

Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Τομέας Γεωτεχνικής



National Technical University of Athens
School of Civil Engineering
Geotechnical Division

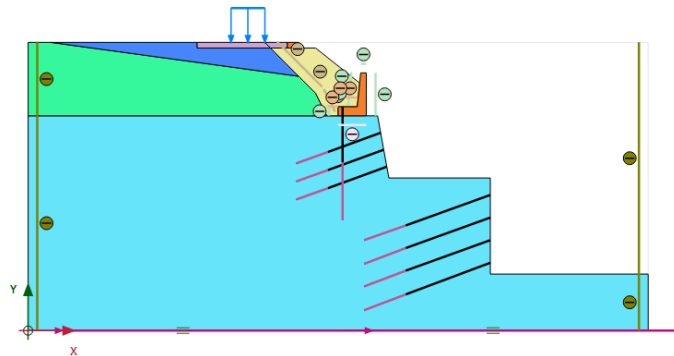
Διπλωματική εργασία

ΚΑΡΒΕΛΗ ΙΩΑΝΝΗ

Επιβλέπων:

N. Γερόλυμος: Επίκουρος Καθηγητής ΕΜΠ

**ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΤΥΠΟΥ ΠΡΟΒΟΛΟΥ ΜΕ
ΨΕΥΔΟΣΤΑΤΙΚΕΣ ΚΑΙ ΕΝ- ΧΡΟΝΩ ΔΥΝΑΜΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΥΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ:
ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΣΕ ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΟ ΕΡΓΟ**



**SEISMIC STABILITY OF L-SHAPED RETAINING WALL WITH
PSEUDOSTATIC AND TIME-HISTORY BASED DYNAMIC ANALYSES:
APPLICATION TO A CASE STUDY**

Diploma Thesis by

KARVELIS IOANNIS

Supervised by

N. Gerolymos: Assistant Professor NTUA

Αθήνα, Μάρτιος 2016

Athens, March 2016

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Με τη διπλωματική μου εργασία ολοκληρώνονται οι σπουδές μου στη σχολή Πολιτικών Μηχανικών του ΕΜΠ. Θα ήθελα λοιπόν με την αφορμή αυτή να ευχαριστήσω όλους που στάθηκαν δίπλα μου στη φοιτητική μου πορεία.

Κατ' αρχήν θα ήθελα να ευχαριστήσω τον κύριο Γερόλυμο, Επίκουρο Καθηγητή της Σχολής, δίχως την σημαντική συνεισφορά του οποίου δεν θα είχα καταφέρει να ολοκληρώσω την παρούσα διπλωματική.

Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένεια μου που μου έδωσε τη δυνατότητα να σπουδάσω και πάντα με στήριζε και με στηρίζει στις επιλογές μου υλικά και ψυχολογικά.

Τέλος θα ήθελα να ευχαριστήσω ολόκληρο το ανθρώπινο δυναμικό της σχολής, για τις γνώσεις, τις εμπειρίες και τα βιώματα που με ζήλο μετέδωσε σε μένα και τους συμφοιτητές μου.

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

1.	Εισαγωγή.....	7
1.1	Γενική περιγραφή έργου.....	7
1.2	Σκοπός της Διπλωματικής Εργασίας.....	9
1.3	Δομή της Διπλωματικής Εργασίας.....	9
2.	Γενικά στοιχεία	11
2.1	Αναλυτική περιγραφή γεωμετρικών στοιχείων έργου.....	11
2.2	Ιδιότητες εδαφών και δομικών κατασκευών.....	16
2.3	Διατομές που μελετήθηκαν και περιγραφή μεθόδων εύρεσης κρίσιμων μηχανισμών αστοχίας.....	19
2.3.1	Επίλυση με στατικές και ψευδοστατικές μεθόδους	20
2.3.2	Εύρεση κρίσιμων μηχανισμών με το λογισμικό Slide.....	28
2.3.3	Αριθμητική προσομοίωση με τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Plaxis 2D AE	29
3.	Διατομή P9.....	39
3.1	Εύρεση συντελεστών ασφαλείας σε ολίσθηση και ανατροπή του τοίχου με τη μέθοδο Coulomb και ευστάθιας πρανούς με τις μεθόδους Bishop και Fellenius...	40
3.2	Ανάλυση και εύρεση κρίσιμων μηχανισμών αστοχίας με το λογισμικό Slide.....	47
3.3	Αριθμητική ανάλυση διατομής P9 με τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Plaxis 2D	51
3.4	Συμπεράσματα- παρατηρήσεις επί των αποτελεσμάτων	77
4.	Διατομή P8.....	81
4.1	Εύρεση συντελεστών ασφαλείας σε ολίσθηση και ανατροπή του τοίχου με τη μέθοδο Coulomb και ευστάθιας πρανούς με τις μεθόδους Bishop και Fellenius...	82
4.2	Ανάλυση και εύρεση κρίσιμων μηχανισμών αστοχίας με το λογισμικό Slide.....	88

4.3	Αριθμητική ανάλυση διατομής P8 με τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Plaxis.....	92
4.4	Συμπεράσματα-παρατηρήσεις επί των αποτελεσμάτων	118
5.	Διατομή P7.....	123
5.1	Εύρεση συντελεστών ασφαλείας σε ολίσθηση με τη μέθοδο Coulomb	124
5.2	Ανάλυση και εύρεση κρίσιμων μηχανισμών αστοχίας με το λογισμικό Slide	127
5.3	Αριθμητική ανάλυση διατομής P7 με αγκύριο με τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Plaxis.....	130
5.4	Συμπεράσματα- παρατηρήσεις επί των αποτελεσμάτων	143
6.	Συγκρίσεις- Συμπεράσματα	147
6.1	Σύγκριση των στατικών και ψευδοστατικών συντελεστών ασφαλείας και της δυναμικής απόκρισης των διατομών	147
6.2	Συμπεράσματα.....	149
	<u>BIBΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ</u>	151

1

Εισαγωγή

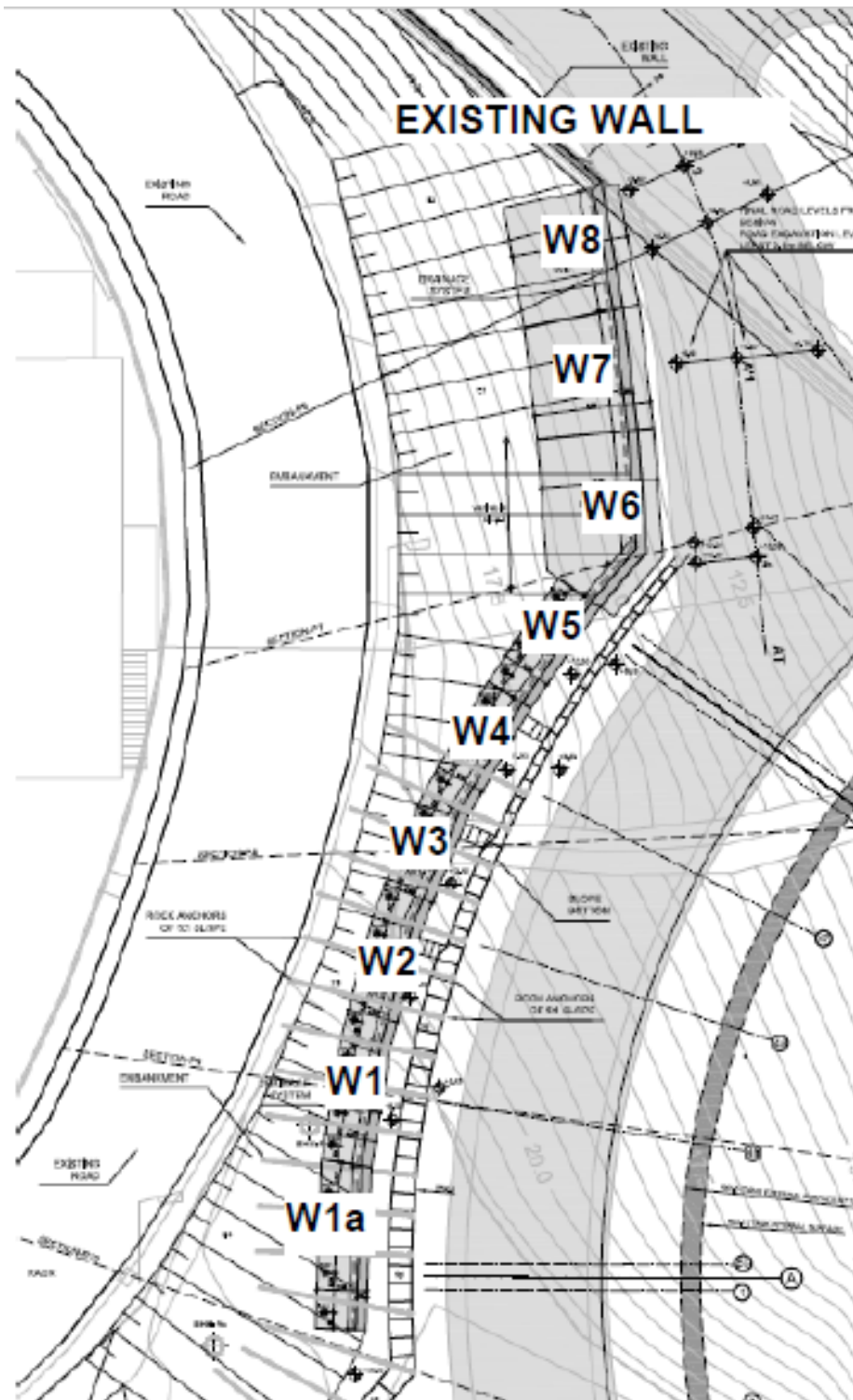
1.1 Γενική περιγραφή έργου

Αντικείμενο της συγκεκριμένης διπλωματικής είναι η περαιτέρω μελέτη και παραμετρική ανάλυση υφιστάμενου συγκροτήματος τοίχων στον τερματικό σταθμό Υγροποιημένου φυσικού αερίου ο οποίος είναι εγκατεστημένος στη νήσο Ρεβυθούσα. Ο συγκεκριμένος σταθμός είναι μία από τις τρεις πηγές τροφοδοσίας του Εθνικού Συστήματος μεταφοράς Φυσικού Αερίου και συγκαταλέγεται στους δέκα αντίστοιχους σταθμούς υγροποιημένου φυσικού αερίου που λειτουργούν σήμερα σε όλο το χώρο της Μεσογείου και της Ευρώπης. Η κατασκευή της είχε ως σκοπό την ενίσχυση του επιπέδου ασφαλείας τροφοδοσίας καθώς και τη γενικότερη βελτίωση της λειτουργίας του Εθνικού Συστήματος Φυσικού Αερίου. Στο παρακάτω σχήμα παρουσιάζεται ο εν λόγω τοίχος καθώς και τμήμα της δεξαμενής. Ο εξεταζόμενος τοίχος πιο συγκεκριμένα αντιστηρίζει επίχωμα δρόμου ο οποίος περνάει πάνω από την 3η και πιο πρόσφατα κατασκευασμένη δεξαμενή.



Σχημα 1.1: Εικόνα τμήματος δεξαμενής και τοίχου αντιστήριξης

Στο επόμενο σχήμα παρουσιάζεται μια κάτοψη του συγκροτήματος των τοίχων αντιστήριξης W1a-W8 καθώς και μικρό τμήμα της.



Σχήμα 1.2 Κάτοψη συγκροτήματος τοίχων αντιστήριξης και τμήματος δεξαμενής

1.2 Σκοπός της Διπλωματικής Εργασίας

Η συγκεκριμένη διπλωματική εργασία στοχεύει στην παρουσίαση των αποτελεσμάτων της γεωτεχνικής ανάλυσης που έγιναν για τις τρεις υπό εξέταση διατομές. Ποιο συγκεκριμένα τα κύρια αντικείμενα που διαπραγματεύεται είναι τα εξής:

- Η αξιολόγηση της συμπεριφοράς του συνόλου του συγκροτήματος των τοίχων μέσω της εξέτασης τριών χαρακτηριστικών διατομών τόσο για στατικά, όσο και για σεισμικά φορτία με ψευδοστατικές και εν χρόνω δυναμικές μεθόδους ανάλυσης.
- Η εύρεση των παραμενουσών μετατοπίσεων ύστερα από διάφορα σεισμικά επεισόδια και η σύγκρισή τους με τις μέγιστες αποδεκτές παραμένουσες μετατοπίσεις κατά τον Ευρωκώδικα 8.
- Η εξεύρεση όλων των πιθανών τρόπων αστοχίας για στατικά φορτία του αντιστηριζόμενου πρηνούς αλλά και του ίδιου του τοίχου τόσο σε ολίσθηση όσο και σε ανατροπή.
- Η αξιολόγηση των αποτελεσμάτων απλών μεθόδων ανάλυσης τόσο ως προς την πρόβλεψη του σωστού μηχανισμού αστοχίας όσο και ως προς την προσέγγιση του πραγματικού συντελεστή ασφαλείας συγκρινόμενες με ακριβέστερες αναλύσεις.

1.3 Δομή της Διπλωματικής Εργασίας

Εν περιλήψει, οι επιμέρους εργασίες που πραγματοποιήθηκαν στα πλαίσια της Διπλωματικής Εργασίας είναι οι ακόλουθες:

Στο **Κεφάλαιο 2** γίνεται εκτενής αναφορά στις στατικές και ψευδοστατικές μεθόδους ανάλυσης ευστάθειας που χρησιμοποιήθηκαν, καθώς επίσης και στο λογισμικό και τα καταστατικά μοντέλα που θεωρήσαμε για το κάθε υλικό.

Στα **Κεφάλαια 3, 4 και 5** παρουσιάζονται αναλυτικά οι υπολογισμοί που έγιναν για τις διατομές P9, P8 και P7 αντίστοιχα και γίνεται σύγκριση μεταξύ των αποτελεσμάτων των διαφορετικών μοντέλων που μελετήθηκαν.

Στο **Κεφάλαιο 6** γίνεται σύγκριση των αποτελεσμάτων για τις διατομές P9, P8 και P7 τόσο για τα στατικές και ψευδοστατικές αναλύσεις όσο και για τις εν χρόνω σεισμικές αναλύσεις. Έτσι θα γίνουν αντιληπτές οι όποιες διαφορές υπάρχουν στην συμπεριφορά δύο διαφορετικών τύπων τοίχων για παρόμοιο αντιστηριζόμενο επίχωμα.

2

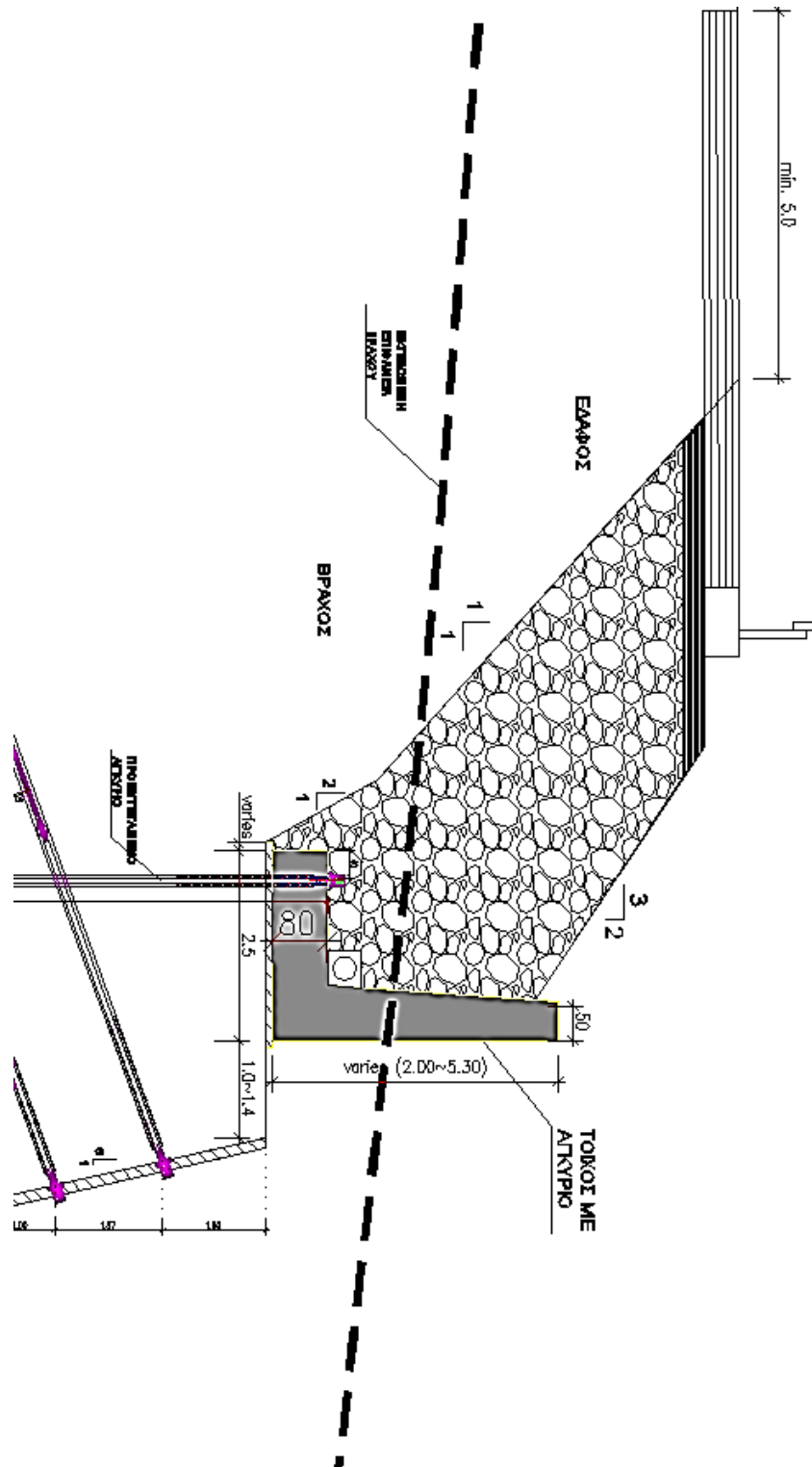
Γενικά στοιχεία

2.1 Αναλυτική περιγραφή γεωμετρικών στοιχείων έργου

Οι υπό μελέτη **τοιχοί** αντιστηρίξεως (W1a και από W1 έως W5) με **σχήμα L** και με **αγκύριο** βρίσκονται στο δυτικό μέρος περιμετρικά της 3ης δεξαμενής φυσικού αερίου με το συνολικό τους μήκος να φτάνει περίπου τα 40 μέτρα. Κάθε επιμέρους τοίχος έχει μήκος 6.1m εκτός από τον τοίχο W1a του οποίου το μήκος είναι 8.1m. Οι τοίχοι W1 και W2 είναι όμοιοι μεταξύ τους και έχουν σταθερό ύψος 3.80m. Οι τοίχοι W3, W4, W5 είναι επίσης όμοιοι μεταξύ τους και έχουν μεταβλητό ύψος από 3.70m έως 5.30m το μέγιστο. Η βάση είναι κοινή για όλους τους παραπάνω τοίχους με μήκος 6.1m , πλάτος 2.5m και πάχος 0.80m. Η “πλάτη” έχει μεταβλητό πάχος ξεκινώντας από 0.50m στην κορυφή της αυξανόμενη σταδιακά με κλίση από 6,6% έως 8%. Το πάχος της στη βάση είναι 0.75m για τους τοίχους ύψους 3.7m έως 3.8m και 0.8m για ύψος τοίχου 5.3m. Αξίζει να σημειωθεί ότι μεταξύ τους υπάρχει αρμός διαστολής πάχους 2cm και επομένως ο καθένας μπορεί να θεωρηθεί στατικά ανεξάρτητος από τους υπόλοιπους. Στη βάση κάθε τοίχου υπάρχει βάση σκυροδέματος πάχους 10cm και ποιότητας C8/10. Τέλος όλοι οι παραπάνω τοίχοι αντιστηρίζουν επίχωμα δρόμου σταθερής κλίσης ίση με 2:3.

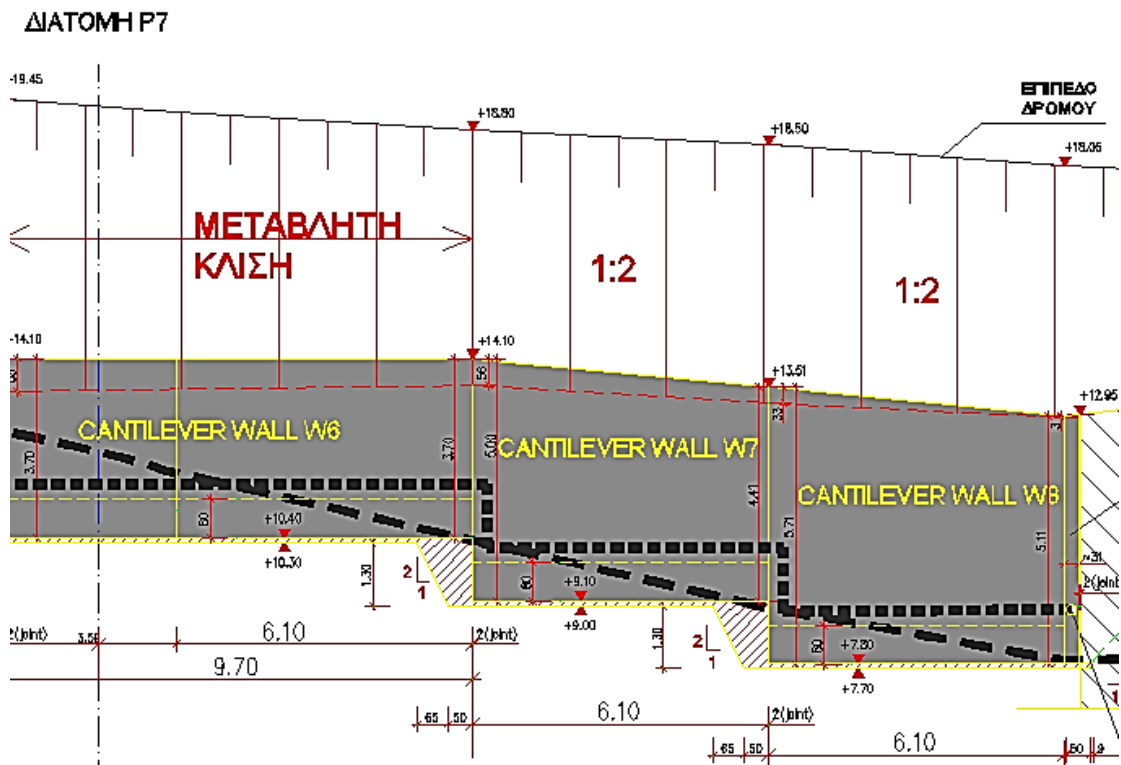
Τα αγκύρια τα οποία χρησιμοποιήθηκαν στη βάση των τοίχων W1 έως W5 έχουν συνολικό μήκος 10m. Η εκτός επιπέδου απόστασή τους κυμαίνεται από 1m έως 2m. Εδώ αξίζει να σημειωθεί ότι σε όλες τις αναλύσεις που θα ακολουθήσουν η απόσταση των αγκυρίων θα λαμβάνεται ίση με 2m υπέρ της ασφαλείας. Η απόστασή τους από το αριστερό άκρο της βάσης τους είναι ίδια για όλα τα αγκύρια και ίση με 0.4m. Το ελεύθερο μήκος τους είναι ίσο με 5m όπως και το πακτωμένο. Η διάμετρος του χάλυβα για το ελεύθερο μήκος των αγκυρίων είναι 40mm, ενώ η διάμετρος του πακτωμένου μήκους είναι τουλάχιστον 11cm. (Οι ιδιότητες των αγκυρίων δίνονται σε επόμενη παράγραφο στο ίδιο κεφάλαιο με τη μορφή πινάκων). Όλα τα παραπάνω γεωμετρικά

χαρακτηριστικά γίνονται περισσότερο κατανοητά και αντιληπτά από τα σχήματα που ακολουθούν.

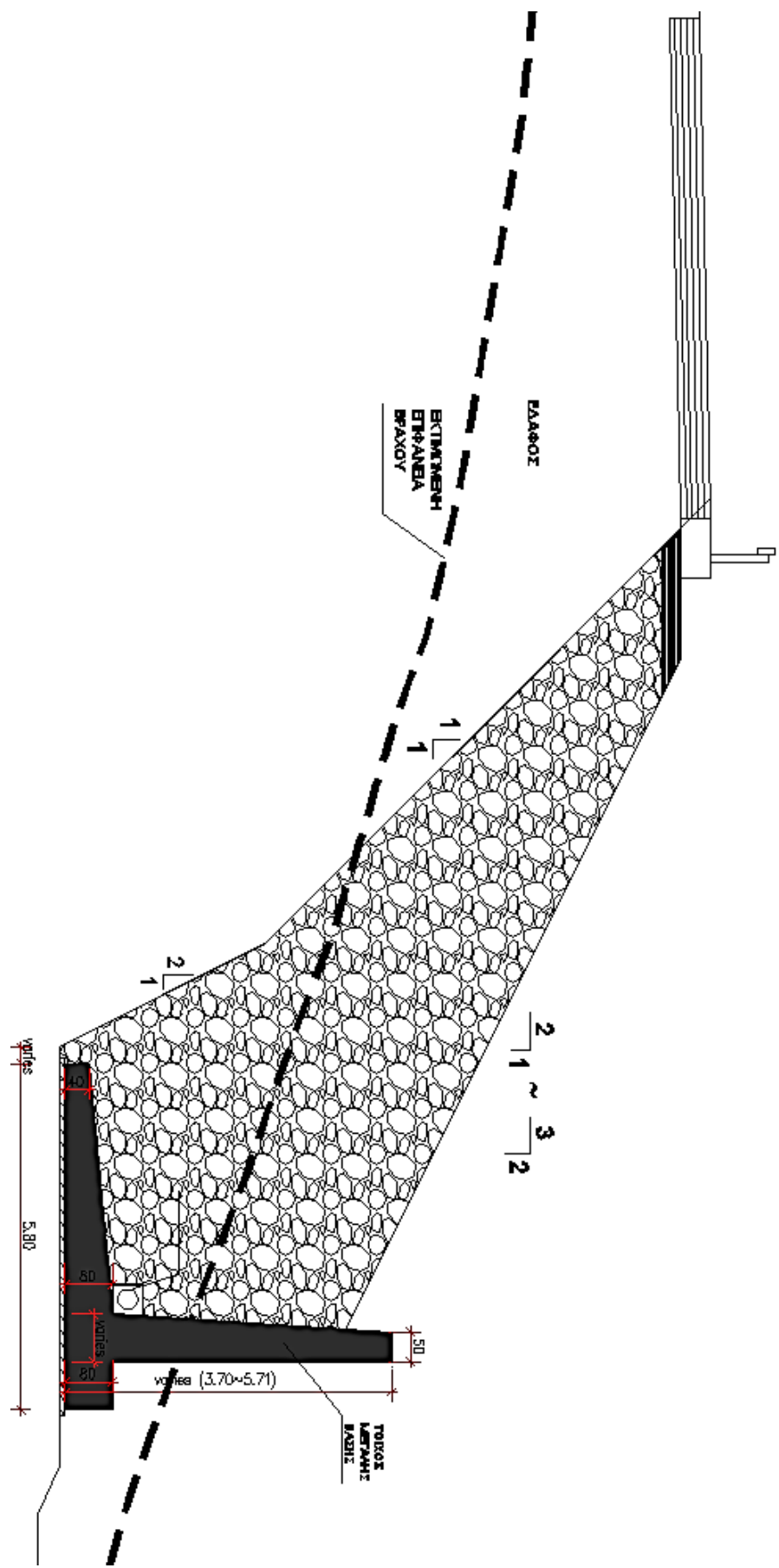


Σχήμα 2.1 τυπική διατομή τοίχων με αγκύριο W1a-W5

Ως προέκταση αυτού του συμπλέγματος τοίχων (W1a-W5) και όχι περιμετρικά της κατασκευής ακολουθεί το δεύτερο σύμπλεγμα τοίχων (W6-W7-W8) πάλι σχήματος L χωρίς όμως αγκυριο στη βάση τους αλλά με μεγαλύτερες διαστάσεις βάσης από τους προηγούμενους. Το συνολικό τους μήκος φτάνει τα 22m περίπου. Κάθε επιμέρους τοίχος έχει μήκος 6.1m εκτός του W6 του οποίου το μήκος είναι 9.7m. Το ύψος των τοίχων κυμαίνεται από 3.7m για τον τοίχο W6 και φτάνει μέχρι και 5.7 στην αρχή του W8. Η βάση τους είναι επίσης κοινή με πλάτος 5.8m και σταδιακά αυξανόμενο πάχος που ξεκινά από 40cm και καταλήγει σε 80cm στον πόδα του τοίχου. Ακόμη υπάρχει μια μικρή προέκταση της βάσης κατά 80cm προς την εξωτερική μεριά του τοίχου. Η "πλάτη" του τοίχου έχει και αυτή με τη σειρά της μεταβλητό πλάτος ξεκινώντας από 50cm στην κορυφή και καταλήγοντας σε 75-80cm στη σύνδεσή της με τη βάση (αναλόγως σε ποιον τοίχο αναφερόμαστε). Και εδώ υπάρχει αρμός διαστολής πάχους 2cm και επομένως μπορεί ο καθένας να μελετηθεί ανεξάρτητα από τους υπόλοιπους. Τέλος οι παραπάνω τοίχοι αντιστηρίζουν επίχωμα του οποίου η κλίση μεταβάλεται. Πιο συγκεκριμένα το επίχωμα του W6 ξεκινά με κλίση 2:3 και καταλήγει σταδιακά σε κλίση 1:2. Το επίχωμα των W7, W8 έχει σταθερή κλίση 1:2. Τα παραπάνω γεωμετρικά χαρακτηριστικά γίνονται περισσότερο αντιληπτά από τα σχήματα που ακολουθούν.



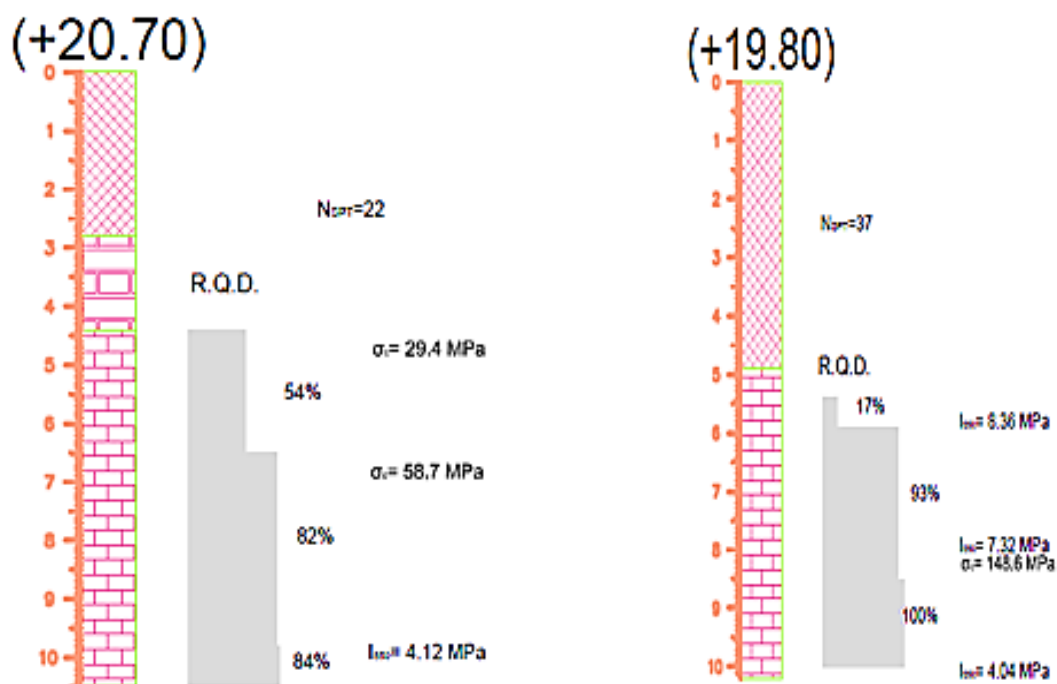
Σχήμα 2.3 μηκοτομή τοίχων W6-W8



Σχήμα 2.4 Τυπική διατομή τοίχων: W6-W8

2.2 Ιδιότητες εδαφών και δομικών κατασκευών

Οι γεωτεχνικές ιδιότητες των υλικών προέκυψαν από την επί τόπου γεωτεχνική έρευνα και τα ευρήματα των γεωτρήσεων ΒΗΝ5 και ΒΗ4. Εδώ πρέπει να σημειωθεί ότι οι τιμές των παραμέτρων που χρησιμοποιήθηκαν για όλους τους υπολογισμούς που ακολουθούν στη συνέχεια έχουν υπολογιστεί σύμφωνα με τη μέθοδο της **χαρακτηριστικής τιμής**. Η χαρακτηριστική τιμή μιας παραμέτρου είναι η τιμή εκείνη την οποία υπερβαίνει (ή είναι μικρότερο από αυτήν) μόνον το 5% των μετρήσεων. Έτσι η χαρακτηριστική τιμή της γωνίας τριβής (ϕ_c) ενός υλικού είναι εκείνη η τιμή, μικρότερη από την οποία δίνει μόνον το 5% των δοκιμών, δηλαδή το 95% των δοκιμών δίνου γωνία τριβής μεγαλύτερη από τη ϕ_c . Αντίθετα η χαρακτηριστική τιμή του δείκτη συμπίεσης (C_c) είναι η τιμή εκείνη, μεγαλύτερη από την οποία δίνει μόνο το 5% των δοκιμών. Γενικότερα η “μεγαλύτερη” τιμή χρησιμοποιείται για τις εδαφικές παραμέτρους για τις οποίες, όταν η τιμή τους αυξάνει, ο κίνδυνος αστοχίας αυξάνει, ενώ η μικρότερη τιμή χρησιμοποιείται για τις εδαφικές παραμέτρους για τις οποίες, όταν η τιμή τους μειώνεται, ο κίνδυνος αστοχίας αυξάνει (Καβαβαδάς **Στοιχεία Εδαφομηχανικής**). Αρχικά παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των δύο γεωτρήσεων ΒΗΝ4 και ΒΗΝ5 που έγιναν στις διατομές Ρ9 και Ρ7 δηλαδή τις διατομές εκείνες που θα μελετηθούν εκτενέστερα στα επόμενα κεφάλαια. Τα αποτελέσματα της γεωτεχνικής έρευνας για τις διατομές Ρ7, Ρ8 ταυτίζονται καθώς η μεταξύ τους απόσταση είναι πολύ μικρή.



Σχήμα 2.5 Αποτελέσματα γεωτεχνικής έρευνας στις διατομές Ρ9 (αριστερά) και Ρ7(δεξιά) αντίστοιχα

Όπου το R.Q.D είναι το ποσοστό του μήκους των πυρήνων (καρότων) με μήκος μεγαλύτερο από 10cm προς το συνολικό μήκος του δειγματολήπτη. Με βάση τα ευρήματα των γεωτρήσεων για τη διατομή P9 από τα 4.5 m έως τα 6.5 ο βράχος μας είναι μέτριας ποιότητας ενώ από τα 6.5 έως τα 10.5 είναι καλής ποιότητας. Αντίστοιχα για τη διατομή P7 έχουμε ότι από τα 5m έως τα 6m έχουμε βράχο πολύ πτωχής ποιότητας, ενώ από τα 6 έως τα 10 μέτρα έχουμε βράχο εξαιρετικής ποιότητας. Τέλος από δοκιμές σημειακής φόρτισης προέκυψαν οι αντοχές σε μονοαξονική θλίψη ίσες με $\sigma_c=29.4$ MPa από 4.5 έως 6.5m και 58.7 MPa από 6.5 έως 10.5m για την διατομή P9, ενώ στη διατομή P7 έχουμε ότι $\sigma_c=148.6$ MPa.

Οι γεωτεχνικές παράμετροι των εδαφικών στοιχείων και των δομικών κατασκευών έχουν ως εξής:

Τοίχος:

- Σκυρόδεμα C30/37
- Σκυρόδεμα στη βάση του τοίχου C8/10
- Χάλυβας οπλισμένου σκυροδέματος: B500C
- ειδικό βάρος τοίχου: $\gamma_{\text{σκυρ.}} = 25 \text{ KN/m}^3$
- ρεαλιστικός συντελεστής τριβής επιφάνειας έδρασης: $\mu=0.8$
- μέτρο ελαστικότητας $E_c=30 \text{ GPa}$

Υλικό επίχωσης (χαλίκι διάμετρου 5 cm):

- ειδικό βάρος $\gamma_{\text{backfill}} = 21 \text{ kN/m}^3$
- γωνία τριβής $\varphi_{\text{backfill}} = 45^\circ$
- συνοχή $c=0$
- Αρχικό μέτρο διατμήσεως $G_o = 480000 \text{ kPa}$

Υλικό αποθέσεων (υλικό έδρασης οδοστρώματος):

- ειδικό βάρος $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- γωνία τριβής $\varphi = 35^\circ$
- συνοχή $c = 2 \text{ kPa}$
- Αρχικό μέτρο διατμήσεως $G_o = 360000 \text{ kPa}$

Βράχος

- ειδικό ξηρό βάρος $\gamma_{\text{ξηρ}} = 26 \text{ kN/m}^3$

- κορεσμένο βάρος $\gamma_{\text{κορ}}=26 \text{ kN/m}^3$
- γωνία τριβής $\varphi= 40^\circ$
- συνοχή $c= 120 \text{ kPa}$ για το κάτω στρώμα βράχου και 80 kPa για το άνω στρώμα
- μέτρο ελαστικότητας $E=25 \text{ GPa}$

Αγκύρια

Τένοντας (ελεύθερο μήκος)

- ονομαστική διάμετρος 4 cm
- αξονική δυστένεια $EA=250000 \text{ kN}$
- τάση διαρροής $t_y=950 \text{ MPa}$
- δύναμη διαρροής $F_y=1195 \text{ kN}$
- τάση θραύσης $t_{\text{max}}=1050 \text{ MPa}$
- δύναμη θραύσης $F_{\text{max}}=1320 \text{ kN}$
- δύναμη προέντασης $F_{\text{prestress}}=250 \text{ kN}$

Πακτωμένο μήκος αγκυρίων:

- ειδικό βάρος $\gamma= 5 \text{ kN/m}^3$
- μέτρο ελαστικότητας $E= 25 \text{ GPa}$
- διάμετρος 8.5 cm
- αντίσταση τριβής 450 kPa
- μέγιστη αντίσταση τριβής ανά μέτρο= 120 kN/m

Φορτία κυκλοφορίας:

Τα φορτία του δρόμου αποτελούνται από ένα γραμμικό φορτίο 600 kN με συντελεστή δράσης $\psi_0=0.9$ και από ένα κατανεμημένο φορτίο στο πλάτος τριών μέτρων του δρόμου με μέτρο 9 kPa . Λαμβάνοντας υπόψη ότι ο κάθε τοίχος έχει μήκος 6.1 m τότε το φορτίο ανά τετραγωνικό μέτρο δρόμου θα είναι:

$$P = (0.9 \cdot 600 \text{ kN} + (3 \text{ m} \cdot 6 \text{ m} \cdot 9 \text{ kPa})) / (3 \text{ m} \cdot 6.1 \text{ m}) = 38.5 \text{ kN/m}^2$$

Αντίστοιχα για το σεισμικό φορτίο λαμβάνεται υπόψιν μόνο το μόνιμο κατανεμημένο φορτίο και μάλιστα πολλαπλασιασμένο με μειωτικό συντελεστή $\psi=0.2$

$$P = 0.2 \cdot 9\text{kPa} = 1.8\text{kN/m}^2$$

Παρατηρήσεις:

1. Ο υπολογισμός του μέγιστου μέτρου διατμήσεως βασίστηκε στην εμπειρική σχέση των Seed και Idriss (1970):

$$G_0 (\text{kPa}) = 1000 \cdot k \cdot \sqrt{\sigma_0}$$

Θέτοντας όπου $k=40$ καθώς το υλικό μας αποτελείται από χάλικες μεγάλης διαμέτρου. (Το $k=40$ αποτελεί και τη μέγιστη τιμή του σχετικού πίνακα τιμών της μεθόδου.)

2. Οι παραπάνω ιδιότητες των αγκυρίων αναφέρονται σε αυτό το αγκύριο το οποίο είναι τοποθετημένο στη βάση του τοίχου. Τα υπόλοιπα τα οποία έχουν τοποθετηθεί ως πρόσθετη ασφάλεια για την περίπτωση αστοχίας του βράχου έχουν κατασκευαστικά τις ίδιες ακριβώς ιδιότητες με τα παραπάνω με την μόνη διαφορά ότι αυτά έχουν τανυστεί με δύναμη προέντασης 100 kN αντί για 250 kN.

2.3 Διατομές που μελετήθηκαν και περιγραφή μεθόδων εύρεσης κρίσιμων μηχανισμών αστοχίας

Οι διατομές που επιλέχθηκαν να μελετηθούν όπως έχει ήδη προαναφερθεί είναι η P9 η οποία είναι αντιπροσωπευτική των τοίχων W1 και W2, καθώς και οι διατομές αριστερά και δεξιά από τη συμβολή των τοίχων W5 και W6 (διατομή P7) όπου οι τοίχοι με αγκύριο στη βάση τους γίνονται cantilever.

Για κάθε μία από τις παραπάνω διατομές εξετάστηκαν οι εξής περιπτώσεις:

1. Τοίχος χωρίς αγκύριο και διεπιφάνεια βάσης χαμηλής διατμητικής αντίστασης ($\mu=0.58$) (**M1**)
2. Τοίχος χωρίς αγκύριο και διεπιφάνεια βάσης υψηλής διατμητικής αντίστασης ($\mu=0.80$) (**M2**)
3. Τοίχος με αγκύριο και διεπιφάνεια βάσης χαμηλής διατμητικής αντίστασης ($\mu=0.58$) (**M3**)
4. Τοίχος με αγκύριο και με διεπιφάνεια βάσης υψηλής διατμητικής αντίστασης ($\mu=0.80$) (**M4**)

Προφανώς η δυσμενέστερη εκ των παραπάνω καταστάσεων σχεδιασμού είναι η πρώτη. Επίσης εδώ πρέπει να σημειωθεί ότι η πλέον ρεαλιστική περίπτωση με βάση τα πραγματικά δεδομένα του έργου είναι η τέταρτη (μοντέλο **M4**). Τέλος για την 3^η διατομή θα εξεταστούν μόνο οι περιπτώσεις 1 και 2 καθώς οι τοίχοι W6, W7, W8 (Cantilever) έχουν σχεδιαστεί χωρίς προεντεταμένο αγκύριο βάσης.

Για κάθε μία από τις παραπάνω διατομές και για όλες τις περιπτώσεις που προαναφέρθηκαν επιλέχθηκαν τρεις τρόποι υπολογισμού των συντελεστών ασφαλείας τόσο σε ολίσθηση και ανατροπή του τοίχου αντιστήριξης όσο και σε κυκλική αστοχία του πρανούς:

1. Επίλυση με στατικές και ψευδοστατικές μεθόδους
2. Ανάλυση με το λογισμικό *Slide*
3. Αριθμητική προσομοίωση με τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Plaxis 2D AE

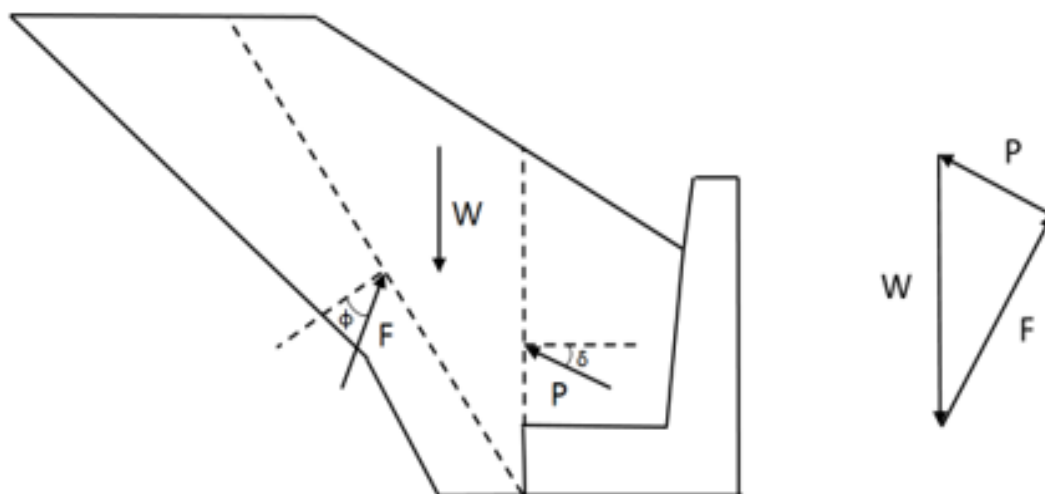
2.3.1 Επίλυση με στατικές και ψευδοστατικές μεθόδους

Οι συντελεστές ασφαλείας του τοίχου σε ολίσθηση και ανατροπή υπολογίστηκαν με τη μέθοδο Coulomb για στατική ανάλυση και με τη μέθοδο Monobe Okabe για ψευδοστατική ανάλυση, εφαρμόζοντας δηλαδή μια οριζόντια και μια κατακόρυφη σεισμική επιτάχυνση k_h και k_v αντίστοιχα.

Στατική ανάλυση:

Για την στατική ανάλυση των διατομών μας όπως προαναφέρθηκε χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος Coulomb. Η μέθοδος Coulomb η οποία ανήκει στην κατηγορία των λεγόμενων “κινηματικών” μεθόδων εμπεριέχει την απλοποιητική παραδοχή ότι η μετακίνηση του τοίχου ακολουθεί ως απολύτως στερεό μία εδαφική μάζα η οποία ολισθαίνει κατά μήκος συγκεκριμένης επιφάνειας αστοχίας. Η επιφάνεια αυτή για λόγους απλούστευσης θεωρείται επίπεδη μια απλούστευση που ωστόσο είναι πολύ κοντά στην πραγματική συμπεριφορά του εδάφους. Σε όλες τις επιλύσεις που θα ακολουθήσουν στα επόμενα κεφάλαια με αυτή τη μέθοδο οι δυνάμεις και ο μηχανισμός αστοχίας έχουν υπολογιστεί για ενεργητική κατάσταση, θεωρώντας δηλαδή ότι έχουν αναπτυχθεί οι απαιτούμενες παραμορφώσεις. Επίσης μία άλλη σημαντική παραδοχή είναι ότι θεωρείται ότι ο τοίχος αστοχεί μαζί το υπερβάλον έδαφος που βρίσκεται πάνω από τον πόδα του ως ένα ενιαίο τέμαχος. Στο σχήμα της επόμενης σελίδας παρουσιάζεται ο τοίχος και το “τυχόν” πρίσμα αστοχίας καθώς και οι δυνάμεις που ασκούνται σε αυτό για στατική ανάλυση, όπου **W** είναι το συνολικό βάρος του πρίσματος που

αστοχεί, F είναι η δύναμη που ασκείται στην επιφάνεια ολίσθησης του πρίσματος και P είναι η δύναμη που ασκείται στον τοίχο αντιστήριξης:



Σχήμα 2.6 Δυνάμεις και δυναμοτρίγωνο ισορροπίας για τον δοκιμαστικό μηχανισμό αστοχίας κατά Coulomb (ενεργητικές ωθήσεις)

Υπολογισμός μέγιστης δύναμης P: Για τον προσδιορισμό της μέγιστης δύναμης P εξετάζουμε όλα τα πιθανά πρίσματα αστοχίας, δηλαδή η γωνία θ του Σχήματος 2.5 θα μεταβληθεί από 90° και θα φτάσει ως μία ελάχιστη τιμή η οποία προφανώς δεν γίνεται να είναι μικρότερη των 45° καθώς αυτό θα σημαίνει ότι θα διατέμνει την περιοχή του βράχου. Συνεπώς η ελάχιστη γωνία θ που θα εξεταστεί είναι αυτή για την οποία η αστοχία διέρχεται από την διεπιφάνεια του υλικού επίχωσης ($\phi=45^\circ$) και του υλικού δανειοθαλάμου ($\phi=35^\circ$). Εδώ πρέπει να τονιστεί ότι η συγκεκριμένη διεπιφάνεια έχει θεωρηθεί με γωνία τριβής 35° . Οι εξισώσεις ισορροπίας οι οποίες είναι κοινές για κάθε δοκιμαστικό πρίσμα έχουν ως εξής:

- $\Sigma F_x = 0 \Rightarrow P \cdot \cos \delta = F \cdot \sin(\theta - \phi)$
- $\Sigma F_y = 0 \Rightarrow P \cdot \sin \delta + F \cdot \cos(\theta - \phi) = W$

Επιλύοντας τις παραπάνω σχέσεις ως προς P προκύπτει ότι η δύναμη P που ασκείται στον τοίχο δίνεται από τη σχέση που ακολουθεί:

$$P = \frac{W}{\cos \delta} \cdot \frac{1}{\tan \delta + \frac{1}{\tan(\theta - \delta)}}$$

Συνεπώς μεταβάλλοντας στη σχέση αυτή τις τιμές της γωνίας θ για το εύρος τιμών που εξηγήθηκε παραπάνω προκύπτει η μέγιστη P που θα χρησιμοποιηθεί για τον υπολογισμό των συντελεστών σε ολίσθηση και ανατροπή.

Συντελεστής ασφαλείας έναντι ολίσθησης:

$$SF = \frac{\text{Δυναμεις αντιστασης}}{\text{Δυναμεις ολισθησης}} \rightarrow$$

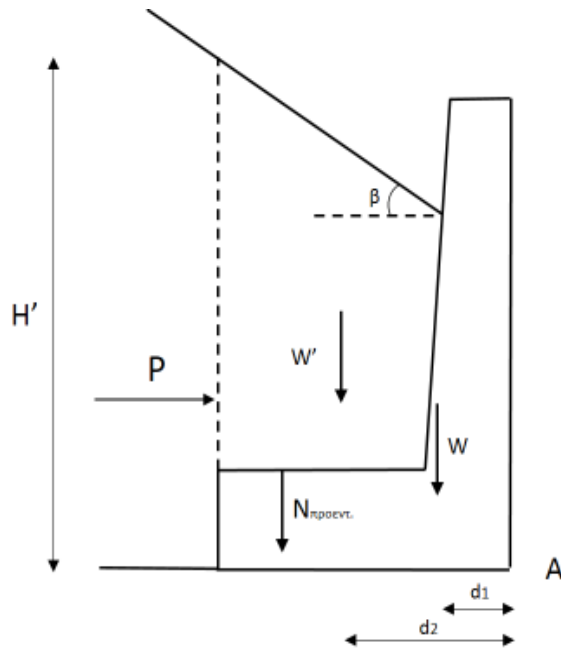
$$SF = \frac{(W_{\text{τοιχου}} + W'_{\text{πρισματος}} + N_{\text{προεντασης}} + P \sin \delta) \cdot \tan \varphi}{P \cdot \cos \varphi}$$

Εδώ πρέπει να σημειωθεί ότι η δύναμη προέντασης του αγκυρίου υπολογίστηκε στον αριθμητή διότι αυξάνει την υπάρχουσα δύναμη τριβής στη βάση του τοίχου. Σε περίπτωση που το αγκύριο δεν είχε προενταθεί τότε η μέγιστη δύναμη αντίστασης του αγκυρίου θα έπρεπε να αφαιρεθεί από τον παρονομαστή καθώς η “ενεργοποίηση” του προυποθέτει οπωσδήποτε κάποια μετακίνηση του τοίχου. Προφανώς και η δεύτερη θεώρηση δίνει αρκετά μεγαλύτερους συντελεστές ασφαλείας από την πρώτη.

Συντελεστής ασφαλείας έναντι ανατροπής:

$$SF = \frac{W \cdot d_1 + W' \cdot d_2 + N_{\text{προεντ.}} \cdot d_3 + P \cdot \sin \delta \cdot B}{P \cdot \cos \delta \cdot \frac{H}{3}}, \text{ όπου } B \text{ είναι το πλάτος της βάσης}$$

Ο παραπάνω τύπος θα επιλυθεί με N και την δύναμη προέντασης του αγκυρίου 250 kN αλλά και την μέγιστη αντοχή του σε εξόλκευση η οποία είναι 600kN καθώς παρόλο που αυτή είναι μία μη συντηρητική θεώρηση, αποτελεί ωστόσο μία αρκετά ρεαλιστική προσέγγιση του μέγιστου συντελεστή ασφαλείας, καθώς την παραπάνω δύναμη έχει την ικανότητα να την αναλάβει το αγκύριο μας χωρίς να αστοχήσει. Στο σχήμα 2.6 της επόμενης σελίδας γίνονται αντιληπτές οι οριζόντιες αποστάσεις d_1 , d_2 , d_3 των δυνάμεων W , W' , N από το σημείο A περιστροφής του τοίχου.



Σχήμα 2.7 Δυνάμεις στον τοίχο λόγω στατικών φορτίων από ίδια βάρη και ενεργητική ώθηση κατά Coulomb

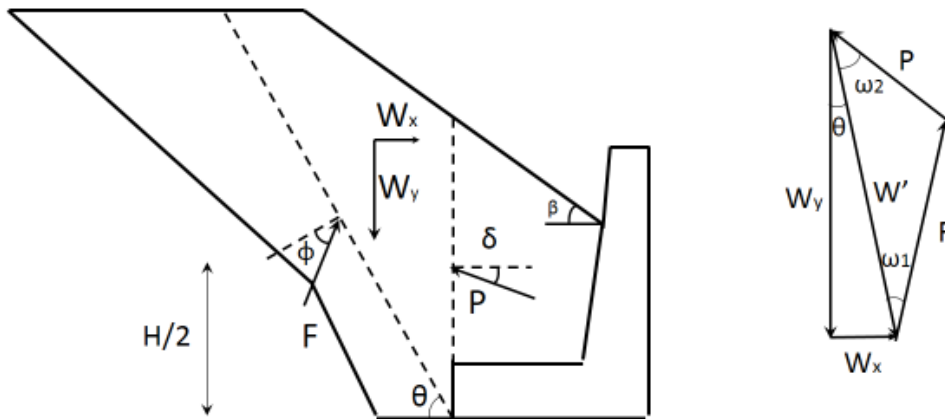
Ψευδοστατική ανάλυση: Ουσιαστικά και εδώ ακολουθείται η ίδια διαδικασία με πριν (στατική ανάλυση) με την μόνη διαφορά ότι σε αυτή την περίπτωση εφαρμόζουμε μία οριζόντια k_h και μία κατακόρυφη συνιστώσα k_v επιτάχυνσης πέρα από τις υπάρχουσες δυνάμεις. Ο υπολογισμός των συντελεστών k_h και k_v έγινε με βάση τον πίνακα 7.1 της παραγράφου 7.3.2 του ευρωκώδικα 8-5 (EN1998-5). Πιο συγκεκριμένα η οριζόντια σεισμική επιτάχυνση k_h δίνεται από τον τύπο:

$$k_h = a \cdot S / r$$

Όπου: ο συντελεστής r λαμβάνεται ίσος με 1 καθώς έχουμε τοίχο με αγκύριο, ο συντελεστής S λαμβάνεται επίσης ίσος με 1 διότι έχουμε έδαφος κατηγορίας A και τέλος η μέγιστη επιτάχυνση του εδάφους a λαμβάνεται και πάλι συμφωνα με το Ευρωκώδικα ίση με 0.48 για σεισμούς αστοχίας (SSE). Η κατακόρυφη σεισμική επιτάχυνση δίνεται από τον τύπο:

$$k_h = 0.5 \cdot k_v$$

Και σε αυτή την περίπτωση το ζητούμενο είναι η εύρεση, μεταβάλλοντας την γωνία ψ από 90° έως 45° , εκείνου του πρίσματος για το οποίο η δύναμη P που ασκείται στον τοίχο γίνεται μέγιστη. Στα παρακάτω σχήματα γίνονται περισσότερο αντιληπτές οι στατικές και αδρανειακές δυνάμεις που ασκούνται στο πρίσμα αστοχίας.



Σχήμα 2.8 Δυνάμεις και δυναμοτρίγωνο ισορροπίας για τον δοκιμαστικό μηχανισμό αστοχίας κατά Coulomb σε ψευδοστατική ανάλυση.

Από το νόμο των ημιτόνων για το παραπάνω δυναμοτρίγωνο ισορροπίας έχουμε ότι:

$$\frac{W'}{\sin \omega_2} = \frac{P}{\sin \omega_1} \Rightarrow P = W' \cdot \frac{\sin \omega_1}{\sin \omega_2}$$

Ακόμη: $W' = \sqrt{W_x^2 + W_y^2}$, $W_x = k_h \cdot W$, $W_y = (1+k_v) \cdot W$

$$W = A_{\text{πρισματος}} \cdot \gamma_{\text{backfill}}$$

$$\theta = \tan^{-1}[k_h / (1+k_v)]$$

$\omega_1 = \theta + \psi - \phi$, $\omega_2 = 90 + \delta + \phi - \psi$, (προκύπτουν από γεωμετρία)

Εδώ πρέπει να σημειωθεί ότι ο συντελεστής ενεργητικών σεισμικών ωθήσεων προκύπτει ως εξής: $K_{AE} = P / (1/2 \cdot (1+k_v) \cdot \gamma \cdot h^2)$

Η παραπάνω επίλυση ουσιαστικά είναι η αναλυτική γεωμετρική επίλυση της αριθμητικής μεθόδου Mononobe Okabe. Προτιμήθηκε όμως λόγω του ότι μας επιτρέπει την καλύτερη προσομοίωση της γεωμετρίας του πρσανούς μας, καθώς μπορεί αυτό να έχει αρχικά μια σταθερή κλίση 2:3 ωστόσο από κάποιο ύψος και ύστερα γίνεται μηδενική καθώς το επίχωμα μας γίνεται οριζόντιο. Εδώ πρέπει να σημειωθεί ότι τα αποτελέσματα και των 2 επιλύσεων δίνουν αποτελέσματα των οποίων η διαφορά είναι αμελητέα. Οι συντελεστές ασφαλείας σε ανατροπή και ολίσθηση οι οποίοι δίνονται παρακάτω υπολογίζονται όπως ακριβώς και στη στατική θεώρηση με την μόνη

διαφορά οτί εδώ πρέπει να ληφθούν υπόψιν και οι αδρανειακές δυνάμεις που ασκούνται στον τοίχο μαζί με το πρίσμα εδάφους που αστοχεί μαζί του.

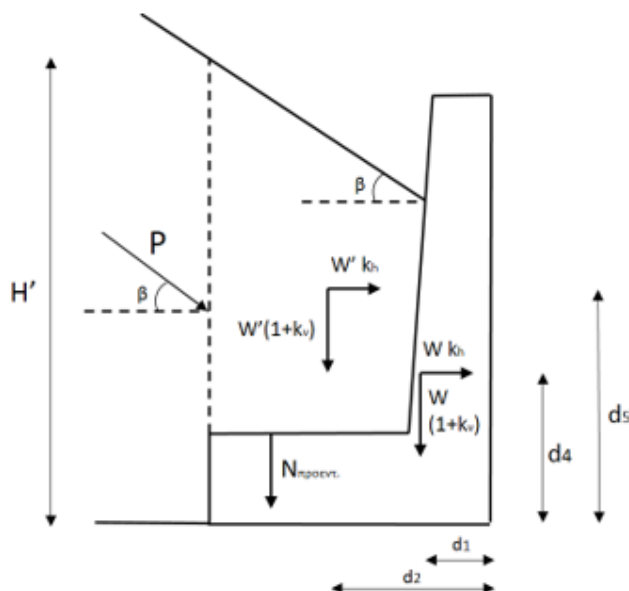
Συντελεστής έναντι ολίσθησης:

$$SF = \frac{((W_{\text{τοιχου}} + W'_{\text{πρισματος}}) \cdot (1 + k_v) + N_{\text{προεντασης}} + P \cdot \sin \delta) \cdot \tan \varphi}{(W_{\text{τοιχου}} + W'_{\text{πρισματος}}) \cdot k_h + P \cdot \cos \delta}$$

Συντελεστής έναντι ανατροπής:

$$SF = \frac{(W_{\text{τοιχου}} \cdot d_1 + W'_{\text{πρισματος}} \cdot d_2) \cdot (1 + k_v) + N_{\text{προεντ.}} \cdot d_3}{(W_{\text{τοιχου}} \cdot d_4 + W'_{\text{πρισματος}} \cdot d_5) \cdot k_h + P \cdot (H'/2 - B \cdot \tan \delta) \cdot \cos \delta}$$

Στο παρακάτω σχήμα παρουσιάζονται οι δυνάμεις που ασκούνται στο τοίχο αντιστήριξης:



Σχήμα 2.9 Δυνάμεις στον τοίχο αντιστήριξης λόγω στατικών και αδρανειακών δυνάμεων για ψευδοστατική ανάλυση

Κλείνοντας πρέπει να σημειωθεί ότι η γωνία δ της δύναμης P στον τοίχο λαμβάνεται για την μεν στατική ανάλυση ίση με 0 (δυσμενέστερη περίπτωση) ενώ στην ψευδοστατική ανάλυση ίση με την γωνία κλίσης του επιχώματος, όπως ορίζει η μέθοδος Mononobe Okabe. Γενικότερα οι πιθανές μορφές αστοχίας ενός τοίχου αντιστήριξης σχήματος L μπορούν να έχουν τις εξής μορφές που φαίνονται στα σχήματα της επόμενης σελίδας.

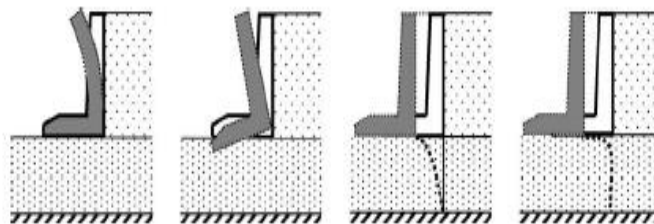
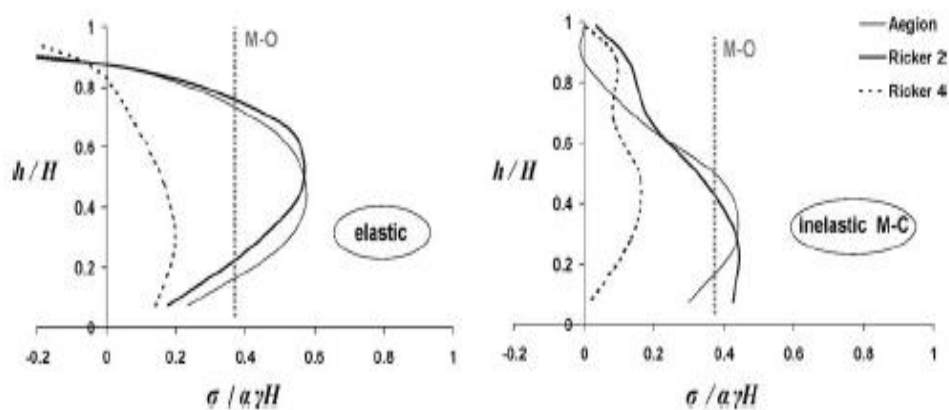


Fig. 1. Possible modes of displacement of an L-shaped wall: (a) structural flexure, (b) base rotation, (c) elastic base translation, and (d) inelastic base translation (sliding).

- 1) Καμπτική μετακίνηση της στέψης του τοίχου.
- 2) Ανατροπή ως προς τη βάση του
- 3) Οριζόντια ελαστική μετακίνηση βάσης λόγω ενδοσιμότητας του εδάφους
- 4) Ολίσθηση βάσης (ανελαστική συμπεριφορά)

Ωστόσο εδώ εξετάστηκαν μόνο οι μορφές αστοχίας 2 και 4 θεωρώντας τον τοίχο μας στατικά “επαρκή” και το έδαφος έδρασης ανενδότο σε μεγάλες παραμορφώσεις καθώς έχουμε βράχο μεγάλου μέτρου ελαστικότητας. Τέλος η αξιοπιστία της μεθόδου Mononobe Okabe έγκειται κυρίως στην πλαστική συμπεριφορά της διεπιφάνειας έδρασης των τοίχων τύπου L (αλλά και γενικότερα των τοίχων βαρύτητας). Αυτό συμβαίνει διότι κάθε φορά που λόγω επιταχύνσεων οι ασκούμενες δυνάμεις ξεπερνούν την αντοχή της διεπιφάνειας βάσης, λαμβάνει χώρα ολίσθηση στη διεπιφάνεια βάσης περιορίζοντας σημαντικά τις μέγιστες δυνάμεις που ασκούνται στον τοίχο αντιστήριξης αναλογικά με αυτές τις δυνάμεις που θα είχαμε για αμιγώς ελαστική συμπεριφορά του συστήματος τοίχος-έδαφος. Τα παραπάνω γίνονται περισσότερο κατανοητά από το σχήμα που ακολουθεί:



Σχήμα 2.10 Κατανομή τάσεων για ελαστική και ανελαστική συμπεριφορά

Τα παραπάνω έχουν προκύψει ύστερα από έρευνα των Γκαζέτα, Ψαρόπουλου, Αναστασόπουλου και Γερόλυμου (2004) πάνω στη σεισμική συμπεριφορά τοίχων αντιστήριξης τύπου προβόλου.

Πέρα από τη στατική επάρκεια του ίδιου του τοίχου κρίνεται απαραίτητο να ελεγχθεί και η ευστάθεια του πρηνούς τόσο σε στατικά όσο και σε σεισμικά φορτία. Για τον υπολογισμό της ευστάθειας πρηνούς χρησιμοποιήθηκαν οι μέθοδοι Bishop και Fellenius δίνοντας βάση κυρίως στα αποτελέσματα της 1ης που αποτελεί μια σαφώς πιο αξιόπιστη μέθοδο.

Σύντομη περιγραφή των μεθόδων:

Fellenius: Η μέθοδος των λωρίδων προτάθηκε από τον Σουηδό Fellenius το 1927 σε μία προσπάθεια υπολογισμού των ορθών και των διατμητικών τάσεων που ασκούνται σε μία κυκλική επιφάνεια αστοχίας. Το ολισθαίνον πρίσμα υποδιαιρείται σε λεπτές κατακόρυφες λωρίδες και οι τάσεις που ασκούνται στη βάση κάθε λωρίδας υπολογίζονται από τις εξισώσεις ισορροπίας της κάθε λωρίδας χωριστά. Η βασική παραδοχή της μεθόδου είναι ότι η συνισταμένη των πλευρικών δυνάμεων έχει διεύθυνση παράλληλη προς την βάση της λωρίδας έτσι ώστε το πρόβλημα από υπερστατικό που ήταν, τώρα να μπορεί να επιλυθεί. Ο τελικός συντελεστής ασφαλείας αυτής της μεθόδου δίνεται από τον παρακάτω τύπο:

$$FS = \frac{\sum_1^n [c_i \Delta l_i + \tan \varphi_i \cdot (W_i \cdot \cos \theta_i - u_i \cdot \Delta l_i)]}{\sum_1^n W_i \cdot \sin \theta_i}$$

Bishop: Και σε αυτή τη μέθοδο ακολουθείται η ίδια διαδικασία με παραπάνω με μόνη διαφορά ότι η συνισταμένη των διαλωριδιακών δυνάμεις αυτή την φορά έχουν οριζόντια διεύθυνση. Εδώ πρέπει να σημειωθεί ότι ο υπολογισμός του συντελεστή ασφαλείας αυτής της μεθόδου γίνεται επαναληπτικά, μια και ο συντελεστής ασφαλείας εμφανίζεται και στα 2 μέλη όπως φαίνεται παρακάτω:

$$FS = \frac{\sum_1^n [c_i \cdot \Delta x_i + \tan \varphi_i \cdot (W_i - u_i \cdot \Delta x_i)] / m_i(\theta_i, FS)}{\sum_1^n W_i \cdot \sin \theta_i}, \text{ όπου } m_i \text{ ισούται με:}$$

$$m_i(\theta_i, FS) = \cos \theta_i \cdot \left(1 + \frac{\tan \theta_i \cdot \tan \varphi_i}{FS}\right)$$

Τα παραπάνω αποτελέσματα θα συγκριθούν με τα ακριβέστερα που θα προκύψουν από το πρόγραμμα Slide.

2.3.2 Εύρεση κρίσιμων μηχανισμών με το λογισμικό Slide

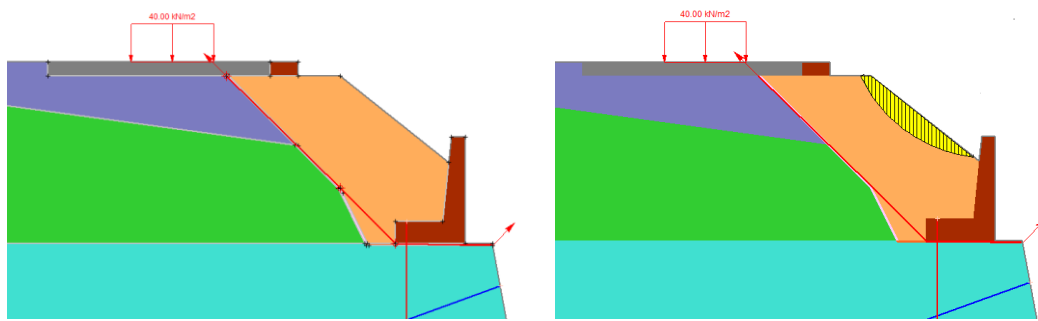
Οι αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν με το λογισμικό Slide αφορούν και κυκλικές και μη κυκλικές επιφάνειες τόσο για στατική όσο και για ψευδοστατική ανάλυση. Οι μέθοδοι που χρησιμοποιήθηκαν για τις αναλύσεις είναι η Bishop (κυκλική αστοχία) και η Spencer η οποία αποτελεί και την πλέον αξιόπιστη από τις μεθόδους. Το μοντέλο που χρησιμοποιήθηκε για την περιγραφή όλων των υλικών που συμπελήφθηκαν στα προσομοιώματα είναι το Mohr Coulomb.

Κυκλική επιφάνεια αστοχίας:

Η κυκλική αστοχία μελετήθηκε τόσο για στατικά όσο και για σεισμικά φορτία. Οι επιταχύνσεις των σεισμικών φορτίων k_h και k_v που χρησιμοποιήθηκαν είναι οι ίδιες που υπολογίστηκαν στην ψευδοστατική ανάλυση Coulomb με βάση τον Ευρωκώδικα 8, δηλαδή 0.48 και 0.24 αντίστοιχα. Ως προς το δυσμενέστερο η κατεύθυνση της κάθετης επιτάχυνσης θα ληφθεί και εδώ προς τα πάνω ενώ προφανώς η οριζόντια επιτάχυνση θα έχει φορά προς την εξωτερική πλευρά του πρανούς. Σαν μέθοδος εύρεσης της κρίσιμης επιφάνειας αστοχίας χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος *auto refine search* με αρκετά μεγάλο αριθμό επιφανείων προς εξέταση με σκοπό να βρεθεί ο ρεαλιστικότερος συντελεστής ασφαλείας.

Μη κυκλική επιφάνεια αστοχίας:

Η μη κυκλική επιφάνεια αστοχίας ουσιαστικά εξετάζει ένα μηχανισμό αστοχίας παρόμοιο με αυτό της μεθόδου Coulomb (για ολίσθηση). Αξιόπιστα αποτελέσματα σε αυτή την περίπτωση έδωσε μόνο η μέθοδος Spencer καθώς η μέθοδος Bishop όπως προαναφέρθηκε μελετά κυκλικές επιφάνειες αστοχίας. Ύστερα από τις αναλύσεις που έγιναν κρισιμότερη ήταν εκείνη η επιφάνεια η οποία πέρναι από την διεπιφάνεια του υλικού επίχωσης (backfill) και του υλικού δανειοθαλάμου (υλικό έδρασης δρόμου) και καταλήγει στη βάση του τοίχου (βλέπε σχήμα 2.8). Επειδή το συγκεκριμένο πρόγραμμα δεν έχει επιλογή διεπιφάνειας ενδιάμεσα των εδαφικών προφίλ τοποθετήθηκε λεπτή στρώση υλικού με τις ιδιότητες των διεπιφανείων οι οποίες είναι γνωστές. Τέλος εδώ πρέπει να σημειωθεί ότι όλα τα αγκύρια που χρησιμοποιήθηκαν τέθηκαν **active** λόγω του ότι η προένταση είναι δύναμη η οποία τείνει να αυξήσει την δύναμη αντίστασης του εδάφους, ουσιαστικά δηλαδή έρχεται να προστεθεί στις ήδη υπάρχουσες δυνάμεις αντίστασης στον αριθμητή. Στα σχήματα της επόμενης σελίδας που ακολουθούν γίνονται καλύτερα αντιληπτοί οι δύο παραπάνω μηχανισμοί αστοχίας:



Σχήμα 2.11 Μηχανισμοί αστοχίας στο Slide

Όπως προαναφέρθηκε για την εξαγωγή συντελεστών ασφαλείας στο Slide χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος Spencer.

