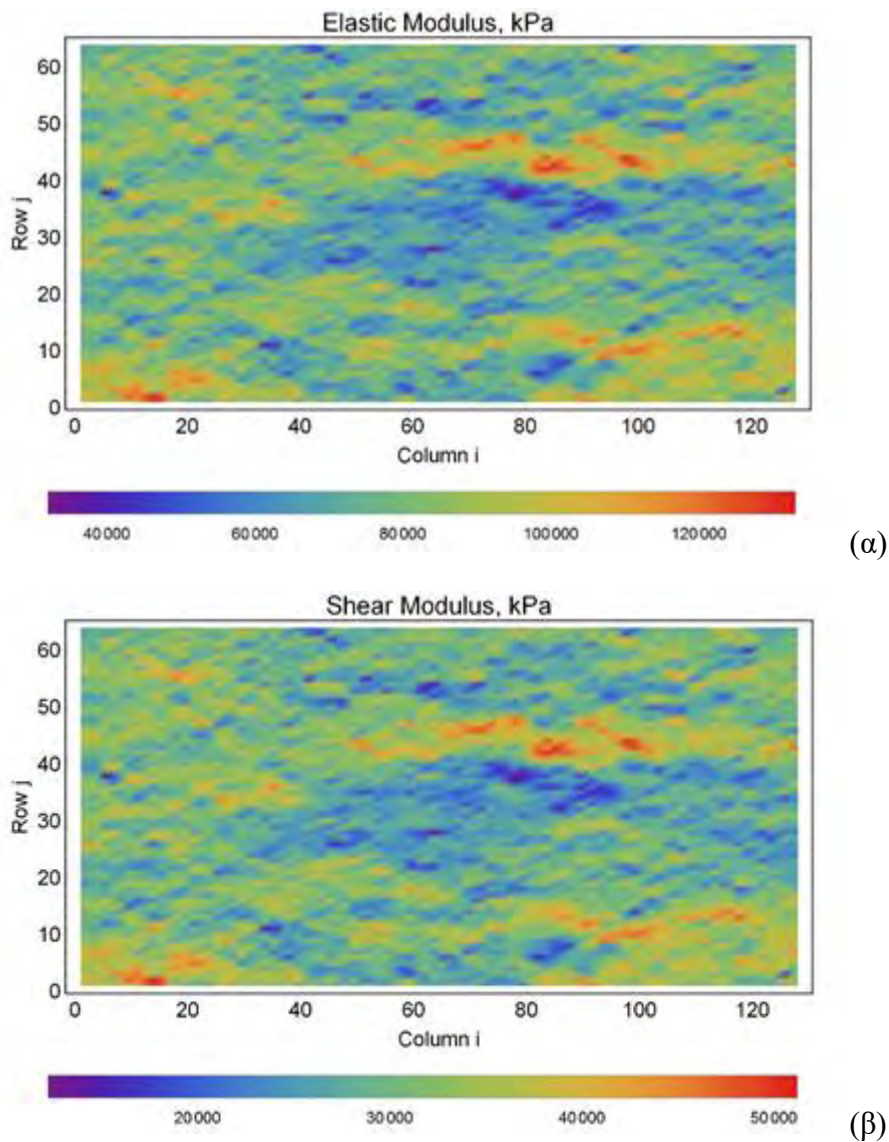
Στο Παράδειγμα C χρησιμοποιείται η γεωμετρία του Σχήματος 7.4 με κλίση πρανούς 4:3, θεωρώντας ότι το έδαφος είναι ένα υλικό με τις ιδιότητες στον Πίνακα 7.8 και με συντελεστές συσχέτισης ίσους με αυτούς του Πίνακα 7.2. Τα μήκη αυτοσυσχέτισης είναι, όπως και στα παραδείγματα Α και Β, $l_x = 20$ m στην οριζόντια κατεύθυνση και $l_y = 2$ m στην κατακόρυφη κατεύθυνση. Στα Σχήματα 7.35 και 7.36 δίδονται τα τυχαία πεδία ιδιοτήτων του εδάφους για εδάφους συνοχή c , γωνία διατμητικής αντοχής φ , πυκνότητα ρ , μέτρο ελαστικότητας Young E και μέτρο διάτμησης G .

Πίνακας 7.8: Μέσες τιμές και τυπικές αποκλίσεις των χωρικά μεταβαλλόμενων μεταβλητών των εδαφικών πρανών.

Παράμετρος	μ	σ	σ/μ
c , kPa	30	9	0.3
φ° , degrees	35°	7°	0.2
ψ° , degrees	0°	0°	0
ρ , kg/m ³	2000	200	0.1
E , kPa	80000	16000	0.2
ν	0.3	0	0

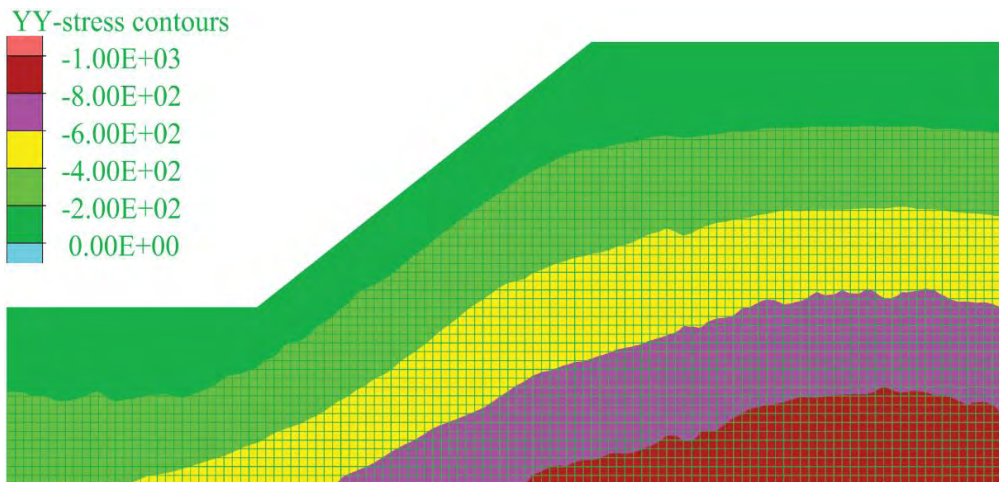


Σχήμα 7.35: Δημιουργία τυχάιου πεδίου ιδιοτήτων εδάφους (α) συνοχή (β) γωνία διατμητικής αντοχής (γ) πυκνότητα .

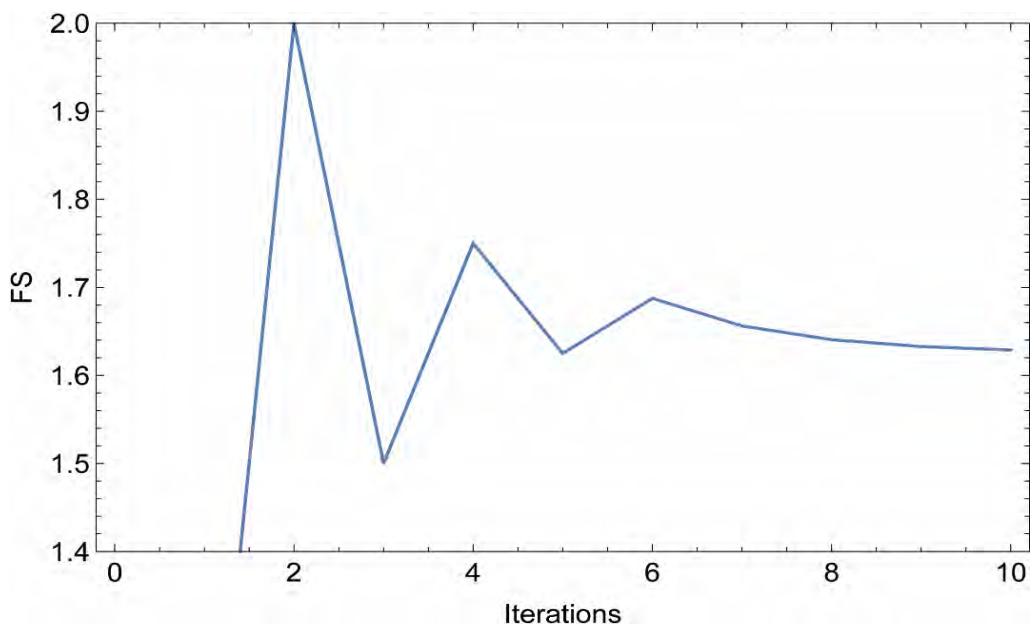


Σχήμα 7.36: Δημιουργία τυχαίου πεδίου ιδιοτήτων εδάφους (α) μέτρο ελαστικότητας Young (β) μέτρο διάτμησης .

Στατική Ευστάθεια. Στο Σχήμα 7.37 παρουσιάζεται η κατανομή της κατακόρυφης ορθής τάσης σ_v , ενώ στο Σχήμα 7.38 παρουσιάζεται η εξέλιξη του υπολογισμού του συντελεστή ασφάλειας FS με τον αριθμό των δοκιμών, με σύγκλιση στην τιμή 1.629.

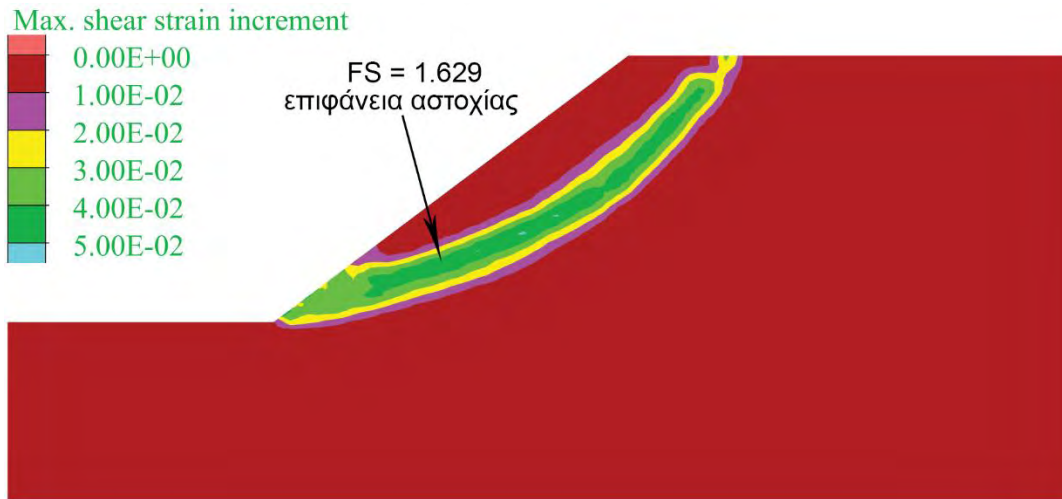


Σχήμα 7.37: Στατική ανάλυση: κατανομή της κατακόρυφης ορθής τάσης .

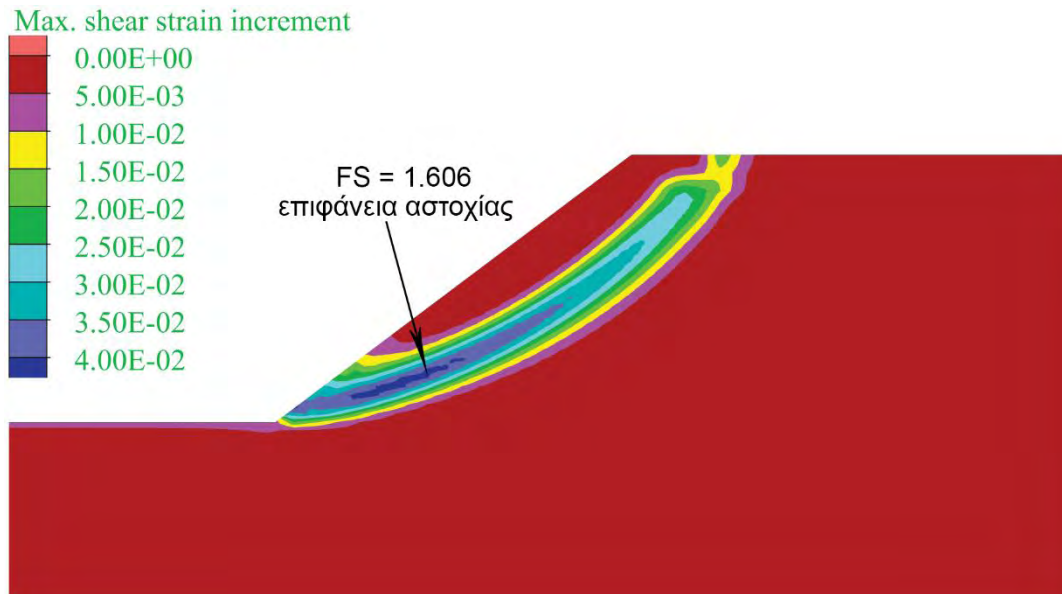


Σχήμα 7.38: Υπολογισμός του συντελεστή ασφαλείας FS με διαδοχικές μειώσεις των παραμέτρων της αντοχής του εδάφους. Τελική τιμή FS = 1.629.

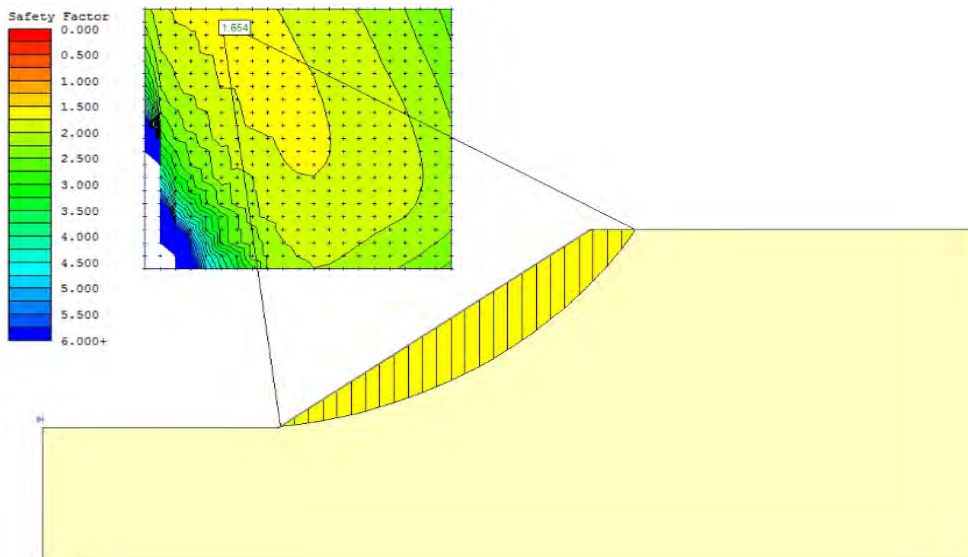
Η επιφάνεια αστοχίας που προκύπτει κατά την τελική ανάλυση δίδεται στο Σχήμα 7.39, ενώ στο Σχήμα 7.40 παρουσιάζεται η αντίστοιχη επιφάνεια αστοχίας ενός ομογενούς πρανούς με ιδιότητες ίσες με τις μέσες τιμές αυτών που χρησιμοποιήθηκαν στο Παράδειγμα C. Στην περίπτωση αυτή, οι επιφάνειες αστοχίας είναι παρόμοιες ενώ οι τιμές των συντελεστών ασφαλείας είναι 1.629 και 1.606, αντίστοιχα. Επίσης, στο Σχήμα 7.41 δίδεται η επιφάνεια αστοχίας και ο συντελεστής ασφαλείας πρανούς ομογενούς εδάφους με την απλουστευμένη μέθοδο των λωρίδων. Παρατηρείται ότι ο συντελεστής ασφαλείας είναι 1.606 από την αριθμητική ανάλυση και 1.654 από την απλουστευμένη ανάλυση με την μέθοδο των λωρίδων, ενώ οι δύο επιφάνειες αστοχίας είναι παρόμοιες.



Σχήμα 7.39: Ανάλυση ευστάθειας πρανούς για τυχαίο πεδίο ιδιοτήτων εδάφους και ζώνη αστοχίας. Συντελεστής ασφαλείας $FS = 1.629$.



Σχήμα 7.40: Ανάλυση ευστάθειας πρανούς ομογενούς εδάφους με το πρόγραμμα FLAC. Συντελεστής ασφαλείας $FS = 1.606$.

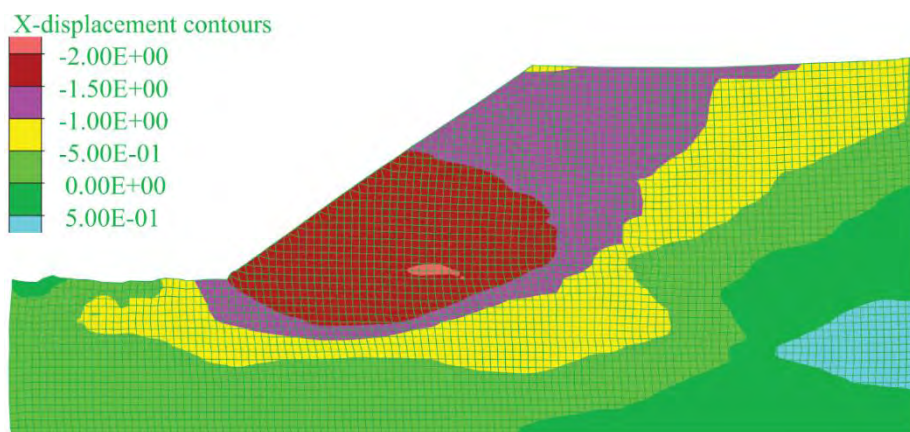


Σχήμα 7.41: Απλουστευμένη ανάλυση ευστάθειας ομογενούς εδάφους με την μέθοδο των λωρίδων (μέθοδος Bishop). Συντελεστής ασφαλείας $FS = 1.654$.

Σεισμική συμπεριφορά. Όπως στα Παραδείγματα Α και Β, η χρονοϊστορία της ταχύτητας η οποία εφαρμόζεται ως σεισμική διέγερση στην βάση του εδάφους προέρχεται από την τροποποιημένη καταγραφή του σεισμού της Λευκάδας (Σχήμα 7.13). Στο Σχήμα 7.42 παρουσιάζεται η οριζόντια μόνιμη μετατόπιση u_x μετά το τέλος της σεισμικής δόνησης, με μέγιστη τιμή ίση περίπου προς 2.0 m στην περιοχή του κάτω ήμισυ του πρανούς. Αντίστοιχα, στο Σχήμα 7.43 παρουσιάζεται η κατακόρυφη μόνιμη μετατόπιση u_y μετά το τέλος της σεισμικής δόνησης, με μέγιστη βύθιση ίση περίπου προς 1.40 m στην οριζόντια επιφάνεια στο άνω τμήμα του πρανούς, και μέγιστη ανύψωση του εδάφους ίση περίπου προς 0.75 m στο κάτω τμήμα του πρανούς (Σημείο C, Σχήμα 7.4).

Το Σχήμα 7.44 παρουσιάζει την κατανομή της μεταβολής της μέγιστης ισοδύναμης διατμητικής παραμόρφωσης στο τέλος της σεισμικής δόνησης, όπου διαφαίνεται μία εδαφική ζώνη με σημαντική συγκέντρωση διατμητικής παραμόρφωσης η οποία διαμορφώνει την επιφάνεια αστοχίας.

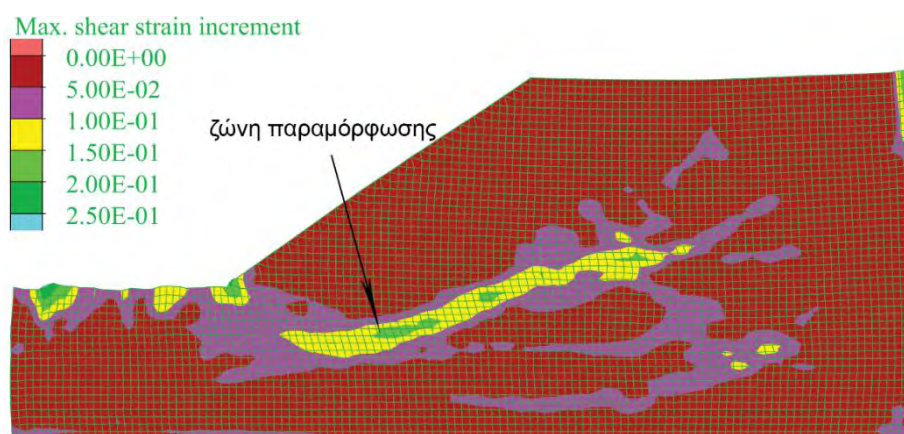
Η εξέλιξη της οριζόντιας και κατακόρυφης μετατόπισης στο σημείο Α (Σχήμα 7.4) δίδεται στο Σχήμα 7.45, με μέγιστες τιμές στο τέλος του σεισμού ίσες προς 1.00 και 1.10 m στην οριζόντια και κατακόρυφη κατεύθυνση, αντίστοιχα. Στα Σχήματα 7.46 και 7.47 παρουσιάζονται οι χρονικές εξελίξεις των οριζοντίων και κατακόρυφων μετατοπίσεων στα σημεία Β και C (Σχήμα 7.4). Παρατηρείται ότι στο σημείο C, η οριζόντια μετατόπιση του εδάφους είναι περίπου 1.75 m, ενώ η ανύψωση είναι 0.75 m.



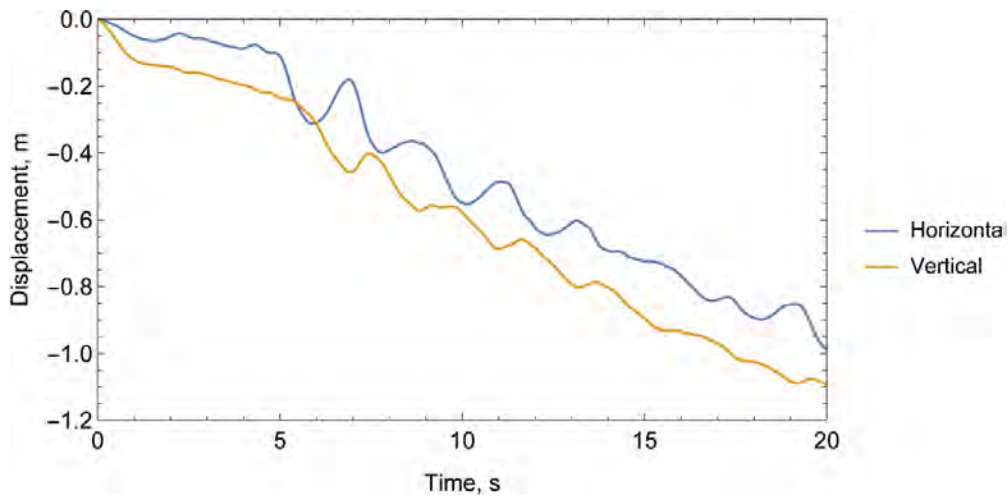
Σχήμα 7.42: Μόνιμη οριζόντια μετατόπιση μετά το τέλος της σεισμικής δόνησης.



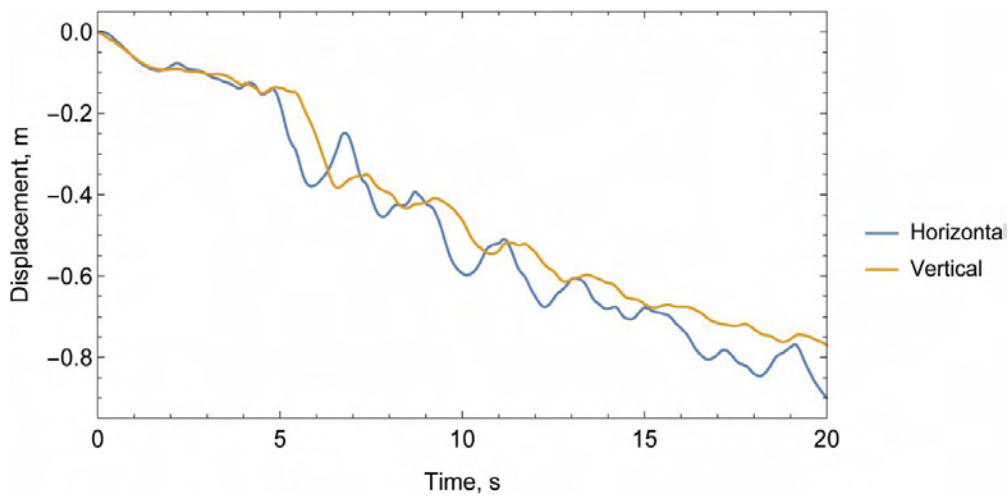
Σχήμα 7.43: Μόνιμη κατακόρυφη μετατόπιση μετά το τέλος της σεισμικής δόνησης.



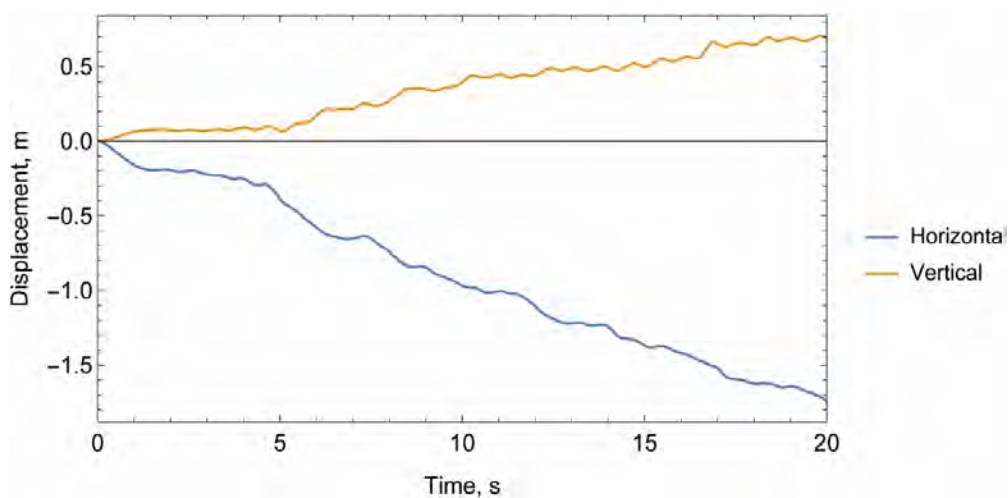
Σχήμα 7.44: Μέγιστη ισοδύναμη διατμητική παραμόρφωση στο τέλος της σεισμικής δόνησης.



Σχήμα 7.45: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση στο σημείο Α .



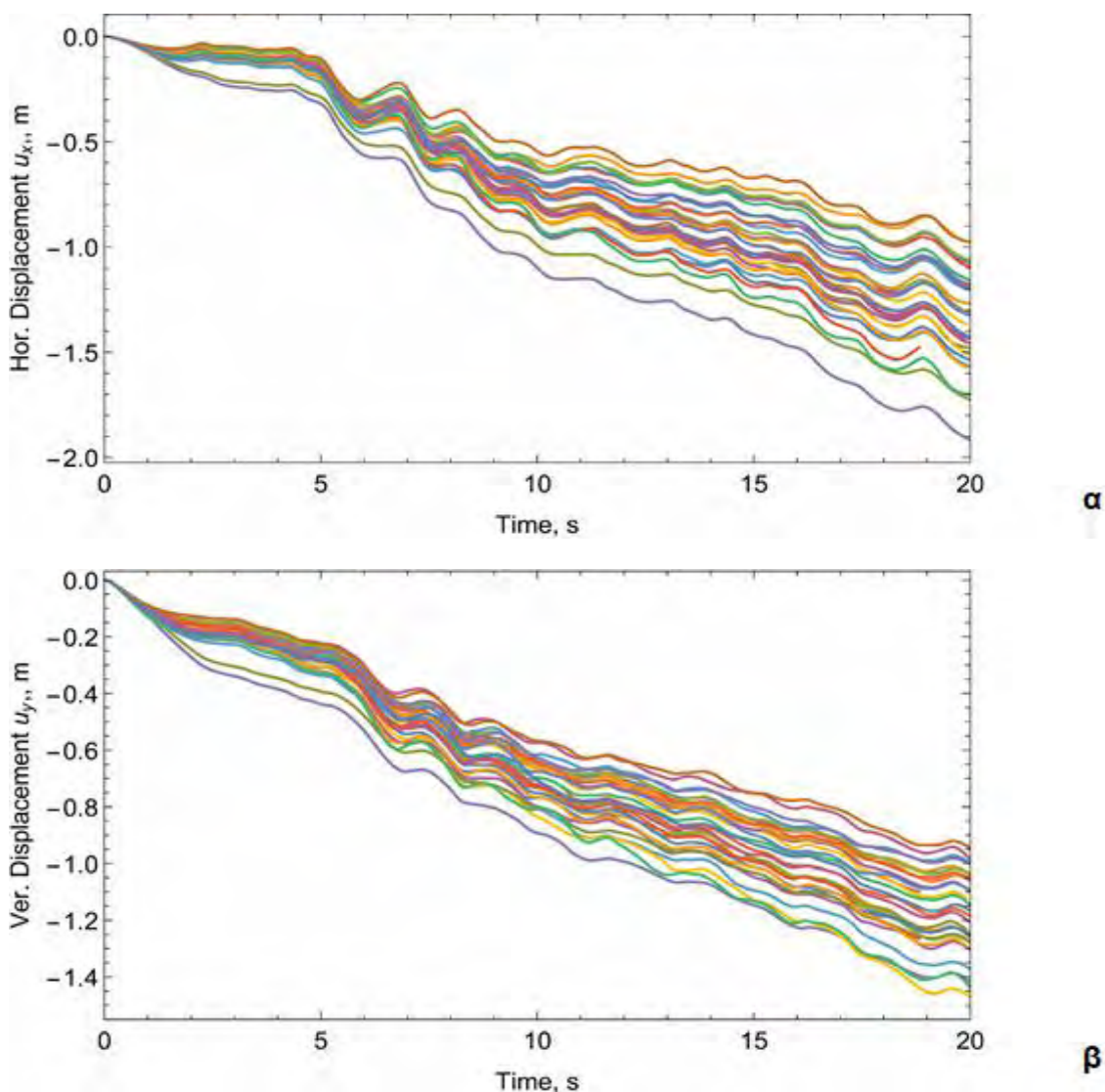
Σχήμα 7.46: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση στο σημείο Β .



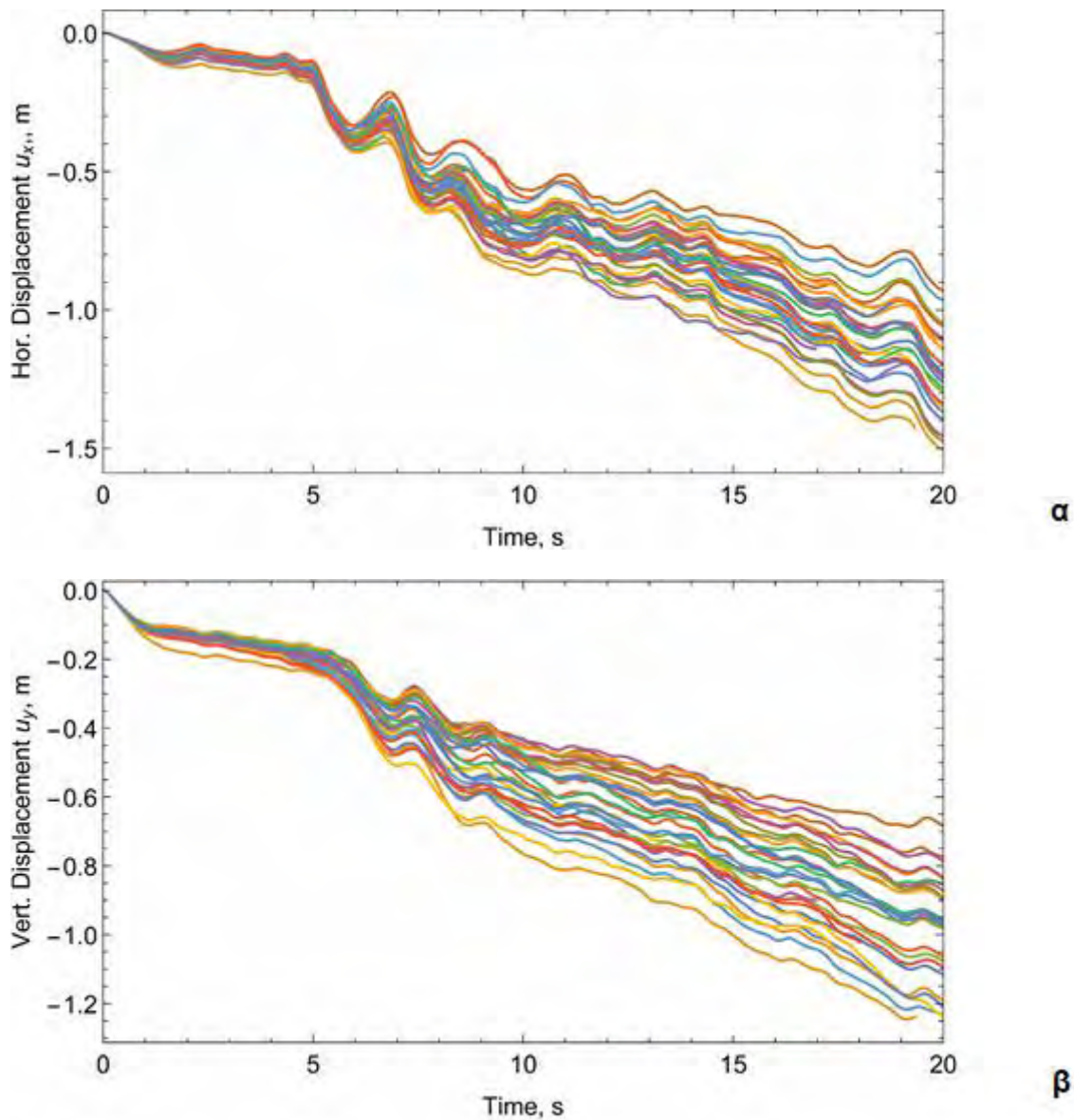
Σχήμα 7.47: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση στο σημείο C .

7.5 Αντιπροσωπευτικά αποτελέσματα παραμετρικών αναλύσεων

Στην ενότητα αυτή παρουσιάζονται αντιπροσωπευτικά αποτελέσματα της σεισμικής απόκρισης και των μονίμων μετατοπίσεων του πρανούς, για τις τρεις περιπτώσεις γεωμετρίας που δίδονται στα Σχήματα 7.2, 7.3 και 7.4, με κοινή διέγερση τον σεισμό της Λευκάδας (2003). Με στόχο να είναι συγκρίσιμα τα αποτελέσματα των παραμετρικών αναλύσεων, χρησιμοποιήθηκαν συνδυασμοί γεωμετρίας πρανούς και παραμέτρων αντοχής που προσεγγιστικά οδηγούν σε ένα ελάχιστο συντελεστή ασφαλείας στην περιοχή του $FS = 1.5$. Παρά το γεγονός αυτό, είναι εμφανές ότι παρουσιάζονται σημαντικές διακυμάνσεις στην απόκριση και μόνιμη μετατόπιση του πρανούς λόγω της χωρικής μεταβλητότητας των ιδιοτήτων του εδάφους.

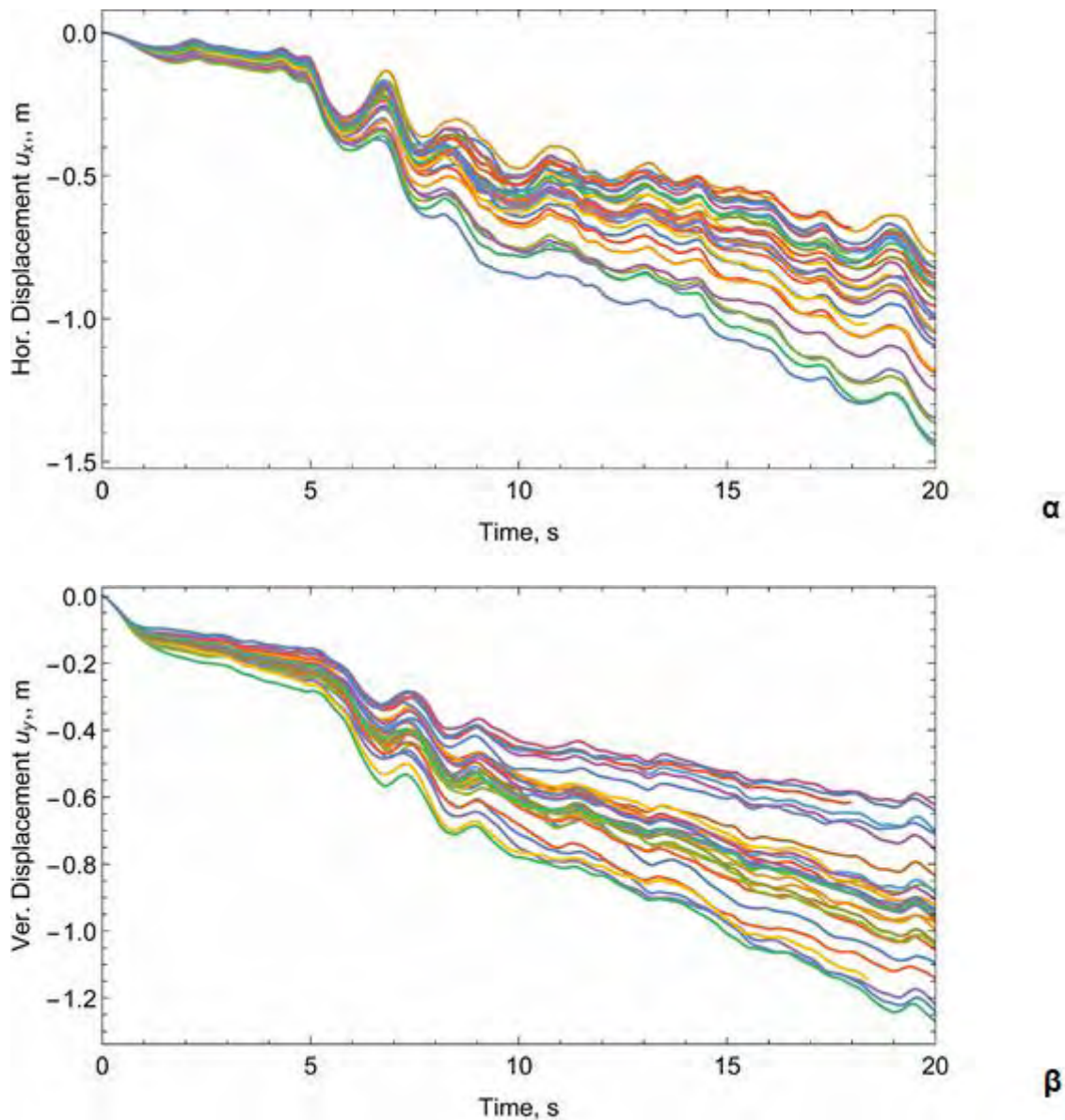


Σχήμα 7.48: Γεωμετρία A: (α) οριζόντια και (β) κατακόρυφη μετατόπιση στο σημείο A.



Σχήμα 7.49: Γεωμετρία Β: (α) οριζόντια και (β) κατακόρυφη μετατόπιση στο σημείο Β.

Τα Σχήματα 7.48, 7.49 και 7.50 παρουσιάζουν αποτελέσματα για την οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση από 30 αναλύσεις για καθένα από τα πρηνή με γεωμετρία Α, Β και C, αντίστοιχα. Τα αποτελέσματα αυτά καταδεικνύουν μία σημαντική διασπορά (αύξηση) της μόνιμης μετατόπισης, παρά το γεγονός ότι η μέση τιμή των ιδιοτήτων για κάθε μία κατηγορία είναι ίδια. Η διασπορά είναι μέγιστη στην περίπτωση της γεωμετρίας Β με την μέγιστη κλίση πρηνούς (1:1). Τα αποτελέσματα των μονίμων σεισμικών μετατοπίσεων συνοψίζονται στον Πίνακα 7.9, όπου φαίνεται ότι η μέγιστη αύξηση σε σχέση με τα αποτελέσματα αντίστοιχων πρηνών ομογενούς εδάφους για την γεωμετρία Α είναι 84.5%, για την γεωμετρία Β είναι 355.3% και για την γεωμετρία C είναι 225.6%. Περαιτέρω αποτελέσματα των παραμετρικών αναλύσεων, καθώς και η στατιστική επεξεργασία και αξιολόγηση αυτών προς εξαγωγή συμπερασμάτων, παρουσιάζονται στο Κεφάλαιο 8.



Σχήμα 7.50: Γεωμετρία C: (α) οριζόντια και (β) κατακόρυφη μετατόπιση στο σημείο C.

Πίνακας 7.9: Μόνιμες μετατοπίσεις πρανούς.

Γεωμετρία (κλίση)		Ομογενές έδαφος (m)	Χωρική μεταβλητότητα ιδιοτήτων εδάφους		
			Ελάχιστη τιμή (m)	Μέγιστη τιμή (m)	Μέγιστη απόκλιση (%)
A (2:1)	Οριζόντια	1.04	0.97	1.92	84.6
	Κατακόρυφη	1.04	0.94	1.42	36.5
B (1:1)	Οριζόντια	0.45	0.51	1.5	233.3
	Κατακόρυφη	0.38	0.36	1.73	355.3
C (4:3)	Οριζόντια	0.45	0.78	1.44	220.0
	Κατακόρυφη	0.39	0.64	1.27	225.6

Κεφάλαιο 8

ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

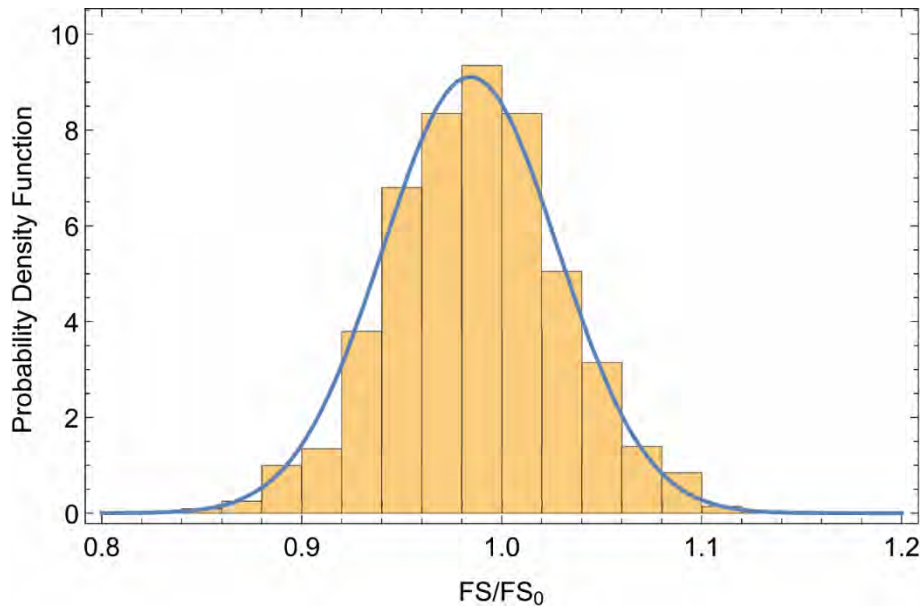
Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζεται η στατιστική ανάλυση και η αξιολόγηση των αποτελεσμάτων που προέκυψαν από τις επιλύσεις των παραδειγμάτων τα οποία παρουσιάστηκαν στο Κεφάλαιο 7, καθώς και αυτών τα οποία παρουσιάζονται στο Παράρτημα Α για λόγους οικονομίας χώρου.

Αρχικά εξετάζεται η στατική συμπεριφορά του πρανούς η οποία περιλαμβάνει την μελέτη της επίδρασης της χωρικής μεταβλητότητας των ιδιοτήτων του εδάφους στο στατικό συντελεστή ασφαλείας FS . Στην συνέχεια εξετάζεται η σεισμική συμπεριφορά η οποία περιλαμβάνει την μελέτη της επίδρασης της χωρικής μεταβλητότητας των ιδιοτήτων του εδάφους μέσω της συσσώρευσης μονίμων παραμορφώσεων.

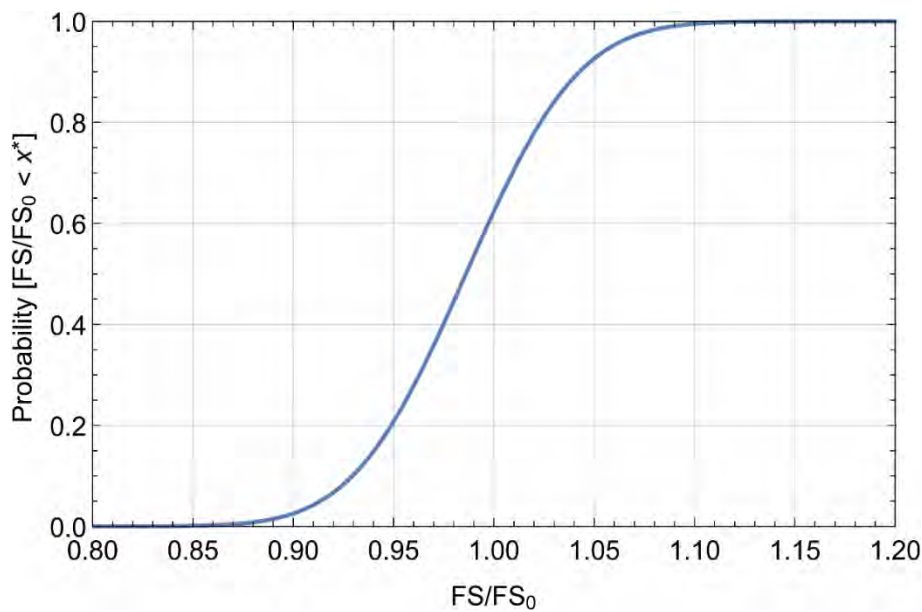
8.1 Στατική Συμπεριφορά - Συντελεστής Ασφαλείας

Η χωρική μεταβλητότητα των ιδιοτήτων του εδάφους επηρεάζει την τιμή του συντελεστή ασφαλείας FS . Για την ποσοτική διερεύνηση της επίδρασης αυτής, εξετάζεται η κατανομή του FS από ένα μεγάλο πλήθος ομοειδών αναλύσεων. Το Σχήμα 8.1 παρουσιάζει την κατανομή του συντελεστή ασφαλείας FS διαιρεμένου δια του συντελεστή ασφαλείας FS_0 ενός όμοιου ομογενούς πρανούς με ιδιότητες εδάφους ίσες προς τις μέσες τιμές του πρανούς με χωρικά μεταβαλλόμενες ιδιότητες. Η μέση τιμή του λόγου FS / FS_0 είναι $\mu = 0.986$ και η τυπική απόκλιση είναι $\sigma = 0.044$ ($\sigma/\mu = 0.0445$) για ένα πλήθος 168 ομοειδών αναλύσεων. Παρατηρείται ότι η μέση τιμή είναι ελαφρά μικρότερη της μονάδας, αλλά η τυπική απόκλιση είναι σχετικά μικρή, οπότε το εύρος διακύμανσης των τιμών του λόγου FS / FS_0 είναι σχετικά μικρό, από 0.86 έως 1.12. Με στόχο τον προσδιορισμό του τύπου της κατανομής έγινε αυτοματοποιημένος έλεγχος της υπόθεσης ότι η κατανομή των δεδομένων του Σχήματος 8.1 ακολουθεί την κανονική κατανομή με βάση τα κριτήρια των Anderson-Darling, Baringhaus-Henze, Cramer-von Mises, Jarque-Bera ALM, Kolmogorov-Smirnov, Kuiper, Mardia Combined, Mardia Kurtosis, Mardia Skewness, Pearson, Shapiro-Wilk, Watson με χρήση του προγράμματος Mathematica. Ο έλεγχος αυτός οδηγεί στο συμπέρασμα ότι οι τιμές του λόγου FS / FS_0 ακολουθούν την κανονική κατανομή.

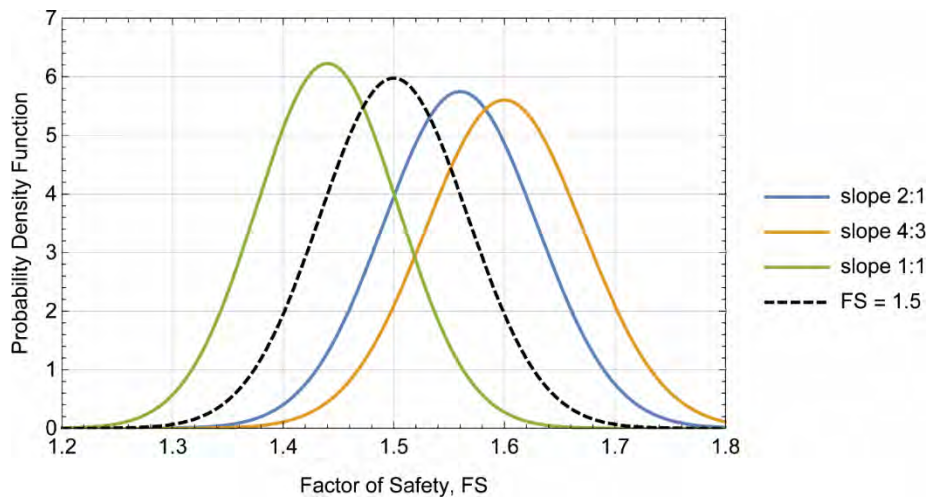
Στο Σχήμα 8.1 δίδεται επίσης η κατανομή της πυκνότητας πιθανότητας με βάση την κανονική κατανομή για $\mu = 0.986$ και $\sigma = 0.044$. Η πιθανότητα ο λόγος του συντελεστή ασφαλείας FS/FS_0 να λαμβάνει τιμή μικρότερη μιας συγκεκριμένης τιμής x^* δίδεται από την αθροιστική συνάρτηση πιθανότητας στο Σχήμα 8.2.



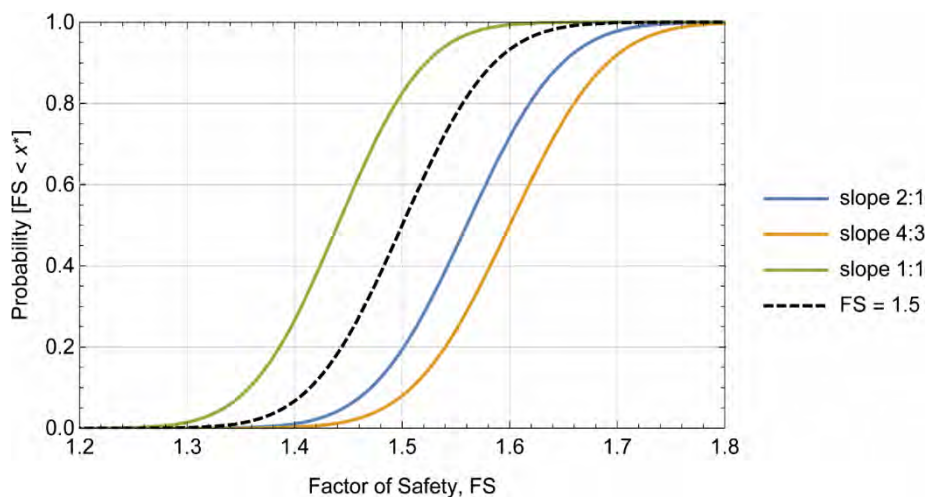
Σχήμα 8.1: Κατανομή δεδομένων και συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας του συντελεστή ασφάλειας FS διαιρεμένου δια του συντελεστή ασφάλειας FS_0 ομογενούς πρανούς με ιδιότητες εδάφους ίσες προς τις μέσες τιμές του ετερογενούς πρανούς.



Σχήμα 8.2: Πιθανότητα ο λόγος του συντελεστή ασφάλειας FS/FS_0 να λαμβάνει τιμή μικρότερη μιας συγκεκριμένης τιμής x^* .



Σχήμα 8.3: Συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας του συντελεστή ασφάλειας FS στατικής ευστάθειας πρανούς με κλίσεις 2:1, 4:3, και 1:1, καθώς και πρανούς με μέση τιμή $\mu_{fs} = 1.5$ και λόγο $\sigma / \mu = 0.0445$.



Σχήμα 8.4: Αθροιστική συνάρτηση πιθανότητας του συντελεστή ασφάλειας FS στατικής ευστάθειας πρανούς με κλίσεις 2:1, 4:3, και 1:1, καθώς και πρανούς με μέση τιμή $\mu_{fs} = 1.5$ και λόγο $\sigma/\mu=0.0445$

Στα Σχήματα 8.3 και 8.4 δίδονται η συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας και η αθροιστική συνάρτηση πιθανότητας για τον συντελεστή ασφαλείας FS για τις τρεις κλίσεις πρανών με βάση τα αριθμητικά αποτελέσματα. Όπως είναι φανερό, ο συνδυασμός της κλίσης πρανούς και των παραμέτρων αντοχής του εδάφους διαφοροποιεί την μέση τιμή και την κατανομή του FS .

Επίσης, αναγωγή των αποτελεσμάτων του Σχήματος 8.1 του συντελεστή ασφαλείας FS στατικής ευστάθειας πρανούς σε μία κανονική κατανομή με $\mu_{fs} = 1.5$ και $\sigma_{fs} = 0.066$ ($\sigma/\mu = 0.0445$) οδηγεί στην συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας και την αθροιστική συνάρτηση

πιθανότητας που παρουσιάζονται με μαύρη διακεκομμένη γραμμή στα Σχήματα 8.3 και 8.4, αντίστοιχα. Όπως είναι εμφανές στο Σχήμα 8.4, ένα πρανές με μέσες τιμές παραμέτρων αντοχής που οδηγούν σε μέση τιμή $FS= 1.5$, είναι δυνατόν να έχει πραγματικό συντελεστή FS που κυμαίνεται μεταξύ περίπου 1.3 και 1.7, λόγω της χωρικής μεταβλητότητας των ιδιοτήτων του εδάφους.

8.2 Επίδραση της έντασης και συχνοτικού περιεχομένου της σεισμικής διέγερσης

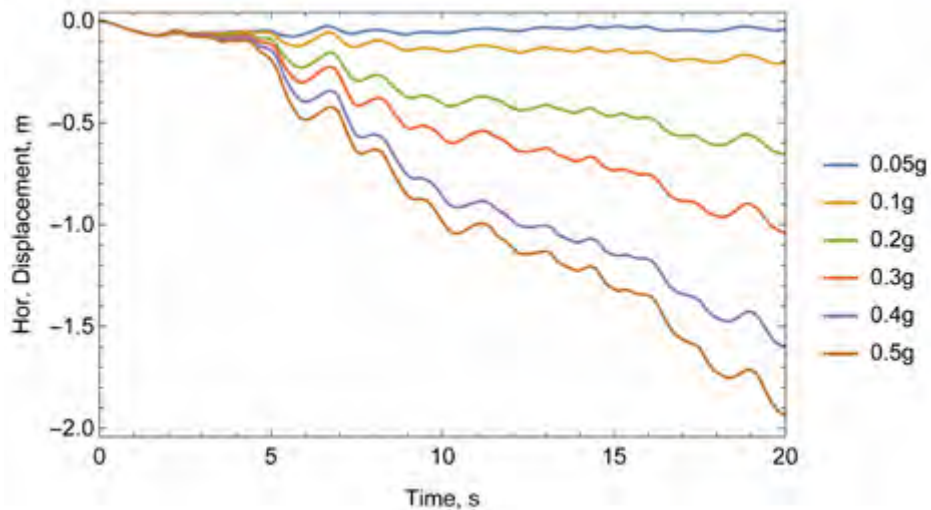
Πριν την εξέταση της επίδρασης της χωρικής μεταβλητότητας των ιδιοτήτων του εδάφους, διερευνώνται δύο παράγοντες οι οποίοι προσδιορίζουν τα χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης: (α) η ένταση της σεισμικής διέγερσης η οποία εδώ προσδιορίζεται από την μέγιστη τιμή της επιτάχυνσης και (β) το συχνοτικό περιεχόμενο της διέγερσης, η επίδραση του οποίου προσεγγίζεται χρησιμοποιώντας 5 διαφορετικές διεγέρσεις των οποίων τα χαρακτηριστικά δίδονται στο Κεφ. 7.

Με στόχο τον διαχωρισμό της επίδρασης της χωρικής μεταβλητότητας από την επίδραση της έντασης και του συχνοτικού περιεχομένου της διέγερσης, οι εν λόγω αναλύσεις διεξάγονται θεωρώντας ότι το έδαφος του πρανούς είναι ομογενές, με παραμέτρους αντοχής ίσες προς τις μέσες τιμές των παραμέτρων που χρησιμοποιήθηκαν στα πρανή με χωρική μεταβλητότητα των ιδιοτήτων. Στην ενότητα αυτή παρουσιάζονται αποτελέσματα για την γεωμετρία Α (κλίση πρανούς 2:1). Συγκεκριμένα, στο Σχήμα 8.5 παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες της οριζόντιας μετατόπισης στο Σημείο Α του πρανούς για διέγερση με μέγιστη επιτάχυνση στην βάση ίση προς 0.05g, 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g και 0.5g για τον σεισμό της Καλαμάτας. Παρομοίως, στα Σχήματα 8.6-8.9 παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες της οριζόντιας μετατόπισης για τους σεισμούς Λευκάδας, Kobe, Northridge και Friuli, αντίστοιχα.

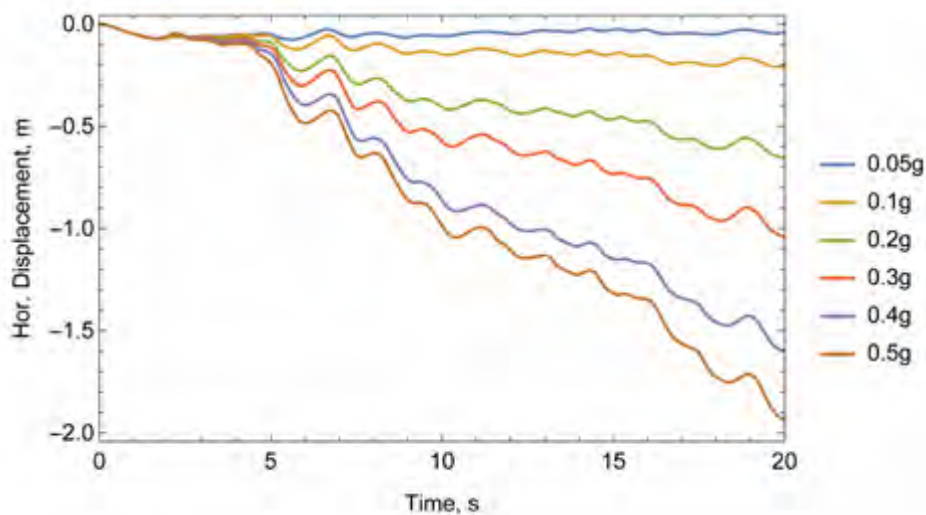
Στο Σχήμα 8.10 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των μονίμων οριζοντίων παραμορφώσεων στο τέλος της σεισμικής δόνησης για τα 6 επίπεδα σεισμικής έντασης και τις 5 σεισμικές διεγέρσεις που εξετάστηκαν. Η μεταβολή της μέσης τιμής της μόνιμης οριζόντιας μετατόπισης είναι δυνατόν να προσεγγισθεί από την εξίσωση

$$f[x] = ax^b \quad (8.1)$$

όπου x είναι ο λόγος a_g/g της μέγιστης επιτάχυνσης της διέγερσης (a_g) προς την επιτάχυνση της βαρύτητας (g), $a=6$ και $b=1.5$. Με την ίδια σχέση είναι δυνατόν να περιγραφούν επίσης το κάτω και άνω όριο των τιμών, εντός των οποίων εμπερικλείεται προσεγγιστικά το πλήθος των τιμών το οποίο προκύπτει λόγω των διαφορετικών συχνοτικών χαρακτηριστικών κάθε μίας από τις 5 σεισμικές διεγέρσεις. Για το κάτω όριο προκύπτει ότι $a=4.5$ και $b=1.5$, ενώ για το άνω όριο $a=7.5$ και $b=1.5$.

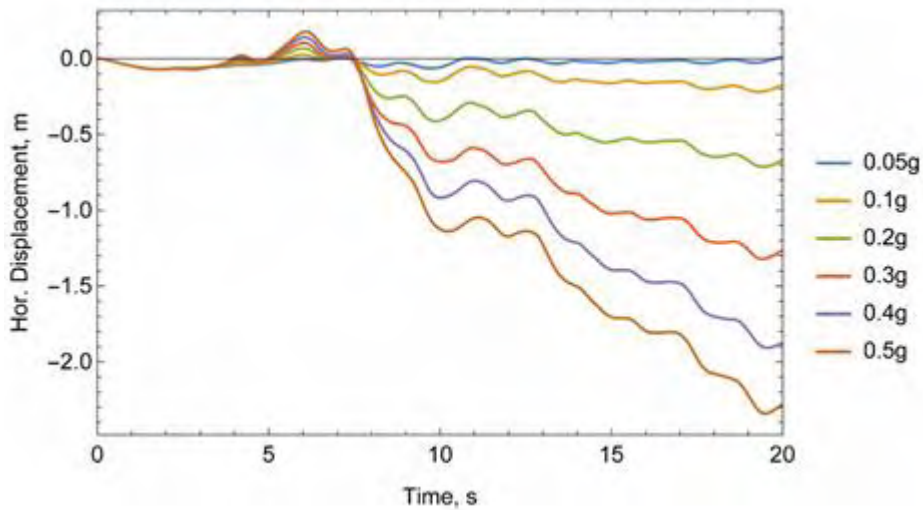


Σχήμα 8.5: Σεισμός Καλαμάτας: Οριζόντια μετατόπιση στο Σημείο A του πρανούς κλίσης 2:1 για διέγερση με μέγιστη επιτάχυνση βάσης ίση προς 0.05g, 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g και 0.5g.

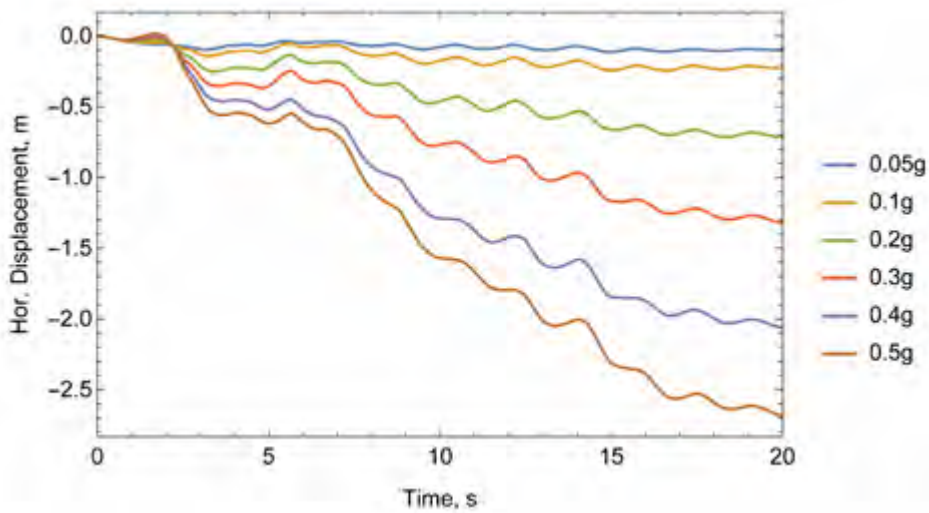


Σχήμα 8.6: Σεισμός Λευκάδας: Οριζόντια μετατόπιση στο Σημείο A του πρανούς κλίσης 2:1 για διέγερση με μέγιστη επιτάχυνση βάσης ίση προς 0.05g, 0.1 g 0.2g, 0.3g, 0.4g και 0.5g.

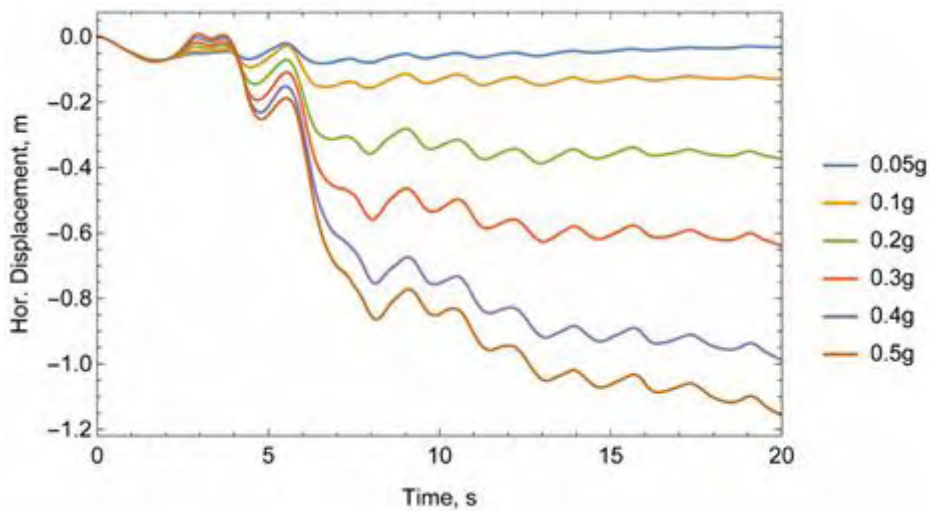
Όπως φαίνεται στο Σχήμα 8.10, η μόνιμη οριζόντια μετατόπιση αυξάνει σημαντικά με την μέγιστη επιτάχυνση της διέγερσης φθάνοντας τιμές μεταξύ 1.5 έως 3 m.



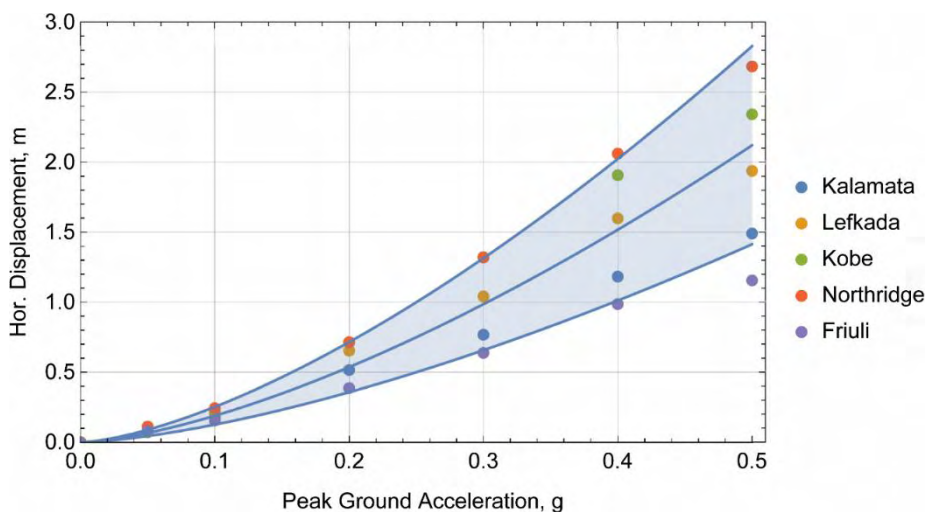
Σχήμα 8.7: Σεισμός Kobe: Οριζόντια μετατόπιση στο Σημείο Α του πρανούς κλίσης 2:1 για διέγερση με μέγιστη επιτάχυνση βάσης ίση προς 0.05g, 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g και 0.5g.



