



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΟΜΕΑΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ

ΔΙΔΑΚΤΟΡΙΚΗ ΔΙΑΤΡΙΒΗ

**ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ
ΑΝΙΣΟΤΡΟΠΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΜΗ
ΣΥΝΕΚΤΙΚΩΝ ΕΛΑΦΩΝ ΣΕ ΣΤΡΕΠΤΙΚΗ
ΔΙΑΤΜΗΣΗ**

Μαρία Κ. Κωνσταντίνου

Διπλωματούχος Πολιτικός Μηχανικός Ε.Μ.Π., Μ.Sc.

Αθήνα, Νοέμβριος, 2013

Η παρούσα έρευνα έχει συγχρηματοδοτηθεί από την Ευρωπαϊκή Ένωση (Ευρωπαϊκό Κοινωνικό Ταμείο - ΕΚΤ) και από εθνικούς πόρους μέσω του Επιχειρησιακού Προγράμματος «Εκπαίδευση και Δια Βίου Μάθηση» του Εθνικού Στρατηγικού Πλαισίου Αναφοράς (ΕΣΠΑ) – Ερευνητικό Χρηματοδοτούμενο Έργο: Ηράκλειτος ΙΙ . Επένδυση στην κοινωνία της γνώσης μέσω του Ευρωπαϊκού Κοινωνικού Ταμείου.



Ευρωπαϊκή Ένωση
Ευρωπαϊκό Κοινωνικό Ταμείο



ΕΠΙΧΕΙΡΗΣΙΑΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ
ΕΚΠΑΙΔΕΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑ ΒΙΟΥ ΜΑΘΗΣΗ
επένδυση στην κοινωνία της γνώσης
ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΠΑΙΔΕΙΑΣ ΚΑΙ ΘΡΗΣΚΕΥΜΑΤΩΝ
ΕΙΔΙΚΗ ΥΠΗΡΕΣΙΑ ΔΙΑΧΕΙΡΙΣΗΣ

Με τη συγχρηματοδότηση της Ελλάδας και της Ευρωπαϊκής Ένωσης



ΕΣΠΑ
2007-2013
Πρόγραμμα για την ανάπτυξη
ΕΥΡΩΠΑΪΚΟ ΚΟΙΝΩΝΙΚΟ ΤΑΜΕΙΟ

Η παρούσα έρευνα έχει συγχρηματοδοτηθεί από την Ευρωπαϊκή Ένωση (Ευρωπαϊκό Κοινωνικό Ταμείο - ΕΚΤ) και από εθνικούς πόρους μέσω του Επιχειρησιακού Προγράμματος «Εκπαίδευση και Δια Βίου Μάθηση» του Εθνικού Στρατηγικού Πλαισίου Αναφοράς (ΕΣΠΑ) – Ερευνητικό Χρηματοδοτούμενο Έργο: Ηράκλειτος II . Επένδυση στην κοινωνία της γνώσης μέσω του Ευρωπαϊκού Κοινωνικού Ταμείου.



Ευρωπαϊκή Ένωση
Ευρωπαϊκό Κοινωνικό Ταμείο



ΕΠΙΧΕΙΡΗΣΙΑΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ
ΕΚΠΑΙΔΕΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑ ΒΙΟΥ ΜΑΘΗΣΗ

επένδυση στην κοινωνία της γνώσης

ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΠΑΙΔΕΙΑΣ ΚΑΙ ΘΡΗΣΚΕΥΜΑΤΩΝ
ΕΙΔΙΚΗ ΥΠΗΡΕΣΙΑ ΔΙΑΧΕΙΡΙΣΗΣ

Με τη συγχρηματοδότηση της Ελλάδας και της Ευρωπαϊκής Ένωσης



ΕΥΡΩΠΑΪΚΟ ΚΟΙΝΩΝΙΚΟ ΤΑΜΕΙΟ

Στη γιαγιά μου Νίνα που
μου χάρισε τις πιο όμορφες αναμνήσεις
«...Άνθρωπος εν ο τόπος, τζι' ο τόπος είναι έρημος...»

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Ξεκινώντας πριν από σχεδόν τέσσερα χρόνια τη διδακτορική μου διατριβή ονειρευόμουν πάντα τη στιγμή που θα έγραφα το κεφάλαιο ‘Ευχαριστίες’ καθώς το κεφάλαιο αυτό θα αποτελούσε ουσιαστικά τη σφραγίδα ολοκλήρωσης της προσπάθειας που ξεκινούσα. Τέσσερα χρόνια μετά, γράφοντας επιτέλους τις γραμμές αυτές συνειδητοποιώ πόσο εύκολα περνάει ο χρόνος και πως πράγματα που αρχικά φαίνονται τόσο μακρινά και ακατόρθωτα τελικώς υλοποιούνται με λίγη υπομονή και πολύ επιμονή.

Πρώτη από όλους θα ήθελα να ευχαριστήσω την επιβλέπουσα καθηγήτρια μου κ. Β. Ν. Γεωργιάννου για τη σημαντική επιστημονική της συμβολή και την πολύτιμη καθοδήγηση που μου παρείχε καθ’ όλη τη διάρκεια εκπόνησεως της παρούσας διατριβής.

Πολλά ευχαριστώ οφείλω επίσης στο Δρ. Ιωάννη Ορέστη Γεωργόπουλο. Συνομιλώντας με το Γιάννη είχα πάντα στο μυαλό μου την εικόνα ενός ανθρώπου που πραγματικά αγαπάει το αντικείμενο που υπηρετεί. Ένας τέτοιος άνθρωπος δεν μπορεί παρά να αποτελεί έμπνευση και υπόδειγμα σε όλους τους ‘καινούργιους’ του χώρου. Τον ευχαριστώ πολύ για το χρόνο που διέθεσε, για τις συμβουλές, τα σχόλια και τις πάντα εποικοδομητικές παρατηρήσεις του.

Από τις ευχαριστίες δεν θα μπορούσε να λείπει ο κ. Στέλιος Τσεντίδης, ο οποίος έκανε κάτι περισσότερο από ευχάριστη την καθημερινότητα μου στο Εργαστήριο Εδαφομηχανικής. Πάντα με χαμόγελο, πάντα με κέφι, πάντα πρόθυμος να βοηθήσει σε ότι ‘ζημιά’ προκαλούσα κατά τη διάρκεια πραγματοποίησης των πειραμάτων της παρούσας διατριβής. Θα αναπολώ πάντα τις ημέρες στο εργαστήριο και φεύγω με τις καλύτερες αναμνήσεις.

Στο σημείο αυτό θα ήθελα επίσης να αναφερθώ και να ευχαριστήσω εκείνους τους ανθρώπους που προσέφεραν με το δικό τους τρόπο και από διαφορετικό πόστο ο καθένας στην προσπάθεια αυτή που τώρα ολοκληρώνεται. Ένα μεγάλο ευχαριστώ στους: Έλενα

Γαλιούνα, Γιώργο Ζηνιέρη, Παναγιώτη Σοφοκλέους, Αργύρη Τσομώκο, Ιωάννη Πάνο, και Ραφαήλ Κωνσταντίνου.

Ιδιαίτερα θα ήθελα να εκφράσω την ευγνωμοσύνη μου στον κ. Νίκο Κοκκίνη που πίστεψε σε μένα και ήταν πάντα δίπλα μου, ανεκτίμητο στήριγμα, σε κάθε μου επιλογή. Ο κ. Κοκκίνης αποτέλεσε για εμένα κάτι πολύ περισσότερο από τον πρώτο μου εργοδότη. Υπήρξε η οικογένεια που δεν είχα στην Αθήνα και ο άνθρωπος δίπλα στον οποίον θα αισθάνομαι πάντα ασφαλής.

Κλείνοντας, θέλω να ευχαριστήσω πολύ τους γονείς μου, Κώστα και Δέσπω, οι οποίοι υπήρξαν οι μεγαλύτεροι συμπαραστάτες μου, το σημείο αναφοράς μου και στους οποίους οφείλω και το 'ζην' και το 'ευ ζην'.

Αθήνα, Νοέμβριος 2013

A handwritten signature in blue ink, reading "Κωνσταντίνου Μαρία". The signature is fluid and cursive, with a long horizontal stroke at the end.

ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΑΝΙΣΟΤΡΟΠΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΜΗ ΣΥΝΕΚΤΙΚΩΝ ΕΔΑΦΩΝ ΣΕ ΣΤΡΕΠΤΙΚΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

Διδακτορική Διατριβή, Τομέας Γεωτεχνικής Ε.Μ.Π.

της

Μαρίας Κ. Κωνσταντίνου

ΕΚΤΕΝΗΣ ΣΥΝΟΨΗ

Στην παρούσα διδακτορική διατριβή διερευνήθηκε η ανισότροπη συμπεριφορά τυπικών αμμωδών υλικών κατά τη διάρκεια τόσο μονοτονικής όσο και ανακυκλικής στρεπτικής διάτμησης υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης. Όλα τα πειράματα εκτελέστηκαν στη συσκευή στρεπτικής διάτμησης κοίλου δοκιμίου του Ε.Μ.Π. Η ανισοτροπία των εδαφικών υλικών είναι καθοριστική στον τρόπο απόκρισής τους και η συσκευή στρεπτικής διάτμησης κοίλου δοκιμίου είναι η μόνη που μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την μελέτη της εφόσον ελέγχει τις διευθύνσεις των κυρίων τάσεων κατά τη διάρκεια της φόρτισης. Η φόρτιση των δοκιμίων περιλάμβανε αρχικά την περίπτωση της απλής διάτμησης ενώ τα ανισότροπα χαρακτηριστικά αντοχής και παραμορφωσιμότητας των υπό εξέταση εδαφικών υλικών διερευνήθηκαν, πέρα από την απλή διάτμηση, τόσο για την περίπτωση της φόρτισης υπό σταθερές αλλά διαφορετικές διευθύνσεις των κυρίων τάσεων όσο και για την περίπτωση της φόρτισης με συνεχή μεταβολή της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων. Η τελευταία περίπτωση απαντάται σε μεγάλο αριθμό γεωτεχνικών κατασκευών.

Στα πλαίσια της προσομοίωσης της απόκρισης φυσικών αμμωδών υλικών ιδιαίτερη έμφαση δόθηκε στις συνθήκες στερεοποίησης στο εργαστήριο. Είναι ευρέως αποδεκτό ότι τα υλικά αυτά εμφανίζουν εγγενή ανισοτροπία λόγω της δομής που έχουν αποκτήσει κατά τη φάση της απόθεσής τους αλλά και κατά τη γεωλογική τους ιστορία π.χ. ανισότροπη στερεοποίηση. Η εγγενής αυτή ανισοτροπία προϋπάρχει και μεταβάλλεται

κατά τη διάρκεια μίας επιβαλλόμενης νέας φόρτισης. Για καλύτερη προσομοίωση των φυσικών υλικών τα δοκίμια στο εργαστήριο στερεοποιήθηκαν ανισότροπα πριν την εφαρμογή των διαφόρων φορτίσεων.

Έμφαση δόθηκε στη σύγκριση της εδαφικής συμπεριφοράς μετά από συνθήκες ισότροπης και ανισότροπης στερεοποίησης ενώ επιπρόσθετα εξετάστηκε η επίδραση διαφορετικών παραγόντων στην αστράγγιστη συμπεριφορά των δοκιμίων, όπως το μέγεθος της αρχικής ενεργού τάσης, η διεύθυνση των κυρίων τάσεων, το μέγεθος της επιβαλλόμενης ανακυκλικής στρεπτικής τάσης, η πυκνότητα των υλικών και η τιμή του συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης K_c . Το πλήθος των παραμέτρων που εξετάστηκαν για τρεις διαφορετικές άμμους υπό τις ίδιες πειραματικές συνθήκες καθιστούν τα πειραματικά αποτελέσματα της παρούσας διατριβής μια βάση δεδομένων η οποία μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τη βαθμονόμηση προηγμένων αριθμητικών μοντέλων προσομοίωσης της απόκρισης των μη συνεκτικών εδαφικών υλικών. Επιπρόσθετα, η πειραματική αυτή βάση δεδομένων παρέχει χρήσιμες πληροφορίες για μια πιο ακριβή πρόβλεψη της εδαφικής συμπεριφοράς στην περίπτωση γεωτεχνικών έργων ή κατασκευών που εδράζονται σε φυσικές ανισότροπα στερεοποιημένες εδαφικές αποθέσεις.

Από τα αποτελέσματα των μονοτονικών πειραμάτων προέκυψε ότι η γωνία διατμητικής αντοχής που αντιστοιχεί στην περιβάλλουσα αστοχίας, στην γραμμή αλλαγής φάσης και στην γραμμή αστάθειας δεν επηρεάζεται από τις συνθήκες στερεοποίησης (ισότροπες ή ανισότροπες). Ωστόσο, τα χαρακτηριστικά δυσμησίας καθώς και οι διαδρομές ενεργών τάσεων των δοκιμίων εξαρτώνται απόλυτα από την ακολουθούμενη τασική διαδρομή κατά το στάδιο της στερεοποίησης με αποτέλεσμα τα ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια (AC) να αναπτύσσουν κατά τη φόρτιση τους απομειωμένες τιμές εδαφικής δυσμησίας, μεγαλύτερες διατμητικές τάσεις και μικρότερες υπερπίεσεις πόρων συγκριτικά με τα ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια (IC) στην αντίστοιχη ενεργό τάση. Ιδιαίτερα βρέθηκε ότι στην περίπτωση των δοκιμίων με τη χαλαρότερη δομή η ανισότροπη στερεοποίηση επιφέρει δραστικές αλλαγές με τα AC δοκίμια να παρουσιάζουν συμπεριφορά «κατάρρευσης» σε αντίθεση με τη ψαθυρή συμπεριφορά

των IC δοκιμίων. Επιπρόσθετα, η τιμή του διατμητικού φορτίου που φέρουν τα δοκίμια κατά το πέρας της ανισότροπης στερεοποίησής τους, επηρεάζει σημαντικά το περιθώριο αύξησης του διατμητικού φορτίου που δύναται να επιβληθεί στα δοκίμια πριν την εμφάνιση ασταθούς συμπεριφοράς. Η παρατήρηση αυτή επισημαίνει ότι όταν οι συνθήκες στερεοποίησης των εδαφικών υλικών είναι ανισότροπες, όπως είναι η συνήθης περίπτωση, τότε τα γεωτεχνικά κριτήρια σχεδιασμού πρέπει να λαμβάνουν υπόψη ότι αυτά τα εδαφικά υλικά είναι πιο ευαίσθητα σε μια επικείμενη φόρτιση και αστοχούν για μικρές μεταβολές του διατμητικού φορτίου υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης.

Από τα αποτελέσματα των ανακυκλικών δοκιμών προέκυψε ότι η ανισότροπη στερεοποίηση των δοκιμίων επηρεάζει σημαντικά και την ανακυκλική αντοχή. Στα δοκίμια με τη χαλαρότερη δομή η ανακυκλική αντοχή φτάνει να είναι μικρότερη ακόμη και από το 50% της ανακυκλικής αντοχής των αντίστοιχα ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων ενώ σε μεγαλύτερες πυκνότητες η συμπεριφορά αυτή αντιστρέφεται. Τα πειραματικά αυτά αποτελέσματα υποδεικνύουν μεταξύ άλλων ότι οι συνθήκες στερεοποίησης πρέπει να λαμβάνονται υπόψη στον σχεδιασμό των γεωτεχνικών έργων ενώ ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται στην περίπτωση των χαλαρών προς μέσης πυκνότητας ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων τα οποία παρουσιάζουν τις μικρότερες αντοχές σε σεισμική φόρτιση. Η αντοχή σε ανακυκλική φόρτιση αυξάνει, αυξανομένης της σχετικής πυκνότητας τόσο για τα AC όσο και για τα IC δοκίμια ενώ η ανακυκλική αντοχή των δοκιμίων με τη χαλαρότερη δομή μειώνεται αυξανομένου του βαθμού ανισότροπης στερεοποίησης. Επιπρόσθετα, βρέθηκε ότι κατά την ανακυκλική φόρτιση τα AC δοκίμια αναπτύσσουν, για διαφορετικές τιμές σχετικής πυκνότητας, μια τελική τιμή υπερπίεσης πόρων η οποία δεν ξεπερνάει το 40% της αρχικής ενεργού τάσης και τα δοκίμια δεν ρευστοποιούνται αλλά αστοχούν υπό την επίρεια αυξημένων αξονικών παραμορφώσεων. Αντιθέτως, στα IC δοκίμια οι αναπτυσσόμενες υπερπίεσεις πόρων ξεπερνούν το 70% της αρχικής ενεργού τάσης και η αστοχία επέρχεται εξαιτίας αυξημένων διατμητικών παραμορφώσεων. Συμπερασματικώς, τα προβλήματα που σχετίζονται με την ευστάθεια διαφόρων κατασκευών οι οποίες εδράζονται εντός ή επί ανισότροπα στερεοποιημένων εδαφικών αποθέσεων, δεν πρέπει να αντιμετωπίζονται μόνο με τη λογική του σχεδιασμού που θέλει την τιμή του λόγου υπερπίεσης πόρων προς

την αρχική ενεργό τάση να παραμένει αρκετά μικρότερη από 100%. Η τελική τιμή της υπερπίεσης πόρων κανονικοποιημένη ως προς την αρχική ενεργό τάση, εκφράζεται ως συνάρτηση του συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης και της σχετικής πυκνότητας των δοκιμίων και μπορεί να απέχει από τη συνθήκη ρευστοποίησης. Παράλληλα, η ανάπτυξη της υπερπίεσης πόρων κατά τη διάρκεια ανακυκλικής φόρτισης υπολογίζεται για όλα τα δοκίμια ως συνάρτηση της ενέργειας που απορροφάται από το εδαφικό υλικό.

Η σύγκριση μεταξύ των μονοτονικών και ανακυκλικών δοκιμών στρεπτικής διάτμησης έδειξε ότι τα χαλαρά ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια εμφανίζουν κατά την ανακυκλική στρεπτική φόρτισή τους ασταθή συμπεριφορά όταν η διαδρομή ενεργών τάσεων προσεγγίσει την γραμμή αστάθειας που ορίζουν τα αντίστοιχα μονοτονικά δοκίμια. Η ασταθής συμπεριφορά συνδέεται με την απότομη αύξηση στο ρυθμό ανάπτυξης υπερπίεσης πόρων και παραμόρφωσης. Το πρότυπο αυτό ανακυκλικής συμπεριφοράς εφαρμόζεται σε όλα τα δοκίμια ανεξάρτητα από τις συνθήκες στερεοποίησης στις οποίες υποβλήθηκαν. Ωστόσο, στην περίπτωση των AC δοκιμίων η ασταθής αυτή συμπεριφορά σταθεροποιείται επί της γραμμής αλλαγής φάσης με τη δημιουργία σταθερών ή προσωρινά σταθερών βρόγχων ανακυκλικής φόρτισης ανάλογα με την τιμή του συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης ενώ όλα τα IC δοκίμια πρακτικά ρευστοποιούνται. Σε μεγαλύτερες πυκνότητες, τόσο για τα AC όσο και για τα IC δοκίμια, η γραμμή αλλαγής φάσης, PTL, που προκύπτει από την ανακυκλική φόρτιση των δοκιμίων πρακτικά ταυτίζεται με την γραμμή αλλαγής φάσης που ορίζει η μονοτονική φόρτιση αντίστοιχων δοκιμίων. Μια κοινή γραμμή αλλαγής φάσης προκύπτει στην περίπτωση των χαλαρών προς μέσης πυκνότητας δοκιμίων ενώ για τα δοκίμια με πυκνότερη δομή στα οποία η συστολική τάση καταστέλλεται σε βαθμό που $(\Delta u/p_i)_{PTP} < 4\%$ η γωνία διατμητικής αντοχής που αντιστοιχεί στην γραμμή αλλαγής φάσης λαμβάνει μικρότερες τιμές. Τα αποτελέσματα από τις ανακυκλικές δοκιμές έδειξαν επίσης ότι η επίδραση της ανισότροπης στερεοποίησης δεν πρέπει να αγνοείται σε κάθε προσπάθεια προσδιορισμού του μέτρου εδαφικής δυστημσίας και του υστερητικού λόγου απόσβεσης μιας άμμου. Χαμηλότερες τιμές μέτρου εδαφικής διάτμησης και υψηλότερες τιμές υστερητικού λόγου απόσβεσης σημειώνονται για τα AC συγκριτικά με τα IC δοκίμια.

Τελικώς, τα αποτελέσματα από πειράματα ανακυκλικής στρεπτικής διάτμησης σε ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια άμμου με διαφορετική πυκνότητα, διαφορετική τάση στερεοποίησης, διαφορετική κοκκομετρική διαβάθμιση και σχήμα κόκκων, χρησιμοποιήθηκαν για τον προσδιορισμό δύο ξεχωριστών εμπειρικών σχέσεων υπολογισμού της ανάπτυξης υπερπίεσης πόρων έως και τη ρευστοποίηση των δοκιμίων. Η πρώτη σχέση στηρίζεται στη μεθοδολογία των Ishibashi et al. (1977) και συμπεριλαμβάνει την πυκνότητα καθώς και την τάση στερεοποίησης των δοκιμίων ως μεταβλητές στην προτεινόμενη σχέση, με αποτέλεσμα οι τέσσερις σταθερές που υπάρχουν στην αρχική σχέση των Ishibashi et al. (1977) να αντικαταστηθούν από μία μόνο εδαφική σταθερά. Επιπρόσθετα, η ανάπτυξη υπερπίεσης πόρων έως τη ρευστοποίηση εκφράζεται συναρτήσει της συνολικής «απορροφούμενης» ενέργειας ανά μονάδα όγκου του εδαφικού υλικού και μια δεύτερη ενεργειακή σχέση προτείνεται η οποία περιλαμβάνει ως μεταβλητές την πυκνότητα, την τάση στερεοποίησης, τη μέση διάμετρο και την σφαιρικότητα των κόκκων της εξεταζόμενης άμμου. Οι δύο προτεινόμενες σχέσεις μπορούν εξαιτίας της απλότητάς τους να χρησιμοποιηθούν απευθείας σε αριθμητικά μοντέλα εκτίμησης του δυναμικού ρευστοποίησης.

EXPERIMENTAL STUDY OF THE ANISOTROPIC BEHAVIOUR OF COHESIONLESS SOILS UNDER TORSIONAL SHEAR

by

Maria K. Konstadinou

Ph.D. Thesis, Geotechnical Division N.T.U.A.

EXTENDED ABSTRACT

In this thesis the effect of anisotropy on undrained sand behaviour is investigated under monotonic and cyclic torsional shear in the hollow cylinder apparatus of the National Technical University of Athens. Soil anisotropy is of paramount importance when soil behaviour is considered with the aid of the hollow cylinder apparatus which allows control of principal stress rotation during loading. Tests were performed initially under simple shear conditions; however, the anisotropic stress-strain behaviour of the soils under consideration were also examined during shearing at fixed directions of the major principal stress with respect to the vertical and during shearing with continuous rotation of the principal stress direction. The latter condition is associated with most geotechnical works. To simulate the behaviour of naturally occurring sand deposits emphasis was placed on the consolidation procedure followed in the laboratory. It is commonly acknowledged that these materials are inherently anisotropic due to the fabric obtained during deposition and its evolution during their geological history e.g. anisotropic consolidation. The fabric continuously evolves during various loading conditions resulting to further induced anisotropy. To simulate natural deposits specimens were anisotropically consolidated in the laboratory before the application of various loading conditions. Attention was paid on the comparison of the response between isotropically and anisotropically consolidated specimens during. The undrained response of the sand specimens was assessed at various stress levels, principal stress directions, cyclic stress levels, densities and consolidation stress ratios. The influence of these parameters was considered for three different sands under the same experimental procedures hence the

experimental results in this thesis represent a useful dataset for researchers to use in advanced numerical modelling and practicing engineers to assess the influence of anisotropic consolidation on the response of development and infrastructure in or founded on sand deposits.

The results of the monotonic torsional shear tests showed that anisotropic consolidation does not alter the mobilised angle of shearing resistance at failure, phase transformation and peak shear stress. However, the stiffness characteristics and the stress paths of the sand specimens differ in a number of ways depending on the adopted consolidation path. Anisotropically consolidated specimens (AC), appear to be less stiff and exhibit higher shear stress and lower excess pore water pressure compared with isotropically consolidated specimens (IC). Most importantly, anisotropic consolidation greatly affects the response of loose sands; collapse was observed for anisotropically consolidated specimens in contrast with brittle behaviour exhibited by their isotropically consolidated counterparts. Moreover the shear stress level reached at the end of various anisotropic consolidation paths has been found to affect significantly the shear stress increase under undrained conditions required to initiate unstable response; this observation highlights that should the in situ conditions be anisotropic, as will usually be the case, for engineered structures, in, or founded on, loose sand engineering design should take into account that such sand deposits may be prone to collapse even for small increases in shear stress under undrained loading conditions.

The results of the cyclic torsional shear tests showed that the cyclic resistance of sand specimens is strongly affected by anisotropic consolidation and it is less than half of the cyclic strength of isotropically consolidated material at the loose state; this trend reverses at the dense state. These experimental findings suggest that the consolidation conditions should not be ignored in geotechnical design while extra attention is required for the case of anisotropically consolidated loose to medium dense sand deposits which would exhibit lower earthquake resistance. Cyclic strength resistance increases with density irrespective of consolidation path while for loose sand specimens the cyclic strength resistance decreases with decreasing consolidation stress ratio. Moreover, it was found that AC

specimens develop at all densities a terminal pore water pressure which is less than 40% of the initial effective stress and fail due to axial strain accumulation contrary to IC specimens which reach terminal pore pressure ratios higher than 70% and fail due to shear strain accumulation. According to these results, the problem of stability of engineering structures founded on or in sand deposits should not be approached solely by designing on the principle of keeping the induced pore pressure ratio below 100%. The ratio of the terminal excess pore water pressure to the initial mean effective stress is described as a function of consolidation stress ratio and density while the development of excess pore water pressure during cyclic loading is uniquely defined for all tests as a function of normalised shear work imparted to the sand during cyclic loading.

The comparison made between monotonic and cyclic torsional shear tests showed that the behaviour of anisotropically consolidated loose sand specimens under cyclic torsional loading can be interpreted in terms of a bounding line, namely the instability line defined in monotonic loading tests, in the vicinity of which a sudden increase in the rate of excess pore water pressure and strain accumulation is observed and the sand strain-softens. This pattern of cyclic behaviour is independent of the adopted consolidation path. However, for AC specimens this unstable response is arrested at phase transformation and the sand specimens show a stable or temporarily stable effective stress cycle at low and high consolidation stress ratios respectively while IC specimens exhibit initial liquefaction after strain-softening. For both IC and AC specimens at higher densities, the phase transformation line, PTL, defined under cyclic loading appears to coincide with the PTL defined under monotonic loading irrespective of the consolidation path followed. A common PTL was obtained for loose and medium density specimens; however for very dense specimens which show very small contractive tendency, $\Delta u/p_i' < 4\%$, the mobilised angle at phase transformation appears to decrease. The results of the cyclic tests also showed that the influence of anisotropic consolidation should not be neglected when defining the stiffness and damping ratio values of sand.

Finally, the results of undrained cyclic loading tests performed under torsional shear on four isotropically consolidated sands of various densities, initial stress levels, gradings

and origins were used to establish the pattern of excess pore water pressure generation with cycles leading to initial liquefaction. Two equations are derived to predict this pattern. The first is based on the method introduced by Ishibashi et al. (1977) and incorporates density and effective stress level to the original equation. As a consequence a single constant reflecting material property has replaced the original four material constants. Moreover, the development of pore water pressure up to initial liquefaction has been expressed as a function of dissipated energy and an expression was derived including density, stress level, mean grain size and sphericity as variables. The proposed equations due to their simplicity can be readily implemented in numerical calculations related to liquefaction problems.

Πίνακας περιεχομένων

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ	
ΕΚΤΕΝΗΣ ΣΥΝΟΨΗ	I
EXTENDED ABSTRACT	VII
ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ	XI
1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	1
1.1. ΣΚΟΠΟΣ ΤΗΣ ΔΙΔΑΚΤΟΡΙΚΗΣ ΔΙΑΤΡΙΒΗΣ	1
1.2. ΔΟΜΗ ΤΗΣ ΔΙΔΑΚΤΟΡΙΚΗΣ ΔΙΑΤΡΙΒΗΣ	5
1.3. ΣΥΜΒΟΛΑ – ΟΡΙΣΜΟΙ.....	8
2. ΑΝΙΣΟΤΡΟΠΗ ΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΣΗ ΕΛΑΦΙΚΩΝ ΥΛΙΚΩΝ	13
2.1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ	13
2.2. ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΣΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΜΟΝΟΤΟΝΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ.....	14
2.2.1. Απόκριση δοκιμίων άμμου υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης	14
2.2.2. Θεωρία σταθερής κατάστασης	18
2.2.3. Γραμμή IDL.....	21
2.2.4. Γραμμή αλλαγής φάσης (PTL)	22
2.2.5. Θεωρία επιφάνειας κατάρρευσης	22
2.2.6. Ανισότροπη στερεοποίηση και θεωρία οριακής επιφάνειας.....	31
2.3. ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΣΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΑΝΑΚΥΚΛΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ	33
2.4. ΣΥΝΟΛΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	35
2.5. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ	38
ΣΧΗΜΑΤΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 2.....	47
3. ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ α ΚΑΙ b ΣΤΗ ΜΗΧΑΝΙΚΗ	
ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΕΛΑΦΙΚΩΝ ΥΛΙΚΩΝ ΥΠΟ ΣΥΝΘΗΚΕΣ	
ΕΜΠΟΔΙΖΟΜΕΝΗΣ ΣΤΡΑΓΓΙΣΗΣ	69
3.1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ	69

3.2. ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΗΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΥ α	71
3.2.1. Μονοτονική φόρτιση υπό σταθερή διεύθυνση κυρίων τάσεων.....	71
3.2.2. Ανακυκλική φόρτιση	77
3.2.3. Φόρτιση με συνεχή μεταβολή της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων.....	79
3.3. ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΗΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΥ b	79
3.4. ΟΡΙΑΚΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ.....	80
3.5. ΣΥΝΟΛΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	86
3.6. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ	87
ΣΧΗΜΑΤΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 3.....	93

4. ΣΥΣΚΕΥΗ ΣΤΡΕΠΤΙΚΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΚΟΙΛΟΥ ΔΟΚΙΜΙΟΥ, ΕΞΕΤΑΖΟΜΕΝΑ ΕΛΔΦΙΚΑ ΥΛΙΚΑ ΚΑΙ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗΣ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑΣ

4.1. ΣΥΣΚΕΥΗ ΣΤΡΕΠΤΙΚΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΚΟΙΛΟΥ ΔΟΚΙΜΙΟΥ.....	113
4.1.1. Εισαγωγή	113
4.1.2. Περιγραφή συσκευής.....	114
4.1.3. Υπολογισμός τάσεων και παραμορφώσεων κατά τη στρεπτική διάτμηση	115
4.1.4. Υπολογισμός εντατικών μεγεθών κατά την ανακυκλική στρεπτική διάτμηση	121
4.1.5. Ανομοιόμορφη κατανομή τάσεων – παραμορφώσεων και επιλογή κατάλληλης γεωμετρίας δοκιμίου	122
4.2. ΕΞΕΤΑΖΟΜΕΝΑ ΕΛΔΦΙΚΑ ΥΛΙΚΑ	124
4.2.1. Εισαγωγή	124
4.2.2. Άμμος Ottawa 20/30	125
4.2.3. Άμμος M31	126
4.2.4. Άμμος Longstone.....	126
4.3. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗΣ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑΣ	127
4.3.1. Μέθοδος παρασκευής δοκιμίων	127
4.3.1.1. Διαχωρισμός κόκκων – Ομοιομορφία δοκιμίων	128
4.3.2. Κορεσμός.....	129
4.3.3. Στερεοποίηση.....	129
4.3.3.1. Γλώσσα προγραμματισμού Labview.....	130
4.3.3.2. Σύγκριση γραμμών στερεοποίησης μεταξύ ισότροπα και ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων	131

4.3.4. Φόρτιση δοκιμών.....	133
4.4. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ	134
ΠΙΝΑΚΕΣ ΚΑΙ ΣΧΗΜΑΤΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 4.....	139
5. ΜΟΝΟΤΟΝΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΣΤΡΕΠΤΙΚΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΧΑΛΑΡΩΝ ΑΝΙΣΟΤΡΟΠΑ ΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΜΕΝΩΝ ΔΟΚΙΜΙΩΝ ΥΠΟ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΕΜΠΟΔΙΖΟΜΕΝΗΣ ΣΤΡΑΓΓΙΣΗΣ	157
5.1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ	157
5.2. ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΕ ΔΟΚΙΜΙΑ ΑΜΜΟΥ ΟΤΤΑΒΑ.....	160
5.2.1. Σύγκριση μονοτονικής συμπεριφοράς ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(45)}$) στερεοποιημένων δοκιμών	160
5.2.2. Ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια $AC_{(\alpha)}$ με συνεχή μεταβολή της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων.....	163
5.2.3. Σύγκριση μονοτονικής συμπεριφοράς ισότροπα, IC και ανισότροπα, $AC_{(45)}$ & $AC_{(\alpha)}$ στερεοποιημένων δοκιμών	165
5.3. ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΕ ΔΟΚΙΜΙΑ ΑΜΜΟΥ Μ31.....	169
5.3.1. Σύγκριση μονοτονικής συμπεριφοράς ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(45)}$) στερεοποιημένων δοκιμών	169
5.3.2. Σύγκριση μονοτονικής συμπεριφοράς ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(\alpha)}$) στερεοποιημένων δοκιμών	171
5.3.3. Συγκεντρωτικά διαγράμματα συμπεριφοράς ισότροπα, IC και ανισότροπα ($AC_{(45)}$ & $AC_{(\alpha)}$) στερεοποιημένων δοκιμών	175
5.4. ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΕ ΔΟΚΙΜΙΑ ΑΜΜΟΥ LONGSTONE.....	177
5.4.1. Ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια $AC_{(\alpha)}$ με συνεχή μεταβολή της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων.....	177
5.4.2. Σύγκριση μονοτονικής συμπεριφοράς ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(\alpha)}$) στερεοποιημένων δοκιμών	179
5.5. ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΑΝΙΣΟΤΡΟΠΗΣ ΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΣΗ	180
5.5.1. Εισαγωγή.....	180
5.5.2. Ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια, $AC_{(\alpha)}$, άμμου Μ31	181
5.5.3. Ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια, $AC_{(45)}$, άμμου Ottawa.....	184
5.5.4. Ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια, $AC_{(\alpha)}$, άμμου Ottawa.....	185
5.5.5. Γωνία α , συντελεστής ανισότροπης στερεοποίησης και αστράγγιστη διατμητική αντοχή.....	185

5.6. ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΜΕΤΑΒΟΛΗΣ ΤΟΥ ΜΕΤΡΟΥ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	188
5.6.1. Εισαγωγή	188
5.6.2. Καμπύλες μεταβολής του μέτρου διάτμησης υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης – Άμμος Ottawa.....	189
5.6.3. Καμπύλες μεταβολής του μέτρου διάτμησης υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης – Άμμος Longstone	192
5.6.4. Μοντελοποίηση καμπύλων μεταβολής του μέτρου διάτμησης.....	194
5.6.5. Κανονικοποιημένες καμπύλες μεταβολής του μέτρου διάτμησης	195
5.7. ΓΩΝΙΑ ΠΕΡΙΣΤΡΟΦΗΣ ΚΥΡΙΩΝ ΤΑΣΕΩΝ , ΓΩΝΙΑ ΠΕΡΙΣΤΡΟΦΗΣ ΚΥΡΙΩΝ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ ΚΑΙ ΟΡΘΕΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΙΣ	196
5.7.1. Δοκίμια άμμου Ottawa	196
5.7.2. Δοκίμια άμμου Longstone	198
5.9. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 5	199
ΠΙΝΑΚΕΣ ΚΑΙ ΣΧΗΜΑΤΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 5.....	205

6. ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΑΝΑΚΥΚΛΙΚΗ ΣΤΡΕΠΤΙΚΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΧΑΛΑΡΩΝ ΑΝΙΣΟΤΡΟΠΑ ΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΜΕΝΩΝ ΔΟΚΙΜΙΩΝ ΥΠΟ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΕΜΠΟΔΙΖΟΜΕΝΗΣ ΣΤΡΑΓΓΙΣΗΣ

6.1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ	285
6.2. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΜΕΤΑΞΥ ΜΟΝΟΤΟΝΙΚΗΣ ΚΑΙ ΑΝΑΚΥΚΛΙΚΗΣ ΣΤΡΕΠΤΙΚΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	288
6.2.1. Ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια - IC.....	288
6.2.2. Ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια - $AC_{(45)}$	291
6.2.3. Ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια - $AC_{(a)}$	292
6.3. ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΑΝΑΚΥΚΛΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ	297
6.4. ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΣ ΑΝΑΠΤΥΞΗΣ ΥΠΕΡΠΙΕΣΕΩΝ ΠΟΡΩΝ	301
6.5. «ΘΕΩΡΙΑ ΕΝΕΡΓΕΙΑΣ ΑΝΑ ΜΟΝΑΔΑ ΟΓΚΟΥ ΕΔΑΦΙΚΟΥ ΥΛΙΚΟΥ» (ENERGY PER UNIT VOLUME CONCEPT)	304
6.5.1. Εισαγωγή	304
6.5.2. Επίδραση μέσης ενεργού τάσης.....	306
6.5.3. Επίδραση συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης	307
6.6. ΔΥΣΤΜΗΣΙΑ ΚΑΙ ΑΠΟΣΒΕΣΗ	309
6.8. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 6	311

ΠΙΝΑΚΕΣ ΚΑΙ ΣΧΗΜΑΤΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 6.....	317
7. ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΠΥΚΝΟΤΗΤΑΣ ΣΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΜΟΝΟΤΟΝΙΚΗ ΚΑΙ ΑΝΑΚΥΚΛΙΚΗ ΣΤΡΕΠΤΙΚΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΑΝΙΣΟΤΡΟΠΑ ΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΜΕΝΩΝ ΔΟΚΙΜΙΩΝ ΥΠΟ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΕΜΠΟΔΙΖΟΜΕΝΗΣ ΣΤΡΑΓΓΙΣΗΣ	365
7.1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ	365
7.2. ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΕ ΙΣΟΤΡΟΠΑ ΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΜΕΝΑ ΔΟΚΙΜΙΑ – (IC).....	366
7.2.1. Επίδραση πυκνότητας στη συμπεριφορά σε ανακυκλική στρεπτική διάτμηση	366
7.2.2. Επίδραση πυκνότητας στη συμπεριφορά σε μονοτονική στρεπτική διάτμηση	370
7.2.3. Επίδραση πυκνότητας στις καμπύλες ανακυκλικής αντοχής	373
7.3. ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΕ ΑΝΙΣΟΤΡΟΠΑ ΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΜΕΝΑ ΔΟΚΙΜΙΑ – (AC _(ω)).....	374
7.3.1. Επίδραση πυκνότητας στη συμπεριφορά σε ανακυκλική στρεπτική διάτμηση	374
7.3.2. Επίδραση πυκνότητας στη συμπεριφορά σε μονοτονική στρεπτική διάτμηση	379
7.3.3. Επίδραση πυκνότητας στις καμπύλες ανακυκλικής αντοχής	380
7.4. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΜΕΤΑΞΥ ΙΣΟΤΡΟΠΑ (IC) & ΑΝΙΣΟΤΡΟΠΑ (AC _(ω)) ΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΜΕΝΩΝ ΔΟΚΙΜΙΩΝ ΓΙΑ ΔΙΑΦΟΡΕΤΙΚΕΣ ΤΙΜΕΣ ΣΧΕΤΙΚΗΣ ΠΥΚΝΟΤΗΤΑΣ	381
7.4.1. Συμπεριφορά σε μονοτονική στρεπτική διάτμηση	381
7.4.2. Καμπύλες ανακυκλικής αντοχής	382
7.4.3. Μηχανισμός ανάπτυξης υπερπιέσεων πόρων	383
7.4.4. «Θεωρία ενέργειας ανά μονάδα όγκου εδαφικού υλικού» (Energy Per Unit Volume Concept).....	386
7.5. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 7	389
ΠΙΝΑΚΕΣ ΚΑΙ ΣΧΗΜΑΤΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 7.....	393
8. ΑΝΙΣΟΤΡΟΠΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΔΟΚΙΜΙΩΝ ΑΜΜΟΥ ΥΠΟ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΕΜΠΟΔΙΖΟΜΕΝΗΣ ΣΤΡΑΓΓΙΣΗΣ	441
8.1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ	441
8.2. ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΓΩΝΙΑΣ α – ΙΣΟΤΡΟΠΑ ΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΜΕΝΑ ΔΟΚΙΜΙΑ.....	443
8.2.1. Άμμος Ottawa	443

8.2.2. Άμμος Longstone.....	444
8.2.3. Άμμος M31	445
8.3. ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΓΩΝΙΑΣ α - ΑΝΙΣΟΤΡΟΠΙΑ ΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΜΕΝΑ ΔΟΚΙΜΙΑ.....	446
8.3.1. Τοπική οριακή επιφάνεια (Local Boundary Surface – SBS).....	446
8.3.2. Αστράγγιστη διατμητική αντοχή.....	447
8.3.3. Επίδραση συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης στην απόκριση δοκιμίων με διεύθυνση φόρτισης, $\alpha=0^0$	448
8.4. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ	451
ΠΙΝΑΚΕΣ ΚΑΙ ΣΧΗΜΑΤΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 8.....	453

9. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΑΝΑΠΤΥΞΗΣ ΥΠΕΡΠΙΕΣΕΩΝ ΠΟΡΩΝ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΑΝΑΚΥΚΛΙΚΗ ΣΤΡΕΠΤΙΚΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΥΠΟ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΕΜΠΟΔΙΖΟΜΕΝΗΣ ΣΤΡΑΓΓΙΣΗΣ 469

9.1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ	469
9.2. ΕΞΕΤΑΖΟΜΕΝΑ ΥΛΙΚΑ	471
9.3. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΑΝΑΠΤΥΞΗΣ ΥΠΕΡΠΙΕΣΗΣ ΠΟΡΩΝ ΣΥΝΑΡΤΗΣΕΙ ΤΩΝ ΚΥΚΛΩΝ ΦΟΡΤΙΣΗΣ.....	472
9.3.1. Η εμπειρική σχέση των Ishibashi, Sherif and Tsuchiya (1977).....	472
9.3.2. Η προτεινόμενη εμπειρική σχέση.....	474
9.3.3. Συνάρτηση I.....	475
9.3.4. Συνάρτηση D	476
9.3.5. Συνάρτηση C.....	477
9.3.6. Συνάρτηση \bar{N}	478
9.3.7. Υπολογισμός κύκλου $N_{critical}$	479
9.3.8. Υπολογισμός ανάπτυξης υπερπίεσης πόρων για $N \geq N_{critical}$	483
9.3.9. Σύγκριση μεταξύ πειραματικών και προβλεπόμενων καμπύλων ανάπτυξης υπερπίεσης πόρων.....	485
9.4. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΑΝΑΠΤΥΞΗΣ ΥΠΕΡΠΙΕΣΗΣ ΠΟΡΩΝ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΗ ΘΕΩΡΙΑ ΕΝΕΡΓΕΙΑΣ ΑΝΑ ΜΟΝΑΔΑ ΟΓΚΟΥ ΕΔΑΦΙΚΟΥ ΥΛΙΚΟΥ (ENERGY PER UNIT VOLUME CONCEPT)	486
9.5. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ	490
ΠΙΝΑΚΕΣ ΚΑΙ ΣΧΗΜΑΤΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 9.....	493

10. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΔΙΔΑΚΤΟΡΙΚΗΣ ΔΙΑΤΡΙΒΗΣ	531
10.1. ΠΕΡΙΛΗΨΗ	531
10.2. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	531
10.2.1. Μονοτονικές δοκιμές.....	532
10.2.2. Ανακυκλικές δοκιμές.....	534
10.2.3. Υπολογισμός ανάπτυξης υπερπίεσης πόρων	537
10.3. ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΜΕΛΛΟΝΤΙΚΗ ΕΡΕΥΝΑ.....	537
10.4. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ.....	540

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

ΕΡΓΑΣΙΕΣ ΔΗΜΟΣΙΕΥΜΕΝΕΣ Ή ΥΠΟ ΚΡΙΣΗ ΟΙ ΟΠΟΙΕΣ ΠΡΟΕΚΥΨΑΝ ΑΠΟ ΤΑ ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΤΗΣ ΔΙΔΑΚΤΟΡΙΚΗΣ ΔΙΑΤΡΙΒΗΣ

1. Konstadinou, M. & Georgiannou, V. N. (2013). “Cyclic behaviour of anisotropically consolidated Ottawa sand under undrained torsional loading”, *Geotechnique* 63, No. 13, 1144-1158.
2. Georgiannou, V. N. & Konstadinou, M. (2013). “Torsional shear behaviour of anisotropically consolidated sands”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE*, 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000985.
3. Konstadinou, M. & Georgiannou, V. N. (2013). “Prediction of pore water pressure generation leading to liquefaction under torsional cyclic loading”, *Soils and Foundations (υπό κρίση)*.
4. Georgiannou, V. N. & Konstadinou, M. (2013). “Effects of density on cyclic behaviour of anisotropically consolidated Ottawa sand under undrained torsional loading”, *Geotechnique (υπό κρίση)*.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1. ΣΚΟΠΟΣ ΤΗΣ ΔΙΔΑΚΤΟΡΙΚΗΣ ΔΙΑΤΡΙΒΗΣ

Αντικείμενο της παρούσας διδακτορικής διατριβής είναι η διερεύνηση της απόκρισης μη συνεκτικών εδαφών σε σύνθετες συνθήκες φόρτισης, όπως αυτές που απαντώνται στα περισσότερα γεωτεχνικά προβλήματα, μέσω της συσκευής Στρεπτικής Διάτμησης Κοίλου Δοκιμίου (Hollow Cylinder Torsional Apparatus). Οι συσκευές στρέψης κοίλου δοκιμίου είναι οι μόνες σήμερα που παρέχουν τη δυνατότητα μελέτης της εδαφικής ανισοτροπίας καθώς μπορούν να επιβάλλουν τις πλέον γενικευμένες εντατικές καταστάσεις. Σημειώνεται ότι στα περισσότερα γεωτεχνικά προβλήματα οι αρχικές εντατικές καταστάσεις και οι συνθήκες φόρτισης είναι σύνθετες και περιλαμβάνουν αλλαγές τόσο στο μέγεθος των κυρίων τάσεων (σ_1 , σ_2 , σ_3) όσο και στη διεύθυνσή τους. Η ορθή πειραματική προσομοίωση της απόκρισης του εδάφους σε σύνθετες εντατικές καταστάσεις, και κατ' ακολουθίαν ο προσδιορισμός ακριβέστερων καταστατικών σχέσεων που την περιγράφουν, υπαγορεύεται από τη γενικευμένη χρήση των πεπερασμένων στοιχείων στις αναλύσεις διαφόρων γεωτεχνικών προβλημάτων τόσο υπό στατικές όσο και δυναμικές συνθήκες φόρτισης (τοίχοι αντιστήριξης, σήραγγες, αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής).

Η καινοτομία στην παρούσα έρευνα έγκειται στο γεγονός ότι η περιγραφή της συμπεριφοράς μη-συνεκτικών εδαφών (Sladen et al., 1985, Vaid & Chern, 1985, Ishihara et al., 1993, Hyodo et al., 1994, De Gennaro et al., 2004, Georgiannou, 2006) και τα εν χρήσει καταστατικά μοντέλα (Lade, 1977, Bauer, 1994, Yamamuro et al., 1999, Taiebat

& Dafalias 2008, Lashkari & Latifi, 2008) βασίζονται σε πειραματικά αποτελέσματα τα οποία προέρχονται κύριως από τριαξονικές δοκιμές σε στατική και ανακυκλική φόρτιση, ενώ στην προτεινόμενη έρευνα θα μελετηθεί η ανισότροπη συμπεριφορά μη-συνεκτικών εδαφών με χρήση της συσκευής στρεπτικής διάτμησης κοίλου δοκιμίου η οποία συσκευή επιτυγχάνει καλύτερη προσομοίωση της φόρτισης των εδαφικών υλικών στη φύση. Απόρροια των ανωτέρω είναι η ανάπτυξη διεθνώς, στα σημαντικά ερευνητικά κέντρα, αναλόγων συσκευών με σκοπό την καλύτερη προσομοίωση της εδαφικής συμπεριφοράς.

Η πρωτοτυπία της παρούσης σε σχέση με προηγούμενη έρευνα της ερευνητικής ομάδας (Georgiannou & Tsomokos, 2008, Tsomokos & Georgiannou, 2009) αφορά στη διερεύνηση της συμπεριφοράς των μη-συνεκτικών εδαφών αφού πρώτα υποβληθούν σε ανισότροπη στερεοποίηση, όπως και στη φύση, αντί της ισότροπης στερεοποίησης που χρησιμοποιείται ευρύτερα. Είναι προφανές ότι η δομή μίας άμμου είναι διαφορετική μετά από ανισότροπη σε σχέση με την ισότροπη στερεοποίηση με αποτέλεσμα την αλλαγή της συμπεριφοράς της σε ακόλουθη διατμητική φόρτιση.

Στην παρούσα διατριβή η διατμητική φόρτιση επιβάλλεται υπό στατικές και ανακυκλικές συνθήκες και περιλαμβάνει αρχικά την περίπτωση της απλής διάτμησης η οποία προσομοιώνει τις συνθήκες σεισμικής διέγερσης ενώ επιπρόσθετα τα ανισότροπα χαρακτηριστικά αντοχής και παραμορφωσιμότητας των μη συνεκτικών εδαφικών υλικών διερευνώνται και για την περίπτωση της διατμητικής φόρτισης υπό διαφορετικές διευθύνσεις των κυρίων τάσεων.

Ειδικότερα, επιχειρείται μέσα από ένα σημαντικό αριθμό μονοτονικών και ανακυκλικών δοκιμών η δημιουργία μίας βάσης πειραματικών δεδομένων για την απόκριση των μη συνεκτικών εδαφικών υλικών υπό διαφορετικές συνθήκες φόρτισης που θα καλύπτουν ένα εύρος εφαρμογών. Επιπλέον, η πειραματική αυτή βάση δεδομένων θα μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τον προσδιορισμό ακριβέστερων καταστατικών σχέσεων που περιγράφουν την εδαφική συμπεριφορά για τη βαθμονόμηση των υπαρχόντων ή νέων αναλυτικών μοντέλων.

Το πρόγραμμα των πειραματικών δοκιμών της παρούσας διατριβής αποτελείται βασικά από τρία σκέλη. Το πρώτο σκέλος των εργασιών που πραγματοποιήθηκαν αφορά στη διερεύνηση της συμπεριφοράς μη συνεκτικών εδαφών σε μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης μετά από ανισότροπη στερεοποίηση και σύγκριση της συμπεριφοράς με τα αντίστοιχα αποτελέσματα μετά από ισότροπη στερεοποίηση των δοκιμών ενώ επιπρόσθετα εξετάστηκε και η επίδραση διαφορετικών παραγόντων όπως είναι το μέγεθος της αρχικής ενεργού τάσης στερεοποίησης, p_i' , η πυκνότητα των υλικών και η τιμή του συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης, K_c και η συνεχής μεταβολή της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων. Συνολικά, τα πειράματα πραγματοποιήθηκαν σε τρεις χαλαζιακές άμμους (άμμος Ottawa, άμμος Longstone και άμμος M31) οι οποίες έχουν διαφορετική κοκκομετρική διαβάθμιση, διαφορετικό σχήμα κόκκων και διαφορετική απόκριση σε στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης.

Με βάση τα αποτελέσματα όλων των μονοτονικών δοκιμών του πρώτου σκέλους εργασιών, η παρούσα διδακτορική διατριβή αποσκοπεί στο να δοθούν απαντήσεις σε ερωτήματα όπως: (α) πώς η ανισότροπη στερεοποίηση επηρεάζει τη συμπεριφορά των μη συνεκτικών εδαφικών υλικών (β) πώς διαμορφώνονται οι διαδρομές ενεργών τάσεων και πώς η ανισότροπη στερεοποίηση επηρεάζει την περιβάλλουσα αστοχίας ή τη γραμμή αλλαγής φάσης ή τη γραμμή αστάθειας του κάθε υλικού (γ) ποιά είναι η μορφή των καμπύλων δυσμησίας για χρήση στις καταστατικές σχέσεις και πώς επηρεάζονται από την ιστορία στερεοποίησης (ισότροπη ή ανισότροπη) (δ) ποιά είναι η επίδραση της συνεχούς μεταβολής της γωνίας α κατά τη στρεπτική διάτμηση.

Το δεύτερο σκέλος των εργασιών που πραγματοποιήθηκαν αφορά στη διερεύνηση της συμπεριφοράς δοκιμών άμμου υπό ανακυκλικές συνθήκες φόρτισης. Η συσκευή στρεπτικής διάτμησης κοίλου δοκιμίου του ΕΜΠ έχει κατασκευασθεί από την Ιαπωνική εταιρεία SEIKEN INC., σύμφωνα με το σχεδιασμό που υπεδείχθει από το ΕΜΠ με αποτέλεσμα να είναι διαφορετική από το εμπορικό μοντέλο που διαθέτει η εταιρεία “Cyclic Torsional Apparatus”. Διατηρεί όμως τη δυνατότητα επιβολής μονοτονικής και ανακυκλικής φόρτισης. Αυτή η δυνατότητα την ξεχωρίζει από αντίστοιχες συσκευές της Ευρώπης (π.χ. του Imperial College). Όλα τα πειράματα ανακυκλικής στρεπτικής

διάτμησης της παρούσας έρευνας πραγματοποιήθηκαν υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης για διαφορετικές τιμές πυκνότητας, διαφορετικές τάσεις στερεοποίησης και διαφορετικές τιμές συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης ενώ η συχνότητα της ανακυκλικής φόρτισης ήταν ίση με 0.1 Hz.

Η κατηγορία αυτή των πειραμάτων χρήζει ιδιαίτερης σημασίας καθώς η συμπεριφορά των ανισότροπα στερεοποιημένων εδαφικών υλικών σε ανακυκλική φόρτιση εξετάστηκε τόσο υπό συνθήκες απλής στρεπτικής διάτμησης όσο και υπό συνθήκες συνεχούς μεταβολής της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων. Οι συνθήκες αυτές προσομοιώνουν σε μεγάλο βαθμό τις πραγματικές συνθήκες φόρτισης των εδαφικών υλικών σε αντίθεση με την ανακυκλική τριαξονική φόρτιση που αποτελεί έως σήμερα την κύρια πηγή πειραματικών δεδομένων.

Με βάση τα αποτελέσματα όλων των ανακυκλικών δοκιμών του δεύτερου σκέλους εργασιών η παρούσα διδακτορική διατριβή αποσκοπεί στο να δοθούν απαντήσεις σε ερωτήματα όπως: (α) πώς η μέση ενεργός τάση στερεοποίησης και η σχετική πυκνότητα επηρεάζουν τις καμπύλες ανάπτυξης υπερπιέσεων πόρων και τις καμπύλες ρευστοποίησης των υπό εξέταση υλικών τόσο στην περίπτωση των ισότροπα όσο και στην περίπτωση των ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμών (β) πώς διαμορφώνονται οι καμπύλες ρευστοποίησης για διαφορετικές τιμές λόγου στερεοποίησης K_c και πώς ο λόγος αυτός επηρεάζει το μηχανισμό ανάπτυξης υπερπιέσεων πόρων συγκριτικά με την περίπτωση των ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμών υπό τις ίδιες εργαστηριακές συνθήκες (γ) πώς σχετίζεται η απόκριση των δοκιμών άμμου σε μονοτονική και ανακυκλική φόρτιση στην περίπτωση τόσο των ισοτρόπως όσο και των ανισοτρόπως στερεοποιημένων δοκιμών. (δ) πώς οι συνθήκες στερεοποίησης επηρεάζουν τα χαρακτηριστικά δυσμησίας και τον υστερητικό λόγο απόσβεσης h των δοκιμών.

Στο τρίτο σκέλος των εργασιών διερευνάται η επίδραση της ανισότροπης στερεοποίησης σε εδαφικά δοκίμια κατά τη φόρτισή τους με διαφορετικές διευθύνσεις της κύριας τάσης σ_1 ως προς την κατακόρυφο ($\alpha=0^0, 30^0$) πέραν της απλής διάτμησης ($\alpha=45^0$) η οποία διερευνήθηκε αρχικά. Εάν τα εδαφικά υλικά ήταν ισότροπα, η στροφή των κυρίων τάσεων δεν θα επηρέαζε την απόκριση τους και θα μπορούσε με ασφάλεια να

παραληφθεί. Ωστόσο τα περισσότερα ιζηματογενή υλικά είναι ανισότροπα με αποτέλεσμα να αναμένεται μια συστηματική διαφοροποίηση της αστράγγιστης συμπεριφοράς τους με την περιστροφή των κυρίων τάσεων.

Τέλος, πειράματα σε ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια της παρούσας διατριβής καθώς και πειράματα από τη βάση δεδομένων της διατριβής του Δρ. Α. Ι. Τσομώκου (2005) χρησιμοποιήθηκαν για την εξαγωγή δύο ξεχωριστών εμπειρικών σχέσεων πρόβλεψης της ανάπτυξης υπερπίεσης πόρων σε δοκίμια άμμου υπό ανακυκλική φόρτιση.

1.2. ΔΟΜΗ ΤΗΣ ΔΙΔΑΚΤΟΡΙΚΗΣ ΔΙΑΤΡΙΒΗΣ

Η παρούσα διδακτορική διατριβή αποτελείται από δέκα κεφάλαια και ένα παράρτημα. Το παρόν εισαγωγικό κεφάλαιο ακολουθείται από:

Το **Κεφάλαιο 2** όπου παρουσιάζεται μια σύντομη βιβλιογραφική ανασκόπηση όσον αφορά στην επίδραση του συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης, K_c , στη μηχανική συμπεριφορά δοκιμίων άμμου υποβαλλομένων σε μονοτονική και ανακυκλική φόρτιση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης. Επιπροσθέτως, αναλύονται οι διάφορες θεωρίες που έχουν αναπτυχθεί με σκοπό την ένταξη της απόκρισης της άμμου σε ένα γενικότερο πλαίσιο αναφοράς (θεωρία σταθερής και ψευδο-σταθερής κατάστασης, θεωρία επιφάνειας κατάρρευσης, θεωρία οριακής επιφάνειας) και εξετάζεται κατά πόσον οι θεωρίες αυτές εφαρμόζονται στην περίπτωση των ανισότροπα στερεοποιημένων εδαφικών υλικών.

Το **Κεφάλαιο 3** όπου αναλύεται η επίδραση της περιστροφής των κυρίων τάσεων και η επίδραση του μεγέθους της ενδιάμεσης κύριας τάσης στη μηχανική συμπεριφορά δοκιμίων άμμου υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης, όπως έχει μελετηθεί στη διερευνηθείσα βιβλιογραφία, με έμφαση να δίνεται στα αποτελέσματα δοκιμών που πραγματοποιήθηκαν στη συσκευή στρεπτικής διάτμησης κοίλου δοκιμίου.

Το **Κεφάλαιο 4** όπου γίνεται μια σύντομη περιγραφή της συσκευής στρεπτικής διάτμησης κοίλου δοκιμίου και παρουσιάζονται οι σχέσεις που χρησιμοποιήθηκαν για

την ανάλυση των πειραματικών δεδομένων. Επιπρόσθετα, γίνεται ειδική αναφορά στα εδαφικά υλικά που μελετήθηκαν στα πλαίσια της παρούσας έρευνας και αναλύεται η πειραματική διαδικασία που εφαρμόστηκε κατά την εκτέλεση όλων των δοκιμών.

Το **Κεφάλαιο 5** όπου επιχειρείται μια εκτενής διερεύνηση της ανισότροπης στερεοποίησης στη συμπεριφορά σε μονοτονική στρεπτική διάτμηση δοκιμίων στις άμμους Ottawa, M31 και Longstone υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης. Τα εξεταζόμενα δοκίμια υποβλήθηκαν τόσο σε συνθήκες ισότροπης όσο και σε συνθήκες ανισότροπης στερεοποίησης ενώ επιπρόσθετα επιβλήθηκαν γενικευμένες συνθήκες φόρτισης, πέραν της απλής διάτμησης, οι οποίες περιλάμβαναν συνεχή μεταβολή της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων. Τα αποτελέσματα αναλύθηκαν με τη μορφή τυπικών διαγραμμάτων όπως είναι τα διαγράμματα των διαδρομών ενεργών τάσεων, τα διαγράμματα τάσεων-παραμορφώσεων και οι καμπύλες μεταβολής του μέτρου διάτμησης, ενώ έμφαση δόθηκε στη σύγκριση της εδαφικής συμπεριφοράς μετά από συνθήκες ισότροπης και ανισότροπης στερεοποίησης.

Το **Κεφάλαιο 6** όπου εξετάζεται η επίδραση της ανισότροπης στερεοποίησης στην ανακυκλική συμπεριφορά σε στρεπτική διάτμηση χαλαρών δοκιμίων άμμου Ottawa. Οι δοκιμές πραγματοποιήθηκαν για διαφορετικές τιμές αρχικής ενεργού τάσης, διαφορετικές τιμές συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης και διαφορετικές τιμές επιβαλλόμενου στρεπτικού φορτίου. Στα αποτελέσματα που παρουσιάζονται η απόκριση των δοκιμίων σε ανακυκλική στρεπτική διάτμηση συσχετίζεται με την αντίστοιχη απόκριση σε μονοτονική στρεπτική διάτμηση τόσο για τα ισότροπα όσο και για τα ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια. Επιπλέον, εξετάζεται κατά πόσον οι συνθήκες στερεοποίησης επηρεάζουν την ανακυκλική αντοχή των δοκιμίων, το μηχανισμό ανάπτυξης υπερπίεσης πόρων, τα χαρακτηριστικά ακαμψίας και τον υστερητικό λόγο απόσβεσης. Τέλος, τα πειραματικά αποτελέσματα αναλύονται με βάση τη «θεωρία της ενέργειας ανά μονάδα όγκου εδαφικού υλικού» (energy per unit volume concept) των Nemat, Nasser & Shokooh (1979) και προτείνεται κατάλληλη συνάρτηση κανονικοποίησης της «απορροφούμενης» ενέργειας ανά μονάδα όγκου εδαφικού υλικού,

η οποία περιλαμβάνει ως μεταβλητές την αρχική ενεργό τάση και το συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης των δοκιμίων.

Το **Κεφάλαιο 7** όπου εξετάζεται η επίδραση της ανισότροπης στερεοποίησης στην ανακυκλική και μονοτονική συμπεριφορά σε στρεπτική διάτμηση δοκιμίων άμμου Ottawa με διαφορετικές τιμές σχετικής πυκνότητας. Η παρουσίαση των πειραματικών αποτελεσμάτων ακολουθεί τη λογική που αναπτύχθηκε στα Κεφάλαια 5 και 6 με σκοπό να εξεταστεί κατά πόσον τα συμπεράσματα που προέκυψαν στα κεφαλαία αυτά έχουν ένα επαναληπτικό χαρακτήρα εφαρμογής σε δοκίμια άμμου με διαφορετικές πυκνότητες.

Το **Κεφάλαιο 8** όπου διερευνάται η απόκριση ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων σε φόρτιση με διαφορετική διεύθυνση κυρίων τάσεων ($\alpha=0^{\circ}, 30^{\circ}, 45^{\circ}$). Οι δοκιμές πραγματοποιήθηκαν στις άμμους M31, Ottawa και Longstone υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης και τα αποτελέσματα που προέκυψαν συγκρίνονται με αντίστοιχα από τη διεθνή βιβλιογραφία με σκοπό τη δημιουργία ενός γενικότερου πλαισίου συμπεριφοράς. Επιπρόσθετα, εξετάζεται η επίδραση της ανισότροπης στερεοποίησης σε συνδυασμό με την επίδραση της μεταβολής της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων στη συμπεριφορά δοκιμίων άμμου M31. Αναλυτικότερα, για κάθε διεύθυνση κυρίων τάσεων ($\alpha=0^{\circ}, 30^{\circ}, 45^{\circ}$) η εδαφική συμπεριφορά συγκρίνεται μετά από συνθήκες ισότροπης και ανισότροπης στερεοποίησης, ενώ ειδική αναφορά γίνεται στην ανάλυση των αποτελεσμάτων με βάση τη θεωρία της Τοπικής Οριακής Επιφάνειας (Local Boundary Surface – LBS).

Το **Κεφάλαιο 9** όπου παρουσιάζονται τα αποτελέσματα πειραμάτων ανακυκλικής στρεπτικής διάτμησης σε ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια των άμμων HRS, Fontainebleau, Ottawa και M31. Με βάση τα αποτελέσματα αυτά προτείνονται δύο διαφορετικές εμπειρικές σχέσεις για τον υπολογισμό της ανάπτυξης υπερπίεσης πόρων λόγω ανακυκλικής φόρτισης. Η 1^η σχέση βασίζεται στη μέθοδο πρόβλεψης της υδατικής υπερπίεσης που προτάθηκε από τους Ishibashi et al. (1977). Στην προτεινόμενη σχέση η πυκνότητα των δοκιμίων καθώς και η τάση στερεοποίησης, παράμετροι που επηρεάζουν σημαντικά το δυναμικό ρευστοποίησης, έχουν συμπεριληφθεί ως μεταβλητές στην

αρχική σχέση των Ishibashi et al. (1977) και ο υπολογισμός της υπερπίεσης πόρων στο τέλος οιοδήποτε κύκλου φόρτισης πραγματοποιείται χρησιμοποιώντας μια μόνο εδαφική παράμετρο. Η 2^η προτεινόμενη σχέση βασίζεται στη θεωρία της ενεργειακής μεθόδου των Nemat, Nasser & Shokooh (1979) και η ανάπτυξη της υπερπίεσης πόρων έως τη ρευστοποίηση των δοκιμίων εκφράζεται συναρτήσει της συνολικής «απορροφούμενης» ενέργειας ανά μονάδα όγκου του εδαφικού υλικού. Η σχέση αυτή περιλαμβάνει ως μεταβλητές την πυκνότητα, την τάση στερεοποίησης, τη μέση διάμετρο και την σφαιρικότητα των κόκκων της χρησιμοποιούμενης άμμου. Τέλος, γίνεται αξιολόγηση των προτεινόμενων εμπειρικών σχέσεων με σύγκριση της ανάπτυξης υπερπίεσης πόρων δια των σχέσεων αυτών και των αντίστοιχων μετρήσεων από τα πειραματικά δεδομένα.

Το **Κεφάλαιο 10** όπου παρατίθενται τα κυριότερα συμπεράσματα της διδακτορικής διατριβής καθώς και προτάσεις για πιθανή κατεύθυνση της μελλοντικής έρευνας.

Στο τέλος της διδακτορικής διατριβής επισυνάπτεται Παράρτημα στο οποίο παρουσιάζονται οι εργασίες (δημοσιευμένες ή υπό κρίση) οι οποίες προέκυψαν από τα πειραματικά αποτελέσματα της παρούσας διδακτορικής διατριβής.

1.3. ΣΥΜΒΟΛΑ – ΟΡΙΣΜΟΙ

Τα σύμβολα καθώς και οι ορισμοί των βασικών μεγεθών τα οποία απαντώνται στο κείμενο της διδακτορικής διατριβής, παρουσιάζονται αναλυτικά στον Πίνακα 1.1 που ακολουθεί.

Πίνακας 1.1. Σύμβολα και ορισμοί των βασικών μεγεθών της διδακτορικής διατριβής

ΣΥΜΒΟΛΟ	ΜΕΓΕΘΟΣ
PTL	Γραμμή αλλαγής φάσης
IL	Γραμμή αστάθειας
FL	Γραμμή αστοχίας
α	Κλίση της μέγιστης κύριας τάσης, σ_1 , ως προς την κατακόρυφο
α_ε	Κλίση της μέγιστης κύριας παραμόρφωσης, ε_1 , ως προς την κατακόρυφο
α_{peak}	Κλίση της μέγιστης κύριας τάσης, σ_1 , ως προς την κατακόρυφο που αντιστοιχεί στο σημείο μέγιστης διατμητικής τάσης
$b = \frac{(\sigma_2 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)}$	Παράμετρος που αντιπροσωπεύει το μέγεθος της ενδιάμεσης κύριας τάσης, σ_2
e_{min}	Ελάχιστος δείκτης πόρων
e_{max}	Μέγιστος δείκτης πόρων
e_o	Αρχικός δείκτης πόρων
e_i	Δείκτης πόρων πριν από τη διάτμηση
λ	Κλίση της γραμμής στερεοποίησης
D_r	Σχετική πυκνότητα
d_{50}	Μέση διάμετρος κόκκων
C_u	Συντελεστής ομοιομορφίας
C_c	Συντελεστής καμπυλότητας
ψ	Βαθμός σφαιρικότητας των κόκκων
G_s	Ειδικό βάρος στερεών κόκκων
B	Παράμετρος του Skempton
$f(e) = \frac{(2.17 - e)^2}{(1 + e)}$	Συνάρτηση του δείκτη πόρων
Δu	Υπερπίεση του νερού των πόρων
u_{peak}	Υπερπίεση πόρων που αντιστοιχεί στο σημείο μέγιστης διατμητικής τάσης
W	Αξονικό φορτίο
r_o, r_i	Εξωτερική και εσωτερική ακτίνα δοκιμίου αντίστοιχα
H_0	Αρχικό ύψος δοκιμίου
$P_i \cdot P_o$	Εσωτερική και εξωτερική πίεση που ασκείται στα τοιχώματα του κοίλου δοκιμίου αντίστοιχα

σ_z	Κατακόρυφη τάση
σ_θ	Περιμετρική τάση
σ_r	Ακτινική τάση
$\tau_{\theta z}$	Διατμητική τάση
τ_{SA}	Ημι-εύρος της επιβαλλόμενης ανακυκλικής διατμητικής τάσης
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Κύριες τάσεις
σ'_{1ci}	Τιμή μέγιστης κύριας τάσης στο τέλος της στερεοποίησης
p	Τρέχουσα τιμή μέσης ολικής τάσης
p'	Τρέχουσα τιμή μέσης ενεργού τάσης
p_c'	Μέση ενεργός τάση κατά το πέρας της στερεοποίησης
p_i'	Μέση ενεργός τάση πριν από τη διάτμηση
p_a	Ατμοσφαιρική πίεση
$t = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2}$	Αποκλίνουσα τάση
t_c	Αποκλίνουσα τάση κατά το πέρας της στερεοποίησης
t_{peak}	Μέγιστη διατμητική τάση
n_c	Λόγος τάσεων, t/p' , κατά το πέρας της στερεοποίησης
n_{peak}	Λόγος τάσεων, t/p' , στο σημείο μέγιστης διατμητικής τάσης
n_{PTL}	Λόγος τάσεων, t/p' , στο σημείο αλλαγής φάσης
$\epsilon_z, \epsilon_{axial}$	Κατακόρυφη παραμόρφωση
ϵ_θ	Περιμετρική παραμόρφωση
ϵ_r	Ακτινική παραμόρφωση
ϵ_v	Ογκομετρική παραμόρφωση
$\gamma_{\theta z}$	Διατμητική παραμόρφωση
γ_{SA}	Ημι-εύρος ανακυκλικής διατμητικής παραμόρφωσης
γ_{DA}	Εύρος ανακυκλικής διατμητικής παραμόρφωσης
γ_{oct}	Οκταεδρική παραμόρφωση
$\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_3$	Κύριες παραμορφώσεις
θ	Γωνία περιστροφής
$\Delta\theta$	Συνολική γωνία περιστροφής
M_T	Στρεπτική ροπή
$M_{T,R}, M_{T,L}$	Ημι-εύρος της στρεπτικής ροπής κατά την ωρολογιακή και την αντιωρολογιακή διεύθυνση αντίστοιχα

G_{NOR}	Παράμετρος κανονικοποίησης του μέτρου εδαφικής δυσστησίας
$G_{sec} = \frac{\tau_{\theta z}}{\gamma_{\theta z}}$	Τέμνον μέτρο εδαφικής δυσστησίας
$G_{eq} = \frac{\tau_{SA}}{\gamma_{SA}}$	Ισοδύναμο μέτρο εδαφικής δυσστησίας
h	Υστερητικός λόγος απόσβεσης
C, M	Ανακυκλική και μονοτονική δοκιμή αντίστοιχα
IC, AC	Ισότροπη και ανισότροπη στερεοποίηση αντίστοιχα
K_0	Συντελεστής εδαφικών ωθήσεων ηρεμίας
K_c	Λόγος τάσεων $\sigma_{3c}'/\sigma_{1c}'$ κατά τη στερεοποίηση - Συντελεστής ανισότροπης στερεοποίησης
N^*	Αριθμός κύκλων φόρτισης που απαιτείται για την ανάπτυξη διατμητικής παραμόρφωσης, $\gamma_{SA}=2.5\%$ ή αξονικής παραμόρφωσης, $\epsilon_{axial}=5\%$
ΔW	Ενέργεια που απορροφάται σε ένα κύκλο φόρτισης
W_{el}	Ισοδύναμη ελαστική ενέργεια
W	Έργο ανά μονάδα όγκου εδαφικού υλικού
W_N	Κανονικοποιημένο έργο
δW	Συνολική ενέργεια ανά μονάδα όγκου δοκιμίου που απαιτείται για τη ρευστοποίηση του
$\phi' = \sin^{-1} \left(\frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{\sigma_1' + \sigma_3'} \right)$	Γωνία διατμητικής αντοχής
ϕ'_{PTL}	Γωνία διατμητικής αντοχής που αντιστοιχεί στη γραμμή αλλαγής φάσης
ϕ'_{IL}	Γωνία διατμητικής αντοχής που αντιστοιχεί στη γραμμή αστάθειας

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

ΑΝΙΣΟΤΡΟΠΗ ΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΣΗ ΕΛΑΦΙΚΩΝ ΥΛΙΚΩΝ

2.1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η ανισότροπη στερεοποίηση των εδαφικών υλικών αποτελεί ένα από τα πλέον σημαντικά αντικείμενα μελέτης της γεωτεχνικής μηχανικής καθώς προσομοιώνει την ιζηματογένεση των εδαφικών υλικών υπό την κατακόρυφη δράση της βαρύτητας. Είναι προφανές και κοινά αποδεκτό ότι η αρχική δομή ενός εδαφικού υλικού θα χαρακτηρίσει τη μετέπειτα συμπεριφορά του. Σύμφωνα με τον Konrad (1993) η ανισότροπη στερεοποίηση σε συνδυασμό με τον τρόπο απόθεσης ενός εδαφικού δοκιμίου έχει ως αποτέλεσμα τη δημιουργία μιας ανισότροπης αρχικής εδαφικής δομής η οποία διαφέρει από τη δομή που δημιουργείται σε ένα εδαφικό δοκίμιο του ίδιου υλικού, παραγόμενο με τον ίδιο τρόπο απόθεσης αλλά υποβαλλόμενο σε ισότροπες συνθήκες στερεοποίησης.

Στο κεφάλαιο αυτό γίνεται εκτενής αναφορά στην επίδραση του συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης, K_c , στη μηχανική συμπεριφορά δοκιμίων άμμου υποβαλλόμενα σε φόρτιση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης όπως έχει καταγραφεί από πλήθος μελετών της διεθνούς βιβλιογραφίας. Επιπροσθέτως, θα αναλυθούν οι διάφορες θεωρίες που έχουν αναπτυχθεί με σκοπό την ένταξη της απόκρισης της άμμου σε ένα γενικότερο πλαίσιο αναφοράς (θεωρία σταθερής και ψευδο-σταθερής κατάστασης, θεωρία επιφάνειας κατάρρευσης, θεωρία οριακής επιφάνειας) και θα εξεταστεί κατά πόσο οι θεωρίες αυτές εφαρμόζονται στην περίπτωση των ανισότροπα στερεοποιημένων εδαφικών υλικών.

2.2. ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΣΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΜΟΝΟΤΟΝΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

2.2.1. Απόκριση δοκιμίων άμμου υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης

Η διαφοροποίηση στην αρχική δομή μεταξύ των ισότροπα και των ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων έχει ως αποτέλεσμα την διαφορετική μηχανική απόκριση τους υπό τις ίδιες συνθήκες φόρτισης με αποτέλεσμα τα δοκίμια να έχουν διαφορετικές διαδρομές ενεργών τάσεων και διαφορετικές καμπύλων τάσεων–παραμορφώσεων. Στο συμπέρασμα αυτό κατέληξαν οι Kato et al. (2001) πραγματοποιώντας πειράματα σε δοκίμια άμμου Toyoura ισότροπα ($K_c=1$) και ανισότροπα στερεοποιημένα ($K_c = \frac{\sigma_3'}{\sigma_1} = 0.5, 0.33$). Όλα τα δοκίμια παρασκευάστηκαν με τη μέθοδο της υγρής απόθεσης (Wet Tamping) και υποβλήθηκαν σε τριαξονική θλίψη υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης για ίδια τιμή αρχικής ενεργού τάσης στερεοποίησης ($\sigma_{3c}'=59$ kPa) και σχετικά ίδια τιμή δείκτη πόρων. Η μηχανική συμπεριφορά των δοκιμίων παρουσιάζεται στα διαγράμματα του Σχήματος 2.1. Από τη μελέτη των διαγραμμάτων αυτών εξάγονται τα ακόλουθα συμπεράσματα:

- Για αξονικές παραμορφώσεις <5%, οι συνθήκες στερεοποίησης (ισότροπες ή ανισότροπες) και κατ'επέκταση ο συντελεστής ανισότροπης στερεοποίησης K_c επηρεάζουν τη μορφή των καμπύλων τάσεων–παραμορφώσεων (Σχήμα 2.1(α)), των καμπύλων υπερπίεσεων πόρων–παραμορφώσεων (Σχήμα 2.1(β)), και των διαδρομών ενεργών τάσεων (Σχήμα 2.1(γ)).
- Η αύξηση του συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης ενδέχεται να ενισχύει την εκδήλωση συστολικής συμπεριφοράς καθώς για αξονική παραμόρφωση <5% το δοκίμιο που στερεοποιήθηκε σε $K_c=0.33$ παρουσιάζει ψαθυρή συμπεριφορά σε αντίθεση με το ισότροπα στερεοποιημένο δοκίμιο ($K_c=1$) του οποίου η διατμητική αντοχή αυξάνει συνεχώς
- Για αξονικές παραμορφώσεις >10%, η συμπεριφορά των δοκιμίων είναι όμοια, ανεξάρτητα από την τιμή K_c , με κοινή περιβάλλουσα αστοχίας και κοινή τιμή παραμένουσας διατμητικής αντοχής.

Η επίδραση του βαθμού ανισοτροπίας λόγω K_c στερεοποίησης στο δυναμικό ρευστοποίησης μη συνεκτικών εδαφικών υλικών υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης, αξιολογήθηκε αναλυτικότερα από τους Vaid et al. (2001) οι οποίοι πραγματοποίησαν τριαξονικά πειράματα θλίψης και εφελκυσμού σε δοκίμια άμμου Fraser River. Όλα τα δοκίμια παρασκευάστηκαν στη χαλαρότερη δομή τους με τη μέθοδο της καθίζησης στο νερό (Water Pluviation) και στερεοποιήθηκαν σε διαφορετικές τιμές $K_c = \frac{\sigma'_{1c}}{\sigma'_{3c}}$. Από τις καμπύλες τάσεων–παραμορφώσεων και διαδρομών ενεργών

τάσεων των Σχημάτων 2.2(α) και 2.2(β) σε δοκιμές τριαξονικής θλίψης και εφελκυσμού αντίστοιχα, προκύπτει ότι για σταθερή τιμή αρχικής ενεργού τάσης, η αύξηση του λόγου τάσεων στερεοποίησης K_c , οδηγεί στην εμφάνιση μιας περισσότερο συστολικής συμπεριφοράς από τη μεριά της άμμου. Από τα Σχήματα 2.2(α) και 2.2(β) προκύπτει επίσης ότι η περιβάλλουσα αστοχίας των ισότροπα και ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων είναι κοινή τόσο σε συνθήκες θλίψης όσο και σε συνθήκες εφελκυσμού και δεν επηρεάζεται από το βαθμό K_c .

Η εργασία των Vaid et al. (2001) επεκτάθηκε αργότερα από τους Sivathayalan & Vaid (2002) σε δοκίμια ανισότροπα στερεοποιημένα, υποβαλλόμενα ωστόσο σε διάτμηση για διαφορετικές τιμές της γωνίας α . Η καινούργια σειρά πειραμάτων πραγματοποιήθηκε στη συσκευή στρεπτικής διάτμησης κοίλου δοκιμίου σε δοκίμια της ίδιας άμμου. Και σε αυτή την περίπτωση όλα τα δοκίμια παρασκευάστηκαν στη χαλαρότερη δομή τους με τη μέθοδο της καθίζησης στο νερό (Water Pluviation), στερεοποιήθηκαν σε διαφορετικές τιμές $K_c = \frac{\sigma'_{1c}}{\sigma'_{3c}}$ και υποβλήθηκαν σε διάτμηση υπό συνθήκες ελεγχόμενης

παραμόρφωσης για διάφορες τιμές της γωνίας α διατηρώντας σταθερή κάθε φορά την ολική μέση τάση $\sigma_m = \frac{(\sigma_r + \sigma_\theta + \sigma_z)}{3}$ και την τιμή της παραμέτρου b . Τα Σχήματα

2.3(α), 2.3(β), 2.3(γ) και 2.3(δ) παρουσιάζουν τις καμπύλες τάσεων–παραμορφώσεων και τις διαδρομές ενεργών τάσεων σε δοκίμια με σταθερή τιμή γωνίας α και διαφορετικές τιμές λόγου τάσεων στερεοποίησης K_c . Αυξανόμενη της γωνίας α η συμπεριφορά της άμμου γίνεται πιο ψαθυρή ανεξαρτήτως τιμής K_c , ενώ για $\alpha=90^\circ$ η άμμος οδηγείται σε

κατάσταση σταθερής παραμόρφωσης για όλες τις K_c τιμές (η επιρροή της γωνίας α στη μηχανική συμπεριφορά των εδαφικών υλικών αναπτύσσεται αναλυτικότερα στο Κεφάλαιο 3 που ακολουθεί). Ιδιαίτερη έμφαση πρέπει να δοθεί στο γεγονός ότι η ελάχιστη αστράγγιστη διατμητική αντοχή για $K_c=1.25$ και για γωνία $\alpha=60^\circ$ είναι περίπου η μισή της αντίστοιχης τιμής για $K_c=2$ (Σχήμα 2.3(γ)), ενώ για $\alpha=0^\circ$ και $\alpha=30^\circ$ η διαφορά αυτή είναι λιγότερο εμφανής (Σχήματα 2.3(α), 2.3(β)). Εξάγεται συνεπώς το συμπέρασμα ότι υπάρχει μια επιρροή του βαθμού ανισοτροπίας λόγω K_c στερεοποίησης στην τιμή της ελάχιστης αστράγγιστης διατμητικής αντοχής και μάλιστα η επιρροή αυτή γίνεται πιο έντονη καθώς η διεύθυνση της κύριας τάσης σ_1 τείνει να ευθυγραμμιστεί με τη διεύθυνση των επιπέδων διαστρωμάτωσης. Η επίδραση του βαθμού ανισότροπης στερεοποίησης στην τιμή της ελάχιστης αστράγγιστης διατμητικής αντοχής σχολιάζεται εκτενέστερα στην Υποπαράγραφο 2.2.2 που ακολουθεί.

Σύμφωνα με τον Bishop (1971) ο βαθμός συστολικής συμπεριφοράς μιας άμμου μπορεί να αποδοθεί σε όρους ενός δείκτη ψαθυρότητας:

$$I_B = \frac{\sigma_{d(peak)} - \sigma_{d(min)}}{\sigma_{d(peak)}} \quad (2.2.1)$$

όπου, $\sigma_{d(peak)}$ και $\sigma_{d(min)}$ είναι η μέγιστη και η ελάχιστη τιμή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής αντίστοιχα. Η μεταβολή στις τιμές του συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης K_c δε φαίνεται να επηρεάζει, για σταθερές τιμές γωνίας α , τις τιμές του δείκτη ψαθυρότητας I_B (Σχήμα 2.4(α)). Ωστόσο ο αρχικός ορισμός του δείκτη ψαθυρότητας, I_B , (Bishop, 1971) αποσκοπεί στον προσδιορισμό του δυναμικού ρευστοποίησης ισότροπα στερεοποιημένων εδαφών, και αδυνατεί να αποδώσει το δυναμικό ρευστοποίησης εδαφών ανισότροπα στερεοποιημένων. Για το λόγο αυτό έχει προταθεί από τους Sivathayalan & Vaid (2002) ένας καινούργιος, τροποποιημένος δείκτης ψαθυρότητας ο οποίος ορίζεται ως:

$$I_B = \frac{S_{peak} - S_{min}}{S_{peak} - S_{static}} \quad (2.2.2)$$

όπου, S_{static} η τιμή της διατμητικής αντοχής στο τέλος της ανισότροπης, K_c στερεοποίησης και όπου $S_{(peak)}$ και $S_{(min)}$ η τιμή της μέγιστης και η ελάχιστης αστράγγιστης διατμητικής αντοχής αντίστοιχα

Για $I_B = 0$ η συμπεριφορά μίας άμμου είναι συνεχώς διαστολική, ενώ τιμή $I_B = 1$ αντιστοιχεί σε πτώση διατμητικής αντοχής στην άμμο τέτοια ώστε η ελάχιστη αστράγγιστη διατμητική αντοχή S_{min} γίνει ίση με την τιμή της διατμητικής αντοχής S_{static} στο τέλος της ανισότροπης στερεοποίησης και τέλος τιμές $I_B > 1$ αντιστοιχούν στις περιπτώσεις όπου $S_{min} < S_{static}$.

Στο Σχήμα 2.4(β) απεικονίζεται η εναλλακτική αυτή έκφραση του δυναμικού ρευστοποίησης. Παρατηρείται ότι αυξανόμενου του βαθμού ανισότροπης στερεοποίησης, K_c , και αυξανόμενης της γωνίας α , το δυναμικό ρευστοποίησης της άμμου ενισχύεται σημαντικά με καταστροφικές συνέπειες σε πραγματικές επί τόπου συνθήκες.

Στο σημείο αυτό αξίζει να αναφερθεί ότι σύμφωνα με τους Yoshimine & Ishihara (1998) το δυναμικό ρευστοποίησης μιας άμμου μπορεί να αποδοθεί και σε όρους ενός δείκτη υπερπίεσης πόρων:

$$u_f = \left(1 - \frac{p_{PT}}{p_c}\right) \cdot 100(\%) \quad (2.2.3)$$

όπου, p_{PT} είναι η μέση ενεργός τάση στο σημείο αλλαγής φάσης ή στο σημείο ψευδο-σταθερής κατάστασης και p_c είναι η μέση ενεργός τάση στερεοποίησης. Στο Σχήμα 2.5 απεικονίζονται σε άξονες $e - u_f$ δεδομένα από πειραματικά αποτελέσματα σε δοκίμια άμμου Toyoura, ισότροπα και ανισότροπα στερεοποιημένα, υποβαλλόμενα σε απλή διάτμηση ($\alpha=45^\circ$) στη συσκευή στρεπτικής διάτμησης κούλου δοκιμίου. Από το σχήμα αυτό γίνεται εμφανές ότι το δυναμικό ρευστοποίησης, εκφραζόμενο σε όρους δείκτη u_f (%), δεν επηρεάζεται από τις επικρατούσες συνθήκες στερεοποίησης.

Χαρακτηριστική είναι επίσης και η ψαθυρή συμπεριφορά των K_0 ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων η οποία γίνεται εμφανής από τις καμπύλες τάσεων–παραμορφώσεων του Σχήματος 2.6. Το σχήμα αυτό παρουσιάζει τη μηχανική συμπεριφορά χαλαρών αμμωδών δοκιμίων με περιεκτικότητα 30% σε λεπτόκοκκα, υποβαλλόμενα μετά το στάδιο της K_0 –ανισότροπης στερεοποίησης σε τριαξονική θλίψη υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης για διαφορετικές τιμές αρχικής ενεργού τάσης στερεοποίησης. Η σύγκριση του διαγράμματος 2.6(α) με το αντίστοιχο των ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων, αποκαλύπτει ότι τα K_0 –στερεοποιημένα δοκίμια αποκτούν μέγιστη τιμή διατμητικής αντοχής σε αξονική παραμόρφωση 0.1% έως 0.2% σε αντίθεση με τα ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια των οποίων η αντίστοιχη τιμή είναι της τάξεως του 1%. Η παρατήρηση αυτή βρίσκεται σε συμφωνία με τα πειραματικά αποτελέσματα των Vaid et al. (2001) και Sivathayalan & Vaid (2002). Οι καμπύλες τάσεων–παραμορφώσεων των Σχημάτων 2.2 και 2.3 που προέκυψαν από τις μελέτες αυτές, επιβεβαιώνουν ότι η αύξηση του συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης έχει ως αποτέλεσμα την επίτευξη μέγιστων διατμητικών αντοχών σε μικρότερες τιμές αξονικής παραμόρφωσης.

Μια πολύ σημαντική παρατήρηση αφορά την περίπτωση δοκιμίων άμμου τα οποία εμφανίζουν τάση για συστολή και σημαντική πτώση της διατμητικής τους αντοχής. Στα δοκίμια αυτά για σταθερές τιμές δείκτη πόρων και αρχικής ενεργού τάσης, η αύξηση του βαθμού ανισότροπης στερεοποίησης έχει ως αποτέλεσμα αφενός μεν την ενεργοποίηση μεγαλύτερων τιμών μέγιστων διατμητικών αντοχών αφετέρου δε, η έναρξη της ασταθούς συμπεριφοράς που έπεται της μέγιστης διατμητικής αντοχής πραγματοποιείται για μικρότερες αυξήσεις επιβαλλόμενου διατμητικού φορτίου (βλέπε Σχήματα 2.7 και 2.8). Συμπερασματικώς, τα ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια είναι πιο ευαίσθητα σε μια επικείμενη εδαφική φόρτιση.

2.2.2. Θεωρία σταθερής κατάστασης

Στην ουσιαστική κατανόηση του φαινομένου της ρευστοποίησης και της γενικότερης συμπεριφοράς της άμμου, συνέβαλλε η θεωρία της «σταθερής κατάστασης» (steady state

of deformation) ή «παραμόρφωση με ροή» (flow deformation) (Castro, 1969, Poulos, 1981, Vaid & Chern, 1985). Σύμφωνα με τον Poulos (1981) η σταθερή κατάσταση μόνιμης παραμόρφωσης για οποιαδήποτε μάζα κόκκων είναι η κατάσταση αυτή στην οποία η μάζα παραμορφώνεται συνεχώς υπό σταθερό όγκο (δείκτη πόρων), ενεργό τάση, διατμητική τάση και ταχύτητα. Επιπλέον, η σταθερή κατάσταση επιτυγχάνεται μόνο όταν η δομή του εδάφους έχει πλήρως αποδομηθεί, ο προσανατολισμός των κόκκων του εδάφους έχει σταθεροποιηθεί στατιστικώς και η θραύση των κόκκων, αν υπάρχει τέτοια, έχει ολοκληρωθεί, ώστε οι τιμές της διατμητικής τάσης και του ρυθμού παραμόρφωσης να παραμένουν σταθερές. Η γραμμή σταθερής κατάστασης (Steady State Line–SSL) είναι η γραφική απεικόνιση όλων των συνθηκών σταθερής κατάστασης ενός εδαφικού υλικού και συνήθως απεικονίζεται σε διδιάστατο διάγραμμα δείκτη πόρων- λογαρίθμου μέσης ενεργού τάσης ($e - \log p'$), όπου απλουστευτικά θεωρείται ότι είναι ευθεία γραμμή για τις συνήθεις τιμές τάσεων (έως 1000 kPa), ενώ καμπυλώνεται σε περιοχές μεγαλύτερων τάσεων (Been et al., 1991). Επειδή η σταθερή κατάσταση είναι δύσκολο να επιτευχθεί στο εργαστήριο, έχει οριστεί μια πιο εύκολα προσδιορίσιμη εντατική κατάσταση η οποία ονομάζεται ψευδο–σταθερή κατάσταση (Quasi–Steady State, QSS). Τα σημεία αυτής της κατάστασης χαρακτηρίζονται από «ροή με περιορισμένη παραμόρφωση» (flow with limited deformation) (Alarcon-Guzman et al., 1988, Verdugo, 1992, Ishihara, 1993). Στο σημείο αυτό τονίζεται ότι η θεωρία της σταθερής και της ψευδο-σταθερής κατάστασης αναπτύχθηκε κυρίως από μια βάση δεδομένων μονοτονικών πειραμάτων τριαξονικής θλίψης ($\alpha=0^0$, $b=0$) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε δοκίμια τα οποία παρασκευάστηκαν με τη μέθοδο της συμπύκνωσης υγρής άμμου σε διαδοχικές στρώσεις (Moist Tamping).

Υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης, οι εντατικές καταστάσεις των δοκιμίων κατά τη σταθερή και τη ψευδο-σταθερή κατάσταση ορίζουν στο τασικό χώρο $q - p'$ μια ευθεία γραμμή η οποία διέρχεται από την αρχή των αξόνων. Αρκετοί ερευνητές έδειξαν ότι η θέση της γραμμής αυτής στο τασικό χώρο $q - p'$, είναι μοναδική και παράγοντες όπως η ανισότροπη στερεοποίηση των δοκιμίων, δε φαίνεται να την επηρεάζουν με αποτέλεσμα η γωνία διατμητικής αντοχής που αντιστοιχεί στο στάδιο σταθερής (φ_{ss}') και ψευδο-σταθερής κατάστασης (φ_{QSS}') να παραμένει σταθερή, ανεξάρτητα από την

τιμή του λόγου τάσεων στερεοποίησης K_c (Vasquez-Herrera et al., 1988, Konrad, 1993, Kato et al., 2001, Vaid et al., 2001, Sivathayalan & Vaid, 2002, Fourie & Tshabalala, 2005). Ενδεικτικά από τη μελέτη των Kato et al. (2001), απεικονίζονται στο τασικό χώρο $q - p'$ οι εντατικές καταστάσεις δοκιμίων ισότροπα και ανισότροπα στερεοποιημένων κατά το στάδιο της ψευδο-σταθερής κατάστασης (Σχήμα 2.9(α)) και κατά το στάδιο της σταθερής κατάστασης (Σχήμα 2.9(β)). Όπως έχει ήδη σημειωθεί η κλίση της γραμμής σταθερής και ψευδο-σταθερής κατάστασης είναι κοινή για όλες τις K_c τιμές. Επιπλέον, ένας σημαντικός αριθμός μελετών αποδεικνύει ότι η τιμή της γωνίας διατμητικής αντοχής ϕ_{ss}' και ϕ_{QSS}' αποτελεί μια μοναδική ιδιότητα του υλικού καθώς μεταβολές στις τιμές διαφόρων παραγόντων όπως η γωνία α , η παράμετρος b , η αρχική ενεργός τάση και ο αρχικός δείκτης πόρων δε φαίνεται να την επηρεάζουν (Vaid & Chern, 1985, Kuerbis et al., 1988, Vaid et al., 1990, Vaid & Sivathayalan, 1996, Riemer & Seed, 1997). Στο σύνολο τους οι παρατηρήσεις αυτές ενισχύουν τη θέση των Castro (1969) και Poulos (1981) οι οποίοι αξιώνουν ότι κατά το στάδιο της σταθερής κατάστασης δημιουργείται μια ρευστή εδαφική δομή ανεξάρτητα από την ιστορία φόρτισης και την αρχική δομή του δοκιμίου.

Η θεωρία της σταθερής κατάστασης παραμόρφωσης θεωρεί ότι η διατμητική αντοχή της άμμου στην κατάσταση αυτή, αποτελεί συνάρτηση μόνο του δείκτη πόρων (Castro, 1969, Casagrande, 1975, Castro et al., 1982, Poulos et al., 1985) κάτι που σημαίνει ότι η SSL είναι μοναδική στο χώρο $e - \log p'$ για κάθε άμμο. Τα πειραματικά αποτελέσματα ωστόσο των Sivathayalan & Vaid (2002) σε δοκίμια ανισότροπα στερεοποιημένα αμφισβητούν τη μοναδικότητα της SSL και καταδεικνύουν ότι η τιμή της ελάχιστης αστράγγιστης διατμητικής αντοχής που αντιστοιχεί στην κατάσταση ροής με περιορισμένη παραμόρφωση (S_{QSS}) και στην κατάσταση σταθερής παραμόρφωσης (S_{SS}), δε συνδέεται μοναδικά με τη τιμή του δείκτη πόρων, εντούτοις επηρεάζεται σημαντικά από μεταβολές στην τιμή της γωνίας α και σε μικρότερο βαθμό από μεταβολές στην τιμή του συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης K_c (Σχήμα 2.10). Τα δεδομένα του Σχήματος 2.10 κανονικοποιημένα με τη τιμή της μέγιστης κύριας ενεργού τάσης, σ'_{1c} , στο τέλος της στερεοποίησης παρουσιάζονται στο Σχήμα 2.11. Στην περίπτωση αυτή η

κανονικοποιημένη ελάχιστη αστράγγιστη διατμητική αντοχή φαίνεται να εξαρτάται μόνο από τη διεύθυνση της κύριας τάσης σ_1 (γωνία α) και την τιμή του δείκτη πόρων.

Σε αντίθεση με τους Sivathayalian & Vaid (2002), οι Kato et al. (2001) επισήμαναν ότι η γραμμή σταθερής κατάστασης και η γραμμή ψευδο-σταθερής κατάστασης στο τασιικό χώρο $e-\log p'$ είναι πανομοιότυπη είτε η άμμος έχει υποβληθεί σε ισότροπη είτε σε ανισότροπη στερεοποίηση ανεξάρτητα από το βαθμό ανισοτροπίας K_c (Σχήμα 2.12(α) και Σχήμα 2.12(β)). Στα ίδια συμπεράσματα κατέληξαν και οι Vaid & Chern (1985), Konrad (1993) και Ibraim & Doanh (1997). Επιπρόσθετα, τα πειραματικά αποτελέσματα των Fourie & Tshabalala (2005) επιβεβαιώνουν την ισχύ του συμπεράσματος αυτού και στην περίπτωση των K_o στερεοποιημένων δοκιμίων και μάλιστα σε δοκίμια με διαφορετικές περιεκτικότητες σε λεπτόκοκκα. Από το Σχήμα 2.13 γίνεται εμφανές ότι η θέση της γραμμής σταθερής κατάστασης των K_o στερεοποιημένων δοκιμίων στο χώρο $e-\log p'$ πρακτικά συμπίπτει με αυτή των ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων για κάθε ποσοστό λεπτόκοκκων.

2.2.3. Γραμμή IDL

Η γραμμή IDL (Initial Dividing Line) διαχωρίζει τα ζεύγη τιμών δείκτη πόρων – ενεργού τάσης που αντιστοιχούν σε δοκίμια τα οποία όταν φορτίζονται παρουσιάζουν πτώση της διατμητικής τους αντοχής μετά την απόκτηση μιας μέγιστης τιμής, από τα ζεύγη τιμών που αντιστοιχούν σε δοκίμια τα οποία δεν εμφανίζουν τέτοια συμπεριφορά. Υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης το εάν μια άμμος συμπεριφερθεί συστολικά ή όχι εξαρτάται τόσο από το δείκτη πόρων όσο και από την ενεργό τάση του εδάφους πριν από τη διάτμηση. Οι καμπύλες τάσεων–παραμορφώσεων του Σχήματος 2.1(α) φανερώνουν ότι ακόμη ένας παράγοντας που καθορίζει τη συμπεριφορά μιας άμμου και κατ'επέκταση τη θέση της γραμμής IDL, είναι και ο βαθμός ανισότροπης στερεοποίησης K_c . Στο Σχήμα 2.14 παρουσιάζεται σε άξονες $e-p'$ η γραμμή σταθερής κατάστασης (Steady State Line) και η γραμμή ψευδο-σταθερής κατάστασης (Quasi Steady State Line) μαζί με τις γραμμές IDL για τιμές $K_c=1.0, 0.5, 0.33$ όπως προέκυψαν από τα πειραματικά αποτελέσματα των Kato et al. (2001). Αυξανόμενου του βαθμού ανισότροπης

στερεοποίησης η γραμμή IDL στο διάγραμμα $e-p'$ μετατοπίζεται προς τα κάτω και η συμπεριφορά της άμμου γίνεται πιο συστολική. Στο ίδιο συμπέρασμα κατέληξαν και οι Tsukamoto et al. (2000).

2.2.4. Γραμμή αλλαγής φάσης (PTL)

Το σημείο στο οποίο η συμπεριφορά των δοκιμίων αλλάζει και από τάση για συστολή εμφανίζονται τάση για διαστολή ονομάζεται σημείο αλλαγής φάσης (Phase Transformation Point–PTP, Ishihara et al., 1975). Το σύνολο των σημείων που αντιστοιχούν στην αλλαγή φάσης της άμμου ορίζουν στο τασικό χώρο $q - p'$ μια ευθεία γραμμή η οποία διέρχεται από την αρχή των αξόνων και ονομάζεται γραμμή αλλαγής φάσης (Phase Transformation Line–PTL). Αρκετοί ερευνητές έχουν δείξει ότι για άμμους που εμφανίζουν συστολική συμπεριφορά τα σημεία ψευδο-σταθερής ή σταθερής κατάστασης και τα σημεία αλλαγής φάσης στο τασικό χώρο $q - p'$, ανήκουν σε μια κοινή γραμμή η κλίση της οποίας, αποτελεί μοναδική ιδιότητα του υλικού (Vaid & Chern, 1985, Ishihara, 1993, Vaid & Thomas, 1995, Uthayakumar & Vaid, 1998). Συμπερασματικώς, ο βαθμός ανισότροπης στερεοποίησης δεν αναμένεται να επηρεάζει την κλίση της γραμμής αλλαγής φάσης και ως εκ τούτου ούτε και την τιμή της γωνίας διατμητικής αντοχής ϕ_{PT} . Οι διαδρομές ενεργών τάσεων των Σχημάτων 2.2 και 2.3 σε δοκίμια ισότροπα και ανισότροπα στερεοποιημένα επιβεβαιώνουν τους ισχυρισμούς αυτούς. Επιπρόσθετα, αρκετές μελέτες που πραγματοποιήθηκαν σε δοκίμια άμμου κατά τη διερεύνηση της συμπεριφοράς τους υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης, αποδεικνύουν τη μοναδικότητα της ϕ_{PT} για μια άμμο.

2.2.5. Θεωρία επιφάνειας κατάρρευσης

Στη διεθνή βιβλιογραφία, η γραμμή εκείνη η οποία στον εντατικό χώρο $q - p'$ ενώνει τις μέγιστες τιμές των διατμητικών αντοχών που προκύπτουν με βάση δοκιμές τριαξονικής θλίψης σε δοκίμια με τον ίδιο δείκτη όρων και διαφορετικές αρχικές ενεργές τάσεις, αναφέρεται ως «γραμμή κατάρρευσης» (Collapse Line - CL, Sladen et al., 1985) ή ως «γραμμή αστάθειας» (Instability Line – IL, Lade, 1992). Σύμφωνα με τους Alarcon –

Guzman et al. (1988), Kramer & Seed (1988), Vaid et al. (1990), η γραμμή αυτή σηματοδοτεί την εμφάνιση ασταθούς εδαφικής συμπεριφοράς (σημαντική πτώση της διατμητικής αντοχής με ταυτόχρονη ανάπτυξη μεγάλων πιέσεων πόρων και παραμορφώσεων) στη περίπτωση δοκιμών μονοτονικής φόρτισης θλίψης υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης.

Πρώτοι οι Sladen et al. (1985) εισήγαγαν τη θεωρία της «επιφάνειας κατάρρευσης» (collapse surface). Η θεωρία αυτή αποτελεί ουσιαστικά προέκταση της θεωρίας σταθερής κατάστασης (Casagrande, 1936, Castro, 1969, Poulos, 1981) και ακολουθεί κατά βάση τις αρχές της θεωρίας κρίσιμης κατάστασης (Roscoe et al., 1958, Schofield & Wroth, 1968). Η επιφάνεια κατάρρευσης προσδιορίστηκε με βάση τα αποτελέσματα πειραμάτων τριαξονικής θλίψης σε δοκίμια ισότροπα στερεοποιημένα υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης. Στο Σχήμα 2.15 παρουσιάζεται το γενικό πλαίσιο συμπεριφοράς των πειραμάτων αυτών. Είναι εμφανές ότι όσο πιο μεγάλη είναι η αρχική ενεργός τάση p' στα δοκίμια με τον ίδιο δείκτη πόρων (e_a), τόσο πιο μεγάλη είναι και η μείωση της αντοχής q των δοκιμίων μετά την ανάπτυξη μιας αρχικής μέγιστης τιμής. Ωστόσο, η τελική αντοχή σταθερής κατάστασης (q_{ssa}) είναι η ίδια για όλα τα δοκίμια. Εάν ένα δοκίμιο διαθέτει διαφορετικό δείκτη πόρων (e_b) από τα προηγούμενα, όπως το δοκίμιο που φαίνεται στο Σχήμα 2.15 με διακεκομμένη γραμμή, η μορφή της διαδρομής τάσεων είναι παρόμοια, αλλά το σημείο που ορίζει τη σταθερή κατάσταση (q_{ssb}) διαφέρει. Οι μέγιστες τιμές των αντοχών των δοκιμίων με τον ίδιο δείκτη πόρων (e_a) εξαρτώνται από την τιμή της αρχικής ενεργού τάσης ενώ οι μέγιστες αυτές τιμές ορίζουν στο τασικό χώρο $q - p'$, μια ευθεία γραμμή η οποία διέρχεται από το σημείο που ορίζει την αντοχή σταθερής κατάστασης. Η γραμμή αυτή αλλάζει θέση μόνο με την τιμή που έχει κάθε φορά ο δείκτης πόρων. Για μικρότερη τιμή δείκτη πόρων (e_b - μεγαλύτερη τιμή σχετικής πυκνότητας) η ευθεία αυτή, διατηρώντας την ίδια κλίση, μετατοπίζεται στο διάγραμμα $q - p'$ προς τα πάνω και διέρχεται από ένα υψηλότερο σημείο της γραμμής σταθερής κατάστασης. Υπάρχει, θεωρητικά, ένας άπειρος αριθμός από τέτοιες γραμμές που στον τριδιάστατο χώρο $p' - q - e$ σχηματίζουν μια επιφάνεια που περνάει από την γραμμή σταθερής κατάστασης (Σχήμα 2.16). Η επιφάνεια αυτή ονομάστηκε επιφάνεια κατάρρευσης καθώς τα εδαφικά δοκίμια των οποίων η εντατική κατάσταση προσεγγίζει

την επιφάνεια αυτή ρευστοποιούνται ή υπόκεινται σε σημαντική πτώση της διατμητικής τους αντοχής όταν παρεμποδιστεί η στράγγιση του νερού των πόρων και η εφαρμοζόμενη διατμητική τάση q είναι μεγαλύτερη της διατμητικής αντοχής σταθερής κατάστασης. Η φόρτιση μέχρι την επιφάνεια κατάρρευσης μπορεί να γίνει είτε υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης είτε υπό συνθήκες ελεύθερης στράγγισης.

Η επιφάνεια κατάρρευσης μπορεί να απεικονιστεί ως μια γραμμή στον διδιάστατο χώρο $q - p'$ εφόσον οι διαδρομές ενεργών τάσεων με διαφορετικούς δείκτες πόρων κανονικοποιηθούν ως προς τις τάσεις q_{ss} και p_{ss}' που αντιστοιχούν στο σημείο σταθερής κατάστασης κάθε δείκτη πόρων. Η τεχνική αυτή κανονικοποίησης έχει χρησιμοποιηθεί στο παρελθόν από αρκετούς ερευνητές. Χαρακτηριστικά αναφέρονται οι Wroth & Loudon (1967), Atkinson & Branby (1978), Murata et al. (1989) και Sladen & Oswell (1989).

Η θεωρία της επιφάνειας κατάρρευσης φαίνεται να επιβεβαιώνεται και από τα πειραματικά αποτελέσματα των Castro et al. (1982) σε δοκίμια άμμου Banding No.6 υπό συνθήκες εμποδιζόμενης, ισότροπης τριαξονικής θλίψης. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.17 οι τιμές των μέγιστων αντοχών των κανονικοποιημένων διαδρομών ενεργών τάσεων των δοκιμίων αυτών ορίζουν, όπως και στην περίπτωση των πειραμάτων των Sladen et al. (1985), μια επιφάνεια κατάρρευσης η οποία διέρχεται από το σημείο σταθερής κατάστασης. Στο σημείο αυτό αξίζει να αναφερθεί ότι αποτελέσματα από πλήθος ερευνών στα χρόνια που ακολούθησαν, επιβεβαιώνουν την ύπαρξη μιας «γραμμής κατάρρευσης» της οποίας όμως η κλίση αυξάνει μειωμένης της πυκνότητας του εδαφικού υλικού, ενώ όλες οι «γραμμές κατάρρευσης» που αντιστοιχούν σε διαφορετικούς δείκτες πόρων διέρχονται από την αρχή των αξόνων (Alarcon – Guzman et al., 1988, Lade, 1993, Yamamuro & Lade, 1997, Chu et al., 2003).

Η επιφάνεια κατάρρευσης δύναται να προσδιοριστεί με παραμέτρους ανάλογες του κριτηρίου αστοχίας Mohr – Coulomb. Σύμφωνα με το Σχήμα 2.18 στον τασικό χώρο $t - s'$ η επιφάνεια κατάρρευσης ορίζεται από την ισοδύναμη γωνία διατμητικής αντοχής ϕ_L και την ισοδύναμη συνοχή c_L όπου:

$$\eta\mu\phi_L = \varepsilon\phi\alpha_L \quad (2.2.4)$$

$$c_L = \frac{\alpha_L}{\sigma\eta\mu\phi_L} \quad (2.2.5)$$

Οι παράμετροι αυτοί μπορούν να χρησιμοποιηθούν σε αναλύσεις ευστάθειας στην περίπτωση που είναι εφικτός ο ακριβής προσδιορισμός του δείκτη πόρων. Στο σημείο αυτό τονίζεται ότι για την χρήση της θεωρίας επιφάνειας κατάρρευσης ως εργαλείο σχεδιασμού, πρέπει κανείς να λάβει υπόψη και το βαθμό στον οποίο τα χαρακτηριστικά της επιφάνειας αυτής επηρεάζονται από παραμέτρους όπως: (α) η διαδρομή ενεργών τάσεων που ακολουθείται κατά τη στερεοποίηση του εδαφικού υλικού (ισότροπη ή ανισότροπη στερεοποίηση) (β) η μεταβολή της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων – γωνία α (γ) η επιρροή της ενδιάμεσης κύριας τάσης σ_2 – παράμετρος b και (δ) η κοκκομετρική διαβάθμιση του υλικού. Επιπλέον ο ακριβής προσδιορισμός της θέσης της επιφάνειας κατάρρευσης στον εντατικό χώρο μπορεί να χρησιμοποιηθεί στην κατασκευή των επιφανειών διαρροής (yield surfaces) καθώς όπως έχει ήδη εισηγηθεί από τον Lade (1992) και Imam et al. (2002), η μέγιστη τιμή διατμητικής αντοχής χαλαρών άμμων σε τριαξονική θλίψη υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης, πλησιάζει σε μεγάλο βαθμό το μέγιστο σημείο της επιφάνειας διαρροής .

Χάριν του αντικειμένου της παρούσας διατριβής στις παραγράφους που ακολουθούν δίνεται ιδιαίτερη έμφαση στην επίδραση της ανισότροπης στερεοποίησης στα χαρακτηριστικά της επιφάνειας κατάρρευσης όπως καταγράφηκε από πλήθος μελετών – ερευνών της διεθνούς βιβλιογραφίας. Η επίδραση της μεταβολής της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων (γωνία α), καθώς και η επίδραση της ενδιάμεσης κύριας τάσης (παράμετρος b) στα χαρακτηριστικά της επιφάνειας αυτής περιγράφονται αναλυτικά στο Κεφαλαίο 3 που ακολουθεί.

Είναι δυνατόν η κλίση της επιφάνειας κατάρρευσης ϕ_L' ($\Delta q/\Delta p'$) να εξαρτάται σε κάποιο βαθμό από την ιστορία φόρτισης του εδαφικού υλικού. Στο συμπέρασμα αυτό κατέληξαν οι Castro et al. (1982) πραγματοποιώντας τριαξονικές δοκιμές σε ανισότροπα

στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Banding No.6 ($K_c = \frac{\sigma_1'}{\sigma_3} = 1.5, 2.0$). Η κανονικοποίηση των αποτελεσμάτων αυτών (Σχήμα 2.19) υποστηρίζει την εφαρμογή της επιφάνειας κατάρρευσης και σε δοκίμια ανισότροπα στερεοποιημένα, με την κλίση ωστόσο της επιφάνειας κατάρρευσης να εμφανίζεται ελαφρώς πιο απότομη στην περίπτωση των ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων συγκριτικά με την κλίση των ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων. Η διαφορά αυτή στην κλίση κρίθηκε αρκετά σημαντική ώστε να δικαιολογεί την ανάγκη περαιτέρω διερεύνησης. Ωστόσο στα χρόνια που ακολούθησαν ένας σημαντικός αριθμός πειραματικών αποτελεσμάτων υποδεικνύει ότι η ανισότροπη στερεοποίηση δεν επηρεάζει ή επηρεάζει σε πολύ μικρό βαθμό την κλίση της επιφάνειας κατάρρευσης. Χαρακτηριστικά αναφέρονται οι μελέτες των Vaid & Chern (1983), Vasquez-Herrera et al. (1988), Vaid et al. (1989), Konrad (1993) και Doanh et al. (1997).

Αναλυτικότερα, ο Konrad (1993) πραγματοποίησε στην τριαξονική συσκευή μεταξύ άλλων και δύο σειρές πειραμάτων σε χαλαρά δοκίμια άμμου Till (32% περιεκτικότητα σε λεπτόκοκκα) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης ενώ όλα τα δοκίμια παρασκευάστηκαν με τη μέθοδο της συμπύκνωσης υγρής άμμου σε διαδοχικές στρώσεις (Moist Tamping). Η 1^η σειρά δοκιμών αφορούσε μονοτονικά πειράματα θλίψης σε ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια για διαφορετικούς δείκτες πόρων και ίδια αρχική ενεργό τάση στερεοποίησης. Η 2^η σειρά δοκιμών αφορούσε ανακυκλικά πειράματα σε ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια για διαφορετικούς δείκτες πόρων και διαφορετικούς

λόγους τάσεων στερεοποίησης $K_c = \frac{\sigma_{1c}'}{\sigma_{3c}'}$. Το Σχήμα 2.20 απεικονίζει στον

κανονικοποιημένο τασικό χώρο $\frac{p'}{p_{UF}} - \frac{q}{p_{UF}}$ τις εντατικές καταστάσεις στα σημεία

μέγιστης διατμητικής αντοχής και στα σημεία σταθερής κατάστασης για το σύνολο των πραγματοποιηθέντων μονοτονικών και ανακυκλικών δοκιμών, όπου p_{UF}' είναι η μέση ενεργός τάση κατά το στάδιο σταθερής κατάστασης παραμόρφωσης. Από το Σχήμα 2.20 γίνεται φανερό ότι η γραμμή που ενώνει τα σημεία μέγιστων διατμητικών αντοχών («γραμμή αστάθειας», Lade, 1992) είναι κοινή τόσο για τα μονοτονικά όσο και για τα

ανακυκλικά πειράματα ενώ η κλίση της δεν επηρεάζεται από τις συνθήκες στερεοποίησης (ισότροπες ή ανισότροπες). Ένα επιπλέον σημαντικό χαρακτηριστικό που προκύπτει από το Σχήμα 1.20 είναι ότι η περιβάλλουσα αστοχίας κατά την σταθερή κατάσταση (Steady State – SS) είναι κοινή τόσο για τα ισότροπα μονοτονικά πειράματα όσο και για τα ανισότροπα ανακυκλικά πειράματα και δεν επηρεάζεται από διακυμάνσεις στην τιμή του βαθμού ανισότροπης στερεοποίησης K_c . Το συμπέρασμα αυτό επιβεβαιώνει την ύπαρξη στο τασικό χώρο $q - p'$ μιας μοναδικής περιβάλλουσας αστοχίας κατά τη σταθερή κατάσταση όπως έχει ήδη παρουσιαστεί στο Υποκεφάλαιο 2.2.2

Αργότερα, οι Doanh & Ibraim (1998) εξετάζοντας το βαθμό επίδρασης της ιστορίας φόρτισης (επίδραση ανισότροπης στερεοποίησης και ανισότροπης υπερστερεοποίησης) στην απόκριση των εδαφικών δοκιμίων, πραγματοποίησαν σειρές πειραμάτων θλίψης και εφελκυσμού στην τριαξονική συσκευή σε χαλαρά δοκίμια άμμου Hostun RF υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης. Όλα τα δοκίμια παρασκευάστηκαν με τη μέθοδο Moist Tamping ενώ κατά τη στερεοποίηση των δοκιμίων ακολουθήθηκαν διαφορετικές διαδρομές ενεργών τάσεων. Τα κανονικώς ανισότροπα στερεοποιημένα και τα ανισότροπα υπερστερεοποιημένα δοκίμια ($OCR=1.5$, $OCR=2.0$) στερεοποιήθηκαν κατά μήκος διαδρομής σταθερού λόγου ενεργών τάσεων $K_c = \frac{\sigma_r'}{\sigma_a'} = 0.66$ όπου σ_a' και σ_r' είναι η ενεργός αξονική και ακτινική τάση αντίστοιχα. Οι διαδρομές ενεργών τάσεων σε θλίψη και σε εφελκυσμό των κανονικώς ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων παρουσιάζονται στο Σχήμα 2.21(α) για ένα σύνολο διαφορετικών αρχικών ενεργών τάσεων στερεοποίησης. Στο Σχήμα 2.21(β) παρουσιάζονται οι αντίστοιχες διαδρομές στη περίπτωση των κανονικώς ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων ($K_c=0.66$). Η κλίση της γραμμής αστάθειας (Lade, 1992) στην περίπτωση των ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων παίρνει τιμή $n_{peak} = 0.64$ σε θλίψη και $n_{peak}=-0.41$ σε εφελκυσμό ενώ στην περίπτωση των ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων οι τιμές αυτές είναι $n_{peak} = 0.62$ σε θλίψη και $n_{peak}=-0.4$. Από τη μελέτη των Σχημάτων 2.21(α) και 2.21(β) γίνεται εμφανές ότι στη τόσο σε συνθήκες τριαξονικής θλίψης όσο και σε συνθήκες τριαξονικού εφελκυσμού:

- (1) Η θεωρία της γραμμής αστάθειας εφαρμόζεται και στην περίπτωση των ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων.
- (2) Η ανισότροπη στερεοποίηση δεν επηρεάζει την κλίση της γραμμής αστάθειας.

Ένα άλλο σημαντικό χαρακτηριστικό που προκύπτει από τις πειραματικές δοκιμές των Doanh & Ibraim (1998) είναι ότι στην περίπτωση των ανισότροπα υπερστερεοποιημένων δοκιμίων ($OCR=1.5$, $OCR=2.0$) η κλίση της γραμμής αστάθειας μεγαλώνει ($n_{peak} = 0.7$). Από την παρατήρηση αυτή εξάγεται το συμπέρασμα ότι η γραμμή αστάθειας δεν είναι ένα εγγενές χαρακτηριστικό του εδαφικού υλικού καθώς η ύπαρξη ενός μικρού βαθμού υπερστερεοποίησης μπορεί να μεταβάλλει την κλίση της. Στο ίδιο συμπέρασμα κατέληξαν και οι Finge et al. (2006).

Στο σημείο αυτό έχει ιδιαίτερη σημασία να αναφερθεί ότι όλα τα προαναφερθέντα συμπεράσματα σχετικά με την επίδραση της ανισότροπης στερεοποίησης στην κλίση της γραμμής αστάθειας προέκυψαν από τριαξονικές δοκιμές σε ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια στα οποία η γραμμή στερεοποίησης στο τασικό χώρο $q - p'$ δεν υπερβαίνει τη γραμμή αστάθειας που ορίζουν τα ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια.

Μια παρατήρηση «κλειδί» έγινε από τους Di Prisco et al. (1999) και Doanh et al. (1999) οι οποίοι πραγματοποιώντας τριαξονικά πειράματα θλίψης υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε δοκίμια άμμου Hostun RF βρήκαν ότι σε όσα δοκίμια ο λόγος τάσεων στερεοποίησης ($\frac{q_c}{p_c}$) ξεπερνούσε την κλίση της γραμμής αστάθειας που ορίζουν τα ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια, η γραμμή αστάθειας των δοκιμίων αυτών βρίσκεται μεταξύ του λόγου τάσεων ανισότροπης στερεοποίησης ($\frac{q_c}{p_c}$) και της γραμμής αστοχίας με την κλίση της γραμμής αυτής να εμφανίζεται σαφώς μεγαλύτερη από αυτή των ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων.

Στο ίδιο συμπέρασμα κατέληξαν και οι Kato et al. (2001) πραγματοποιώντας τριαξονικά πειράματα θλίψης σε ισότροπα και σε ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια άμμου

Τοιούτα για διάφορους λόγους τάσεων στερεοποίησης $K_c = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} < 1.0$ Στα Σχήματα

2.22(α), 2.22(β), 2.22(γ) και 2.22(δ) παρουσιάζονται για ένα εύρος τιμών δείκτη πόρων οι τιμές των λόγων τάσεων M_c , M_p , M_s , M_{ss} . Κάθε διάγραμμα συνοδεύεται από μια σχηματική απεικόνιση που υποδεικνύει τις εντατικές καταστάσεις στις οποίες αντιστοιχούν οι λόγοι αυτοί, ενώ η συνεχής γραμμή σε όλα τα διαγράμματα αντιστοιχεί στους λόγους τάσεων M_p στα σημεία μέγιστης διατμητικής αντοχής των ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων ($K_c=1.0$). Για τιμές $K_c=0.67$ και $K_c=0.5$ (Σχήματα 2.22(α) και 2.22(β) αντίστοιχα) οι τιμές M_p των δοκιμίων αυτών δε διαφοροποιούνται από τις αντίστοιχες τιμές M_p των ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων. Ωστόσο για $K_c=0.4$ και $K_c=0.33$ (Σχήματα 2.22(γ) και 2.22(δ) αντίστοιχα) οι προκύπτουσες τιμές M_p εμφανίζονται σαφώς μεγαλύτερες καθώς στις περιπτώσεις αυτές ο λόγος τάσεων στο τέλος της ανισότροπης στερεοποίησης (M_c) πλησιάζει αρκετά ή υπερβαίνει την τιμή M_p των ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων για την ίδια τιμή δείκτη πόρων. Η ίδια φιλοσοφία επαναλαμβάνεται και στα Σχήματα 2.23(α) και 2.23(β) τα οποία συνοψίζουν πειραματικά δεδομένα από δοκιμές τριαξονικής θλίψης και τριαξονικού εφελκυσμού σε ισότροπα και σε ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Τοιούτα για ένα εύρος τιμών $K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$ (Verdugo, 1992, Hyodo et al., 1994, Yoshimine, 1996). Τα πειραματικά

αυτά δεδομένα απεικονίζονται σε άξονες δείκτη πόρων και λόγου τάσεων M_p όπου M_p είναι ο λόγος τάσεων q/p' που αντιστοιχεί στο σημείο μέγιστης διατμητικής αντοχής της διαδρομής ενεργών τάσεων. Στα σχήματα αυτά γίνεται εμφανές ότι στην περίπτωση των ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων (AC) όταν ο λόγος τάσεων στερεοποίησης n_c είναι μικρότερος της τιμής M_p των ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων (IC) για την ίδια τιμή δείκτη πόρων, τότε η ανισότροπη στερεοποίηση δεν επηρεάζει τις τιμές του λόγου τάσεων M_p τόσο σε συνθήκες θλίψης όσο και σε συνθήκες εφελκυσμού. Στην περίπτωση ωστόσο του δοκιμίου με $n_c = 0.64$ (τιμή που υπερβαίνει την τιμή M_p του ισότροπα στερεοποιημένου δοκιμίου για τον ίδιο δείκτη πόρων) η τιμή του λόγου τάσεων M_p παίρνει μεγαλύτερη τιμή.

Οι παρατηρήσεις αυτές επιβεβαιώνουν την ύπαρξη μιας κινηματικής επιφάνειας διαρροής όπως θα διατυπωθεί αργότερα από τους Imam et al. (2002) για την περίπτωση δοκιμίων τα οποία στερεοποιήθηκαν ανισότροπα μέσα στη «ζώνη αστάθειας» η οποία υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης ορίζεται ως η περιοχή του διαγράμματος ενεργών τάσεων μεταξύ της γραμμής αστάθειας και της γραμμής αστοχίας (Lade, 1993). Την αναγνώριση της ύπαρξης στο τασικό χώρο μιας κινηματικής επιφάνειας διαρροής η οποία είναι συνάρτηση της ακολουθούμενης διαδρομής τάσεων κατά την στερεοποίηση ενστερνίζονται και οι Fourie & Tshabulala (2005) στηριζόμενοι σε πειραματικά αποτελέσματα από τριαξονικές δοκιμές σε αμώδη δοκίμια υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης. Στα πειράματα αυτά η κλίση της «γραμμής κατάρρευσης» των K_0 ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων παίρνει σημαντικά μεγαλύτερες τιμές συγκρινόμενη με την αντίστοιχη κλίση των ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων. Επιπρόσθετα, η «γραμμή κατάρρευσης» των K_0 ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων παρέχει μια πιο κατάλληλη γωνία εσωτερικής τριβής για χρήση σε αναλύσεις ευστάθειας εδαφικών αποθέσεων οι οποίες υπό στατικές συνθήκες φόρτισης διατρέχουν τον κίνδυνο ρευστοποίησης. Αντιθέτως, η χρήση σε αναλύσεις ευστάθειας της γωνίας εσωτερικής τριβής όπως προκύπτει από την εφαρμογή του κριτηρίου αστοχίας Mohr–Coulomb σε εργαστηριακά δεδομένα οδηγεί στον υπολογισμό σχετικά μεγάλων συντελεστών ασφαλείας σε εδαφικά πρανή τα οποία είναι γνωστό ότι έχουν ήδη αστοχήσει (Gu et al., 1993) ενώ η χρήση γωνίας εσωτερικής τριβής όπως προκύπτει από την «γραμμή κατάρρευσης» ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων οδηγεί στον υπολογισμό χαμηλών συντελεστών ασφαλείας, ακόμη και μικρότερων της μονάδας, για εδαφικά πρανή στα οποία δεν έχουν σημειωθεί προβλήματα ευστάθειας. Μια επιπλέον παρατήρηση που προκύπτει με βάση τις πειραματικές δοκιμές των Fourie & Tshabulala (2005) είναι ότι η ύπαρξη της «γραμμής κατάρρευσης» στα αριστερά της γραμμής στερεοποίησης K_0 στο τασικό χώρο $q - p'$, αποκλείει την πιθανότητα μια οριζόντια εδαφική απόθεση να είναι εγγενώς ασταθής γεγονός που αντικρούει τους ισχυρισμούς του Lade (1992) ότι ακόμη και μια οριζόντια εδαφική επιφάνεια δύναται να είναι ασταθής μετά τη στερεοποίηση της υπό K_0 συνθήκες καθώς η προκύπτουσα εντατική κατάσταση βρίσκεται μέσα στη ζώνη αστάθειας (instability zone - Lade, 1993) και οποιαδήποτε φόρτιση υπό συνθήκες

εμποδιζόμενης στράγγισης αναμένεται να οδηγήσει στην άμεση εκδήλωση ασταθούς συμπεριφοράς.

2.2.6. Ανισότροπη στερεοποίηση και θεωρία οριακής επιφάνειας

Σύμφωνα με τους Rendulic (1936), Roscoe, Schofield & Worth (1958) και Henkel (1960), υπάρχει μια οριακή επιφάνεια (State Boundary Surface – SBS) οριζόμενη σε ένα

τριδιάστατο καρτεσιανό σύστημα συντεταγμένων $q = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}$, $p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3}$ και

e , η οποία διαχωρίζει τις δυνατές από τις αδύνατες εντατικές καταστάσεις στις οποίες μπορεί να υφίσταται ένα εδαφικό υλικό. Η θεωρία της οριακής επιφάνειας αξιώνει επίσης ότι για ένα κανονικώς στερεοποιημένο εδαφικό υλικό υπάρχει μια μοναδική σχέση μεταξύ του δείκτη πόρων e και της ενεργού τάσης p' . Σε αντίθεση με τα συνεκτικά εδάφη η χρήση της θεωρίας της οριακής επιφάνειας δεν είναι άμεσα εφαρμόσιμη στην περίπτωση μη συνεκτικών αμμωδών εδαφών. Για το γεγονός αυτό ευθύνονται δύο λόγοι:

- (α) Η καμπύλη $e - p'$ κατά την στερεοποίηση δοκιμίων άμμου δεν είναι μοναδική. Αντίθετα, σε κάθε τιμή ενεργού τάσης μπορούν να αντιστοιχούν διαφορετικοί δείκτες πόρων ανάλογα με την αρχική πυκνότητα των δοκιμίων κατά το στάδιο απόθεσης του υλικού.
- (β) Η σχέση $e - \log p'$ δεν είναι γραμμική.

Συνεπώς ο δείκτης πόρων θα μπορούσε πιο ορθώς να θεωρηθεί ως «τοπική» παράμετρος.

Ο ορισμός της τοπικής οριακής επιφάνειας (Local Boundary Surface – LBS) χρησιμοποιήθηκε πρώτα από τους Zdravkovic & Jardine (2000) αλλά προέκυψε αρκετά χρόνια πριν από τις εργασίες των Gens & Potts (1982) και Gens (1985) οι οποίοι πραγματοποιώντας τριαξονικές δοκιμές σε κανονικώς στερεοποιημένα δοκίμια της αργιλολύου Lower Cromer Till, κατέληξαν στο συμπέρασμα ότι οι διαδρομές ενεργών τάσεων που ακολουθούν τα δοκίμια στερεοποιημένα σε διαφορετικές τιμές συντελεστή

$K_c = \frac{\sigma_3'}{\sigma_1'}$ δεν ορίζουν μια μοναδική επιφάνεια όταν κανονικοποιηθούν με την ισοδύναμη πίεση p_e' (κατά Hvorslev) όπως προβλέπει η κλασική μηχανική της κρίσιμης κατάστασης (Critical State Soil Mechanics – CSSM). Αντ' αυτού οι διαδρομές ενεργών τάσεων, ανάλογα με την εκάστοτε τιμή του συντελεστή $K_c = \frac{\sigma_3'}{\sigma_1'}$, διαμορφώνουν μια σειρά από τοπικές οριακές επιφάνειες (LBS) τις οποίες επιφάνειες δεν μπορεί να διασχίσει καμία δοκιμή μονοτονικής ή ανακυκλικής φόρτισης υπό αστράγγιστες συνθήκες σε δοκίμια με την ίδια ιστορία στερεοποίησης (Σχήμα 2.24).

Οι Shibuya et al. (2003b) σε μια προσπάθεια επέκτασης της θεωρίας της Τοπικής Οριακής Επιφάνειας σε εδαφικά υλικά ανισότροπα στερεοποιημένα, πραγματοποίησαν στη συσκευή στρεπτικής διάτμησης κοίλου δοκιμίου σειρές πειραμάτων σε χαλαρά δοκίμια άμμου Ham River. Όλα τα δοκίμια παρασκευάστηκαν με τη μέθοδο Water Pluviation, στερεοποιήθηκαν σε μέση ενεργό τάση $p_i' = 200$ kPa ενώ κατά τη διάρκεια της διάτμησης υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης η μέση ολική τάση, p , παρέμενε σε όλες τις δοκιμές σταθερή και ίση με 600 kPa. Όλα τα δοκίμια στερεοποιήθηκαν ανισότροπα σε τιμή λόγου τάσεων στερεοποίησης $K_c = \frac{\sigma_h'}{\sigma_v'} = 0.5$ και τιμή παραμέτρου $b = 0.3$.

Τα πειραματικά αποτελέσματα αποδεικνύουν αναμφίβολα την εφαρμογή της θεωρίας της Τοπικής Οριακής Επιφάνειας και σε δοκίμια άμμου ανισότροπα στερεοποιημένα. Η διδιάστατη απεικόνιση της προκύπτουσας LBS των ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.25 στο οποίο για σκοπούς σύγκρισης απεικονίζεται και η LBS των αντίστοιχα ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων (Shibuya et al., 2003a), ενώ η τριδιάστατη απεικόνιση της LBS στο χώρο $t - p' - a$, παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.26(α) για την περίπτωση των ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων και στο Σχήμα 2.26(β) για την περίπτωση των ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων. Από την σύγκριση των Σχημάτων 2.26(α) και 2.26(β) διαπιστώνεται ότι η LBS δεν είναι μοναδική αλλά το σχήμα και το μέγεθος της επηρεάζεται από τον συντελεστή K . Αντίστοιχες παρατηρήσεις

έκαναν και οι Menkiti (1995) και Zdravkovic (1996) σε διαφορετικά κοκκώδη εδαφικά υλικά.

2.3. ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΣΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΑΝΑΚΥΚΛΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

Η επίδραση της ανισότροπης στερεοποίησης στη συμπεριφορά σε ανακυκλική φόρτιση, έχει διερευνηθεί εκτενώς σε πειράματα στην τριαξονική συσκευή. Στα εν λόγω πειράματα η εντατική κατάσταση είναι ανισότροπη και το δοκίμιο βρίσκεται υπό μια αρχική διατμητική τάση το μέγεθος της οποίας, υπό τριαξονικές συνθήκες φόρτισης, δίνεται από την σχέση:

$$\alpha = \frac{\sigma'_{1c} - \sigma'_{3c}}{\sigma'_{1c} + \sigma'_{3c}} \quad (2.3.1)$$

Οι μελέτες των Lee & Seed (1967), Lee et al. (1975), Seed et al. (1975) και Seed (1983) σε τριαξονικά πειράματα, κατέλειξαν στο ότι η ύπαρξη μιας αρχικής διατμητικής τάσης (απόρροια της ανισότροπης στερεοποίησης των δοκιμίων) αυξάνει την αντίσταση έναντι ρευστοποίησης. Αντιθέτως, οι μελέτες των Castro (1969, 1975), Casagrande (1975), Castro & Poulos (1977) και Castro et al. (1982) υποστηρίζουν ότι η αύξηση της αρχικής διατμητικής τάσης μπορεί να μειώσει την αντίσταση της άμμου έναντι ρευστοποίησης. Οι Vaid & Finn (1978) και Vaid & Chern (1983) διαπίστωσαν ότι τα αντικρουόμενα συμπεράσματα που υπάρχουν στη διεθνή βιβλιογραφία αποδίδονται σε διαφορές στην σχετική πυκνότητα των δοκιμίων, στο μέγεθος της αρχικής διατμητικής τάσης και στο κριτήριο που χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό της αντίστασης έναντι ρευστοποίησης. Αναλυτικότερα, οι Vaid & Chern (1985) έδειξαν ότι η αντίσταση έναντι ρευστοποίησης, για δεδομένη αρχική διατμητική τάση, μπορεί να αυξηθεί ή να μειωθεί ανάλογα με την πυκνότητα των δοκιμίων και το μέγεθος της επιβαλλόμενης πλευρικής πίεσης. Σε παρόμοια συμπεράσματα κατέλειξαν και οι Seed & Harder (1990).

Ελάχιστες μελέτες υπάρχουν στη διεθνή βιβλιογραφία που αφορούν στη διερεύνηση της ανισότροπης στερεοποίησης υπό συνθήκες ανακυκλικής στρεπτικής διάτμησης οι οποίες

πλησιάζουν περισσότερο τις πραγματικές επι τόπου συνθήκες (Ishihara & Li, 1972, Tatsuoka et al., 1982, Ishihara et al., 1985, Hosono & Yoshimine, 2008).

Οι Tatsuoka et al. (1985) πραγματοποίησαν δοκιμές ανακυκλικής φόρτισης με συνεχή μεταβολή της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων στη συσκευή στρεπτικής διάτμησης κοίλου δοκιμίου με σκοπό να προσομοιώσουν τις εντατικές συνθήκες στις οποίες υποβάλλονται οι υποθαλάσσιες εδαφικές αποθέσεις κατά τη διάρκεια κυματικής φόρτισης. Τα πειράματα πραγματοποιήθηκαν υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια της άμμου Toyoura χρησιμοποιώντας διαφορετικές τιμές λόγου τάσεων $K_o = \sigma_{ho}' / \sigma_{vo}'$ και διαφορετικές τιμές σχετικής πυκνότητας. Η διατήρηση σταθερής της τιμής K_o κατά τη διάρκεια της ανακυκλικής φόρτισης των δοκιμίων, έχει ως αποτέλεσμα τα δοκίμια να παραμορφώνονται πλευρικά. Αυτός ο τρόπος παραμόρφωσης δεν είναι αντιπροσωπευτικός του πραγματικού μοντέλου παραμόρφωσης που αναπτύσσεται στο εδαφικό στοιχείο κατά την επιβολή κυματικής φόρτισης. Εργαστηριακά, ο περιορισμός της πλευρικής παραμόρφωσης και η διατήρηση σταθερού του ύψους των δοκιμίων κατά τη διάρκεια της ανακυκλικής φόρτισης τους επιτυγχάνθηκε στα πειράματα των Ishihara et al. (1985) με μείωση της ολικής κατακόρυφης τάσης στο τέλος κάθε κύκλου φόρτισης. Οι προκύπτουσες καμπύλες ανακυκλικής αντοχής των ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων της άμμου Toyoura για διαφορετικές τιμές K_o δίνονται στα Σχήματα 2.27(α), 2.27(β) και 2.27(γ) για $D_r = 43 \sim 50\%$, $75 \sim 82\%$ και $88 \sim 95\%$ αντίστοιχα. Οι καμπύλες ανακυκλικής αντοχής προδιορίστηκαν με βάση την τιμή του λόγου τ / σ_{vo}' και την τιμή του αριθμού των κύκλων φόρτισης που απαιτείται ώστε τα δοκίμια να αναπτύξουν αποκλίνουσα παραμόρφωση $\epsilon_1 - \epsilon_3 = 2.5\%$. Σημειώνεται ότι όπου τ είναι το μέγεθος της επιβαλλόμενης ανακυκλικής τάσης και σ_{vo}' είναι η κατακόρυφη ενεργός τάση στερεοποίησης. Με βάση το Σχήμα 2.27 η αντοχή σε ανακυκλική φόρτιση μειώνεται όσο αυξάνει ο βαθμός ανισότροπης στερεοποίησης των δοκιμίων. Ωστόσο, όταν τα πειραματικά αποτελέσματα παρουσιαστούν συναρτήσει του λόγου τ / σ_o' αντί του λόγου τ / σ_{vo}' , όπου σ_o' είναι η αρχική μέση ενεργός τάση στερεοποίησης, τότε η ανακυκλική αντοχή των δοκιμίων για κάθε σχετική πυκνότητα δεν επηρεάζεται από την τιμή του λόγου K_o (βλέπε Σχήμα 2.28). Σε παρόμοια συμπεράσματα κατέληξαν και οι Tatsuoka et al. (1982) για πειράματα σε

δοκίμια της άμμου Toyoura, υποβαλλόμενα σε απλή διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης, με σχετική πυκνότητα έως $D_r=65\%$. Για μεγαλύτερες τιμές D_r η ανισότροπη στερεοποίηση των δοκιμίων αποδείχθηκε ότι αυξάνει την ανακυκλική αντοχή τους.

Η επίδραση της ανισότροπης στερεοποίησης στην ανακυκλική αντοχή χαλαρών δοκιμίων άμμου Toyoura ($D_r\sim 40\%$) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης εξετάστηκε και από τους Hosono & Yoshimine (2008). Τα δοκίμια υποβλήθηκαν σε απλή ανακυκλική στρεπτική διάτμηση και τα πειραματικά αποτελέσματα απέδειξαν ότι η αντοχή σε ρευστοποίηση των δοκιμίων, η οποία προσδιορίζεται από το λόγο τ/σ'_v , μειώνεται, μειωμένης της τιμής $K_c=\sigma'_{ho}/\sigma'_v$. Αναλυτικότερα, για $K_c=0.25$ και 0.5 η αντοχή σε ρευστοποίηση των δοκιμίων βρέθηκε να είναι 0.5 και 0.8 φορές αντίστοιχα μικρότερη από την αντοχή των ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων.

Στα πειράματα από τις άνω μελέτες η πλευρική παραμόρφωση των δοκιμίων παρεμποδίζεται κατά την ανακυκλική φόρτιση τους. Οι Ishihara & Li (1972) πραγματοποίησαν δοκιμές στρεπτικής διάτμησης σε ισότροπα και ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Sugami River για διαφορετικές τιμές σχετικής πυκνότητας και διαφορετικές τιμές συντελεστή στερεοποίησης K . Τα πειράματα έγιναν υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης ενώ κατά την ανακυκλική φόρτιση δεν παρεμποδίζεται η πλευρική παραμόρφωση των δοκιμίων. Παρατήρηθηκε ότι σε αντίθεση με τα ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια τα οποία πρακτικά ρευστοποιούνται, στα ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια οι υπερπίεσεις πόρων λαμβάνουν μια τελική τιμή αρκετά μικρότερη από την αρχική ενεργό τάση των δοκιμίων. Επιπρόσθετα, η αξονική παραμόρφωση βρέθηκε να είναι σημαντική για τα ανισότροπα συγκριτικά με τα ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια.

2.4. ΣΥΝΟΛΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

- Πειράματα υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης τόσο στη συσκευή στρεπτικής διάτμησης κοίλου δοκιμίου αλλά κυρίως στην τριαξονική συσκευή σε

ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια, έδειξαν ότι η μορφή των παραγόμενων καμπύλων τάσεων–παραμορφώσεων, υπερπείσων πόρων–παραμορφώσεων και η μορφή των διαδρομών ενεργών τάσεων, επηρεάζεται σημαντικά από τις συνθήκες στερεοποίησης (ισότροπες ή ανισότροπες).

- Η αύξηση του βαθμού ανισότροπης στερεοποίησης σε δοκίμια με σταθερές τιμές δείκτη πόρων και αρχικής ενεργού τάσης, έχει ως αποτέλεσμα αφενός μεν την επίτευξη κατά τη διάτμηση μεγαλύτερων τιμών μέγιστης διατμητικής αντοχής, αφετέρου δε το δυναμικό ρευστοποίησης των εδαφικών δοκιμίων στην περίπτωση αυτή ενισχύεται σημαντικά, ενώ απαιτούνται μικρότερες αυξήσεις διατμητικού φορτίου για την εκδήλωση ασταθούς συμπεριφοράς, γεγονός που καθιστά τα ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια πιο ευαίσθητα σε επικείμενες εδαφικές φορτίσεις.
- Η περιβάλλουσα αστοχίας και η γραμμή αλλαγής φάσης (PTL) των ισότροπα και ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων στο τασικό χώρο $q - p'$, είναι κοινή και δεν επηρεάζεται από την τιμή του λόγου τάσεων στερεοποίησης.
- Σε φόρτιση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης η θέση της γραμμής σταθερής και ψευδο-σταθερής κατάστασης στο τασικό χώρο $q - p'$, είναι μοναδική και παράγοντες όπως η ανισότροπη στερεοποίηση των δοκιμίων, δε φαίνεται να την επηρεάζουν με αποτέλεσμα η γωνία διατμητικής αντοχής που αντιστοιχεί στο στάδιο σταθερής (ϕ_{ss}') και ψευδο-σταθερής κατάστασης (ϕ_{QSS}') να παραμένει σταθερή, ανεξάρτητα από την τιμή του λόγου τάσεων στερεοποίησης. Η επίδραση ωστόσο του βαθμού ανισότροπης στερεοποίησης στη θέση της SSL στο χώρο $e - \log p'$ δημιουργεί διαφορούμενες απόψεις. Ένας σημαντικός αριθμός μελετών υποστηρίζει ότι η θέση της SSL δεν επηρεάζεται από την ακολουθώμενη διαδρομή τάσεων κατά τη στερεοποίηση των εδαφικών δοκιμίων, ενώ υπάρχουν μελέτες όπως αυτή των Sivathayalan & Vaid (2002) στις οποίες η τιμή της ελάχιστης διατμητικής αντοχής για δεδομένη τιμή δείκτη πόρων επηρεάζεται σημαντικά από διακυμάνσεις στην τιμή του λόγου τάσεων στερεοποίησης.

- Σε φόρτιση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης, η γραμμή IDL αυξανόμενου του βαθμού ανισότροπης στερεοποίησης μετατοπίζεται προς τα κάτω στο διάγραμμα $e - p'$ και η συμπεριφορά της άμμου γίνεται πιο συστολική.
- Η θεωρία της «γραμμής κατάρρευσης» (Sladen et al., 1985) ή της «γραμμής αστάθειας» (Lade, 1992) εφαρμόζεται και στην περίπτωση των ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων. Η θέση της γραμμής αυτής στο τασικό χώρο $q - p'$ εξαρτάται από την ιστορία φόρτισης του εδαφικού υλικού και πιο συγκεκριμένα από την ακολουθούμενη διαδρομή ενεργών τάσεων κατά το στάδιο της στερεοποίησης. Όσα δοκίμια υποβλήθηκαν σε ανισότροπη στερεοποίηση μέσα στη «ζώνη αστάθειας» (instability zone – Lade, 1993) παρουσίασαν μεγαλύτερες τιμές στην κλίση της γραμμής αστάθειας συγκριτικά με τις αντίστοιχες τιμές των ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων. Στην αντίθετη περίπτωση (ανισότροπη στερεοποίηση εκτός της ζώνης αστάθειας) η κλίση της γραμμής αστάθειας είναι κοινή τόσο για τα ισότροπα όσο και για τα ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια.
- Η θεωρία της Τοπικής Οριακής Επιφάνειας (LBS) εφαρμόζεται και σε δοκίμια άμμου ανισότροπα στερεοποιημένα ενώ το σχήμα και το μέγεθος της LBS επηρεάζεται από τη τιμή του συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης K_c .

2.5. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ

Alarcon-Guzman, A., Leonards, G. A. & Chameau, J. L. (1988). Undrained monotonic and cyclic strength of sands. *J. Geotech. Eng.* **114**, No. 10, 1089-1109.

Atkinson, J. H. & Bransby, P. L. (1978). *The mechanics of soils: an introduction to critical state soil mechanics*: London, McGraw Hill.

Been, K., Jefferies, M. G. & Hachey, J. (1991). The critical state of sands. *Géotechnique* **41**, No. 3, 365-381.

Bishop, A. W. (1971). Shear strength parameters for undisturbed and remoulded soil specimens. *Roscoe Memorial Symp.*, Cambridge University, 3-58.

Casagrande, A. (1975). Liquefaction and cyclic deformation of sands, a critical review. *Proceedings of the 5th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Buenos Aires, **5**, 80-113.

Casagrande, A. (1936). Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of earth fills. *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*. Reprinted in “Contributions to soils mechanics, 1925-1940”, Boston Society of Civil Engineers, October 1940.

Castro, G., Poulos, S. J., France, J. W. & Enos, J. L. (1982). Liquefaction induced by cyclic loading. Report to National Science Foundation, Washington, D.C.

Castro, G. & Poulos, S. J. (1977). Factors affecting liquefaction and cyclic mobility. *J. Geotech. Eng. Div. ASCE* **103**, GT6, 501-516.

Castro, G. (1975). Liquefaction and cyclic mobility of saturated sands. *J. Geotech. Eng. Div. ASCE* **101**, GT6, 551-569.

Castro, G. (1969). Liquefaction of sands. Ph.D. thesis, Division of Engineering and Applied Physics, Harvard University.

Chu, J., Leroueil, S. & Leong, W. K. (2003). Unstable behavior of sand and its implication for slope instability. *Can. Geotech. J.* **40**, No. 5, 873-885.

Di Prisco, C., Imposimato, S. & Nova, R. (1999). Sand specimen undrained mechanical response to instantaneous load increments. *Proc. Plasticity* **99**, Cancun, 557-560.

Doanh, T., Ibraim, E., Dubujet, Ph., Matiotti, R. & Herle, I. (1999). Static liquefaction of very loose Hostun RF sand: experiments and modelling. In *Proceedings of the International Workshop on the Physics and Mechanics of Soil Liquefaction*, Baltimore, Md. Edited by P. Lade and J.A. Jamamuro. A.A., Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 17-28.

Doanh, T. & Ibraim, E. (1998). Effect of recent stress history on the static liquefaction of loose Hostun RF sand. *Proc. of the Eleventh European Conference on Earthquake Engineering*, Paris.

Doanh, T., Ibraim, E. & Matiotti, R. (1997). Undrained instability of very loose Hostun sand in triaxial compression and extension. Part 1: Experimental observations. *Mech. Cohesive-Frictional Mater.* **2**, No.1, 47-70.

Finge, Z., Doanh, T. & Dubujet, P. (2006). Undrained anisotropy of Hostun RF loose sand: new experimental investigations. *Can. Geotech. J.* **43**, No. 11, 1195-1212.

Fourie, A. B. & Tshabalala, L. (2005). Initiation of static liquefaction and the role of K_0 consolidation. *Can. Geotech. J.* **42**, No. 3, 892-906.

Gens, A. (1985). A state Boundary surface for soils not obeying Rendulic's principle. Proceedings of the 11th Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, **2**, 473 – 476

Gens, A. & Potts, D. M. (1982). A theoretical model for describing the behaviour of soils not obeying Rendulic's principle. International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, Zurich.

Gu, W. H., Morgenstern, N. R. & Robertson, P. K. (1993). Progressive failure of lower San Fernando dam. J. Geotech. Eng. **119**, No. 2, 333-349.

Henkel, D. J. (1960). Undrained Shear Strength of Anisotropically Consolidated Clays. ASCE Speciality Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, University of Colorado, Boulder, Colo., June 13-17, 533–554

Hosono, Y. & Yoshimine, M. (2008). Effects of anisotropic consolidation and initial shear load on liquefaction resistance of sand in simple shear condition. Geotechnical Engineering for Disaster Mitigation and Rehabilitation. Part 4, 352-358, DOI: 10.1007/978-3-540-798846-0_37.

Hyodo, M., Tanimizu, H., Yasufuku, N. & Murata, H. (1994). Undrained cyclic and monotonic triaxial behavior of saturated loose sand. Soils Found. **34**, No. 1, 19-32.

Ibraim, E. & Doanh, T. (1997). Minimum undrained strength of anisotropically consolidated loose Hostun RF. Proceeding of International Symposium on Deformation and Progressive Failure in Geomechanics, Pergamon, Nagoya, Japan, 623-628.

Imam, R., Chan, D., Robertson, P. & Morgenstern, R. (2002). Effect of anisotropic yielding on the flow liquefaction of loose sand. Soils Found. **42**, No. 3, 33-44.

Ishihara, K. (1993). Liquefaction and flow failure during earthquakes. *Géotechnique* **43**, No. 3, 351-415.

Ishihara, K., Yamazaki, A. & Haga, K. (1985). Liquefaction of K_0 -consolidated sand under cyclic rotation of principal stress direction with lateral constraint. *Soils Found.* **25**, No. 4, 63-74.

Ishihara, K., Tatsuoka, F. & Yasuda, S. (1975). Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses. *Soils Found.* **15**, No. 1, 29-44.

Ishihara, K. & Li, S. (1972). Liquefaction of saturated sand in triaxial torsion shear test. *Soils Found.* **12**, No. 2, 19-39.

Kato, S., Ishihara, K. & Towhata, I. (2001). Undrained shear characteristics of saturated sand under anisotropic consolidation. *Soils Found.* **41**, No. 1, 1-11.

Konrad, J. M. (1993). Undrained response of loosely compacted sands during monotonic and cyclic compression tests. *Géotechnique* **43**, No. 1, 69 – 89.

Kramer, S.L. & Seed, H.B. (1988). Initiation of soil liquefaction under static loading conditions. *J. Geotech. Eng.* **114**, No. 4, 412-430.

Kuerbis, R. H., Negusse, D. & Vaid, Y. P. (1988). Effect of gradation and fine content on the undrained response of sand. ASCE conference on hydraulic fill structures, *Geotechnical Special Publication* **21**, 330-345.

Lade, P.V. (1993). Initiation of static instability in the submarine Nerlerk berm. *Can. Geotech. J.* **30**, No. 6, 895-904.

Lade, P. V. (1992). Static instability and liquefaction of loose fine sandy slopes. *J. Geotech. Eng.* **118**, No. 1, 51-71.

Lee, K. L., Makdisi, F. I., Idriss, I. M. & Seed, H. B. (1975). Properties of soil in the San Fernando hydraulic fill dams. *J. Geotech. Eng. Div. ASCE* **101**, No. 8, 801-822.

Lee, K. L. & Seed, H. B. (1967). Dynamic strength of anisotropically consolidated sand. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE* **93**, SM5, 169-190.

Menkiti, C. O. (1995). Behaviour of clay and clayey-sand, with particular reference to principal stress rotation. MSc. Dissertation, Imperial College of Science, Technology and Medicine, University of London.

Murata, H., Miura, N., Hyodo, M. & Yasufuku, N. (1989). Experimental study on yielding of sand: Mechanics of granular materials”, Report of ISSMFE Technical Committee on Mechanics of granular materials, Proceedings of the 12th Int. Conf. Soil Mech., Rio de Janeiro, 173-178.

Poulos, S. J., Castro, G. & France, J. W. (1985). Liquefaction evaluation procedure. *J. Geotech. Eng.* **111**, No. 6, 772-792.

Poulos, S. J. (1981). The steady state of deformation. *J. Geotech. Eng. Div.* **107**, No. 5, 553-562.

Rendulic, L. (1936). Relation between void ratio and effective principal stresses for a remoulded silty clay. Discussion, 1st ICSMFE, Harvard, 48-51.

Riemer, M. F. & Seed, R. B. (1997). Factors affecting apparent position of steady state line. *J. Geotech. Eng.* **123**, No. 3, 281-288.

Roscoe, K. H., Schofield, A. N. & Wroth, C. P. (1958). On the yielding of soils. *Géotechnique* **8**, No. 1, 22 – 53.

Schofield, A. N. & Wroth, C. P. (1968). *Critical State Soil Mechanics*. McGraw-Hill, London.

Seed, H. B. & Harder, L. F. (1990). SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength. In *Proceedings of the Seed Memorial Symposium*. Edited by J.M. Duncan. BiTech Publishers, Vancouver, B.C., 351-376

Seed, H. B. (1983). Earthquake resistance design of earth dams. In *Proceedings of the Symposium on Seismic Design of Embankments and Caverns ASCE*, Philadelphia, Pa., 41-64.

Seed, H. B., Mori, K. & Chan, C. K. (1975). Influences of seismic history on the liquefaction characteristics of sands. Report EERC 75-25, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Calif.

Shibuya, S., Hight, D. W., and Jardine, R. J. (2003a). Four-dimensional local boundary surfaces of an isotropically consolidated loose sand. *Soils Found.* **43**, No. 2, 89-103.

Shibuya, S., Hight, D. W., and Jardine, R. J. (2003b). Local boundary surfaces of a loose sand dependent on consolidation path. *Soils Found.* **43**, No. 3, 85-93.

Sivathayalan, S., and Vaid, Y. P. (2002). Influence of generalized initial state and principal stress rotation on the undrained response of sands. *Can. Geotech. J.* **39**, No. 1, 63-76.

Sladen, J. A. & Oswell, J. M. (1989). Behaviour of Very Loose Sands in Triaxial Compression. *Can. Geotech. J.* **26**, No. 2, 103 – 113.

Sladen, J. A., D' Hollander, R. D. & Krahn, J. (1985). The liquefaction of sands, a collapse surface approach. *Can. Geotech. J.* **22**, No. 4, 564 – 578.

Tatsuoka, F., Muramatsu, M. & Sasaki, T. (1982). Cyclic undrained stress – strain behaviour of dense sands by torsional simple shear test. *Soils Found.* **26**, No.1, 11-24.

Tsukamoto, Y., Ishihara, K., Nakayama, S. & Nosaka, Y. (2000). Evaluation of undrained flow of anisotropically consolidation sand. *Proceedings of GeoEng2000*

Uthayakumar, M. & Vaid, Y. P. (1998). Static liquefaction of sands under multiaxial loading. *Can. Geotech. J.* **35**, No. 2, 273-283.

Verdugo, R. L. (1992). Characterization of sandy soil behavior under large deformation. Ph. D. Thesis, University of Tokyo.

Vaid, Y. P., Stedman, J. D. & Sivathayalan, S. (2001). Confining stress and static shear effects in cyclic liquefaction. *Can. Geotech. J.* **38**, No.3, 580-591.

Vaid, Y.P. & Sivathayalan, S. (1996). Static and cyclic liquefaction potential of Fraser Delta sand in simple shear and triaxial tests. *Can. Geotech. J.* **33**, No. 2, 281-289.

Vaid, Y. P. & Thomas, J. (1995). Liquefaction and postliquefaction behavior of sand. *J. Geotech. Eng.* **121**, No. 2, 163–173.

Vaid, Y. P., Chung, E. K. F. & Kuerbis, R. H. (1990). Stress path and steady state. *Can. Geotech. J.* **27**, No.1, 1-7.

Vaid, Y. P., Chung, E. K. & Kuerbis, R. H. (1989). Preshearing and undrained response of sand. *Soils Found.* **29**, No. 4, 49-61.

Vaid, Y. P. & Chern, J. C. (1985). Cyclic and monotonic undrained response of saturated sands. *Advances in the art of testing soils under cyclic conditions, ASCE annual convention, Detroit, Michigan*, 120-147.

Vaid, Y. P. & Chern, J. C. (1983). Effect of static shear on resistance to liquefaction. *Soils Found.* **23**, No. 1, 47-60.

Vaid, Y. P. & Finn, W. D. L. (1978). Static shear and liquefaction potential. *J. Geotech. Eng. Div. ASCE* **105**, GT10, 1233-1246.

Vasquez-Herrera, A., Dobry, R. & Ng, T. T. (1988). Pore pressure build up and liquefaction failure of anisotropically consolidated sand due to cyclic straining. *Proceedings, Conference on Hydraulic Fill Structures, Fort Collins, Co. American Society of Civil Engineers*, 346-366.

Wroth, C. P. & Loudon, P. A. (1967). The correlation of strains within a family of triaxial tests on overconsolidated samples of Kaolin. *Proceedings of the Geotechnical Conference, Oslo, Norway*, **1**, 159-163.

Yoshimine, M. & Ishihara, K. (1998). Flow potential of sand during liquefaction. *Soils Found.* **38**, No. 3, 189-198.

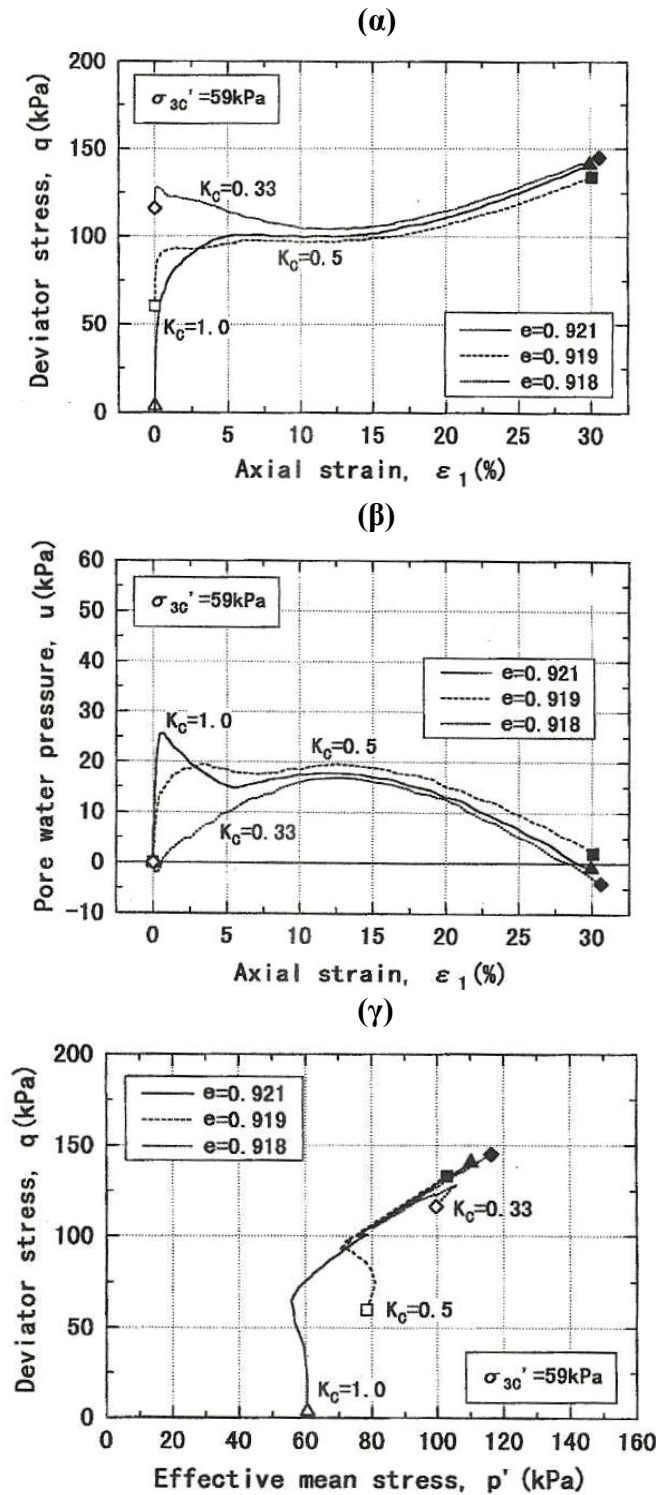
Yoshimine, M. (1996). Undrained flow deformation of saturated sand under monotonic loading conditions. Ph. D. Thesis, University of Tokyo.

Yamamuro, J. A. & Lade, P. V. (1997). Static liquefaction of very loose sands. *Can. Geotech. J.* **34**, No.6, 905-917.

Zdravkovic, L. & Jardine, R. (2000). Undrained anisotropy of K_o – consolidated silt. *Can. Geotech. J.* **37**, No.1, 178-200.

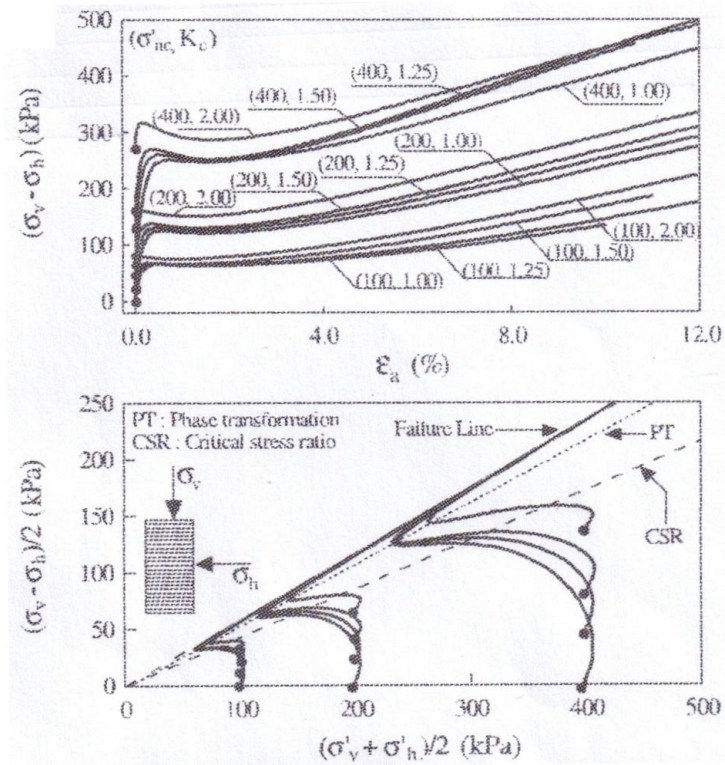
Zdravkovic, L. (1996). The stress-strain strength anisotropy of a granular medium under general stress conditions. Ph. D. Thesis, Imperial College of Science, Technology and Medicine, University of London.

ΣΧΗΜΑΤΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 2

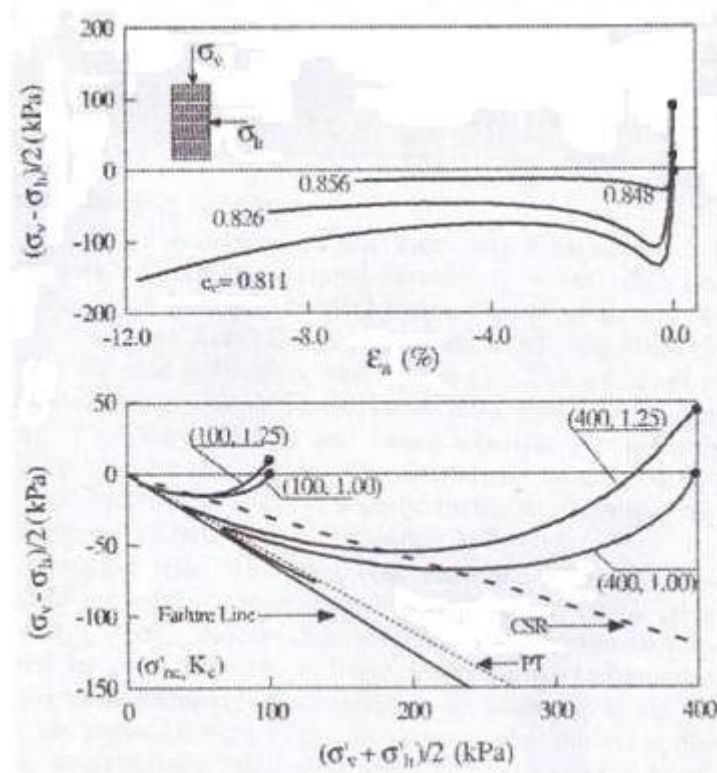


Σχήμα 2.1. Πειράματα τριαξονικής θλίψης σε χαλαρά δοκίμια άμμου Toyoura, ισότροπα και ανισότροπα στερεοποιημένων υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης: (α) Καμπύλες τάσεων – παραμορφώσεων (β) Καμπύλες υπερπίεσης πόρων – παραμορφώσεων και (γ) Διαδρομές ενεργών τάσεων (από Kato et al., 2001)

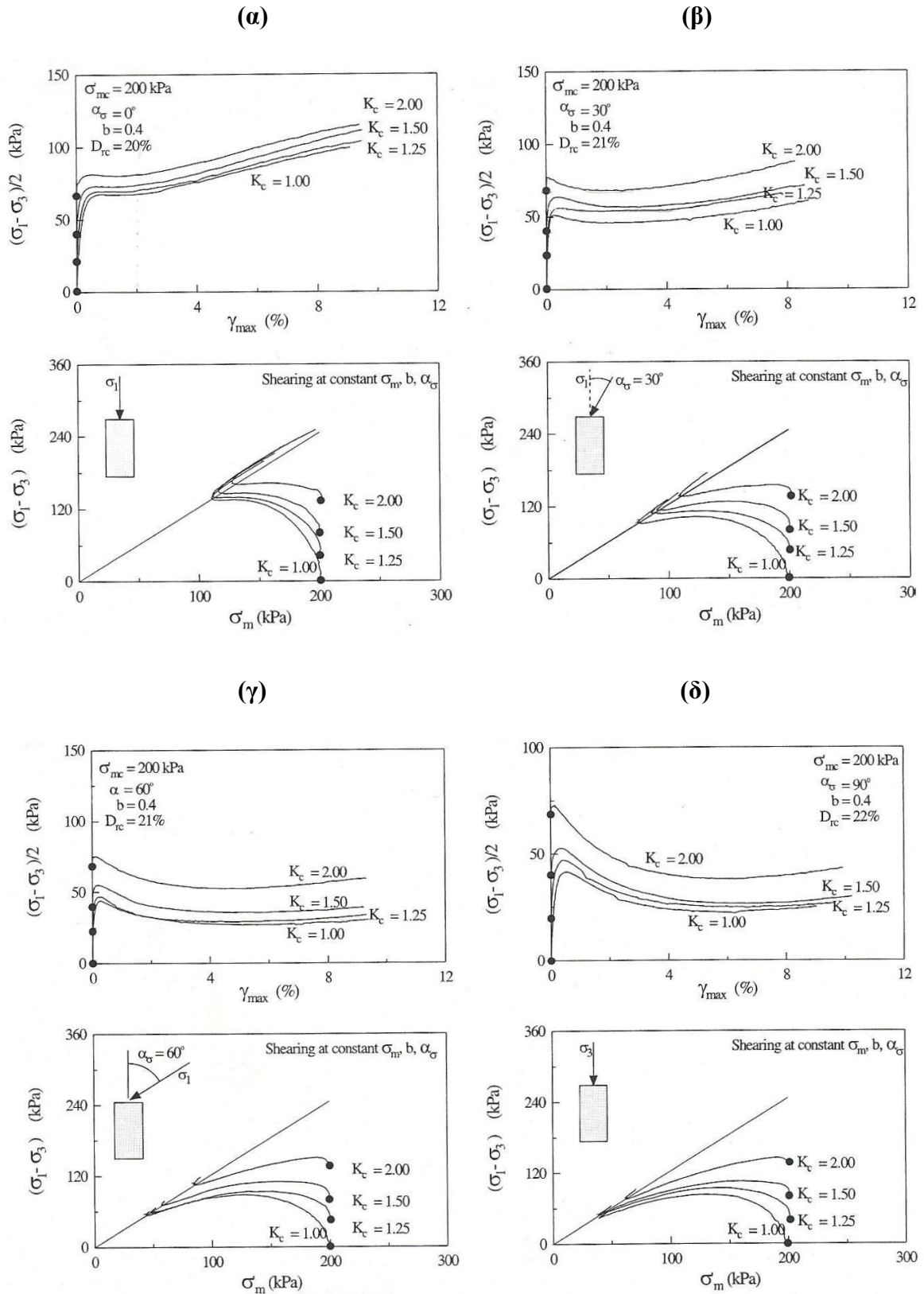
(α)



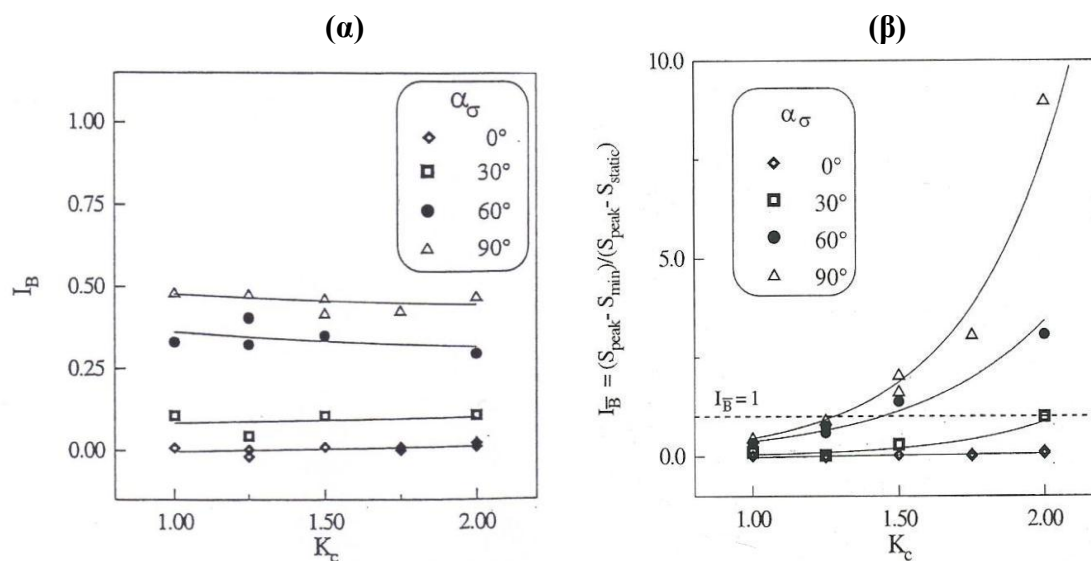
(β)



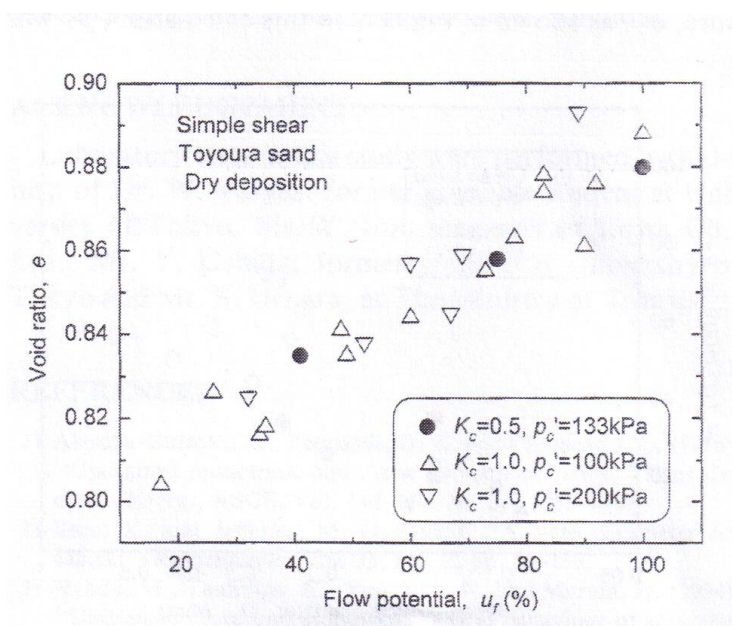
Σχήμα 2.2. Επίδραση του βαθμού ανισότροπης στερεοποίησης K_c στη συμπεριφορά χαλαρής άμμου Fraser river υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης: (α) Τριαξονική θλίψη και (β) Τριαξονικός εφελκυσμός (από Vaid et al., 2001)



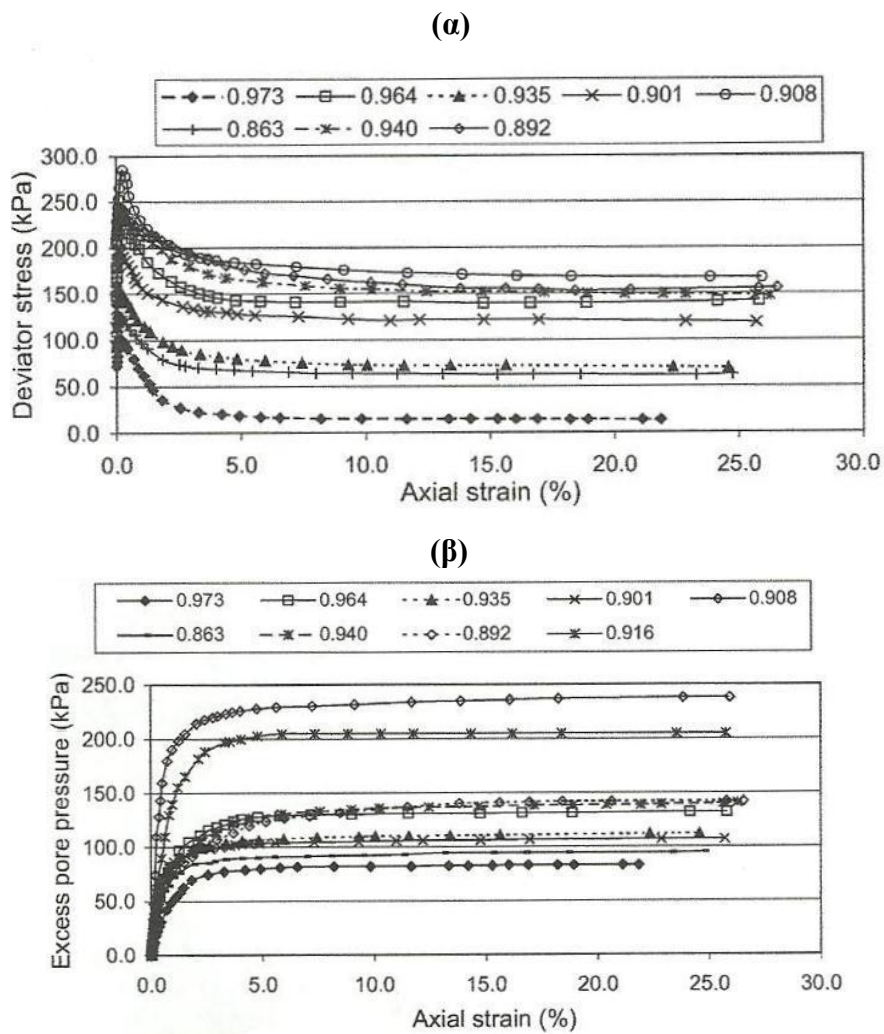
Σχήμα 2.3. Επίδραση βαθμού ανισότροπης στερεοποίησης K_c στη συμπεριφορά χαλαρής άμμου Fraser river υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης στη συσκευή στρεπτικής διάτμησης κοίλου δοκιμίου: (α) $\alpha=0^\circ$ (β) $\alpha=30^\circ$ (γ) $\alpha=60^\circ$ και (δ) $\alpha=90^\circ$ (από Sivathayalan & Vaid, 2002)



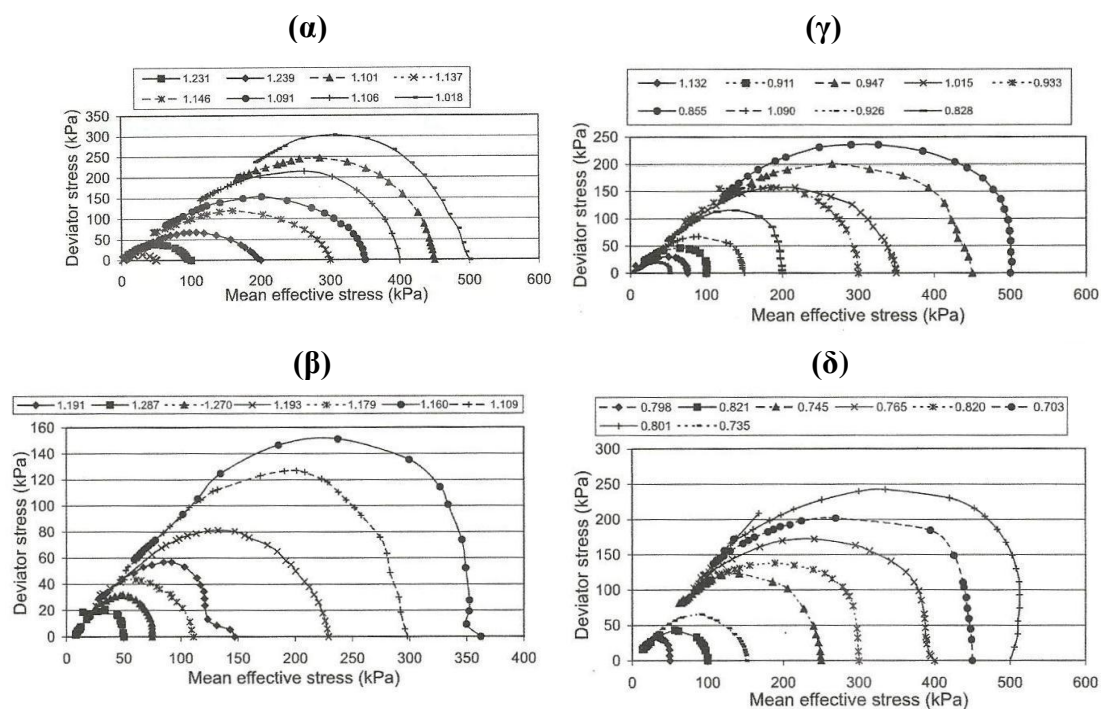
Σχήμα 2.4. Πειράματα στη συσκευή στρεπτικής διάτμησης κοίλου δοκιμίου υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε χαλαρά δοκίμια άμμου Fraser river: (α) Επίδραση του βαθμού ανισότροπης στερεοποίησης K_c στην τιμή του δείκτη ψαθυρότητας για διαφορετικές τιμές γωνίας α και (β) Επίδραση του βαθμού ανισότροπης στερεοποίησης K_c στην τιμή του τροποποιημένου δείκτη ψαθυρότητας για διαφορετικές τιμές γωνίας α (από Sivathayalan & Vaid, 2002)



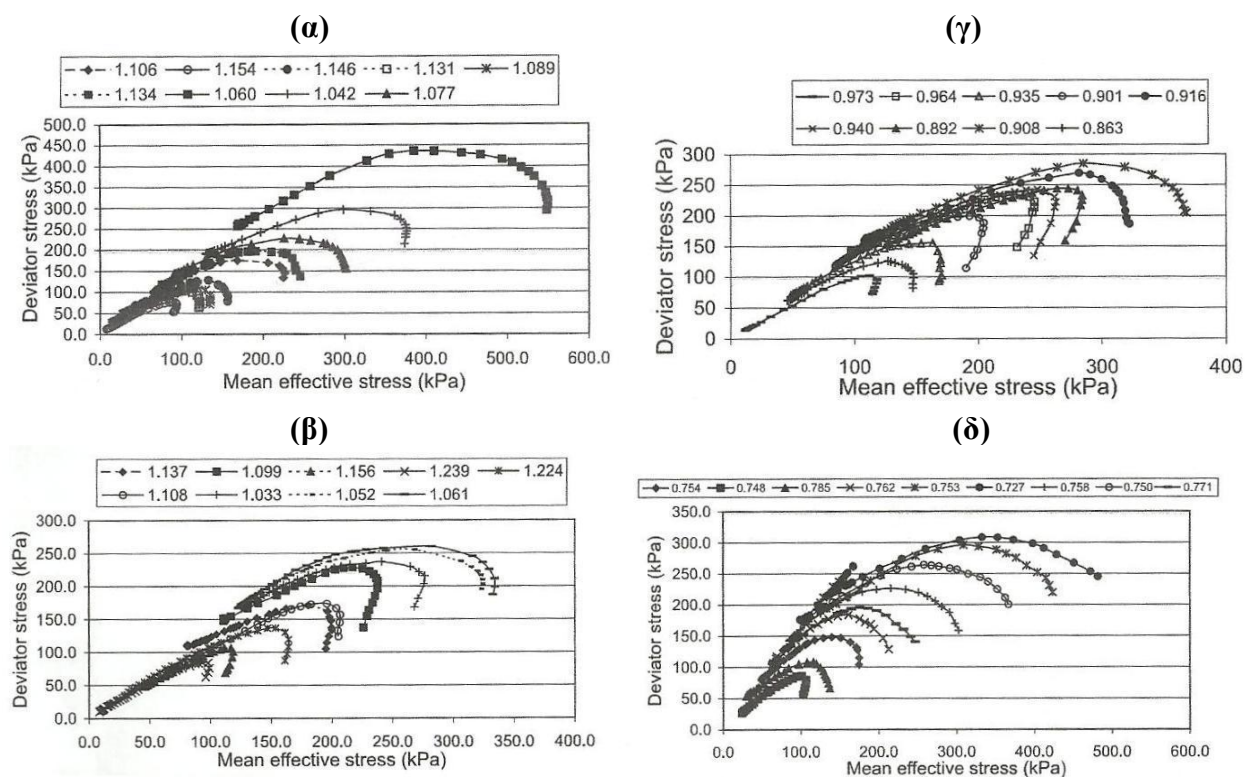
Σχήμα 2.5. Δυναμικό ρευστοποίησης ισότροπα και ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων άμμου Toyoura υποβαλλόμενα σε απλή διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης (από Yoshimine & Ishihara, 1998)



Σχήμα 2.6. K_0 -στερεοποιημένα δοκίμια χαλαρής άμμου με περιεκτικότητα 30% σε λεπτόκοκκα υποβαλλόμενα σε τριαξονική θλίψη υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης: (α) Αποκλίνουσα τάση ως προς αξονική παραμόρφωση και (β) Υπερπίεση πόρων ως προς αξονική παραμόρφωση (από Fourie & Tshabalala, 2005)

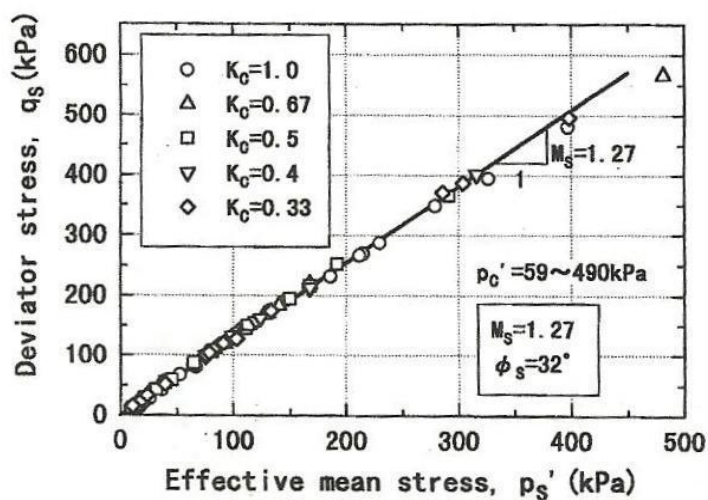


Σχήμα 2.7. Διαδρομές ενεργών τάσεων από πειράματα τριαξονικής θλίψης σε ισότροπα στερεοποιημένα χαλαρά δοκίμια υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης για διαφορετικά ποσοστά λεπτόκοκκων υλικών (α) 0% (β) 20% (γ) 30% και (δ) 60% (από Fourie & Tshabalala, 2005)

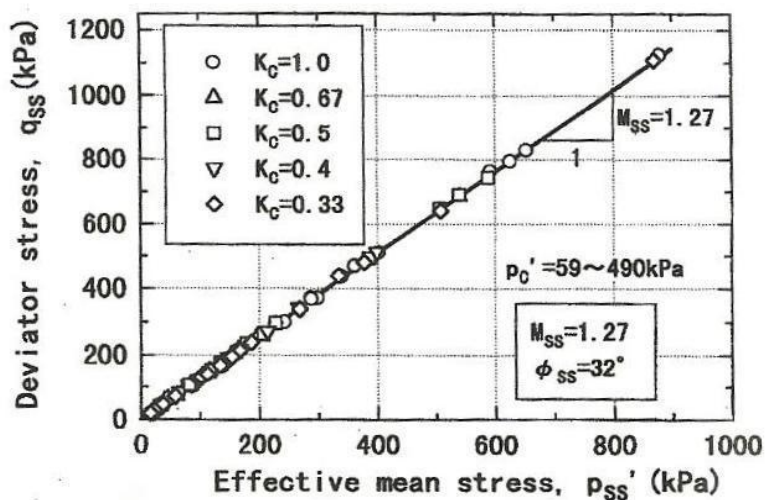


Σχήμα 2.8. Διαδρομές ενεργών τάσεων από πειράματα τριαξονικής θλίψης σε K_0 -στερεοποιημένα χαλαρά δοκίμια υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης για διαφορετικά ποσοστά λεπτόκοκκων υλικών (α) 0% (β) 20% (γ) 30% και (δ) 60% (από Fourie & Tshabalala, 2005)

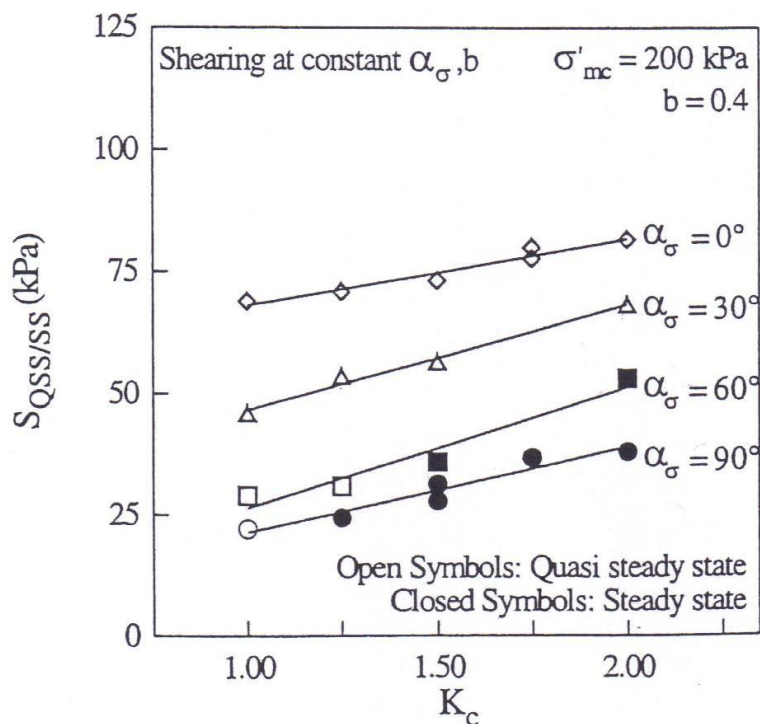
(α)



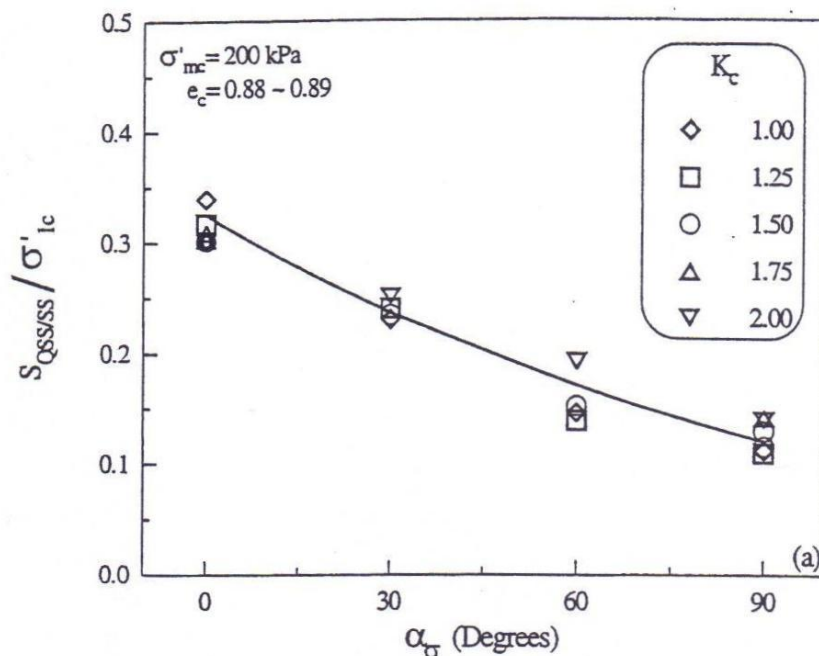
(β)



Σχήμα 2.9. Αποκλίνουσα τάση ως προς μέση ενεργό τάση: (α) Στάδιο ψευδο-σταθερής κατάστασης και (β) Στάδιο σταθερής κατάστασης. Πειραματικά δεδομένα από δοκιμές τριαξονικής θλίψης σε δοκίμια άμμου Toyoura υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης (από Kato et al., 2001)

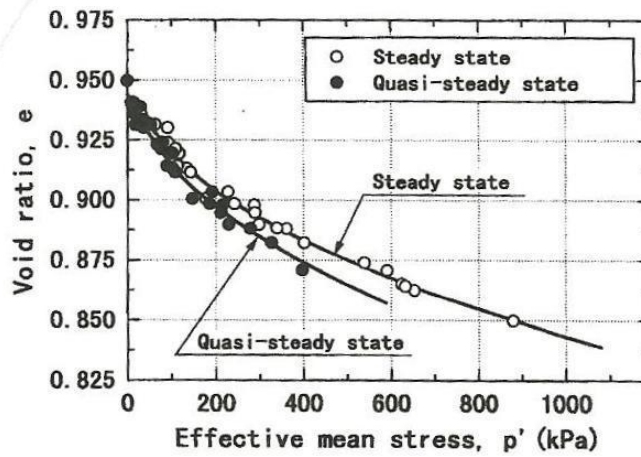


Σχήμα 2.10. Επίδραση του βαθμού ανισότροπης στερεοποίησης K_c στην τιμή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής κατά την σταθερή και ψευδο-σταθερή κατάσταση. Δεδομένα από πειράματα στη συσκευή στρεπτικής διάτμησης κοίλου δοκιμίου σε χαλαρά δοκίμια άμμου Fraser river υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης (από Sivathayalan & Vaid, 2002)

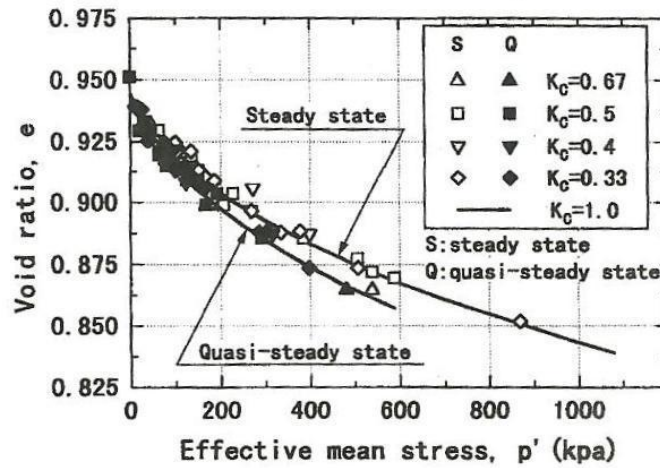


Σχήμα 2.11. Επίδραση του βαθμού ανισότροπης στερεοποίησης K_c στην τιμή της κανονικοποιημένης αστράγγιστης διατμητικής αντοχής για διαφορετικές τιμές της γωνίας α . Δεδομένα από πειράματα στη συσκευή στρεπτικής διάτμησης κοίλου δοκιμίου σε χαλαρά δοκίμια άμμου Fraser river υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης (από Sivathayalan & Vaid, 2002)

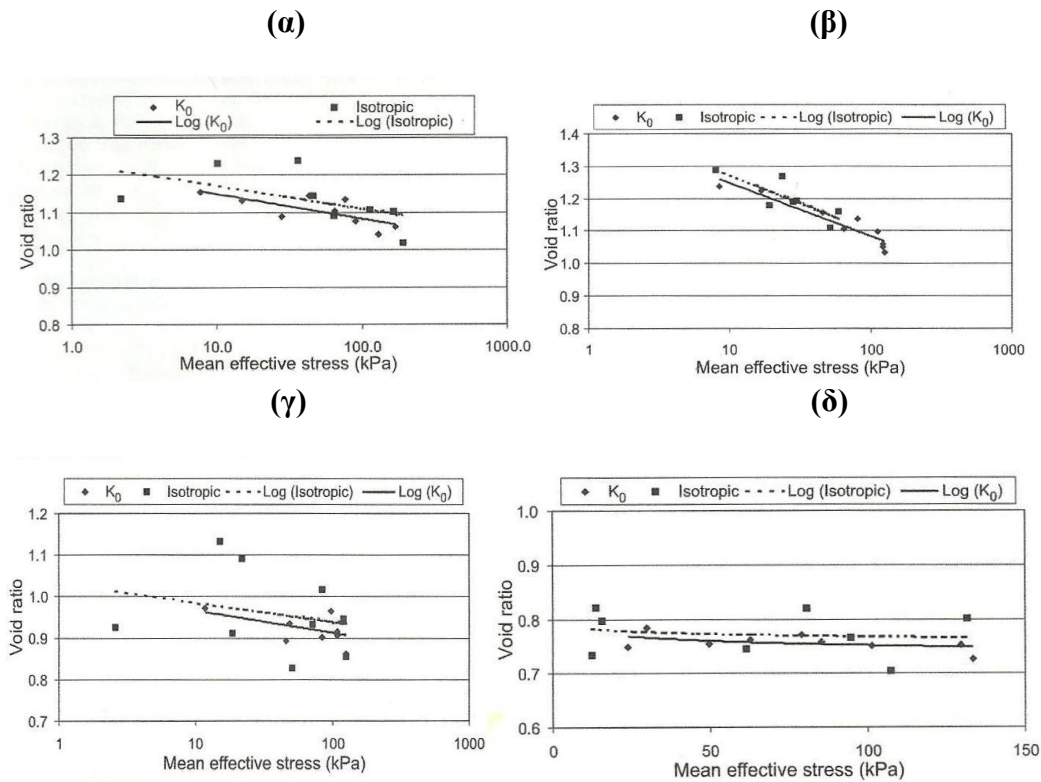
(α)



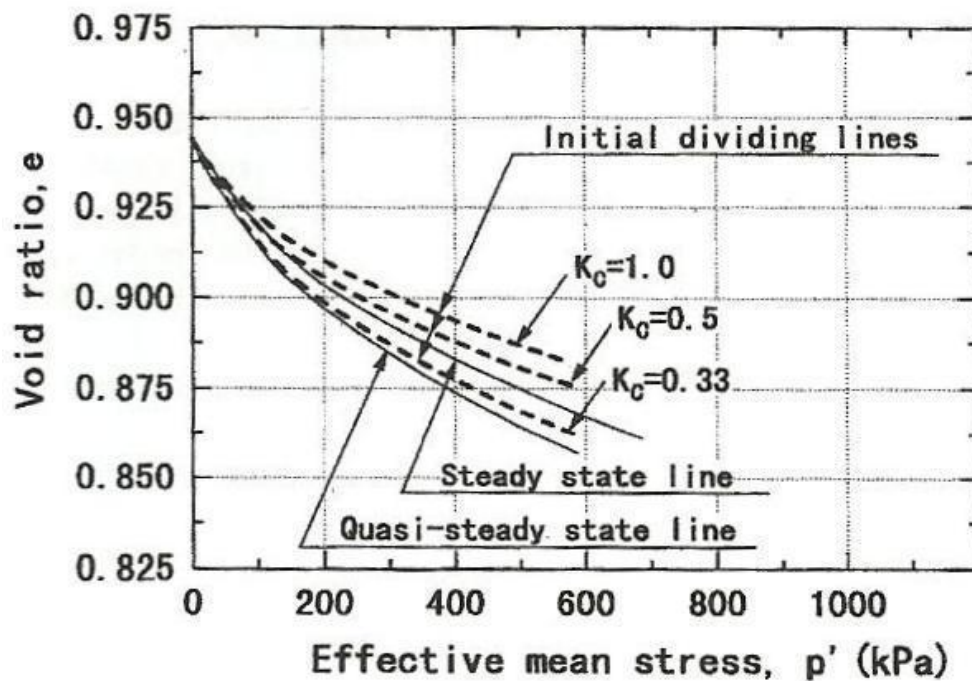
(β)



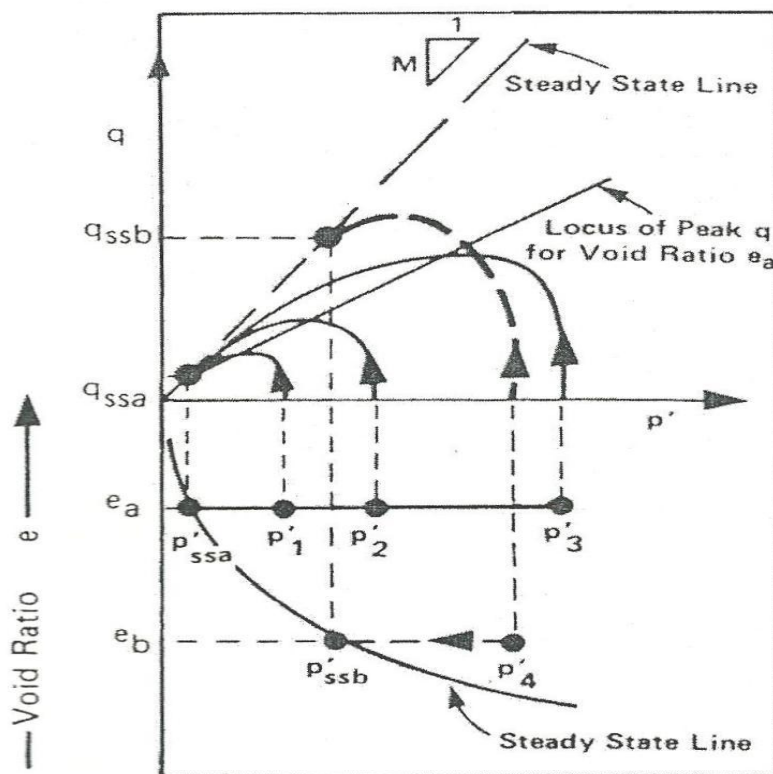
Σχήμα 2.12. Γραμμή σταθερής και ψευδο-σταθερής κατάστασης από δοκιμές τριαξονικής θλίψης σε δοκίμια άμμου Toyoura υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης: (α) Ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια και (β) Ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια (από Kato et al., 2001)



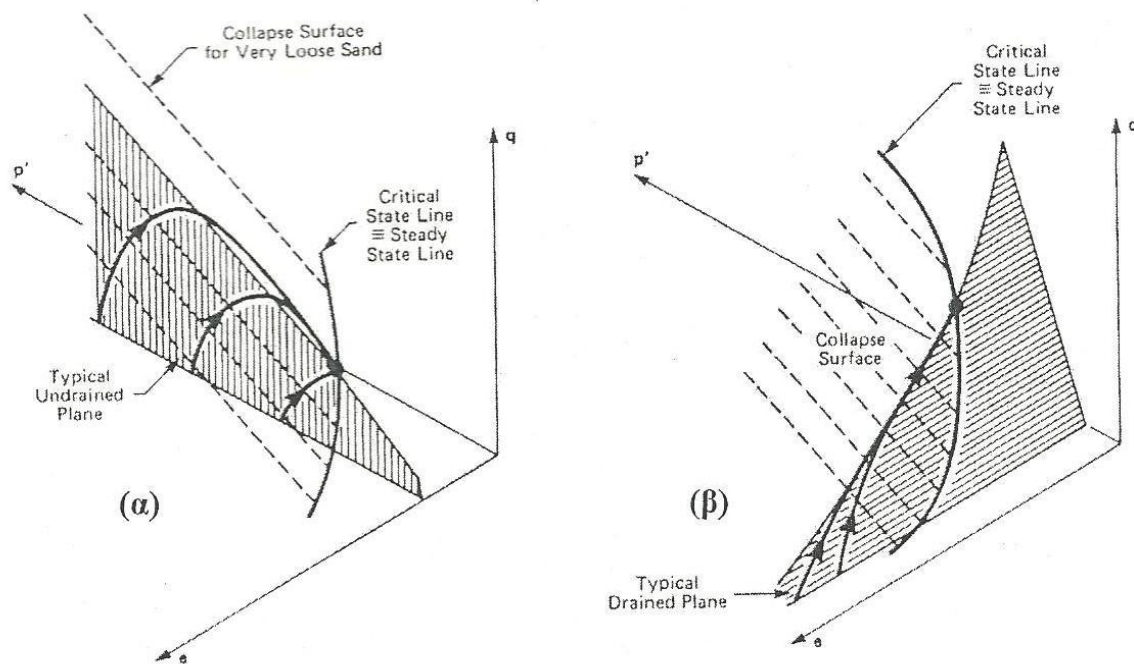
Σχήμα 2.13. Σύγκριση γραμμής σταθερής κατάστασης μεταξύ ισότροπα και K_0 -ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων για ποσοστά λεπτόκοκκων υλικών: (α) 0% (β) 20% (γ) 30% και (δ) 60%. Πειραματικά δεδομένα από δοκιμές τριαξονικής θλίψης σε χαλαρά δοκίμια υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης (από Fourie & Tshabalala, 2005)



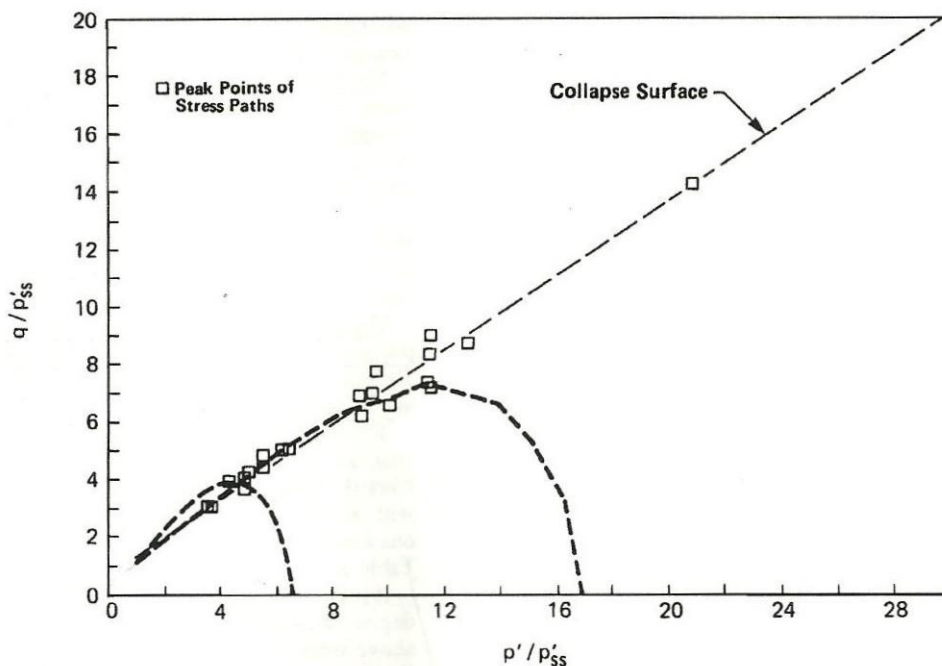
Σχήμα 2.14. Επίδραση του βαθμού ανισότροπης στερεοποίησης K_c στη θέση της γραμμής IDL. Πειραματικά δεδομένα από δοκιμές τριαξονικής θλίψης σε δοκίμια άμμου Toyoura υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης (από Kato et al., 2001)



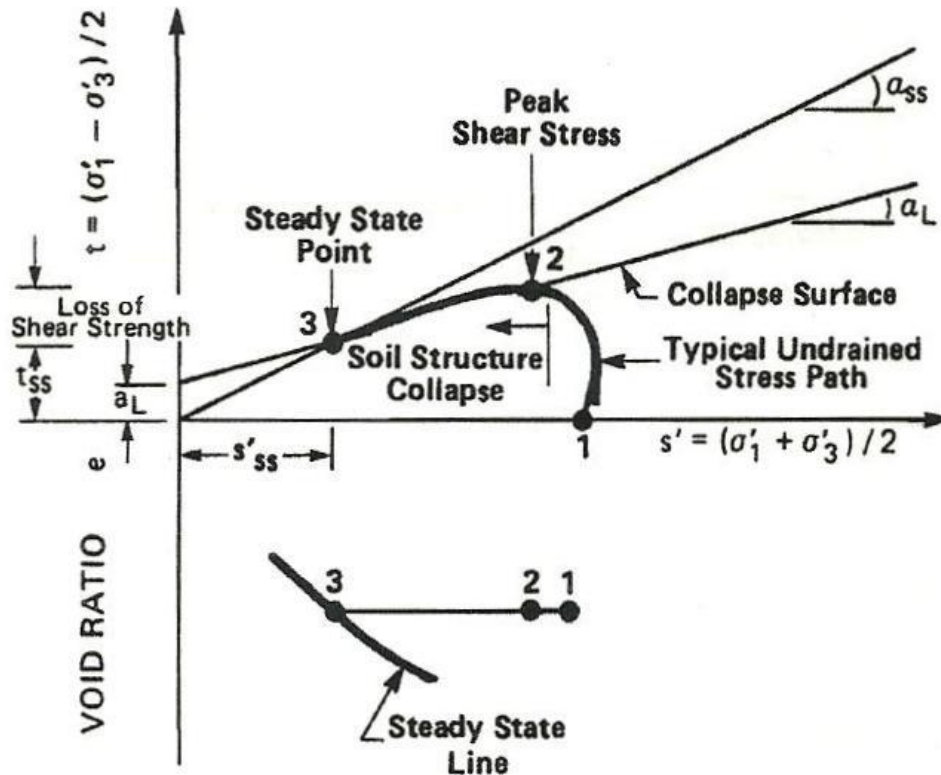
Σχήμα 2.15. Σχηματική απεικόνιση διαδρομών ενεργών τάσεων από πειράματα τριαξονικής θλίψης σε δοκίμια ισότροπα στερεοποιημένα υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης (από Sladen et al., 1985)



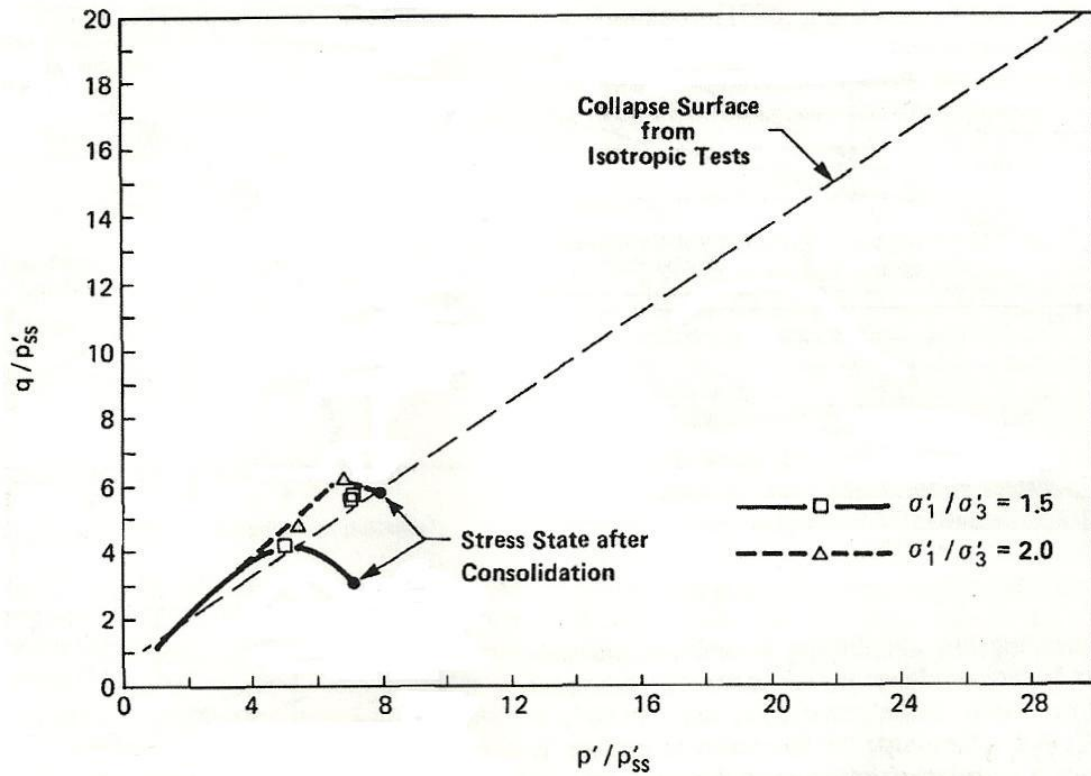
Σχήμα 2.16. Η «επιφάνεια κατάρρευσης» στον τριδιάστατο χώρο p' - q - e : (α) Συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης και (β) Ελεύθερης στράγγισης (από Sladen et al., 1985)



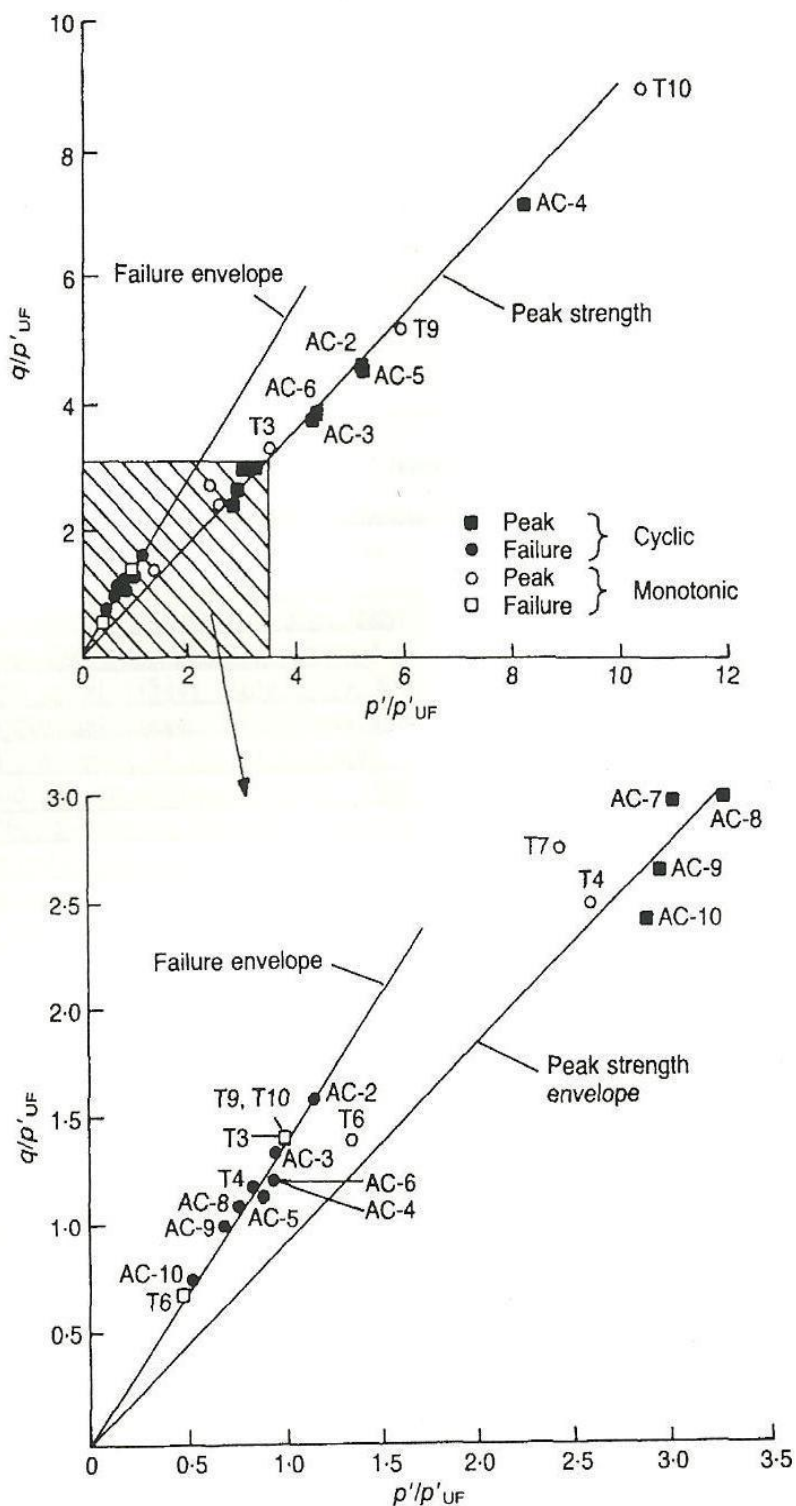
Σχήμα 2.17. Κανονικοποιημένες διαδρομές ενεργών τάσεων σε δοκίμια άμμου Banding No.6 υπό συνθήκες εμποδιζόμενης, ισότροπης τριαξονικής θλίψης. Για λόγους ευκρίνειας στο διάγραμμα τα μέγιστα σημεία των διαδρομών ενεργών τάσεων όλων των δοκιμών απεικονίζονται με σημεία (από Castro et al., 1982)



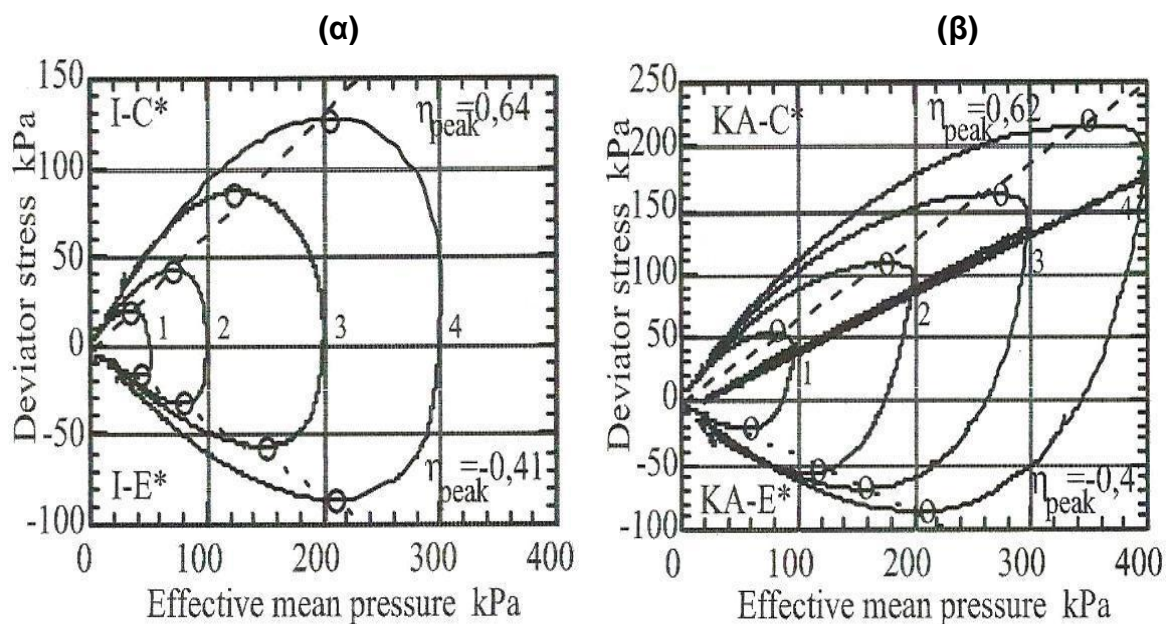
Σχήμα 2.18. Η «επιφάνεια κατάρρευσης» στον τασικό χώρο $t - s'$ (Sladen et al., 1985)



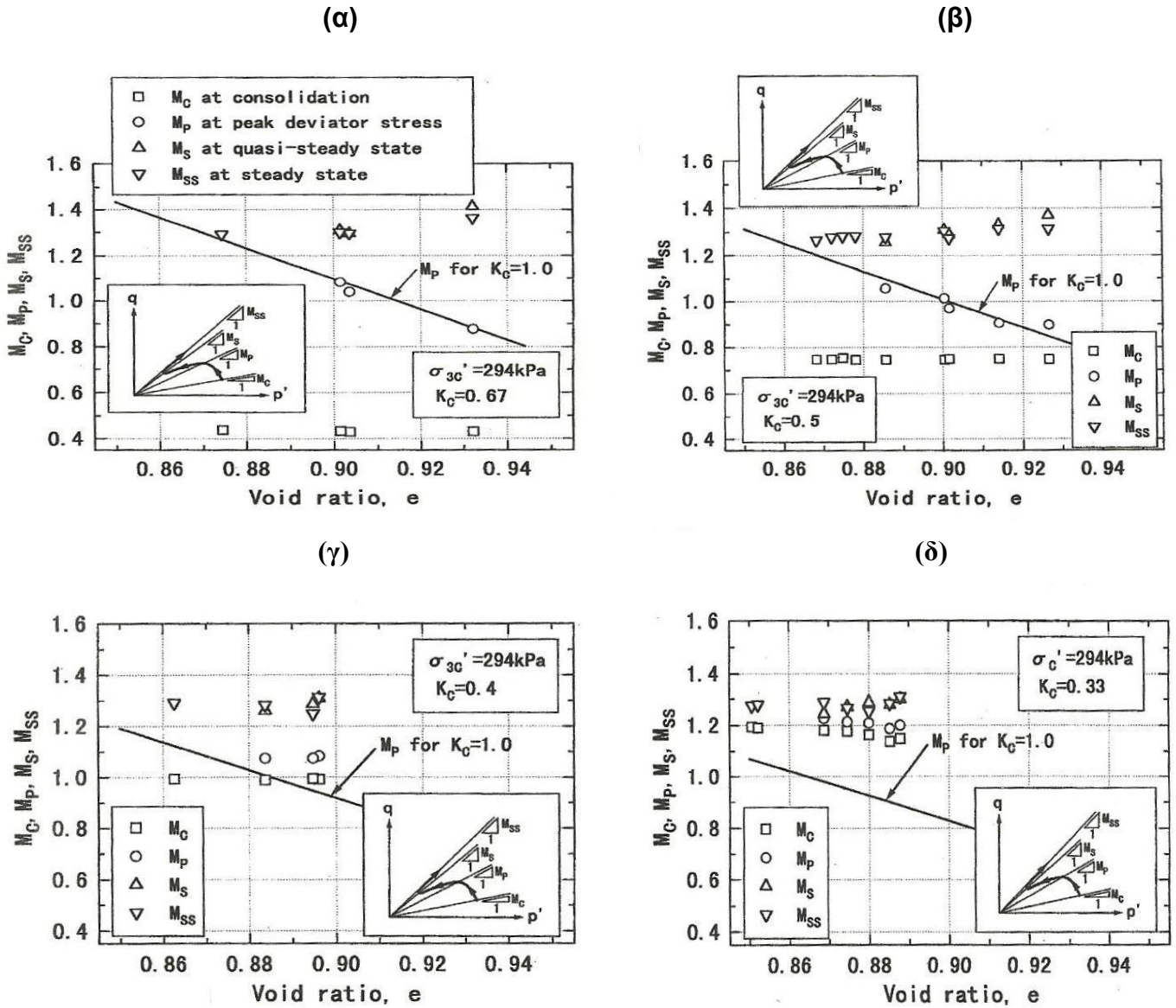
Σχήμα 2.19. Κανονικοποιημένες διαδρομές ενεργών τάσεων σε δοκίμια άμμου Banding Νο6 υπό συνθήκες εμποδιζόμενης, ανισότροπης τριαξονικής θλίψης. Για λόγους ευκρίνειας στο διάγραμμα τα μέγιστα σημεία των διαδρομών ενεργών τάσεων όλων των δοκιμών απεικονίζονται με σημεία (από Castro et al., 1982)



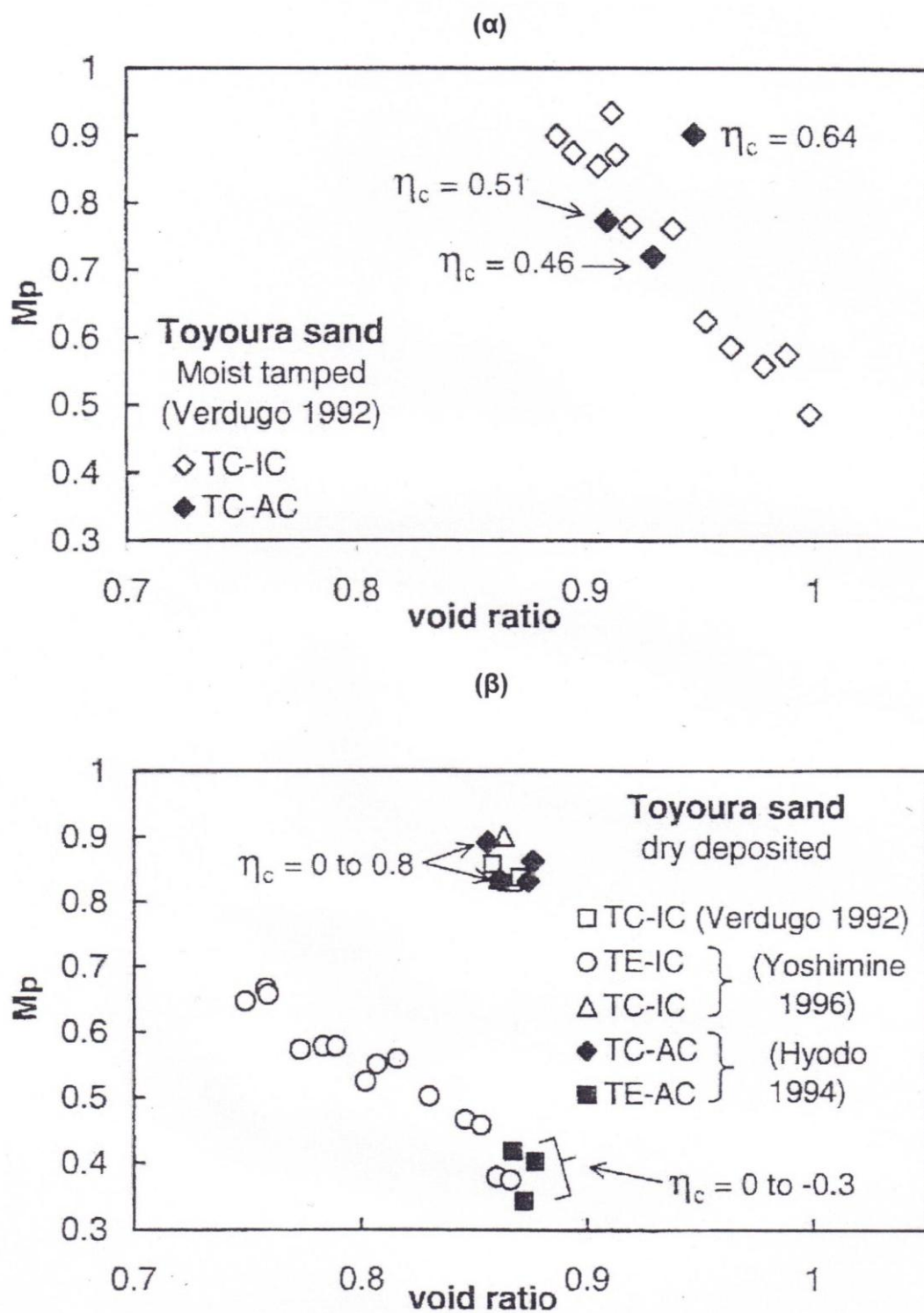
Σχήμα 2.20. Εντατικές καταστάσεις στα σημεία μέγιστης διατμητικής αντοχής και στα σημεία σταθερής κατάστασης από πειραματικά αποτελέσματα αστράγγιστων μονοτονικών και ανακυκλικών δοκιμών σε χαλαρά δοκίμια άμμου Till (από Konrad et al., 1993)



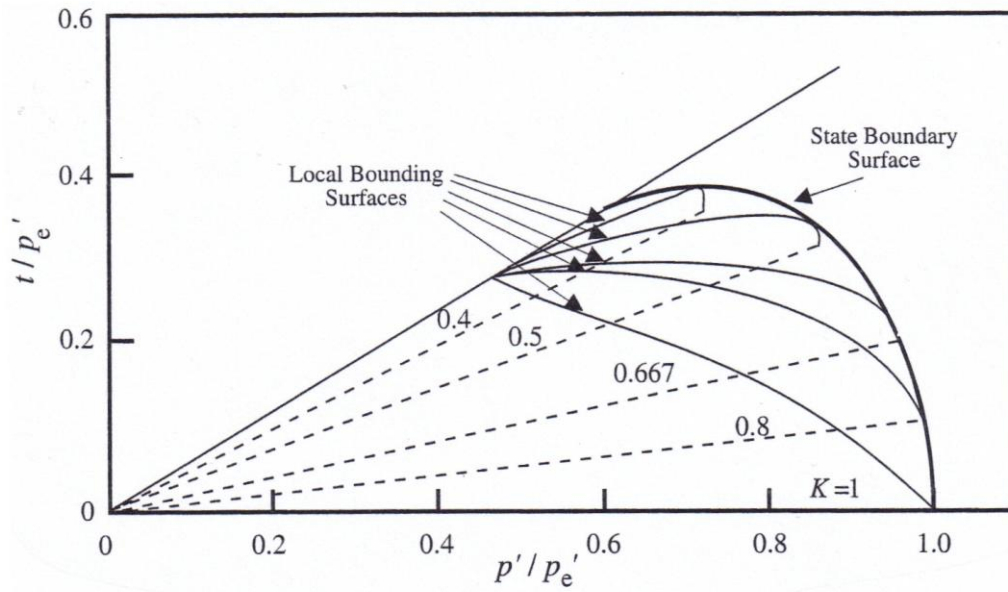
Σχήμα 2.21. Διαδρομές ενεργών τάσεων από πειράματα τριαξονικής θλίψης και εφεκλυσμού σε χαλαρά δοκίμια άμμου Hostun RF υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης : (α) Ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια και (β) Ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια ($K=0.66$) (από Doanh & Ibraim, 1998)



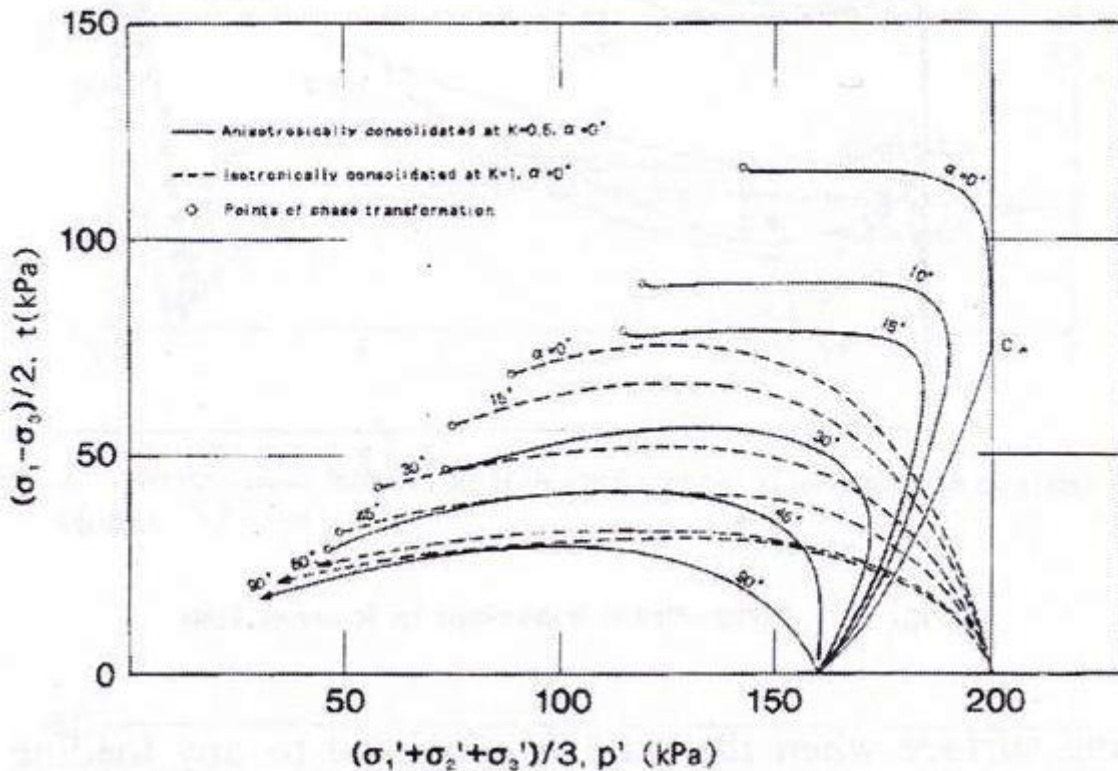
Σχήμα 2.22. Λόγος αποκλίνουσας τάσης q ως προς μέση ενεργό τάση p' σε διάφορες εντατικές καταστάσεις (M_p , M_c , M_s , M_{ss}) και διαφορετικούς δείκτες πόρων. Πειραματικά αποτελέσματα από τριαξονικά πειράματα θλίψης σε χαλαρά δοκίμια άμμου Toyoura: (α) $K_c=0.67$ (β) $K_c=0.5$ (γ) $K_c=0.4$ και (δ) $K_c=0.33$ (από Kato et al., 2001)



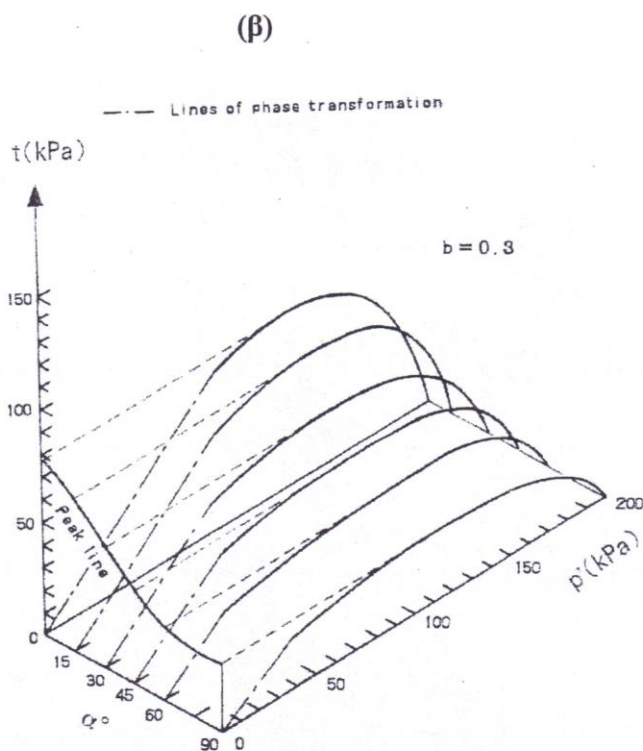
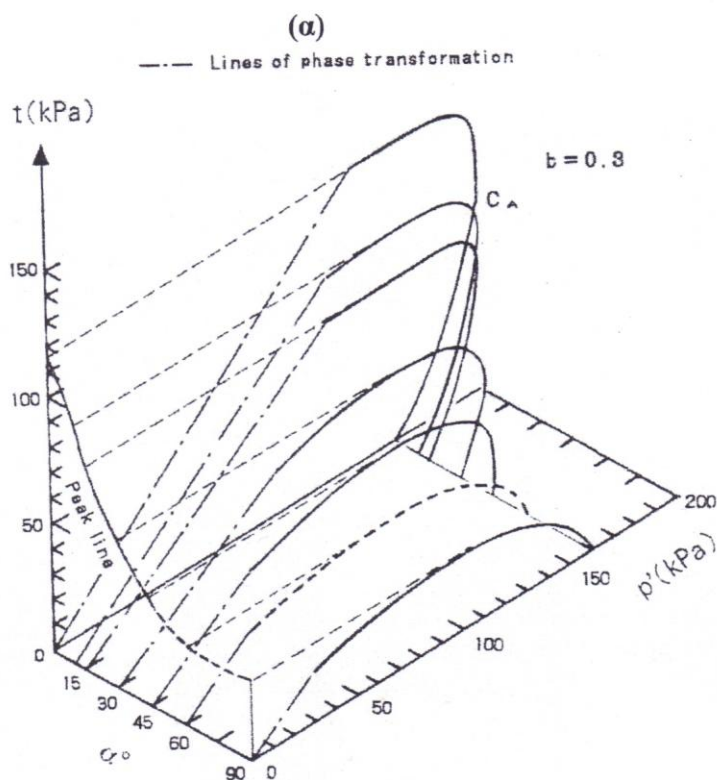
Σχήμα 2.23. Τιμές λόγου τάσεων M_p στα σημεία μέγιστων διατμητικών αντοχών για διαφορετικές τιμές δείκτη πόρων. Πειραματικά αποτελέσματα από τριαξονικά πειράματα θλίψης και εφελκυσμού σε χαλαρά δοκίμια άμμου Toyoura υπό ισότροπες (IC) και ανισότροπες (AC) συνθήκες στερεοποίησης: (α) Απόθεση με συμπύκνωση υγρής άμμου σε διαδοχικές στρώσεις – Moist Tamping και (β) Ξηρή απόθεση – Dry Deposition (από Imam et al., 2002)



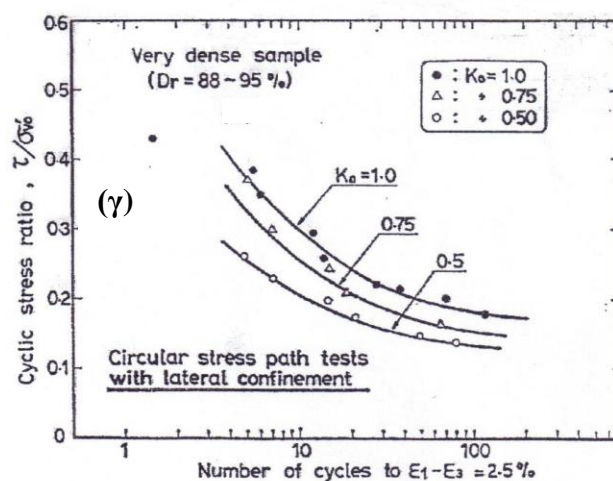
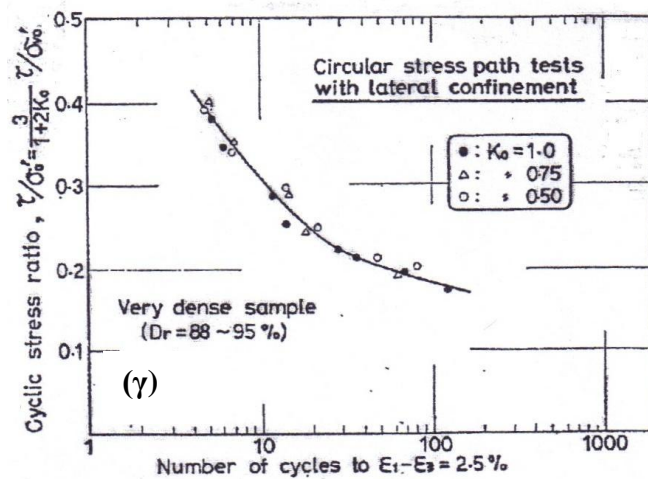
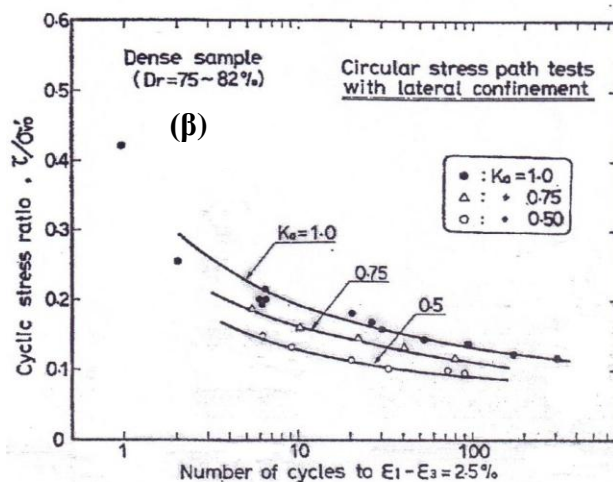
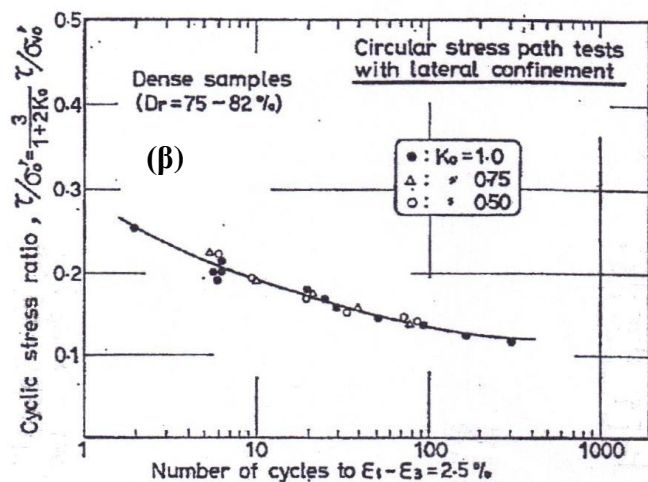
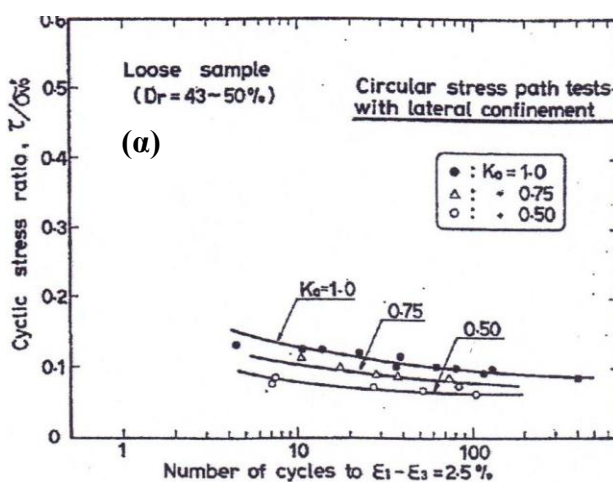
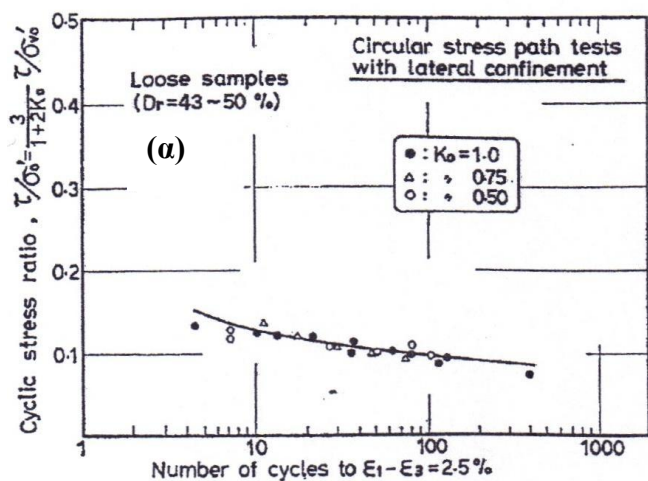
Σχήμα 2.24. Δοκιμές τριαξονικής θλίψης υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης: Διαδρομές ενεργών τάσεων κανονικώς στερεοποιημένων δοκιμίων με διαφορετική τιμή του συντελεστή K (από Gens, 1982)



Σχήμα 2.25. Τοπική Οριακή Επιφάνεια (LBS) ισότροπα και ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων άμμου Ham River, $b=0.3$ (από Shibuya et al., 2003b)



Σχήμα 2.26. Τοπική Οριακή Επιφάνεια (LBS) στις τρεις διαστάσεις δοκιμών άμμου Ham River, $b=0.3$: (α) Ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια και (β) Ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια (από Shibuya et al., 2003b)



Σχήμα 2.27

Σχήμα 2.28

Σχήμα 2.27. Καμπύλες ανακυκλικής αντοχής τ/σ_v' - N για διαφορετικές τιμές K_σ : (α) $D_r=43\sim 50\%$ (β) $D_r=75\sim 82\%$ και (γ) $D_r=88\sim 95\%$ (από Ishihara et al., 1985)

Σχήμα 2.28. Καμπύλες ανακυκλικής αντοχής τ/σ_v' - N για διαφορετικές τιμές K_σ : (α) $D_r=43\sim 50\%$ (β) $D_r=75\sim 82\%$ και (γ) $D_r=88\sim 95\%$ (από Ishihara et al., 1985)

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ a ΚΑΙ b ΣΤΗ ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΥΛΙΚΩΝ ΥΠΟ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΕΜΠΟΔΙΖΟΜΕΝΗΣ ΣΤΡΑΓΓΙΣΗΣ

3.1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στα περισσότερα γεωτεχνικά προβλήματα οι εντατικές καταστάσεις και οι συνθήκες φόρτισης του εδάφους είναι σύνθετες και περιλαμβάνουν αλλαγές τόσο στο μέγεθος των κυρίων τάσεων (σ_1 , σ_2 , σ_3) όσο και στη διεύθυνση τους, ενώ σε ορισμένες περιπτώσεις η μεταβολή στη διεύθυνση των κυρίων τάσεων ενδέχεται να είναι συνεχής και ανακυκλική. Ενδεικτικά παραδείγματα δίνονται στα Σχήματα 3.1-3.4 που ακολουθούν. Αναλυτικότερα, στο Σχήμα 3.1 παρουσιάζεται η επίδραση κυματικής φόρτισης στη μεταβολή του μεγέθους και της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων σε διαφορετικές θέσεις ενός εδαφικού σχηματισμού κάτω από τη θεμελίωση μιας παράκτιας πλατφόρμας. Τα δεδομένα προέκυψαν ύστερα από ανάλυση με χρήση πεπερασμένων στοιχείων και δείχνουν στροφή των κυρίων τάσεων ως προς την κατακόρυφη διεύθυνση έως και 70° .

Στο Σχήμα 3.2 παρουσιάζονται στην πιο απλοποιημένη μορφή τους οι αλλαγές των τάσεων σε ένα εδαφικό στοιχείο κάτω από μια οριζόντια εδαφική επιφάνεια όταν αυτό υποβάλλεται σε σεισμική φόρτιση. Σε δύο φάσεις ενός κύκλου φόρτισης το εδαφικό στοιχείο υφίσταται μια οριζόντια διατμητική τάση $\Delta\sigma_{ha}$ και $\Delta\sigma_{hb}$ αντίστοιχα, με αποτέλεσμα η διεύθυνση των κυρίων τάσεων να στρέφεται μεταξύ των τιμών α_a και α_b . Ταυτόχρονα, σημειώνονται μεταβολές στο μέγεθος της ενδιάμεσης κύριας

τάσης σ_2 ως προς τις τάσεις σ_1 και σ_3 με αποτέλεσμα η παράμετρος $b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3}$ να

λαμβάνει τιμές μεταξύ b_a και b_b .

Επιπρόσθετα, στο Σχήμα 3.3 παρουσιάζεται ενδεικτικά το παράδειγμα ενός κατακόρυφα φορτιζόμενου επιφανειακού κυκλικού πεδίου. Στη ζώνη φόρτισης κάτω από επιφανειακό πέδιλο παρατηρείται στροφή των κυρίων τάσεων ως προς την κατακόρυφη διεύθυνση της τάξεως των 40° με ταυτόχρονη αύξηση της διατμητικής τάσης, υποδεικνύοντας ότι σε πραγματικές επί τόπου συνθήκες τα εδάφη υποβάλλονται σε φορτίσεις οι οποίες περιλαμβάνουν συνεχή αύξηση των διατμητικών τάσεων με ταυτόχρονη στροφή της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων.

Τελικώς, στο Σχήμα 3.4 παρουσιάζεται η περίπτωση ενός υποθαλάσσιου πρανούς στο οποίο η διεύθυνση της κύριας τάσης σ_1 ως προς την κατακόρυφο (γωνία α) ποικίλλει από εδαφικό στοιχείο σε εδαφικό στοιχείο κατά μήκος μιας δυνητικής επιφάνειας ολίσθησης.

Εάν τα εδαφικά υλικά ήταν ισότροπα, η στροφή των κυρίων τάσεων δεν θα επηρέαζε την απόκριση τους και θα μπορούσε με ασφάλεια να παραληφθεί. Ωστόσο τα περισσότερα ιζηματογενή υλικά είναι εν-γέννη ανισότροπα και η μεταβολή της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων οδηγεί στη δημιουργία δοκιμίων με έντονες ανομοιομορφίες τάσεων–παραμορφώσεων τόσο στην περίπτωση των συνεκτικών όσο και στην περίπτωση των μη συνεκτικών εδαφικών υλικών (Bishop, 1966, Oda et al., 1972, Arthur et al., 1972, Arthur et al., 1977, Saada & Townsend, 1981). Συνεπώς, η συμπεριφορά των εδαφικών υλικών εξαρτάται σε σημαντικό βαθμό από τη διεύθυνση των κυρίων τάσεων σε σχέση με τη διεύθυνση απόθεσης τους, ενώ οι εκδηλωθείσες παραμορφώσεις οφείλονται τόσο στη μεταβολή του μεγέθους των κυρίων τάσεων όσο και στη μεταβολή της διεύθυνσης τους.

Στις περισσότερες περιπτώσεις τα εν χρήση καταστατικά προσομοιώματα βασίζονται σε πειραματικά αποτελέσματα τα οποία προέρχονται κυρίως από τριαξονικές δοκιμές σε στατική και ανακυκλική φόρτιση. Καθώς η στροφή των κυρίων τάσεων δεν είναι εφικτή κατά την διάρκεια μιας τριαξονικής δοκιμής (η διεύθυνση των κυρίων τάσεων σ_1 , σ_2 , σ_3 συμπίπτει με τους άξονες ανισοτροπίας του δοκιμίου), τα εργαστηριακά

αποτελέσματα που λαμβάνονται δεν μπορούν να θεωρηθούν αντιπροσωπευτικά της εδαφικής συμπεριφοράς και σε κάποιες περιπτώσεις ενδεχομένως να οδηγήσουν σε μη συντηρητικό σχεδιασμό (Wong & Arthur, 1986, Symes et al., 1988). Συνεπώς, για την καλύτερη και πιο ακριβή προσομοίωση της συμπεριφοράς των εδαφικών υλικών στη φύση και των καταστατικών σχέσεων που την περιγράφουν, γίνεται επιτακτική η ανάγκη χρήσης μιας πειραματικής συσκευής η οποία μεταξύ άλλων θα επιτρέπει τον έλεγχο τόσο της διεύθυνσης όσο και του μεγέθους των κυρίων τάσεων.

Δύο πειραματικές συσκευές κρίθηκαν ικανές για την προσομοίωση γενικευμένων εντατικών καταστάσεων. Η συσκευή άμεσης διάτμησης - Directional Shear Box (Arthur et al., 1977) και η συσκευή στρεπτικής διάτμησης κοίλου δοκιμίου - Torsional Hollow Cylinder Apparatus (Saada & Townsend, 1981, Hight et al., 1983). Η συσκευή άμεσης διάτμησης, αν και προσομοιώνει γενικευμένες εντατικές καταστάσεις, υπόκειται στον περιορισμό επίπεδης παραμόρφωσης με αποτέλεσμα να μην μπορεί να πραγματοποιηθεί ανεξάρτητος έλεγχος στις τιμές της μέσης ενεργού τάσης $p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3}$ και στις τιμές της ενδιάμεσης τάσης σ'_2 . Η συσκευή στρεπτικής διάτμησης κοίλου δοκιμίου έχοντας την μοναδική ικανότητα ανεξάρτητου ελέγχου τόσο στο μέγεθος όσο και στην διεύθυνση των κυρίων τάσεων, κρίνεται ως η πιο ιδανική συσκευή για την διερεύνηση της εδαφικής ανισοτροπίας.

Στη συνέχεια του κεφαλαίου θα αναλυθεί η επίδραση των παραμέτρων a και b στην αστράγγιστη συμπεριφορά δοκιμίων άμμου όπως έχει καταγραφεί από πλήθος μελετών της διεθνούς βιβλιογραφίας με έμφαση να δίνεται στα αποτελέσματα δοκιμών που πραγματοποιήθηκαν στη συσκευή στρεπτικής διάτμησης κοίλου δοκιμίου.

3.2. ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΗΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΥ a

3.2.1. Μονοτονική φόρτιση υπό σταθερή διεύθυνση κυρίων τάσεων

Χαρακτηριστικό παράδειγμα της ανισότροπης απόκρισης των εδαφικών υλικών είναι η σημαντική διαφοροποίηση της αστράγγιστης συμπεριφοράς που παρατηρείται σε

δοκίμια άμμου όταν αυτά υποβάλλονται σε τριαξονική θλίψη συγκρινόμενα με αυτά που υποβάλλονται σε τριαξονικό εφελκυσμό υπό τις ίδιες εργαστηριακές συνθήκες.

Τυπικές διαδρομές ενεργών τάσεων και καμπύλες τάσεων–παραμορφώσεων κορεσμένων δοκιμίων άμμου Toyoura, όταν αυτά υποβάλλονται υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε τριαξονική θλίψη και εφελκυσμό παρουσιάζονται από τους Yoshimine et al. (1998) στο Σχήμα 3.5. Όλα τα δοκίμια παρασκευάστηκαν στη χαλαρότερη δομή τους με τη μέθοδο της ξηρής απόθεσης (Air Pluviation) και στερεοποιήθηκαν ισότροπα σε ενεργές τάσεις $p_c' = 50, 100, 300, 500$ kPa. Τα δοκίμια που υποβλήθηκαν σε θλίψη ανέπτυξαν υπερπιέσεις πόρων περίπου 50% της τιμής της αρχικής ενεργού τάσης και ενώ παρατηρείται μια μικρής κλίμακας πτώση στη διατμητική αντοχή, η τάση για διαστολή είναι τελικώς η συμπεριφορά που κυριαρχεί στις μεγάλες παραμορφώσεις. Ωστόσο τα δοκίμια που υποβλήθηκαν σε εφελκυσμό, ανέπτυξαν υπερπιέσεις πόρων στο 100% οδηγώντας σε μηδενισμό της διατμητικής αντοχής. Σε παρόμοιες παρατηρήσεις οδηγήθηκαν και αρκετοί άλλοι ερευνητές (Bishop, 1971, Saada & Ou, 1973, Tatsuoka & Ishihara, 1973, Riemer & Seed 1977, Hanazawa, 1980, Miura & Toki, 1982, Kuerbis, 1989, Pillai & Stewart, 1994, Vaid et al., 1995).

Στην τριαξονική θλίψη η κύρια τάση σ_1 δρα κατά την κατακόρυφη διεύθυνση (που στις περισσότερες των περιπτώσεων είναι η διεύθυνση απόθεσης του εδαφικού υλικού) ενώ στον τριαξονικό εφελκυσμό η κύρια τάση σ_1 δρα κατά την οριζόντια διεύθυνση (διεύθυνση επιπέδων διαστρωμάτωσης του εδαφικού υλικού). Συνεπώς κατά την τριαξονική θλίψη η γωνία $\alpha = 0^\circ$ και η παράμετρος $b = 0$, ενώ κατά τον τριαξονικό εφελκυσμό η γωνία $\alpha = 90^\circ$ και η παράμετρος $b = 1$. Συνοπτικά, θα μπορούσε κανείς να συμπεράνει ότι η τριαξονική θλίψη και ο τριαξονικός εφελκυσμός προσομοιώνουν δύο ακραίες συνθήκες ως προς:

- Τη διεύθυνση της κύριας τάσης σ_1 σε σχέση με την διεύθυνση απόθεσης (γωνία α).
- Το εύρος των τιμών της ενδιάμεσης κύριας τάσης σ_2 (παράμετρος b).