2.3.3 Αριθμητική προσομοίωση με τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Plaxis 2D AE

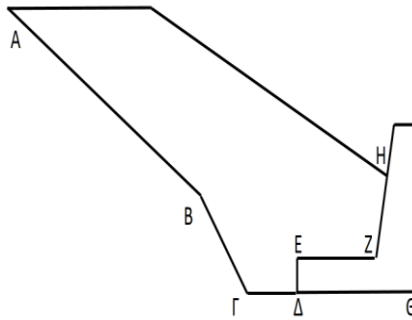
Σε αντίθεση με τους παραπάνω τρόπους εύρεσης κρίσιμου μηχανισμού το plaxis μας δίνει ένα γενικό συντελεστή ασφαλείας που αφορά το “σύστημα” τοίχος πρανές. Το πώς αστοχεί κάθε φορά η κατασκευή μας θα γίνεται κατανοητό από τον παραμορφωμένο κάρναβο των πεπερασμένων στοιχείων, από το μέγεθος των παραμορφώσεων και από τα γενικότερα σημεία πλαστικοποίησης του προσομοιώματος μας. Τα αποτελέσματα που θα προκύψουν για κάθε διατομή θα αποτελέσουν ένα μέτρο αξιοπιστίας των δύο παραπάνω μεθόδων τόσο στην πρόβλεψη του κρίσιμου μηχανισμού αστοχίας όσο και στη γενικότερη αριθμητική προσέγγιση του συντελεστή ασφαλείας της κατασκευής.

Οι ιδιότητες των υλικών που χρησιμοποιήθηκαν για την προσομοίωση του μοντέλου μας στο plaxis έχουν περιγραφεί αναλυτικά στην αρχή αυτού του κεφαλαίου. Ως πρόσθετα στοιχεία έρχονται να προστεθούν τα στοιχεία διεπιφάνειας που έχουμε τη δυνατότητα να εισάγουμε στο plaxis με σκοπό να περιγράψουμε τις ιδιότητες των διεπιφανειών επαφής του τοίχου με το υλικό επίχωσης και το βράχο (στη βάση του), αλλά και του υλικού επίχωσης με το άνω στρώμα βράχου και το υλικό έδρασης του δρόμου. Οι διεπιφάνειες υπακούουν στον νόμο του Coulomb με τις εξής ιδιότητες:

- Διεπιφάνειες AB,ΒΓ: $\phi=35^\circ$ ($\mu=0.70$), $c=0$
- Διεπιφάνειες ΓΔ,ΕΖ: $\phi=38.66^\circ$ ($\mu=0.80$), $c=0$
- Διεπιφάνειες ΔΕ,ΖΗ: $\phi=33^\circ$ ($\mu=0.65$), $c=0$

- Διεπιφάνεια ΔΘ: $\varphi=30^\circ$ ($\mu=0.58$) και $\varphi=38.66^\circ$ ($\mu=0.80$), $c=0$

Οι παραπάνω διεπιφάνειες παρουσιάζονται σχηματικά στο σχήμα που ακολουθεί



Σχήμα 2.12 Διεπιφάνειες AB, ΒΓ, ΓΔ, ΔΕ, ΕΖ, ΖΗ, ΘΔ των οποίων οι ιδιότητες αναφέρθηκαν παραπάνω

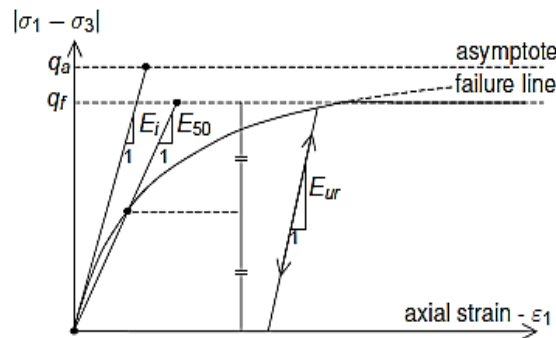
Καταστατικά μοντέλα που χρησιμοποιήθηκαν για την προσομοίωση των εδαφικών στρωμάτων:

1. **Linear Elastic Model:** Με το συγκεκριμένο μοντέλο προσομοιώθηκε ο τοίχος αντιστήριξης.
2. **Mohr Coulomb Model:** χρησιμοποιήθηκε για την προσομοίωση του άνω και κάτω στρώματος βράχου.
3. **Hardening Soil Model with Small Stiffness:** χρησιμοποιήθηκε για την προσομοίωση του υλικού επίχωσης (backfill), του υλικού έδρασης του δρόμου και του υλικού του δρόμου.

Εδώ πρέπει να τονιστεί ότι για τον βράχο έγινε μία αρκετά συντηρητική παραδοχή καθώς για την περιγραφή του χρησιμοποιήθηκε το μοντέλο Mohr Coulomb με τις ιδιότητες των ασυνεχειών του. Το καταλληλότερο μοντέλο θα ήταν σαφώς το Hoek-Brown το οποίο όμως τελικά δεν χρησιμοποιήθηκε για λόγους υπολογιστικού χρόνου.

Σύντομη περιγραφή του Hardening Soil Model with Small Stiffness: Αρχικά θα γίνει σύντομη περιγραφή του Hardening Soil Model το οποίο πρακτικά αποτελεί και τη βάση του παραπάνω καταστατικού μοντέλου. Το Hardening Soil Model ουσιαστικά κατά την αστοχία παρουσιάζει τα ίδια αποτελέσματα με το διγραμμικό ελαστικό-απολύτως πλαστικό μοντέλο Mohr Coulomb καθώς και σε αυτό το μοντέλο η αστοχία καθορίζεται με βάση τις παραμέτρους c και φ . Στις παραμορφώσεις ωστόσο επιτυγχάνεται αρκετά καλύτερη προσέγγιση της πραγματικής συμπεριφοράς των εδαφών σε σχέση με το Mohr Coulomb λόγω της χρησιμοποίησης υπερβολικής σχέσης μεταξύ τάσεων και παραμορφώσεων. Μία ακόμη σημαντική διαφορά μεταξύ των δύο καταστατικών

μοντέλων είναι ότι στο Hardening Soil Model το μέτρο ελαστικότητας αποφόρτισης E_{ur} διαφέρει από το μέτρο ελαστικότητας της φόρτισης (για την ακρίβεια είναι μεγαλύτερο) προσομοιώνοντας ρεαλιστικότερα την πραγματική συμπεριφορά των εδαφών. Τέλος το Hardening Soil Model χρησιμοποιεί το μέτρο ελαστικότητας E_{50} το οποίο είναι ουσιαστικά το μέτρο ελαστικότητας που παρουσιάζει το υλικό όταν η τάση του φτάσει τη μισή της μέγιστης αντοχής του. Τα παραπάνω παρουσιάζονται γραφικά στο διάγραμμα που ακολουθεί:

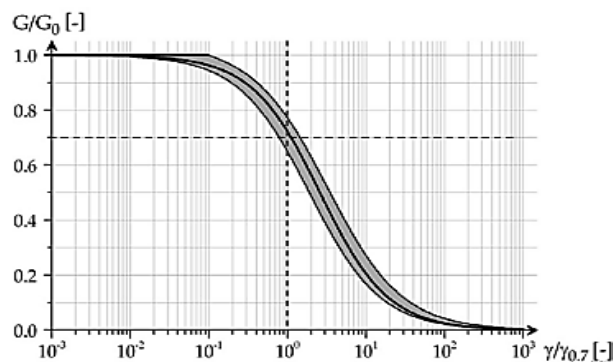


Σχήμα 2.13 Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων στο Hardening Soil Model

Το Hardening Soil Model with Small Stiffness αποτελεί ουσιαστικά μια προέκταση του παραπάνω μοντέλου. Η επιπλέον πληροφορία είναι ότι αυτό το μοντέλο λαμβάνει υπόψιν τη μείωση του τέμνοντος μέτρου διατμήσεως G_s , με αρχική τιμή G_o , για αύξηση της τιμής της διατμητικής παραμόρφωσης γ . Η μείωση του G_s σε σχέση με το γ γίνεται λογαριθμικά με βάση τον τύπο που ακολουθεί:

$$G_s = \frac{G_o}{1 + a \cdot \gamma / \gamma_{0.7}}, \text{ όπου } a \text{ ισούται με } 0.385 \text{ έτσι ώστε η μεσαία καμπύλη να είναι}$$

βέλτιστα προσαρμοσμένη στις υπόλοιπες δύο κανονικοποιημένες καμπύλες και $\gamma_{0.7}$ είναι εκείνη η διατμητική παραμόρφωση κατά την οποία το μέτρο διατμήσεως έχει τιμή $G_s=0.722G_o$.



Σχήμα 2.14 Γραφική παράσταση μείωσης του μέτρου διατμήσεως για αύξηση της διατμητικής παραμόρφωσης

Το βασικό πλεονέκτημα ωστόσο του Hardening Soil Model with Small Stiffness είναι ότι σε αντίθεση με το απλό Hardening Soil Model και το Mohr Coulomb μπορεί και “πιάνει” όλο το εύρος των παραμορφώσεων χρησιμοποιώντας κάθε φορά το κατάλληλο μέτρο ελαστικότητας (ακόμη και για τις πολύ μικρές παραμορφώσεις).

Με βάση τα παραπάνω γίνεται σαφές ότι στα σεισμικά προβλήματα όπου έχουμε ανάπτυξη μεγάλων διαμηθικών παραμορφώσεων το μοντέλο HSSmall θα δώσει ακριβέστερα αποτελέσματα από το απλό Hs και προφανώς από το διγραμμικό Mohr Coulomb.

Η **κατασκευαστική ακολουθία** των διατομών μας στο Plaxis έχει ως εξής:

Στάδιο 1: Εφαρμογή γεωστατικών συνθηκών

Στάδιο 2: Εκσκαφή στο επίπεδο +0.9m (επίπεδο έδρασης δεξαμενής) καθώς και εκσκαφή του πρηνούς

Στάδιο 3: Εγκατάσταση προεντεταμένων αγκυρίων και κατασκευή του τοίχου αντιστήριξης

Στάδιο 4: Εγκατάσταση του υλικού επίχωσης (backfill), κατασκευή του δρόμου και εφαρμογή του στατικού φορτίου κυκλοφορίας 40 kPa.

Στάδιο 5: Ανάλυση συντελεστή ασφαλείας για στατικά φορτία

Στάδιο 6: Δυναμικός υπολογισμός για δεδομένη χρονοιστορία επιταχύνσεων.

Στάδιο 7: Αναλύση συντελεστή ασφαλείας μετά το σεισμικό επεισόδιο.

Εδώ πρέπει να σημειωθεί ότι το φορτίο μας κατά το στάδιο 6 από 40 kN/m που ήταν τη στιγμή της επιβολής του αλλά και κατά τη διάρκεια του υπολογισμού στατικού συντελεστή ασφαλείας γίνεται ίσο με 1.8 kN/m².

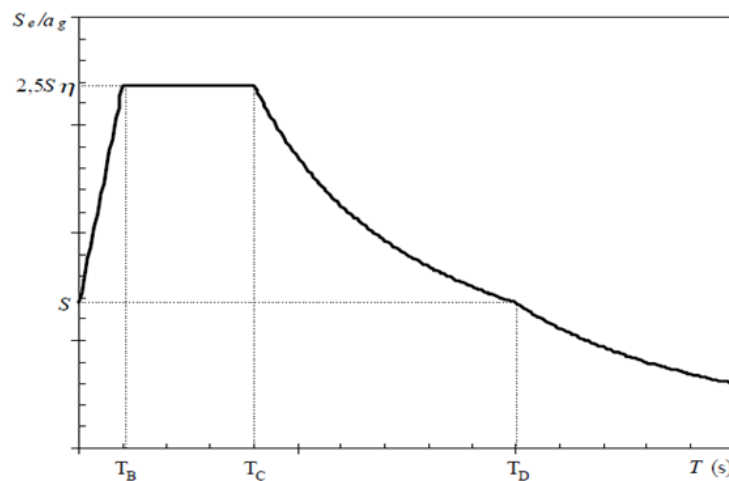
Ανάλυση σεισμού:

Για την ανάλυση σεισμού στο Plaxis δεν έγινε ψευδοστατική ανάλυση όπως στις δύο προηγούμενες μεθόδους. Η σεισμική ανάλυση έγινε χρησιμοποιώντας επιταχυνσιογραφήματα πραγματικών σεισμών. Πιο συγκεκριμένα εξετάστηκε ο σεισμός της Καλαμάτας 1986, ο σεισμός της Λευκάδας 2003 και ο σεισμός της Sakarya 1999. Ωστόσο με βάση την παράγραφο 3.2.3.1.2 του ευρωκώδικα 8-1 οι συγκεκριμένες χρονοιστορίες κρίθηκε απαραίτητο να τροποποιηθούν έτσι ώστε τα τελικά φάσματα απόκρισης που θα προκύψουν να είναι συμβατά με το φάσμα του ευρωκώδικα (**σχήμα 2.14**), για έδαφος κατηγορίας A, που έχει τα παρακάτω βασικά χαρακτηριστικά:

- $T_B = 0.15s$
- $T_C = 0.40s$
- $PGA = 0.48g$
- Πλατώ φάσματος $\rightarrow S_e = 2,5 * S * \eta * PGA = 1,2g$

με $S=1$ για έδαφος κατηγορίας A και $\eta=1$ για απόσβεση ίση με 5%

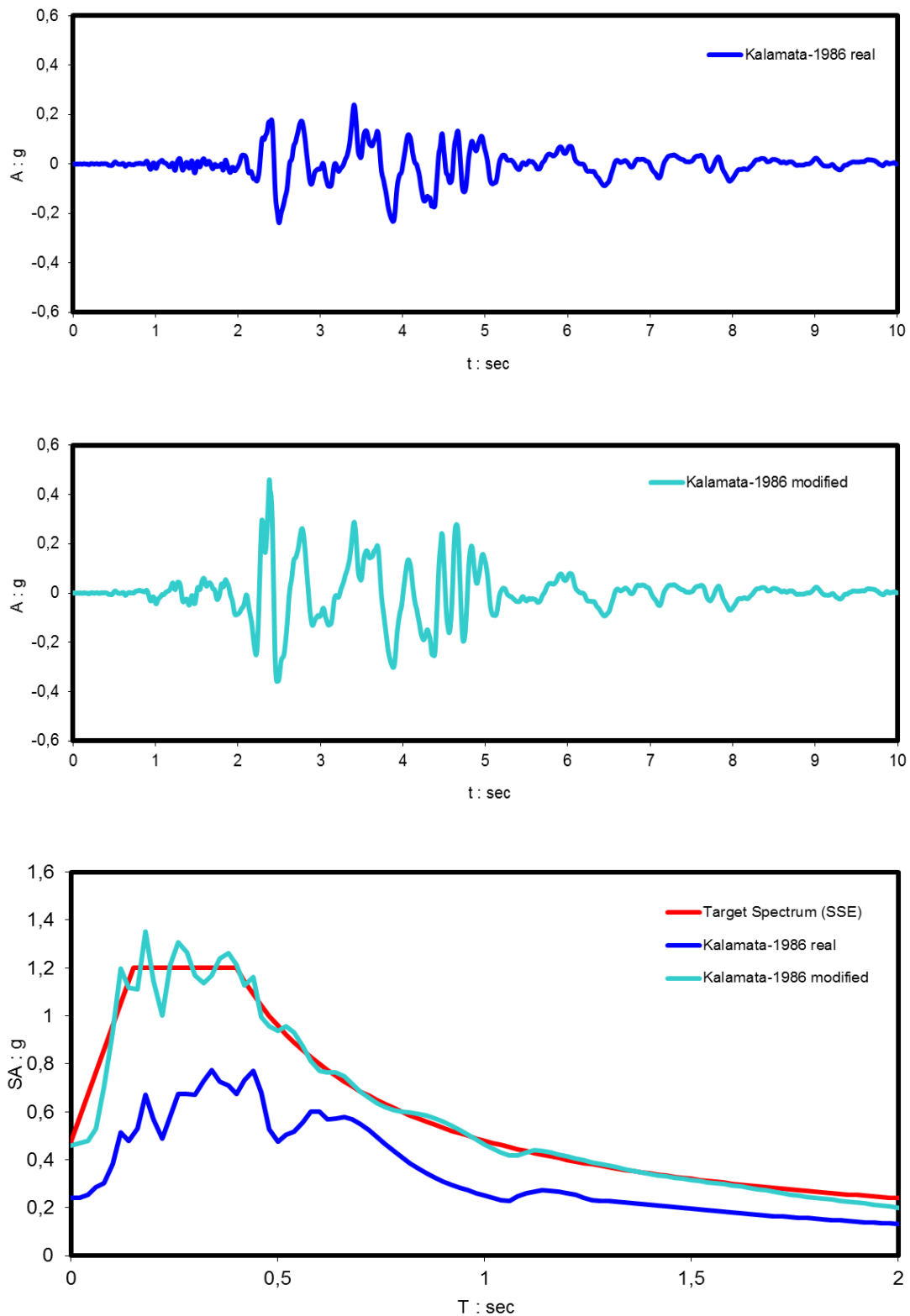
Για την τροποποίηση των παραπάνω χρονοιστοριών χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό Seismomatch. Στις επόμενες σελίδες παρουσιάζονται οι αρχικές χρονοιστορίες, οι τροποποιημένες με βάση το φάσμα του ευρωκώδικα καθώς και τα αρχικά και τροποποιημένα φάσματα απόκρισης κάθε σεισμού.



Σχήμα 2.15 Ελαστικό φάσμα απόκρισης κατά Ευρωκώδικα 8

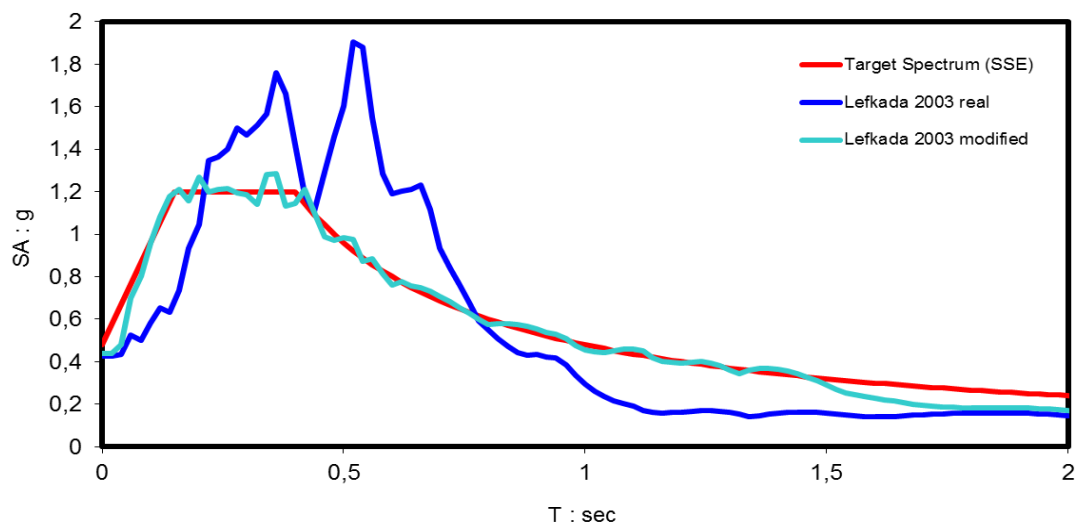
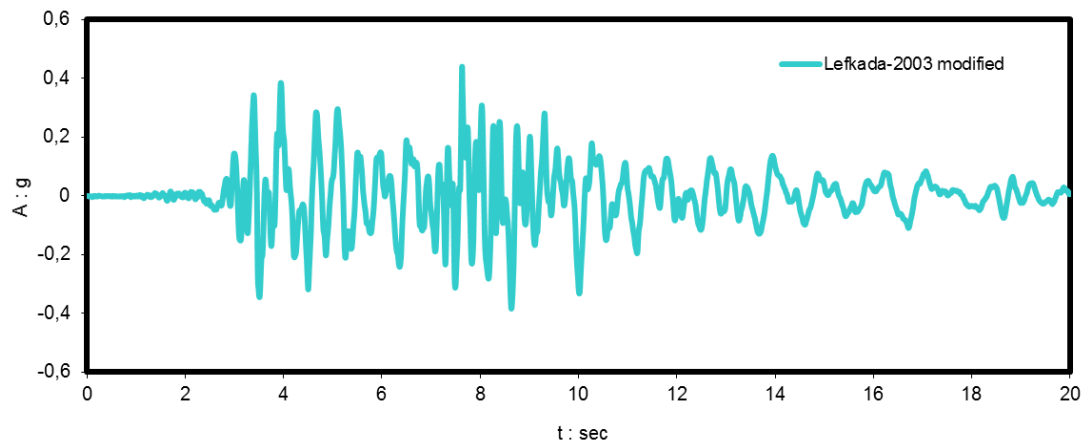
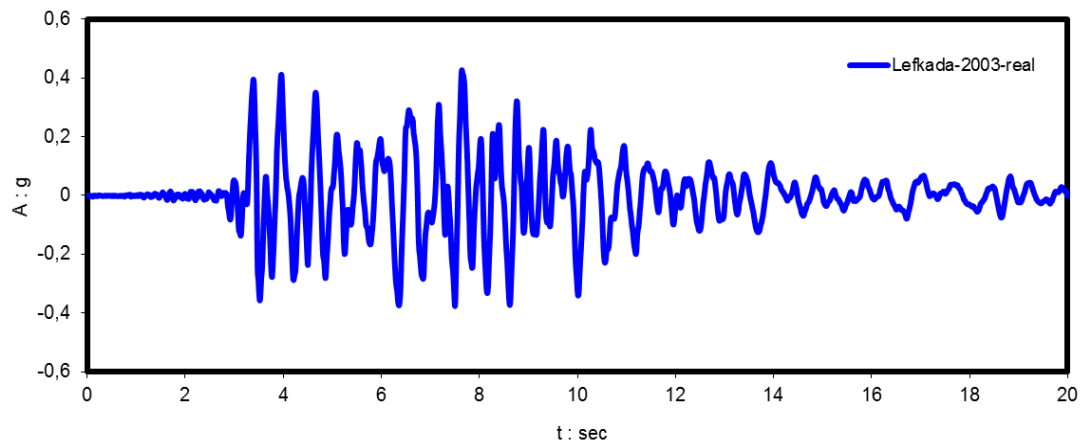
Εδώ πρέπει επίσης να σημειωθεί ότι στα δύο ακραία κάθετα σύνορα του προσομοιώματος μας έχουν ορισθεί διεπιφάνειες με τις ιδιότητες του περιβάλλοντος εδάφους και οι συνθήκες έχουν ορισθεί ως free field στο δυναμικό πρόβλημα, έτσι ώστε να γίνεται απόσβεση του σεισμικού κραδασμού με μηχανισμό ανάλογο του ιξώδους απορροφητήρα, που έχει ως αποτέλεσμα το προσομοίωμά μας να μην μετακινείται επ' άπειρο μετά το τέλος της σεισμικής διέγερσης.

Σεισμός Καλαμάτας 1986



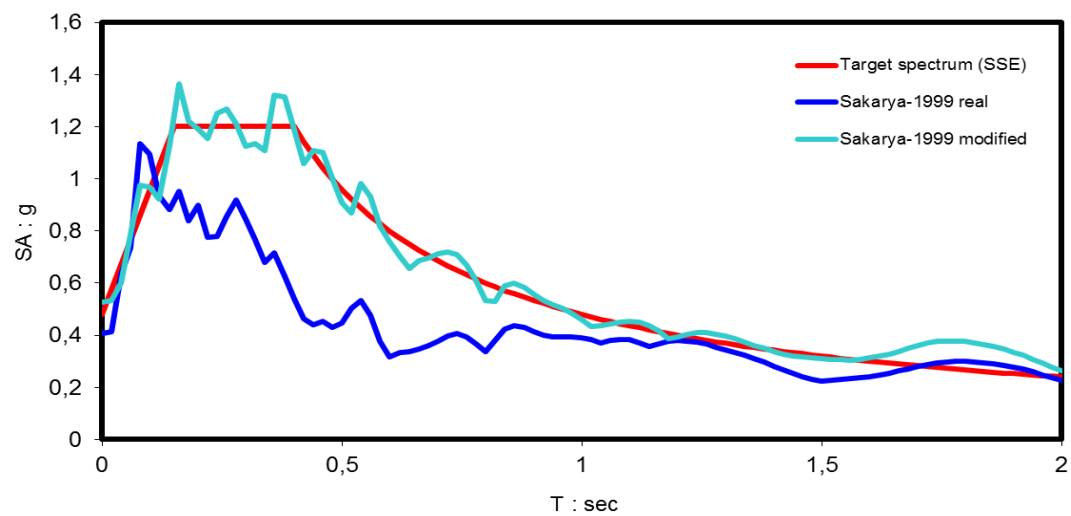
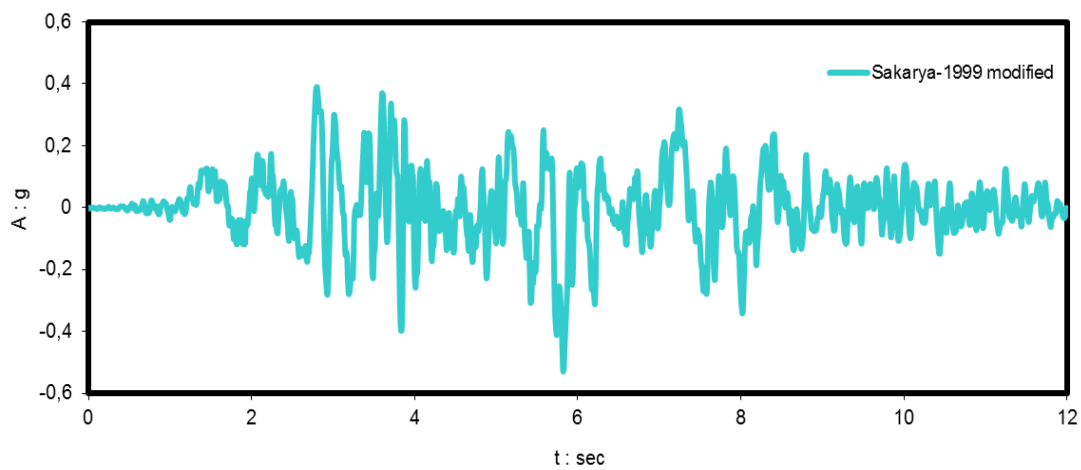
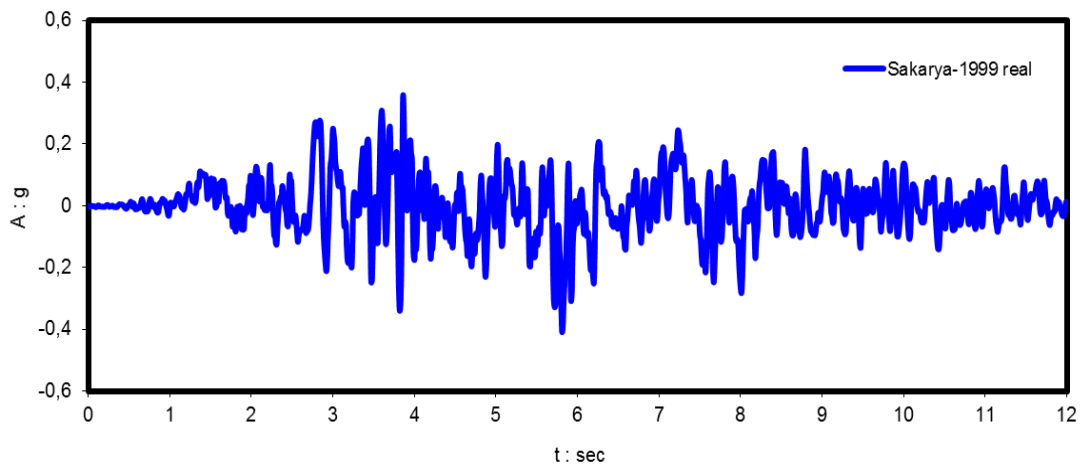
Σχήμα 2.16 Πραγματική Χρονοιστορία 10 δευτερολέπτων σεισμού Καλαμάτας μέγιστης επιταχύνσεως 0.24g, τροποποιημένη, και τα αντίστοιχα φάσματα αποκρίσεως τους

Σεισμός Λευκάδας 2003



Σχήμα 2.17 Πραγματική Χρονοιστορία 20 δευτερολέπτων σεισμού Λευκάδας μέγιστης επιταχύνσεως 0.42g, τροποποιημένη, και τα αντίστοιχα φάσματα αποκρίσεως τους

Σεισμός Sakarya 1999



Σχήμα 2.18 Πραγματική Χρονοιστορία 12 δευτερολέπτων σεισμού Sakarya μέγιστης επιταχύνσεως 0.40g, τροποποιημένη, και τα αντίστοιχα φάσματα αποκρίσεως τους

Κατακόρυφη σεισμική συνιστώσα δεν εφαρμόστηκε (χωρίς να επηρεάζει δραματικά τα αποτελέσματα των αναλύσεων). Ακόμη τα επιταχυνσιογραφήματα παρουσιάστηκαν κατά αύξουσα σειρά ως προς το πόσο καταστροφικά ήταν για την κατασκευή μας πράγμα που θα φανεί από τα αποτελέσματα των μετέπειτα αναλύσεων ανά διατομή.

Επιτρεπόμενες μετατοπίσεις μετά το τέλος κάθε σεισμικής διέγερσης

Η μέγιστη επιτρεπόμενη οριζόντια μετατόπιση σύμφωνα με την παράγραφο 7.3.3.2 του Ευρωκώδικα 7 δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$d_r < (200-300) A_h$$

για τοίχους κάτω από τα 10m. Έτσι για έναν καταστροφικό σεισμό (SSE event- $A_h=0.48g$) το κάτω όριο της μέγιστης επιτρεπόμενης παραμένουσας μετατόπισης είναι: $200 \times 0.48 = 9.6 \text{ cm}$

Οι Wu και Prakash (1999) πρότειναν ότι για καταστάσεις αστοχίας η μέγιστη επιτρεπόμενη μετατόπιση δεν πρέπει να ξεπερνά το 10% του συνολικού ύψους του τοίχου. Εν προκειμένω η μέγιστη μετατόπιση με δεδομένο ότι στις διατομές που εξετάζουμε οι τοίχοι δεν ξεπερνούν τα 3,80m θα είναι 38cm. Συνοψίζοντας τα παραπάνω έχουμε ότι η μέγιστη επιτρεπόμενη οριζόντια μετατόπιση είναι 9.6 cm.

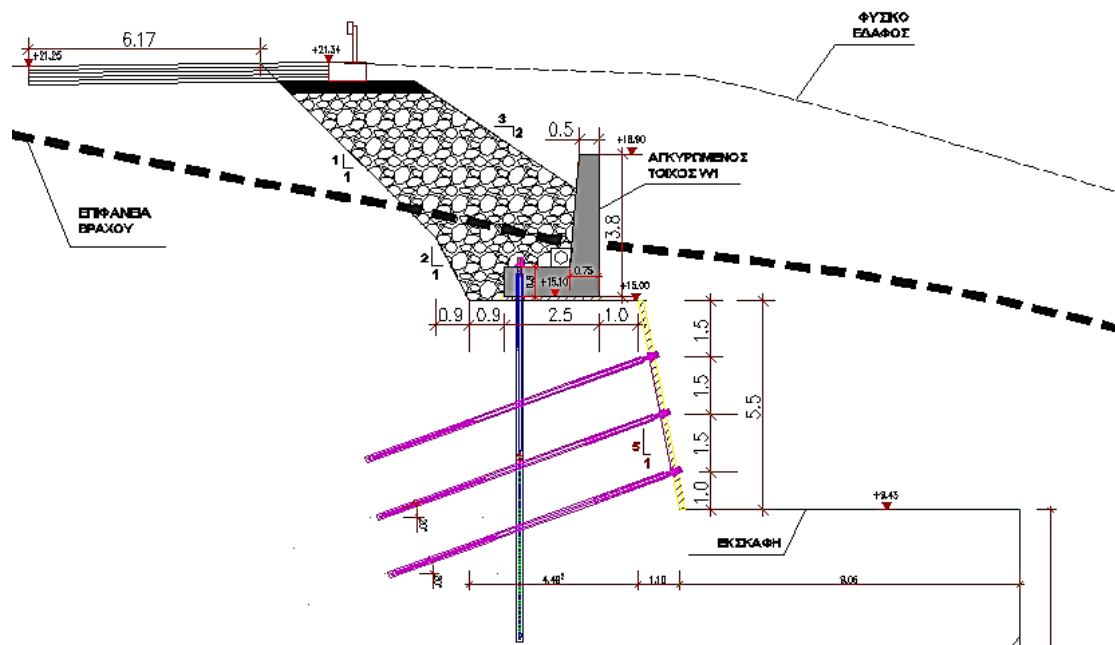
Στα κεφάλαια 3,4 και 5 που ακολουθούν θα γίνει εφαρμογή των παραπάνω μεθόδων που αναλύθηκαν σε κάθε διατομή καθώς επίσης και σύγκριση των αποτελεσμάτων που θα προκύψουν κυρίως για τις στατικές μεθόδους επίλυσης καθώς σύγκριση για ψευδοστατική ανάλυση μπορεί να γίνει μόνο μεταξύ των αποτελεσμάτων από επίλυση με τη μέθοδο Mononobe Okabe και από το λογισμικό Slide.

3

Διατομή P9

Από τις τρεις διατομές που θα εξεταστούν συνολικά η διατομή **P9** είναι αυτή που λόγω της θέσης της στο έργο αναμένουμε να παρουσιάσει τα ποιο “ασφαλή” αποτελέσματα, που αυτό μεταφράζεται σε μεγαλύτερους συντελεστές ασφαλείας αναλογικά με τις υπόλοιπες δύο διατομές αλλά και σε μικρότερες σεισμικές μετατοπίσεις καθώς οποιαδήποτε εκτεταμένη αστοχία θέτει σε άμεσο κίνδυνο την κατασκευή της δεξαμενής φυσικού αερίου.

Αρχικά παρουσιάζεται η αναλυτική γεωμετρία της διατομής P9 μέσα από το παρακάτω σχήμα:

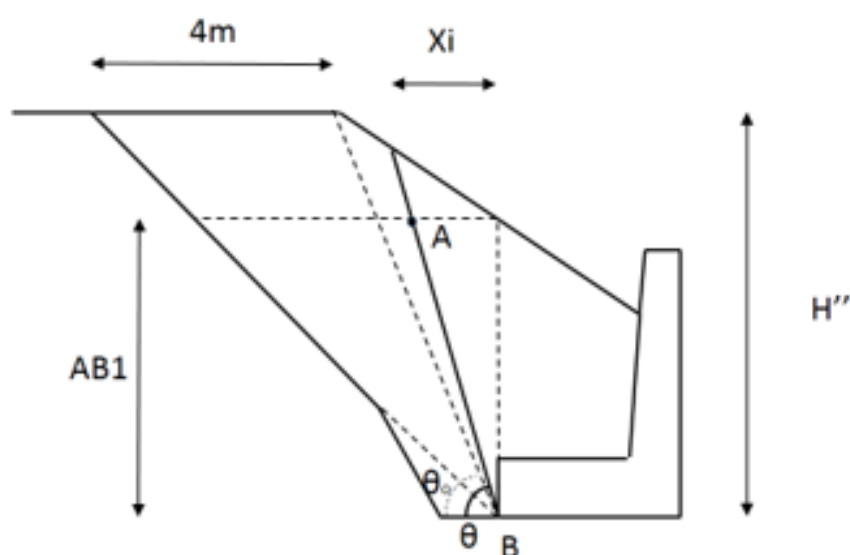


Σχήμα 3.1 Αναλυτική γεωμετρία διατομής P9 σε κλίμακα 1:200 (διαστάσεις σε m)

3.1 Εύρεση συντελεστών ασφαλείας σε ολίσθηση και ανατροπή του τοίχου με τη μέθοδο Coulomb και ευστάθιας πρανούς με τις μεθόδους Bishop και Fellenius

Οι επιλύσεις σύμφωνα με τις παραπάνω μεθόδους έγιναν σε υπολογιστικό φύλλο excel. Εδώ πρέπει να επισημανθεί ότι και για τα 4 μοντέλα της διατομής P9 έχει γίνει η παραδοχή ότι έχουν αναπτυχθεί οι απαραίτητες παραμορφώσεις και συνεπώς έχουμε ανάπτυξη ενεργητικών ωθήσεων κατά Coulomb. Σύμφωνα με την παραπάνω παραδοχή η δύναμη P που ασκείται στον τοίχο αντιστήριξης θα είναι η ίδια και στις 4 περιπτώσεις.

Κάποια χρήσιμα γεωμετρικά στοιχεία διατομής τοίχου και υλικού επίχωσης που χρησιμεύουν ως βοηθητικά στους υπολογισμούς φαίνονται στο παρακάτω σχήμα:



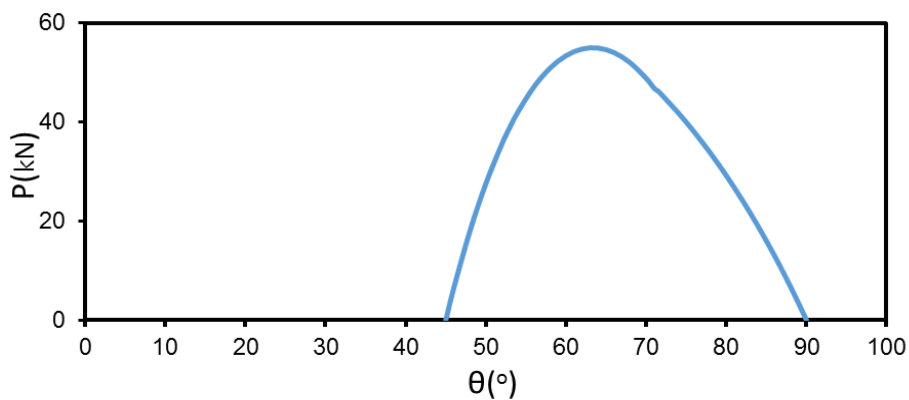
Σχήμα 3.2 Επισημάνση γεωμετρικών στοιχείων που χρησιμεύουν στους υπολογισμούς που ακολουθούν

Όπου: ύψος $H''=6\text{m}$, γωνιά θι αλλαγής κλίσης του πρανούς $\rightarrow \theta_0=71.5^\circ$, ύψος αρχής πρίσματος $AB1=4.4\text{m}$, $A_i \rightarrow$ εμβαδό πρίσματος αστοχίας, $W_i \rightarrow$ βάρος πρίσματος αστοχίας

Ακόμη το εμβαδό του τοίχου με ύψος $3,8\text{m}$ είναι $A=3,88\text{m}^2$ και το εμβαδό του πρίσματος πάνω από τον πόδα του τοίχου είναι $A=5,26\text{m}^2$. Τα τελευταία δεδομένα θα χρειαστούν στον υπολογισμό των συντελεστών ασφαλείας που ακολουθεί.

Εύρεση κρίσιμου πρίσματος και μέγιστης δύναμης P για στατικά φορτία:

Πρίσματα ασοχίας κατά Coulomb						
$\theta(^{\circ})$	AB(m)	X_i (m)	A(m ²)	Wi(kN)	Pi(kN)	Pmax(kN)
90,00	4,40	0,00	0,00	0,00	0,00	68,23
88,00	4,40	0,16	0,35	7,30	6,81	
86,00	4,41	0,33	0,72	15,05	13,09	
84,00	4,42	0,50	1,11	23,32	18,88	
82,00	4,44	0,70	1,53	32,18	24,25	
80,00	4,47	0,90	1,99	41,71	29,21	
78,00	4,50	1,13	2,48	52,03	33,79	
76,00	4,53	1,37	3,01	63,27	38,01	
74,00	4,58	1,64	3,60	75,58	41,89	
72,00	4,63	1,93	4,25	89,16	45,43	
71,50	4,64	2,01	4,42	92,78	46,26	
71,00	-	0,05	4,57	96,07	46,85	
70,00	-	0,18	4,99	104,78	48,86	
68,00	-	0,44	5,84	122,55	52,02	
66,00	-	0,70	6,71	140,83	54,06	
64,00	-	0,98	7,60	159,68	54,98	
62,00	-	1,27	8,53	179,19	54,78	
60,00	-	1,56	9,50	199,44	53,44	
58,00	-	1,87	10,50	220,52	50,91	
56,00	-	2,19	11,55	242,54	47,15	
54,00	-	2,53	12,65	265,63	42,07	
53,00	-	2,71	13,22	277,61	39,02	
52,00	-	2,89	13,81	289,91	35,60	
50,00	-	3,26	15,03	315,56	27,61	
48,00	-	3,66	16,32	342,76	17,96	
46,00	-	4,09	17,70	371,72	6,49	
45,00		4,31	18,43	386,94	0,00	
45,00	-	4,31	18,43	386,94	68,23	



Σχήμα 3.3 Διάγραμμα P- θ για δοκιμαστικά πρίσματα Coulomb (ενεργητική ώθηση)

Όπου $AB = X_1 / \cos(90 - \theta)$ και $X_i = AB \cdot \sin(90 - \theta) / (1 - \tan\beta / \tan\theta)$, όπου β είναι η γωνία κλίσης του πρανούς. Τέλος όταν $\theta > \theta_0$ έχουμε ότι $X_i = H'' / \tan\theta_i - X_{\theta_0}$

Ο τελευταίος όρος του παραπάνω υπολογιστικού φύλλου ο οποίος αναφέρεται σε γωνία $\theta=45^\circ$ και εκ πρώτης όψεως φαίνεται παράταιρος από τα υπόλοιπα αποτελέσματα, έχει επιλυθεί ακριβώς με την ίδια διαδικασία με τα υπόλοιπα πρίσματα με μόνη διαφορά ότι στο συγκεκριμένο πρίσμα λήφθηκε γωνία τριβής 35° αντί για 45° στην επιφάνεια αστοχίας καθώς για αυτή τη γωνία η αστοχία "διέρχεται" από τη διεπιφάνεια υλικού επίχωσης-υλικού έδρασης του δρόμου η οποία έχει γωνία τριβής 35° και μηδενική συνοχή.

Συντελεστές ασφαλείας σε ολίσθηση και ανατροπή (παρουσιάζεται ενδεικτικά η πρώτη περίπτωση αναλυτικά):

1. Τοίχος χωρίς αγκύριο και συντελεστή τριβής βάσης $\mu=0.58$

$$\text{Ολίσθηση: } SF = \frac{(A_{\text{τοιχου}} \cdot \gamma_b + A_{\text{πρισματος}} \cdot \gamma_{\text{backfill}} + P \cdot \sin \delta) \cdot \tan \phi_{\text{βασης}}}{P \cdot \cos \delta} \rightarrow$$

$$SF = \frac{(3.88 \cdot 25 + 5.26 \cdot 21 + 68.23 \cdot \sin 0^\circ) \cdot \tan 30^\circ}{68.23 \cdot \cos 0^\circ} = 1.75$$

$$\text{Ανατροπή: } SF = \frac{W_{\text{τοιχου}} \cdot d1 + W' \cdot d2}{P \cdot (X1/3 - b \cdot \tan \delta) \cdot \cos \delta} \rightarrow$$

$$SF = \frac{96.88 \cdot 0.80 + 110.43 \cdot 1.65}{68.23 \cdot 1.47} = 2.59$$

Ομοίως και για τα υπόλοιπα μοντέλα προκύπτουν τα εξής αποτελέσματα:

2. Τοίχος χωρίς αγκύριο και συντελεστή τριβή βάσης $\mu=0.80$

$$\text{Ολίσθηση: } SF=2.43$$

$$\text{Ανατροπή: } SF=2.59$$

3. Τοίχος με αγκύριο και συντελεστη τριβής βάσης $\mu=0.58$

$$\text{Ολίσθηση: } SF=2.82$$

$$\text{Ανατροπή: } SF=5.23$$

4. Τοίχος με αγκύριο και συντελεστη τριβής βάσης $\mu=0.80$

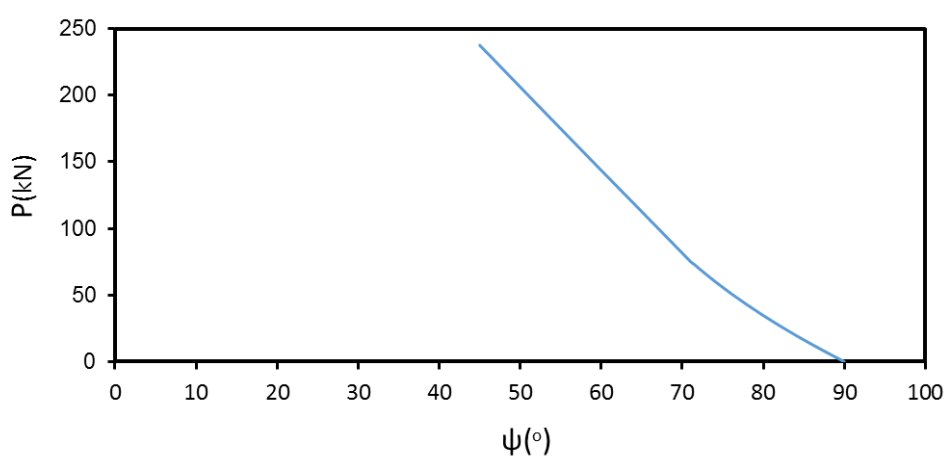
$$\text{Ολίσθηση: } SF=3.91$$

$$\text{Ανατροπή: } SF=5.23$$

Ουσιαστικά το προεντεταμένο αγκύριο συμπεριλαμβάνεται ως πρόσθετο βάρος μέτρου 250 kN και με μοχλοβραχίονα ίσο με 0.80m από τον άξονα περιστροφής (σημείο A).

Εύρεση κρίσιμου πρίσματος και μέγιστης δύναμης P για σεισμικά φορτία (ψευδοστατική ανάλυση):

Πρίσματα αστοχίας κατά Coulomb (ψευδοστατική ανάλυση)											
$\psi(^{\circ})$	AB(m)	X1(m)	A(m ²)	Wi(kN)	$\omega 1(^{\circ})$	$\omega 2(^{\circ})$	Wx(kN)	Wy(kN)	W'(kN)	P(kN)	Pmax(kN)
90,00	4,40	0,00	0,00	0,00	77,28	83,58	0,00	0,00	0,00	0,00	266,46
88,00	4,40	0,16	0,35	7,30	75,28	85,58	3,51	5,55	6,56	6,37	
86,00	4,41	0,33	0,72	15,05	73,28	87,58	7,23	11,44	13,53	12,97	
84,00	4,42	0,50	1,11	23,32	71,28	89,58	11,19	17,72	20,96	19,85	
82,00	4,44	0,70	1,53	32,18	69,28	91,58	15,44	24,45	28,92	27,06	
80,00	4,47	0,90	1,99	41,71	67,28	93,58	20,02	31,70	37,49	34,65	
78,00	4,50	1,13	2,48	52,03	65,28	95,58	24,97	39,54	46,77	42,68	
76,00	4,53	1,37	3,01	63,27	63,28	97,58	30,37	48,08	56,87	51,24	
74,00	4,58	1,64	3,60	75,58	61,28	99,58	36,28	57,44	67,94	60,42	
72,00	4,63	1,93	4,25	89,16	59,28	101,58	42,80	67,76	80,14	70,33	
71,50	4,64	2,01	4,42	92,78	58,78	102,08	44,53	70,51	83,40	72,93	
71,00	-	0,05	4,57	96,07	58,28	102,58	46,11	73,01	86,35	75,26	
70,00	-	0,18	4,99	104,78	57,28	103,58	50,29	79,63	94,19	81,52	
68,00	-	0,44	5,84	122,55	55,28	105,58	58,82	93,14	110,16	93,99	
64,00	-	0,98	7,60	159,68	51,28	109,58	76,65	121,36	143,54	118,86	
62,00	-	1,27	8,53	179,19	49,28	111,58	86,01	136,19	161,07	131,27	
60,00	-	1,56	9,50	199,44	47,28	113,58	95,73	151,57	179,27	143,70	
58,00	-	1,87	10,50	220,52	45,28	115,58	105,85	167,60	198,22	156,14	
56,00	-	2,19	11,55	242,54	43,28	117,58	116,42	184,33	218,02	168,61	
54,00	-	2,53	12,65	265,63	41,28	119,58	127,50	201,88	238,77	181,12	
52,00	-	2,89	13,81	289,91	39,28	121,58	139,16	220,33	260,60	193,65	
50,00	-	3,26	15,03	315,56	37,28	123,58	151,47	239,82	283,65	206,21	
48,00	-	3,66	16,32	342,76	35,28	125,58	164,52	260,49	308,10	218,77	
46,00	-	4,09	17,70	371,72	33,28	127,58	178,42	282,51	334,13	231,33	
45,00	-	4,31	18,43	386,94	32,28	128,58	185,73	294,07	347,81	237,59	
45,00		4,31	18,43	386,94	42,28	118,58	185,73	294,07	347,81	266,46	



Σχήμα 3.4 Διάγραμμα P-θ για ψευδοστατική φόρτιση (ενεργητική κατάσταση)

Επομένως και σε αυτή την περίπτωση με βάση τον παραπάνω πίνακα μέγιστη δύναμη πρίσματος είναι εκείνη για $\psi=45^\circ$

Συντελεστές ασφαλείας σε ολίσθηση και ανατροπή:

1. Τοίχος χωρίς αγκύριο και συντελεστή τριβής βάσης $\mu=0.58$:

Ολίσθηση:

$$SF = \frac{((W_{\text{τοιχου}} + W_{\text{πρισματος}}) \cdot (1 + k_v) + P \cdot \sin \delta) \cdot \tan(\varphi_{\text{βασης}})}{P \cdot \cos \delta + (W_{\text{τοιχου}} + W_{\text{πρισματος}}) \cdot k_h}$$

$$SF = 0.61$$

Ανατροπη:

$$SF = \frac{W_{\text{τοιχου}} \cdot (1 + k_v) \cdot d1 + W_{\text{πρισματος}} \cdot (1 + k_v) \cdot d2}{P \cdot (X1/2 - b \cdot \tan \delta) \cdot \cos \delta + W_{\text{τοιχου}} \cdot k_h \cdot d4 + W_{\text{πρισματος}} \cdot k_h \cdot d5}$$

$$SF = 0.90$$

Τοίχος χωρίς αγκύριο και συντελεστή τριβής βάσης $\mu=0.80$:

Ολίσθηση: SF=0.84

Ανατροπη: SF=0.90

Τοίχος με αγκύριο και συντελεστή τριβής βάσης $\mu=0.58$:

Ολίσθηση: SF=0.84

Ανατροπη: SF=2.10

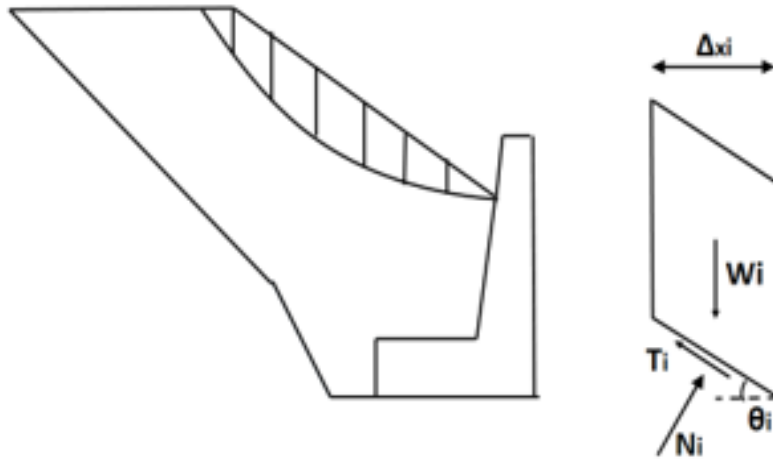
Τοίχος με αγκύριο και συντελεστή τριβής βάσης $\mu=0.80$:

Ολίσθηση: SF=1,17

Ανατροπη: SF=2.10

Οι αποστάσεις $d4$, $d5$ που εμφανίζονται στον παρονομαστή του υπολογισμού του συντελεστή ασφαλείας έναντι ανατροπής είναι οι κατακόρυφες αποστάσεις των κέντρων βάρους του τοίχου και του επιχώματος πάνω από τον πόδα (που αστοχεί μαζί με τον τοίχο) από τον άξονα περιστροφής.

Έλεγχος ευστάθειας πρανούς με τις μεθόδους Bishop και Fellenius για στατική φόρτιση:



Σχήμα 3.5 Εξεταζόμενη επιφάνεια αστοχίας και δυνάμεις που ασκούνται σε κάθε λωρίδα

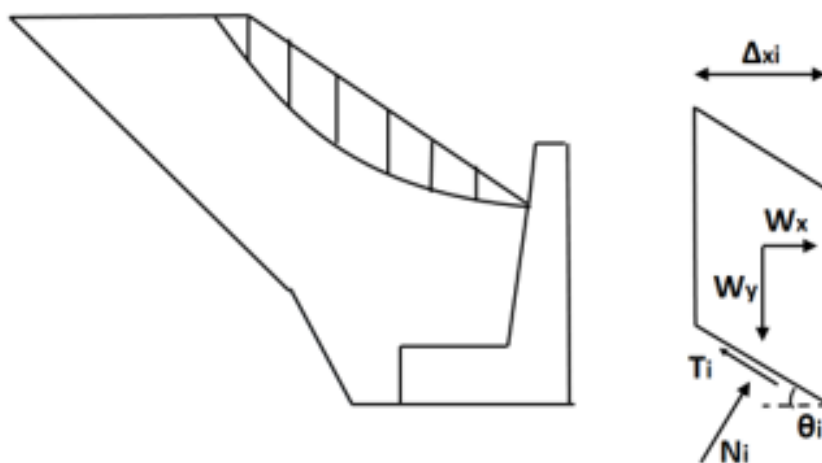
Εδώ πρέπει να σημειωθεί η εξεταζόμενη επιφάνεια αστοχίας μας χωρίστηκε σε 7 λωρίδες πάχους $\Delta x_i = 0,7\text{m}$ έκαστη. Τα ακριβή γεωμετρικά χαρακτηριστικά όπως το εμβαδό κάθε λωρίδας E_i και η γωνία θ_i προέκυψαν από αρχείο autocad. Οι διαλωριδικές δυνάμεις Σχηματίζουν γωνίες 0° και θ_i° για τις μεθόδους Bishop και Fellenius αντίστοιχα ως προς την οριζόντια.

Και σε αυτή την περίπτωση οι υπολογισμοί έγιναν σε υπολογιστικό φύλλο excel όπως φαίνεται παρακάτω:

Μέθοδος Fellenius								
Δl_i (m)	θ_i (rad)	E_i (m ²)	W_i (kN)	N_i (kN)	T_i (kN)	$W_i \cdot \sin\theta_i$ (kN)		
0,6	0,5	0,1	1,8	1,5	1,5	0,9		
0,9	0,9	0,5	11,2	7,2	7,2	8,6		
0,8	0,7	0,7	15,3	11,9	11,9	9,6		
0,7	0,5	0,7	14,4	12,6	12,6	7,0		
0,6	0,4	0,6	11,8	11,1	11,1	4,1		
0,6	0,2	0,4	8,0	7,8	7,8	1,6		
0,6	0,1	0,1	3,0	3,0	3,0	0,2		
				$\Sigma =$	55,1	31,9	F_s	1,73

Μέθοδος Bishop									
Δl_i (m)	θ_i (rad)	E_i (m ²)	W_i (kN)	m_i	T_i (kN)	$W_i \cdot \sin\theta_i$ (kN)	m_i	T_i (kN)	$W_i \cdot \sin\theta_i$ (kN)
0,6	0,5	0,1	1,8	1,2	1,5	0,9	1,1	1,6	0,9
0,9	0,9	0,5	11,2	1,1	10,3	8,6	1,1	10,5	8,6
0,8	0,7	0,7	15,3	1,1	13,4	9,6	1,1	13,6	9,6
0,7	0,5	0,7	14,4	1,2	12,4	7,0	1,1	12,6	7,0
0,6	0,4	0,6	11,8	1,1	10,4	4,1	1,1	10,5	4,1
0,6	0,2	0,4	8,0	1,1	7,3	1,6	1,1	7,3	1,6
0,6	0,1	0,1	3,0	1,0	2,9	0,2	1,0	2,9	0,2
				$\Sigma =$	58,2	31,9		59,0	31,9
					F_s	1,82		F_s	1,85
					D_{fs}	0,05		D_{fs}	0,01

Έλεγχος ευστάθειας πρανούς με τις μεθόδους Bishop και Fellenius για σεισμική φόρτιση (ψευδοστατική ανάλυση):



Σχήμα 3.6 Εξεταζόμενη επιφάνεια αστοχίας και δυνάμεις που ασκούνται σε κάθε λωρίδα για σεισμική φόρτιση

Όπου $W_x = W \cdot k_h$ και $W_y = W \cdot k_v$

Μέθοδος Fellenius									
Δl (m)	θ_i (rad)	E_i (m ²)	W_i (kN)	W_x (kN)	W_y (kN)	W' (kN)	N_i (kN)	T_i (kN)	$W_i' \cdot \sin\theta_i$ (kN)
0,6	0,5	0,1	1,8	0,9	1,3	1,6	0,7	0,8	1,4
0,9	0,9	0,5	11,2	5,4	8,5	10,0	1,3	1,5	9,9
0,8	0,7	0,7	15,3	7,3	11,6	13,7	4,5	5,0	13,0
0,7	0,5	0,7	14,4	6,9	10,9	12,9	6,2	6,9	11,3
0,6	0,4	0,6	11,8	5,7	9,0	10,6	6,5	7,2	8,4
0,6	0,2	0,4	8,0	3,8	6,1	7,2	5,2	5,7	5,0
0,6	0,1	0,1	3,0	1,4	2,3	2,7	2,2	2,4	1,6
$\Sigma =$								29,55	50,68
								Fs	0,58

Μέθοδος Bishop												
Δl (m)	θ_i (rad)	E_i (m ²)	W_i (kN)	W_x (kN)	W_y (kN)	W' (kN)	N_i (kN)	T_i (kN)	$W_i' \cdot \sin\theta_i$ (kN)	m_i	T_i	$W_i' \cdot \sin\theta_i$
0,6	0,5	0,1	1,8	0,9	1,3	1,6	1,7	0,8	1,4	1,7	0,8	1,4
0,9	0,9	0,5	11,2	5,4	8,5	10,0	2,0	4,3	9,9	1,9	4,4	9,9
0,8	0,7	0,7	15,3	7,3	11,6	13,7	1,9	6,3	13,0	1,8	6,4	13,0
0,7	0,5	0,7	14,4	6,9	10,9	12,9	1,7	6,4	11,3	1,7	6,5	11,3
0,6	0,4	0,6	11,8	5,7	9,0	10,6	1,5	5,9	8,4	1,5	5,9	8,4
0,6	0,2	0,4	8,0	3,8	6,1	7,2	1,3	4,6	5,0	1,3	4,6	5,0
0,6	0,1	0,1	3,0	1,4	2,3	2,7	1,1	2,0	1,6	1,1	2,1	1,6
$\Sigma =$								30,3	50,7		30,6	50,7
								Fs	0,60		Fs	0,60
								Dfs	0,024		Dfs	0,011

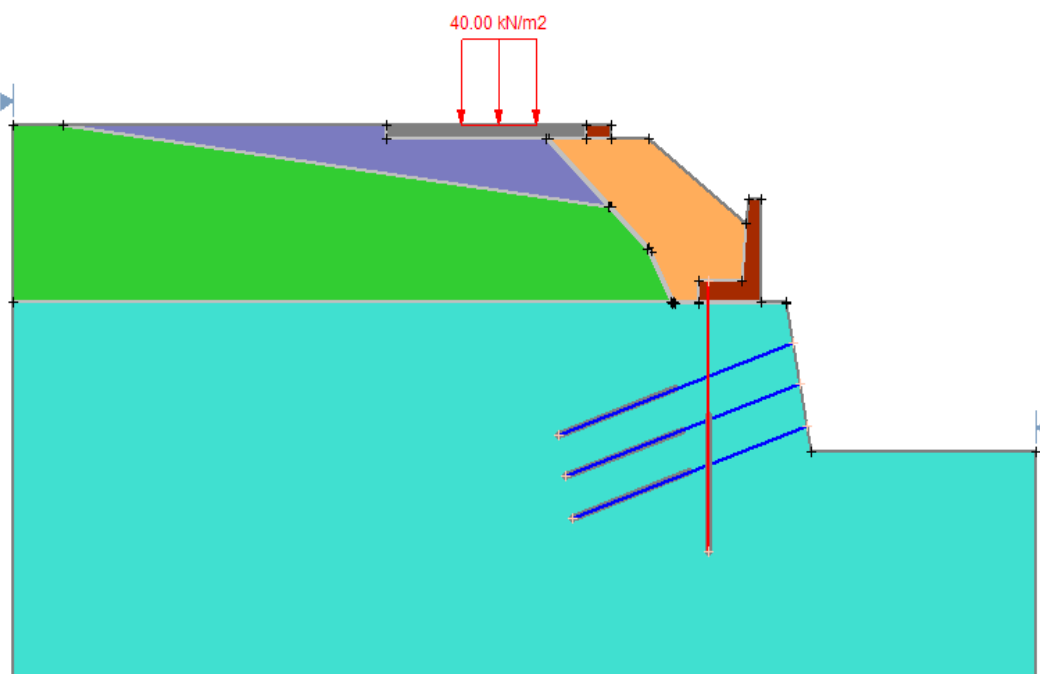
Παρατηρήσεις-Συμπεράσματα:

Με βάση τους παραπάνω συντελεστές ασφαλείας είναι προφανές ότι για τη διατομή χωρίς αγκύριο και με ασθενή έδραση βάσης για στατικά φορτία η αστοχία Coulomb είναι κρισιμότερη καθώς ο συντελεστής 1.78 είναι μικρότερος συγκριτικά από αυτόν

που προέκυψε από την ευστάθεια πρανούς με τη μέθοδο Bishop (που είναι πιο ακριβής από το Fellenius). Στα υπόλοιπες περιπτώσεις η αστοχία είναι κρισιμότερη στο πρανές καθώς τόσο οι συντελεστές σε ολίσθηση όσο και αυτοί σε ανατροπή είναι μεγαλύτεροι του 1.85. Τα αποτελέσματα αυτά θα συγκριθούν με εκείνα που θα προκύψουν από το Slide και το Plaxis, με έμφαση κυρίως στα δεύτερα, για να δούμε αφενώς κατά πόσο η "πρόβλεψη" του τρόπου αστοχίας είναι σωστή και αφετέρου να γίνει σύγκριση των τιμών των συντελεστών ασφαλείας. Για ψευδοστατική ανάλυση παρατηρούμε ότι για τις διατομές χωρίς το αγκύριο οι συντελεστές ασφαλείας για αστοχία Coulomb αλλά και αυτοί που προέκυψαν από την αστοχία του πρανούς είναι μικρότεροι του 1. Αυτό δεν σημαίνει κατ' ανάγκη αστοχία τόσο του τοίχου όσο και του πρανούς. Το σίγουρο ωστόσο γι' αυτές τις περιπτώσεις είναι ότι θα έχουμε εκδήλωση κάποιων μετακινήσεων τόσο στο τοίχο όσο και στο πρανές.

3.2 Ανάλυση και εύρεση κρίσιμων μηχανισμών αστοχίας με το λογισμικό Slide

Αρχικά παρουσιάζεται το γενικό προσομοίωμα της διατομής P9 που χρησιμοποιήθηκε στο σύνολο των αναλύσεων:



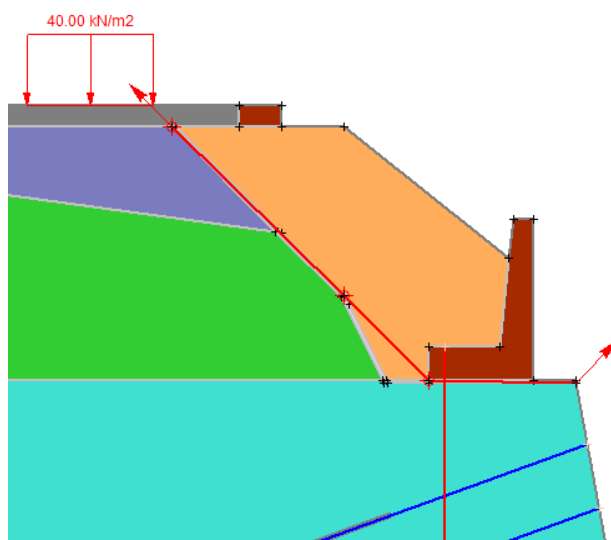
Σχήμα 3.7 Βασικό προσομοίωμα διατομής P9 στο λογισμικό slide

Εδώ πρέπει να τονιστεί ότι η ύπαρξη του φορτίου 40 kN/m² για στατική επίλυση έχει μηδαμινή επίδραση στα αποτελέσματα ως αναφορά τους συντελεστές ασφαλείας για

κυκλική και μη κυκλική επιφάνεια αστοχίας. Ωστόσο δεν παραλήπεται για λόγους πληρότητας του προσομοιώματος.

Στατικός υπολογισμός για μη κυκλική επιφάνεια αστοχίας:

Όλα τα αποτελέσματα που θα προκύψουν από αυτή την ανάλυση έχουν υπολογιστεί σύμφωνα με τη μέθοδο Spencer καθώς οι μέθοδοι Bishop και Fellenius αφορούν κυκλικές επιφάνειες. Η εξεταζόμενη μη κυκλική επιφάνεια αστοχίας, η οποία πρέπει να οριστεί από τον ίδιο το χρήστη στο Slide, ουσιαστικά ταυτίζεται με την δυσμενέστερη επιφάνεια κατά τη μέθοδο Coulomb όπως φαίνεται στο σχήμα που ακολουθεί με κόκκινο χρώμα.



Σχήμα 3.8 Δυσμενέστερη επιφάνεια αστοχίας για στατική φόρτιση

Οι τελικοί συντελεστές ασφαλείας για μη κυκλική επιφάνεια αστοχίας έχουν ως εξής:

1. Τοίχος χωρίς αγκύριο και συντελεστή τριβής βάσης $\mu=0.58$:
SF=1.60
2. Τοίχος χωρίς αγκύριο και συντελεστή τριβή βάσης $\mu=0.80$:
SF=1.91
3. Τοίχος με αγκύριο και συντελεστη τριβής βάσης $\mu=0.58$:
SF=1.93
4. Τοίχος με αγκύριο και συντελεστη τριβής βάσης $\mu=0.80$:
SF=2.37

Ψευδοστατική ανάλυση για μη κυκλική επιφάνεια αστοχίας:

Ουσιαστικά εξετάζεται η ίδια επιφάνεια αστοχίας με την εισαγωγή οριζόντιας επιτάχυνσης $k_h=0.48g$ και κατακόρυφης επιτάχυνσης $k_v=0.24g$ προς τα πάνω.

Οι τελικοί συντελεστές που προέκυψαν για αυτή την ανάλυση έχουν ως εξής:

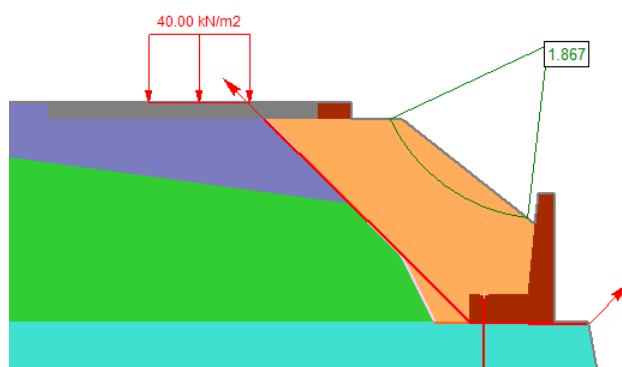
1. Τοίχος χωρίς αγκύριο και συντελεστή τριβής βάσης $\mu=0.58$
SF=0.82
2. Τοίχος χωρίς αγκύριο και συντελεστή τριβής βάσης $\mu=0.80$
SF=1.12
3. Τοίχος με αγκύριο και συντελεστή τριβής βάσης $\mu=0.58$
SF=1.23
4. Τοίχος με αγκύριο και συντελεστή τριβής βάσης $\mu=0.80$
SF=1.61

Στατική ανάλυση για κυκλική επιφάνεια αστοχίας:

Εδώ προφανώς τα αποτελέσματα και για τις 4 περιπτώσεις της διατομής P9 ταυτίζονται εφόσον σε όλες τις περιπτώσεις η κλίση και το μέγεθος του πρσανούς παραμένουν σταθερά. Οι συντελεστές ασφαλείας προέκυψαν με βάση τις μεθόδους Fellenius, Bishop και Spencer και έχουν ως εξής:

- Μέθοδος Fellenius: SF= 1,81
- Μέθοδος Bishop: SF= 1,88
- Μέθοδος Spencer SF= 1,87

Στο σχήμα 3.7 παρουσιάζεται ενδεικτικά η κυκλική επιφάνεια και η τιμή του συντελεστή ασφαλείας κατά Spencer:



Σχήμα 3.9 Κυκλική επιφάνεια αστοχίας και συντελεστής ασφαλείας κατά Spencer

Ψευδοστατική ανάλυση για κυκλική επιφάνεια αστοχίας:

Και εδώ ισχύει ότι και στη στατική ανάλυση, δηλαδή οι συντελεστές ασφαλείας ταυτίζονται και για τις 4 παραλλαγές της διατομής P9.

Συντελεστές ασφαλείας:

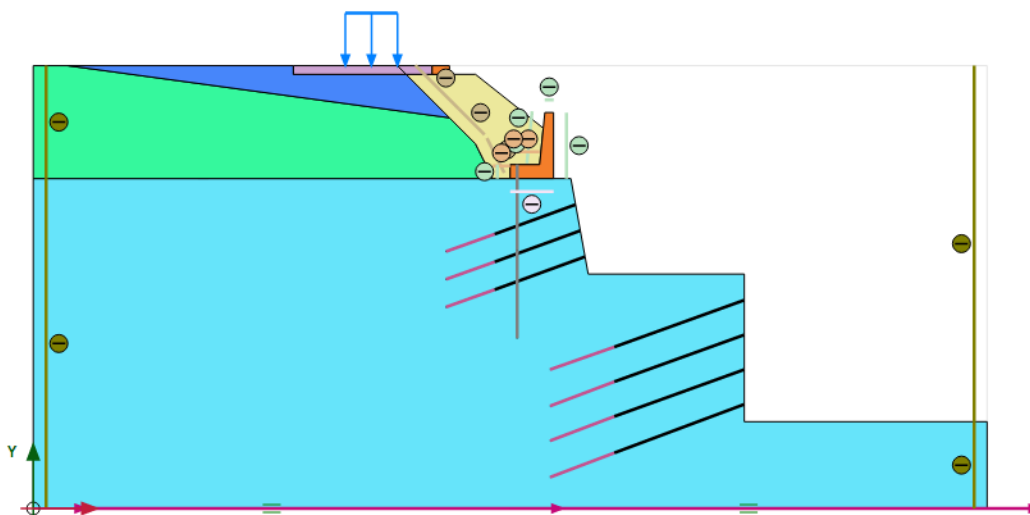
- Μέθοδος Fellenius: SF= 0,67
- Μέθοδος Bishop: SF= 0,74
- Μέθοδος Spencer SF= 0,76

Παρατηρήσεις- σχολιασμός αποτελεσμάτων:

Με βάση τα παραπάνω αποτελέσματα μπορούμε να επισημάνουμε ότι για στατικά φορτία μόνο το μοντέλο χωρίς αγκύριο και διεπιφάνεια βάσης χαμηλής διατμητικής αντοχής αστοχεί με μη κυκλική επιφάνεια αστοχίας, όπως δηλαδή προβλέψαμε και με την προηγούμενη ανάλυση μας. Ακόμη παρατηρούμε ότι η τιμή 1.60 για μη κυκλική επιφάνεια αστοχίας είναι αρκετά κοντά στο 1.75 που προέκυψε από τη μέθοδο Coulomb. Ωστόσο όσο προχωράμε στα πιο στιβαρά μοντέλα οι αποκλίσεις αυξάνονται. Στην ακραία περίπτωση, δηλαδή για το μοντέλο **M4**, το SF=3.91 για ολίσθηση που προέκυψε από τη μέθοδο Coulomb είναι αρκετά μακριά από το 2.37 που υπολογίζεται από Spencer. Παρατηρούμε ακόμη ότι στο Slide μόνο το 1ο μοντέλο μας παρουσιάζει συντελεστή ασφαλείας μικρότερο της μονάδας για μη κυκλική επιφάνεια αστοχίας σε ψευδοστατική ανάλυση, ενώ για κυκλική επιφάνεια αστοχίας όλες οι μέθοδοι βγάζουν συντελεστή μικρότερο της μονάδας. Συνεπώς κρίσιμη σε αυτή την περίπτωση είναι η κυκλική επιφάνεια αστοχίας. Αυτό όμως όπως αναφέρθηκε και στις παρατηρήσεις της προηγούμενης μεθόδου δεν συνεπάγεται κατ' ανάγκη αστοχία της διατομής είτε κυκλική είτε πρισματική. Τέλος αξίζει να σημειωθεί ότι η ανάλυση κατά Mononobe Okabe έδωσε συντηρητικότερα αποτελέσματα από αυτά της ψευδοστατικής ανάλυσης στο Slide, αντίθετα δηλαδή απ' ότι συνέβει για στατικές συνθήκες. Γενική σύγκριση των αποτελεσμάτων θα γίνει στο τέλος του παρόντος κεφαλαίου μετά και την παρουσίαση των αποτελεσμάτων που προέκυψαν από το Plaxis.

3.3 Αριθμητική ανάλυση διατομής P9 με τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Plaxis 2D

Η ανάλυση με το plaxis αποτελεί την πλέον αξιόπιστη μέθοδο εξαγωγής συντελεστών ασφαλείας και συνεπώς με βάση τα αποτελέσματα που θα προκύψουν από αυτό θα κρίνουμε και την αξιοπιστία των δύο προηγούμενων μεθόδων κυρίως σε στατική ανάλυση. Στο σχήμα που ακολουθεί παρουσιάζεται το βασικό προσομοίωμα πάνω στο οποίο έγιναν οι επιμέρους αναλύσεις και τροποποιήσεις της διατομής **P9**.