Σχήμα 8.8: Σεισμός Northridge: Οριζόντια μετατόπιση στο Σημείο Α του πρανούς κλίσης 2:1 για διέγερση με μέγιστη επιτάχυνση βάσης ίση προς 0.05g, 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g και 0.5g.



Σχήμα 8.9: Σεισμός Friuli: Οριζόντια μετατόπιση στο Σημείο A του πρανούς κλίσης 2:1 για διέγερση με μέγιστη επιτάχυνση βάσης ίση προς 0.05g, 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g και 0.5g.



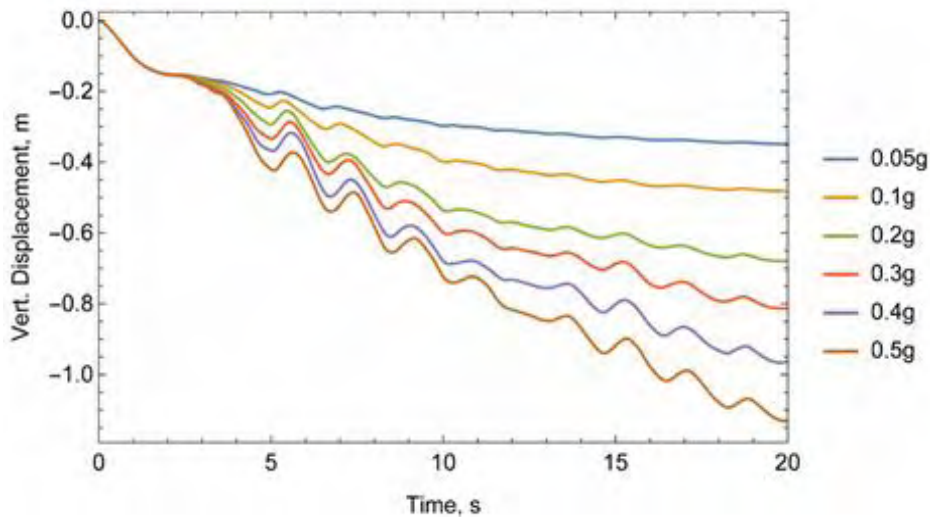
Σχήμα 8.10: Επίδραση της μέγιστης επιτάχυνσης και του συχνοτικού περιεχομένου της διέγερσης στη μόνιμη οριζόντια μετατόπιση της στέψης του πρανούς με κλίση 2:1 (Σημείο A)

Οι κατακόρυφες μετατοπίσεις στο Σημείο A του πρανούς κλίσης 2:1 για διέγερση με μέγιστη επιτάχυνση βάσης ίση προς 0.05g, 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g και 0.5g δίδονται στα Σχήματα 8.11-8.15 για τις 5 σεισμικές διεγέρσεις. Η μεταβολή της μόνιμης κατακόρυφης μετατόπισης στο τέλος της σεισμικής δόνησης για τα 6 επίπεδα σεισμικής έντασης και τις 5 σεισμικές διεγέρσεις που εξετάστηκαν παρουσιάζεται στο Σχήμα 8.16. Η μέση τιμή της μόνιμης οριζόντιας μετατόπισης είναι δυνατόν να προσεγγισθεί από την εξίσωση (8.1). Στην περίπτωση αυτή, οι τιμές των παραμέτρων είναι $\alpha = 1.7$ και $b = 0.5$.

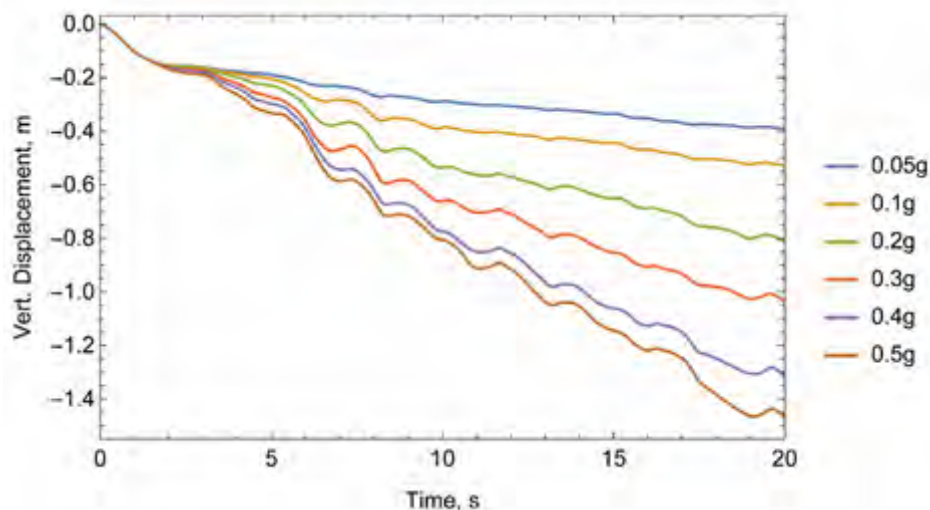
Με την ίδια σχέση είναι δυνατόν να περιγραφούν επίσης το κάτω και το άνω όριο των τιμών, εντός των οποίων εμπερικλείονται προσεγγιστικά το πλήθος των τιμών για κάθε μία από τις 5 σεισμικές διεγέρσεις. Για το κάτω όριο προκύπτει ότι $\alpha = 1.4$ και $b = 0.5$, ενώ για το άνω

όριο $\alpha = 2.0$ και $b = 0.5$.

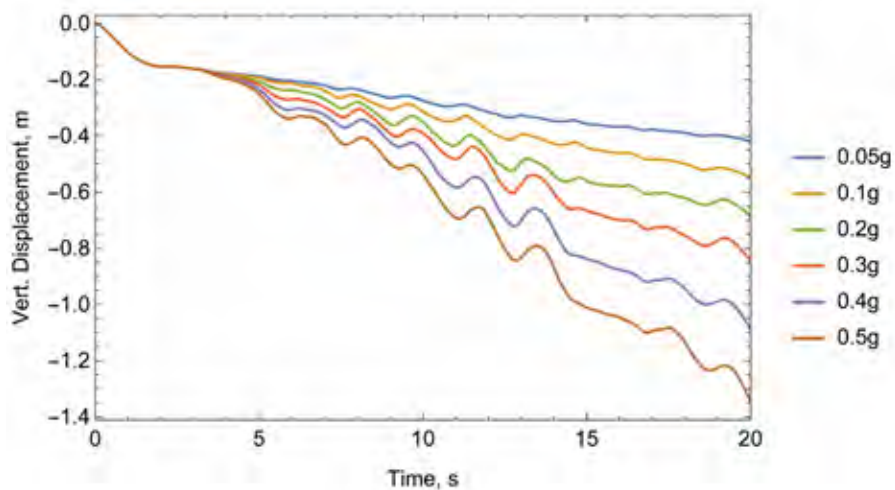
Τέλος, στο Σχήμα 8.17 δίδεται η μεταβολή της συνισταμένης μετατόπισης στο Σημείο Α του πρανούς κλίσης 2:1 με το μέγεθος της σεισμικής επιτάχυνσης της διέγερσης. Η μέση τιμή της μόνιμης συνισταμένης μετατόπισης προσεγγίζεται από την εξίσωση (8.1) για $\alpha = 4.2$ και $b = 0.9$. Για το κάτω όριο προκύπτει ότι $\alpha = 5.4$ και $b = 0.9$, ενώ για το άνω όριο $\alpha = 3$ και $b = 0.9$



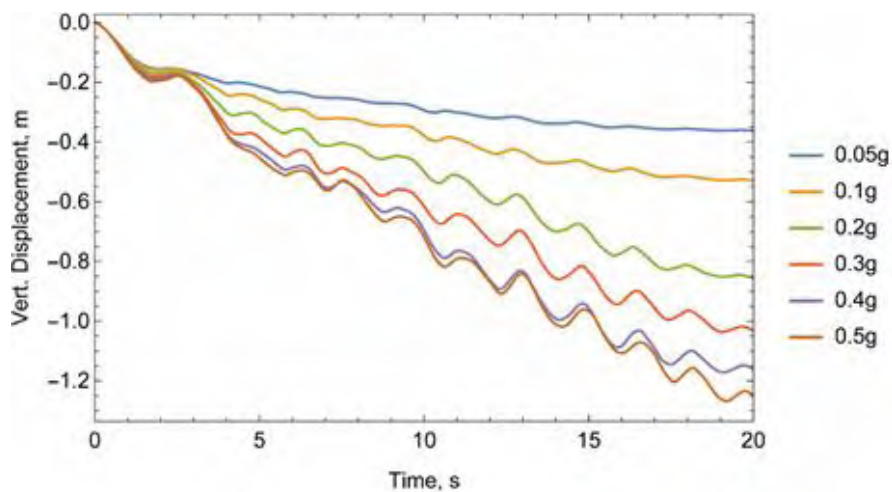
Σχήμα 8.11: Σεισμός Καλαμάτας: Κατακόρυφη μετατόπιση στο Σημείο Α του πρανούς κλίσης 2:1 για διέγερση με μέγιστη επιτάχυνση βάσης ίση προς 0.05g, 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g και 0.5g.



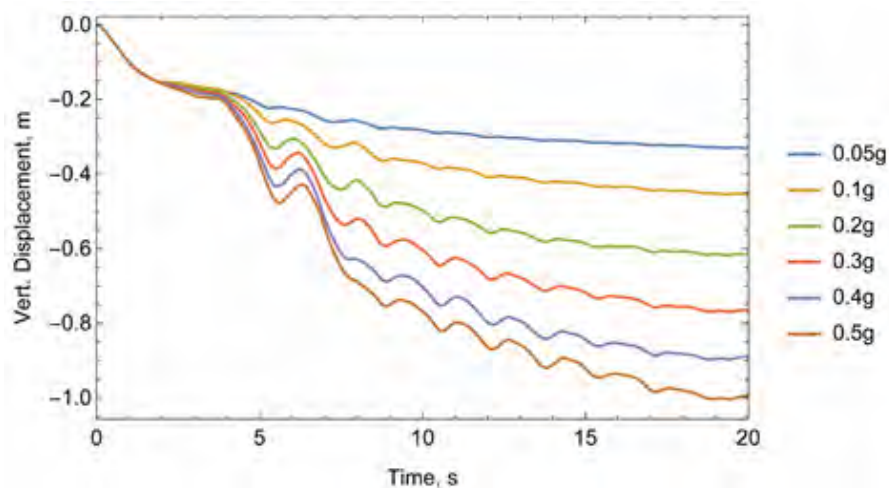
Σχήμα 8.12: Σεισμός Λευκάδας: Κατακόρυφη μετατόπιση στο Σημείο Α του πρανούς κλίσης 2:1 για διέγερση με μέγιστη επιτάχυνση βάσης ίση προς 0.05g, 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g και 0.5g.



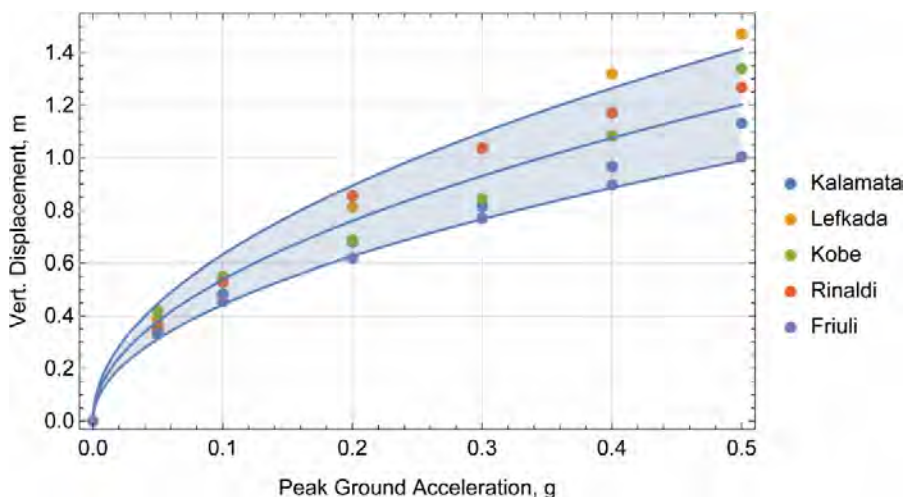
Σχήμα 8.13: Σεισμός Kobe: Κατακόρυφη μετατόπιση στο Σημείο Α του πρανούς κλίσης 2:1 για διέγερση με μέγιστη επιτάχυνση βάσης ίση προς 0.05g, 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g και 0.5g.



Σχήμα 8.14: Σεισμός Northridge: Κατακόρυφη μετατόπιση στο Σημείο Α του πρανούς κλίσης 2:1 για διέγερση με μέγιστη επιτάχυνση βάσης ίση προς 0.05g, 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g και 0.5g.

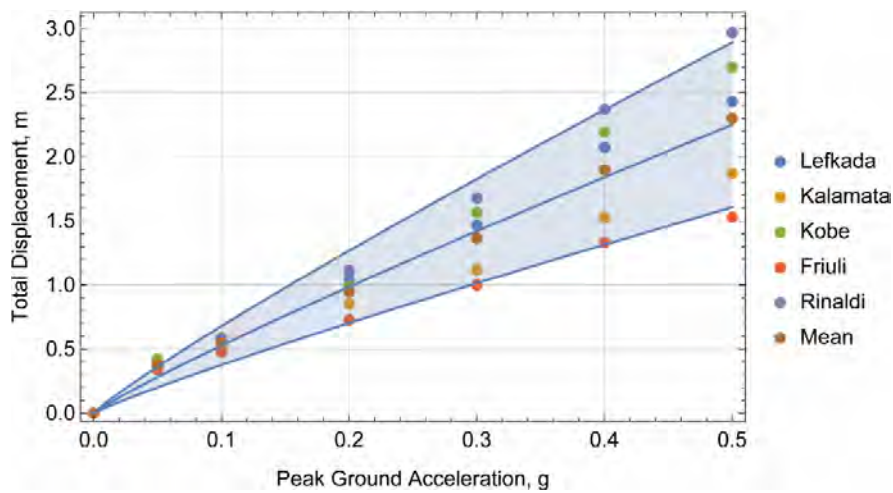


Σχήμα 8.15: Σεισμός Friuli: Κατακόρυφη μετατόπιση στο Σημείο Α του πρανούς κλίσης 2:1 για διέγερση με μέγιστη επιτάχυνση βάσης ίση προς 0.05g, 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g και 0.5g.

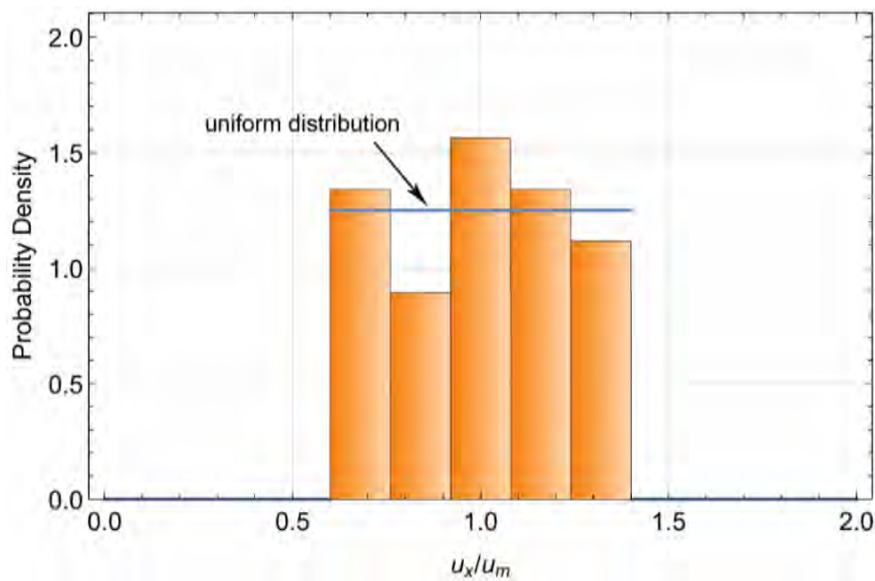


Σχήμα 8.16: Επίδραση της μέγιστης επιτάχυνσης και του συχνοτικού περιεχομένου της διέγερσης στη μόνιμη κατακόρυφη μετατόπιση της στέψης του πρανούς με κλίση 2:1 (Σημείο Α).

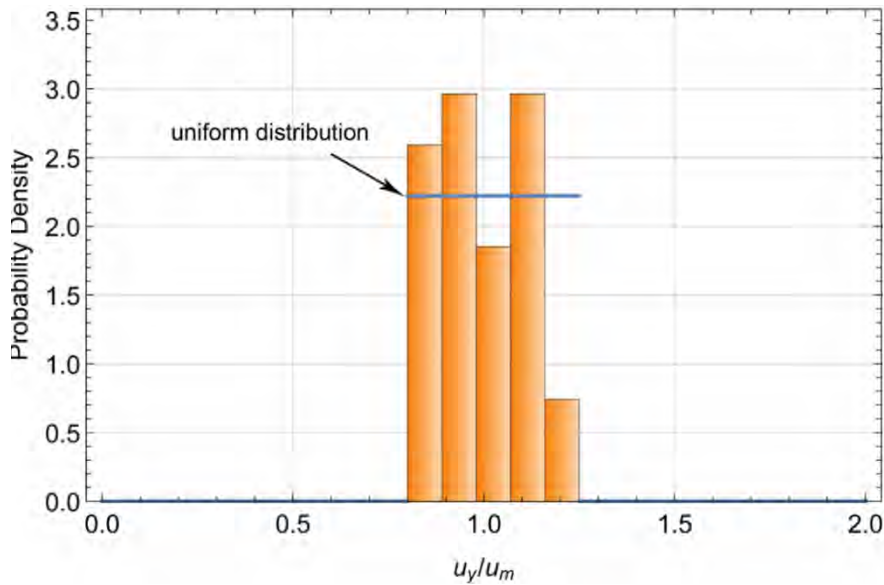
Με στόχο τον προσδιορισμό της κατανομής των τιμών της μόνιμης μετατόπισης (οριζόντιας, κατακόρυφης και συνισταμένης) για μια δεδομένη τιμή της σεισμικής έντασης, γίνεται κανονικοποίηση των τιμών για τους πέντε σεισμούς με την μέση τιμή της μετατόπισης. Η κανονικοποίηση αυτή επιτρέπει την διερεύνηση της κατανομής του λόγου π.χ. u_{xi}/u_{xm} , όπου u_{xi} είναι μετατόπιση στην κατεύθυνση x λόγω του σεισμού i και u_{xm} είναι μέση τιμή των u_{xi} για όλους τους σεισμούς. Ο υπολογισμός των τιμών u_{xi}/u_{xm} για όλα τα επίπεδα της σεισμικής έντασης καταδεικνύει ότι η διασπορά των τιμών είναι παρόμοια και συνεπώς είναι δυνατή η ενοποίηση των κανονικοποιημένων αποτελεσμάτων με σκοπό αύξηση του αριθμού του δείγματος σε 30 και συνεπώς την λήψη περισσότερο αξιόπιστων στατιστικών παραμέτρων. Στο Σχήμα 8.18 παρουσιάζεται η κατανομή των λόγων u_{xi}/u_{xm} για όλα τα επίπεδα της σεισμικής έντασης, η οποία προσεγγίζεται με την ομοιόμορφη κατανομή.



Σχήμα 8.17: Επίδραση της μέγιστης επιτάχυνσης και του συχνοτικού περιεχομένου της διέγερσης στη μόνιμη συνολική μετατόπιση της στέψης του πρανούς με κλίση 2:1 (Σημείο Α)

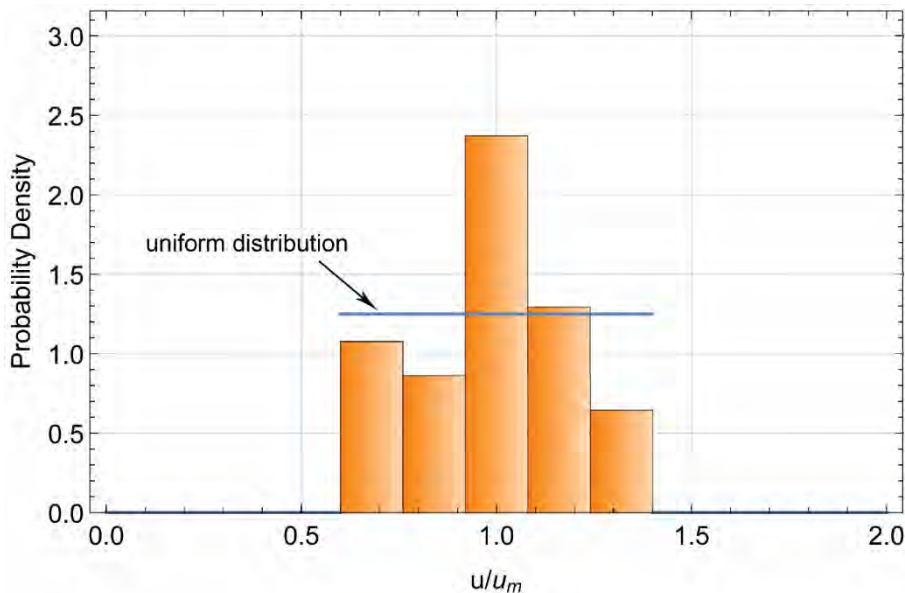


Σχήμα 8.18: Επίδραση του συχνοτικού περιεχομένου της διέγερσης στο λόγο u_x / u_{xm} , όπου u_{xm} = η μέση οριζόντια μετατόπιση της στέψης του πρανούς με κλίση 2:1 (Σημείο Α) .



Σχήμα 8.19: Επίδραση του συχνοτικού περιεχομένου της διέγερσης στο λόγο u_y / u_{ym} όπου $u_{ym} = \eta$ μέση κατακόρυφη μετατόπιση της στέψης του πρανούς με κλίση 2:1 (Σημείο Α).

Παρομοίως στα Σχήματα 8.19 και 8.20 παρουσιάζονται οι λόγοι u_{yi} / u_{ym} και u_i / u_m για την κατακόρυφη μετατόπιση u_y και την συνισταμένη μετατόπιση u , αντίστοιχα. Όπως στην περίπτωση της οριζόντιας μετατόπισης u_x , έτσι και στις περιπτώσεις των μετατοπίσεων u_y και u η κατανομή των τιμών προσεγγίζεται με την ομοιόμορφη κατανομή.



Σχήμα 8.20: Επίδραση του συχνοτικού περιεχομένου της διέγερσης στο λόγο u/u_m όπου $u_m = \eta$ μέση τιμή της συνισταμένης μετατόπισης της στέψης του πρανούς με κλίση 2:1 (Σημείο Α)

Πίνακας 8.1: Παράμετροι της ομοιόμορφης κατανομής των λόγων $r = u / u_{im}$

Ομοιόμορφη	Ελάχιστη τιμή r_{min}	Μέγιστη τιμή r_{max}
Συντελεστής r	0.6	1.4
Συντελεστής r_x	0.6	1.4
Συντελεστής r_y	0.8	1.2

Συμπερασματικά, οι τιμές της μόνιμης μετατόπισης u_i στην κατεύθυνση i στο τέλος της σεισμικής δόνησης ενός ομογενούς πρανού είναι δυνατόν να περιγραφούν από την συνάρτηση της μέσης τιμής u_{im} της μετατόπισης για σεισμική ένταση x (σε g)

$$u_{im}[x] = a_i x^{b_i} \quad (8.2)$$

και μία συνάρτηση η οποία δημιουργεί ένα τυχαίο πεδίο τιμών με ομοιόμορφη κατανομή της κανονικοποιημένης μετατόπισης $r = u_i/u_{im}$. Ήτοι,

$$u_i[x] = a_i x^{b_i} \times \text{RandomVariate}(\text{UniformDistribution}[r_{min}, r_{max}]) \quad (8.3)$$

όπου η μεταβλητή *RandomVariate* έχει μέση τιμή 1 και όρια τις τιμές r_{min} και r_{max} για τις οποίες ισχύει $(r_{min} + r_{max}) / 2 = 1$.

Η σχέση (8.3) χρησιμοποιείται παρακάτω σε συνδυασμό με την κατανομή των τιμών της μόνιμης μετατόπισης λόγω χωρικής μεταβλητότητας των ιδιοτήτων του πρανού για την δημιουργία καμπυλών σεισμικής τρωτότητας.

8.3 Επίδραση της χωρικής μεταβλητότητας των ιδιοτήτων, του πρανού

Στην παρούσα ενότητα διερευνάται η επίδραση της χωρικής μεταβλητότητας των ιδιοτήτων του εδάφους στην ανάπτυξη μόνιμων μετατοπίσεων κατά την σεισμική δόνηση του πρανού. Η επίδραση αυτή διερευνάται αρχικά για μία σταθερή τιμή της μέγιστης επιτάχυνσης της διέγερσης και στην συνέχεια τα αποτελέσματα επεκτείνονται ώστε να συμπεριλάβουν την επίδραση του επιπέδου της σεισμικής έντασης, όπως εξηγείται κατωτέρω.

Για την διερεύνηση της επίδρασης της χωρικής μεταβλητότητας των ιδιοτήτων του εδάφους δημιουργείται μία παράμετρος, η οποία διαχωρίζει σε σημαντικό βαθμό την επίδραση της συγκεκριμένης σεισμικής διέγερσης που χρησιμοποιήθηκε κατά την ανάλυση από την επίδραση της χωρικής μεταβλητότητας των ιδιοτήτων. Η παράμετρος αυτή είναι ο λόγος f_i της μέγιστης μόνιμης παραμόρφωσης u_i , στο τέλος της σεισμικής δόνησης ενός πρανού με χωρική μεταβλητότητα ιδιοτήτων ως προς την μέγιστη μόνιμη παραμόρφωση \bar{u}_i του ίδιου πρανού, αποτελούμενου από ομογενές έδαφος, με ιδιότητες ίσες προς τις μέσες τιμές των αντίστοιχων ιδιοτήτων του μη ομογενούς πρανού.

Για οριζόντια μόνιμη μετατόπιση u_x , κατακόρυφη μετατόπιση u_y και συνισταμένη

μετατόπιση u , οι συντελεστές f_i δίδεται αντίστοιχα από τις σχέσεις

$$f_x = u_x / \bar{u}_x \quad (8.4)$$

$$f_y = u_y / \bar{u}_y \quad (8.5)$$

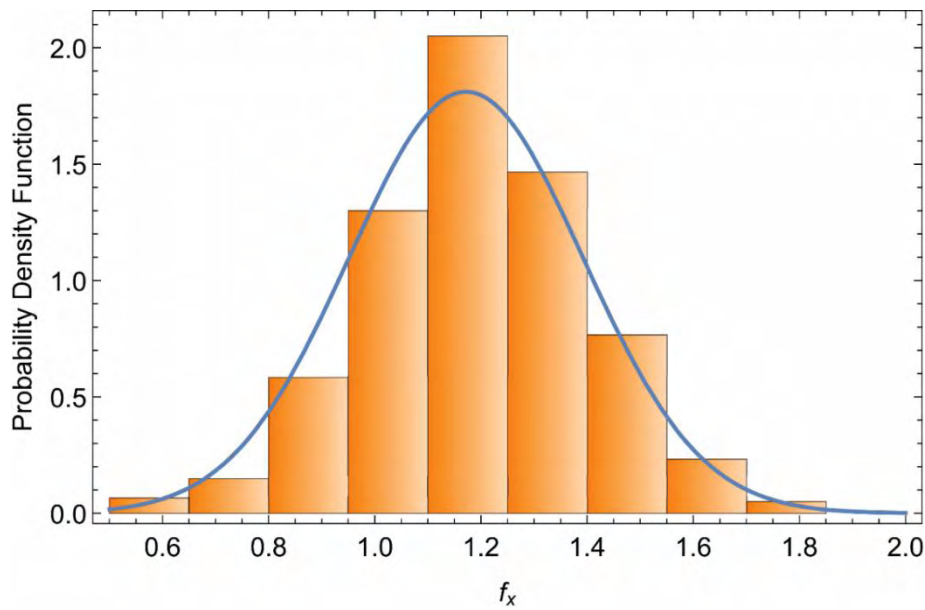
$$f = u / \bar{u} \quad (8.6)$$

όπου $u = \sqrt{u_x^2 + u_y^2}$ και $\bar{u} = \sqrt{\bar{u}_x^2 + \bar{u}_y^2}$.

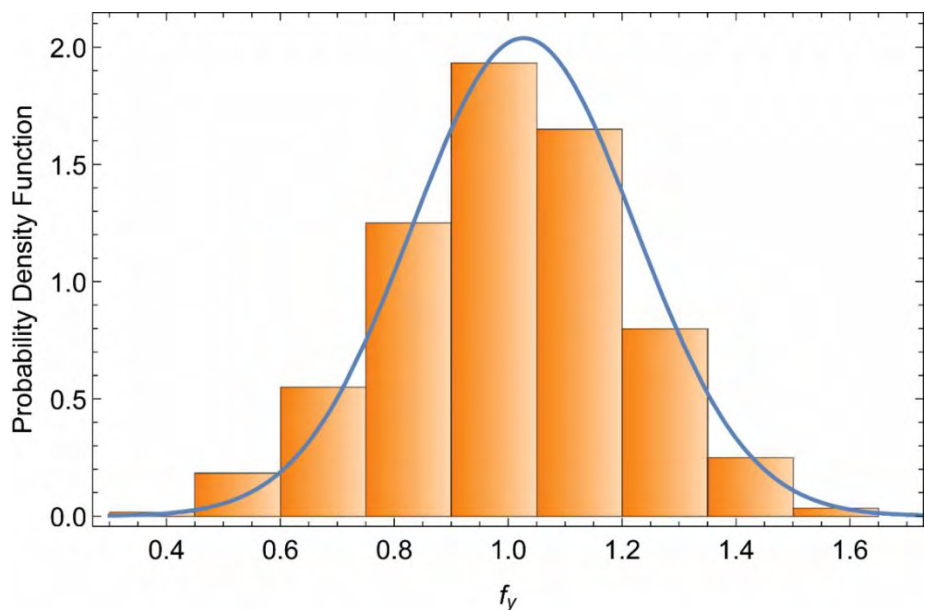
Στο Σχήμα 8.21 παρουσιάζεται η πυκνότητα πιθανότητας των αποτελεσμάτων μόνιμης οριζόντιας μετατόπισης στην κορυφή του πρσανούς από το σύνολο των σεισμικών αναλύσεων του πρσανούς με κλίση 2:1 για μέγιστη επιτάχυνση διέγερσης ίσης προς 0.3g. Ο έλεγχος της μηδενικής υπόθεσης ότι οι τιμές του f_x ακολουθούν την κανονική κατανομή έγινε με βάση τα κριτήρια του Πίνακα 8.2. Τα αποτελέσματα του στατιστικού ελέγχου για κάθε κριτήριο, τα οποία δίδονται στον Πίνακα 8.2, καταδεικνύουν ότι η μηδενική υπόθεση (ότι ο λόγος f_x ακολουθεί την κανονική κατανομή) δεν είναι δυνατόν να απορριφθεί καθόσον η τιμή της πιθανότητας p είναι σημαντική (μικρή τιμή του p υποδηλώνει ότι η πιθανότητα οι τιμές του f_x να ακολουθούν την κανονική κατανομή είναι μικρή). Το ίδιο ισχύει και για τις κατανομές των f_y και f .

Πίνακας 8.2: Έλεγχος της υπόθεσης ότι ο λόγος f_x ακολουθεί την κανονική κατανομή με διάφορα κριτήρια της στατιστικής.

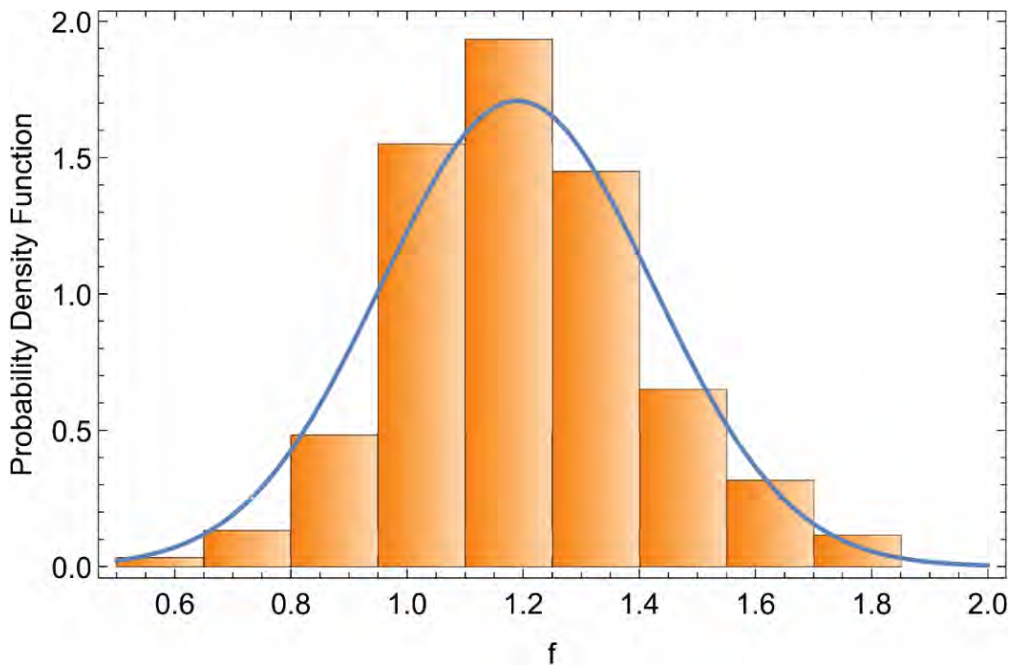
Κριτήρια στατιστικού ελέγχου	Στατιστική παράμετρος	Πιθανότητα p
Anderson\Darling	0.3704	0.4313
Baringhaus\Henze	0.3576	0.3486
Cramer\von Mises	0.0482	0.5452
Jarque\Bera ALM	2:0115	0.2998
Mardia Combined	2.0115	0.2998
Mardia Kurtosis	0.4948	0.6207
Mardia Skewness	1.4908	0.2221
Pearson χ^2	10.5143	0.3966
Shapiro\Wilk	0.9868	0.3906



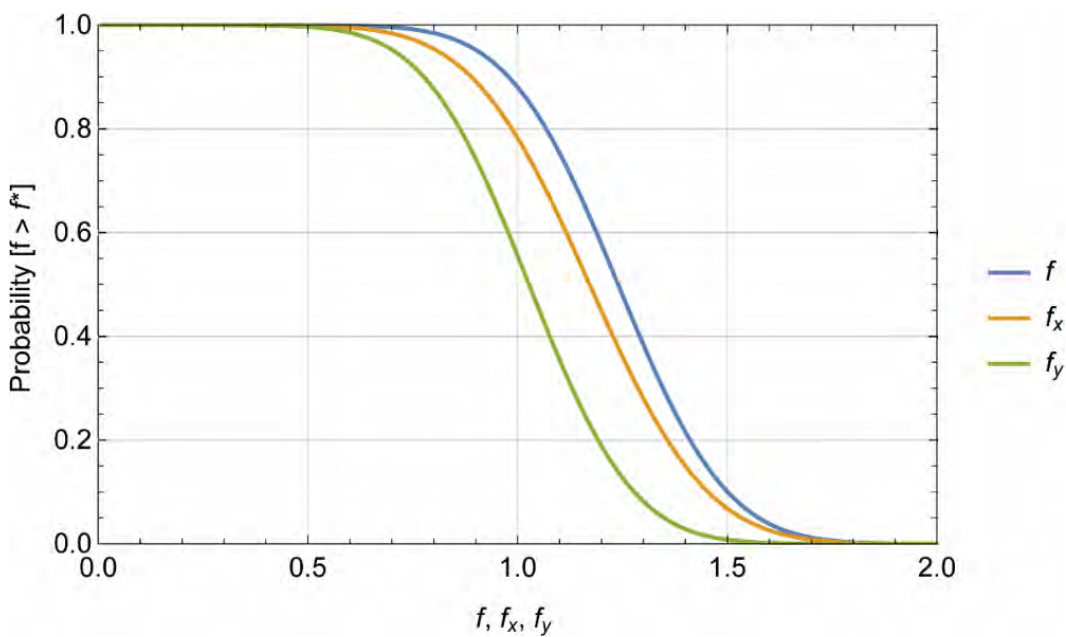
Σχήμα 8.21: Οριζόντιες μετατοπίσεις: Κατανομή του συντελεστή $f_x = u_x / \tilde{u}_x$ από τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων και συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας της κανονικής κατανομής.



Σχήμα 8.22: Κατακόρυφες μετατοπίσεις: Κατανομή του συντελεστή $f_y = u_y / \bar{u}_y$ από τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων και συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας της κανονικής κατανομής.



Σχήμα 8.23: Συνισταμένες μετατοπίσεις: Κατανομή του συντελεστή $f = u / \bar{u}$ από τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων και συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας της κανονικής κατανομής.



Σχήμα 8.24: Πιθανότητα η τιμή των λόγων f, f_x , και f_y να λαμβάνει τιμές μεγαλύτερες από μία δεδομένη τιμή f^* .

Στο Σχήμα 8.24 παρουσιάζονται οι καμπύλες αθροιστικής πιθανότητας οι οποίες δίδουν την πιθανότητα οι λόγοι f , f_x , και f_y , να είναι μεγαλύτεροι από κάποια δεδομένη τιμή f^* . Τα χαρακτηριστικά της κανονικής κατανομής των λόγων f , f_x , και f_y δίδονται στον Πίνακα 8.3.

Τα αποτελέσματα στα Σχήματα 8.21-8.23 καταδεικνύουν ότι η επίδραση της χωρικής μεταβλητότητας των ιδιοτήτων του εδάφους είναι αρκετά σημαντική καθόσον οι τιμές των συντελεστών f , f_x , και f_y κυμαίνονται κατά $\pm 60-70\%$ σε σχέση με την μέση τιμή μ .

Επιπλέον, η μέση τιμή των συντελεστών f και f_x , είναι μεγαλύτερη του 1, δηλαδή η μέση μόνιμη μετατόπιση των πρηνών με χωρική μεταβλητότητα ιδιοτήτων είναι 18-19% μεγαλύτερη της μόνιμης μετατόπισης ομογενούς πρηνούς με την ίδια γεωμετρία και σεισμική διέγερση. Συνεπώς, η μέγιστη θεωρητική απόκλιση της τιμής της μόνιμης συνιστώσας μετατόπισης που υπολογίζεται από την σχέση $\mu + 3\sigma$ είναι ίση προς 1.888, δηλαδή 88.8% μεγαλύτερη από την αντίστοιχη τιμή μετατόπισης του ομογενούς πρηνούς. Συμπερασματικά, η αγνόηση της χωρικής μεταβλητότητας των ιδιοτήτων του εδάφους είναι δυνατόν να οδηγήσει σε μόνιμες σεισμικές μετατοπίσεις αρκετά μικρότερες από τις πραγματικές (εδώ έως κατά 47% μικρότερες) με αποτέλεσμα την εσφαλμένη και μη-συντηρητική εκτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του πρηνούς.

Πίνακας 8.3: Παράμετροι της κανονικής κατανομής των λόγων f , f_x , και f_y

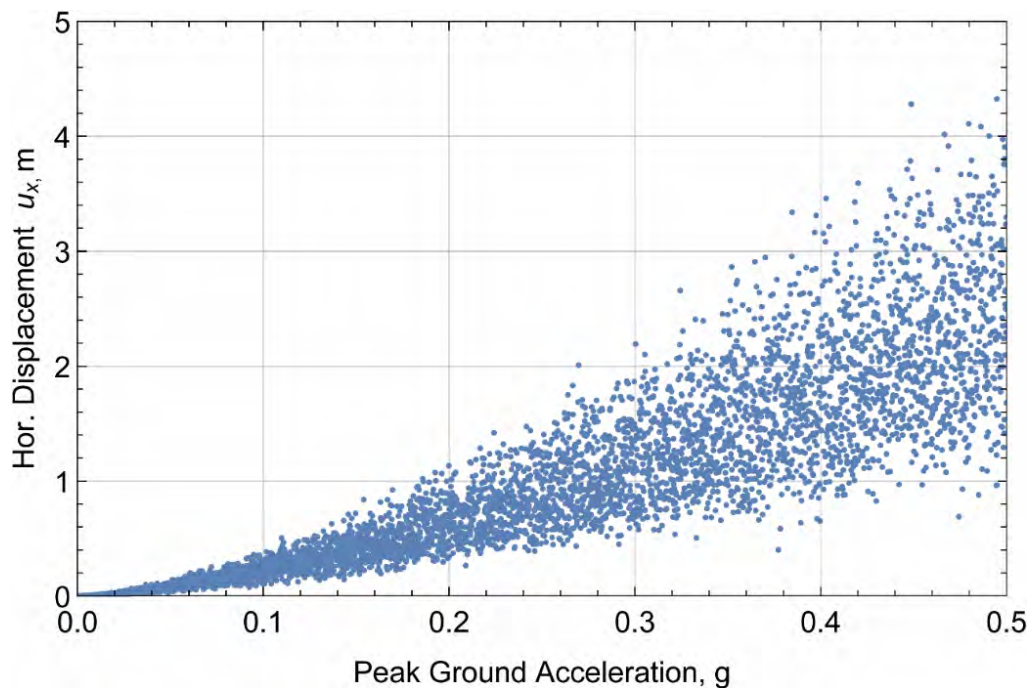
	Μέση τιμή μ_{fi}	Τυπ. Διασπορά σ_{fi}
Συντελεστής f	1.189	0.233
Συντελεστής f_x	1.182	0.210
Συντελεστής f_y	1.027	0.196

Με στόχο την επέκταση των ανωτέρω αποτελεσμάτων για ένα εύρος σεισμικής έντασης και συχνοτικού περιεχομένου της σεισμικής διέγερσης, συνδυάζεται η σχέση (8.3) με μία συνάρτηση δημιουργίας πεδίου τυχαίων τιμών του λόγου f_i με κανονική κατανομή, μέση τιμή μ_{fi} και διασπορά σ_{fi} . Με βάση τα αποτελέσματα των ανωτέρω αριθμητικών προσομοιώσεων, οι τιμές των μ_{fi} και σ_{fi} λαμβάνονται από τον Πίνακα 8.3. Συνεπώς, η συνολική επίδραση της σεισμικής έντασης, των συχνοτικών χαρακτηριστικών της διέγερσης, και της χωρικής μεταβλητότητας των ιδιοτήτων του εδάφους του πρηνούς εκφράζεται από την σχέση:

$$u_i[x] = a_i x^{b_i} \text{RandomVariate}(\text{UniformDistribution}[r_{\min}, r_{\max}]) \times \quad (8.7)$$

$$\times \text{RandomVariate}(\text{NormalDistribution}[\mu_{fi}, \sigma_{fi}])$$

Στο Σχήμα 8.25 παρουσιάζεται η μεταβολή της μέγιστης οριζόντιας μετατόπισης u_x ως προς την σεισμική ένταση για διάφορες σεισμικές διεγέρσεις με βάση την δημιουργία τιμών με την σχέση (8.7).



Σχήμα 8.25: Κατανομή των τιμών της μέγιστης οριζόντιας μετατόπισης u_x ως προς την σεισμική ένταση για διάφορες σεισμικές διεγέρσεις με βάση την Εξίσωση (8.7).

Οριζόντια μόνιμη μετατόπιση

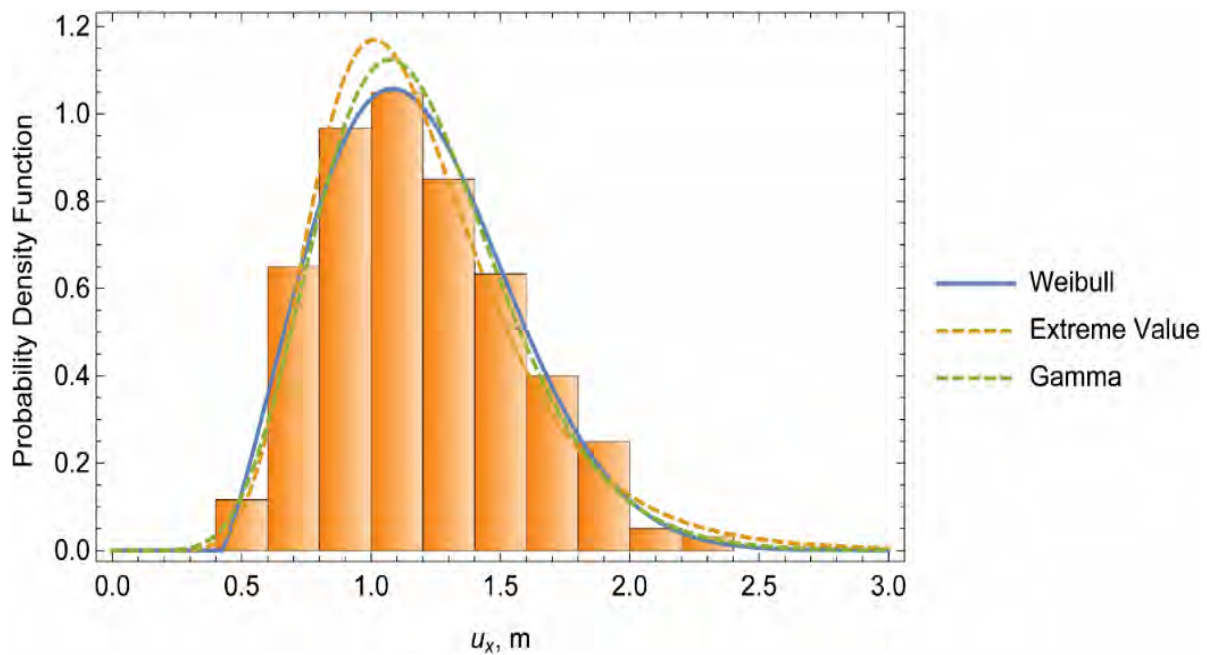
Για μία σεισμική ένταση διεγερσης ίση προς 0.3g, στο Σχήμα 8.26 παρουσιάζεται η πυκνότητα πιθανότητας της μέγιστης οριζόντιας μετατόπισης u_x για διάφορες σεισμικές διεγέρσεις με βάση την σχέση (8.7). Έλεγχος της μηδενικής υπόθεσης ότι η κατανομή των τιμών u_x στο Σχήμα 8.26 ακολουθεί την κανονική κατανομή οδηγεί στο αντίθετο συμπέρασμα. Δηλαδή, η πιθανότητα να ακολουθεί την κανονική κατανομή είναι πολύ μικρή.

Για τον προσδιορισμό της πλέον κατάλληλης στατιστικής κατανομής για την περιγραφή των αποτελεσμάτων γίνεται διερεύνηση μίας ομάδας στατιστικών κατανομών, με χρήση του προγράμματος Mathematica. Οι τρεις επικρατέστερες στατιστικές κατανομές που εκφράζουν αξιόπιστα την κατανομή στο Σχήμα 8.26 είναι οι κατανομές Weibull, Extreme Value, και Gamma. Στον Πίνακα 8.4 δίδονται οι συναρτήσεις πυκνότητας πιθανότητας και οι αθροιστικές συναρτήσεις των τριών κατανομών. Στο ίδιο σχήμα, μαζί με τα αριθμητικά αποτελέσματα από την σχέση (8.7) δίδονται και οι βέλτιστες βαθμονομήσεις των τριών πλέον κατάλληλων κατανομών τιμών της μέγιστης οριζόντιας μετατόπισης u_x για προς την σεισμική ένταση ίση προς 0.3g. Οι τιμές των παραμέτρων των τριών κατανομών για την βέλτιστη βαθμονόμηση για μέγιστη επιτάχυνση 0.3g δίδονται στον Πίνακα 8.5. Διαπιστώνεται ότι και οι τρεις κατανομές περιγράφουν ικανοποιητικά τα αριθμητικά αποτελέσματα, με την κατανομή Weibull να έχει μία μικρή υπεροχή. Επιπλέον, η κατανομή αυτή επιτρέπει τον έλεγχο των τιμών x ώστε να είναι πάντα θετικές με την παράμετρο μ . Στο Σχήμα 8.27 συγκρίνονται επίσης οι αθροιστικές συναρτήσεις πιθανότητας, οι οποίες ευρίσκονται σε σχετική συμφωνία.

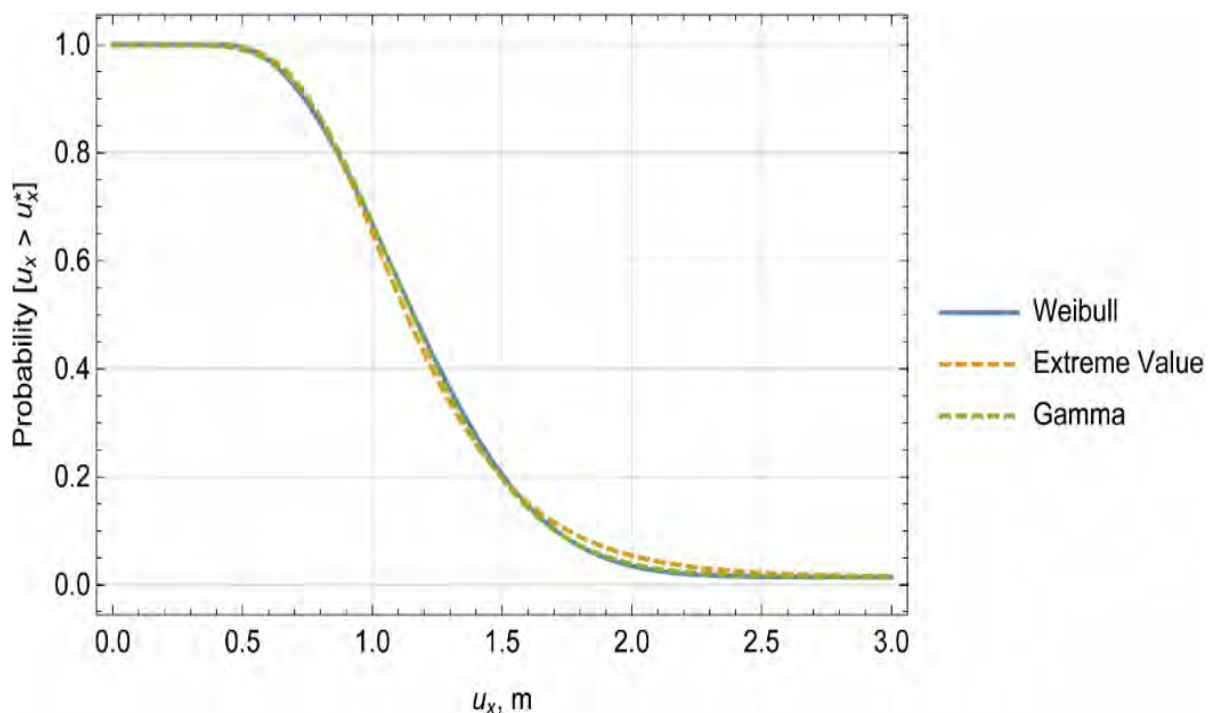
Η ανωτέρω διαδικασία επαναλαμβάνεται για μέγιστες τιμές επιτάχυνσης ίσες προς 0.05g, 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g και 0.5g. Οι συναρτήσεις της πυκνότητας πιθανότητας και οι αντίστοιχες περιγραφές με τις κατανομές Weibull, Extreme Value, και Gamma δίδονται στα Σχήματα 8.28 και 8.29.

Πίνακας 8.4: Συναρτήσεις στατιστικών κατανομών Weibull, Extreme Value, και Gamma

Συνάρτηση Πυκνότητας Πιθανότητας	Αθροιστική Συνάρτηση Πιθανότητας
Κατανομή Weibull	
$f(\alpha, \beta, \mu) = \frac{\alpha}{\beta} e^{-\left(\frac{x-\mu}{\beta}\right)^\alpha} \left(\frac{x-\mu}{\beta}\right)^{\alpha-1} \quad x \geq \mu$	$F(\alpha, \beta, \mu) = 1 - e^{-\left(\frac{x-\mu}{\beta}\right)^\alpha} \quad x \geq \mu$
$f(\alpha, \beta, \mu) = 0 \quad x < \mu$	$F(\alpha, \beta, \mu) = 0 \quad x < \mu$
Κατανομή Extreme Value:	
$f(\alpha, \beta) = \frac{1}{\beta} e^{-e^{-\left(\frac{x-\alpha}{\beta}\right)}} e^{-\left(\frac{x-\alpha}{\beta}\right)}$	$F(\alpha, \beta) = e^{-e^{-\left(\frac{x-\alpha}{\beta}\right)}}$
Κατανομή Gamma:	
$f(\alpha, \beta) = \frac{e^{-\frac{x}{\beta}} x^{1-\alpha} \beta^{-\alpha}}{\Gamma[\alpha]} \quad x \geq 0$	Gamma Regularized $\left(\alpha, 0, \frac{x}{\beta}\right) \quad x \geq 0$
$f(\alpha, \beta) = 0 \quad x < 0$	F=0 $x < 0$



Σχήμα 8.26: Πυκνότητα πιθανότητας των τιμών της μέγιστης οριζόντιας μετατόπισης u_x για την σεισμική ένταση ίση προς 0.3g για διάφορες σεισμικές διεγέρσεις με βάση την σχέση (8.7). Προσέγγιση των αριθμητικών αποτελεσμάτων με τις στατιστικές κατανομές Weibull, Extreme Value και Gamma.



Σχήμα 8.27: Αθροιστική πυκνότητα πιθανότητας των τιμών της μέγιστης οριζόντιας μετατόπισης u_x για την σεισμική ένταση ίση προς 0.3g για διάφορες σεισμικές διεγέρσεις με τις στατιστικές κατανομές Weibull, Extreme Value και Gamma.

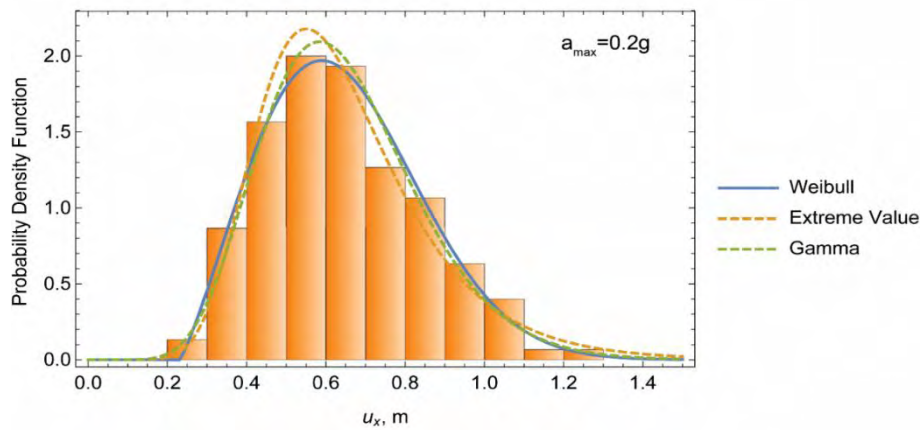
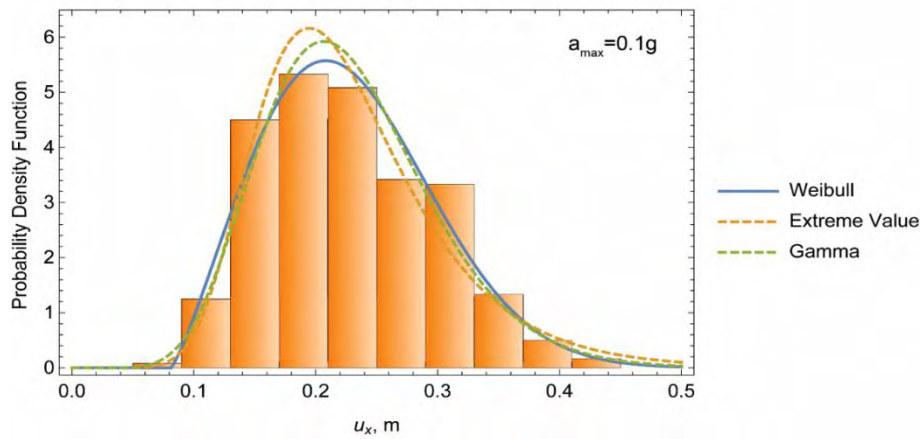
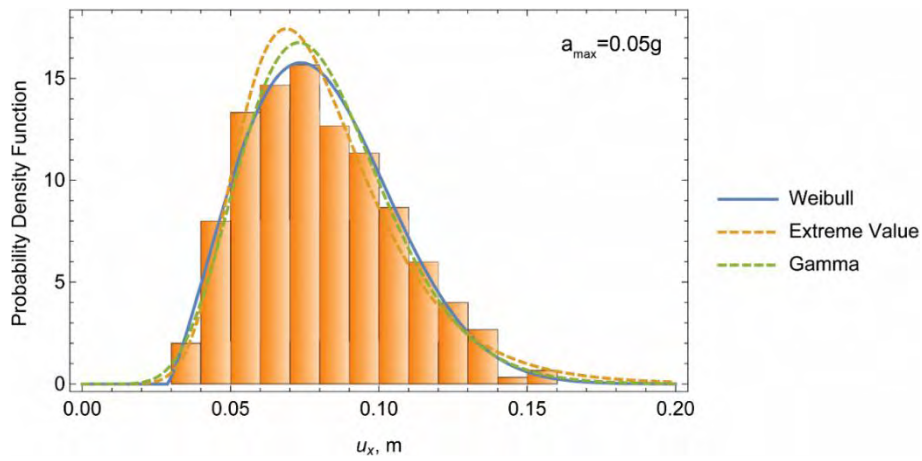
Πίνακας 8.5: Παράμετροι των στατιστικών κατανομών Weibull, Extreme Value, και Gamma για μέγιστη επιτάχυνση ίση προς 0.3g.

Μετατόπιση	Κατανομή	Παράμετροι
οριζόντια μετατόπιση u_x	<i>Weibull</i>	$\alpha= 2.2324, \beta = 0.863223, \mu=0.420972$
	<i>Extreme Value</i>	$\alpha= 1.01148, \beta = 0.310226$
	<i>Gamma</i>	$\alpha= 10.5588, \beta=0.112237$
κατακόρυφη μετατόπιση u_y	<i>Weibull</i>	$\alpha= 3.1080, \beta= 0.6880, \mu= 0.3528$
	<i>Extreme Value</i>	$\alpha= 0.8586, \beta =0. 20726$
	<i>Gamma</i>	$\alpha= 18.5043, \beta= 0.0523$
συνισταμένη μετατόπιση $u = \sqrt{u_x^2 + u_y^2}$	<i>Weibull</i>	$\alpha= 2.7434, \beta = 0.89353, \mu= 0.7617$
	<i>Extreme Value</i>	$\alpha= 1.4076, \beta = 0.27593$
	<i>Gamma</i>	$\alpha= 25.2705, \beta= 0.06161$

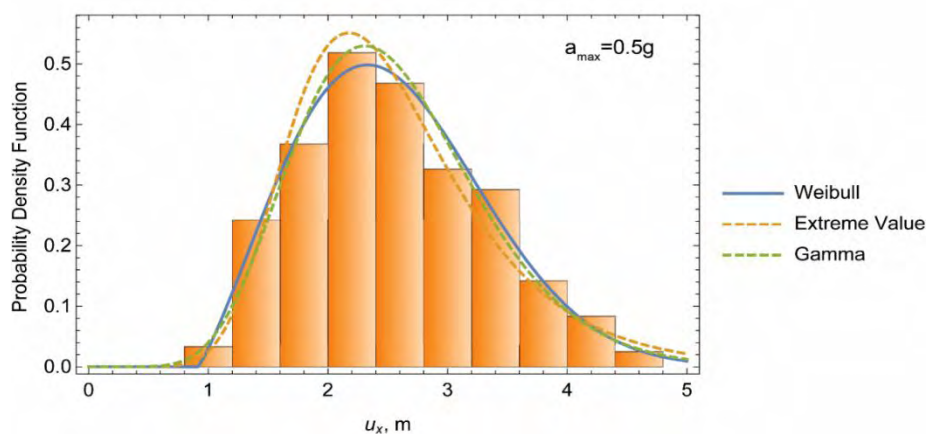
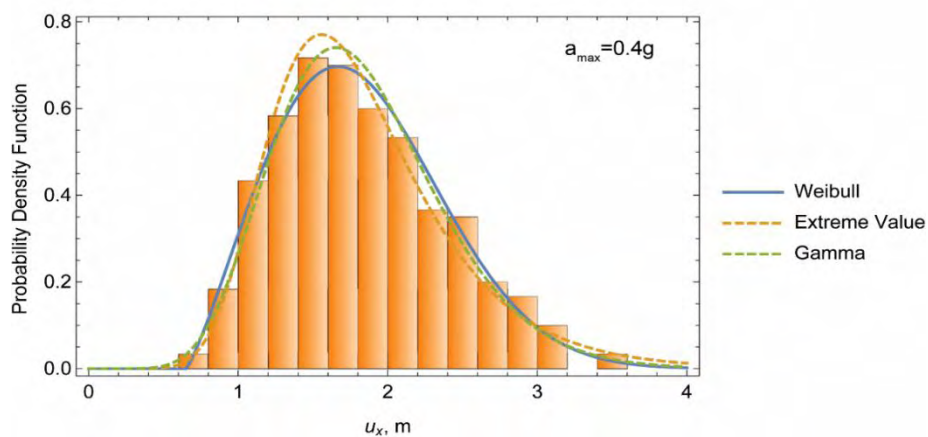
Οι συναρτήσεις πυκνότητας πιθανότητας κατά Weibull για διαφορετικές τιμές της μέγιστης επιτάχυνσης a_{\max} δίδονται στο Σχήμα 8.30. Με βάση τις συναρτήσεις πυκνότητας πιθανότητας κατά Weibull, στο Σχήμα 8.31 παρουσιάζεται η πιθανότητα η τιμή της οριζόντιας μετατόπισης u_x να λαμβάνει τιμή μεγαλύτερη μίας συγκεκριμένης u_x^* για διαφορετικές τιμές της μέγιστης επιτάχυνσης a_{\max} ίσες προς 0.05g, 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g και 0.5g. Οι διαφορετικά χρωματισμένες περιοχές μετατοπίσεων αντιστοιχούν σε διαφορετικά επίπεδα σεισμικής βλάβης σύμφωνα με τον Πίνακα 8.6. Το Σχήμα 8.32 δίδει την πιθανότητα η οριζόντια μόνιμη μετατόπιση u_x να υπερβεί μία συγκεκριμένη τιμή u_x^* και συνεπώς παρουσιάζει την τρωτότητα του πρανούς έναντι σεισμικής βλάβης. Αποτελεί ένα αρκετά χρήσιμο εργαλείο για τον σχεδιασμό του πρανούς με κριτήριο την επιτελεστικότητα. Οι συντελεστές της κατανομής Weibull για την οριζόντια μετατόπιση δίδονται στον Πίνακα 8.7.

Πίνακας 8.6: Επίπεδα σεισμικής βλάβης

Σεισμική Βλάβη	Μετατόπιση, m
Αμελητέα	0.00- 0.25
Μικρή	0.25-0.50
Μέτρια	0.50-1.00
Μεγάλη	1.00-2.00
Πολύ μεγάλη	> 2.00



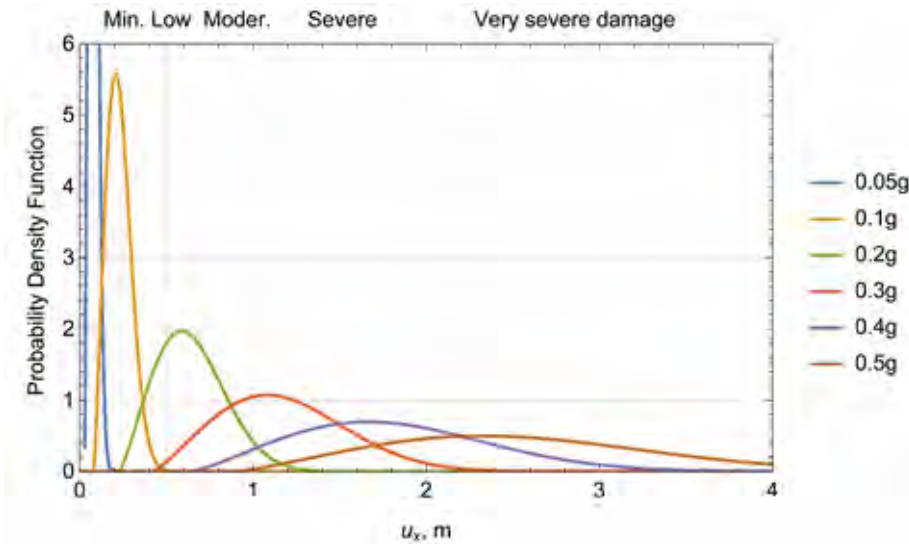
Σχήμα 8.28: Συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας για μέγιστη επιτάχυνση $a_{\max} = 0.05g, 0.1g$ και $0.2g$ και περιγραφή των αποτελεσμάτων με τις κατανομές Weibull, Extreme Value και Gamma.