Συμπερασματικώς, αναμένεται μια συστηματική διαφοροποίηση της αστράγγιστης συμπεριφοράς εδαφικών δοκιμίων με την περιστροφή των κυρίων τάσεων και πολλοί είναι οι ερευνητές που έχουν ασχοληθεί με το αντικείμενο αυτό. Χαρακτηριστικά αναφέρονται οι Symes et al. (1984), Shibuya (1985), Towhata & Ishihara (1985), Porovic (1995), Nakata et al. (1998), Uthayakumar & Vaid (1998), Yoshimine et al. (1998), Sivathayalan & Vaid (2002) και Shibuya et al. (2003a, 2003b).

Οι Uthayakumar & Vaid (1998) πραγματοποίησαν δοκιμές στη συσκευή στρεπτικής διάτμησης κοίλου δοκιμίου σε δύο άμμους (άμμος Fraser River και άμμος Syncrude). Όλα τα δοκίμια παρασκευάστηκαν με τη μέθοδο της απόθεσης στο νερό (Water Pluviation), στερεοποιήθηκαν ισότροπα και υποβλήθηκαν σε διάτμηση υπό συνθήκες ελεγχόμενης παραμόρφωσης χρησιμοποιώντας διαφορετικές τιμές γωνίας α ενώ η παράμετρος b και η μέση ολική τάση διατηρούνται σταθερές κατά τη διάρκεια της διάτμησης. Στα Σχήματα 3.6 και 3.7 απεικονίζονται οι καμπύλες τάσεων–παραμορφώσεων και οι διαδρομές ενεργών τάσεων για την άμμο Fraser River και την άμμο Syncrude αντίστοιχα. Η επίδραση της γωνίας α είναι ιδιαίτερα σημαντική, καθώς όσο αυτὴ μεγαλώνει η συμπεριφορά των δύο άμμων γίνεται περισσότερο ψαθυρή με αποτέλεσμα να παρατηρείται μεγαλύτερη πτώση της διατμητικής αντοχής μετά την επίτευξη μιας μέγιστης τιμής. Στα ίδια συμπεράσματα κατέληξαν και οι Yoshimine et al. (1998) πραγματοποιώντας δοκιμές στη συσκευή στρεπτικής διάτμησης σε δοκίμια άμμου Toyoura τα οποία παρασκευάστηκαν με τη μέθοδο της ξηρής απόθεσης, στερεοποιήθηκαν ισότροπα σε ενεργό τάση $p_c' = 100$ kPa και υποβλήθηκαν σε διάτμηση υπό συνθήκες ελεγχόμενης παραμόρφωσης (Σχήμα 3.8).

Ο βαθμός συστολικής συμπεριφοράς μιας άμμου μπορεί να αποδοθεί σε όρους ενός δείκτη ψαθυρότητας I_B (βλέπε εξίσωση (2.2.1)). Σημαντική αύξηση του δείκτη ψαθυρότητας, I_B , αυξανομένης της τιμής της γωνίας α παρατηρείται στο Σχήμα 3.9 τόσο στην περίπτωση της άμμου Fraser όσο και στην περίπτωση της άμμου Syncrude. Αύξηση της παραμέτρου b από $b=0$ σε $b=0.5$ στην άμμο Fraser River οδηγεί σε μεγαλύτερες τιμές I_B για τιμές γωνίας $\alpha < 80^\circ$.

Για τα δοκίμια της άμμου Fraser River η γωνία διατμητικής αντοχής που αντιστοιχεί στο σημείο μέγιστης αποκλίνουσας τάσης (γωνία ϕ_{CSR}) μειώνεται όπως

παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.10 αυξανόμενης της γωνίας α από 30° σε 90° . Η σταδιακή αυτή μείωση στη γωνία διατμητικής αντοχής, ϕ_{CSR} , πυροδοτεί την έναρξη της συστολικής συμπεριφοράς σε μικρότερες τιμές λόγου τάσεων (q/p'). Παρόμοια αποτελέσματα προκύπτουν και από τις μελέτες των Kuerbis (1989), Vaid et al. (1990), Vaid & Thomas (1995), Nakata et al. (1998), Sivathayalan & Vaid (2002). Επιπρόσθετα, αύξηση της γωνίας α οδηγεί επίσης σε μείωση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής, $S_{u(\text{peak})}$ (Σχήμα 3.11), συμπέρασμα στο οποίο κατέληξαν και οι Shibuya & Hight (1987). Στα Σχήματα 3.10 και 3.11 παρουσιάζονται επίσης δεδομένα για δοκίμιο το οποίο υποβλήθηκε σε διάτμηση αφού πρώτα στερεοποιήθηκε ανισότροπα σε $K_C = \frac{\sigma'_{1c}}{\sigma_{3c}} = 1.5$. Προκύπτει ότι για δεδομένη τιμή μέσης ενεργού τάσης, παραμέτρου b και γωνίας α , η τιμή της γωνίας διατμητικής αντοχής, ϕ_{CSR} και η τιμή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής $S_{u(\text{peak})}$ δεν εξαρτώνται από τις συνθήκες στερεοποίησης (ισότροπες ή ανισότροπες).

Η κλίση της γραμμής αλλαγής φάσης (Phase Transformation Line - PTL), η κλίση της γραμμής ψευδο-σταθερής κατάστασης (Quasi Steady State Line - QSSL) και η κλίση της γραμμής σταθερής κατάστασης (Steady State Line - SSL) καθώς και οι γωνίες διατμητικής αντοχής που αντιστοιχούν στην αλλαγή φάσης ή στη ψευδο-σταθερή κατάσταση (ϕ_{PT} ή ϕ_{QSS}) και στη κατάσταση σταθερής παραμόρφωσης (ϕ_{SS}) παραμένουν σταθερές ανεξάρτητα από τη διεύθυνση των κυρίων τάσεων και το μέγεθος της ενδιάμεσης κύριας τάσης (πaráμετρος b) όπως φαίνεται στα Σχήματα 3.12 και 3.13 για δοκίμια της άμμου Fraser River και Syncrude αντίστοιχα. Στα σχήματα αυτά με ανοικτούς κύκλους παριστάνονται τα σημεία αλλαγής φάσης ή ψευδο-σταθερής κατάστασης και με κλειστούς κύκλους τα σημεία σταθερής κατάστασης.

Ιδιαίτερη σημασία αξίζει να δοθεί στο γεγονός ότι η αστράγγιστη διατμητική αντοχή στα σημεία αλλαγής φάσης και στα σημεία σταθερής κατάστασης, $S_{u(PT/SS)}$, δεν σχετίζεται μονοσήμαντα με την τιμή του δείκτη πόρων όπως είχε προταθεί από τους Castro (1969) και Ishihara (1993), αλλά για μια δεδομένη τιμή δείκτη πόρων παρατηρείται διακύμανση στις τιμές της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής με βάση την τιμή της γωνίας α . Αναλυτικότερα, όπως φαίνεται στα Σχήματα 3.14 και 3.15 για

την άμμο Fraser River και Syncrude αντίστοιχα, για σταθερή τιμή της παραμέτρου b η αστράγγιστη διατμητική αντοχή $Su_{(PT/SS)}$ σημειώνει συστηματική μείωση αυξανόμενης της τιμής της γωνίας α , ενώ αύξηση της παραμέτρου b από $b=0$ σε $b=0.5$ οδηγεί σε αύξηση της τιμής $Su_{(PT/SS)}$ (η επιρροή της παραμέτρου b στην αστράγγιστη συμπεριφορά δοκιμίων άμμου εξετάζεται αναλυτικότερα στο Υποκεφάλαιο 3.3 που ακολουθεί). Στο Σχήμα 3.14 για $\alpha=45^\circ$ και $b=0$, φαίνεται επίσης να υπάρχει μια τάση αύξησης της $Su_{(PT/SS)}$ όσο η τιμή του λόγου τάσεων στερεοποίησης $K_c = \frac{\sigma_{1c}}{\sigma_{3c}}$ μεγαλώνει.

Οι Nakata et al. (1998) εξέτασαν την επίδραση της στροφής των κυρίων τάσεων στην αστράγγιστη συμπεριφορά άμμων για διαφορετικές τιμές σχετικής πυκνότητας D_r (%). Για το σκοπό αυτό πραγματοποίησαν μια σειρά πειραμάτων σε δοκίμια άμμου Toyoura. Όλα τα δοκίμια παρασκευάστηκαν με τη μέθοδο της ξηρής απόθεσης, στερεοποιήθηκαν ισότροπα σε μέση ενεργό τάση $p'=100$ kPa και στη συνέχεια υποβλήθηκαν σε μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες ελεγχόμενης παραμόρφωσης χρησιμοποιώντας διαφορετικές τιμές της γωνίας α και σταθερή τιμή της παραμέτρου b ($=0.5$). Στο Σχήμα 3.16 απεικονίζονται οι διαδρομές ενεργών τάσεων και οι καμπύλες τάσεων-παραμορφώσεων για τα πυκνά δοκίμια $D_r=90\%$ (Σχήμα 3.16(α & β)), τα μέσης πυκνότητας δοκίμια $D_r=60\%$ (Σχήμα 3.16(γ & δ)) και τα χαλαρά δοκίμια $D_r=30\%$ (Σχήμα 3.16(ε & στ')). Η συμπεριφορά των δοκιμίων αποδεικνύει:

- Τη σημαντική επίδραση τόσο της σχετικής πυκνότητας όσο και της γωνίας α στην αστράγγιστη συμπεριφορά των δοκιμίων. Πιο αναλυτικά στα πυκνά δοκίμια για όλες τις τιμές της γωνίας α δεν παρουσιάζεται πτώση της διατμητικής αντοχής σε αντίθεση με τα δοκίμια μέσης πυκνότητας στα οποία για τιμές της γωνίας α από 45° έως 75° η μέγιστη διατμητική αντοχή απομειώνεται. Αξίζει επίσης να παρατηρηθεί ότι για γωνία $\alpha=45^\circ$ το εύρος της αποκλίνουσας παραμόρφωσης γ (%) που αντιστοιχεί στη φάση απομείωσης της διατμητικής αντοχής παίρνει τιμές $\gamma = 0.2 - 1\%$, ενώ περαιτέρω αύξηση της γωνίας α σε 75° οδηγεί σε αύξηση του εύρους αποκλίνουσας παραμόρφωσης σε τιμές $\gamma = 0.2 - 2\%$. Στα χαλαρά δοκίμια και για τιμές της γωνίας $\alpha \geq 30^\circ$ η άμμος ρευστοποιείται.

- Την επίδραση της γωνίας α τόσο στην τιμή της αποκλίνουσας τάσης, q , κατά το στάδιο αλλαγής φάσης του δοκιμίου (q_{PT}) όσο και στην τιμή της αποκλίνουσας τάσης q στο στάδιο του κρίσιμου λόγου τάσεων (q_{CSR}). Σύμφωνα με τους Vaid & Chern (1985) ως κρίσιμος λόγος τάσεων (Critical Stress Ratio, ορίζεται η τιμή του λόγου τάσεων q/p' στο σημείο έναρξης απομείωσης της διατμητικής αντοχής. Η επίδραση αυτή γίνεται πιο εμφανής στα διαγράμματα αποκλίνουσας τάσης q_{PT} , q_{CSR} – γωνίας α και υπερπίεσης πόρων u_{PT} , u_{CSR} – γωνίας α των Σχημάτων 3.17 και 3.18 αντίστοιχα. Η αποκλίνουσα τάση στο σημείο αλλαγής φάσης, q_{PT} , μειώνεται ενώ η τιμή της υπερπίεσης πόρων, u_{PT} , αυξάνεται, αυξανόμενης της τιμής της γωνίας α . Η τιμή της υπερπίεσης πόρων u_{CSR} παραμένει σταθερή ανεξαρτήτως γωνίας α και δείκτη πόρων.
- Την επίδραση της γωνίας α στην ύπαρξη σταθερής (μόνιμης) παραμόρφωσης (steady state of deformation). Η επίδραση αυτή γίνεται εμφανής στα διαγράμματα του Σχήματος 3.16(ε & στ').
- Ότι ο συνδυασμός σχετικής πυκνότητας και γωνίας α , για δοκίμια με ίδια τιμή αρχικής ενεργού τάσης, είναι ο καθοριστικός παράγοντας που ρυθμίζει την εκδήλωση ή μη ψαθυρής συμπεριφοράς.

Οι πειραματικές δοκιμές των Nakata et al. (1998) έδειξαν μεταξύ άλλων την επίδραση της γωνίας α και της σχετικής πυκνότητας D_r στις τιμές της γωνίας διατμητικής αντοχής που αντιστοιχεί στη μέγιστη τιμή αποκλίνουσας τάσης (γωνία ϕ'_p), στο σημείο αλλαγής φάσης (γωνία ϕ'_{PT}), στο σημείο έναρξης απομείωσης της διατμητικής αντοχής (γωνία ϕ'_{CSR}) και στην κατάσταση σταθερής παραμόρφωσης (γωνία ϕ'_{SS}). Όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.19 για σχετικές πυκνότητες $D_r = 60\%$ και $D_r = 90\%$ αύξηση της γωνίας α έως και τις 60° οδηγεί σε μείωση των τιμών της γωνίας διατμητικής αντοχής ϕ'_p και ϕ'_{PT} , ενώ αυξανόμενης της γωνίας α πέρα των 60° οι τιμές ϕ'_p και ϕ'_{PT} αυξάνουν αντίστοιχα. Αξίζει επίσης να παρατηρηθεί ότι η μεταβολή της γωνίας α επηρεάζει σε μεγαλύτερο βαθμό τις τιμές της γωνίας διατμητικής αντοχής ϕ'_p σε σχέση με τις τιμές της γωνίας διατμητικής αντοχής ϕ'_{PT} . Η παρατηρήσεις αυτές έρχονται σε αντίθεση με τα συμπεράσματα των Uthayakumar & Vaid (1998) οι οποίοι υποστηρίζουν ότι οι γραμμές αλλαγής φάσης ή ψευδο-σταθερής κατάστασης

(συνεπώς και η αντίστοιχες γωνίες διατμητικής αντοχής) είναι μοναδικές και ανεξάρτητες από τη διεύθυνση των κυρίων τάσεων. Το διάγραμμα του Σχήματος 3.19(γ) δείχνει επίσης ότι ανεξάρτητα από τη σχετική πυκνότητα οι γωνίες διατμητικής αντοχής ϕ'_{PT} και ϕ'_{SS} παίρνουν σχεδόν τις ίδιες τιμές για κάθε γωνία α .

3.2.2. Ανακυκλική φόρτιση

Εργαστηριακά τις περισσότερες φορές το δυναμικό ρευστοποίησης ενός εδαφικού υλικού εκτιμάται μέσω ανακυκλικών τριαξονικών δοκιμών. Στις δοκιμές αυτές και για την περίπτωση ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων ($\sigma_{\text{static}}=0$) η εφαρμογή μιας ανακυκλικής αποκλίνουσας τάσης $\pm\sigma_{\text{cyclic}}$ έχει ως αποτέλεσμα την επιβολή τριαξονικής θλίψης ($\alpha=0^0$, $b=0$) στο 1^ο μισό ενός κύκλου φόρτισης και την επιβολή τριαξονικού εφελκυσμού ($\alpha=90^0$, $b=1$) στο υπόλοιπο μισό του ίδιου κύκλου φόρτισης (Σχήμα 3.20(α)). Συνεπώς η ανακυκλική τριαξονική φόρτιση επιβάλλει μια διαδρομή τάσεων κατά την οποία η γωνία α εναλλάσσεται στιγμιαία μεταξύ 0^0 και 90^0 με αντίστοιχη μεταβολή των τιμών της παραμέτρου b από 0 σε 1. Στην περίπτωση ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων εάν η αποκλίνουσα τάση στο τέλος της ανισότροπης στερεοποίησης, σ_{static} , είναι μεγαλύτερη από την εφαρμοζόμενη ανακυκλική τάση, σ_{cyclic} , τότε κατά την ανακυκλική φόρτιση δεν παρατηρείται αντιστροφή της φόρτισης (no stress reversal conditions) και η γωνία α καθώς και η παράμετρος b λαμβάνουν μηδενικές τιμές (Σχήμα 3.20(β)). Στην αντίθετη περίπτωση όπου $\sigma_{\text{static}} > \sigma_{\text{cyclic}}$ παρατηρείται σε κάθε κύκλο αντιστροφή της φόρτισης (stress reversal conditions) ενώ συγχρόνως η γωνία α εναλλάσσεται από 0^0 σε 90^0 και η παράμετρος b από 0 σε 1 (Σχήμα 3.20(γ)). Υπενθυμίζεται στο σημείο αυτό, ότι η πλειονότητα των πειραματικών δεδομένων της διεθνούς βιβλιογραφίας αφορά σε πειράματα ανακυκλικής τριαξονικής φόρτισης σε ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια. Ωστόσο οι πραγματικές συνθήκες φόρτισης των εδαφικών υλικών σπανίως προσομοιώνονται από τον τύπο φόρτισης του Σχήματος 3.20.

Ενδεικτικά στο Σχήμα 3.21 παρουσιάζεται η περίπτωση ενός εδαφικού στοιχείου κάτω από μια εδαφική επιφάνεια στο οποίο ασκείται μια κατακόρυφη τάση σ_v . Κατά τη διάρκεια μιας σεισμικής φόρτισης επιβάλλεται στο εδαφικό στοιχείο μια διατμητική τάση, τ . Σε αυτόν τον τύπο φόρτισης η διεύθυνση των κυρίων τάσεων

μεταβάλλεται συνεχώς εκατέρωθεν του κατακόρυφου άξονα. Κάθε φορά το μέγεθος αλλά και το πρόσημο της γωνίας α εξαρτάται από το μέγεθος αλλά και το πρόσημο της ανακυκλικής διατμητικής τάσης, τ . Στη περίπτωση που οι αρχικές συνθήκες είναι υδροστατικές η εφαρμογή της ανακυκλικής διατμητικής τάσης, τ , έχει ως αποτέλεσμα η γωνία α να λαμβάνει τιμές $\pm 45^{\circ}$ (συνθήκες απλής διάτμησης) ενώ η παράμετρος b παραμένει ίση με $b=0.5$ καθ' όλη τη διάρκεια της φόρτισης.

Είναι γνωστό ότι η αστράγγιστη συμπεριφορά μιας άμμου εξαρτάται από την ακολουθώμενη διαδρομή τάσεων (stress path dependency) η οποία διαδρομή περιλαμβάνει μεταξύ άλλων αλλαγές τόσο στο μέγεθος όσο και στη διεύθυνση των κυρίων τάσεων. Ως εκ τούτου δεν προκαλεί εντύπωση το γεγονός ότι υπό πανομοιότυπες αρχικές συνθήκες η συμπεριφορά εδαφικών δοκιμίων σε ανακυκλική τριαξονική φόρτιση διαφέρει από την αντίστοιχη συμπεριφορά σε απλή διάτμηση. Αναλυτικότερα, η αντίσταση σε ρευστοποίηση δοκιμίων άμμου βρέθηκε να είναι μεγαλύτερη υπό συνθήκες τριαξονικής φόρτισης συγκρινόμενη με την αντίστοιχη αντίσταση υπό συνθήκες απλής διάτμησης και αρκετοί ερευνητές έχουν προτείνει κατά καιρούς τη χρήση διορθωτικών συντελεστών προκειμένου να εκτιμηθεί το δυναμικό ρευστοποίησης υπό συνθήκες απλής διάτμησης, οι οποίες είναι πιο αντιπροσωπευτικές των πραγματικών επί τόπου συνθηκών, έχοντας δεδομένα μόνο από τριαξονικές δοκιμές (Peacock & Seed, 1968, Finn et al., 1971, Vaid & Sivathayalan, 1996).

Ενδεικτικά στο Σχήμα 3.22 παρουσιάζεται η μεταβολή των τιμών του διορθωτικού συντελεστή C_r συναρτήσει της πλευρικής πίεσης, σ_{3c} , για διαφορετικές τιμές σχετικής πυκνότητας με βάση τα πειραματικά δεδομένα των Vaid & Sivathayalan (1996). Ο διορθωτικός συντελεστής C_r ορίζεται ως ο λόγος της αντίστασης σε ρευστοποίηση υπό συνθήκες απλής διάτμησης ως προς την αντίσταση σε ρευστοποίηση υπό τριαξονικές συνθήκες. Για δεδομένη τιμή πλευρικής πίεσης και σχετικής πυκνότητας η αντίσταση σε ρευστοποίηση που αντιστοιχεί σε 10 κύκλους φόρτισης ($N=10$) είναι μικρότερη υπό συνθήκες απλής διάτμησης ($C_r < 1$). Οι τιμές ωστόσο του συντελεστή C_r εξαρτώνται από τις αρχικές συνθήκες του εδαφικού υλικού (σχετική πυκνότητα και τάση στερεοποίησης) και η υιοθέτηση μιας τιμής $C_r=0.6$ όπως προτάθηκε από τους Seed & Peacock (1971) ενδεχομένως να οδηγήσει σε ένα συντηρητικό σχεδιασμό ιδιαίτερα στην περίπτωση των αμμωδών εδαφικών

υλικών με τη χαλαρότερη δομή τα οποία είναι κατά τη διάρκεια μιας σεισμικής φόρτισης και τα πιο επιρρεπή σε ρευστοποίηση.

3.2.3. Φόρτιση με συνεχή μεταβολή της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων

Η πλήρης κατανόηση του ρόλου που διαδραματίζει η γωνία α στη συμπεριφορά των μη συνεκτικών εδαφικών υλικών υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης απαιτεί την πραγματοποίηση δοκιμών στις οποίες η διεύθυνση των κυρίων τάσεων θα μεταβάλλεται συνεχώς και ελεγχόμενα μεταξύ συγκεκριμένου εύρους τιμών. Σε πραγματικές συνθήκες υπάρχουν αρκετές περιπτώσεις κατά τις οποίες ο τρόπος φόρτισης των εδαφικών υλικών σχετίζεται με μια συνεχή μεταβολή της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων (Arthur et al., 1980, Ishihara & Towhata, 1983, Symes et al., 1984, Towhata & Ishihara, 1985, Sivathayalan & Vaid, 2002). Στο σύνολο τους οι μελέτες αυτές καταδεικνύουν ότι η φόρτιση που περιλαμβάνει συνεχή μεταβολή της γωνίας α επηρεάζει τη μηχανική απόκριση των εδαφικών υλικών και έχει ως αποτέλεσμα τη συσσώρευση μεγαλύτερων τιμών υπερπίεσεων πόρων και την απομείωση της αντίστασης σε ρευστοποίηση των υπό εξέταση δοκιμών.

3.3. ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΗΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΥ b

Η επίδραση της παραμέτρου b στην αστράγγιστη διατμητική συμπεριφορά δοκιμών άμμου εξετάστηκε στο πρόσφατο παρελθόν από αρκετούς ερευνητές. Ενδεικτικά αναφέρονται οι Symes et al. (1985), Vaid et al. (1995), Uthayakumar (1996), Yoshimine et al. (1998) και Shibuya et al. (2003a). Με βάση τα πειραματικά αποτελέσματα όλων των ερευνητών, η γενική τάση που παρατηρείται είναι αυτή της μείωσης της διατμητικής αντοχής των δοκιμών αυξανόμενης της τιμής της παραμέτρου b .

Τυπικές διαδρομές ενεργών τάσεων και καμπύλες τάσεων–παραμορφώσεων δοκιμών άμμου Toyoura σχετικής πυκνότητας $D_r=31\%-34\%$ όταν αυτά υποβλήθηκαν σε μονοτονική στρεπτική διάτμηση χρησιμοποιώντας διαφορετικές τιμές της παραμέτρου b (από $b=0$ έως $b=1$) και σταθερή τιμή της γωνίας $\alpha=45^\circ$ παρουσιάζονται από τους Yoshimine et al. (1998) στο Σχήμα 3.23 από το οποίο γίνεται εμφανής η επιρροή της ενδιάμεσης κύριας τάσης σ_2 στην αστράγγιστη διατμητική συμπεριφορά

της άμμου. Αυξανόμενη της τιμής της παραμέτρου b η άμμος αποκτά πιο συστολική συμπεριφορά με τις υπερπίεσεις πόρων να αναπτύσσονται ακόμη και σε τιμές της τάξεως του 97% για $b=1$ (οδηγώντας πρακτικά σε μηδενισμό της διατμητικής αντοχής), ενώ για $b=0$ οι υπερπίεσεις πόρων περιορίζονται στο 65%.

Στα ίδια συμπεράσματα καταλήγουν και οι Uthayakumar & Vaid (1998) εξετάζοντας τη συμπεριφορά δοκιμίων άμμου Fraser σχετικής πυκνότητας $D_r=30\%$ τα οποία υποβλήθηκαν σε μονοτονική στρεπτική διάτμηση χρησιμοποιώντας διαφορετικές τιμές της παραμέτρου b (0, 0.25, 0.4, 0.5 και 1.0) διατηρώντας ωστόσο σταθερή κατά τη διάρκεια της διάτμησης την τιμή της γωνίας $\alpha=45^\circ$ και την τιμή της μέσης ολικής τάσης. Οι διαδρομές ενεργών τάσεων και οι καμπύλες τάσεων-παραμορφώσεων παρουσιάζονται στο Σχήμα 3.24. Καθώς η παράμετρος b αυξάνει από $b=0$ έως $b=1$, οι τιμές της $S_{u(PT/SS)}$ και της $S_{u(\text{peak})}$ είναι κατά 40% και 20% αντίστοιχα μικρότερες από τις αντίστοιχες τιμές για $b=0$.

Η επίδραση της παραμέτρου b στις τιμές της μέγιστης αστράγγιστης διατμητικής αντοχής $S_{u(\text{peak})}$ εξετάστηκε και από τους Shibuya (1985) και Shibuya et al. (2003a) (αναλυτικότερη περιγραφή της πειραματικής διαδικασίας και των πειραμάτων που πραγματοποιήθηκαν παρουσιάζεται στο Υποκεφάλαιο 3.4 που ακολουθεί). Η διακύμανση της S_u όπως προκύπτει με βάση τις τιμές των παραμέτρων b και α παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.25. Η μεταβολή της γωνίας α φαίνεται να επηρεάζει σε μεγάλο βαθμό την μορφή της προκύπτουσας τρισδιάστατης επιφάνειας, ενώ μεταβολές στη παράμετρο b έχουν μικρότερη επιρροή, οδηγώντας ωστόσο σε μείωση της S_u αυξανόμενη της παραμέτρου b . Αξίζει επίσης να παρατηρηθεί ότι σε συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης με $b=0.5$ και $\alpha=0^\circ$ η S_u παίρνει τη μέγιστη τιμή.

3.4. ΟΡΙΑΚΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ

Η θεωρία της οριακής επιφάνειας αναπτύχθηκε στο Υποκεφάλαιο 2.2.6. Στην περίπτωση στρεπτικής διάτμησης υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης όπου μεταβάλλεται η γωνία α και ο δείκτης πόρων e παραμένει σταθερός η οριακή επιφάνεια μπορεί να απεικονιστεί σε άξονες $q - p' - \alpha$, όπως θα παρουσιαστεί στη συνέχεια, ενώ άλλες μεταβλητές, όπως η παράμετρος b , μπορούν να χρησιμοποιηθούν εάν αυτό απαιτηθεί. Οι Symes et al. (1984) πραγματοποίησαν στη

συσκευή στρεπτικής διάτμησης κοίλου δοκιμίου τρεις σειρές πειραμάτων σε χαλαρά δοκίμια άμμου Ham river sand υπό συνθήκες ελεγχόμενης τάσης (stress control tests). Όλα τα δοκίμια παρασκευάστηκαν με τη μέθοδο της απόθεσης στο νερό, στερεοποιήθηκαν ισότροπα σε ενεργό τάση 200 kPa και υποβλήθηκαν σε μονοτονική στρεπτική διάτμηση με σταθερή τιμή της παραμέτρου b ($b=0.5$) και σταθερή τιμή μέσης ενεργού τάσης ($p'=600$ kPa). Η 1^η σειρά πειραμάτων αποσκοπούσε στον προσδιορισμό της αρχικής ανισοτροπίας και περιλάμβανε τις δοκιμές A_0 , A_2 , A_4 στις οποίες η αποκλίνουσα τάση $q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$ αυξανόταν σταδιακά μέχρι την αστοχία ενώ η γωνία α παρέμενε σταθερή κατά το στάδιο της διάτμησης στις 0° , $24,5^\circ$ και 45° αντίστοιχα. Οι διαδρομές ενεργών τάσεων και οι καμπύλες τάσεων– παραμορφώσεων των τριών δοκιμών παρουσιάζονται στα διαγράμματα του Σχήματος 3.26 από τα οποία η αρχική ανισοτροπία γίνεται εμφανής σε όρους:

- Μέγιστης διατμητικής τάσης – q_p . Μικρότερες τιμές q_p σημειώνονται με την αύξηση της γωνίας α . Ενδεικτικά αναφέρεται ότι για $\alpha=45^\circ$ η τιμή της μέγιστης διατμητικής τάσης, q_p είναι μόλις το 52% της αντίστοιχης τιμής για $\alpha=0^\circ$. Η τιμή q_p σηματοδοτεί την έναρξη ψαθυρής συμπεριφοράς με την εκδήλωση μεγάλων διατμητικών παραμορφώσεων. Συνεπώς η τιμή q_p θα μπορούσε να ληφθεί ως η αστράγγιστη διατμητική αντοχή.
- Ρυθμού αύξησης υπερπίεσης πόρων. Σύμφωνα με το Σχήμα 3.26(α) οι μικρότερες πιέσεις πόρων αντιστοιχούν σε $\alpha=0^\circ$ και οι μεγαλύτερες σε $\alpha=45^\circ$
- Διακύμανσης της τιμής του λόγου τάσεων $\frac{q}{p'}$ ανάλογα με την τιμή της γωνίας α .

Η 2^η σειρά πειραμάτων αποσκοπούσε στη διερεύνηση της επίδρασης της συνεχούς μεταβολής της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων κατά τη διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης. Η σειρά αυτή περιλάμβανε τις δοκιμές R_1 και R_2 , των οποίων οι διαδρομές ενεργών τάσεων παρουσιάζονται στα διαγράμματα του Σχήματος 3.27, ενώ οι καμπύλες τάσεων–παραμορφώσεων παρουσιάζονται συγκεντρωτικά για όλες τις δοκιμές (A_0 , A_4 , R_1 , R_2) στα Σχήμα 3.28. Στη δοκιμή R_1 το εδαφικό υλικό υποβλήθηκε αρχικά σε διάτμηση μέχρι την τιμή $q=39$ kPa διατηρώντας σταθερή τη διεύθυνση των κυρίων τάσεων ($\alpha=0^\circ$, διαδρομή AB), ενώ

στη συνέχεια με την τιμή της αποκλίνουσας τάσης να παραμένει σταθερή στα 39 kPa, η διεύθυνση των κυρίων τάσεων στρέφεται από $\alpha=0^\circ$ σε $\alpha=45^\circ$ (διαδρομή BE). Τελικώς το δοκίμιο αστοχεί σε διάτμηση με συνεχή αύξηση της αποκλίνουσας τάσης q για γωνία α σταθερή και ίση με 45° (διαδρομή EF). Στη δοκιμή R_2 το εδαφικό υλικό υποβλήθηκε αρχικά σε διάτμηση μέχρι την τιμή $q=42$ kPa διατηρώντας σταθερή την τιμή της γωνίας α στις 45° (διαδρομή DE), ενώ στη συνέχεια με σταθερή την τιμή της αποκλίνουσας τάσης στα 42 kPa, η διεύθυνση των κυρίων τάσεων στρέφεται από $\alpha=45^\circ$ σε $\alpha=0^\circ$ (διαδρομή EB). Τελικώς το δοκίμιο αστοχεί σε διάτμηση με συνεχή αύξηση της αποκλίνουσας τάσης q για γωνία α σταθερή και ίση με 0° (διαδρομή BC).

Όπως φαίνεται και από το Σχήμα 3.27 μέχρι το σημείο στροφής των κυρίων τάσεων (διαδρομές AB και DE) υπάρχει εξαιρετική επαναληπτικότητα μεταξύ των δοκιμών $R_1 - A_0$ και $R_2 - A_4$. Κατά το στάδιο της στροφής των κυρίων τάσεων αναπτύσσονται υπερπίεσεις πόρων και συσσωρεύονται διατμητικές παραμορφώσεις το μέγεθος των οποίων φαίνεται να εξαρτάται από τη διεύθυνση στροφής των κυρίων τάσεων (βλέπε Σχήμα 3.28). Μεταβολή της γωνίας α από 0° σε 45° (διαδρομή BE στη δοκιμή R_1) οδηγεί στην ανάπτυξη διατμητικών παραμορφώσεων και στην εκδήλωση μεγαλύτερων υπερπίεσεων πόρων συγκρινόμενη με την περίπτωση μεταβολής της γωνίας α από 45° σε 0° (διαδρομή EB στη δοκιμή R_2), όπου σημειώνεται μείωση των διατμητικών παραμορφώσεων. Με την ολοκλήρωση της στροφής των κυρίων τάσεων από $\alpha=0^\circ$ σε $\alpha=45^\circ$ η διαδρομή ενεργών τάσεων της δοκιμής R_1 συμπίπτει με τη διαδρομή ενεργών τάσεων της δοκιμής A_4 . Οι δύο διαδρομές εξακολουθούν να συμπίπτουν και κατά το στάδιο της διάτμησης με σταθερή γωνία $\alpha=45^\circ$ που ακολουθεί (διαδρομή EF) παρόλη την διαφορετική ιστορία φόρτισης του εδαφικού υλικού στις δύο δοκιμές. Η στροφή των κυρίων τάσεων από $\alpha=45^\circ$ σε $\alpha=0^\circ$ έχει σαν αποτέλεσμα η διαδρομή ενεργών τάσεων της δοκιμής R_2 να μη συμπίπτει με τη διαδρομή ενεργών τάσεων της δοκιμής A_0 ενώ κατά το στάδιο της διάτμησης που ακολουθεί υπάρχουν σημαντικές διαφορές μεταξύ των δύο διαδρομών (Σχήμα 3.27(β)).

Συνοπτικά, με βάση τα πειραματικά αποτελέσματα των πειραμάτων A_0 , A_4 , R_1 και R_2 φαίνεται η απόκριση των δοκιμών να εξαρτάται από τη διεύθυνση στροφής των κυρίων τάσεων που επιβάλλεται (45° βελος 0° ή 0° σε 45°) Οι Symes et al. (1984) εξηγούν την διαφορετική αυτή συμπεριφορά των δοκιμών κάνοντας χρήση της

θεωρίας της οριακής επιφάνειας (State Boundary Surface) μία από τις παραμέτρους της οποίας είναι η διεύθυνση των κυρίων τάσεων – γωνία α .

Σύμφωνα με τις θεωρίες της εδαφομηχανικής η οριακή επιφάνεια έχει τις ακόλουθες ιδιότητες:

- Ορίζει μια περιοχή έξω από την οποία καμία εντατική κατάσταση δεν είναι δυνατή.
- Εάν η εντατική κατάσταση ενός εδαφικού υλικού ανήκει στις εντατικές καταστάσεις που ορίζει η οριακή επιφάνεια (βρίσκεται πάνω στην οριακή επιφάνεια) τότε η παραγόμενη διαδρομή τάσεων θα κινηθεί επί της οριακής επιφάνειας εάν η διαδρομή τάσεων περιλαμβάνει φόρτιση ενώ θα κινηθεί κάτω από την οριακή επιφάνεια εάν η διαδρομή τάσεων περιλαμβάνει αποφόρτιση.
- Στην περίπτωση αστράγγιστης φόρτισης οι υπερπίεσεις πόρων που αναπτύσσονται είναι σημαντικά μεγαλύτερες όταν η διαδρομή ενεργών τάσεων ακολουθεί την οριακή επιφάνεια σε αντίθεση με την περίπτωση που η διαδρομή τάσεων κινείται κάτω από την οριακή επιφάνεια.

Οι Symes et al. (1984) θεώρησαν ότι η SBS στον τρισδιάστατο χώρο $q - p' - \alpha$ δύναται να οριστεί από τα αποτελέσματα πειραμάτων όπου οι τιμές των a και b είναι σταθερές, ενώ η διατμητική τάση q αυξάνεται συνεχώς όπως στην περίπτωση των δοκιμών A_0, A_2, A_4 . Για τις συγκεκριμένες δοκιμές η Οριακή Επιφάνεια έχει τη μορφή του Σχήματος 3.29. Το Σχήμα 3.29(α) απεικονίζει τη φάση συστολής των δοκιμών για κάθε μία από τις τρεις διαφορετικές τιμές της γωνίας α . Η συστολική περιοχή της SBS χωρίζεται σε δύο υπό-περιοχές. Την υπό-περιοχή που προηγείται της μέγιστης διατμητικής αντοχής q_p (pre-peak region) και την υπό-περιοχή που έπεται της μέγιστης διατμητικής αντοχής q_p (post-peak region). Ο χωρισμός μεταξύ των δύο υπό-περιοχών γίνεται με βάση τη γραμμή που ενώνει τις μέγιστες τιμές q_p των δοκιμών. Εάν η εντατική κατάσταση ενός δοκιμίου βρίσκεται στην περιοχή πριν από τη μέγιστη τιμή q_p τότε παρουσιάζει σταθερή συμπεριφορά. Εάν όμως η εντατική του κατάσταση βρίσκεται στην περιοχή μετά από την μέγιστη τιμή q_p παρουσιάζει ασταθή συμπεριφορά. Το υπόλοιπο τμήμα της SBS καθορίζεται από τις

διαδρομές ενεργών τάσεων κατά τη φάση διαστολής. Για να οριστεί η SBS στην περιοχή που δεν μπορούν να προσεγγίσουν οι διαδρομές ενεργών τάσεων, η Οριακή Επιφάνεια επεκτείνεται με την προέκταση του τμήματος διόγκωσης μέχρι τον άξονα των a (Σχήμα 3.29(β)).

Οι παρατηρήσεις που σημειώθηκαν κατά το στάδιο της στροφής των κυρίων τάσεων στις δοκιμές R_1 και R_2 μπορούν να αιτιολογηθούν κάνοντας χρήση της θεωρίας Οριακής Επιφάνειας και των ιδιοτήτων της. Η στροφή των κυρίων τάσεων στη δοκιμή R_1 αντιστοιχεί σε φόρτιση και με βάση τις ιδιότητες της Οριακής Επιφάνειας κατά το στάδιο αυτό, η διαδρομή ενεργών τάσεων πρέπει να παραμείνει επί της Οριακής Επιφάνειας με συνέπεια την ανάπτυξη μεγάλων υπερπιέσεων πόρων ώστε η εντατική κατάσταση στο τέλος του σταδίου αυτού να ταυτίζεται με την εντατική κατάσταση στο αντίστοιχο σημείο της δοκιμής A_4 στην οποία δεν πραγματοποιήθηκε στροφή των κυρίων τάσεων. Οι ιδιότητες της Οριακής Επιφάνειας αξιώνουν επίσης ότι η διαδρομή ενεργών τάσεων της δοκιμής R_1 μετά το τέλος της στροφής των κυρίων τάσεων θα παραμείνει επί της οριακής επιφάνειας, ταυτιζόμενη με τη διαδρομή της δοκιμής A_4 . Τα πειραματικά αποτελέσματα του Σχήματος 3.30(α) επιβεβαιώνουν τις ανωτέρω προβλέψεις. Από την άλλη μεριά, η στροφή της γωνίας α του δοκιμίου R_2 από τις 45° στις 0° αντιστοιχεί σε αποφόρτιση και η διαδρομή ενεργών τάσεων κατά το στάδιο αυτό δεν παραμένει επί της Οριακής Επιφάνειας αλλά διασχίζει τον εντατικό χώρο κάτω από τη SBS με αποτέλεσμα ο ρυθμός ανάπτυξης υπερπιέσεων πόρων να είναι μικρός και η εντατική κατάσταση των δοκιμίων R_2 και A_0 στο σημείο B να μην ταυτίζεται. Όταν η διαδρομή ενεργών τάσεων προσεγγίσει τη SBS, την ακολουθεί μέχρι το τέλος του πειράματος αναπτύσσοντας σημαντικές υπερπιέσεις πόρων (Σχήμα 3.30(β)).

Η έννοια της φόρτισης και της αποφόρτισης κατά το στάδιο της στροφής των κυρίων τάσεων στις δοκιμές R_1 και R_2 γίνεται αντιληπτή και στις αναπτυσσόμενες διατμητικές παραμορφώσεις. Στη δοκιμή R_1 οι διατμητικές παραμορφώσεις αυξάνονται ενώ στη δοκιμή R_2 μειώνονται (βλέπε Σχήμα 3.28).

Η χρήση της Οριακής Επιφάνειας στο χώρο $q - p'$ - a όπως προκύπτει από τις διαδρομές ενεργών τάσεων δοκιμών υπό συνθήκες εμποδιζόμενης με διαφορετικές τιμές της γωνίας α , μπορεί να προβλέψει με ένα αρκετά αξιόπιστο τρόπο την εδαφική

συμπεριφορά στη περίπτωση δοκιμών των οποίων η διαδρομή ενεργών τάσεων περιλαμβάνει συνεχή μεταβολή της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων (δοκιμές R_1 & R_2). Η εργασία των Symes et al. (1984) επεκτάθηκε αργότερα από τους Shibuya et al. (2003a) οι οποίοι, όπως και οι πρώτοι, κατέληξαν στο συμπέρασμα ότι η αρχική ανισοτροπία ενός εδαφικού υλικού υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης και η συμπεριφορά του υπό μονοτονική και ανακυκλική στροφή της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων μπορεί να ερμηνευτεί κάνοντας χρήση της θεωρίας της Τοπικής Οριακής Επιφάνειας – LBS.

Οι Shibuya et al. (2003a) πραγματοποίησαν τρεις σειρές πειραμάτων σε ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ham River Sand υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης. Όλα τα δοκίμια παρασκευάστηκαν με τη μέθοδο Water Pluviation, στερεοποιήθηκαν σε μέση ενεργό τάση $p_i' = 200$ kPa ενώ κατά τη διάρκεια της διάτμησης υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης η μέση ολική τάση, p , παρέμενε σε όλες τις δοκιμές σταθερή και ίση με 600 kPa. Η αρχική ανισοτροπία των δοκιμών εξετάστηκε στην 1^η σειρά πειραμάτων στην οποία τα δοκίμια υποβλήθηκαν σε διάτμηση για διαφορετικές αλλά σταθερές κάθε φορά τιμές των παραμέτρων b και a (δοκιμές M_1 έως M_{16}). Στη 2^η σειρά πειραμάτων μελετήθηκε η συμπεριφορά υπό μονοτονική στροφή της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων για διαδρομές τάσεων στις οποίες η διατμητική τάση t και η γωνία α σχετίζονταν με ποικίλους τρόπους διατηρώντας ωστόσο σταθερή κάθε φορά την τιμή της παραμέτρου $b=0,5$ (δοκιμές T_1 έως T_5). Τέλος, στη 3^η σειρά πειραμάτων εξετάστηκε η απόκριση των δοκιμών υπό ανακυκλική μεταβολή της τιμής των παραμέτρων a και b (δοκιμές C_1 έως C_4). Οι διαδρομές τάσεων που ακολουθήθηκαν στις τρεις σειρές πειραμάτων παρουσιάζονται στο Σχήμα 3.31.

Με βάση τις διαδρομές ενεργών τάσεων των δοκιμών M_1 έως M_{16} ορίζεται η Τοπική Οριακή Επιφάνεια τεσσάρων διαστάσεων (LBS) ως μια οικογένεια τρισδιάστατων σχημάτων για διαφορετικές τιμές της παραμέτρου b (Σχήμα 3.32). Η εσωτερική LBS αντιστοιχεί σε τιμές $b=1$, ενώ η εξωτερική LBS σε τιμές $b=0$. Επισημαίνεται ωστόσο ότι οι LBS καθορίζουν τη συμπεριφορά κατά το στάδιο της συστολικής φάσης των δοκιμών όπου οι εκδηλωθείσες διατμητικές παραμορφώσεις γ_{oct} είναι μικρότερες από 1%, ενώ το σχήμα τους ενδέχεται να αλλάζει με μεταβολές τόσο της τιμής του δείκτη πόρων όσο και της τιμής της μέσης ενεργού τάσης.

Επίσης από τις δοκιμές T_1 έως T_5 και C_1 και C_4 πρόκυψε ότι οι LBS που καθορίζονται από τις διαδρομές ενεργών τάσεων των M-δοκιμών αποτελούν όριο υπό την έννοια ότι δεν μπορεί να τις διασχίσει κανένα ισότροπα στερεοποιημένο δοκίμιο με την ίδια εντατική κατάσταση που φορτίζεται μονοτονικά ή ανακυκλικά υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης συμπεριλαμβανομένων και δοκιμών όπου η φόρτιση περιλαμβάνει μεταβολές στη γωνία a και στη παράμετρο b .

3.5. ΣΥΝΟΛΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Τα εδαφικά υλικά συμπεριφέρονται ανισότροπα. Η απόκριση αμμωδών δοκιμών όταν αυτά υποβάλλονται σε διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης επηρεάζεται σημαντικά από τις υφιστάμενες τιμές της γωνίας a και της παραμέτρου b . Η εκδήλωση συστολικής συμπεριφοράς ενισχύεται με αύξηση της γωνίας a από $a=0^\circ$ σε $a=90^\circ$ για μια σταθερή τιμή της παραμέτρου b και με αύξηση της παραμέτρου b από $b=0$ σε $b=1$ για μια σταθερή τιμή της γωνίας a ενώ πειράματα με συνεχή μεταβολή της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων εμφάνισαν μεγαλύτερη τάση ανάπτυξης υπερπίεσεων πόρων και διατμητικών παραμορφώσεων.

Συνεπώς για την καλύτερη και πιο ακριβή προσομοίωση της συμπεριφοράς των εδαφικών υλικών στη φύση η στροφή των κυρίων τάσεων και η επίδραση της ενδιάμεσης κύριας τάσης σ_2 είναι παράγοντες που πρέπει να ληφθούν σοβαρά υπόψη σε κάθε προσπάθεια προσδιορισμού της εδαφικής συμπεριφοράς υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης.

Στην παρούσα διατριβή η εσωτερική πίεση, p_i και η εξωτερική πίεση, p_o , που ασκείται στο κοίλο δοκίμιο είναι ίσες και η γωνία a συνδέεται μοναδικά με τη παράμετρο b σύμφωνα με την εξίσωση (4.1.28).

3.6. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ

Arthur, J. R. F., Chua, K. S., Dunstan, T., & Rodriguez del C, J. I. (1980). Principal stress rotation: A missing parameter. *J. Geotech. Eng. Div.* **106**, GT4, 419-433.

Arthur, J. F. R., Dunstan, T., Assadi, Q. A. J. & Assadi, A. (1977). Plastic deformation and failure in granular material. *Géotechnique* **27**, No. 1, 53-74.

Arthur, J. R. F. & Menzies, B. K. (1972). Inherent anisotropy in a sand. *Géotechnique* **22**, No. 1, 115-128.

Bishop, A. W. (1971). Shear strength parameters for undisturbed and remoulded soil specimens. Roscoe Memorial Symp., Cambridge University, 3-58.

Bishop, A. W. (1966). Strength of soils as engineering materials. 6th Rankine Lecture, *Géotechnique* **16**, 89-130.

Castro, G. (1969). Liquefaction of sands. Ph.D. thesis, Division of Engineering and Applied Physics, Harvard University.

Finn, W. D. L., Pickering, D. J. & Bransby, P. L. (1971). Sand liquefaction in triaxial and simple shear tests. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE* **97**, No. SM4, 639-659.

Hanazawa, H. (1980). Undrained strength and stability analysis for a quick sand. *Soils Found.* **20**, No. 2, 17-29.

Hight, D. W., Gens, A. & Symes, M. J. (1983). The development of a new hollow cylinder apparatus for investigating the effects of principal stress rotation in soils. *Géotechnique* **33**, No. 4, 355-383.

Ishihara, K. (1993). Liquefaction and flow failure during earthquakes. *Géotechnique* **43**, No. 3, 351-415.

Ishihara, K. & Towhata, I. (1983). Sand response to cyclic rotation of principal stress directions as induced by wave loads. *Soils Found.* **23**, No. 4, 11-26.

Ishihara, K., Tatsuoka, F. & Yasuda, S. (1975). Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses. *Soils Found.* **15**, No. 1, 29-44.

Kuerbis, R. H. (1989). The effect of gradation and fines content on the undrained loading response of sand. M. A. Sc. Thesis, Dept. of Civil Eng., University of British Columbia.

Kuerbis, R. H., Negussey, D. & Vaid, Y. P. (1988). Effect of gradation and fine content on the undrained response of sand. ASCE conference on hydraulic fill structures, *Geotechnical Special Publication* **21**, 330-345.

Miura, S. & Toki, S. (1982). A sample preparation method and its effect on static and cyclic deformation-strength properties of sand. *Soils Found.* **22**, No. 1, 61-77.

Nakata, Y., Hyodo, M., Murata, H. & Yasufuku, N. (1998). Flow deformation of sands subjected to principal stress rotation. *Soils Found.* **38**, No. 2, 115-128.

Oda, M. (1972). Initial fabrics and their relations to mechanical properties of granular material. *Soils Found.* **12**, No. 1, 17-36.

Peacock, W. H. & Seed, H. B. (1968). Sand liquefaction under cyclic loading simple shear conditions. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE* **94**, No. SM3, 689-708.

Pillai, V. S. & Stewart, R. A. (1994). Evaluation of liquefaction potential of foundation soils at Duncan dam. *Can. Geotech. J.* **31**, No. 1, 951-966.

Porovic, E. (1995). Investigations of soil behaviour using a resonant column torsional shear hollow cylinder apparatus. Ph. D. Thesis, Imperial College of Science, Technology and Medicine, University of London.

Riemer, M. F. & Seed, R. B. (1997). Factors affecting apparent position of steady state line. *J. Geotech. Eng.* **123**, No. 3, 281-288.

Saada, A. S. & Townsend, F. C. (1981). State of the art: laboratory strength testing of soils. *Laboratory shear strength of soil. ASTM STP 740*, 7-77.

Saada, A. S. & Chin-Der Ou (1973). Strain –stress relations and failure of anisotropic clays. *J. SMFD., Proc., ASCE 99*, No. SM 12, 1091-1111.

Shibuya, S., Hight, D. W., and Jardine, R. J. (2003a). Four-dimensional local boundary surfaces of an isotropically consolidated loose sand. *Soils Found.* **43**, No. 2, 89-103.

Shibuya, S., Hight, D. W., and Jardine, R. J. (2003b). Local boundary surfaces of a loose sand dependent on consolidation path. *Soils Found.* **43**, No. 3, 85-93.

Shibuya, S. & Hight, D. W. (1987). A bounding surface for granular materials. *Soils Found.* **27**, No. 4, 123-136.

Shibuya, S. (1985). Undrained behaviour of granular materials under principal stress rotation. Ph.D. Thesis, Imperial College of Science, Technology and Medicine, University of London.

Sivathayalan, S., and Vaid, Y. P. (2002). Influence of generalized initial state and principal stress rotation on the undrained response of sands. *Can. Geotech. J.* **39**, No. 1, 63-76.

Symes, M. J. P. R., Gens, A. & Hight, D. A. (1988). Drained principal stress rotation in saturated sand. *Géotechnique* **38**, No. 1, 59-81.

Symes, M. J. P. R., Shibuya, S., Hight, D. W. & Gens, A. (1985). Liquefaction with cyclic principal stress rotation. *Proc. 11th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering*, **4**, 1919-1922.

Symes, M. J. P. R., Gens, A. & Hight, D. A. (1984). Undrained anisotropy and principal stress rotation in saturated sand. *Géotechnique* **34**, No. 1, 11-27.

Tatsuoka, F. & Ishihara, K. (1973). Stress path and dilatancy performance of a sand. *Proceedings of the 8th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering*, **1**, No. 2, 419-424.

Towhata, I. & Ishihara, K. (1985). Undrained strength of sand undergoing cyclic rotation of principal stress axes. *Soils Found.* **25**, No. 2, 135-147.

Uthayakumar, M. & Vaid, Y. P. (1998). Static liquefaction of sands under multiaxial loading. *Can. Geotech. J.* **35**, No. 2, 273-283.

Uthayakumar, M. (1996). Liquefaction of sands under multi-axial loading. Ph.D. thesis, University of British Columbia.

Vaid, Y.P. & Sivathayalan, S. (1996). Static and cyclic liquefaction potential of Fraser Delta sand in simple shear and triaxial tests. *Can. Geotech. J.* **33**, No. 2, 281-289.

Vaid, Y. P., Uthayakumar, M., Sivathayalan, S., Robertson, P. K. & Hofmann, B. (1995). Laboratory testing on Syncrude sand. In *Proceedings of the 48th Canadian Geotechnical Conference*, B. C., **1**, 223-232.

Vaid, Y. P. & Thomas, J. (1995). Liquefaction and postliquefaction behavior of sand. *J. Geotech. Eng.* **121**, No. 2, 163-173.

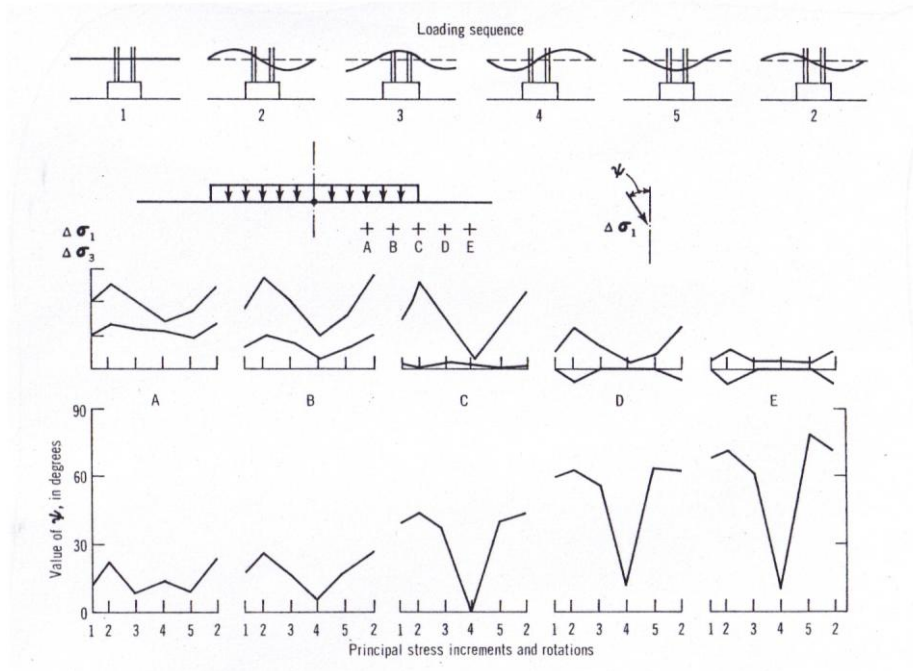
Vaid, Y. P., Chung, E. K. F. & Kuerbis, R. H. (1990). Stress path and steady state. *Can. Geotech. J.* **27**, No. 1, 1-7.

Vaid, Y. P. & Chern, J. C. (1985). Cyclic and monotonic undrained response of saturated sands. *Advances in the art of testing soils under cyclic conditions*, ASCE annual convention, Detroit, Michigan, 120-147.

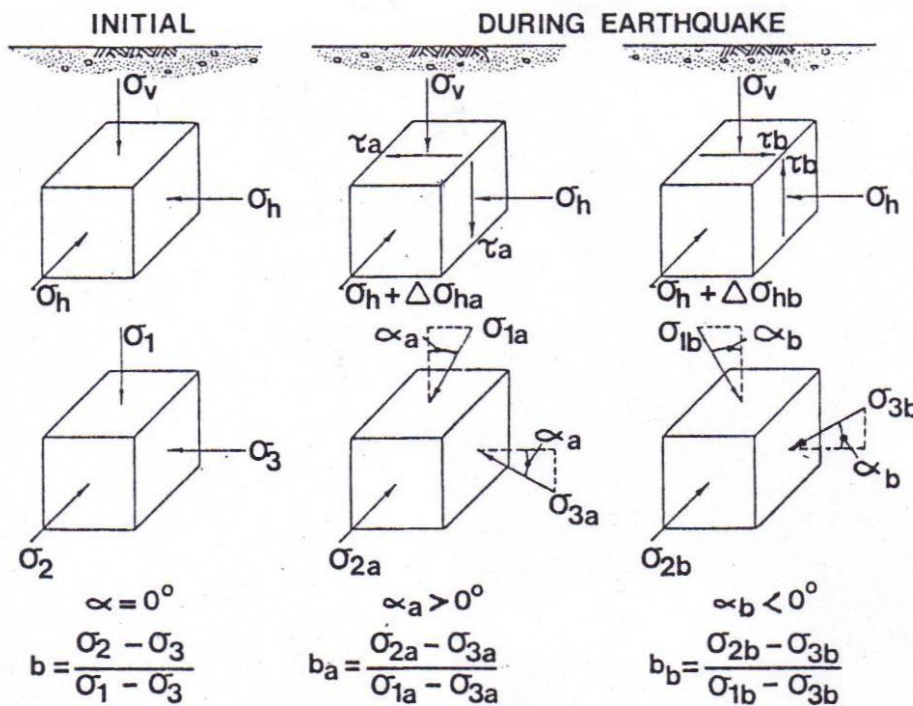
Wong, R. K. S. & Arthur, J. R. F. (1986). Sand sheared by stresses with cyclic variations in direction. *Géotechnique* **36**, No. 2, 215-226.

Yoshimine, M., Ishihara, K. & Vargas, W. (1998). Effects of principal stress direction and intermediate principal stress on undrained shear behavior of sand. *Soils Found.* **38**, No. 3, 189-198.

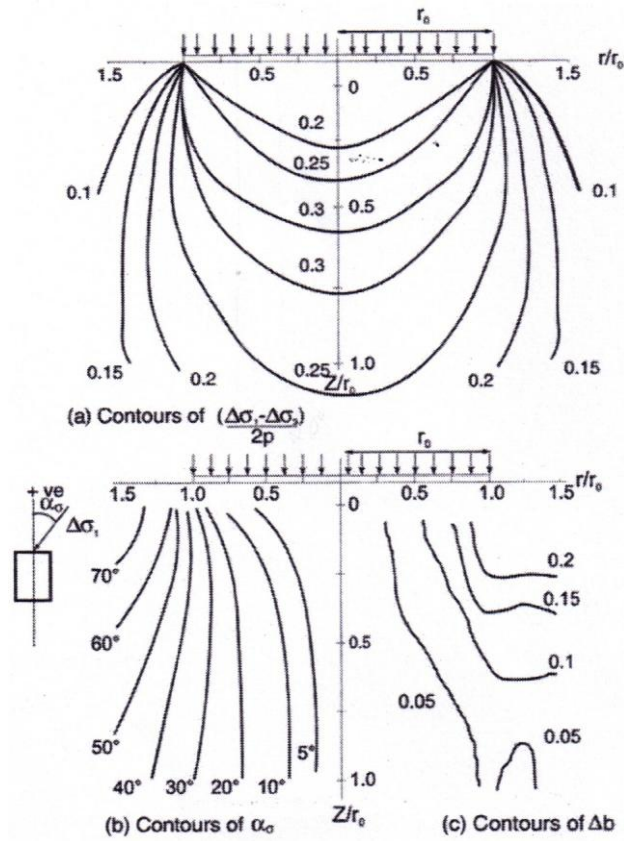
ΣΧΗΜΑΤΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 3



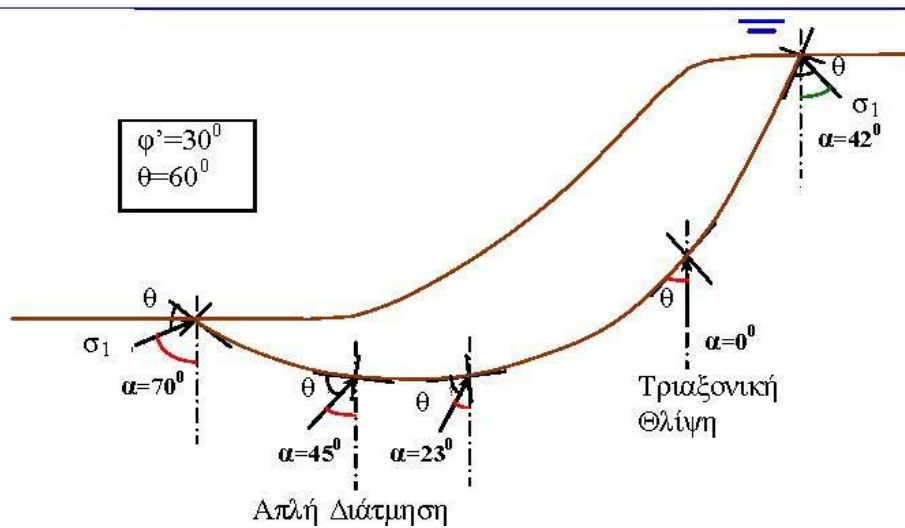
Σχήμα 3.1. Μεταβολή μεγέθους και διεύθυνσης κυρίων τάσεων σε διαφορετικές θέσεις ενός εδαφικού σχηματισμού κάτω από τη θεμελίωση μιας παράκτιας πλατφόρμας κατά τη διάρκεια κυματικής φόρτισης (από Arthur, 1980)



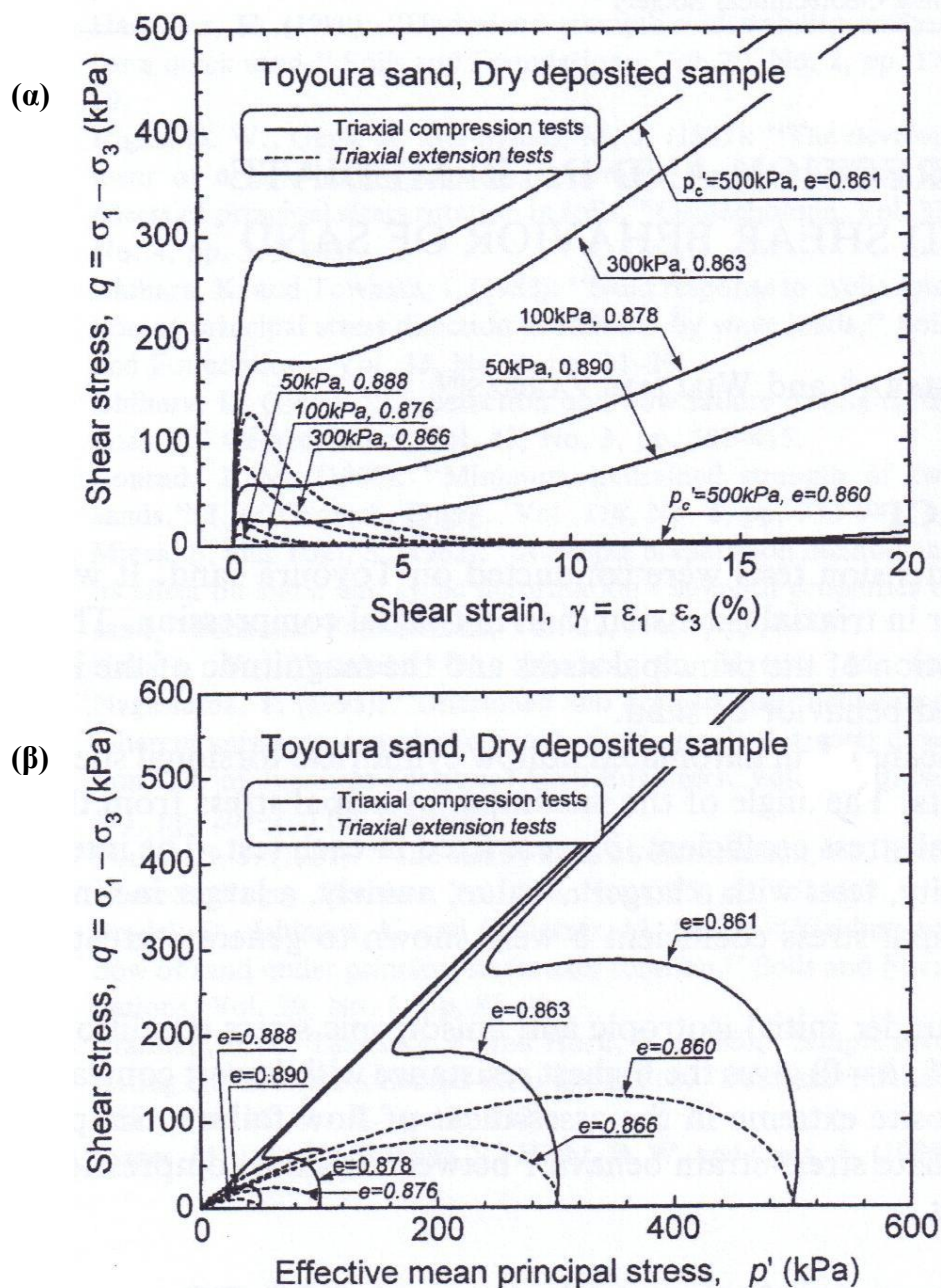
Σχήμα 3.2. Εντατική κατάσταση εδαφικού στοιχείου πριν και κατά τη διάρκεια μιας σεισμικής φόρτισης (από Symes et al., 1985)



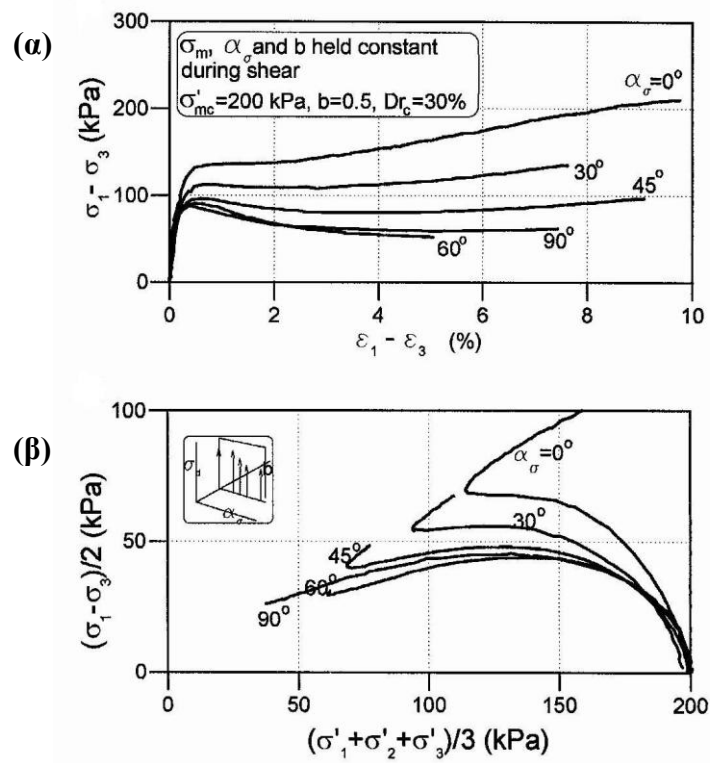
Σχήμα 3.3. Περιγραφή εντατικής κατάστασης εδάφους κάτω από την επιφάνεια έδρασης επιφανειακού κυκλικού πεδύλου (από Wijewickreme & Vaid., 2008)



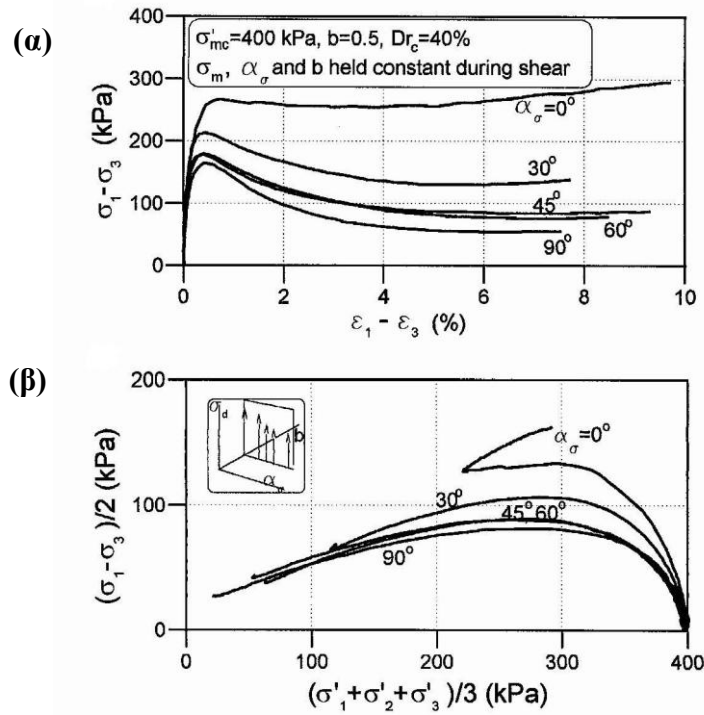
Σχήμα 3.4. Στροφή κύριας τάσης σ_1 ως προς την κατακόρυφο κατά την αστοχία υποθαλάσσιου πρανούς



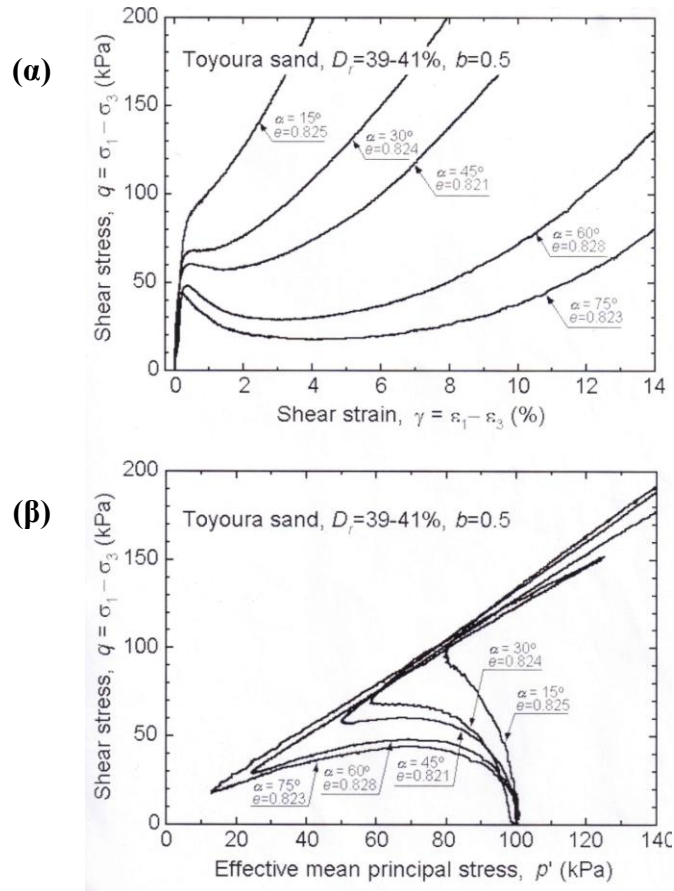
Σχήμα 3.5. Τριαξονική θλίψη και τριαξονικός εφελκυσμός σε δοκίμια άμμου Toyoura υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης: (α) Καμπύλες τάσεων – παραμορφώσεων και (β) Διαδρομές ενεργών τάσεων (από Yoshimine et al., 1998)



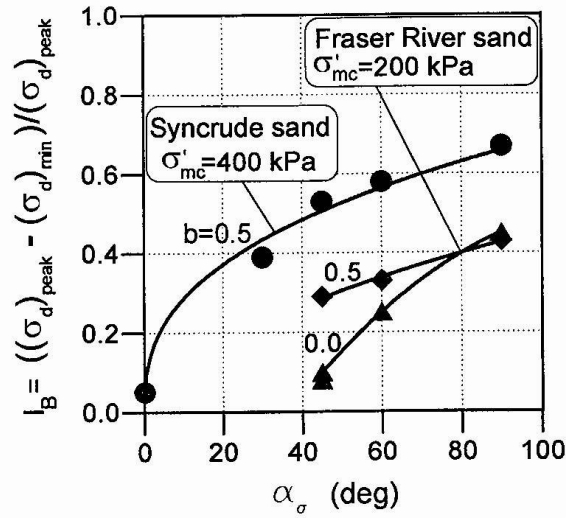
Σχήμα 3.6. Πειράματα στρεπτικής διάτμησης κοίλου δοκιμίου υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε δοκίμια άμμου Fraser River: (α) Καμπύλες τάσεων – παραμορφώσεων και (β) Διαδρομές ενεργών τάσεων (από Uthayakumar & Vaid, 1998)



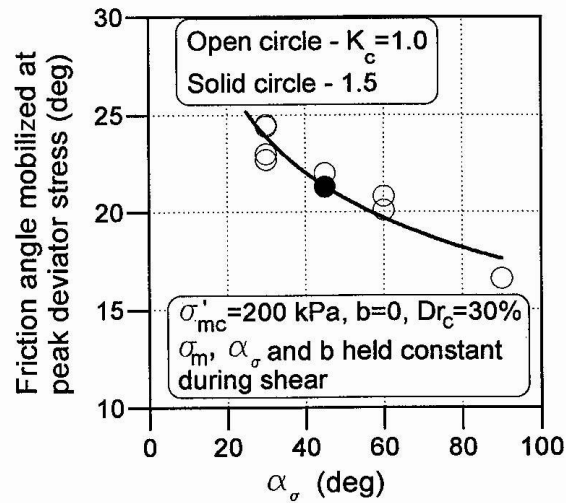
Σχήμα 3.7. Πειράματα στρεπτικής διάτμησης κοίλου δοκιμίου υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε δοκίμια άμμου Syncrude: (α) Καμπύλες τάσεων – παραμορφώσεων (β) Διαδρομές ενεργών τάσεων (από Uthayakumar & Vaid, 1998)



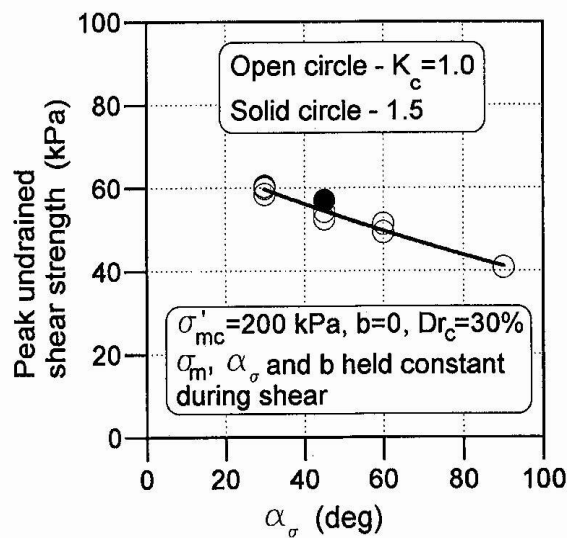
Σχήμα 3.8. Πειράματα στρεπτικής διάτμησης κοίλου δοκιμίου στην άμμο Toyoura: (α) Καμπύλες τάσεων – παραμορφώσεων και (β) Διαδρομές ενεργών τάσεων (από Yoshimine et al., 1998)



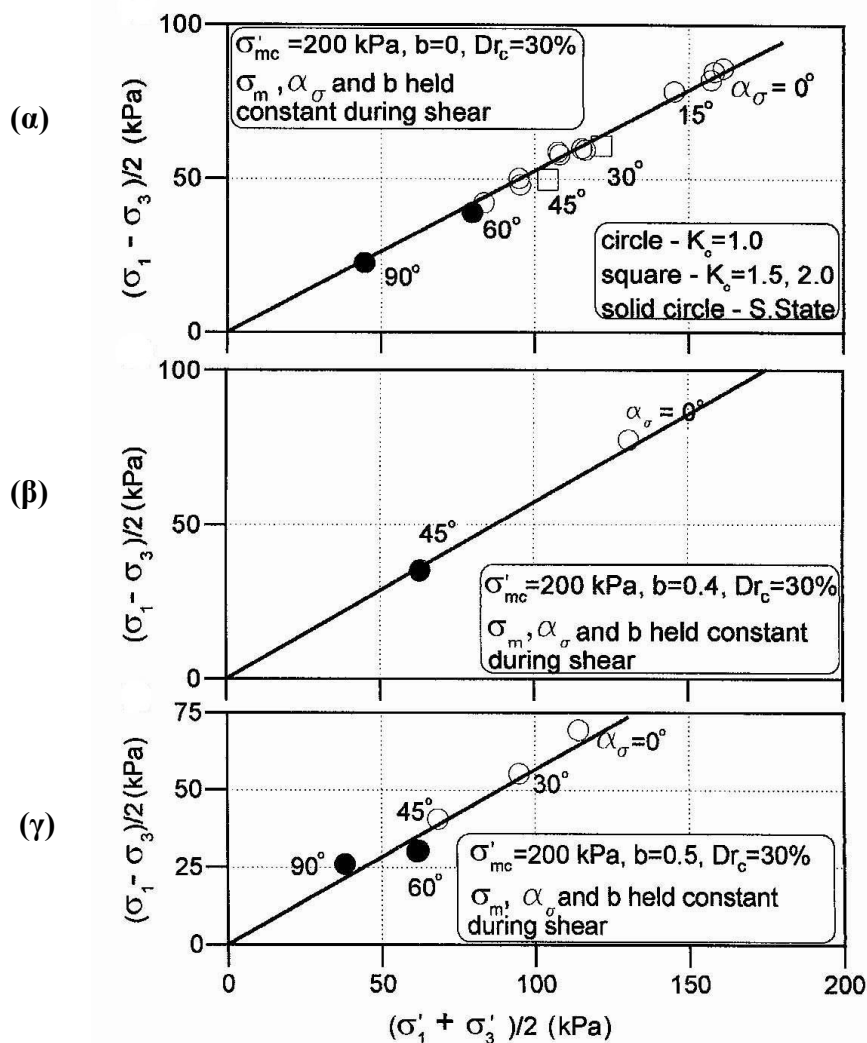
Σχήμα 3.9. Επίδραση της γωνίας α στην τιμή του δείκτη ψαθυρότητας, I_B (από Uthayakumar & Vaid, 1998)



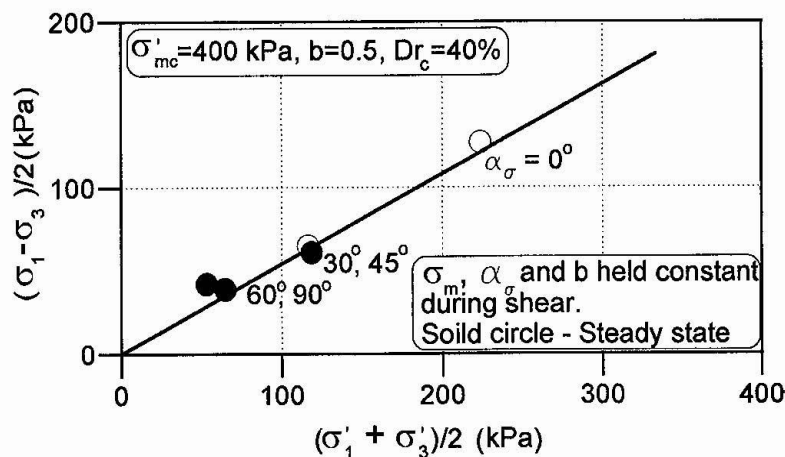
Σχήμα 3.10. Επίδραση της γωνίας α στην τιμή της γωνίας διατμητικής αντοχής που αντιστοιχεί στη μέγιστη αποκλίνουσα τάση (από Uthayakumar & Vaid, 1998)



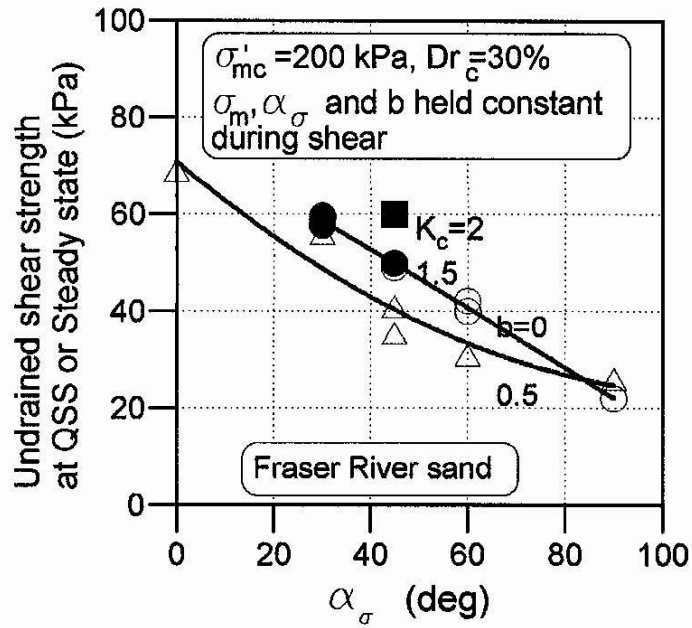
Σχήμα 3.11. Επίδραση της γωνίας α στην τιμή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής (από Uthayakumar & Vaid, 1998)



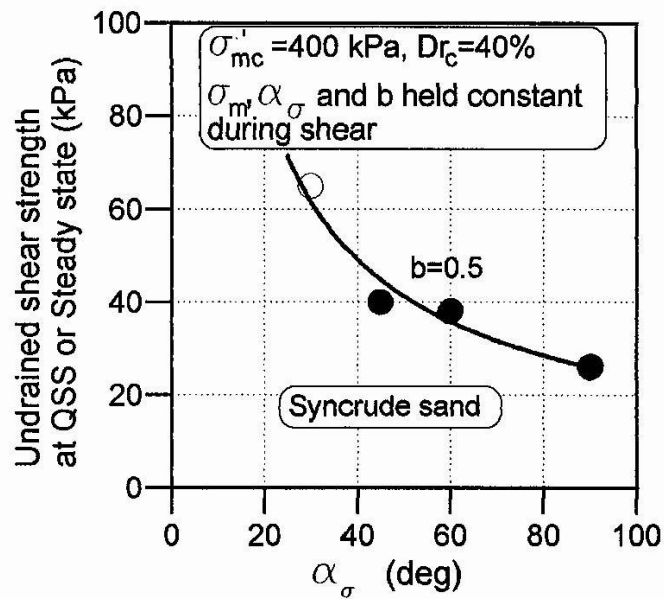
Σχήμα 3.12. Ενεργές τάσεις κατά το στάδιο αλλαγής φάσης, ψευδο-σταθερής και σταθερής κατάστασης δοκιμίων δοκιμίων άμμου Fraser River (α) $b=0$ (β) $b=0.4$ (γ) $b=0.5$ (από Uthayakumar & Vaid, 1998)



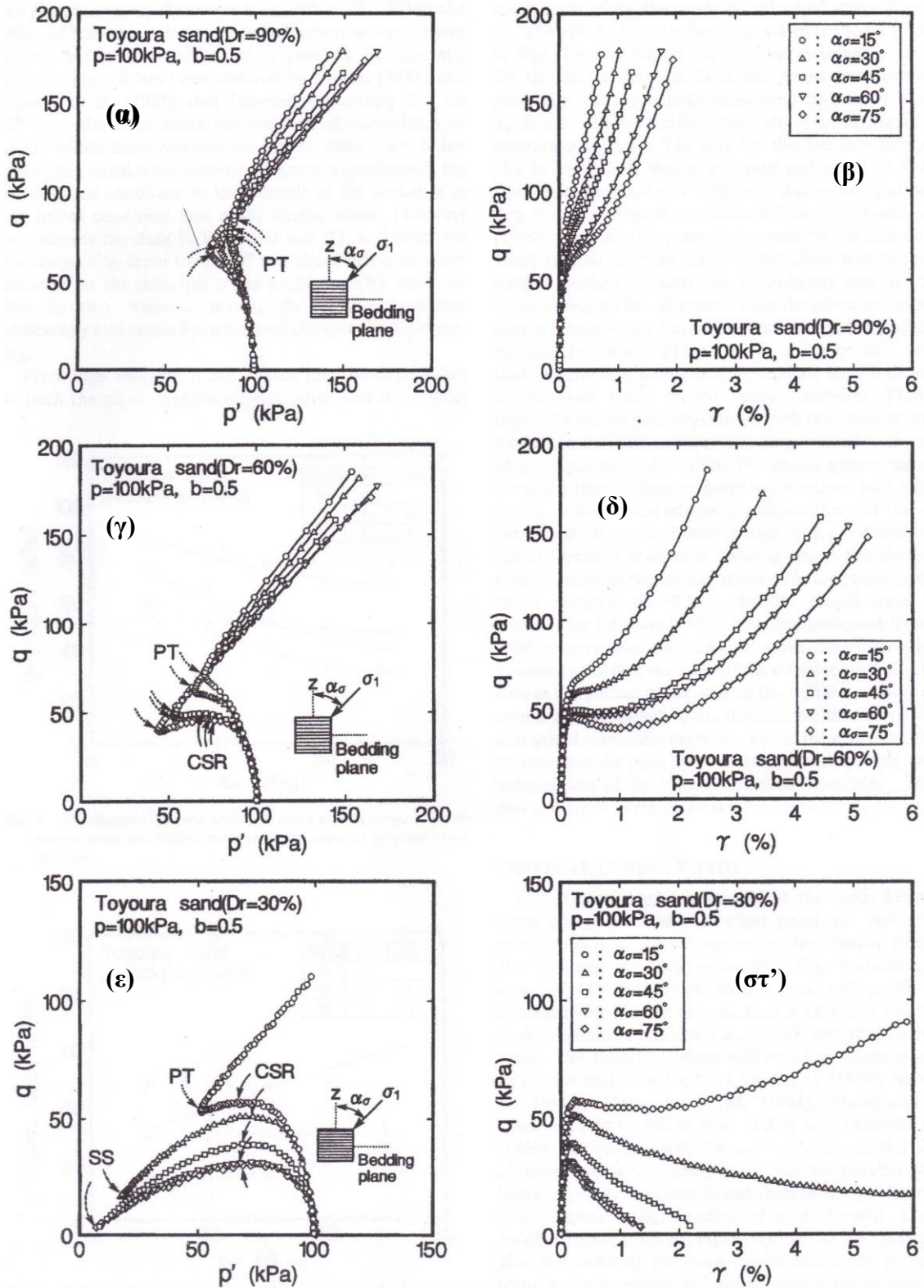
Σχήμα 3.13. Ενεργές τάσεις κατά το στάδιο αλλαγής φάσης, ψευδο-σταθερής και σταθερής κατάστασης δοκιμίων δοκιμίων άμμου Syncrude, $b=0.5$ (από Uthayakumar & Vaid, 1998)



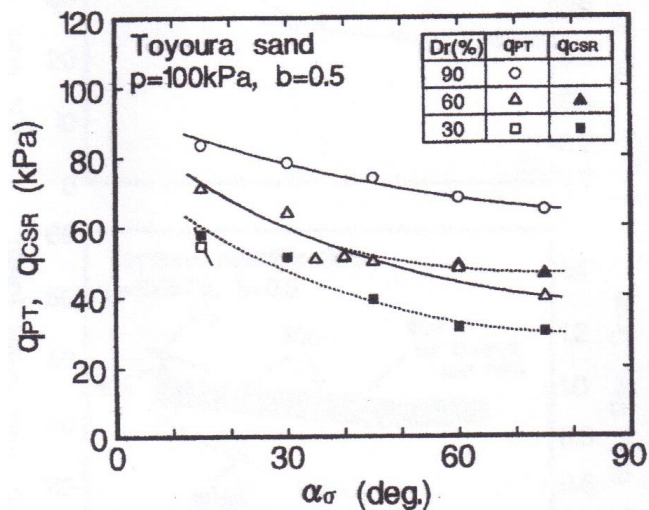
Σχήμα 3.14. Επίδραση της γωνίας α στη τιμή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής που αντιστοιχεί στο στάδιο της ψευδο-σταθερής ή σταθερής κατάστασης δοκιμών άμμου Fraser River (από Uthayakumar & Vaid, 1998)



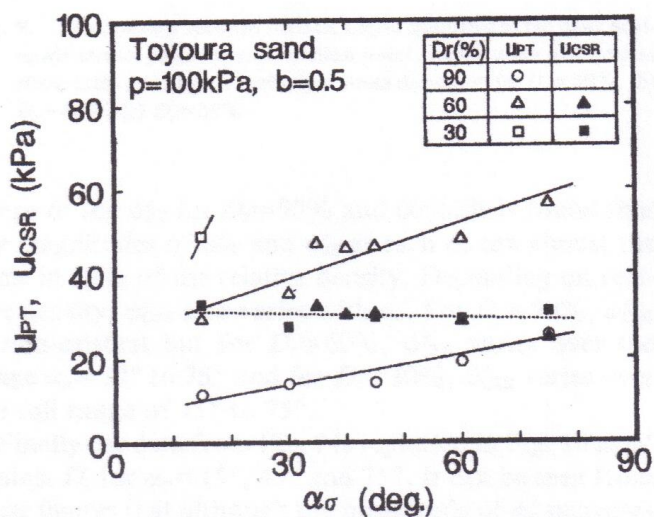
Σχήμα 3.15. Επίδραση της γωνίας α στη τιμή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής που αντιστοιχεί στο στάδιο της ψευδο-σταθερής ή σταθερής κατάστασης δοκιμών άμμου Syncrude (από Uthayakumar & Vaid, 1998)



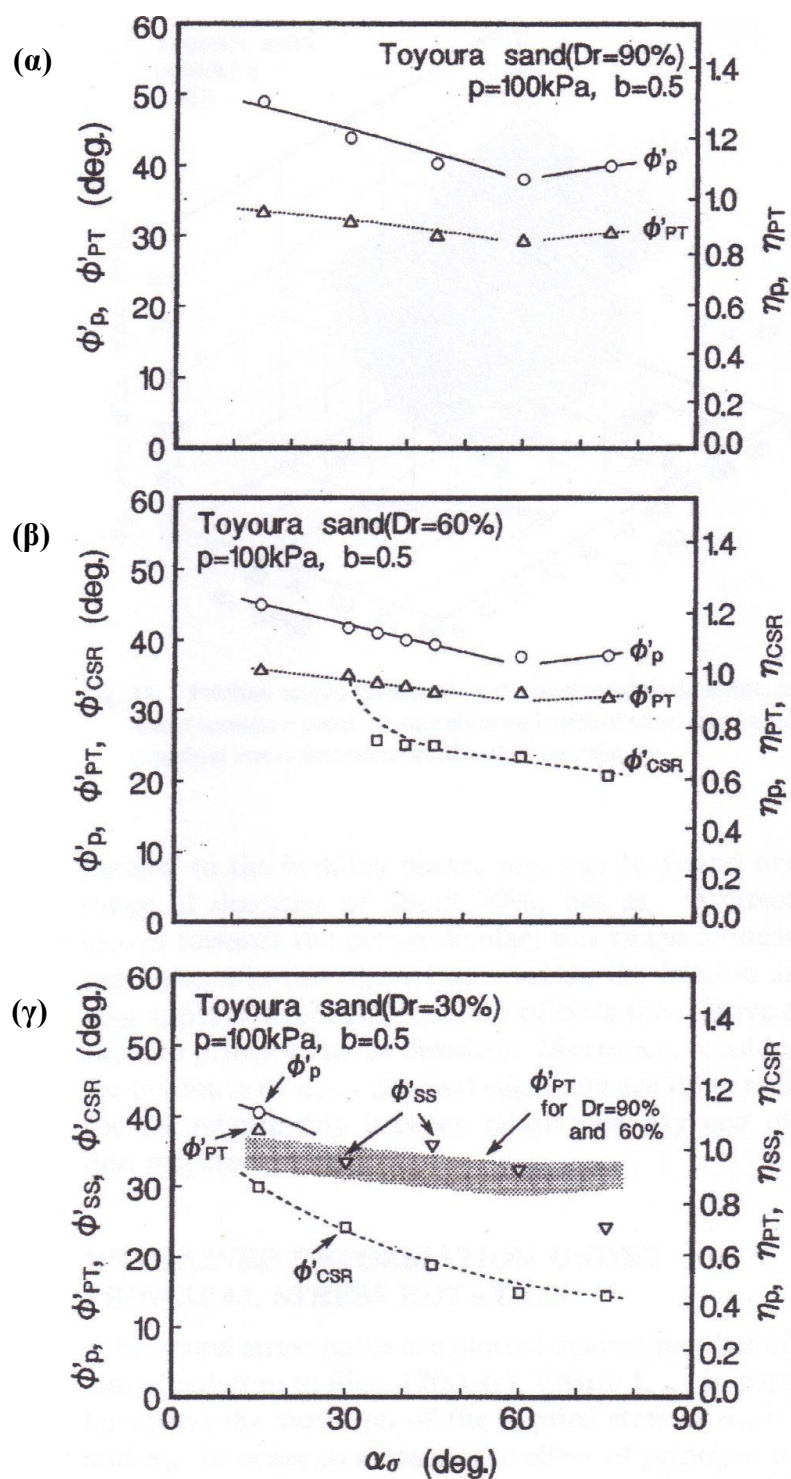
Σχήμα 3.16. Επίδραση της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων στην αστάγγιστη συμπεριφορά δοκιμών άμμου Toyoura: (α), (β) $D_r=90\%$, (γ), (δ) $D_r=60\%$, (ε), (στ') $D_r=30\%$ (από Nakata et al., 1998)



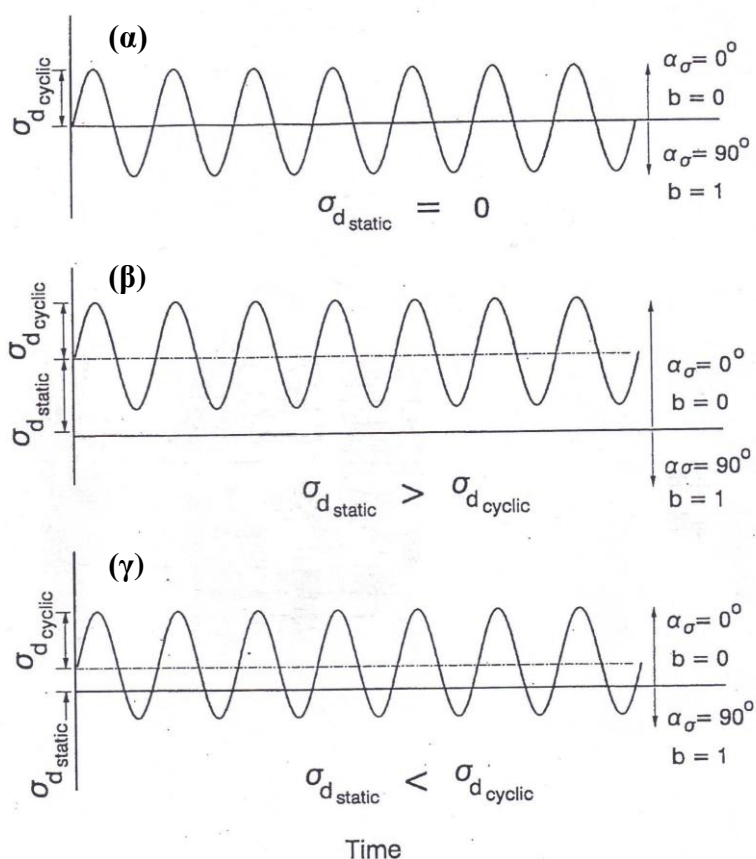
Σχήμα 3.17. Διακύμανση της αποκλίνουσας τάσης στο σημείο αλλαγής φάσης, q_{PT} και στο σημείο κρίσιμου λόγου τάσεων, q_{CSR} , συναρτήσει της γωνίας α (από Nakata et al., 1998)



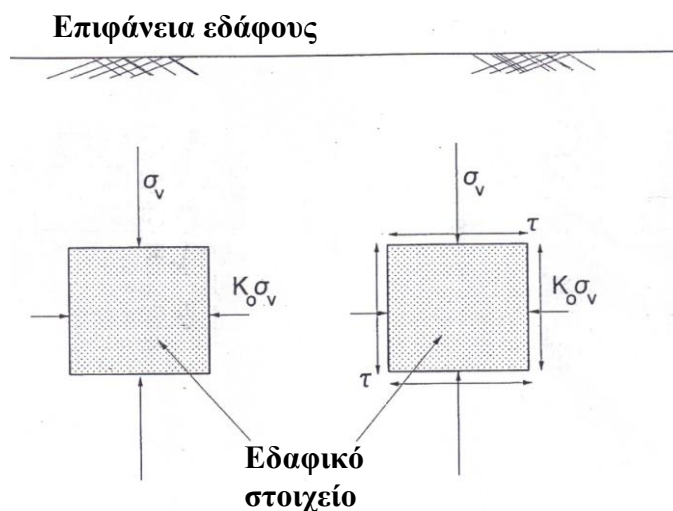
Σχήμα 3.18. Διακύμανση της υπερπίεσης πόρων στο σημείο αλλαγής φάσης, U_{PT} και στο σημείο κρίσιμου λόγου τάσεων, U_{CSR} , συναρτήσει της γωνίας α (από Nakata et al., 1998)



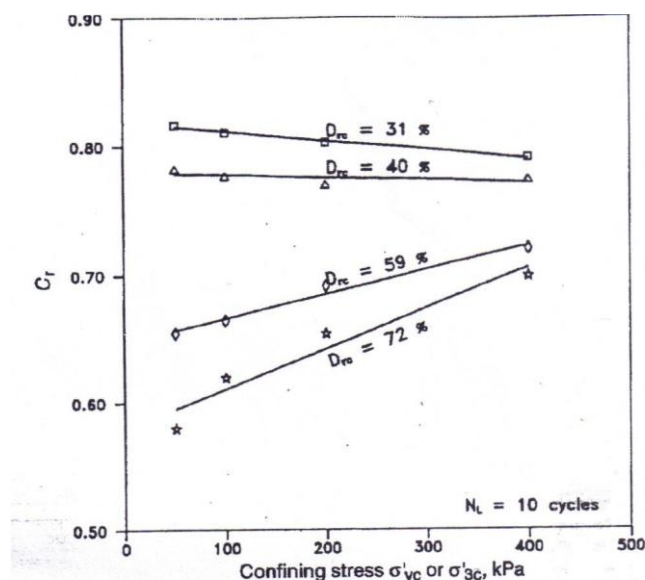
Σχήμα 3.19. Διακύμανση της γωνίας διατμητικής αντοχής που αντιστοιχεί στη μέγιστη τιμή αποκλίνουσας τάσης (ϕ'_p), στο σημείο αλλαγής φάσης (ϕ'_{PT}), στο σημείο έναρξης απομείωσης της διατμητικής αντοχής (ϕ'_{CSR}) και στην κατάσταση σταθερής παραμόρφωσης (ϕ'_{SS}) συναρτήσει της γωνίας α : (α) $D_r=90\%$, (β) $D_r=60\%$, (γ) $D_r=30\%$ (από Nakata et al., 1998)



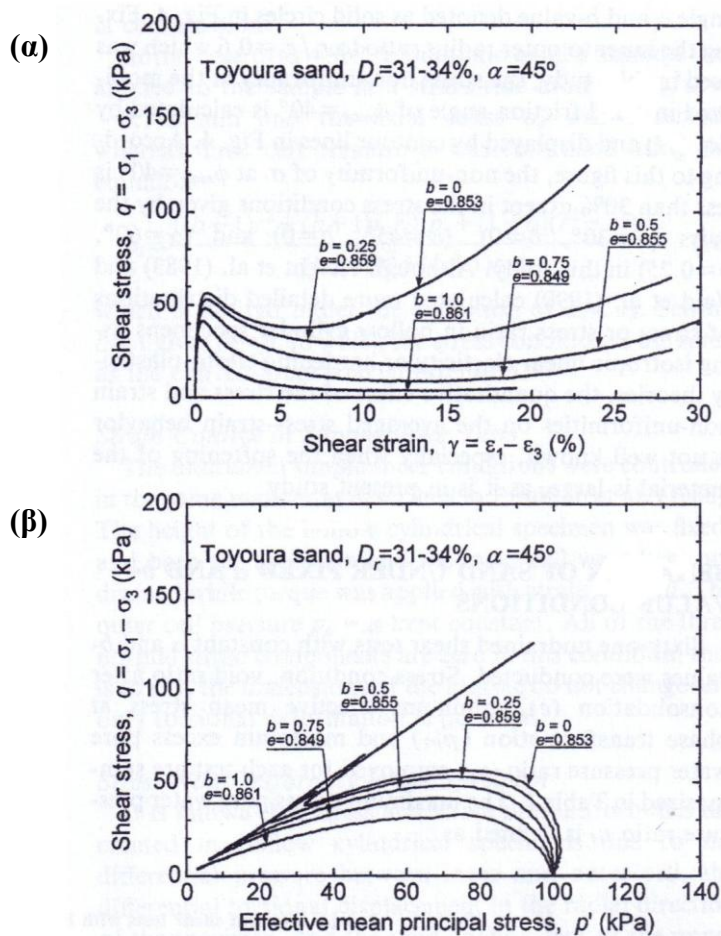
Σχήμα 3.20. Τυπικά διαγράμματα διακύμανσης της ανακυκλικής αποκλίνουσας τάσης, $\sigma_{d\text{cyclic}}$, συναρτήσει του χρόνου για τη περίπτωση ανακυκλικής τριαξονικής φόρτισης σε: (α) Ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια (β), (γ) Ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια



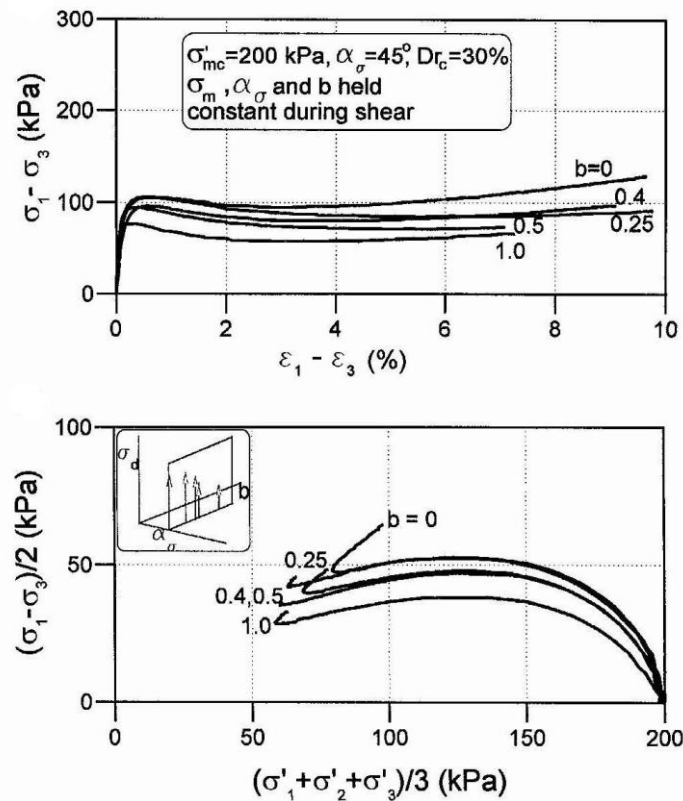
Σχήμα 3.21. Εντατική κατάσταση εδαφικού στοιχείου κάτω από μια επιφάνεια εδάφους: (α) Πριν και (β) Κατά τη διάρκεια σεισμικής φόρτισης



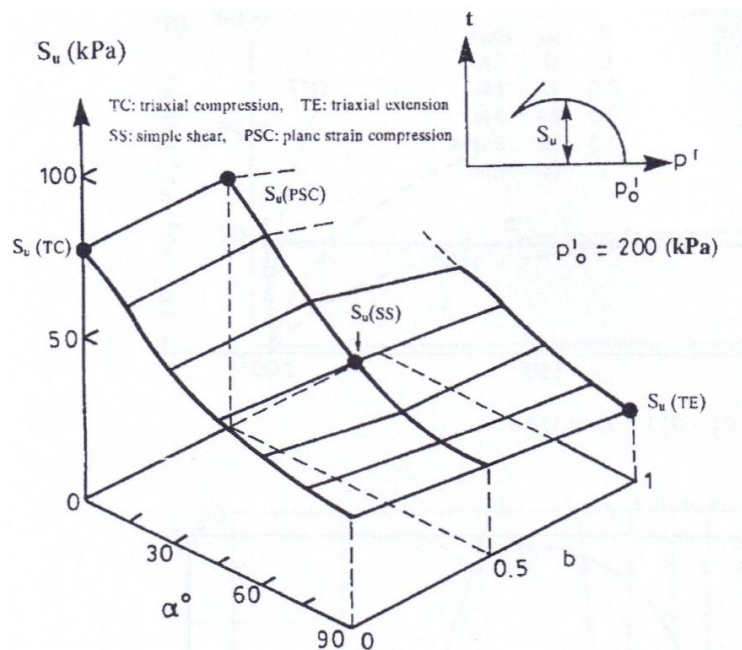
Σχήμα 3.22. Μεταβολή του διορθωτικού συντελεστή, C_r , συναρτήσει της πλευρικής πίεσης, σ'_{3c} , για διαφορετικές τιμές σχετικής πυκνότητας δοκιμών άμμου Fraser Delta (από Vaid & Sivathayalan, 1996)



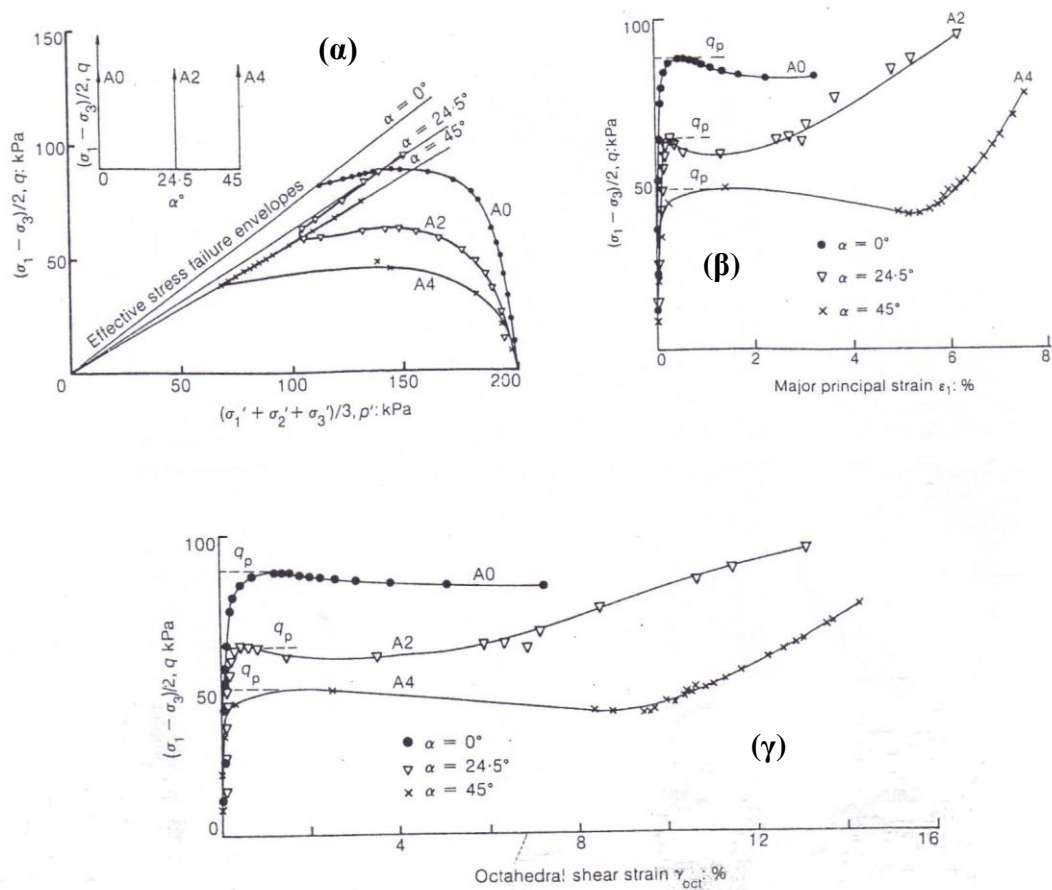
Σχήμα 3.23. Επίδραση της παραμέτρου b στην απόκριση της άμμου Toyoura υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης: (α) Καμπύλες τάσεων – παραμορφώσεων (β) Διαδρομές ενεργών τάσεων (από Yoshimine et al., 1998)



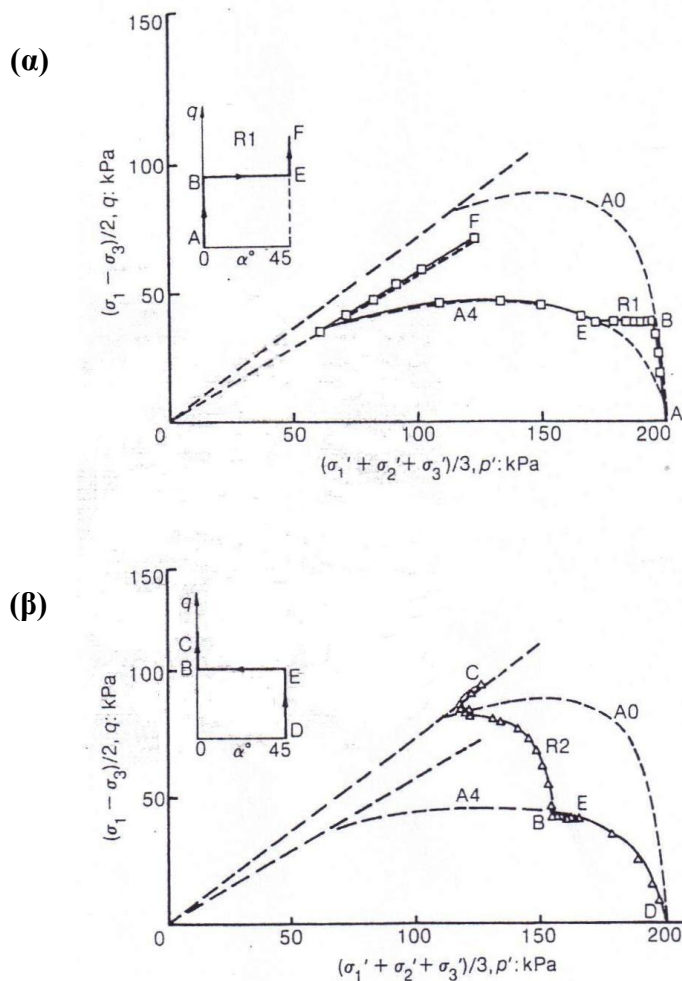
Σχήμα 3.24. Επίδραση της παραμέτρου b στην απόκριση της άμμου Fraser River υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης: (α) Καμπύλες τάσεων – παραμορφώσεων και (β) Διαδρομές ενεργών τάσεων (από Uthayakumar & Vaid, 1998)



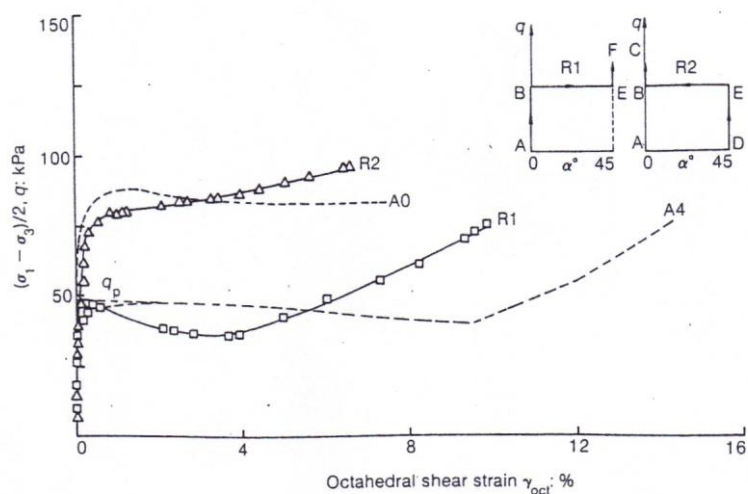
Σχήμα 3.25. Αστράγγιστη διατμητική αντοχή ως προς τη γωνία α και την παράμετρο b (από Shibuya et al., 2003a)



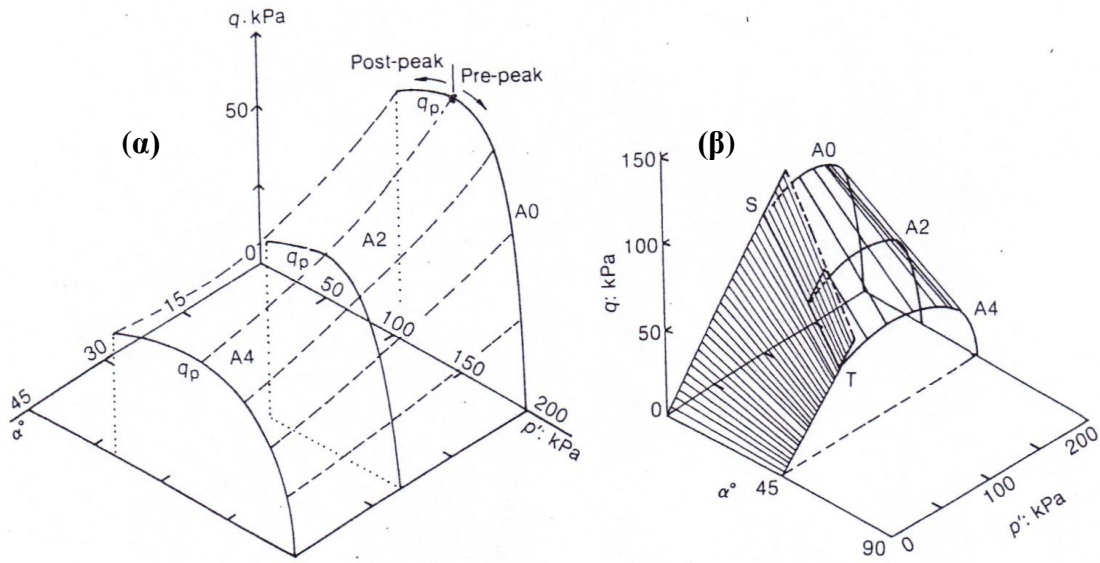
Σχήμα 3.26. Πειράματα στρεπτικής διάτμησης κοίλου δοκιμίου υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης στην άμμο Ham River, $b=0.5$ (α) Διαδρομές ενεργών τάσεων (β), (γ) Καμπύλες τάσεων - παραμορφώσεων (από Symes et al., 1984)



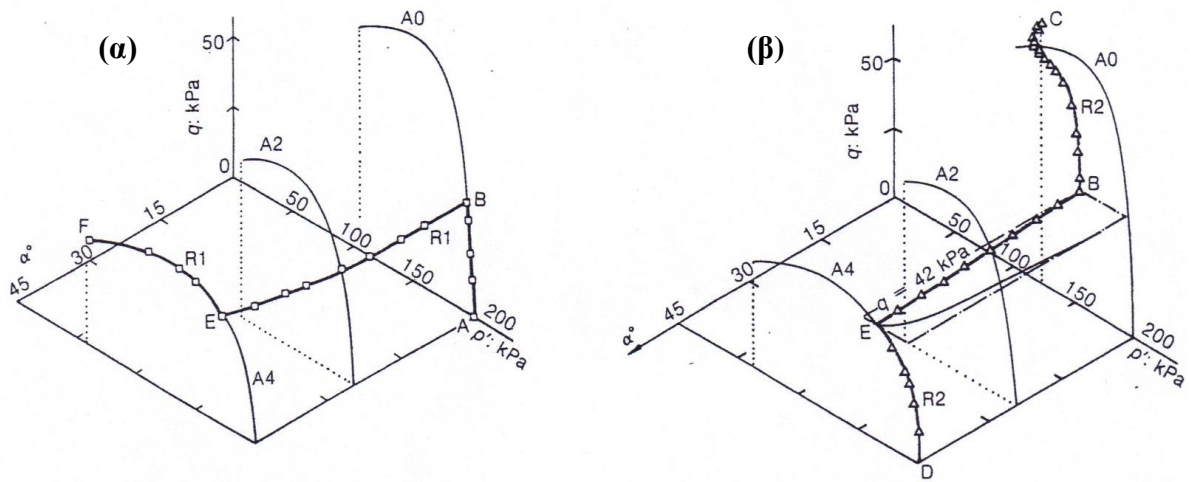
Σχήμα 3.27. Διαδρομές ενεργών τάσεων υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης στην άμμο Ham River, $b=0.5$ (α) Δοκίμιο R1 και (β) Δοκίμιο R2 (από Symes et al., 1984)



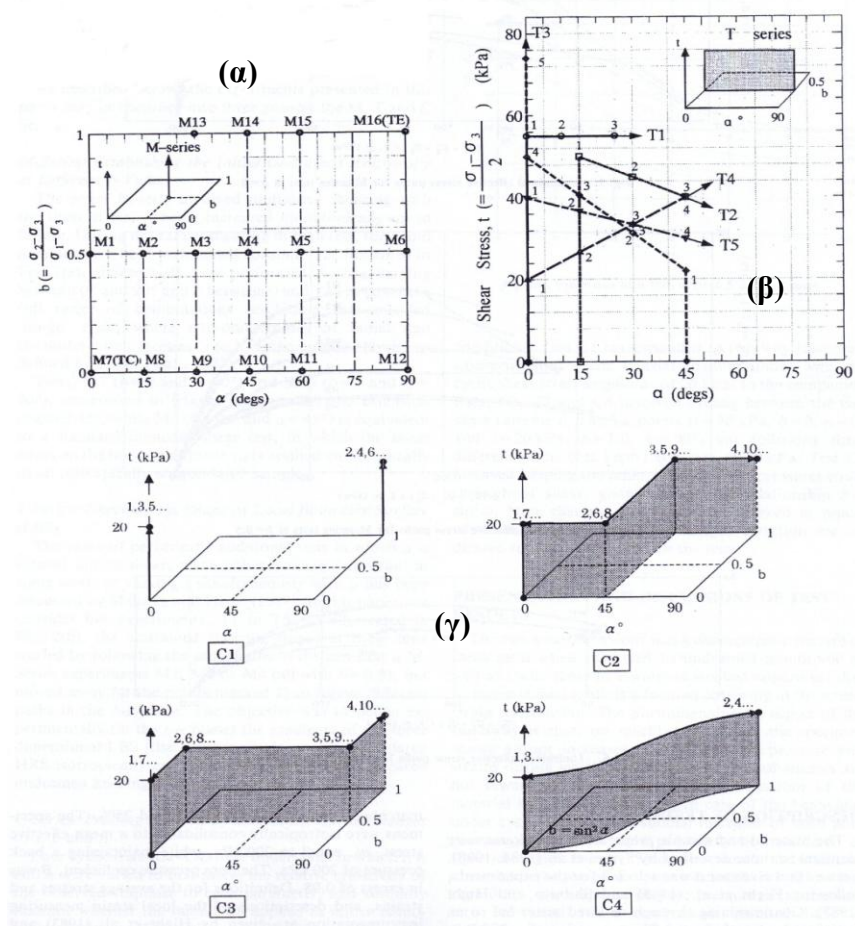
Σχήμα 3.28. Καμπύλες τάσεων – παραμορφώσεων υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης στην άμμο Ham River, $b=0.5$ – Δοκίμια A0, A4, R1 και R2 (από Symes et al., 1984)



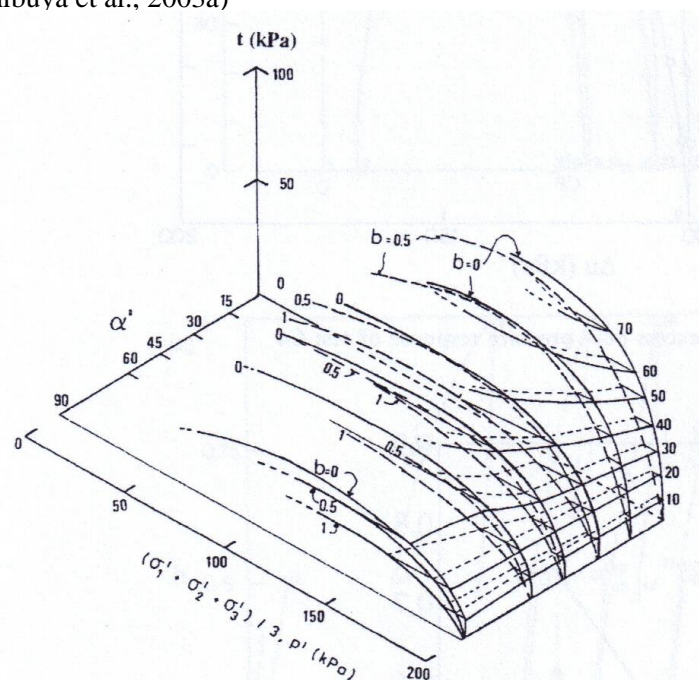
Σχήμα 3.29. (α) Συστολική περιοχή της SRS (β) Συνολική SBS (από Symes et al., 1984)



Σχήμα 3.30. Διαδρομές ενεργών τάσεων στον τασικό χώρο $q - p' - \alpha$: (α) Δοκίμιο R1 και (β) Δοκίμιο R2 (από Symes et al., 1984)



Σχήμα 3.31. Διαδρομές τάσεων: (α) Μ σειρά δοκιμών (β) Τ σειρά δοκιμών και (γ) C σειρά δοκιμών (από Shibuya et al., 2003a)



Σχήμα 3.32. Τοπική Οριακή Επιφάνεια (LBS) τεσσάρων διαστάσεων ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμών άμμου Ham River (από Shibuya et al., 2003a)

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

ΣΥΣΚΕΥΗ ΣΤΡΕΠΤΙΚΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΚΟΙΛΟΥ ΔΟΚΙΜΙΟΥ, ΕΞΕΤΑΖΟΜΕΝΑ ΕΔΑΦΙΚΑ ΥΛΙΚΑ ΚΑΙ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗΣ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑΣ

4.1. ΣΥΣΚΕΥΗ ΣΤΡΕΠΤΙΚΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΚΟΙΛΟΥ ΔΟΚΙΜΙΟΥ

4.1.1. Εισαγωγή

Στην κλασσική τριαξονική δοκιμή, η οποία χρησιμοποιείται ευρύτερα για τον προσδιορισμό της ακαμψίας και της διατμητικής αντοχής του εδάφους, οι τάσεις και οι παραμορφώσεις θεωρούνται γενικά ότι είναι αξονοσυμμετρικές. Ωστόσο είναι γνωστό ότι σε συνθήκες πεδίου το καθεστώς των τάσεων διαφέρει από εκείνο της αξονοσυμμετρικής φόρτισης και η τιμή της ενδιάμεσης κύριας τάσης σ_2 , κυμαίνεται ανάμεσα στις τιμές των σ_1 και σ_3 . Επιπρόσθετα, στην αξονοσυμμετρική τριαξονική δοκιμή οι διευθύνσεις των κυρίων τάσεων είναι πάντοτε σταθερές σε σχέση με τον άξονα του δοκιμίου ($\alpha=0^0$, $\alpha=90^0$) και οι εντατικές καταστάσεις οι οποίες περιλαμβάνουν στροφή της διεύθυνσης των αξόνων των κυρίων τάσεων δεν μπορούν να προσομοιωθούν. Παρόμοιες αδυναμίες όσον αφορά στον έλεγχο της διεύθυνσης των αξόνων των κυρίων τάσεων και της ενδιάμεσης κύριας τάσης σ_2 εντοπίζονται και σε άλλες πειραματικές διατάξεις που χρησιμοποιούνται στα γεωτεχνικά εργαστήρια (συσκευή άμεσης διάτμησης, συσκευή απλής διάτμησης).

Η ανάγκη διερεύνησης της εδαφικής συμπεριφοράς υπό γενικευμένες εντατικές καταστάσεις και σύνθετες συνθήκες φόρτισης οι οποίες περιλαμβάνουν αλλαγές τόσο στο μέγεθος των κυρίων τάσεων (σ_1 , σ_2 , σ_3) όσο και στη διεύθυνση τους, οδήγησε στο

σχεδιασμό της συσκευής στρεπτικής διάτμησης κοίλου δοκιμίου. Η συσκευή αυτή διαθέτει τέσσερις βαθμούς ελευθερίας επιτρέποντας τον ανεξάρτητο έλεγχο των κυρίων τάσεων, της διεύθυνσης των αξόνων των κυρίων τάσεων (γωνία α) και του μεγέθους της ενδιάμεσης κύριας τάσης σ_2 (παράμετρος b). Επιπρόσθετα, ελέγχονται οι συνθήκες στράγγισης και παρέχεται η δυνατότητα ακριβούς μέτρησης της υπερπίεσης πόρων, των παραμορφώσεων και των επιβαλλόμενων τάσεων στο δοκίμιο.

Απόρροια των ανωτέρω είναι η ανάπτυξη διεθνώς, στα σημαντικά ερευνητικά κέντρα, ανάλογων συσκευών με σκοπό την καλύτερη προσομείωση της εδαφικής συμπεριφοράς και τον προσδιορισμό των καταστατικών σχέσεων που την περιγράφουν. Οι αρχές λειτουργίας της συσκευής στρέψης κοίλου δοκιμίου διατυπώνονται από τους Saada & Townsend (1981), Hight et al. (1983) και Saada (1988). Τα τελευταία χρόνια, ένας μεγάλος αριθμός δημοσιευμένων εργασιών προέκυψε από πειράματα στη συσκευή στρεπτικής διάτμησης κοίλου δοκιμίου. Ενδεικτικά αναφέρονται οι μελέτες των Sayao & Vaid (1991), Ishibashi et al. (1996), Nakata et al. (1998), Zdravkovic & Jardine (1997, 2001), Georgiannou et al. (2008).

4.1.2. Περιγραφή συσκευής

Η συσκευή στρεπτικής διάτμησης κοίλου δοκιμίου (hollow cylinder apparatus) του εργαστηρίου εδαφομηχανικής του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου έχει κατασκευαστεί από την Ιαπωνική εταιρεία SEIKEN INC. Η αρχή λειτουργίας της βασίζεται στον έλεγχο των επιβαλλόμενων πιέσεων μέσα και έξω από το δοκίμιο και στον έλεγχο των επιβαλλόμενων αξονικών και στρεπτικών τάσεων μέσω ηλεγκροπνευματικών μονάδων οι οποίες συνδέονται με ειδικές βαλβίδες αέρα. Στη συσκευή υπάρχει η δυνατότητα εκτέλεσης δοκιμών ισότροπης ή ανισότροπης στερεοποίησης, με πλήρη έλεγχο της διαδρομής τάσεων σε συνθήκες μονοτονικής ή ανακυκλικής φόρτισης με ελεγχόμενη τάση ή παραμόρφωση.

Η συσκευή στρεπτικής διάτμησης κοίλου δοκιμίου όπως φαίνεται και στα Σχήματα 4.1 και 4.2, αποτελείται από τέσσερις ξεχωριστές μονάδες:

- (α) τη μονάδα που περιλαμβάνει τους μηχανισμούς επιβολής της φόρτισης (αξονικής και στρεπτικής) μαζί με την τριαξονική κυψέλη
- (β) τη μονάδα παροχής νερού
- (γ) τη μονάδα παροχής αέρα
- (δ) τη μονάδα ηλεκτρονικού ελέγχου

Τα συστήματα που απαρτίζουν την κάθε μονάδα προσημειώνονται στο Σχήμα 4.2 και παρατίθενται συνοπτικά στον Πίνακα 4.1. Λεπτομερής παρουσίαση των χαρακτηριστικών της συσκευής στρεπτικής διάτμησης του Ε.Μ.Π., των μηχανισμών και των συστημάτων που την απαρτίζουν πραγματοποιείται στη διδακτορική διατριβή του Δρ. Α. Ι. Τσομώκου (2005).

4.1.3. Υπολογισμός τάσεων και παραμορφώσεων κατά τη στρεπτική διάτμηση

Το βασικότερο πλεονέκτημα της συσκευής στρέψης κοίλου δοκιμίου είναι η δυνατότητα επιβολής γενικευμένων εντατικών καταστάσεων η οποία επιτυγχάνεται μέσω ανεξάρτητου ελέγχου στις τιμές του επιβαλλόμενου αξονικού φορτίου, W , της επιβαλλόμενης στρεπτικής ροπής, W_T , της εσωτερικής, p_i , και εξωτερικής πίεσης, p_o . Κατά τη διάρκεια της διάτμησης η στρεπτική ροπή, M_T , αναπτύσσει διατμητικές τάσεις $\tau_{\theta z}$ και $\tau_{z\theta}$ ($\tau_{\theta z} = \tau_{z\theta}$) σε οριζόντια και κατακόρυφα επίπεδα. Το αξονικό φορτίο, W , ενισχύει το μέγεθος της κατακόρυφης τάσης, σ_z , ενώ η εσωτερική, p_i , και εξωτερική πίεση, p_o , καθορίζουν το μέγεθος της ακτινικής, σ_r , και περιμετρικής, σ_θ , τάσης. Η σχέση μεταξύ των μεγεθών σ_r και σ_θ καθορίζεται από τη διαφορά μεταξύ των μεγεθών p_i και p_o . Όταν η εσωτερική και η εξωτερική πίεση είναι ίσες, $p_i = p_o$, τότε $\sigma_r = \sigma_\theta$. Τα επιβαλλόμενα μεγέθη W , W_T , p_o και p_i καθώς οι τάσεις σ_z , σ_r , σ_θ και $\tau_{\theta z}$ που δρουν σε ένα κοίλο κυλινδρικό στοιχείο κατά τη δοκιμή στρεπτικής διάτμησης απεικονίζονται στα Σχήματα 4.3 και 4.4(α) αντίστοιχα.

Η εντατική κατάσταση σε όρους τάσεων που επιτυγχάνεται σε ένα εδαφικό στοιχείο κατά την στρεπτική διάτμηση παρουσιάζεται, σε κυλινδρικές συντεταγμένες, από το ακόλουθο μητρώο:

$$\begin{bmatrix} \sigma \\ \sigma \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_r & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_\theta & \tau_{\theta z} \\ 0 & \tau_{z\theta} & \sigma_z \end{bmatrix} \quad (4.1.1)$$

$$\tau_{\theta z} = \tau_{z\theta}$$

Η κατανομή των τάσεων κατά μήκος των τοιχωμάτων του κοίλου κυλινδρικού στοιχείου δεν είναι ομοιόμορφη (Saada & Townsend, 1981, Vaid et al., 1990, Sayao & Vaid, 1991) και ως εκ τούτου η θεώρηση του δοκιμίου ως εδαφικού στοιχείου το οποίο παραμορφώνεται ως κοίλος κύλινδρος απαιτεί τον υπολογισμό μέσω των τιμών στις τάσεις, σ_z , σ_r , σ_θ και $\tau_{\theta z}$. Σύμφωνα με τους Hight et al. (1983) οι μέσες τιμές των τάσεων υπολογίζονται ως ακολούθως:

$$\text{Μέση κατακόρυφη τάση } \sigma_z = \frac{W}{\pi \cdot (r_0^2 - r_i^2)} + \frac{(p_0 \cdot r_0^2 - p_i \cdot r_i^2)}{r_0^2 - r_i^2} \quad (4.1.2)$$

$$\text{Μέση ακτινική τάση } \sigma_r = \frac{p_0 \cdot r_0 + p_i \cdot r_i}{r_0 + r_i} \quad (4.1.3)$$

$$\text{Μέση περιμετρική τάση } \sigma_\theta = \frac{p_0 \cdot r_0 - p_i \cdot r_i}{r_0 - r_i} \quad (4.1.4)$$

$$\text{Μέση διατμητική τάση } \tau_{\theta z} = \frac{3 \cdot M_T}{2\pi \cdot (r_0^3 - r_i^3)} \quad (4.1.5)$$

Όπου r_0 και r_i είναι η εξωτερική και η εσωτερική διάμετρος του κοίλου δοκιμίου αντίστοιχα. Σημειώνεται ότι η σχέση (4.1.5) προέκυψε με παραδοχή πλαστικής κατανομής διατμητικών τάσεων. Όταν $p_0 = p_i$ οι σχέσεις (4.1.3) & (4.1.4) απλουστεύονται σε:

$$\sigma_r = \sigma_\theta = p_0 = p_i \quad (4.1.6)$$

και η σχέση (4.1.2) σε:

$$\sigma_z = \frac{W}{\pi \cdot (r_0^2 - r_i^2)} + p_0 \quad (4.1.7)$$

Στη συσκευή στρέψης κοίλου δοκιμίου η μέση ακτινική τάση σ_r είναι ίση με την ενδιάμεση κύρια τάση σ_2 . Η μέγιστη και η ελάχιστη κύρια τάση σ_1 και σ_3 αντίστοιχα υπολογίζονται από τις μέσες τάσεις σ_z , σ_θ και $\tau_{\theta z}$ ως ακολούθως:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_z + \sigma_\theta}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_\theta}{2}\right)^2 + \tau_{\theta z}^2} \quad (4.1.8)$$

$$\sigma_2 = \sigma_r \quad (4.1.9)$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_z + \sigma_\theta}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_\theta}{2}\right)^2 + \tau_{\theta z}^2} \quad (4.1.10)$$

Η μέση ενεργός τάση των δοκιμίων ορίζεται ως:

$$p' = \frac{(\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3')}{3} = \frac{(\sigma_z' + 2 \cdot \sigma_r')}{3} \quad (4.1.11)$$

και η αποκλίνοσα τάση ως:

$$t = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_r}{2}\right)^2 + \tau_{\theta z}^2} \quad (4.1.12)$$

Η εντατική κατάσταση σε όρους παραμορφώσεων που επιτυγχάνεται σε ένα εδαφικό στοιχείο κατά την στρεπτική διάτμηση παρουσιάζεται, σε κυλινδρικές συντεταγμένες, από το ακόλουθο μητρώο:

$$\begin{bmatrix} \boldsymbol{\varepsilon} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \boldsymbol{\varepsilon}_r & 0 & 0 \\ 0 & \boldsymbol{\varepsilon}_\theta & \boldsymbol{\varepsilon}_{\theta z} \\ 0 & \boldsymbol{\varepsilon}_{z\theta} & \boldsymbol{\varepsilon}_z \end{bmatrix} \quad (4.1.13)$$

$$\boldsymbol{\varepsilon}_{\theta z} = \boldsymbol{\varepsilon}_{z\theta} = \gamma_{\theta z} / 2$$

Σύμφωνα με τους Hight et al. (1983) οι μέσες τιμές των παραμορφώσεων που ασκούνται σε ένα κοίλο κυλινδρικό στοιχείο υπολογίζονται ως ακολούθως:

$$\boldsymbol{\varepsilon}_z = \frac{\Delta h}{H_0} \quad (4.1.14)$$

$$\boldsymbol{\varepsilon}_r = \frac{u_0 - u_i}{r_0 - r_i} \quad (4.1.15)$$

$$\boldsymbol{\varepsilon}_\theta = -\frac{u_0 + u_i}{r_0 + r_i} \quad (4.1.16)$$

$$\gamma_{\theta z} = \frac{2 \cdot \theta \cdot (r_0^3 - r_i^3)}{3 \cdot H_0 \cdot (r_0^2 - r_i^2)} \quad (4.1.17)$$

Όπου Δh είναι η κατακόρυφη μετακίνηση, H_0 είναι το αρχικό ύψος του δοκιμίου και θ είναι η περιμετρική γωνιακή μετακίνηση σε rad (βλέπε Σχήμα 4.3). Όπου u_0 και u_i είναι η ακτινική παραμόρφωση της εσωτερικής και της εξωτερικής επιφάνειας αντίστοιχα του εδαφικού στοιχείου (βλέπε Σχήμα 4.5).

Οι μέσες παραμορφώσεις $\boldsymbol{\varepsilon}_z$, $\boldsymbol{\varepsilon}_r$, $\boldsymbol{\varepsilon}_\theta$ και $\gamma_{\theta z}$ που δρουν σε ένα κοίλο κυλινδρικό στοιχείο κατά τη δοκιμή στρεπτικής διάτμησης απεικονίζονται στο Σχήμα 4.4(γ).

Έχοντας υπολογίσει τις παραμορφώσεις ε_z , ε_r και ε_θ μπορεί να βρεθεί το μέγεθος της ογκομετρικής παραμόρφωσης ως:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_z + \varepsilon_\theta + \varepsilon_r \quad (4.1.18)$$

Κατά την στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης ($\varepsilon_v=0$) και με τη θεώρηση ότι $\varepsilon_r = \varepsilon_\theta$ (ισχύει όταν $p_o = p_i$) η σχέση (4.1.18) γράφεται ως:

$$\varepsilon_r = \varepsilon_\theta = -\frac{1}{2} \cdot \varepsilon_z \quad (4.1.19)$$

Στη συσκευή στρέψης κοίλου δοκιμίου η μέση ακτινική παραμόρφωση ε_r είναι ίση με την ενδιάμεση κύρια παραμόρφωση ε_2 . Η μέγιστη και η ελάχιστη κύρια παραμόρφωση ε_1 και ε_3 αντίστοιχα υπολογίζονται από τις μέσες παραμορφώσεις ε_z , ε_θ και $\gamma_{\theta z}$ ως ακολούθως:

$$\varepsilon_1 = \frac{\varepsilon_z + \varepsilon_\theta}{2} + \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_z - \varepsilon_\theta}{2}\right)^2 + \left(\frac{\gamma_{\theta z}}{2}\right)^2} \quad (4.1.20)$$

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_r \quad (4.1.21)$$

$$\varepsilon_3 = \frac{\varepsilon_z + \varepsilon_\theta}{2} - \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_z - \varepsilon_\theta}{2}\right)^2 + \left(\frac{\gamma_{\theta z}}{2}\right)^2} \quad (4.1.22)$$

Έχοντας υπολογίσει τις κύριες παραμορφώσεις ε_1 , ε_2 και ε_3 μπορεί να βρεθεί το μέγεθος της οκταεδρικής διατμητικής παραμόρφωσης ως:

$$\gamma_{oct} = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2} \quad (4.1.23)$$

Οι τρέχουσες τιμές των ακτίνων r_0 και r_i καθώς και η διατομή A του κοίλου δοκιμίου υπολογίζονται ως εξής:

$$r_0 = \sqrt{\frac{1-\varepsilon_v}{1-\varepsilon_z}} \cdot r_{oz} \quad (4.1.24)$$

$$r_i = \sqrt{\frac{1-\varepsilon_v}{1-\varepsilon_z}} \cdot r_{iz} \quad (4.1.25)$$

$$A = A_0 \cdot \left(\frac{1-\varepsilon_v}{1-\varepsilon_z}\right) \quad (4.1.26)$$

Όπου A_0 , r_{oz} , r_{iz} είναι η αρχική διατομή, εξωτερική και εσωτερική ακτίνα του δοκιμίου αντίστοιχα και ε_v και ε_z είναι οι τρέχουσες ογκομετρικές και κατακόρυφες παραμορφώσεις αντίστοιχα.

Ως παράμετρος a ορίζεται η γωνία που σχηματίζει η μέγιστη κύρια τάση ως προς την κατακόρυφο (βλέπε Σχήμα 4.4(β)) και λαμβάνει τιμές από 0^0 έως 90^0 και υπολογίζεται από τις συνιστώσες των μέσων τάσεων ως:

$$a = \frac{1}{2} \arctan \frac{2\tau_{\theta z}}{\sigma_z - \sigma_{\theta}} \quad (4.1.27)$$

Η παράμετρος b αντιπροσωπεύει το μέγεθος της ενδιάμεσης κύριας τάσης σ_2 ως προς τις τάσεις σ_1 και σ_3 και λαμβάνει τιμές από 0 έως 1:

$$b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad (4.1.28)$$

Για την περίπτωση που ισχύει $p_0 = p_i$ οι παράμετροι a και b συνδέονται σύμφωνα με τη σχέση:

$$b = \sin^2 a \quad (4.1.29)$$

Η γωνία που σχηματίζει η κύρια παραμόρφωση ως προς την κατακόρυφο υπολογίζεται από τις συνιστώσες των μέσων παραμορφώσεων ως:

$$a_\varepsilon = \frac{1}{2} \arctan \frac{\gamma_{\theta z}}{\varepsilon_z - \varepsilon_\theta} \quad (4.1.30)$$

4.1.4. Υπολογισμός εντατικών μεγεθών κατά την ανακυκλική στρεπτική διάτμηση

Η απόκριση ενός δοκιμίου που υποβάλλεται σε ανακυκλική στρεπτική διάτμηση σε άξονες στρεπτικής ροπής M_T ως προς τη γωνία περιστροφής θ , παρουσιάζεται για ένα κύκλο φόρτισης στο Σχήμα 4.6. Το ημι-εύρος της επιβαλλόμενης ανακυκλικής διατμητικής τάσης ορίζεται ως:

$$\tau_{SA} = \frac{M_{T,R} + M_{T,L}}{2\pi(r_o^2 + r_i^2)(r_o - r_i)} \quad (4.1.31)$$

όπου $M_{T,R}$ και $M_{T,L}$ είναι το ημι-εύρος της στρεπτικής ροπής κατά την ωρολογιακή και αντιωρολογιακή διεύθυνση αντίστοιχα, με θετικό πρόσημο και οι δύο, και r_o , r_i είναι η εξωτερική και η εσωτερική ακτίνα του δοκιμίου κατά την έναρξη της ανακυκλικής φόρτισης.

Το ημι-εύρος της ανακυκλικής διατμητικής παραμόρφωσης ορίζεται ως:

$$\gamma_{SA} = \frac{\Delta\theta(r_o + r_i)}{4H} \quad (4.1.32)$$

Όπου $\Delta\theta$ είναι η συνολική γωνία περιστροφής σε rad και H είναι το ύψος του δοκιμίου κατά την έναρξη της ανακυκλικής φόρτισης.

Το ισοδύναμο μέτρο εδαφικής δυστμησίας δίνεται από τον τύπο:

$$G_{eq} = \frac{\tau_{SA}}{\gamma_{SA}} \quad (4.1.33)$$

Ο υστερητικός λόγος απόσβασης δίνεται από τον τύπο:

$$h = \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta W}{W_{el}} \quad (4.1.34)$$

όπου, ΔW είναι η ενέργεια που απορροφάται σε ένα κύκλο φόρτισης και W_{el} η ισοδύναμη ελαστική ενέργεια κατά τον ίδιο κύκλο φόρτισης.

Η δυστμησία του δοκιμίου υπό μονοτονική φόρτιση εκφράζεται από το τέμνον μέτρο εδαφικής δυστμησίας ως:

$$G_{sec} = \frac{\tau_{\theta z}}{\gamma_{\theta z}} \quad (4.1.35)$$

Στα κεφάλαια που ακολουθούν η ανακυκλική διατμητική τάση συμβολίζεται είτε με $\Delta\tau_{\theta z}$ (εξίσωση (4.1.5)) είτε με τ_{SA} (εξίσωση (4.1.31)). Για τις διαστάσεις των δοκιμίων της παρούσας διατριβής η διαφορά στη τιμή της τάσης που προβλέπουν οι δύο εξισώσεις είναι πολύ μικρή ($\Delta\tau_{\theta z} \sim 1.05 \tau_{SA}$). Σημειώνεται επίσης ότι οι τιμές $\Delta\tau_{\theta z}$ και τ_{SA} είναι οι μέσες τιμές από όλους τους κύκλους φόρτισης κάθε δοκιμής.

4.1.5. Ανομοιόμορφη κατανομή τάσεων – παραμορφώσεων και επιλογή κατάλληλης γεωμετρίας δοκιμίου

Η συσκευή στρεπτικής διάτμησης κοίλου δοκιμίου αποτελεί ένα σημαντικό εργαλείο στη προσπάθεια μελέτης της εδαφικής ανισοτροπίας. Εντούτοις, η χρήση της υπόκειται σε συγκεκριμένους περιορισμούς ένας εκ των οποίων είναι η ανομοιόμορφη κατανομή των

τάσεων και των παραμορφώσεων που δημιουργείται μέσα στο δοκίμιο κατά τη στρεπτική διάτμηση. Οι ανομοιομορφίες αυτές είναι αποτέλεσμα της γεωμετρίας του δοκιμίου, των άκαμπτων πορώδων δίσκων στα άκρα του δοκιμίου, της επιβαλλόμενης στρεπτικής ροπής, M_T , και της διαφοράς μεταξύ της εσωτερικής, p_i , και εξωτερικής πίεσης, p_o . Ο βαθμός ανομοιομορφίας των τάσεων και των παραμορφώσεων στη συσκευή στρεπτικής διάτμησης κοίλου δοκιμίου αποτέλεσε αντικείμενο έρευνας σε αρκετές μελέτες στις οποίες έγινε χρήση πεπερασμένων στοιχείων (Hight et al., 1983, Menkiti, 1995), γραμμικώς ελαστικών (Vaid et al., 1990, Sayao & Vaid, 1991, Porovic, 1995) και μη γραμμικώς ελαστικών μοντέλων (Wijewickreme & Vaid, 1991, Polo, 2003). Συγκεντρωτικά τα συμπεράσματα από την υπάρχουσα βιβλιογραφία συνοψίζονται ως ακολούθως:

- Όσο η επιφάνεια του δοκιμίου μειώνεται ή η εσωτερική ακτίνα αυξάνεται, η κατανομή των τάσεων στο δοκίμιο γίνεται πιο ομοιόμορφη. Οι συνθήκες που προτείνονται όσον αφορά στο μέγεθος της εσωτερικής ακτίνας, r_i , των δοκιμίων είναι οι ακόλουθες:

$$\frac{r_i}{r_0} \geq 0.65 \text{ (Saada \& Townsend, 1981) (4.1.36)}$$

$$0.65 \leq \frac{r_i}{r_0} \leq 0.82 \text{ (Sayao \& Vaid, 1991) (4.1.37)}$$

$$r_0 - r_i = 20 - 60mm \text{ (Sayao \& Vaid, 1991) (4.1.38)}$$

- Τα δοκίμια πρέπει να έχουν ένα ορισμένο ύψος ώστε να δημιουργείται μια επαρκής ζώνη στο δοκίμιο απαλλαγμένη από την επίδραση των ανομοιομορφιών λόγω άκαμπτων άκρων. Οι συνθήκες που προτείνονται όσον αφορά στο ύψος των δοκιμίων είναι οι ακόλουθες:

$$H \geq 5.44 \cdot \sqrt{r_0^2 - r_i^2} \text{ (Saada \& Townsend, 1981) (4.1.39)}$$

$$1.8 \leq \frac{H}{2 \cdot r_0} \leq 2.2 \text{ (Sayao \& Vaid, 1991) (4.1.40)}$$

- Οι ανομοιομορφίες στην κατανομή των τάσεων και των παραμορφώσεων ενισχύονται αυξανόμενης της διαφοράς μεταξύ της εσωτερικής και της εξωτερικής πίεσης του δοκιμίου. Η συνθήκη που προτείνεται όσον αφορά στην σχέση μεταξύ των πιέσεων p_i και p_o είναι η ακόλουθη:

$$0.9 \leq \frac{P_0}{P_i} \leq 1.2 \text{ (Hight et al., 1983, Naughton \& O'Kelly, 2007) (4.1.41)}$$

Στη παρούσα διδακτορική διατριβή οι διαστάσεις των δοκιμίων που εξετάστηκαν ήταν $r_o=35$ mm, $r_i=20$ mm και $H_o=140$ mm ενώ όλα τα πειράματα πραγματοποιήθηκαν για $p_i = p_o$. Η γεωμετρία αυτή των δοκιμίων δεν ικανοποιεί πλήρως όλες τις άνω συνθήκες. Αξίζει ωστόσο να σημειωθεί ότι οι συνθήκες αυτές προέκυψαν αποκλειστικά με βάση τη θεωρία της ελαστικότητας χωρίς να θεωρηθούν στοιχεία μη γραμμικής ελαστικότητας που ενδεχομένως να επηρεάζουν σημαντικά τις ανομοιομορφίες των δοκιμίων.

4.2. ΕΞΕΤΑΖΟΜΕΝΑ ΕΔΑΦΙΚΑ ΥΛΙΚΑ

4.2.1. Εισαγωγή

Τα πειράματα που παρουσιάζονται στη παρούσα διατριβή πραγματοποιήθηκαν σε τρεις χαλαζιακές άμμους (άμμος Ottawa, άμμος Longstone και άμμος M31) οι οποίες έχουν διαφορετική κοκκομετρική διαβάθμιση, διαφορετικό σχήμα κόκκων και διαφορετική απόκριση σε στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης. Η άμμος M31 εκδηλώνει, τουλάχιστον μετά από ισότροπη στερεοποίηση, ψαθυρή συμπεριφορά με απομείωση της διατμητικής της αντοχής μετά την επίτευξη μιας μέγιστης τιμής σε αντίθεση με την άμμο Ottawa και την άμμο Longstone των οποίων η συμπεριφορά χαρακτηρίζεται ως σταθερή με συνεχή αύξηση της διατμητικής αντοχής με την αύξηση της παραμόρφωσης για τον ίδιο δείκτη πόρων και συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης.

Η επιλογή των υλικών αυτών έγινε ώστε να εξεταστεί η επίδραση της ανισότροπης στερεοποίησης και για τις δύο αυτές χαρακτηριστικές συμπεριφορές.

Προηγούμενες εργασίες έδειξαν ότι το σχήμα των κόκκων είναι ένας σημαντικός παράγοντας που επηρεάζει την απόκριση μιας άμμου (Georgiannou, 2006, Georgiannou et al., 2008). Για τον λόγο αυτό, πέρα από την άμμο Ottawa και την άμμο M31 οι οποίες έχουν σφαιρικό σχήμα κόκκων, επιλέχθηκε η άμμος Longstone με γωνιώδη σχήμα κόκκων.

Σημειώνεται ότι ο μεγαλύτερος αριθμός πειραμάτων της παρούσας διατριβής πραγματοποιήθηκε στην άμμο Ottawa. Η προέλευση, οι ιδιότητες και τα φυσικά χαρακτηριστικά όλων των εδαφικών υλικών που εξετάστηκαν περιγράφονται ακολούθως.

4.2.2. Άμμος Ottawa 20/30

Η άμμος Ottawa 20/30 προέρχεται από την περιοχή Ottawa του Illinois Αμερικής και διατίθεται από την εταιρεία “U.S.Silica. Co”. Πρόκειται για μια χαλαζιακή άμμο που αποτελείται από σφαιρικούς κόκκους με μέση διάμετρο $d_{50}=0.72$ mm. Η ορυκτολογική ανάλυση της άμμου έδειξε ότι αποτελείται κυρίως από διοξείδιο του πυριτίου, SiO_2 , σε ποσοστό 99.8%. Σύμφωνα με την Αμερικάνικη Εταιρεία Ελέγχου των Υλικών (ASTM-American Society for Testing Materials) η άμμος αυτή ικανοποιεί τις προδιαγραφές του πρότυπου ASTM C 778 ενώ το Ενιαίο Σύστημα Κατάταξης (USCS-Unified Soil Classification System) τη χαρακτηρίζει ως άμμο κακής διαβάθμισης (SP-Poorly graded Sand). Τα φυσικά χαρακτηριστικά και η ορυκτολογική σύσταση της άμμου όπως έχουν δοθεί από την εταιρεία παραγωγής παρουσιάζονται στο Σχήμα 4.7.

Ο μέγιστος (e_{max}) και ελάχιστος (e_{min}) δείκτης πόρων υπολογίστηκε για την άμμο αυτή με βάση τη μέθοδο του Kolbuszewski (1948b) και λαμβάνει τιμές $e_{max}=0.742$ και $e_{min}=0.502$ ενώ το ειδικό βάρος των στερεών κόκκων είναι $G_s=2.65$ (BS1377). Η κοκκομετρική διαβάθμιση της άμμου δίνεται στο Σχήμα 4.8. Εικόνες από τους κόκκους της άμμου

κάτω από το ηλεκτρονικό μικροσκόπιο για διαφορετικούς συντελεστές μεγένθυσης παρουσιάζονται στα Σχήματα 4.9 και 4.10.

Η άμμος Ottawa 20/30 χρησιμοποιήθηκε για την εκτέλεση πειραμάτων από διάφορους ερευνητές (Salgado et al., 2000, Murthy et al., 2007, Mohtar et al., 2008) γεγονός που σε συνδυασμό με τα πειραματικά αποτελέσματα της παρούσας διατριβής παρέχει τη δυνατότητα δημιουργίας μιας ολοκληρωμένης πειραματικής βάσης δεδομένων για την συγκεκριμένη άμμο.

4.2.3. Άμμος M31

Πρόκειται για μια υπόλευκη φυσική χαλαζιακή άμμο από την έρημο της Αιγύπτου. Οι χαλαζιακοί της κόκκοι παρουσιάζουν πολύ καλή στρογγυλότητα και είναι διαυγείς και άχρωμοι (Σχήμα 4.11). Η άμμος M31 έχει τιμές μέγιστου και ελάχιστου δείκτη πόρων $e_{\max}=0.870$, $e_{\min}=0.528$ (Kolbuszewski, 1948b), μέση διάμετρο $d_{50}=0.3$ mm και ειδικό βάρος στερεών κόκκων $G_s=2.65$. Η καμπύλη κοκκομετρικής διαβάθμισης δίνεται στο Σχήμα 4.8.

4.2.4. Άμμος Longstone

Πρόκειται για μια λεπτόκοκκη χαλαζιακή άμμο με γωνιώδεις κόκκους βιομηχανικής παραγωγής η κοκκομετρική καμπύλη της οποίας δίνεται στο Σχήμα 4.8. Η άμμος Longstone έχει τιμές μέγιστου και ελάχιστου δείκτη πόρων $e_{\max}=0.995$, $e_{\min}=0.614$ (Kolbuszewski, 1948b), μέση διάμετρο $d_{50}=0.15$ mm και ειδικό βάρος στερεών κόκκων $G_s=2.64$. Οι Αναστασόπουλος, Ι., Γεωργαράκος, Τ., Δρόσος, Β., και Γκαζέτας, Γ. (2008) συνόψισαν τα χαρακτηριστικά της άμμου στο Πίνακα 4.2. Εικόνες από τους κόκκους της άμμου κάτω από το ηλεκτρονικό μικροσκόπιο παρουσιάζονται στο Σχήμα 4.12. Οι κόκκοι της άμμου αυτής φαίνεται να έχουν γωνιώδεις απολήξεις σε σχέση με τους περισσότερο στρογγυλευμένους κόκκους της άμμου Ottawa (βλέπε Σχήμα 4.9) και της άμμου M31 (βλέπε Σχήμα 4.11).

Οι εδαφικές ιδιότητες των άμμων Ottawa, M31 και Longstone όπως υπολογίστηκαν στο εργαστήριο εδαφομηχανικής του Ε.Μ.Π στα πλαίσια της παρούσας εργασίας, συνοψίζονται στον Πίνακα 4.3.

Στο Κεφάλαιο 9 της παρούσας διδακτορικής διατριβής παρουσιάζονται αποτελέσματα σε δοκίμια της άμμου HRS και Fontainebleau τα οποία λήφθησαν από τη πειραματική βάση δεδομένων της διατριβής του Δρ. Α. Ι. Τσομώκου (2005). Ως εκ τούτου οι εδαφικές ιδιότητες για τις δύο αυτές άμμους υπολογίστηκαν στην εν λόγω διατριβή και παρατίθενται συνοπτικά στον Πίνακα 9.1.

4.3. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗΣ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑΣ

Η διαδικασία διεξαγωγής μιας δοκιμής στη συσκευή στρεπτικής διάτμησης κοίλου δοκιμίου ακολουθεί τα εξής στάδια:

- παρασκευή δοκιμίου
- κορεσμός
- στερεοποίηση
- επιβολή φόρτισης (μονοτονικής ή ανακυκλικής)

4.3.1. Μέθοδος παρασκευής δοκιμίων

Σημειώνεται ότι η μέθοδος παρασκευής χαλαρών δοκιμίων που χρησιμοποιήθηκε είναι η μέθοδος της «εμβάπτισης στο νερό» γνωστή ως water pluviation technique η οποία προτάθηκε αρχικώς από τους Bishop & Henkel (1957) και χρησιμοποιήθηκε αργότερα από αρκετούς μελετητές όπως οι Chaney & Mulilis (1978), Miura & Toki (1982), Hight et al. (1983) και Menkiti (1995). Δοκίμια πυκνότερης δομής παρασκευάζονται με χτυπήματα του εξωτερικού μεταλλικού καλουπιού που φιλοξενεί την άμμο αφού αυτή έχει πρώτα καθιζάνει στο νερό.

Η μέθοδος της «εμβάπτισης στο νερό» επιλέχθηκε καθώς θεωρείται ότι προσομοιώνει περισσότερο τη φυσική διεργασία εναπόθεσης και ιζηματογένεσης στη φύση και ως εκ τούτου τα δοκίμια που δημιουργούνται με τη μέθοδο αυτή έχουν παρόμοια δομή και εγγενή ανισοτροπία με εκείνη των φυσικών άμμων (Oda et al., 1978, Miura & Toki., 1984). Επισημαίνεται ότι η μέθοδος παρασκευής των δοκιμίων που επιλέγεται σε ένα εργαστήριο επηρεάζει σημαντικά την απόκριση τους τόσο υπό μονοτονικές όσο και υπό ανακυκλικές συνθήκες φόρτισης (Oda, 1972, Ladd, 1974, Tatsuoka et al, 1986) καθώς η κάθε μέθοδος παρασκευής δημιουργεί μια διαφορετική δομή δοκιμίων. Ο Frost (1989) συνόψισε τις διαφορετικές μεθόδους παρασκευής αναζυμωμένων δοκιμίων στο εργαστήριο στα διαγράμματα που παρουσιάζονται στο Σχήμα 4.13 ενώ τα πλεονεκτήματα και τα μειονεκτήματα της κάθε μεθόδου παρασκευής έχουν σχολιασθεί στη διεθνή βιβλιογραφία από αρκετούς ερευνητές. Ενδεικτικά αναφέρονται οι Mulilis et al. (1977), Mortensen (1982) και Vaid & Negussey (1988).

4.3.1.1. Διαχωρισμός κόκκων – Ομοιομορφία δοκιμίων

Όπως έχει ήδη αναφερθεί η κάθε μέθοδος παρασκευής δοκιμίων στο εργαστήριο συγκεντρώνει συγκεκριμένα πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα. Η χρήση της μεθόδου «εμβάπτισης στο νερό» δημιουργεί αφενός μεν δοκίμια των οποίων η δομή πλησιάζει περισσότερο αυτή των φυσικών αποθέσεων, αφετέρου δε υπάρχει ο κίνδυνος απόμιξης του εδαφικού υλικού κατά την απόθεση του στο νερό και η δημιουργία μη ομοιόμορφων δοκιμίων. Σύμφωνα με τους Vaid & Negussey (1984) ο κίνδυνος αυτός ελαχιστοποιείται στην περίπτωση των κακώς διαβαθμισμένων εδαφικών υλικών και η μέθοδος αυτή μπορεί με ασφάλεια να χρησιμοποιηθεί.

Με βάση τις κοκκομετρικές καμπύλες του Σχήματος 4.8 προσδιορίστηκαν οι συντελεστές ομοιομορφίας, C_u και οι συντελεστές καμπυλότητας, C_c , για κάθε άμμο. Οι τιμές αυτές δίνονται στον Πίνακα 4.3. Σύμφωνα με τους κανονισμούς της ASTM ένα εδαφικό υλικό κατατάσσεται ως άμμος κακής διαβάθμισης (SP-Poorly graded Sand) όταν ικανοποιούνται οι εξής συνθήκες: $C_u < 6$ και/ή $C_c < 1$ ή $C_c > 3$. Με βάση τις τιμές του

Πίνακα 4.3 οι άμμοι που χρησιμοποιήθηκαν στην παρούσα διατριβή εμπίπτουν στην κατηγορία αυτή διασφαλίζοντας την παραγωγή ομοιόμορφων δοκιμίων.

4.3.2. Κορεσμός

Όλες οι δοκιμές πραγματοποιήθηκαν σε πλήρως κορεσμένα δοκίμια για την αποφυγή σφαλμάτων στις μετρήσεις των μεταβολών του όγκου και της υπερπίεσης πόρων. Για τον έλεγχο του βαθμού κορεσμού του δοκιμίου χρησιμοποιείται η παράμετρος B του Skempton (1954) η οποία ορίζεται ως ο λόγος της μεταβολής της υπερπίεσης πόρων, Δu , σε δεδομένη μεταβολή της πίεσης της κυψέλης, $\Delta \sigma$ ($B = \Delta u / \Delta \sigma$). Ο κορεσμός των δοκιμίων της παρούσας διατριβής επιτυγχάνεται μέσω αύξησης της πλευρικής πίεσης της κυψέλης με ταυτόχρονη ισόποση αύξηση της πίεσης πόρων ώστε η ενεργός τάση του δοκιμίου να διατηρείται κάθε φορά σταθερή και ίση με 30 kPa. Σε όλες τις εκτελεσθείσες δοκιμές η αύξηση της πλευρικής πίεσης έως τα 410 kPa (πίεση πόρων ίση με 380 kPa) αποδείχτηκε επαρκής για τον πλήρη κορεσμό των δοκιμίων με τιμές της παραμέτρου B μεγαλύτερες από 0.97.

4.3.3. Στερεοποίηση

Μετά τον κορεσμό με τιμές της παραμέτρου B μεγαλύτερες από 0.97, ακολούθησε το στάδιο της στερεοποίησης των δοκιμίων. Ισότροπη στερεοποίηση πραγματοποιήθηκε αυξάνοντας ταυτόχρονα την αξονική και την πλευρική πίεση σε αντίθεση με την ανισότροπη στερεοποίηση όπου ο λόγος ενεργών τάσεων $K_c = \frac{\sigma'_{3c}}{\sigma'_{1c}}$ διαμορφώθηκε ακολουθώντας την ιστορία φόρτισης που απεικονίζεται στο Σχήμα 4.14. Η ανισότροπη στερεοποίηση ξεκινάει από ένα αρχικά ισότροπο στάδιο τάσεων με αρχική ενεργό τάση $p' = 30$ kPa (σημείο C_i). Η επιθυμητή τιμή του συντελεστή $K_c = 0.5$ επιτυγχάνεται σε πρώτη φάση με μια μικρή αύξηση της κατακόρυφης τάσης σ'_z . Ακολουθεί μια δεύτερη φάση όπου μεταβάλλοντας ταυτόχρονα την αξονική και πλευρική πίεση, η τιμή του συντελεστή K_c διατηρείται σταθερή μέχρι την απαιτούμενη τιμή ενεργού τάσης στερεοποίησης (σημείο C_c). Κατά το στάδιο της στερεοποίησης των δοκιμίων η κλίση

της μέγιστης κύριας τάσης σ_1 ως προς την κατακόρυφο, α (εξίσωση (4.1.27) καθώς και η παράμετρος b (εξίσωση (4.1.28)) η οποία αντιπροσωπεύει το σχετικό μέγεθος της ενδιάμεσης κύριας τάσης σ_2 , παίρνουν τιμές $\alpha=0^\circ$ και $b=0$.

Μετά το στάδιο της στερεοποίησης ακολουθεί μια περίοδος ηρεμίας των δοκιμίων διάρκειας 3 ωρών (δευτερεύουσα στερεοποίηση). Η περίοδος αυτή διατηρείται σταθερή για όλα τα δοκίμια ώστε η ιστορία φόρτισης πριν από τη διάτμηση να είναι κοινή. Στο τέλος αυτής της περιόδου ο ρυθμός των αξονικών παραμορφώσεων που καταγράφεται λόγω ερπυσμού είναι μικρότερος από 0.002%/h. Παρόλο που οι αξονικές παραμορφώσεις εξαιτίας ερπυσμού στην περίπτωση αμμωδών εδαφικών υλικών λαμβάνουν μακροπρόθεσμα σχετικά πολύ μικρές τιμές, οι καθιζήσεις που έχουν σημειωθεί σε επιφανειακές παραμορφώσεις υπό σταθερή φόρτιση, αυξάνουν συνεχώς (Burland & Burbridge, 1985). Σύμφωνα με τους Kuwano & Jardine (2002) ο ρυθμός των ογκομετρικών παραμορφώσεων λόγω ερπυσμού σε αμμώδη δοκίμια μειώνεται μετά από μια χρονική περίοδο 3 ωρών, ωστόσο σημαντικός ρυθμός αξονικών παραμορφώσεων σημειώνεται με τη πάροδο 2 ωρών από το τέλος της φόρτισης.

4.3.3.1. Γλώσσα προγραμματισμού Labview

Για την εκτέλεση της ανισότροπης στερεοποίησης των δοκιμίων (βλέπε Σχήμα 4.14) κρίθηκε αναγκαίος ο σχεδιασμός και η ανάπτυξη κατάλληλου προγραμματιστικού περιβάλλοντος (Labview) ώστε να γίνει δυνατός ο έλεγχος της στατικής φόρτισης.

Το λογισμικό πακέτο Labview της National Instrument είναι μια πανίσχυρη γλώσσα προγραμματισμού μετρήσεων, ελέγχου και ανάλυσης μετρήσεων. Το Labview ξεφεύγει από την παραδοσιακή φύση των γλωσσών προγραμματισμού που κάνουν χρήση λεκτικών εντολών, εισάγοντας τον χρήστη σε ένα γραφικό περιβάλλον περιλαμβάνοντας εργαλεία για συλλογή μετρήσεων, έλεγχο αυτόνομων οργάνων, ανάλυση και παρουσίαση των μετρήσεων. Σε αυτή τη γραφική γλώσσα προγραμματισμού, ο προγραμματισμός επιτυγχάνεται σε διαγραμματικά μπλοκ (block diagram). Αφού πραγματοποιηθούν τα διαγράμματα το Labview τα μεταφράζει σε ένα κώδικα μηχανής.

Για την καταγραφή καθώς και για τον έλεγχο των πειραματικών μετρήσεων απαιτείται η παρεμβολή ειδικής κάρτας DAQ (DAQ – Data Acquisition, Απόκτηση Δεδομένων) μεταξύ της μονάδας ηλεκτρονικού ελέγχου της συσκευής στρεπτικής διάτμησης και του Η/Υ. Ο ρόλος του υλικού των συσκευών DAQ είναι η μετατροπή του εισερχόμενου σήματος σε ψηφιακό δεδομένο που στέλνεται στον υπολογιστή. Χρησιμοποιώντας την κάρτα υψηλής απόδοσης DAQ μαζί με το λογισμικό Labview επιτυγχάνεται υψηλή ακρίβεια μέτρησης και ελέγχου της πληροφορίας του σήματος. Η κάρτα DAQ που χρησιμοποιήθηκε στο εργαστήριο του Ε.Μ.Π. διαθέτει ένα 12-bit μετατροπέα αναλογικό σε ψηφιακό (A/D) με είσοδο 15 καναλιών.

4.3.3.2. Σύγκριση γραμμών στερεοποίησης μεταξύ ισότροπα και ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων

Κατά το στάδιο της στερεοποίησης οι μεταβολές στο ύψος και στον όγκο των δοκιμίων καταγράφονται. Η σχέση που προκύπτει μεταξύ του δείκτη πόρων, e , και της μέσης ενεργού τάσης, p' , παρουσιάζεται σε ημι-λογαριθμικό διάγραμμα στα Σχήματα 4.15, 4.16 και 4.17. Στο Σχήμα 4.15 έχουν σχεδιασθεί τυπικές γραμμές στερεοποίησης χαλαρών δοκιμίων άμμου Ottawa που στερεοποιήθηκαν ισότροπα ($K_c=1$) και ανισότροπα ($K_c=0.5, 0.6, 0.7, 0.8$) σε διαφορετικές τελικές ενεργές τάσεις, p_i' ($p_i'=100 - 300$ kPa). Αντίστοιχες γραμμές στερεοποίησης παρουσιάζονται στο Σχήμα 4.16 για χαλαρά δοκίμια άμμου M31 και στο Σχήμα 4.17 για χαλαρά δοκίμια άμμου Longstone. Από τη μελέτη των σχημάτων αυτών προκύπτει ότι οι συνθήκες στερεοποίησης (ισότροπες ή ανισότροπες) δεν επηρεάζουν την κλίση των γραμμών στερεοποίησης και ως εκ τούτου οι γραμμές αυτές είναι σχεδόν παράλληλες μεταξύ τους ανεξάρτητα από την τιμή του συντελεστή στερεοποίησης K_c .

Η σχέση μεταξύ του δείκτη πόρων, e , και της μέσης ενεργού τάσης, p' , σε άξονες $e - \log p'$, καθορίζεται από δύο εδαφικές παραμέτρους (λ , N) σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση:

$$e = N - \lambda \cdot \ln p' \quad (4.3.1)$$

όπου λ είναι η κλίση της γραμμής στερεοποίησης και N είναι η τιμή του δείκτη πόρων για μέση ενεργό τάση $p' = 1$ kPa.

Ενδεικτικά στο Σχήμα 4.18 παρουσιάζεται ο τρόπος υπολογισμού της κλίσης λ σε μια εκ των γραμμών στερεοποίησης του Σχήματος 4.15.

Στο σημείο αυτό αξίζει να σημειωθεί ότι κλίση της γραμμής στερεοποίησης και η κλίση της γραμμής κρίσιμης κατάστασης (CSL-Critical State Line, Schofield & Wroth, 1968) στον ημι-λογαριθμικό χώρο e - $\log p'$ είναι ίδια και η τιμή της κλίσης αυτής θεωρείται σταθερή παράμετρος για ένα εδαφικό υλικό.

Στον πίνακα που ακολουθεί συνοψίζονται οι τιμές λ και N που υπολογίστηκαν για τις άμμους Ottawa, M31 και Longstone.

Άμμος	λ	N
Ottawa	0.035	0.74
M31	0.032	0.742
Longstone	0.015	0.864

Σημειώνεται ότι οι τιμές που δίνονται στον άνω πίνακα προέκυψαν για $p_i' > 100$ kPa.

Η διακύμανση στην αρχική τιμή του δείκτη πόρων που παρατηρείται μεταξύ διαφορετικών δοκιμών στα Σχήματα 4.15, 4.16 και 4.17, είναι αντιπροσωπευτική της μεθόδου παρασκευής που χρησιμοποιήθηκε («εμβάπτιση στο νερό» - water pluviation – Bishop & Henkel, 1957). Η τιμή της διακύμανσης αυτής είναι περίπου της τάξεως του 0.03 και για τις τρεις άμμους που εξετάστηκαν εξασφαλίζοντας μια ικανοποιητική επαναληπτικότητα στην αρχική τιμή του δείκτη πόρων των δοκιμών. Ωστόσο για να ληφθεί υπόψη ακόμη και η πιο μικρή διαφοροποίηση στις τιμές του δείκτη πόρων μεταξύ διαφορετικών δοκιμών σε αρκετά σημεία της παρούσας διατριβής (βλέπε Υποκεφάλαια 5.6, 6.3 και 9.3) τα πειραματικά αποτελέσματα κανονικοποιούνται μέσω κατάλληλης

συνάρτησης $f(e)$ (εξίσωση (5.6.1) - Hardin & Richard, 1963) η οποία λαμβάνει υπόψη την επίδραση του δείκτη πόρων.

4.3.4. Φόρτιση δοκιμίων

Αμέσως μετά το τέλος της στερεοποίησης τα δοκίμια φορτίζονται υπό συνθήκες ελεγχόμενης τάσης (=ελεγχόμενου στρεπτικού φορτίου) είτε μονοτονικά με επιβαλλόμενη στρεπτική ροπή $M_T=0.2 \text{ Nm/min}$, είτε ανακυκλικά με μια ακολουθία ημιτονοειδούς κυματομορφής της στρεπτικής διατμητικής τάσης ($\pm\Delta\tau_{\theta z}$) και συχνότητα ανακυκλικής φόρτισης ίση με 0.1 Hz . Σημειώνεται ότι η φόρτιση όλων των δοκιμίων της παρούσας διατριβής πραγματοποιήθηκε υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης.

Αναλυτικότερη περιγραφή της πειραματικής διαδικασίας που ακολουθείται κατά το στάδιο της παρασκευής, του κορεσμού, της στερεοποίησης και της φόρτισης των κοίλων δοκιμίων στη συσκευή στρεπτικής διάτμησης του Ε.Μ.Π. πραγματοποιείται στη διδακτορική διατριβή του Δρ. Α. Ι. Τσομώκου (2005). Η πειραματική διαδικασία που ακολουθήθηκε στη παρούσα διατριβή είναι πανομοιότυπη, πλην του σταδίου της ανισότροπης στερεοποίησης, με αυτή που περιγράφεται στη διατριβή του Δρ. Τσομώκου και για λόγους συντομίας παραλείπεται μια πιο λεπτομερής αναφορά.

4.4. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ

Bishop, A. W. & Henkel, P. J. (1957). The measurement of soil properties in the triaxial test. Edward Arnold Ltd, London.

Burland, J. B. & Burbridge, M. C. (1985). Settlements of foundations on sand and gravel. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 1, 78, 1325-1381.

Chaney, R. & Mulilis, J. P. (1978). Suggested method for soil specimen remolding by Wet-Raining. Geotechnical Testing Journal ASTM **1**, No. 2, 107-108.

Frost, J. D. (1989). Studies on the monotonic and cyclic behaviour of sands. Ph. D. Thesis, Purdue University.

Georgiannou, V.N., Tsomokos, A. & Stavrou, K. (2008). Monotonic and cyclic behaviour of sand under torsional loading. Géotechnique **58**, No. 2, 113-124.

Georgiannou, V.N. (2006). The undrained response of sands with additions of particles of various shapes and sizes. Géotechnique **56**, No. 9, 639-649.

Hardin, B. O. & Richard, F. E. (1963). Elastic wave velocities in granular soils. J. Soil Mech. and Found. Div. **89**, No. 1, 33-65.

Hight, D. W., Gens, A. & Symes, M. J. (1983). The development of a new hollow cylinder apparatus for investigating the effects of principal stress rotation in soils. Géotechnique **33**, No. 4, 355-384.

Ishibashi, I., Jenkins, J. T., Choi, J. W. & Parker IV, C. L. (1996). The influence of boundaries on the volumetric behaviour of solid and hollow cylindrical specimens of glass beads. Soils Found. **36**, No. 2, 45-55.

Kolbusziewski, J. J. (1948b). An experimental study of the maximum and minimum porosities of sands. Proceedings of the 2nd ICSMFE, Rotterdam **1**, 158-165.

Kuwano, R. & Jardine, R. J. (2002). On measuring creep behaviour in granular materials through triaxial testing. Can. Geotech. J. **39**, No. 5, 1061-1074.

Ladd, R. S. (1974). Specimen preparation and liquefaction of sands. J. Geotech. Engng., ASCE **100**, GT10, 1180-1184.

Menkiti, C. O. (1995). Behaviour of clay and clayey-sand, with particular reference to principal stress rotation. MSc. Dissertation, Imperial College of Science, Technology and Medicine, University of London.

Miura, S. & Toki, S. (1984). Anisotropy in mechanical properties and its simulation of sands sampled from natural deposits. Soils Found. **24**, No. 3, 69-84.

Miura, S & Toki, S. (1982). A sample preparation method and its effect on static and cyclic deformation –strength properties of sand. Soils Found. **22**, No. 1, 61-77.

Mohtar, C. S. E., Clarke, J., Bobet, A., Santagata, M., Drnevich, V. & Johnston, C. (2008). Cyclic response of a sand with thixotropic pore fluid. ASCE Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics Conference. GSP **181**, CD-ROM Proceedings.

Mortensen, S. E. (1982). Methods of specimen preparation for sands and their effects on soil behaviour: a literature survey. Internal report, NGI, Norway.

Mulilis, J. P., Seed, H. B., Chan, C. K., Mitchell, J. K. & Arulanandan, K. (1977). Effects of sample preparation on sand liquefaction. J. Geotech. Proceedings ASCE **103**, No. GT2, 91-108.

Murthy, T. G., Loukidis, D., Carraro, J. A. H., Prezzi, M. & Salgado, R. (2007). Undrained monotonic response of clean and silty sands. *Géotechnique* **57**, No.3, 273-288.

Nakata, Y., Hyodo, M., Murata, H. & Yasufuku, N. (1998). Flow deformation of sands subjected to principal stress rotation. *Soils. Found.* **38**, No. 2, 115-128.

Naughton, P. J. & O'Kelly, B. C. (2007). Stress Non-uniformity in a hollow cylinder torsional sand specimen. *Geomechanics and Geoengineering* **2**, No. 2, 117-122.

Oda, M., Koishikawa, I. & Higuechi, T. (1978). Experimental study of anisotropic shear strength of sand by plane strain test. *Soils. Found.* **18**, No. 1, 25-38.

Oda, M. (1972). Initial fabrics and their relations to mechanical properties of granular material. *Soils. Found.* **12**, No. 1, 17-36.

Rolo, R. (2003). The Anisotropic Stress-Strain-Strength Behaviour of Brittle Sediments. PhD. Thesis, Imperial College of Science, Technology and Medicine, University of London.

Porovic, E. (1995). Investigations of soil behaviour using a resonant column torsional shear hollow cylinder apparatus. Ph. D. Thesis, Imperial College of Science, Technology and Medicine, University of London.

Saada, A. S. (1988). State of the art paper: Hollow cylinder torsional devices: their advantages and limitations. *Advanced triaxial testing of soil and rock, ASTM STP 977*, 766-795.

Saada, A. S. & Townsend, F. C. (1981). State of the art: Laboratory strength testing of soils. *Laboratory shear strength of soil, ASTM STP 740*, 7-77.

Skempton, A. W. (1954). The pore pressure coefficients A and B. *Géotechnique* **4**, 143-147.

Salgado, R., Bandini, P. & Karim, A. (2000). Shear strength and stiffness of silty sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE* **126**, No. 5, 451-462.

Sayao, A. & Vaid, Y. P. (1991). A Critical Assessment of Stress Non-uniformities in Hollow Cylinder Test Specimens. *Soils. Found.* **31**, No. 1, 61-72.

Tatsuoka, F., Ochi, K. & Okamoto, M. (1986). Cyclic undrained triaxial and torsional shear strength of sands for different sample preparation methods. *Soils. Found.* **26**, No. 3, 23-41.

Vaid, Y. P., Sayao, A., Hou, E. & Negussey, D. (1990). Generalized stress-path-dependent soil behaviour with a new hollow cylinder apparatus. *Can. Geotech. J.* **27**, No. 5, 601-616.

Vaid, Y. P. & Negussey, D. (1988). Preparation of reconstituted sand specimens. *Symp. on Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock. ASTM STP 977*, 405-417.

Vaid, Y. P. & Negussey, D. (1984). A critical assessment of membrane penetration in triaxial test. *Geotechnical Testing Journal ASTM* **7**, No. 2, 70-76.

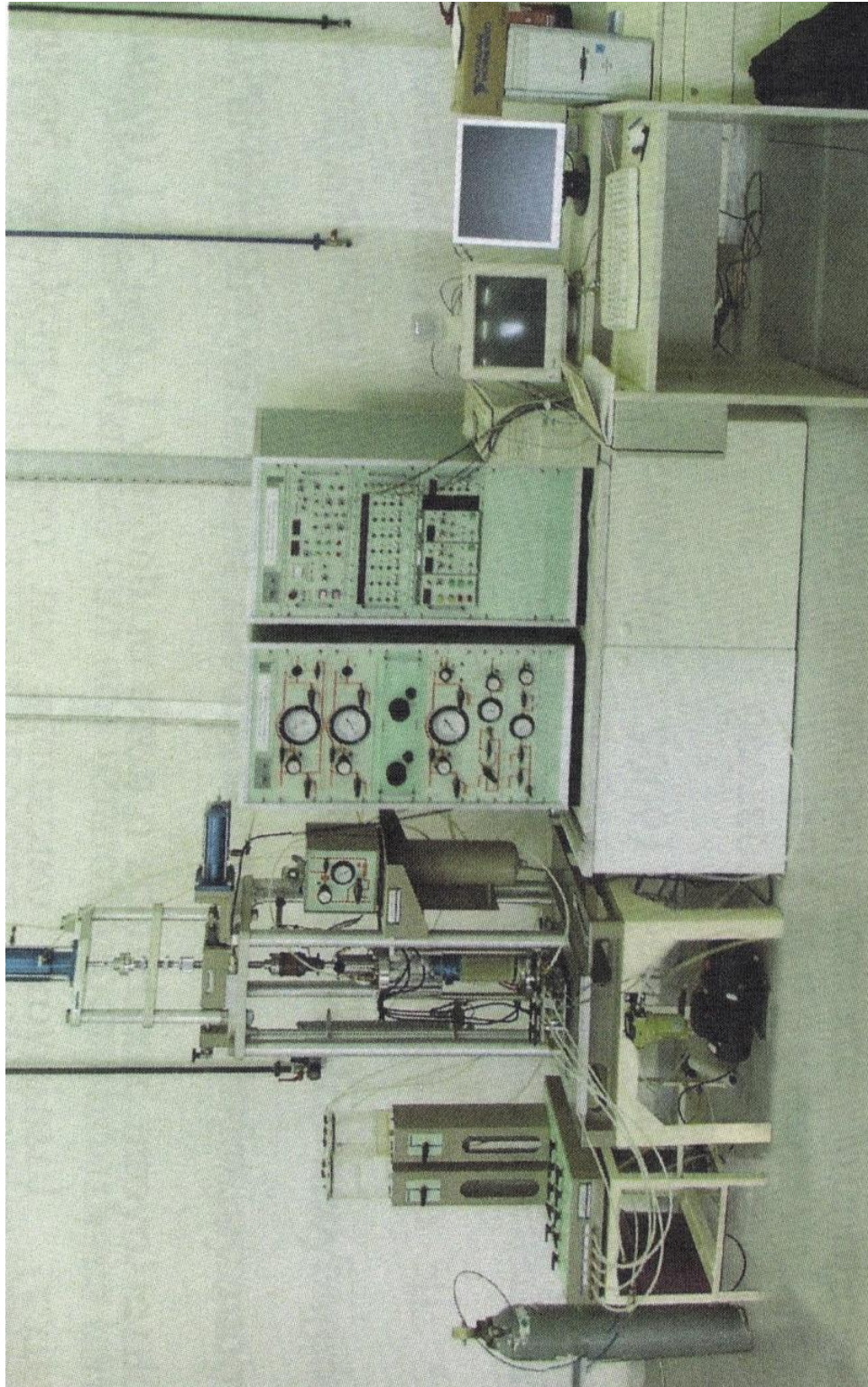
Wijewickreme, D. & Vaid, Y. P. (1991). Stress nonuniformities in hollow cylinder torsional specimens, *Geotechnical Testing Journal* **14**, No. 4, 349-362.

Zdravkovic, L. & Jardine, R. J. (1997). Some anisotropic stiffness characteristics of a silt under general stress conditions. *Géotechnique* **47**, No. 3, 407-437.

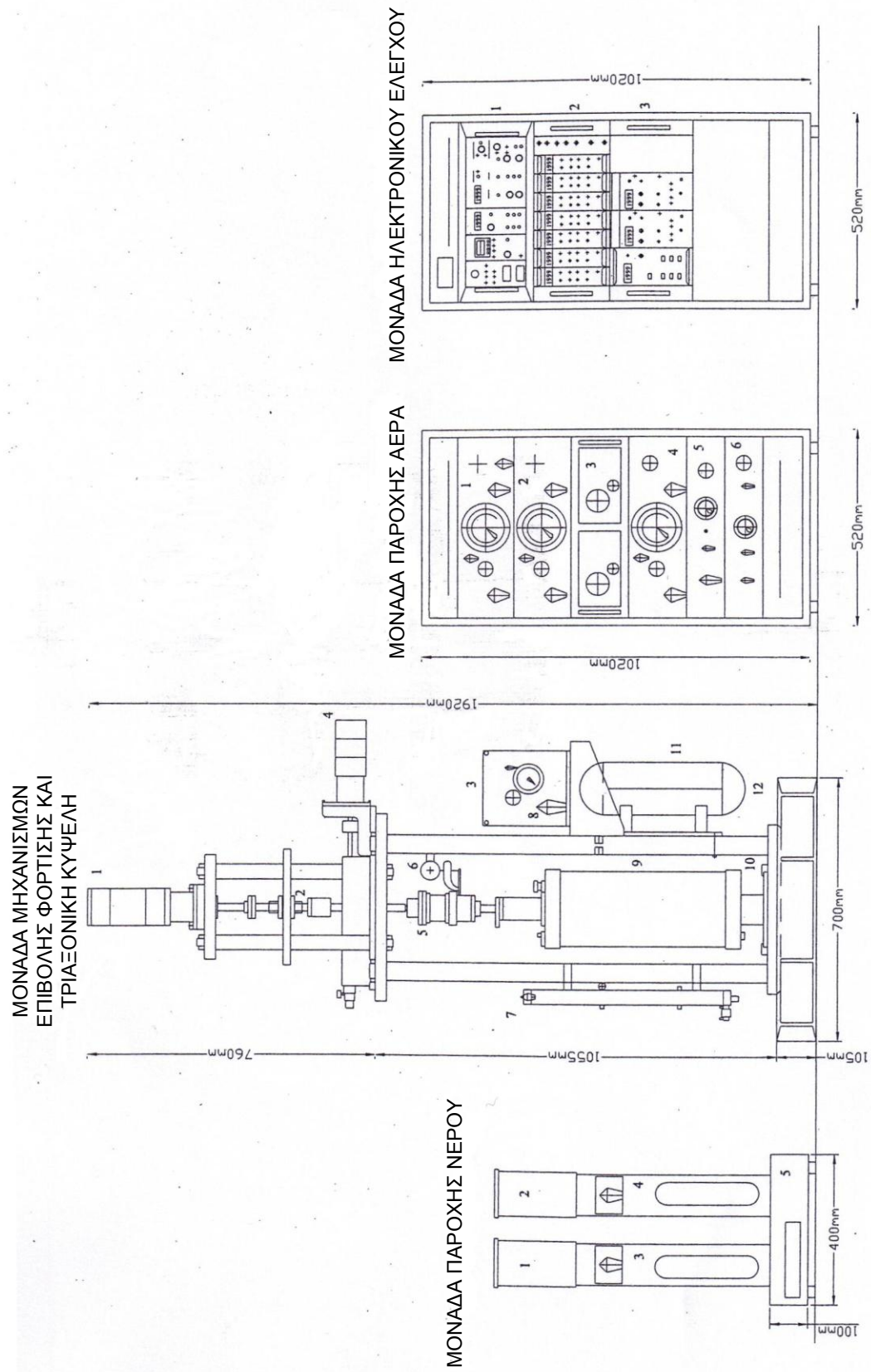
Αναστασόπουλος Ι., Γεωργαράκος Τ., Δρόσος Β., Γκαζέτας Γ. (2008). Αλληλεπίδραση Ρήγματος–Επιφανειακής Θεμελίωσης : Προσομοίωση στην Νέα Εργαστηριακή Εγκατάσταση του ΕΜΠ. Πρακτικά 3ου Πανελληνίου Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας, Αθήνα, 5–7 Νοεμβρίου, Άρθρο 1847, 2008

Τσομώκος, Α. Ι. (2005). Πειραματική διερεύνηση της συμπεριφοράς εδαφικού στοιχείου σε δοκιμές στατικής και δυναμικής στρέψης κοίλου δοκιμίου. Διδακτορική Διατριβή, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Τομέας Γεωτεχνικής, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.

ΠΙΝΑΚΕΣ ΚΑΙ ΣΧΗΜΑΤΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 4



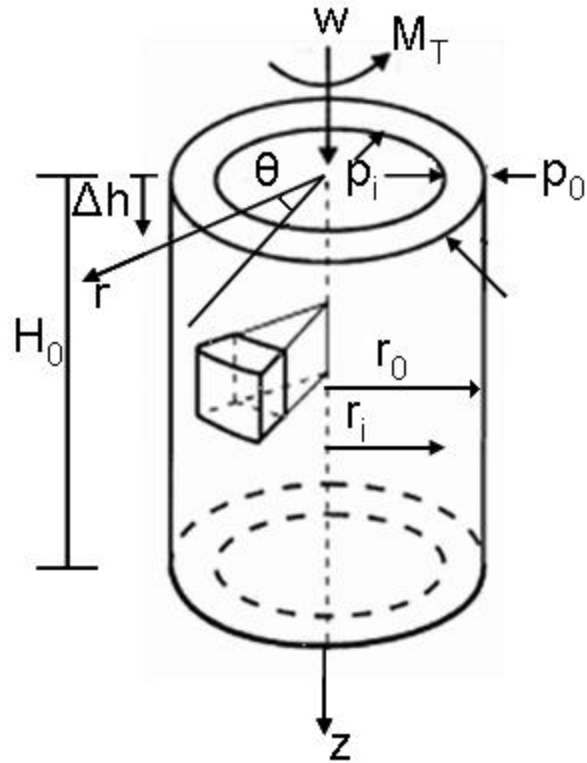
Σχήμα 4.1. Γενική όψη συσκευής στρεπτικής διάτμησης κοίλου δοκμίου



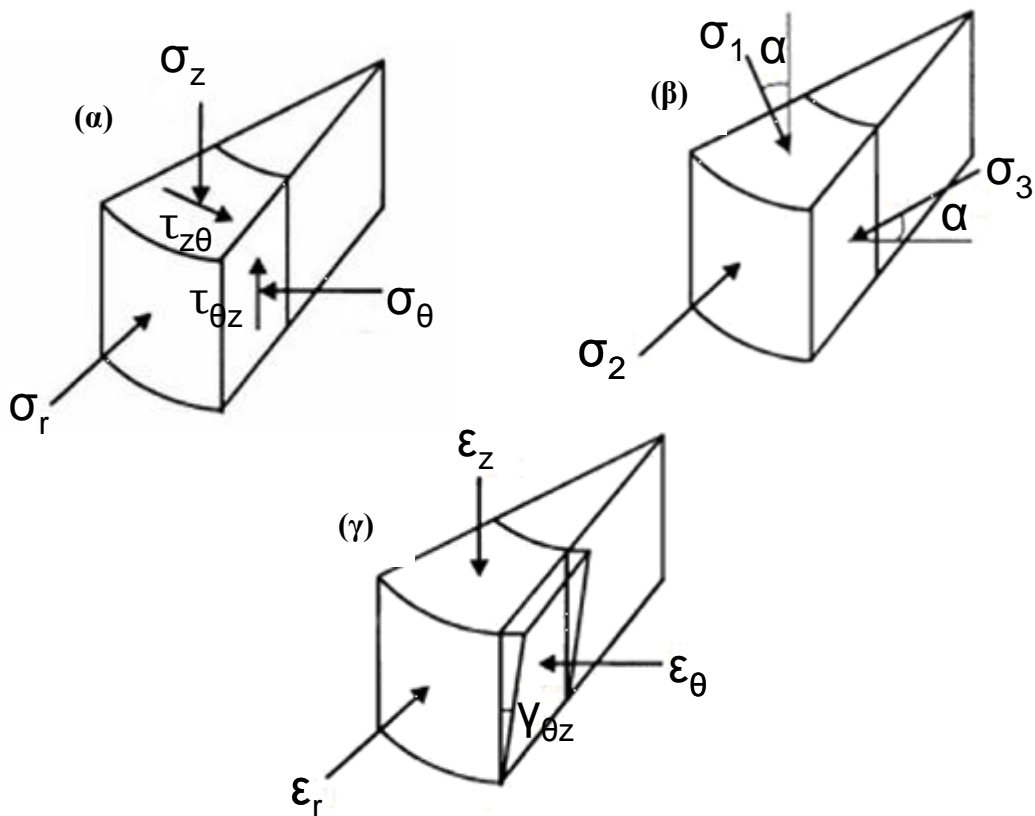
Σχήμα 4.2. Γενική όψη συσκευής στρατηγικής διάμετρησης κοίλου δοκιμίου (από Α. Ι. Τσομώκο, 2005)

Πίνακας 4.1. Συστήματα της συσκευής στρεπτικής διάτμησης κοίλου δοκιμίου του Ε.Μ.Π.

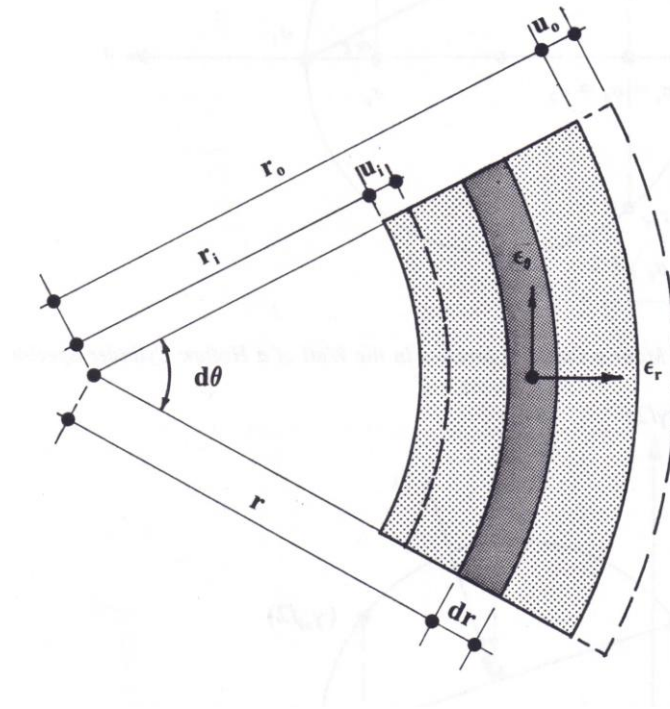
ΜΟΝΑΔΑ	ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ/ΟΡΓΑΝΑ/ΕΞΑΡΤΗΜΑΤΑ
(α) Μονάδα μηχανισμών επιβολής φόρτισης και τριαξονική κυψέλη	<ol style="list-style-type: none"> 1. Μηχανισμός επιβολής κατακόρυφου φορτίου 2. Σύστημα καθορισμού της θέσης του εμβόλου που μεταβιβάζει την κατακόρυφη φόρτιση 3. Σύστημα τροφοδότησης για την επιβολή στρεπτικού φορτίου 4. Μηχανισμός επιβολής στρεπτικού φορτίου 5. Μηχανισμός απορρόφησης των κραδασμών 6. Όργανο καταγραφής κατακόρυφων μετακινήσεων με εύρος 20 mm 7. Όργανο μέτρησης μεταβολής του όγκου με μέγιστη χωρητικότητα 50 ml 8. Βαλβίδα για την τροφοδότηση του συστήματος ενεργοποίησης της στρεπτικής φόρτισης με αέρα 9. Τριαξονική κυψέλη 10. Βάση τριαξονικής κυψέλης 11. Δεξαμενή εκτόνωσης με χωρητικότητα 5lt 12. Βάση της συσκευής
(β) Μονάδα παροχής νερού	<ol style="list-style-type: none"> 1. Δεξαμενή απαέρωσης με χωρητικότητα 1lt 2. Δεξαμενή επιβολής αρνητικών πιέσεων με χωρητικότητα 1.5 lt 3. Δεξαμενή υποπίεσης με χωρητικότητα 2 lt 4. Δεξαμενή πλευρικής πίεσης με χωρητικότητα 2 lt 5. Βάση η οποία περιέχει τις βαλβίδες που καθορίζουν την κίνηση του νερού
(γ) Μονάδα παροχής αέρα	<ol style="list-style-type: none"> 1. Σύστημα πλευρικής πίεσης και υποπίεσης 2. Σύστημα κατακόρυφης πίεσης 3. Σύστημα ρύθμισης πίεσης αέρα 4. Σύστημα ολίσθησης τριαξονικής κυψέλης και σύστημα καθορισμού της σχέσης μεταξύ πλευρικής και κατακόρυφης πίεσης 5. Σύστημα παροχής αέρα και σύστημα μέτρησης πιέσεων 6. Σύστημα επιβολής αρνητικών πιέσεων
(δ) Μονάδα ηλεκτρονικού ελέγχου	<ol style="list-style-type: none"> 1. Ηλεκτροπνευματικός σερβοελεγκτής ΕΟ 290U 2. Μονάδες ενίσχυσης 3. Σερβοελεγκτής ΕΟ-470U



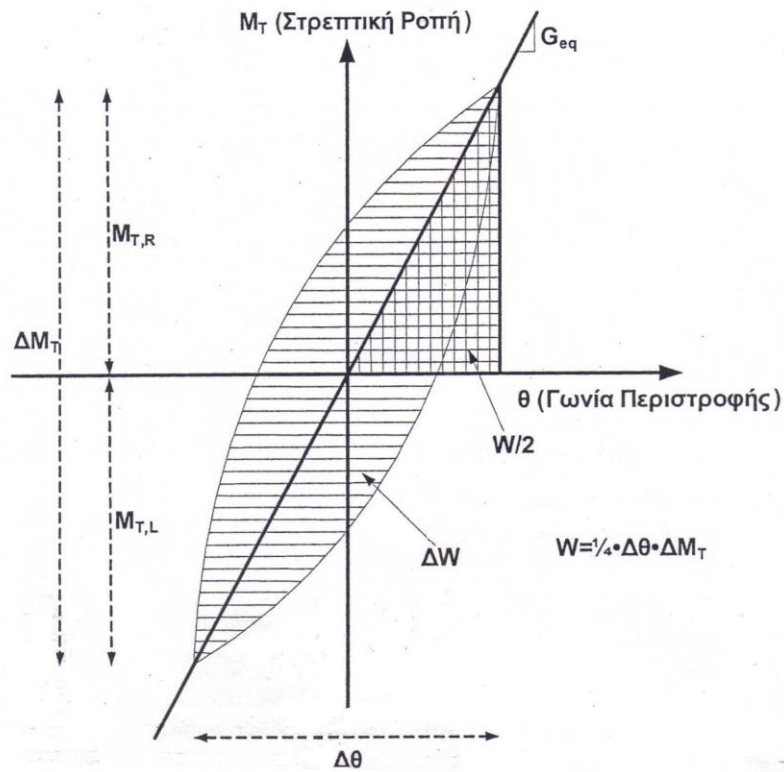
Σχήμα 4.3. Συνθήκες φόρτισης κοίλων δοκιμίων στη συσκευή στρεπτικής διάτμησης



Σχήμα 4.4. (α) Τάσεις (β) Κύριες τάσεις και (γ) Παραμορφώσεις που αναπτύσσονται σε κοίλο εδαφικό στοιχείο στη συσκευή στρεπτικής διάτμησης



Σχήμα 4.5. Παραμορφώσεις σε οριζόντια τομή κοίλου δοκιμίου



Σχήμα 4.6. Κύκλος φόρτισης δοκιμίου που υποβάλλεται σε ανακυκλική στρεπτική διάτμηση (από Α. Ι. Τσομώκο, 2005)



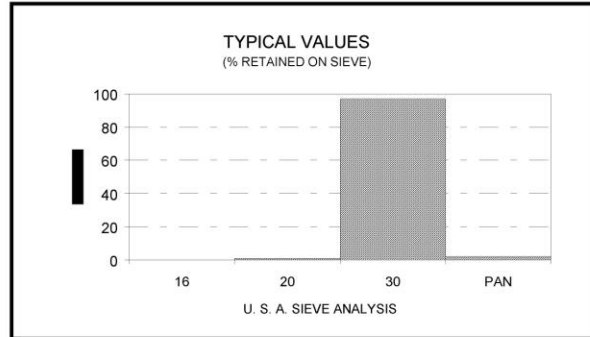
ASTM⁽¹⁾ 20/30

UNGROUND SILICA

PLANT: OTTAWA, ILLINOIS

(1) AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS

PRODUCT DATA



USA STD SIEVE SIZE		TYPICAL VALUES		
MESH	MILLIMETERS	% RETAINED		% PASSING
		INDIVIDUAL	CUMULATIVE	CUMULATIVE
16	1.180	0.0	0.0	100.0
20	0.850	1.0	1.0	99.0
30	0.600	97.0	98.0	2.0
PAN		2.0	100.0	0.0

TYPICAL PROPERTIES

COLOR WHITE
 GRAIN SHAPE ROUND
 HARDNESS (Mohs) 7
 MELTING POINT (Degrees F) 3100

MINERAL QUARTZ
 pH 7
 SPECIFIC GRAVITY 2.65

TYPICAL CHEMICAL ANALYSIS, %

SiO₂ (Silicon Dioxide) 99.8
 Fe₂O₃ (Iron Oxide) 0.020
 Al₂O₃ (Aluminum Oxide) 0.06
 TiO₂ (Titanium Dioxide) 0.01
 CaO (Calcium Oxide) <0.01

MgO (Magnesium Oxide) <0.01
 Na₂O (Sodium Oxide) <0.01
 K₂O (Potassium Oxide) <0.01
 LOI (Loss On Ignition) 0.1

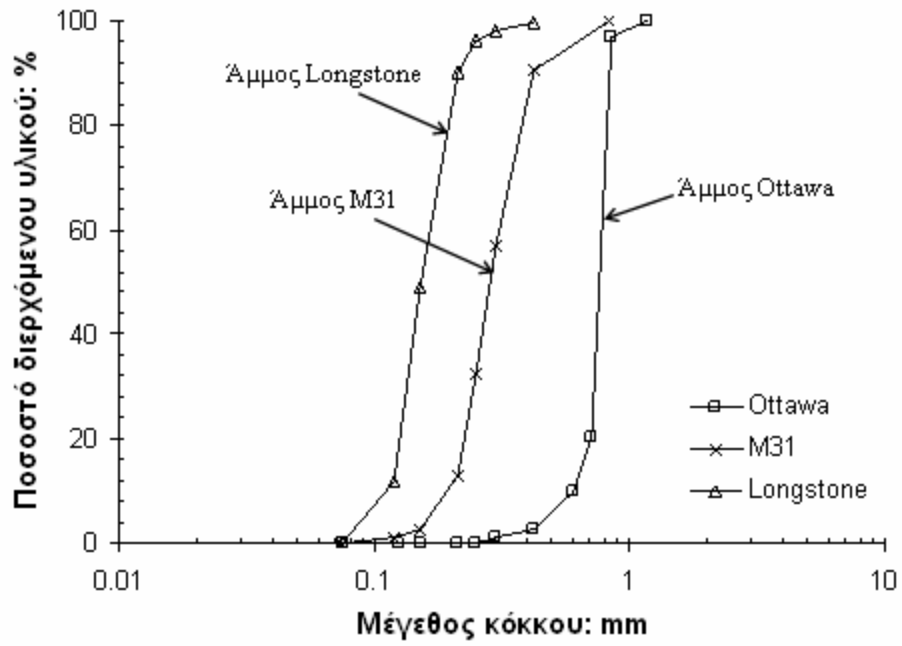
CONFORMS TO ASTM C778

December 15, 1997

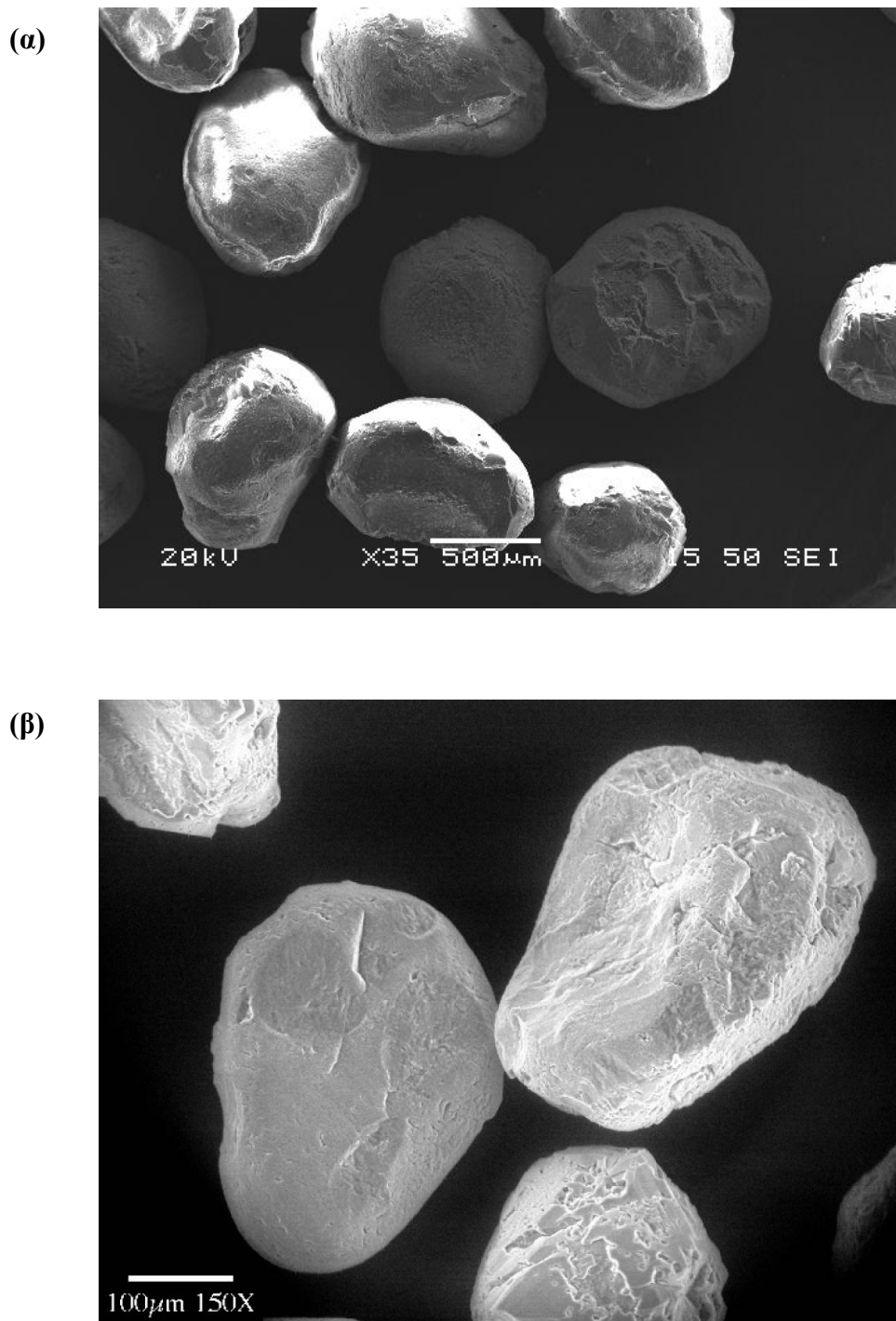
DISCLAIMER: The information set forth in this Product Data Sheet represents typical properties of the product described; the information and the typical values are not specifications. U.S. Silica Company makes no representation or warranty concerning the Products, expressed or implied, by this Product Data Sheet.

WARNING: The product contains crystalline silica - quartz, which can cause silicosis (an occupational lung disease) and lung cancer. For detailed information on the potential health effect of crystalline silica - quartz, see the U.S. Silica Company Material Safety Data Sheet.

Σχήμα 4.7. Φυσικά χαρακτηριστικά και ορυκτολογική σύσταση άμμου Ottawa 20/30 – ASTM C778 (από U.S. Silica Company)

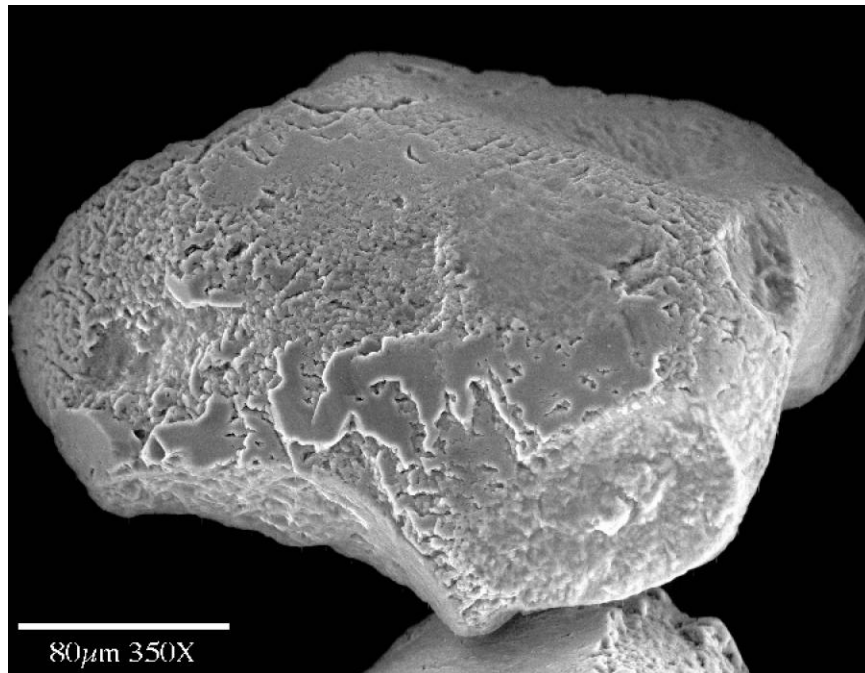


Σχήμα 4.8. Κοκκομετρική διαβάθμιση άμμων Ottawa, M31 και Longstone παρούσας διδακτορικής διατριβής

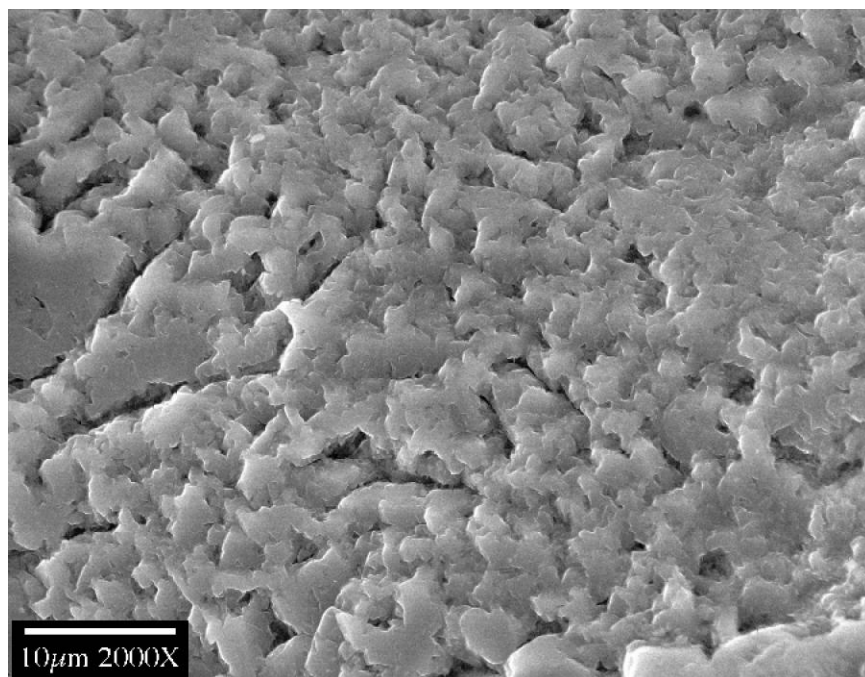


Σχήμα 4.9. Εικόνες από ηλεκτρονικό μικροσκόπιο (άμμος Ottawa): (α) Συντελεστής μεγέθυνσης x35 και (β) Συντελεστής μεγέθυνσης x150

(α)

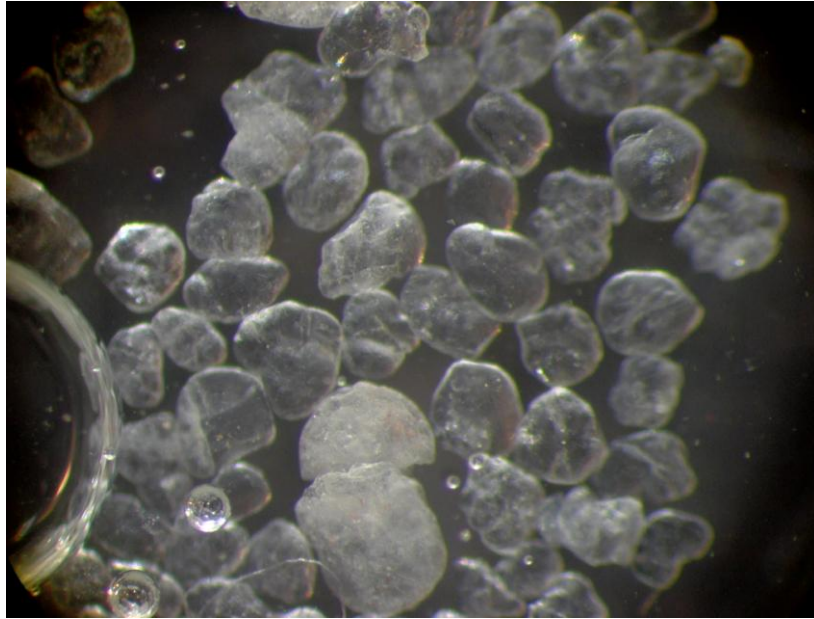


(β)



Σχήμα 4.10. Εικόνες από ηλεκτρονικό μικροσκόπιο (άμμος Ottawa): (α) Συντελεστής μεγέθυνσης x350 και (β) Συντελεστής μεγέθυνσης x2000

(α)



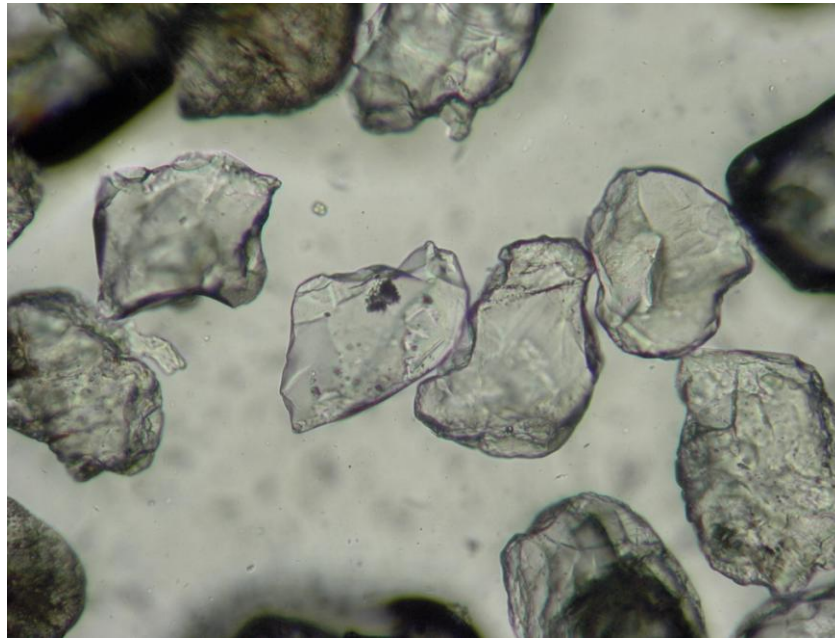
(β)



Σχήμα 4.11. Εικόνες από ηλεκτρονικό μικροσκόπιο (άμμος M31): (α) Συντελεστής μεγέθυνσης x50 και (β) Συντελεστής μεγέθυνσης x100

Πίνακας 4.2. Φυσικές ιδιότητες άμμου Longstone (από Αναστασόπουλο, Ι., Γεωργαράκο, Τ., Δρόσο, Β., και Γκαζέτα, Γ., 2008)

	Μέγεθος	$D_r < 60 \%$	$D_r > 60 \%$
	Effective Diameter d_{50}	0.16 mm	
	Uniformity coefficient C_u	1.42	
	Specific Gravity G_s	2.63 gr/cm ³	
	Maximum void ratio e_{max}	0.954	
	Minimum void ratio e_{min}	0.513	
	Maximum density ρ_{max}	1.738 gr/cm ³	
	Minimum density ρ_{min}	1.346 gr/cm ³	
High Confining Conditions	Peak angle of internal friction ϕ_{peak}	31°	38°
	Residual angle of internal friction ϕ_{res}	30°	30°
	Dilation angle ψ	3°	13°
Low Confining Conditions	Peak angle of internal friction ϕ_{peak}	38°	46°
	Residual angle of internal friction ϕ_{res}	36°	36°
	Dilation angle ψ	3°	13°

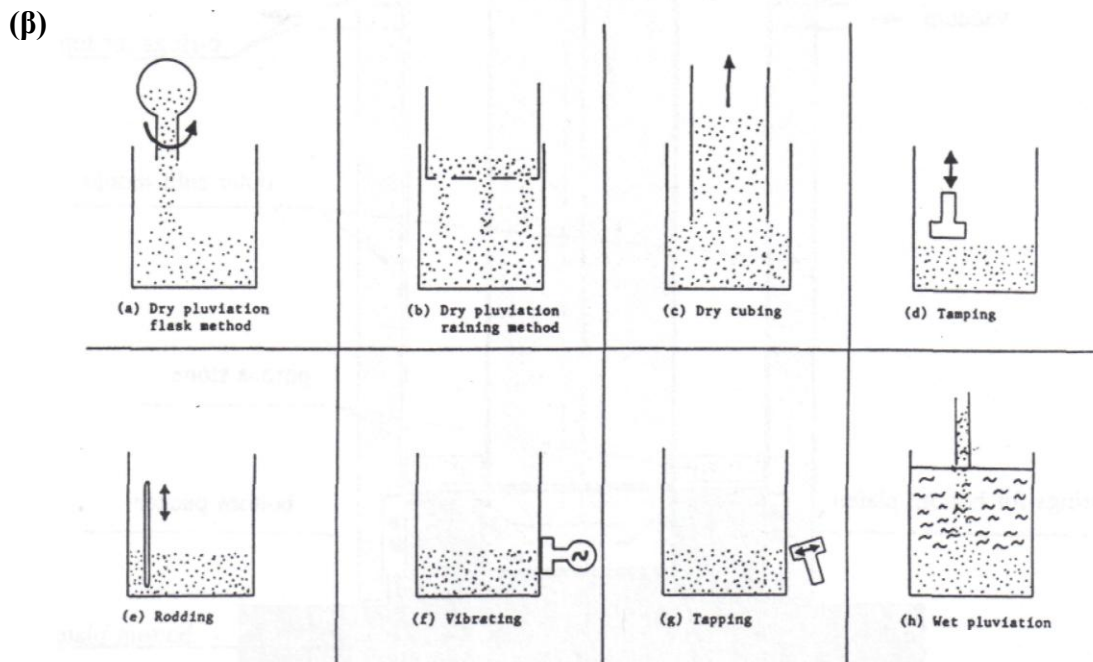
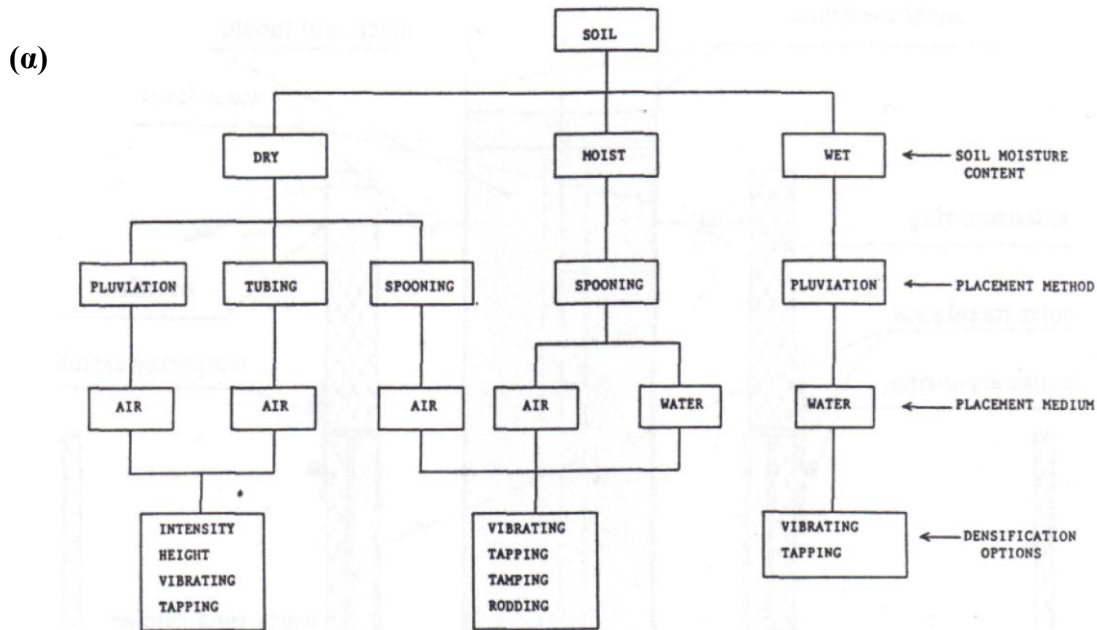


Σχήμα 4.12. Εικόνες από ηλεκτρονικό μικροσκόπιο (άμμος Longstone): συντελεστής μεγέθυνσης x50

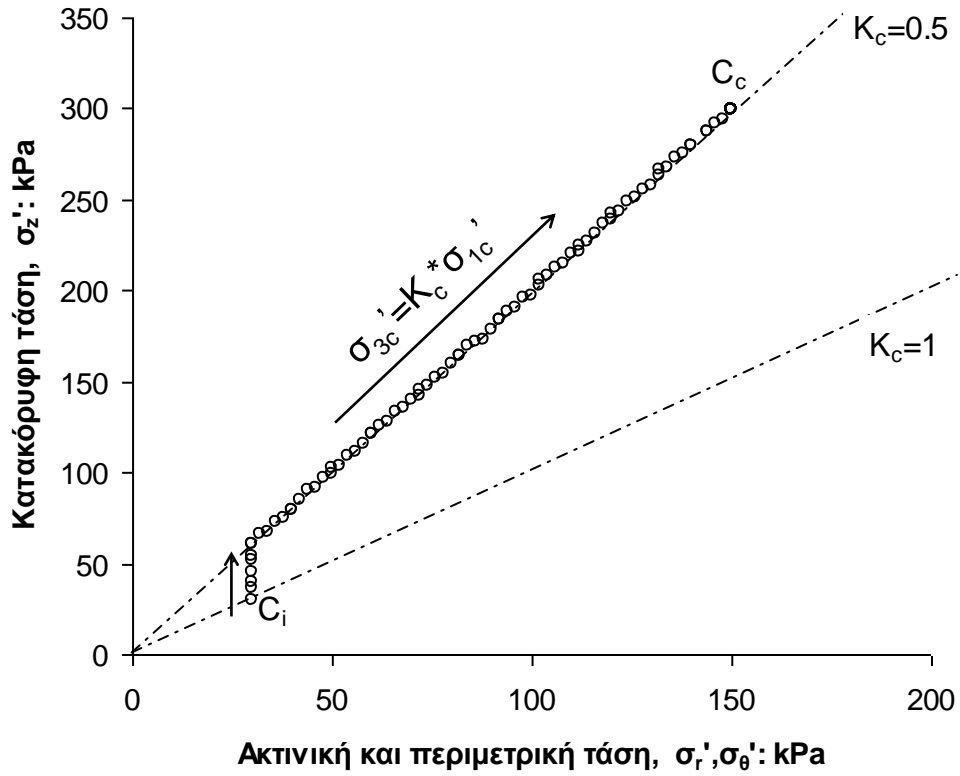
Πίνακας 4.3. Φυσικές ιδιότητες άμμων Ottawa, M31 και Longstone παρούσας διδακτορικής διατριβής

	Ottawa	M31	Longstone
G_s	2.65	2.65	2.64
e_{min}	0.502	0.528	0.614
e_{max}	0.742	0.87	0.995
d_{50}	0.72	0.3	0.15
d_{60}	0.79	0.31	0.17
d_{30}	0.73	0.245	0.135
d_{10}	0.58	0.195	0.11
C_u	1.36	1.59	1.55
C_c	1.16	0.99	0.97

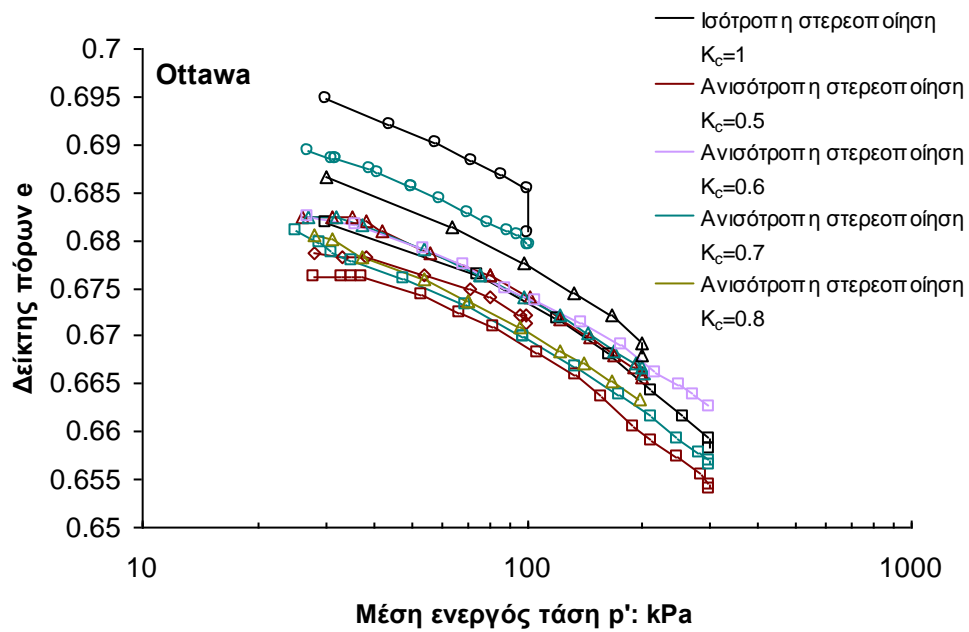
Όπου: G_s είναι το αδιάστατο ειδικό βάρος των στερεών κόκκων; e_{min} , e_{max} είναι ο λόγος κενών που αντιστοιχεί στην ελάχιστη και μέγιστη πυκνότητα αντίστοιχα; d_{50} είναι η μέση διάμετρος κόκκων και ορίζεται ως η διάμετρος από την οποία διέρχεται το 50% του δείγματος; d_{60} , d_{30} , d_{10} είναι η διάμετρος από την οποία διέρχεται το 60%,30% και 10% του δείγματος; C_u είναι ο συντελεστής ομοιομορφίας ο οποίος ορίζεται ως $C_u=d_{60}/d_{10}$; C_c είναι ο συντελεστής καμπυλότητας ο οποίος ορίζεται ως $C_c=(d_{30}^2)/(d_{60}*d_{10})$



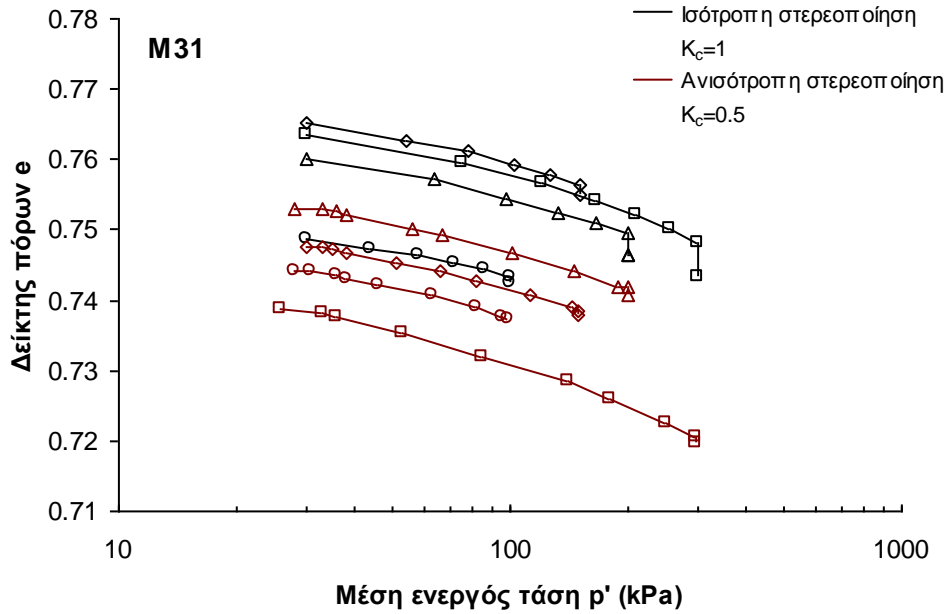
Σχήμα 4.13. Μέθοδοι παρασκευής δοκιμίων στο εργαστήριο: (α) Συγκεντρωτικό διάγραμμα και (β) Σχηματική απεικόνιση (από Frost, 1989)



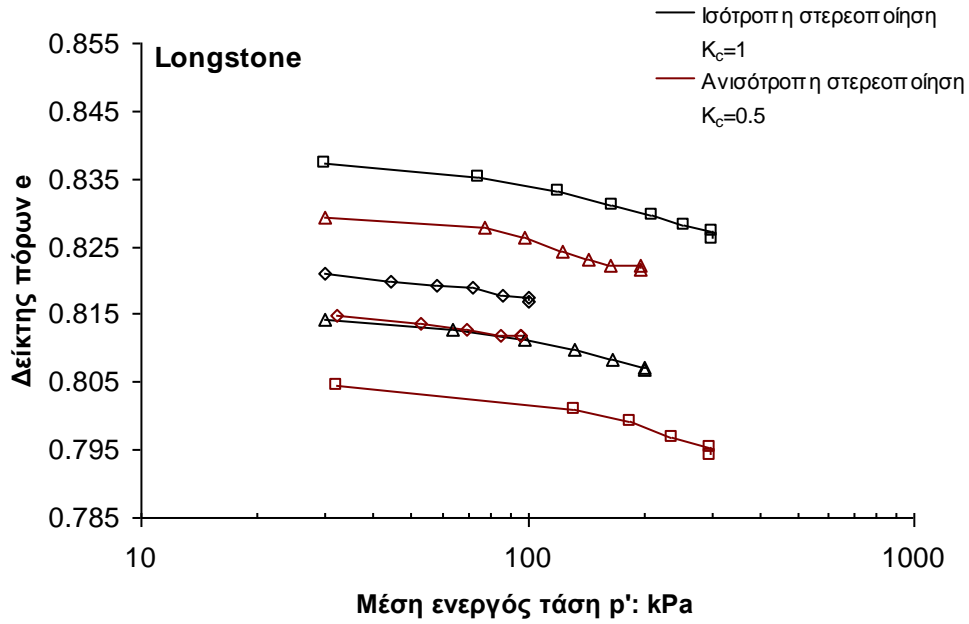
Σχήμα 4.14. Μεταβολή της κατακόρυφης, ακτινικής και περιμετρικής τάσης κατά το στάδιο της στερεοποίησης των δοκιμίων



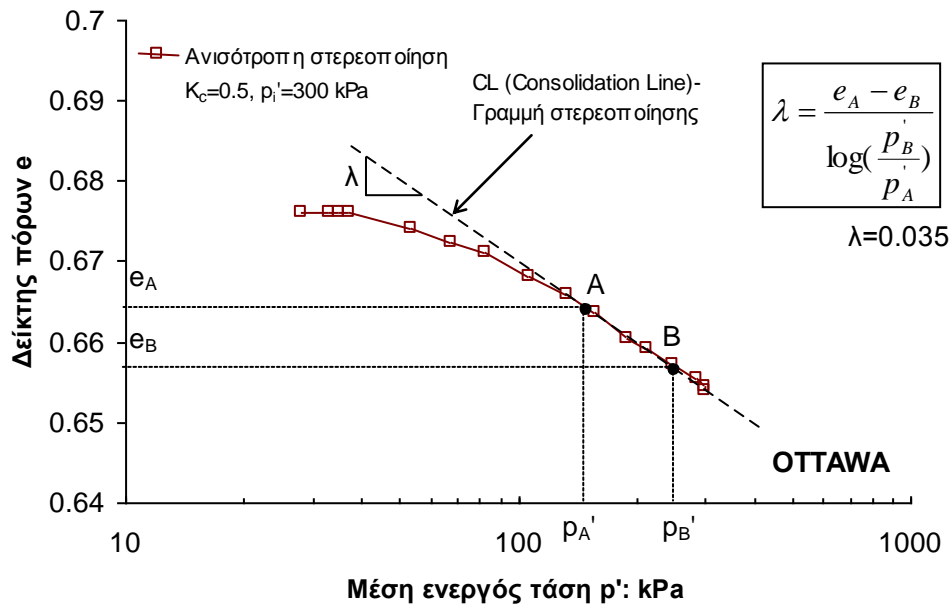
Σχήμα 4.15. Γραμμές στερεοποίησης χαλαρών, ισότροπα ($K_c=1$) και ανισότροπα ($K_c=0.5, 0.6, 0.7, 0.8$) στερεοποιημένων δοκιμίων άμμου Ottawa ($p_i'=100 - 300$ kPa)



Σχήμα 4.16. Γραμμές στερεοποίησης χαλαρών, ισότροπα ($K_c=1$) και ανισότροπα ($K_c=0.5$) στερεοποιημένων δοκιμίων άμμου M31 ($p_i'=100 - 300$ kPa)



Σχήμα 4.17. Γραμμές στερεοποίησης χαλαρών, ισότροπα ($K_c=1$) και ανισότροπα ($K_c=0.5$) στερεοποιημένων δοκιμίων άμμου Longstone ($p_i'=100 - 300$ kPa)



Σχήμα 4.18. Υπολογισμός παραμέτρου λ . Γραμμή στερεοποίησης χαλαρού, ανισότροπα στερεοποιημένου δοκιμίου άμμου Ottawa, $K_c=0.5$, $p_i'=300$ kPa

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

ΜΟΝΟΤΟΝΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΣΤΡΕΠΤΙΚΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΧΑΛΑΡΩΝ ΑΝΙΣΟΤΡΟΠΑ ΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΜΕΝΩΝ ΔΟΚΙΜΙΩΝ ΥΠΟ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΕΜΠΟΔΙΖΟΜΕΝΗΣ ΣΤΡΑΓΓΙΣΗΣ

5.1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η ανισότροπη στερεοποίηση των εδαφικών υλικών αποτελεί ένα αντικείμενο το οποίο έχει ευρέως διερευνηθεί στη βιβλιογραφία καθώς προσομοιώνει την ιζηματογένεση των εδαφικών υλικών στο ύπαιθρο υπό την κατακόρυφη δράση της βαρύτητας, παράγοντας δοκίμια των οποίων η δομή πλησιάζει επαρκώς αυτή των φυσικών αποθέσεων. Ωστόσο οι πλείστες από τις υπάρχουσες μελέτες αφορούν στη διερεύνηση της ανισότροπης στερεοποίησης υπό τριαξονικές συνθήκες (Vaid & Chern, 1985, Vasquez-Herrera et al., 1988, Konrad, 1993, Doanh et al., 1997, Kato et al., 2001, Vaid et al., 2001, Fourie & Tshabalala, 2005) και μόνο ένας μικρός αριθμός μελετών ασχολείται με τη διερεύνηση αυτή υπό συνθήκες στρεπτικής διάτμησης οι οποίες πλησιάζουν περισσότερο τις πραγματικές επί τόπου συνθήκες (Yoshimine et al., 1998, Sivathayalan & Vaid, 2002, Shibuya et al., 2003).

Στο παρόν κεφάλαιο, κάνοντας χρήση της συσκευής στρεπτικής διάτμησης κοίλου δοκιμίου, επιχειρείται μια εκτενής διερεύνηση της ανισότροπης στερεοποίησης στη μονοτονική συμπεριφορά χαλαρών μη συνεκτικών εδαφικών υλικών υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης. Τα εξεταζόμενα δοκίμια υποβλήθηκαν τόσο σε συνθήκες

ισότροπης όσο και σε συνθήκες ανισότροπης στερεοποίησης ενώ επιπρόσθετα επιβλήθηκαν πλέον γενικευμένες συνθήκες φόρτισης, πέραν της απλής διάτμησης, οι οποίες περιλάμβαναν συνεχή μεταβολή της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων. Τα αποτελέσματα αναλύθηκαν με τη μορφή τυπικών διαγραμμάτων ενώ έμφαση δόθηκε στη σύγκριση της εδαφικής συμπεριφοράς μετά από συνθήκες ισότροπης και ανισότροπης στερεοποίησης.

Τα ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια που υποβλήθηκαν σε διάτμηση ακολούθησαν την ιστορία φόρτισης που απεικονίζεται στο Σχήμα 4.14 και διαχωρίζονται σε δύο βασικές κατηγορίες:

(Α) Ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια με συνεχή μεταβολή της γωνίας α κατά το στάδιο της διάτμησης

Σε αυτή τη σειρά πειραμάτων εξετάστηκε η αμοιβαία επίδραση της ανισότροπης στερεοποίησης και της συνεχούς μεταβολής της γωνίας α στην απόκριση των δοκιμίων. Η επίδραση των παραγόντων αυτών στα χαρακτηριστικά αντοχής και στις σχέσεις τάσεων - παραμορφώσεων των εδαφικών υλικών, χρειάζεται να διερευνηθεί προκειμένου να προκύψει μια πιο αξιόπιστη προσομοίωση της συμπεριφοράς στη φύση. Τα δοκίμια σε αυτή τη σειρά πειραμάτων υποβλήθηκαν σε μονοτονική στρεπτική διάτμηση αμέσως μετά το στάδιο της ανισότροπης στερεοποίησης τους. Κατά την διάρκεια των πειραμάτων η κατακόρυφη τάση, σ_z , η περιμετρική τάση, σ_θ , η ακτινική τάση, σ_r , όπως και η ολική μέση τάση, p , διατηρούνται σταθερές. Ως εκ τούτου με βάση την εξίσωση (4.1.27) για σταθερή διαφορά τάσεων ($\sigma_z - \sigma_r$) η τιμή της γωνίας α που σχηματίζει η κύρια τάση σ_1 ως προς την κατακόρυφο μεταβάλλεται συνεχώς κατά την στρεπτική διάτμηση ανάλογα με τις τιμές της επιβαλλόμενης διατμητικής τάσης, $\tau_{\theta z}$.

Η ανισότροπη στερεοποίηση σε συνδυασμό με συνεχή μεταβολή της γωνίας α οδηγεί σε διαδρομές τάσεων που σχετίζονται με ποικίλες συνθήκες στατικής φόρτισης που απαντώνται σε αρκετά γεωτεχνικά έργα. Τυπικά παραδείγματα αποτελούν οι δυνητικές επιφάνειες ολίσθησης θεμελιώσεων, αναχωμάτων, φυσικών ή τεχνητών υποθαλάσσιων

πρανών και τοίχων αντιστήριξης. Στις περιπτώσεις αυτές οι διευθύνσεις των κυρίων τάσεων μεταβάλλονται συνεχώς λαμβάνοντας τιμές από 0° έως 90° (Arthur et al., 1980, Zdravkovic et al., 2002, Wijewickreme & Vaid, 2008). Ως εκ τούτου, ένας από τους βασικούς στόχους της πειραματικής αυτής σειράς, είναι μεταξύ άλλων, η δημιουργία ενός πρότυπου συμπεριφοράς για τα εδαφικά υλικά με συνεχή μεταβολή της γωνίας α .

(B) Ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια με σταθερή γωνία $\alpha=45^{\circ}$ κατά το στάδιο της διάτμησης

Αυτή η σειρά πειραμάτων πραγματοποιήθηκε ώστε να εξεταστεί ξεχωριστά, (χωρίς την επίδραση της συνεχούς μεταβολής της γωνίας α), η επίδραση στην απόκριση των δοκιμίων της αρχικής ανισοτροπίας του υλικού όπως αυτή διαμορφώθηκε τόσο κατά την απόθεση όσο και κατά το στάδιο της ανισότροπης στερεοποίησης. Όπως φαίνεται και από το Σχήμα 5.1(α) στα πειράματα αυτά η αποκλίνουσα τάση, σ_z - σ_{θ} , στο τέλος της ανισότροπης στερεοποίησης (σημείο C_c), μηδενίζεται (=ισότροπες συνθήκες τάσεων, σημείο C_s) ενώ κατά το στάδιο αυτό εμποδίζεται η στράγγιση του δοκιμίου με τη γωνία α να παραμένει σταθερή στις 0° όπως σταθερή παραμένει επίσης και η ολική μέση τάση, p . Στο Σχήμα 5.1(α) παρουσιάζονται οι μεταβολές που πραγματοποιήθηκαν στις τάσεις σ_z , σ_{θ} , σ_r και $\tau_{\theta z}$ ώστε να επιτευχθούν οι επιθυμητές διαδρομές τάσεων. Τα δοκίμια υποβάλλονται ακολούθως σε στρεπτική διάτμηση υπό γωνία $\alpha=45^{\circ}$ ακολουθώντας τις μεταβολές στις τάσεις που παρουσιάζονται στο Σχήμα 5.1(β). Σημειώνεται ότι η κατηγορία αυτή πειραμάτων χρησιμοποιήθηκε και από τους Shibuya et al. (2003) για την διερεύνηση της επίδρασης της ανισότροπης στερεοποίησης υπό σταθερές τιμές γωνίας α .

Για ευκολία τα ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια με συνεχή μεταβολή της γωνίας α κατά το στάδιο της διάτμησης τους θα αναφέρονται στο παρόν κεφάλαιο ως $AC_{(\alpha)}$, τα ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια με σταθερή γωνία $\alpha=45^{\circ}$ κατά το στάδιο της διάτμησης τους ως $AC_{(45)}$ και τα ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια ως IC. Οι αρχικές συνθήκες όλων των δοκιμίων του παρόντος κεφαλαίου δίνονται στον Πίνακα 5.1.

Σύμφωνα με τους Dafalias & Manzari (2004) η ανάγκη για μια ρεαλιστική αριθμητική προσομοίωση της απόκρισης των μη συνεκτικών εδαφικών υλικών απαιτεί γνώση της συμπεριφοράς υπό διαφορετικές τάσεις στερεοποίησης, διαφορετικές πυκνότητες, διαφορετικές διευθύνσεις φόρτισης κ.τ.λ. Τα πειραματικά αποτελέσματα του παρόντος κεφαλαίου σε συνδυασμό με τα υπάρχοντα από τη διεθνή βιβλιογραφία συμβάλλουν στη δημιουργία μιας πειραματικής βάσης δεδομένων η οποία λόγω της πληρότητας της (εύρος ενεργών τάσεων, ισότροπες/ανισότροπες συνθήκες στερεοποίησης, συνθήκες απλής διάτμησης ($\alpha=45^0$)/συνθήκες συνεχούς μεταβολής της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων, δυσμησία σε πολύ μικρές παραμορφώσεις) μπορεί να χρησιμοποιηθεί είτε για την πρόβλεψη της εδαφικής συμπεριφοράς στην περίπτωση γεωτεχνικών έργων ή κατασκευών που εδράζονται εντός/επί ανισότροπα στερεοποιημένων εδαφικών αποθέσεων, είτε για βαθμονόμηση υπάρχοντων ή νέων καταστατικών μοντέλων.

5.2. ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΕ ΔΟΚΙΜΙΑ ΑΜΜΟΥ ΟΤΤΑΒΑ

5.2.1. Σύγκριση μονοτονικής συμπεριφοράς ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(45)}$) στερεοποιημένων δοκιμίων

Στο Σχήμα 5.2 έχουν σχεδιασθεί με συνεχή μαύρη γραμμή οι διαδρομές ενεργών τάσεων δοκιμίων άμμου Ottawa ισότροπα στερεοποιημένων, IC, σε τρεις διαφορετικές τάσεις p_i' (100 – 300 kPa). Στο ίδιο σχήμα και για τις ίδιες τιμές αρχικής ενεργού τάσης, p_i' και για παρόμοιες τιμές δείκτη πόρων, e , δίνονται με συνεχή γκριζα γραμμή οι διαδρομές ενεργών τάσεων ανισότροπα, $AC_{(45)}$ στερεοποιημένων δοκιμίων άμμου Ottawa ($K_c=0.5$). Τα ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια έχουν υποβληθεί σε μονοτονική φόρτιση με τη γωνία α περίπου σταθερή και ίση με 45^0 (συνθήκες απλής διάτμησης). Υπενθυμίζεται ότι στην περίπτωση των $AC_{(45)}$ στερεοποιημένων δοκιμίων η αποκλίνουσα τάση, t , πριν την έναρξη της στρεπτικής διάτμησης μηδενίζεται (=ισότροπες συνθήκες τάσεων) ενώ ταυτόχρονα εμποδίζεται η στράγγιση των δοκιμίων όπως έχει ήδη περιγραφεί στο Σχήμα 5.1. Ως εκ τούτου, η τιμή της γωνίας α κατά την στρεπτική διάτμηση που ακολουθεί είναι όπως και στην περίπτωση των IC δοκιμίων ίση με 45^0 .

Όλα τα δοκίμια παρουσιάζουν συνεχή αύξηση της διατμητικής τάσης συναρτήσει της παραμόρφωσης και φαίνεται να ακολουθούν την ίδια περιβάλλουσα αστοχίας ($\varphi'=38^{\circ}$). Οι καμπύλες τάσεων – παραμορφώσεων και οι καμπύλες υπερπίεσεων πόρων – παραμορφώσεων παρουσιάζονται στα Σχήματα 5.3 και 5.4 αντίστοιχα. Αρχικώς τα δοκίμια παρουσιάζουν τάση για συστολή μέχρι μια τιμή διατμητικής παραμόρφωσης και από το σημείο αυτό και έπειτα (τα σημεία σημειώνονται με κύκλους και βέλη στα Σχήματα 5.3 και 5.4) παρουσιάζουν συνεχή τάση για διαστολή με ταυτόχρονη αύξηση της διατμητικής τους αντοχής. Το σημείο στο οποίο η συμπεριφορά των δοκιμίων αλλάζει και από τάση για συστολή εμφανίζουν τάση για διαστολή ονομάζεται σημείο αλλαγής φάσης (Phase Transformation Point – PTP, Ishihara et al., 1975), ενώ εάν ενωθούν όλα τα σημεία που προέκυψαν από τις δοκιμές των IC και AC₍₄₅₎ δοκιμίων σχηματίζουν μια ευθεία γραμμή η οποία διέρχεται από την αρχή των αξόνων και ονομάζεται γραμμή αλλαγής φάσης (Phase Transformation Line) με κοινή κλίση $\varphi'_{PTL}=32^{\circ}$ ανεξάρτητα από τις συνθήκες στερεοποίησης (ισότροπες ή ανισότροπες). Σημειώνεται ότι όταν η αλλαγή από συστολική σε διαστολική συμπεριφορά δεν είναι ευδιάκριτη αλλά υπάρχει η δημιουργία ενός πλατώματος σταθερής τιμής υπερπίεσης πόρων αυξανόμενης της παραμόρφωσης (π.χ. βλέπε AC₍₄₅₎ δοκίμιο με $p_i'=153.8$ kPa στο Σχήμα 5.4) ως σημείο αλλαγής φάσης λήφθηκε το σημείο στο τέλος του πλατώματος το οποίο σηματοδοτεί την έναρξη διαστολικής συμπεριφοράς.

Οι Sivathayalan & Vaid (2002) πραγματοποίησαν μια σειρά χαλαρών, ανισότροπα στερεοποιημένων πειραμάτων στη συσκευή στρεπτικής διάτμησης. Όλες οι δοκιμές έγιναν σε μια άμμο με ψαθυρή συμπεριφορά (άμμος Fraser River) και για μια τιμή αρχικής ενεργού τάσης ($p_i'=200$ kPa) ενώ η φόρτιση πραγματοποιήθηκε υπό συνθήκες ελεγχόμενης παραμόρφωσης. Παρατηρήθηκε ότι οι εντατικές καταστάσεις όλων των δοκιμίων κατά την ψευδο-σταθερή κατάσταση (Quasi – Steady State, QSS) ορίζουν στο τασικό χώρο $q - p'$ μια ευθεία γραμμή η οποία διέρχεται από την αρχή των αξόνων. Η θέση της γραμμής αυτής στον τασικό χώρο $q - p'$ είναι μοναδική και παράγοντες όπως η ανισότροπη στερεοποίηση των δοκιμίων δε φαίνεται να την επηρεάζουν. Τα πειράματα της παρούσας διατριβής τα οποία πραγματοποιήθηκαν υπό συνθήκες ελεγχόμενου στρεπτικού φορτίου για ένα εύρος αρχικών ενεργών τάσεων ($p_i'=100 - 300$ kPa) και σε

μια άμμο με σταθερή αντί ψαθυρή συμπεριφορά, αποδεικνύουν ότι εκτός από τη γραμμή ψευδο-σταθερής κατάστασης και η περιβάλλουσα αστοχίας και η γραμμή αλλαγής φάσης στον τασικό χώρο q - p' είναι κοινές μεταξύ ισότροπα και ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων και δεν επηρεάζονται από την τιμή του λόγου τάσεων στερεοποίησης K_c .

Μετά το τέλος της στερεοποίησης (ισότροπης ή ανισότροπης) τα δοκίμια έχουν ίδιες τιμές αρχικής ενεργού τάσης, p_c' (=100, 200, 300 kPa). Η απομείωση ωστόσο της αρχικής αποκλίνουσας τάσης, t , των $AC_{(45)}$ δοκιμίων που έπεται της ανισότροπης στερεοποίησης πραγματοποιείται υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης και έχει ως αποτέλεσμα την ανάπτυξη υπερπίεσεων πόρων που σχετίζονται με τον κλάδο αυτό αποφόρτισης και τη μείωση της ενεργού τάσης, p_c' , σε μικρότερες τιμές, p_i' , πριν την έναρξη της στρεπτικής διάτμησης (p_i' =76.7 kPa από p_c' =100 kPa, p_i' =153.8 kPa από p_c' =200 kPa, και p_i' =230.4 kPa από p_c' =300 kPa). Με αυτό τον τρόπο τα IC και $AC_{(45)}$ δοκίμια απέκτησαν διαφορετικές αρχικές ενεργές τάσεις, p_i' , πριν την έναρξη της στρεπτικής διάτμησης γεγονός στο οποίο ενδεχομένως αποδίδονται και οι μικρότερες τιμές διατμητικής τάσης για κάθε επίπεδο παραμόρφωσης των $AC_{(45)}$ δοκιμίων συγκριτικά με τις αντίστοιχες τιμές των IC δοκιμίων (βλέπε Σχήμα 5.3). Με την ίδια λογική οι μεγαλύτερες υπερπίεσεις πόρων των $AC_{(45)}$ δοκιμίων του Σχήματος 5.4 δεν είναι αντιπροσωπευτικές των υπερπίεσεων πόρων που αναπτύχθηκαν καθαρά κατά τη φόρτιση των δοκιμίων καθώς ένα μέρος της υπάρχουσας τιμής οφείλεται στις υπερπίεσεις πόρων του κλάδου αποφόρτισης.

Για άμεση σύγκριση των πειραματικών αποτελεσμάτων των IC και $AC_{(45)}$ δοκιμίων οι καμπύλες διατμητικής τάσης και υπερπίεσης πόρων των Σχημάτων 5.3 και 5.4 αντίστοιχα κανονικοποιήθηκαν με την τιμή της ενεργού τάσης, p_i' , πριν την έναρξη της στρεπτικής διάτμησης. Οι κανονικοποιημένες καμπύλες t/p_i' και $\Delta u/p_i'$ παρουσιάζονται συναρτήσει της οκταεδρικής παραμόρφωσης, γ_{oct} , στα Σχήματα 5.5 και 5.6 αντίστοιχα. Σημειώνεται ότι στο Σχήμα 5.6 οι τιμές τις υπερπίεσεις πόρων που κανονικοποιήθηκαν είναι αυτές που αναπτύχθηκαν μόνο κατά το στάδιο της στρεπτικής διάτμησης των δοκιμίων ενώ οι υπερπίεσεις πόρων που σχετίζονται με τον κλάδο αποφόρτισης των $AC_{(45)}$ δοκιμίων λήφθηκαν υπόψη μέσω της κανονικοποίησης με την ενεργό τάση, p_i' .

Από τα Σχήματα 5.5 και 5.6 είναι εμφανές ότι στις μεγαλύτερες ενεργές τάσεις ($p_i' = 150 - 300$ kPa) η απόκριση των δοκιμίων πρακτικά ταυτίζεται ανεξάρτητα από τις συνθήκες στερεοποίησης στις οποίες είχε υποβληθεί το δοκίμιο υποδεικνύοντας ότι η όποια επίδραση της ανισότροπης στερεοποίησης εξαλείφεται κατά την αποφόρτιση σε ισότροπες συνθήκες τάσεων και η συμπεριφορά των δοκιμίων κατά τη στρεπτική διάτμηση ελέγχεται μόνο από την τιμή των ενεργών τάσεων τουλάχιστον για την υπό εξέταση άμμο με σφαιρικό σχήμα κόκκων.

Για χαμηλότερα επίπεδα τάσεων ($p_i' \leq 100$ kPa) τα κανονικοποιημένα αποτελέσματα τόσο στην περίπτωση του IC όσο και στην περίπτωση του $AC_{(45)}$ δοκιμίου δεν συγκλίνουν με την κοινή καμπύλη των υπολοίπων πειραμάτων υποδεικνύοντας ότι η απόκριση των μη συνεκτικών εδαφικών υλικών διαφοροποιείται σε χαμηλά επίπεδα τάσεων.

5.2.2. Ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια $AC_{(a)}$ με συνεχή μεταβολή της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων

Για την αποφυγή του κλάδου αποφόρτισης των $AC_{(45)}$ δοκιμίων πραγματοποιήθηκε μια καινούργια σειρά ανισότροπα στερεοποιημένων πειραμάτων ($K_c = 0.5$) στα οποία επιβλήθηκε στρεπτική διάτμηση αμέσως μετά το τέλος της ανισότροπης στερεοποίησης. Υπενθυμίζεται ότι κατά την διάρκεια όλων των πειραμάτων του παρόντος κεφαλαίου η κατακόρυφη τάση, σ_z , η περιμετρική τάση, σ_θ , η ακτινική τάση, σ_r , όπως και η ολική μέση τάση, p , διατηρούνται σταθερές κατά την φόρτιση των δοκιμίων. Ως εκ τούτου με βάση την εξίσωση (4.1.27) για σταθερή διαφορά τάσεων ($\sigma_z - \sigma_r$) η τιμή της γωνίας α που σχηματίζει η κύρια τάση σ_1 ως προς την κατακόρυφο μεταβάλλεται συνεχώς κατά τη στρεπτική διάτμηση ανάλογα με τις τιμές της επιβαλλόμενης διατμητικής τάσης, $\tau_{\theta z}$.