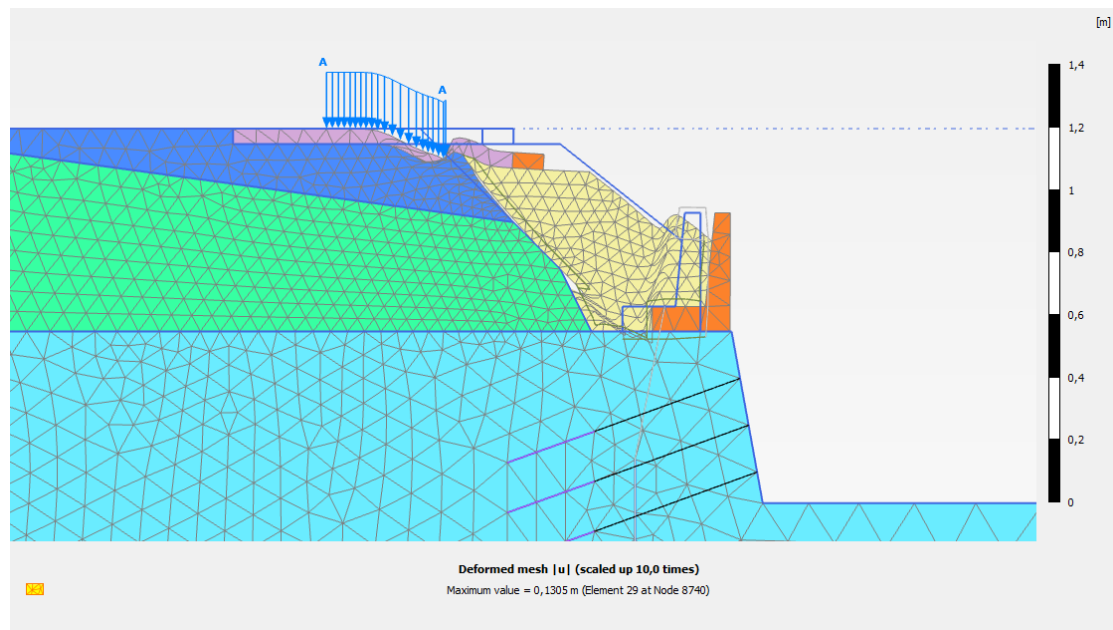
Σχήμα 3.10 Προσομοίωμα διατομής P9

Για καθεμιά από τις παραλλαγές του τοίχου θα γίνει εξαγωγή των παρακάτω στοιχείων που προέκυψαν από τις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν:

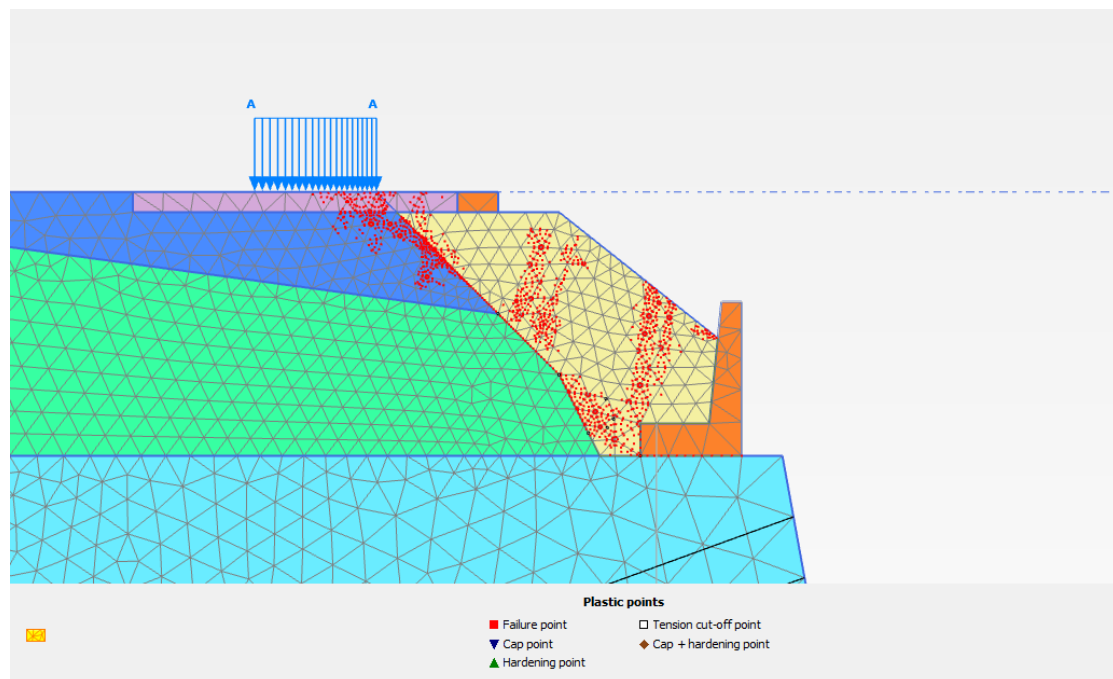
- Στατικά: Παραμορφωμένος κάνναβος και σημεία πλαστικοποίησης της διατομής. Ουσιαστικά θα υπολογιστούν οι συντελεστές ασφαλείας των παραλλαγών της διατομής P9 (M1-M4) και θα γίνει σύγκριση τους με αυτούς που προέκυψαν από τις προηγούμενες μεθόδους. Έτσι θα διαπιστωθεί αφενώς αν οι προηγούμενες μέθοδοι μπόρεσαν να προβλέψουν το μηχανισμό αστοχίας και αφετέρου αν προσέγγισαν σε ικανοποιητικό βαθμό την τιμή του πιο ρεαλιστικού συντελεστή ασφαλείας που θα προκύψει από το Plaxis.
- Σεισμός: συνολικές οριζόντιες και κατακόρυφες παραμένουσες μετακινήσεις διατομής καθώς και κατανομή αυτών για τα μοντέλα M1-M4 και για τις τρεις σεισμικές διεγέρσεις και διαγράμματα εν χρόνω οριζοντίων και κατακόρυφων μετακινήσεων καθώς και των επιταχύνσεων ορισμένων χαρακτηριστικών σημείων του καννάβου κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης. Εδώ πρέπει να σημειωθεί ότι τα ίδια διαγράμματα θα εξαχθούν και για τις υπόλοιπες δύο εξεταζόμενες διατομές.

1) Διατομή χωρίς αγκύριο και με διεπιφάνεια έδρασης βάσης χαμηλής διατμητικής αντοχής ($\mu=0.58$):

Στατικά φορτία:



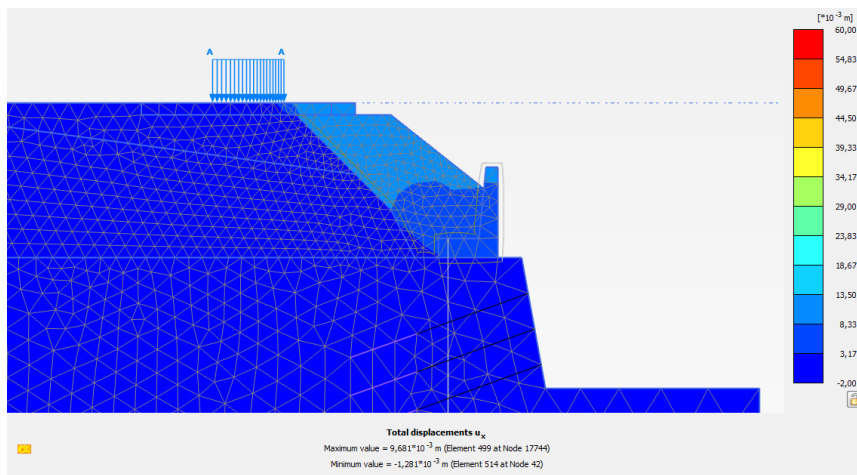
Σχήμα 3.11 Παραμορφωμένος κάρναβος με στατικό συντελεστή ασφαλείας $SF=1.54$



Σχήμα 3.12 Σημεία πλαστικοποίησης κάρναβου (τρόπος αστοχίας: πρίσμα Coulomb)

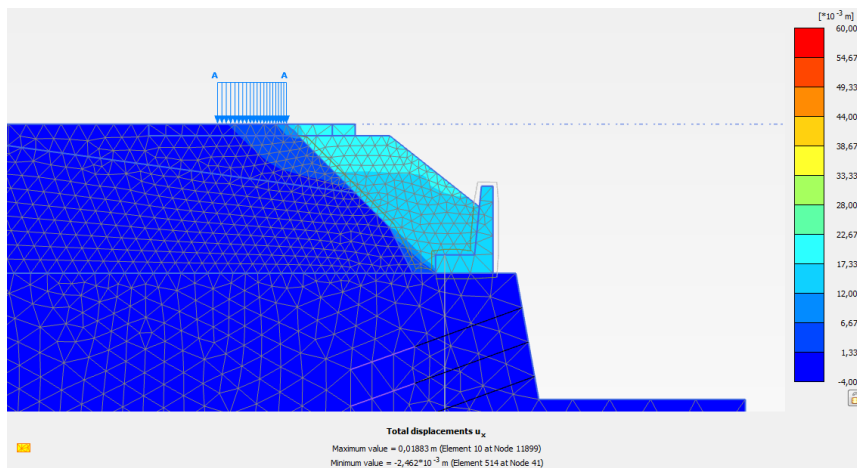
Στις επόμενες δύο σελίδες παρουσιάζονται οι οριζόντιες και κατακόρυφες παραμένουσες παραμορφώσεις ύστερα από κάθε σεισμική διέγερση.

Καλαμάτα 1986:



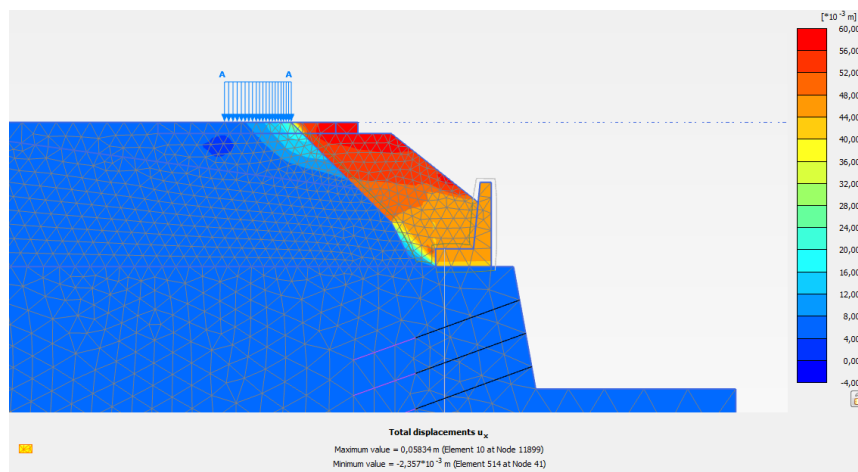
Σχήμα 3.13 Παραμένουσες οριζόντιες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 1 cm

Λευκάδα 2003:



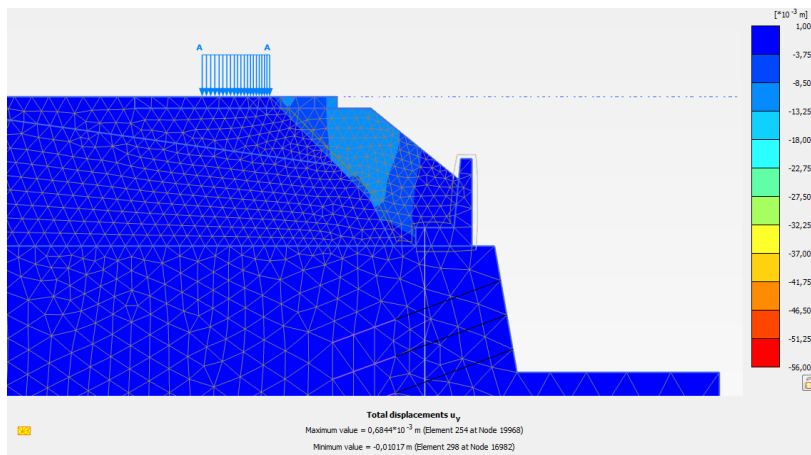
Σχήμα 3.14 Παραμένουσες οριζόντιες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 1.9cm

Sakarya 1999:



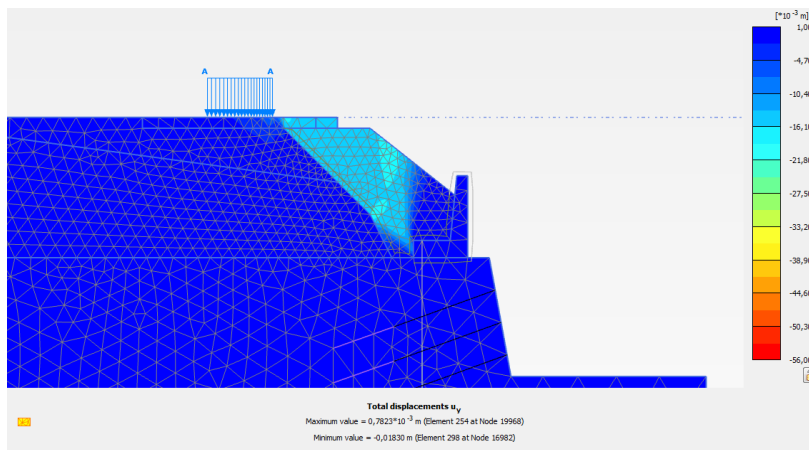
Σχήμα 3.15 Παραμένουσες οριζόντιες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 5.8cm

Καλαμάτα 1986:



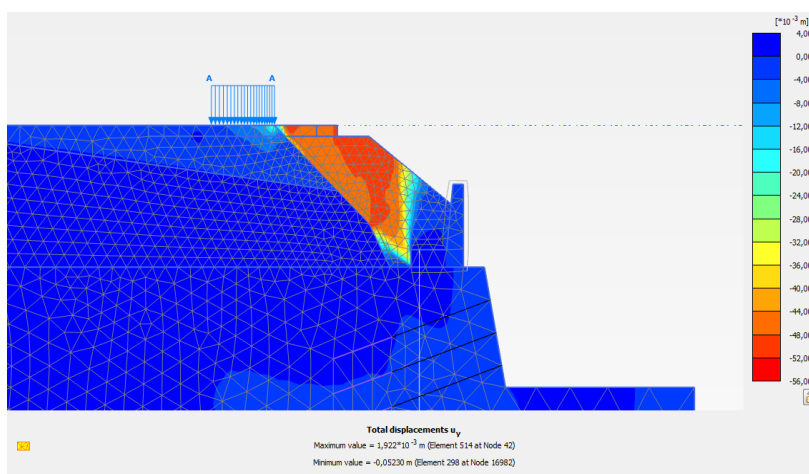
Σχήμα 3.16 Παραμένουσες κατακόρυφες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 1 cm

Λευκάδα 2003:



Σχήμα 3.17 Παραμένουσες κατακόρυφες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 1.8 cm

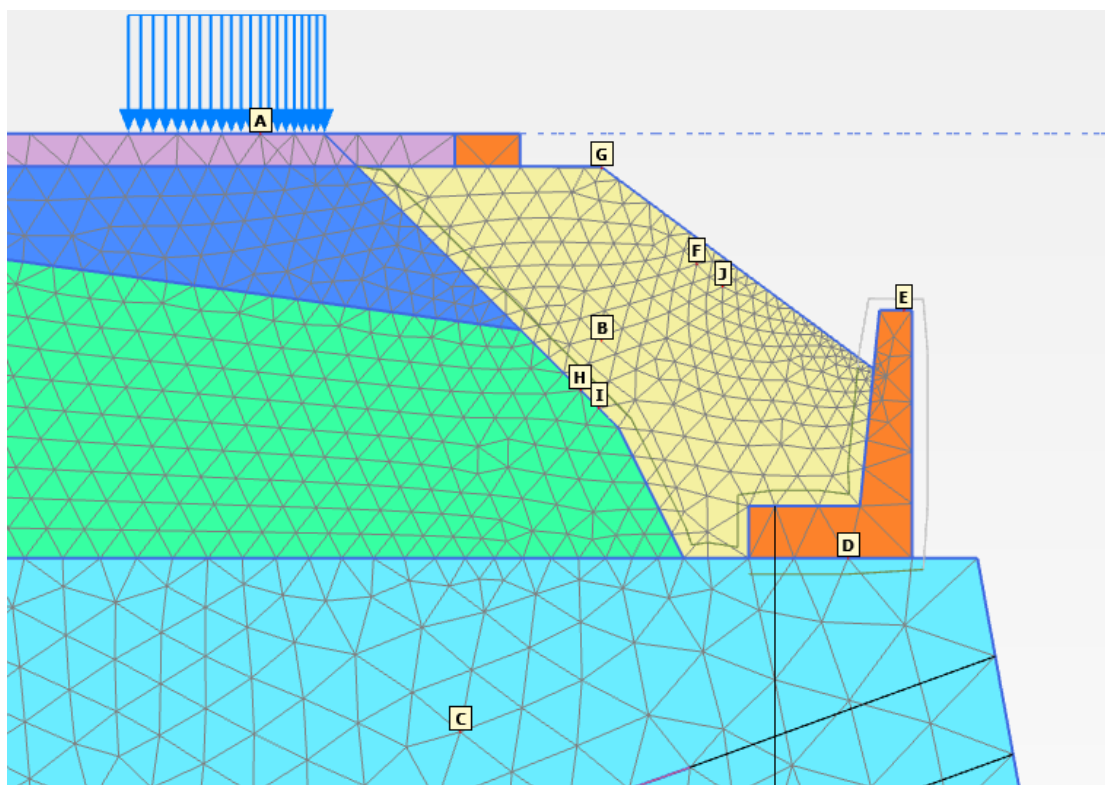
Sakarya 1999:



Σχήμα 3.18 Παραμένουσες κατακόρυφες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 5.2 cm

Πέρα απο τη συνολική εικόνα των παραμενουσών μετατοπίσεων στο κάνναβο και για μια συγκεκριμένη χρονική στιγμή, δηλαδή μετά την ολοκλήρωση του σεισμού, κρίνεται χρήσιμο να εξαχθούν για κάποια χαρακτηριστικά σημεία οι χρονοιστορίες των μετακινήσεων και επιταχύνσεων τους.

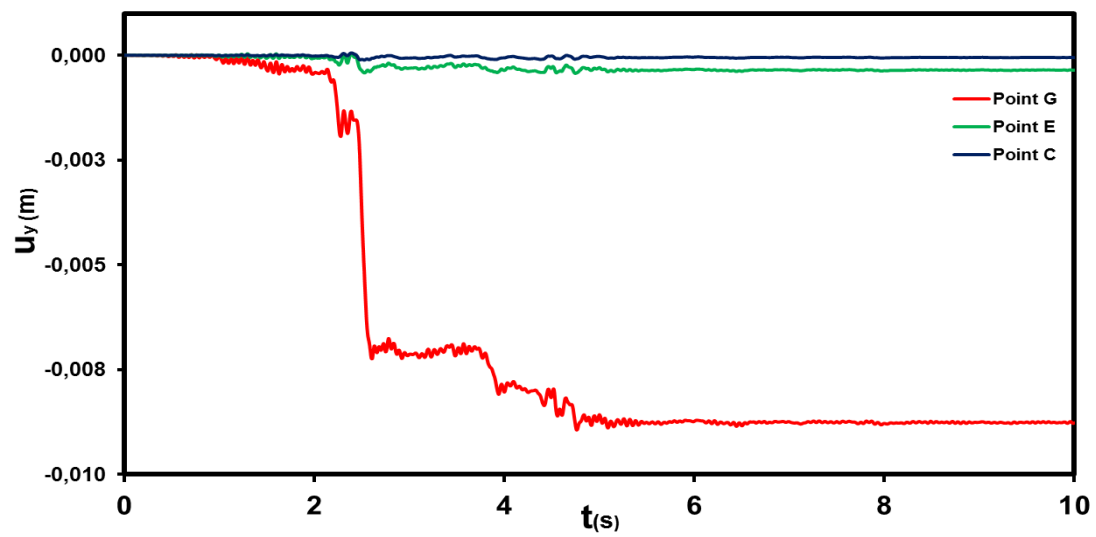
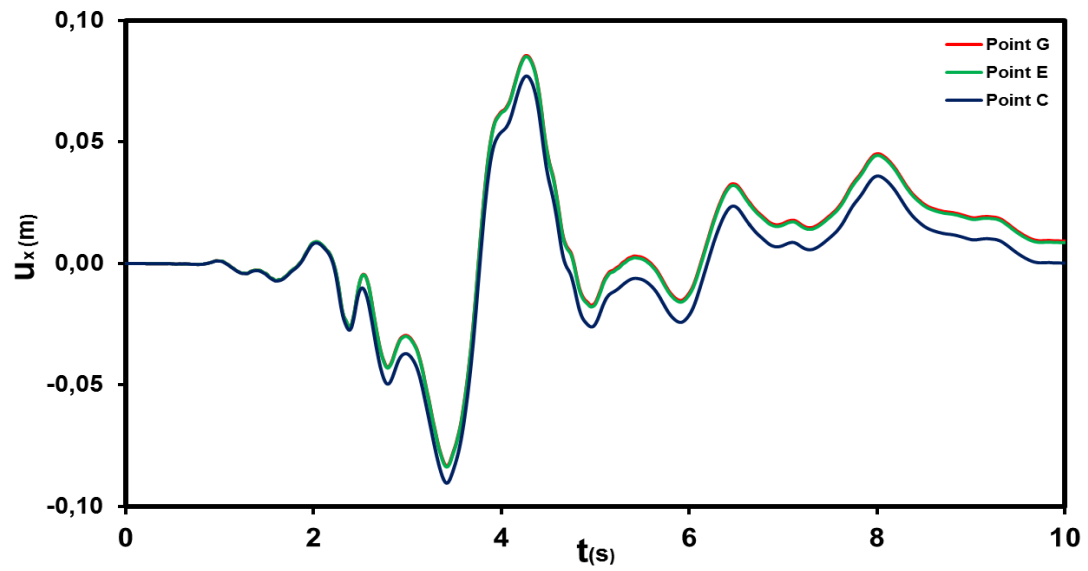
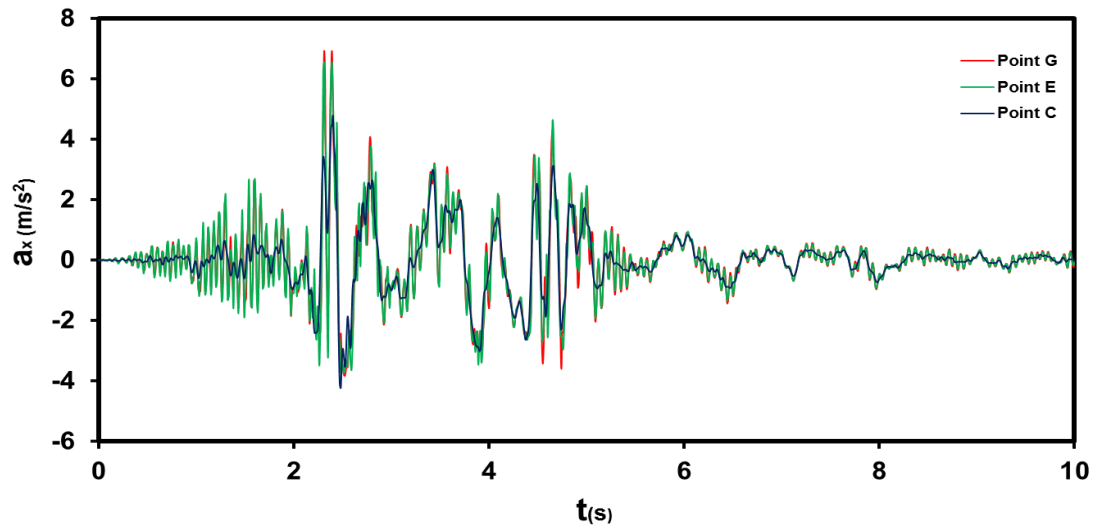
Σε κάθε προσομοίωμα κατά τη διαδικασία διακριτοποίησης του καννάβου έχει επιλεγεί ένας ορισμένος αριθμός χαρακτηριστικών σημείων στη διατομή από τα οποία θα παραχθούν οι παραπάνω καμπύλες. Εδώ πρέπει να σημειωθεί ότι έγινε αναλυτικότερη διακριτοποίηση του καννάβου μας στην περιοχή του υλικού επιχώσεως αλλά και στα στοιχεία διεπιφανειών για την επίτευξη ασφαλέστερων αποτελεσμάτων. Το σύνολο των σημείων που ορίστηκαν φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:



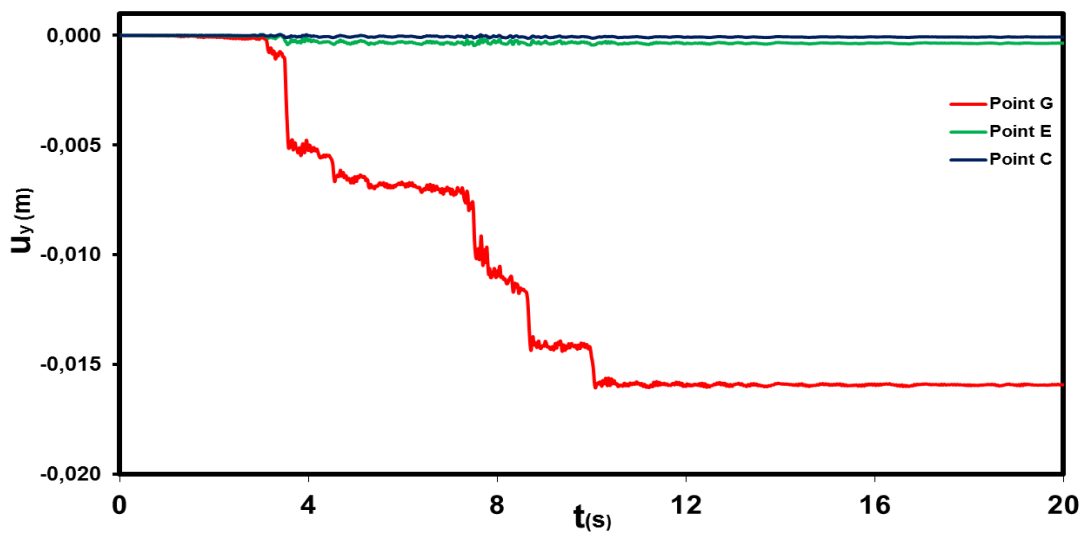
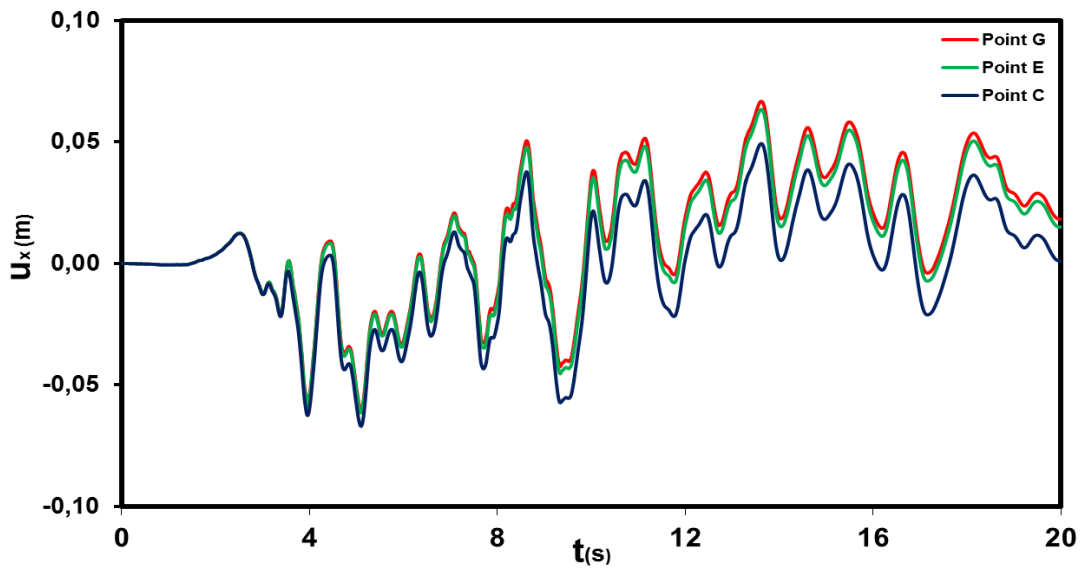
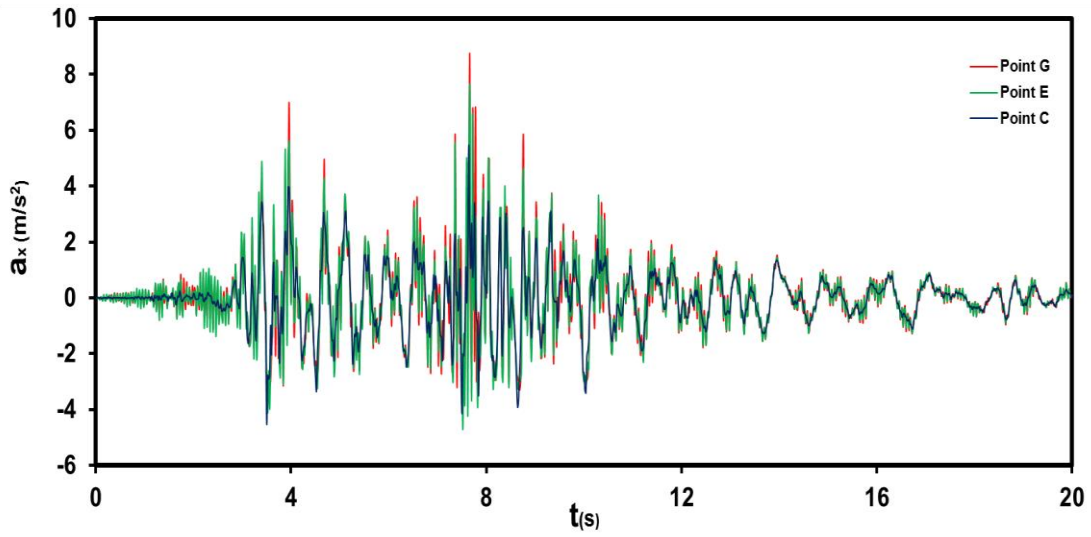
Σχήμα 3.19 Χαρακτηριστικά σημεία καννάβου της υπό μελέτη διατομής P9

Τα τελικά σημεία τα οποία θα χρησιμοποιηθούν για την εξαγωγή χρονοιστοριών είναι το G (γωνία πρανούς), το E (κορυφή του τοίχου) και τέλος το C (σημείο βράχου). Πρακτικά αλλά και λόγω των παραμενουσών μετακινήσεων που προέκυψαν από τα προηγούμενα σχήματα αναμένουμε οι σχετικές μετατοπίσεις των σημείων G και E να είναι αρκετά μεγαλύτερες από αυτές του σημείου C. Στις δύο επόμενες σελίδες ακολουθούν ορισμένα χαρακτηριστικά διαγράμματα.

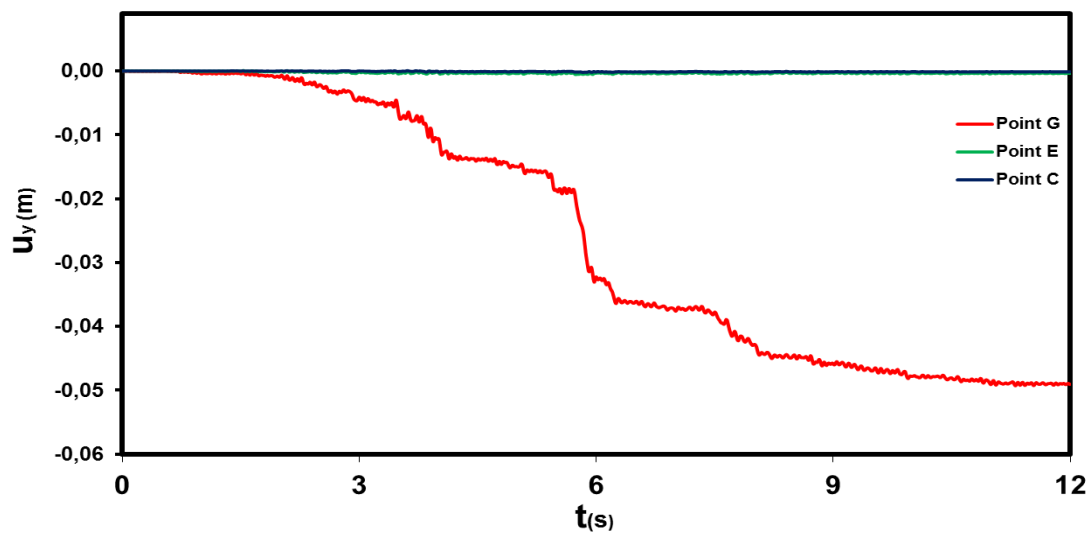
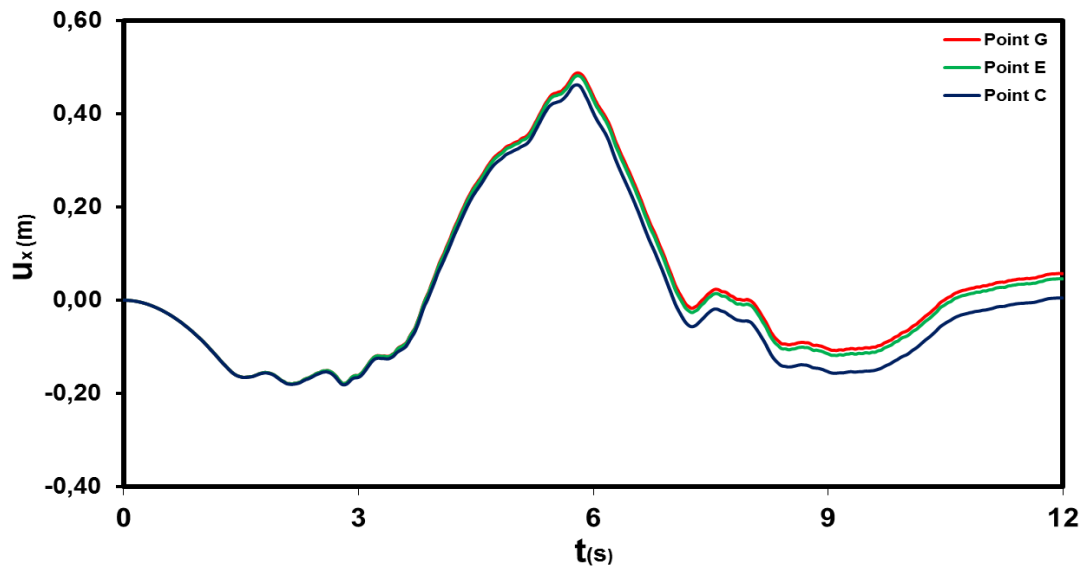
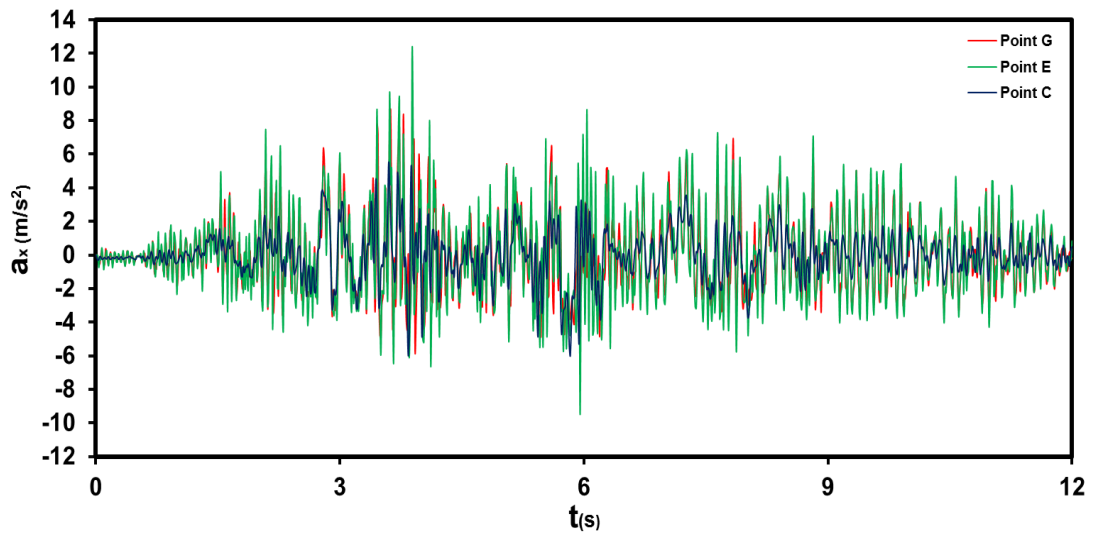
Καλαμάτα 1986: Διαγράμματα επιτάχυνσης-χρόνου, οριζόντιας μετατόπισης-χρόνου, κατακόρυφης μετατόπισης- χρόνου



Λευκάδα 2003: Διαγράμματα επιτάχυνσης-χρόνου, οριζόντιας μετατόπισης-χρόνου, κατακόρυφης μετατόπισης- χρόνου

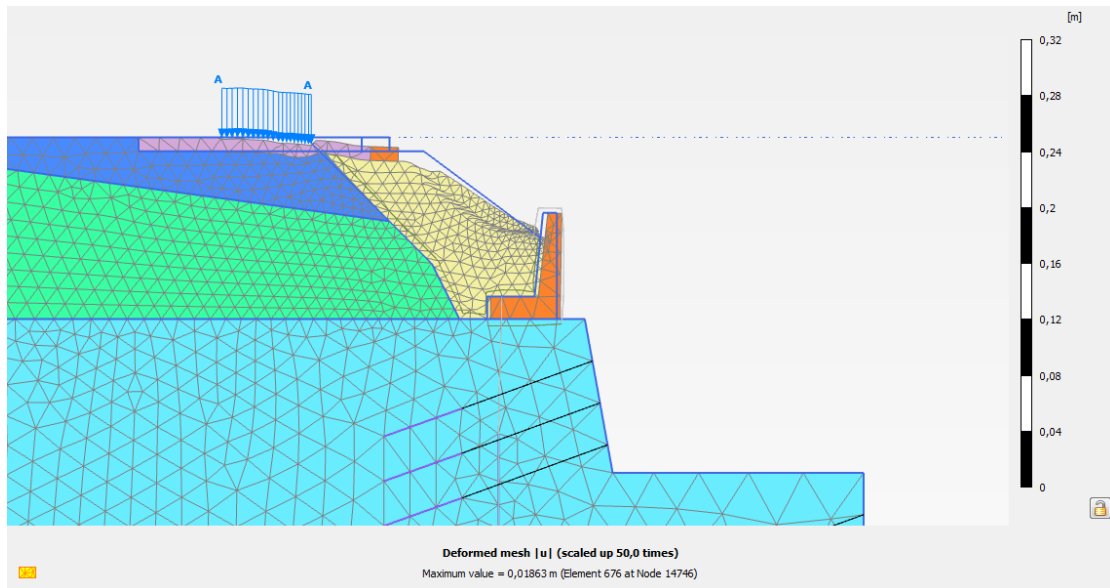


Sakarya 1999: Διαγράμματα επιτάχυνσης-χρόνου, οριζόντιας μετατόπισης-χρόνου, κατακόρυφης μετατόπισης- χρόνου

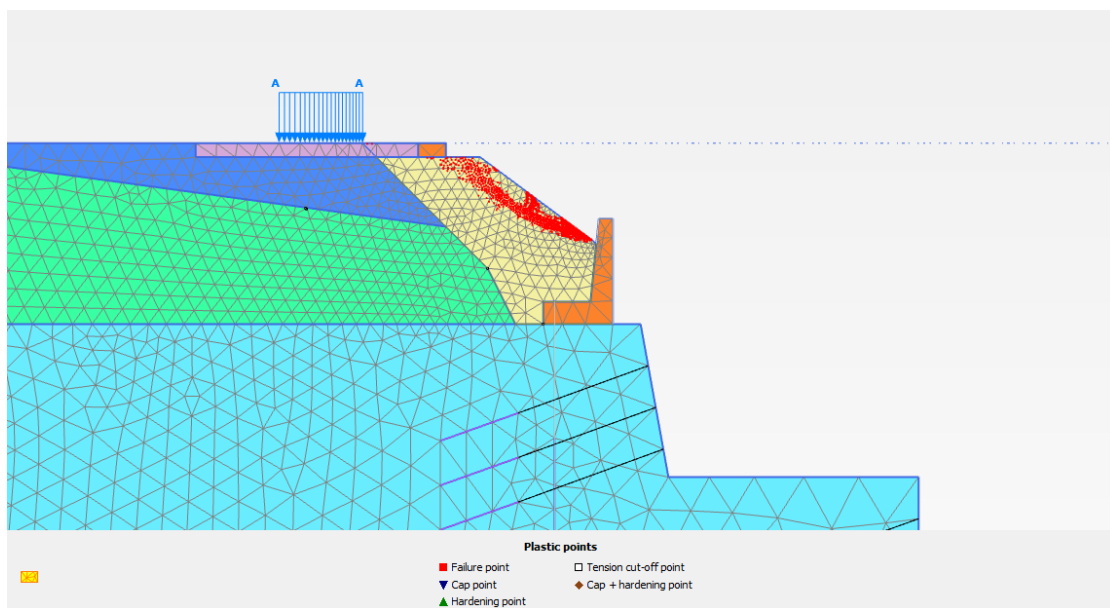


2) Διατομή χωρίς αγκύριο και με διεπιφάνεια έδρασης βάσης υψηλής διατμητικής αντοχής ($\mu=0.80$):

Στατικά φορτία:



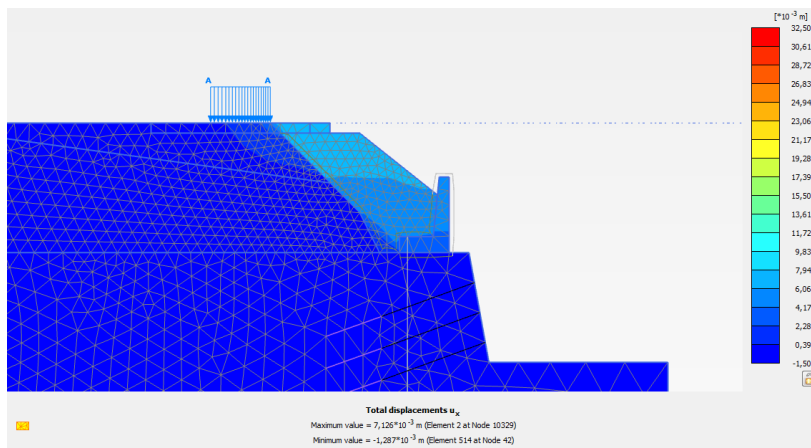
Σχήμα 3.20 Παραμορφωμένος κάρναβος διατομής με στατικό συντελεστή ασφαλείας $SF=1,76$



Σχήμα 3.21 Σημεία πλαστικοποίησης κάρναβου (τρόπος αστοχίας: Αστοχία πρανούς)

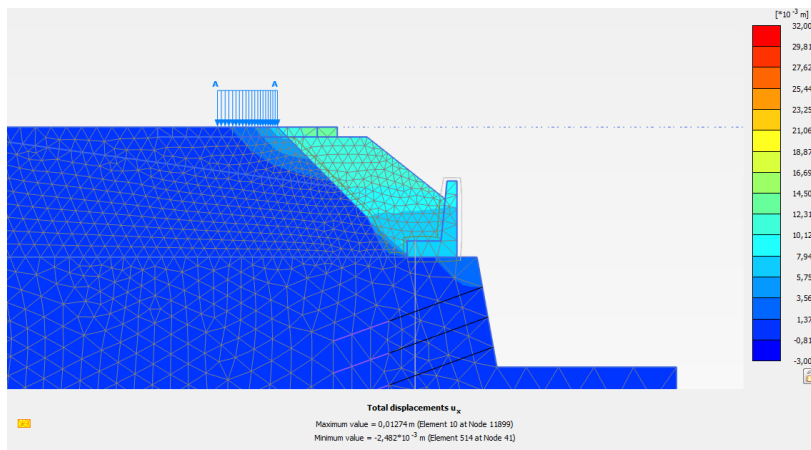
Στις επόμενες δύο σελίδες που ακολουθούν παρουσιάζονται οι παραμένουσες μετακινήσεις ύστερα από κάθε σεισμική διέγερση:

Καλαμάτα 1986



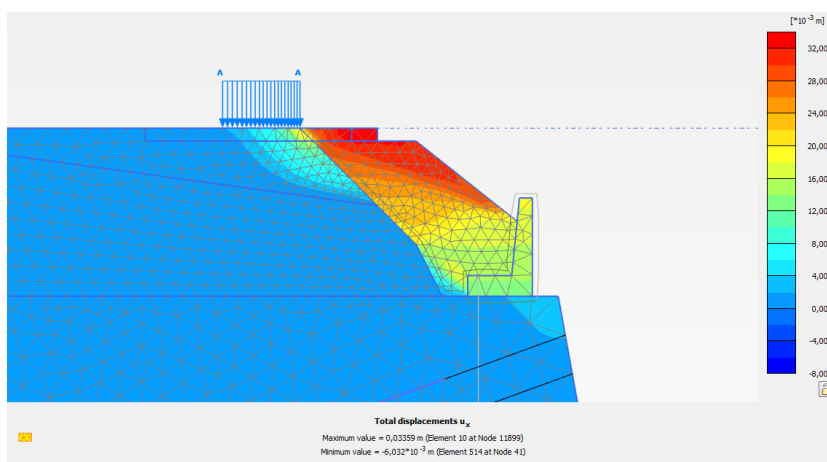
Σχήμα 3.22 Παραμένουσες οριζόντιες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 0.7 cm

Λευκάδα 2003



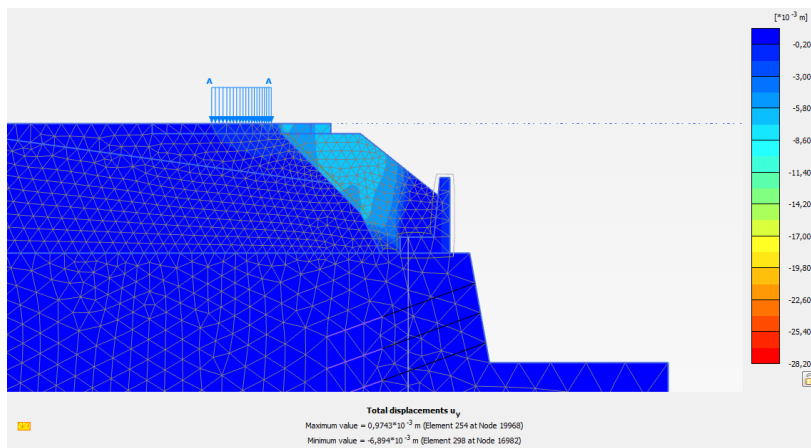
Σχήμα 3.23 Παραμένουσες οριζόντιες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 1.3 cm

Sakarya 1999



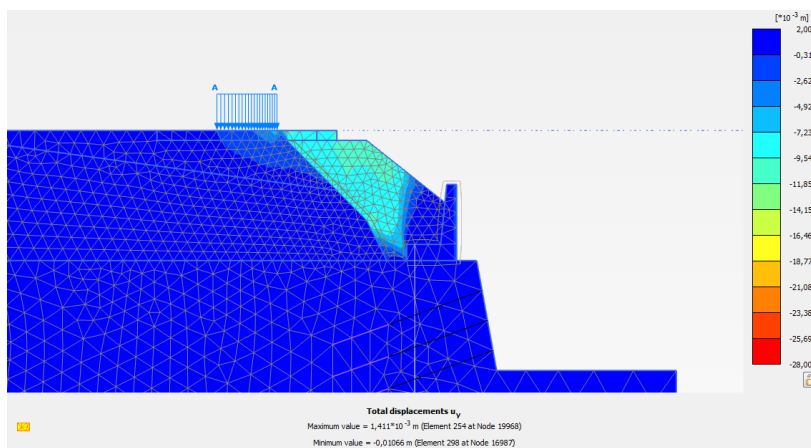
Σχήμα 3.24 Παραμένουσες οριζόντιες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 3,4 cm

Καλαμάτα 1986



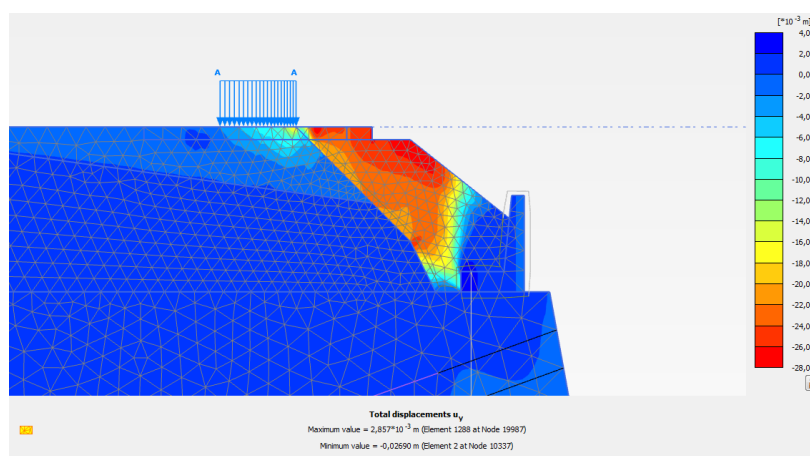
Σχήμα 3.25 Παραμένουσες κατακόρυφες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 0.7 cm

Λευκάδα 2003



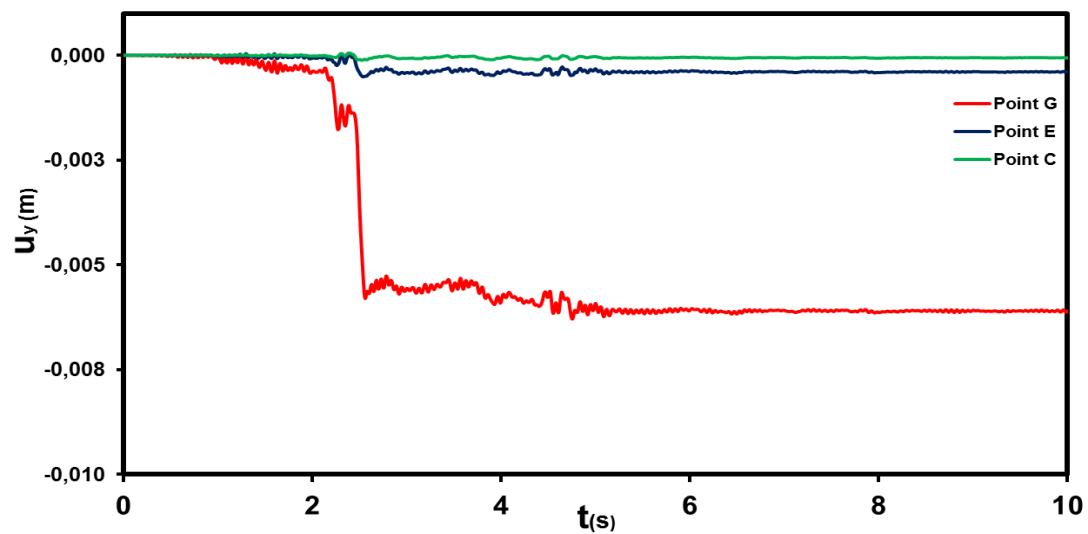
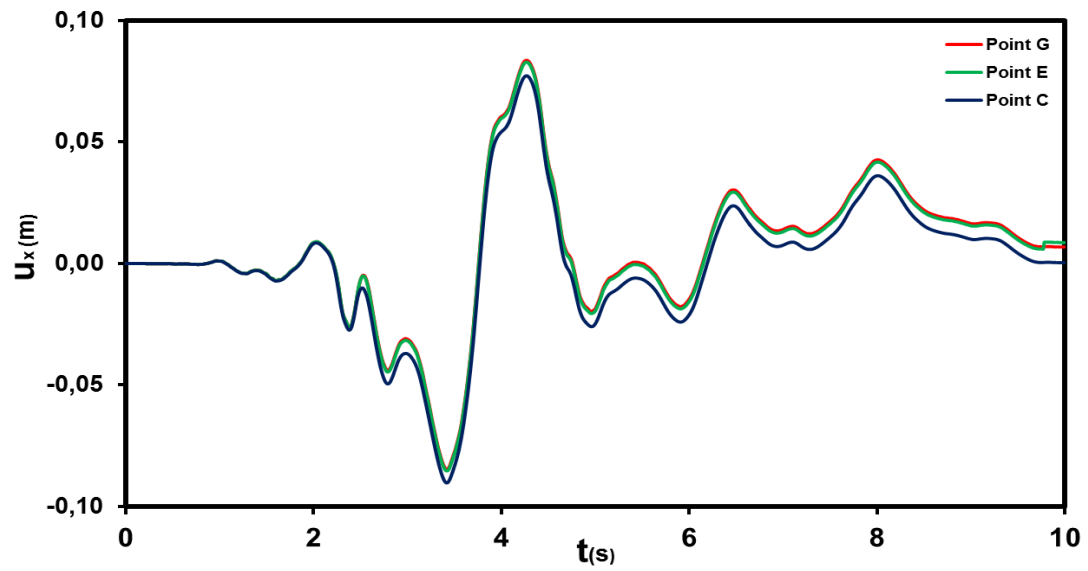
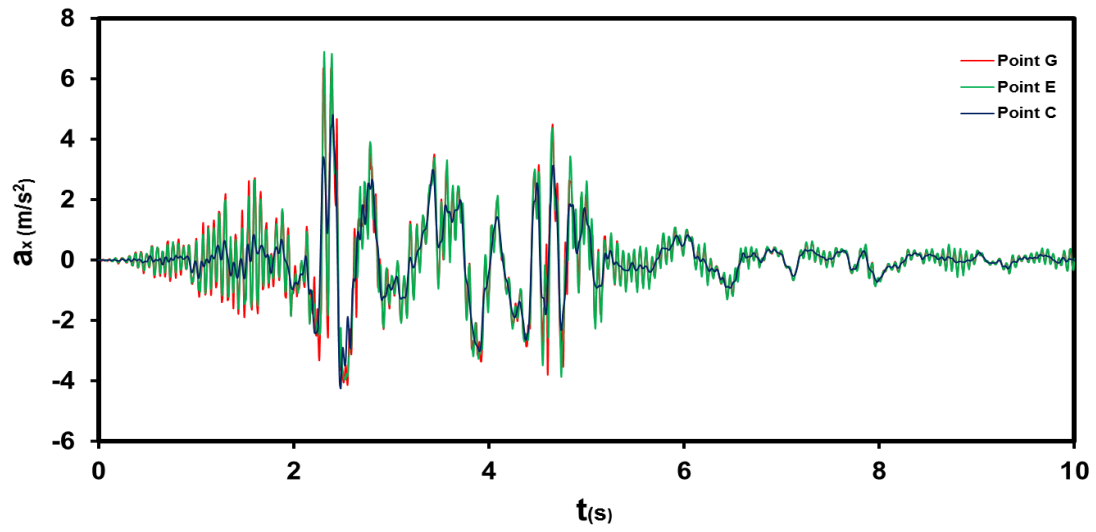
Σχήμα 3.26 Παραμένουσες κατακόρυφες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 1.1 cm

Sakarya 1999

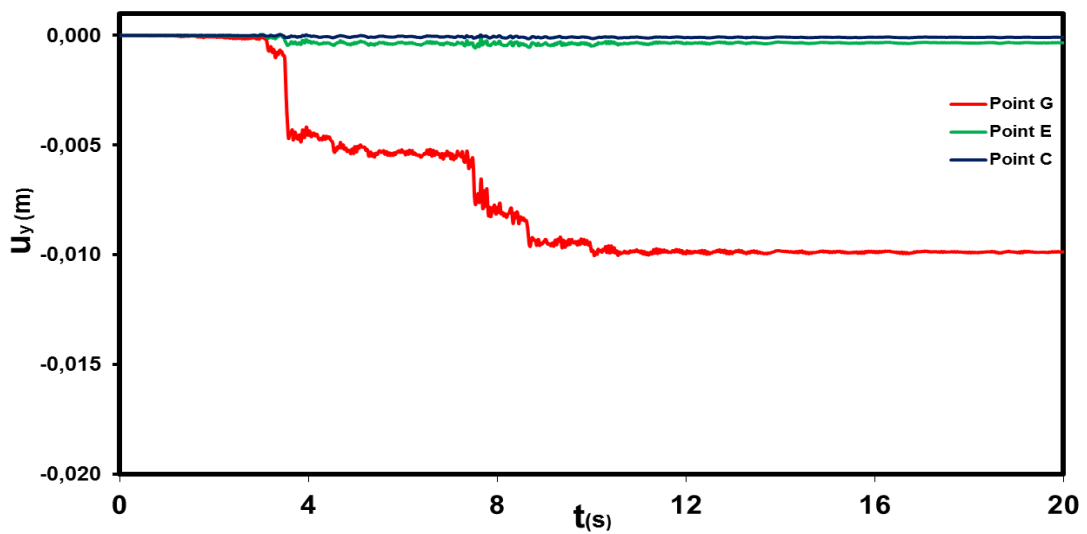
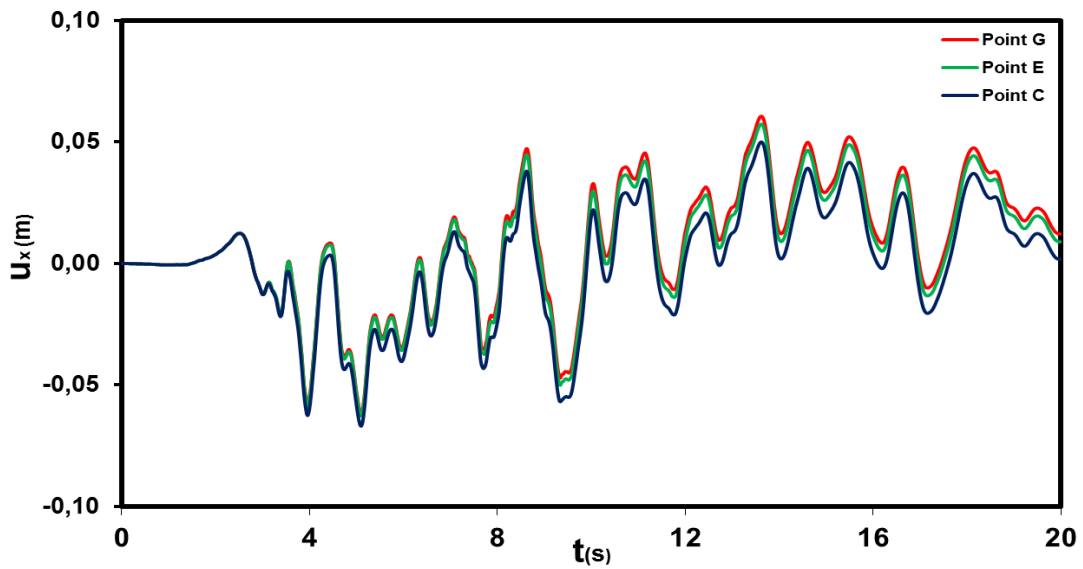
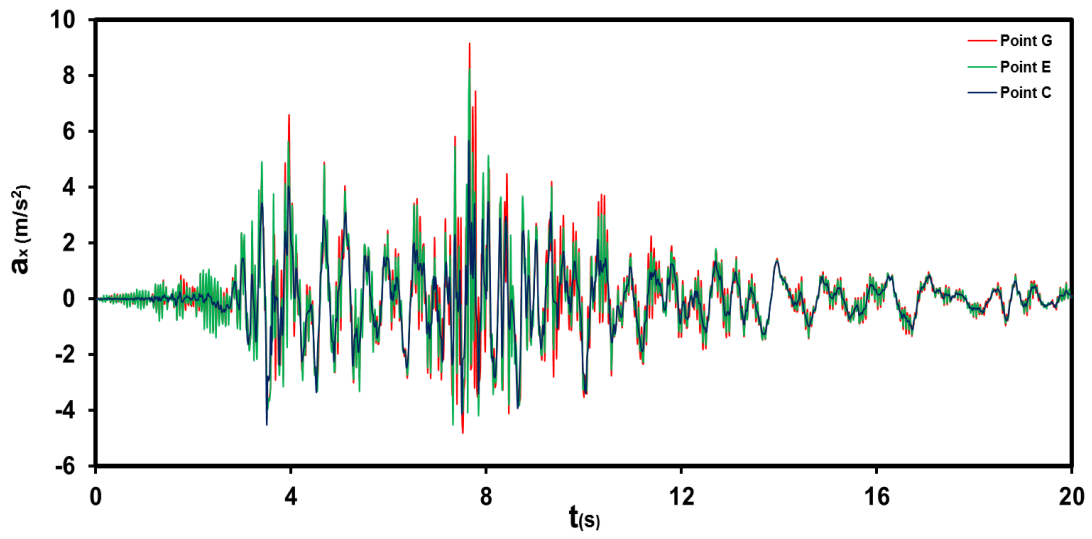


Σχήμα 3.27 Παραμένουσες κατακόρυφες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 2.7 cm

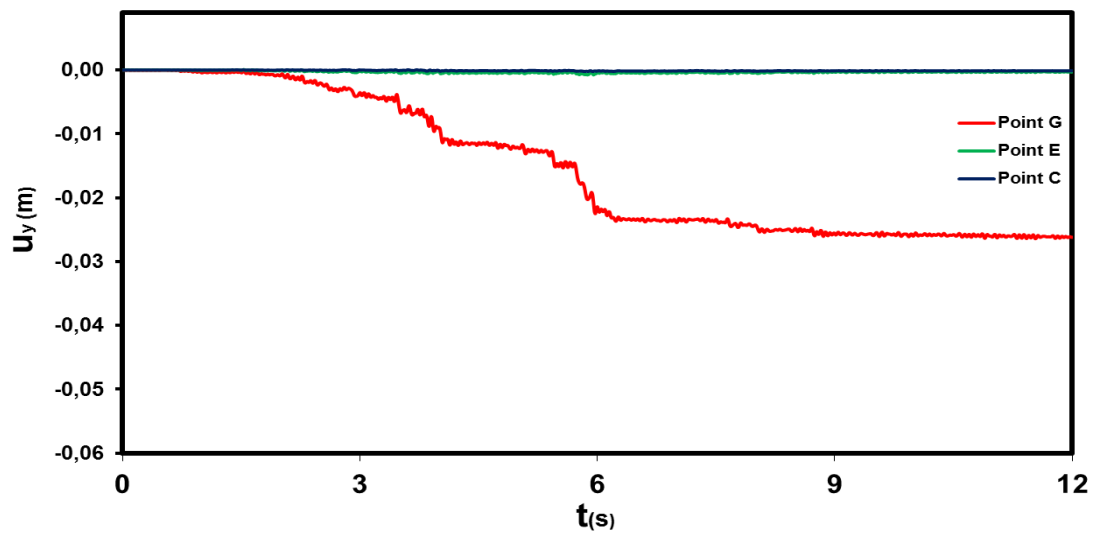
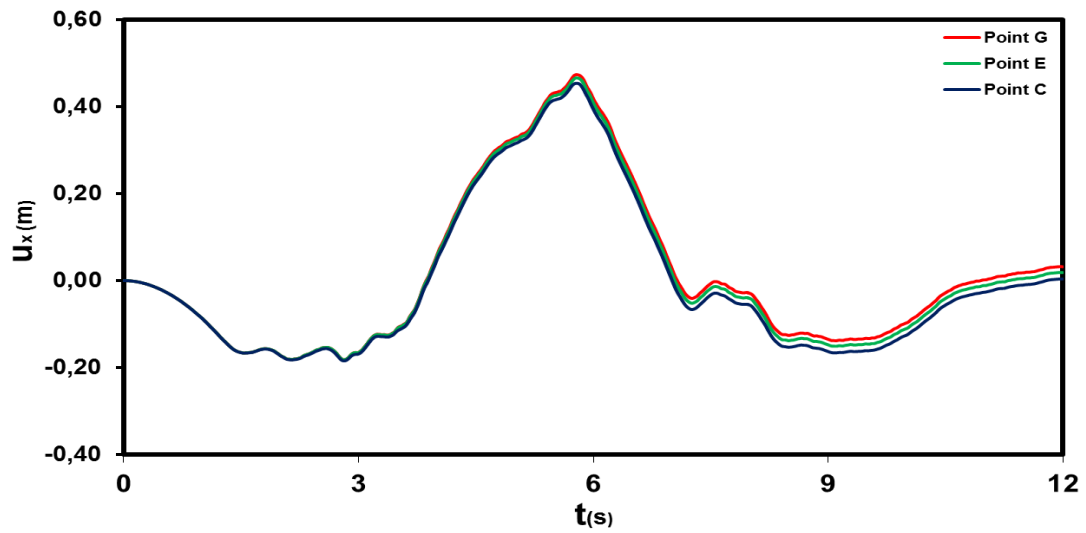
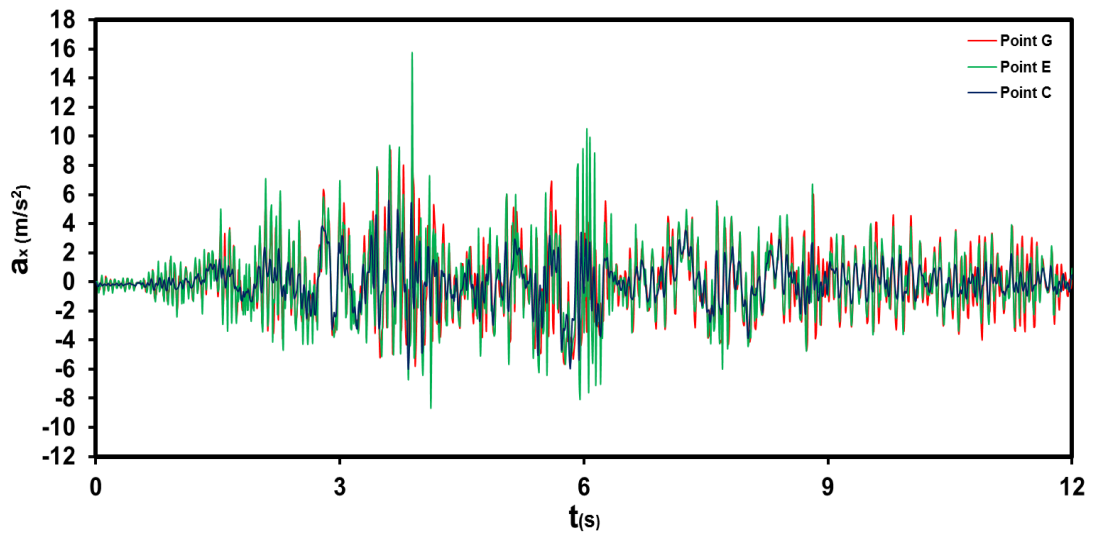
Καλαμάτα 1986: Διαγράμματα επιτάχυνσης-χρόνου, οριζόντιας μετατόπισης-χρόνου, κατακόρυφης μετατόπισης- χρόνου



Λευκάδα 2003: Διαγράμματα επιτάχυνσης-χρόνου, οριζόντιας μετατόπισης-χρόνου, κατακόρυφης μετατόπισης- χρόνου

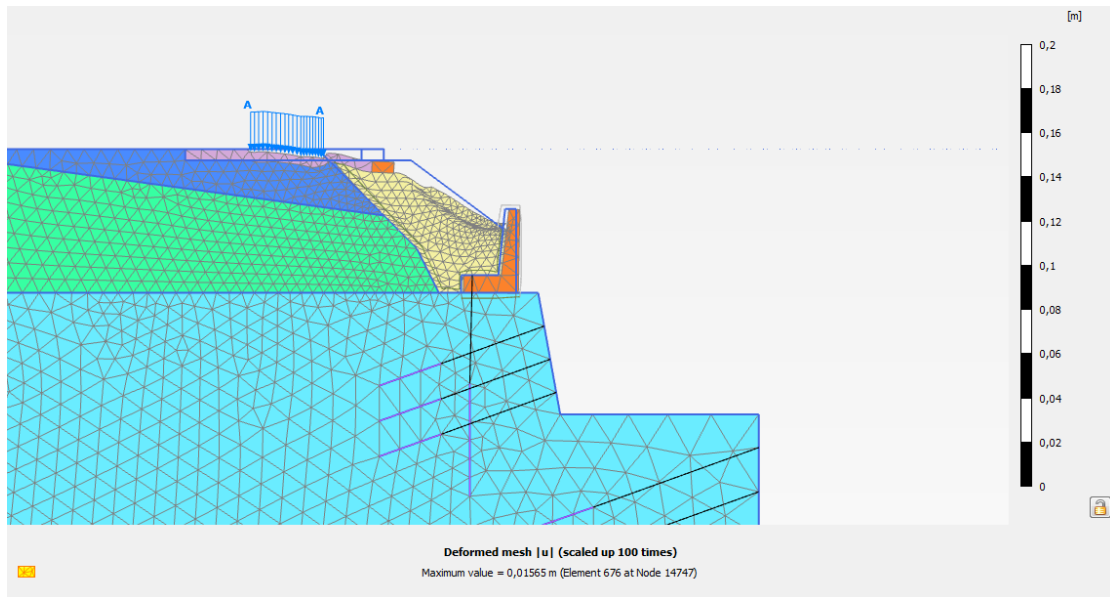


Sakarya 1999: Διαγράμματα επιτάχυνσης-χρόνου, οριζόντιας μετατόπισης-χρόνου, κατακόρυφης μετατόπισης- χρόνου

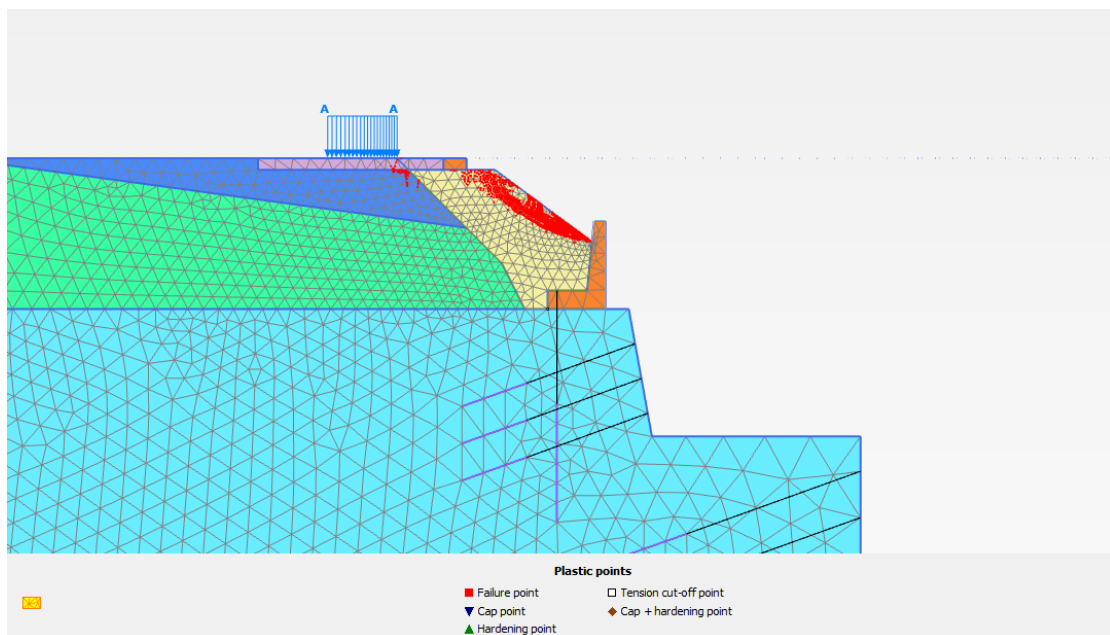


3) Διατομή με αγκύριο και με διεπιφάνεια έδρασης βάσης χαμηλής διατμητικής αντοχής ($\mu=0.58$):

Στατικά φορτία:



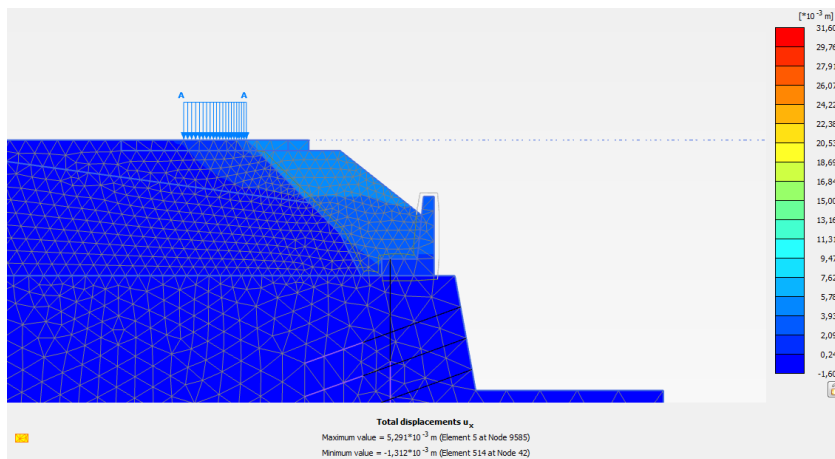
Σχήμα 3.28 Παραμορφωμένος κώνναβος διατομής με στατικό συντελεστή ασφαλείας SF=1,78



Σχήμα 3.29 Σημεία πλαστικοποίησης κώνναβου (τρόπος αστοχίας: Κυκλική αστοχία πρανούς)

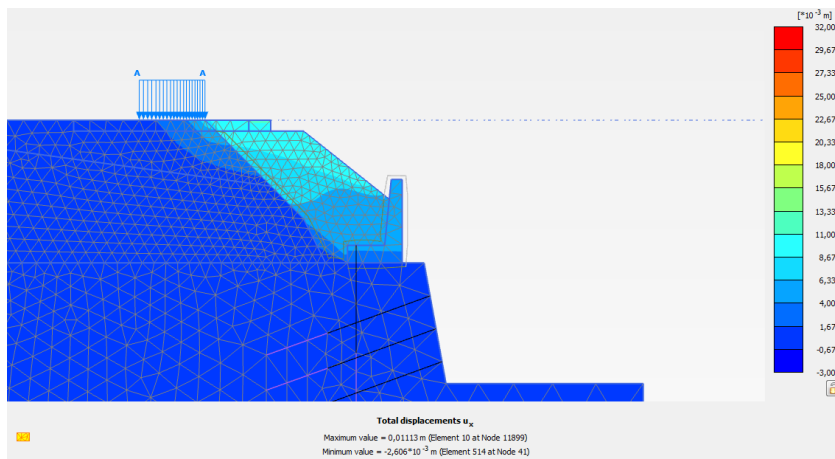
Οι παραμένουσες μετακινήσεις ύστερα από κάθε σεισμική διέγερση παρουσιάζονται στην επόμενη σελίδα.