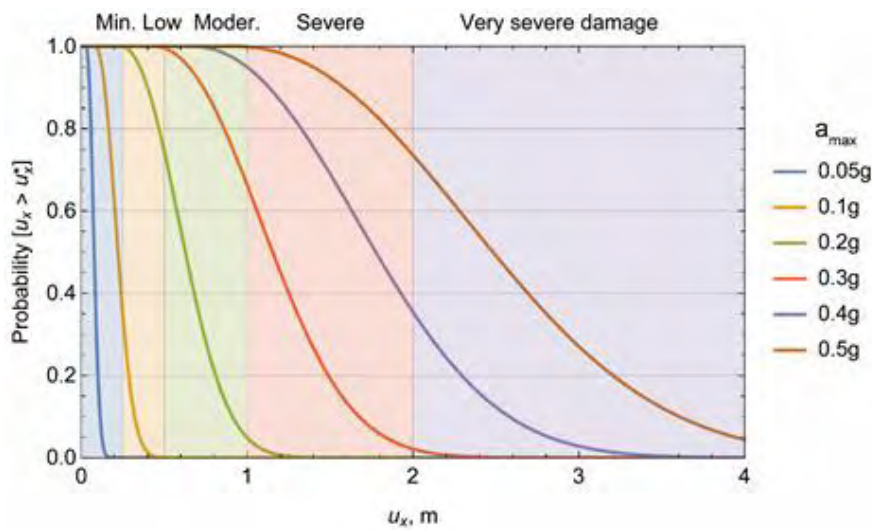
Σχήμα 8.29: Συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας για μέγιστη επιτάχυνση $a_{\max} = 0.4g$ και $0.5g$ και περιγραφή των αποτελεσμάτων με τις κατανομές Weibull, Extreme Value και Gamma

Κατακόρυφη μόνιμη μετατόπιση

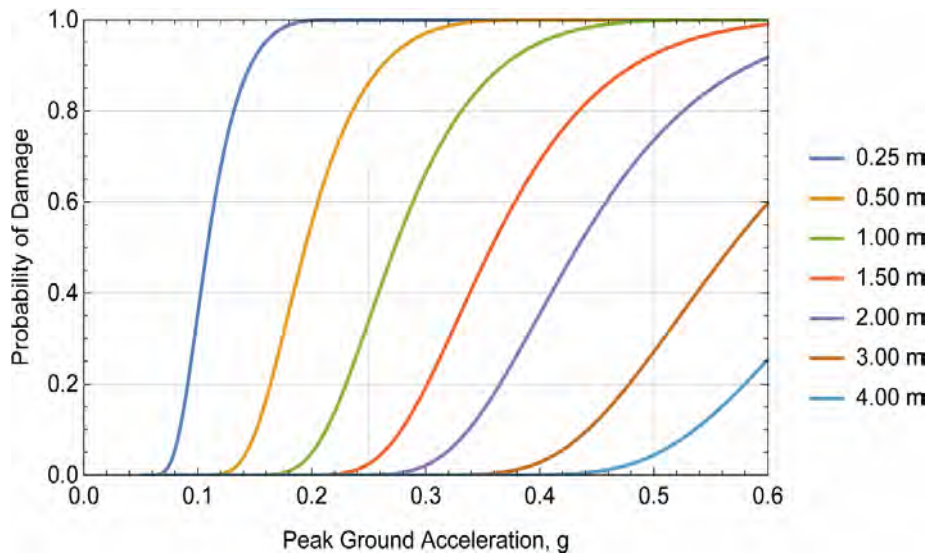
Η διαδικασία που ακολουθήθηκε ανωτέρω, επαναλαμβάνεται για τις κατακόρυφες μόνιμες σεισμικές μετατοπίσεις στο άνω τμήμα του πρανούς (σημείο Α).



Σχήμα 8.30: Συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας της οριζόντιας μόνιμης μετατόπιση u_x για διάφορες τιμές της μέγιστης επιτάχυνσης $a_{\max} = 0.05g, 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g$ και $0.5g$. (Περιγραφή των αριθμητικών αποτελεσμάτων με την κατανομή Weibull).



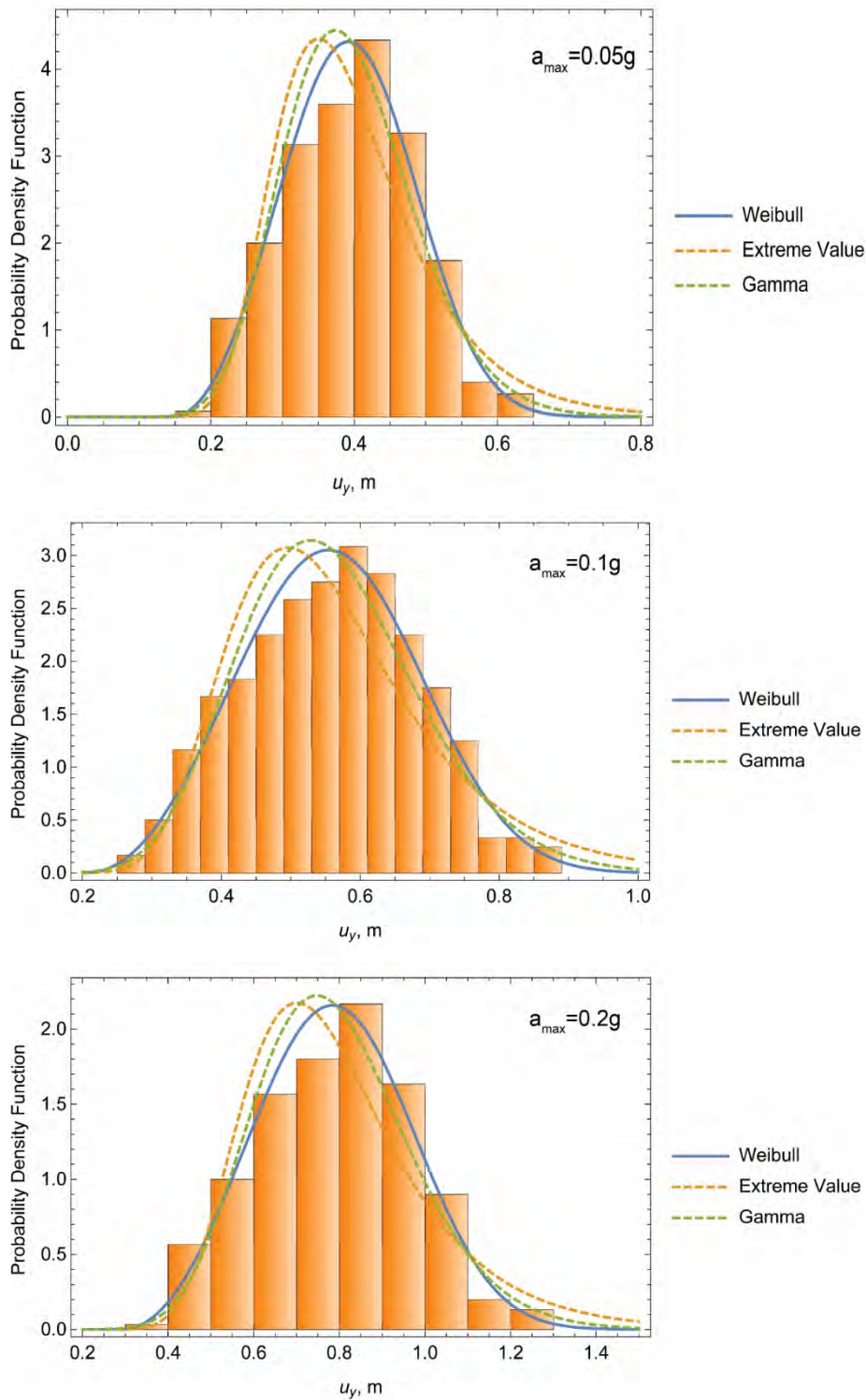
Σχήμα 8.31: Πιθανότητα η οριζόντια μόνιμη μετατόπιση u_x να υπερβεί μία συγκεκριμένη τιμή u_x^* για τιμές της μέγιστης επιτάχυνσης $a_{\max} = 0.05g, 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g$ και $0.5g$. (Περιγραφή των αριθμητικών αποτελεσμάτων με την κατανομή Weibull).



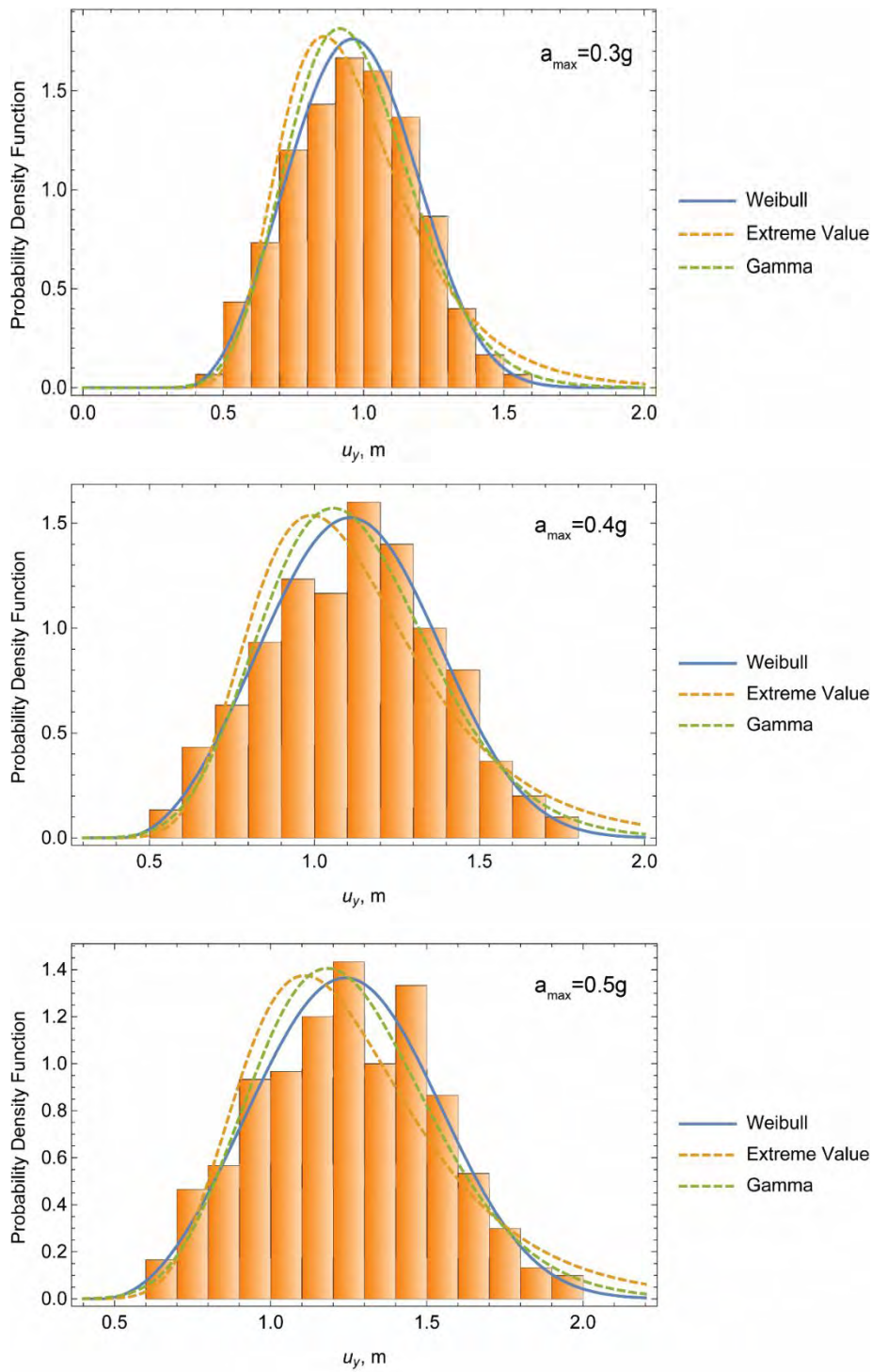
Σχήμα 8.32: Καμπύλες τρωτότητας πρανών: Πιθανότητα η οριζόντια μόνιμη μετατόπιση u_x να υπερβεί μία συγκεκριμένη τιμή u_x^* ως προς τη μέγιστη επιτάχυνση a_{max} . (Περιγραφή των αριθμητικών αποτελεσμάτων με την κατανομή Weibull).

Στα Σχήματα 8.33 και 8.34 παρουσιάζονται οι πυκνότητες πιθανότητας της κατακόρυφης μόνιμης μετατόπισης u_y για μέγιστη επιτάχυνση ίση προς $a_{max} = 0.05g, 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g$ και $0.5g$. Μαζί με τα αριθμητικά αποτελέσματα, παρουσιάζονται και οι βέλτιστες κατανομές πυκνότητας πιθανότητας για τα συγκεκριμένα αποτελέσματα, ήτοι οι κατανομές Weibull, Extreme Value και Gamma, όπως και στην περίπτωση της οριζόντιας μετατόπισης. Για την περίπτωση της μέγιστης επιτάχυνσης $a_{max} = 0.3g$, οι παράμετροι των τριών κατανομών δίδονται στον Πίνακα 8.5.

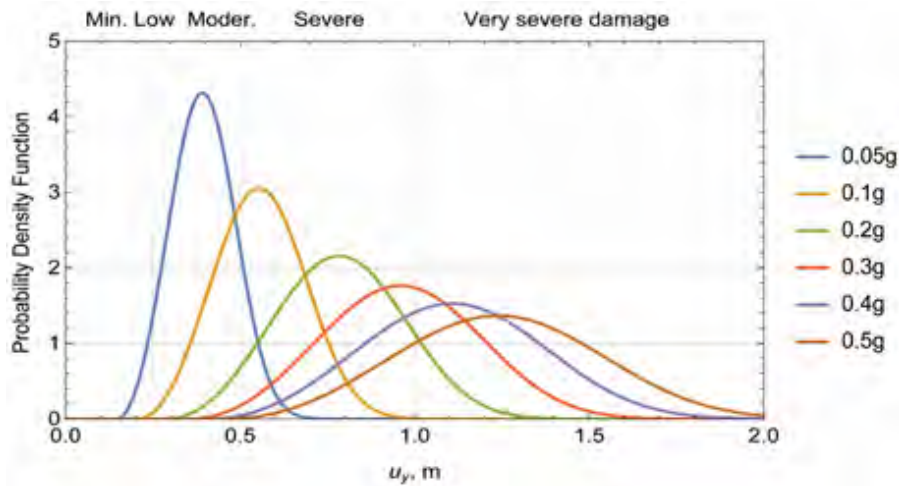
Στο Σχήμα 8.35 δίδεται η εξέλιξη της συνάρτησης πυκνότητας πιθανότητας της κατακόρυφης μετατόπισης της κατανομής Weibull για διάφορες τιμές της μέγιστης επιτάχυνσης a_{max} της διέγερσης. Επίσης, στο Σχήμα 8.36 παρουσιάζεται η πιθανότητα η κατακόρυφη μόνιμη μετατόπιση u_y να είναι μεγαλύτερη μίας δεδομένης τιμής u_y^* για διαφορετικές τιμές της μέγιστης επιτάχυνσης της σεισμικής διέγερσης. Οι χρωματισμένες περιοχές στο Σχήμα 8.36 υποδηλώνουν τα διάφορα επίπεδα της σεισμικής βλάβης του πρανούς σύμφωνα με τον Πίνακα 8.6 για σχεδιασμό με βάση την επιτελεστικότητα. Τέλος, στο Σχήμα 8.37 δίδεται η πιθανότητα η κατακόρυφη μόνιμη μετατόπιση u_y να υπερβεί μία συγκεκριμένη τιμή u_y^* , ήτοι παρουσιάζει την τρωτότητα έναντι σεισμικής βλάβης του πρανούς. Οι συντελεστές της κατανομής Weibull για την κατακόρυφη μετατόπιση δίδονται στον Πίνακα 8.8.



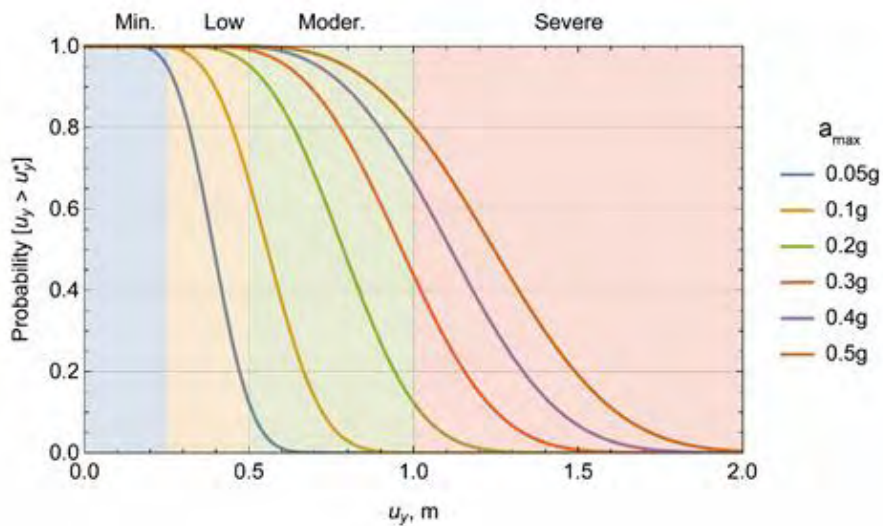
Σχήμα 8.33: Συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας για μέγιστη επιτάχυνση $a_{\max} = 0.05g, 0.1g$ και $0.2g$ και περιγραφή των αποτελεσμάτων με τις κατανομές Weibull, Extreme Value και Gamma.



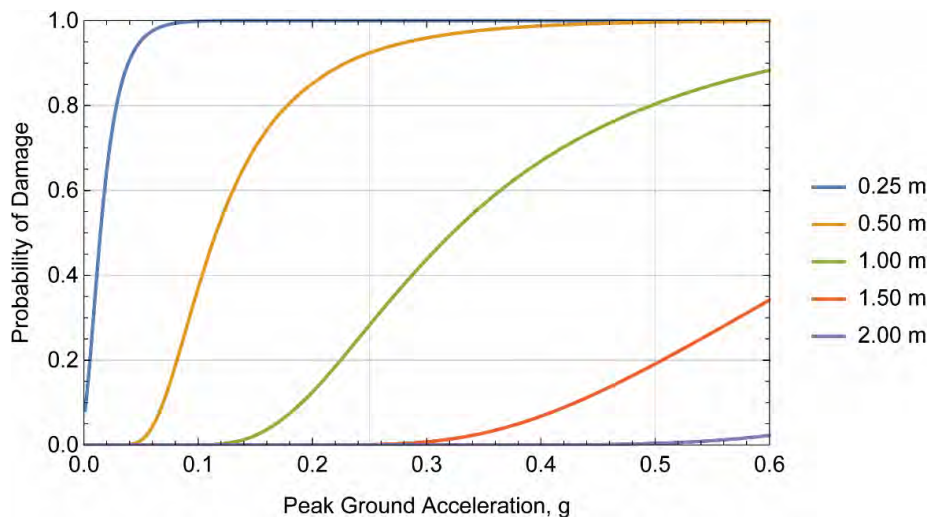
Σχήμα 8.34: Συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας για μέγιστη επιτάχυνση $a_{\max} = 0.3g$, $0.4g$ και $0.5g$ και περιγραφή των αποτελεσμάτων με τις κατανομές Weibull, Extreme Value και Gamma .



Σχήμα 8.35: Συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας της κατακόρυφης μόνιμης μετατόπιση u_y για διάφορες τιμές της μέγιστης επιτάχυνσης $a_{\max} = 0.05g, 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g$ και $0.5g$. (Περιγραφή των αριθμητικών αποτελεσμάτων με την κατανομή Weibull).



Σχήμα 8.36: Πιθανότητα η κατακόρυφη μόνιμη μετατόπιση u_y να υπερβεί μία συγκεκριμένη τιμή u_y^* για τιμές της μέγιστης επιτάχυνσης $a_{\max} = 0.05g, 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g$ και $0.5g$. (Περιγραφή των αριθμητικών αποτελεσμάτων με την κατανομή Weibull).



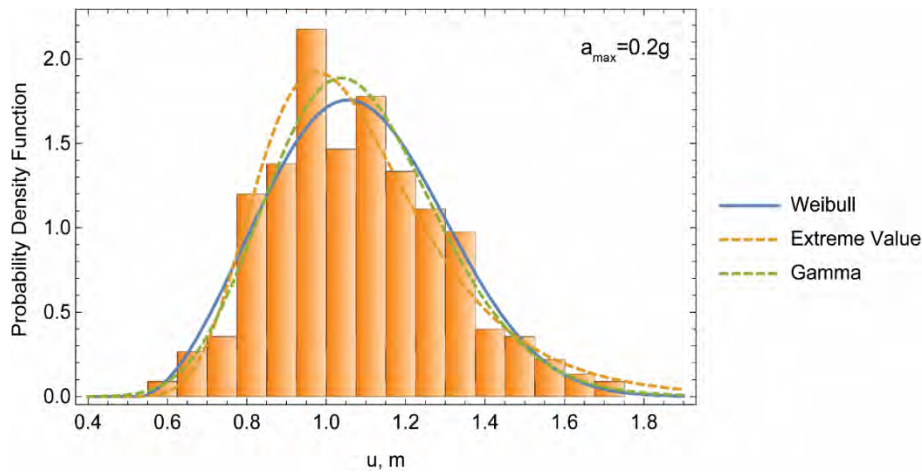
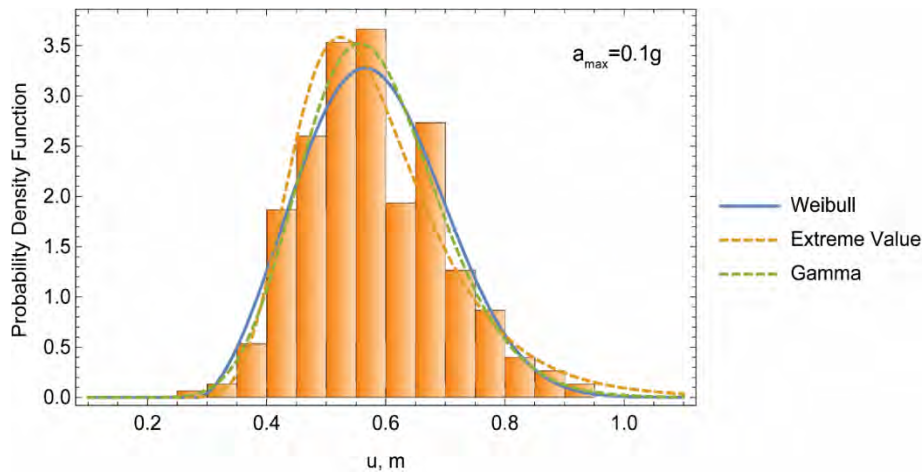
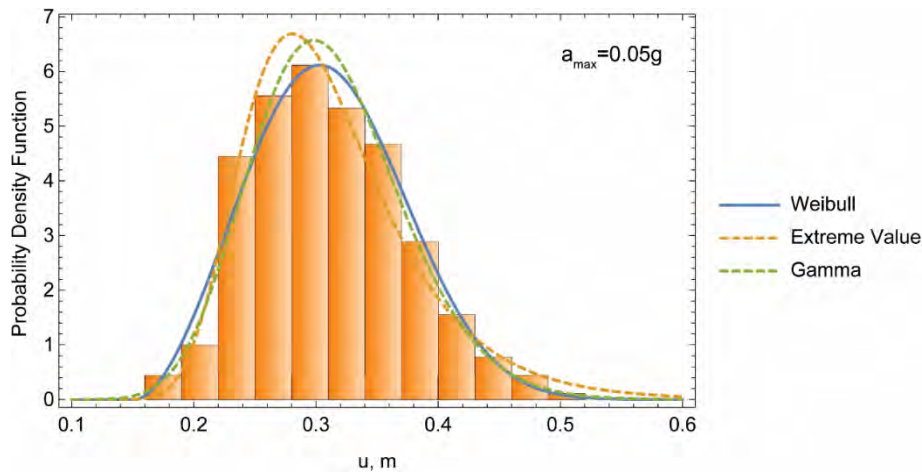
Σχήμα 8.37: Καμπύλες τρωτότητας πρηνών: Πιθανότητα η κατακόρυφη μόνιμη μετατόπιση u_y να υπερβεί μία συγκεκριμένη τιμή u_y^* ως προς τη μέγιστη επιτάχυνση a_{max} . (Περιγραφή των αριθμητικών αποτελεσμάτων με την κατανομή Weibull).

Συνισταμένη μόνιμη μετατόπιση

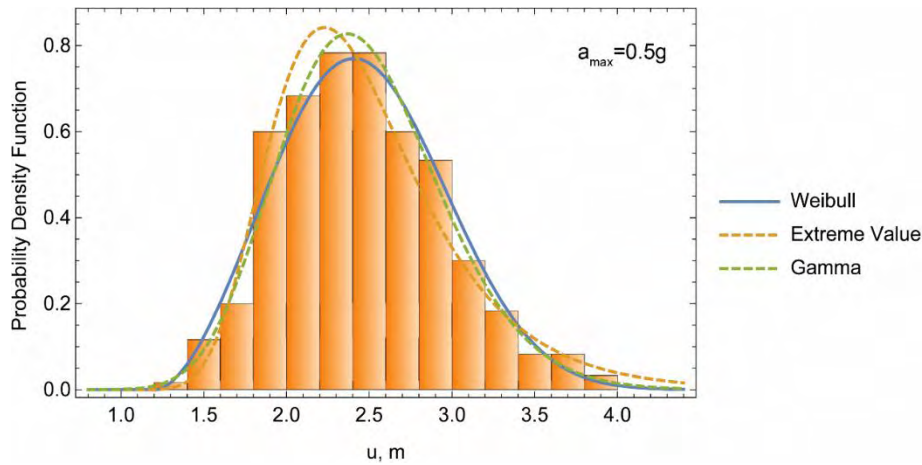
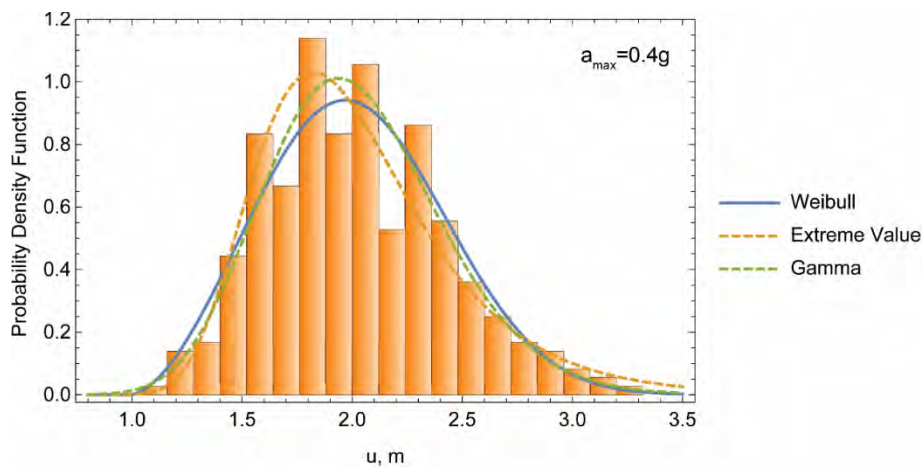
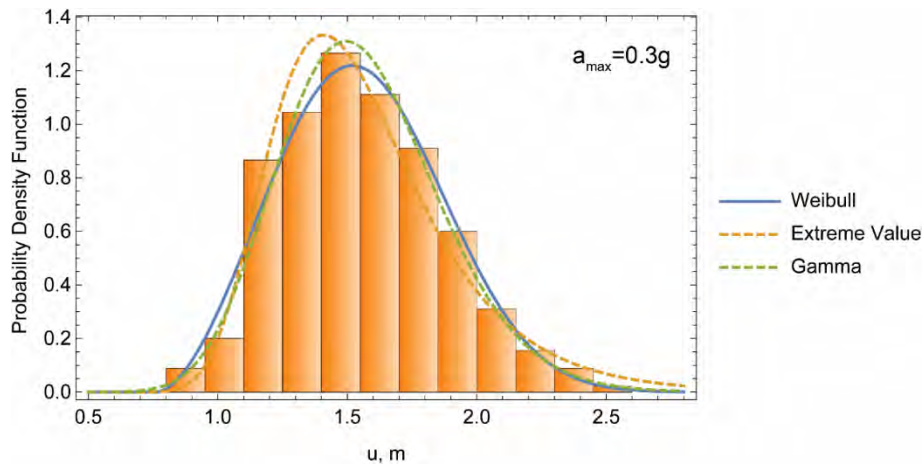
Με βάση τα αποτελέσματα της μόνιμης μετατόπισης στην οριζόντια και κατακόρυφη κατεύθυνση στο άνω τμήμα του πρηνούς (σημείο A) και κάνοντας χρήση της ίδιας διαδικασίας υπολογίζονται οι καμπύλες τρωτότητας για την συνισταμένη μόνιμη μετατόπιση.

Στα Σχήματα 8.38 και 8.39 παρουσιάζονται οι πυκνότητες πιθανότητας της συνισταμένης μόνιμης μετατόπισης για μέγιστη επιτάχυνση ίση προς $a_{max} = 0.05g, 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g$ και $0.5g$. Μαζί με τα αριθμητικά αποτελέσματα, παρουσιάζονται και οι βέλτιστες κατανομές πυκνότητας πιθανότητας για τα συγκεκριμένα αποτελέσματα, ήτοι οι κατανομές Weibull, Extreme Value και Gamma. Για την περίπτωση της μέγιστης επιτάχυνσης $a_{max} = 0.3g$, οι παράμετροι των τριών κατανομών δίδονται στον Πίνακα 8.5.

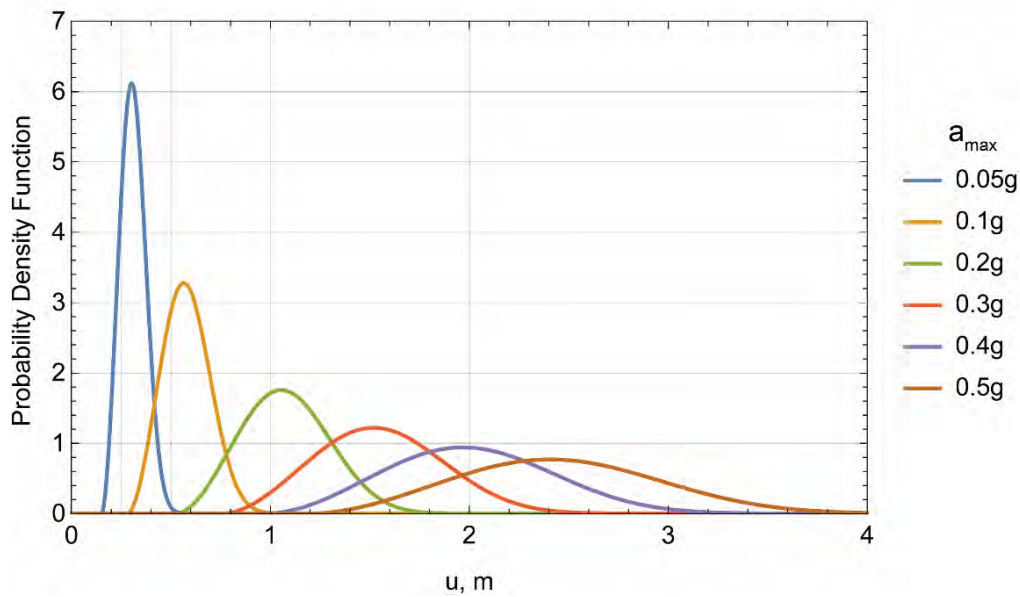
Στο Σχήμα 8.40 δίδεται η εξέλιξη της συνάρτησης πυκνότητας πιθανότητας της συνισταμένης μετατόπισης της κατανομής Weibull για διάφορες τιμές της μέγιστης επιτάχυνσης a_{max} της διέγερσης. Επίσης, στο Σχήμα 8.41 παρουσιάζεται η πιθανότητα η συνισταμένη μόνιμη μετατόπιση u να είναι μεγαλύτερη μίας δεδομένης τιμής u^* για διαφορετικές τιμές της μέγιστης επιτάχυνσης της σεισμικής διέγερσης. Οι χρωματισμένες περιοχές υποδηλώνουν τα διάφορα επίπεδα της σεισμικής βλάβης του πρηνούς σύμφωνα με τον Πίνακα 8.6 για σχεδιασμό με βάση την επιτελεσματικότητα. Στο Σχήμα 8.42 δίδεται η πιθανότητα η συνισταμένη μόνιμη μετατόπιση u_y να υπερβεί μία συγκεκριμένη τιμή u^* , η οποία εκφράζει την τρωτότητα του πρηνούς έναντι σεισμικής βλάβης.



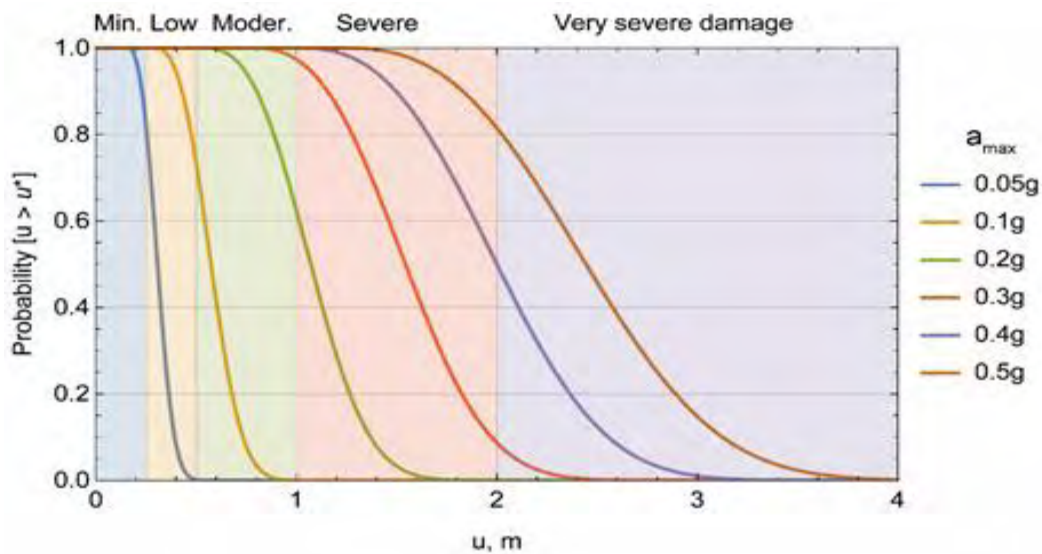
Σχήμα 8.38: Συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας για μέγιστη επιτάχυνση $a_{\max} = 0.05g, 0.1g$ και $0.2g$ και περιγραφή των αποτελεσμάτων με τις κατανομές Weibull, Extreme Value και Gamma.



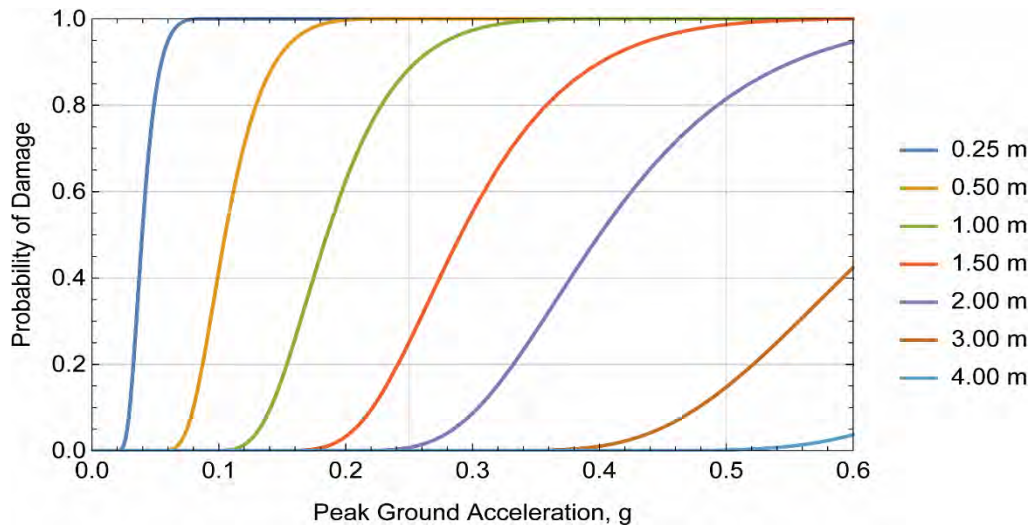
Σχήμα 8.39: Συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας για μέγιστη επιτάχυνση $a_{\max} = 0.3g, 0.4g$ και $0.5g$ και περιγραφή των αποτελεσμάτων με τις κατανομές Weibull, Extreme Value και Gamma .



Σχήμα 8.40: Συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας της συνισταμένης μόνιμης μετατόπισης u_x για διάφορες τιμές της μέγιστης επιτάχυνσης $a_{\max} = 0.05g, 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g$ και $0.5g$. (Περιγραφή των αριθμητικών αποτελεσμάτων με την κατανομή Weibull).



Σχήμα 8.41: Πιθανότητα η συνισταμένη μόνιμη μετατόπιση u_x να υπερβεί μία συγκεκριμένη τιμή u_x^* για τιμές της μέγιστης επιτάχυνσης $a_{\max} = 0.05g, 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g$ και $0.5g$. (Περιγραφή των αριθμητικών αποτελεσμάτων με την κατανομή Weibull).



Σχήμα 8.42: Καμπύλες τρωτότητας πρानών: Πιθανότητα η συνισταμένη μόνιμη μετατόπιση u να υπερβεί μία συγκεκριμένη τιμή u_x^* ως προς τη μέγιστη επιτάχυνση a_{max} . Περιγραφή των αριθμητικών αποτελεσμάτων με την κατανομή Weibull.

Σημειώνεται ότι οι συντελεστές της κατανομής Weibull για την συνισταμένη μετατόπιση δίδονται στον Πίνακα 8.9. Τα Σχήματα 8.32, 8.37 και 8.42 είναι δυνατόν να χρησιμοποιηθούν για τον επιτελεστικό σχεδιασμό των πρानών. Μεταξύ των κριτηρίων της οριζόντιας, της κατακόρυφης και της συνισταμένης μετατόπισης, η συνισταμένη μετατόπιση είναι μάλλον η πλέον κατάλληλη επιλογή.

Πίνακας 8.7: Οριζόντια μετατόπιση: Συντελεστές της κατανομής Weibull

Επιτάχυνση, g	α	β	μ
0.05	2.2324	0.0587	0.0286
0.10	2.2324	0.1661	0.0810
0.20	2.2324	0.4699	0.2291
0.30	2.2324	0.8632	0.4210
0.40	2.2324	1.3290	0.6481
0.50	2.2324	1.8574	0.9058

Πίνακας 8.8: Κατακόρυφη μετατόπιση: Συντελεστές της κατανομής Weibull

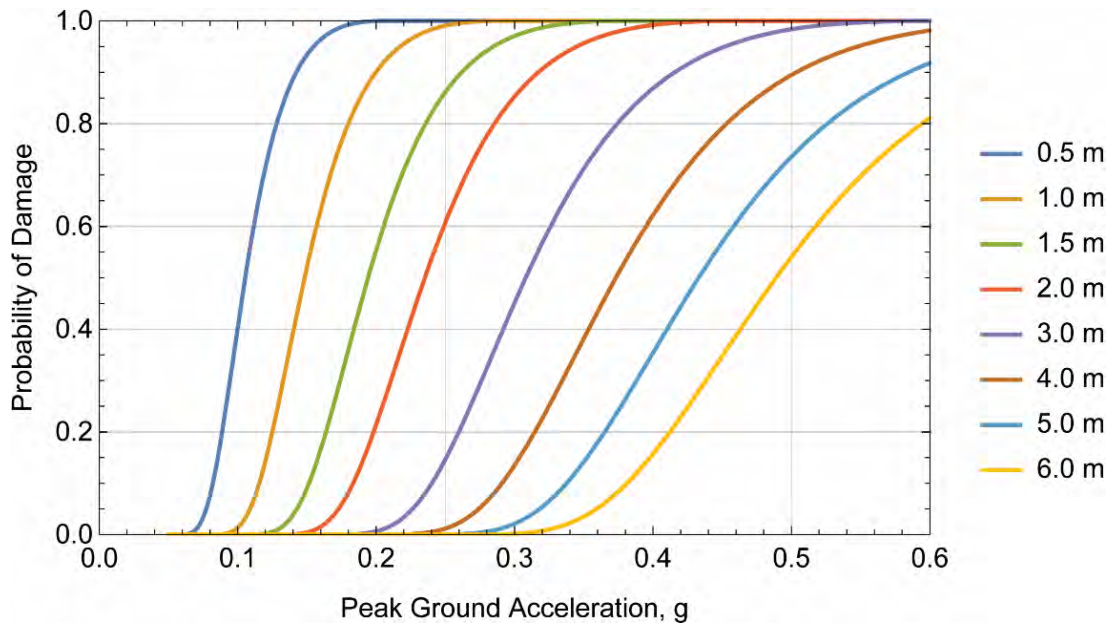
Επιτάχυνση, g	α	β	μ
0.05	3.1081	0.2809	0.1441
0.10	3.1081	0.3972	0.2037
0.20	3.1081	0.5618	0.2881
0.30	3.1081	0.6880	0.3529
0.40	3.1081	0.7945	0.4075
0.50	3.1081	0.8882	0.4556

Πίνακας 8.9: Συνισταμένη μετατόπιση: Συντελεστές της κατανομής Weibull

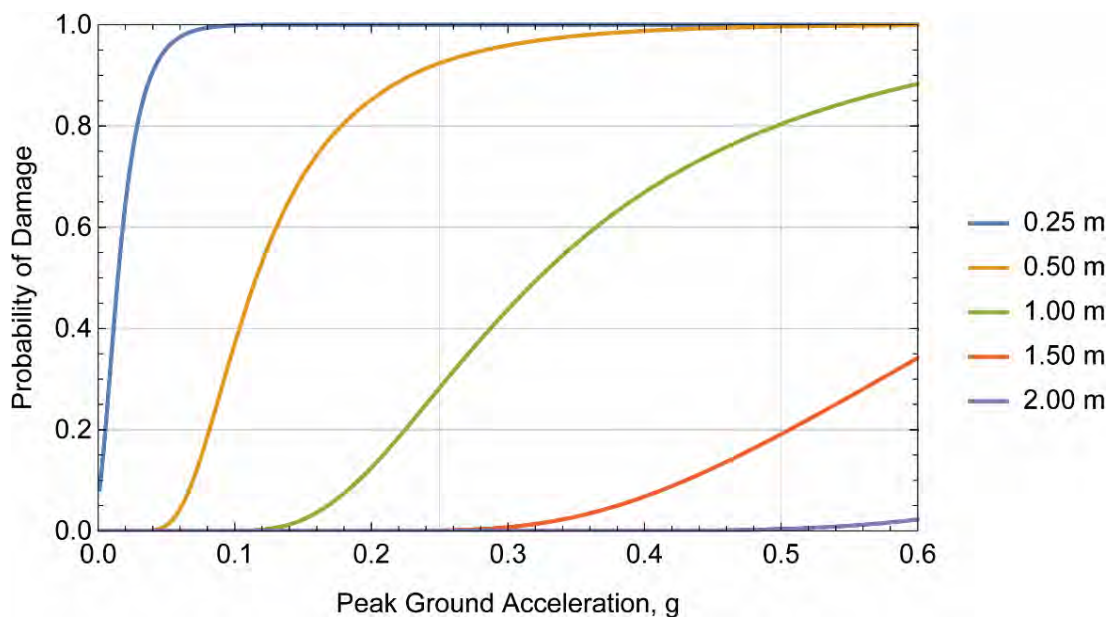
Επιτάχυνση, g	α	β	μ
0.05	2.7436	0.1781	0.1519
0.10	2.7436	0.3324	0.2834
0.20	2.7436	0.6203	0.5289
0.30	2.7436	0.8935	0.7618
0.40	2.7436	1.1576	0.9869
0.50	2.7436	1.4151	1.2064

Μέγιστη μόνιμη μετατόπιση στην επιφάνεια του πρανούς

Στα αποτελέσματα που παρουσιάστηκαν ανωτέρω, η μόνιμη μετατόπιση που εξετάζεται αντιστοιχεί στο άνω σημείο της επιφάνειας του πρανούς (σημείο A στο Σχήμα 7.2). Όμως, τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων καταδεικνύουν ότι η μέγιστη οριζόντια μόνιμη μετατόπιση κατά μήκος της κεκλιμένης επιφάνειας του πρανούς παρουσιάζεται σε ύψος που κυμαίνεται μεταξύ 0.25H και 0.35H, όπου H είναι το ύψος του πρανούς. Αντίθετα, η μέγιστη κατακόρυφη μόνιμη μετατόπιση κατά μήκος του πρανούς παρουσιάζεται στο σημείο A, που εξετάστηκε στις προηγούμενες αναλύσεις. Συνεπώς, εναλλακτικά, είναι δυνατή η θεώρηση των καμπυλών σεισμικής τρωτότητας λαμβάνοντας υπόψη την μέγιστη τιμή της μόνιμης οριζόντιας ή κατακόρυφης μετατόπισης κατά μήκος της κεκλιμένης επιφάνειας του πρανούς. Επαναλαμβάνοντας την ανωτέρω διαδικασία στα σημεία της μέγιστης μετατόπισης προκύπτουν τα σχήματα καμπυλών τρωτότητας για την μέγιστη οριζόντια μόνιμη μετατόπιση (Σχήμα 8.43) και την μέγιστη κατακόρυφη μόνιμη μετατόπιση (Σχήμα 8.44). Σημειώνεται ότι τα αποτελέσματα στα Σχήματα 8.43 και 8.44 αντιστοιχούν σε πρανή με κλίση 2:1 και μέσο συντελεστή ασφαλείας ίσο προς 1.56. Τα σχήματα αυτά είναι δυνατόν να χρησιμοποιηθούν για την διερεύνηση της σεισμικής συμπεριφοράς εδαφικών πρανών με αντίστοιχα χαρακτηριστικά.



Σχήμα 8.43: Καμπύλες τρωτότητας πρανών: Πιθανότητα η μέγιστη μόνιμη οριζόντια μετατόπιση u_x να υπερβεί μία συγκεκριμένη τιμή u^* ως προς τη μέγιστη επιτάχυνση a_{max} . Περιγραφή των αριθμητικών αποτελεσμάτων με την κατανομή Weibull.



Σχήμα 8.44: Καμπύλες τρωτότητας πρανών: Πιθανότητα η μέγιστη μόνιμη κατακόρυφη μετατόπιση u_y να υπερβεί μία συγκεκριμένη τιμή u^* ως προς τη μέγιστη επιτάχυνση a_{max} . Περιγραφή των αριθμητικών αποτελεσμάτων με την κατανομή Weibull.

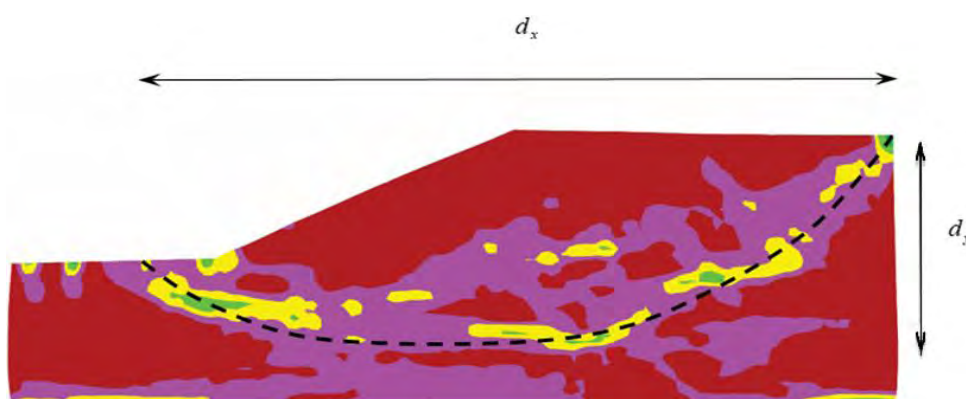
8.4 Επίδραση της χωρικής συσχέτισης των ιδιοτήτων του πρανούς

Οι προηγούμενες αναλύσεις βασίσθηκαν στην παραδοχή ότι τα μήκη χωρικής συσχέτισης είναι $l_x = 20$ m στην οριζόντια κατεύθυνση και $l_y = 2$ m στην κατακόρυφη κατεύθυνση,

αντίστοιχα. Στην παρούσα ενότητα εξετάζεται η επίδραση του μήκους της χωρικής συσχέτισης στην μόνιμη οριζόντια, κατακόρυφη και συνισταμένη μετατόπιση. Συγκεκριμένα, συγκρίνονται αποτελέσματα για $l_x = 20$ m και $l_y = 2$ m με αντίστοιχα αποτελέσματα με $l_x = 40$ m και $l_y = 2$ m για την διερεύνηση της επίδρασης του l_x , και με αντίστοιχα αποτελέσματα με $l_x = 20$ m και $l_y = 4$ m για την διερεύνηση της επίδρασης του l_y . Όλες οι αναλύσεις αντιστοιχούν σε στατιστικό δείγμα μεγαλύτερο ή ίσο του 30. Στον Πίνακα 8.10 δίδονται τα στοιχεία των περιπτώσεων που συγκρίνονται. Μαζί με μήκη l_x και l_y δίδονται και οι λόγοι l_x / d_x και l_y / d_y όπου $d_x =$ τυπικό οριζόντιο μήκος της επιφάνειας αστοχίας και $d_y =$ τυπικό ύψος της επιφάνειας αστοχίας. Στο Σχήμα 8.45 απεικονίζεται μία ενδεικτική επιφάνεια αστοχίας και οι διαστάσεις d_x και d_y .

Πίνακας 8.10: Διερεύνηση της χωρικής μεταβλητότητας των ιδιοτήτων του εδάφους (d_x =τυπικό οριζόντιο μήκος της επιφάνειας αστοχίας και d_y =τυπικό ύψος της επιφάνειας αστοχίας)

Περίπτωση	l_x , m	l_y , m	l_x / d_x	l_y / d_y
1	20	2	0.222	0.067
2	40	2	0.444	0.067
3	20	4	0.222	0.133



Σχήμα 8.45: Τυπική επιφάνεια αστοχίας στην οποία συγκεντρώνεται αυξημένη διατμητική παραμόρφωση.

Όταν τα μήκη l_x και l_y τείνουν προς το άπειρο, τότε το εδαφικό υλικό είναι ομογενές. Αντίθετα, όταν τα μήκη l_x και l_y τείνουν προς το μηδέν τότε το εδαφικό υλικό μεταβάλλει τις ιδιότητές τους με τυχαίο τρόπο χωρίς καμία συσχέτιση μεταξύ δύο γειτονικών ή απόμακρυσμένων σημείων. Η χρήση των λόγων l_x / d_x και l_y / d_y βοηθά στην καλύτερη κατανόηση της επίδρασης της χωρικής μεταβλητότητας των ιδιοτήτων του εδάφους σε σχέση με τις διαστάσεις της αναμενόμενης επιφάνειας αστοχίας. Πράγματι, όταν οι λόγοι l_i / d_i λαμβάνουν τιμές μεγαλύτερες του ένα ή δύο ($l_i / d_i > 1$ ή 2), τότε το εδαφικό υλικό σε κάποιο σημείο έχει

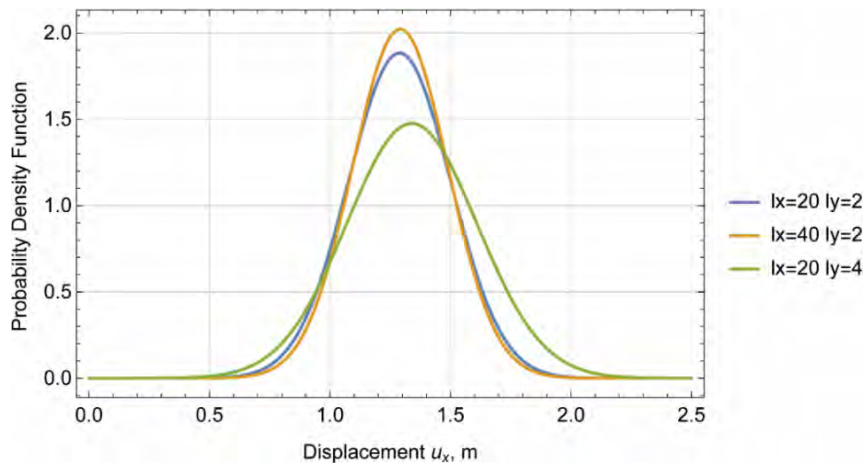
ιδιότητες με έντονη συσχέτιση με αυτές άλλων σημείων εντός της επιφάνειας αστοχίας, και συνεπώς τείνει να προσεγγίζει το ομογενές.

Στο Σχήμα 8.46 παρουσιάζεται η συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας της οριζόντιας μόνιμης μετατόπισης u_x για τις διάφορες τιμές των l_x και l_y με βάση την κατανομή Weibull. Παρατηρείται ότι για σταθερή τιμή του $l_y = 2$ m, όταν αυξάνει το l_x από 20 m σε 40 m παρατηρείται ότι υπάρχει μία πολύ μικρή μείωση της διασποράς, καθώς το έδαφος γίνεται σχετικά περισσότερο ομογενές. Αντίθετα, για σταθερή τιμή $l_x = 20$ m, όταν αυξάνει το l_y από 2 m σε 4 m, αυξάνει η διασπορά (Σχήμα 8.46). Δεδομένου ότι το δείγμα είναι σημαντικό (30 αναλύσεις) και συνεπώς τα αποτελέσματα δεν οφείλονται σε λάθη λόγω μικρού δείγματος, η τάση αυτή μπορεί να ερμηνευθεί ως εξής: Για διπλασιασμό του μήκους αυτοσυσχέτισης σε μεγάλες τιμές (π.χ. από 20 m σε 40 m), η επίδραση είναι μικρή καθόσον και τα δύο αυτά μήκη υποδηλώνουν μεγάλη χωρική αυτοσυσχέτιση. Αντίθετα, για διπλασιασμό του μήκους αυτοσυσχέτισης σε μικρές τιμές (π.χ. από 2 m σε 4 m), η επίδραση είναι σημαντική καθόσον η χωρική συσχέτιση σε μικρές αποστάσεις είναι μικρή αλλά αυξάνει πιο έντονα με τον διπλασιασμό της απόστασης. Στο Σχήμα 8.47 παρουσιάζεται η αθροιστική συνάρτηση πιθανότητας της οριζόντιας μόνιμης μετατόπισης u_x για τις διάφορες τιμές των l_x και l_y με βάση την κατανομή Weibull.

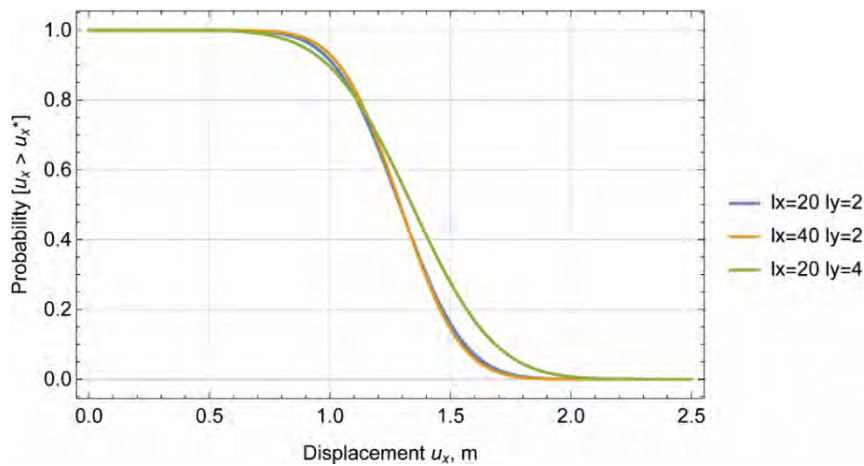
Στα Σχήματα 8.48 και 8.49 παρουσιάζονται αντίστοιχα αποτελέσματα για την κατακόρυφη μόνιμη μετατόπιση, όπου οι διαφορές ανάμεσα στις πυκνότητες πιθανότητας είναι πιο έντονες. Τα αποτελέσματα στο Σχήμα 8.48 υποδηλώνουν ότι υπάρχει κάποια ποσοτική διαφορά στην επίδραση της χωρικής συσχέτισης ανάμεσα στην οριζόντια και κατακόρυφη κατεύθυνση. Πράγματι, για τις κατακόρυφες μετατοπίσεις ο διπλασιασμός του μήκους αυτοσυσχέτισης επιδρά στην διασπορά των αποτελεσμάτων τόσο σε μικρά μήκη όσο και σε μεγαλύτερα μήκη.

Τέλος, στα Σχήματα 8.50 και 8.51 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για την συνισταμένη μόνιμη μετατόπιση.

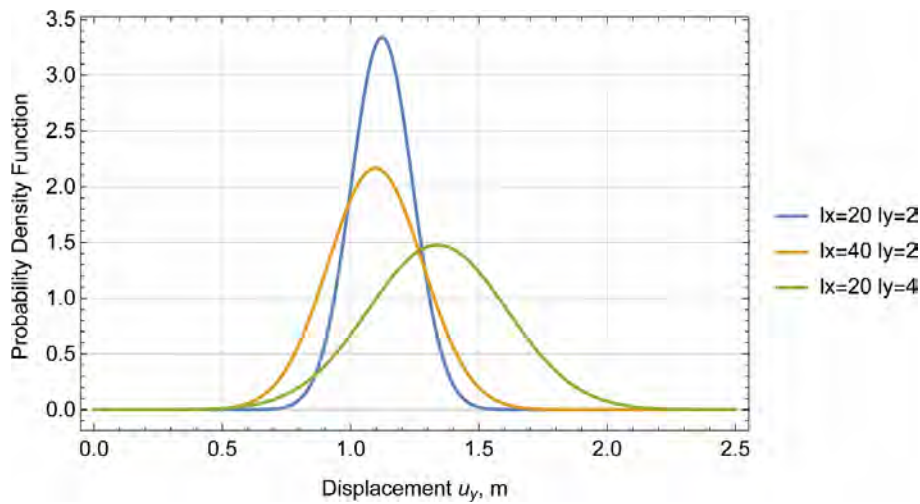
Τα αποτελέσματα σχετικά με την επίδραση του μήκους της χωρικής συσχέτισης των ιδιοτήτων του εδάφους που παρουσιάζονται στην παρούσα διατριβή δίδονται για μόνο τρία ζεύγη τιμών των λόγων l_x / d_x και l_y / d_y (συνολικά 90 προσομοιώσεις) λόγω χρονικών περιορισμών. Για την καλύτερη διερεύνηση της επίδρασης της χωρικής συσχέτισης απαιτείται ένας σημαντικός αριθμός περαιτέρω αριθμητικών αναλύσεων για διαφορετικές τιμές των λόγων l_x / d_x και l_y / d_y . Οι αναλύσεις αυτές είναι δυνατόν να πραγματοποιηθούν μετά το πέρας αυτής της διατριβής.



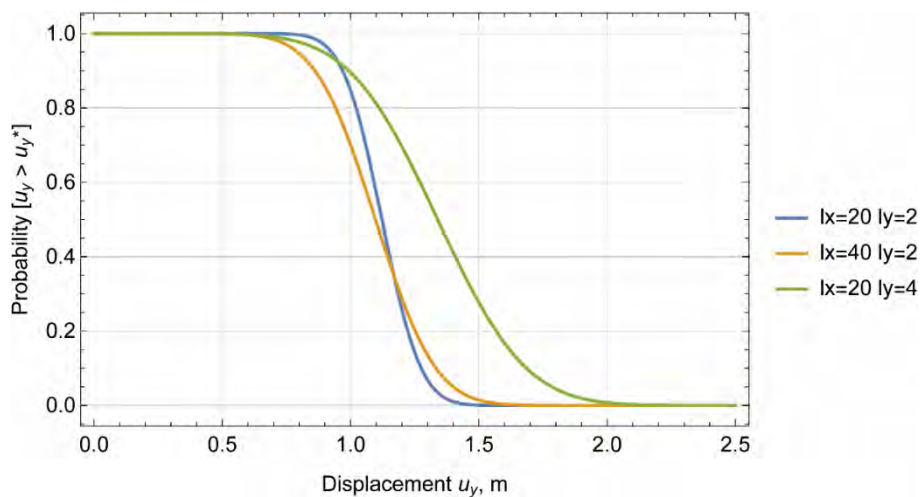
Σχήμα 8.46: Συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας της οριζόντιας μόνιμης μετατόπισης u_x για τις διάφορες τιμές των l_x και l_y . (Περιγραφή των αριθμητικών αποτελεσμάτων με την κατανομή Weibull).



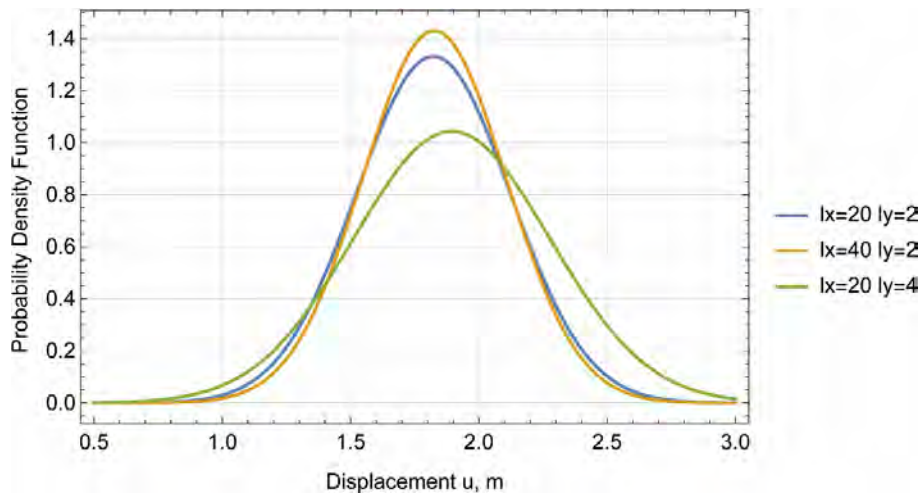
Σχήμα 8.47: Αθροιστική συνάρτηση πιθανότητας της οριζόντιας μόνιμης μετατόπισης u_x για τις διάφορες τιμές των l_x και l_y . (Περιγραφή των αριθμητικών αποτελεσμάτων με την κατανομή Weibull).



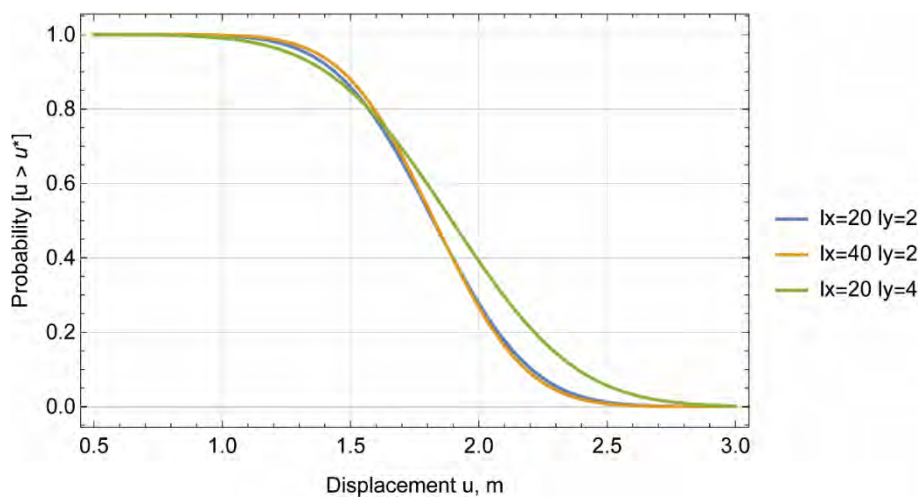
Σχήμα 8.48: Συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας της κατακόρυφης μόνιμης μετατόπισης u_y για τις διάφορες τιμές των l_x και l_y . (Περιγραφή των αριθμητικών αποτελεσμάτων με την κατανομή Weibull).



Σχήμα 8.49: Αθροιστική συνάρτηση πιθανότητας της κατακόρυφης μόνιμης μετατόπισης u_y για τις διάφορες τιμές των l_x και l_y . (Περιγραφή των αριθμητικών αποτελεσμάτων με την κατανομή Weibull).



Σχήμα 8.50: Συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας της συνισταμένης μόνιμης μετατόπισης u για τις διάφορες τιμές των l_x και l_y . (Περιγραφή των αριθμητικών αποτελεσμάτων με την κατανομή Weibull).

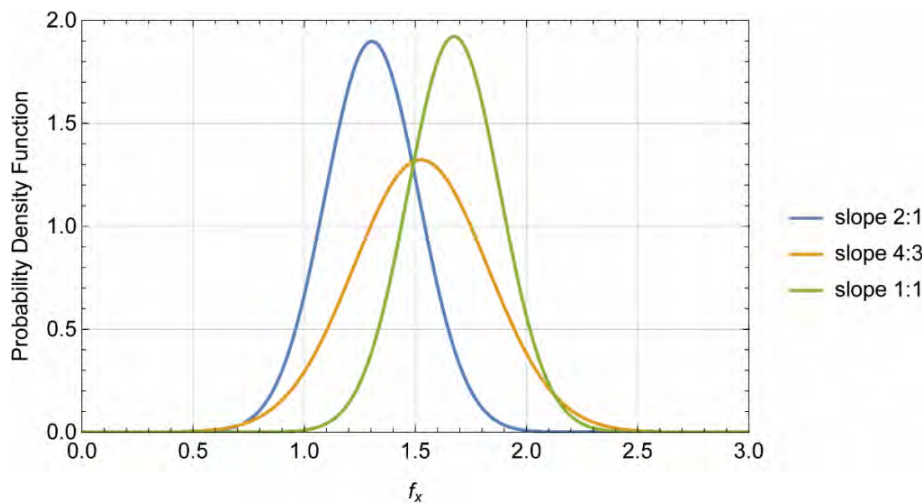


Σχήμα 8.51: Αθροιστική συνάρτηση πιθανότητας της συνισταμένης μόνιμης μετατόπισης u για τις διάφορες τιμές των l_x και l_y . (Περιγραφή των αριθμητικών αποτελεσμάτων με την κατανομή Weibull).

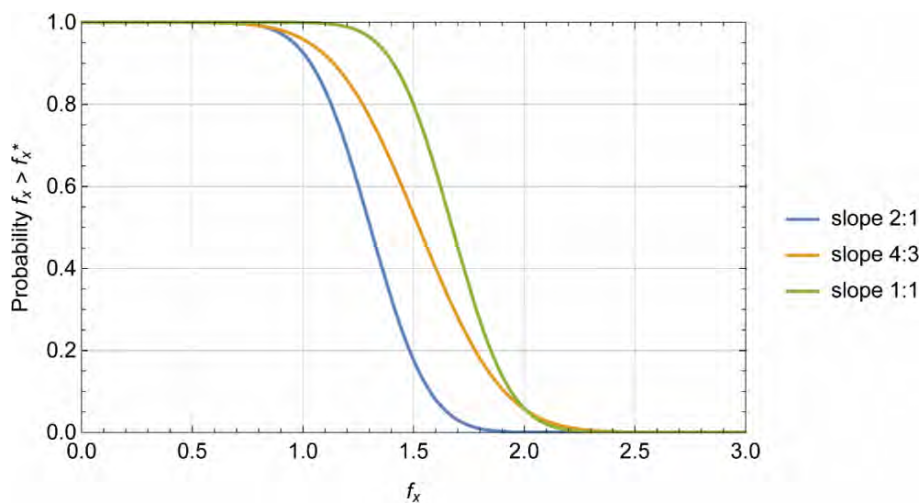
8.5 Επίδραση της κλίσης του πρανούς

Οι προηγούμενες αριθμητικές αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν θεωρώντας ότι το πρανές έχει κλίση 2:1 (γεωμετρία Α). Στην παρούσα ενότητα εξετάζεται η επίδραση της κλίσης στην σεισμική συμπεριφορά τους πρανούς, με κριτήριο επιτελεστικότητα την μόνιμη μετατόπιση μετά το τέλος του σεισμού σχεδιασμού. Συγκεκριμένα, συγκρίνονται αποτελέσματα από τις αναλύσεις με κλίσεις 2:1, 4:3 και 1:1, όπως έγινε για την περίπτωση του στατικού συντελεστή ασφαλείας στην ενότητα 8.1. Η διερεύνηση της επίδρασης της κλίσης του πρανούς προσκρούει σε μία δυσκολία: για την περίπτωση του πρανούς με κλίση 2:1 για το οποίο έγινε ένας σημαντικός αριθμός αναλύσεων, η μέση τιμή του στατικού συντελεστή ασφαλείας είναι περίπου 1.56, ενώ αντίθετα για το πρανές με κλίση 1:1 κρίθηκε αναγκαία η αύξηση των παραμέτρων αντοχής του εδάφους για να αποφευχθούν σημαντικά αριθμητικά προβλήματα στην μέθοδο πεπερασμένων διαφορών με αποτέλεσμα ο μέσος στατικός συντελεστής ασφαλείας να είναι ίσος προς 1.44. Παρά την αύξηση των παραμέτρων αντοχής στην περίπτωση του πρανούς με κλίση 1:1, ένα σημαντικό ποσοστό των αριθμητικών αναλύσεων διακόπηκε πρόωρα λόγω αριθμητικών προβλημάτων. Το ίδιο φαινόμενο σε μικρότερο βαθμό παρατηρήθηκε και για το πρανές με κλίση 4:3. Για τον λόγο αυτό με την ανάλυση αυτή δεν ήταν εφικτή η πλήρης ποσοτική διερεύνηση της επίδρασης της κλίσης του πρανούς. Το πρόβλημα αυτό αντιμετωπίζεται στην συνέχεια αυτής της ενότητας με μία νέα σειρά αναλύσεων.