Οι διαδρομές ενεργών τάσεων των $AC_{(a)}$ δοκιμίων έχουν σχεδιασθεί με συνεχή γραμμή για τέσσερις διαφορετικές τάσεις, p_i' ($=100, 130, 200, 300$ kPa) και για παρόμοιο δείκτη πόρων στο Σχήμα 5.7 ενώ στο Σχήμα 5.8 παρουσιάζεται με διακεκομμένη γραμμή για τα ίδια πειράματα η εξέλιξη της στρεπτικής διατμητικής τάσης, $\tau_{\theta z}$. Υπενθυμίζεται ότι σε αυτή τη σειρά πειραμάτων εξαιτίας της απουσίας του κλάδου αποφόρτισης η ενεργός

τάση στο τέλος της ανισότροπης στερεοποίησης, p_c' και η ενεργός τάση στην αρχή της στρεπτικής διάτμησης, p_i' , έχουν την ίδια τιμή ($p_c' = p_i'$). Αυξανόμενη της μέσης ενεργού τάσης στερεοποίησης αυξάνεται η διατμητική αντοχή (Σχήμα 5.9) και η αναπτυσσόμενη μέγιστη υπερπίεση πόρων (Σχήμα 5.10). Παρατηρείται ωστόσο ότι οι υπερπίεσεις πόρων του πειράματος για $p_i' = 300$ kPa αποκτούν ιδιαίτερα αυξημένη τιμή συγκριτικά με τις υπόλοιπες ενεργές τάσεις γεγονός που θα σχολιασθεί αναλυτικότερα στο εδάφιο 5.2.3 που ακολουθεί.

Τα σημεία αλλαγής φάσης σημειώνονται με κόκκινους ανοικτούς κύκλους στο Σχήμα 5.10 και ορίζουν τη γραμμή αλλαγής φάσης του Σχήματος 5.7 με κλίση $\varphi'_{PTL} = 32^\circ$. Στο στάδιο της διαστολικής συμπεριφοράς τα δοκίμια φαίνεται να ακολουθούν την ίδια περιβάλλουσα αστοχίας ($\varphi' = 38^\circ$). Στην περίπτωση του $AC_{(a)}$ δοκιμίου με $p_i' = 300$ kPa το πείραμα τερματίστηκε πριν η διαδρομή ενεργών τάσεων συναντήσει τη γραμμή αστοχίας εξαιτίας περιορισμού στο εύρος λειτουργίας του μηχανισμού επιβολής στρεπτικού φορτίου.

Η συνεχής μεταβολή της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων, α , σε αυτή τη σειρά πειραμάτων γίνεται εμφανής στις διαδρομές ενεργών τάσεων του Σχήματος 5.11 όπου με μαύρες κουκκίδες σημειώνονται στη διαδρομή τάσεων κάθε πειράματος οι τρέχουσες τιμές της γωνίας α ανά απόσταση 5° . Στο Σχήμα 5.11 η γραμμή αλλαγής φάσης ορίστηκε με βάση τα σημεία αλλαγής φάσης (σημεία μεταβολής από συστολική σε διαστολική συμπεριφορά) τα οποία έχουν σημειωθεί με κόκκινους κύκλους για κάθε πείραμα στο Σχήμα 5.10. Η γωνία α στα σημεία αυτά παραμένει πρακτικά σταθερή και ίση με $\alpha = 23^\circ$ για όλα τα πειράματα ανεξάρτητα από το επίπεδο της τάσης στερεοποίησης. Τα σημεία αλλαγής φάσης και οι αντίστοιχες τιμές της γωνίας α σημειώνονται για λόγους ευκρίνειας με κόκκινο χρώμα στο Σχήμα 5.11. Αξιοσημείωτο είναι επίσης το γεγονός ότι ίδιες τιμές γωνίας α ορίζουν στο τασικό χώρο $t - p'$ ευθείες γραμμές οι οποίες διέρχονται από την αρχή των αξόνων. Μια εκ των γραμμών αυτών είναι και η γραμμή αλλαγής φάσης με $\alpha = 23^\circ$ (Σχήμα 5.12).

Τα Σχήματα 5.13 και 5.14 παρουσιάζουν την μεταβολή της διατμητικής τάσης, t , και της υπερπίεσης πόρων, Δu , συναρτήσει της γωνίας περιστροφής των κυρίων τάσεων α κατά τη στρεπτική διάτμηση των δοκιμίων. Η γωνία α μεταβάλλεται συνεχώς κατά τη διάρκεια της φόρτισης με τη μεγαλύτερη μεταβολή (από 0° έως 15°) να σημειώνεται στην αρχή της διάτμησης και για μικρές μεταβολές της διατμητικής τάσης (Σχήμα 5.13) και της υπερπίεσης πόρων (Σχήμα 5.14). Τα αποτελέσματα της κανονικοποίησης των καμπύλων των άνω σχημάτων ως προς την αρχική ενεργό τάση, p_i' , παρουσιάζονται στα Σχήματα 5.15 και 5.16 ενώ τα αντίστοιχα αποτελέσματα για κανονικοποίηση ως προς την τρέχουσα ενεργό τάση, p' , παρουσιάζονται στα Σχήματα 5.17 και 5.18. Σε κάθε περίπτωση τα κανονικοποιημένα πειραματικά αποτελέσματα για διαφορετικά επίπεδα τάσεων στερεοποίησης συγκλίνουν σε μια κοινή καμπύλη.

5.2.3. Σύγκριση μονοτονικής συμπεριφοράς ισότροπα, IC και ανισότροπα, $AC_{(45)}$ & $AC_{(\alpha)}$ στερεοποιημένων δοκιμίων

Για σκοπούς σύγκρισης οι διαδρομές τάσεων των $AC_{(\alpha)}$ δοκιμίων απεικονίζονται με διακεκομμένες κουκκίδες μαζί με τις διαδρομές τάσεων των IC και $AC_{(45)}$ δοκιμίων στο Σχήμα 5.19 σε άξονες $t - p'$ και στο Σχήμα 5.20 σε άξονες $t - s'$. Η εντατική κατάσταση όλων των δοκιμίων στα σημεία αλλαγής φάσης, όπως αυτά έχουν προσδιοριστεί στα Σχήματα 5.4 και 5.10, καθώς και η εντατική κατάσταση στα σημεία κατά μήκος της γραμμής αστοχίας, παρουσιάζονται με μαύρους, γκριζούς και άσπρους κύκλους στο Σχήμα 5.21 σε άξονες Mohr-Coulomb για την περίπτωση των IC, $AC_{(45)}$ και $AC_{(\alpha)}$ δοκιμίων αντίστοιχα. Τόσο η κλίση της γραμμής αστοχίας (FL – Failure Line) όσο και η κλίση της γραμμής αλλαγής φάσης (PTL) που ορίζουν τα άνω σημεία είναι κοινές για όλα τα δοκίμια και λαμβάνουν τιμές γωνίας διατμητικής αντοχής $\phi'_{FL}=38^\circ$ και $\phi'_{PTL}=32^\circ$ αντίστοιχα. Συμπερασματικώς, οι συνθήκες στερεοποίησης των εδαφικών υλικών δεν αναμένεται να επηρεάσουν την κλίση της γραμμής αστοχίας ούτε και την κλίση της γραμμής αλλαγής φάσης και ως εκ τούτου ούτε και τις τιμές γωνίας διατμητικής αντοχής ϕ'_{FL} και ϕ'_{PTL} . Οι παρατηρήσεις αυτές μεταξύ άλλων ενισχύουν τη θέση των Vaid & Chern (1985), Ishihara (1993) και Vaid & Thomas (1995) οι οποίοι αξιολογούν ότι η γωνία διατμητικής αντοχής, ϕ'_{PTL} αποτελεί μοναδική ιδιότητα ενός εδαφικού υλικού.

Αξίζει ωστόσο να σημειωθεί ότι ο λόγος τάσεων, $n=t/p'$, στο σημείο αλλαγής φάσης λαμβάνει μεγαλύτερες τιμές στην περίπτωση των $AC_{(\alpha)}$ δοκιμίων ($n=0.62$) συγκριτικά με την περίπτωση των IC και $AC_{(45)}$ δοκιμίων όπου λαμβάνεται μια κοινή τιμή $n=0.56$ (Σχήμα 5.22). Οι αντίστοιχες τιμές λόγου τάσεων, n , κατά την αστοχία είναι $n=0.71$ και $n=0.64$.

Στο σημείο αυτό αναφέρεται επίσης ότι οι εντατικές καταστάσεις κατά την αστοχία των δοκιμίων με αρχική ενεργό τάση $p_i'=300$ kPa δεν περιλαμβάνονται στο Σχήμα 5.21 καθώς όπως έχει ήδη αναφερθεί ο κλάδος αστοχίας των δοκιμίων αυτών δεν έχει ληφθεί επαρκώς καθώς το πείραμα τερματίστηκε σχετικά νωρίς εξαιτίας περιορισμού στο εύρος εφαρμογής του μηχανισμού επιβολής στρεπτικού φορτίου.

Οι καμπύλες τάσεων και υπερπίεσεων πόρων κανονικοποιημένες ως προς την ενεργό τάση πριν την έναρξη της διάτμησης, p_i' , απεικονίζονται συναρτήσει της οκταεδρικής παραμόρφωσης για όλα τα δοκίμια στα Σχήματα 5.23 και 5.24 αντίστοιχα. Τα $AC_{(\alpha)}$ στερεοποιημένα δοκίμια τα οποία υποβλήθηκαν σε στρεπτική διάτμηση με αρχικό λόγο τάσεων $K_c=0.5$, εμφανίζουν μεγαλύτερες κανονικοποιημένες τιμές διατμητικής αντοχής, t/p_i' , και μικρότερες κανονικοποιημένες τιμές υπερπίεσης πόρων, $\Delta u/p_i'$, συγκριτικά με τις αντίστοιχες τιμές των IC και $AC_{(45)}$ δοκιμίων. Η συμπεριφορά αυτή ενδεχομένως να αποδίδεται στις μικρότερες τιμές γωνίας α που αναπτύσσονται κατά τη φόρτιση των $AC_{(\alpha)}$ δοκιμίων (μεταβολή γωνίας από 0^0 έως 30^0) σε αντίθεση με τιμή γωνίας $\alpha=45^0$ κατά τη φόρτιση των δοκιμίων υπό ισότροπες συνθήκες τάσεων (IC, $AC_{(45)}$). Η μείωση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής αυξανόμενης της γωνίας α αποτελεί χαρακτηριστική συμπεριφορά των εδαφικών υλικών και καταγράφηκε σε πλήθος μελετών της διεθνούς βιβλιογραφίας (Symes et al., 1985, Uthayakumar, 1996, Yoshimine et al., 1998, Shibuya et al., 2003).

Σχετικά με την επίδραση της μέσης ενεργού τάσης, p_i' , στην απόκριση των $AC_{(\alpha)}$ δοκιμίων, οι κανονικοποιημένες καμπύλες των Σχημάτων 5.23 και 5.24 δείχνουν να υπάρχει μια σύγκλιση των αποτελεσμάτων για να εύρος τιμών $p_i'=100 - 200$ kPa ενώ για $p_i'=300$ kPa παρατηρείται μεγαλύτερη τάση για συστολή στο δοκίμιο όπως

επιβεβαιώνεται άλλωστε και από τα Σχήματα 5.19 και 5.20. Στην περίπτωση των IC και $AC_{(45)}$ δοκιμίων των Σχημάτων 5.5 και 5.6 η επίδραση της μέσης ενεργού τάσης, p_i' , γίνεται εμφανής για τιμές $p_i' \leq 100$ kPa. Ενώ η τάση για αύξηση της διαστολικής συμπεριφοράς των δοκιμίων σε χαμηλά επίπεδα τάσεων αποτελεί χαρακτηριστική ιδιότητα των μη συνεκτικών εδαφικών υλικών, εν τούτοις στην περίπτωση των $AC_{(a)}$ δοκιμίων η απόκριση του πειράματος για $p_i' = 300$ kPa είναι αυτή η οποία διαφοροποιείται από την κοινή καμπύλη των κανονικοποιημένων αποτελεσμάτων στις χαμηλότερες ενεργές τάσεις ($p_i' = 100, 130, 200$ kPa). Η συμπεριφορά αυτή αποδίδεται στην ύπαρξη ενός αξονικού φορτίου, απόρροια της ανισότροπης στερεοποίησης των δοκιμίων, το μέγεθος του οποίου αυξάνει, αυξανομένης της μέσης ενεργού τάσης, p_i' .

Από τα Σχήματα 5.19 και 5.20 είναι εμφανές ότι η διατμητική αντοχή των δοκιμίων στα σημεία αλλαγής φάσης για κάθε επίπεδο τάσης στερεοποίησης, είναι μεγαλύτερη για τα $AC_{(a)}$ δοκίμια. Εν τούτοις, ο λόγος στρεπτικής διατμητικής τάσης στα σημεία αλλαγής φάσης ($(\tau_{\theta z}/p')$ _{PTP}) λαμβάνει μικρότερες τιμές για τα $AC_{(a)}$ δοκίμια ενώ μεγαλύτερες αλλά σχεδόν παρόμοιες τιμές ισχύουν για τα IC και $AC_{(45)}$ δοκίμια τα οποία υποβάλλονται σε στρεπτική διάτμηση υπό ισότροπες συνθήκες τάσεων (βλέπε Σχήμα 5.25).

Είναι γνωστό ότι ο δείκτης πόρων είναι ένας από τους σημαντικότερους παράγοντες που επηρεάζουν τη συμπεριφορά μιας άμμου και δοκίμια που διαθέτουν την ίδια αρχική μέση ενεργό τάση είναι δυνατόν να συμπεριφέρονται με εντελώς διαφορετικό τρόπο λόγω της διαφορετικής πυκνότητας τους.

Στα σχήματα που παρουσιάστηκαν μέχρι στιγμής εξετάστηκε η επίδραση της ανισότροπης στερεοποίησης στη μονοτονική συμπεριφορά σε στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης για δοκίμια άμμου Ottawa σχετικής πυκνότητας $D_r \sim 32\%$. Παρόλες τις διαφορές που παρατηρήθηκαν στην απόκριση μεταξύ των ισότροπων (IC) και ανισότροπων ($AC_{(a)}$) δοκιμίων η συμπεριφορά αμφότερων χαρακτηρίζεται ως σταθερή με συνεχή αύξηση της διατμητικής αντοχής αυξανομένης της διατμητικής παραμόρφωσης. Στο Σχήμα 5.26 η συμπεριφορά δοκιμίων άμμου Ottawa ισότροπα, IC, και ανισότροπα, $AC_{(a)}$, στερεοποιημένων σε ελαφρώς μικρότερες τιμές σχετικής

πυκνότητας ($D_r \sim 25\%$) διαφοροποιείται σημαντικά. Για τα IC δοκίμια με μεγαλύτερο δείκτη πόρων η τάση για συστολή αυξάνει σε σχέση με τα αντίστοιχα IC πειράματα του Σχήματος 5.19. Για το IC δοκίμιο με ενεργό τάση $p_i' = 300$ kPa η διατμητική αντοχή μειώνεται έστω και σε μικρό βαθμό πριν η εντατική κατάσταση του δοκιμίου φτάσει το σημείο αλλαγής φάσης όπως φαίνεται στις διαδρομές ενεργών τάσεων του Σχήματος 5.26 και στις καμπύλες τάσεων – παραμορφώσεων και υπερπίεσεων πόρων – παραμορφώσεων των Σχημάτων 5.27 και 5.28 αντίστοιχα. Επισημαίνεται ότι με βάση τα πειραματικά αποτελέσματα τόσο τριαξονικών δοκιμών όσο και δοκιμών απλής διάτμησης φαίνεται να ισχύει ότι σε κάθε περίπτωση, αύξηση της ενεργού τάσης οδηγεί στην εμφάνιση μιας περισσότερο συστολικής συμπεριφοράς από τα δοκίμια της άμμου (Ishihara, 1993, Vaid & Sivathayalan, 1996, Riemer & Seed, 1997). Η συμπεριφορά ωστόσο των $AC_{(\alpha)}$ δοκιμών αλλάζει δραστικά. Για $p_i' = 200, 300$ kPa τα δοκίμια «καταρρέουν» μετά την επίτευξη μιας μέγιστης διατμητικής τάσης όπως σημειώνεται από τα βέλη στο Σχήμα 5.26. Η «κατάρρευση» αυτή των δοκιμών συνοδεύεται από αυξημένες αξονικές παραμορφώσεις και το δοκίμιο αποκτά χαρακτηριστικό βαρελοειδή σχήμα. Η μορφή των δοκιμών κατά την αστοχία υπό αυτές τις συνθήκες υποδεικνύει τη σημαντική επίδραση του αξονικού φορτίου που επιβάλλεται στα δοκίμια κατά το στάδιο της ανισότροπης στερεοποίησης και το οποίο τελικώς δρα ως η κατευθυντήρια δύναμη που οδηγεί τα δοκίμια στην αστοχία κατά τη φόρτιση τους.

Τα σημεία όπου παρουσιάζεται η αστάθεια του υλικού των $AC_{(\alpha)}$ πειραμάτων ενώνονται με μια γραμμή στο διάγραμμα των διαδρομών ενεργών τάσεων του Σχήματος 5.26 και ορίζουν τη γραμμή αστάθειας του υλικού (IL) για τη συγκεκριμένη σχετική πυκνότητα (Lade, 1993) με γωνία διατμητικής αντοχής $\phi'_{IL} = 24.5^\circ$. Η τιμή της γωνίας αυτής φαίνεται να είναι ίδια και για το IC δοκίμιο με $p_i' = 300$ kPa. Η θεωρία της γραμμής αστάθειας χρησιμοποιήθηκε με επιτυχία στο παρελθόν σε προηγούμενη μελέτη της ερευνητικής ομάδας για να περιγράψει τη συμπεριφορά ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμών άμμου σε στρεπτική διάτμηση (Georgiannou & Tsomokos, 2008). Τα πειραματικά αποτελέσματα του Σχήματος 5.26 υποδεικνύουν ότι η θεωρία αυτή μπορεί με επιτυχία να χρησιμοποιηθεί και για την περίπτωση των ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμών.

Η οκταεδρική παραμόρφωση, γ_{oct} , που ενεργοποιείται στα σημεία μέγιστης διατμητικής αντοχής, t_{peak} , λαμβάνει τιμές $\gamma_{oct} \sim 0.7\%$ σε όλα τα δοκίμια (Σχήμα 5.27). Σημειώνεται ωστόσο ότι γι' αυτή την τιμή παραμόρφωσης οι αξονικές παραμορφώσεις στα IC δοκίμια λαμβάνουν πολύ μικρή τιμή ($\varepsilon_z < 0.05\%$) σε αντίθεση με τα $AC_{(a)}$ δοκίμια.

Στην περίπτωση των πολύ χαλαρών ($D_r=25\%$) ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων άμμου Ottawa με συνεχή μεταβολή της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων η γωνία α στα σημεία αστάθειας παραμένει πρακτικά σταθερή και ίση με $\alpha=12^0$ και στα δύο πειράματα ανεξάρτητα από το επίπεδο της επιβαλλόμενης ενεργού τάσης (Σχήμα 5.29). Όπως και στην περίπτωση του Σχήματος 5.12 ίδιες τιμές γωνίας α ορίζουν στο τασικό χώρο $t - p'$ ευθείες γραμμές οι οποίες διέρχονται από την αρχή των αξόνων. Μια εκ των γραμμών αυτών είναι και η γραμμή αστάθειας με $\alpha=12^0$.

5.3. ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΕ ΔΟΚΙΜΙΑ ΑΜΜΟΥ M31

5.3.1. Σύγκριση μονοτονικής συμπεριφοράς ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(45)}$) στερεοποιημένων δοκιμίων

Στο εδάφιο αυτό εξετάζεται η επίδραση της ανισότροπης στερεοποίησης στη συμπεριφορά σε μονοτονική στρεπτική διάτμηση δοκιμίων άμμου M31 υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης. Προηγούμενες μελέτες έδειξαν ότι η άμμος αυτή εκδηλώνει, τουλάχιστον μετά από ισότροπη στερεοποίηση, ψαθυρή συμπεριφορά (Tsomokos & Georgiannou, 2008). Σε αντίθεση με την άμμο Ottawa της οποίας η συμπεριφορά χαρακτηρίζεται ως σταθερή με συνεχή αύξηση της διατμητικής αντοχής αυξανόμενης της παραμόρφωσης για τιμές σχετικής πυκνότητας, $D_r=32\%$, (βλέπε Σχήματα 5.23) η άμμος M31 εκδηλώνει απότομη απομείωση της διατμητικής της αντοχής μετά την επίτευξη μιας μέγιστης τιμής υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης για ίδιες τιμές δείκτη πόρων και ίδιες συνθήκες φόρτισης.

Τα πειραματικά αποτελέσματα στην «ψαθυρή» άμμο M31 σε συνδυασμό με αυτά στη «σταθερή» άμμο Ottawa, δίνουν μια πιο γενική εικόνα της επίδρασης της ανισότροπης στερεοποίησης και για τις δύο αυτές χαρακτηριστικές συμπεριφορές.

Όπως και στην περίπτωση του Σχήματος 5.2 η επίδραση της ανισότροπης στερεοποίησης ($K_c=0.5$) στην απόκριση των $AC_{(45)}$ δοκιμίων της άμμου M31 εξετάζεται σε συνδυασμό με την απόκριση των αντίστοιχα ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων, IC, της ίδιας άμμου. Στο Σχήμα 5.30 έχουν σχεδιασθεί με συνεχή μαύρη και γκριζα γραμμή οι διαδρομές ενεργών τάσεων των IC και $AC_{(45)}$ δοκιμίων αντίστοιχα για τέσσερις διαφορετικές ενεργές τάσεις, p_i' (=100, 150, 200, 300 kPa) και για παρόμοιες τιμές δείκτη πόρων. Όλα τα δοκίμια ανεξάρτητα από τις συνθήκες στερεοποίησης στις οποίες έχουν υποβληθεί εμφανίζουν καταρχήν συστολική συμπεριφορά και η διατμητική τους αντοχή μετά την επίτευξη μιας μέγιστης τιμής μειώνεται συνεχώς. Κατόπιν και καθώς η διαδρομή ενεργών τάσεων πλησιάζει το σημείο αλλαγής φάσης η συμπεριφορά των δοκιμίων αλλάζει και από τάση για συστολή παρουσιάζουν τάση για διαστολή. Παρατηρείται ωστόσο ότι η πτώση της διατμητικής αντοχής των IC δοκιμίων είναι μεγαλύτερη σε σχέση με την πτώση των $AC_{(45)}$ δοκιμίων για κάθε επίπεδο ενεργού τάσης. Επιπρόσθετα, η γραμμή αστάθειας η οποία ενώνει τα σημεία μέγιστης διατμητικής τάσης για διαφορετικές τιμές p_i' και η οποία διέρχεται από την αρχή των αξόνων, αντιστοιχεί σε μεγαλύτερες τιμές λόγου τάσεων για τα $AC_{(45)}$ δοκίμια, $n_{peak}=t/p'=0.51$, συγκριτικά με την τιμή $n_{peak}=0.45$ των IC δοκιμίων. Ωστόσο η γωνία διατμητικής αντοχής που αντιστοιχεί στη γραμμή αστάθειας λαμβάνει κοινή τιμή για τα IC και $AC_{(45)}$ δοκίμια ίση με $\varphi'_{IL}=25^{\circ}$. Οι καμπύλες τάσεων-παραμορφώσεων και οι καμπύλες υπερπίεσεων πόρων – παραμορφώσεων δίνονται για όλα τα δοκίμια στα Σχήματα 5.31 και 5.32. Για λόγους που έχουν αναφερθεί σε προηγούμενως (βλέπε Υποκεφάλαιο 5.2.1) η άμεση σύγκριση των πειραματικών αποτελεσμάτων μεταξύ των IC και $AC_{(45)}$ δοκιμίων απαιτεί την κανονικοποίηση των καμπύλων διατμητικής τάσης και υπερπίεσης πόρων ως προς την τιμή της ενεργού τάσης, p_i' , πριν την έναρξη της στρεπτικής διάτμησης. Σημειώνεται εκ νέου ότι στο Σχήμα 5.34 οι τιμές τις υπερπίεσης πόρων που κανονικοποιήθηκαν είναι αυτές που αναπτύχθηκαν μόνο κατά το στάδιο της στρεπτικής διάτμησης των δοκιμίων ενώ οι υπερπίεσεις πόρων που σχετίζονται με τον

κλάδο αποφόρτισης των $AC_{(45)}$ δοκιμίων λήφθηκαν υπόψη μέσω της κανονικοποίησης με την ενεργό τάση, p_i' .

Οι καμπύλες των Σχημάτων 5.33 και 5.34 φαίνεται να δείχνουν ότι η κανονικοποίηση των πειραματικών αποτελεσμάτων λειτουργεί τουλάχιστον μέχρι το σημείο μέγιστης διατμητικής αντοχής εξαιρουμένων των IC και $AC_{(45)}$ πειραμάτων σε $p_i' \leq 100$ kPa. Η διαφοροποίηση της απόκρισης των δοκιμίων σε χαμηλά επίπεδα τάσεων έχει παρατηρηθεί και στα δοκίμια της άμμου Ottawa (Σχήματα 5.5 και 5.6) καθώς το γεγονός αυτό φαίνεται να αποτελεί χαρακτηριστική συμπεριφορά των μη συνεκτικών εδαφικών υλικών.

Από το Σχήμα 5.33 προκύπτει επίσης ότι η οκταεδρική παραμόρφωση, γ_{oct} , στο σημείο έναρξης ασταθούς συμπεριφοράς είναι περίπου για όλα τα δοκίμια ίση με $\gamma_{oct} \sim 0.4\%$ ανεξάρτητα από τις συνθήκες στερεοποίησης.

Στο σημείο αυτό υπενθυμίζεται ότι τα πειράματα πραγματοποιήθηκαν υπό συνθήκες ελεγχόμενης τάσης (=ελεγχόμενου στρεπτικού φορτίου) και ως εκ τούτου η απόκριση των δοκιμίων στον κλάδο ασταθούς συμπεριφοράς δεν μπόρεσε με ακρίβεια να καταγραφεί.

5.3.2. Σύγκριση μονοτονικής συμπεριφοράς ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(\alpha)}$) στερεοποιημένων δοκιμίων

Η συμπεριφορά των ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων με συνεχή μεταβολή της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων, α , κατά το στάδιο της στρεπτικής διάτμησης παρουσιάζει ιδιαίτερο ενδιαφέρον καθώς δραστικές αλλαγές έχουν σημειωθεί στην απόκριση των δοκιμίων αυτών συγκρινόμενα με την απόκριση των αντίστοιχα ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων στα οποία η γωνία α παραμένει σταθερή και ίση με $\alpha=45^0$ αμέσως μετά την έναρξη της στρεπτικής διάτμησης.

Για την άμμο M31 οι διαδρομές ενεργών τάσεων των IC και $AC_{(a)}$ δοκιμίων για διαφορετικές αρχικές ενεργές τάσεις παρουσιάζονται με συνεχή μαύρη και γκριζα γραμμή αντίστοιχα στο Σχήμα 5.35. Για να διατηρηθεί το διάγραμμα καθαρό οι διαδρομές ενεργών τάσεων των $AC_{(45)}$ δοκιμίων έχουν παραληφθεί ωστόσο αναλυτική περιγραφή γι' αυτήν τη πειραματική σειρά έχει ήδη παρουσιαστεί στο Υποκεφάλαιο 5.3.1.

Η συστολική συμπεριφορά των δοκιμίων αυξάνει, αυξανόμενης της ενεργού τάσης p_i' ωστόσο η τάση αυτή γίνεται πιο έντονη στην περίπτωση των $AC_{(a)}$ δοκιμίων και ιδιαίτερα για $p_i'=200$ & 300 kPa. Σε αυτές τις τάσεις τα δοκίμια «καταρρέουν» υπό την έννοια αυξημένων αξονικών παραμορφώσεων. Για $p_i'=100$ & 150 kPa η ασταθής συμπεριφορά των δοκιμίων τερματίζεται όταν η διαδρομή ενεργών τάσεων συναντάει το σημείο αλλαγής φάσης. Η ίδια μορφή αστοχίας σημειώθηκε και στα πολύ χαλαρά, $D_r=25\%$, $AC_{(a)}$ δοκίμια της άμμου Ottawa (Σχήμα 5.26). Εξαιτίας της ανισότροπης στερεοποίησης τα δοκίμια υποβάλλονται σε φόρτιση έχοντας μια αρχική διατμητική τάση το μέγεθος της οποίας αυξάνει με τη τάση στερεοποίησης ενώ στα ισότροπα δοκίμια η τάση αυτή είναι μηδενική. Η μορφή των διαδρομών ενεργών τάσεων του Σχήματος 5.35 υποδεικνύει ότι η ύπαρξη μιας αρχικής διατμητικής τάσης απόρροια της ανισότροπης στερεοποίησης των εδαφικών υλικών, ενισχύει την ασταθή συμπεριφορά ιδιαίτερα σε μεγαλύτερα επίπεδα τάσεων.

Η γραμμή αστάθειας των $AC_{(a)}$ δοκιμίων αντιστοιχεί σε μεγαλύτερες τιμές λόγου τάσεων $n=t/p'=0.53$ σε σχέση με την αντίστοιχη τιμή, $n=0.45$, των IC δοκιμίων. Πειραματικά αποτελέσματα τριαξονικής φόρτισης σε χαλαρά, κορεσμένα, ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Banding, έδειξαν επίσης μεγαλύτερη κλίση στη «γραμμή κατάρρευσης» των ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων σε σχέση με την αντίστοιχη κλίση των ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης (Castro, 1969). Η συμπεριφορά αυτή βρίσκεται σε συμφωνία και με τα πειραματικά αποτελέσματα των Canou et al. (1991), di Prisco et al. (1995) και Fourie & Tshabalala (2005) οι οποίοι παρατήρησαν σε τριαξονικά πειράματα υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης, μια αύξηση στην τιμή του λόγου τάσεων στο σημείο

μέγιστης διατμητικής αντοχής μειωμένης της τιμής του λόγου τάσεων ανισότροπης στερεοποίησης, K_c .

Συμπερασματικώς, και η θεωρία της «γραμμής κατάρρευσης» (Sladen et al., 1985) και η θεωρία της «γραμμής αστάθειας» (Lade, 1993) εφαρμόζονται και στην περίπτωση των ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων ενώ η θέση των γραμμών αυτών στον τασικό χώρο q - p' ή t - p' εξαρτάται από την ακολουθούμενη διαδρομή ενεργών τάσεων κατά το στάδιο της στερεοποίησης.

Στις διαδρομές ενεργών τάσεων του Σχήματος 5.35 δημιουργείται μια περιοχή «πλατώματος» στην οποία η διατμητική τάση διατηρείται σταθερή σε μια μέγιστη τιμή αυξανόμενης της παραμόρφωσης. Σημειώνεται ότι όπως και στο Σχήμα 5.26 οι τιμές λόγου τάσεων, n_{peak} , έχουν υπολογιστεί στο τέλος του πλατώματος αυτού, στο σημείο δηλαδή το οποίο σηματοδοτεί την έναρξη ασταθούς συμπεριφοράς. Ο υπολογισμός του λόγου τάσεων n_{peak} σε διαφορετικές θέσεις επί του πλατώματος αυτού (π.χ στην αρχή του πλατώματος) θα οδηγούσε σε διαφορετικές τιμές λόγου τάσεων. Υπάρχει δηλαδή μια εμφανής ευαισθησία στις τιμές που λαμβάνει ο λόγος αυτός ανάλογα με τον τρόπο υπολογισμού του. Ωστόσο σε κάθε περίπτωση, ανεξάρτητα από τον τρόπο υπολογισμού, η τιμή n_{peak} των $AC_{(\alpha)}$ και $AC_{(45)}$ δοκιμίων είναι συγκριτικά μεγαλύτερη από την αντίστοιχη των IC δοκιμίων.

Η γωνία διατμητικής αντοχής που αντιστοιχεί στη γραμμή αστάθειας λαμβάνει κοινή τιμή για τα IC και τα $AC_{(\alpha)}$ δοκίμια ίση με $\varphi'_{IL}=25^{\circ}$.

Ανεξάρτητα από την τιμή του λόγου τάσεων, n_{peak} , η ανισότροπη στερεοποίηση των δοκιμίων του Σχήματος 5.35 έχει ως αποτέλεσμα αφενός μεν την ενεργοποίηση μεγαλύτερων τιμών μέγιστων διατμητικών αντοχών για κάθε επίπεδο ενεργού τάσης αφετέρου δε, η έναρξη της ασταθούς συμπεριφοράς που έπεται της μέγιστης διατμητικής αντοχής πραγματοποιείται για μικρότερες αυξήσεις του επιβαλλόμενου διατμητικού φορτίου σε σχέση με τα αντίστοιχα IC δοκίμια γεγονός που καθιστά τα ανισότροπα στερεοποιημένα εδαφικά υλικά πιο ευαίσθητα σε μια επικείμενη φόρτιση.

Οι διαδρομές ενεργών τάσεων, οι καμπύλες τάσεων – παραμορφώσεων και οι καμπύλες υπερπιέσεων πόρων - παραμορφώσεων έχουν κανονικοποιηθεί ως προς την αρχική ενεργό τάση, p_i' , και παρουσιάζονται στα Σχήματα 5.36, 5.37 και 5.38 αντίστοιχα. Η απόκριση των $AC_{(a)}$ δοκιμίων πρακτικά ταυτίζεται μέχρι το σημείο μέγιστης διατμητικής τάσης το οποίο όπως και στην περίπτωση των $AC_{(45)}$ δοκιμίων αντιστοιχεί σε οκταεδρική παραμόρφωση της τάξεως του 0.4% ενώ τα IC δοκίμια φαίνεται να κανονικοποιούνται περίπου μέχρι το σημείο αλλαγής φάσης ωστόσο η κανονικοποίηση των αποτελεσμάτων στην περιοχή αυτή είναι λιγότερο αποτελεσματική καθώς όπως έχει ήδη προαναφερθεί η συστολική συμπεριφορά των δοκιμίων αυξάνει με την τάση στερεοποίησης όπως φαίνεται και στο Σχήμα 5.35.

Η επίδραση του μεγέθους της αξονικής τάσης στην απόκριση των δοκιμίων εξετάζεται στα Σχήματα 5.39, 5.40 και 5.41 στα οποία απεικονίζονται οι διαδρομές ενεργών τάσεων, οι καμπύλες τάσεων – παραμορφώσεων και οι καμπύλες υπερπιέσεων πόρων - παραμορφώσεων αντίστοιχα κανονικοποιημένες ως προς την αρχική αξονική τάση στο τέλος της ανισότροπης στερεοποίησης. Εξαιτίας απουσίας στρεπτικού διατμητικού φορτίου η αξονική τάση στο σημείο αυτό είναι κύρια τάση (σ_{1ci}'). Γίνεται εμφανές ότι η τιμή της μέγιστης διατμητικής αντοχής που αναπτύσσουν τα δοκίμια κατά τη φόρτιση τους εξαρτάται από το επιβαλλόμενο αρχικό αξονικό φορτίο. Ως εκ τούτου όταν η τιμή της μέγιστης διατμητικής αντοχής κανονικοποιηθεί ως προς το φορτίο αυτό, λαμβάνεται μια κοινή τιμή περίπου για όλα τα δοκίμια ανεξάρτητα από την τάση στερεοποίησης και ανεξάρτητα από τις συνθήκες στερεοποίησης.

Οι κανονικοποιημένες καμπύλες τάσεων – παραμορφώσεων του Σχήματος 5.39 δείχνουν την αύξηση της συστολικότητας των δοκιμίων σε υψηλά επίπεδα τάσεων. Η συμπεριφορά αυτή ενισχύεται στην περίπτωση των $AC_{(a)}$ δοκιμίων για $p_i'=200, 300$ kPa. Συνεπώς, οι χαλαρές ανισότροπα στερεοποιημένες εδαφικές αποθέσεις οι οποίες αποτελούν είτε υλικό θεμελίωσης τεχνικών έργων είτε υλικό φυσικών πρανών, είναι πιο επιρρεπής στην εκδήλωση ασταθούς συμπεριφοράς και η αντιμετώπιση των αποθέσεων αυτών ως ισότροπα στερεοποιημένων λειτουργεί σύμφωνα με τα πειραματικά αποτελέσματα της παρούσας διατριβής κατά της ασφαλείας.

Τελικώς, καθώς η άμμος M31 εκδηλώνει ψαθυρή συμπεριφορά και υποβλήθηκε σε διάτμηση υπό συνθήκες ελεγχόμενου στρεπτικού φορτίου, η απόκριση των δοκιμίων μετά την επίτευξη μιας μέγιστης τιμής, όπως έχει ήδη αναφερθεί, δεν έχει καταγραφεί με ακρίβεια, ωστόσο όλες οι δοκιμές φαίνεται να ακολουθούν την ίδια περιβάλλουσα αστοχίας ($\varphi' = 38^\circ$).

5.3.3. Συγκεντρωτικά διαγράμματα συμπεριφοράς ισότροπα, IC και ανισότροπα ($AC_{(45)}$ & $AC_{(a)}$) στερεοποιημένων δοκιμίων

Τα όσα έχουν ήδη αναφερθεί παρουσιάζονται συγκεντρωτικά στα Σχήματα 5.42 και 5.43. Στο Σχήμα 5.42 οι κανονικοποιημένες τιμές t_{peak}/p_i' των IC, $AC_{(45)}$ και $AC_{(a)}$ δοκιμίων της άμμου M31 απεικονίζονται συναρτήσει της μέσης ενεργού τάσης, p_i' , στην αρχή της διάτμησης. Με μια μικρή απόκλιση στα χαμηλά επίπεδα τάσεων ($p_i' \leq 100$ kPa) η τιμή του λόγου t_{peak}/p_i' παραμένει σταθερή για όλες τις τάσεις στερεοποίησης ενώ η τιμή του λόγου αυτού αυξάνει στην περίπτωση των ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων γεγονός που αντανακλάται και στις χαμηλές υπερπιέσεις πόρων, $\Delta u_{peak}/p_i'$, των $AC_{(45)}$ και $AC_{(a)}$ δοκιμίων στο Σχήμα 5.43. Μεταξύ των δύο σειρών ανισότροπα στερεοποιημένων πειραμάτων ($AC_{(45)}$ και $AC_{(a)}$) μεγαλύτερες τιμές λόγου t_{peak}/p_i' και μικρότερες τιμές λόγου $\Delta u_{peak}/p_i'$ παρουσιάζουν τα $AC_{(a)}$ δοκίμια στα οποία η αποκλίνουσα τάση στο τέλος της στερεοποίησης δε μηδενίζεται. Όταν τα σημεία μέγιστης διατμητικής τάσης των $AC_{(a)}$ δοκιμίων κανονικοποιηθούν ως προς το αρχικό αξονικό φορτίο, σ_{1ci}' , ταυτίζονται με αυτά των IC δοκιμίων σύμφωνα άλλωστε και με τα Σχήματα 5.38 και 5.39. Το γεγονός αυτό αναδεικνύει το σημαντικό ρόλο που διαδραματίζει το αξονικό φορτίο το οποίο επιβάλλεται κατά το στάδιο της στερεοποίησης στη μεταγενέστερη απόκριση των δοκιμίων σε στρεπτική διάτμηση. Σημειώνεται ότι για τα IC και $AC_{(45)}$ δοκίμια η αρχική μέση ενεργός τάση, p_i' , είναι ίση με το αρχικό αξονικό φορτίο, $p_i' = \sigma_{1ci}'$, και ως εκ τούτου οι κανονικοποιημένες τιμές t_{peak}/σ_{1ci}' των $AC_{(a)}$ δοκιμίων είναι άμεσα συγκρίσιμες με τις τιμές t_{peak}/p_i' των $AC_{(45)}$ και IC δοκιμίων.

Στο Σχήμα 5.44 ο λόγος τάσεων $n=t/p'$ στα σημεία μέγιστης διατμητικής τάσης απεικονίζεται για κάθε σειρά πειραμάτων. Ο λόγος n_{peak} λαμβάνει τις μικρότερες τιμές στα IC δοκίμια και αυξάνει για τα ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια. Η γραμμή αστάθειας όλων των πειραμάτων παρουσιάζεται σε άξονες Mohr – Coulomb στο Σχήμα 5.45. Η θέση της γραμμής αυτής είναι μοναδική για όλα τα πειράματα και για όλες τις τάσεις στερεοποίησης και αντιστοιχεί σε γωνία διατμητικής αντοχής $\phi'_{IL}=25^{\circ}$. Στο σημείο αυτό υπενθυμίζεται ότι και στην περίπτωση των δοκιμίων της άμμου Ottawa η θέση της γραμμής αστοχίας και η θέση της γραμμής αλλαγής φάσης είναι μοναδικές στον τασικό χώρο $t - s'$ ανεξάρτητα από τις συνθήκες στερεοποίησης (ισότροπες ή ανισότροπες).

Αφ' ετέρου, ο λόγος στρεπτικής διατμητικής τάσης $\tau_{\theta z}/p'$ στο σημείο μέγιστης διατμητικής αντοχής λαμβάνει μικρότερες τιμές για τα $AC_{(a)}$ δοκίμια ενώ μεγαλύτερες αλλά σχεδόν παρόμοιες τιμές ισχύουν για τα IC και $AC_{(45)}$ δοκίμια τα οποία υποβάλλονται σε στρεπτική διάτμηση υπό ισότροπες συνθήκες τάσεων (Σχήμα 5.46). Οι υψηλότερες τιμές λόγου $\tau_{\theta z}/p'$ σε αυτές τις σειρές πειραμάτων υποδεκνύουν μεγαλύτερη δυνατότητα μεταβολής στρεπτικού φορτίου μέχρι την επίτευξη της επιτρεπόμενης μέγιστης τιμής. Παρόμοια παρατήρηση έχει πραγματοποιηθεί και για τα δοκίμια άμμου Ottawa για όσον αφορά το λόγο $\tau_{\theta z}/p'$ στο σημείο αλλαγής φάσης (Σχήμα 5.25).

Συγκεντρωτικά τα Σχήματα 5.44 και 5.46 δείχνουν ότι ενώ ο λόγος τάσεων t/p' στο σημείο μέγιστης διατμητικής αντοχής και στο σημείο αλλαγής φάσης λαμβάνει μεγαλύτερες τιμές για τα ανισότροπα, $AC_{(a)}$, συγκριτικά με τα ισότροπα, IC, στερεοποιημένα δοκίμια και ενώ η κλίση της γραμμής αστάθειας και η κλίση της γραμμής αλλαγής φάσης δεν εξαρτάται από τις συνθήκες στερεοποίησης, εν τούτοις η απόκριση των ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων, $AC_{(a)}$ σε στρεπτική διάτμηση είναι πιο αδύναμη σε σχέση με την απόκριση των αντίστοιχα, IC, δοκιμίων όταν η σύγκριση της συμπεριφοράς γίνει σε όρους λόγου $\tau_{\theta z}/p'$.

Ομοίως, όταν ληφθεί υπόψη η αξονική τάση στο τέλος της ανισότροπης στερεοποίησης ο λόγος t/σ_{1ci}' είναι σημαντικά μικρότερος από το λόγο t/p_i' (Σχήμα 5.42). Οι Kramer &

Seed (1988) και ο Castro (1994) επίσης παρατήρησαν ότι καθώς η αρχική διατμητική τάση στο τέλος της ανισότροπης στερεοποίησης αυξάνει τότε το περιθώριο αύξησης της διατμητικής τάσης από το σημείο αυτό και έπειτα που απαιτείται για την έναρξη ασταθούς συμπεριφοράς μειώνεται σημαντικά. Το γεγονός αυτό είναι υψίστης σημασίας στην περίπτωση γεωτεχνικών έργων τα οποία φέρουν υψηλές τιμές αρχικής διατμητικής τάσης όπως φυσικά πρανή υπό μεγάλη κλίση, αναχώματα ή υποκείμενες εδαφικές στρώσεις θεμελίωσης κατασκευών.

Στην περίπτωση των ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων άμμου M31 με συνεχή μεταβολή της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων η γωνία α στα σημεία αστάθειας παραμένει πρακτικά σταθερή και ίση με $\alpha=13^0$ ανεξάρτητα από το επίπεδο της επιβαλλόμενης ενεργού τάσης. Όπως και στην περίπτωση του Σχημάτων 5.12 και 5.29 ίδιες τιμές γωνίας α ορίζουν στο τασικό χώρο $t - p'$ ευθείες γραμμές οι οποίες διέρχονται από την αρχή των αξόνων. Μια εκ των γραμμών αυτών είναι και η γραμμή αστάθειας με $\alpha=13^0$ (Σχήμα 5.47).

Η γωνία α στα σημεία μέγιστης διατμητικής αντοχής των δοκιμίων της άμμου Ottawa (Σχήμα 5.29) και των δοκιμίων της άμμου M31 (Σχήμα 5.47) λαμβάνει παρόμοια τιμή ($\alpha_{peak, Ottawa}=12^0$, $\alpha_{peak, M31}=13^0$) όπως επίσης παρόμοια τιμή λαμβάνει και η γωνία διατμητικής αντοχής που αντιστοιχεί στη γραμμή αστάθειας, $\varphi'_{IL, Ottawa}=24.5^0$ και $\varphi'_{IL, M31}=25^0$.

5.4. ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΕ ΔΟΚΙΜΙΑ ΑΜΜΟΥ LONGSTONE

5.4.1. Ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια $AC_{(\alpha)}$ με συνεχή μεταβολή της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων

Μέχρι στιγμής η επίδραση της ανισότροπης στερεοποίησης στη μονοτονική συμπεριφορά υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης έχει εξεταστεί για δύο εδαφικά υλικά (άμμος Ottawa και άμμος M31) με διαφορετικές συμπεριφορές σε στρεπτική διάτμηση (σταθερή έναντι ψαθυρής συμπεριφοράς). Προηγούμενες εργασίες έδειξαν ότι

το σχήμα των κόκκων είναι ένας σημαντικός παράγοντας που επηρεάζει την απόκριση μιας άμμου (Georgiannou, 2006, Georgiannou et al., 2008). Σε επίπεδο ανάλυσης σχήματος κόκκων τόσο η άμμος Ottawa όσο και η άμμος M31 διαθέτουν κόκκους σφαιρικού σχήματος (βλέπε Σχήματα 4.9 και 4.11). Θέλοντας να δημιουργηθεί ένα γενικότερο πλαίσιο συμπεριφοράς των ανισότροπα στερεοποιημένων εδαφικών υλικών κρίθηκε σκόπιμο να εξεταστεί κατά πόσο η συμπεριφορά αυτή διαφοροποιείται στην περίπτωση δοκιμίων άμμου για παράδειγμα με γωνιώδη σχήμα κόκκων αντί σφαιρικού.

Για το σκοπό αυτό πραγματοποιήθηκε μια καινούργια σειρά ανισότροπα στερεοποιημένων πειραμάτων σε δοκίμια άμμου Longstone. Στα πειράματα αυτά τα ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια υποβλήθηκαν σε στρεπτική διάτμηση αμέσως μετά το στάδιο της ανισότροπης στερεοποίησης τους χωρίς να μηδενιστεί η αρχική διατμητική τάση και ως εκ τούτου η γωνία α μεταβάλλεται συνεχώς κατά τη φόρτιση τους. Η αποφόρτιση των ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων σε ισότροπες συνθήκες τάσεων οδηγεί σε απόκριση σχεδόν παρόμοια με τον αντίστοιχα ισότροπων δοκιμίων (Σχήμα 5.5). Συνεπώς η επίδραση της ανισότροπης στερεοποίησης εξετάζεται μόνο στην περίπτωση των $AC_{(a)}$ δοκιμίων των οποίων, μεταξύ άλλων, η συνεχής μεταβολή της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων προσομοιώνει σε μεγάλο βαθμό τις συνθήκες φόρτισης που απαντώνται σε αρκετά γεωτεχνικά έργα.

Οι διαδρομές ενεργών τάσεων των $AC_{(a)}$ δοκιμίων έχουν σχεδιασθεί με συνεχή γραμμή για τέσσερις διαφορετικές τάσεις, p_i' (=100, 200, 250, 300 kPa) και για παρόμοιο δείκτη πόρων στο Σχήμα 5.48 ενώ στο Σχήμα 5.49 παρουσιάζεται με διακεκομμένη γραμμή για τα ίδια πειράματα η εξέλιξη της στρεπτικής διατμητικής τάσης, $\tau_{\theta z}$. Οι καμπύλες τάσεων – παραμορφώσεων και οι καμπύλες υπερπίεσης πόρων – παραμορφώσεων δίνονται στα Σχήματα 5.50 και 5.51 αντίστοιχα. Εξαιτίας κάποιου προβλήματος στο όργανο μέτρησης της γωνίας διατμητικής παραμόρφωσης στα σχήματα αυτά απουσιάζουν οι καμπύλες των πειραμάτων για $p_i'=250$ & 300 kPa.

Η ανάλυση των αποτελεσμάτων του παρόντος υποκεφαλαίου γίνεται με την ίδια λογική που ακολουθήθηκε στο Υποκεφάλαιο 5.2.2. Συνεπώς για λόγους συντομίας τα σημαντικότερα συμπεράσματα συνοψίζονται ως:

1. Τα δοκίμια της άμμου Longstone παρουσιάζουν όπως και τα δοκίμια της άμμου Ottawa σταθερή συμπεριφορά με συνεχή αύξηση της διατμητικής αντοχής αυξανόμενης της παραμόρφωσης. Η γωνία διατμητικής αντοχής που αντιστοιχεί στη γραμμή αλλαγής φάσης και στη γραμμή αστοχίας λαμβάνει για τα $AC_{(\alpha)}$ δοκίμια τιμές $\varphi'_{PTL}=36^0$ και $\varphi'=42^0$ αντίστοιχα (Σχήμα 5.48).
2. Ίδιες τιμές γωνίας α ορίζουν στο τασικό χώρο $t-p'$ ευθείες γραμμές οι οποίες διέρχονται από την αρχή των αξόνων, Μια εκ των γραμμών αυτών είναι και η γραμμή αλλαγής φάσης με $\alpha=25^0$ (Σχήματα 5.52 & 5.53).
3. Οι μεγαλύτερες μεταβολές της γωνίας α σημειώνονται στην αρχή της διάτμησης και για μικρές μεταβολές διατμητικής τάσης (Σχήμα 5.54) και υπερπίεσης πόρων (Σχήμα 5.55). Οι κανονικοποιημένες τιμές t/p_i' , $\Delta u/p_i'$, t/p' και $\Delta u/p'$ συναρτήσει της γωνίας περιστροφής των κυρίων τάσεων, α , συγκλίνουν για κάθε μια περίπτωση και για διαφορετικές τάσεις στερεοποίησης, σε μια κοινή καμπύλη (Σχήματα 5.56, 5.57, 5.58 και 5.59).

5.4.2. Σύγκριση μονοτονικής συμπεριφοράς ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(\alpha)}$) στερεοποιημένων δοκιμίων

Για σκοπούς σύγκρισης οι διαδρομές τάσεων των IC και των $AC_{(\alpha)}$ δοκιμίων απεικονίζονται με συνεχή μαύρη και γκριζα γραμμή αντίστοιχα στο Σχήμα 5.60 σε άξονες $t - p'$ και στο Σχήμα 5.61 σε άξονες $t - s'$ για δύο επίπεδα ενεργών τάσεων ($p_i'=100, 200$ kPa) και παρόμοιο δείκτη πόρων. Οι καμπύλες τάσεων – παραμορφώσεων και οι καμπύλες υπερπίεσης πόρων – παραμορφώσεων δίνονται στα Σχήματα 5.62 και 5.63 αντίστοιχα. Τα σημαντικότερα συμπεράσματα συνοψίζονται ως:

1. Οι συνθήκες στερεοποίησης των δοκιμίων (ισότροπες ή ανισότροπες) δεν επηρεάζουν τη γωνία διατμητικής αντοχής που αντιστοιχεί στη γραμμή αλλαγής φάσης και στη γραμμή αστοχίας (Σχήμα 5.61).
2. Ο λόγος τάσεων, $n=t/p'$, κατά την αστοχία λαμβάνει μεγαλύτερες τιμές στην περίπτωση των $AC_{(\alpha)}$ δοκιμίων ($n=0.71$) συγκριτικά με την περίπτωση των IC και δοκιμίων ($n=0.67$) (Σχήμα 5.60). Οι αντίστοιχες τιμές λόγου τάσεων, n , στο σημείο αλλαγής φάσης είναι $n=0.63$ και $n=0.58$.
3. Τα $AC_{(\alpha)}$ στερεοποιημένα δοκίμια εμφανίζουν μεγαλύτερες τιμές διατμητικής αντοχής, t , και μικρότερες τιμές υπερπίεσης πόρων, Δu , συγκριτικά με τις αντίστοιχες τιμές των IC δοκιμίων (Σχήματα 5.62 και 5.63). Η συμπεριφορά αυτή, όπως και στην περίπτωση των δοκιμίων της άμμου Ottawa, ενδεχομένως να αποδίδεται στις μικρότερες τιμές γωνίας α που αναπτύσσονται κατά τη φόρτιση των $AC_{(\alpha)}$ δοκιμίων (μεταβολή γωνίας από 0° έως 30°) σε αντίθεση με τιμή γωνίας $\alpha=45^{\circ}$ κατά τη φόρτιση των δοκιμίων υπό ισότροπες συνθήκες τάσεων.

5.5. ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΑΝΙΣΟΤΡΟΠΗΣ ΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΣΗ

5.5.1. Εισαγωγή

Τα όσα παρουσιάζονται ακολούθως αποτελούν προέκταση των όσων έχουν αναφερθεί σε προηγούμενα υποκεφάλαια σχετικά την απόκριση των ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων και αποσκοπούν στην εξαγωγή γενικότερων συμπερασμάτων. Μέχρι στιγμής η σύγκριση της εδαφικής συμπεριφοράς έγινε μετά από συνθήκες ισότροπης ($K_c=1$) και ανισότροπης στερεοποίησης ($K_c=0.5$). Με σκοπό να εξεταστεί κατά πόσο τα συμπεράσματα που προέκυψαν παρουσιάζουν ένα επαναληπτικό χαρακτήρα πραγματοποιήθηκαν καινούργιες σειρές πειραμάτων σε δοκίμια τα οποία υποβλήθηκαν σε στερεοποίηση με διαφορετικές τιμές λόγου τάσεων, K_c .

5.5.2. Ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια, $AC_{(a)}$, άμμου M31

Στο Σχήμα 5.64 έχουν σχεδιασθεί με ξεχωριστά χρώματα οι διαδρομές ενεργών τάσεων δοκιμίων άμμου Ottawa τα οποία στερεοποιήθηκαν σε διαφορετικές τιμές συντελεστή K_c ($=1, 0.7, 0.5$) και για δύο τιμές ενεργού τάσης ($p_i'=200, 300$ kPa). Τα δοκίμια ακολούθησαν την ιστορία φόρτισης που απεικονίζεται στο Σχήμα 4.14. Το αρχικό σημείο στη διαδρομή ενεργών τάσεων των δοκιμίων του Σχήματος 5.64 κείται για κάθε δοκίμιο πάνω σε ευθείες γραμμές οι οποίες διέρχονται από την αρχή των αξόνων η κλίση των οποίων εξαρτάται από την τιμή του συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης K_c . Όλα τα δοκίμια υποβλήθηκαν σε στρεπτική διάτμηση αμέσως μετά το τέλος της στερεοποίησης τους με την γωνία α να μεταβάλλεται συνεχώς στην περίπτωση των $K_c=0.7$ και 0.5 δοκιμίων. Οι καμπύλες τάσεων – παραμορφώσεων και οι καμπύλες υπερπίεσεων πόρων – παραμορφώσεων δίνονται στα Σχήματα 5.65 και 5.66 αντίστοιχα.

Τα $K_c=0.7$ δοκίμια (καμπύλες μωβ χρώματος) όπως και τα $K_c=0.5$ δοκίμια (καμπύλες γκρίζου χρώματος), «καταρρέουν» υπό την έννοια αυξημένων αξονικών παραμορφώσεων και τα δοκίμια των πειραμάτων αυτών αποκτούν χαρακτηριστικό βαρελοειδή σχήμα. Η διατμητική αντοχή των δοκιμίων για κάθε ενεργό τάση αυξάνει όσο ο συντελεστής στερεοποίησης, K_c , μειώνεται (Σχήμα 5.65). Η τιμή της οκταεδρικής παραμόρφωσης που αντιστοιχεί στη θέση αυτή είναι της τάξεως του 0.45% για όλα τα δοκίμια. Φαίνεται δηλαδή ότι η ασταθής συμπεριφορά των δοκιμίων ενεργοποιείται για σχετικά μικρές τιμές παραμόρφωσης οι οποίες δεν επηρεάζονται από την τιμή του συντελεστή K_c . Τα σημεία μέγιστης διατμητικής αντοχής ορίζουν στο Σχήμα 5.64 γραμμές αστάθειας με διαφορετική κλίση για κάθε σειρά πειραμάτων.

Ένα από τα βασικότερα συμπεράσματα που έχει εξαχθεί από προηγούμενη ανάλυση των πειραματικών αποτελεσμάτων θέλει τη μέγιστη διατμητική αντοχή που αναπτύσσει ένα δοκίμιο να εξαρτάται από την τιμή του αρχικού επιβαλλόμενου αξονικού φορτίου, σ_{1ci}' . Συνεπώς κανονικοποίηση της μέγιστης διατμητικής αντοχής ως προς το φορτίο αυτό, t'/σ_{1ci}' , δίνει μια κοινή τιμή για όλα τα δοκίμια ανεξάρτητα από την τάση στερεοποίησης και τις συνθήκες στερεοποίησης. Το θέμα αυτό επανεξετάζεται στα Σχήματα 5.67 και

5.68 στο οποίο πέρα από τα IC ($K_c=1$) και $AC_{(\alpha)}$ ($K_c=0.5$) δοκίμια, τα οποία έχουν ήδη εξεταστεί, συμπεριλαμβάνεται και η απόκριση των $AC_{(\alpha)}$ δοκιμίων με διαφορετικό συντελεστή στερεοποίησης, $K_c=0.7$. Με μια μικρή απόκλιση φαίνεται ότι η προηγούμενη λογική εφαρμόζεται και για τα $K_c=0.7$ δοκίμια. Αυτό γίνεται ακόμη πιο ξεκάθαρο στο Σχήμα 5.69 όπου παρουσιάζονται συγκεντρωτικά οι τιμές του λόγου μέγιστης διατμητικής τάσης ως προς την αρχική αξονική τάση, $t_{(peak)}/\sigma_{1ci}$, συναρτήσει της μέσης ενεργού τάσης για δοκίμια με διαφορετικές τιμές συντελεστή στερεοποίησης, K_c ($=1, 0.7, 0.5$). Εκτιμάται ότι μια κοινή τιμή, $t_{(peak)}/\sigma_{1ci}$ της τάξεως του 0.27 ικανοποιεί όλα τα πειραματικά δεδομένα. Αντίστοιχα οι κανονικοποιημένες τιμές υπερπίεσης πόρων, $\Delta u_{(peak)}/\sigma_{1ci}$, δίνονται στο Σχήμα 5.70. Παρόλο που η κανονικοποιημένη διατμητική αντοχή λαμβάνει κοινή τιμή, οι κανονικοποιημένες υπερπίεσεις πόρων που αναπτύσσονται στο στάδιο αυτό αυξάνονται, αυξανόμενου του συντελεστή στερεοποίησης, K_c . Σημειώνεται ότι για να δοθεί μια πλήρης εικόνα για τα IC και $AC_{(\alpha)}$ - $K_c=0.5$ πειράματα εκτός από τις τιμές για $p_i'=200, 300$ kPa στα Σχήματα 5.69 και 5.70 περιλαμβάνονται και οι τιμές για $p_i'=100, 150$ kPa.

Εναλλακτικά, στα Σχήματα 5.71 και 5.72 οι κανονικοποιημένες τιμές $t_{(peak)}/\sigma_{1ci}$ και $\Delta u_{(peak)}/\sigma_{1ci}$, παρουσιάζονται αντίστοιχα συναρτήσει του συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης, K_c , αντί της μέσης ενεργού τάσης, p_i' .

Έχει παρατηρηθεί ότι η τιμή του λόγου τάσεων, $n=t/p'$, στο σημείο μέγιστης διατμητικής αντοχής αυξάνει μειωμένης της τιμής του λόγου τάσεων στερεοποίησης, K_c . Τα πειραματικά δεδομένα των Σχημάτων 5.64 και 5.73 επαληθεύουν το συμπέρασμα αυτό καθώς ο λόγος τάσεων n_{peak} λαμβάνει τιμές 0.45, 0.48 και 0.53 για $K_c=1, 0.7$ και 0.5 αντίστοιχα. Ωστόσο η γωνία διατμητικής αντοχής που αντιστοιχεί στη γραμμή αστάθειας λαμβάνει κοινή τιμή για όλα τα πειράματα ίση με $\varphi'_{IL}=25^0$ (Σχήμα 5.74). Έχει επίσης παρατηρηθεί ότι για μεγαλύτερες τιμές λόγου τάσεων στερεοποίησης, K_c , ο λόγος στρεπτικής διατμητικής τάσης, $\tau_{\theta z}/p'$, στο σημείο μέγιστης διατμητικής αντοχής λαμβάνει μικρότερες τιμές. Απόρροια αυτού είναι ότι τα πειραματικά σημεία των $K_c=0.7$ δοκιμίων ανήκουν στην περιοχή μεταξύ των $K_c=0.5$ και $K_c=1$ (IC) δοκιμίων (Σχήμα 5.75).

Όπως έχει ήδη αναφερθεί η φόρτιση των ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων του παρόντος υποκεφαλαίου περιλαμβάνει συνεχή μεταβολή της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων. Όπως και στην περίπτωση των Σχημάτων 5.12, 5.29 και 5.47 ίδιες τιμές γωνίας α ορίζουν στον τασικό χώρο t - p ευθείες γραμμές οι οποίες διέρχονται από την αρχή των αξόνων. Για τα $K_c=0.7$ δοκίμια (βλέπε Σχήμα 5.76) η τιμή της γωνίας α στη γραμμή αστάθειας είναι ίση με 26° . Η τιμή αυτή είναι μεγαλύτερη συγκρινόμενη με την αντίστοιχη τιμή των $K_c=0.5$ δοκιμίων ($\alpha=13^\circ$). Ως εκ τούτου προκύπτει ότι ενδεχομένως να υπάρχει μια συσχέτιση μεταξύ του συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης, K_c , και της γωνίας α στα σημεία έναρξης ασταθούς συμπεριφοράς. Το ζήτημα αυτό θα διερευνηθεί αναλυτικότερα στο Υποκεφάλαιο 5.5.5 που ακολουθεί.

Είναι ευρέως γνωστό στη διεθνή βιβλιογραφία ότι η διατμητική αντοχή των μη συνεκτικών εδαφικών υλικών μειώνεται αυξανόμενης της γωνίας α . Έχοντας αυτό υπόψη, η μέγιστη διατμητική τάση και η αντίστοιχη υπερπίεση πόρων που αναπτύσσονται τα δοκίμια απεικονίζεται συναρτήσει του συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης, K_c , στα Σχήματα 5.77 και 5.78. Στα εν λόγω σχήματα η τιμή της γωνίας α που ενεργοποιείται στα σημεία μέγιστης διατμητικής τάσης σημειώνεται μέσα σε παρενθέσεις δίπλα από το κάθε πείραμα. Φαίνεται ότι για κάθε επίπεδο ενεργού τάσης, p_i' , η διατμητική αντοχή των δοκιμίων μειώνεται (και αντίστοιχα οι υπερπίεσεις πόρων αυξάνουν) αυξανόμενης της γωνίας α και αυξανόμενου του συντελεστή K_c .

Υπενθυμίζεται ότι τα δοκίμια που παρουσιάζονται δεν υποβλήθηκαν σε διάτμηση χρησιμοποιώντας διαφορετικές τιμές της γωνίας α . Οι τιμές της γωνίας α που σημειώνονται στα Σχήματα 5.77 και 5.78 είναι αυτές που το δοκίμιο αναπτύσσει από μόνο του στα σημεία έναρξης ασταθούς συμπεριφοράς και οι οποίες τιμές της γωνίας α υπακούουν ωστόσο στη γενική λογική που θέλει τη διατμητική αντοχή να μειώνεται αυξανόμενης της γωνίας α .

5.5.3. Ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια, AC₍₄₅₎, άμμου Ottawa

Στο Σχήμα 5.79 έχουν σχεδιασθεί με ξεχωριστά χρώματα οι διαδρομές ενεργών τάσεων τεσσάρων δοκιμίων άμμου Ottawa τα οποία στερεοποιήθηκαν σε διαφορετικές τιμές συντελεστή K_c (=1, 0.8, 0.6, 0.5) και για $p_i'=200$ kPa. Τα δοκίμια ακολούθησαν την ιστορία φόρτισης που απεικονίζεται στο Σχήμα 4.14. Το αρχικό σημείο στη διαδρομή ενεργών τάσεων των δοκιμίων του Σχήματος 5.79 κείται για κάθε δοκίμιο πάνω σε ευθείες γραμμές οι οποίες διέρχονται από την αρχή των αξόνων η κλίση των οποίων εξαρτάται από την τιμή του συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης K_c . Πριν την έναρξη της φόρτισης τα δοκίμια ακολουθούν υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης ένα κλάδο αποφόρτισης που οδηγεί σε ισότροπες συνθήκες τάσεων και ως εκ τούτου η τιμή της γωνίας α κατά τη στρεπτική διάτμηση είναι σε όλα τα δοκίμια ίση με 45° (περισσότερες λεπτομέρειες για την κατηγορία αυτή πειραμάτων δίνονται στο Υποκεφάλαιο 5.2.1). Οι καμπύλες τάσεων – παραμορφώσεων και οι καμπύλες υπερπίεσεων πόρων – παραμορφώσεων δίνονται στα Σχήματα 5.80 και 5.81 αντίστοιχα. Η απομείωση της αρχικής ενεργού τάσης στο τέλος της ανισότροπης στερεοποίησης, p_c' , ως αποτέλεσμα των αναπτυσσόμενων υπερπίεσεων πόρων του κλάδου αποφόρτισης, συνυπολογίζεται μέσω της κανονικοποίησης με την ενεργό τάση πριν την έναρξη της φόρτισης, p_i' (Σχήματα 5.82 και 5.83). Τα βασικότερα συμπεράσματα που προκύπτουν από την εποπτεία των σχημάτων αυτών συνοψίζονται ως ακολούθως:

1. Η γωνία διατμητικής αντοχής που αντιστοιχεί στη γραμμή αλλαγής φάσης (η οποία ορίζεται με βάση τα σημεία αλλαγής από συστολική σε διαστολική συμπεριφορά τα οποία σημειώνονται με βέλη στο Σχήμα 5.81) και η γωνία διατμητικής αντοχής που αντιστοιχεί στη περιβάλλουσα αστοχίας δεν επηρεάζεται από την τιμή του συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης, K_c .
2. Η όποια επίδραση της ανισότροπης στερεοποίησης εξαλείφεται κατά την αποφόρτιση σε ισότροπες συνθήκες τάσεων και η συμπεριφορά των δοκιμίων κατά τη στρεπτική διάτμηση ελέγχεται μόνο από την τιμή των ενεργών τάσεων, ανεξάρτητα από την τιμή του συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης, K_c , τουλάχιστο για την υπό εξέταση άμμο με σφαιρικό σχήμα κόκκων.

Στο Σχήμα 5.84 παρουσιάζονται οι κανονικοποιημένες διαδρομές τάσεων των δοκιμίων του Σχήματος 5.79. Είναι φανερό ότι η απόκριση των δοκιμίων πρακτικά ταυτίζεται. Το Σχήμα 5.25 το οποίο έχει περιγραφεί σε προηγούμενο υποκεφάλαιο παρουσιάζεται εκ νέου στο Σχήμα 5.85 μαζί με τα σημεία που αντιστοιχούν στα καινούργια πειράματα ($AC_{(45)}-K_c=0.6$, $AC_{(45)}-K_c=0.8$). Ο λόγος $\tau_{\theta z}/p'$ στο σημείο αλλαγής φάσης είναι μικρότερος μόνο στην περίπτωση των $AC_{(\alpha)}$ δοκιμίων ενώ παρόμοιες τιμές λαμβάνονται για τα IC και $AC_{(45)}$ δοκίμια, ανεξάρτητα από την τιμή του συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης.

5.5.4. Ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια, $AC_{(\alpha)}$, άμμου Ottawa

Στο Σχήμα 5.86 έχουν σχεδιασθεί οι διαδρομές ενεργών τάσεων δοκιμίων άμμου Ottawa τα οποία υποβλήθηκαν σε στρεπτική διάτμηση με συνεχή μεταβολή της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων, α , αφού πρώτα στερεοποιήθηκαν ανισότροπα με τιμή συντελεστή $K_c=0.7$. Όπως και στην περίπτωση των Σχημάτων 5.12, 5.29, 5.47 και 5.76 ίδιες τιμές γωνίας α ορίζουν στον τασικό χώρο $t-p'$ ευθείες γραμμές οι οποίες διέρχονται από την αρχή των αξόνων. Για τα $K_c=0.7$ δοκίμια η τιμή της γωνίας α στη γραμμή αστάθειας είναι ίση με 30^0 . Η τιμή αυτή είναι μεγαλύτερη συγκρινόμενη με την αντίστοιχη τιμή των $K_c=0.5$ δοκιμίων ($\alpha=12^0$ – βλέπε Σχήμα 5.29).

Η λογική που αναπτύχθηκε στα Σχήματα 5.77 και 5.78 για δοκίμια της άμμου M31 εφαρμόζεται και στα αντίστοιχα Σχήματα 5.87 και 5.88 για δοκίμια της άμμου Ottawa. Το ίδιο ισχύει και για τα Σχήματα 5.89 και 5.90 (βλέπε αντίστοιχα Σχήματα 5.71 και 5.72 στην άμμο M31).

5.5.5. Γωνία α , συντελεστής ανισότροπης στερεοποίησης και αστράγγιστη διατμητική αντοχή

Όπως αναφέρθηκε στην αρχή του κεφαλαίου η ανισότροπη στερεοποίηση σε συνδυασμό με συνεχή μεταβολή της γωνίας α οδηγεί σε διαδρομές τάσεων που σχετίζονται με

ποικίλες συνθήκες φόρτισης στο ύπαιθρο και γι' αυτό η κατηγορία αυτή των πειραμάτων χρίζει ιδιαίτερης σημασίας.

Ένα από τα πιο σημαντικά και επαναλαμβανόμενα μοτίβα συμπεριφοράς που έχουν επιδείξει τα πειράματα αυτά είναι η δημιουργία στον τασικό χώρο t - p' ευθειών οι οποίες διέρχονται από την αρχή των αξόνων. Η κάθε ευθεία γραμμή ορίζεται από σημεία σταθερής τιμής γωνίας α των διαδρομών ενεργών τάσεων από δοκιμές σε διαφορετικές τάσεις στερεοποίησης. Αξιοσημείωτο είναι επίσης ότι στα σημεία αλλαγής φάσης και στα σημεία ασταθούς συμπεριφοράς η τιμή της γωνίας α παραμένει σταθερή για κάθε επίπεδο ενεργού τάσης και ως εκ τούτου η γραμμή αλλαγής φάσης και η γραμμή αστάθειας για κάθε άμμο διαθέτει εκτός από συγκεκριμένη τιμή γωνίας διατμητικής αντοχής και συγκεκριμένη τιμή γωνίας α . Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει επίσης το γεγονός ότι η τιμή της γωνίας α στα σημεία έναρξης ασταθούς συμπεριφοράς φαίνεται να εξαρτάται για κάθε εξεταζόμενο υλικό από την τιμή του συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης. Πιο συγκεκριμένα για την άμμο Ottawa έχουν ληφθεί τιμές $\alpha_{IL}=12^{\circ}, 30^{\circ}$ για $K_c=0.5, 0.7$ αντίστοιχα ενώ για την άμμο M31 $\alpha_{IL}=13^{\circ}, 26^{\circ}$ για $K_c=0.5, 0.7$ αντίστοιχα. Οι τιμές αυτές παρατίθενται και για τις δύο άμμους σε άξονες $\alpha_{IL} - K_c$ στο Σχήμα 5.91. Στο ίδιο σχήμα για σκοπούς σύγκρισης έχουν συμπεριληφθεί και οι τιμές από δοκιμές των Sivathayalan & Vaid (2002). Οι τιμές αυτές έχουν προκύψει από πειράματα σε χαλαρά ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Fraser River στη συσκευή στρεπτικής διάτμησης υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης. Στα πειράματα αυτά η τιμή της γωνίας α μεταβαλλόταν συνεχώς αυξανόμενης της διατμητικής τάσης ενώ κατά τη διάρκεια των πειραμάτων οι τιμές της μέσης ολικής τάσης, της παραμέτρου b και του λόγου μεταβολής της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων, $\Delta\sigma_a$, ως προς την κανονικοποιημένη αποκλίνουσα τάση, $\Delta\sigma_{dn}$, διατηρήθηκαν σταθερές. Στη μελέτη αυτή τα πειράματα πρώτα στερεοποιήθηκαν ισότροπα και σε ενεργό τάση $p_i'=200$ kPa και στη συνέχεια η ανισότροπη στερεοποίηση πραγματοποιήθηκε με την επιβολή αξονικού φορτίου υπό συνθήκες ελεύθερης στράγγισης μέχρι την επιθυμητή τιμή λόγου τάσεων πριν την έναρξη της διάτμησης των δοκιμίων,

Από το Σχήμα 5.91 γίνεται ξεκάθαρο ότι η γωνία α που αντιστοιχεί στη μέγιστη διατμητική αντοχή των δοκιμίων εξαρτάται από την τιμή του συντελεστή στερεοποίησης, K_c . Πιο συγκεκριμένα όσο πιο μεγάλος είναι ο βαθμός ανισότροπης στερεοποίησης τόσο πιο μικρές είναι οι τιμές της γωνίας α . Το γεγονός αυτό αποδεικνύει ότι ο βαθμός ανισότροπης στερεοποίησης σε συνδυασμό με τη γωνία α διαδραματίζουν ένα σημαντικό ρόλο στην αναπτυσσόμενη αστράγγιστη διατμητική αντοχή των δοκιμίων. Ο ρυθμός μεταβολής των τιμών της γωνίας α ως προς K_c φαίνεται να είναι ίδιος ανεξάρτητα από την εξεταζόμενη άμμο, ωστόσο οι τιμές που λαμβάνει η γωνία α για κάθε τιμή K_c είναι διαφορετικές για κάθε υλικό.

Όταν η διατμητική αντοχή των δοκιμίων κανονικοποιηθεί ως προς την αρχική αξονική τάση, $t_{(peak)}/\sigma_{1ci}$, τότε η επίδραση του βαθμού ανισότροπης στερεοποίησης και η επίδραση της γωνίας α εξαλείφονται και τα πειραματικά δεδομένα συγκλίνουν για κάθε άμμο σε μια κοινή τιμή ανεξάρτητα από την τιμή K_c , ανεξάρτητα από τη γωνία α και ανεξάρτητα από την ενεργό τάση (Σχήμα 5.92). Για την άμμο Ottawa και την άμμο M31 τα πειραματικά σημεία φαίνεται να ανήκουν περίπου στην ίδια τιμή $t_{(peak)}/\sigma_{1ci}$.

Σε προηγούμενα εδάφια του παρόντος κεφαλαίου η σύγκριση μεταξύ των διαδρομών ενεργών τάσεων των ισότροπα (IC) και ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων ($AC_{(a)}$) έδειξε ότι όσο μεγαλώνει η αρχική διατμητική τάση που φέρουν τα δοκίμια πριν από τη φόρτιση τους, τόσο μειώνεται η μεταβολή της διατμητικής τάσης που δύναται να επιβληθεί στα δοκίμια πριν την εμφάνιση ασταθούς συμπεριφοράς. Όπως έχει σημειωθεί και από τους Castro & Poulos (1977), Poulos et al. (1985), Alarcon-Guzman et al. (1988) το γεγονός αυτό είναι υψίστης σημασίας στην περίπτωση γεωτεχνικών έργων τα οποία φέρουν υψηλές τιμές αρχικής διατμητικής τάσης όπως φυσικά πρανή υπό μεγάλη κλίση, αναχώματα ή υποκείμενες εδαφικές στρώσεις θεμελίωσης κατασκευών.

Το περιθώριο μεταβολής της διατμητικής τάσης των δοκιμίων εκφράζεται ως η διαφορά μεταξύ της μέγιστης διατμητικής τάσης, $t_{(peak)}$ και της διατμητικής τάσης στο τέλος της ανισότροπης στερεοποίησης, t_c . Η διαφορά αυτή κανονικοποιημένη ως προς την αρχική αξονική τάση, $(t_{(peak)}-t_c)/\sigma_{1ci}$, έχει παρουσιαστεί συναρτήσει του συντελεστή

στερεοποίησης, K_c , για τα πειραματικά αποτελέσματα διαφόρων ερευνητών από το Castro (1994). Τα στοιχεία των δοκιμών αυτών παρατίθενται μαζί με τα αποτελέσματα των πειραμάτων στην άμμο Ottawa και στην άμμο M31 της παρούσας διατριβής στο Σχήμα 5.93. Η τιμή του λόγου $(t_{(peak)}-t_c)/\sigma_{1ci}$ μειώνεται όσο αυξάνει ο βαθμός ανισότροπης στερεοποίησης ενώ σημαντικά πολύ μικρές τιμές λαμβάνονται για $K_c=0.5$. Τα αποτελέσματα όλων των δοκιμών φαίνεται να περιγράφονται ικανοποιητικά από μια σχέση της μορφής $(\frac{t_{(peak)} - t_c}{\sigma_{1ci}}) = a \cdot K_c^b$, με συντελεστή συσχέτισης $R^2=0.855$, $a=0.309$ και $b=3.741$.

5.6. ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΜΕΤΑΒΟΛΗΣ ΤΟΥ ΜΕΤΡΟΥ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ

5.6.1. Εισαγωγή

Ο προσδιορισμός των σχέσεων τάσεων – παραμορφώσεων που περιγράφουν με ακρίβεια τη συμπεριφορά των εδαφικών υλικών σε πραγματικές επί τόπου συνθήκες απαιτεί, μεταξύ άλλων, γνώση της συμπεριφοράς των εδαφικών υλικών σε χαμηλά επίπεδα παραμορφώσεων. Το γεγονός αυτό οδήγησε στην ανάπτυξη και χρήση εργαστηριακών συσκευών οι οποίες παρέχουν τη δυνατότητα μέτρησης παραμορφώσεων της τάξεως των 10^{-4} (%) έως 10^{-3} (%) (Συσκευή στήλης συντονισμού – Resonant column, πιεζοηλεκτρικά στοιχεία - Bender elements). Στις σειρές πειραμάτων που παρουσιάστηκαν μέχρι το παρόν στάδιο το εύρος των παραμορφώσεων που μπορούσε να μετρηθεί με ακρίβεια αφορούσε παραμορφώσεις της τάξεως των 0.005% έως 20%. Για μεγαλύτερη ακρίβεια η συσκευή στρεπτικής διάτμησης εξοπλίστηκε με ειδικό μετρητή μέτρησης της γωνίας στρέψης με δυνατότητα προσδιορισμού της εδαφικής δυστημσίας σε πολύ μικρές παραμορφώσεις της τάξεως των 0.001% έως 1% που φτάνουν την περιοχή των «ελαστικών» παραμορφώσεων.

Έχοντας εξοπλιστεί με ειδικό μετρητή της γωνίας στρέψης μια καινούργια σειρά πειραμάτων πραγματοποιήθηκε τα αποτελέσματα της οποίας αναλύονται στο παρόν υποκεφάλαιο υπό τη μορφή καμπύλων μεταβολής του μέτρου διάτμησης. Αναλυτικότερα

εξετάστηκε η επίδραση της ιστορίας φόρτισης (ισότροπης ή ανισότροπης) και η επίδραση της συνεχούς μεταβολής της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων στα χαρακτηριστικά ακαμψίας των άμμων Ottawa και Longstone για ένα εύρος αρχικών ενεργών τάσεων στερεοποίησης υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης.

5.6.2. Καμπύλες μεταβολής του μέτρου διάτμησης υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης – Άμμος Ottawa

Στα Σχήματα 5.94, 5.95, και 5.96 παρουσιάζονται τυπικές καμπύλες εδαφικής δυστημσίας (τέμνον μέτρο διάτμησης G_{sec} ως προς διατμητική παραμόρφωση $\gamma_{θz}$) χαλαρών δοκιμίων άμμου Ottawa υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης ($D_r \sim 33 \pm 3\%$). Οι καμπύλες εδαφικής δυστημσίας που παρουσιάζονται αντιστοιχούν σε ένα εύρος ενεργών τάσεων στερεοποίησης $p_i' = 100\text{--}300$ kPa και αφορούν τις εξής χαρακτηριστικές περιπτώσεις:

1. Ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια – IC (Σχήμα 5.94).
2. Ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια με συνεχή μεταβολή της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων κατά το στάδιο της διάτμησης – $AC_{(\alpha)}$ (Σχήμα 5.95).
3. Ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια με σταθερή τιμή της γωνίας α ($=45^0$) κατά το στάδιο της διάτμησης (Σχήμα 5.96).

Όλα τα πειράματα πραγματοποιήθηκαν για περίπου ίδιες τιμές δείκτη πόρων ($e \sim 0.662$). Θέλοντας να ληφθεί υπόψη ακόμη και η πιο μικρή διαφοροποίηση στις τιμές του δείκτη πόρων μεταξύ των πειραμάτων, οι τιμές του τέμνον μέτρου διάτμησης G_{sec} σε όλα τα Σχήματα του παρόντος Υποκεφαλαίου, κανονικοποιήθηκαν μέσω κατάλληλης συνάρτησης $f(e)$ η οποία λαμβάνει υπόψη την επίδραση του δείκτη πόρων. Διαφοροι μελετητές έχουν προτείνει διάφορες εξισώσεις για τη συνάρτηση $f(e)$ (Hardin & Richard, 1963, Jamiolkowski et al., 1991). Στη παρούσα διατριβή η συνάρτηση $f(e)$ ορίζεται σύμφωνα με την εξίσωση των Hardin & Richard (1963) για καθαρές άμμους που φορτίζονται υπό παρόμοιες συνθήκες ως:

$$f(e) = \frac{(2.17 - e)^2}{(1 + e)} \quad (5.6.1)$$

Και για τις τρεις διαφορετικές σειρές πειραμάτων η μορφή των καμπύλων εδαφικής δυσστησίας μπορεί να ενταχθεί σε ένα γενικότερο πλαίσιο συμπεριφοράς σύμφωνα με το οποίο οι καμπύλες αυτές μπορούν να διαχωριστούν σε τρία χαρακτηριστικά τμήματα. Στο 1^ο τμήμα για διατμητική παραμόρφωση μέχρι 0.002%, η εδαφική δυσστησία μεταβάλλεται σχεδόν γραμμικά, στο 2^ο τμήμα και για διατμητική παραμόρφωση έως 0.1% παρατηρείται μεγάλη πτώση της εδαφικής δυσστησίας ενώ από εκείνο το σημείο και μετά, (3^ο τμήμα) η δυσστησία πρακτικά μηδενίζεται.

Επιπρόσθετα, από τη μελέτη των τριών διαγραμμάτων προκύπτει ότι για δοκίμια που έχουν περίπου τον ίδιο δείκτη πόρων, ίδιες συνθήκες στερεοποίησης και φόρτισης η δυσστησία μειώνεται με τη μείωση της μέσης ενεργού τάσης στερεοποίησης, p_i' για οποιοδήποτε επίπεδο διατμητικής παραμόρφωσης. Αξίζει ωστόσο να παρατηρηθεί (Σχήμα 5.94 και Σχήμα 5.95) ότι η εδαφική δυσστησία φαίνεται να έχει παρόμοιες τιμές για $p_i' = 200-300$ kPa και χαμηλότερες τιμές για $p_i' = 50-100$ kPa.

Στα Σχήματα 5.97 - 5.99 έχει σχεδιαστεί η εδαφική δυσστησία ως προς την διατμητική παραμόρφωση των δοκιμίων άμμου Ottawa που στερεοποιήθηκαν ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(a)}$) στην ίδια μέση ενεργό τάση στερεοποίησης p_i' (=100, 200, 300 kPa) και κατόπιν φορτίστηκαν μονοτονικά υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης. Το Σχήμα 5.100 συγκεντρώνει τις καμπύλες εδαφικής δυσστησίας των Σχημάτων 5.97 - 5.99 δίνοντας με αυτό το τρόπο μια γενικότερη εικόνα της απόκρισης των δοκιμίων. Εύκολα διακρίνεται ότι τα ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια υποβαλλόμενα σε συνεχή μεταβολή της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων κατά το στάδιο της διάτμησης, $AC_{(a)}$, εμφανίζουν απομειωμένες τιμές εδαφικής δυσστησίας συγκριτικά με τις αντίστοιχες τιμές των ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων για κάθε επίπεδο ενεργού τάσης στερεοποίησης και κάθε επίπεδο διατμητικής παραμόρφωσης. Η διαφοροποίηση αυτή στις τιμές των καμπύλων μεταβολής του μέτρου διάτμησης έχει ιδιαίτερη σημασία καθώς όπως έχει ήδη προαναφερθεί, η ανισότροπη στερεοποίηση των εδαφικών υλικών

σε συνδυασμό με τη συνεχή μεταβολή της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων αντιστοιχεί σε εκείνη την εντατική κατάσταση που προσομοιώνει σε αρκετά μεγάλο βαθμό τις πραγματικές επιτόπου συνθήκες που απαντώνται σε πλήθος γεωτεχνικών εφαρμογών.

Το Σχήμα 5.101 συνοψίζει (για σκοπούς ευκολίας στη παρουσίαση) τις τιμές του τέμνον μέτρου διάτμησης $G_{sec}/f(e)$ στην περίπτωση των IC και $AC_{(ω)}$ δοκιμών για δύο χαρακτηριστικές τιμές διατμητικής παραμόρφωσης ($\gamma_{θz} = 0.01, 0.1\%$) και για διαφορετικές τιμές ενεργού τάσης στερεοποίησης ($p_i' = 100-300$ kPa). Οι τιμές των διατμητικών παραμορφώσεων που επιλέχθηκαν ανήκουν στο εύρος των παραμορφώσεων που αναπτύσσεται στις πρακτικές εφαρμογές το οποίο σύμφωνα με τους Jardine et al. (1985) και Burland (1989) συνήθως κυμαίνεται από 0.001% έως 0.5%. Με βάση τις τιμές του Σχήματος 5.101 για τις δύο αυτές χαρακτηριστικές τιμές διατμητικής παραμόρφωσης το ακριβές ποσοστό απομείωσης της εδαφικής δυσστησιότητας των $AC_{(ω)}$ δοκιμών σε σχέση με τις τιμές εδαφικής δυσστησιότητας των IC δοκιμών παρουσιάζεται συνοπτικά στον Πίνακα 5.2.

Οι καμπύλες μεταβολής του μέτρου διάτμησης στην περίπτωση των ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(45)}$) στερεοποιημένων δοκιμών παρουσιάζεται στο Σχήμα 5.102. Μια πρώτη εικόνα του εν λόγω σχήματος δίνει την εντύπωση απομειωμένων τιμών εδαφικής δυσστησιότητας στην περίπτωση των $AC_{(45)}$ δοκιμών. Ωστόσο η ιστορία φόρτισης της συγκεκριμένης σειράς δοκιμών (βλέπε Υποκεφάλαιο 5.2.1) περιλαμβάνει αποφόρτιση από τη γραμμή ανισότροπης στερεοποίησης K_c σε ισότροπες συνθήκες τάσεων και ακόλουθη διάτμηση υπό σταθερή διεύθυνση κυρίων τάσεων ($\alpha=45^0$). Κατά το στάδιο της αποφόρτισης (το οποίο πραγματοποιείται υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης) αναπτύσσονται υπερπίεσεις πόρων οι οποίες οδηγούν σε απομείωση της τιμής της μέσης ενεργού τάσης στο τέλος της ανισότροπης στερεοποίησης, p_c' , με αποτέλεσμα τις μικρότερες τιμές ακαμψίας του Σχήματος 5.102. Σημειωτέον ότι η τιμή της μέσης ενεργού τάσης στο τέλος της ανισότροπης στερεοποίησης είναι ίδια με αυτή των ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμών. Κανονικοποίηση του μέτρου διάτμησης κάθε πειράματος ως προς την τιμή της μέσης ενεργού τάσης πριν την έναρξη της διάτμησης, p_i' , οδηγεί στα αποτελέσματα του Σχήματος 5.103 στο οποίο σχήμα οι καμπύλες μεταβολής του μέτρου διάτμησης των IC και $AC_{(45)}$ δοκιμών πρακτικά ταυτίζονται. Η

παρατήρηση αυτή βρίσκεται σε συμφωνία με τα αποτελέσματα των Σχημάτων 5.5, 5.6, 5.82 και 5.83 όπου η κανονικοποιημένη συμπεριφορά σε στρεπτική διάτμηση των IC και $AC_{(45)}$ δοκιμίων πρακτικά ταυτίζεται υποδεικνύοντας ότι κατά τη στερεοποίηση των δοκιμίων επικρατούν αλλαγές που σχετίζονται με την μεταβολή των ενεργών τάσεων και όχι με αλλαγές που σχετίζονται με τη δομή του εδαφικού υλικού, τουλάχιστον για την υπό εξέταση άμμο με σφαιρικό σχήμα κόκκων.

5.6.3. Καμπύλες μεταβολής του μέτρου διάτμησης υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης – Άμμος Longstone

Στις προηγούμενες παραγράφους η σύγκριση των χαρακτηριστικών ακαμψίας μεταξύ των ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(a)}$) στερεοποιημένων δοκιμίων άμμου Ottawa παρουσίασε τις μεγαλύτερες αποκλίσεις υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης. Απόρροια των ανωτέρω είναι η πραγματοποίηση μιας καινούργιας σειράς πειραμάτων σε δοκίμια άμμου Longstone η οποία έχει ως απώτερο σκοπό να εξετάσει κατά πόσο η διαφοροποίηση στη συμπεριφορά μεταξύ των IC και $AC_{(a)}$ δοκιμίων παρουσιάζει ένα επαναληπτικό χαρακτήρα και κατά πόσο οι διαφοροποιήσεις αυτές μπορούν να ενταχθούν σε ένα γενικότερο πλαίσιο αναφοράς ανεξάρτητα από το είδος του εξεταζόμενου υλικού.

Στα Σχήματα 5.104 και 5.105 παρουσιάζονται τυπικές καμπύλες εδαφικής δυστημσίας, σε τρεις διαφορετικές αρχικές ενεργές τάσεις ($p_i' = 100-300$ kPa) χαλαρών δοκιμίων άμμου Longstone ($D_r = 33\%$) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης τόσο στην περίπτωση των IC (Σχήμα 5.104) όσο και στην περίπτωση των $AC_{(a)}$ δοκιμίων (Σχήμα 5.105). Για σκοπούς σύγκρισης στα Σχήματα 5.106 – 5.108 η εδαφική δυστημσία ως προς την διατμητική παραμόρφωση των IC δοκιμίων απεικονίζεται στο ίδιο διάγραμμα για κάθε επίπεδο ενεργού τάσης στερεοποίησης, p_i' , με την αντίστοιχη των $AC_{(a)}$ δοκιμίων. Το Σχήμα 5.109 συγκεντρώνει τις καμπύλες εδαφικής δυστημσίας των Σχημάτων 5.106 – 5.108 δίνοντας με αυτό το τρόπο μια συνολική εικόνα της απόκρισης των δοκιμίων. Το Σχήμα 5.110 συνοψίζει τις τιμές του τέμνον μέτρου διάτμησης $G_{sec}/f(e)$ στην περίπτωση των IC και $AC_{(a)}$ δοκιμίων για δύο χαρακτηριστικές τιμές διατμητικής

παραμόρφωσης ($\gamma_{\theta z} = 0.01, 0.1\%$) και για διαφορετικές τιμές ενεργού τάσης στερεοποίησης ($p_i' = 100\text{--}300$ kPa). Με βάση τις τιμές του Σχήματος 5.110 για τις δύο αυτές χαρακτηριστικές τιμές διατμητικής παραμόρφωσης το ακριβές ποσοστό απομείωσης της εδαφικής δυστημσίας των $AC_{(a)}$ δοκιμίων σε σχέση με τις αντίστοιχες τιμές εδαφικής δυστημσίας των IC δοκιμίων παρουσιάζεται συνοπτικά στον Πίνακα 5.3.

Από τα ανωτέρω σχήματα και δεδομένων όσων έχουν παρουσιαστεί στο Υποκεφάλαιο 5.6.2, γίνεται σαφές ότι η συμπεριφορά των δοκιμίων της άμμου Longstone είναι παρεμφερής με αυτή των δοκιμίων της άμμου Ottawa. Οι βασικές ομοιότητες στη συμπεριφορά των δύο άμμων συνοψίζονται ως ακολούθως:

- Η εδαφική δυστημσία μειώνεται με την μείωση της μέσης ενεργού τάσης στερεοποίησης, p_i' , για οιοδήποτε επίπεδο διατμητικής παραμόρφωσης. Επιπλέον, η απομείωση της εδαφικής δυστημσίας γίνεται ιδιαίτερα έντονη σε χαμηλότερα επίπεδα ενεργών τάσεων ($p_i' \leq 100$ kPa).
- Τα ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια υποβαλλόμενα σε συνεχή μεταβολή της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων κατά το στάδιο της διάτμησης, $AC_{(a)}$, εμφανίζουν απομειωμένες τιμές εδαφικής δυστημσίας συγκριτικά με τις αντίστοιχες τιμές των ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων για κάθε επίπεδο ενεργού τάσης στερεοποίησης και κάθε επίπεδο διατμητικής παραμόρφωσης.

Σε μια προσπάθεια ποσοτικοποίησης της παρατηρηθείσας διαφοροποίησης στην απόκριση μεταξύ των IC και $AC_{(a)}$ δοκιμίων οι προσδιορισθείσες τιμές απομείωσης της εδαφικής δυστημσίας του Πίνακα 5.3 για δοκίμια άμμου Longstone συγκρίνονται με τις αντίστοιχες τιμές του Πίνακα 5.2 για δοκίμια άμμου Ottawa. Από την ανωτέρω συσχέτιση προκύπτει ότι για διατμητική παραμόρφωση $\gamma_{\theta z} = 0.01\%$ και $\gamma_{\theta z} = 0.1\%$ η εδαφική δυστημσία των $AC_{(a)}$ δοκιμίων είναι περίπου κατά 12% και κατά 20% μικρότερη σε σχέση με την αντίστοιχη των IC δοκιμίων για όλα τα επίπεδα τάσης στερεοποίησης τόσο στην περίπτωση της άμμου Ottawa όσο και στην περίπτωση της άμμου Longstone. Υπενθυμίζεται ότι ο εν λόγω ποσοτικός προσδιορισμός αφορά σε

δοκιμές μονοτονικής στρεπτικής διάτμησης χαλαρών δοκιμίων υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης και ελεγχόμενου στρεπτικού φορτίου.

5.6.4. Μοντελοποίηση καμπύλων μεταβολής του μέτρου διάτμησης

Σύμφωνα με τους Hardin & Richart (1963), Porovic (1995), Yamashita et al. (2000), η μη γραμμική συμπεριφορά των εδαφικών υλικών ακόμη και σε χαμηλά επίπεδα παραμορφώσεων μπορεί να περιγραφεί από απλές σχέσεις. Ακολουθώντας, στα πλαίσια αυτής της λογικής, διατυπώνεται μια απλή μαθηματική σχέση υπολογισμού του μέτρου εδαφικής δυστημσίας η οποία βρίσκει εφαρμογή τόσο στη περίπτωση των IC όσο και στην περίπτωση των $AC_{(a)}$ δοκιμίων.

Τα δεδομένα του Σχήματος 5.101 και 5.110 μπορούν εναλλακτικά να παρουσιαστούν σε διάγραμμα διπλής λογαριθμικής κλίμακας διατηρώντας ίδια μεγέθη αξόνων (Σχήματα 5.111 και 5.112). Στα εν λόγω σχήματα οι τιμές του μέτρου διάτμησης $G_{sec}/f(e)$, συναρτήσει της μέσης ενεργού τάσης, p_i' , παρίστανται εν γένει από μια ευθεία γραμμή για κάθε επίπεδο διατμητικής παραμόρφωσης τόσο στην περίπτωση των ισότροπα (IC) όσο και στην περίπτωση των ανισότροπα ($AC_{(a)}$) στερεοποιημένων δοκιμίων της άμμου Ottawa και της άμμου Longstone. Το γεγονός αυτό μαθηματικά μπορεί να εκφραστεί από μια σχέση εκθετικής μορφής ως ακολούθως:

$$\frac{G_{sec}}{f(e)} = A \cdot \left(\frac{p_i'}{p_a}\right)^n \quad (5.6.2)$$

όπου, A, n = σταθερές, οι τιμές των οποίων εξαρτώνται κυρίως από τη διατμητική παραμόρφωση
 p_a = ατμοσφαιρική πίεση (=101.325 kPa)

Οι προσδιορισθείσες τιμές των μεγεθών A, n για κάθε επίπεδο διατμητικής παραμόρφωσης παρουσιάζονται για την άμμο Ottawa στα Σχήματα 5.113 και 5.114 αντίστοιχα και για την άμμο Longstone στα Σχήματα 5.115 και 5.116 αντίστοιχα, τόσο

για τα IC όσο και για τα $AC_{(a)}$ στερεοποιημένα δοκίμια. Από την εποπτεία των εν λόγω σχημάτων φαίνεται ότι η ανισότροπη στερεοποίηση σε συνδυασμό με τη συνεχή μεταβολή της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων κατά τη διάτμηση, δεν επηρεάζει σε μεγάλο βαθμό τις τιμές του όρου n . Εν τούτοις μεγάλη διαφοροποίηση απαντάται στα δεδομένα των Σχημάτων 5.114 και 5.116 όπου για εύρος διατμητικών παραμορφώσεων από 0.001% έως 0.1% η τιμή του όρου A , στην περίπτωση των IC δοκιμίων, είναι μεγαλύτερη της αντίστοιχης των $AC_{(a)}$ δοκιμίων. Η διαφορά στις τιμές του όρου A εντείνεται σε μικρότερα επίπεδα διατμητικών παραμορφώσεων.

5.6.5. Κανονικοποιημένες καμπύλες μεταβολής του μέτρου διάτμησης

Σύμφωνα με τα όσα έχουν παρουσιαστεί στο Υποκεφάλαιο 5.6.4 η τιμή του μέτρου δυστημσίας για κάθε επίπεδο διατμητικής παραμόρφωσης αποτελεί συνάρτηση του όρου $(p_i'/p_a)^n$. Οι καμπύλες μεταβολής του μέτρου διάτμησης των Σχημάτων 5.94, 5.95 και 5.96 για την άμμο Ottawa και των Σχημάτων 5.104 και 5.105 για την άμμο Longstone κανονικοποιήθηκαν ως προς τον όρο αυτό και ως προς τη συνάρτηση $f(e)$ μέσω της εξίσωσης $G_{NOR}=[(G_{\theta z}/p_a)/(p_i'/p_a)^n]/f(e)$. Τα εξαγόμενα αποτελέσματα συνοψίζονται στα αντίστοιχα (για κάθε κατηγορία πειραμάτων) σχήματα (Σχήματα 5.117 – 5.119 για την άμμο Ottawa και Σχήματα 5.120 – 5.121 για την άμμο Longstone). Όπως φαίνεται οι κανονικοποιημένες καμπύλες μεταβολής του μέτρου διάτμησης για κάθε ξεχωριστή κατηγορία πειραμάτων έχουν παρόμοια μορφή και βρίσκονται πολύ κοντά η μια στην άλλη παρόλο που μια μικρή διασπορά υπάρχει μεταξύ χαμηλών και υψηλών τάσεων στερεοποίησης στα Σχήματα 5.117 και 5.118. Να σημειωθεί ότι για την κανονικοποίηση των καμπύλων χρησιμοποιήθηκε η τιμή του όρου $n=0.4$ στην περίπτωση των δοκιμίων της άμμου Ottawa και η τιμή $n=0.35$ στην περίπτωση των δοκιμίων της άμμου Longstone. Οι τιμές αυτές για διατμητική παραμόρφωση $\gamma_{\theta z}=0.001\%$ φαίνεται να εκφράζουν ικανοποιητικά τόσο τα IC όσο και τα $AC_{(a)}$ δοκίμια (βλέπε Σχήματα 5.113 και 5.115). Οι τιμές του όρου n στην περίπτωση των $AC_{(45)}$ δοκιμίων πρακτικά δεν αναμένεται να διαφοροποιούνται από αυτές των IC δοκιμίων καθώς όπως έχει ήδη παρουσιαστεί στο Σχήμα 5.103 οι καμπύλες μεταβολής του μέτρου διάτμησης για τις δυο αυτές κατηγορίες πειραμάτων ταυτίζονται.

Η κανονικοποίηση των καμπύλων μεταβολής του μέτρου διάτμησης (Σχήματα 5.117 – 5.121) κρίνεται ιδιαίτερα ικανοποιητική σε χαμηλά επίπεδα παραμορφώσεων ($\gamma_{\theta z} < 0.004\%$) ενώ μικρές αποκλίσεις μεταξύ των κανονικοποιημένων καμπύλων εμφανίζονται για υψηλότερα επίπεδα διατμητικής παραμόρφωσης. Χρήση διαφορετικών τιμών του όρου n για την κανονικοποίηση των καμπύλων διάτμησης ενδεχομένως να οδηγεί σε μια βέλτιστη κανονικοποίηση των πειραματικών δεδομένων. Ωστόσο αυτό αποτελεί ένα αντικείμενο έρευνας το οποίο ξεφεύγει του θεματικού πλαισίου της παρούσας διατριβής.

5.7. ΓΩΝΙΑ ΠΕΡΙΣΤΡΟΦΗΣ ΚΥΡΙΩΝ ΤΑΣΕΩΝ , ΓΩΝΙΑ ΠΕΡΙΣΤΡΟΦΗΣ ΚΥΡΙΩΝ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ ΚΑΙ ΟΡΘΕΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΙΣ

5.7.1. Δοκίμια άμμου Ottawa

Στην περίπτωση των χαλαρών ανισότροπα στερεοποιημένων, $AC_{(a)}$ δοκιμίων της άμμου Ottawa, η γωνία περιστροφής που σχηματίζει η κύρια τάση σ_1 ως προς την κατακόρυφο ($\alpha_{\sigma 1}$) συγκρίνεται με τη γωνία περιστροφής που σχηματίζει η κύρια παραμόρφωση ε_1 ως προς την κατακόρυφο ($\alpha_{\varepsilon 1}$) για διαφορετικές τιμές ενεργού τάσης, p_i' , στα Σχήματα 5.122 – 5.124. Στα εν λόγω σχήματα η εξέλιξη των γωνιών περιστροφής παρουσιάζεται συναρτήσει της οκταεδρικής παραμόρφωσης και οι πρώτες τιμές λαμβάνονται για παραμόρφωση της τάξεως του 0.01%. Ο υπολογισμός των μεγεθών $\alpha_{\varepsilon 1}$ και γ_{oct} για μικρότερες τιμές παραμόρφωσης απαιτεί τη χρήση ειδικών μετρητών της αξονικής παραμόρφωσης με μικρότερη διακριτότητα. Παρόλα αυτά, οι μετρήσεις που έχουν ληφθεί είναι χρήσιμες και αντιπροσωπευτικές της εδαφικής συμπεριφοράς. Επιπρόσθετα, για οκταεδρική παραμόρφωση έως ~ 1% τα πειραματικά δεδομένα των Σχημάτων 5.122 – 5.124 έχουν ληφθεί από δοκιμές στις οποίες, για μεγαλύτερη ακρίβεια, έγινε χρήση ειδικού μετρητή της γωνίας στρέψης. Η συμπεριφορά των δοκιμίων σε μεγαλύτερες τιμές παραμορφώσεων έχει ληφθεί από πειράματα στα οποία χρησιμοποιήθηκε μετρητής της γωνίας στρέψης με μεγαλύτερη διακριτότητα. Στην περίπτωση αυτή, η απόκριση των δοκιμίων παριστάνεται με διακεκομμένη γραμμή στα εν λόγω σχήματα.

Για τα $AC_{(a)}$ δοκίμια η ύπαρξη ενός αρχικού διατμητικού φορτίου ($\sigma_z - \sigma_\theta$), έχει ως αποτέλεσμα η γωνία $\alpha_{\sigma 1}$ να λαμβάνει αρχικά, για πολύ μικρές τιμές παραμορφώσεων ($\gamma_{oc1} < 0.001\%$), περίπου μηδενικές τιμές αυξάνοντας σταδιακά σε μια τελική τιμή μετά το πέρας της στρεπτικής διάτμησης (βλέπε εξίσωση (4.1.27)). Αντιθέτως η γωνία $\alpha_{\varepsilon 1}$ στην αρχή της διάτμησης (βλέπε εξίσωση (4.1.30)) έχει τιμή $\sim 40^\circ$, τιμή η οποία μειώνεται, αυξανόμενη της παραμόρφωσης. Η τάση αυτή μείωσης των τιμών της γωνίας $\alpha_{\varepsilon 1}$ καταγράφεται για τιμές παραμόρφωσης έως $\sim 1\%$ ενώ για μεγαλύτερες τιμές η συμπεριφορά αλλάζει (αύξηση τιμών γωνίας $\alpha_{\varepsilon 1}$) με αποτέλεσμα τη σύγκλιση των καμπύλων $\alpha_{\sigma 1}$ και $\alpha_{\varepsilon 1}$ σε τιμές που κυμαίνονται μεταξύ 30° και 35° .

Στην περίπτωση των ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων (IC) της άμμου Ottawa η κατεύθυνση των αξόνων των κυρίων παραμορφώσεων $\alpha_{\varepsilon 1}$ συμπίπτει με αυτή των κυρίων τάσεων, $\alpha_{\sigma 1}$ καθ' όλη τη διάρκεια της φόρτισης, $\alpha_{\sigma 1} = \alpha_{\varepsilon 1} \sim 45^\circ$ (Σχήματα 5.125 – 5.127)

Η συσκευή στρεπτικής διάτμησης κοίλου δοκιμίου είναι εξοπλισμένη με σύστημα καταγραφής της κατακόρυφης μετακίνησης. Ως εκ τούτου η αξονική παραμόρφωση που αναπτύσσεται στα δοκίμια κατά τη διάρκεια της στρεπτικής διάτμησης μπορεί να μετρηθεί. Δεδομένου ότι ο όγκος των δοκιμίων δεν αλλάζει με τη φόρτιση (συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης) και με τη θεώρηση ότι $\varepsilon_\theta = \varepsilon_r$ (Saada, 1988) η εφαπτομενική παραμόρφωση (ε_θ) που αναπτύσσεται κατά τη διάρκεια των πειραμάτων μπορεί εξίσου να εκτιμηθεί. Η μεταβολή των ορθών (ε_z) και των εφαπτομενικών (ε_θ) παραμορφώσεων ως προς τη διατμητική παραμόρφωση ($\gamma_{\theta z}$) παρουσιάζεται στα Σχήματα (5.128–5.130) για την περίπτωση των $AC_{(a)}$ δοκιμίων και στα Σχήματα (5.131–5.133) για την περίπτωση των IC δοκιμίων της άμμου Ottawa. Τα βασικά συμπεράσματα που προκύπτουν από την εποπτεία των σχημάτων αυτών συνοψίζονται ως ακολούθως:

1. Η ύπαρξη ενός αξονικού φορτίου, απόρροια της ανισότροπης στερεοποίησης των $AC_{(a)}$ δοκιμίων έχει ως αποτέλεσμα οι αξονικές παραμορφώσεις που εκδηλώνονται κατά τη διάρκεια της φόρτισης να είναι σημαντικά μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες των IC δοκιμίων για ίδιες τιμές διατμητικής παραμόρφωσης.

2. Τόσο τα ισότροπα (IC) όσο και τα ανισότροπα ($AC_{(a)}$) δοκίμια συμπιέζονται αξονικά (θετικές τιμές ϵ_z) και διαστέλλονται πλευρικά (αρνητικές τιμές ϵ_θ). Στην περίπτωση ωστόσο των IC δοκιμίων όταν η τιμή της διατμητικής παραμόρφωσης υπερβεί το 2–3% τα δοκίμια διογκώνονται αξονικά και συμπιέζονται πλευρικά. Η τάση αυτή γίνεται πιο έντονη αυξανόμενης της τάσης στερεοποίησης p_i' . Στην περίπτωση των $AC_{(a)}$ δοκιμίων η μόνιμη παρουσία ενός αξονικού φορτίου λειτουργεί ανασταλτικά ως προς την αξονική διόγκωση των δοκιμίων και ως εκ τούτου τα δοκίμια συμπιέζονται συνεχώς στην αξονική διεύθυνση καθ'όλη τη διάρκεια της φόρτισης.

Στα χαλαρά ισότροπα (IC) στερεοποιημένα δοκίμια οι ορθές παραμορφώσεις που αναπτύσσονται κατά τη διάρκεια της φόρτισης είναι αμελητέες. Ως εκ τούτου η κατεύθυνση των αξόνων των κυρίων παραμορφώσεων συμπίπτει με αυτή των κυρίων τάσεων (Σχήματα 5.125–5.127).

5.7.2. Δοκίμια άμμου Longstone

Για τα Σχήματα 5.134 – 5.141 που αφορούν πειραματικά αποτελέσματα σε δοκίμια της άμμου Longstone ισχύουν όλα όσα έχουν αναφερθεί πιο πάνω για τα αντίστοιχα σχήματα στην άμμο Ottawa και για λόγους συντομίας αποφεύγεται μια επανάληψη των όσων έχουν ήδη σχολιαστεί.

5.9. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 5

Alarcon-Guzman, A., Leonards, G. A. & Chameau, J. L. (1988). Undrained monotonic and cyclic strength of sands. *J. Geotech. Eng.* **114**, No. 10, 1089-1109.

Arthur, J. R. F., Chua, K. S., Dunstan, T., & Rodriguez del C, J. I. (1980). Principal stress rotation: A missing parameter. *J. Geotech. Eng. Div.* **106**, GT4, 419-433.

Burland, J. B. (1989). The Ninth Bjerrum Mem. Lecture: Small is beautiful - the stiffness of soils at small strains. *Can. Geotech. J.* **26**, No. 4, 499-516.

Canou, J., Thorel, L. & De Laure, E. (1991). Influence d'un déviateur de contrainte initial sur les caractéristiques de liquéfaction statique du sable. *Proc. 10th Eur. Conf. Soil. Mech., Firenze*, 49-52.

Castro, G. (1994). Seismically induced triggering of liquefaction failures. *13th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Special Volume on Earthquake Geotechnical Engineering*, New Delhi.

Castro, G. & Poulos, S. J. (1977). Factors affecting liquefaction and cyclic mobility. *J. Geotech. Eng. Div.* **103**, No. 6, 501-516

Castro, G. (1969). Liquefaction of sands. Ph.D. thesis, Division of Engineering and Applied Physics, Harvard University.

Dafalias, Y. F. & Manzari, M. T. (2004). A simple plasticity sand model accounting for fabric change effects. *J. Eng. Mech.*, **130**, No. 6, 622-634.

Di Prisco, C., Mاتیotti, R. & Nova, R. (1995). Theoretical investigation of the undrained stability of shallow submerged slopes. *Géotechnique* **45**, No. 3, 479-496.

Doanh, T., Ibraim, E. & Matiotti, R. (1997). Undrained instability of very loose Hostun sand in triaxial compression and extension. Part 1: Experimental observations. *Mech. Cohesive-Frictional Mater.* **2**, No.1, 47-70.

Fourie, A. B. & Tshabalala, L. (2005). Initiation of static liquefaction and the role of K_0 consolidation. *Can. Geotech. J.* **42**, No. 3, 892-906.

Georgiannou, V.N., Tsomokos, A. & Stavrou, K. (2008). Monotonic and cyclic behaviour of sand under torsional loading. *Géotechnique* **58**, No. 2, 113-124.

Georgiannou, V.N. & Tsomokos, A. (2008). Comparison of two fine sands under torsional loading. *Can. Geotech. J.* **45**, No. 12, 1659-1672.

Georgiannou, V.N. (2006). The undrained response of sands with additions of particles of various shapes and sizes. *Géotechnique* **56**, No. 9, 639-649.

Hardin, B. O. & Richard, F. E. (1963). Elastic wave velocities in granular soils. *J. Soil Mech. and Found. Div.* **89**, No. 1, 33-65.

Ishihara, K. (1993). Liquefaction and flow failure during earthquakes. *Géotechnique* **43**, No. 3, 351-415.

Ishihara, K., Tatsuoka, F. & Yasuda, S. (1975). Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses. *Soils Found.* **15**, No. 1, 29-44.

Jamiolkowski, M., Lerouell, S. & Lo Presti, D. C. F. (1991). Design parameters from theory to practice. Theme Lecture, Geo-Coast' 91, Yokohama, 877-917.

Jardine, R. J., Brooks, N. J. & Smith, P. R. (1985). The use of electrolevel gauges in triaxial tests on weak rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts* **22**, No.5, 331-337.

Kato, S., Ishihara, K. & Towhata, I. (2001). Undrained shear characteristics of saturated sand under anisotropic consolidation. *Soils Found.* **41**, No. 1, 1-11.

Konrad, J. M. (1993). Undrained response of loosely compacted sands during monotonic and cyclic compression tests. *Géotechnique* **43**, No. 1, 69 – 89.

Kramer, S.L. & Seed, H.B. (1988). Initiation of soil liquefaction under static loading conditions. *J. Geotech. Eng.* **114**, No. 4, 412-430.

Lade, P.V. (1993). Initiation of static instability in the submarine Nerlerk berm. *Can. Geotech. J.* **30**, No. 6, 895-904.

Porovic, E. (1995). Investigations of soil behaviour using a resonant column torsional shear hollow cylinder apparatus. Ph. D. Thesis, Imperial College of Science, Technology and Medicine, University of London.

Poulos, S. J., Castro, G. & France, J. W. (1985). Liquefaction evaluation procedure. *J. Geotech. Eng.* **111**, No. 6, 772-792

Riemer, M. F. & Seed, R. B. (1997). Factors affecting apparent position of steady state line. *J. Geotech. Eng.* **123**, No. 3, 281-288.

Saada, A. S. (1988). State of the art paper: Hollow cylinder torsional devices: their advantages and limitations. *Advanced triaxial testing of soil and rock, ASTM STP 977*, 766-795.

Shibuya, S., Hight, D. W., and Jardine, R. J. (2003). Local boundary surfaces of a loose sand dependent on consolidation path. *Soils Found.* **43**, No. 3, 85-93.

Sivathayalan, S., and Vaid, Y. P. (2002). Influence of generalized initial state and principal stress rotation on the undrained response of sands. *Can. Geotech. J.* **39**, No. 1, 63-76.

Sladen, J. A., D' Hollander, R. D. & Krahn, J. (1985). The liquefaction of sands, a collapse surface approach. *Can. Geotech. J.* **22**, No. 4, 564 – 578.

Symes, M. J. P. R., Shibuya, S., Hight, D. W. & Gens, A. (1985). Liquefaction with cyclic principal stress rotation. *Proc. 11th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 4, 1919-1922.

Tsomokos, A. & Georgiannou, V. N. (2010). Effect of grain shape and angularity on the undrained response of fine sands. *Can. Geotech. J.* **47**, No. 5, 539-551.

Uthayakumar, M. & Vaid, Y. P. (1998). Static liquefaction of sands under multiaxial loading. *Can. Geotech. J.* **35**, No. 2, 273-283.

Uthayakumar, M. (1996). Liquefaction of sands under multi-axial loading. Ph.D. thesis, University of British Columbia.

Vaid, Y. P., Stedman, J. D. & Sivathayalan, S. (2001). Confining stress and static shear effects in cyclic liquefaction. *Can. Geotech. J.* **38**, No.3, 580-591.

Vaid, Y.P. & Sivathayalan, S. (1996). Static and cyclic liquefaction potential of Fraser Delta sand in simple shear and triaxial tests. *Can. Geotech. J.* **33**, No. 2, 281-289.

Vaid, Y. P. & Thomas, J. (1995). Liquefaction and postliquefaction behavior of sand. *J. Geotech. Eng.* **121**, No. 2, 163–173.

Vaid, Y. P. & Chern, J. C. (1985). Cyclic and monotonic undrained response of saturated sands. Advances in the art of testing soils under cyclic conditions, ASCE annual convention, Detroit, Michigan, 120-147.

Vasquez-Herrera, A., Dobry, R. & Ng. T. T. (1988). Pore pressure build up and liquefaction failure of anisotropically consolidated sand due to cyclic straining. Proceedings, Conference on Hydraulic Fill Structures, Fort Collins, Co. American Society of Civil Engineers, 346-366.

Wijewickreme, D. & Vaid, Y. P. (2008). Experimental observations on the response of loose sand under simultaneous increase in stress ratio and rotation of principal stresses. Can. Geotech. J. **45**, No. 5, 597-610.

Yamashita, S., Jamiolkowski, M. & Lo Presti, D. C. F. (2000). Stiffness nonlinearity of three sands. J. Geotech. Geoenviron. Engng. ASCE **126**, No. 10, 929-938.

Yoshimine, M., Ishihara, K. & Vargas, W. (1998). Effects of principal stress direction and intermediate principal stress on undrained shear behavior of sand. Soils Found. **38**, No. 3, 189-198.

Zdravkovic, L., Potts, D. M. & Hight, D. W. (2002). The effect of strength anisotropy on the behaviour of embankments on soft ground. Géotechnique **52**, No. 6, 447-457.

ΠΙΝΑΚΕΣ ΚΑΙ ΣΧΗΜΑΤΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 5

Πίνακας 5.1. Χαρακτηριστικά μονοτονικών δοκιμών σε χαλαρά ισότροπα και ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια άμμων Ottawa, M31 και Longstone

a/a	Πείραμα	Συνθήκες στερεοποίησης	K _c	e _i	D _r	p _c '	p _i '
					(%)	(kPa)	(kPa)
1	OTT-1	IC	1	0.66	34	100	100
2	OTT-2	IC	1	0.655	36.3	100	100
3	OTT-3	IC	1	0.689	25.3	200	200
4	OTT-4	IC	1	0.675	27.7	200	200
5	OTT-5	IC	1	0.669	30.6	200	200
6	OTT-6	IC	1	0.665	32.1	200	200
7	OTT-8	IC	1	0.654	36.8	200	200
8	OTT-9	IC	1	0.675	27.7	300	300
9	OTT-10	IC	1	0.678	26.7	300	300
10	OTT-11	IC	1	0.667	31.1	300	300
11	OTT-12	IC	1	0.663	32.7	300	300
12	OTT-13	AC ₍₄₅₎	0.5	0.67	29.9	100	76.7
13	OTT-14	AC ₍₄₅₎	0.5	0.673	28.6	200	147.9
14	OTT-15	AC ₍₄₅₎	0.5	0.665	32	200	153.8
15	OTT-16	AC ₍₄₅₎	0.5	0.678	26.7	300	220.1
16	OTT-17	AC ₍₄₅₎	0.5	0.661	33.7	300	230.4
17	OTT-18	AC _(α)	0.5	0.645	40.4	50	50
18	OTT-19	AC _(α)	0.5	0.671	29.5	100	100
19	OTT-20	AC _(α)	0.5	0.655	36.1	100	100
20	OTT-21	AC _(α)	0.5	0.662	33.3	130	130
21	OTT-22	AC _(α)	0.5	0.679	26.3	200	200
22	OTT-23	AC _(α)	0.5	0.669	30.6	200	200
23	OTT-24	AC _(α)	0.5	0.657	35.4	200	200
24	OTT-25	AC _(α)	0.5	0.688	22.5	300	300
25	OTT-26	AC _(α)	0.5	0.668	30.8	300	300
26	OTT-27	AC _(α)	0.5	0.639	43.1	300	300
27	OTT-28	AC ₍₄₅₎	0.5	0.657	35.4	200	200
28	OTT-29	AC ₍₄₅₎	0.5	0.688	22.5	300	300
29	OTT-30	AC _(α)	0.5	0.668	30.8	300	300
30	OTT-31	AC _(α)	0.5	0.639	43.1	300	300
31	M31-1	IC	1	0.742	37.3	100	100
32	M31-2	IC	1	0.755	33.7	150	150
33	M31-3	IC	1	0.793	22.6	200	200
34	M31-4	IC	1	0.743	37.1	300	300
35	M31-5	AC ₍₄₅₎	0.5	0.737	38.8	100	76.4
36	M31-6	AC ₍₄₅₎	0.5	0.737	38.9	150	114.4
37	M31-7	AC ₍₄₅₎	0.5	0.74	37.9	200	153.7
38	M31-8	AC ₍₄₅₎	0.5	0.744	37	300	229.9
39	M31-9	AC _(α)	0.5	0.762	31.6	100	100
40	M31-10	AC _(α)	0.5	0.742	37.4	150	150
41	M31-11	AC _(α)	0.5	0.77	29.3	200	200
42	M31-12	AC _(α)	0.5	0.762	31.4	300	300
43	LON-1	IC	1	0.858	35.9	100	100
44	LON-2	IC	1	0.817	46.8	100	100
45	LON-3	IC	1	0.87	32.9	200	200
46	LON-4	IC	1	0.807	49.4	200	200
47	LON-5	IC	1	0.872	32.2	300	300

48	LON-6	$AC_{(\omega)}$	0.5	0.873	31.8	100	100
49	LON-7	$AC_{(\omega)}$	0.5	0.812	48.1	100	100
50	LON-8	$AC_{(\omega)}$	0.5	0.888	30.1	200	200
51	LON-9	$AC_{(\omega)}$	0.5	0.822	45.5	200	200
52	LON-10	$AC_{(\omega)}$	0.5	0.809	48.9	250	250
53	LON-11	$AC_{(\omega)}$	0.5	0.855	36.7	300	300
54	LON-12	$AC_{(\omega)}$	0.5	0.807	49.4	300	300

Όπου:

IC, AC= ισότροπη και ανισότροπη στερεοποίηση αντίστοιχα

K_c = λόγος τάσεων $\sigma_{3c}'/\sigma_{1c}'$ κατά τη στερεοποίηση

e_i = δείκτης πόρων μετά το τέλος στερεοποίησης

D_r = σχετική πυκνότητα

p_c' = μέση ενεργός τάση με το πέρας της στερεοποίησης

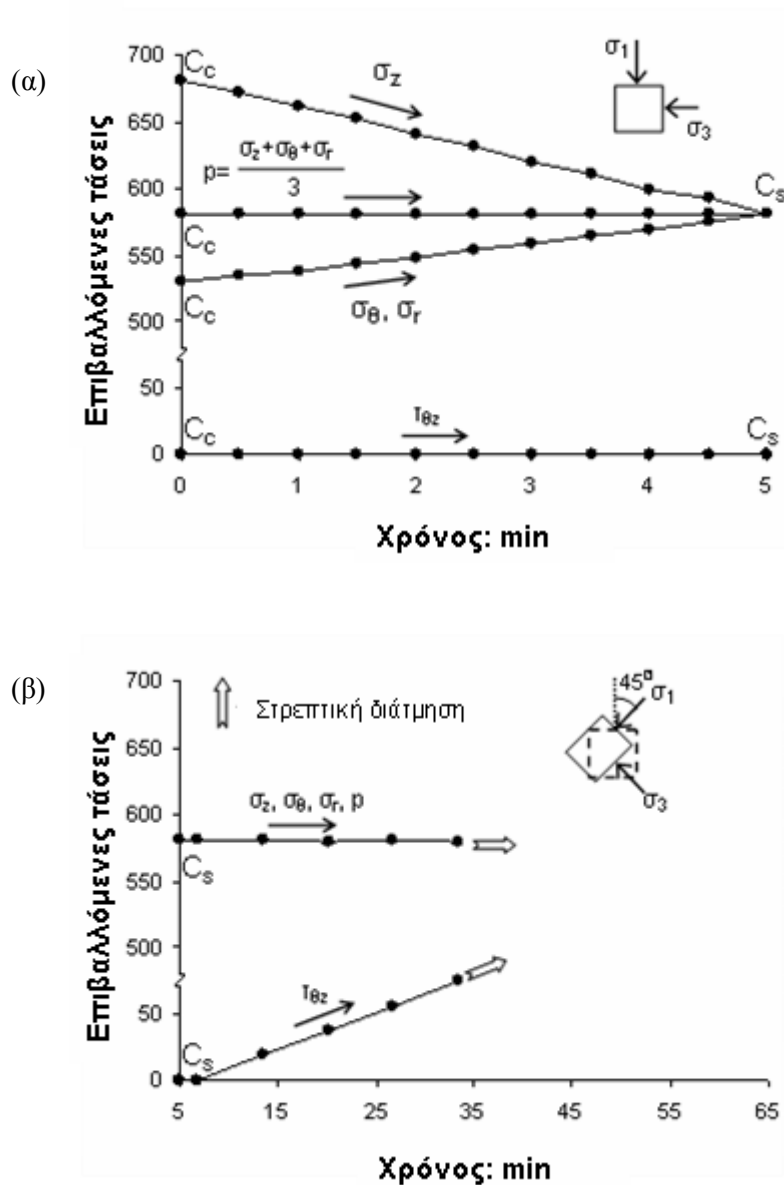
p_i' = μέση ενεργός τάση πριν από τη διάτμηση

Πίνακας 5.2. Ποσοστό απομείωσης της εδαφικής δυστησίας των $AC_{(ω)}$ δοκιμών της άμμου Ottawa

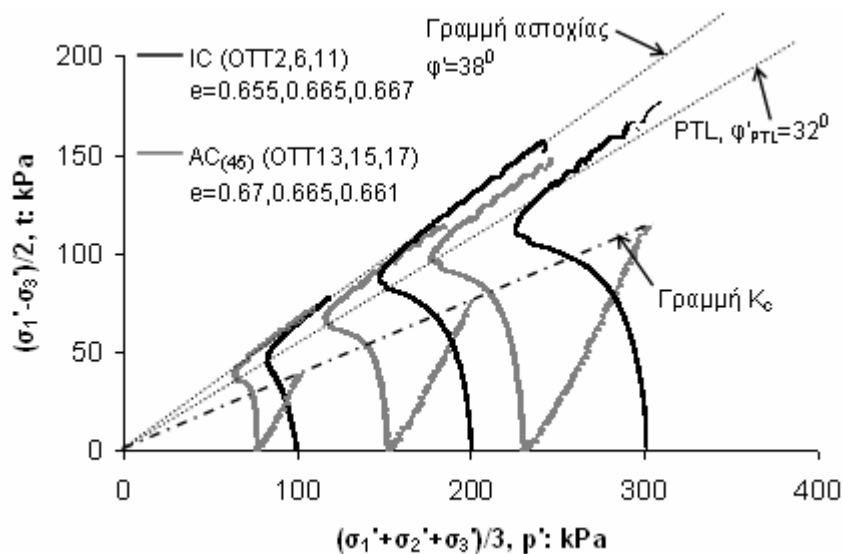
Μέση ενεργός τάση στερεοποίησης p_i' (kPa)	Διατμητική παραμόρφωση $\gamma_{θz}$ (%)	Ποσοστό απομείωσης εδαφικής δυστησίας (%)
100	0.01	15.4
100	0.1	27.4
200	0.01	9.9
200	0.1	16.3
300	0.01	7.8
300	0.1	22.6

Πίνακας 5.3. Ποσοστό απομείωσης της εδαφικής δυστησίας των $AC_{(ω)}$ δοκιμών της άμμου Longstone

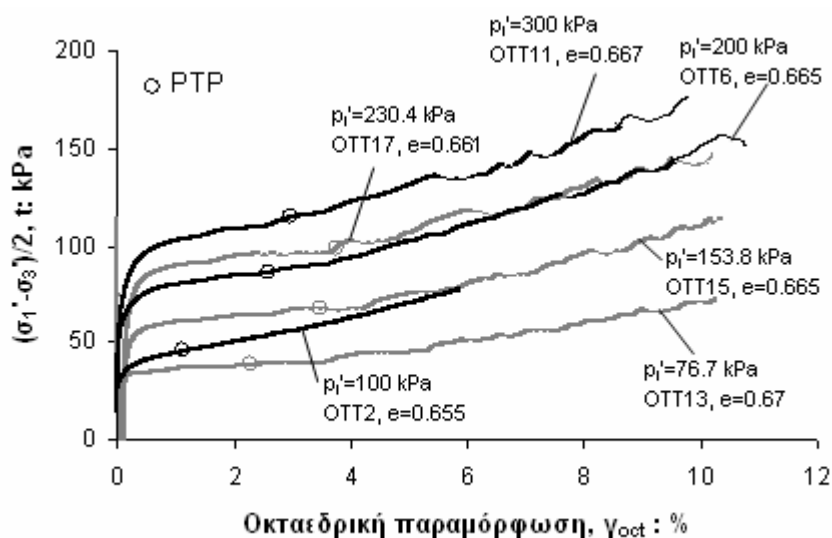
Μέση ενεργός τάση στερεοποίησης p_i' (kPa)	Διατμητική παραμόρφωση $\gamma_{θz}$ (%)	Ποσοστό απομείωσης εδαφικής δυστησίας (%)
100	0.01	12.7
100	0.1	19.9
200	0.01	13.1
200	0.1	20.1
300	0.01	12.3
300	0.1	15



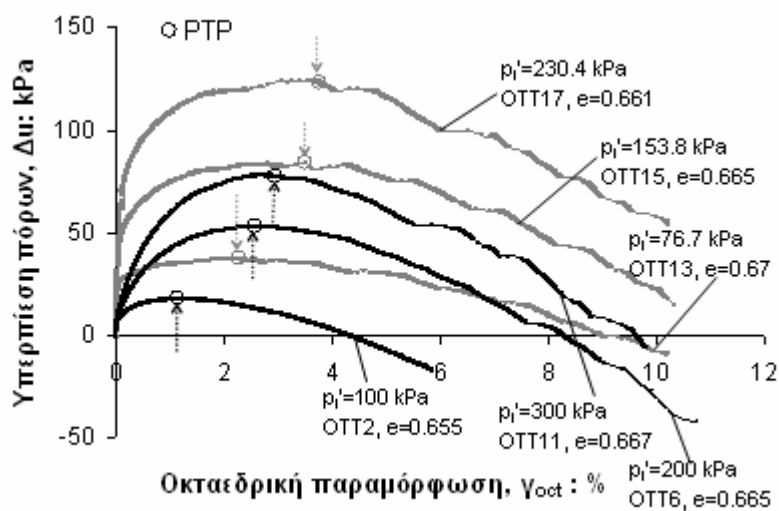
Σχήμα 5.1. (α) Μεταβολή των τάσεων σ_z , σ_r , σ_θ και $\tau_{\theta z}$ κατά την αποφόρτιση σε ισότροπες συνθήκες τάσεων και (β) Μεταβολή των τάσεων σ_z , σ_r , σ_θ και $\tau_{\theta z}$ κατά την στρεπτική διάτμηση



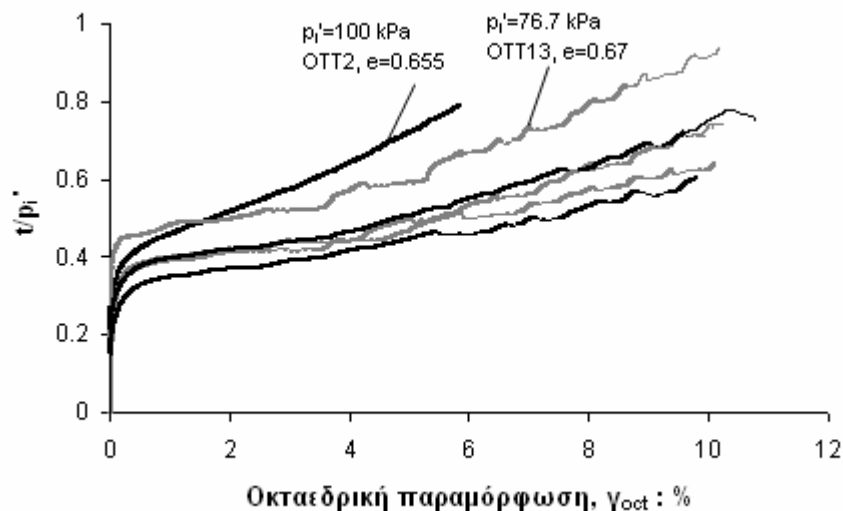
Σχήμα 5.2. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα (IC) και ανισότροπα (AC₄₅) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa (D_r~32%): διαδρομές ενεργών τάσεων



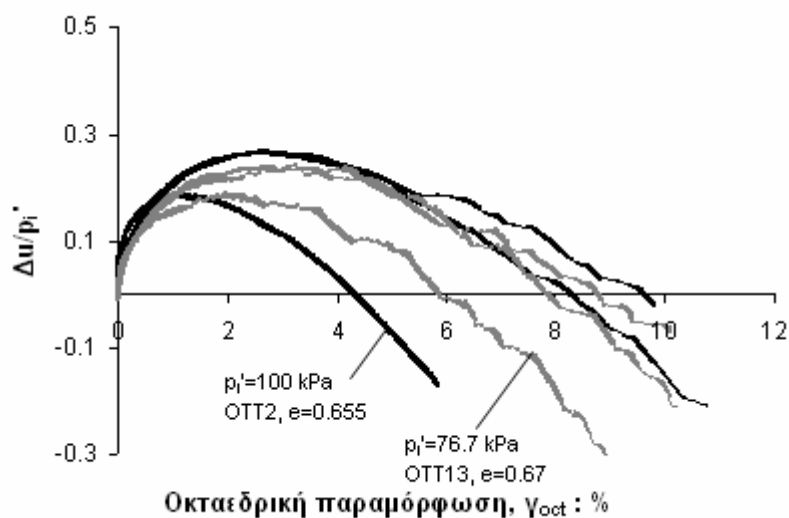
Σχήμα 5.3. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(45)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa ($D_r \sim 32\%$): καμπύλες τάσεων – παραμορφώσεων



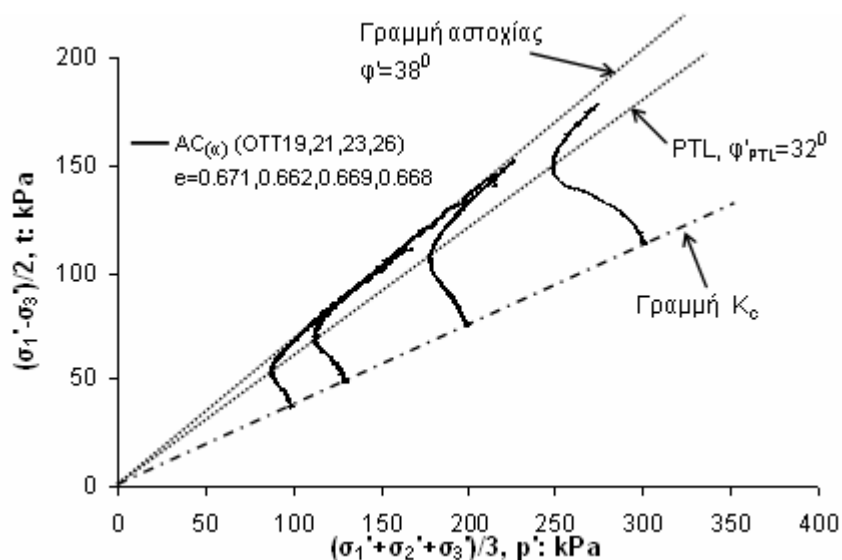
Σχήμα 5.4. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(45)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa ($D_r \sim 32\%$): καμπύλες υπερπίεσης πόρων ως προς οκταεδρική παραμόρφωση



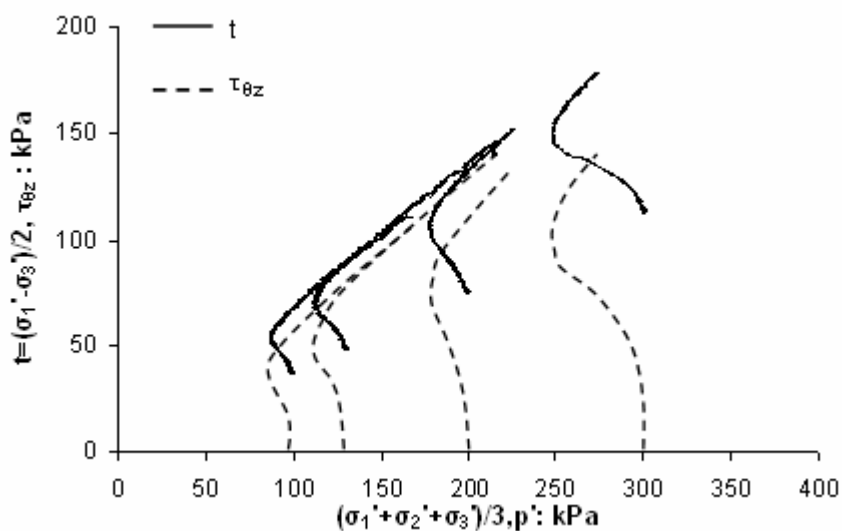
Σχήμα 5.5. Μονotonική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(45)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa ($D_r \sim 32\%$): κανονικοποιημένες καμπύλες διατμητικής τάσης, t/p_i' , ως προς οκταεδρική παραμόρφωση



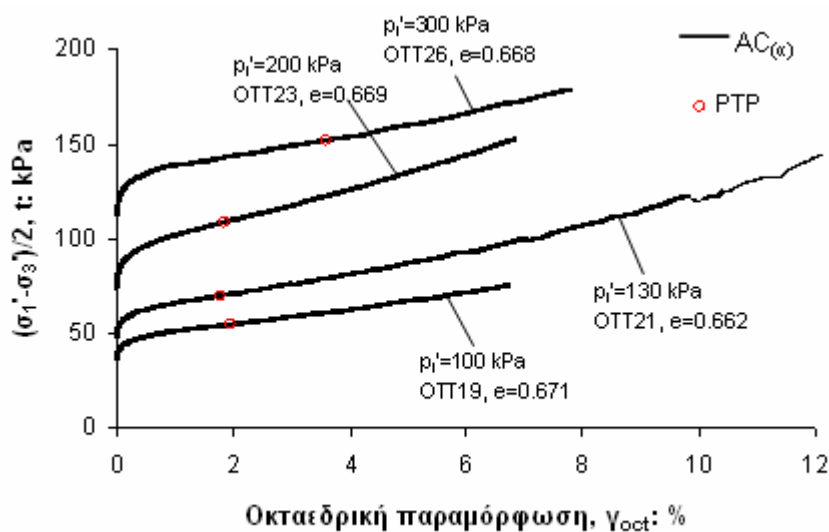
Σχήμα 5.6. Μονotonική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(45)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa ($D_r \sim 32\%$): κανονικοποιημένες καμπύλες υπερπίεσης πόρων, $\Delta u/p_i'$, ως προς οκταεδρική παραμόρφωση



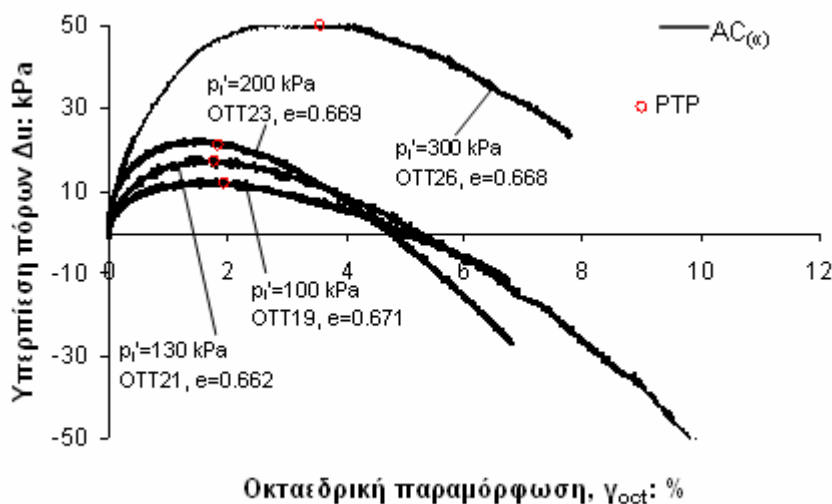
Σχήμα 5.7. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων, $AC_{(\omega)}$, άμμου Ottawa ($D_r \sim 32\%$): διαδρομές ενεργών τάσεων σε άξονες $t - p'$



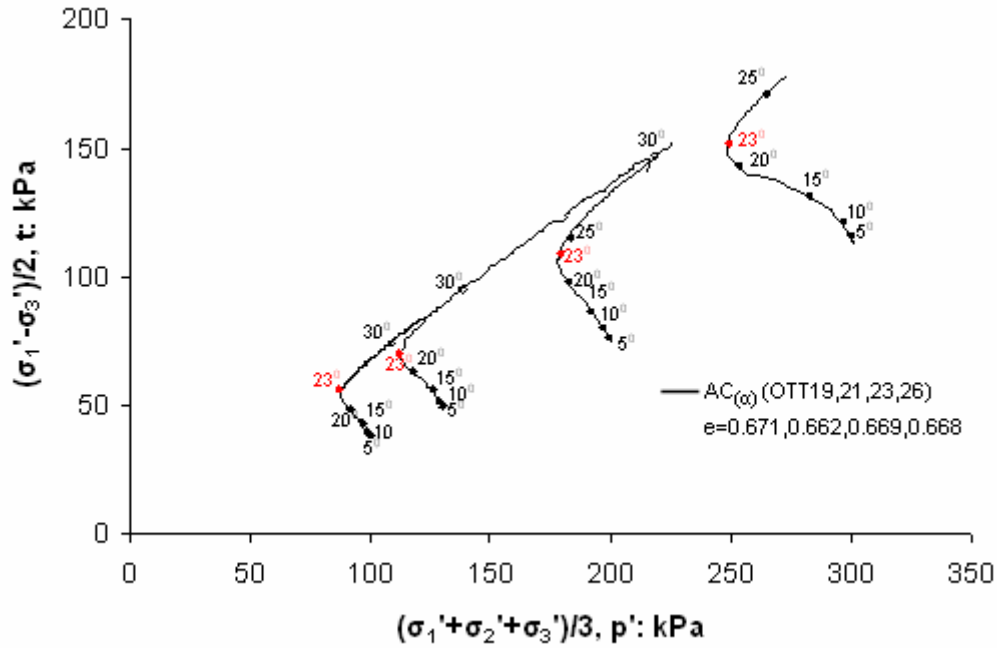
Σχήμα 5.8. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων, $AC_{(\omega)}$, άμμου Ottawa ($D_r \sim 32\%$): διαδρομές ενεργών τάσεων σε άξονες $t - p'$ και $\tau_{\theta z} - p'$



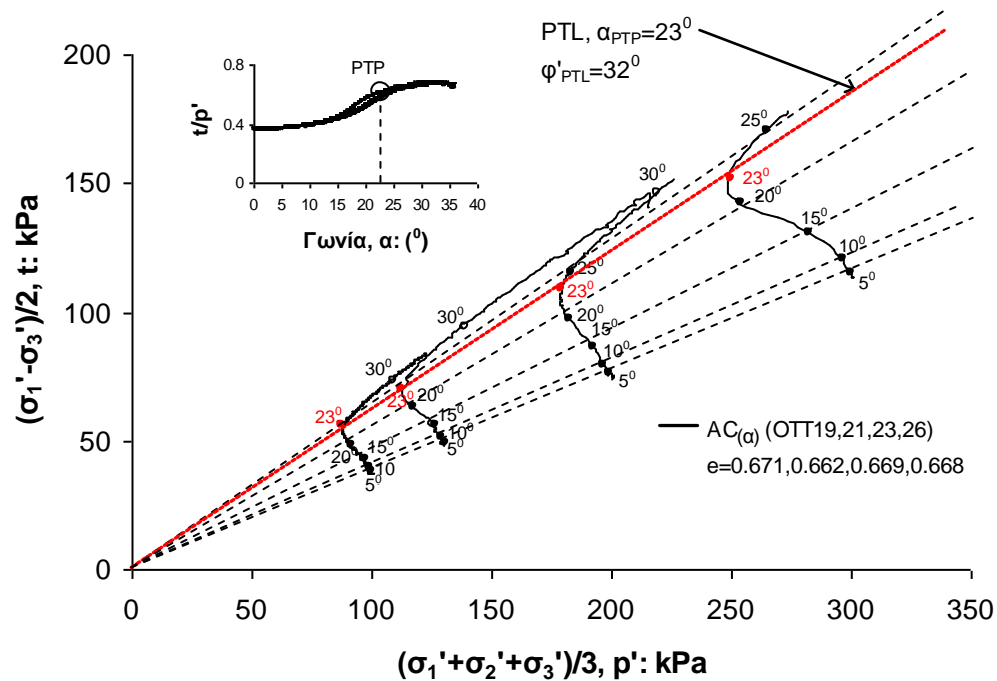
Σχήμα 5.9. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμών, $AC_{(\alpha)}$, άμμου Ottawa ($D_r \sim 32\%$): καμπύλες τάσεων – παραμορφώσεων



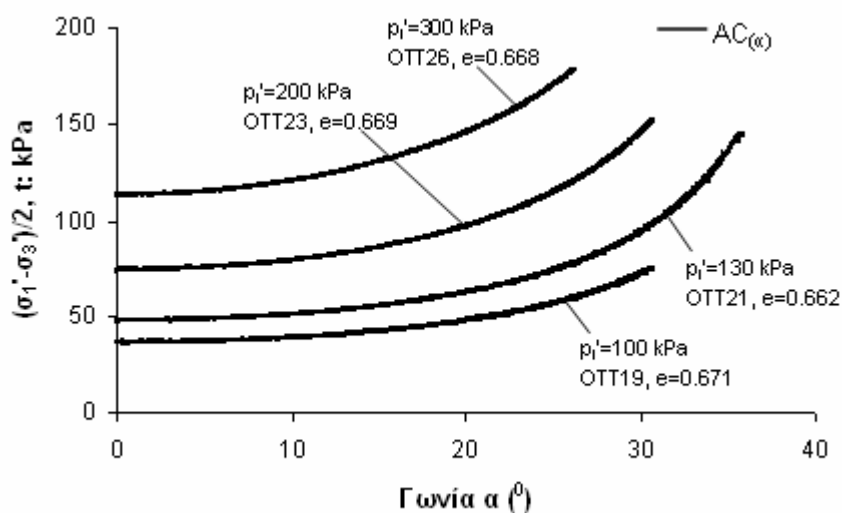
Σχήμα 5.10. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμών, $AC_{(\alpha)}$, άμμου Ottawa ($D_r \sim 32\%$): καμπύλες υπερπίεσης πόρων ως προς οκταεδρική παραμόρφωση



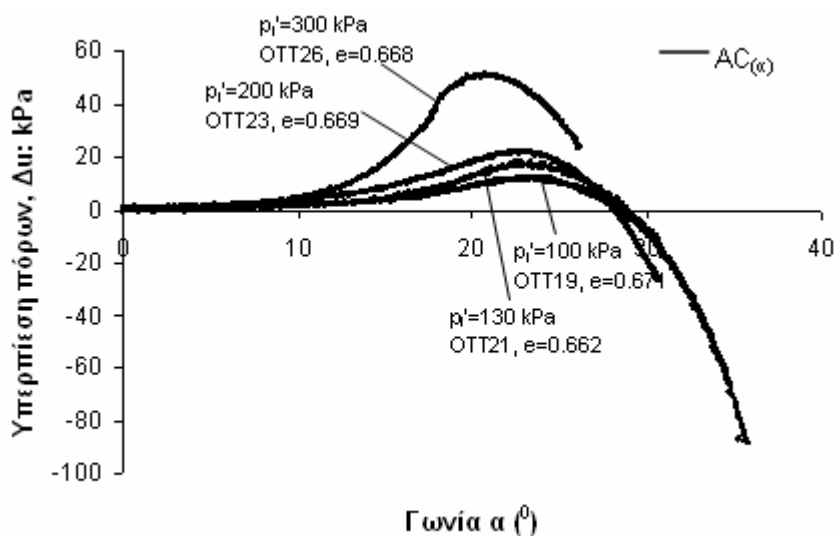
Σχήμα 5.11. Μεταβολή της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων, α , κατά μήκος της διαδρομής ενεργών τάσεων ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων, $AC_{(\alpha)}$, άμμου Ottawa υποβαλλόμενα σε μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης ($D_r \sim 32\%$)



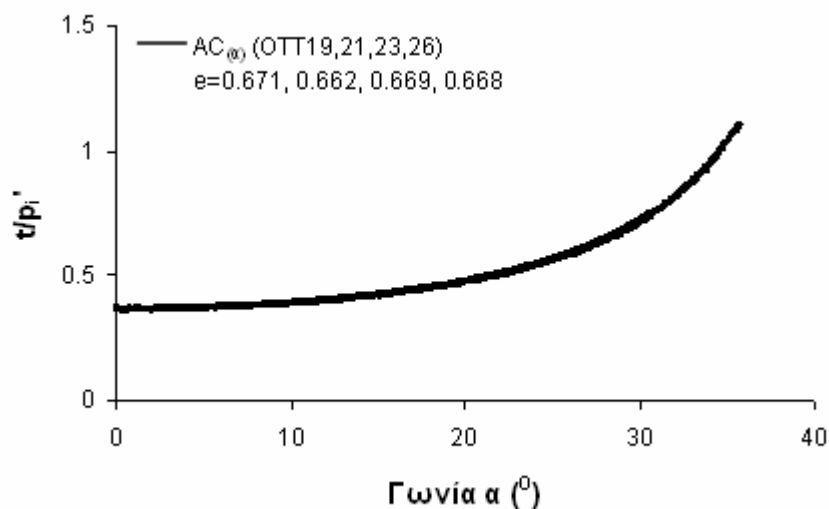
Σχήμα 5.12. Μεταβολή της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων, α , κατά μήκος της διαδρομής ενεργών τάσεων ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων, $AC_{(\alpha)}$, άμμου Ottawa υποβαλλόμενα σε μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης ($D_r \sim 32\%$): γραμμές σταθερού λόγου τάσεων



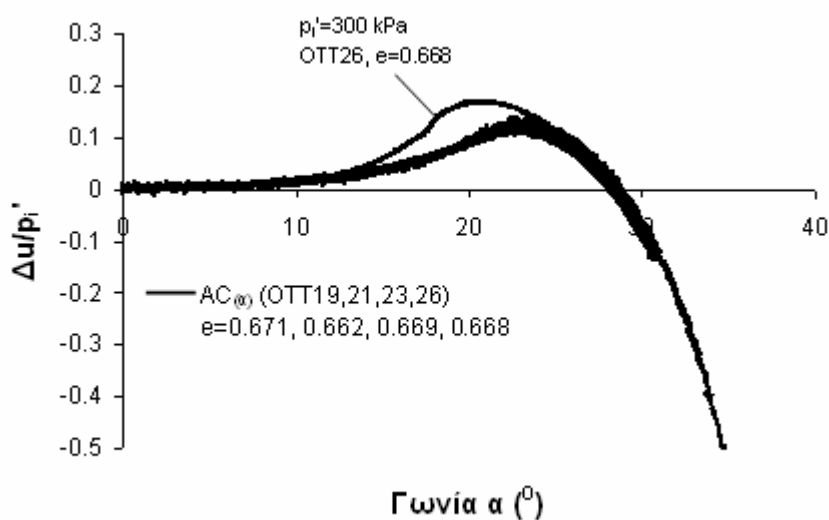
Σχήμα 5.13. Διάγραμμα διατμητικής τάσης, t , ως προς γωνία α για ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια, $AC_{(\alpha)}$, άμμου Ottawa ($D_r \sim 32\%$)



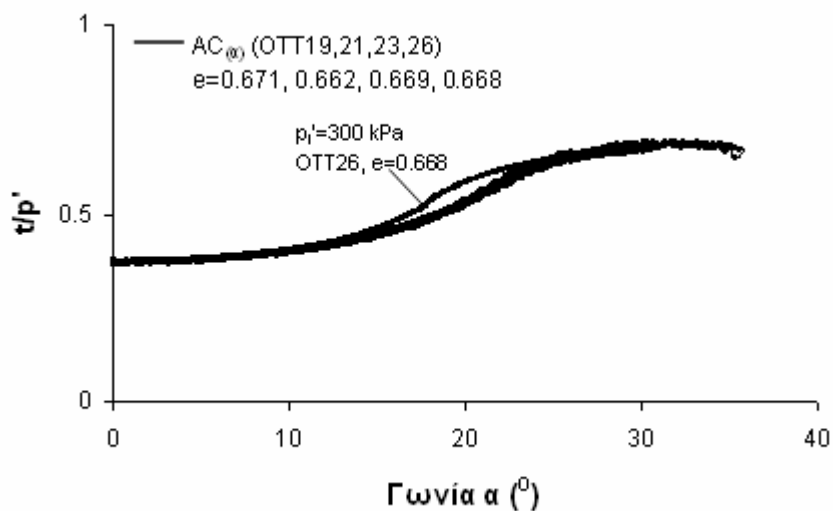
Σχήμα 5.14. Διάγραμμα υπερπίεσης πόρων, Δu , ως προς γωνία α για ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια, $AC_{(\alpha)}$, άμμου Ottawa ($D_r \sim 32\%$)



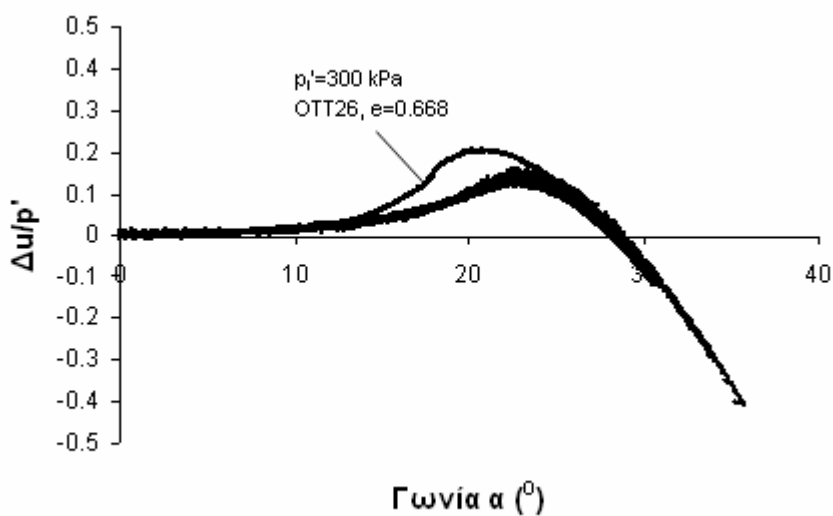
Σχήμα 5.15. Διάγραμμα κανονικοποιημένης διατμητικής τάσης, t/p_i' , ως προς γωνία α για ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια, $AC_{(\omega)}$, άμμου Ottawa ($D_r \sim 32\%$)



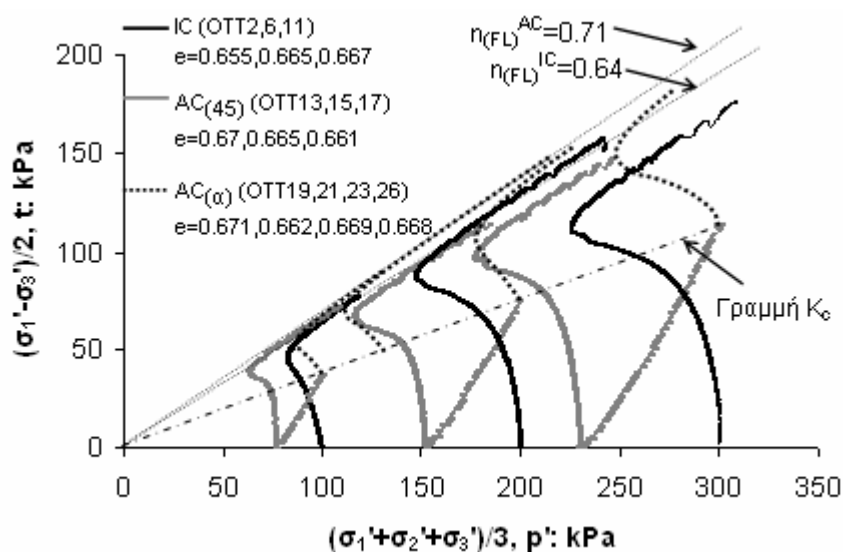
Σχήμα 5.16. Διάγραμμα κανονικοποιημένης υπερπίεσης πόρων, $\Delta u/p_i'$, ως προς γωνία α για ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια, $AC_{(\omega)}$, άμμου Ottawa ($D_r \sim 32\%$)



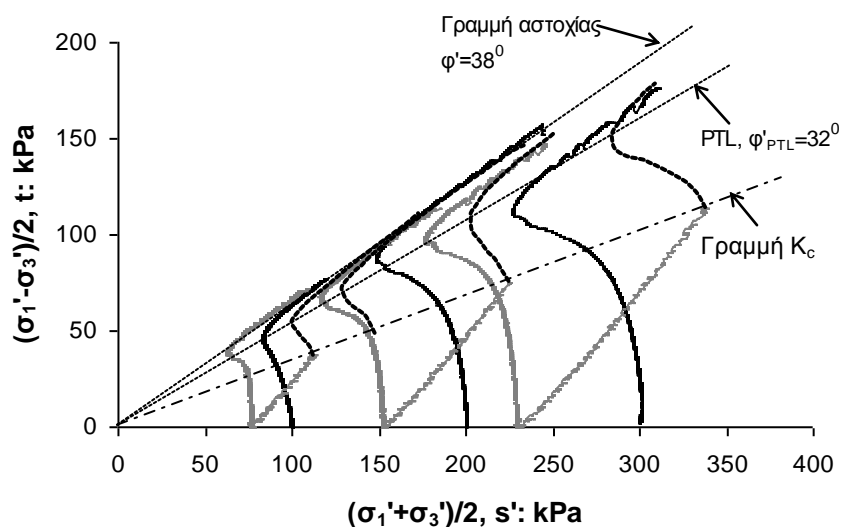
Σχήμα 5.17. Διάγραμμα κανονικοποιημένης διατμητικής τάσης, τ/p' , ως προς γωνία α για ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια, AC_(ω), άμμου Ottawa ($D_r \sim 32\%$)



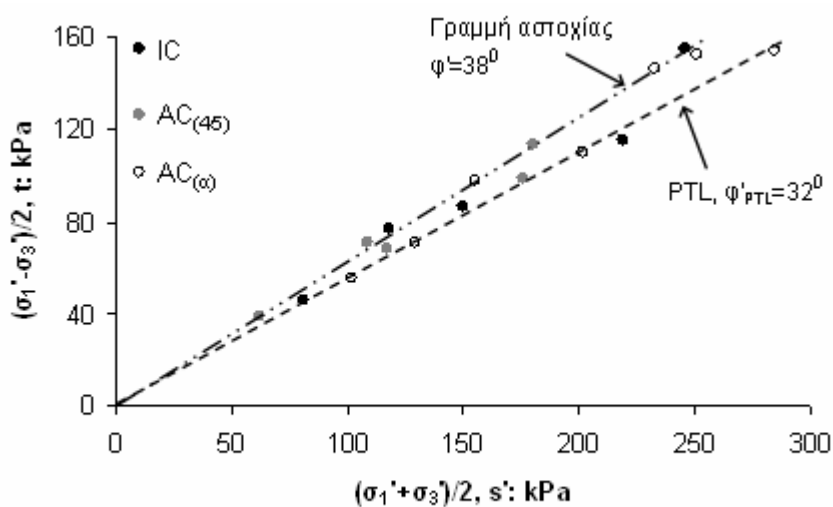
Σχήμα 5.18. Διάγραμμα κανονικοποιημένης υπερπίεσης πόρων, $\Delta u/p'$, ως προς γωνία α για ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια, AC_(ω), άμμου Ottawa ($D_r \sim 32\%$)



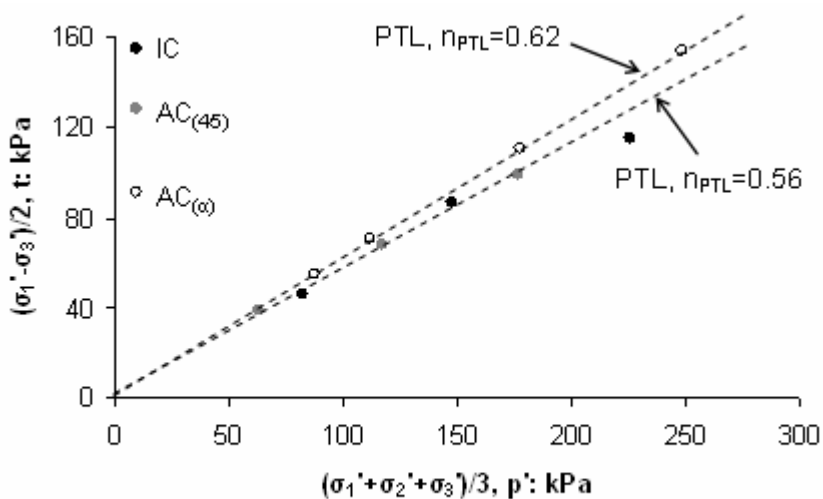
Σχήμα 5.19. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(45)}$ & $AC_{(\alpha)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa ($D_r \sim 32\%$): διαδρομές ενεργών τάσεων σε άξονες $t - p'$



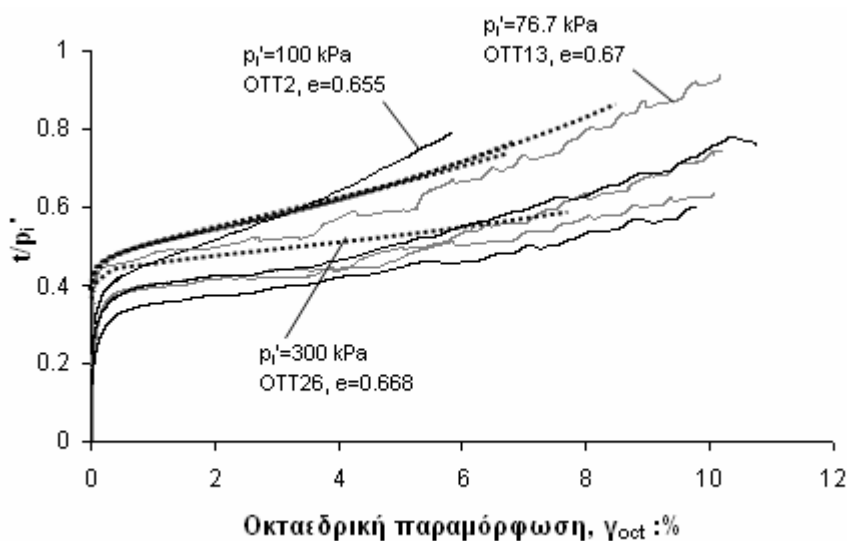
Σχήμα 5.20. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(45)}$ & $AC_{(\alpha)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa ($D_r \sim 32\%$): διαδρομές ενεργών τάσεων σε άξονες $t - s'$



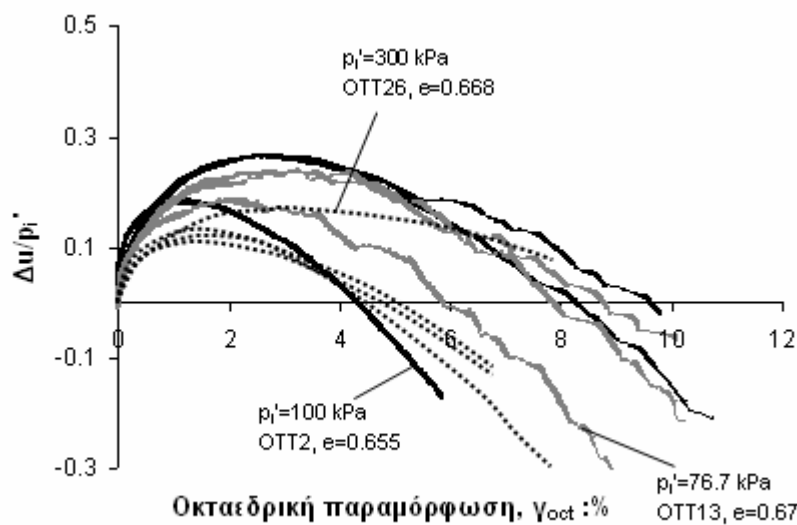
Σχήμα 5.21. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(45)}$ & $AC_{(\infty)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa ($D_r \sim 32\%$): περιβάλλουσα αστοχίας και γραμμή αλλαγής φάσης



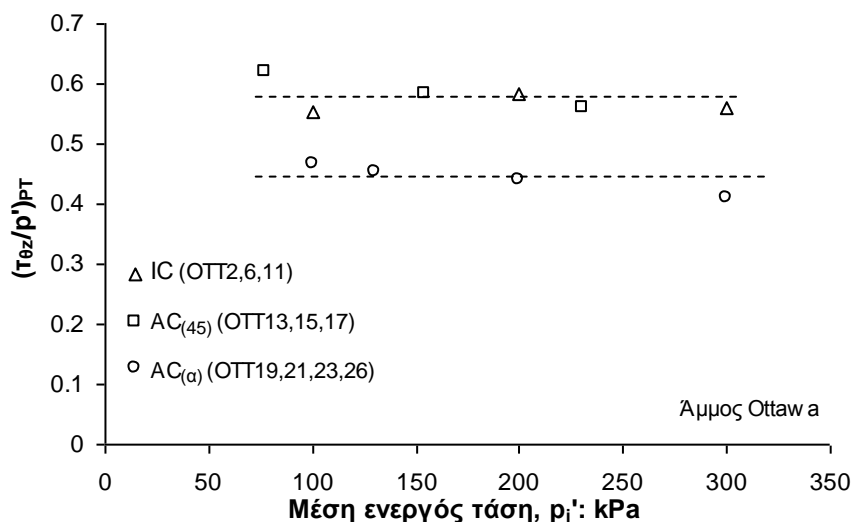
Σχήμα 5.22. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(45)}$ & $AC_{(\infty)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa ($D_r \sim 32\%$): λόγος τάσεων t/p' στο σημείο αλλαγής φάσης



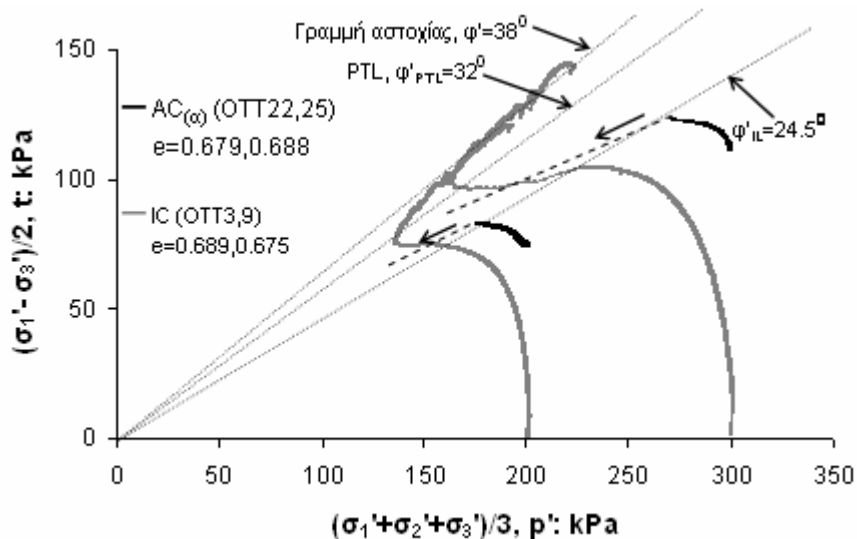
Σχήμα 5.23. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(45)}$ & $AC_{(a)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa ($D_r \sim 32\%$): κανονικοποιημένες καμπύλες διατμητικής τάσης, t'/p_i' , ως προς οκταεδρική παραμόρφωση



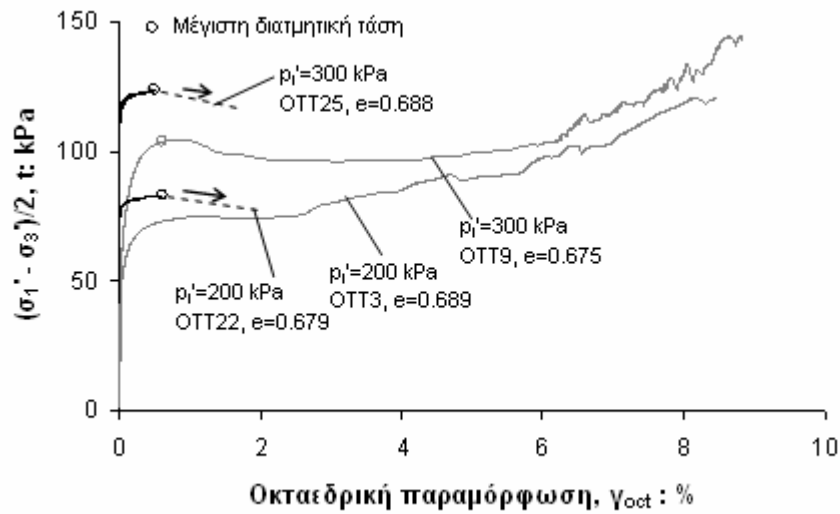
Σχήμα 5.24. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(45)}$ & $AC_{(a)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa ($D_r \sim 32\%$): κανονικοποιημένες καμπύλες υπερπίεσης πόρων, $\Delta u/p_i'$, ως προς οκταεδρική παραμόρφωση



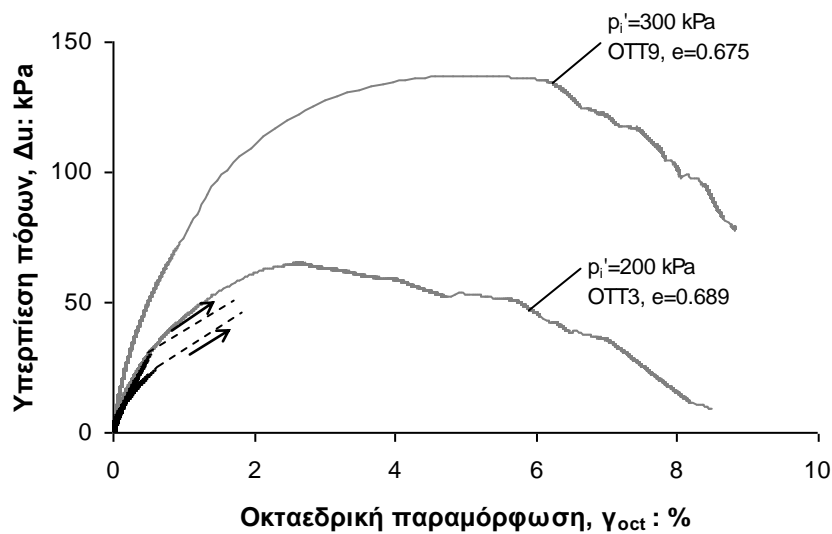
Σχήμα 5.25. Μεταβολή του λόγου στρεπτικής διατμητικής τάσης, $\tau_{\theta z}/\rho'$, στα σημεία αλλαγής φάσης για ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(45)}$ & $AC_{(\alpha)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa ($D_r \sim 32\%$)



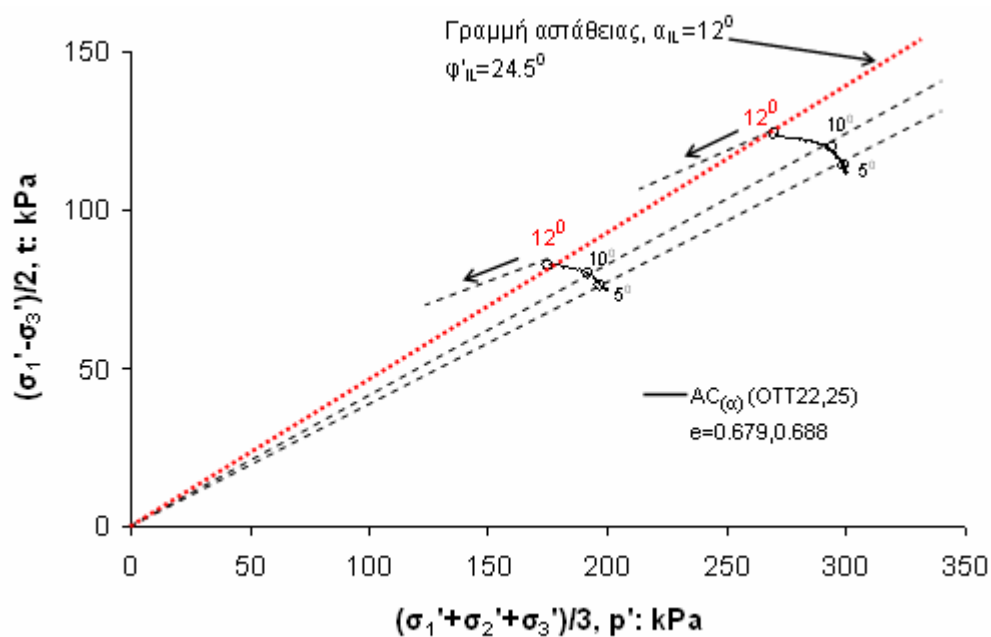
Σχήμα 5.26. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(\alpha)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa ($D_r \sim 25\%$): διαδρομές ενεργών τάσεων



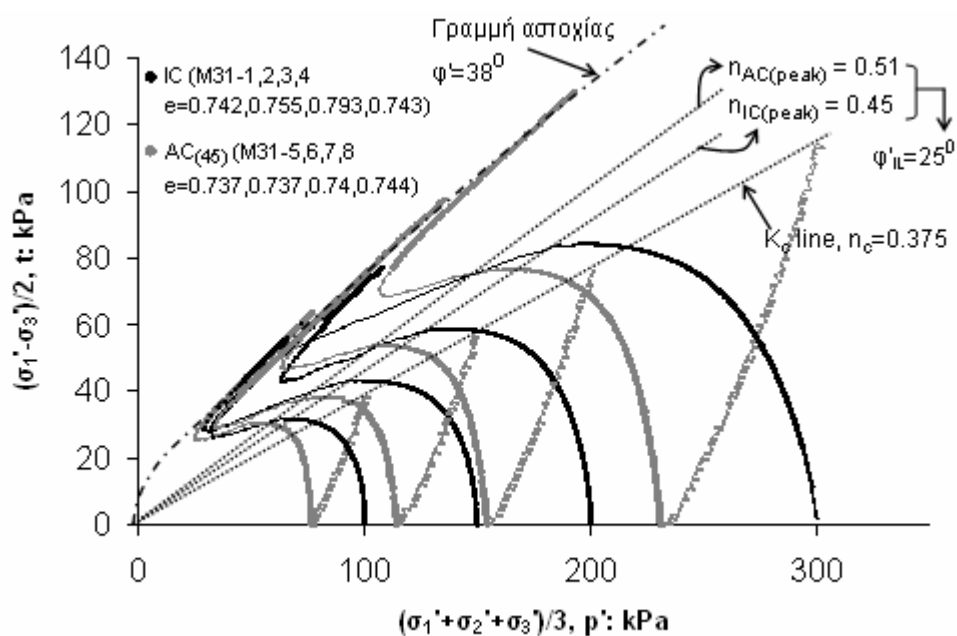
Σχήμα 5.27. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(ω)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa ($D_r \sim 25\%$): καμπύλες τάσεων – παραμορφώσεων



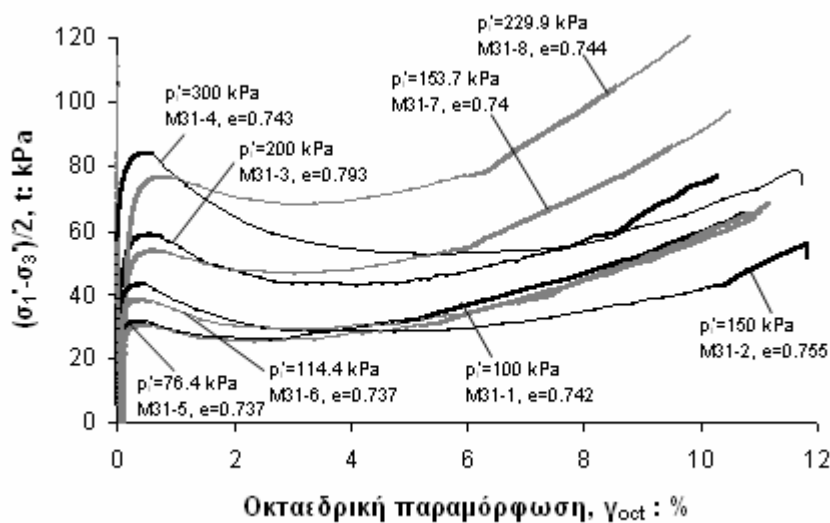
Σχήμα 5.28. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(ω)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa ($D_r \sim 25\%$): καμπύλες υπερπίεσης πόρων ως προς οκταεδρική παραμόρφωση



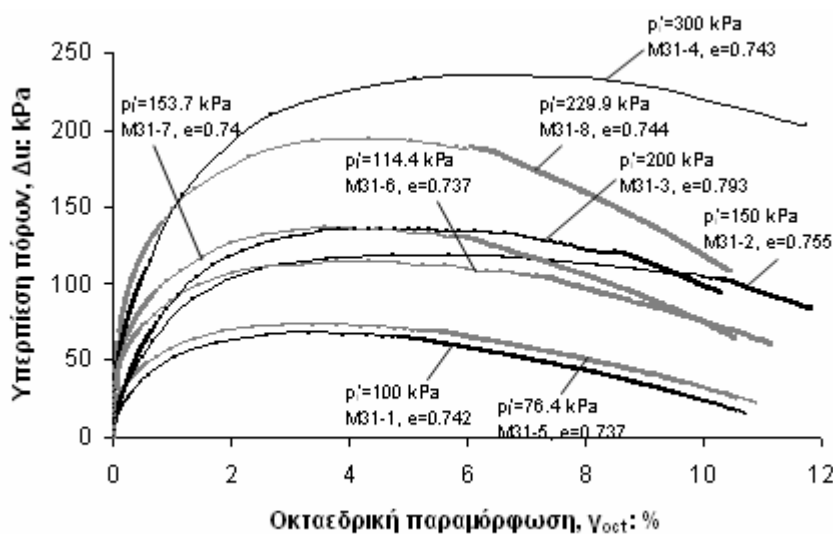
Σχήμα 5.29. Μεταβολή της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων, α , κατά μήκος της διαδρομής ενεργών τάσεων ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων, $AC_{(\alpha)}$, άμμου Ottawa υποβαλλόμενα σε μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης ($D_r \sim 25\%$): γραμμές σταθερού λόγου τάσεων



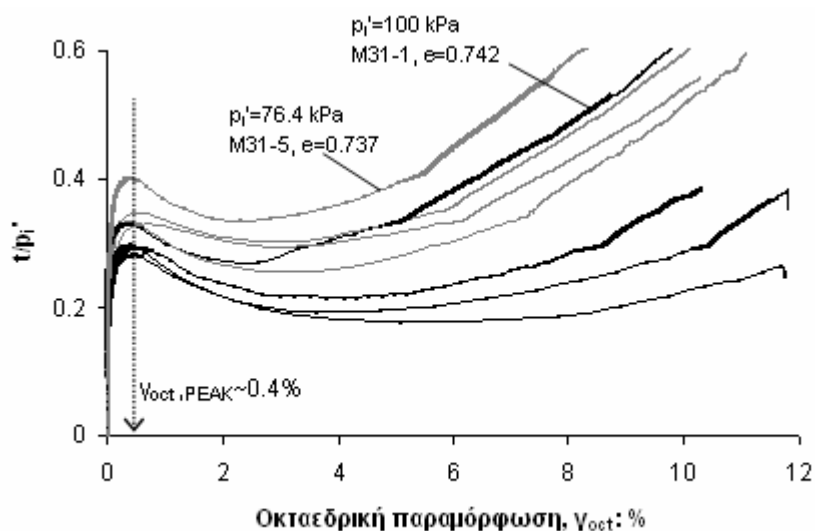
Σχήμα 5.30. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα (IC) και ανισότροπα (AC₍₄₅₎) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου M31: διαδρομές ενεργών τάσεων



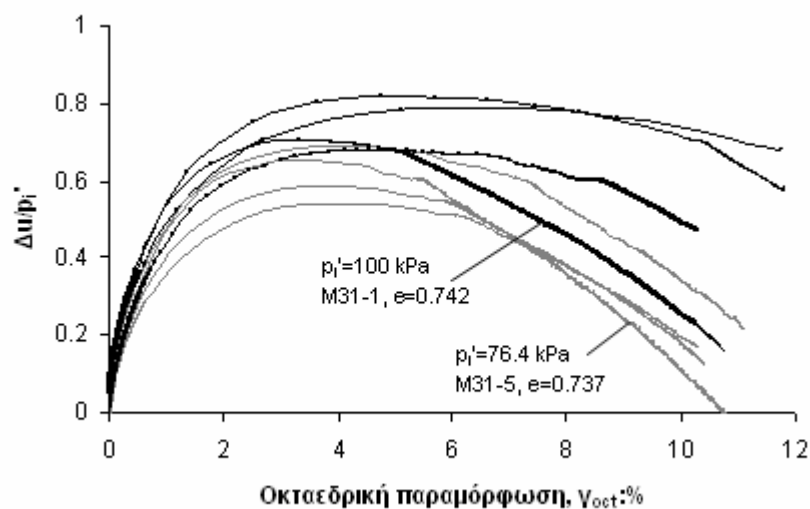
Σχήμα 5.31. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(45)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου M31: καμπύλες τάσεων – παραμορφώσεων



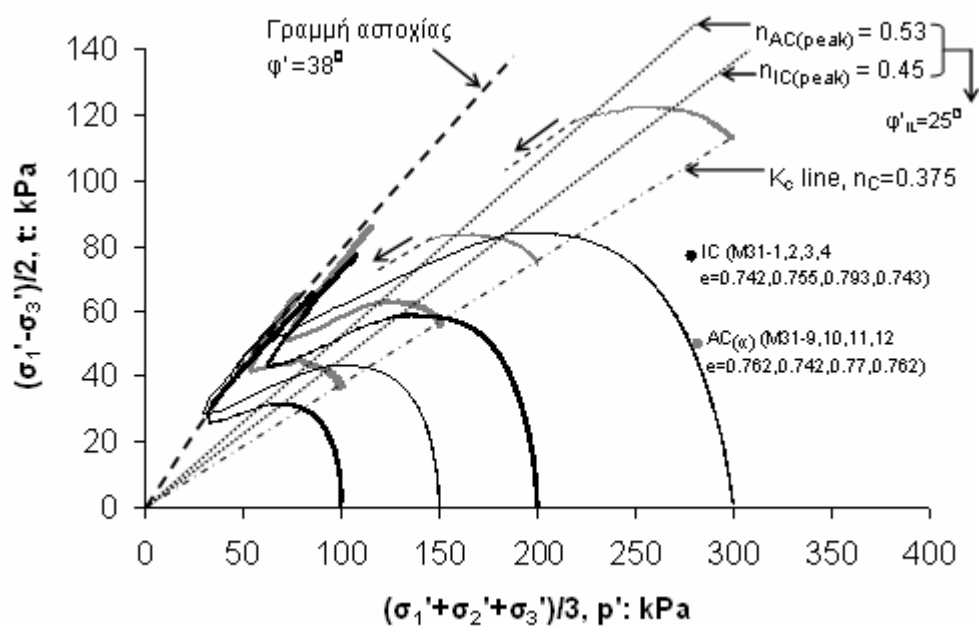
Σχήμα 5.32. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(45)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου M31: καμπύλες υπερπίεσης πόρων ως προς οκταεδρική παραμόρφωση



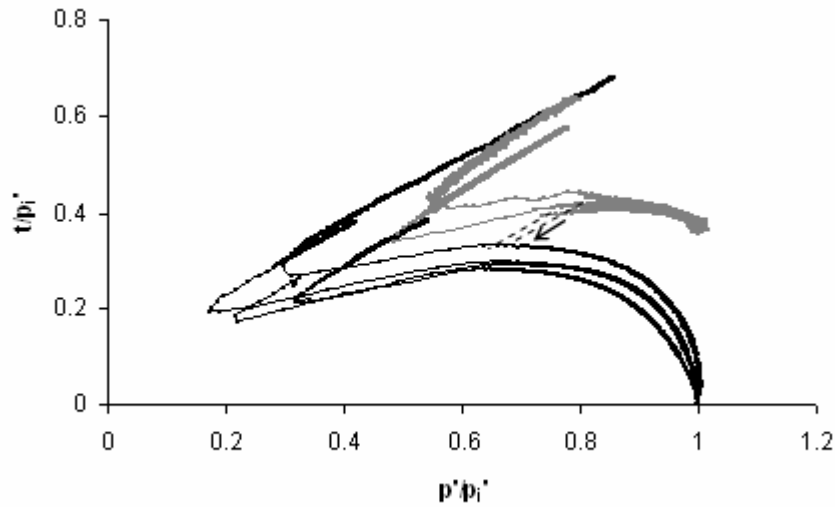
Σχήμα 5.33. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(45)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου M31: κανονικοποιημένες καμπύλες διατμητικής τάσης, t/p_i' , ως προς οκταεδρική παραμόρφωση



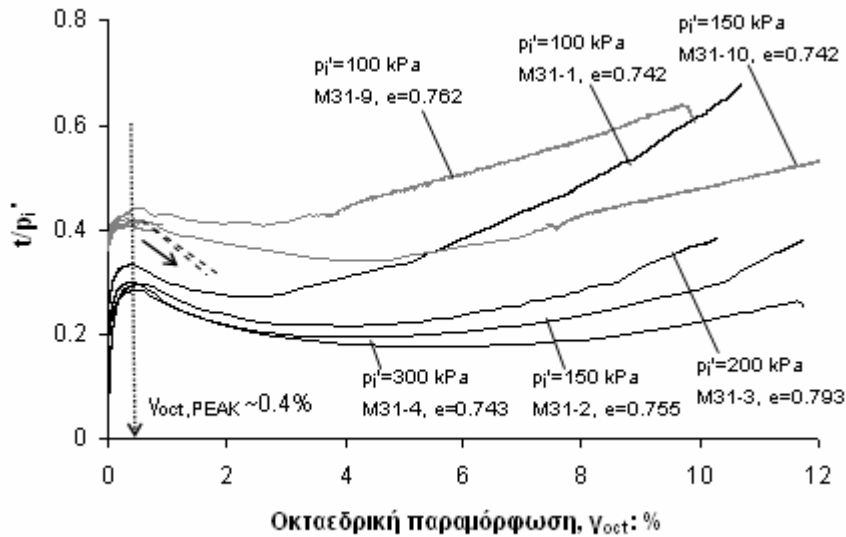
Σχήμα 5.34. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(45)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου M31: κανονικοποιημένες καμπύλες υπερπίεσης πόρων, $\Delta u/p_i'$, ως προς οκταεδρική παραμόρφωση



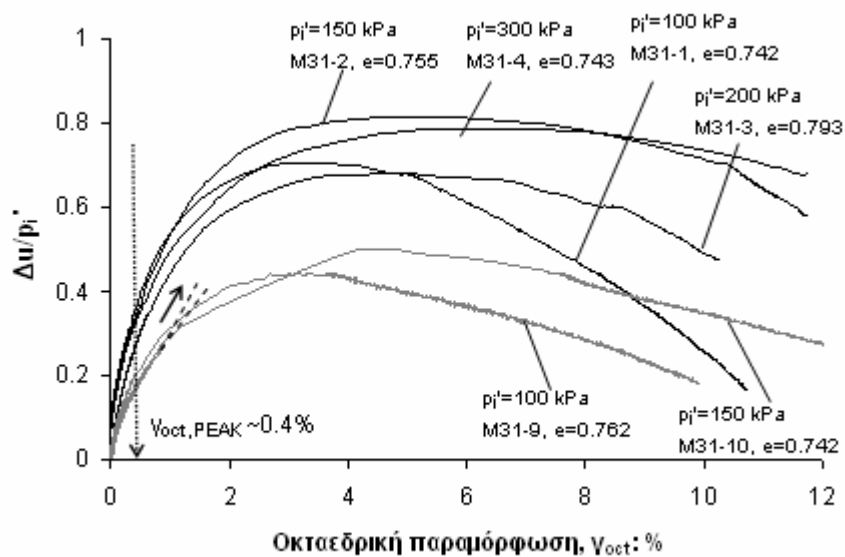
Σχήμα 5.35. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC(\alpha)$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου M31: διαδρομές ενεργών τάσεων



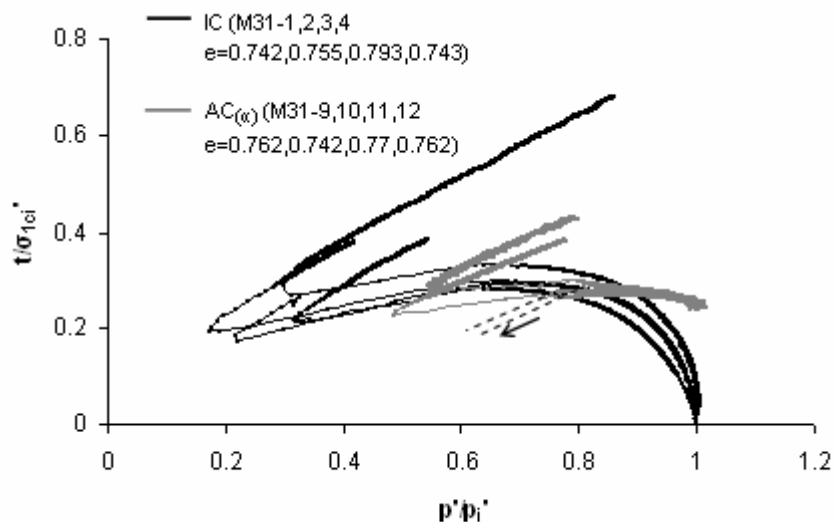
Σχήμα 5.36. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(\omega)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου M31: κανονικοποιημένες διαδρομές ενεργών τάσεων ως προς αρχική μέση ενεργό τάση, p_i'



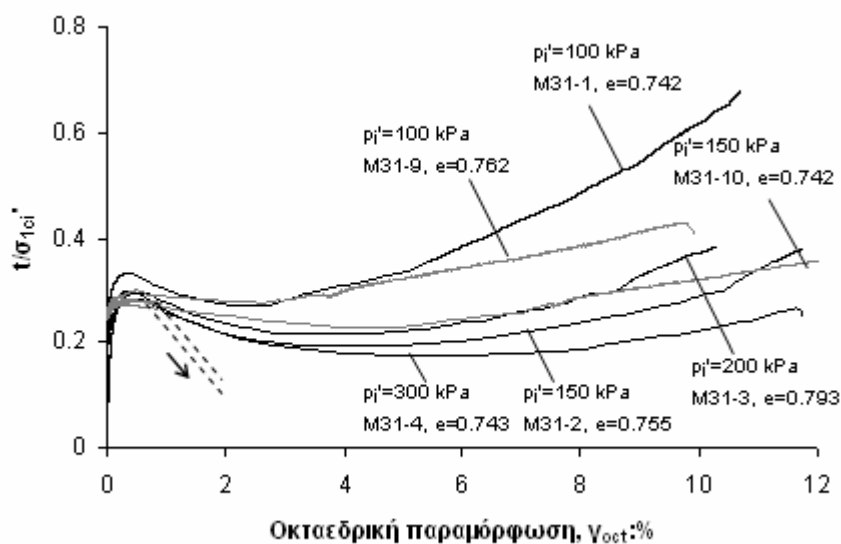
Σχήμα 5.37. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(\omega)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου M31: κανονικοποιημένες καμπύλες διατμητικής τάσης, t/p_i' , ως προς οκταεδρική παραμόρφωση



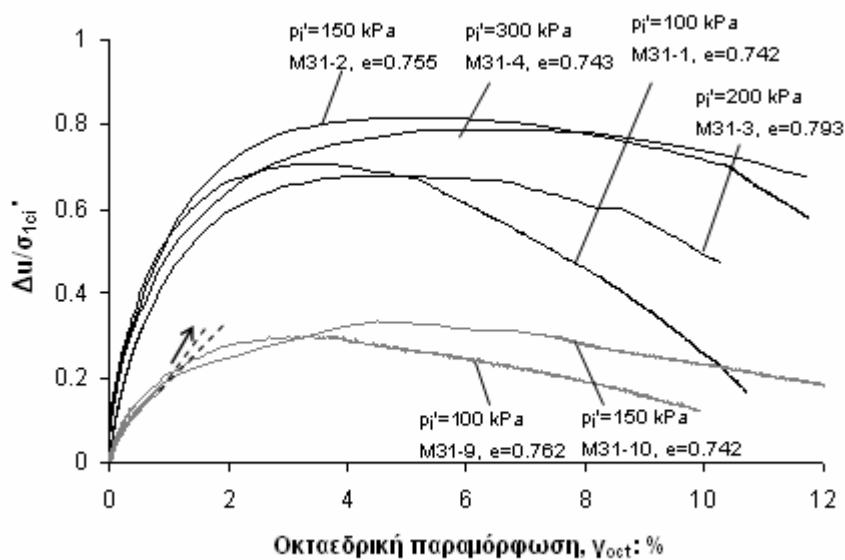
Σχήμα 5.38. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(\omega)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου M31: κανονικοποιημένες καμπύλες υπερπίεσης πόρων, $\Delta u/p_i'$, ως προς οκταεδρική παραμόρφωση



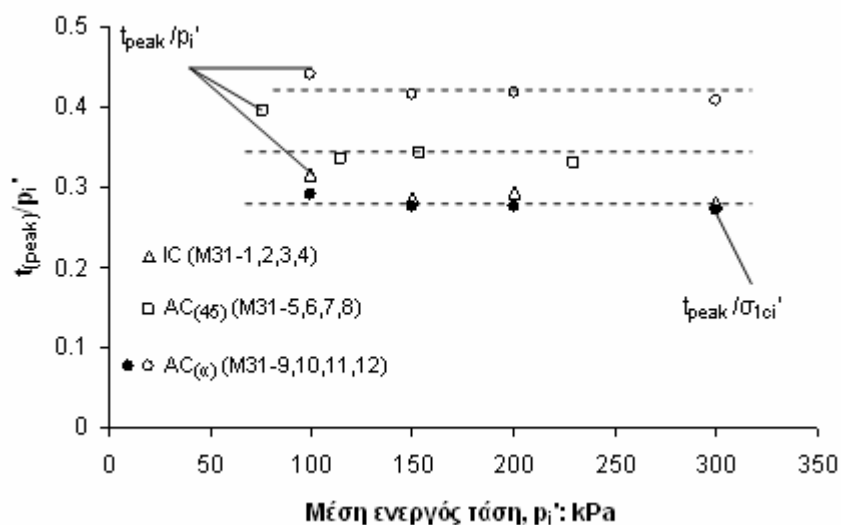
Σχήμα 5.39. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(a)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου M31: κανονικοποιημένες διαδρομές ενεργών τάσεων ως προς αρχική αξονική τάση, σ'_{1ci}



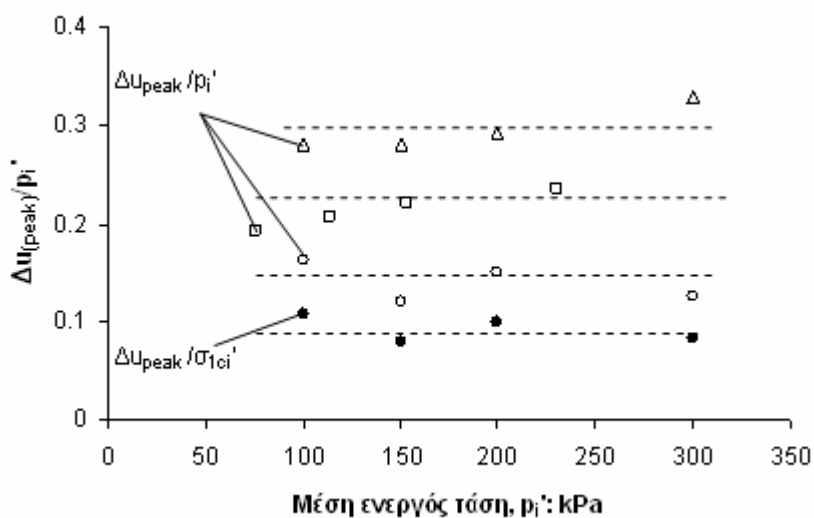
Σχήμα 5.40. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(a)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου M31: κανονικοποιημένες καμπύλες διατμητικής τάσης, t/σ'_{1ci} , ως προς οκταεδρική παραμόρφωση



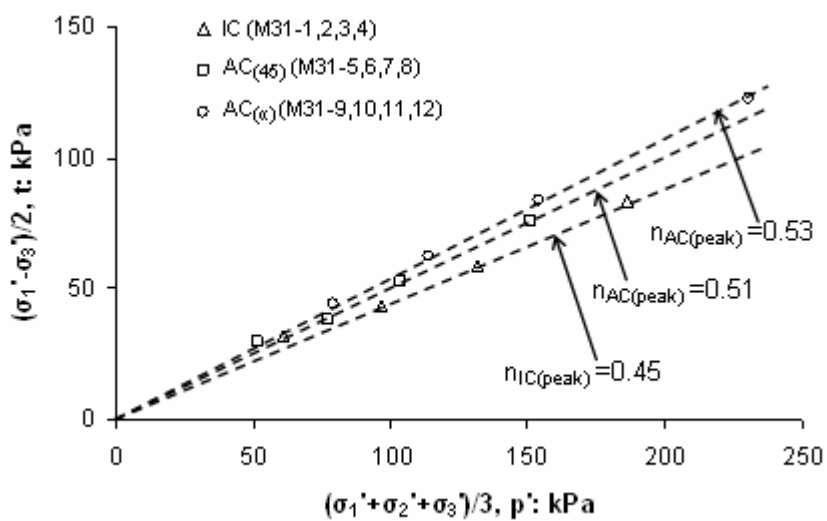
Σχήμα 5.41. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(\omega)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου M31: κανονικοποιημένες καμπύλες υπερπίεσης πόρων, $\Delta u/\sigma'_{1ci}$, ως προς οκταεδρική παραμόρφωση



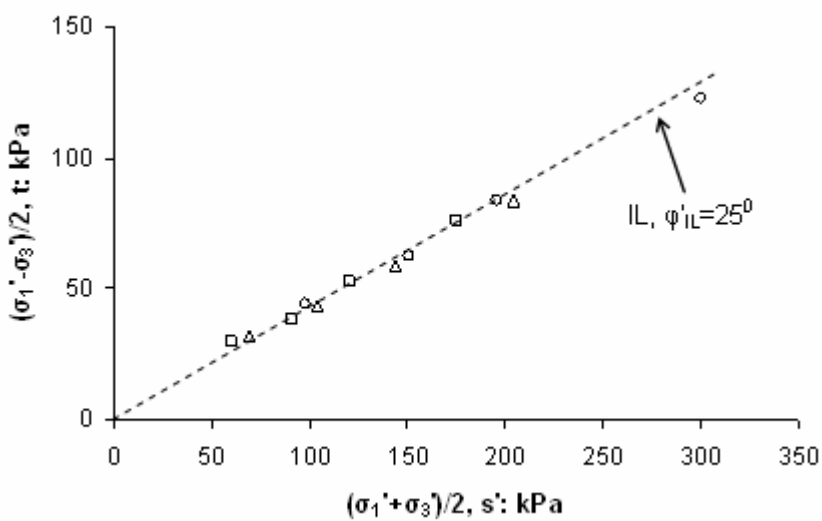
Σχήμα 5.42. Μεταβολή της μέγιστης διατμητικής τάσης ως προς την αρχική μέση ενεργό τάση, t_{peak}/p_i' , για ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(45)}$ & $AC_{(\omega)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου M31



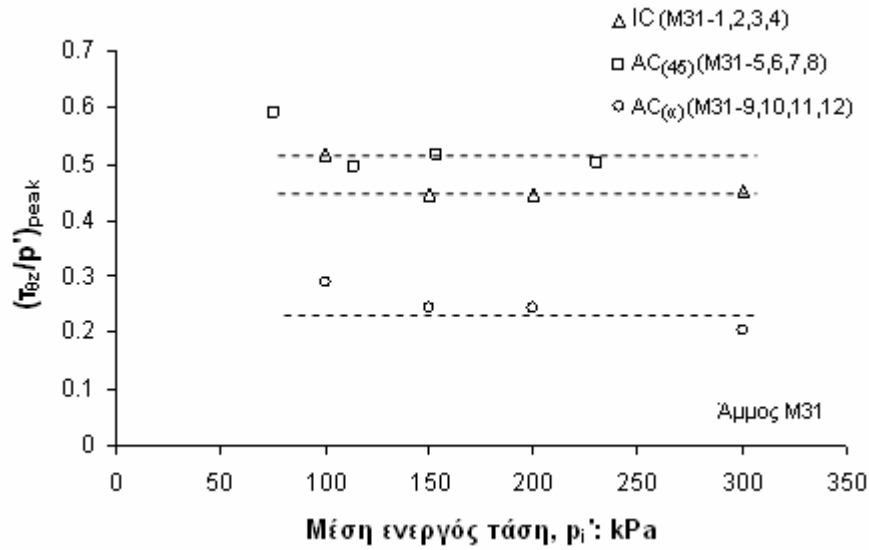
Σχήμα 5.43. Μεταβολή της μέγιστης υπερπίεσης πόρων ως προς την αρχική μέση ενεργό τάση, $\Delta u_{(peak)}/p_i'$, για ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(45)}$ & $AC_{(\omega)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου M31



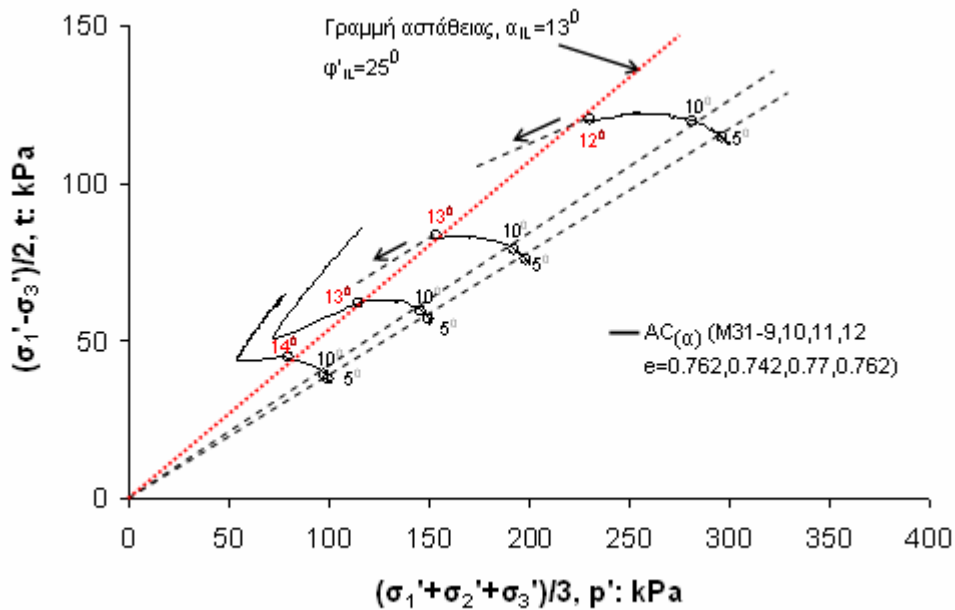
Σχήμα 5.44. Λόγος τάσεων, $n=t/p'$, στα σημεία μέγιστης διατμητικής τάσης



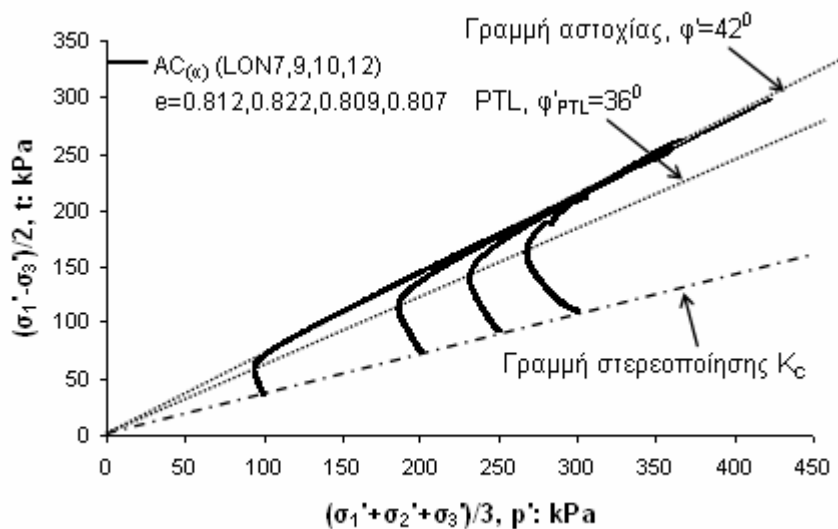
Σχήμα 5.45. Γραμμή αστάθειας ισότροπων (IC) και ανισότροπων ($AC_{(45)}$ & $AC_{(\omega)}$) στερεοποιημένων δοκιμών άμμου M31



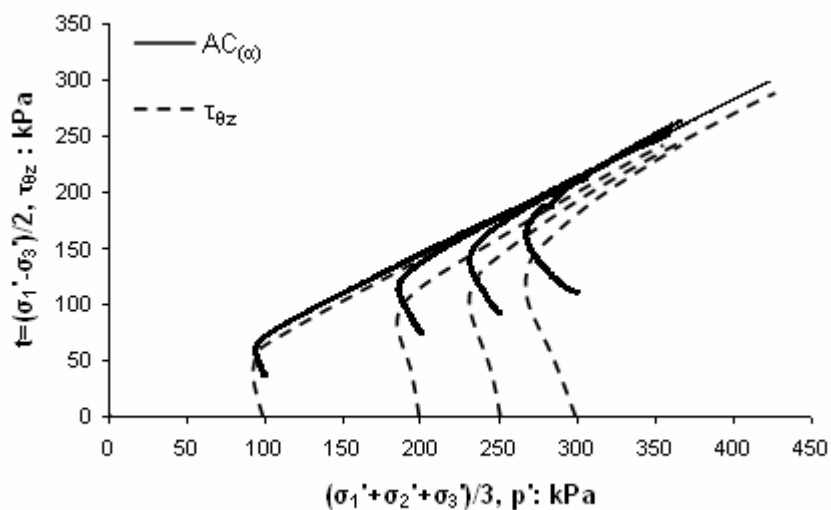
Σχήμα 5.46. Μεταβολή του λόγου στρεπτικής διατμητικής τάσης, $\tau_{\theta z}/p'$, στα σημεία μέγιστης διατμητικής τάσης για ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(45)}$ & $AC_{(\omega)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου M31



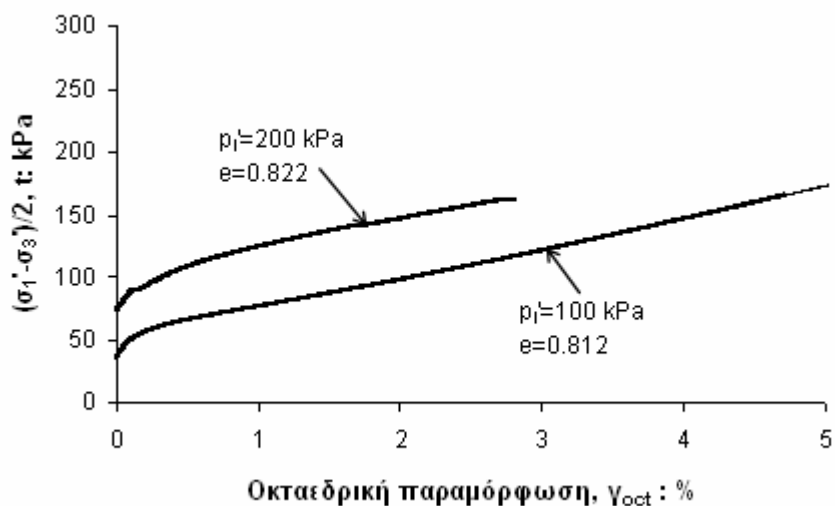
Σχήμα 5.47. Μεταβολή της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων, α , κατά μήκος της διαδρομής ενεργών τάσεων ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων, $AC_{(\omega)}-K_c=0.5$, άμμου M31 υποβαλλόμενα σε μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης: γραμμές σταθερού λόγου τάσεων



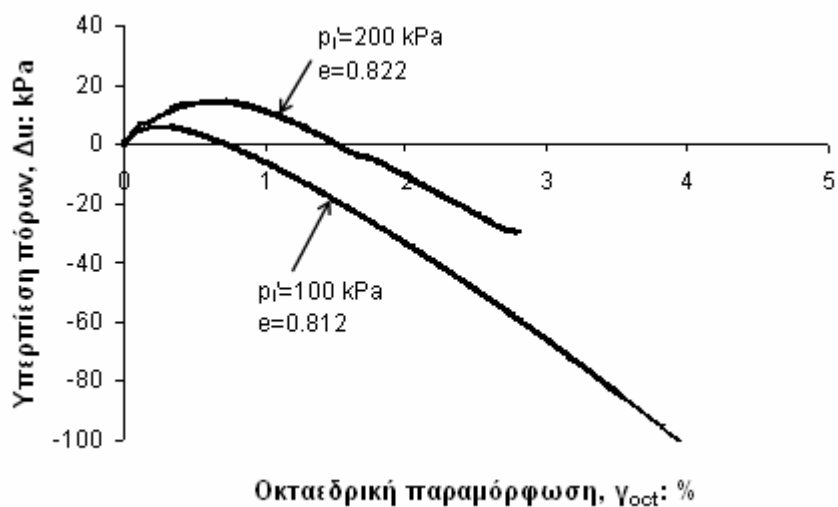
Σχήμα 5.48. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων, $AC_{(\infty)}$, άμμου Longstone: διαδρομές ενεργών τάσεων



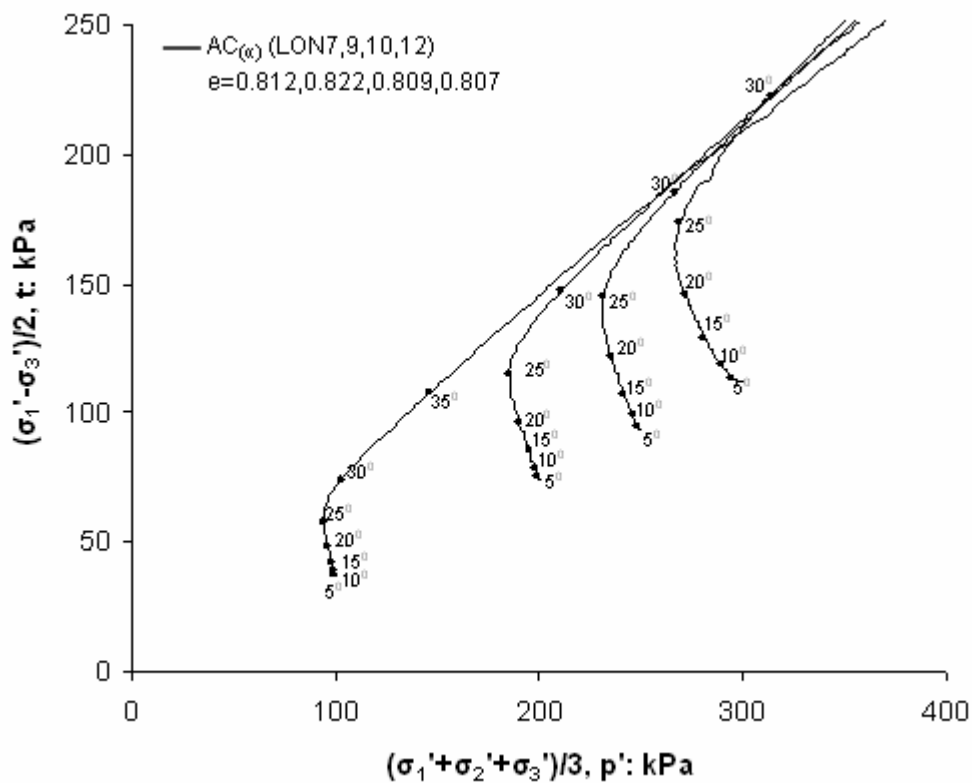
Σχήμα 5.49. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων, $AC_{(\infty)}$, άμμου Longstone: διαδρομές ενεργών τάσεων σε άξονες $t - p'$ και $\tau_{\theta z} - p'$



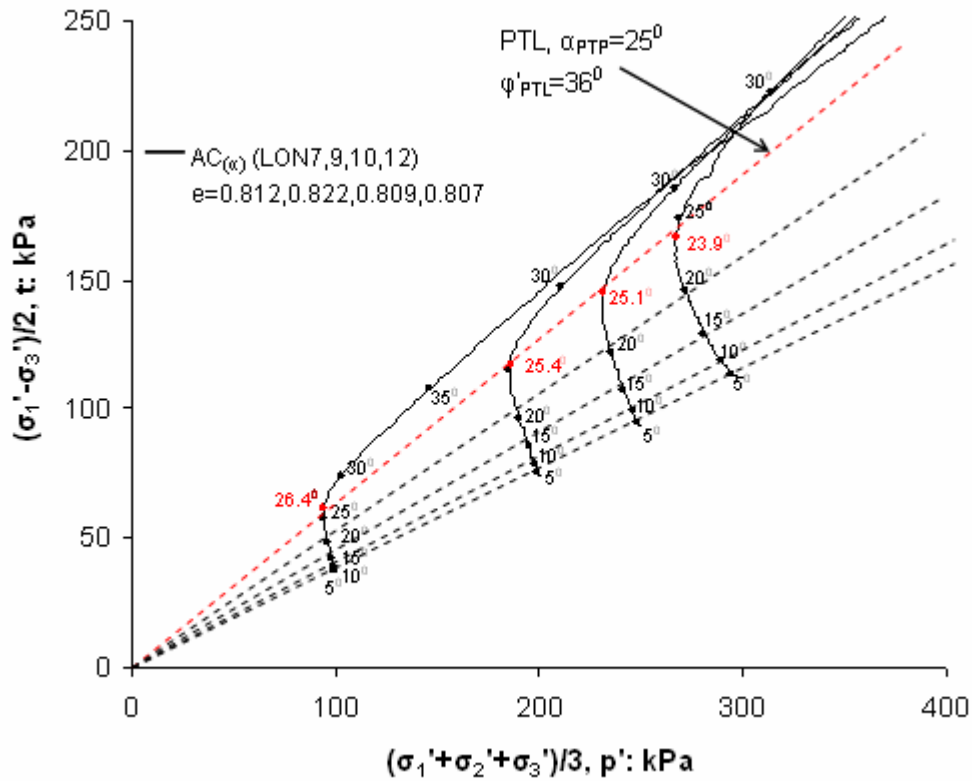
Σχήμα 5.50. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων, $AC_{(\omega)}$, άμμου Longstone: καμπύλες τάσεων – παραμορφώσεων



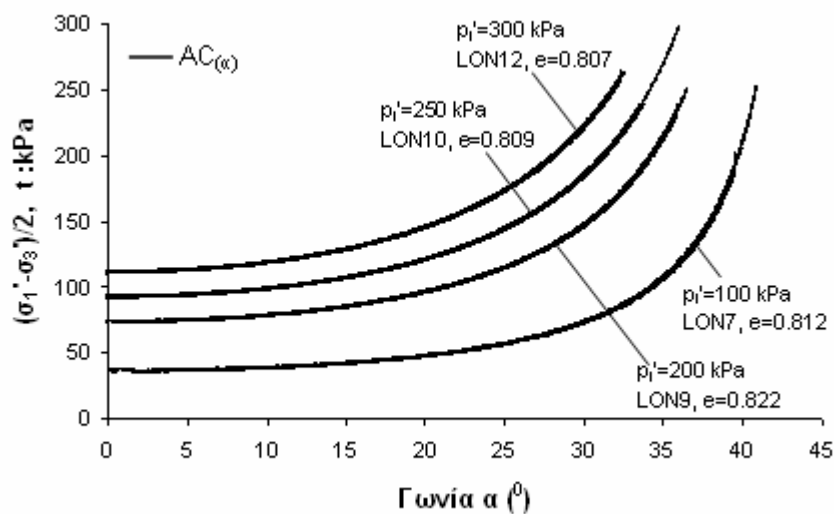
Σχήμα 5.51. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων, $AC_{(\omega)}$, άμμου Longstone: καμπύλες υπερπίεσης πόρων ως προς οκταεδρική παραμόρφωση



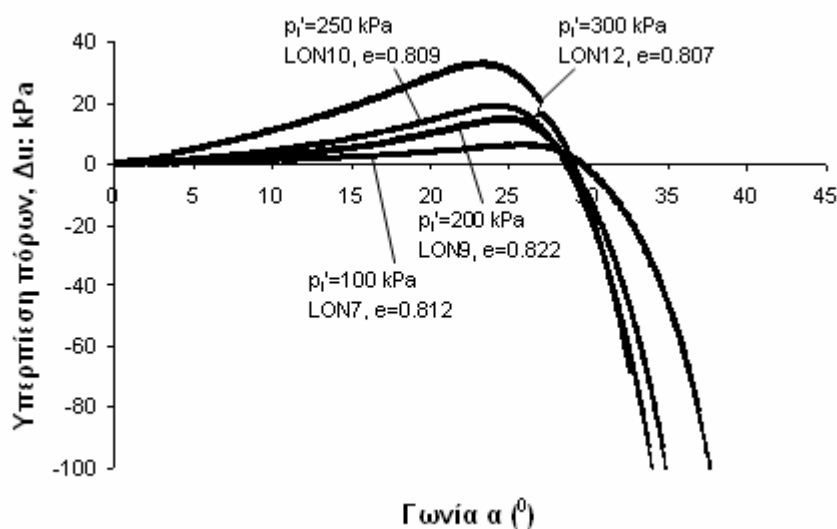
Σχήμα 5.52. Μεταβολή της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων, α , κατά μήκος της διαδρομής ενεργών τάσεων ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων, $AC_{(\omega)}-K_c=0.5$, άμμου Longstone υποβαλλόμενα σε μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης



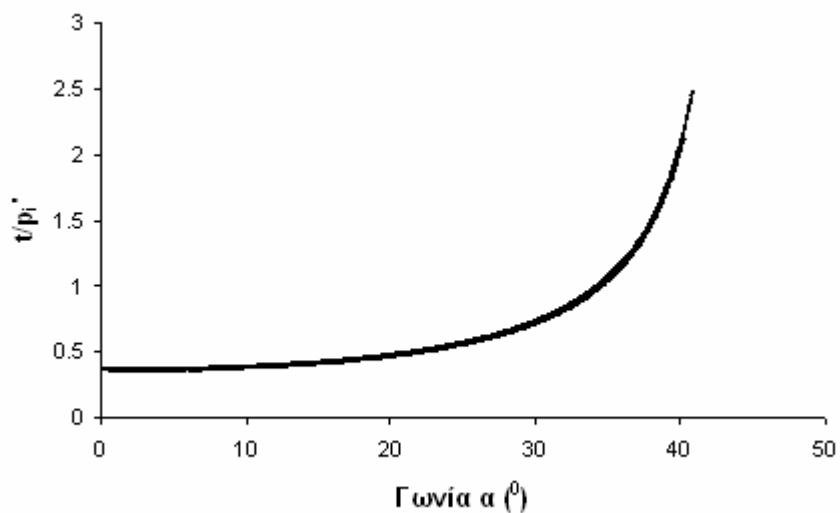
Σχήμα 5.53. Μεταβολή της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων, α , κατά μήκος της διαδρομής ενεργών τάσεων ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων, $AC_{(\omega)}-K_c=0.5$, άμμου Longstone υποβαλλόμενα σε μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης: γραμμές σταθερού λόγου τάσεων



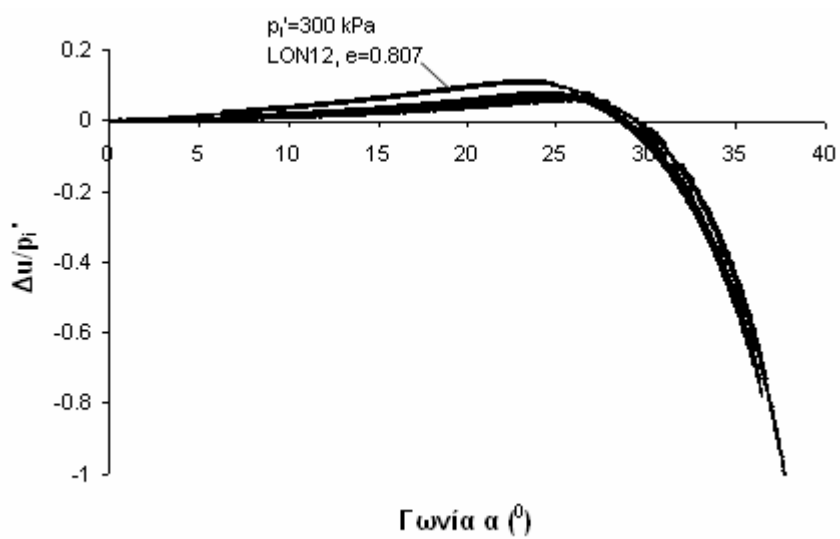
Σχήμα 5.54. Διάγραμμα διατμητικής τάσης, t , ως προς γωνία α για ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια, $AC_{(\omega)}$, άμμου Longstone



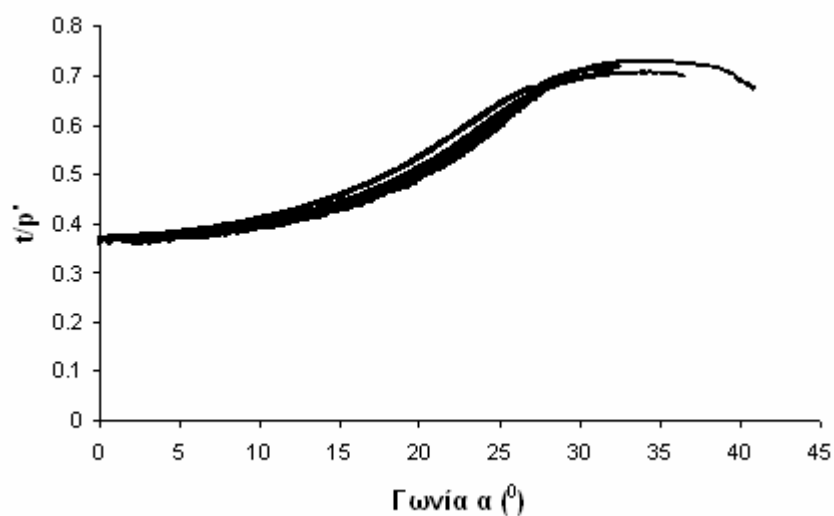
Σχήμα 5.55. Διάγραμμα υπερπίεσης πόρων, Δu , ως προς γωνία α για ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια, $AC_{(\omega)}$, άμμου Longstone



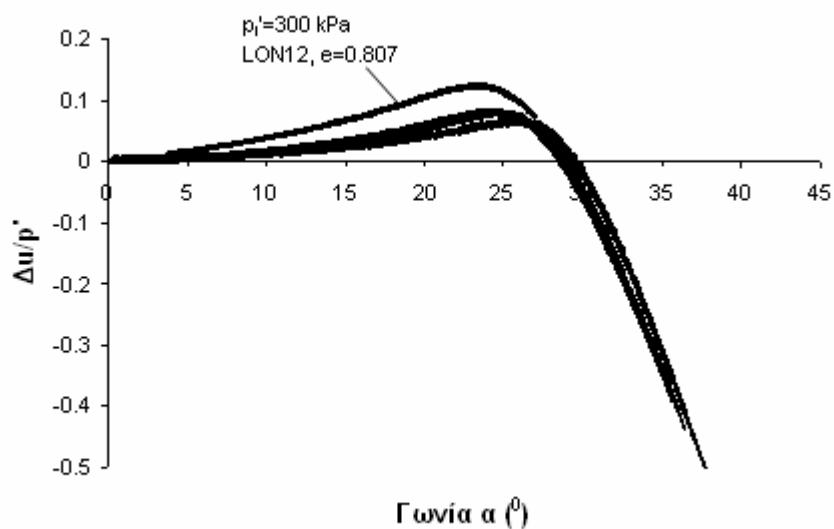
Σχήμα 5.56. Διάγραμμα κανονικοποιημένης διατμητικής τάσης, t/p_i' , ως προς γωνία α για ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια, $AC_{(\omega)}$, άμμου Longstone



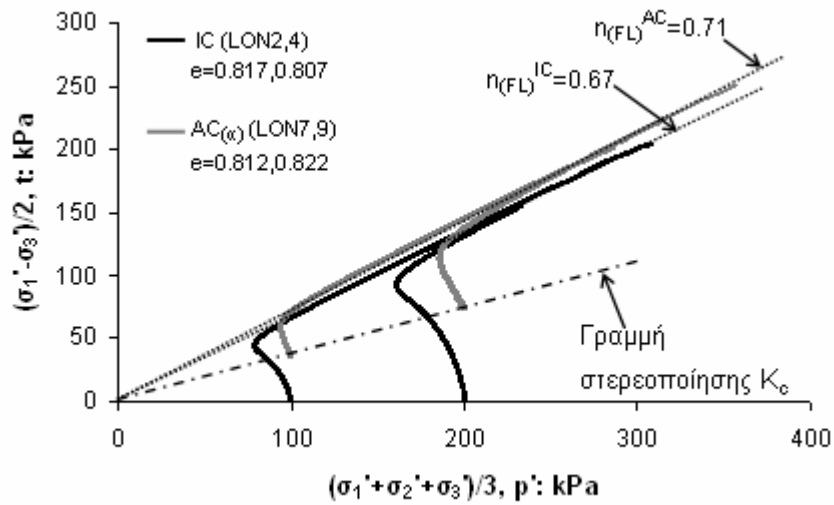
Σχήμα 5.57. Διάγραμμα κανονικοποιημένης υπερπίεσης πόρων, $\Delta u/p_i'$, ως προς γωνία α για ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια, $AC_{(\omega)}$, άμμου Longstone



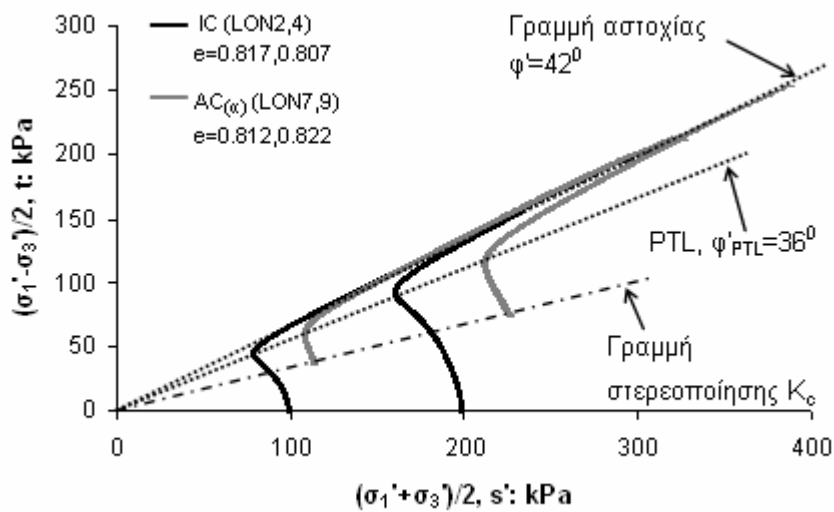
Σχήμα 5.58. Διάγραμμα κανονικοποιημένης διατμητικής τάσης, t/p' , ως προς γωνία α για ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια, $AC_{(\omega)}$, άμμου Longstone



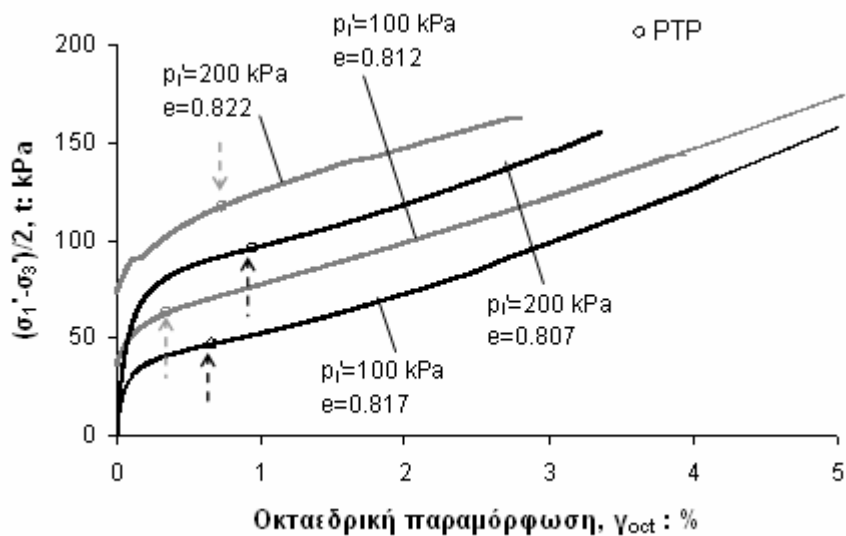
Σχήμα 5.59. Διάγραμμα κανονικοποιημένης υπερπίεσης πόρων, $\Delta u/p'$, ως προς γωνία α για ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια, $AC_{(\omega)}$, άμμου Longstone



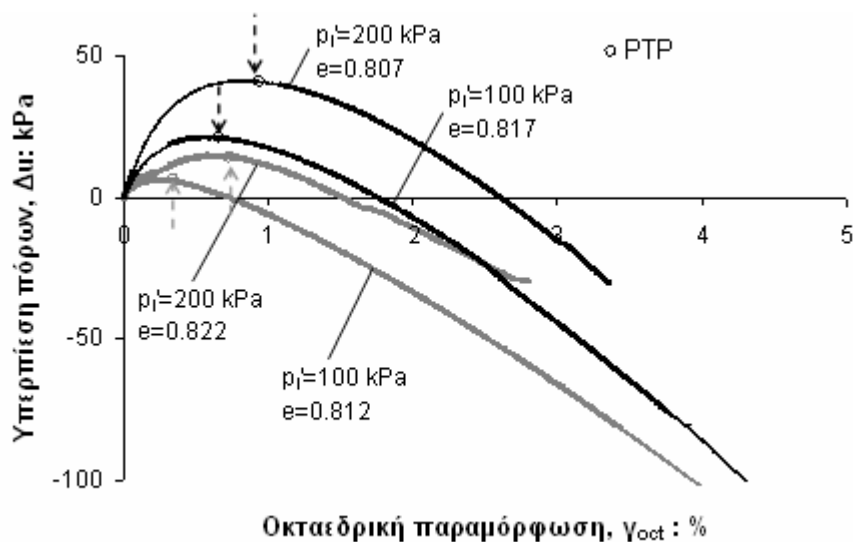
Σχήμα 5.60. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(\alpha)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Longstone: διαδρομές ενεργών τάσεων σε άξονες $t - p'$



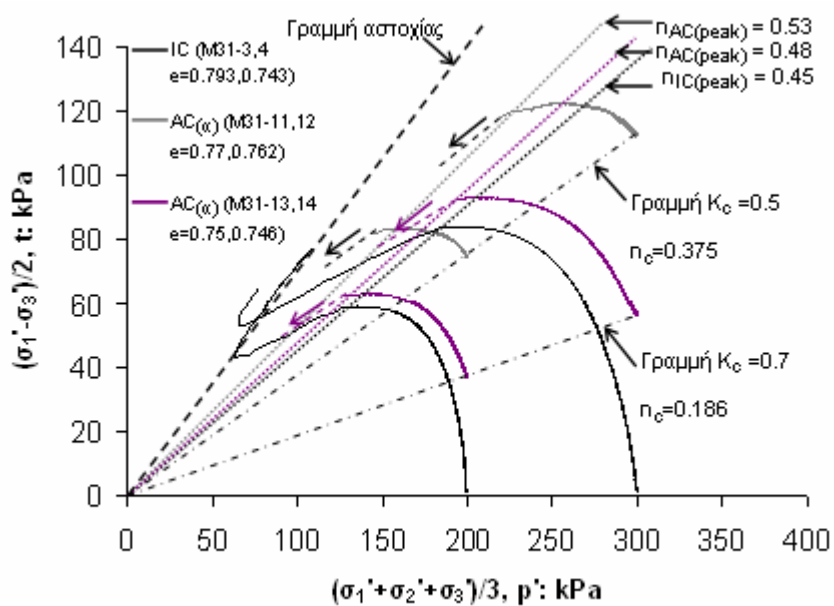
Σχήμα 5.61. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(\alpha)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Longstone: διαδρομές ενεργών τάσεων σε άξονες $t - s'$



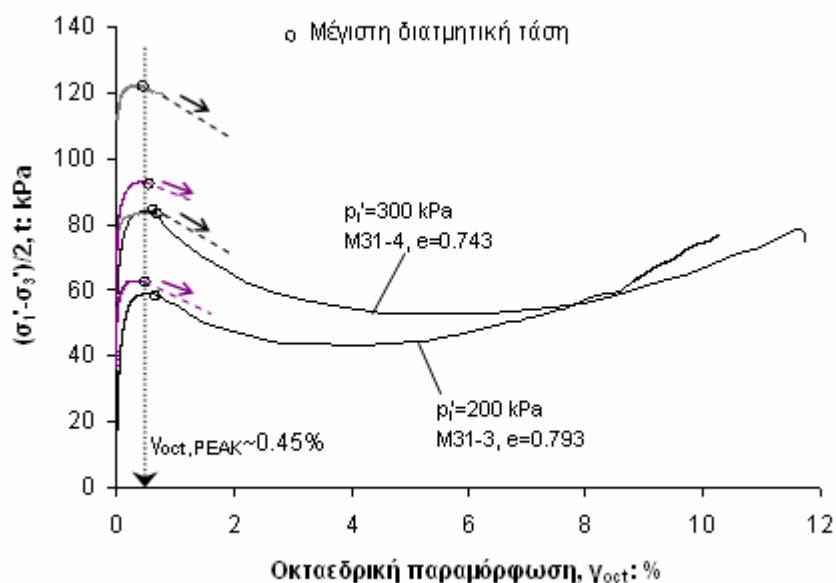
Σχήμα 5.62. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(e)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Longstone: καμπύλες τάσεων – παραμορφώσεων



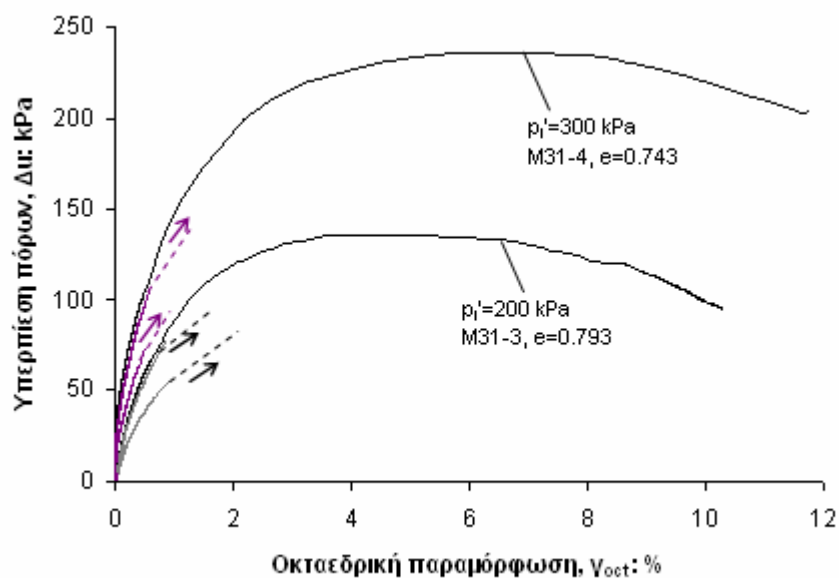
Σχήμα 5.63. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(e)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Longstone: καμπύλες υπερπίεσης πόρων ως προς οκταεδρική παραμόρφωση



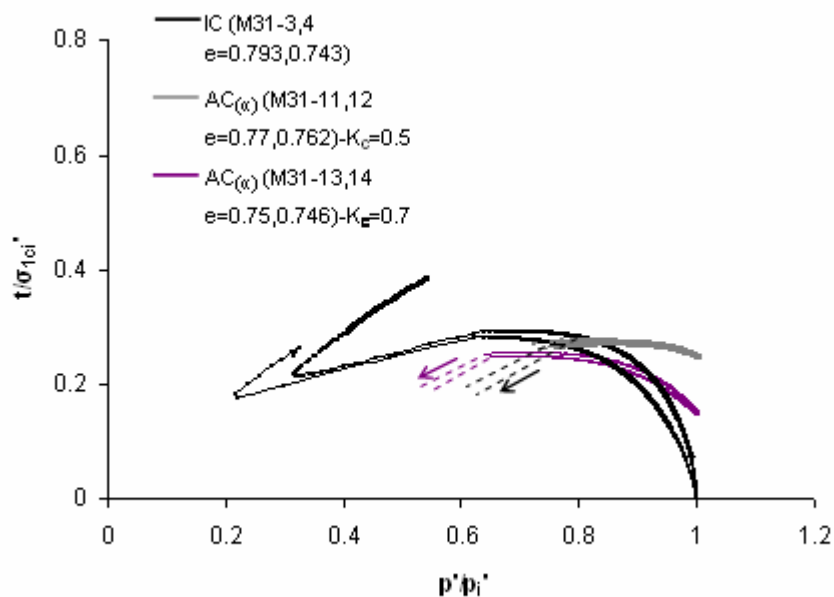
Σχήμα 5.64. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα (IC- $K_c=1$) και ανισότροπα ($AC_{(\omega)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου M31 με διαφορετικές τιμές συντελεστή στερεοποίησης K_c ($K_c=0.7, 0.5$): διαδρομές ενεργών τάσεων



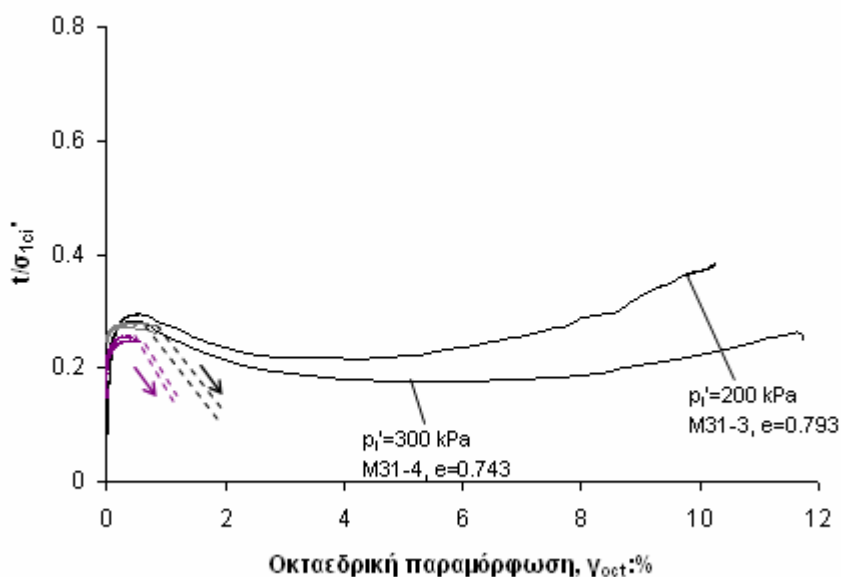
Σχήμα 5.65. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα ($K_c=1$) και ανισότροπα ($AC_{(a)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου M31 με διαφορετικές τιμές συντελεστή στερεοποίησης K_c ($K_c=0.7, 0.5$): καμπύλες τάσεων – παραμορφώσεων



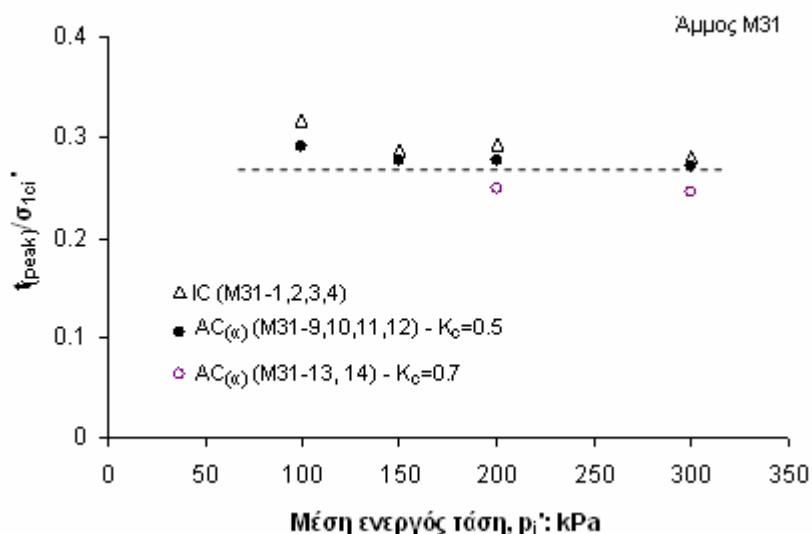
Σχήμα 5.66. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα ($K_c=1$) και ανισότροπα ($AC_{(a)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου M31 με διαφορετικές τιμές συντελεστή στερεοποίησης K_c ($K_c=0.7, 0.5$): καμπύλες υπερπίεσης πόρων ως προς οκταεδρική παραμόρφωση



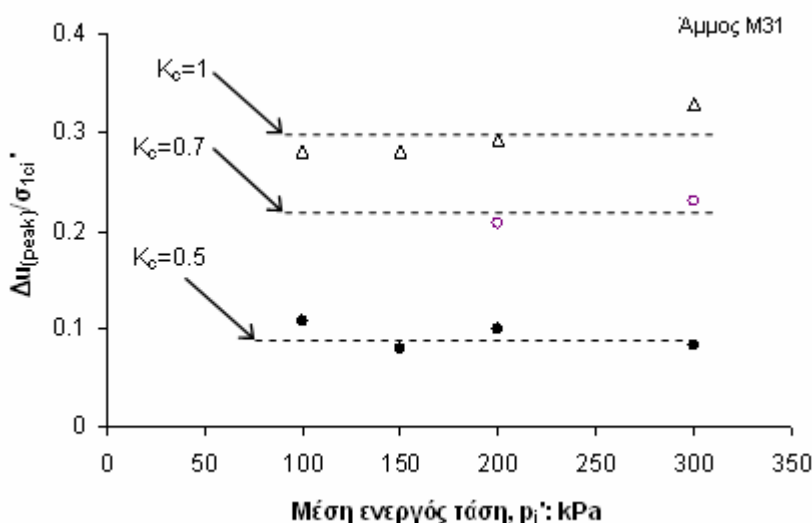
Σχήμα 5.67. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα ($K_c=1$) και ανισότροπα ($AC_{(\alpha)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου M31 με διαφορετικές τιμές συντελεστή στερεοποίησης K_c ($K_c=0.7, 0.5$): κανονικοποιημένες διαδρομές ενεργών τάσεων ως προς αρχική αξονική τάση, σ'_{1ci}



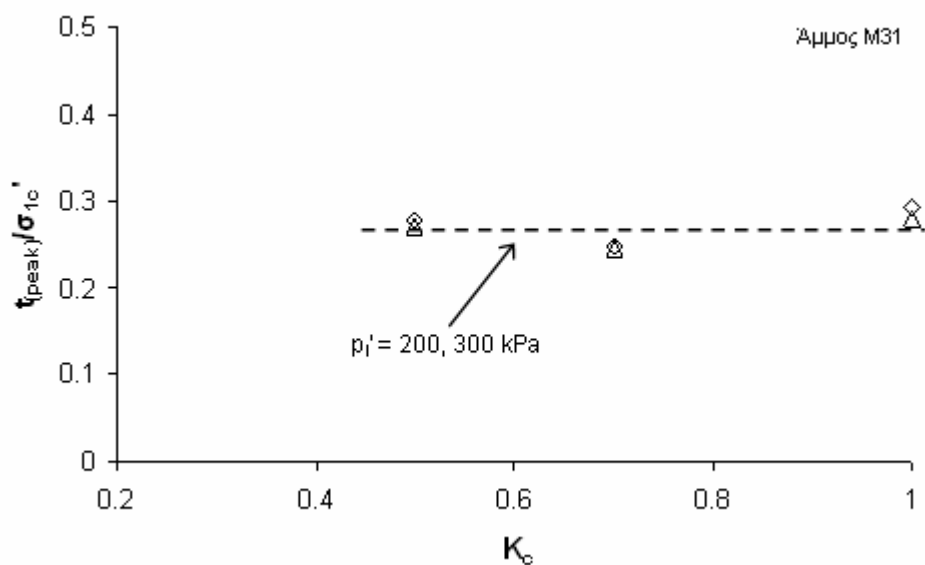
Σχήμα 5.68. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα ($K_c=1$) και ανισότροπα ($AC_{(\alpha)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου M31 με διαφορετικές τιμές συντελεστή στερεοποίησης K_c ($K_c=0.7, 0.5$): κανονικοποιημένες καμπύλες διατμητικής τάσης, t/σ'_{1ci} , ως προς οκταεδρική παραμόρφωση



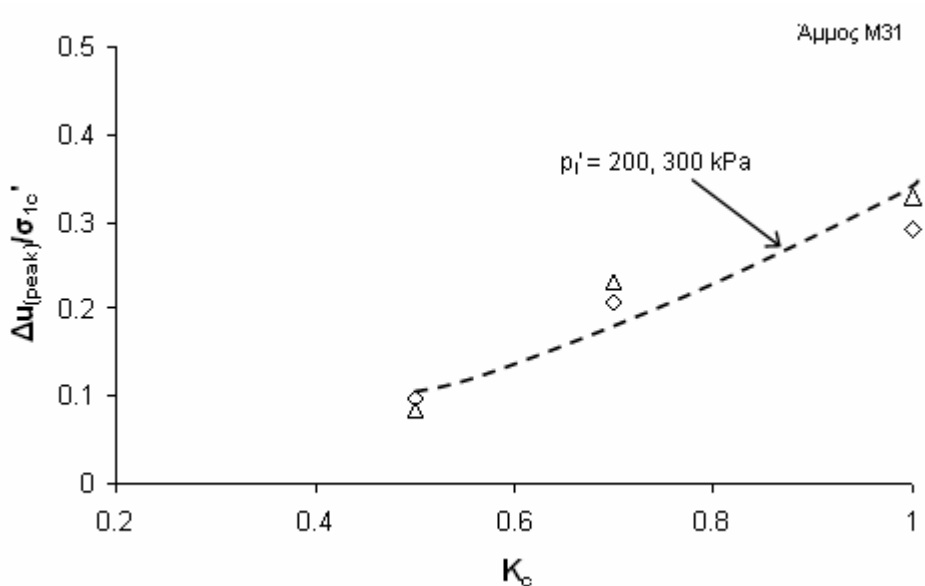
Σχήμα 5.69. Μεταβολή της μέγιστης διατμητικής τάσης ως προς την αρχική αξονική τάση, t_{peak}/σ_{1ci} , για ισότροπα (IC- $K_c=1$) και ανισότροπα ($AC_{(a)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου M31 με διαφορετικές τιμές συντελεστή στερεοποίησης K_c ($K_c=0.7, 0.5$)



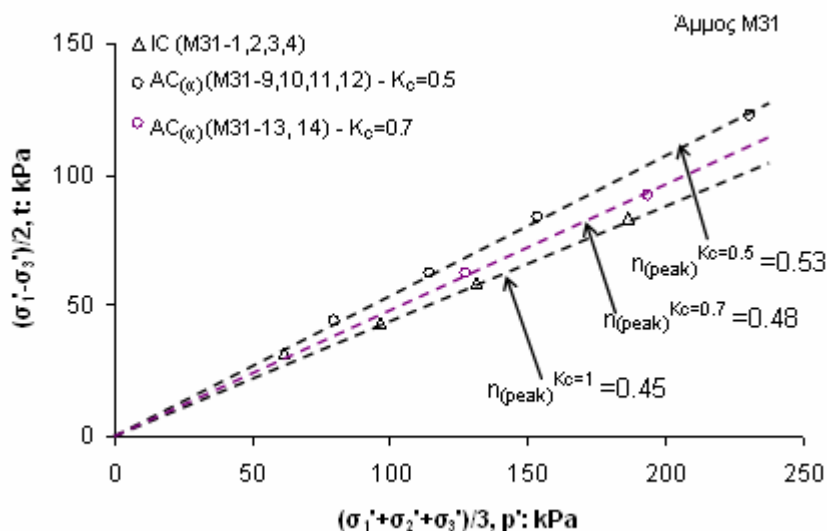
Σχήμα 5.70. Μεταβολή της μέγιστης υπερπίεσης πόρων ως προς την αρχική αξονική τάση, $\Delta u_{peak}/\sigma_{1ci}$, για ισότροπα (IC- $K_c=1$) και ανισότροπα ($AC_{(a)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου M31 με διαφορετικές τιμές συντελεστή στερεοποίησης K_c ($K_c=0.7, 0.5$)



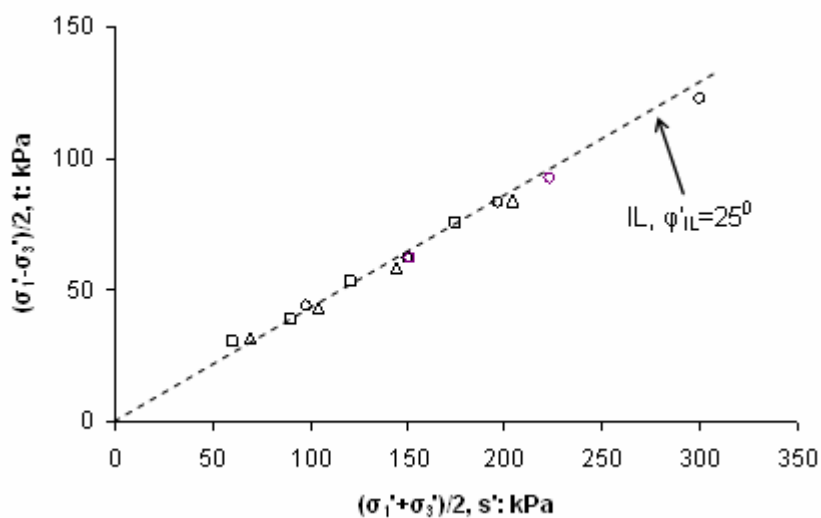
Σχήμα 5.71. Μεταβολή του λόγου $t_{(peak)}/\sigma_{1ci}'$ συναρτήσει του συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης, K_c , σε δοκίμια της άμμου M31: $p_i' = 200, 300 \text{ kPa}$



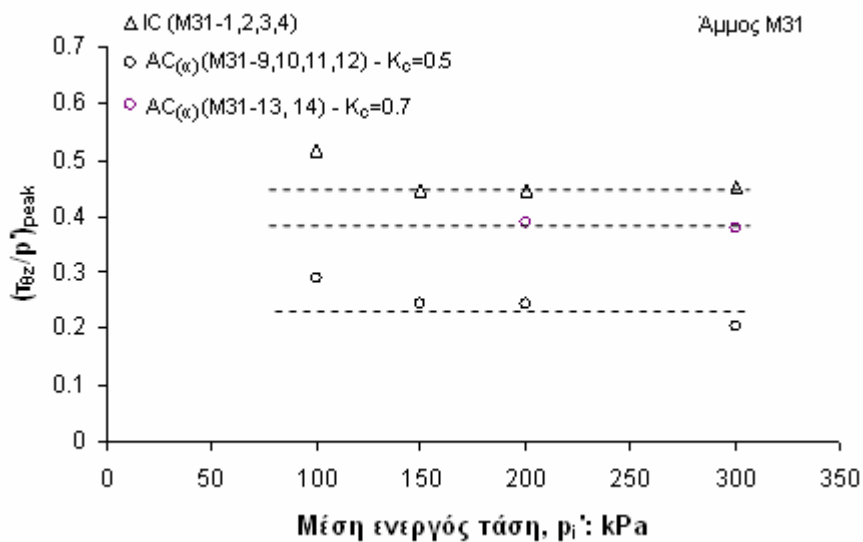
Σχήμα 5.72. Μεταβολή του λόγου $\Delta u_{(peak)}/\sigma_{1ci}'$ συναρτήσει του συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης, K_c , σε δοκίμια της άμμου M31: $p_i' = 200, 300 \text{ kPa}$



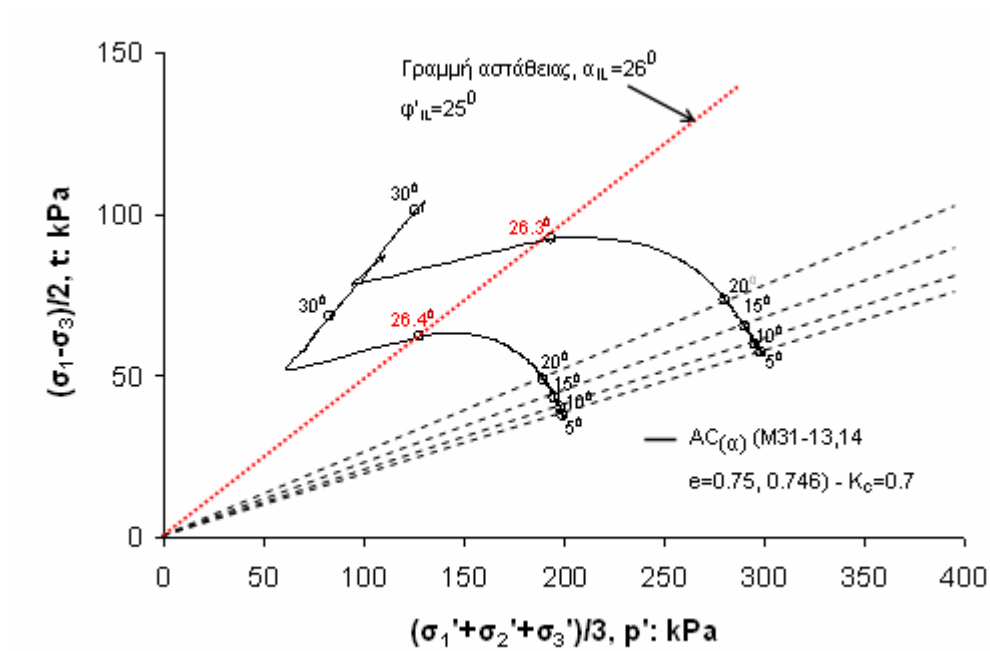
Σχήμα 5.73. Λόγος τάσεων, $n=t/p'$, στα σημεία μέγιστης διατμητικής τάσης για ισότροπα (IC- $K_c=1$) και ανισότροπα ($AC_{(\alpha)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου M31 με διαφορετικές τιμές συντελεστή στερεοποίησης K_c ($K_c=0.7, 0.5$)