Καλαμάτα 1986



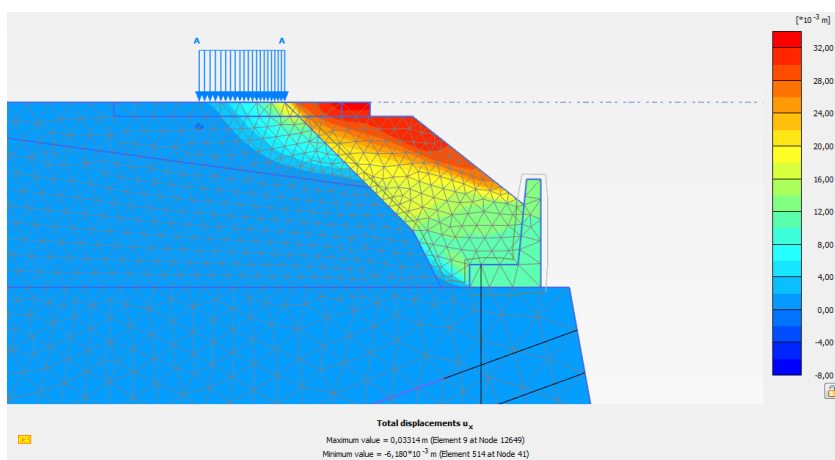
Σχήμα 3.30 Παραμένουσες οριζόντιες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 0.5 cm

Λευκάδα 2003



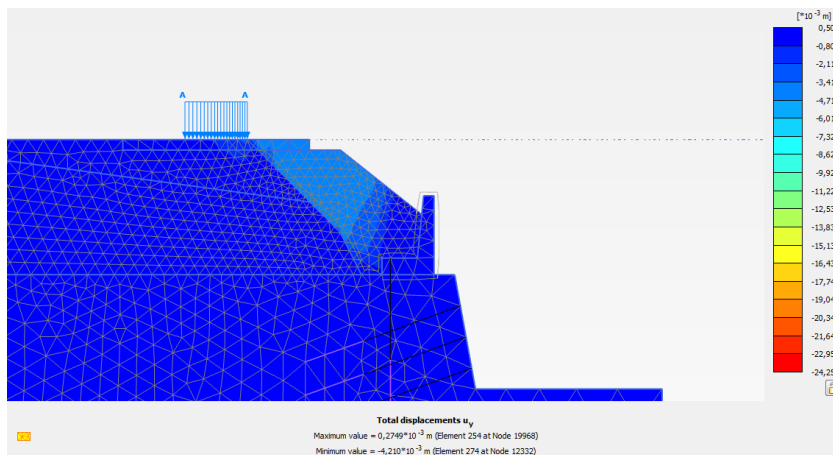
Σχήμα 3.31 Παραμένουσες οριζόντιες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 1.3 cm

Sakarya 1999



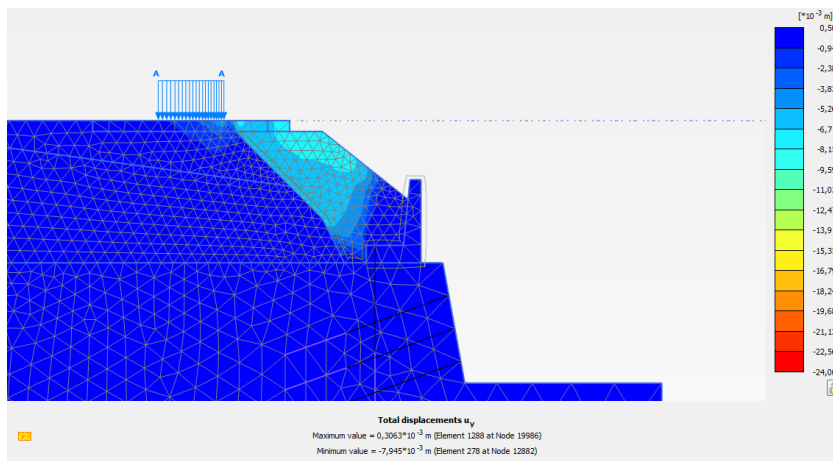
Σχήμα 3.32 Παραμένουσες οριζόντιες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 3.3 cm

Καλαμάτα 1986



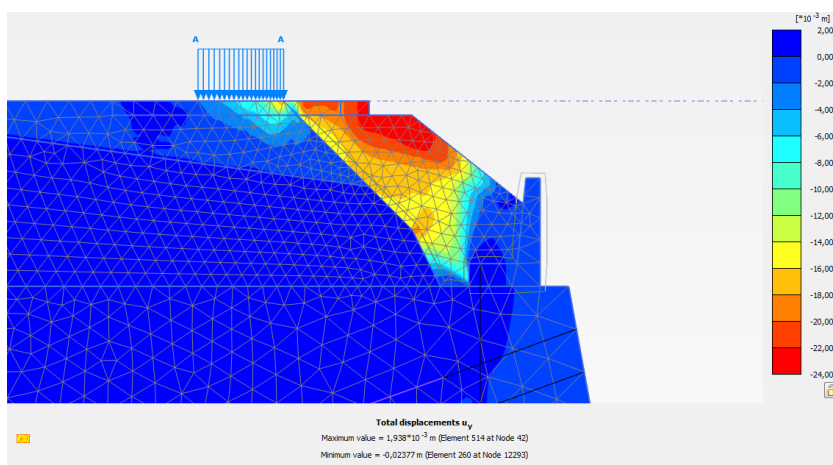
Σχήμα 3.33 Παραμένουσες κατακόρυφες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 0.4 cm

Λευκάδα 2003



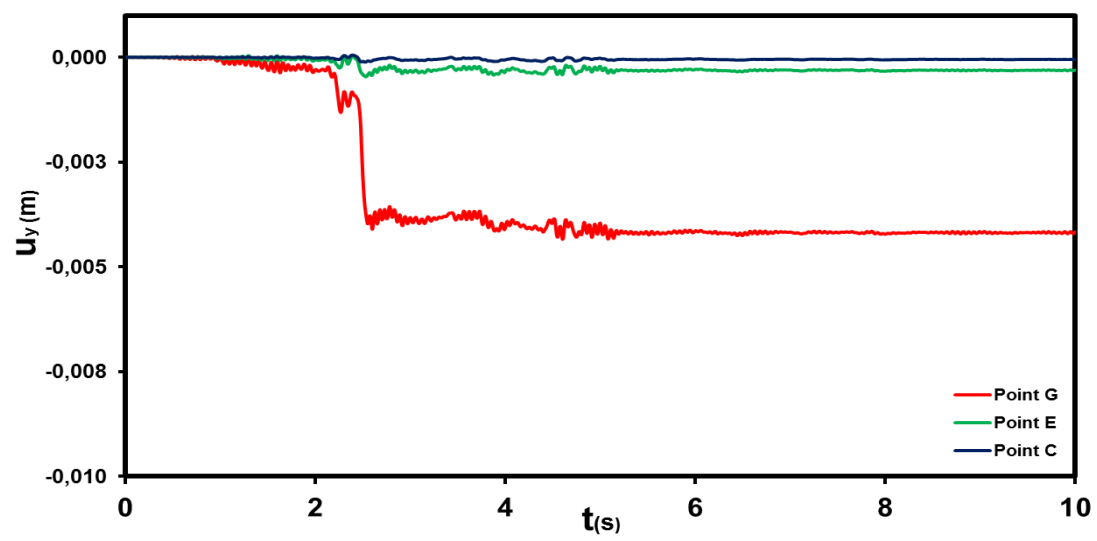
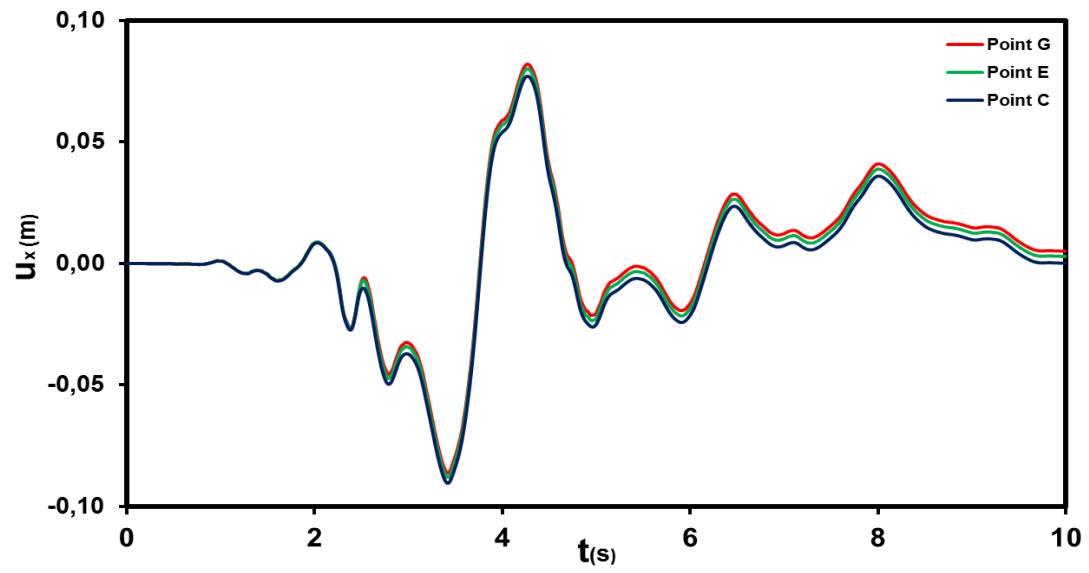
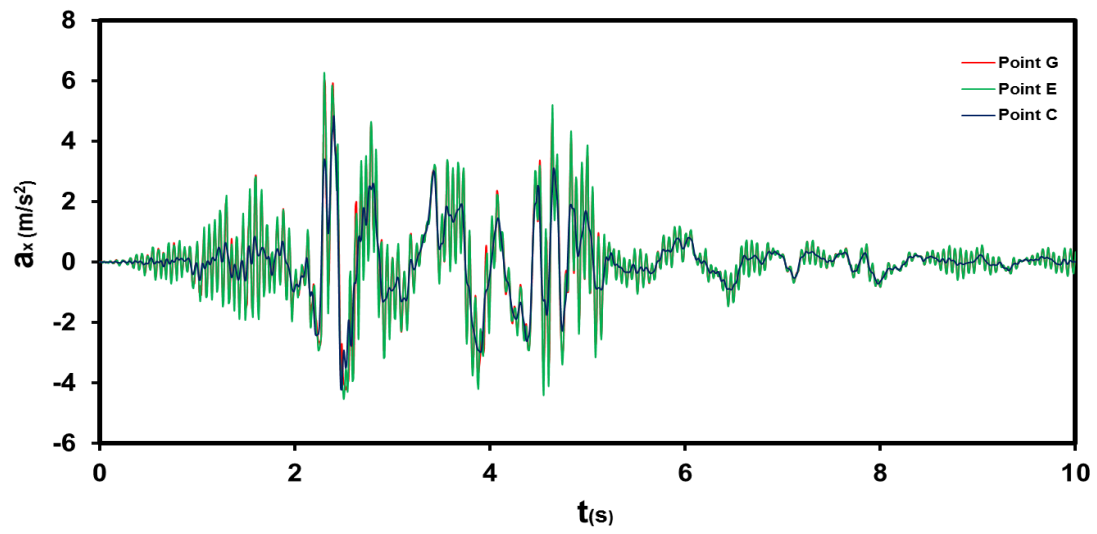
Σχήμα 3.34 Παραμένουσες κατακόρυφες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 1.1 cm

Sakarya 1999

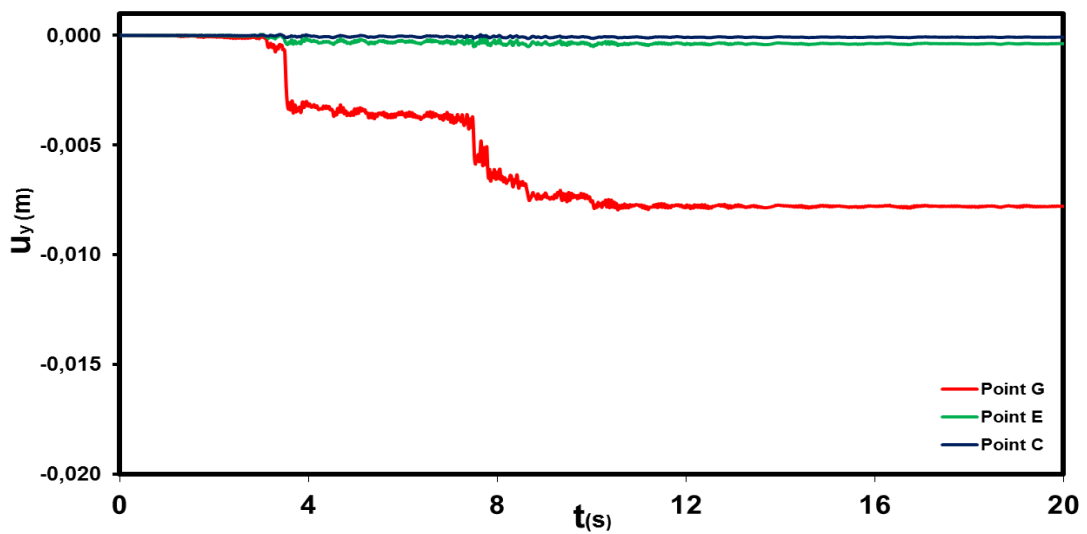
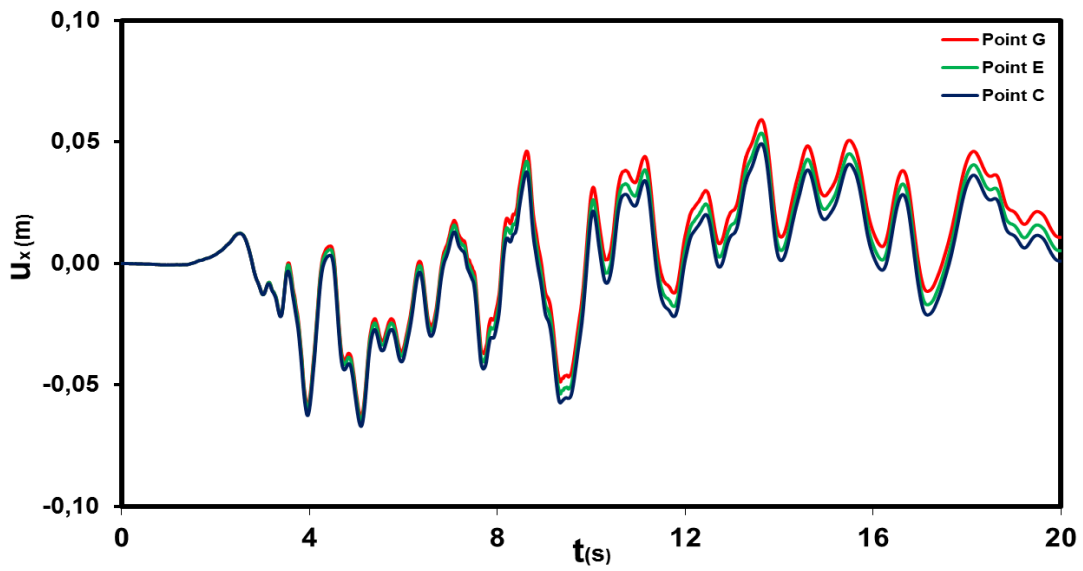
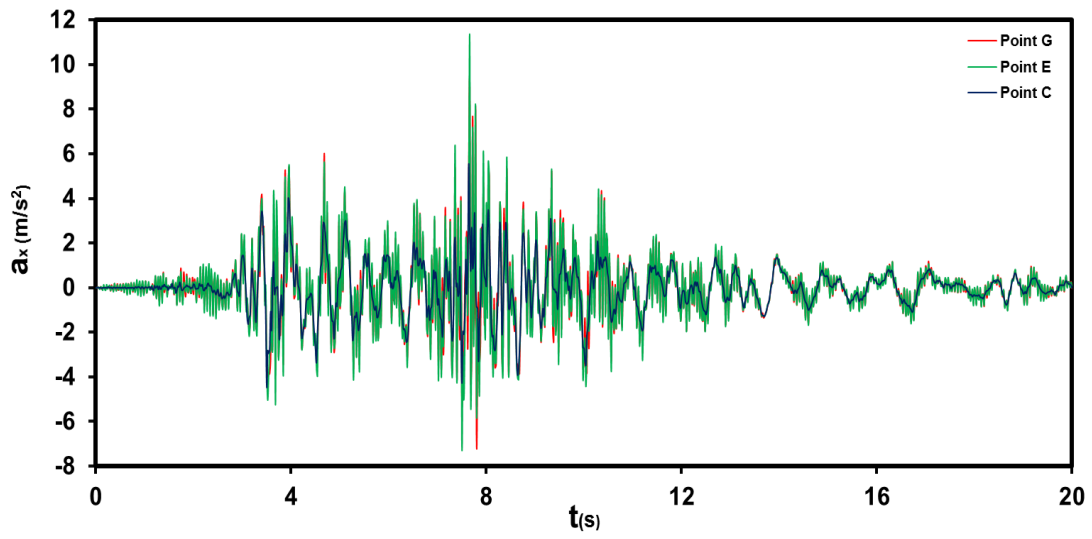


Σχήμα 3.35 Παραμένουσες κατακόρυφες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 2.4 cm

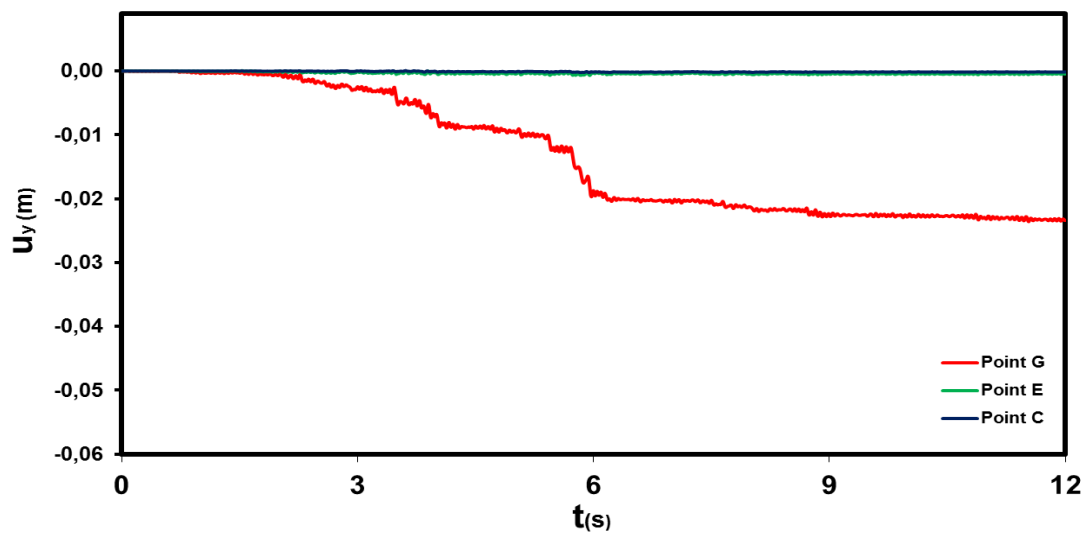
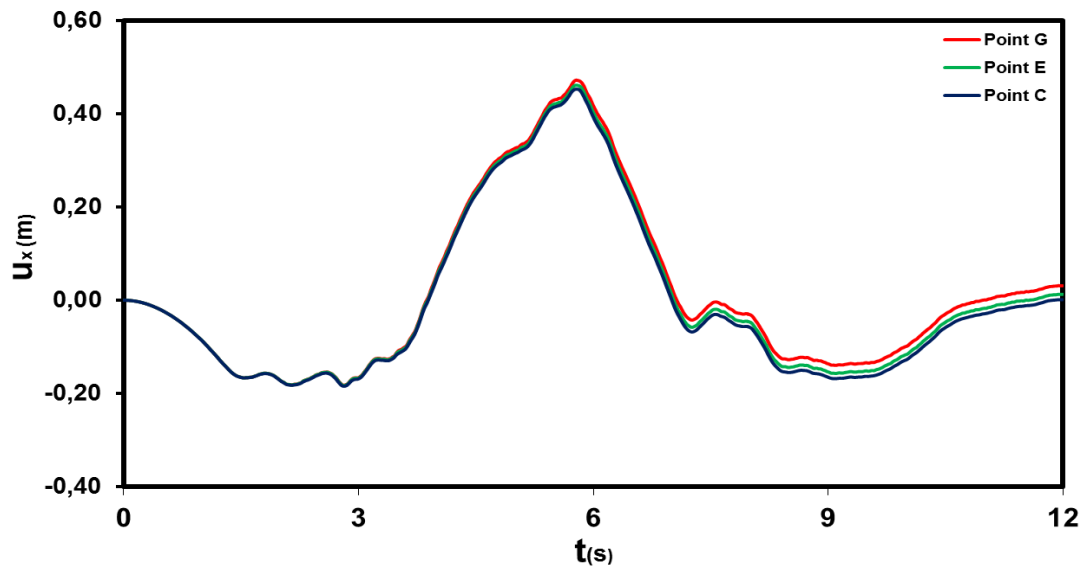
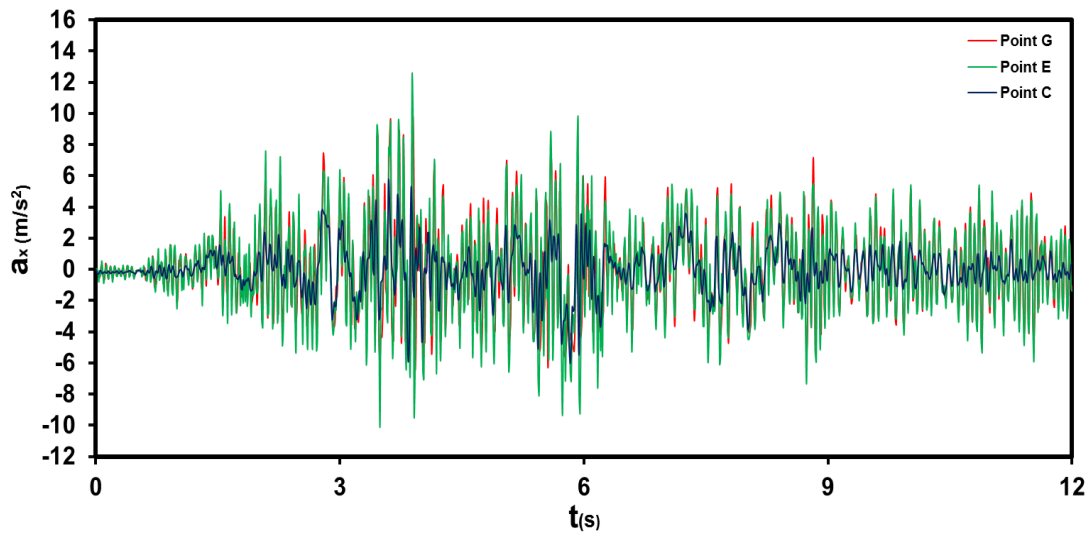
Καλαμάτα 1986: Διαγράμματα επιτάχυνσης-χρόνου, οριζόντιας μετατόπισης-χρόνου, κατακόρυφης μετατόπισης- χρόνου



Λευκάδα 2003: Διαγράμματα επιτάχυνσης-χρόνου, οριζόντιας μετατόπισης-χρόνου, κατακόρυφης μετατόπισης- χρόνου



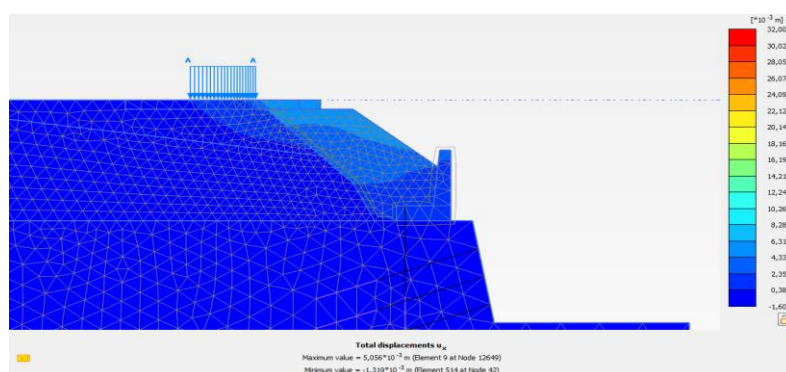
Sakarya 1999: Διαγράμματα επιτάχυνσης-χρόνου, οριζόντιας μετατόπισης-χρόνου, κατακόρυφης μετατόπισης- χρόνου



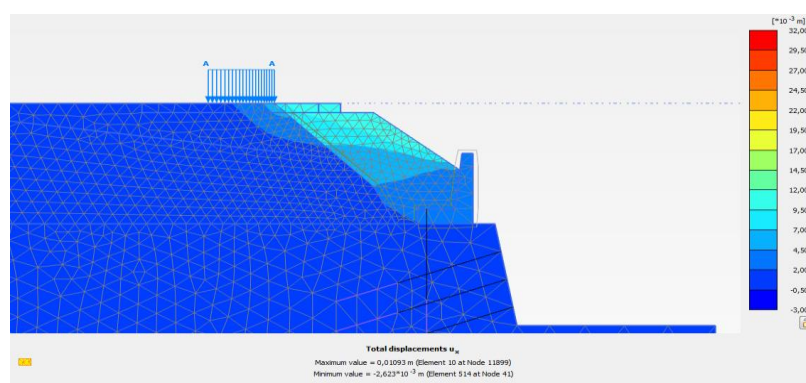
4) Διατομή με αγκύριο και με διεπιφάνεια έδρασης βάσης υψηλής διατμητικής αντοχής ($\mu=0.80$):

Στατικά φορτία: Λόγω των αποτελεσμάτων των δύο προηγούμενων αναλύσεων 2 και 3 σε στατική φόρτιση είναι προφανές ότι και σε αυτή την περίπτωση η οποία αποτελεί και την πλέον ρεαλιστική περίπτωση σχεδιασμού της διατομής P9 ο παραμορφωμένος κάνναβος αλλά και τα σημεία πλαστικοποίησης του καννάβου μας θα έχουν την ίδια μορφή με τις δύο προηγούμενες περιπτώσεις, δηλαδή αστοχία πρανούς με συντελεστή ασφαλείας 1,78.

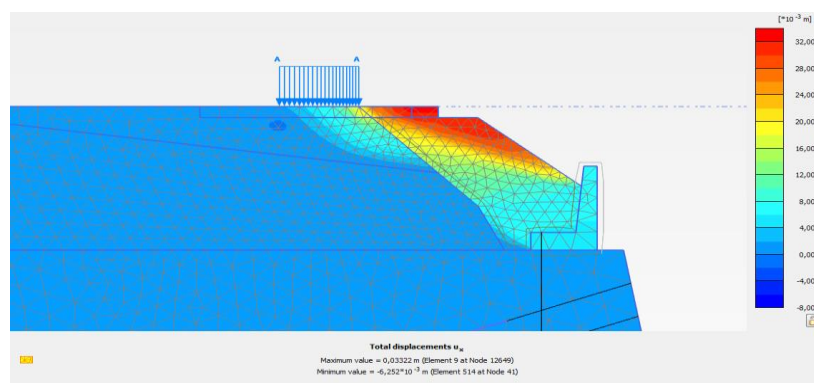
Παραμένουσες παραμορφώσεις ύστερα από κάθε σεισμική διέγερση:



Σχήμα 3.36 Παραμένουσες οριζόντιες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 0.5 cm (Καλαμάτα)

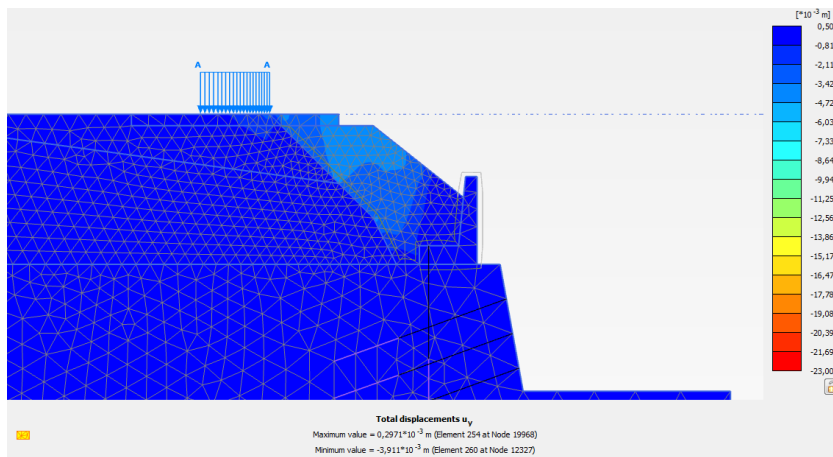


Σχήμα 3.37 Παραμένουσες οριζόντιες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 1.1 cm (Λευκάδα)



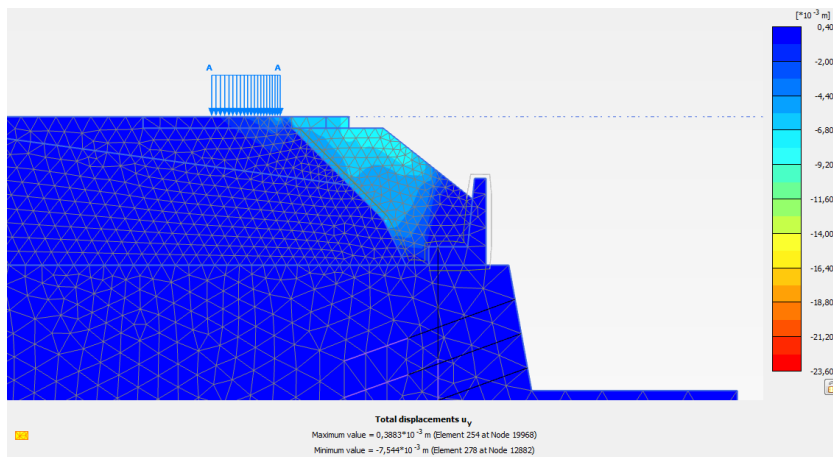
Σχήμα 3.38 Παραμένουσες κατακόρυφες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 3.3 cm (Sakarya)

Καλαμάτα 1986



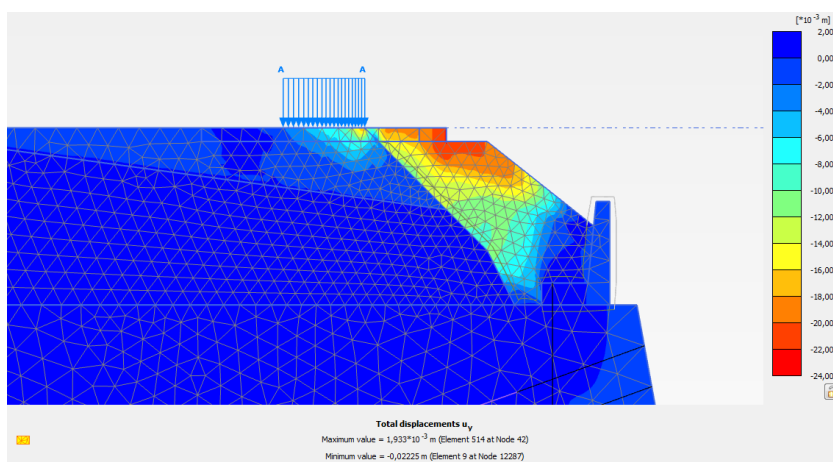
Σχήμα 3.39 Παραμένουσες κατακόρυφες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 0.4 cm

Λευκάδα 2003



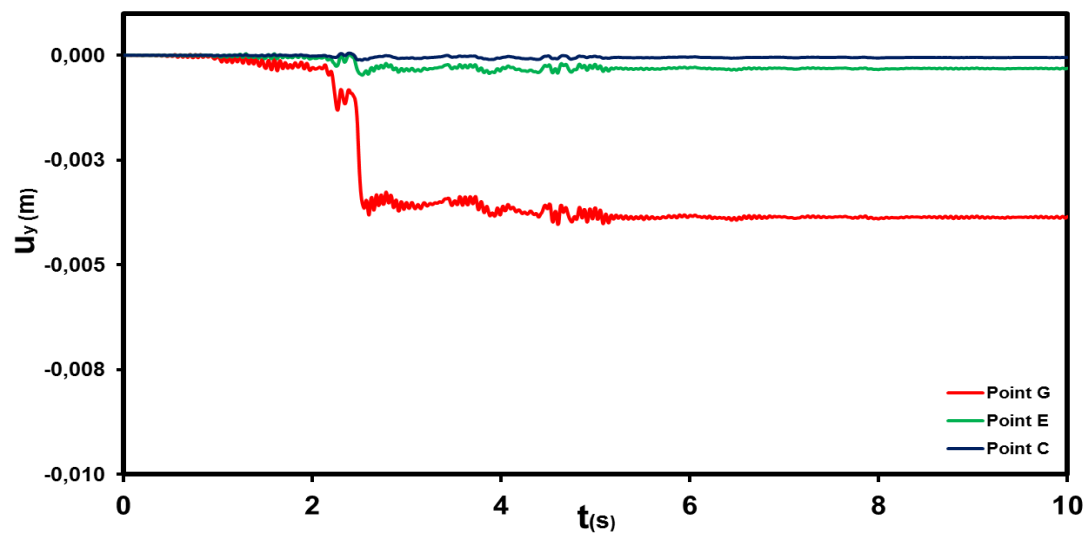
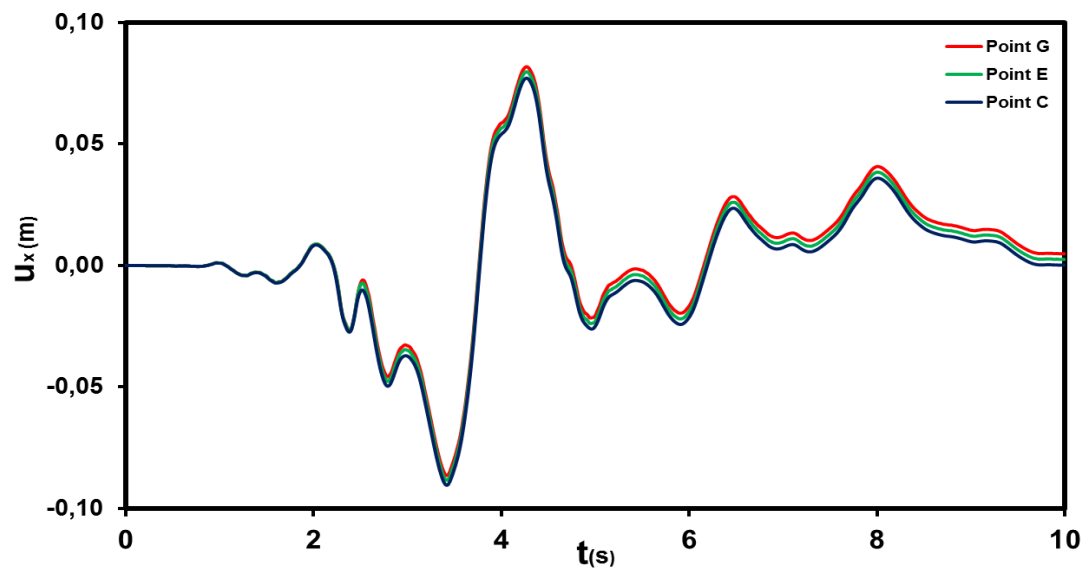
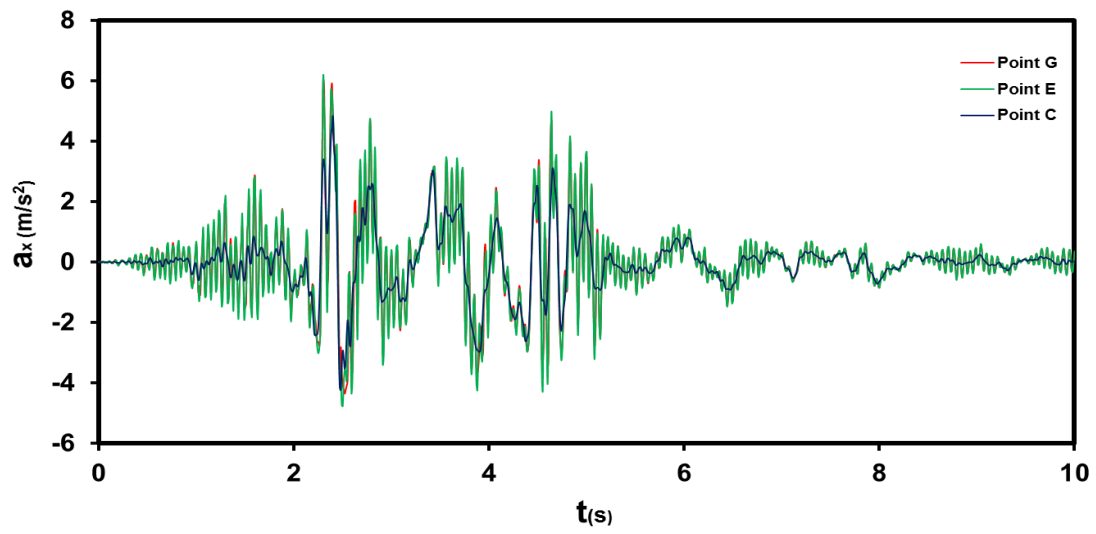
Σχήμα 3.40 Παραμένουσες κατακόρυφες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 0.75 cm

Sakarya 1999

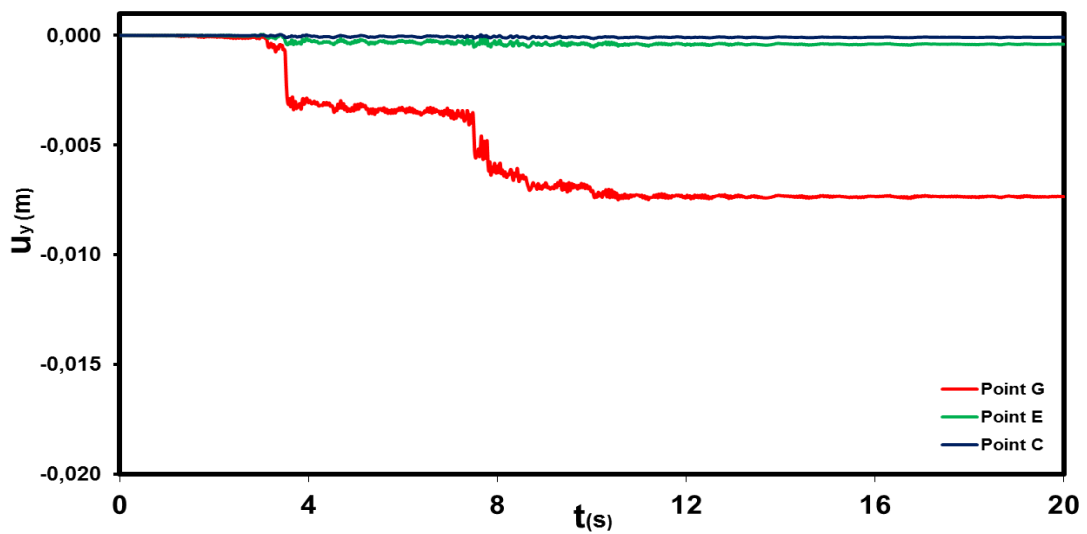
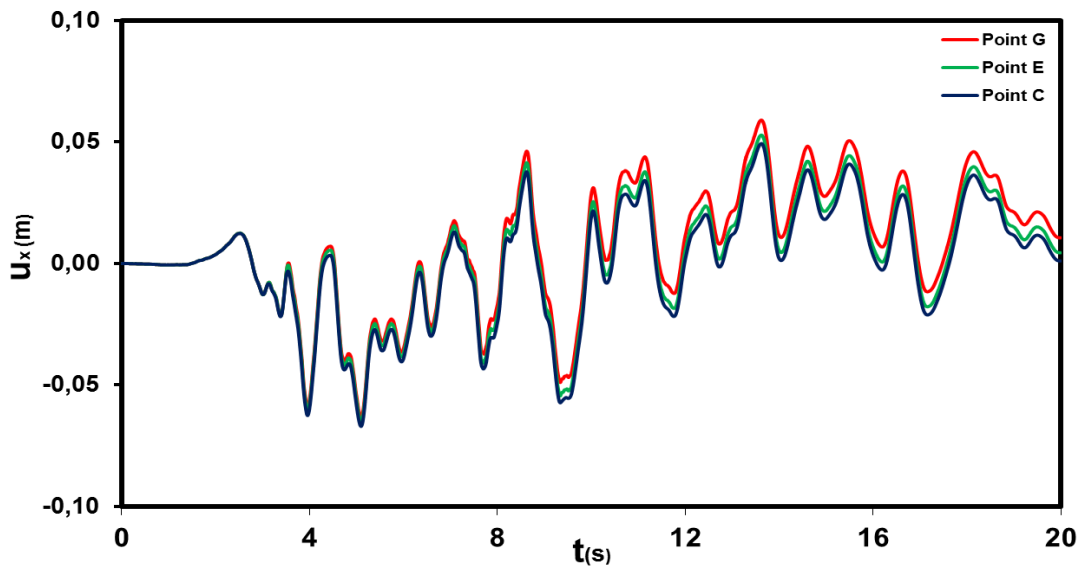
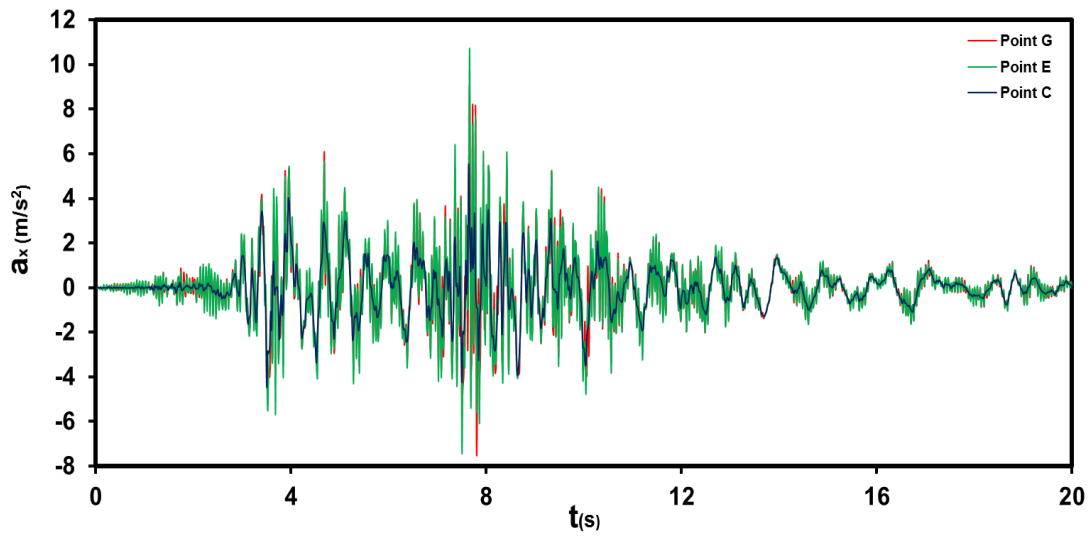


Σχήμα 3.41 Παραμένουσες κατακόρυφες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 2.2 cm

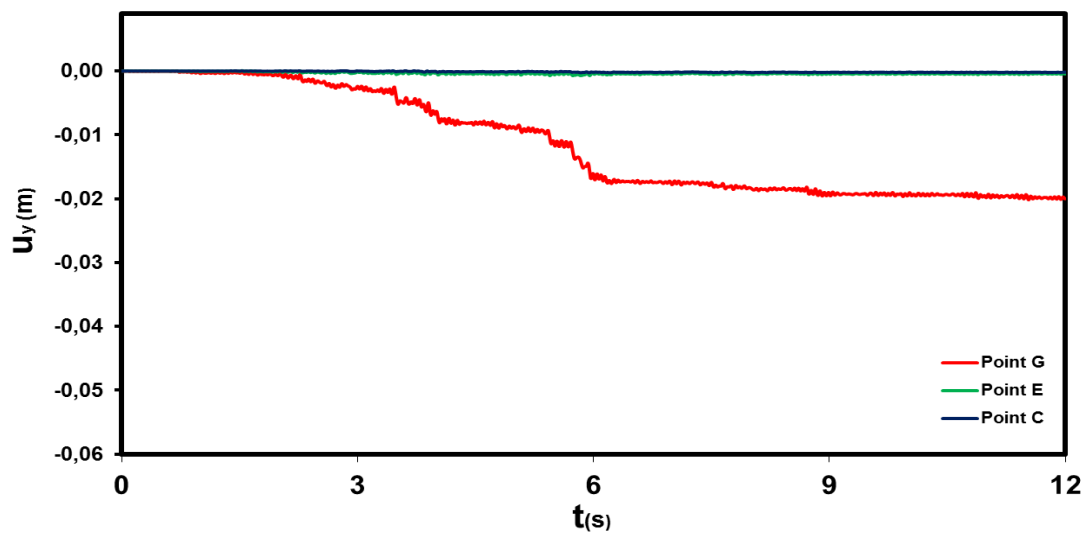
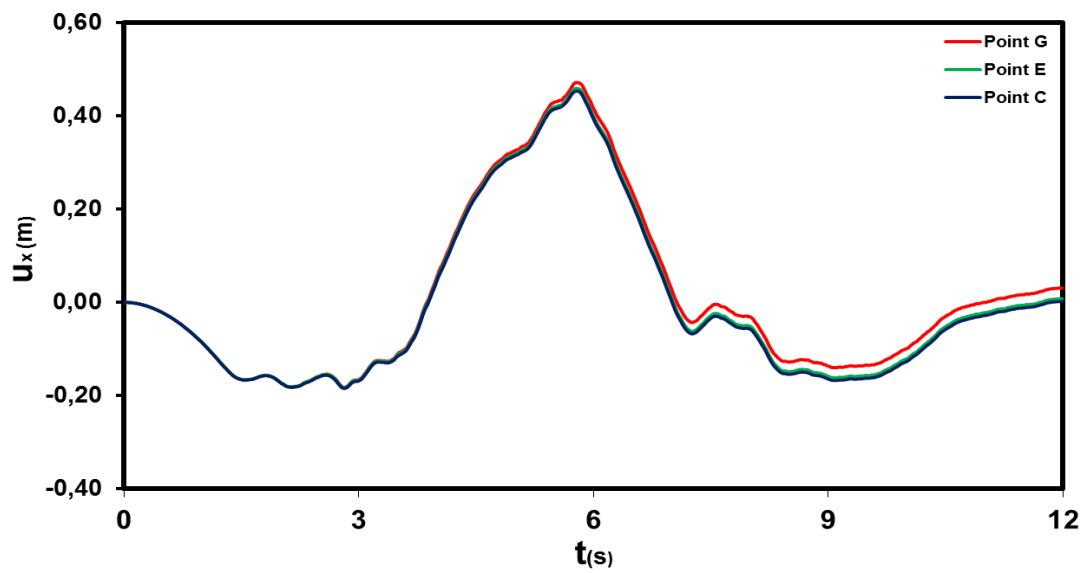
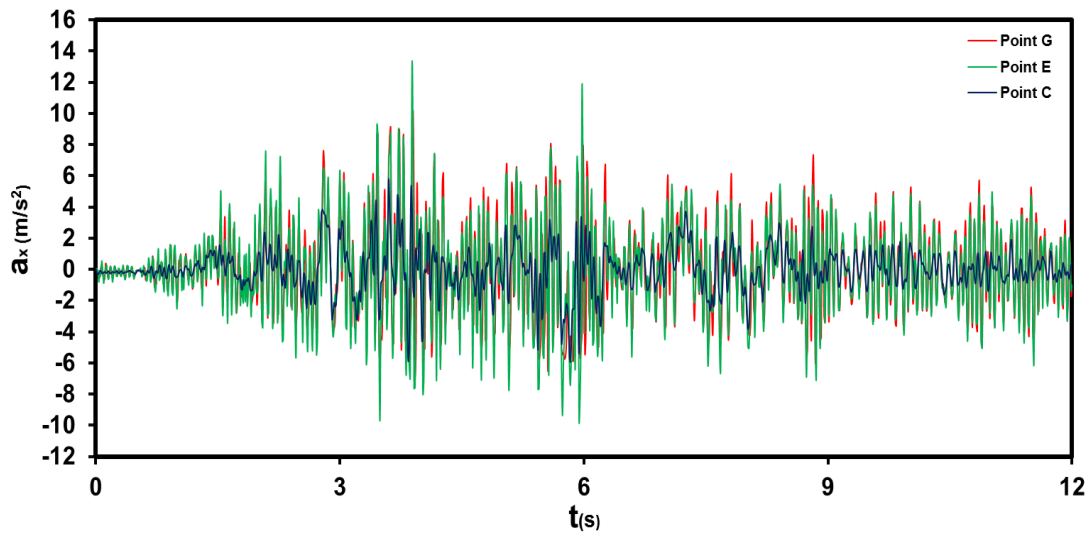
Καλαμάτα 1986: Διαγράμματα επιτάχυνσης-χρόνου, οριζόντιας μετατόπισης-χρόνου, κατακόρυφης μετατόπισης- χρόνου



Λευκάδα 2003: Διαγράμματα επιτάχυνσης-χρόνου, οριζόντιας μετατόπισης-χρόνου, κατακόρυφης μετατόπισης- χρόνου



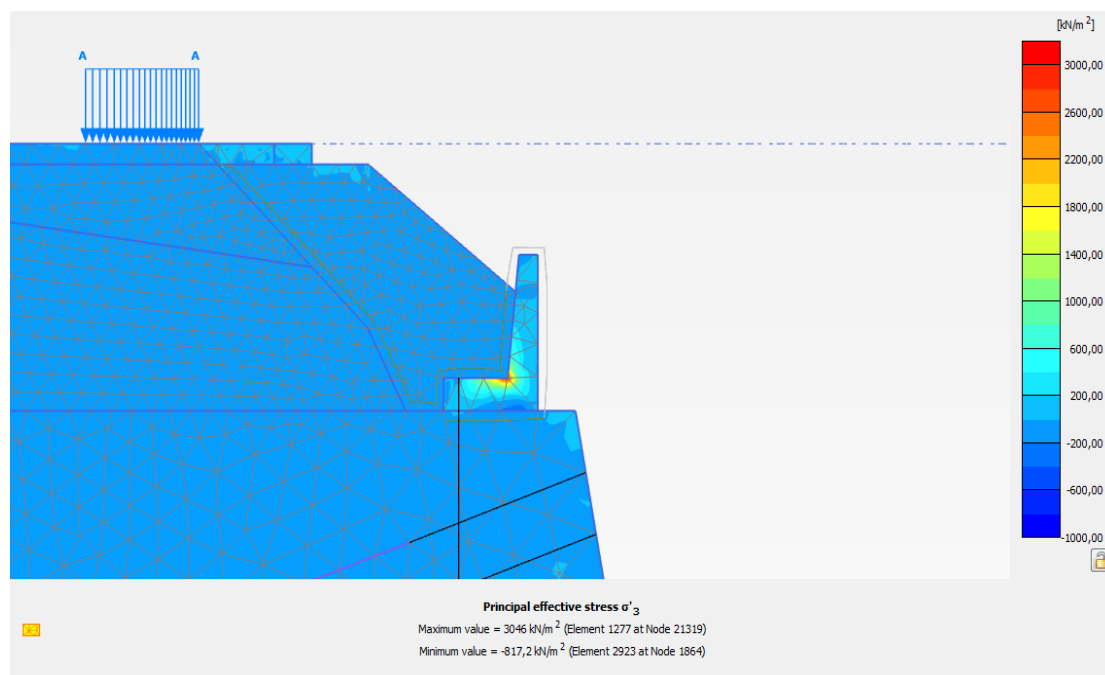
Sakarya 1999: Διαγράμματα επιτάχυνσης-χρόνου, οριζόντιας μετατόπισης-χρόνου, κατακόρυφης μετατόπισης- χρόνου



Εφελκυστικές τάσεις διατομής:

Κλείνοντας με την ανάλυση στο Plaxis είναι χρήσιμο να εξετάσουμε τις αναπτυσσόμενες εφελκυστικές τάσεις που ασκούνται στον ίδιο τον τοίχο αντιστήριξης τόσο για στατική φόρτιση όσο και κατά τη διάρκεια των σεισμικών διεγέρσεων.

Για στατικά φορτία η μέγιστη εφελκυστική τάση αναπτύσσεται στην διατομή με αγκύριο βάσης και διεπιφάνειας $\mu=0.80$ και ισούται με 0.8 MPa. Η αντίστοιχη τάση στη διατομή χωρίς αγκύριο και με $\mu=0.58$ ισούται με 0.7 MPa. Στην περίπτωση σεισμικής διέγερσης ωστόσο η διαφορά των τάσεων στις 2 διατομές παρουσιάζει αρκετά μεγαλύτερη απόκλιση. Η μέγιστη εφελκυστική τάση παρατηρήθηκε για το σεισμό της Sakarya και πάλι για τη διατομή με αγκύριο και $\mu=0.8$ και βρέθηκε ίση με 3 MPa ενώ για τον ίδιο σεισμό η μέγιστη εφελκυστική τάση για τη διατομή χωρίς αγκύριο και με $\mu=0.58$ προέκυψε ίση με 1.7 MPa! Αυτό σημαίνει ότι για τον ίδιο τον τοίχο ο σχεδιασμός χωρίς αγκύριο είναι ευμενέστερος με την προϋπόθεση σαφώς ότι ικανοποιούνται οι περιορισμοί των μεγίστων επιτρεπόμενων μετατοπίσεων. Οι τάσεις αυτές αν και δεν αποτελούν τις πραγματικές τάσεις που θα δεχθεί η κατασκευή μας καθώς ο τοίχος έχει ορισθεί στο προσομοίωμά μας ως ελαστικό υλικό, ενώ στην πραγματικότητα γνωρίζουμε ότι το οπλισμένο σκυρόδεμα συμπεριφέρεται ελαστοπλαστικά, δίνουν μια καλή εποπτεία της πραγματικότητας. Στο σχήμα που ακολουθεί φαίνονται οι μέγιστες ελαστικές εφελκυστικές τάσεις για τη δυσμενέστερη περίπτωση στο σεισμό της Sakarya.



Σχήμα 3.42 Μέγιστες αναπτυσσόμενες εφελκυστικές τάσεις στη διατομή κατά το σεισμό της Sakarya 1999

3.4 Συμπεράσματα- παρατηρήσεις επί των αποτελεσμάτων

Εδώ υπενθυμίζεται ότι M1 είναι η διατομή χωρίς αγκύριο και $\mu_{\beta\acute{\alpha}\sigma\eta\varsigma}=0.58$, M2 είναι η διατομή χωρίς αγκύριο και $\mu_{\beta\acute{\alpha}\sigma\eta\varsigma}=0.8$, η M3 είναι με αγκύριο και $\mu_{\beta\acute{\alpha}\sigma\eta\varsigma}=0.58$ και τέλος η M4 είναι με $\mu_{\beta\acute{\alpha}\sigma\eta\varsigma}=0.8$ και αγκύριο βάσης.

Στατική ανάλυση:

M1: Ο στατικός συντελεστής ασφαλείας που προέκυψε από το Plaxis ισούται με 1.54 και η αστοχία όπως φάνηκε από τον πλαστικοποιημένο κάρναβο προσεγγίζεται καλύτερα από πρίσμα αστοχίας κατά Coulomb. Ο συντελεστής ασφαλείας με τη μέθοδο Coulomb σε ολίσθηση προέκυψε ίσος με 1.75 ενώ ο αντίστοιχος με τη μέθοδο Spencer ίσος με 1.88. Παρατηρούμε συνεπώς ότι σε αυτή την περίπτωση μπορούμε να προβλέψουμε αφενώς τη μορφή της αστοχίας και αφετέρου να προσεγγίσουμε σε ικανοποιητικό βαθμό τον κρίσιμο συντελεστή ασφαλείας. Ακόμη με το λογισμικό Slide ο συντελεστής ασφαλείας για μη κυκλική επιφάνεια αστοχίας (πρακτικά ταυτίζεται με αυτή από τη μέθοδο Coulomb) προέκυψε ίσος με 1.60. Συνεπώς και εδώ μπορούμε να προβλέψουμε τον κρίσιμο μηχανισμό αστοχίας αλλά και να εκτιμήσουμε σε πολύ ικανοποιητικό βαθμό την τιμή του συντελεστή ασφαλείας.

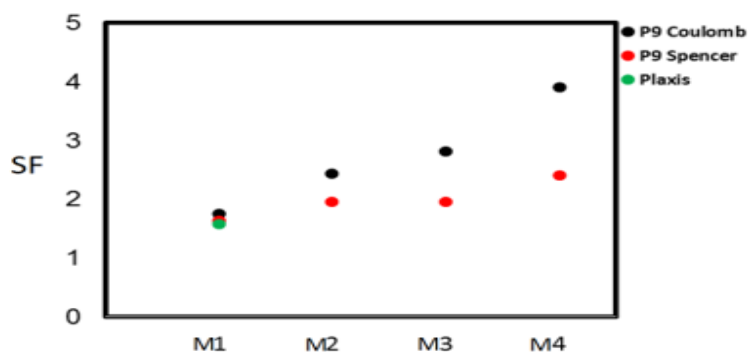
M2: Σε αυτή την περίπτωση ο στατικός συντελεστής ασφαλείας σύμφωνα με το Plaxis προέκυψε ίσος με 1.76 και ο κρίσιμος μηχανισμός αστοχίας όπως προκύπτει από τον πλαστικοποιημένο κάρναβο είναι η κυκλική αστοχία πρανούς. Ο συντελεστής που προέκυψε από τη μέθοδο Coulomb είναι ίσος με 2.45 δηλαδή μεγαλύτερος από τον αντίστοιχο για κυκλική επιφάνεια κατά Spencer. Επομένως και εδώ η εκτίμηση κρίσιμου μηχανισμού αστοχίας ήταν σωστή αλλά και η εκτίμηση της τιμής του συντελεστή έγινε επίσης σε αρκετά ικανοποιητικό βαθμό (1.88 με Spencer). Τέλος και με το Slide κρίσιμη προέκυψε η κυκλική αστοχία καθώς ο αντίστοιχος της μη κυκλικής προέκυψε ίσος με 1.96.

M3: Ο στατικός συντελεστής από το Plaxis προέκυψε ίσος με 1.78 και κρίσιμη είναι και πάλι η κυκλική αστοχία πρανούς. Ο αντίστοιχος συντελεστής με τη μέθοδο Coulomb προέκυψε 2.82 δηλαδή αρκετά μεγαλύτερος από το 1.85. Στο Slide ο συντελεστής ασφαλείας για μη κυκλική επιφάνεια προέκυψε ίσος με 1.95 που σχεδόν ταυτίζεται με τον αντίστοιχο του M2, ωστόσο παρατηρείται αρκετά μεγάλη αποκλίση από το 2.82 της μεθόδου Coulomb.

M4: Εδώ όπως είναι προφανές όλες οι μέθοδοι έχουν ως κρίσιμο μηχανισμό αστοχίας την κυκλική. Ενδεικτικά αναφέρεται ότι οι συντελεστές από Coulomb και Slide

προέκυψαν ίσοι με 3.91 και 2.40 αντίστοιχα παρουσιάζοντας αρκετά μεγάλη απόκλιση μεταξύ τους.

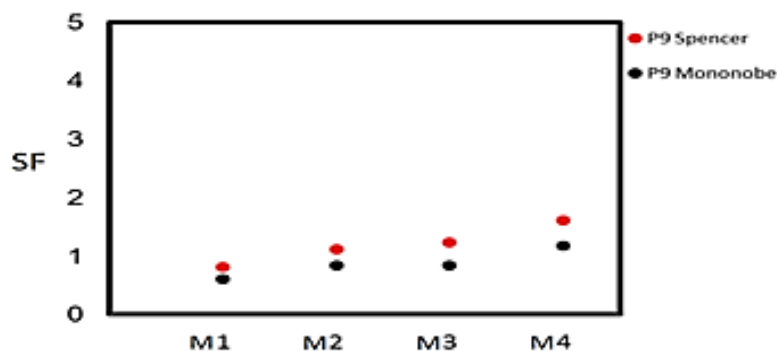
Παρατηρούμε συνεπώς ότι το Slide για μη κυκλική επιφάνεια αστοχίας δίνει ασφαλώς συντηρητικότερα αποτελέσματα από τα αντίστοιχα της μεθόδου Coulomb προσεγγίζει καλύτερα τα αντίστοιχα του Plaxis. Στο παρακάτω διάγραμμα παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα παραπάνω αποτελέσματα για μη κυκλική επιφάνεια αστοχίας τύπου Coulomb.



Σχήμα 3.43 Συντελεστές ασφαλείας μη κυκλικής επιφάνειας αστοχίας: Στατική ανάλυση

Ψευδοστατική ανάλυση:

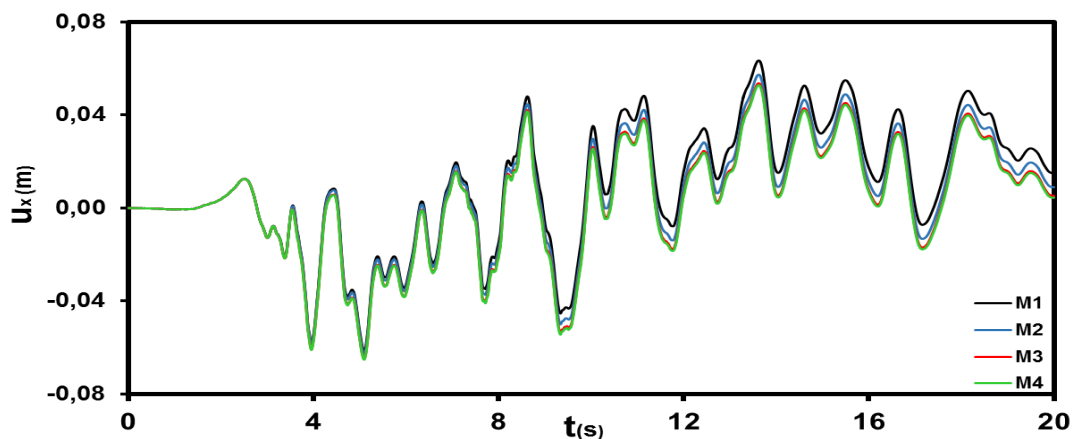
Σε αντίθεση με τη στατική για ψευδοστατική ανάλυση τα αποτελέσματα που λαμβάνουμε από την μέθοδο Mononobe Okabe είναι δυσμενέστερα αυτών που προέκυψαν από το Slide. Ενδεικτικά για το δυσμενέστερο μοντέλο μας το M1 από τη μέθοδο Mononobe Okabe προέκυψε συντελεστής ασφαλείας ίσος με 0.61 ενώ από το Slide ίσος με 0.82 ενώ για το πιο στιβαρό μοντέλο μας M4 τα αποτελέσματα που προέκυψαν είναι 1.17 και 1.60 απο Mononobe και Slide αντίστοιχα. Παρατηρείται επίσης ότι οι διαφορές των δύο μεθόδων παρουσιάζουν μικρότερες αποκλίσεις αναλογικά με αυτές των στατικών μεθόδων. Τέλος για κυκλική επιφάνεια αστοχίας προέκυψε συντελεστής ίσος με 0.76 κατά Spencer. Τα παραπάνω γίνονται καλύτερα αντιληπτα από το παρακάτω διάγραμμα:



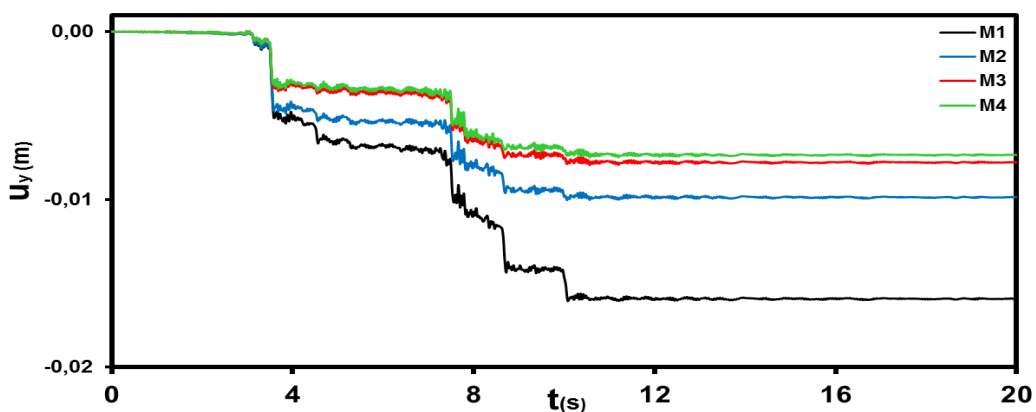
Σχήμα 3.44 Συντελεστές ασφαλείας μη κυκλικής επιφάνειας αστοχίας: Ψευδοστατική ανάλυση

Σεισμική φόρτιση:

Αρχικά γίνεται σύγκριση της απόκρισης των διατομών M1-M4 σε οριζόντια σεισμική μετακίνηση της κορυφής του τοίχου αλλά και οριζόντιας μετατόπισης του σημείου της γωνίας του πρηνούς. Συγκεντρώνοντας όλα τα παραπάνω αποτελέσματα παρατηρούμε ότι η μέγιστη οριζόντια παραμένουσα παραμόρφωση διατομής συμβαίνει για το επιταχυνσιογράφημα της Sakarya στο μοντέλο M1 και είναι ίση με 5.8 cm. Η αντίστοιχη μέγιστη παραμένουσα μετατόπιση του τοίχου μας είναι 4.6 cm, δηλαδή ικανοποιεί το όριο των 9.6 cm που θέτει ο Ευρωκώδικας. Μέγιστη κατακόρυφη παραμένουσα μετατόπιση διατομής είχαμε και πάλι για το σεισμό της Sakarya με τιμή 5.2 cm. Στο διαγράμμα που ακολουθεί γίνεται σύγκριση της συμπεριφοράς των μοντέλων M1-M4 για οριζόντια μετακίνηση του σημείου κορυφής των τοίχων. Η σύγκριση αυτή θα γίνει σε κοινό διάγραμμα ενδεικτικά για το επιταχυνσιογράφημα της Λευκάδας.

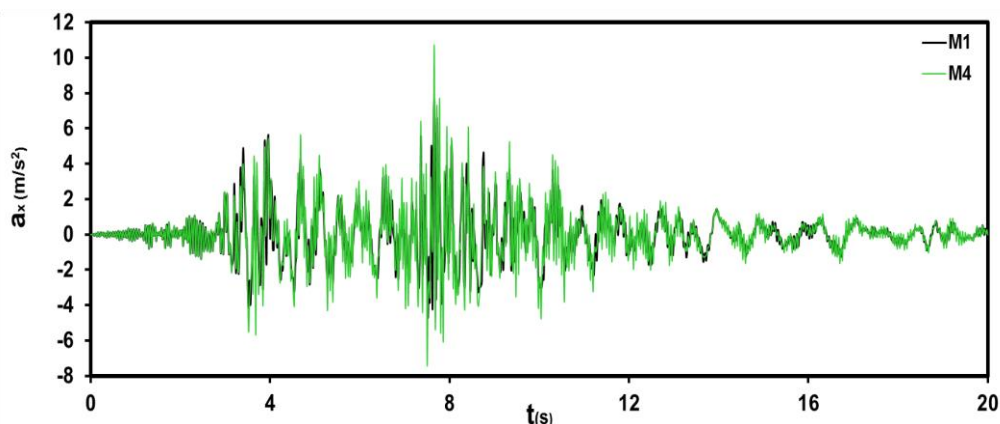


Όπως ήταν αναμενόμενο το μοντέλο M1 εμφανίζει τις μεγαλύτερες εύρους αποκρίσεις και το M4 αυτές με τις μικρότερες τιμές. Ακόμη παρατηρούμε ότι η ύπαρξη αγκυρίου παίζει καθοριστικότερο ρόλο από την ποιότητα της διεπιφάνειας έδρασης συμπεράσμα που προκύπτει από τις αποκρίσεις των M2, M3 καθώς πρακτικά τα διαγράμματα M3 και M4 ταυτίζονται. Οι διαφορές των κατακόρυφων μετακινήσεων φαίνονται από το παρακάτω διάγραμμα:



Και σε αυτή την περίπτωση τα αποτελέσματα ήταν εν μέρει αναμενόμενα καθώς η κατακόρυφη σεισμική μετακίνηση του πρανούς είναι αλληλένδετη με την ενδοσιμότητα του τοίχου μας.

Στο επόμενο διάγραμμα παρουσιάζεται η χρονοϊστορία των επιταχύνσεων. Στη συγκεκριμένη περίπτωση επιλέχθηκε να παρουσιαστούν μόνο οι δύο ακραίες διατομές, χωρίς δηλαδή τα μοντέλα M2 και M3, για την καλύτερη ευκρίνια των αποτελεσμάτων.



Οριζόντιες επιταχύνσεις μοντέλων M1 και M4

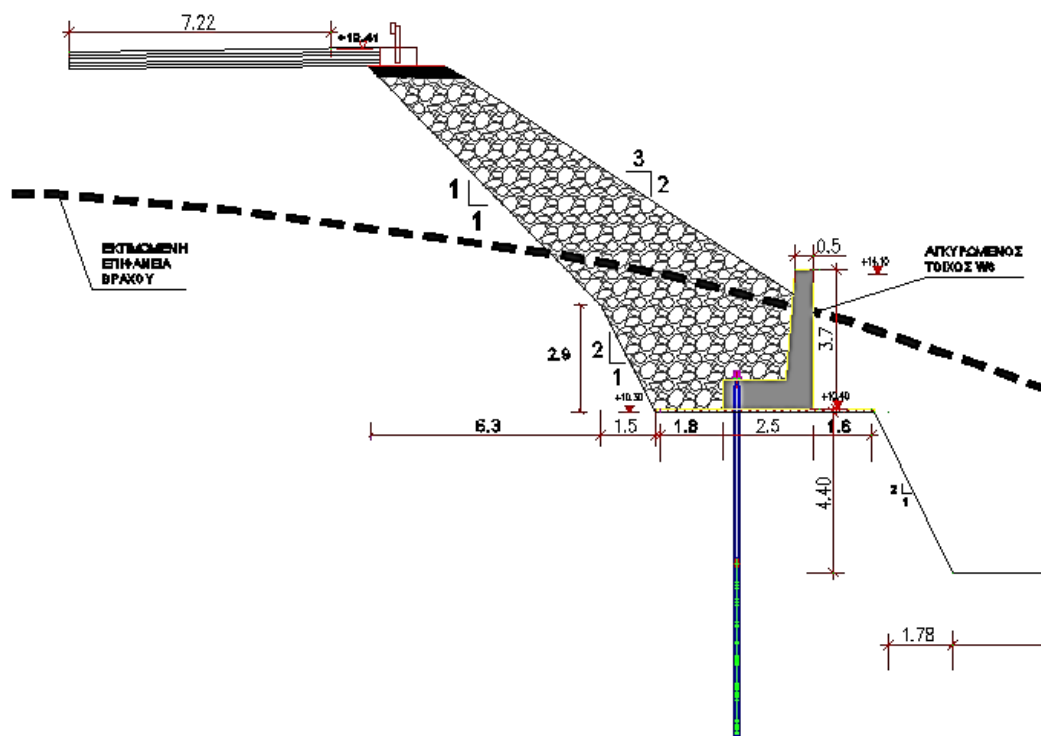
Παρατηρούμε προφανώς ότι η πιο “στιβαρή” κατασκευή μας είναι και αυτή που παρουσιάζει μεγαλύτερες επιταχύνσεις στην κορυφή της. Αυτό συμβαίνει διότι η μέγιστη δύναμη τριβής που αναπτύσσεται στη βάση του μοντέλου M4 είναι αρκετά μεγαλύτερη από την αντίστοιχη που αναπτύσσεται στο μοντέλο M1 με αποτέλεσμα και η μέγιστη επιτάχυνση του M4 να υπερβαίνει αυτή της M1. Ωστόσο η μέγιστη αναπτυσσόμενη επιτάχυνση δεν ταυτίζεται με την τιμή του συντελεστή τριβής καθώς υπάρχει σίγουρα και η επιρροή των αντιστηριζόμενων γαιών στην τελική τιμή της.