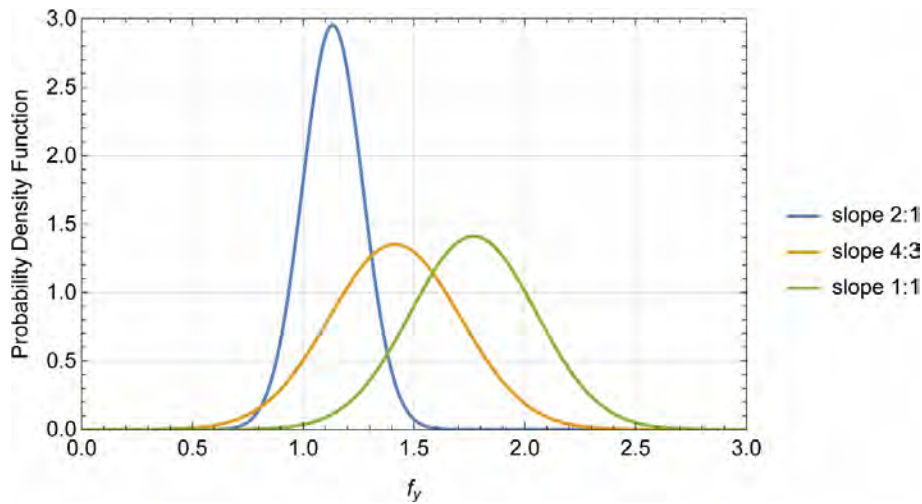
Στο Σχήμα 8.52 παρουσιάζεται ο συντελεστής $f_x = u_x / \tilde{u}_x$ της οριζόντιας μετατόπισης u_x του ετερογενούς πρανούς ως προς την οριζόντια μετατόπιση \tilde{u}_x του ομογενούς πρανούς για τις τρεις κλίσεις πρανών. Επίσης, στα Σχήματα 8.54 και 8.56 παρουσιάζονται οι συντελεστές $f_y = u_y / \tilde{u}_y$ και $f = u / \tilde{u}$ της κατακόρυφης και συνισταμένης μετατόπισης του ετερογενούς πρανούς ως προς την αντίστοιχη μετατόπιση του ομογενούς πρανούς. Καθόσον οι μόνιμες μετατοπίσεις u_x , u_y , u , \tilde{u}_x , \tilde{u}_y και \tilde{u} αντιστοιχούν στην ίδια μέση αντοχή εδάφους για μία συγκεκριμένη κλίση πρανούς, οι συντελεστές $f_x = u_x / \tilde{u}_x$, $f_y = u_y / \tilde{u}_y$ και $f = u / \tilde{u}$ εκφράζουν κυρίως την επίδραση της χωρικής μεταβλητότητας των ιδιοτήτων του εδάφους, ενώ η μεταβολή των στατιστικών χαρακτηριστικών των f_x , f_y και f εκφράζει την επίδραση της κλίσης τους πρανούς. Όπως αναμένεται, τα αποτελέσματα καταδεικνύουν ότι η αύξηση της κλίσης του πρανούς αυξάνει σημαντικά τους λόγους f_x , f_y και f . Οι μέσες τιμές του f για τις κλίσεις 2:1, 4:3 και 1:1 είναι 1.24, 1.54 και 1.90, αντίστοιχα. Επίσης παρατηρείται ότι, ενώ για τις κλίσεις 2:1 και 4:3 υπάρχουν και τιμές του $f < 1$, για την κλίση 1:1 όλες οι τιμές είναι $f > 1$.



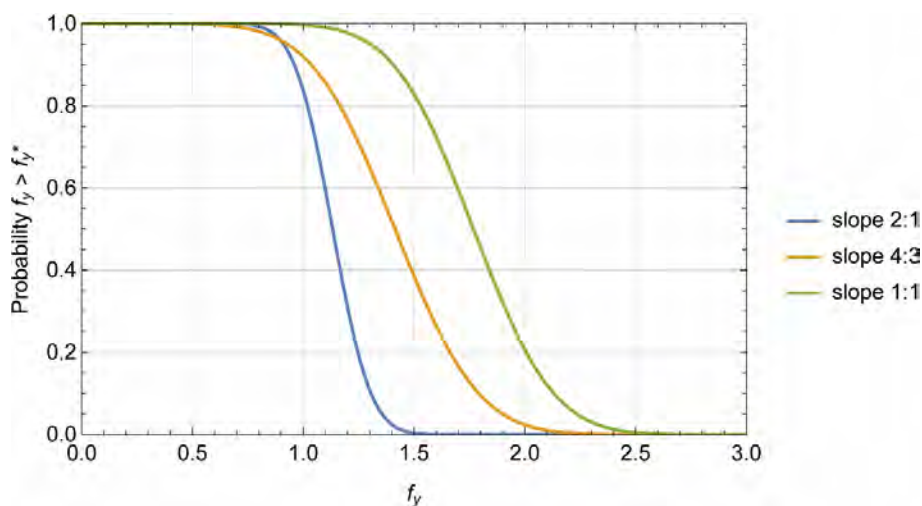
Σχήμα 8.52: Συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας του συντελεστή $f_x = u_x / \tilde{u}_x$ της οριζόντιας μόνιμης μετατόπισης από τα αποτελέσματα των αριθμ. αναλύσεων (u_x =οριζόντια μόνιμη μετατόπιση, \tilde{u}_x =οριζόντια μόνιμη μετατόπιση ομογενούς πρανούς).



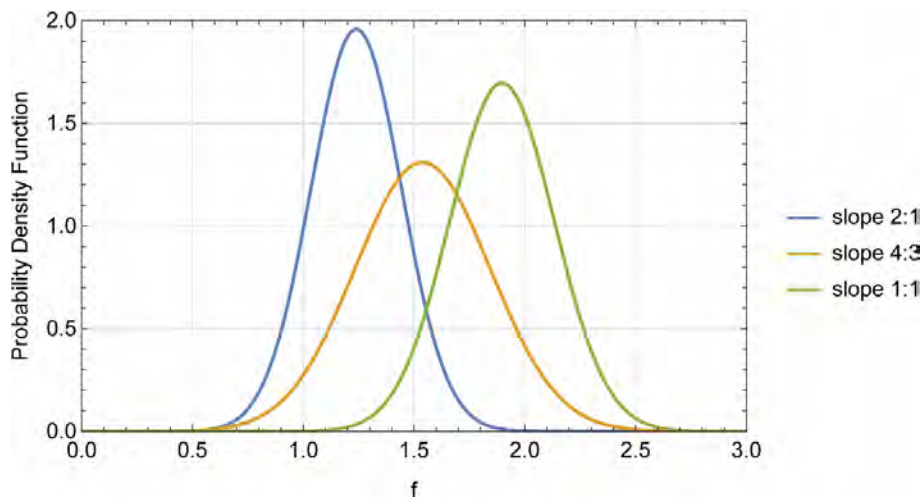
Σχήμα 8.53: Αθροιστική συνάρτηση πιθανότητας του συντελεστή $f_x = u_x / \tilde{u}_x$ της οριζόντιας μόνιμης μετατόπισης από τα αποτελέσματα των αριθμ. αναλύσεων (u_x =οριζόντια μόνιμη μετατόπιση, \tilde{u}_x =οριζόντια μόνιμη μετατόπιση ομογενούς πρανούς).



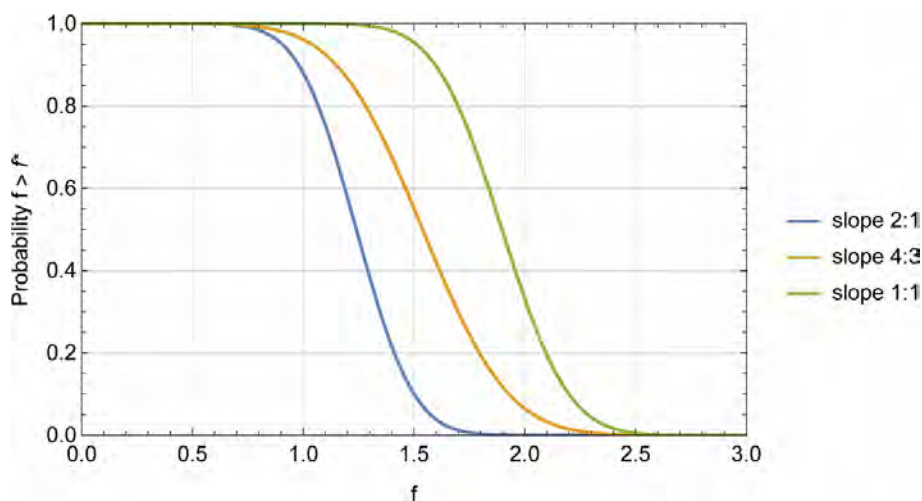
Σχήμα 8.54: Συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας του συντελεστή $f_y = u_y / \tilde{u}_y$ της κατακόρυφης μόνιμης μετατόπισης από τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων ($u_y =$ κατακόρυφη μόνιμη μετατόπιση, $\tilde{u}_y =$ κατακόρυφη μόνιμη μετατόπιση ομογενούς πρανούς).



Σχήμα 8.55: Αθροιστική συνάρτηση πιθανότητας του συντελεστή $f_y = u_y / \tilde{u}_y$ της κατακόρυφης μόνιμης μετατόπισης από τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων ($u_y =$ κατακόρυφη μόνιμη μετατόπιση, $\tilde{u}_y =$ κατακόρυφη μόνιμη μετατόπιση ομογενούς πρανούς).



Σχήμα 8.56: Συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας του συντελεστή $f = u/\tilde{u}$ της συνισταμένης μόνιμης μετατόπισης από τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων ($u =$ συνισταμένη μόνιμη μετατόπιση, $\tilde{u} =$ συνισταμένη μόνιμη μετατόπιση ομογενούς πρανούς).

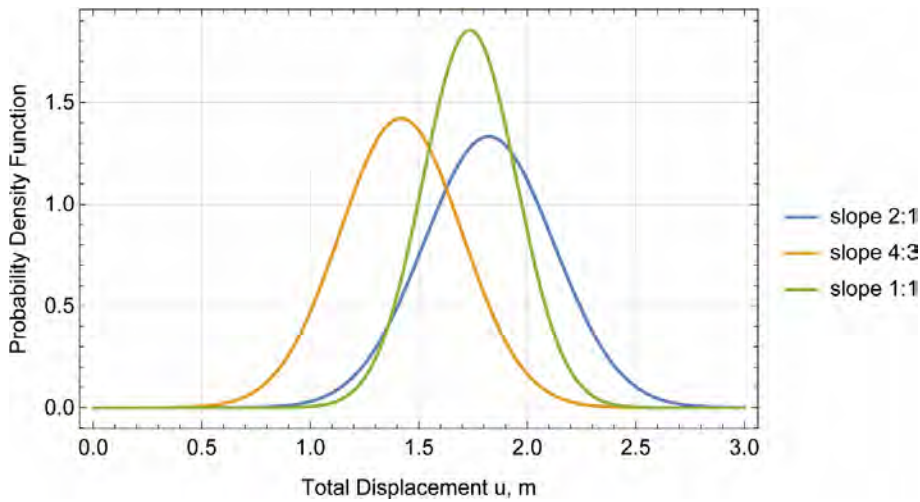


Σχήμα 8.57: Αθροιστική συνάρτηση πιθανότητας του συντελεστή $f = u/\tilde{u}$ της συνισταμένης μόνιμης μετατόπισης από τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων ($u =$ συνισταμένη μόνιμη μετατόπιση, $\tilde{u} =$ συνισταμένη μόνιμη μετατόπιση ομογενούς πρανούς).

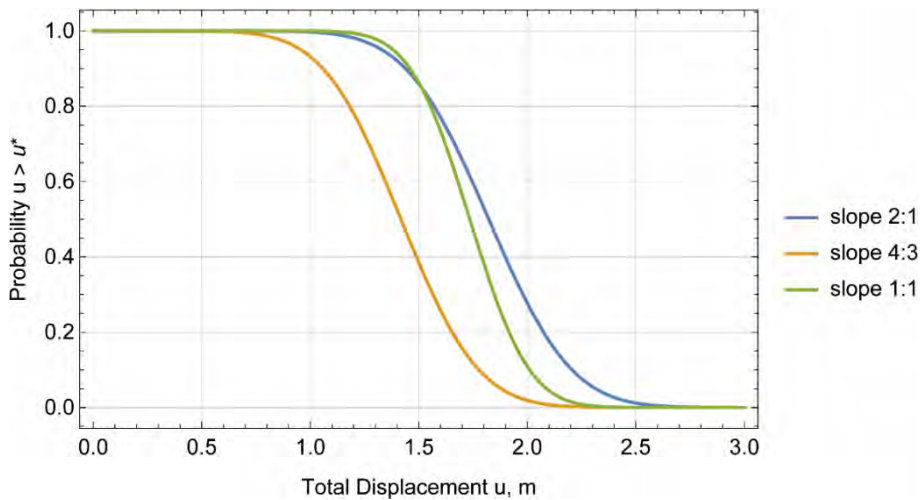
Αντίθετα με τον συντελεστή $f = u/\tilde{u}$, η μετατόπιση u δεν ακολουθεί την ίδια αυξητική τάση με την αύξηση της κλίσης αλλά επηρεάζεται σημαντικά από την διαφορά στην μέση αντοχή του εδάφους στις αριθμητικές αναλύσεις. Στο Σχήμα 8.58 παρουσιάζεται η πυκνότητα πιθανότητας της συνισταμένης μόνιμης μετατόπισης για τις τρεις κλίσεις, όπου παρατηρείται ότι οι μέγιστες μετατοπίσεις πραγματοποιούνται για κλίση 1:1, οι ελάχιστες για κλίση 4:3, ενώ για κλίση 2:1 οι μετατοπίσεις είναι μεταξύ αυτών.

Για την υπέρβαση της δυσκολίας αυτής, γίνεται εκ νέου ανάλυση των ομογενών πρανών με κλίσεις 2:1, 4:3 και 1:1 με **κοινές** παραμέτρους αντοχής και συνεπώς αρκετά διαφορετικούς

συντελεστές ασφαλείας. Στον Πίνακα 8.11 δίδονται οι νέες παράμετροι αντοχής για τα τρία ομογενή πρανή, ο στατικός συντελεστής ασφαλείας FS, η μέση οριζόντια μόνιμη μετατόπιση \bar{u}_x , η μέση κατακόρυφη μόνιμη μετατόπιση \bar{u}_y , και η συνισταμένη μόνιμη μετατόπιση \bar{u} για τις πέντε σεισμικές διεγέρσεις με μέγιστη επιτάχυνση ίση προς 0.30g.



Σχήμα 8.58: Συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας της συνισταμένης μόνιμης μετατόπισης u από τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων.



Σχήμα 8.59: Αθροιστική συνάρτηση πιθανότητας της συνισταμένης μόνιμης μετατόπισης u από τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων.

Πίνακας 8.11: Ιδιότητες εδάφους, στατικός συντελεστής ασφαλείας και μέσες τιμές των μόνιμων μετατοπίσεων ομογενών πρανών για τις πέντε σεισμικές διεγέρσεις (PGA = 0.30g)

Κλίση πρανούς	c , kPa	ϕ°	FS	\bar{u}_x , m	\bar{u}_y , m	\bar{u} , m
2:1	50	30	2.58	0.39	0.35	0.53
4:3	50	30	1.71	0.41	0.47	0.63
1:1	50	30	1.45	0.76	0.54	0.94

Με στόχο την διερεύνηση της επίδρασης της κλίσης του πρανού στις μόνιμες μετατοπίσεις συνδυάζονται τα αποτελέσματα του Πίνακα 8.11 με την στατιστική κατανομή του λόγου f_x (κανονική κατανομή) και την στατιστική κατανομή της κανονικοποιημένης οριζόντιας μετατόπισης λόγω των μεταβλητών χαρακτηριστικών της σεισμικής διέγερσης (ομοιόμορφη κατανομή). Συνεπώς, η συνολική επίδραση της κλίσης του πρανού, των συχνοτικών χαρακτηριστικών της διέγερσης και της χωρικής μεταβλητότητας των ιδιοτήτων του εδάφους του πρανού εκφράζεται από τις σχέσεις:

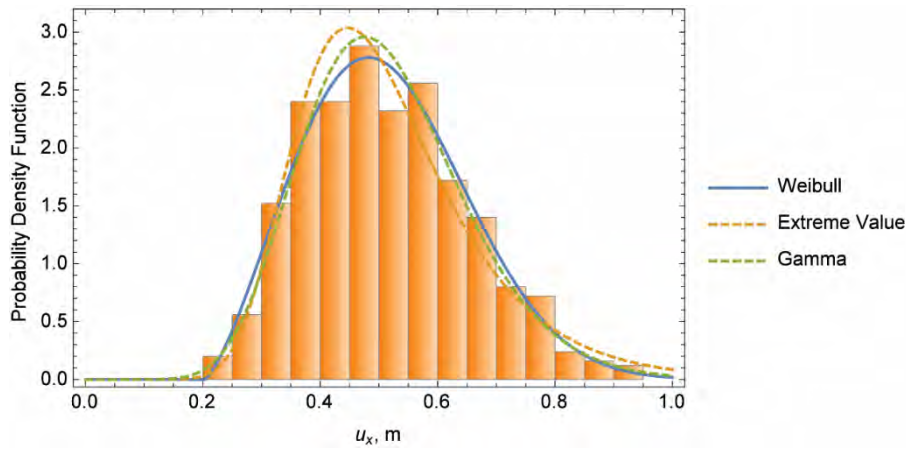
$$u_{xi} = \bar{u}_{xi} \text{ RandomVariate}(\text{NormalDistribution}[\mu_{f_{xi}}, \sigma_{f_{xi}}]) \times \text{RandomVariate}(\text{UniformDistribution}[r_{\min}, r_{\max}]) \quad (8.8a)$$

$$u_{yi} = \bar{u}_{yi} \text{ RandomVariate}(\text{NormalDistribution}[\mu_{f_{yi}}, \sigma_{f_{yi}}]) \times \text{RandomVariate}(\text{UniformDistribution}[r_{\min}, r_{\max}]) \quad (8.8b)$$

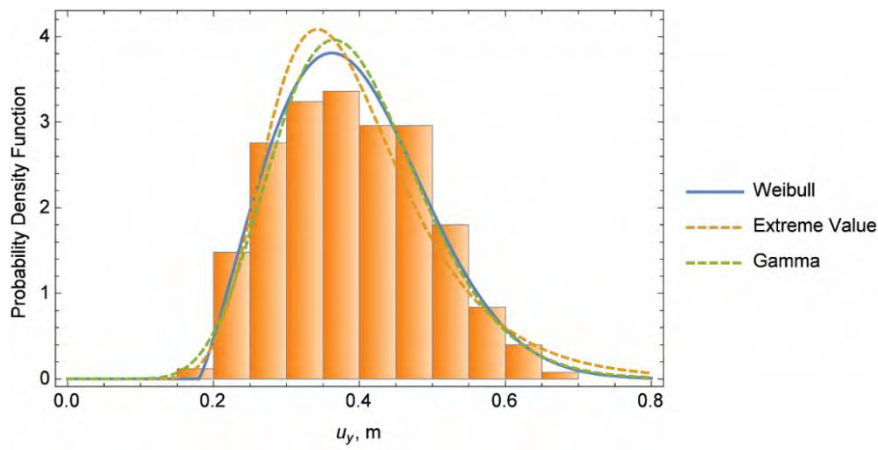
όπου $\mu_{f_{xi}}, \mu_{f_{yi}}$ = οι μέσες τιμές και $\sigma_{f_{xi}}, \sigma_{f_{yi}}$ = οι τυπικές διασπορές των συντελεστών f_{xi}, f_{yi} , αντίστοιχα, για κλίση πρανού i .

Στα Σχήματα 8.60 έως 8.68 παρουσιάζονται οι συναρτήσεις πυκνότητας πιθανότητας της οριζόντιας μόνιμης μετατόπισης u_x , της κατακόρυφης μόνιμης μετατόπισης u_y και της συνισταμένης μόνιμης μετατόπισης u για τις τρεις κλίσεις πρανών, ήτοι 2:1, 4:3 και 1:1. Οι κατανομές με τις οποίες περιγράφονται καλύτερα τα αποτελέσματα είναι ξανά οι Weibull, Extreme Value και Gamma (Πίνακας 8.4).

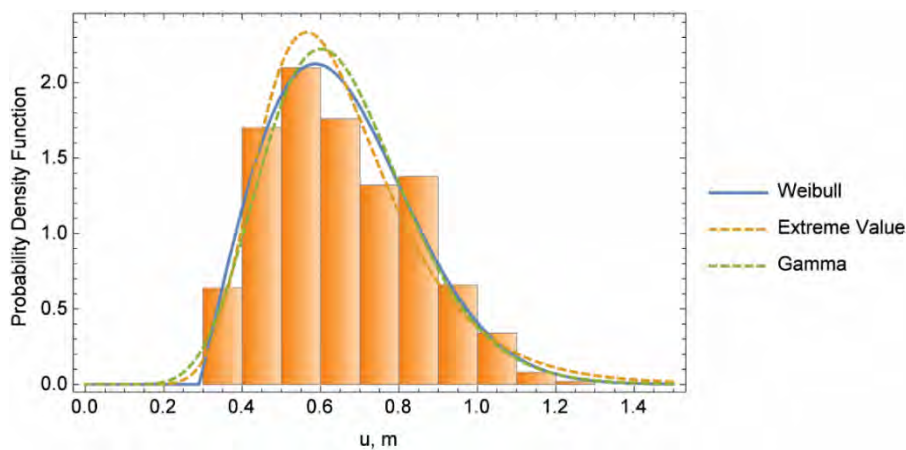
Στα Σχήματα 8.69 και 8.70 συγκρίνονται οι συναρτήσεις πυκνότητας πιθανότητας και οι αθροιστικές συναρτήσεις πιθανότητας της οριζόντιας μετατόπισης u_x για τις τρεις κλίσεις με βάση την κατανομή Weibull. Όπως είναι εμφανές, για πρανή με ίδια αντοχή εδάφους, η κλίση του πρανού έχει σημαντική επίδραση στο μέγεθος της μόνιμης οριζόντιας μετατόπισης. Η κλίση αυξάνει σημαντικά τόσο την μέση τιμή όσο και την διασπορά της u_x . Συγκεκριμένα, για κλίση 2:1 η μέση τιμή είναι $\mu_{u_x} = 0.51$ m και η τυπική απόκλιση $\sigma_{u_x} = 0.138$, για κλίση 4:3 η μέση τιμή είναι $\mu_{u_x} = 0.94$ m και η τυπική απόκλιση $\sigma_{u_x} = 0.304$ m και για κλίση 1:1 η μέση τιμή είναι $\mu_{u_x} = 1.28$ m και η τυπική απόκλιση $\sigma_{u_x} = 0.344$ m. Αντίστοιχα αποτελέσματα παρουσιάζονται για την κατακόρυφη μόνιμη μετατόπιση στα Σχήματα 8.71 και 8.72, και για την συνισταμένη μόνιμη μετατόπιση στα Σχήματα 8.73 και 8.74.



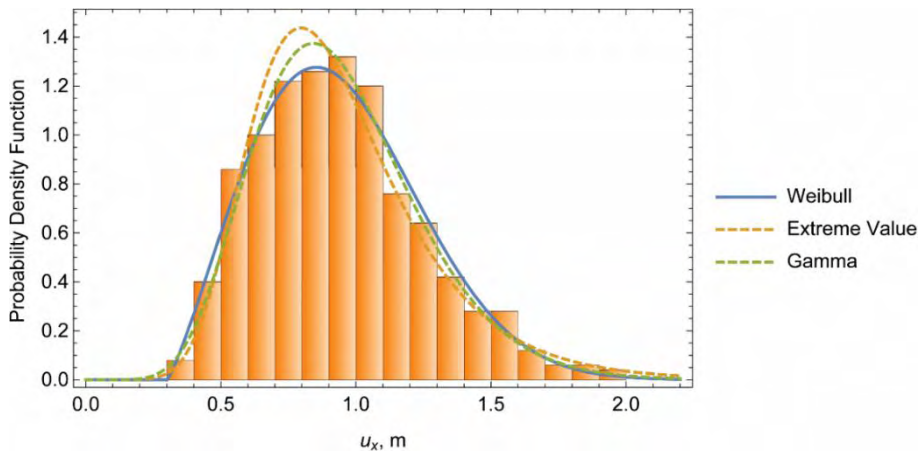
Σχήμα 8.60: Οριζόντια μόνιμη μετατόπιση u_x για κλίση 2:1 (PGA = 0.30g) .



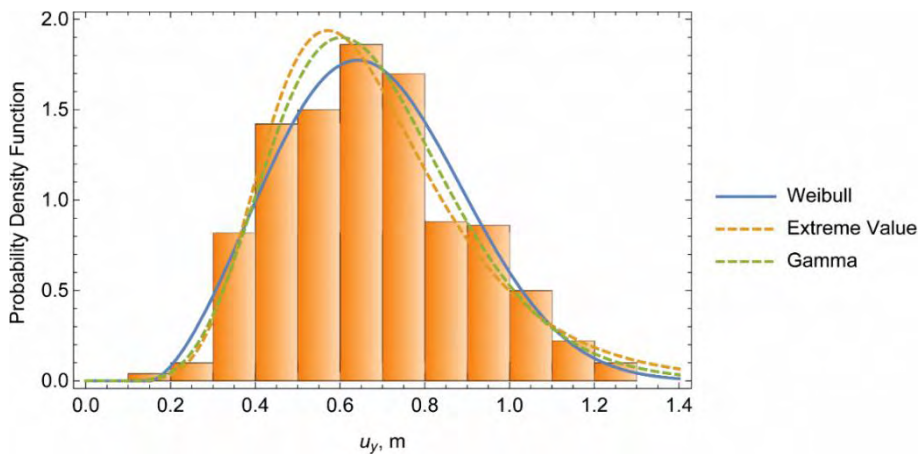
Σχήμα 8.61: Κατακόρυφη μόνιμη μετατόπιση u_y για κλίση 2:1 (PGA = 0.30g) .



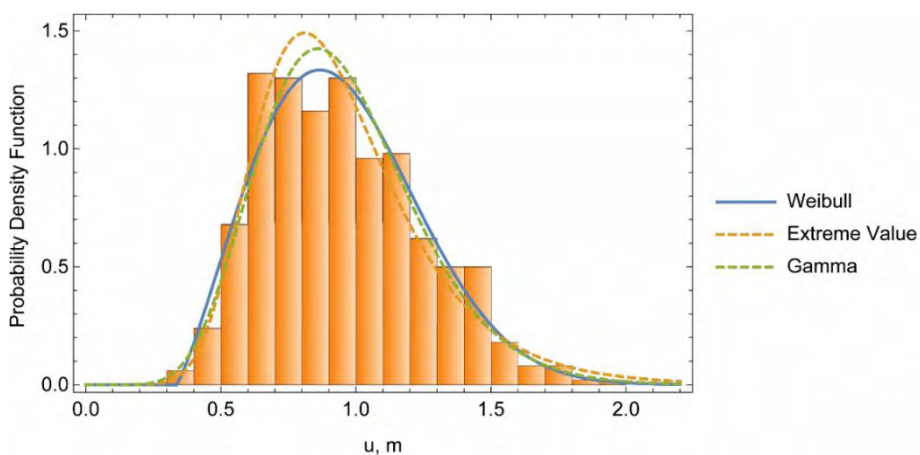
Σχήμα 8.62: Συνισταμένη μόνιμη μετατόπιση u για κλίση 2:1 (PGA = 0.30g) .



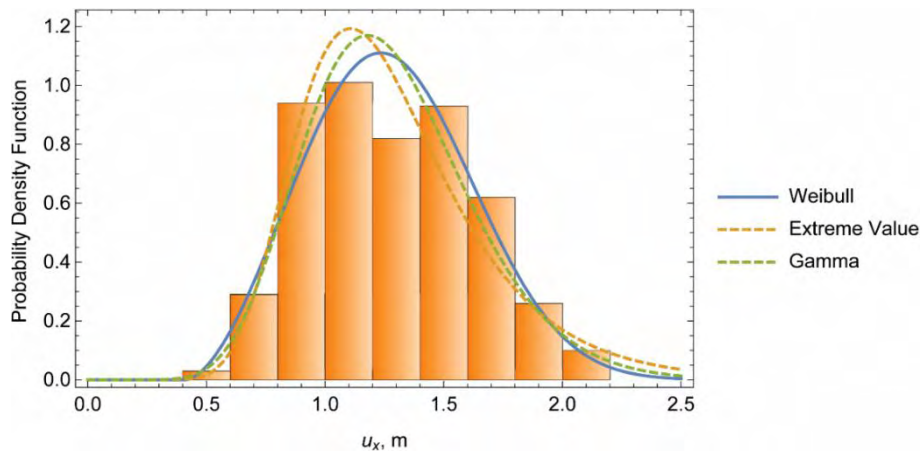
Σχήμα 8.63: Οριζόντια μόνιμη μετατόπιση u_x για κλίση 4:3 (PGA = 0.30g) .



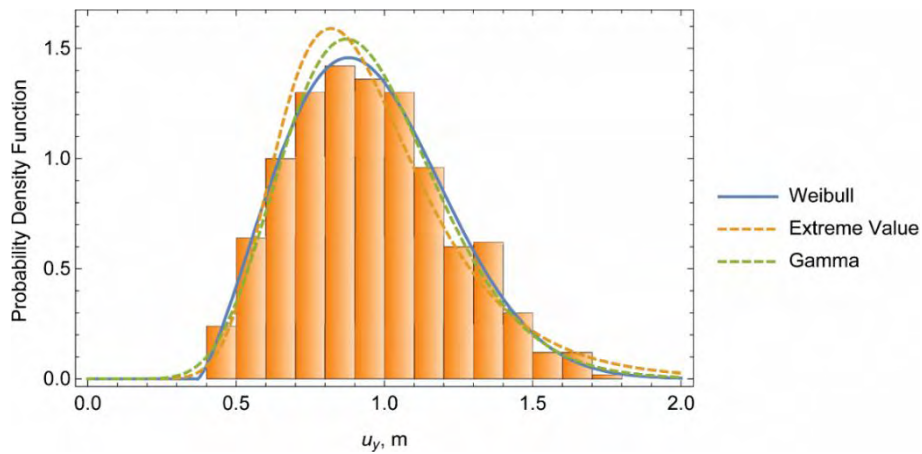
Σχήμα 8.64: Κατακόρυφη μόνιμη μετατόπιση u_y για κλίση 4:3 (PGA = 0.30g) .



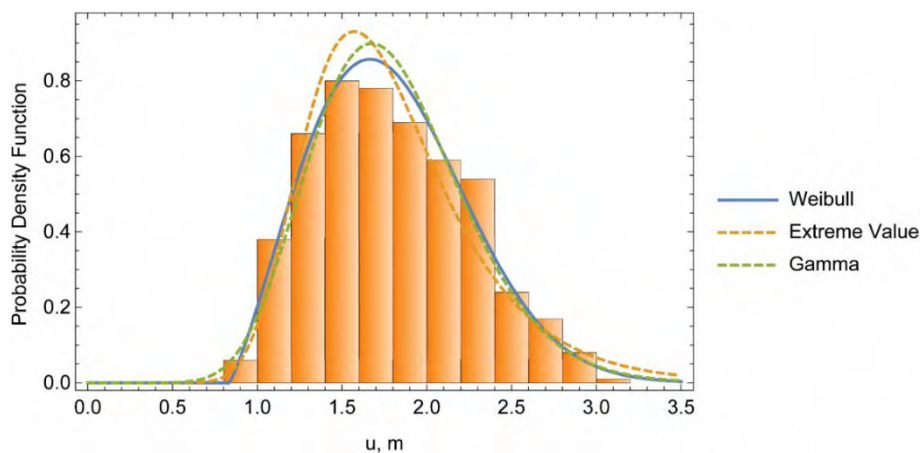
Σχήμα 8.65: Συνισταμένη μόνιμη μετατόπιση u για κλίση 4:3 (PGA = 0.30g) .



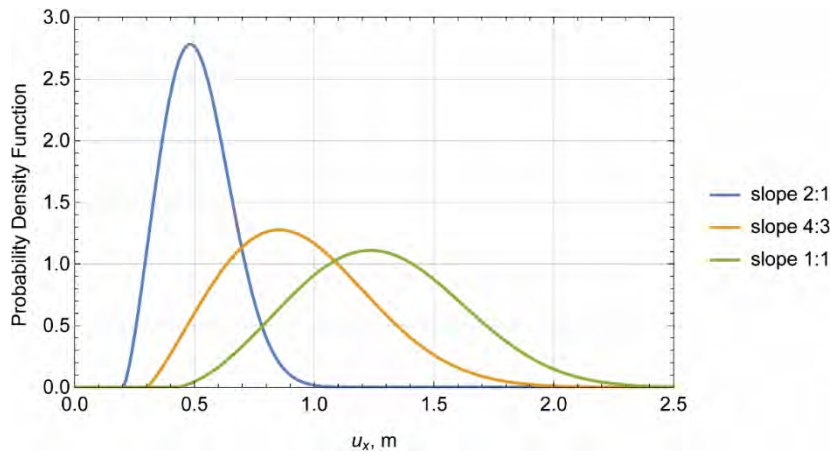
Σχήμα 8.66: Οριζόντια μόνιμη μετατόπιση u_x για κλίση 1:1 (PGA = 0.30g) .



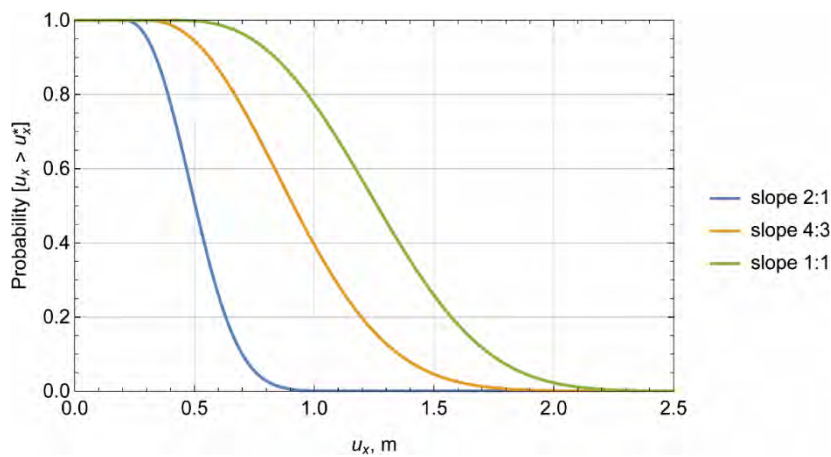
Σχήμα 8.67: Κατακόρυφη μόνιμη μετατόπιση u για κλίση 1:1 (PGA = 0.30g) .



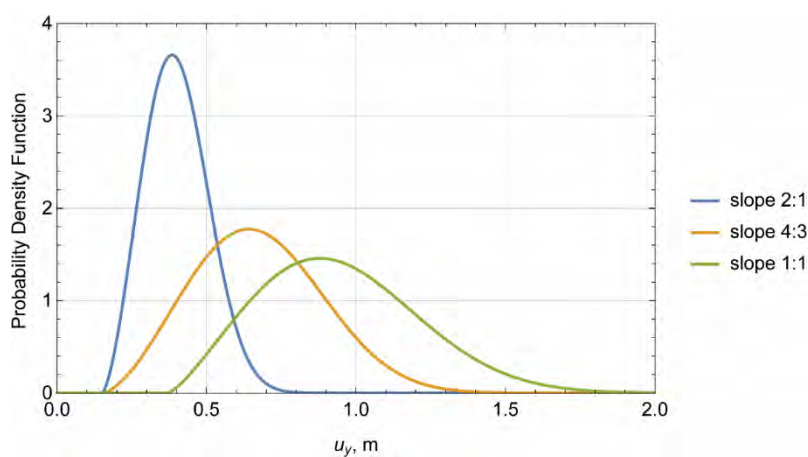
Σχήμα 8.68: Συνισταμένη μόνιμη μετατόπιση u για κλίση 1:1 (PGA = 0.30g) .



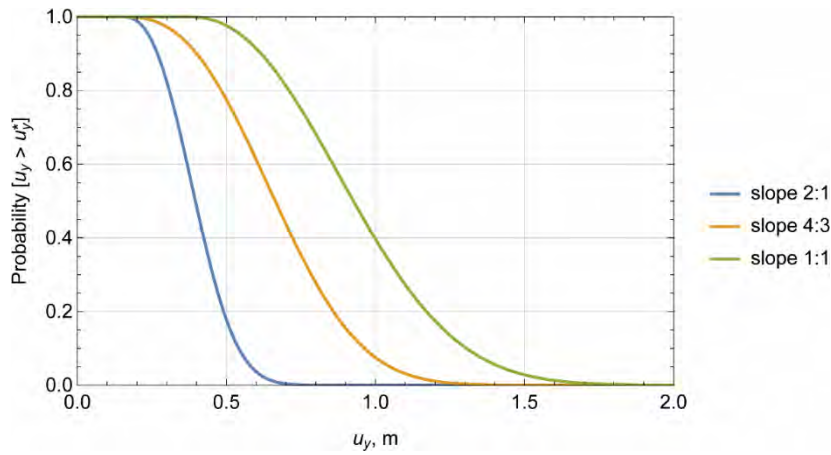
Σχήμα 8.69: Συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας της οριζόντιας μόνιμης μετατόπισης u_x για κλίσεις πρανούς 2:1, 4:3 και 1:1 (PGA = 0.30g) .



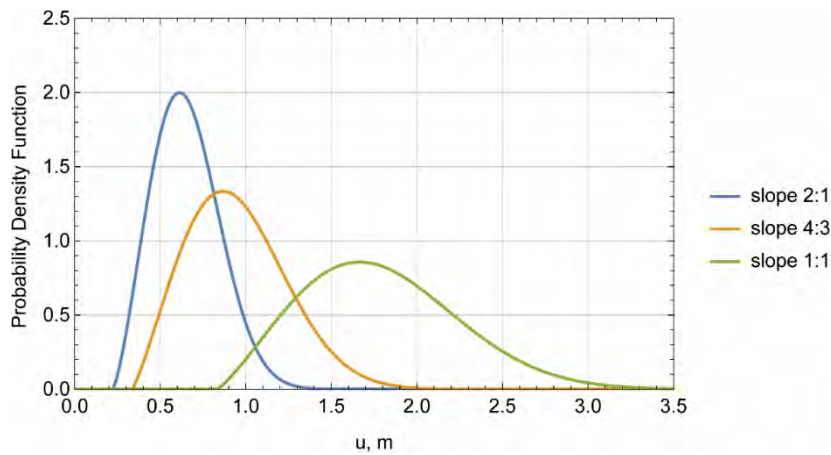
Σχήμα 8.70: Αθροιστική συνάρτηση πιθανότητας της οριζόντιας μόνιμης μετατόπισης u_x για κλίσεις πρανούς 2:1, 4:3 και 1:1 (PGA = 0.30g) .



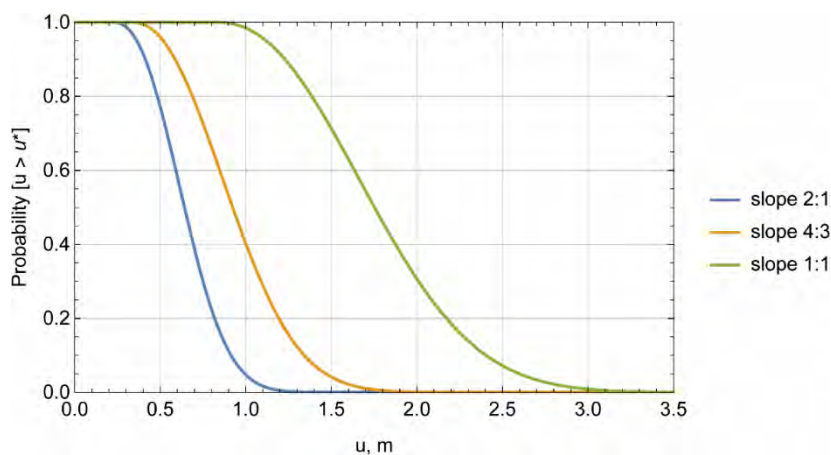
Σχήμα 8.71: Συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας της κατακόρυφης μόνιμης μετατόπισης u_y για κλίσεις πρανούς 2:1, 4:3 και 1:1 (PGA = 0.30g) .



Σχήμα 8.72: Αθροιστική συνάρτηση πιθανότητας της κατακόρυφης μόνιμης μετατόπισης u_y για κλίσεις πρανούς 2:1, 4:3 και 1:1 (PGA = 0.30g) .



Σχήμα 8.73: Συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας της συνισταμένης μόνιμης μετατόπισης u για κλίσεις πρανούς 2:1, 4:3 και 1:1 (PGA = 0.30g) .



Σχήμα 8.74: Αθροιστική συνάρτηση πιθανότητας της συνισταμένης μόνιμης μετατόπισης u για κλίσεις πρανούς 2:1, 4:3 και 1:1 (PGA = 0.30g) .

Κεφάλαιο 9

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Ο γεωτεχνικός σχεδιασμός αποτελεί ένα από τα αντικείμενα του πολιτικού μηχανικού που περιλαμβάνει μεγάλη αβεβαιότητα εξαιτίας της φυσικής ετερογένειας των γεωυλικών και της περιορισμένης έκτασης των γεωερευνητικών εργασιών.

Στην παρούσα διατριβή διερευνήθηκαν στοχαστικά χαρακτηριστικά της ευστάθειας των πρυνών έτσι ώστε να προσεγγίσουν με την μεγαλύτερη δυνατή ακρίβεια το εύρος της πιθανής διακύμανσης των τιμών του στατικού συντελεστή ασφαλείας FS και των μονίμων σεισμικών μετακινήσεων. Απεδείχθη ότι οι κλασσικές μέθοδοι υπολογισμού ευστάθειας και μονίμων σεισμικών μετακινήσεων των πρυνών δεν αποδίδουν την πραγματική, αλλά μία εξιδανικευμένη εικόνα της συμπεριφοράς τους πρυνούς. Αντίθετα, μία πιο ρεαλιστική προσέγγιση της πραγματικότητας θα πρέπει να λαμβάνει υπόψη την χωρική μεταβλητότητα των ιδιοτήτων του εδάφους κάνοντας χρήση πιθανοτικών και στοχαστικών μεθόδων.

Για την διερεύνηση της χωρικής μεταβλητότητας των ιδιοτήτων του εδάφους, ήταν αναγκαία η δημιουργία πεδίων τυχαίων τιμών ιδιοτήτων με συγκεκριμένα ποσοτικά χαρακτηριστικά ώστε να εκφράζεται η χωρική μεταβλητότητα των ιδιοτήτων αλλά και ο βαθμός συσχέτισης των ιδιοτήτων μεταξύ τους. Για τον σκοπό αυτό χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος δημιουργίας τυχαίων πεδίων με υποδιαίρεση του τοπικού μέσου όρου (Local Average Subdivision ή LAS) των Fenton and Vanmarke (1990). Πιο συγκεκριμένα, η εφαρμογή της μεθοδολογίας LAS δημιουργεί πεδία τυχαίων ιδιοτήτων του εδάφους, με προκαθορισμένες τιμές για την μέση τιμή μ , την τυπική διασπορά σ , τους συντελεστές συσχέτισης ρ_{ij} μεταξύ των ιδιοτήτων i και j , καθώς και τα μήκη αυτοσυσχέτισης l_x και l_y στην οριζόντια και κατακόρυφη κατεύθυνση, αντίστοιχα. Ο αριθμητικός κώδικας υλοποίησης της μεθοδολογίας LAS δημιουργήθηκε με τροποποίηση ενός υπάρχοντος κώδικα των Fenton and Griffiths (2008) για ανάλυση γεωτεχνικών συστημάτων, όπως π.χ. η αστοχία επιφανειακών θεμελιώσεων, με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων και με χρήση της προσομοίωσης τύπου Monte Carlo.

Για την εκτέλεση ενός σημαντικού αριθμού παραμετρικών αναλύσεων κατέστη επιβεβλημένη (α) η αυτοματοποίηση της συνολικής διαδικασίας δημιουργίας τεχνητών πεδίων τυχαίων ιδιοτήτων με επιθυμητά ποσοτικά χαρακτηριστικά, (β) η αυτόματη δημιουργία πλήρων αριθμητικών μοντέλων για ανάλυση της μηχανικής συμπεριφοράς, (γ) η αυτόματη εκτέλεση της αριθμητικής προσομοίωσης και, τέλος, (δ) η αυτόματη επεξεργασία των αποτελεσμάτων, ώστε να είναι δυνατή η στατιστική ανάλυση και αξιολόγηση μεγάλων ομάδων αποτελεσμάτων.

Η αριθμητική ανάλυση της μηχανικής συμπεριφορά πραγματοποιήθηκε με το πρόγραμμα πεπερασμένων διαφορών FLAC (Itasca, 2011). Ο αριθμητικός κώδικας FLAC προσφέρεται για την επίλυση έντονα μη-γραμμικών προβλημάτων γεωτεχνικής μηχανικής σε δύο διαστάσεις, καθώς με την χρήση των εξειδικευμένων καταστατικών μοντέλων που περιλαμβάνει, είναι δυνατόν να προσομοιώνει την συμπεριφορά διαφόρων εδαφικών υλικών που μπορούν να υποστούν σημαντικές πλαστικές παραμορφώσεις.

Ως κεντρικό πρόγραμμα ελέγχου της μεθοδολογίας στατικής και δυναμικής ανάλυσης του πρανούς χρησιμοποιείται το πρόγραμμα Mathematica. Μετά την δημιουργία τυχαίων πεδίων ιδιοτήτων με προκαθορισμένα χαρακτηριστικά, τα πεδία ιδιοτήτων μετασχηματίζονται αυτόματα σε αρχείο εντολών για τον καθορισμό των ιδιοτήτων κάθε ζώνης του καννάβου διακριτοποίησης του πρανούς, το οποίο καλείται αυτόματα στην συνέχεια από το αρχείο ανάλυσης του προγράμματος FLAC. Η μηχανική ανάλυση του FLAC περιλαμβάνει τρία στάδια: (1) την κατασκευή του επιχώματος και την επιβολή των φορτίων βαρύτητας για τον υπολογισμό των αρχικών τάσεων εντός του πρανούς (2) την ανάλυση ευστάθειας του πρανούς με την μέθοδο της απομείωσης των παραμέτρων αντοχής τους εδάφους για τον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας FS και της επιφάνειας αστοχίας, λαμβάνοντας υπόψη την σχέση τάσης-παραμόρφωσης και (3) την σεισμική ανάλυση του πρανούς κατά την οποία υπολογίζονται οι επιταχύνσεις, ταχύτητες και μετατοπίσεις σε διάφορα σημεία του πρανούς, καθώς και οι μόνιμες παραμορφώσεις και μετατοπίσεις στο τέλος της σεισμικής δόνησης.

Τα αποτελέσματα της στατικής και δυναμικής ανάλυσης εισάγονται αυτόματα στο πρόγραμμα Mathematica, επεξεργάζονται και από τα αποτελέσματα της επεξεργασίας δημιουργούνται νέα αρχεία για περαιτέρω στατιστική επεξεργασία και ομαδοποίηση. Η πλήρης αυτοματοποίηση της διαδικασίας μέσω του προγράμματος Mathematica επιτρέπει την ταχεία και αποτελεσματική εκτέλεση της ανάλυσης, και συνεπώς καθιστά δυνατή την δημιουργία πολλών παραμετρικών αναλύσεων για την διερεύνηση της επίδρασης της χωρικής μεταβλητότητας των ιδιοτήτων του εδάφους στην σεισμική συμπεριφορά.

Με χρήση της ανωτέρω μεθοδολογίας έγινε στατική και δυναμική ανάλυση προσομοιωμάτων ενός σημαντικού αριθμού πρανών με χωρική μεταβλητότητα ιδιοτήτων και τα αποτελέσματα συγκρίθηκαν με αντίστοιχα από αναλύσεις ομογενών πρανών. Ως κριτήριο ασφαλείας υπό στατικές συνθήκες χρησιμοποιείται ο συντελεστής ασφαλείας (FS). Το κριτήριο επιτελεστικότητας υπό δυναμικές συνθήκες είναι η παραμένουσα μετατόπιση της μάζας του πρανούς στο τέλος της σεισμικής δόνησης. Οι παράμετροι που εξετάστηκαν αναφορικά με την επίδρασή τους στον συντελεστή ασφαλείας FS είναι η χωρική μεταβλητότητα των ιδιοτήτων, τα χαρακτηριστικά μήκη αυτοσυσχέτισης l_x και l_y , και η κλίση του πρανούς. Οι παράμετροι που εξετάστηκαν αναφορικά με την επίδρασή τους στην μόνιμη σεισμική μετατόπιση είναι η χωρική μεταβλητότητα των ιδιοτήτων, τα χαρακτηριστικά μήκη αυτοσυσχέτισης l_x και l_y , η κλίση του πρανούς, το μέγεθος της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης και τα συχνοτικά χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης. Οι παραμετρικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν για κάθε μία παράμετρο περιλαμβάνουν στατιστικά δείγματα με αριθμό ≥ 30 , ενώ σε συγκεκριμένες περιπτώσεις παραμέτρων ο αριθμός των στατιστικών δειγμάτων είναι αρκετά μεγαλύτερος (π.χ. 168).

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι παρά το γεγονός ότι η αυτοματοποίηση της προσομοίωσης διευκολύνει την εκτέλεση ενός σημαντικού αριθμού προσομοιώσεων, στην πράξη ο αριθμός αυτός είναι σχετικά περιορισμένος λόγω της σημαντικής χρονικής διάρκειας κάθε ανάλυσης σε σχέση με πιο απλουστευμένες μεθόδους (πχ την μέθοδο λωρίδων Morgenstern-Price σε συνδυασμό με την μέθοδο Newmark). Επίσης, ο χρόνος αυτός είναι δυνατόν να αυξηθεί περαιτέρω λόγω των αριθμητικών προβλημάτων που ενδέχεται να προκύψουν σε περιπτώσεις στις οποίες ο συντελεστής ασφαλείας είναι σχετικά χαμηλός. Έτσι, παρόλο που η προτεινόμενη μεθοδολογία είναι σαφώς πιο ακριβής από τις προαναφερθείσες απλου-

στευμένες, η χρήση μεγάλων στατιστικών δειγμάτων (π.χ. της τάξης των 1000) ανά εξεταζόμενη παράμετρο είναι πρακτικά πολύ δύσκολη. Για το λόγο αυτό, και για την καλύτερη δυνατή αξιοποίηση των αριθμητικών αποτελεσμάτων, χρησιμοποιήθηκε κανονικοποίηση των συντελεστών ασφαλείας και των μονίμων σεισμικών μετατοπίσεων, στις περιπτώσεις που αυτό ήταν δυνατόν, ώστε να εξαχθούν πολύτιμες πληροφορίες χωρίς να αυξηθεί σημαντικά ο συνολικός αριθμός των αριθμητικών προσομοιώσεων. Στη ενότητα που ακολουθεί συνοψίζονται τα πλέον σημαντικά συμπεράσματα της διατριβής.

9.1 Σύνοψη συμπερασμάτων

Τα συμπεράσματα των παραμετρικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν είναι τα εξής:

Στατικός συντελεστής ασφαλείας FS

1. Η χωρική μεταβλητότητα των ιδιοτήτων του εδάφους επηρεάζει την τιμή του στατικού συντελεστή ασφαλείας FS . Η κατανομή του συντελεστή ασφαλείας FS διαιρεμένου δια του συντελεστή ασφάλειας FS_0 ενός όμοιου ομογενούς πρανούς με ιδιότητες εδάφους ίσες προς της μέσες τιμές του ετερογενούς πρανούς έχει μέση τιμή $\mu = 0.986$ και τυπική απόκλιση είναι $\sigma = 0.044$ για ένα πλήθος 168 ομοειδών αναλύσεων. Ήτοι, η μέση τιμή είναι ελαφρά μικρότερη της μονάδας, αλλά η τυπική απόκλιση είναι σχετικά μικρή, οπότε το εύρος διακύμανσης των τιμών του λόγου FS / FS_0 είναι σχετικά μικρό, από 0.86 έως 1.12.
2. Ο έλεγχος της υπόθεσης για το είδος της στατιστικής κατανομής των δεδομένων οδηγεί στο συμπέρασμα ότι οι τιμές του λόγου FS/FS_0 ακολουθούν με σημαντική πιθανότητα την κανονική κατανομή.
3. Ένα πρανές με μέσες τιμές παραμέτρων αντοχής που οδηγούν σε μέση τιμή συντελεστή ασφαλείας $FS=1.5$, είναι δυνατόν να έχει πραγματικό συντελεστή FS που κυμαίνεται περίπου μεταξύ 1.3 και 1.7 λόγω της χωρικής μεταβλητότητας των ιδιοτήτων του εδάφους. Η μείωση του συντελεστή ασφαλείας από την μέση τιμή 1.5 του ομογενούς πρανούς σε μία πιθανή τιμή 1.3, λόγω μεταβλητότητας των ιδιοτήτων του εδάφους, είναι δυνατόν σε κάποιες περιπτώσεις εφαρμογών να οδηγεί στο συμπέρασμα ότι αυτή η τιμή του FS δεν είναι επαρκής.
4. Για τις διαφορετικές κλίσεις πρανών (δηλαδή, 2:1, 4:3, 1:1) αλλά με παραμέτρους αντοχής προσαρμοσμένες ώστε ο στατικός συντελεστής ασφαλείας FS να είναι προσεγγιστικά στην περιοχή του 1.5, συμπεραίνεται ότι η κατανομή του FS δεν διαφέρει σημαντικά για τις τρεις κλίσεις. Αντίθετα, αν τα πρανά με διαφορετικές κλίσεις έχουν ίδια στατιστικά χαρακτηριστικά παραμέτρων αντοχής (μέσες τιμές και τυπικές αποκλίσεις), τότε η μείωση της κλίσης αυξάνει σημαντικά τον συντελεστή ασφαλείας και μεταβάλλει την διασπορά της κατανομής.

Σεισμική συμπεριφορά – έλεγχος επιτελεστικότητας

1. Το κριτήριο αξιολόγησης της σεισμικής συμπεριφοράς οδικών επιχωμάτων, φραγμάτων και φυσικών πρανών, το οποίο έχει επικρατήσει κατά τα τελευταία χρόνια ως η βασική φιλοσοφία σχεδιασμού, είναι η αποδεκτή μόνιμη εδαφική μετακίνηση μετά το τέλος του σεισμού. Συγκεκριμένα, η αναμενόμενη μόνιμη σεισμική μετατόπιση (οριζόντια, κατακόρυφη ή συνισταμένη) συγκρίνεται με διάφορα επίπεδα σεισμικής μετατόπισης τα οποία αντιστοιχούν σε διαφορετικά επίπεδα σεισμικής βλάβης και κόστους επισκευής. Τα αποτελέσματα των παραμετρικών αναλύσεων καταδεικνύουν ότι η επίδραση της χωρικής μεταβλητότητας των ιδιοτήτων του εδάφους είναι πολύ σημαντική καθόσον οι τιμές του λόγου της μόνιμης μετατόπισης ως προς την αντίστοιχη τιμή της μετατόπισης ενός ομογενούς πρανού (f, f_x, f_y) έχουν μία διακύμανση έως $\pm 70\%$.
2. Η μέση μόνιμη συνισταμένη μετατόπιση των πρανών με χωρική μεταβλητότητα ιδιοτήτων είναι 19% μεγαλύτερη της μόνιμης συνισταμένης μετατόπισης ομογενούς πρανού με την ίδια γεωμετρία και την ίδια σεισμική διέγερση. Συνεπώς, η μέγιστη θεωρητική απόκλιση της τιμής της μόνιμης συνισταμένης μετατόπισης που υπολογίζεται από την σχέση $\mu + 3\sigma$ είναι ίση προς 1.888, δηλαδή 88.8% μεγαλύτερη από την αντίστοιχη τιμή μετατόπισης του ομογενούς πρανού. Αυτό σημαίνει ότι περίπου το 89% των περιπτώσεων ετερογενών πρανών θα υποστεί μόνιμες μετατοπίσεις που θα είναι μεγαλύτερες από αυτές που προβλέπονται από την σεισμική ανάλυση του ομογενούς πρανού. Η αγνόηση της χωρικής μεταβλητότητας των ιδιοτήτων του εδάφους είναι δυνατόν να οδηγήσει σε μόνιμες σεισμικές μετατοπίσεις αρκετά μικρότερες (έως 53%) από τις πραγματικές με αποτέλεσμα την εσφαλμένη (μη-συντηρητική) εκτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του πρανού.
3. Λεπτομερής στατιστική ανάλυση των αριθμητικών αποτελεσμάτων κατέδειξε ότι οι πλέον κατάλληλες στατιστικές κατανομές για την περιγραφή των μονίμων σεισμικών μετατοπίσεων είναι οι κατανομές Weibull, Extreme Value, και Gamma. Μεταξύ αυτών προτιμητέα, λόγω της σχετικά καλύτερης συμφωνίας και λόγω του αποκλεισμού αρνητικών τιμών στο αριστερό άκρο, είναι η κατανομή Weibull.
4. Η μη-γραμμική μεταβολή της μόνιμης σεισμικής μετατόπισης πρανού με το μέγεθος της σεισμικής έντασης (δηλαδή την μέγιστη επιτάχυνση διέγερσης $a_{g\max}$) είναι δυνατόν να περιγραφεί με μία εκθετική συνάρτηση της μορφής $a(a_{g\max}/g)^b$, όπου a, b είναι σταθερές.
5. Για σταθερή τιμή της σεισμικής έντασης, η κατανομή της μόνιμης μετατόπισης που προκύπτει από διαφορετικές σεισμικές διεγέρσεις ακολουθεί προσεγγιστικά την ομοιόμορφη κατανομή. Η επίδραση του συχνοτικού περιεχομένου της σεισμικής διέγερσης είναι σημαντική καθόσον δημιουργεί ένα εύρος διακύμανσης των αποτελεσμάτων ίσο προς $\pm 40\%$ στην περίπτωση της οριζόντιας μετατόπισης και $\pm 20\%$ στην περίπτωση της κατακόρυφης μετατόπισης. Όμως είναι επιθυμητή η αύξηση του αριθμού των σεισμικών διεγέρσεων με διαφορετικό συχνοτικό περιεχόμενο για την καλύτερη στατιστική περιγραφή της επίδρασης των χαρακτηριστικών της σεισμικής διέγερσης.

6. Η στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων των αριθμητικών προσομοιώσεων οδηγεί στην δημιουργία δύο ειδών διαγραμμάτων σχεδιασμού (α) το πρώτο παρουσιάζει την πιθανότητα υπέρβασης μίας συγκεκριμένης τιμής της μόνιμης μετατόπισης για διάφορες τιμές της μέγιστης διέγερσης. (β) το δεύτερο παρουσιάζει τις καμπύλες τρωτότητας, οι οποίες εκφράζουν την πιθανότητα σεισμικής βλάβης ως προς το μέγεθος της σεισμικής έντασης για διάφορες τιμές της μόνιμης σεισμικής μετατόπισης. Τα διαγράμματα αυτά επιτρέπουν ένα περισσότερο ορθολογικό σχεδιασμό, ο οποίος λαμβάνει υπόψη τα αποτελέσματα της χωρικής μεταβλητότητας των ιδιοτήτων του εδάφους με βάση ένα σημαντικό αριθμό αριθμητικών προσομοιώσεων. Διαγράμματα σχεδιασμού έχουν παρουσιασθεί με βάση τις μόνιμες σεισμικές μετατοπίσεις στο ανώτερο σημείο της επιφάνειας τους πρανούς και με βάση τις μέγιστες μόνιμες σεισμικές μετατοπίσεις καθ' όλο το ύψος της επιφάνειας τους πρανούς.
7. Σχετικά με την επίδραση του μήκους χωρικής συσχέτισης των ιδιοτήτων του εδάφους, τα αποτελέσματα δείχνουν ότι για διπλασιασμό του μήκους αυτοσυσχέτισης σε μεγάλες τιμές (π.χ. από 20 m σε 40 m), η επίδραση στις οριζόντιες μετατοπίσεις είναι μικρή καθόσον και τα δύο αυτά μήκη υποδηλώνουν μεγάλη χωρική αυτοσυσχέτιση. Αντίθετα, για διπλασιασμό του μήκους αυτοσυσχέτισης σε μικρές τιμές (π.χ. από 2 m σε 4 m), η επίδραση είναι σημαντική καθόσον η χωρική συσχέτιση σε μικρές αποστάσεις είναι μικρή αλλά αυξάνει πιο έντονα με τον διπλασιασμό της απόστασης. Για τις κατακόρυφες μετατοπίσεις, ο διπλασιασμός του μήκους αυτοσυσχέτισης επιδρά στην διασπορά των αποτελεσμάτων τόσο σε μικρά μήκη όσο και σε μεγαλύτερα μήκη.
8. Σχετικά με την επίδραση της κλίσης του πρανούς, τα αποτελέσματα αποδεικνύουν ότι, καθώς η κλίση τους πρανούς αυξάνει, αυξάνεται σημαντικά η μέση τιμή και η τυπική διασπορά της μόνιμης σεισμικής μετατόπισης.
9. Η αυτοματοποίηση της συνεργασίας του αλγόριθμου LAS με το λογισμικό πεπερασμένων διαφορών FLAC μέσω του προγράμματος Mathematica επέτρεψε την σχετικά ταχεία εκτέλεση αρκετά πολύπλοκων και χρονοβόρων προσομοιώσεων και βοήθησε σημαντικά στην επιτυχή ολοκλήρωση της ερευνητικής προσπάθειας.
10. Η παρούσα έρευνα κατέδειξε ότι ο υπολογισμός των τιμών των μετακινήσεων των πρανών που βρίσκονται υπό σεισμική φόρτιση, μπορεί να πραγματοποιηθεί με ρεαλιστικό τρόπο με πιθανοτικές και στοχαστικές μεθόδους. Οι διαφορές που παρουσιάζονται στην απόκριση λόγω της χωρικής μεταβλητότητας των ιδιοτήτων του εδάφους είναι αρκετά σημαντικές. Είναι επιθυμητό οι παραμετρικές διερευνήσεις της έρευνας αυτής να επεκταθούν περαιτέρω για την καλύτερη δυνατή περιγραφή των αβεβαιοτήτων και τα συνολικά συμπεράσματα να αξιολογηθούν εκ νέου, ώστε να ληφθούν υπόψη μακροπρόθεσμα σε κανονιστικές διατάξεις.

9.2 Προτάσεις για μελλοντική έρευνα

Στην παρούσα διατριβή δεν κατέστη δυνατόν να εξαντληθούν όλα τα θέματα που αφορούν τον υπολογισμό της ευστάθειας και των μετακινήσεων των πρανών. Με στόχο την μεγαλύτερη εμβάθυνση, η παρούσα έρευνα πρέπει να επεκταθεί στις ακόλουθες κατευθύνσεις:

1. Σημαντική επέκταση των παραμετρικών αναλύσεων όσον αφορά την κλίση των πρανών, την αντοχή του εδάφους, τα μήκη αυτοσυσχέτισης και τα χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης ώστε τα αποτελέσματα των αναλύσεων να είναι δυνατόν να χρησιμοποιηθούν για την δημιουργία διορθωτικών συντελεστών σε συμβατικές αναλύσεις σεισμικής συμπεριφοράς, λαμβάνοντας ορθολογικά υπόψη την χωρική μεταβλητότητα των ιδιοτήτων του εδάφους. Ως μακροπρόθεσμος στόχος θα είναι η ενσωμάτωση τέτοιων συντελεστών σε κανονιστικές διατάξεις.
2. Η χρησιμοποίηση τυχαίων πεδίων (random fields) με την βοήθεια του αλγορίθμου L.A.S. για τρισδιάστατη πιθανοτική ανάλυση (3D probabilistic analysis) εδαφικών πρανών υπό σεισμική φόρτιση σε συνδυασμό με την επίδραση της χωρικής μεταβλητότητας στις μόνιμες μετακινήσεις του πρανούς κατά τους άξονες x , y , z .
3. Η παρουσία υδροφόρου ορίζοντα στις σεισμικές επιλύσεις έτσι ώστε με την βοήθεια του λογισμικού FLAC και των στοχαστικών μεθόδων που αναφέρθηκαν να μελετηθεί η ευστάθεια του πρανούς υπό την παρουσία ροής.
4. Η προσθήκη φορτίων στην στέψη του πρανούς υπό την επενέργεια σεισμικών φορτίων με σκοπό την μελέτη της επιρροής της χωρικής μεταβλητότητας των ιδιοτήτων του εδάφους στις μόνιμες μετακινήσεις των πρανών.