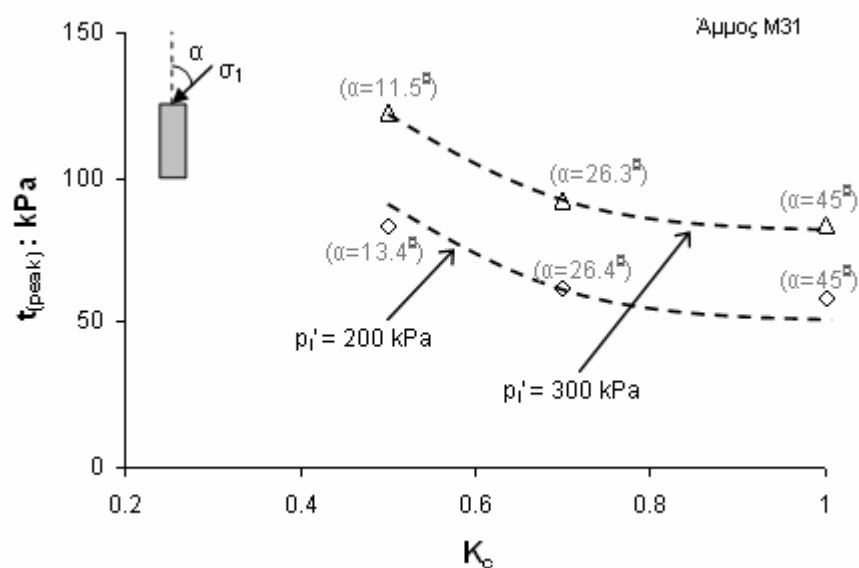
Σχήμα 5.74. Γραμμή αστάθειας ισότροπων (IC- $K_c=1$) και ανισότροπων ($AC_{(\alpha)}$) στερεοποιημένων δοκίμων άμμου M31 με διαφορετικές τιμές συντελεστή στερεοποίησης K_c ($K_c=0.7, 0.5$)



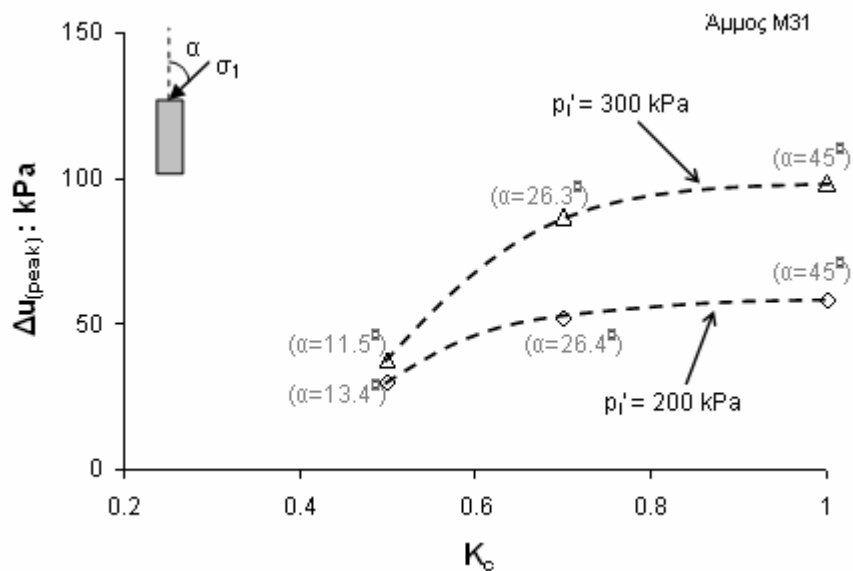
Σχήμα 5.75. Μεταβολή του λόγου στρεπτικής διατμητικής τάσης, $\tau_{\theta z}/p'$, στα σημεία μέγιστης διατμητικής τάσης για ισότροπα (IC- $K_c=1$) και ανισότροπα ($AC_{(a)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου M31 με διαφορετικές τιμές συντελεστή στερεοποίησης K_c ($K_c=0.7, 0.5$)



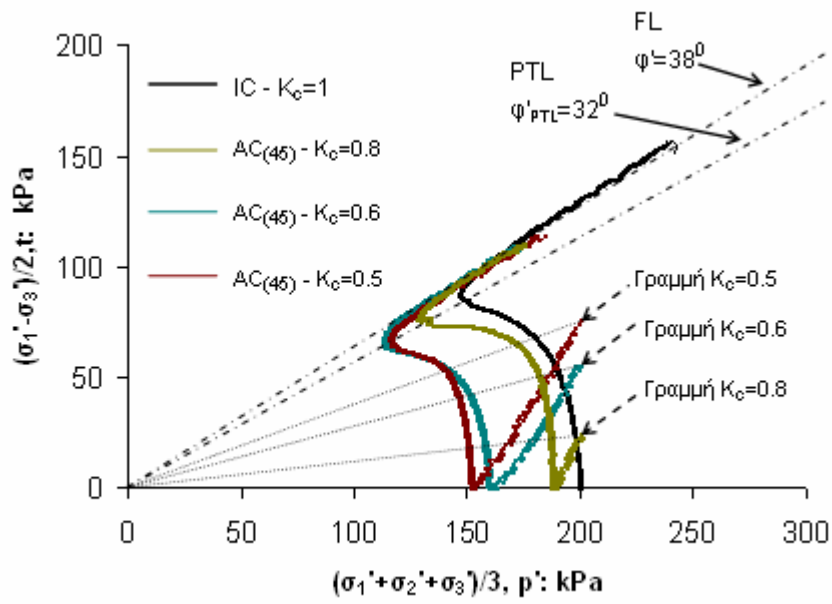
Σχήμα 5.76. Μεταβολή της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων, α , κατά μήκος της διαδρομής ενεργών τάσεων ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων, $AC(\omega)-K_c=0.7$, άμμου M31 υποβαλλόμενα σε μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης: γραμμές σταθερού λόγου τάσεων



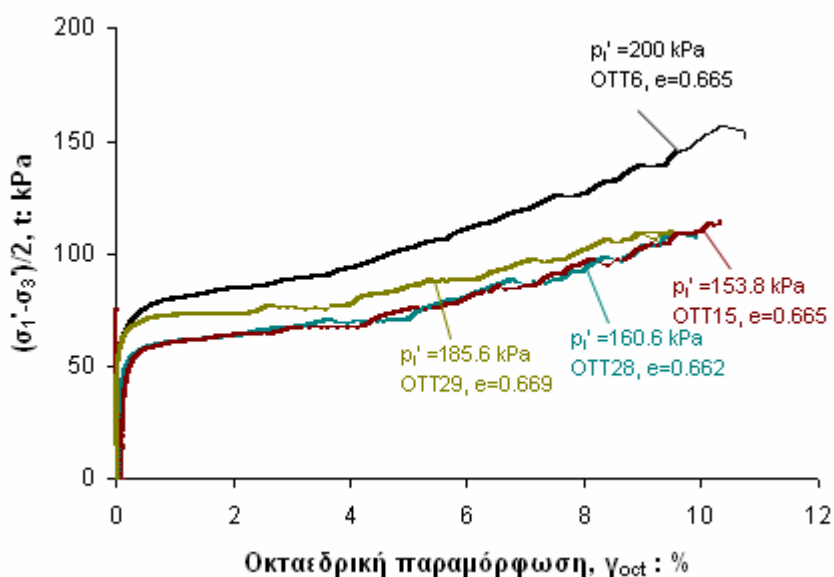
Σχήμα 5.77. Επίδραση του συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης, K_c και της γωνίας α στην διατμητική αντοχή δοκιμών άμμου M31 υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης: $p_i'=200, 300$ kPa



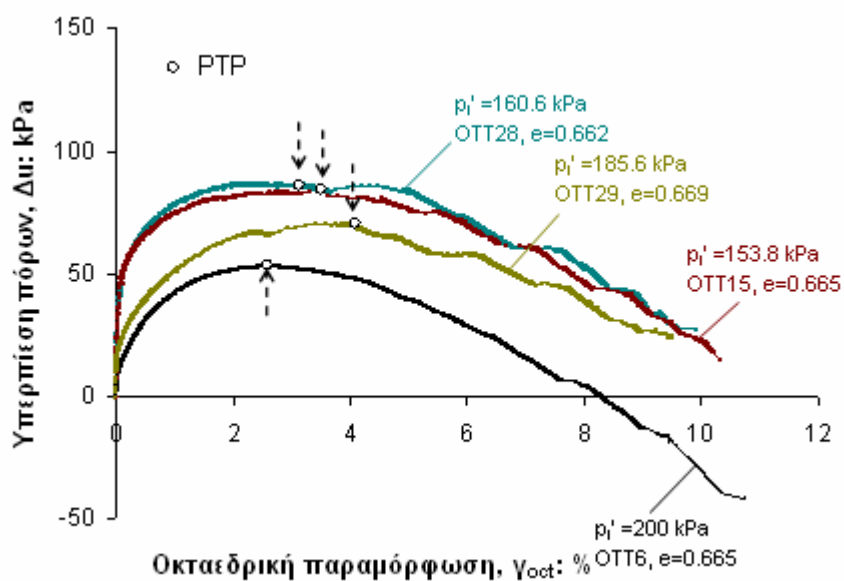
Σχήμα 5.78. Επίδραση του συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης, K_c και της γωνίας α στην τιμή της υπερπίεσης πόρων στο σημείο μέγιστης διατμητικής αντοχής δοκιμών άμμου M31 υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης: $p_i'=200, 300$ kPa



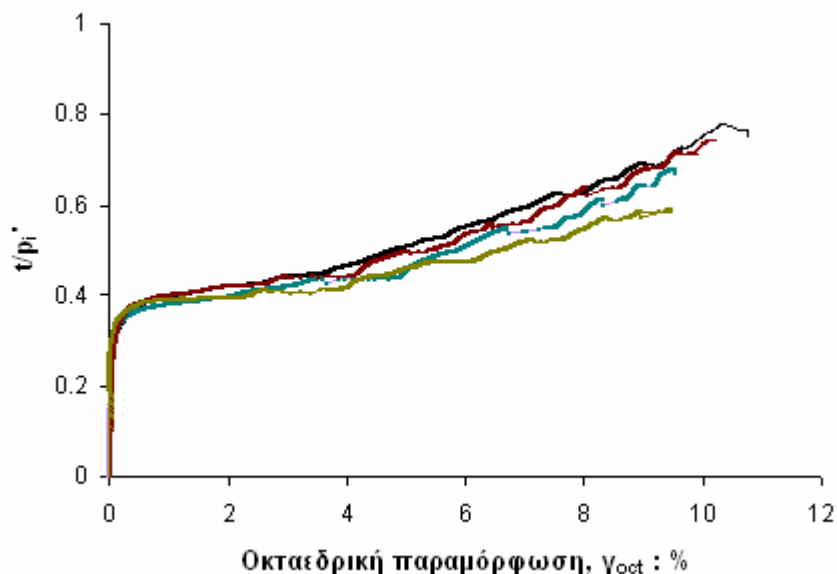
Σχήμα 5.79. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα ($K_c=1$) και ανισότροπα ($AC_{(45)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa με διαφορετικές τιμές συντελεστή στερεοποίησης K_c ($K_c=0.8, 0.6, 0.5$): διαδρομές ενεργών τάσεων



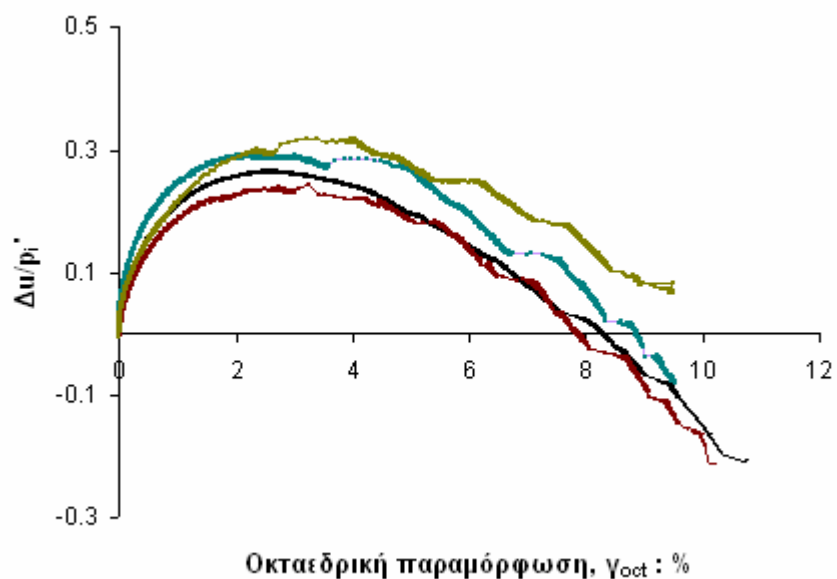
Σχήμα 5.80. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα ($K_c=1$) και ανισότροπα ($AC_{(45)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa με διαφορετικές τιμές συντελεστή στερεοποίησης K_c ($K_c=0.8, 0.6, 0.5$): καμπύλες τάσεων – παραμορφώσεων



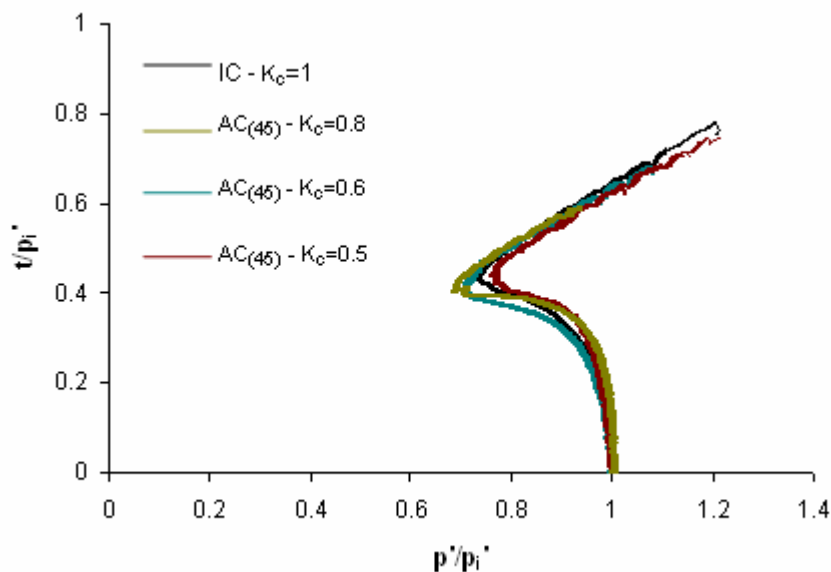
Σχήμα 5.81. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα ($K_c=1$) και ανισότροπα ($AC_{(45)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa με διαφορετικές τιμές συντελεστή στερεοποίησης K_c ($K_c=0.8, 0.6, 0.5$): καμπύλες υπερπίεσης πόρων ως προς οκταεδρική παραμόρφωση



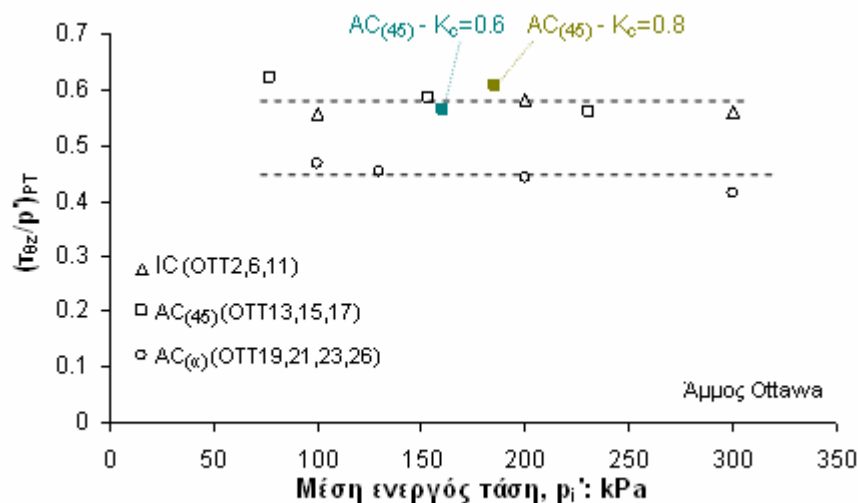
Σχήμα 5.82. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα ($K_c=1$) και ανισότροπα ($AC_{(45)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa με διαφορετικές τιμές συντελεστή στερεοποίησης K_c ($K_c=0.8, 0.6, 0.5$): κανονικοποιημένες καμπύλες διατμητικής τάσης, t/ρ_i' , ως προς οκταεδρική παραμόρφωση



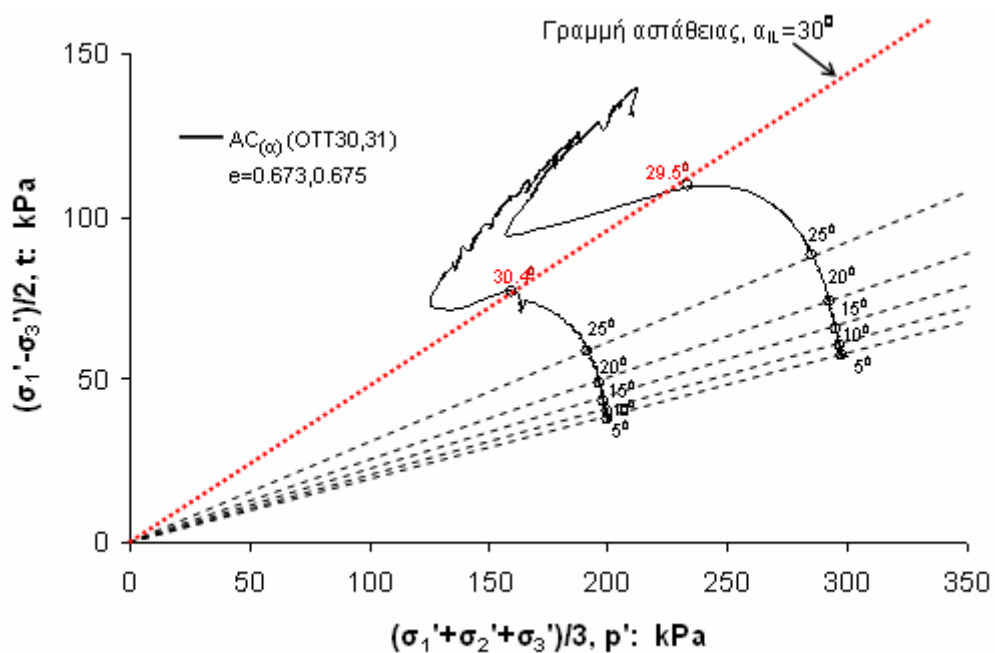
Σχήμα 5.83. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα ($K_c=1$) και ανισότροπα ($AC_{(45)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa με διαφορετικές τιμές συντελεστή στερεοποίησης K_c ($K_c=0.8, 0.6, 0.5$): κανονικοποιημένες καμπύλες υπερπίεσης πόρων, $\Delta u/\rho_i'$, ως προς οκταεδρική παραμόρφωση



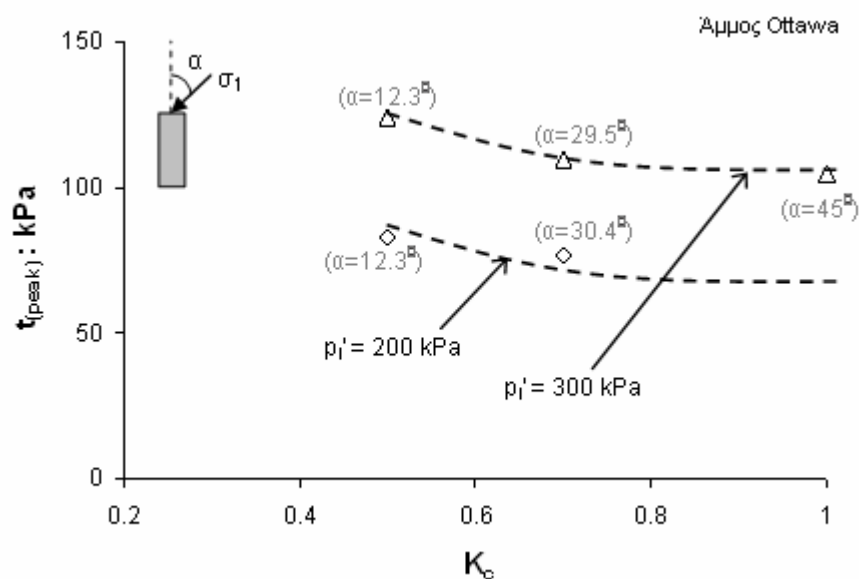
Σχήμα 5.84. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα ($K_c=1$) και ανισότροπα ($AC_{(45)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa με διαφορετικές τιμές συντελεστή στερεοποίησης K_c ($K_c=0.8, 0.6, 0.5$): κανονικοποιημένες διαδρομές ενεργών τάσεων



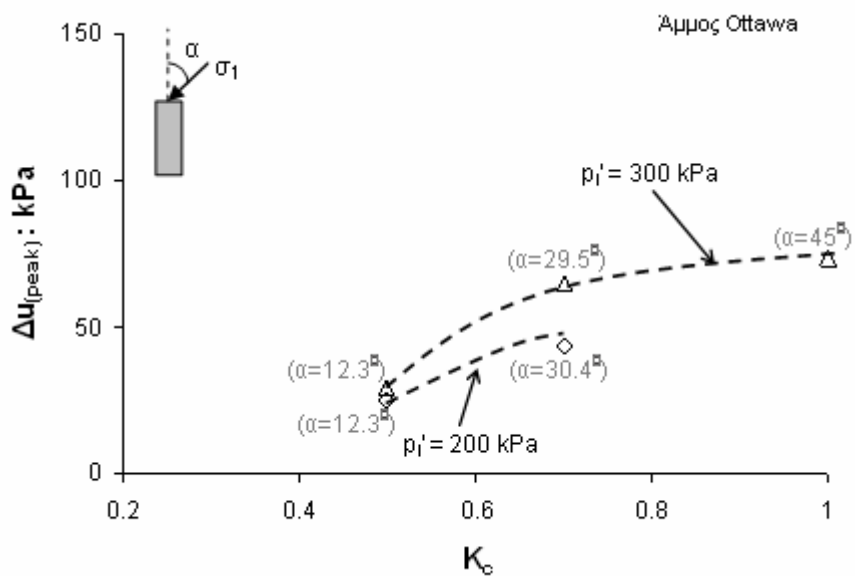
Σχήμα 5.85. Μεταβολή του λόγου στρεπτικής διατμητικής τάσης, τ_{0z}/p' , στα σημεία αλλαγής φάσης για ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(45)}$ & $AC_{(a)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa: προσθήκη τιμών για ανισότροπα δοκίμια ($AC_{(45)}$) με διαφορετικές τιμές συντελεστή στερεοποίησης K_c ($K_c=0.8, 0.6$)



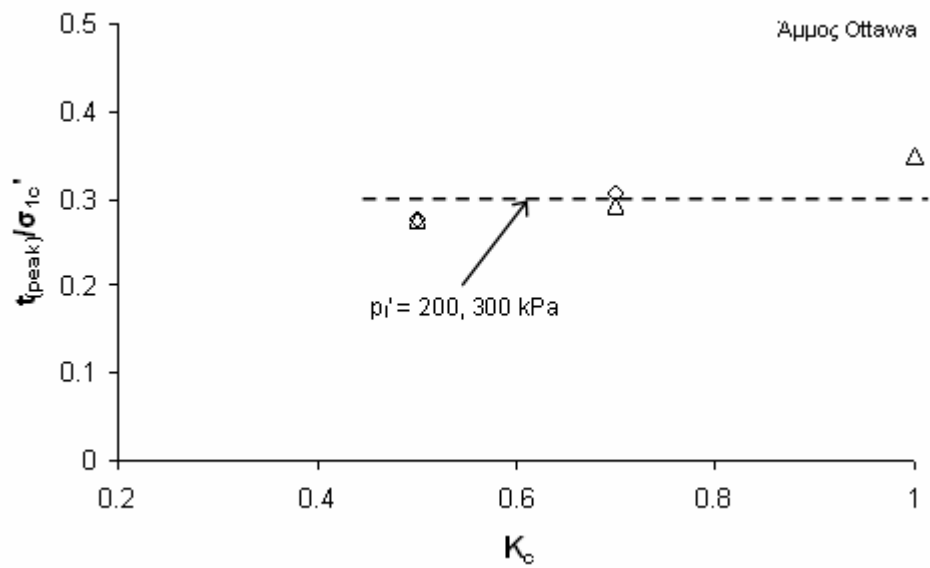
Σχήμα 5.86. Μεταβολή της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων, α , κατά μήκος της διαδρομής ενεργών τάσεων ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων, $AC_{(\omega)}-K_c=0.7$, άμμου Ottawa υποβαλλόμενα σε μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης: γραμμές σταθερού λόγου τάσεων



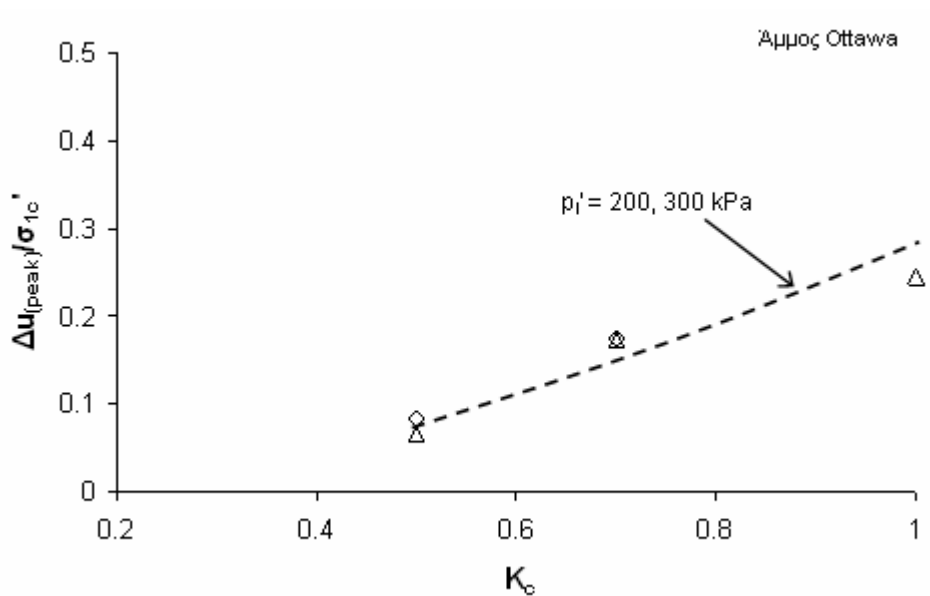
Σχήμα 5.87. Επίδραση του συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης, K_c και της γωνίας α στην διατμητική αντοχή δοκιμίων άμμου Ottawa υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης: $p_i' = 200, 300$ kPa



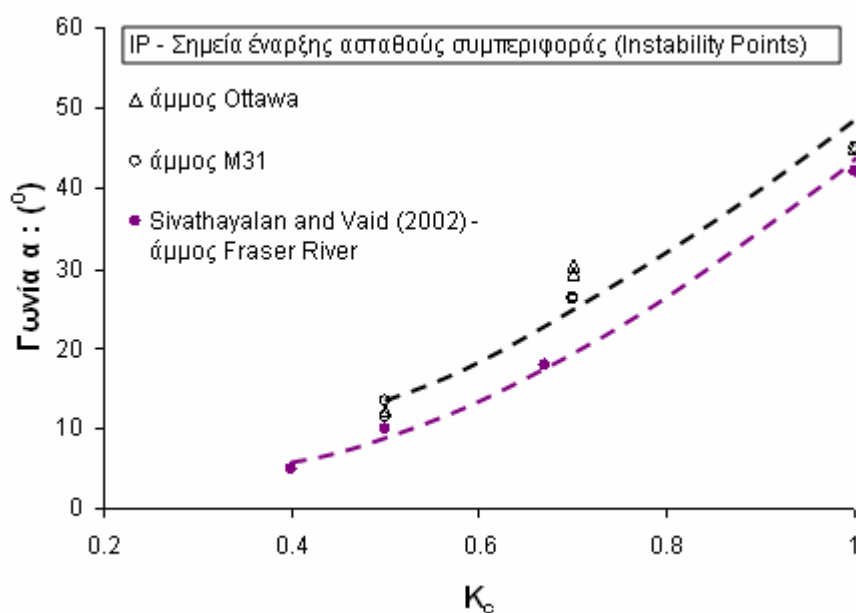
Σχήμα 5.88. Επίδραση του συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης, K_c και της γωνίας α στην τιμή της υπερπίεσης πόρων στο σημείο μέγιστης διατμητικής αντοχής δοκιμίων άμμου Ottawa υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης: $p_i' = 200, 300$ kPa



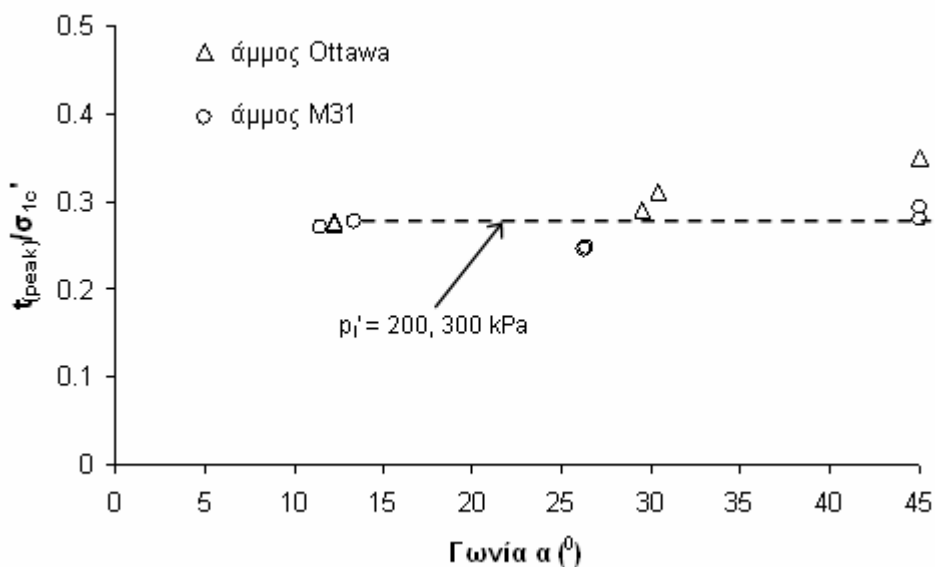
Σχήμα 5.89. Μεταβολή του λόγου $t_{(peak)}/\sigma_{1ci}'$ συναρτήσει του συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης, K_c , σε δοκίμια της άμμου Ottawa: $p_i'=200, 300$ kPa



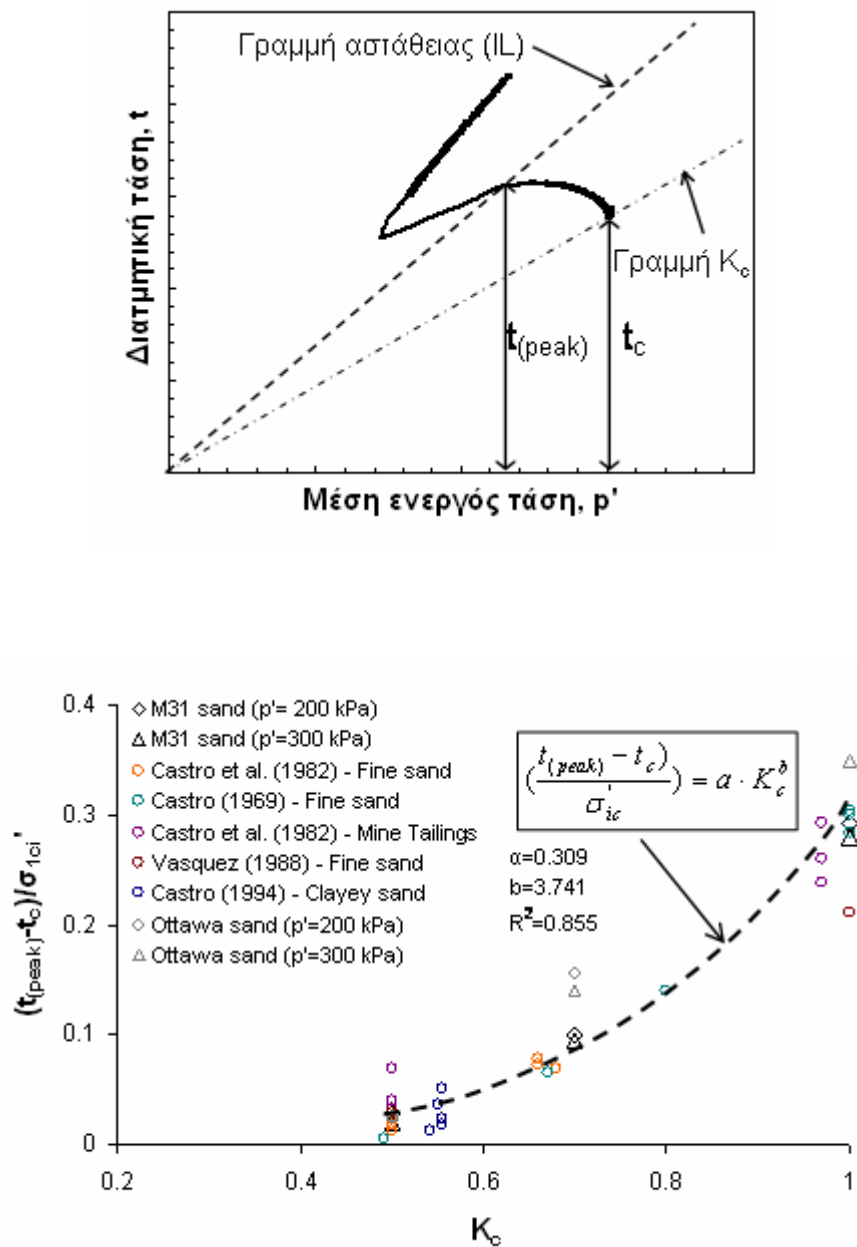
Σχήμα 5.90. Μεταβολή του λόγου $\Delta u_{(peak)}/\sigma_{1ci}'$ συναρτήσει του συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης, K_c , σε δοκίμια της άμμου Ottawa: $p_i'=200, 300$ kPa



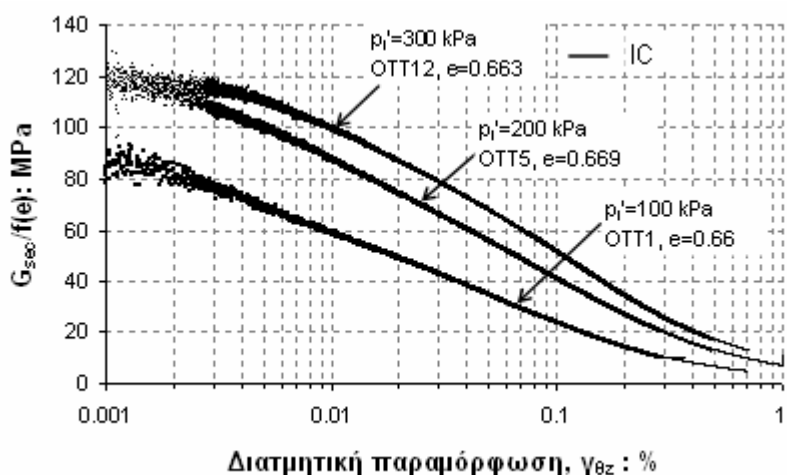
Σχήμα 5.91. Επίδραση του συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης, K_c στη τιμή της γωνίας α που αντιστοιχεί στο σημείο μέγιστης διατμητικής αντοχής δοκιμών άμμου Ottawa και M31: σύγκριση με βάση τα αποτελέσματα δοκιμών άμμου Fraser River (Sivathayalan & Vaid, 2002)



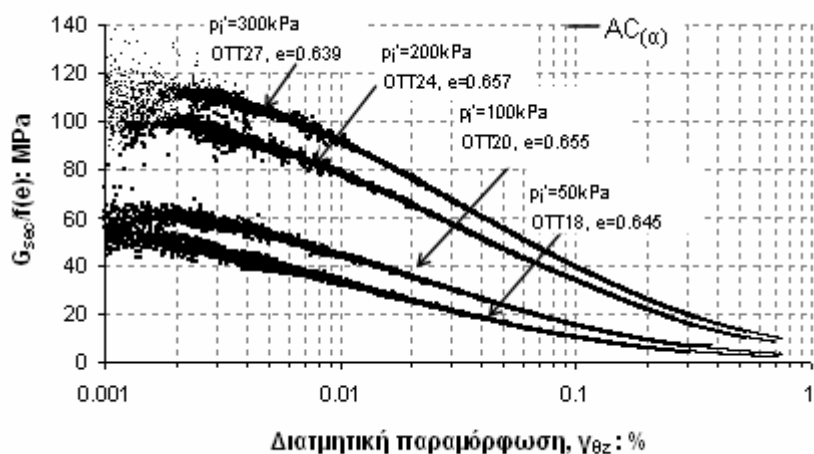
Σχήμα 5.92. Επίδραση της γωνίας α στη τιμή του λόγου μέγιστης διατμητικής αντοχής ως προς την αρχική αξονική τάση, $t_{\text{peak}}/\sigma_{vci}$: δοκίμια άμμου Ottawa και M31 για $p_i' = 200, 300 \text{ kPa}$



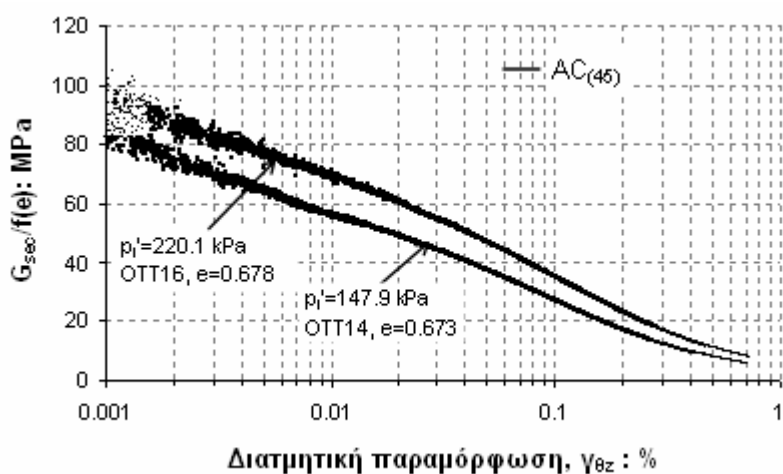
Σχήμα 5.93. Επίδραση του βαθμού ανισότροπης στερεοποίησης, K_c , στη τιμή της κανονικοποιημένης διατμητικής αντοχής, $(t_{(peak)} - t_c) / \sigma_{1ci}$, δοκιμίων άμμου Ottawa και M31: σύγκριση με τα αποτελέσματα διαφόρων ερευνών



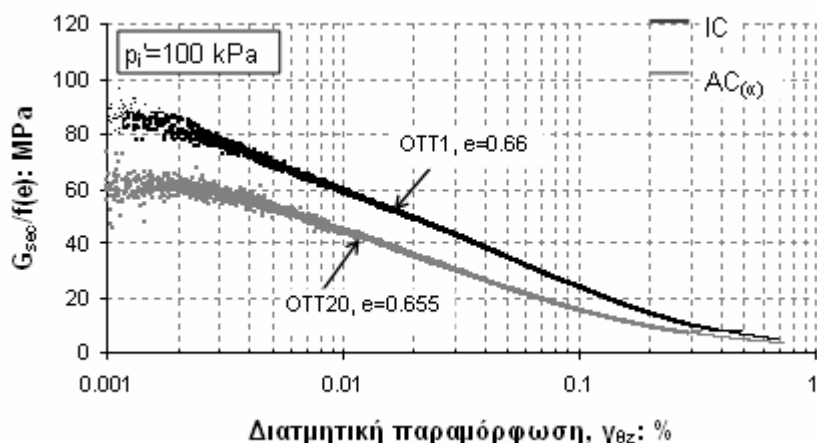
Σχήμα 5.94. Καμπύλες $G_{sec}/f(e) - \gamma_{\theta z}$ ισότροπα (IC) στερεοποιημένων δοκιμών άμμου Ottawa διαφορετικής μέσης ενεργού τάσης p_i' (συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης)



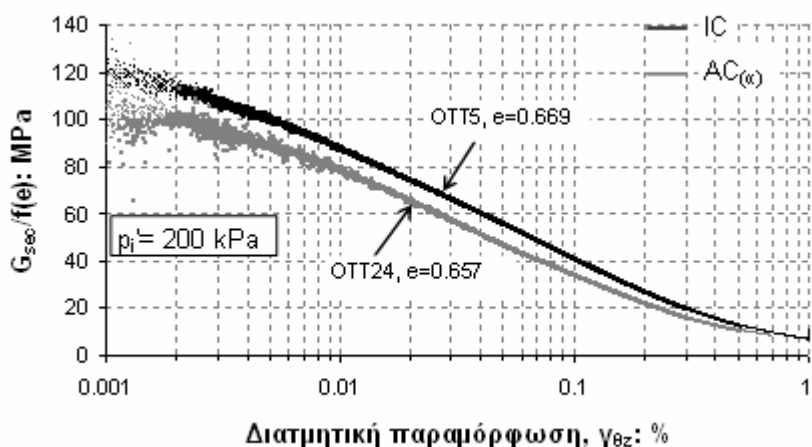
Σχήμα 5.95. Καμπύλες $G_{sec}/f(e) - \gamma_{\theta z}$ ανισότροπα ($AC_{(\alpha)}$) στερεοποιημένων δοκιμών άμμου Ottawa διαφορετικής μέσης ενεργού τάσης p_i' (συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης)



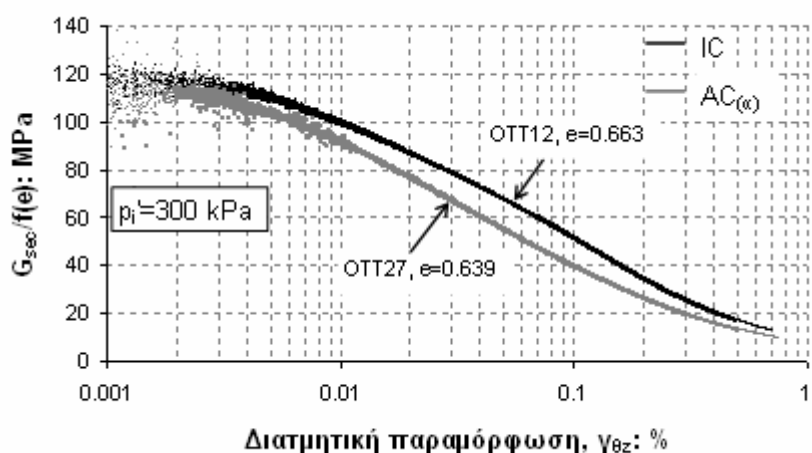
Σχήμα 5.96. Καμπύλες $G_{sec}/f(e) - \gamma_{\theta z}$ ανισότροπα ($AC_{(45)}$) στερεοποιημένων δοκιμών άμμου Ottawa διαφορετικής μέσης ενεργού τάσης p_i' (συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης)



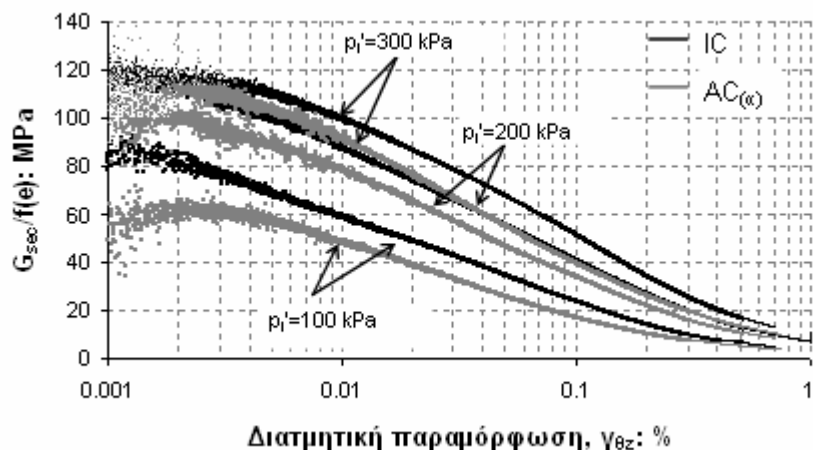
Σχήμα 5.97. Καμπύλες $G_{sec}/f(e) - \gamma_{\theta z}$ ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(\alpha)}$) στερεοποιημένων δοκιμών άμμου Ottawa υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης ($p_i = 100$ kPa)



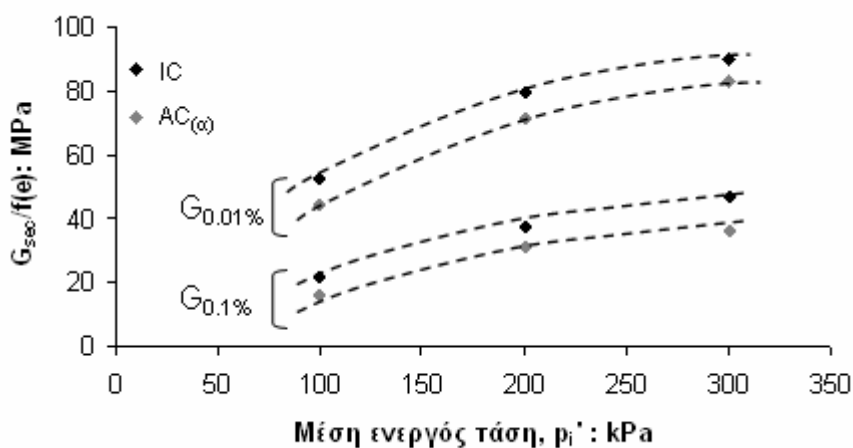
Σχήμα 5.98. Καμπύλες $G_{sec}/f(e) - \gamma_{\theta z}$ ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(\alpha)}$) στερεοποιημένων δοκιμών άμμου Ottawa υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης ($p_i = 200$ kPa)



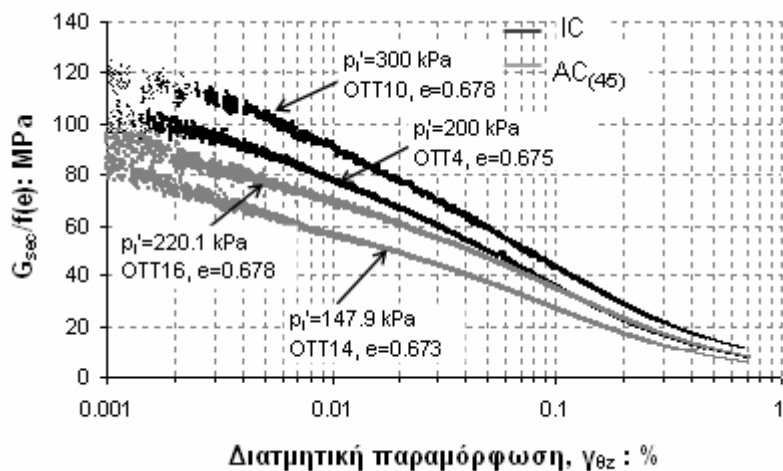
Σχήμα 5.99. Καμπύλες $G_{sec}/f(e) - \gamma_{\theta z}$ ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(\alpha)}$) στερεοποιημένων δοκιμών άμμου Ottawa υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης ($p_i = 300$ kPa)



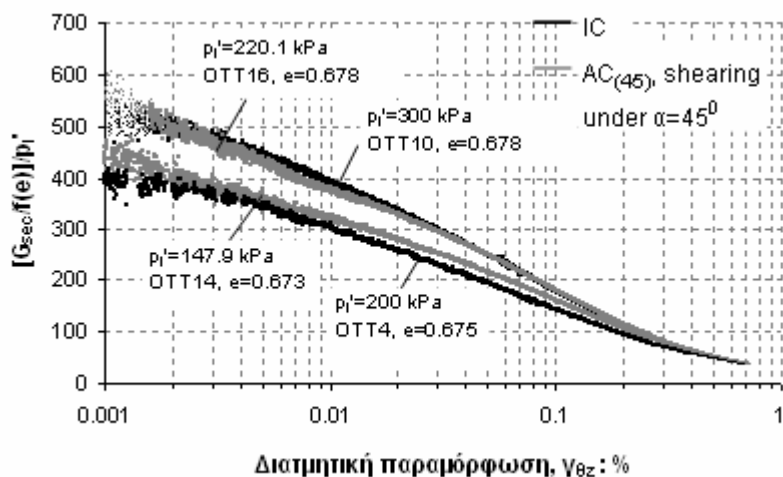
Σχήμα 5.100. Καμπύλες $G_{sec}/f(e) - \gamma_{\theta z}$ ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(\alpha)}$) στερεοποιημένων δοκιμίων άμμου Ottawa διαφορετικής μέσης ενεργού τάσης ρ_i' (συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης)



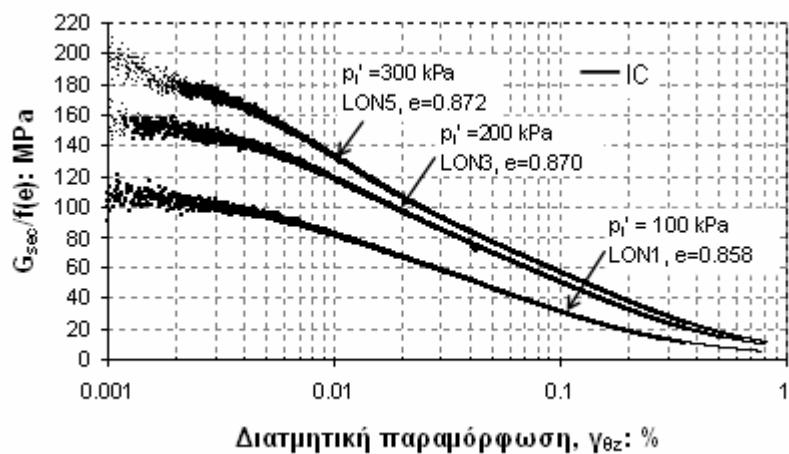
Σχήμα 5.101. Μεταβολή της εδαφικής δυσστησίας $G_{sec}/f(e)$ ως προς τη μέση ενεργό τάση στερεοποίησης για δύο διαφορετικά επίπεδα διατμητικής παραμόρφωσης. Ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(\alpha)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa (συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης)



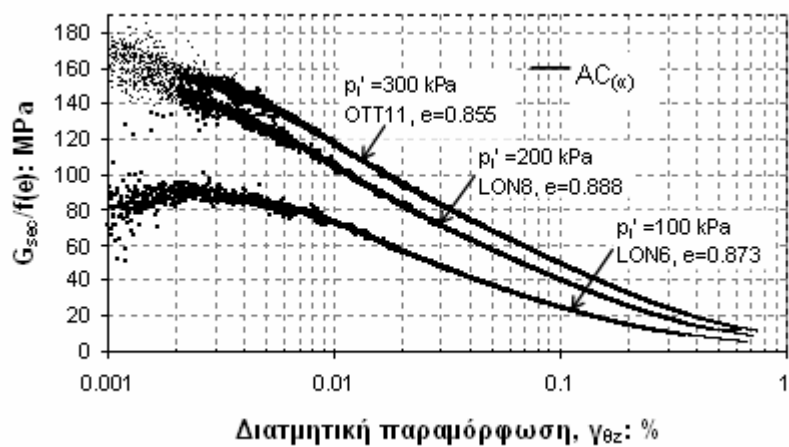
Σχήμα 5.102. Καμπύλες $G_{sec}/f(e) - \gamma_{\theta z}$ ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(45)}$) στερεοποιημένων δοκιμών άμμου Ottawa διαφορετικής μέσης ενεργού τάσης p_i' (συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης)



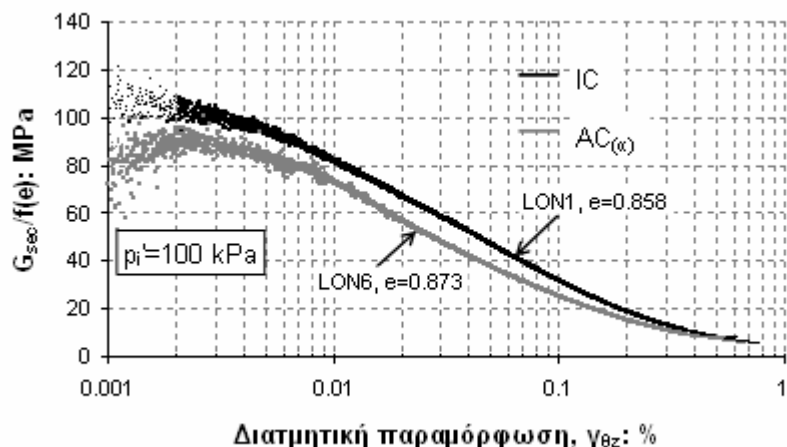
Σχήμα 5.103. Κανονικοποιημένες τιμές εδαφικής δυστημσίας ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(45)}$) στερεοποιημένων δοκιμών άμμου Ottawa (συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης)



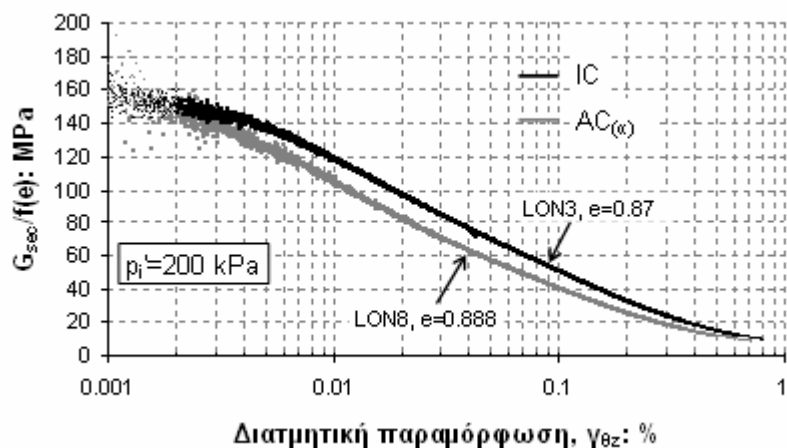
Σχήμα 5.104. Καμπύλες $G_{sec}/f(e) - \gamma_{\theta z}$ ισότροπα (IC) στερεοποιημένων δοκιμών άμμου Longstone διαφορετικής μέσης ενεργού τάσης ρ'_i (συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης)



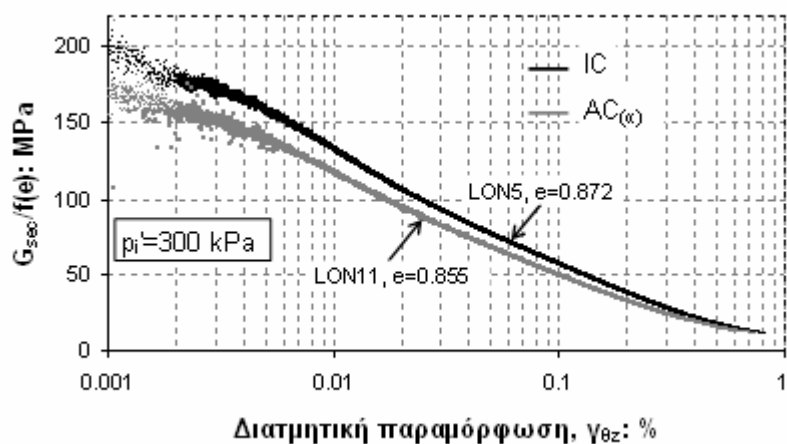
Σχήμα 5.105. Καμπύλες $G_{sec}/f(e) - \gamma_{\theta z}$ ανισότροπα ($AC_{(\alpha)}$) στερεοποιημένων δοκιμών άμμου Longstone διαφορετικής μέσης ενεργού τάσης ρ'_i (συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης)



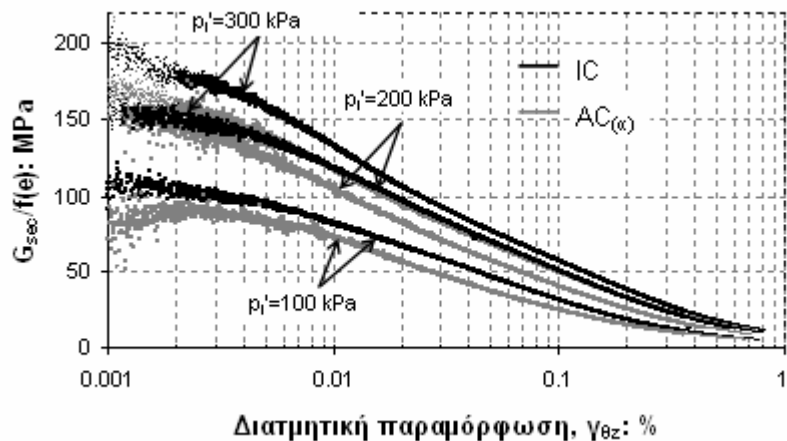
Σχήμα 5.106. Καμπύλες $G_{sec}/f(e) - \gamma_{\theta z}$ ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(\alpha)}$) στερεοποιημένων δοκιμών άμμου Longstone υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης ($p_i=100$ kPa)



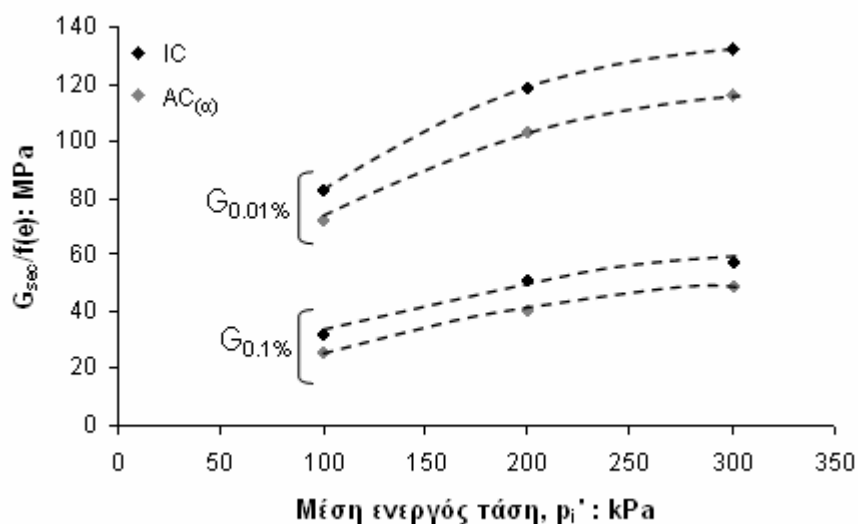
Σχήμα 5.107. Καμπύλες $G_{sec}/f(e) - \gamma_{\theta z}$ ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(\alpha)}$) στερεοποιημένων δοκιμών άμμου Longstone υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης ($p_i=200$ kPa)



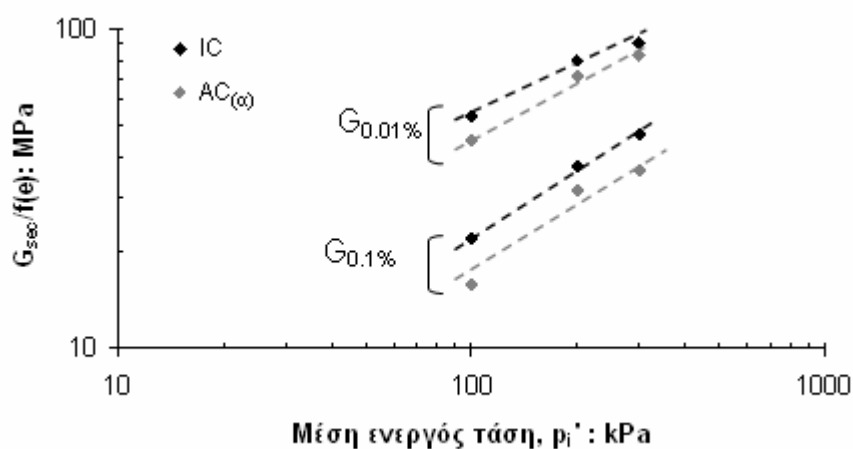
Σχήμα 5.108. Καμπύλες $G_{sec}/f(e) - \gamma_{\theta z}$ ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(\alpha)}$) στερεοποιημένων δοκιμών άμμου Longstone υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης ($p_i=300$ kPa)



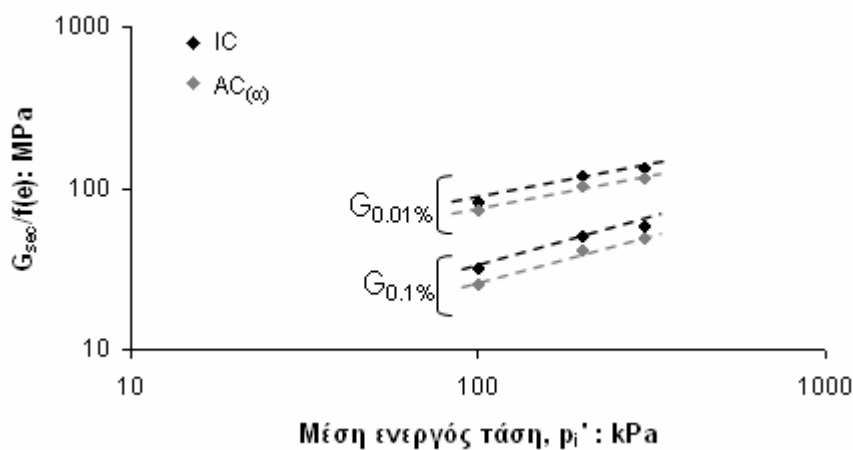
Σχήμα 5.109. Καμπύλες $G_{sec}/f(e) - \gamma_{\theta z}$ ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(\omega)}$) στερεοποιημένων δοκιμίων άμμου Longstone διαφορετικής μέσης ενεργού τάσης p_i' (συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης)



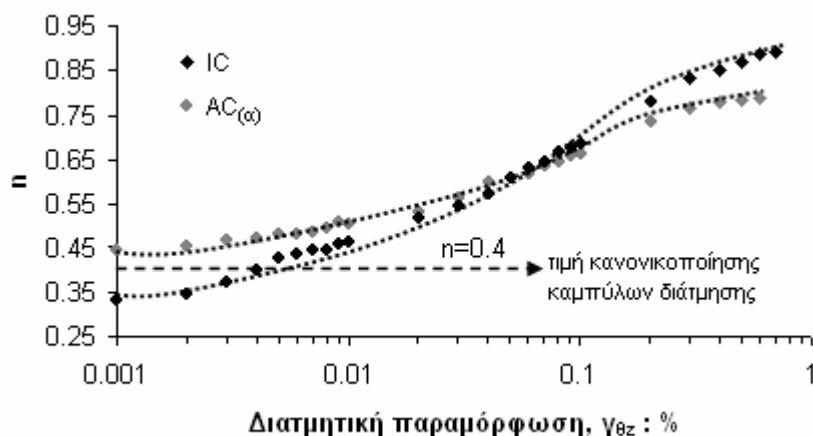
Σχήμα 5.110. Μεταβολή της εδαφικής δυστημσίας $G_{sec}/f(e)$ ως προς τη μέση ενεργό τάση στερεοποίησης για δύο διαφορετικά επίπεδα διατμητικής παραμόρφωσης. Ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(\omega)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Longstone (συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης)



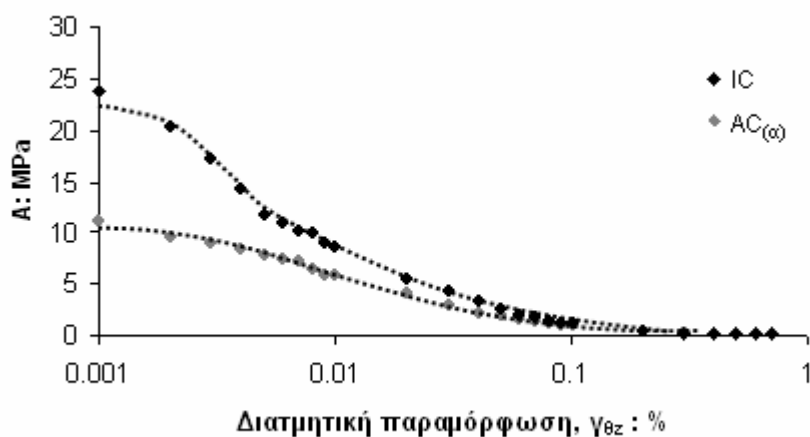
Σχήμα 5.111. Μεταβολή της εδαφικής δυσστησίας $G_{sec}/f(e)$ ως προς τη μέση ενεργό τάση στερεοποίησης για δύο διαφορετικά επίπεδα διατμητικής παραμόρφωσης. Ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(\infty)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa (συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης). Διάγραμμα διπλής λογαριθμικής κλίμακας



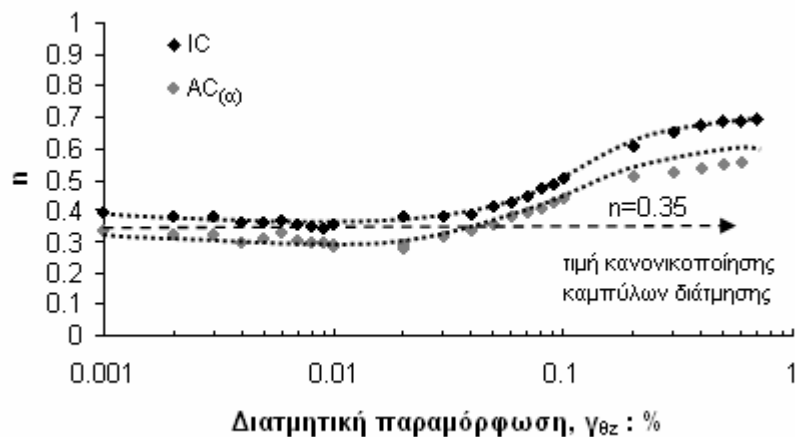
Σχήμα 5.112. Μεταβολή της εδαφικής δυσστησίας $G_{sec}/f(e)$ ως προς τη μέση ενεργό τάση στερεοποίησης για δύο διαφορετικά επίπεδα διατμητικής παραμόρφωσης. Ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(\infty)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Longstone (συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης). Διάγραμμα διπλής λογαριθμικής κλίμακας



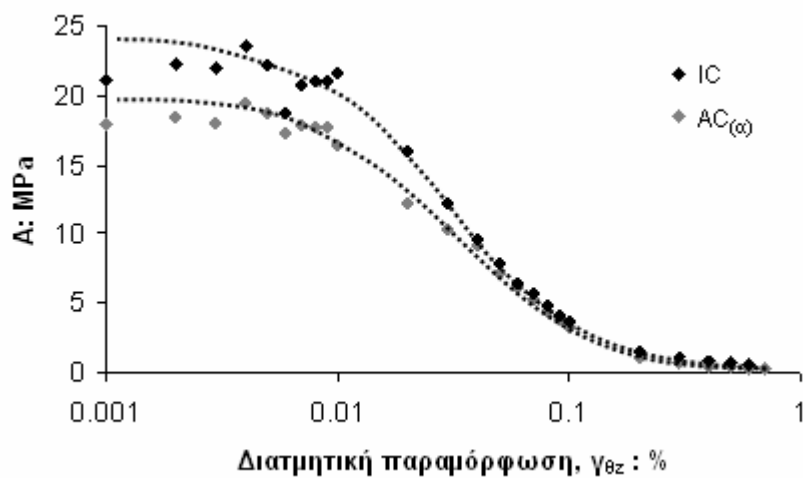
Σχήμα 5.113. Μεταβολή του όρου n ως προς τη διατμητική παραμόρφωση. Ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(\alpha)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa (συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης)



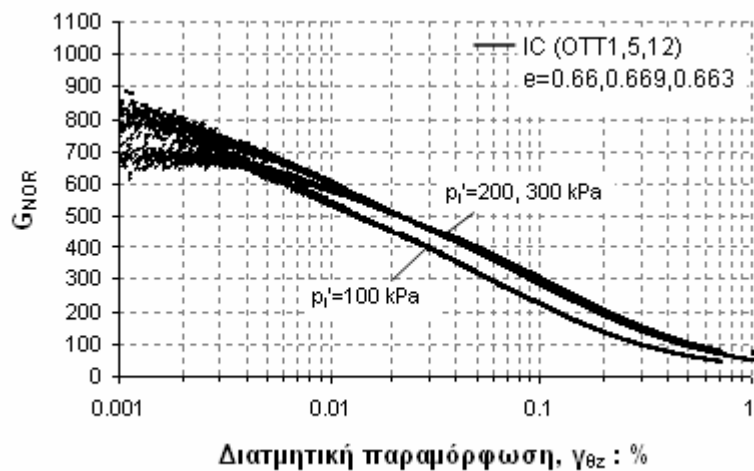
Σχήμα 5.114. Μεταβολή του όρου A ως προς τη διατμητική παραμόρφωση. Ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(\alpha)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa (συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης)



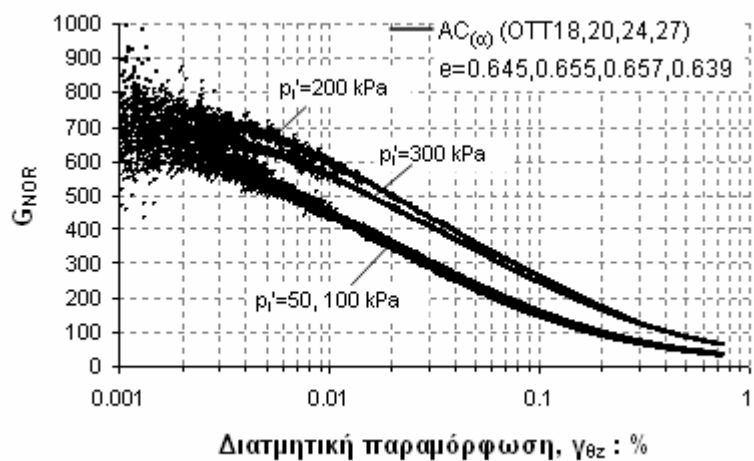
Σχήμα 5.115. Μεταβολή του όρου n ως προς τη διατμητική παραμόρφωση. Ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(\alpha)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Longstone (συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης)



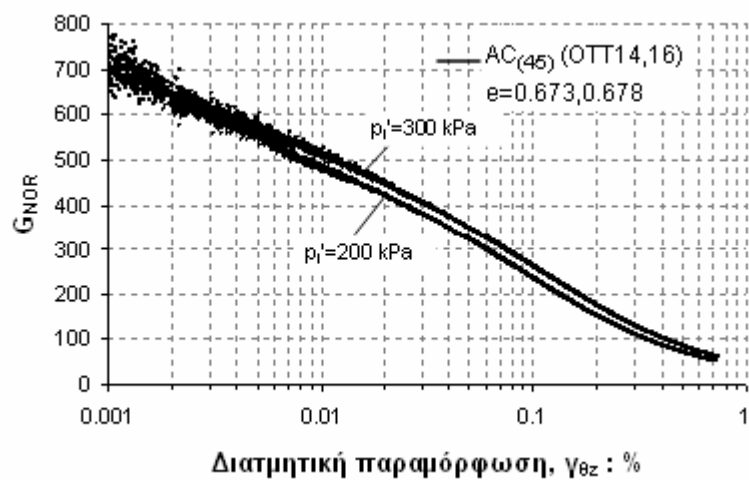
Σχήμα 5.116. Μεταβολή του όρου A ως προς τη διατμητική παραμόρφωση. Ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(\alpha)}$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Longstone (συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης)



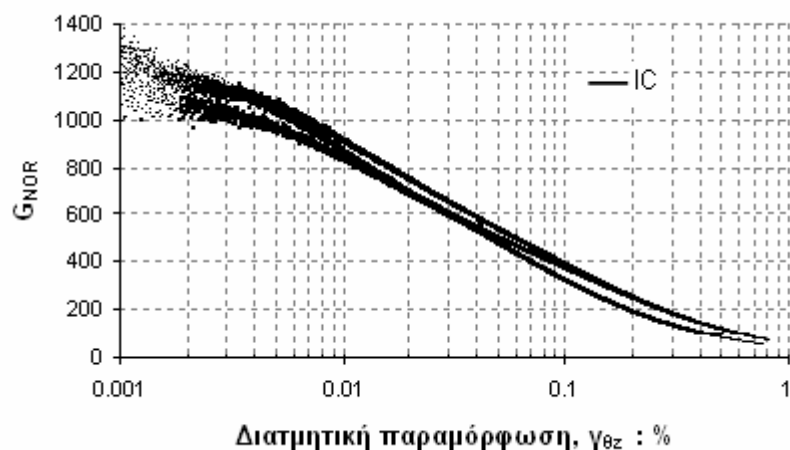
Σχήμα 5.117. Κανονικοποιημένες τιμές εδαφικής δυσστησίας ισότροπα (IC) στερεοποιημένων δοκιμών άμμου Ottawa (συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης)



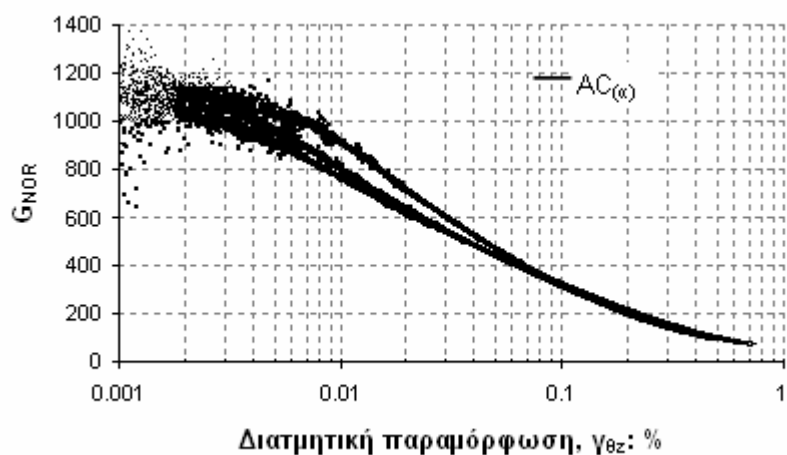
Σχήμα 5.118. Κανονικοποιημένες τιμές εδαφικής δυσστησίας ανισότροπα ($AC_{(\alpha)}$) στερεοποιημένων δοκιμών άμμου Ottawa (συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης)



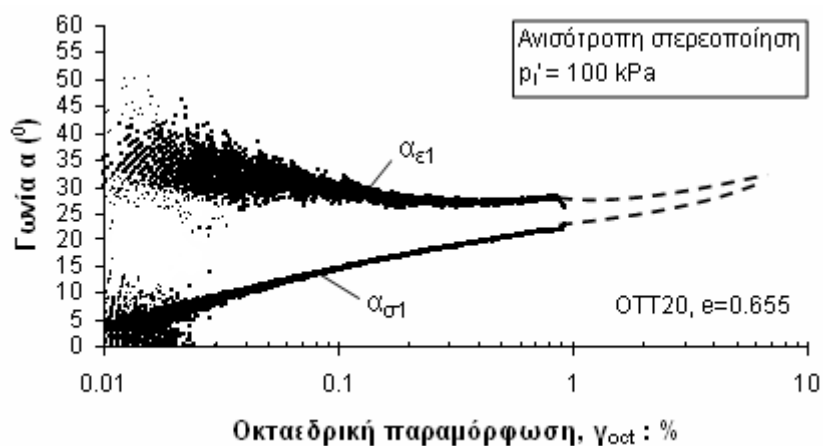
Σχήμα 5.119. Κανονικοποιημένες τιμές εδαφικής δυσστησίας ανισότροπα ($AC_{(45)}$) στερεοποιημένων δοκιμών άμμου Ottawa (συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης)



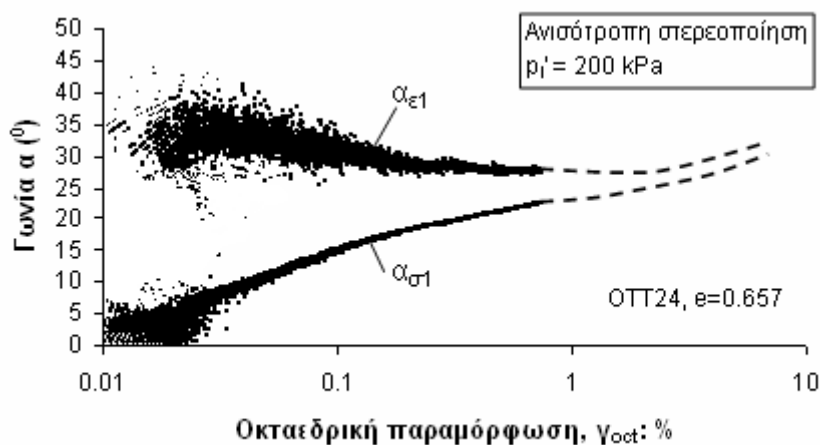
Σχήμα 5.120. Κανονικοποιημένες τιμές εδαφικής δυστησίας ισότροπα (IC) στερεοποιημένων δοκιμίων άμμου Longstone (συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης)



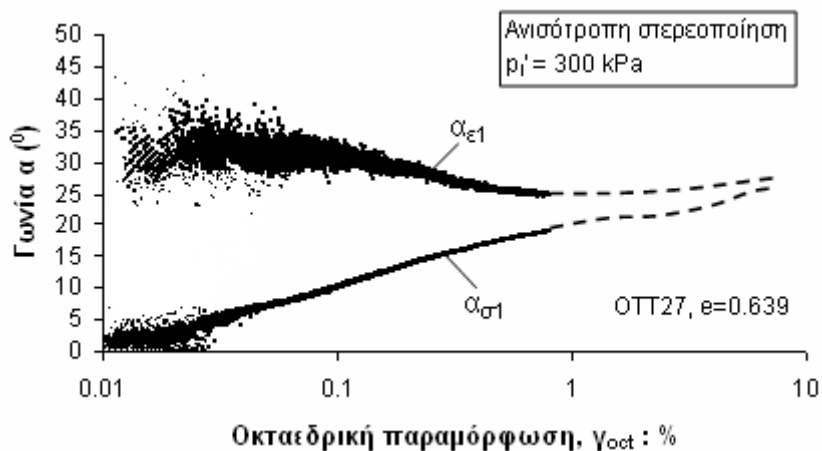
Σχήμα 5.121. Κανονικοποιημένες τιμές εδαφικής δυστησίας ανισότροπα ($AC_{(\omega)}$) στερεοποιημένων δοκιμίων άμμου Longstone (συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης)



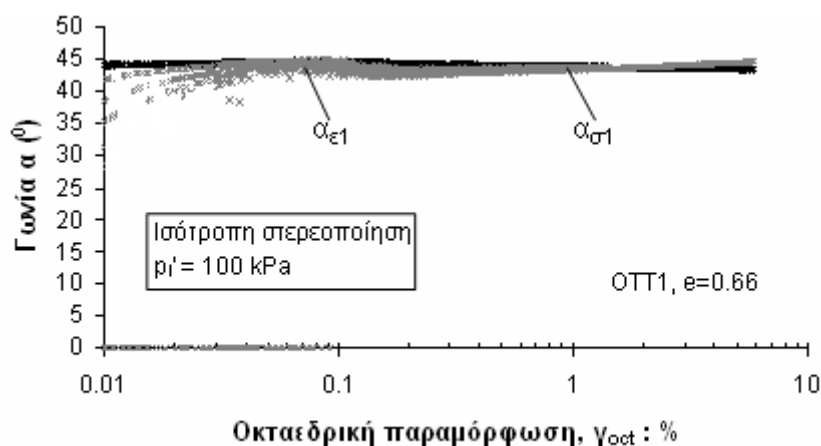
Σχήμα 5.122. Διάγραμμα γωνίας περιστροφής κυρίων τάσεων $\alpha_{\sigma 1}$ και κυρίων παραμορφώσεων $\alpha_{\varepsilon 1}$ ως προς οκταεδρική παραμόρφωση για ανισότροπα ($AC_{(a)}$) στερεοποιημένο δοκίμιο άμμου Ottawa με $p'_i=100$ kPa και $e=0.655$ (συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης)



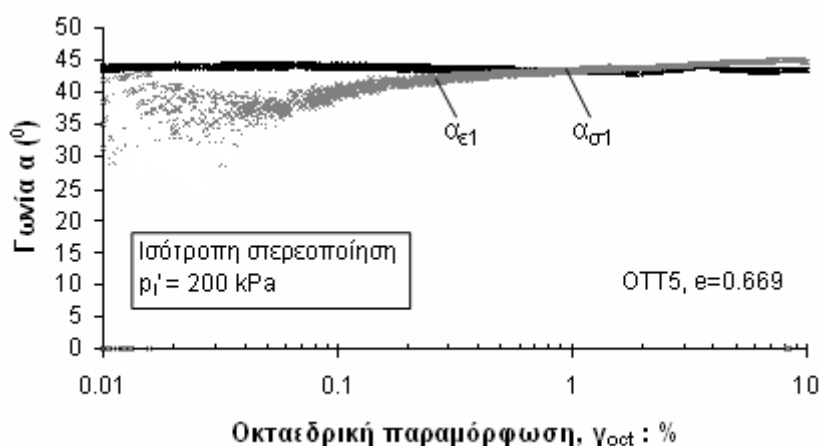
Σχήμα 5.123. Διάγραμμα γωνίας περιστροφής κυρίων τάσεων $\alpha_{\sigma 1}$ και κυρίων παραμορφώσεων $\alpha_{\varepsilon 1}$ ως προς οκταεδρική παραμόρφωση για ανισότροπα ($AC_{(a)}$) στερεοποιημένο δοκίμιο άμμου Ottawa με $p'_i=200$ kPa και $e=0.657$ (συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης)



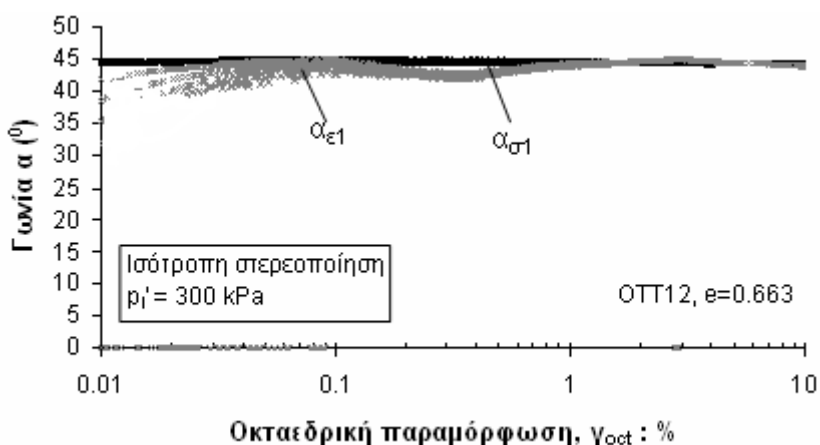
Σχήμα 5.124. Διάγραμμα γωνίας περιστροφής κυρίων τάσεων $\alpha_{\sigma 1}$ και κυρίων παραμορφώσεων $\alpha_{\varepsilon 1}$ ως προς οκταεδρική παραμόρφωση για ανισότροπα ($AC_{(a)}$) στερεοποιημένο δοκίμιο άμμου Ottawa με $p'_i=300$ kPa και $e=0.639$ (συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης)



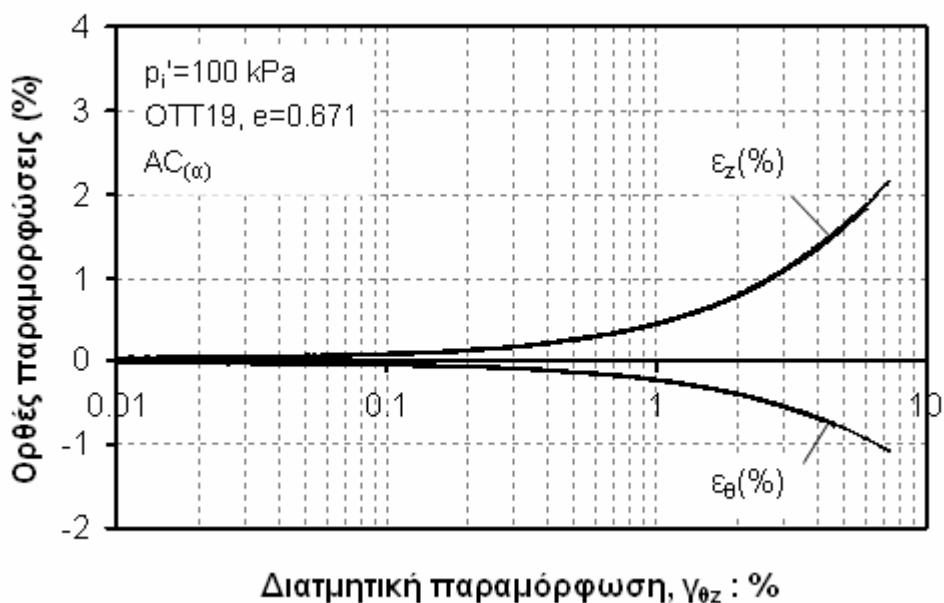
Σχήμα 5.125. Διάγραμμα γωνίας περιστροφής κυρίων τάσεων $\alpha_{\sigma 1}$ και κυρίων παραμορφώσεων $\alpha_{\epsilon 1}$ ως προς οκταεδρική παραμόρφωση για ισότροπα (IC) στερεοποιημένο δοκίμιο άμμου Ottawa με $p_i' = 100 \text{ kPa}$ και $e=0.66$ (συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης)



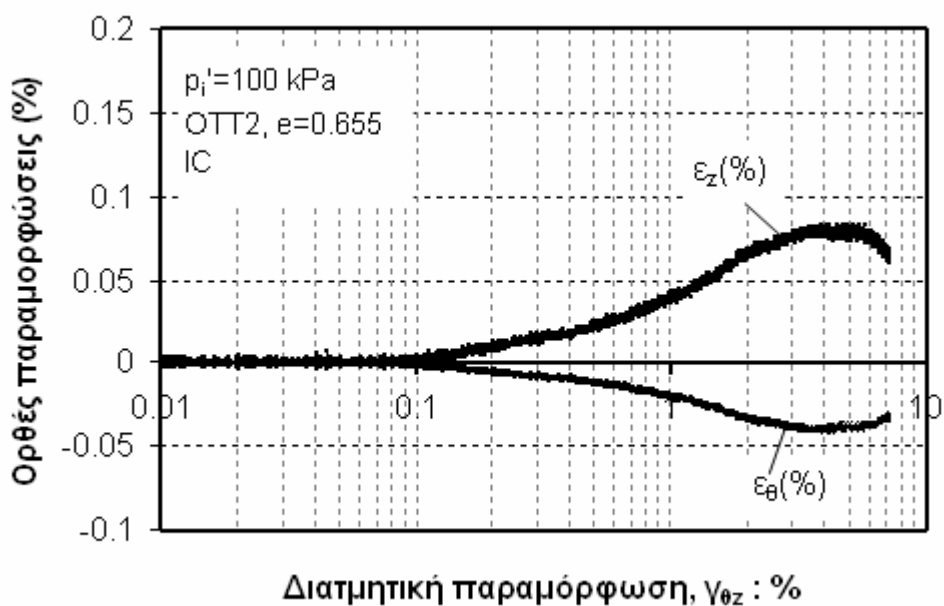
Σχήμα 5.126. Διάγραμμα γωνίας περιστροφής κυρίων τάσεων $\alpha_{\sigma 1}$ και κυρίων παραμορφώσεων $\alpha_{\epsilon 1}$ ως προς οκταεδρική παραμόρφωση για ισότροπα (IC) στερεοποιημένο δοκίμιο άμμου Ottawa με $p_i' = 200 \text{ kPa}$ και $e=0.669$ (συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης)



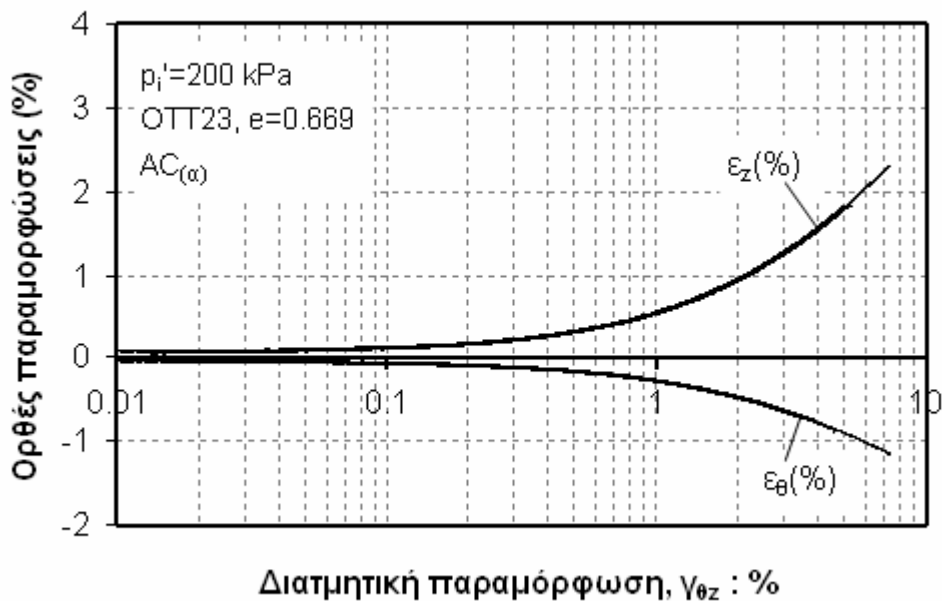
Σχήμα 5.127. Διάγραμμα γωνίας περιστροφής κυρίων τάσεων $\alpha_{\sigma 1}$ και κυρίων παραμορφώσεων $\alpha_{\epsilon 1}$ ως προς οκταεδρική παραμόρφωση για ισότροπα (IC) στερεοποιημένο δοκίμιο άμμου Ottawa με $p_i' = 300 \text{ kPa}$ και $e=0.663$ (συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης)



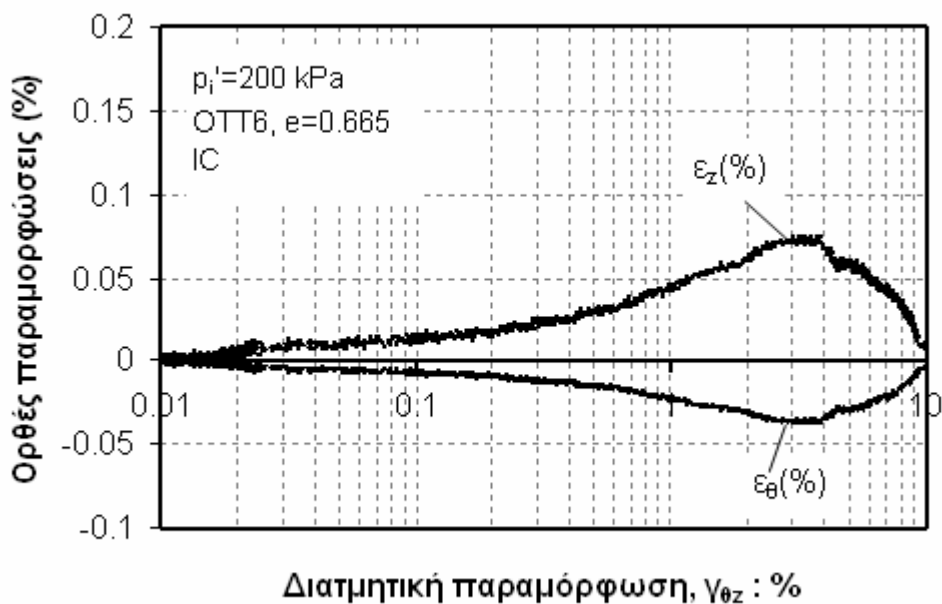
Σχήμα 5.128. Διάγραμμα ορθών παραμορφώσεων ως προς διαμητική παραμόρφωση για ανισότροπα ($AC_{(a)}$) δοκίμιο άμμου Ottawa με $p_i' = 100$ kPa και $e = 0.671$ (συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης)



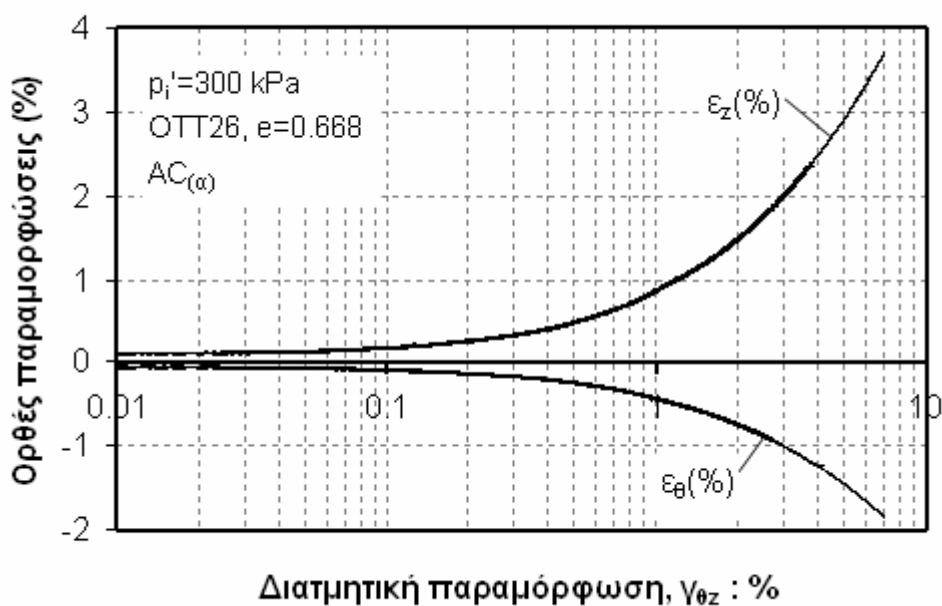
Σχήμα 5.129. Διάγραμμα ορθών παραμορφώσεων ως προς διαμητική παραμόρφωση για ισότροπα (IC) δοκίμιο άμμου Ottawa με $p_i' = 100$ kPa και $e = 0.655$ (συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης)



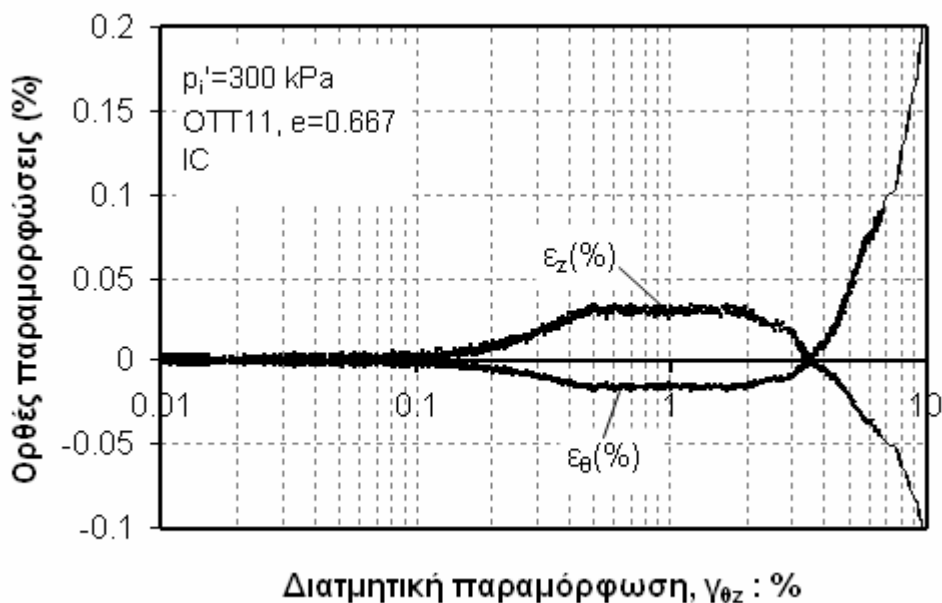
Σχήμα 5.130. Διάγραμμα ορθών παραμορφώσεων ως προς διατμητική παραμόρφωση για ανισότροπα ($AC_{(a)}$) δοκίμιο άμμου Ottawa με $p_i' = 200$ kPa και $e = 0.669$ (συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης)



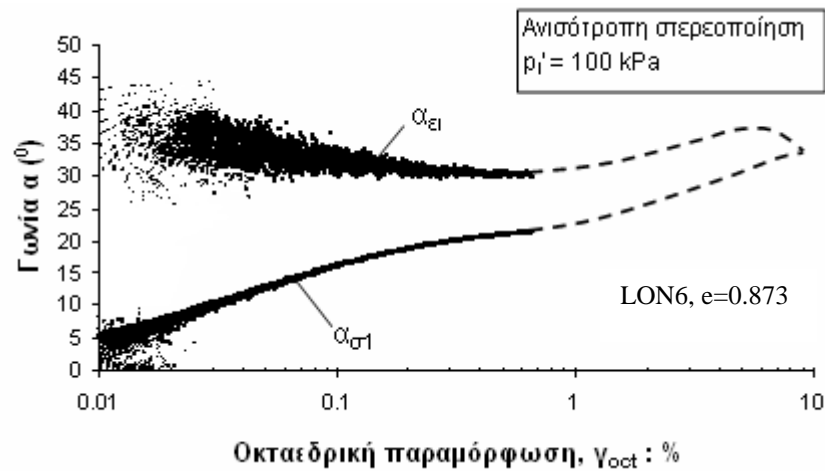
Σχήμα 5.131. Διάγραμμα ορθών παραμορφώσεων ως προς διατμητική παραμόρφωση για ισότροπα (IC) δοκίμιο άμμου Ottawa με $p_i' = 200$ kPa και $e = 0.665$ (συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης)



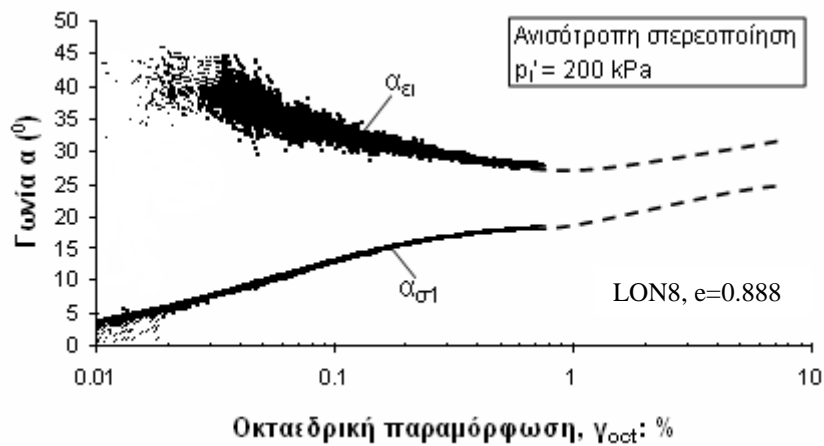
Σχήμα 5.132. Διάγραμμα ορθών παραμορφώσεων ως προς διατμητική παραμόρφωση για ανισότροπα ($AC_{(a)}$) δοκίμιο άμμου Ottawa με $p_i' = 300 \text{ kPa}$ και $e = 0.668$ (συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης)



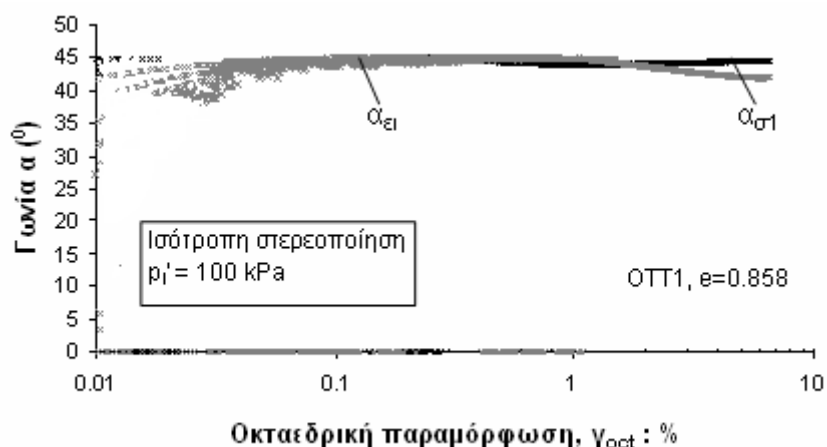
Σχήμα 5.133. Διάγραμμα ορθών παραμορφώσεων ως προς διατμητική παραμόρφωση για ισότροπα (IC) δοκίμιο άμμου Ottawa με $p_i' = 300 \text{ kPa}$ και $e = 0.667$ (συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης)



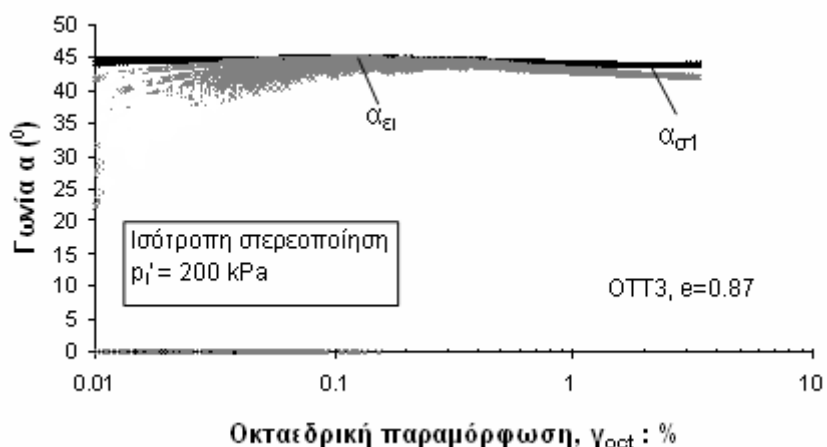
Σχήμα 5.134. Διάγραμμα γωνίας περιστροφής κυρίων τάσεων α_{σ_1} και κυρίων παραμορφώσεων α_{ε_1} ως προς οκταεδρική παραμόρφωση για ανισότροπα ($AC_{(a)}$) στερεοποιημένο δοκίμιο άμμου Longstone με $p'_i=100$ kPa και $e=0.873$ (συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης)



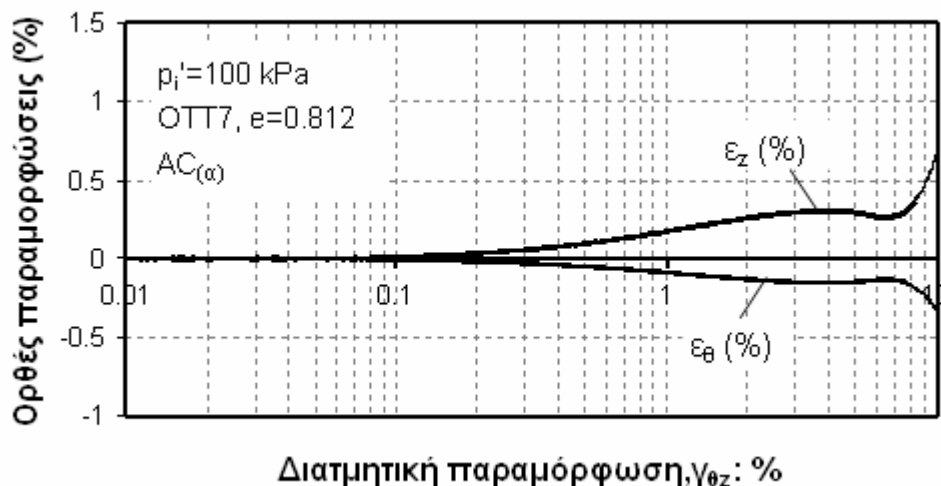
Σχήμα 5.135. Διάγραμμα γωνίας περιστροφής κυρίων τάσεων α_{σ_1} και κυρίων παραμορφώσεων α_{ε_1} ως προς οκταεδρική παραμόρφωση για ανισότροπα ($AC_{(a)}$) στερεοποιημένο δοκίμιο άμμου Longstone με $p'_i=200$ kPa και $e=0.888$ (συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης)



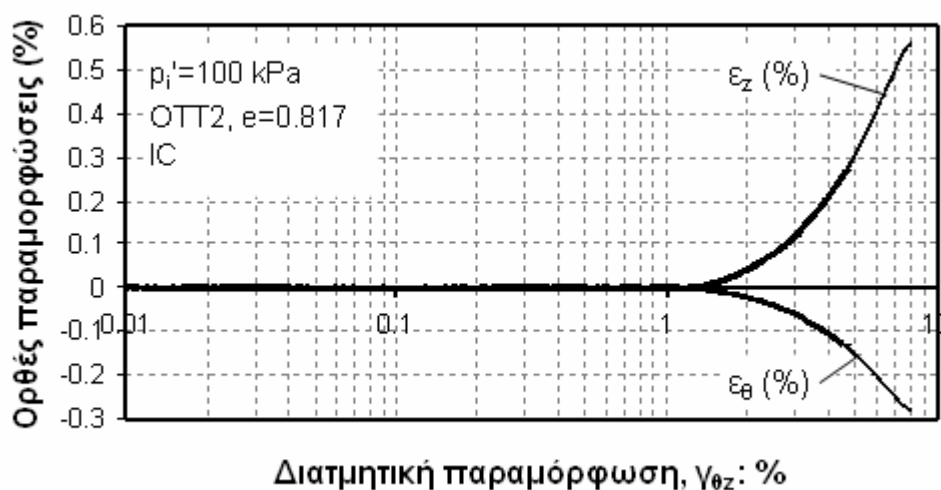
Σχήμα 5.136. Διάγραμμα γωνίας περιστροφής κυρίων τάσεων $\alpha_{\sigma 1}$ και κυρίων παραμορφώσεων $\alpha_{\epsilon 1}$ ως προς οκταεδρική παραμόρφωση για ισότροπα (IC) στερεοποιημένο δοκίμιο άμμου Longstone με $p_i' = 100$ kPa και $e = 0.858$ (συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης)



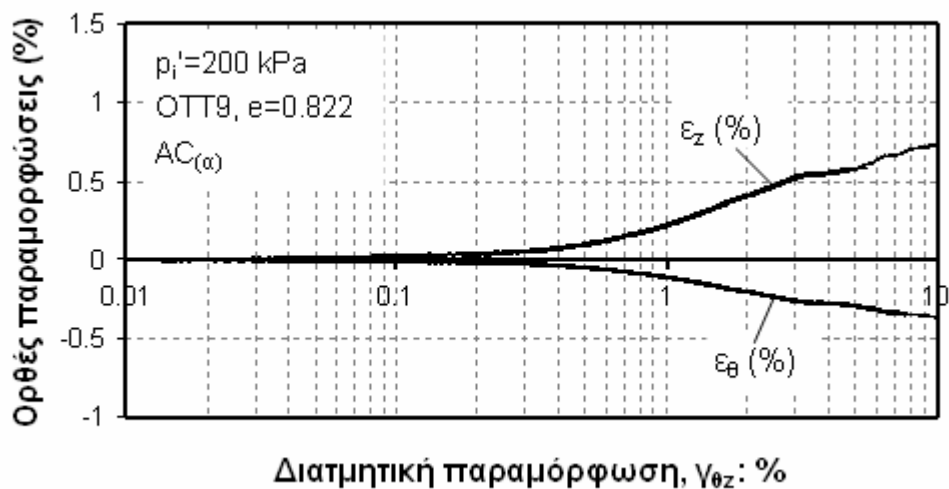
Σχήμα 5.137. Διάγραμμα γωνίας περιστροφής κυρίων τάσεων $\alpha_{\sigma 1}$ και κυρίων παραμορφώσεων $\alpha_{\epsilon 1}$ ως προς οκταεδρική παραμόρφωση για ισότροπα (IC) στερεοποιημένο δοκίμιο άμμου Longstone με $p_i' = 200$ kPa και $e = 0.87$ (συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης)



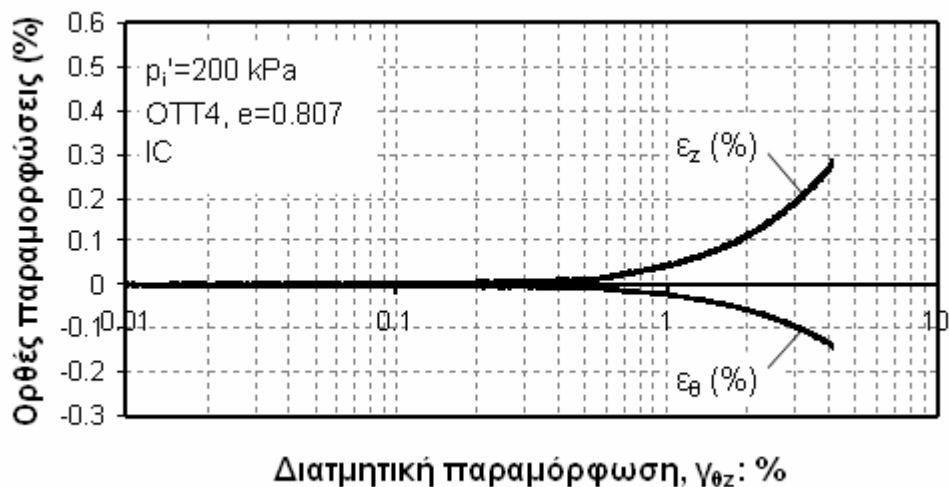
Σχήμα 5.138. Διάγραμμα ορθών παραμορφώσεων ως προς διατμητική παραμόρφωση για ανισότροπα ($AC_{(\alpha)}$) δοκίμιο άμμου Longstone με $p_i' = 100$ kPa και $e = 0.812$ (συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης)



Σχήμα 5.139. Διάγραμμα ορθών παραμορφώσεων ως προς διατμητική παραμόρφωση για ισότροπα (IC) δοκίμιο άμμου Longstone με $p_i' = 100$ kPa και $e = 0.817$ (συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης)



Σχήμα 5.140. Διάγραμμα ορθών παραμορφώσεων ως προς διατμητική παραμόρφωση για ανισότροπα ($AC(\alpha)$) δοκίμιο άμμου Longstone με $p_i' = 200$ kPa και $e = 0.822$ (συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης)



Σχήμα 5.141. Διάγραμμα ορθών παραμορφώσεων ως προς διατμητική παραμόρφωση για ισότροπα (IC) δοκίμιο άμμου Longstone με $p_i' = 200$ kPa και $e = 0.807$ (συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης)

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΑΝΑΚΥΚΛΙΚΗ ΣΤΡΕΠΤΙΚΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΧΑΛΑΡΩΝ ΑΝΙΣΟΤΡΟΠΑ ΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΜΕΝΩΝ ΔΟΚΙΜΙΩΝ ΥΠΟ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΕΜΠΟΔΙΖΟΜΕΝΗΣ ΣΤΡΑΓΓΙΣΗΣ

6.1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Το κεφάλαιο αυτό παρουσιάζει τη 2^η κύρια σειρά πειραμάτων της παρούσας διατριβής η οποία περιλαμβάνει πειράματα ανακυκλικής στρεπτικής διάτμησης σε χαλαρά δοκίμια άμμου Ottawa υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με συχνότητα ανακυκλικής φόρτισης ίση με 0.1Hz. Όπως και στην περίπτωση των πειραμάτων υπό μονοτονικές συνθήκες φόρτισης τα δοκίμια που παρασκευάστηκαν ανάλογα με τις συνθήκες στερεοποίησης στις οποίες υποβλήθηκαν διαχωρίζονται στις εξής κατηγορίες:

- (α) Ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια – IC
- (β) Ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια υποβαλλόμενα σε ισότροπες συνθήκες τάσεων πριν την επιβολή ανακυκλικής φόρτισης – AC₍₄₅₎
- (γ) Ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια με συνεχή μεταβολή της γωνίας α κατά το στάδιο της δυναμικής/ανακυκλικής φόρτισης – AC_(α)

Πιο λεπτομερής περιγραφή όσον αφορά τα χαρακτηριστικά της κάθε κατηγορίας πειραμάτων παρουσιάζεται στο Κεφάλαιο 5.

Όλα τα δοκίμια υποβάλλονται σε ανακυκλικής μορφής στρεπτική διατμητική τάση, $\tau_{\theta z}$. Για τα IC και AC₍₄₅₎ δοκίμια η κατακόρυφη τάση, σ_v , είναι ίση με την περιμετρική και ακτινική τάση, σ_θ , σ_r και η γωνία α που σχηματίζει η κύρια τάση σ_1 ως προς την κατακόρυφο εναλλάσσεται μεταξύ των τιμών $\pm 45^\circ$ (βλέπε Σχήμα 6.1(α)). Τα AC_(α) δοκίμια υποβάλλονται σε ανακυκλική φόρτιση φέροντας μια αρχική τιμή διατμητικού φορτίου, t , ($=(\sigma_z - \sigma_\theta)/2$) η οποία παραμένει σταθερή και κατά τη διάρκεια του πειράματος ενώ η γωνία α μεταβάλλεται συνεχώς ανάλογα με την τιμή της ανακυκλικής τάσης, $\tau_{\theta z}$ (βλέπε Σχήμα 6.1(β)).

Τα μη συνεκτικά εδάφη εμπίπτουν στην κατηγορία των προβληματικών εδαφών διότι παρουσιάζουν μειωμένη ή μηδενική αντίσταση (ρευστοποίηση) σε διάφορες κατηγορίες φόρτισης. Ο σεισμός αποτελεί μια από αυτές τις κατηγορίες και πολλές αστοχίες με καταστροφικά αποτελέσματα έχουν αποδοθεί στην ασταθή συμπεριφορά των μη συνεκτικών εδαφών. Η διερεύνηση της συμπεριφοράς των υλικών αυτών υπό ανακυκλικές συνθήκες φόρτισης αποτελεί βασική προϋπόθεση για τον περιορισμό των καταστροφικών συνεπειών από ισχυρές σεισμικές δονήσεις. Στην παρούσα διατριβή η ανακυκλική φόρτιση των δοκιμίων επιβάλλεται μέσω στρεπτικής διάτμησης η οποία προσομιώνει καλύτερα τη σεισμική φόρτιση σε αντίθεση με την ανακυκλική τριαξονική δοκιμή που αποτελεί την κύρια πηγή πειραματικών δεδομένων που χρησιμοποιείται για την πρόβλεψη της ανακυκλικής συμπεριφοράς των μη συνεκτικών εδαφών. Επιπρόσθετα, επιχειρείται μια διεύρυνση ως προς την πειραματική διερεύνηση της συμπεριφοράς αυτής σε εδαφικά υλικά ανισότροπα στερεοποιημένα.

Η ανισότροπη στερεοποίηση των εδαφικών υλικών αποδείχτηκε ότι είναι ένας από τους σημαντικότερους παράγοντες που επηρεάζει την αστράγγιστη συμπεριφορά τους υπό συνθήκες μονοτονικής φόρτισης τόσο σε πειράματα τα οποία πραγματοποιήθηκαν στην τριαξονική συσκευή όσο και σε πειράματα τα οποία πραγματοποιήθηκαν στη συσκευή στρέψης κοίλου δοκιμίου (Yoshimine et al., 1998, Sivathayalan & Vaid, 2002, Shibuya et al., 2003, Georgiannou & Konstadinou, 2013).

Πειράματα ανακυκλικής στρεπτικής διάτμησης σε ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια με συνεχή μεταβολή της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων πραγματοποιήθηκαν από τους Ishihara et al. (1985), Law et al. (1990) και Hosono & Yoshimine (2008) με

σκοπό να προσομειωθεί η κυματική φόρτιση σε υποθαλάσσιες εδαφικές αποθέσεις. Στα πειράματα αυτά παρεμποδίζεται η πλευρική παραμόρφωση των δοκιμίων. Με σκοπό να προσομειωθεί η σεισμική φόρτιση σε εδαφικές αποθέσεις οι οποίες εξαιτίας της βαρύτητας των υπερκείμενων κατασκευών φέρουν μια αρχική διατμητική τάση, οι Ishihara & Li (1972) πραγματοποίησαν πειράματα σε ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια τα οποία ωστόσο αφέθηκαν ελεύθερα να παραμορφωθούν πλευρικά. Η επίδραση της ανισότροπης στερεοποίησης στην ανακυκλική συμπεριφορά σε στρεπτική διάτμηση δοκιμίων στα οποία δεν παρεμποδίζεται η πλευρική παραμόρφωση αποτελεί ένα αντικείμενο το οποίο έχει διερευνηθεί σε πολύ μικρό βαθμό στη διεθνή βιβλιογραφία και χρίζει περισσότερης μελέτης. Για αυτήν την κατηγορία πειραμάτων οι Ishihara & Li (1972) έδωσαν μεγαλύτερη βαρύτητα στο μηχανισμό αστοχίας τους και παρατήρησαν ότι σε αντίθεση με τα ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια τα οποία πρακτικά ρευστοποιούνται, στα ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια οι υπερπίεσεις πόρων λαμβάνουν μια τελική τιμή αρκετά μικρότερη από την αρχική ενεργό τάση των δοκιμίων. Επιπρόσθετα, η αξονική παραμόρφωση βρέθηκε να είναι σημαντική για τα ανισότροπα και σχεδόν αμελητέα για τα ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια. Ωστόσο η ανακυκλική αντοχή των δοκιμίων, γνωστή και ως αντίσταση σε ρευστοποίηση, δεν εξετάστηκε στη μελέτη αυτή και εξακολουθεί να παραμένει ασαφές κατά πόσο τα ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια είναι αυτά τα οποία εμφανίζουν τελικώς και τη μικρότερη αντοχή σε ανακυκλική φόρτιση. Παρόμοιες παρατηρήσεις με αυτές των Ishihara & Li (1972) σημειώθηκαν και από τους Iai et al. (1992) για πειράματα σε πυκνά δοκίμια άμμου.

Στο παρόν κεφάλαιο εξετάζεται η επίδραση της ανισότροπης στερεοποίησης στην ανακυκλική συμπεριφορά σε στρεπτική διάτμηση χαλαρών δοκιμίων άμμου Ottawa στα οποία δεν παρεμποδίζεται η πλευρική παραμόρφωση ενώ οι ολικές τάσεις σ_z , σ_θ , σ_r παραμένουν σταθερές καθ' όλη τη διάρκεια του πειράματος. Οι δοκιμές πραγματοποιήθηκαν για διαφορετικές τιμές αρχικής ενεργού τάσης, διαφορετικές τιμές συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης και διαφορετικές τιμές επιβαλλόμενου στρεπτικού φορτίου.

Για ευκολία τα ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια με συνεχή μεταβολή της γωνίας α κατά το στάδιο της διάτμηση τους, θα αναφέρονται στο παρόν κεφάλαιο ως $AC_{(\alpha)}$, τα ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια με σταθερή γωνία $\alpha=45^\circ$ κατά το στάδιο της

διάτμησης, τους ως $AC_{(45)}$ και τα ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια ως IC. Οι αρχικές συνθήκες όλων των δοκιμίων του παρόντος κεφαλαίου δίνονται στον Πίνακα 6.1.

6.2. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΜΕΤΑΞΥ ΜΟΝΟΤΟΝΙΚΗΣ ΚΑΙ ΑΝΑΚΥΚΛΙΚΗΣ ΣΤΡΕΠΤΙΚΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ

6.2.1. Ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια - IC

Η 1^η σειρά πειραμάτων που πραγματοποιήθηκε αφορά την ανακυκλική στρεπτική διάτμηση ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων άμμου Ottawa. Η συμπεριφορά σε ανακυκλική στρεπτική διάτμηση εξετάστηκε για δύο τιμές μέσης ενεργού τάσης $p_i' = 120, 320$ kPa. Τυπικές διαδρομές ενεργών τάσεων για τις δύο αυτές τιμές τάσης στερεοποίησης παρουσιάζονται στο Σχήμα 6.2 για δοκίμιο άμμου Ottawa με $p_i' = 120$ kPa και επιβαλλόμενη διατμητική τάση $\Delta\tau_{\theta z} = \pm 25.9$ kPa και στο Σχήμα 6.8 για δοκίμιο άμμου Ottawa με $p_i' = 320$ kPa και επιβαλλόμενη διατμητική τάση $\Delta\tau_{\theta z} = \pm 70.0$ kPa. Για σκοπούς σύγκρισης στα σχήματα αυτά έχουν συμπεριληφθεί οι διαδρομές ενεργών τάσεων που ακολουθούν δοκίμια που υποβλήθηκαν σε μονοτονική στρεπτική διάτμηση για περίπου ίδιες τιμές δείκτη πόρων και ίδιες τιμές ενεργού τάσης με τα αντίστοιχα ανακυκλικά πειράματα. Σε πρώτη φάση παρατηρείται ότι αυξανόμενης της τάσης στερεοποίησης η μονοτονική διαδρομή τάσεων παρουσιάζει ελαφρώς μια ψαθυρή συμπεριφορά με απομείωση της διατμητικής τάσης μετά την επίτευξη μια μέγιστης τιμής (βλέπε Σχήματα 6.2 και 6.8). Στο Σχήμα 6.2 έχει σχεδιασθεί η γραμμή αλλαγής φάσης (PTL) και η γραμμή αστοχίας (FL) όπως ορίζονται από τη διαδρομή ενεργών τάσεων του μονοτονικού δοκιμίου μαζί με τις αντίστοιχες συμμετρικές γραμμές ως προς τον άξονα των ενεργών τάσεων. Για ευκολία στην παρουσίαση των πειραματικών αποτελεσμάτων, χαρακτηριστικά σημεία έχουν αριθμηθεί στη διαδρομή ενεργών τάσεων του ανακυκλικού δοκιμίου με βάση τα οποία θα αναλυθεί η παρατηρούμενη συμπεριφορά.

Αρχικά, στο πρώτο τέταρτο του 1^{ου} κύκλου φόρτισης (σημεία 1-2) οι διαδρομές ενεργών τάσεων του μονοτονικού και του ανακυκλικού δοκιμίου συμπίπτουν και η μονοτονική διαδρομή τάσεων αποτελεί το όριο της ανακυκλικής διαδρομής τάσεων,

αφού η τελευταία δεν φεύγει έξω από τα όρια που θέτει η πρώτη. Επιπρόσθετα, ο 1^{ος} κύκλος (σημεία 1-3) συνδέεται με μεγαλύτερη ανάπτυξη υπερπίεσεων πόρων σε σχέση με τους κύκλους φόρτισης που ακολουθούν όπου ο ρυθμός αύξησης των υπερπίεσεων πόρων μειώνεται και φαίνεται να σταθεροποιείται σε μια τιμή μέχρι η ενεργός τασική διαδρομή να πλησιάσει το λόγο ενεργών τάσεων του σημείου 4 (Σχήμα 6.3). Το σημείο αυτό συνδέεται με την εμφάνιση ασταθούς συμπεριφοράς καθώς αντιστοιχεί σε απότομη συσσώρευση διατμητικής παραμόρφωσης (Σχήμα 6.4) που συνοδεύεται από μια απότομη αύξηση του ρυθμού συσσώρευσης υπερπίεσεων πόρων. Η αλλαγή στην κατεύθυνση της φόρτισης μετά από το σημείο 4 (διαδρομή από το σημείο 4 στο σημείο 5 και από το σημείο 5 στο σημείο 6) οδηγεί σε μεγαλύτερη συσσώρευση υπερπίεσης πόρων. Όταν ο λόγος ενεργών τάσεων είναι υψηλότερος από εκείνον της αλλαγής φάσης (σημεία 6 και 7) και κατόπιν η στρεπτική διατμητική τάση, $\Delta\tau_{\theta z}$, αλλάζει διεύθυνση (από σημείο 7 σε σημείο 8) τότε το δοκίμιο οδηγείται στην αστοχία και ρευστοποιείται στο σημείο 8 με πρακτικά μηδενισμό της ενεργού τάσης και συνοδεύεται μεγάλων διατμητικών παραμορφώσεων.

Το σημείο 4 φαίνεται να αντιστοιχεί στην τιμή του λόγου ενεργών τάσεων που καθορίζει η γραμμή αλλαγής φάσης των μονοτονικών πειραμάτων με $\varphi'_{PTL}=32^{\circ}$ υποδεικνύοντας ότι κατά την ανακυκλική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης η γραμμή αλλαγής φάσης που ορίζουν οι μονοτονικές δοκιμές αποτελεί το όριο μεταξύ σταθερής και ασταθούς απόκρισης του εδαφικού υλικού.

Η καμπύλη τάσεων-παραμορφώσεων του δοκιμίου δίνεται στο Σχήμα 6.5. Στους πρώτους κύκλους φόρτισης η καμπύλη τάσεων-παραμορφώσεων σχηματίζει μια κλειστή διαδρομή ενώ στους τελευταίους κύκλους φόρτισης αναπτύσσονται μεγάλες διατμητικές παραμορφώσεις και το δοκίμιο παρουσιάζει μειωμένη αντοχή, καθώς η πίεση πόρων προσεγγίζει την αρχική ενεργό τάση, p_i' .

Η συμπεριφορά των δοκιμίων σε υψηλότερες τάσεις στερεοποίησης ($p_i'=320$ kPa, Σχήματα 6.8 – 6.11) είναι ανάλογη με εκείνη που παρατηρήθηκε στα Σχήματα 6.2 – 6.5. Η μοναδική διαφορά έγκειται στο γεγονός ότι κατά την ανακυκλική φόρτιση η ασταθής συμπεριφορά εμφανίζεται όταν η ενεργός τασική διαδρομή προσεγγίζει τη γραμμή αστάθειας του μονοτονικού δοκιμίου (IL - σημείο 4) και όχι τη γραμμή

αλλαγής φάσης όπως παρατηρήθηκε κατά την ανακυκλική φόρτιση σε ενεργό τάση $p_i'=120$ kPa. Συνεπώς για χαλαρά δοκίμια που εκδηλώνουν ψαθυρή συμπεριφορά κατά τη μονοτονική στρεπτική διάτμηση το όριο για την εμφάνιση ασταθούς συμπεριφοράς είναι η γραμμή αστάθειας των μονοτονικών δοκιμίων και όχι η γραμμή αλλαγής φάσης.

Σημειώνεται ότι η συσχέτιση μεταξύ της ασταθούς συμπεριφοράς σε στρεπτική ανακυκλική φόρτιση και των γραμμών αλλαγής φάσης και αστάθειας των μονοτονικών δοκιμών υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης έχει πραγματοποιηθεί στο παρελθόν σε ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια άλλων άμμων δίνοντας παρόμοια συμπεριφορά με τα ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια της παρούσας διατριβής (Georgiannou & Tsomokos, 2008).

Η εξέλιξη της μεταβολής της γωνίας α ως προς τον χρόνο διακρίνεται στα Σχήματα 6.6 και 6.12 για την περίπτωση των ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων με $p_i'=120$ kPa και $p_i'=320$ kPa αντίστοιχα. Για τα εν λόγω δοκίμια, αλλά και για όλα τα IC δοκίμια, η γωνία α εναλλάσσεται μεταξύ των τιμών $\pm 45^\circ$ ανάλογα με τη φορά της επιβαλλόμενης διατμητικής τάσης, $\Delta\tau_{\theta z}$, ενώ η εναλλαγή αυτή λαμβάνει χώρα σχετικά γρήγορα. Η παράμετρος b η οποία αντιπροσωπεύει το σχετικό μέγεθος της ενδιάμεσης κύριας τάσης σ_2 ως προς τις τάσεις σ_1 και σ_3 κάθε φορά που η γωνία α είναι ίση με $\pm 45^\circ$ αποκτά τιμή 0.5 καθώς όπως έχει ήδη αναφερθεί όταν η εσωτερική πίεση p_i που ασκείται στο δοκίμιο είναι ίση με την εξωτερική πίεση p_o (συνθήκη η οποία ισχύει για όλα τα πειράματα της παρούσας διατριβής) τότε η γωνία α και η παράμετρος b συνδέονται μονοσήμαντα με τη σχέση $b=\sin^2\alpha$ (βλέπε Σχήματα 6.7 και 6.13). Στα περισσότερα όμως πειράματα είναι αναπόφευκτη η παρουσία μιας μικρής τιμής στον όρο $(\sigma_z - \sigma_\theta)$ με αποτέλεσμα η γωνία α έστω και λίγο να αποκλίνει από τις 45° .

Στα Σχήματα 6.14 και 6.15 παρουσιάζεται η μεταβολή της υπερπίεσης πόρων συναρτήσει των κύκλων φόρτισης για ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια υποβαλλόμενα σε ανακυκλική στρεπτική διάτμηση με $p_i'=120$ kPa και 320 kPa αντίστοιχα. Οι τιμές υπερπίεσης πόρων που δίνονται έχουν ληφθεί στο τέλος κάθε κύκλου φόρτισης όταν η ανακυκλική τάση $\Delta\tau_{\theta z}$ είναι σχεδόν μηδενική. Για κάθε p_i' και για κάθε κύκλο φόρτισης η υπερπίεση πόρων είναι μεγαλύτερη όσο μεγαλύτερη

είναι η επιβαλλόμενη διατμητική τάση, $\Delta\tau_{\theta z}$, όπως επίσης μεγαλύτερος είναι και ο ρυθμός μεταβολής της υπερπίεσης πόρων. Όπως έχει ήδη σχολιαστεί οι υπερπίεσεις πόρων αυξάνουν απότομα όταν η διαδρομή ενεργών τάσεων πλησιάσει τη γραμμή αλλαγής φάσης ή αστάθειας των αντίστοιχων μονοτονικών δοκιμών γεγονός το οποίο αποτυπώνεται στο μεγάλο άλμα στις τιμές των υπερπίεσεων πόρων πριν την επίτευξη των τελικών τιμών, οι οποίες τελικές τιμές είναι πρακτικά ίσες με την αρχική ενεργό τάση των δοκιμίων.

6.2.2. Ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια - $AC_{(45)}$

Τυπική απόκριση ανισότροπα στερεοποιημένου δοκιμίου, $AC_{(45)}$, στο οποίο επιβλήθηκε ανακυκλική τάση $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 22.7$ kPa παρουσιάζεται στο Σχήμα 6.16. Όπως και στην περίπτωση των ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων της κατηγορίας αυτής (βλέπε Υποκεφάλαιο 5.2.1) η αρχική ενεργός τάση αμέσως μετά το τέλος της στερεοποίησης ($p_c'=120$ kPa, σημείο 1) μειώνεται σε μια μικρότερη τιμή πριν την έναρξη της στρεπτικής διάτμησης ($p_i'=96$ kPa, σημείο 2) εξαιτίας των υπερπίεσεων πόρων που αναπτύσσονται κατά την αποφόρτιση σε ισότροπες συνθήκες τάσεων. Στο ίδιο σχήμα έχει σχεδιασθεί η αντίστοιχη διαδρομή τάσεων δοκιμίου σε μονοτονική στρεπτική διάτμηση. Σημειώνεται ότι η τιμή του συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης των δοκιμίων στην υπό εξέταση περίπτωση είναι $K_c=0.5$.

Τα ίδια βασικά χαρακτηριστικά που παρατηρήθηκαν στην απόκριση του ισότροπα στερεοποιημένου δοκιμίου με $p_i'=120$ kPa παρατηρούνται και εδώ. Συγκεκριμένα στο πρώτο τέταρτο του 1^{ου} κύκλου φόρτισης οι διαδρομές ενεργών τάσεων του μονοτονικού και του ανακυκλικού δοκιμίου συμπίπτουν (σημεία 2–3). Επιπρόσθετα, υπάρχει μια αρχική φάση στην οποία διακρίνεται υψηλός ρυθμός συσσώρευσης υπερπίεσεων πόρων η οποία σχετίζεται κυρίως με τον 1^ο κύκλο φόρτισης (σημεία 2–4) ενώ ακολουθεί μια φάση στην οποία η υπερπίεση πόρων αυξάνεται με χαμηλότερο ρυθμό (Σχήμα 6.17).

Ασταθής συμπεριφορά παρουσιάζεται για πρώτη φορά όταν η ανακυκλική διαδρομή τάσεων πλησιάσει τη γραμμή αλλαγής φάσης των μονοτονικών δοκιμών (σημείο 5). Από το σημείο αυτό και έπειτα η διατμητική παραμόρφωση (Σχήμα 6.18) μεγαλώνει σημαντικά ενώ η υπερπίεση πόρων (Σχήμα 6.17) αυξάνει απότομα μέχρι η ενεργός

τάση πρακτικά να μηδενιστεί (σημεία 6 και 8). Η καμπύλη τάσεων–παραμορφώσεων του ανακυκλικού δοκιμίου δίνεται στο Σχήμα 6.19 ενώ η εξέλιξη της γωνίας α και της παραμέτρου b ως προς το χρόνο δίνεται στα Σχήματα 6.20 και 6.21 αντίστοιχα. Για αυτήν την κατηγορία πειραμάτων πέρα από ανισότροπη στερεοποίηση με λόγο τάσεων $K_c=0.5$ πραγματοποιήθηκαν και δοκιμές με λόγο τάσεων $K_c=0.7$. Τα αποτελέσματα όταν αναλυθούν με τη μορφή τυπικών διαγραμμάτων, δεν διαφοροποιούνται με αυτά των $K_c=0.5$ δοκιμών και για το λόγο αυτό καθώς και για λόγους συντομίας τα εν λόγω διαγράμματα παραλείπονται. Η μεταβολή ωστόσο της υπερπίεσης πόρων συναρτήσει των κύκλων φόρτισης παρουσιάζεται τόσο για τα $K_c=0.5$ (Σχήμα 6.22) όσο και για τα $K_c=0.7$ (Σχήμα 6.23) δοκίμια. Σημειώνεται ότι στα σχήματα αυτά οι υπερπίεσεις πόρων που αντιστοιχούν στο τέλος του 1^{ου} κύκλου φόρτισης περιλαμβάνουν και την τιμή της υπερπίεσης πόρων του κλάδου αποφόρτισης.

6.2.3. Ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια - $AC_{(\alpha)}$

Για την περίπτωση των IC και $AC_{(45)}$ δοκιμίων η διεύθυνση των κυρίων τάσεων κατά την ανακυκλική στρεπτική διάτμηση λαμβάνει τιμές $\alpha = \pm 45^0$ (συνθήκες απλής διάτμησης – βλέπε Σχήματα 6.6, 6.12 και 6.20). Ωστόσο σε αρκετά γεωτεχνικά προβλήματα, η αλλαγή στη διεύθυνση των κυρίων τάσεων ενδέχεται να είναι συνεχής και ανακυκλική. Την κατηγορία αυτή των προβλημάτων προσομοιώνουν τα ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια, $AC_{(\alpha)}$, της παρούσας διατριβής τα οποία υποβάλλονται σε δυναμική φόρτιση αμέσως μετά το τέλος της στερεοποίησης. Στα δοκίμια αυτά η γωνία α μεταβάλλεται συνεχώς μέσα σε ένα εύρος ακραίων τιμών το οποίο καθορίζεται κάθε φορά από το μέγεθος της επιβαλλόμενης διατμητικής τάσης, $\Delta\tau_{\theta z}$. Η κατηγορία αυτή των ανακυκλικών πειραμάτων χρίζει ιδιαίτερης σημασίας καθώς η διερεύνηση της συμπεριφοράς των ανισότροπα στερεοποιημένων εδαφικών υλικών σε ανακυκλική φόρτιση έχει προκύψει ως επί το πλείστον από πειράματα σε τριαξονικές δοκιμές στα οποία δεν είναι δυνατόν να διερευνηθεί ο ρόλος της συνεχούς μεταβολής της γωνίας α στην απόκριση των δοκιμίων. Ωστόσο περιορισμένος αριθμός μελετών της διεθνούς βιβλιογραφίας που έχουν πραγματοποιηθεί σε άλλες πειραματικές διατάξεις πέραν της τριαξονικής, υποστηρίζει ότι η συνεχής και ανακυκλική μεταβολή της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων επηρεάζει την ανάπτυξη των υπερπίεσεων πόρων και την αντίσταση σε

ρευστοποίηση των εδαφικών υλικών (Broms & Casbarian, 1965, Arthur et al., 1980, Ishihara & Towhata, 1983, Symes et al., 1984, Towhata & Ishihara, 1985, Uthayakumar, 1996).

Στο Σχήμα 6.24 έχει σχεδιασθεί η διαδρομή ενεργών τάσεων ανισότροπα στερεοποιημένου, $AC_{(a)}$, δοκιμίου άμμου Ottawa με αρχική ενεργό τάση $p_i' = 320$ kPa και τιμή συντελεστή στερεοποίησης $K_c = 0.5$, στο οποίο υποβλήθηκε ανακυκλική διατμητική τάση $\Delta\tau_{\theta z} = \pm 25.9$ kPa. Στο ίδιο σχήμα δίνεται και η απόκριση αντίστοιχου δοκιμίου υπό μονοτονικές συνθήκες φόρτισης. Οι διαδρομές ενεργών τάσεων παρουσιάζονται σε άξονες $t - p'$. Σημειώνεται ότι σύμφωνα με την εξίσωση (4.1.12) για ισότροπες συνθήκες τάσεων ($\sigma_z = \sigma_\theta$) προκύπτει ότι $|\tau_{\theta z}| = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = t$. Ως εκ τούτου η απεικόνιση των διαδρομών ενεργών τάσεων των IC και $AC_{(45)}$ δοκιμίων σε άξονες $\tau_{\theta z} - p'$ δεν διαφοροποιείται από αυτήν των $AC_{(a)}$ δοκιμίων.

Στο Σχήμα 6.24 η απόκριση του μονοτονικού δοκιμίου σε στρεπτική διάτμηση δείχνει συμπεριφορά «κατάρρευσης» με συνοδεία μεγάλων αξονικών παραμορφώσεων (βλέπε επίσης Σχήμα 6.27) και δημιουργία δοκιμίων με βαρελοειδή μορφή. Στο Σχήμα 6.24 έχει σχεδιασθεί επίσης η γραμμή αστάθειας και η γραμμή αλλαγής φάσης. Η 2^η έχει οριστεί με βάση την απόκριση πυκνότερου μονοτονικού δοκιμίου (βλέπε Σχήμα 5.7). Όπως και στην περίπτωση του IC δοκιμίου στο Σχήμα 6.8 η ασταθής συμπεριφορά κατά την ανακυκλική φόρτιση εμφανίζεται όταν η διαδρομή ενεργών τάσεων προσεγγίσει τη γραμμή αστάθειας του μονοτονικού δοκιμίου (σημείο 1). Το σημείο αυτό σηματοδοτεί μια απότομη αύξηση στην υπερπίεση πόρων (Σχήμα 6.25) και στη διατμητική παραμόρφωση (Σχήμα 6.26). Αυτό όμως που προκαλεί εντύπωση είναι το μεγάλο «άλμα» που πραγματοποιείται στην τιμή της αξονικής παραμόρφωσης (Σχήμα 6.27). Καθώς η φόρτιση τόσο στην περίπτωση του μονοτονικού όσο και στην περίπτωση του ανακυκλικού δοκιμίου υποβλήθηκε υπό συνθήκες ελεγχόμενου στρεπτικού φορτίου, η απόκριση των δοκιμίων μετά την γραμμή αστάθειας δεν καταγράφεται με ακρίβεια (σημείο 1 → 2 στο ανακυκλικό δοκίμιο) μέχρι τα δοκίμια να παρουσιάσουν τάση για διαστολή μόλις συναντήσουν τη γραμμή αλλαγής φάσης. Στην περίπτωση του ανακυκλικού δοκιμίου η διαδρομή ενεργών τάσεων παραμένει επί της γραμμής αυτής με τη δημιουργία σταθερών βρόγχων ανακυκλικής φόρτισης (σημείο 3). Αξίζει να σημειωθεί ότι οι Sivathayalan

& Ha (2011) επίσης παρατήρησαν ότι οι ανακυκλικές διαδρομές τάσεων από πειράματα απλής διάτμησης σε χαλαρά και πυκνά δοκίμια με διαφορετικές τιμές αρχικής διατμητικής τάσης, ακολουθούν τη γραμμή αλλαγής φάσης και όχι τη γραμμή αστοχίας που ορίζουν τα αντίστοιχα μονοτονικά δοκίμια.

Παρά τη μεγάλη πτώση στη διατμητική αντοχή (σημείο 1 \rightarrow 2) η υπερπίεση πόρων δεν εξισώνεται με την αρχική ενεργό τάση ($p_i' = 320$ kPa) και το δοκίμιο δε ρευστοποιείται. Την ανάπτυξη των μεγάλων αξονικών παραμορφώσεων ακολουθεί η δημιουργία σταθερών κύκλων φόρτισης στη διαδρομή ενεργών τάσεων που σχετίζονται με μια πολύ μικρή διακύμανση στις τιμές της υπερπίεσης πόρων και της διατμητικής παραμόρφωσης. Η συμπεριφορά αυτή αποτυπώνεται λεπτομερώς σε όρους υπερπίεσης πόρων (Σχήμα 6.25), διατμητικής παραμόρφωσης (Σχήμα 6.26) και αξονικής παραμόρφωσης (Σχήμα 6.27). Αναφέρεται επίσης, ότι ο μεγαλύτερος ρυθμός ανάπτυξης υπερπίεσης πόρων που σημειώνεται κατά τον 1^ο κύκλο φόρτισης των IC και AC₍₄₅₎ δοκιμίων δεν παρατηρείται στην περίπτωση του ανισότροπα στερεοποιημένου δοκιμίου, AC_(α), με τιμή $K_c = 0.5$.

Στους πρώτους κύκλους φόρτισης η καμπύλη τάσεων–παραμορφώσεων σχηματίζει μια κλειστή διαδρομή μέχρι το σημείο ασταθούς συμπεριφοράς (σημείο 1) από το οποίο και έπειτα αναπτύσσονται μεγαλύτερες τιμές διατμητικής παραμόρφωσης μέχρι η διαδρομή τάσεων σταθεροποιηθεί επί της γραμμής αλλαγής φάσης (σημείο 3) και την δημιουργία εκ νέου κλειστών βρόγχων τάσεων–παραμορφώσεων (βλέπε Σχήμα 6.28).

Στο Σχήμα 6.29 η διαδρομή ενεργών τάσεων απεικονίζεται σε όρους στρεπτικής διατμητικής τάσης, $\tau_{\theta z}$, ως προς τη μέση ενεργό τάση, p' ενώ στο Σχήμα 6.30 παρουσιάζεται η εξέλιξη της γωνίας α συναρτήσει της μέσης ενεργού τάσης. Σύμφωνα με την εξίσωση (4.1.27) η επιβολή στρεπτικής διατμητικής τάσης οδηγεί σε μια συνεχή και ανακυκλική μεταβολή της γωνίας α σε ένα εύρος τιμών από 0° έως $\pm 6^{\circ}$, σε αντίθεση με την περίπτωση των IC και AC₍₄₅₎ δοκιμίων όπου η μεταβολή στη τιμή της γωνίας α δεν είναι συνεχής αλλά εναλλάσσεται γρήγορα από $+45^{\circ}$ σε -45° . Μεγαλύτερες τιμές στην επιβαλλόμενη ανακυκλική στρεπτική διάτμηση, με τις άλλες παραμέτρους να παραμένουν σταθερές, οδηγεί σε μεγαλύτερες μεταβολές στις τιμές της γωνίας α . Για παράδειγμα $\alpha = \pm 14^{\circ}$ όταν $\Delta\tau_{\theta z} = \pm 60$ kPa. Η μεταβολή στην τιμή

της γωνίας α παρουσιάζεται λεπτομερώς για τον 6° και 14° κύκλο φόρτισης στο Σχήμα 6.30. Σημειώνεται ότι ο 14° κύκλος φόρτισης χαρακτηρίζεται ως «σταθερός» κύκλος φόρτισης καθώς δεν αναπτύσσονται ούτε υπερπιέσεις πόρων ούτε διατμητικές παραμορφώσεις. Αναλυτικότερα, η εξέλιξη της γωνίας α και της παραμέτρου b ως προς το χρόνο δίνονται στα Σχήματα 6.31 και 6.32 αντίστοιχα.

Στο Σχήμα 6.33 παρουσιάζεται τυπική απόκριση ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων, $AC_{(a)}$, με $p_i'=320$ kPa και τιμή συντελεστή στερεοποίησης, $K_c=0.7$. Η σύγκριση της συμπεριφοράς των δοκιμίων των Σχημάτων 6.24 και 6.33 για διαφορετικές τιμές συντελεστή K_c ($=0.5, 0.7, 1$) έχει ως σκοπό να εξεταστεί η συμβολή του συντελεστή αυτού στη μηχανική απόκριση των δοκιμίων. Καταρχάς, όλα τα δοκίμια υποβαλλόμενα σε μονοτονική στρεπτική διάτμηση με $p_i'=320$ kPa εμφανίζουν ψαθυρή συμπεριφορά και η διατμητική τους αντοχή μειώνεται μετά την επίτευξη μιας μέγιστης τιμής ανεξάρτητα από την τιμή του συντελεστή στερεοποίησης K_c (βλέπε Σχήμα 6.8 για δοκίμιο με $K_c=1$, Σχήμα 6.24 για δοκίμιο με $K_c=0.5$ και Σχήμα 6.33 για δοκίμιο με $K_c=0.7$). Ωστόσο είναι εμφανές ότι η ψαθυρή συμπεριφορά γίνεται λιγότερο έντονη καθώς αυξάνει η τιμή του συντελεστή K_c . Προφανώς αυξανόμενου του συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης τα δοκίμια φέρουν, πριν την επιβολή της φόρτισης τους, μεγαλύτερο διατμητικό φορτίο γεγονός το οποίο ενισχύει την ασταθή συμπεριφορά τους. Παρά τις διαφορές που δημιουργούνται στις διαδρομές ενεργών τάσεων των μονοτονικών δοκιμίων εξαιτίας διαφορετικών τιμών K_c , η διαδρομή ενεργών τάσεων του ανακυκλικού $K_c=0.7$ δοκιμίου υποβαλλόμενο σε διατμητική τάση, $\Delta\tau_{\theta z} = \pm 52.8$ kPa (Σχήμα 6.33) παρουσιάζει ασταθή συμπεριφορά όταν η διαδρομή τάσεων πλησιάσει τη γραμμή αστάθειας που ορίζει το αντίστοιχο μονοτονικό δοκίμιο (σημείο 4) όπως ακριβώς συμβαίνει και στην περίπτωση των $K_c=1$ και $K_c=0.5$ δοκιμίων. Ωστόσο η απόκριση του $K_c=0.7$ δοκιμίου που έπεται της γραμμής αστάθειας θα μπορούσε να χαρακτηριστεί ως μια ενδιάμεση συμπεριφορά ανάμεσα στην απόκριση των $K_c=1$ και $K_c=0.5$ δοκιμίων. Πιο συγκεκριμένα, η διαδρομή ενεργών τάσεων εμφανίζεται να σταθεροποιείται για περίπου δύο κύκλους φόρτισης επί της γραμμής αλλαγής φάσης (σημείο 5) ωστόσο τελικώς η ενεργός τασική διαδρομή του δοκιμίου μετακινείται από τα δεξιά προς τα αριστερά και στην αρχή των αξόνων καθώς η πίεση του νερού των πόρων μεγαλώνει (Σχήμα 6.34) συνοδεύει αυξημένων διατμητικών (Σχήμα 6.35) και αξονικών παραμορφώσεων (Σχήμα 6.36). Σημειώνεται επίσης ότι ο 1° κύκλος

φόρτισης αντιστοιχεί σε μεγαλύτερο ρυθμό συσσώρευσης υπερπίεσεων πόρων (σημεία 1–3), χαρακτηριστικό το οποίο παρατηρήθηκε στα ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια.

Η καμπύλη τάσεων–παραμορφώσεων δίνεται στο Σχήμα 6.37 ενώ η μεταβολή της διατμητικής τάσης $\tau_{\theta z}$ και της γωνίας α συναρτήσει της μέσης ενεργού τάσης, p_i' , δίνεται στα Σχήματα 6.38 και 6.39 αντίστοιχα. Στα σχήματα αυτά από το σημείο 4 και έπειτα, επειδή στο δοκίμιο αναπτύσσονται μεγάλες αξονικές και διατμητικές παραμορφώσεις και η διατμητική αντοχή απομειώνεται σημαντικά, το δοκίμιο φαίνεται να είναι σε θέση να αναλάβει μικρότερη $\tau_{\theta z}$ από την αρχική ενώ από το σημείο 6 και έπειτα η συσκευή αδυνατεί να επιβάλλει γρήγορα την απαιτούμενη παραμόρφωση και το τμήμα αυτό της απόκρισης του δοκιμίου παραλείπεται. Η εξέλιξη της γωνίας α και της παραμέτρου b ως προς το χρόνο δίνεται στα Σχήματα 6.40 και 6.41 αντίστοιχα.

Η μεταβολή της υπερπίεσης πόρων συναρτήσει των κύκλων φόρτισης δίνεται για τα $AC_{(a)}-K_c=0.5$ δοκίμια με $p_i'=120$ kPa και $p_i'=320$ kPa στα Σχήματα 6.42 και 6.43 αντίστοιχα. Στα δοκίμια αυτά οι υπερπίεσεις πόρων αφενός μεν αυξάνουν σταδιακά έως ότου εμφανίσουν ένα μεγάλο άλμα στις τιμές κατά το στάδιο της ασταθούς συμπεριφοράς των δοκιμίων, αφετέρου δε συνεχιζόμενης της ανακυκλικής φόρτισης οι υπερπίεσεις πόρων σταθεροποιούνται σε μια τελική τιμή ($\Delta u_{\text{terminal}}$) η οποία σχετίζεται με την αστοχία των δοκιμίων υπό την επίρρεια αυξημένων αξονικών παραμορφώσεων και τη δημιουργία σταθερών κύκλων φόρτισης επί της γραμμής αλλαγής φάσης (σημείο 3 στο Σχήμα 6.24). Η συμπεριφορά των δοκιμίων για $p_i'=120$ kPa και $p_i'=320$ kPa των Σχημάτων 6.44 και 6.45 αντίστοιχα δείχνει ότι στην περίπτωση των $AC_{(a)}-K_c=0.7$ δοκιμίων ενώ οι υπερπίεσεις πόρων αυξάνουν απότομα σε μια $\Delta u_{\text{terminal}}$ τιμή (σημεία 1 και 2 στο Σχήμα 6.44 και σημεία 1, 2 και 3 στο Σχήμα 6.45), με περαιτέρω φόρτιση των δοκιμίων αναπτύσσονται ακόμη μεγαλύτερες υπερπίεσεις πόρων και τα δοκίμια πρακτικά ρευστοποιούνται (Σχήμα 6.33). Η τιμή της υπερπίεσης πόρων που λήφθηκε στα σημεία 1, 2 και 3 των Σχημάτων 6.44 και 6.45 θεωρείται $\Delta u_{\text{terminal}}$ τιμή καθώς, όπως και στην περίπτωση των $K_c=0.5$ δοκιμίων, σχετίζεται με αστοχία υπό αυξημένες αξονικές παραμορφώσεις και δημιουργία προσωρινά σταθερών κύκλων φόρτισης επί της γραμμής αλλαγής φάσης (σημείο 5 στο Σχήμα 6.33).

Σημειώνεται ότι οι ανακυκλικές δοκιμές στις οποίες επιβλήθηκε διαφορετική $\Delta\tau_{\theta z}$, μικρότερη ή μεγαλύτερη από τις τιμές των Σχημάτων 6.2, 6.8, 6.24 και 6.33 έδωσαν παρόμοια αποτελέσματα με αυτά που παρουσιάζονται και για λόγους συντομίας οι διαδρομές ενεργών τάσεων των δοκιμίων αυτών παραλείπονται. Ωστόσο όλα τα όλα τα πειραματικά αποτελέσματα χρησιμοποιούνται για την εξαγωγή των καμπύλων ανακυκλικής αντοχής του Υποκεφαλαίου 6.3 που ακολουθεί.

6.3. ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΑΝΑΚΥΚΛΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ

Στο Σχήμα 6.46 απεικονίζονται οι καμπύλες ανακυκλικής αντοχής των δοκιμών που πραγματοποιήθηκαν σε χαλαρά ($D_r=25\pm 5\%$) ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια της άμμου Ottawa. Στην περίπτωση αυτή η αντοχή σε ανακυκλική φόρτιση εκφράζεται συναρτήσει του λόγου τ_{SA}/p_i' , του λόγου δηλαδή της επιβαλλόμενης ανακυκλικής τάσης προς την αρχική μέση ενεργό τάση και του αριθμού των κύκλων φόρτισης, N , μέχρι την ανάπτυξη διατμητικής παραμόρφωσης $\gamma_{SA}=2.5\%$. Ο αριθμός που σημειώνεται μέσα σε παρενθέσεις δίπλα από τα συμπαγή σύμβολα αντιστοιχεί στον αριθμό των κύκλων φόρτισης που επιβλήθηκαν στο δοκίμιο, πριν τερματιστεί η φόρτιση, χωρίς αυτό να αστοχήσει (υπό τη έννοια της ανάπτυξης διατμητικής παραμόρφωσης της τάξεως του $\gamma_{SA}=2.5\%$).

Εξαιτίας του ανακυκλικού χαρακτήρα της επιβαλλόμενης στρεπτικής διατμητικής τάσης η διατμητική παραμόρφωση που προκύπτει λαμβάνει ένα θετικό και ένα αρνητικό εύρος τιμών. Ο όρος γ_{SA} (Single Amplitude – SA) αναφέρεται στην παραμόρφωση που αναπτύσσεται στο ημι-εύρος μεταβολής της διατμητικής παραμόρφωσης είτε αυτό είναι το θετικό είτε το αρνητικό. Η τιμή $\gamma_{SA}=2.5\%$ έχει χρησιμοποιηθεί για τον προσδιορισμό της αντίστασης σε ρευστοποίηση και από τους Towhata & Ishihara (1985). Αξίζει να σημειωθεί ότι για την περίπτωση των χαλαρά ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων της παρούσας διατριβής, για δεδομένη τιμή λόγου τ_{SA}/p_i' , ο αριθμός των κύκλων φόρτισης μέχρι την αρχική ρευστοποίηση, την κατάσταση δηλαδή κατά την οποία η υπερπίεση πόρων αποκτά τιμή ίση με την αρχική ενεργό τάση, και ο αριθμός των κύκλων φόρτισης που αντιστοιχεί στην ανάπτυξη διατμητικής παραμόρφωσης $\gamma_{SA}=2.5\%$ δε διαφοροποιείται.

Τα πειραματικά αποτελέσματα του Σχήματος 6.46 δείχνουν ότι ο λόγος ανακυκλικής τάσης τ_{SA}/p_i' , δεν επηρεάζεται από την αύξηση της ενεργού τάσης από 120 σε 320 kPa στην περίπτωση των χαλαρών ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων της άμμου Ottawa. Το συμπέρασμα αυτό φαίνεται να επιβεβαιώνουν και τα πειραματικά αποτελέσματα σε ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια της άμμου M31 (Σχήμα 6.47). Οι αρχικές συνθήκες των δοκιμίων της άμμου M31 δίνονται στον Πίνακα 6.2. Οι Vaid & Sivathayalan (1996) επίσης παρατήρησαν ότι η αντίσταση σε ρευστοποίηση χαλαρών ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων άμμου Fraser Delta υποβαλλόμενα σε ανακυκλική στρεπτική φόρτιση, δεν επηρεάζεται αυξανομένης της πλευρικής πίεσης από 50 σε 400 kPa.

Η ίδια συμπεριφορά όσον αφορά την επίδραση της αρχικής ενεργού τάσης, p_i' , παρουσιάζεται και στο διάγραμμα $\tau_{SA}/p_i' - N$ των ανισότροπα $AC_{(a)}$ στερεοποιημένων δοκιμίων με τιμή $K_c=0.7$ (Σχήμα 6.48). Αντιφατικά ωστόσο συμπεράσματα προκύπτουν από το διάγραμμα $\tau_{SA}/p_i' - N$ των $AC_{(a)}$ δοκιμίων με τιμή $K_c=0.5$ (Σχήμα 6.49). Στην περίπτωση αυτή η ανακυκλική αντοχή μειώνεται κατά ένα ποσοστό της τάξεως του 35% όταν η αρχική ενεργός τάση, p_i' , αυξηθεί από $p_i'=120$ kPa σε 320 kPa. Η συμπεριφορά αυτή ενδεχομένως να αποδίδεται στο γεγονός ότι σε μικρότερες τιμές K_c και μεγαλύτερες τάσεις στερεοποίησης τα δοκίμια φέρουν αυξημένο αξονικό φορτίο το οποίο οδηγεί στην αστοχία κατά την ανακυκλική φόρτιση. Η μειωμένη ανακυκλική αντοχή που εμφανίζουν τα χαλαρά ανισότροπα στερεοποιημένα εδαφικά υλικά σε μεγαλύτερες ενεργές τάσεις αποτελεί ένα αντικείμενο υψίστης σημασίας το οποίο χρίζει περαιτέρω μελέτης.

Σημειώνεται ότι για την περίπτωση των ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων, $AC_{(a)}$, των Σχημάτων 6.48 και 6.49, οι καμπύλες ανακυκλικής αντοχής προσδιορίστηκαν με βάση την τιμή του λόγου τ_{SA}/p_i' και του μικρότερου αριθμού των κύκλων φόρτισης που χρειάζεται ώστε τα δοκίμια να αναπτύξουν είτε διαμητική παραμόρφωση $\gamma_{SA}=2.5\%$ είτε αξονική παραμόρφωση $\varepsilon_{axial}=5\%$. Το κριτήριο αστοχίας $\varepsilon_{axial}=5\%$ χρησιμοποιήθηκε επανειλημμένα για τον προσδιορισμό της ανακυκλικής αντοχής στο εργαστήριο (Vaid & Chern, 1983, Hyodo et al., 1991). Επισημαίνεται ότι το αξονικό φορτίο που επιβάλλεται στα $AC_{(a)}$ δοκίμια κατά το στάδιο της ανισότροπης στερεοποίησης τους, δρα τελικώς ως η κατευθυντήρια δύναμη που οδηγεί τα δοκίμια αυτά στην αστοχία συνοδεία μεγάλων αξονικών

παραμορφώσεων (Σχήματα 6.27 και 6.36). Ως εκ τούτου, για τα $AC_{(a)}$ δοκίμια ο κρίσιμος παράγοντας ο οποίος καθορίζει την ανακυκλική αντοχή είναι ο αριθμός των κύκλων φόρτισης που απαιτούνται για την ανάπτυξη συγκεκριμένης τιμής αξονικής παραμόρφωσης (π.χ $\varepsilon_{axial}=5\%$).

Τα πειραματικά αποτελέσματα από την ανακυκλική στρεπτική διάτμηση των ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων, $AC_{(45)}$, συνοψίζονται μαζί με αυτά των ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων, IC, στο Σχήμα 6.50. Υπενθυμίζεται εκ νέου ότι στα $AC_{(45)}$ δοκίμια η αποκλίνουσα τάση, t , αμέσως μετά το τέλος της ανισότροπης στερεοποίησης μηδενίζεται υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης. Σε όλα τα δοκίμια αυτής της κατηγορίας η ενεργός τάση μετά το τέλος της ανισότροπης στερεοποίησης λαμβάνει τιμές, $p_c'=120$ kPa ενώ τα πειράματα πραγματοποιήθηκαν για δύο τιμές συντελεστή στερεοποίησης $K_c=0.5, 0.7$ ($AC_{(45)}-K_c=0.5, AC_{(45)}-K_c=0.7$). Οι τιμές του λόγου τ_{SA}/p_i' του Σχήματος 6.50 προκύπτουν για τα δοκίμια αυτά μετά από κανονικοποίηση της επιβαλλόμενης ανακυκλικής τάσης, τ_{SA} , με την ενεργό τάση, p_i' , πριν την έναρξη της δυναμικής φόρτισης, η οποία ενεργός τάση προφανώς λαμβάνει μικρότερες τιμές από τις αντίστοιχες των IC δοκιμίων.

Από τη μελέτη του Σχήματος 6.50 γίνεται εμφανές ότι η όποια επίδραση της ανισότροπης στερεοποίησης εξαλείφεται κατά την επακόλουθη αποφόρτιση σε ισότροπες συνθήκες τάσεων καθώς η ανακυκλική αντοχή των $AC_{(45)}$ δοκιμίων πρακτικά ταυτίζεται με αυτή των IC δοκιμίων τουλάχιστον για την υπό εξέταση άμμο με σφαιρικό σχήμα κόκκων. Το συμπέρασμα αυτό βρίσκεται σε συμφωνία με τα όσα έχουν μέχρι τώρα σχολιαστεί για τις δύο αυτές κατηγορίες πειραμάτων.

Με σκοπό να υπάρξει μια πιο ξεκάθαρη εικόνα, όλα τα αποτελέσματα για κάθε κατηγορία πειραμάτων συνοψίζονται στο διάγραμμα $\tau_{SA}/p_i' - N$ του Σχήματος 6.51. Από το εν λόγω σχήμα προκύπτει ότι η ανακυκλική αντοχή των δοκιμίων υπό ανισότροπες συνθήκες τάσεων και συνεχή μεταβολή της γωνίας α μειώνεται, μειωμένης της τιμής του συντελεστή K_c . Πειραματικά αποτελέσματα από τους Ishihara et al. (1985) και Hosono & Yoshimine (2008) έδειξαν ότι η τιμή του λόγου της ανακυκλικής τάσης κανονικοποιημένης ως προς την αρχική αξονική τάση στο τέλος της ανισότροπης στερεοποίησης μειώνεται, μειωμένης της τιμής K_c . Ωστόσο οι Ishihara et al. (1985) παρατήρησαν ότι όταν η επιβαλλόμενη ανακυκλική τάση

κανονικοποιηθεί ως προς τη μέση ενεργό τάση, p_i' , τότε τα πειραματικά αποτελέσματα για διαφορετικές τιμές K_c δεν διαφοροποιούνται. Τα συμπεράσματα από τις εν λόγω μελέτες αφορούν σε πειράματα στα οποία παρεμποδίζεται η πλευρική παραμόρφωση των δοκιμίων. Τα πειραματικά αποτελέσματα της παρούσας διατριβής τα οποία αφορούν σε δοκίμια ελεύθερα να παραμορφωθούν πλευρικά, υποδεικνύουν ότι ο βαθμός ανισότροπης στερεοποίησης ο οποίος εκφράζεται μέσω της τιμής K_c , επηρεάζει και μάλιστα σημαντικά την ανακυκλική αντοχή των δοκιμίων εκφραζόμενη σε όρους λόγου τ_{SA}/p_i' . Σημειώνεται ότι η συμπεριφορά αυτή παρατηρείται για την περίπτωση χαλαρών δοκιμίων και ενδεχομένως να μη γενικεύεται στην περίπτωση δοκιμίων μεγαλύτερης πυκνότητας. Το ζήτημα αυτό θα διερευνηθεί εκτενώς στο Κεφάλαιο 7 που ακολουθεί.

Με σκοπό να ληφθεί υπόψη η επίδραση της ανισότροπης στερεοποίησης τα πειραματικά αποτελέσματα του Σχήματος 6.51 κανονικοποιούνται ως προς το συντελεστή K_c και παρουσιάζονται εκ νέου στο Σχήμα 6.52. Οι κανονικοποιημένες τιμές ανακυκλικής αντοχής των $AC_{(a)}-K_c=0.7$ δοκιμίων συγκλίνουν σε μια κοινή καμπύλη με τις τιμές των IC δοκιμίων. Το ίδιο ισχύει και για τα $AC_{(a)}-K_c=0.5$ δοκίμια με ενεργό τάση $p_i'=120$ kPa. Για τα ίδια δοκίμια με $p_i'=320$ kPa τα αποτελέσματα αποκλίνουν από την κοινή καμπύλη των υπολοίπων πειραμάτων δείχνοντας, όπως έχει ήδη σχολιαστεί, τη σημαντική επίδραση της τάσης στερεοποίησης στην αντοχή σε ανακυκλική φόρτιση δοκιμίων με μικρές τιμές συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης.

Τελικώς, στο Σχήμα 6.53 τα πειραματικά αποτελέσματα του Σχήματος 6.52 κανονικοποιήθηκαν ως προς τη συνάρτηση $f(e)$ των Hardin & Richart (1963) έτσι ώστε να μπορούν να συγκριθούν με τα αποτελέσματα από άλλες μελέτες. Πιο συγκεκριμένα έχουν χρησιμοποιηθεί οι καμπύλες ανακυκλικής αντοχής των Georgiannou & Tsomokos (2008), Towhata & Ishihara (1985) και Tatsuoka et al. (1982). Τα πειράματα στις μελέτες αυτές πραγματοποιήθηκαν σε ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια άμμου διαφορετικών πυκνοτήτων υποβαλλόμενα σε ανακυκλική στρεπτική διάτμηση. Στο Σχήμα 6.53 τα πειραματικά δεδομένα φαίνεται να συγκλίνουν ανεξάρτητα από την προέλευση του εξεταζόμενου εδαφικού υλικού. Τα πειραματικά σημεία των ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων της παρούσας διατριβής ανήκουν στην κοινή καμπύλη που ορίζουν όλα τα υπόλοιπα ισότροπα

στερεοποιημένα δοκίμια. Η καμπύλη αυτή φαίνεται να περιγράφεται ικανοποιητικά από μια σχέση της μορφής:

$$\frac{\tau_{SA}}{P_i} = a \cdot f(e) \cdot N^b \quad (6.3.1)$$

όπου $a=0.2118$ και $b=0.1175$. Για μεγαλύτερες τιμές K_c και p_i' τα $AC_{(a)}$ δοκίμια εκδηλώνουν σημαντικά μικρότερη αντοχή σε ανακυκλική φόρτιση.

6.4. ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΣ ΑΝΑΠΤΥΞΗΣ ΥΠΕΡΠΙΕΣΕΩΝ ΠÓΡΩΝ

Όπως έχει ήδη παρουσιαστεί στις καμπύλες ανάπτυξης υπερπίεσεων πόρων των Σχημάτων 6.42, 6.43, 6.44 και 6.45 για τα ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια οι υπερπίεσεις πόρων που αναπτύσσονται κατά την ανακυκλική φόρτιση παραμένουν σταθερές σε μια τελική τιμή (terminal value) η οποία σχετίζεται με την αστοχία των δοκιμίων υπό αυξημένες αξονικές παραμορφώσεις και την δημιουργία σταθερών ή προσωρινά σταθερών κύκλων φόρτισης επί της γραμμής αλλαγής φάσης (βλέπε σημείο 3 στο Σχήμα 6.24 και σημείο 5 στο Σχήμα 6.33). Στην περίπτωση των ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων η τελική αυτή τιμή της υπερπίεσης πόρων ($\Delta u_{terminal}$) είναι περίπου ίση με την αρχική ενεργό τάση, p_i' (βλέπε σημείο 8 στο Σχήμα 6.3). Συγκεντρωτικά, στο Σχήμα 6.54 δίνονται για όλα τα πειράματα οι τελικές τιμές υπερπίεσης πόρων κανονικοποιημένες ως προς την αρχική ενεργό τάση, $(\Delta u/p_i')_{terminal}$ συναρτήσει του λόγου της επιβαλλόμενης ανακυκλικής τάσης, τ_{SA}/p_i' . Είναι εμφανές ότι όσο πιο μεγάλες είναι οι τιμές του συντελεστή K_c τόσο πιο μεγάλες είναι και οι τιμές της τελικής υπερπίεσης πόρων που αναπτύσσεται. Αξίζει να σημειωθεί ότι για δεδομένη τιμή K_c η τελική τιμή της κανονικοποιημένης υπερπίεσης πόρων, $(\Delta u/p_i')_{terminal}$ δεν εξαρτάται από το επιβαλλόμενο ανακυκλικό φορτίο, τ_{SA}/p_i' , ούτε και από την τιμή της τάσης στερεοποίησης.

Οι τιμές $(\Delta u/p_i')_{terminal}$ που έχουν καταγραφεί στα πειράματα της παρούσας διατριβής εκφράζονται ικανοποιητικά από μια σχέση της μορφής:

$$\left(\frac{\Delta u}{p_i'}\right)_{terminal} = 1 - \left(\frac{1 - K_c}{1 + K_c} \cdot \frac{1}{\sin \phi'_{PTL}}\right) \quad (6.4.1)$$

όπου $\varphi'_{PTL}=32^0$ είναι η γωνία διατμητικής αντοχής που αντιστοιχεί στη γραμμή αλλαγής φάσης επί της οποίας γραμμής αναπτύσσονται οι τελικές τιμές υπερπίεσης πόρων στην περίπτωση των ανισότροπα στερεοποιημένων, $AC_{(a)}$, δοκιμίων. Για τα IC δοκίμια τα οποία πρακτικά ρευστοποιούνται η σχέση 6.4.1 δίνει $(\Delta u/p_i')_{terminal}=1$ για $K_c=1$ ανεξάρτητα από τη τιμή της γωνίας φ'_{PTL} . Η καμπύλη των εκτιμώμενων τιμών $(\Delta u/p_i')_{terminal}$ με βάση την σχέση (6.4.1) απεικονίζεται με διακεκομμένη γραμμή στο Σχήμα 6.55 και πλησιάζει σε μεγάλο βαθμό τις πειραματικές τιμές.

Η ύπαρξη μιας τελικής τιμής στις αναπτυσσόμενες υπερπίεσεις πόρων των ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων έχει παρατηρηθεί στη διεθνή βιβλιογραφία σε ανακυκλικά πειράματα στη τριαξονική συσκευή και έχουν προταθεί σχέσεις για την πρόβλεψη της τελικής αυτής τιμής (Erguvanli & Özaydın, 1983, Vaid & Chern, 1983). Τα αποτελέσματα του Σχήματος 6.54 υποδεικνύουν ότι η ύπαρξη μιας τελικής τιμής υπερπίεσης πόρων υφίσταται και υπό συνθήκες ανακυκλικής στρεπτικής φόρτισης και ότι μπορεί η τιμή αυτή να εκτιμηθεί από τη σχέση (6.4.1) η οποία διαφοροποιείται από τις υπάρχουσες σχέσεις της διεθνούς βιβλιογραφίας.

Σχετικά με την ανάπτυξη των υπερπίεσεων πόρων ως προς τον αριθμό των κύκλων φόρτισης στο Σχήμα 6.56 έχει σχεδιασθεί ο λόγος N/N^* για την περίπτωση των ισότροπα στερεοποιημένων, IC, δοκιμίων. Η τιμή της κανονικοποιημένης υπερπίεσης πόρων $\Delta u/p_i'$ αναφέρεται στη τιμή της υπερπίεσης πόρων που λήφθηκε στο τέλος κάθε κύκλου φόρτισης ενώ ο λόγος N/N^* αναφέρεται στον τρέχων αριθμό κύκλων φόρτισης κανονικοποιημένο προς το συνολικό αριθμό κύκλων φόρτισης μέχρι την ανάπτυξη διατμητικής παραμόρφωσης $\gamma_{SA}=2.5\%$. Αυτή η μέθοδος κανονικοποίησης των αποτελεσμάτων εφαρμόστηκε σε αρκετές μελέτες της διεθνούς βιβλιογραφίας. Ενδεικτικά αναφέρονται αυτές των Lee & Albaisa (1976), De Alba et al. (1976), Polito, (1999). Στο Σχήμα 6.56 ανεξάρτητα από την τάση στερεοποίησης και την εφαρμοζόμενη ανακυκλική τάση, οι καμπύλες $\Delta u/p_i' - N/N^*$ πρακτικά συμπίπτουν.

Στο Σχήμα 6.57 πέρα από τις καμπύλες των IC δοκιμίων έχουν συμπεριληφθεί και οι καμπύλες $\Delta u/p_i' - N/N^*$ των $AC_{(45)} - K_c=0.7$ και $AC_{(45)} - K_c=0.5$ δοκιμίων. Συνολικά, όλες οι καμπύλες φαίνεται να ανήκουν σε μια πολύ στενή ζώνη τιμών γεγονός αναμενόμενο, καθώς σε πολλά σημεία μέχρι στιγμής έχει διαπιστωθεί ότι η απόκριση των δοκιμίων για τις δύο αυτές κατηγορίες πειραμάτων πρακτικά

ταυτίζεται. Εάν μάλιστα στο Σχήμα 6.57 τοποθετηθεί με διακεκομμένη κόκκινη γραμμή η ζώνη τιμών που προέκυψε από ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια άμμου HRS και Fontainebleau (Tsomokos & Georgiannou, 2008) γίνεται φανερό ότι οι καμπύλες $\Delta u/p_i' - N/N^*$ είναι ανεξάρτητες από το είδος της χρησιμοποιούμενης άμμου τουλάχιστον για δοκίμια ισότροπα στερεοποιημένα. Σημειώνεται ότι στις μελέτες της διεθνούς βιβλιογραφίας που έχουν αναφερθεί όπως και για τα πειραματικά αποτελέσματα στην άμμο HRS και Fontainebleau η τιμή N^* αντιστοιχεί στον συνολικό αριθμό κύκλων φόρτισης μέχρι την εκδήλωση ρευστοποίησης.

Παρόμοια συμπεράσματα προκύπτουν και από τις καμπύλες $\Delta u/p_i' - N/N^*$ των $AC_{(\alpha)} - K_c=0.7$ και $AC_{(\alpha)} - K_c=0.5$ δοκιμίων που δίνονται στα Σχήματα 6.58 και 6.59 αντίστοιχα. Στις περιπτώσεις αυτές η τιμή N^* αντιστοιχεί στον συνολικό αριθμό κύκλων φόρτισης μέχρι την επίτευξη αξονικής παραμόρφωσης $\varepsilon_{axial}=5\%$.

Το Σχήμα 6.60 συνοψίζει για σκοπούς σύγκρισης τις καμπύλες $\Delta u/p_i' - N/N^*$ των IC, $AC_{(\alpha)} - K_c=0.7$ και $AC_{(\alpha)} - K_c=0.5$ δοκιμίων. Συνοπτικά προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα:

1. Για κάθε ξεχωριστή κατηγορία πειραμάτων οι καμπύλες πρακτικά ταυτίζονται ανεξάρτητα από την τάση στερεοποίησης και την εφαρμοζόμενη ανακυκλική τάση.
2. Η μορφή και η θέση των καμπύλων $\Delta u/p_i' - N/N^*$ εξαρτάται από την τιμή του συντελεστή στερεοποίησης, K_c . Τα ισότροπα στερεοποιημένα, IC, δοκίμια αντιστοιχούν στη ζώνη με τις μεγαλύτερες τιμές όπου κατά τους πρώτους κύκλους φόρτισης σημειώνεται μεγάλος ρυθμός αύξησης των υπερπίεσεων πόρων, κατόπιν ο ρυθμός αυτός ελαττώνεται και παραμένει σταθερός έως ότου παρουσιάσει ξανά σημαντική αύξηση κατά την έναρξη της ασταθούς συμπεριφοράς των δοκιμίων. Σε αντίθεση, τα $AC_{(\alpha)} - K_c=0.5$ δοκίμια που αντιστοιχούν στη ζώνη με τις χαμηλότερες τιμές, παρουσιάζουν από τους πρώτους κύκλους φόρτισης ένα σταθερό ρυθμό ανάπτυξης υπερπίεσεων πόρων μέχρι την έναρξη ασταθούς συμπεριφοράς. Η απόκριση των $AC_{(\alpha)} - K_c=0.7$ δοκιμίων θα μπορούσε να χαρακτηριστεί ως ενδιάμεση μεταξύ αυτής των IC και $AC_{(\alpha)} - K_c=0.5$ δοκιμίων.

6.5. «ΘΕΩΡΙΑ ΕΝΕΡΓΕΙΑΣ ΑΝΑ ΜΟΝΑΔΑ ΟΓΚΟΥ ΕΔΑΦΙΚΟΥ ΥΛΙΚΟΥ» (ENERGY PER UNIT VOLYME CONCEPT)

6.5.1. Εισαγωγή

Το φαινόμενο της ρευστοποίησης των χαλαρών κορεσμένων μη συνεκτικών εδαφικών υλικών κατά τη διάρκεια σεισμικών φορτίσεων και ισχυρών εδαφικών μετακινήσεων αποτέλεσε σε αρκετές περιπτώσεις στο παρελθόν την βασική αιτία εκτεταμένων βλαβών σε πάσης φύσεως κατασκευές. Συνεπώς, δεν προκαλεί εντύπωση το γεγονός ότι τις τελευταίες δεκαετίες ένας αρκετά μεγάλος αριθμός ερευνών επικεντρώθηκε στη μελέτη για τον προσδιορισμό των μηχανισμών εκείνων που ελέγχουν το φαινόμενο της ρευστοποίησης καθώς και στην ανάπτυξη κατάλληλων μεθόδων εκτίμησης του δυναμικού ρευστοποίησης.

Έως σήμερα στη διεθνή βιβλιογραφία ξεχωρίζουν ουσιαστικά δύο μέθοδοι προσδιορισμού του δυναμικού ρευστοποίησης μη συνεκτικών εδαφικών αποθέσεων. Η 1^η μέθοδος είναι αυτή των Seed & Idriss (1971) η οποία χρησιμοποιεί το μέγεθος της επιβαλλόμενης ανακυκλικής τάσης και τον αριθμό των κύκλων φόρτισης ως κριτήριο προσδιορισμού της αντίστασης σε ρευστοποίηση. Η 2^η μέθοδος των Dobry et al. (1982) χρησιμοποιεί αντί της επιβαλλόμενης ανακυκλικής τάσης το μέγεθος της επιβαλλόμενης διατμητικής παραμόρφωσης καθώς πειράματα ανακυκλικής φόρτισης που έχουν πραγματοποιηθεί υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης έδειξαν ότι για σταθερό αριθμό κύκλων φόρτισης η σχέση μεταξύ των αναπτυσσόμενων υπερπύσεων πόρων και των επιβαλλόμενων διατμητικών παραμορφώσεων είναι μοναδική για ένα μεγάλο εύρος εξεταζόμενων πυκνοτήτων.

Οι Nemat, Nasser & Shokooh (1979) εισήγαγαν την θεωρία της «ενέργειας ανά μονάδα όγκου εδαφικού υλικού» (energy per unit volume concept). Η θεωρία αυτή βασίζεται στο γεγονός ότι κατά τη διάρκεια μίας σεισμικής φόρτισης μέρος της επιβαλλόμενης ενέργειας θα «απορροφηθεί» από το εδαφικό υλικό (dissipated energy). Σύμφωνα με τους Towhata & Ishihara (1985) η μεταβολή της «απορροφούμενης ενέργειας» ή του «απορροφούμενου έργου» σε ένα κοίλο κυλινδρικό δοκίμιο μπορεί πειραματικά να προσδιοριστεί σύμφωνα με την εξίσωση:

$$dW = \sigma'_z \cdot d\varepsilon_z + 2 \cdot \sigma'_\theta \cdot d\varepsilon_\theta + \tau_{\theta z} \cdot d\gamma_{\theta z} \quad (6.5.1)$$

όπου, σ'_z και σ'_θ είναι η ενεργός κατακόρυφη και περιμετρική τάση αντίστοιχα, $\tau_{\theta z}$ είναι η διατμητική τάση και ε_z , ε_θ και $\gamma_{\theta z}$ είναι η κατακόρυφη, περιμετρική και διατμητική παραμόρφωση αντίστοιχα.

Το ποσοστό της ενέργειας που αφορά στο έργο των διατμητικών παραμορφώσεων ($\tau_{\theta z} \cdot \gamma_{\theta z}$) αντιστοιχεί στο εμβαδόν της επιφάνειας που σχηματίζουν οι κλειστοί βρόγχοι (loops) της καμπύλης τάσεων–παραμορφώσεων του εδαφικού υλικού (Σχήμα 6.61) και υπολογίζεται μαθηματικά με χρήση τραπεζοειδούς κανόνα.

Η εξίσωση (6.5.1) ισχύει υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης όταν η ογκομετρική παραμόρφωση είναι μηδενική και για την περίπτωση όπου η περιμετρική τάση, σ'_θ , είναι ίση με την ακτινική, σ'_r , συνθήκη η οποία ικανοποιείται όταν η εσωτερική και η εξωτερική πίεση που ασκείται στα τοιχώματα του δοκιμίου είναι ίσες ($p_o = p_i$).

Σύμφωνα με τη θεωρία της ενέργειας, η ανάπτυξη των υπερπίεσεων πόρων κατά την ανακυκλική φόρτιση ενός εδαφικού υλικού είναι ανάλογη της συνολικής «απορροφούμενης» ενέργειας ανά μονάδα όγκου του υλικού. Η θεωρία αυτή επιβεβαιώνεται από ένα μεγάλο αριθμό πειραματικών δεδομένων από ποικίλες πειραματικές διατάξεις (συσκευή απλής διάτμησης, τριαξονική συσκευή, συσκευή στρεπτικής διάτμησης κοίλου δοκιμίου). Συνεπώς όπως προκύπτει και από την εξίσωση (6.5.1) η συνολική ενέργεια που απαιτείται για να ρευστοποιηθεί ένα συγκεκριμένο εδαφικό υλικό μπορεί να προσδιοριστεί εργαστηριακά. Σύμφωνα με τους Davis & Berrill (1982), Law et al. (1990) και Kanamori et al. (1993) η ενέργεια ανά μονάδα όγκου που εισάγεται στο ίδιο εδαφικό υλικό υπό μια πραγματική σεισμική διέγερση στο ύπαιθρο μπορεί εξίσου να προσδιοριστεί μέσω κατάλληλων εμπειρικών σχέσεων. Η σύγκριση ανάμεσα στις προκύπτουσες τιμές ενέργειας καθορίζει εάν ένα εδαφικό υλικό υπόκειται ή όχι σε ρευστοποίηση. Η χρήση της θεωρίας «ενέργειας ανά μονάδα όγκου εδαφικού υλικού» ως μέθοδος προσδιορισμού του δυναμικού ρευστοποίησης, αποτέλεσε αντικείμενο έρευνας ενός σημαντικού αριθμού μελετών της διεθνούς βιβλιογραφίας οι οποίες στο σύνολο τους προσπαθούν

να συσχετίσουν μέσω εμπειρικών σχέσεων τις αναπτυσσόμενες υπερπιέσεις πόρων κατά τη διάρκεια δυναμικών φορτίσεων με την ενέργεια ή το έργο ανά μονάδα όγκου του δοκιμίου, λαμβανομένων υπόψη διαφόρων παραγόντων όπως οι διαφορετικές τιμές τάσεων στερεοποίησης, οι διαφορετικές πυκνότητες, η διαφορετική κοκκομετρία των εδαφικών υλικών και οι διαφορετικές τιμές συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης. Ενδεικτικά αναφέρονται οι μελέτες των Berill & Davis (1982), Simcock et al. (1983), Law et al. (1990), Figueroa & Dahisaria (1991), Figueroa et al. (1994), Liang et al. (1995), Liang (1995) και Rokoff (1999).

6.5.2. Επίδραση μέσης ενεργού τάσης

Για τα πειράματα της παρούσας διατριβής οι αναπτυσσόμενες υπερπιέσεις πόρων κανονικοποιημένες ως προς την αρχική ενεργό τάση, p_i' , απεικονίζονται συναρτήσει του έργου ανά μονάδα όγκου δοκιμίου, W , για δύο τιμές τάσης στερεοποίησης ($p_i'=120, 320$ kPa) και για τιμές συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης $K_c=1, 0.7$ και 0.5 στα Σχήματα 6.63, 6.64 και 6.65 αντίστοιχα. Στα εν λόγω σχήματα το έργο σχετίζεται με τις αναπτυσσόμενες υπερπιέσεις πόρων στο τέλος κάθε κύκλου φόρτισης, όταν δηλαδή η στρεπτική διατμητική τάση $\tau_{\theta z}$ είναι μηδενική, έως ότου το δοκίμιο αστοχήσει. Η μεταβολή του έργου, dW , που προκύπτει κατά την διάρκεια ενός κύκλου φόρτισης υπολογίστηκε με βάση την εξίσωση (6.5.1). Συνολικά το έργο ανά μονάδα όγκου δοκιμίου, W , που «εισήχθηκε» στο εδαφικό υλικό στο τέλος ενός συγκεκριμένου αριθμού κύκλων φόρτισης, έστω $N=5$, πρακτικά προκύπτει από την άθροιση της μεταβολής του έργου των προηγούμενων κύκλων ($W_{N=5}=dW_{N=1}+dW_{N=2}+dW_{N=3}+dW_{N=4}+dW_{N=5}$).

Το έργο υπολογίστηκε έως την αστοχία των δοκιμίων η οποία για την περίπτωση των IC δοκιμίων ταυτίζεται με τη ρευστοποίηση τους ($\Delta u/p_i'=1$ ή $\gamma_{SA}=2.5\%$ - Σχήμα 6.63) ενώ για την περίπτωση των $AC_{(a)}$ πειραμάτων κριτήριο αστοχίας αποτέλεσε η τιμή αξονικής παραμόρφωσης $\varepsilon_{axial}=5\%$ για την οποία τιμή οι τελικές τιμές $\Delta u/p_i'$ είναι ίσες με 0.64 και 0.39 για τα $K_c=0.7$ (Σχήμα 6.64) και $K_c=0.5$ (Σχήμα 6.65) πειράματα αντίστοιχα. Είναι εμφανές ότι για κάθε τιμή συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης, K_c και για κάθε επίπεδο τάσης στερεοποίησης υπάρχει μια μοναδική σχέση τιμών $\Delta u/p_i'$ και W κατά την ανακυκλική στρεπτική φόρτιση των δοκιμίων ανεξάρτητα από το μέγεθος του επιβαλλόμενου στρεπτικού φορτίου $\Delta \tau_{\theta z}$. Ο αριθμός που σημειώνεται

μέσα σε παρενθέσεις αναφέρεται στο συνολικό αριθμό πειραμάτων που πραγματοποιήθηκαν υπό τις εξεταζόμενες συνθήκες ενώ οι τιμές $\Delta u/p_i'$ που σημειώνονται βρίσκονται σε συμφωνία με τις τιμές του Σχήματος 6.54. Το έργο που αντιστοιχεί σε κάθε $\Delta u/p_i'$ τιμή γίνεται μεγαλύτερο όσο αυξάνει η τάση στερεοποίησης (από $p_i'=120$ σε 320 kPa). Τα αποτελέσματα της κανονικοποίησης του συνολικού έργου, W , στο τέλος κάθε κύκλου φόρτισης με την αρχική ενεργό τάση, p_i' , απεικονίζονται για κάθε κατηγορία πειραμάτων, $K_c=1, 0.7$ και 0.5 στα Σχήματα 6.66, 6.67 και 6.68 αντίστοιχα από τα οποία γίνεται σαφές ότι η μέθοδος αυτή κανονικοποίησης των πειραματικών αποτελεσμάτων λαμβάνει υπόψη σε ικανοποιητικό βαθμό την επίδραση της τάσης στερεοποίησης.

6.5.3. Επίδραση συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης

Με σκοπό να εξεταστεί και η επίδραση του συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης τα πειραματικά αποτελέσματα συνοψίζονται για $K_c=1, 0.7$ & 0.5 στο Σχήμα 6.69 για $p_i'=120$ kPa και στο Σχήμα 6.70 για $p_i'=320$ kPa. Το έργο που αντιστοιχεί σε κάθε $\Delta u/p_i'$ τιμή γίνεται μεγαλύτερο όσο αυξάνει ο βαθμός ανισότροπης στερεοποίησης των δοκιμίων. Η τελική τιμή του έργου που αντιστοιχεί στην αστοχία των δοκιμίων είτε αυτή ορίζεται με την έννοια της ρευστοποίησης ($\Delta u/p_i'=1 - IC$ δοκίμια) είτε με την έννοια αυξημένων αξονικών παραμορφώσεων ($\varepsilon_{axial}=5\% - AC_{(a)}$ δοκίμια) είναι περίπου ίδια για τα IC και $AC_{(a)}-K_c=0.7$ δοκίμια ενώ μια τάση για μεγαλύτερες τιμές παρατηρείται στην περίπτωση των $K_c=0.5$ δοκιμίων και ιδιαίτερα για $p_i'=320$ kPa. Το γεγονός αυτό θα διερευνηθεί αναλυτικότερα και για διαφορετικές πυκνότητες δοκιμίων στο Κεφάλαιο 7.

Την ύπαρξη μιας μοναδικής σχέσης μεταξύ του έργου ανά μονάδα όγκου δοκιμίου και των αναπτυσσόμενων υπερπίεσεων πόρων επιβεβαιώνουν και τα πειραματικά αποτελέσματα των Towhata & Ishihara (1985). Τα πειράματα αυτά αφορούν σε χαλαρά ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια στην άμμο Toyoura ($D_r=40 - 50\%$) με $p_i'=294$ kPa τα οποία υποβλήθηκαν σε διαφορετικές ιστορίες φόρτισης στη συσκευή στρεπτικής διάτμησης κοίλου δοκιμίου. Σε κάθε περίπτωση λαμβάνεται μια κοινή καμπύλη $\Delta u/p_i' - W$ ανεξάρτητα από το μέγεθος της επιβαλλόμενης ανακυκλικής τάσης και ανεξάρτητα από την ιστορία φόρτισης του κάθε δοκιμίου (Σχήμα 6.62). Τα πειραματικά αποτελέσματα ωστόσο των Σχημάτων 6.69 και 6.70 υποδεικνύουν ότι η

τιμή των αναπτυσσόμενων υπερπιέσεων πόρων παρουσιάζει μεγάλη ευαισθησία ως προς την ιστορία στερεοποίησης των δοκιμίων η οποία εφαρμόζεται μέσω διαφορετικών συντελεστών στερεοποίησης, K_c .

Στο Σχήμα 6.73 η ανάπτυξη των υπερπιέσεων πόρων κατά την στρεπτική ανακυκλική φόρτιση των δοκιμίων απεικονίζεται συναρτήσεως του κανονικοποιημένου έργου, W_N . Η τιμή W_N προκύπτει από την κανονικοποίηση του συνολικού έργου στο τέλος κάθε κύκλου φόρτισης με την αρχική μέση ενεργό τάση, p_i' , και το συντελεστή στερεοποίησης, K_c , σύμφωνα με την εξίσωση:

$$W_N = (1 - 3 \cdot \log K_c) \cdot \frac{W}{p_i} \quad (6.5.2)$$

Τα κανονικοποιημένα αποτελέσματα συγκλίνουν σε μια στενή ζώνη τιμών ανεξάρτητα από την ιστορία στερεοποίησης (ισότροπης ή ανισότροπης, $K_c=1$ ή 0.7 ή 0.5). Υπενθυμίζεται ότι ο αριθμός που σημειώνεται μέσα σε παρενθέσεις αναφέρεται στον συνολικό αριθμό πειραμάτων που πραγματοποιήθηκαν. Η συνάρτηση κανονικοποίησης ως προς K_c ($=1 - 3 \cdot \log K_c$) δόθηκε πρώτα από τους Law et al. (1990) και προέκυψε με στατιστική ανάλυση δεδομένων από ανακυκλικά τριαξονικά πειράματα στην άμμο Fujian ($d_{50}=0.4$ mm). Είναι αξιοσημείωτο το γεγονός ότι η ίδια συνάρτηση με ίδια σταθερή τιμή ($=3$) κανονικοποιεί και τα αποτελέσματα σε πειράματα ανακυκλικής στρεπτικής διάτμησης της παρούσας διατριβής.

Τελικώς, όταν τα πειραματικά αποτελέσματα του Σχήματος 6.73 παρουσιαστούν σε διπλό λογαριθμικό διάγραμμα (βλέπε Σχήμα 6.74) το έργο, W_N , συνδέεται με τις αναπτυσσόμενες υπερπιέσεις πόρων μέχρι την αστοχία των δοκιμίων σύμφωνα με την εξίσωση:

$$\frac{\Delta u}{p_i} = a \cdot W_N^\beta \quad (6.5.3)$$

Για σκοπούς σύγκρισης στο Σχήμα 6.74 δίνονται και κάποια πειραματικά σημεία τα οποία προέκυψαν από την καμπύλη $\Delta u/p_i' - W$ των Towhata & Ishihara (1985) για ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Toyoura (Σχήμα 6.62). Υπάρχει μια ένδειξη

ότι η παράμετρος β της εξίσωσης (6.5.3) μπορεί να αποτελεί μοναδική ιδιότητα των μη συνεκτικών εδαφικών υλικών και να λαμβάνει σταθερή τιμή ανεξάρτητα από το χρησιμοποιούμενο υλικό σε αντίθεση με την παράμετρο α . Περισσότερη έρευνα επί του αντικειμένου αυτού πραγματοποιείται στο Κεφάλαιο 9.

Από μια σύγκριση των Σχημάτων 6.60 και 6.73 προκύπτει ότι η θεωρία της «ενέργειας ανά μονάδα όγκου εδαφικού υλικού» (energy per unit volume concept) των Nemat, Nasser & Shokooh (1979) μπορεί με επιτυχία να χρησιμοποιηθεί για την εκτίμηση της αστοχίας των μη συνεκτικών εδαφικών υλικών αντί του χρησιμοποιούμενου αριθμού κύκλων φόρτισης.

6.6. ΔΥΣΤΜΗΣΙΑ ΚΑΙ ΑΠΟΣΒΕΣΗ

Στα Σχήματα 6.75 και 6.76 παρουσιάζονται τα χαρακτηριστικά ακαμψίας ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(\alpha)}-K_c=0.5$) δοκιμίων αντίστοιχα υπό μονοτονικές (G_{sec}) και ανακυκλικές (G_{eq}) συνθήκες φόρτισης για αρχική μέση ενεργό τάση $p_i'=120$ kPa. Οι ορισμοί των μεγεθών G_{sec} , G_{eq} , $\gamma_{\theta z}$, γ_{SA} , h έχουν δοθεί στο Κεφάλαιο 4. Στα ανακυκλικά πειράματα το μέτρο δυστημσίας, G_{eq} , έχει υπολογιστεί σε κάθε κύκλο φόρτισης των υπό εξέταση δοκιμίων και οι προκύπτουσες τιμές δίνουν τις καμπύλες $G_{eq} - \gamma_{SA}$ οι οποίες απεικονίζονται με διακεκομμένη γραμμή στα εν λόγω σχήματα.

Τα ισότροπα στερεοποιημένα, IC, δοκίμια τα οποία φορτίστηκαν ανακυκλικά με σταδιακά αυξανόμενη διατμητική τάση, $\Delta\tau_{\theta z}$, παρουσιάζουν σκλήρυνση κατά την παραμόρφωση καθώς το μέτρο εδαφικής δυστημσίας, G_{eq} , αυξάνει μετά τον πρώτο κύκλο φόρτισης. Συγκεκριμένα, για τις δύο ανακυκλικές δοκιμές του Σχήματος 6.75 με $\tau_{SA}=2.8 - 24.2$ kPa και $\tau_{SA}=12.4 - 25.8$ kPa το μέτρο G_{eq} αυξάνει από τον 1^ο μέχρι τον 3^ο και από τον 1^ο μέχρι τον 10^ο κύκλο κύκλο φόρτισης αντίστοιχα. Για λόγους ευκρίνειας οι κύκλοι αυτοί έχουν σημειωθεί στο Σχήμα 6.75. Στη συνέχεια όμως όλα τα δοκίμια οδηγούνται στην αστοχία και η δυστημσία τους πρακτικά μηδενίζεται. Η φάση κατά την οποία η δυστημσία των δοκιμίων μεγαλώνει συνδέεται με την αναδιάταξη των κόκκων στα σημεία επαφής και τον μικρότερο ρυθμό συσσώρευσης υπερπίεσεων πόρων σε σχέση με τον πρώτο κύκλο φόρτισης (βλέπε Σχήμα 6.2). Η συμπεριφορά αυτή δεν παρατηρείται στην περίπτωση των ανισότροπα στερεοποιημένων, $AC_{(\alpha)}$, δοκιμίων του Σχήματος 6.76 όπου το μέτρο G_{eq} μειώνεται

συνεχώς αυξανόμενης της παραμόρφωσης από τον πρώτο κύκλο φόρτισης γεγονός που αντανακλάται και στον σταθερό ρυθμό συσσώρευσης υπερπίεσεων πόρων των δοκιμίων αυτών από την αρχή της ανακυκλικής φόρτισης (Σχήμα 6.25).

Για διατμητικές παραμορφώσεις μικρότερες από 0.05% οι τιμές δυστημσίας των ανακυκλικών ισότροπα στερεοποιημένων πειραμάτων είναι μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες του μονοτονικού πειράματος ενώ για μεγαλύτερες τιμές διατμητικής παραμόρφωσης, $\gamma_{\theta z} > 0.05\%$, η τάση αυτή αντιστρέφεται (βλέπε Σχήμα 6.75). Σε παρόμοια συμπεράσματα κατέληξαν και οι Shibuya et al. (1992) και οι Georgiannou & Tsomokos (2008) βασιζόμενοι σε δοκιμές στρεπτικής διάτμησης ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων τόσο υπό συνθήκες εμποδιζόμενης όσο και υπό συνθήκες ελεύθερης στράγγισης. Τα πειραματικά αποτελέσματα του Σχήματος 6.76 υποδεικνύουν ότι η συμπεριφορά αυτή εφαρμόζεται και στην περίπτωση των ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων.

Στο Σχήμα 6.77 παρουσιάζονται συγκεντρωτικά οι καμπύλες εδαφικής δυστημσίας – διατμητικής παραμόρφωσης των IC και $AC_{(a)}-K_c=0.5$ πειραμάτων. Εύκολα διακρίνεται ότι υπό συνθήκες μονοτονικής φόρτισης τα ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια υποβαλλόμενα σε συνεχή μεταβολή της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων κατά το στάδιο της στρεπτικής διάτμησης, εμφανίζουν μικρότερες τιμές εδαφικής δυστημσίας συγκριτικά με τις αντίστοιχες τιμές των ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων για κάθε επίπεδο διατμητικής παραμόρφωσης. Υπο συνθήκες ανακυκλικής φόρτισης και για μικρές τιμές παραμόρφωσης, η τιμή του μέτρου G_{eq} φαίνεται να είναι περίπου κοινή για τα IC και $AC_{(a)}$ πειράματα, ωστόσο αυξανόμενης της παραμόρφωσης ο ρυθμός απομείωσης του μέτρου εδαφικής δυστημσίας είναι μεγαλύτερος για τα $AC_{(a)}$ δοκίμια γεγονός που αποτυπώνεται και στις μεγαλύτερες τιμές του υστερητικού λόγου απόσβεσης h , για την κατηγορία αυτή των πειραμάτων (Σχήμα 6.78).

6.8. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 6

Arthur, J. R. F., Chua, K. S., Dunstan, T. & Rodriguez del C, J. I. (1980). Principal stress rotation: A missing parameter. *J. Geotech. Eng. Div.* **106**, GT4, 419-433.

Berill, J. B. & Davis, R. O. (1982). Energy dissipation and seismic liquefaction of sands: revised model. *Soils Found.* **25**, No. 2, 106-118.

Broms, B. B. & Casbarian, A. O. (1965). Effects of rotation of the principal stress axes and of the intermediate principal stress on the shear strength. *Proc. 6th ICSMFE*, Vol. 1, 179-183.

Davis, R. O. & Berill, J. B. (1982). Energy dissipation and seismic liquefaction in sands. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* **19**, 59-68.

De Alba, P., Seed, H. & Chan, C. (1976). Sand liquefaction in large simple shear tests. *J. Geotech. Engng. Div. ASCE* **102**, No. 9, 909-927.

Dief, H. D. & Figueroa, J. L. (2007). Liquefaction assessment by the unit energy concept through centrifuge and torsional shear tests. *Can. Geotech. J.* **44**, No. 11, 1286-1297.

Dobry, R., Ladd, R. S., Yokel, F. Y., Chung, R. M. & Powell, D. (1982). Prediction of pore pressure buildup and liquefaction of sands during earthquakes by the cyclic strain method. *Build. Sci. Series 138*, National Bureau of Standards, U.S. Department of Commerce, Washington, D.C.

Erguvanli, M. A. & Özaydin, I. K. (1983). Effect of initial stress conditions on liquefaction of sands: experiments and an interpretation. *Soils Found.* **23**, No. 1, 102-107.

Figueroa, J. L., Saada, A. S., Liang, L. & Dahisaria, N. M. (1994). Evaluation of soil liquefaction by energy principles. *J. Geotech. Engng. ASCE* **120**, No. 9, 1554-1569.

Figuroa, J. L. & Tahisaria, M. N. (1991). An energy approach in defining soil liquefaction. In Proceedings of the 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Mo., 11-15 March, Vol. 1, 407-410.

Georgiannou, V. N. & Konstadinou, M. (2013). Torsional shear behaviour of anisotropically consolidated sands. J. Geotech. Geoenviron. Engng ASCE 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000985.

Georgiannou, V. N. & Tsomokos, A. (2008). Comparison of two fine sands under torsional loading. Can. Geotech. J. **45**, No.12, 1659-1672.

Hardin, B. O. & Richart, F. E. Jr. (1963). Elastic wave velocities in granular soils. Journal of Soil Mechanics and Foundations Divisions, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, **89**, No.SM1, 33-65.

Hosono, Y. & Yoshimine, M. (2008). Effects of anisotropic consolidation and initial shear load on liquefaction resistance of sand in simple shear condition. Geotechnical Engineering for Disaster Mitigation and Rehabilitation. Part 4, 352-358, DOI: 10.1007/978-3-540-798846-0_37.

Hyodo, M., Murata, H., Yasufuku, N. & Fujii, T. (1991). Undrained cyclic shear strength and residual shear strain of saturated sand by cyclic triaxial tests. Soils Found. **31**, No. 3, 60-76.

Iai, S., Matsunaga, Y. & Kameoka, T. (1992). Analysis of undrained cyclic behavior of sand under anisotropic consolidation. Soils Found. **32**, No. 2, 16-20.

Ishihara, K., Yamazaki, A. & Haga, K. (1985). Liquefaction of K_0 -consolidated sand under cyclic rotation of principal stress direction with lateral constraint. Soils Found. **25**, No. 4, 63-74.

Ishihara, K. & Towhata, I. (1983). Sand response to cyclic rotation of principal stress directions as induced by wave loads. Soils Found. **23**, No. 4, 11-26.

Ishihara, K. & Li, S. (1972). Liquefaction of saturated sand in triaxial torsion shear test. *Soils Found.* **12**, No. 2, 19-39.

Kanamori, H., Mori, J., Hauksson, E., Heaton, T. H., Hutton, L. K. & Jones, L. M. (1993). Determination of earthquake energy release and M_L using terrascope. *Bull. Seismological Soc. of Am.* **83**, No. 2, 330-346.

Law, K. T., Cao, Y.L. & He, G. N. (1990). An energy approach for assessing seismic liquefaction potential. *Can. Geotech. J.* **27**, No. 3, 320-329.

Lee, K. L. & Albaisa, A. (1974). Earthquake induced settlements in saturated soils. *J. Geotech. Engng. Div. ASCE* **100**, No.4, 387-406.

Liang, L., Figueroa, J. L. & Saada, A. S. (1995). Liquefaction under random loading: unit energy approach. *J. Geotech. Engng ASCE* **121**, No. 11, 776-781.

Liang, L. (1995). Development of an energy method for evaluating the liquefaction potential of a soil deposit. Ph. D. thesis. Department of Soil Engineering, Case Western Reserve University, Cleveland, Ohio.

Nemat-Nasser, S. & Shokooh, A. (1979). A unified approach to densification and liquefaction of cohesionless sand in cyclic shearing. *Can. Geotech. J.* **16**, 659-678.

Polito, C. P. (1999). The effects of non-plastic and plastic fines on the liquefaction of sandy soils. Ph.D. Thesis, Virginia Polytechnic Institute and State University.

Rokoff, M. D. (1999). The influence of grain-size characteristics in determining the liquefaction potential of a soil deposit by the energy method. M. Sc. thesis, Department of Civil Engineering, Case Western Reserve University, Cleveland, Ohio.

Seed, H. B. & Idriss, I. M. (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division ASCE* **97**, No.9, 1249-1274.

Shibuya, S., Hight, D. W. & Jardine, R. J. (2003). Local boundary surfaces of a loose sand dependent on consolidation path. *Soils Found.* **43**, No.3, 85-93.

Shibuya, S., Tatsuoka, F., Teachavorasinskun, S., Kong, X. J., Abe, F. & Kim, Y. K. (1992). Elastic deformation properties of geomaterials. *Soils Found.* **32**, No. 3, 26-46.

Simcock, J., Davis, R. O., Berrill, J. B. & Mallenger, G. (1983). Cyclic triaxial tests with continuous measurement of dissipated energy. *Geotechnical Testing Journal GTJODJ* **6**, 35-39.

Sivathayalan, S. & Ha, D. (2011). Effect of static shear stress on the cyclic resistance of sands in simple shear loading. *Can. Geotech. J.* **48**, No. 10, 1471-1484.

Sivathayalan, S. & Vaid, Y. P. (2002). Influence of generalized initial state and principal stress rotation on the undrained response of sands. *Can. Geotech. J.* **39**, No. 1 63-76.

Symes, M. J. P. R., Gens, A. & Hight, D. W. (1984). Undrained anisotropy and principal stress rotation in saturated sand. *Géotechnique* **34**, No. 1, 11-27.

Tatsuoka, F., Muramatsu, M. & Sasaki, T. (1982). Cyclic undrained stress – strain behaviour of dense sands by torsional simple shear test. *Soils Found.* **26**, No.1, 11-24.

Towhata, I. & Ishihara, K. (1985). Undrained strength of sand undergoing cyclic rotation of principal stress axes. *Soils Found.* **25**, No. 2, 135-147.

Towhata, I. & Ishihara, K. (1985). Shear work and pore water pressure in undrained shear. *Soils Found.* **25**, No. 3, 73-84.

Uthayakumar, M. (1996). Liquefaction of sands under multi-axial loading. Ph.D. thesis, University of British Columbia.

Vaid, Y. P. & Sivathayalan, S. (1996). Static and cyclic liquefaction potential of Fraser Delta sand in simple shear and triaxial tests. *Can. Geotech. J.* **33**, No. 2, 281-289.

Vaid, Y. P. & Chern, J. C. (1983). Effect of static shear on resistance to liquefaction. *Soils Found.* **23**, No. 1, 47-60.

Yoshimine, M., Ishihara, K. & Vargas, W. (1998). Effects of principal stress direction and intermediate principal stress on undrained shear behavior of sand. *Soils Found.* **38**, No. 3, 189-198.

ΠΙΝΑΚΕΣ ΚΑΙ ΣΧΗΜΑΤΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 6

Πίνακας 6.1. Χαρακτηριστικά ανακυκλικών και μονοτονικών δοκιμών σε χαλαρά ισότροπα και ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa

a/a	Πείραμα	Είδος δοκιμής	Συνθήκες στερεοποίησης	K _c :	e _i	D _r :	p _c ':	p _i ':	τ _{SA} /p _i '	N*
						(%)	(kPa)	(kPa)		
1	OTT1	C	IC	1	0.683	24.75	120	120	0.233	12
2	OTT2	C	IC	1	0.689	21.93	120	120	0.229	2
3	OTT3	C	IC	1	0.669	30.27	120	120	0.223	39
4	OTT4	C	IC	1	0.681	25.25	120	120	0.216	17
5	OTT5	C	IC	1	0.696	19.25	120	120	0.216	>200
6	OTT6	C	IC	1	0.666	31.78	120	120	0.208	108
7	OTT7	C	IC	1	0.666	31.67	120	120	0.199	>980
8	OTT8	C	IC	1	0.673	28.87	120	120	0.106-0.220	-
9	OTT9	C	IC	1	0.691	21.35	120	120	0.024-0.205	-
10	OTT10	C	IC	1	0.669	30.39	320	320	0.226	2
11	OTT11	C	IC	1	0.666	31.78	320	320	0.219	5
12	OTT12	C	IC	1	0.673	28.95	320	320	0.212	13
13	OTT13	C	IC	1	0.681	25.56	320	320	0.21	5
14	OTT14	C	IC	1	0.675	28.01	320	320	0.208	59
15	OTT15	C	IC	1	0.68	25.68	320	320	0.15	>800
16	OTT16	C	AC _(a)	0.7	0.684	23.99	120	120	0.181	2
17	OTT17	C	AC _(a)	0.7	0.673	28.59	120	120	0.171	19
18	OTT18	C	AC _(a)	0.7	0.693	20.58	120	120	0.159	>200
19	OTT19	C	AC ₍₄₅₎	0.7	0.68	26.03	120	103.8	0.247	3
20	OTT20	C	AC ₍₄₅₎	0.7	0.671	29.59	120	107.2	0.228	7
21	OTT21	C	AC ₍₄₅₎	0.7	0.689	22.09	120	104.3	0.221	71
22	OTT22	C	AC ₍₄₅₎	0.7	0.688	22.66	120	104.8	0.22	19
23	OTT23	C	AC ₍₄₅₎	0.7	0.679	26.18	120	108.1	0.207	>980
24	OTT24	C	AC _(a)	0.7	0.668	30.95	320	320	0.17	6
25	OTT25	C	AC _(a)	0.7	0.68	25.63	320	320	0.168	1
26	OTT26	C	AC _(a)	0.7	0.67	29.98	320	320	0.165	10
27	OTT27	C	AC _(a)	0.7	0.684	24.14	320	320	0.164	61
28	OTT28	C	AC _(a)	0.7	0.658	32.84	320	320	0.159	10
29	OTT29	C	AC _(a)	0.5	0.668	30.82	120	120	0.125	1
30	OTT30	C	AC _(a)	0.5	0.678	26.71	120	120	0.118	4
31	OTT31	C	AC _(a)	0.5	0.68	25.7	120	120	0.106	7
32	OTT32	C	AC _(a)	0.5	0.688	22.67	120	120	0.092	543
33	OTT33	C	AC _(a)	0.5	0.679	26.06	120	120	0.010-0.075	-
34	OTT34	C	AC ₍₄₅₎	0.5	0.683	24.59	120	96.6	0.271	5
35	OTT35	C	AC ₍₄₅₎	0.5	0.684	24.14	120	94.3	0.247	11
36	OTT36	C	AC ₍₄₅₎	0.5	0.693	20.28	120	96	0.225	50
37	OTT37	C	AC ₍₄₅₎	0.5	0.674	28.35	120	94.4	0.215	>900
38	OTT38	C	AC _(a)	0.5	0.675	27.75	320	320	0.088	3
39	OTT39	C	AC _(a)	0.5	0.662	33.47	320	320	0.084	5
40	OTT40	C	AC _(a)	0.5	0.687	22.83	320	320	0.077	32
41	OTT41	C	AC _(a)	0.5	0.68	25.83	320	320	0.074	10
42	OTT42	C	AC _(a)	0.5	0.68	25.97	320	320	0.062	3
43	OTT43	C	AC _(a)	0.5	0.689	21.96	320	320	0.058	>782
44	OTT44	C	AC _(a)	0.5	0.666	31.76	320	320	0.058	>220
45	OTT45	C	AC _(a)	0.5	0.676	27.52	320	320	0.056	5
46	OTT46	C	AC _(a)	0.5	0.673	28.91	320	320	0.052	8
47	OTT47	C	AC _(a)	0.5	0.669	30.23	320	320	0.044	10
48	OTT48	M	AC _(a)	0.5	0.661	33.57	320	320	-	8
49	OTT49	M	IC	1	0.673	28.57	120	120	-	-
50	OTT50	M	IC	1	0.681	25.42	120	120	-	-
51	OTT51	M	IC	1	0.676	27.5	320	320	-	-
52	OTT52	M	AC _(a)	0.7	0.674	28.33	320	320	-	-
53	OTT53	M	AC _(a)	0.5	0.676	27.5	120	120	-	-

54	OTT54	M	AC _(α)	0.5	0.686	23.33	320	320	-	-
55	OTT55	M	AC ₍₄₅₎	0.5	0.673	28.57	120	96.4	-	-

Όπου:

C, M= ανακυκλική και μονοτονική δοκιμή αντίστοιχα

IC, AC= ισότροπη και ανισότροπη στερεοποίηση αντίστοιχα

K_c= λόγος τάσεων $\sigma_{3c}'/\sigma_{1c}'$ κατά τη στερεοποίηση

e_i= δείκτης πόρων μετά το τέλος στερεοποίησης

D_r= σχετική πυκνότητα

p_c'= μέση ενεργός τάση με το πέρας της στερεοποίησης

p_i'= μέση ενεργός τάση πριν από τη διάτμηση

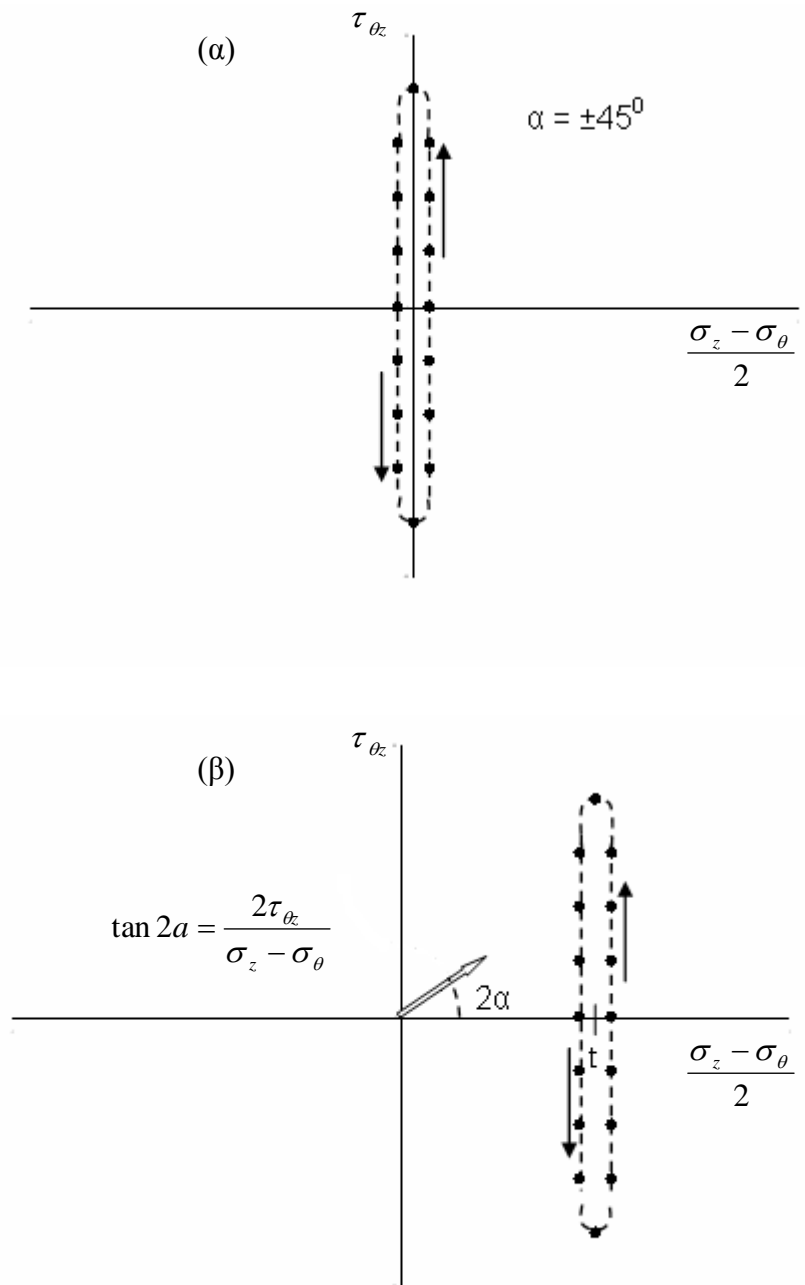
τ_{SA}= ημι-εύρος επιβαλλόμενης ανακυκλικής διατμητικής τάσης

N*= αριθμός κύκλων φόρτισης που απαιτείται για την ανάπτυξη διατμητικής

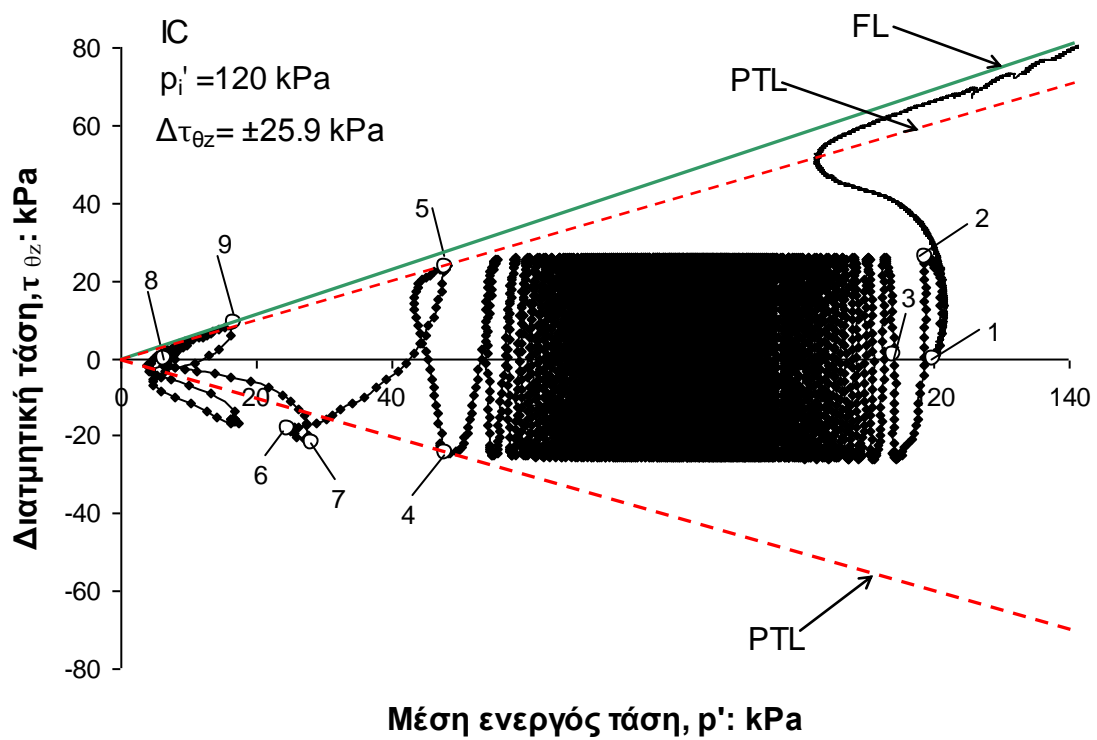
παραμόρφωσης, $\gamma_{SA}=2.5\%$ ή αξονικής παραμόρφωσης, $\epsilon_{axial}=5\%$

Πίνακας 6.2. Χαρακτηριστικά ανακυκλικών δοκιμών σε ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια άμμου M31

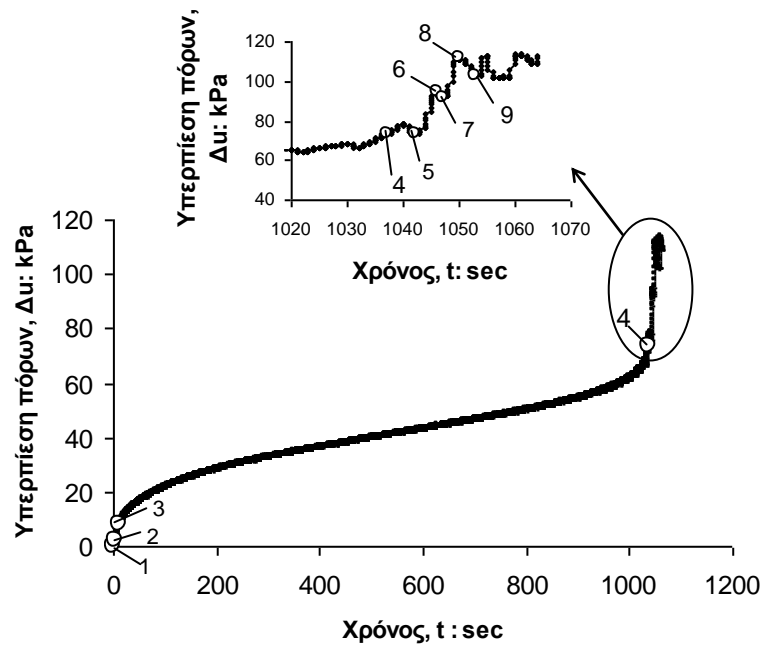
a/a	Πείραμα	Είδος δοκιμής	Συνθήκες στερεοποίησης	K _c :	e _i	D _r :	p _c ':	p _i ':	τ _{SA} /p _i '	N*
						(%)	(kPa)	(kPa)		
1	M31-1	C	IC	1	0.663	60.6	100	100	0.205	1
2	M31-2	C	IC	1	0.681	55.22	100	100	0.187	8
3	M31-3	C	IC	1	0.694	51.38	100	100	0.169	4
4	M31-4	C	IC	1	0.67	58.36	100	100	0.158	29
5	M31-5	C	IC	1	0.7	49.54	100	100	0.129	112
6	M31-6	C	IC	1	0.677	56.38	300	300	0.175	3
7	M31-7	C	IC	1	0.666	59.75	300	300	0.153	13
8	M31-8	C	IC	1	0.661	60.99	300	300	0.112	186



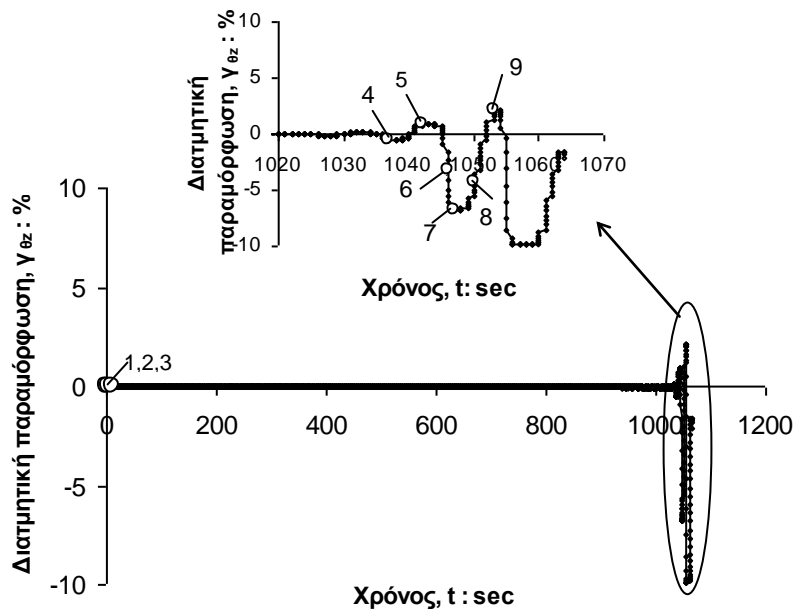
Σχήμα 6.1. Σχηματική απεικόνιση της μεταβολής των μεγεθών $\tau_{\theta z}$, $(\sigma_z - \sigma_\theta)/2$ και α κατά την ανακυκλική στρεπτική διάτμηση: (α) Ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(45)}$) στερεοποιημένα δοκίμια και (β) Ανισότροπα ($AC_{(\alpha)}$) στερεοποιημένα δοκίμια



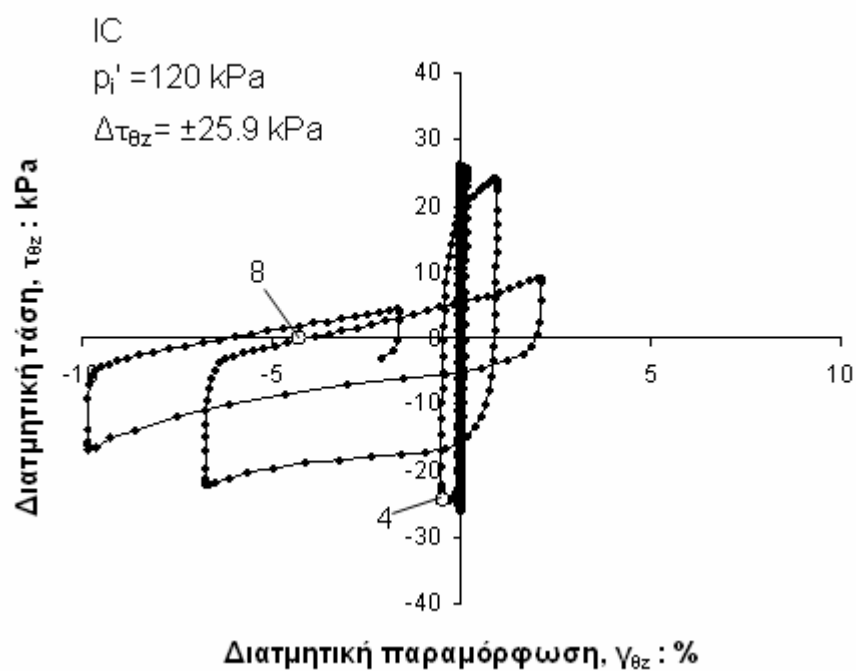
Σχήμα 6.2. Ανακυκλική φόρτιση ισότροπα στερεοποιημένου (IC) δοκιμίου άμμου Ottawa (ΟΤΤ6) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $p'_i = 120 \text{ kPa}$ και $\Delta\tau_{\theta z} = \pm 25.9 \text{ kPa}$: διαδρομές ενεργών τάσεων



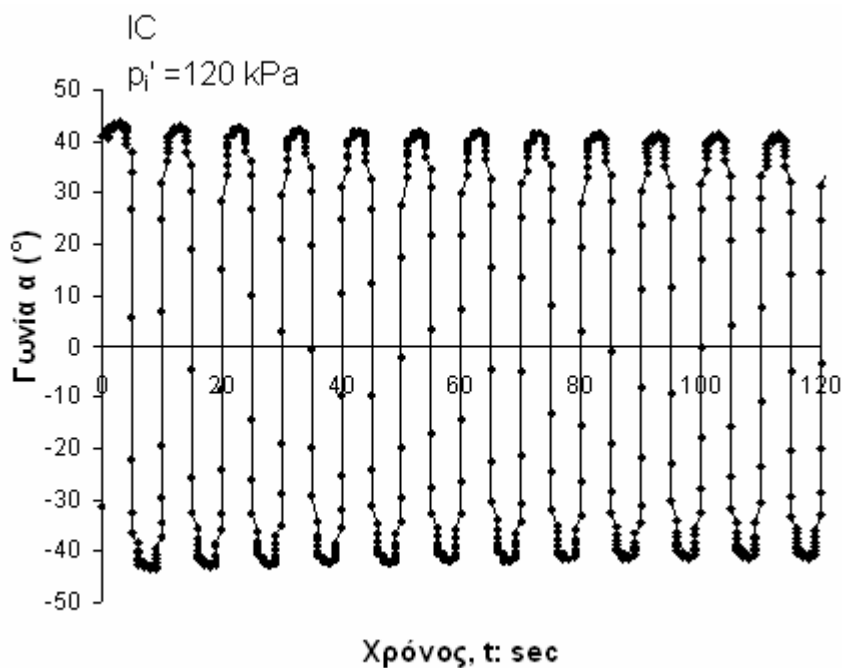
Σχήμα 6.3. Ανακυκλική φόρτιση ισότροπα στερεοποιημένου (IC) δοκιμίου άμμου Ottawa (ΟΤΤ6) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $p_i'=120$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 25.9$ kPa: υπερπίεση πόρων ως προς το χρόνο



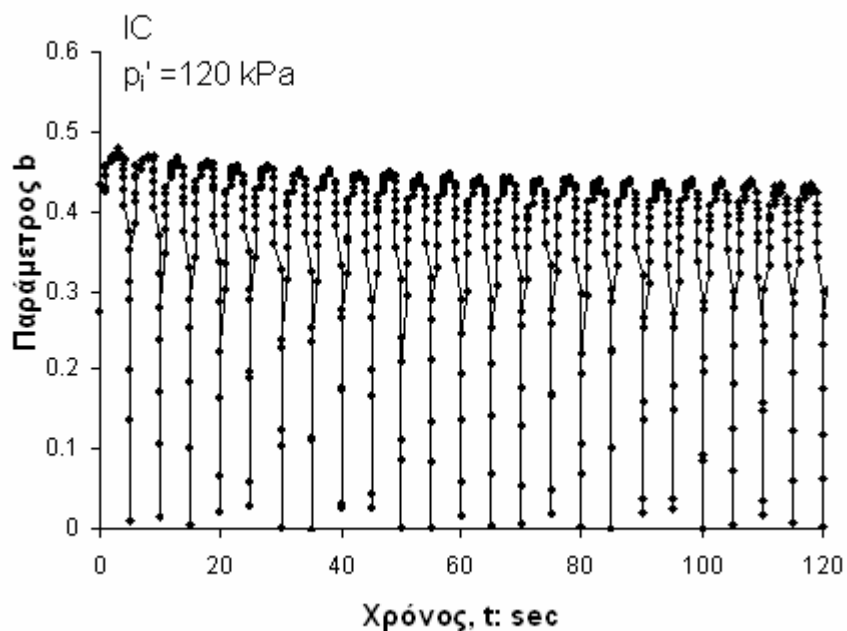
Σχήμα 6.4. Ανακυκλική φόρτιση ισότροπα στερεοποιημένου (IC) δοκιμίου άμμου Ottawa (ΟΤΤ6) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $p_i'=120$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 25.9$ kPa: διατμητική παραμόρφωση ως προς το χρόνο



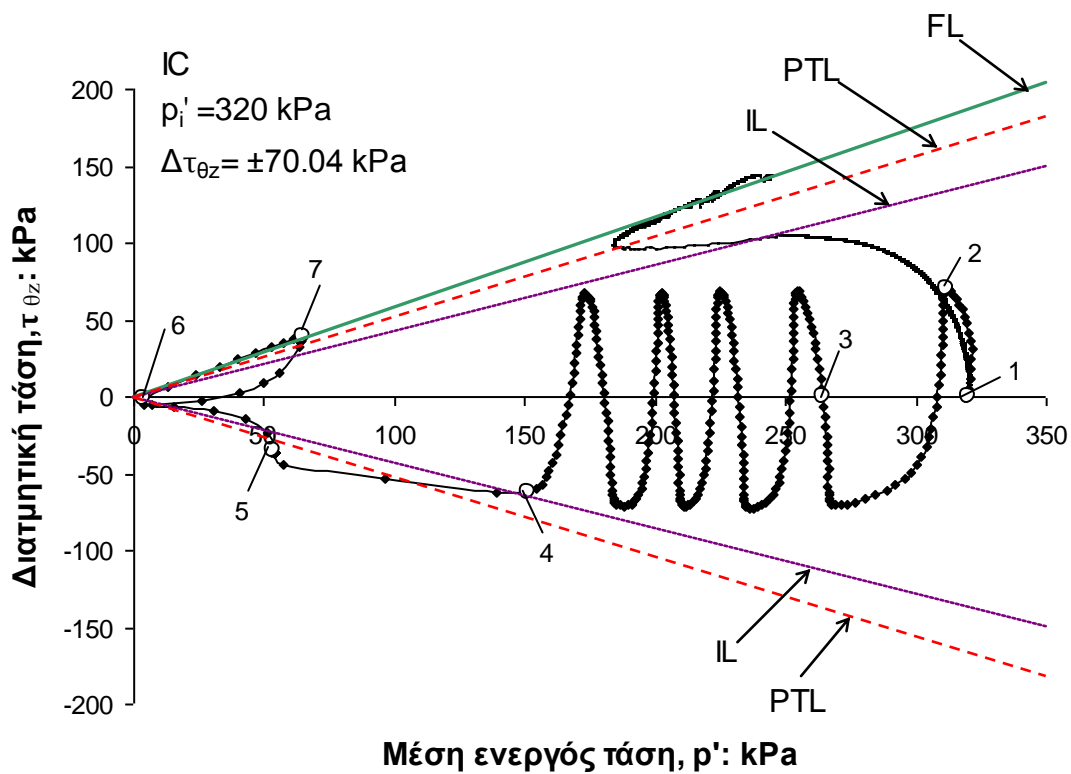
Σχήμα 6.5. Ανακυκλική φόρτιση ισότροπα στερεοποιημένου (IC) δοκιμίου άμμου Ottawa (OTT6) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $p_i' = 120 \text{ kPa}$ και $\Delta\tau_{\theta z} = \pm 25.9 \text{ kPa}$: καμπύλη τάσεων - παραμορφώσεων



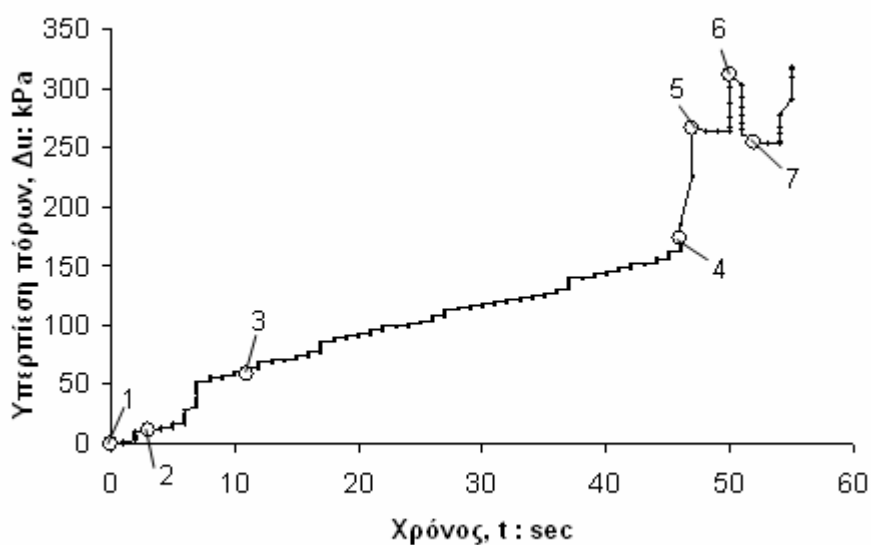
Σχήμα 6.6. Ανακυκλική φόρτιση ισότροπα στερεοποιημένου (IC) δοκιμίου άμμου Ottawa (OTT6) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $p_i' = 120 \text{ kPa}$ και $\Delta\tau_{\theta z} = \pm 25.9 \text{ kPa}$: γωνία α ως προς το χρόνο



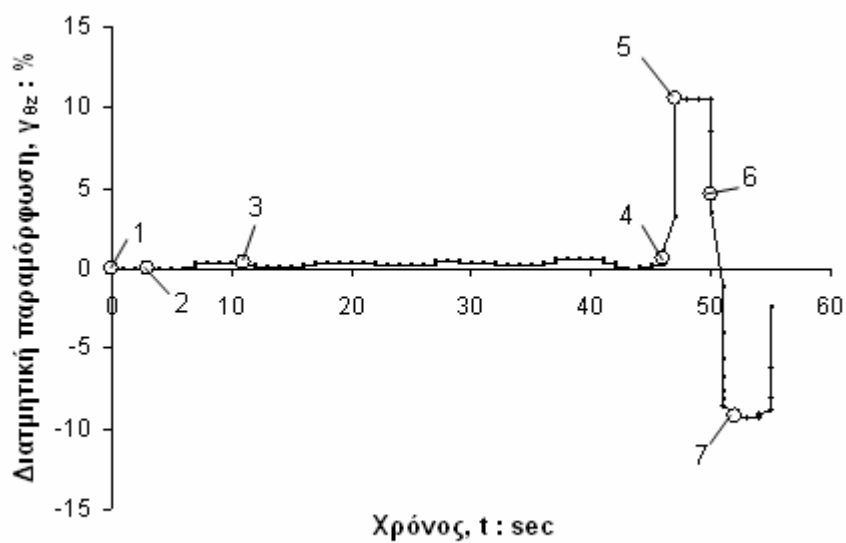
Σχήμα 6.7. Ανακυκλική φόρτιση ισότροπα στερεοποιημένου (IC) δοκιμίου άμμου Ottawa (OTT6) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $p_i' = 120 \text{ kPa}$ και $\Delta\tau_{\theta z} = \pm 25.9 \text{ kPa}$: παράμετρος b ως προς το χρόνο



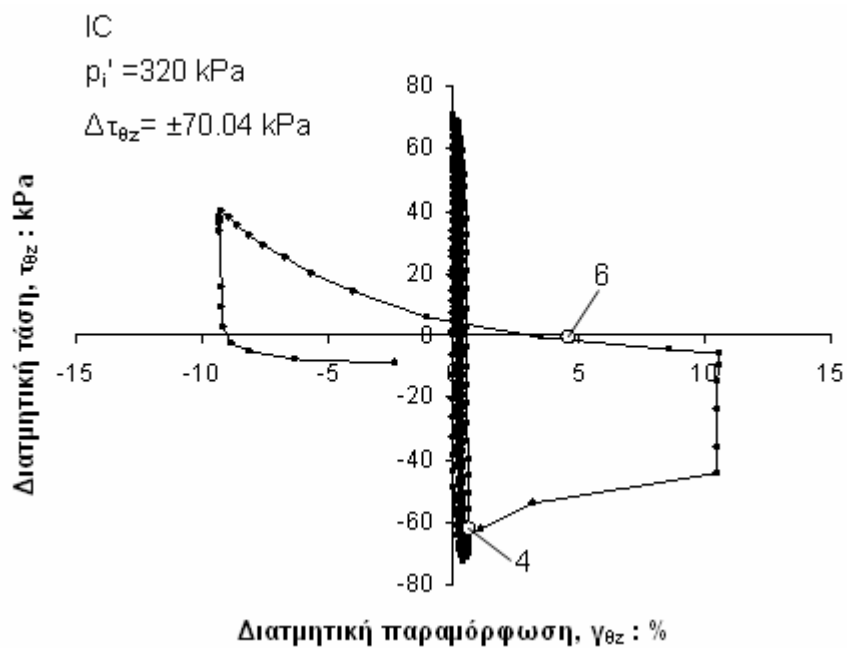
Σχήμα 6.8. Ανακυκλική φόρτιση ισότροπα στερεοποιημένου (IC) δοκιμίου άμμου Ottawa (OTT13) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $p'_i = 320 \text{ kPa}$ και $\Delta\tau_{\theta z} = \pm 70.0 \text{ kPa}$: διαδρομές ενεργών τάσεων



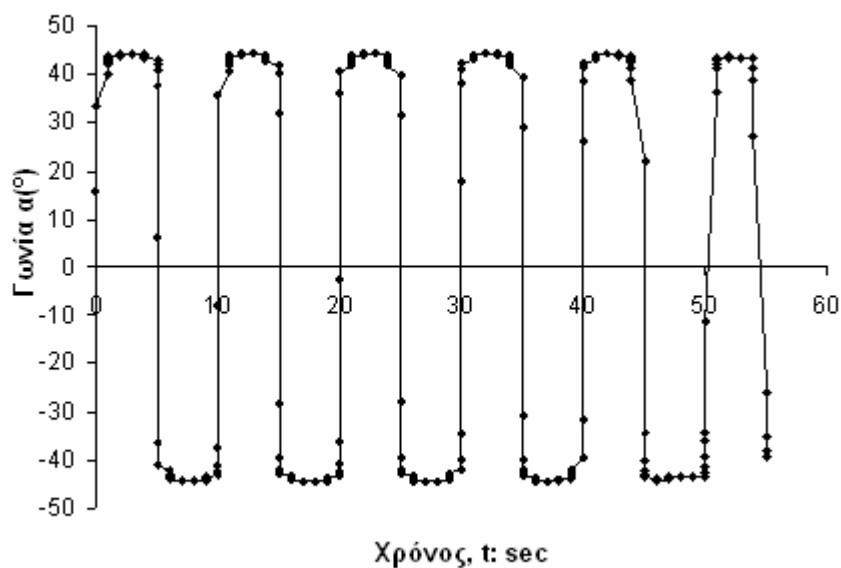
Σχήμα 6.9. Ανακυκλική φόρτιση ισότροπα στερεοποιημένου (IC) δοκιμίου άμμου Ottawa (OTT13) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $p_i' = 320$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z} = \pm 70.0$ kPa: υπερπίεση πόρων ως προς χρόνο



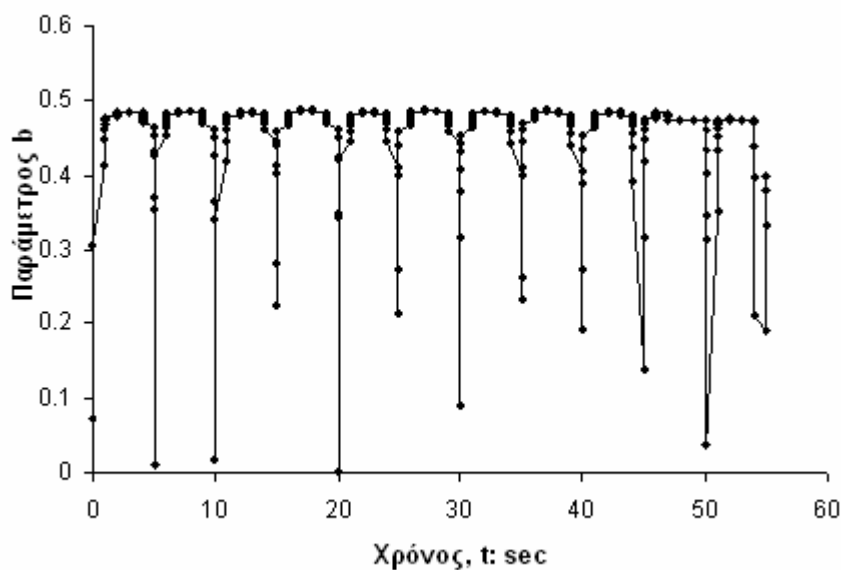
Σχήμα 6.10. Ανακυκλική φόρτιση ισότροπα στερεοποιημένου (IC) δοκιμίου άμμου Ottawa (OTT13) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $p_i' = 320$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z} = \pm 70.0$ kPa: διατμητική παραμόρφωση ως προς χρόνο



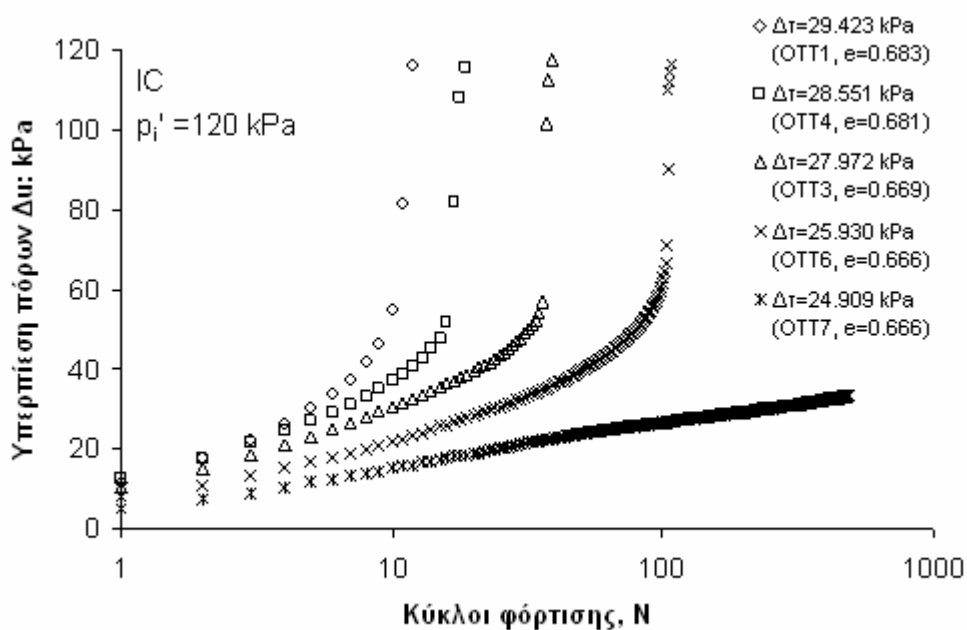
Σχήμα 6.11. Ανακυκλική φόρτιση ισότροπα στερεοποιημένου (IC) δοκιμίου άμμου Ottawa (OTT13) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $\rho_i' = 320 \text{ kPa}$ και $\Delta\tau_{\theta z} = \pm 70.0 \text{ kPa}$: καμπύλη τάσεων - παραμορφώσεων



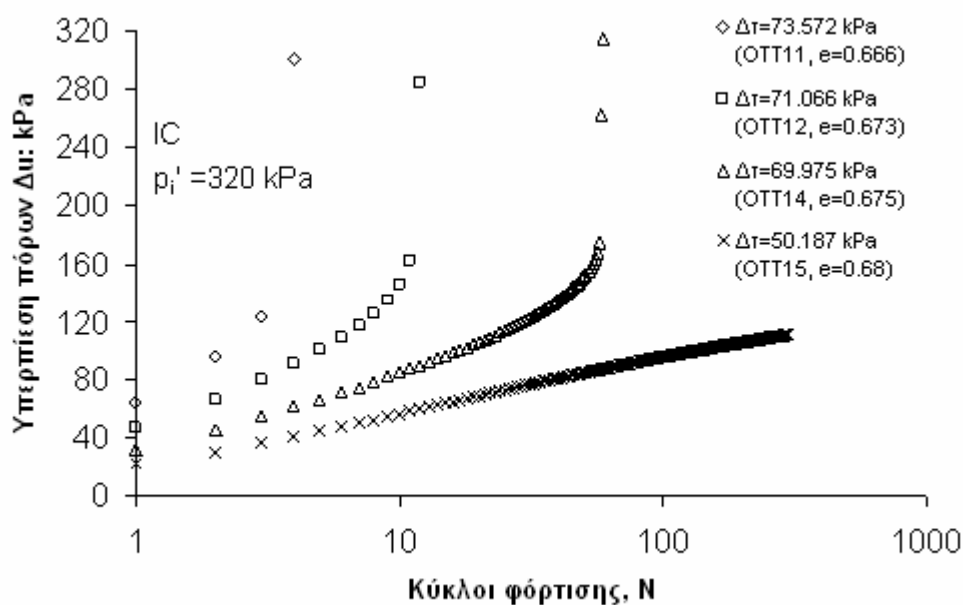
Σχήμα 6.12. Ανακυκλική φόρτιση ισότροπα στερεοποιημένου (IC) δοκιμίου άμμου Ottawa (OTT13) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $p_i'=320$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 70.0$ kPa: γωνία α ως προς το χρόνο



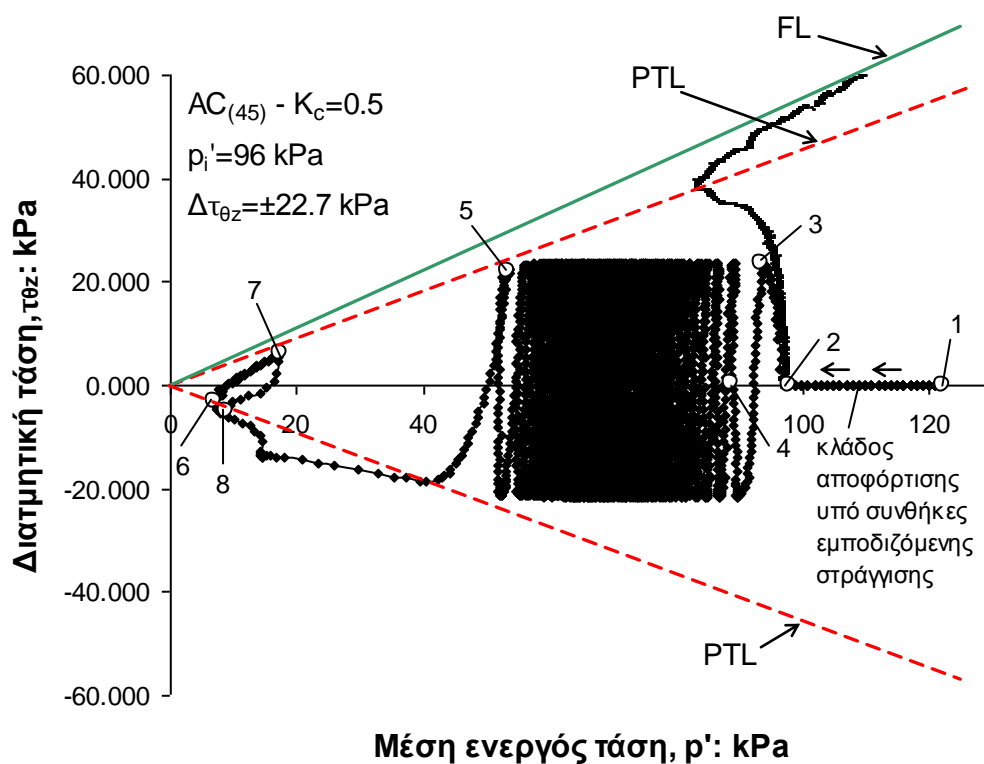
Σχήμα 6.13. Ανακυκλική φόρτιση ισότροπα στερεοποιημένου (IC) δοκιμίου άμμου Ottawa (OTT13) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $p_i'=320$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 70.0$ kPa: παράμετρος b ως προς το χρόνο



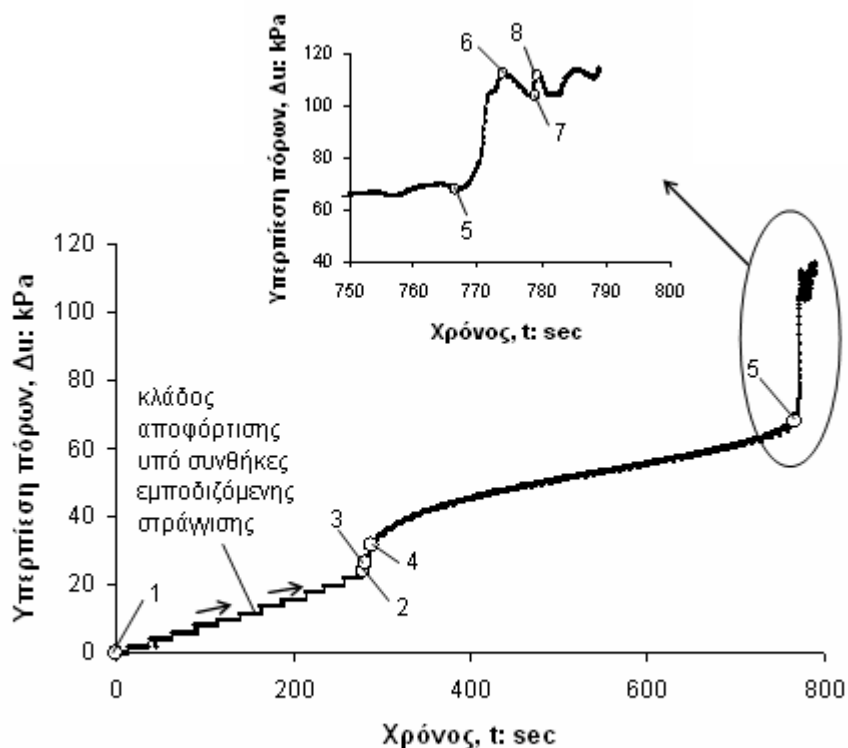
Σχήμα 6.14. Μεταβολή της υπερπίεσης πόρων συναρτήσει των κύκλων φόρτισης για ισότροπα στερεοποιημένα (IC) δοκίμια της άμμου Ottawa με $p_i' = 120 \text{ kPa}$



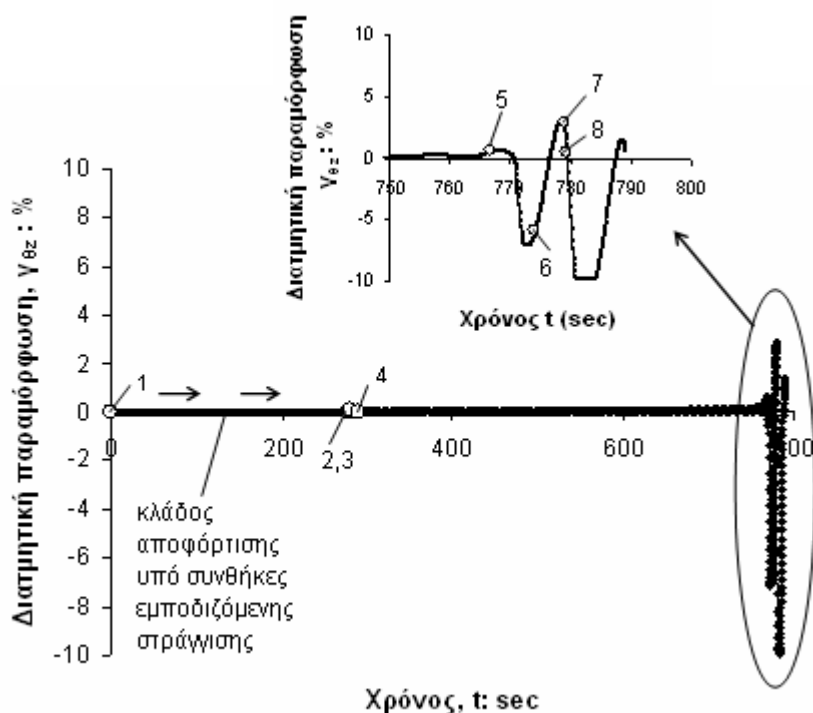
Σχήμα 6.15. Μεταβολή της υπερπίεσης πόρων συναρτήσει των κύκλων φόρτισης για ισότροπα στερεοποιημένα (IC) δοκίμια της άμμου Ottawa με $p_i' = 320 \text{ kPa}$