4

Διατομή P8

Ο κύριος λόγος επιλογής της ανάλυσης της διατομής P8 είναι κυρίως η τοποθεσία της καθώς βρίσκεται πολύ κοντά στη σύνδεση των τοίχων με αγκύριο (Anchored) με το σύμπλεγμα των τοίχων χωρίς αγκύριο (Cantilever). Ένας ακόμη λόγος είναι το μεγάλο ύψος επιχώματος που αντιστηρίζει αναλογικά με τους υπόλοιπους αγκυρομένους τοίχους γεγονός που μας προϊδεάζει ότι τα αποτελέσματα που θα προκύψουν για αυτή τη διατομή θα είναι δυσμενέστερα από αυτά της διατομής P9.

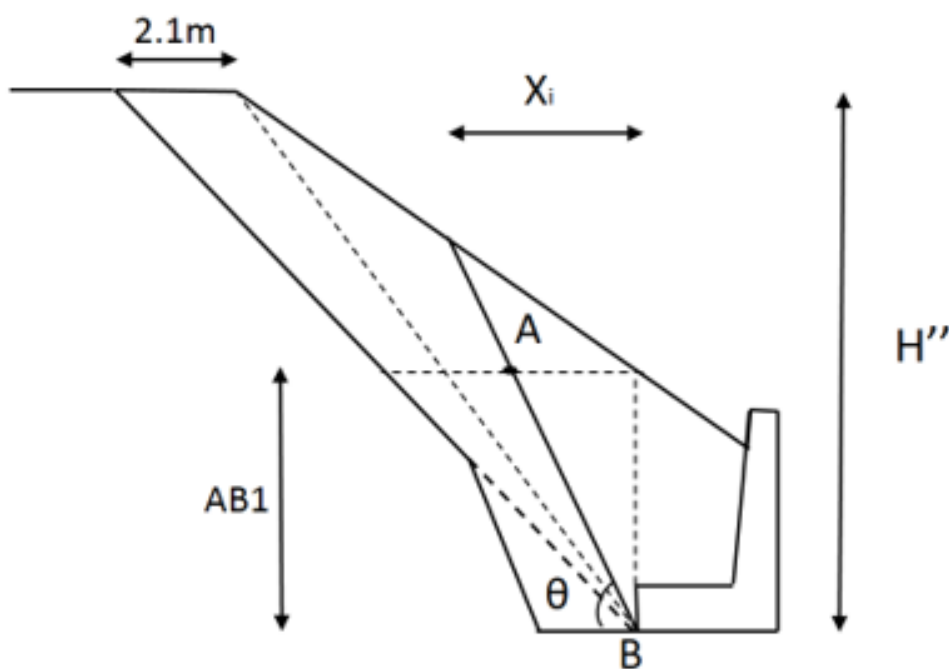
Η αναλυτική γεωμετρία της διατομής παρουσιάζεται μέσα από το παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 4.1 Αναλυτική γεωμετρία διατομής P8 σε κλίμακα 1:200 (διαστάσεις σε m)

4.1 Εύρεση συντελεστών ασφαλείας σε ολίσθηση και ανατροπή του τοίχου με τη μέθοδο Coulomb και ευστάθιας πρανούς με τις μεθόδους Bishop και Fellenius

Και για αυτή τη διατομή οι επιλύσεις για τις παραπάνω μεθόδους έγιναν σε υπολογιστικό φύλλο excel το οποίο είναι στην ίδια λογική με αυτό της διατομής P9. Επίσης και σε αυτή την περίπτωση θεωρούμε ότι έχουν αναπτυχθεί οι απαραίτητες παραμορφώσεις ώστε να έχουμε ενεργητική κατάσταση αστοχίας και για τις 4 παραλλαγές του τοίχου μας και συνεπώς το σύνολο των συντελεστών ασφαλείας θα υπολογιστεί για την ίδια δύναμη που θα προκύψει. Στο σκαρίφημα που ακολουθεί παρουσιάζονται βασικά γεωμετρικά στοιχεία:



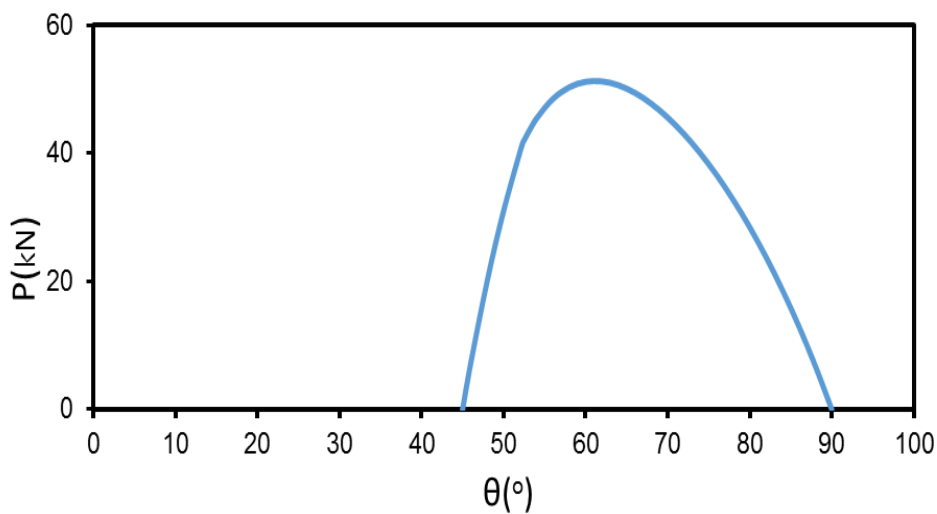
Σχήμα 4.2 Επισήμανση γεωμετρικών στοιχείων που χρησιμεύουν στους υπολογισμούς που ακολουθούν

Όπου: ύψος $H''= 9,05\text{m}$, γωνιά θ_i αλλαγής κλίσης του πρανούς $\rightarrow \theta_i= 52.3^\circ$, ύψος αρχής πρίσματος $X_i=4.4\text{m}$, $\theta_{\max}=45^\circ$

Ακόμη το εμβαδό του τοίχου με ύψος 3,7m είναι $A=3,81\text{m}^2$ και το εμβαδό του υπερκείμενου πρίσματος πάνω από τον πόδα του τοίχου είναι $A= 5,44\text{m}^2$.

Εύρεση κρίσιμου πρίσματος και μέγιστης δύναμης P για στατικά φορτία:

Πρίσματα αστοχίας κατά Coulomb						
$\theta(^{\circ})$	AB(m)	χ_i (m)	A(m ²)	Wi(kN)	Pi(kN)	Pmax(kN)
90,00	4,40	0,00	0,00	0,00	0,00	91,27
88,00	4,40	0,16	0,35	7,27	6,78	
86,00	4,41	0,32	0,71	14,91	12,96	
84,00	4,42	0,50	1,09	22,98	18,61	
82,00	4,44	0,68	1,50	31,52	23,75	
80,00	4,47	0,88	1,93	40,62	28,44	
78,00	4,50	1,09	2,40	50,35	32,69	
76,00	4,53	1,32	2,89	60,79	36,53	
74,00	4,58	1,56	3,43	72,07	39,95	
72,00	4,63	1,83	4,02	84,32	42,96	
70,00	4,68	2,11	4,65	97,70	45,56	
68,00	4,75	2,43	5,35	112,42	47,72	
66,00	4,82	2,79	6,13	128,73	49,41	
64,00	4,90	3,18	7,00	146,94	50,60	
62,00	4,98	3,62	7,97	167,47	51,20	
60,00	5,08	4,13	9,09	190,85	51,14	
58,00	5,19	4,71	10,37	217,78	50,28	
56,00	5,31	5,39	11,87	249,23	48,44	
54,00	5,44	6,20	13,64	286,53	45,38	
52,36	5,56	6,99	15,37	322,80	41,70	
52,36	-	-0,02	15,28	320,85	41,44	
52,00	-	0,07	15,69	329,51	40,46	
50,00	-	0,59	18,06	379,23	33,18	
48,00	-	1,15	20,57	431,95	22,64	
46,00	-	1,74	23,24	488,10	8,52	
45,00	-	2,05	24,65	517,60	0,00	
45,00	-	2,05	24,65	517,60	91,27	



Σχήμα 4.3 Διάγραμμα P- θ για δοκιμάστικά πρίσματα Coulomb

Δυσμενέστερο πρίσμα και σε αυτή την περίπτωση προέκυψε και πάλι αυτό για γωνία $\theta = 45^\circ$ όπως και στη διατομή P9. Οι τελικοί συντελεστές ασφαλείας έχουν ως εξής:

Συντελεστές ασφαλείας σε ολίσθηση και ανατροπή:

1. Τοίχος χωρίς αγκύριο και συντελεστή τριβής βάσης $\mu=0.58$:

$$\text{Ολίσθηση: } SF = \frac{(A_{\text{τοιχου}} \cdot \gamma_b + A_{\text{πρισματος}} \cdot \gamma_{\text{backfill}} + P \cdot \sin \delta) \cdot \tan \varphi_{\text{βασης}}}{P \cdot \cos \delta} \rightarrow$$

$$SF = \frac{(3.81 \cdot 25 + 5.44 \cdot 21 + 78.62 \cdot \sin 0^\circ) \cdot \tan 30^\circ}{91.27 \cdot \cos 0^\circ} = 1.33$$

$$\text{Ανατροπη: } SF = \frac{W_{\text{τοιχου}} \cdot d1 + W' \cdot d2}{P \cdot (X1/3 - b \cdot \tan \delta) \cdot \cos \delta}$$

$$SF = \frac{95.75 \cdot 0.80 + 110.43 \cdot 1.65}{91.27 \cdot 1.47} = 1.98$$

Ομοίως και για τα υπόλοιπα μοντέλα προκύπτουν τα εξής αποτελέσματα:

2. Τοίχος χωρίς αγκύριο και συντελεστή τριβής βάσης $\mu=0.80$:

$$\text{Ολίσθηση: } SF=1.84$$

$$\text{Ανατροπη: } SF=1.98$$

3. Τοίχος με αγκύριο και συντελεστή τριβής βάσης $\mu=0.58$:

$$\text{Ολίσθηση: } SF=2.13$$

$$\text{Ανατροπη: } SF=3.94$$

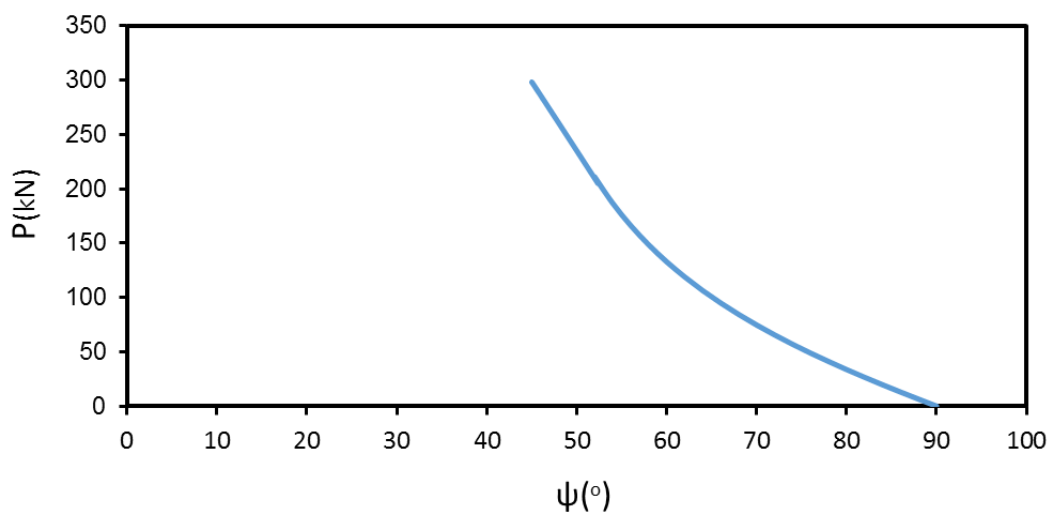
4. Τοίχος με αγκύριο και συντελεστή τριβής βάσης $\mu=0.80$:

$$\text{Ολίσθηση: } SF=2.95$$

$$\text{Ανατροπη: } SF=3.94$$

Εύρεση κρίσιμου πρίσματος και μέγιστης δύναμης P για σεισμικά φορτία (ψευδοστατική ανάλυση):

Πρίσματα ασοχίας κατά Coulomb (ψευδοστατική ανάλυση)												
$\psi(^{\circ})$	AB(m)	X1(m)	A(m ²)	Wi(kN)	$\omega 1(^{\circ})$	$\omega 2(^{\circ})$	Wx(kN)	Wy(kN)	W'(kN)	P(kN)	Pmax(kN)	
90,00	4,40	0,00	0,00	0,00	77,28	78,70	0,00	0,00	0,00	0,00	341,40	
88,00	4,40	0,16	0,35	7,25	75,28	80,70	3,48	5,51	6,52	6,39		
86,00	4,41	0,32	0,71	14,88	73,28	82,70	7,14	11,31	13,38	12,92		
84,00	4,42	0,50	1,09	22,93	71,28	84,70	11,01	17,43	20,61	19,61		
82,00	4,44	0,68	1,50	31,46	69,28	86,70	15,10	23,91	28,28	26,50		
80,00	4,46	0,88	1,93	40,54	67,28	88,70	19,46	30,81	36,44	33,62		
78,00	4,49	1,09	2,39	50,25	65,28	90,70	24,12	38,19	45,17	41,03		
76,00	4,53	1,31	2,89	60,68	63,28	92,70	29,12	46,11	54,54	48,77		
74,00	4,57	1,56	3,43	71,93	61,28	94,70	34,53	54,67	64,66	56,90		
72,00	4,62	1,82	4,01	84,16	59,28	96,70	40,40	63,96	75,65	65,48		
70,00	4,68	2,11	4,64	97,52	57,28	98,70	46,81	74,11	87,66	74,60		
68,00	4,74	2,43	5,34	112,21	55,28	100,70	53,86	85,28	100,86	84,37		
66,00	4,81	2,78	6,12	128,48	53,28	102,70	61,67	97,65	115,49	94,89		
64,00	4,89	3,18	6,98	146,66	51,28	104,70	70,40	111,46	131,83	106,33		
62,00	4,98	3,62	7,96	167,15	49,28	106,70	80,23	127,04	150,25	118,88		
60,00	5,08	4,13	9,07	190,49	47,28	108,70	91,43	144,77	171,22	132,80		
58,00	5,18	4,71	10,35	217,36	45,28	110,70	104,34	165,20	195,39	148,40		
56,00	5,30	5,39	11,85	248,75	43,28	112,70	119,40	189,05	223,60	166,15		
54,00	5,43	6,20	13,62	285,98	41,28	114,70	137,27	217,34	257,06	186,66		
52,00	5,58	7,17	15,76	330,97	39,28	116,70	158,87	251,54	297,50	210,81		
52,36	5,55	6,98	15,34	322,14	39,64	116,34	154,63	244,83	289,57	206,12		
52,36	-	-0,02	15,24	320,14	39,64	116,34	153,67	243,31	287,77	204,84		
52,00	-	0,07	15,66	328,85	39,28	116,70	157,85	249,93	295,60	209,46		
50,00	-	0,59	18,03	378,57	37,28	118,70	181,71	287,71	340,29	234,96		
48,00	-	1,15	20,54	431,29	35,28	120,70	207,02	327,78	387,68	260,38		
46,00	-	1,74	23,21	487,43	33,28	122,70	233,97	370,45	438,15	285,67		
45,00	-	2,05	24,62	516,94	32,28	123,70	248,13	392,87	464,67	298,25		
45,00	-	2,05	24,62	516,94	42,28	113,70	248,13	392,87	464,67	341,40		



Σχήμα 4.4 Διάγραμμα P-θ για δοκιμαστικά πρίσματα Coulomb σε ψευδοστατική ανάλυση

Μέγιστη είναι η δύναμη εκείνη για $\psi=45^\circ$ (και $\phi=35^\circ$) όπου και πάλι η αστοχία μας περνάει από τη διεπιφάνεια υλικού επίχωσης

Συντελεστές ασφαλείας σε ολίσθηση και ανατροπή:

1. Τοίχος χωρίς αγκύριο και συντελεστή τριβής βάσης $\mu=0.58$:

Ολίσθηση: $SF=0.52$

Ανατροπή: $SF=0.60$

2. Τοίχος χωρίς αγκύριο και συντελεστή τριβή βάσης $\mu=0.80$:

Ολίσθηση: $SF=0.73$

Ανατροπή: $SF=0.60$

3. Τοίχος με αγκύριο και συντελεστη τριβής βάσης $\mu=0.58$:

Ολίσθηση: $SF=0.71$

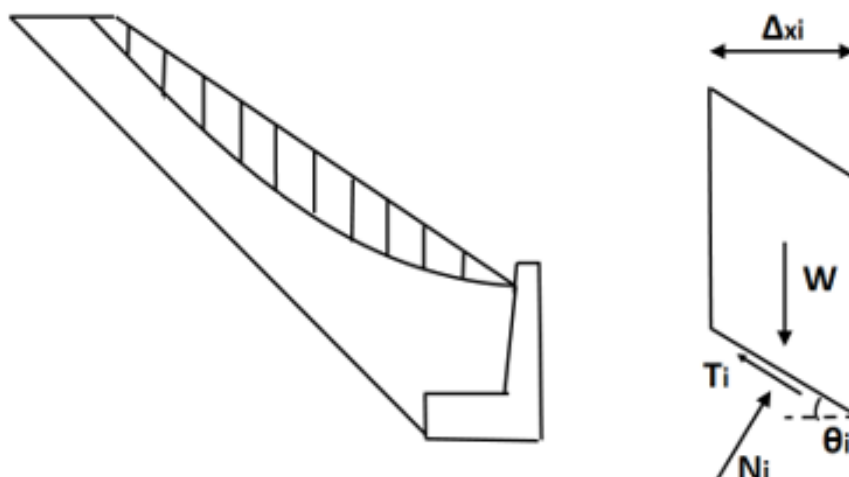
Ανατροπή: $SF=1.37$

4. Τοίχος με αγκύριο και συντελεστη τριβής βάσης $\mu=0.80$:

Ολίσθηση: $SF=1.00$

Ανατροπή: $SF=1.37$

Έλεγχος ευστάθειας πρσανούς με τις μεθόδους Bishop και Fellenius για στατική φόρτιση:



Σχήμα 4.5 Εξεταζόμενη επιφάνεια αστοχίας και δυνάμεις που ασκούνται σε κάθε λωρίδα

Εδώ πρέπει να σημειωθεί η εξεταζόμενη επιφάνεια αστοχίας μας χωρίστηκε σε 11 λωρίδες πάχους $\Delta x_i=0,8m$ έκαστη. Τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τις μεθόδους φαίνονται στα παρακάτω υπολογιστικά φύλλα.

Στατική ανάλυση:

Μέθοδος Fellenius								
Δl_i (m)	θ_i (rad)	E_i (m ²)	W_i (kN)	N_i (kN)	T_i (kN)	$W_i \cdot \sin\theta_i$ (kN)		
1,3	0,9	0,3	6,9	4,4	4,4	5,3		
1,2	0,8	0,7	14,7	10,3	10,3	10,5		
1,1	0,7	0,9	19,3	14,6	14,6	12,7		
1,0	0,6	1,0	21,0	16,8	16,8	12,6		
1,0	0,6	1,1	23,1	19,3	19,3	12,6		
0,9	0,5	1,1	22,7	19,8	19,8	11,0		
0,9	0,4	1,0	21,4	19,3	19,3	9,2		
0,9	0,4	0,9	18,9	17,4	17,4	7,4		
0,9	0,3	0,74	15,5	14,6	14,6	5,3		
0,8	0,3	0,54	11,3	10,9	10,9	3,2		
1,3	0,2	0,32	6,7	6,6	6,6	1,4		
$\Sigma=$					154,0	91,3	F_s	1,69

Μέθοδος Bishop									
Δl_i (m)	θ_i (rad)	E_i (m ²)	W_i (kN)	m_i	T_i (kN)	$W_i \cdot \sin\theta_i$ (kN)	m_i	T_i (kN)	$W_i \cdot \sin\theta_i$ (kN)
1,3	0,9	0,3	6,9	1,1	6,3	5,3	1,1	6,4	5,3
1,2	0,8	0,7	14,7	1,1	13,1	10,5	1,1	13,2	10,5
1,1	0,7	0,9	19,3	1,1	16,9	12,7	1,1	17,1	12,7
1,0	0,6	1,0	21,0	1,2	18,2	12,6	1,1	18,3	12,6
1,0	0,6	1,1	23,1	1,2	19,9	12,6	1,2	20,1	12,6
0,9	0,5	1,1	22,7	1,2	19,5	11,0	1,2	19,7	11,0
0,9	0,4	1,0	21,4	1,2	18,5	9,2	1,2	18,6	9,2
0,9	0,4	0,9	18,9	1,2	16,4	7,4	1,1	16,5	7,4
0,9	0,3	0,7	15,5	1,1	13,6	5,3	1,1	13,7	5,3
0,8	0,3	0,5	11,3	1,1	10,1	3,2	1,1	10,1	3,2
1,3	0,2	0,3	6,7	1,1	6,1	1,4	1,1	6,1	1,4
$\Sigma=$					158,6	91,3		159,7	91,3
F_s						1,74		F_s	1,75
D_{fs}						0,03		D_{fs}	0,01

Ψευδοστατική ανάλυση:

Μέθοδος Fellenius									
Δl (m)	θ_i (rad)	E_i (m ²)	W_i (kN)	W_x (kN)	W_y (kN)	W' (kN)	N_i (kN)	T_i (kN)	$W_i' \cdot \sin\theta_i$ (kN)
1,3	0,9	0,3	6,9	3,3	5,3	6,2	0,8	0,9	6,2
1,2	0,8	0,7	14,7	7,1	11,2	13,2	2,8	3,1	12,9
1,1	0,7	0,9	19,3	9,3	14,7	17,4	5,0	5,6	16,6
1,0	0,6	1,0	21,0	10,1	16,0	18,9	6,7	7,4	17,7
1,0	0,6	1,1	23,1	11,1	17,6	20,8	8,6	9,6	18,9
0,9	0,5	1,1	22,7	10,9	17,2	20,4	9,8	10,9	17,9
0,9	0,4	1,0	21,4	10,3	16,3	19,3	10,3	11,4	16,3
0,9	0,4	0,9	18,9	9,1	14,4	17,0	9,7	10,8	14,0
0,9	0,3	0,7	15,5	7,5	11,8	14,0	8,5	9,5	11,0
0,8	0,3	0,5	11,3	5,4	8,6	10,2	6,7	7,5	7,6
1,3	0,2	0,3	6,7	3,2	5,1	6,0	4,3	4,8	4,2
$\Sigma=$								81,48	143,33
F_s									0,57

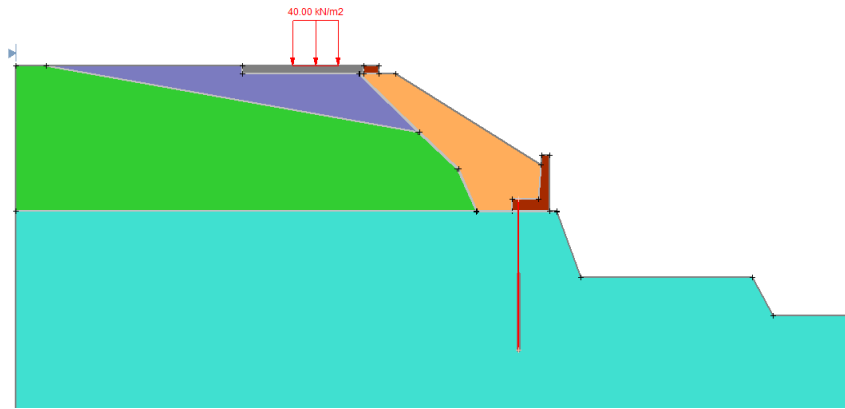
Μέθοδος Bishop												
Δl (m)	θ_i (rad)	E_i (m ²)	W_i (kN)	W_x (kN)	W_y (kN)	W' (kN)	N_i (kN)	T_i (kN)	$W_i' \cdot \sin\theta_i$	m_i	T_i	$W_i \cdot \sin\theta_i$
1,3	0,9	0,3	6,9	3,3	5,3	6,2	2,0	2,6	6,2	2,0	2,6	6,2
1,2	0,8	0,7	14,7	7,1	11,2	13,2	2,0	5,7	12,9	2,0	5,7	12,9
1,1	0,7	0,9	19,3	9,3	14,7	17,4	1,9	7,7	16,6	1,9	7,6	16,6
1,0	0,6	1,0	21,0	10,1	16,0	18,9	1,9	8,6	17,7	1,9	8,5	17,7
1,0	0,6	1,1	23,1	11,1	17,6	20,8	1,8	9,8	18,9	1,8	9,7	18,9
0,9	0,5	1,1	22,7	10,9	17,2	20,4	1,7	10,0	17,9	1,7	9,9	17,9
0,9	0,4	1,0	21,4	10,3	16,3	19,3	1,7	9,8	16,3	1,7	9,8	16,3
0,9	0,4	0,9	18,9	9,1	14,4	17,0	1,6	8,9	14,0	1,6	8,9	14,0
0,9	0,3	0,7	15,5	7,5	11,8	14,0	1,5	7,7	11,0	1,5	7,6	11,0
0,8	0,3	0,5	11,3	5,4	8,6	10,2	1,5	5,9	7,6	1,5	5,9	7,6
1,3	0,2	0,3	6,7	3,2	5,1	6,0	1,3	3,8	4,2	1,4	3,8	4,2
							$\Sigma=$	80,5	143,3		80,0	143,3
								Fs	0,56		Fs	0,56
								Dfs	0,01		Dfs	0,01

Παρατηρήσεις-Συμπεράσματα:

Με βάση τα παραπάνω αποτελέσματα γίνεται αντιληπτό ότι η διατομή P7 με αγκύριο παρουσιάζει γενικά χαμηλότερους συντελεστές ασφαλείας σε σχέση με τους αντίστοιχους της P9. Ακόμη για την δυσμενέστερη διατομή μας, δηλαδή χωρίς αγκύριο βάσης επιφάνεια έδρασης χαμηλής διατμητικής αντοχής, ο συντελεστής με τη μέθοδο Coulomb για ολίσθηση βρέθηκε μικρότερος από αυτόν που προέκυψε από τη μέθοδο Bishop. Συνεπώς για την συγκεκριμένη διατομή κρίσιμη είναι η αστοχία με τη μορφή πρίσματος. Για όλες τις υπόλοιπες διατομές οι συντελεστές τόσο για ολίσθηση όσο και για ανατροπή προέκυψαν μεγαλύτεροι του 1.75, δηλαδή κρίσιμος μηχανισμός αστοχίας σε αυτές τις περιπτώσεις είναι η κυκλική αστοχία πρανούς. Ως αναφορά την ψευδοστατική ανάλυση παρατηρούμε ότι οι περισσότεροι των συντελεστών ασφαλείας που υπολογίστηκαν τόσο σε αστοχία πρίσματος όσο και σε κυκλική αστοχία είναι χαμηλότεροι της μονάδας (εκτός του μοντέλου M4). Αυτό ωστόσο όπως εξηγήθηκε και για τις αντίστοιχες περιπτώσεις της διατομής P9 δεν σημαίνει κατ' ανάγκη αστοχία της κατασκευής μας και του πρανούς. Για τη συγκεκριμένη επιτάχυνση υπολογισμού ωστόσο θα έχουμε ανάπτυξη κάποιων μετακινήσεων λόγω ολίσθησης. Προφανώς τα παραπάνω αποτελέσματα θα αξιολογηθούν με βάση τα ακριβέστερα αποτελέσματα του Slide και κυρίως με αυτά που θα προκύψουν από το Plaxis.

4.2 Ανάλυση και εύρεση κρίσιμων μηχανισμών αστοχίας με το λογισμικό Slide

Αρχικά παρουσιάζεται το γενικό προσομοίωμα της διατομής P9 που χρησιμοποιήθηκε στο σύνολο των αναλύσεων:

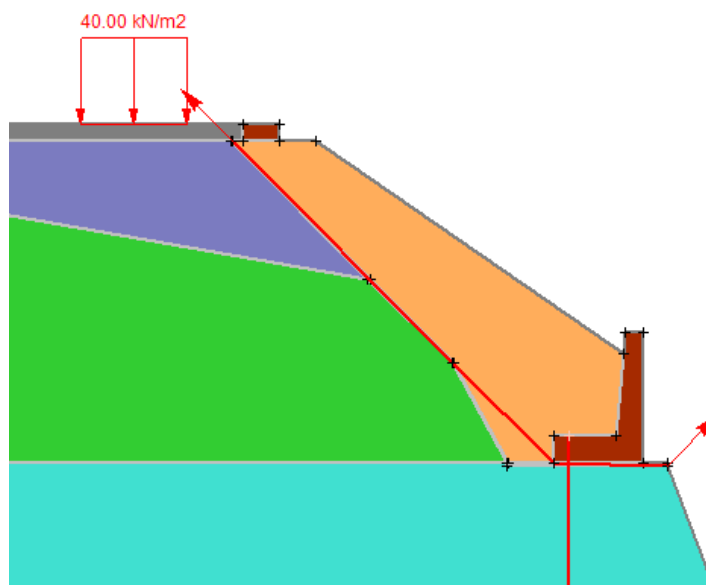


Σχήμα 4.6 Βασικό προσομοίωμα διατομής P7 με αγκύριο

Εδώ σημειώνεται πως και πάλι το φορτίο των 40 kN/m^2 δεν επηρεάζει σε μεγάλο βαθμό τα αποτελέσματά μας ως αναφορά τους συντελεστές ασφαλείας. Ωστόσο και σε αυτή την περίπτωση δεν παραλείπεται για λόγους πληρότητας του προσομοιώματος.

Στατικός υπολογισμός για μη κυκλική επιφάνεια αστοχίας:

Και σε αυτή την περίπτωση η επιφάνεια αστοχίας θα προκύψει αποκλειστικά από τη μέθοδο Spencer. Η δυσμενέστερη επιφάνεια η οποία προέκυψε ύστερα από δοκιμές και ταυτίζεται με το δυσμενέστερο πρίσμα που βρέθηκε με τη μέθοδο Coulomb φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 4.7 Κρίσιμη επιφάνεια αστοχίας για στατικά φορτία

Οι τελικοί συντελεστές ασφαλείας για μη κυκλική επιφάνεια αστοχίας έχουν ως εξής:

1. Τοίχος χωρίς αγκύριο και συντελεστή τριβής βάσης $\mu=0.58$:
SF=1.46
2. Τοίχος χωρίς αγκύριο και συντελεστή τριβή βάσης $\mu=0.80$:
SF=1.72
3. Τοίχος με αγκύριο και συντελεστη τριβής βάσης $\mu=0.58$:
SF=1,73
4. Τοίχος με αγκύριο και συντελεστη τριβής βάσης $\mu=0.80$:
SF=2.13

Ψευδοστατική ανάλυση για μη κυκλική επιφάνεια αστοχίας:

Η διατομή μας εξετάστηκε για οριζόντια επιτάχυνση $k_h=0.48g$ και κατακόρυφη επιτάχυνση $k_v=0.24g$. Οι τελικοί συντελεστές ασφαλείας έχουν ως εξής:

1. Τοίχος χωρίς αγκύριο και συντελεστή τριβής βάσης $\mu=0.58$
SF=0.76
2. Τοίχος χωρίς αγκύριο και συντελεστή τριβή βάσης $\mu=0.80$
SF=1.05
3. Τοίχος με αγκύριο και συντελεστη τριβής βάσης $\mu=0.58$
SF=1.03
4. Τοίχος με αγκύριο και συντελεστη τριβής βάσης $\mu=0.80$
SF=1.41

Στατική ανάλυση για κυκλική επιφάνεια αστοχίας:

Εδώ προφανώς τα αποτελέσματα και για τις 4 περιπτώσεις της διατομής P7 με αγκύριο ταυτίζονται εφόσον σε όλες τις περιπτώσεις η κλίση και το μέγεθος του πρσανούς παραμένουν σταθερά. Οι συντελεστές ασφαλείας προέκυψαν με βάση τις μεθόδους Fellenius, Bishop και Spencer.

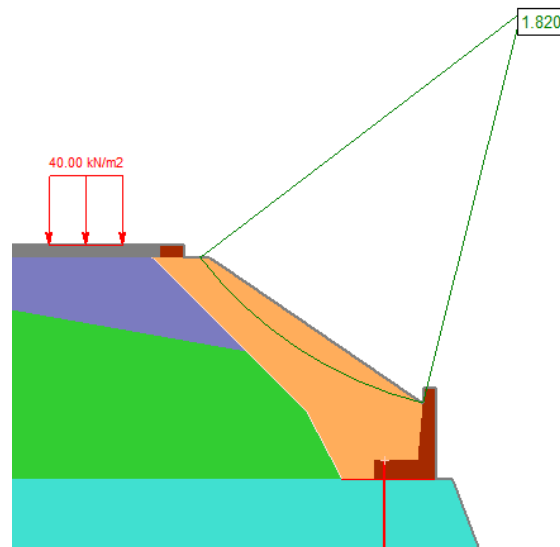
Συντελεστές ασφαλείας:

- Μέθοδος Fellenius: SF= 1,76
- Μέθοδος Bishop: SF= 1,82

- Μέθοδος Spencer SF= 1,82

Τα παραπάνω αποτελέσματα ελάχιστα διαφέρουν από αυτά που προέκυψαν από τη διατομή P9, αποτέλεσμα που εν μέρει το αναμέναμε καθώς τα δύο πρανή παρουσιάζουν την ίδια κλίση.

Στο σχήμα 4.7 της επόμενης σελίδας παρουσιάζεται ενδεικτικά η κυκλική επιφάνεια αστοχίας κατά Spencer:



Σχήμα 4.8 Κυκλική επιφάνεια αστοχίας και συντελεστής ασφαλείας κατά Spencer

Ψευδοστατική ανάλυση για κυκλική επιφάνεια αστοχίας:

Συντελεστές ασφαλείας:

- Μέθοδος Fellenius: SF= 0,62
- Μέθοδος Bishop: SF= 0,68
- Μέθοδος Spencer SF= 0,70

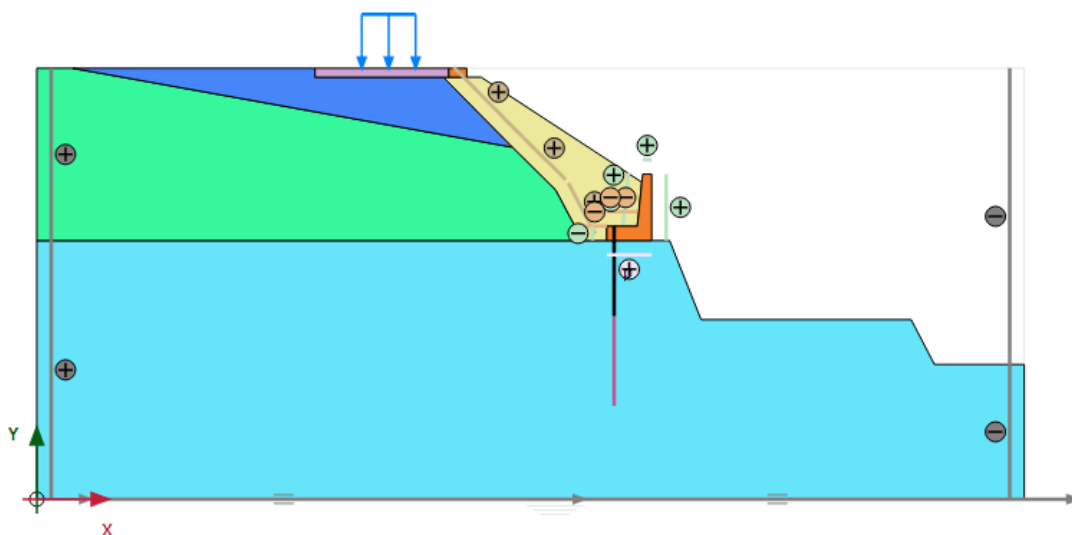
Παρατηρήσεις- σχολιασμός αποτελεσμάτων:

Συνοψίζοντας τα παραπάνω αποτελέσματα ο συντελεστής κατά Spencer προέκυψε ίσος με 1.82 για κυκλική επιφάνεια αστοχίας. Για μη κυκλική επιφάνεια αστοχίας μόνο το μοντέλο με αγκύριο και ισχυρή διεπιφάνεια έδρασης έδωσε μεγαλύτερο συντελεστή ασφαλείας (SF=2.17) καθώς το αντίστοιχο με αγκύριο βάσης αλλά με διεπιφάνεια χαμηλής διατμητικής αντοχής έδωσε συντελεστή ίσο με 1.74 δηλαδή οριακά μικρότερο του 1.82. Γενικότερα όπως και στη διατομή P9 παρατηρούμε ότι από το Slide παίρνουμε αρκετά πιο συντηρητικούς συντελεστές ασφαλείας σχετικά με τη μέθοδο Coulomb για στατικές φορτίσεις. Αυτό προφανώς έχει να κάνει με την μεγαλύτερη ακρίβεια που προσφέρει η μέθοδος Spencer. Για ψευδοστατική ανάλυση όλοι οι

συντελεστές της μη κυκλικής επιφάνειας αστοχίας βρέθηκαν μεγαλύτεροι του αντίστοιχου της κυκλικής κατά Spencer και μόνο το μοντέλο χωρίς αγκύριο βάσης και με ασθενή διεπιφάνεια έδρασης τον πλησίασε αρκετά. Τέλος πρέπει να επισημάνουμε ότι οι αντίστοιχοι συντελεστές που προέκυψαν από τη μέθοδο Monobe Okabe είναι πιο συντηρητικοί των αντίστοιχων που προέκυψαν από το Slide.

4.3 Αριθμητική ανάλυση διατομής P8 με τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Plaxis

Στο σχήμα που ακολουθεί παρουσιάζεται το βασικό προσομοίωμα πάνω στο οποίο έγιναν οι επιμέρους αναλύσεις και τροποποιήσεις της διατομής P7 με προεντεταμένο αγκύριο βάσης:

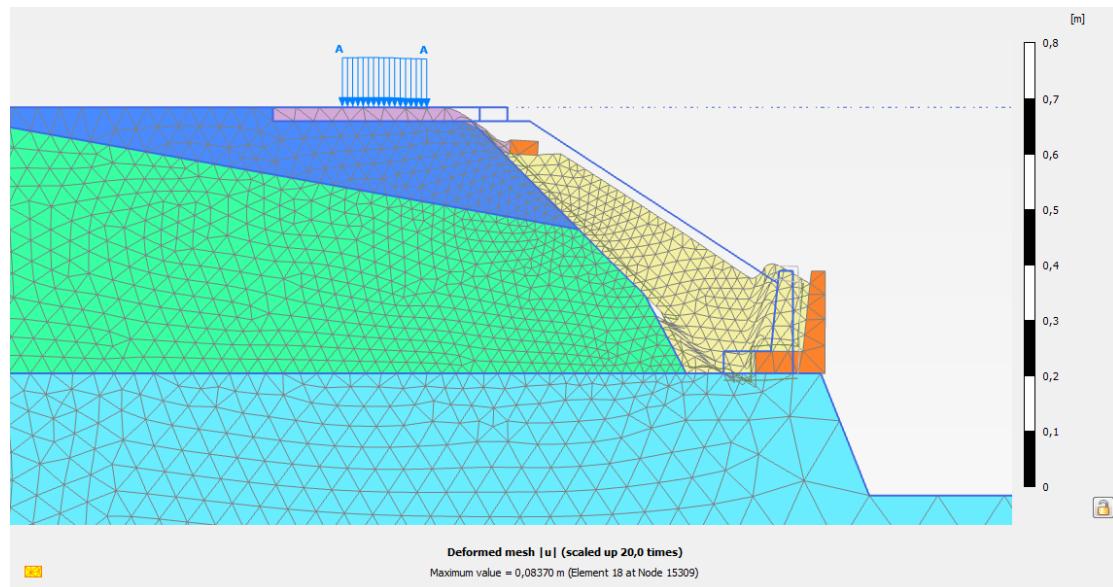


Σχήμα 4.9 Προσομοίωμα διατομής P7 με αγκύριο

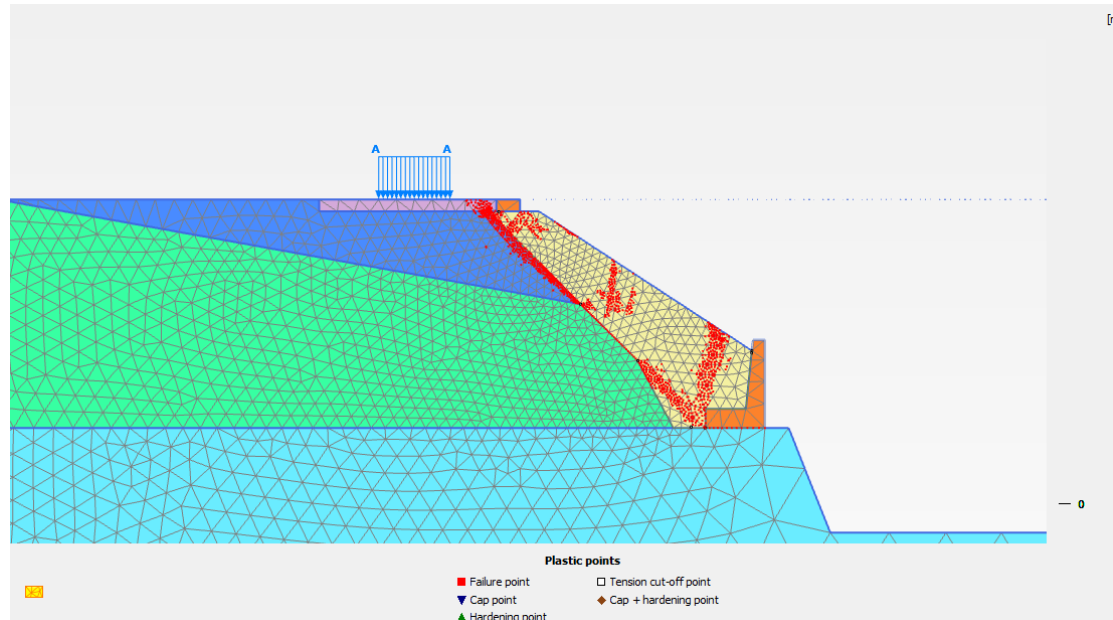
Για τη συγκεκριμένη διατομή θα εξαχθούν τα ίδια ακριβώς στοιχεία με την διατομή P9. Έτσι θα γίνει σύγκριση των αποτελεσμάτων που θα προκύψουν αφενώς με τις δύο προηγούμενες μεθόδους (Coulomb και ανάλυση στο Slide) και αφετέρου με αυτά που προέκυψαν από τη διατομή P9 που μελετήθηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο. Στις επόμενες σελίδες ακολουθούν τα αποτελέσματα των αναλύσεων και για τις 4 παραλλαγές της διατομής, δηλαδή με και χωρίς αγκύριο και με διεπιφάνεια βάσης χαμηλής και υψηλής διατμητικής αντοχής.

1) Διατομή χωρίς αγκύριο και με διεπιφάνεια έδρασης βάσης χαμηλής διατμητικής αντοχής ($\mu=0.58$):

Στατικά φορτία:



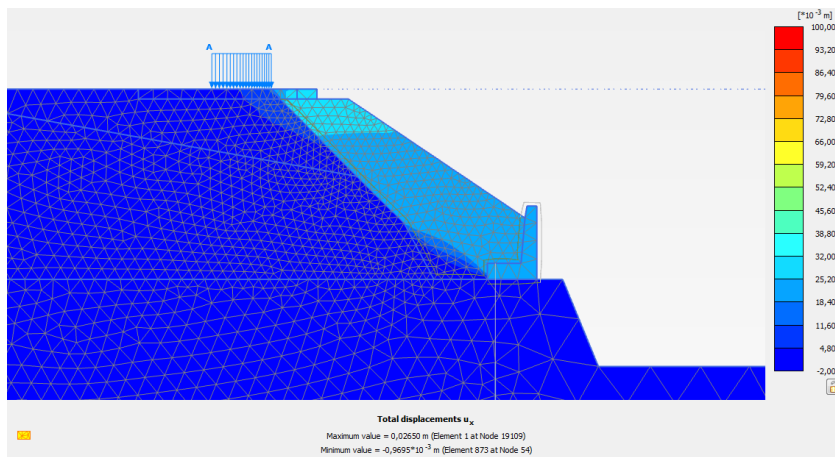
Σχήμα 4.10 Παραμορφωμένος κώνναβος με στατικό συντελεστή ασφαλείας $SF=1.38$



Σχήμα 4.11 Σημεία πλαστικοποίησης κώνναβου (τρόπος αστοχίας: προσεγγίζεται καλύτερα από τη μέθοδο Coulomb)

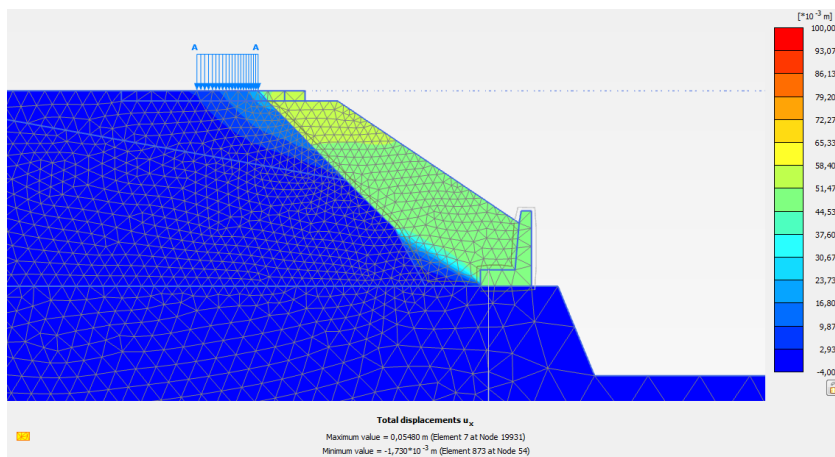
Στις επόμενες δύο σελίδες παρουσιάζονται οι οριζόντιες και κατακόρυφες παραμένουσες παραμορφώσεις ύστερα από κάθε σεισμική διέγερση, υπό την ίδια βαθμονόμηση κλίμακας.

Καλαμάτα 1986



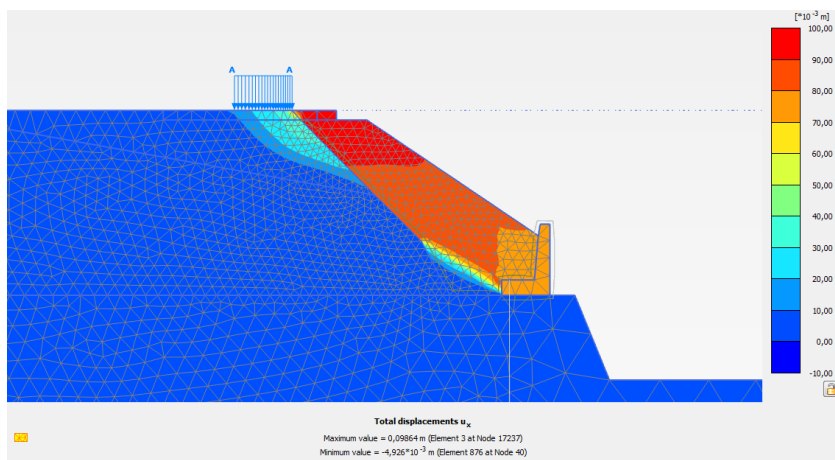
Σχήμα 4.12 Παραμένουσες οριζόντιες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 2.7 cm

Λευκάδα 2003



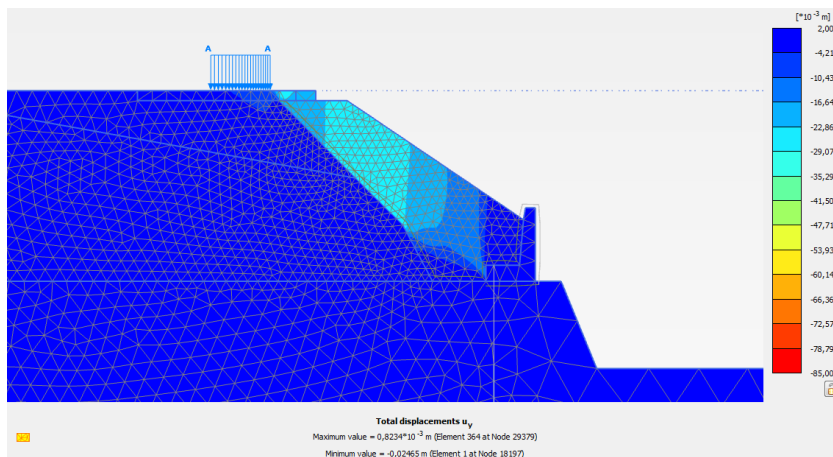
Σχήμα 4.13 Παραμένουσες οριζόντιες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 5.5 cm

Sakarya 1999



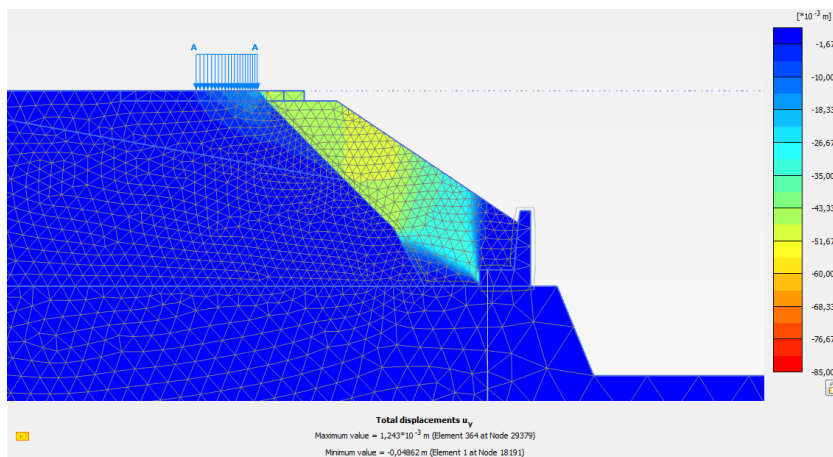
Σχήμα 4.14 Παραμένουσες οριζόντιες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 10cm

Καλαμάτα 1986



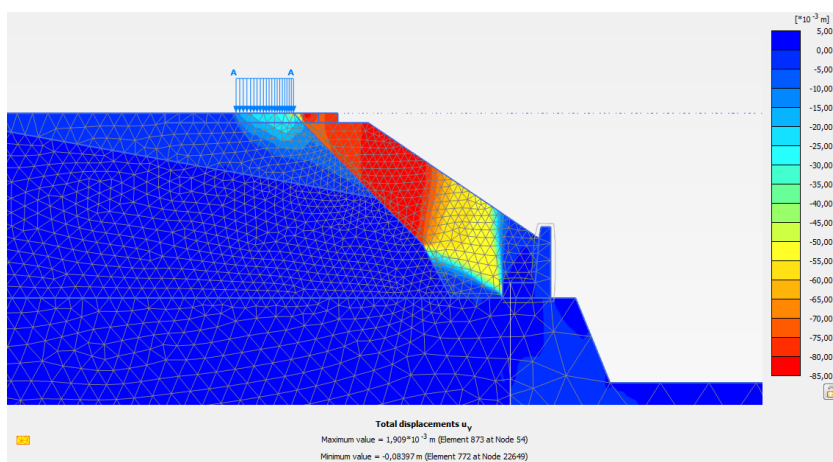
Σχήμα 4.15 Παραμένουσες κατακόρυφες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 2.5 cm

Λευκάδα 2003



Σχήμα 4.16 Παραμένουσες κατακόρυφες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 4.9 cm

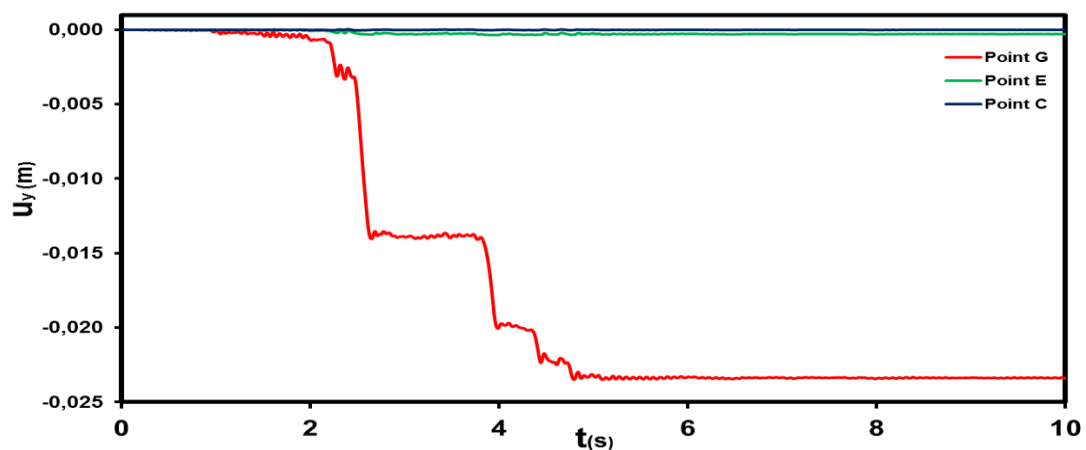
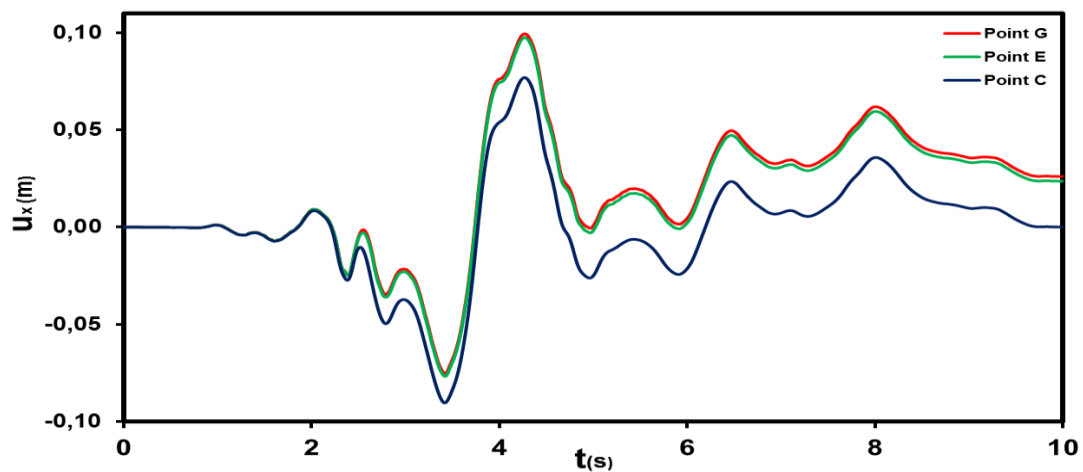
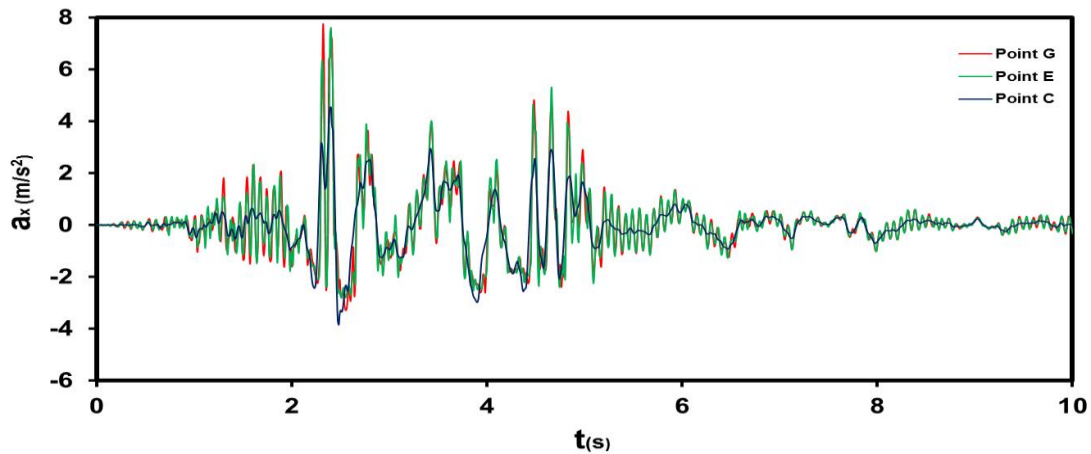
Sakarya 1999



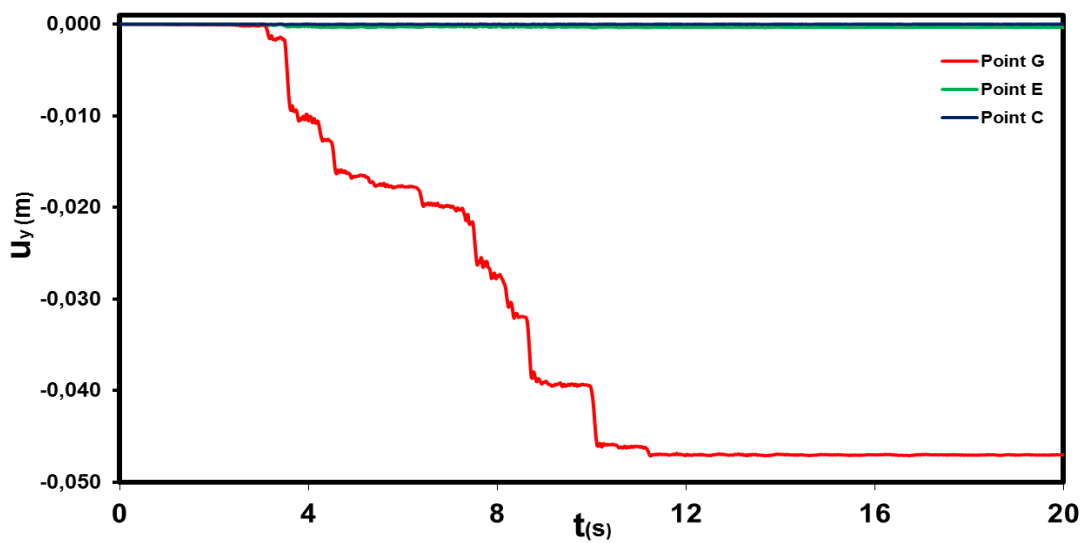
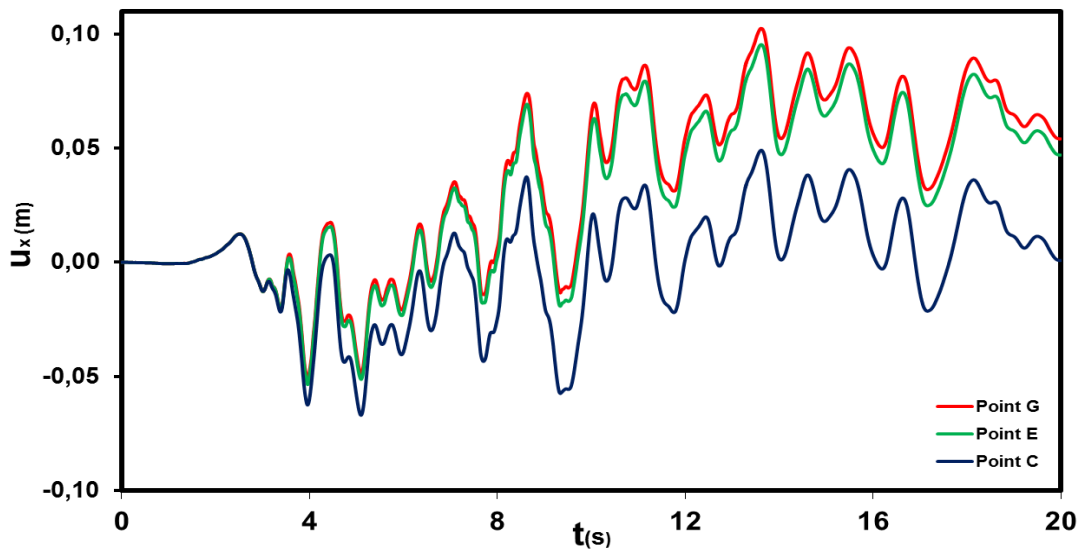
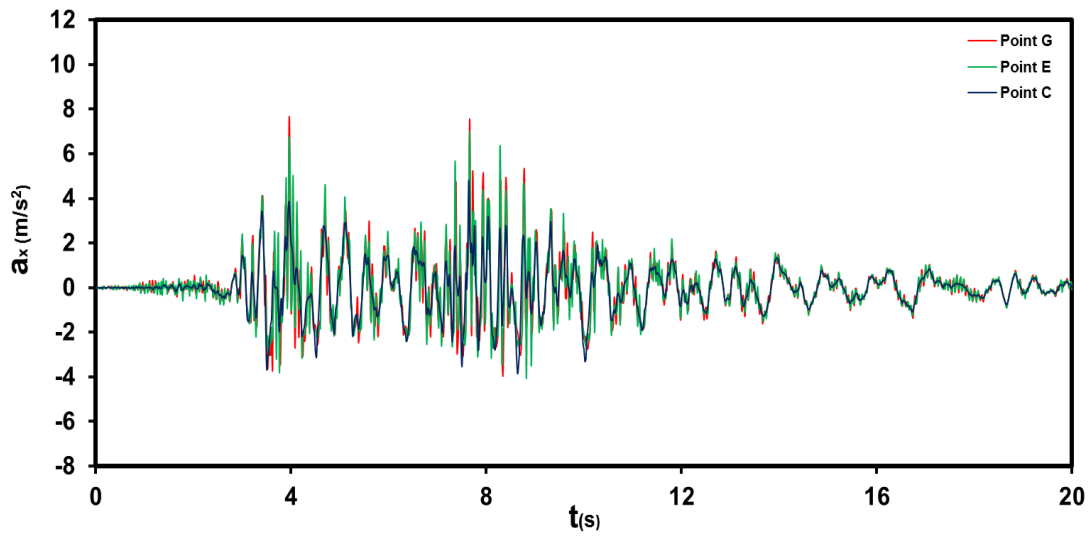
Σχήμα 4.17 Παραμένουσες κατακόρυφες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 8.4 cm

Και για τις 4 παραλλαγές της διατομής P7 με αγκύριο θα εξαχθούν καμπύλες χρονιστορίας για τα τρία χαρακτηριστικά σημεία C, E, G που και εδώ αναφέρονται στο βράχο, στην κορυφή του τοίχου και στην γωνία του πρηνούς αντίστοιχα, όπως και στη διατομή P9.

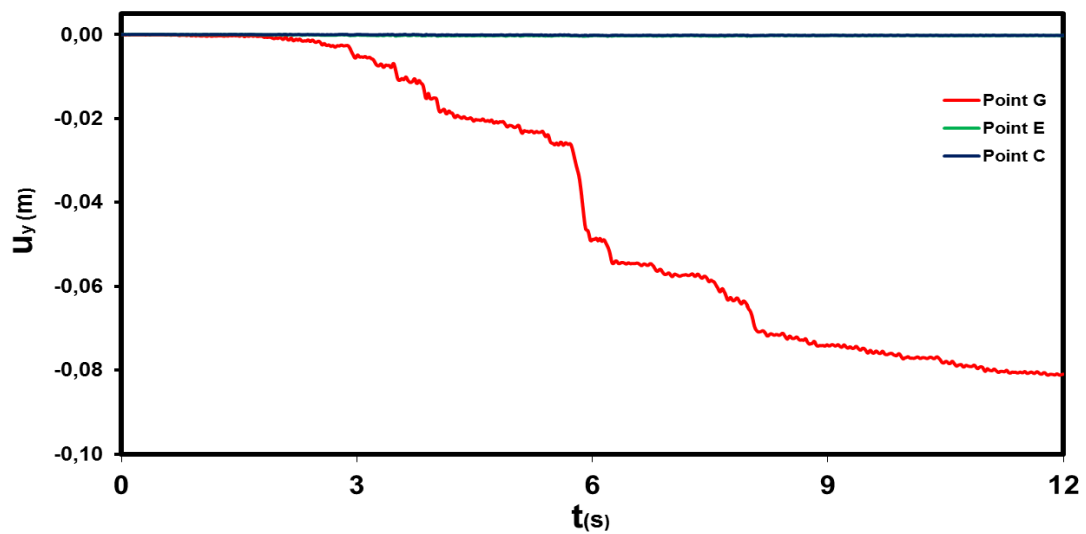
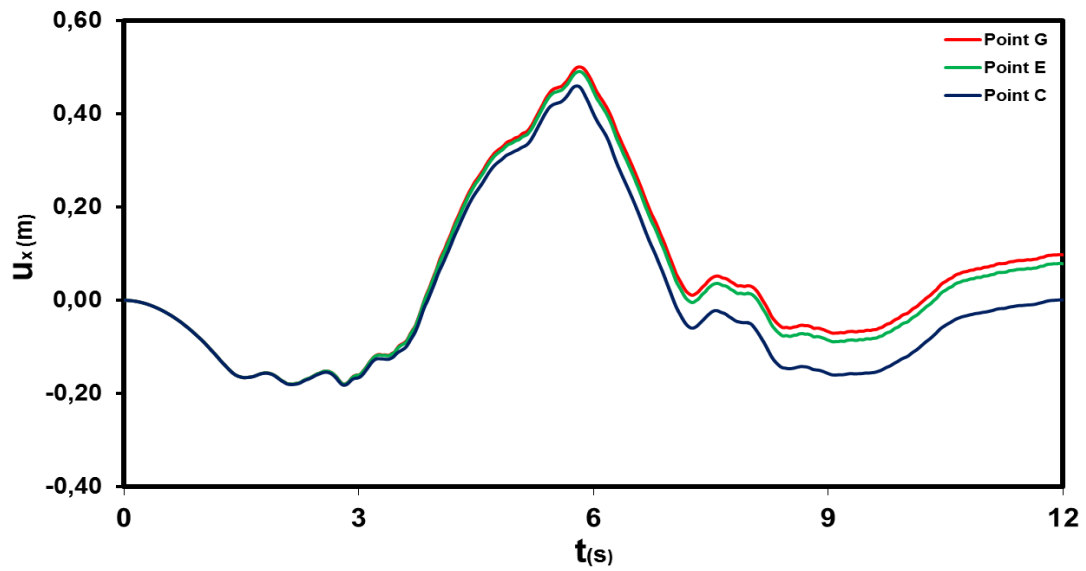
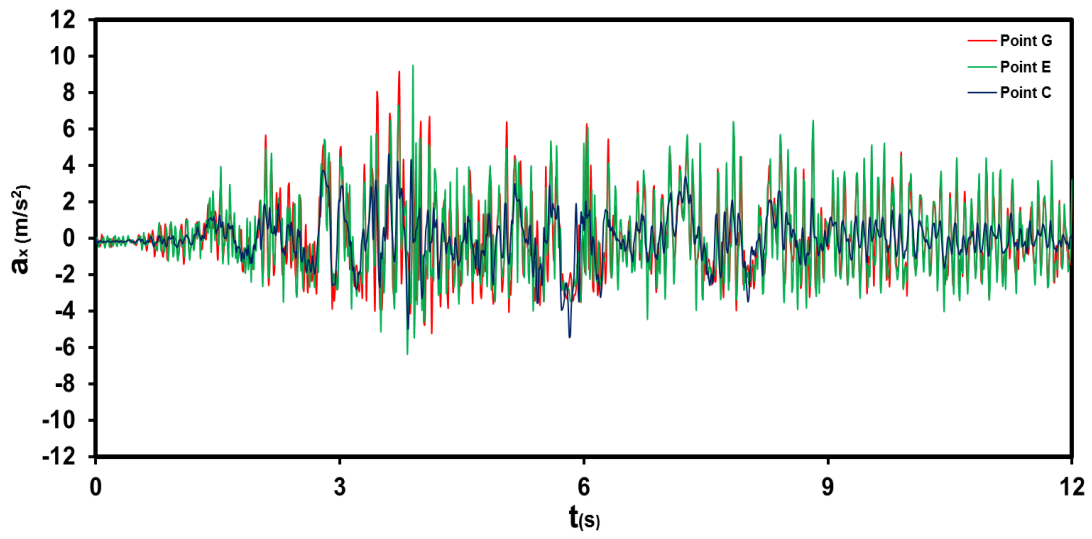
Καλαμάτα 1986: Διαγράμματα επιτάχυνσης-χρόνου, οριζόντιας μετατόπισης-χρόνου, κατακόρυφης μετατόπισης- χρόνου



Λευκάδα 2003: Διαγράμματα επιτάχυνσης-χρόνου, οριζόντιας μετατόπισης-χρόνου, κατακόρυφης μετατόπισης- χρόνου

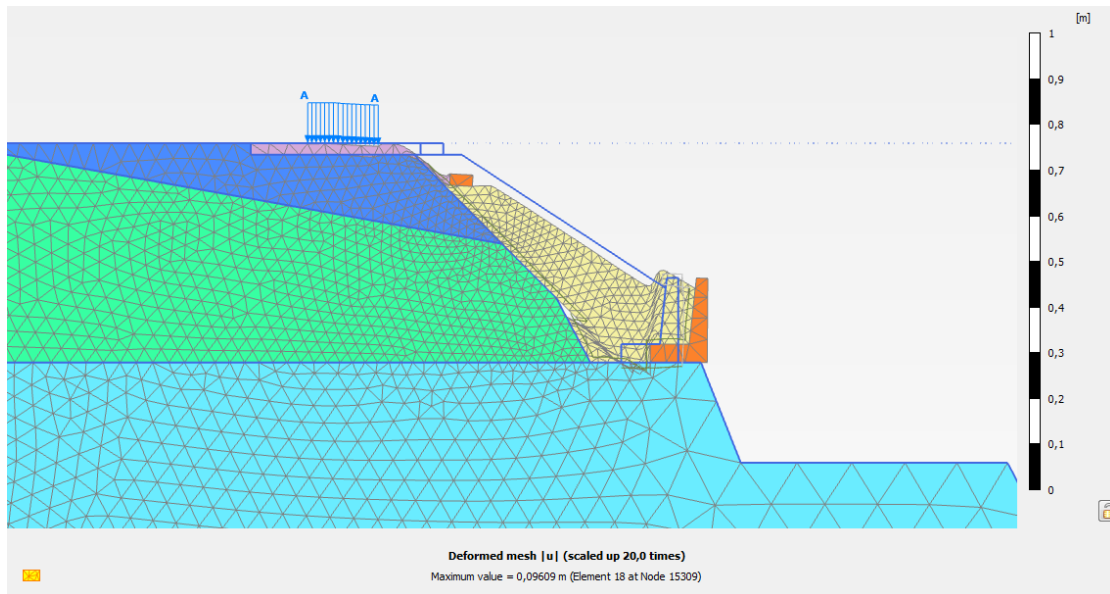


Sakarya 1999: Διαγράμματα επιτάχυνσης-χρόνου, οριζόντιας μετατόπισης-χρόνου, κατακόρυφης μετατόπισης- χρόνου

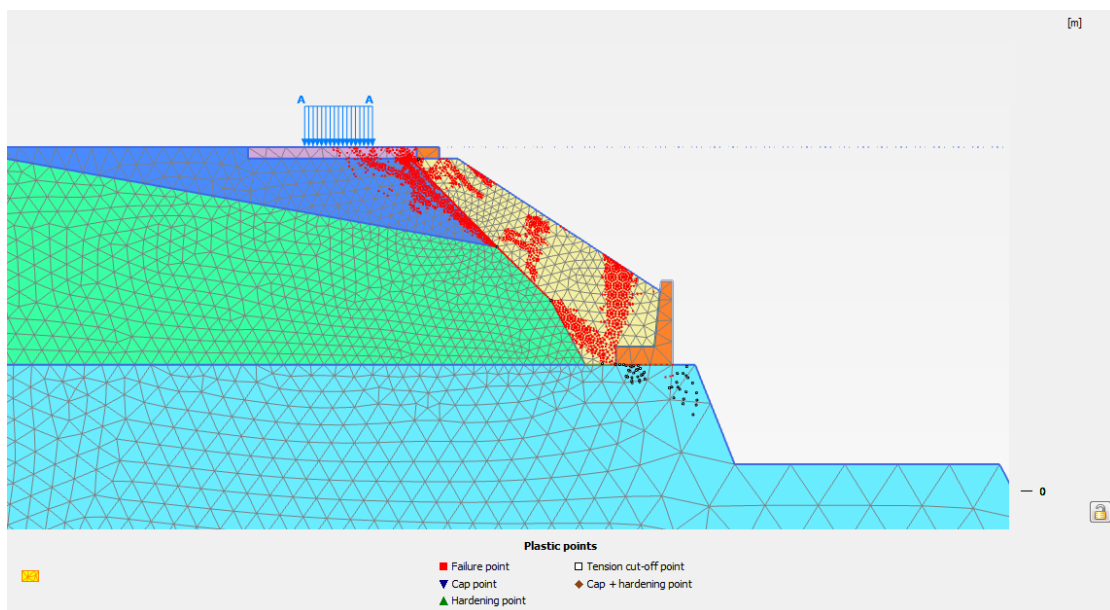


2) Διατομή χωρίς αγκύριο και με διεπιφάνεια έδρασης βάσης υψηλής διατμητικής αντοχής ($\mu=0.80$):

Στατικά φορτία:



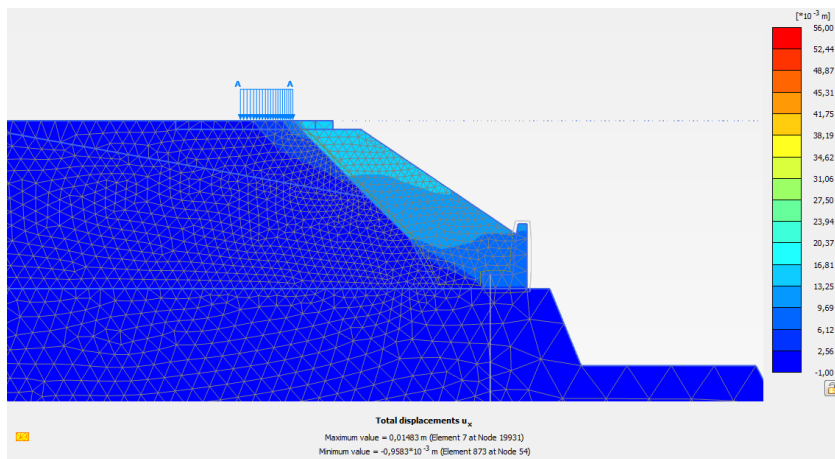
Σχήμα 4.18 Παραμορφωμένος κάνναβος διατομής με στατικό συντελεστή ασφαλείας SF=1.62



Σχήμα 4.19 Σημεία πλαστικοποίησης καννάβου (τρόπος αστοχίας: “τίνει” προς πρίσμα Coulomb και ενδεχόμενος κάποια πλαστικοποίηση λόγω φορτίου)

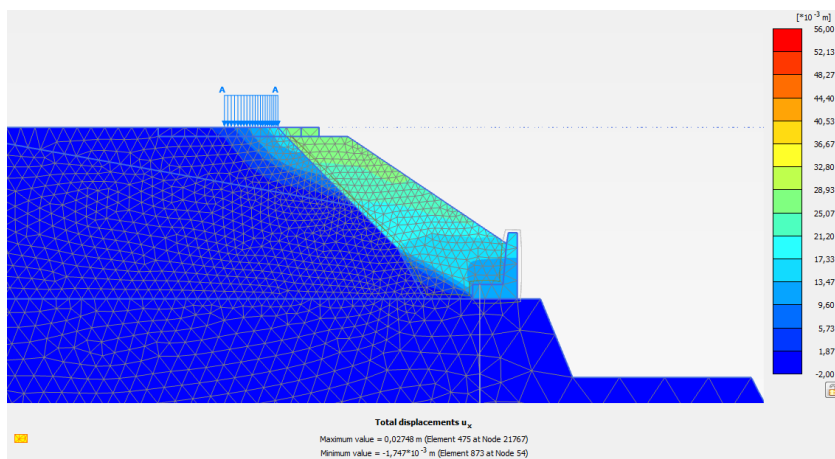
Στις επόμενες δύο σελίδες παρουσιάζονται οι οριζόντιες και κατακόρυφες παραμένουσες παραμορφώσεις ύστερα από κάθε σεισμική διέγερση.