Κεφάλαιο 10

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Alonso E.E., and Krizek R.J. (1975). Stochastic formulation of soil properties. *In Proc. 2nd Int. Conf. on Application of Statistics and Probability in Soil and Structural Engineering*, Aachen, volume 2, p.p. 9-32, 1975.
- Alonso E.E. (1976). Risk analysis of slopes and its application to slopes in Canadian sensitive clays, *Geotechnique*, 26 (453-472), 1976.
- Ambraseys N. and Menu J. (1988). Earthquake induced ground displacements. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 16(7), p.p.985-1006.
- Ambraseys N. and Sbrulov M. (1995). Soil Dynamics and Earthquake Engineering. Earthquake induced displacements of slopes. *Volume 14, issue 1, 1995*, p.p.59-71.
- Anagnostopoulos S.A., Rinaldis D, Lekidis V.A., Margaris V.N., Theodoulidis N. P. (1987). “The Kalamata, Greece, Earthquake of September 13, 1986”, *Earthquake Spectra*, Vol.3, No 2, (1987), 365 – 402.
- Ashford S., Sitar N., Lysmer J., Deng N. (1997). Topographic effects on the seismic response of steep slopes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.87, No 3, p.p.701-709.
- Athanasopoulos G.A., Leonidou E.A. and Pelekis P. (2007). “Fault-Rupture Related Hazard to Engineered Structures-Parametric Numerical Analyses”, *Proceedings, 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Springer, Paper No. 1679.
- Auckland Council. Code of Practice for land Development and Subdivision. *Chapter:2 Earthworks and Geotechnical Requirements*.
- Aversa S., Casioni L., Picarelli L., Scavia C. (2016). Landslides and Engineered Slopes. Experience, Theory and Practice. *Proceedings of the 12th International Symposium on Landslide, Napoli, Italy 12-19 June 2016*, p.p.17-935.
- B.Xu and B.K.Low. (2006). Probabilistic Stability Analyses of Embankments Based on Finite-Element Method, *F.ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Volume 132 Issue 11-November 2006*.
- Babu S.G.L. and Mukesh M.O. (2004). Effect of soil variability on reliability of soil slopes. *Geotechnique* 54, No 5, p.p.335-337.
- Babu S.G.L., Srivastava A., Murthy D.S.N. (2006). Reliability analysis of the bearing capacity of a shallow foundation resting on cohesive soil. *Can Geotech J* 43:217–223.
- Babu S.G.L. and Chouksey S.K. (2010). Model for analysis of fiber-reinforced clayey soil. *Geomechanics and Geoengineering. Volume 5, 2010 –Issue 4* p.p 277-285.

- Babu S.G.L. and Mukesh M.O. (2016). Effect of soil variability on reliability of soil slopes. *International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* p.p 147-167
Date: 07 August 2016.
- Baecher G. and Christian J. (2003). Geotechnical reliability: playing cards with the universe, *Proc. Pan-American Conf. on SMGE (Soil and Rock America 2003)*, Vol.2, pp.2751-2755.
- Barnes G.E. (1995). Εδαφομηχανική. Αρχές και Εφαρμογές. Soil Mechanics: Principles and Practice. *Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα* (2005) p.p. 415-445.
- Basudhar P.K. (2008). Application of Optimization Techniques in Geotechnical Engineering at I.I.T.Kanpur *oai:CiteSeerX.psu:10.1.1.118.6606* p.p 1-6.
- Benko B. (1997). Numerical Modelling of complex slope deformations. *University of Saskatchewan, Saskatoon. Canada.*
- Bhattacharya G., Jana D., Ojha S. and Chakraborty S. (2003) "Direct search for minimum reliability index of earth slopes", *Comput. Geotech.*, 30(6), 455-462.
- Biarez J. and Hicher P.Y. (1994). Elementary Mechanics of Soil Behaviour-Saturated Remoulded Soils. A.A. *Balkema, Rotterdam.*
- Bishop A.W. (1955). "The use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes". *Géotechnique*. 5: 7. p.p 1-11.
- Blahut J., Sterlacchini S., Ballacio C. (2009). Effect of the input parameters on the spatial variability of landslide susceptibility maps derived by statistical methods. Case study of the Valtellina valley (Italian central Alps) *Geographical Journal* G1 (2009) 1, 3-18 p.p. 1-16.
- Bouckovalas G.D. and Papadimitriou A.G. (2003). Multi-variable relations for soil effects on seismic ground motion. *Earthquake Engng. Struct. Dyn* 32. p.p. 1867-1896.
- Bouckovalas G.D. and Papadimitriou A.G. (2005). Numerical evaluation of slope topography effects on seismic ground motion. *Soil Dyn. And Earthquake Engng* 25. p.p.547-558. 2005.
- Bowles E.J. (1968). Θεμελιώσεις, Υπολογισμός και Κατασκευή/πρώτος & δεύτερος τόμος. *Πλαίσιο, Εκδοτική εταιρία. Copyright 1968 by Mc-Graw-hill Inc.*
- Bray J. D., Seed R. B. and Seed H. B. (1994a), "Analysis of Earthquake Fault Rupture Propagation through Cohesive Soil." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 120(3), 543-561.
- Bray J. D., Seed R. B., Cluff L. S., and Seed H. B., (1994b), "Earthquake Fault Rupture Propagation through Soil." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 120(3), 562-580.
- Bray J. D., Rathje E. M., Augello A. J. and Merry, S. M. (1998). "Simplified Seismic Design Procedure for Lined Solid-Waste Landfills," *Geosynthetics International Journal*, Vol. 5, Nos. 1-2, pp. 203-235, 1998.

- Bray J. D. (2001). “Developing Mitigation Measures for the Hazards Associated with Earthquake Surface Fault Rupture”, *Workshop on Seismic Fault Induced Failures, Possible Remedies for Damage to Urban Facilities, Japan Society for the Promotion of Science, 11-12 January, 2001, Japan*, 55-79.
- Bray J.D. and Travasarou T. (2007). “Simplified procedure for estimating earthquake-induced deviatoric slope displacements.” *J. of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, V. 133(4), pp. 381-392.
- Bray J.D., and Travasarou T. (2009). Pseudostatic coefficient for use in simplified seismic slope stability evaluation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 135(9), 1336-1340.
- Budhu M. (2010). Soil mechanics and foundations. *3rd ed., John Wiley & Sons.,NY*.
- Byrne R.J., Kendall J., Brown S. (1992). Cause and mechanism of failure. Kettleman Hills Landfill B-19, Unit IA, Proceedings ASCE. *Specialty Conference on Performance and Stability of Slopes and Embankments – II*, Vol. 2, p.p. 1188-1215.
- Cai Z. and Bathurst R.J. (1996). Deterministic sliding block methods for estimating seismic displacements of earth structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 15, p.p.255-268.
- Chang C.J., Chen W.F., Yao J.T.P. (1984). Seismic displacements in slopes by limit analysis. *Journal of Geotechnical Engineering* 110, p.p. 860-874.
- Chen W.F. (1975). Limit Analysis and Soil Plasticity, *Developments in geotechnical Engineering, No.7, Elsevier Scientific Publishing Company, New York*.
- Chen Y., Tang Y., Zhan L. (2009). Advances in Environmental Geotechnics: *Procedures of the International Symposium on Geoenvironmental Engineering in Hangzhou, China, September 8-10, China 2009*. – [records of earthquakes Idriss (1990)].
- Cheng Y.M. and Lau C.K. (2008). Slope stability analysis and stabilization. *Routledge. New York, USA*. p.p. 15-78, 138-151 ISBN-O-203-92795-8 *Master e-book*.
- Cheng Y.M. and Lau C.K. (2008). Slope stability analysis and stabilization. *Routledge, N.Y., U.S.A.*. p.p. 1-4.
- Cherubini C. (1997). Data and considerations on the variability of geotechnical properties of soils. *In. Proceedings of the Conference on Advances in Safety and Reliability, ESREL: 1583-1591*.
- Cherubini C. and Giasi C.(1997). The influence of vegetation on slope stability. *Engineering Geology and the Environment. Proc. Symposium, Athens, 1997, vol.1*, p.p. 67-61
- Cho S.E. (2007). Effects of spatial variability of soil properties on slope stability. *Eng Geol.* 92 (3-4): p.p. 97-109.

- Cho S.E. and Park H.C. (2009). Effect of spatial variability of cross-correlated soil properties on bearing capacity of strip footing. *John Willey and Son Ltd.* p.p.1-26.
- Cho S.E. (2010). Probabilistic Assessment of slope Stability that considers the spatial variability of soil properties. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering* p.p. 975-984.
- Chouliaras I.G., Tantos V.A., Ntalos G.A. and Metaxa X.A. (2003). "The influence of soil conditions on the resistance of cohesive soils against erosion by overland flow", *Journal of International Research Publications*, Issue 3,p. p. 8.
- Chowdhury R.N., Tang W.H. and Sidi (1987). Reliability model of progressive slope failure, *Geotechnique* ISSN 0016-8505, E-ISSN 1751-7656, *Volume 37, Issue 4, December 1987*, p.p. 467-481.
- Chowdhury R.N., Xu D.W. (1995). Geotechnical system reliability of slopes. *Reliability Engineering and System Safety* 47(3): 141-151
- Christian J.T., Ladd C.Ch., Baecher B. Gr. (1994). *Reliability Applied to Slope Analysis J. Geotech Engrg* 10, 1061(ASCE) 0733-9410(1994) 120:12 (2180), p.p. 2180-2207.
- Clough R.W. and Woodward R.J. (1967). Analysis of embankment stresses and deformations. *Journal of Soil Mechanics, ASCE, Vol93, No SM4*, p.p. 529-548, 16 FIE, 1APP, 1967-7.
- Clough R.W. and Woodward R.J. III (1967) "Analaysis of Embankment Stresses and Deformations," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 93, No. SM4*, p.p. 529-550.
- Comodromos E., Pitilakis K. and Hatzigogos T. (1992a). Procedure Numerique pour la Simulation des Excavations des Sols Elastoplastiques. *Revue Francaise de Geotechnique*, 58,51-66.
- Comodromos E., Hatzigogos T.and Pitilakis K. (1992b). Finite Element Algorithm for Analyzing Geotechnical Problems with Variable Domain and Boundaries. *In proc.IV Numer.Mod. in Geomech.*, 577-587,Swansea, U.K.
- Comodromos E., Hatzigogos T..and Pitilakis, K. (1992c). Finite Element Algorithm for Simulating Problems with Variable Domain and Boundaries. *In proc.1st National Congress on Computational Mechanics, GRACH, Athens,Greece*,274-281.
- Comodromos E. and Naskos N. (1999). Stabilization of a building in a landslide area with an anchored capped pile structure. *Cost C7 Workshop on Soil Structure-Interaction*, 129-143.
- Cooley J.W. and Tukey J.W. (1965). An algorithm for the machine calculation of complex Fourier Series,*Mathematics of Computation*,19(90),297-301,1965.
- Costet J., Sanglerat G. (1969). Cours pratique de mecanique des sols. *Dunod Paris* 1969. p.p.467-435.
- Cruden D.M. and Varnes P.J. (1996). Landslides type and process.

- Cui L., and Sheng D. (2005). Genetic algorithms in probabilistic finite element analysis of geotechnical problems. *Computers and Geotechnics* 32:555-563 December 2005.
- Cundall P.A and Strack O.D.L. (1979). A discrete numerical model for granular assemblies. *Geotechnique Volume 29 Issue 1, March 1979*, p.p. 47-65
- D' Andrea R.A. and Sangrey D.A. (1982). "Safety factors for probabilistic slope design" ASCE J. Geotech. Eng. 108 (GT109) 1101-1118.
- Dakoulas P. (1991). Stability of slopes and Earth Dams Under Earthquakes: Concluding Remarks, *Proceedings of the Second International Conference on Geotechnical Earthquake Engineering and Soil dynamics, St.Louis, Missouri, March 11-15, Vol 3*, p.p. 2157.
- Dakoulas P. (2003). Seismic Analysis of Gravity Quay Walls. *Proceedings of International Workshop on Prediction and simulation in Geomechanics, 14-15, October 2003, Athens, Greece*.
- Dakoulas P. and Gazetas G. (2005). Seismic Effective Stress Analysis of Caisson Quay Walls: Application to Kobe, *Journal of Soils and Foundations*, 45(4), 133-147
- Dakoulas P. (2005). Advanced Soil Mechanics (Elasto-plastic Constitutive Models for soils). *Notes for the Graduate Course Advanced Soil Mechanics, University of Thessaly, Greece*, 400 pages.
- Dawson E.M., Roth W. H. and Dresner A. (1999). "Scope stability analysis by strength reduction", *Geotechnique* 49, No 6, p.p 835-840,
- Dawson E.M., Roth W.H. and Drescher A. (1999). Slope stability analysis by strength reduction. *Geotechnique*, 49 (6), p.p. 835-840
- Dey A. (2014). Probabilistic Slope Stability Analysis Spatial Variability of Soil Properties Influence of Correlation Length. *14th International Conference of the International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics, Kyoto, Japan* p.p.1-26.
- Duncan, J.M. and Wright S.G. (1980). The accuracy of equilibrium methods of slope stability analysis. *Engineering Geology (also, Proceedings of the International Symposium on Landslides, New Delhi, India, June, 1980)*, 16(1), p.p. 5-17.
- Duncan J.M., Wright G.S., and Brandon T.L. (2014). Soil Strength and Slope Stability. *Wiley and Sons, New Jersey*.
- Duncan J.M. (1996). State of art: limit equilibrium and finite-element analysis of slopes. *Journal of Geotechnical Engineering*, 122 (7), p.p. 577-596.
- Duncan J.M. (2000). Factors of safety and reliability in geotechnical engineering. *Geotech Geoenviron Eng.* 126(4) 307-16.
- Duncan J.M, Wright S.G., Brandon T.L. (2014). Soil strength and slope stability. *Second edition. J. Wiley and sons, Inc. ISBN 978-1-118-65165-0*. p.p. 81-134, 259-271.

- Dural I.W. and Fogelson D.E. (1962). Review of criteria for estimating damage to residences from blasting vibrations. *Library U.S. bureau mines report of investigations 5968*, p.p. 1-16.
- Efremidis G., Avlonitis M., Konstantinidis A. and Aifantis E.C., (2015). “Realistic spring block models for earthquake-induced landslides”, *Proceedings of 13th International Congress on Rock Mechanics, 10-13 May, Montreal, Canada (2015), ISRM-13 Congress-2015-188*.
- Elgamal A., Parra E., Yang Z., Adalier K. (2002). Numerical analysis of embankment foundation, liquefaction countermeasures, *Journal of Earthquake Engineering, Vol. 6, No 4*, p.p. 447-471.
- Elgamal A.W. (1991). Shear hysteretic elasto-plastic earthquake response of one dimensional earthdam models. *Earthq. Engrg. and Struct. Dyn.*, 1991.
- El-Ramly H., Morgenstern N.R. and Cruden D.M (2002). Probabilistic slope stability analysis for practice. *Canadian Geotechnical Journal*, 39, p.p.665-683
- El-Ramly H., Morgenstern N.R. and Cruden D.M (2005). Probabilistic assessment of stability of a cut slope in residual soil. *Geotechnique* 55, No 1, p.p. 77-84.
- Engineering geologic assessment of the slope movements (2013) –NAESS, *Natural Hazards and Earth System Sciences* 13, 1113-1126, 2013 p.p. 1-14.
- European Standard (2003). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, *Final Draft, prEN 1998-5, December*.
- Fellenius W. (1936). Calculation of the stability of earth dams. *Proceedings of the 2nd Congress on Large Dams, Washington DC, Pennsylvania, USA*.
- Fenton A.G. and Vanmarcke E.H (1990). Simulation of Random Fields via Local Average Subdivision, *Journal of Engineering Mechanics*, Vol.116, No 8 p.p. 1733-1749
- Fenton G.A. and Griffiths D.V. (2002). Probabilistic foundation Settlement on spatially random Soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental*, p.p.128(S), 381-390.
- Fenton G.A. and Griffiths D.V. (2003). Bearing- capacity prediction of spatially random c-phi soils. *Canadian Geotechnical Journal*, p.p 40, 54-65.
- Fenton G.A., Griffiths D.V. and Urquhart A. (2003). A slope stability model for spatially random soils. *In Proc. 9th Int. Conf. Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering (ICASP9)*, A. Kiureghian et al. Eds Millpress, San Fransisco, CA, pp 1263-1269.
- Fenton G.A. and Griffiths D.V. (2007). Random field generation and local average subdivision method. *New York. CISM Courses and Lectures*.
- Fenton A.G. and Griffiths D.V. (2008). Risk Assessment in Geotechnical Engineering. *John Wiley and Sons, Inc. ISBN: 978-0-470-17820-1* p.p. 91-235, 381-392.
- Finn W.D.L. (1988). Dynamic analysis in Geotechnical engineering. *Earthq. Engrg. and Soil Dyn. II, ASCE 1988*, p.p.523-592.

Forrest W.S., Orr TL. (2010). Reliability of shallow foundations designed to Eurocode 7. *Georisk* 4(4): 186-207

Fountoulis I. G. and Mavroulis S.D. (2013). Application of the Environmental Seismic Intensity Scale (ESI 2007) and the European Macroseismic Scale (EMS-98) to the Kalamata (SW Peloponnese, Greece) earthquake (MS=6.2, September 13,1986) and correlation with neotectonic structures and active faults, *Annals of Geophysics*, 56,6,2013, S0675,doi 10.4401/AG-3237 p.p. 1-20.

Friuli 1976. Earthquake. Civil Protection. *Department photos et videos*. <https://www.protezionecivile.gov.it>.

Gazetas G., Dakoulas P. and Papageorgiou A. (1990). Local-Soil and Source-Mechanism Effects in the 1986 Kalamata (Greece) Earthquake, *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol 19, p.p.431-456.

Gazetas G. and Dakoulas P. (1991). Seismic analysis and design of rockfill dams: *state-of-the-art*. *Soil Dynamics and Earthquakes Engineering* 11, p.p. 27-61

Gazetas G., Dakoulas P. and Anastasopoulos J. (2005). Failure of the quay walls during the Lefkada 14-8-2003 Earthquake, *5th Greek Conference in Geotechnical Engineering, Xanthi*, Vol 2,159-166.

Griffiths D.V. and Prevost J.H. (1988). Two and three dimensional dynamic finite element analyses of the Long Valey dam, *Geotechnique*, 1988.

Griffiths D.V. and Lane P.A. (1999). Slope stability Analysis by finite Elements, *Geotechnique*, vol.49, No 3 p.p. 387-403.

Griffiths D.V. and Fenton G.A. 2001. Bearing capacity of spatially random soil: The undrained clay Prandtl problem revisited. *Géotechnique*, 51(4): 351-359.

Griffiths D.V., Fenton G.A. and Tveten, D.E. (2002). Probabilistic geotechnical analysis how difficult does it need to be? (Keynote paper). *Proc. of Int.Conf. on Probabilistic in Geotechnics-technical and economic risk estimation, Gratz, Austria*, p.p.3-20.

Griffiths D.V. and Fenton G.A. (2004). Probabilistic slope stability analysis by finite elements. *NSF Grant No CMS-9877189*, p.p. 1-27.

Griffiths D.V. and Fenton G.A. (2007). Probabilistic methods in geotechnical engineering. *CISM courses and lectures No 491, International centre for mechanical sciences, Springer Wien, New York*.

Griffiths D.V. and Huang J. (2009). Influence of Spatial Variability on Slope Reliability Using 2-D Random Fields. *Journal of Geotechnical and geoenvironmental engineering ASCE/October 2009/* p.p 1367-1375.

Griffiths D.V., Huang J. and Fenton G.A. (2010). Probabilistic infinite slope analysis. (*infoslope 2010*), p.p. 1-3

Haeussler P.J., Galloway J.P. (2005), Studies by the U.S. Geological Survey in Alaska, 2004: *U.S. Geological Survey Professional Paper 1709*, [https://pubs.usgs.gov/pp/pp1709/.ISSN 2330-7102](https://pubs.usgs.gov/pp/pp1709/.ISSN2330-7102)

Hammah R.E., Yacoub T.E., Corcum B. and Curran J.H. (2005). A comparison of finite element slope stability analysis with conventional limit-equilibrium investigation. *In Proceedings of the 58th Canadian Geotechnical and 6th Joint IAH-CNC and GGS Groundwater SPECIALTY Conferences – GeoSask 2005. Saskatoon, Canada.*

Hara T., Honjo Y. et al. (2011). Application of reliability based design (RBD) to Eurocode 7 Reference: ISGSR 2011 - Vogt, Schuppener, Straub & Bräu (eds) 2011 Bundesanstalt für Wasserbau mit State Design in Geotechnical Engineering Practice.

Harr M. E. (1987). Reliability-based design in civil engineering. Mc- Graw-Hill, New York.

Hasofer A.M. and Lind N.C. (1974). Exact and invariant second-moment code format. *The Journal of Engineering Mechanics, ASCE* 100(1), p.p. 111-121.

Hassan A.M. and Wolff T.F. (2000). “Effect deterministic and probabilistic models on slope reliability index” in slope stability 2000, Geotechnical Spevial Publication No 101, American Society of Civil Engineers, New York, p.p. 194-208.

Hazus (NIBS 2004). Multihazard Risq Assessment Annual Progress and Utization Report for Fiscal Year 2004. *FEMA 493 / January 2005.*

Hicks M.A. and Samy K. (2002). Influence of heterogeneity of undrained clay slope stability. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 35 (1), p.p. 41-49.

Hicks M.A. and Samy K. (2004). Stochastic evaluation of heterogeneous slope stability. *Italian Geotechnical Journal*, p.p.38(2), 54-66.

Hicks, M.A., Onisiphorou C., Samy K. and Spencer W.A. (2005). Implications of soils variability for geocomputatios.13th annual national conference of the U.K. Assosiation of Computational Mechanics in Engineering (ACME).University of Sheffield 21-22 March 2005,Sheffield, U.K.

Honjo Y. (2002). Reliability based design of geotechnical structures. *Keynote 003* p.p 1-6

Honjo Y. (2002). A new identification method for autocorrelation function of geotechnical data. the exdended Bayesian method. *In R. Poettler, H. Klapperich and H.F. Schweiger editors, Proceedings of International Conference on Probabilistic in Geotechnics. Technical and Economic Risk Estimation*, p.p.71-78, 2002.

Honjo Y., Suzuki M., Takashi H., Zhang F. (2009) Geotechnical Risk and Safety *Proceedings of the 2nd International Symposium on Geotechnical Safety and Risk (IS-Gifu 2009) 11-12 June, 2009, Gifu, Japan - IS-Gifu2009*

<https://en.wikipedia.org/wiki/1994-Northridge-earthquake>

https://en.wikipedia.org/wiki/Weibull_distribution

https://en.wikipedia.org/wiki/Generalized_extreme_value_distribution

https://en.wikipedia.org/wiki/1964_Niigata_earthquake

https://en.wikipedia.org/wiki/1999_Izmit_earthquake

https://en.wikipedia.org/wiki/1960_Valdivia_earthquake

<https://pubs.usgs.gov/fs/2004/3072/fs-2004-3072.html>

Huber M. (2013). Soil variability and its consequences. *Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart, Germany*. p.p.1-9

Hue Le T.M., Sanchez M., Gallipoli D., Wheeler S. (2014). Probabilistic modelling of auto-correlation characteristics of heterogeneous slopes. *Geomechanics and Geoengineering* 10(2): 95-108 · January 2014

Hwang R.N., Lee T.Y. et al. (2012). Evaluation of performance of diaphragm walls by wall deflection paths. *Soil Mechanics - Earth Retaining Structures Journal of GeoEngineering*, Vol. 7, No. 1, pp. 001-012, April 2012

Idriss I.M. (1985). Evaluating seismic risk in engineering practice. *Proc., 11th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg.*, Vol.1, Balkema Publishers, The Netherlands, p.p.225-320.

Itasca Consulting Group, Inc. (2002). FLAC 4.0, Fast Lagrangian Analysis of Continua, *Users Guide FLAC-GIIC REFERENCE*.

Itasca. (2011). FLAC 7.0 Fast Lagrangian Analysis of Continua. *Users Guide Minneapolis Itasca Consulting Group*.

Itasca. FLAC /DEM Symposium. (2013). Continuum and Distinct Element Numerical Modeling in Geomechanics – 2013. *Proceedings of the 3rd International FLAC /DEM Symposium October 22-24, 2013, HANGZHOU, P.R.CHINA*.

Janbu N. (1968). Slope stability computations. *Soil Mech and Found. Engrg. Rep., the Technical University of Norway, Trondheim, Norway*.

Javankhoshdel S. and Bathurst R.J. (2014). Simplified probabilistic slope stability design charts for cohesive and c- ϕ soils. *Canadian Geotechnical journal* 51(9): 1033-1045 p.p. 2-3,13-17.

Javakhoshdel S. and Bathurst R.J. (2016). Influence of cross correlation between soil parameters on probability of failure of simple cohesive and c- ϕ slopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 2016, Vol 53, No5: p.p. 839-853.

Jayaram N. and Baker J.W. (2010). Characterising spatial cross-correlation between groundmotions spectral accelerations at multiple periods. *Conference Nationale et 10eme Conference de Genie Parasismique, Toronto, Ontario, Canada, paper No 1497* p.p. 1-7.

Jeremic B. and Sett K. (2007). Uncertain soil properties and elastic-plastic simulations in geomechanics, *Geotechnical Special Publications 2007*, p.p. 9.

Jibson R.W. (2007). Regression models for estimating coseismic landslide displacement. *Engineering Geology* 91 (2007), p.p.209-218.

Jibson R.W. (2011). Methods for assessing the stability of slopes during earthquakes – A retrospective. *Engineering Geology*, v.122, p.43-50, p.p. 1-20.

Kallioglou P. and Tika Th. (2014). The influence of fines on the deformation properties of sands imposed to dynamic loading, Proc. of the International Symposium on Geomechanics from Micro to Macro (IS-Cambridge 2014), 1-4 September 2014, Cambridge, UK.

Keaton J.R. et al. (2014). The 22 March 2014. Landslide, Snohomish County, Washington, *GEER, National Science Foundation* July 22, 2014 p.p. 48-53,159-165.

Keefer D.K. (1984). Landslides caused by earthquakes. *Geological Society America Bulletin* 95,406-421.

Khan A.J., Siddique A. and Rouf M.A. (2003). Restoration of a damaged slope due to landslide for the safety of a microwave tower. *Journal of civil Engineering. The institution of Engineering, Bangladesh* vol. CE 31, No 2, 2003 p.p. 1-17.

Kobayashi N., Vivatrat V., Madsen O.S. and Boaz I.B. (1981). Erosion Prediction for Exploration and Production Structures in the Arctic. *Proceedings of the offshore Technology Conference 13, Vol 3, Houston, T.X., 1981*, p.p. 459-469.

Kobe earthquake 1995, Great Hanshin Earthquake Restoration https://en.wikipedia.org/wiki/Great_Hanshin_earthquake

Kolmogorov A.N. (1980). Foundations of the theory of probability. *Cleslea Publishing Company. N.Y. 1980*.

Kotsopoulos S. I. and Svehlik Z. J. (1995). Risk of failure in irrigation systems: its estimation, in Tsiourtis (ed.) “Water Resources Management under Drought or Water Shortage Conditions”, *Proceedings of the EWRA 95 Symposium, Nicosia - Cyprus, 14-18 March 1995*: 243 -250

Kou S. Q., Lindqvist P.A., Tang C.A. and Xu X.H. (1999). Numerical simulation of the cutting of inhomogeneous rocks, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 36:711-717.

Kramer S.L. (1996). Geotechnical earthquake engineering. *Prentice-Hall, Englewood Cliffs*, p.p.438-447.

Krugman P.K. and Krizek R.J. (1973). Stability Charts for Inhomogeneous Soil Conditions, *Geotechnical Engineering, Journal of South East Asian Society of Soil Engineering*, 4, 1-13.

<https://www.google.gr/search?q=Kulhawy+1992&sa>

Lacasse S. (1994). Reliability and probabilistic methods. In 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1994. New Delhi, India, pp. 225-227.

Lacasse S., Nadim F. (1997). Uncertainties in characterising soil properties. *Norwegian Geotech Inst.201 (2)*: p.p. 49-75.

Landslide-United States Search and Rescue Task Force.(2002).

Lee K.K., Cassidy M.J., Randolph M.F. (2012). Use of epoxy in developing miniature ball penetrometers for application in a geotechnical centrifuge, *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 12(3): 119-128.

Lee Y.M. and Ellis J.H. (2000). Turning bands method and its application to geostatistical analysis of groundwater contaminant concentration fields. *Journal of the Chinese Institut of Enviromental Engineering*, Vol 10, No 1, p.p.1-12.

Li A.J., Cassidy M.J., Wang Y., Merifield R.S., Lyamin A.V. (2012). Parametric Monte Carlo studies of rock slopes based on the Hoek-Brown failure criterion, *Computers and Geotechnics*, 45: 11-18

Li K.S. and Lumb P. (1987). Probabilistic design of slopes. *Canadian Geotechnical Journal*,24(4), p.p 520-535.

Li K.S. and White W. (1987). Probabilistic Approaches to Slope Design. Research Report No.20, *Civil Engineering Department, Australian Defence Force Academy, Canberra, Australia*, p.p. 54

Lin J.S., Whitman R.V. (1986). Earthquake induced displacements of sliding blocks. *Journal of Geotechnical Engineering ASCE* 112 (1):44-59.

Lin J.S. (1990) Regional seismic slope failure probability matrices. *Earthquake engineering structural dynamics*. Volume 19, Issue 6, August 1990, p.p. 911-923.

Lizarraga H.S., Lai C.G. (2012). Effects of spatial variability of soil properties on the seismic response of an embankment dam. *Department of Civil Protection of Italian Government*. p.p.1-2.

Low B.K. and Tang W.H. (1997). Reliability analysis of reinforced embankments on soft ground. *Canadian Geotechnical Journal*, 34(5): 672-685.

Low B.K., and Tang W.H. (1997). "Efficient reliability evaluation using spreadsheet." *J. Eng. Mech.*, 123(7), 749–752

Low B.K. and Tang W.H. (1997). "Probabilistic slope analysis using Janbu's generalized procedure of slices." *Computers and Geotechnics*, Elsevier, U.K., Vol. 21, No. 2, 121-142.

Low B.K., Gilbert R.B., Wright S.G. (1998). Slope reliability analysis using generalized method of slices. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 124(4): 350-362

- Low B.K. (2003). Practical probabilistic slope stability analysis. *In Proceedings, Soil and Rock America 2003, 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering and 39th U.S. Rock Mechanics Symposium, M.I.T., Cambridge, Mass, 22–26 June 2003. Verlag Glückauf GmbH Essen. Vol. 2, p.p. 2777–2784.*
- Low B.K., Lacasse S., Nadim F. (2007). Slope reliability analysis accounting for spatial variation. *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards* 1(4): 177-189
- Lumb P. (1966). The variability of natural soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 3(2), p.p 74-97.
- Lumb P. (1967). Statistical methods in soil investigations. *Proc. 5th Australian-New Zealand Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.* p.p 26-33.
- Lumb P. (1968). Statistical aspects of soil measurements. *Proc. 4th Australian Road Research Conference, 4, p.p 1761-1770*
- Lumb P. (1970). Probability of failure in earth works., *Proc. Of the 2 Southeast Asian Conference of Soil Engineering, Singapore.*
- Lumb P. (1975). Spatial variability of soil properties. *Proc 2nd Intl Conference on Application*
- Makdisi F.I. & Seed H.B. (1978). Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations. *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division* 104, p.p. 849-867.
- Malet J.P. and Maquaire O. (2006). Risk Assessment Methods of Landslides. *Sixth Framework programme, scientific support to police* p.p. 7-23.
- Malvern E.L. (1969). Introduction to the mechanics of a continuous medium. Prentice-Hall, Inc. Englewood Cliffs, New Jersey.
- Marti J. and P. A. Cundall. (1982). "Mixed Discretisation Procedure for Accurate Solution of Plasticity Problems," *Int. J. Num. Meth. Eng.*, 6, 129-139 (1982).
- Matasovic N. (1991). Selection of Method for Seismic Slope Stability Analysis. *Proceedings of Second International Conference on recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics March 11-15, 1991, St.Luis, Missouri, Paper No 7.20.*
- Mantoglou A. and Wilson J.L. (1981). Simulation of random fields with the Turning Bands Method, *MIT, Dept. Civil Engrg., #264, Cambridge, MA, 1981.*
- Matheron G. (1973). The intrinsic random functions and the their functions and their applications, *Adv. in Appl. Probab.*, 5, 439-468, 1973
- Matsuo M., Kuroda K. (1974). Probabilistic approach to design of embankments. *19F, 6T, 13R Soils Found. V14, N2, June 1974, P-17*

McCrink T. (2006). Seismic Slope Stability, *100th Anniversary Earthquake Conference Commemorating*.

Momoya Y., Watanabe K., Sekine E., Tateyama M., Shinoda M., and Tatsuoka F. (2007). Effects of continuous principal stress axis rotation on the deformation characteristics of sand under traffic loads. In *Proceedings of the International Workshop on Design and Construction of Pavements and Rail Tracks – Geotechnical Aspects and Processed Materials, Osaka, Japan, 13 September 2005*. Edited by A.G. Correia, Y. Momoya, and F. Tatsuoka. Swets & Zeitlinger Publishers, Rotterdam, the Netherlands. p.p 77–87.

Morgenstern N.R., and Price V.E. (1965). The analysis of the stability of general slip surfaces. *Geotechnique, London, 15(1)*, p.p. 79-93

Mostyn G.R. and Soo S. (1992). The effect of autocorrelations on the probability of failure slopes. *Proceedings of 6th Australia, New Zealand Conference on Geomechanics: Geotechnical Risk 542-546, Christchurch, 3-7 February, New Zealand Geomechanics Society Wellington*.

Mostyn G.S. and Li K.S. (1993). Probabilistic slope stability – State of play. In *Probabilistic Method in Geotechnical Engineering: Proceedings of the conference, Edited by Li, K.S. and Lo, S-C.R., Pub. A.A. Balkema*, pp. 89-110.

Newmark N.M. (1965). Effect of earthquakes on dams and embankments, *Geotechnique, Vol. 15, No 2, London, England, June*, p.p. 139-160.

NIBS (2004). HAZUS: Hazard US: Earthquake Loss Estimation Methodology. *National Institute of Building Sciences, NIBS document 5200-03, Washington, DC*.

Ning L. and Likos W. (2004). *Unsaturated soil mechanics* John Wiley & Sons, New York, ISBN:0-471-44731-5.

Nuttal J., Hicks M. and Lloret-Cabot M. (2006). Stochastic Approach to slope stability analysis with in- situ data, p.p. 527-528.

Oka F. et al. (1999). A cyclic elastoplastic model for sand considering a plastic-strain dependence of the shear modulus. *Geotechnique. Vol 49, No5*, 661-680.

<http://www.omicronkappa.gr>. (2005) *Omicron Kappa Consulting S.A., Athens, Greece*.

Organization of antiseismic desing and protection of Greece (OASP) (1999), Hellenic Seismic Code, September (in Greek).

Orr T.L.L. and Breysse D. (2008). Eurocode 7 and reliability-based design in geotechnical engineering. Edited by K.K. Phoon. *Taylor and Francis, Oxon, UK*. p.p. 298–343.

Otter J. R. H., Cassell A.C. and Hobbs R.E. (1966). “Dynamic Relaxation (Paper No. 6986),” *Proc. Inst. Civil Eng., 35*, 633-656 (1966).

- Papazachos B.C., Papaioannou Ch., Papazachos C.B. and Savvaidis A.S. (1997). *Atlas of iso-seismal maps for strong shallow earthquakes in Greece and surrounding area (426BC-1995)*, Ziti Publ., Thessaloniki, p.p., 192, 1997.
- Papazachos B., Karakostas V., Kiratzi A., Margaritis V., Papazachos C. and E. Scordilis. (2002). The advantage of determination of earthquake magnitudes in Greece in the local scale, *Reply to the comment of N. Ambraseys, Journal of Seismology*, 6, 589-594, 2002.
- Papazachos C.B. (2003). Minimum preshock magnitude in critical regions of accelerating seismic crustal deformation, *Boll. Geophys. Teor. Appl.*, 44, 103-113, 2003.
- Petterson E.K. (1955). The Early History of Circular Sliding Surfaces. *Geotechnique Volume 5 Issue 4, December 1955*, p.p. 275-296
- Peterson R., Iverson N.L. and Rivard P.J. (1957). "Studies of Several Dam Failures on Clay Foundations," *Proceedings, Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2*, p.p. 348-352.
- Phoon K.K., Kulhawy F.H., Grigoriu M.D. (1995). Reliability-based design for transmission line structure foundations. *Computers and geotechnics*, 2000, 26(3): p.p. 169-185.
- Phoon K.K., Kulhawy F.H. (1999). Characterization of geotechnical variability. *Canadian Geotechnical Journal* 36(4): 612-624
- Phoon K.K. and Kulhawy F.H. (1999). Characterization on geotechnical variability. *Can Geotech.* 36:612-624,1999.
- Phoon K.K. and Kulhawy F.H. (1999). Evaluation of geotechnical property variability. *Canadian Geotechnical Journal*, p.p.36, 625-639.
- Pitilakis K., Makra K. and Raptakis D., (2002). Site effects & engineering practice: recent considerations. *Proc. 4th Symposium on Implications of Recent Earthquakes on Seismic 2 Risk, May 27-29, 2002, Tokyo, Japan.*
- Pitilakis K. et al. (2010). Physical vulnerability of elements at risk to landslides Methodology for evaluation, fragility curves and damage states for building and lifelines. *Deliverable 2.5 in EUFP7 research project No 226479 SafeLand Living with landslide risk in Europe: Assessment, effects of global change and risk management strategies.*
- Pitilakis K. (2011). Fragility functions for roadway system elements. *Seventh Framework programme. Task Leader, Norwegian Geotechnical Institute.* p.p. 7-10, 15-18, 55-71.
- Pochtman Yu M. and Kolesnichenko A. L. (1972). Application of the Dynamic Programming Method to the Solution of Some Problems of Soil mechanics, *Soil Mechanics and Foundation Engineering, Translated from Russian*, 430-432.
- Prakash S. and Dakoulas P. (1994). Grand failures under Seismic Conditions, *American Society of Civil Engineers, New York*, p.p. 260.

Rackwitz R. (2000). Reviewing probabilistic soils modeling. *Elsevier Science Ltd. Computers and Geotechnics* 26 (2000) p.p. 199-223.

Rao V.V.S., Babu G.L.S. (2010). Forensic Geotechnical Engineering. *Science engineering, Springer August 30, 2015* ISBN-10: 8132223764.

Resource Investments. Inc. Lanfill Facilities. (1998). *US Army Corps of Engineers December 1995, Pierce County, Washington.*

Richard R. and Elms D. (1979). Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.105 (4).*

Ritz W. (1909) : Uber eine neue Methode zur Losung gewisser Variationsprobleme der mathematischen Physik. *Journal fur die Reine und Angewadte Mathematik, 135*, p.p. 1-61.

Romeo R. (2000). Seismically induced landslide displacements: a predictive model. *Engineering Geology, Volume 58, Issues 3-4, December 2000*, p.p. 357-361.

Rosenblueth E. (1975). Point estimates for probability moments. *Proceedings of the National Academy of Sciences Of the United States of America, 72(10)*, p.p. 3812-3814.

Rosenblueth E. (1981). Two point estimates in probabilities. *Applied Mathematical Modelling, 5(5)*, p.p.329-335.

Safeland (2012). Living with landslide risk in Europe: Assessment, effects of global change, and risk management strategies.

Sanglerat G., Olivari G. and Cambou B. (1983). Problemes pratiques de mecanique des sols et de fondations. *Deuxieme edition, Dunod, Paris.*

Sarma S.K. and Bhawe M.V. (1974). Critical acceleration versus static factor of safety in stability analysis of earth dams and embankments. *Geotechnique, London, England, vol 24, No 4*, p.p. 661-665.

Sarma S.K. (1975). Seismic stability of earth dams and embankments, *Geo-technique, 4*, p.p.743-761.

Sarma S.K. (1979). Stability analysis of embankments and slopes. *Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.105 (12)*, p.p.1511-1524.

Sassa K., Fukuoka H., Scarascia-Mugnozza G. and Evans S. (1996). Earthquake-induced-landslides: distribution, motion and mechanisms, *Soils Found., Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nambu earthquake*, p.p.53-64.

Sarma S.K. (1999). Seismic Slope Stability –The critical acceleration. *Proceedings of the Second International Conference on Geotechnical Earthquake Engineering, Balkema, Lisbon*, p.p. 1077-1082.

- Sarma S.K. & Chlimintzas G. (2001). Analysis of seismic displacement of slopes using multi-block model. *Final report performed under the grant of the European Commission Project ENV4-CT97-0392, January.*
- Schultz M.T., Gouldby B.P., Simm J.D. and Wibowo J. (2010). Beyond the Factor of Safety Developing Fragility Curves to characterize System Reliability. *U.S. Army Corps of Engineers. Washington D.C. U.S.A. p.p.3, 8, 13-14.*
- Schweiger H.F and Peschl G.M. (2005). Reliability analysis in geotechnics with a random set finite element method. *Comput Geotech 32*, p.p. 422-435.
- Seed H. B. (1968). Landslides during earthquakes due to soil liquefaction, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proc. ASCE, 94 (SM 5), 1054-1122, 1968.*
- Seed H.B. and Idriss I.M. (1970). Soil moduli and dumping factors for dynamic response analyses, *Report EERC 70-10, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.*
- Seed H.B. and Idriss I.M. (1992). Ground motions and soil liquefaction during earthquakes, *Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, CA, p.p.134-135*
- Seed H.B. et al. (1973). Analysis s of the slides in the San Fernando Dams during the earthquake of Feb, 9, 1971, *Report No EERC 73-2, Univ Calif, Berkeley, 1973.*
- Seed H.B. (1979). Considerations in the earthquake resistant design of earth and rockfill dams. *Geotechnique 29: 215-263.*
- Shinoda M., Horu K., Yonezawa T., Tatetayama M. and Koseki J. (2006). Reliability-based seismic deformation analysis of reinforced soil slopes. *Soil and Foundations 46(4): 477-490.*
- Smith I., Adachi T., Oka F., Hirata T., Hashimoto T., Nagaya J., Mimura M. and Pradhan, T.B.S. (1995). "Stress-strain behavior and yielding characteristics of Eastern Osaka Clay," *Soils and Foundations, 35(3) p.p 1-13.*
- Smith I. M., and Griffiths D. V. (1998). Programming the Finite Element Method. *J. Wiley & Sons.*
- Smith I.M. and Griffiths D.V. (2004). Programmity the Finite Element Method, *4th ed., Wiley, New York.*
- Smith I. (2006). *Smith's elements of soil mechanics. 8th ed. Oxford: Blackwell Pub.*
- Spencer E. (1967). A method of analysis of the stability of embankment assuming parallel inter-slice forces, *Geotechnique, 17(1), 11-26.*
- Spencer W.A. (2007). Parallel stochastic and finite element modeling of clay slope stability in 3D. *Thesis (phd) submitted to the University of Manchester, p.p. 39-126.*

- Srirastava A., Sivakumar Babu G.L., Haldar S. (2009). Influence of spatial variability of permeability property on steady state seepage flow and slope stability analysis. *Eng. Geol* 2009, 110 (3-4): 93-101.
- Srivastava A., Sivakumar Babu G.L. (2009). Effect of soil variability on the bearing capacity of clay and in slope stability problems. *Engineering Geology Volume 108 Issues 1-2, 14 September 2009*, p.p 142–152.
- Stamatopoulos C.A. (1996). Sliding System Predicting Large Permanent Co-Seismic Movements of Slopes. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.25, No 10*, p.p. 1075-1093.
- Stamatopoulos C. and Velgaki E. (1998). First edited report for the project seismic ground displacements as a tool for town planning, design and mitigation, *European Commission, DG12*.
- Stamatopoulos C., Constantine A. and Aneroussis Stavros G. (2008). "Back Analysis of the Malakassa Landslide Using the Multi-Block Model" (2008). *International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering. 11*.
- Stamatopoulos C.A. (2008). Constitutive modeling of earthquake-induced slides on clays along slip surfaces. *Project LESLOSS, Verlag-Springer, Landslides*.
- Stamatopoulos C.A., Mavromihalis C., Sarma S. (2011). Correction for Geometry Changes during Motion of Sliding-Block Seismic Displacement. ASCE, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.137 (10), p.p. 926-938.
- Subhadeep M., Bhattacharya G. (2015). Probabilistic Stability Analysis of the Bois Brule Levee Considering the Effect of Spatial Variability of Soil Properties Based on a New Discretization Model. *Indian Geotechnical Journal. Received: 27 April 2015 Accepted: 16 August 2015 Indian Geotechnical Society 2015* p.p 1-16
- Suchomel R. and Masin D. (2010). Comparison of different probabilistic methods for predicting stability of a slope in spatially variable c-phi soil. *Computers and Geotechnics 37, No 1-2*, p.p. 132-140.
- Sudret B. and Berveiller M. (2008). Stochastic finite element methods in geotechnical engineering. *Chapter 7 from the textbook: Reliability-Based Design in Geotechnical Engineering, edt: Phoon K.-K, Taylor&Francis, Oxon, UK*.
- Tang W.H. (1984). Principles of probabilistic characterization of soil properties. Symposium of probabilistic Characterization of Soil Properties, *ASCE, Reston, VA*, p.p. 74-89.
- Taylor D.W. (1937). Stability of earth slopes. *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, 24, p.p. 197-246.
- Terzaghi K. (1950). Mechanism of landslides. In *S. Paige (ed.), Application of Geology to Engineering Practice (Berkely Volume)*. Geological Society of America, New York, N.Y., p.p. 83-123.

- Terzaghi K. and Peck R.B. (1948). Soil Mechanics in Engineering Practice. *John Wiley and Sons, New York*. p.p. 566.
- Terzaghi K. and Peck R.B. (1967). Soil Mechanics in Engineering Practice. *John Wiley and Sons, New York*.
- Tien H.W., (2008). Probabilistic analysis of slopes. *Chapter 11 from this textbook: "Reliability-based Design in Geotechnical Engineering", ed. Phoon K.K., Taylor and Francis, Oxon, UK*.
- Ugai K., Yagi H., Wakai A. (2012) Earthquake Induced Landslides. *Proceedings of the International Symposium on Earthquake-Induced Landslide, Kiryu, Japan, 2012*.
- Vanmarcke EH. (1977). Probabilistic modeling of soil profiles. *J Geotech Eng.* 103(11): p.p.1227-46.
- Varnes D.J., (1978), Slope movement types and processes, in Schuster, R.L., and Krizek, R.J., eds., Landslides—Analysis and control: *National Research Council, Washington, D.C., Transportation Research Board, Special Report 176*, p.p. 11–33.
- Vorechovsky M. (2007). Simulation of simply cross correlated random fields by series expansions methods. *Science Direct. Elsevier LTD*, p.p.337-362.
- Vougioukas E., Trezos K. and Christidis K. (2015). Deformation Capacity of Older RC Shear Walls: Experimental Assessment and Comparison with Eurocode 8-Part 3 Provisions. *Πίνακας: Second European conference of Earthquake Engrg. and Seismology. Istanbul Aug.25-29. 2014*.
- Wang Y., Cao Z., Au S.K. (2011). Practical reliability analysis of slope stability by advanced Monte Carlo simulations in a spreadsheet. *Canadian Geotechnical Journal* 48(1): 162-172
- Wang Y., Cao Z. (2013). Expanded reliability-based design of piles in spatially variable soil using efficient Monte Carlo simulations. *Soils and Foundations* 53:6, 820-834.
- Wang Y., Zijun C., Au S.K. (2010). Practical reliability analysis of slope stability by advanced Monte Carlo simulations in a spreadsheet. *Canadian Geotechnical Journal, 2011, 48(1): 162-172, 10.1139/T10-044*
- Whitman R.V. and Bailey W.A. (1967). "Use of computers for Slope Stability Analysis," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 93(4)*, p.p. 475-498.
- Whitman R.V. (2000). Organizing and evaluating uncertainty in geotechnical engineering. *J. Geotech Geoenviron Eng.* 126(7): p.p 583-593.
- Wilkins M. L. (1964). "Fundamental Methods in Hydrodynamics," in *Methods in Computational Physics, Vol. 3*, p.p. 211-263. *Alder et al., Eds. New York: Academic Press, 1964*.

Wolff T.F. (1985). Analysis and design of embankment dam slopes: a probabilistic approach (soil mechanics, Indiana). Publication: Theses and Dissertations Available from ProQuest, Purdue University.

Wolff T.F. (1996). "Probabilistic slope stability in theory and practice" in *Uncertainty in the Geological Environment: From Theory to Practice, Geotechnical Special Publication No 58, C.D. Shackelford et al. Eds., American Society of Civil Engineers, New York*, p.p 419-433.

Wolff T.F. (1996). "Probabilistic slope stability in theory and practice" in *Uncertainty in the Geological Environment, ASCE Proceedings of Special Conference, Madison, WI*, p.p 419-433. Also, *ASCE Geotechnical Special Publication 58*.

Wolfram S. (1991). Mathematica a system for Doing Mathematics by computer. Addison – Wesley Publishing Co, CA, 1991.

Wolfram S. (2008). Wolfram Mathematica. [https://en.wikipedia.org/wiki/Wolfram Mathematica](https://en.wikipedia.org/wiki/Wolfram_Mathematica).

Wolfram S. (2010). "The Mathematica Book" 4th version 2000, Cambridge University Press.

Wu T.H., Roestenberg M.M. and Flege A. (1994). Root properties for design of slope stabilization. *Proceedings of International Conference on regetation and slopes. Stabilization Protection and Ecology. Oxford U.K.*

Wu X.Z., (2013). Probabilistic slope stability analysis by a copula-based sampling method. *Computational Geosciences October 2013, Volume 17, Issue 5*, p.p. 739-755.

Wu Xing Zheng (2013). Trivariate analysis of soil ranking correlated characteristics and its application to probabilistic stability assessments in geotechnical engineering problems, *Soils and Foundations, Volume 53, Issue 4, August 2013*, p.p. 540-556,.

Wu Tien H., Leland M. and Kraft Jr. (1970). "Safety Analysis of Slopes," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 96, No. SM2, Mar., 1970*, p.p. 609- 630.

www.oasp.gr/node/497, Lefkada 2003.

www.naftemporiki.gr/story/.../nea-zilandia-78-rixter-o-seismos-tsounami-kai-zimies13 Noë 2016

Xu, B. and Low, B.F. (2006). Search for critical slip surfaces based on finite element method Canadian Geotechnical J. 32-233.

Yaglom, A.M. (1962). An introduction to the theory of Stationary Random Functions, *Dover, Mineola, NY, 1962*.

Yegian M.K., Marcianno E.A. and Gharaman V.G. (1991). Earthquake-Induced Permanent Deformations. *Probabilistic Approach. Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, New York, Vol.117, No.1, p.p 35-50*.

Yegian M.K., Grahraman V.G., Gazetas G., Dakoulas P., Makris N. (April 1995). The Northridge Earthquake of 1994: Ground Motions and Geotechnical Aspects. *Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. Northeastern University College of Engineering. P1384. Retrieved 2014-03-19.*

Yuan J., Papaioannou I., Mok C. M and Straub D. (2013). Effect of rainfall on the reliability of an infinite slope. *Technische Universitat Munchen, Germany* p.p. 1-6.

Zhu H., Zhang L.M., Zhang L.L. and Zhou C.B. (2013). Two – dimensional probabilistic infiltration analysis with a spatially varying permeability function, *Article in computers and geotechnics*, 48, p.p. 249-259.

Αβραμίδου Ε. και Ψυχάρη Ε. (2014). Διερεύνηση γεωτεχνικών φαινομένων που πλήττουν τον οικισμό Χωρεμίου, στις δυτικές παρυφές του λιγνιτωρυχείου Μεγαλόπολης. *Ε.Μ.Π., Αθήνα*, σελ.16-29.

Αθανασίου Γ. (2007). Οδηγός για το λογισμικό Mathematica. *Πανεπιστήμιο Αθηνών, ΕΠΕΑΕΚ II*, σελ. 1-4.

Ανδριανόπουλος Κ.Ι., Μπουκοβάλας Γ.Δ. και Παπαδημητρίου Α.Γ., (2005).Αριθμητική Ανάλυση Γεωκατασκευών υπό Καθεστώς Ρευστοποίησης. *Γ.Γ.Ε.Τ.,ΕΠΙΑΝ-ΔΠ 23 (X-SOILS)*,σελ.2-3.

Βουγιούκας Ε., Τρέζος Κ., (2005). Τρωτότητα και διακινδύνευση δικτύων κοινής ωφελείας. *Έκθεση προόδου στο πλαίσιο του Εθνικού Προγράμματος Αντισεισμικής Ενίσχυσης Υφιστάμενων Κτηρίων. (Ε.Π.Α.Ν.Τ.Υ.Κ/Τ.Ε.Ε)-Φάση Β',2005.*

Βουγιούκας Ε., Δημητρακοπούλου Κ., Μανταδάκης Β. (2011). Τρωτότητα δικτύων κοινής ωφελείας. *Ε.Μ.Π., Αθήνα Ιούλιος 2011*.σελ.16-19.

Γαντζούδη Ε.Ε. (2011). Αριθμητική προσομοίωση αστοχιών ροής υποθαλασσιών πρηνών λόγω σεισμικής ρευστοποίησης. *Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Βόλος*, σελ.33,98-101.

Γεωργιάδης Κ. και Μ. (2009). Στοιχεία Εδαφομηχανικής. *Εκδόσεις Ζήτη, Θεσσαλονίκη*, σελ. 245-269.

Γούσιου Σ. και Μαυρακάνα Α. (2003). Νέα προσεγγιστική μέθοδος για την επίλυση μη γραμμικών προβλημάτων συνοριακών τιμών δύο σημείων και εφαρμογές της στη Μηχανική των Στερεών. *Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Βόλος*, σελ. 5-7, 14.

Δημητράκος Θ. (2010). Σημειώσεις για το μάθημα Πιθανότητες. *Πανεπιστήμιο Αιγαίου. Σχολή Θετικών επιστημών, Τμήμα μαθηματικών, Προπτυχιακό πρόγραμμα σπουδών. Σάμος (2010)* σελ.1-3.

Επιτελική Επιτροπή ΕΠΑΝΤΥΚ-ΤΕΕ (2006). Βαγγελάτου Ο., Βλάχος Ι., Βουγιούκας Ε., Θ. Δραγκιώτης Θ., Καραμπίνης Α., Τρέζος Κ. Προσεισμική Ενίσχυση Υφιστάμενων

Κατασκευών. *Επιστημονικοί υπεύθυνοι: Θ. Π. Τάσιος, Ι. Σ. Βλάχος. Έκδοση 2006, ISBN: 978-960-8369-20-7*

Ευαγγέλου Β. (2007). Δυναμική Ανάλυση και Αντισεισμικός Σχεδιασμός Εύκαμπτων Λιμενικών Τοίχων Αντιστήριξης. *Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Βόλος, σελ.1-13, 3^ο Κεφ.*

Θέμελης Ν. (2008). Σημειώσεις για το πρόγραμμα Mathematica. *Ε.Μ.Π., Αθήνα.*

Θεοδώρου Γ. και Θεοδώρου Χ. (2004). Πρακτικός Οδηγός για τη Mathematica. *Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης.*

http://androulakis.bma.upatras.gr/mediawiki/index.php/Κανονική_κατανομή

http://el.wikipedia.org/wiki/Ιστορία_της_τυχαιότητας

http://el.wikipedia.org/wiki/Κανονική_κατανομή

https://el.wikipedia.org/wiki/Συνήθεις_κατανομές

Καβουσάνος Ε. (2003). Αξιολόγηση Γεωτρητικών Δεδομένων και εξαγωγή γεωτεχνικών παραμέτρων για την αριθμητική προσομοίωση ευστάθειας πρανών. *Πολυτεχνείο Κρήτης, Χανιά, σελ.1-7,92-97.*

Καλογήρου Ε. (2003). Παραμετρική ανάλυση ευστάθειας εδαφικών πρανών με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. *Πολυτεχνείο Κρήτης, Χανιά, σελ.11-17,33-40.*

Κιοσέογλου.Α.Π. (2013). Η επίδραση της κρίσιμης επιτάχυνσης στις σεισμικές μετακινήσεις πρανών. *Ε.Α.Π., Πάτρα, σελ.14-21, 24-42.*

Κόρδιστος Δ.Ι. (2015). Μελέτη συνθηκών ευστάθειας υπαίθριου μεταλλείου πορφυριτικού χαλκού-χρυσού. *Πολυτεχνείο Κρήτης, Χανιά, σελ.26-29.*

Κούκης Γ., Σαμπατακάκης Ν. (2007). Γεωλογία Τεχνικών Έργων. *Εκδόσεις Παπασωτηρίου, Αθήνα.*

Κούτρας Β.Μ., (2002). Εισαγωγή στις πιθανότητες. Θεωρία και εφαρμογές. *Αθήνα 2002.*

Κωμοδρόμος Α., Γιαννακογιώργος Α. και Παπαδοπούλου Μ. (2006). Σχεδιασμός έργων αποκατάστασης κατολίσθησης ανάντη του Σ/Δ σταθμού στον Πλαταμώνα. *5^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής & Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής, Ξάνθη, τόμος II, σελ.547-554.*

Κωμοδρόμος Α. (2008α). Αλληλεπίδραση Εδάφους- Κατασκευών. *Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Βόλος, σελ.6-7 και 18-57.*

Κωμοδρόμος Α. (2008β). Υπολογιστική Γεωτεχνική Μηχανική. Αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευών. *Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα, σελ.27-28,88-92,157-162 και 341-397.*

Λοΐζος Α. (1964). “Διαλέξεις εδαφομηχανικής και θεμελιώσεων- Κατολισθήσεις πρανών” ΤΕΕ, Αθήνα.

Λοΐζος Α. (1977). Εδαφομηχανική -Θεμελιώσεις. *Τόμοι I,II,III, Έκδοση Ε.Μ.Π.*

Μηνά Χ. και Τσώλη Χ. (2008). Τρισδιάστατη Ανάλυση Ομάδας Πασσάλων υπό Κατακόρυφη Φόρτιση Αποτίμηση της Συμβολής του Κεφαλοδέσμου. *Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Βόλος* σελ. 26-33, 58.

Μπουκοβάλας Γ. (2006). Υπολογιστικές Μέθοδοι στη Γεωτεχνική. *Ε.Μ.Π. Αθήνα*.

Μπουνού Α.Α. (2012). Συγκριτική Αξιολόγηση Αριθμητικών επιλύσεων του προβλήματος της ευστάθειας πρανών με τις μεθόδους πεπερασμένων στοιχείων, πεπερασμένων διαφορών και οριακής ισορροπίας. *Πολυτεχνείο Κρήτης, Χανιά*, σελ.4-23,58-67.

Μπούτσικας Μ.Β. (2004). Εισαγωγή στο Mathematica. σελ.1-83.

Ντακούλας Π. και Ευαγγέλου Β. (2008). Μη γραμμική 3Δ σεισμική ανάλυση φράγματος λιθορριπής με ανάντη πλάκα σκυροδέματος. (*ΕΕΜΦ*). σελ. 1-14.

Ντακούλας Π. (2008). Μη-Γραμμική 3Δ Ανάλυση της Κατασκευής, Πλήρωσης και Σεισμικής Απόκρισης Φραγμάτων Λιθορριπής (CFRD) - Σημαντικές Παράμετροι. *Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Βόλος*.

Ντακούλας Π. (2012). Εδαφομηχανική Σημειώσεις Διδασκαλίας. *Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών. Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας*.

Παναγόπουλος Γ., Κάππος Α. (2006). Υπολογισμός καμπυλών τρωτότητας για ελληνικά κτίρια από Ο / Σ. *Συνέδριο Σκυροδέματος Τ.Ε.Ε., ΕΤΕΚ, Αλεξανδρούπολη 25-27 Οκτωβρίου 2006*. σελ. 1-13.

Πανάγου Η. και Σιάμπου Δ. (2015). Αριθμητική Προσομοίωση σεισμικής απόκρισης εδαφών και αβαθών θεμελιώσεων μετά από παθητική σταθεροποίηση έναντι ρευστοποίησης. *Ε.Μ.Π., Αθήνα*, σελ. 176-180.

Παπαδόπουλος Β. και Λουπασάκης Κ. (2014). Εδαφομηχανική και στοιχεία θεμελιώσεων. *Ε.Μ.Π., Αθήνα*, σελ. 1-22.

Παπαθανασίου Γ., Παυλίδης Σπ., Χρηστάρας Β. και Πιτιλάκης Κ., (2004). Φαινόμενα ρευστοποίησης που προκλήθηκαν από τον σεισμό της Λευκάδας (14/08/03 MS=6.4) *Δελτίο της Ελληνικής Γεωλογικής Εταιρίας τομ. XXXVI, 2004, Πρακτικό 10ου Διεθνούς Συνεδρίου, Θεσσαλονίκη, Απρίλιος 2004* σελ. 1-10.

Παπακυριακόπουλος Π. (1998). Επίλυση εδαφοτεχνικών προβλημάτων με χρήση Η/Υ, πρόγραμμα Lat1. *Τομέας Γεωτεχνικής Μηχ/κης. Εργαστήριο Εδαφομηχανικής και Θεμελιώσεων, Πανεπιστήμιο Θράκης, Ξάνθη*.

Περδίκη Ι.Σ. (2011). Επίδραση της διαστολικότητας των εδαφών στη στατική και σεισμική ανάλυση της ευστάθειας των πρανών. *Ε.Μ.Π., Αθήνα*, σελ.43-45, 69-73.

Πηλιούνης Γ. (2011). Ανάλυση Αξιοπιστίας Γεωτεχνικών Προβλημάτων με χρήση μετεωριστικών μεθόδων βελτιστοποίησης. *Ε.Μ.Π., Αθήνα*. σελ. 9-11, 15-23.

Πιτιλάκης Κ. Δ. (2010). Γεωτεχνική Σεισμική Μηχανική. *Εκδόσεις Ζήτη. ISBN 960- 456-226- 6*.

Ρόζος Δ. (2007). Τεχνική Γεωλογία Ι, *ΕΜΠ, Αθήνα*.

Ρόζος Δ., Λουπασάκης Κ. (2012). Εδαφικές υποχωρήσεις από υπεράντληση υδροφόρων στον ελληνικό χώρο. *Ορυκτός πλούτος 166*, σελ.33-46, *Αθήνα*.

Σαμπατακάκης Ν. (2012). Τεχνικά Χαρακτηριστικά Πετρωμάτων – Επίδραση των Γεωλογικών Χαρακτηριστικών των γεωυλικών στα τεχνικά έργα. *Πανεπιστήμιο Πατρών*.

Σταματόπουλος Κ. (2003). Τεχνική σεισμολογία και εδαφοδυναμική, τόμος Γ, *Δυναμική εδαφών και θεμελιώσεων, ενότητα 7*. σελ.211-235.

Σταματόπουλος Κ., Αναιρούσης Σ. (2008). Ενσωμάτωση καταστατικών σχέσεων σε σπονδυλωτή προσομοίωση πρανών και πρόβλεψη της σεισμικής μετακίνησης της ολίσθησης Νικαβα. *3^ο Πανελλήνιο συνέδριο αντισεισμικής μηχανικής και τεχνικής Σεισμολογίας*, 5-7 Νοεμβρίου 2008.

Σταυροθεόδωρου Ε.Σ. (2015). Προχωρημένο Ελαστοπλαστικό Προσομοίωμα για την Ανάλυση της κατασκευής και φόρτισης μεγάλων φραγμάτων λιθορριπής. *Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Βόλος*, σελ.93-118.

Τζαβάρα Ι. (2015). Μελέτη της σεισμικής συμπεριφοράς των σύγχρονων τεχνικών ενίσχυσης εδαφικών πρανών. Διδακτορική Διατριβή. *Σχολή Μηχανικών Περιβάλλοντος. Πολυτεχνείο Κρήτης*, σελ.175-180.

Τιμοθέου Θ. (2008). Επίδραση Τοπογραφίας στη μέγιστη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους. *Πολυτεχνείο Θεσσαλίας, Βόλος*, σελ.6-9,103-105.

Τραβασάρου Θ. (2006). Πιθανοτική Μεθοδολογία για τον Υπολογισμό Παραμενουσών Σεισμικών Μετατοπίσεων σε Πρανή. *Oakland, U.S.A..5ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής, Τ.Ε.Ε., Ξάνθη*, σελ.1-8.

Φορτσάκης Π., Στυλιανίδη Ε. και Καββαδάς Μ., (2010). Ανάλυση Ευστάθειας Πρανών με Χρήση Στοχαστικών Μεθόδων. *6ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής και Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής, Τ.Ε.Ε.*, σελ.1-8.

Χαραλαμπίδης Ν. (2015). Πιθανοκρατική Ανάλυση Ευστάθειας Εδαφικών Πρανών. *Πολυτεχνείο Κρήτης Χανιά*, σελ.15-26.

Χουλιάρης Ι.Γ., Τσότσος Σ., Μισοπολινός Ν. και Χατζηγώγος Θ. (1994). “Παράγοντες οι οποίοι επηρεάζουν την αποτελεσματικότητα της φυτοκάλυψης ως μέτρου σταθεροποίησης φυσικών πρανών”, *7ο Διεθνές Συνέδριο της Ελληνικής Γεωλογικής Εταιρίας, Θεσσαλονίκη*, 87-96.

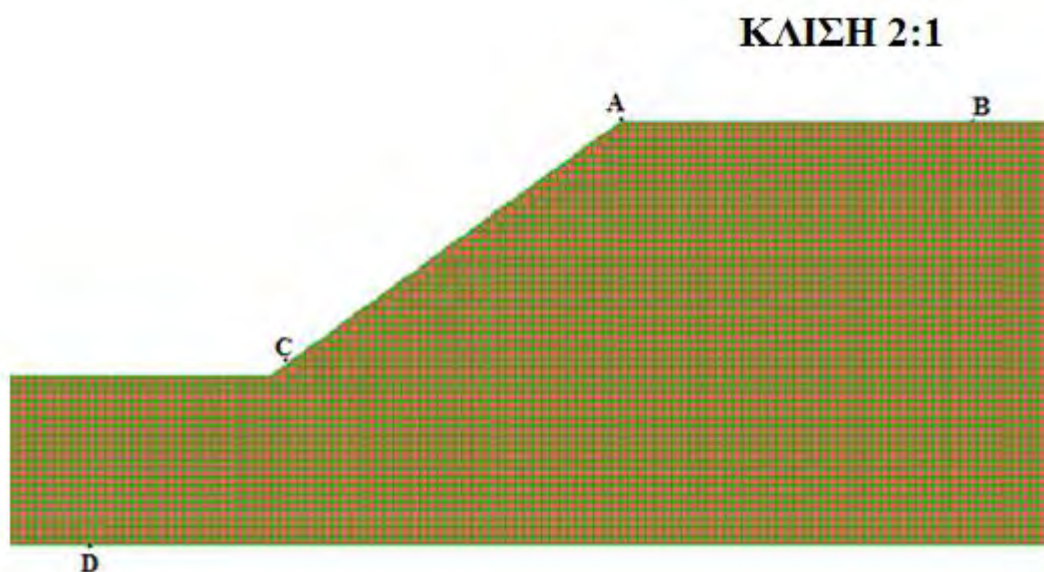
Χουχούμη Σ. (2010). Παραμετρική διερεύνηση ευστάθειας άοπλων και οπλισμένων εδαφικών πρανών. *Ψηφιακή βιβλιοθήκη Ε.Μ.Π.. Αθήνα*, σελ.17-20, 144-152.

Χρηστάρας Σ. Β., Μαρίνος Β. και Παπαθανασίου Γ. (2010). *Τεχνική Σεισμική Γεωλογία. 10ο Μάθημα. Εργαστήριο Τεχνικής Γεωλογίας και Υδρολογίας Α.Π.Θ* σελ.8-9.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

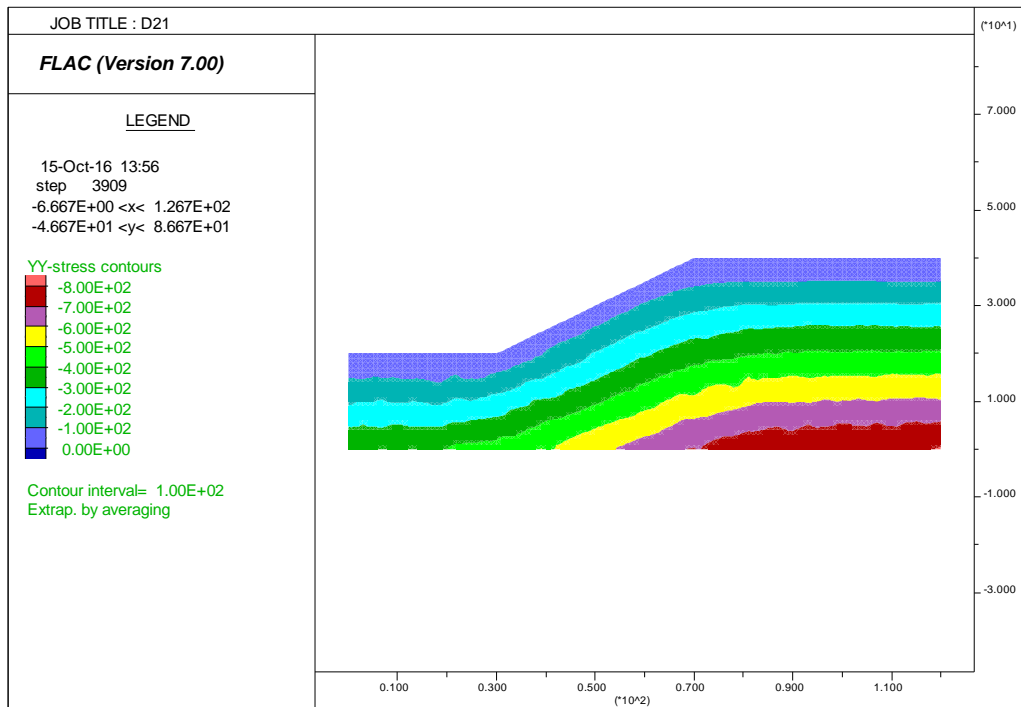
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α Κεφαλαίου 7

Για οικονομία χώρου παρουσιάζεται στο Παράρτημα Α μία επίλυση από κάθε μία περίπτωση σεισμικής διέγερσης και για κλίση πρανών 2:1 (με διακριτοποίηση της γεωμετρίας πρανούς όπως αυτή του σχήματος Α₀) με την χρονοϊστορία των σεισμών της Καλαμάτας (D1-D21), Kobe (E1-E21), Friuli (F1-F21) και Rinaldi (G1-G21) που επιλέχθηκε τυχαία από το σύνολο των επιλύσεων και συγκεκριμένα οι: D21, E8, F10, G12. Σημειώνεται ότι οι καμπύλες με το μπλέ χρώμα αντιστοιχούν στις οριζόντιες μετακινήσεις ενώ εκείνες με το κόκκινο χρώμα αντιστοιχούν στις κατακόρυφες μετακινήσεις.

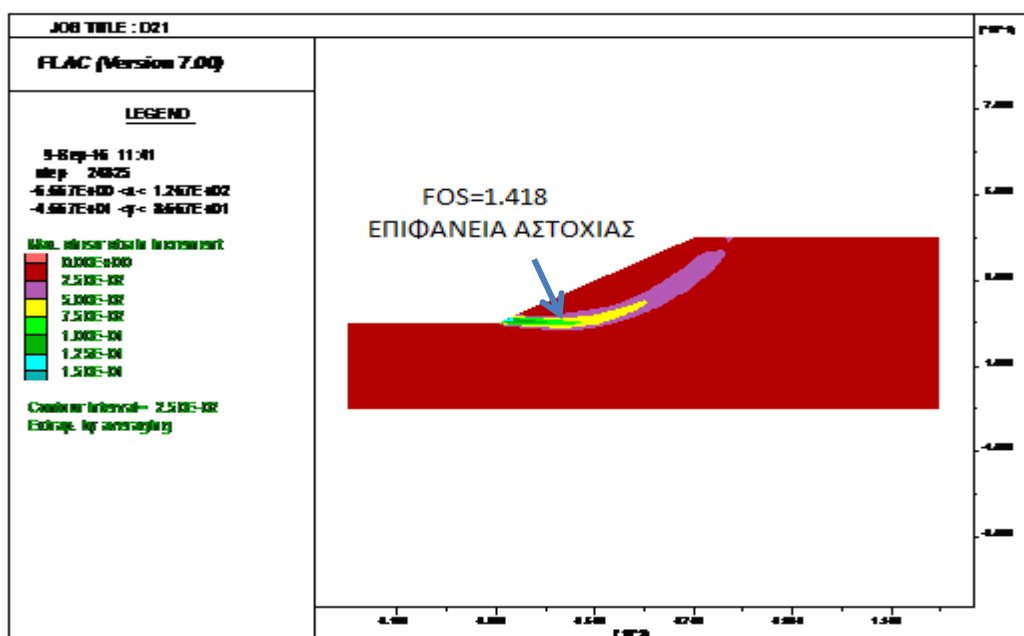


Σχήμα Α0: Διακριτοποίηση της γεωμετρίας πρανούς (σημεία Α,Β,С, D) με κλίση 2:1.

A1. Παραδείγματα επιλύσεων από του σεισμούς: Kalamata, Kobe, Friuli, και Rinaldi
ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ D21-ΚΑΛΑΜΑΤΑ

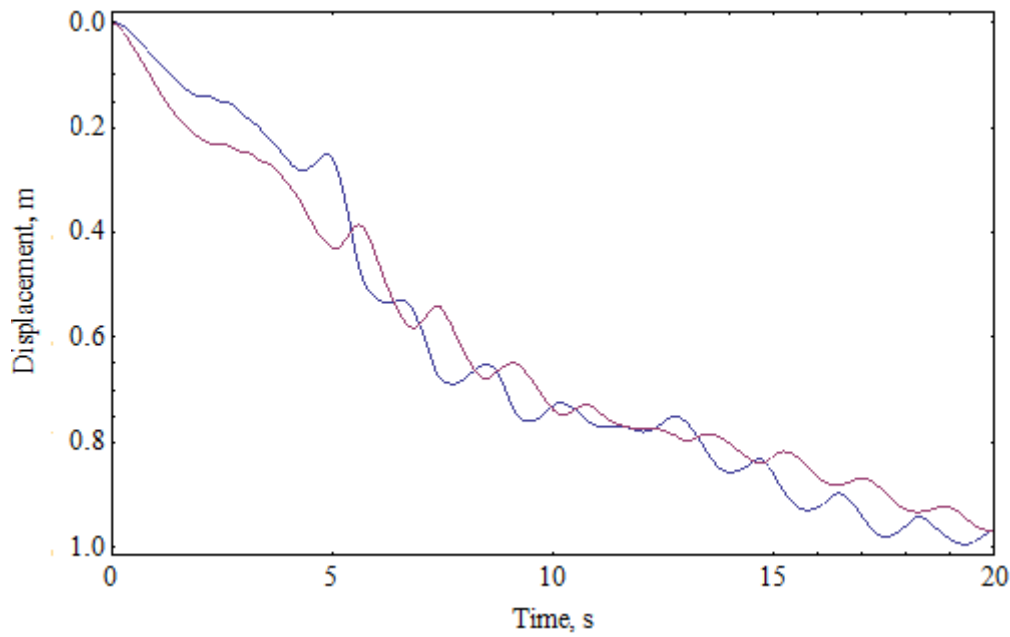


Σχήμα A1: Κατανομή αρχικών κατακορύφων ορθών τάσεων εντός του πρανούς.



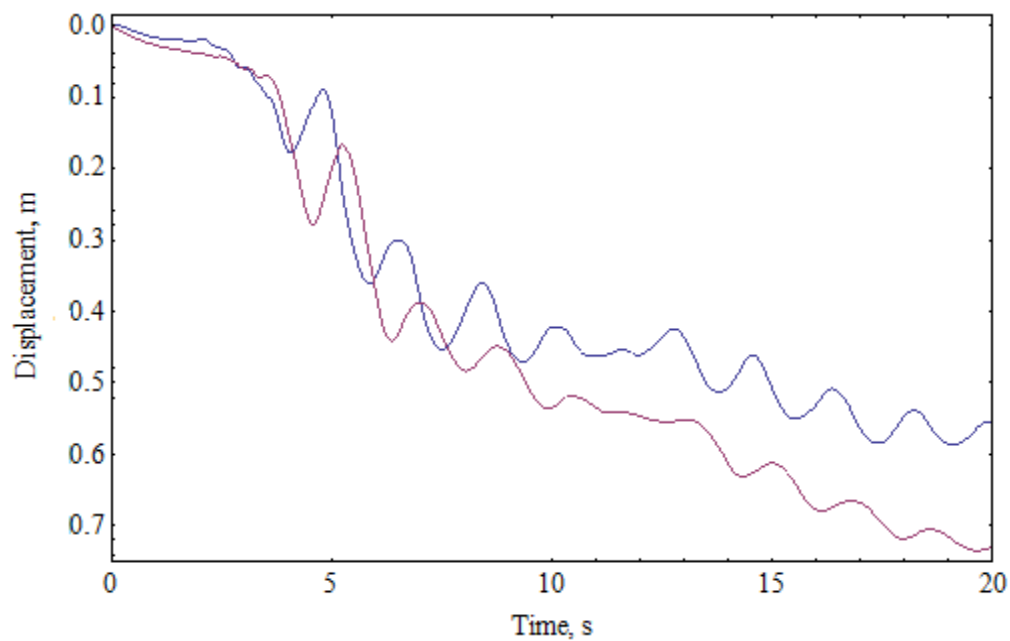
Σχήμα A2: Ισοδύναμη πλαστική διατμητική παραμόρφωση .

Point A: Seismic Displacements



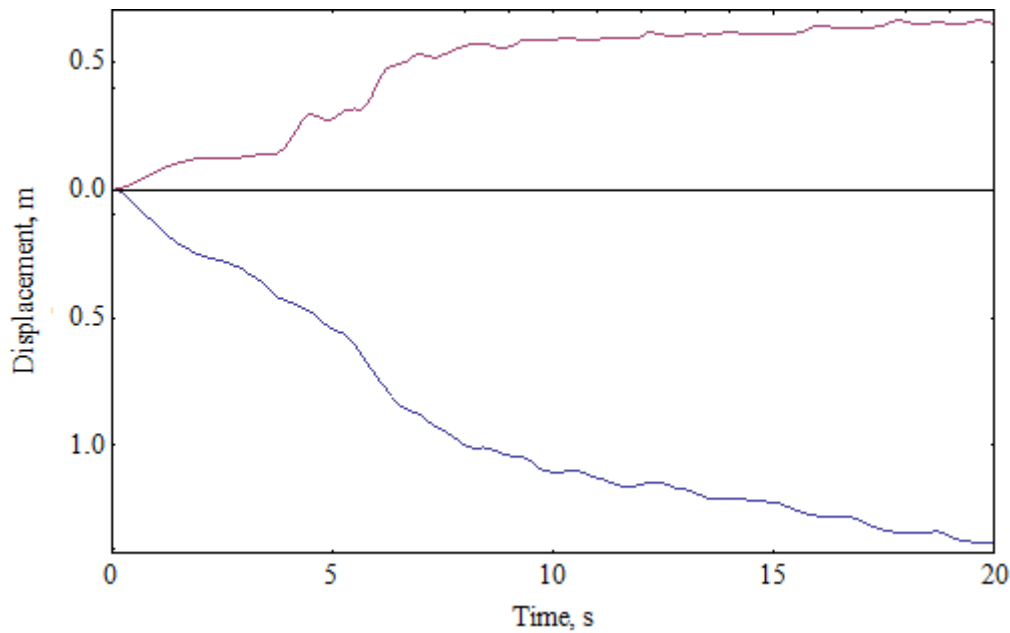
Σχήμα Α3: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου Α στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Καλαμάτας, παράδειγμα D21.

Point B: Seismic Displacements



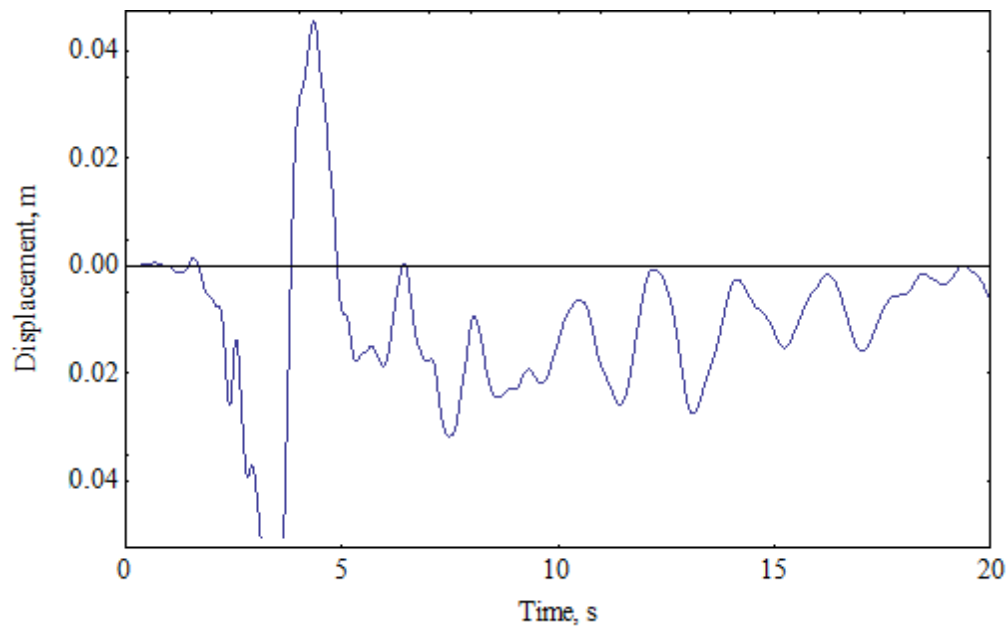
Σχήμα Α4: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου Β στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Καλαμάτας, παράδειγμα D21.

Point C: Seismic Displacements

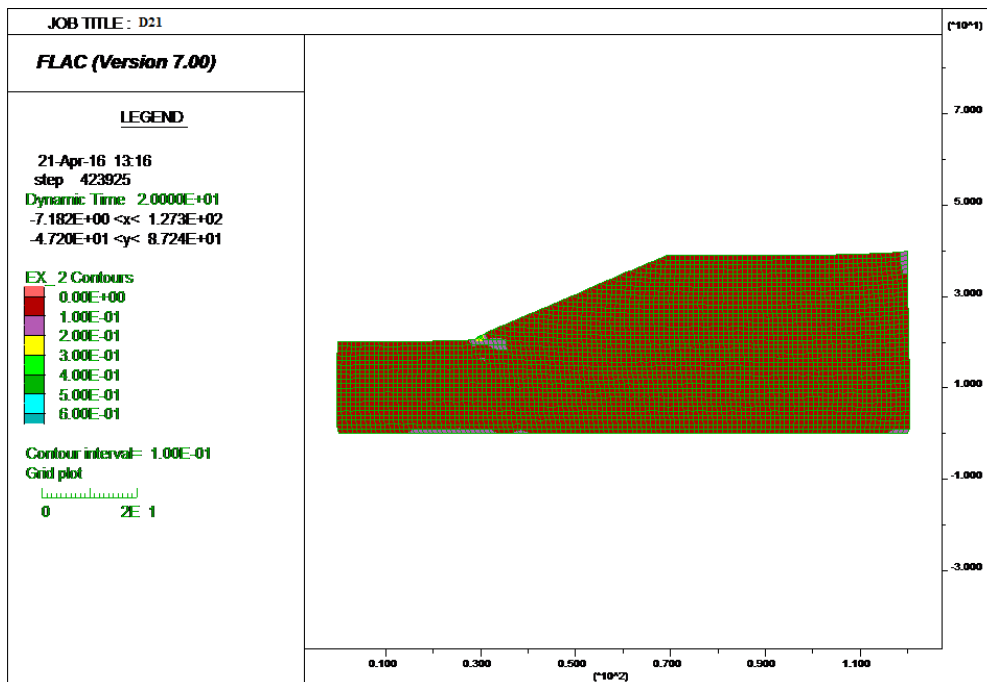


Σχήμα Α5: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου C στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Καλαμάτας, παράδειγμα D21 .

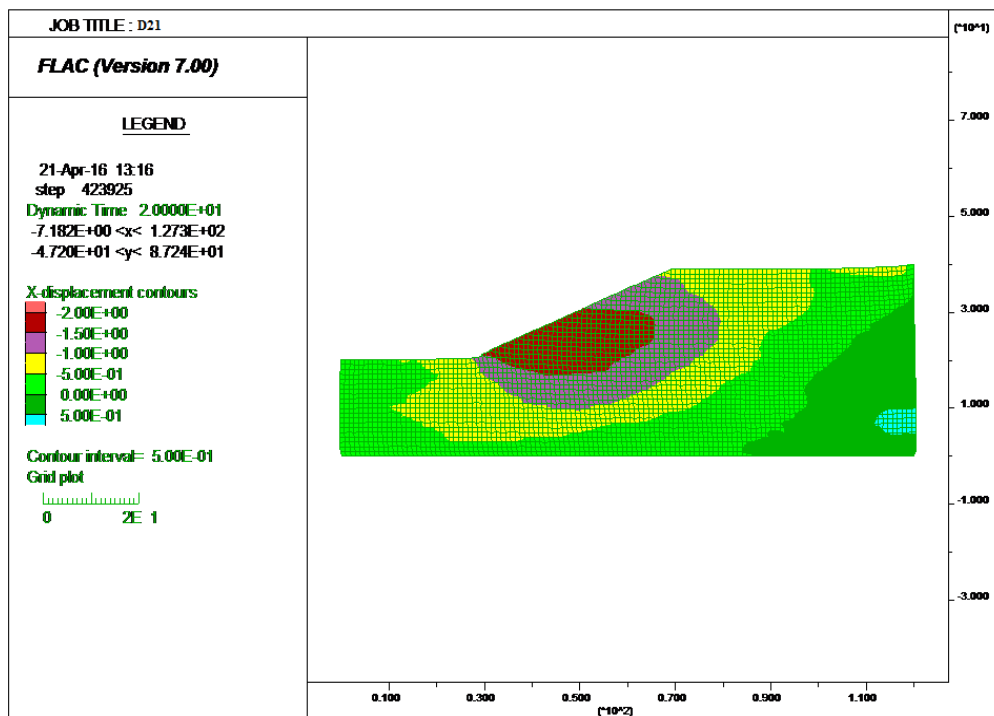
Point D: Seismic Displacements



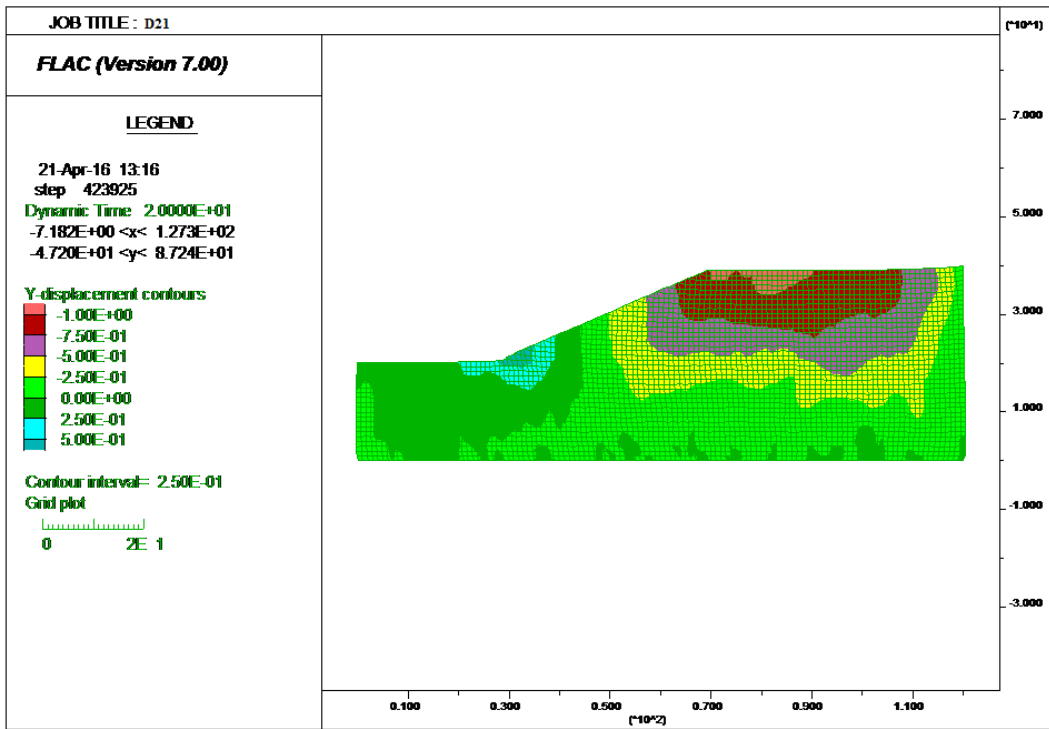
Σχήμα Α6: Οριζόντια μετατόπιση του σημείου D στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Καλαμάτας, παράδειγμα C3.



Σχήμα A7: Ισοτιμές τάσεων στο τέλος της σεισμικής φόρτισης.

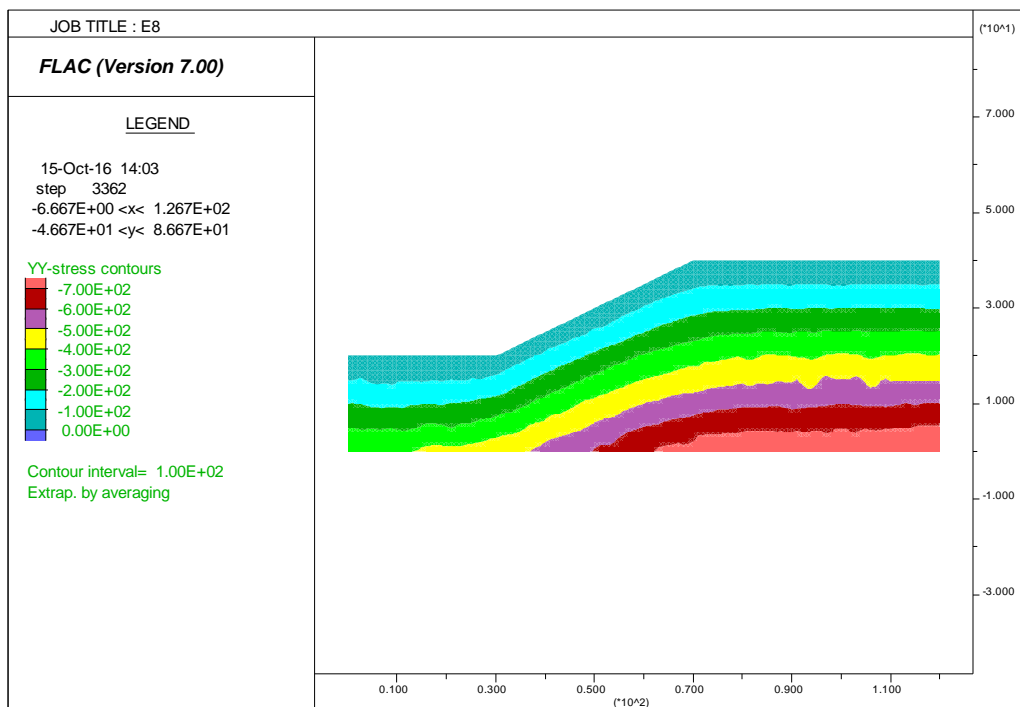


Σχήμα A8: Ισοτιμές μετακινήσεων κατά την οριζόντια διεύθυνση στο τέλος της σεισμικής φόρτισης.

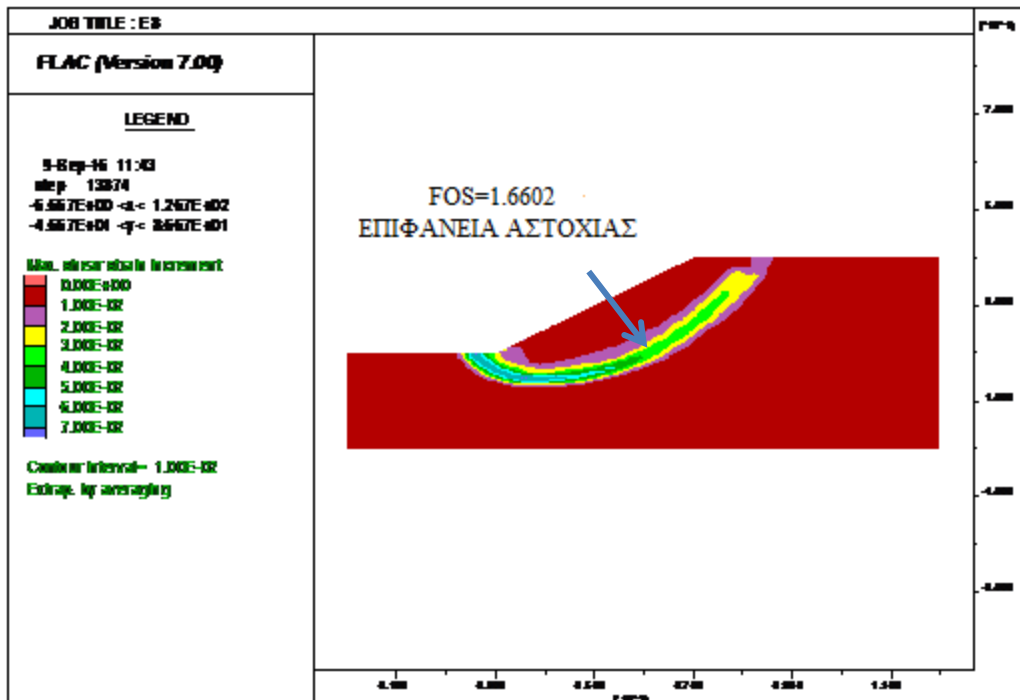


Σχήμα Α9: Ισοτιμές μετακινήσεων κατά την κατακόρυφη διεύθυνση στο τέλος της σεισμικής φόρτισης.

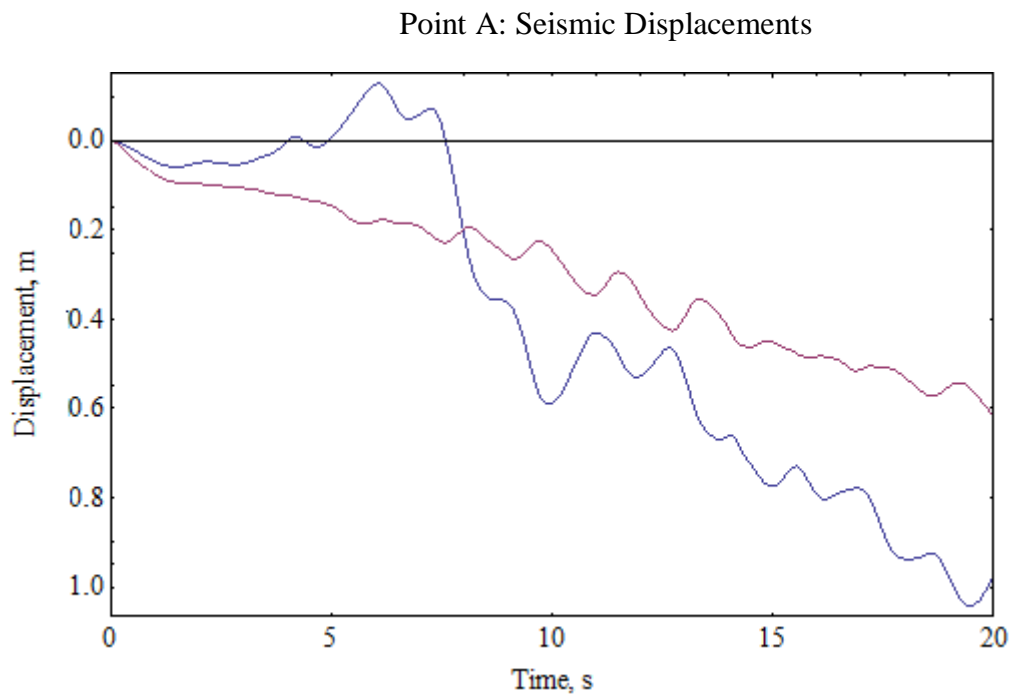
ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ Ε8-ΚΟΒΕ



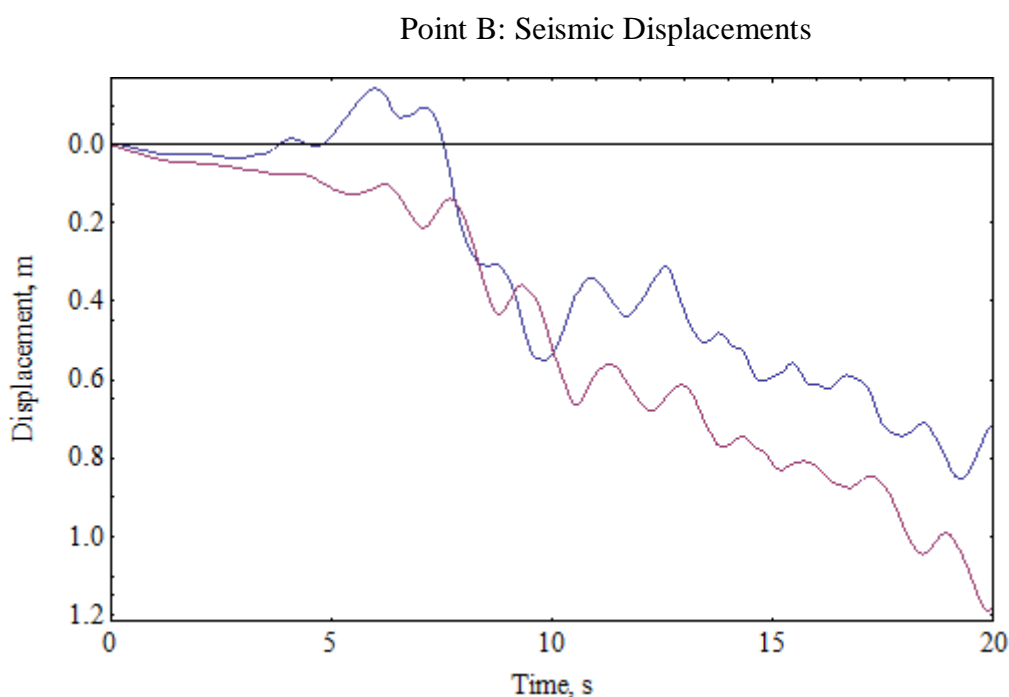
Σχήμα A10: Κατανομή αρχικών κατακορύφων ορθών τάσεων εντός του πρανούς.



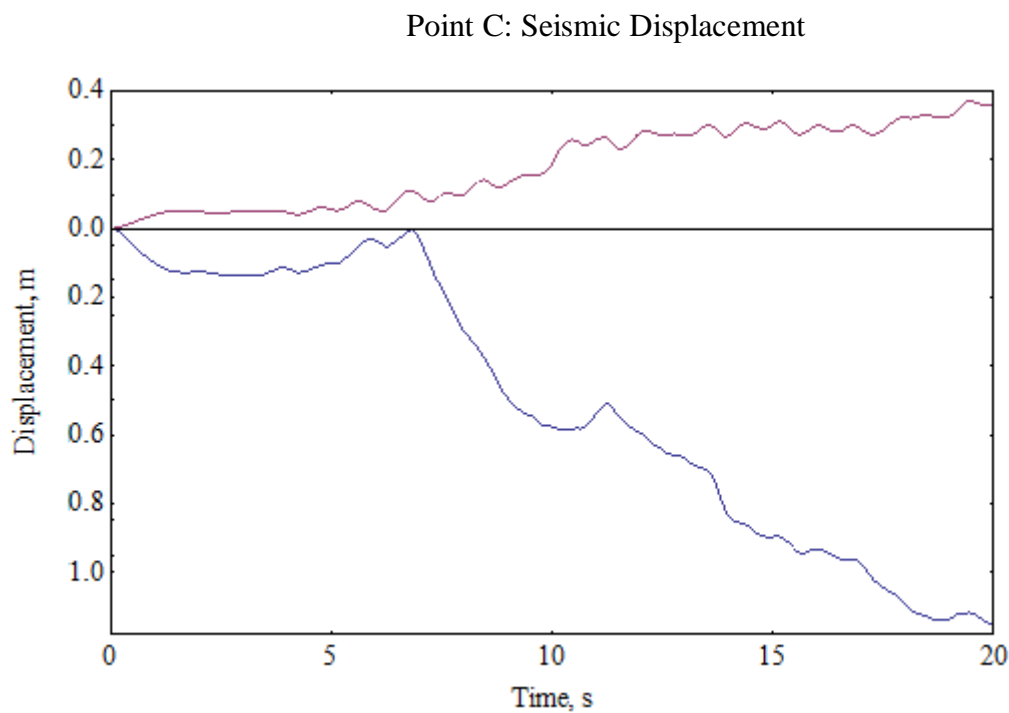
Σχήμα A11: Ισοδύναμη πλαστική διατμητική παραμόρφωση.



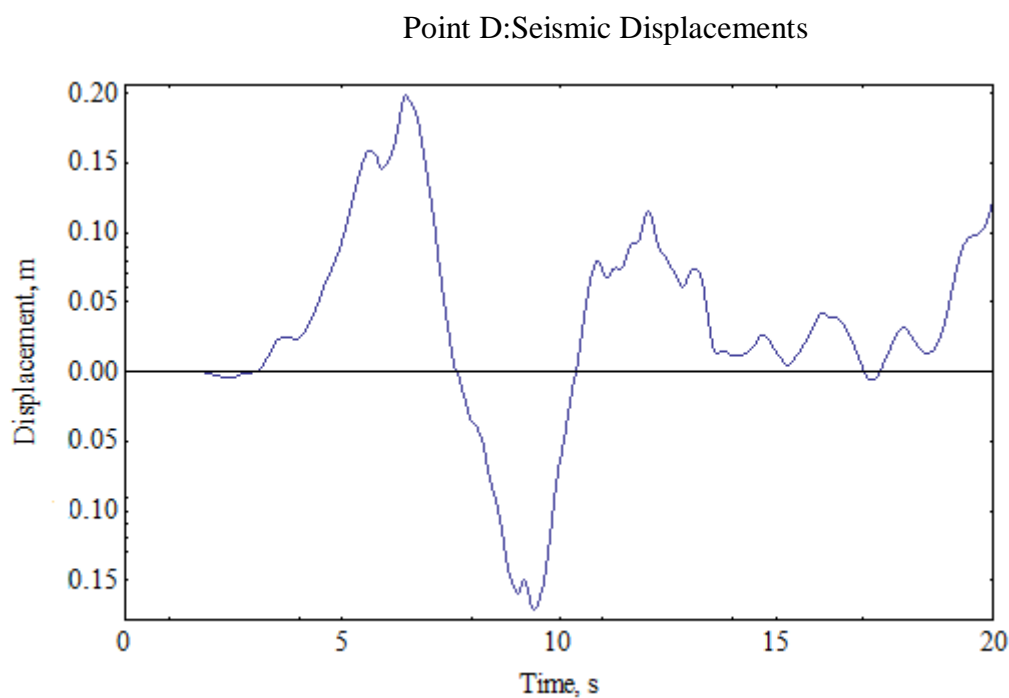
Σχήμα A12: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου A στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Kobe, παράδειγμα E8.



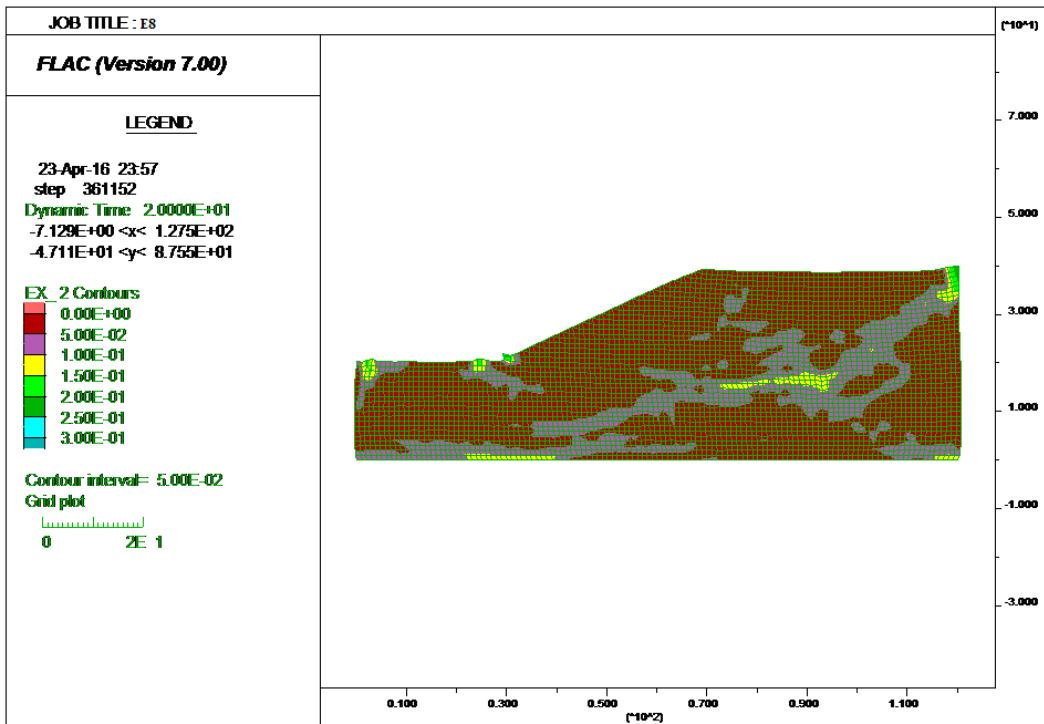
Σχήμα A13: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου B στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Kobe, παράδειγμα E8.



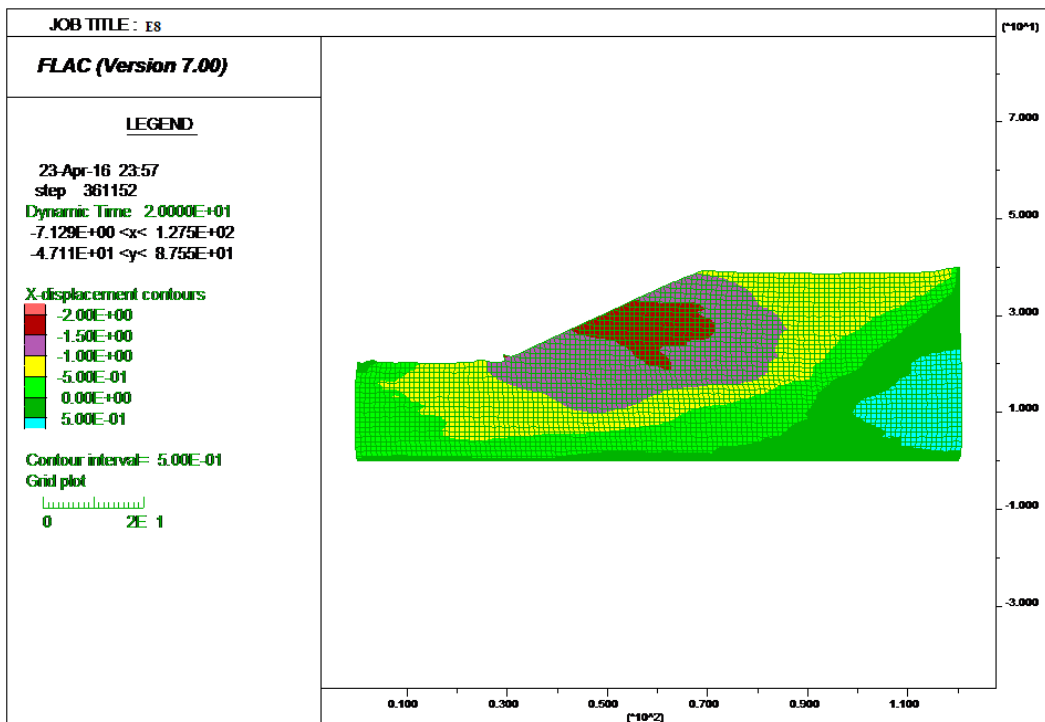
Σχήμα Α14: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου C στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Kobe, παράδειγμα Ε8.



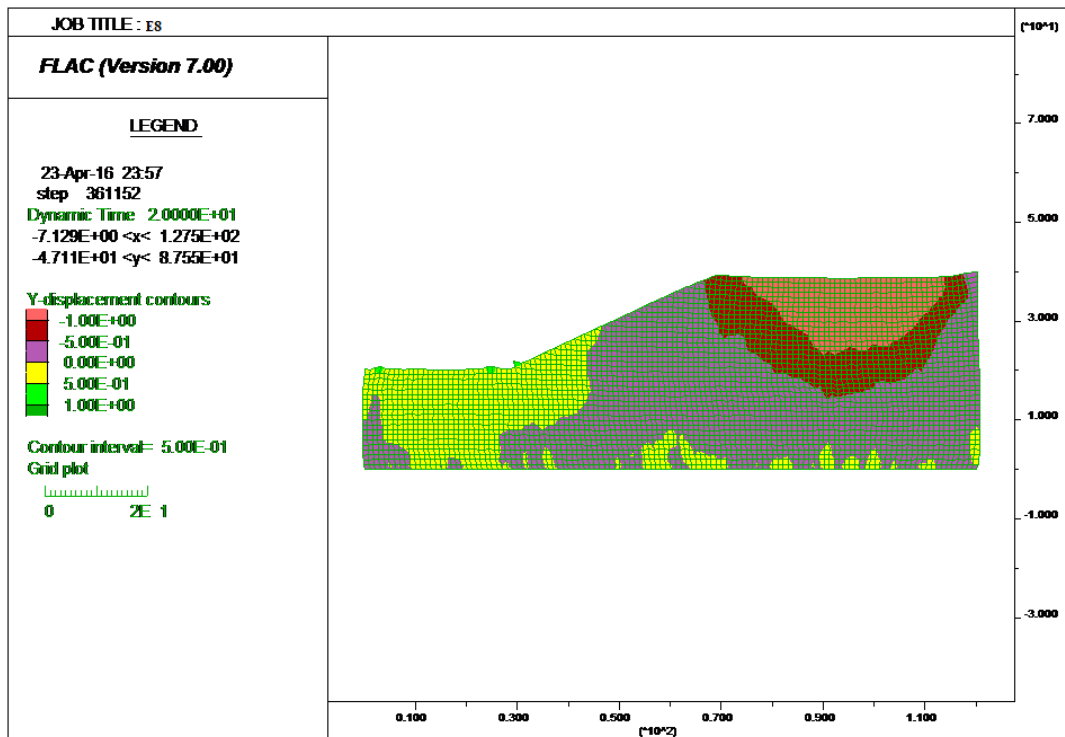
Σχήμα Α15: Οριζόντια μετατόπιση του σημείου D στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Kobe, παράδειγμα Ε8.



Σχήμα A16: Ισοτιμές τάσεων στο τέλος της σεισμικής φόρτισης.

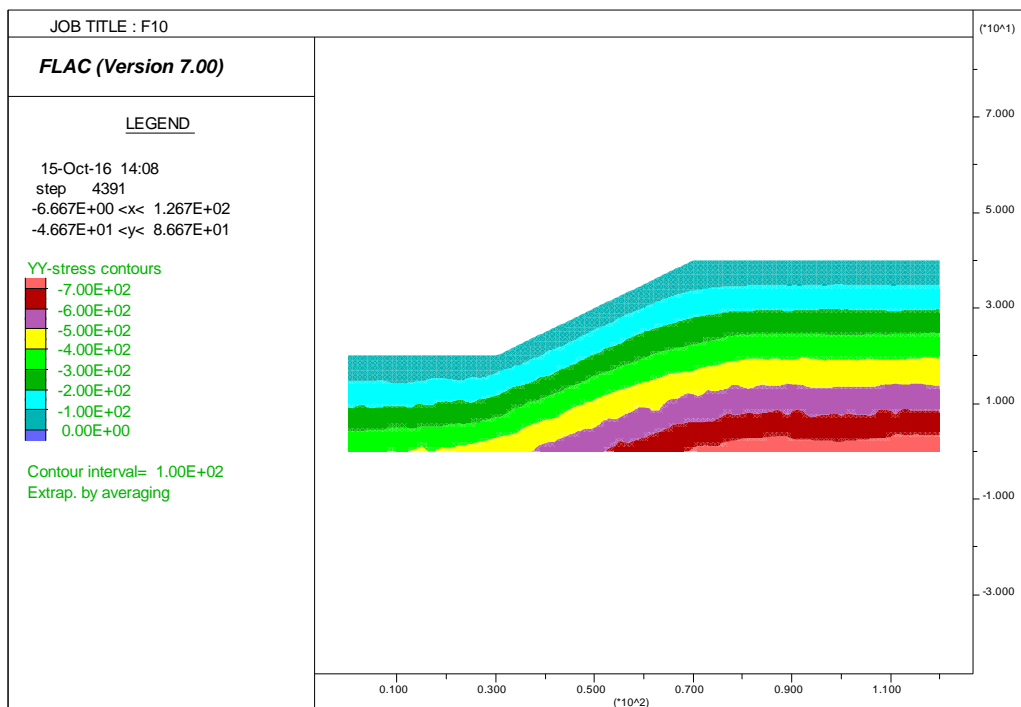


Σχήμα A17: Ισοτιμές μετακινήσεων κατά την οριζόντια διεύθυνση στο τέλος της σεισμικής φόρτισης.

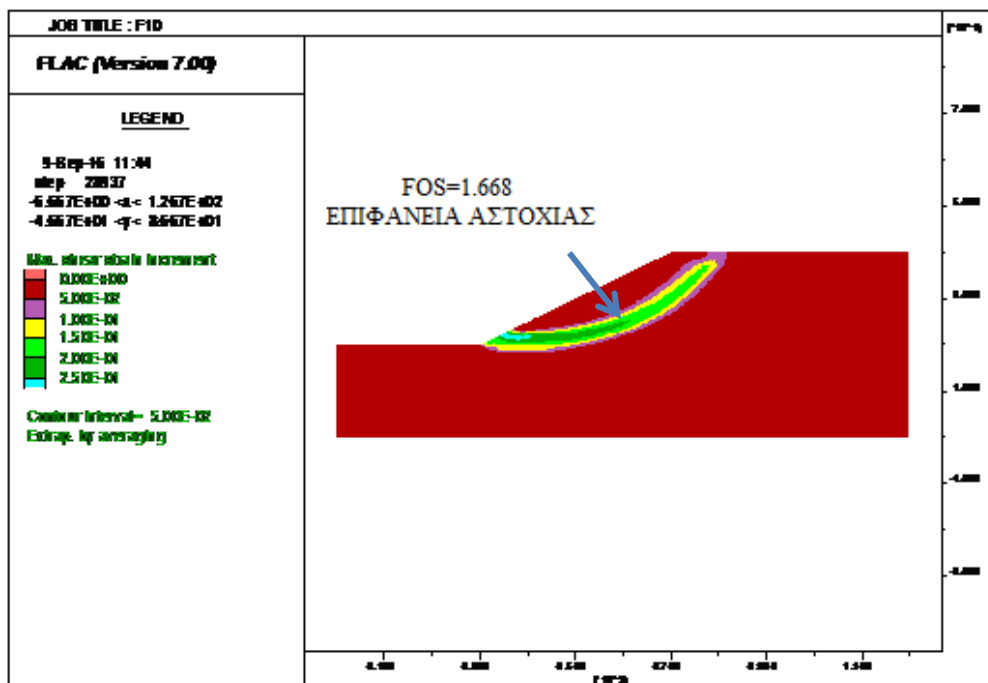


Σχήμα A18: Ισοτιμές μετακινήσεων κατά την κατακόρυφη διεύθυνση στο τέλος της σεισμικής φόρτισης.

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ F10-FRIULI

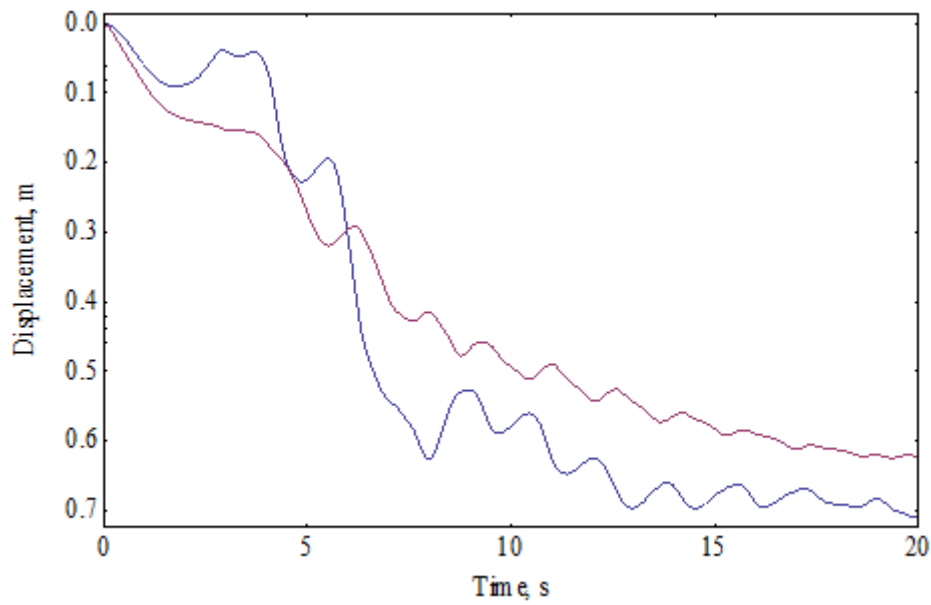


Σχήμα A19: Κατανομή αρχικών κατακορύφων ορθών τάσεων εντός του πρανούς.



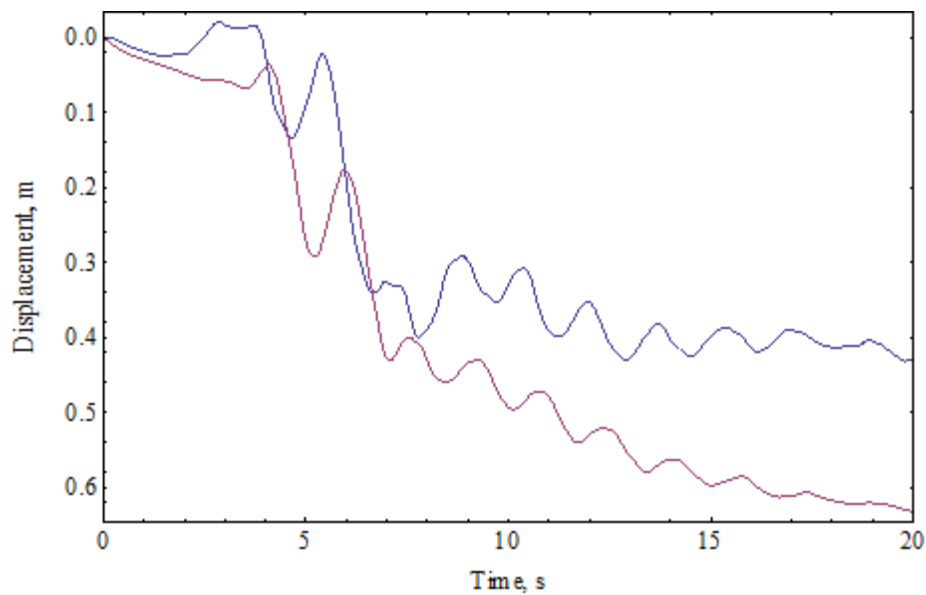
Σχήμα A20: Ισοδύναμη πλαστική διατμητική παραμόρφωση.

Point A: Seismic Displacements

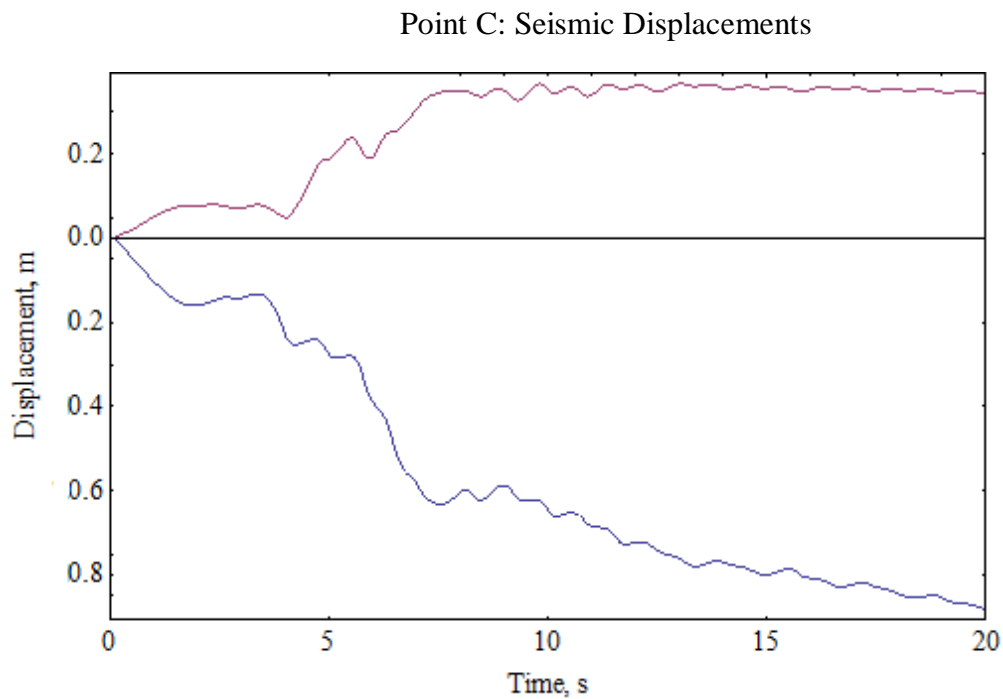


Σχήμα Α21: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου Α στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Friuli, παράδειγμα F10.

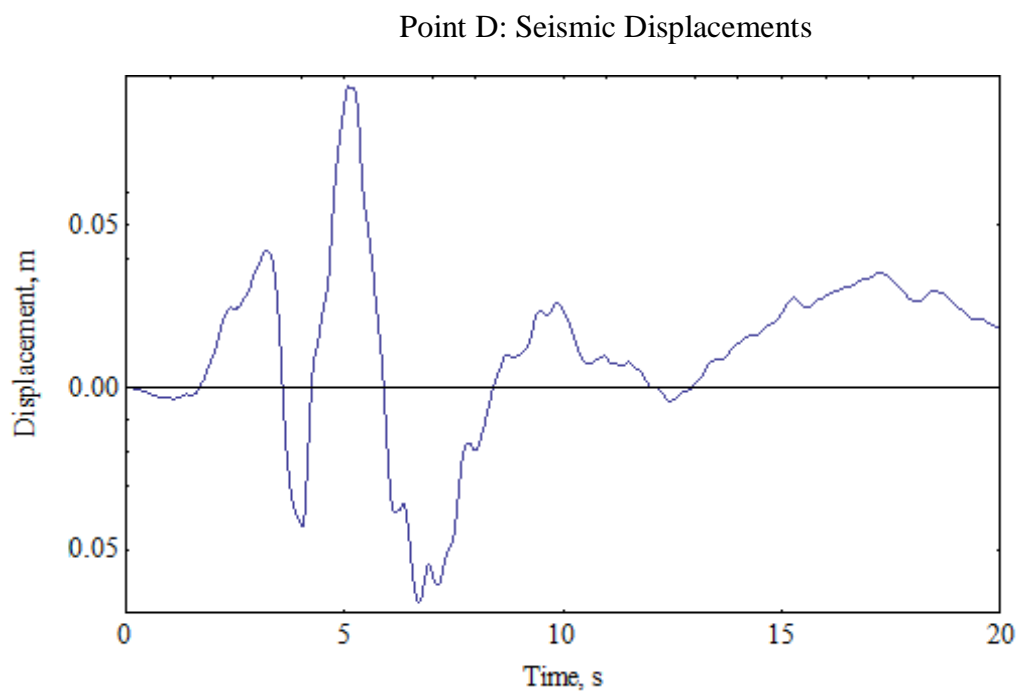
Point B: Seismic Displacements



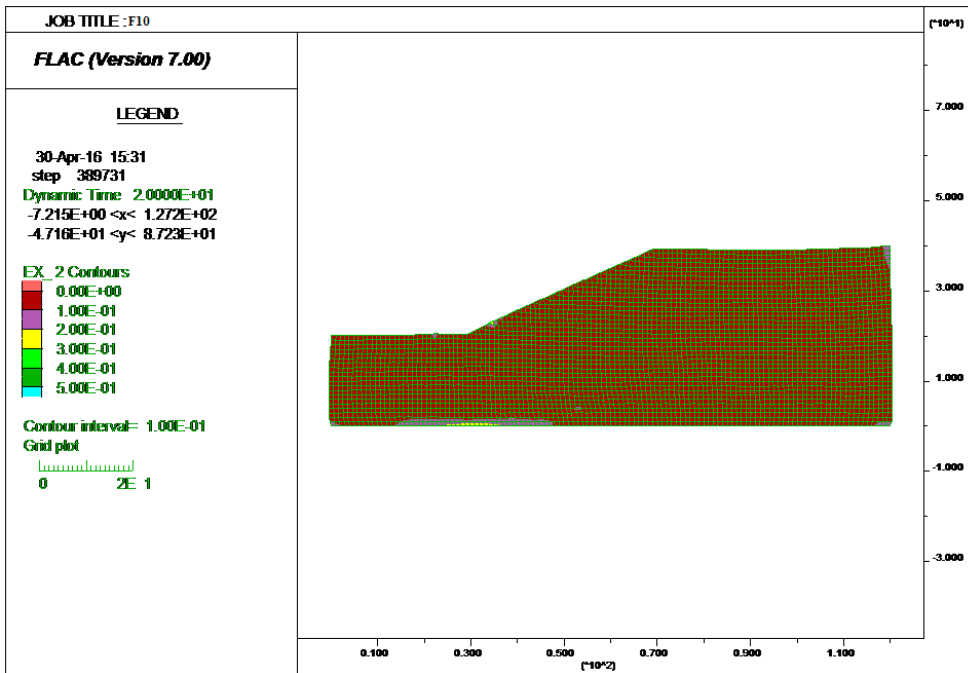
Σχήμα Α22: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου Β στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Friuli, παράδειγμα F10.



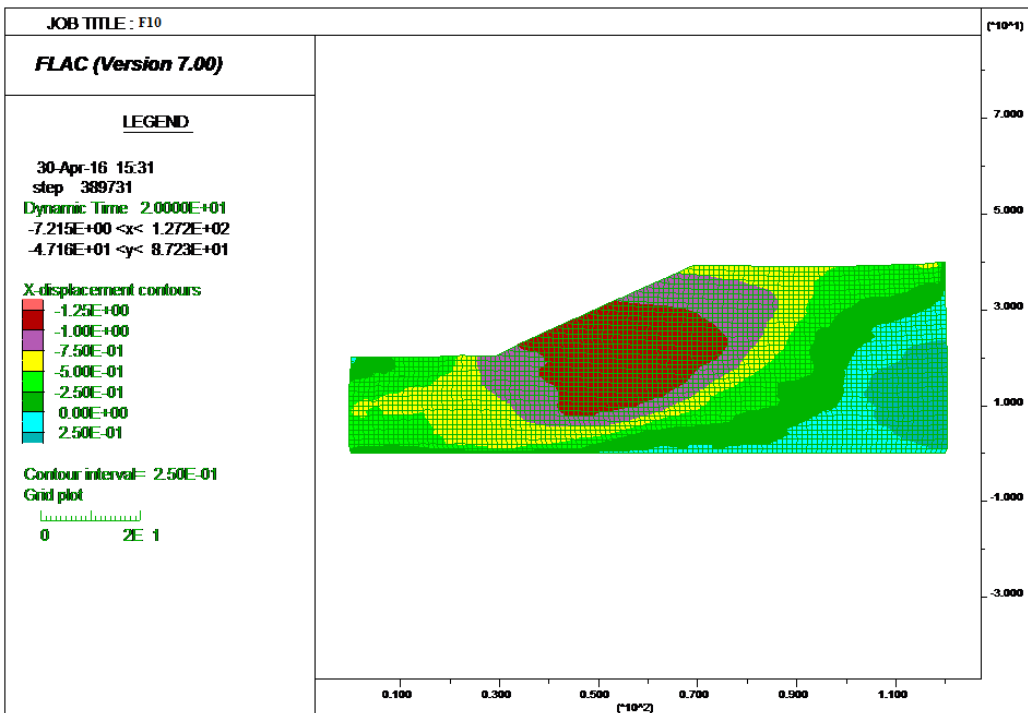
Σχήμα A23: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου C στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Friuli, παράδειγμα F10.



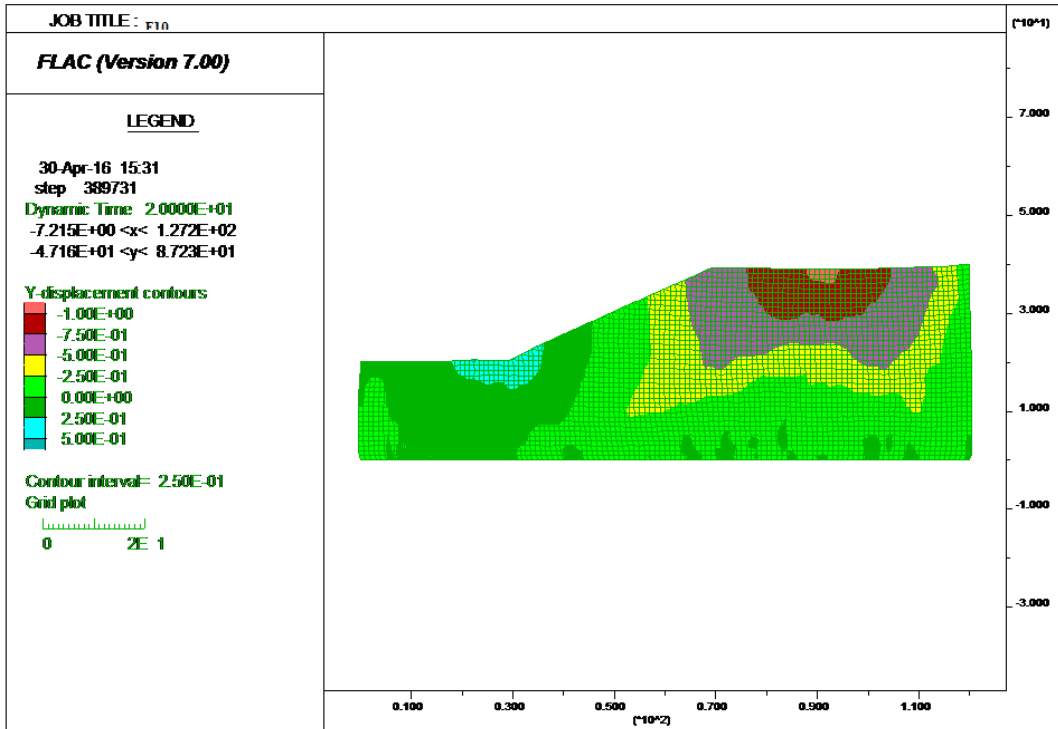
Σχήμα A24: Οριζόντια μετατόπιση του σημείου D στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Friuli, παράδειγμα F10.



Σχήμα A25: Ισοτιμές τάσεων στο τέλος της σεισμικής φόρτισης.

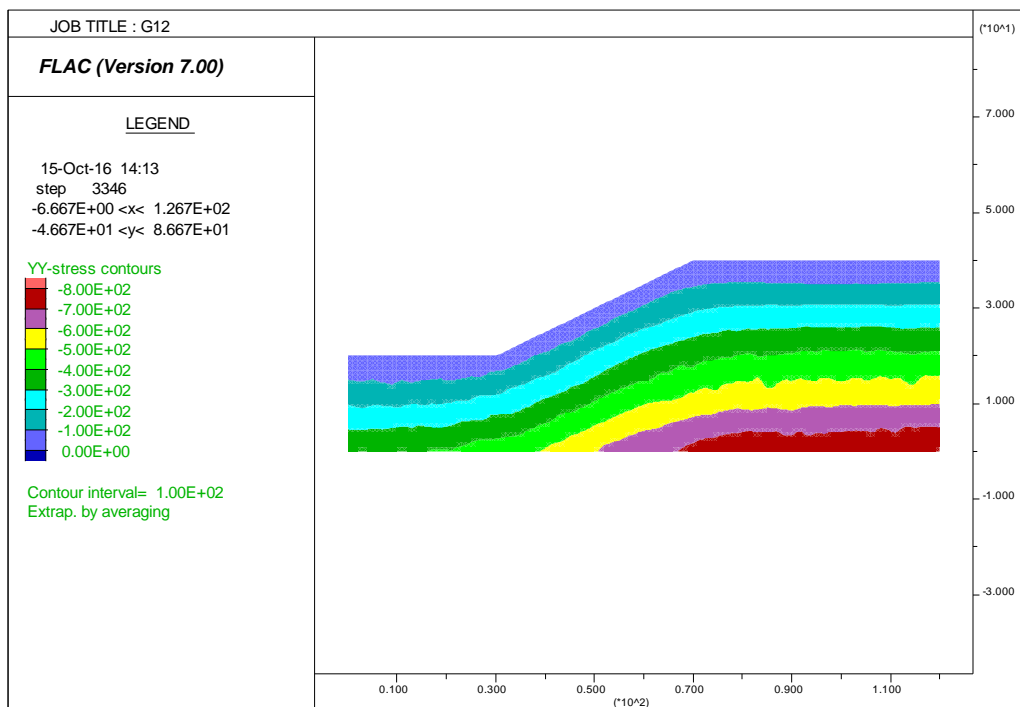


Σχήμα A26: Ισοτιμές μετακινήσεων κατά την οριζόντια διεύθυνση στο τέλος της σεισμικής φόρτισης.