Καλαμάτα 1986



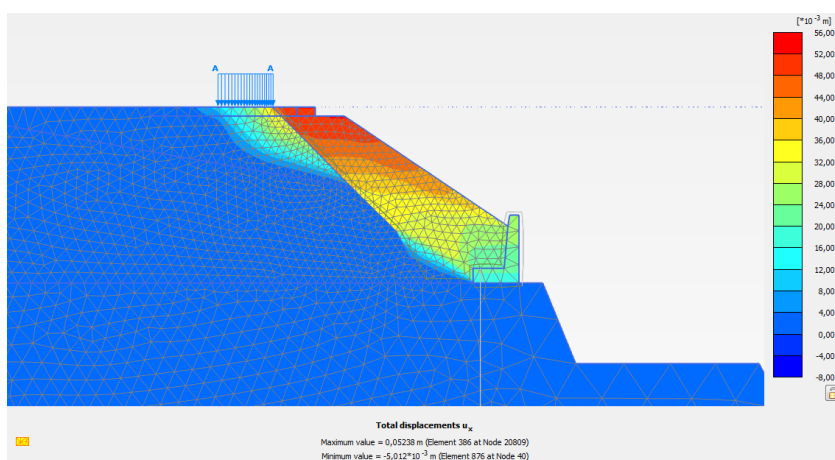
Σχήμα 4.20 Παραμένουσες οριζόντιες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 1.5 cm

Λευκάδα 2003



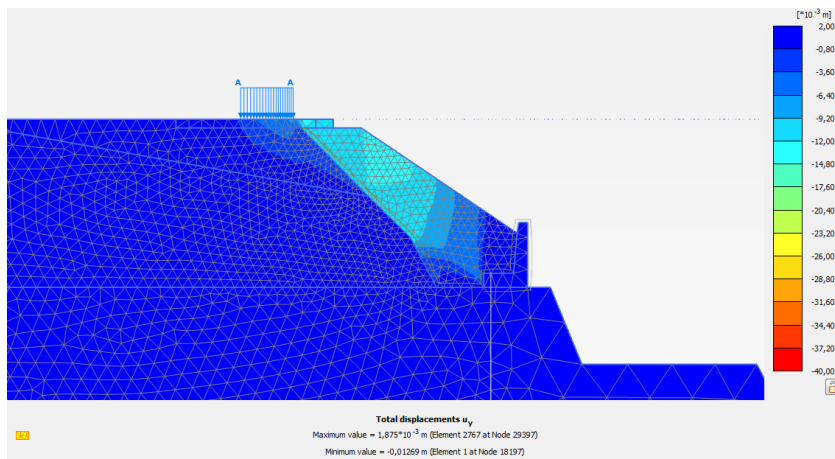
Σχήμα 4.21 Παραμένουσες οριζόντιες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 2.8 cm

Sakarya 1999



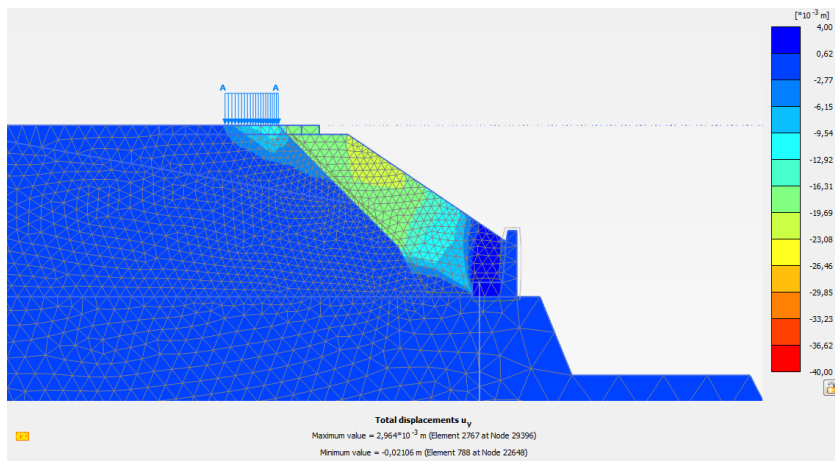
Σχήμα 4.22 Παραμένουσες οριζόντιες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 5.2 cm

Καλαμάτα 1986



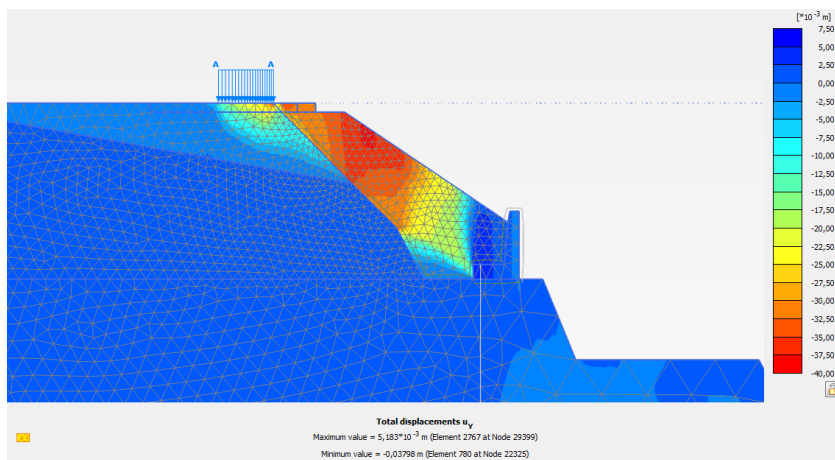
Σχήμα 4.23 Παραμένουσες κατακόρυφες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 1.3 cm

Λευκάδα 2003



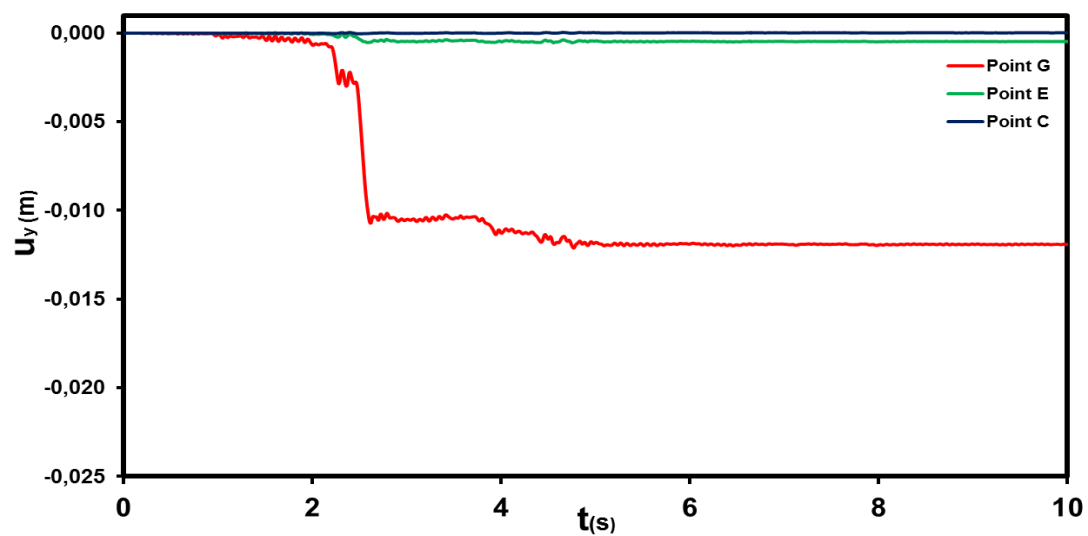
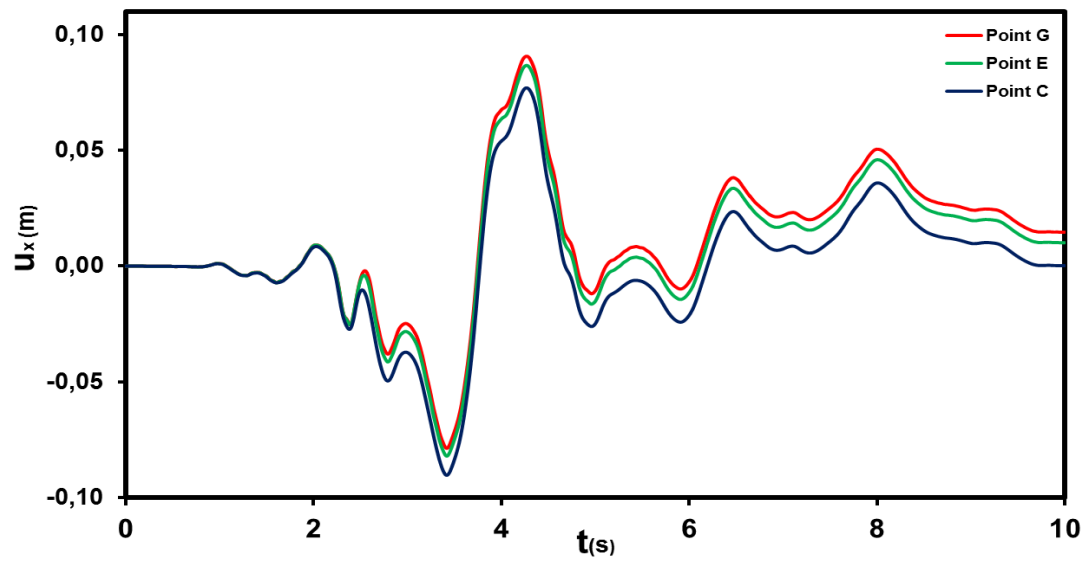
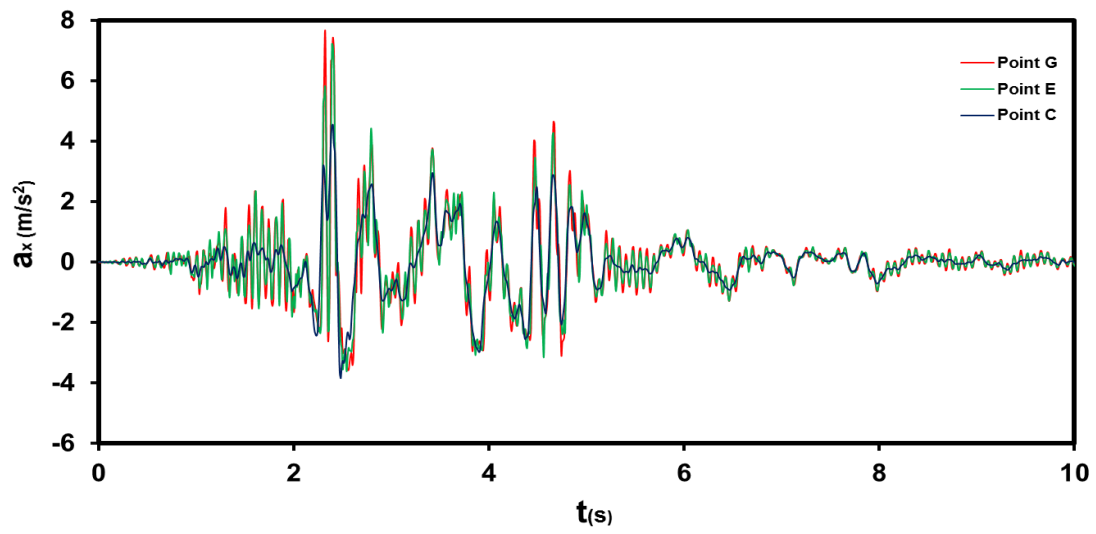
Σχήμα 4.24 Παραμένουσες κατακόρυφες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 2.1 cm

Sakarya 1999

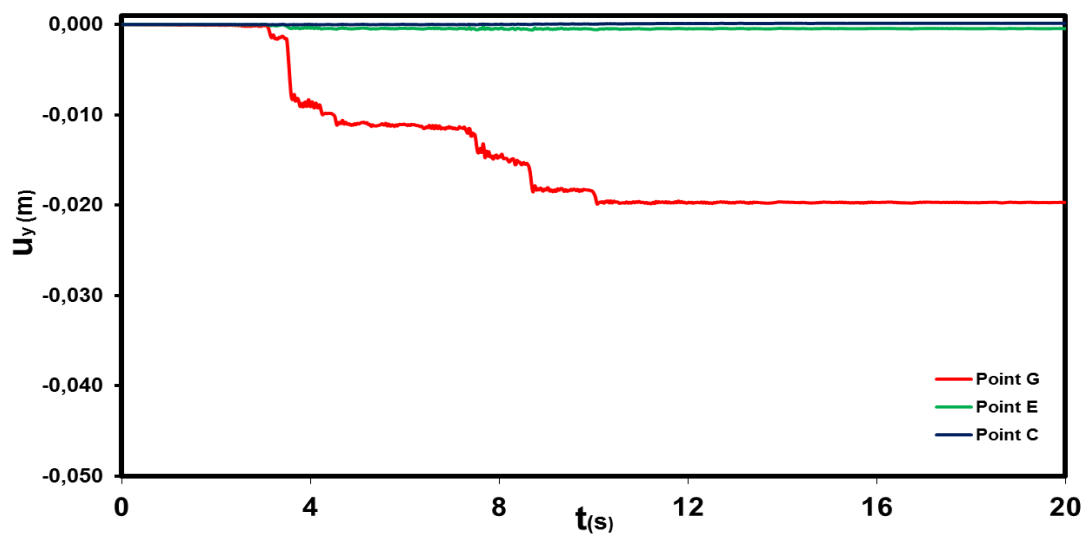
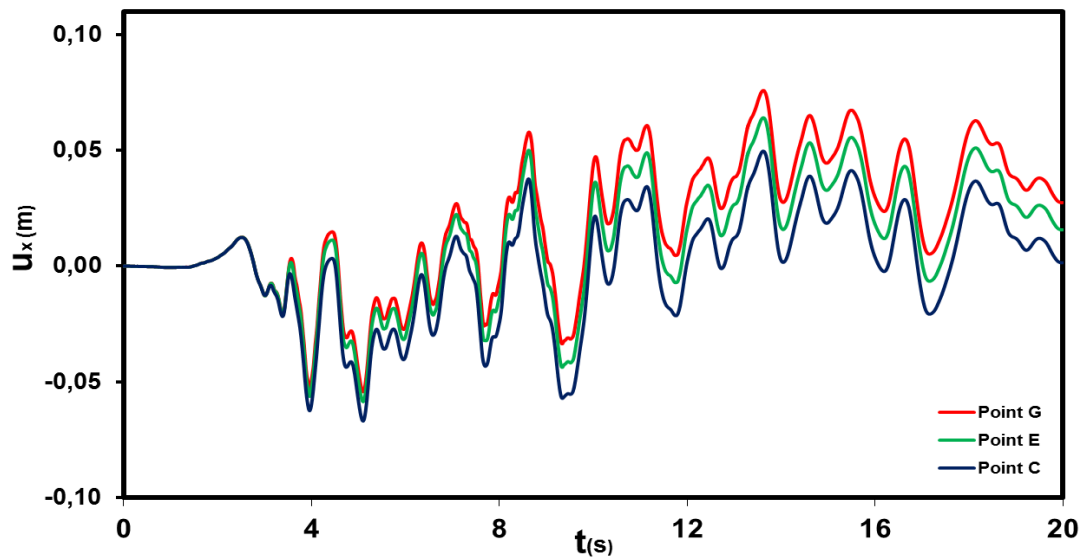
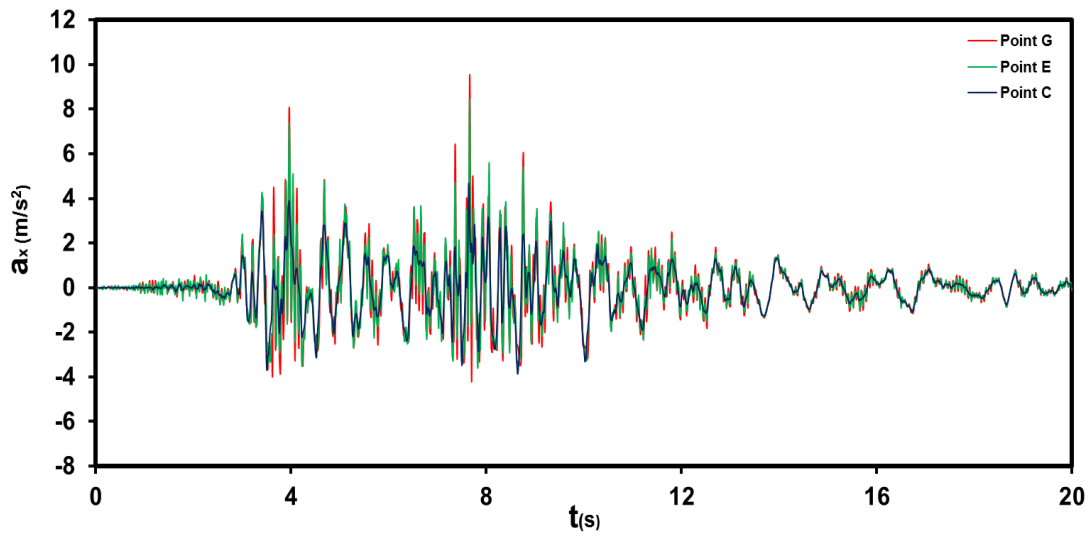


Σχήμα 4.25 Παραμένουσες κατακόρυφες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 3.8 cm

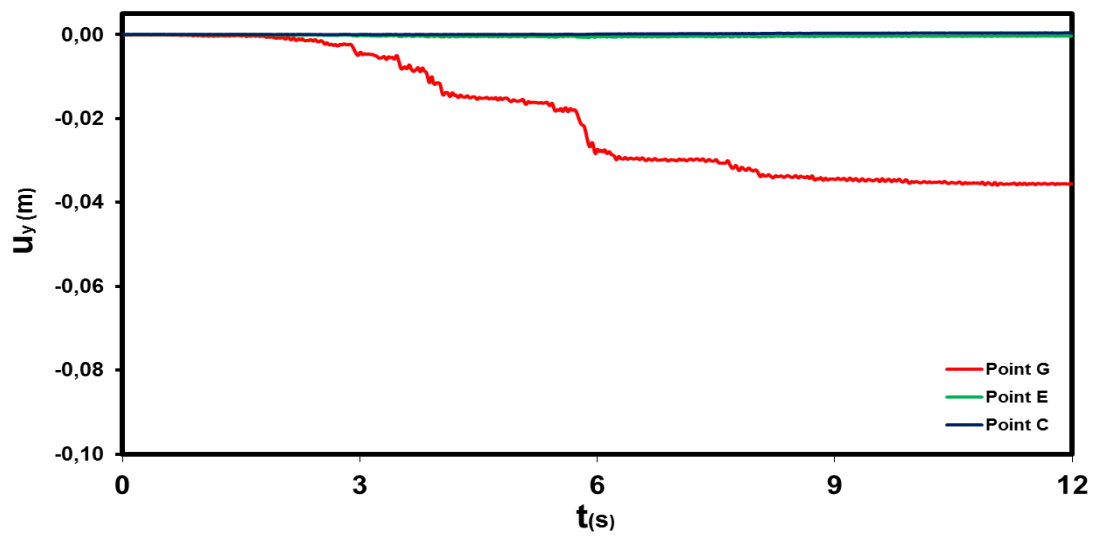
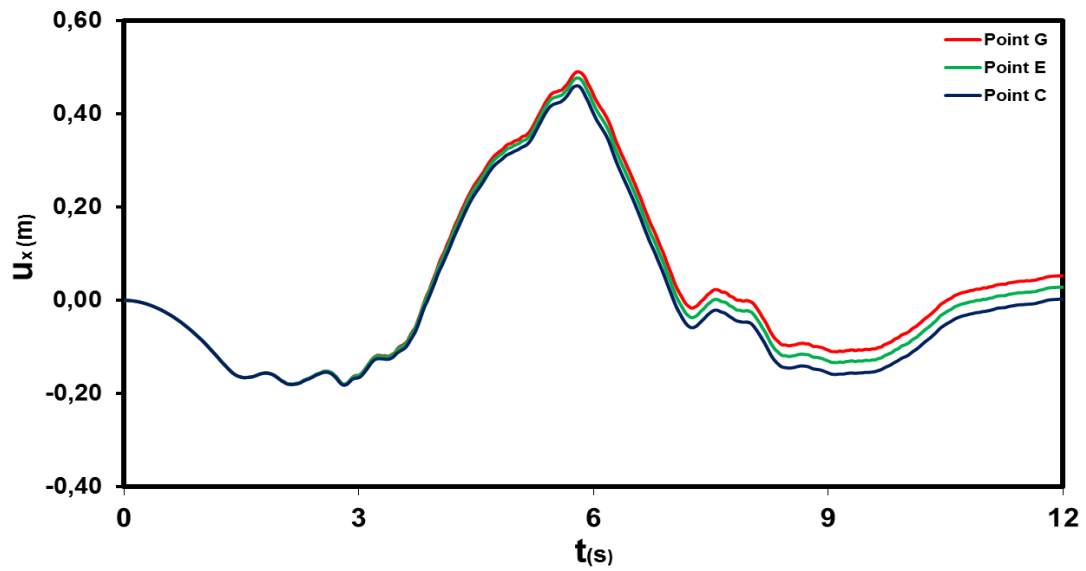
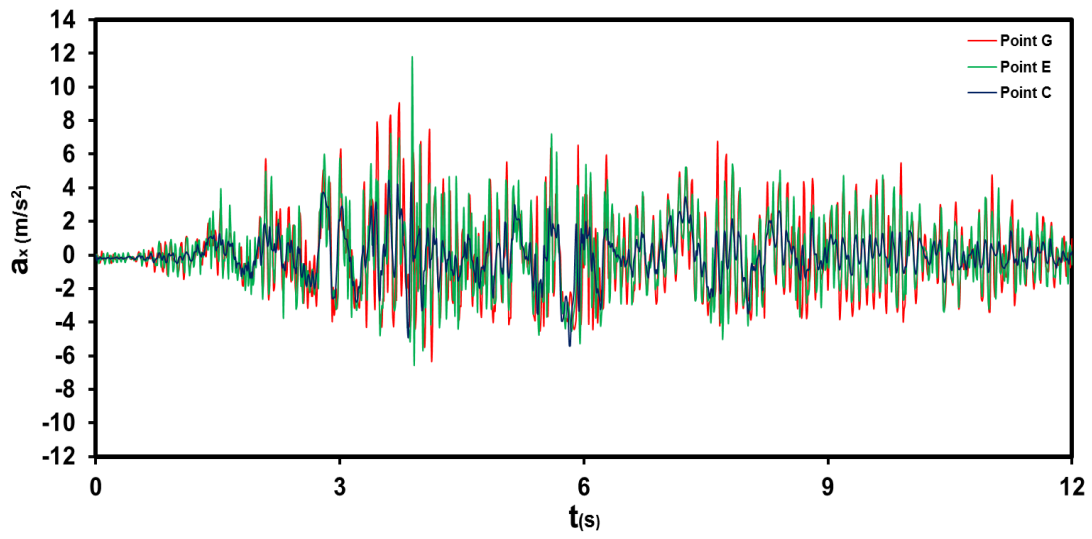
Καλαμάτα 1986: Διαγράμματα επιτάχυνσης-χρόνου, οριζόντιας μετατόπισης-χρόνου, κατακόρυφης μετατόπισης- χρόνου



Λευκάδα 2003: Διαγράμματα επιτάχυνσης-χρόνου, οριζόντιας μετατόπισης-χρόνου, κατακόρυφης μετατόπισης- χρόνου

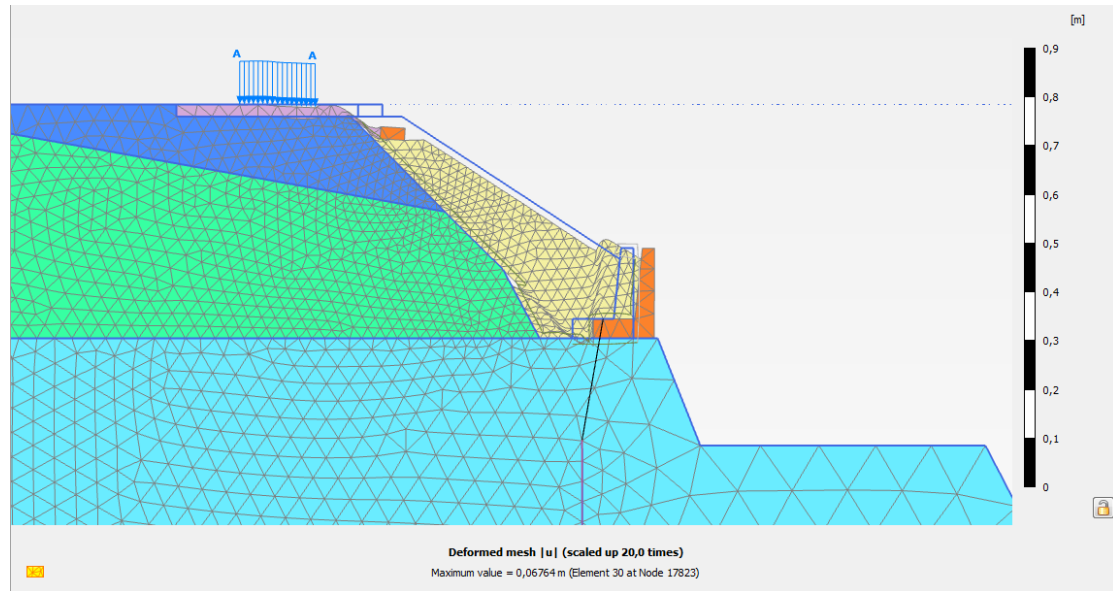


Sakarya 1999: Διαγράμματα επιτάχυνσης-χρόνου, οριζόντιας μετατόπισης-χρόνου, κατακόρυφης μετατόπισης- χρόνου

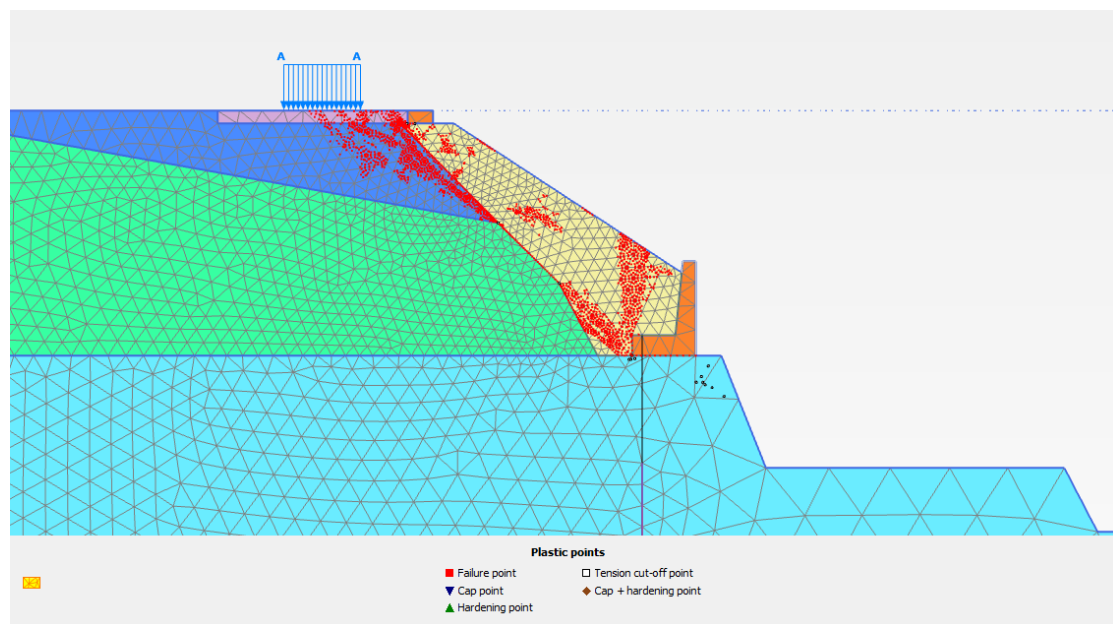


3) Διατομή με αγκύριο και με διεπιφάνεια έδρασης βάσης χαμηλής διατμητικής αντοχής ($\mu=0.58$):

Στατικά φορτία:



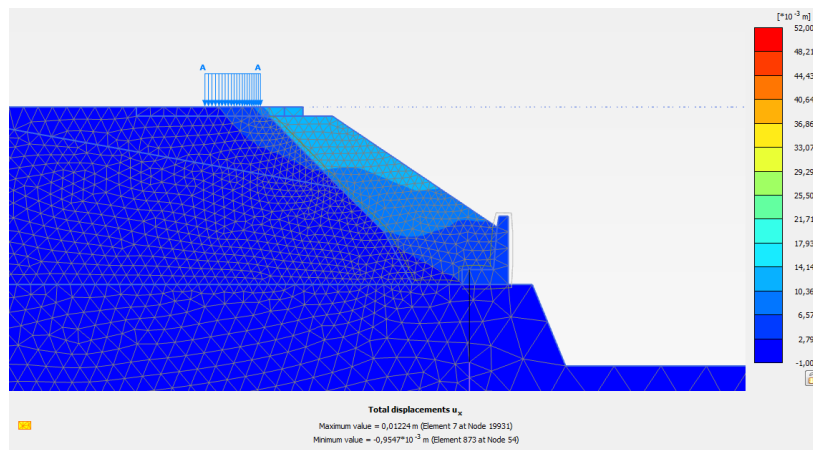
Σχήμα 4.26 Παραμορφωμένος κάρναβος διατομής με στατικό συντελεστή ασφαλείας $SF=1,64$



Σχήμα 4.27 Σημεία πλαστικοποίησης-αστοχίας κάρναβου

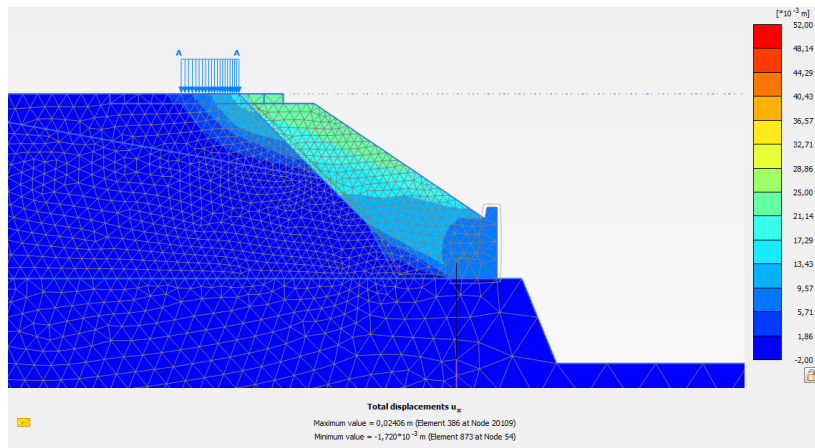
Στις επόμενες δύο σελίδες παρουσιάζονται οι οριζόντιες και κατακόρυφες παραμένουσες παραμορφώσεις ύστερα από κάθε σεισμική διέγερση.

Καλαμάτα 1986



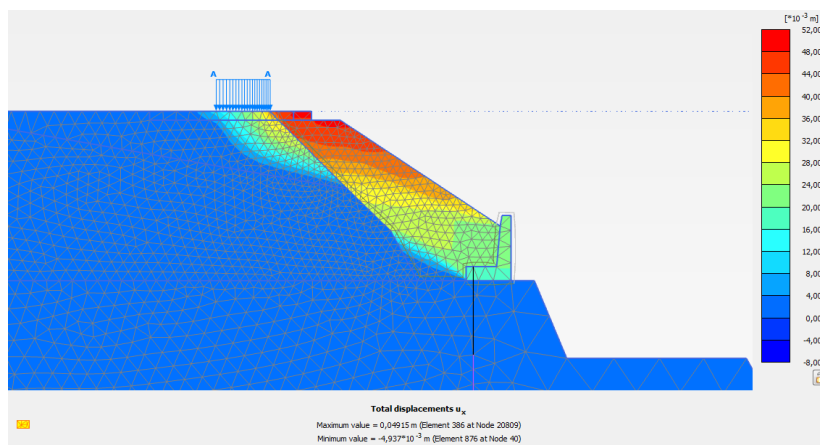
Σχήμα 4.28 Παραμένουσες οριζόντιες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 1.2 cm

Λευκάδα 2003



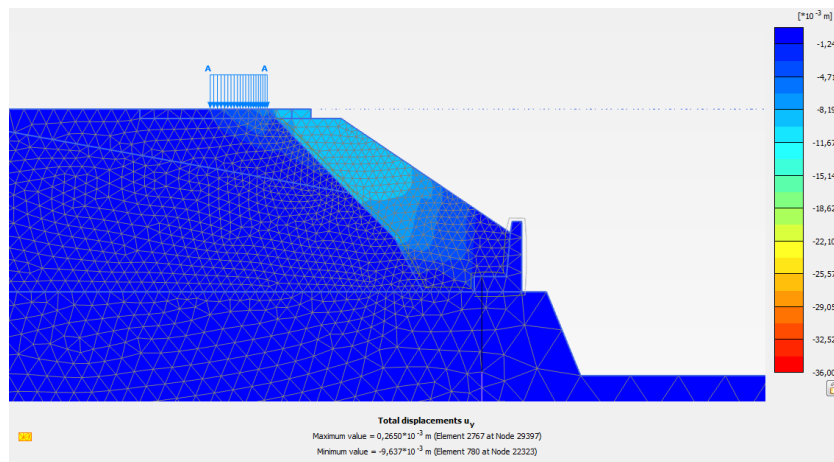
Σχήμα 4.29 Παραμένουσες οριζόντιες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 2.4 cm

Sakarya 1999



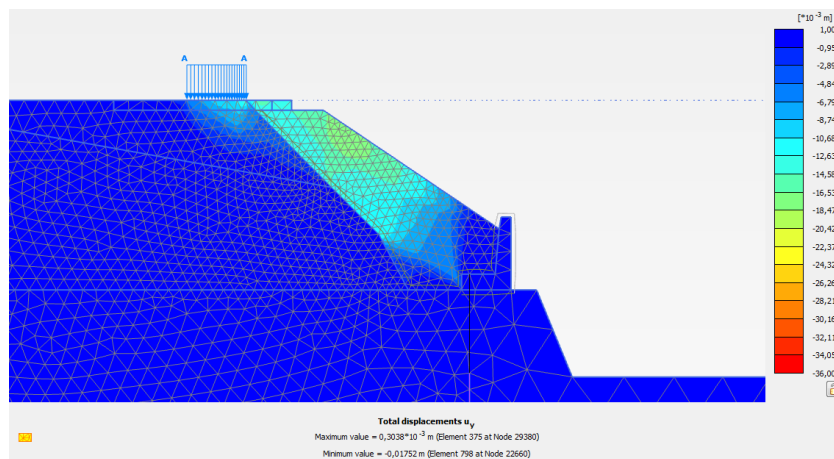
Σχήμα 4.30 Παραμένουσες κατακόρυφες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 4.9 cm

Καλαμάτα 1986



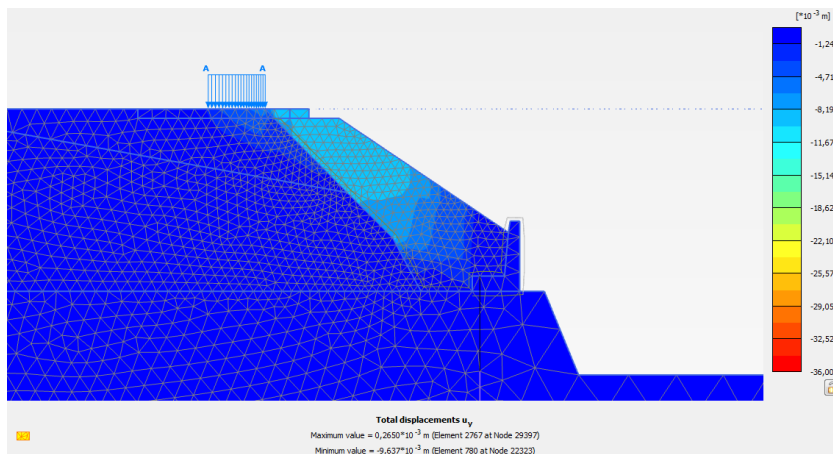
Σχήμα 4.31 Παραμένουσες κατακόρυφες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 1 cm

Λευκάδα 2003



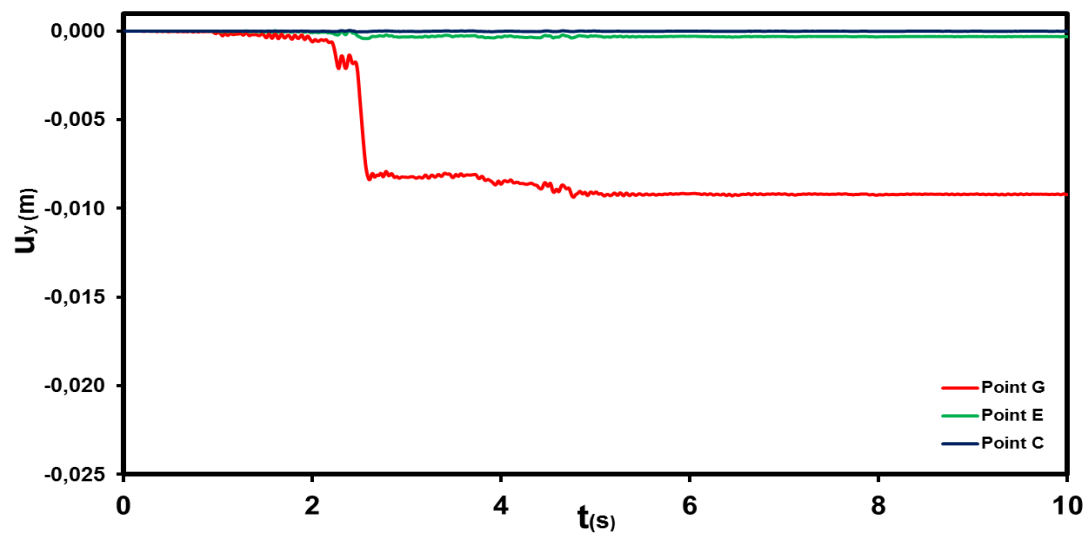
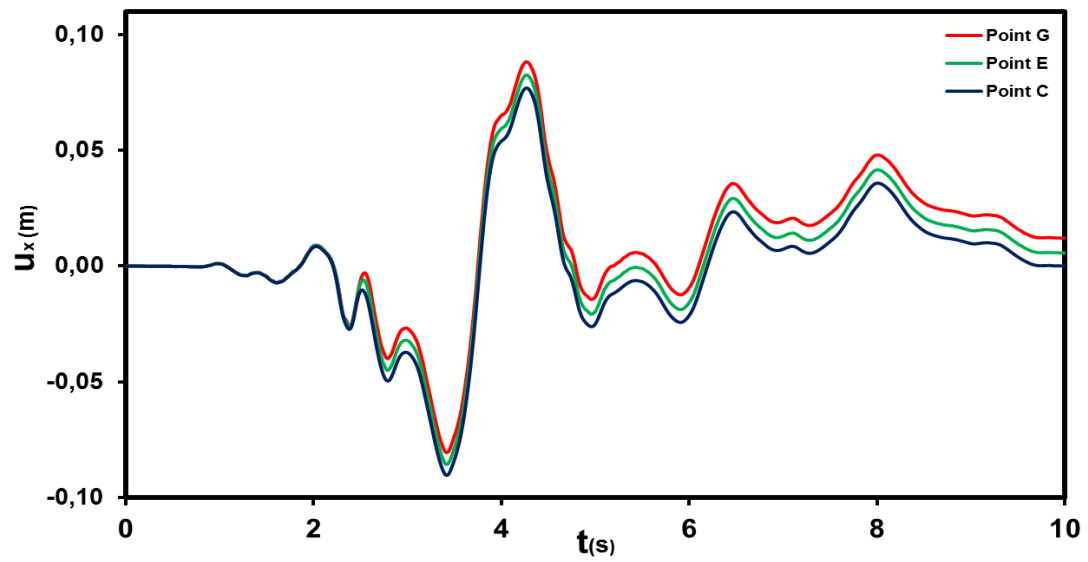
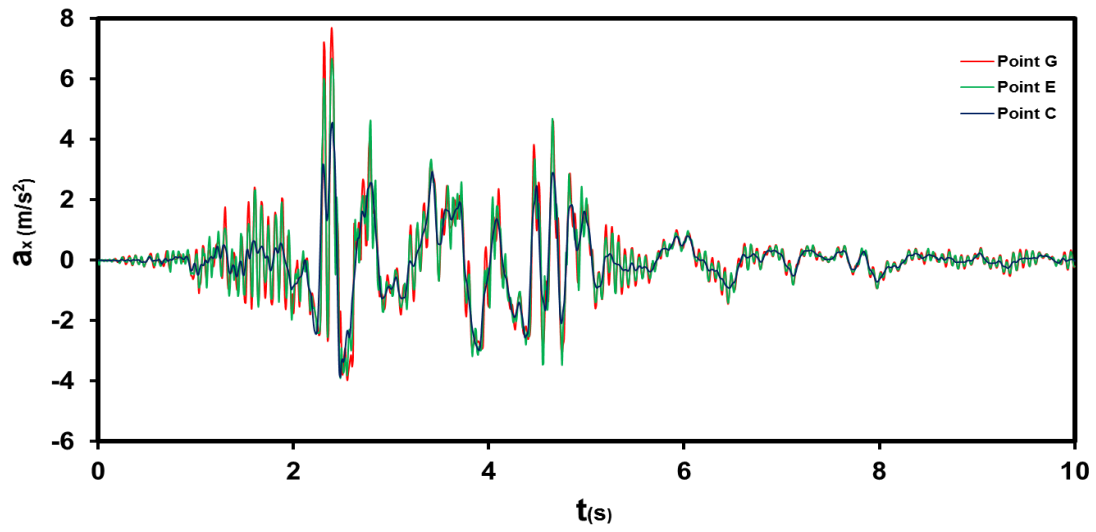
Σχήμα 4.32 Παραμένουσες κατακόρυφες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 1.7 cm

Sakarya 1999

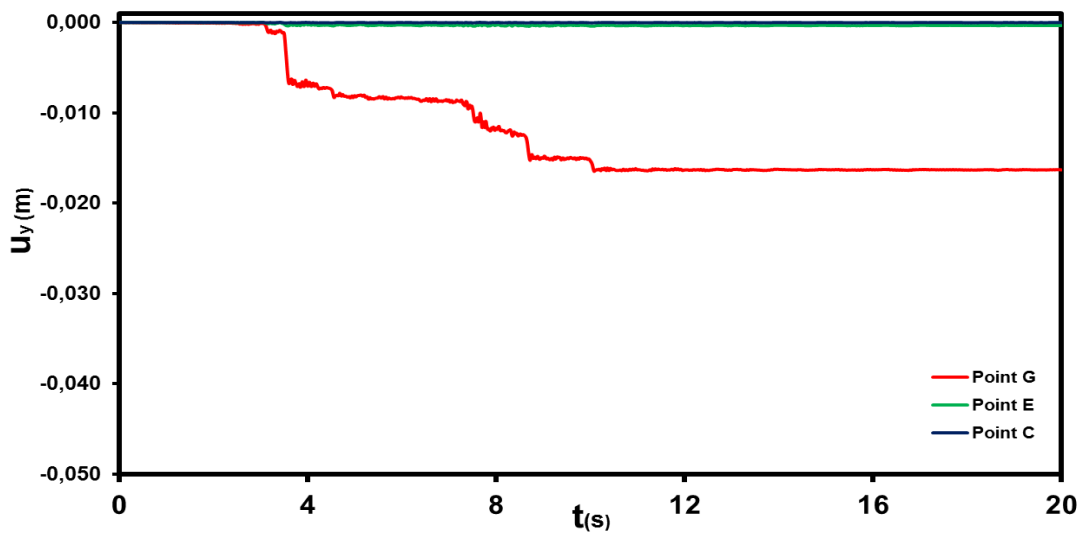
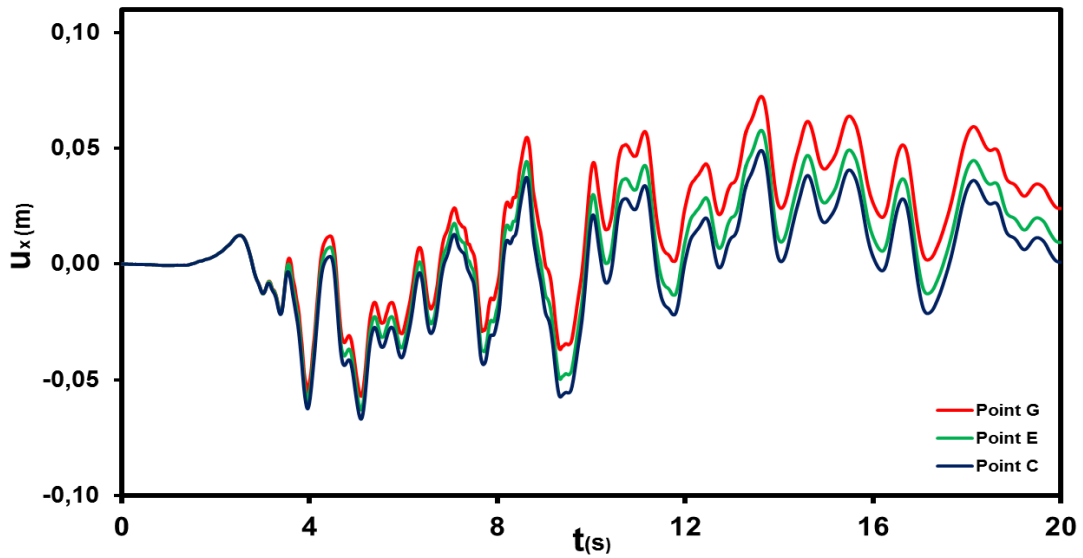
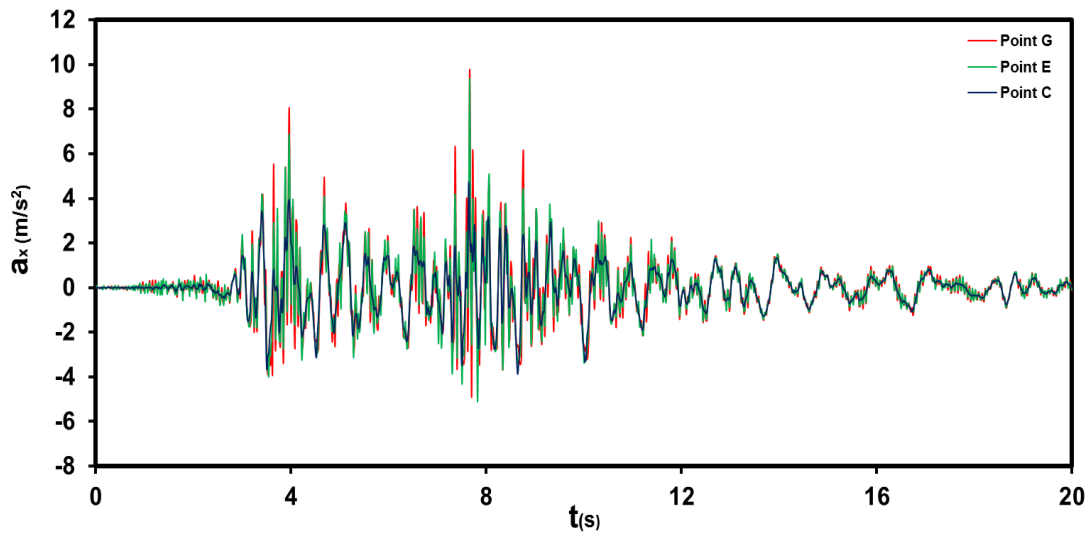


Σχήμα 4.33 Παραμένουσες κατακόρυφες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 3.5 cm

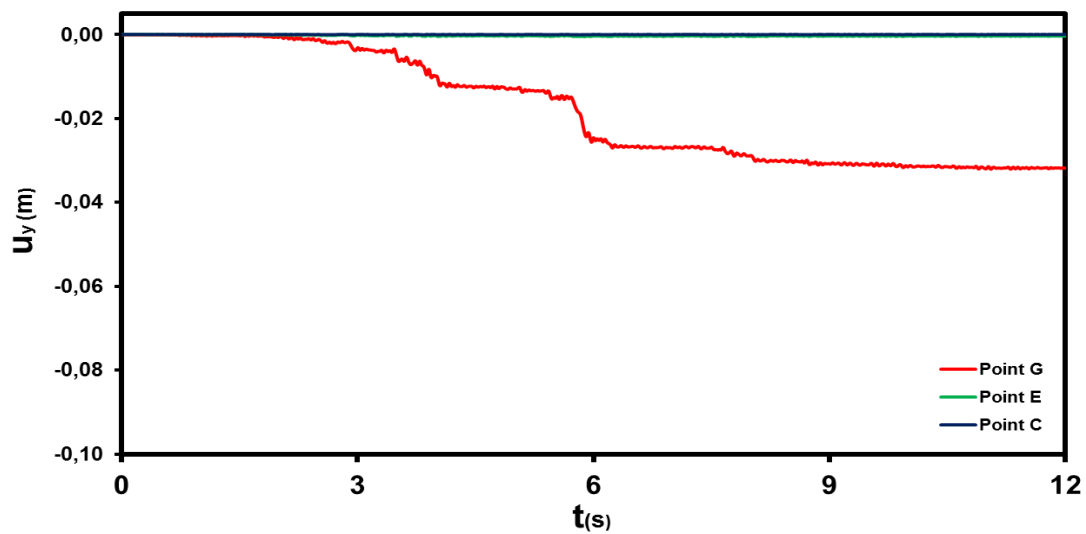
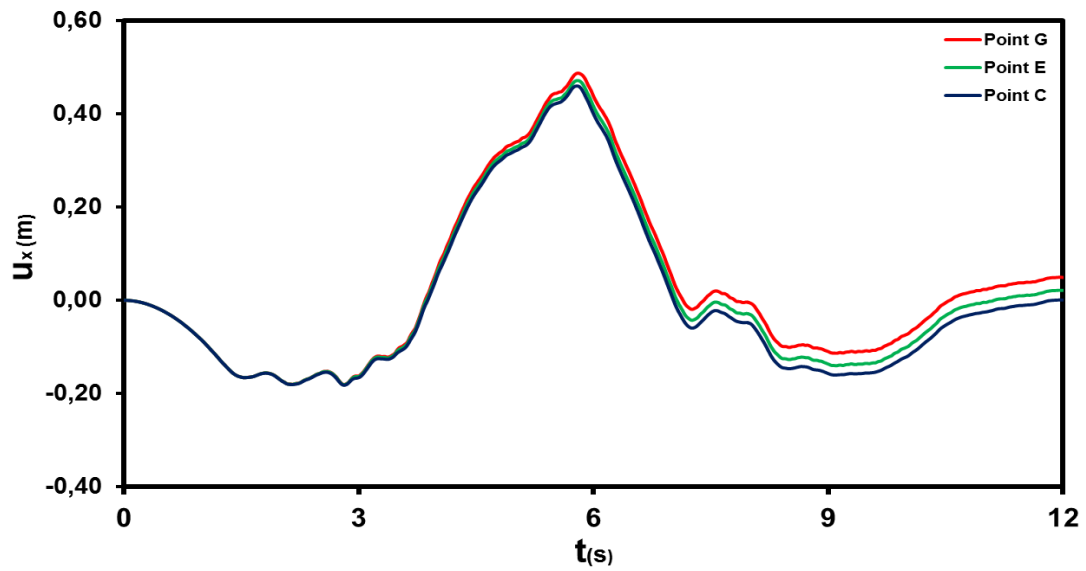
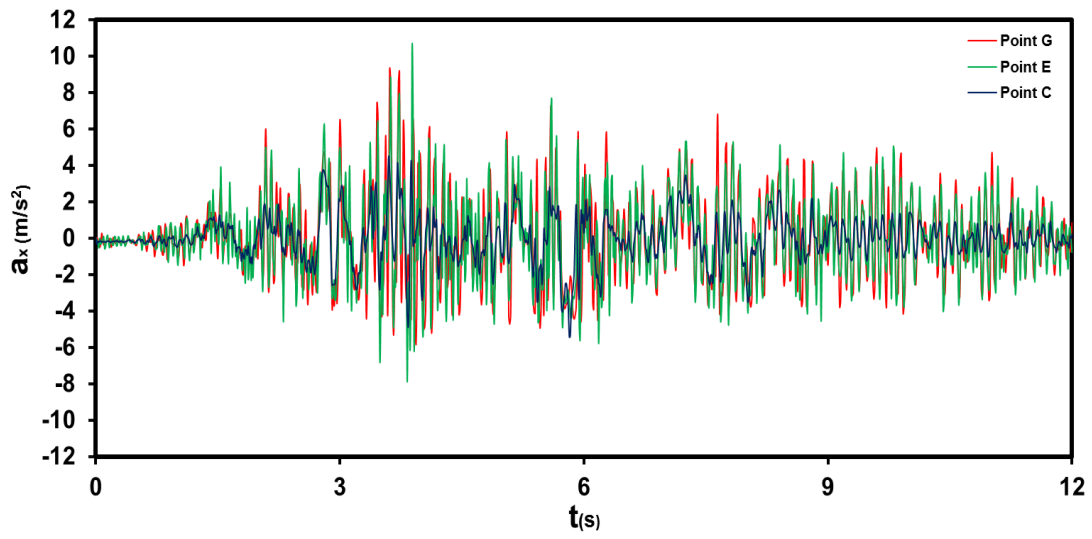
Καλαμάτα 1986: Διαγράμματα επιτάχυνσης-χρόνου, οριζόντιας μετατόπισης-χρόνου, κατακόρυφης μετατόπισης- χρόνου



Λευκάδα 2003: Διαγράμματα επιτάχυνσης-χρόνου, οριζόντιας μετατόπισης-χρόνου, κατακόρυφης μετατόπισης- χρόνου

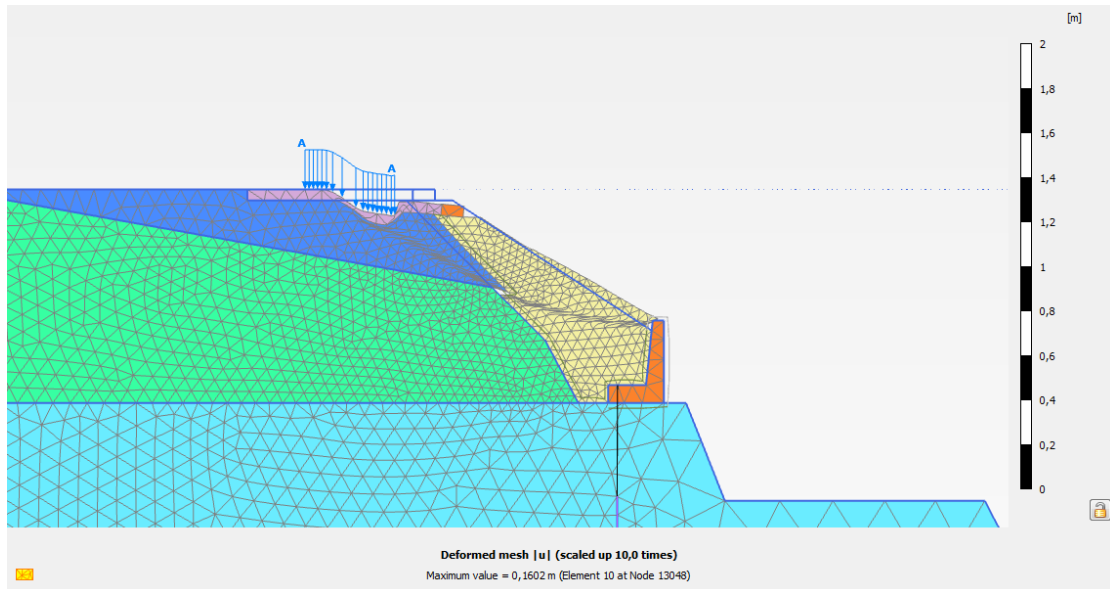


Sakarya 1999: Διαγράμματα επιτάχυνσης-χρόνου, οριζόντιας μετατόπισης-χρόνου, κατακόρυφης μετατόπισης- χρόνου

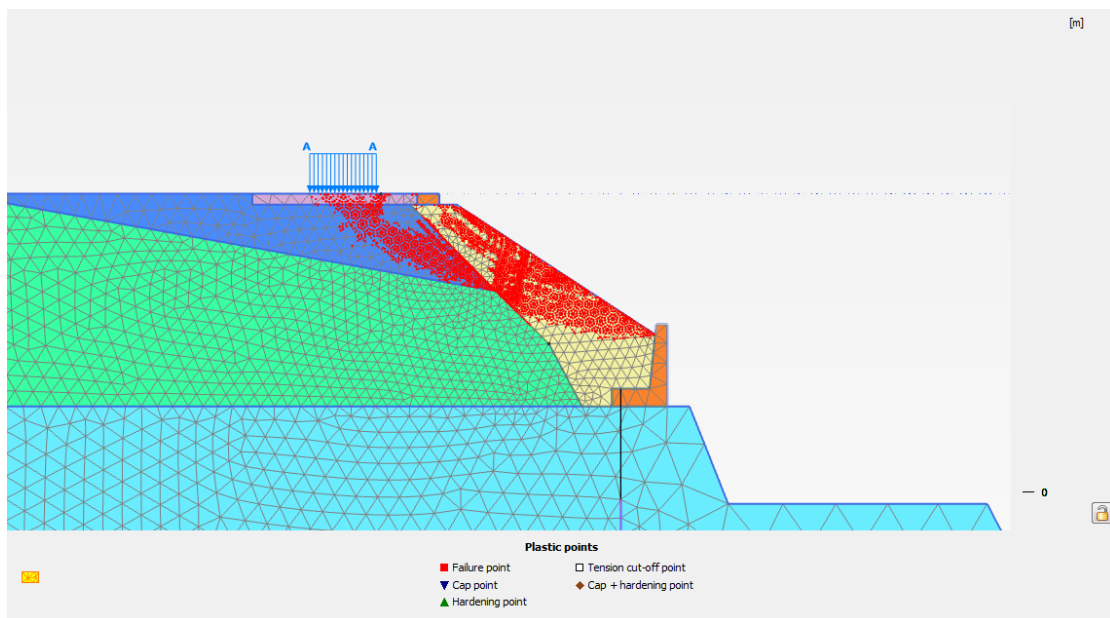


4) Διατομή με αγκύριο και με διεπιφάνεια έδρασης βάσης υψηλής διατμητικής αντοχής ($\mu=0.80$):

Στατικά:



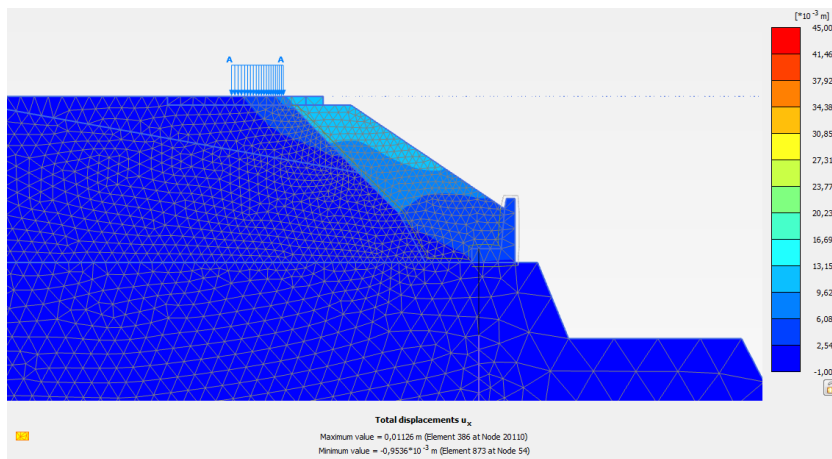
Σχήμα 4.34 Παραμορφωμένος κάρναβος διατομής με στατικό συντελεστή ασφαλείας $SF=1,73$



Σχήμα 4.35 Σημεία πλαστικοποίησης-αστοχίας κάρναβου

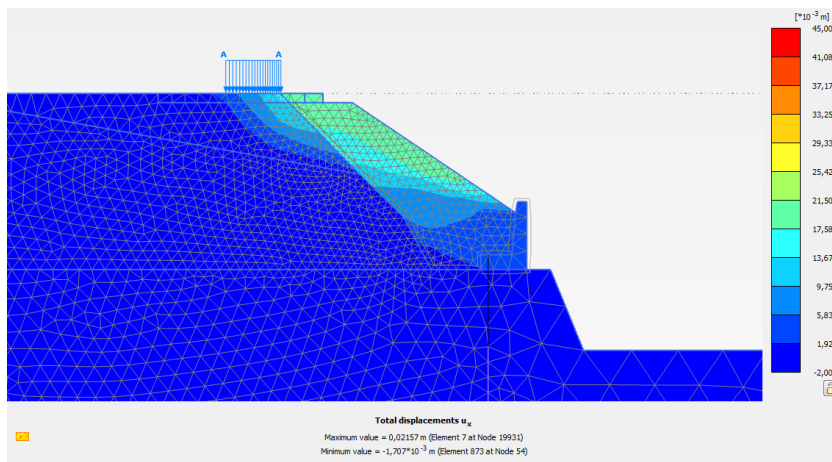
Στις επόμενες δύο σελίδες παρουσιάζονται οι οριζόντιες και κατακόρυφες παραμένουσες παραμορφώσεις ύστερα από κάθε σεισμική διέγερση.