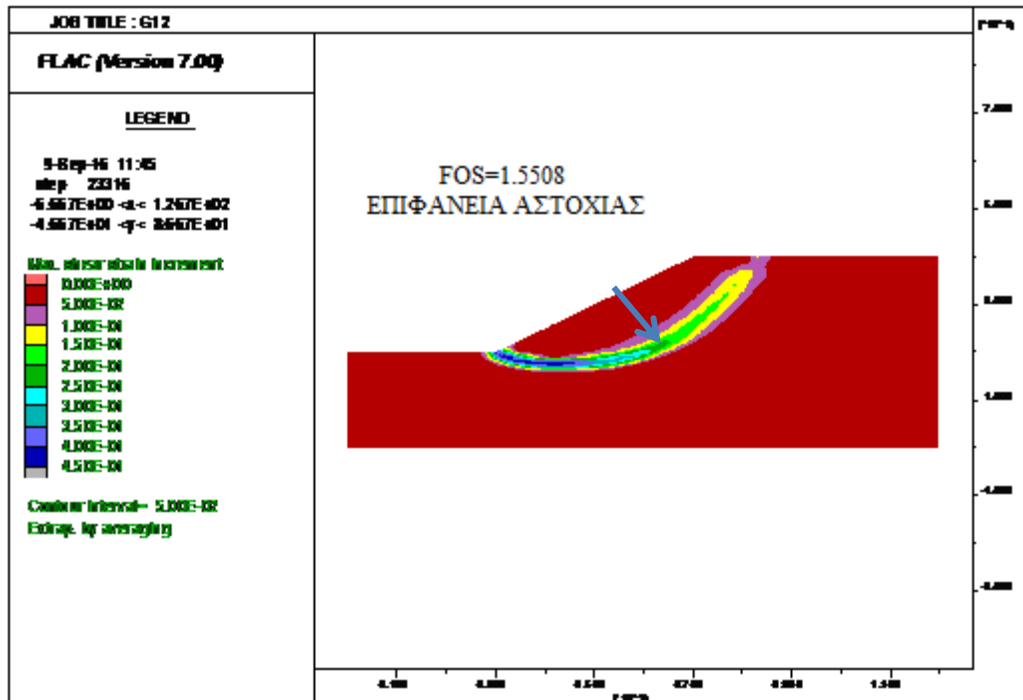


Σχήμα Α27: Ισοτιμές μετακινήσεων κατά την κατακόρυφη διεύθυνση στο τέλος της σεισμικής φόρτισης.

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ G12-RINALDI

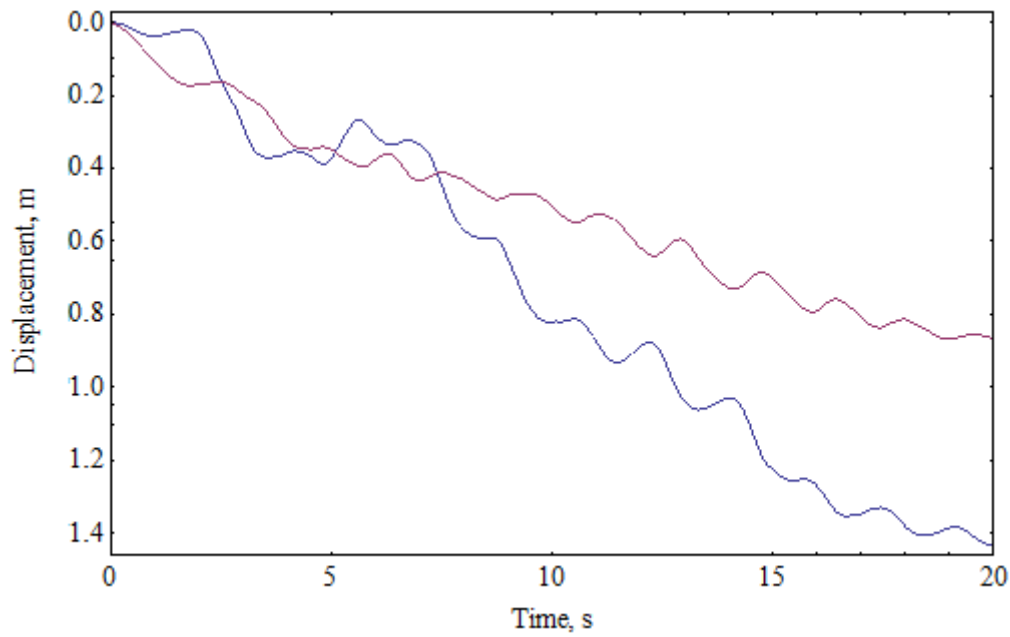


Σχήμα Α28: Κατανομή αρχικών κατακορύφων ορθών τάσεων εντός του πρανούς.



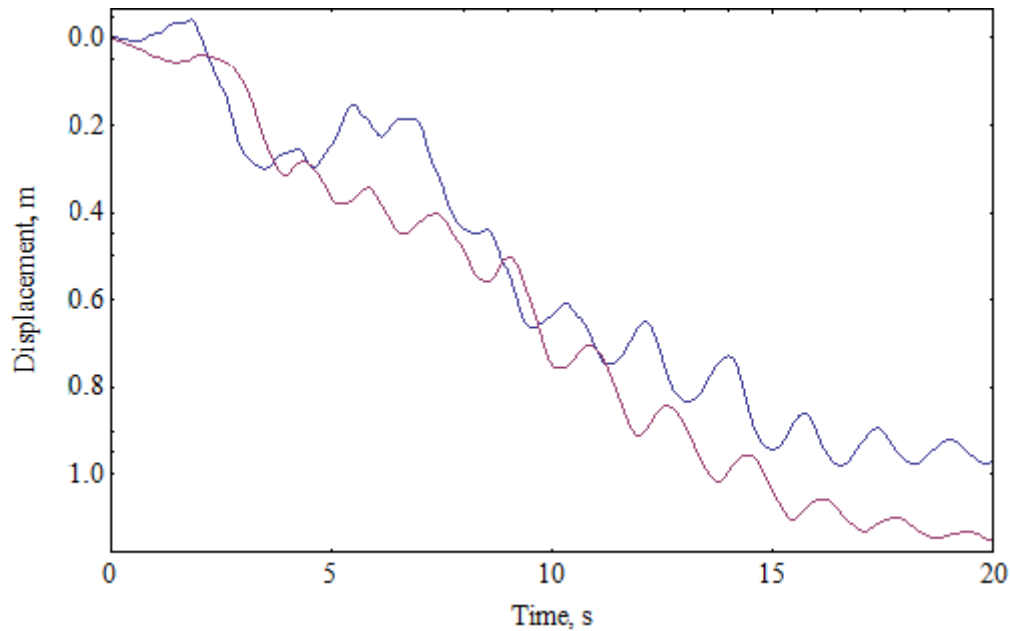
Σχήμα Α29: Ισοδύναμη πλαστική διατμητική παραμόρφωση.

Point A: Seismic Displacements

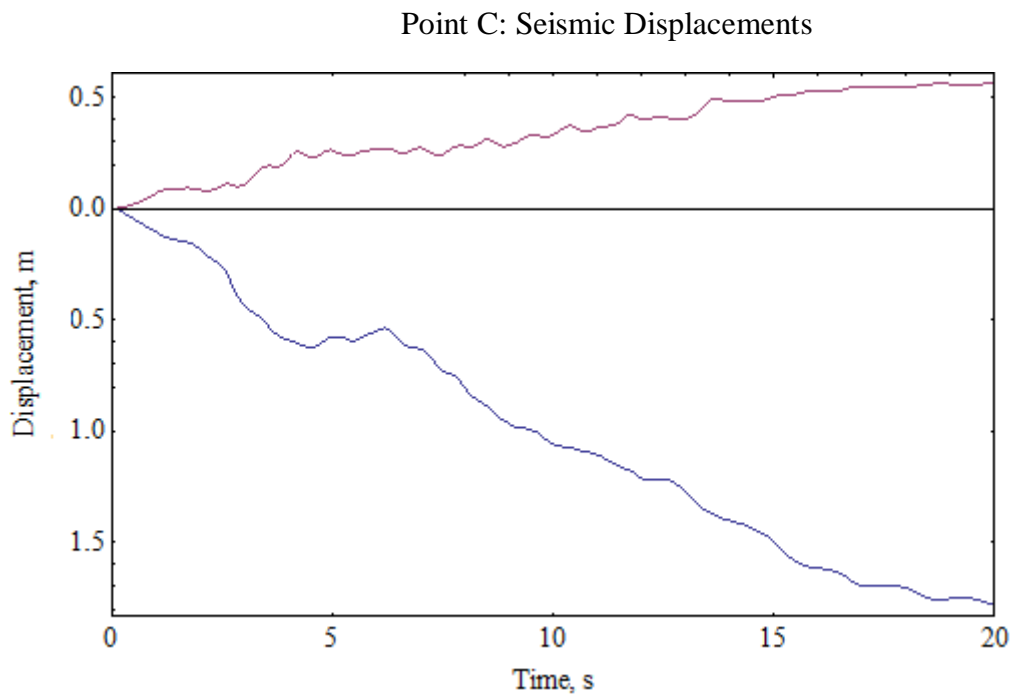


Σχήμα A30: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου A στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Rinaldi, παράδειγμα G12.

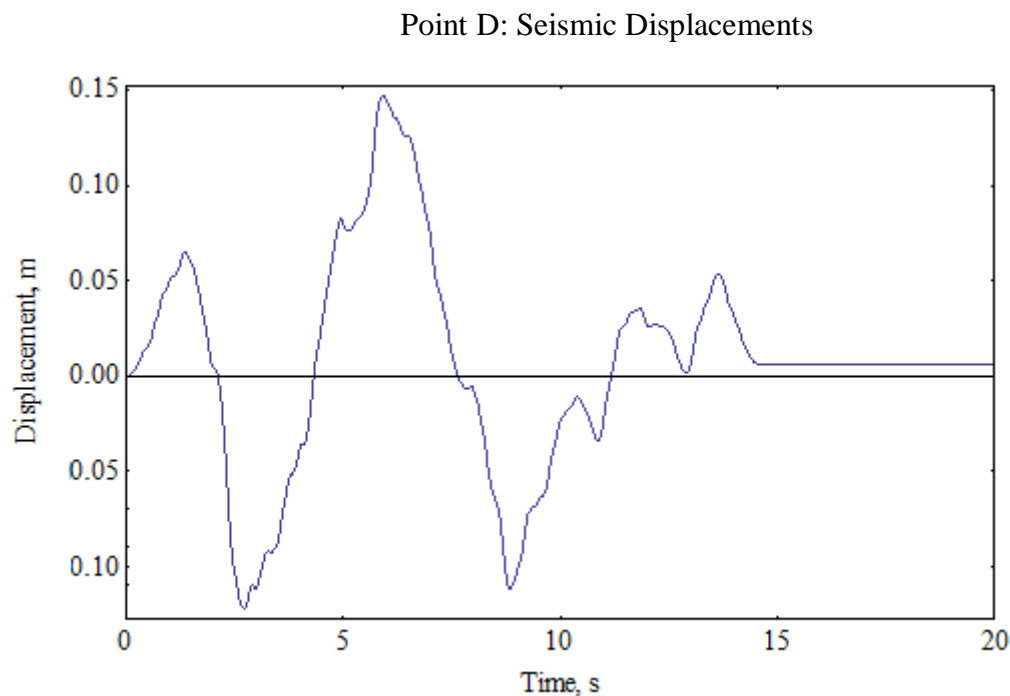
Point B: Seismic Displacements



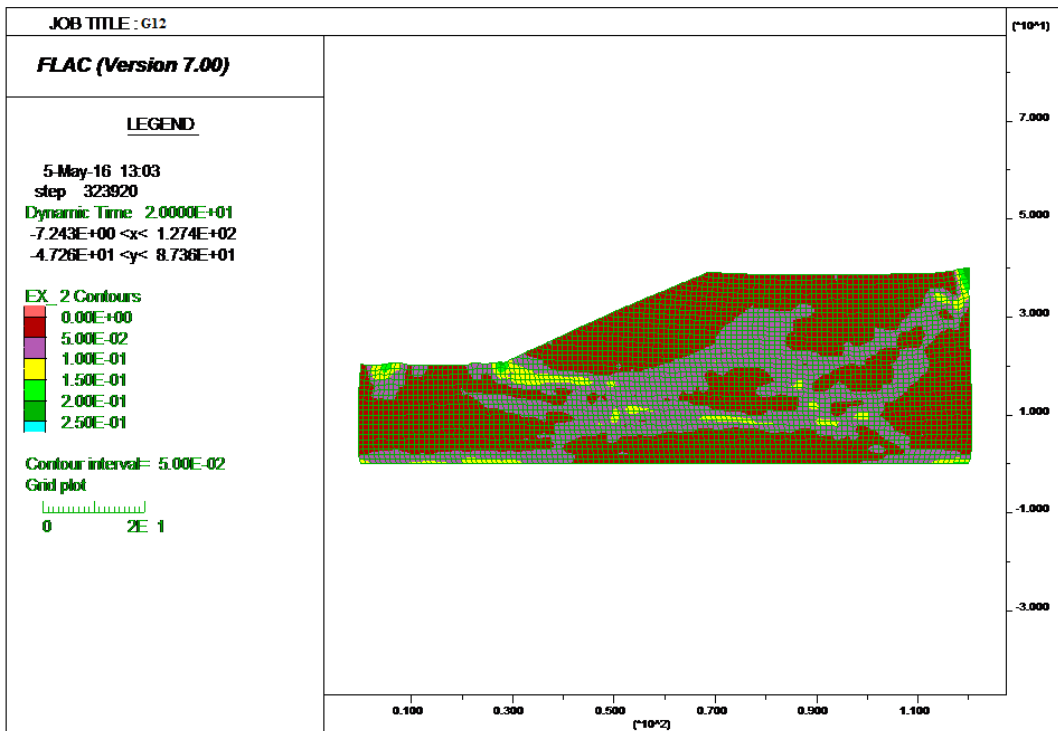
Σχήμα A31: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου B στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Rinaldi, παράδειγμα G12.



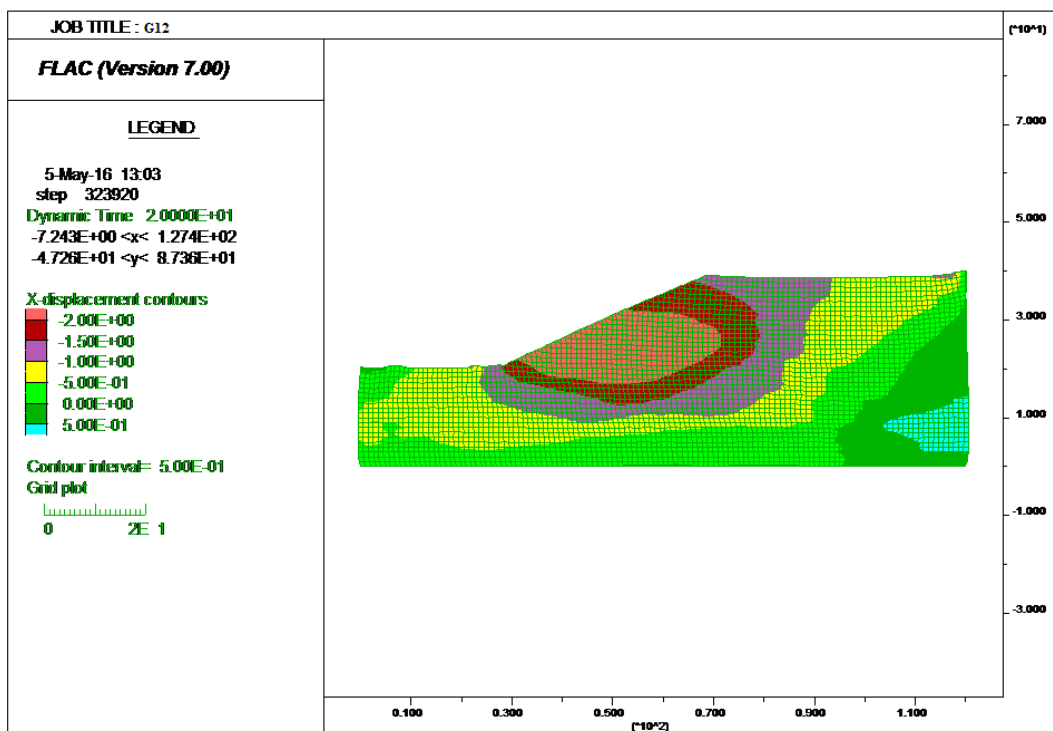
Σχήμα A32: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου C στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Rinaldi, παράδειγμα G12.



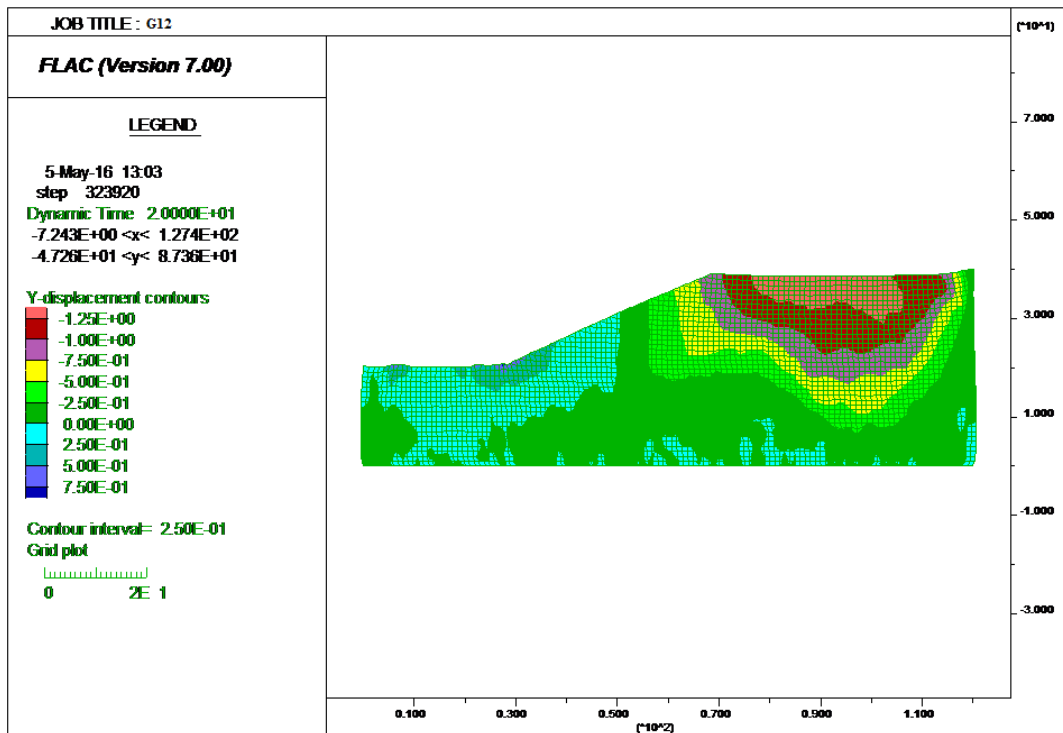
Σχήμα A33: Οριζόντια μετατόπιση του σημείου D στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Rinaldi, παράδειγμα G12.



Σχήμα A34: Ισοτιμές τάσεων στο τέλος της σεισμικής φόρτισης.



Σχήμα A35: Ισοτιμές μετακινήσεων κατά την οριζόντια διεύθυνση στο τέλος της σεισμικής φόρτισης.

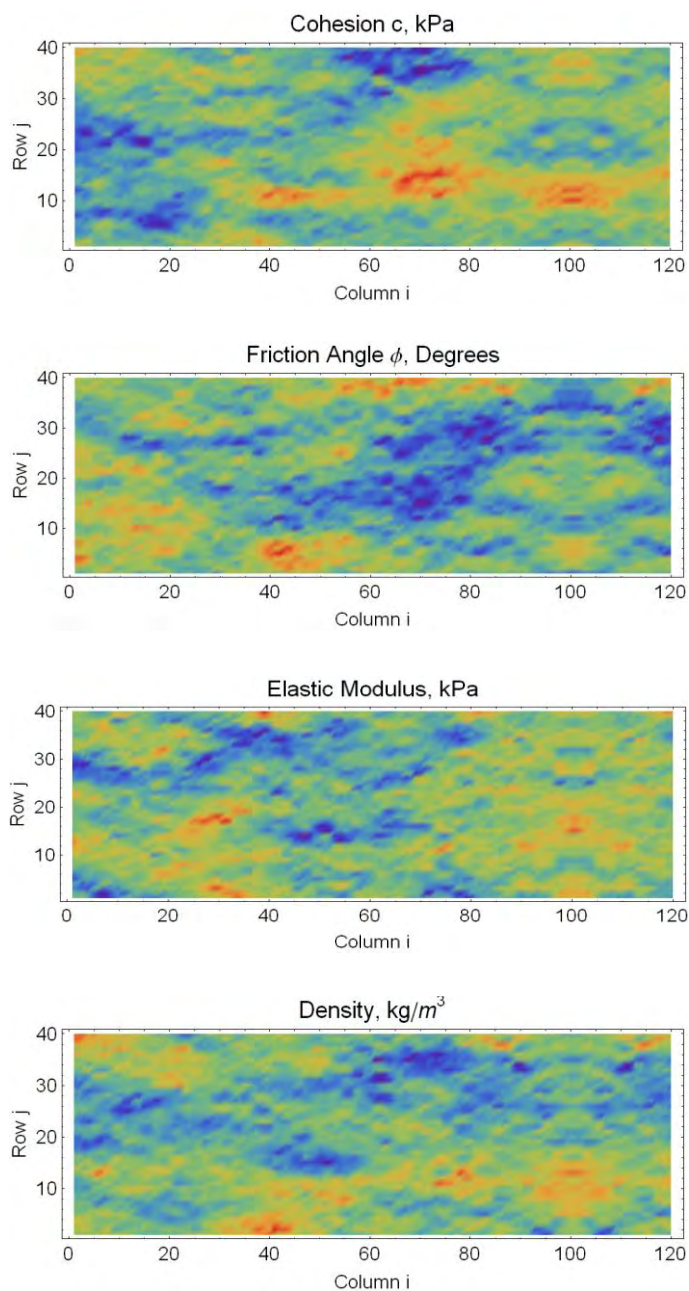


Σχήμα A36: Ισοτιμές μετακινήσεων κατά την κατακόρυφη διεύθυνση στο τέλος της σεισμικής φόρτισης.

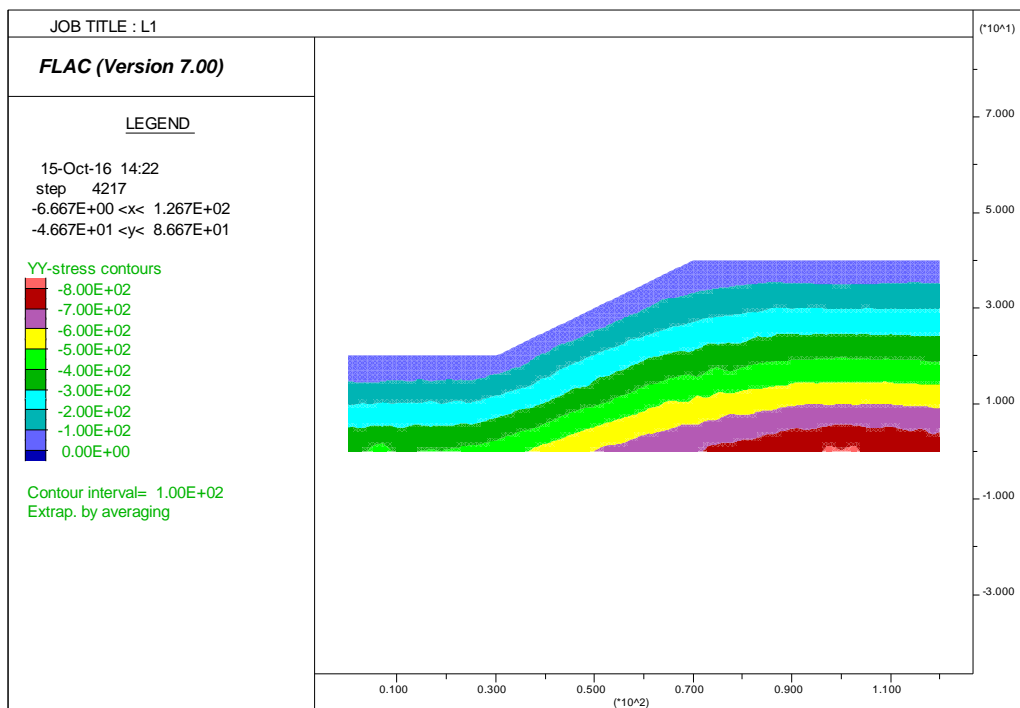
Από τα ανωτέρω σχήματα παρατηρούμε διαφορετικές τιμές μετακινήσεων που οφείλονται στην διαφορετική κάθε φορά σεισμική διέγερση.

Στην συνέχεια πάντα για την 1^η περίπτωση (κλίση 2:1) και την σεισμική διέγερση της Λευκάδας πραγματοποιήθηκαν επιλύσεις με διαφορετικά μήκη αυτοσυσχέτισης L1 –L21 με $I_x/I_y=20,4$ και M1-M21 με $I_x/I_y=40,2$. Μια επίλυση από κάθε κατηγορία L και M και συγκεκριμένα οι L1 και M4 παρουσιάζονται κατωτέρω.

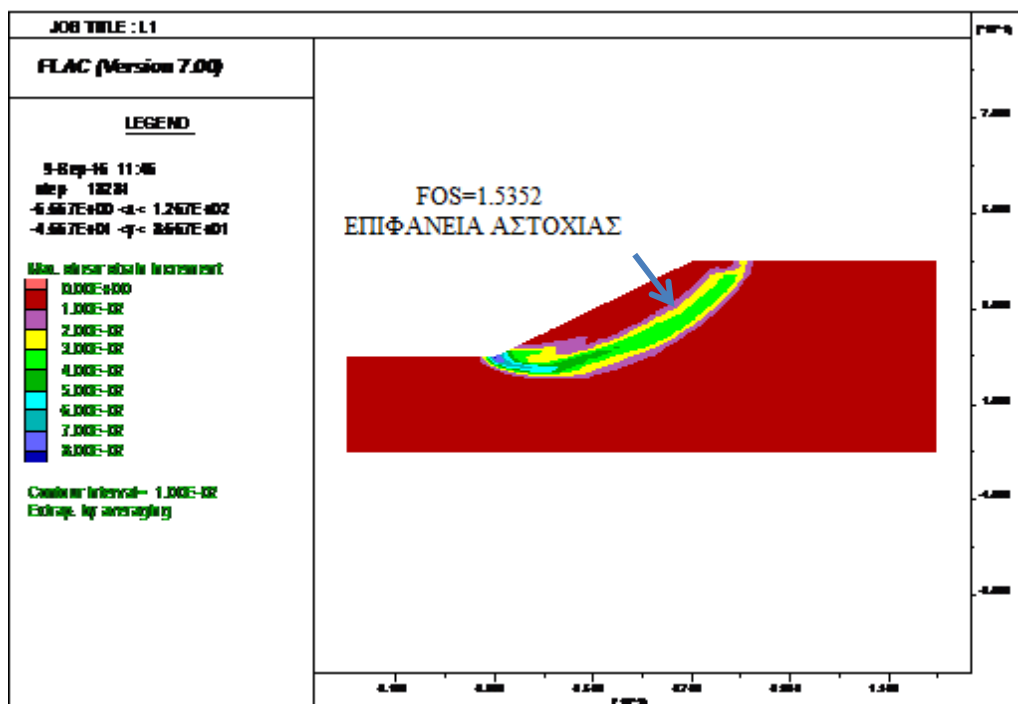
ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ L1-ΛΕΥΚΑΔΑ



Σχήμα A37: Γραφήματα συνοχής, γωνίας εσωτερικής τριβής, μέτρου ελαστικότητας και πυκνότητας (ειδικού βάρους), παραδείγματος L1.

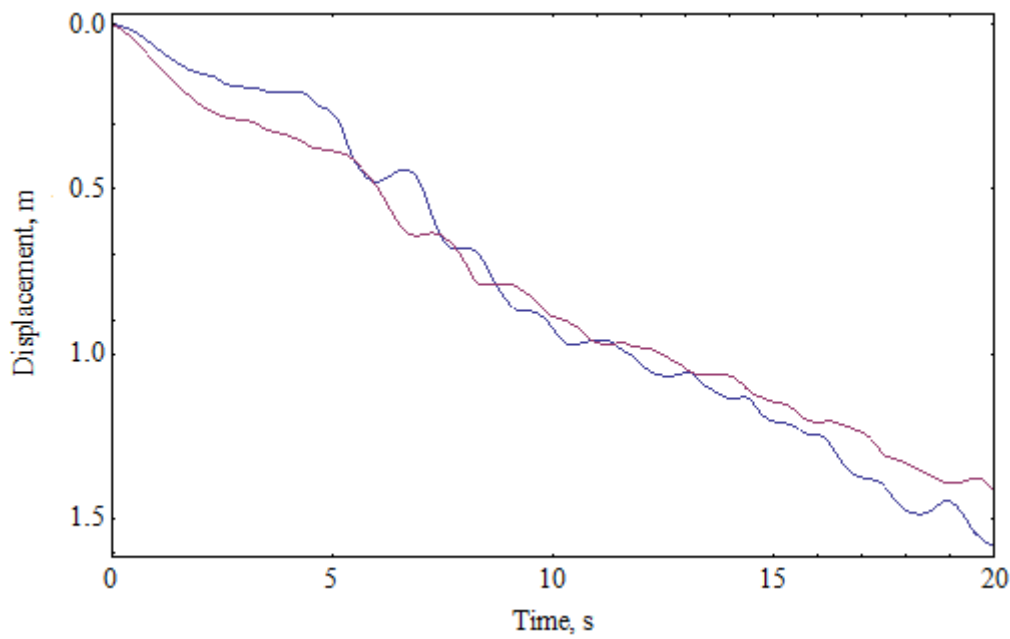


Σχήμα Α38: Κατανομή αρχικών κατακορύφων ορθών τάσεων εντός του πρανούς.



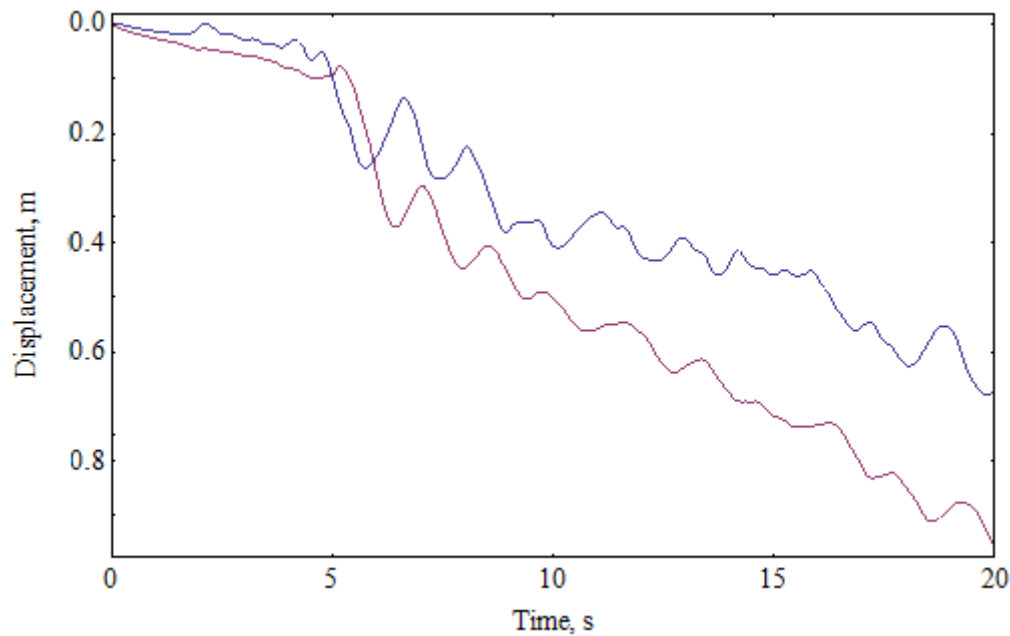
Σχήμα Α39: Ισοδύναμη πλαστική διατμητική παραμόρφωση.

Point A: Seismic Displacements



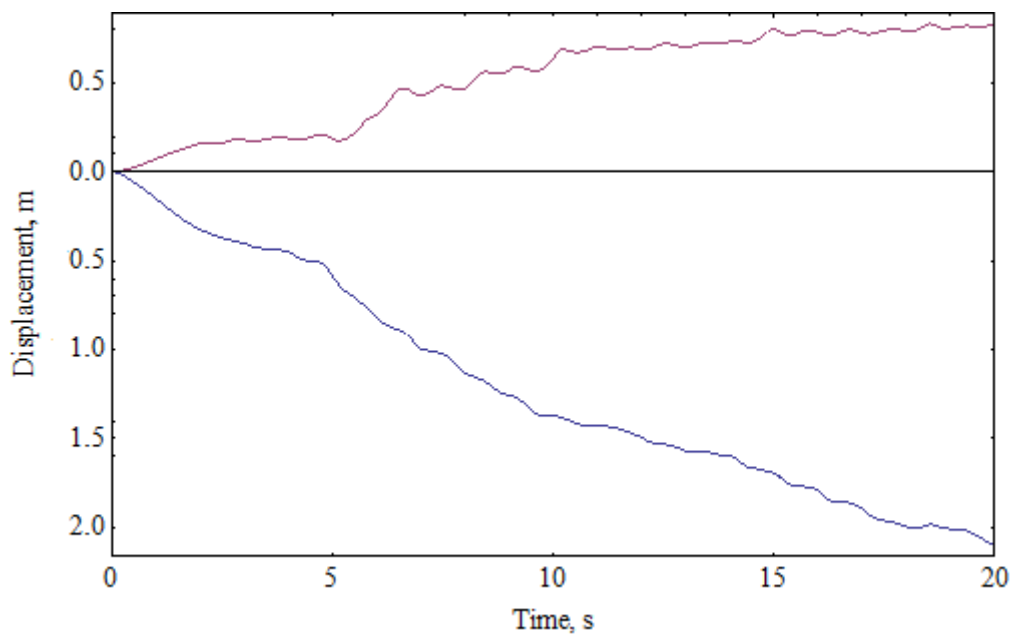
Σχήμα Α40: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου Α στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Λευκάδας, παράδειγμα L1.

Point B: Seismic Displacements



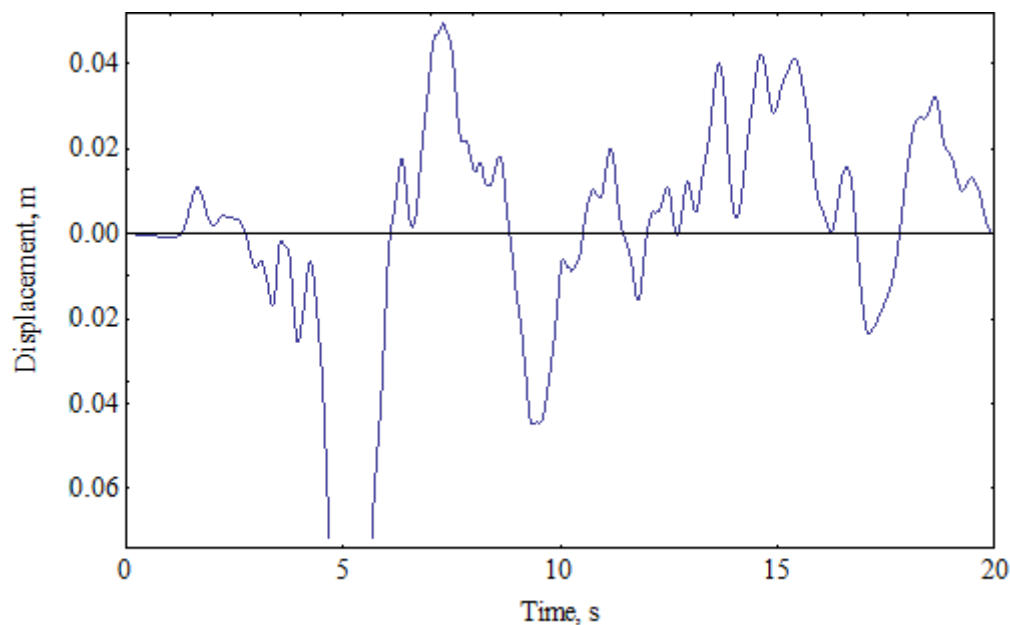
Σχήμα Α41: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου Β στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Λευκάδας, παράδειγμα L1.

Point C: Seismic Displacements

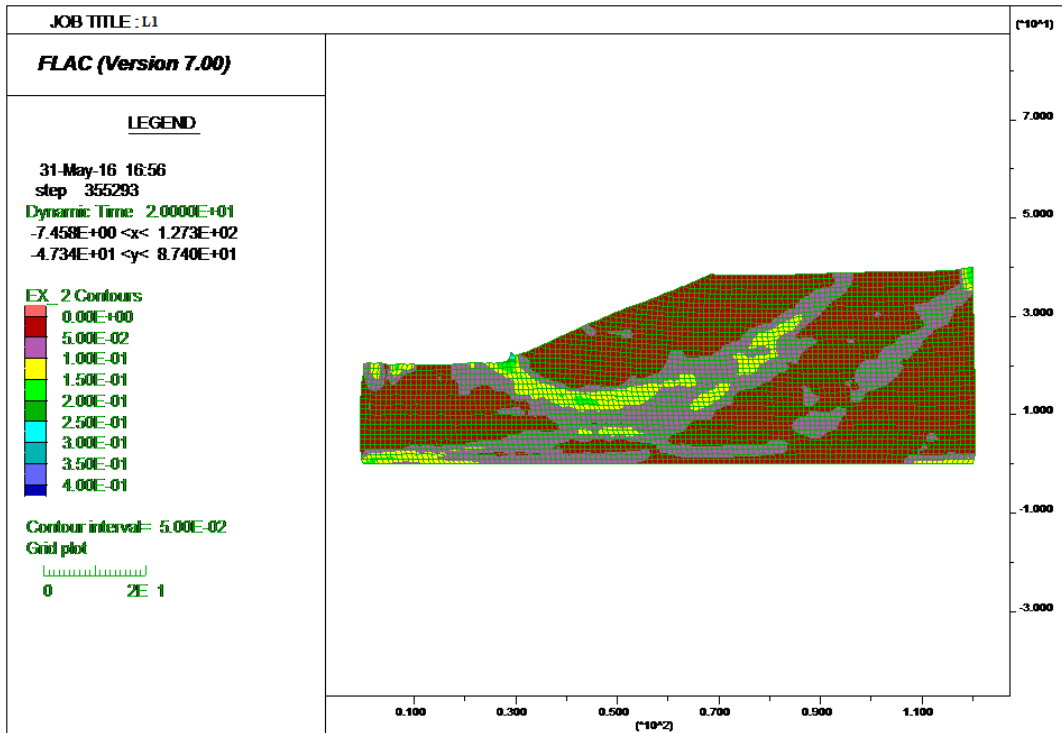


Σχήμα Α42: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου C στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Λευκάδας, παράδειγμα L1.

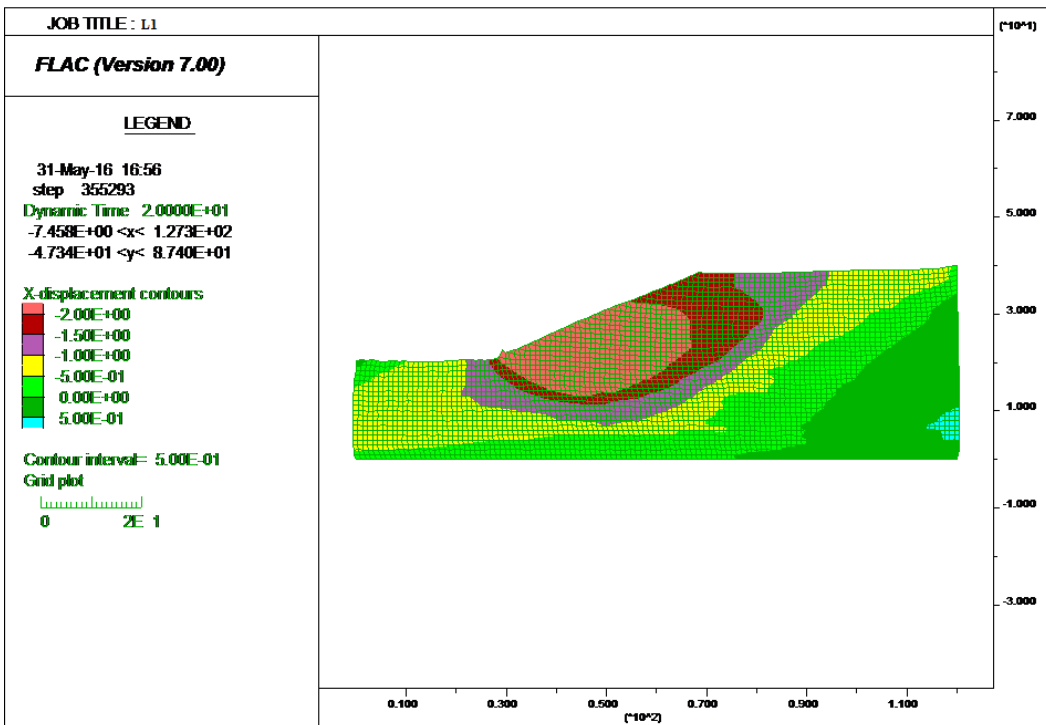
Point D: Seismic Displacements



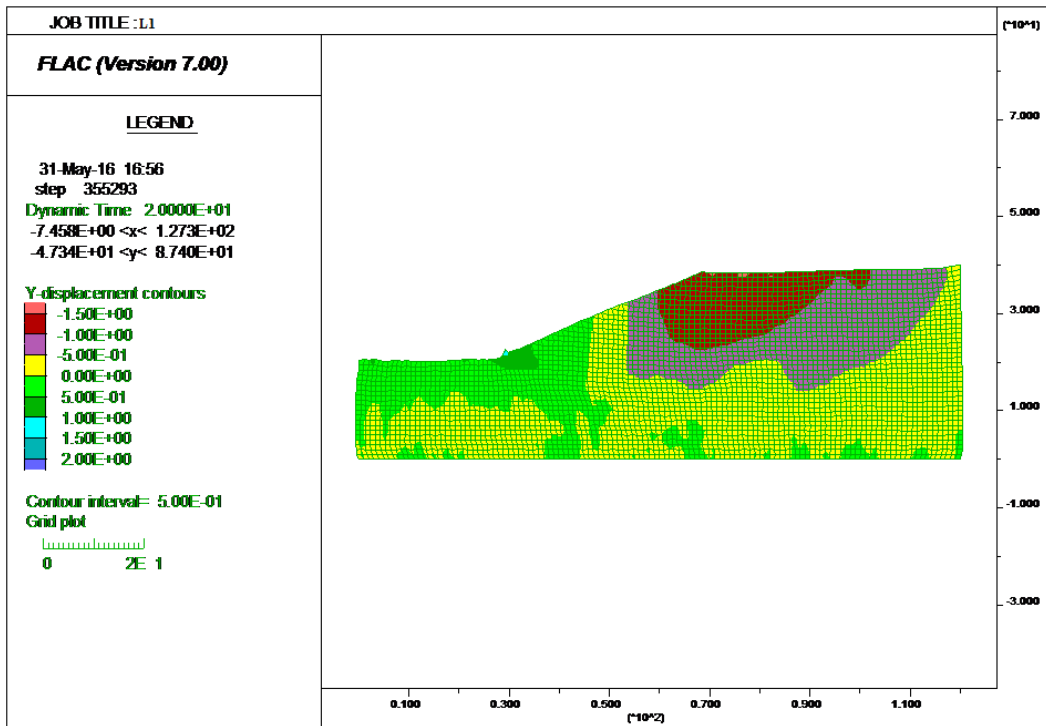
Σχήμα Α43: Οριζόντια μετατόπιση του σημείου D στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Λευκάδας, παράδειγμα L1.



Σχήμα A44: Ισοτιμές τάσεων στο τέλος της σεισμικής φόρτισης.

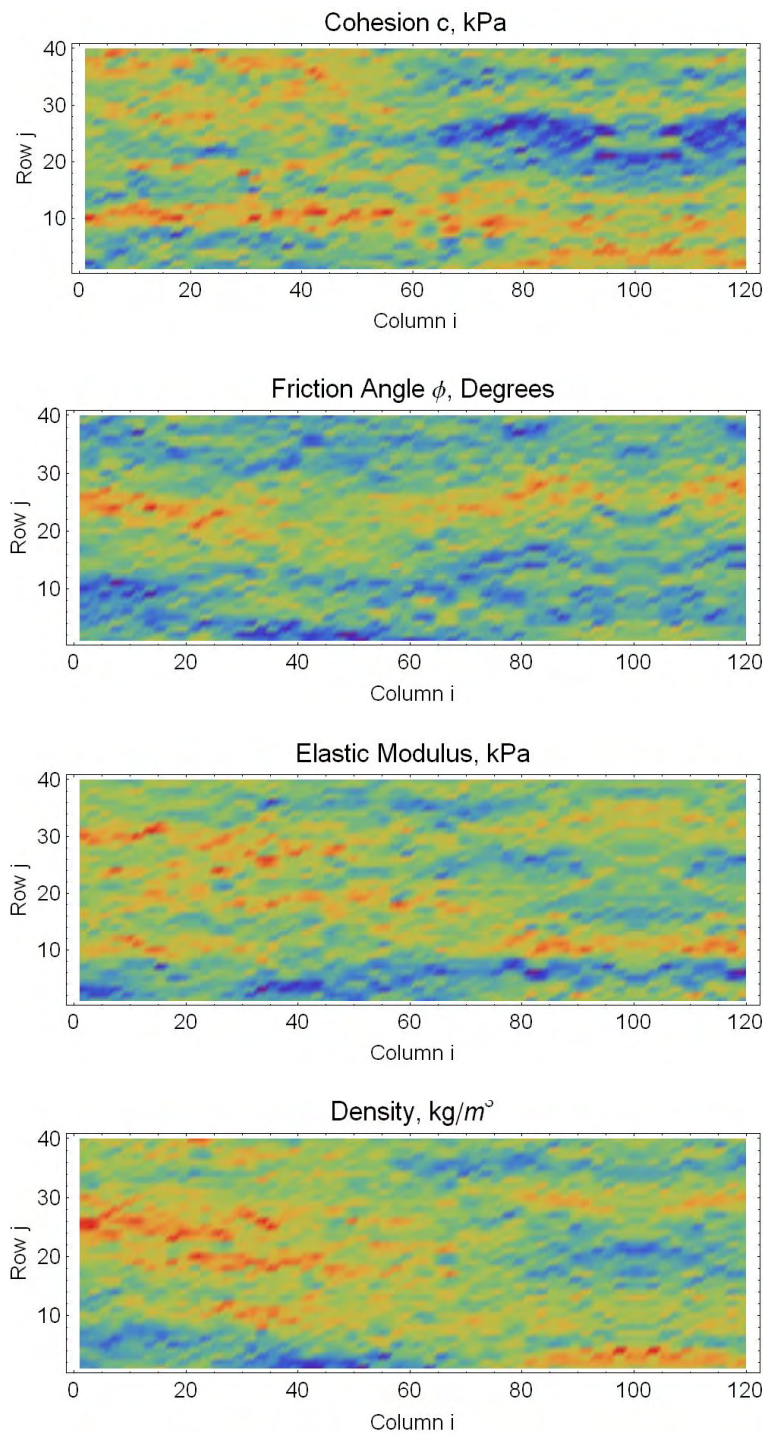


Σχήμα A45: Ισοτιμές μετακινήσεων κατά την οριζόντια διεύθυνση στο τέλος της σεισμικής φόρτισης.

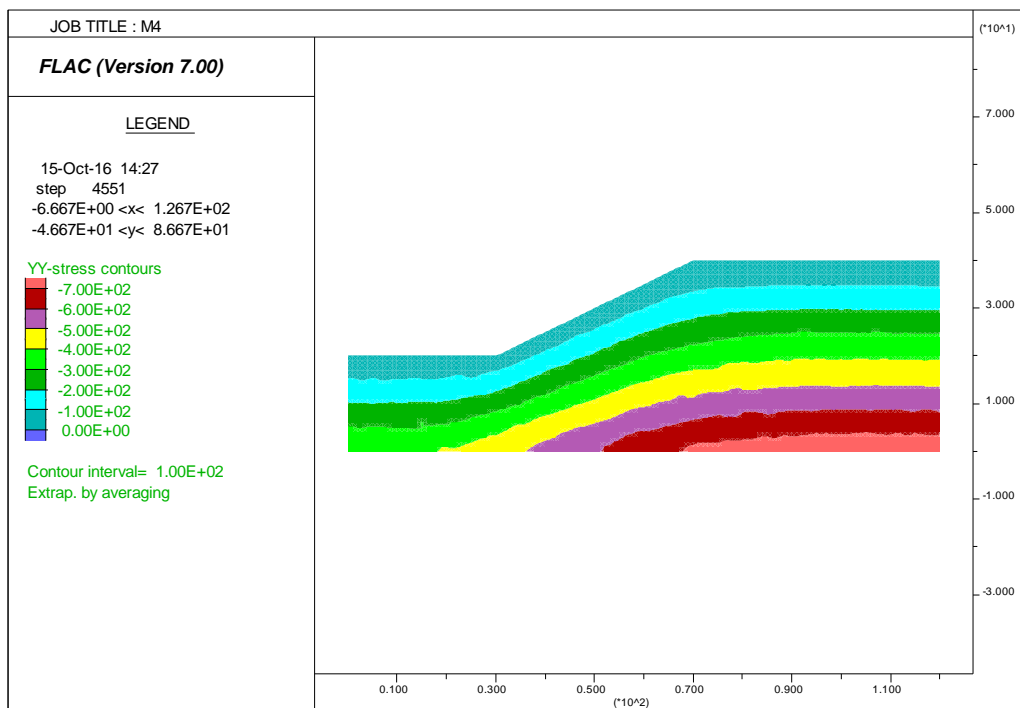


Σχήμα Α46: Ισοτιμές μετακινήσεων κατά την κατακόρυφη διεύθυνση στο τέλος της σεισμικής φόρτισης.

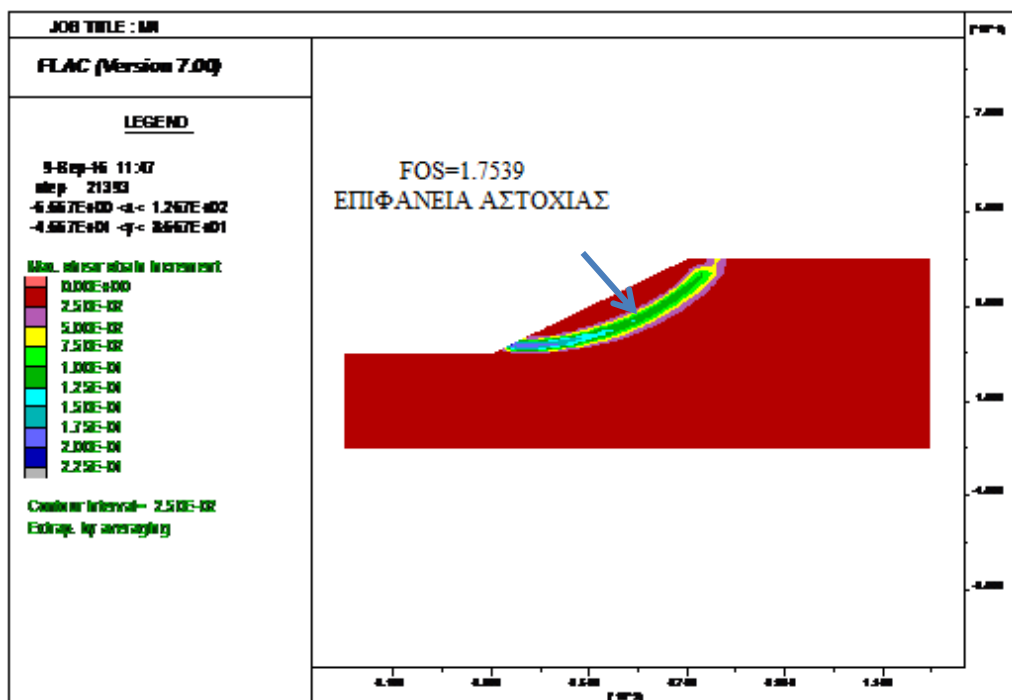
ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ Μ4-ΛΕΥΚΑΔΑ



Σχήμα Α47: Γραφήματα συνοχής, γωνίας εσωτερικής τριβής, μέτρου ελαστικότητας και πυκνότητας (ειδικού βάρους), παραδείγματος Μ4.

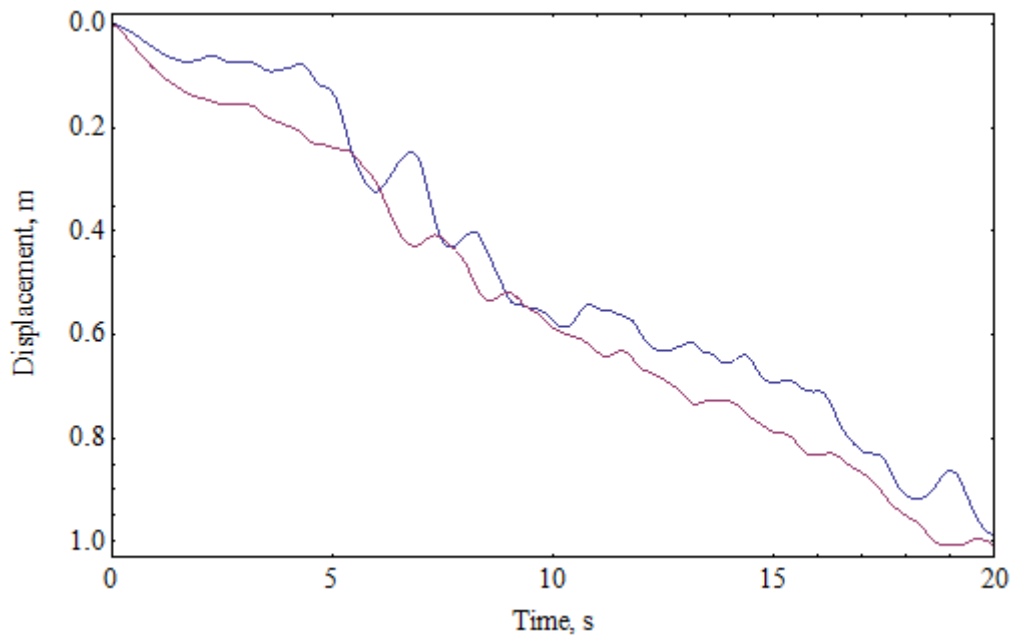


Σχήμα Α48: Κατανομή αρχικών κατακορύφων ορθών τάσεων εντός του πρανούς.



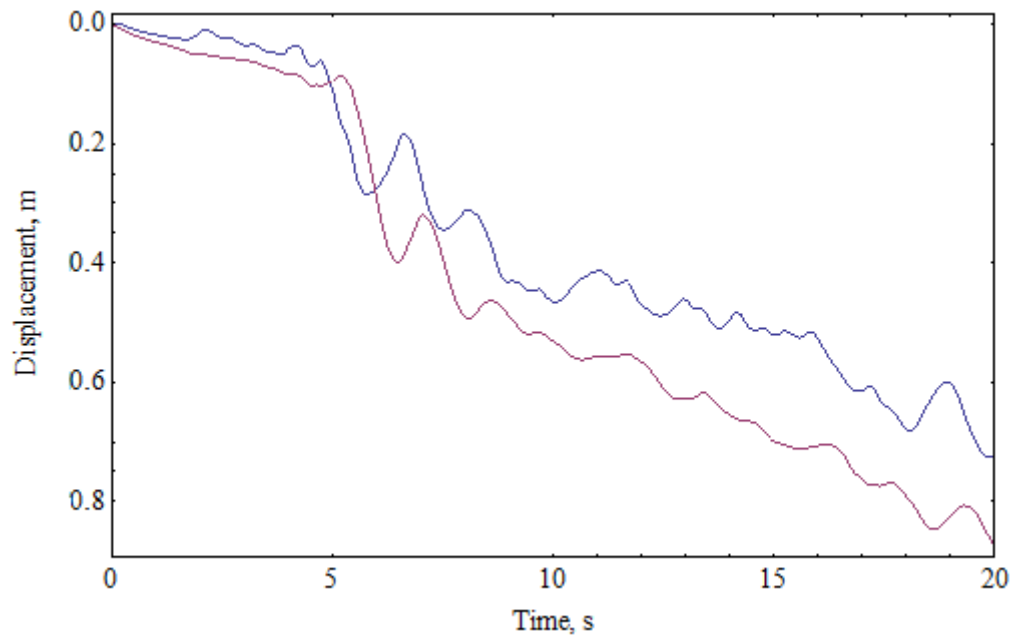
Σχήμα Α49: Ισοδύναμη πλαστική διατμητική παραμόρφωση.

Point A: Seismic Displacements



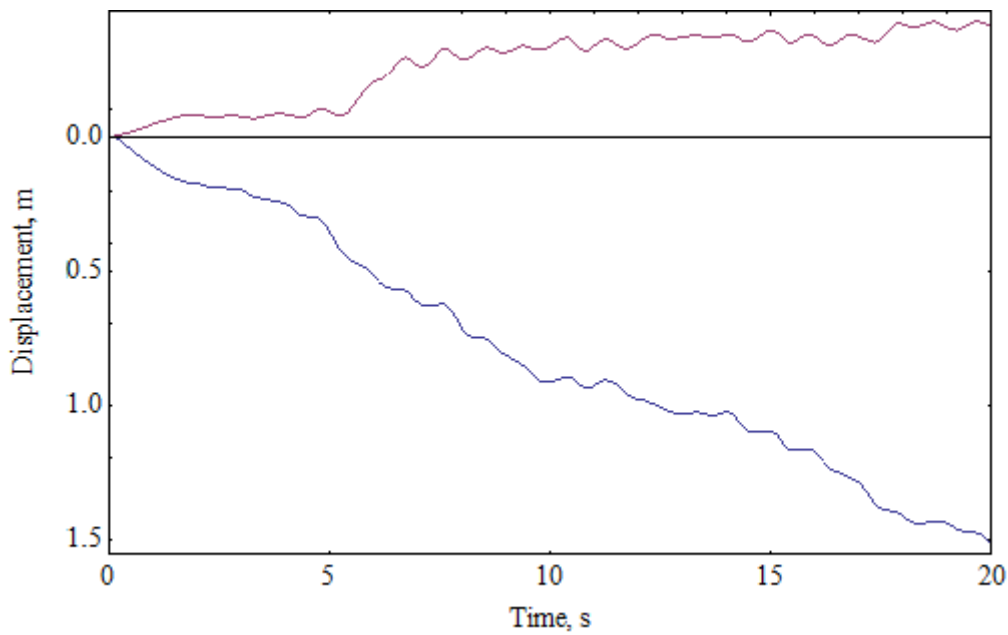
Σχήμα A50: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου A στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Λευκάδας, παράδειγμα M4.

Point B: Seismic Displacements



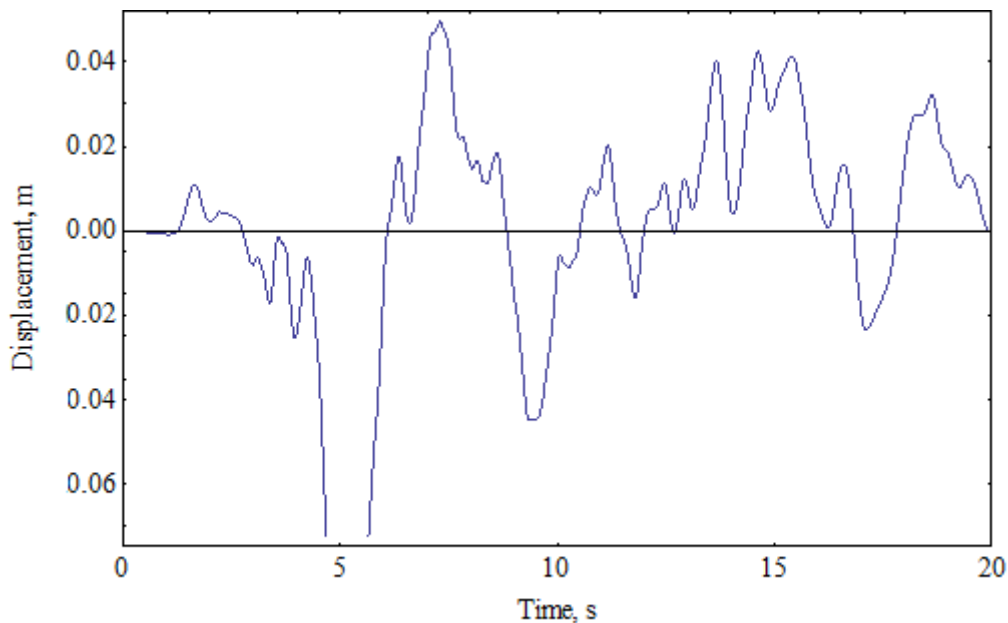
Σχήμα A51: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου B στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Λευκάδας, παράδειγμα M4.

Point C: Seismic Displacements

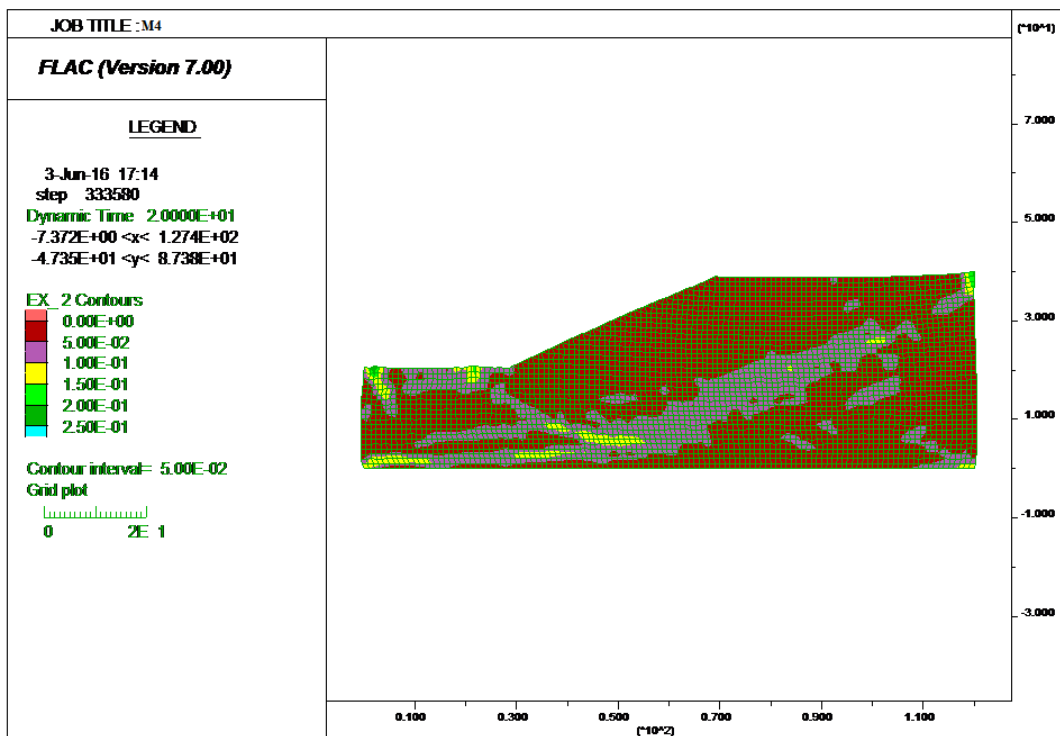


Σχήμα A52: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου C στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Λευκάδας, παράδειγμα M4.

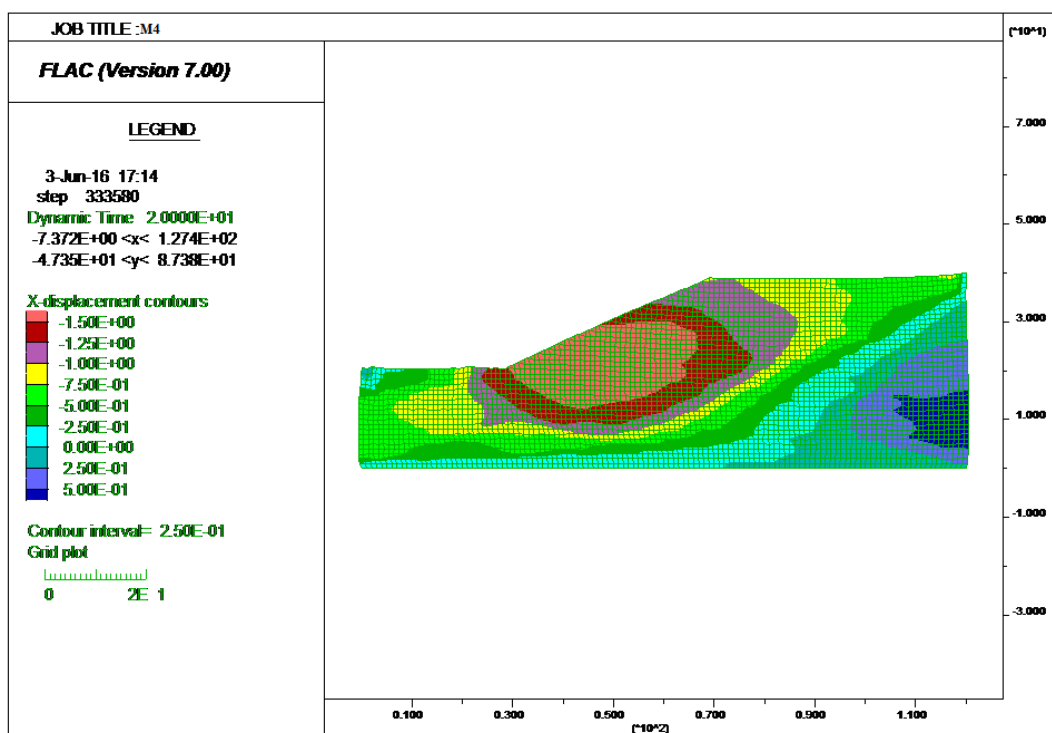
Point D: Seismic Displacements



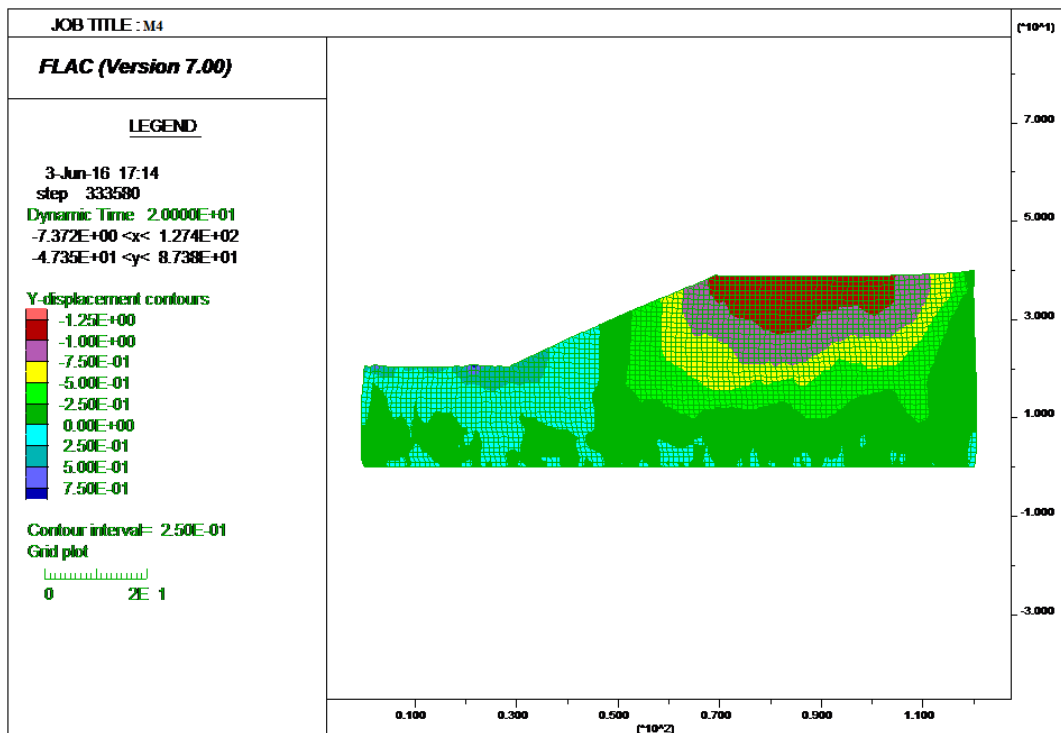
Σχήμα A53: Οριζόντια μετατόπιση του σημείου D στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων, με διέγερση σεισμού Λευκάδας παράδειγμα M4.



Σχήμα A54: Ισοτιμές τάσεων στο τέλος της σεισμικής φόρτισης.



Σχήμα A55: Ισοτιμές μετακινήσεων κατά την οριζόντια διεύθυνση στο τέλος της σεισμικής φόρτισης.

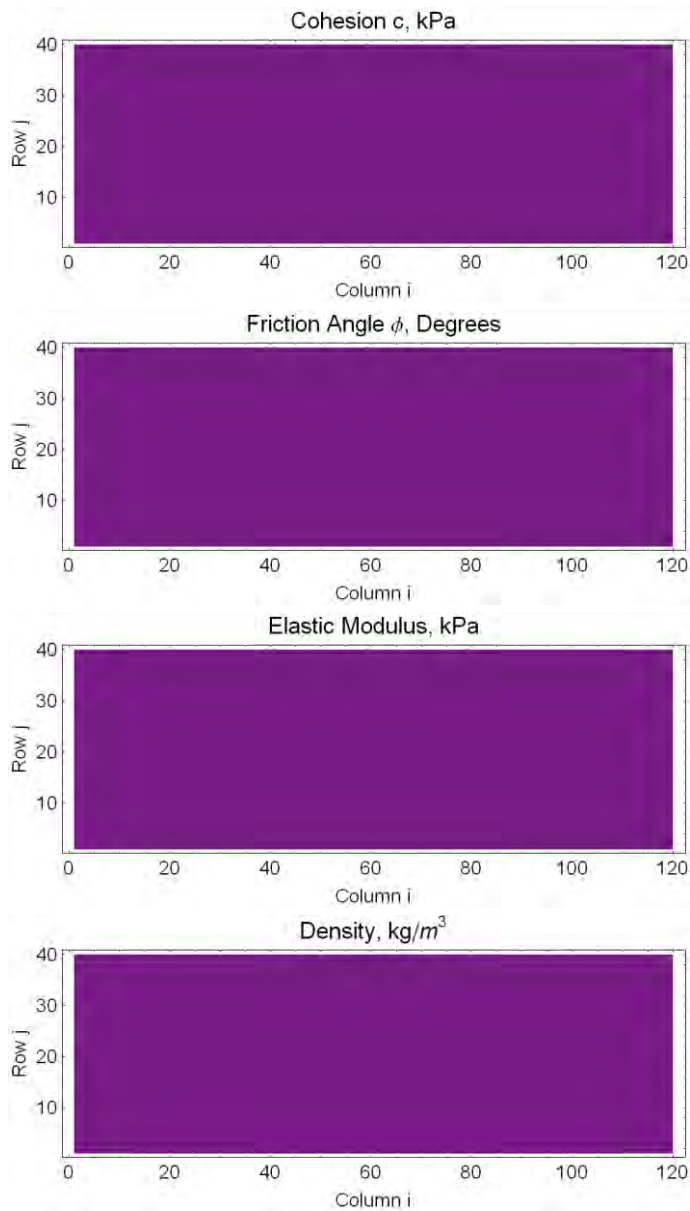


Σχήμα A56: Ισοτιμές μετακινήσεων κατά την κατακόρυφη διεύθυνση στο τέλος της σεισμικής φόρτισης.

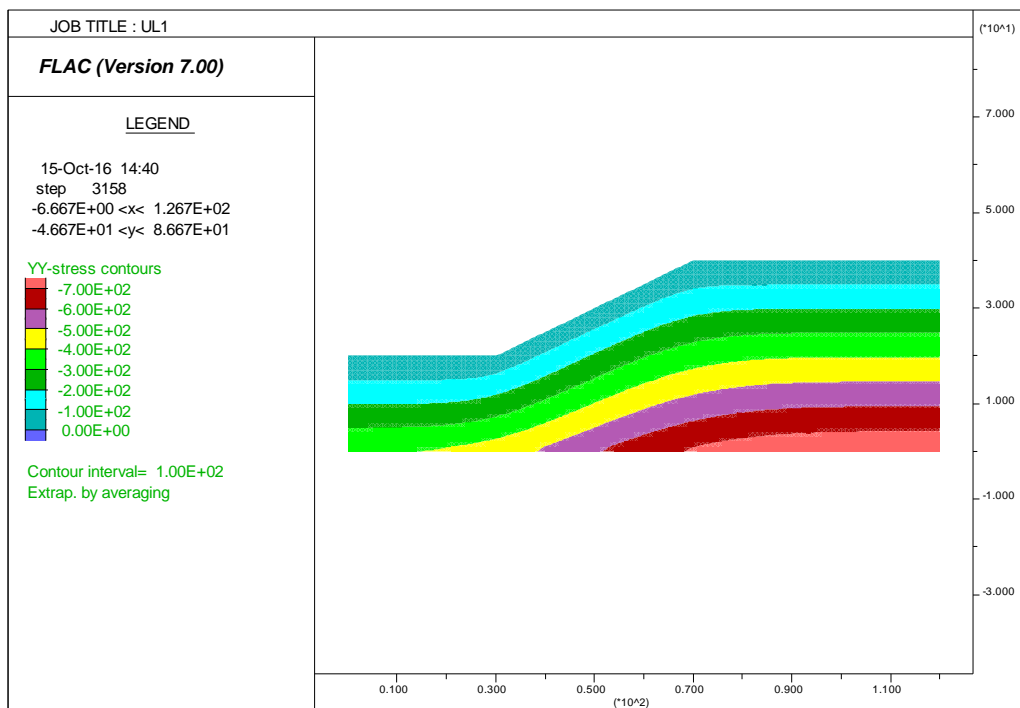
Όπως παρατηρούμε είναι σαφής η επίδραση της χωρικής μεταβλητότητας στο πεδίο των μετακινήσεων αφού με τα ίδια χαρακτηριστικά σεισμού, κλίσης και παραμέτρων παίρνουμε διαφορετικά αποτελέσματα στις τιμές των μετακινήσεων.

Όπως έχει ήδη αναφερθεί ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει η σύγκριση των αποτελεσμάτων των μονίμων σεισμικών μετατοπίσεων με εκείνα τα οποία αντιστοιχούν σε ένα ταυτόσημο πρανές στο οποίο το έδαφος είναι ομογενές με ιδιότητες ίσες προς τις μέσες τιμές των τυχαίων πεδίων. Γιά τον σκοπό αυτό παρουσιάζεται στο παράρτημα Α το παράδειγμα UL1 ομογενούς πρανούς με διέγερση σεισμού Λευκάδας.

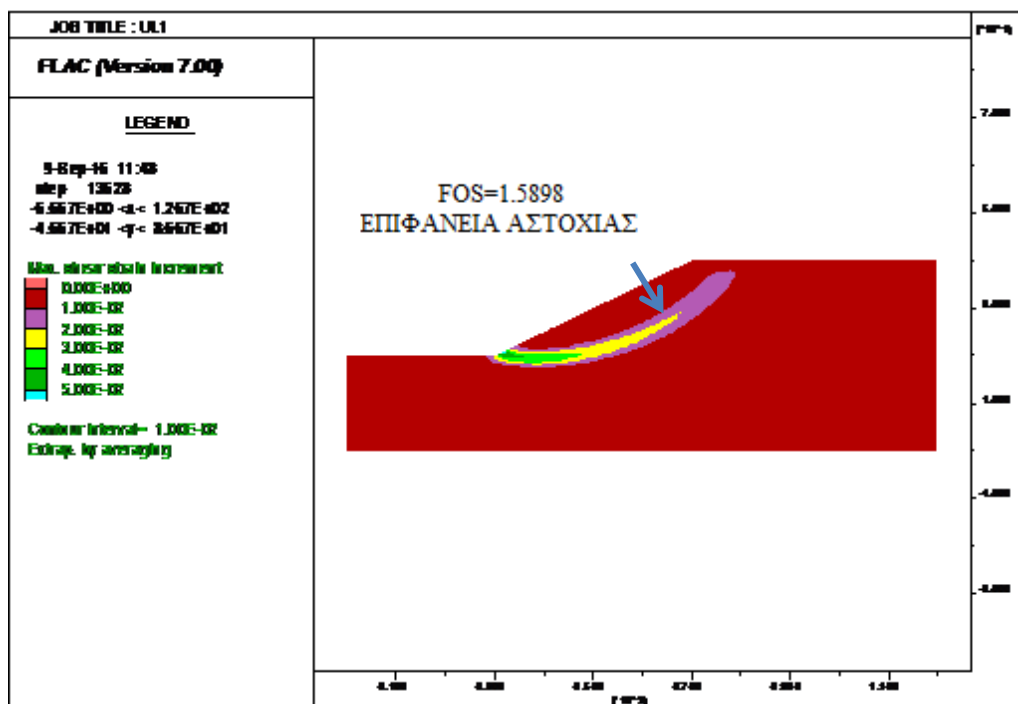
ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ UL1



Σχήμα A57: Γραφήματα συνοχής, γωνίας εσωτερικής τριβής, μέτρου ελαστικότητας και πυκνότητας (ειδικού βάρους), παραδείγματος UL1.

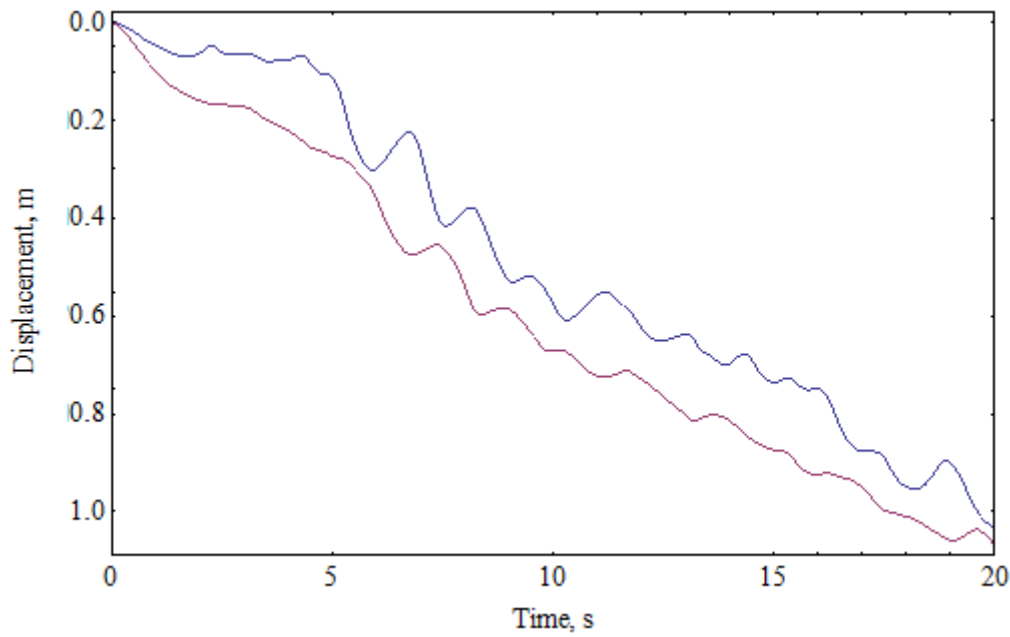


Σχήμα A58: Κατανομή αρχικών κατακορύφων ορθών τάσεων εντός του πρανούς.



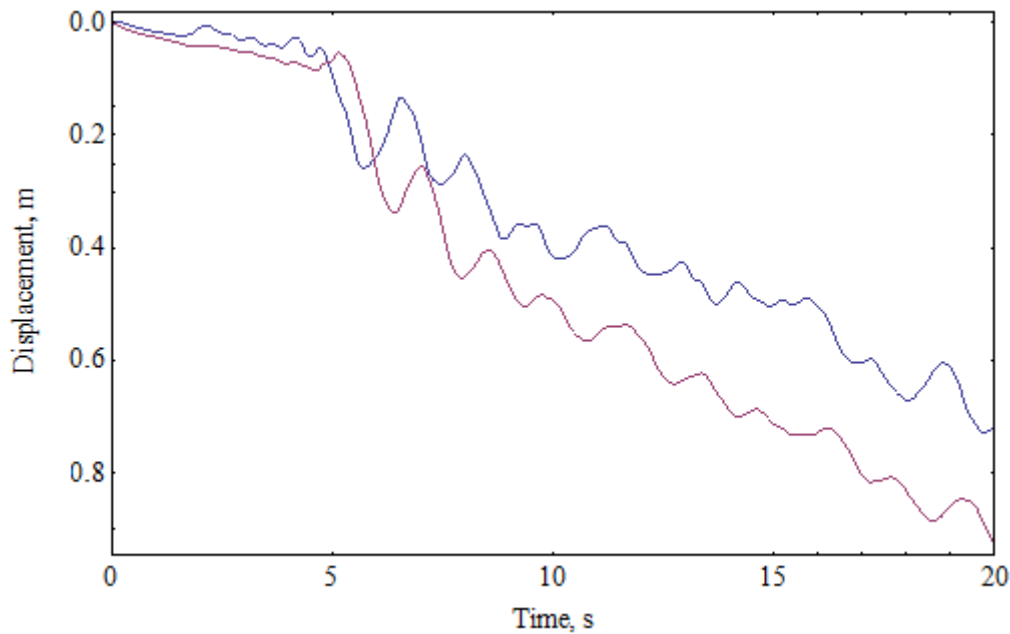
Σχήμα A59: Ισοδύναμη πλαστική διατμητική παραμόρφωση.

Point A: Seismic Displacements

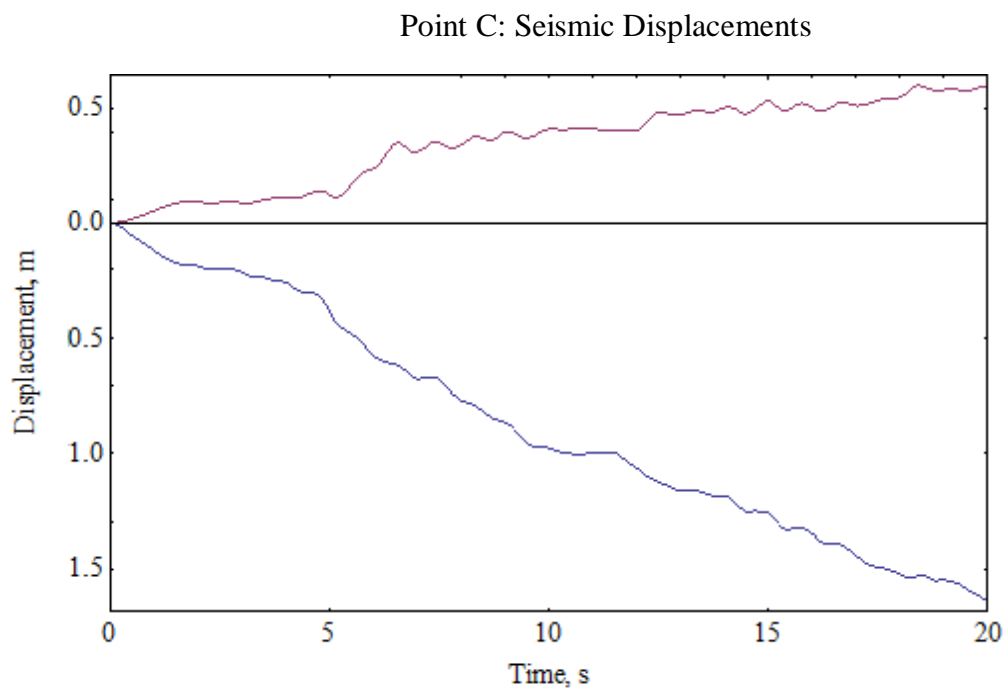


Σχήμα Α60: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου Α στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Λευκάδας, παράδειγμα UL1.

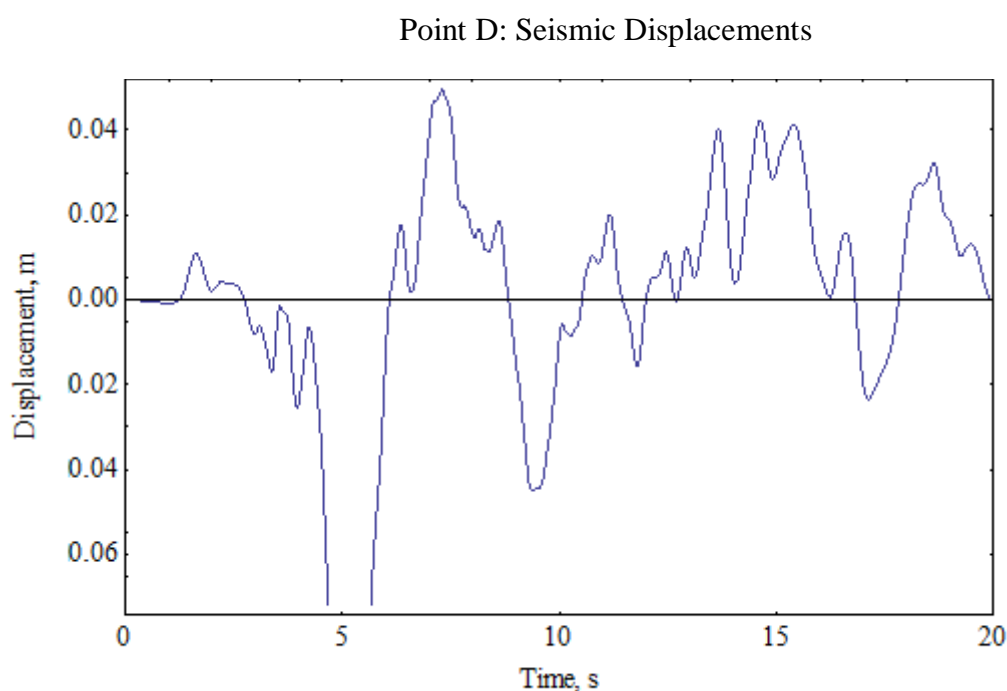
Point B: Seismic Displacements



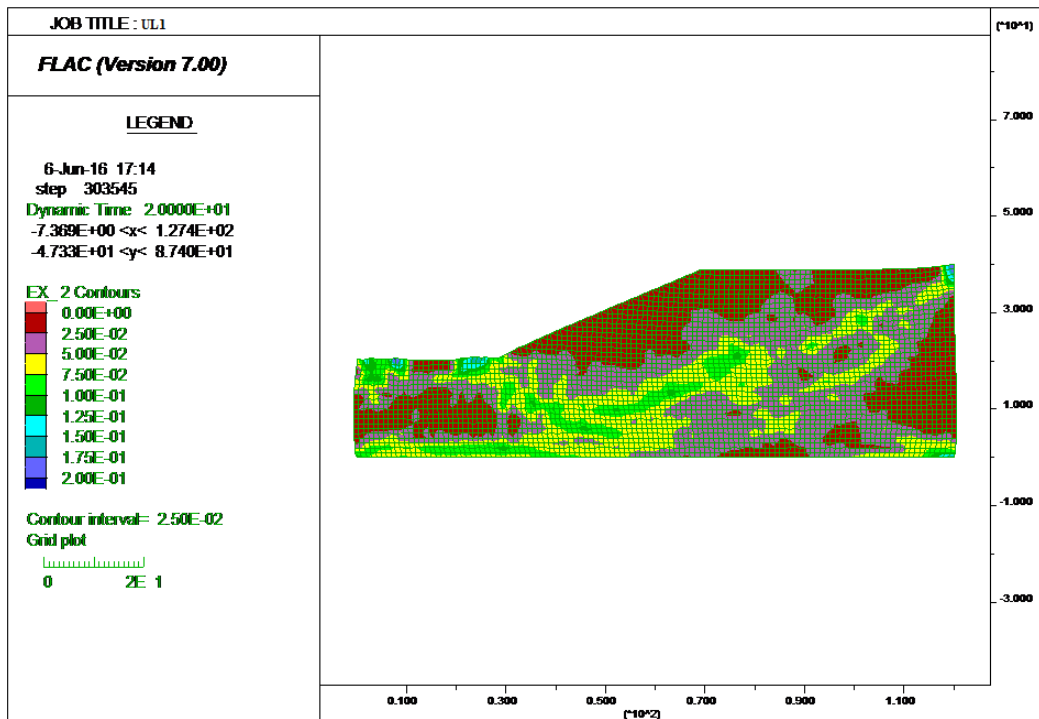
Σχήμα Α61: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου Β στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Λευκάδας, παράδειγμα UL1.



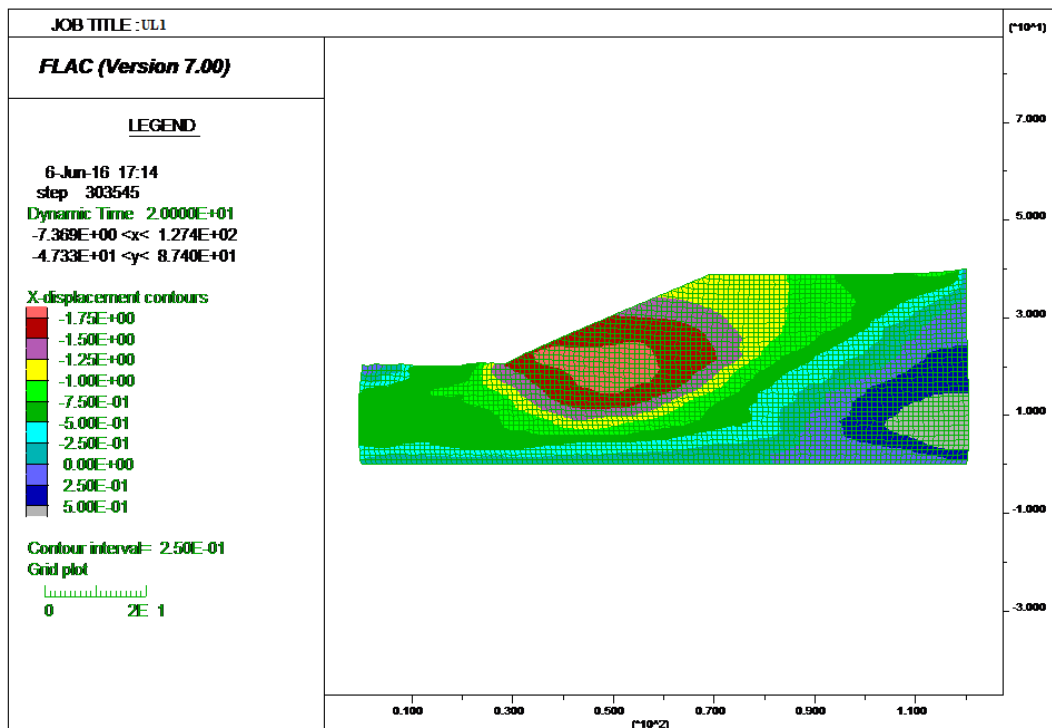
Σχήμα Α62: Οριζόντια και κατακόρυφη μετατόπιση του σημείου C στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Λευκάδας, παράδειγμα UL1.



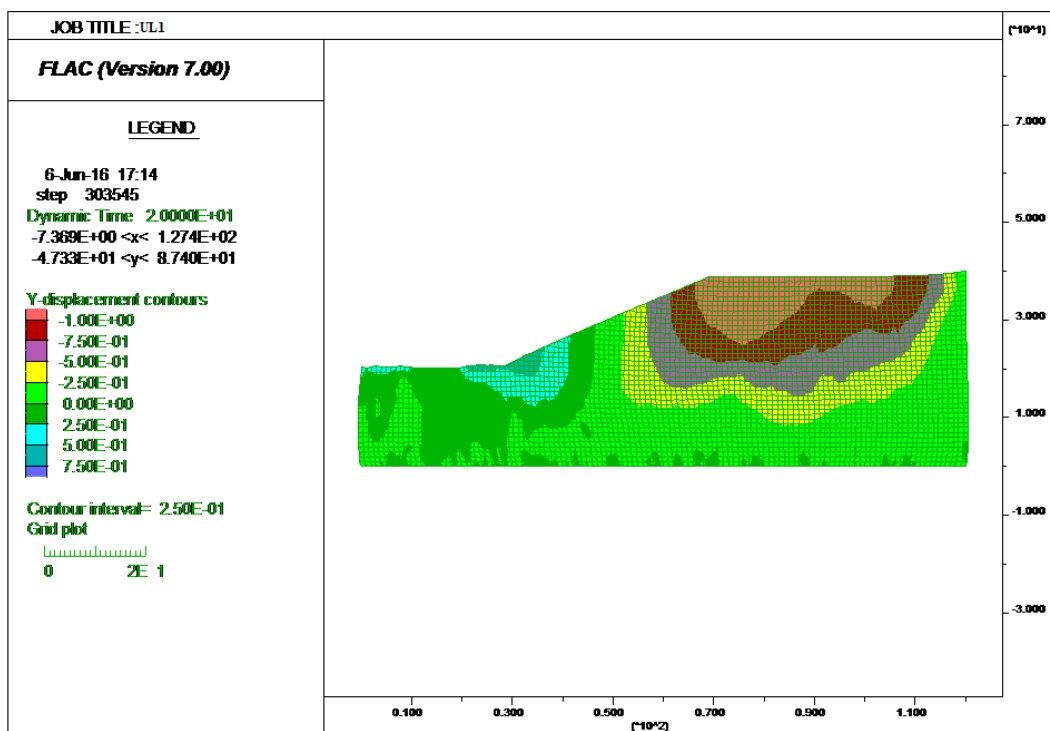
Σχήμα Α63: Οριζόντια μετατόπιση του σημείου D στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Λευκάδας, παράδειγμα UL1.



Σχήμα Α64: Ισοτιμές τάσεων στο τέλος της σεισμικής φόρτισης.



Σχήμα Α65: Ισοτιμές μετακινήσεων κατά την οριζόντια διεύθυνση στο τέλος της σεισμικής φόρτισης.



Σχήμα Α66: Ισοτιμές μετακινήσεων κατά την κατακόρυφη διεύθυνση στο τέλος της σεισμικής φόρτισης.

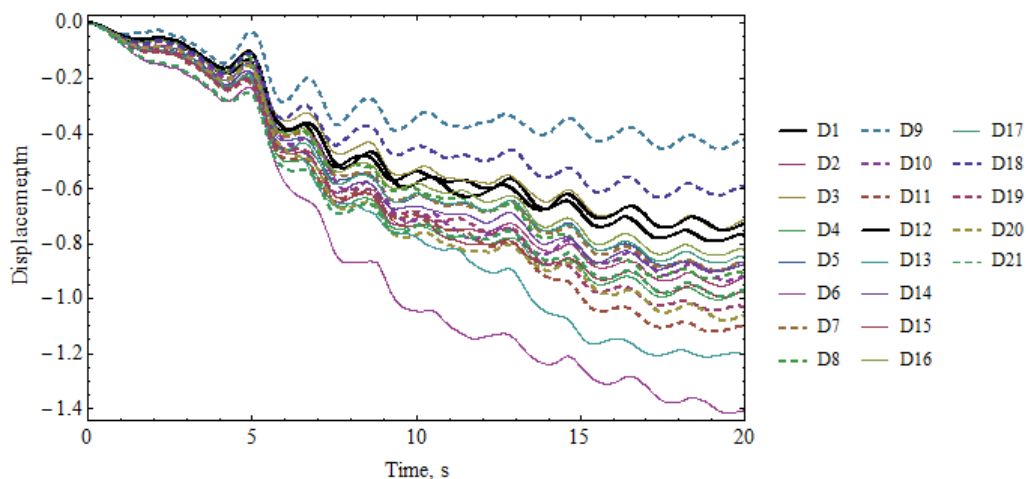
Η επιρροή των τυχαίων πεδίων είναι εμφανής αφού η σύγκριση των αποτελεσμάτων με την αντίστοιχη κατηγορία επιλύσεων Α1-Α21 (σεισμός Λευκάδας, κλίση πρανών 2:1) οδηγεί σε μεγάλες αποκλίσεις των τιμών των μετακινήσεων. Σε παρόμοια συμπεράσματα μας οδήγησαν οι επιλύσεις των ομογενών πρανών σε σχέση με τις σεισμικές διεγέρσεις που έχουν ήδη αναφερθεί.

A2. Συγκεντρωτικά αποτελέσματα επιλύσεων

Τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα των οριζοντίων και κατακορύφων μετακινήσεων του σημείου A της στέψης του πρανού που προκύπτουν από τις επιλύσεις των σεισμικών διεγέρσεων που έλαβαν χώρα στις περιοχές Kalamata, Kobe, Friuli & Rinaldi παρουσιάζονται κατωτέρω.

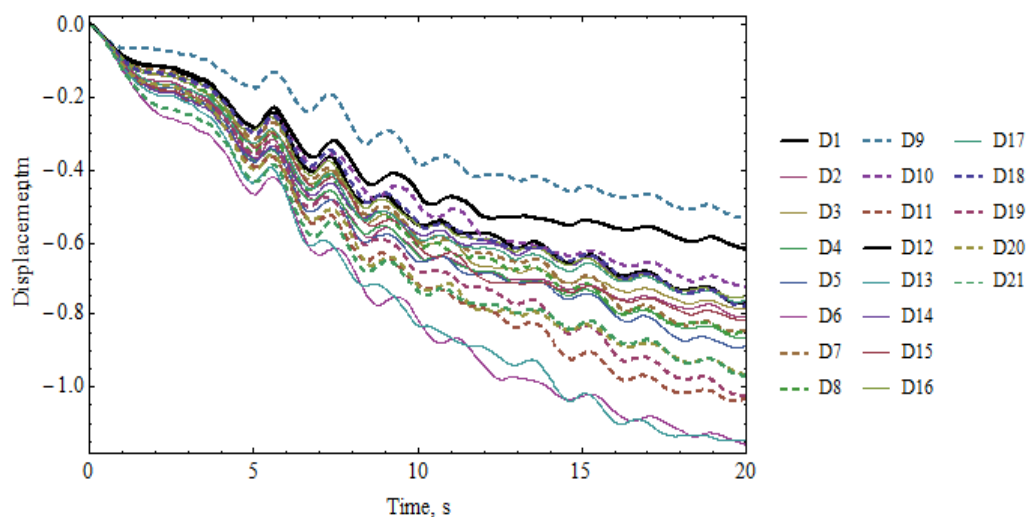
ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ - ΚΑΛΑΜΑΤΑ

Permanent Horizontal Displacements (Point A)



Σχήμα A67: Συνολικές οριζόντιες μετατοπίσεις του σημείου A στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Καλαμάτας (κλίση πρανών 2:1).

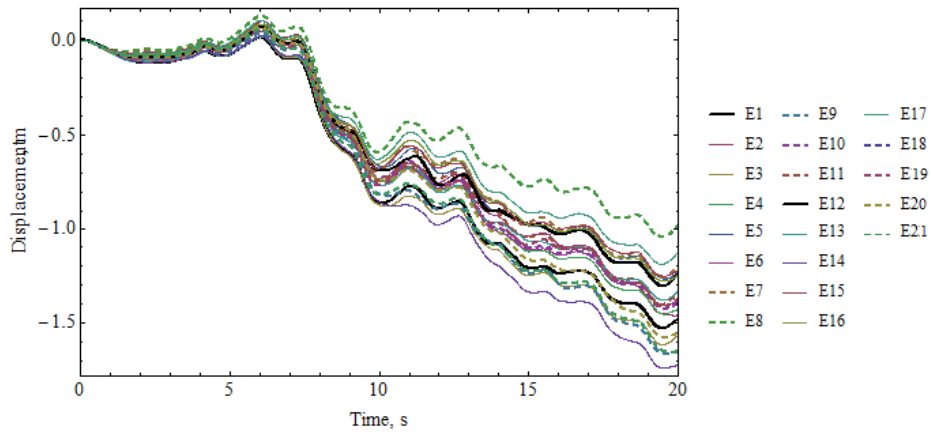
Permanent Vertical Displacements (Point A)



Σχήμα A68: Συνολικές κατακόρυφες μετατοπίσεις του σημείου A στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Καλαμάτας (κλίση πρανών 2:1).

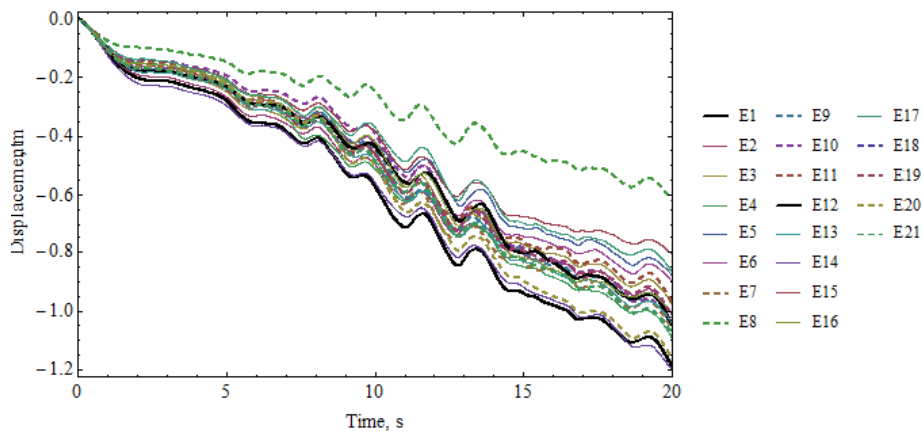
ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ - ΚΟΒΕ

Permanent Horizontal Displacements (Point A)



Σχήμα A69: Συνολικές οριζόντιες μετατοπίσεις του σημείου A στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Kobe (κλίση πρανών 2:1).

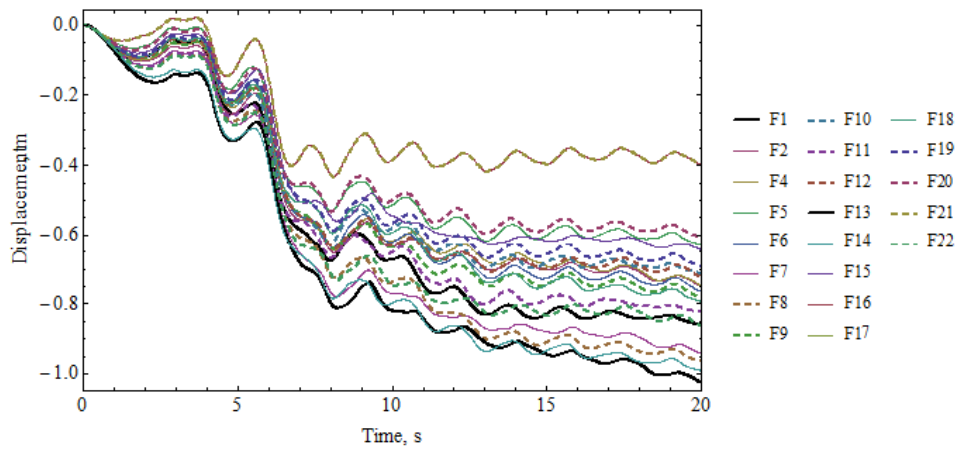
Permanent Vertical Displacements (Point A)



Σχήμα A70: Συνολικές κατακόρυφες μετατοπίσεις του σημείου A στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Kobe (κλίση πρανών 2:1).

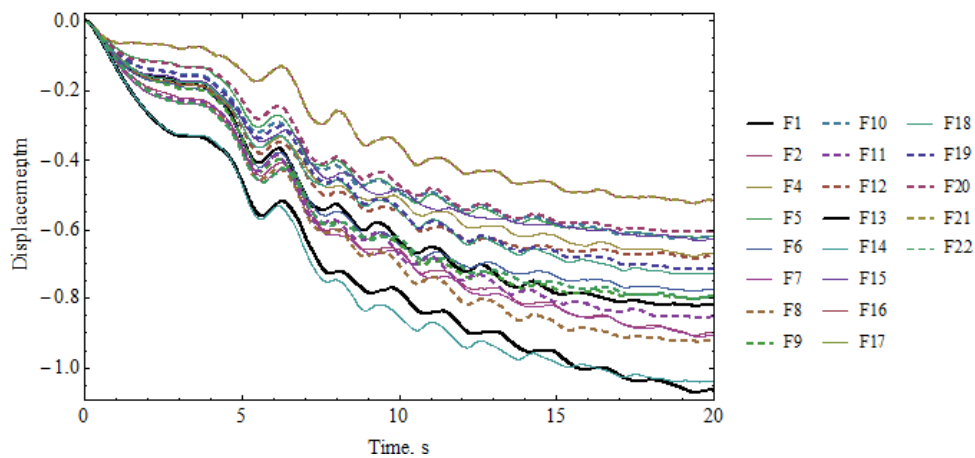
ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ - FRIULI

Permanent Horizontal Displacements (Point A)



Σχήμα A71: Συνολικές οριζόντιες μετατοπίσεις του σημείου A στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Friuli (κλίση πρανών 2:1).

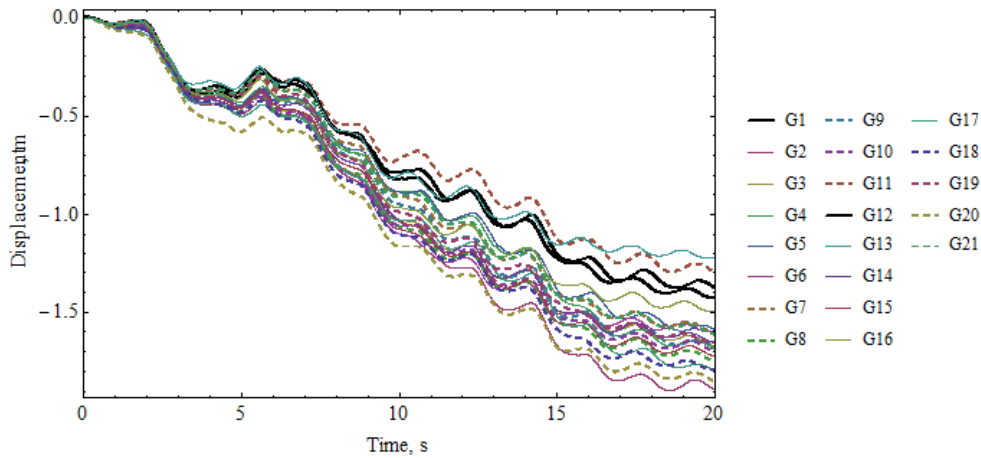
Permanent Vertical Displacements (Point A)



Σχήμα A72: Συνολικές κατακόρυφες μετατοπίσεις του σημείου A στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Friuli (κλίση πρανών 2:1).

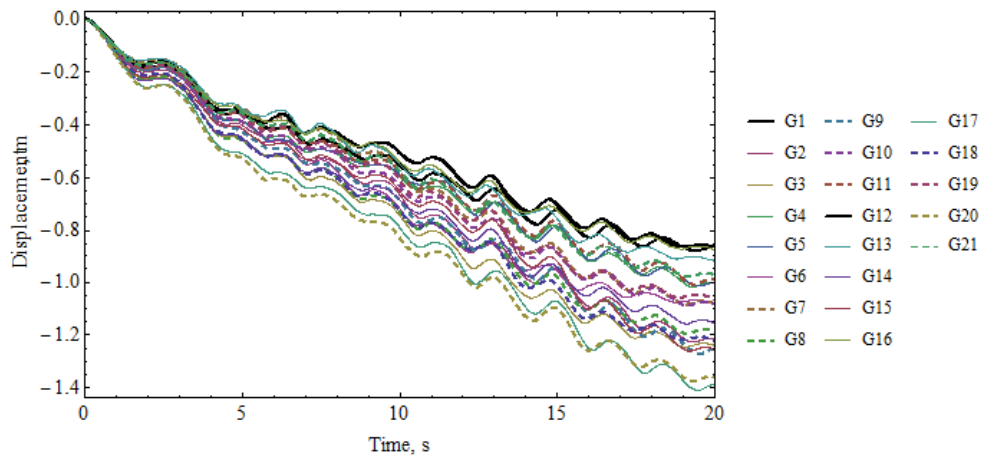
ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ - RINALDI

Permanent Horizontal Displacements (Point A)



Σχήμα Α73: Συνολικές οριζόντιες μετατοπίσεις του σημείου Α στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Rinaldi (κλίση πρανών 2:1).

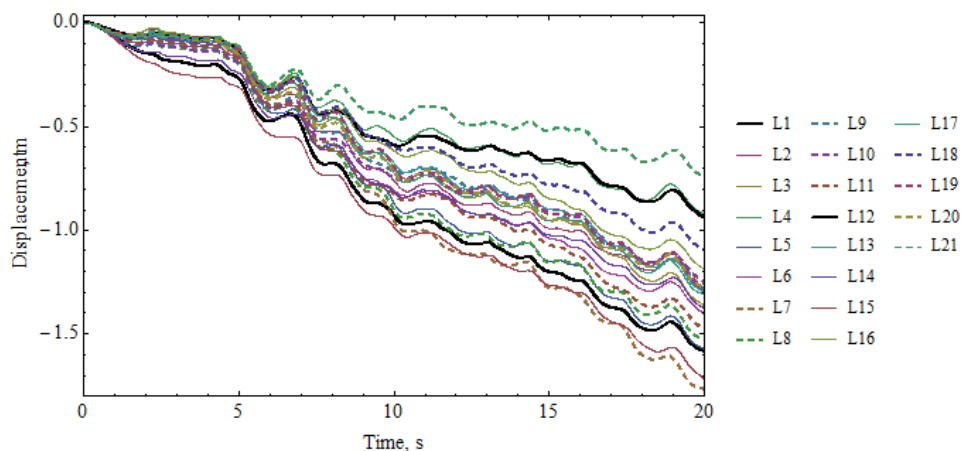
Permanent Vertical Displacements (Point A)



Σχήμα Α74: Συνολικές κατακόρυφες μετατοπίσεις του σημείου Α στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Rinaldi (κλίση πρανών 2:1).

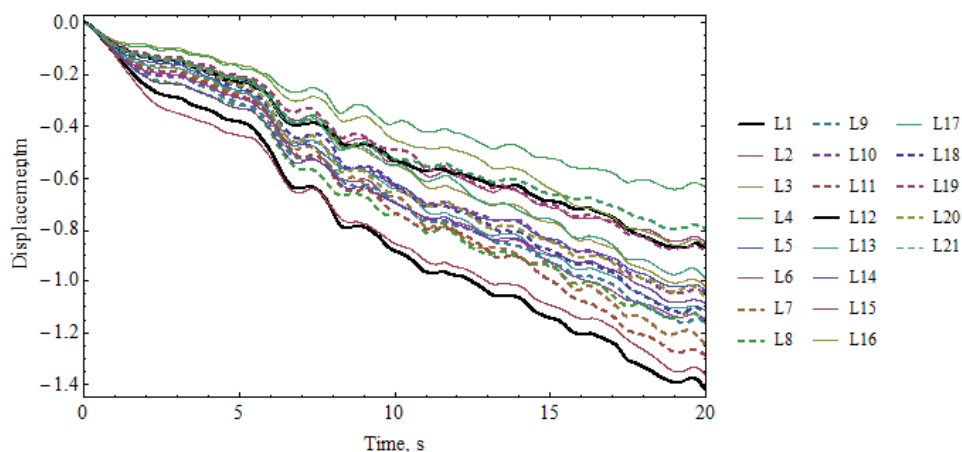
ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ - LEFKADA L

Permanent Horizontal Displacements (Point A)



Σχήμα A75: Συνολικές οριζόντιες μετατοπίσεις του σημείου A στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Λευκάδας (κλίση πρανών 2:1).

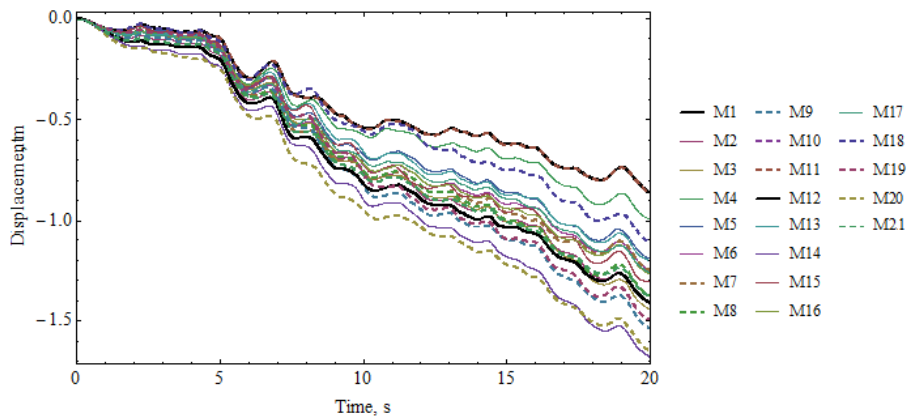
Permanent Vertical Displacements (Point A)



Σχήμα A76: Συνολικές κατακόρυφες μετατοπίσεις του σημείου A στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Λευκάδας (κλίση πρανών 2:1).

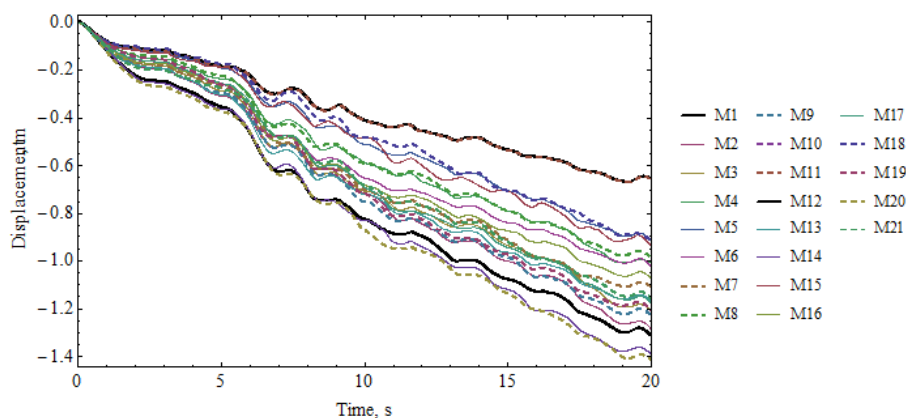
ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ - LEFKADA M

Permanent Horizontal Displacements (Point A)



Σχήμα A77: Συνολικές οριζόντιες μετατοπίσεις του σημείου A στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Λευκάδας (κλίση πρανών 2:1).

Permanent Vertical Displacements (Point A)



Σχήμα A78: Συνολικές κατακόρυφες μετατοπίσεις του σημείου A στη διάρκεια 20 δευτερολέπτων με διέγερση σεισμού Λευκάδας (κλίση πρανών 2:1).

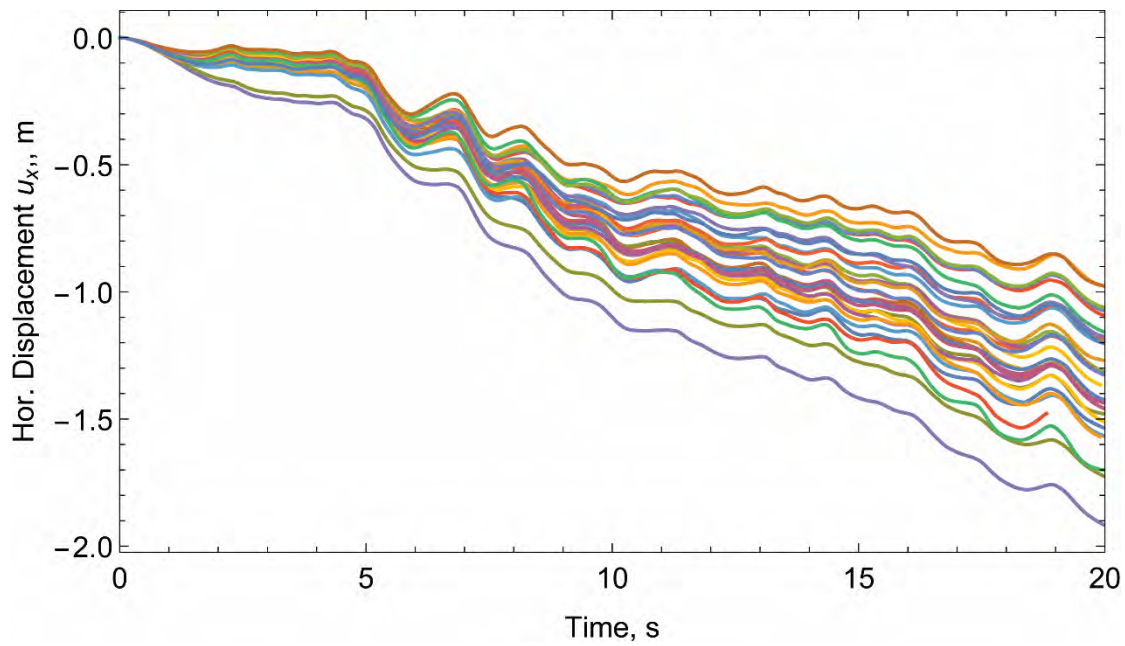
Από τα ανωτέρω καθίσταται προφανής η επίδραση της χωρικής μεταβλητότητας στις τιμές των μετακινήσεων αφού για την ίδια σεισμική διέγερση και την ίδια γεωμετρία πρανούς εμφανίζονται διαφορετικά αποτελέσματα από ότι στις αντίστοιχες επιλύσεις A1-A21 (μήκη αυτοσυσχέτισης $l_x/l_y=20,2$)

Από τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα όλων των επιλύσεων και για όλες τις σεισμικές φορτίσεις (Lefkada, Kalamata, Kobe, Friuli, και Rinaldi) προκύπτει ότι η επίδραση των τυχαίων πεδίων (random fields) είναι εμφανής αφού σε όλα τα αποτελέσματα παρουσιάζεται έντονη διασπορά στις τιμές των μετακινήσεων.

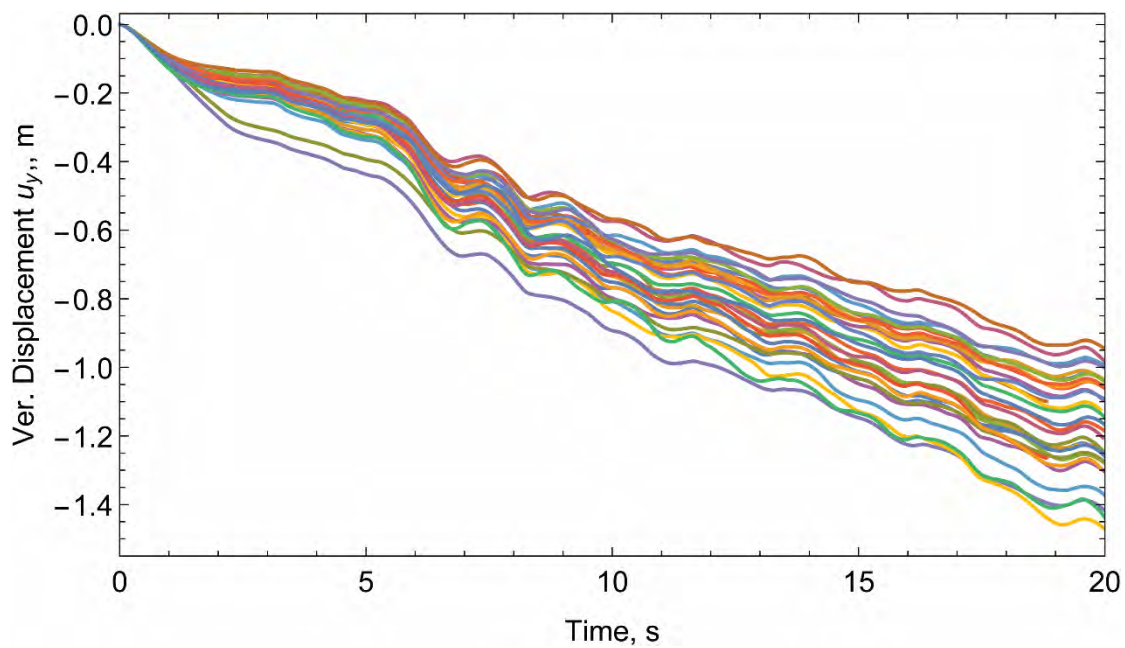
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β Κεφαλαίου 8

Στην παράρτημα Β παρουσιάζονται τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα των επιλύσεων της οριζόντιας και κατακόρυφης μετατόπισης του σημείου Α της στέψης του πρανούς με κλίση 2:1 και χρονοϊστορία του σεισμού της Λευκάδας αλλά με διαφορετικά μήκη χωρικής συσχέτισης.

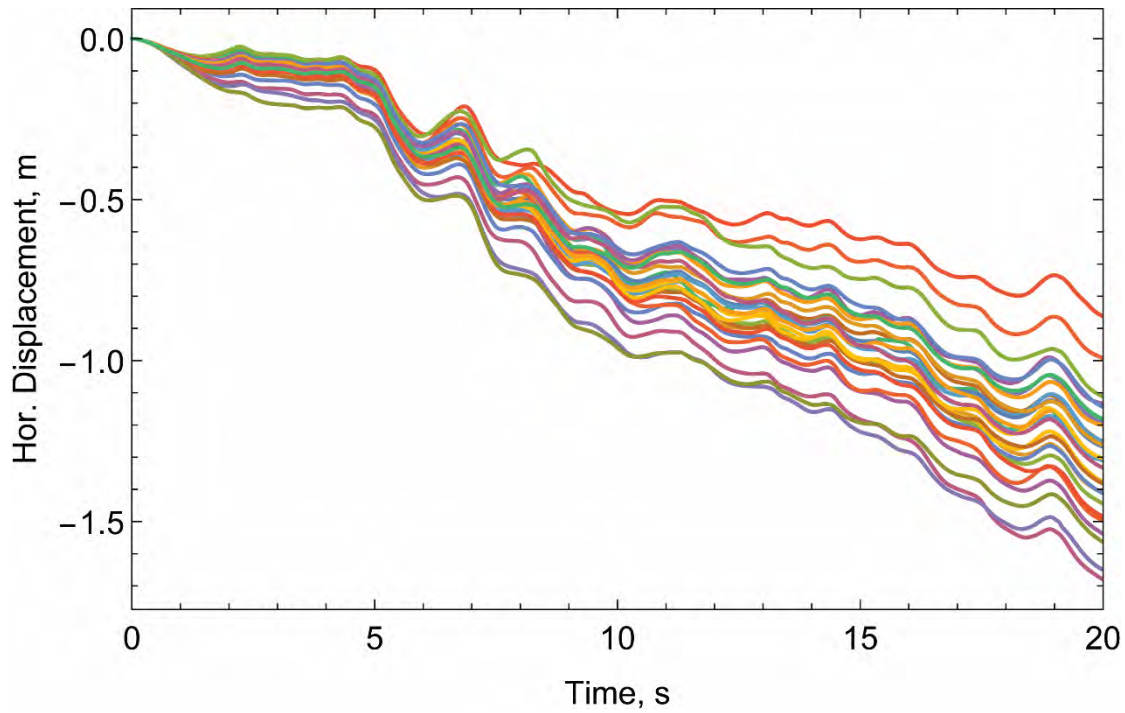
Συγκεκριμένα, παρουσιάζονται αποτελέσματα για $l_x = 20$ m και $l_y = 2$ m, $l_x = 40$ m και $l_y = 2$ m καθώς και για $l_x = 20$ m και $l_y = 4$ m που αποσκοπούν στην διερεύνηση της επίδρασης της χωρικής συσχέτισης των ιδιοτήτων του πρανούς όπως έχει ήδη αναφερθεί στο κεφ.8. Όλες οι αναλύσεις αντιστοιχούν σε στατιστικό δείγμα μεγαλύτερο ή ίσο του 30. Ακολουθούν τα σχήματα Β1-Β6 με τις αντίστοιχες επιλύσεις.



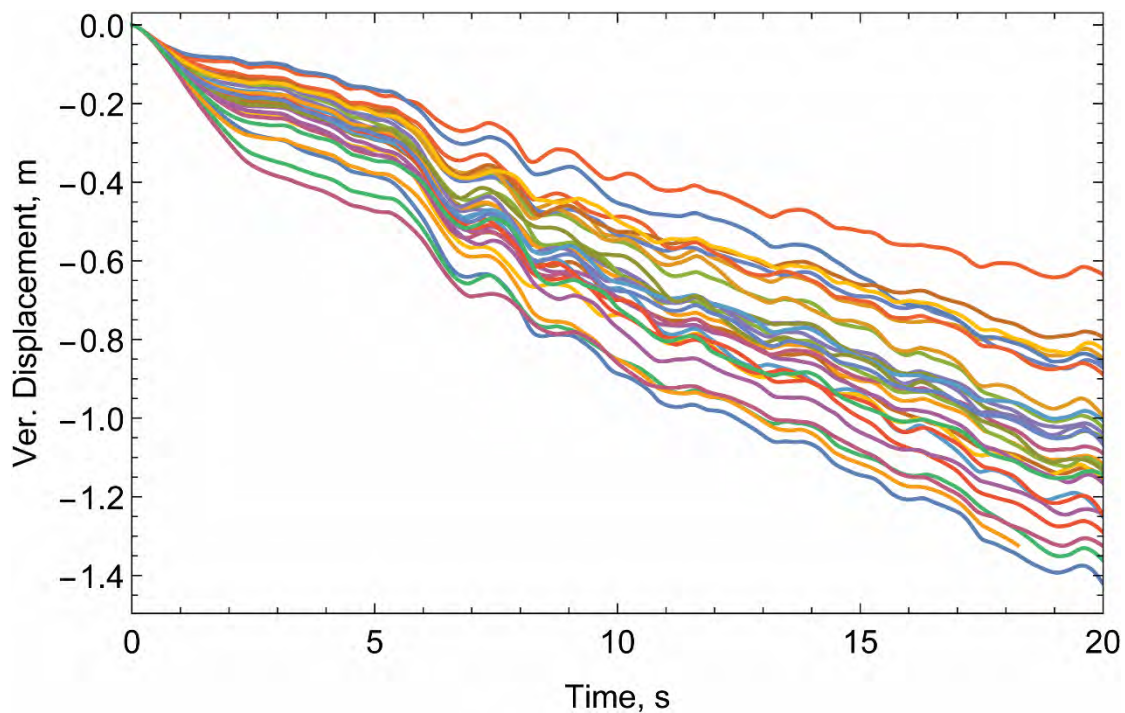
Σχήμα Β1: Οριζόντια μετατόπιση στο Σημείο Α του πρανού κλίσης 2:1 και $l_x=20$ m και $l_y=2$ m. (Σεισμός Λευκάδας, μέγιστη επιτάχυνση βάσης ίση προς 0.3g).



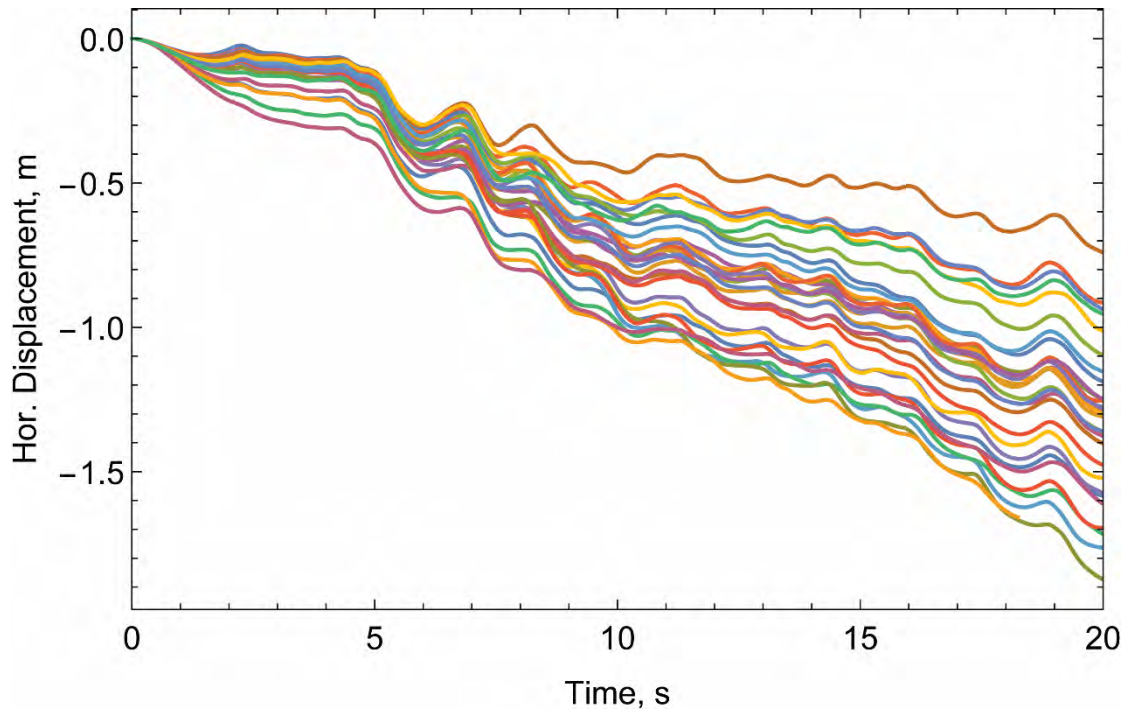
Σχήμα Β2: Κατακόρυφη μετατόπιση στο Σημείο Α του πρανού κλίσης 2:1 και $l_x=20$ m και $l_y=2$ m. (Σεισμός Λευκάδας, μέγιστη επιτάχυνση βάσης ίση προς 0.3g).



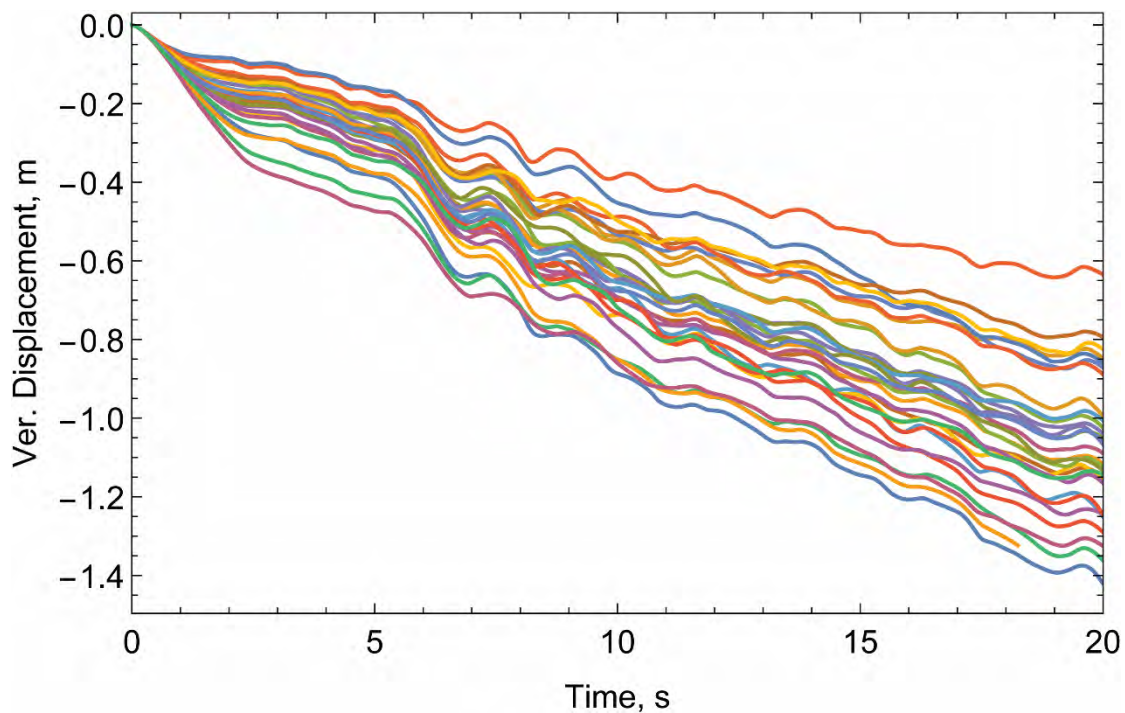
Σχήμα Β3: Οριζόντια μετατόπιση στο Σημείο Α του πρανούς κλίσης 2:1 και $l_x=40$ m και $l_y = 2$ m. (Σεισμός Λευκάδας, μέγιστη επιτάχυνση βάσης ίση προς 0.3g).



Σχήμα Β4: Κατακόρυφη μετατόπιση στο Σημείο Α του πρανούς κλίσης 2:1 και $l_x=40$ m και $l_y = 2$ m. (Σεισμός Λευκάδας, μέγιστη επιτάχυνση βάσης ίση προς 0.3g).



Σχήμα Β5: Οριζόντια μετατόπιση στο Σημείο Α του πρανούς κλίσης 2:1 και $l_x=20$ m και $l_y = 4$ m. (Σεισμός Λευκάδας, μέγιστη επιτάχυνση βάσης ίση προς 0.3g).



Σχήμα Β6: Κατακόρυφη μετατόπιση στο Σημείο Α του πρανούς κλίσης 2:1 και $l_x=20$ m και $l_y = 4$ m. (Σεισμός Λευκάδας, μέγιστη επιτάχυνση βάσης ίση προς 0.3g).