Καλαμάτα 1986



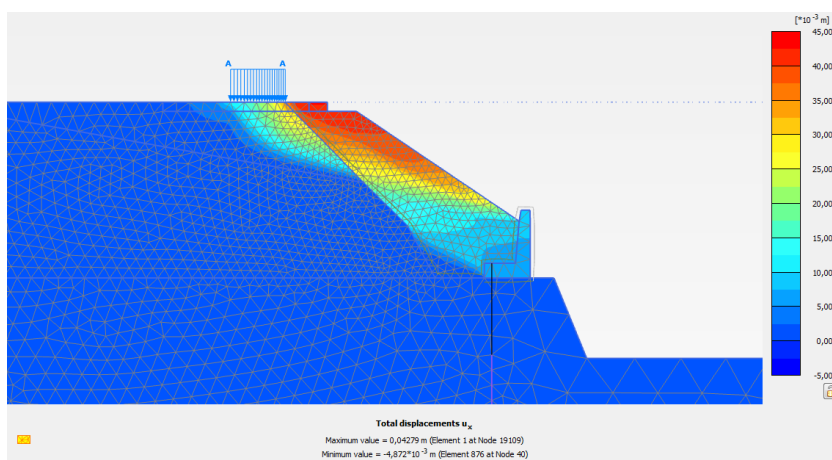
Σχήμα 4.36 Παραμένουσες οριζόντιες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 1.1 cm

Λευκάδα 2003



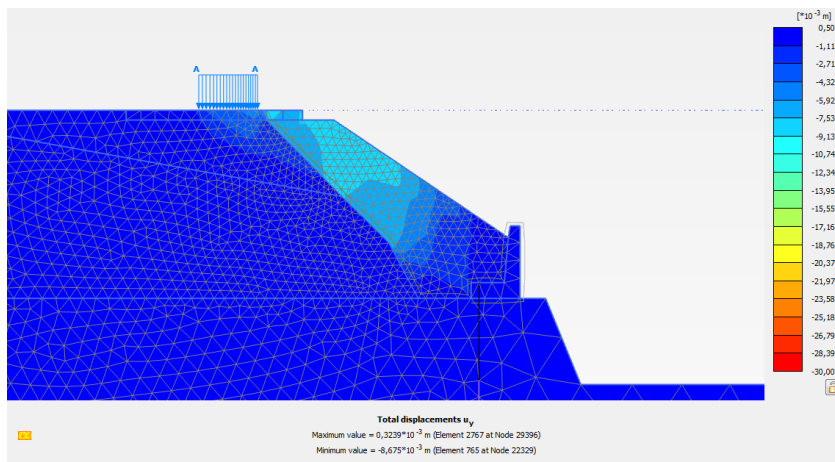
Σχήμα 4.37 Παραμένουσες οριζόντιες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 2.1 cm

Sakarya 1999



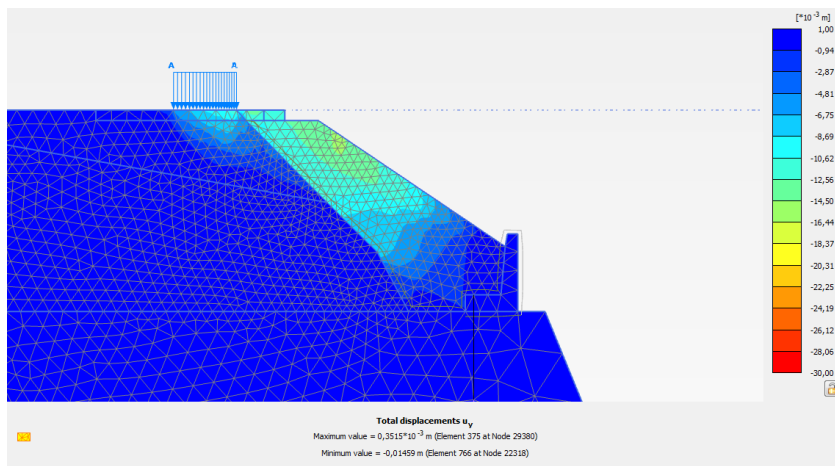
Σχήμα 4.38 Παραμένουσες οριζόντιες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 4.3 cm

Καλαμάτα 1986



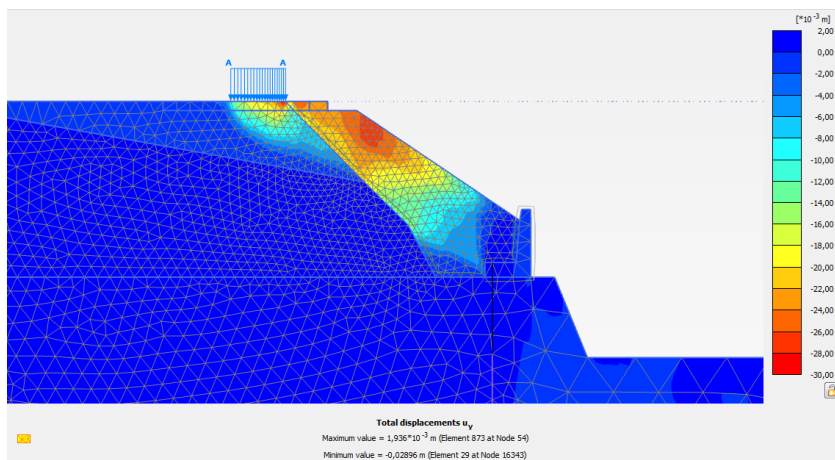
Σχήμα 4.39 Παραμένουσες κατακόρυφες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 0.9 cm

Λευκάδα 2003



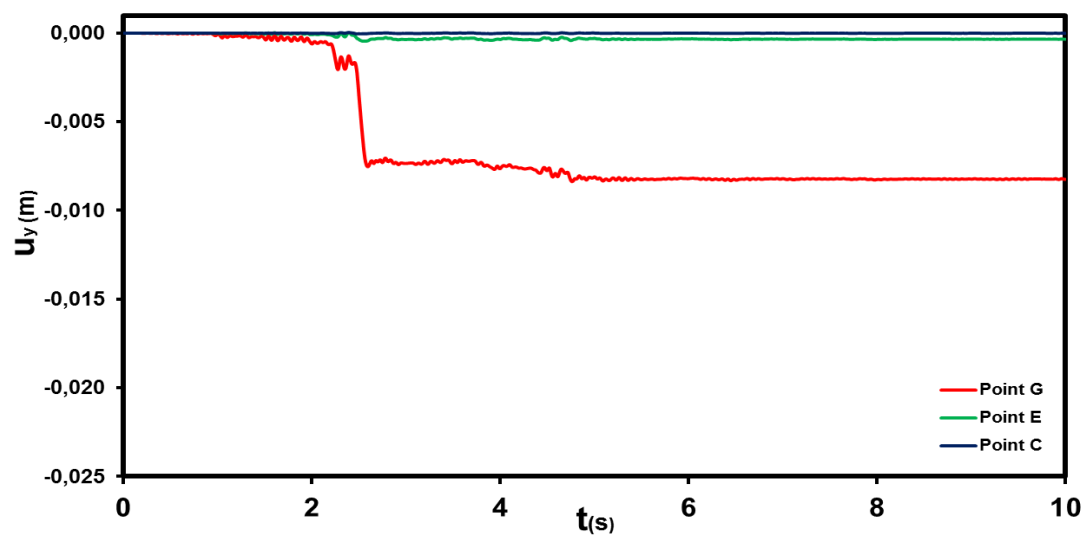
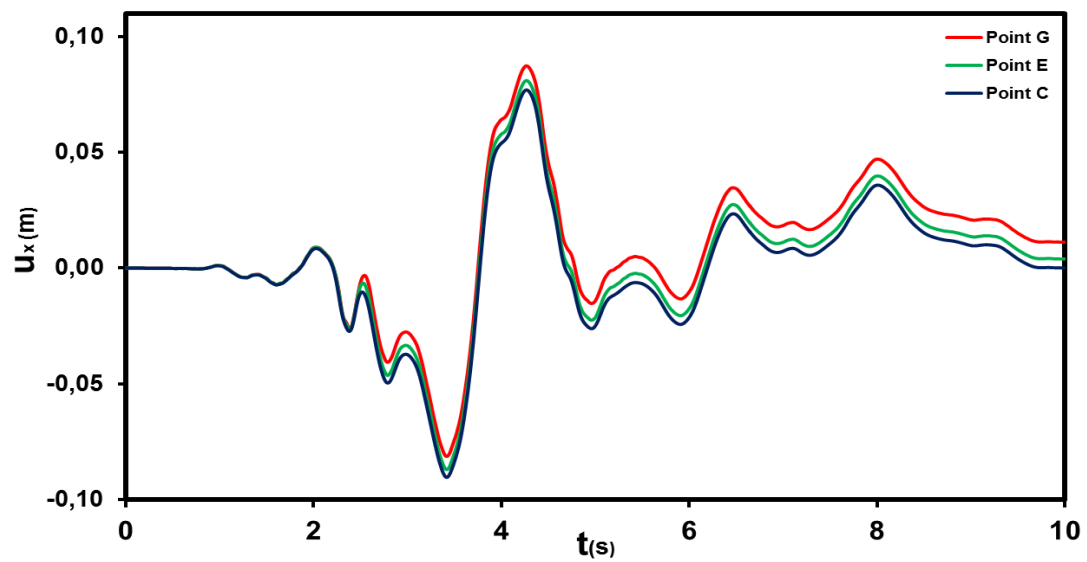
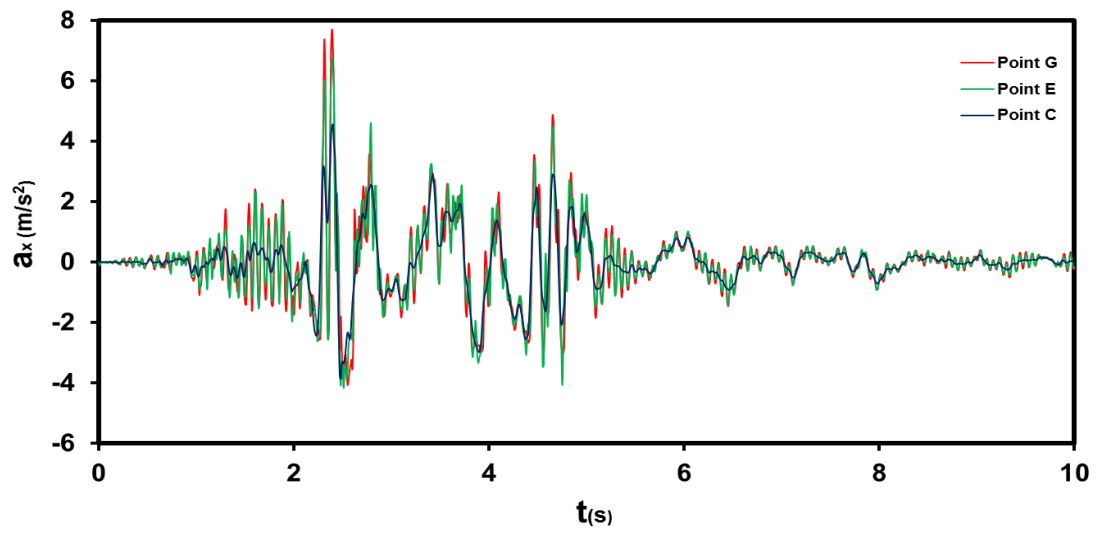
Σχήμα 4.40 Παραμένουσες κατακόρυφες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 1.5 cm

Sakarya 1999

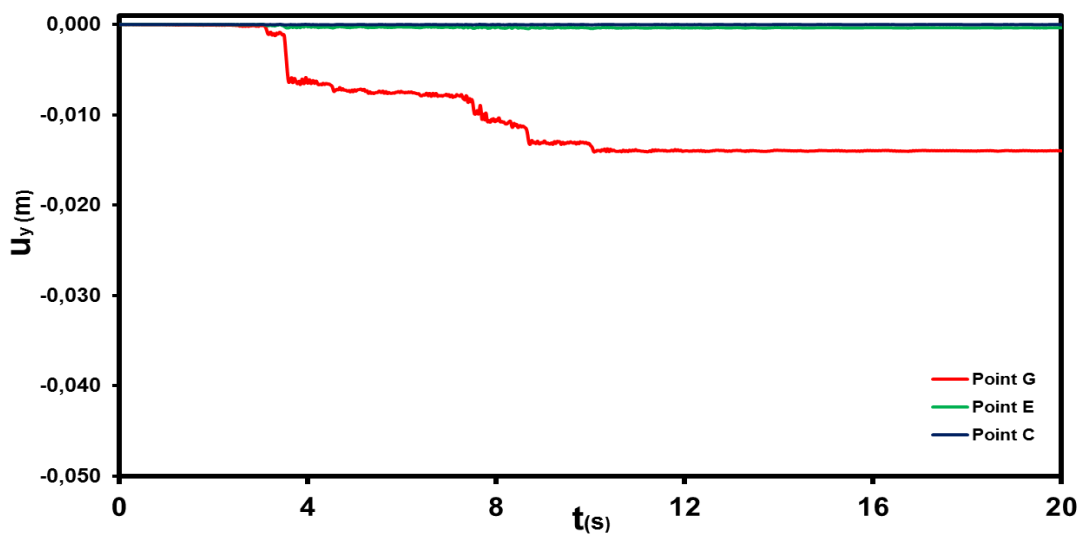
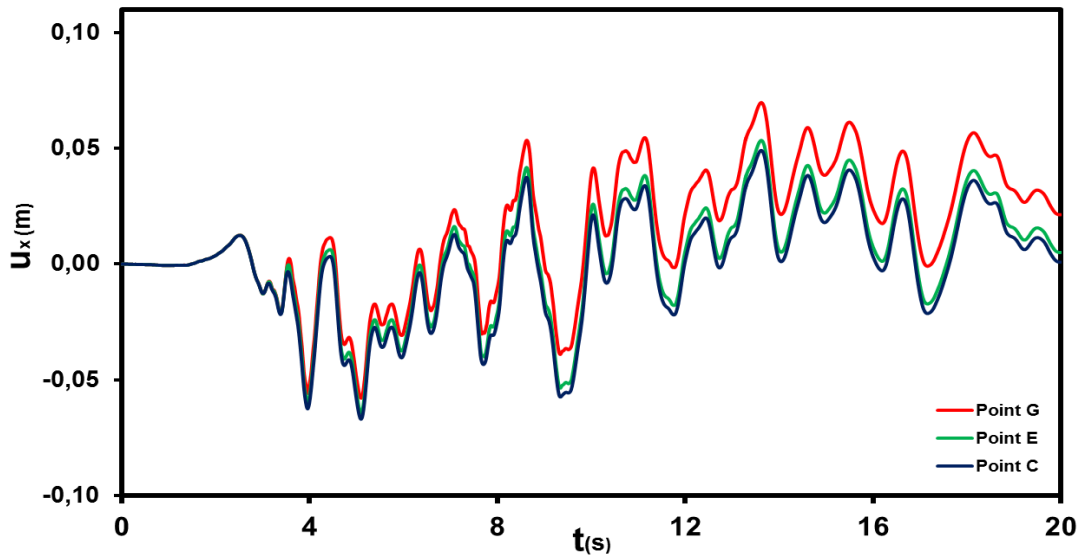
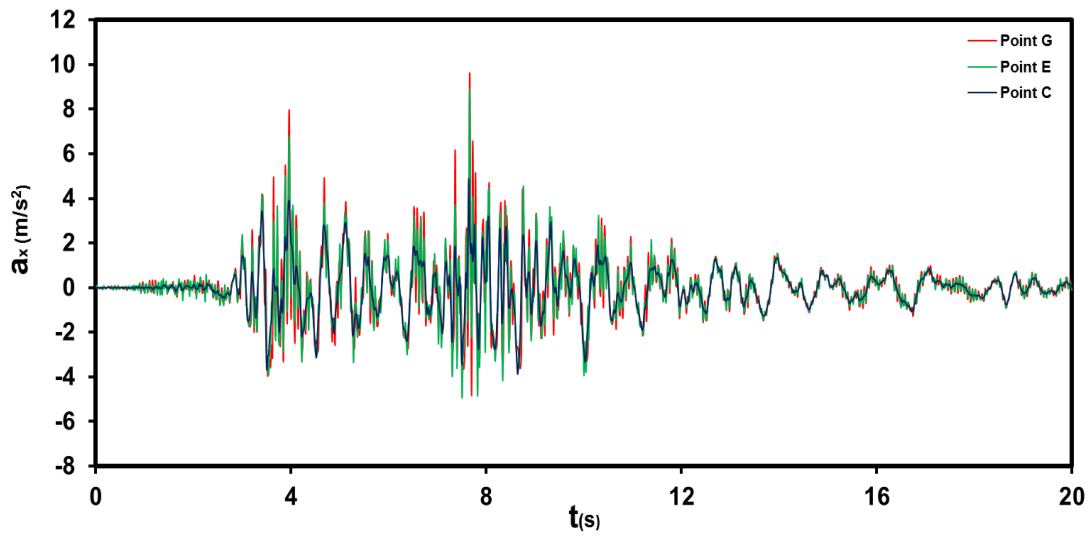


Σχήμα 4.41 Παραμένουσες κατακόρυφες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 2.9 cm

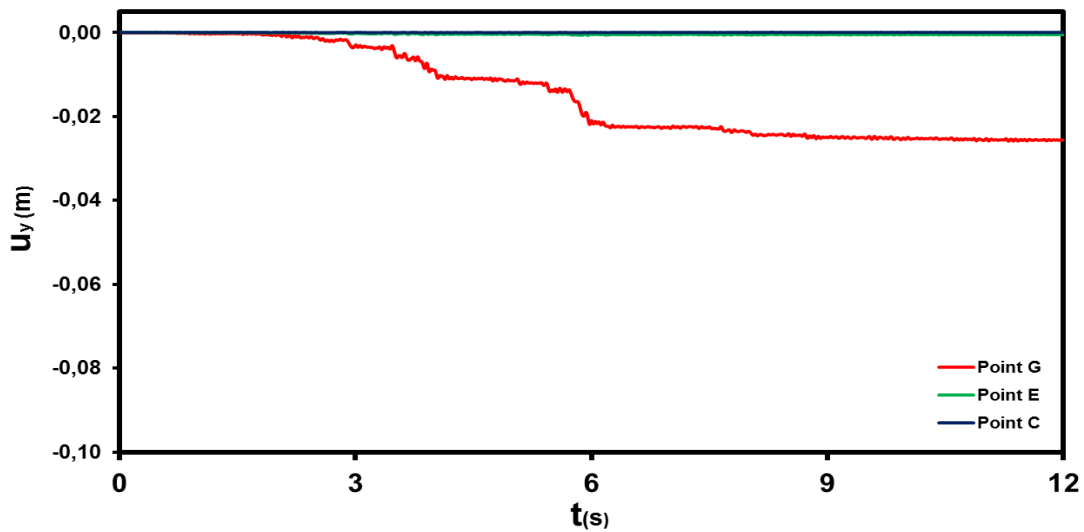
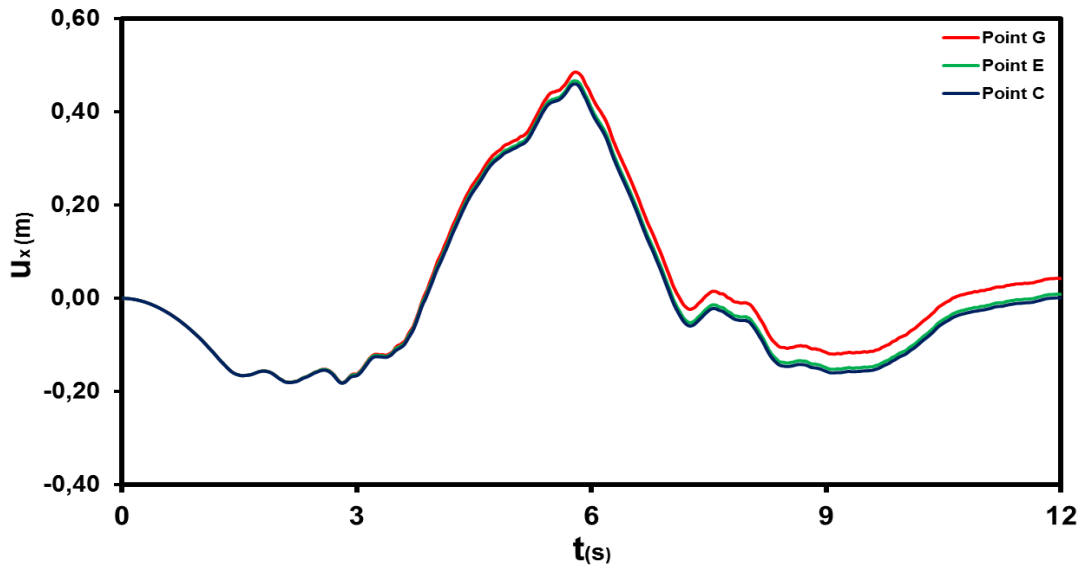
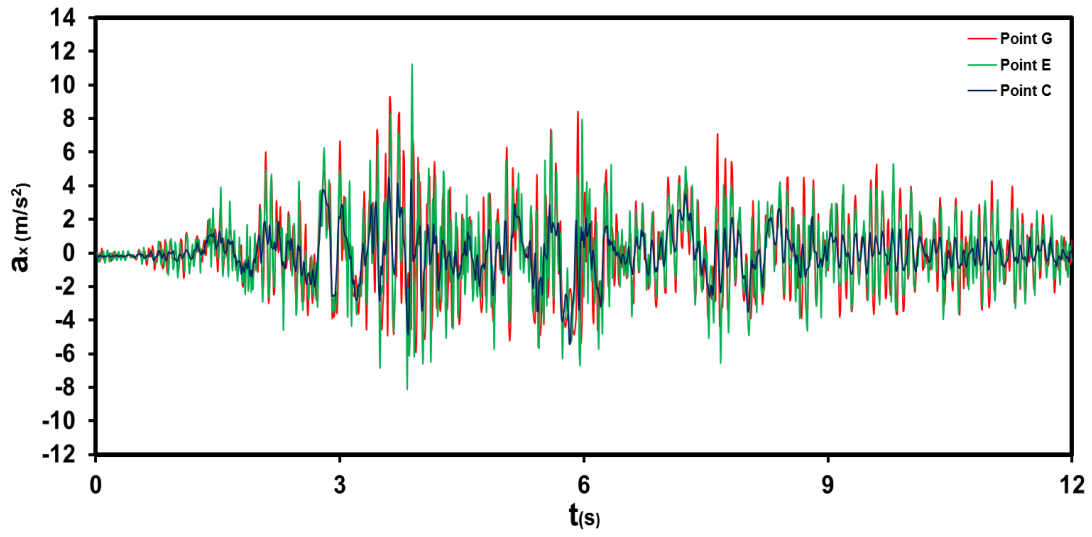
Καλαμάτα 1986: Διαγράμματα επιτάχυνσης-χρόνου, οριζόντιας μετατόπισης-χρόνου, κατακόρυφης μετατόπισης- χρόνου



Λευκάδα 2003: Διαγράμματα επιτάχυνσης-χρόνου, οριζόντιας μετατόπισης-χρόνου, κατακόρυφης μετατόπισης- χρόνου

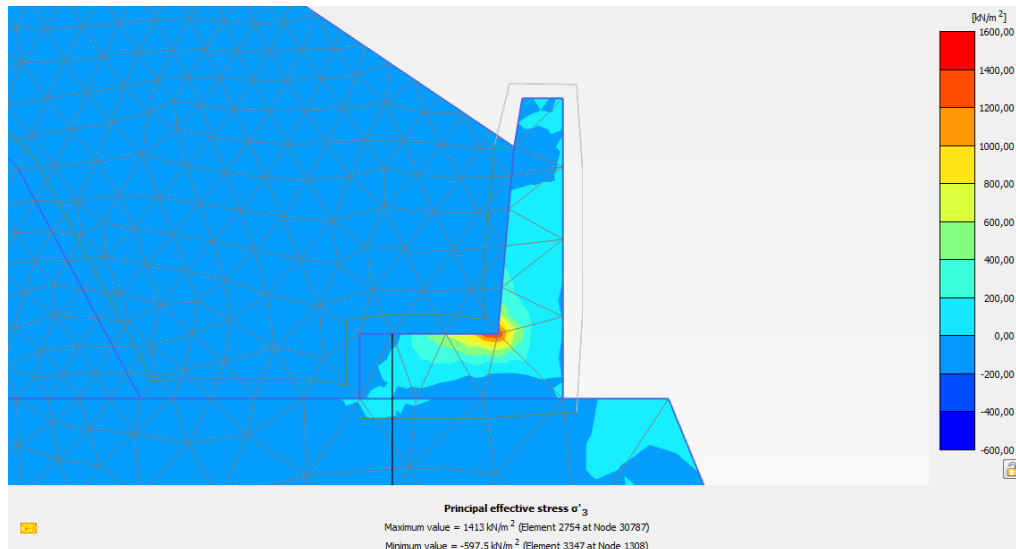


Sakarya 1999: Διαγράμματα επιτάχυνσης-χρόνου, οριζόντιας μετατόπισης-χρόνου, κατακόρυφης μετατόπισης- χρόνου



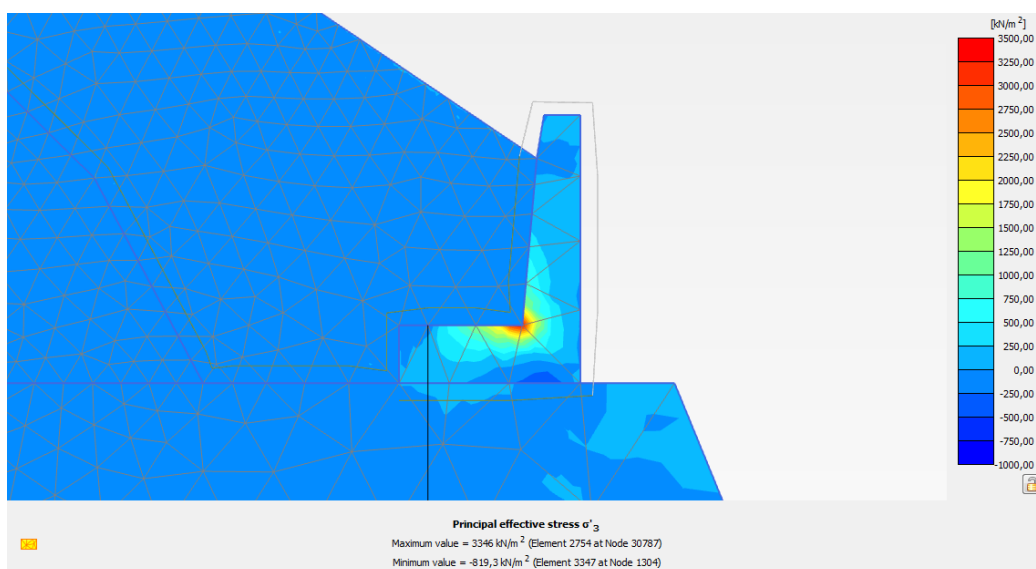
Εφελκυστικές τάσεις τοίχου:

Στην περίπτωση της διατομής P8 με προεντεταμένο αγκύριο βάσης οι αναπτυσσόμενες εφελκυστικές τάσεις είναι ελαφρώς μεγαλύτερες από αυτές της διατομής P9. Πιο συγκεκριμένα σε στατική φόρτιση η μέγιστη εφελκυστική τάση είναι 1.0 MPa. Η ακριβής περιοχή που αυτή ασκείται φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 4.42 Μέγιστη εφελκυστική τάση σε στατικά φορτία.

Για σεισμική φόρτιση δυσμενέστερη βρέθηκε πάλι η διατομή με αγκύριο και $\mu=0.8$ για τη σεισμική διέγερση της Sakarya. Η μέγιστη τιμή της τάσης βρέθηκε ίση με 3.35 MPa. Για τον ίδιο σεισμό η αντίστοιχη διατομή χωρίς αγκύριο και $\mu=0.58$ δέχτηκε μέγιστη εφελκυστική τάση ίση με 1.6 MPa, δηλαδή κάτι λιγότερο από το μισό της μέγιστης που παρουσιάζεται στο σχήμα που ακολουθεί:



Σχήμα 4.43 Μέγιστη εφελκυστική τάση σε σεισμική φόρτιση

4.4 Συμπεράσματα-παρατηρήσεις επί των αποτελεσμάτων

Στατική φόρτιση:

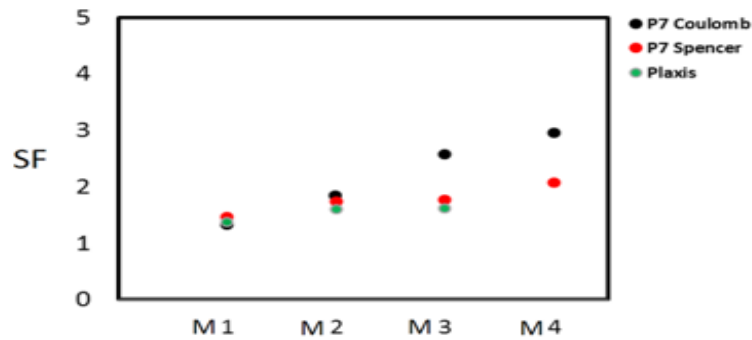
M1: Για τη συγκεκριμένη διατομή ο στατικός συντελεστής ασφαλείας σύμφωνα με το Plaxis προέκυψε ίσος με 1.38 και ο μηχανισμός αστοχίας προσεγγίζεται καλύτερα από αστοχία πρίσματος. Όπως είδαμε από την ανάλυση με τη μέθοδο Coulomb προέκυψε συντελεστής ασφαλείας έναντι ολισθήσεως $SF=1.33$, προσεγγίζοντας σε αρκετά ικανοποιητικό βαθμό τον αντίστοιχο του Plaxis. Ακόμη κατέσται δυνατή η πρόβλεψη του μηχανισμού αστοχίας καθώς ο αντίστοιχος συντελεστής ασφαλείας κατά Spencer για κυκλική αστοχία πρανούς υπολογίστηκε ίσος με 1.82. Στο Slide προέκυψε συντελεστής ίσος με 1.46 ο οποίος είναι επίσης μικρότερος του 1.82 και προσεγγίζει αρκετά ικανοποιητικά το 1.38 του Plaxis.

M2: Ο συντελεστής ασφαλείας στο Plaxis προέκυψε ίσος με 1.62 με την αστοχία να έχει μορφή πρίσματος με μία μικρή ένδειξη εμφάνισης κυκλικής αστοχίας. Ο συντελεστής που προέκυψε από τη μέθοδο Coulomb ίσος με 1.84 σε ολίσθηση. Συνεπώς παρατηρούμε ότι σε αυτή την περίπτωση έχουμε μεγαλύτερη απόκλιση από τα ασφαλέστερα αποτελέσματα του Plaxis και επίσης οριακά δεν μπορέσαμε να προβλέψουμε με επιτυχία και τον τρόπο αστοχίας καθώς ο συντελεστής για κυκλική επιφάνεια αστοχίας βρέθηκε ελάχιστα μεγαλύτερος του 1.82. Με το Slide ωστόσο υπολογίστηκε συντελεστής $SF=1.74$ ο οποίος αφενώς είναι προσεγγίζει το 1.62 του Plaxis και αφετέρου είναι και μικρότερος από τον αντίστοιχο για κυκλική.

M3: Ο στατικός συντελεστής από το Plaxis προέκυψε ίσος με 1.64 και κρίσιμη είναι η συνολική αστοχία του πρανούς με επίσης μικρή ένδειξη κυκλικής αστοχίας. Ο αντίστοιχος συντελεστής με τη μέθοδο Coulomb προέκυψε 2.13 δηλαδή αρκετά μεγαλύτερος από το 1.82. Στο Slide ο συντελεστής ασφαλείας για μη κυκλική επιφάνεια προέκυψε ίσος με 1.77 που σχεδόν ταυτίζεται με τον αντίστοιχο του M2 και προσεγγίζει πολύ ικανοποιητικά το 1.64 από το Plaxis.

M4: Για το συγκεκριμένο μοντέλο κρίσιμη είναι η κυκλική αστοχία πρανούς με στατικό συντελεστή ασφαλείας στο Plaxis ίσο με 1.73. Για μη κυκλική επιφάνεια στο Slide αλλά και με τη μέθοδο Coulomb οι συντελεστές υπολογίστηκαν ίσοι με 2.10 και 2.95 αντίστοιχα.

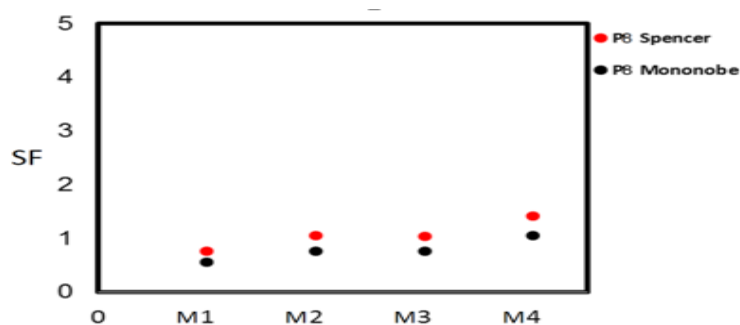
Στο διάγραμμα της επόμενης σελίδας παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα παραπάνω αποτελέσματα για μη κυκλική επιφάνεια αστοχίας τύπου Coulomb και παρατηρώντας τη γενική εικόνα των αποτελεσμάτων θα λέγαμε ότι υπάρχει μια συνέπεια ανάμεσα στα αποτελέσματα για τη συγκεκριμένη διατομή και την P9



Σχήμα 4.44 Συντελεστές ασφαλείας μη κυκλικής επιφάνειας αστοχίας: Στατική ανάλυση

Ψευδοστατική ανάλυση:

Όπως και για τη διατομή P9 έτσι και στη διατομή P8 οι συντελεστές που λαμβάνονται από τη μέθοδο Mononobe Okabe είναι δυσμενέστεροι αυτών που υπολογίστηκαν από το Slide. Αξίζει να σημειωθεί ότι οι συντελεστές των δύο μεθόδων σχεδόν ταυτίζονται αν η γωνία δ (γωνία εφαρμογής δύναμης) ληφθεί ίση με τη γωνία τριβής του εδάφους ϕ και όχι ίση με τη γωνία β της κλίσης του πρανούς, όπως δηλαδή ορίζει η μέθοδος. Ενδεικτικά αναφέρεται ότι για το δυσμενέστερο μοντέλο M1 προέκυψαν συντελεστές ίσοι με 0.55 και 0.76 από Mononobe Okabe και Slide αντίστοιχα ενώ για το μοντέλο M4 υπολογίστηκαν ίσοι με 1.00 και 1.41 αντίστοιχα. Στο παρακάτω διάγραμμα παρουσιάζεται το σύνολο των συντελεστών ασφαλείας που προέκυψαν από τις δύο μεθόδους.



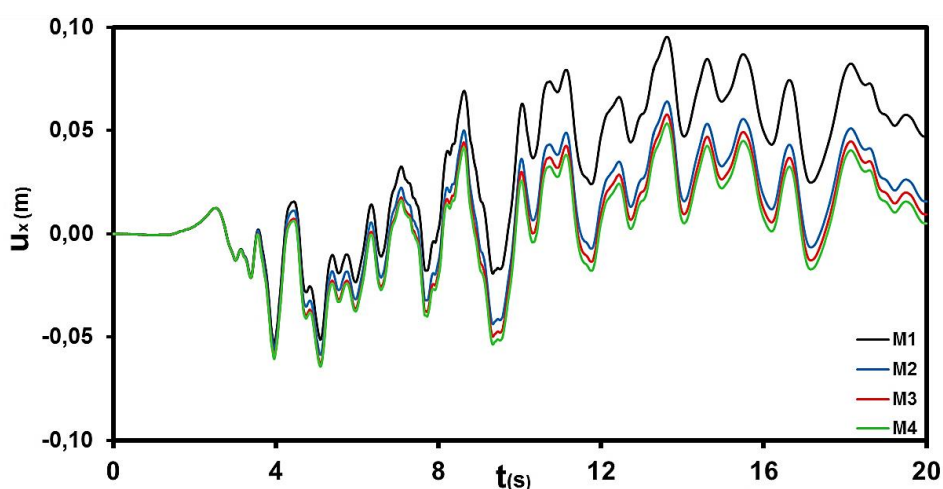
Σχήμα 4.45 Συντελεστές ασφαλείας μη κυκλικής επιφάνειας αστοχίας: Ψευδοστατική ανάλυση

Σεισμική φόρτιση:

Συγκεντρώνοντας όλα τα αποτελέσματα για τη διατομή P7 με αγκύριο παρατηρούμε ότι η μέγιστη οριζόντια μετατόπιση διατομής παρατηρείται για το μοντέλο M1 στη σεισμική διέγερση της Sakarya και ισούται με 10 cm ενώ η αντίστοιχη μέγιστη μετακίνηση του τοίχου ισούται με 7.8 cm που ικανοποιεί τα 9.6 cm που θέτει για όριο ο Ευρωκώδικας για τοίχους ύψους κάτω των 10m. Μέγιστη κατακόρυφη παραμένουσα

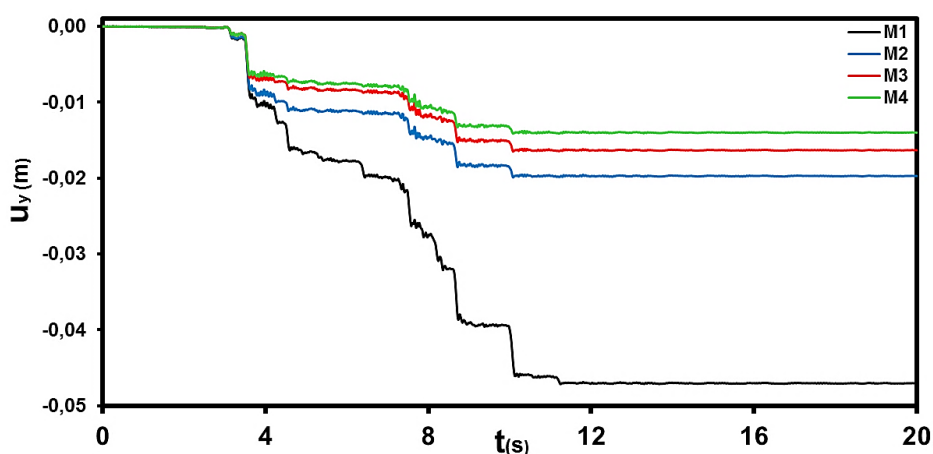
παραμόρφωση συνέβει και πάλι για το σεισμό της Sakarya, σε σημείο κοντά στη γωνία του πρानούς όπως φαίνεται από την κατανομή τους στη διατομή και μετρήθηκε ίση με 8.4 cm.

Στο διάγραμμα που ακολουθεί γίνεται σύγκριση της απόκρισης των μοντέλων M1-M4 για σημεία που έχουν ορισθεί στην κορυφή των τοίχων αντιστήριξης για τη σεισμική διέγερση της Λευκάδας.



Οριζόντιες παραμορφώσεις κορυφής τοίχου των μοντέλων M1-M4

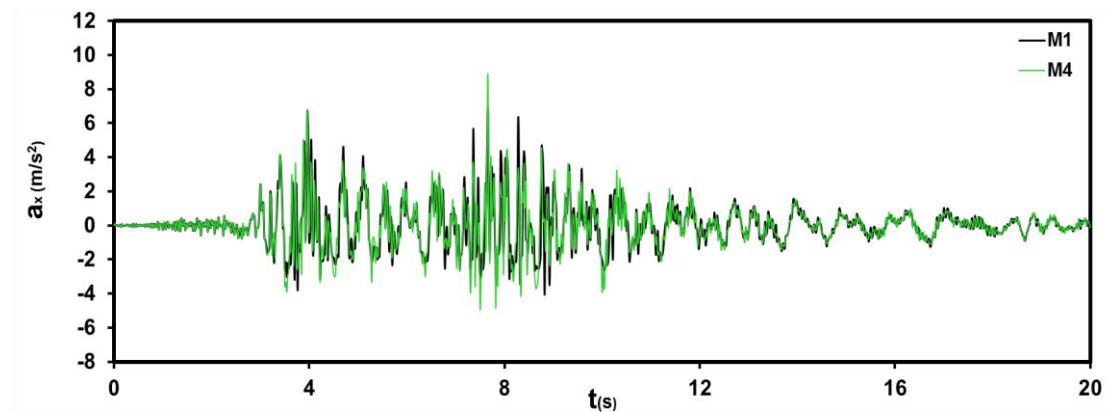
Σε αυτή την περίπτωση διατομής παρατηρούμε αφενώς αρκετά μεγαλύτερες μετακινήσεις κατά μέτρο από τις αντίστοιχες της P9, αφετέρου όμως παρατηρούμε και μεγάλες σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των μοντέλων M1-M4. Γίνεται αντιληπτό δηλαδή ότι η όποια βελτίωση πρόσφυσης του τοίχου (είτε με αγκύριο είτε με καλύτερη διεπιφάνεια έδρασης) παίζει καθοριστικό ρόλο για τη συγκεκριμένη διατομή. Στο διάγραμμα που ακολουθεί παρουσιάζεται η χρονοϊστορία των κατακόρυφων μετακινήσεων για το σημείο G της διατομής.



Κατακόρυφες παραμορφώσεις γωνίας πρानούς (G) των μοντέλων M1-M4

Και εδώ όπως βλέπουμε επιβεβαιώνεται το παραπάνω συμπέρασμα ότι δηλαδή οποιαδήποτε παρέμβαση βελτίωσης της πρόσφυσης παίζει καθοριστικό ρόλο στη μείωση των κατακόρυφων μετακινήσεων.

Τέλος παρουσιάζεται το διάγραμμα χρονοϊστορίας των οριζόντιων επιταχύνσεων για τα μοντέλα M1 και M4 για τα σημεία της κορυφής των τοίχων (σημεία E).

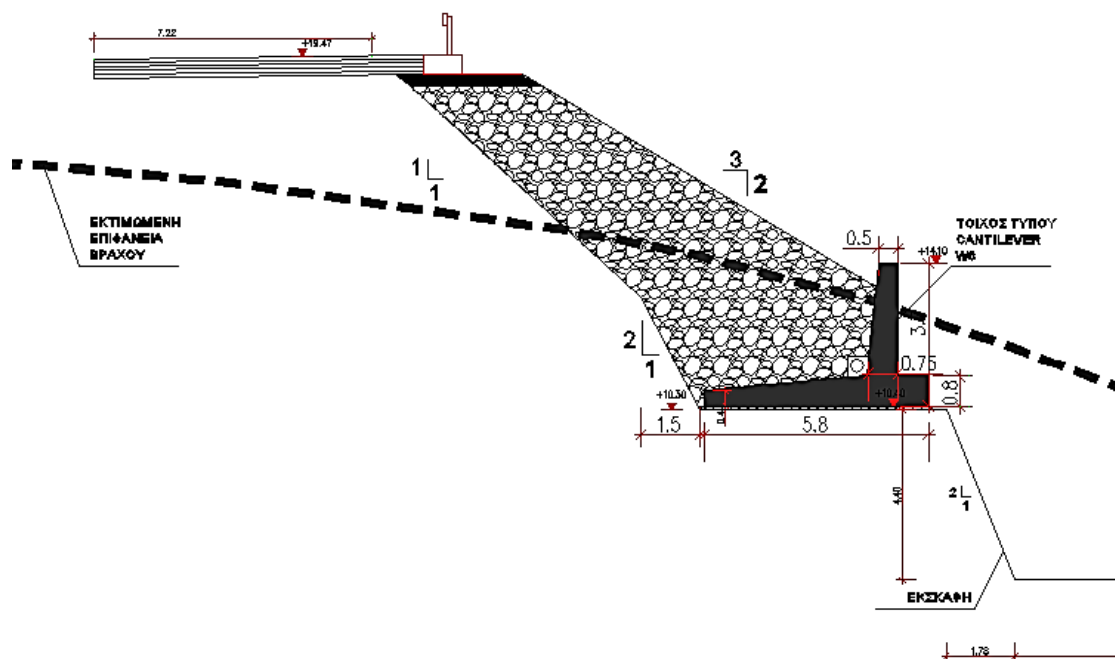


Παρατηρούμε ότι και εδώ όπως και για τη διατομή P9 ότι η διατομή με την καλύτερη πρόσφυση στο βράχο παρουσιάζει και τις μεγαλύτερες επιταχύνσεις για τους ίδιους ακριβώς λόγους που έχουν προαναφερθεί. Σημαντική ακόμη παρατήρηση είναι ότι η μέγιστη επιτάχυνση του μοντέλου M1 δεν ξεπερνά το 6 m/s^2 καθώς η μέγιστη επιτάχυνση που δέχεται ισούται με $a_x = \mu = 0.58g$ από τα κατόντι ενώ από τα ανάντι η μέγιστη επιτάχυνση φαίνεται να είναι $0.25g$ καθώς συντελεί και η δύναμη λόγω γαιών.

5

Διατομή P7

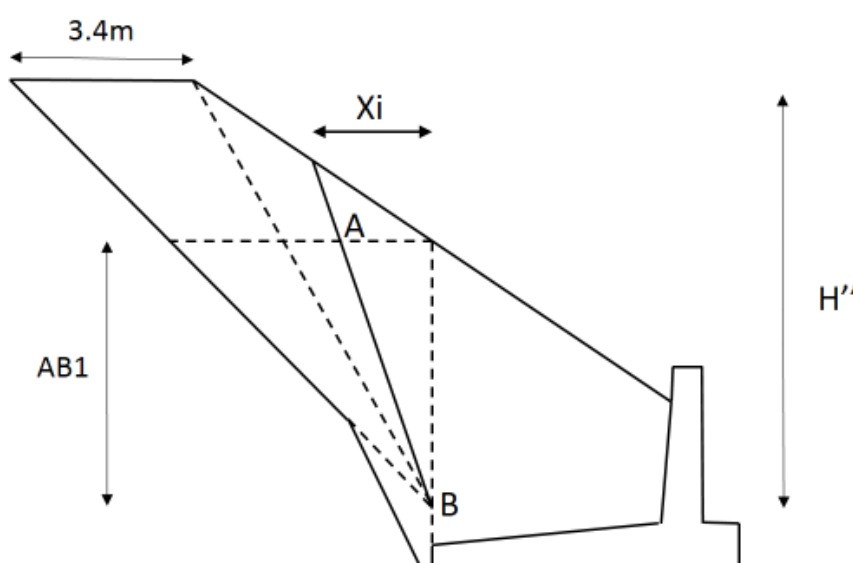
Η διατομή P7 χωρίς προεντεταμένο αγκύριο βάσης ανήκει στον τόιχο W6. Ουσιαστικά αποτελεί και την πρώτη διατομή του συμπλέγματος τοιχών είδους Cantelever. Προφανώς η κατασκευή του συγκεκριμένου είδους τοίχου γίνεται σε συνάρτηση με το διαθέσιμο χώρο έδρασης βάσης καθώς σε αντίθεση με τους τοίχους με αγκύριο στους οποίους όπως είδαμε το πλάτος της βάσης τους είναι σταθερό και ίσο με 2,5m έδω υπερδιπλασιάζεται και γίνεται ίσο με 5,8m. Ως προς τη γεωμετρία της διατομής μας, όπως θα γίνει φανερό και από το σχήμα 5.1, πέρα από τη γεωμετρία του τοίχου αντιστήριξης τα υπόλοιπα στοιχεία παραμένουν ίδια γεγονός που μας επιτρέπει μετέπειτα συγκρίσεις της συμπεριφοράς των δύο διατομών.



Σχήμα 5.1 Αναλυτική γεωμετρία διατομής P7 Cantelever (Διαστάσεις σε m)

5.1 Εύρεση συντελεστών ασφαλείας σε ολίσθηση με τη μέθοδο Coulomb

Στη συγκεκριμένη διατομή δεν θα γίνει εύρεση των συντελεστών ασφαλείας σε ανατροπή του τοίχου αντιστήριξης καθώς ο λόγος των διαστάσεων ύψος προς πλάτος βάσης είναι αρκετά μικρός με αποτέλεσμα να παραληφθεί ο συγκεκριμένος υπολογισμός. Και εδώ η επίλυση έγινε θεωρώντας δεδομένη την ενεργητική κατάσταση Coulomb για τις δύο παραλλαγές σχεδιασμού της διατομής, δηλαδή με συντελεστή τριβής βάσης $\mu=0.8$ και $\mu=0.58$. Τα βασικά γεωμετρικά στοιχεία παρουσιάζονται στο σκαρίφιμα που ακολουθεί:



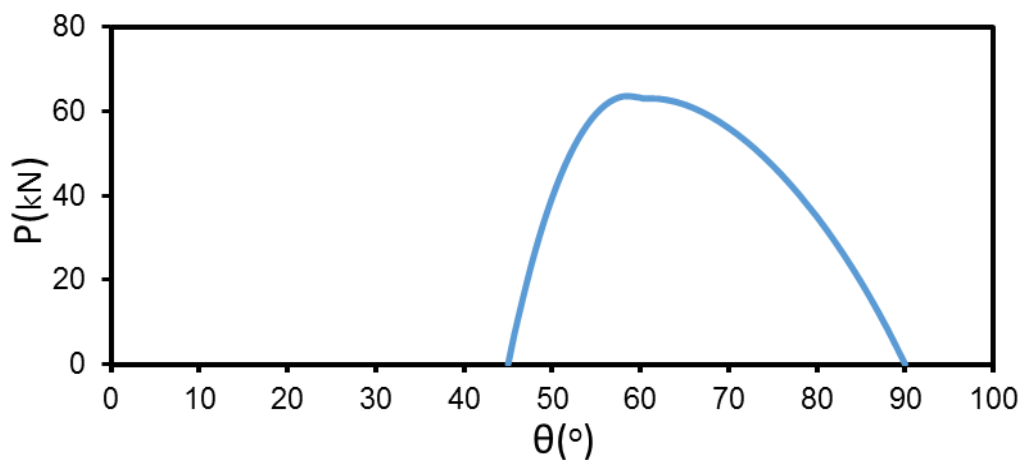
Σχήμα 5.2 Επισήμανση γεωμετρικών στοιχείων που χρησιμεύουν στους υπολογισμούς που ακολουθούν

Η γωνία αλλαγής κλίσης του πρισμάτος ισούται με $\theta_i=60.4^\circ$, το ύψος αρχής πρίσματος αστοχίας (για $\theta_i=0$) ισούται με 4.85m και $\theta_{max}=45^\circ$ και εδώ καθώς η κλίση της επιφάνειας του βράχου είναι 1:1.

Το εμβαδόν του τοίχου Cantilever είναι ίσο με 5.70m^2 και το σύνολο του εμβαδού που βρίσκεται πάνω από τον πόδα και θεωρούμε ότι αστοχεί μαζί με τον τοίχο μας ισούται με $17,3\text{m}^2$. Τέλος οι αποστάσεις AB1 και H'' μετρήθηκαν ίσες με 4.88m και 7.87m αντίστοιχα.

Εύρεση κρίσιμου πρισμάτος και μέγιστης δύναμης P για στατικά φορτία:

Πρίσματα αστοχίας						
$\theta(^{\circ})$	AB(m)	χ_i (m)	A(m ²)	Wi(kN)	Pi(kN)	Pmax(kN)
90,00	4,88	0,00	0,00	0,00	0,00	89,83
88,00	4,88	0,17	0,43	8,94	8,34	
86,00	4,89	0,36	0,87	18,34	15,94	
84,00	4,91	0,55	1,35	28,26	22,89	
82,00	4,93	0,76	1,85	38,78	29,22	
80,00	4,96	0,98	2,38	49,97	34,99	
78,00	4,99	1,21	2,95	61,93	40,22	
76,00	5,03	1,46	3,56	74,78	44,93	
74,00	5,08	1,73	4,22	88,66	49,14	
72,00	5,13	2,02	4,94	103,72	52,85	
70,00	5,19	2,35	5,72	120,18	56,04	
68,00	5,26	2,70	6,59	138,29	58,70	
66,00	5,34	3,09	7,54	158,35	60,78	
64,00	5,43	3,53	8,61	180,75	62,24	
62,00	5,53	4,02	9,81	206,01	62,98	
60,36	5,61	4,47	10,92	229,29	62,98	
60,00		0,06	11,17	234,56	62,85	
58,00		0,44	12,64	265,46	61,29	
56,00		0,83	14,18	297,74	57,88	
54,00		1,24	15,79	331,58	52,52	
52,00		1,67	17,48	367,18	45,08	
50,00		2,12	19,28	404,78	35,41	
48,00		2,61	21,17	444,65	23,30	
46,00		3,12	23,20	487,11	8,50	
45,00		3,39	24,26	509,42	0,00	
45,00		3,39	24,26	509,42	89,83	



Σχήμα 5.3 Διάγραμμα P- θ για δοκιμάστικά πρίσματα Coulomb

Από τα παραπάνω προκύπτει ότι δυσμενέστερο πρίσμα είναι αυτό των 45°.

Συντελεστές ασφαλείας σε ολίσθηση και ανατροπή:

1. Τοίχος με συντελεστή τριβής βάσης $\mu=0.58$:

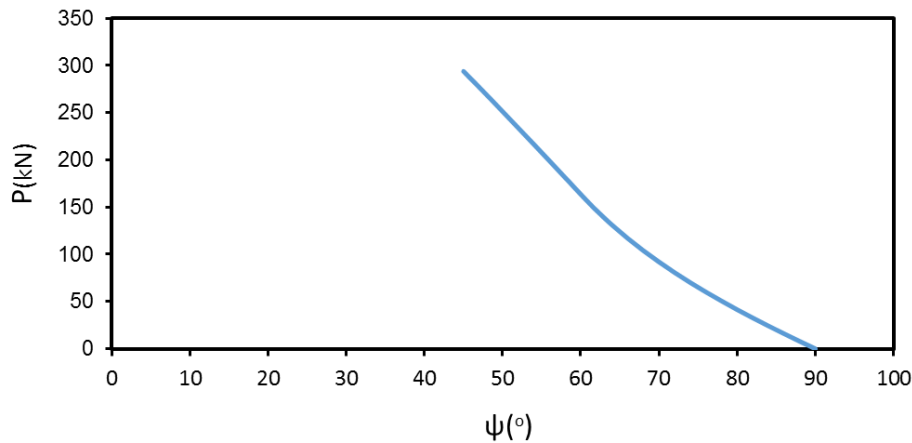
Ολίσθηση: $\Sigma F=3.29$

2. Τοίχος χωρίς αγκύριο και συντελεστή τριβή βάσης $\mu=0.80$:

Ολίσθηση: $\Sigma F=4.56$

Εύρεση κρίσιμου πρίσματος και μέγιστης δύναμης P για σεισμικά φορτία (ψευδο-στατική ανάλυση):

Πρίσματα αστοχίας κατά Coulomb (ψευδοστατική ανάλυση)											
$\psi(^{\circ})$	AB(m)	X1(m)	A(m ²)	Wi(kN)	$\omega 1(^{\circ})$	$\omega 2(^{\circ})$	Wx(kN)	Wy(kN)	W'(kN)	P(kN)	Pmax(kN)
90,00	4,88	0,00	0,00	0,00	77,28	78,70	0,00	0,00	0,00	0,00	336,49
88,00	4,88	0,17	0,43	8,94	75,28	80,70	4,29	6,79	8,04	7,88	
86,00	4,89	0,36	0,87	18,34	73,28	82,70	8,80	13,94	16,49	15,92	
84,00	4,91	0,55	1,35	28,26	71,28	84,70	13,57	21,48	25,40	24,16	
82,00	4,93	0,76	1,85	38,78	69,28	86,70	18,61	29,47	34,86	32,65	
80,00	4,96	0,98	2,38	49,97	67,28	88,70	23,98	37,97	44,91	41,44	
78,00	4,99	1,21	2,95	61,93	65,28	90,70	29,73	47,07	55,67	50,57	
76,00	5,03	1,46	3,56	74,78	63,28	92,70	35,89	56,83	67,22	60,10	
74,00	5,08	1,73	4,22	88,66	61,28	94,70	42,55	67,38	79,69	70,12	
72,00	5,13	2,02	4,94	103,72	59,28	96,70	49,79	78,83	93,24	80,70	
70,00	5,19	2,35	5,72	120,18	57,28	98,70	57,69	91,34	108,03	91,94	
68,00	5,26	2,70	6,59	138,29	55,28	100,70	66,38	105,10	124,31	103,98	
66,00	5,34	3,09	7,54	158,35	53,28	102,70	76,01	120,34	142,34	116,95	
64,00	5,43	3,53	8,61	180,75	51,28	104,70	86,76	137,37	162,48	131,05	
62,00	5,53	4,02	9,81	206,01	49,28	106,70	98,88	156,56	185,18	146,52	
61,00	5,58	4,29	10,47	219,90	48,28	107,70	105,55	167,12	197,66	154,86	
60,36	5,61	4,47	10,92	229,29	47,64	108,34	110,06	174,26	206,11	160,44	
60,36	-	0,00	10,91	229,21	47,64	108,34	110,02	174,20	206,04	160,38	
60,00	-	0,06	11,17	234,64	47,28	108,70	112,63	178,33	210,92	163,58	
58,00	-	0,44	12,64	265,54	45,28	110,70	127,46	201,81	238,69	181,30	
56,00	-	0,83	14,18	297,83	43,28	112,70	142,96	226,35	267,71	198,93	
54,00	-	1,24	15,79	331,67	41,28	114,70	159,20	252,07	298,13	216,48	
52,00	-	1,67	17,49	367,27	39,28	116,70	176,29	279,12	330,13	233,94	
50,00	-	2,12	19,28	404,87	37,28	118,70	194,34	307,70	363,93	251,29	
48,00	-	2,61	21,18	444,73	35,28	120,70	213,47	338,00	399,77	268,50	
45,00	-	3,39	24,26	509,51	32,28	123,70	244,56	387,22	457,99	293,96	
45,00	-	3,39	24,26	509,51	42,28	113,70	244,56	387,22	457,99	336,49	



Σχήμα 5.4 Διάγραμμα P-θ για δοκιμαστικά πρίσματα Coulomb σε ψευδοστατική ανάλυση

Μέγιστη είναι η δύναμη εκείνη για $\psi=45^\circ$ (και $\phi=35^\circ$) όπου και πάλι η αστοχία μας περνάει από τη διεπιφάνεια υλικού επίχωσης

Συντελεστές ασφαλείας σε ολίσθηση και ανατροπή:

2. Τοίχος με συντελεστή τριβής βάσης $\mu=0.58$:

Ολίσθηση: $\Sigma F=0.64$

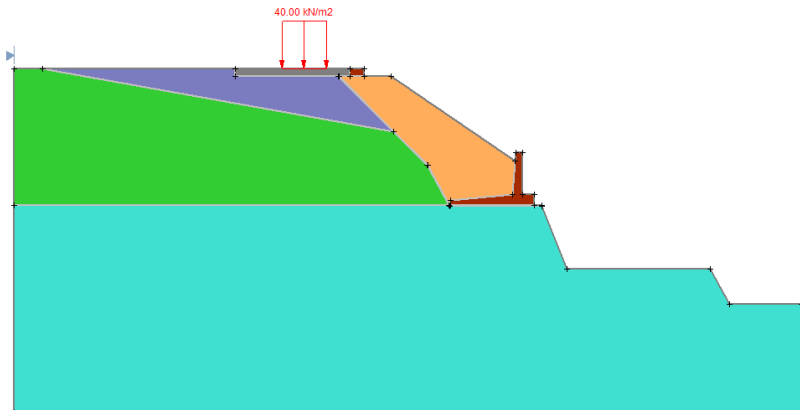
3. Τοίχος με συντελεστή τριβή βάσης $\mu=0.80$:

Ολίσθηση: $\Sigma F=0.89$

Ο έλεγχος σε ευστάθεια πρσανούς με τις μεθόδους Bishop και Fellenius για τη συγκεκριμένη διατομή μπορεί να παραληφθεί καθώς το ύψος και η κλίση της ταυτίζονται με αυτά της διατομής του κεφάλαιου 3 και η εξέταση βαθύτερων επιφανείων αστοχίας έδινε ευμενέστερα αποτελέσματα από τα αντίστοιχα της P8. Συνεπώς ως συντελεστές ασφαλείας θα ληφθούν οι ίδιοι με τη διατομή P7 με αγκύριο για στατική και ψευδοστατική ανάλυση. Το παραπάνω επιβεβαιώνεται και από τις αναλύσεις με το Slide που ακολουθούν.

5.2 Ανάλυση και εύρεση κρίσιμων μηχανισμών αστοχίας με το λογισμικό Slide

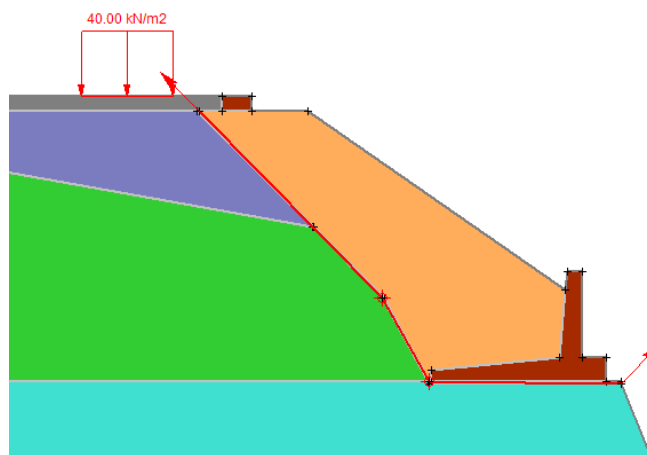
Αρχικά παρουσιάζεται στην επόμενη σελίδα το γενικό προσομοίωμα της διατομής P9 που χρησιμοποιήθηκε στο σύνολο των αναλύσεων:



Σχήμα 5.5 Προσομοίωμα στο slide για διατομή P7 Cantelever

Στατικός υπολογισμός για μη κυκλική επιφάνεια αστοχίας:

Εδώ η επιφάνεια αστοχίας μας δεν ταυτίζεται με αυτή της μεθόδου Coulomb. Δυσμενέστερη βρέθηκε η οποία περνά από το σύνολο των διεπιφανειών και καταλήγει στη βάση του τοίχου και φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 5.6 κρίσιμη μη κυκλική επιφάνεια αστοχίας

Οι τελικοί συντελεστές ασφαλείας για μη κυκλική επιφάνεια αστοχίας έχουν ως εξής:

1. Τοίχος με συντελεστή τριβής βάσης $\mu=0.58$:
 $\Sigma F=1,74$
2. Τοίχος με συντελεστή τριβής βάσης $\mu=0.80$:
 $\Sigma F=2,14$

Ψευδοστατική ανάλυση για μη κυκλική επιφάνεια αστοχίας με $k_h=0,48g$ και $k_v=0,24g$:

1. Τοίχος με συντελεστή τριβής βάσης $\mu=0.58$:

$$\Sigma F=0.87$$

2. Τοίχος με συντελεστή τριβής βάσης $\mu=0.58$:

$$\Sigma F=1,19$$

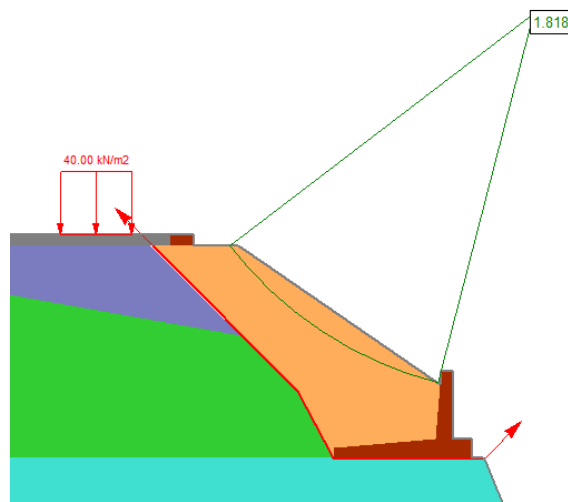
Στατική ανάλυση για κυκλική επιφάνεια αστοχίας:

Εδώ όπως προαναφέρθηκε αναμένουμε οι συντελεστές αυτοί να ταυτίζονται με τους αντίστοιχους της διατομής P7 με αγκύριο.

Συντελεστές ασφαλείας:

- Μέθοδος Fellenius: $SF= 1,76$
- Μέθοδος Bishop: $SF= 1,82$
- Μέθοδος Spencer $SF= 1,82$

Ενδεικτικά στο επόμενο σχήμα παρουσιάζεται η κυκλική αστοχία κατά Spencer:



Σχήμα 5.7 Κυκλική επιφάνεια αστοχίας και τιμή του συντελεστή ασφαλείας κατά Spencer

Ψευδοστατική ανάλυση για κυκλική επιφάνεια αστοχίας:

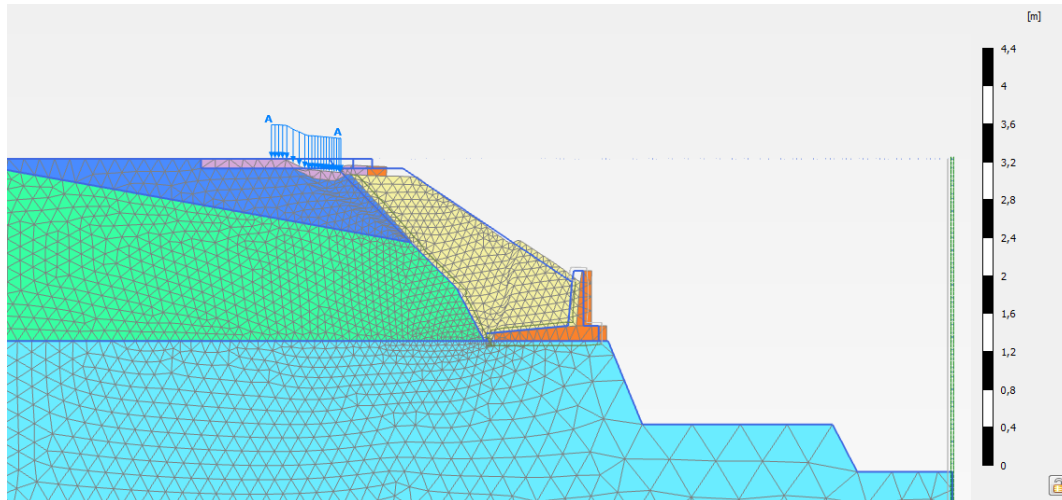
Συντελεστές ασφαλείας:

- Μέθοδος Fellenius: $SF= 0,62$
- Μέθοδος Bishop: $SF= 0,68$
- Μέθοδος Spencer $SF= 0,71$

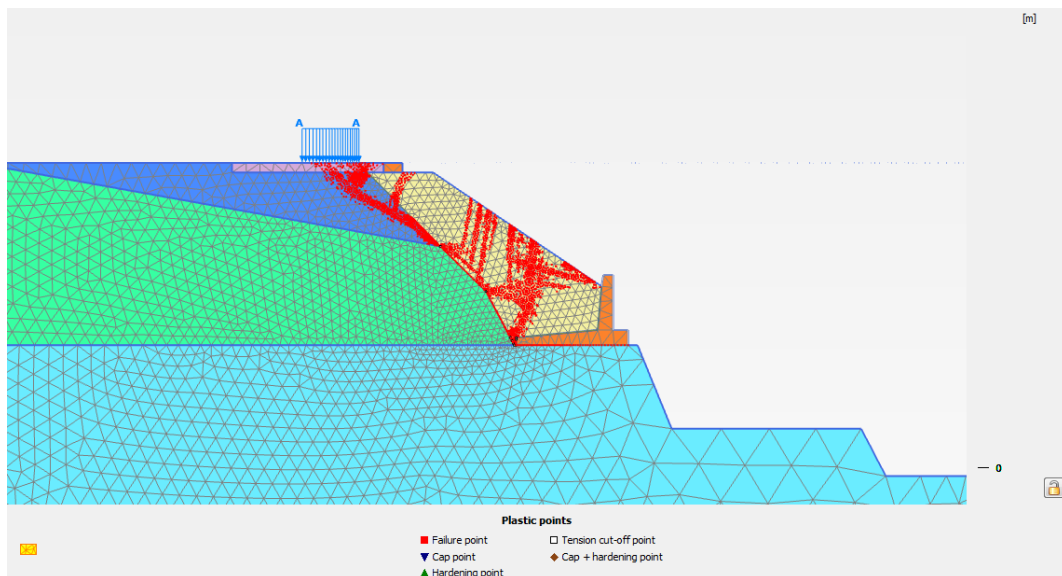
5.3 Αριθμητική ανάλυση διατομής P7 με τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Plaxis

Αρχικά μελετήθηκε η διατομή με ασθενή επιφάνεια έδρασης βάσης ($\mu=0.58$)

Στατική ανάλυση:



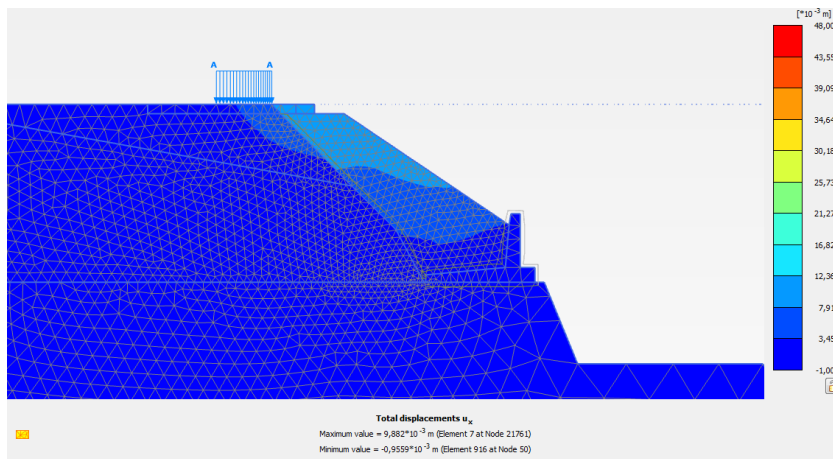
Σχήμα 5.8 Παραμορφωμένος κάνναβος με στατικό συντελεστή ασφαλείας $SF=1.64$



Σχήμα 5.9 Σημεία πλαστικοποίησης καννάβου, ο τρόπος αστοχίας προσεγγίζεται σχηματικά καλύτερα από πρίσμα Coulomb παρότι διαφαίνεται και ανάπτυξη κυκλικής αστοχίας στο πρηνές μας

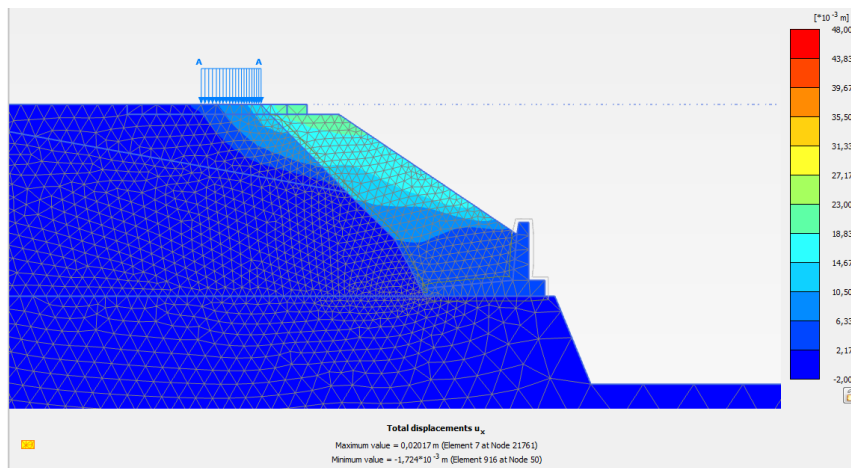
Οριζόντιες και κατακόρυφες παραμένουσες παραμορφώσεις ύστερα από κάθε σεισμική διέγερση:

Καλαμάτα 1986



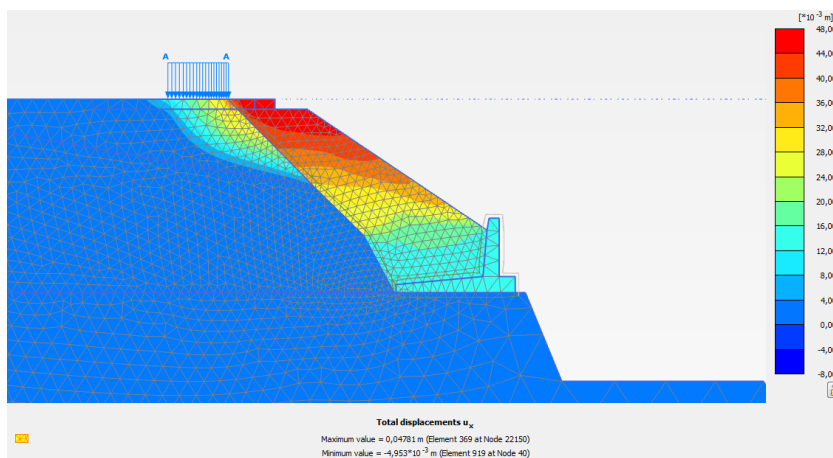
Σχήμα 5.10 Παραμένουσες οριζόντιες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 1 cm

Λευκάδα 2003



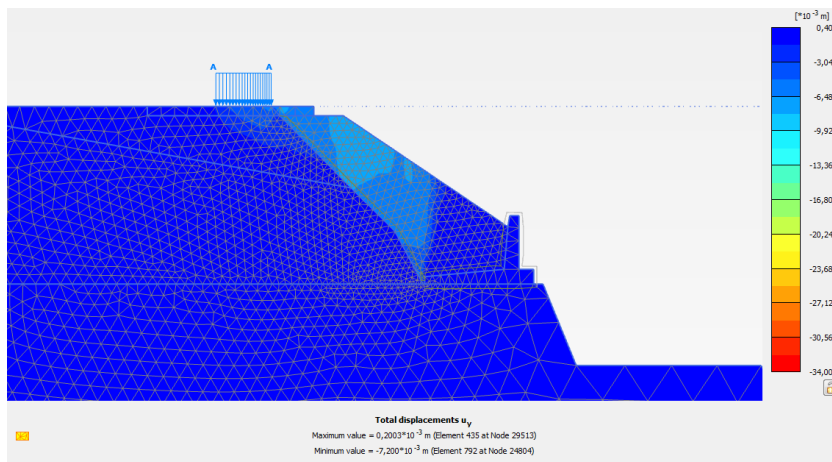
Σχήμα 5.11 Παραμένουσες οριζόντιες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 2 cm

Sakarya 1999



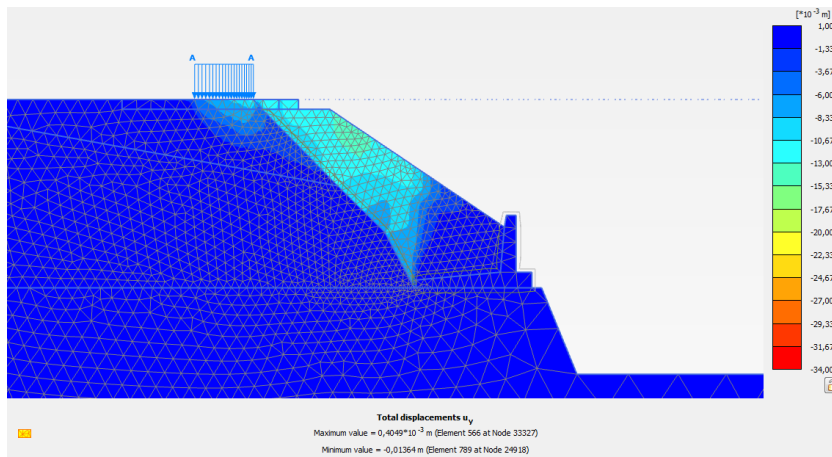
Σχήμα 5.12 Παραμένουσες οριζόντιες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 4.8 cm

Καλαμάτα 1986



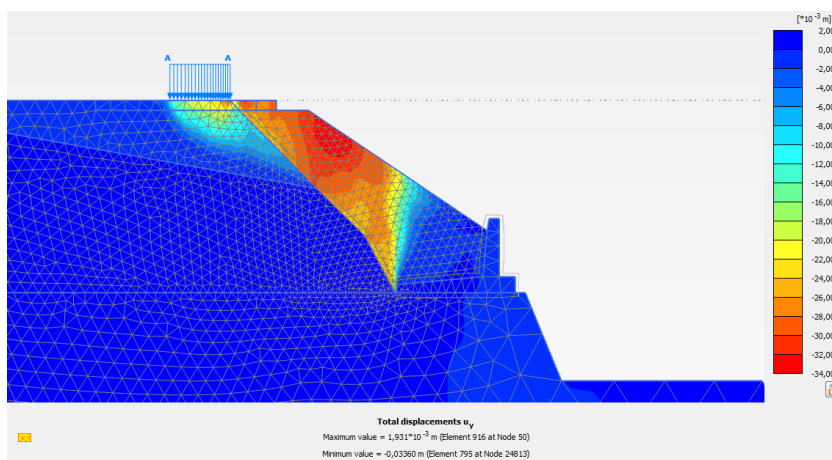
Σχήμα 5.13 Παραμένουσες κατακόρυφες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 0.7 cm

Λευκάδα 2003



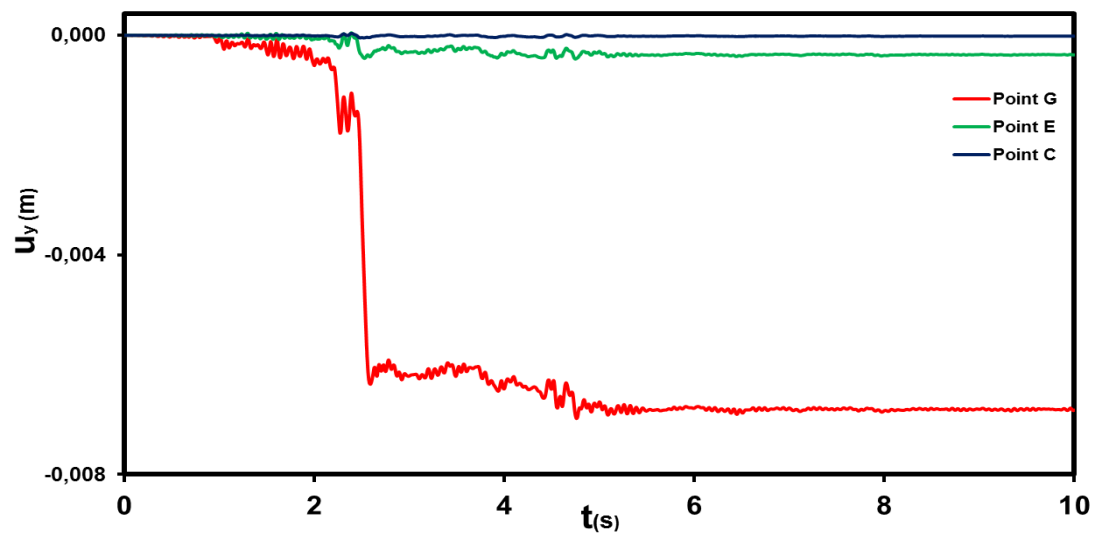
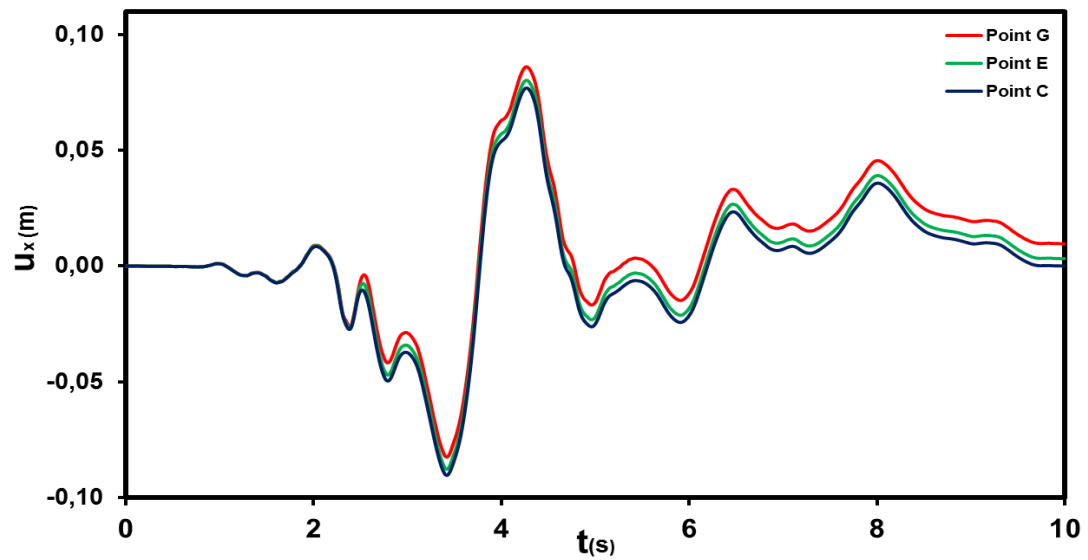
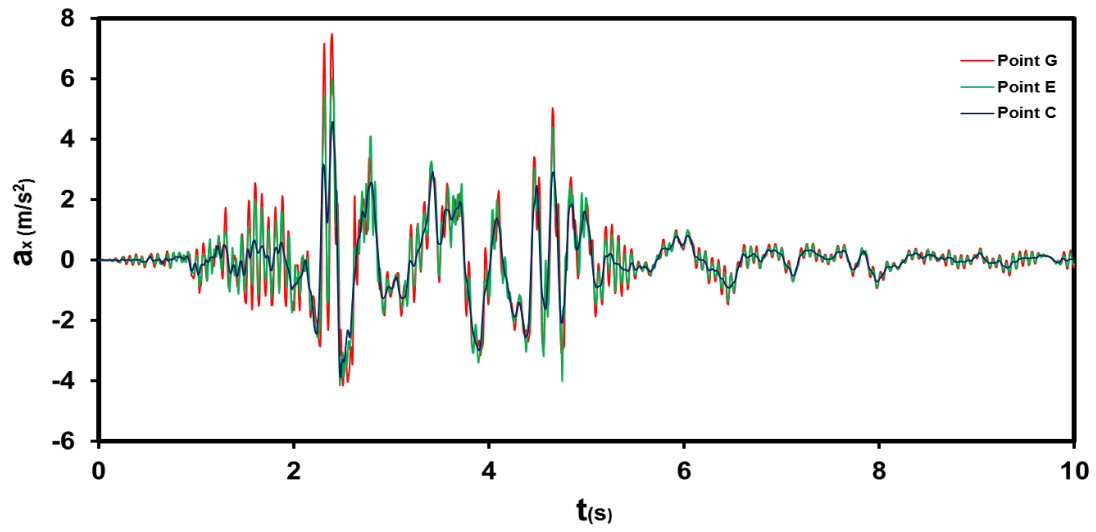
Σχήμα 5.14 Παραμένουσες κατακόρυφες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 1.4 cm

Sakarya 1999

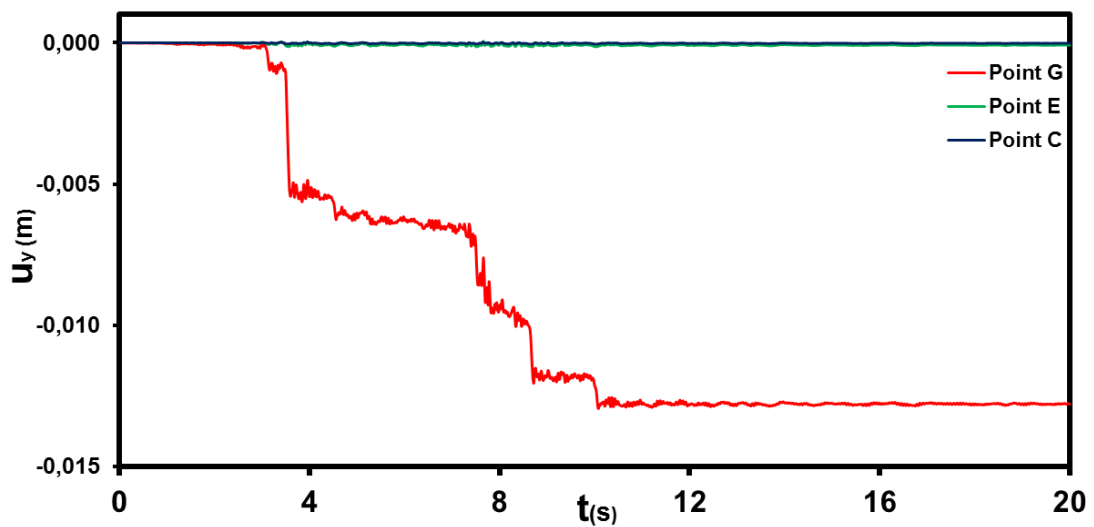
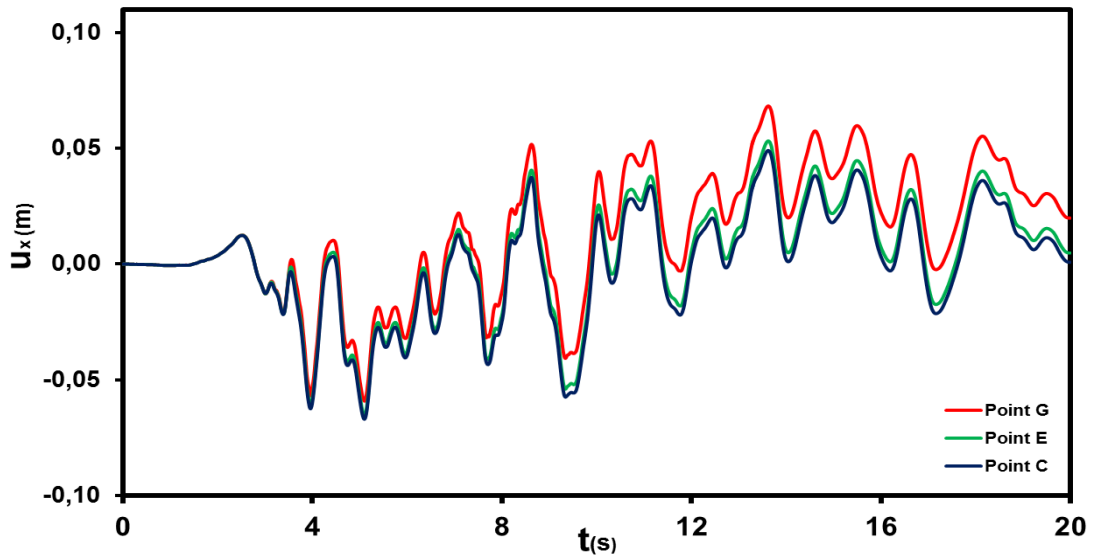
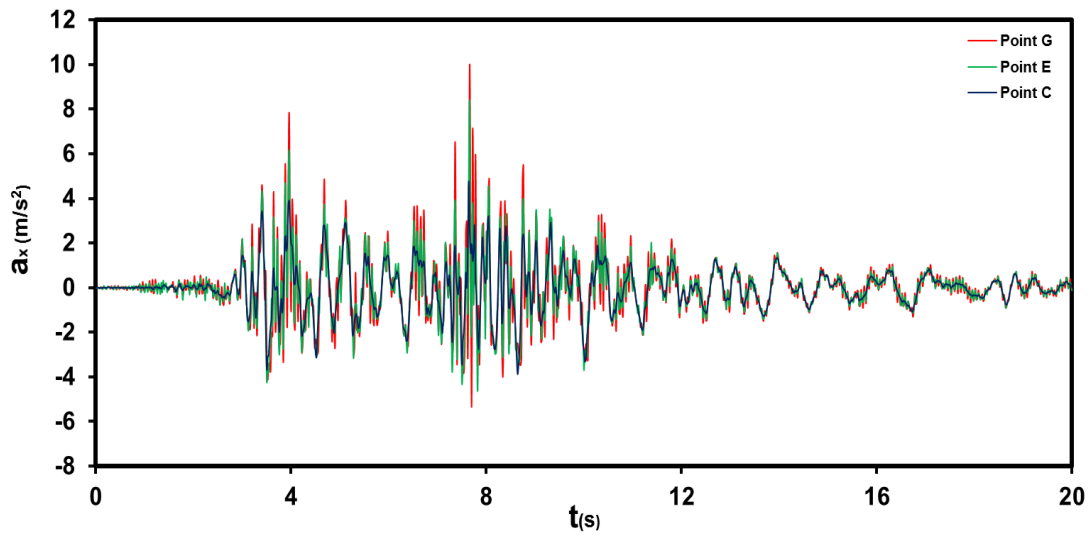


Σχήμα 5.15 Παραμένουσες κατακόρυφες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 3.4 cm

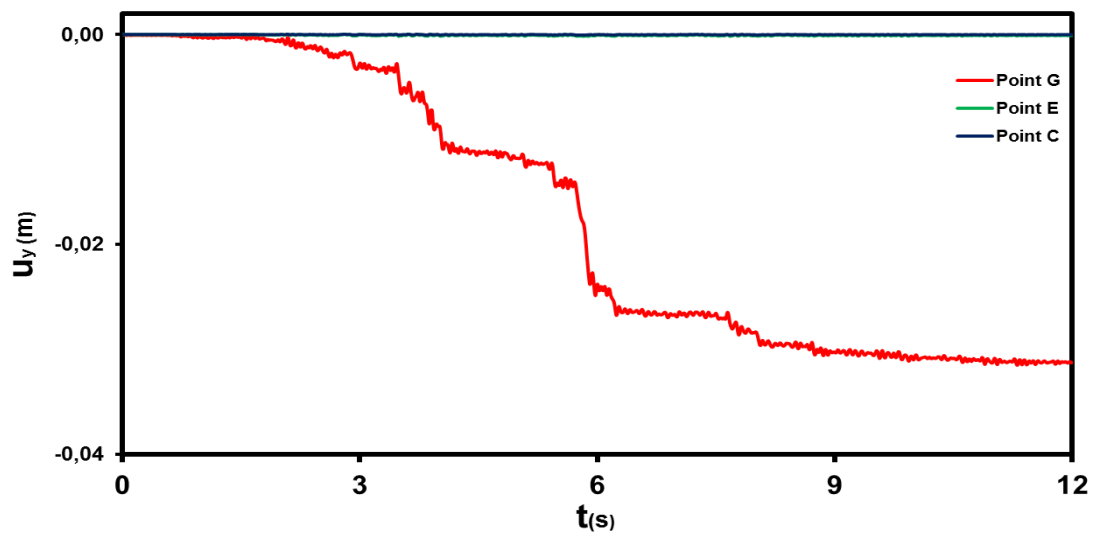
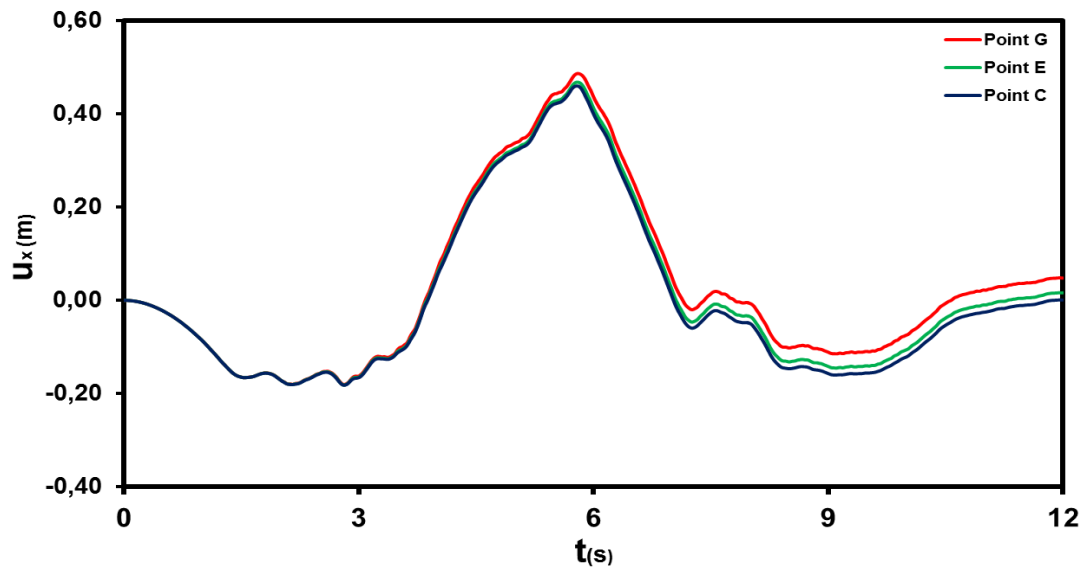
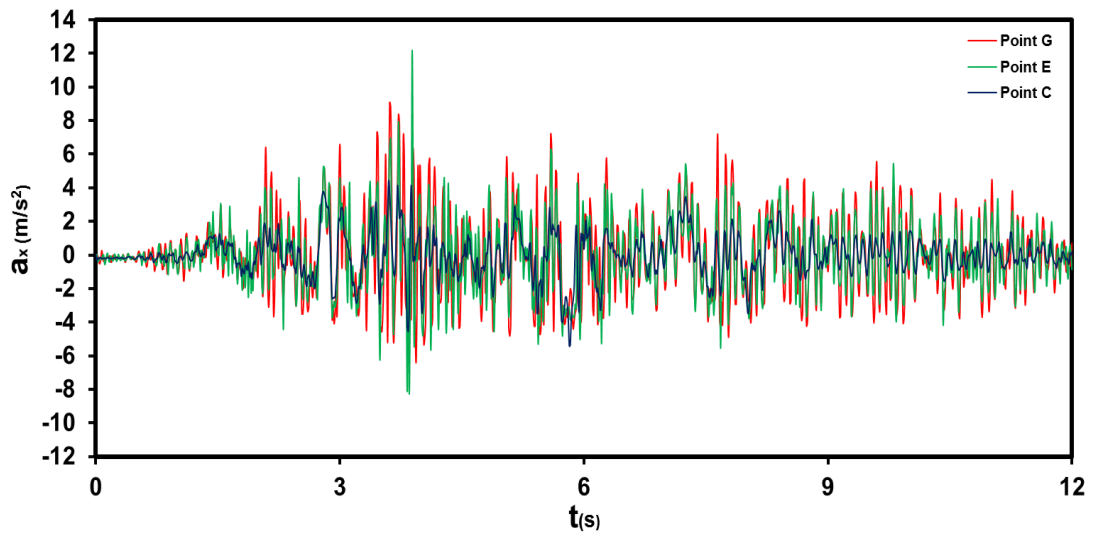
Καλαμάτα 1986: Διαγράμματα επιτάχυνσης-χρόνου, οριζόντιας μετατόπισης-χρόνου, κατακόρυφης μετατόπισης- χρόνου χαρακτηριστικών σημείων



Λευκάδα 2003: Διαγράμματα επιτάχυνσης-χρόνου, οριζόντιας μετατόπισης-χρόνου, κατακόρυφης μετατόπισης- χρόνου

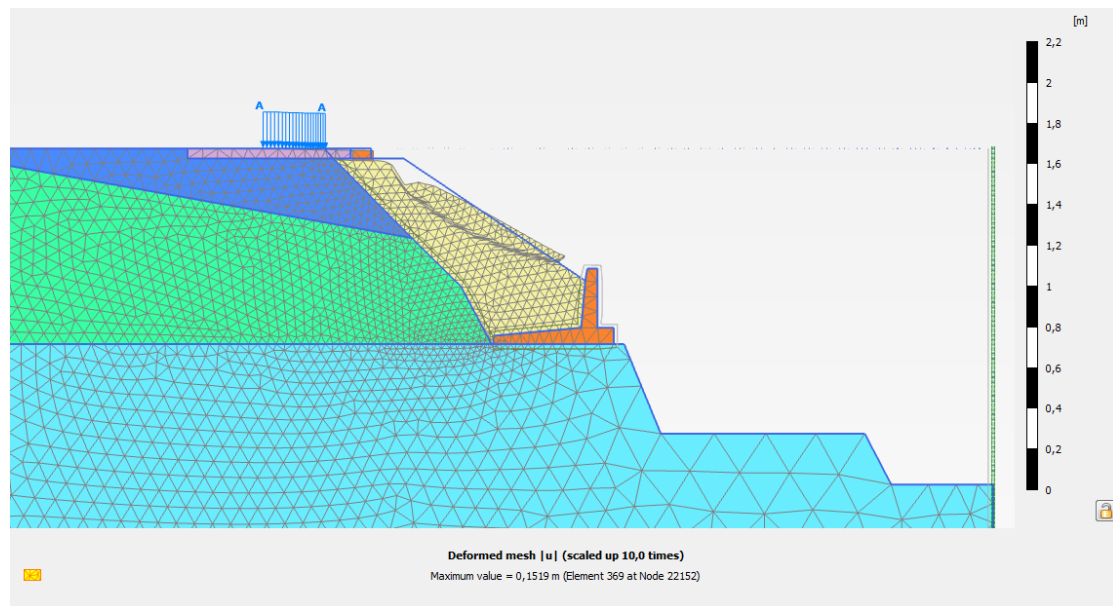


Sakarya 1999: Διαγράμματα επιτάχυνσης-χρόνου, οριζόντιας μετατόπισης-χρόνου, κατακόρυφης μετατόπισης- χρόνου

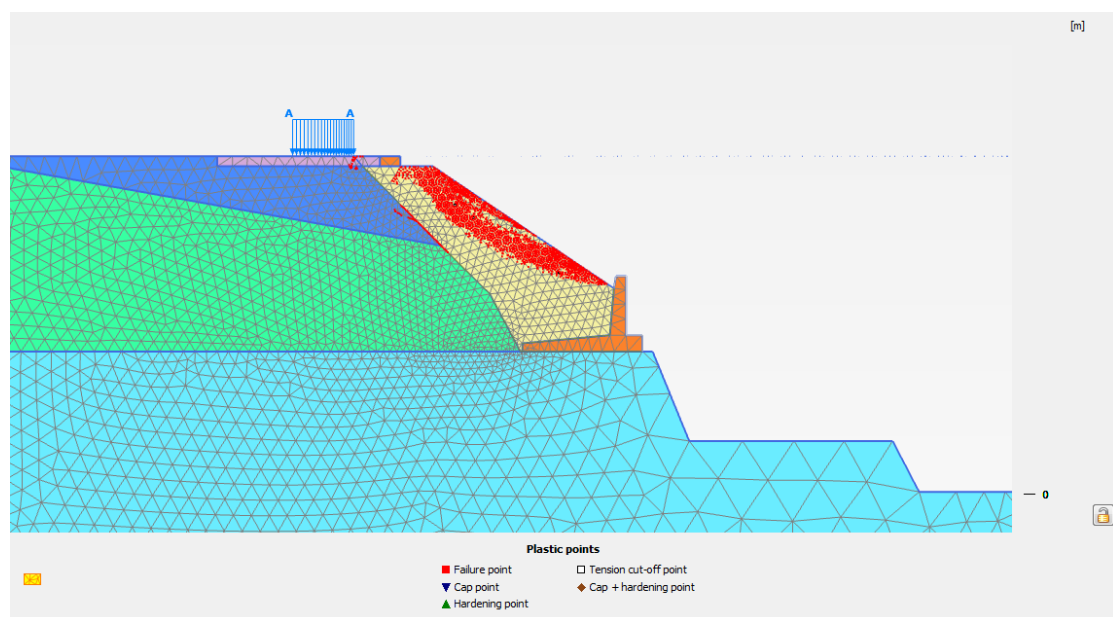


Διατομή με διεπιφάνεια έδρασης βάσης υψηλής διατμητικής αντοχής ($\mu=0.8$):

Στατικά φορτία:



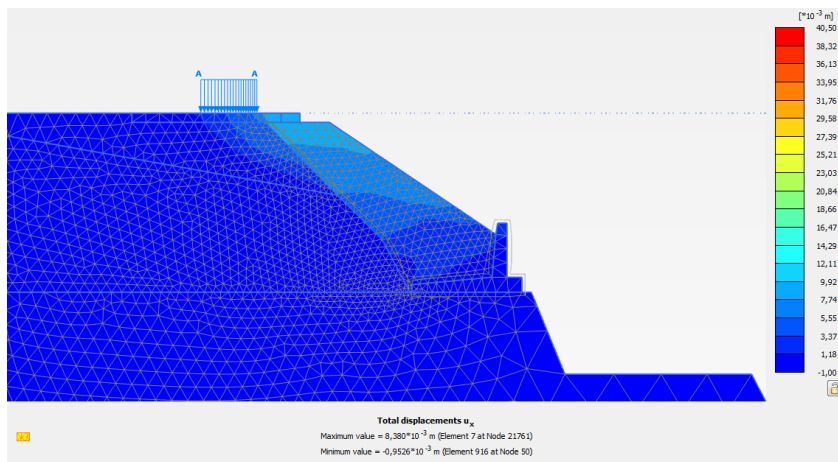
Σχήμα 5.16 Παραμορφωμένος κάρναβος διατομής με στατικό συντελεστή ασφαλείας SF=1.73



Σχήμα 5.17 Σημεία πλαστικοποίησης κάρναβου (τρόπος αστοχίας: κυκλική αστοχία πρσανούς)

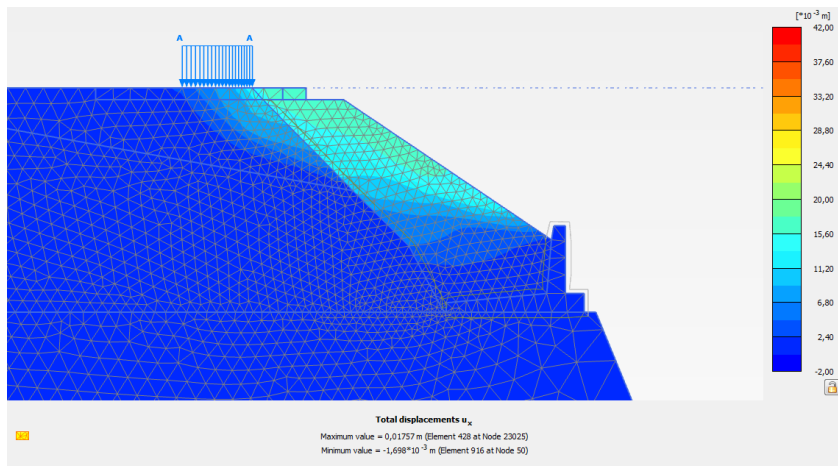
Στις δύο επόμενες σελίδες παρουσιάζονται οι παραμένουσες οριζόντιες και κατακόρυφες παραμορφώσεις ύστερα από κάθε σεισμική διέγερση υπό την ίδια κλίμακα.

Καλαμάτα 1986



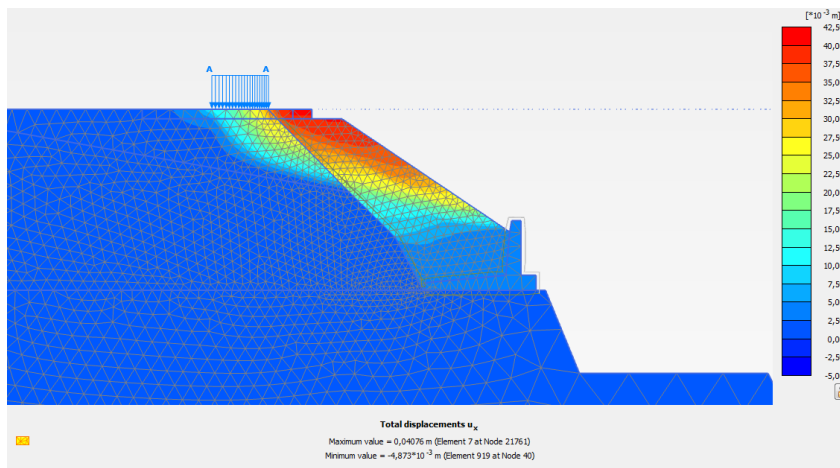
Σχήμα 5.18 Παραμένουσες οριζόντιες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 0.8 cm

Λευκάδα 2003



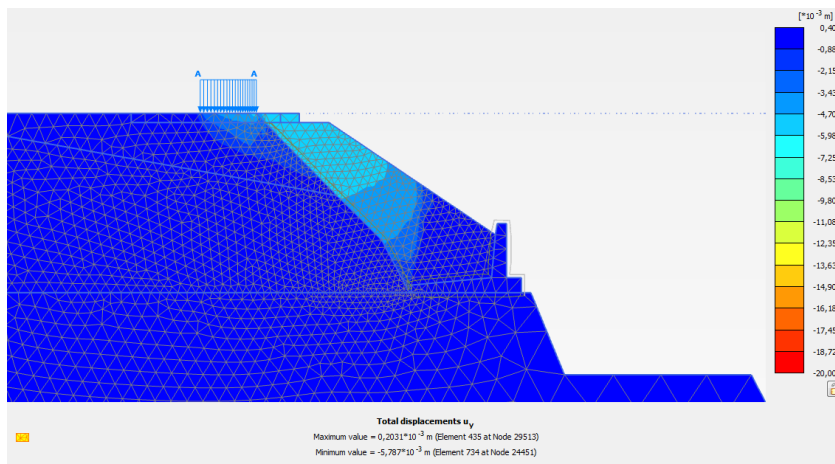
Σχήμα 5.19 Παραμένουσες οριζόντιες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 1.8 cm

Sakarya 1999



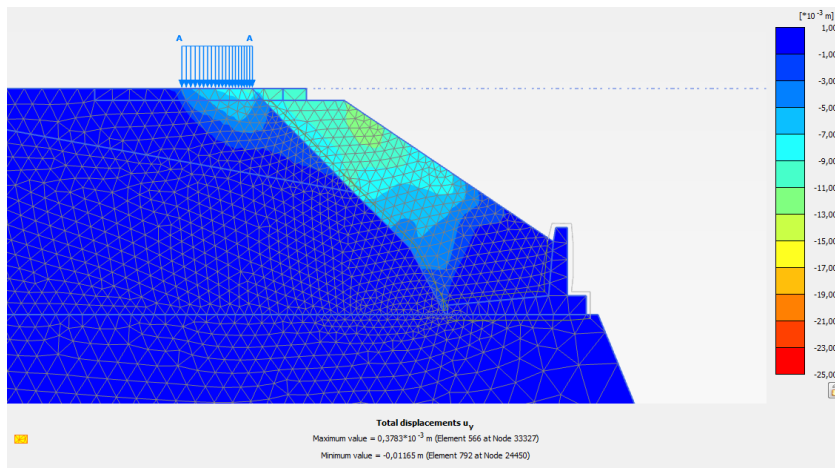
Σχήμα 5.20 Παραμένουσες οριζόντιες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 4 cm

Καλαμάτα 1986



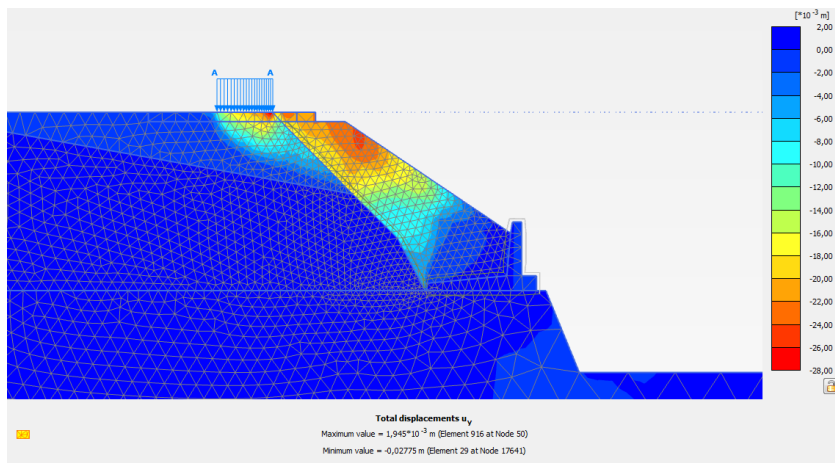
Σχήμα 5.21 Παραμένουσες κατακόρυφες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 0.6 cm

Λευκάδα 2003



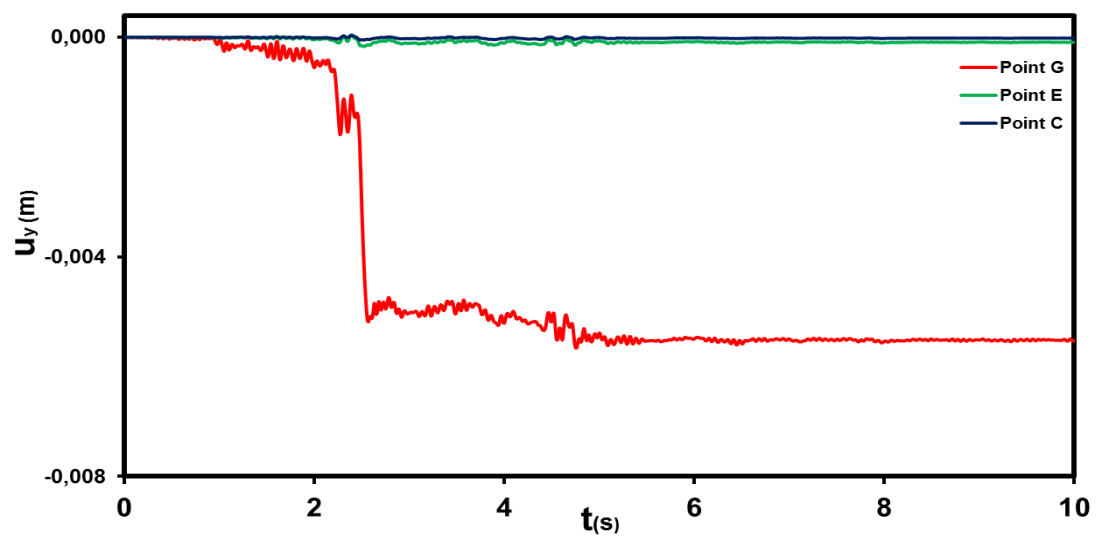
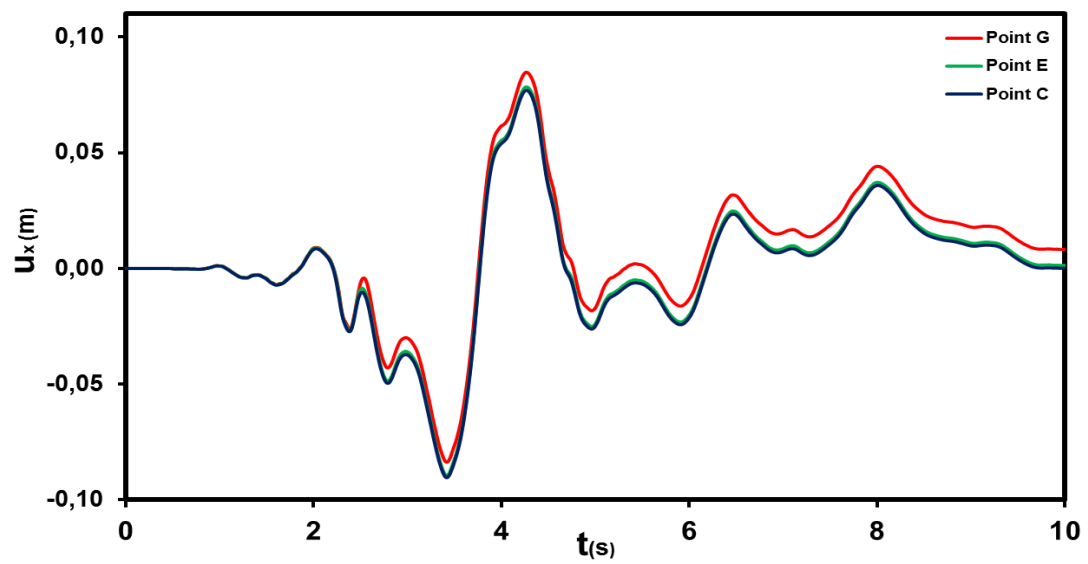
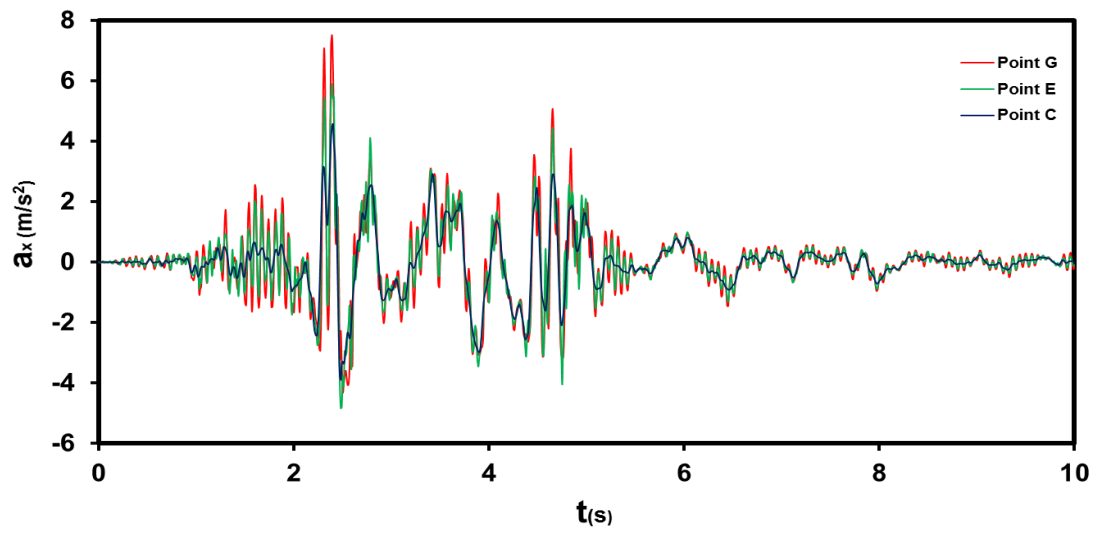
Σχήμα 5.22 Παραμένουσες κατακόρυφες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 1.2 cm

Sakarya 1999

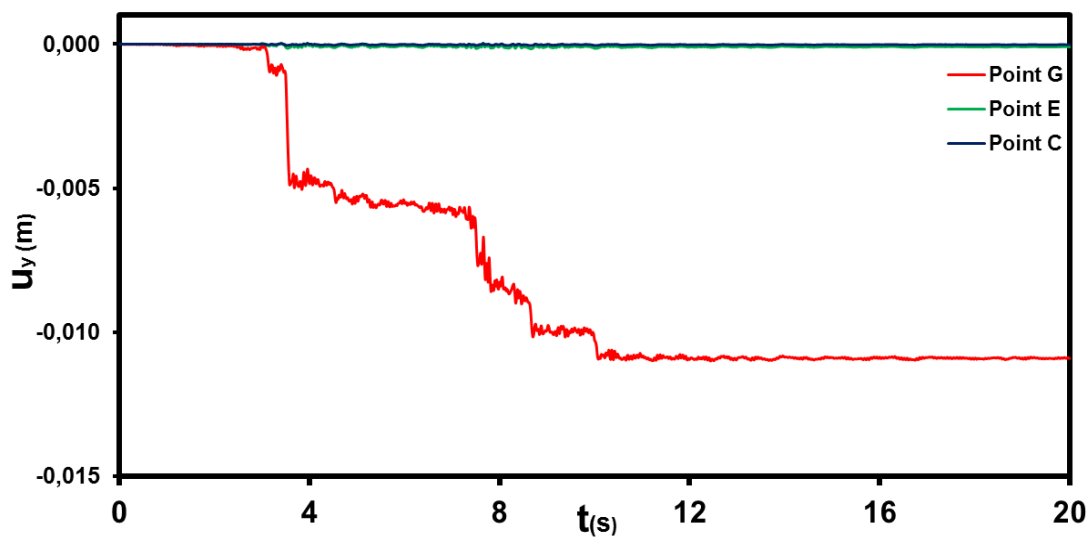
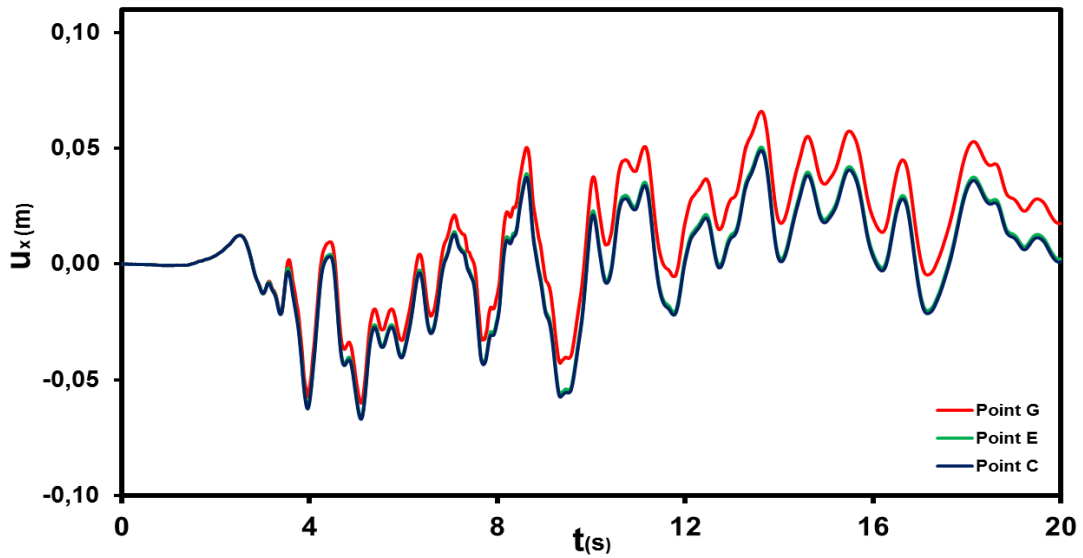
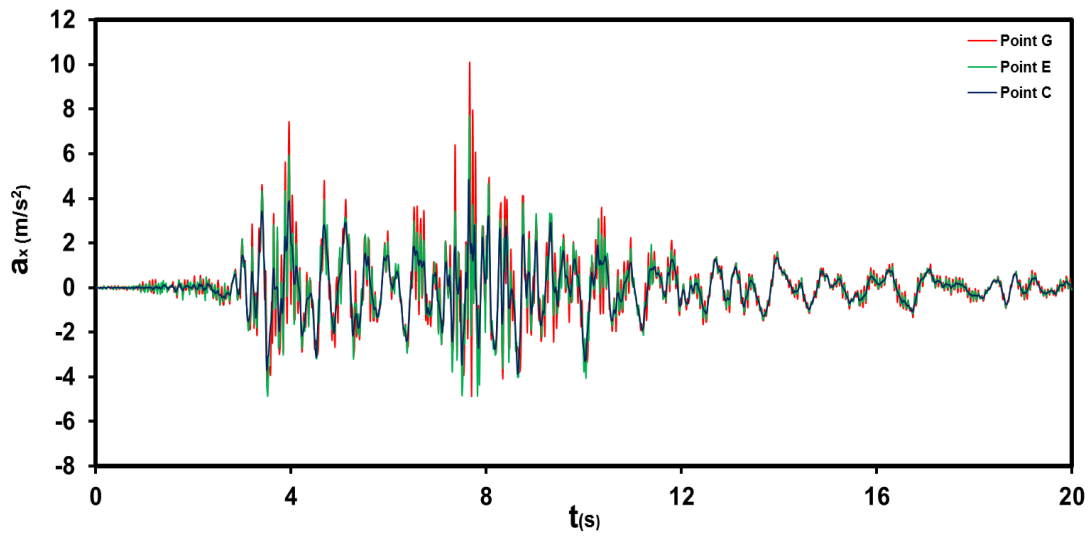


Σχήμα 5.23 Παραμένουσες κατακόρυφες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή 2.8 cm

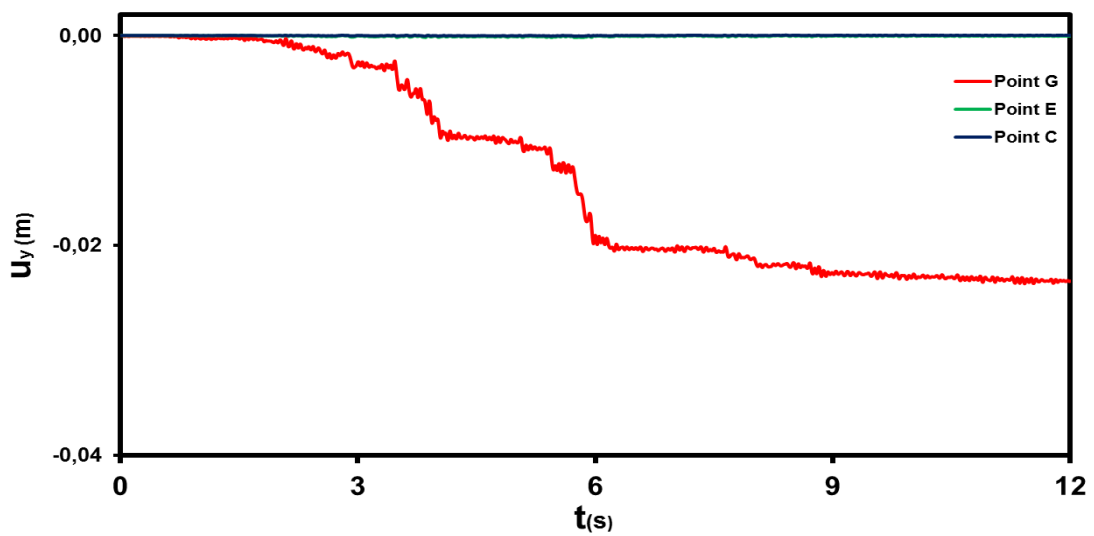
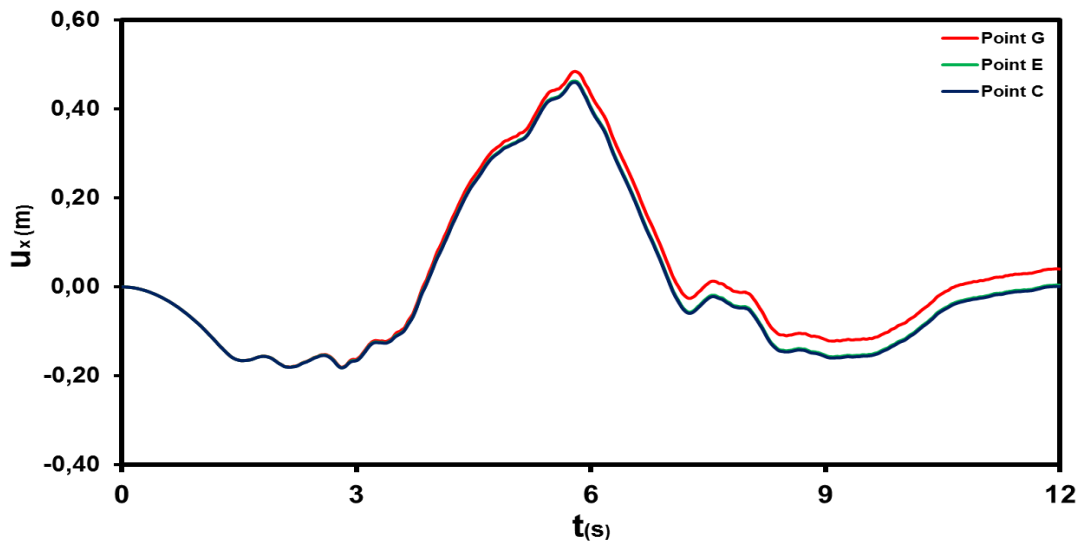
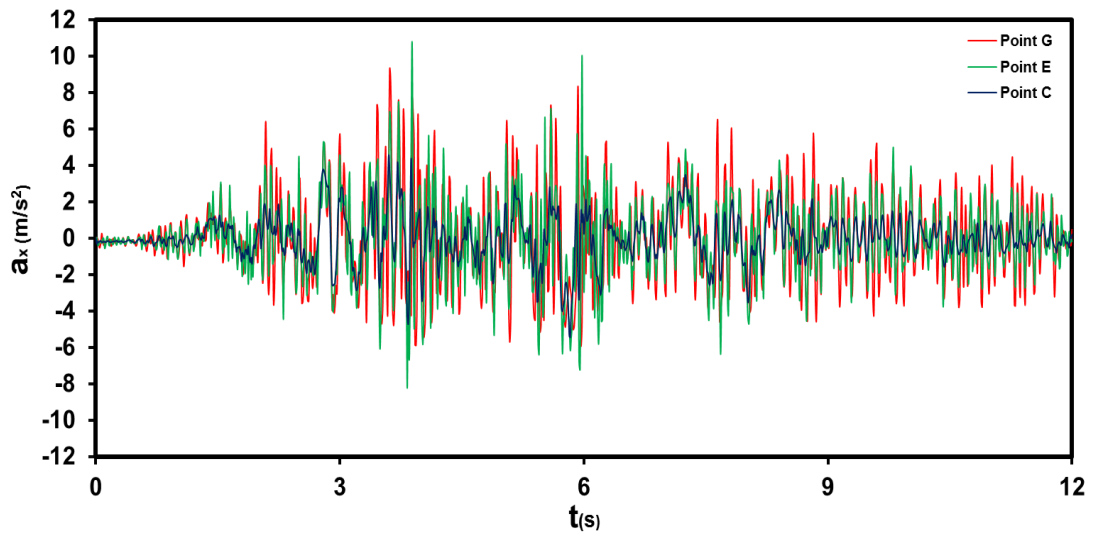
Καλαμάτα 1986: Διαγράμματα επιτάχυνσης-χρόνου, οριζόντιας μετατόπισης-χρόνου, κατακόρυφης μετατόπισης- χρόνου



Λευκάδα 2003: Διαγράμματα επιτάχυνσης-χρόνου, οριζόντιας μετατόπισης-χρόνου, κατακόρυφης μετατόπισης- χρόνου

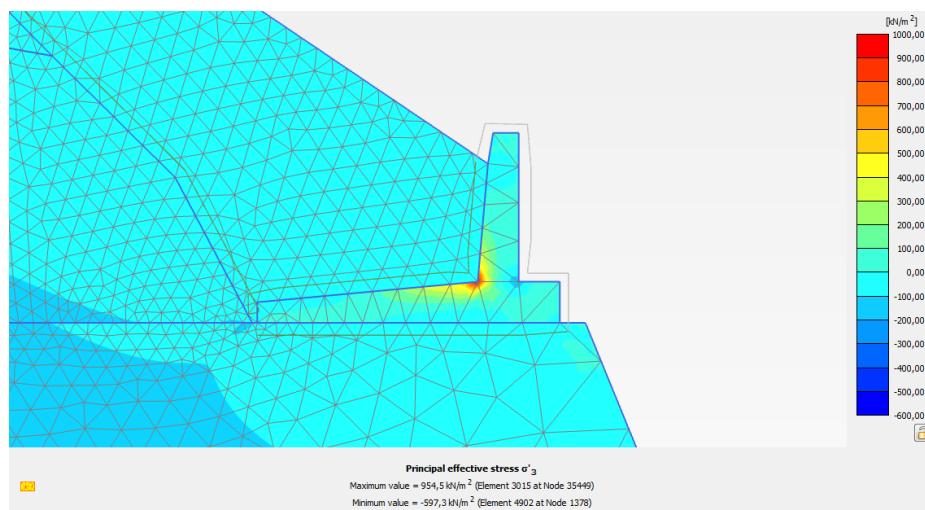


Sakarya 1999: Διαγράμματα επιτάχυνσης-χρόνου, οριζόντιας μετατόπισης-χρόνου, κατακόρυφης μετατόπισης- χρόνου



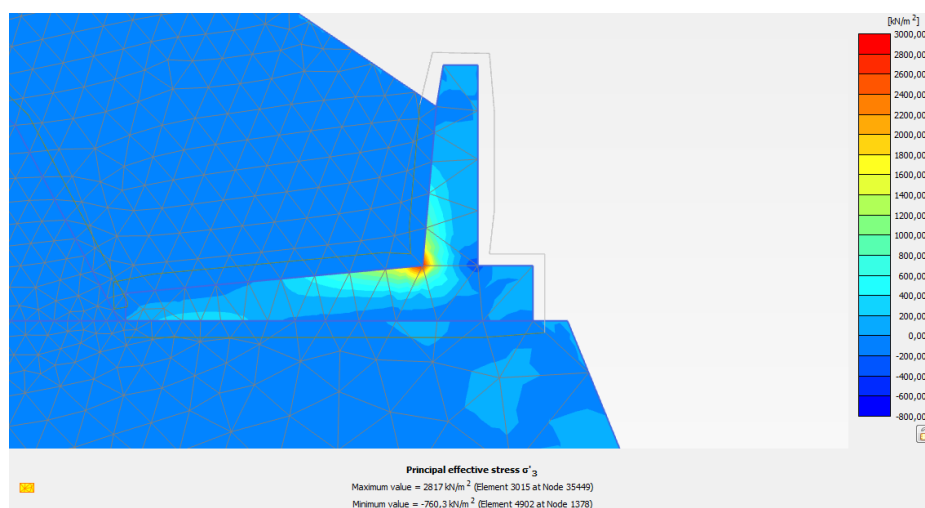
Εφελκυστικές τάσεις τοίχου:

Για στατικά φορτία η μέγιστη εφελκυστική τάση που καταπονεί τη διατομή P7 Cantilever ισούται με 0.7 MPa και είναι η ίδια για τα μοντέλα M1 και M2. Η ακριβής περιοχή που αυτή ασκείται φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:



Σχημα 5.24 Μέγιστες αναπτυσσόμενες εφελκυστικές τάσεις για στατικά φορτία

Η μέγιστη τάση σε σεισμική φόρτιση είναι ίση με 2.8 MPa και λαμβάνει χώρα στην ίδια διατομή. Η αντίστοιχη τάση της διατομής με $\mu=0.58$ για τον ίδιο σεισμό ισούται με 2.2 MPa. Η διαφορά των δύο τάσεων στη συγκεκριμένη διατομή δεν είναι τόσο μεγάλη όσο στις προηγούμενες (όπου είχαμε υπερδιπλασιασμό) καθώς η συγκεκριμένη διατομή θα μπορούσε να συγκριθεί με τα μοντέλα M3 των προηγούμενων δύο διατομών. Η παραπάνω μέγιστη τάση παρουσιάζεται στο σχήμα που ακολουθεί:



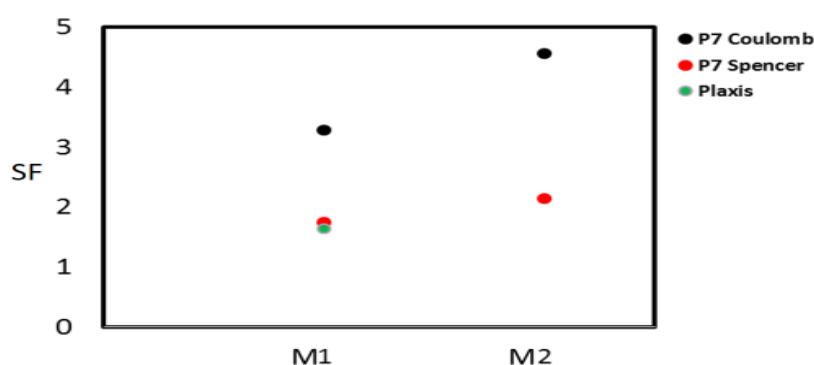
Σχημα 5.25 Μέγιστες αναπτυσσόμενες εφελκυστικές τάσεις για σεισμικά φορτία

5.4 Συμπεράσματα- παρατηρήσεις επί των αποτελεσμάτων

Στατική φόρτιση:

M1: Ο στατικός συντελεστής ασφαλείας στη συγκεκριμένη διατομή στο Plaxis προέκυψε ίσος με 1.67 με κρίσιμο μηχανισμό αστοχίας την αστοχία πρίσματος. Ο αντίστοιχος που υπολογίστηκε με τη μέθοδο Coulomb ισούται με 3.29 ενώ από το Slide σύμφωνα με τη μέθοδο Spencer για μη κυκλική επιφάνεια αστοχίας προέκυψε συντελεστής ίσος με 1.74. Για κυκλική επιφάνεια αστοχίας πάλι με τη μέθοδο Spencer υπολογίστηκε συντελεστής ίσος με 1.82. Παρατηρούμε δηλαδή ότι η μέθοδος Coulomb και σε αυτή την περίπτωση δίνει συντελεστή αρκετά μεγαλύτερο του πιο ρεαλιστικού από το Plaxis ενώ αντίθετα η μέθοδος Spencer τον προσεγγίζει αρκετά ικανοποιητικά.

M2: Ο στατικός συντελεστής ασφαλείας υπολογίστηκε σύμφωνα με το Plaxis ίσος με 1.78. Ακόμη με βάση τον πλαστικοποιημένο κάρναβο ξεκάθαρα προκύπτει ότι έχουμε κυκλική αστοχία πρανούς. Με τη μέθοδο Coulomb παρατηρείται και εδώ μια αρκετά μεγάλη απόκλιση καθώς προέκυψε συντελεστής ασφαλείας ίσος με 4.56. Ο αντίστοιχος συντελεστής από το Slide για μη κυκλική επιφάνεια αστοχίας υπολογίστηκε ίσος με 2.19. Παρατηρούμε δηλαδή ότι σε αυτή την περίπτωση γίνεται σωστή πρόβλεψη του μηχανισμού αστοχίας και από τις δύο μεθόδους καθώς δίνουν αποτέλεσμα μεγαλύτερο από το 1.82 της κυκλικής αστοχίας ωστόσο το 2.19 από τη μέθοδο Spencer είναι μια αρκετά ρεαλιστικότερη προσέγγιση. Στο παρακάτω διάγραμμα παρουσιάζονται τα παραπάνω αποτελέσματα.

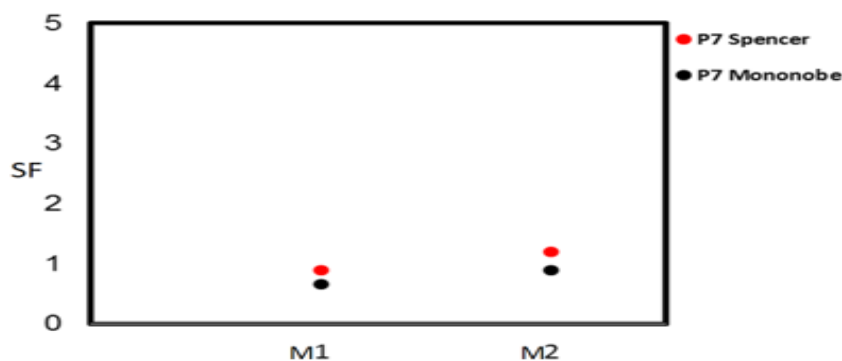


Σχήμα 5.25 Συντελεστές ασφαλείας μη κυκλικής επιφάνειας αστοχίας: Στατική ανάλυση

Ψευδοστατική ανάλυση:

Στην περίπτωση της διατομής P7 όπου έχουμε τοίχο μεγάλης βάσης τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τη μέθοδο Mononobe Okabe είναι και πάλι δυσμενέστερα αυτών

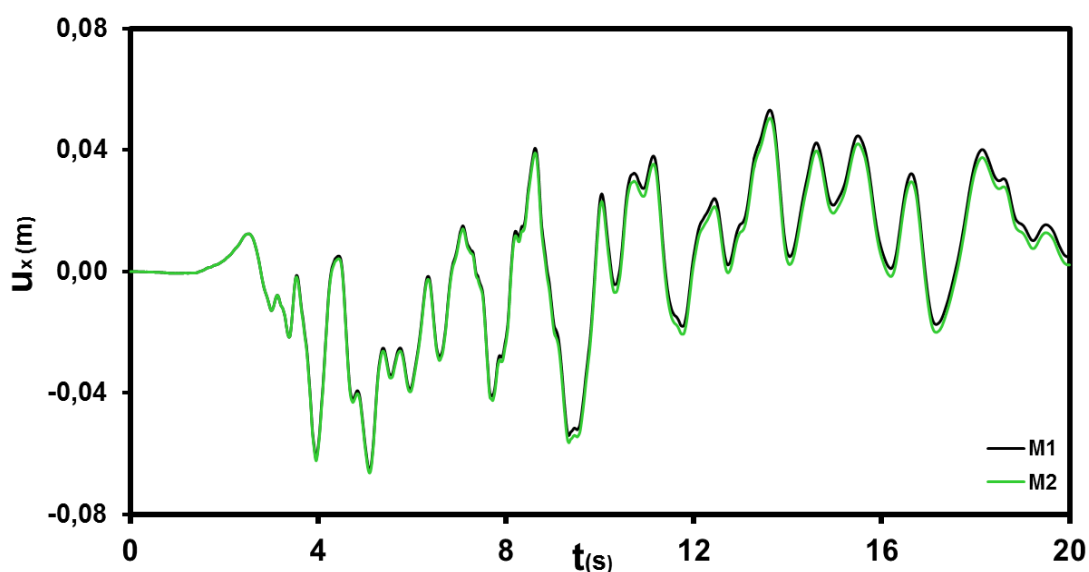
που προέκυψαν από το Slide. Για το μοντέλο **M1** προέκυψαν συντελεστές 0.64 και 0.89 αντίστοιχα ενώ για το μοντέλο **M2** 0.89 με Mononobe Okabe και 1.20 με το Slide, δηλαδή και εδώ παρατηρούνται αναλογικά μικρότερες διαφορές από τη στατική ανάλυση.



Σχήμα 5.26 Συντελεστές ασφαλείας μη κυκλικής επιφάνειας αστοχίας:Ψευδοστατική ανάλυση

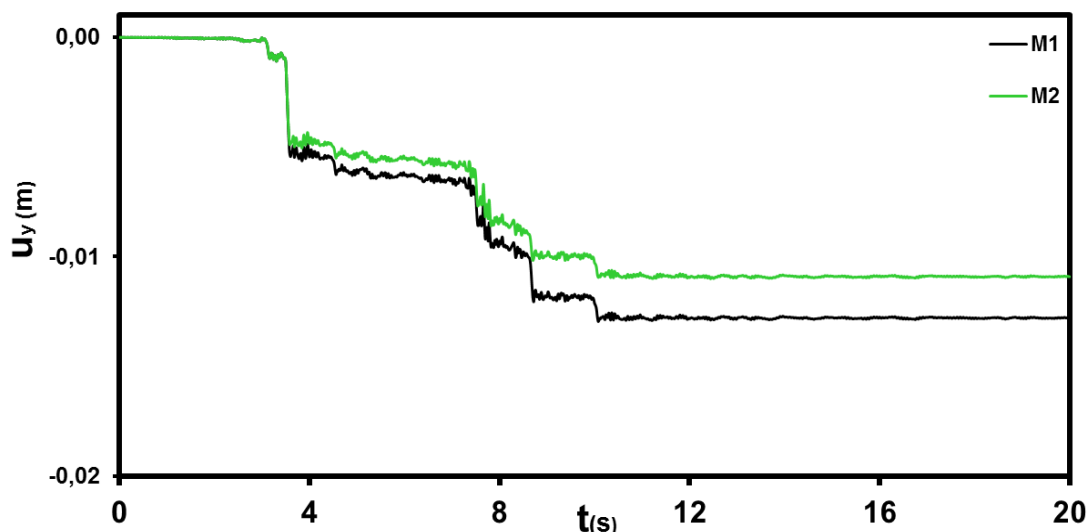
Σεισμική φόρτιση:

Η μέγιστη οριζόντια παραμένουσα σεισμική μετακίνηση για τη διατομή P7 Cantilever συνέβει για το μοντέλο M1 και για το σεισμό της Sakarya και έχει τιμή 4.8 cm. Η αντίστοιχη μετατόπιση σημείου κορυφής του τοίχου (σημείο A) ισούται με 1.7 cm που σημαίνει ότι ικανοποιεί κατά πολύ τον περιορισμό των 9.6 cm που θέτει ο Ευρωκώδικας. Η μέγιστη κατακόρυφη παραμόρφωση διατομής υπολογίστηκε πάλι για το σεισμό της Sakarya και βρέθηκε ίση με 3.4 cm για σημείο κοντά στη γωνία του πρσανούς (σημείο G). Στο επόμενο διάγραμμα γίνεται σύγκριση της οριζόντιας απόκρισης του σημείου κορυφής των τοίχων για τα μοντέλα M1 και M2 στη σεισμική διέγερση της Λευκάδας

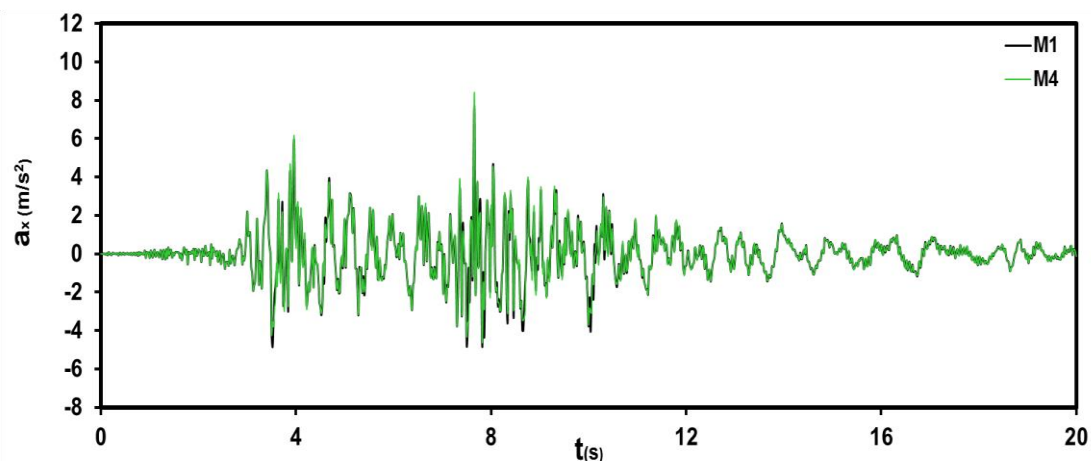


Παρατηρούμε ότι οι διαφορές των αποκρίσεων είναι μηδαμινές. Αυτό συμβαίνει διότι όπως εξηγήθηκε και πριν τα μοντέλα M1 και M2 συγκρίνονται με τα αντίστοιχα M3 και M4 των δύο άλλων διατομών όπου και εκεί οι διαφορές των αποκρίσεων είναι επίσης πολύ μικρές.

Στο επόμενο διάγραμμα παρουσιάζεται η χρονοϊστορία των κατακόρυφων μετακινήσεων του σημείου G των διατομών.



Τέλος παρουσιάζεται το διάγραμμα χρονοϊστορίας των οριζόντιων επιταχύνσεων για τα μοντέλα M1 και M2 για τα σημεία της κορυφής των τοίχων (σημεία E).



Στο κεφάλαιο που ακολουθεί θα γίνει σύγκριση μεταξύ των αντίστοιχων μοντέλων κάθε διατομής. Προφανώς τα μοντέλα M1, M2 του παρόντος κεφαλαίου συγκρίνονται με τα αντίστοιχα M3 και M4 των δύο προηγούμενων διατομών.

6

Συγκρίσεις- Συμπεράσματα

6.1 Σύγκριση των στατικών και ψευδοστατικών συντελεστών ασφαλείας και της δυναμικής απόκρισης των διατομών

Με βάση τις αναλύσεις που έγιναν στα προηγούμενα κεφάλαια γίνεται αντιληπτό ότι ευμενέστερη όλων των διατομών είναι η P9. Αυτό άλλωστε το είχαμε προβλέψει λόγω του μικρού ύψους αντιστηριζόμενου επιχώματος της συγκεκριμένης διατομής. Η σύγκριση θα γίνει με βάση τα δυσμενέστερα αποτελέσματα που προέκυψαν από Slide και Plaxis. Ακόμη για να γίνει πιο ορθή σύγκριση διατομών θα συγκριθούν οι διατομές P9 με αγκύριο, P7 με αγκύριο και P7 χωρίς αγκύριο (Cantilever) για $\mu=0.58$ και οι αντίστοιχες για $\mu=0.80$ που αποτελούν τις πλέον ρεαλιστικές περιπτώσεις.

Στατικά:

	$\mu=0.58$	Slide	Plaxis
M3	P9	1,84	1.79
M3	P8	1.74	1.61
M1	P7	1.74	1.64

	$\mu=0.80$	Slide	Plaxis
M4	P9	1,84	1.79
M4	P8	1.82	1.74
M2	P7	1.83	1.73

Παρατηρούμε από τους παραπάνω πίνακες ότι με βάση τους πιο αξιόπιστους συντελεστές ασφαλείας του Plaxis ότι οι συντελεστές των διατομών P8 και P7 είναι πολύ κοντά μεταξύ τους με τις όποιες διαφορές παρουσιάζονται να είναι αμελητέες. Η διατομή P9 από την άλλη μεριά παρουσιάζει ξεκάθαρα ασφαλέστερους συντελεστές ασφαλείας σε σχέση με τις υπόλοιπες δύο διατομές.

Ψευδοστατικά:

Η σύγκριση σε ψευδοστατική ανάλυση θα γίνει για τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τη μέθοδο Monopobe Okabe και τα αντίστοιχα που υπολογίστηκαν από το Slide πάλι για τα μοντέλα M3, M4 των διατομών P9 και P8 και για τα μοντέλα M1, M2 της διατομής P7.

	$\mu=0.58$	Mononobe	Slide
M3	P9	0.84	1.23
M3	P8	0.71	1.03
M1	P7	0.64	0.89

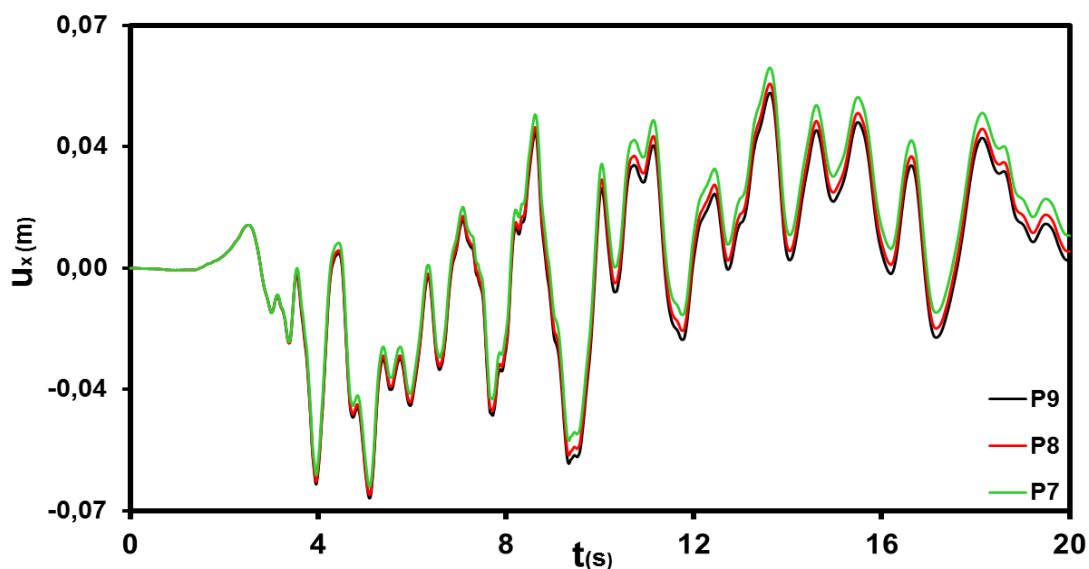
	$\mu=0.80$	Mononobe	Slide
M4	P9	1.17	1.61
M4	P8	1.05	1.41
M2	P7	0.87	1.19

Πρέπει ωστόσο να σημειωθεί ότι εκτός του μοντέλου M1 της διατομής P7 κρίσιμες για ψευδοστατική ανάλυση ήταν οι κυκλικές επιφάνειες αστοχίας των διατομών με συντελεστές 0.76, 0.70 και 0.71 για τις διατομές P9, P8 και P7 αντίστοιχα. Ακόμη σημαντική παρατήρηση είναι ότι ενώ για στατική ανάλυση οι διαφορές στους συντελεστές των διατομών P8 και P7 ήταν αμελητέες σε ψευδοστατική ανάλυση παρατηρούμε σχετικά μεγάλες διαφορές και μάλιστα με τη διατομή P7 να είναι η δυσμενέστερη. Αυτό οφείλεται κυρίως στην κατακόρυφη επιτάχυνση k_v , καθώς στην περίπτωση της διατομής χωρίς αγκύριο βάσης το σύνολο του βάρους του τοίχου και του πρίσματος που αστοχεί μαζί με αυτόν απομειώνονται, απομειώνοντας έτσι και τη διατμητική αντίσταση βάσης. Από τη άλλη μεριά για τις διατομές P8 και P9 ένα μεγάλο ποσοστό της διατμητικής τους αντίστασης οφείλεται στην ύπαρξη του αγκυρίου του οποίου η δύναμη δεν απομειώνεται για την κατακόρυφη επιτάχυνση k_v .

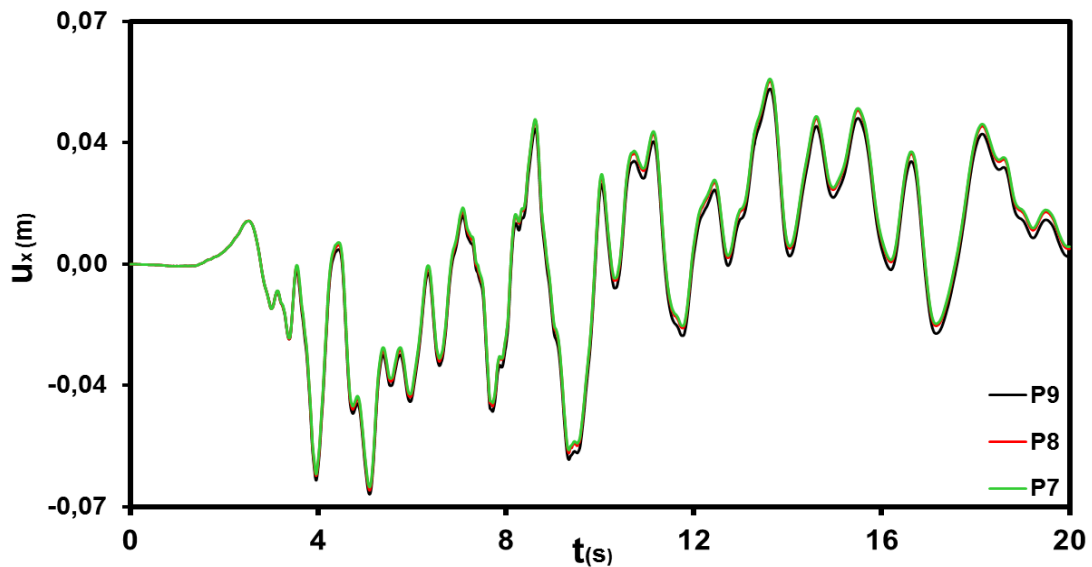
Ανάλυση σεισμού στο Plaxis:

Για την σύγκριση των τριών διατομών σε εν χρόνω δυναμική ανάλυση χρησιμοποιήθηκε το επιταχυνσιογράφημα της Λευκάδας. Πιο συγκεκριμένα θα παρουσιαστούν σε κοινό διάγραμμα οι οριζόντιες αποκρίσεις των σημείων κορυφής των τοίχων αντιστηρίξεως για τα μοντέλα με αγκύριο βάσης (για P9 και P7) για $\mu=0.80$ και $\mu=0.58$, αυτά δηλαδή που έχουν ιδιότητες πιο κοντά στις πραγματικές.

- $\mu=0.58$



- $\mu=0.80$



Παρατηρούμε ότι για $\mu=0.58$ υπάρχουν μικρές διαφορές στις σχετικές μετακινήσεις οι οποίες ωστόσο γίνονται αμελητέες για $\mu=0.80$. Μέγιστη μετακίνηση παρουσιάζει η διατομή P8 ενώ ελάχιστη η P9 και στις δύο περιπτώσεις. Αυτό γίνεται κατανοητό και από τις μέγιστες παραμένουσες παραμορφώσεις της διατομής (για $\mu=0.80$) που όπως είδαμε στα προηγούμενα κεφάλαια πραγματοποιήθηκαν για το σεισμό της Sakarya και έχουν ως εξής:

- P9→2.2 cm
- P8→2.9 cm
- P7→2.8 cm

Τέλος οι μέγιστες εφελκυστικές (ελαστικές) τάσεις στον τοίχο οι οποίες σημειώθηκαν όλες κατά το σεισμό της Sakarya υπολογίστηκαν ίσες με:

- P9→3.0 MPa
- P8→3.4 MPa
- P7→2.8 MPa

6.2 Συμπεράσματα

Με βάση λοιπόν τα παραπάνω συγκεντρωτικά αποτελέσματα παρατηρούμε ότι η διατομή P9 είναι ευμενέστερη των υπόλοιπων δύο διατομών παρουσιάζοντας πάντα τους μεγαλύτερους συντελεστές ασφαλείας στο σύνολο των μεθόδων καθώς και μικρότερες παραμένουσες μετακινήσεις ύστερα από τις εν χρόνω δυναμικές αναλύσεις στο Plaxis. Ακόμη μπορούμε να επισημάνουμε ότι διατομές P7 και P8 ελάχιστες

διαφορές παρουσιάζουν τόσο σε στατική όσο και σε δυναμική ανάλυση. Μάλιστα η διατομή P7 παρουσιάζει ελαφρώς ευμενέστερα αποτελέσματα από την P8 ιδίως ως προς τις μέγιστες αναπτυσσόμενες εφελκυστικές τάσεις για δεδομένη σεισμική διέγερση. Συνεπώς γίνεται κατανοητό ότι η χρησιμοποίηση διαφορετικού τύπου τοίχου έχει να κάνει με τον διαθέσιμο χώρο έδρασης στο έργο μας, αλλά και με τεχνο-οικονομικά κριτήρια, καθώς ο τοίχος της διατομής P8 έχει όπως έχει αναφερθεί σε προηγούμενα κεφάλαια έχει πλάτος βάσης ίσο με 2.5 m ενώ ο τοίχος της διατομής P7 έχει αντίστοιχο πλάτος υπερδιπλάσιο της P7 και ίσο με 5.80 m. Ακόμη παρατηρούμε ότι ενώ η μέθοδος Coulomb παρουσιάζει μη συντηρητικά αποτελέσματα για θεώρηση ενεργητικών ωθήσεων και στα 4 μοντέλα κάθε διατομής, και μάλιστα με τις αποκλίσεις να αυξάνονται δυσανάλογα για αύξηση της διατμητικής αντίστασης βάσης, η μέθοδος Monopobe Okabe από την άλλη μεριά για ανάπτυξη επίσης ενεργητικών ωθήσεων παρουσιάζει συντηρητικότερα αποτελέσματα από τα αντίστοιχα που υπολογίστηκαν απο το Slide. Τέλος με βάση τα αποτελέσματα μας για τα ρεαλιστικά μας μοντέλα M4 για τις διατομές P9, P8 και M2 για τη διατομή P7 είμαστε πεπεισμένοι ότι η κατασκευή μας δεν κινδυνεύει καθώς ικανοποιεί και μάλιστα σε μεγάλο βαθμό τους απαραίτητους περιορισμούς τόσο ως προς τις στατικές φορτίσεις όσο και ως προς μέγιστες επιτρεπόμενες παραμένουσες μετακινήσεις.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ

- ❖ Σημειώσεις ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ : Γ. ΓΚΑΖΕΤΑΣ Καθηγητής ΕΜΠ, Αθήνα 2010
- ❖ Σημειώσεις ΕΔΑΦΟΔΥΝΑΜΙΚΗΣ: Γ. ΓΚΑΖΕΤΑΣ Καθηγητής ΕΜΠ, Αθήνα 2007
- ❖ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ : Μιχάλης Ι. Καββαδάς Αναπλ. Καθηγητής Ε.Μ.Π Αθήνα 2009
- ❖ "Seismic earth pressures on rigid and flexible retaining walls" P.N. Psarropoulos,*, G. Klonaris , G. Gazetas (2004)
- ❖ "Seismic behaviour of flexible retaining systems subjected to short-duration moderately strong excitation" G. Gazetas*, P.N. Psarropoulos, I. Anastasopoulos, N. Gerolymos
- ❖ R.B.J. Brinkgreve, M.H. Kappert, P.G. Bonnier. " Hysteretic damping in a small-strain stiffness model"
- ❖ Plaxis Manual, edited by R.B.J Brinkgreve, Delft University of technology & Plaxis bv, the Netherlands

- ❖ Greek code for Seismic Resistant Structures - EAK2000

- ❖ Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance
Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings

- ❖ Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance
Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects