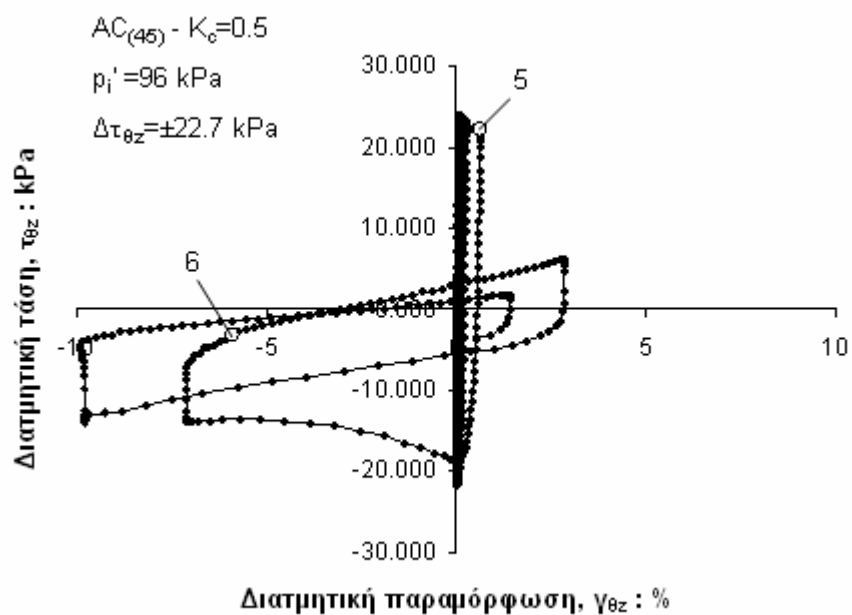
Σχήμα 6.16. Ανακυκλική φόρτιση ανισότροπα στερεοποιημένου ($AC_{(45)}-K_c=0.5$) δοκιμίου άμμου Ottawa (OTT35) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $p'_i=96 \text{ kPa}$ και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 22.7 \text{ kPa}$: διαδρομές ενεργών τάσεων



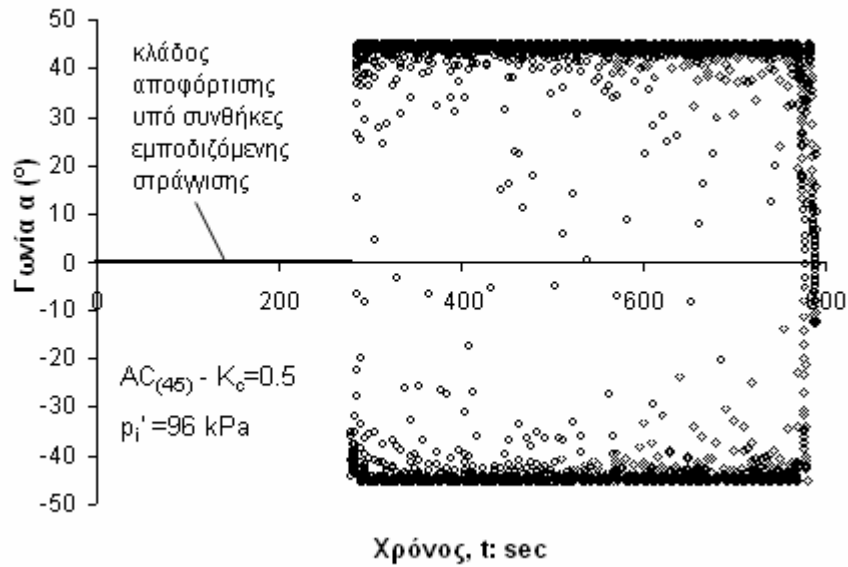
Σχήμα 6.17. Ανακυκλική φόρτιση ανισότροπα στερεοποιημένου ($AC_{(45)}-K_c=0.5$) δοκιμίου άμμου Ottawa (OTT35) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $p_1'=96$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 22.7$ kPa: υπερπίεση πόρων ως προς το χρόνο



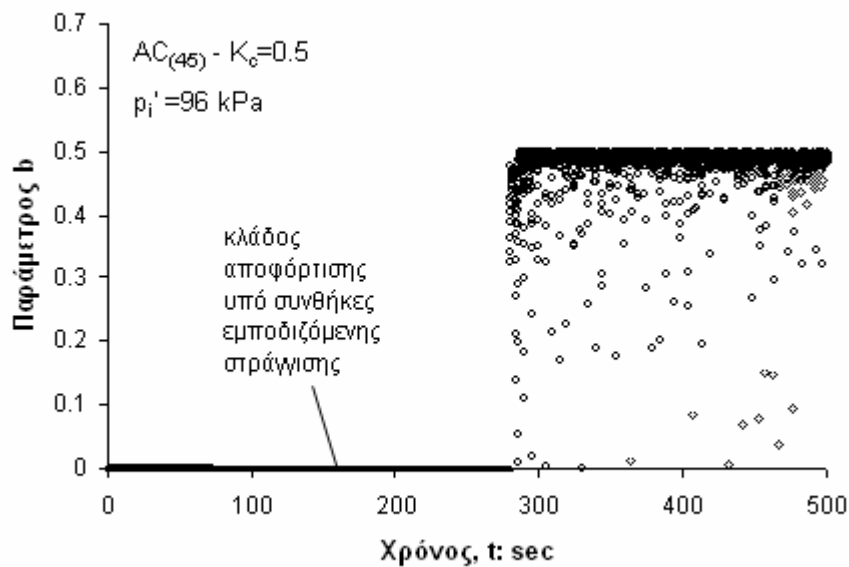
Σχήμα 6.18. Ανακυκλική φόρτιση ανισότροπα στερεοποιημένου ($AC_{(45)}-K_c=0.5$) δοκιμίου άμμου Ottawa (OTT35) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $p_1'=96$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 22.7$ kPa: διατμητική παραμόρφωση ως προς το χρόνο



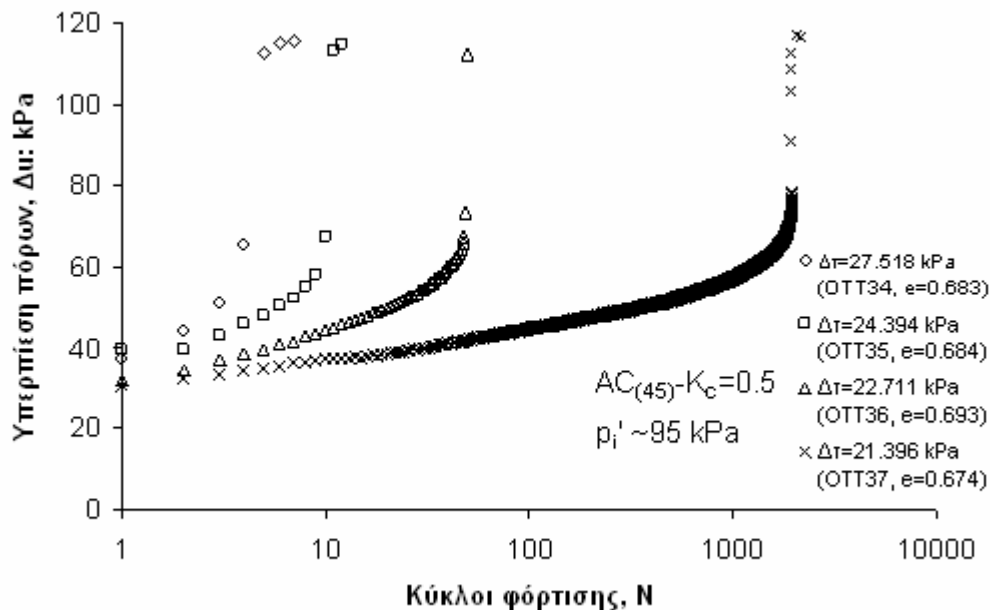
Σχήμα 6.19. Ανακυκλική φόρτιση ανισότροπα στερεοποιημένου ($AC_{(45)}-K_c=0.5$) δοκιμίου άμμου Ottawa (OTT35) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $p_i'=96 \text{ kPa}$ και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 22.7 \text{ kPa}$: καμπύλη τάσεων - παραμορφώσεων



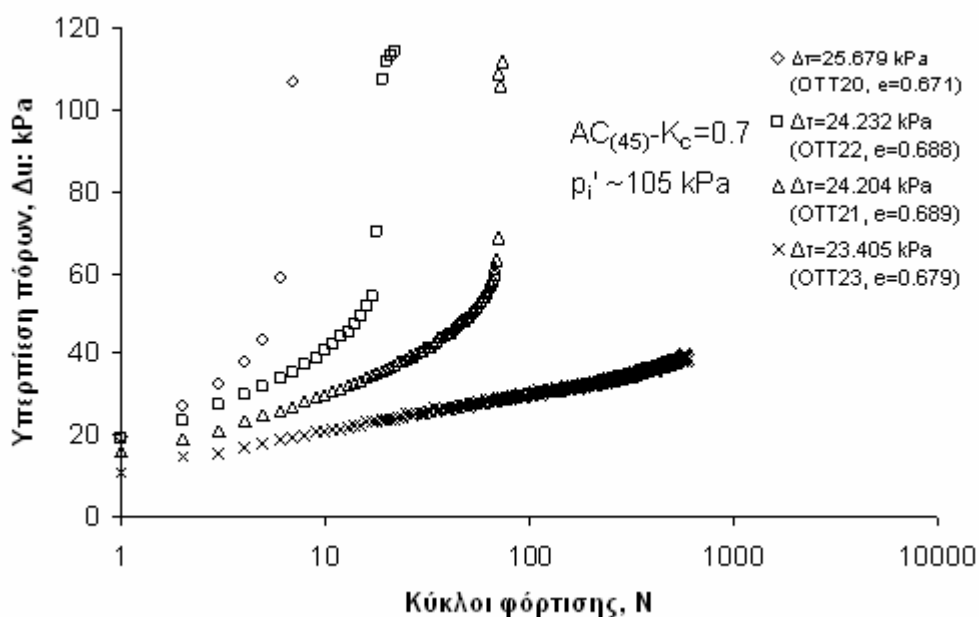
Σχήμα 6.20. Ανακυκλική φόρτιση ανισότροπα στερεοποιημένου ($AC_{(45)}-K_c=0.5$) δοκιμίου άμμου Ottawa (ΟΤΤ35) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $p_i'=96 \text{ kPa}$ και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 22.7 \text{ kPa}$: γωνία α ως προς το χρόνο



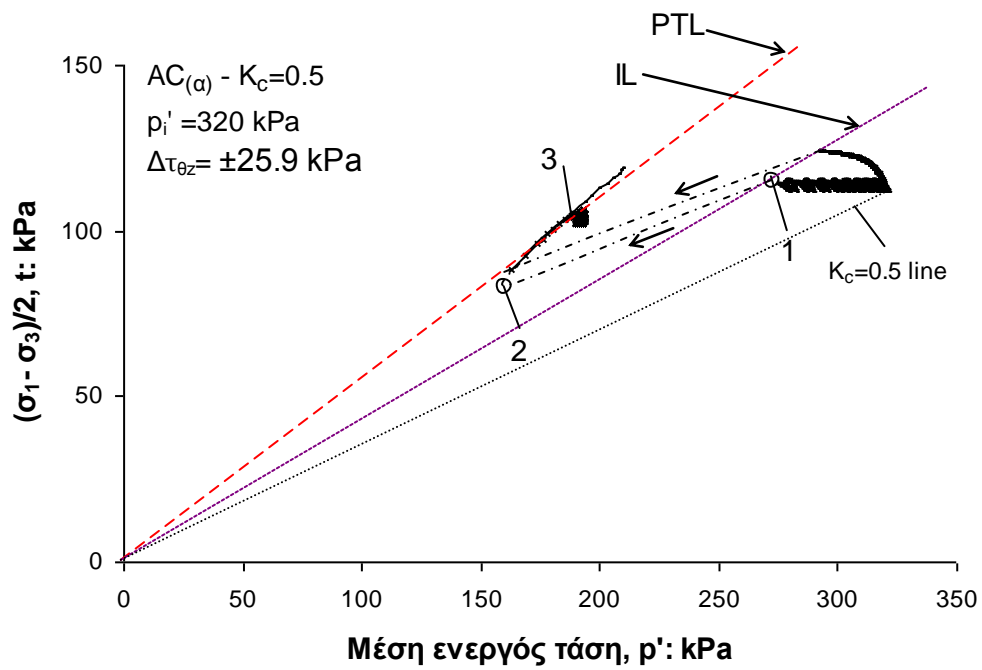
Σχήμα 6.21. Ανακυκλική φόρτιση ανισότροπα στερεοποιημένου ($AC_{(45)}-K_c=0.5$) δοκιμίου άμμου Ottawa (ΟΤΤ35) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $p_i'=96 \text{ kPa}$ και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 22.7 \text{ kPa}$: παράμετρος b ως προς το χρόνο



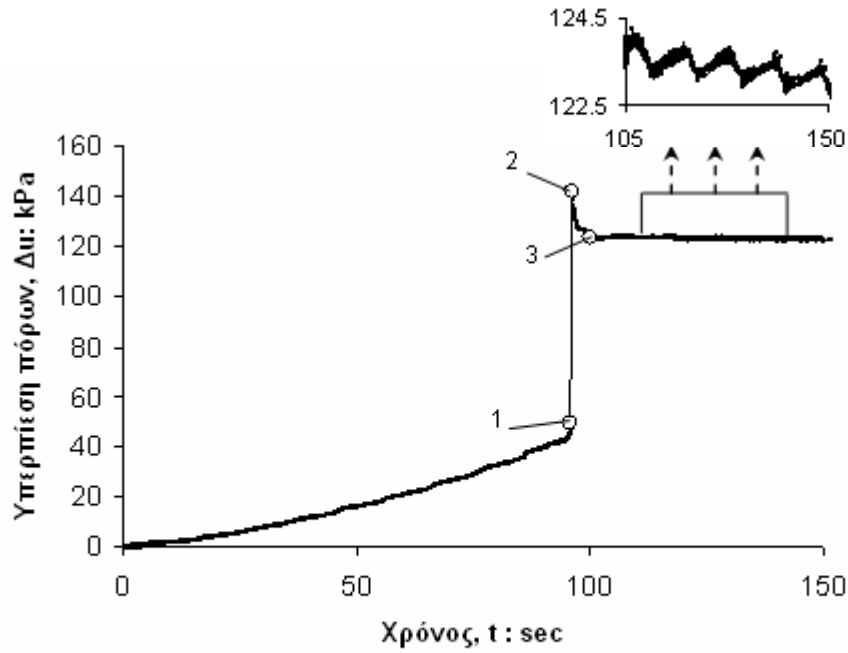
Σχήμα 6.22. Μεταβολή της υπερπίεσης πόρων συναρτήσει των κύκλων φόρτισης για ανισότροπα στερεοποιημένα ($AC_{(45)}-K_c=0.5$) δοκίμια της άμμου Ottawa με $p_i' \sim 95$ kPa



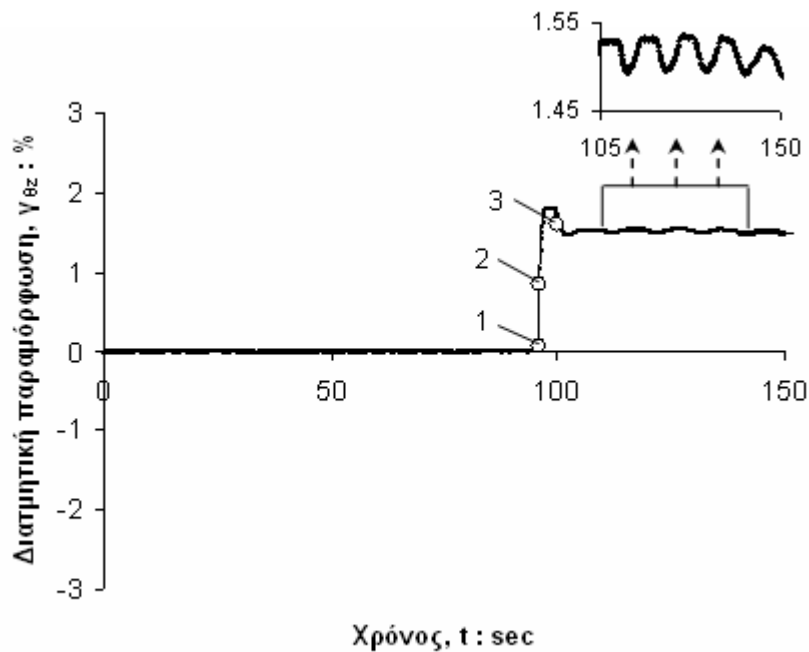
Σχήμα 6.23. Μεταβολή της υπερπίεσης πόρων συναρτήσει των κύκλων φόρτισης για ανισότροπα στερεοποιημένα ($AC_{(45)}-K_c=0.7$) δοκίμια της άμμου Ottawa με $p_i' \sim 105$ kPa



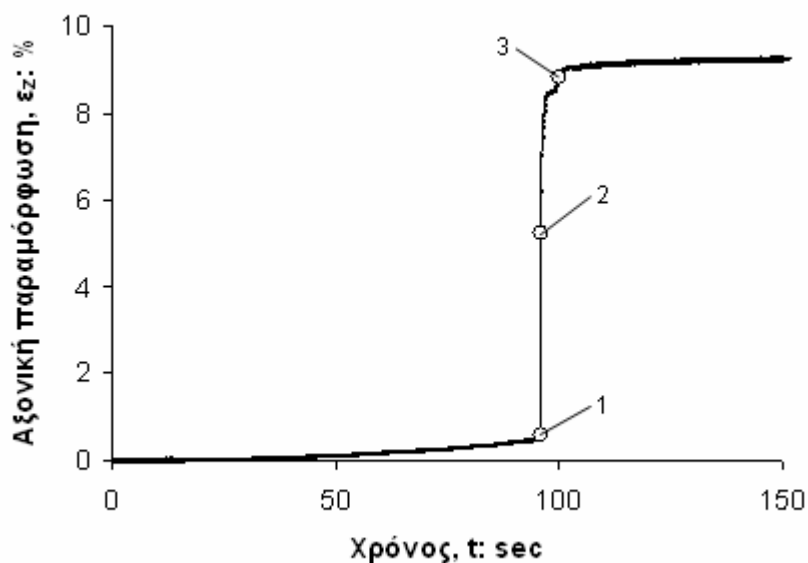
Σχήμα 6.24. Ανακυκλική φόρτιση ανισότροπα στερεοποιημένου ($AC_{(\alpha)}-K_c=0.5$) δοκιμίου άμμου Ottawa (OTT41) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $p_i' = 320 \text{ kPa}$ και $\Delta\tau_{\theta z} = \pm 25.9 \text{ kPa}$: διαδρομές ενεργών τάσεων σε άξονες $t - p'$



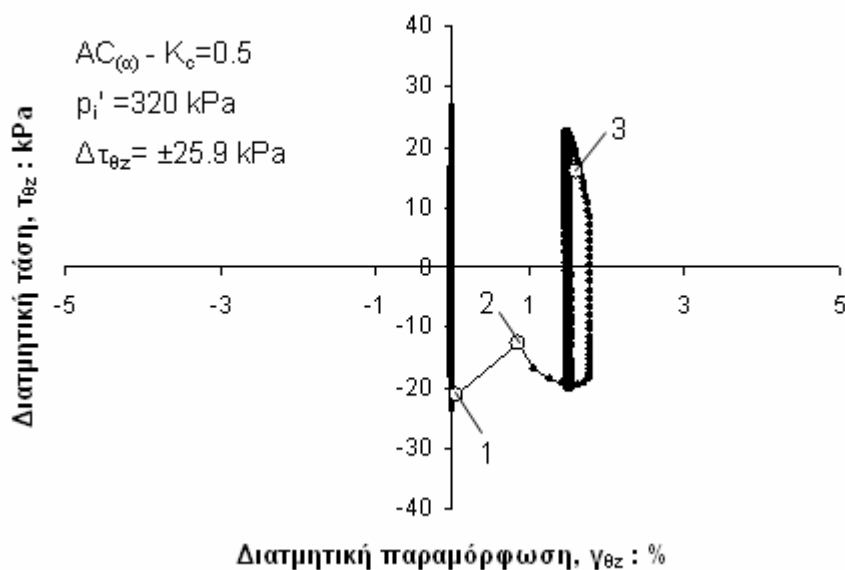
Σχήμα 6.25. Ανακυκλική φόρτιση ανισότροπα στερεοποιημένου ($AC_{(a)}-K_c=0.5$) δοκιμίου άμμου Ottawa (OTT41) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $p_i'=320$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 25.9$ kPa: υπερπίεση πόρων ως προς το χρόνο



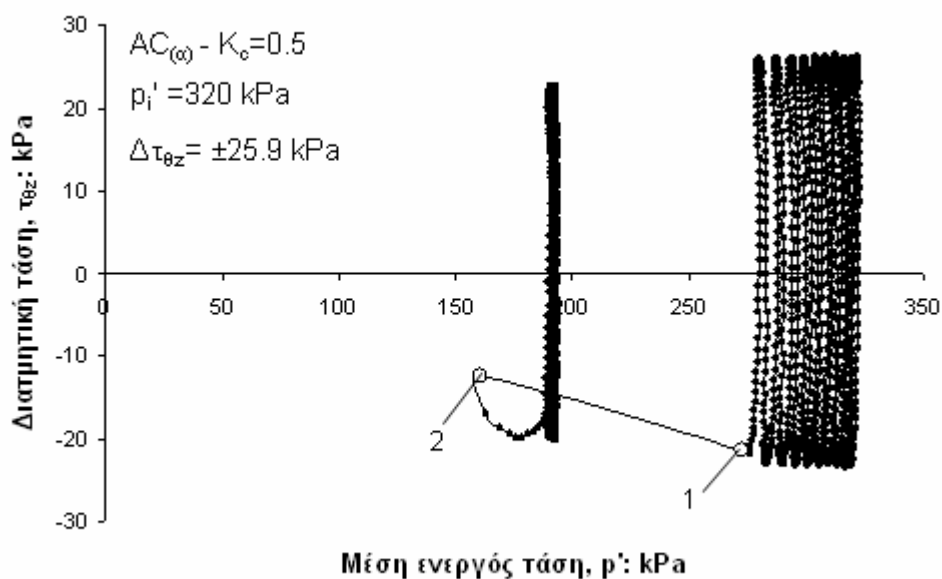
Σχήμα 6.26. Ανακυκλική φόρτιση ανισότροπα στερεοποιημένου ($AC_{(a)}-K_c=0.5$) δοκιμίου άμμου Ottawa (OTT41) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $p_i'=320$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 25.9$ kPa: διατμητική παραμόρφωση ως προς το χρόνο



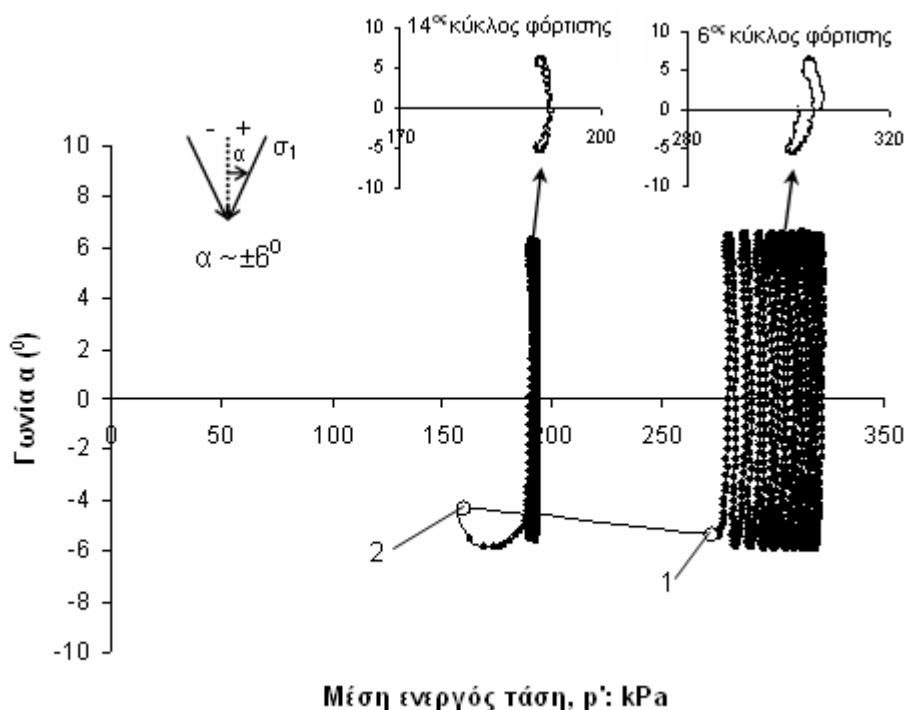
Σχήμα 6.27. Ανακυκλική φόρτιση ανισότροπα στερεοποιημένου ($AC_{(a)}-K_c=0.5$) δοκιμίου άμμου Ottawa (OTT41) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $p_i'=320$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 25.9$ kPa: αξονική παραμόρφωση ως προς το χρόνο



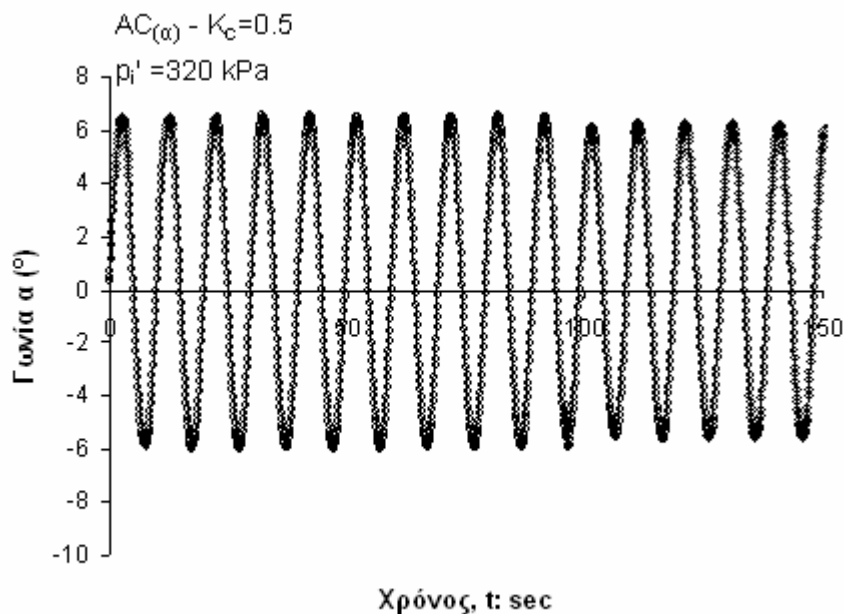
Σχήμα 6.28. Ανακυκλική φόρτιση ανισότροπα στερεοποιημένου ($AC_{(a)}-K_c=0.5$) δοκιμίου άμμου Ottawa (OTT41) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $p_i'=320$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 25.9$ kPa: καμπύλη τάσεων - παραμορφώσεων



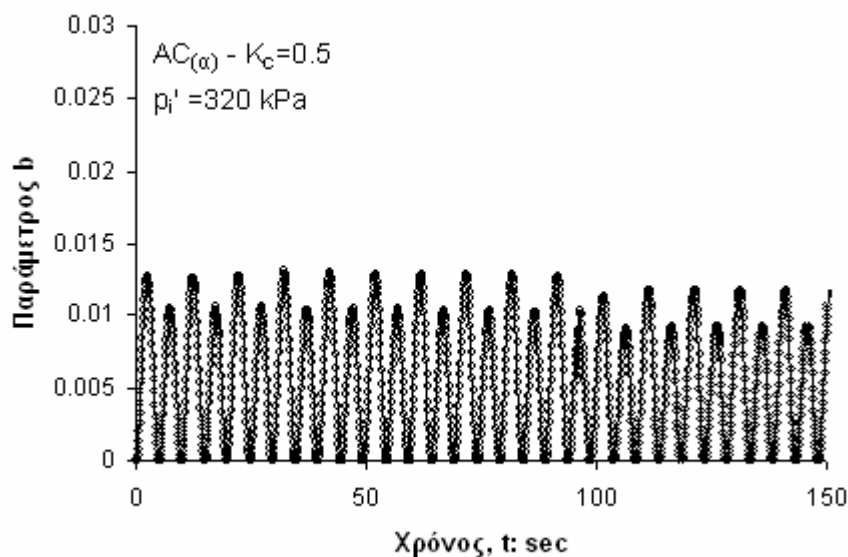
Σχήμα 6.29. Ανακυκλική φόρτιση ανισότροπα στερεοποιημένου ($AC_{(\alpha)}-K_c=0.5$) δοκιμίου άμμου Ottawa (OTT41) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $p_i'=320$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 25.9$ kPa: διαδρομή ενεργών τάσεων σε άξονες $\tau_{\theta z} - p'$



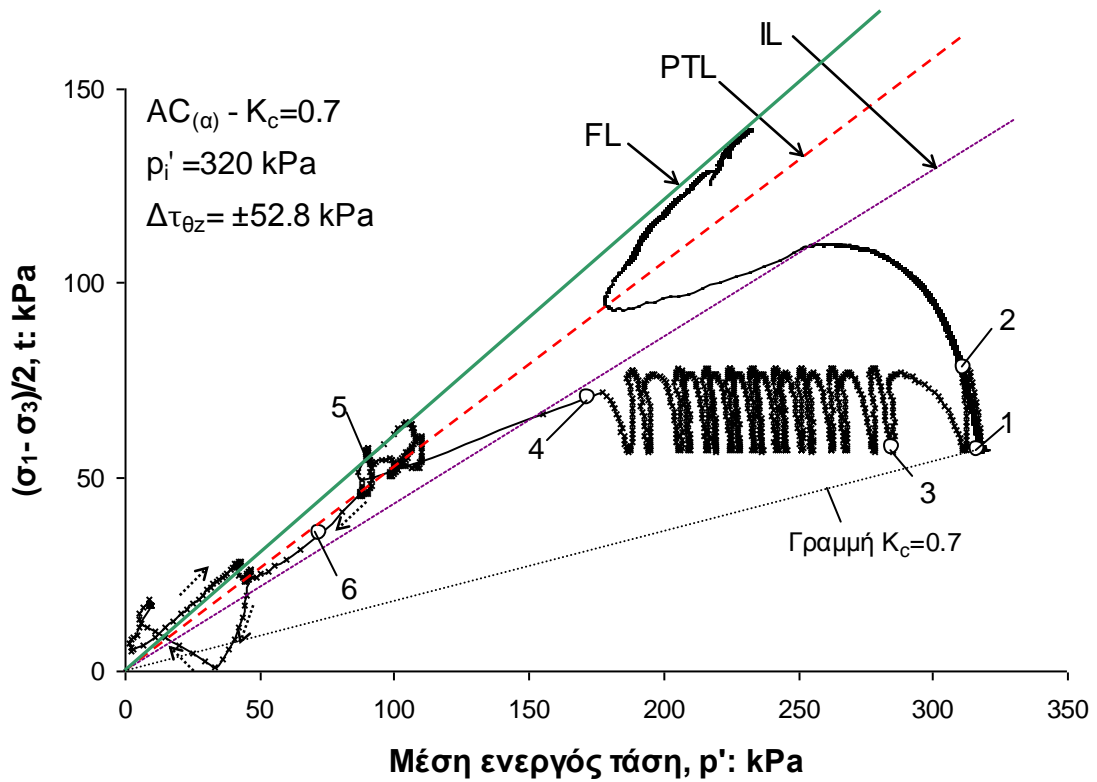
Σχήμα 6.30. Ανακυκλική φόρτιση ανισότροπα στερεοποιημένου ($AC_{(\alpha)}-K_c=0.5$) δοκιμίου άμμου Ottawa (OTT41) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $p_i'=320$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 25.9$ kPa: γωνία α ως προς τη μέση ενεργό τάση



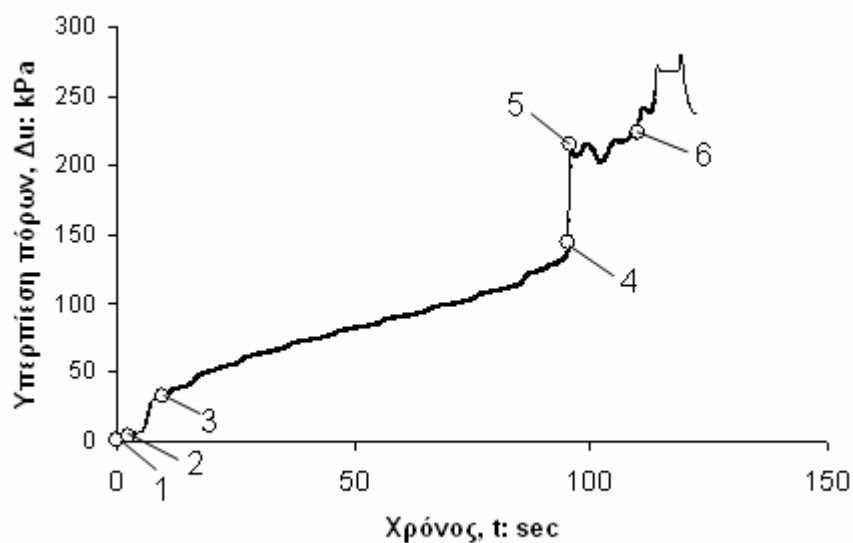
Σχήμα 6.31. Ανακυκλική φόρτιση ανισότροπα στερεοποιημένου ($AC_{(\alpha)}-K_c=0.5$) δοκιμίου άμμου Ottawa (OTT41) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $p_i'=320$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 25.9$ kPa: γωνία α ως προς το χρόνο



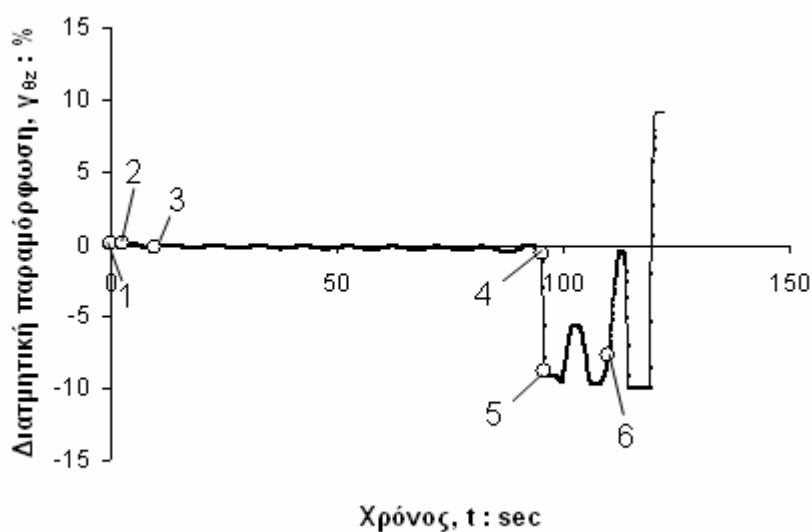
Σχήμα 6.32. Ανακυκλική φόρτιση ανισότροπα στερεοποιημένου ($AC_{(\alpha)}-K_c=0.5$) δοκιμίου άμμου Ottawa (OTT41) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $p_i'=320$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 25.9$ kPa: παράμετρος b ως προς το χρόνο



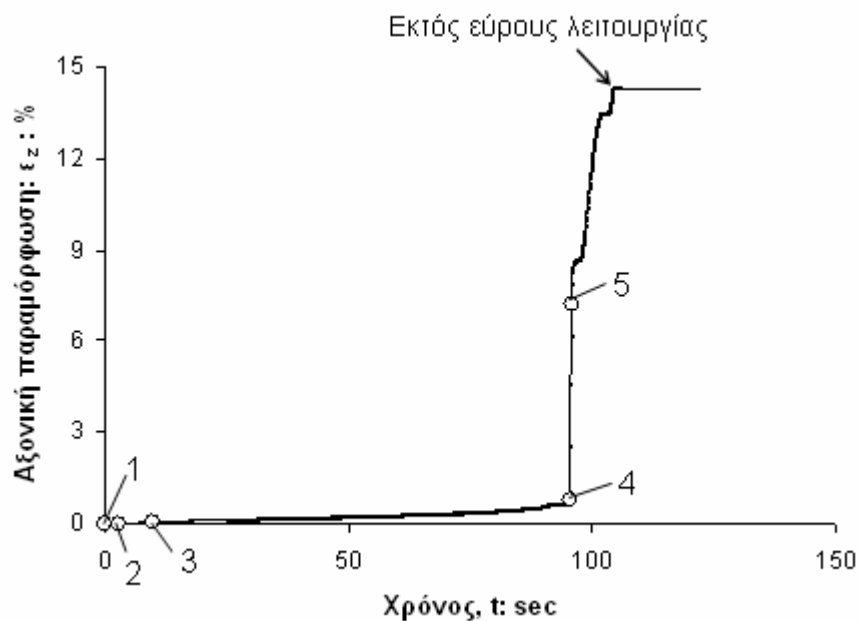
Σχήμα 6.33. Ανακυκλική φόρτιση ανισότροπα στερεοποιημένου ($AC_{(\alpha)}-K_c=0.7$) δοκιμίου άμμου Ottawa (OTT28) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $p_i' = 320 \text{ kPa}$ και $\Delta\tau_{\theta z} = \pm 52.8 \text{ kPa}$: διαδρομές ενεργών τάσεων σε άξονες $t - p'$



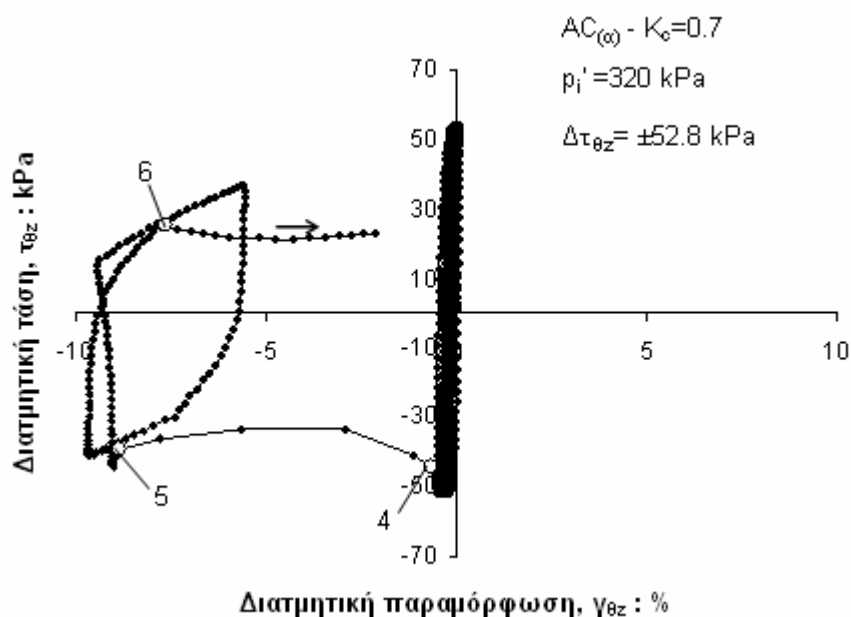
Σχήμα 6.34. Ανακυκλική φόρτιση ανισότροπα στερεοποιημένου ($AC_{(a)}-K_c=0.7$) δοκιμίου άμμου Ottawa (OTT28) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $p_i'=320$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 52.8$ kPa: υπερπίεση πόρων ως προς το χρόνο



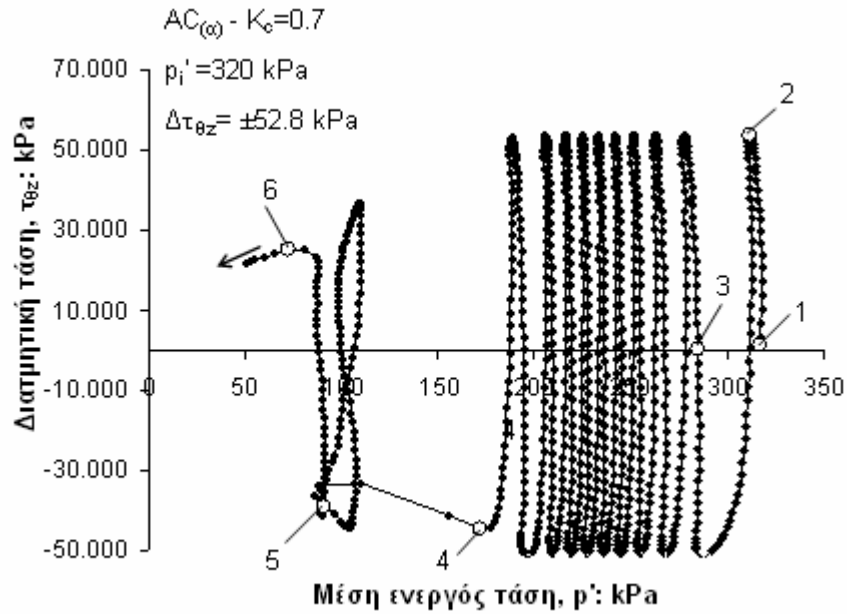
Σχήμα 6.35. Ανακυκλική φόρτιση ανισότροπα στερεοποιημένου ($AC_{(a)}-K_c=0.7$) δοκιμίου άμμου Ottawa (OTT28) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $p_i'=320$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 52.8$ kPa: διατμητική παραμόρφωση ως προς το χρόνο



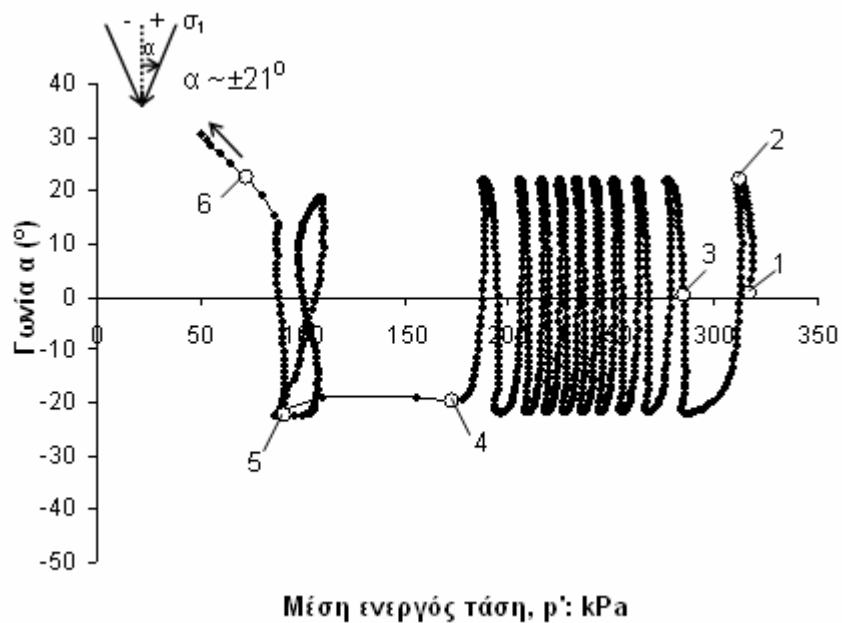
Σχήμα 6.36. Ανακυκλική φόρτιση ανισότροπα στερεοποιημένου ($AC_{(a)}-K_c=0.7$) δοκιμίου άμμου Ottawa (OTT28) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $p_i'=320$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 52.8$ kPa: αξονική παραμόρφωση ως προς το χρόνο



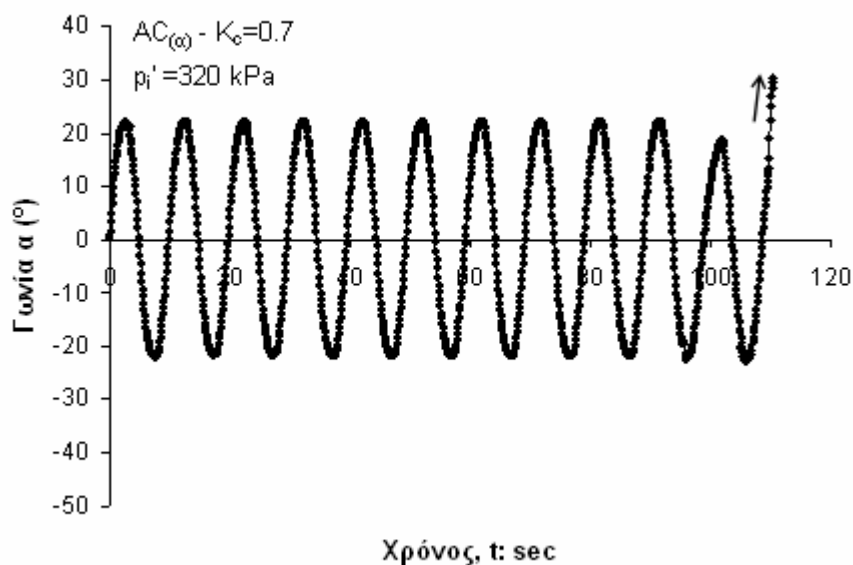
Σχήμα 6.37. Ανακυκλική φόρτιση ανισότροπα στερεοποιημένου ($AC_{(a)}-K_c=0.7$) δοκιμίου άμμου Ottawa (OTT28) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $p_i'=320$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 52.8$ kPa: καμπύλη τάσεων - παραμορφώσεων



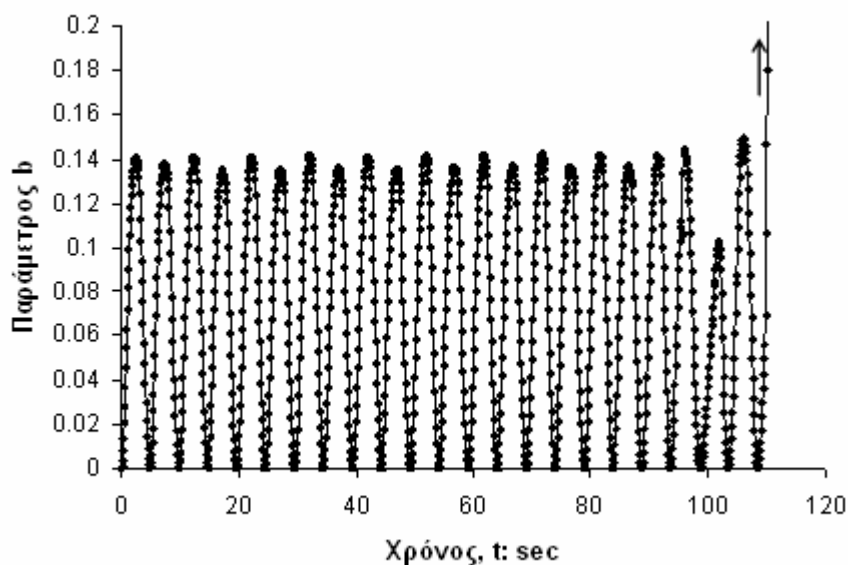
Σχήμα 6.38. Ανακυκλική φόρτιση ανισότροπα στερεοποιημένου ($AC_{(\alpha)}-K_c=0.7$) δοκιμίου άμμου Ottawa (OTT28) υπό συνθήκες εμποδισόμενης στράγγισης με $p_i'=320$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 52.8$ kPa: διαδρομή ενεργών τάσεων σε άξονες $\tau_{\theta z} - p'$



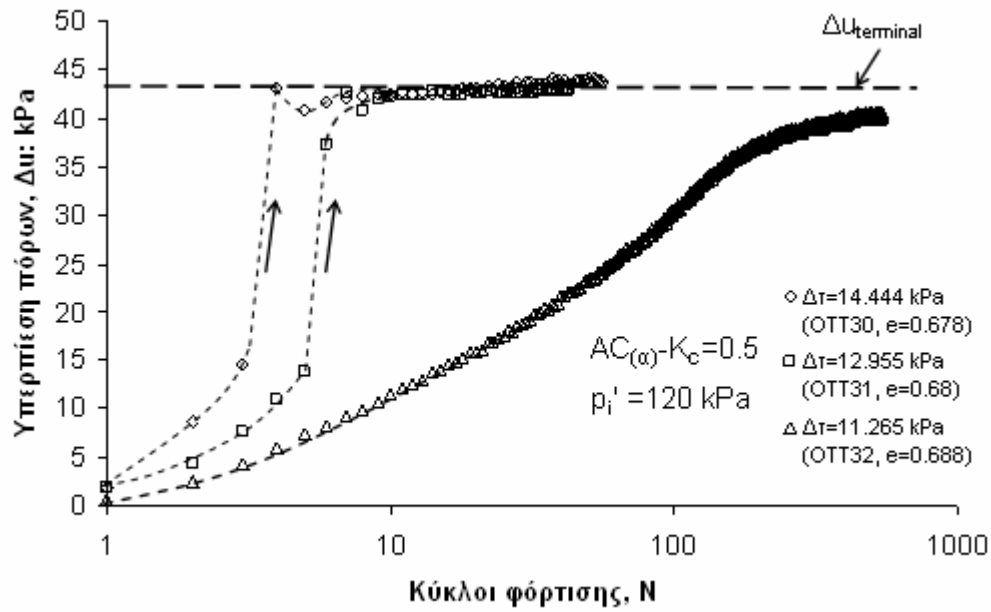
Σχήμα 6.39. Ανακυκλική φόρτιση ανισότροπα στερεοποιημένου ($AC_{(\alpha)}-K_c=0.7$) δοκιμίου άμμου Ottawa (OTT28) υπό συνθήκες εμποδισόμενης στράγγισης με $p_i'=320$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 52.8$ kPa: γωνία α ως προς τη μέση ενεργό τάση



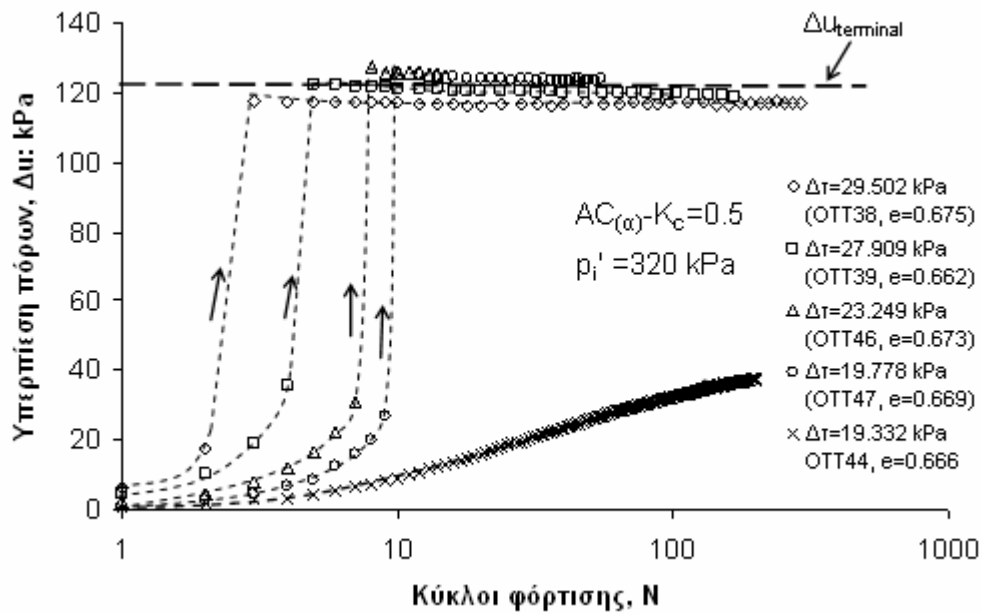
Σχήμα 6.40. Ανακυκλική φόρτιση ανισότροπα στερεοποιημένου ($AC_{(\alpha)}-K_c=0.7$) δοκιμίου άμμου Ottawa (OTT28) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $p_i'=320$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 52.8$ kPa: γωνία α ως προς το χρόνο



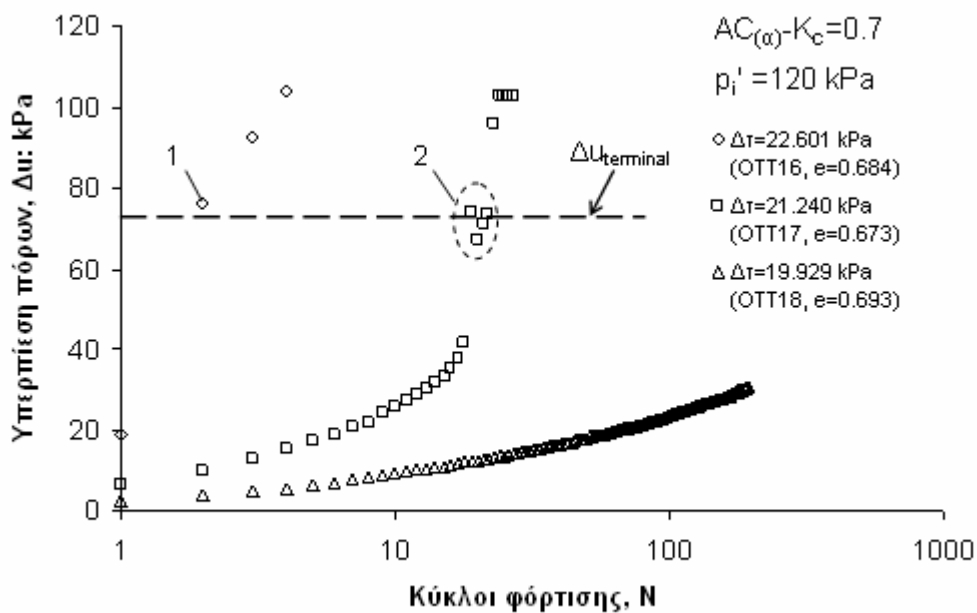
Σχήμα 6.41. Ανακυκλική φόρτιση ανισότροπα στερεοποιημένου ($AC_{(\alpha)}-K_c=0.7$) δοκιμίου άμμου Ottawa (OTT28) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $p_i'=320$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 52.8$ kPa: παράμετρος b ως προς το χρόνο



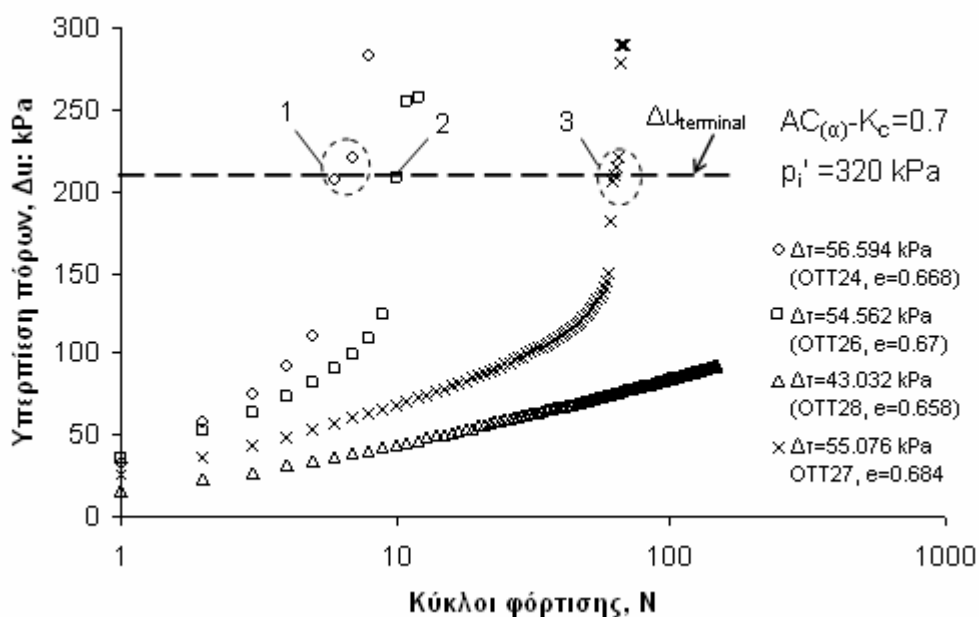
Σχήμα 6.42. Μεταβολή της υπερπίεσης πόρων συναρτήσει των κύκλων φόρτισης για ανισότροπα στερεοποιημένα ($AC_{(\omega)}-K_c=0.5$) δοκίμια της άμμου Ottawa με $p_i'=120$ kPa



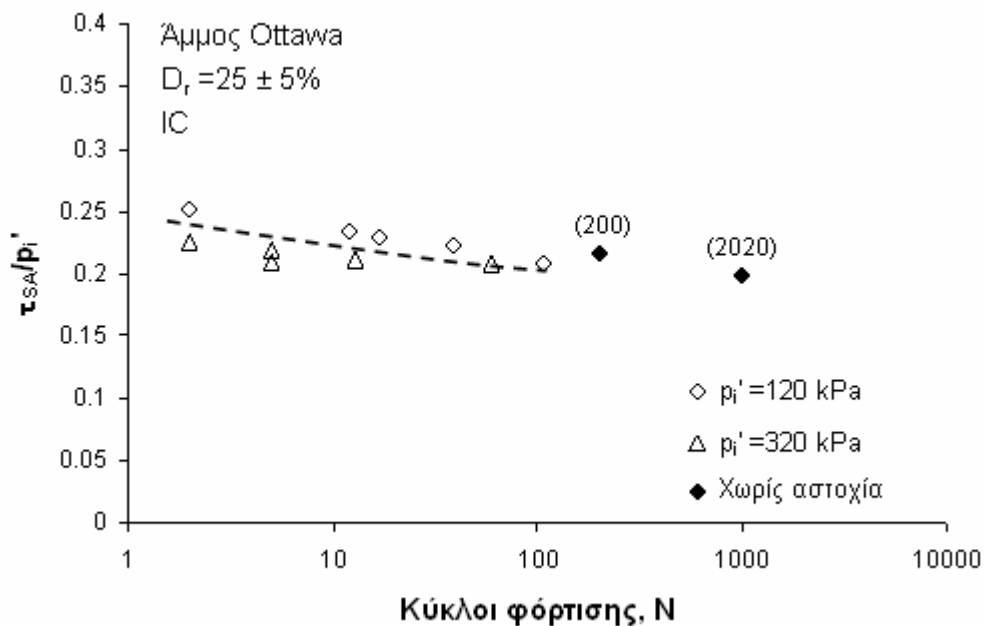
Σχήμα 6.43. Μεταβολή της υπερπίεσης πόρων συναρτήσει των κύκλων φόρτισης για ανισότροπα στερεοποιημένα ($AC_{(\omega)}-K_c=0.5$) δοκίμια της άμμου Ottawa με $p_i'=320$ kPa



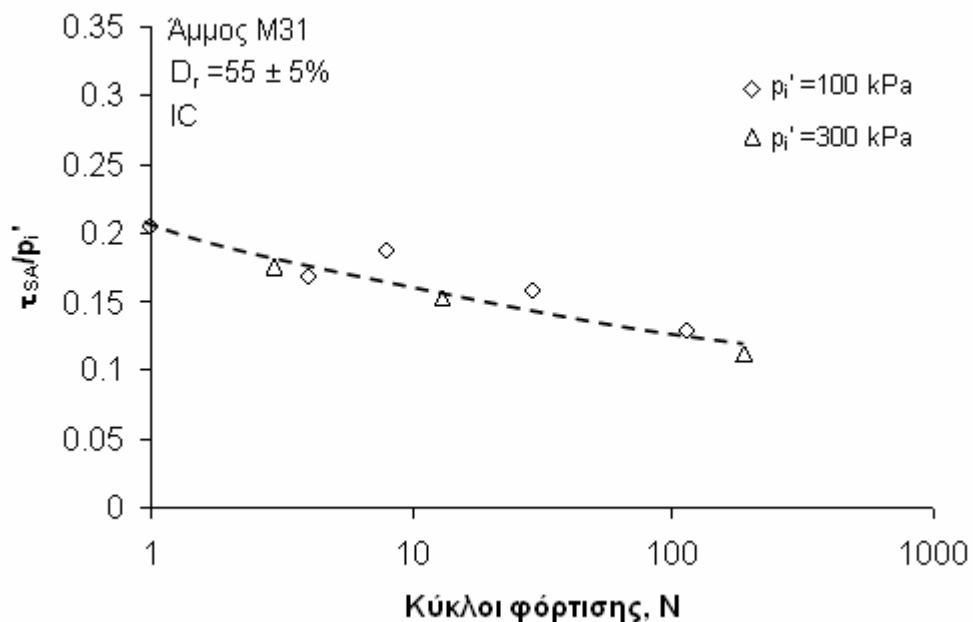
Σχήμα 6.44. Μεταβολή της υπερπίεσης πόρων συναρτήσει των κύκλων φόρτισης για ανισότροπα στερεοποιημένα ($AC_{(\alpha)}-K_c=0.7$) δοκίμια της άμμου Ottawa με $p_i'=120$ kPa



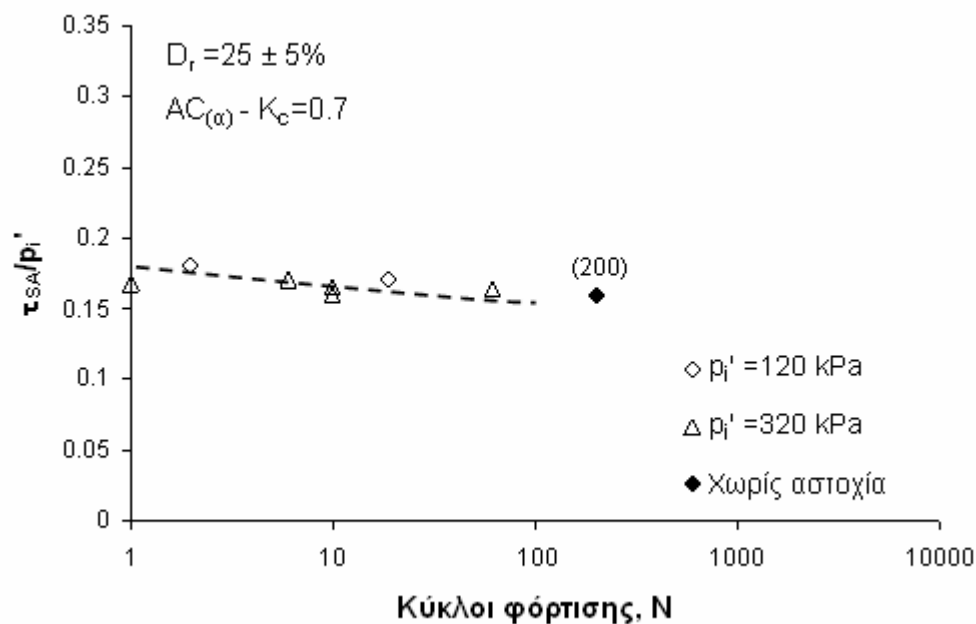
Σχήμα 6.45. Μεταβολή της υπερπίεσης πόρων συναρτήσει των κύκλων φόρτισης για ανισότροπα στερεοποιημένα ($AC_{(\alpha)}-K_c=0.7$) δοκίμια της άμμου Ottawa με $p_i'=320$ kPa



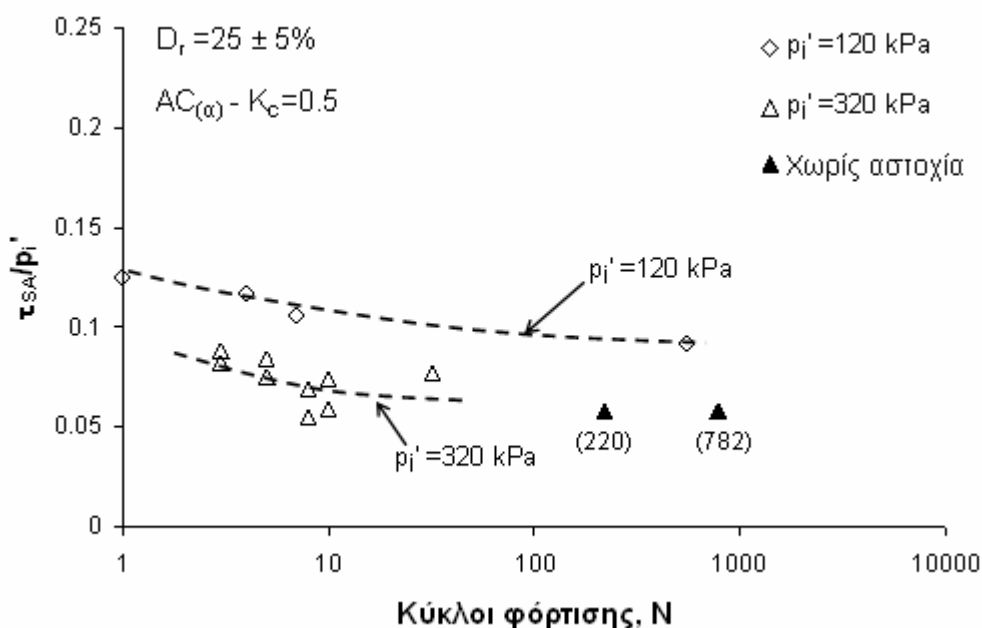
Σχήμα 6.46. Μεταβολή του λόγου τ_{SA}/p_i' συναρτήσει του αριθμού των κύκλων φόρτισης που απαιτούνται για την ανάπτυξη διατμητικής παραμόρφωσης $\gamma_{SA}=2.5\%$: ισότροπα στερεοποιημένα (IC) δοκίμια άμμου Ottawa με $p_i'=120$ & 320 kPa



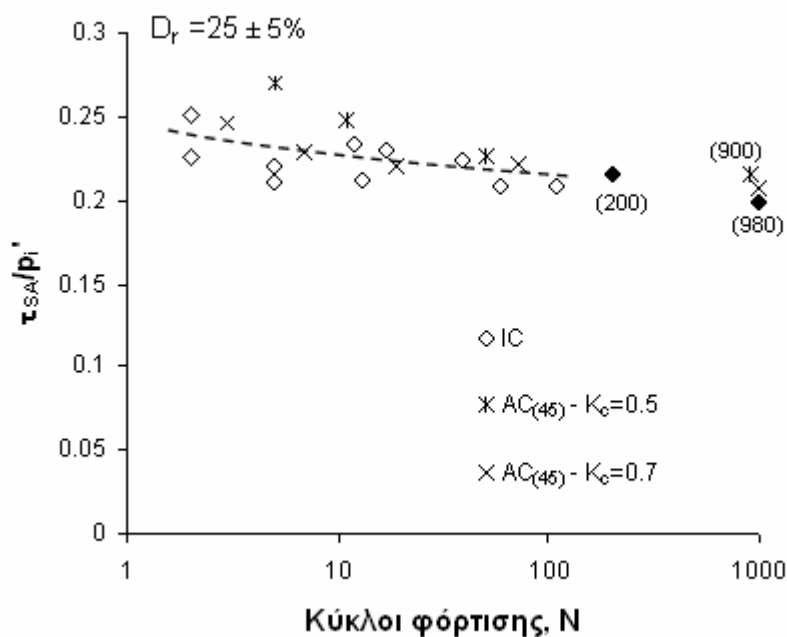
Σχήμα 6.47. Μεταβολή του λόγου τ_{SA}/p_i' συναρτήσει του αριθμού των κύκλων φόρτισης που απαιτούνται για την ανάπτυξη διατμητικής παραμόρφωσης $\gamma_{SA}=2.5\%$: ισότροπα στερεοποιημένα (IC) δοκίμια άμμου M31 με $p_i'=100$ & 300 kPa



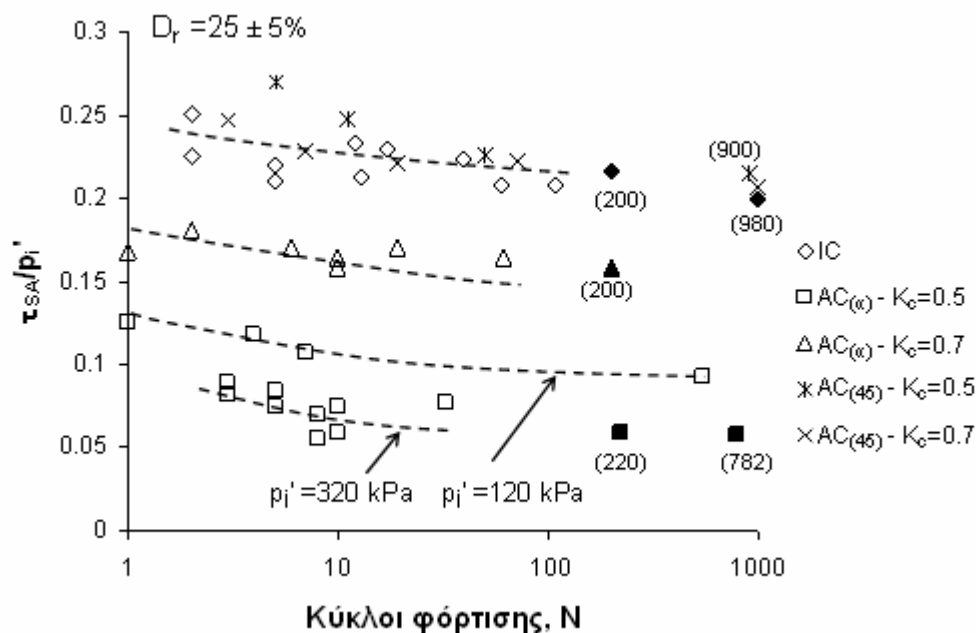
Σχήμα 6.48. Μεταβολή του λόγου τ_{SA}/p_i' συναρτήσει του αριθμού των κύκλων φόρτισης που απαιτούνται για την ανάπτυξη αξονικής παραμόρφωσης $\varepsilon_{axial}=5\%$: ανισότροπα στερεοποιημένα ($AC_{(\alpha)} - K_c=0.7$) δοκίμια άμμου Ottawa με $p_i'=120$ & 320 kPa



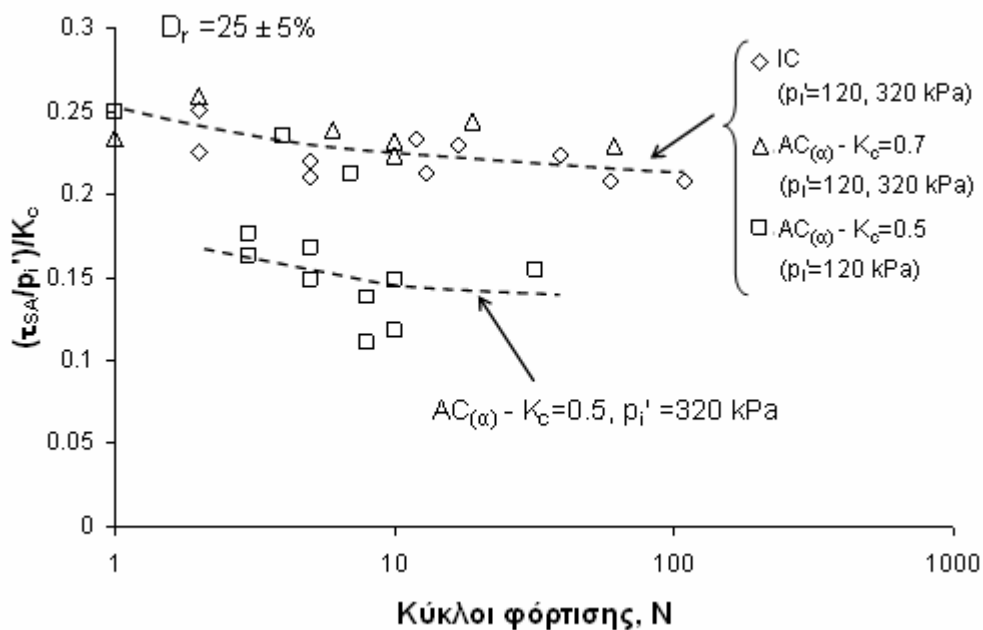
Σχήμα 6.49. Μεταβολή του λόγου τ_{SA}/p_i' συναρτήσει του αριθμού των κύκλων φόρτισης που απαιτούνται για την ανάπτυξη αξονικής παραμόρφωσης $\varepsilon_{axial}=5\%$: ανισότροπα στερεοποιημένα ($AC_{(\alpha)} - K_c=0.5$) δοκίμια άμμου Ottawa με $p_i'=120$ & 320 kPa



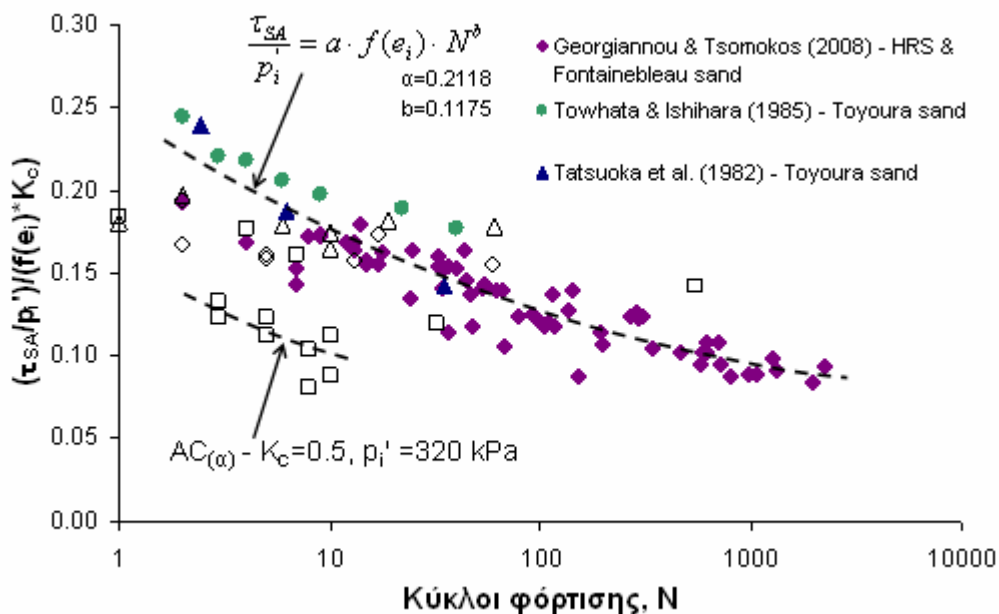
Σχήμα 6.50. Μεταβολή του λόγου τ_{SA}/p_i' συναρτήσει του αριθμού των κύκλων φόρτισης που απαιτούνται για την ανάπτυξη διατμητικής παραμόρφωσης $\gamma_{SA}=2.5\%$: ισότροπα και ανισότροπα στερεοποιημένα ($AC_{(45)}-K_c=0.7$ & $AC_{(45)}-K_c=0.5$) δοκίμια άμμου Ottawa



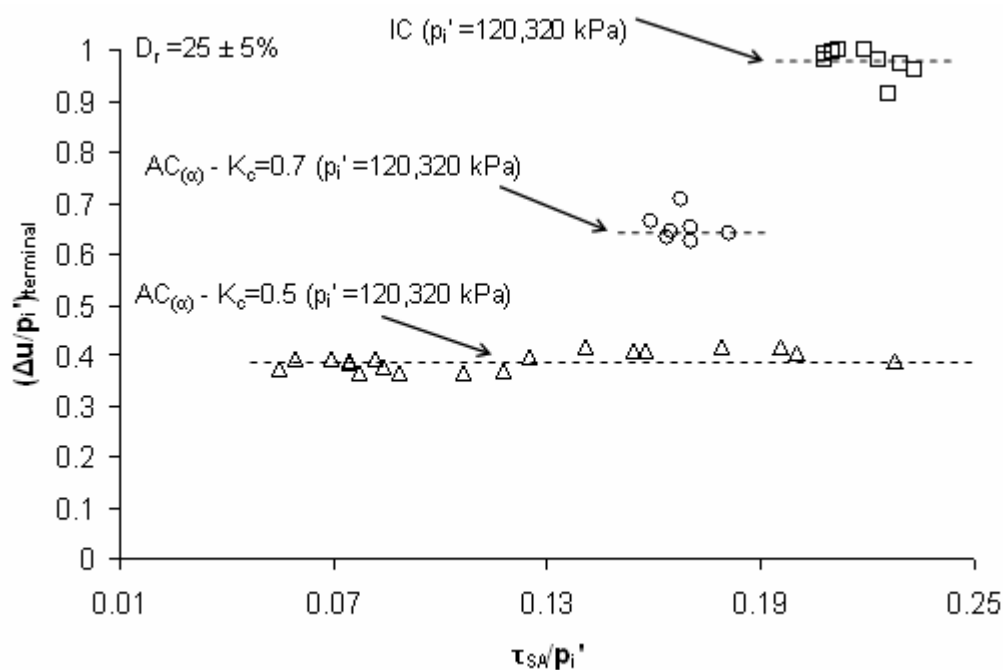
Σχήμα 6.51. Σύγκριση καμπύλων αντοχής σε ανακυκλική φόρτιση μεταξύ ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(\omega)}-K_c=0.7, 0.5$ & $AC_{(45)}-K_c=0.5, 0.7$) στερεοποιημένων δοκιμών άμμου Ottawa



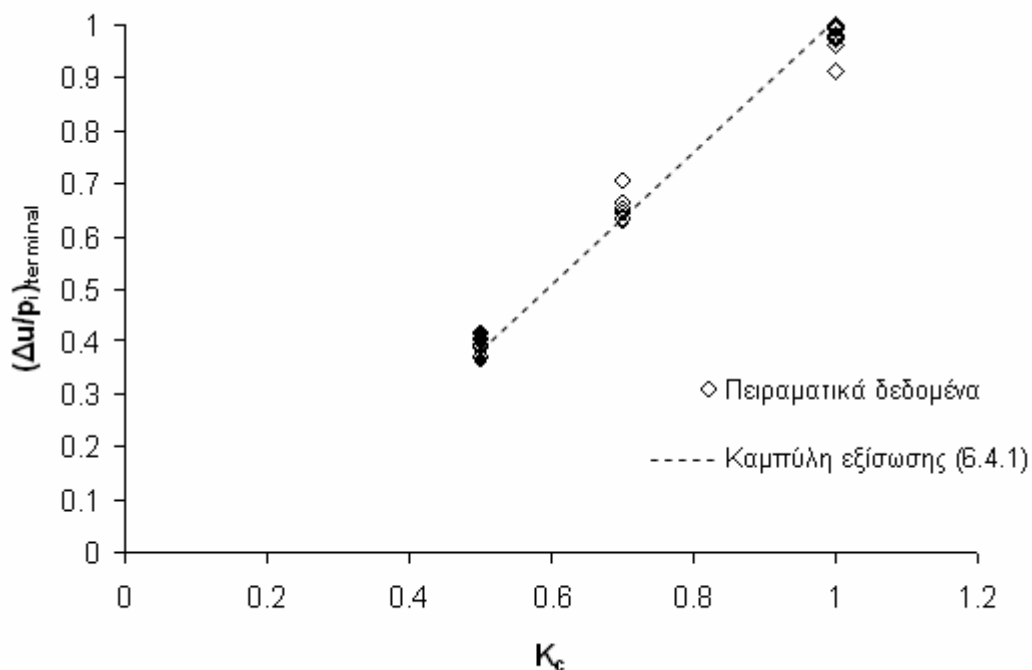
Σχήμα 6.52. Σύγκριση καμπύλων αντοχής σε ανακυκλική φόρτιση μεταξύ ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(\omega)}-K_c=0.7, 0.5$ & $AC_{(45)}-K_c=0.5, 0.7$) στερεοποιημένων δοκιμών άμμου Ottawa: κανονικοποίηση αποτελεσμάτων ως προς λόγο τάσεων στερεοποίησης, K_c



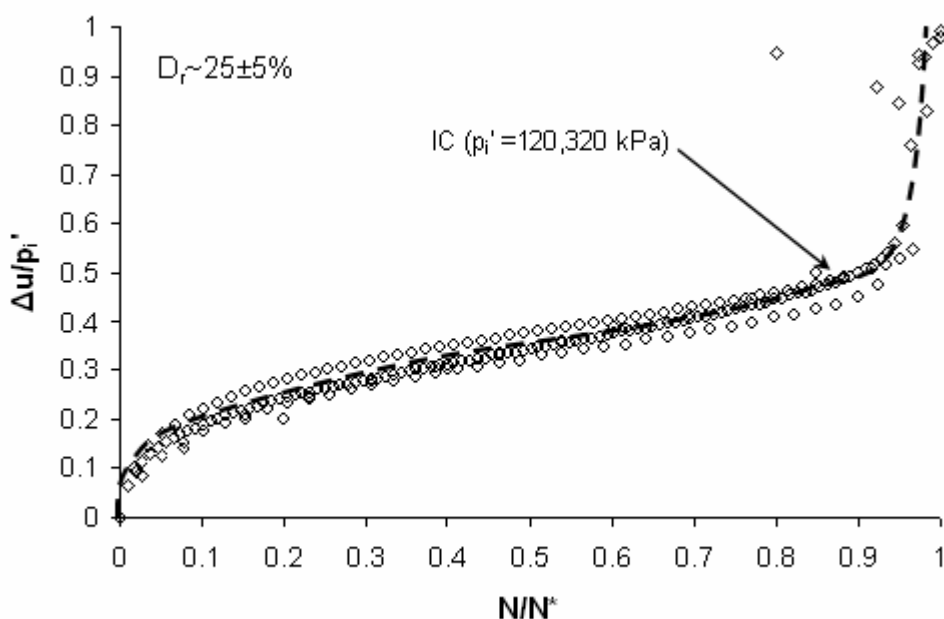
Σχήμα 6.53. Σύγκριση καμπύλων αντοχής σε ανακυκλική φόρτιση μεταξύ ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(\omega)}-K_c=0.7, 0.5$ & $AC_{(45)}-K_c=0.5, 0.7$) στερεοποιημένων δοκιμών άμμου Ottawa: κανονικοποίηση αποτελεσμάτων ως προς λόγο τάσεων στερεοποίησης, K_c και συνάρτηση δείκτη πόρων $f(e_i)$



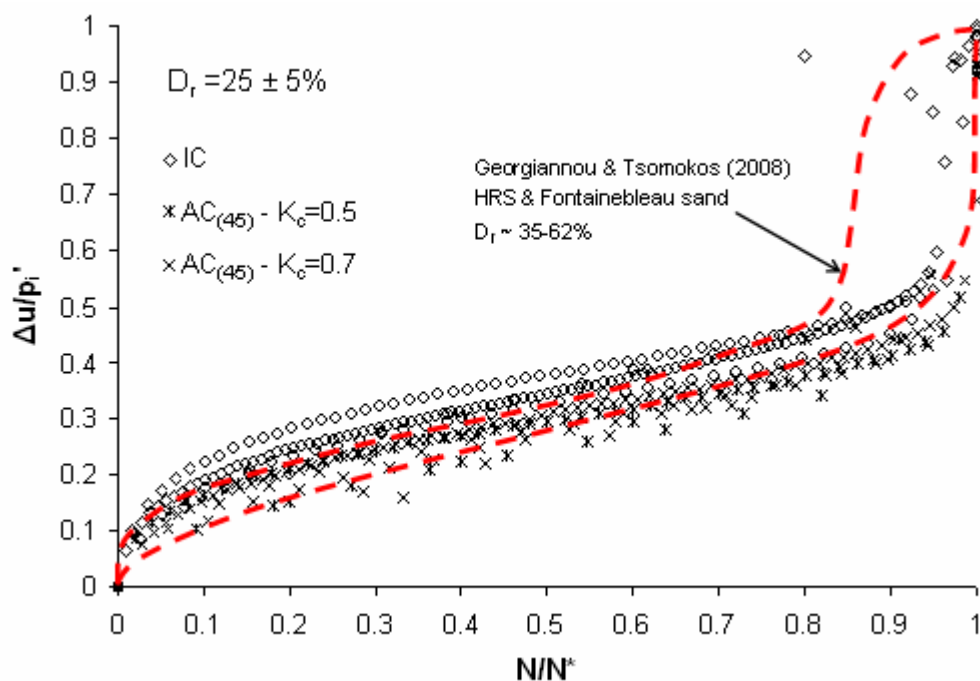
Σχήμα 6.54. Διακύμανση των κανονικοποιημένων τελικών τιμών υπερπίεσης πόρων, $((\Delta u/p_i')_{terminal})$, συναρτήσει του λόγου τάσεων, τ_{SA}/p_i' , για ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(\alpha)}-K_c=0.7$ & 0.5) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa



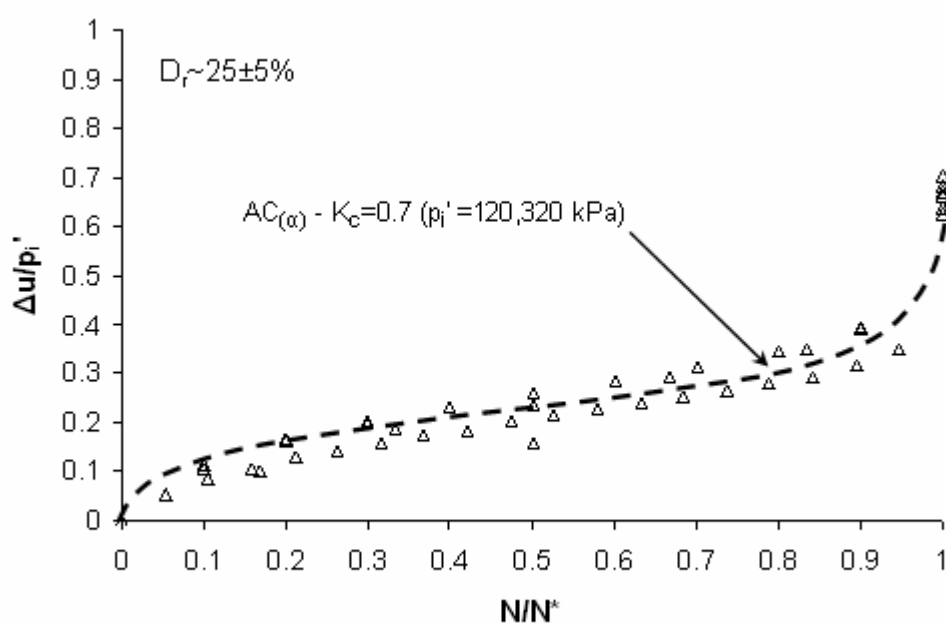
Σχήμα 6.55. Συσχέτιση κανονικοποιημένων τελικών τιμών υπερπίεσης πόρων, $((\Delta u/p_i')_{terminal})$ και συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης K_c για ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(\alpha)}-K_c=0.7$ & 0.5) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa



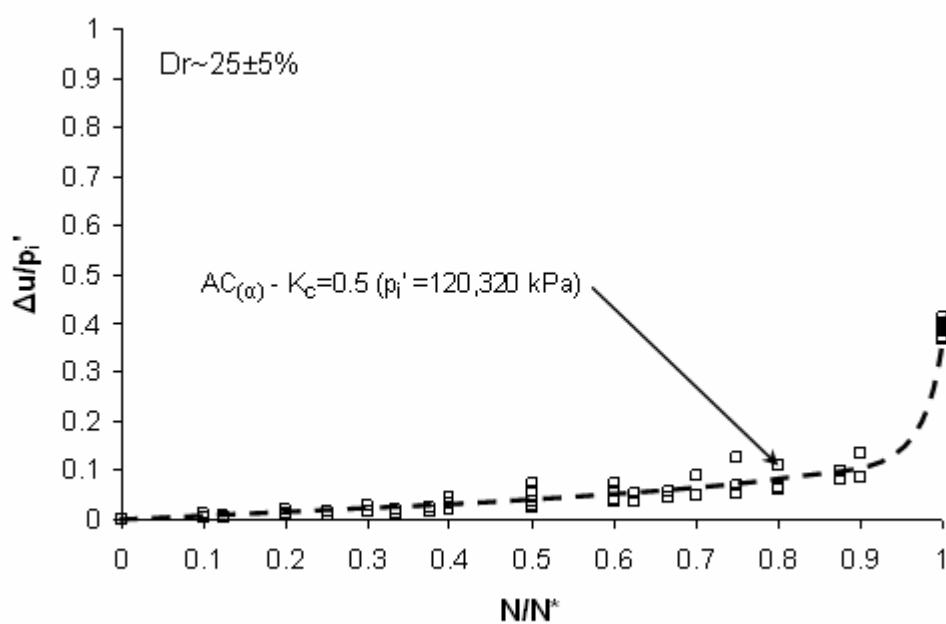
Σχήμα 6.56. Κανονικοποιημένες καμπύλες ανάπτυξης υπερπίεσης πόρων, $\Delta u/p_i'$, συναρτήσει του λόγου φόρτισης, N/N^* : ισότροπα στερεοποιημένα (IC) δοκίμια άμμου Ottawa



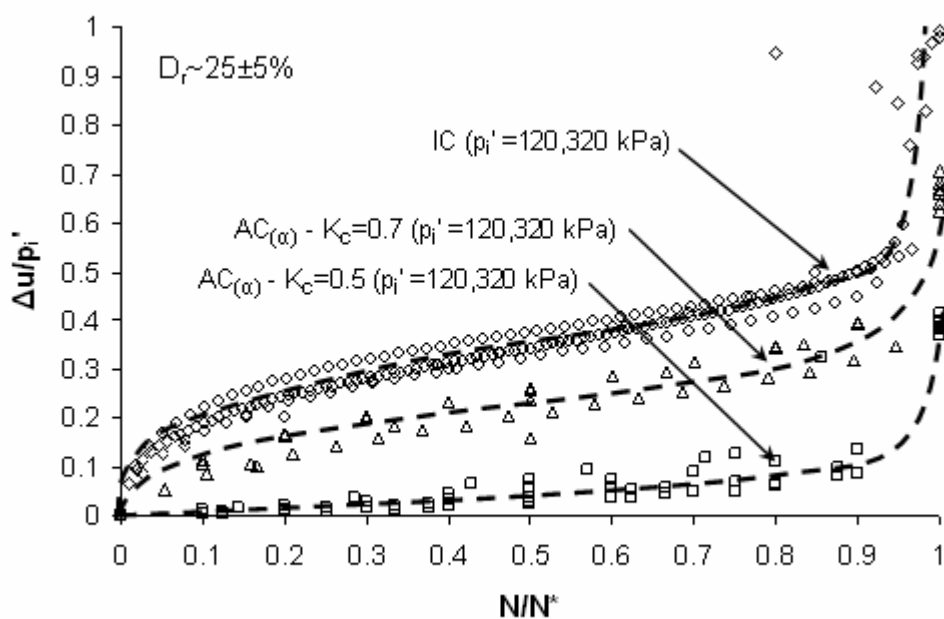
Σχήμα 6.57. Κανονικοποιημένες καμπύλες ανάπτυξης υπερπίεσης πόρων, $\Delta u/p_i'$, συναρτήσει του λόγου φόρτισης, N/N^* : ισότροπα και ανισότροπα στερεοποιημένα ($AC_{(45)}-K_c=0.7$ & $AC_{(45)}-K_c=0.5$) δοκίμια άμμου Ottawa



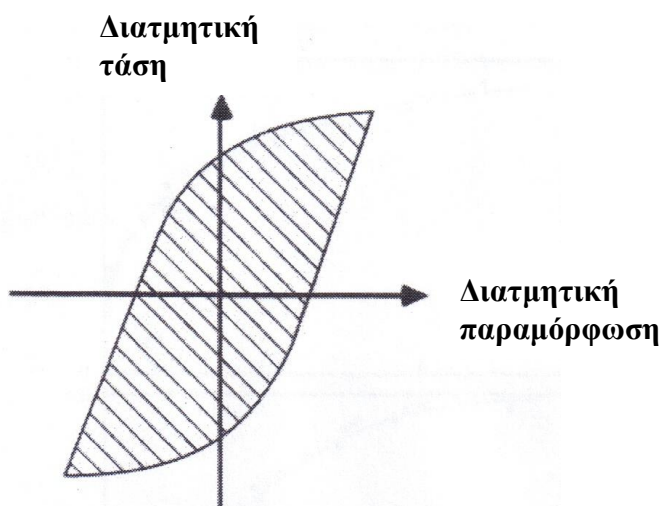
Σχήμα 6.58. Κανονικοποιημένες καμπύλες ανάπτυξης υπερπίεσης πόρων, $\Delta u/p_i'$, συναρτήσει του λόγου φόρτισης, N/N^* : ανισότροπα στερεοποιημένα ($AC_{(\alpha)}-K_c=0.7$) δοκίμια άμμου Ottawa



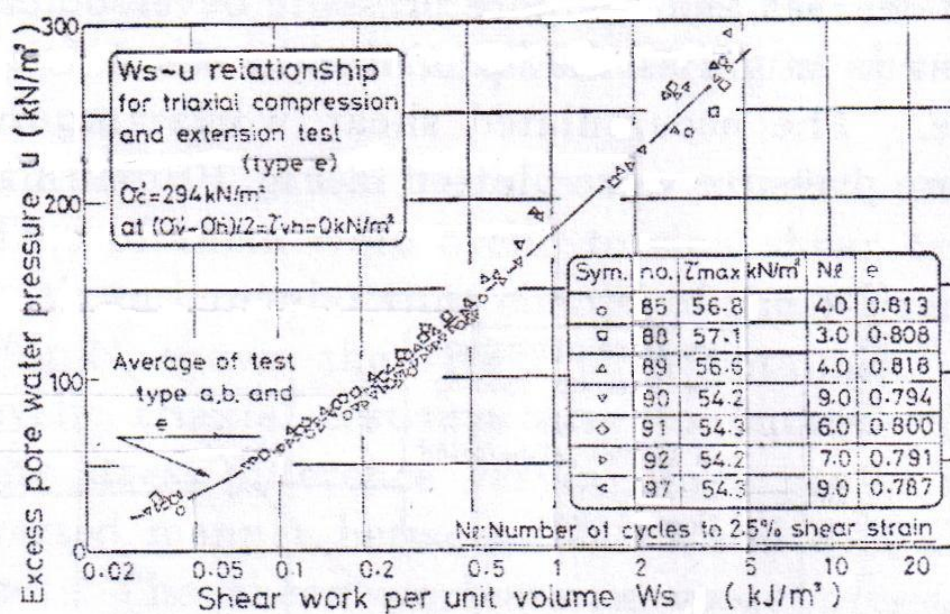
Σχήμα 6.59. Κανονικοποιημένες καμπύλες ανάπτυξης υπερπίεσης πόρων, $\Delta u/p_i'$, συναρτήσει του λόγου φόρτισης, N/N^* : ανισότροπα στερεοποιημένα ($AC_{(\alpha)}-K_c=0.5$) δοκίμια άμμου Ottawa



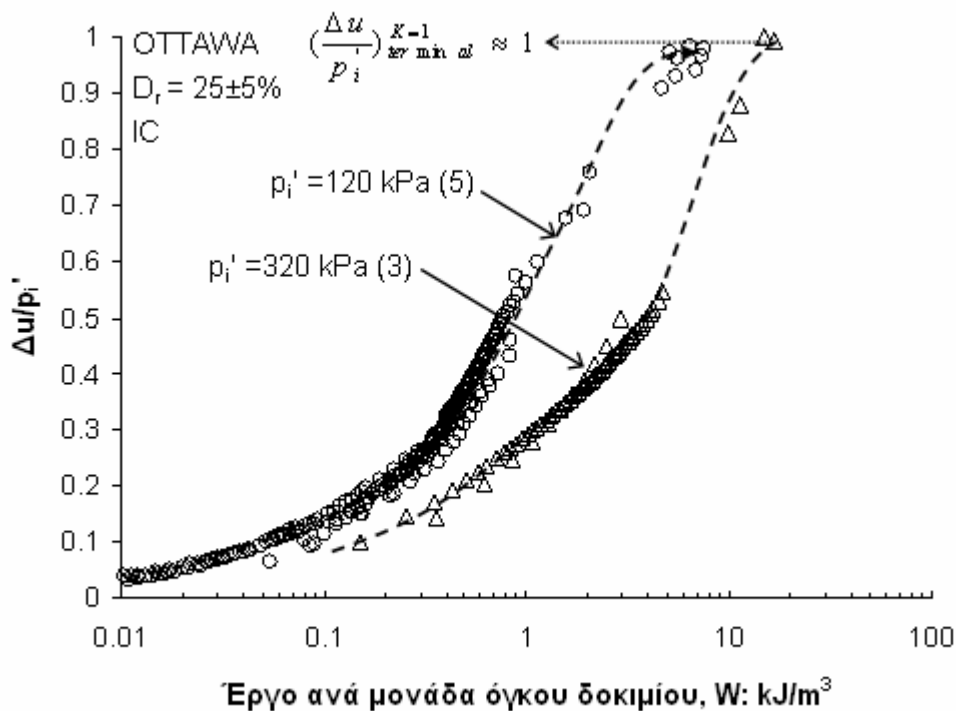
Σχήμα 6.60. Κανονικοποιημένες καμπύλες ανάπτυξης υπερπίεσης πόρων, $\Delta u/p_i'$, συναρτήσει του λόγου φόρτισης, N/N^* : ισότροπα και ανισότροπα στερεοποιημένα ($AC_{(\alpha)}-K_c=0.7$ & $AC_{(\alpha)}-K_c=0.5$) δοκίμια άμμου Ottawa



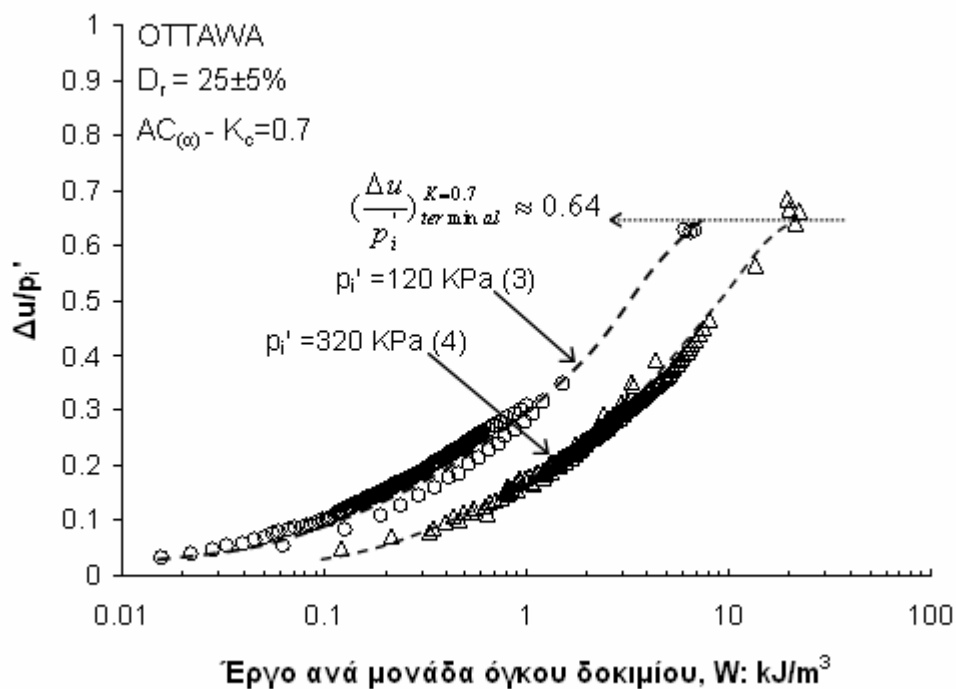
Σχήμα 6.61. Τυπική μορφή βρόγχου τάσης - παραμόρφωσης



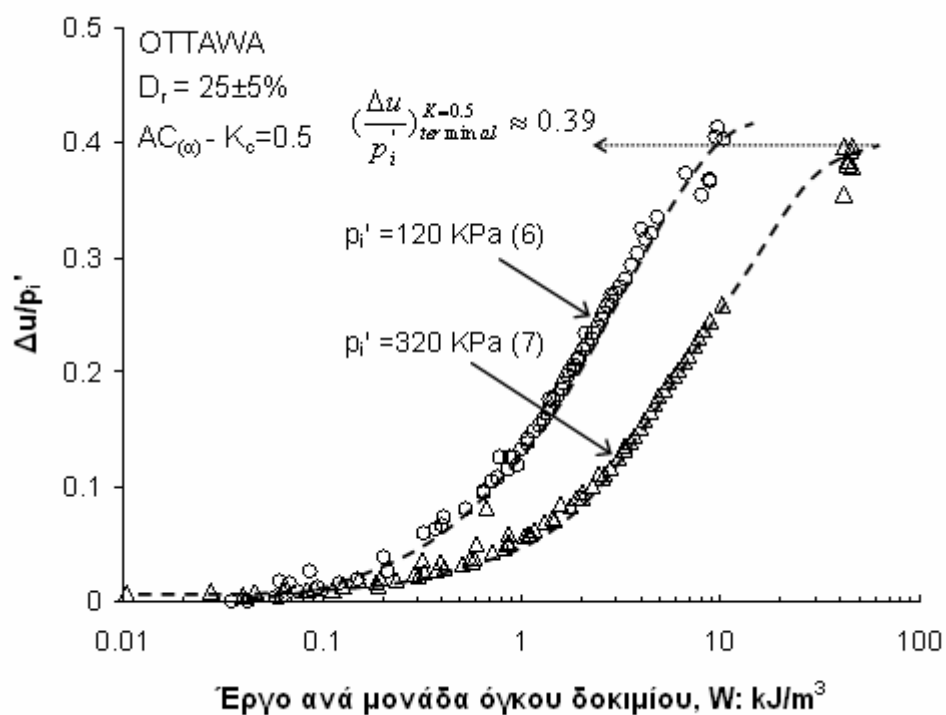
Σχήμα 6.62. Υπερπίεση πόρων, u , συναρτήσει του έργου ανά μονάδα όγκου δοκιμίου, W_s , για ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Τογoura με $\sigma'_c=294$ kPa (από Towhata & Ishihara, 1985)



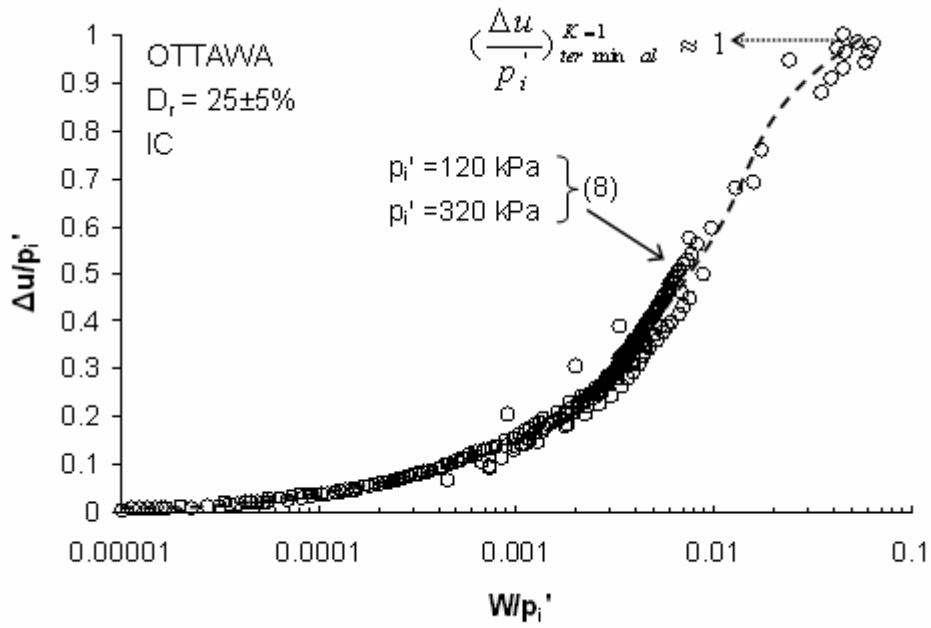
Σχήμα 6.63. Κανονικοποιημένες καμπύλες υπερπίεσης πόρων, $\Delta u/p_i'$, συναρτήσει του έργου ανά μονάδα όγκου δοκιμίου, W , για ισότροπα (IC) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa με $p_i' = 120$ & 320 kPa



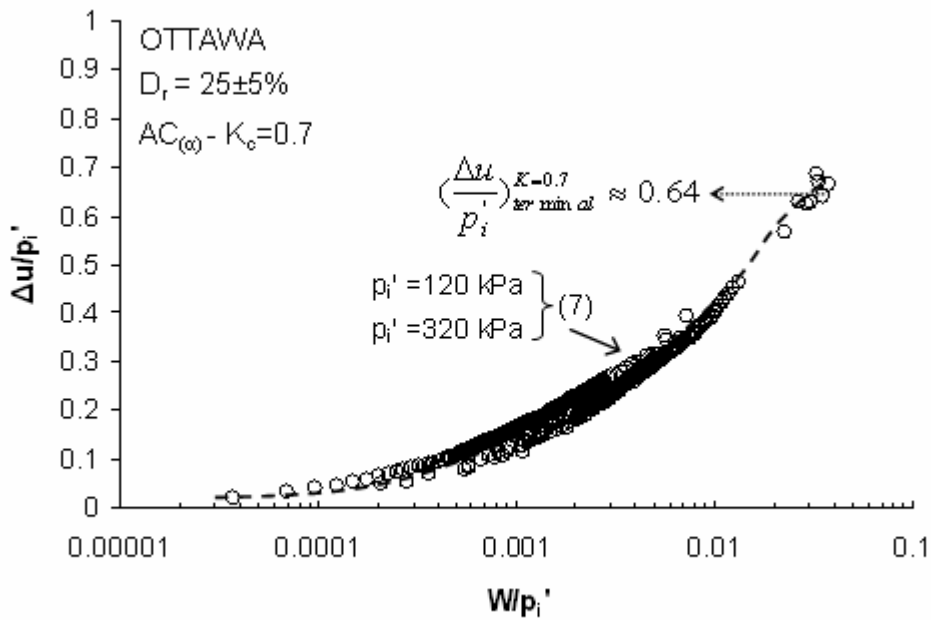
Σχήμα 6.64. Κανονικοποιημένες καμπύλες υπερπίεσης πόρων, $\Delta u/p_i'$, συναρτήσει του έργου ανά μονάδα όγκου δοκιμίου, W , για ανισότροπα ($AC_{(\alpha)} - K_c = 0.7$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa με $p_i' = 120$ & 320 kPa



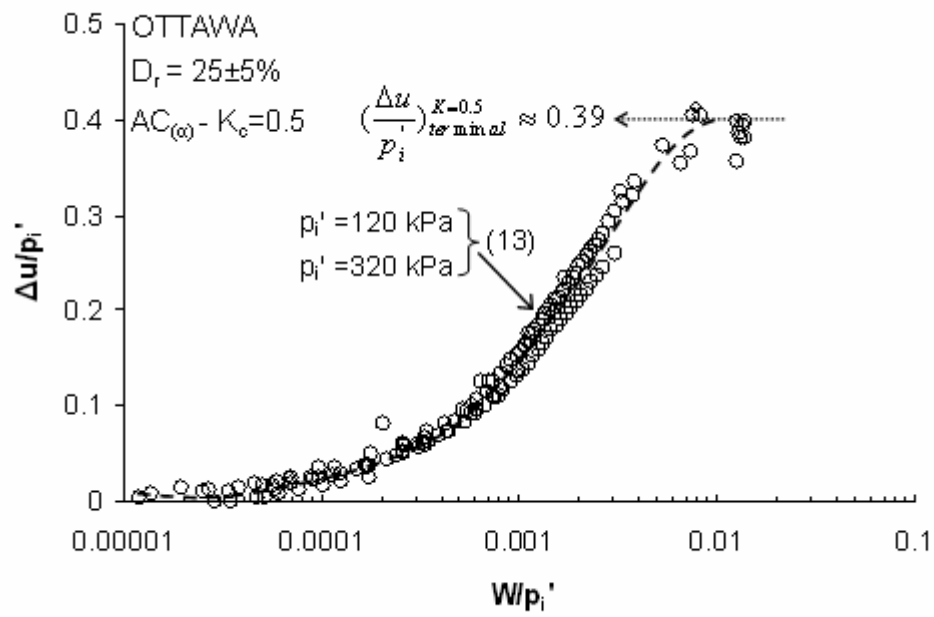
Σχήμα 6.65. Κανονικοποιημένες καμπύλες υπερπίεσης πόρων, $\Delta u/p_i'$, συναρτήσει του έργου ανά μονάδα όγκου δοκιμίου, W , για ανισότροπα ($AC_{(\omega)} - K_c = 0.5$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa με $p_i' = 120$ & 320 kPa



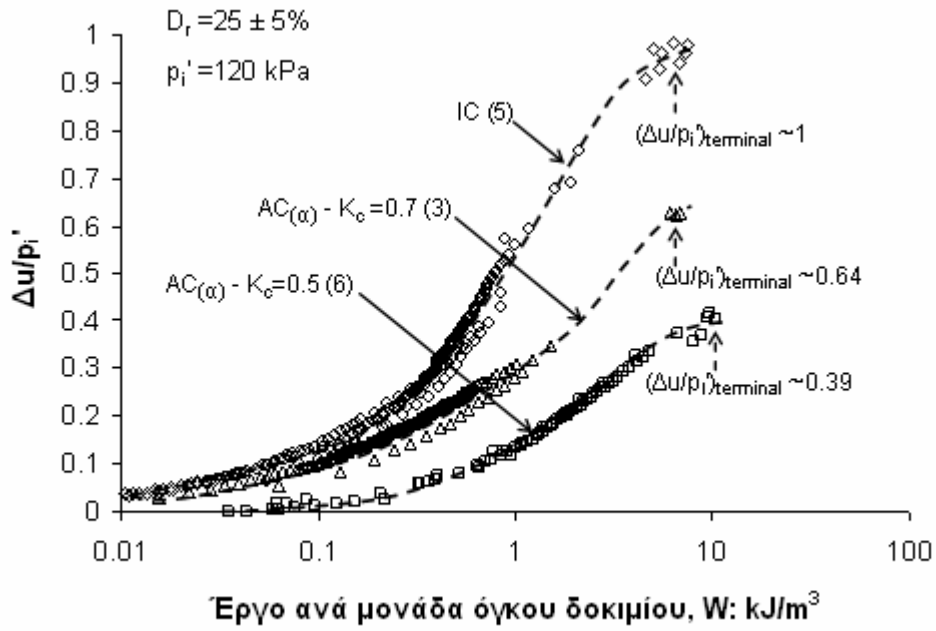
Σχήμα 6.66. Κανονικοποιημένες καμπύλες $\Delta u/p_i'$ - W/p_i' για ισότροπα (IC) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa με $p_i' = 120$ & 320 kPa



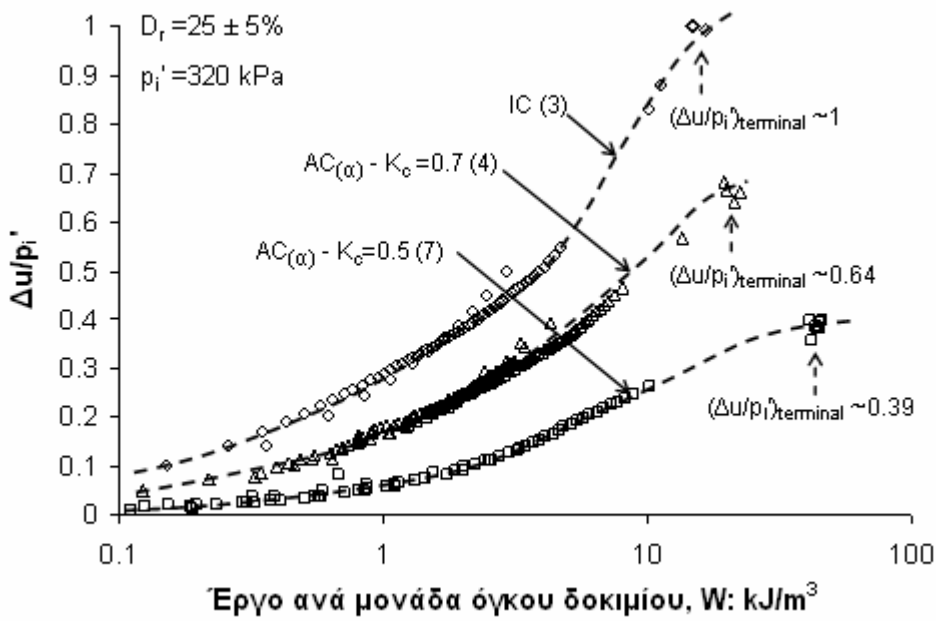
Σχήμα 6.67. Κανονικοποιημένες καμπύλες $\Delta u/p_i'$ - W/p_i' για ανισότροπα ($AC_{(\omega)}-K_c=0.7$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa με $p_i' = 120$ & 320 kPa



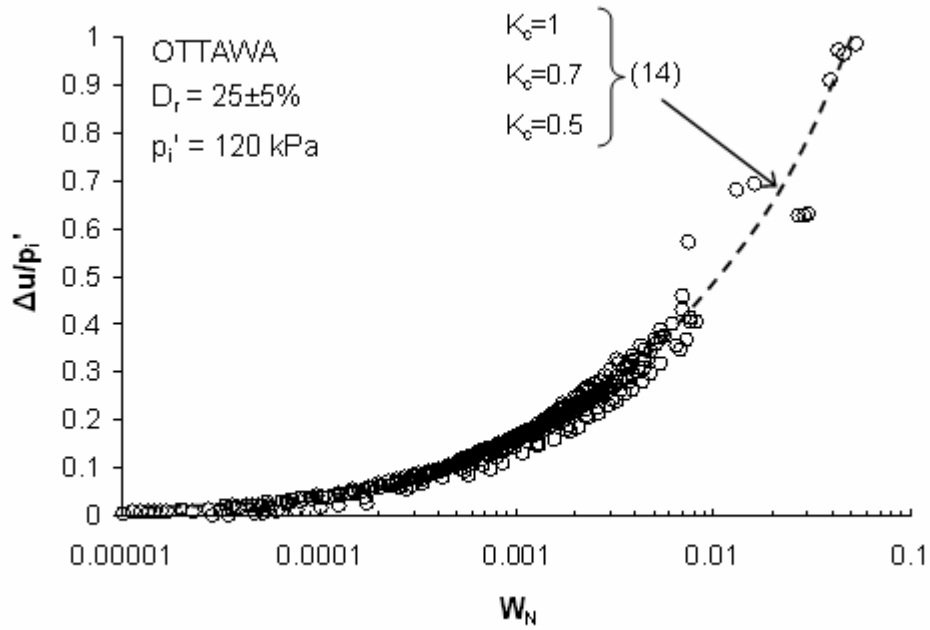
Σχήμα 6.68. Κανονικοποιημένες καμπύλες $\Delta u/p_i' - W/p_i'$ για ανισότροπα ($AC_{(\omega)} - K_c = 0.5$) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa με $p_i' = 120$ & 320 kPa



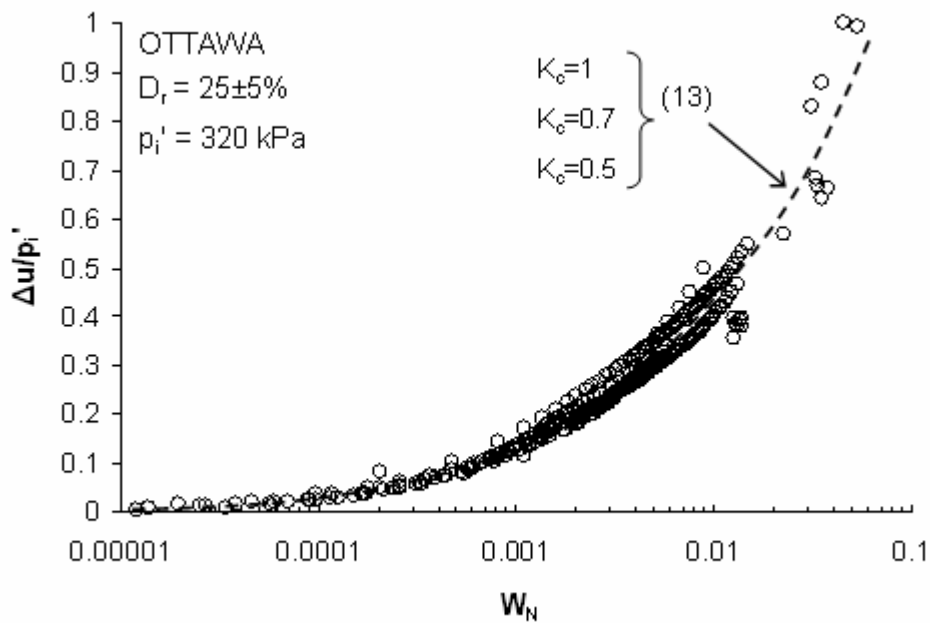
Σχήμα 6.69. Κανονικοποιημένες καμπύλες υπερπίεσης πόρων, $\Delta u/p_i'$, συναρτήσει του έργου ανά μονάδα όγκου δοκιμίου, W , για ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(\alpha)} - K_c = 0.7$ & 0.5) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa με $p_i' = 120$ kPa



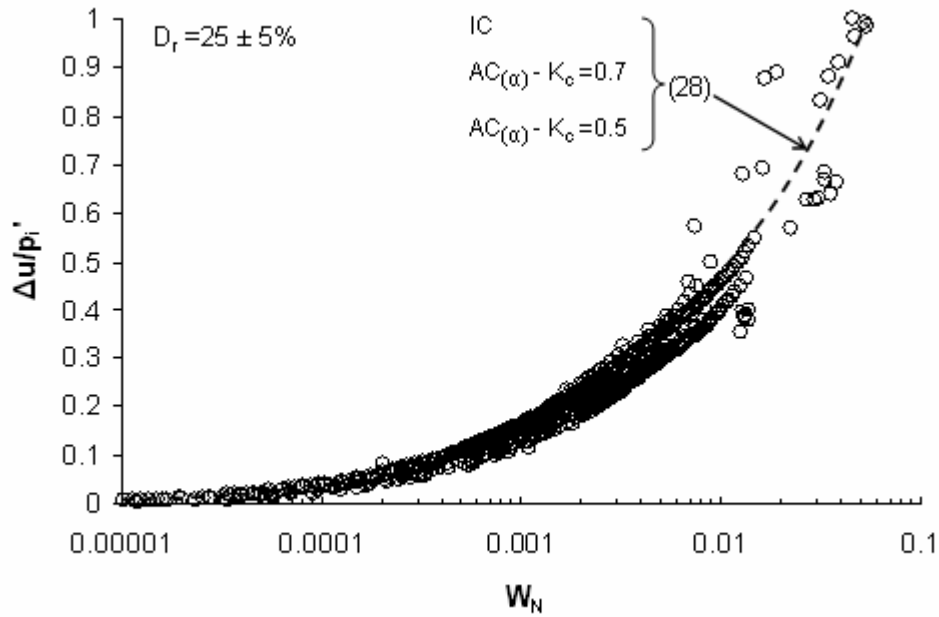
Σχήμα 6.70. Κανονικοποιημένες καμπύλες υπερπίεσης πόρων, $\Delta u/p_i'$, συναρτήσει του έργου ανά μονάδα όγκου δοκιμίου, W , για ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(\alpha)} - K_c = 0.7$ & 0.5) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa με $p_i' = 320$ kPa



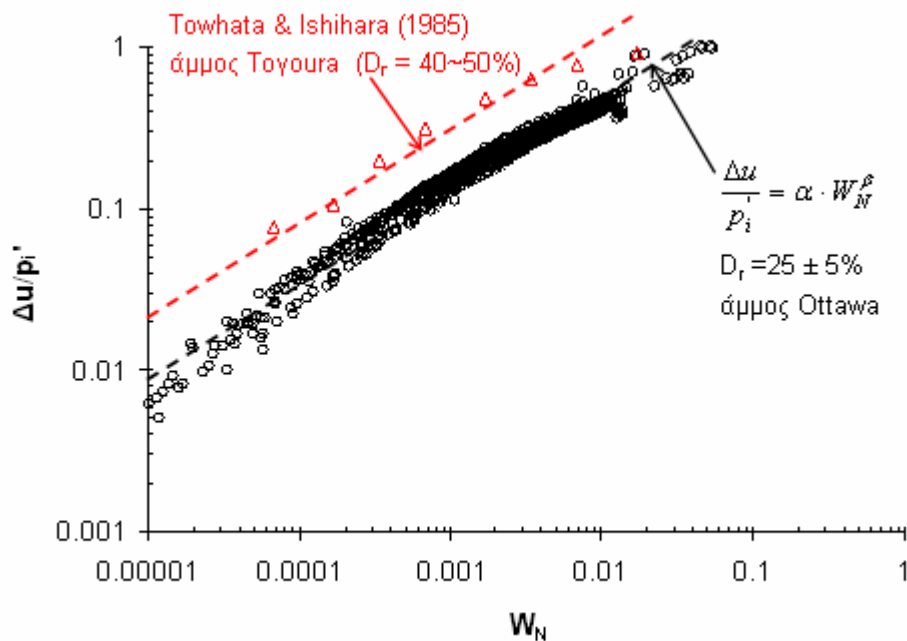
Σχήμα 6.71. Κανονικοποιημένες καμπύλες $\Delta u/p_i'$ - W_N για ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(a)}$ - $K_c=0.7$ & 0.5) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa με $p_i'=120$ kPa



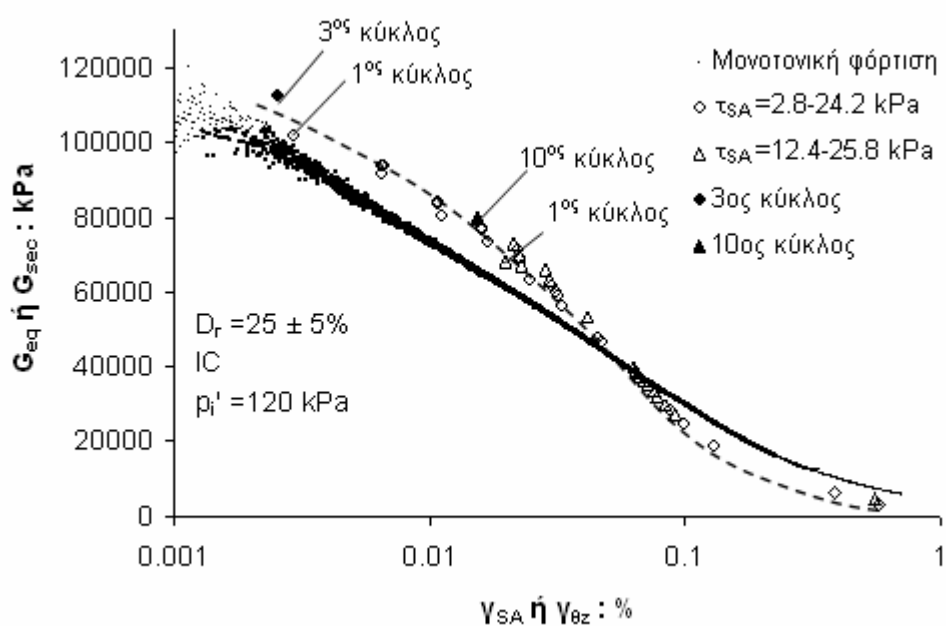
Σχήμα 6.72. Κανονικοποιημένες καμπύλες $\Delta u/p_i'$ - W_N για ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(a)}$ - $K_c=0.7$ & 0.5) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa με $p_i'=320$ kPa



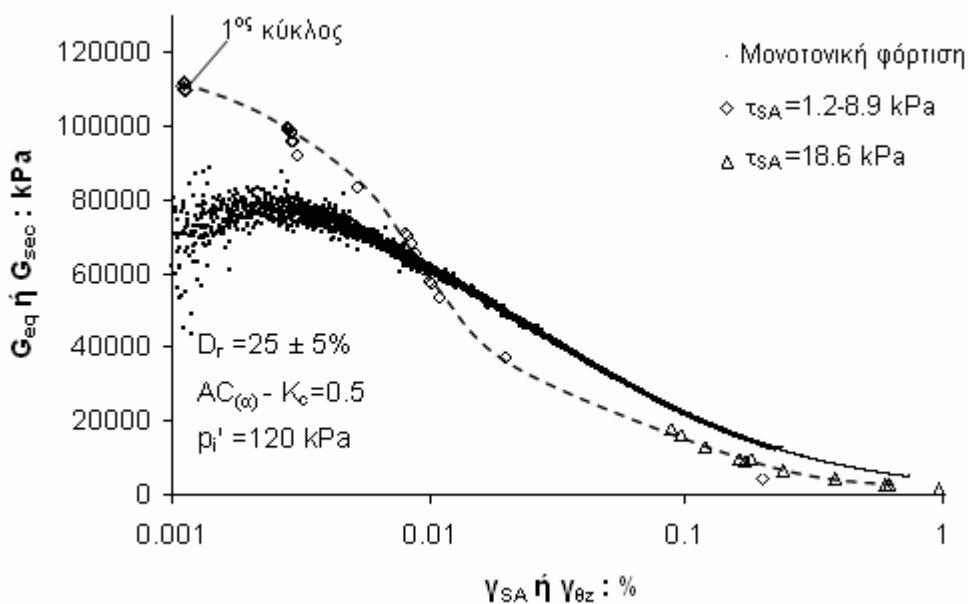
Σχήμα 6.73. Κανονικοποιημένες καμπύλες $\Delta u/p_i'$ - W_N για ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(\alpha)}$ - $K_c=0.7$ & 0.5) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa με $p_i'=120$ & 320 kPa



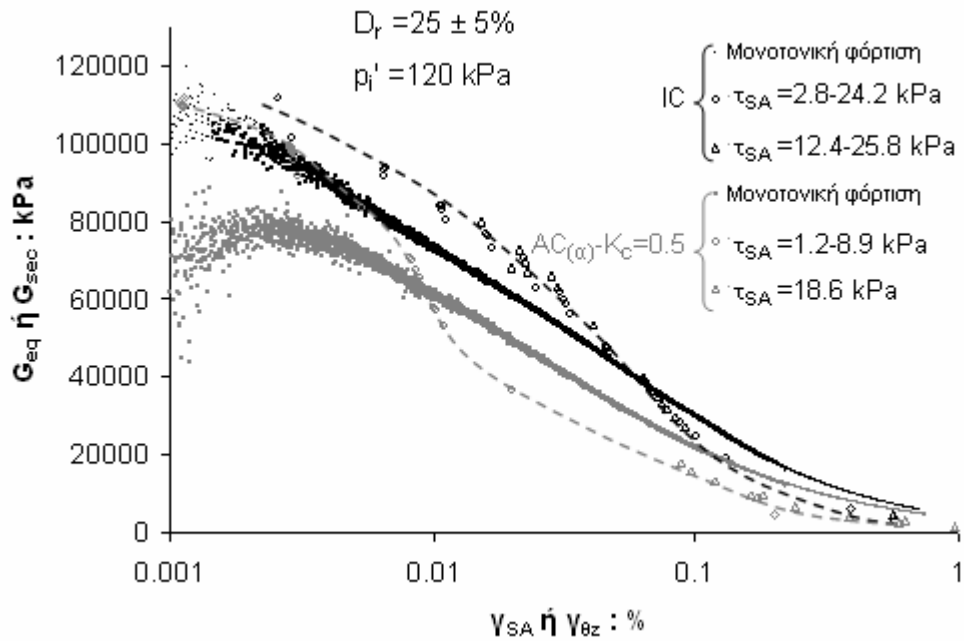
Σχήμα 6.74. Κανονικοποιημένες καμπύλες $\Delta u/p_i'$ - W_N για ισότροπα (IC) και ανισότροπα ($AC_{(\alpha)}$ - $K_c=0.7$ & 0.5) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa με $p_i'=120$ & 320 kPa - χρήση διπλού λογαριθμικού διαγράμματος



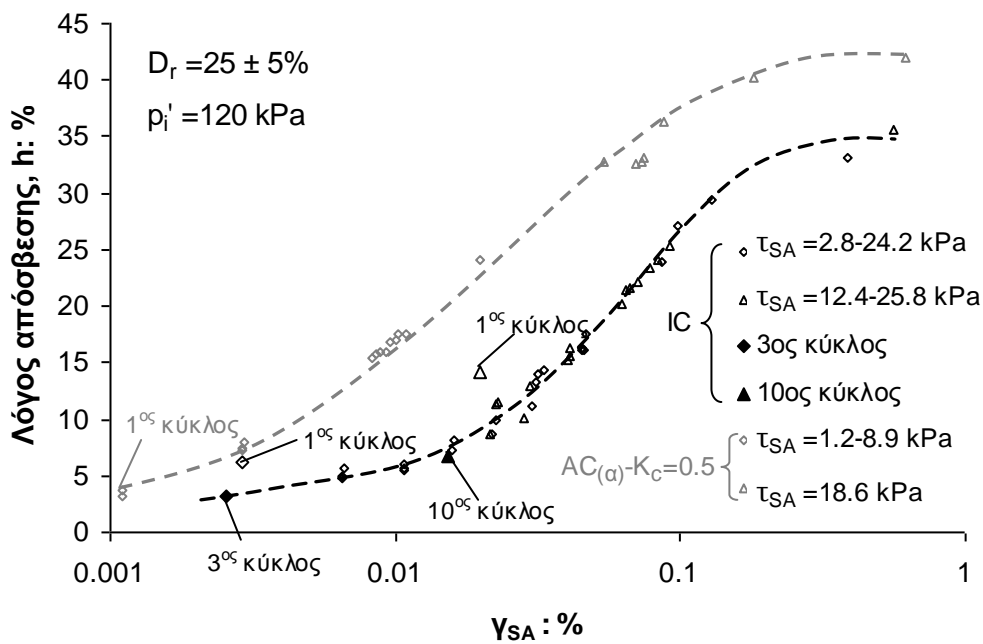
Σχήμα 6.75. Μεταβολή του μέτρου δυστημσίας συναρτήσει της διατμητικής παραμόρφωσης σε ισότροπα στερεοποιημένα (IC) δοκίμια άμμου Ottawa υπό μονοτονικές και ανακυκλικές συνθήκες φόρτισης



Σχήμα 6.76. Μεταβολή του μέτρου δυστημσίας συναρτήσει της διατμητικής παραμόρφωσης σε ανισότροπα στερεοποιημένα ($AC_{(\omega)} - K_c = 0.5$) δοκίμια άμμου Ottawa υπό μονοτονικές και ανακυκλικές συνθήκες φόρτισης



Σχήμα 6.77. Μεταβολή του μέτρου δυστημσίας συναρτήσει της διατμητικής παραμόρφωσης σε ισότροπα (IC) και ανισότροπα στερεοποιημένα ($AC_{(a)}-K_c=0.5$) δοκίμια άμμου Ottawa υπό μονοτονικές και ανακυκλικές συνθήκες φόρτισης



Σχήμα 6.78. Μεταβολή του υστερητικού λόγου απόσβεσης, h , συναρτήσει της διατμητικής παραμόρφωσης, γ_{SA} σε ισότροπα (IC) και ανισότροπα στερεοποιημένα ($AC_{(a)}-K_c=0.5$) δοκίμια άμμου Ottawa

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΠΥΚΝΟΤΗΤΑΣ ΣΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΜΟΝΟΤΟΝΙΚΗ ΚΑΙ ΑΝΑΚΥΚΛΙΚΗ ΣΤΡΕΠΤΙΚΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΑΝΙΣΟΤΡΟΠΑ ΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΜΕΝΩΝ ΔΟΚΙΜΙΩΝ ΥΠΟ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΕΜΠΟΔΙΖΟΜΕΝΗΣ ΣΤΡΑΓΓΙΣΗΣ

7.1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Το κεφάλαιο αυτό παρουσιάζει τη 3^η κύρια σειρά πειραμάτων της παρούσας διατριβής η οποία περιλαμβάνει πειράματα ανακυκλικής στρεπτικής διάτμησης υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε δοκίμια άμμου Ottawa με διαφορετικές τιμές σχετικής πυκνότητας και συχνότητα ανακυκλικής φόρτισης ίση με 0.1 Hz. Τα πειραματικά αποτελέσματα του Κεφαλαίου 6 εστιάζουν στην επίδραση της ανισότροπης στερεοποίησης στην περίπτωση των χαλαρών δοκιμίων της άμμου Ottawa ($D_r=25\pm 5\%$) και κατέδειξαν μεταξύ άλλων ότι η ανισότροπη στερεοποίηση για τη συγκεκριμένη πυκνότητα δοκιμίων έχει ως αποτέλεσμα η αντοχή σε ανακυκλική φόρτιση να απομειώνεται σημαντικά.

Είναι γνωστό ότι ο δείκτης πόρων είναι ένας από τους πιο σημαντικούς παράγοντες που επηρεάζουν τη μονοτονική ή ανακυκλική συμπεριφορά μιας άμμου. Ως εκ τούτου, θέλοντας να εξεταστεί κατά πόσον τα συμπεράσματα που προέκυψαν στο Κεφάλαιο 6 έχουν ένα γενικό χαρακτήρα εφαρμογής, στο παρόν κεφάλαιο εξετάζεται η επίδραση της ανισότροπης στερεοποίησης σε συνδυασμό με την επίδραση της πυκνότητας σε ισότροπα, IC και ανισότροπα, $AC_{(a)}$, στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa. Εκτενής αναφορά για τις δύο αυτές κατηγορίες ανακυκλικών πειραμάτων (IC και $AC_{(a)}$) έχει πραγματοποιηθεί στο αμέσως προηγούμενο κεφάλαιο.

Οι Ishihara et al. (1985) παρατήρησαν ότι ανεξάρτητα από την τιμή της σχετικής πυκνότητας των δοκιμίων η ανισότροπη στερεοποίηση δεν επηρεάζει την αντοχή σε ανακυκλική φόρτιση υπό συνθήκες απλής διάτμησης. Σε παρόμοια συμπεράσματα κατέληξαν και οι Tatsuoka et al. (1982) για δοκίμια με σχετική πυκνότητα έως $D_r=65\%$. Για μεγαλύτερες τιμές, D_r , η ανισότροπη στερεοποίηση των δοκιμίων αυξάνει την ανακυκλική αντοχή τους. Επιπρόσθετα, παρατηρήθηκε ότι η επίδραση διαφόρων παραγόντων στη συμπεριφορά σε δυναμική φόρτιση (όπως είναι η σχετική πυκνότητα, η μέθοδος παρασκευής των δοκιμίων, η κοκκομετρική διαβάθμιση του εξεταζόμενου υλικού) γίνεται πιο έντονη αυξάνομένης της πυκνότητας των δοκιμίων. Στα πειράματα από τις άνω μελέτες η πλευρική παραμόρφωση των δοκιμίων παρεμποδίζεται κατά την ανακυκλική φόρτιση τους (προσομοίωση συμπεριφοράς στοιχείου οριζόντιας εδαφικής στρώσης – soil element response at level ground) σε αντίθεση με πειράματα της παρούσας διατριβής (προσομείωση συμπεριφοράς στοιχείου που βρίσκεται στην άκρη επικλινούς εδαφικής στρώσης – soil element response in sloping ground).

Οι σειρές πειραμάτων του παρόντος κεφαλαίου πραγματοποιήθηκαν για τρεις διαφορετικές τιμές σχετικής πυκνότητας, $D_r=25\%$, 48% & 62% και με βάση τις τιμές αυτές τα δοκίμια διαχωρίζονται σε χαλαρά, μέσης πυκνότητας και πυκνά δοκίμια αντίστοιχα. Οι αρχικές συνθήκες όλων των εξεταζόμενων δοκιμίων δίνονται στους Πίνακες 7.1 και 7.2.

7.2. ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΕ ΙΣΟΤΡΟΠΑ ΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΜΕΝΑ ΔΟΚΙΜΙΑ – (IC)

7.2.1. Επίδραση πυκνότητας στη συμπεριφορά σε ανακυκλική στρεπτική διάτμηση

Αρχικά στο Σχήμα 7.1 έχει σχεδιασθεί η ανακυκλική και μονοτονική διαδρομή ενεργών τάσεων χαλαρών ($D_r \sim 25\%$) δοκιμίων άμμου Ottawa με $p_i'=110$ kPa και επιβαλλόμενη διατμητική τάση $\Delta\tau_{\theta z} = \pm 28.6$ kPa στην περίπτωση του ανακυκλικού δοκιμίου. Η συσχέτιση μεταξύ της ανακυκλικής και μονοτονικής απόκρισης των δοκιμίων παρουσιάζει τα ίδια βασικά χαρακτηριστικά με την αντίστοιχη απόκριση των δοκιμίων του Σχήματος 6.2. Αναλυτικότερα, κατά το 1^ο τέταρτο του 1^{ου} κύκλου

φόρτισης (σημεία 1-2) παρατηρείται μια σχετική ταύτιση των δύο διαδρομών ενεργών τάσεων ενώ διακρίνεται μια αρχική φάση στην οποία οι υπερπίεσεις πόρων συσσωρεύονται με μεγαλύτερο ρυθμό κατά τους πρώτους κύκλους φόρτισης (ιδιαίτερα κατά τον 1^ο κύκλο φόρτισης, σημεία 1-3) η οποία ακολουθείται από μια φάση στην οποία η υπερπίεση πόρων αυξάνεται με χαμηλότερο και σχεδόν σταθερό ρυθμό και η διαδρομή ενεργών τάσεων κινείται προς την αρχή των αξόνων. Ασταθής συμπεριφορά εμφανίζεται όταν η διαδρομή ενεργών τάσεων προσεγγίσει τη γραμμή αλλαγής φάσης όπως αυτή ορίζεται από το μονοτονικό πείραμα (σημείο 4 στο Σχήμα 7.1). Το σημείο αυτό συνδέεται με την απότομη ανάπτυξη υπερπίεσεων πόρων (Σχήμα 7.2) και διατμητικών παραμορφώσεων (Σχήμα 7.3) ενώ με τη συνέχεια της φόρτισης το δοκίμιο ρευστοποιείται καθώς η ενεργός τάση πρακτικά μηδενίζεται.

Η καμπύλη τάσεων-παραμορφώσεων του δοκιμίου δίνεται στο Σχήμα 7.4 ενώ η εξέλιξη της γωνίας α και της παραμέτρου b ως προς το χρόνο για τα δύο πρώτα λεπτά της φόρτισης δίνεται στα Σχήματα 7.5 και 7.6 αντίστοιχα.

Τυπική απόκριση δοκιμίου άμμου Ottawa μέσης πυκνότητας ($D_r \sim 48\%$) υπό ανακυκλική φόρτιση με επιβαλλόμενη διατμητική τάση $\Delta\tau_{\theta z} = \pm 37.4$ kPa δίνεται στο Σχήμα 7.7. Στο ίδιο σχήμα για σκοπούς σύγκρισης σχεδιάζεται και η διαδρομή ενεργών τάσεων δοκιμίου με παρόμοια πυκνότητα αλλά υποβαλλόμενο σε μονοτονική φόρτιση. Η συσχέτιση της συμπεριφοράς μεταξύ των δύο διαδρομών ενεργών τάσεων δύναται να ενταχθεί στο γενικότερο πλαίσιο συμπεριφοράς που αναπτύχθηκε στην προηγούμενη παράγραφο. Ήτοι, στον πρώτο κύκλο φόρτισης αναπτύσσεται μεγαλύτερη υπερπίεση πόρων σε σχέση με τους επόμενους κύκλους (σημεία 1-3) ενώ αστάθεια με την έννοια της απότομης αύξησης των υπερπίεσεων πόρων (Σχήμα 7.8) και των διατμητικών παραμορφώσεων (Σχήμα 7.9) φαίνεται να εμφανίζεται όταν η διαδρομή ενεργών τάσεων πλησιάσει την τιμή του λόγου ενεργών τάσεων που καθορίζει η γραμμή αλλαγής φάσης του μονοτονικού πειράματος (σημείο 4). Σημειώνεται ωστόσο ότι από το σημείο αυτό και έπειτα οι υπερπίεσεις πόρων και οι διατμητικές παραμορφώσεις δεν αυξάνονται στιγμιαία και με σχετικά γρήγορο ρυθμό εμφανίζοντας ένα μεγάλο 'άλμα' στις τιμές όπως είναι η περίπτωση των Σχημάτων 7.2 και 7.3 για το χαλαρό δοκίμιο με $D_r=25.2\%$. Τουναντίον, για το δοκίμιο μέσης πυκνότητας ($D_r=48.7\%$) η ανάπτυξη των υπερπίεσεων πόρων και των διατμητικών παραμορφώσεων και η επακόλουθη αστοχία του δοκιμίου επέρχεται

αργά και προοδευτικά (βλέπε Σχήματα 7.8 και 7.9). Το τελικό αυτό στάδιο φόρτισης του δοκιμίου παρουσιάζει χαρακτηριστικά «ανακυκλικής κινητικότητας». Ο όρος «ανακυκλική κινητικότητα» χρησιμοποιήθηκε πρώτα στη διδακτορική διατριβή του Δρ. Α. Ι. Τσομώκου και προκύπτει από μετάφραση στα ελληνικά του όρου «cyclic mobility» της διεθνούς βιβλιογραφίας. Η «ανακυκλική κινητικότητα» ή αλλιώς η «cyclic mobility» συμπεριφορά χαρακτηρίζεται από μια συνεχή διακύμανση μεταξύ συστολικής και διαστολικής απόκρισης συνοδεία μεγάλων παραμορφώσεων οι οποίες αναπτύσσονται κατά τη διάρκεια της φόρτισης, αλλά παύουν όταν αυτή σταματήσει. Διάφοροι ορισμοί όσον αφορά το φαινόμενο της «ανακυκλικής κινητικότητας» μπορούν να βρεθούν στις ακόλουθες αναφορές: Castro (1975), Castro & Poulos (1977), Elgamal et al. (2003), Yang et al. (2003), López-Queroln & Blázquez (2006).

Η εναλλαγή μεταξύ συστολικής και διαστολικής συμπεριφοράς κατά το στάδιο της «ανακυκλικής κινητικότητας» έχει ως αποτέλεσμα τη δημιουργία στην ανακυκλική διαδρομή ενεργών τάσεων κλειστών, επαναλαμβανόμενων βρόγχων σχήματος «πεταλούδας» (βλέπε Σχήμα 7.7). Η συμπεριφορά αυτή αποτυπώνεται στην αυξομείωση των υπερπίεσεων πόρων κατά το στάδιο αυτό γύρω από μια περίπου σταθερή τιμή η οποία αντιστοιχεί, για μηδενική επιβαλλόμενη διατμητική τάση, $\tau_{\theta z}$, σε μια ενεργό τάση, p' , της τάξεως των 20 kPa.

Αξίζει να σημειωθεί ότι η γραμμή αλλαγής φάσης που ορίζει το μονοτονικό δοκίμιο πρακτικά ταυτίζεται με τη γραμμή αλλαγής φάσης που ορίζει το ανακυκλικό δοκίμιο μέσω της ευθείας γραμμής που ενώνει την αρχή των αξόνων με τα σημεία 5, 6, 7 και 8 του Σχήματος 7.7. Τα σημεία αυτά σηματοδοτούν την μεταβολή από συστολική σε διαστολική συμπεριφορά κατά το στάδιο της «ανακυκλικής κινητικότητας» και αντιστοιχούν σε περίπου μηδενικές τιμές διατμητικής παραμόρφωσης (βλέπε Σχήμα 7.9). Σύμφωνα με τους Ishihara et al. (1975) τα σημεία 5, 6, 7 και 8 χαρακτηρίζονται ως σημεία αλλαγής φάσης σε μια ανακυκλική φόρτιση.

Η καμπύλη τάσεων-παραμορφώσεων του δοκιμίου δίνεται στο Σχήμα 7.10 ενώ η εξέλιξη της γωνίας α και της παραμέτρου b ως προς το χρόνο για τα δύο πρώτα λεπτά της φόρτισης δίνεται στα Σχήματα 7.11 και 7.12 αντίστοιχα.

Στο Σχήμα 7.13 εξετάζεται η απόκριση ενός πυκνού δοκιμίου άμμου Ottawa ($D_r=63.3\%$) στο οποίο επιβλήθηκε ανακυκλική τάση $\Delta\tau_{\theta z} = \pm 58.5$ kPa. Στο ίδιο σχήμα έχει σχεδιασθεί η αντίστοιχη διαδρομή τάσεων δοκιμίου σε μονοτονική στρεπτική διάτμηση με παρόμοια τιμή σχετικής πυκνότητας. Η συμπεριφορά αυτή που παρατηρείται έρχεται σε αντίθεση με τα όσα έχουν αναφερθεί για τα Σχήματα 7.1 και 7.7. Αμέσως μετά τον 1^ο κύκλο φόρτισης, κατά το 1^ο τέταρτο του οποίου η ανακυκλική διαδρομή τάσεων ακολουθεί αυτή της μονοτονικής (σημεία 1-3), το δοκίμιο εμφανίζει χαρακτηριστικά «ανακυκλικής κινητικότητας». Κατά το στάδιο αυτό οι υπερπίεσεις πόρων όπως και στην περίπτωση του δοκιμίου μέσης πυκνότητας αυξομειώνονται γύρω από μια σταθερή τιμή (Σχήμα 7.14) που αντιστοιχεί, για μηδενική τιμή επιβαλλόμενης $\tau_{\theta z}$, σε ενεργό τάση περίπου της τάξεως των 30 kPa όπως φαίνεται στη διαδρομή ενεργών τάσεων του Σχήματος 7.13, ενώ η διατμητική παραμόρφωση συσσωρεύεται βαθμιαία κατά τη διάρκεια της ανακυκλικής φόρτισης (Σχήμα 7.15). Η «ανακυκλική κινητικότητα» οδηγεί σε ένα επαναλαμβανόμενο μοτίβο κύκλων φόρτισης γύρω από τη μέση ενεργό τάση $p'=30$ kPa. Η διαδρομή ενεργών τάσεων σε ένα εκ των κύκλων αυτών (14^{ος} κύκλος φόρτισης) απομονώνεται και παρουσιάζεται στο Σχήμα 7.13. Ο μηχανισμός ανάπτυξης υπερπίεσης πόρων κατά τη διάρκεια του χαρακτηριστικού αυτού κύκλου φόρτισης αποτελείται από ένα στάδιο κατά το οποίο η υπερπίεση πόρων αυξάνει και κατά τις δύο διευθύνσεις φόρτισης σε μια μέγιστη τιμή (σημεία 6, 8) με το δοκίμιο να εμφανίζει συστολική συμπεριφορά. Ακολουθεί ένα μεταγενέστερο στάδιο όπου στο δοκίμιο επικρατούν διαστολικές τάσεις με τη μέση ενεργό τάση, p' , να αυξάνει μειωμένης της υπερπίεσης πόρων, καθώς η διαδρομή ενεργών τάσεων ταξιδεύει κατά μήκος της γραμμής αστοχίας που ορίζει το μονοτονικό δοκίμιο και κατά τις δύο διευθύνσεις φόρτισης συνοδεύει αυξημένων διατμητικών παραμορφώσεων (σημεία 6 \rightarrow 7 και σημεία 8 \rightarrow 9). Τα σημεία που σηματοδοτούν την μετάβαση από συστολική σε διαστολική συμπεριφορά (ενδεικτικά έχουν αριθμηθεί τα σημεία 4, 5, 6 και 8 στη διαδρομή ενεργών τάσεων) είναι σημεία αλλαγής φάσης και οι διακεκομμένες γραμμές αλλαγής φάσης που ενώνουν τα σημεία αυτά με την αρχή των αξόνων φαίνεται να είναι συμμετρικές ως προς τον άξονα των ενεργών τάσεων. Επιπρόσθετα το σημείο αλλαγής φάσης του μονοτονικού πειράματος (σημείο 2) κείται επί της γραμμής αλλαγής φάσης που ορίζει το ανακυκλικό δοκίμιο ενώ όπως φαίνεται στο Σχήμα 7.13 η επιβαλλόμενη ανακυκλική τάση, t_{cyc} , που απαιτείται για να αστοχήσει το δοκίμιο

είναι μεγαλύτερη από τη τιμή της διατμητικής τάσης στο σημείο αλλαγής φάσης του μονοτονικού δοκιμίου, t_{PT} .

Η καμπύλη τάσεων-παραμορφώσεων του δοκιμίου δίνεται στο Σχήμα 7.16 ενώ η εξέλιξη της γωνίας α και της παραμέτρου b ως προς το χρόνο για τα δύο πρώτα λεπτά της φόρτισης δίνεται στα Σχήματα 7.17 και 7.18 αντίστοιχα. Από τη σύγκριση των καμπύλων τάσεων – παραμορφώσεων των Σχημάτων 7.4, 7.10 και 7.16 φαίνεται ότι αυξανόμενη της σχετικής πυκνότητας ο μηχανισμός ανάπτυξης των διατμητικών παραμορφώσεων αλλάζει με τις παραμορφώσεις να συσσωρεύονται προοδευτικά και όχι στιγμιαία, συμπεριφορά που αποτυπώνεται και στο μηχανισμό ανάπτυξης υπερπιέσεων πόρων (βλέπε Σχήματα 7.2, 7.8 και 7.14).

Συνοπτικά από τα όσα έχουν αναφερθεί μέχρι στιγμής φαίνεται ότι ανεξάρτητα από την πυκνότητα των δοκιμίων η γραμμή αλλαγής φάσης που προκύπτει από την ανακυκλική φόρτιση ενός δοκιμίου πρακτικά ταυτίζεται με τη γραμμή αλλαγής φάσης που ορίζει η μονοτονική φόρτιση ενός αντίστοιχου δοκιμίου. Αξιοσημείωτο ωστόσο είναι το γεγονός ότι η γωνία διατμητικής αντοχής που αντιστοιχεί στη γραμμή αλλαγής φάσης, ϕ'_{PTL} , λαμβάνει τιμή για τα χαλαρά ($D_r \sim 25\%$) και μέσης πυκνότητας ($D_r \sim 48\%$) δοκίμια ίση με $\phi'_{PTL}=32^\circ$ ενώ για την περίπτωση των πυκνών δοκιμίων ($D_r \sim 62\%$) σημειώνεται μια μικρότερη τιμή ίση με $\phi'_{PTL}=26^\circ$. Όσον αφορά τη γωνία διατμητικής αντοχής που αντιστοιχεί στη γραμμή αστοχίας, ϕ' , παρατηρείται μια πολύ μικρή αύξηση σε μεγαλύτερες πυκνότητες ($\phi'=39^\circ$, Σχήμα 7.13 και $\phi'=38^\circ$, Σχήματα 7.1 και 7.7).

7.2.2. Επίδραση πυκνότητας στη συμπεριφορά σε μονοτονική στρεπτική διάτμηση

Οι μικρότερες τιμές γωνίας διατμητικής αντοχής, ϕ'_{PTL} , που έχουν σημειωθεί στην περίπτωση των πυκνών δοκιμίων της άμμου Ottawa, προκαλούν εντύπωση καθώς έρχονται σε αντίθεση με το γενικότερο πλαίσιο συμπεριφοράς των μη συνεκτικών εδαφικών υλικών που θέλει τη γωνία διατμητικής αντοχής ϕ'_{PTL} να αποτελεί μοναδική ιδιότητα του υλικού και να λαμβάνει σταθερή τιμή ανεξάρτητα από την επίδραση διαφόρων παραγόντων όπως η γωνία α , το μέγεθος της ενδιάμεσης κύριας τάσης σ_2 , η μέση ενεργός τάση στερεοποίησης, οι συνθήκες στράγγισης, οι συνθήκες

στερεοποίησης ή η πυκνότητα των δοκιμίων πριν από τη διάτμηση (Vaid & Chern, 1985, Ishihara, 1993, Vaid & Thomas, 1995, Uthayakumar & Vaid, 1998, Georgiannou et al., 2008).

Ως εκ τούτου, για περαιτέρω διερεύνηση πραγματοποιήθηκε μια σειρά ισότροπα στερεοποιημένων πειραμάτων υπό μονοτονικές συνθήκες φόρτισης σε δοκίμια με διαφορετικές τιμές σχετικής πυκνότητας και $p_i' = 110$ kPa. Οι διαδρομές ενεργών τάσεων των εν λόγω δοκιμίων δίνονται στο Σχήμα 7.19 ενώ οι καμπύλες υπερπίεσης πόρων–παραμορφώσεων και τάσεων–παραμορφώσεων δίνονται στα Σχήματα 7.20 και 7.21 αντίστοιχα. Στο Σχήμα 7.20 έχει σημειωθεί με ένα κύκλο και ένα βέλος στο κάθε δοκίμιο το σημείο αλλαγής φάσης (PTP), το σημείο δηλαδή στο οποίο η συμπεριφορά αλλάζει και από τάση για συστολή εμφανίζεται τάση για διαστολή. Εάν τα σημεία αυτά στο Σχήμα 7.19 ενωθούν με την αρχή των αξόνων σχηματίζουν μια γραμμή αλλαγής φάσης η οποία φαίνεται να είναι κοινή για τα δοκίμια με $D_r = 24-47\%$. Στην περίπτωση του πυκνότερου δοκιμίου με $D_r = 67.8\%$ η γραμμή αλλαγής φάσης που ενώνει την αρχή των αξόνων με το σημείο αλλαγής φάσης του δοκιμίου αυτού έχει μικρότερη κλίση και μικρότερη γωνία $\phi'_{PTL} = 26^\circ$ συγκριτικά με την αντίστοιχη γραμμή των δοκιμίων μικρότερης πυκνότητας με $\phi'_{PTL} = 32^\circ$. Αξίζει ωστόσο να σημειωθεί ότι στην περίπτωση του δοκιμίου με $D_r = 67.8\%$ οι υπερπίεσεις πόρων μόλις που αυξάνουν $((\Delta u/p_i')_{PTP} = 0.01)$ όπως φαίνεται στο Σχήμα 7.20 και γρήγορα στο δοκίμιο εμφανίζεται διαστολική συμπεριφορά. Ωστόσο ακόμη και για αυτή τη πολύ μικρή αύξηση της υπερπίεσης πόρων η καμπύλη $\Delta u - \gamma_{oct}$ του $D_r = 67.8\%$ δοκιμίου παρουσιάζει ξεκάθαρα μια μετάβαση από ένα συστολικό σε ένα διαστολικό κλάδο συμπεριφοράς. Οι Zhang et al. (1997) πραγματοποίησαν δοκιμές ανακυκλικής στρεπτικής διάτμησης σε πυκνά ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Toyoura. Από τα πειράματα αυτά προέκυψε ότι η γραμμή αλλαγής φάσης που ορίζεται από την ανακυκλική φόρτιση των δοκιμίων έχει μια ελαφρώς καμπυλοειδή μορφή με κλίση σημαντικά μικρότερη από την αντίστοιχη τιμή που ορίζουν τα πειράματα υπό μονοτονικές συνθήκες φόρτισης.

Για τις υπό εξέταση πυκνότητες τα δοκίμια της άμμου Ottawa παρουσιάζουν συνεχή αύξηση της διατμητικής τάσης συναρτήσει της παραμόρφωσης (Σχήμα 7.21) ενώ κατά το στάδιο της διαστολικής συμπεριφοράς παρατηρείται μεγαλύτερος ρυθμός

αύξησης της διατμητικής αντοχής αυξανόμενης της σχετικής πυκνότητας των δοκιμίων.

Θέλοντας να εξεταστεί κατά πόσον η αντιφατική συμπεριφορά που σημειώθηκε στην περίπτωση του πυκνού δοκιμίου του Σχήματος 7.19 παρουσιάζει ένα επαναληπτικό χαρακτήρα, πραγματοποιήθηκε μια καινούργια σειρά πειραμάτων σε χαλαρά και πυκνά δοκίμια για δύο καινούργιες τιμές τάσης στερεοποίησης ($p_i' = 210, 310$ kPa). Οι διαδρομές ενεργών τάσεων των πειραμάτων αυτών παρουσιάζονται στο Σχήμα 7.22 ενώ οι αντίστοιχες καμπύλες υπερπίεσεων πόρων–παραμορφώσεων δίνονται στο Σχήμα 7.23. Τα σημεία αλλαγής φάσης σημειώνονται με κύκλους και βέλη σε κάθε δοκίμιο στο Σχήμα 7.23 ενώ οι γραμμές αλλαγής φάσης που ορίζουν τα σημεία αυτά με την αρχή των αξόνων απεικονίζονται στο Σχήμα 7.22. Είναι εμφανές ότι τα χαλαρά δοκίμια με $D_r = 36.4, 44.8$ και 37.5% για $p_i' = 110, 210$ και 310 kPa αντίστοιχα μοιράζονται μια κοινή γραμμή αλλαγής φάσης με $\phi'_{PTL} = 32^\circ$ ενώ τα πυκνά δοκίμια με $D_r = 67.8, 68.6$ και 77.5% για $p_i' = 110, 210$ και 310 kPa αντίστοιχα έχουν μια κοινή αλλά διαφορετική γραμμή αλλαγής φάσης σε σχέση με τα χαλαρά δοκίμια με $\phi'_{PTL} = 26^\circ$. Για την περίπτωση των πυκνών δοκιμίων με $p_i' = 210, 310$ kPa όπως και στην περίπτωση του πυκνού δοκιμίου με $p_i' = 110$ kPa σημειώνεται μια σχετικά μικρή αύξηση της υπερπίεσης πόρων ωστόσο οι καμπύλες $\Delta u - \gamma_{oct}$ παρουσιάζουν ξεκάθαρα ένα σημείο αλλαγής φάσης.

Η επίδραση της πυκνότητας στη γωνία διατμητικής αντοχής, ϕ'_{PTL} , εξετάστηκε και για τα δοκίμια μιας διαφορετικής άμμου. Ειδικότερα στο Σχήμα 7.24 παρουσιάζεται η απόκριση σε μονοτονική φόρτιση ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων άμμου Longstone με διαφορετικές τιμές σχετικής πυκνότητας και $p_i' = 200$ kPa. Οι καμπύλες υπερπίεσεων πόρων–παραμορφώσεων και τάσεων–παραμορφώσεων δίνονται στα Σχήματα 7.25 και 7.26. Τα σημεία αλλαγής φάσης (PTP) σημειώνονται με κύκλους σε κάθε δοκίμιο ξεχωριστά στο Σχήμα 7.25. Όπως και στην περίπτωση των δοκιμίων της άμμου Ottawa η γραμμή αλλαγής φάσης που ορίζουν τα σημεία αλλαγής φάσης των δοκιμίων με $D_r = 41.3\%, 49.4\%, 71.3\%$ και 78.6% είναι κοινή με $\phi'_{PTL} = 36^\circ$ ενώ για την περίπτωση του πυκνότερου δοκιμίου με $D_r = 81.7\%$ η γραμμή αλλαγής φάσης παρουσιάζει μικρότερη κλίση με $\phi'_{PTL} = 31^\circ$. Εν κατακλείδι, τα αποτελέσματα των Σχημάτων 7.20, 7.23 και 7.25 υποδεικνύουν ότι όταν η συστολική τάση των δοκιμίων καταστέλλεται σε βαθμό που $((\Delta u/p_i')_{PTP} < 4\%)$ τότε η γωνία διατμητικής αντοχής,

ϕ'_{PTL} , λαμβάνει μικρότερη τιμή της τάξεως των $5^0 - 6^0$ όπως φάνηκε και από τα πειραματικά αποτελέσματα τόσο στην άμμο Ottawa όσο και στην άμμο Longstone.

7.2.3. Επίδραση πυκνότητας στις καμπύλες ανακυκλικής αντοχής

Οι καμπύλες ανακυκλικής αντοχής των ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων για διαφορετικές τιμές σχετικής πυκνότητας απεικονίζονται στο Σχήμα 7.27. Στο σχήμα αυτό η ανακυκλική αντοχή εκφράζεται συναρτήσει του λόγου της επιβαλλόμενης ανακυκλικής τάσης προς την αρχική ενεργό τάση, τ_{SA}/p_i' και του αριθμού των κύκλων φόρτισης, N , μέχρι την ανάπτυξη διατμητικής παραμόρφωσης, $\gamma_{SA}=2.5\%$. Η τιμή $\gamma_{SA}=2.5\%$ σημειώνεται ενδεικτικά στα Σχήματα 7.1, 7.7 και 7.13, και όπως έχει ήδη σχολιαστεί στο Υποκεφάλαιο 6.3 η τιμή αυτή έχει χρησιμοποιηθεί για τον προσδιορισμό της αντίστασης σε ρευστοποίηση και από τους Towhata & Ishihara (1985). Σημειώνεται ότι στην περίπτωση των χαλαρών ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων γι' αυτό το επίπεδο παραμόρφωσης τα δοκίμια πρακτικά ρευστοποιούνται. Όπως έχει παρατηρηθεί κατ'εξακολούθηση και σε άλλες άμμους, η αντοχή σε ανακυκλική φόρτιση αυξάνει, αυξανομένης της σχετικής πυκνότητας των δοκιμίων. Ωστόσο για τα πυκνά δοκίμια της άμμου Ottawa ($D_r \sim 62\%$) και για τους πρώτους 20 κύκλους φόρτισης σημειώνονται σημαντικά μεγαλύτερες τιμές λόγου τ_{SA}/p_i' . Ως εκ τούτου, η υιοθέτηση της θεωρίας που αναπτύχθηκε από διάφορους ερευνητές σύμφωνα με την οποία για δεδομένο αριθμό κύκλων φόρτισης η αντοχή σε ανακυκλική φόρτιση αυξάνει σχεδόν γραμμικά με την σχετική πυκνότητα έως $D_r=80\%$ (De Alba et al., 1976, Ishihara, 1977) οδηγεί σε μια υποτιμημένη τιμή αστράγγιστης ανακυκλικής αντοχής στην περίπτωση των πυκνών δοκιμίων. Παρόμοιες παρατηρήσεις έχουν αναφερθεί και από τους Tatsuoka et al. (1982) και Vaid & Chern (1983) για πειράματα απλής στρεπτικής διάτμησης και τριαξονικά πειράματα αντίστοιχα.

Στο Σχήμα 7.28 οι καμπύλες ανακυκλικής αντοχής του Σχήματος 7.27 παρουσιάζονται εκ νέου μαζί με τις καμπύλες ανακυκλικής αντοχής που προκύπτουν με βάση τον αριθμό των κύκλων φόρτισης που απαιτείται για την ανάπτυξη διατμητικής παραμόρφωσης, $\gamma_{SA}=3.75\%$ (Vaid & Sivathayalan, 1996, Porcino et al., 2008) και $\gamma_{DA}=7.5\%$ (Tatsuoka et al., 1982, Chiaro et al., 2012) και $\gamma_{DA}=10\%$ (Sawada, 2006). Ο όρος γ_{SA} και γ_{DA} αναφέρεται στην παραμόρφωση που

αναπτύσσεται στο ημι-εύρος (SA – Single Amplitude) και σε ολόκληρο το εύρος (DA – Double Amplitude) της μεταβολής της διατμητικής παραμόρφωσης αντίστοιχα.

Στην περίπτωση των χαλαρών δοκιμίων ο λόγος τ_{SA}/p_i' δεν επηρεάζεται από την τιμή της διατμητικής παραμόρφωσης που χρησιμοποιείται ως κριτήριο αστοχίας. Ωστόσο για μεγαλύτερες σχετικές πυκνότητες, η τιμή τ_{SA}/p_i' φαίνεται να είναι πιο ευαίσθητη σε αλλαγές του κριτηρίου αστοχίας και τείνει να αυξάνει αυξανόμενης της τιμής της διατμητικής παραμόρφωσης στην οποία ορίζεται η αστοχία των δοκιμίων.

7.3. ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΕ ΑΝΙΣΟΤΡΟΠΑ ΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΜΕΝΑ ΔΟΚΙΜΙΑ – (AC_(α))

7.3.1. Επίδραση πυκνότητας στη συμπεριφορά σε ανακυκλική στρεπτική διάτμηση

Στο υποκεφάλαιο αυτό εξετάζεται η επίδραση της πυκνότητας στη συμπεριφορά σε ανακυκλική στρεπτική διάτμηση χαλαρών, μέσης πυκνότητας και πυκνών ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων. Υπενθυμίζεται ότι σε αυτή τη σειρά πειραμάτων η διεύθυνση των κυρίων τάσεων (γωνία α) μεταβάλλεται συνεχώς κατά τη διάρκεια της φόρτισης υπό σταθερή τιμή αξονικού φορτίου. Στα ανισότροπα στερεοποιημένα πειράματα απλής διάτμησης των Tatsuoka et al. (1982) η προσπάθεια διατήρησης σταθερού του ύψους των δοκιμίων κατά τη διάρκεια της ανακυκλικής φόρτισης είχε ως αποτέλεσμα τη μείωση της ολικής κατακόρυφης τάσης. Οι αυξημένες τιμές αξονικού φορτίου στις οποίες υποβάλλονται τα δοκίμια, απόρροια της ανισότροπης στερεοποίησης τους, ευθύνονται για τη σημαντικά ασθενέστερη συμπεριφορά των χαλαρών AC δοκιμίων του Σχήματος 6.51 συγκριτικά με την απόκριση των αντίστοιχα IC δοκιμίων. Η συμπεριφορά αυτή αποτελεί ένα από τα βασικότερα συμπεράσματα της δημοσίευσης των Konstadinou & Georgiannou (2013) ωστόσο η συμπεριφορά αυτή δεν έχει παρατηρηθεί στα πειράματα των Tatsuoka et al. (1982).

Στο Σχήμα 7.29 έχει σχεδιασθεί η διαδρομή ενεργών τάσεων χαλαρού ($D_r \sim 25\%$) ανισότροπα στερεοποιημένου, AC, δοκιμίου άμμου Ottawa με αρχική ενεργό τάση $p_i' = 110$ kPa στο οποίο υποβλήθηκε ανακυκλική διατμητική τάση $\Delta\tau_{\theta z} = \pm 25.9$ kPa.

Στο ίδιο σχήμα δίνεται και η απόκριση αντίστοιχης πυκνότητας δοκιμίου υπό μονοτονικές συνθήκες φόρτισης. Μια πρώτη εικόνα του σχήματος αυτού δείχνει ότι η ανισότροπη στερεοποίηση στη περίπτωση του μονοτονικού δοκιμίου δημιουργεί μια ασταθή συμπεριφορά που εκδηλώνεται με την απομείωση της διατμητικής αντοχής μετά από την επίτευξη μιας μέγιστης τιμής όπως απεικονίζει το βέλος και η διακεκκομένη γραμμή στη διαδρομή ενεργών τάσεων του δοκιμίου. Σε αντίθεση το αντίστοιχης πυκνότητας μονοτονικό, ισότροπα στερεοποιημένο δοκίμιο του Σχήματος 7.1 παρουσιάζει σταθερή συμπεριφορά με συνεχή αύξηση της διατμητικής αντοχής.

Στο Σχήμα 7.29 έχει σχεδιασθεί επίσης η γραμμή αστοχίας ($FL - \varphi' = 38^\circ$), η γραμμή αλλαγής φάσης ($PTL - \varphi'_{PTL} = 32^\circ$) και η γραμμή αστάθειας ($IL - \varphi'_{IL} = 24.5^\circ$) όπως ορίζονται από τη διαδρομή ενεργών τάσεων του μονοτονικού δοκιμίου.

Όταν η διαδρομή ενεργών τάσεων του ανακυκλικού δοκιμίου διασχίσει τη γραμμή αστάθειας, τότε σε κάποιο επακόλουθο σημείο (σημείο 1) αναπτύσσεται απότομα στο δοκίμιο υπερπίεση πόρων (σημείο 1 \rightarrow σημείο 2, Σχήμα 7.30) συνοδεύει μιας επίσης απότομης ανάπτυξης στις τιμές των διατμητικών και αξονικών παραμορφώσεων (Σχήμα 7.31). Η ασταθής συμπεριφορά του χαλαρού, ανακυκλικού, IC, δοκιμίου του Σχήματος 7.1 οδηγεί σε ρευστοποίηση. Αντιθέτως, η ασταθής συμπεριφορά του χαλαρού, ανακυκλικού, AC, δοκιμίου του Σχήματος 7.29 τερματίζεται όταν η διαδρομή ενεργών τάσεων συναντήσει τη γραμμή αλλαγής φάσης (σημείο 2). Από το σημείο αυτό και έπειτα η διαδρομή ενεργών τάσεων παραμένει επί της γραμμής αυτής με τη δημιουργία σταθερών βρόγχων ανακυκλικής φόρτισης που σχετίζονται με την επίτευξη μιας σταθερής, τελικής τιμής υπερπίεσης πόρων ($\Delta u_{terminal}$), η οποία τιμή παραμένει αρκετά μικρότερη από την τιμή της αρχικής ενεργού τάσης ($p_i' = 110$ kPa, Σχήμα 7.30) και το δοκίμιο οδηγείται στην αστοχία με την ανάπτυξη μεγάλων αξονικών παραμορφώσεων (Σχήμα 7.31). Η καμπύλη τάσεων–παραμορφώσεων του δοκιμίου δίνεται στο Σχήμα 7.32. Στους πρώτους κύκλους φόρτισης η καμπύλη τάσεων–παραμορφώσεων σχηματίζει μια κλειστή διαδρομή μέχρι το σημείο ασταθούς συμπεριφοράς (σημείο 1) από το οποίο και έπειτα αναπτύσσονται μεγαλύτερες τιμές διατμητικής παραμόρφωσης μέχρι η διαδρομή τάσεων σταθεροποιηθεί επί της γραμμής αλλαγής φάσης (σημείο 2) και την δημιουργία εκ νέου κλειστών βρόγχων τάσεων–παραμορφώσεων (βλέπε Σχήμα 7.29). Παρόμοιες

παρατηρήσεις έχουν πραγματοποιηθεί και κατά την ανακυκλική φόρτιση του χαλαρού, AC, δοκιμίου του Σχήματος 6.24 με $p_i'=320$ kPa.

Η μεταβολή της διατμητικής τάσης $\tau_{\theta z}$ και της γωνίας α συναρτήσει της μέσης ενεργού τάσης, p_i' , δίνεται στα Σχήματα 7.33 και 7.34 αντίστοιχα ενώ η εξέλιξη της γωνίας α και της παραμέτρου b ως προς το χρόνο δίνονται για τα δύο πρώτα λεπτά της φόρτισης στα Σχήματα 7.35 και 7.36 αντίστοιχα.

Εν συνεχεία, στο Σχήμα 7.37 απεικονίζεται η απόκριση δύο μέσης πυκνότητας δοκιμίων υπό μονοτονική και ανακυκλική φόρτιση με $p_i'=110$ kPa και διατμητική τάση, στην περίπτωση του ανακυκλικού δοκιμίου, ίση με $\Delta\tau_{\theta z} = \pm 30.7$ kPa. Αρχικά κατά το 1^ο τέταρτο του πρώτου κύκλου φόρτισης (σημεία 1-2) οι διαδρομές ενεργών τάσεων των δύο δοκιμίων πρακτικά ταυτίζονται. Όπως φαίνεται και από τα Σχήματα 7.38 και 7.39 στο ανακυκλικό δοκίμιο δε σημειώνεται καμία απότομη ανάπτυξη υπερπίεσεων πόρων, διατμητικών ή αξονικών παραμορφώσεων. Παρ'όλα αυτά το δοκίμιο αστοχεί εξαιτίας προοδευτικής συσσώρευσης αξονικών παραμορφώσεων σε τιμή της τάξεως του 5% ενώ τελικώς δημιουργούνται σταθεροί κύκλοι ανακυκλικής φόρτισης που οριοθετούνται από τη γραμμή αστοχίας και οι οποίοι σχετίζονται με την επίτευξη μιας σταθερής, τελικής τιμής υπερπίεσης πόρων (Σχήμα 7.38).

Η καμπύλη τάσεων–παραμορφώσεων δίνεται στο Σχήμα 7.40. Κατά τους πρώτους κύκλους φόρτισης του δοκιμίου σημειώνεται μια ανάπτυξη διατμητικών παραμορφώσεων (<1%) η οποία εν συνεχεία φθίνει σε μια πολύ μικρή τιμή. Η μεταβολή της διατμητικής τάσης $\tau_{\theta z}$ και της γωνίας α συναρτήσει της μέσης ενεργού τάσης, p_i' , δίνεται στα Σχήματα 7.41 και 7.42 αντίστοιχα ενώ η εξέλιξη της γωνίας α και της παραμέτρου b ως προς το χρόνο δίνονται για τα δύο πρώτα λεπτά της φόρτισης στα Σχήματα 7.43 και 7.44 αντίστοιχα.

Στο Σχήμα 7.45 απεικονίζεται η απόκριση δύο πυκνών δοκιμίων ($D_r \sim 62\%$) υπό μονοτονική και ανακυκλική φόρτιση με $p_i'=110$ kPa και διατμητική τάση, στην περίπτωση του ανακυκλικού δοκιμίου, ίση με $\Delta\tau_{\theta z} = \pm 62.5$ kPa. Αρχικά κατά το 1^ο τέταρτο του πρώτου κύκλου φόρτισης (σημεία 1-2) οι διαδρομές ενεργών τάσεων των δύο δοκιμίων πρακτικά ταυτίζονται όπως παρατηρήθηκε και για τα AC δοκίμια μέσης πυκνότητας. Τυπικά ένα πυκνό δοκίμιο για να αστοχήσει σε ανακυκλική φόρτιση

απαιτεί την επιβολή μιας ανακυκλικής διατμητικής τάσης η οποία σε μέγεθος πρέπει να ξεπερνάει την τιμή της διατμητικής τάσης στο σημείο αλλαγής φάσης που ορίζει το αντίστοιχο μονοτονικό δοκίμιο όπως ήταν και η περίπτωση των IC πειραμάτων του Σχήματος 7.13. Ως εκ τούτου η μεγάλη τιμή της επιβαλλόμενης διατμητικής τάσης, $\Delta\tau_{\theta z}$, έχει ως αποτέλεσμα την ανάπτυξη σημαντικών διατμητικών παραμορφώσεων από τους πρώτους κύκλους φόρτισης όπως φαίνεται από τις καμπύλες $\gamma_{\theta z} - t$ και $\gamma_{\theta z} - \tau_{\theta z}$ των Σχημάτων 7.47 και 7.48 αντίστοιχα, ενώ η αξονική παραμόρφωση συσσωρεύεται προοδευτικά. Η μορφή της καμπύλης $\Delta u - t$ του Σχήματος 7.46 παρουσιάζει χαρακτηριστικά «ανακυκλικής κινητικότητας» (cyclic mobility) με τις υπερπιέσεις πόρων να αυξομειώνονται γύρω από μια σταθερή τιμή και η συμπεριφορά του δοκιμίου να αλλάζει από συστολική σε διαστολική καθώς η διαδρομή ενεργών τάσεων ταξιδεύει κατά μήκος της γραμμής αστοχίας που ορίζει το μονοτονικό δοκίμιο. Ενδεικτικά σημεία που σηματοδοτούν την μετάβαση από συστολική σε διαστολική συμπεριφορά έχουν αριθμηθεί στη διαδρομή ενεργών τάσεων του ανακυκλικού δοκιμίου (σημεία 3, 4 και 5) ενώ η διακεκομμένη γραμμή αλλαγής φάσης που ενώνει τα σημεία αυτά με την αρχή των αξόνων ταυτίζεται με την γραμμή αλλαγής φάσης που ορίζουν τα μονοτονικά δοκίμια για παρόμοια τιμή σχετικής πυκνότητας. Όπως και στην περίπτωση του πυκνού, IC, δοκιμίου του Σχήματος 7.13, ενώ η γραμμή αλλαγής φάσης του ανακυκλικού και του μονοτονικού δοκιμίου πρακτικά ταυτίζεται, η κλίση της γραμμής αυτής είναι μικρότερη ($\varphi'_{PTL}=26^{\circ}$) συγκρινόμενη με την αντίστοιχη κλίση των χαλαρών δοκιμίων υπό μονοτονική και ανακυκλική φόρτιση ($\varphi'_{PTL}=32^{\circ}$, Σχήμα 7.29). Η παρατήρηση αυτή θα σχολιασθεί αναλυτικότερα στο Υποκεφάλαιο 7.3.2 που ακολουθεί.

Η μεταβολή της διατμητικής τάσης $\tau_{\theta z}$ και της γωνίας α συναρτήσει της μέσης ενεργού τάσης, p_i' , δίνεται στα Σχήματα 7.49 και 7.50 αντίστοιχα ενώ η εξέλιξη της γωνίας α και της παραμέτρου b ως προς το χρόνο δίνονται για τα δύο πρώτα λεπτά της φόρτισης στα Σχήματα 7.51 και 7.52 αντίστοιχα. Σύμφωνα με την εξίσωση (4.1.27) η επιβολή στρεπτικής διατμητικής τάσης κατά τη φόρτιση των AC δοκιμίων οδηγεί σε μια συνεχή και ανακυκλική μεταβολή της γωνίας α , σε αντίθεση με την περίπτωση των IC δοκιμίων όπου η μεταβολή στην τιμή της γωνίας α δεν είναι συνεχής αλλά εναλλάσσεται γρήγορα από $+45^{\circ}$ σε -45° (βλέπε Σχήματα 7.5, 7.11 και 7.17). Μεγαλύτερες τιμές στην επιβαλλόμενη ανακυκλική στρεπτική διάτμηση, με τις άλλες παραμέτρους να παραμένουν σταθερές, οδηγεί σε μεγαλύτερες μεταβολές στις

τιμές της γωνίας α . Για παράδειγμα $\alpha = \pm 10^0, \pm 19.5^0, \pm 29^0$ όταν $\Delta\tau_{\theta z} = \pm 13.5 \text{ kPa}, \pm 30.7 \text{ kPa} \ \& \ \pm 62.5 \text{ kPa}$ αντίστοιχα (βλέπε Σχήματα 7.35, 7.43 και 7.51).

Θέλοντας να εξεταστεί κατά πόσο η παρουσία μιας αρχικής διατμητικής τάσης (σε οριζόντιο επίπεδο) που προϋπάρχει σε ένα εδαφικό στοιχείο πριν την εφαρμογή μιας σεισμικής φόρτισης επηρεάζει την αντίσταση έναντι ρευστοποίησης, οδήγησε διάφορους ερευνητές στην πραγματοποίηση πειραμάτων ανακυκλικής στρεπτικής διάτμησης σε δοκίμια στα οποία αμέσως μετά το τέλος της στερεοποίησης και πριν από τη φόρτιση τους, επιβάλλεται μια αρχική στρεπτική τάση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης. Μια τέτοια κατηγορία πειραμάτων πραγματοποιήθηκε από τους Chiaro et al. (2012) σε χαλαρά ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Toyoura στη συσκευή στρεπτικής διάτμησης κοίλου δοκιμίου. Ανάλογα από το μέγεθος της επιβαλλόμενης ανακυκλικής στρεπτικής τάσης, τ_{CYCLIC} , σε σχέση με το μέγεθος της αρχικής στρεπτικής τάσης, τ_{STATIC} , σημειώθηκαν τρία ξεχωριστά μοτίβα φόρτισης (φόρτιση με αντιστροφή, $\tau_{\text{CYCLIC}} > \tau_{\text{STATIC}}$ – reversal loading, ενδιάμεση φόρτιση, $\tau_{\text{CYCLIC}} = \tau_{\text{STATIC}}$ – intermediate loading, φόρτιση με μη αντιστροφή, $\tau_{\text{CYCLIC}} < \tau_{\text{STATIC}}$ – non reversal loading). Επιπρόσθετα ανάλογα από το μοτίβο φόρτισης η αντίσταση σε ρευστοποίηση μειώνεται ή αυξάνεται. Στο σημείο αυτό τονίζεται ότι τα πειράματα των Σχημάτων 7.29, 7.37 και 7.45 της παρούσας διατριβής διαφοροποιούνται από τα πειράματα των Chiaro et al. (2012) καθώς η αρχική διατμητική τάση που προϋπάρχει πριν από τη φόρτιση των δοκιμίων είναι αποτέλεσμα της ανισότροπης στερεοποίησης τους και δεν ασκείται σε οριζόντιο επίπεδο ενώ η φόρτιση τους σε όρους στρεπτικής διατμητικής τάσης επιβάλλεται συμμετρικά (Σχήματα 7.33, 7.41 και 7.49).

Παρόμοια ορολογία όσον αφορά τα μοτίβα συμπεριφοράς σε ανακυκλική φόρτιση υπό την ύπαρξη μιας αρχικής διατμητικής τάσης, έχει χρησιμοποιηθεί και από τους Hyodo et al. (1991) για πειράματα σε δοκίμια άμμου στη τριαξονική συσκευή. Σημειώνεται ότι σε τριαξονικά πειράματα η αρχική διατμητική τάση επιτυγχάνεται μέσω ανισότροπης στερεοποίησης των δοκιμίων.

7.3.2. Επίδραση πυκνότητας στη συμπεριφορά σε μονοτονική στρεπτική διάτμηση

Η επίδραση της πυκνότητας στη συμπεριφορά σε μονοτονική στρεπτική διάτμηση εξετάστηκε εκτενώς για την περίπτωση των ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων στο Υποκεφάλαιο 7.3.1. Η επίδραση αυτή εξετάζεται και για την περίπτωση των ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων στα σχήματα που ακολουθούν. Αναλυτικότερα στο Σχήμα 7.53 παρουσιάζονται οι διαδρομές ενεργών τάσεων AC δοκιμίων με διαφορετικές τιμές σχετικής πυκνότητας και $p_i'=110$ kPa ενώ οι καμπύλες υπερπιέσεων πόρων– παραμορφώσεων δίνονται στα Σχήματα 7.54 και 7.55 αντίστοιχα. Μια πρώτη εικόνα από τα εν λόγω σχήματα δείχνει ότι η απόκριση των δοκιμίων αλλάζει σημαντικά με την αύξηση της σχετικής πυκνότητας τους καθώς η ασταθής συμπεριφορά που σημειώνεται για το χαλαρό ($D_r=26.7\%$) δοκίμιο δεν παρατηρείται στα πυκνότερα δοκίμια ($D_r=31.5, 47.4$ και 64.7%) στα οποία η διατμητική τάση αυξάνει συνεχώς συναρτήσει της παραμόρφωσης. Το σημείο αλλαγής φάσης κάθε δοκιμίου έχει σημειωθεί στο Σχήμα 7.54 με ένα κύκλο και ένα βέλος ενώ η ευθεία γραμμή που ενώνει την αρχή των αξόνων με τα σημεία αυτά στο Σχήμα 7.53 έχει κλίση που αντιστοιχεί σε γωνία διατμητικής αντοχής $\varphi'_{PTL}=32^0$ για τα δοκίμια με $D_r=26.7$ & 31.5% . Η αντίστοιχη γραμμή στη περίπτωση του δοκιμίου με $D_r=47.4\%$ και $(\Delta u/p_i')_{PTP}=3\%$ φαίνεται να έχει μικρότερη κλίση με $\varphi'_{PTL}=26^0$. Στο πυκνότερο δοκίμιο με $D_r=64.7\%$ δεν διακρίνεται κάποιο σημείο αλλαγής φάσης καθώς το δοκίμιο αυτό μετά βίας παρουσιάζει συστολική συμπεριφορά (βλέπε Σχήμα 7.54).

Μια πιο γενική εικόνα όσον αφορά στην επίδραση της σχετικής πυκνότητας στη μονοτονική συμπεριφορά των AC δοκιμίων, δίνεται στο Σχήμα 7.56 στο οποίο παρουσιάζονται οι διαδρομές ενεργών τάσεων χαλαρών και πυκνών δοκιμίων για δύο καινούργιες τιμές τάσης στερεοποίησης ($p_i'=210, 310$ kPa). Τα χαλαρά δοκίμια ($D_r=31.5\%, 30.8\%$ και 30.6%) έχουν μια κοινή γραμμή αλλαγής φάσης με $\varphi'_{PTL}=32^0$. Το ίδιο ισχύει και για την περίπτωση των πυκνών δοκιμίων ($D_r=64.7\%, 79.1\%$ και 76.8%) στα οποία ωστόσο η γραμμή αλλαγής φάσης έχει μικρότερη κλίση με $\varphi'_{PTL}=26^0$. Οι γραμμές αλλαγής φάσης ορίστηκαν με βάση τα σημεία μετάβασης από συστολική σε διαστολική συμπεριφορά (PTP) τα οποία σημειώνονται με κύκλους και βέλη στις καμπύλες υπερπιέσεων πόρων–παραμορφώσεων των δοκιμίων (Σχήμα

7.57). Στα πυκνότερα δοκίμια με $p_i'=210, 310$ kPa ($D_i=79.1\%, 76.8\%$) οι υπερπιέσεις πόρων αυξάνουν σε μικρό βαθμό $(\Delta u/p_i')_{PTP}<4\%$, ωστόσο οι καμπύλες $\Delta u - \gamma_{oct}$ των δοκιμίων αυτών παρουσιάζουν ξεκάθαρα ένα σημείο αλλαγής φάσης.

7.3.3. Επίδραση πυκνότητας στις καμπύλες ανακυκλικής αντοχής

Οι καμπύλες ανακυκλικής αντοχής των ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων για διαφορετικές τιμές σχετικής πυκνότητας δίνονται στο Σχήμα 7.58 και προσδιορίστηκαν με βάση την τιμή του λόγου τ_{SA}/p_i' και του μικρότερου αριθμού των κύκλων φόρτισης που χρειάζεται ώστε τα δοκίμια να αναπτύξουν είτε διατμητική παραμόρφωση $\gamma_{SA}=2.5\%$ είτε αξονική παραμόρφωση $\varepsilon_{axial}=5\%$. Το κριτήριο αστοχίας $\varepsilon_{axial}=5\%$ χρησιμοποιήθηκε επανειλημμένα για τον προσδιορισμό για τον προσδιορισμό της ανακυκλικής αντοχής στο εργαστήριο (Vaid & Chern, 1983, Hyodo et al., 1991, Konstadinou & Georgiannou, 2013). Όπως έχει ήδη προαναφερθεί στο Υποκεφάλαιο 6.3, το αξονικό φορτίο που επιβάλλεται στα $AC_{(a)}$ δοκίμια κατά το στάδιο της ανισότροπης στερεοποίησης τους, δρα τελικώς ως η κατευθυντήρια δύναμη που οδηγεί τα δοκίμια αυτά στην αστοχία συνοδεύει μεγάλων αξονικών παραμορφώσεων (Σχήματα 7.31 και 7.39). Ως εκ τούτου, για τα $AC_{(a)}$ δοκίμια ο κρίσιμος παράγοντας ο οποίος καθορίζει την ανακυκλική αντοχή τους είναι ο αριθμός των κύκλων φόρτισης που απαιτούνται για την ανάπτυξη συγκεκριμένης τιμής αξονικής παραμόρφωσης (π.χ. $\varepsilon_{axial}=5\%$). Τα δύο κριτήρια που χρησιμοποιούνται για τον προσδιορισμό της αστοχίας σε ανακυκλική φόρτιση ($\gamma_{SA}=2.5\%$ ή $\varepsilon_{axial}=5\%$) είναι εντελώς διαφορετικά μεταξύ τους, εντούτοις και τα δύο κριτήρια αντιστοιχούν σε συνθήκες οι οποίες εάν αναπαραχθούν στο ύπαιθρο οδηγούν σε ταχεία απώλεια λειτουργικότητας.

Όπως και στην περίπτωση των ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων του Σχήματος 7.27, η αντοχή σε ανακυκλική φόρτιση αυξάνει, αυξανόμενης της σχετικής πυκνότητας των AC δοκιμίων (Σχήμα 7.58) ωστόσο ο ρυθμός αυτής της αύξησης είναι διαφορετικός για τα AC σε σχέση με τα IC δοκίμια όπως θα σχολιασθεί αναλυτικότερα στο Υποκεφάλαιο 7.4.2 που ακολουθεί.

7.4. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΜΕΤΑΞΥ ΙΣΟΤΡΟΠΑ (IC) & ΑΝΙΣΟΤΡΟΠΑ ($AC_{(a)}$) ΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΜΕΝΩΝ ΔΟΚΙΜΙΩΝ ΓΙΑ ΔΙΑΦΟΡΕΤΙΚΕΣ ΤΙΜΕΣ ΣΧΕΤΙΚΗΣ ΠΥΚΝΟΤΗΤΑΣ

7.4.1. Συμπεριφορά σε μονοτονική στρεπτική διάτμηση

Ένα από τα θέματα τα οποία εξετάστηκαν στο Κεφάλαιο 5 ήταν αυτό που αφορούσε στη σύγκριση της απόκρισης σε μονοτονική στρεπτική διάτμηση μεταξύ των ισότροπα, IC, και ανισότροπα, $AC_{(a)}$, στερεοποιημένων δοκιμίων υπό διαφορετικές τιμές τάσης στερεοποίησης. Ωστόσο στο Κεφάλαιο 5 η σύγκριση αυτή περιορίστηκε μόνο σε χαλαρά δοκίμια με τιμές σχετικής πυκνότητας ($D_r=25$ και 32%). Στο παρόν υποκεφάλαιο επιχειρείται να δοθεί μια πιο γενική εικόνα μέσω της σύγκρισης της συμπεριφοράς των IC και $AC_{(a)}$ δοκιμίων για ένα εύρος πυκνοτήτων. Σε πρώτη φάση παρατηρείται ότι η γωνία διατμητικής αντοχής που αντιστοιχεί στη γραμμή αστοχίας και στη γραμμή αλλαγής φάσης δεν επηρεάζεται από τις συνθήκες στερεοποίησης των εδαφικών υλικών και λαμβάνει κοινή τιμή για τα χαλαρά IC και AC δοκίμια ($\varphi'_{PTL}=32^0$, $\varphi'=38^0$ – βλέπε Σχήματα 7.1 & 7.29) και κοινή αλλά διαφορετική τιμή για τα πυκνότερα IC και AC δοκίμια ($\varphi'_{PTL}=26^0$, $\varphi'=39^0$ – βλέπε Σχήματα 7.13 και 7.45).

Οι καμπύλες υπερπίεσεων πόρων–παραμορφώσεων και τάσεων-παραμορφώσεων παρουσιάζονται για διαφορετικές τιμές σχετικής πυκνότητας και $p_i'=110$ kPa με συνεχή γραμμή για τα IC και με διακεκομμένες κουκκίδες για τα AC δοκίμια στα Σχήματα 7.59 και 7.60 αντίστοιχα. Για τιμές $D_r > \sim 25\%$ όλα τα AC δοκίμια αναπτύσσουν μέχρι το σημείο αλλαγής φάσης (PTP) μικρότερες τιμές υπερπίεσης πόρων σε σχέση με τα αντίστοιχης πυκνότητας IC δοκίμια, συμπέρασμα το οποίο βρίσκεται σε συμφωνία με τα όσα έχουν αναφερθεί στο Κεφάλαιο 5. Από το σημείο αλλαγής φάσης και έπειτα ο ρυθμός αύξησης της διατμητικής αντοχής των IC δοκιμίων είναι μεγαλύτερος και ως εκ τούτου η κλίση του διαστολικού κλάδου των δοκιμίων αυτών είναι πιο απότομη. Για τα δοκίμια χαλαρότερης δομής ($D_r \sim 25\%$) η συμπεριφορά αλλάζει δραστικά με την ανισότροπη στερεοποίηση να ενισχύει την ασταθή απόκριση των δοκιμίων (ο ασταθής κλάδος σημειώνεται με διακεκομμένη γραμμή στα Σχήματα 7.59 και 7.60).

7.4.2. Καμπύλες ανακυκλικής αντοχής

Για σκοπούς άμεσης σύγκρισης οι καμπύλες αντοχής σε ανακυκλική φόρτιση των IC δοκιμίων παρουσιάζονται στο ίδιο διάγραμμα μαζί με τις αντίστοιχες καμπύλες των AC δοκιμίων για τρεις διαφορετικές τιμές σχετικής πυκνότητας, $D_r=25, 48$ και 62% στα Σχήματα 7.61, 7.62 και 7.63 αντίστοιχα. Η αντοχή σε ανακυκλική φόρτιση των AC δοκιμίων με τη χαλαρότερη δομή ($D_r\sim 25\%$) απομειώνεται σημαντικά και τα δοκίμια γι' αυτήν την κατηγορία πειραμάτων κατέχουν περίπου μόνο το 42% της ανακυκλικής αντοχής των αντίστοιχων IC δοκιμίων. Η απομείωση αυτή της ανακυκλικής αντοχής παρατηρείται και για τα AC δοκίμια με μέση τιμή πυκνότητας ($D_r\sim 48\%$) παρόλο που στη περίπτωση αυτή η απομείωση είναι λιγότερο έντονη (75% αντί 42%). Αντίθετη τάση συμπεριφοράς παρατηρείται για τα πυκνότερα δοκίμια ($D_r\sim 62\%$) και για $N>10$, ενώ για $N<10$ οι καμπύλες ανακυκλικής αντοχής των AC και IC δοκιμίων πρακτικά ταυτίζονται.

Συνοψίζοντας, με βάση τα όσα έχουν αναφερθεί στο Σχήματα 7.61, 7.62 και 7.63, μπορεί να εξαχθεί το συμπέρασμα ότι οι συνθήκες στερεοποίησης (ισότροπες ή ανισότροπες) πρέπει να λαμβάνονται υπόψη στο σχεδιασμό των γεωτεχνικών έργων ενώ ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται στη περίπτωση των χαλαρών προς μέσης πυκνότητας ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων τα οποία παρουσιάζουν τις μικρότερες αντοχές σε δυναμική φόρτιση. Παρόμοια συμπεράσματα σημειώθηκαν και από τους Seed & Harder (1990) και Harder & Boulanger (1997) για ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια υποβαλλόμενα ωστόσο σε ανακυκλική τριαξονική φόρτιση.

Η επίδραση της σχετικής πυκνότητας στο λόγο ανακυκλικής αντοχής τ_{SA}/p_i' ο οποίος απαιτείται για την αστοχία των δοκιμίων σε $N=10$ κύκλους φόρτισης, κατάσταση η οποία σύμφωνα με τους Seed et al. (1975) αντιστοιχεί σε σεισμική φόρτιση μεγέθους $M=6.75$, παρουσιάζεται στο Σχήμα 7.64 για τα IC και AC δοκίμια. Υπενθυμίζεται εκ νέου ότι η αστοχία των δοκιμίων εκφράζεται σε όρους $\gamma_{SA}=2.5\%$ ή $\varepsilon_{axial}=5\%$. Τα δεδομένα του Σχήματος 7.64 προέκυψαν από τις αντίστοιχες γραμμές του Σχημάτων 7.61, 7.62 και 7.63 και μπορούν να περιγραφούν ικανοποιητικά τόσο για τα IC όσο και για τα AC δοκίμια από μια σχέση εκθετικής μορφής. Ο ρυθμός αύξησης της αντοχής σε ανακυκλική φόρτιση αυξανόμενης της πυκνότητας των δοκιμίων είναι μεγαλύτερος για τα AC συγκριτικά με τα IC δοκίμια. Για δεδομένη τιμή σχετικής

πυκνότητας η σχέση μεταξύ του λόγου τ_{SA}/p_i των IC και AC δοκιμίων εκφράζεται μέσω ενός διορθωτικού συντελεστή (Correction Factor – CF) ως ακολούθως:

$$CF = \frac{\left(\frac{\tau_{SA}}{p_i}\right)_{N=10}^{AC}}{\left(\frac{\tau_{SA}}{p_i}\right)_{N=10}^{IC}} \quad (7.4.1)$$

Συγκεντρωτικά οι τιμές CF που προκύπτουν για τρεις διαφορετικές τιμές σχετικής πυκνότητας ($D_r=25\%$, 48% , 62%) δίνονται στο Σχήμα 7.65. Οι τιμές CF μειώνονται σταδιακά μειωμένης της σχετικής πυκνότητας ενώ για $D_r=25\%$ και 48% οι τιμές CF που λαμβάνονται είναι μικρότερες της μονάδος υποδεικνύοντας ότι η παρουσία μιας αρχικής διατμητικής τάσης απόρροια της ανισότροπης στερεοποίησης των δοκιμίων προκαλεί μια σημαντική απώλεια αντοχής σε ανακυκλική φόρτιση η οποία είναι ιδιαίτερα σοβαρή καθώς η σχετική πυκνότητα πλησιάζει την τιμή $D_r=25\%$ ($CF=0.42$). Κατά συνέπεια, στις περιπτώσεις αυτές η υιοθέτηση στο σχεδιασμό τιμών ανακυκλικής αντοχής που προέκυψαν από τη στρεπτική διάτμηση ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων ενδεχομένως να οδηγήσει σε ένα ιδιαίτερα μη συντηρητικό σχεδιασμό.

Η σχέση μεταξύ του διορθωτικού συντελεστή, CF, και της σχετικής πυκνότητας, D_r , που παρουσιάζεται στο Σχήμα 7.65 μπορεί μαθηματικά να περιγραφεί με βάση την εξίσωση:

$$CF = \alpha \cdot \exp(\beta \cdot D_r) \quad (7.4.2)$$

όπου α και β είναι εμπειρικές παράμετροι οι οποίες εξαρτώνται από το εξεταζόμενο υλικό και για την άμμο Ottawa της παρούσας διατριβής λαμβάνουν τιμές $\alpha=0.22$ και $\beta=0.026$.

7.4.3. Μηχανισμός ανάπτυξης υπερπιέσεων πόρων

Ένα από τα βασικά μοτίβα συμπεριφοράς που παρατηρήθηκε στα πειραματικά αποτελέσματα του Κεφαλαίου 6 είναι αυτό που θέλει τις υπερπιέσεις πόρων κατά την

ανακυκλική φόρτιση των χαλαρών ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων να αναπτύσσονται έως μια τελική τιμή ($\Delta u_{terminal}$) η οποία σχετίζεται με την αστοχία των δοκιμίων υπό την έννοια αυξημένων αξονικών παραμορφώσεων. Η τελική αυτή τιμή της υπερπίεσης πόρων κανονικοποιημένη ως προς την αρχική ενεργό τάση ($\Delta u/p_i'$), διαπιστώθηκε ότι δεν εξαρτάται από το επιβαλλόμενο ανακυκλικό φορτίο ούτε από την τιμή της αρχικής ενεργού τάσης ενώ η επίδραση του συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης λήφθηκε ικανοποιητικά υπόψη μέσω της εξίσωσης (6.4.1) (βλέπε Σχήμα 6.73).

Στο παρόν κεφάλαιο η ύπαρξη μιας τελικής τιμής υπερπίεσης πόρων παρατηρείται πέρα από τα χαλαρά (Σχήμα 7.30) και στα μέσης πυκνότητας (Σχήμα 7.38) και στα πυκνά (Σχήμα 7.46) ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια. Στην τελευταία περίπτωση επειδή τα δοκίμια εμφανίζουν χαρακτηριστικά «ανακυκλικής κινητικότητας» οι υπερπίεσεις πόρων μετά από τους πρώτους κύκλους φόρτισης πρακτικά αυξομειώνονται γύρω από μια σταθερή τιμή η οποία αντιστοιχεί στην τιμή της υπερπίεσης πόρων στο τέλος των κύκλων φόρτισης. Η τιμή αυτή λαμβάνεται για την περίπτωση των πυκνών δοκιμίων έως $\Delta u_{terminal}$ τιμή.

Η επίδραση της πυκνότητας στην τελική τιμή της υπερπίεσης πόρων που αναπτύσσουν τα δοκίμια εξετάζεται στο Σχήμα 7.66 όπου οι τιμές $(\Delta u/p_i')_{terminal}$ παρουσιάζονται συναρτήσει της σχετικής πυκνότητας, D_r . Είναι εμφανές ότι αυξανόμενης της πυκνότητας των δοκιμίων η τιμή $(\Delta u/p_i')_{terminal}$ μειώνεται ενώ η τιμή αυτή για σταθερή πυκνότητα δεν εξαρτάται από το επιβαλλόμενο ανακυκλικό φορτίο, τ_{SA}/p_i' . Αξίζει επίσης να σημειωθεί ότι σε κάθε περίπτωση η τιμή $(\Delta u/p_i')_{terminal}$ είναι μικρότερη από 0.4 και ως εκ τούτου τα δοκίμια δεν ρευστοποιούνται.

Για να ληφθεί υπόψη η επίδραση της πυκνότητας στην τιμή της κανονικοποιημένης υπερπίεσης πόρων $(\Delta u/p_i')_{terminal}$ η εξίσωση (6.4.1) τροποποιείται ως ακολούθως:

$$\left(\frac{\Delta u}{p_i'}\right)_{terminal} = 1 - \left(\frac{1 - K_c}{1 + K_c} \cdot \frac{1}{\sin \phi'_{PTL}} \cdot 10^{d(D_r - 0.25)}\right) \quad (7.4.3)$$

όπου d είναι παράμετρος η οποία εξαρτάται από το εδαφικό υλικό και λαμβάνει τιμή $d=0.17$ για την άμμο Ottawa της παρούσας διατριβής.

Οι εκτιμώμενες τιμές $(\Delta u/p_i')_{\text{terminal}}$ με βάση την εξίσωση (7.4.3) απεικονίζονται με διακεκομμένη γραμμή στο Σχήμα 7.66 και πλησιάζουν σε μεγάλο βαθμό τις πειραματικές τιμές.

Στην περίπτωση των χαλαρών ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων λαμβάνεται τιμή $(\Delta u/p_i')=1$ καθώς η υπερπίεση πόρων που αναπτύσσεται είναι ίση με την αρχική ενεργό τάση και τα δοκίμια ρευστοποιούνται (Σχήμα 7.2). Για τα μέσης πυκνότητας και πυκνά ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια η τιμή $(\Delta u/p_i')_{\text{terminal}}$ είναι ίση με 0.73 και 0.82 αντίστοιχα (Σχήματα 7.8 και 7.14) και υπολογίστηκε με την ίδια λογική που εφαρμόστηκε για την περίπτωση των πυκνών AC δοκιμίων.

Σημειώνεται ότι όσον αφορά τα IC δοκίμια ($K_c=1$) η εξίσωση (7.4.3) προβλέπει τιμή $(\Delta u/p_i')=1$ ανεξάρτητα από τη τιμή της σχετικής πυκνότητας. Παρόλα αυτά, η τιμή $(\Delta u/p_i')_{\text{terminal}}$ όπως έχει ήδη αναφερθεί, μειώνεται αυξανόμενης της σχετικής πυκνότητας αλλά παραμένει μεγαλύτερη από 73% .

Σύμφωνα με τους Seed & Hon (1987) η ρευστοποίηση των εδαφικών υλικών καθώς και τα προβλήματα που σχετίζονται με αυξημένες εδαφικές παραμορφώσεις μπορούν να αποφευχθούν εάν τα κριτήρια σχεδιασμού έναντι σεισμικής φόρτισης, εξασφαλίζουν ότι οι υπερπίεσεις πόρων που αναπτύσσονται σε ένα εδαφικό υλικό δεν θα ξεπεράσουν κάποιες υψηλές τιμές όπως για παράδειγμα $\Delta u/p_i' > 60\%$. Ωστόσο τα πειραματικά δεδομένα του Σχήματος 7.66 υποδεικνύουν ότι παρόλο που ο λόγος της υπερπίεσης πόρων, για τα AC δοκίμια, δεν ξεπερνάει το 40% για ένα εύρος τιμών σχετικής πυκνότητας ($D_r=25\%$ έως 62%) εν τούτοις τα δοκίμια οδηγούνται στην αστοχία εξαιτίας αυξημένων παραμορφώσεων. Ως εκ τούτου, τα προβλήματα που σχετίζονται με την ευστάθεια διαφόρων κατασκευών οι οποίες εδράζονται επί ρευστοποιήσιμων εδαφικών αποθέσεων, δεν πρέπει να αντιμετωπίζονται μόνο με τη λογική του σχεδιασμού που θέλει την τιμή του λόγου $\Delta u/p_i'$ να παραμένει αρκετά μικρότερη από 100%. Εάν σε πραγματικές συνθήκες σεισμικής φόρτισης τα εδαφικά υλικά είναι ανισότροπα στερεοποιημένα (όπως είναι η συνήθης περίπτωση) τότε τα πειραματικά δεδομένα του Σχήματος 7.61 δείχνουν ξεκάθαρα μια πιο αδύναμη

συμπεριφορά από μέρους των AC δοκιμίων συγκριτικά με τα IC δοκίμια τα οποία ρευστοποιούνται.

7.4.4. «Θεωρία ενέργειας ανά μονάδα όγκου εδαφικού υλικού» (Energy Per Unit Volume Concept)

Εκτενής αναφορά σχετικά με την θεωρία της «ενέργειας ανά μονάδα όγκου εδαφικού υλικού» έχει πραγματοποιηθεί στο Υποκεφάλαιο 6.5 στο οποίο εξετάστηκε η επίδραση της αρχικής μέσης ενεργού τάσης και η επίδραση του συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης στη μορφή και στη θέση των καμπύλων $\Delta u/p_i' - W$. Η επίδραση της πυκνότητας εξετάζεται για την περίπτωση των ισότροπα ($K_c=1$) και ανισότροπα ($K_c=0.5$) στερεοποιημένων δοκιμίων στα Σχήματα 7.67 και 7.68 αντίστοιχα. Στα εν λόγω σχήματα οι αναπτυσσόμενες υπερπιέσεις πόρων κανονικοποιημένες ως προς την αρχική ενεργό τάση, p_i' , απεικονίζονται συναρτήσει του έργου ανά μονάδα όγκου δοκιμίου, W , για τρεις τιμές σχετικής πυκνότητας ($D_r=25\%$, 48% και 62%). Το έργο σχετίζεται με τις αναπτυσσόμενες υπερπιέσεις πόρων στο τέλος κάθε κύκλου φόρτισης, όταν δηλαδή η στρεπτική διατμητική τάση $\tau_{\theta z}$ είναι μηδενική και υπολογίστηκε με βάση την εξίσωση (6.5.1) έως το τέλος εκείνου του κύκλου φόρτισης στον οποίο οι αναπτυσσόμενες υπερπιέσεις πόρων στο δοκίμιο έχουν λάβει μια τελική τιμή ($\Delta u_{terminal}$) όπως αυτή ορίστηκε στο Υποκεφάλαιο 6.4. Μόνο τα χαλαρά ($D_r \sim 25\%$) ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια της άμμου Ottawa πρακτικά ρευστοποιούνται και για τα δοκίμια αυτά το έργο υπολογίστηκε μέχρι το σημείο ρευστοποίησης τους ($\Delta u/p_i' \sim 1$). Είναι φανερό ότι τόσο στα ισότροπα όσο και στα ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια για κάθε τιμή σχετικής πυκνότητας υπάρχει μια μοναδική σχέση μεταξύ του έργου ανά μονάδα όγκου δοκιμίου και των αναπτυσσόμενων υπερπιέσεων πόρων κατά την ανακυκλική στρεπτική φόρτιση των δοκιμίων ανεξάρτητα από το μέγεθος του επιβαλλόμενου στρεπτικού φορτίου $\Delta \tau_{\theta z}$. Το έργο που αντιστοιχεί σε κάθε $\Delta u/p_i'$ τιμή γίνεται μεγαλύτερο όσο αυξάνει η σχετική πυκνότητα (από $D_r=25\%$ σε 62%). Ο αριθμός που σημειώνεται μέσα σε παρενθέσεις αναφέρεται στο συνολικό αριθμό πειραμάτων που πραγματοποιήθηκαν υπό τις εξεταζόμενες συνθήκες ενώ οι τιμές $\Delta u/p_i'$ που σημειώνονται βρίσκονται σε συμφωνία με τις τιμές του Σχήματος 7.66.

Η τιμή του συνολικού έργου, W , στο τέλος κάθε κύκλου φόρτισης που δίνεται στα Σχήματα 7.67 και 7.68 κανονικοποιήθηκε ως προς την αρχική ενεργό τάση, p_i' , τη σχετική πυκνότητα, D_r και το συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης, K_c , σύμφωνα με την εξίσωση των Law et al. (1990):

$$W_N = (1 - 3 \cdot \log K_c) \cdot (10^{-2(D_r - 0.70)}) \cdot \frac{W}{P_i} \quad (7.4.4)$$

Η εξίσωση (7.4.4) προέκυψε ύστερα από προσθήκη στην εξίσωση (6.5.2) της συνάρτησης κανονικοποίησης ως προς D_r ($=10^{-2(D_r - 0.70)}$). Η συνάρτηση αυτή κανονικοποίησης καθορίστηκε από πειράματα ανακυκλικής στρεπτικής διάτμησης στην άμμο Fujian ($d_{50}=0.4$ mm).

Στο Σχήμα 7.69 η ανάπτυξη των υπερπίεσεων πόρων, $\Delta u/p_i'$, απεικονίζεται συναρτήσει του κανονικοποιημένου έργου, W_N , για όλα τα δοκίμια των Σχημάτων 7.67 και 7.68 (υπενθυμίζεται ότι ο αριθμός που σημειώνεται μέσα στην παρένθεση αναφέρεται στο συνολικό αριθμό πειραμάτων που εξετάστηκαν). Είναι φανερό ότι τα κανονικοποιημένα αποτελέσματα για την άμμο Ottawa της παρούσας διατριβής συγκλίνουν σε μια σχετικά στενή ζώνη τιμών ανεξαρτήτως σχετικής πυκνότητας και συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης. Στο ίδιο σχήμα για σκοπούς σύγκρισης δίνεται η αντίστοιχη ζώνη τιμών όπως προέκυψε από τα πειραματικά αποτελέσματα των Law et al. (1990) στην άμμο Fujian.

Το συνολικό έργο που απαιτείται για τη ρευστοποίηση ή την επίτευξη μιας τελικής τιμής υπερπίεσης πόρων ($\Delta u_{\text{terminal}}$) στα υπό εξέταση ισότροπα και ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια της άμμου Ottawa δίνεται συναρτήσει της σχετικής πυκνότητας στο ημι-λογαριθμικό διάγραμμα του Σχήματος 7.70. Είναι εμφανές ότι το υπολογιζόμενο συνολικό έργο αυξάνει σχεδόν γραμμικά με τη σχετική πυκνότητα ενώ για κάθε D_r τιμή το έργο αυτό είναι μεγαλύτερο για τα AC σε σχέση με τα IC δοκίμια. Ωστόσο όταν το συνολικό έργο για την περίπτωση των χαλαρών AC δοκιμίων υπολογιστεί στο σημείο έναρξης ασταθούς συμπεριφοράς για την περίπτωση των χαλαρών AC δοκιμίων (σημείο 1 στο Σχήμα 7.31) η συμπεριφορά

αντιστρέφεται και μικρότερες τιμές έργου λαμβάνονται για τα AC (περικυκλωμένα συμπαγή γκρι σημεία, Σχήμα 7.70) σε σχέση με τα IC δοκίμια.

Στη διεθνή βιβλιογραφία εντοπίστηκαν εμπειρικές σχέσεις οι οποίες για δεδομένη τιμή σχετικής πυκνότητας και τάση στερεοποίησης υπολογίζουν το συνολικό έργο που απαιτείται για τη ρευστοποίηση ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων άμμου. Οι σχέσεις αυτές συνοψίζονται στο Πίνακα 7.3 και προέκυψαν επί το πλείστον από πειράματα ανακυκλικής στρεπτικής διάτμησης στα οποία ακόμη και για μεγάλες τιμές σχετικής πυκνότητας τα δοκίμια υποβλήθηκαν σε ρευστοποίηση.

Για μια εποπτική παρουσίαση στο Σχήμα 7.70 το συνολικό έργο, W , εκτιμάται για κάθε τιμή σχετικής πυκνότητας και για $p_i' = 110 \text{ kPa}$ ($=\sigma_c'$) με βάση τις προτεινόμενες εμπειρικές σχέσεις των Figuroa et al. (1994) (Πίνακας 7.3 – a/a_1), Rokoff (1999) (Πίνακας 7.3 – a/a_4) και Dief & Figuroa (2007) (Πίνακας 7.3 – a/a_5). Στο ίδιο σχήμα δίνεται επίσης και το έργο που απαιτείται για τη ρευστοποίηση δοκιμίων άμμου HRS με $p_i' = 130 \text{ kPa}$ (Georgiannou & Tsomokos, 2008).

Από την εικόνα του Σχήματος 7.70 θα μπορούσε κανείς να συμπεράνει ότι η επίδραση της πυκνότητας στις τιμές του συνολικού έργου, W , φαίνεται να είναι παρόμοια για όλες τις εξεταζόμενες άμμους. Στο σημείο αυτό αξίζει να σημειωθεί ότι για κάθε τιμές σχετικής πυκνότητας οι λεπτόκοκκες άμμοι (άμμος Nevada – $d_{50} = 0.15 \text{ mm}$, άμμος HRS – $d_{50} = 0.29 \text{ mm}$ & άμμος Reid Bedford – $d_{50} = 0.26 \text{ mm}$) αστοχούν για μικρότερες τιμές συνολικού έργου συγκριτικά με την περίπτωση της πιο χονδρόκοκκης άμμου Ottawa ($d_{50} = 0.72 \text{ mm}$), υποδεικνύοντας ότι οι λεπτόκοκκες άμμοι είναι οι πιο επιρρεπείς σε ρευστοποίηση, συμπέρασμα το οποίο βρίσκεται σε συμφωνία τόσο με εργαστηριακές παρατηρήσεις όσο και με παρατηρήσεις υπαίθρου.

7.5. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 7

Castro, G. & Poulos, S. J. (1977). Factors affecting liquefaction and cyclic mobility. J. Geotech. Engng Div. ASCE **103**, No. GT6, 501-516.

Castro, G. (1975). Liquefaction and cyclic mobility of saturated sands. J. Geotech. Engng Div. ASCE **101**, No. GT6, 551-569.

Chiaro, G., Koseki, J. & Sato, T. (2012). Effects of initial static shear on liquefaction and large deformation properties of loose saturated Toyoura sand. Soils Found. **52**, No. 3, 498-510.

De Alba, P., Seed, H. & Chan, C. (1976). Sand liquefaction in large simple shear tests. J. Geotech. Engng Div. ASCE **102**, No. 9, 909-927.

Dief, H. D. & Figueroa, J. L. (2007). Liquefaction assessment by the unit energy concept through centrifuge and torsional shear tests. Can. Geotech. J. **44**, No. 11, 1286-1297.

Elgamal, A., Yang, Z., Parra, E. & Ragheb, A. (2003). Modeling of cyclic mobility in saturated cohesionless soils. International Journal of Plasticity **19**, No. 6, 883-905.

Figueroa, J. L., Saada, A. S., Liang, L. & Dahisaria, N. M. (1994). Evaluation of soil liquefaction by energy principles. J. Geotech. Engng ASCE **120**, No. 9, 1554-1569.

Georgiannou, V. N., Tsomokos, A. & Stavrou, K. (2008). Monotonic and cyclic behaviour of sand under torsional loading. Géotechnique **58**, No.2, 113-124.

Georgiannou, V. N. & Tsomokos, A. (2008). Comparison of two fine sands under torsional loading. Can. Geotech. J. **45**, No.12, 1659-1672.

Harder, L. F. Jr. & Boulanger, R. W. (1997). Application of K_{σ} and K_{α} correction factors. Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction

Resistance of Soils, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York, Buffalo, 169-190.

Hyodo, M., Murata, H., Yasufuku, N. & Fujii, T. (1991). Undrained cyclic shear strength and residual shear strain of saturated sand by cyclic triaxial tests. *Soils Found.* **31**, No. 3, 60-76.

Ishihara, K. (1993). Liquefaction and flow failure during earthquakes. *Géotechnique* **43**, No. 3, 351-415.

Ishihara, K., Yamazaki, A. & Haga, K. (1985). Liquefaction of K_0 -consolidated sand under cyclic rotation of principal stress direction with lateral constraint. *Soils Found.* **25**, No. 4, 63-74.

Ishihara, K. (1977). Simple method of analysis for liquefaction of sand deposits during earthquake. *Soils Found.* **17**, No. 3, 1-17.

Ishihara, K., Tatsuoka, F. & Yasuda, S. (1975). Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses. *Soils Found.*, **15**, No. 1, 29-44.

Konstadinou, M. & Georgiannou, V. N. (2013). Cyclic behaviour of loose anisotropically consolidated Ottawa sand under undrained torsional loading. *Géotechnique* **63**, doi: 10.1680/geot.12.P.145.

Law, K. T., Cao, Y.L. & He, G. N. (1990). An energy approach for assessing seismic liquefaction potential. *Can. Geotech. J.* **27**, No. 3, 320-329.

Liang, L., Figueroa, J. L. & Saada, A. S. (1995). Liquefaction under random loading: unit energy approach. *J. Geotech. Engng ASCE* **121**, No. 11, 776-781.

Liang, L. (1995). Development of an energy method for evaluating the liquefaction potential of a soil deposit. Ph.D. Thesis. Department of Civil Engineering, Case Western Reserve University, Cleveland, Ohio.

López-Queroln, S. & Blásquez, R. (2006). Liquefaction and cyclic mobility model for saturated granular media. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* **30**, 413-439.

Porcino, D., Garidi, G. & Ghionna, V. N. (2008). Undrained monotonic and cyclic simple shear behaviour of carbonate sand. *Géotechnique* **58**, No.8, 635-644.

Rokoff, M. D. (1999). The influence of grain-size characteristics in determining the liquefaction potential of a soil deposit by the energy method. M. Sc. thesis, Department of Civil Engineering, Case Western Reserve University, Cleveland, Ohio.

Sawada, S. (2006). Soil stress-strain behaviour: measurement, modelling and analysis. Geotechnical Symposium, Rome.

Seed, R. B. & Harder, L. F. (1990). SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength. In *Proceedings of H.B. Seed Memorial Symposium*, University of California Berkeley. Edited by J.M. Duncan. BiTech Publishers, Vancouver, B.C. Vol. 2, 351-376.

Seed, R. B. & Hon, M. (1987). Design problems in soil liquefaction. *J. Geotech. Engng ASCE* **113**, No. 8, 827-845.

Seed, R. B., Lee, K. L., Idriss, I. M. & Makdisi, F. I. (1975). Dynamic analyses of the slide in the lower San Fernando dam during the earthquake of February 9, 1971. *J. Geotech. Engng Div. ASCE* **101**, No. 7, 651-688.

Tatsuoka, F., Muramatsu, M. & Sasaki, T. (1982). Cyclic undrained stress – strain behaviour of dense sands by torsional simple shear test. *Soils Found.* **26**, No.1, 11-24.

Uthayakumar, M. & Vaid, Y. P. (1998). Static liquefaction of sands under multiaxial loading. *Can. Geotech. J.* **35**, No. 2, 273-283.

Vaid, Y. P. & Sivathayalan, S. (1996). Static and cyclic liquefaction potential of Fraser Delta sand in simple shear and triaxial tests. *Can. Geotech. J.* **33**, No. 2, 281-289.

Vaid, Y. P. & Thomas, J. (1995). Liquefaction and postliquefaction behavior of sand. *J. Geotech. Eng.* **121**, No. 2, 163–173.

Vaid, Y. P. & Chern, J. C. (1985). Cyclic and monotonic undrained response of saturated sands. *Advances in the art of testing soils under cyclic conditions ASCE Convention, Detroit, Mich.*, 120-147.

Vaid, Y. P. & Chern, J. C. (1983). Effect of static shear on resistance to liquefaction. *Soils Found.* **23**, No. 1, 47-60.

Yang, Z., Elgamal, A. & Parra, E. (2003). A computational model for cyclic mobility and associated shear deformation. *J. Geotech. Geoenviron. Engng ASCE* **129**, No. 12, 1119-1127.

Zhang, J. M., Shamoto, Y. & Tokimatsu, K. (1997). Moving critical and phase-transformation stress state lines of saturated sand during undrained cyclic shear. *Soils Found.* **37**, No. 2, 51-59.

Τσομώκος, Α. Ι. (2005). Πειραματική διερεύνηση της συμπεριφοράς εδαφικού στοιχείου σε δοκιμές στατικής και δυναμικής στρέψης κοίλου δοκιμίου. Διδακτορική Διατριβή, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Τομέας Γεωτεχνικής, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.

ΠΙΝΑΚΕΣ ΚΑΙ ΣΧΗΜΑΤΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 7

Πίνακας 7.1. Χαρακτηριστικά ανακυκλικών και μονοτονικών δοκιμών σε χαλαρά, μέσης πυκνότητας και πυκνά ισότροπα και ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa

a/a	Πείραμα	Είδος δοκιμής	Συνθήκες στερεοποίησης	K _c :	e _i	D _r : (%)	p _i ' : (kPa)	τ _{SA} /p _i '	N*
1	OTT1	C	IC	1	0.585	65.3	110	0.391	>380
2	OTT2	C	IC	1	0.588	64.1	110	0.412	63
3	OTT3	C	IC	1	0.588	64.1	110	0.42	29
4	OTT4	C	IC	1	0.59	63.3	110	0.518	5
5	OTT5	C	IC	1	0.59	63.2	110	0.493	9
6	OTT6	C	IC	1	0.592	62.4	110	0.562	3
7	OTT7	C	IC	1	0.579	62.1	110	0.549	3
8	OTT8	C	IC	1	0.598	60.2	110	0.439	19
9	OTT9	C	IC	1	0.622	50	110	0.379	3
10	OTT10	C	IC	1	0.623	49.6	110	0.365	4
11	OTT11	C	IC	1	0.624	49	110	0.331	35
12	OTT12	C	IC	1	0.624	49	110	0.312	>400
13	OTT13	C	IC	1	0.625	48.8	110	0.402	2
14	OTT14	C	IC	1	0.625	48.7	110	0.319	61
15	OTT15	C	IC	1	0.671	29.6	110	0.243	37
16	OTT16	C	IC	1	0.671	29.6	110	0.214	>600
17	OTT17	C	IC	1	0.675	27.9	110	0.217	>950
18	OTT18	C	IC	1	0.682	25.2	110	0.25	18
19	OTT19	C	IC	1	0.683	24.8	110	0.275	2
20	OTT20	C	IC	1	0.683	24.7	110	0.254	8
21	OTT21	C	IC	1	0.684	24.2	110	0.227	105
22	OTT22	C	AC	0.5	0.587	64.7	110	0.523	13
23	OTT23	C	AC	0.5	0.589	63.5	110	0.516	46
24	OTT24	C	AC	0.5	0.591	62.8	110	0.57	2
25	OTT25	C	AC	0.5	0.592	62.4	110	0.537	2
26	OTT26	C	AC	0.5	0.593	61.9	110	0.531	11
27	OTT27	C	AC	0.5	0.598	60.1	110	0.485	>300
28	OTT28	C	AC	0.5	0.6	59.2	110	0.551	3
29	OTT29	C	AC	0.5	0.629	47.2	110	0.268	8
30	OTT30	C	AC	0.5	0.63	46.7	110	0.261	38
31	OTT31	C	AC	0.5	0.631	46.3	110	0.277	7
32	OTT32	C	AC	0.5	0.635	44.7	110	0.3	2
33	OTT33	C	AC	0.5	0.656	35.9	110	0.168	8
34	OTT34	C	AC	0.5	0.659	34.5	110	0.218	4
35	OTT35	C	AC	0.5	0.66	34	110	0.153	41
36	OTT36	C	AC	0.5	0.661	33.7	110	0.195	6
37	OTT37	C	AC	0.5	0.661	33.6	110	0.248	1
38	OTT38	C	AC	0.5	0.662	33.2	110	0.14	>975
39	OTT39	C	AC	0.5	0.675	28	110	0.127	2
40	OTT40	C	AC	0.5	0.676	27.5	110	0.137	1
41	OTT41	C	AC	0.5	0.678	26.7	110	0.129	4
42	OTT42	C	AC	0.5	0.68	25.8	110	0.116	7
43	OTT43	C	AC	0.5	0.683	24.4	110	0.117	35
44	OTT44	C	AC	0.5	0.685	23.6	110	0.173	1
45	OTT45	C	AC	0.5	0.686	23.5	110	0.112	33
46	OTT46	C	AC	0.5	0.688	22.5	110	0.101	544
47	OTT47	C	AC	0.5	0.688	22.4	110	0.1	34
48	OTT48	M	IC	1	0.579	67.8	110	-	-
49	OTT49	M	IC	1	0.63	46.8	110	-	-
50	OTT50	M	IC	1	0.655	36.4	110	-	-
51	OTT51	M	IC	1	0.685	23.6	110	-	-
52	OTT52	M	IC	1	0.577	68.6	210	-	-
53	OTT53	M	IC	394	1	0.634	44.8	210	-

54	OTT54	M	IC	1	0.556	77.5	310	-	-
55	OTT55	M	IC	1	0.652	37.5	310	-	-
56	OTT56	M	AC	0.5	0.586	64.7	110	-	-
57	OTT57	M	AC	0.5	0.629	47.4	110	-	-
58	OTT58	M	AC	0.5	0.666	31.5	110	-	-
59	OTT59	M	AC	0.5	0.678	26.7	110	-	-
60	OTT60	M	AC	0.5	0.552	79.1	210	-	-
61	OTT61	M	AC	0.5	0.668	30.8	210	-	-
62	OTT62	M	AC	0.5	0.558	76.8	310	-	-
63	OTT63	M	AC	0.5	0.669	30.6	310	-	-

Πίνακας 7.2. Χαρακτηριστικά μονοτονικών δοκιμών σε χαλαρά, μέσης πυκνότητας και πυκνά ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Longstone

a/a	Πείραμα	Είδος δοκιμής	Συνθήκες στερεοποίησης	K_c :	e_i	D_r :	p_i' :	τ_{SA}/p_i'	N^*
						(%)	(kPa)		
1	LON1	M	IC	1	0.683	81.7	200	-	-
2	LON2	M	IC	1	0.696	78.6	200	-	-
3	LON3	M	IC	1	0.723	71.3	200	-	-
4	LON4	M	IC	1	0.807	49.4	200	-	-
5	LON5	M	IC	1	0.838	41.3	200	-	-

Όπου:

C, M= ανακυκλική και μονοτονική δοκιμή αντίστοιχα

IC, AC= ισότροπη και ανισότροπη στερεοποίηση αντίστοιχα

K_c = λόγος τάσεων $\sigma_{3c}'/\sigma_{1c}'$ κατά τη στερεοποίηση

e_i = δείκτης πόρων μετά το τέλος στερεοποίησης

D_r = σχετική πυκνότητα

p_i' = μέση ενεργός τάση πριν από τη διάτμηση

τ_{SA} = ημι-εύρος επιβαλλόμενης ανακυκλικής διατμητικής τάσης

N^* = αριθμός κύκλων φόρτισης που απαιτείται για την ανάπτυξη διατμητικής

παραμόρφωσης, $\gamma_{SA}=2.5\%$ ή αξονικής παραμόρφωσης, $\varepsilon_{axial}=5\%$

Πίνακας 7.3. Εμπειρικές σχέσεις για τον υπολογισμό της ενέργειας ρευστοποίησης

A/A	Ερευνητές	Προτεινόμενη εξίσωση	Παρατηρήσεις
1	Figueroa et al. (1994)	$\log(\delta W)=2.002+0.00477\sigma_c'+0.0116D_r$	<ul style="list-style-type: none"> • Πειράματα στρεπτικής διάτμησης • Ημιτονοειδής κυματομορφή φόρτισης • Άμμος Reid Bedford • $R^2=0.937$
2	Liang et al. (1995)	$\log(\delta W)=2.062+0.0039\sigma_c'+0.0124D_r$	<ul style="list-style-type: none"> • Πειράματα στρεπτικής διάτμησης • Τυχαία κυματομορφή φόρτισης • Άμμος Reid Bedford • $R^2=0.925$
3	Liang (1995)	$\log(\delta W)=2.484+0.00477\sigma_c'+0.00052D_r$	<ul style="list-style-type: none"> • Πειράματα στρεπτικής διάτμησης • Τυχαία κυματομορφή φόρτισης • Άμμος LSFD • $R^2=0.995$
4	Rokoff (1999)	$\log(\delta W)=1.371+0.005975\sigma_c'+0.02067D_r$	<ul style="list-style-type: none"> • Πειράματα στρεπτικής διάτμησης • Ημιτονοειδής κυματομορφή φόρτισης • Άμμος Nevada • $R^2=0.872$
5	Dief & Figueroa (2007)	$\log(\delta W)=1.164+0.0124\sigma_c'+0.0209D_r$	<ul style="list-style-type: none"> • Δοκιμές φυγοκέντρησης • Άμμος Nevada • $R^2=0.943$
6	Dief & Figueroa (2007)	$\log(\delta W)=1.647+0.0179\sigma_c'+0.0123D_r$	<ul style="list-style-type: none"> • Δοκιμές φυγοκέντρησης • Άμμος Reid Bedford • $R^2=0.883$
7	Dief & Figueroa (2007)	$\log(\delta W)=2.4597+0.00448\sigma_c'+0.00115D_r$	<ul style="list-style-type: none"> • Δοκιμές φυγοκέντρησης • Ίλνωδης άμμος LSFD • $R^2=0.972$

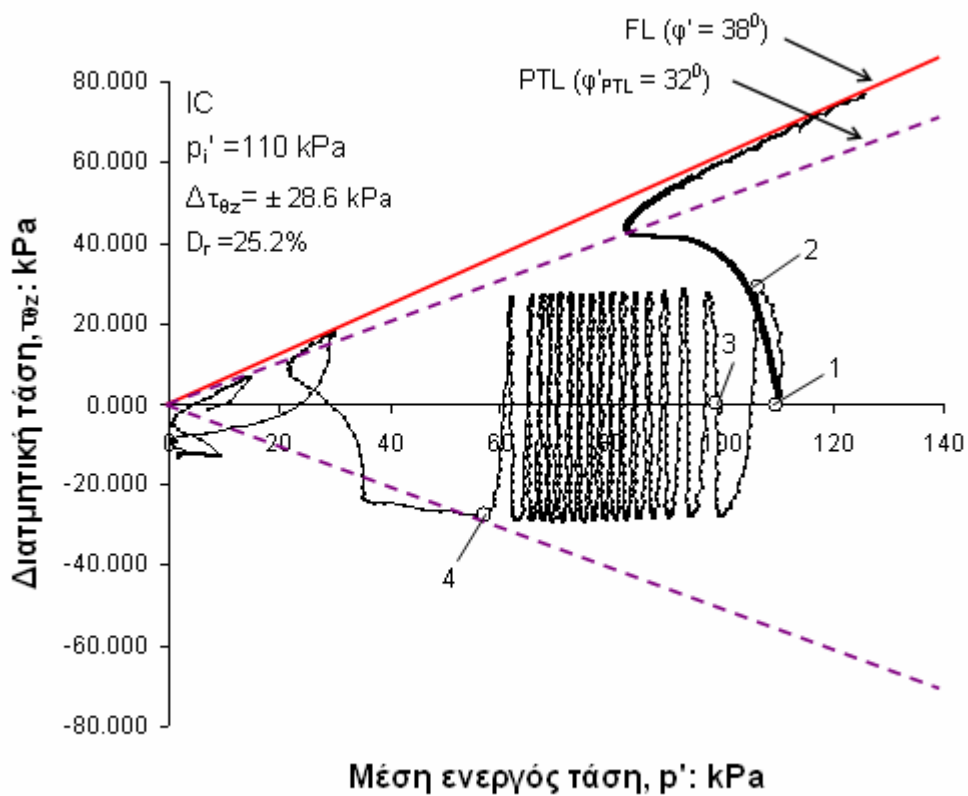
Όπου:

δW = η συνολική ενέργεια ανά μονάδα όγκου δοκιμίου που απαιτείται για τη ρευστοποίηση του (J/m^3)

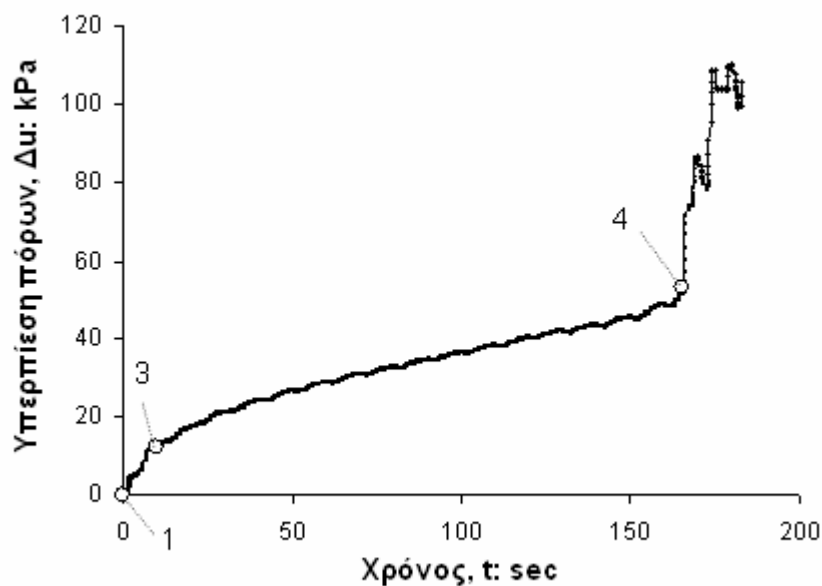
σ_c' = αρχική ενεργός πλευρική πίεση (kPa)

D_r = σχετική πυκνότητα (%)

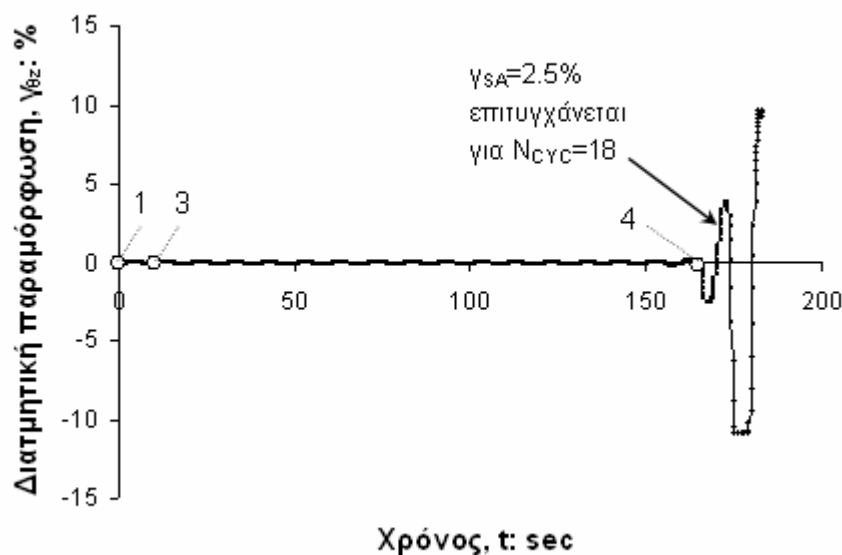
R^2 = συντελεστής προσδιορισμού της προτεινόμενης εξίσωσης



Σχήμα 7.1. Ανακυκλική φόρτιση σε χαλαρό, ισότροπα στερεοποιημένο (IC) δοκίμιο άμμου Ottawa (OTT18) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $D_r=25.2\%$, $p_i'=110 \text{ kPa}$ και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 28.6 \text{ kPa}$: διαδρομές ενεργών τάσεων



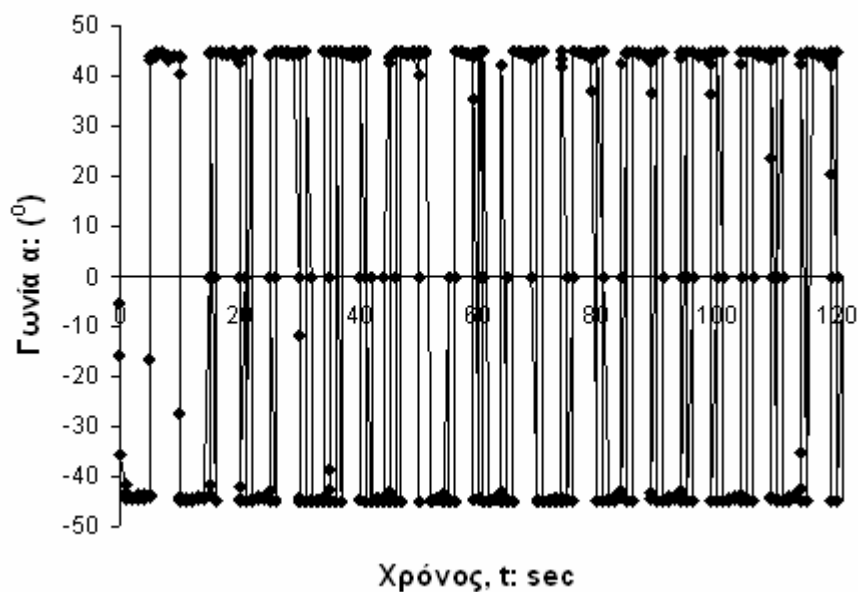
Σχήμα 7.2. Ανακυκλική φόρτιση σε χαλαρό, ισότροπα στερεοποιημένο (IC) δοκίμιο άμμου Ottawa (OTT18) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $D_r=25.2\%$, $p_i'=110$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 28.6$ kPa: υπερπίεση πόρων ως προς το χρόνο



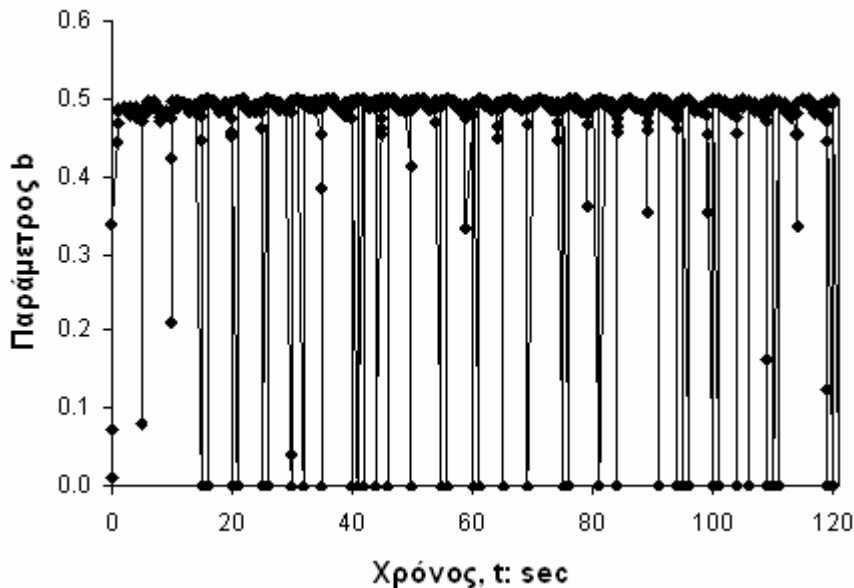
Σχήμα 7.3. Ανακυκλική φόρτιση σε χαλαρό, ισότροπα στερεοποιημένο (IC) δοκίμιο άμμου Ottawa (OTT18) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $D_r=25.2\%$, $p_i'=110$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 28.6$ kPa: διατμητική παραμόρφωση ως προς το χρόνο



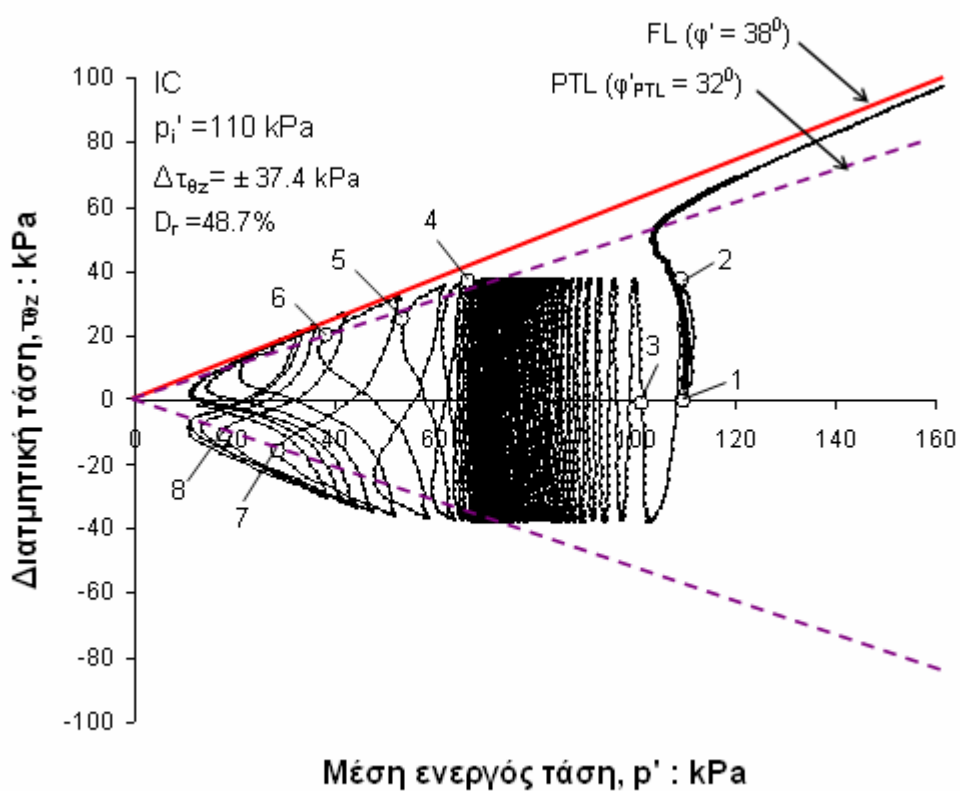
Σχήμα 7.4. Ανακυκλική φόρτιση σε χαλαρό, ισότροπα στερεοποιημένο (IC) δοκίμιο άμμου Ottawa (OTT18) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $D_r=25.2\%$, $\rho_i'=110 \text{ kPa}$ και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 28.6 \text{ kPa}$: καμπύλη τάσεων - παραμορφώσεων



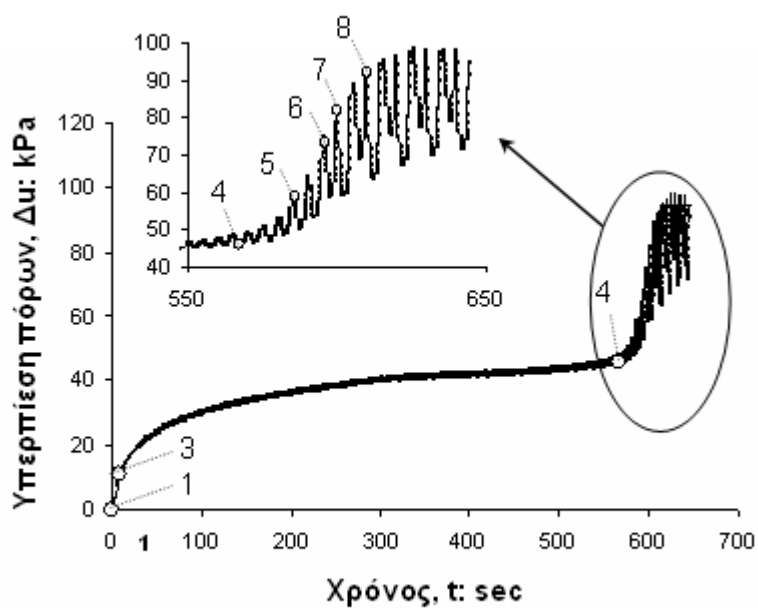
Σχήμα 7.5. Ανακυκλική φόρτιση σε χαλαρό, ισότροπα στερεοποιημένο (IC) δοκίμιο άμμου Ottawa (OTT18) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $D_r=25.2\%$, $p_i'=110$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 28.6$ kPa: γωνία α ως προς το χρόνο



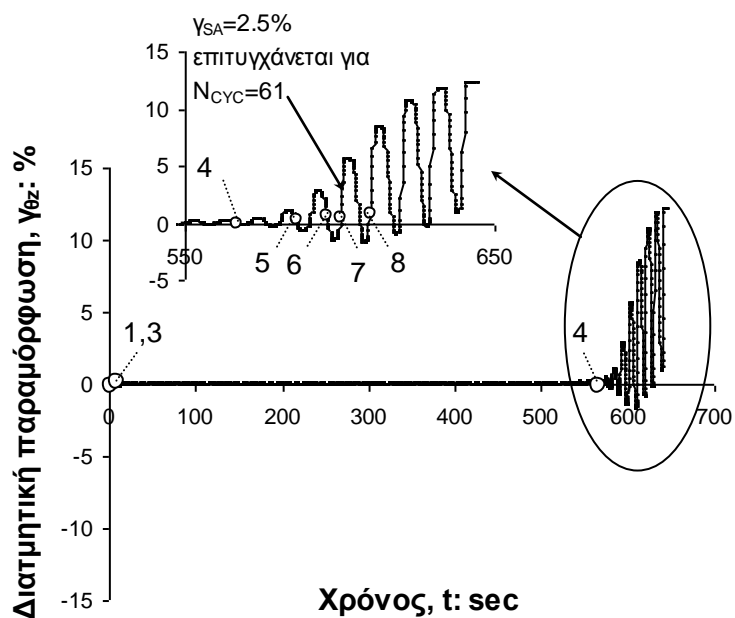
Σχήμα 7.6. Ανακυκλική φόρτιση σε χαλαρό, ισότροπα στερεοποιημένο (IC) δοκίμιο άμμου Ottawa (OTT18) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $D_r=25.2\%$, $p_i'=110$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 28.6$ kPa: παράμετρος b ως προς το χρόνο



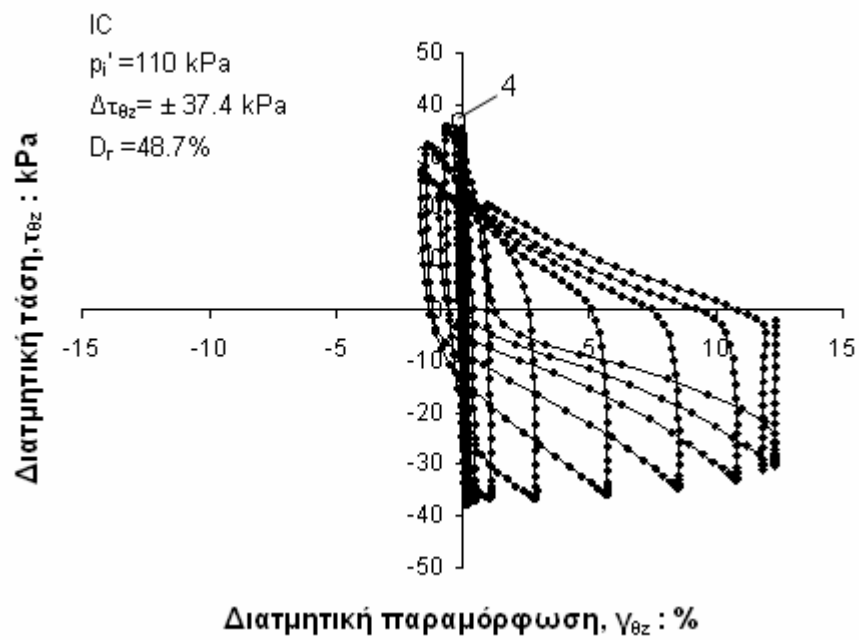
Σχήμα 7.7. Ανακυκλική φόρτιση σε μέσης πυκνότητας, ισότροπα στερεοποιημένο (IC) δοκίμιο άμμου Ottawa (OTT14) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $D_r=48.7\%$, $\rho_i'=110 \text{ kPa}$ και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 37.4 \text{ kPa}$: διαδρομές ενεργών τάσεων



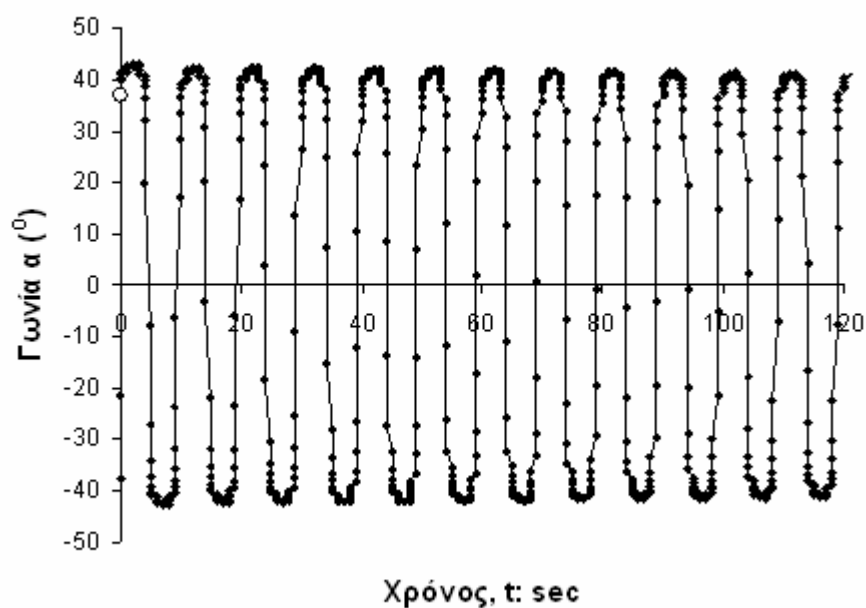
Σχήμα 7.8. Ανακυκλική φόρτιση σε μέσης πυκνότητας, ισότροπα στερεοποιημένο (IC) δοκίμιο άμμου Ottawa (OTT14) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $D_r=48.7\%$, $p_i'=110$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 37.4$ kPa: υπερπίεση πόρων ως προς το χρόνο



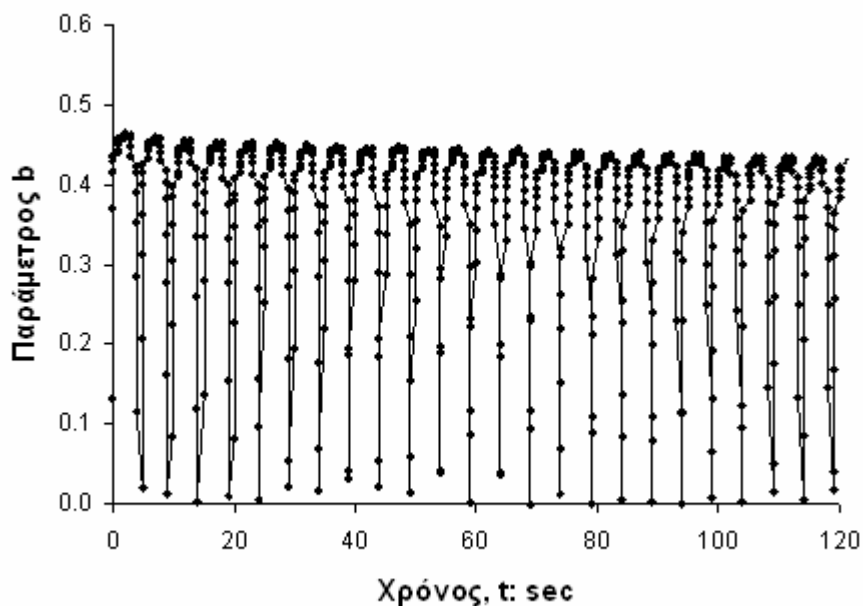
Σχήμα 7.9. Ανακυκλική φόρτιση σε μέσης πυκνότητας, ισότροπα στερεοποιημένο (IC) δοκίμιο άμμου Ottawa (OTT14) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $D_r=48.7\%$, $p_i'=110$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 37.4$ kPa: διατμητική παραμόρφωση ως προς το χρόνο



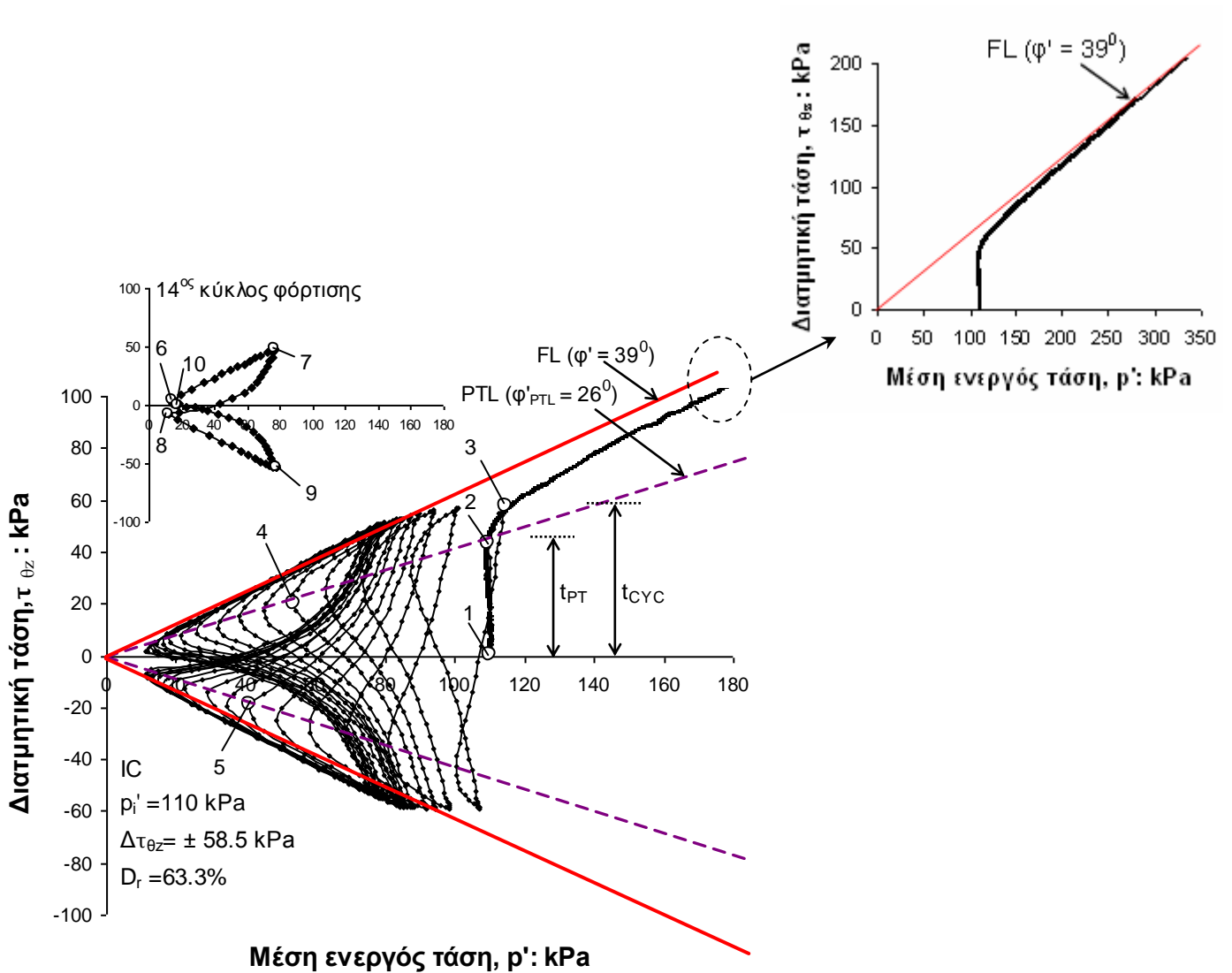
Σχήμα 7.10. Ανακυκλική φόρτιση σε μέσης πυκνότητας, ισότροπα στερεοποιημένο (IC) δοκίμιο άμμου Ottawa (OTT14) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $D_r=48.7\%$, $p_i'=110 \text{ kPa}$ και $\Delta\tau_{\theta\zeta}=\pm 37.4 \text{ kPa}$: καμπύλη τάσεων - παραμορφώσεων



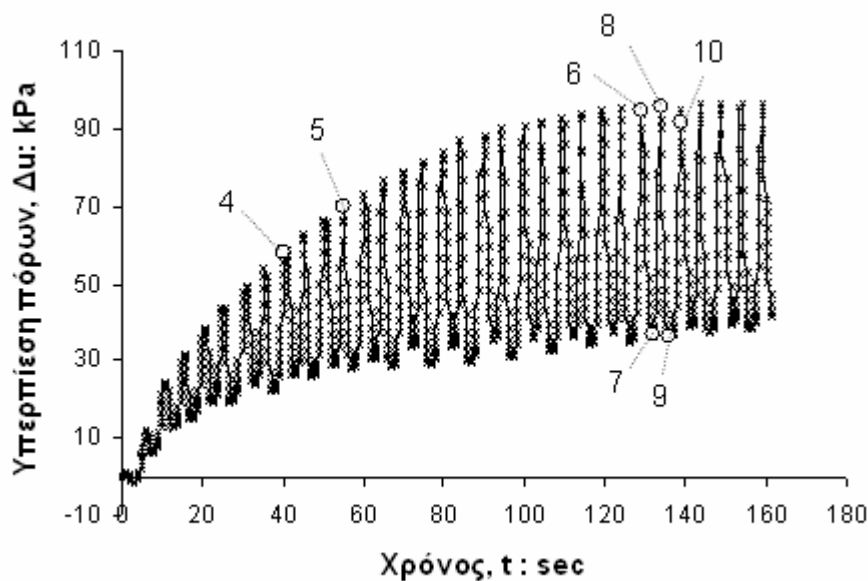
Σχήμα 7.11. Ανακυκλική φόρτιση σε μέσης πυκνότητας, ισότροπα στερεοποιημένο (IC) δοκίμιο άμμου Ottawa (OTT14) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $D_r=48.7\%$, $p_i'=110$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 37.4$ kPa: γωνία α ως προς το χρόνο



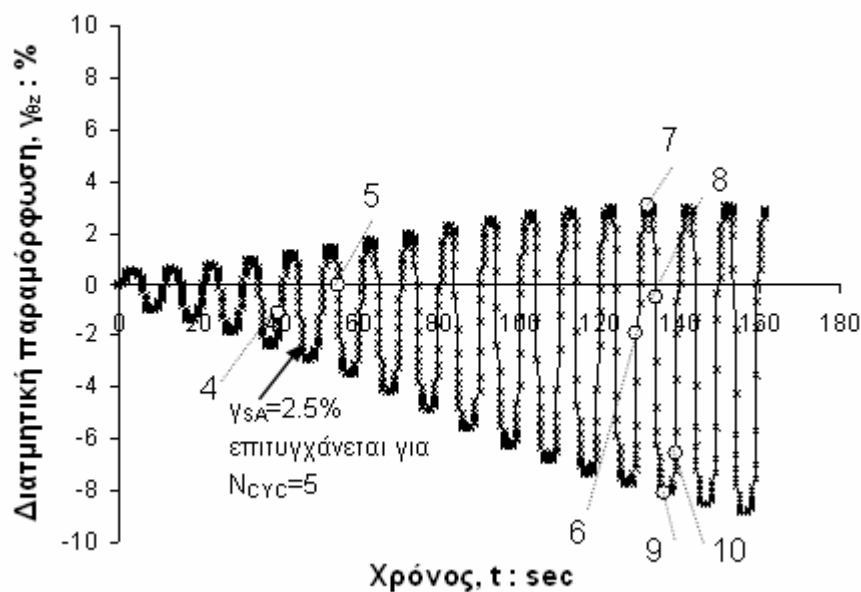
Σχήμα 7.12. Ανακυκλική φόρτιση σε μέσης πυκνότητας, ισότροπα στερεοποιημένο (IC) δοκίμιο άμμου Ottawa (OTT14) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $D_r=48.7\%$, $p_i'=110$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 37.4$ kPa: παράμετρος b ως προς το χρόνο



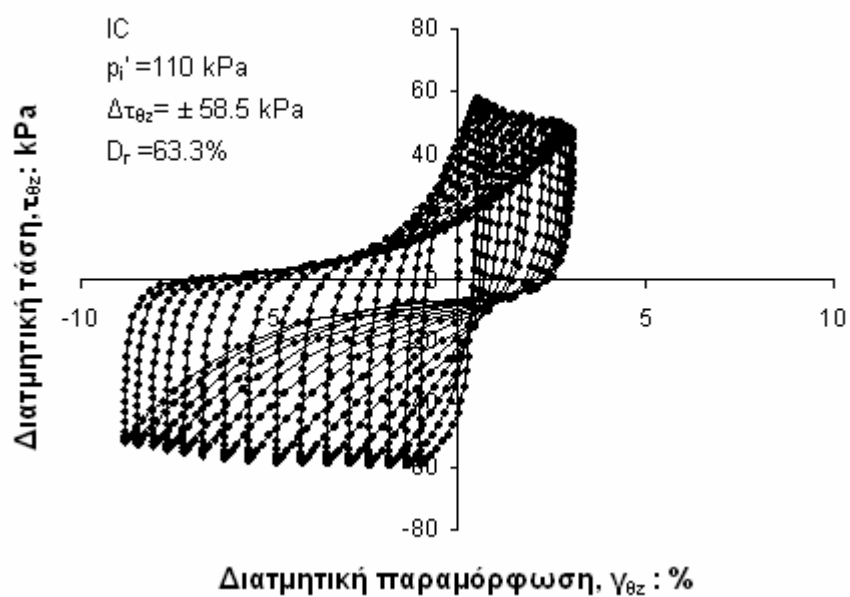
Σχήμα 7.13. Ανακυκλική φόρτιση σε πυκνό, ισότροπα στερεοποιημένο (IC) δοκίμιο άμμου Ottawa (OTT4) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $D_r=63.3\%$, $p'_i=110 \text{ kPa}$ και $\Delta\tau_{\theta z} = \pm 58.5 \text{ kPa}$: διαδρομές ενεργών τάσεων



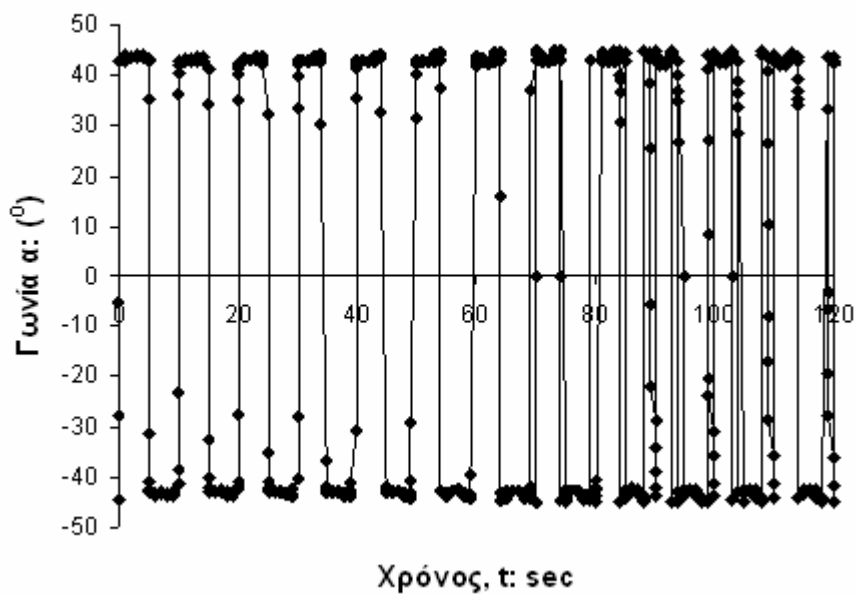
Σχήμα 7.14. Ανακυκλική φόρτιση σε πυκνό, ισότροπα στερεοποιημένο (IC) δοκίμιο άμμου Ottawa (OTT4) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $D_r=63.3\%$, $p_i'=110$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 58.5$ kPa: υπερπίεση πόρων ως προς το χρόνο



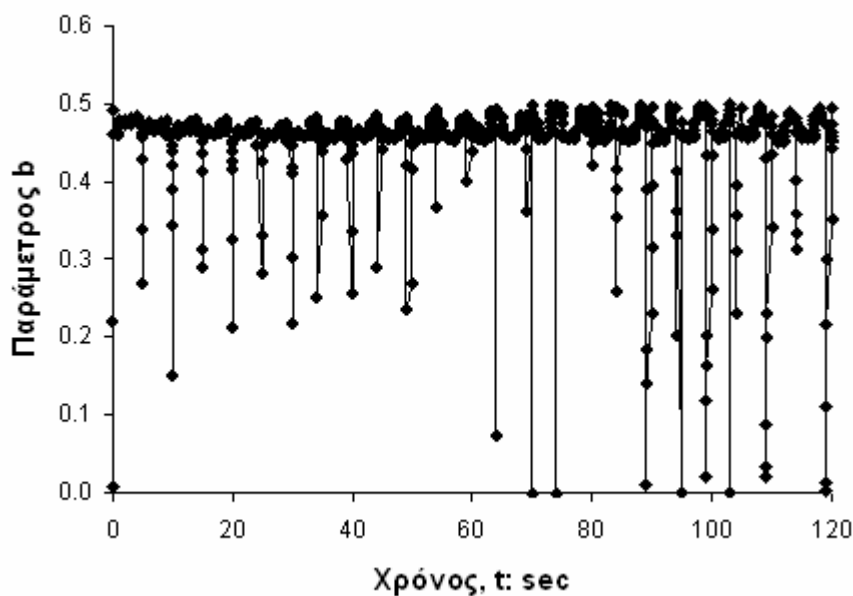
Σχήμα 7.15. Ανακυκλική φόρτιση σε πυκνό, ισότροπα στερεοποιημένο (IC) δοκίμιο άμμου Ottawa (OTT4) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $D_r=63.3\%$, $p_i'=110$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 58.5$ kPa: διατμητική παραμόρφωση ως προς το χρόνο



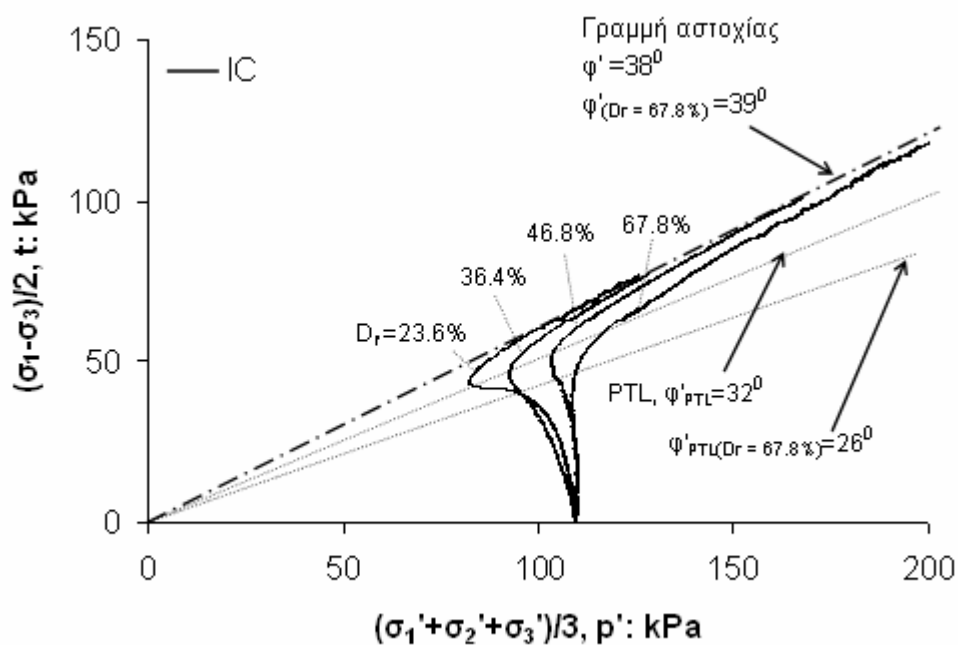
Σχήμα 7.16. Ανακυκλική φόρτιση σε πυκνό, ισότροπα στερεοποιημένο (IC) δοκίμιο άμμου Ottawa (OTT4) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $D_r=63.3\%$, $p_i'=110 \text{ kPa}$ και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 58.5 \text{ kPa}$: καμπύλη τάσεων - παραμορφώσεων



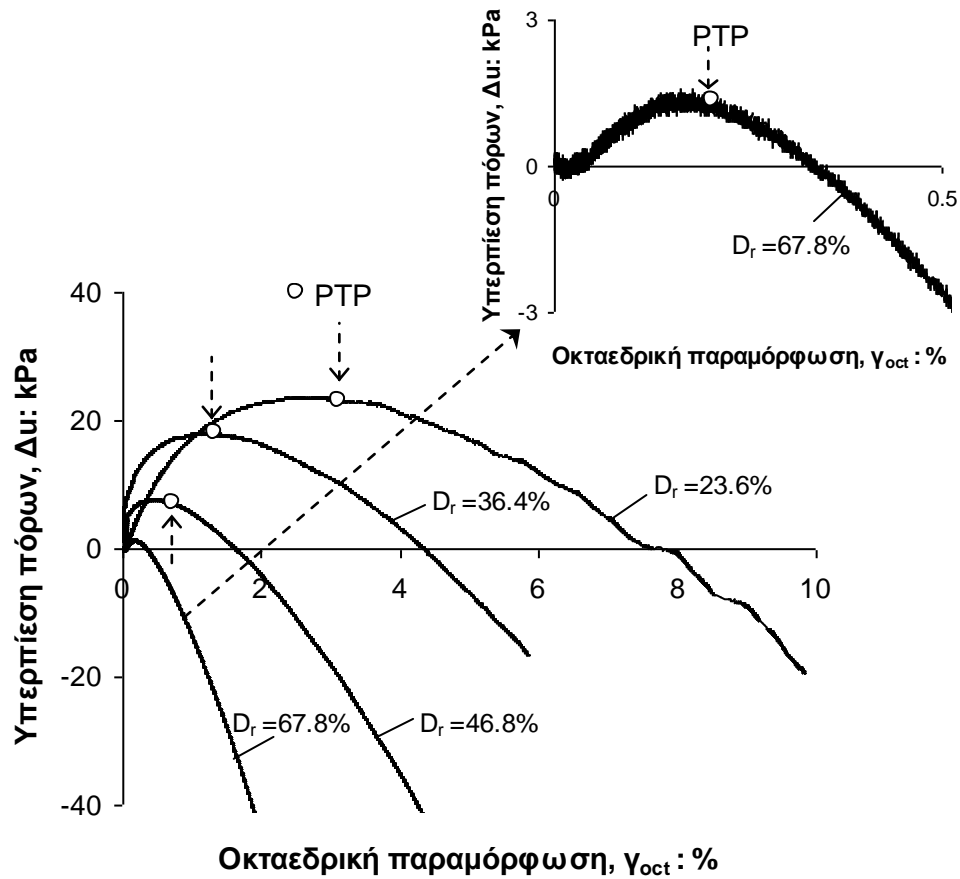
Σχήμα 7.17. Ανακυκλική φόρτιση σε πυκνό, ισότροπα στερεοποιημένο (IC) δοκίμιο άμμου Ottawa (OTT4) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $D_r=63.3\%$, $p_i'=110$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 58.5$ kPa: γωνία α ως προς το χρόνο



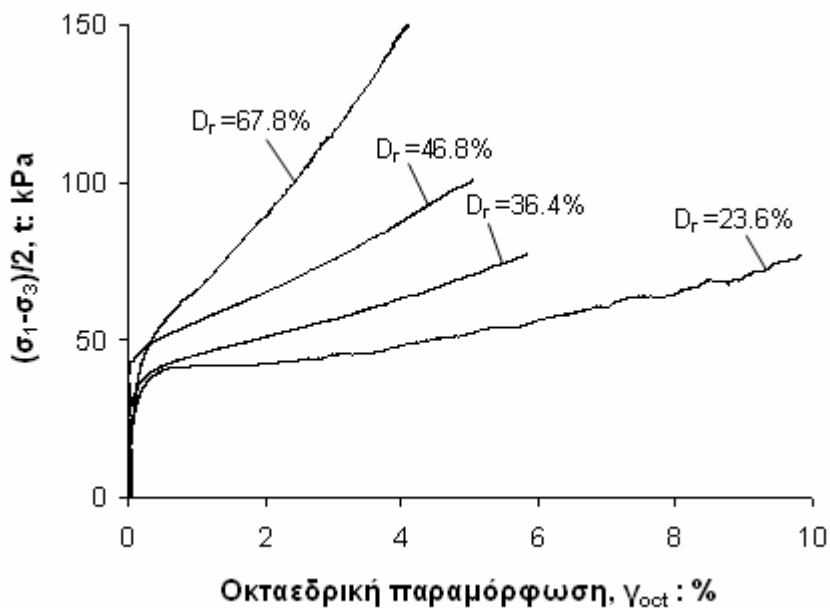
Σχήμα 7.18. Ανακυκλική φόρτιση σε πυκνό, ισότροπα στερεοποιημένο (IC) δοκίμιο άμμου Ottawa (OTT4) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $D_r=63.3\%$, $p_i'=110$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 58.5$ kPa: παράμετρος b ως προς το χρόνο



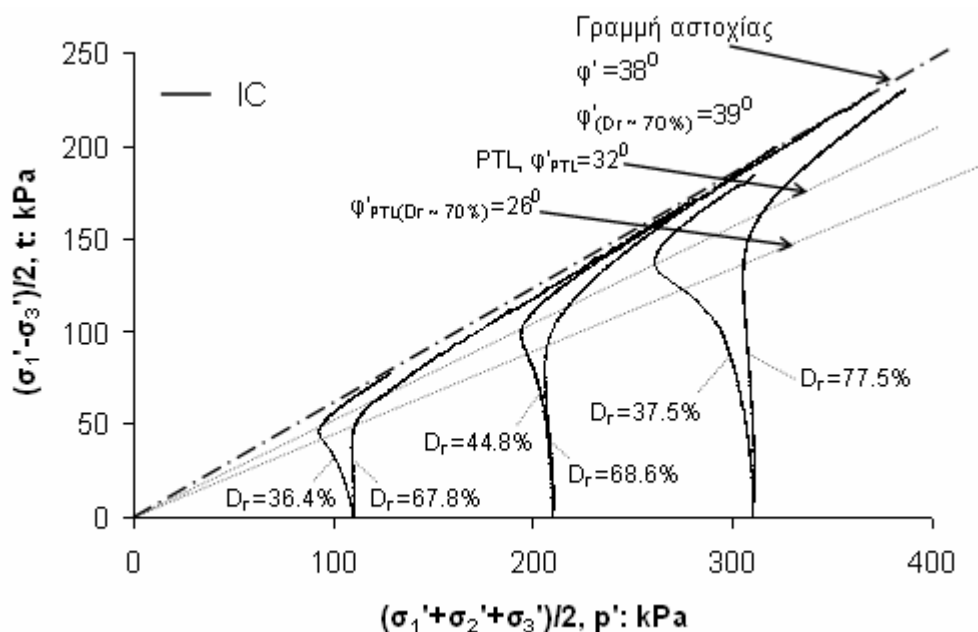
Σχήμα 7.19. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα στερεοποιημένα (IC) δοκίμια άμμου Ottawa για διαφορετικές τιμές σχετικής πυκνότητας και $p_i' = 110 \text{ kPa}$: διαδρομές ενεργών τάσεων



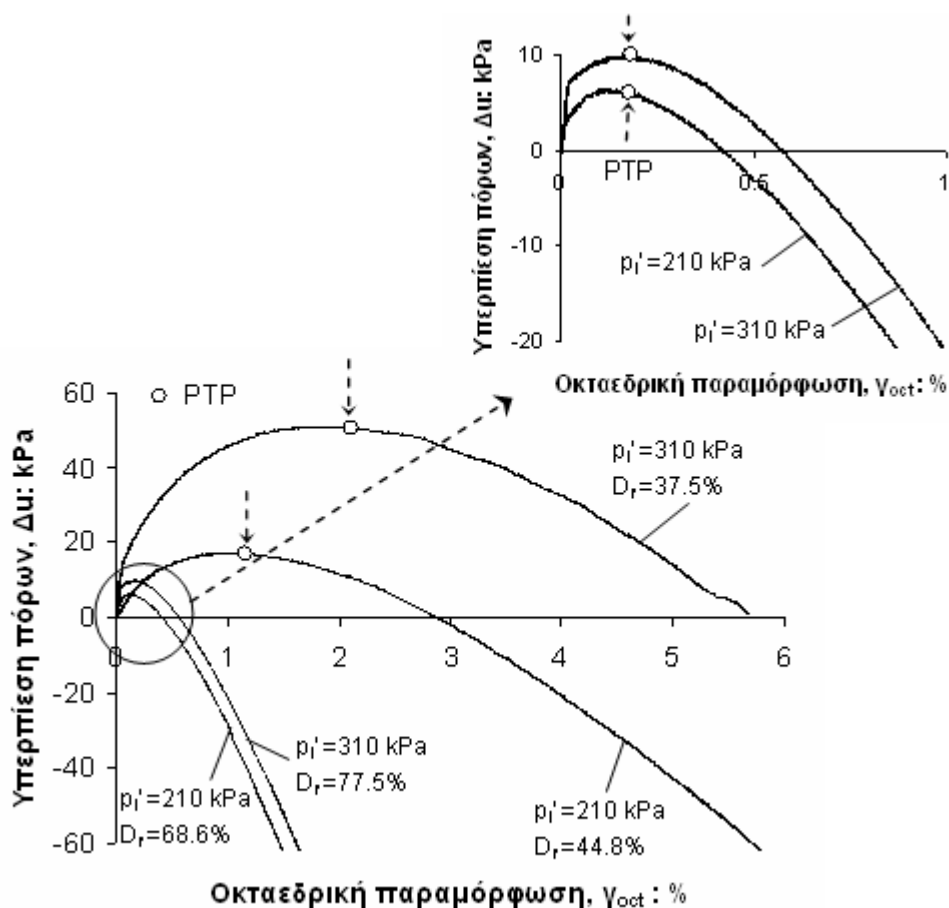
Σχήμα 7.20. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα στερεοποιημένα (IC) δοκίμια άμμου Ottawa για διαφορετικές τιμές σχετικής πυκνότητας και $p_i' = 110$ kPa: καμπύλες υπερπίεσης πόρων ως προς οκταεδρική παραμόρφωση



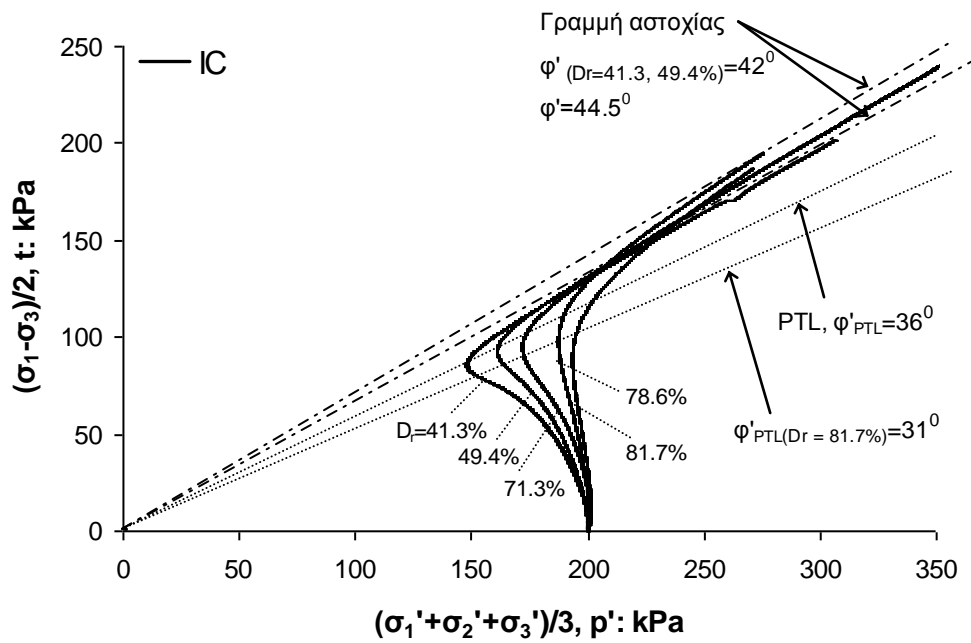
Σχήμα 7.21. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα στερεοποιημένα (IC) δοκίμια άμμου Ottawa για διαφορετικές τιμές σχετικής πυκνότητας και $p_i' = 110$ kPa: καμπύλες τάσεων – παραμορφώσεων



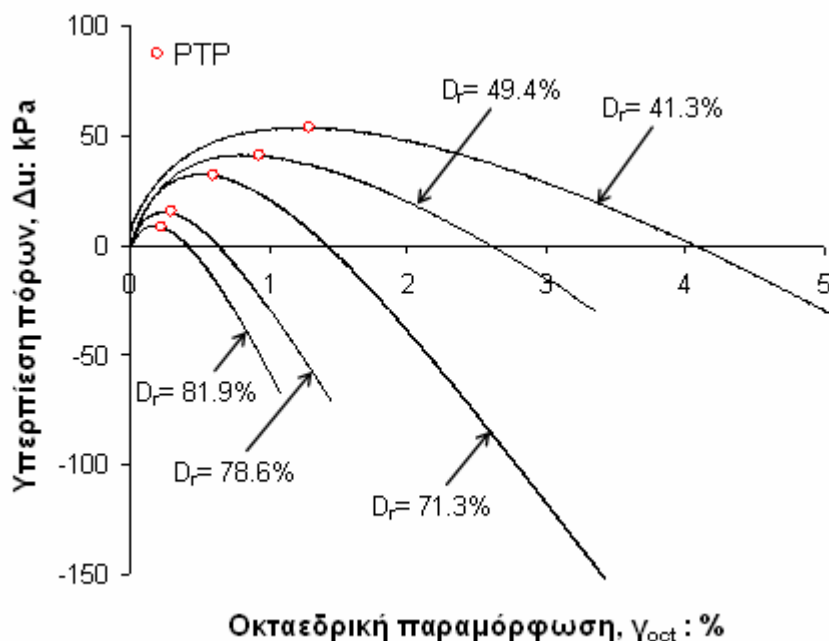
Σχήμα 7.22. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα στερεοποιημένα (IC) δοκίμια άμμου Ottawa για διαφορετικές τιμές σχετικής πυκνότητας και για $p_i' = 110, 210$ & 310 kPa: διαδρομές ενεργών τάσεων



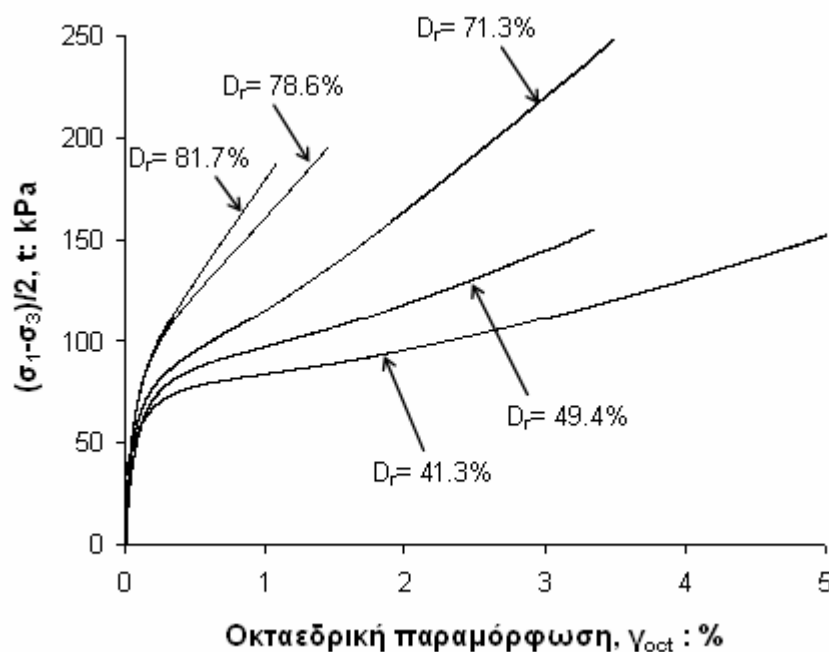
Σχήμα 7.23. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα στερεοποιημένα (IC) δοκίμια άμμου Ottawa για διαφορετικές τιμές σχετικής πυκνότητας και για $p_i' = 210$ & 310 kPa: καμπύλες υπερπίεσης πόρων ως προς οκταεδρική παραμόρφωση



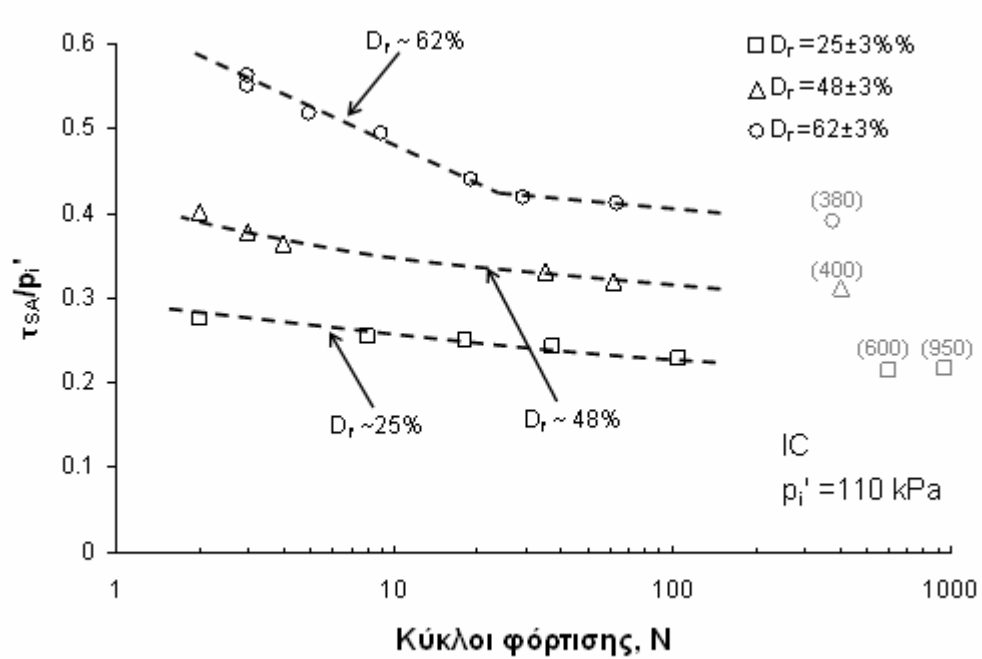
Σχήμα 7.24. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα στερεοποιημένα (IC) δοκίμια άμμου Longstone για διαφορετικές τιμές σχετικής πυκνότητας και $p_i'=200 \text{ kPa}$: διαδρομές ενεργών τάσεων



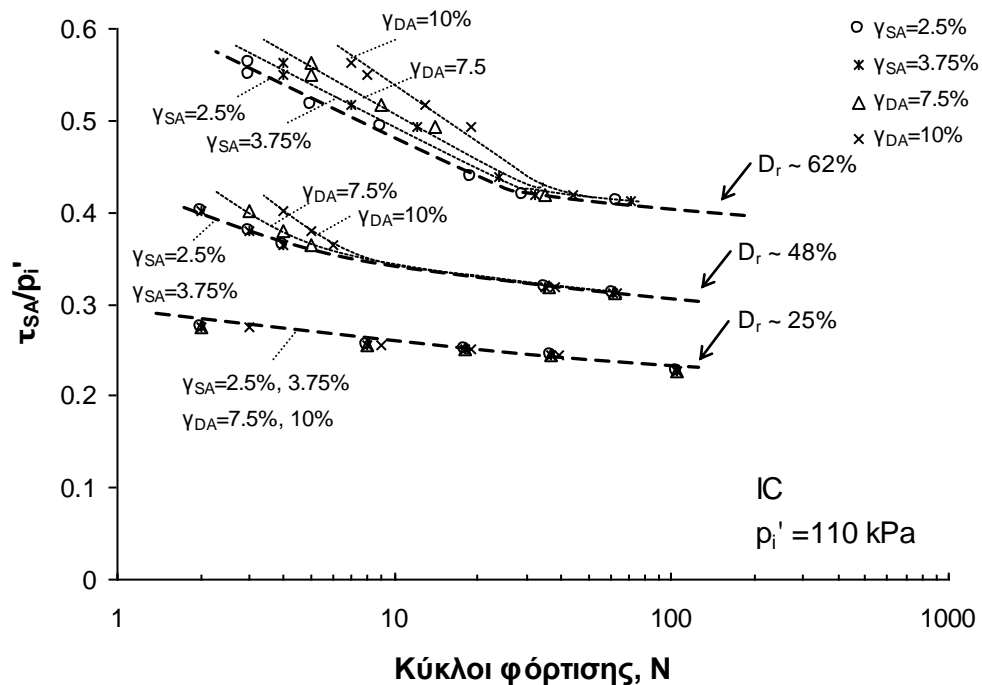
Σχήμα 7.25. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα στερεοποιημένα (IC) δοκίμια άμμου Longstone για διαφορετικές τιμές σχετικής πυκνότητας και $p_i' = 200$ kPa: καμπύλες υπερπίεσης πόρων ως προς οκταεδρική παραμόρφωση



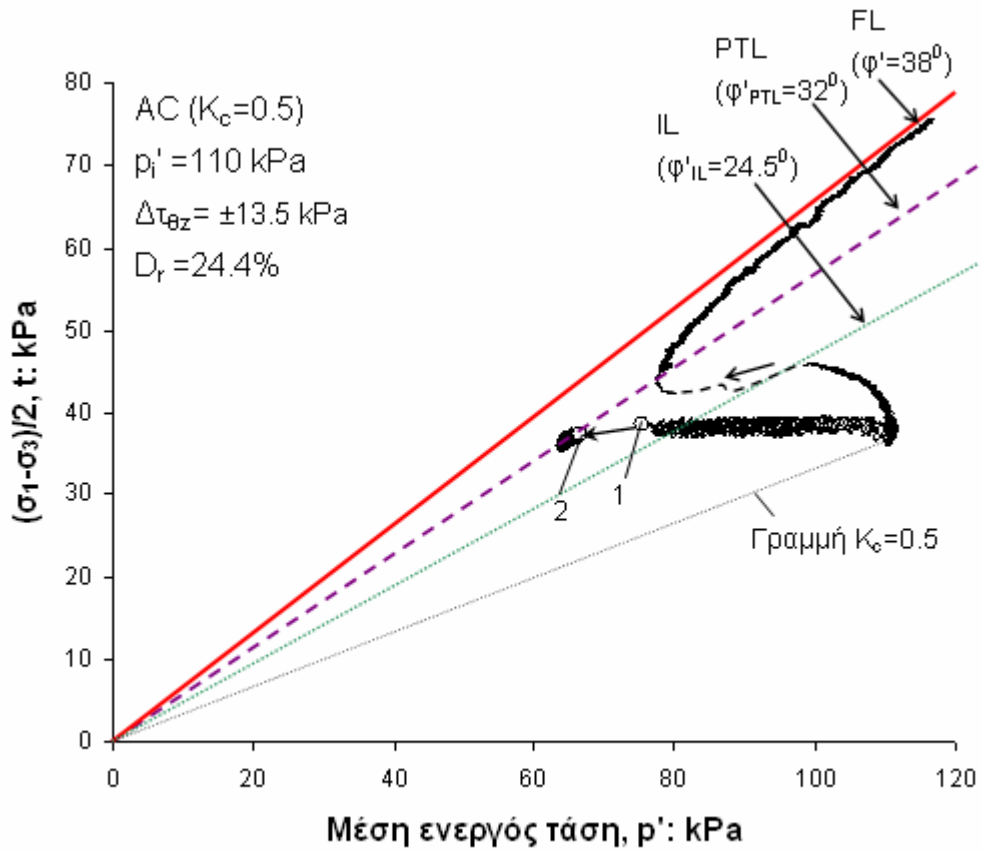
Σχήμα 7.26. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα στερεοποιημένα (IC) δοκίμια άμμου Longstone για διαφορετικές τιμές σχετικής πυκνότητας και $p_i' = 200$ kPa: καμπύλες τάσεων – παραμορφώσεων



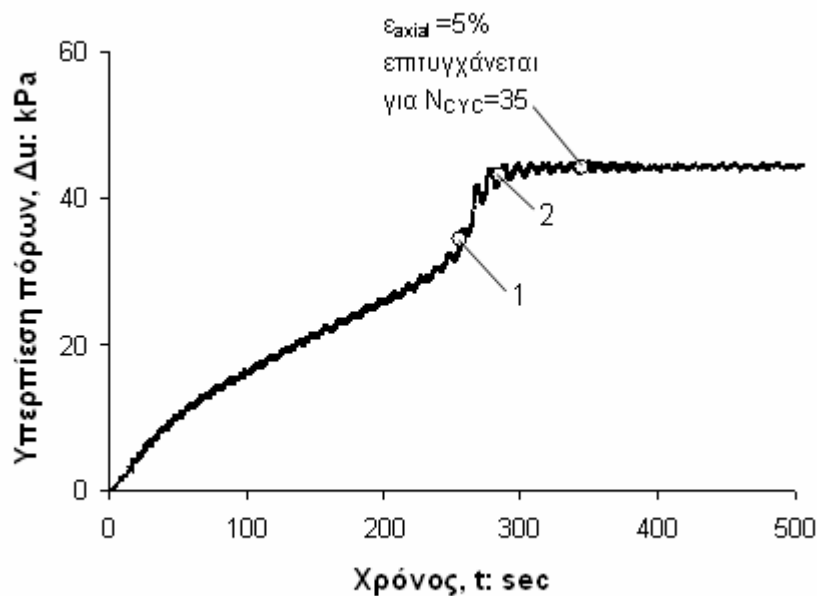
Σχήμα 7.27. Επίδραση σχετικής πυκνότητας στη μεταβολή του λόγου τ_{SA}/p_i' συναρτήσει του αριθμού των κύκλων φόρτισης που απαιτούνται για την ανάπτυξη διατμητικής παραμόρφωσης $\gamma_{SA}=2.5\%$: ισότροπα στερεοποιημένα (IC) δοκίμια άμμου Ottawa με $p_i'=110$ kPa



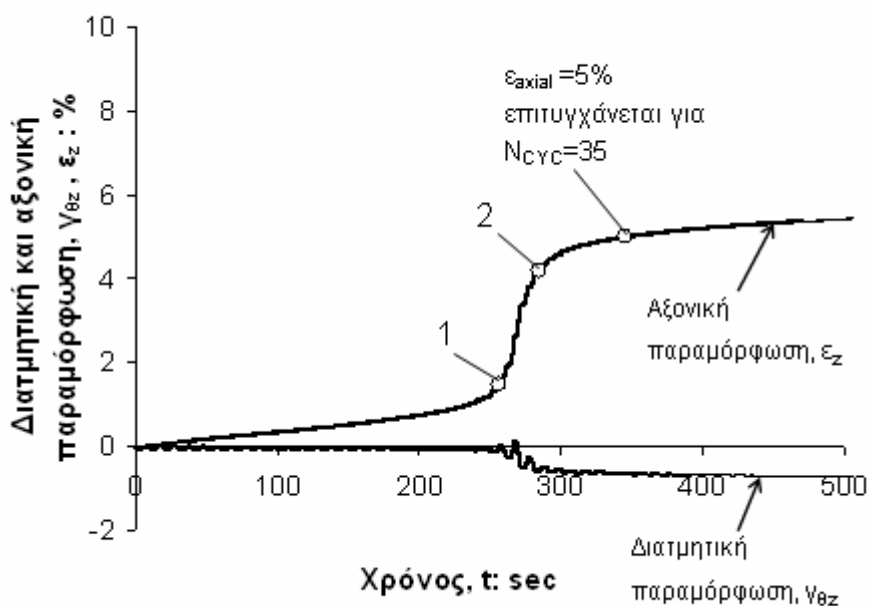
Σχήμα 7.28. Επίδραση σχετικής πυκνότητας στη μεταβολή του λόγου τ_{SA}/p_i' συναρτήσει του αριθμού των κύκλων φόρτισης που απαιτούνται για την ανάπτυξη διατμητικής παραμόρφωσης $\gamma_{SA}=2.5\%$, 3.75% & $\gamma_{DA}=7.5\%$, 10% : ισότροπα στερεοποιημένα (IC) δοκίμια άμμου Ottawa με $p_i'=110$ kPa



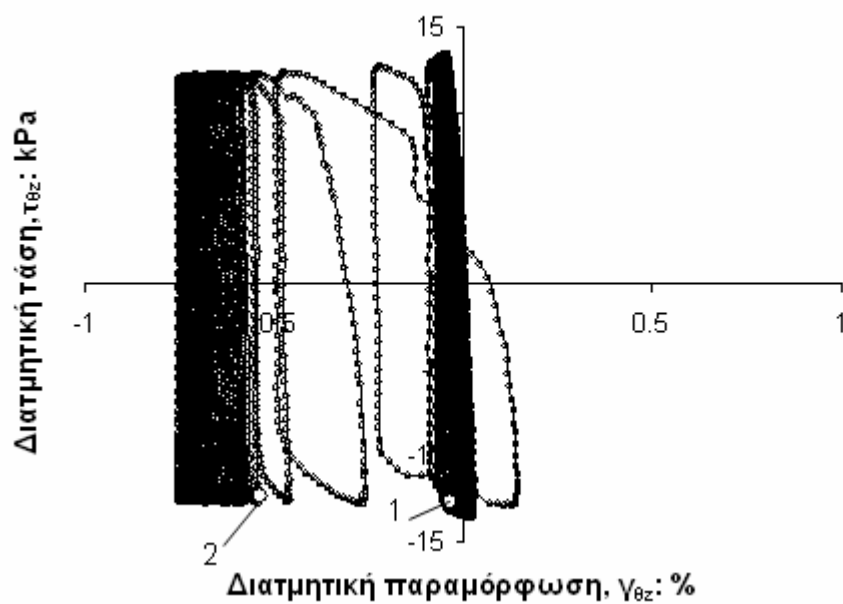
Σχήμα 7.29. Ανακυκλική φόρτιση σε χαλαρό, ανισότροπα στερεοποιημένο ($AC_{(0)}$) δοκίμιο άμμου Ottawa (OTT43) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $D_r=24.4\%$, $p'_i=110$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 13.5$ kPa: διαδρομές ενεργών τάσεων



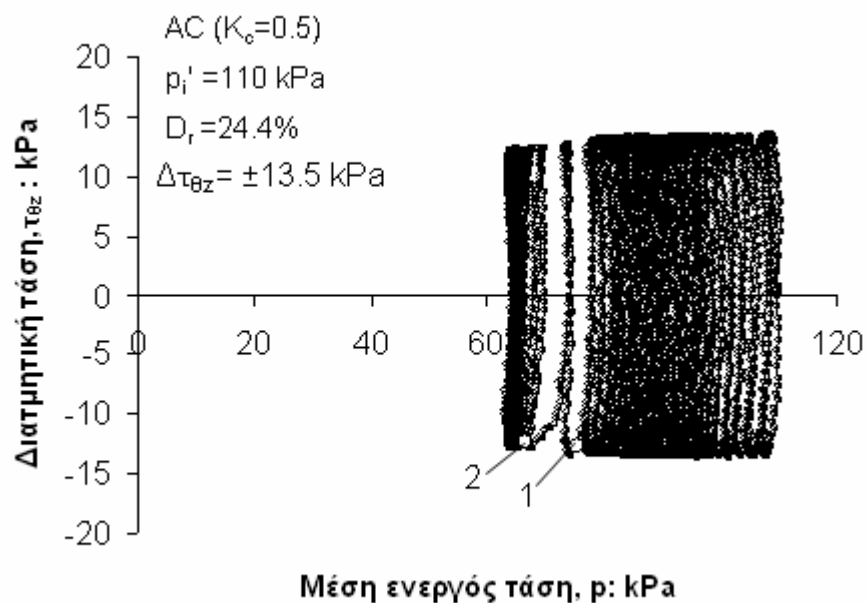
Σχήμα 7.30. Ανακυκλική φόρτιση σε χαλαρό, ανισότροπα στερεοποιημένο ($AC_{(a)}$) δοκίμιο άμμου Ottawa (OTT43) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $D_r = 24.4\%$, $p_i' = 110$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z} = \pm 13.5$ kPa: υπερπίεση πόρων ως προς το χρόνο



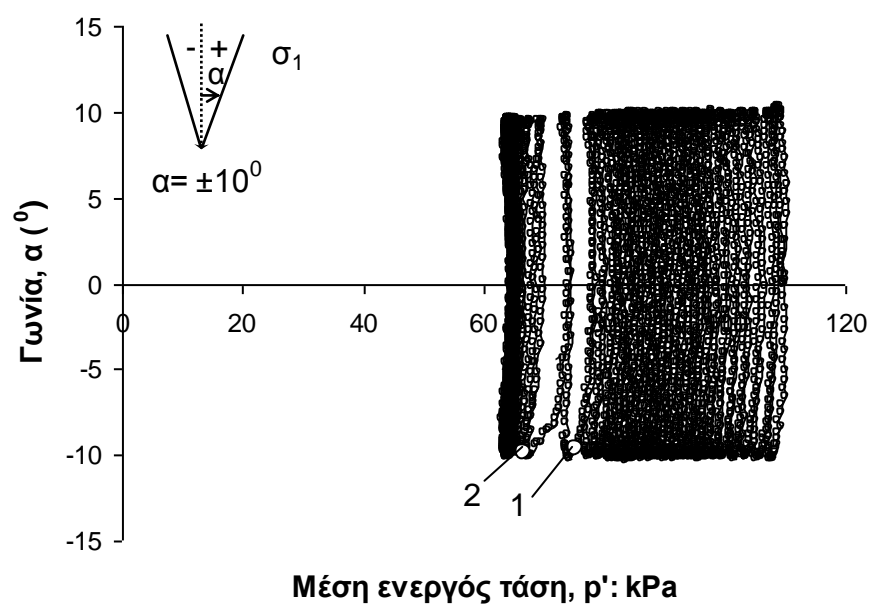
Σχήμα 7.31. Ανακυκλική φόρτιση σε χαλαρό, ανισότροπα στερεοποιημένο ($AC_{(a)}$) δοκίμιο άμμου Ottawa (OTT43) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $D_r = 24.4\%$, $p_i' = 110$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z} = \pm 13.5$ kPa: διατμητική και αξονική παραμόρφωση ως προς το χρόνο



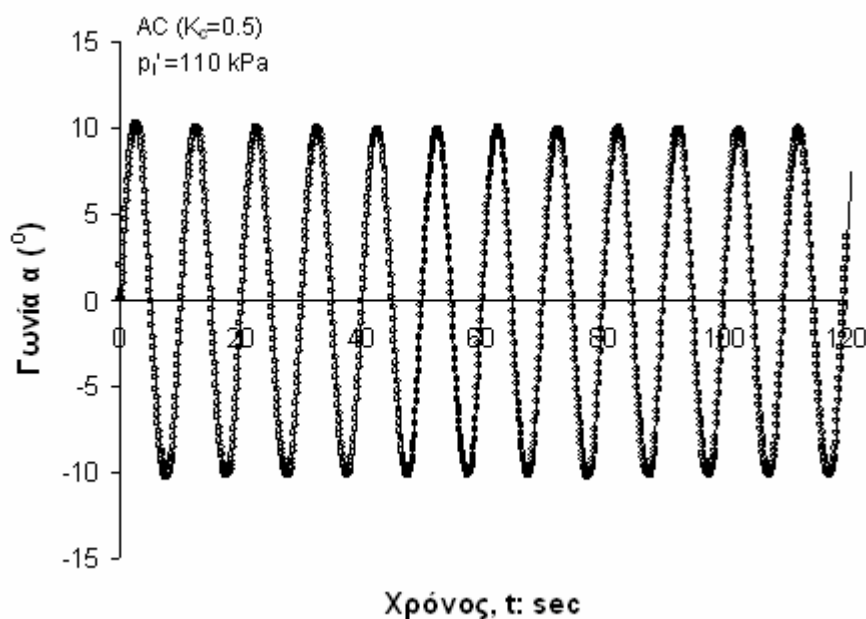
Σχήμα 7.32. Ανακυκλική φόρτιση σε χαλαρό, ανισότροπα στερεοποιημένο ($AC_{(α)}$) δοκίμιο άμμου Ottawa (OTT43) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $D_r=24.4\%$, $p_i'=110$ kPa και $\Delta\tau_{\theta\zeta}=\pm 13.5$ kPa: καμπύλη τάσεων - παραμορφώσεων



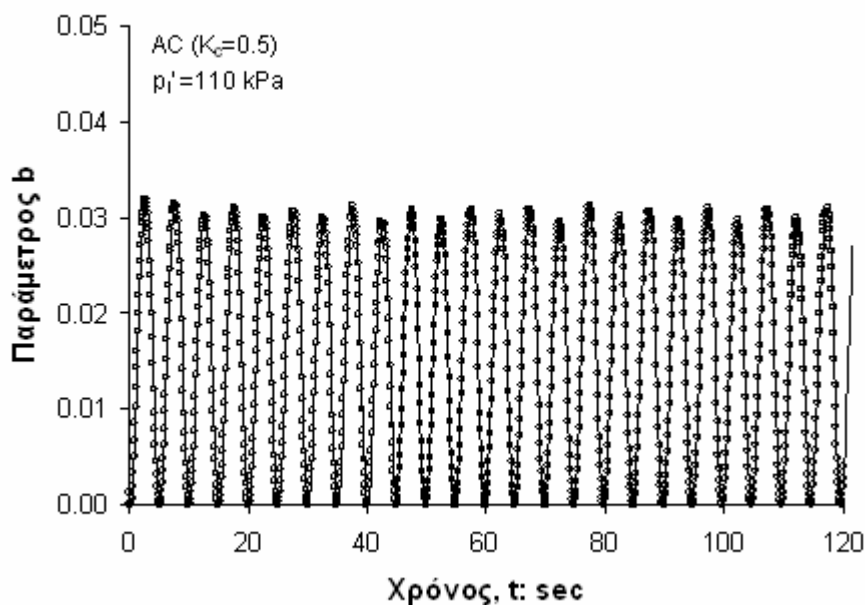
Σχήμα 7.33. Ανακυκλική φόρτιση σε χαλαρό, ανισότροπα στερεοποιημένο ($AC_{(a)}$) δοκίμιο άμμου Ottawa (OTT43) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $D_r=24.4\%$, $\rho_i'=110$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 13.5$ kPa: διαδρομή ενεργών τάσεων σε άξονες $\tau_{\theta z} - \rho'$



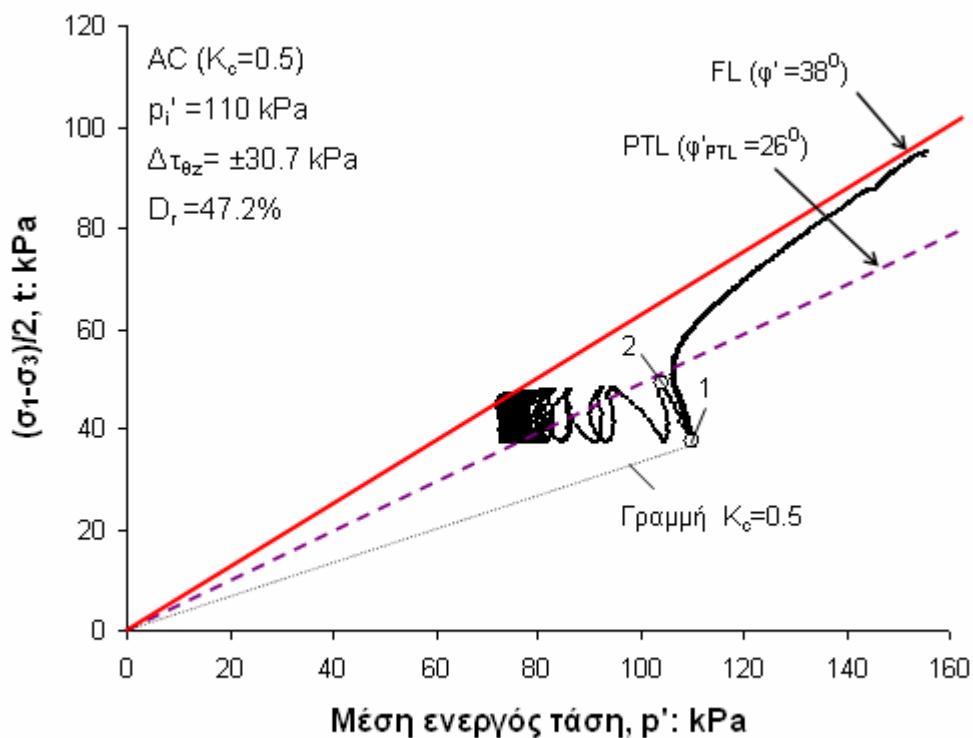
Σχήμα 7.34. Ανακυκλική φόρτιση σε χαλαρό, ανισότροπα στερεοποιημένο ($AC_{(a)}$) δοκίμιο άμμου Ottawa (OTT43) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $D_r=24.4\%$, $\rho_i'=110$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 13.5$ kPa: γωνία α ως προς τη μέση ενεργό τάση



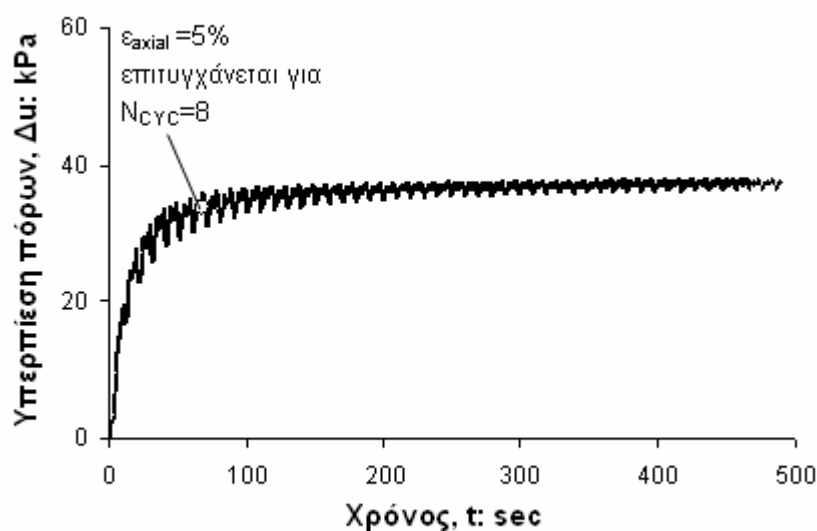
Σχήμα 7.35. Ανακυκλική φόρτιση σε χαλαρό, ανισότροπα στερεοποιημένο ($AC_{(a)}$) δοκίμιο άμμου Ottawa (OTT43) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $D_r=24.4\%$, $p_i'=110$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 13.5$ kPa: γωνία α ως προς το χρόνο



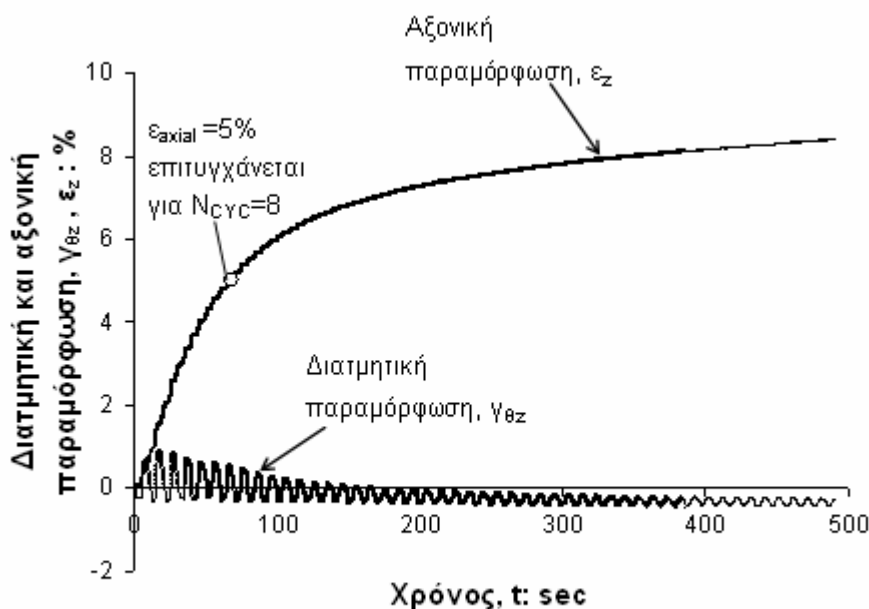
Σχήμα 7.36. Ανακυκλική φόρτιση σε χαλαρό, ανισότροπα στερεοποιημένο ($AC_{(a)}$) δοκίμιο άμμου Ottawa (OTT43) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $D_r=24.4\%$, $p_i'=110$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 13.5$ kPa: παράμετρος b ως προς το χρόνο



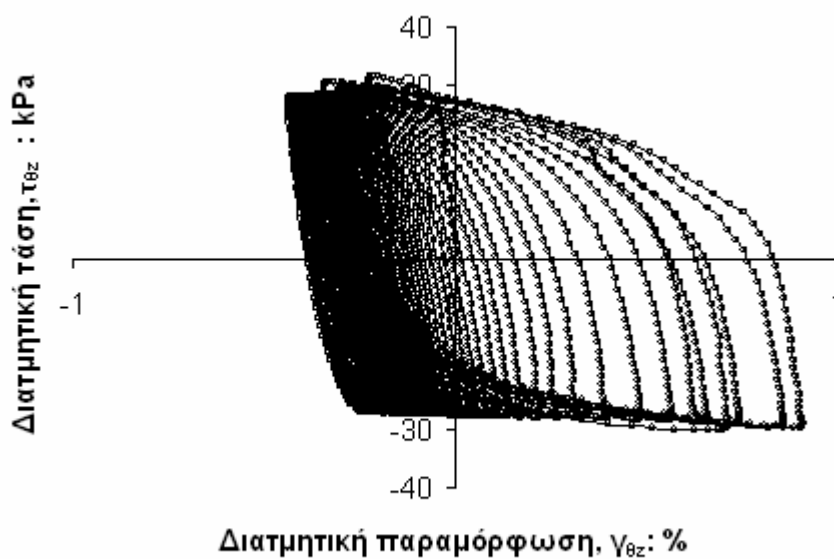
Σχήμα 7.37. Ανακυκλική φόρτιση σε μέσης πυκνότητας, ανισότροπα στερεοποιημένο ($AC_{(a)}$) δοκίμιο άμμου Ottawa (OTT29) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $D_r=47.2\%$, $p_i'=110$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 30.7$ kPa: διαδρομές ενεργών τάσεων



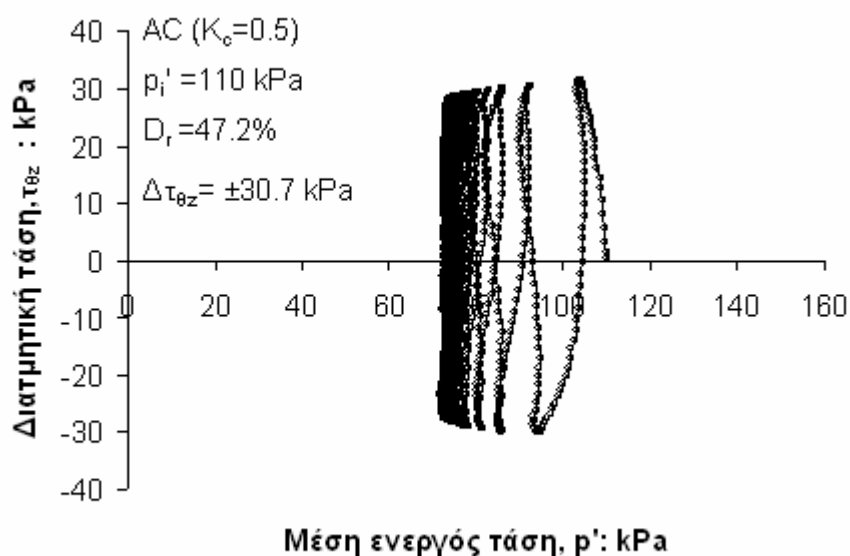
Σχήμα 7.38. Ανακυκλική φόρτιση σε μέσης πυκνότητας, ανισότροπα στερεοποιημένο ($AC_{(a)}$) δοκίμιο άμμου Ottawa (OTT29) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $D_r=47.2\%$, $p_i'=110$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 30.7$ kPa: υπερπίεση πόρων ως προς το χρόνο



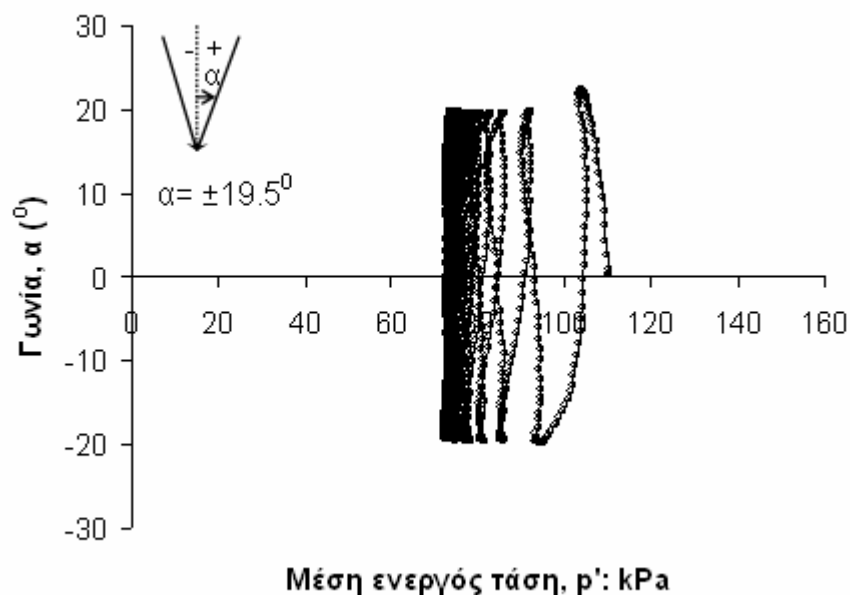
Σχήμα 7.39. Ανακυκλική φόρτιση σε μέσης πυκνότητας, ανισότροπα στερεοποιημένο ($AC_{(a)}$) δοκίμιο άμμου Ottawa (OTT29) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $D_r=47.2\%$, $p_i'=110$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 30.7$ kPa: διατμητική και αξονική παραμόρφωση ως προς το χρόνο



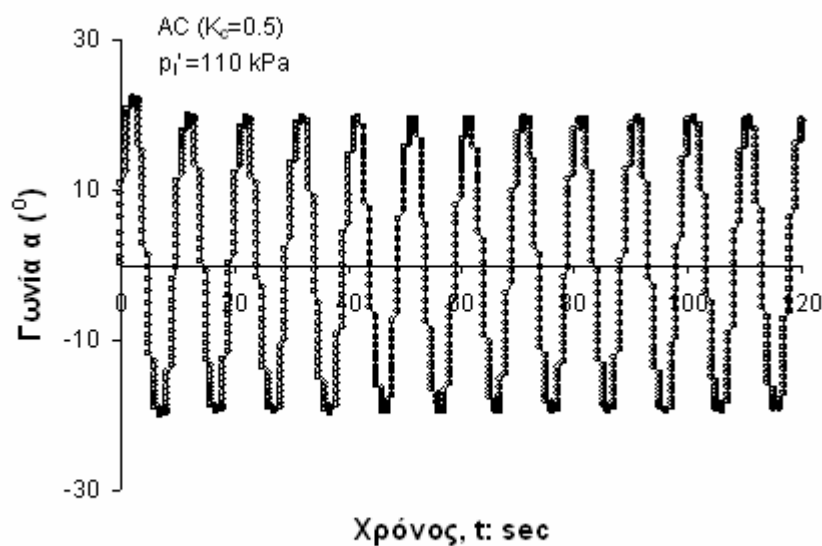
Σχήμα 7.40. Ανακυκλική φόρτιση σε μέσης πυκνότητας, ανισότροπα στερεοποιημένο ($AC_{(a)}$) δοκίμιο άμμου Ottawa (OTT29) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $D_r=47.2\%$, $p_i'=110$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 30.7$ kPa: καμπύλη τάσεων - παραμορφώσεων



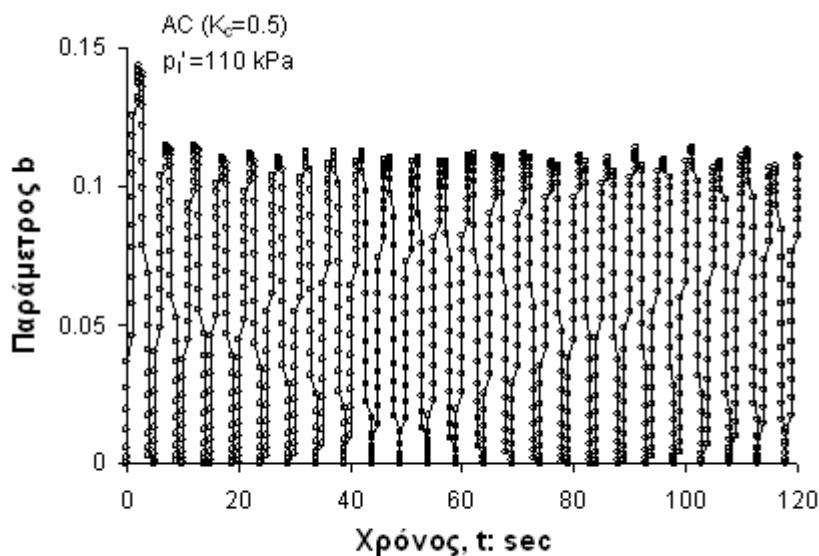
Σχήμα 7.41. Ανακυκλική φόρτιση σε μέσης πυκνότητας, ανισότροπα στερεοποιημένο ($AC_{(a)}$) δοκίμιο άμμου Ottawa (OTT29) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $D_r=47.2\%$, $p_i'=110$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 30.7$ kPa: διαδρομή ενεργών τάσεων σε άξονες $\tau_{\theta z} - p'$



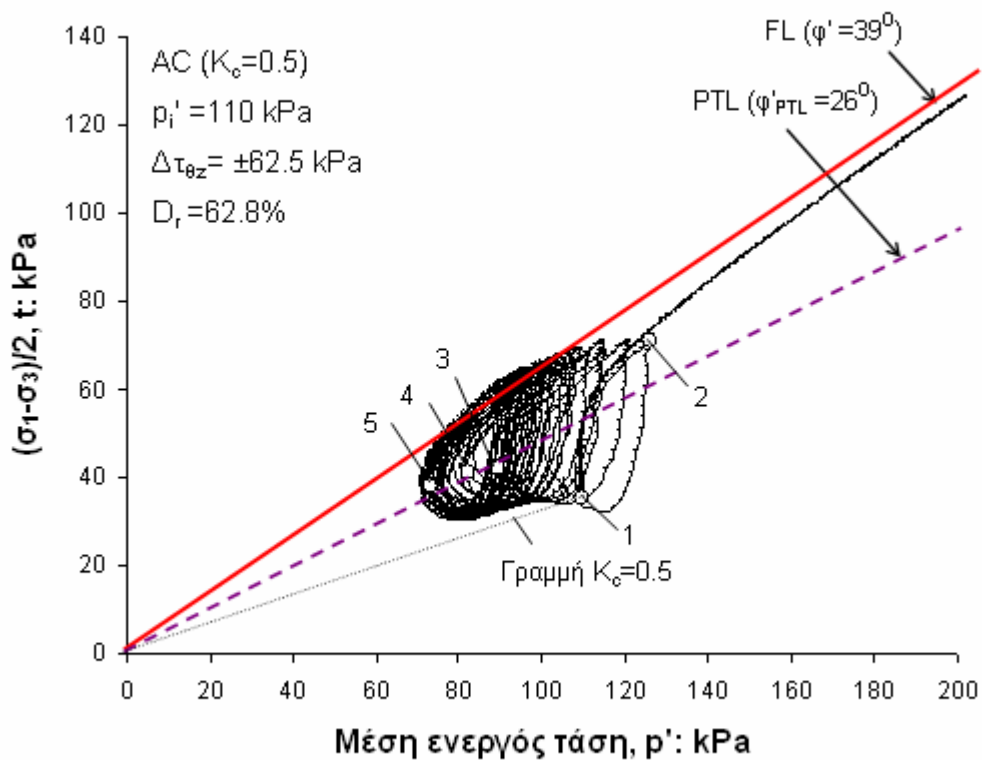
Σχήμα 7.42. Ανακυκλική φόρτιση σε μέσης πυκνότητας, ανισότροπα στερεοποιημένο ($AC_{(a)}$) δοκίμιο άμμου Ottawa (OTT29) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $D_r=47.2\%$, $p_i'=110$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 30.7$ kPa: γωνία α ως προς τη μέση ενεργό τάση



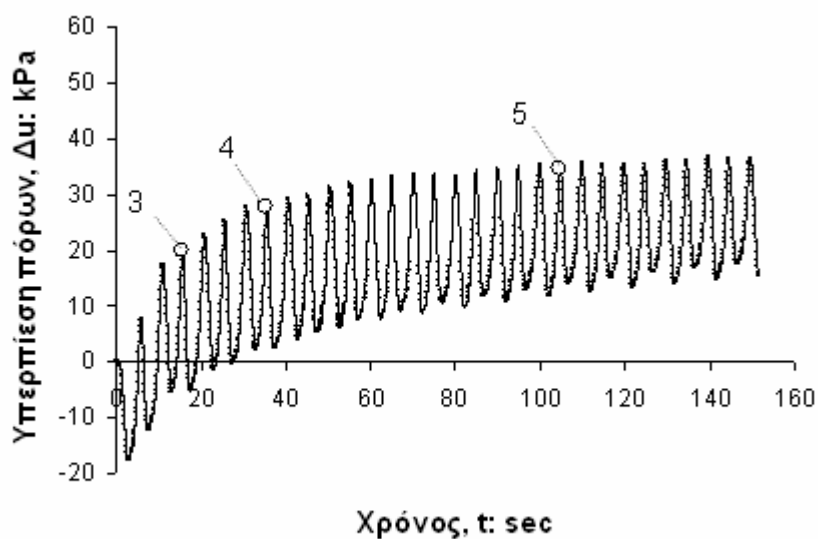
Σχήμα 7.43. Ανακυκλική φόρτιση σε μέσης πυκνότητας, ανισότροπα στερεοποιημένο ($AC_{(a)}$) δοκίμιο άμμου Ottawa (OTT29) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $D_r=47.2\%$, $p'_1=110$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 30.7$ kPa: γωνία α ως προς το χρόνο



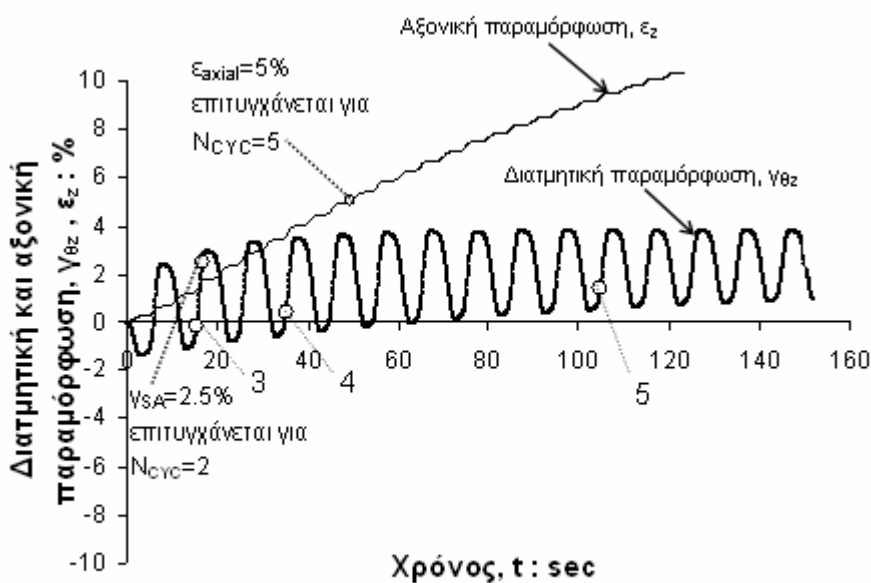
Σχήμα 7.44. Ανακυκλική φόρτιση σε μέσης πυκνότητας, ανισότροπα στερεοποιημένο ($AC_{(a)}$) δοκίμιο άμμου Ottawa (OTT29) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $D_r=47.2\%$, $p'_1=110$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 30.7$ kPa: παράμετρος b ως προς το χρόνο



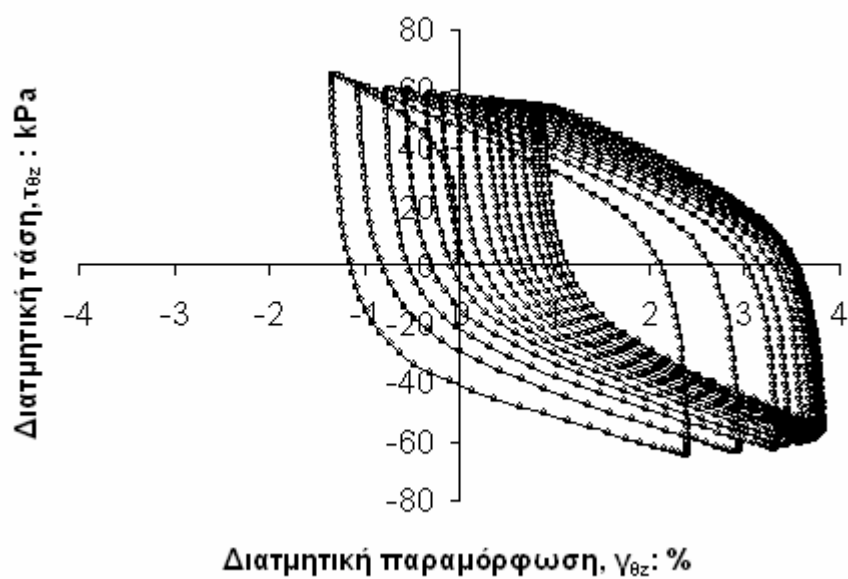
Σχήμα 7.45. Ανακυκλική φόρτιση σε πυκνό, ανισότροπα στερεοποιημένο ($AC_{(ω)}$) δοκίμιο άμμου Ottawa (OTT24) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $D_r=62.8\%$, $p_i'=110$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 62.5$ kPa: διαδρομές ενεργών τάσεων



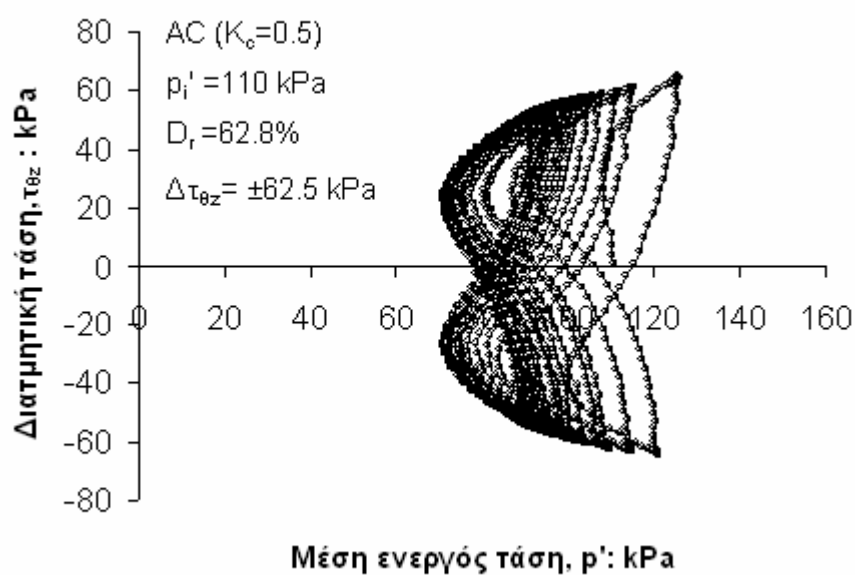
Σχήμα 7.46. Ανακυκλική φόρτιση σε πυκνό, ανισότροπα στερεοποιημένο ($AC_{(a)}$) δοκίμιο άμμου Ottawa (OTT24) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $D_r=62.8\%$, $p_i'=110$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 62.5$ kPa: υπερπίεση πόρων ως προς το χρόνο



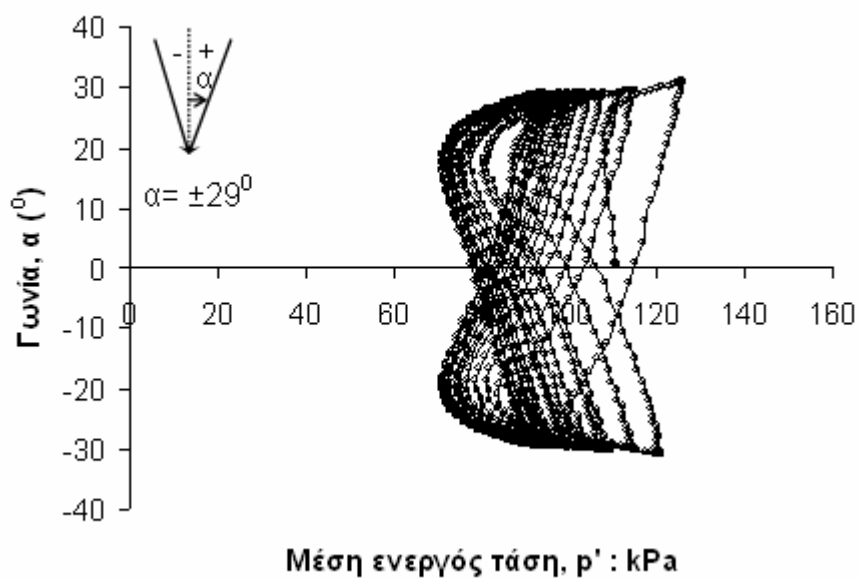
Σχήμα 7.47. Ανακυκλική φόρτιση σε πυκνό, ανισότροπα στερεοποιημένο ($AC_{(a)}$) δοκίμιο άμμου Ottawa (OTT24) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $D_r=62.8\%$, $p_i'=110$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 62.5$ kPa: διατμητική και αξονική παραμόρφωση ως προς το χρόνο



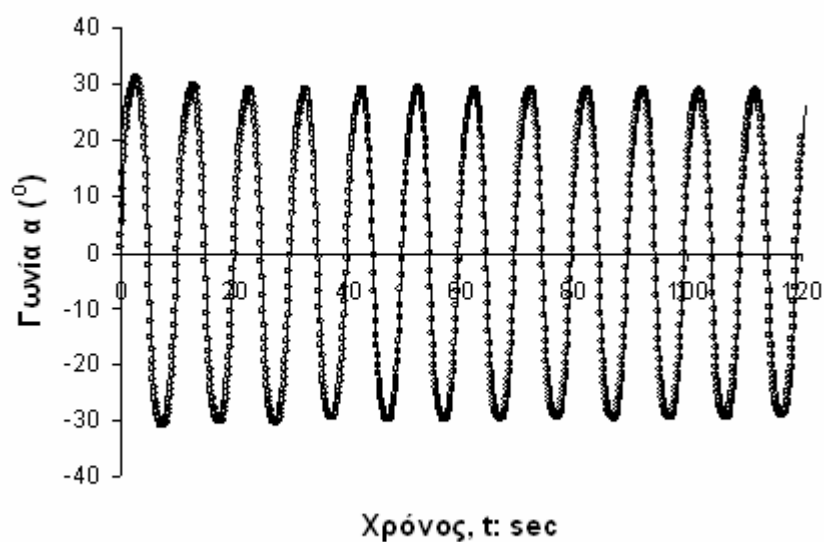
Σχήμα 7.48. Ανακυκλική φόρτιση σε πυκνό, ανισότροπα στερεοποιημένο ($AC_{(a)}$) δοκίμιο άμμου Ottawa (OTT24) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $D_r=62.8\%$, $p_1'=110$ kPa και $\Delta\tau_{0z}=\pm 62.5$ kPa: καμπύλη τάσεων - παραμορφώσεων



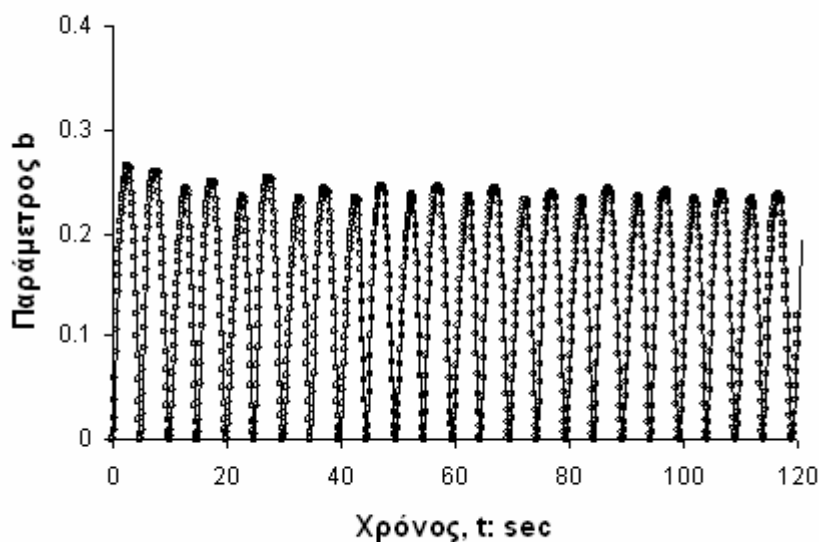
Σχήμα 7.49. Ανακυκλική φόρτιση σε πυκνό, ανισότροπα στερεοποιημένο ($AC_{(a)}$) δοκίμιο άμμου Ottawa (OTT24) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $D_r=62.8\%$, $p_i'=110$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 62.5$ kPa: διαδρομή ενεργών τάσεων σε άξονες $\tau_{\theta z} - p'$



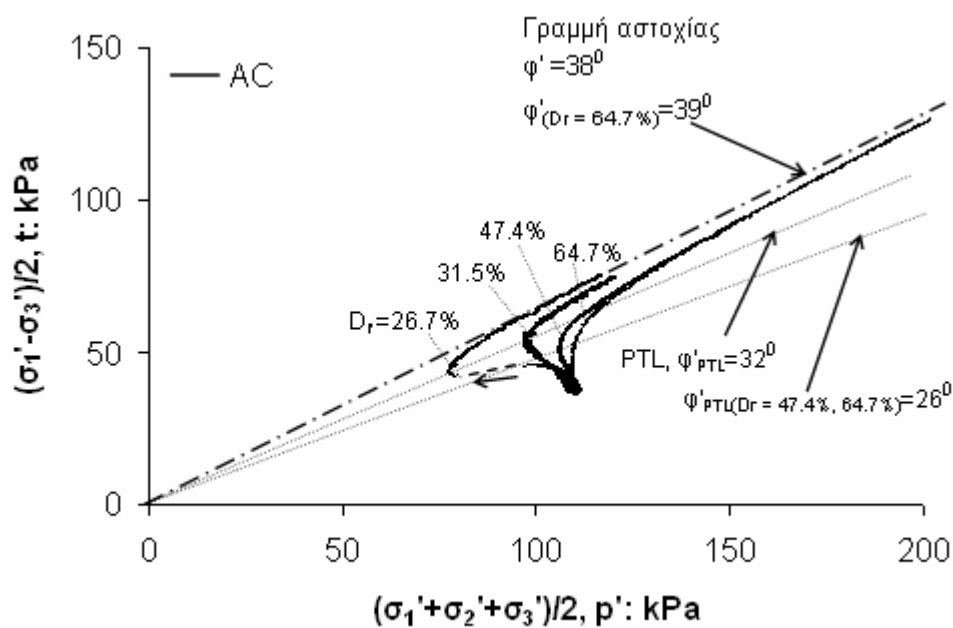
Σχήμα 7.50. Ανακυκλική φόρτιση σε πυκνό, ανισότροπα στερεοποιημένο ($AC_{(a)}$) δοκίμιο άμμου Ottawa (OTT24) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $D_r=62.8\%$, $p_i'=110$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 62.5$ kPa: γωνία α ως προς τη μέση ενεργό τάση



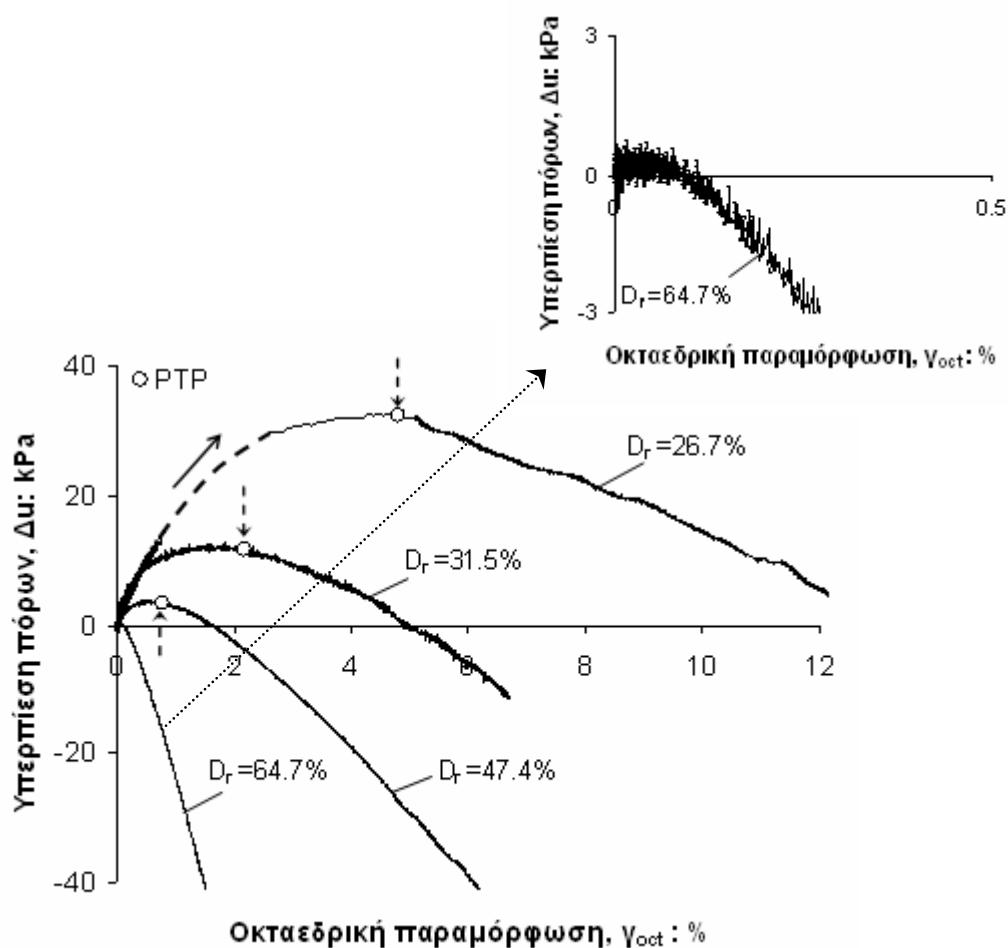
Σχήμα 7.51. Ανακυκλική φόρτιση σε πυκνό, ανισότροπα στερεοποιημένο ($AC_{(a)}$) δοκίμιο άμμου Ottawa (OTT24) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $D_r=62.8\%$, $p_i'=110$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 62.5$ kPa: γωνία α ως προς το χρόνο



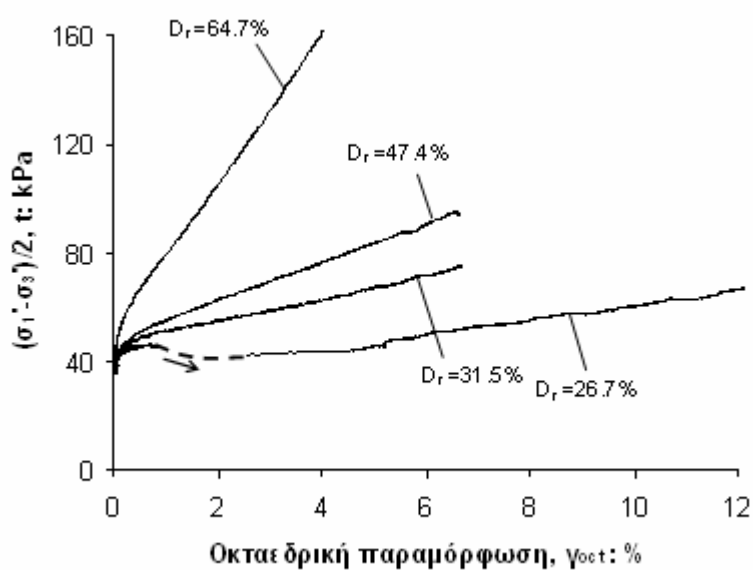
Σχήμα 7.52. Ανακυκλική φόρτιση σε πυκνό, ανισότροπα στερεοποιημένο ($AC_{(a)}$) δοκίμιο άμμου Ottawa (OTT24) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $D_r=62.8\%$, $p_i'=110$ kPa και $\Delta\tau_{\theta z}=\pm 62.5$ kPa: παράμετρος b ως προς το χρόνο



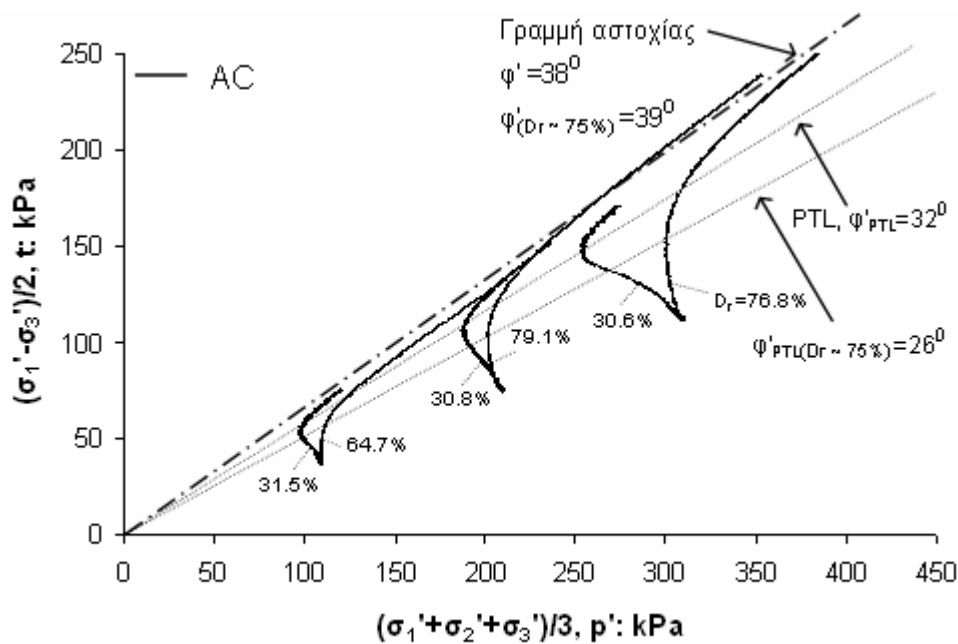
Σχήμα 7.53. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ανισότροπα στερεοποιημένα (AC) δοκίμια άμμου Ottawa για διαφορετικές τιμές σχετικής πυκνότητας και $p_i' = 110 \text{ kPa}$: διαδρομές ενεργών τάσεων



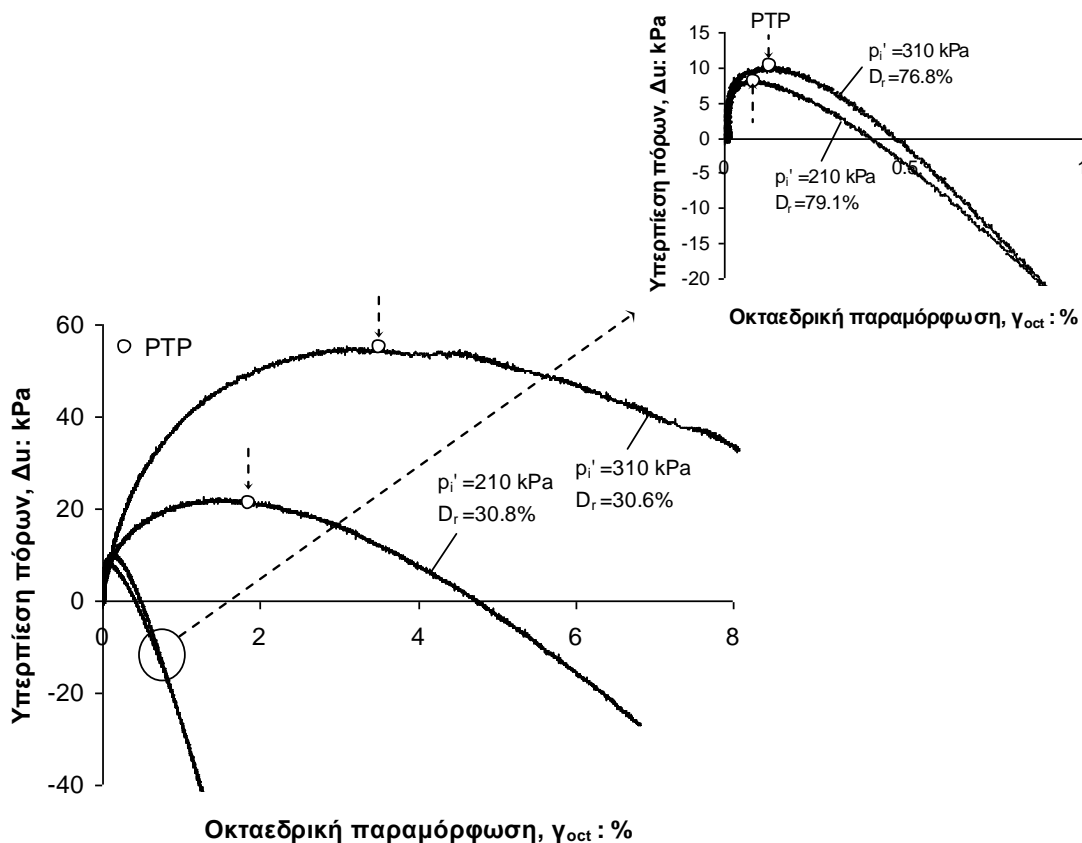
Σχήμα 7.54. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ανισότροπα στερεοποιημένα (AC) δοκίμια άμμου Ottawa για διαφορετικές τιμές σχετικής πυκνότητας και $p_i' = 110$ kPa: καμπύλες υπερπίεσης πόρων ως προς οκταεδρική παραμόρφωση



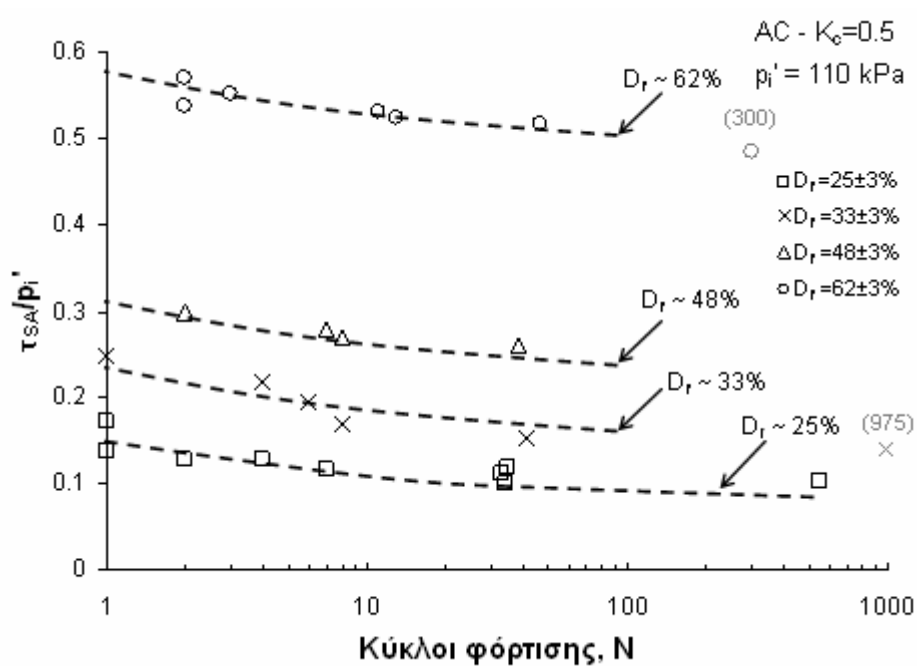
Σχήμα 7.55. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ανισότροπα στερεοποιημένα (AC) δοκίμια άμμου Ottawa για διαφορετικές τιμές σχετικής πυκνότητας και $p_i' = 110$ kPa: καμπύλες τάσεων – παραμορφώσεων



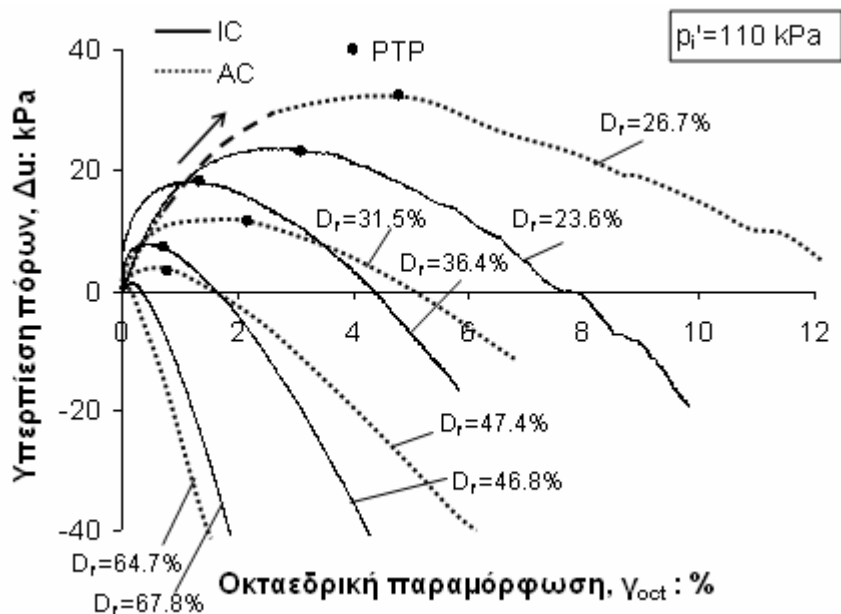
Σχήμα 7.56. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ανισότροπα στερεοποιημένα (AC) δοκίμια άμμου Ottawa για διαφορετικές τιμές σχετικής πυκνότητας και για $p'_i=110, 210 \text{ \& } 310 \text{ kPa}$: διαδρομές ενεργών τάσεων



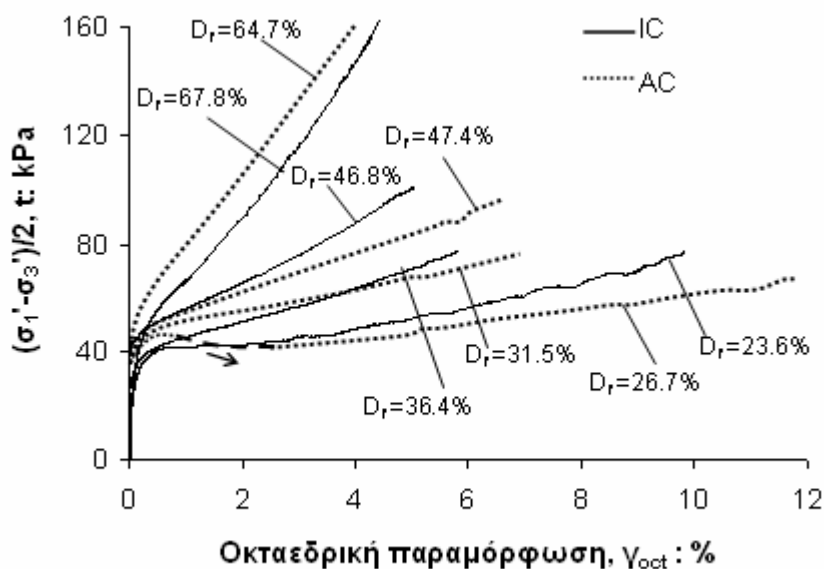
Σχήμα 7.57. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ανισότροπα στερεοποιημένα (AC) δοκίμια άμμου Ottawa για διαφορετικές τιμές σχετικής πυκνότητας και για $p'_i=210 \text{ \& } 310 \text{ kPa}$: καμπύλες υπερπίεσης πόρων ως προς οκταεδρική παραμόρφωση



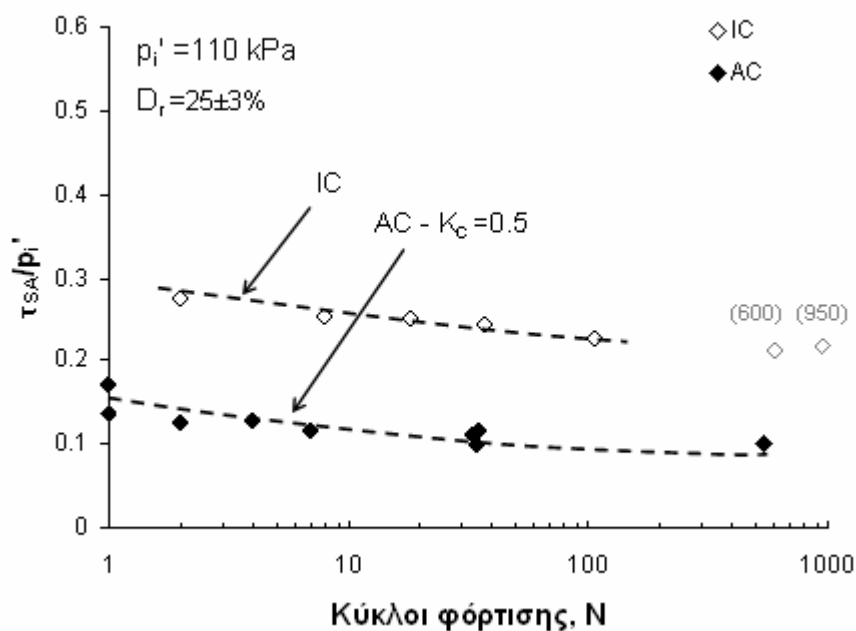
Σχήμα 7.58. Επίδραση σχετικής πυκνότητας στις καμπύλες ανακυκλικής αντοχής των ανισότροπα στερεοποιημένων (AC) δοκιμίων της άμμου Ottawa για ανάπτυξη διατμητικής παραμόρφωσης, $\gamma_{SA}=2.5\%$ ή αξονικής παραμόρφωσης, $\epsilon_{axial}=5\%$



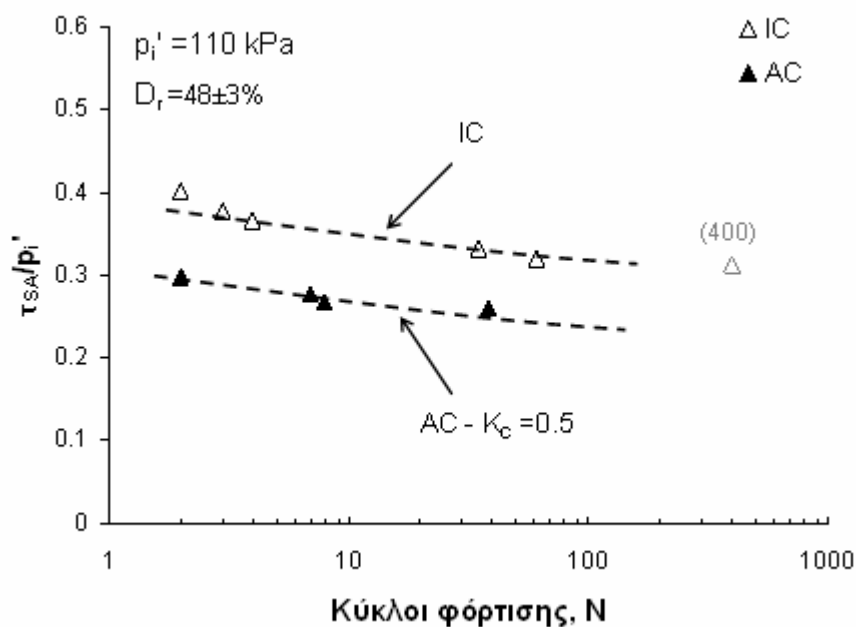
Σχήμα 7.59. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα (IC) και ανισότροπα (AC) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa για διαφορετικές τιμές σχετικής πυκνότητας: καμπύλες υπερπίεσης πόρων ως προς οκταεδρική παραμόρφωση



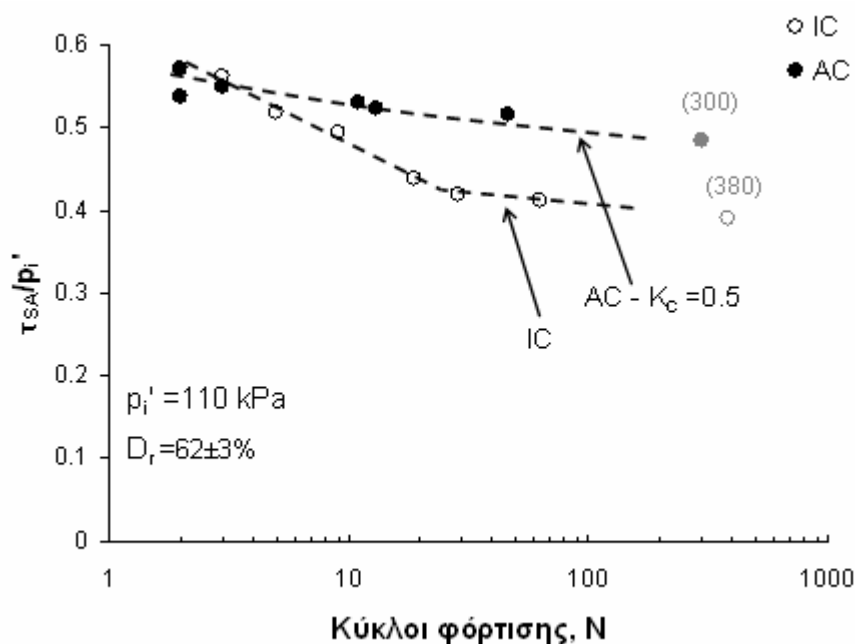
Σχήμα 7.60. Μονοτονική στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα (IC) και ανισότροπα (AC) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa για διαφορετικές τιμές σχετικής πυκνότητας: καμπύλες τάσεων - παραμορφώσεων



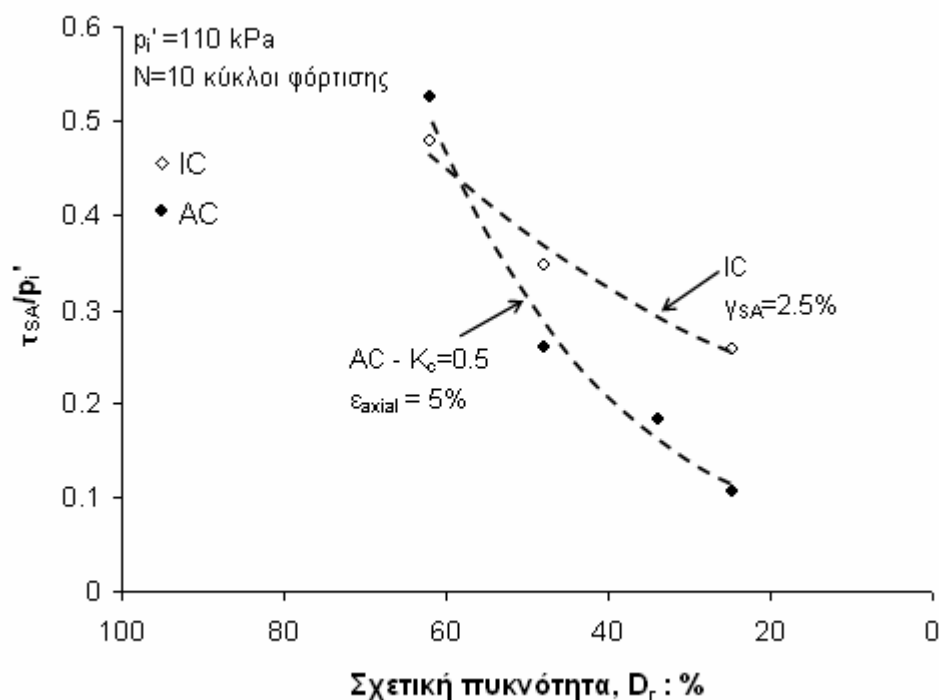
Σχήμα 7.61. Μεταβολή του λόγου τ_{SA}/p_i' συναρτήσει του αριθμού των κύκλων φόρτισης που απαιτούνται για την ανάπτυξη διατμητικής παραμόρφωσης $\gamma_{SA}=2.5\%$ ή αξονικής παραμόρφωσης $\varepsilon_{axial}=5\%$: ισότροπα (IC) και ανισότροπα (AC) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa με $p_i'=110 \text{ kPa}$ και $D_r \sim 25\%$



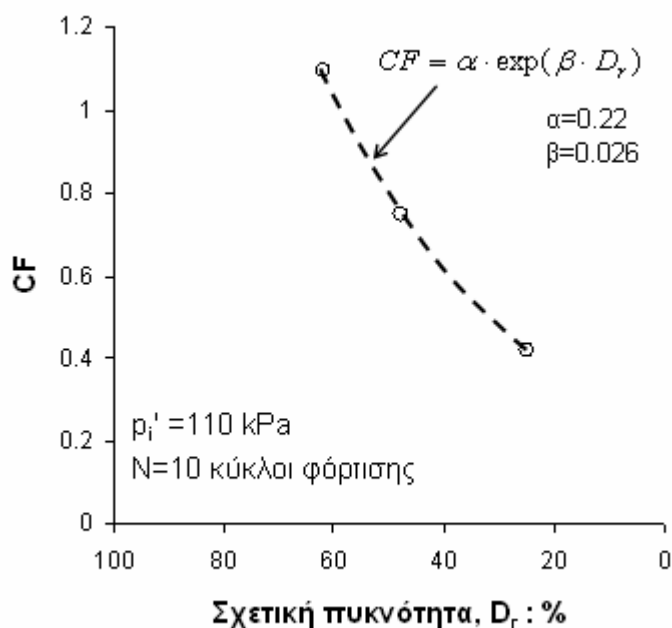
Σχήμα 7.62. Μεταβολή του λόγου τ_{SA}/p_i' συναρτήσει του αριθμού των κύκλων φόρτισης που απαιτούνται για την ανάπτυξη διατμητικής παραμόρφωσης $\gamma_{SA}=2.5\%$ ή αξονικής παραμόρφωσης $\varepsilon_{axial}=5\%$: ισότροπα (IC) και ανισότροπα (AC) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa με $p_i'=110 \text{ kPa}$ και $D_r \sim 48\%$



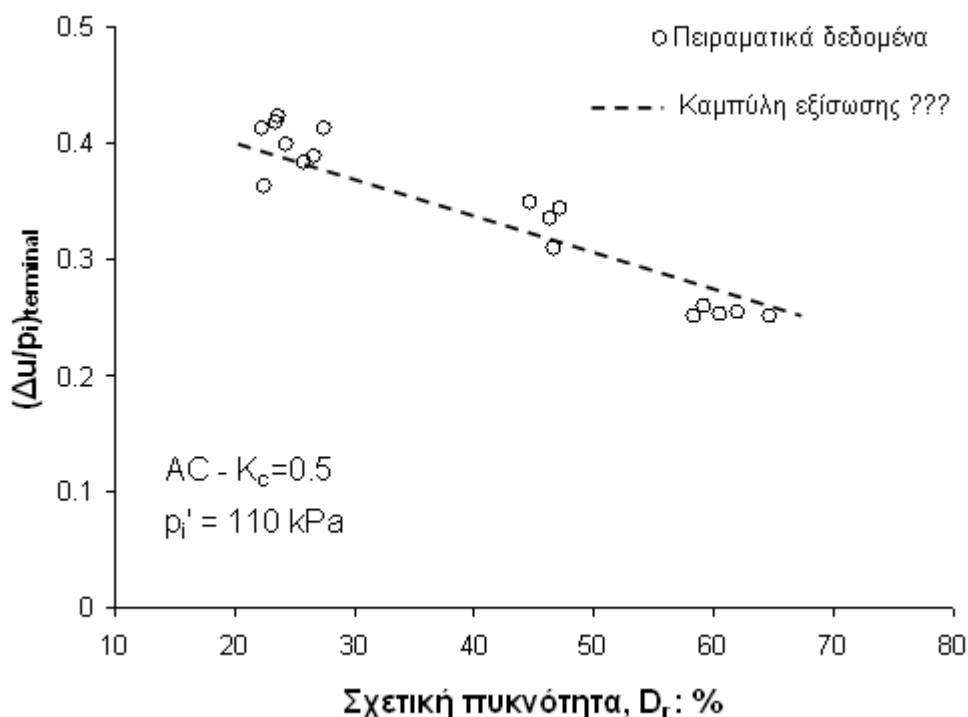
Σχήμα 7.63. Μεταβολή του λόγου τ_{SA}/p_i' συναρτήσει του αριθμού των κύκλων φόρτισης που απαιτούνται για την ανάπτυξη διατμητικής παραμόρφωσης $\gamma_{SA}=2.5\%$ ή αξονικής παραμόρφωσης $\varepsilon_{axial}=5\%$: ισότροπα (IC) και ανισότροπα (AC) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa με $p_i'=110$ kPa και $D_r \sim 62\%$



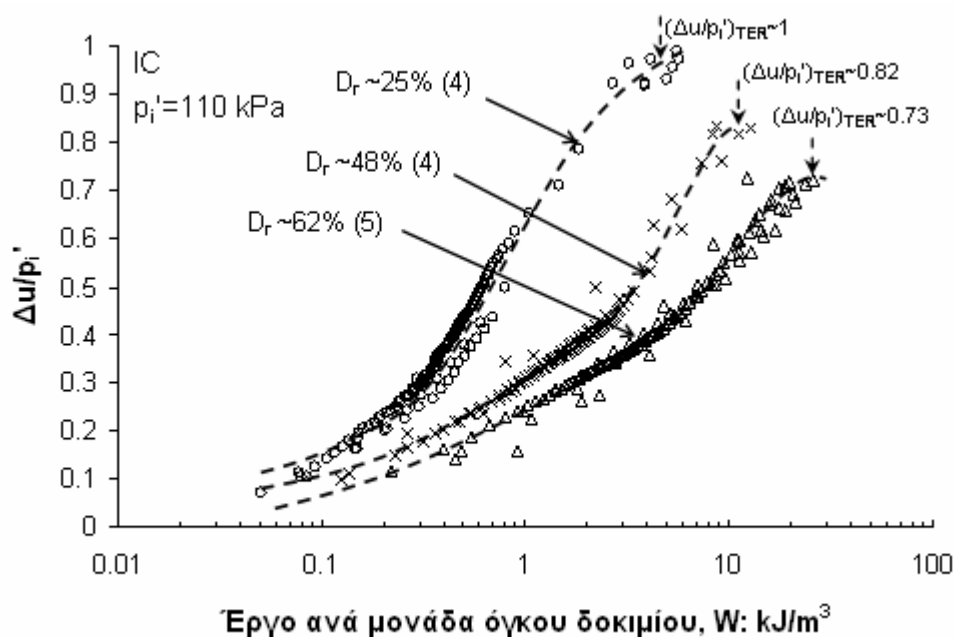
Σχήμα 7.64. Συσχέτιση μεταξύ του λόγου τ_{SA}/p_i' και της σχετικής πυκνότητας, D_r , για την ανάπτυξη διατμητικής παραμόρφωσης $\gamma_{SA}=2.5\%$ ή αξονικής παραμόρφωσης $\varepsilon_{axial}=5\%$ σε 10 κύκλους φόρτισης: ισότροπα (IC) και ανισότροπα (AC) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa



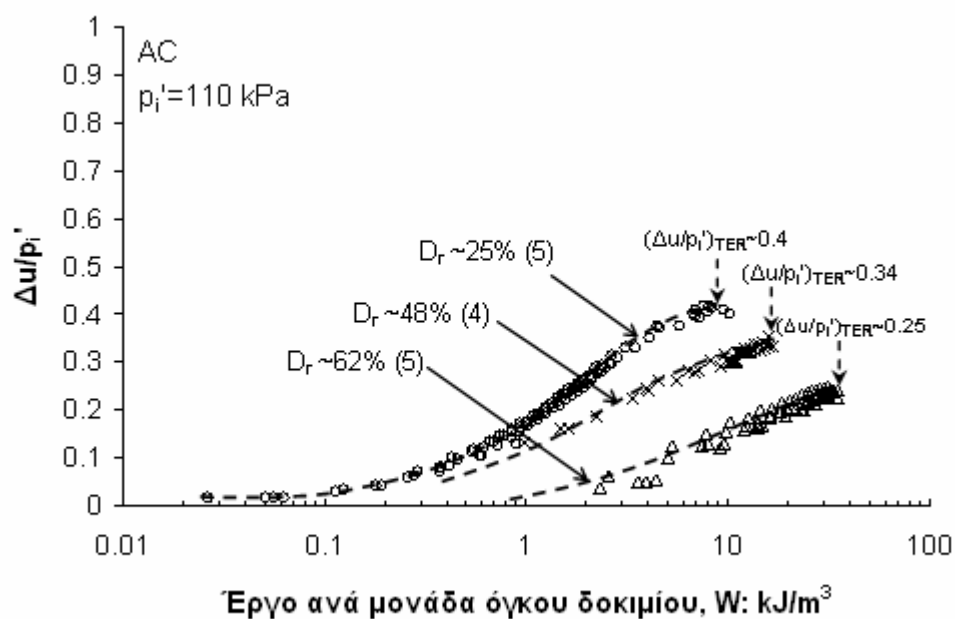
Σχήμα 7.65. Μεταβολή της τιμής CF συναρτήσει της σχετικής πυκνότητας



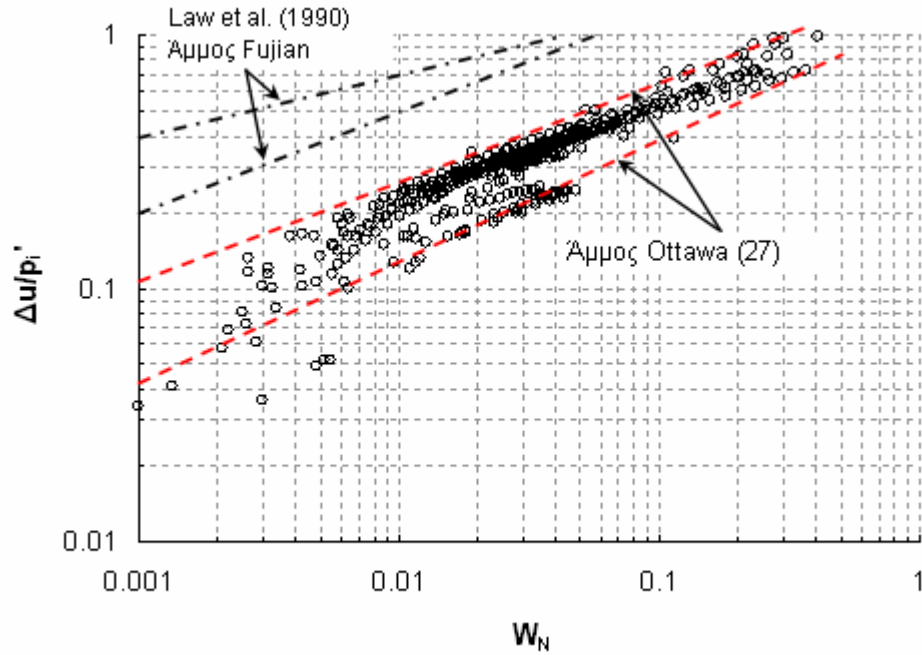
Σχήμα 7.66. Συσχέτιση κανονικοποιημένων τελικών τιμών υπερπίεσης πόρων, $((\Delta u / \rho_i')_{\text{terminal}})$ και σχετικής πυκνότητας, D_r , για ανισότροπα στερεοποιημένα (AC) δοκίμια άμμου Ottawa



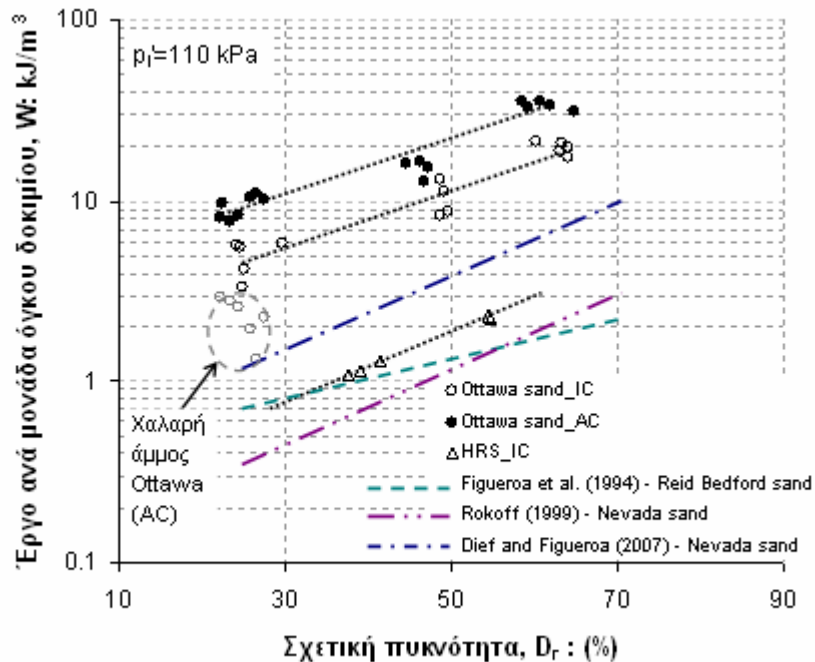
Σχήμα 7.67. Κανονικοποιημένες καμπύλες υπερπίεσης πόρων, $\Delta u/p_i'$, συναρτήσει του έργου ανά μονάδα όγκου δοκιμίου, W , για τιμές σχετικής πυκνότητας $D_r=25\%$, 48% & 62% : ισότροπα στερεοποιημένα (IC) δοκίμια άμμου Ottawa με $p_i'=110$ kPa



Σχήμα 7.68. Κανονικοποιημένες καμπύλες υπερπίεσης πόρων, $\Delta u/p_i'$, συναρτήσει του έργου ανά μονάδα όγκου δοκιμίου, W , για τιμές σχετικής πυκνότητας $D_r=25\%$, 48% & 62% : ανισότροπα στερεοποιημένα (AC) δοκίμια άμμου Ottawa με $p_i'=110$ kPa



Σχήμα 7.69. Κανονικοποιημένες καμπύλες $\Delta u/p_i'$ - W_N για ισότροπα (IC) και ανισότροπα (AC) στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa με $D_r=25\%$, 48% & 62% και $p_i'=110$ kPa: χρήση διπλού λογαριθμικού διαγράμματος



Σχήμα 7.70. Έργο ανά μονάδα όγκου δοκιμίου που αντιστοιχεί στη τελική τιμή υπερπίεσης πόρων ($(\Delta u/p_i')_{terminal}$): για την περίπτωση των χαλαρών ανισότροπα στερεοποιημένων (AC) δοκιμίων: δίνεται επίσης και το έργο που αντιστοιχεί στο σημείο έναρξης ασταθούς συμπεριφοράς

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8

ΑΝΙΣΟΤΡΟΠΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΔΟΚΙΜΙΩΝ ΑΜΜΟΥ ΥΠΟ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΕΜΠΟΔΙΖΟΜΕΝΗΣ ΣΤΡΑΓΓΙΣΗΣ

8.1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Ο τρόπος απόθεσης των εδαφικών υλικών στη φύση έχει ως αποτέλεσμα τη δημιουργία μιας εγγενώς ανισότροπης δομής (Oda, 1972a, b) η οποία επηρεάζει κατά πολύ τη μετέπειτα συμπεριφορά του εδαφικού υλικού. Χαρακτηριστικό παράδειγμα εγγενούς ανισότροπίας αποτελεί η διαφορετική απόκριση των εδαφικών δοκιμίων όταν αυτά υποβάλλονται σε φόρτιση υπό διαφορετική γωνία διεύθυνσης των κυρίων τάσεων. Για την ακρίβεια η συμπεριφορά ενδέχεται να διαφοροποιηθεί από διαστολική για $\alpha=0^{\circ}$, σε έντονα συστολική όταν $\alpha=90^{\circ}$. Η επίδραση της γωνίας α καθώς και η επίδραση της παραμέτρου b στη συμπεριφορά των μη συνεκτικών εδαφικών υλικών υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης έχει αναλυθεί διεξοδικά στο Κεφάλαιο 3.

Σύμφωνα με τους Casagrande & Carillo (1944) η ανισοτροπία ενός εδαφικού υλικού είναι αποτέλεσμα όχι μόνο του τρόπου απόθεσης του αλλά και της ιστορίας φόρτισης του, η οποία περιλαμβάνει αλλαγές στο μέγεθος των επιβαλλόμενων τάσεων όπως αυτές που πραγματοποιούνται κατά την ανισότροπη στερεοποίηση των εδαφικών υλικών στη φύση. Ο κύριος στόχος του παρόντος κεφαλαίου είναι η διερεύνηση της επίδρασης της ανισότροπης στερεοποίησης σε συνδυασμό με την επίδραση της μεταβολής της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων στη συμπεριφορά δοκιμίων άμμου υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης ενώ για κάθε επιβαλλόμενη διεύθυνση κυρίων τάσεων η εδαφική συμπεριφορά συγκρίνεται μετά από συνθήκες ισότροπης και ανισότροπης στερεοποίησης. Για το σκοπό αυτό πραγματοποιήθηκαν δοκιμές σε

ισότροπα και ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια άμμου M31 χρησιμοποιώντας διαφορετικές διευθύνσεις φόρτισης ($\alpha=0^0, 30^0, 45^0$).

Στα Σχήματα 8.1, 8.2 και 8.3 παρουσιάζονται οι μεταβολές που πραγματοποιήθηκαν στις τάσεις $\sigma_z, \sigma_\theta, \sigma_r$ και $\tau_{\theta z}$ μετά το τέλος της στερεοποίησης (σημείο C_c) ώστε να επιτευχθούν οι επιθυμητές διαδρομές τάσεων υπό σταθερή γωνία $\alpha=0^0, 30^0$ και 45^0 αντίστοιχα. Όπως φαίνεται και από τα εν λόγω σχήματα κατά τη διάρκεια των πειραμάτων η ολική μέση τάση, p , διατηρείται σταθερή. Παρόμοιες διαδρομές τάσεων πραγματοποιήθηκαν και από τους Symes et al. (1984).

Για την περίπτωση των ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων πριν το στάδιο της φόρτισης τους η αποκλίνουσα τάση ($=\sigma_z-\sigma_\theta$) μηδενίζεται (= ισότροπες συνθήκες τάσεων) ακολουθώντας τις μεταβολές των τάσεων που παρουσιάστηκαν στο Σχήμα 5.1. Υπενθυμίζεται ότι η κατηγορία αυτή των πειραμάτων χρησιμοποιήθηκε και από τους Shibuya et al. (2003) για τη διερεύνηση της επίδρασης της ανισότροπης στερεοποίησης υπό σταθερές τιμές γωνίας α .

Για τη δημιουργία ενός γενικότερου πλαισίου συμπεριφοράς η επίδραση της μεταβολής της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων ($\alpha=0^0, 30^0$ και 45^0) εξετάζεται και για την περίπτωση ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων στις άμμους Ottawa και Longstone. Οι αρχικές συνθήκες όλων των δοκιμών που πραγματοποιήθηκαν δίνονται στον Πίνακα 8.1.

Στο παρόν κεφάλαιο της παρούσας διατριβής η απόκριση των δοκιμίων σε φόρτιση υπό διαφορετικές τιμές γωνίας α για τις άμμους M31, Ottawa και Longstone συγκρίνεται με την αντίστοιχη απόκριση πειραμάτων από τη διεθνή βιβλιογραφία ενώ έμφαση δίνεται στην ανάλυση των αποτελεσμάτων με βάση τη θεωρία της Τοπικής Οριακής Επιφάνειας (LBS) για εδαφικά υλικά ανισότροπα στερεοποιημένα η οποία αναπτύχθηκε πρώτα από τους Shibuya et al. (2003).

Υπενθυμίζεται ότι σε όλα τα πειράματα της παρούσας διατριβής η εσωτερική πίεση, p_i και η εξωτερική πίεση, p_o , που ασκείται στο κοίλο δοκίμιο είναι ίσες και η γωνία α συνδέεται μοναδικά με την παράμετρο b σύμφωνα με την εξίσωση (4.1.28). Ως εκ τούτου, στα πειράματα με $\alpha=0^0, 30^0$ & 45^0 η παράμετρος b λαμβάνει τιμές 0, 0.25 και

0.5 αντίστοιχα. Σύμφωνα με τα όσα έχουν παρουσιαστεί στο Κεφάλαιο 3, η αύξηση της παραμέτρου b δε λειτουργεί ανασταλτικά στη τάση των δοκιμίων για ενίσχυση της συστολικής συμπεριφοράς αυξανόμενης της γωνίας α . Αντιθέτως, η αύξηση αυτή συνεισφέρει στην ανάπτυξη μεγαλύτερων υπερπιέσεων πόρων.

8.2. ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΓΩΝΙΑΣ α – ΙΣΟΤΡΟΠΑ ΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΜΕΝΑ ΔΟΚΙΜΙΑ

8.2.1. Άμμος Ottawa

Στα Σχήματα 8.4, 8.5 και 8.6 διακρίνονται οι διαδρομές ενεργών τάσεων, οι καμπύλες τάσεων–παραμορφώσεων και οι καμπύλες υπερπιέσεων πόρων–παραμορφώσεων αντίστοιχα τριών δοκιμίων άμμου Ottawa με παρόμοιο δείκτη πόρων και $p_i' = 200$ kPa τα οποία υποβλήθηκαν σε διάτμηση με μια διαρκώς αυξανόμενη διατμητική τάση, t , ενώ ταυτόχρονα η διεύθυνση της μέγιστης κύριας τάσης παρέμενε σταθερή καθ' όλη τη διάρκεια της δοκιμής ($\alpha = 0^\circ, 30^\circ$ και 45°). Η επίδραση της γωνίας α στην απόκριση των δοκιμίων γίνεται εμφανής όσον αφορά:

- Την τιμή της διατμητικής τάσης στο σημείο αλλαγής φάσης των δοκιμίων. Μεγαλύτερες τιμές σημειώνονται μειωμένης της γωνίας α .
- Τον ρυθμό αύξησης των υπερπιέσεων πόρων και των διατμητικών τάσεων. Για κάθε επίπεδο οκταεδρικής παραμόρφωσης το δοκίμιο στο οποίο η γωνία $\alpha = 0^\circ$ αναπτύσσει τη μεγαλύτερη αντοχή και τη μικρότερη υπερπίεση πόρων.
- Την τιμή του λόγου τάσεων t/p' κατά μήκος της γραμμής αστοχίας. Μια τάση για μεγαλύτερες τιμές παρατηρείται αυξανόμενης της γωνίας α .

Ένα επιπλέον στοιχείο το οποίο προκύπτει είναι ότι τα σημεία αλλαγής φάσης των δοκιμίων όπως ορίζονται από τις καμπύλες υπερπιέσεων πόρων–παραμορφώσεων (Σχήμα 8.5) ανήκουν όλα στην ίδια γραμμή αλλαγής φάσης ανεξάρτητα από την τιμή της γωνίας α (Σχήμα 8.4).

Σε μεγαλύτερες τιμές αρχικής ενεργού τάσης ($p_i' = 300$ kPa) και παρόμοιες τιμές δείκτη πόρων η επίδραση της γωνίας α στην απόκριση των δοκιμίων της άμμου Ottawa είναι ιδιαίτερα σημαντική καθώς όσο αυτή μεγαλώνει η συστολική

συμπεριφορά των δοκιμίων ενισχύεται γεγονός που οδηγεί σε απομείωση της διατμητικής αντοχής μετά την επίτευξη μιας μέγιστης τιμής (Σχήματα 8.7, 8.8 και 8.9).

Στα Σχήματα 8.10, 8.11 και 8.12 δίνονται οι διαδρομές ενεργών τάσεων, οι καμπύλες τάσεων–παραμορφώσεων και οι καμπύλες υπερπίεσεων πόρων–παραμορφώσεων για δύο δοκίμια άμμου Ottawa τα οποία υποβλήθηκαν σε διάτμηση υπό διαφορετικές αρχικές ενεργές τάσεις ($p_i' = 200$ και 300 kPa) και γωνία $\alpha = 0^0$. Οι διαδρομές ενεργών τάσεων και οι καμπύλες υπερπίεσεων πόρων–παραμορφώσεων των δοκιμίων μπορούν να διαχωριστούν σε τρεις περιοχές. Η 1^η περιοχή περιλαμβάνει το αρχικό στάδιο της φόρτισης κατά το οποίο τα δοκίμια εμφανίζουν τάση για διαστολή με τις υπερπίεσεις πόρων που αναπτύσσονται να είναι αρνητικές. Συνεχιζόμενης της φόρτισης και για οκταεδρική παραμόρφωση $\gamma_{oct} = 0.2$ %, η συμπεριφορά των δοκιμίων αλλάζει, επικρατεί τάση για συστολή με το ρυθμό υπερπίεσης πόρων να αυξάνει θετικά (2^η περιοχή) μέχρι το σημείο στο οποίο τα δοκίμια παρουσιάζουν εκ νέου τάση για διαστολή έως και τον τερματισμό της φόρτισης (3^η περιοχή). Το σημείο το οποίο σηματοδοτεί τη μετάβαση από συστολική σε διαστολική συμπεριφορά (Contractive to Dilative behaviour) ονομάστηκε από τους Ishihara et al. (1975) ως σημείο αλλαγής φάσης (PTP_{CD}, Σχήμα 8.12). Στο Σχήμα 8.10 τα σημεία αυτά από τις δύο δοκιμές σχηματίζουν στον τασικό χώρο $t - p'$ μια ευθεία γραμμή η οποία διέρχεται από την αρχή των αξόνων, τη γνωστή γραμμή αλλαγής φάσης (PTL). Αυτό που προκαλεί εντύπωση είναι ότι με την ίδια λογική μια παρόμοια γραμμή αλλά με μικρότερη κλίση ορίζεται από τα σημεία που σηματοδοτούν τη μετάβαση από διαστολική σε συστολική συμπεριφορά (Dilative to Contractive behaviour – PTP_{DC}).

8.2.2. Άμμος Longstone

Η αρχική ανισοτροπία εξετάστηκε και στην περίπτωση δοκιμίων της άμμου Longstone τα οποία υποβλήθηκαν σε διάτμηση με $p_i' = 200$ kPa και γωνία $\alpha = 0^0, 15^0, 30^0$ και 45^0 . Η συμπεριφορά των δοκιμίων αναλύεται με τη μορφή τυπικών διαγραμμάτων στα Σχήματα 8.13 – 8.15 που ακολουθούν και παρουσιάζει τα ίδια βασικά χαρακτηριστικά που έχουν αναφερθεί για τα δοκίμια της άμμου Ottawa.

8.2.3. Άμμος M31

Και στην άμμο M31 η ανισοτροπία του εδαφικού υλικού όπως διαμορφώθηκε κατά την απόθεση του έχει ως αποτέλεσμα τη δημιουργία διαδρομών ενεργών τάσεων οι οποίες επηρεάζονται από τη διεύθυνση φόρτισης (Σχήμα 8.16 για $p_i'=200$ kPa και Σχήμα 8.19 για $p_i'=300$ kPa). Η ανισότροπη συμπεριφορά γίνεται εμφανής και στα διαγράμματα τάσεων–παραμορφώσεων (Σχήμα 8.17 και 8.20) και υπερπίεσεων πόρων–παραμορφώσεων (Σχήμα 8.18 και 8.21). Αυξανόμενη της γωνίας α η διατμητική αντοχή των δοκιμίων (t_{peak}) μειώνεται. Αναλυτικότερα για τα δοκίμια με $p_i'=200$ kPa και γωνία $\alpha=0^0, 30^0$ και 45^0 λαμβάνεται τιμή $t_{peak}=75.8, 64$ & 58.2 kPa αντίστοιχα ενώ για τα δοκίμια με $p_i'=300$ kPa και γωνία $\alpha=0^0$ και 45^0 λαμβάνεται τιμή $t_{peak}=99.3$ και 76.1 kPa αντίστοιχα. Στο σημείο αυτό σημειώνεται ότι για τα δοκίμια με $\alpha=0^0$ ο ακριβής έλεγχος στις μεταβολές των τάσεων (βλέπε Σχήμα 8.1) απαιτεί ένα μεγαλύτερο ρυθμό καταγραφής των μετρήσεων συγκριτικά με την περίπτωση των δοκιμίων με $\alpha=30^0$ και 45^0 με αποτέλεσμα να υπάρχει ελλιπής καταγραφή της απόκρισης των δοκιμίων από το σημείο έναρξης της ασταθούς συμπεριφοράς τους μέχρι και το σημείο όπου τα δοκίμια εμφανίζουν τάση για διαστολή. Το τμήμα αυτό των δοκιμίων παρουσιάζεται με διακεκομμένη γραμμή στις καμπύλες τάσεων–παραμορφώσεων και υπερπίεσεων πόρων –παραμορφώσεων.

Η επίδραση της γωνίας α στις τιμές της διατμητικής αντοχής (t_{peak}) των δοκιμίων της άμμου M31 καθώς και στις τιμές της διατμητικής τάσης στα σημεία αλλαγής φάσης (t_{PTP}) των δοκιμίων της άμμου Ottawa και Longstone παρουσιάζεται συγκεντρωτικά στο Σχήμα 8.22. Για σκοπούς σύγκρισης στο σχήμα αυτό έχουν συμπεριληφθεί και τιμές διατμητικής αντοχής, t_{peak} , όπως έχουν προκύψει για διαφορετικές τιμές της γωνίας α από δοκιμές στην άμμο Toyoura των Nakata et al. (1998) και από δοκιμές στην άμμο Fraser River των Uthayakumar & Vaid (1998). Όλα τα πειραματικά δεδομένα του Σχήματος 8.22 αναφέρονται σε χαλαρά ($D_r = 25 \pm 5\%$) ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια και η μεταβολή των τιμών t_{peak} και t_{PTP} συναρτήσει της γωνίας α φαίνεται να περιγράφεται ικανοποιητικά για κάθε άμμο από μια σχέση της μορφής:

$$t_{peak,PTP} = A \cdot (\alpha^0) + B \quad (8.2.1)$$

Η παράμετρος A λαμβάνει κοινή τιμή για όλες τις άμμους ίση με $A=-0.478$ ενώ η τιμή της παραμέτρου B εξαρτάται από το εξεταζόμενο υλικό.

8.3. ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΓΩΝΙΑΣ α - ΑΝΙΣΟΤΡΟΠΙΑ ΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΜΕΝΑ ΔΟΚΙΜΙΑ

8.3.1. Τοπική οριακή επιφάνεια (Local Boundary Surface – SBS)

Οι Shibuya et al. (2003) πραγματοποιώντας πειράματα σε χαλαρά ισότροπα και ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια στην άμμο Ham River κατέληξαν στο συμπέρασμα ότι η θεωρία της Τοπικής Οριακής Επιφάνειας (LBS - βλέπε Υποκεφάλαιο 3.4) εφαρμόζεται και σε εδαφικά υλικά ανισότροπα στερεοποιημένα ενώ το σχήμα και το μέγεθος της LBS επηρεάζεται από το συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης, K. Πιο συγκεκριμένα η δισδιάστατη απεικόνιση της LBS στο τασικό χώρο $t-p'$ και η τρισδιάστατη απεικόνιση στο τασικό χώρο $t-p'-\alpha$ (βλέπε Σχήματα 2.25 και 2.26 αντίστοιχα) υποδεικνύει ότι η στερεοποίηση των δοκιμίων σε τιμή $K=0.5$ ενισχύει την ανισότροπη συμπεριφορά τους για μια ζώνη τιμών γωνίας α από 0^0 έως 30^0 . Συμπερασματικώς, η ευαισθησία των χαλαρών δοκιμίων της άμμου Ham River ως προς τη διεύθυνση φόρτισης επηρεάζεται από τις συνθήκες στερεοποίησης (ισότροπες ή ανισότροπες) και είναι πιο έντονη για γωνία $\alpha=0^0$. Στο παρόν υποκεφάλαιο εξετάζεται κατά πόσον τα συμπεράσματα αυτά των Shibuya et al. (2003) παρουσιάζουν ένα επαναληπτικό χαρακτήρα για την περίπτωση μιας διαφορετικής εξεταζόμενης άμμου και κατά πόσον τα συμπεράσματα αυτά διαφοροποιούνται ανάλογα με την τιμή του συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης, K.

Για το σκοπό αυτό πραγματοποιήθηκαν τρία πειράματα σε ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια άμμου M31 με αρχική μέση ενεργό τάση στο τέλος της στερεοποίησης $p_c'=200$ kPa και $K_c=0.5$. Για λόγους σύγκρισης η επεξεργασία και παρουσίαση των πειραμάτων που πραγματοποιήθηκαν, ακολουθεί την ίδια λογική που αναπτύχθηκε στα πειράματα των Shibuya et al. (2003). Οι διαδρομές ενεργών τάσεων των ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων της άμμου M31 απεικονίζονται μέχρι το σημείο μέγιστης διατμητικής τάσης στο Σχήμα 8.23. Στα δύο από τα τρία πειράματα η διατμητική τάση, t , στο τέλος της ανισότροπης στερεοποίησης (σημείο C_c)

μηδενίζεται υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης ενώ κατά το στάδιο αυτό η γωνία α παραμένει ίση με $\alpha=0^0$. Ακολούθως, τα δοκίμια υποβάλλονται σε διάτμηση με διαφορετική διεύθυνση φόρτισης, $\alpha=45^0$ και $\alpha=30^0$. Το 3^ο πείραμα υποβάλλεται απευθείας σε διάτμηση με τη διατμητική τάση να αυξάνει συνεχώς και τη γωνία α να παραμένει σταθερή στις 0^0 καθ'όλη τη διάρκεια της φόρτισης. Στο σημείο αυτό σημειώνεται ότι η ιστορία φόρτισης που ακολουθήθηκε σε όλα τα ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια ($\alpha=0^0, 30^0, 45^0$) είναι ίδια με αυτή που πραγματοποιήθηκε στα πειράματα των Shibuya et al. (2003).

Η απόκριση των ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων εξετάζεται σε συνδυασμό με την αντίστοιχη απόκριση των ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων, οι διαδρομές ενεργών τάσεων των οποίων συμπεριλαμβάνονται στο Σχήμα 8.23. Οι δοκιμές που πραγματοποιήθηκαν περιορίστηκαν σε ένα εύρος τιμών γωνίας α από 0^0 έως 45^0 καθώς όπως έχει προαναφερθεί γι'αυτή τη ζώνη τιμών (συγκεκριμένα από 0^0 έως 30^0) η συμπεριφορά των ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων των Shibuya et al. (2003) εμφανίζει τη μεγαλύτερη διαφοροποίηση συγκρινόμενη με την αντίστοιχη συμπεριφορά των υπό εξέταση ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων. Από το Σχήμα 8.23 προκύπτει ότι η δομή των δοκιμίων η οποία διαμορφώθηκε τόσο κατά την απόθεση τους αλλά και κατά το μετέπειτα στάδιο της ανισότροπης στερεοποίησης τους έχει ως αποτέλεσμα η LBS των δοκιμίων στο τασικό χώρο t-p' να επηρεάζεται τόσο από τη διεύθυνση φόρτισης όσο και από την ιστορία στερεοποίησης τους. Στην περίπτωση των $K_c=0.5$ δοκιμίων και για γωνία $\alpha=0^0$ η ανισότροπη συμπεριφορά ενισχύεται σημαντικά συμπεράσμα το οποίο βρίσκεται σε συμφωνία με τα πειραματικά αποτελέσματα των Shibuya et al. (2003). Η συμπεριφορά αυτή καταγράφεται και στα ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια του Σχήματος 8.24 με αρχική μέση ενεργό τάση στο τέλος της στερεοποίησης, $p_c'=300$ kPa.

8.3.2. Αστράγγιστη διατμητική αντοχή

Η μέγιστη διατμητική τάση που αναπτύσσουν τα δοκίμια στα Σχήματα 8.23 και 8.24 λαμβάνεται ως η αστράγγιστη διατμητική αντοχή τους. Η ανισότροπη συμπεριφορά των δοκιμίων σε όρους αστράγγιστης διατμητικής αντοχής κανονικοποιημένη ως προς την αρχική μέση ενεργό τάση των δοκιμίων στο τέλος της στερεοποίησης, t_{peak}/p_c' , παρουσιάζεται συναρτήσει της γωνίας α στο Σχήμα 8.25 τόσο για τα

ισότροπα όσο και για τα ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια με $p_c'=200$ και 300 kPa. Είναι εμφανές ότι η ανισότροπη στερεοποίηση ενισχύει την αντοχή των δοκιμίων μεταβαλλόμενης της γωνίας α από 30^0 σε 0^0 . Η επίδραση αυτή είναι πιο έντονη για $\alpha=0^0$ (~20% αύξηση) ενώ υποχωρεί για $\alpha=30^0$ και 45^0 . Για τη περίπτωση των χαλαρών δοκιμίων της άμμου Ham River η αύξηση της κανονικοποιημένης (ως προς την αρχική μέση ενεργό τάση στο τέλος της στερεοποίησης, p_o') αστράγγιστης διατμητικής αντοχής για γωνία $\alpha=0^0$ φτάνει το 50%, ενώ εξασθενεί για $\alpha=30^0$ (βλέπε Σχήμα 8.26) υποδεικνύοντας ότι αφενός μεν η επίδραση της ανισότροπης στερεοποίησης σε συνδυασμό με τη διεύθυνση φόρτισης των δοκιμίων εμπίπτει σε ένα επαναλαμβανόμενο πλαίσιο συμπεριφοράς αφετέρου δε ο βαθμός αυτής της επίδρασης εξαρτάται κάθε φορά από το εξεταζόμενο υλικό.

8.3.3. Επίδραση συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης στην απόκριση δοκιμίων με διεύθυνση φόρτισης, $\alpha=0^0$

Η ανισότροπη στερεοποίηση ενισχύει σημαντικά την απόκριση των δοκιμίων για $\alpha=0^0$. Ένα εύλογο ερώτημα το οποίο προκύπτει είναι κατά πόσον η συμπεριφορά αυτή εξαρτάται από την τιμή που λαμβάνει ο συντελεστής ανισότροπης στερεοποίησης, K_c . Στο Σχήμα 8.27 παρουσιάζονται οι διαδρομές ενεργών τάσεων τεσσάρων χαλαρών δοκιμίων άμμου M31 με αρχική μέση ενεργό τάση στο τέλος της στερεοποίησης, $p_c'=300$ kPa. Όλα τα δοκίμια υποβλήθηκαν σε διάτμηση με διεύθυνση φόρτισης $\alpha=0^0$ έχοντας ωστόσο διαφορετικές τιμές συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης, K_c . Για μεγαλύτερη ευκρίνεια η διαδρομή ενεργών τάσεων κάθε δοκιμίου δίνεται με διαφορετικό χρώμα. Αναλυτικότερα, το μαύρο χρώμα αντιστοιχεί στη διαδρομή ενεργών τάσεων του ισότροπα στερεοποιημένου δοκιμίου ($K_c=1$), το πράσινο και μοβ χρώμα αντιστοιχεί στη διαδρομή ενεργών τάσεων των ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων με $K_c=0.5$ και 0.6 αντίστοιχα. Στα πειράματα αυτά η διατμητική τάση στο τέλος της ανισότροπης στερεοποίησης, t_c , μηδενίζεται υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης πριν τη φόρτιση των δοκιμίων (Undrained Unloading Reloading – UUR). Το καφέ χρώμα αντιστοιχεί στη διαδρομή ενεργών τάσεων ανισότροπα στερεοποιημένου δοκιμίου στο οποίο η αρχική διατμητική τάση, t_c , δεν μηδενίζεται (Undrained Loading – UL). Από το Σχήμα 8.27 μπορούν να εξαχθούν τα εξής συμπεράσματα:

- Όταν η αρχική διατμητική τάση του δοκιμίου (t_c), απόρροια της ανισότροπης στερεοποίησης του, υπερβαίνει την τιμή της διατμητικής αντοχής του ισότροπα στερεοποιημένου δοκιμίου ($t_{peak}^{K=1}$) τότε η μέγιστη διατμητική τάση που θα αναπτύξει το δοκίμιο, στη περίπτωση που προηγηθεί αποφόρτιση σε ισότροπες συνθήκες τάσεων, δεν υπερβαίνει την τιμή της αρχικής διατμητικής τάσης που έφερε το δοκίμιο αμέσως μετά το τέλος της ανισότροπης στερεοποίησης του (βλέπε δοκίμιο $K_c=0.5$, UUR – πράσινο χρώμα). Στην περίπτωση που το δοκίμιο δεν αποφορτίζεται σε ισότροπες συνθήκες τάσεων, η μέγιστη διατμητική τάση που θα αναπτύξει είναι κατά ~20% μεγαλύτερη της $t_{peak}^{K=1}$ τιμής (βλέπε δοκίμιο $K_c=0.5$, UL –καφέ χρώμα).
- Όταν η αρχική διατμητική τάση του ανισότροπα στερεοποιημένου δοκιμίου, t_c , είναι μικρότερη της τιμής της διατμητικής αντοχής του ισότροπα στερεοποιημένου δοκιμίου, $t_{peak}^{K=1}$, τότε η μέγιστη διατμητική τάση που θα αναπτύξει το δοκίμιο ταυτίζεται με την τιμή $t_{peak}^{K=1}$ (βλέπε δοκίμιο $K_c=0.6$, UUR –μωβ χρώμα).

Τα συμπεράσματα αυτά επιβεβαιώνονται και στο Σχήμα 8.28 στο οποίο παρουσιάζονται οι διαδρομές ενεργών τάσεων πέντε χαλαρών δοκιμίων άμμου M31 με αρχική μέση ενεργό τάση στο τέλος της στερεοποίησης, $p_c'=200$ kPa. Και σε αυτή την περίπτωση όλα τα δοκίμια υποβλήθηκαν σε διάτμηση με διεύθυνση φόρτισης $\alpha=0^0$ έχοντας διαφορετικές τιμές συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης, K_c . Συνοπτικά, όπως και στην περίπτωση του Σχήματος 8.27 παρατηρούνται τα εξής:

- Όταν $t_c < t_{peak}^{K=1}$ τότε η μέγιστη διατμητική τάση που αναπτύσσουν τα ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια ταυτίζεται την τιμή της διατμητικής αντοχής του ισότροπα στερεοποιημένου δοκιμίου, $t_{peak}^{K=1}$ (βλέπε δοκίμια $K_c=0.5$, UUR, $K_c=0.6$, UUR, $K_c=0.7$, UUR).
- Όταν $t_c > t_{peak}^{K=1}$ τότε η μέγιστη διατμητική τάση που αναπτύσσει το δοκίμιο είναι κατά ~20% μεγαλύτερη της $t_{peak}^{K=1}$ τιμής (βλέπε δοκίμιο $K_c=0.5$, UL).

Το Σχήμα 8.29 παρουσιάζει την περίπτωση ενός ανισότροπα στερεοποιημένου δοκιμίου στο οποίο η αρχική διατμητική τάση μετά το τέλος της στερεοποίησης δε μηδενίζεται όπως συμβαίνει στα δοκίμια του Σχήματος 8.28. Και σε αυτή την περίπτωση, ανεξάρτητα από το εάν προηγήθηκε ή όχι αποφόρτιση σε ισότροπες συνθήκες τάσεων, η μέγιστη διατμητική τάση που αναπτύσσει το δοκίμιο δεν υπερβαίνει τη τιμή της διατμητικής αντοχής του ισότροπα στερεοποιημένου δοκιμίου καθώς ισχύει η συνθήκη $t_c < t_{peak}^{K=1}$.

Συνοψίζοντας, από τα όσα έχουν αναφερθεί μέχρι στιγμής είναι σαφές ότι το σχήμα και το μέγεθος της LBS εξαρτάται από την τιμή του συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης, K . Η βελτιωμένη συμπεριφορά που παρουσιάζουν τα ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια των Shibuya et al. (2003) για διεύθυνση φόρτισης $\alpha=0^\circ$ επιβεβαιώνονται και από τα πειραματικά αποτελέσματα των Σχημάτων 8.23 και 8.24. Τα Σχήματα 8.27 – 8.29 ωστόσο υποδεικνύουν ότι το κατά πόσον βελτιωμένη θα είναι η συμπεριφορά των ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων εξαρτάται από την τιμή που λαμβάνει η αρχική διατμητική τάση των δοκιμίων αυτών στο τέλος της ανισότροπης στερεοποίησης τους σε σχέση με τη διατμητική αντοχή των αντίστοιχα ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων.

8.4. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ

Casagrande, A. & Carrillo, N. (1944). Shear failure on anisotropic materials. Proceedings of Boston Society of Civil Engineering **31**, 74-87.

Ishihara, K., Tatsuoka, F. & Yasuda, S. (1975). Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses. Soils Found., **15**, No. 1, 29-44.

Nakata, Y., Hyodo, M., Murata, H. & Yasufuku, N. (1998). Flow deformation of sands subjected to principal stress rotation. Soils Found. **38**, No. 2, 115-128.

Oda, M. (1972a). The mechanics of fabric changes during compressional deformation of sand. Soils Found. **12**, No. 2, 1-18.

Oda, M. (1972b). Initial fabrics and their relations to mechanical properties of granular material. Soils Found. **12**, No. 4, 45-63.

Shibuya, S., Hight, D. W., and Jardine, R. J. (2003b). Local boundary surfaces of a loose sand dependent on consolidation path. Soils Found. **43**, No. 3, 85-93.

Symes, M. J. P. R., Gens, A. & Hight, D. W. (1984). Undrained anisotropy and principal stress rotation in saturated sand. Géotechnique **34**, No. 1, 11-27.

Uthayakumar, M. & Vaid, Y. P. (1998). Static liquefaction of sands under multiaxial loading. Can. Geotech. J. **35**, No. 2, 273-283.

ΠΙΝΑΚΕΣ ΚΑΙ ΣΧΗΜΑΤΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 8

Πίνακας 8.1. Χαρακτηριστικά μονοτονικών δοκιμών για διαφορετικές τιμές της γωνίας α σε χαλαρά ισότροπα και ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια άμμων Ottawa, Longstone και M31

α/α	Πείραμα	Συνθήκες στερεοποίησης	K_c :	Γωνία α :	ϵ_i	D_r :	p_c' :	p_i' :
				($^\circ$)		(%)	(kPa)	(kPa)
1	OTT1	IC	1	45	0.681	25.3	200	200
2	OTT2	IC	1	30	0.659	26.9	200	200
3	OTT3	IC	1	0	0.659	26.2	200	200
4	OTT4	IC	1	45	0.675	27.9	300	300
5	OTT5	IC	1	0	0.649	27.7	300	300
6	LON1	IC	1	45	0.858	35.9	200	200
7	LON2	IC	1	30	0.855	33.4	200	200
8	LON3	IC	1	15	0.862	32.6	200	200
9	LON4	IC	1	0	0.862	32.5	200	200
10	M31-1	IC	1	45	0.793	22.6	200	200
11	M31-2	IC	1	30	0.756	33.4	200	200
12	M31-3	IC	1	0	0.737	34.7	200	200
13	M31-4	AC	0.5	45	0.740	37.9	200	200
14	M31-5	AC _(UUR)	0.5	30	0.745	31.6	200	153.2
15	M31-6	AC _(UUR)	0.5	0	0.747	31.5	200	151.2
16	M31-7	AC _(UL)	0.5	0	0.744	33.2	200	200
17	M31-8	AC _(UUR)	0.6	0	0.738	35.2	200	166.5
18	M31-9	AC _(UUR)	0.7	0	0.738	35.1	200	177.6
19	M31-10	AC _(UL)	0.7	0	0.744	32.4	200	200
20	M31-11	IC	1	45	0.769	29.6	300	300
21	M31-12	IC	1	0	0.755	27.4	300	300
22	M31-13	AC _(UUR)	0.5	45	0.743	37	300	231.7
23	M31-14	AC _(UUR)	0.5	0	0.742	31.9	300	225.3
24	M31-15	AC _(UL)	0.5	0	0.753	28.7	300	300
25	M31-16	AC _(UUR)	0.6	0	0.757	27.2	300	247

Όπου:

IC, AC= ισότροπη και ανισότροπη στερεοποίηση αντίστοιχα

K_c = λόγος τάσεων $\sigma_{3c}'/\sigma_{1c}'$ κατά τη στερεοποίηση

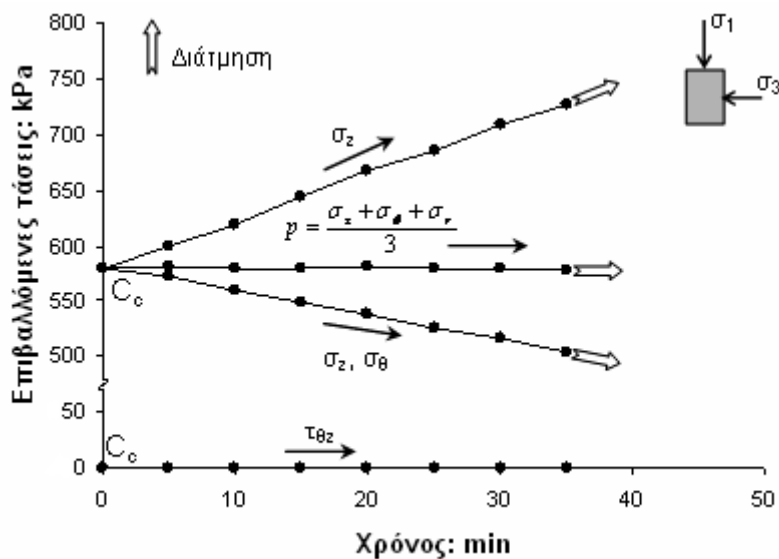
α = κλίση της μέγιστης κύριας τάσης, σ_1 , ως προς την κατακόρυφο

ϵ_i = δείκτης πόρων μετά το τέλος στερεοποίησης

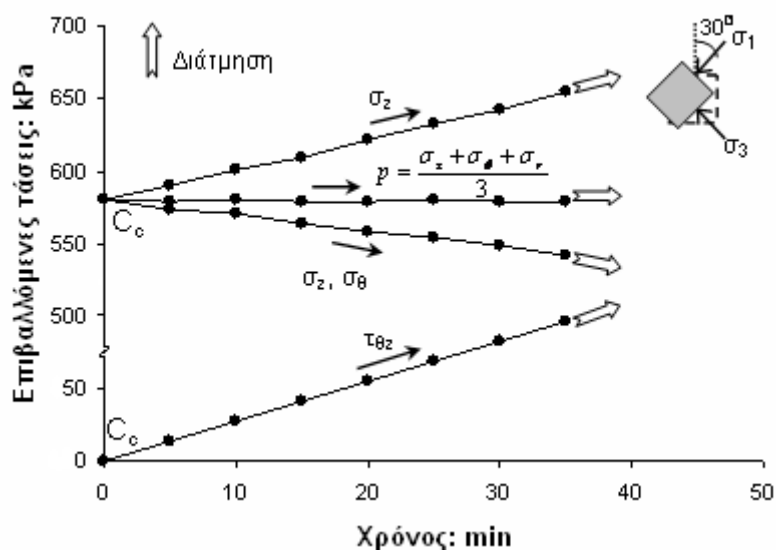
D_r = σχετική πυκνότητα

p_c' = μέση ενεργός τάση με το πέρας της στερεοποίησης

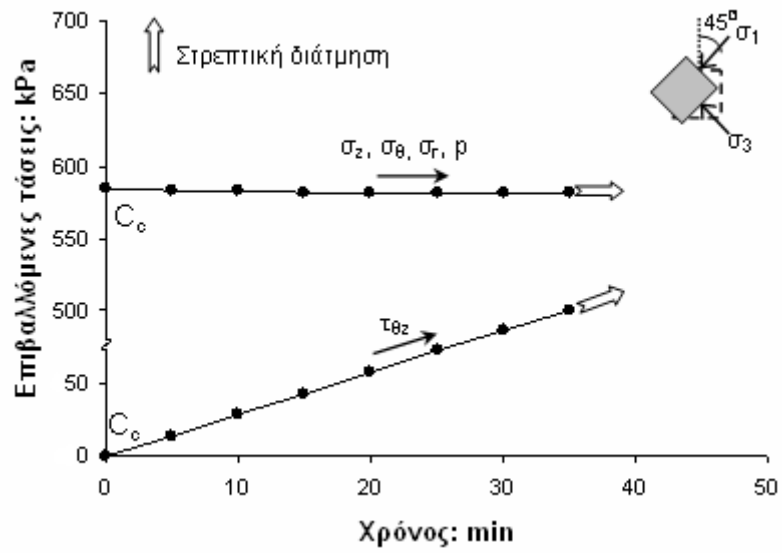
p_i' = μέση ενεργός τάση πριν από τη διάτμηση



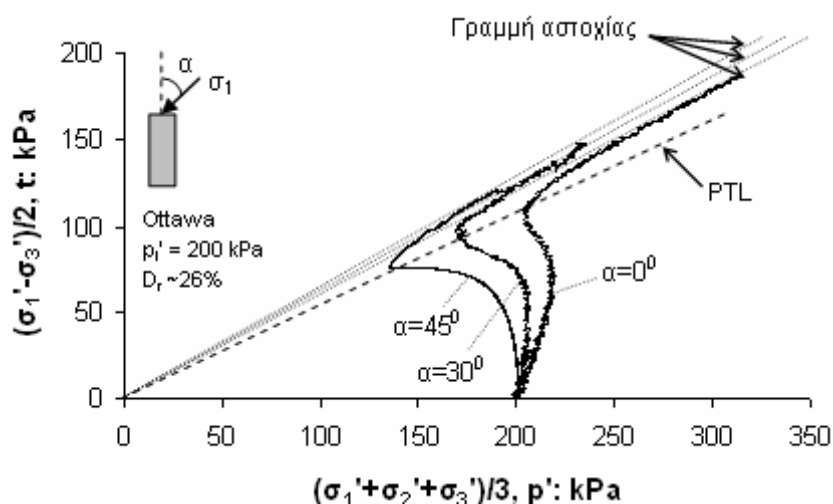
Σχήμα 8.1. Μεταβολή των τάσεων σ_z , σ_r , σ_θ και $\tau_{\theta z}$ κατά τη διάτμηση δοκιμίων με σταθερή τιμή γωνίας $\alpha=0^\circ$



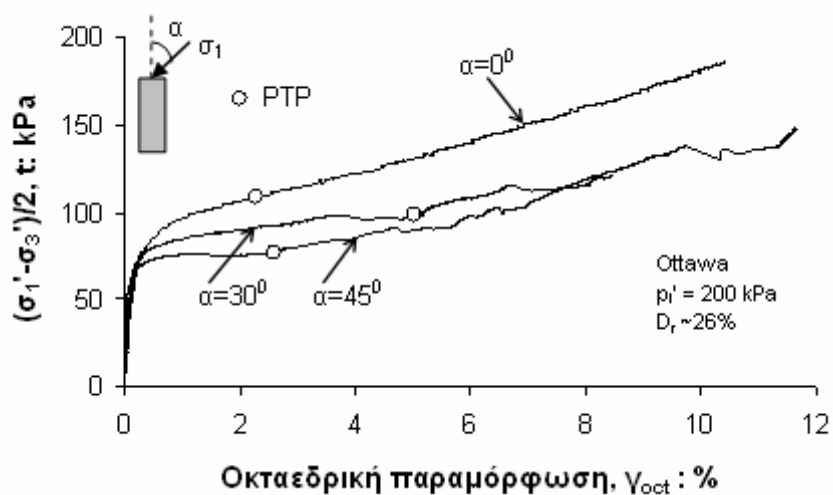
Σχήμα 8.2. Μεταβολή των τάσεων σ_z , σ_r , σ_θ και $\tau_{\theta z}$ κατά τη διάτμηση δοκιμίων με σταθερή τιμή γωνίας $\alpha=30^\circ$



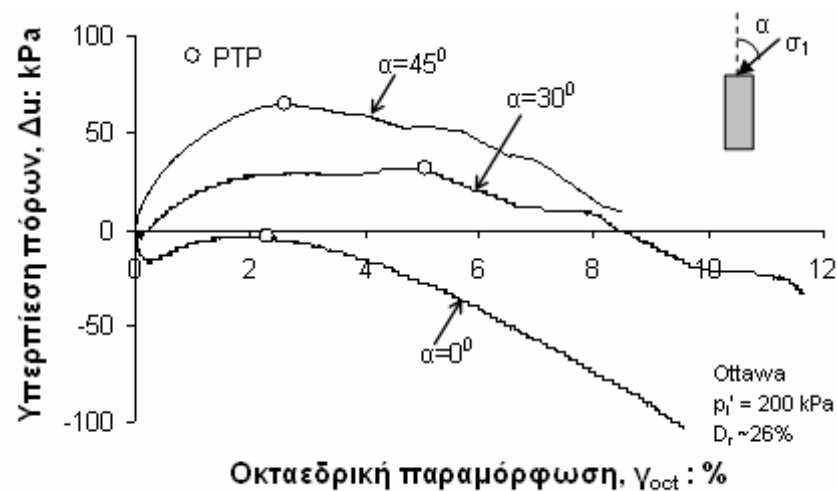
Σχήμα 8.3. Μεταβολή των τάσεων σ_z , σ_r , σ_θ και $\tau_{\theta z}$ κατά τη διάτμηση δοκιμίων με σταθερή τιμή γωνίας $\alpha=45^\circ$



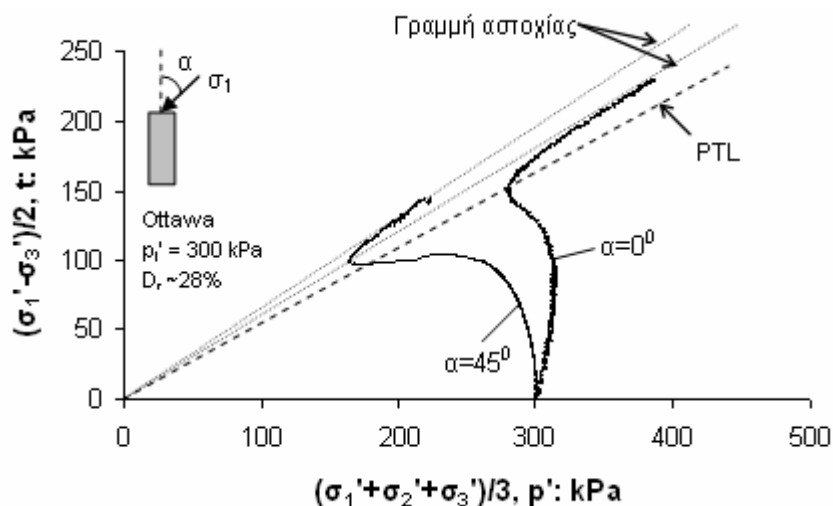
Σχήμα 8.4. Επίδραση της γωνίας α υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa ($p'_i=200$ kPa, $D_r \sim 26\%$): διαδρομές ενεργών τάσεων



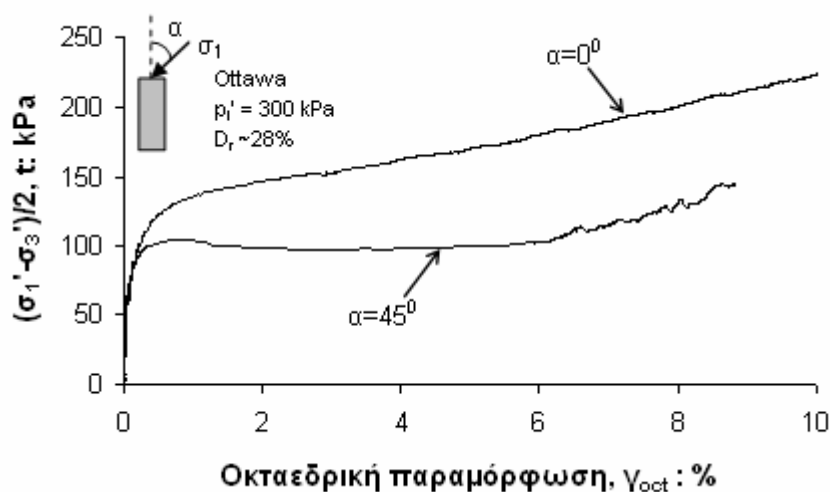
Σχήμα 8.5. Επίδραση της γωνίας α υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa ($p'_i=200$ kPa, $D_r \sim 26\%$): καμπύλες τάσεων - παραμορφώσεων



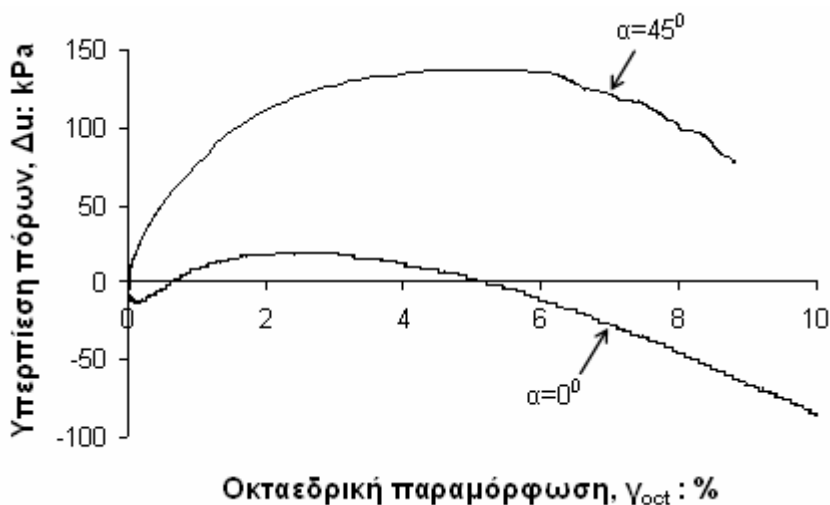
Σχήμα 8.6. Επίδραση της γωνίας α υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa ($p'_i=200$ kPa, $D_r \sim 26\%$): καμπύλες υπερπίεσης πόρων ως προς οκταεδρική παραμόρφωση



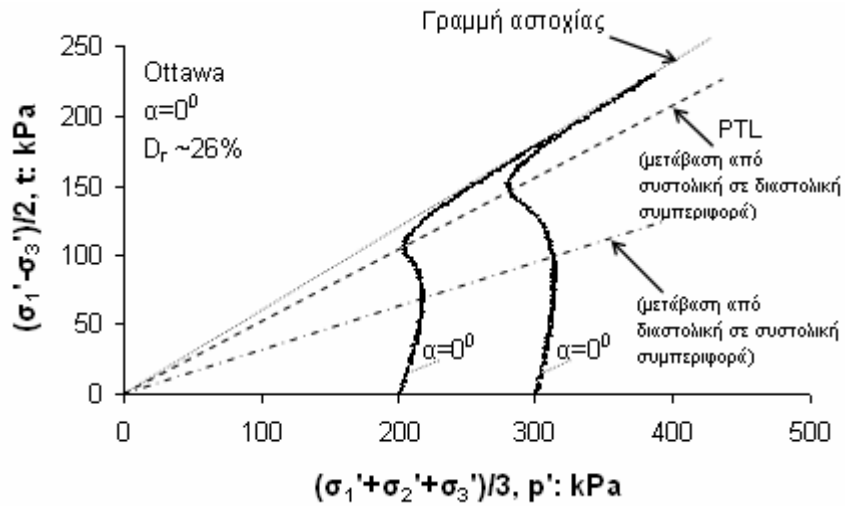
Σχήμα 8.7. Επίδραση της γωνίας α υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa ($p_i' = 300$ kPa, $D_r \sim 28\%$): διαδρομές ενεργών τάσεων



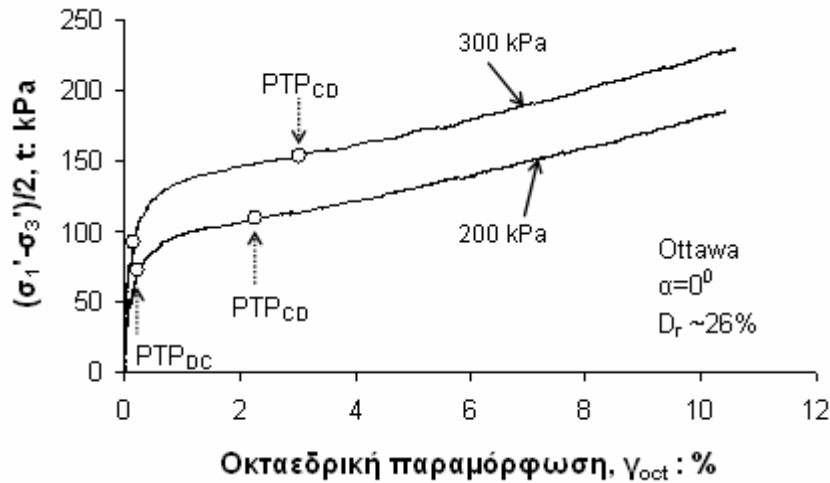
Σχήμα 8.8. Επίδραση της γωνίας α υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa ($p_i' = 300$ kPa, $D_r \sim 28\%$): καμπύλες τάσεων - παραμορφώσεων



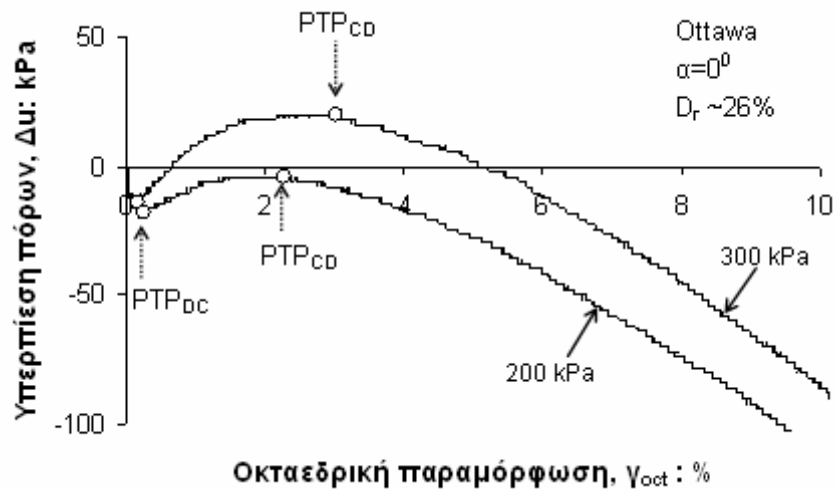
Σχήμα 8.9. Επίδραση της γωνίας α υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa ($p_i' = 300$ kPa, $D_r \sim 28\%$): καμπύλες υπερπίεσης πόρων ως προς οκταεδρική παραμόρφωση



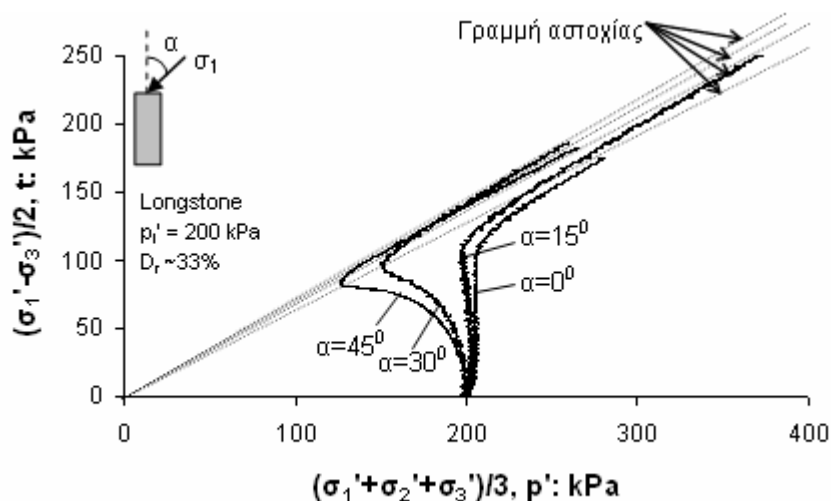
Σχήμα 8.10. Διάτμηση δοκιμών με σταθερή γωνία $\alpha=0^\circ$ υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa ($D_r \sim 26\%$): διαδρομές ενεργών τάσεων



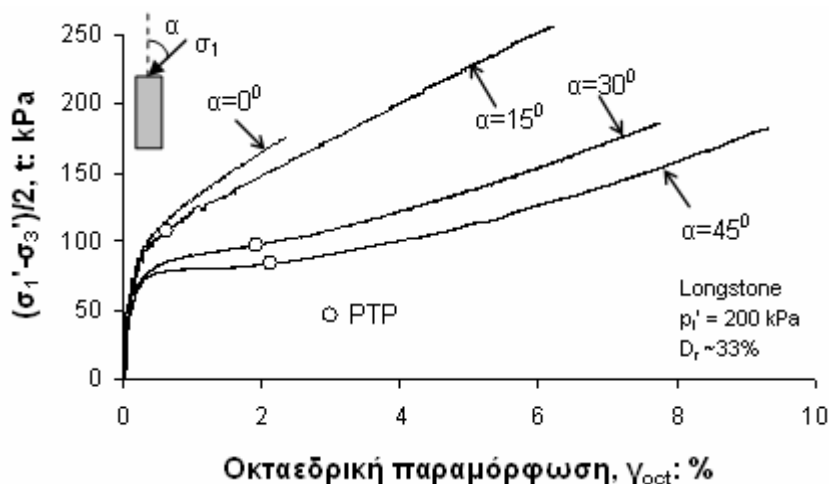
Σχήμα 8.11. Διάτμηση δοκιμών με σταθερή γωνία $\alpha=0^\circ$ υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa ($D_r \sim 26\%$): καμπύλες τάσεων - παραμορφώσεων



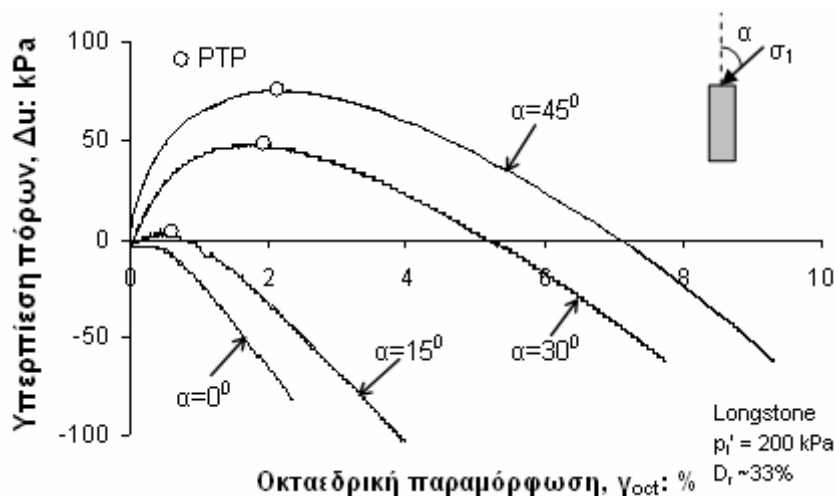
Σχήμα 8.12. Διάτμηση δοκιμών με σταθερή γωνία $\alpha=0^\circ$ υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa ($D_r \sim 26\%$): καμπύλες υπερπίεσης πόρων ως προς οκταεδρική παραμόρφωση



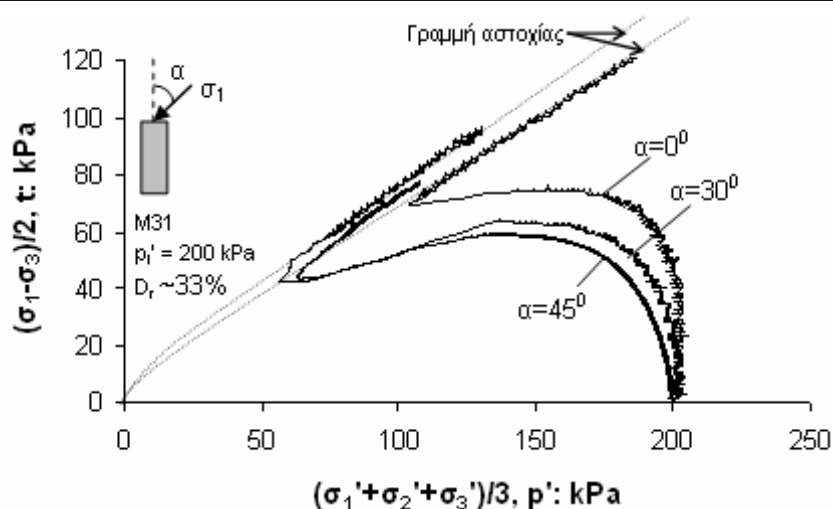
Σχήμα 8.13. Επίδραση της γωνίας α υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Longstone ($p_i'=200$ kPa, $D_r \sim 33\%$): διαδρομές ενεργών τάσεων



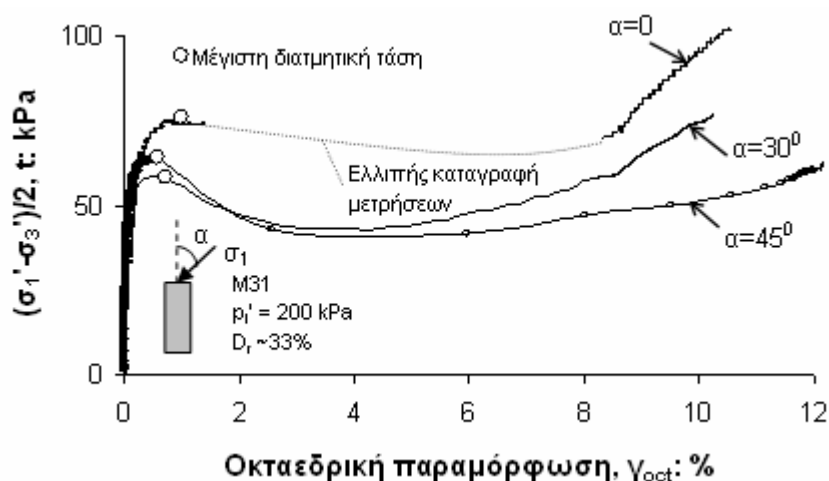
Σχήμα 8.14. Επίδραση της γωνίας α υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Longstone ($p_i'=200$ kPa, $D_r \sim 33\%$): καμπύλες τάσεων - παραμορφώσεων



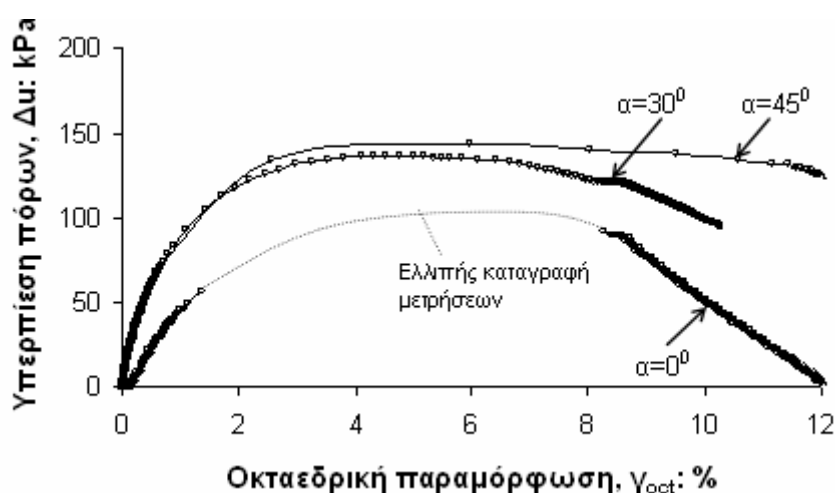
Σχήμα 8.15. Επίδραση της γωνίας α υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Longstone ($p_i'=200$ kPa, $D_r \sim 33\%$): καμπύλες υπερπίεσης πόρων ως προς οκταεδρική παραμόρφωση



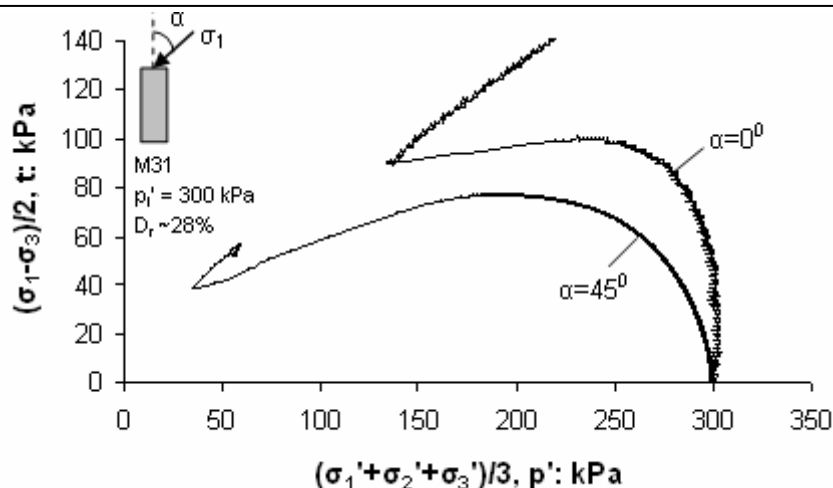
Σχήμα 8.16. Επίδραση της γωνίας α υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια άμμου M31 ($p_i'=200$ kPa, $D_r\sim 33\%$): διαδρομές ενεργών τάσεων



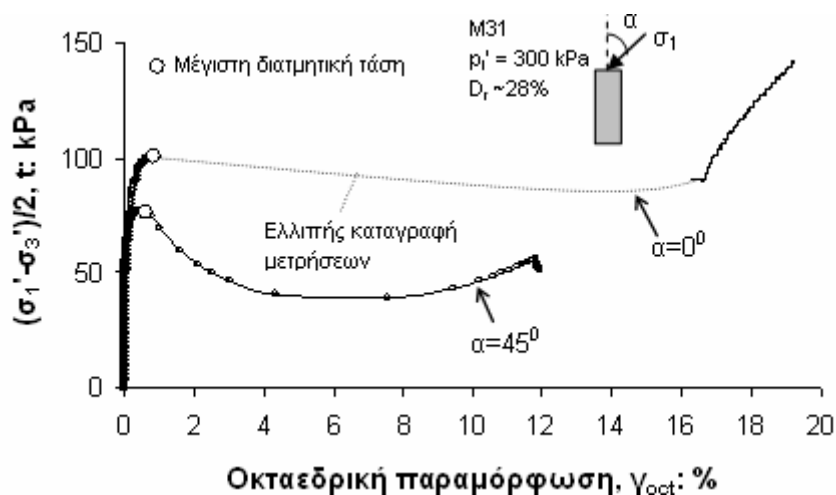
Σχήμα 8.17. Επίδραση της γωνίας α υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια άμμου M31 ($p_i'=200$ kPa, $D_r\sim 33\%$): καμπύλες τάσεων - παραμορφώσεων



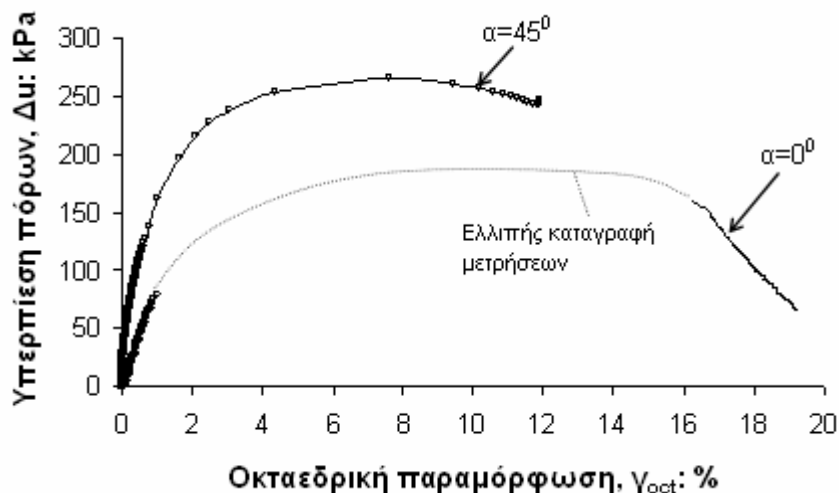
Σχήμα 8.18. Επίδραση της γωνίας α υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια άμμου M31 ($p_i'=200$ kPa, $D_r\sim 33\%$): καμπύλες υπερπίεσης πόρων ως προς οκταεδρική παραμόρφωση



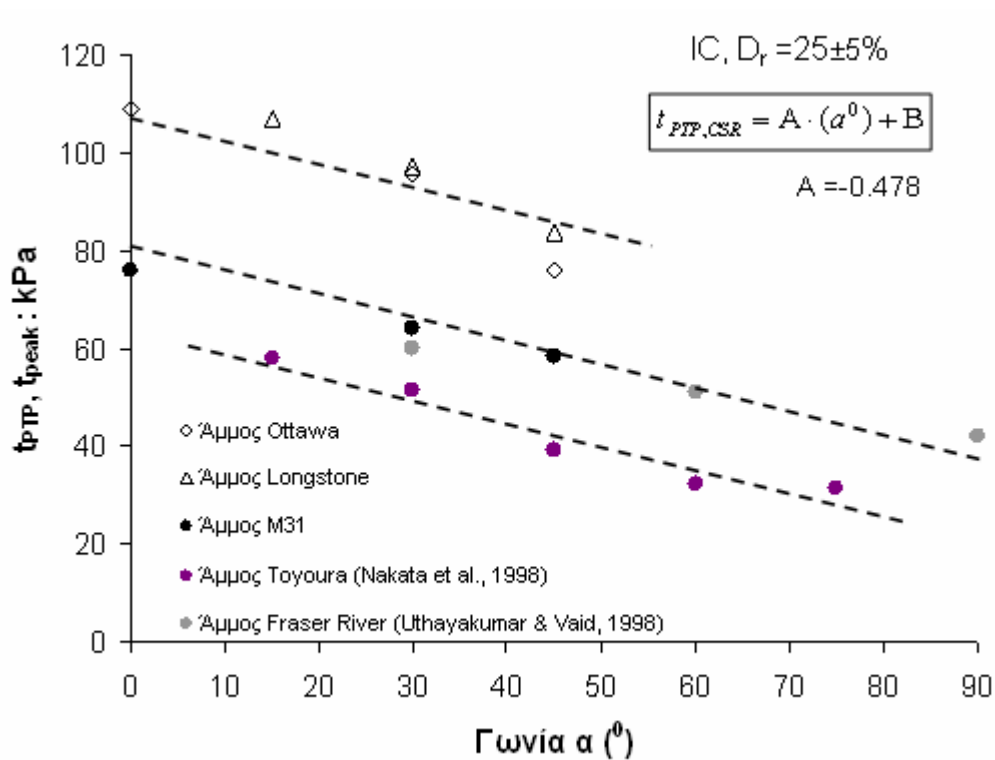
Σχήμα 8.19. Επίδραση της γωνίας α υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια άμμου M31 ($p_i'=300$ kPa, $D_r \sim 28\%$): διαδρομές ενεργών τάσεων



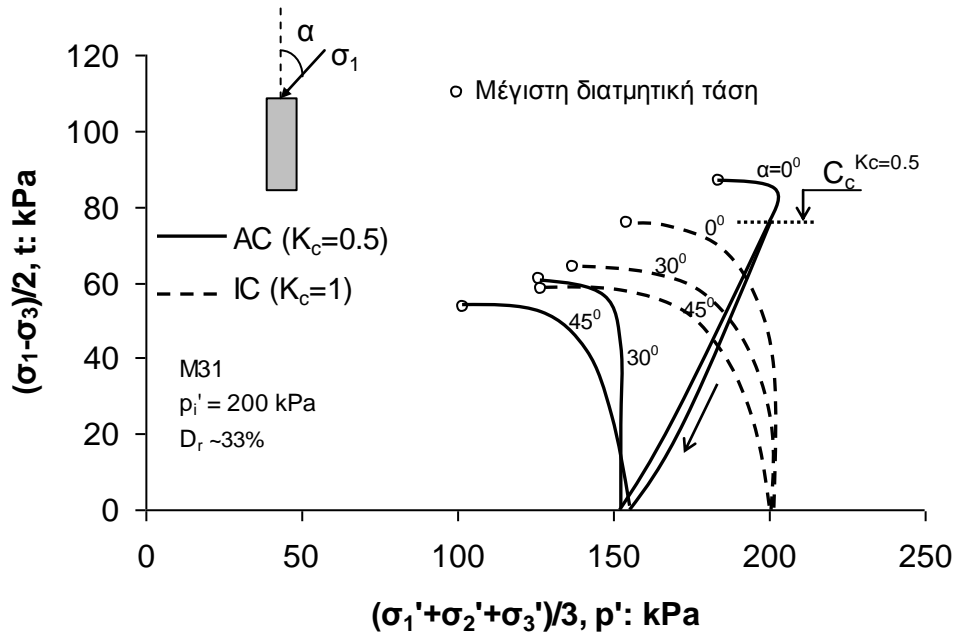
Σχήμα 8.20. Επίδραση της γωνίας α υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια άμμου M31 ($p_i'=300$ kPa, $D_r \sim 28\%$): καμπύλες τάσεων - παραμορφώσεων



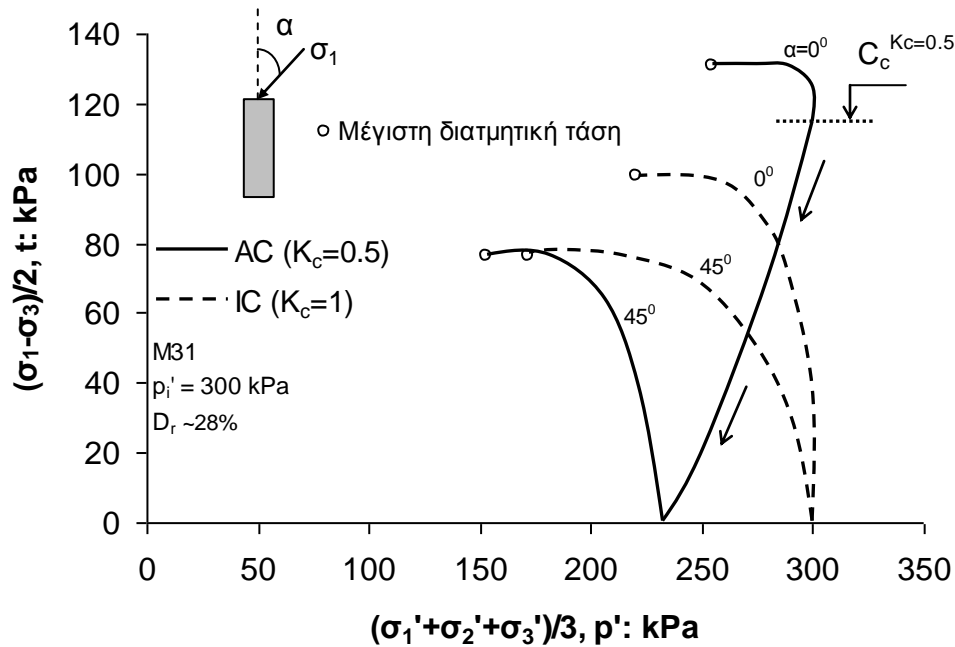
Σχήμα 8.21. Επίδραση της γωνίας α υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης σε ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια άμμου M31 ($p_i'=300$ kPa, $D_r \sim 28\%$): καμπύλες υπερπίεσης πόρων ως προς οκταεδρική παραμόρφωση



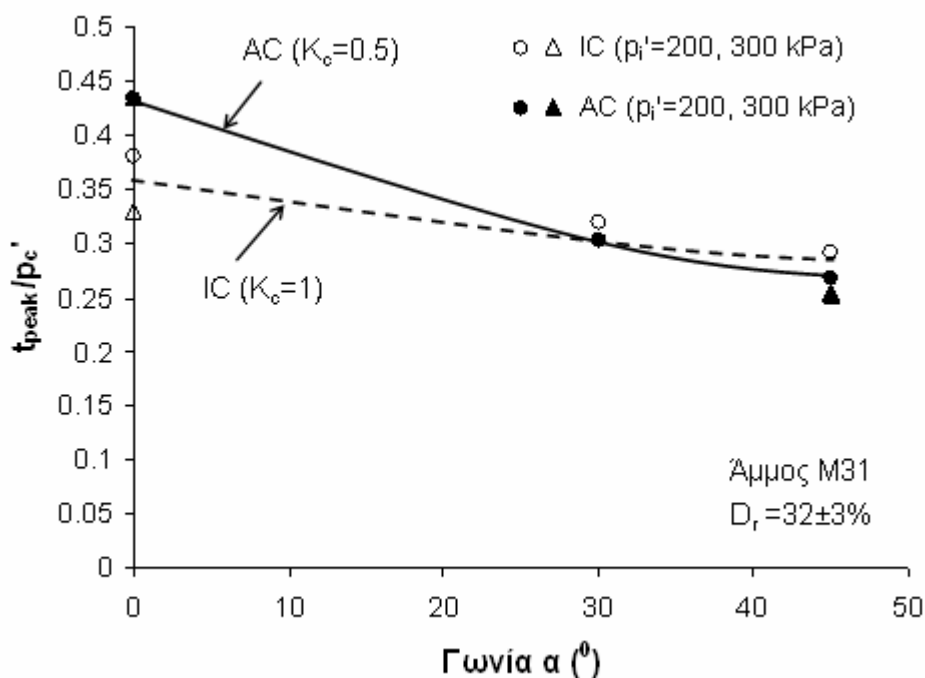
Σχήμα 8.22. Μεταβολή της διατμητικής τάσης στο σημείο αλλαγής φάσης ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων άμμων Ottawa και Longstone και μεταβολή της διατμητικής αντοχής ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων άμμου M31 συναρτήσει της γωνίας α



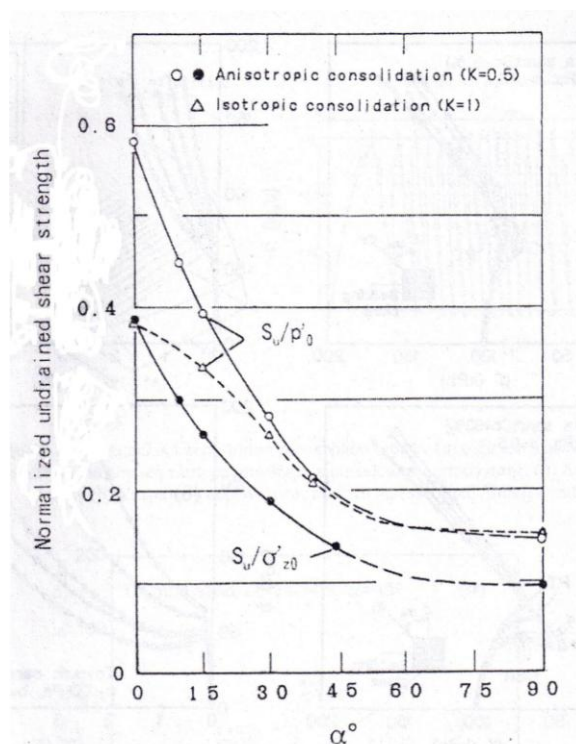
Σχήμα 8.23. Σύγκριση μεταξύ των πειραμάτων σε ισότροπα και ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια χαλαρής άμμου M31 για διαφορετικές τιμές γωνίας α ($=0^\circ, 30^\circ, 45^\circ$), $p_c' = 200$ kPa



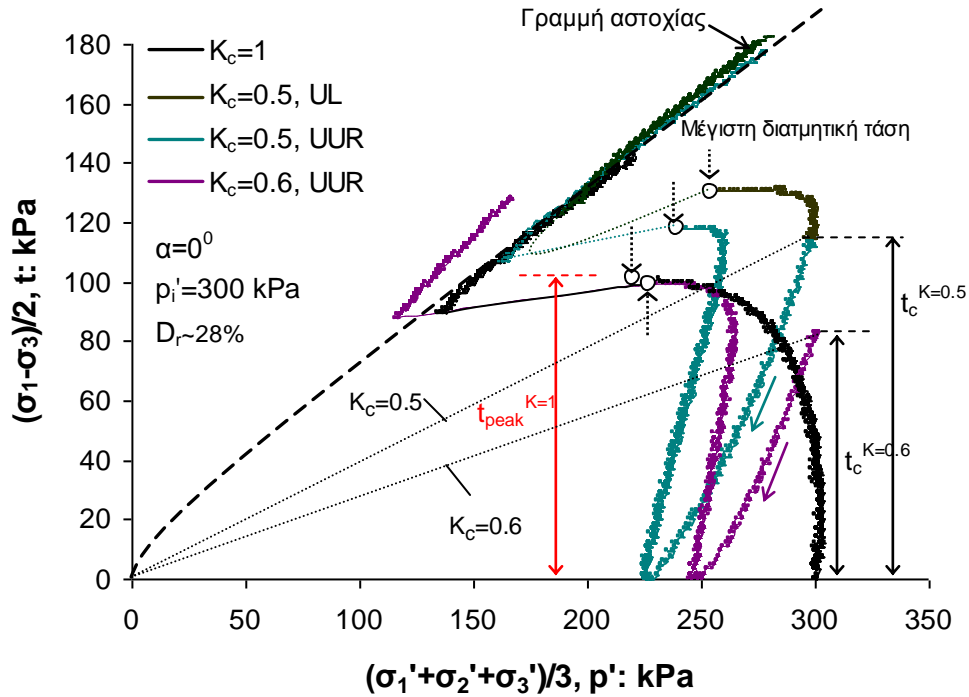
Σχήμα 8.24. Σύγκριση μεταξύ των πειραμάτων σε ισότροπα και ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια χαλαρής άμμου M31 για διαφορετικές τιμές γωνίας α ($=0^\circ, 45^\circ$), $p_c' = 300$ kPa



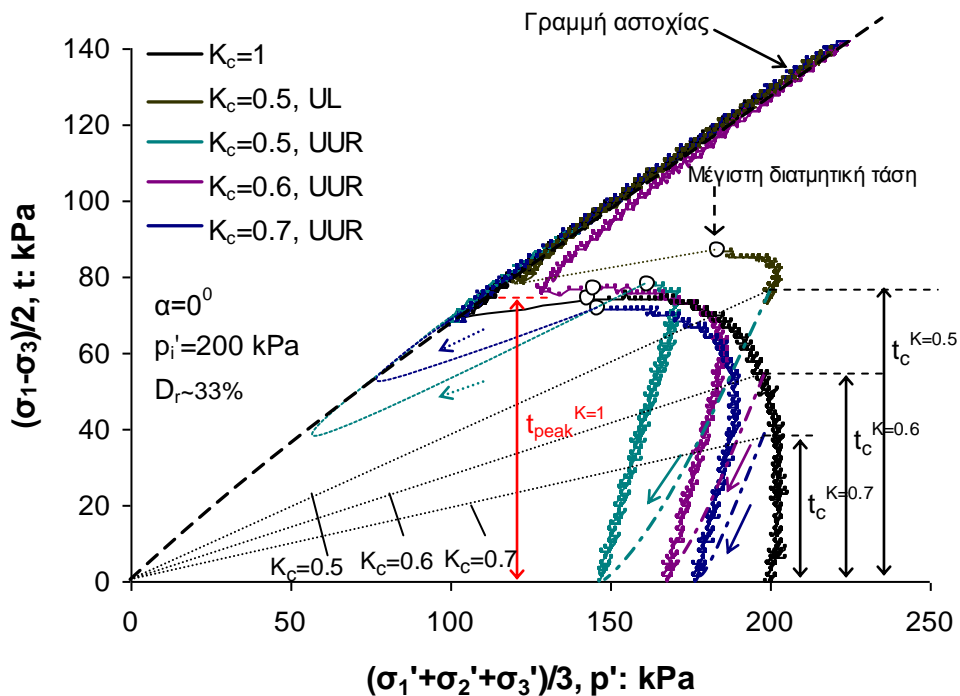
Σχήμα 8.25. Αστράγγιστη διατμητική αντοχή των ισότροπα και ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμών άμμου M31, κανονικοποιημένη ως προς την αρχική μέση ενεργό τάση, p'_c , ως προς τη γωνία α



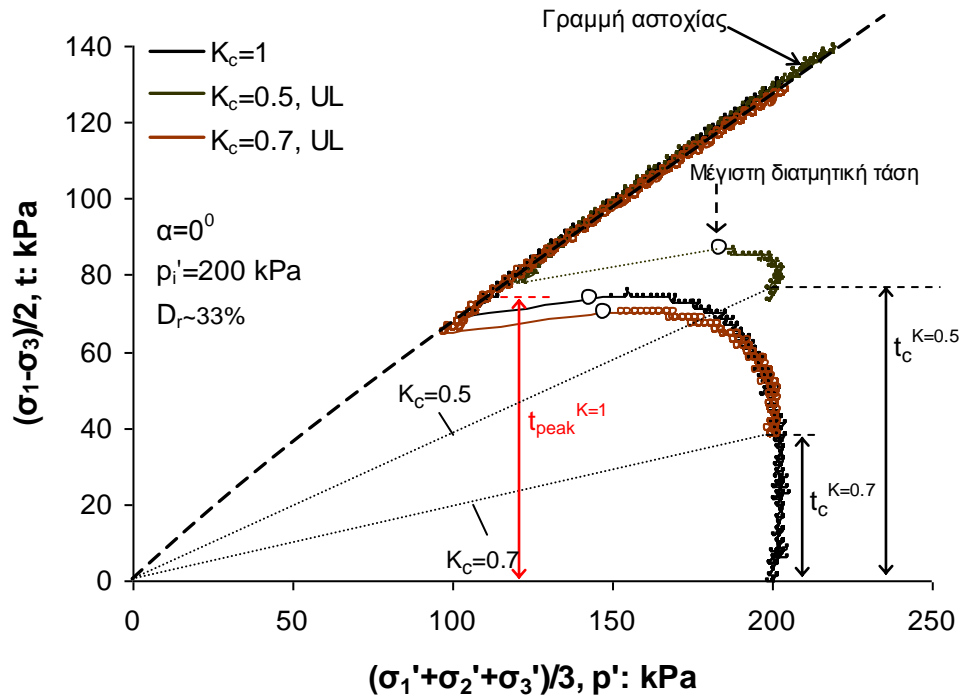
Σχήμα 8.26. Αστράγγιστη διατμητική αντοχή των ισότροπα και ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμών άμμου Ham River, κανονικοποιημένη ως προς την αρχική μέση ενεργό τάση, p'_0 , ως προς τη γωνία α (από Shibuya et al., 2003)



Σχήμα 8.27. Σύγκριση μεταξύ των πειραμάτων σε ισότροπα και ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια χαλαρής άμμου M31 για γωνία $\alpha=0^\circ$, $p_c'=300$ kPa



Σχήμα 8.28. Σύγκριση μεταξύ των πειραμάτων σε ισότροπα και ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια χαλαρής άμμου M31 για γωνία $\alpha=0^\circ$, $p_c'=200$ kPa



Σχήμα 8.29. Σύγκριση μεταξύ των πειραμάτων σε ισότροπα και ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια χαλαρής άμμου M31 για γωνία $\alpha = 0^\circ$, $p_c' = 200 \text{ kPa}$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΑΝΑΠΤΥΞΗΣ ΥΠΕΡΠΙΕΣΕΩΝ ΠΟΡΩΝ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΑΝΑΚΥΚΛΙΚΗ ΣΤΡΕΠΤΙΚΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΥΠΟ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΕΜΠΟΔΙΖΟΜΕΝΗΣ ΣΤΡΑΓΓΙΣΗΣ

9.1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η συσσώρευση υπερπίεσεων πόρων στην περίπτωση των μη συνεκτικών κορεσμένων εδαφικών σχηματισμών η οποία προκαλείται από ανακυκλικού τύπου φορτίσεις (λ.χ. σεισμός) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης, μπορεί να επιφέρει τη μείωση έως και την απώλεια της διατμητικής αντοχής του υλικού, δημιουργώντας το φαινόμενο της ρευστοποίησης. Η συνήθης πρακτική εκτίμησης του δυναμικού ρευστοποίησης χρησιμοποιεί ως κριτήριο το μέγεθος της επιβαλλόμενης ανακυκλικής τάσης ή το μέγεθος της επιβαλλόμενης διατμητικής παραμόρφωσης και τον αριθμό των κύκλων φόρτισης που απαιτούνται για τη ρευστοποίηση του εδαφικού υλικού (Seed & Idriss, 1971, Dobri et al., 1982).

Η ανάπτυξη της υπερπίεσης πόρων κατά τη διάρκεια ανακυκλικής φόρτισης υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης αποτελεί το βασικό μηχανισμό που οδηγεί στη ρευστοποίηση των εδαφικών υλικών. Επί τούτου, ένας μεγάλος αριθμός εμπειρικών σχέσεων για τον υπολογισμό της ανάπτυξης υδατικής υπερπίεσης έχει εντοπιστεί στη διεθνή βιβλιογραφία. Οι πλείστες από τις σχέσεις αυτές προέκυψαν από ανακυκλικά τριαξονικά πειράματα και διαχωρίζονται στις σχέσεις από δοκιμές ελεγχόμενης τάσης και στις σχέσεις από δοκιμές ελεγχόμενης παραμόρφωσης (Seed & Booker, 1977, Chang et al., 1981, Mitchell & Dubin, 1986). Επιπρόσθετα, στη διεθνή βιβλιογραφία εντοπίζονται σχέσεις υπολογισμού των υδατικών υπερπίεσεων οι οποίες βασίζονται σε ενεργειακές παραδοχές όπως η σχέση των Nemat-Nasser & Shokooh (1979).

Η εμπειρική σχέση υπολογισμού της υπερπίεσης πόρων των Ishibashi et al. (1977) εδραιώθηκε ως μία από τις πλέον ευρέως χρησιμοποιούμενες σχέσεις (Krichnaswamy & Isaac, 1995, Uchida & Stedman, 2003, Georgiannou & Tsomokos, 2008). Η σχέση των Ishibashi et al. (1977) εκτιμά το ρυθμό ανάπτυξης υπερπίεσης πόρων συναρτήσει της ιστορίας φόρτισης του εδαφικού υλικού, του αριθμού των κύκλων φόρτισης και του επιβαλλόμενου διατμητικού φορτίου. Η πυκνότητα και η τάση στερεοποίησης του υλικού δε λήφθησαν υπόψη μέσω ξεχωριστών συναρτήσεων ενώ οι τέσσερις σταθερές οι οποίες περιλαμβάνονται στην προτεινόμενη σχέση εξαρτώνται από το είδος του χρησιμοποιούμενου εδαφικού υλικού. Οι Sherif et al. (1978) και οι Ishibashi et al. (1982) επαναπροσδιόρισαν τις τιμές των τεσσάρων σταθερών ώστε να συνυπολογίζουν την επίδραση στην ανάπτυξη της υπερπίεσης πόρων μεταβολών στις τιμές της πυκνότητας, του συντελεστή ομοιομορφίας και της μέσης διαμέτρου και του σχήματος των κόκκων του εδαφικού υλικού.

Στο παρόν κεφάλαιο ακολουθώντας τη μεθοδολογία των Ishibashi et al. (1977) προτείνεται μια εμπειρική σχέση υπολογισμού της ανάπτυξης υπερπίεσης πόρων σε δοκίμια άμμου υποβαλλόμενα σε στρεπτική διάτμηση υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης. Η πυκνότητα των δοκιμίων καθώς και η τάση στερεοποίησης, παράμετροι που επηρεάζουν σημαντικά το δυναμικό ρευστοποίησης, έχουν συμπεριληφθεί ως μεταβλητές στην προτεινόμενη σχέση με αποτέλεσμα οι τέσσερις σταθερές που υπάρχουν στην αρχική σχέση των Ishibashi et al. (1977) να αντικαταστηθούν από μία μόνο εδαφική σταθερά. Επιπρόσθετα, η ανάπτυξη υπερπίεσης πόρων έως τη ρευστοποίηση των δοκιμίων εκφράζεται συναρτήσει της συνολικής «απορροφούμενης» ενέργειας ανά μονάδα όγκου του εδαφικού υλικού και μια δεύτερη ενεργειακή σχέση προτείνεται η οποία περιλαμβάνει ως μεταβλητές τη πυκνότητα, την τάση στερεοποίησης, τη μέση διάμετρο και την σφαιρικότητα των κόκκων του εξεταζόμενου υλικού.

Οι δύο προτεινόμενες σχέσεις υπολογισμού της ανάπτυξης υπερπίεσεων πόρων του παρόντος κεφαλαίου οι οποίες προέκυψαν από πειράματα ανακυκλικής στρεπτικής διάτμησης σε δοκίμια άμμου με διαφορετική πυκνότητα, διαφορετική τάση στερεοποίησης και διαφορετική κοκκομετρική διαβάθμιση και σχήμα κόκκων, μπορούν εξαιτίας της απλότητας τους να χρησιμοποιηθούν απευθείας σε αριθμητικά μοντέλα εκτίμησης του δυναμικού ρευστοποίησης.

9.2. ΕΞΕΤΑΖΟΜΕΝΑ ΥΛΙΚΑ

Τα πειράματα που παρουσιάζονται στο παρόν κεφάλαιο πραγματοποιήθηκαν σε τέσσερις διαφορετικές χαλαζιακές άμμους (άμμοι HRS, Fontainebleau, M31 και Ottawa). Οι φυσικές ιδιότητες των εν λόγω άμμων δίνονται στον Πίνακα 9.1 ενώ οι καμπύλες κοκκομετρικής διαβάθμισης παρουσιάζονται συγκεντρωτικά στο Σχήμα 9.1. Η σχετική πυκνότητα των δοκιμίων αμέσως μετά το στάδιο της ισότροπης στερεοποίησης τους και πριν την επιβολή στρεπτικής διάτμησης λαμβάνει τιμές, για την πλειονότητα των πειραμάτων, $D_r=35\pm3\%$, $43\pm3\%$, $40\pm3\%$ και $26\pm5\%$ για τις άμμους HRS, Fontainebleau, M31 και Ottawa αντίστοιχα. Η τιμή αυτή της σχετικής πυκνότητας για κάθε άμμο θεωρείται αντιπροσωπευτική της μεθόδου παρασκευής των δοκιμίων που επιλέγεται. Υπενθυμίζεται ότι όλα τα πειράματα της παρούσας διατριβής παρασκευάστηκαν με τη μέθοδο της «εμβάπτισης στο νερό» (Water Pluviation). Δοκίμια χαλαρότερης δομής προέκυψαν μεταβάλλοντας το ύψος απόθεσης του εδαφικού υλικού ενώ δοκίμια πυκνότερης δομής παρασκευάστηκαν χτυπώντας το εξωτερικό μεταλλικό καλούπι που φέρει το εδαφικό υλικό αμέσως μετά την εναπόθεση όλης της ποσότητας της άμμου και την καθίζηση της στο νερό.

Στον Πίνακα 9.1 ο βαθμός σφαιρικότητας των κόκκων, ψ , για κάθε άμμο προέκυψε με χρήση του διαγράμματος προσδιορισμού του βαθμού σφαιρικότητας του Rittenhouse (1943) (Σχήμα 9.3). Η σύγκριση μεταξύ του σχήματος των κόκκων κάθε άμμου (βλέπε εικόνα ενός αντιπροσωπευτικού κόκκου κάτω από το ηλεκτρονικό μικροσκόπιο – Σχήμα 9.2) με τα σχήματα που δίνονται στο διάγραμμα του Rittenhouse καθορίζει μια μέση τιμή σφαιρικότητας για κάθε άμμο.

Τα πειράματα στις άμμους HRS και Fontainebleau πραγματοποιήθηκαν για ένα εύρος πυκνοτήτων $D_r=30 - 60\%$ με σταθερή αρχική μέση ενεργό τάση $p_i'=130$ kPa. Τα πειράματα στις άμμους M31 και Ottawa πραγματοποιήθηκαν για ένα εύρος τιμών αρχικής μέσης ενεργού τάσης $p_i'=100-320$ kPa με $D_r\sim 40\%$ για την άμμο M31 και $D_r\sim 25\%$ για την άμμο Ottawa. Το πρόγραμμα των πειραματικών δοκιμών διαμορφώθηκε με τον τρόπο αυτό ώστε να εξεταστεί η επίδραση της σχετικής πυκνότητας και η επίδραση της τάσης στερεοποίησης στην τιμή της αναπτυσσόμενης υπερπίεσης πόρων σε κάθε κύκλο φόρτισης. Οι αρχικές συνθήκες όλων των δοκιμίων του παρόντος κεφαλαίου δίνονται στον Πίνακα 9.2.

9.3. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΑΝΑΠΤΥΞΗΣ ΥΠΕΡΠΙΕΣΗΣ ΠΟΡΩΝ ΣΥΝΑΡΤΗΣΕΙ ΤΩΝ ΚΥΚΛΩΝ ΦΟΡΤΙΣΗΣ

9.3.1. Η εμπειρική σχέση των Ishibashi, Sherif and Tsuchiya (1977)

Οι Ishibashi et al. (1977) ανέλυσαν την υπερπίεση πόρων στο τέλος κάθε κύκλου φόρτισης για την περίπτωση χαλαρών δοκιμίων άμμου Ottawa υπό ομοιόμορφη και τυχαία κυματομορφή ανακυκλικής στρεπτικής φόρτισης και έχουν προτείνει την ακόλουθη εμπειρική σχέση εκτίμησης της αναπτυσσόμενης υπερπίεσης πόρων:

$$\Delta U_N^* = \underbrace{(1 - U_{N-1}^*)}_H \cdot \underbrace{\left(\frac{c_1 \cdot N}{N^{c_2} - c_3}\right)}_{\bar{N}} \cdot \underbrace{\left(\frac{\tau_{\theta(N)}}{\sigma_{N-1}}\right)^n}_I \quad (9.3.1)$$

όπου,

- ΔU_N^* είναι η διαφορά μεταξύ της υπερπίεσης πόρων στο τέλος του Νιοστού κύκλου φόρτισης, U_N , και της υπερπίεσης πόρων στο τέλος του (N-1) κύκλου φόρτισης, U_{N-1} , κανονικοποιημένη ως προς την αρχική ενεργό πλευρική πίεση, σ_c ,
- U_N^* και U_{N-1}^* είναι οι τιμή της υπερπίεσης πόρων κανονικοποιημένη ως προς την αρχική ενεργό πλευρική πίεση, σ_c , στο τέλος του Νιοστού και (N-1) κύκλου φόρτισης αντίστοιχα
- N είναι ο τρέχων αριθμός των κύκλων φόρτισης
- $\tau_{\theta(N)}$ είναι η επιβαλλόμενη διατμητική τάση στο Νιοστό κύκλο φόρτισης
- σ'_{N-1} είναι η τιμή της μέσης πλευρική πίεσης στο τέλος του (N-1) κύκλου φόρτισης
- C_1, C_2, C_3 & n είναι σταθερές το μέγεθος των οποίων εξαρτάται από τη χρησιμοποιούμενη άμμο και τη πυκνότητα της

Σύμφωνα με την εξίσωση (9.3.1) η εκτιμώμενη ΔU_N^* αποτελεί ουσιαστικά το γινόμενο τριών ξεχωριστών συναρτήσεων:

1. Της ιστορίας φόρτισης – συνάρτηση H
2. Του αριθμού των κύκλων φόρτισης – συνάρτηση \bar{N}
3. Του μεγέθους του επιβαλλόμενου ανακυκλικού στρεπτικού φορτίου – συνάρτηση I

Η συσκευή στρεπτικής διάτμησης η οποία χρησιμοποιήθηκε για τα πειράματα της παρούσας διατριβής παρέχει τις ίδιες συνθήκες φόρτισης που επιβλήθηκαν στα πειράματα των Ishihara et al. (1977) όπου χρησιμοποιήθηκε μια ειδική συσκευή απλής στρεπτικής διάτμησης (Ishibashi & Sherif, 1974). Ως εκ τούτου, η εγκυρότητα της εξίσωσης (9.3.1) μπορεί να εξεταστεί για τα πειραματικά αποτελέσματα του παρόντος κεφαλαίου.

Οι παράμετροι C_1 , C_2 , C_3 και n της εξίσωσης (9.3.1), για την περίπτωση του δοκιμίου HRS-4 ($p_i' = 130$ kPa, $D_r = 58.1\%$) λαμβάνουν τιμές 1.5, 1.8, -0.46 και 2.4 αντίστοιχα. Οι τιμές αυτές προέκυψαν για το εν λόγω δοκίμιο ακολουθώντας αναλυτικά τη μεθοδολογία των Ishibashi et al. (1977). Με χρήση της εξίσωσης (9.3.1) οι εκτιμώμενες τιμές της κανονικοποιημένης υπερπίεσης πόρων, U/p_i' , για το δοκίμιο HRS-4 απεικονίζονται στο Σχήμα 9.4. Για μια εποπτική παρουσίαση στο ίδιο σχήμα απεικονίζονται και οι πειραματικές τιμές U/p_i' . Είναι προφανές ότι η εξίσωση (9.3.1) προβλέπει αξιόπιστα την ανάπτυξη της υπερπίεσης πόρων έως περίπου το 30% της U/p_i' ενώ για μεγαλύτερες τιμές η εκτιμώμενη καμπύλη υπερπίεσης πόρων αποκλίνει της πειραματικής. Αξίζει να σημειωθεί ότι η χρήση της εξίσωσης (9.3.1) οδηγεί σε ένα μικρό, σχεδόν σταθερό ρυθμό ανάπτυξης της υπερπίεσης πόρων συναρτήσει των κύκλων φόρτισης και αδυνατεί να προβλέψει την απότομη ανάπτυξη της υπερπίεσης πόρων που οδηγεί στην αρχική ρευστοποίηση των δοκιμίων (την κατάσταση δηλαδή κατά την οποία η υπερπίεση πόρων αποκτά τιμή ίση με την αρχική ενεργό τάση). Στο σημείο αυτό επισημαίνεται ότι τα δοκίμια που εξετάστηκαν στο παρόν κεφάλαιο, ανεξαιρέτως πυκνότητας και τάσης στερεοποίησης, υποβλήθηκαν σε ρευστοποίηση εκδηλώνοντας μια απότομη ανάπτυξη στο ρυθμό συσσώρευσης των υπερπίεσεων πόρων. Αυτή η απότομη ανάπτυξη στις υπερπίεσεις πόρων δεν έχει παρατηρηθεί στα πειράματα των Ishibashi et al. (1977) τα οποία οδηγούνται στη ρευστοποίηση με σχεδόν σταθερό ρυθμό ανάπτυξης υπερπίεσης πόρων.

9.3.2. Η προτεινόμενη εμπειρική σχέση

Τυπική συμπεριφορά των δοκιμίων του παρόντος κεφαλαίου όσον αφορά στη μεταβολή της κανονικοποιημένης υπερπίεσης πόρων, U/p_i' , συναρτήσει του αριθμού των κύκλων φόρτισης δίνεται στο Σχήμα 9.5. Στο ίδιο σχήμα παρουσιάζεται επίσης και η κανονικοποιημένη αναπτυσσόμενη υπερπίεση πόρων στο τέλος κάθε κύκλου φόρτισης, $\Delta U/p_i'$, η οποία προκύπτει από τη διαφορά μεταξύ της υπερπίεσης πόρων στο τέλος του τρέχοντος κύκλου φόρτισης και της υπερπίεσης πόρων στο τέλος του αμέσως προηγούμενου κύκλου φόρτισης. Οι καμπύλες $U/p_i' - N$ και $\Delta U/p_i' - N$ του Σχήματος 9.5 παρουσιάζουν ένα μοντέλο συμπεριφοράς το οποίο μπορεί εύκολα να διαχωριστεί σε τρία χαρακτηριστικά στάδια. Αρχικά, ο πρώτος κύκλος φόρτισης δημιουργεί τη μεγαλύτερη αύξηση στην τιμή της κανονικοποιημένης υπερπίεσης πόρων, U/p_i' (με εξαίρεση τους τελευταίους κύκλους φόρτισης). Οι κύκλοι που ακολουθούν εκδηλώνουν μια τάση μείωσης στο ρυθμό αύξησης της υπερπίεσης πόρων (στάδιο 1) έως ότου επιτευχθεί ένας σχεδόν σταθερός ρυθμός (στάδιο 2). Τελικώς, όταν ο αριθμός των κύκλων φόρτισης λάβει μια κρίσιμη τιμή, $N_{critical}$, η κανονικοποιημένη υπερπίεση πόρων U/p_i' , αυξάνει απότομα έως την αρχική ρευστοποίηση του δοκιμίου (στάδιο 3). Η μορφή της καμπύλης $U/p_i' - N$ του Σχήματος 9.5 περιγράφεται αρχικά από ένα κοίλο στραμμένο προς τα κάτω και τελικώς από ένα κοίλο στραμμένο προς τα πάνω. Η μορφή αυτή της καμπύλης υπερπίεσης πόρων αποτελεί χαρακτηριστικό γνώρισμα των αμμωδών εδαφικών υλικών το οποίο έχει παρατηρηθεί πέρα από τα πειράματα της παρούσας διατριβής και σε πειράματα από διάφορες μελέτες της διεθνούς βιβλιογραφίας (Lee & Albaisa, 1974, Law et al., 1990, Sivathayalan et al., 2011).

Στο παρόν κεφάλαιο ο επιδιωκόμενος στόχος είναι να προσομειωθεί η χαρακτηριστική αυτή μορφή της καμπύλης $U/p_i' - N$ στο μεγαλύτερο δυνατό βαθμό για κάθε άμμο, για κάθε πυκνότητα, κάθε τάση στερεοποίησης και για κάθε τιμή επιβαλλόμενου ανακυκλικού στρεπτικού φορτίου. Για το σκοπό αυτό ακολουθείται η μεθοδολογία που αναπτύχθηκε από τους Ishibashi et al. (1977) και προτείνεται η ακόλουθη τροποποιημένη σχέση εκτίμησης της αναπτυσσόμενης υπερπίεσης πόρων:

$$\Delta U_N^* = H \cdot I \cdot D \cdot C \cdot \bar{N} \quad (9.3.2)$$

Συγκριτικά με την εξίσωση (9.3.1) η οποία αποτελεί γινόμενο των συναρτήσεων H , \bar{N} & I , η προτεινόμενη εξίσωση περιλαμβάνει μια συνάρτηση για την πυκνότητα, D , και μια συνάρτηση για την ενεργό τάση στερεοποίησης, C . Στην εξίσωση (9.3.1) η επίδραση της πυκνότητας στη τιμή της ΔU_N^* λαμβάνεται υπόψη αλλάζοντας τις τιμές των παραμέτρων C_1 και n ενώ η επίδραση της τάσης στερεοποίησης λαμβάνεται υπόψη μόνο μέσω της κανονικοποίησης με την αρχική ενεργό τάση, p_i' . Ωστόσο η ανάλυση των πειραματικών αποτελεσμάτων που ακολουθεί, αποδεικνύει ξεκάθαρα ότι η κανονικοποίηση με τη τάση στερεοποίησης, p_i' , δεν εξαλείφει την επίδραση της. Επιπρόσθετα, αποδεικνύεται ότι οι συναρτήσεις D και C μεταβάλλονται με τον αριθμό των κύκλων φόρτισης και ως εκ τούτου η επίδραση τους δεν είναι δυνατόν να λαμβάνεται υπόψη μέσω σταθερών παραμέτρων.

9.3.3. Συνάρτηση I

Με σκοπό να εξεταστεί η επίδραση του μεγέθους του επιβαλλόμενου ανακυκλικού στρεπτικού φορτίου στην ανάπτυξη υπερπίεσης πόρων (συνάρτηση I), ο λόγος υπερπίεσης πόρων, $\frac{\Delta U_N^*}{(1-U_{N-1}^*)}$, παρουσιάζεται συναρτήσει του λόγου ανακυκλικής διατμητικής τάσης, $\frac{\tau_{\theta k}}{p_{N-1}}$, στα Σχήματα 9.6, 9.7, 9.8 και 9.9 για τις άμμους HRS, Fontainebleau, Ottawa και M31 αντίστοιχα. Όπου p'_{N-1} είναι η μέση ενεργός τάση στο τέλος του (N-1) κύκλου φόρτισης. Σημειώνεται ότι τα μεγέθη ΔU_N^* , U_N^* και U_{N-1}^* κανονικοποιήθηκαν ως προς την τιμή της μέσης ενεργού τάσης, p_i' , αντί της τιμής της πλευρικής πίεσης σ_c' . Η μέση ενεργός τάση $p' = \frac{\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3'}{3}$ θεωρείται μια παράμετρος η οποία ελέγχει πιο αποτελεσματικά την εδαφική συμπεριφορά (συγκρινόμενη με την παράμετρο σ') και για το λόγο αυτό χρησιμοποιείται στην ανάλυση των αποτελεσμάτων του παρόντος κεφαλαίου. Ωστόσο, για ισότροπες συνθήκες στερεοποίησης ισχύει $p_i' = \sigma_c'$.

Οι ευθείες γραμμές που ορίζουν τα πειραματικά δεδομένα για διαφορετικούς κύκλους φόρτισης (N=1, 2, 3, 5, 8 και 20) φαίνεται να έχουν σταθερή κλίση για κάθε άμμο.

Για σκοπούς σύγκρισης τα πειραματικά δεδομένα για $N=2$ απομονώνονται για κάθε άμμο και παρουσιάζονται συγκεντρωτικά στο Σχήμα 9.10. Είναι προφανές ότι η κλίση των διαμορφωμένων γραμμών είναι μοναδική και ίση με $n=2.4$ για όλες τις εξεταζόμενες άμμους υποδεικνύοντας ότι η παράμετρος n ενδεχομένως να αποτελεί μοναδική ιδιότητα των αμμοδών εδαφικών υλικών. Οι Ishibashi et al. (1977) κατέληξαν επίσης σε μια τιμή $n=2.4$ εξετάζοντας χαλαρά ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια άμμου Ottawa διαφορετικής ωστόσο κοκκομετρικής διαβάθμισης από την άμμο Ottawa της παρούσας διατριβής. Τα πειραματικά δεδομένα των Ishibashi et al. (1977) απεικονίζονται επίσης στο Σχήμα 9.10. Συνοψίζοντας από την ανάλυση των πειραματικών αποτελεσμάτων μέχρι στιγμής προκύπτει ότι $I = \left[\frac{\tau_{\theta z}}{P_{N-1}} \right]^{2.4}$

9.3.4. Συνάρτηση D

Η επίδραση της πυκνότητας λαμβάνεται υπόψη μέσω της συνάρτησης δείκτη πόρων,

$f(e) = \frac{(2.17 - e)^2}{(1 + e)}$, των Hardin & Richard (1963). Η μεταβολή του λόγου της

υπερπίεσης πόρων, $\frac{\Delta U_N^*}{H \cdot I}$, ως προς τη συνάρτηση $f(e)$ παρουσιάζεται στα Σχήματα

9.11 και 9.12 για τις άμμους HRS και Fontainebleau αντίστοιχα. Υπενθυμίζεται ότι όπου H είναι η συνάρτηση της ιστορίας φόρτισης και I είναι η συνάρτηση του επιβαλλόμενου διατμητικού φορτίου (βλέπε εξίσωση 9.3.1). Οι καλύτερες προσαρμοζόμενες καμπύλες (best fit) στα πειραματικά δεδομένα για διαφορετικούς κύκλους φόρτισης ($N=1, 2, 3, 5$ και 20) σχεδιάζονται στα Σχήματα 9.11 και 9.12 με διακεκομμένη γραμμή και εκφράζονται ικανοποιητικά από μια σχέση της μορφής:

$$D = f(e)^d \quad (9.3.3)$$

Η παράμετρος d αποτελεί ένα δείκτη μέτρησης της ευαισθησίας της αναπτυσσόμενης υπερπίεσης πόρων σε αλλαγές της πυκνότητας για διαφορετικούς κύκλους φόρτισης. Οι τιμές της παραμέτρου d όπως προέκυψαν από τα πειραματικά δεδομένα των Σχημάτων 9.11 και 9.12 απεικονίζονται και για τις δύο άμμους στο Σχήμα 9.13. Στο σχήμα αυτό η ευθεία γραμμή που ταιριάζει καλύτερα στα δεδομένα καθορίζεται από την εξίσωση:

$$d = 0.632 \cdot \ln(N) - 3.87 \quad (9.3.4)$$

Το γεγονός ότι η παράμετρος d λαμβάνει μεγαλύτερες απόλυτες τιμές κατά τους τρεις πρώτους κύκλους φόρτισης υποδεικνύει ότι η τιμή της πυκνότητας που έχουν τα δοκίμια επηρεάζει σημαντικά την ανάπτυξη της υπερπίεσης πόρων μόνο κατά το αρχικό στάδιο της φόρτισης. Για περίπου $N \geq 20$ η αρχική δομή του εδαφικού υλικού αναδιατάσσεται και η επίδραση της πυκνότητας πρακτικά εξαλείφεται. Αξιοσημείωτο ωστόσο είναι το γεγονός ότι η παράμετρος d φαίνεται να είναι ανεξάρτητη από το είδος της χρησιμοποιούμενης άμμου και σχετίζεται αποκλειστικά με τον αριθμό των κύκλων φόρτισης. Ως εκ τούτου, η επίδραση της πυκνότητας λαμβάνεται υπόψη στην εξίσωση (9.3.2) μόνο μέσω της συνάρτησης $f(e)$ και του αριθμού των κύκλων φόρτισης ($D = f(e)^{0.632 \cdot \ln(N) - 3.87}$).

9.3.5. Συνάρτηση C

Με σκοπό να εξεταστεί η επίδραση της τάσης στερεοποίησης στην ανάπτυξη υπερπίεσης πόρων (συνάρτηση C) ο λόγος υπερπίεσης πόρων, $\frac{\Delta U_N^*}{H \cdot I \cdot D}$,

παρουσιάζεται συναρτήσει του αδιαστατοποιημένου λόγου $\frac{p_i'}{p_a}$ στα Σχήματα 9.15 και

9.16 για την άμμο Ottawa και M31 αντίστοιχα; όπου p_a είναι η ατμοσφαιρική πίεση.

Παρόλο που τα μεγέθη ΔU_N^* , U_N^* και U_{N-1}^* έχουν κανονικοποιηθεί ως προς p_i' , τα πειραματικά αποτελέσματα των Σχημάτων 9.15 και 9.16 δείχνουν ξεκάθαρα ότι όσο μεγαλύτερη είναι η τιμή της αρχικής μέσης ενεργού τάσης, p_i' , τόσο μεγαλύτερη τιμή λαμβάνει ο λόγος της αναπτυσσόμενης υπερπίεσης πόρων κυρίως κατά τους τρεις πρώτους κύκλους φόρτισης. Η επίδραση της αρχικής μέσης ενεργού τάσης, p_i' , εκφράζεται μέσω της παραμέτρου c (βλέπε Σχήμα 9.14) σύμφωνα με την ακόλουθη εξίσωση:

$$c = -0.034 \cdot N + 0.68 \quad (9.3.5)$$

Η συνάρτηση c είναι κοινή για τις δύο εξεταζόμενες άμμους. Σημειώνεται ότι για $N=20$ η επίδραση της τάσης στερεοποίησης εξαλείφεται με αποτέλεσμα για $N \geq 20$ η παράμετρος $c=0$. Οι καλύτερες προσαρμοζόμενες καμπύλες (best fit) στα πειραματικά δεδομένα για διαφορετικούς κύκλους φόρτισης ($N=1, 2, 3, 5, 8$ και 20) σχεδιάζονται στα Σχήματα 9.15 και 9.16 με διακεκομμένη γραμμή και εκφράζονται ικανοποιητικά από μια σχέση της μορφής:

$$C = \left(\frac{P_i'}{P_a}\right)^c \quad (9.3.6)$$

Τα πρότυπα συμπεριφοράς που παρουσιάζουν τα Σχήματα 9.11, 9.12, 9.15 και 9.16 επισημαίνουν ότι η αρχική μέση ενεργός τάση, p_i' , επηρεάζει σημαντικά την απόκριση των δοκιμών μόνο κατά τη διάρκεια των πρώτων κύκλων φόρτισης ενώ η επίδραση των παραμέτρων αυτών σε μεγαλύτερους κύκλους φόρτισης πρακτικά εκμηδενίζεται.

9.3.6. Συνάρτηση \bar{N}

Η επίδραση του αριθμού των κύκλων φόρτισης στην τιμή του λόγου υπερπίεσης πόρων, $\frac{\Delta U_N^*}{H \cdot I \cdot D \cdot C}$, παρουσιάζεται στο Σχήμα 9.17. Οι παραγόμενες καμπύλες

$\frac{\Delta U_N^*}{H \cdot I \cdot D \cdot C} - N$ παρουσιάζουν για όλες τις άμμους ένα χαρακτηριστικό σχήμα.

Αρχικά, περίπου για τους πρώτους 20 κύκλους φόρτισης ο ρυθμός αύξησης της υπερπίεσης πόρων μειώνεται συνεχώς. Τελικώς για $N \geq 20$ επιτυγχάνεται ένας σταθερός ρυθμός με το τμημά αυτό της καμπύλης να αντιστοιχεί στο τμήμα της πειραματικής καμπύλης το οποίο αναφέρεται ως στάδιο 2 στο Σχήμα 9.5. Η καλύτερη προσαρμοζόμενη καμπύλη στα πειραματικά δεδομένα του Σχήματος 9.17 καθορίζεται ικανοποιητικά από την σχέση:

$$\bar{N} = \frac{C_1}{(N^{C_2} + C_3 \cdot N)} + C_4 \cdot C_1 \quad (9.3.7)$$

Οι παράμετροι C_1 , C_2 , C_3 και C_4 καθορίζουν τη θέση και την κλίση της καμπύλης. Όπως προκύπτει από το Σχήμα 9.17 οι παράμετροι C_2 , C_3 και C_4 λαμβάνουν σταθερή τιμή για όλες τις άμμους ($C_2=1.8$, $C_3=2$, $C_4=0.015$) ενώ μόνο η παράμετρος C_1 η οποία καθορίζει τη θέση της κάθε καμπύλης εξαρτάται από το είδος του εξεταζόμενου υλικού.

Η μεταβολή του λόγου υπερπίεσης πόρων $\frac{\Delta U_N^*}{H \cdot I}$ συναρτήσει του αριθμού των κύκλων φόρτισης όπως προέκυψε από τα πειράματα στη χαλαρή άμμο Ottawa των Ishibashi et al. (1977) δίνεται στο Σχήμα 9.18. Στο Σχήμα 9.19 η καμπύλη αυτή παρατίθεται για σκοπούς σύγκρισης μαζί με την καμπύλη $\frac{\Delta U_N^*}{H \cdot I \cdot D \cdot C} - N$ των πειραμάτων στην άμμο M31 του παρόντος κεφαλαίου. Είναι προφανές ότι η προτεινόμενη συνάρτηση \bar{N} των Ishibashi et al. (1977) εκτιμά ένα σχεδόν σταθερό ρυθμό απομείωσης της υπερπίεσης πόρων αυξανόμενου του αριθμού των κύκλων φόρτισης. Η τροποποιημένη συνάρτηση \bar{N} όπως προκύπτει από τα πειραματικά δεδομένα του παρόντος κεφαλαίου υπολογίζει ένα ρυθμό απομείωσης της υπερπίεσης πόρων κατά το στάδιο 1 πρακτικά ίδιο με τους Ishibashi et al. (1977) ενώ κατά το στάδιο 2 ο ρυθμός αυτός λαμβάνει μια σχεδόν σταθερή τιμή σε συμφωνία με το πρότυπο συμπεριφοράς του Σχήματος 9.5. Η υιοθέτηση της συνάρτησης \bar{N} των Ishibashi et al. (1977) οδηγεί στον υπολογισμό μικρότερης υπερπίεσης πόρων και δικαιολογεί την απόκλιση μεταξύ της πειραματικής και της προβλεπόμενης καμπύλης του Σχήματος 9.4.

9.3.7. Υπολογισμός κύκλου $N_{critical}$

Η ανάλυση των αποτελεσμάτων που έχει πραγματοποιηθεί μέχρι το στάδιο αυτό επιτρέπει τον υπολογισμό της αναπτυσσόμενης υπερπίεσης πόρων μέχρι το τμήμα της καμπύλης $U/p_i' - N$ που αντιστοιχεί στο τέλος του σταδίου 2 το οποίο σηματοδοτείται από την επίτευξη ενός κρίσιμου κύκλου φόρτισης, $N_{critical}$ (βλέπε Σχήμα 9.5). Για τον υπολογισμό της αναπτυσσόμενης υπερπίεσης πόρων μέχρι την αρχική ρευστοποίηση των δοκιμίων (στάδιο 3) χρειάζεται να οριστεί ο κύκλος $N_{critical}$. Αυτό επιτυγχάνεται με χρήση της θεωρίας «κρίσιμου λόγου τάσεων» (critical stress ratio concept) σύμφωνα με την οποία ο κύκλος $N_{critical}$ προσδιορίζεται για κάθε

δοκίμιο ως ο κύκλος φόρτισης στον οποίο ο ρυθμός ανάπτυξης υπερπίεσης πόρων αρχίζει να αυξάνει αποκλίνοντας από την σταθερή τιμή που σημειώνεται κατά το στάδιο 2 (βλέπε Σχήμα 9.5). Για τον κύκλο $N_{critical}$ έχει προσδιοριστεί για όλες τις δοκιμές ο λόγος του επιβαλλόμενου ανακυκλικού διατμητικού φορτίου ως προς τη μέση ενεργό τάση στο τέλος του αμέσως προηγούμενου κύκλου, $(\frac{\tau_{\theta z}}{P_{N-1}})_{critical}$. Οι

τιμές του λόγου αυτού δίνονται συναρτήσει του λόγου $\frac{\tau_{\theta z}}{P_i}$ για όλες τις εξεταζόμενες

άμμους στο Σχήμα 9.20. Ο κρίσιμος λόγος τάσεων, $(\frac{\tau_{\theta z}}{P_{N-1}})_{critical}$, φαίνεται να

λαμβάνει μια σταθερή τιμή για κάθε άμμο, ανεξάρτητα από το μέγεθος της επιβαλλόμενης ανακυκλικής διατμητικής τάσης. Ωστόσο από το Σχήμα 9.21 γίνεται αντιληπτό ότι για την περίπτωση της άμμου Fontainebleau η τιμή του κρίσιμου λόγου τάσεων εξαρτάται από την πυκνότητα του δοκιμίου. Το γεγονός αυτό θα σχολιασθεί αναλυτικότερα σε όσα ακολουθούν.

Ενδεικτικά στο Σχήμα 9.22, η επιβαλλόμενη ανακυκλική τάση, $\tau_{\theta z}$, παρουσιάζεται συναρτήσει της μέσης ενεργού τάσης στο τέλος του κύκλου φόρτισης που προηγείται του $N_{critical}$, p'_{N-1} για τη περίπτωση δοκιμών άμμου HRS. Είναι εμφανές ότι υπάρχει μια γραμμική σχέση ανάμεσα στα δύο μεγέθη. Στο Σχήμα 9.22 σχεδιάζεται επίσης η γραμμή σταθερού λόγου τάσεων που αντιστοιχεί στο σημείο αλλαγής φάσης, $(\tau_{\theta z}/p')_{PTL}$. Από τη σύγκριση ανάμεσα στις δύο προκύπτουσες γραμμές διαπιστώνεται ότι η γραμμή κρίσιμου λόγου τάσεων έχει κλίση ίση με 0.6 φορές την τιμή της κλίσης της γραμμής αλλαγής φάσης (PTL, Ishihara et al., 1975). Όπως γίνεται ξεκάθαρο από το υπόμνημα του Σχήματος 9.20, για όλες τις εξεταζόμενες άμμους η τιμή του κρίσιμου λόγου τάσεων ισοδυναμεί με 0.6 φορές την τιμή του λόγου τάσεων που αντιστοιχεί στη γραμμή αλλαγής φάσης ή στη γραμμή αστάθειας (IL, Lade, 1993). Η κλίση της γραμμής αλλαγής φάσης και η κλίση της γραμμής αστάθειας αποτελεί μοναδική ιδιότητα κάθε άμμου και ως εκ τούτου η τιμή του κρίσιμου λόγου τάσεων, $(\frac{\tau_{\theta z}}{P_{N-1}})_{critical}$, η οποία σηματοδοτεί το τέλος του σταδίου 2, ορίζεται έως το 60% του λόγου τάσεων $(\tau_{\theta z}/p')_{PTL}$ ή $(\tau_{\theta z}/p')_{IL}$.

Όπως φαίνεται στα Σχήματα 9.23 και 9.25 η γραμμή αλλαγής φάσης ή η γραμμή αστάθειας αποτελεί το κρίσιμο όριο για την εμφάνιση ασταθούς συμπεριφοράς κατά τη διάρκεια ανακυκλικής φόρτισης. Τα Σχήματα 9.23 και 9.25 παρουσιάζουν δύο τυπικές συμπεριφορές δοκιμίου άμμου σε ανακυκλική φόρτιση. Στο Σχήμα 9.23 η άμμος εμφανίζει ασταθή συμπεριφορά με απότομη συσσώρευση υπερπίεσης πόρων μέχρι την αρχική ρευστοποίηση, όταν η ανακυκλική διαδρομή πλησιάσει το λόγο τάσεων της γραμμής αλλαγής φάσης (σημείο 2). Η περίπτωση του Σχήματος 9.23 είναι αντιπροσωπευτική των άμμων που παρουσιάζουν σταθερή συμπεριφορά με συνεχή αύξηση της διατμητικής αντοχής υπό μονοτονικές συνθήκες φόρτισης όπως η άμμος HRS, Ottawa και η πυκνή άμμος Fontainebleau. Στο Σχήμα 9.25 η άμμος εμφανίζει ασταθή συμπεριφορά όταν η ανακυκλική διαδρομή πλησιάσει το λόγο τάσεων της γραμμής αστάθειας (σημείο 2). Η περίπτωση του Σχήματος 9.25 είναι αντιπροσωπευτική των άμμων που παρουσιάζουν ψαθυρή συμπεριφορά υπό μονοτονικές συνθήκες φόρτισης με απομείωση της διατμητικής αντοχής μετά την επίτευξη μιας μέγιστης τιμής όπως η άμμος M31 και η χαλαρή άμμος Fontainebleau.

Σημειώνεται ότι η γραμμή αλλαγής φάσης και η γραμμή αστάθειας των Σχημάτων 9.23 και 9.25 προσδιορίστηκαν από πειράματα υπό μονοτονικές συνθήκες φόρτισης. Οι καμπύλες υπερπίεσης πόρων που αντιστοιχούν στα Σχήματα 9.23 και 9.25 δίνονται στα Σχήματα 9.24 και 9.26 αντίστοιχα και επιβεβαιώνουν ότι η απότομη συσσώρευση υπερπίεσης πόρων παρατηρείται όταν η ανακυκλική διαδρομή τάσεων πλησιάσει τη γραμμή αλλαγής φάσης ή τη γραμμή αστάθειας (σημείο 2). Οι διακεκομμένες γραμμές των Σχημάτων 9.23 και 9.25 έχουν σχεδιασθεί με κλίση $\frac{\tau_{\theta_c}}{p} = 0.6 \cdot \left(\frac{\tau_{\theta_c}}{p'}\right)_{PTL}$ και $\frac{\tau_{\theta_c}}{p} = 0.6 \cdot \left(\frac{\tau_{\theta_c}}{p'}\right)_{IL}$ αντίστοιχα και σχετίζονται με το τέλος του σταδίου 2 όπως έχει ήδη αναφερθεί κατά το σχολιασμό του Σχήματος 9.20.

Το σημείο της ανακυκλικής διαδρομής των δοκιμίων που πλησιάζει το λόγο τάσεων που ορίζουν οι γραμμές αυτές συμβολίζεται με τον αριθμό 1 στα Σχήματα 9.23 και 9.25. Τα αντίστοιχα σημεία στις καμπύλες υπερπίεσης πόρων συμβολίζονται επίσης με τον αριθμό 1 και σηματοδοτούν το τέλος του σταδίου 2 με την ανάπτυξη υπερπίεσης πόρων που αποκλίνει από τον σταθερό ρυθμό συσσώρευσης του προηγούμενου τμήματος της καμπύλης. Συμπερασματικώς, από τη σύγκριση μεταξύ των Σχημάτων 9.24 και 9.26 με το Σχήμα 9.5 προκύπτει ότι η θεωρία του «κρίσιμου

λόγου τάσεων» μπορεί να χρησιμοποιηθεί αντί του κρίσιμου κύκλου φόρτισης, $N_{critical}$ για τον προσδιορισμό του τέλους του σταδίου 2. Επισημαίνεται ότι για την ίδια άμμο η ανακυκλική συμπεριφορά χαλαρών δοκιμίων τα οποία εκδηλώνουν ψαθυρή συμπεριφορά υπό μονοτονικές συνθήκες φόρτισης, οριοθετείται από τη γραμμή αστάθειας ενώ για την περίπτωση πυκνών δοκιμίων, τα οποία εκδηλώνουν σταθερή συμπεριφορά υπό μονοτονικές συνθήκες φόρτισης, η ανακυκλική συμπεριφορά οριοθετείται από τη γραμμή αλλαγής φάσης. Συνεπώς, οι τιμές του κρίσιμου λόγου τάσεων, $(\frac{\tau_{\theta_c}}{P_{N-1}})_{critical}$, στο Σχήμα 9.21 για δοκίμια της άμμου Fontainebleau

σχετίζονται με τις τιμές του λόγου τάσεων που αντιστοιχεί στη γραμμή αστάθειας και στη γραμμή αλλαγής φάσης για την περίπτωση των χαλαρών και πυκνών δοκιμίων αντίστοιχα.

Αξίζει να αναφερθεί ότι το πρότυπο συμπεριφοράς που θέλει την ασταθή συμπεριφορά των μη συνεκτικών εδαφικών υλικών σε ανακυκλική φόρτιση να οριοθετείται από γραμμές σταθερού λόγου τάσεων έχει καταγραφεί σε αρκετές μελέτες της διεθνούς βιβλιογραφίας. Οι Yamamuro et al. (2001) απέδειξαν ότι η γραμμή αστάθειας που ορίζεται από μονοτονικές δοκιμές σε μια άμμο αποτελεί το όριο έναρξης ασταθούς συμπεριφοράς σε ανακυκλικά τριαξονικά πειράματα της ίδιας άμμου. Οι Vaid et al. (1989) καθόρισαν υπό μονοτονικές συνθήκες φόρτισης μια μοναδική τιμή λόγου τάσεων (CSR) η οποία σηματοδοτεί την έναρξη ρευστοποίησης των δοκιμίων υπό ανακυκλικές συνθήκες φόρτισης ενώ επισήμαναν ότι κατά τον εφελκυσμό των δοκιμίων η τιμή του λόγου αυτού ποικίλλει ανάλογα με την πυκνότητα του εδαφικού υλικού και λαμβάνει σημαντικά μικρότερες τιμές από ότι σε θλίψη. Οι Georgiannou (2008), Georgiannou (2011) και Konstadinou & Georgiannou (2013) πραγματοποιώντας πειράματα ανακυκλικής στρεπτικής διάτμησης σε δοκίμια άμμων με διαφορετική προέλευση, διαφορετική πυκνότητα και διαφορετική τάση στερεοποίησης κατέληξαν στο συμπέρασμα ότι η γραμμή αλλαγής φάσης ή η γραμμή αστάθειας αποτελεί το όριο έναρξης ασταθούς συμπεριφοράς υπό ανακυκλικές συνθήκες φόρτισης ανάλογα με το εάν η άμμος υπό μονοτονικές συνθήκες φόρτισης εκδηλώνει σταθερή ή ψαθυρή συμπεριφορά.

9.3.8. Υπολογισμός ανάπτυξης υπερπίεσης πόρων για $N \geq N_{critical}$

Για τον υπολογισμό της ανάπτυξης της υπερπίεσης πόρων κατά το στάδιο 3 (βλέπε

Σχήμα 9.5), ο λόγος $\frac{\Delta U_N^*}{(1 - U_{N-1}^*)}$ παρουσιάζεται συναρτήσει του λόγου $\frac{\tau_{\theta z}}{P_{N-1}}$ στο

Σχήμα 9.27 για την περίπτωση χαλαρών δοκιμών άμμου HRS που φορτίζονται ανακυκλικά με διαφορετικές διατμητικές τάσεις, $\tau_{\theta z}$. Στο σχήμα αυτό για λόγους ευκρίνειας το κάθε πείραμα απεικονίζεται με ξεχωριστό συμβολισμό. Ο κρίσιμος

λόγος τάσεων $(\frac{\tau_{\theta z}}{P_{N-1}})_{critical}$ παρουσιάζεται με διακεκομμένη γραμμή και

προσδιορίστηκε ως $0.6 \cdot (\frac{\tau_{\theta z}}{P'})_{PTL}$ καθώς η άμμος HRS εκδηλώνει σταθερή

συμπεριφορά υπό μονοτονικές συνθήκες φόρτισης. Στα αριστερά του λόγου

$(\frac{\tau_{\theta z}}{P_{N-1}})_{critical}$ τα πειραματικά δεδομένα κάθε δοκιμίου αντιπροσωπεύουν την

αναπτυσσόμενη υπερπίεση πόρων στο τέλος του $1^{ου}$, $2^{ου}$, $3^{ου}$, $5^{ου}$, $8^{ου}$, $20^{ου}$ και $90^{ου}$

κύκλου φόρτισης. Για $N > 20$ και $(\frac{\tau_{\theta z}}{P_{N-1}}) > (\frac{\tau_{\theta z}}{P_{N-1}})_{critical}$ η απόκριση των δοκιμών δεν

παρουσιάζεται μόνο σε επιλεγμένους κύκλους φόρτισης αλλά δίνεται για όλους τις N

τιμές μέχρι το στάδιο της αρχικής ρευστοποίησης των δοκιμών (π.χ. για το δοκίμιο

με $\tau_{\theta z} = 26.6$ kPa παρουσιάζονται όλοι οι κύκλοι φόρτισης ενώ ξεχωριστά σημειώνεται

η θέση του $5^{ου}$ και $8^{ου}$ κύκλου φόρτισης. Το μέρος του σχήματος που αντιστοιχεί σε

τιμές $(\frac{\tau_{\theta z}}{P_{N-1}}) < (\frac{\tau_{\theta z}}{P_{N-1}})_{critical}$ είναι πανομοιότυπο με το Σχήμα 9.6. Υπενθυμίζεται ότι

στο σχήμα αυτό οι ευθείες γραμμές που ορίζουν τα πειραματικά δεδομένα για

διαφορετικούς κύκλους φόρτισης ($N=1, 2, 3, 5, 8$ και 20) έχουν σταθερή κλίση ίση με

$n=2.4$. Αξίζει επίσης να παρατηρηθεί ότι τα πειραματικά δεδομένα του Σχήματος 9.27

για τους κύκλους φόρτισης $N=20$ έως $N=90$ ανήκουν σε μια ζώνη τιμών όπου ο

ρυθμός ανάπτυξης υπερπίεσης πόρων $\frac{\Delta U_N^*}{(1 - U_{N-1}^*)}$ λαμβάνει μια σχεδόν σταθερή τιμή.

Το γεγονός αυτό βρίσκεται σε συμφωνία με τα όσα έχουν αναφερθεί στο Σχήμα 9.17.

Αφ'ετέρου για τιμές $(\frac{\tau_{\theta z}}{P_{N-1}}) > (\frac{\tau_{\theta z}}{P_{N-1}})_{critical}$ ο ρυθμός ανάπτυξης υπερπίεσης πόρων

αυξάνει σημαντικά και γραμμές σταθερής κλίσης αντιστοιχούν σε διαφορετικούς κύκλους φόρτισης. Στην περίπτωση αυτή η κλίση των διαμορφούμενων γραμμών είναι πιο απότομη, ίση με $n=6.8$ ανεξάρτητα από την τιμή της επιβαλλόμενης ανακυκλικής διατμητικής τάσης, $\tau_{\theta z}$. Την τιμή $n=6.8$ επιβεβαιώνουν και τα πειραματικά αποτελέσματα στην άμμο Fontainebleau, M31 και Ottawa υποδεικνύοντας ότι η παράμετρος n διαθέτει μικρή ευαισθησία σε αλλαγές στα χαρακτηριστικά της εξεταζόμενης άμμου (π.χ. κοκκομετρική διαβάθμιση και σχήμα κόκκων) παρατήρηση η οποία βρίσκεται σε συμφωνία με τα Σχήματα 9.6 – 9.9.

Με βάση τις εξισώσεις (9.3.2) – (9.3.7) η προτεινόμενη εμπειρική σχέση υπολογισμού της ανάπτυξης υπερπίεσης πόρων διαμορφώνεται ως:

$$\Delta U_N^* = (1 - U_{N-1}^*) \cdot \left(\frac{\tau_{\theta z}}{p_{N-1}}\right)^n \cdot f(e)^d \cdot \left(\frac{p_i}{p_a}\right)^c \cdot \left[\frac{c_1}{(N^{c_2} + c_3 \cdot N)} + c_4 \cdot c_1\right] \quad (9.3.8)$$

όπου,

- $n=2.4$ για $\left(\frac{\tau_{\theta z}}{p_{N-1}}\right) \leq 0.6 \cdot \left(\frac{\tau_{\theta z}}{p'}\right)_{PTL/IL}$ και $n=6.8$ για $\left(\frac{\tau_{\theta z}}{p_{N-1}}\right) > 0.6 \cdot \left(\frac{\tau_{\theta z}}{p'}\right)_{PTL/IL}$
- $d = 0.632 \cdot \ln(N) - 3.87$
- $c = -0.034 \cdot N + 0.68$ για $N < 20$ και $c=0$ for $N \geq 20$
- c_2, c_3, c_4 είναι σταθερές με τιμές 1.8, 2 and 0.015 αντίστοιχα το μέγεθος των οποίων δεν εξαρτάται από την χρησιμοποιούμενη άμμο
- c_1 είναι σταθερά το μέγεθος της οποίας εξαρτάται από την χρησιμοποιούμενη άμμο και λαμβάνει τιμή 19, 29, 19 και 52 για την άμμο HRS, Fontainebleau, Ottawa και M31 αντίστοιχα

Η εξίσωση (9.3.8) πρέπει να υπολογίζει την ίδια τιμή ΔU_N^* στο σημείο

$$\left(\frac{\tau_{\theta z}}{p_{N-1}}\right)_{critical} = 0.6 \cdot \left(\frac{\tau_{\theta z}}{p'}\right)_{PTL/IL} \quad \text{για } n=2.4 \text{ και } n=6.8. \text{ Μαθηματικά αυτό απαιτεί την}$$

τροποποίηση της παραμέτρου c_1 για τον υπολογισμό της υπερπίεσης πόρων κατά το

$$\text{στάδιο 3 σε } c_1 (\text{στάδιο 3}) = \left(\frac{\tau_{\theta z}}{p_{N-1}}\right)_{critical}^{-4.4} \cdot c_1.$$

9.3.9. Σύγκριση μεταξύ πειραματικών και προβλεπόμενων καμπύλων ανάπτυξης υπερπίεσης πόρων

Στα Σχήματα 9.28 – 9.58 οι πειραματικές καμπύλες $\frac{U}{P_i} - N$ των δοκιμών της άμμου

HRS, Fontainebleau, M31 και Ottawa με διαφορετικές πυκνότητες και τάσεις στερεοποίησης συγκρίνονται με τις αντίστοιχες καμπύλες που προβλέπει η εξίσωση (9.3.8). Γενικά παρατηρείται ικανοποιητική σύμπτωση μεταξύ πειραματικής και προβλεπόμενης καμπύλης έως περίπου το 60% της U/p_i για το σύνολο σχεδόν των δοκιμών του παρόντος κεφαλαίου. Συγκρινόμενη με την εμπειρική σχέση πρόβλεψης της ανάπτυξης της υπερπίεσης πόρων των Ishibashi et al. (1977) η προτεινόμενη σχέση (9.3.8) προβλέπει το χαρακτηριστικό σιγμοειδή σχήμα της καμπύλης υπερπίεσης πόρων των δοκιμών τα οποία υποβάλλονται σε ρευστοποίηση κατά την ανακυκλική φόρτιση τους, ενώ επεκτείνει το εύρος εφαρμογής από το 30% της U/p_i (βλέπε Σχήμα 9.4) στο 60% χρησιμοποιώντας μια μόνο εδαφική παράμετρο.

Η χρήση της εξίσωσης (9.3.8) υπόκειται ωστόσο σε συγκεκριμένους περιορισμούς:

- Δεν παρέχει αξιόπιστη πρόβλεψη της ανάπτυξης της υπερπίεσης πόρων για την πλειονότητα των δοκιμών στα οποία απαιτούνται περισσότεροι από 100 κύκλοι φόρτισης για τη ρευστοποίηση τους (Σχήματα 9.36, 9.37, 9.38, 9.47, 9.52 και 9.58). Σημειώνεται όμως, ότι ακόμη και στις περιπτώσεις αυτές η πειραματική και η προβλεπόμενη καμπύλη ταυτίζονται κατά τους πρώτους 20 με 40 κύκλους φόρτισης.
- Για τον προσδιορισμό του κρίσιμου λόγου $(\frac{\tau_{\theta_c}}{P_{N-1}}) = 0.6 \cdot (\frac{\tau_{\theta_c}}{P})_{PTL/IL}$ χρειάζεται η γνώση της απόκρισης της άμμου υπό μονοτονικές συνθήκες φόρτισης (σταθερή ή ψαθυρή απόκριση).

9.4. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΑΝΑΠΤΥΞΗΣ ΥΠΕΡΠΙΕΣΗΣ ΠΟΡΩΝ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΗ ΘΕΩΡΙΑ ΕΝΕΡΓΕΙΑΣ ΑΝΑ ΜΟΝΑΔΑ ΟΓΚΟΥ ΕΔΑΦΙΚΟΥ ΥΛΙΚΟΥ (ENERGY PER UNIT VOLUME CONCEPT)

Η εξίσωση (9.3.8) υπολογίζει την ανάπτυξη της υπερπίεσης πόρων σε κορεσμένα δοκίμια άμμου υποβαλλόμενα σε ανακυκλική φόρτιση με σταθερή διατμητική τάση. Η χρήση της εξίσωσης (9.3.8) για την προσομείωση της ανάπτυξης της υπερπίεσης πόρων υπό πραγματικές συνθήκες σεισμικής φόρτισης απαιτεί την επιλογή μιας ισοδύναμης ανακυκλικής διατμητικής τάσης και την επιλογή ενός ισοδύναμου αριθμού κύκλων φόρτισης. Η επιλογή των παραμέτρων αυτών εμπεριέχει συγκεκριμένες παραδοχές οι οποίες ενδεχομένως να οδηγήσουν σε διαφορές μεταξύ της συμπεριφοράς των εδαφικών υλικών στο ύπαιθρο και της προσομειώμενης συμπεριφοράς στο εργαστήριο. Μια απλούστερη συσχέτιση μεταξύ των δύο συμπεριφορών μπορεί να επιτευχθεί μέσω της θεωρίας της «ενέργειας ανά μονάδα όγκου εδαφικού υλικού» η οποία προτάθηκε αρχικά από τους Nemat, Nasser & Shokooh (1979) (βλέπε Υποκεφάλαιο 6.5). Η θεωρία αυτή βασίζεται στο γεγονός ότι κατά τη διάρκεια μιας σεισμικής φόρτισης μέρος της επιβαλλόμενης ενέργειας θα «απορροφηθεί» από το εδαφικό υλικό. Μεγάλος αριθμός πειραματικών αποτελεσμάτων επιβεβαιώνει ότι η ανάπτυξη της υπερπίεσης πόρων κατά τη δυναμική φόρτιση ενός εδαφικού υλικού είναι ανάλογη του συνολικού «απορροφούμενου» έργου ανά μονάδα όγκου του υλικού και ως εκ τούτου μετρήσεις του εν λόγω έργου μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την εκτίμηση του δυναμικού ρευστοποίησης στο εργαστήριο χωρίς να απαιτείται ο προσδιορισμός μιας ισοδύναμης διατμητικής τάσης ή παραμόρφωσης και ενός ισοδύναμου αριθμού κύκλων φόρτισης. Λαμβάνοντας υπόψη τα πλεονεκτήματα της ενεργειακής μεθόδου των Nemat, Nasser & Shokooh (1979) στο παρόν υποκεφάλαιο επιχειρείται μια διαφορετική προσέγγιση στο τρόπο υπολογισμού της ανάπτυξης της υπερπίεσης πόρων συγκριτικά με τα όσα έχουν αναφερθεί στο Υποκεφάλαιο 9.3.

Το έργο ανά μονάδα όγκου εδαφικού υλικού υπολογίζεται με βάση την εξίσωση (6.5.1) έως την αρχική ρευστοποίηση των δοκιμίων και σχετίζεται με την αναπτυσσόμενη υπερπίεση πόρων στο τέλος κάθε κύκλου φόρτισης όταν δηλαδή η στρεπτική διατμητική διατμητική τάση, $\tau_{\theta z}$, είναι μηδενική. Στο Σχήμα 9.59 η ανάπτυξη της υπερπίεσης πόρων κατά την ανακυκλική στρεπτική φόρτιση

απεικονίζεται συναρτήσει του κανονικοποιημένου έργου, W_N , για τα δοκίμια των άμμων Fontainebleau, M31, HRS και Ottawa. Ο αριθμός που σημειώνεται μέσα στις παρενθέσεις αναφέρεται στο συνολικό αριθμό πειραμάτων που παρουσιάζονται. Η τιμή W_N προκύπτει από την κανονικοποίηση του συνολικού έργου στο τέλος κάθε κύκλου φόρτισης σύμφωνα με την εξίσωση (7.4.4). Υπενθυμίζεται ότι η εν λόγω εξίσωση κανονικοποιεί τα πειραματικά αποτελέσματα δοκιμίων στην άμμο Ottawa με διαφορετική πυκνότητα και διαφορετικές τιμές συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης (βλέπε Σχήμα 7.69). Σύμφωνα με το Σχήμα 9.59 η ίδια εξίσωση με ίδιες τιμές σταθερών παραμέτρων κανονικοποιεί και τα αποτελέσματα στις άμμους Fontainebleau, M31 και HRS. Σημειώνεται ότι τα πειράματα του παρόντος κεφαλαίου αναφέρονται σε ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια ($K_c=1$) και ως εκ τούτου η συνάρτηση κανονικοποίησης ως προς K_c της εξίσωσης (7.4.4) απαλείφεται.

Όπως και στην περίπτωση των Σχημάτων 6.73 και 7.69, είναι φανερό ότι για κάθε άμμο υπάρχει μια μοναδική σχέση μεταξύ του έργου ανά μονάδα όγκου δοκιμίου και των αναπτυσσόμενων υπερπίεσεων πόρων κατά την ανακυκλική στρεπτική φόρτιση των δοκιμίων ανεξάρτητα από το μέγεθος του επιβαλλόμενου στρεπτικού φορτίου $\Delta\tau_{\theta z}$, της αρχικής μέσης ενεργού τάσης και της πυκνότητας των δοκιμίων.

Αξίζει να σημειωθεί ότι το έργο που αντιστοιχεί σε κάθε U/p_i' τιμή μέχρι τη ρευστοποίηση των δοκιμίων λαμβάνει μεγαλύτερες τιμές στην περίπτωση της χονδρόκοκκης άμμου Ottawa ($d_{50}=0.72$ mm) και μικρότερες τιμές για την περίπτωση των λεπτόκοκκων άμμων Fontainebleau, M31 και HRS με $d_{50}=0.22$, 0.3 και 0.29 mm αντίστοιχα. Τα δεδομένα του Σχήματος 9.59 σε συνδυασμό με αυτά του Σχήματος 7.70 επιβεβαιώνουν ότι οι λεπτόκοκκες άμμοι είναι πιο επιρρεπείς σε ρευστοποίηση, συμπεράσμα το οποίο βρίσκεται σε συμφωνία τόσο με εργαστηριακές παρατηρήσεις όσο και με παρατηρήσεις υπαίθρου.

Όταν τα πειραματικά αποτελέσματα του Σχήματος 9.59 παρουσιαστούν σε διπλό λογαριθμικό διάγραμμα (Σχήμα 9.60) το έργο, W_N , συνδέεται με την αναπτυσσόμενη υπερπίεση πόρων μέχρι την αστοχία των δοκιμίων σύμφωνα με την εξίσωση (6.5.3):

$$\frac{U}{P_i} = a \cdot W_N^{\beta}$$

Για μεγαλύτερη ευκρίνεια στο Σχήμα 9.60 για τις άμμους M31 και HRS απεικονίζεται μόνο η καλύτερη προσαρμοζόμενη ευθεία στα πειραματικά δεδομένα (best fit line). Για σκοπούς σύγκρισης στο ίδιο σχήμα παρουσιάζεται επίσης η καμπύλη $U/p_i' - W_N$ όπως προέκυψε από τα πειράματα των Towhata & Ishihara (1985) σε ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια της άμμου Toyoura. Από το Σχήμα 9.60 γίνεται φανερό ότι η παράμετρος β της εξίσωσης (6.5.3) αποτελεί μοναδική ιδιότητα των μη συνεκτικών εδαφικών υλικών τουλάχιστον για τις υπό εξέταση άμμους λαμβάνοντας μια βέλτιστη τιμή ίση με $\beta=0.6$. Αντιθέτως η παράμετρος a εξαρτάται από το χρησιμοποιούμενο εδαφικό υλικό. Υπενθυμίζεται ότι τα πειράματα της παρούσας διατριβής παρασκευάστηκαν με τη μέθοδο της «εμβάπτισης στο νερό» (water pluviation) με αποτέλεσμα τη δημιουργία δοκιμίων με παρόμοια δομή. Επιπρόσθετα σύμφωνα με το Σχήμα 9.1 και τις τιμές του Πίνακα 9.1 ο συντελεστής ομοιομορφίας C_u λαμβάνει παρόμοιες τιμές για όλες τις άμμους. Ως εκ τούτου η παράμετρος a μπορεί να θεωρηθεί ως συνάρτηση μόνο της κοκκομετρικής διαβάθμισης και του σχήματος των κόκκων της άμμου, μεγέθη τα οποία μπορούν να ληφθούν υπόψη μέσω της μέσης διαμέτρου των κόκκων, d_{50} , και του βαθμού σφαιρικότητας, ψ .

Το Σχήμα 9.61 παρουσιάζει την σχέση μεταξύ της παραμέτρου a και του βαθμού σφαιρικότητας, ψ , για τις άμμους HRS και M31 οι οποίες έχουν κοινή τιμή μέσης διαμέτρου των κόκκων $d_{50} \sim 0.3$ mm. Η σχέση αυτή εκφράζεται ως:

$$a = A \cdot \psi^{0.79} \quad (9.4.1)$$

Για κάθε άμμο οι τιμές της παραμέτρου A δίνονται στο Σχήμα 9.61 συναρτήσει της μέσης διαμέτρου των κόκκων, d_{50} . Η ευθεία που ταιριάζει καλύτερα στα δεδομένα καθορίζεται από την εξίσωση:

$$A = 1.95 \cdot (d_{50})^{-1.45} \quad (9.4.2)$$

Με βάση τις εξισώσεις (6.5.3), (9.4.1) και (9.4.2) η προτεινόμενη σχέση υπολογισμού της ανάπτυξης υπερπίεσης πόρων συναρτήσει του έργου ανά μονάδα όγκου εδαφικού υλικού διαμορφώνεται ως:

$$\frac{U}{P_i} = [1.95 \cdot (d_{50})^{-1.45} \cdot \psi^{0.79}] \cdot [10^{-2(D_r - 0.7)} \cdot \frac{W}{P_i}]^{0.6} \quad (9.4.3)$$

Με βάση την εξίσωση (9.4.3) η προβλεπόμενη κανονικοποιημένη υπερπίεση πόρων, U/P_i , απεικονίζεται για όλα τα δοκίμια του Σχήματος 9.59 συναρτήσει της πειραματικής U/P_i σε ημι-λογαριθμικό και διπλά λογαριθμικό διάγραμμα στο Σχήμα 9.62 και 9.63 αντίστοιχα. Είναι φανερό ότι η εξίσωση (9.4.3) υπολογίζει αξιόπιστα την ανάπτυξη της υπερπίεσης πόρων, U/P_i , σε δοκίμια διαφορετικών άμμων με διαφορετικές πυκνότητες και διαφορετικές τάσεις στερεοποίησης. Σημειώνεται ωστόσο ότι η εν λόγω εξίσωση εφαρμόζεται για τον υπολογισμό της ανάπτυξης υπερπίεσης πόρων έως το 95% της αρχικής μέσης ενεργού τάσης. Για μεγαλύτερες τιμές η αντίσταση σε παραμόρφωση μειώνεται σημαντικά με αποτέλεσμα την απότομη αύξηση στη τιμή του έργου ανά μονάδα όγκου δοκιμίου.

Εν κατακλείδι, η εξίσωση (9.4.3) μπορεί να συνδυαστεί με εξισώσεις υπολογισμού της σεισμικής ενέργειας (Murphy & O'Brien, 1977, Nuttli, 1979, Hasegawa et al., 1981) για την εκτίμηση της αναπτυσσόμενης υπερπίεσης πόρων και του δυναμικού ρευστοποίησης κατά τη διάρκεια σεισμικών φορτίσεων σε κορεσμένα μη συνεκτικά εδαφικά υλικά.

9.5. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ

Chang, C. S., Kuo, C. L. & Selig, E. T. (1981). Pore pressure development during cyclic loading. *J. Geotech. Engng, ASCE* **109**, No. 1, 103-107.

Dobry, R., Ladd, R. S., Yokel, F. Y., Chung, R. M. & Powell, D. (1982). Prediction of pore pressure buildup and liquefaction of sands during earthquakes by the cyclic strain method. *Build. Sci. Series 138*, National Bureau of Standards, U.S. Department of Commerce, Washington, D.C.

Georgiannou, V. N., Tsomokos, A. & Stavrou, K. (2008). Monotonic and cyclic behaviour of sand under torsional loading. *Géotechnique* **58**, No. 2, 113-124.

Georgiannou, V. N. & Tsomokos, A. (2008). Comparison of two fine sands under torsional loading. *Can. Geotech. J.* **45**, No. 12, 1659-1672.

Georgiannou, V.N. (2011). Behavioural patterns of fine sands. *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA* **42**, No. 4, 25-41.

Hardin, B. O. & Richard, F. E. Jr. (1963). Elastic wave velocities in granular soils. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division ASCE* **89**, No. 1, 33-66.

Hasegawa, H. S., Basham, P. W. & Berry, M. J. (1981). Attenuation relations for strong seismic ground motion in Canada. *Bulletin of the Seismological Society of America* **71**, 1943-1962.

Ishibashi, I. & Sherif, M. A. (1974). Soil liquefaction by torsional simple shear device., *J. Geotech. Engng Div. ASCE* **100**, No. 8, 871-888.

Ishibashi, I., Sherif, M.A. & Tsuchiya, C. (1977). Pore-pressure rise mechanism and soil liquefaction. *Soils Found.* **17**, No. 2, 17-27.

Ishibashi, I., Sherif, M. A. & Cheng, W. L. (1982). The effects of soil parameters on pore-pressure-rise and liquefaction prediction. *Soils Found.* **22**, No. 1, 39-48.

Ishihara, K., Tatsuoka, F. & Yasuda, S. (1975). Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses. *Soils Found.* **15**, No. 1, 29-44.

Konstadinou, M. & Georgiannou, V.N. (2013). Cyclic behaviour of loose anisotropically consolidated Ottawa sand under undrained torsional loading. *Géotechnique* **63**, doi: 10.1680/geot.12.P.145.

Krishnaswamy, N. R. & Isaac, N. T. (1995). Liquefaction analysis of saturated reinforced granular soils. *J. Geotech. Engng ASCE* **121**, No. 9, 645-651.

Lade, P.V. (1993). Initiation of static instability in the submarine Nerlerk berm. *Can. Geotech. J.* **30**, No. 6, 895-904.

Law, K. T., Cao, Y. L. & He, G. N. (1990). An energy approach for assessing seismic liquefaction potential. *Can. Geotech. J.* **27**, No. 3, 320-329.

Lee, K. L. & Albaisa, A. (1974). Earthquake induced settlements in saturated soils. *J. Geotech. Engng Div. ASCE* **100**, No. 4, 387-406.

Mitchell, R. J. & Dubin, B. I. (1986). Pore pressure generation and dissipation in dense sands under cyclic loading. *Can. Geotech. J.* **23**, No. 3, 393-398.

Murphy, J. R. & O'Brien, L. J (1977). The correlation of peak ground acceleration amplitude with seismic intensity and other physical parameters. *Bulletin of the Seismological Society of America* **67**, 877-915.

Nemat-Nasser, S. & Shokooh, A. (1979). A unified approach to densification and liquefaction of cohesionless sand in cyclic shearing. *Can. Geotech. J.* **16**, No. 4, 659-678.

Nuttli, O. W. (1979). The relation of sustained maximum ground acceleration and velocity to earthquake intensity and magnitude. US Army Engineer Waterways Experiment Station, Miscellaneous Paper S-76-1, Report 16, p.74.

Rittenhouse, G. (1943). A visual method of estimating two dimensional sphericity. *Journal of Sedimentary Petrology* **13**, No. 2, 79-81.

Seed, H .B. & Idriss, I. M. (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE* **97**, No. 9, 1249-1274.

Seed, H .B. & Booker, J. R. (1977). Stabilization of potentially liquefiable sand deposits using gravel drains. *J. Geotech. Engng Div. ASCE* **103**, No. 7, 755-768.

Sherif, M. A., Ishibashi, I. & Tsuchiya, C. (1978). Pore-pressure prediction during earthquake loadings. *Soils Found.* **18**, No. 4, 19-30.

Sivathayalan, S., Manmatharajan, V. & Logeswaran, P. (2011). Hollow cylinder torsional shear tests to evaluate the role of principal stress directions on cyclic resistance. *Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*.

Towhata, I. & Ishihara, K. (1985). Shear work and pore water pressure in undrained shear. *Soils Found.* **25**, No. 3, 73-84.

Uchida, K. & Stedman, J. D. (2003). Sand drain design based on cyclic strain-path controlled triaxial data. *Proceedings of the 13th International Offshore and Polar Engineering Conference, Honolulu, Hawaii, U.S.A, May 25-30.*

Vaid, Y. P., Chung, E. K. F. & Kuerbis, R. H. (1989). Preshearing and undrained response of sand. *Soils Found.* **29**, No. 4, 49-61.

Yamamuro, J. A. & Covert, K. M. (2001). Monotonic and cyclic liquefaction of very loose sands with high silt content. *J. Geotech. Geoenviron. Engng ASCE* **127**, No. 4, 314-324.

ΠΙΝΑΚΕΣ ΚΑΙ ΣΧΗΜΑΤΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 9

Πίνακας 9.1. Φυσικές ιδιότητες άμμων Fontainebleau, HRS, M31 και Ottawa

	Fontainebleau	HRS	M31	Ottawa
G_s	2.64	2.66	2.65	2.65
e_{min}	0.54	0.526	0.528	0.502
e_{max}	0.865	0.87	0.87	0.742
d_{50} (mm)	0.22	0.29	0.3	0.72
C_u	1.55	1.71	1.59	1.36
ψ	0.91	0.71	0.91	0.85

Όπου:

G_s = ειδικό βάρος στερεών κόκκων

e_{min} , e_{max} = ελάχιστος και μέγιστος δείκτης πόρων αντίστοιχα

d_{50} = μέση διάμετρος κόκκων

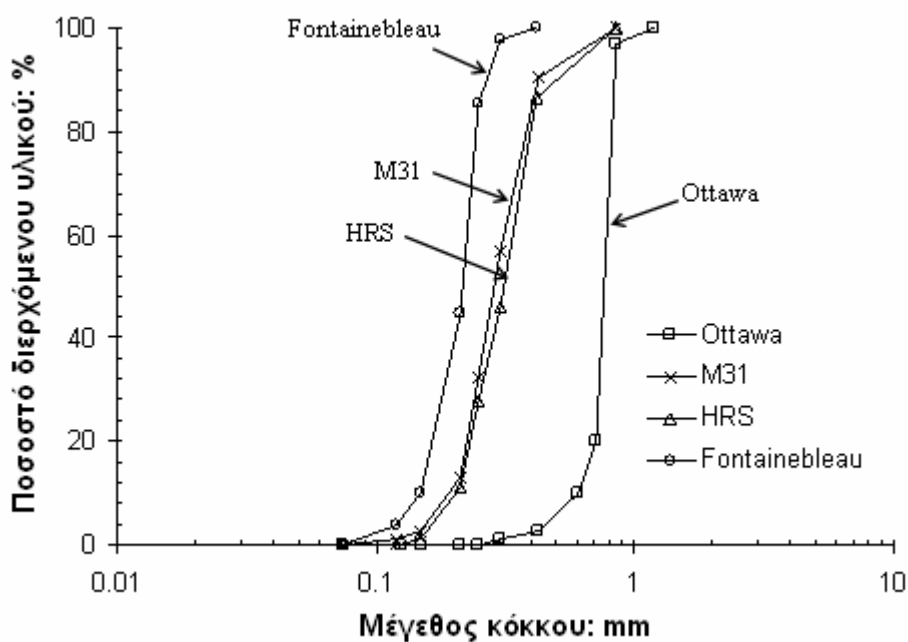
C_u = συντελεστής ομοιομορφίας

ψ = βαθμός σφαιρικότητας κόκκων

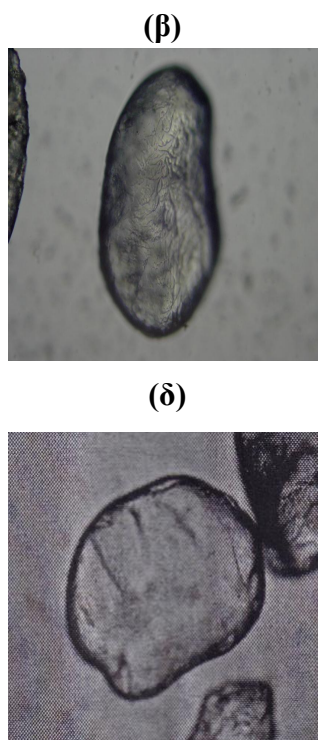
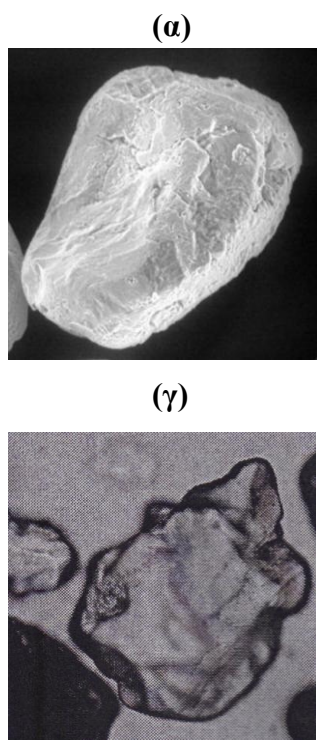
Πίνακας 9.2. Χαρακτηριστικά δοκιμών σε ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια άμμων HRS, Fontainebleau, M31 και Ottawa

a/a	Πείραμα	Είδος δοκιμής	e_i	D_r : (%)	p_i' : (kPa)	τ_{0z}/p_i'
1	HRS-1	M	0.735	39.2	130	-
2	HRS-2	C	0.683	54.3	130	0.215
3	HRS-3	C	0.735	39.3	130	0.212
4	HRS-4	C	0.67	58.1	130	0.202
5	HRS-5	C	0.719	44	130	0.2
6	HRS-6	C	0.682	54.6	130	0.196
7	HRS-7	C	0.736	39.1	130	0.194
8	HRS-8	C	0.677	56	130	0.193
9	HRS-9	C	0.693	51.5	130	0.193
10	HRS-10	C	0.74	37.7	130	0.177
11	HRS-11	C	0.687	53.3	130	0.171
12	HRS-12	C	0.728	41.4	130	0.153
13	HRS-13	C	0.769	29.4	130	0.139
14	HRS-14	C	0.696	50.7	130	0.13
15	HRS-15	C	0.736	39	130	0.121
16	HRS-16	C	0.743	36.9	130	0.109
17	FONT-1	M	0.731	41.2	130	-
18	FONT-2	C	0.713	46.9	130	0.25
19	FONT-3	C	0.688	54.5	130	0.233
20	FONT-4	C	0.714	46.5	130	0.221
21	FONT-5	C	0.701	50.5	130	0.211
22	FONT-6	C	0.736	39.8	130	0.191
23	FONT-7	C	0.703	49.9	130	0.191
24	FONT-8	C	0.663	62.1	130	0.177
25	FONT-9	C	0.732	41	130	0.17
26	FONT-10	C	0.668	60.7	130	0.16
27	FONT-11	C	0.687	54.9	130	0.15
28	FONT-12	C	0.721	44.3	130	0.15
29	FONT-13	C	0.753	34.6	130	0.13
30	FONT-14	C	0.734	40.3	130	0.112
31	M31-1	C	0.738	38.6	100	0.181
32	M31-2	C	0.727	41.8	100	0.154
33	M31-3	C	0.741	37.7	100	0.125
34	M31-4	C	0.739	38.3	300	0.174
35	M31-5	C	0.734	39.8	300	0.153
36	M31-6	C	0.721	43.6	300	0.112
37	OTT-1	C	0.683	24.8	120	0.244
38	OTT-2	C	0.681	25.3	120	0.241
39	OTT-3	C	0.669	30.3	120	0.236
40	OTT-4	C	0.696	19.3	120	0.225
41	OTT-5	C	0.666	31.8	120	0.218
42	OTT-6	C	0.695	19.4	200	0.212
43	OTT-7	C	0.693	20.6	200	0.205
44	OTT-8	C	0.666	31.8	320	0.231
45	OTT-9	C	0.675	28.1	320	0.22
46	OTT-10	C	0.673	28	320	0.219

Όπου **M**, **C**, μονοτονική και ανακυκλική δοκιμή αντίστοιχα, e_i = δείκτης πόρων μετά το τέλος στερεοποίησης, D_r , σχετική πυκνότητα, p_i' , μέση ενεργός τάση πριν από τη διάτμηση, τ_{0z}/p_i' , μέγεθος επιβαλλόμενης ανακυκλικής διατμητικής τάσης

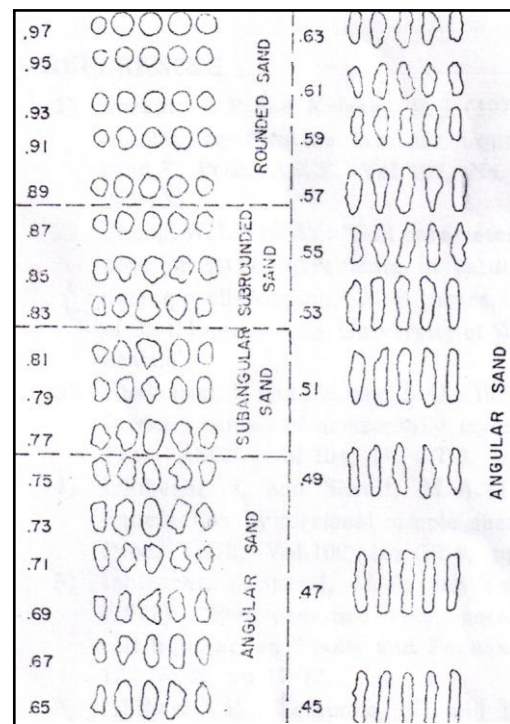


Σχήμα 9.1. Κοκκομετρική διαβάθμιση άμμων Ottawa, M31, HRS και Fontainebleau



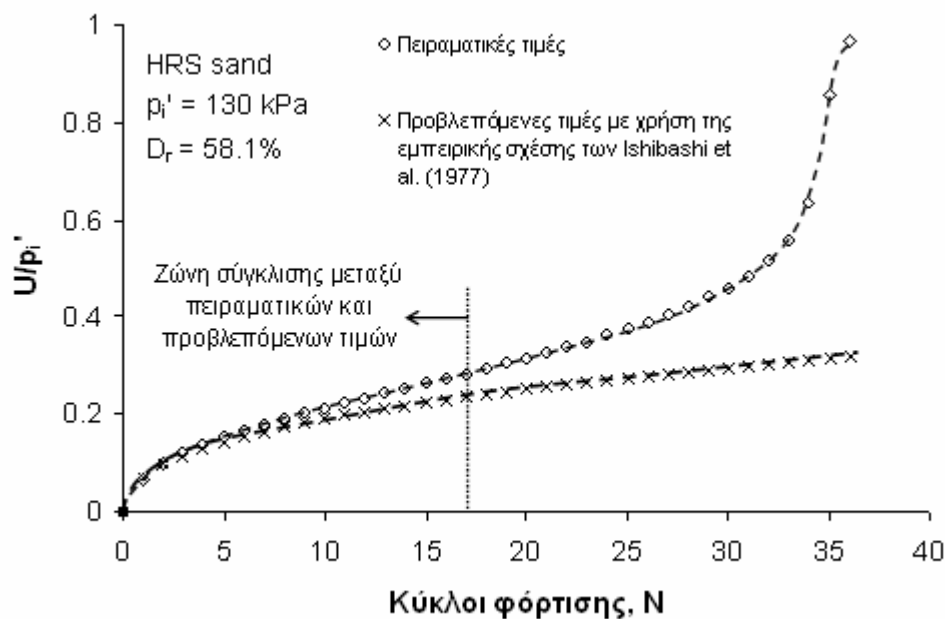
Σχήμα 9.2.

Σχήμα 9.2. Εικόνες από ηλεκτρονικό μικροσκόπιο: (α) Άμμος Ottawa, συντελεστής μεγέθυνσης x150, (β) Άμμος M31, συντελεστής μεγέθυνσης x100, (γ) Άμμος HRS, συντελεστής μεγέθυνσης x100 και (δ) Άμμος Fontainebleau, συντελεστής μεγέθυνσης x100

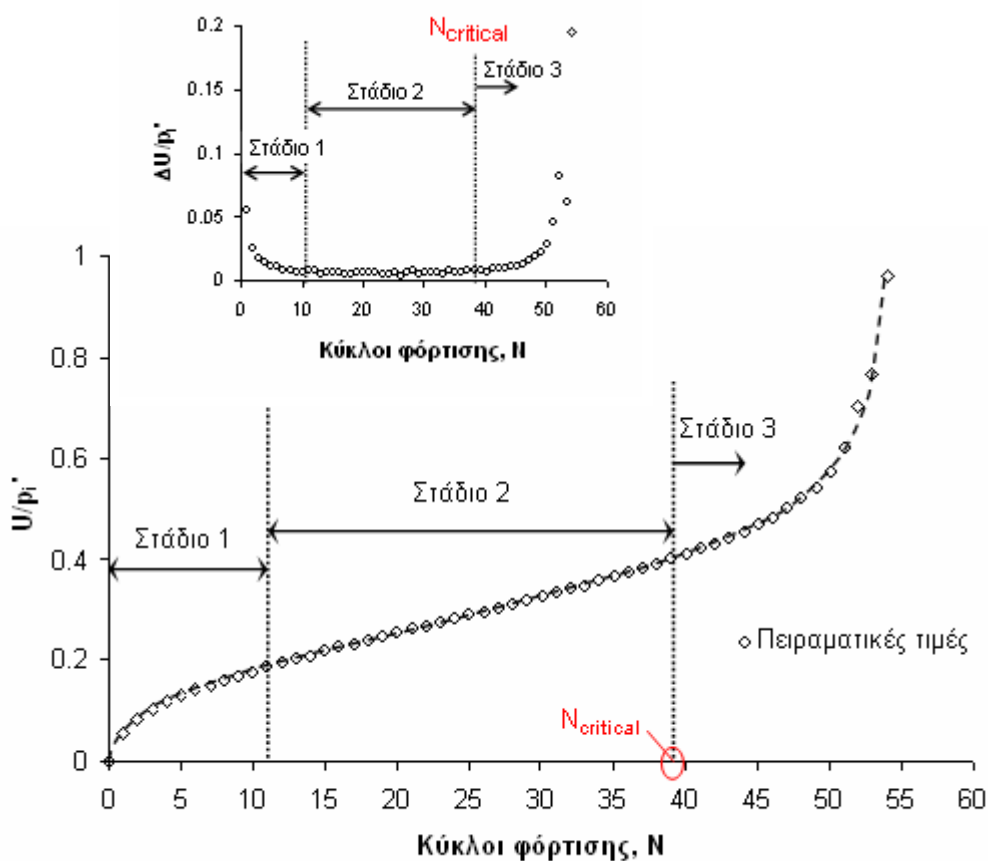


Σχήμα 9.3.

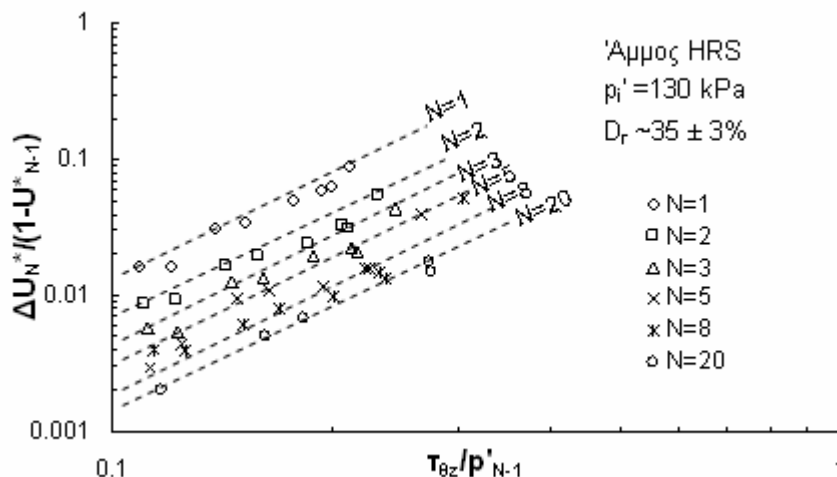
Σχήμα 9.3. Προσδιορισμός βαθμού σφαιρικότητας (από Rittenhouse, 1943)



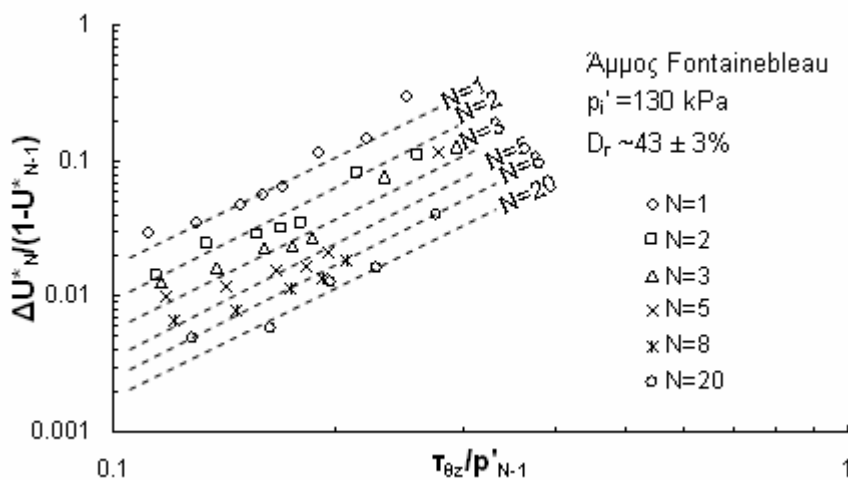
Σχήμα 9.4. Πειραματικές και προβλεπόμενες τιμές κανονικοποιημένης υπερπίεσης πόρων συναρτήσει των κύκλων φόρτισης σε δοκίμιο άμμου HRS (HRS-4) με $ri'=130 \text{ kPa}$ και $D_r=58.1\%$



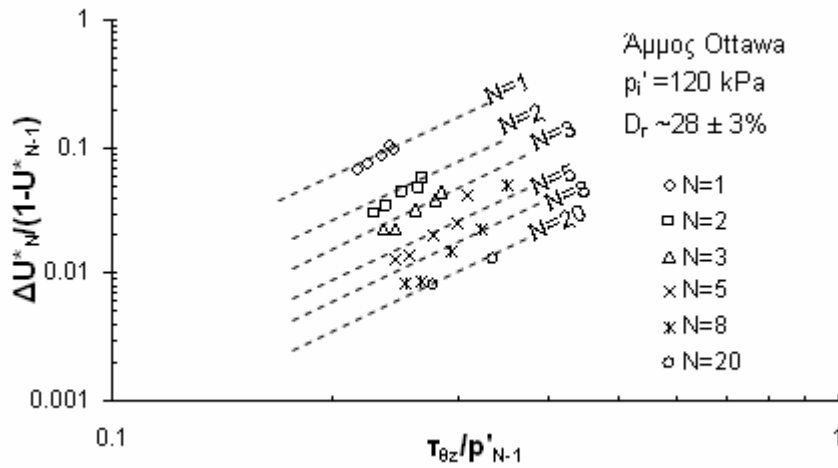
Σχήμα 9.5. Τυπική καμπύλη $U/ri' - N$ και $\Delta U/ri' - N$ δοκίμιων άμμου υπό ανακυκλική στρεπτική φόρτιση



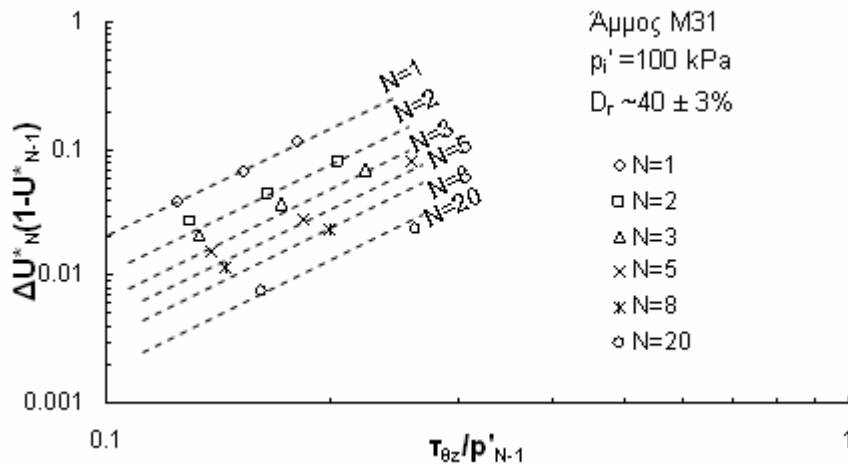
Σχήμα 9.6. Μεταβολή του λόγου υπερπίεσης πόρων, $\frac{\Delta U_N^*}{(1-U_{N-1}^*)}$, συναρτήσει του λόγου ανακυκλικής διατμητικής τάσης, $\frac{\tau_{\theta z}}{p'_{N-1}}$, για τους κύκλους φόρτισης $N=1,2,3,5,8$ και 20 . Δοκίμια άμμου HRS με $\rho'_i=130$ kPa και $D_r=35\pm 3\%$ (8 δοκίμια)



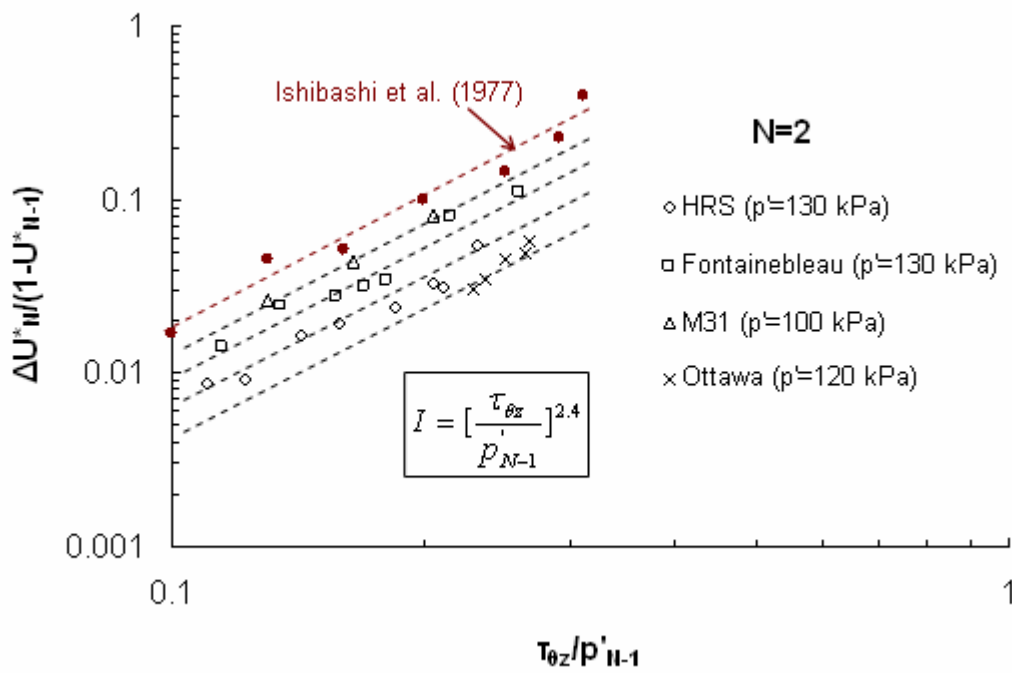
Σχήμα 9.7. Μεταβολή του λόγου υπερπίεσης πόρων, $\frac{\Delta U_N^*}{(1-U_{N-1}^*)}$, συναρτήσει του λόγου ανακυκλικής διατμητικής τάσης, $\frac{\tau_{\theta z}}{p'_{N-1}}$, για τους κύκλους φόρτισης $N=1,2,3,5,8$ και 20 . Δοκίμια άμμου Fontainebleau με $\rho'_i=130$ kPa και $D_r=43\pm 3\%$ (8 δοκίμια)



Σχήμα 9.8. Μεταβολή του λόγου υπερπίεσης πόρων, $\frac{\Delta U_N^*}{(1-U_{N-1}^*)}$, συναρτήσει του λόγου ανακυκλικής διατμητικής τάσης, $\frac{\tau_{\theta z}}{p'_{N-1}}$, για τους κύκλους φόρτισης $N=1,2,3,5,8$ και 20 . Δοκίμια άμμου Ottawa με $p_i'=120$ kPa και $D_r=28\pm 3\%$ (5 δοκίμια)

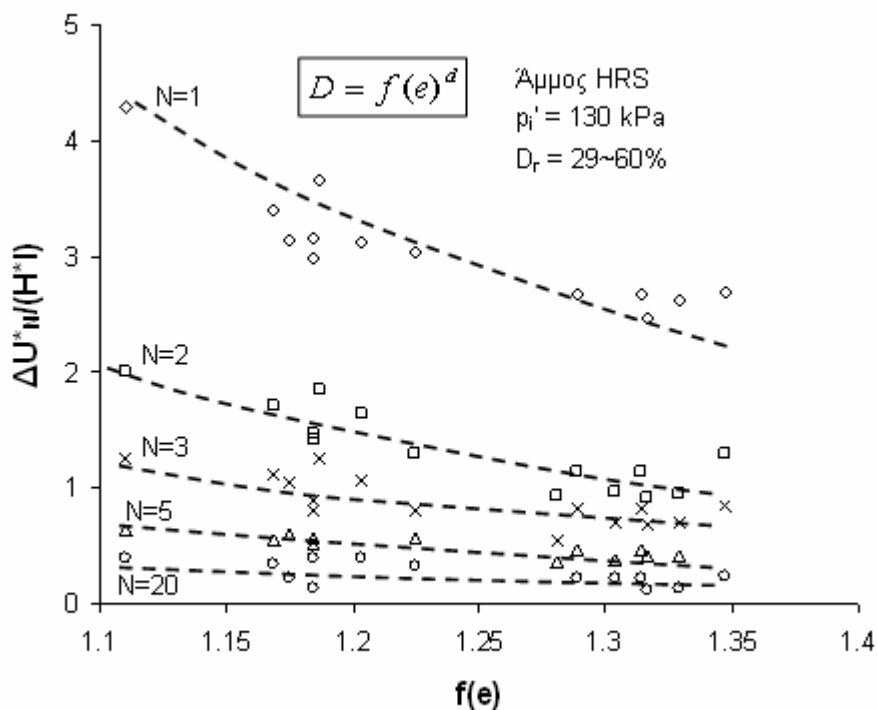


Σχήμα 9.9. Μεταβολή του λόγου υπερπίεσης πόρων, $\frac{\Delta U_N^*}{(1-U_{N-1}^*)}$, συναρτήσει του λόγου ανακυκλικής διατμητικής τάσης, $\frac{\tau_{\theta z}}{p'_{N-1}}$, για τους κύκλους φόρτισης $N=1,2,3,5,8$ και 20 . Δοκίμια άμμου M31 με $p_i'=100$ kPa και $D_r=40\pm 3\%$ (3 δοκίμια)

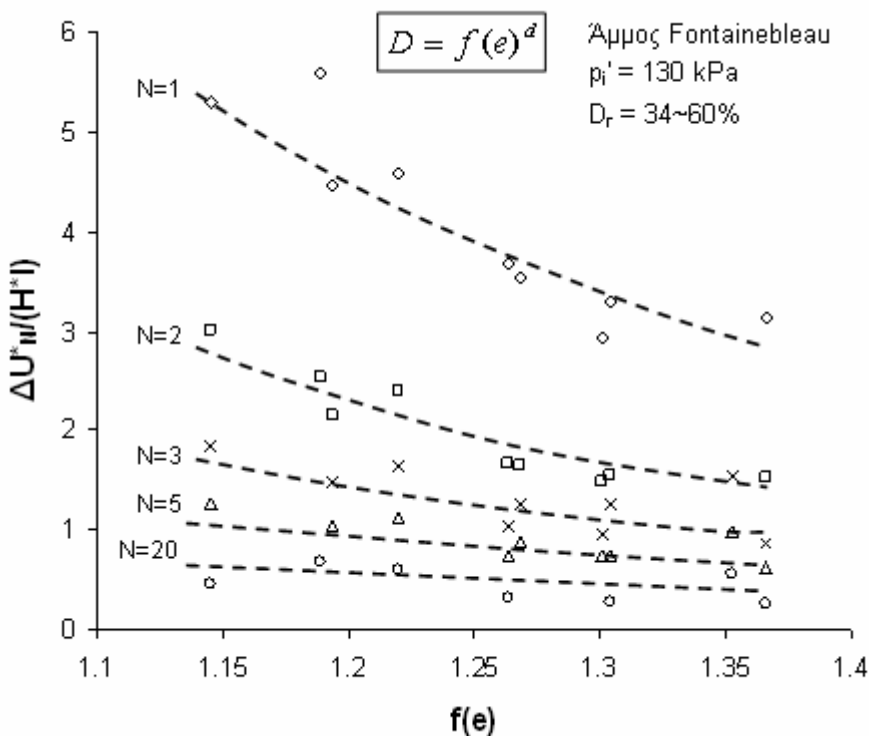


Σχήμα 9.10. Μεταβολή του λόγου υπερπίεσης πόρων, $\frac{\Delta U_N^*}{(1-U_{N-1}^*)}$, στο τέλος του 2^{ου} κύκλου

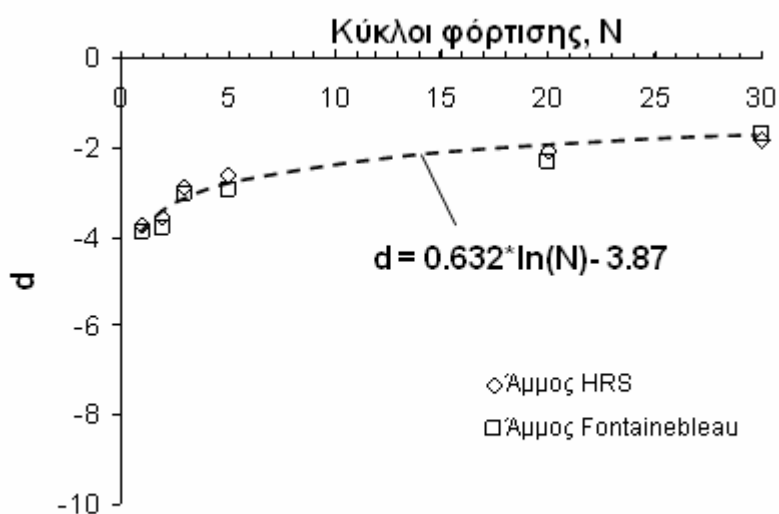
φόρτισης συναρτήσει του λόγου ανακυκλικής διατμητικής τάσης, $\frac{\tau_{\theta z}}{p'_{N-1}}$



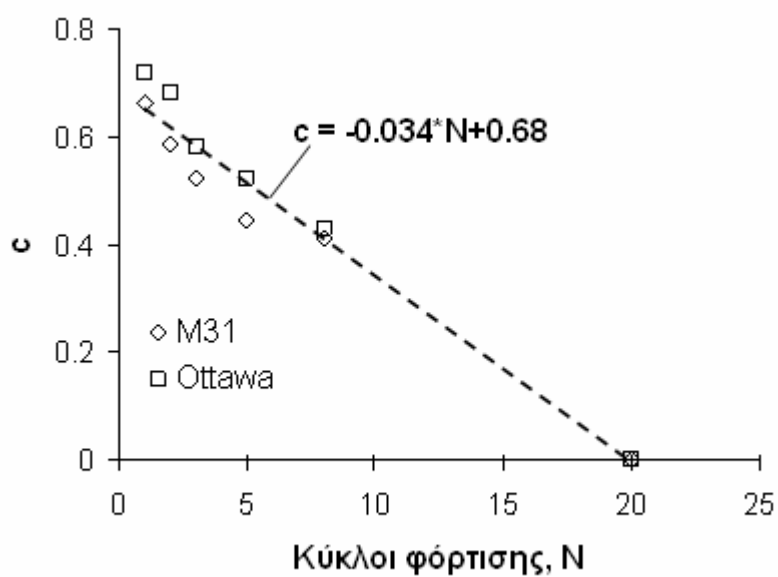
Σχήμα 9.11. Λόγος υπερπίεσης πόρων, $\frac{\Delta U_N^*}{H \cdot I}$, ως προς συνάρτηση δείκτη πόρων, $f(e)$, για τους κύκλους φόρτισης $N=1,2,3,5$ και 20. Δοκίμια άμμου HRS με $\rho_i'=130$ kPa και $D_r=29\sim 60\%$ (13 δοκίμια)



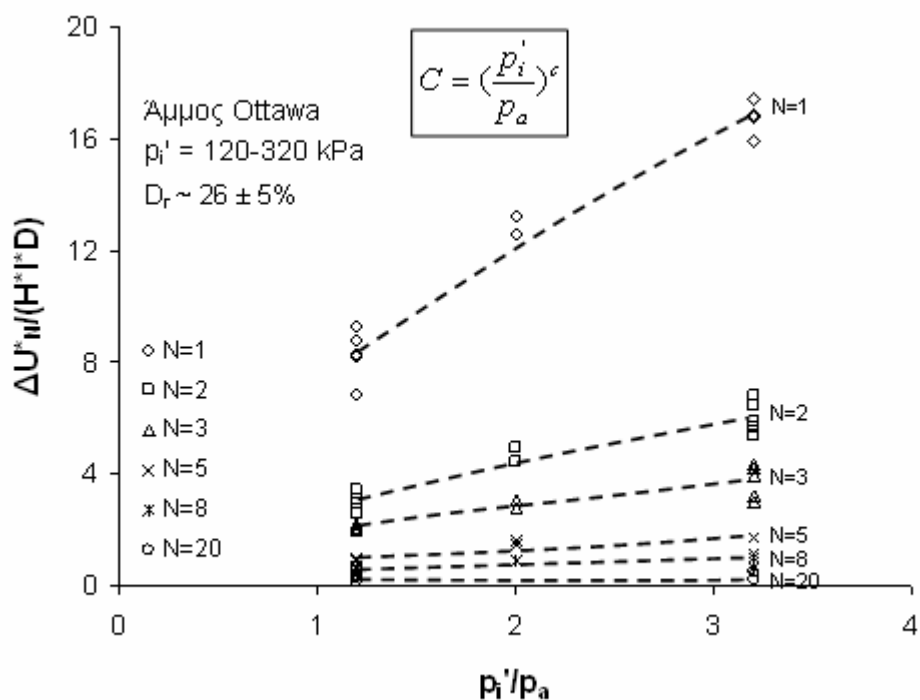
Σχήμα 9.12. Λόγος υπερπίεσης πόρων, $\frac{\Delta U_N^*}{H \cdot I}$, ως προς συνάρτηση δείκτη πόρων, $f(e)$, για τους κύκλους φόρτισης $N=1,2,3,5$ και 20. Δοκίμια άμμου Fontainebleau με $\rho_i'=130$ kPa και $D_r=34\sim 60\%$ (9 δοκίμια)



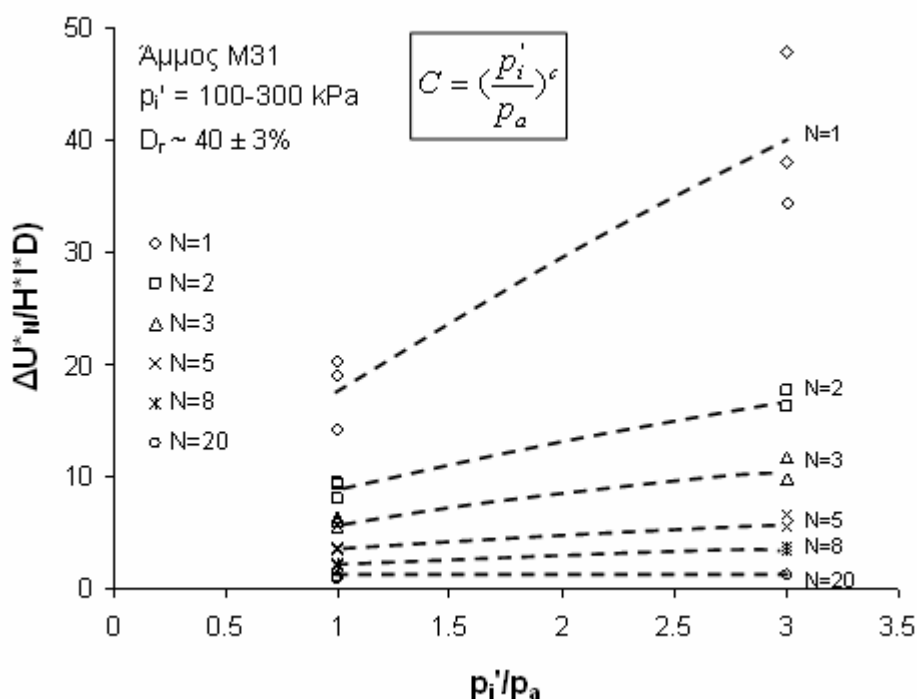
Σχήμα 9.13. Μεταβολή της παραμέτρου d συναρτήσει του αριθμού των κύκλων φόρτισης.



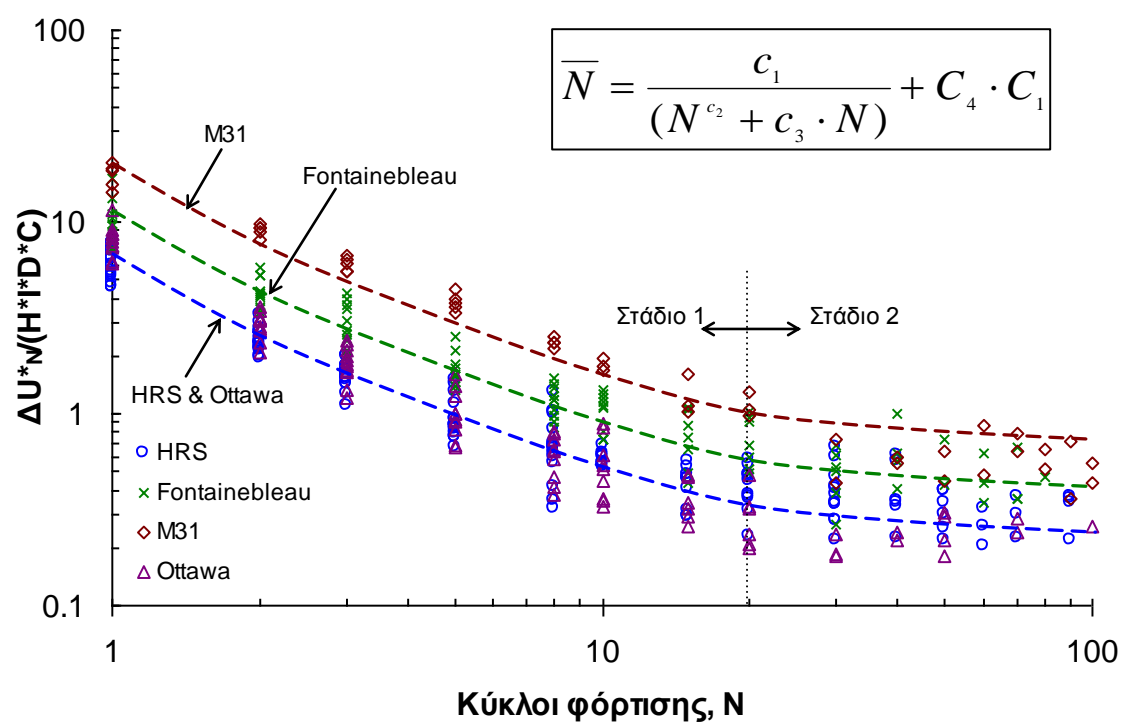
Σχήμα 9.14. Μεταβολή της παραμέτρου c συναρτήσει του αριθμού των κύκλων φόρτισης.



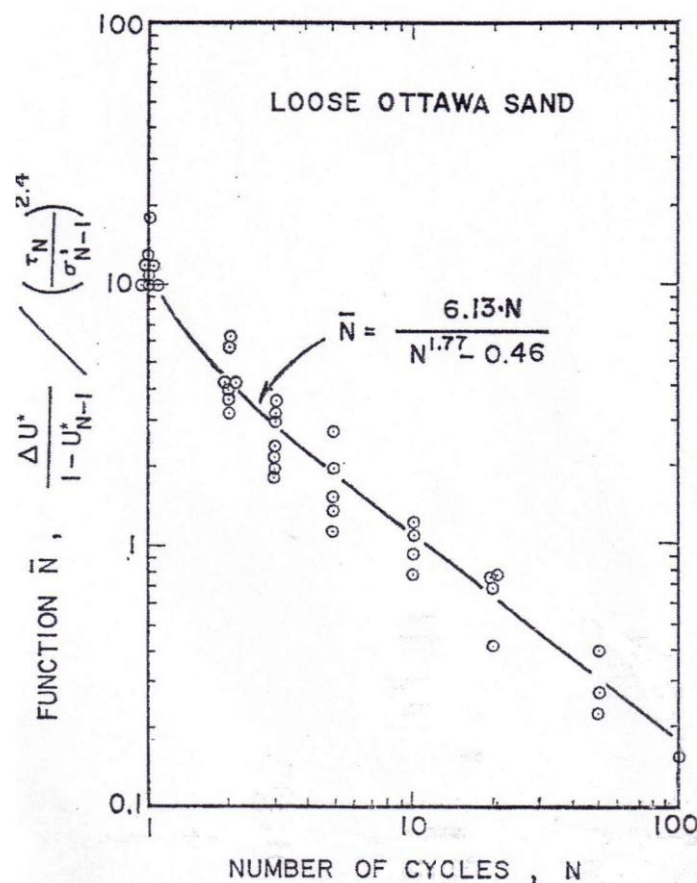
Σχήμα 9.15. Μεταβολή του λόγου υπερπίεσης πόρων, $\frac{\Delta U_N^*}{H \cdot I \cdot D}$, συναρτήσει του λόγου αρχικής ενεργού τάσης, p_i'/p_a , για τους κύκλους φόρτισης $N=1,2,3,5,8$ και 20. Δοκίμια άμμου Ottawa με $p_i'=120 - 320 \text{ kPa}$ και $D_r=26\pm 5\%$ (11 δοκίμια)



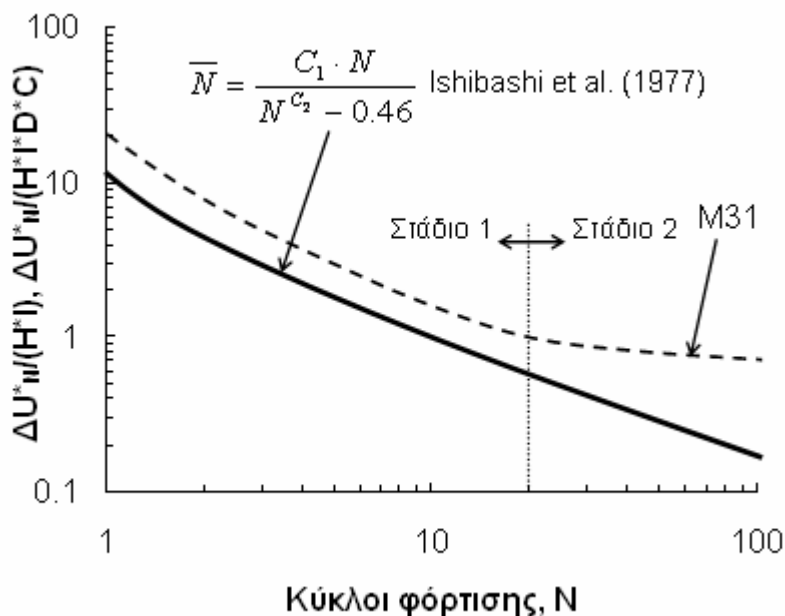
Σχήμα 9.16. Μεταβολή του λόγου υπερπίεσης πόρων, $\frac{\Delta U_N^*}{H \cdot I \cdot D}$, συναρτήσει του λόγου αρχικής ενεργού τάσης, p_i'/p_a , για τους κύκλους φόρτισης $N=1,2,3,5,8$ και 20. Δοκίμια άμμου M31 με $p_i'=100 - 300 \text{ kPa}$ και $D_r=40\pm 3\%$ (6 δοκίμια)



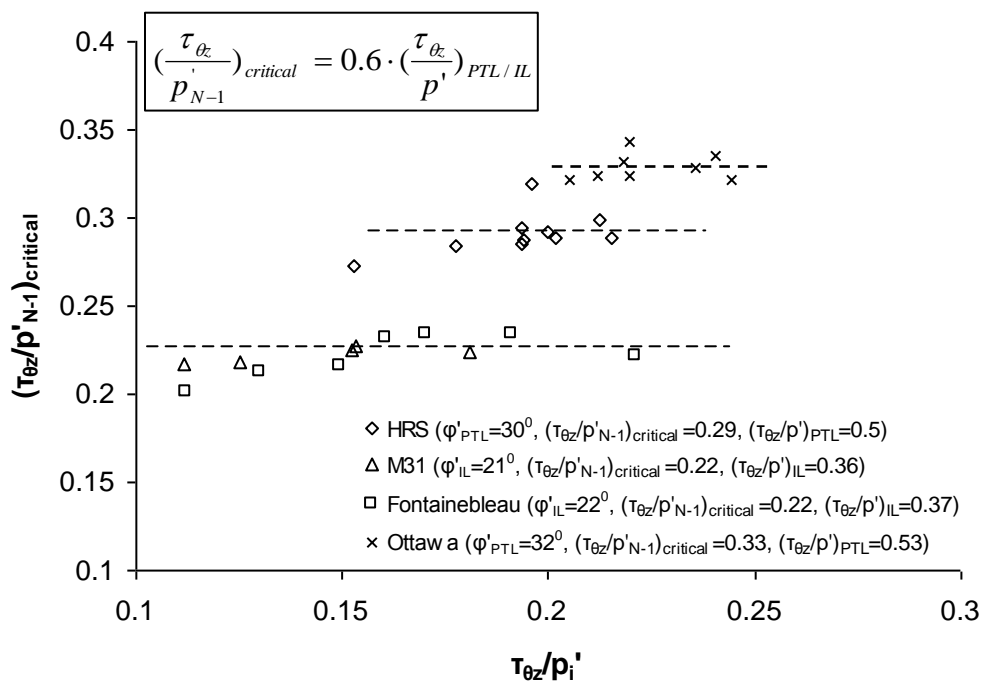
Σχήμα 9.17. Μεταβολή του λόγου υπερπίεσης πόρων, $\frac{\Delta U_N^*}{H \cdot I \cdot D \cdot C}$, συναρτήσει του αριθμού των κύκλων φόρτισης



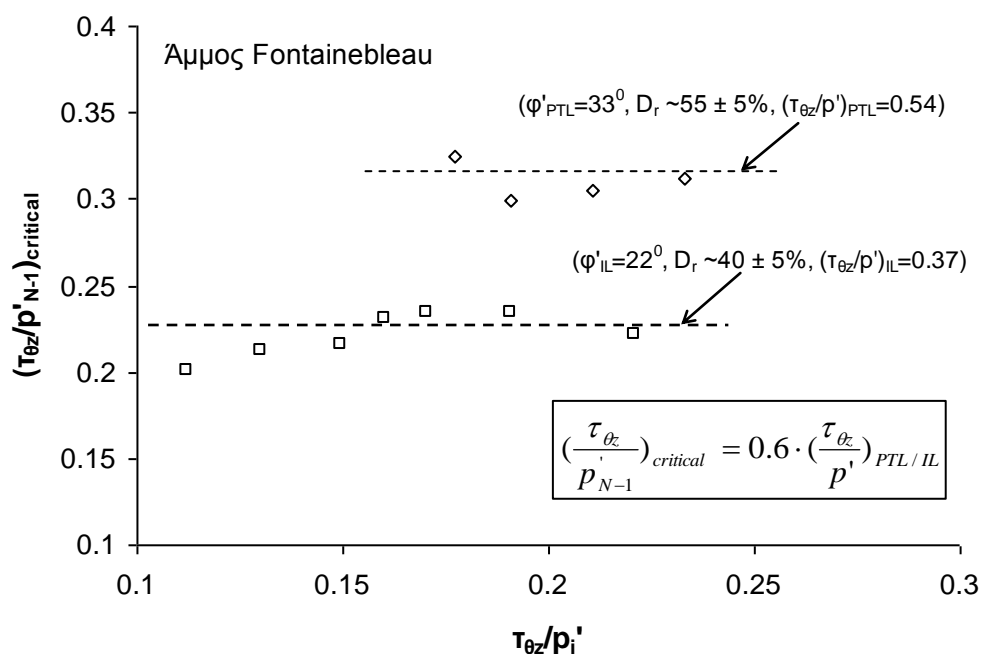
Σχήμα 9.18. Μεταβολή του λόγου υπερπίεσης πόρων, $\frac{\Delta U_N^*}{H \cdot I}$, συναρτήσει του αριθμού των κύκλων φόρτισης (από Ishibashi et al., 1977)



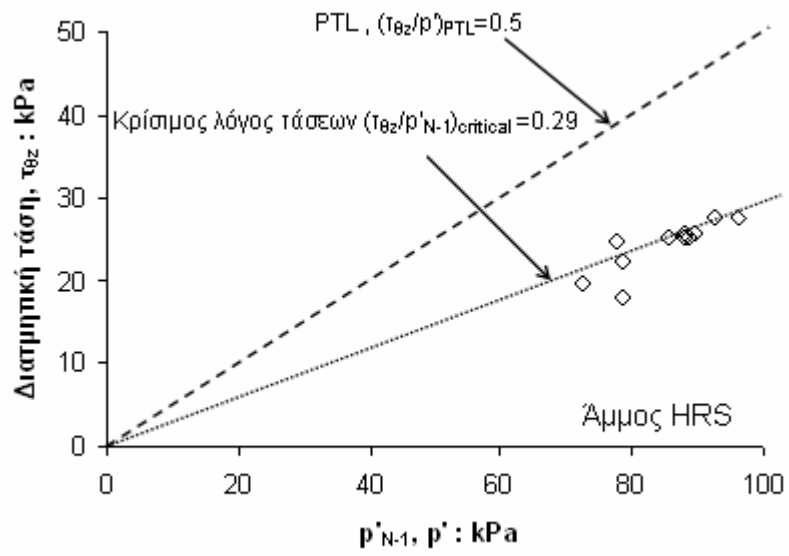
Σχήμα 9.19. Σύγκριση μεταξύ της καμπύλης, $\frac{\Delta U_N^*}{H \cdot I} - N$ των Ishibashi et al. (1977) και της καμπύλης $\frac{\Delta U_N^*}{H \cdot I \cdot D \cdot C} - N$ των δοκιμών της άμμου M31 του παρόντος κεφαλαίου



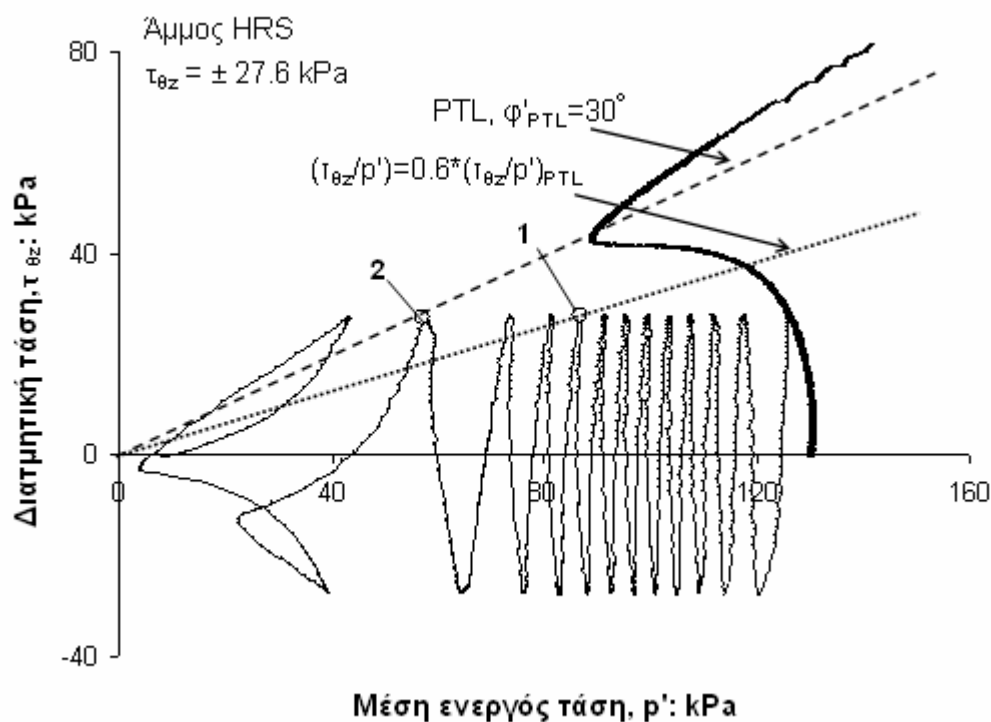
Σχήμα 9.20. Μεταβολή του κρίσιμου λόγου τάσεων, $(\frac{\tau_{\theta z}}{p'_{N-1}})'_{critical}$, συναρτήσει του κανονικοποιημένου ανακυκλικού διατμητικού φορτίου, $\frac{\tau_{\theta z}}{p'_i}$. Δοκίμια άμμου HRS, M31, Fontainebleau και Ottawa



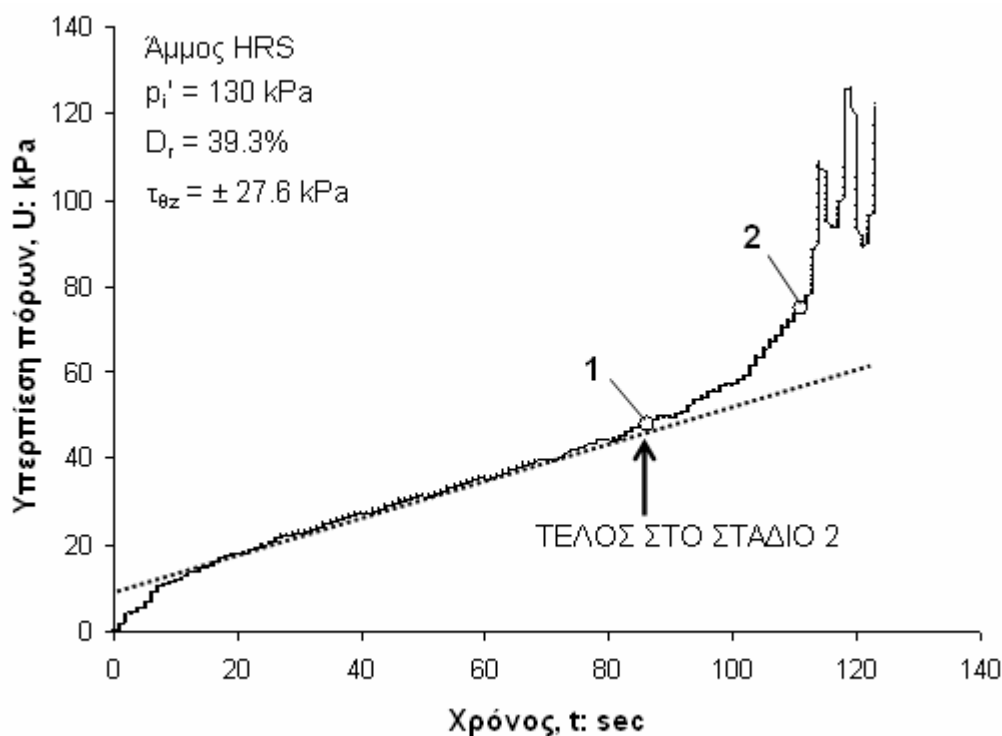
Σχήμα 9.21. Μεταβολή του κρίσιμου λόγου τάσεων, $(\frac{\tau_{\theta z}}{p'_{N-1}})'_{critical}$, συναρτήσει του κανονικοποιημένου ανακυκλικού διατμητικού φορτίου, $\frac{\tau_{\theta z}}{p'_i}$. Δοκίμια άμμου Fontainebleau με διαφορετική τιμή πυκνότητας



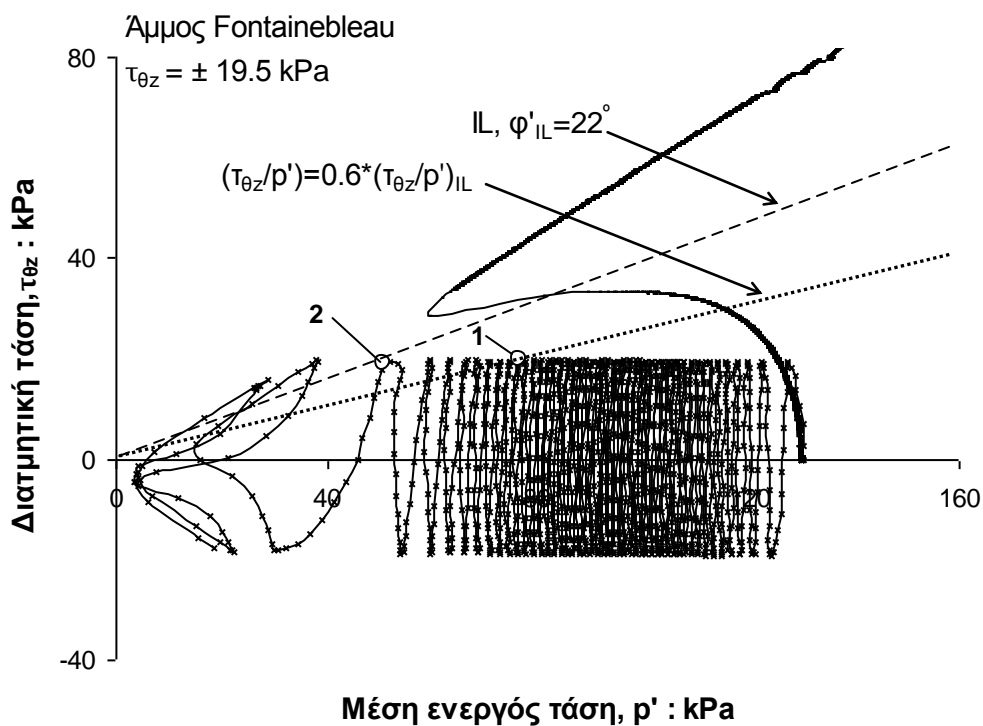
Σχήμα 9.22. Συσχέτιση μεταξύ γραμμής αλλαγής φάσης, PTL και γραμμής κρίσιμου λόγου τάσεων, $(\frac{\tau_{\theta z}}{p'_{N-1}})_{critical}$ σε δοκίμια άμμου HRS



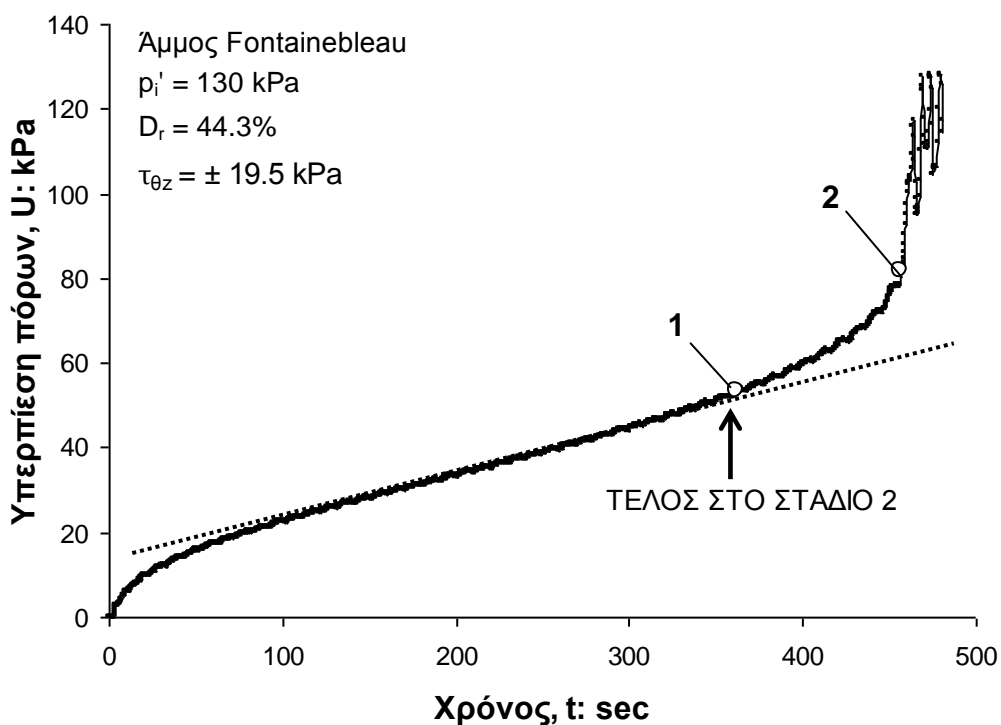
Σχήμα 9.23. Ανακυκλική φόρτιση δοκιμίου άμμου HRS (HRS-3) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $\rho'_i=130$ kPa και $D_r=39.3\%$: διαδρομές ενεργών τάσεων



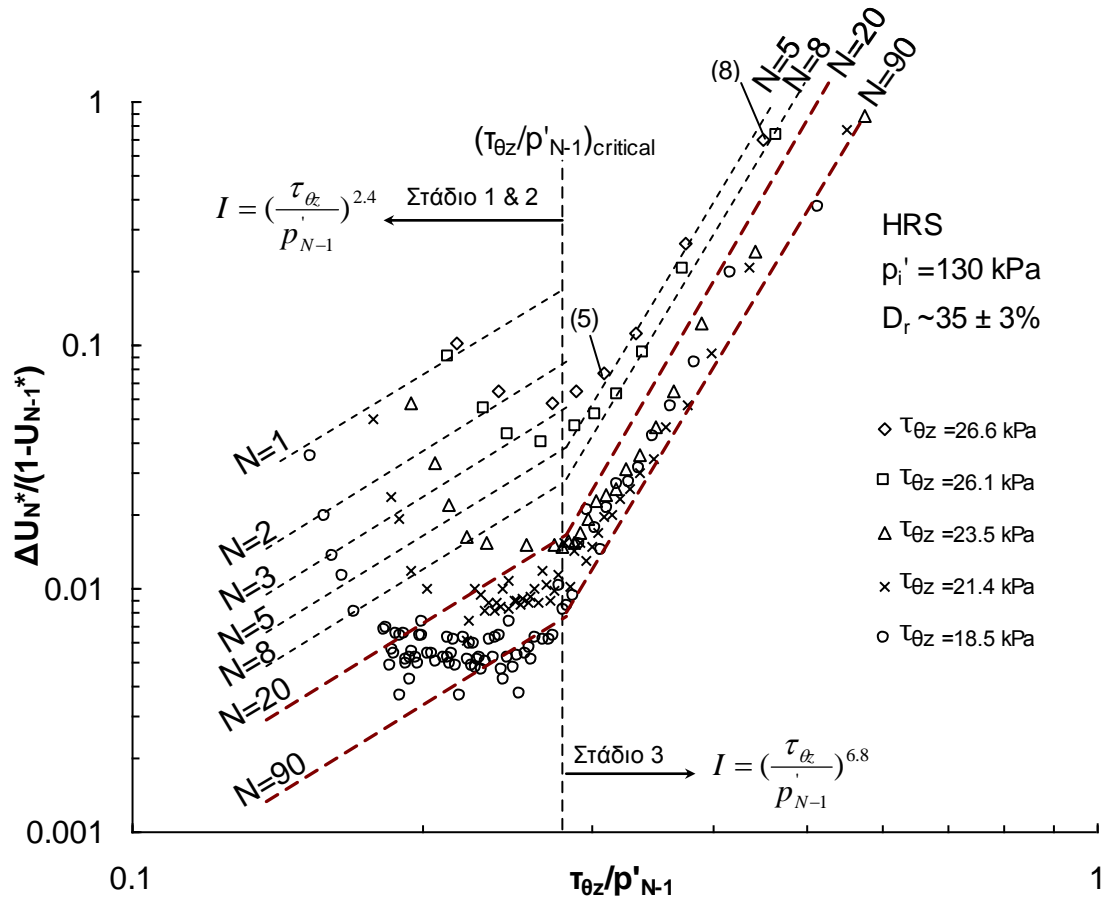
Σχήμα 9.24. Ανακυκλική φόρτιση δοκιμίου άμμου HRS (HRS-3) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $\rho'_i=130$ kPa και $D_r=39.3\%$: υπερπίεση πόρων ως προς το χρόνο



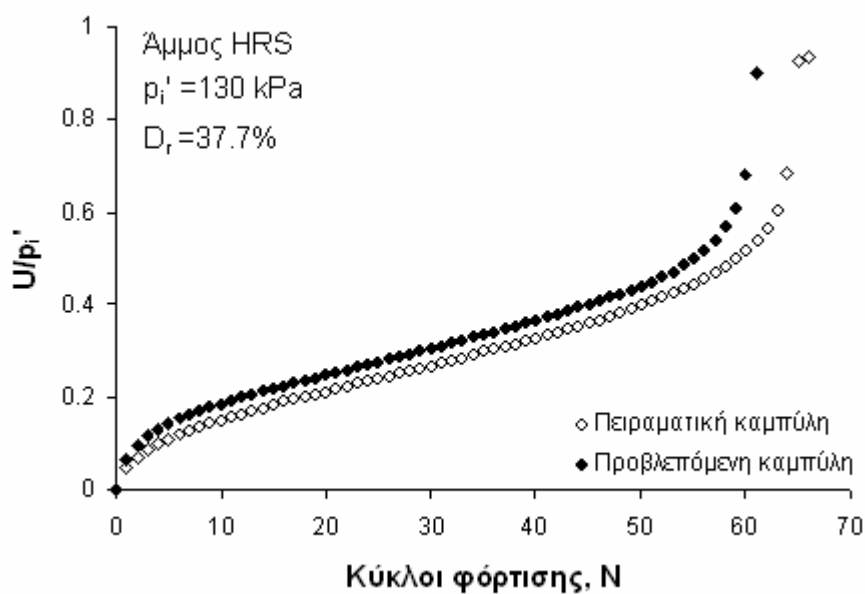
Σχήμα 9.25. Ανακυκλική φόρτιση δοκιμίου άμμου Fontainebleau (FONT-12) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $p_i' = 130 \text{ kPa}$ και $D_r = 44.3\%$: διαδρομές ενεργών τάσεων



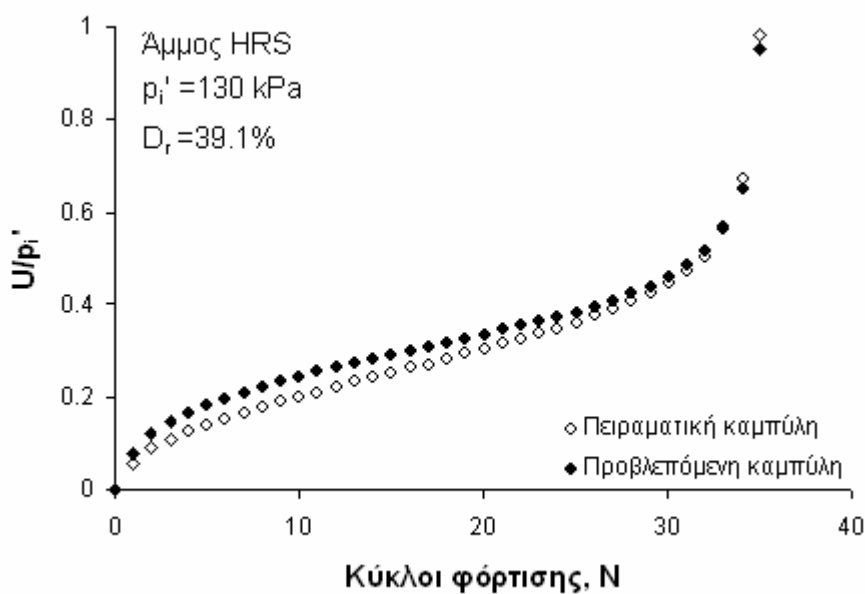
Σχήμα 9.26. Ανακυκλική φόρτιση δοκιμίου άμμου Fontainebleau (FONT-12) υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης με $p_i' = 130 \text{ kPa}$ και $D_r = 44.3\%$: υπερπίεση πόρων ως προς το χρόνο



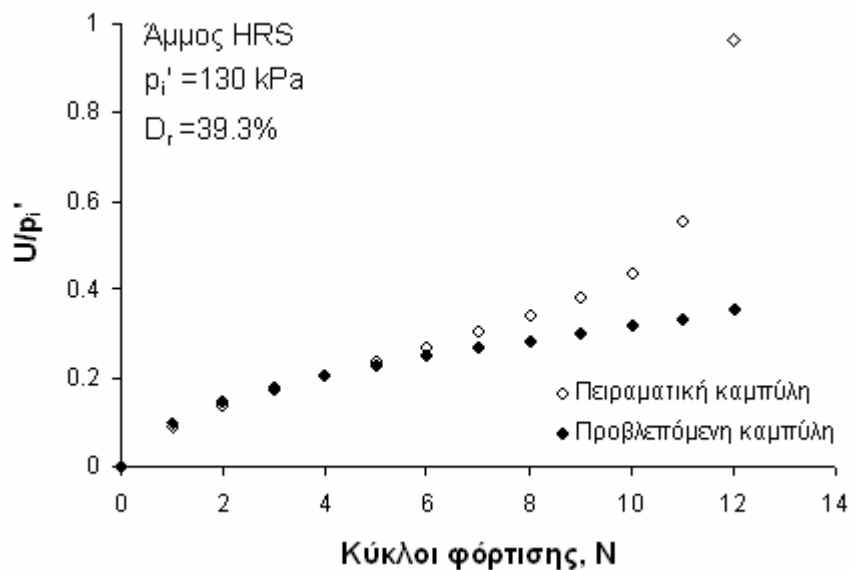
Σχήμα 9.27. Μεταβολή του λόγου υπερπίεσης πόρων, $\frac{\Delta U_N^*}{(1-U_{N-1}^*)}$, συναρτήσει του λόγου ανακυκλικής διατμητικής τάσης, $\frac{\tau_{\theta z}}{p_{N-1}}$, για δοκίμια άμμου HRS με $p'_i=130 \text{ kPa}$ και $D_r=35\pm 3\%$



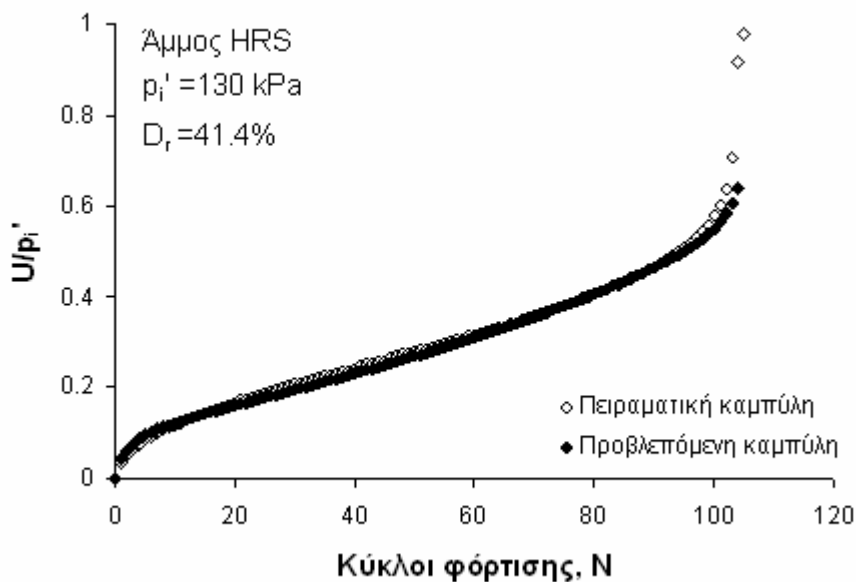
Σχήμα 9.28. Πειραματική και προβλεπόμενη καμπύλη $\frac{U}{p_i'} - N$ δοκιμίου άμμου HRS με $p_i' = 130 \text{ kPa}$ και $D_r = 37.7\%$



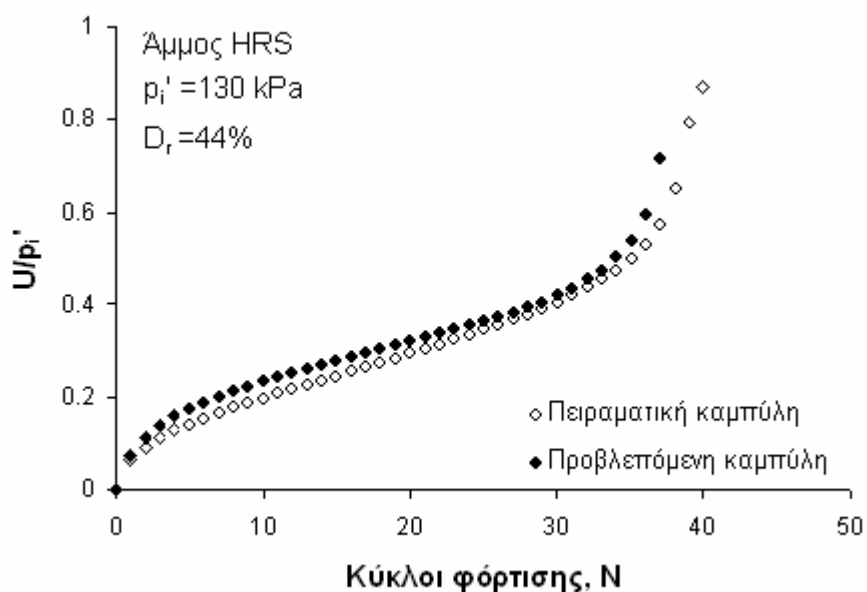
Σχήμα 9.29. Πειραματική και προβλεπόμενη καμπύλη $\frac{U}{p_i'} - N$ δοκιμίου άμμου HRS με $p_i' = 130 \text{ kPa}$ και $D_r = 39.1\%$



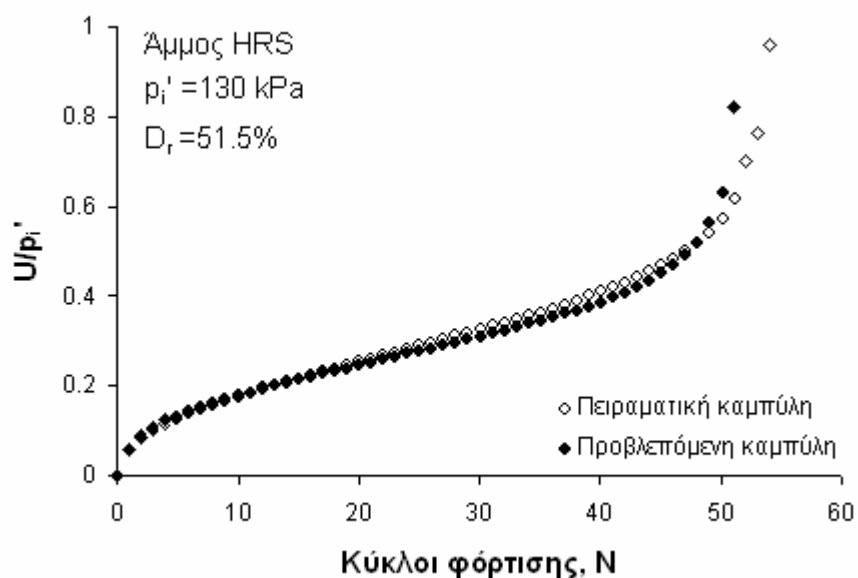
Σχήμα 9.30. Πειραματική και προβλεπόμενη καμπύλη $\frac{U}{p_i'} - N$ δοκιμίου άμμου HRS με $p_i' = 130 \text{ kPa}$ και $D_r = 39.3\%$



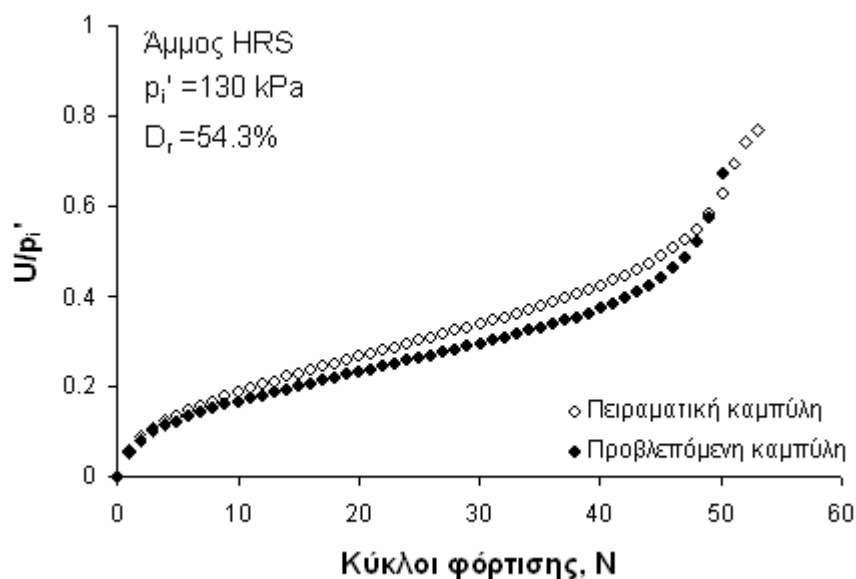
Σχήμα 9.31. Πειραματική και προβλεπόμενη καμπύλη $\frac{U}{p_i'} - N$ δοκιμίου άμμου HRS με $p_i' = 130 \text{ kPa}$ και $D_r = 41.4\%$



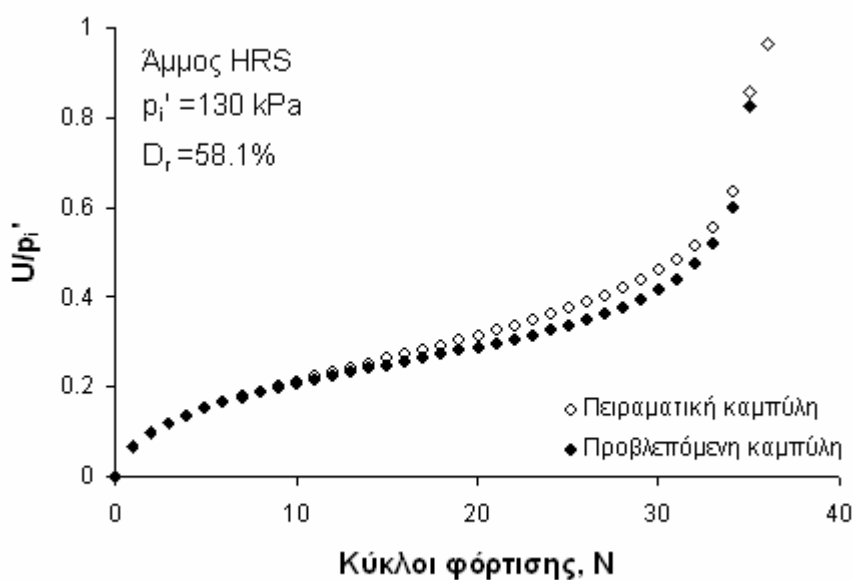
Σχήμα 9.32. Πειραματική και προβλεπόμενη καμπύλη $\frac{U}{p_i'} - N$ δοκιμίου άμμου HRS με $p_i' = 130 \text{ kPa}$ και $D_r = 44\%$



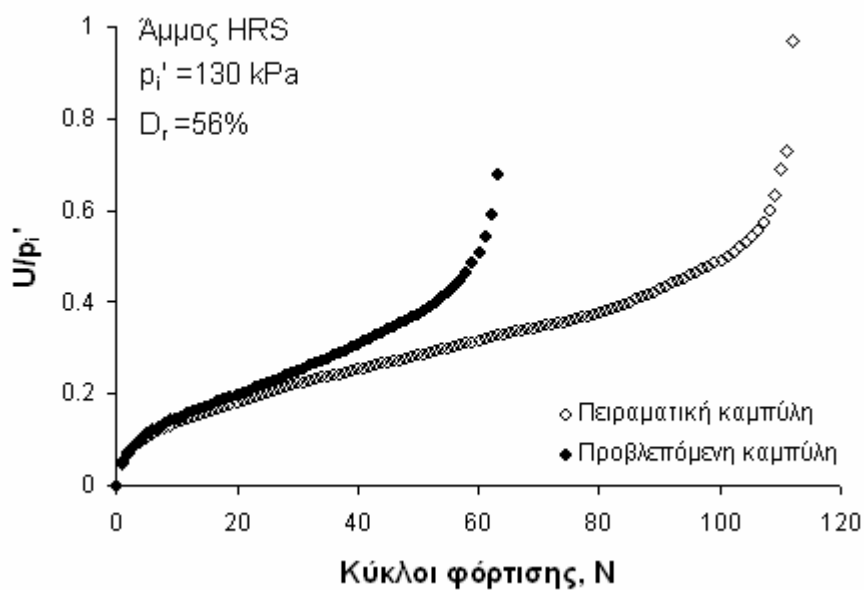
Σχήμα 9.33. Πειραματική και προβλεπόμενη καμπύλη $\frac{U}{p_i'} - N$ δοκιμίου άμμου HRS με $p_i' = 130 \text{ kPa}$ και $D_r = 51.5\%$



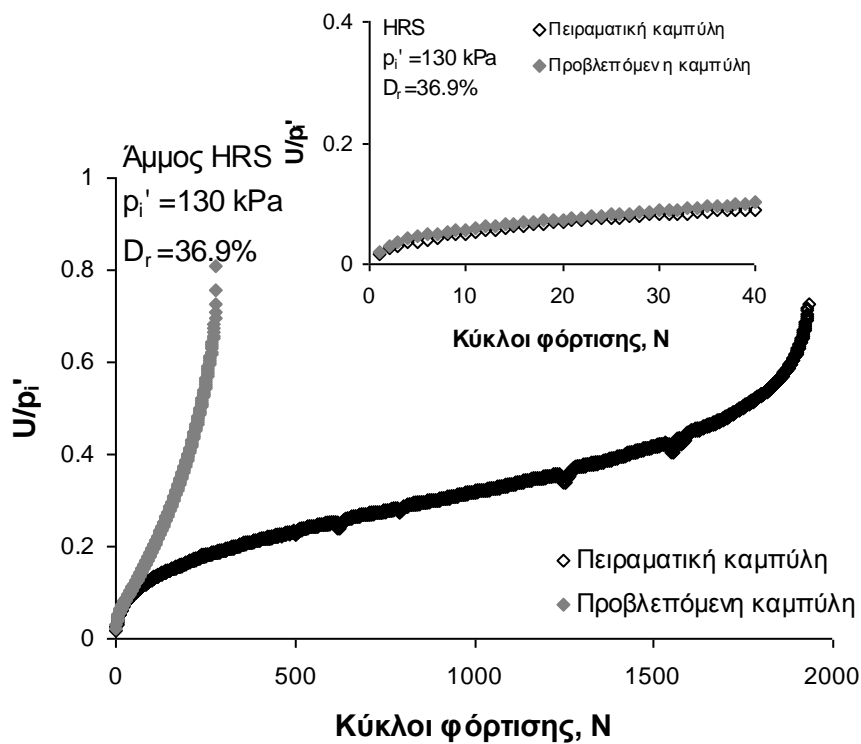
Σχήμα 9.34. Πειραματική και προβλεπόμενη καμπύλη $\frac{U}{p_i'} - N$ δοκιμίου άμμου HRS με $p_i' = 130 \text{ kPa}$ και $D_r = 54.3\%$



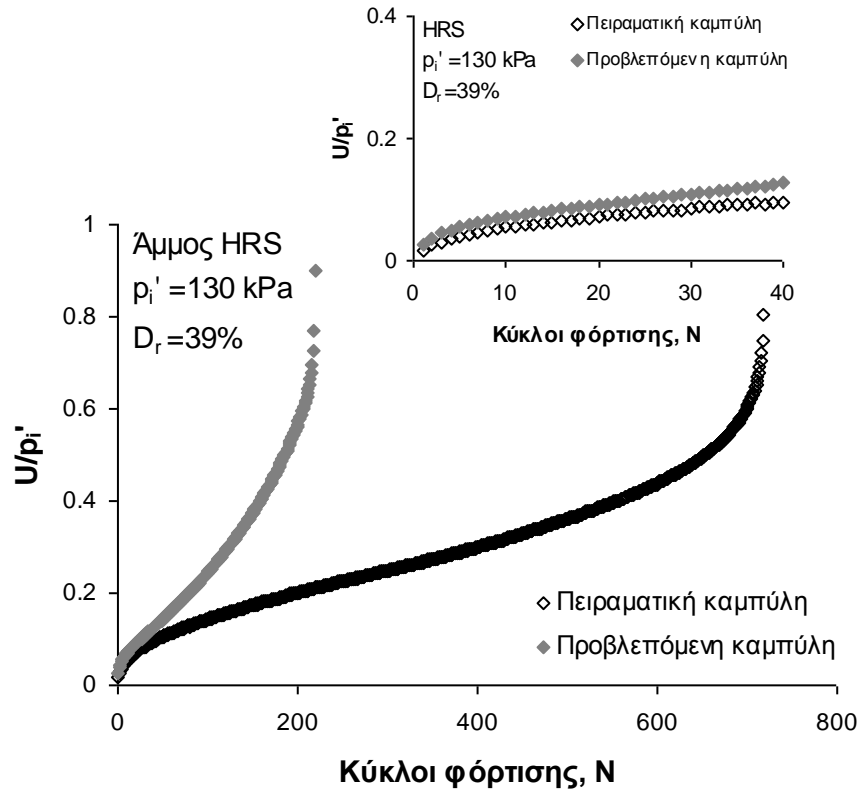
Σχήμα 9.35. Πειραματική και προβλεπόμενη καμπύλη $\frac{U}{p_i'} - N$ δοκιμίου άμμου HRS με $p_i' = 130 \text{ kPa}$ και $D_r = 58.1\%$



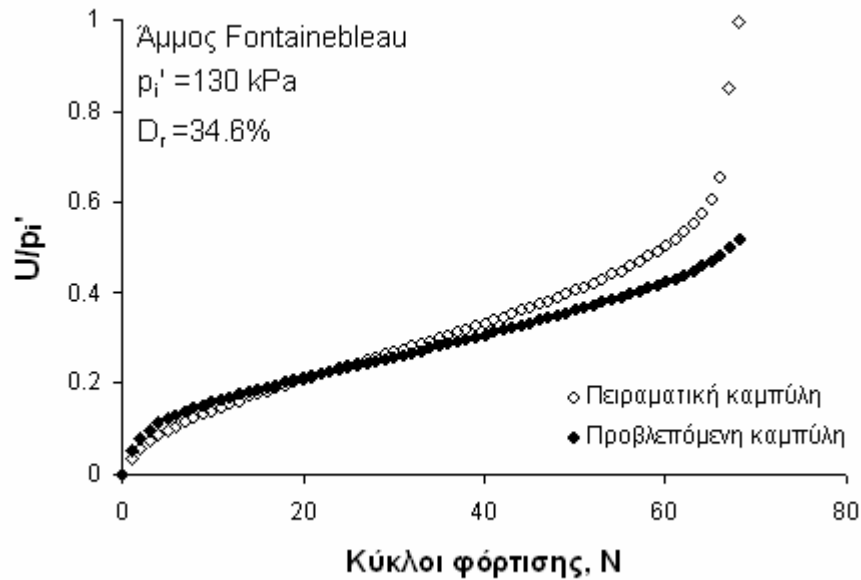
Σχήμα 9.36. Πειραματική και προβλεπόμενη καμπύλη $\frac{U}{P_i} - N$ δοκιμίου άμμου HRS με $\rho_i' = 130 \text{ kPa}$ και $D_r = 56\%$



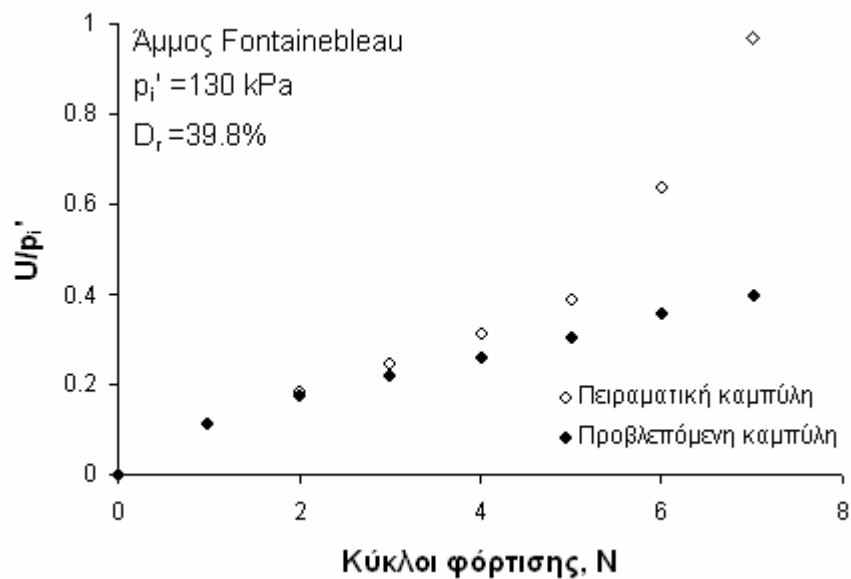
Σχήμα 9.37. Πειραματική και προβλεπόμενη καμπύλη $\frac{U}{P_i} - N$ δοκιμίου άμμου HRS με $\rho_i' = 130 \text{ kPa}$ και $D_r = 36.9\%$



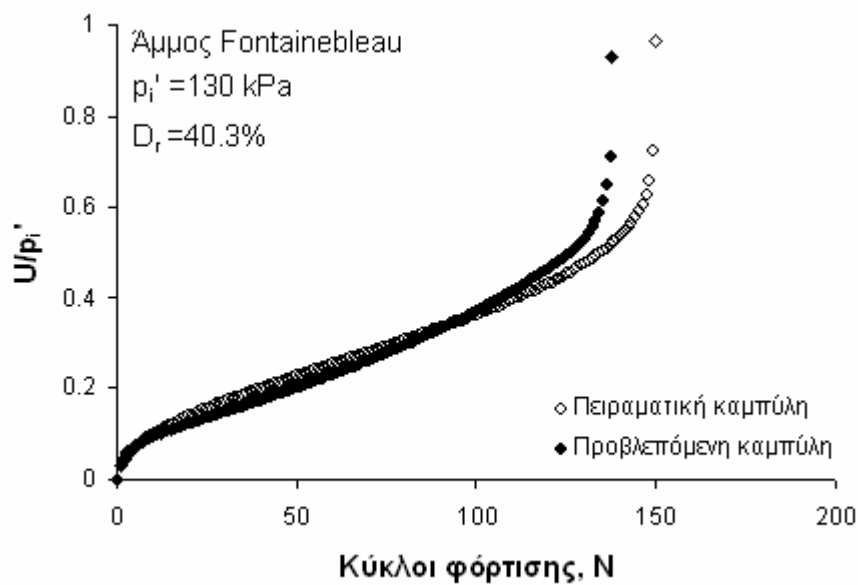
Σχήμα 9.38. Πειραματική και προβλεπόμενη καμπύλη $\frac{U}{P_i} - N$ δοκιμίου άμμου HRS με $p_i' = 130 \text{ kPa}$ και $D_r = 39\%$



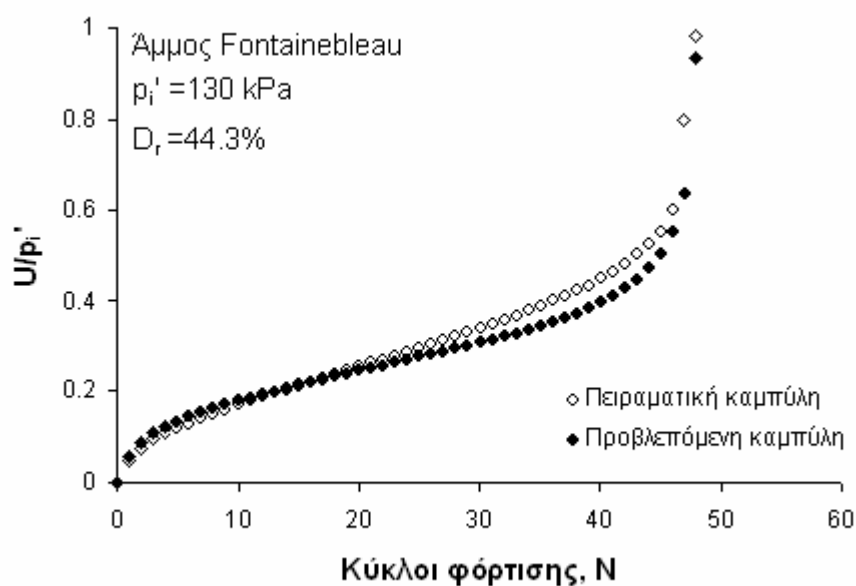
Σχήμα 9.39. Πειραματική και προβλεπόμενη καμπύλη $\frac{U}{P_i} - N$ δοκιμίου άμμου Fontainebleau με $p_i' = 130 \text{ kPa}$ και $D_r = 34.6\%$



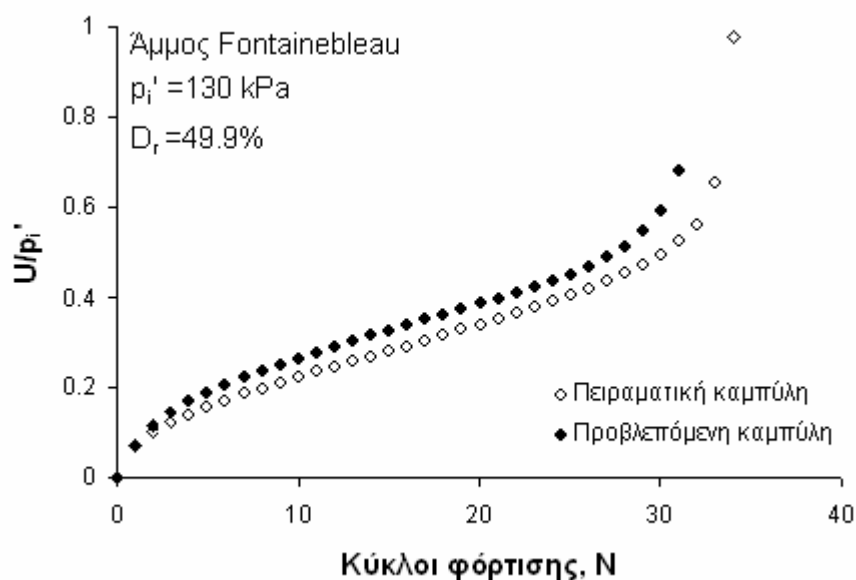
Σχήμα 9.40. Πειραματική και προβλεπόμενη καμπύλη $\frac{U}{p_i'} - N$ δοκιμίου άμμου Fontainebleau με $p_i' = 130 \text{ kPa}$ και $D_r = 39.8\%$



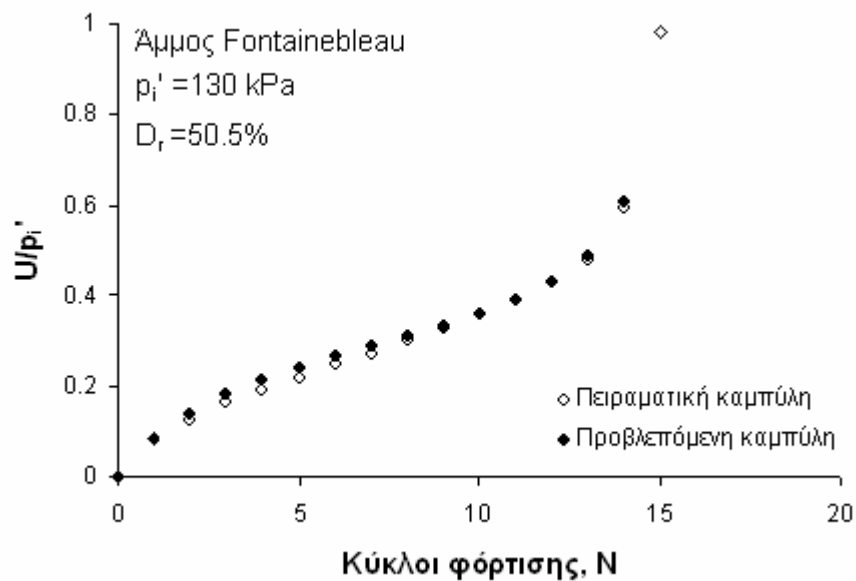
Σχήμα 9.41. Πειραματική και προβλεπόμενη καμπύλη $\frac{U}{p_i'} - N$ δοκιμίου άμμου Fontainebleau με $p_i' = 130 \text{ kPa}$ και $D_r = 40.3\%$



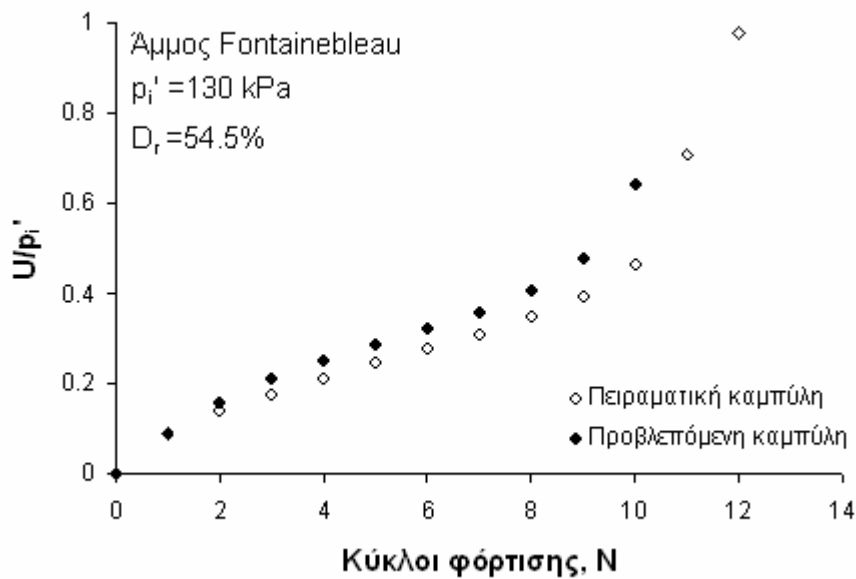
Σχήμα 9.42. Πειραματική και προβλεπόμενη καμπύλη $\frac{U}{p_i'} - N$ δοκιμίου άμμου Fontainebleau με $p_i' = 130 \text{ kPa}$ και $D_r = 44.3\%$



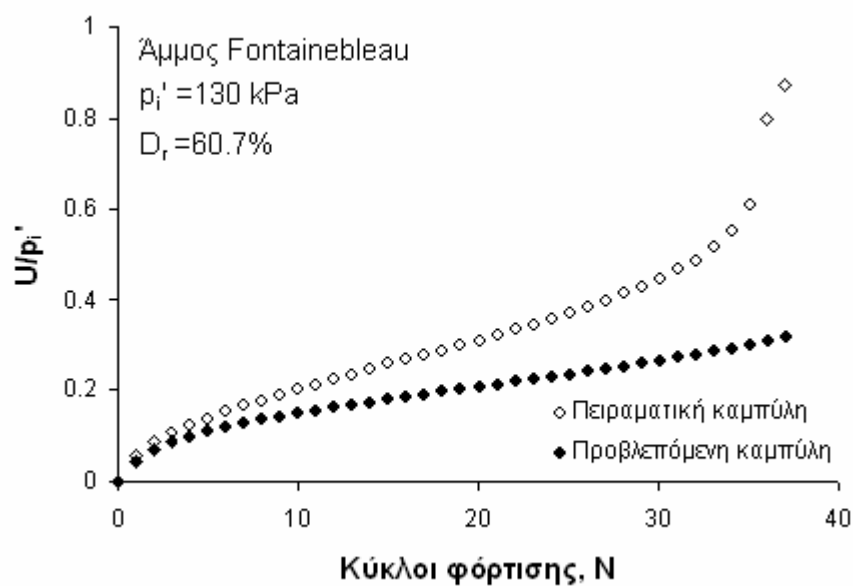
Σχήμα 9.43. Πειραματική και προβλεπόμενη καμπύλη $\frac{U}{p_i'} - N$ δοκιμίου άμμου Fontainebleau με $p_i' = 130 \text{ kPa}$ και $D_r = 49.9\%$



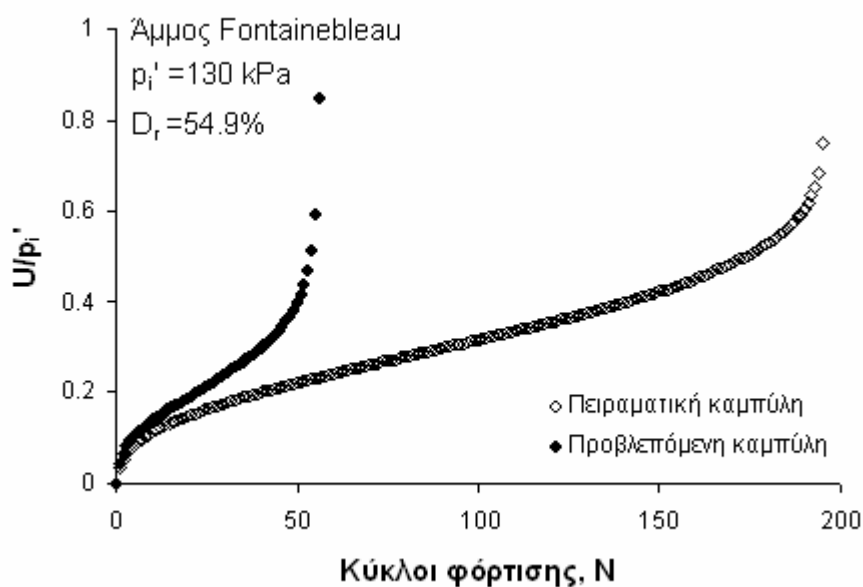
Σχήμα 9.44. Πειραματική και προβλεπόμενη καμπύλη $\frac{U}{p_i'} - N$ δοκιμίου άμμου Fontainebleau με $p_i' = 130 \text{ kPa}$ και $D_r = 50.5\%$



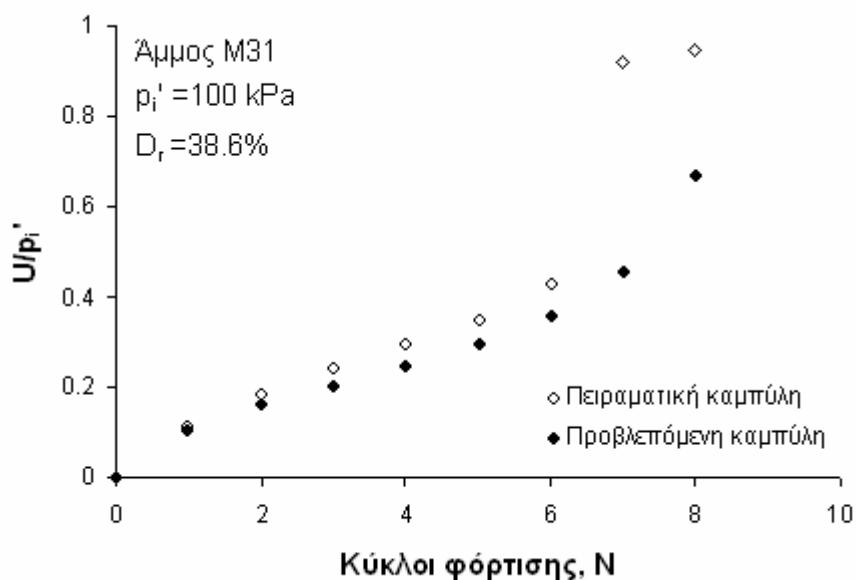
Σχήμα 9.45. Πειραματική και προβλεπόμενη καμπύλη $\frac{U}{p_i'} - N$ δοκιμίου άμμου Fontainebleau με $p_i' = 130 \text{ kPa}$ και $D_r = 54.5\%$



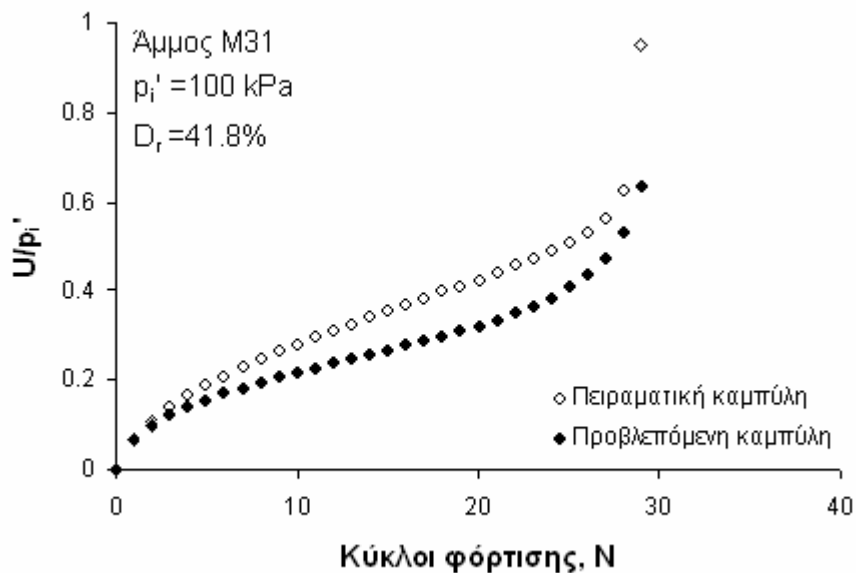
Σχήμα 9.46. Πειραματική και προβλεπόμενη καμπύλη $\frac{U}{P_i'} - N$ δοκιμίου άμμου Fontainebleau με $p_i' = 130 \text{ kPa}$ και $D_r = 60.7$



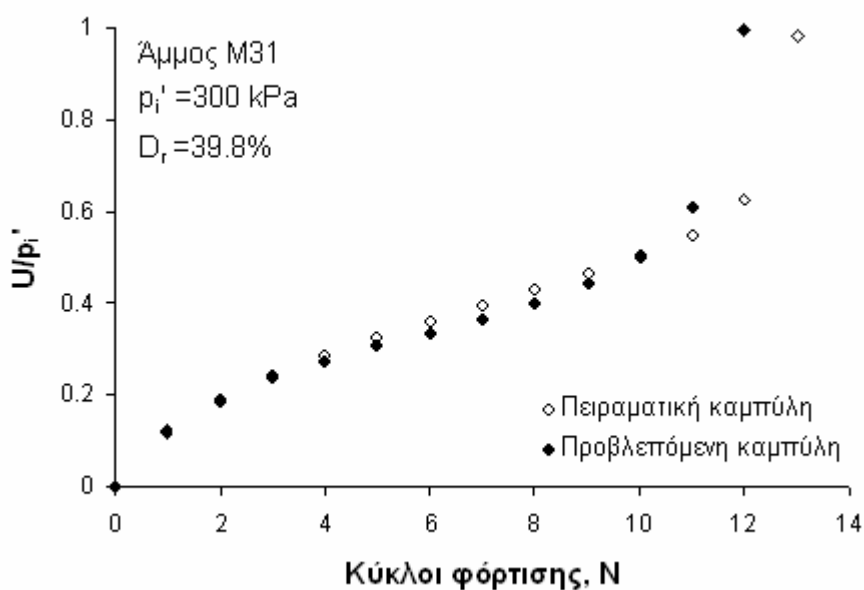
Σχήμα 9.47. Πειραματική και προβλεπόμενη καμπύλη $\frac{U}{P_i'} - N$ δοκιμίου άμμου Fontainebleau με $p_i' = 130 \text{ kPa}$ και $D_r = 54.9\%$



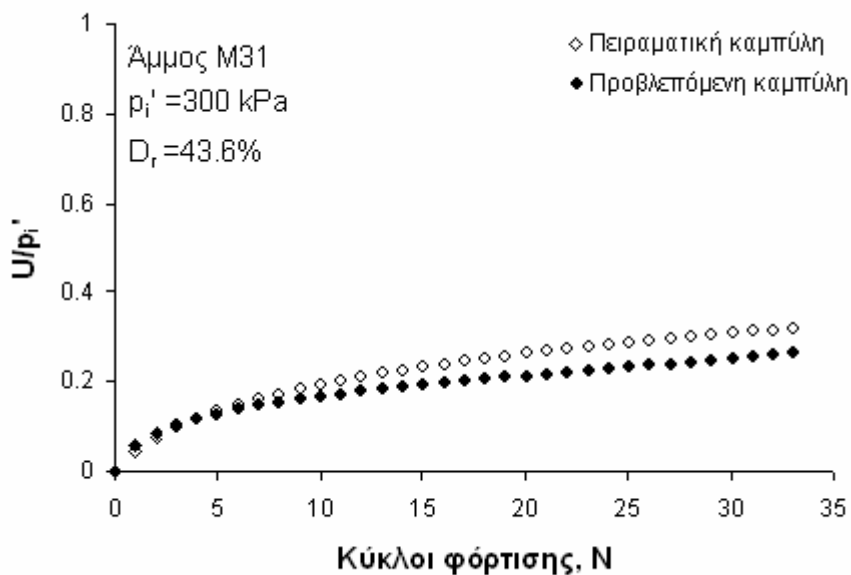
Σχήμα 9.48. Πειραματική και προβλεπόμενη καμπύλη $\frac{U}{P_i} - N$ δοκιμίου άμμου M31 με $r_i' = 100 \text{ kPa}$ και $D_r = 38.6\%$



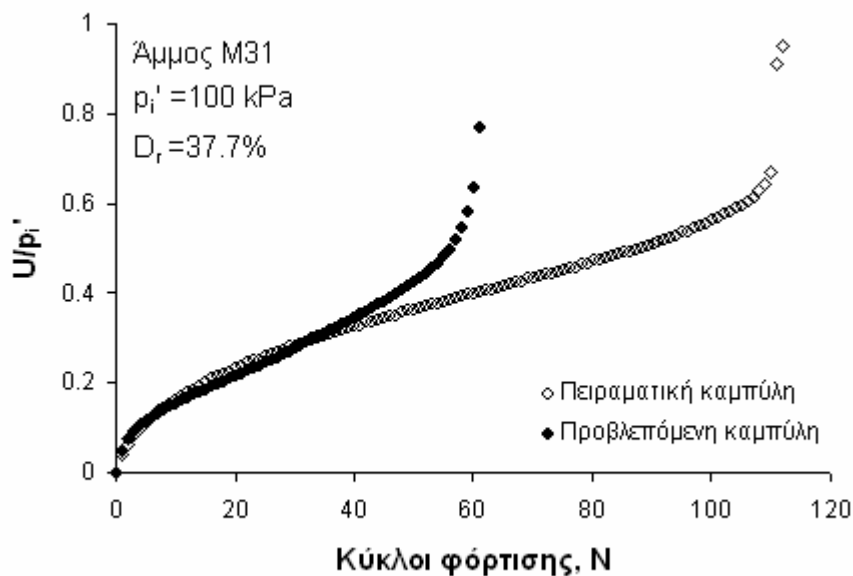
Σχήμα 9.49. Πειραματική και προβλεπόμενη καμπύλη $\frac{U}{P_i} - N$ δοκιμίου άμμου M31 με $r_i' = 100 \text{ kPa}$ και $D_r = 41.8\%$



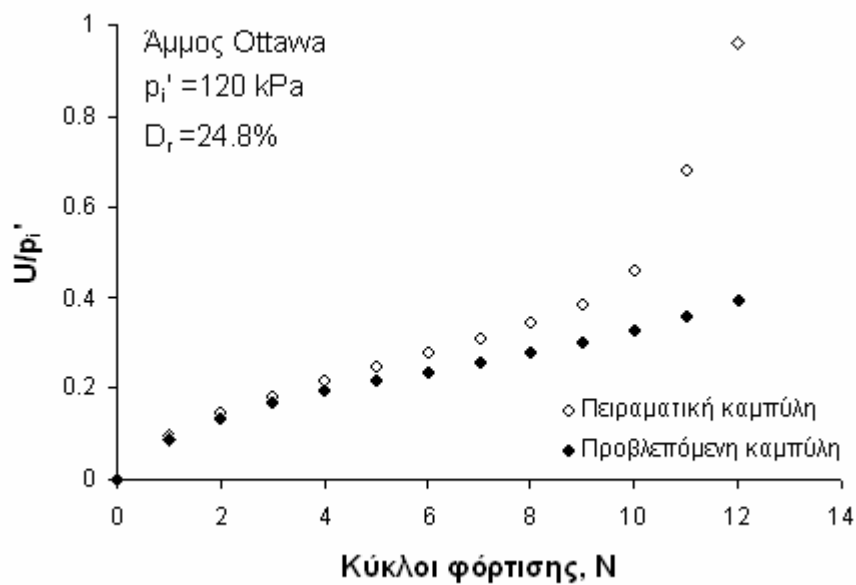
Σχήμα 9.50. Πειραματική και προβλεπόμενη καμπύλη $\frac{U}{p_i'} - N$ δοκιμίου άμμου M31 με $p_i' = 300 \text{ kPa}$ και $D_r = 39.8\%$



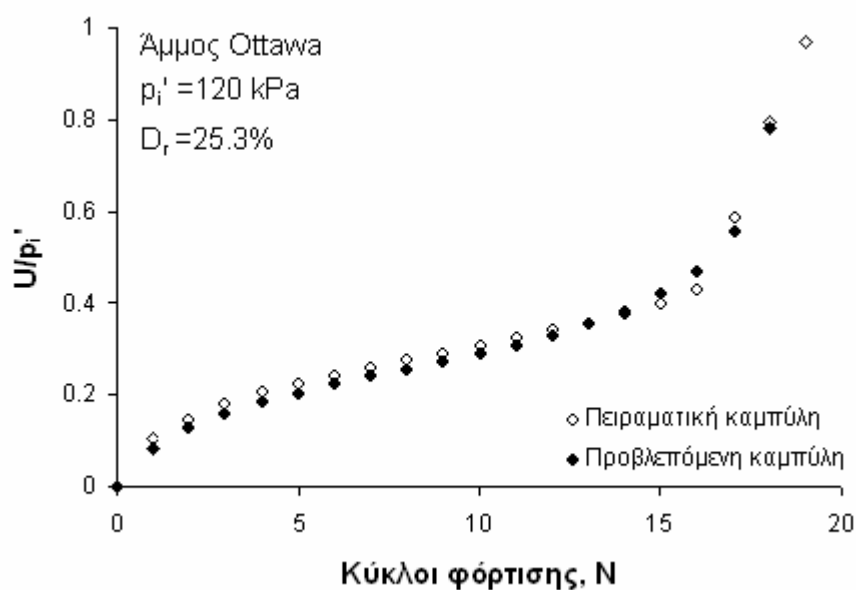
Σχήμα 9.51. Πειραματική και προβλεπόμενη καμπύλη $\frac{U}{p_i'} - N$ δοκιμίου άμμου M31 με $p_i' = 300 \text{ kPa}$ και $D_r = 43.6\%$



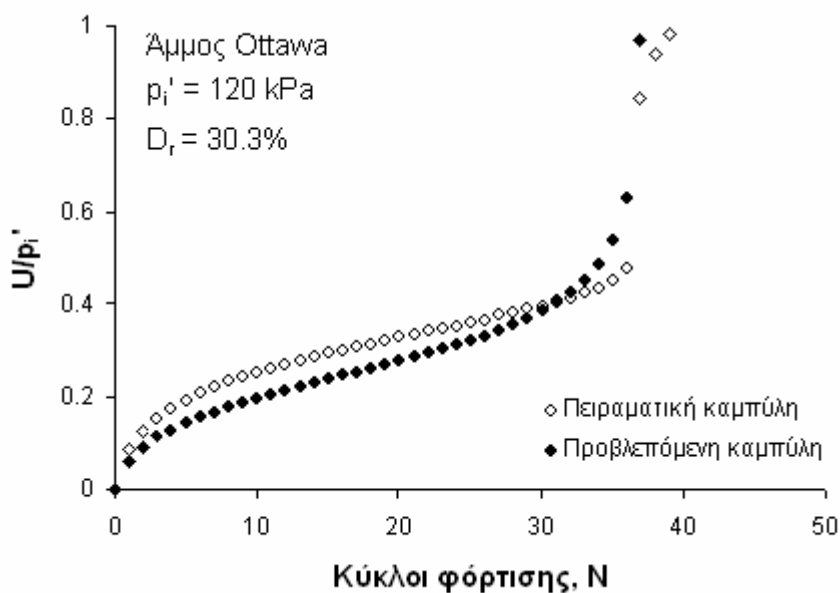
Σχήμα 9.52. Πειραματική και προβλεπόμενη καμπύλη $\frac{U}{p_i'} - N$ δοκιμίου άμμου M31 με $p_i' = 100 \text{ kPa}$ και $D_r = 37.7\%$



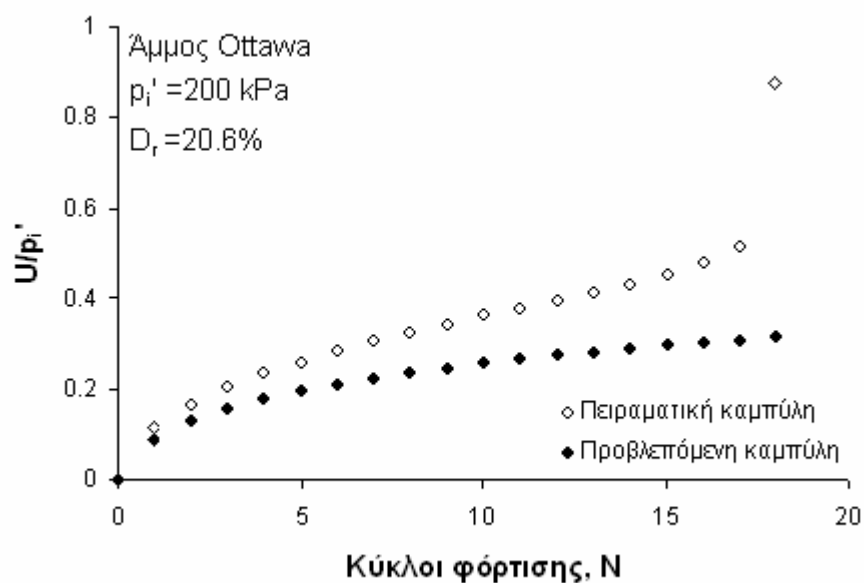
Σχήμα 9.53. Πειραματική και προβλεπόμενη καμπύλη $\frac{U}{p_i'} - N$ δοκιμίου άμμου Ottawa με $p_i' = 120 \text{ kPa}$ και $D_r = 24.8\%$



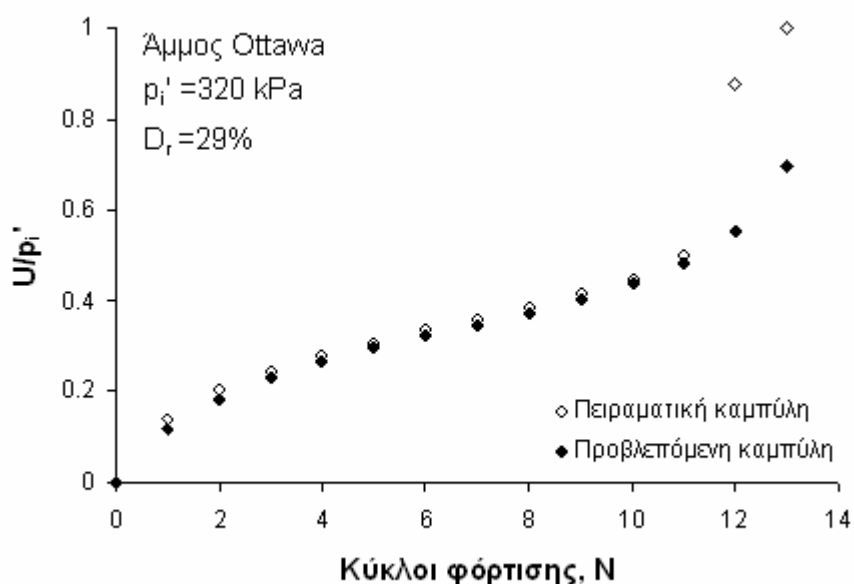
Σχήμα 9.54. Πειραματική και προβλεπόμενη καμπύλη $\frac{U}{r_i'} - N$ δοκιμίου άμμου Ottawa με $r_i' = 120 \text{ kPa}$ και $D_r = 25.3\%$



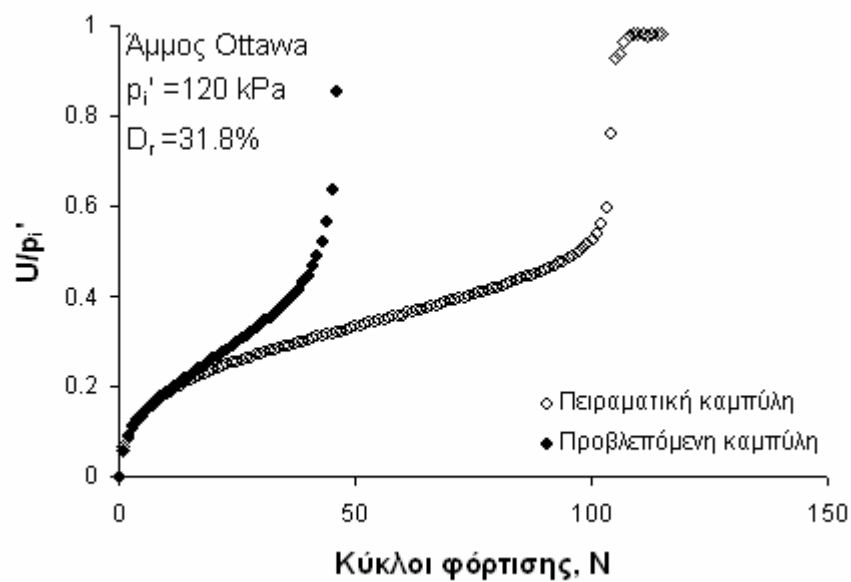
Σχήμα 9.55. Πειραματική και προβλεπόμενη καμπύλη $\frac{U}{r_i'} - N$ δοκιμίου άμμου Ottawa με $r_i' = 120 \text{ kPa}$ και $D_r = 30.3\%$



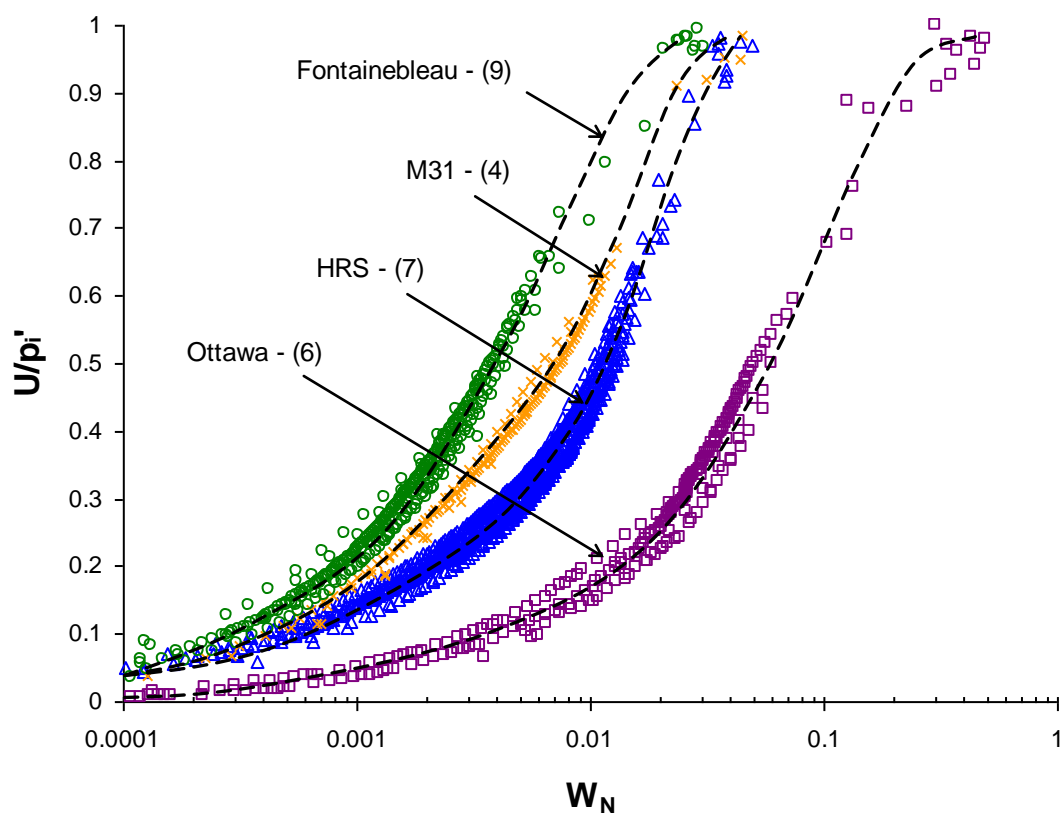
Σχήμα 9.56. Πειραματική και προβλεπόμενη καμπύλη $\frac{U}{p_i'} - N$ δοκιμίου άμμου Ottawa με $p_i' = 200 \text{ kPa}$ και $D_r = 20.6\%$



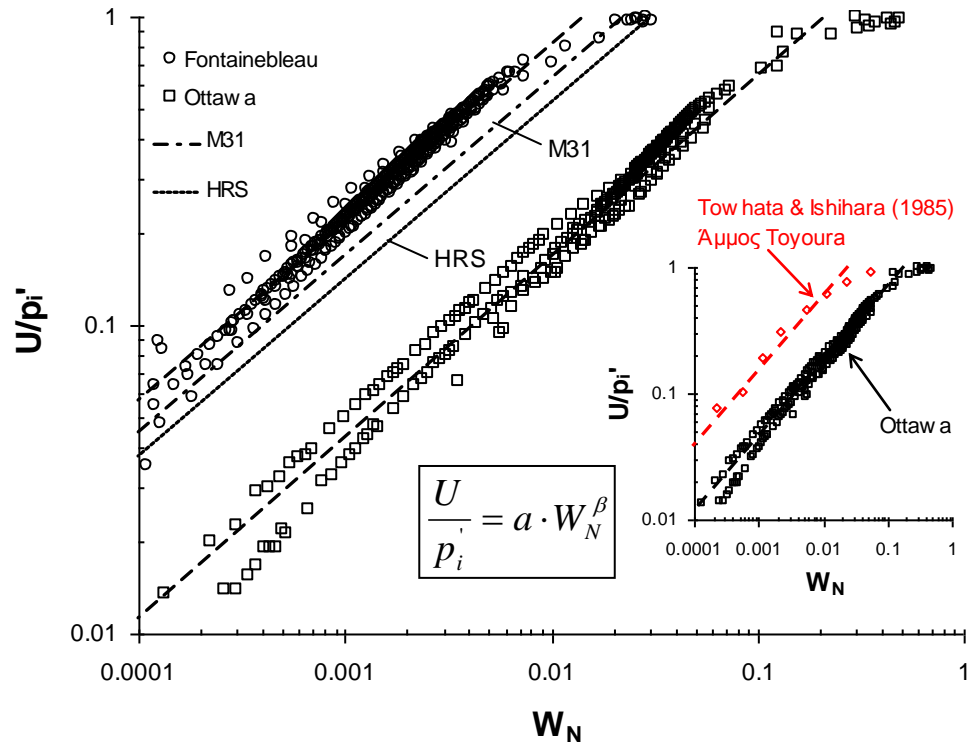
Σχήμα 9.57. Πειραματική και προβλεπόμενη καμπύλη $\frac{U}{p_i'} - N$ δοκιμίου άμμου Ottawa με $p_i' = 320 \text{ kPa}$ και $D_r = 29\%$



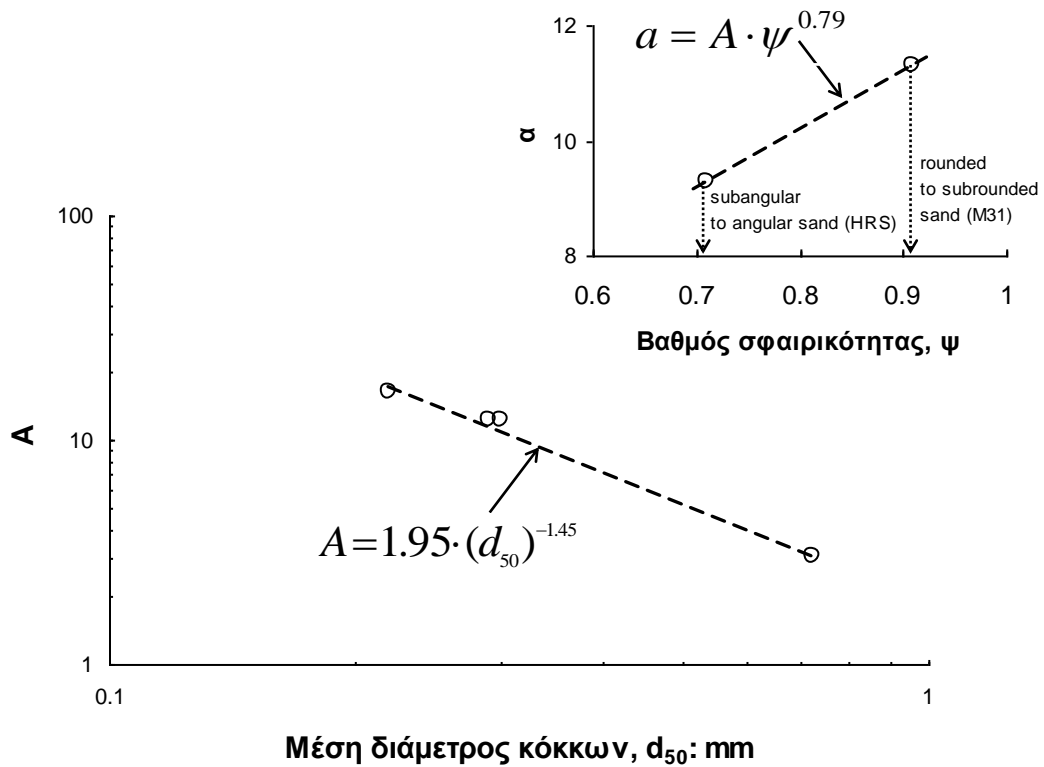
Σχήμα 9.58. Πειραματική και προβλεπόμενη καμπύλη $\frac{U}{p_i'} - N$ δοκιμίου άμμου Ottawa με $p_i' = 120 \text{ kPa}$ και $D_r = 31.8\%$



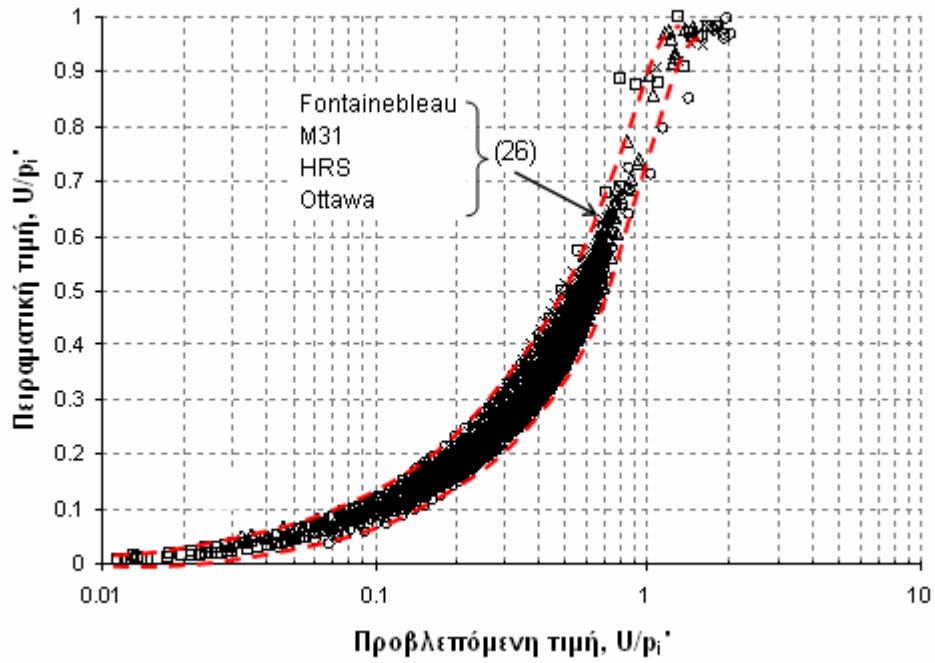
Σχήμα 9.59. Κανονικοποιημένη υπερπίεση πόρων, U/p_i' , ως προς κανονικοποιημένο έργο, W_N – χρήση ημι-λογαριθμικού διαγράμματος



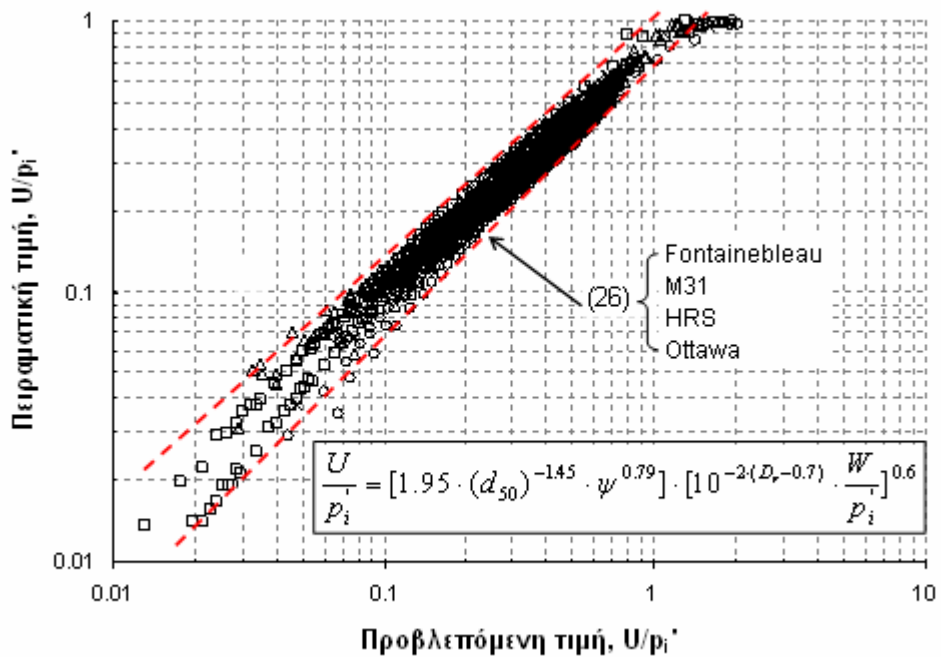
Σχήμα 9.60. Κανονικοποιημένη υπερπίεση πόρων, U/p_i' , ως προς κανονικοποιημένο έργο, W_N – χρήση διπλού λογαριθμικού διαγράμματος



Σχήμα 9.61. Μεταβολή των παραμέτρων A και a συναρτήσει της μέσης διάμετρου των κόκκων, d_{50} και του βαθμού σφαιρικότητας, ψ , αντίστοιχα



Σχήμα 9.62. Πειραματική υπερπίεση πόρων, U/p_i' , ως προς την προβλεπόμενη υπερπίεση πόρων, U/p_i' – χρήση ημι-λογαριθμικού διαγράμματος



Σχήμα 9.63. Πειραματική υπερπίεση πόρων, U/p_i' , ως προς την προβλεπόμενη υπερπίεση πόρων, U/p_i' – χρήση διπλού λογαριθμικού διαγράμματος

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 10

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΔΙΔΑΚΤΟΡΙΚΗΣ ΔΙΑΤΡΙΒΗΣ

10.1. ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Στα πλαίσια της παρούσας διδακτορικής διατριβής διερευνήθηκε η ανισότροπη συμπεριφορά μη συνεκτικών ανισότροπα στερεοποιημένων εδαφικών υλικών κατά τη διάρκεια μονοτονικής και η ανακυκλικής στρεπτικής διάτμησης υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης. Συνολικά, τα πειράματα πραγματοποιήθηκαν σε τρεις διαφορετικές χαλαζιακές άμμους. Έμφαση δόθηκε στη σύγκριση της εδαφικής συμπεριφοράς μετά από συνθήκες ισότροπης και ανισότροπης στερεοποίησης σε δοκίμια με διαφορετικές τιμές αρχικής ενεργού τάσης, p_i' , διαφορετικές τιμές σχετικής πυκνότητας, D_r , και διαφορετικές τιμές συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης, K_c . Η φόρτιση των δοκιμίων περιλάμβανε αρχικά την περίπτωση της απλής διάτμησης ενώ τα ανισότροπα χαρακτηριστικά αντοχής και παραμορφωσιμότητας των υπό εξέταση εδαφικών υλικών διερευνήθηκαν τόσο για την περίπτωση της φόρτισης με διαφορετικές διευθύνσεις των κυρίων τάσεων όσο και για την περίπτωση της φόρτισης με συνεχή μεταβολή της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων. Επιπρόσθετα, προτείνονται δύο ξεχωριστές εμπειρικές σχέσεις πρόβλεψης της ανάπτυξης υπερπίεσης πόρων σε ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια άμμου υπό ανακυκλική φόρτιση.

10.2. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Τα κυριότερα συμπεράσματα όπως προκύπτουν από την παρουσίαση και αξιολόγηση των πειραματικών αποτελεσμάτων της παρούσας διατριβής είναι τα ακόλουθα:

10.2.1. Μονοτονικές δοκιμές

- Η γωνία διατμητικής αντοχής που αντιστοιχεί στην περιβάλλουσα αστοχίας, στην γραμμή αλλαγής φάσης και στην γραμμή αστάθειας δεν επηρεάζεται από τις συνθήκες στερεοποίησης (ισότροπες ή ανισότροπες).
- Η μορφή των καμπύλων τάσεων-παραμορφώσεων, των καμπύλων υπερπίεσεων πόρων-παραμορφώσεων καθώς και των διαδρομών ενεργών τάσεων των δοκιμίων επηρεάζεται από την τιμή του συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης, K_c . Τα ανισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια (AC) αναπτύσσουν κατά τη φόρτισή τους μεγαλύτερες διατμητικές τάσεις, t , και μικρότερες υπερπίεσεις πόρων συγκριτικά με τα αντίστοιχα ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια (IC). Αντιθέτως, όταν η σύγκριση της συμπεριφοράς γίνει σε όρους στρεπτικής διατμητικής τάσης, $t_{\theta z}$, τότε τα AC δοκίμια εμφανίζουν μικρότερη αντοχή σε σχέση με την απόκριση των αντίστοιχα IC δοκιμίων.
- Η συστολική συμπεριφορά τόσο των IC όσο και των AC δοκιμίων μεγενθύνεται, αυξανόμενης της τάσης στερεοποίησης. Η συμπεριφορά αυτή γίνεται πιο έντονη στην περίπτωση των AC δοκιμίων στα οποία η ύπαρξη μιας αυξανόμενης αρχικής διατμητικής τάσης, απόρροια της ανισότροπης στερεοποίησής τους σε μεγαλύτερες τάσεις, ενισχύει την ασταθή συμπεριφορά ιδιαίτερα σε υψηλά επίπεδα τάσεων και τα δοκίμια «καταρρέουν» υπό την επίρεια αυξημένων αξονικών παραμορφώσεων.
- Η θεωρία της «γραμμής αστάθειας» που αναπτύχθηκε από τον Lade (1993) για την περίπτωση των ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων, εφαρμόζεται και στην περίπτωση των ανισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων ενώ η θέση της γραμμής αυτής στον τασικό χώρο q - p' ή t - p' εξαρτάται από την ακολουθούμενη διαδρομή ενεργών τάσεων κατά το στάδιο της στερεοποίησης.
- Η αύξηση του βαθμού ανισότροπης στερεοποίησης των εδαφικών δοκιμίων έχει ως αποτέλεσμα αφενός μεν την ενεργοποίηση μεγαλύτερων διατμητικών αντοχών για κάθε επίπεδο αρχικής ενεργού τάσης, αφετέρου δε, η έναρξη της ασταθούς συμπεριφοράς που έπεται της μέγιστης διατμητικής τάσης πραγματοποιείται για μικρότερες αυξήσεις του επιβαλλόμενου διατμητικού φορτίου γεγονός που καθιστά τα ανισότροπα στερεοποιημένα εδαφικά υλικά

πιο ευαίσθητα σε μια επικείμενη φόρτιση. Το γεγονός αυτό είναι υψίστης σημασίας στην περίπτωση γεωτεχνικών έργων τα οποία φέρουν υψηλές τιμές αρχικής διατμητικής τάσης όπως φυσικά πρανή υπό μεγάλη κλίση, αναχώματα ή υποκείμενες εδαφικές στρώσεις θεμελίωσης κατασκευών.

- Η τιμή της διατμητικής αντοχής που αναπτύσσουν τα δοκίμια κατά την στρεπτική φόρτισή τους εξαρτάται από την τιμή του αξονικού φορτίου που φέρουν τα δοκίμια με το πέρας της ανισότροπης στερεοποίησής τους.
- Το περιθώριο μεταβολής της διατμητικής τάσης των δοκιμίων εκφράζεται ως η διαφορά μεταξύ της μέγιστης διατμητικής τάσης, $t_{(peak)}$ και της διατμητικής τάσης στο τέλος της ανισότροπης στερεοποίησης, t_c . Η τιμή του λόγου της διαφοράς αυτής κανονικοποιημένη ως προς την αξονική τάση των δοκιμίων στο τέλος της στερεοποίησης τους, $(t_{(peak)}-t_c)/\sigma_{1ci}$, μειώνεται όσο αυξάνει ο βαθμός ανισότροπης στερεοποίησης, K_c . Επιπρόσθετα, δίνεται εμπειρική σχέση η οποία περιγράφει την καμπύλη $(t_{(peak)}-t_c)/\sigma_{1ci} - K_c$ των πειραματικών δεδομένων της παρούσας διατριβής και των πειραματικών δεδομένων από άλλους ερευνητές.
- Κατά το στάδιο της στρεπτικής διάτμησης των AC δοκιμίων με συνεχή μεταβολή της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων, παρατηρείται ότι ανεξάρτητα από το επίπεδο της τάσης στερεοποίησης, ίδιες τιμές γωνίας α ορίζουν στο τασικό χώρο $t - p'$ ευθείες γραμμές οι οποίες διέρχονται από την αρχή των αξόνων.
- Τα AC δοκίμια εμφανίζουν απομειωμένες τιμές εδαφικής δυσστησίας συγκριτικά με τις αντίστοιχες τιμές των IC δοκιμίων για κάθε επίπεδο ενεργού τάσης στερεοποίησης και κάθε επίπεδο διατμητικής παραμόρφωσης. Επιπρόσθετα, για μικρές διακυμάνσεις στην τιμή του δείκτη πόρων και διαφορετικές τάσεις στερεοποίησης προτείνεται κατάλληλη σχέση κανονικοποίησης των καμπύλων εδαφικής δυσστησίας τόσο για τα IC όσο και για τα AC πειράματα.
- Μικρότερες τιμές διατμητικής τάσης και μεγαλύτερες τιμές υπερπίεσης πόρων αναπτύσσονται στα εδαφικά δοκίμια αυξανόμενης της γωνίας α . Η μεταβολή της διατμητικής αντοχής και η μεταβολή της διατμητικής τάσης στα σημεία αλλαγής φάσης των δοκιμίων εκφράζεται συναρτήσει της γωνίας α μέσω κατάλληλης σχέσης.

- Η δομή των δοκιμίων η οποία διαμορφώνεται κατά την απόθεση τους αλλά και κατά το μετέπειτα στάδιο της ανισότροπης στερεοποίησής τους έχει ως αποτέλεσμα η Τοπική Οριακή Επιφάνεια (LBS) των δοκιμίων στο τασικό χώρο t - p να επηρεάζεται τόσο από τη διεύθυνση φόρτισης όσο και από την ιστορία στερεοποίησης.

10.2.2. Ανακυκλικές δοκιμές

- Τα χαλαρά ανισότροπα στερεοποιημένα (AC) δοκίμια εμφανίζουν κατά την ανακυκλική στρεπτική φόρτισή τους ασταθή συμπεριφορά όταν η διαδρομή ενεργών τάσεων προσεγγίσει την γραμμή αστάθειας που ορίζουν τα αντίστοιχα μονοτονικώς φορτιζόμενα δοκίμια. Το πρότυπο αυτό ανακυκλικής συμπεριφοράς εφαρμόζεται σε όλα τα δοκίμια ανεξάρτητα από τις συνθήκες στερεοποίησης στις οποίες υποβλήθηκαν (ισότροπες ή ανισότροπες). Για την περίπτωση των χαλαρών ισότροπα στερεοποιημένων (IC) δοκιμίων τα οποία σε χαμηλότερες τάσεις στερεοποίησης επέδειξαν σταθερή συμπεριφορά κατά τη μονοτονική στρεπτική διάτμηση τους, το όριο για την εμφάνιση ασταθούς ανακυκλικής συμπεριφοράς αποτελεί η γραμμή αλλαγής φάσης των μονοτονικών δοκιμών και όχι η γραμμή αστάθειας.
- Στην περίπτωση των χαλαρών IC δοκιμίων η έναρξη της ασταθούς συμπεριφοράς κατά την ανακυκλική φόρτιση συνοδεύεται από μια απότομη συσσώρευση διατμητικής παραμόρφωσης καθώς και από μια απότομη συσσώρευση υπερπίεσης πόρων και τα δοκίμια τελικώς ρευστοποιούνται με μηδενισμό της αρχικής μέσης ενεργού τάσης. Η ασταθής συμπεριφορά των AC δοκιμίων παρουσιάζει χαρακτηριστικά «κατάρρευσης», καθώς όταν η ανακυκλική διαδρομή τάσεων πλησιάσει την γραμμή αστάθειας, στα δοκίμια αναπτύσσονται απότομα μεγάλες αξονικές παραμορφώσεις και η ενεργός τασική διαδρομή σταθεροποιείται επί της γραμμής αλλαγής φάσης με τη δημιουργία σταθερών ή προσωρινά σταθερών βρόγχων ανακυκλικής φόρτισης ανάλογα με την τιμή του συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης, K_c .
- Για μεγαλύτερες τιμές πυκνότητας η ανακυκλική διαδρομή τάσεων τόσο των AC όσο και των IC δοκιμίων εμφανίζει χαρακτηριστικά ανακυκλικής κινητικότητας με τις υπερπίεσεις πόρων να αυξομειώνονται γύρω από μια σταθερή τιμή και την συμπεριφορά των δοκιμίων να αλλάζει από συστολική

σε διαστολική καθώς η διαδρομή ενεργών τάσεων ταξιδεύει κατά μήκος της γραμμής αστοχίας που ορίζουν τα αντίστοιχα μονοτονικά δοκίμια. Για αυτήν την κατηγορία πειραμάτων τα IC δοκίμια δεν ρευστοποιούνται παρόλο που οι αναπτυσσόμενες υπερπίεσεις πόρων ξεπερνούν το 70% της αρχικής ενεργού τάσης. Η αστοχία επέρχεται εξαιτίας αυξημένων διατμητικών παραμορφώσεων ενώ στα AC δοκίμια η αστοχία αποδίδεται στις υψηλές τιμές της συσσωρευμένης αξονικής παραμόρφωσης.

- Κατά την ανακυκλική φόρτιση των AC δοκιμίων η υπερπίεση πόρων που αναπτύσσεται σταθεροποιείται σε μια τελική τιμή, $\Delta u_{\text{terminal}}$, η οποία δεν εξισώνεται ποτέ με την αρχική ενεργό τάση και τα δοκίμια δεν ρευστοποιούνται. Η υπερπίεση πόρων $\Delta u_{\text{terminal}}$, σχετίζεται με την αστοχία των δοκιμίων υπό την επήρεια αυξημένων αξονικών παραμορφώσεων και η τιμή της σε δοκίμια με διαφορετικές τιμές σχετικής πυκνότητας δεν ξεπερνάει το 40% της αρχικής ενεργού τάσης. Η τελική τιμή της υπερπίεσης πόρων κανονικοποιημένη ως προς την αρχική ενεργό τάση, $(\Delta u/p_i')$ _{terminal}, εκφράζεται ως συνάρτηση του συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης, K_c και της σχετικής πυκνότητας, D_r , των δοκιμίων ενώ δεν επηρεάζεται από την τιμή του επιβαλλόμενου ανακυκλικού φορτίου, τ_{SA}/p_i' , ούτε και από την τιμή της τάσης στερεοποίησης, p_i' .
- Όταν η ανάπτυξη της υπερπίεσης πόρων, $\Delta u/p_i'$, παρουσιαστεί συναρτήσει του λόγου N/N^* (όπου N είναι ο τρέχων αριθμός κύκλων φόρτισης και N^* είναι ο συνολικός αριθμός των κύκλων φόρτισης μέχρι την αστοχία των δοκιμίων) προκύπτουν καμπύλες οι οποίες ανήκουν σε μια πολύ στενή ζώνη τιμών ανεξάρτητα από την τάση στερεοποίησης και την επιβαλλόμενη ανακυκλική τάση. Ωστόσο, η μορφή και η θέση των καμπύλων $\Delta u/p_i' - N/N^*$ εξαρτάται από την τιμή του συντελεστή ανισότροπης στερεοποίησης, K_c .
- Τόσο για τα AC όσο και για τα IC πειράματα η γραμμή αλλαγής φάσης που προκύπτει από την ανακυκλική φόρτιση των δοκιμίων πρακτικά ταυτίζεται με την γραμμή αλλαγής φάσης που ορίζει η μονοτονική φόρτιση αντίστοιχων ισότροπα στερεοποιημένων δοκιμίων. Στην περίπτωση των δοκιμίων με την πυκνότερη δομή στα οποία η συστολική τάση καταστέλλεται σε βαθμό που $(\Delta u/p_i')_{FTF} < 4\%$ η γωνία διατμητικής αντοχής που αντιστοιχεί στην γραμμή

αλλαγής φάσης λαμβάνει μικρότερες τιμές με μεταβολή της τάξεως των $5^0 - 6^0$ συγκριτικά με την αντίστοιχη γωνία των δοκιμίων μικρότερης πυκνότητας.

- Η ανακυκλική αντοχή των δοκιμίων με τη χαλαρότερη δομή μειώνεται αυξανόμενου του βαθμού ανισότροπης στερεοποίησης. Ωστόσο, για δεδομένη τιμή K_c , ο βαθμός απομείωσης της ανακυκλικής αντοχής των AC σε σχέση με την αντοχή των αντιστοίχων IC δοκιμίων εξαρτάται από την πυκνότητα του εδαφικού υλικού.
- Ο ρυθμός αύξησης της αντοχής σε ανακυκλική φόρτιση, αυξανόμενης της σχετικής πυκνότητας των δοκιμίων είναι μεγαλύτερος για τα ανισότροπα συγκριτικά με τα ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια ενώ για διαφορετικές τιμές σχετικής πυκνότητας η σχέση μεταξύ του λόγου των ανακυκλικών τάσεων, τ_{SA}/p_i' , των IC και AC δοκιμίων εκφράζεται με χρήση ενός διορθωτικού συντελεστή.
- Ο λόγος τ_{SA}/p_i' δεν επηρεάζεται από την τιμή της τάσης στερεοποίησης των δοκιμίων. Η επίδραση της τάσης στερεοποίησης στην κανονικοποιημένη αντοχή σε ανακυκλική φόρτιση είναι εμφανής μόνο στην περίπτωση των AC δοκιμίων με υψηλές τιμές K_c .
- Στην περίπτωση των δοκιμίων με τη χαλαρότερη δομή ο λόγος τ_{SA}/p_i' δεν επηρεάζεται από την τιμή της διατμητικής παραμόρφωσης που χρησιμοποιείται ως κριτήριο αστοχίας. Ωστόσο, για μεγαλύτερες τιμές σχετικής πυκνότητας ο λόγος τ_{SA}/p_i' είναι πιο ευαίσθητος σε αλλαγές του κριτηρίου αστοχίας που χρησιμοποιείται και ως εκ τούτου ο προσδιορισμός της ανακυκλικής αντοχής δοκιμίων με μεγάλες τιμές σχετικής πυκνότητας πρέπει να πραγματοποιείται με μεγαλύτερη προσοχή.
- Η επίδραση της ανισότροπης στερεοποίησης πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στον προσδιορισμό του μέτρου εδαφικής δυστημψίας, G_{eq} , και του υστερητικού λόγου απόσβεσης, h , μιας άμμου. Χαμηλότερες τιμές G_{eq} , και υψηλότερες τιμές h σημειώνονται για τα AC συγκριτικά με τα IC δοκίμια. Ωστόσο, για πολύ μικρές τιμές παραμόρφωσης η τιμή του μέτρου G_{eq} δε φαίνεται να επηρεάζεται από τις συνθήκες στερεοποίησης.
- Υπάρχει μια μοναδική σχέση η οποία υπολογίζει την ανάπτυξη της υπερπίεσης πόρων λόγω ανακυκλικής φόρτισης συναρτήσει της ενέργειας που

απορροφάται από το εδαφικό υλικό. Η σχέση αυτή περιλαμβάνει ως κύριες παραμέτρους την τάση στερεοποίησης, την πυκνότητα και το συντελεστή K_c .

- Κατά την ανακυκλική στρεπτική διάτμηση η «απορροφούμενη» ενέργεια ανά μονάδα όγκου εδαφικού υλικού που απαιτείται για την αστοχία δοκιμίων άμμου, λαμβάνει μικρότερες τιμές στην περίπτωση των λεπτόκοκκων εδαφικών υλικών γεγονός που καθιστά τα υλικά αυτά πιο επιρρεπή σε ρευστοποίηση.

10.2.3. Υπολογισμός ανάπτυξης υπερπίεσης πόρων

- Η ανάπτυξη της υπερπίεσης πόρων λόγω ανακυκλικής φόρτισης σε ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια δύναται να προσδιοριστεί με χρήση κατάλληλης εμπειρικής σχέσης η οποία λαμβάνει υπόψη την πυκνότητα των δοκιμίων, την τάση στερεοποίησης, το μέγεθος του επιβαλλόμενου ανακυκλικού φορτίου και τον αριθμό των κύκλων φόρτισης χρησιμοποιώντας μια μόνο εδαφική παράμετρο.
- Η ανάπτυξη της υπερπίεσης πόρων λόγω ανακυκλικής φόρτισης σε ισότροπα στερεοποιημένα δοκίμια δύναται να προσδιοριστεί με χρήση κατάλληλης εμπειρικής σχέσης η οποία λαμβάνει υπόψη τη συνολική «απορροφούμενη» ενέργεια ανά μονάδα όγκου του εδαφικού υλικού, την πυκνότητα των δοκιμίων, την τάση στερεοποίησης, τη μέση διάμετρο και την σφαιρικότητα των κόκκων μιας άμμου.

10.3. ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΜΕΛΛΟΝΤΙΚΗ ΕΡΕΥΝΑ

Με απώτερο σκοπό τη δημιουργία μιας ολοκληρωμένης εικόνας όσον αφορά στην ανισότροπη συμπεριφορά των αμμωδών εδαφικών υλικών, παρατίθενται ακολούθως συγκεκριμένες προτάσεις στις οποίες θα μπορούσε να εστιάσει μια μελλοντική έρευνα.

1) Επειδή στη φύση σπανίως απαντώνται καθαρές άμμοι παρατηρείται διεθνώς ενδιαφέρον για μίγματα άμμων με άλλες προσμίξεις (Yamamuro & Lade, 1998, Bouckovalas et al., 2003, Georgiannou, 2006, Wood et al., 2008). Στα πλαίσια προέκτασης της παρούσας ερευνητικής εργασίας θα μπορούσε να εξεταστεί κατά

πόσον τα βασικά συμπεράσματα που προέκυψαν από τη διερεύνηση της ανισότροπης συμπεριφοράς καθαρών άμμων εφαρμόζονται και σε διάφορες κατηγορίες γεωυλικών (π.χ. αμμοϊλεις, αργιλοϊλεις). Η χρήση υλικών όπως νανοϋλικά που διαρκώς βρίσκουν νέες εφαρμογές δημιουργεί και μία κατηγορία τεχνητών μιγμάτων άμμων προς διερεύνηση της συμπεριφοράς τους.

2) Η υπάρχουσα πειραματική βάση δεδομένων αφορά σε πειράματα τα οποία πραγματοποιήθηκαν υπό συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης. Η κατηγορία αυτή των πειραμάτων θεωρείται η πιο κρίσιμη υπό την έννοια της εμφάνισης ασταθούς συμπεριφοράς στα δοκίμια καθώς η παρεμπόδιση της εκτόνωσης των αναπτυσσόμενων υπερπίεσεων πόρων επιφέρει σημαντική απομείωση έως και μηδενισμό της διατμητικής αντοχής των δοκιμίων συγκριτικά με την περίπτωση φόρτισης υπό συνθήκες ελεύθερης στράγγισης. Στη φύση, πέραν ορισμένων εξαιρέσεων, η φόρτιση των εδαφικών υλικών πραγματοποιείται ως επί το πλείστον με ένα αρκετά αργό ρυθμό που επιτρέπει την ανάπτυξη συνθηκών ελεύθερης στράγγισης. Σύμφωνα με τους Chu & Leong (2003a, b), Chu & Wanatowski (2009), και Georgiannou (2010) ακόμη και υπό συνθήκες ελεύθερης στράγγισης τα μη συνεκτικά εδαφικά υλικά, τα οποία φορτίζονται υπό συνθήκες ελεγχόμενου φορτίου, παρουσιάζουν ασταθή συμπεριφορά με απομείωση της διατμητικής αντοχής τους μετά από την επίτευξη μιας μέγιστης τιμής. Τα συμπεράσματα από τις μελέτες αυτές παρέχουν ένα ισχυρό κίνητρο ώστε η πειραματική βάση δεδομένων της παρούσας διατριβής να επεκταθεί σε δοκιμές ελεύθερης στράγγισης. Οι δοκιμές αυτές σε συνδυασμό με τις υπάρχουσες δοκιμές εμποδιζόμενης στράγγισης θα συμβάλλουν στην πληρέστερη διερεύνηση της ανισότροπης συμπεριφοράς των μη συνεκτικών εδαφικών υλικών καθώς και στην ανάπτυξη και βελτίωση των καταστατικών νόμων συμπεριφοράς τους.

3) Η επιβαλλόμενη ανισοτροπία λόγω της μεταβολής της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων θα μπορούσε να μελετηθεί για ενδιάμεσες τιμές της γωνίας α από 45^0 έως 90^0 . Στα πειράματα που εξετάστηκαν στην παρούσα διατριβή η επίδραση της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων διερευνήθηκε μόνο για μεταβολές της γωνίας α από 0^0 έως 45^0 διότι προηγούμενες μελέτες έδειξαν ότι τουλάχιστον για συνθήκες εμποδιζόμενης στράγγισης πέρα από αυτό το εύρος η επίδραση της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων απομειώνεται. Πάντως η πραγματοποίηση πειραμάτων σε

μεγαλύτερες τιμές της γωνίας α , απαιτεί μετατροπές στη συσκευή στρεπτικής διάτμησης και το λογισμικό για τον έλεγχο της φόρτισης των δοκιμίων.

- 4) Τα πειραματικά αποτελέσματα της παρούσας διατριβής διαμορφώνουν μια βάση δεδομένων η οποία λόγω της πληρότητας της (εύρος ενεργών τάσεων, εύρος πυκνοτήτων, ισότροπες/ανισότροπες συνθήκες στερεοποίησης, συνθήκες απλής διάτμησης, συνθήκες συνεχούς μεταβολής της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων, συνθήκες μονοτονικής/ανακυκλικής φόρτισης) μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τον προσδιορισμό καταστατικών σχέσεων που θα περιληφθούν στα υπάρχοντα ή νέα αναλυτικά μοντέλα (Dafalias & Manzari, 2004).

10.4. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ

Bouckovalas G. D., Andrianopoulos K. I., Papadimitriou A. G. (2003). A Critical State interpretation for the cyclic liquefaction resistance of silty sands. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **23**, No. 2, 115 – 125.

Chu, J. & Wanatowski, D. (2009). Effect of loading mode on strain softening and instability behavior of sand in plane-strain tests, *J. Geotech. Geoenviron. Engng*, ASCE **135**, No. 1, 108-120.

Chu, J. & Leong, W. K. (2003a). Effect of drainage conditions on instability of sand. *Proc.12th Asian Regional Conf. on Soil Mech.& Geotech. Engng*, 15-18.

Chu, J. & Leong, W. K. (2003b). Recent progress in experimental studies on instability of granular soil. *Proc. Int. Workshop on Bifurcation and Instability of Geomaterials*, J. F. Labuz and A. Drescher (eds), Swets & Zeitlinger, Lisse, The Netherlands, 175-192.

Dafalias, Y. F. & Manzari, M. T. (2004). A simple plasticity sand model accounting for fabric change effects. *J. Eng. Mech.*, **130**, No. 6, 622-634.

Georgiannou, V. N. (2010). Unstable behaviour of Jamuna micaceous sands. *Discussion, Géotechnique*, **60**, No. 4, 307-308.

Georgiannou, V. N. (2006). The undrained response of sands with additions of particles of various shapes and sizes. *Géotechnique*, **56**, No. 9, 639-649.

Wood, F. M., Yamamuro, J. A., Lade, P. V. (2008). Effect of depositional method on the undrained response of silty sand. *Can. Geotech. J.* **45**, No. 11, 1525-1537.

Yamamuro, J. & Lade, P. (1998). Steady-State Concepts and Static Liquefaction of Silty Sands. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 124, No. 9, 868–877.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

Cyclic behaviour of loose anisotropically consolidated Ottawa sand under undrained torsional loading

M. KONSTADINO^{*} and V. N. GEORGIANNOU^{*}

The behaviour of loose, anisotropically consolidated Ottawa sand was examined under undrained cyclic loading in the hollow cylinder apparatus. The stress level, the cyclic stress level and the consolidation stress ratio were varied. The instability line of anisotropically consolidated loose Ottawa sand, defined under monotonic loading, is shown to form a boundary in the vicinity of which a sudden increase in the rate of excess pore water pressure and strain accumulation is observed, and the sand strain-softens. However, this unstable response is arrested at phase transformation, and the sand specimens show a stable or temporarily stable effective stress cycle at low and high consolidation stress ratios respectively. Similar behaviour is observed for isotropically consolidated sand, which exhibits initial liquefaction after strain-softening. The terminal excess pore water pressure associated with this final stage is described as a function of consolidation stress ratio, while the development of excess pore water pressure during cyclic loading is uniquely defined for all tests as a function of normalised shear work. The cyclic resistance of the sand decreases with decreasing consolidation stress ratio. Anisotropic consolidation significantly affects the stiffness and damping ratio values of loose Ottawa sand.

KEYWORDS: consolidation; laboratory tests; liquefaction; stiffness; torsion

INTRODUCTION

Anisotropic consolidation has been found to be one of the fundamental factors that influence the undrained behaviour of sands under monotonic loading conditions in the triaxial apparatus, since the early 1990s, and more recently in the hollow cylinder apparatus (Yoshimine *et al.*, 1998; Sivathayalan & Vaid, 2002; Shibuya *et al.*, 2003).

Cyclic torsional loading after anisotropic consolidation has been applied, under continuous rotation of principal stress direction, either with lateral constraint, to reproduce wave action at ground level (Ishihara *et al.*, 1985; Law *et al.*, 1990; Hosono & Yoshimine, 2008), or without constraint on the lateral strain, to reproduce the action of initial stress due to gravity in soil structures such as embankments during earthquake loading. Compared with cyclic loading with lateral constraint, under simple shear conditions, the impact of anisotropic consolidation on cyclic response to torsional loading without lateral strain constraint remains poorly understood. Ishihara & Li (1972) focused on the deformation pattern and failure mechanism of such tests on loose and dense sand, and observed that, unlike isotropically consolidated specimens, which liquefy, the anisotropically consolidated specimens did not liquefy, and the pore pressure reached a limiting value. Vertical displacement was significant for the latter, and negligible for the former. However, the cyclic strength, also known as the liquefaction resistance, was not assessed in this paper to establish whether isotropically consolidated specimens were also the weakest. Similar observations are reported by Iai *et al.* (1992) for a dense sand.

This paper assesses the effects of anisotropic consolidation along constant stress ratio lines, including the K_0 line, on

the cyclic behaviour of loose Ottawa sand under torsional loading in the hollow cylinder apparatus, without lateral strain constraint and under constant axial stress difference. The cyclic behaviour of the anisotropically consolidated specimens is explored in terms of their bounding envelopes, defined in monotonic loading tests. Different consolidation stress ratios, K_c , cyclic stress levels and consolidation stress levels were used in order to examine the influence of anisotropic consolidation on the development of excess pore water pressure during cyclic loading, as well as the sand's resistance to liquefaction. The latter is compared with the cyclic response of isotropically consolidated sand. Excess pore water pressure is predicted by a power law as a function of shear work rather than the number of cycles, a parameter commonly used for the interpretation of both triaxial and isotropically consolidated torsional test data. The effect of anisotropic consolidation on stiffness and damping ratio is also examined.

MATERIALS AND TERMINOLOGY FOR CYCLIC TESTS

A standard research sand, Ottawa sand, was used in this study. It is a silica sand with the grading shown in Fig. 1,

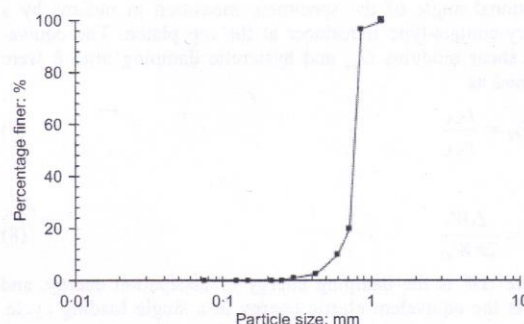


Fig. 1. Grain size distribution curve of Ottawa sand

Manuscript received 28 September 2012; revised manuscript accepted 11 March 2013. Published online ahead of print 13 May 2013. Discussion on this paper closes on 1 March 2014, for further details see p. ii.

^{*} Soil Mechanics Section, Department of Civil Engineering, National Technical University of Athens, Greece.

which is similar to that used in previous studies (e.g. Salgado *et al.*, 2000; Murthy *et al.*, 2007; Mohtar *et al.*, 2008). It has rounded particles, minimum (e_{\min}) and maximum (e_{\max}) void ratios 0.502 and 0.742 respectively, and specific gravity $G_s = 2.65$. Specimens were formed by pluviation through water (Hight *et al.*, 1983), a method known to reproduce the anisotropic fabric of natural deposits. The relative density of the specimens after consolidation and prior to shearing was $D_r = 25 \pm 5\%$.

The tests were performed in the hollow cylinder apparatus of the National Technical University of Athens, described by Georgiannou *et al.* (2008). The specimens had an outer diameter of 70 mm, inner diameter of 40 mm, and a height of approximately 140 mm. This geometry minimises stress non-uniformities within the wall and the central part of the specimen (Hight *et al.*, 1983; Saada & Townsend, 1981; Vaid *et al.*, 1990). The angle, α , between the σ_1 direction and the vertical is related to the stress components by the equation

$$\tan 2\alpha = \frac{2\tau_{\theta z}}{\sigma_z - \sigma_{\theta}} \quad (1)$$

The parameter b , which expresses the influence of the intermediate stress σ_2 on soil response, is defined as

$$b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad (2)$$

In this paper, all tests were performed by keeping the same internal and external pressure ($p_i = p_o$), resulting in $b = \sin^2 \alpha$. The mean effective stress and deviator stress are given by

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} = \frac{\sigma'_z + 2\sigma'_{\theta}}{3} \quad (3)$$

and

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_{\theta}}{2}\right)^2 + \tau_{\theta z}^2} \quad (4)$$

Cyclic loading was applied by way of a sinusoidal torsional load at a frequency of 0.1 Hz. The single-amplitude shear stress τ_{SA} and strain γ_{SA} were defined as

$$\tau_{SA} = \frac{T_R + T_L}{2\pi(r_o^2 + r_i^2)(r_o - r_i)} \quad (5)$$

and

$$\gamma_{SA} = \frac{\Delta\theta(r_o + r_i)}{4H} \quad (6)$$

where T_R and T_L are the single-amplitude torques in the clockwise and counterclockwise directions respectively, both positive in value; r_o and r_i are the outer and inner radii of the specimen respectively; and $\Delta\theta$ is the double-amplitude rotational angle of the specimen, measured in radians by a rotary-contact-type transducer at the top platen. The equivalent shear modulus G_{eq} and hysteretic damping ratio h were defined as

$$G_{eq} = \frac{\tau_{SA}}{\gamma_{SA}} \quad (7)$$

and

$$h = \frac{\Delta W}{2\pi W_{el}} \quad (8)$$

where ΔW is the damping energy or dissipation energy, and W_{el} is the equivalent elastic energy in a single loading cycle. Under monotonic loading, stiffness is expressed in terms of secant shear modulus G_{sec} , given by

$$G_{sec} = \frac{\tau_{\theta z}}{\gamma_{\theta z}} \quad (9)$$

TESTING CONDITIONS

After saturation with Skempton's B parameter having a value greater than 0.96, the specimens were anisotropically and/or isotropically consolidated to a range of mean effective stresses ($p'_i = 120\text{--}320$ kPa). Anisotropic consolidation under different consolidation stress ratios $K_c = \sigma'_{3c}/\sigma'_{1c}$ was achieved by a stress history such as that illustrated in Fig. 2, starting from an initial isotropic stress state at preparation $p' = 30$ kPa (point C_i). Each specimen reached the $K_c = 0.5$ and/or 0.7 stress ratio by an increase in the vertical stress σ'_z only, and was subsequently consolidated along the constant stress ratio line up to the required value of mean effective stress (point C_c) under the conditions of $b = 0$ and $\alpha = 0^\circ$. Calculated radial strains are approximately zero only under $K_c = 0.5$ for loose specimens.

After an ageing period of 3 h, all specimens were subjected to torsional shearing under undrained conditions while the total boundary stresses σ_z , σ_r and σ_{θ} were held constant. During cyclic loading of anisotropically consolidated specimens, the application of cyclic shear stress produces a continuous rotation of the major principal stress axis according to equation (1), in contrast to isotropically consolidated specimens, where an abrupt 90° rotation of the major principal stress occurs ($\alpha = \pm 45^\circ$) each time the direction of the applied shear stress is reversed during cyclic loading.

For a direct comparison with isotropically consolidated specimens, and in order to separate the effects of gradual principal stress rotation from step principal stress rotation during undrained cyclic loading, a series of tests was conducted where the shear stress at the end of anisotropic consolidation was reduced to zero (isotropic stress conditions) under undrained conditions, constant mean total stress p , and $\alpha = 0^\circ$. Shibuya *et al.* (2003) have considered this type of test as anisotropically consolidated, and studied its response to monotonic torsional loading. Comparison of the response of the two test series will reveal whether the influence of anisotropic consolidation is retained after unloading to the isotropic axis.

For simplicity, the anisotropically consolidated specimens sheared under varying α will be referred to in this paper as $AC_{(\alpha)}$; the anisotropically consolidated specimens subjected to undrained unloading to the isotropic axis and subsequently sheared under $\alpha = \pm 45^\circ$ as $AC_{(45)}$; and the isotropically consolidated specimens also sheared under $\alpha = \pm 45^\circ$ as IC.

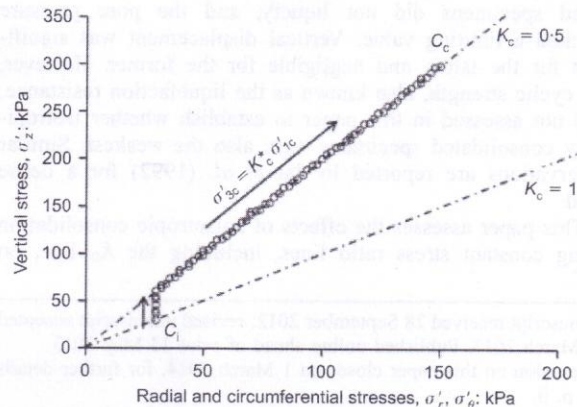


Fig. 2. Consolidation path

DESCRIPTION OF TEST RESULTS

Isotropically consolidated specimens

Typical results for isotropically consolidated Ottawa sand specimens subjected to cyclic loading are shown in Figs 3 and 4 for two different consolidation levels. Specimen characteristics are included in Table 1. In Figs 3(a) and 4(a) the stress paths followed by specimens of similar density under monotonic torsional loading have been included. As the initial confining level increases from $p'_i = 120$ kPa to $p'_i = 320$ kPa, the response of the sand specimens to monotonic loading

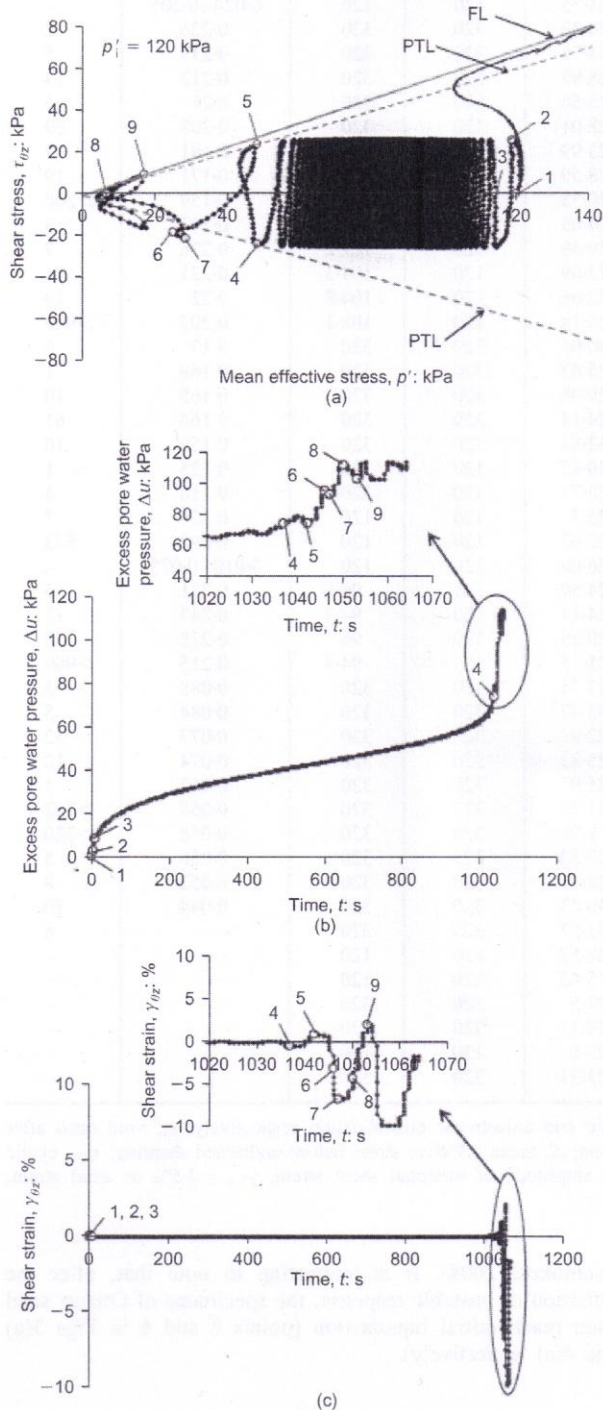


Fig. 3. Undrained cyclic torsional hollow cylinder test on isotropically consolidated (IC) Ottawa sand specimen (OTT6) at $\Delta\tau_{\theta z} = \pm 25.9$ kPa: (a) effective stress path; (b) excess pore water pressure against time; (c) shear strain against time

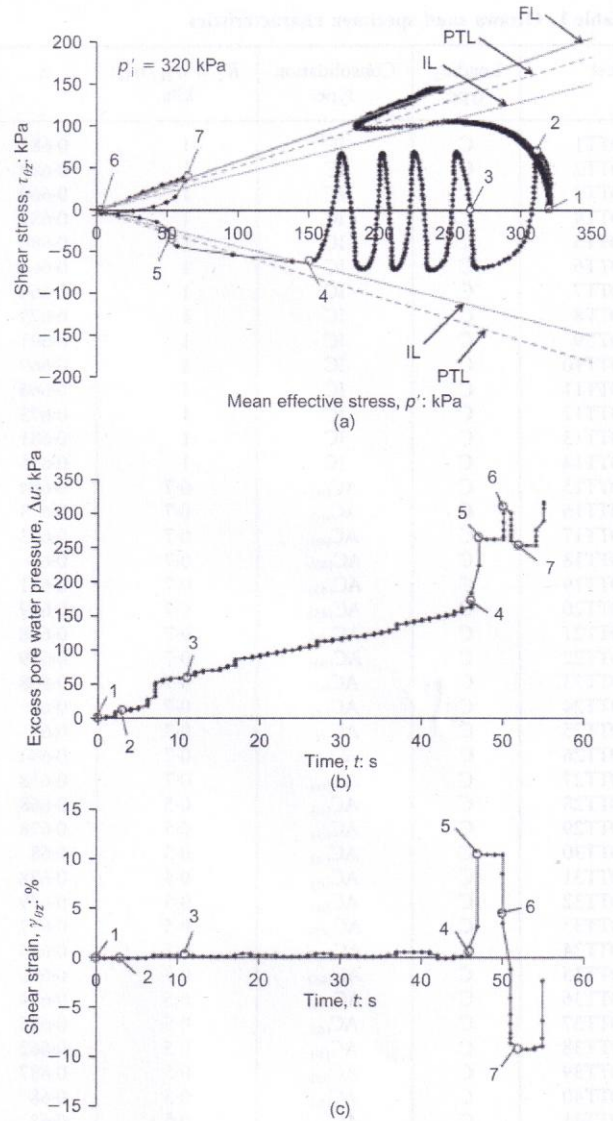


Fig. 4. Undrained cyclic torsional hollow cylinder test on isotropically consolidated (IC) Ottawa sand specimen (OTT13) at $\Delta\tau_{\theta z} = \pm 70.0$ kPa: (a) effective stress path; (b) excess pore water pressure against time; (c) shear strain against time

turns from stable to slightly brittle (compare Fig. 3(a) with Fig. 4(a)). Note that shear stress $|\tau_{\theta z}| = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ (equation (4)) for isotropically consolidated specimens. In Fig. 3(a) the phase transformation line (PTL) and failure line (FL) defined under monotonic loading have been included, together with their symmetrical lines with respect to the mean effective stress axis. The cyclic effective stress path appears to be bounded initially by the monotonic stress path (points 1–2), and subsequently by the PTLs; after relatively stable behaviour, unstable response is introduced as a sudden increase in accumulated excess pore water pressure and shear strains, observed at point 4 in the vicinity of the PTL. The first loading cycle in Fig. 3(a) is wider than subsequent cycles, since it is associated with higher excess pore water pressure (points 1–3) in Fig. 3(b), where the steady development of pore water pressure associated with the intermediate cycles can also be observed, as well as the sudden increase at point 4 and the subsequent response leading to initial liquefaction at point 8. The corresponding accumulation of shear strains is shown in Fig. 3(c), where characteristic points have also been marked.

Similar observations can be made for the tests at

Table 1. Ottawa sand specimen characteristics

Test	Loading type	Consolidation type	$K_c = \sigma'_{3c}/\sigma'_{1c}$: kPa	e_1	D_r : %	p'_c : kPa	p'_i : kPa	τ_{SA}/p'_i	N^*
OTT1	C	IC	1	0.683	24.75	120	120	0.233	12
OTT2	C	IC	1	0.689	21.93	120	120	0.229	2
OTT3	C	IC	1	0.669	30.27	120	120	0.223	39
OTT4	C	IC	1	0.681	25.25	120	120	0.216	17
OTT5	C	IC	1	0.696	19.25	120	120	0.216	>200
OTT6	C	IC	1	0.666	31.78	120	120	0.208	108
OTT7	C	IC	1	0.666	31.67	120	120	0.199	>980
OTT8	C	IC	1	0.673	28.87	120	120	0.106–0.220	–
OTT9	C	IC	1	0.691	21.35	120	120	0.024–0.205	–
OTT10	C	IC	1	0.669	30.39	320	320	0.226	2
OTT11	C	IC	1	0.666	31.78	320	320	0.219	5
OTT12	C	IC	1	0.673	28.95	320	320	0.212	13
OTT13	C	IC	1	0.681	25.56	320	320	0.21	5
OTT14	C	IC	1	0.675	28.01	320	320	0.208	59
OTT15	C	AC _(α)	0.7	0.684	23.99	120	120	0.181	2
OTT16	C	AC _(α)	0.7	0.673	28.59	120	120	0.171	19
OTT17	C	AC _(α)	0.7	0.693	20.58	120	120	0.159	>200
OTT18	C	AC ₍₄₅₎	0.7	0.68	26.03	120	103.8	0.247	3
OTT19	C	AC ₍₄₅₎	0.7	0.671	29.59	120	107.2	0.228	7
OTT20	C	AC ₍₄₅₎	0.7	0.689	22.09	120	104.3	0.221	71
OTT21	C	AC ₍₄₅₎	0.7	0.688	22.66	120	104.8	0.22	19
OTT22	C	AC ₍₄₅₎	0.7	0.679	26.18	120	108.1	0.207	>980
OTT23	C	AC _(α)	0.7	0.668	30.95	320	320	0.17	6
OTT24	C	AC _(α)	0.7	0.68	25.63	320	320	0.168	1
OTT25	C	AC _(α)	0.7	0.67	29.98	320	320	0.165	10
OTT26	C	AC _(α)	0.7	0.684	24.14	320	320	0.164	61
OTT27	C	AC _(α)	0.7	0.658	32.84	320	320	0.159	10
OTT28	C	AC _(α)	0.5	0.668	30.82	120	120	0.125	1
OTT29	C	AC _(α)	0.5	0.678	26.71	120	120	0.118	4
OTT30	C	AC _(α)	0.5	0.68	25.7	120	120	0.106	7
OTT31	C	AC _(α)	0.5	0.688	22.67	120	120	0.092	543
OTT32	C	AC _(α)	0.5	0.679	26.06	120	120	0.010–0.075	–
OTT33	C	AC ₍₄₅₎	0.5	0.683	24.59	120	96.6	0.271	5
OTT34	C	AC ₍₄₅₎	0.5	0.684	24.14	120	94.3	0.247	11
OTT35	C	AC ₍₄₅₎	0.5	0.693	20.28	120	96	0.225	50
OTT36	C	AC ₍₄₅₎	0.5	0.674	28.35	120	94.4	0.215	>900
OTT37	C	AC _(α)	0.5	0.675	27.75	320	320	0.088	3
OTT38	C	AC _(α)	0.5	0.662	33.47	320	320	0.084	5
OTT39	C	AC _(α)	0.5	0.687	22.83	320	320	0.077	32
OTT40	C	AC _(α)	0.5	0.68	25.83	320	320	0.074	10
OTT41	C	AC _(α)	0.5	0.68	25.97	320	320	0.062	3
OTT42	C	AC _(α)	0.5	0.689	21.96	320	320	0.058	>782
OTT43	C	AC _(α)	0.5	0.666	31.76	320	320	0.058	>220
OTT44	C	AC _(α)	0.5	0.676	27.52	320	320	0.056	5
OTT45	C	AC _(α)	0.5	0.673	28.91	320	320	0.052	8
OTT46	C	AC _(α)	0.5	0.669	30.23	320	320	0.044	10
OTT47	M	AC _(α)	0.5	0.661	33.57	320	320	–	8
OTT48	M	IC	1	0.673	28.57	120	120	–	–
OTT49	M	IC	1	0.681	25.42	120	120	–	–
OTT50	M	IC	1	0.676	27.5	320	320	–	–
OTT51	M	AC _(α)	0.7	0.674	28.33	320	320	–	–
OTT52	M	AC _(α)	0.5	0.676	27.5	120	120	–	–
OTT53	M	AC _(α)	0.5	0.686	23.33	320	320	–	–

Note: M, C, monotonic and cyclic loading respectively; IC, AC, isotropic and anisotropic consolidation respectively; e_1 , void ratio after consolidation; D_r , relative density; p'_c , mean effective stress after consolidation; p'_i , mean effective stress before undrained shearing; τ_{SA} , cyclic shear stress amplitude; N^* , number of cycles required to develop single amplitude of torsional shear strain, $\gamma_{SA} = 2.5\%$ or axial strain, $\epsilon_{axial} = 5\%$.

$p'_i = 320$ kPa shown in Fig. 4; however, it is in the vicinity of the instability line defined under monotonic loading, at point 4, that unstable behaviour is introduced under cyclic loading as the rate of excess pore water pressure and shear strain accumulation suddenly increases, as shown in Figs 4(b) and 4(c) respectively. The onset of unstable response under cyclic loading in the vicinity of bounding envelopes defined under monotonic loading has been observed for other isotropically consolidated sands exhibiting stable and/or brittle response under torsional loading (Georgiannou &

Tsomokos, 2008). It is interesting to note that, after the initiation of unstable response, the specimens of Ottawa sand soon reach initial liquefaction (points 8 and 6 in Figs 3(a) and 4(a) respectively).

Anisotropically consolidated specimens

The behaviour of anisotropically consolidated Ottawa sand will be explored next, in terms of its bounding envelopes defined under monotonic loading. Typical results are presented

for two cases: $K_c = 0.5$, which resulted in K_0 conditions (Fig. 5); and $K_c = 0.7$ (Fig. 7), at an intermediate stress ratio between one-dimensional and isotropic consolidation. In Fig. 5(a), under monotonic loading, the anisotropically consolidated specimen shows collapse associated with excessive axial strains and barrelling. The instability line has been drawn in the figure based on monotonic loading tests on denser specimens. The effective stress path under cyclic loading shows unstable response in the vicinity of the instability line (point 1 in Fig. 5(a)), just like the isotropically consolidated specimen shown in Fig. 4. As cyclic and monotonic loading were applied under a stress-controlled mode, the response of the specimens after reaching the instability line was not recorded accurately (points 1 to 2 for the cyclic test in Fig. 5(a)) until the material strain-hardened upon reaching the PTL, where it remained. Sivathayalan & Ha (2011) also reported that cyclic paths travel along the PTL instead of the FL for cyclic simple shear tests on loose and dense sand specimens with different levels of initial static shear stress.

Despite the sudden drop in strength evidenced in Fig. 5(a), the excess pore pressure never reaches the initial mean effective stress p'_i , and the specimen does not liquefy; accumulation of excessive axial strain was followed by a nearly stable effective stress cycle associated with very small fluctuation of pore water pressure and shear strain. This behaviour is shown in detail in terms of excess pore water pressure (Fig. 5(b)), shear strain development (Fig. 5(c)) and axial strain development (Fig. 5(d)). The higher rate of pore pressure accumulation observed in the first cycle for isotropically

consolidated specimens (Figs 3(b) and 4(b)) is not observed for the anisotropically consolidated specimen along the $K_c = K_0 = 0.5$ line.

In Fig. 6(a) the cyclic path is plotted in terms of $\tau_{\theta z}$ against mean effective stress, and in Fig. 6(b) the variation of the angle α of the major effective stress σ'_1 to the vertical is plotted against mean effective stress. The application of shear stress induces continuous principal stress rotation from zero to $\sim \pm 6^\circ$, unlike the isotropically consolidated specimens, for which the variation is not continuous, but steps from $+45^\circ$ to -45° . At larger amplitudes of torsional cyclic shear stress, with other parameters held constant, the amplitude of α increases (e.g. $\alpha = \pm 14^\circ$ for $\Delta\tau_{\theta z} = \pm 60$ kPa). The variation of α is shown in detail for the sixth cycle and a stable cycle (the 14th), in the inset diagrams in Fig. 6(b).

In Fig. 7 the monotonic and cyclic behaviour are compared for specimens of similar density, anisotropically consolidated along a constant $K_c = 0.7$ line; this consolidation path did not result in zero lateral strains. Under monotonic loading the sand retains its brittle characteristics, although brittleness is reduced compared with the specimen anisotropically consolidated to $K_c = 0.5$, owing to the lower static deviatoric stress at the end of consolidation; the isotropically consolidated specimen, at the same density, showed only mild brittleness in Fig. 4, indicating that brittleness is exacerbated by anisotropic consolidation. It is interesting to note that despite the different stress paths observed under monotonic loading with varying K_c , the cyclic stress path shows unstable response in the vicinity of the unique

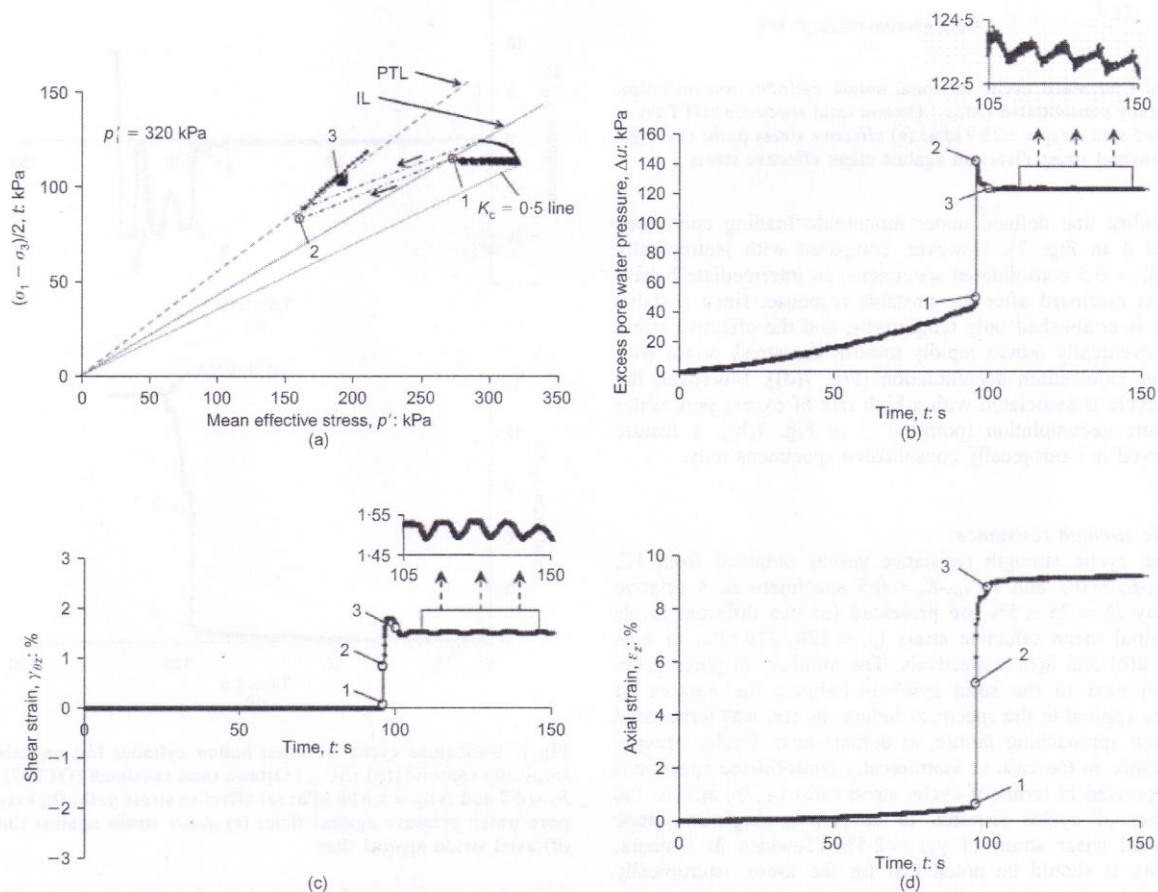


Fig. 5. Undrained cyclic torsional hollow cylinder test on anisotropically consolidated ($AC_{(a)}$) Ottawa sand specimen (OTT40) at $K_c = 0.5$ and $\Delta\tau_{\theta z} = \pm 25.9$ kPa: (a) effective stress path; (b) excess pore water pressure against time; (c) shear strain against time; (d) axial strain against time

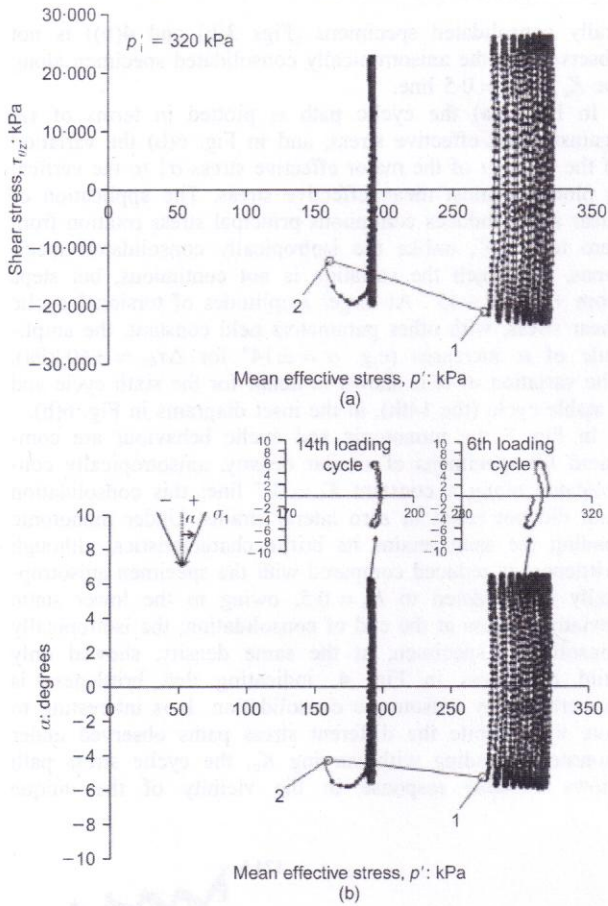


Fig. 6. Undrained cyclic torsional hollow cylinder test on anisotropically consolidated ($AC_{(\alpha)}$) Ottawa sand specimen (OTT40) at $K_c = 0.5$ and $\Delta\tau_{\theta z} = \pm 25.9$ kPa: (a) effective stress path; (b) angle of principal stress direction against mean effective stress

instability line defined under monotonic loading conditions (point 4 in Fig. 7). However, compared with isotropically and $K_c = 0.5$ consolidated specimens, an intermediate behaviour is disclosed after the unstable response, since a stable cycle is established only temporarily, and the effective stress path eventually moves rapidly towards the stress origin with further axial strain accumulation (Fig. 7(d)). Moreover, the first cycle is associated with a high rate of excess pore water pressure accumulation (points 1–3 in Fig. 7(b)), a feature observed in isotropically consolidated specimens only.

Cyclic strength resistance

The cyclic strength resistance curves obtained from IC, $AC_{(\alpha)}-K_c = 0.7$ and $AC_{(\alpha)}-K_c = 0.5$ specimens at a relative density $D_r = 25 \pm 5\%$ are presented for two different levels of initial mean effective stress ($p'_i = 120, 320$ kPa) in Figs 8(a), 8(b) and 8(c) respectively. The numbers in parentheses shown next to the solid symbols indicate the number of cycles applied to the specimen before the test was terminated without approaching failure, as defined next. Cyclic strength resistance in the case of isotropically consolidated specimens is expressed in terms of cyclic stress ratio τ_{SA}/p'_i against the number of cycles required to develop a single-amplitude torsional shear strain of $\gamma_{SA} = 2.5\%$ (Towhata & Ishihara, 1985a). It should be noted that for the loose, isotropically consolidated specimens the resistance to cause initial liquefaction ($\Delta u/p'_i = 1$) and that to develop $\gamma_{SA} = 2.5\%$ are approximately the same. In the case of the anisotropically consolidated specimens, the cyclic strength resistance was

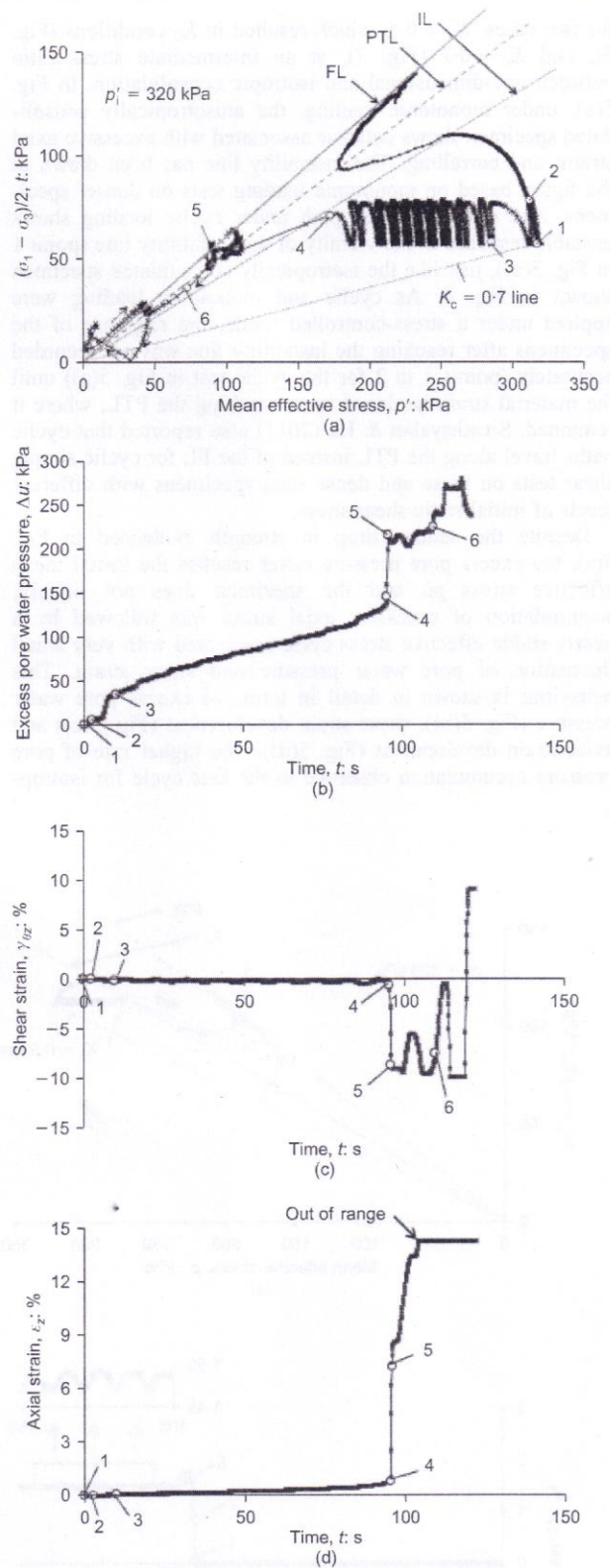


Fig. 7. Undrained cyclic torsional hollow cylinder test on anisotropically consolidated ($AC_{(\alpha)}$) Ottawa sand specimen (OTT27) at $K_c = 0.7$ and $\Delta\tau_{\theta z} = \pm 52.8$ kPa: (a) effective stress path; (b) excess pore water pressure against time; (c) shear strain against time; (d) axial strain against time

defined as the lesser of the number of cycles to reach either a single-amplitude torsional shear strain of $\gamma_{SA} = 2.5\%$ or accumulated axial strain $\epsilon_{axial} = 5\%$. The failure criterion of 5% axial strain was often used to define cyclic strength

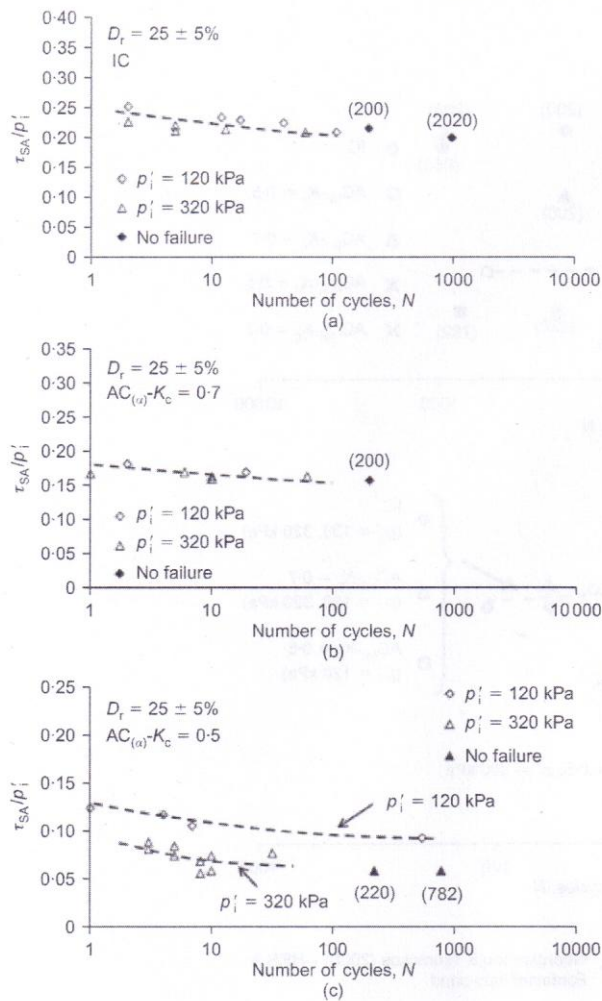


Fig. 8. Relationship between normalised cyclic stress ratio, τ_{SA}/p'_i , and number of cycles to develop single amplitude of torsional shear strain $\gamma_{SA} = 2.5\%$ or axial strain $\epsilon_{axial} = 5\%$: (a) isotropically (IC); (b) anisotropically ($AC_{(45)}-K_c = 0.7$) and (c) anisotropically ($AC_{(45)}-K_c = 0.5$) consolidated Ottawa sand specimens

resistance in laboratory testing (Vaid & Chern, 1983; Hyodo *et al.*, 1991). It should be noted that for the anisotropically consolidated specimens the presence of a static deviatoric stress acts as the driving force, leading to spontaneous settlement and lateral bulging during cyclic shearing (Figs 5(d) and 7(d)). Therefore, for the case of anisotropically consolidated specimens, the critical factor that determines the cyclic strength resistance is the number of cycles required to develop a specified amount of axial strain (i.e. $\epsilon_{axial} = 5\%$).

Normalisation with respect to initial mean effective stress in Figs 8(a) and 8(b) shows that for the isotropically and anisotropically consolidated specimens of Ottawa sand (IC and $AC_{(45)}-K_c = 0.7$ respectively), increasing mean effective stress from $p'_i = 120$ kPa to 320 kPa has no significant effect on the cyclic strength resistance. Vaid & Sivathayalan (1996) also found that at the loosest states an increase in confining stress level, from 50 kPa to 400 kPa, had little effect on the resistance to liquefaction of isotropically consolidated sand specimens when subjected to cyclic torsional shear.

However, a completely different picture is illustrated for the $AC_{(45)}-K_c = 0.5$ one-dimensionally consolidated specimens in Fig. 8(c), where the cyclic strength resistance

decreases by about 35% when the initial mean effective stress increases from $p'_i = 120$ kPa to $p'_i = 320$ kPa. This behaviour may be attributed to the fact that, at lower values of K_c and higher consolidation stress levels, the specimens bear a significant amount of axial load, leading to unstable response during cyclic loading; this pronounced stress-level dependence is of great practical concern in geotechnical engineering.

In Fig. 9(a), apart from the tests presented in Fig. 8, a series of tests has been included where the specimens after anisotropic consolidation along the $K_c = 0.5$ or 0.7 line were unloaded undrained to the isotropic axis under constant total mean stress p , before the application of cyclic loading; these tests are referred to as $AC_{(45)}-K_c = 0.5$ and 0.7. This figure demonstrates that the latter consolidation history erases the effect of anisotropic consolidation, since the cyclic resistance of the $AC_{(45)}$ specimens coincides with that of the isotropically consolidated (IC) specimens. Regarding the specimens subject to cyclic loading from anisotropic stress conditions with continuous rotation of the principal stress axes ($AC_{(45)}-K_c = 0.5$ and 0.7), a reduction of the cyclic strength resistance is observed with decreasing K_c value as the distance from the isotropic axis increases. For tests with lateral constraint, Ishihara *et al.* (1985) and Hosono & Yoshimine (2008) found that the cyclic strength resistance ratio to the initial vertical stress decreased with decreasing K_c . However, Ishihara *et al.* (1985) observed that the ratio to the initial mean effective stress, p'_i is independent of the value of K_c , and considered it a more meaningful variable to specify conditions at failure. The results of the present study indicate that, for tests without lateral constraint, K_c significantly affects the cyclic strength resistance ratio to initial mean effective stress, τ_{SA}/p'_i . It should be noted that the reported observations refer to loose specimens, and the effect of density on anisotropically consolidated specimens may alter the observed response.

In Fig. 9(b) the shear stress ratio τ_{SA}/p'_i has been normalised with respect to K_c to take into account the effect of consolidation ratio. The normalised resistances of the anisotropically consolidated specimens along the $K_c = 0.7$ line, positioned closer to the isotropic axis, merge with the results for the isotropically consolidated specimens. The same holds for specimens consolidated along the $K_c = 0.5$ line at $p'_i = 120$ kPa. However, at the higher stress level of $p'_i = 320$ kPa the cyclic strength resistance curves deviate from the rest, indicating the stress-level dependence of anisotropically consolidated specimens at $K_c = 0.5$.

Finally, in Fig. 9(c) the test results presented in Fig. 9(b) have been normalised with respect to the void ratio function $f(e_i) = (2.17 - e_i)^2 / (1 + e_i)$ proposed by Hardin & Richart (1963), in order to compare them with the results of other studies, which include data reported by Georgiannou & Tsomokos (2008), Towhata & Ishihara (1985a) and Tatsuoka *et al.* (1982). The latter refer to specimens subjected to cyclic torsional loading after isotropic consolidation at various densities; sands of different origins appear to merge after normalisation. The data for anisotropically consolidated Ottawa sand specimens at $p'_i = 120$ kPa appear to merge after normalisation with the data for isotropically consolidated specimens. However, at higher confining stress levels ($p'_i = 320$ kPa) and lower values of K_c ($K_c = 0.5$), specimens exhibit significantly lower resistance to cyclic loading.

Pore pressure behaviour during cyclic loading

For anisotropically consolidated ($AC_{(45)}$) specimens, the pore water pressure build-up during cyclic loading stabilises to a terminal value, associated with failure due to excessive axial strains, when a stable or temporarily stable effective

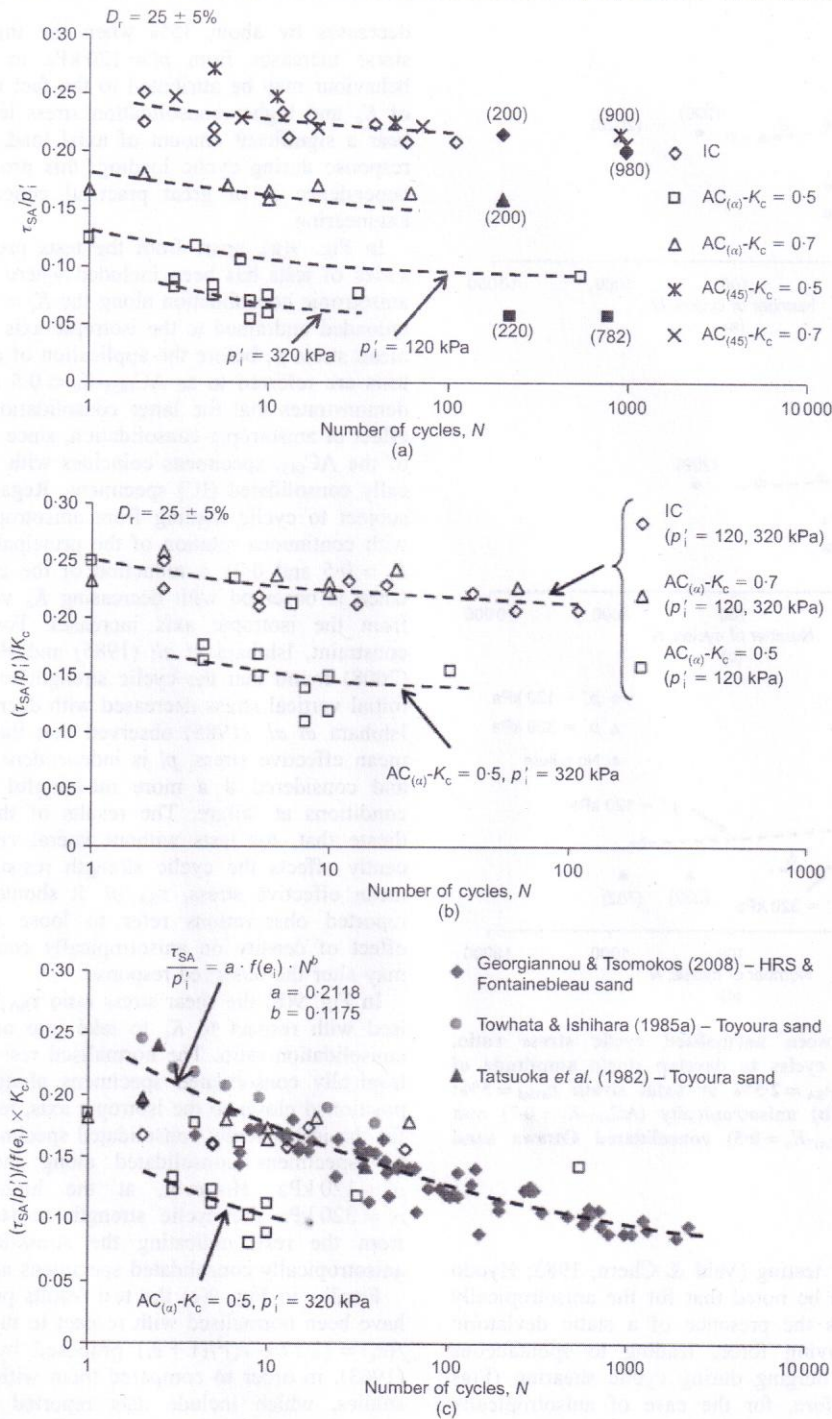


Fig. 9. (a) Comparison between cyclic strength resistance curves of isotropically (IC) and anisotropically ($AC_{(\alpha)}-K_c = 0.5, 0.7, AC_{(45)}-K_c = 0.5, 0.7$) consolidated Ottawa sand specimens; (b) results normalised with respect to consolidation stress ratio, K_c ; (c) results normalised with respect to K_c and void ratio function

stress path is established along the PTL (point 3 in Fig. 5(b) and point 5 in Fig. 7(b) respectively), while for isotropically consolidated specimens this value more or less equals the initial mean effective stress (point 8 in Fig. 3(b) and point 6 in Fig. 4(b)). In Fig. 10(a), the terminal pore water pressure, normalised with respect to initial mean effective stress, $(\Delta u/p'_i)_{\text{terminal}}$, is plotted against the applied normalised cyclic shear stress ratio, τ_{SA}/p'_i . It is observed that the higher the stress ratio, K_c , during consolidation, the greater the terminal value of excess pore water pressure generated

during the test. It is noteworthy that, for a given K_c , the value of the normalised terminal pore water pressure is independent of the applied normalised shear stress amplitude and initial stress level.

The measured values of $(\Delta u/p'_i)_{\text{terminal}}$ may be expressed in the form

$$\left(\frac{\Delta u}{p'_i}\right)_{\text{terminal}} = 1 - \left(\frac{1 - K_c}{1 + K_c} \cdot \frac{1}{\sin \phi'_{\text{PTL}}}\right) \quad (10)$$

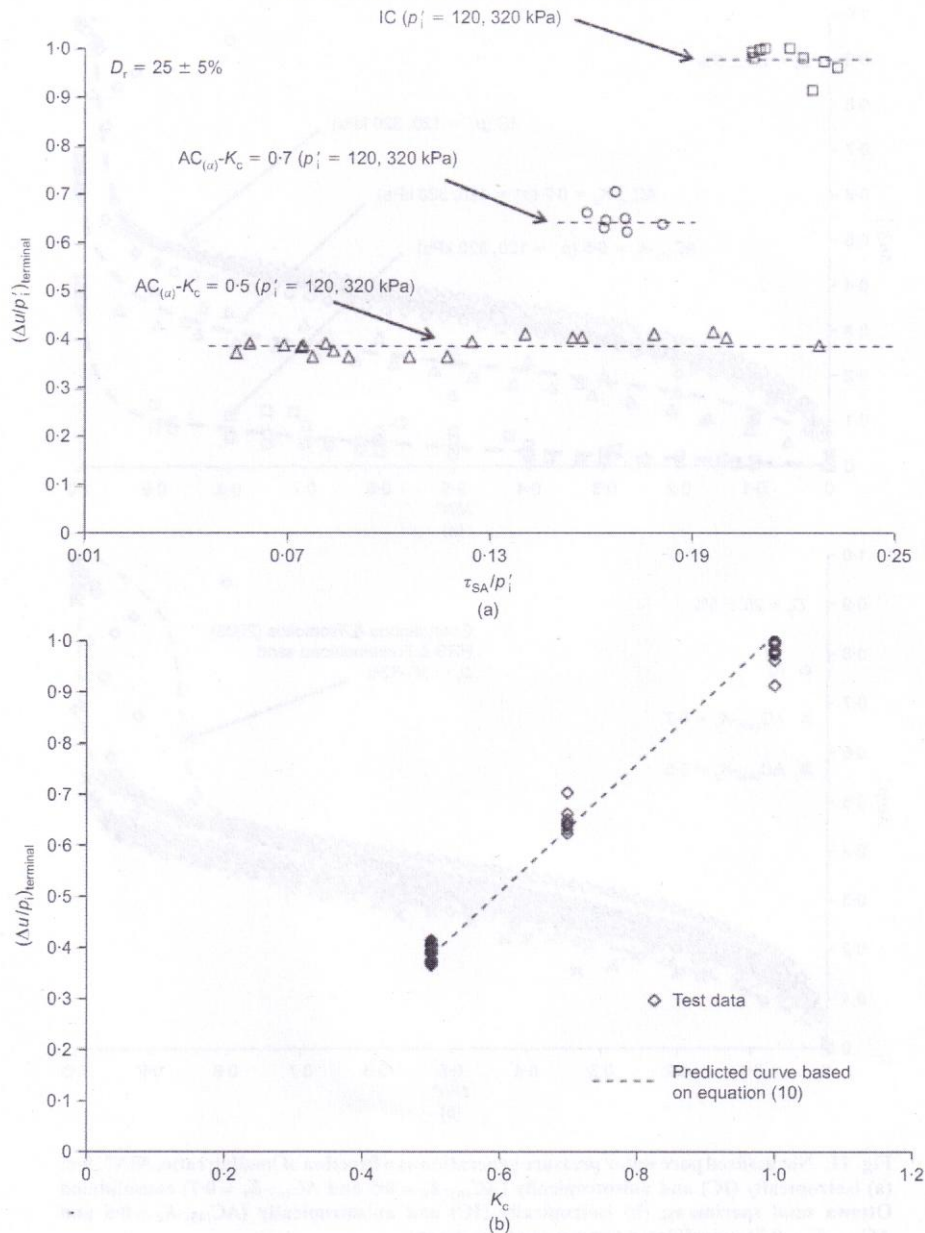


Fig. 10. (a) Variation of normalised terminal pore water pressure, $(\Delta u/p'_i)_{\text{terminal}}$, with cyclic shear stress ratio, τ_{SA}/p'_i , for isotropically (IC) and anisotropically ($AC_{(\alpha)}-K_c = 0.7$ and $AC_{(\alpha)}-K_c = 0.5$) consolidated Ottawa sand specimens; (b) relation between normalised terminal pore water pressure, $(\Delta u/p'_i)_{\text{terminal}}$, and consolidation stress ratio, K_c

where $\phi'_{\text{PTL}} = 32^\circ$ is the mobilised angle at phase transformation along which the terminal pore water pressure is observed for the $AC_{(\alpha)}$ specimens; for the IC specimens that liquefy, $\Delta u/p'_i = 1$ for $K_c = 1$, irrespective of $\sin \phi'_{\text{PTL}}$.

The existence of a terminal pore water pressure in the case of anisotropically consolidated specimens subjected to triaxial cyclic loading has been pointed out in the literature (Erguvanli & Özyaydin, 1983; Vaid & Chern, 1983). The test results reported in Fig. 10(a) reveal that it also exists under torsional loading, and can be predicted by equation (10), shown by the dotted line in Fig. 10(b). However, equation (10) is different from that reported in the literature for triaxial tests.

Regarding the development of excess pore water pressure with cycles, in Fig. 11(a) the excess pore water pressure at the end of each cycle has been normalised with respect to initial

mean effective stress ($\Delta u/p'_i$) and plotted against the current cycle number, normalised by the number of cycles required to develop a single-amplitude shear strain $\gamma_{SA} = 2.5\%$ and $\epsilon_{\text{axial}} = 5\%$ for isotropically and anisotropically consolidated specimens (IC and $AC_{(\alpha)}-K_c = 0.5, 0.7$) respectively. This method of plotting excess pore pressure development as a function of the number of loading cycles ratio was used in several studies (Lee & Albaisa, 1974; De Alba *et al.*, 1976). It can be observed that the normalised results form a narrow band for each group of experiments (IC, $AC_{(\alpha)}-K_c = 0.7$, $AC_{(\alpha)}-K_c = 0.5$), irrespective of shear stress amplitude and stress level. However, these bands differ when compared with each other in both location and shape. The IC specimens form the upper band, and exhibit an initial phase of high rate of excess pore water pressure accumulation associated with the first cycles, followed by a phase during which a lower rate of

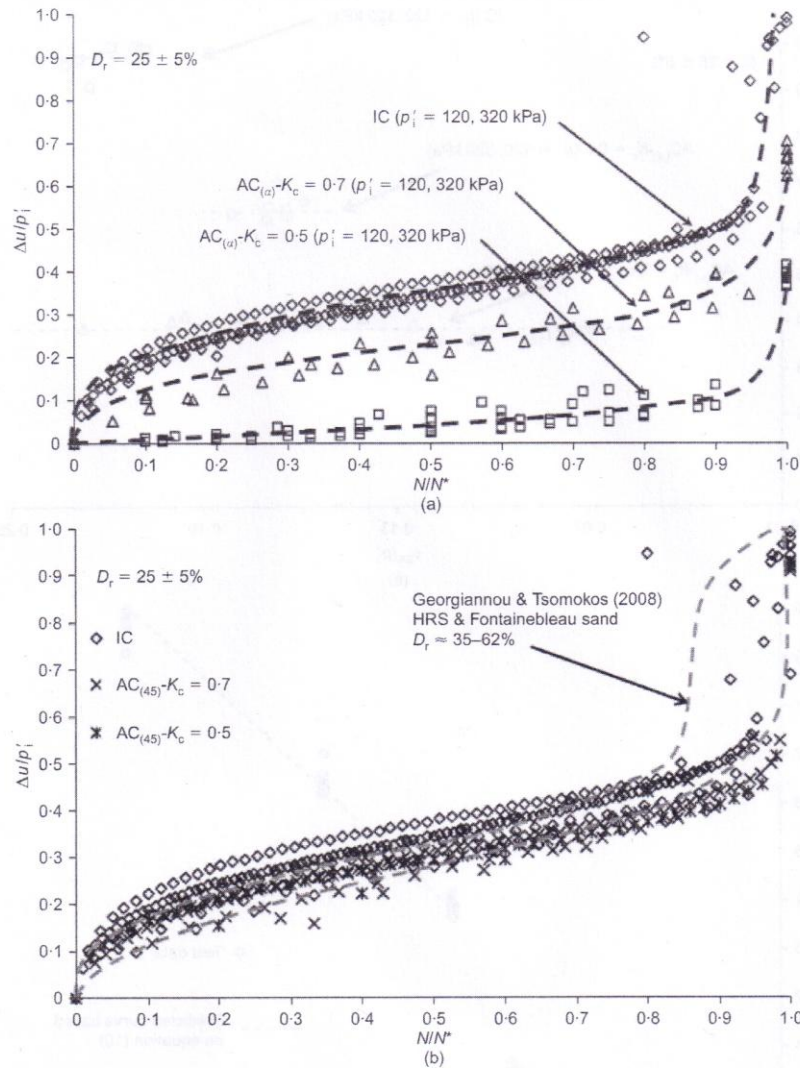


Fig. 11. Normalised pore water pressure generation as a function of loading ratio, N/N^* , for: (a) isotropically (IC) and anisotropically ($AC_{(a)}-K_c = 0.5$ and $AC_{(a)}-K_c = 0.7$) consolidated Ottawa sand specimens; (b) isotropically (IC) and anisotropically ($AC_{(45)}-K_c = 0.5$ and $AC_{(45)}-K_c = 0.7$) consolidated Ottawa sand specimens

excess pore water pressure accumulation remains nearly constant up to the initiation of unstable response. In contrast, the $AC_{(a)}-K_c = 0.5$ specimens form the lower band, and exhibit an almost constant rate of water pressure accumulation up to the initiation of unstable response. The response of the $AC_{(a)}-K_c = 0.7$ specimens appears to be intermediate.

In Fig. 11(b) the excess pore pressure generation pattern only for the IC specimens of the present study is compared with that of isotropically consolidated HRS and Fontainebleau sands (Geogiannou & Tsomokos, 2008). Two test series ($AC_{(45)}-K_c = 0.5$ and 0.7), described in Table 1, on specimens unloaded undrained to the isotropic axis under constant p , after anisotropic consolidation and before the application of cyclic loading, were included in the comparison. It can be observed that the test data are plotted within a narrow band, similar to that indicated by the dotted lines for finer sands, $D_{50} = 0.2-0.3$ mm. The data also confirm that unloading to the isotropic axis after anisotropic consolidation eliminates its effect, since the results for IC and $AC_{(45)}$ specimens coincide, irrespective of K_c followed during initial

anisotropic consolidation of the latter, an observation supporting the results shown in Fig. 9(a), and indicating that the effects of this combined consolidation path are stress induced rather than fabric/strain induced, at least for this rounded sand.

The development of excess pore water pressure with cycles normalised by mean effective stress, p'_i , for all IC and $AC_{(a)}$ specimens tested in this study at different consolidation stress ratios, K_c , is plotted in Fig. 12(a) against the accumulated shear work per unit volume, W_s , absorbed by the specimen until it fails. Shear work is related to the excess pore water pressure measured at the end of each loading cycle when the torsional shear, $\tau_{\theta z}$, is unloaded to zero. The shear work per unit volume increment, dW_s , absorbed by a hollow cylindrical specimen was calculated by the following expression (after Towhata & Ishihara, 1985b)

$$dW_s = \sigma'_z d\varepsilon_z + 2\sigma'_\theta d\varepsilon_\theta + \tau_{\theta z} d\gamma_{\theta z} \quad (11)$$

where ε_z and ε_θ are the axial and circumferential strains respectively, and $\gamma_{\theta z}$ is the shear strain due to torsion. The

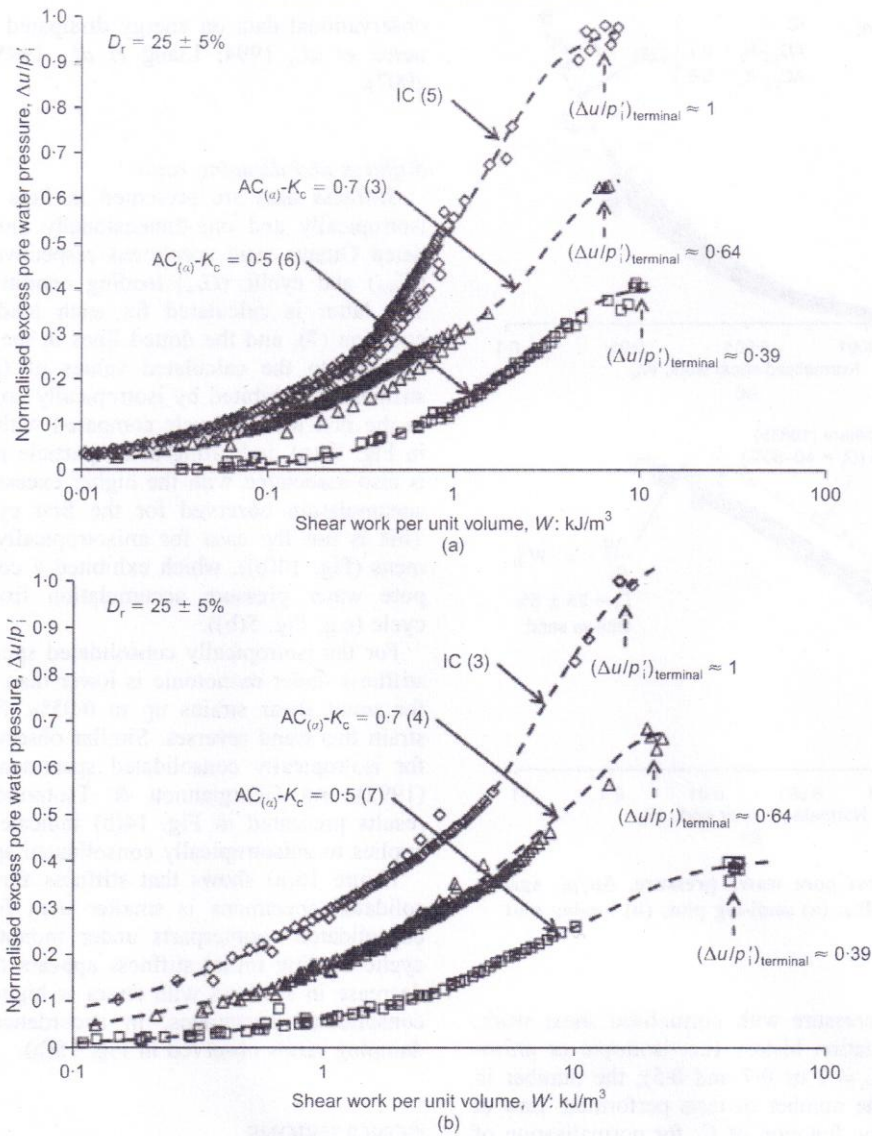


Fig. 12. Normalised excess pore water pressure, $\Delta u/p'_i$, against shear work per unit volume, W , at: (a) $p'_i = 120$ kPa; (b) $p'_i = 320$ kPa

amount of energy dissipated by torsion is commonly represented by the area of the hysteresis loop in a stress-strain diagram. Energy is accumulated up to failure using a failure criterion of $\gamma_{SA} = 2.5\%$ and/or initial liquefaction in the case of IC specimens and $\epsilon_{axial} = 5\%$ in the case of AC specimens.

The test results (number of tests indicated in parentheses) shown in Fig. 12(a) for $p'_i = 120$ kPa suggest that, for a given consolidation stress ratio K_c , a unique relation exists between shear work and excess pore water pressure accumulation during cyclic torsional loading, and that this relationship is independent of the shear stress amplitude. The same trend is observed for $p'_i = 320$ kPa in Fig. 12(b). It is interesting to note that the shear work per unit volume required for failure of the specimen due either to initial liquefaction or to excessive deformation ($\epsilon_{axial} = 5\%$) for IC and AC specimens respectively appears to be the same, irrespective of shear stress amplitude and consolidation stress ratio K_c ; a tendency for higher values is observed for $K_c = 0.5$. This series of tests exhibits spontaneous collapse (Fig. 5(d)), and, as a consequence, shear work is calculated at slightly higher values of ϵ_{axial} than 5%. The terminal normalised excess pore water values

marked in Figs 12(a) and 12(b) are in accordance with Fig. 10(a).

Relations between dissipated energy and excess pore water pressure accumulation were also presented for torsional simple shear tests on loose isotropically consolidated Toyoura sand specimens ($D_r = 40-50\%$) under $p'_i = 294$ kPa by Towhata & Ishihara (1985b). Their test results have shown that the excess pore water pressure is governed solely by the accumulated shear work, and is independent of the shear stress schemes, which were varied during cyclic loading. The test results of the present study, however, demonstrate that the excess pore pressure development is very sensitive to different preloading histories applied by way of different consolidation stress ratio (K_c) paths.

In Fig. 13(a) the excess pore water pressure accumulation during cyclic loading has been plotted against normalised shear work W_N , where W_N is the current shear work normalised with respect to mean effective stress p'_i and consolidation stress ratio K_c through the expression

$$W_N = (1 - 3 \log K_c) \frac{W}{p'_i} \quad (12)$$

In Fig. 13(a) a unique relationship describes the development

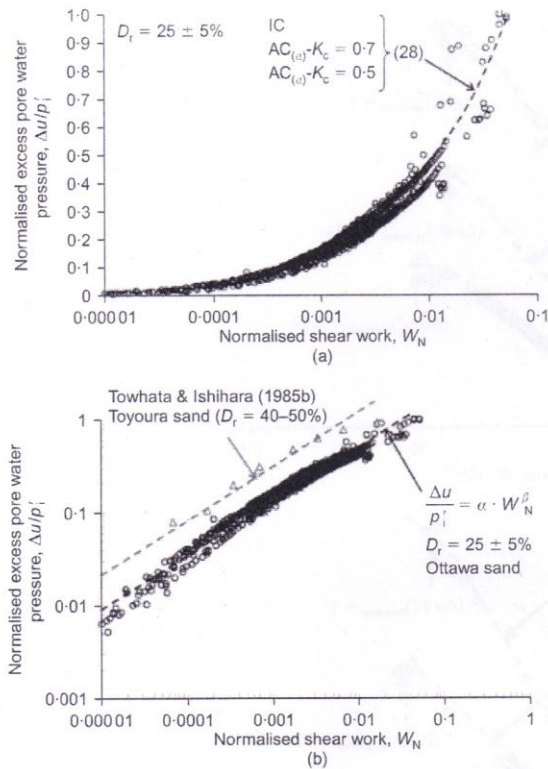


Fig. 13. Normalised excess pore water pressure, $\Delta u/p'_i$, against normalised shear work, W_N : (a) semi-log plot; (b) log-log plot

of excess pore water pressure with normalised shear work, irrespective of consolidation history (i.e. isotropic or anisotropic consolidation: $K_c = 1$ or 0.7 and 0.5); the number in parentheses refers to the number of tests performed. Law *et al.* (1990) used the same function of K_c for normalisation of triaxial test data on a Fujian sand ($D_{50} = 0.4$ mm); it is fortuitous that they had arrived at the same constant value of 3, based on statistical analysis of all their cyclic triaxial data.

Finally, when plotted in a log-log plot, in Fig. 13(b), the energy associated with excess pore water pressure generation up to failure is given by the equation

$$\frac{\Delta u}{p'_i} = \alpha W_N^\beta \quad (13)$$

The average curve for the test results presented by Towhata & Ishihara (1985b) on isotropically consolidated Toyoura sand has been included for comparison in Fig. 13(b). There is an indication that the parameter β may be treated as a unique property for different sands, while the parameter α depends on the sand properties. However, further investigation is required for conclusions to be drawn.

Comparison of Figs 11(a) and 13(a) indicates that energy considerations rather than the number of loading cycles are more appropriate to account for the effect of anisotropic consolidation during cyclic torsional loading, manifested by the development of large axial strains and smaller excess pore water pressures compared with isotropic consolidation, thus justifying the introduction of the energy concept for the analysis of liquefaction of cohesionless soils by Nemat-Nasser & Shokoh (1979). The energy required to induce liquefaction in the laboratory has been used to assess the liquefaction potential of a sand deposit by comparison with

observational data on energy dissipated in earthquakes (Figueroa *et al.*, 1994; Liang *et al.*, 1995; Dief & Figueroa, 2007).

Stiffness and damping ratio

Stiffness data are presented in Figs 14(a) and 14(b) for isotropically and one-dimensionally anisotropically consolidated Ottawa sand specimens respectively under monotonic (G_{sec}) and cyclic (G_{cq}) loading conditions at $p'_i = 120$ kPa. The latter is calculated for each loading cycle based on equation (7), and the dotted lines in the figures are the best-fit lines to the calculated values of G_{cq} . Note that lower stiffness is exhibited by isotropically consolidated specimens in the first loading cycle compared with the next few cycles in Fig. 14(a), indicating some particle rearrangement, which is also associated with the higher excess pore water pressure accumulation observed for the first cycle (e.g. Fig. 3(b)). This is not the case for anisotropically consolidated specimens (Fig. 14(b)), which exhibited a constant rate of excess pore water pressure accumulation from the first loading cycle (e.g. Fig. 5(b)).

For the isotropically consolidated specimens in Fig. 14(a), stiffness under monotonic is lower than under cyclic loading for small shear strains up to 0.05%. For greater values of strain this trend reverses. Similar observations were reported for isotropically consolidated specimens by Shibuya *et al.* (1992) and Georgiannou & Tsomokos (2008). The test results presented in Fig. 14(b) indicate that this trend also applies to anisotropically consolidated specimens.

Figure 15(a) shows that stiffness for anisotropically consolidated specimens is smaller than for their isotropically consolidated counterparts under monotonic loading. Under cyclic loading initial stiffness appears to be similar, but the decrease in stiffness with strain is higher for anisotropically consolidated specimens, in accordance with their higher damping ratios observed in Fig. 15(b).

CONCLUSIONS

It was established that the behaviour of anisotropically consolidated loose Ottawa sand under cyclic torsional loading can be interpreted in terms of a bounding line, namely the instability line defined in monotonic loading tests. When the cyclic stress path approaches the instability line, the rates of excess pore water pressure and strain accumulation suddenly accelerate, and the sand strain-softens. This pattern of cyclic behaviour is independent of consolidation path – that is, isotropic or anisotropic. For specimens isotropically consolidated at low stresses, which do not exhibit brittleness under monotonic loading, the phase transformation line forms the bounding line. Once unstable behaviour is introduced, the isotropically consolidated specimens show initial liquefaction, and the one-dimensionally consolidated specimens acquire a stable stress path.

The terminal excess pore water pressure associated with this final stage, normalised with respect to the initial mean effective stress, was found to increase with increasing consolidation stress ratio, and is independent of initial stress level.

The development of excess pore water pressure during cyclic loading with respect to the ratio of current cycle number to the number of cycles to failure is also dependent on consolidation stress ratio, but independent of stress level. However, a unique relationship describes the development of excess pore water pressure during cyclic loading as a function of normalised shear work.

The cyclic resistance of the sand decreases with decreasing consolidation stress ratio. Moreover, a stress-level

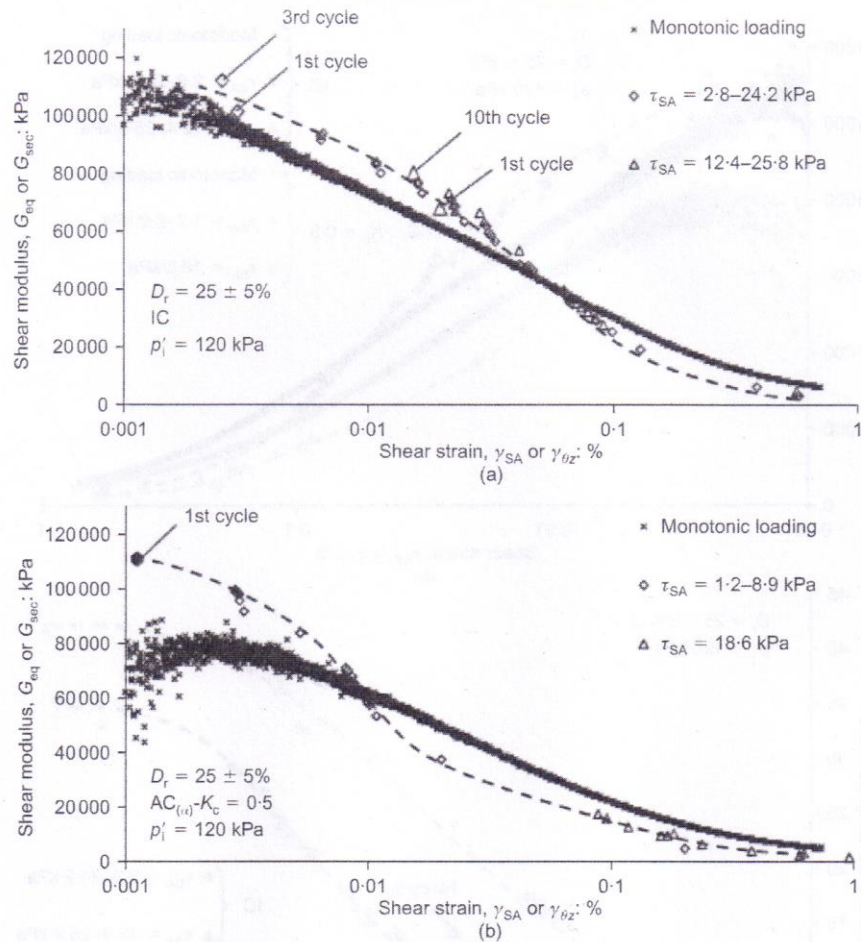


Fig. 14. Stiffness variation with shear strain under monotonic and cyclic loading conditions: (a) isotropically (IC) and (b) anisotropically ($AC_{(a)}-K_c = 0.5$) consolidated loose Ottawa sand specimens

dependence was observed for the lower ratio, which is close to K_0 conditions.

The influence of anisotropic consolidation should not be neglected when defining the stiffness and damping ratio values of a sand. Smaller stiffness and higher hysteretic damping ratio values are observed for the anisotropically consolidated specimens compared with their isotropically consolidated counterparts; however, at very small strains, stiffness under cyclic loading does not appear to be affected by consolidation history for loose Ottawa sand specimens.

ACKNOWLEDGEMENTS

This research has been co-financed by the European Union (European Social Fund – ESF) and Greek national funds through the operational programme ‘Education and Lifelong Learning’ of the National Strategic Reference Framework (NSRF) Research Funding programme ‘Heracleitus II. Investing in knowledge society’ through the European Social Fund.

NOTATION

B	Skempton's parameter
b	intermediate principal stress parameter ($= (\sigma_2 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3)$)
D_r	relative density
e_i	void ratio after consolidation
e_{\min}, e_{\max}	minimum and maximum void ratios
$f(e_i)$	void ratio function ($= (2.17 - e_i)^2 / (1 + e_i)$)

G_{eq}	equivalent shear modulus ($= \tau_{SA} / \gamma_{SA}$)
G_s	specific gravity
G_{sec}	secant shear modulus ($= \tau_{\theta z} / \gamma_{\theta z}$)
H	initial height of specimen
h	hysteretic damping ratio
K_c	consolidation stress ratio, $\sigma'_{3c} / \sigma'_{1c}$
K_0	coefficient of earth pressure at rest
N^*	number of cycles to develop $\gamma_{SA} = 2.5\%$ or $\epsilon_{axial} = 5\%$
p	total mean stress
p'	mean effective stress
p'_c	mean effective stress after consolidation
p'_i	mean effective stress before undrained shearing
p_i, p_o	internal and external pressure
r_o, r_i	current outer and inner radii
T_R, T_L	single-amplitude torques in clockwise and counterclockwise directions
t	shear stress ($= (\sigma_1 - \sigma_3) / 2$); time
Δu	excess pore water pressure
W	shear work per unit volume
ΔW	dissipation energy
dW	dissipation shear work per unit volume increment
W_{el}	equivalent elastic energy
W_N	normalised shear work
α	inclination of major principal stress σ_1 to vertical
γ_{SA}	single-amplitude cyclic shear strain
$\gamma_{\theta z}$	average shear strain
$\Delta \theta$	double-amplitude rotational angle
ϵ_{axial}	axial strain
ϵ_z	axial strain
ϵ_{θ}	circumferential strain
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	principal stresses
σ'_1	major effective stress
$\sigma'_{1c}, \sigma'_{3c}$	major and minor effective stress during consolidation

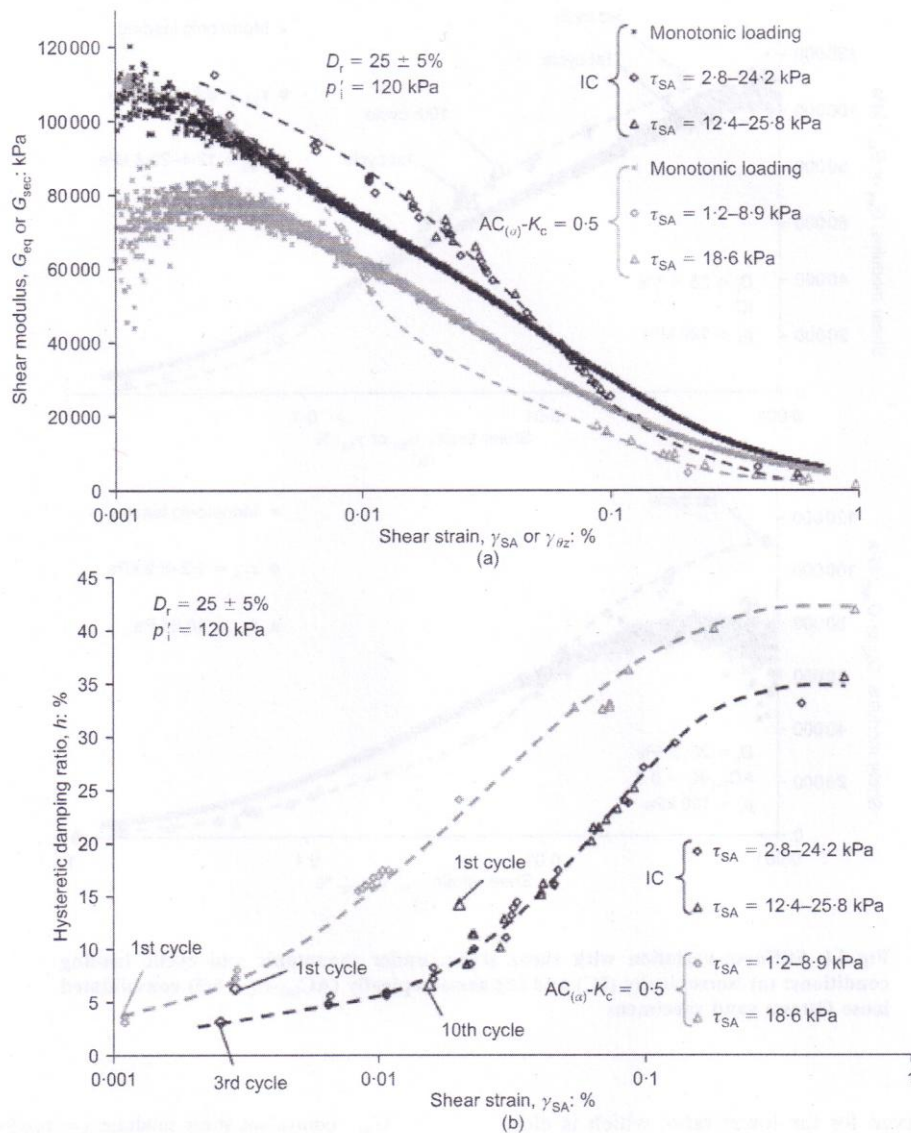


Fig. 15. Variation of (a) stiffness and (b) hysteretic damping ratio, h , with shear strain, γ_{SA} , for isotropically (IC) and anisotropically ($AC_{(\alpha)}-K_c=0.5$) consolidated loose Ottawa sand specimens

σ_r	radial stress
σ_z	vertical stress
σ_θ	circumferential stress
τ_{SA}	single-amplitude cyclic shear stress
$\tau_{\theta z}$	average shear stress
ϕ'_{PTL}	mobilised friction angle at phase transformation

REFERENCES

- De Alba, P., Seed, H. & Chan, C. (1976). Sand liquefaction in large simple shear tests. *J. Geotech. Engng Div. ASCE* **102**, No. 9, 909–927.
- Dief, H. D. & Figueroa, J. L. (2007). Liquefaction assessment by the unit energy concept through centrifuge and torsional shear tests. *Can. Geotech. J.* **44**, No. 11, 1286–1297.
- Erguvanli, M. A. & Özyaydin, I. K. (1983). Effect of initial stress conditions on liquefaction of sands: experiments and an interpretation. *Soils Found.* **23**, No. 1, 102–107.
- Figueroa, J. L., Saada, A. S., Liang, L. & Dahisaria, N. M. (1994). Evaluation of soil liquefaction by energy principles. *J. Geotech. Engng ASCE* **120**, No. 9, 1554–1569.
- Georgiannou, V. N. & Tsomokos, A. (2008). Comparison of two fine sands under torsional loading. *Can. Geotech. J.* **45**, No. 12, 1659–1672.
- Georgiannou, V. N., Tsomokos, A. & Stavrou, K. (2008). Monotonic and cyclic behaviour of sand under torsional loading. *Geotechnique* **58**, No. 2, 113–124, <http://dx.doi.org/10.1680/geot.2008.58.2.113>.
- Hardin, B. O. & Richart, F. E. Jr (1963). Elastic wave velocities in granular soils. *J. Soil Mech. Found. Div. ASCE* **89**, No. SM1, 33–65.
- Hight, D. W., Gens, A. & Symes, M. J. (1983). The development of a new hollow cylinder apparatus for investigating the effects of principal stress rotation in soils. *Geotechnique* **33**, No. 4, 355–384, <http://dx.doi.org/10.1680/geot.1983.33.4.355>.
- Hosono, Y. & Yoshimine, M. (2008). Effects of anisotropic consolidation and initial shear load on liquefaction resistance of sand in simple shear condition. In *Geotechnical engineering for disaster mitigation and rehabilitation* (eds H.-L. Liu, A. Deng and J. Chu), Vol. 4, pp. 352–358. Beijing, China: Science Press/Berlin, Germany: Springer-Verlag.
- Hyodo, M., Murata, H., Yasufuku, N. & Fujii, T. (1991). Undrained cyclic shear strength and residual shear strain of saturated sand by cyclic triaxial tests. *Soils Found.* **31**, No. 3, 60–76.
- Iai, S., Matsunaga, Y. & Kameoka, T. (1992). Analysis of undrained cyclic behavior of sand under anisotropic consolidation. *Soils Found.* **32**, No. 2, 16–20.
- Ishihara, K. & Li, S. (1972). Liquefaction of saturated sand in triaxial torsion shear test. *Soils Found.* **12**, No. 2, 19–39.

- Ishihara, K., Yamazaki, A. & Haga, K. (1985). Liquefaction of K_0 -consolidated sand under cyclic rotation of principal stress direction with lateral constraint. *Soils Found.* **25**, No. 4, 63–74.
- Law, K. T., Cao, Y. L. & He, G. N. (1990). An energy approach for assessing seismic liquefaction potential. *Can. Geotech. J.* **27**, No. 3, 320–329.
- Lee, K. L. & Albaisa, A. (1974). Earthquake induced settlements in saturated soils. *J. Geotech. Engng Div. ASCE* **100**, No. 4, 387–406.
- Liang, L., Figueroa, J. L. & Saada, A. S. (1995). Liquefaction under random loading: unit energy approach. *J. Geotech. Engng ASCE* **121**, No. 11, 776–781.
- Mohtar, C. S. E., Clarke, J., Bobet, A., Santagata, M., Drnevich, V. & Johnston, C. (2008). Cyclic response of a sand with thixotropic pore fluid. *Proceedings of the ASCE geotechnical earthquake engineering and soil dynamics conference*, GSP-181, CD-ROM, Reston, VA, USA: ASCE.
- Murthy, T. G., Loukidis, D., Carraro, J. A. H., Prezzi, M. & Salgado, R. (2007). Undrained monotonic response of clean and silty sands. *Geotechnique* **57**, No. 3, 273–288, <http://dx.doi.org/10.1680/geot.2007.57.3.273>.
- Nemat-Nasser, S. & Shokooh, A. (1979). A unified approach to densification and liquefaction of cohesionless sand in cyclic shearing. *Can. Geotech. J.* **16**, No. 4, 659–678.
- Saada, A. S. & Townsend, F. C. (1981). State of the art: laboratory strength testing of soils. In *Laboratory shear strength of soil* (eds R. N. Yong and F. C. Townsend), ASTM STP 740, pp. 7–77. Philadelphia, PA, USA: ASTM.
- Salgado, R., Bandini, P. & Karim, A. (2000). Shear strength and stiffness of silty sand. *J. Geotech. Geoenviron. Engng ASCE* **126**, No. 5, 451–462.
- Shibuya, S., Tatsuoka, F., Teachavorasinskun, S., Kong, X. J., Abe, F. & Kim, Y. K. (1992). Elastic deformation properties of geomaterials. *Soils Found.* **32**, No. 3, 26–46.
- Shibuya, S., Hight, D. W. & Jardine, R. J. (2003). Local boundary surfaces of a loose sand dependent on consolidation path. *Soils Found.* **43**, No. 3, 85–93.
- Sivathayalan, S. & Ha, D. (2011). Effect of static shear stress on the cyclic resistance of sands in simple shear loading. *Can. Geotech. J.* **48**, No. 10, 1471–1484.
- Sivathayalan, S. & Vaid, Y. P. (2002). Influence of generalized initial state and principal stress rotation on the undrained response of sands. *Can. Geotech. J.* **39**, No. 1, 63–76.
- Tatsuoka, F., Muramatsu, M. & Sasaki, T. (1982). Cyclic undrained stress–strain behaviour of dense sands by torsional simple shear test. *Soils Found.* **26**, No. 1, 11–24.
- Towhata, I. & Ishihara, K. (1985a). Undrained strength of sand undergoing cyclic rotation of principal stress axes. *Soils Found.* **25**, No. 2, 135–147.
- Towhata, I. & Ishihara, K. (1985b). Shear work and pore water pressure in undrained shear. *Soils Found.* **25**, No. 3, 73–84.
- Vaid, Y. P. & Chern, J. C. (1983). Effect of static shear on resistance to liquefaction. *Soils Found.* **23**, No. 1, 47–60.
- Vaid, Y. P. & Sivathayalan, S. (1996). Static and cyclic liquefaction potential of Fraser Delta sand in simple shear and triaxial tests. *Can. Geotech. J.* **33**, No. 2, 281–289.
- Vaid, Y. P., Sayao, A., Hou, E. & Negusse, D. (1990). Generalized stress-path-dependent soil behaviour with a new hollow cylinder apparatus. *Can. Geotech. J.* **27**, No. 5, 601–616.
- Yoshimine, M., Ishihara, K. & Vargas, W. (1998). Effects of principal stress direction and intermediate principal stress on undrained shear behaviour of sand. *Soils Found.* **38**, No. 3, 179–188.

Torsional Shear Behavior of Anisotropically Consolidated Sands

V. N. Georgiannou¹ and M. Konstadinou²

Abstract: This study addresses the effects of anisotropic consolidation on sand behavior by comparing the detailed response of undrained torsional shearing of two sands isotropically and anisotropically consolidated to a range of consolidation stresses and relative densities. Anisotropic consolidation does not appear to alter the mobilized angle of shearing resistance at failure and phase transformation during torsional loading. However, anisotropic consolidation greatly affects the response of the two sands; flow deformation was observed for anisotropically consolidated loose specimens in contrast with limited flow deformation exhibited by their isotropically consolidated counterparts. For the specimens exhibiting brittleness, the instability line is well defined for both isotropically and anisotropically consolidated specimens and it appears to have the same slope in a Mohr-Coulomb diagram independent of the consolidation path followed. However, differences are observed in the peak strength, strength at phase transformation, and peak stress ratio. A stress level dependency of the stress paths and stress-strain curves is observed for both sands, which is exacerbated at higher consolidation stress levels for anisotropically consolidated specimens. Finally, the stiffness variation for both isotropically and anisotropically consolidated specimens over a range of strains is presented herein. DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000985. © 2014 American Society of Civil Engineers.

Author keywords: Anisotropy; Consolidation; Stiffness; Torsional loading tests.

Introduction

To gain fundamental understanding of the parameters controlling the behavior of sands, it is of critical importance to recognize that granular materials exhibit anisotropy in their stress-strain response to loading as a result of a preferred particle arrangement and fabric, resulting from gravitational sedimentation through water (Arthur and Menzies 1972). In the field, the sand's fabric will be further altered during subsequent changes, resulting from further deposition, erosion, or stress changes imposed by the construction of synthetic structures. The response of sand observed in the laboratory is controlled by the fabric obtained through pluviation and induced by any applied stress changes such as those during anisotropic consolidation and subsequent shear loading.

Anisotropic consolidation has been widely used in the triaxial apparatus to simulate the natural alluvial sedimentation fabric produced in the free field. Moreover, the shear stress level reached at the end of various anisotropic consolidation paths has been found to significantly affect the shear stress increase under the undrained conditions required to initiate static liquefaction of loose saturated sand. Consequently, sand deposits subjected to high shear stress levels in slopes, embankments, foundation of structures, etc., are susceptible to liquefaction as a result of very small changes in the shear stress (Castro 1969; Alarcon-Guzman et al. 1988; Kramer and Seed 1988; Olson and Stark 2003). However, to the authors'

knowledge there have been limited investigations of the effects of anisotropic consolidation on torsional shear testing in the hollow cylinder apparatus, which is known to simulate field conditions more realistically (Yoshimine and Ishihara 1998; Sivathayalan and Vaid 2002; Shibuya et al. 2003).

The aforementioned studies compare the response of isotropically consolidated (IC) and anisotropically consolidated (AC) specimens during shearing at fixed directions of the major principal stress with respect to the vertical (angle α) direction. Sivathayalan and Vaid (2002) additionally performed tests with continuous rotation of α at a single consolidation stress. Anisotropic consolidation was achieved in this study by initial isotropic consolidation to a given confining stress followed by application of a static shear stress, under drained conditions, to a predetermined stress ratio prior to shearing. Shibuya et al. (2003) used a combination of anisotropic consolidation along a constant stress ratio line to a single consolidation stress followed by undrained unloading to the isotropic axis before the application of torsional loading along different, fixed principal stress directions. This path guaranteed that during subsequent shear loading angle α could be kept constant and its influence could be isolated and investigated. Both studies refer to sands at low densities, which show undrained brittleness (Bishop 1971) during shearing (i.e., a drop in shear stress after a transient peak), and observed significant influence of the anisotropic consolidation paths to the minimum and peak undrained strengths, respectively.

In this paper a series of tests was performed on specimens of two sands that were AC along a constant effective stress ratio line, $K_c = 0.5$; this approximated K_o conditions for loose specimens, resulting to approximately zero lateral strains. Additional series of tests were performed for comparison of (1) IC specimens and (2) specimens AC initially, and unloaded, from the anisotropic state to the isotropic axis before shearing as performed by Shibuya et al. (2003). In these series of tests torsional loading was applied at $\alpha = 45^\circ$, while the first series of tests involved continuous rotation of the principal stress direction. In situ loading conditions often involve rotation of principal stress directions in concurrence with increasing

¹Associate Professor, Soil Mechanics Section, Dept. of Civil Engineering, National Technical Univ. of Athens, Iroon Polytechniou 9, 157 80 Zografou, Greece. E-mail: vngeor@civil.ntua.gr

²Ph.D. Candidate, Soil Mechanics Section, Dept. of Civil Engineering, National Technical Univ. of Athens, Iroon Polytechniou 9, 157 80 Zografou, Greece (corresponding author). E-mail: mariacv2749@yahoo.gr

Note. This manuscript was submitted on August 25, 2012; approved on June 21, 2013; published online on June 24, 2013. Discussion period open until ■■■■■; separate discussions must be submitted for individual papers. This paper is part of the *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ©ASCE, ISSN 1090-0241/040■■■■(14)/\$25.00.

shear stress. During static loading of engineering works (including foundations, embankments, underwater slopes, and retaining walls), the principal stresses in the ground can rotate in varying amounts from 0 to 90° about the vertical direction (Arthur et al. 1980; Zdravkovic et al. 2002; Wijewickreme and Vaid 2008). One of the objectives of the paper is to define a pattern for the rotation of angle α . Furthermore, the influence of consolidation (isotropic or anisotropic) on the subsequent response to undrained torsional shear is examined for a range of consolidation stresses to investigate the effect of stress level. The assumption is that this may be important for AC specimens, having observed a stress-level dependency on IC specimens in previous studies (Tsomokos and Georgiannou 2010). Apart from varying the stress level, the effect of relatively small variations in density is also examined.

The effect of anisotropic consolidation is considered for two characteristic sands; i.e., Ottawa (OTT) sand, which shows a stable response to undrained torsional shear and exhibits a continuous increase in shear stress; and M31 sand, which shows undrained brittleness at a similar density. For the interpretation of these contrasting responses the robustness of concepts such as phase transformation and instability, which have been based mainly on triaxial test results and a few hollow cylinder test results on IC specimens (Uthayakumar and Vaid 1998; Georgiannou and Tsomokos 2008), will be verified for AC specimens. Dafalias and Manzari (2004) stressed that major developments in numerical modeling of sands require detailed observations of their response under various pressures, densities, directions of loading, inherent fabric, etc. The experimental results presented in this paper would represent a useful data set for researchers to use in advanced numerical modeling, and practicing engineers to assess the influence of anisotropic consolidation on the response of development and infrastructure in or founded on sand deposits.

Description of the Tests

Materials and Testing Apparatus

The materials used in this study were two sands, OTT sand and M31 sand. Both are silica sands, the former designated as ASTM C778 (Cho et al. 2006); M31 is a finer sand (Tsomokos and Georgiannou 2010) as indicated in the grain-size distribution curves shown in Fig. 1(a). Visual inspection of the grains of the sands under an electron scanning microscope in Figs. 1(b and c) shows that they are rounded. The standard properties of the sands are described in Table 1. All specimens were formed by pluviation through water (Hight et al. 1983). No signs of segregation were observed. For these poorly graded sands (see Table 1) the water pluviation technique produces uniform specimens (Vaid and Negussey 1984) that simulate naturally deposited sands (Oda et al. 1978; Miura and Toki 1984). The soil fills the split mold falling from a constant height. The relative density of the specimens after consolidation and prior to shearing was $D_r \sim 33 \pm 3\%$ for both sands. Looser specimens were obtained by changing the raining height of the sand grains ($D_r \sim 25 \pm 3\%$).

The tests were performed in a hollow cylinder apparatus, described by Georgiannou et al. (2008), on specimens having outer and inner diameters of 70 and 40 mm, respectively, and a height-to-diameter ratio of 2. Axial displacement is measured externally and rotation is measured inside the cell at the top platen using a miniature rotary position sensor. Axial load and torque are both measured internally. The state of stress within a hollow cylinder specimen is shown in Fig. 2(a). The tests were performed by keeping the same internal and external pressure ($p_i = p_o$) on the wall of the specimen.

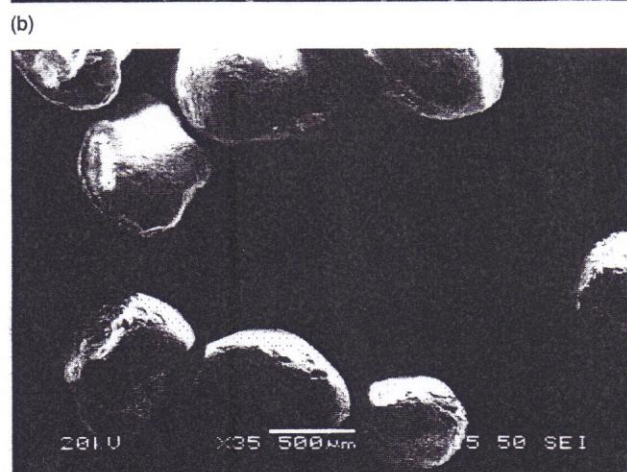
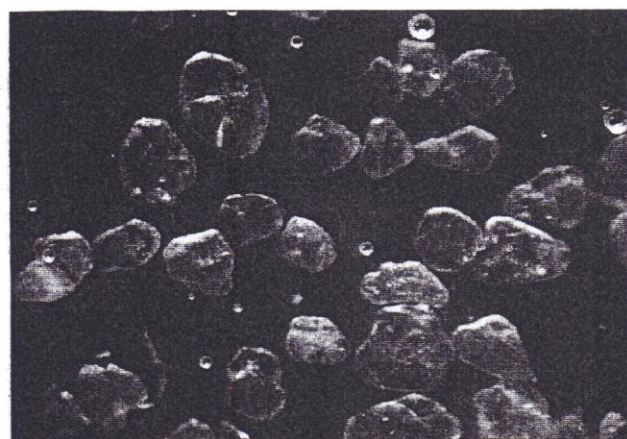
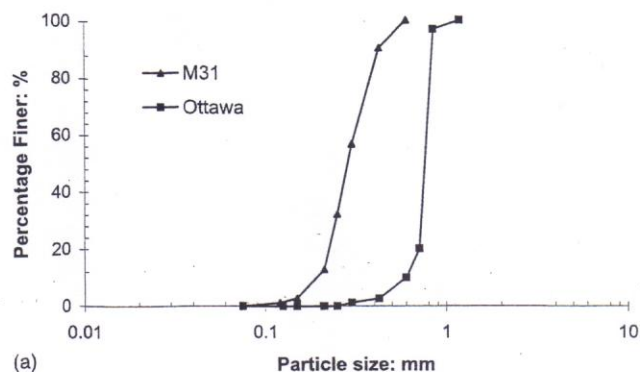


Fig. 1. (a) Grain-size distribution curves; and visual inspection under an electron scanning microscope for (b) M31 and (c) OTT sand

Under these conditions the circumferential stress is equal to the cell pressure and the parameter expressing the influence of the intermediate stress σ_2 on soil response $b = (\sigma_2 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3) = \sin^2 \alpha$, where α is the angle of σ_1 with the vertical direction as indicated in Fig. 2(a). Torsional shear was applied under stress control. As a result, for the specimens that exhibited flow-type deformation the drop in shear stress took place within a couple of seconds. The average stresses and strains have been defined following Hight et al. (1983). In the hollow cylinder the mean effective stress, p' , and the deviatoric stress, s , are given by

Table 1. Material Properties

Sand	G_s	e_{max}	e_{min}	D_{50} (mm)	C_u	C_c	Φ' (degree)	λ
M31	2.65	0.87	0.528	0.3	1.59	0.99	38	0.032
OTT	2.65	0.742	0.502	0.72	1.36	1.16	38	0.035

$$p' = \frac{(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)}{3} = \frac{(\sigma'_v + 2 \cdot \sigma'_{th})}{3} \quad \text{and}$$

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \sqrt{\left(\frac{\sigma'_v - \sigma'_{th}}{2}\right)^2 + \tau_{\theta z}^2}$$

147 For isotropic stress conditions the shear stress component as a result
 148 of torsion is equal to the deviatoric stress, while for anisotropic stress
 149 conditions the shear stress component $[(\sigma'_v - \sigma'_{th})/2]$ forms part of the
 150 deviatoric stress. The principal strains and the octahedral shear strain
 151 are given by

$$\varepsilon_1 = \frac{\varepsilon_z + \varepsilon_\theta}{2} + \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_z - \varepsilon_\theta}{2}\right)^2 + \left(\frac{\gamma_{\theta z}}{2}\right)^2}$$

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_r$$

$$\varepsilon_3 = \frac{\varepsilon_z + \varepsilon_\theta}{2} - \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_z - \varepsilon_\theta}{2}\right)^2 + \left(\frac{\gamma_{\theta z}}{2}\right)^2}$$

$$\gamma_{oct} = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2}$$

152 where ε_z , ε_θ , and ε_r = axial, circumferential, and radial strains,
 153 respectively; and $\gamma_{\theta z}$ = shear strain in the θ - z plane.

Consolidation Procedure

154 After specimen formation, saturation was confirmed with Skempton's B values greater than 0.99. Anisotropic consolidation started from an initial isotropic stress state at preparation; i.e., $p' = 30$ kPa. Each specimen reached the $K_c = \sigma'_{zc}/\sigma'_{tr} = 0.5$ stress ratio by an increase in the vertical stress, $\sigma'_{z'}$, only. The specimens were subsequently consolidated along the constant stress ratio ($K_c = 0.5$) path up to the required value of the mean effective stress. During this stage of anisotropic consolidation both the axial and lateral stresses were raised simultaneously to maintain $K_c = 0.5$ with the conditions of $b = 0$ and $\alpha = 0^\circ$. For the loose specimens, the measured axial and volumetric strains were approximately equal (i.e., one-dimensional consolidation). After an aging period of 3 h, the specimens were subjected to monotonic torsional shear loading under undrained conditions. At the end of this time period axial creep rates of less than 0.002%/h were observed. Although long-term creep strain rates are relatively small in sand, settlements under constant loading of shallow foundations grow infinitely (Burland and Burbridge 1985). Kuwano and Jardine (2002) measured deformation of sand over 3-h creep periods under isotropic and anisotropic multiple stress changes ($\Delta p'$) in the triaxial apparatus. The volumetric strain rate decreased after the 3-h period; however, significant volumetric creep deformation was measured within 2 h of the end of loading.

177 The tests on the AC specimens presented in this paper are classified into the following two groups:

- 179 1. Tests on AC specimens subjected to continuous principal stress rotation during undrained torsional shearing. The combined effects of anisotropic consolidation and rotation of the principal stress directions during shearing are examined in this series of tests. Gradual rotation of the principal stress directions during loading is associated with most geotechnical problems.

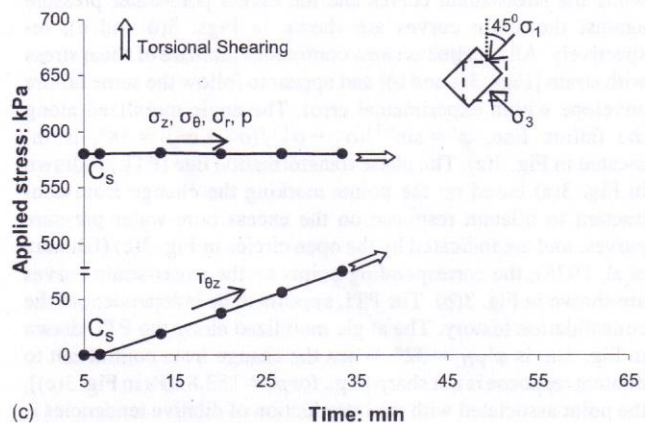
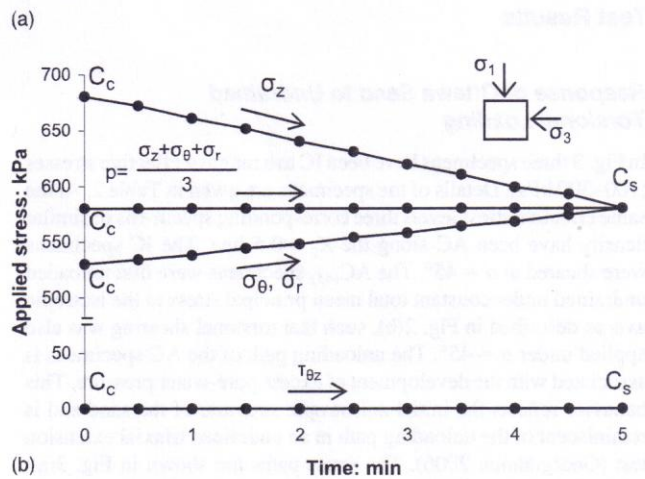
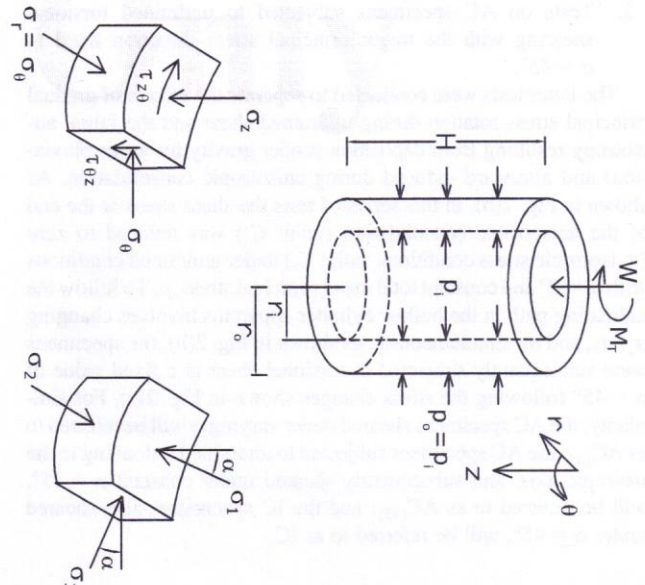


Fig. 2. (a) Loading conditions for hollow cylinder specimens and stresses and principal stresses on an element in the wall of a specimen; (b) variations in σ_z , σ_r , σ_θ , and $\tau_{\theta z}$ during undrained unloading of AC specimens to the isotropic axis; and (c) variations in σ_z , σ_r , σ_θ , and $\tau_{\theta z}$ during torsional shearing from the isotropic axis

186
187
188
189
190
191
192
193
194
195
196
197
198
199
200
201
202
203
204
205

2. Tests on AC specimens subjected to undrained torsional shearing with the major principal stress direction fixed at $\alpha = 45^\circ$.

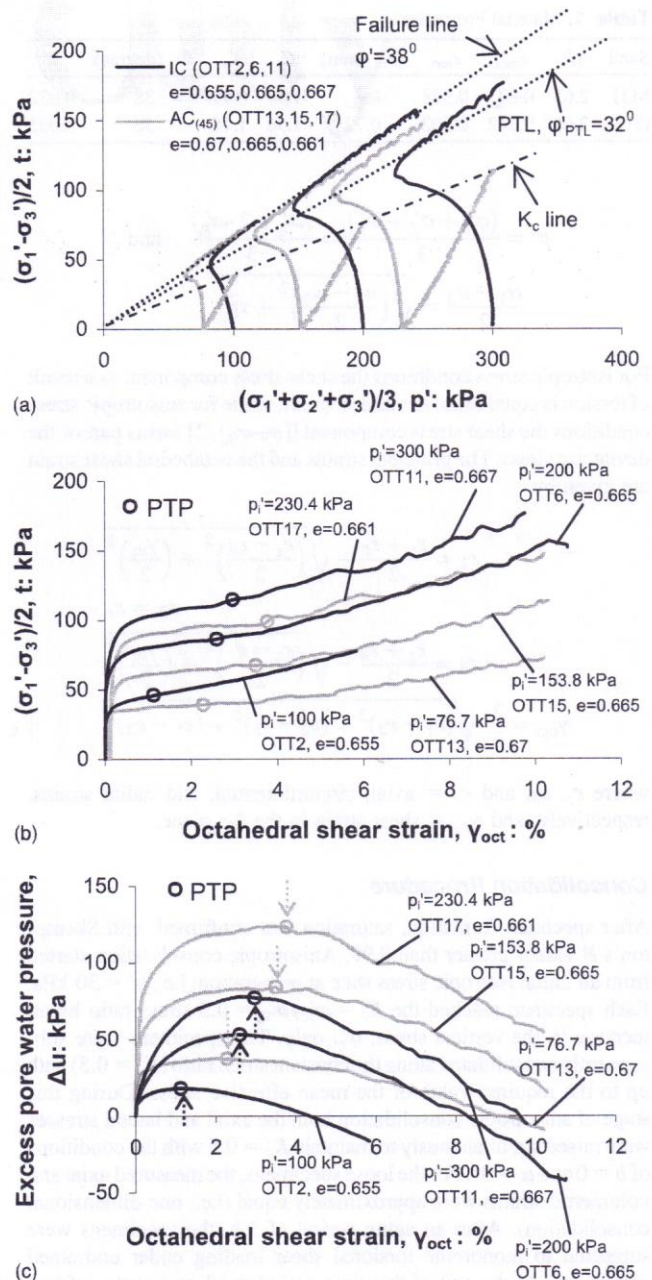
The latter tests were conducted to separate the effects of gradual principal stress rotation during undrained shear and the initial anisotropy resulting from deposition (under gravity by water pluviation) and afterward induced during anisotropic consolidation. As shown in Fig. 2(b), in this series of tests the shear stress at the end of the anisotropic consolidation (point C_c) was reduced to zero (= isotropic stress conditions, point C_s) under undrained conditions with $\alpha = 0^\circ$ and constant total mean principal stress, p . To follow the unloading path in the hollow cylinder apparatus involves changing σ_z , σ_r , and σ_θ simultaneously, as shown in Fig. 2(b); the specimens were subsequently subjected to torsional shear at a fixed value of $\alpha = 45^\circ$ following the stress changes shown in Fig. 2(c). For simplicity, the AC specimens sheared under varying α will be referred to as $AC_{(\alpha)}$; the AC specimens subjected to undrained unloading to the isotropic axis, and subsequently sheared under constant $\alpha = 45^\circ$, will be referred to as $AC_{(45)}$; and the IC specimens, also sheared under $\alpha = 45^\circ$, will be referred to as IC.

206 **Test Results**

207 **Response of Ottawa Sand to Undrained**
208 **Torsional Loading**

209 In Fig. 3 three specimens have been IC to a range of effective stresses
210 (100–300 kPa). Details of the specimens are given in Table 2. At the
211 same effective stress levels three corresponding specimens of similar
212 density have been AC along the $K_c = 0.5$ line. The IC specimens
213 were sheared at $\alpha = 45^\circ$. The $AC_{(45)}$ specimens were first unloaded
214 undrained under constant total mean principal stress to the isotropic
215 axis as described in Fig. 2(b), such that torsional shearing was also
216 applied under $\alpha = 45^\circ$. The unloading path of the AC specimens is
217 associated with the development of excess pore-water pressure. This
218 behavior reflects the initial anisotropic structure of the sand and is
219 reminiscent of the unloading path in an undrained triaxial extension
220 test (Georgiannou 2006). The stress paths are shown in Fig. 3(a),
221 while the stress-strain curves and the excess pore-water pressure
222 against the strain curves are shown in Figs. 3(b and c), respectively.
223 All specimens show continuous increase of shear stress with strain [Figs. 3(a and b)]
224 and appear to follow the same failure envelope within experimental error. The angle mobilized
225 along the failure line, $\phi' = \sin^{-1}[(\sigma'_1 - \sigma'_3)/(\sigma'_1 + \sigma'_3)] = 38^\circ$, is
226 indicated in Fig. 3(a). The phase transformation line (PTL) is drawn
227 in Fig. 3(a) based on the points marking the change from contractant
228 to dilatant response on the excess pore-water pressure curves, and are indicated by the open circles
229 in Fig. 3(c) (Ishihara et al. 1975); the corresponding points on the stress-strain curves
230 are shown in Fig. 3(b). The PTL appears to be independent of the consolidation history. The angle mobilized
231 along the PTL, $\phi'_{PTL} = 32^\circ$. When the change from contractant to dilatant response is not sharp [e.g., for $p'_i = 153.8$ kPa in Fig. 3(c)],
232 the point associated with the introduction of dilative tendencies is marked.

233 For specimens exhibiting limited flow and/or flow deformation
234 (Castro 1969), the instability line (IL) defined by Lade (1993) as the
235 line joining the peak shear stress and the stress origin is obtained. The
236 angle mobilized along the IL, ϕ'_{IL} , is also defined in a Mohr-Coulomb
237 diagram as previously described. Apart from the mobilized angles, the stress ratios $n = t/p'$ for the
238 aforementioned boundaries (namely, n_{FL} , n_{PTL} , and n_{peak}) are defined and will be
239 presented subsequently.



246 **Fig. 3.** Undrained torsional hollow cylinder tests on IC and $AC_{(45)}$
247 OTT sand ($D_r \sim 32\%$): (a) effective stress paths; (b) stress-strain curves;
248 (c) excess pore-water pressure against octahedral shear strain curves
249
250
251
252
253
254
255
256

Sivathayalan and Vaid (2002) observed that the effective stress conditions at quasi-steady state lie along a straight line passing through the origin regardless of the consolidation path. Their tests were carried out on a single consolidation stress under displacement control loading to confidently capture the postpeak brittle response. The current tests were stress controlled and indicate a unique PTL for a wide stress range and for sand exhibiting a stable response.

To compare the response of the IC and $AC_{(45)}$ specimens, the shear stress and excess pore-water pressure curves are normalized with respect to the initial effective stress before the application of torsional shear, p'_i , and plotted with respect to shear strain in

Table 2. Specimen Characteristics

Test	Consolidation type	K_c	e_i	D_r (%)	p'_c (kPa)	p'_i (kPa)
OTT-1	IC	1	0.66	34	100	100
OTT-2	IC	1	0.655	36.3	100	100
OTT-3	IC	1	0.689	25.3	200	200
OTT-4	IC	1	0.675	27.7	200	200
OTT-5	IC	1	0.669	30.6	200	200
OTT-6	IC	1	0.665	32.1	200	200
OTT-8	IC	1	0.654	36.8	200	200
OTT-9	IC	1	0.675	27.7	300	300
OTT-10	IC	1	0.678	26.7	300	300
OTT-11	IC	1	0.667	31.1	300	300
OTT-12	IC	1	0.663	32.7	300	300
OTT-13	AC ₍₄₅₎	0.5	0.67	29.9	100	76.7
OTT-14	AC ₍₄₅₎	0.5	0.673	28.6	200	147.9
OTT-15	AC ₍₄₅₎	0.5	0.665	32	200	153.8
OTT-16	AC ₍₄₅₎	0.5	0.678	26.7	300	220.1
OTT-17	AC ₍₄₅₎	0.5	0.661	33.7	300	230.4
OTT-18	AC _(α)	0.5	0.645	40.4	50	50
OTT-19	AC _(α)	0.5	0.671	29.5	100	100
OTT-20	AC _(α)	0.5	0.655	36.1	100	100
OTT-21	AC _(α)	0.5	0.662	33.3	130	130
OTT-22	AC _(α)	0.5	0.679	26.3	200	200
OTT-23	AC _(α)	0.5	0.669	30.6	200	200
OTT-24	AC _(α)	0.5	0.657	35.4	200	200
OTT-25	AC _(α)	0.5	0.688	22.5	300	300
OTT-26	AC _(α)	0.5	0.668	30.8	300	300
OTT-27	AC _(α)	0.5	0.639	43.1	300	300
M31-1	IC	1	0.742	37.3	100	100
M31-2	IC	1	0.755	33.7	150	150
M31-3	IC	1	0.793	22.6	200	200
M31-4	IC	1	0.743	37.1	300	300
M31-5	AC ₍₄₅₎	0.5	0.737	38.8	100	76.4
M31-6	AC ₍₄₅₎	0.5	0.737	38.9	150	114.4
M31-7	AC ₍₄₅₎	0.5	0.74	37.9	200	153.7
M31-8	AC ₍₄₅₎	0.5	0.744	37	300	229.9
M31-9	AC _(α)	0.5	0.762	31.6	100	100
M31-10	AC _(α)	0.5	0.742	37.4	150	150
M31-11	AC _(α)	0.5	0.77	29.3	200	200
M31-12	AC _(α)	0.5	0.762	31.4	300	300

Note: AC_(α) specimens sheared under varying α ; AC₍₄₅₎ and IC specimens sheared under constant $\alpha = 45^\circ$; D_r = relative density; e_i = void ratio at the end of consolidation; K_c = stress ratio σ'_v/σ'_{v0} followed during anisotropic consolidation; p'_c = mean effective stress at the end of consolidation; p'_i = mean effective stress before torsional shearing.

Figs. 4(a and b), respectively. It appears that at higher stresses (150–300 kPa) the curves nearly coincide irrespective of the consolidation history. The excess pore-water pressure accumulated only during torsional shearing is normalized in Fig. 4(b), while the excess pore-water pressure associated with the unloading path of the AC specimens is taken into account via the initial p'_i . The normalized results indicate that the unloading path has diminished the effect of anisotropic consolidation and that the response during shearing is controlled by the effective stress. At the lowest stress level ($p'_i \leq 100$ kPa) the normalization does not work, indicating stress-level dependency for both IC and AC₍₄₅₎ specimens.

To avoid the unloading path after anisotropic consolidation, a set of AC_(α) specimens was subjected to torsional shearing after anisotropic consolidation. All sets of tests are presented in terms of stress paths in Fig. 5(a). The latest tests are shown as dotted lines in Fig. 5(a) and their details are included in Table 2. It is obvious that for

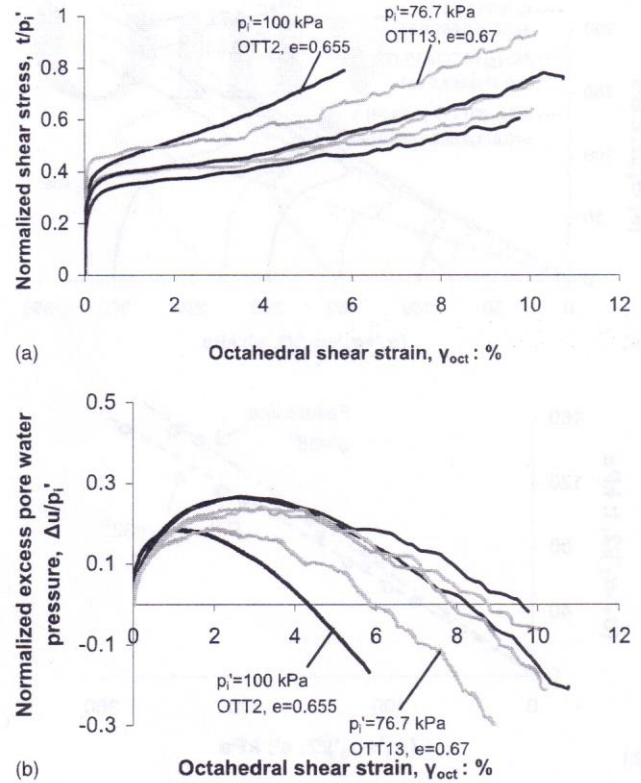


Fig. 4. Undrained torsional hollow cylinder tests on IC and AC₍₄₅₎ OTT sand ($D_r \sim 32\%$): (a) normalized shear stress against octahedral shear strain curves; (b) normalized excess pore-water pressure against octahedral shear strain curves

these AC_(α) tests that the strength at phase transformation is higher compared with the IC specimens sheared at the same initial effective stress. However, the failure envelope and the PTL of the sand appear to be the same, $\phi' = 38^\circ$ and $\phi'_{PTL} = 32^\circ$ in the Mohr-Coulomb, t , and s' parameter graph shown in Fig. 5(b), irrespective of the consolidation path. The latter was based on the phase transformation points shown by arrows in Figs. 3(c) and 6(b). It is noteworthy that the stress ratio $n = t/p'_i$ at phase transformation is higher, $n_{PTL} = 0.62$, for the tests with continuously changing α , as indicated in Fig. 5(c), compared with $n_{PTL} = 0.56$ for both IC and AC specimens subjected to unloading under constant p tests (AC₍₄₅₎). The corresponding ratios at failure are $n_{FL} = 0.71$ and 0.64 , respectively, as indicated in Fig. 5(a). The stresses at failure for the tests at $p'_i = 300$ kPa are not included in Fig. 5(b) because failure was not clearly observed as a result of limitations in the range of the load cell. In Figs. 6(a and b) the stress-strain curves and the excess pore-water pressure against the strain curves normalized with respect to the initial mean effective stress, p'_i , at the beginning of shearing are presented for all sets of tests. The AC_(α) specimens, which were sheared at an initial stress ratio of $K_c = 0.5$, showed higher normalized shear stress and lower normalized excess pore-water pressure compared with both the IC and AC₍₄₅₎ specimens. Such behavior could be accounted for by the lower α values associated with their shearing; α increases from 0 to 30° ($\alpha = 23^\circ$ at the phase transformation) compared with $\alpha = 45^\circ$ for their counterparts sheared from the isotropic axis. An increase in undrained shear strength with decreasing α has been widely acknowledged (Symes et al. 1985; Uthayakumar 1996; Yoshimine and Ishihara 1998;

273
274
275
276
277
278
279
280
281
282
283
284
285
286
287
288
289
290
291
292
293
294
295
296
297
298
299
300

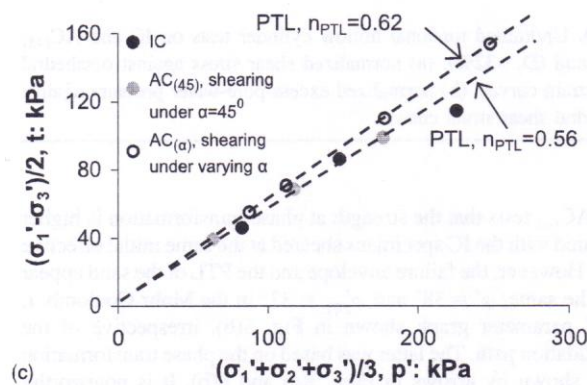
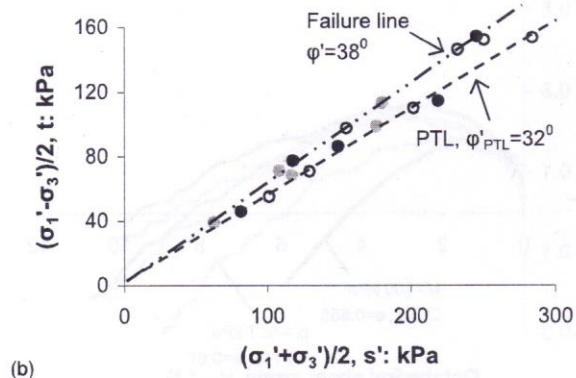
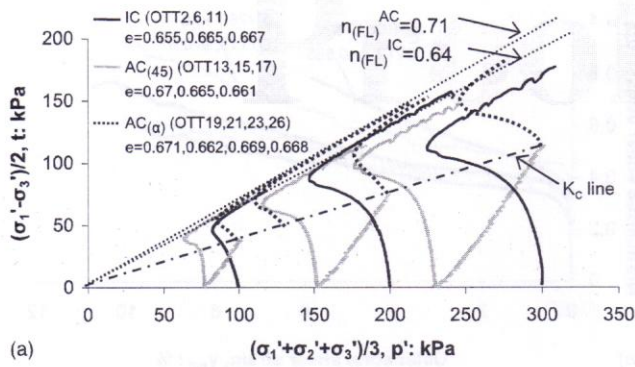


Fig. 5. Undrained torsional hollow cylinder tests on IC, AC₍₄₅₎, and AC_(α) OTT sand: (a) effective stress paths; (b) failure envelope and PTL; (c) stress ratio t/p' at phase transformation

Shibuya et al. 2003). Regarding the effect of stress level, Figs. 6(a and b) show that the AC_(α) tests are normalized within the initial effective stress range $p'_i = 100\text{--}200$ kPa, while the test sheared at a stress level of 300 kPa shows a higher contractive tendency and a normalized curve, shown by the dotted line, which differs from the common bunch obtained for the test results at lower stresses ($p'_i = 100, 130,$ and 200 kPa). This response can be attributed to the presence of the axial load, increasing with the effective stress level, which is imposed at the end of the consolidation stage on the AC_(α) specimens. On the other hand, for the tests on the IC and AC₍₄₅₎ specimens the stress-level dependency is evidenced only at low stresses ($p'_i \leq 100$ kPa). The tendency for increased dilatancy at low stress levels is a common characteristic for sands.

It is commonly acknowledged that the response of sand is controlled by the void ratio. In Figs. 5 and 6 the effect of anisotropic

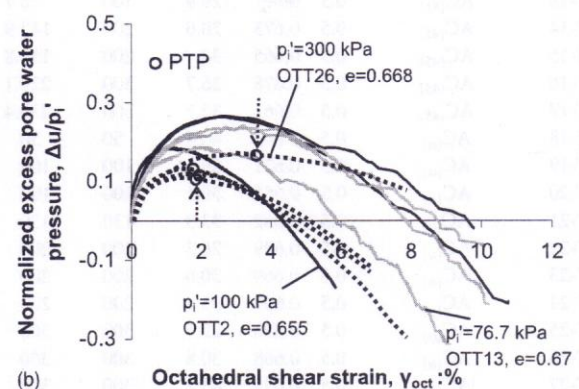
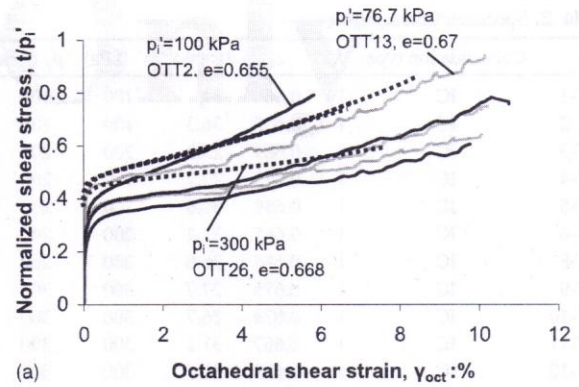


Fig. 6. Undrained torsional hollow cylinder tests on IC, AC₍₄₅₎, and AC_(α) OTT sand: (a) normalized shear stress against octahedral shear strain curves; (b) normalized excess pore-water pressure against octahedral shear strain curves

consolidation was examined for OTT sand specimens at a relative density of around 32% and, despite the differences in response observed between the IC and AC_(α) specimens, a stable response was exhibited irrespective of the consolidation history. In Fig. 7 the response to torsional shear of OTT sand at a lower density of $D_r \sim 25\%$ is shown for the IC and AC_(α) specimens. The IC specimens at lower density show higher contractive tendencies compared with their denser counterparts shown in Figs. 5 and 6. Shear stress shows a slight drop before phase transformation at the higher stress level, as evidenced in the stress paths shown in Fig. 7(a), the stress-strain curves shown in Fig. 7(b), and the higher excess pore-water pressures shown in Fig. 7(c). An increase in brittleness as the mean effective stress increases has been observed in previous studies based on triaxial compression and simple shear tests (Ishihara 1993; Vaid and Sivathayalan 1996; Riemer and Seed 1997). However, the behavior of the AC_(α) low-density specimens changes dramatically compared with the IC specimens; they show flow deformation after peak, indicated by the arrows in Fig. 7, which is associated with excessive axial strains and specimen barreling. The shape of the specimens at failure indicates the influence of the axial load imposed on the specimens at the end of the consolidation stage.

The angle mobilized at peak shear stress, $\varphi'_{IL} = 24.5^\circ$, appears to be the same for the AC and IC specimens at $p'_i = 300$ kPa, which shows brittleness. Lade (1993) defined the line joining the peak shear stress observed in triaxial undrained stress paths and the stress origin as the IL. The IL was used successfully to describe the behavior of IC sand that shows brittleness under torsional loading (Georgiannou and Tsomokos 2008) and appears to describe also the response of

316
317
318
319
320
321
322
323
324
325
326
327
328
329
330
331
332
333
334
335
336
337
338
339
340
341
342
343

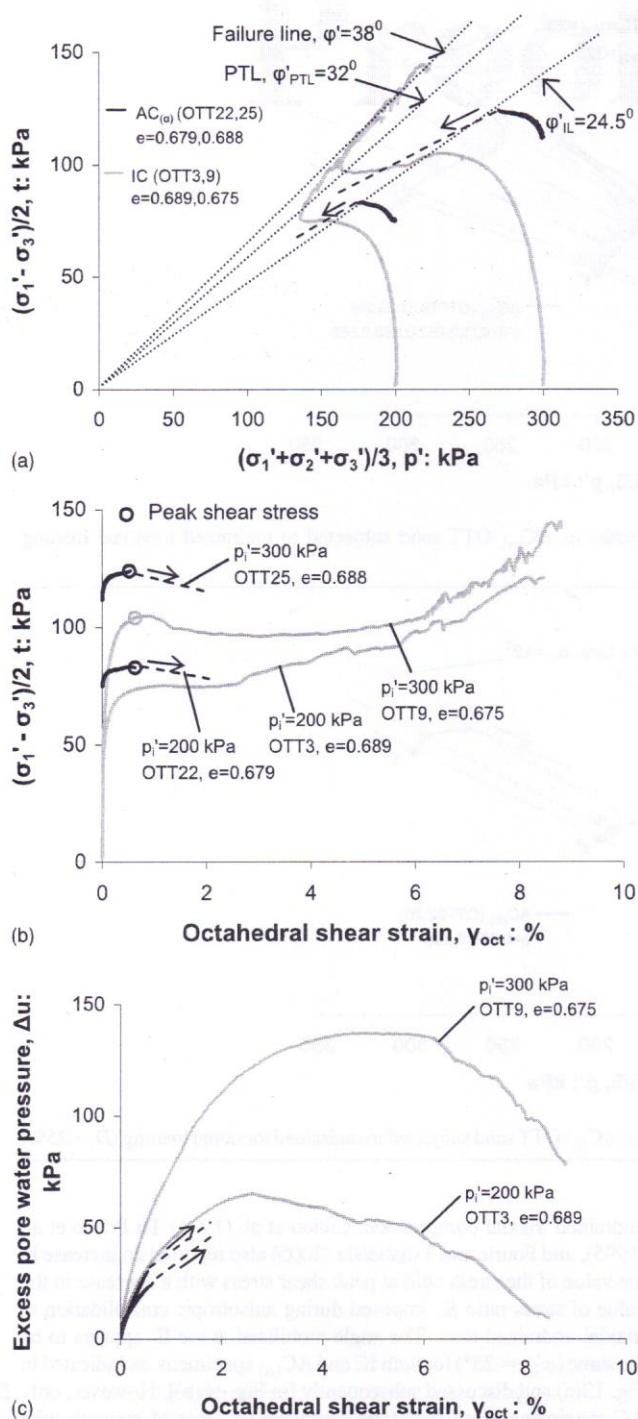


Fig. 7. Undrained torsional hollow cylinder tests on IC and AC_(α) OTT sand ($D_r \sim 25\%$): (a) effective stress paths; (b) stress-strain curves; (c) excess pore-water pressure against octahedral shear strain curves

AC OTT sand at low density. Peak strength is mobilized at similar values of $\gamma_{oct} \sim 0.7\%$ in Fig. 7(b), where very small axial strains, $\epsilon_z < 0.05\%$, were recorded for the IC specimens contrary to the AC_(α) specimens.

Fig. 8 refers to the response of AC loose ($D_r \sim 32\%$) specimens to torsional shear with continuous principal stress rotation during shearing. The contractive tendency of each test ends when the phase

transformation point is reached. These points define a unique stress ratio, the PTL, as indicated in Figs. 8 and 5(c). The angle α at phase transformation remains practically constant at an average value of $\alpha = 23^\circ$ for all the specimens, independent of the consolidation stress level. It is remarkable that the same α values develop at constant stress ratio lines passing through the origin. The inset diagram in Fig. 8 shows the variation of t/p' with α for all tests. The inclination of σ_1 varies continuously during each test, with the most rapid changes occurring at the beginning of shearing. For the very loose specimens ($D_r \sim 25\%$) that showed flow deformation, the angle α at the onset of instability reached approximately 12° irrespective of consolidation stress, while the same α value is observed on the constant stress ratio lines shown in Fig. 9.

The stiffness variation of loose ($D_r \sim 33 \pm 3\%$) OTT sand specimens reflecting their small stress-strain behavior was compared between the IC and AC specimens for a range of mean effective stresses (100–300 kPa). The small variations in void ratio have been taken into account through the normalizing function $f(e_i)$ proposed by Hardin and Richard (1963) for clean sands tested under similar conditions, where $f(e_i) = (2.17 - e_i)^2 / (1 + e_i)$. Fig. 10(a) shows the variation of the normalized secant stiffness, $G_{\theta z}$, with shear strain for the IC specimens, while Fig. 10(b) shows the same variation for the AC specimens, sheared with varying the α value. The initial normalized stiffness appears to have broadly similar values for $p'_i = 200$ –300 kPa and lower values for $p'_i = 50$ –100 kPa. At shear strain levels of 0.01 and 0.1% and for the same initial mean effective stress, the AC specimens appear to be less stiff than the corresponding IC specimens as shown in Fig. 10(c). Fig. 11 compares the stiffness of the IC and AC specimens unloaded to the isotropic axis before shearing, AC₍₄₅₎. Because of the undrained unloading path, the initial mean effective stress at the beginning of shearing, p'_i , was smaller for the AC₍₄₅₎ specimens as seen in Fig. 3(a), although at the end of anisotropic consolidation the AC₍₄₅₎ specimens had the same mean effective stress, p'_c , as their IC counterparts. To facilitate a comparison of the two data sets, the stiffness is normalized with respect to p'_i in Fig. 11. Clearly, the normalized stiffness values nearly coincide for specimens consolidated to the same p'_c . This observation is in agreement with the results shown in Figs. 4(a and b) where the normalized response to shear coincides for the IC and AC₍₄₅₎ specimens, indicating that during the consolidation path stress-induced rather than strain/fabric-induced changes prevail. Although the stiffness in Fig. 11 has also been normalized with $f(e)$, the relatively small variations shown in the void ratio were considered in this paper; therefore, the G_{sec}/p'_i values are representative of loose water pluviated specimens only.

In Fig. 12 the stiffness was normalized with respect to the stress level and void ratio function $f(e)$ through the equation $G_{NOR} = [(G_{\theta z}/p_a)/(p'_i/p_a)^\eta]/f(e)$, where η is primarily a function of shear strain and p_a is the atmospheric pressure. This power law appears to unify the stiffness results shown in Figs. 10 and 11 for $\eta = 0.4$. However, some divergence still exists between high and low stress levels, indicating the effects of stress level and possibly some void ratio variations.

Response of M31 Sand to Undrained Torsional Shearing

This section presents the effect of anisotropic consolidation on another sand, M31, which exhibits a limited flow deformation response under torsional shearing. The behavior of this sand under torsional loading after isotropic consolidation was described in detail by Tsomokos and Georgiannou (2008). In contrast to OTT sand at $D_r \sim 32\%$, which shows stable behavior (i.e., continuous increase in strength under torsional loading), this sand (M31) shows brittleness at a similar relative density. The details of the specimens are given in Table 2.

351
352
353
354
355
356
357
358
359
360
361
362
363
364
365
366
367
368
369
370
371
372
373
374
375
376
377
378
379
380
381
382
383
384
385
386
387
388
389
390
391
392
393
394
395
396
397
398
399
400
401
402
403
404
405
406
407
408
409
410
411
412

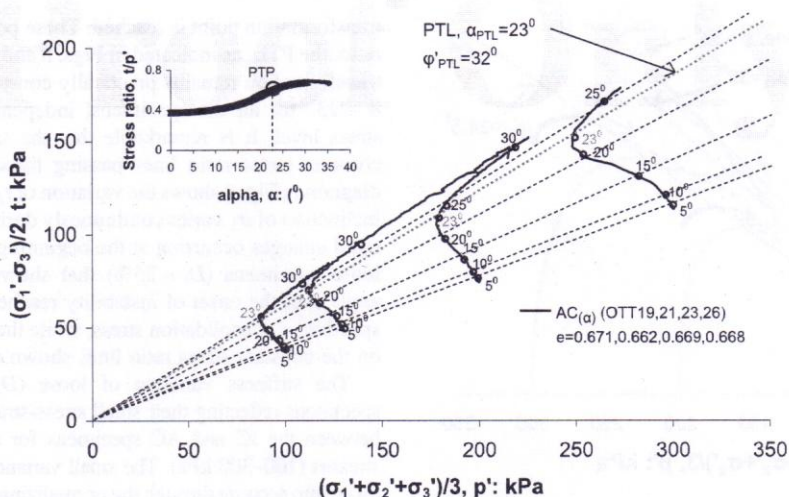


Fig. 8. Variation of principal stress direction, α , along the effective stress paths of $AC_{(\alpha)}$ OTT sand subjected to undrained torsional loading ($D_r \sim 32\%$)

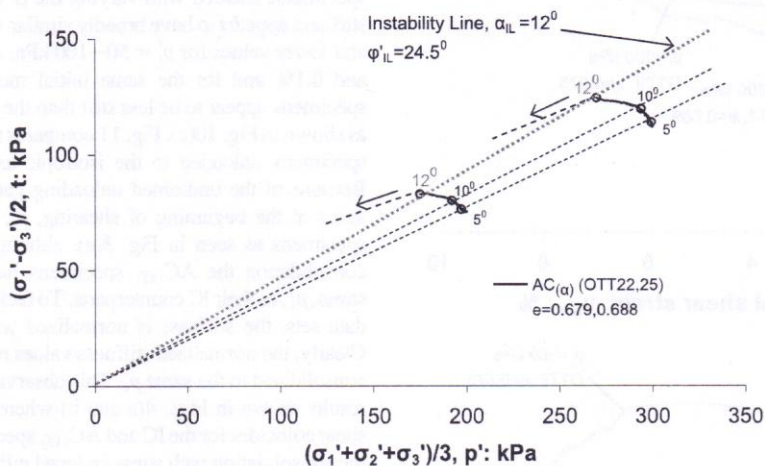


Fig. 9. Variation of principal stress direction, α , along the effective stress paths of $AC_{(\alpha)}$ OTT sand subjected to undrained torsional loading ($D_r \sim 25\%$)

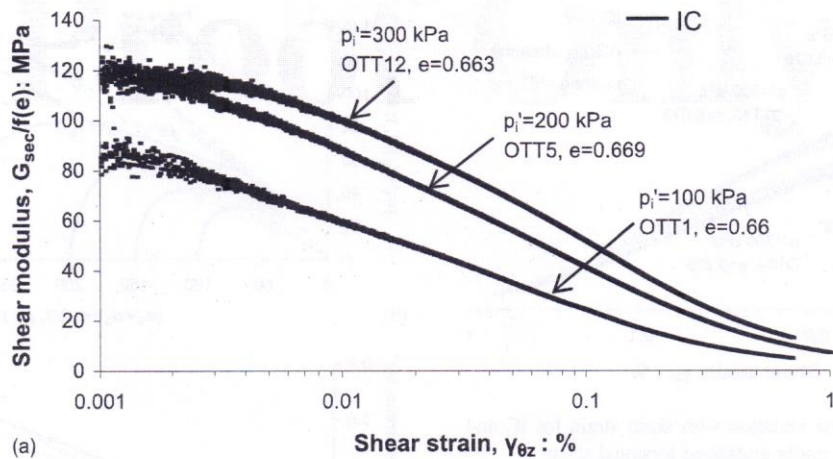
The influence of anisotropic consolidation, $K_c = 0.5$, on the response of specimens subjected to torsional shear is assessed by comparison with the response of the corresponding IC specimens in Fig. 13. For the AC specimens, the angle α varies during shear, while for the IC specimens $\alpha = 45^\circ$ immediately after the application of shear. An increase in brittleness with stress level is evidenced, which is more pronounced for the AC specimens sheared with varying α . The specimens consolidated anisotropically to $p'_i = 200$ and 300 kPa, showing flow deformation, while at lower stresses limited flow deformation is observed. The same flow-type response was observed in Fig. 7(a) for very loose specimens of OTT sand after anisotropic consolidation.

The IL, which joins the peak shear stress for tests at various initial mean effective stresses and passes through the origin, corresponds to a lower stress ratio $n_{peak} = 0.45 = (t/p')$ for the IC specimens compared with $n_{peak} = 0.54$ obtained for the $AC_{(\alpha)}$ specimens. The n_{peak} values correspond to the end of the plateau shown in the stress paths in Fig. 13(a), where a reduction in strength is first introduced. Castro (1969) also found a slightly steeper collapse line for AC specimens of loose Banding sand than for IC specimens under

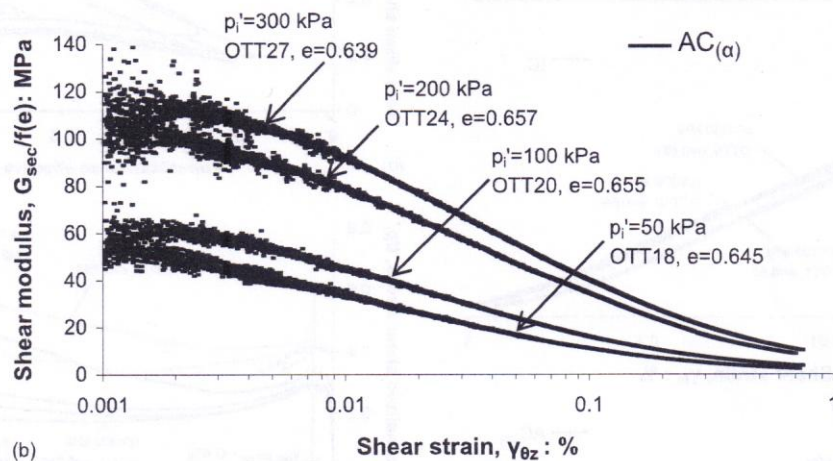
undrained triaxial compression. Canou et al. (1991), Di Prisco et al. (1995), and Fourie and Tshabalala (2005) also reported an increase in the value of the stress ratio at peak shear stress with a decrease in the value of stress ratio K_c imposed during anisotropic consolidation in triaxial undrained tests. The angle mobilized at the IL appears to be the same ($\phi'_{IL} = 25^\circ$) for both IC and $AC_{(\alpha)}$ specimens, as indicated in Fig. 13(a) and discussed subsequently [in Fig. 16(b)]. However, only AC specimens show flow-type response; i.e., loss of strength with sudden axial strain accumulation, resulting in barreling.

The stress-level influence is clearly shown in Figs. 13(b and c), where the stress paths and the stress-strain curves are normalized with respect to the initial mean effective stress p'_i for the $AC_{(\alpha)}$ and IC specimens. The AC specimens follow the normalization trend only up to the peak shear stress, corresponding to $\gamma_{oct} \sim 0.4\%$, while the response of the IC specimens appears to be normalizable up to phase transformation, although only approximately because brittleness increases with stress level as indicated in Fig. 13(c).

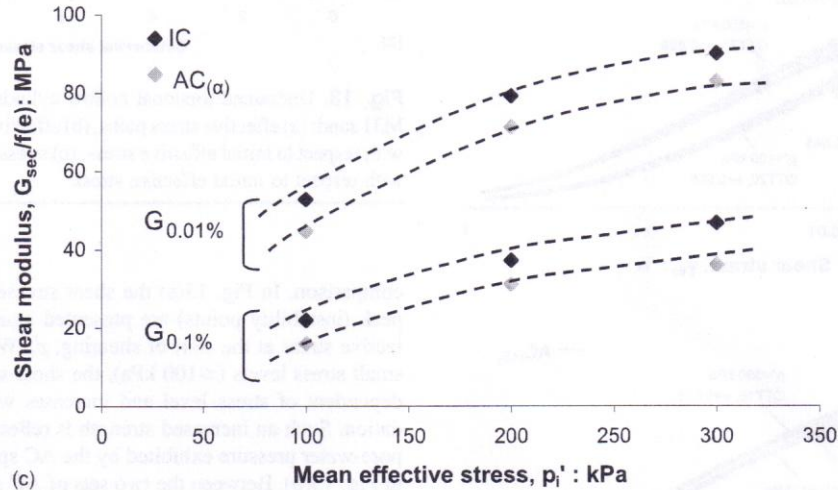
To illustrate the influence of axial stress level, the effective stress paths and the corresponding stress-strain curves have been normalized with respect to axial stress attained at the end of consolidation



(a)



(b)



(c)

Fig. 10. Stiffness variation with shear strain for (a) IC and (b) $AC_{(\alpha)}$ OTT sand specimens under undrained torsional shear; and (c) variation of shear modulus at shear strain levels of 0.01 and 0.1% with mean effective stress

σ'_{1ci} . It appears that normalized transient peak shear stress is approximately the same irrespective of consolidation path as shown in Fig. 14(a), with the exception of the IC test at 100 kPa. The stress-strain curves shown in Fig. 14(b) indicate the effect of high stress level on increasing brittleness, which is more pronounced for the $AC_{(\alpha)}$ specimens. Therefore, AC loose sand deposits acting as foundation

materials and/or existing in steep slopes are more prone to flow-type deformation.

The combined effect of stress level and consolidation path is shown in Fig. 15. The results from a series of tests on AC specimens and specimens subjected to unloading to the isotropic axis before the application of torsional shearing, $AC_{(45)}$, have been included for

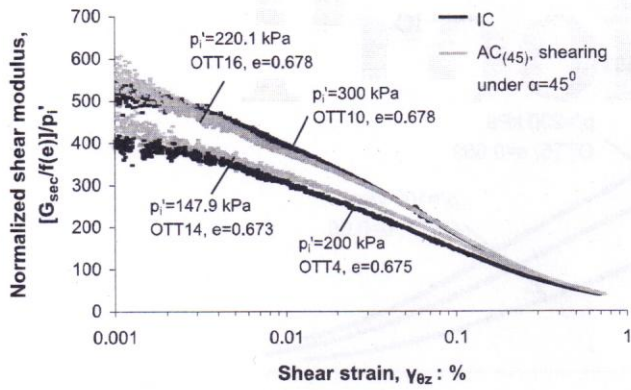


Fig. 11. Normalized stiffness variation with shear strain for IC and AC₍₄₅₎ OTT sand specimens under undrained torsional shear

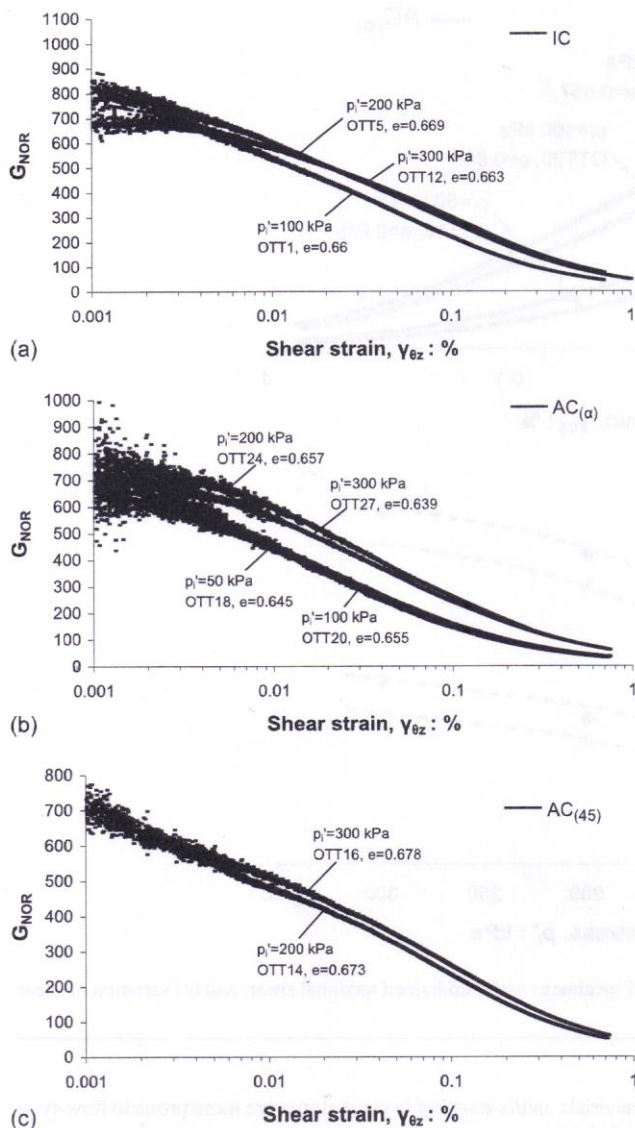


Fig. 12. Normalized stiffness, G_{NOR} , variation with shear strain for OTT sand specimens under undrained torsional loading: (a) IC; (b) AC_(\alpha); (c) AC₍₄₅₎

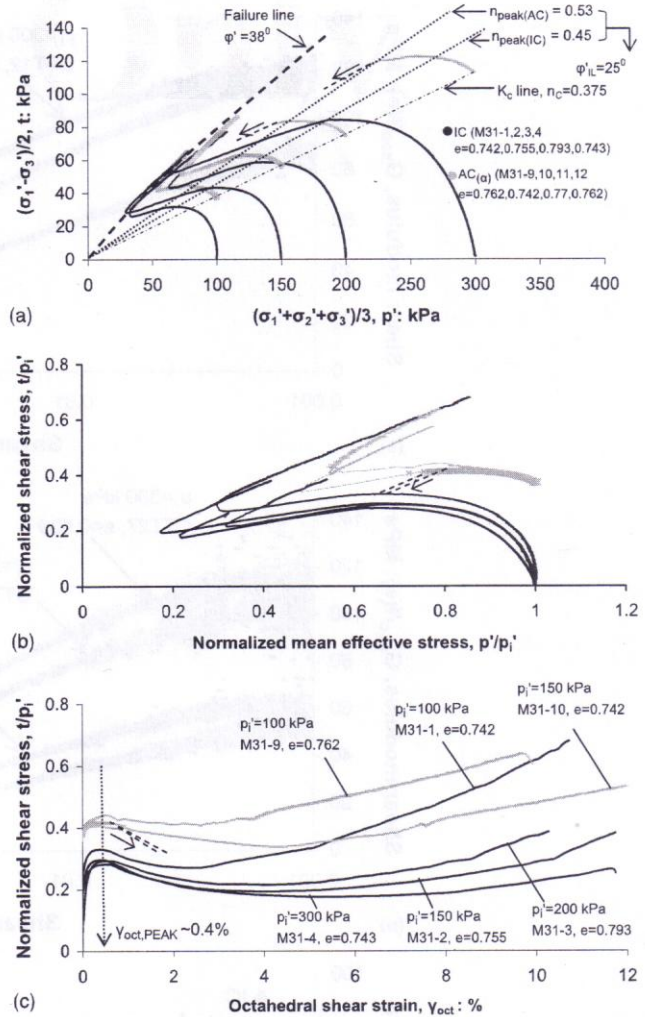


Fig. 13. Undrained torsional hollow cylinder tests on IC and AC_(\alpha) M31 sand: (a) effective stress paths; (b) effective stress paths normalized with respect to initial effective stress; (c) stress-strain curves normalized with respect to initial effective stress

comparison. In Fig. 15(a) the shear stresses (t/p_i') at the transient peak (instability points) are presented against the initial mean effective stress at the start of shearing, p_i' . With a slight deviation at small stress levels (≤ 100 kPa), the shear stress ratio at peak is independent of stress level and increases with anisotropic consolidation. Such an increased strength is reflected by the lower excess pore-water pressure exhibited by the AC specimens at peak as seen in Fig. 15(b). Between the two sets of AC specimens, higher stress ratio and lower excess pore-water pressure are observed for the AC_(\alpha) specimens, which were not subjected to undrained unloading after anisotropic consolidation. However, normalization of the peak shear stress with respect to initial axial stress $\sigma_{1'ci}'$ showed a similar response for the IC and AC_(\alpha) specimens in accordance with the results shown in Fig. 14. Here, $\sigma_{1'ci}' = p_i'$ for the IC and AC₍₄₅₎ specimens. This highlights the importance of the axial stress imposed during anisotropic consolidation on the subsequent response to shear (i.e., flow-type response at high stress levels).

In Fig. 16(a) the stress ratio, $n = t/p_i'$, at peak shear stress is shown for each of the three test series. The ratio attains the smallest

465
466
467
468
469
470
471
472
473
474
475
476
477
478
479
480
481
482
483

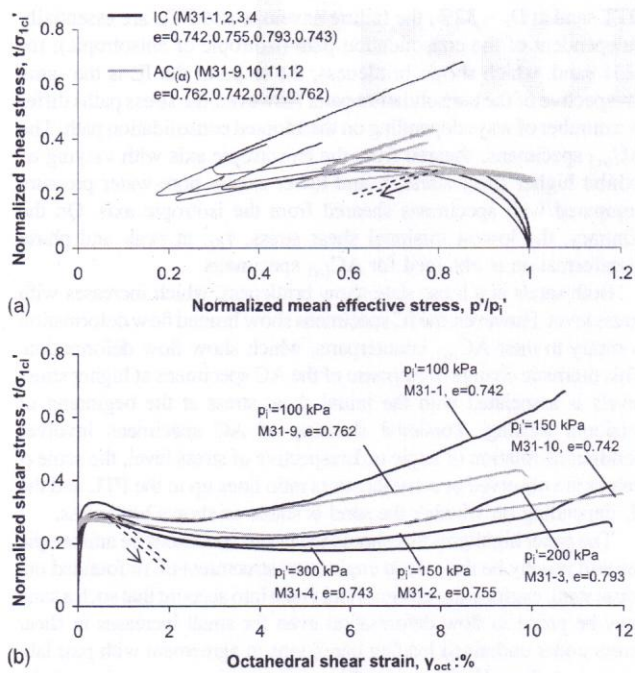


Fig. 14. Undrained torsional hollow cylinder tests on IC and $AC_{(\alpha)}$ M31 sand: (a) effective stress paths normalized with respect to the initial axial stress; (b) stress-strain curves normalized with respect to the initial axial stress

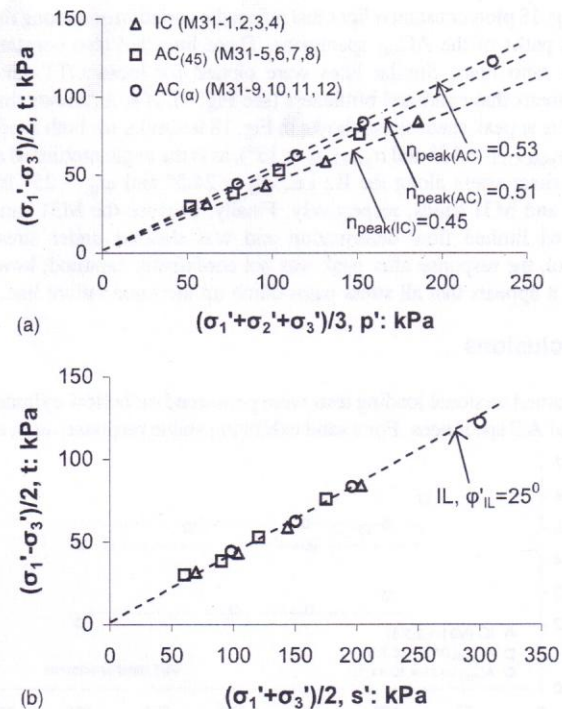


Fig. 16. (a) Stress ratio, $n = t/p'$, at peak shear stress; and (b) IL for IC, $AC_{(45)}$, and $AC_{(\alpha)}$ M31 sand

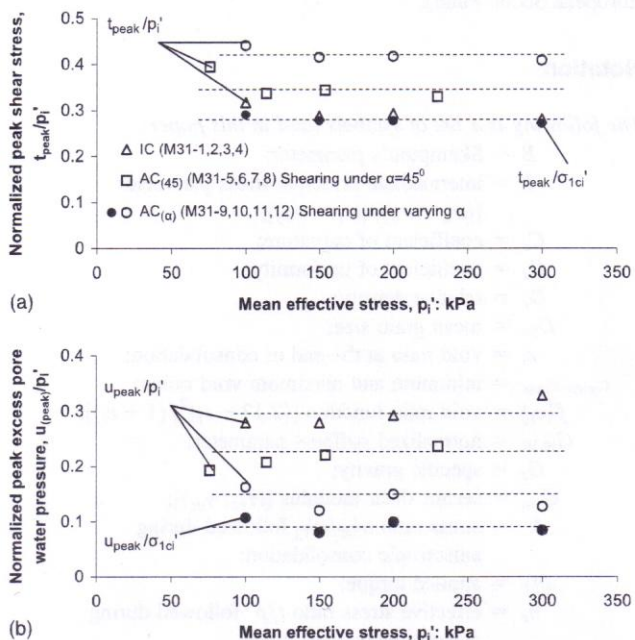


Fig. 15. Variation of (a) shear stress, t , at peak; and (b) excess pore water pressure at peak normalized with respect to initial effective stress p'_i , for IC, $AC_{(45)}$, and $AC_{(\alpha)}$ M31 sand

value for the IC specimens and increases for the AC specimens. In Fig. 16(b) the Mohr parameters t and s' are used to plot the IL defined at the peak shear stress for each of the three test series. In this diagram a unique IL is defined irrespective of consolidation history with a mobilized angle $\varphi'_{IL} = 25^\circ$. A unique phase transformation and failure line were observed earlier for specimens of OTT sand exhibiting a stable response to torsional shearing [Fig. 5(b)].

On the other hand, when the torsional shear stress $\tau_{\theta z}$ at peak is normalized with p' in Fig. 17(a), much lower values are attained by the $AC_{(\alpha)}$ specimens, while similar values are obtained for the IC and $AC_{(45)}$ specimens, which are both sheared from the isotropic axis. The higher $\tau_{\theta z}/p'$ ratios for the latter data sets reflect the higher allowable increase in shear stress up to transient peak in the stress space. A similar observation can be made for the specimens of OTT sand described previously, which exhibit a stable response. In Fig. 17(b) the normalized shear stresses $\tau_{\theta z}$ at phase transformation for OTT sand show similar values for the IC and $AC_{(45)}$ specimens and lower values for the $AC_{(\alpha)}$ specimens.

In summary, Figs. 16 and 17 illustrate that although the stress ratio at peak t/p' is higher for the AC consolidated specimens compared with the IC specimens, and that the slope of the IL is independent of the consolidation history, the response of the $AC_{(\alpha)}$ specimens to torsional shear is weaker than that of the IC specimens as far as the ratio $\tau_{\theta z}/p'$ is concerned (Fig. 17). Similarly, when the axial stress at the end of consolidation is considered the ratio t/σ'_{1cl} is significantly smaller than t/p'_i [Fig. 15(a)], and this is reflected in the subsequent flow-type response exhibited by the $AC_{(\alpha)}$ specimens only. Kramer and Seed (1988) and Castro (1994) also found that as the initial shear stress level at the end of anisotropic consolidation increases, the increase in shear stress required to initiate static liquefaction of sand under undrained triaxial loading decreases. This is of great importance for geotechnical works subjected to high initial shear stress levels; i.e., slopes, embankments, or foundations of structures.

484
485
486
487
488
489
490
491
492
493
494
495
496
497
498
499
500
501
502
503
504
505
506
507
508
509
510
511
512
513
514
515
516

Fig. 18 plots constant α lines that reflect the variation of α along the stress paths of the $AC_{(\alpha)}$ specimens. These lines are also constant stress ratio lines. Similar lines were plotted for loose OTT sand specimens that exhibited brittleness (see Fig. 9). It is fortuitous that angle α at peak shear stress shown in Fig. 18 is similar for both sands (c.f. $\alpha_{\text{peak,OTT}} = 12^\circ$ and $\alpha_{\text{peak,M31}} = 13^\circ$), as is the angle mobilized at peak shear stress along the IL; i.e., $\varphi'_{\text{IL}} = 24.5^\circ$ and $\varphi'_{\text{IL}} = 25^\circ$ for OTT and M31 sands, respectively. Finally, because the M31 sand showed limited flow deformation and was sheared under stress control, the response after peak was not confidently captured; however, it appears that all stress paths climb up the same failure line.

Conclusions

Undrained torsional loading tests were performed on hollow cylinder IC and AC specimens. For a sand exhibiting stable response, such as

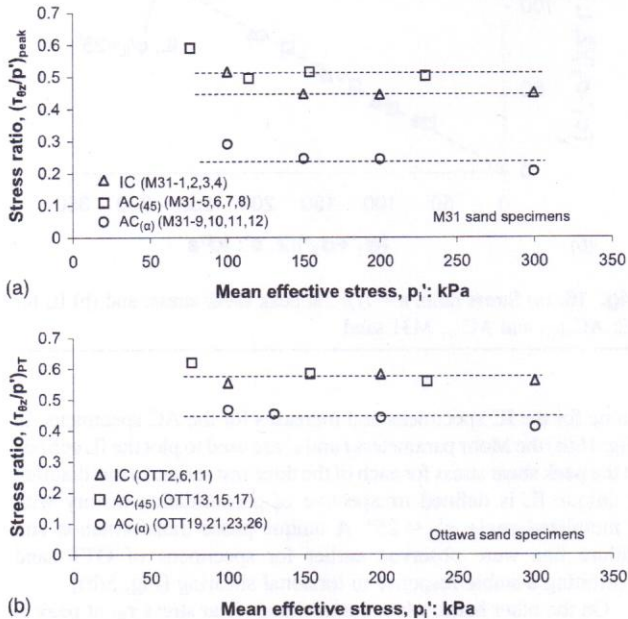


Fig. 17. Variation of torsional shear stress at peak and torsional shear stress at phase transformation normalized with respect to current mean effective stress p' , for IC, $AC_{(45)}$, and $AC_{(\alpha)}$: (a) M31 sand; (b) OTT sand, respectively

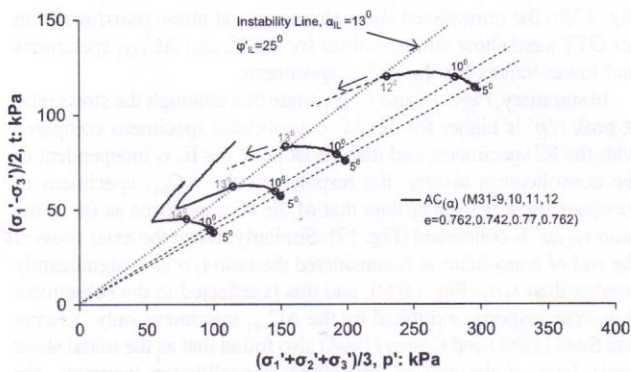


Fig. 18. Variation of principal stress direction, α , along the effective stress paths of $AC_{(\alpha)}$ M31 sand specimens subjected to undrained torsional loading

OTT sand at $D_r \sim 32\%$, the failure envelope and PTL are essentially independent of the consolidation path (isotropic or anisotropic); for M31 sand, which shows brittleness, the slope of the IL is the same irrespective of the consolidation path. However, the stress paths differ in a number of ways depending on the adopted consolidation path. The $AC_{(\alpha)}$ specimens, sheared from the anisotropic axis with varying α , exhibit higher shear stress, t , and lower excess pore-water pressure compared with specimens sheared from the isotropic axis. On the contrary, the lowest torsional shear stress, $\tau_{\theta z}$, at peak and phase transformation is obtained for $AC_{(\alpha)}$ specimens.

Both sands at a loose state show brittleness, which increases with stress level. However, the IC specimens show limited flow deformation contrary to their $AC_{(\alpha)}$ counterparts, which show flow deformation. This dramatic change in response of the AC specimens at higher stress levels is associated with the initial shear stress at the beginning of torsional loading. Torsional shearing of AC specimens involves continuous rotation of angle α . Irrespective of stress level, the same α values are observed at constant stress ratio lines up to the PTL and the IL depending on whether the sand is stable or shows brittleness.

The paper highlights that should the in situ conditions be anisotropic (as will usually be the case in engineered structures)-in, or founded on, loose sand, engineering design should take into account that such a sand may be prone to flow deformation even for small increases in shear stress under undrained loading conditions in agreement with past laboratory studies. However, in this study continuous rotation of the principal stress directions in concurrence with increasing shear stress has been taken into account to further simulate field conditions.

Acknowledgments

This research has been co-financed by the European Union (European Social Fund-ESF) and Greek national funds through the Operational Program Education and Lifelong Learning of the National Strategic Reference Framework (NSRF)-Research Funding Program (Heracleitus II. Investing in Knowledge Society through the European Social Fund).

Notation

The following is a list of symbols used in this paper:

- B = Skempton's parameter;
- b = intermediate principal stress parameter $[(\sigma_2 - \sigma_3)/(\sigma_1 - \sigma_3)]$;
- C_c = coefficient of curvature;
- C_u = coefficient of uniformity;
- D_r = relative density;
- D_{50} = mean grain size;
- e_i = void ratio at the end of consolidation;
- $e_{\text{min}}, e_{\text{max}}$ = minimum and maximum void ratios;
- $f(e_i)$ = void ratio function $[(2.17 - e_i)^2/(1 + e_i)]$;
- G_{NOR} = normalized stiffness parameter;
- G_s = specific gravity;
- G_{sec} = secant shear modulus $[(\tau_{\theta z}/\gamma_{\theta z})]$;
- K_c = stress ratio $\sigma'_{3c}/\sigma'_{1c}$ followed during anisotropic consolidation;
- M_T = applied torque;
- n_c = effective stress ratio t/p' followed during anisotropic consolidation;
- n_{peak} = effective stress ratio t/p' at peak shear stress;
- n_{PTL} = effective stress ratio t/p' at phase transformation;
- p_a = atmospheric pressure;

609
611
612
614
615
617
619
621
623
624
626
627
629
630
632
633
634
636
638
642
644
646
648
649
651
653
655
657
659
660
662
664
665
667
668
670
671

- p_i, p_o = internal and external pressures;
 p'_c = mean principal effective stress at the end of consolidation;
 p'_i = mean principal effective stress before undrained shearing;
 s' = $(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$;
 t = shear stress $[(\sigma'_1 - \sigma'_3)/2]$;
 t_{peak} = peak shear stress;
 u_{peak} = excess pore-water pressure at peak shear stress;
 α = inclination of the major principal stress σ_1 to the vertical;
 α_{peak} = inclination of the major principal stress σ_1 to the vertical at peak shear stress;
 γ_{oct} = octahedral shear strain $\{(2/3)[(\epsilon_1 - \epsilon_2)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_1 - \epsilon_3)^2]^{1/2}\}$;
 $\gamma_{\theta z}$ = average shear strain;
 Δu = excess pore-water pressure;
 ϵ_r = radial strain;
 ϵ_z = axial strain;
 ϵ_θ = circumferential strain;
 $\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_3$ = principal strains;
 λ = slope of the consolidation line in $e - \log p'$ space;
 σ_r = radial stress;
 σ_z = vertical stress;
 σ_θ = circumferential stress;
 $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ = principal stresses;
 σ'_{1ci} = major principal effective stress at the end of consolidation;
 $\tau_{\theta z}$ = average shear stress;
 ϕ' = mobilized friction angle $\{\sin^{-1}[(\sigma'_1 - \sigma'_3)/(\sigma'_1 + \sigma'_3)]\}$;
 ϕ'_{IL} = mobilized angle of shearing resistance at instability line; and
 ϕ'_{PTL} = mobilized angle of shearing resistance at phase transformation line.

References

673
674
675
676
677
678
679
680
681
682
683
684
685
686
687
688
689
690
691
692
693

Alarcon-Guzman, A., Leonards, G. A., and Chameau, J. L. (1988). "Undrained monotonic and cyclic strength of sands." *J. Geotech. Engrg.*, 10.1061/(ASCE)0733-9410(1988)114:10(1089), 1089–1109.
 Arthur, J. R. F., Chua, K. S., Dunstan, T., and Rodriguez del C. J. I. (1980). "Principal stress rotation: A missing parameter." *J. Geotech. Engrg. Div.*, 106(4), 419–433.
 Arthur, J. R. F., and Menzies, B. K. (1972). "Inherent anisotropy in sand." *Geotechnique*, 22(1), 115–131.
 Bishop, A. W. (1971). "Shear strength parameters for undisturbed and remoulded soil specimens." *Proc., Roscoe Memorial Symp.*, 3–58.
 Burland, J. B., and Burbridge, M. C. (1985). "Settlements of foundations on sand and gravel." *Proc. Inst. Civ. Eng.*, 78(6), 1325–1381.
 Canou, J., Thorel, L., and De Laure, E. (1991). "Influence d'un déviateur de contrainte initial sur les caractéristiques de liquéfaction statique du sable." *Proc., 10th European Conf. on Soil Mechanics*, 49–52.
 Castro, G. (1969). "Liquefaction of sands." Ph.D. thesis, Division of Engineering and Applied Physics, Harvard Univ., Cambridge, MA.
 Castro, G. (1994). "Seismically induced triggering of liquefaction failures." *Proc., 13th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*,

Special Volume on Earthquake Geotechnical Engineering, New Delhi, India.
 Cho, G., Dodds, J., and Santamarina, C. (2006). "Particle shape effects on packing density, stiffness and strength: Natural and crushed sands." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 10.1061/(ASCE)1090-0241(2006)132:5(591), 591–602.
 Dafalias, Y. F., and Manzari, M. T. (2004). "A simple plasticity sand model accounting for fabric change effects." *J. Eng. Mech.*, 10.1061/(ASCE)0733-9399(2004)130:6(622), 622–634.
 Di Prisco, C., Mantioti, R., and Nova, R. (1995). "Theoretical investigation of the undrained stability of shallow submerged slopes." *Geotechnique*, 45(3), 479–496.
 Fourie, A. B., and Tshabalala, L. (2005). "Initiation of static liquefaction and the role of K_o consolidation." *Can. Geotech. J.*, 42(3), 892–906.
 Georgiannou, V. N. (2006). "The undrained response of sands with additions of particles of various shapes and sizes." *Geotechnique*, 56(9), 639–649.
 Georgiannou, V. N., and Tsomokos, A. (2008). "Comparison of two fine sands under torsional loading." *Can. Geotech. J.*, 45(12), 1659–1672.
 Georgiannou, V. N., Tsomokos, A., and Stavrou, K. (2008). "Monotonic and cyclic behaviour of sand under torsional loading." *Geotechnique*, 58(2), 113–124.
 Hardin, B. O., and Richard, F. E. (1963). "Elastic wave velocities in granular soils." *J. Soil Mech. and Found. Div.*, 89(1), 33–65.
 Hight, D. W., Gens, A., and Symes, M. J. (1983). "The development of a new hollow cylinder apparatus for investigating the effects of principal stress rotation in soils." *Geotechnique*, 33(4), 355–384.
 Ishihara, K. (1993). "Liquefaction and flow failure during earthquakes." *Geotechnique*, 43(3), 351–415.
 Ishihara, K., Tatsuoka, F., and Yasuda, S. (1975). "Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses." *Soils Found.*, 15(1), 29–44.
 Kramer, S. L., and Seed, H. B. (1988). "Initiation of soil liquefaction under static loading conditions." *J. Geotech. Engrg.*, 10.1061/(ASCE)0733-9410(1988)114:4(412), 412–430.
 Kuwano, R., and Jardine, R. J. (2002). "On measuring creep behaviour in granular materials through triaxial testing." *Can. Geotech. J.*, 39(5), 1061–1074.
 Lade, P. V. (1993). "Initiation of static instability in the submarine Nerlerk berm." *Can. Geotech. J.*, 30(6), 895–904.
 Miura, S., and Toki, S. (1984). "Anisotropy in mechanical properties and its simulation of sands sampled from natural deposits." *Soils Found.*, 24(3), 69–84.
 Oda, M., Koishikawa, I., and Higuechi, T. (1978). "Experimental study of anisotropic shear strength of sand by plane strain test." *Soils Found.*, 18(1), 25–38.
 Olson, S. M., and Stark, T. D. (2003). "Yield strength ratio and liquefaction analysis of slopes and embankments." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 10.1061/(ASCE)1090-0241(2003)129:8(727), 727–737.
 Riemer, M. F., and Seed, R. B. (1997). "Factors affecting apparent position of steady state line." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 10.1061/(ASCE)1090-0241(1997)123:3(281), 281–288.
 Shibuya, S., Hight, D. W., and Jardine, R. J. (2003). "Local boundary surfaces of a loose sand dependent on consolidation path." *Soils Found.*, 43(3), 85–93.
 Sivathayalan, S., and Vaid, Y. P. (2002). "Influence of generalized initial state and principal stress rotation on the undrained response of sands." *Can. Geotech. J.*, 39(1), 63–76.
 Symes, M. J. P. R., Shibuya, S., Hight, D. W., and Gens, A. (1985). "Liquefaction with cyclic principal stress rotation." *Proc., 11th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 4, 1919–1922.
 Tsomokos, A., and Georgiannou, V. N. (2010). "Effect of grain shape and angularity on the undrained response of fine sands." *Can. Geotech. J.*, 47(5), 539–551.
 Uthayakumar, M. (1996). "Liquefaction of sands under multi-axial loading." Ph.D. thesis, Univ. of British Columbia, Vancouver, BC, Canada.
 Uthayakumar, M., and Vaid, Y. P. (1998). "Static liquefaction of sands under multiaxial loading." *Can. Geotech. J.*, 35(2), 273–283.

694
695
696
697
698
699
700
701
702
703
704
705
706
707
708
709
710
711
712
713
714
715
716
717
718
719
720
721
722
723
724
725
726
727
728
729
730
731
732
733
734
735
736
737
738
739
740
741
742
743
744
745
746
747
748
749
750
751
752
753
754
755
756
757
758
759
760
761
762
763

764
765
766
767
768
769
770

Vaid, Y. P., and Negussey, D. (1984). "Relative density of pluviated sand samples." *Soils Found.*, 24(2), 101–105.

Vaid, Y. P., and Sivathayalan, S. (1996). "Static and cyclic liquefaction potential of Fraser Delta sand in simple shear and triaxial tests." *Can. Geotech. J.*, 33(2), 281–289.

Wijewickreme, D., and Vaid, Y. P. (2008). "Experimental observations on the response of loose sand under simultaneous increase in stress

ratio and rotation of principal stresses." *Can. Geotech. J.*, 45(5), 597–610.

Yoshimine, M., and Ishihara, K. (1998). "Flow potential of sand during liquefaction." *Soils Found.*, 38(3), 189–198.

Zdravkovic, L., Potts, D. M., and Hight, D. W. (2002). "The effect of strength anisotropy on the behaviour of embankments on soft ground." *Geotechnique*, 52(6), 447–457.

771
772
773
774
775
776
777

Proof Only

**TITLE: PREDICTION OF PORE WATER PRESSURE GENERATION
LEADING TO LIQUEFACTION UNDER TORSIONAL CYCLIC LOADING**

Authors: M. Konstadinou¹ and V.N. Georgiannou²

1. Ph.D. Candidate; Department of Civil Engineering, National Technical University of Athens, Soil Mechanics Section, Iroon Polytechniou 9, Zografou 157 80, Greece.

e-mail: mariacv2749@yahoo.gr

2. Associate Professor; Department of Civil Engineering, National Technical University of Athens, Soil Mechanics Section, Iroon Polytechniou 9, Zografou 157

80, Greece. e-mail: vngeor@civil.ntua.gr

Document Summary

Number of Words: 5457

Number of Tables: 2

Number of Figures: 16

Submitted for publication

TITLE: PREDICTION OF PORE WATER PRESSURE GENERATION LEADING TO LIQUEFACTION UNDER TORSIONAL CYCLIC LOADING

M. Konstadinou^{a,*}, V.N. Georgiannou^a

^aDepartment of Geotechnical Engineering, NTUA, Heroon Polytechniou 9, 15780 Zografou, Greece

Abstract: Undrained cyclic loading tests were performed under torsional shear in the hollow cylinder apparatus on four sands of various densities, initial stress levels, gradings and origins to establish the pattern of excess pore water pressure generation with cycles leading to initial liquefaction. Two equations are derived to predict this pattern. The first is based on the method introduced by Ishibashi et al. (1977) and incorporates density and effective stress level to the original equation. A unique relationship between excess pore water pressure and shear work imparted to the sand was also obtained independent of shear stress amplitude when dissipated shear work was normalized with respect to density and effective stress level; moreover, the excess pore water pressure required to induce liquefaction necessitates lower normalized shear work from the finer sands. These equations can be used to assess liquefaction potential and/or be directly related to the amount of seismic energy dissipated in the field.

Keywords: laboratory test; torsional loading; sand; pore water pressure; liquefaction; energy; earthquake

*Corresponding author. Tel: +30 2107723408
E-mail address: mariacv2749@yahoo.gr

Introduction

Liquefaction of granular deposits has been a major cause of damage to engineering structures during earthquakes, hence the assessment of liquefaction potential has received considerable attention. Traditionally, the amplitude of shear stress or strain has been related to the number of cycles to liquefaction for the evaluation of liquefaction potential (Seed and Idriss, 1971; Dobry et al., 1982). Since the build up of pore water pressure during undrained cyclic loading is the underlying mechanism leading to liquefaction, a number of pore pressure prediction methods have been derived based on results obtained from cyclic tests (Seed and Booker, 1977; Chang et al., 1981; Mitchell and Dubin, 1986).

The standout pore pressure prediction model presented by Ishibashi et al. (1977) was established as one of the most commonly used (Krichnaswamy and Isaac, 1995; Uchida and Stedman, 2003; Georgiannou and Tsomokos, 2008). Ishibashi et al. (1977) obtained an equation that predicts the incremental pore pressure rise values as a function of stress history, number of cycles and the applied shear stress; density and stress level were not considered as variables while four constants included in the equation are material dependent. Sherif et al. (1978) and Ishibashi et al. (1982) re-evaluated the values of the four constants to account for variations in density, mean grain size, coefficient of sand uniformity and angularity.

During the last two decades pore water pressure generation was related to the amount of dissipated energy during cyclic loading eventually leading to liquefaction in the laboratory, instead of the number of cycles to liquefaction, following the energy based method introduced by Nemat-Nasser and Shokooh (1979). Efforts were concentrated

in obtaining the energy at the onset of liquefaction in the laboratory so that it can be directly related to the amount of seismic energy dissipated in the soil (Berrill and Davis, 1985; Law et al., 1990; Figueroa et al., 1994; Liang et al., 1995; Dief and Figueroa, 2007).

In this study, following the procedure presented by Ishibashi et al. (1977), an empirical equation predicting pore water pressure accumulation up to initial liquefaction during undrained torsional loading in the hollow cylinder apparatus is presented. Density and effective stress level, parameters widely known to affect liquefaction potential, have been incorporated in the foregoing equation as variables; as a consequence a single constant reflecting material properties has replaced the original four material constants. Moreover, the development of pore water pressure up to initial liquefaction has been expressed as a function of dissipated energy and an expression was derived including density, stress level, mean grain size and sphericity as variables, which yields a unique pore pressure-energy curve for each of the four sands of the experimental database.

From a practical viewpoint the proposed equations due to their simplicity can be readily implemented in numerical calculations related to liquefaction problems. The prediction of pore water pressure generation during torsional cyclic loading for sands of various densities, initial stress levels, gradings and origins provides some confidence level for their use in numerical models of liquefaction potential.

Materials and testing methods

The materials employed in this study were four silica sands, the Ham River Sand (HRS), the Fontainebleau sand, the M31 sand and the Ottawa sand. The physical properties of these sands are shown in Table 1 while their grain size distribution curves are presented in Fig. 1. All specimens were formed by pluviation through water (Hight et al., 1983; Vaid and Negussey, 1988) a method that produces specimens that simulate naturally deposited sands (Oda et al., 1978; Miura and Toki, 1984). The soil fills the split mould falling from a constant height. The relative density of the majority of the specimens after consolidation and prior to shearing was $D_r = 35 \pm 3\%$, $43 \pm 3\%$, $40 \pm 3\%$ and $26 \pm 5\%$ for HRS, Fontainebleau, M31 and Ottawa sand respectively. Looser specimens were obtained by changing the raining height of the sand grains while denser specimens were obtained by tapping the mould after the sand had settled through the water. After confirming saturation, with B values in excess of 0.97, the specimens were isotropically consolidated, and after an ageing period of 3 hours they were subjected to constant stress amplitude cyclic loading under undrained torsional shear conditions.

To account for the effect of density, testing was carried out at constant $p_i' = 130$ kPa over a range of densities $D_r = 30 - 60\%$ for the case of HRS and Fontainebleau sand. To account for the effect of consolidation stress level, testing was carried out over a range of initial mean effective stresses ($p_i' = 100 - 320$ kPa) for the case of M31 and Ottawa sand at $D_r \sim 40\%$ and 26% respectively. Table 2 summarizes the initial conditions of all the tests reported in this study.

The tests were performed in the hollow cylinder apparatus on specimens with an outer diameter of 70 mm, inner diameter of 40 mm and a height of approximately 140 mm. This geometry minimizes stress non uniformities within the wall and the central part of the specimen (Saada and Townsend, 1981; Hight et al., 1983; Vaid et al., 1990). All the tests were performed by keeping the same external and internal pressure ($p_{\text{ext}} = p_{\text{int}}$) resulting in $b = \sin^2 \alpha$, where the parameter $b = (\sigma_2 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3)$ expresses the influence of the intermediate stress σ_2 on soil response and α is the angle of σ_1 with the vertical direction. Torsional shear was applied under stress control through a sinusoidal torsional load at a frequency of 0.1 Hz (Georgiannou et al., 2008).

Pore water pressure generation with cycle numbers

Ishibashi et al. (1977) analyzed the residual pore pressure at the end of each cycle for a loose Ottawa sand under uniform and non-uniform cyclic shear loading and the incremental pore water pressure rise was evaluated as follows:

$$\Delta U_N^* = \underbrace{(1 - U_{N-1}^*)}_{\text{H}} \cdot \underbrace{\left(\frac{c_1 \cdot N}{N^{c_2} - c_3} \right)}_{\overline{N}} \cdot \underbrace{\left(\frac{\tau_{\theta z(N)}}{\sigma_{N-1}'} \right)^n}_{\text{I}} \quad (1)$$

where U_N^* and U_{N-1}^* are the residual pore pressure ratios of excess pore water pressure normalized with the initial effective confining pressure, σ_c' , at the N^{th} and $(N-1)^{\text{th}}$ cycle respectively; N is the number of cycles; $\tau_{\theta z(N)}$ is the shear stress at the N^{th} cycle; σ_{N-1}' is the effective confining pressure at the end of the $(N-1)^{\text{th}}$ cycle; and C_1 , C_2 , C_3 and n are material parameters. Eq. (1) is considered to be a product of three different functions; the stress history function, H , the number of cycles function, \overline{N} , and the stress intensity function, I .

The torsional shear hollow cylinder apparatus used in this work provides the same loading conditions as in the pioneering work by Ishibashi et al. (1977), where a special shear device was used (Ishibashi and Sherif, 1974), hence the validity of Eq. (1) is examined for the test results of the present study. Following the procedure presented by Ishibashi et al. (1977) the parameters C_1 , C_2 , C_3 and n were found to be 1.5, 1.8, -0.46 and 2.4 respectively for the case of HRS-4 specimen ($p_i' = 130$ kPa, $D_r = 58.1\%$). The test data together with the predicted data for this test using Eq. (1) are illustrated for comparison in Fig. 2. The use of this equation appears to provide reliable pore pressure prediction up to approximately 30% of normalized excess pore water pressure; for higher values the curves diverge. It is important to note that Eq. (1) predicts a low nearly constant rate of pore pressure accumulation with cycles and fails to capture the sudden increase in pore water pressure observed prior to initial liquefaction for both loose and dense specimens of all tested sands. In this study cyclic loading after isotropic consolidation invariably resulted to initial liquefaction preceded by a sudden increase in pore water pressure accumulation. It should be mentioned that this sudden increase in pore water pressure was not evidenced in the test results reported by Ishibashi et al. (1977). A typical test result for the sands of the present study regarding the variation of excess pore water pressure, normalized with respect to initial mean effective stress, p_i' , with the number of loading cycles is shown in Fig. 3. The inset diagram in this figure shows the incremental normalized excess pore water pressure within each cycle. It may be argued that the pattern of pore pressure generation and/or the pattern of incremental pore pressure generation can be separated into three distinctive stages. Initially, the first cycle induces the greatest rise in normalized excess pore water pressure (with the exception of the final cycle). Subsequent cycles show a tendency to produce a lower incremental excess pore

pressure (stage 1) until a nearly constant incremental value and/or rate of normalized excess pore water pressure accumulation with cycles is established during stage 2. Finally, the normalized excess pore water pressure begins to increase rapidly beyond a critical value of cycle numbers, N_{critical} , and up to initial liquefaction (stage 3). The characteristic concave downward and then concave upward shape of the excess pore water pressure generation shown in Fig. 3 appears to be a common feature of sand behavior observed not only for the tests of the present work but also for tests of other studies reported in the literature (Lee and Albaisa, 1974; Law et al., 1990; Sivathayalan et al., 2011).

To simulate this characteristic form of excess pore water pressure generation, the analyzing method suggested by Ishibashi et al. (1977) is followed to derive the modified equation:

$$\Delta U_N^* = H \cdot I \cdot D \cdot C \cdot \bar{N} \quad (2)$$

Compared to Eq. (1) which is a function of only H , \bar{N} and I , the proposed equation includes a function of density, D , and a function of consolidation effective stress level, C . In the original equation density was allowed for by changing the material dependent parameters C_1 and n while consolidation stress level was only considered through the normalized excess pore pressure (residual pore pressure ratio). However, the following experimental data clearly indicates the influence of consolidation level on residual pore pressure ratios; moreover both functions, D and C , vary with the cycle number hence they can not be allowed for by material dependent parameters.

In order to evaluate the influence of stress intensity, I , on pore pressure rise, the incremental excess pore water pressure ratio, $\frac{\Delta U_N^*}{(1-U_{N-1}^*)}$, is plotted against the cyclic shear stress ratio, $\frac{\tau_{\theta z}}{p_{N-1}'}$, in Fig. 4, for HRS, Fontainebleau, Ottawa and M31 sand respectively, where p_{N-1}' is the mean effective stress at the end of the $(N-1)^{\text{th}}$ cycle.

The mean effective stress $p' = \frac{\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3'}{3}$ is considered as a more meaningful parameter controlling the soil response compared to the effective confining pressure, σ_3' and is adopted herein. However, for isotropic stress conditions $\sigma_c' = p_1'$. During various selected cycle numbers, N , the slope of the formed lines appears to be almost constant for each sand. When the data are isolated e.g. for $N=2$ in Fig. 5, it is apparent that the slope of these lines, namely n , is unique and equal to 2.4 for all sands examined herein, implying that the parameter n could be treated as a soil independent one. Ishibashi et al. (1977) also found a value of $n=2.4$ from testing a loose isotropically consolidated Ottawa sand of a different gradation to the one used in this study; their data is included for comparison in Fig. 5.

The effect of density is taken into account in this study through the void ratio function

$f(e) = \frac{(2.17 - e)^2}{(1 + e)}$ proposed by Hardin and Richard (1963). The incremental excess

pore water pressure ratio, $\frac{\Delta U_N^*}{H \cdot I}$, where H is the stress history function and I is the

stress intensity function as defined in Eq. (1), is plotted against the void ratio function for HRS and Fontainebleau sand in Fig. 6(a) and (b) respectively. The dotted lines in these figures are the best fit curves to the experimental data for various loading cycles and were defined for both sands by a power law function such as:

$$D = f(e)^d \quad (3)$$

The parameter d is a measure of the sensitivity of excess pore water pressure to changes in density for various loading cycles which as indicated in the plots fades out at about $N > 20$. By using the data in Fig. 6(a) and (b), d values are plotted against the number of cycles N in the inset diagram in Fig. 6(a) for both sands, and a unique best fit curve is obtained described by the following equation:

$$d = 0.632 \cdot \ln(N) - 3.87 \quad (4)$$

The fact that the parameter d obtains higher absolute values for the first three loading cycles implies that the density of the sand affects the magnitude of excess pore water pressure build up significantly only during the initial stages of loading. For approximately $N \geq 20$ the initial fabric of the soil is rearranged and therefore the influence of initial density is practically delimited. It is noteworthy that d appears to be independent of sand type and is related only to the number of cycles hence, the effect of density in Eq. (2) is accounted for solely by the function $f(e)$ and the number of cycles.

To account for the effect of consolidation stress level the incremental excess pore water pressure ratio, $\frac{\Delta U_N^*}{H \cdot I \cdot D}$, is plotted against the dimensionless ratio, $\frac{p_i'}{p_a}$, in Fig.

7 for Ottawa sand, where p_a is the atmospheric pressure. The larger the initial mean effective stress, p_i' , the larger the incremental excess pore water pressure mainly during the initial stages of loading, despite the fact that U^* is the ratio of excess pore water pressure to initial mean effective stress. The same results were obtained for M31 sand but are only included in the inset diagram for conciseness. To capture the

influence of initial mean effective stress the parameter c is assessed in the inset diagram of Fig. 7, as a function of the number of cycles:

$$c = -0.034 \cdot N + 0.68 \quad (5)$$

This function is unique for both sands. Note that for $N=20$ the influence of initial consolidation level is erased; therefore for higher loading cycles $c=0$. The dashed lines in Fig. 7 are the best fit lines to the experimental data for each loading cycle and were defined by a power law function such as:

$$C = \left(\frac{P_i'}{P_a} \right)^c \quad (6)$$

The behavioral patterns illustrated in Fig. 6 and Fig. 7 suggest that the initial state of soil in terms of density and mean effective stress, p_i' , affects the response of the specimens significantly during the first few cycles but with further loading the effect of density and p_i' diminishes.

The influence of the number of cycles on incremental excess pore water pressure ratio, $\frac{\Delta U_N^*}{H \cdot I \cdot D \cdot C}$, is shown in Fig. 8, where the excess pore water pressure increment is normalized with respect to H , I , D and C for the sands of this study. A characteristic shape is produced for the curves of incremental excess pore water pressure ratio against number of cycles. Initially, for the first 20 cycles approximately, a continuously decreasing rate of excess pore pressure increment with cycles is observed followed by a nearly constant rate. The latter part of the curves corresponds to the part of the experimental curve described as stage 2 in Fig. 3, where the excess pore water pressure builds up at a nearly constant rate. The expression that best fits the experimental data in Fig. 8 is determined as:

$$\bar{N} = \frac{C_1}{(N^{C_2} + C_3 \cdot N)} + C_4 \cdot C_1 \quad (7)$$

The parameters C_1 , C_2 , C_3 and C_4 reflect the position and the slope of the curves in Fig. 8. The parameters C_2 , C_3 and C_4 are nearly constant for all sands tested in the present study ($C_2 = 1,8$; $C_3 = 2,0$; $C_4 = 0,015$) while only the parameter C_1 is soil dependent reflecting the position of each curve. Eq. (7) is similar to the expression proposed by Ishibashi et al. (1977), however the parameters C_2 , C_3 , C_4 are soil independent in the current study due to the fact that density and consolidation level have already been taken into account as functions of the cycle number (Eq. (3) and (6)).

For the prediction of excess pore water pressure generation up to initial liquefaction (stage 3) the end of stage 2, indicated by N_{critical} in Fig. 3, needs to be defined. The concept of a critical stress ratio was invoked and applied to the present data as follows: the cycle N_{critical} was identified for each test as the loading cycle at which the rate of excess pore water pressure accumulation starts to increase departing from the nearly constant value observed in previous stage 2 (see Fig. 3); for this cycle the ratio of the applied cyclic shear stress amplitude to the corresponding mean effective stress at the end of the previous cycle, $\left(\frac{\tau_{\theta_c}}{p_{N-1}}\right)_{\text{critical}}$, has been obtained and plotted in Fig.

9(a) against the ratio of cyclic shear stress to initial effective stress, $\frac{\tau_{\theta_c}}{p_i}$, for all tested sands. The resulting critical stress ratio values appear to be constant for each sand and independent of the applied shear stress amplitude. However, for Fontainebleau sand this ratio depends on the density of the sand as shown in Fig. 9(b) and will be discussed later. In the inset diagram the cyclic shear stress amplitude has been plotted

against mean effective stress at the end of the cycle prior to $N_{critical}$, p'_{N-1} , for HRS. A linear relationship is obtained. The constant stress ratio line at phase transformation, $\tau_{\theta z}/p'$, has also been shown in the diagram. It can be observed that the critical stress ratio line has a slope 0.6 times the slope of the phase transformation line (PTL; Ishihara et al., 1975). For all tested sands the measured critical stress ratio values were found to be equal to 0.6 times the stress ratio at phase transformation and/or at the instability line as indicated in the legend of Fig. 9. Since the stress ratios at phase transformation and instability line are uniquely defined for each sand the critical stress ratio which marks the end of stage 2 can also be defined as 60% of the former ratios.

The critical stress ratio concept is consistent with the constant stress ratio boundaries associated with the initiation of instability under cyclic loading as indicated in the following figures. In Fig. 10 and Fig. 11 two typical responses to cyclic loading are illustrated. In Fig. 10(a) instability under cyclic loading, manifested by a sudden increase in excess pore water pressure accumulation leading to initial liquefaction, initiates in the vicinity of the phase transformation line (point 2) for a sand showing continuous increase in strength under monotonic loading such as HRS, Ottawa, and dense Fontainebleau sand. In Fig. 11(a) instability initiates in the vicinity of the instability line (point 2) for a sand showing strength reduction (brittleness) during monotonic loading, such as M31 and loose Fontainebleau sand. In Figs. 10(a) and 11(a) the phase transformation line and instability line (IL; Lade, 1993) were defined under monotonic loading. The corresponding excess pore water pressure diagrams in Figs. 10(b) and 11(b) show that a sudden increase in excess pore water pressure accumulation is observed on reaching the relevant boundary (points marked by 2).

Dotted lines were drawn in Figs. 10(a) and 11(a) at a slope of $\frac{\tau_{\theta z}}{p'} = 0.6 \cdot \left(\frac{\tau_{\theta z}}{p'}\right)_{PTL}$ and

$\frac{\tau_{\sigma_c}}{p} = 0.6 \cdot \left(\frac{\tau_{\sigma_c}}{p'}\right)_{ll}$ respectively and are associated with the end of stage 2 as discussed

in Fig. 9. The points where the cyclic path approaches these lines are marked by 1 in Figs. 10(a) and 11(a). The corresponding points in the excess pore pressure curves, also marked by 1, coincide with the deviation from the constant rate of excess pore water pressure accumulation part of the curve marking the end of stage 2. Hence, the critical stress ratio can be used instead of the cycle number N_{critical} to identify the end of stage 2 (cf. Figs. 10(b) and 11(b) with Fig. 3). For the same sand the cyclic response of loose specimens, exhibiting brittle behavior under monotonic loading, will be bounded by the instability and of dense specimens, exhibiting stable behavior under monotonic loading, by the phase transformation line. Accordingly the critical stress ratios shown in Fig. 9(b) for the case of Fontainebleau sand are related to the ratios at the instability and phase transformation line for loose and dense specimens respectively.

It should be noted that the concept of using constant stress ratio lines as boundaries to stable response under cyclic loading has been used in the literature following Ishihara's et al. (1975) definition of the phase transformation line as a boundary to stable response under cyclic loading, in the triaxial apparatus. The instability line derived from monotonic tests was also identified as the trigger line for liquefaction in cyclic tests (Yamamuro et al., 2001). Vaid et al. (1989) defined under monotonic loading a unique value of stress ratio (CSR) which marks the triggering of liquefaction under cyclic loading but stressed that in extension this ratio varies with density and it is substantially lower than in compression. Georgiannou et al. (2008), Georgiannou (2011) and Konstadinou and Georgiannou (2013) used cyclic torsional hollow cylinder tests on sands of different origins, densities and consolidation

histories, to show that the phase transformation and the instability line defined under monotonic loading form the boundaries to stable response under cyclic loading depending on whether the response of the sand under monotonic loading is stable or brittle.

The presented functions up to this point permit the calculation of pore pressure development during stages 1 and 2. For estimating the pore pressure generation during stage 3, the incremental excess pore water pressure ratio, $\frac{\Delta U_N^*}{(1-U_{N-1}^*)}$, is plotted

against the stress ratio $\frac{\tau_{\theta z}}{p_{N-1}}$ in Fig. 12 for loose HRS specimens tested under a range

of cyclic stress amplitudes. Each point mark in Fig. 12 corresponds to a test with different applied cyclic amplitude. The critical stress ratio was defined as

$0.6 \cdot \left(\frac{\tau_{\theta z}}{p'}\right)_{PTL}$ since HRS shows stable response under monotonic loading and is

indicated by the dotted line in Fig. 12. On the left of $\left(\frac{\tau_{\theta z}}{p_{N-1}}\right)_{critical}$ the data points for

each test represent the pore water pressure development at the end of the 1st, 2nd, 3rd, 5th, 8th, 20th and 90th cycle. After the specimen reaches the critical stress ratio and/or

beyond the 20th cycle, all cycles to failure are plotted (e.g. for the test at $\tau_{\theta z}=26.6$ kPa all cycles are plotted while the 5th and 8th cycle are indicated in parentheses). The part

of the graph shown in Fig. 12 for stress ratios lower than the critical stress ratio is identical to the one described previously in Fig. 4. In this region the slope of the lines,

n , expressing the incremental excess pore water pressure generation with applied stress ratio for various numbers of cycles is unique and equal to 2.4. Note that the data

for cycle numbers 20 to 90 fall within a narrow band in accordance with Fig. 8 where

the rate of normalized incremental excess pore water pressure build up reaches a nearly constant value with increasing number of cycles. On the other hand for stress ratios higher than the critical one a rapid pore pressure rise is evidenced and lines of constant slope correspond to various numbers of cycles. This steeper slope associated with stage 3 has a value of $n=6.8$ irrespective of applied cyclic shear stress amplitude. It should be noted that the same slope applies to all the test results obtained for the other sands namely Fontainebleau, M31 and Ottawa. This suggests that the parameter α is relatively insensitive to changes in sand characteristics; an observation in agreement with Fig. 4.

Following the above (Eq. (2) to (7)) the relationship proposed to describe the pattern of incremental excess pore water pressure generation with cycles up to initial liquefaction is as follows:

$$\Delta U_N^* = (1 - U_{N-1}^*) \cdot \left(\frac{\tau_{\theta z}}{p_{N-1}} \right)^n \cdot f(e)^d \cdot \left(\frac{p_i}{p_a} \right)^c \cdot \left[\frac{c_1}{(N^{c_2} + c_3 \cdot N)} + c_4 \cdot c_1 \right] \quad (8)$$

where, $n=2.4$ for $\left(\frac{\tau_{\theta z}}{p_{N-1}} \right) \leq 0.6 \cdot \left(\frac{\tau_{\theta z}}{p'} \right)_{PTL/IL}$ and $n=6.8$ for $\left(\frac{\tau_{\theta z}}{p_{N-1}} \right) > 0.6 \cdot \left(\frac{\tau_{\theta z}}{p'} \right)_{PTL/IL}$;

$d = 0.632 \cdot \ln(N) - 3.87$; $c = -0.034 \cdot N + 0.68$ for $N < 20$ and $c=0$ for $N \geq 20$; c_2, c_3, c_4 are sand independent constants equal to 1.8, 2 and 0.015 respectively while c_1 is the only material dependent parameter having a value of 19, 29, 19 and 52 for HRS, Fontainebleau, Ottawa and M31 sand respectively. For the prediction of pore water pressure in stage 3 the continuity of the curves in Fig. 12 at

$\left(\frac{\tau_{\theta z}}{p_{N-1}}\right)_{critical} = 0.6 \cdot \left(\frac{\tau_{\theta z}}{p'}\right)_{PTL/IL}$ requires the adjustment of c_1 to

$$c_1(stage3) = \left(\frac{\tau_{\theta z}}{p_{N-1}}\right)_{critical}^{-4.4} \cdot c_1.$$

Fig. 13 uses Eq. (8) to predict the normalized excess pore water pressure generation pattern with cycle numbers for various densities, consolidation stresses and sand origins. The predicted curves are compared with the experimental data and it is apparent that Eq. (8) provides a satisfactory prediction of pore water pressure rise under uniform cyclic loading and it expands the range of application of the Ishibashi et al. (1977) equation from the start of the tests to initial liquefaction by using only one soil parameter. It should be noted that this equation predicts the characteristic S shape curve observed when specimens liquefy during cyclic loading with excellent accuracy up to $U/p_i' = 0.6$; additionally to define the critical ratio

$\left(\frac{\tau_{\theta z}}{p_{N-1}}\right) = 0.6 \cdot \left(\frac{\tau_{\theta z}}{p'}\right)_{PTL/IL}$ depending on the relevant boundary (PTL or IL), it is

required to know whether the response of the sand under monotonic loading conditions is stable or brittle.

Pore water pressure generation and shear work

Eq. (8) predicts the pore-pressure rise to initial liquefaction in saturated sand specimens under uniform dynamic shear stresses. The use of this equation requires the selection of an equivalent uniform shear stress and an equivalent number of loading cycles in order to simulate pore pressure build up during actual earthquake loading conditions; the selection of these parameters involves certain empirical assumptions and may yield inconsistencies between laboratory and field behavior. A more suitable

and simpler link between laboratory and field behavior may be provided through the use of the “energy – based” method introduced by Nemat-Nasser and Shokooh (1979). This method suggests that the pore pressure may be directly related to the amount of seismic energy dissipated in the soil and for this reason measurements of shear work instead of the amplitude of shear stress or strain and cycle numbers can be used to evaluate the liquefaction potential in the laboratory. Considering the advantages of using the energy method, in what follows, a different procedure for predicting pore water pressure rise in saturated sands is presented.

The amount of energy or work dissipated due to torsion is commonly represented by the area of the hysteresis loop in a stress strain diagram using the trapezoidal rule. The shear work per unit volume increment, dW , was calculated based on the expression suggested by Towhata and Ishihara (1985):

$$dW = \sigma'_z \cdot d\varepsilon_z + 2 \cdot \sigma'_\theta \cdot d\varepsilon_\theta + \tau_{\theta z} \cdot d\gamma_{\theta z} \quad (9)$$

where, ε_z and ε_θ are the axial and circumferential strains respectively and $\gamma_{\theta z}$ is the shear strain due to torsion. The accumulated shear work per unit volume of a soil specimen, W , was obtained at the end of various loading cycles up to initial liquefaction and was related with the corresponding accumulated excess pore water pressure.

In Fig. 14 the normalized excess pore water pressure accumulation during cyclic loading has been plotted for each sand under consideration against normalized shear work W_N , where W_N is the current accumulated shear work normalized with respect to mean effective stress, p_i' , and relative density, D_r , through the expression:

$$W_N = [10^{-2(D_r - 0.7)}] \cdot \frac{W}{p_i'} \quad (10)$$

Law et al. (1990), used the same function of D_r and p_i' for normalization of cyclic torsional simple shear tests on a Fujian sand with mean grain size, $d_{50}=0.4\text{mm}$; this function appears to be applicable to sands of different origins. It is noteworthy that Eq. (8) is also a function of density and mean effective stress.

The test results (number of tests indicated in parentheses) presented in Fig. 14 reveal that a unique relationship exists between the normalized shear work imparted to the sand up to initial liquefaction and the normalized excess pore water pressure build up, and that this relationship for each sand is independent of the shear stress amplitude, density and initial effective stress level. Towhata and Ishihara (1985) for tests at a single density and stress level also observed that the results were not influenced by shear stress amplitude. It is interesting to note, that within the tested ranges of sand gradations, the excess pore water pressure generated up to liquefaction necessitates lower normalized shear work from the finer sands (Fontainebleau, M31, HRS – $d_{50}=0.22, 0.3, 0.29$ mm) compared to the coarser Ottawa sand ($d_{50}=0.72$ mm) regardless of initial relative density and confinement. The data in Fig. 14 shows that the finer sands have the highest liquefaction potential or least resistance to liquefaction; a conclusion in agreement with field and laboratory observations indicating that liquefiable soils require low amounts of dissipated energy.

When plotted in a log-log diagram in Fig. 15(a), the energy associated with excess pore water pressure generation eventually leading the specimen to failure can be represented by a power relationship of the form:

$$\frac{U}{p_i} = a \cdot W_N^\beta \quad (11)$$

where a and β are constants and U refers to excess pore water pressure. Note that to keep the diagram clear instead of the actual data, shown only for Fontainebleau and Ottawa sand, the best fit lines to the data for M31 and HRS are plotted. The finer sands bunch together. The average curve for the test results reported by Towhata and Ishihara (1985) on isotropically consolidated Toyoura sand has also been included for comparison in the inset diagram in Fig. 15(a). From this figure it is apparent that the parameter β can be treated as a unique property independent of sand origin; a value of $\beta=0.6$ appears to be optimal. The parameter a depends on the sand properties. It is noteworthy that all specimens in this study were formed by pluviation through water resulting in similar fabrics. Furthermore, as indicated in Table 1 and Fig. 1 the coefficient of uniformity, C_u , has similar values for the tested sands. The parameter a could therefore be considered solely a function of grain size distribution and grain shape which can be represented by mean grain size, d_{50} , and sphericity, ψ , respectively.

The inset diagram in Fig. 15(b) shows the relationship between the parameter a and the corresponding sphericity values for HRS and M31 sand which have the same mean grain size $d_{50} \sim 0.3\text{mm}$; the sphericity values were estimated from Rittenhouse's visual chart (Rittenhouse, 1943). From this inset diagram Eq. (12) is obtained:

$$a = A \cdot \psi^{0.79} \quad (12)$$

It should be stressed that the parameter a is based only on two values of sphericity and more data are required to verify Eq. (12). For each sand the A values have been

plotted in Fig. 15(b) against the corresponding mean grain size diameter and the equation for the best fit line is:

$$A = 1.95 \cdot (d_{50})^{-1.45} \quad (13)$$

Therefore, using Eq. (10) through to (13), the final expression for excess pore water pressure accumulation with shear work can be obtained:

$$\frac{U}{p_i} = [1.95 \cdot (d_{50})^{-1.45} \cdot \psi^{0.79}] \cdot [10^{-2(D_r-0.7)} \cdot \frac{W}{p_i}]^{0.6} \quad (14)$$

Based on Eq. (14) the predicted normalized excess pore water pressure for all the test results is plotted against the experimental normalized excess pore water pressure in Fig. 16(a) and 16(b) in a semi-log and a log-log plot respectively. It is evident that Eq. (14) uniquely describes the development of normalized excess pore water pressure, U/p_i , for a range of relative densities, consolidation stress levels and sand origins (cf. Fig. 14 with Fig. 16(a)); the numbers in parentheses refer to the total number of tests included in the plots. It should be pointed out that Eq. (14) is valid for pore pressure build up to 95% of the initial effective confining pressure. Resistance to deformation substantially decreases during further loading leading to rapid accumulation of energy per unit volume.

Eq. (14) can be combined with a seismic energy attenuation equation (Murphy and O'Brien, 1977; Nuttli, 1979; Hasegawa et al., 1981) to evaluate the pore pressure build up and hence the liquefaction potential of saturated sands during an earthquake.

Conclusions

In this paper two independent prediction methods of excess pore water pressure generation during torsional cyclic loading are presented: the first expresses the

variation of pore water pressure with the number of loading cycles. Based on the methodology proposed by Ishibashi et al. (1977), a modified expression is developed which is stress intensity, cycle number, density and mean effective stress level dependent and requires only one material dependent parameter. The proposed equation is able to simulate the excess pore water pressure generation with loading cycles up to the stage of initial liquefaction. The onset of this stage is marked by a critical stress ratio equal to 60% of the stress ratio at the phase transformation or the instability line depending on whether the response of the sand is stable or brittle under monotonic loading. Satisfactory predictions were obtained for four sands of various, densities, initial stress conditions, gradings and origins, prepared and tested under the same experimental conditions.

The same results were used to derive an expression of excess pore water pressure generated during cyclic loading as a function of the amount of energy dissipated within the specimen. This expression is independent of shear stress amplitude and yields a unique curve for each sand after normalization of the measured shear work with respect to density and mean effective stress. The excess pore water pressure required to induce liquefaction necessitates lower normalized shear work from the finer sands. Moreover, a function of grading (d_{50}) and sphericity is included in the expression to obtain a unique excess pore water pressure versus dissipated energy curve for all tested sands.

Both expressions can be used for the evaluation of liquefaction potential of saturated sands under torsional loading conditions while the latter can be directly related to the amount of seismic energy dissipated in the soil.

Acknowledgements

This research has been co-financed by the European Union (European Social Fund – ESF) and Greek national funds through the Operational Program "Education and Lifelong Learning" of the National Strategic Reference Framework (NSRF) - Research Funding Program: Heracleitus II. Investing in knowledge society through the European Social Fund.

References

- Berrill, J.B., Davis, R.O., 1985. Energy dissipation and seismic liquefaction of sands. *Soils and Foundations* 25 (2), 106-118.
- Chang, C.S., Kuo, C.L., Selig, E.T., 1981. Pore pressure development during cyclic loading. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE* 109 (1), 103-107.
- Dief, H.D., Figueroa, J.L., 2007. Liquefaction assessment by the unit energy concept through centrifuge and torsional shear tests. *Canadian Geotechnical Journal* 44 (11), 1286-1297.
- Dobry, R., Ladd, R.S., Yokel, F.Y., Chung, R.M., Powell, D., 1982. Prediction of pore pressure buildup and liquefaction of sands during earthquakes by the cyclic strain method. *Build. Sci. Series 138*, National Bureau of Standards, U.S. Department of Commerce, Washington, D.C.
- Figueroa, J.L., Saada, A.S., Liang, L., Dahisaria, N.M., 1994. Evaluation of soil liquefaction by energy principles. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE* 120 (9), 1554-1569.
- Georgiannou, V.N., Tsomokos, A., Stavrou, K., 2008. Monotonic and cyclic behaviour of sand under torsional loading. *Géotechnique* 58 (2), 113-124.
- Georgiannou, V.N., Tsomokos, A., 2008. Comparison of two fine sands under torsional loading. *Canadian Geotechnical Journal* 45 (12), 1659-1672.
- Georgiannou, V.N., 2011. Behavioural patterns of fine sands. *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA* 42 (4), 25-41.
- Hardin, B.O., Richard, F.E.Jr., 1963. Elastic wave velocities in granular soils. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE* 89 (1), 33-66.

Hasegawa, H.S., Basham, P.W., Berry, M.J., (1981). Attenuation relations for strong seismic ground motion in Canada. *Bulletin of the Seismological Society of America* 71, 1943-1962.

Hight, D.W., Gens, A., Symes, M.J., 1983. The development of a new hollow cylinder apparatus for investigating the effects of principal stress rotation in soils. *Géotechnique* 133 (4), 355-384.

Ishibashi, I., Sherif, M.A., 1974. Soil liquefaction by torsional simple shear device. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE* 100 (8), 871-888.

Ishibashi, I., Sherif, M.A., Tsuchiya, C., 1977. Pore-pressure rise mechanism and soil liquefaction. *Soils and Foundations* 17 (2), 17-27.

Ishibashi, I., Sherif, M.A., Cheng, W.L., 1982. The effects of soil parameters on pore-pressure-rise and liquefaction prediction. *Soils and Foundations* 22 (1), 39-48.

Ishihara, K., Tatsuoka, F., Yasuda, S., 1975. Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses. *Soils and Foundations* 15 (1), 29-44.

Konstadinou, M., Georgiannou, V.N., 2013. Cyclic behaviour of loose anisotropically consolidated Ottawa sand under undrained torsional loading. *Géotechnique* 63, doi: 10.1680/geot.12.P.145.

Krishnaswamy, N.R., Isaac, N.T., 1995. Liquefaction analysis of saturated reinforced granular soils. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE* 121 (9), 645-651.

Lade, P.V., 1993. Initiation of static instability in the submarine Nerlerk berm. *Canadian Geotechnical Journal* 30 (6), 895-904.

Law, K.T., Cao, Y.L., He, G.N., 1990. An energy approach for assessing seismic liquefaction potential. *Canadian Geotechnical Journal* 27 (3), 320-329.

Lee, K.L., Albaisa, A., 1974. Earthquake induced settlements in saturated soils. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE* 100 (4), 387-406.

Liang, L., Figueroa, J.L., Saada, A.S., 1995. Liquefaction under random loading: unit energy approach. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE* 121 (11), 776-781.

Mitchell, R.J., Dubin, B.I., 1986. Pore pressure generation and dissipation in dense sands under cyclic loading. *Canadian Geotechnical Journal* 23 (3), 393-398.

Miura, S., Toki, S., 1984. Anisotropy in mechanical properties and its simulation of sands sampled from natural deposits. *Soils and Foundations* 24 (3), 69-84.

Murphy, J.R., O'Brien, L.J., 1977.. The correlation of peak ground acceleration amplitude with seismic intensity and other physical parameters. *Bulletin of the Seismological Society of America* 67, 877-915.

Nemat-Nasser, S., Shokooh, A., 1979. A unified approach to densification and liquefaction of cohesionless sand in cyclic shearing. *Canadian Geotechnical Journal* 16 (4), 659-678.

Nuttli, O.W., 1979. The relation of sustained maximum ground acceleration and velocity to earthquake intensity and magnitude. US Army Engineer Waterways Experiment Station, Miscellaneous Paper S-76-1, Report 16, p.74.

Oda, M., Koishikawa, I., Higuechi, T., 1978. Experimental study of anisotropic shear strength of sand by plane strain test. *Soils and Foundations* 18 (1), 25-38.

Rittenhouse, G., 1943. A visual method of estimating two dimensional sphericity. *Journal of Sedimentary Petrology* 13 (2), 79-81.

Saada, A.S., Townsend, F.C., 1981. State of the art: Laboratory strength testing of soils. *Laboratory shear strength of soil, ASTM STP 740*, 7-77.

Seed, H.B., Idriss, I.M., 1971. Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE* 97 (9), 1249-1274.

Seed, H.B., Booker, J.R., 1977. Stabilization of potentially liquefiable sand deposits using gravel drains. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE* 103 (7), 755-768.

Sherif, M.A., Ishibashi, I., Tsuchiya, C., 1978. Pore-pressure prediction during earthquake loadings. *Soils and Foundations* 18 (4), 19-30.

Sivathayalan, S., Manmatharajan, V., Logeswaran, P., 2011. Hollow cylinder torsional shear tests to evaluate the role of principal stress directions on cyclic resistance. *Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*.

Towhata, I., Ishihara, K., 1985. Shear work and pore water pressure in undrained shear. *Soils and Foundations* 25 (3), 73-84.

Uchida, K., Stedman, J.D., 2003. Sand drain design based on cyclic strain-path controlled triaxial data. *Proceedings of the 13th International Offshore and Polar Engineering Conference, Honolulu, Hawaii, U.S.A, May 25-30*.

Vaid, Y.P., Negussey, D., 1988. Preparation of reconstituted sand specimens. *Advanced testing of soil and rock, ASTM STP977*, 405-417.

Vaid, Y.P., Chung, E.K.F., Kuerbis, R.H., 1989. Preshearing and undrained response of sand. *Soils and Foundations* 29 (4), 49-61.

Vaid, Y.P., Sayao, A., Hou, E., Negussey, D., 1990. Generalized stress-path dependent soil behaviour with a new hollow cylinder apparatus. *Canadian Geotechnical Journal* 27 (5), 601-616.

Yamamuro, J.A., Covert, K.M., 2001. Monotonic and cyclic liquefaction of very loose sands with high silt content. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE* 127 (4), 314-324.

Table 1
Properties of the tested sands.

	Fontainebleau	HRS	M31	Ottawa
G_s	2.64	2.66	2.65	2.65
e_{\min}	0.54	0.526	0.528	0.502
e_{\max}	0.865	0.87	0.87	0.742
Mean grain size, d_{50} (mm)	0.22	0.29	0.3	0.72
Coefficient of uniformity, C_u	1.55	1.71	1.59	1.36
Degree of sphericity, ψ	0.91	0.71	0.91	0.85

Table 2
Specimen characteristics.

Test	Loading type	e_i	D_r (%)	p_i' (kPa)	$\tau_{\theta z}/p_i'$ (kPa)
HRS-1	M	0.735	39.2	130	-
HRS-2	C	0.683	54.3	130	0.215
HRS-3	C	0.735	39.3	130	0.212
HRS-4	C	0.67	58.1	130	0.202
HRS-5	C	0.719	44	130	0.2
HRS-6	C	0.682	54.6	130	0.196
HRS-7	C	0.736	39.1	130	0.194
HRS-8	C	0.677	56	130	0.193
HRS-9	C	0.693	51.5	130	0.193
HRS-10	C	0.74	37.7	130	0.177
HRS-11	C	0.687	53.3	130	0.171
HRS-12	C	0.728	41.4	130	0.153
HRS-13	C	0.769	29.4	130	0.139
HRS-14	C	0.696	50.7	130	0.13
HRS-15	C	0.736	39	130	0.121
HRS-16	C	0.743	36	130	0.109
FONT-1	M	0.731	41.2	130	-
FONT-2	C	0.713	46.9	130	0.25
FONT-3	C	0.688	54.5	130	0.233
FONT-4	C	0.714	46.5	130	0.221
FONT-5	C	0.701	50.5	130	0.211
FONT-6	C	0.736	39.8	130	0.191
FONT-7	C	0.703	49.9	130	0.191
FONT-8	C	0.663	62.1	130	0.177
FONT-9	C	0.732	41	130	0.17
FONT-10	C	0.668	60.7	130	0.16
FONT-11	C	0.687	54.9	130	0.15
FONT-12	C	0.721	44.3	130	0.15
FONT-13	C	0.753	34.6	130	0.13
FONT-14	C	0.734	40.3	130	0.112
M31-1	C	0.738	38.6	100	0.181
M31-2	C	0.727	41.8	100	0.154
M31-3	C	0.741	37.7	100	0.125
M31-4	C	0.739	38.3	300	0.174
M31-5	C	0.734	39.8	300	0.153
M31-6	C	0.721	43.6	300	0.112
OTT-1	C	0.683	24.8	120	0.244
OTT-2	C	0.681	25.3	120	0.241
OTT-3	C	0.669	30.3	120	0.236
OTT-4	C	0.696	28.3	120	0.225
OTT-5	C	0.666	31.8	120	0.218
OTT-6	C	0.695	19.4	200	2.212
OTT-7	C	0.693	20.6	200	0.205
OTT-8	C	0.666	31.8	320	0.231
OTT-9	C	0.675	28.1	320	0.22
OTT-10	C	0.673	28	320	0.219

Note: e_i , void ratio after consolidation; D_r , relative density; p_i' , mean effective stress before undrained shearing; $\tau_{\theta z}/p_i'$, cyclic shear stress amplitude; M, C, monotonic and cyclic loading, respectively.

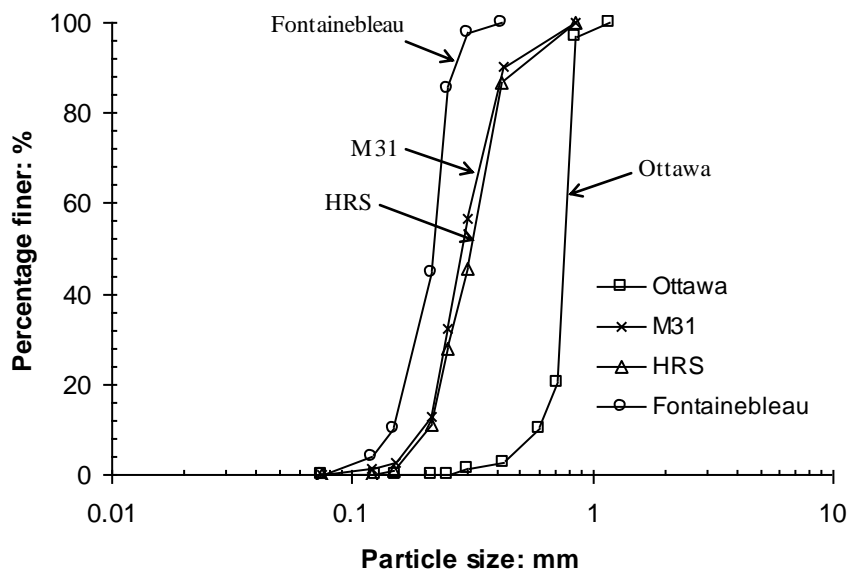


Fig. 1. Grain-size distribution curves.

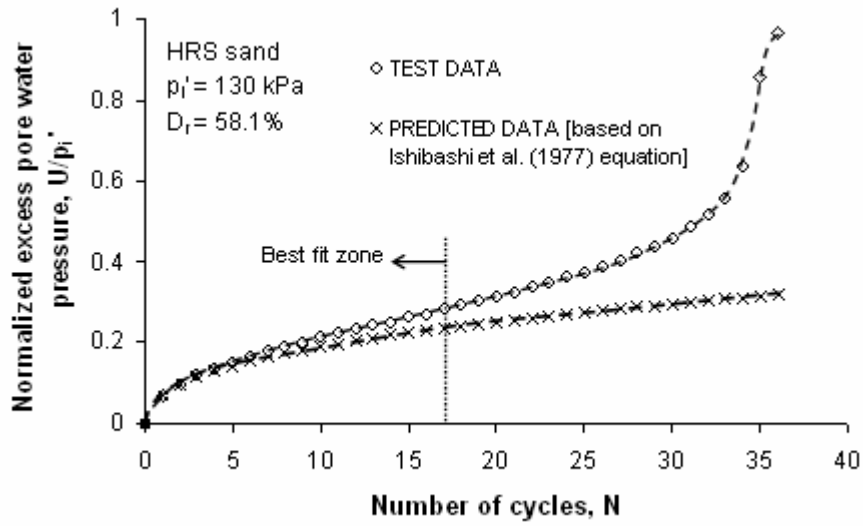


Fig. 2. Measured and predicted normalized excess pore water pressure with number of cycles for a HRS sand specimen (HRS-4) at $p_i' = 130$ kPa and $D_r = 58.1\%$.

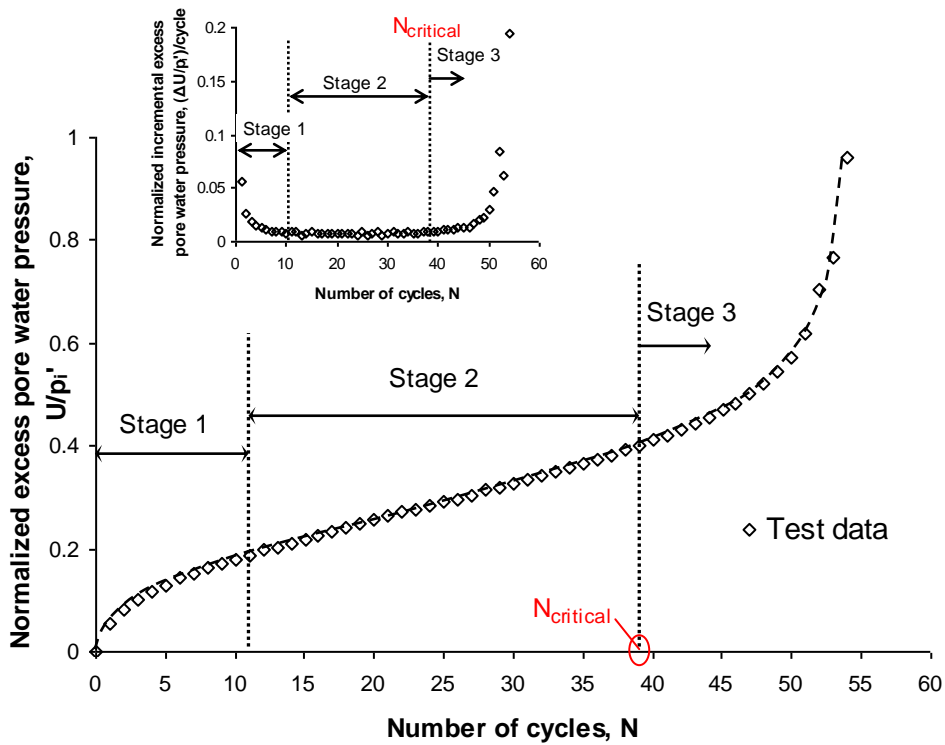


Fig. 3. Typical result of normalized excess pore water pressure and incremental excess pore water pressure with number of cycles, showing characteristic stages.

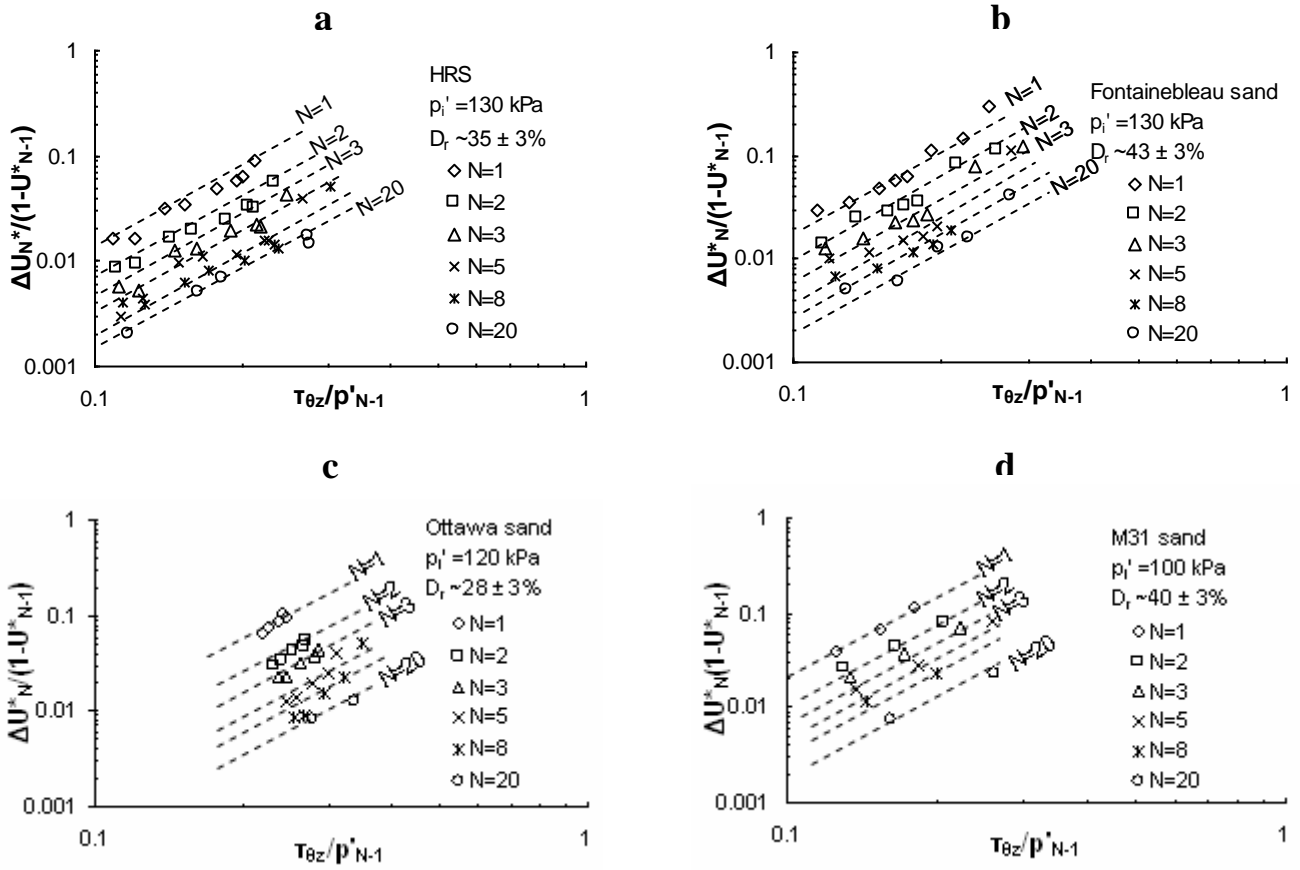


Fig. 4. Variation of incremental excess pore water pressure ratio, $\frac{\Delta U_N^*}{(1-U_{N-1}^*)}$, with cyclic shear stress ratio, $\frac{\tau_{\theta z}}{p'_{N-1}}$, for cycles $N=1,2,3,5,8$ and 20 : (a) HRS sand at $p'_i=130$ kPa and $D_r \sim 35 \pm 3\%$ (8 specimens), (b) Fontainebleau sand at $p'_i=130$ kPa and $D_r \sim 43 \pm 3\%$ (8 specimens), (c) Ottawa sand at $p'_i=120$ kPa and $D_r \sim 28 \pm 3\%$ (5 specimens) and (d) M31 sand specimens at $p'_i=100$ kPa and $D_r \sim 40 \pm 3\%$ (3 specimens).

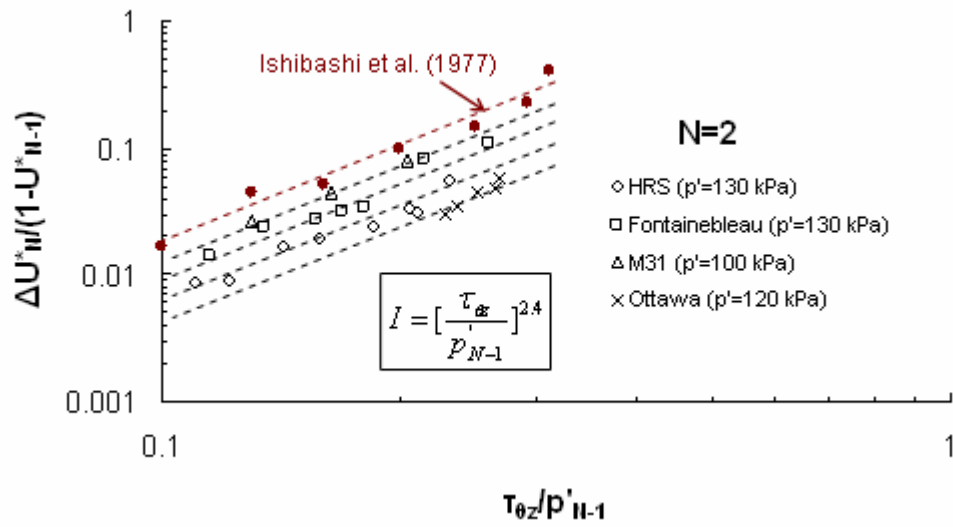


Fig. 5. Incremental excess pore water pressure ratio at the end of the 2nd loading cycle against cyclic shear stress ratio for tested sands.

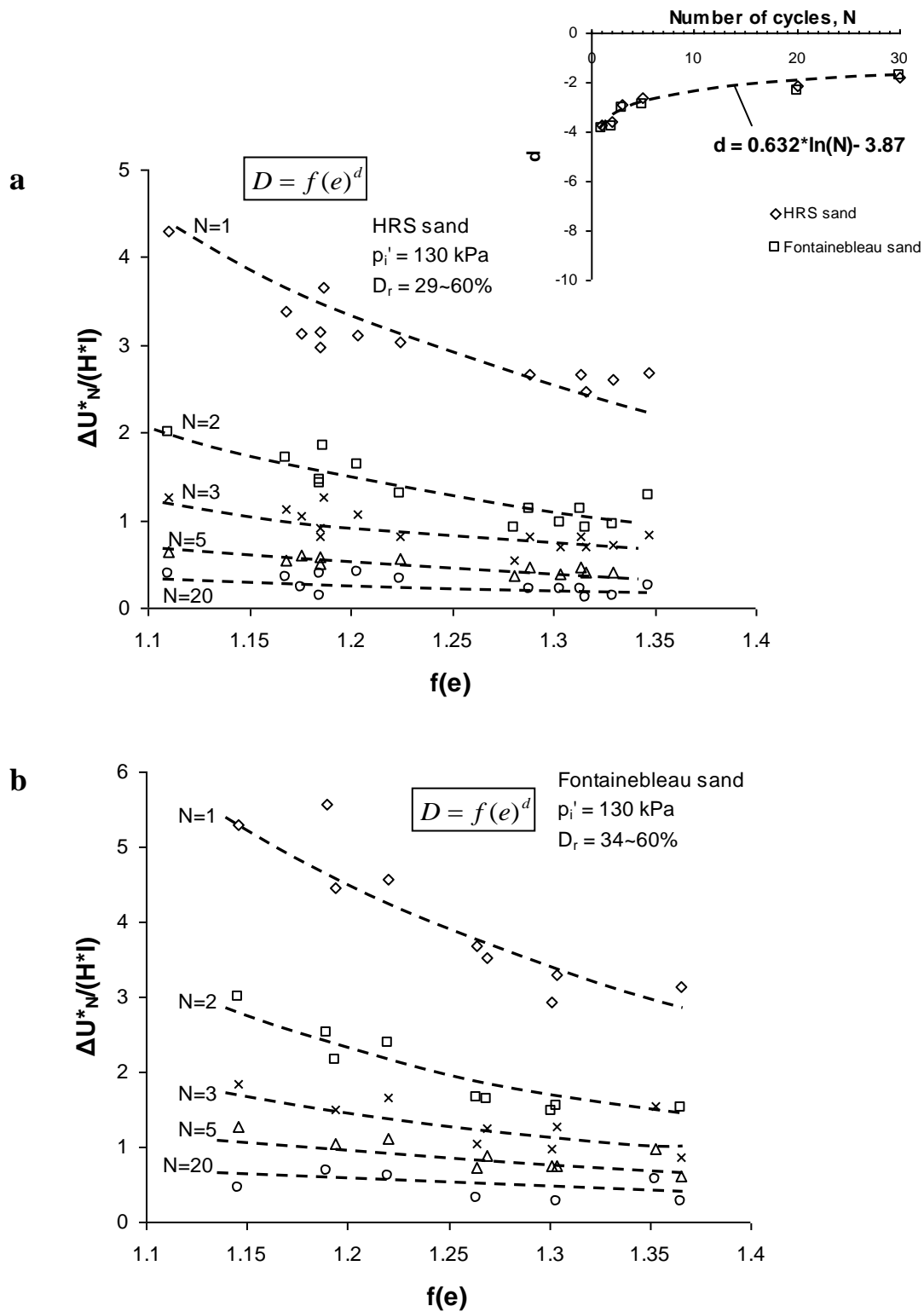


Fig. 6. Incremental excess pore water pressure ratio, $\frac{\Delta U_N^*}{H \cdot I}$, against void ratio function for cycles $N=1,2,3,5$ and 20: (a) HRS sand at $p_i' = 130$ kPa and $D_r = 29 \sim 60\%$ (13 specimens) and (b) Fontainebleau sand at $p_i' = 130$ kPa and $D_r = 34 \sim 60\%$ (9 specimens).

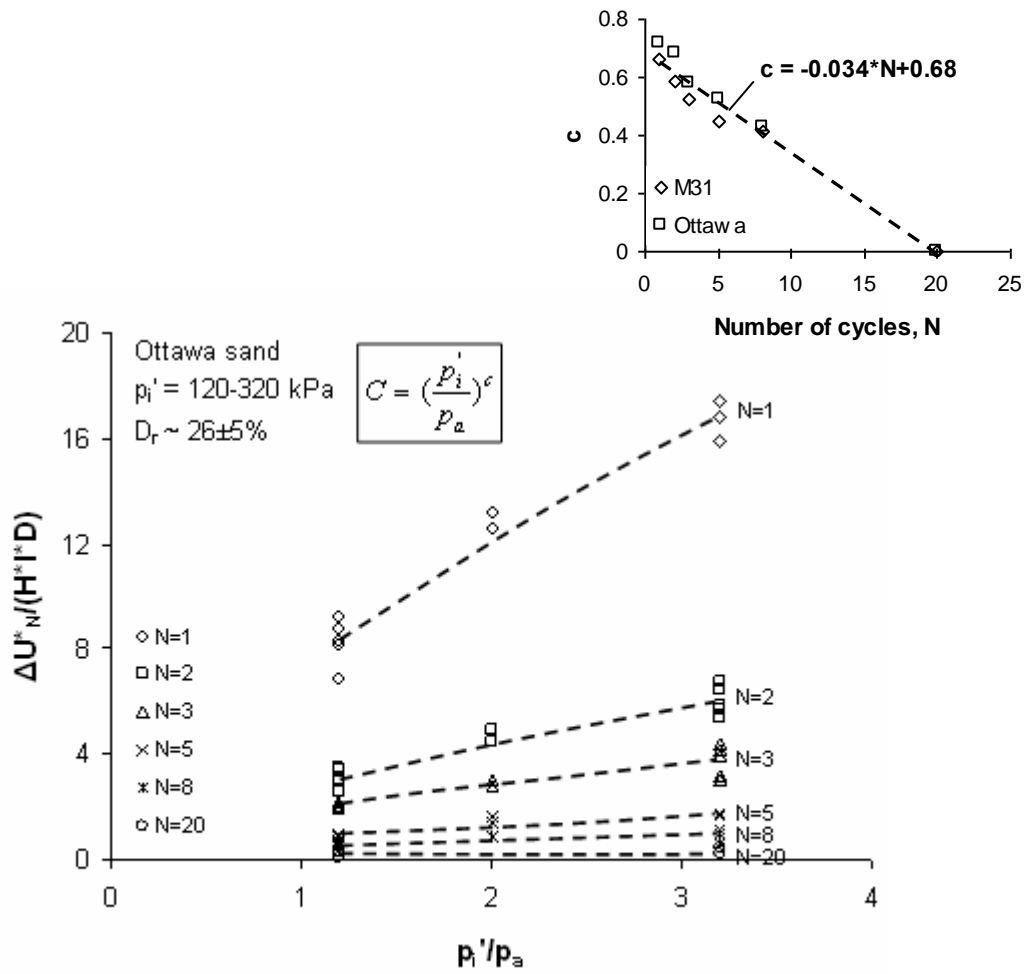


Fig. 7. Variation of incremental excess pore water pressure ratio, $\frac{\Delta U_N}{H \cdot I \cdot D}$, with normalized initial effective stress for cycles $N=1, 2, 3, 5, 8$ and 20 ; tests on Ottawa sand at $p_i' = 120-320$ kPa and $D_r \sim 26 \pm 5\%$ (11 specimens).

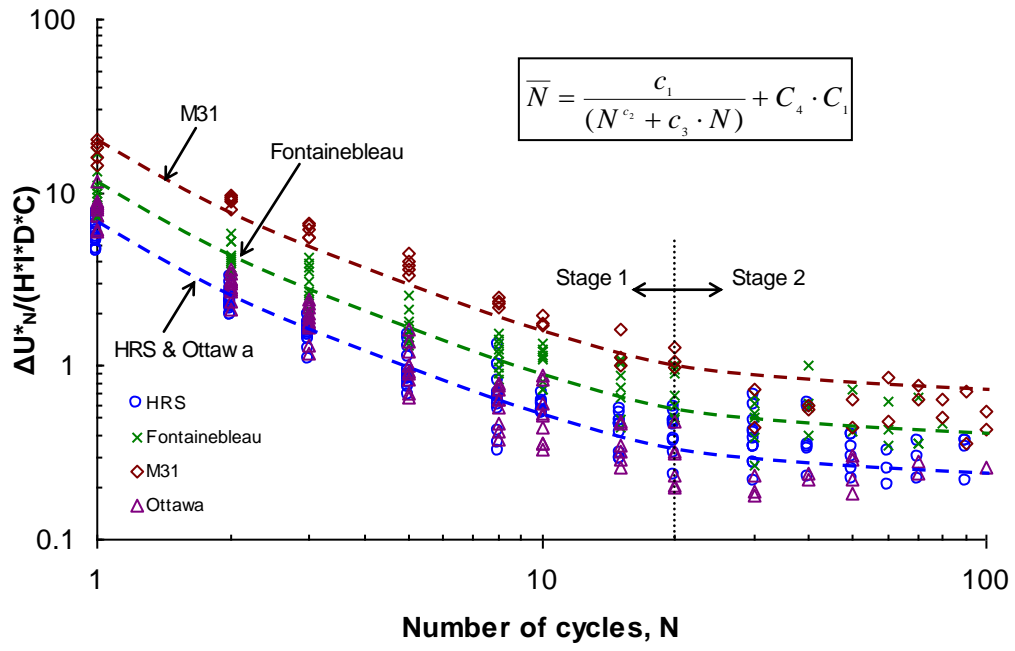
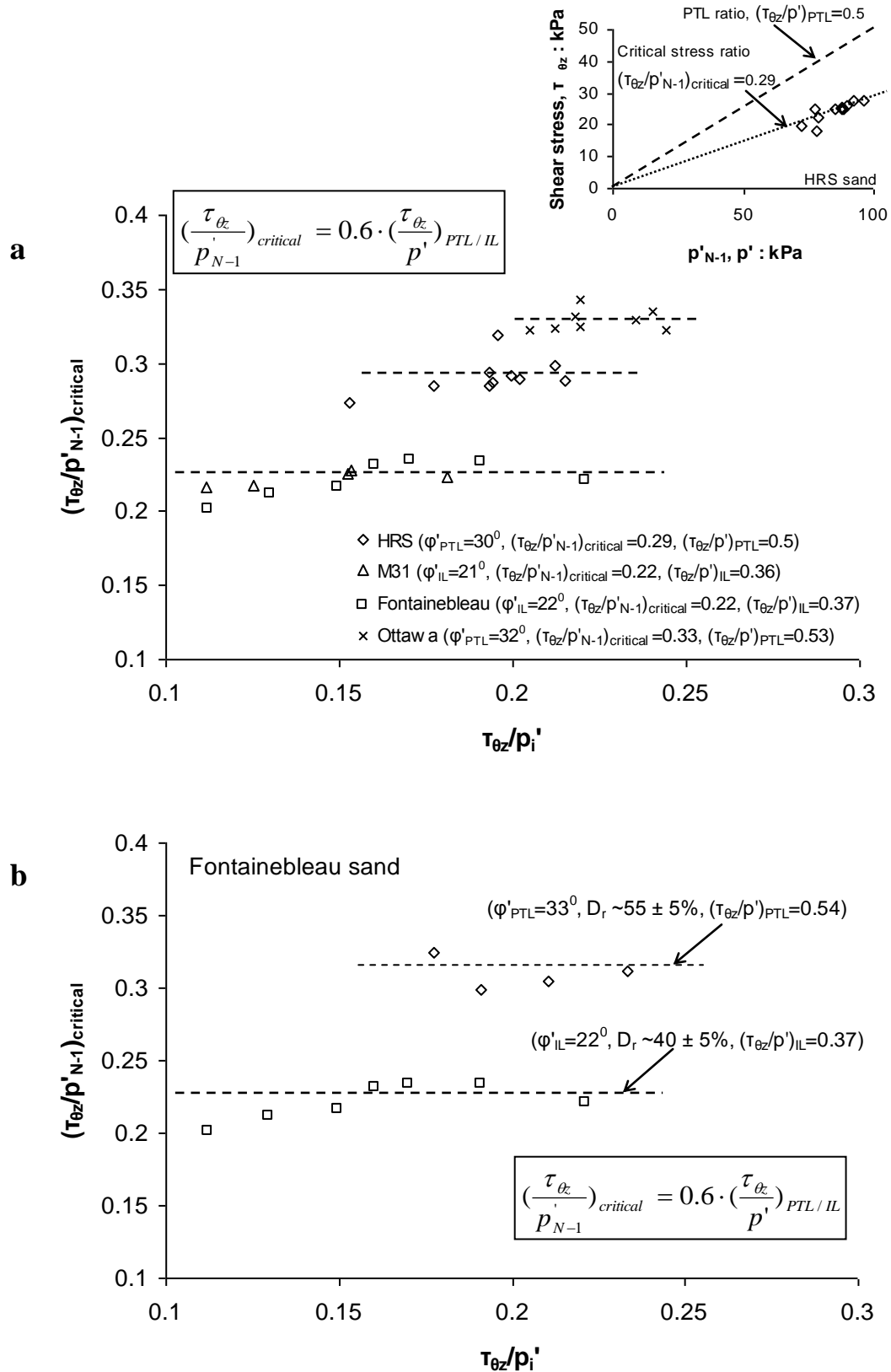


Fig. 8. Variation of incremental excess pore water pressure ratio, $\frac{\Delta U^*_N}{H \cdot I \cdot D \cdot C}$, with number of loading cycles.



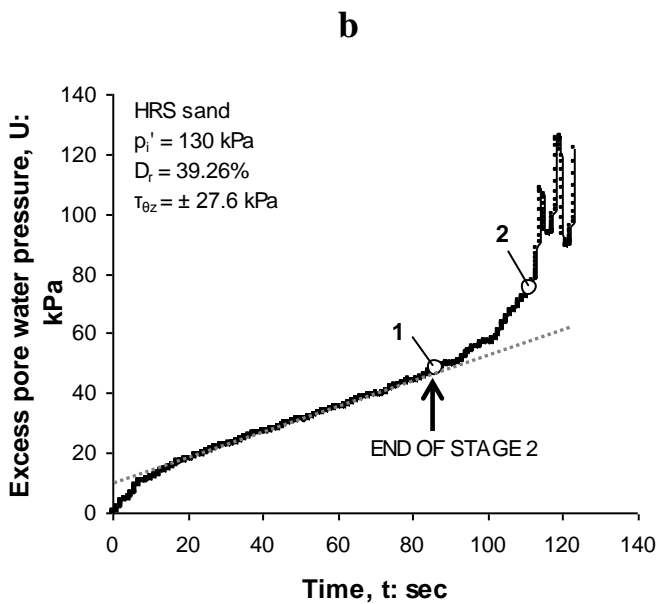
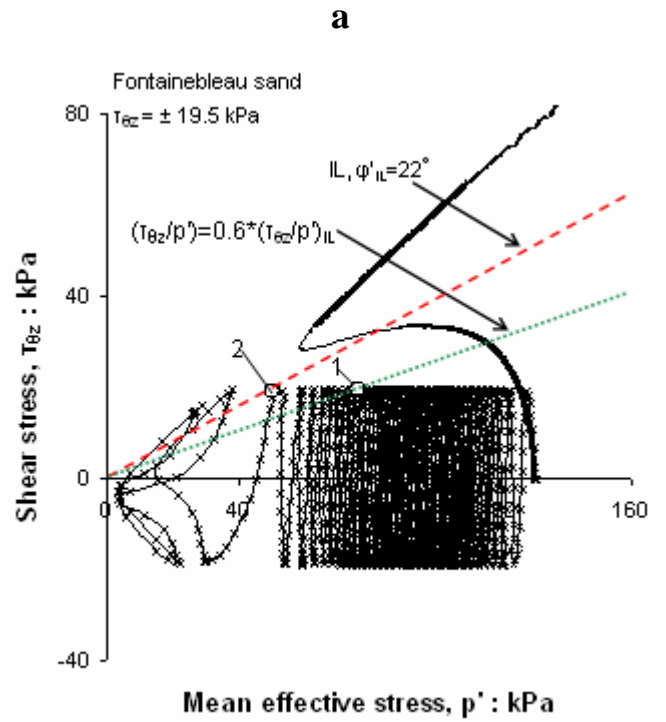
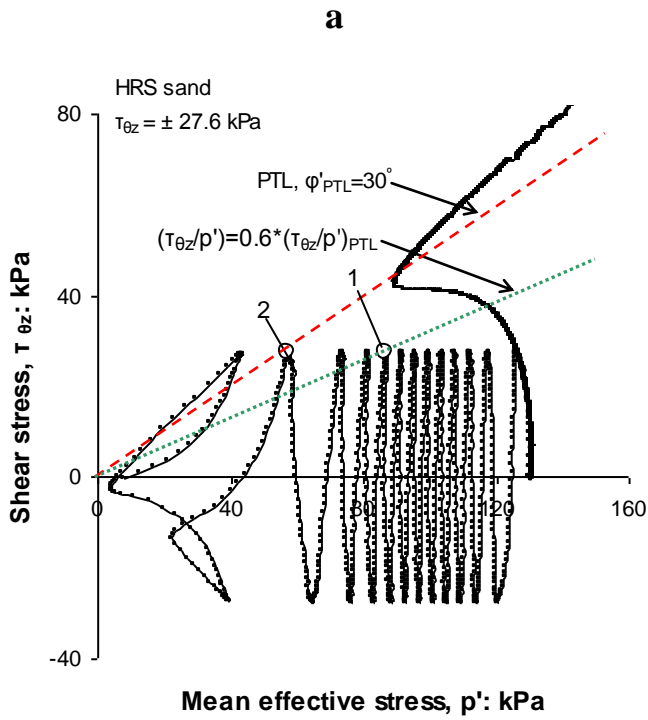


Fig. 10

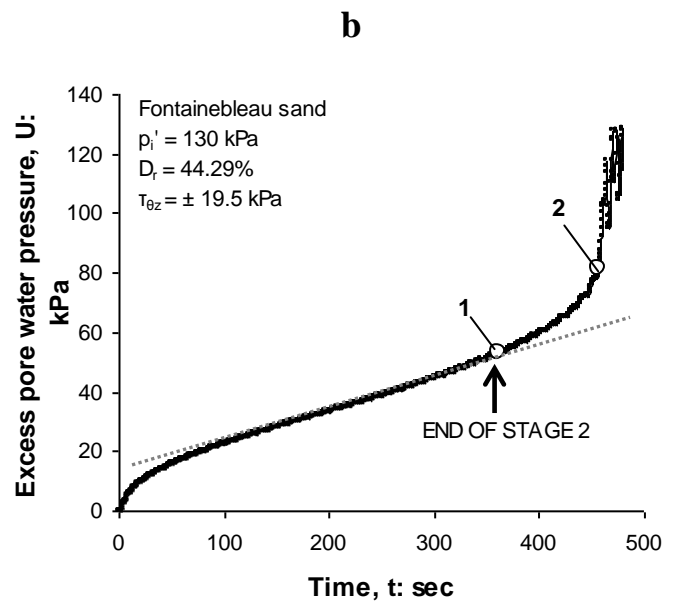


Fig. 11

Fig. 10. Undrained cyclic torsional hollow cylinder test on HRS sand (HRS-3) at $p'_i = 130$ kPa and $D_r = 39.3\%$: (a) effective stress paths and (b) excess pore water pressure generation against time curve during cyclic loading

Fig. 11. Undrained cyclic torsional hollow cylinder test on Fontainebleau sand (FONT-12) at $p'_i = 130$ kPa and $D_r = 44.3\%$: (a) effective stress paths and (b) excess pore water pressure generation against time curve during cyclic loading

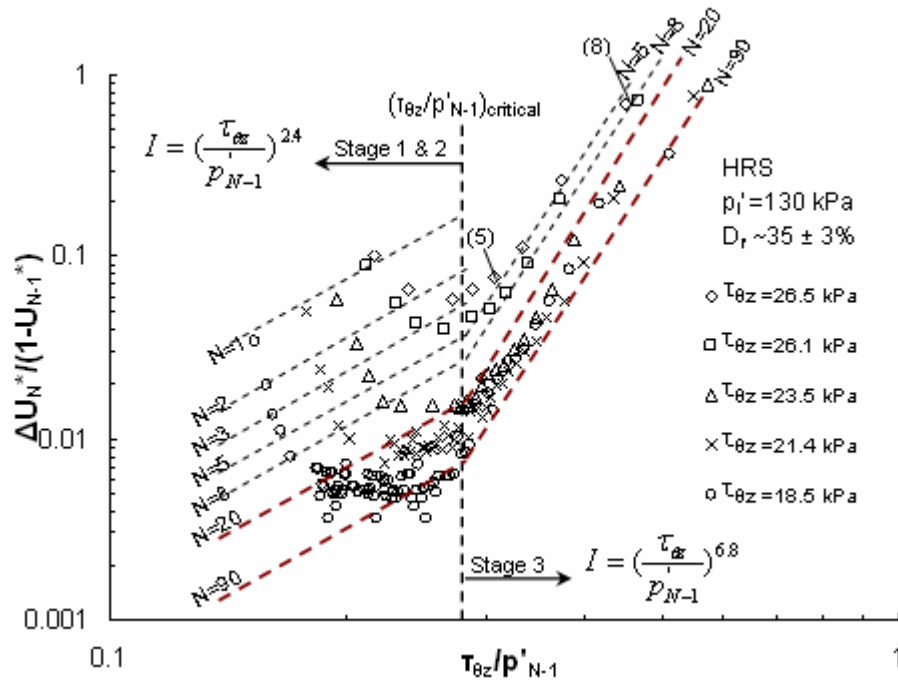


Fig. 12. Incremental excess pore water pressure ratio, $\frac{\Delta U_N^*}{(1-U_{N-1}^*)}$, against cyclic shear stress ratio, $\frac{\tau_{\theta z}}{p'_{N-1}}$, for HRS sand specimens at $p'_i=130$ kPa and $D_r=35\pm 3\%$.

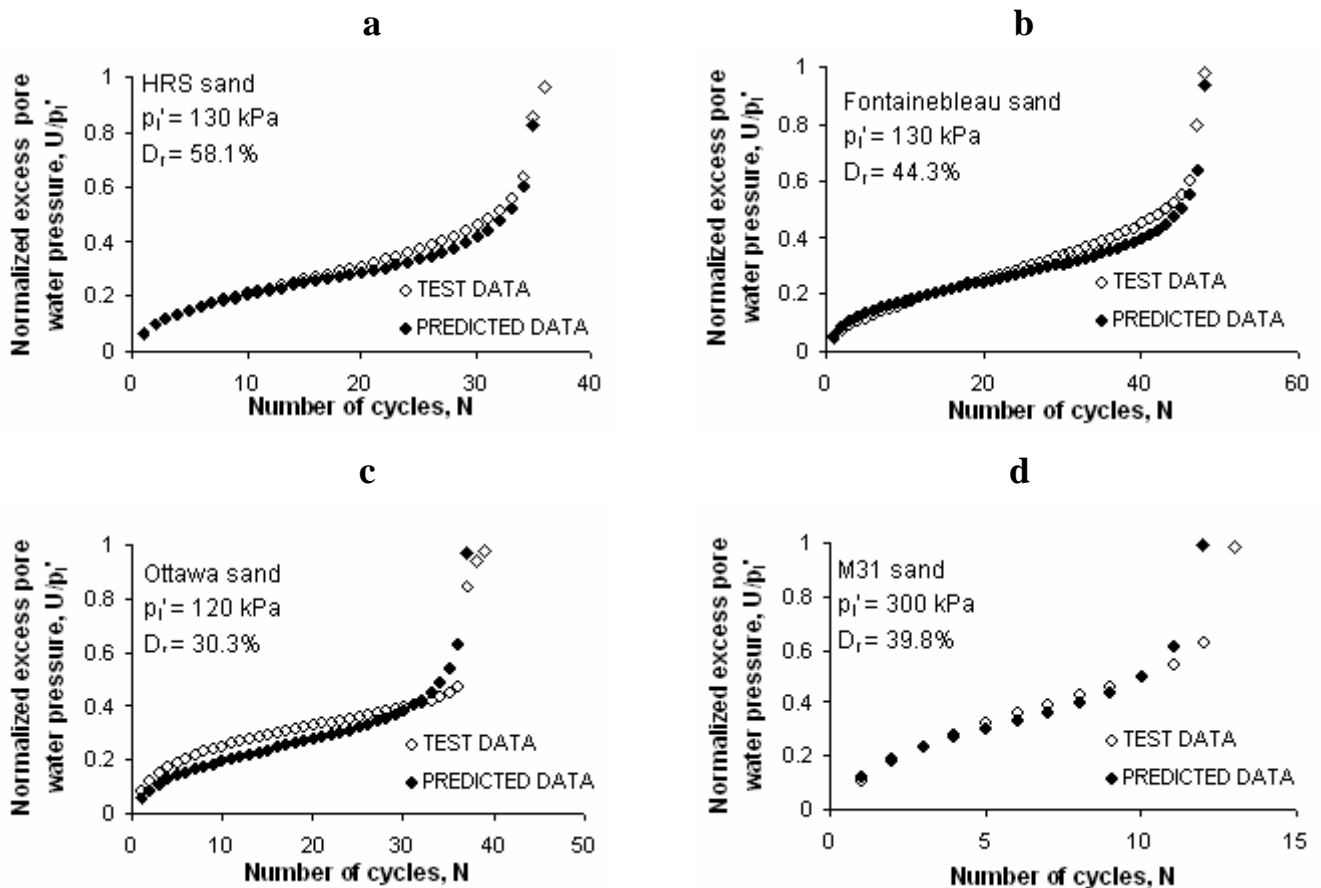


Fig. 13. Comparison between predicted and experimental normalized excess pore water pressure: (a) HRS sand (HRS-4) at $p'_i=130$ kPa and $D_r=58.1\%$, (b) Fontainebleau sand (FONT-12) at $p'_i=130$ kPa and $D_r=44.3\%$, (c) Ottawa sand (OTT-3) at $p'_i=120$ kPa and $D_r=30.3\%$ and (d) M31 sand (M31-5) at $p'_i=300$ kPa and $D_r=59.8\%$.

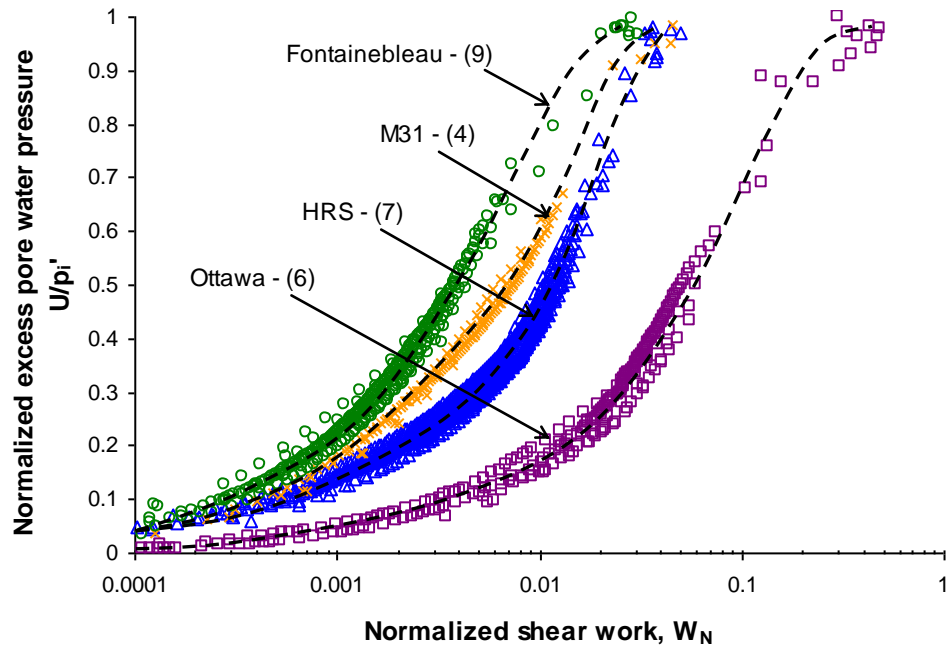


Fig. 14. Normalized excess pore water pressure, U/p_i' , against normalized shear work, W_N in a semi-log plot.

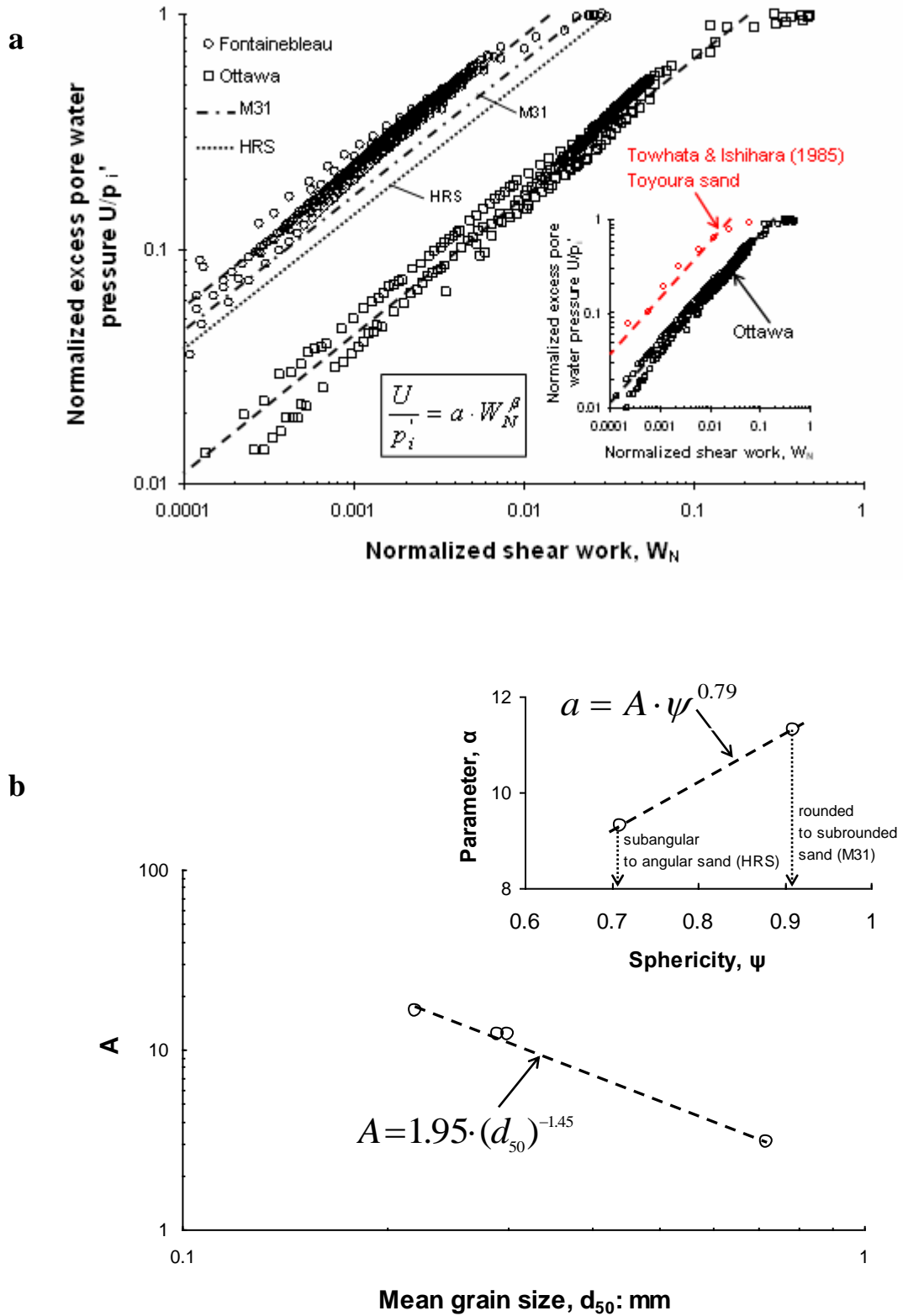


Fig. 15. (a) Normalized excess pore water pressure, U/p_i' , against normalized shear work, W_N in a log-log plot and (b) variation of parameters A and α against mean grain size, d_{50} and sphericity, ψ , respectively.

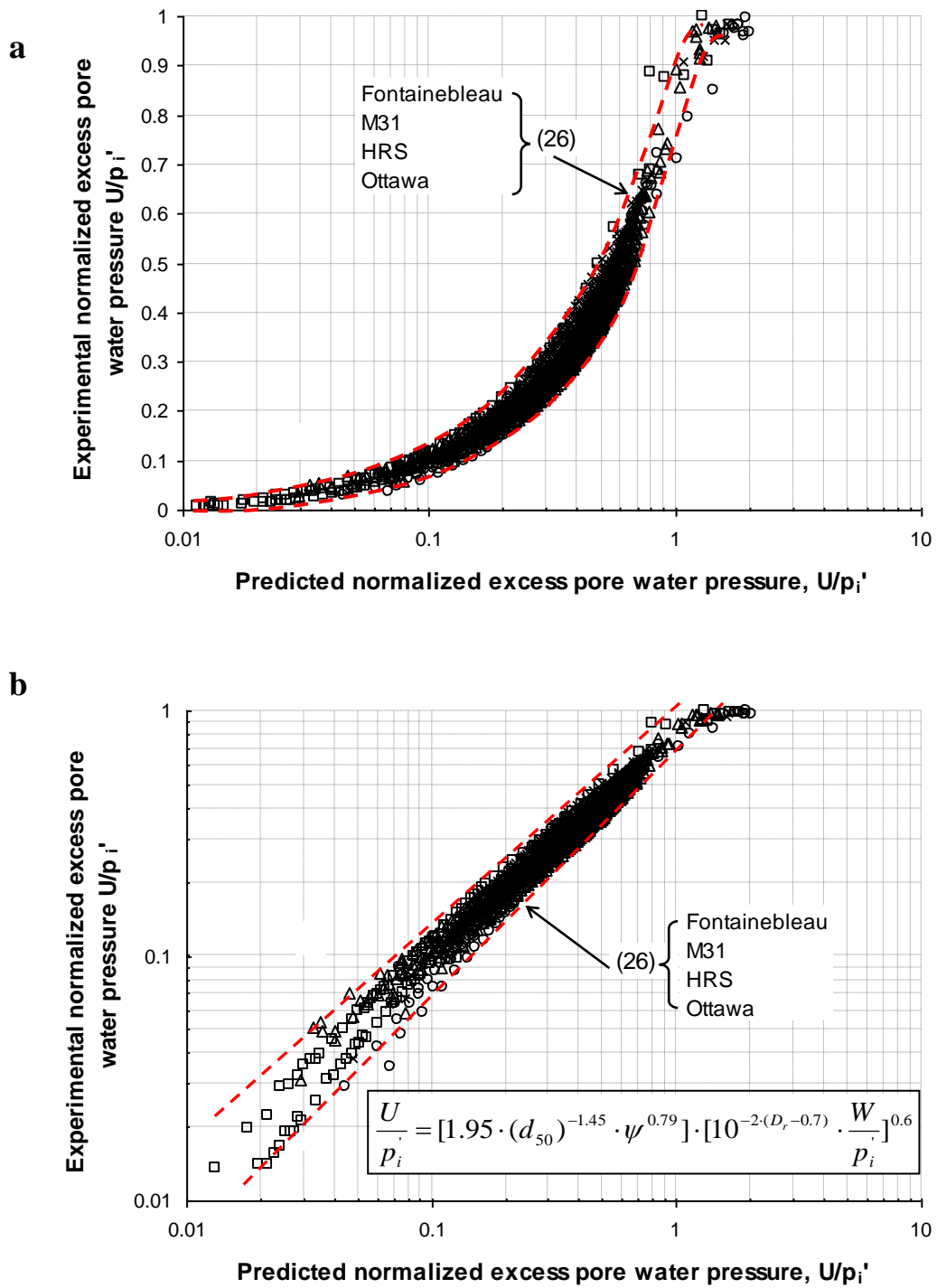


Fig. 16. Experimental normalized excess pore water pressure, U/p_i'' , against predicted normalized excess pore water pressure, U/p_i' : (a) semi-log plot and (b) log-log plot.

TITLE: EFFECTS OF DENSITY ON CYCLIC BEHAVIOUR OF ANISOTROPICALLY CONSOLIDATED OTTAWA SAND UNDER UNDRAINED TORSIONAL LOADING

Authors: V.N. Georgiannou¹ and M. Konstadinou²

1. Associate Professor; Department of Civil Engineering, National Technical University of Athens, Soil Mechanics Section, Iroon Polytechniou 9, Zografou 157 80, Greece. e-mail: vngeor@civil.ntua.gr

2. Ph.D. Candidate; Department of Civil Engineering, National Technical University of Athens, Soil Mechanics Section, Iroon Polytechniou 9, Zografou 157 80, Greece. e-mail: mariacv2749@yahoo.gr

Document Summary

Number of Words: 5342

Number of Tables: 1

Number of Figures: 16

Submitted for publication

TITLE: EFFECTS OF DENSITY ON CYCLIC BEHAVIOUR OF ANISOTROPICALLY CONSOLIDATED OTTAWA SAND UNDER UNDRAINED TORSIONAL LOADING

V.N. Georgiannou¹ and M. Konstadinou²

ABSTRACT: The undrained response of Ottawa sand to cyclic torsional loading in the hollow cylinder apparatus is assessed at various densities. The cyclic resistance of Ottawa sand is strongly affected by anisotropic consolidation. It is less than half of the cyclic strength of isotropically consolidated material at the loose state; this trend reverses at the dense state. Cyclic strength resistance increases with density irrespective of consolidation path. Anisotropically consolidated specimens develop at all densities a terminal pore water pressure which is less than 40% of the initial effective stress and fail due to strain rather than pore water pressure accumulation contrary to isotropically consolidated specimens reaching pore pressure ratios higher than 70%. The development of pore water pressure is uniquely related to the shear work imparted to the specimen; at the same pore water pressure ratio shear work increases with density while it is not affected by the applied cyclic shear stress amplitude. The phase transformation line is not affected by the consolidation path and appears to be the same under monotonic and cyclic loading conditions.

KEYWORDS: torsional loading tests; consolidation; cyclic and dynamic testing; earthquake engineering

¹ MSc, Ph.D., DIC, Associate Professor; Department of Civil Engineering, National Technical University of Athens, Greece

² MSc, Ph.D. Candidate; Department of Civil Engineering, National Technical University of Athens, Greece

INTRODUCTION

The effect of anisotropic consolidation, also referred to as static shear stress, on cyclic resistance of sands, has long been recognized in triaxial testing (Lee & Seed, 1967; Vaid & Chern, 1985; Seed & Harder, 1990; Vaid et al., 2001) and various correction factors, K_α , relating the cyclic resistance of isotropically and anisotropically consolidated sands have been proposed to account for it. Seed & Harder (1990) reported significant reductions in the cyclic resistance of loose sands with increasing static shear stress contrary to enhanced resistance observed for medium dense to dense sands. Sivathayalan & Ha (2011) also observed a significant reduction in cyclic strength for a contractive subrounded silica sand similar to Ottawa sand for relative densities up to 60%. Moreover, they demonstrated that the K_α values obtained from triaxial are larger than those obtained from cyclic simple shear loading.

Loading in the triaxial apparatus introduces a sudden jump rotation through 90° upon stress reversal compared to limited continuous rotation of principal stress axes in conjunction with a jump rotation of the major principal stress direction, with no strain, for each reversal in cyclic simple shear (Arthur, 1980). Given the stress state uncertainties in the simple shear device the hollow cylinder torsional shear apparatus has been used to simulate simple shear deformations.

To simulate the behaviour of a sand element at level ground, plane strain (lateral constraint) simple shear tests were performed on K_0 consolidated specimens in the torsional hollow cylinder apparatus by Tatsuoka et al. (1982). They examined a number of factors affecting the cyclic response of sands such as relative density, D_r , anisotropic consolidation, initial preshearing after anisotropic consolidation, specimen

formation method and sand gradation. The effects of all these factors were found to be very large for dense specimens, but only slight for loose specimens. Regarding the effect of anisotropic consolidation it was found to be insignificant for Toyoura sand at $D_r < 65\%$ while strength increased at higher densities due to anisotropic consolidation. Ishihara et al. (1985) observed negligible effect of anisotropic consolidation on the cyclic strength of both loose and dense specimens sheared in a hollow cylinder device under plane strain simple shear conditions. Konstadinou & Georgiannou (2013) performed torsional cyclic tests on loose hollow cylinder Ottawa sand specimens allowing lateral deformation, to evaluate the cyclic resistance of a sand element in sloping ground. It was concluded that anisotropic consolidation dramatically reduces the cyclic strength resistance of loose specimens.

In this paper the response of anisotropically consolidated Ottawa sand to undrained torsional shear in the hollow cylinder apparatus is examined at various densities. Continuous rotation of the major principal stress direction takes place in these tests, a phenomenon associated with many engineering works including foundations, embankments and cuttings particularly during cyclic loading imposed by earthquakes and waves (Arthur et al., 1980; Wijewickreme & Vaid, 2008).

The cyclic response of Ottawa sand is investigated after isotropic and anisotropic consolidation and is compared with the corresponding response under monotonic loading conditions. Different modes of failure are associated with each consolidation path leading to the introduction of a strain rather than pore water pressure based failure criterion to allow for a flow type of deformation. The influence of the adopted

criteria on cyclic strength resistance is examined for loose, medium dense and dense sand specimens.

An empirical model is proposed for evaluating the development of pore water pressure of anisotropically consolidated specimens and a direct relationship between pore water pressure and shear work imparted to the specimen during cyclic loading is obtained.

MATERIAL AND TESTING CONDITIONS

A standard research sand, the Ottawa sand, was used in this study. It has minimum (e_{\min}) and maximum (e_{\max}) void ratios 0.502 and 0.742 respectively and specific gravity $G_s=2.65$. Its grain size distribution curve is given in Fig. 1. Specimens were formed by pluviation through water (Hight et al., 1983) with the sand falling from a constant height into the split mould. The resulting relative density of the specimens after consolidation and prior to shearing was $D_r = 25 \pm 3\%$. Denser specimens were obtained by tapping the mould after the sand had settled through the water. The tests were performed in the hollow cylinder apparatus, described by Georgiannou et al. (2008), on specimens having an outer and inner diameter of 70 mm and 40 mm respectively and a height to diameter ratio of 2.

The angle, α , between the σ_1 direction and the vertical is related to the shear, $\tau_{\theta z}$, vertical, σ_z , and circumferential, σ_θ , stress components by Eq. (1):

$$\tan 2\alpha = \frac{2\tau_{\theta z}}{\sigma_z - \sigma_\theta} \quad (1)$$

Under constant axial stress difference continuous rotation follows along with the change in torsional shear stress, $\tau_{\theta z}$.

In this paper all tests were performed by keeping the same internal and external pressure ($p_i = p_o$) resulting in $b = \sin^2 \alpha$, where the parameter b expresses the influence of the intermediate stress σ_2 on soil response, and $\sigma_\theta = \sigma_r$, where σ_r is the radial stress.

The mean effective stress and deviator stress are given by:

$$p' = \frac{(\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3')}{3} = \frac{(\sigma_z' + 2 \cdot \sigma_\theta')}{3} \quad (2)$$

and

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_\theta}{2}\right)^2 + \tau_{\theta z}^2} \quad (3)$$

Cyclic loading was applied via a sinusoidal torsional load at a frequency of 0.1 Hz.

The single amplitude shear stress, τ_{SA} , and strain, γ_{SA} , are defined as:

$$\tau_{SA} = \frac{T_R + T_L}{2\pi(r_o^2 + r_i^2)(r_o - r_i)} \quad (4) \quad \gamma_{SA} = \frac{\Delta\theta(r_o + r_i)}{4H} \quad (5)$$

where T_R and T_L are the single amplitude torques in the clockwise and counterclockwise directions, respectively, both positive in value, $\Delta\theta$ is the double amplitude rotational angle, and r_o and r_i are the outer and inner radii of the specimen respectively.

After specimen formation, saturation was confirmed with Skempton's B parameter having a value greater than 0.96. Anisotropic consolidation started from an initial isotropic stress state at preparation, $p' = 30$ kPa. Each specimen reached the $K_c = \sigma_r' / \sigma_z' = 0.5$ stress ratio by an increase in the vertical stress, σ_z' only, and was subsequently consolidated along the constant stress ratio ($K_c = 0.5$) path by simultaneous increase in axial and lateral stresses. During anisotropic consolidation $b = 0$ and $\alpha = 0^\circ$. Following an ageing period of three hours under the required mean effective stress ($p_i' = 110$ kPa),

the specimens were subjected to undrained torsional shearing while the total boundary stresses σ_z , σ_r , σ_θ were held constant.

For simplicity the anisotropically consolidated specimens will be referred to in this paper as AC and the isotropically consolidated specimens as IC.

TEST RESULTS

Cyclic loading of isotropically consolidated specimens

To assess the effect of anisotropic consolidation on the cyclic response of Ottawa sand for a range of densities from loose to dense state i.e. $D_r = 25, 48 \text{ \& } 62\%$ the response of isotropically consolidated specimens is considered first. In Fig. 2(a) the effective stress paths during monotonic and cyclic loading are presented for specimens of similar density ($D_r \sim 25\%$). In a loose state Ottawa sand shows continuous increase in strength under monotonic torsional loading. This behaviour has been described in detail by Georgiannou & Konstadinou (2013). The phase transformation line (PTL) defined from the companion monotonic test has been drawn as broken line in Fig. 2(a) together with its symmetrical line with respect to the mean effective stress axis. During cyclic loading the first cycle (points 1 to 3) is associated with a significant increase in excess pore water pressure, possibly due to significant particle rearrangement, followed by a nearly constant rate in subsequent cycles. A sudden increase in excess pore water pressure and shear strain, leading to initial liquefaction, is observed as the cyclic effective stress path approaches the phase transformation line defined under monotonic loading (point 4 in Figs 2(b) and 2(c) respectively). This type of behaviour is common in loose sands exhibiting stable response under monotonic torsional loading (Georgiannou & Tsomokos, 2008).

In Fig. 3 the response of a medium density specimen ($D_r \sim 48\%$) is shown under monotonic and cyclic loading. Similar features of behaviour are observed with the loose specimen i.e. a wider first cycle (points 1 to 3), a stage with a nearly constant rate of excess pore water pressure accumulation and a sharp change in the rate of excess pore water pressure and shear strain accumulation in the vicinity of the phase transformation line defined under monotonic loading. However, further pore water pressure build up does not happen suddenly but steadily increases in the following few cycles. This final stage shows cyclic mobility characteristics (Castro, 1975; Castro & Poulos, 1977) as the cyclic path climbs up the failure line (FL) at the expense of large shear strains while the excess pore water pressure fluctuates around a nearly constant value resulting to a mean effective stress of about 20 kPa at zero shear stress. It is important to note that the PTL defined under monotonic loading appears to coincide with the PTL defined under cyclic loading through the points marking the change from contractive to dilative tendencies during cyclic mobility (e.g. points 5, 6, 7, 8); these points correspond to shear strain values close to zero (Fig. 3(c)) and are phase transformation points in cyclic loading (Ishihara, 1975).

In Fig. 4 the response of a dense specimen is examined ($D_r \sim 62\%$). This is at variance with previously observed behaviour. Soon after the first cycle which follows in his first quarter the monotonic stress path (points 1 to 3) the specimen shows cyclic mobility leading to a steady cycle, e.g. from cycle 14th onwards. In this stage the pore water pressure fluctuates around a nearly constant value indicating an effective stress of 30 kPa at zero shear stress. However, shear strain accumulates up to failure continuously. During loading in both directions the excess pore water pressure initially increases up to a peak and subsequently decreases as dilative tendencies take

over resulting to a corresponding increase in mean effective stress, p' , as the path travels up the failure line. The points that mark this change e.g. points 4, 5, 6, 8 are phase transformation points. The phase transformation lines drawn through these points and shown as broken lines appear to be symmetrical to the horizontal axis. Moreover, the phase transformation point 2 defined under monotonic loading lies on the PTL line defined under cyclic loading. The slope of the PTL, common for cyclic and monotonic loading, is the same for loose and medium dense specimens ($\phi'_{PTL}=32^\circ$). However, for the dense specimens a lower slope is exhibited ($\phi'_{PTL}=26^\circ$). Only a slight increase in the angle mobilised at failure is observed with increasing density; $\phi'=39^\circ$ in Fig. 4(a) compared with $\phi'=38^\circ$ in Figs 2(a) and 3(a).

Fig. 5(a) shows a series of monotonic tests at various densities. A common PTL is obtained for $D_r=24 - 47\%$ but not for the densest specimen at $D_r=67.8\%$. In the corresponding excess pore water pressure curves shown in Fig. 5(b) the latter hardly shows an increase in excess pore water pressure, $\Delta u/p_i'=0.01$, as indicated in the inset diagram and effectively dilative tendencies are immediately exhibited contrary to the rest of the specimens showing clearly a transition from contractive to dilative tendencies marked by the arrows. Similar results were obtained for tests on AC specimens. Zhang et al. (1997) performed cyclic torsional shear tests on isotropically consolidated dense Toyoura sand. The phase transformation line defined under cyclic loading was slightly curved and substantially lower than the value defined under monotonic loading; the latter was found to be independent of relative density and drainage conditions. In the current study the phase transformation line coincides for monotonic and cyclic loading irrespective of density. However, the data highlights

that when contractive tendencies are suppressed, as is the case for dense Ottawa sand, a reduction in phase transformation angle is observed.

Finally, comparison of Fig. 2 and Fig. 4 indicates that the form of pore water pressure and strain accumulation is different in each case e.g. a sudden increase for the loose specimens compared to a gradual build up for the dense specimens. The medium dense specimens exhibit an intermediate response e.g. initially (points 1 to 4) they show adherence to the response of loose sand followed by cyclic mobility, a dense sand characteristic, when the PTL is approached. It should also be noted that for dense Ottawa sand the cyclic shear stress required to induce failure is higher than the shear stress at phase transformation.

The cyclic strength resistance curves obtained from the isotropically consolidated specimens for various densities are presented in Fig. 6(a) where the cyclic strength resistance is expressed in terms of cyclic stress ratio, τ_{SA}/p_i' , against the number of cycles required to develop a single amplitude torsional shear strain $\gamma_{SA}=2.5\%$ (Towhata & Ishihara, 1985), this value being indicated in Figs 2(c), 3(c) and 4(c). For loose specimens initial liquefaction is introduced at this strain level. The numbers in parentheses shown next to the gray marks indicate the number of cycles applied to the specimens before the test was terminated without approaching failure as defined above. Like other sands, the cyclic resistance increases with increasing relative density. However, for dense Ottawa specimens ($D_r=62\%$) a larger increase in its resistance to liquefaction is observed for a number of loading cycles less than around 20. Therefore, the adoption of the concept that the stress ratio at liquefaction increases virtually linearly with relative density up to D_r of about 80% (De Alba, Seed & Chan,

1976; Ishihara, 1977) may give an underestimated value of cyclic undrained strength for dense sands. Similar observations have been reported by Tatsuoka et al. (1982) and Vaid & Chern (1983) for torsional simple shear and triaxial tests respectively.

In Fig. 6(b) the cyclic strength curves shown in Fig. 6(a) are presented together with the cyclic strength curves based on the number of cycles required to develop a larger single amplitude shear strain of $\gamma_{SA}=3.75\%$ (Vaid & Sivathayalan, 1996; Porcino et al., 2008), a double amplitude shear strain of $\gamma_{DA}=7.5\%$ (Tatsuoka et al. 1982; Chiaro et al., 2012) and a double amplitude shear strain of $\gamma_{DA}=10\%$ (Sawada, 2006). For loose specimens the resistance to liquefaction remains unaffected regardless of the amount of shear strain amplitude used as a failure criterion. However, at higher densities, the cyclic undrained strength is more sensitive to changes in shear strain values and tends to increase with increasing amount of shear strain amplitude at which failure is defined.

Cyclic loading of anisotropically consolidated specimens

The effect of anisotropic consolidation on the cyclic response of loose, medium dense and dense specimens of Ottawa sand is examined in Figs 7, 8 and 9. In these tests continuous rotation of the major principal stress direction takes place during cyclic shearing under constant total vertical stress applied at the end of the consolidation stage; in the plane strain simple shear tests reported by Tatsuoka et al. (1982) retaining the specimen height constant resulted in a decrease of the total vertical stress. The high values of axial stress imposed during anisotropic consolidation appear to account for the overwhelmingly weaker response of the anisotropically consolidated loose specimens compared to their isotropically consolidated

counterparts which was observed by Konstadinou & Georgiannou (2013) but not by Tatsuoka et al. (1982).

In Fig. 7 the response of two loose specimens ($D_r \sim 25\%$) of similar characteristics subjected to monotonic and cyclic torsional loading is shown. Anisotropic consolidation affects the response of the specimens to monotonic loading introducing brittleness to the stable stress path shown in Fig. 2 (Georgiannou & Konstadinou, 2013). In Fig. 7(a) the stress paths are presented in terms of $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ and mean effective stress p' . Note that shear stress $|\tau_{\theta z}| = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ for isotropically consolidated specimens (Eq. (3)). The failure (FL), phase transformation (PTL) and instability line (IL - Lade, 1993) shown in the figure have been defined under monotonic loading conditions. When the cyclic path crosses the IL the excess pore water pressure shows a sudden increase (point 1 to 2) accompanied by a sudden increase in shear and axial strain indicating flow type deformation; the latter being profoundly affected. Since the applied cyclic torsional shear stress $\tau_{\theta z}$ is symmetric with respect to the initial stress state, as shown in the inset diagram in Fig. 7(a), the differences in response compared to the isotropically consolidated specimen shown in Fig. 2 can be attributed to anisotropic consolidation. More specifically instead of the condition of initial liquefaction the anisotropically consolidated specimen acquires a stable path along the PTL line associated with a steady (terminal) excess pore water pressure that never reaches the initial mean effective stress, p_i' (Fig. 7(b)). However, failure takes place as large axial strain accumulates and the specimen bulges (Fig. 7(c)).

In Fig. 8 the response of a medium dense specimen ($D_r \sim 48\%$) is shown. Initially, similar response to the loose specimen (Fig. 7) is observed, however, a sudden

increase in pore water pressure and axial strain is not apparent (see Figs 8(b) and 8(c)). Nevertheless the axial strain soon reaches the value of 5% and a stable cyclic path is established thereafter bounded by the FL defined under monotonic loading.

A dense specimen typically requires higher cyclic shear stress values than the stress at phase transformation under monotonic loading to develop large strains, as was the case for the IC specimens. Hence high shear strain values are immediately introduced (Fig. 9(c)) which fluctuate around a nearly constant value. The axial strain though steadily increases as observed in looser specimens. The excess pore water pressure (Fig. 9(b)) and the shear strain development comply with cyclic mobility exhibiting large variations as the cyclic effective stress path climbs up the failure line. The points that mark the change from contractive to dilative tendencies in each stress cycle define the PTL shown as broken line in the stress diagram in Fig. 9(a) (e.g. points 3, 4, 5). This appears to coincide with the PTL obtained from monotonic loading. As noted for the dense IC specimens, the slope of the PTL for the denser AC specimens is lower than the slope for loose specimens under both cyclic and monotonic loading.

Note that during cyclic loading of anisotropically consolidated specimens the application of torsional cyclic shear stress, $\tau_{\theta z}$, as indicated in the inset diagrams in Figs 7(a), 8(a) and 9(a), induces continuous rotation of the major principal stress axis according to Eq. (1) in contrast to isotropically consolidated specimens where an abrupt 90 degrees rotation of the major principal stress occurs ($\alpha = \pm 45^\circ$) each time the direction of the applied shear stress is reversed during cyclic loading.

The test results presented in Figs 7, 8 and 9 should be distinguished from the results of simple shear tests examining the effect of static shear stress on the cyclic resistance of sands where a pre-shear torsional shear stress is applied under drained conditions after consolidation followed by undrained torsional shearing. Chiaro et al. (2012) performed such tests on isotropically consolidated specimens in the hollow cylinder apparatus. Depending on the relative value of cyclic and initial static torsional shear stress (reversal, non-reversal and intermediate type loading) a decrease or increase in the resistance to liquefaction of loose Toyoura sand was observed. Similar terminology for cyclic loading patterns has already been used to describe the response of sands in the triaxial apparatus (Hyodo et al., 1991), where stress reversal is pivotal due to fabric anisotropy. Hence, non-stress reversal cyclic loading in the compression side results in higher cyclic resistance. Note that initial static shear stress in the triaxial is introduced by anisotropic consolidation. In the current tests symmetry in terms of torsional shear stress eliminates the effect of anisotropy on the response to torsional loading.

The cyclic strength resistance of the anisotropically consolidated specimens is presented in Fig. 10 and increases with increasing relative density. In this figure the cyclic strength resistance is defined as the lesser of the number of cycles to reach either a single amplitude torsional shear strain of $\gamma_{SA} = 2.5\%$ or accumulated axial strain $\varepsilon_{axial} = 5\%$. The failure criterion of 5% axial strain was often used to define cyclic strength resistance in laboratory testing (Vaid & Chern, 1983; Hyodo et al., 1991; Konstadinou & Georgiannou, 2013). It should be noted that for anisotropically consolidated specimens excessive axial deformations and lateral bulging was observed during cyclic shearing (Figs 7(c) and 8(c)). Therefore the critical factor that

determines their cyclic strength resistance is the number of cycles required to develop a specified amount of axial strain (i.e. $\epsilon_{\text{axial}} = 5\%$). Although the definitions of failure in terms of single amplitude torsional shear strain of $\gamma_{\text{SA}} = 2.5\%$ and axial strain $\epsilon_{\text{axial}} = 5\%$ are completely different, each define conditions which, if replicated in situ, would lead to a rapid loss of serviceability.

Comparison of cyclic strength resistance between isotropically and anisotropically consolidated specimens

For a direct comparison the cyclic strength resistance curves obtained from IC and AC specimens are presented for three different relative densities ($D_r = 25\%$, 48% , 62%) in Figs 11(a), 11(b) and 11(c) respectively. A significant reduction in the cyclic resistance of the AC specimens can be observed at the loosest density state ($D_r \sim 25\%$). At this state the specimens subjected to $K_c = 0.5$ possesses only about 42% of the cyclic resistance of the isotropically consolidated specimens. This reduction in cyclic resistance is also evidenced at the medium dense state ($D_r \sim 48\%$) although it is less pronounced (75% c.f. 42%). The opposite trend is observed for denser specimens ($D_r \sim 62\%$) and for loading cycles greater than about 10. However, at this density and for less than about 10 cycles the cyclic strength curves of AC and IC specimens converge.

It can be concluded from Fig. 11 that the consolidation conditions should not be ignored in geotechnical design while extra attention is required for the case of anisotropically consolidated loose to medium dense sand deposits which would exhibit lower earthquake resistance. Similar conclusions were drawn by Seed & Harder (1990) and Harder & Boulanger (1997) for anisotropically consolidated sand specimens subjected to cyclic loading in the triaxial apparatus.

The influence of relative density on the cyclic resistance ratio, τ_{SA}/p_i' , required to cause failure in 10 loading cycles, a case representing a magnitude $M=6.75$ earthquake (Seed et al., 1975), is shown in Fig. 12 for both isotropically and anisotropically consolidated specimens. The data points in this figure were obtained from the corresponding contour lines in Fig. 11 and are fitted by an exponential relationship for each consolidation condition. The rate of increase in cyclic resistance with relative density is more pronounced for the anisotropically consolidated specimens compared to the isotropically consolidated ones. At a given relative density the relationship between the cyclic resistance ratio of the IC and AC specimens can be expressed by introducing a cyclic stress ratio correction factor (CF) defined as:

$$CF = \frac{\left(\frac{\tau_{SA}}{p_i'}\right)_{N=10}^{AC}}{\left(\frac{\tau_{SA}}{p_i'}\right)_{N=10}^{IC}} \quad (6)$$

CF values deduced from the data presented in Fig. 12 are shown in the inset diagram of this figure for the three relative density states ($D_r = 25\%$, 48% , 62%). Increasing relative density causes a gradual reduction in CF with the reported CF values being less than one in the case of loose and medium dense specimens indicating that the presence of an initial sustained shear stress due to anisotropic consolidation causes a loss of strength that can be quite severe as D_r approaches the value of 25% ($CF=0.42$). Consequently, for these cases the adoption in design of cyclic strength values measured from torsional tests under isotropic consolidation conditions may lead to a highly non-conservative design.

The relationship between the correction factor (CF) and the relative density shown in the inset diagram of Fig. 12, can be formulated as follows:

$$CF = \alpha \cdot \exp(\beta \cdot D_r) \quad (7)$$

where α and β are empirical parameters depending on the type of material and are equal to 0.22 and 0.026 for the sand examined in the present study.

Pore water pressure generation during cyclic loading of anisotropically consolidated specimens

For anisotropically consolidated specimens, irrespective of density, the pore water pressure build up during cyclic loading stabilizes to a terminal value, associated with failure due to excessive axial strains (Figs 7(b) and 8(b)). For the dense specimens, exhibiting a fluctuation in excess pore water pressure, the average value at the end of the cycle is considered as the terminal value. In Fig.13 the terminal pore water pressure of the AC specimens of the present study, normalised with respect to initial mean effective stress, $(\Delta u/p_i)_{terminal}$, is plotted against relative density, D_r . It may be noted that the normalised terminal pore water pressure ratio decreases with increasing relative density while its value is lower than 0.4 and therefore initial liquefaction is not observed. It is also noteworthy that at a given relative density the value of the normalised terminal pore water pressure appears to be independent of the applied shear stress amplitude.

For loose Ottawa specimens ($D_r \sim 25\%$) anisotropically consolidated to various K_c values and initial stress levels the following equation was derived to quantify the terminal pore water pressure under torsional loading:

$$\left(\frac{\Delta u}{p_i}\right)_{terminal} = 1 - \left[\frac{(1 - K_c)}{(1 + K_c)} \cdot \frac{1}{\sin \phi'_{PTL}} \right] \quad (8)$$

where, $\phi'_{PTL} = 32^\circ$ is the

mobilised angle at the phase transformation line along which the terminal pore water pressure is observed for the loose AC specimens (Konstadinou & Georgiannou, 2013).

To account for the effect of D_r , Eq. (8) is modified to:

$$\left(\frac{\Delta u}{P_i}\right)_{terminal} = 1 - \left[\frac{(1 - K_c)}{(1 + K_c)} \cdot \frac{1}{\sin \phi'_{PTL}} \cdot 10^{d(D_r - 0.25)} \right] \quad (9)$$

where, d depends on the soil type and for the present study, $d=0.17$.

The existence of a terminal pore water pressure for anisotropically consolidated specimens subjected to triaxial cyclic loading has been pointed out in the literature (Vaid & Chern, 1983; Erguvanli & Özyaydin, 1983). The test results reported in Fig. 13 reveal that it exists also under torsional loading over a wide range of densities. The predicted curve based on Eq. (9) is plotted as a dotted line in Fig. 13. A satisfactory agreement exists between the computed and the experimental data points.

For IC specimens a ratio $\Delta u/p_i = 1$ is predicted by Eq. (9) irrespective of relative density. However, the measured values decrease with increasing relative density but remain higher than 73%.

Seed & Hon (1987) suggested that neither soil liquefaction nor serious deformation problems will occur if the seismic design criteria ensure that the pore water pressure in a sand foundation will not build up to high values e.g. exceeding a pore pressure ratio of about 60%. However, even though the pore water pressure ratio for AC specimens and for a range of densities ($D_r = 25\%$ to 62%) does not exceed 40% (Fig.

13) the specimens do fail by excessive deformation. Hence, the problem of stability of engineering structures founded on potentially liquefiable soils should not be approached solely by designing on the principle of keeping the induced pore pressure ratio below 100%. If the in situ conditions are anisotropic, the results of the tests presented in Fig. 11 indicate a weaker response than isotropically consolidated sand although the latter shows initial liquefaction (Fig. 2).

Relationship between pore water pressure and shear work

Towhata & Ishihara (1985) and Figueroa et al. (1994) performed cyclic torsional shear tests on isotropically consolidated hollow cylinder sand specimens. They observed that the amount of dissipated energy imparted into a sand specimen is not significantly affected by shear stress and/or strain amplitude; moreover accumulated energy is related to the development of pore water pressure. In their tests all specimens liquefied and final pore water pressure was equal to the confining pressure. For the tests of this study only the loose isotropically consolidated specimens showed liquefaction while the rest of the specimens developed a terminal pore water pressure smaller than the confining pressure. This terminal value was also unaffected by the applied shear stress amplitude (Fig. 13).

The accumulated shear work per unit volume was calculated for each specimen up to the cycle at which the terminal pore water pressure and/or initial liquefaction was introduced. The shear work per unit volume increment, dW , was calculated based on the expression suggested by Towhata & Ishihara (1985):

$$dW = \sigma'_z \cdot d\varepsilon_z + 2 \cdot \sigma'_\theta \cdot d\varepsilon_\theta + \tau_{\alpha} \cdot d\gamma_{\alpha} \quad (10)$$

where, ε_z and ε_θ are the axial and circumferential strains respectively and $\gamma_{\theta z}$ is the shear strain due to torsion. The amount of energy dissipated due to torsion was represented by the area of the hysteresis loop in a stress strain diagram (Figueroa et al., 1994).

The cumulative shear work per unit volume, W , is plotted against excess pore water pressure ratio measured at the end of consecutive loading cycles under zero torsional shear, $\tau_{\theta z}$, in Figs 14(a) and 14(b) for IC and AC specimens respectively. At each density the number of tests shown in parentheses corresponds to different applied cyclic shear stress amplitudes. The values of terminal excess pore water pressure indicated in Fig. 14(b) are in accordance with Fig. 13. It is noteworthy that at each density and for different shear stress amplitudes a unique relationship is obtained between absorbed energy and accumulated excess pore water pressure during cyclic torsion.

In Fig. 15 the current accumulated shear work, W , presented in Fig. 14 has been normalised with respect to mean effective stress, p_i' , relative density, D_r , and consolidation stress ratio, K_c , through the expression proposed by Law et al. (1990) based on triaxial and torsional simple shear tests:

$$W_N = (1 - 3 \cdot \log K_c) \cdot (10^{-2(D_r - 0.7)}) \cdot \frac{W}{p_i'} \quad (11)$$

It can be observed that after normalisation the test data of the present study (number of tests indicated in parentheses) are plotted within a narrow band. The band formed from the test results reported by Law et al. (1990) on a Fujian sand is also shown for comparison.

In Fig. 16 the shear work per unit volume required for the development of the terminal pore water pressure is plotted against relative density for both IC and AC specimens of Ottawa sand. The total energy associated with terminal pore water pressure conditions increases linearly with increasing relative density in a semi log plot and at each relative density is higher for the AC compared to the IC specimens of Ottawa sand. However, if the total energy is calculated at the beginning of flow deformation, a pattern characteristic of the loose AC specimens only instead of the end of the cycle at which the terminal pore water pressure is introduced, e.g. point 1 in Fig. 7, lower values are obtained for AC compared to IC loose specimens as indicated by the cycled gray points in Fig. 16.

The total energy required for liquefaction has been expressed in the literature as a function of relative density and confinement based on cyclic torsional shear tests on isotropically consolidated specimens (Liang et al., 1995; Rokoff, 1999) and centrifuge tests (Dief & Figueroa, 2007). These expressions are included for comparison in Fig. 16 for $p_i' = 110$ kPa, together with test results for HRS at $p_i' = 130$ kPa (Georgiannou & Tsomokos, 2008). The effect of density appears to be similar for all sands, however, at the same relative density the finer Nevada ($d_{50} = 0.15$ mm), HRS ($d_{50} = 0.29$ mm) and Reid Bedford Sand ($d_{50} = 0.26$ mm) necessitate lower shear work for failure compared to the coarser Ottawa sand ($d_{50} = 0.72$ mm) indicating that the finer sands have the highest liquefaction potential or least resistance to liquefaction; a conclusion in agreement with field and laboratory observations.

CONCLUSIONS

The cyclic resistance of anisotropically consolidated Ottawa sand to torsional loading was found to increase with density by a power law. Comparison with IC sand shows that while at a loose state the cyclic resistance of AC specimens amounts to only 42% of the values obtained for their isotropically consolidated counterparts at a dense state this trend reverses and the anisotropically consolidated specimens are the strongest.

Different modes of failure are associated with each consolidation path. The isotropically consolidated specimens show initial liquefaction at a loose state and high pore water pressure ratios ($>70\%$) at higher densities. For anisotropically consolidated specimens the pore water pressure ratio does not exceed 40% and failure is induced by a flow type deformation in loose specimens and strain accumulation in dense specimens rather than excess pore water pressure.

The development of pore water pressure up to its terminal value is uniquely related to shear work imparted to the specimen for each density and is not affected by the applied cyclic stress ratio. As density increases higher shear work is required to induce the same pore water pressure ratio while at failure at the same density finer sands necessitate lower shear work.

The phase transformation line, PTL, defined under cyclic loading appears to coincide with the PTL defined under monotonic loading. A common PTL was obtained for loose and medium density specimens; however for very dense specimens which show very small contractive tendency, $\Delta u/p_i' \sim 1\%$, the mobilised angle at phase transformation appears to decrease (i.e. $\phi'_{PTL} = 32^\circ$ compared to $\phi'_{PTL} = 26^\circ$).

ACKNOWLEDGEMENTS

This research has been co-financed by the European Union (European Social Fund – ESF) and Greek national funds through the Operational Program "Education and Lifelong Learning" of the National Strategic Reference Framework (NSRF) - Research Funding Program: Heracleitus II. Investing in knowledge society through the European Social Fund.

NOTATION

B	Skempton's parameter
b	intermediate principal stress parameter, $(= (\sigma_2 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3))$
CF	cyclic stress ratio correction factor
D_r	relative density
d_{50}	mean grain size
e_i	void ratio after consolidation
e_{\min}, e_{\max}	minimum and maximum void ratios
FL	failure line
G_s	specific gravity
IL	instability line
K_c	consolidation stress ratio σ_r' / σ_z'
N	number of cycles to develop $\gamma_{SA} = 2.5\%$ or $\epsilon_{axial} = 5\%$
p	total mean stress
p'	mean effective stress
p_i'	mean principal effective stress before undrained shearing
p_i, p_o	internal and external pressure
PTL	phase transformation line
PTP	phase transformation point
r_o, r_i	current outer and inner radii
T_R, T_L	single-amplitude torques in clockwise and counterclockwise directions
t	shear stress, $(= (\sigma_1 - \sigma_3) / 2)$; time
W	shear work per unit volume
W_N	normalised shear work
α	inclination of the major principal stress σ_1 to the vertical

γ_{oct}	octahedral shear strain
γ_{SA}	single amplitude cyclic shear strain
γ_{DA}	double amplitude cyclic shear strain
$\gamma_{\theta z}$	average shear strain
Δu	excess pore water pressure
dW	dissipation shear work per unit volume increment
ϵ_{axial}	axial strain
ϵ_z	axial strain
ϵ_{θ}	circumferential strain
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	principal stresses
σ_r	radial stress
σ_z	vertical stress
σ_{θ}	circumferential stress
τ_{SA}	single amplitude cyclic shear stress
$\tau_{\theta z}$	average shear stress
ϕ'	mobilised friction angle ($=\sin^{-1}[(\sigma_1' - \sigma_3')/(\sigma_1' + \sigma_3')]$)
ϕ'_{IL}	mobilised friction angle at instability line
ϕ'_{PTL}	mobilised friction angle at phase transformation

REFERENCES

- Alarcon-Guzman, A., Leonards, G. A. & Chameau, J. L. (1988). Undrained monotonic and cyclic strength of sands. *J. Geotech. Engng ASCE* **114**, No. 10, 1089-1109.
- Arthur, J. R. F., Chua, K. S., Dunstan, T. & Rodriguez del C, J. I. (1980). Principal stress rotation: A missing parameter. *J. Geotech. Engng Div. ASCE* **106**, No. 4, 419-433.
- Castro, G. & Poulos, S. J. (1977). Factors affecting liquefaction and cyclic mobility. *Proc. ASCE* **103**, No. GT6, 501-516.
- Castro, G. & Poulos, S. J. (1975). Liquefaction and cyclic mobility of saturated sands. *Proc. ASCE* **101**, No. GT6, 551-569.
- Chiaro, G., Koseki, J. & Sato, T. (2012). Effects of initial static shear on liquefaction and large deformation properties of loose saturated Toyoura sand. *Soils Found.* **52**, No. 3, 498-510.
- De Alba, P., Seed, H. & Chan, C. (1976). Sand liquefaction in large simple shear tests. *J. Geotech. Engng Div. ASCE* **102**, No. 9, 909-927.
- Dief, H. D. & Figueroa, J. L. (2007). Liquefaction assessment by the unit energy concept through centrifuge and torsional shear tests. *Can. Geotech. J.* **44**, No. 11, 1286-1297.
- Erguvanli, M. A. & Özyaydin, I. K. (1983). Effect of initial stress conditions on liquefaction of sands: experiments and an interpretation. *Soils Found.* **23**, No. 1, 102-107.
- Figueroa, J. L., Saada, A. S., Liang, L. & Dahisaria, N. M. (1994). Evaluation of soil liquefaction by energy principles. *J. Geotech. Engng ASCE* **120**, No. 9, 1554-1569.

Georgiannou, V. N. & Konstadinou, M. (2013). Torsional shear behaviour of anisotropically consolidated sands. *J. Geotech. Geoenviron. Engng ASCE* (accepted for publication).

Georgiannou, V. N., Tsomokos, A. & Stavrou, K. (2008). Monotonic and cyclic behaviour of sand under torsional loading. *Géotechnique* **58**, No.2, 113-124.

Georgiannou, V. N. & Tsomokos, A. (2008). Comparison of two fine sands under torsional loading. *Can. Geotech. J.* **45**, No.12, 1659-1672.

Harder, L. F. Jr. & Boulanger, R. W. (1997). Application of K_{σ} and K_{α} correction factors. Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York, Buffalo, 169-190.

Hardin, B. O. & Richart, F. E. Jr. (1963). Elastic wave velocities in granular soils. *J. Soil. Mech. Found. Div. ASCE* **89**, No. SM1, 33-65.

Hight, D. W., Gens, A. & Symes, M. J. (1983). The development of a new hollow cylinder apparatus for investigating the effects of principal stress rotation in soils. *Géotechnique* **33**, No.4, 355-384.

Hosono, Y. & Yoshimine, M. (2008). Effects of anisotropic consolidation and initial shear load on liquefaction resistance of sand in simple shear condition. *Geotechnical Engineering for Disaster Mitigation and Rehabilitation. Part 4*, 352-358, DOI: 10.1007/978-3-540-798846-0_37.

Hyodo, M., Murata, H., Yasufuku, N. & Fujii, T. (1991). Undrained cyclic shear strength and residual shear strain of saturated sand by cyclic triaxial tests. *Soils Found.* **31**, No. 3, 60-76.

Iai, S., Matsunaga, Y. & Kameoka, T. (1992). Analysis of undrained cyclic behavior of sand under anisotropic consolidation. *Soils Found.* **32**, No. 2, 16-20.

- Ishihara, K., Yamazaki, A. & Haga, K. (1985). Liquefaction of K_0 -consolidated sand under cyclic rotation of principal stress direction with lateral constraint. *Soils Found.* **25**, No. 4, 63-74.
- Ishihara, K. (1977). Simple method of analysis for liquefaction of sand deposits during earthquake. *Soils Found.* **17**, No. 3, 1-17.
- Ishihara, K., Tatsuoka, F. & Yasuda, S. (1975). Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses. *Soils Found.*, **15**, No. 1, 29-44.
- Ishihara, K. & Li, S. (1972). Liquefaction of saturated sand in triaxial torsion shear test. *Soils Found.* **12**, No. 2, 19-39.
- Konstadinou, M. & Georgiannou, V. N. (2013). Cyclic behaviour of loose anisotropically consolidated Ottawa sand under undrained torsional loading. *Géotechnique* **63**, doi: 10.1680/geot.12.P.145.
- Kramer, S. L. & Seed, H. B. (1988). Initiation of soil liquefaction under static loading conditions. *J. Geotech. Engng ASCE* **114**, No. 4, 412-430.
- Lade, P. V. (1993). Initiation of static instability in the submarine Nerlerk berm. *Can. Geotech. J.* **30**, No. 6, 895-904.
- Law, K. T., Cao, Y.L. & He, G. N. (1990). An energy approach for assessing seismic liquefaction potential. *Can. Geotech. J.* **27**, No. 3, 320-329.
- Lee, K. L. & Albaisa, A. (1974). Earthquake induced settlements in saturated soils. *J. Geotech. Engng. Div. ASCE* **100**, No.4, 387-406.
- Lee, K. L. & Seed, H. B. (1967). Dynamic strength of anisotropically consolidated sand. *Proc. ASCE* **93**, No. SM5, 169-190.
- Liang, L., Figueroa, J. L. & Saada, A. S. (1995). Liquefaction under random loading: unit energy approach. *J. Geotech. Engng ASCE* **121**, No. 11, 776-781.

- Mohtar, C. S. E., Clarke, J., Bobet, A., Santagata, M., Drnevich, V. & Johnston, C. (2008). Cyclic response of a sand with thixotropic pore fluid. Proceedings of the ASCE Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics Conference, GSP-181, CD-ROM. Reston, VA: ASCE.
- Murthy, T. G., Loukidis, D., Carraro, J. A. H., Prezzi, M. & Salgado, R. (2007). Undrained monotonic response of clean and silty sands. *Géotechnique* **57**, No.3, 273-288.
- Nemat-Nasser, S. & Shokooh, A. (1979). A unified approach to densification and liquefaction of cohesionless sand in cyclic shearing. *Can. Geotech. J.* **16**, 659-678.
- Olson, S. M. & Stark, T. D. (2003). Yield strength ratio and liquefaction analysis of slopes and embankments. *J. Geotech. Geoenviron. Engng ASCE* **129**, No. 8, 727-737.
- Porcino, D., Garidi, G. & Ghionna, V. N. (2008). Undrained monotonic and cyclic simple shear behaviour of carbonate sand. *Géotechnique* **58**, No.8, 635-644.
- Saada, A. S. & Townsend, F. C. (1981). State of the art: Laboratory strength testing of soils. Laboratory shear strength of soil, ASTM STP **740**, 7-77.
- Salgado, R., Bandini, P. & Karim, A. (2000). Shear strength and stiffness of silty sand. *J. Geotech. Geoenviron. Engng ASCE* **126**, No. 5, 451-462.
- Sawada, S. (2006). Soil stress-strain behaviour: measurement, modelling and analysis. Geotechnical Symposium, Rome.
- Seed, R. B. & Harder, L. F. (1990). SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength. In Proceedings of H.B. Seed Memorial Symposium, University of California Berkeley. Edited by J.M. Duncan. BiTech Publishers, Vancouver, B.C. Vol. 2, 351-376.
- Seed, R. B. & Hon, M. (1987). Design problems in soil liquefaction. *J. Geotech. Engng ASCE* **113**, No. 8, 827-845.

- Seed, R. B., Lee, K. L., Idriss, I. M. & Makdisi, F. I. (1975). Dynamic analyses of the slide in the lower San Fernando dam during the earthquake of February 9, 1971. *J. Geotech. Engng Div. ASCE* **101**, No. 7, 651-688.
- Shibuya, S., Hight, D. W. & Jardine, R. J. (2003). Local boundary surfaces of a loose sand dependent on consolidation path. *Soils Found.* **43**, No.3, 85-93.
- Shibuya, S., Tatsuoka, F., Teachavorasinskun, S., Kong, X. J., Abe, F. & Kim, Y. K. (1992). Elastic deformation properties of geomaterials. *Soils Found.* **32**, No. 3, 26-46.
- Sivathayalan, S. & Ha, D. (2011). Effect of static shear stress on the cyclic resistance of sands in simple shear loading. *Can. Geotech. J.* **48**, No. 10, 1471-1484.
- Sivathayalan, S. & Vaid, Y. P. (2002). Influence of generalized initial state and principal stress rotation on the undrained response of sands. *Can. Geotech. J.* **39**, No. 1 63-76.
- Tatsuoka, F., Muramatsu, M. & Sasaki, T. (1982). Cyclic undrained stress – strain behaviour of dense sands by torsional simple shear test. *Soils Found.* **26**, No.1, 11-24.
- Towhata, I. & Ishihara, K. (1985). Undrained strength of sand undergoing cyclic rotation of principal stress axes. *Soils Found.* **25**, No. 2, 135-147.
- Towhata, I. & Ishihara, K. (1985). Shear work and pore water pressure in undrained shear. *Soils Found.* **25**, No. 3, 73-84.
- Vaid, Y. P., Stedman, J. D. & Sivathayalan, S. (2001). Confining stress and static shear effects in cyclic liquefaction. *Can. Geotech. J.* **38**, No. 3, 580-591.
- Vaid, Y. P. & Sivathayalan, S. (1996). Static and cyclic liquefaction potential of Fraser Delta sand in simple shear and triaxial tests. *Can. Geotech. J.* **33**, No. 2, 281-289.
- Vaid, Y. P., Sayao, A., Hou, E. & Negussey, D. (1990). Generalized stress-path-dependent soil behaviour with a new hollow cylinder apparatus. *Can. Geotech. J.* **27**,

No. 5 , 601-616.

Vaid, Y. P. & Chern, J. C. (1985). Cyclic and monotonic undrained response of saturated sands. Advances in the art of testing soils under cyclic conditions ASCE Convention, Detroit, Mich., 120-147.

Vaid, Y. P. & Chern, J. C. (1983). Effect of static shear on resistance to liquefaction. Soils Found. **23**, No. 1, 47-60.

Vaid, Y. P & Finn, W. D. L. (1978). Static shear and liquefaction potential. Proc. ASCE **105**, No. GT10, 1233-1246.

Wijewickreme, D. & Vaid, Y. P. (2008). Experimental observations on the response of loose sand under simultaneous increase in stress ratio and rotation of principal stresses. Can. Geotech. J., **45**, No. 5, 597-610.

Yoshimine, M., Ishihara, K. & Vargas, W. (1998). Effects of principal stress direction and intermediate principal stress on undrained shear behaviour of sand. Soils Found. **38**, No.3, 179-188.

Zhang, J. M., Shamoto, Y. & Tokimatsu, K. (1997). Moving critical and phase-transformation stress state lines of saturated sand during undrained cyclic shear. Soils Found. **37**, No. 2, 51-59.

Table 1. Ottawa sand specimen characteristics

Test	Loading type	Consolidation type	$K_c=\sigma_r'/\sigma_z'$	e_i	D_r : (%)	p_i' : (kPa)	τ_{SA}/p_i'	N
OTT1	C	IC	1	0.585	65.3	110	0.391	>380
OTT2	C	IC	1	0.588	64.1	110	0.412	63
OTT3	C	IC	1	0.588	64.1	110	0.42	29
OTT4	C	IC	1	0.59	63.3	110	0.518	5
OTT5	C	IC	1	0.59	63.2	110	0.493	9
OTT6	C	IC	1	0.592	62.4	110	0.562	3
OTT7	C	IC	1	0.579	62.1	110	0.549	3
OTT8	C	IC	1	0.598	60.2	110	0.439	19
OTT9	C	IC	1	0.622	50	110	0.379	3
OTT10	C	IC	1	0.623	49.6	110	0.365	4
OTT11	C	IC	1	0.624	49	110	0.331	35
OTT12	C	IC	1	0.624	49	110	0.312	>400
OTT13	C	IC	1	0.625	48.8	110	0.402	2
OTT14	C	IC	1	0.625	48.7	110	0.319	61
OTT15	C	IC	1	0.671	29.6	110	0.243	37
OTT16	C	IC	1	0.671	29.6	110	0.214	>600
OTT17	C	IC	1	0.675	27.9	110	0.217	>950
OTT18	C	IC	1	0.682	25.2	110	0.25	18
OTT19	C	IC	1	0.683	24.8	110	0.275	2
OTT20	C	IC	1	0.683	24.7	110	0.254	8
OTT21	C	IC	1	0.684	24.2	110	0.227	105
OTT22	C	AC	0.5	0.587	64.7	110	0.523	13
OTT23	C	AC	0.5	0.589	63.5	110	0.516	46
OTT24	C	AC	0.5	0.591	62.8	110	0.57	2
OTT25	C	AC	0.5	0.592	62.4	110	0.537	2
OTT26	C	AC	0.5	0.593	61.9	110	0.531	11
OTT27	C	AC	0.5	0.598	60.1	110	0.485	>300
OTT28	C	AC	0.5	0.6	59.2	110	0.551	3
OTT29	C	AC	0.5	0.629	47.2	110	0.268	8
OTT30	C	AC	0.5	0.63	46.7	110	0.261	38
OTT31	C	AC	0.5	0.631	46.3	110	0.277	7
OTT32	C	AC	0.5	0.635	44.7	110	0.3	2
OTT33	C	AC	0.5	0.656	35.9	110	0.168	8
OTT34	C	AC	0.5	0.659	34.5	110	0.218	4
OTT35	C	AC	0.5	0.66	34	110	0.153	41
OTT36	C	AC	0.5	0.661	33.7	110	0.195	6
OTT37	C	AC	0.5	0.661	33.6	110	0.248	1
OTT38	C	AC	0.5	0.662	33.2	110	0.14	>975
OTT39	C	AC	0.5	0.675	28	110	0.127	2
OTT40	C	AC	0.5	0.676	27.5	110	0.137	1
OTT41	C	AC	0.5	0.678	26.7	110	0.129	4
OTT42	C	AC	0.5	0.68	25.8	110	0.116	7
OTT43	C	AC	0.5	0.683	24.4	110	0.117	35
OTT44	C	AC	0.5	0.685	23.6	110	0.173	1
OTT45	C	AC	0.5	0.686	23.5	110	0.112	33
OTT46	C	AC	0.5	0.688	22.5	110	0.101	544
OTT47	C	AC	0.5	0.688	22.4	110	0.1	34
OTT48	M	IC	1	0.579	67.8	110	-	-
OTT49	M	IC	1	0.63	46.8	110	-	-
OTT50	M	IC	1	0.655	36.4	110	-	-
OTT51	M	IC	1	0.685	23.6	110	-	-
OTT52	M	AC	0.5	0.586	64.7	110	-	-
OTT53	M	AC	0.5	0.629	47.4	110	-	-
OTT54	M	AC	0.5	0.678	26.7	110	-	-

Note: M, C, monotonic and cyclic loading, respectively; IC, AC, isotropic and anisotropic consolidation, respectively; e_i , void ratio after consolidation; D_r , relative density; p_i' , mean effective stress before undrained shearing; τ_{SA} , cyclic shear stress amplitude; N, number of cycles required to develop single amplitude of torsional shear strain, $\gamma_{SA}=2.5\%$ or axial strain, $\epsilon_{axial}=5\%$.

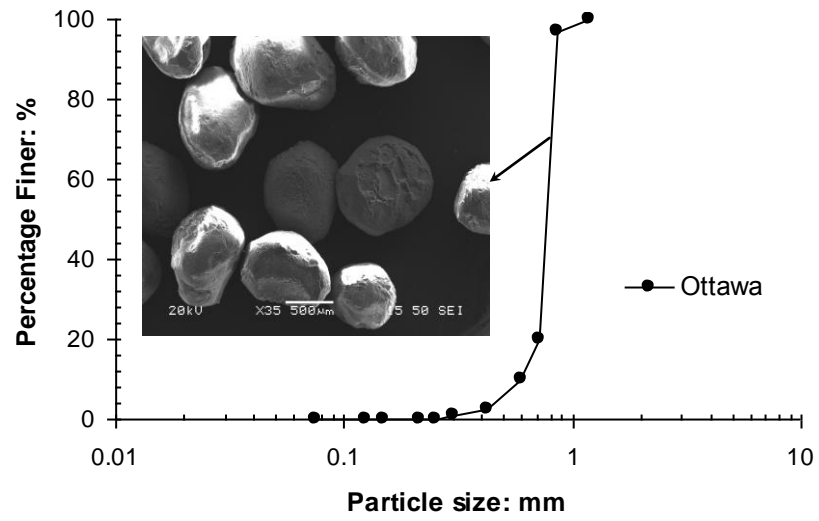


Fig. 1. Grain size distribution curve and visual inspection under the electron scanning microscope for Ottawa sand

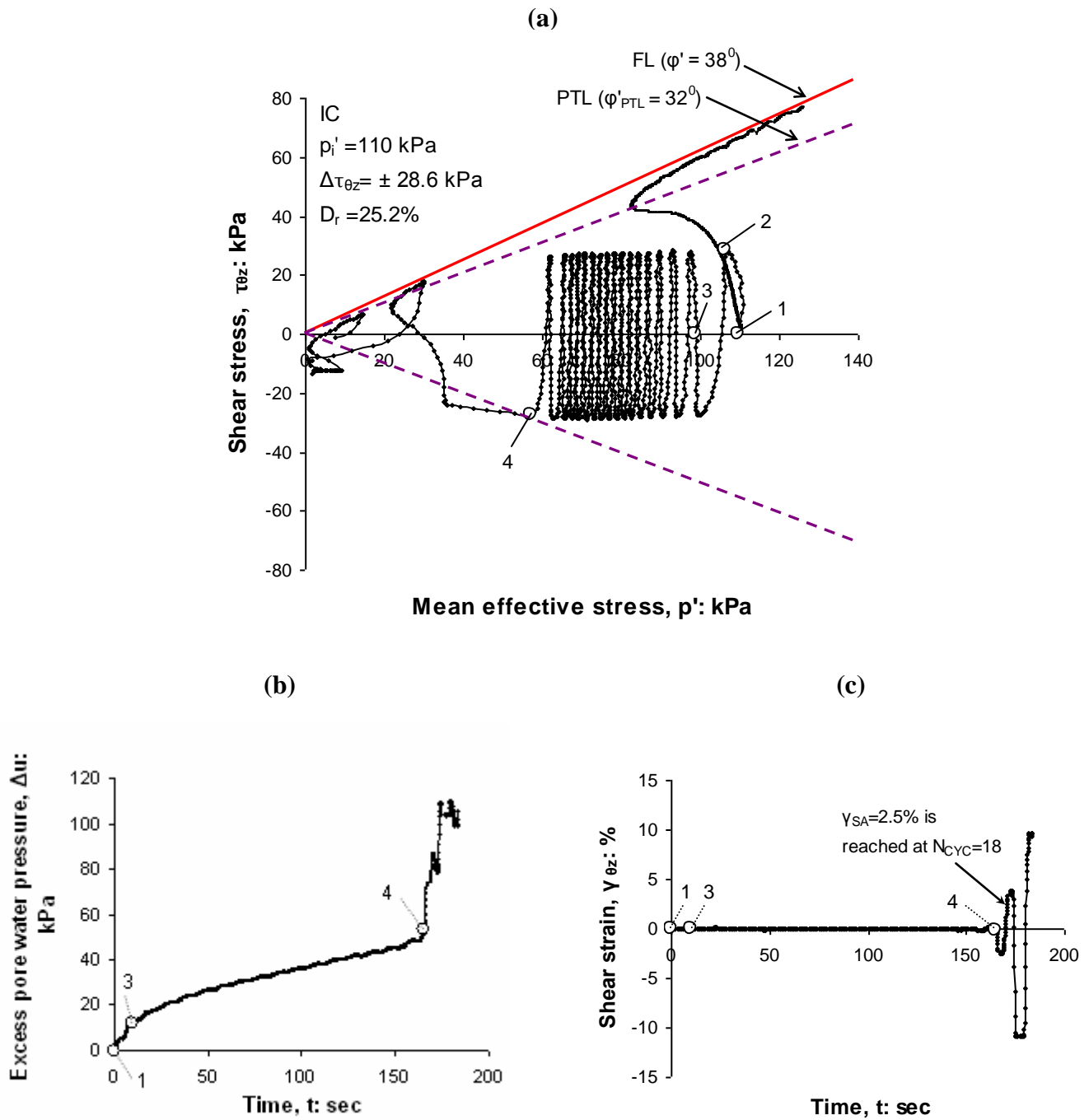


Fig. 2. Undrained cyclic torsional hollow cylinder test on loose isotropically consolidated (IC) Ottawa sand specimen (OTT18) at $\Delta\tau_{\theta z} = \pm 28.6$ kPa: (a) effective stress path; (b) excess pore water pressure against time curve; (c) shear strain against time curve

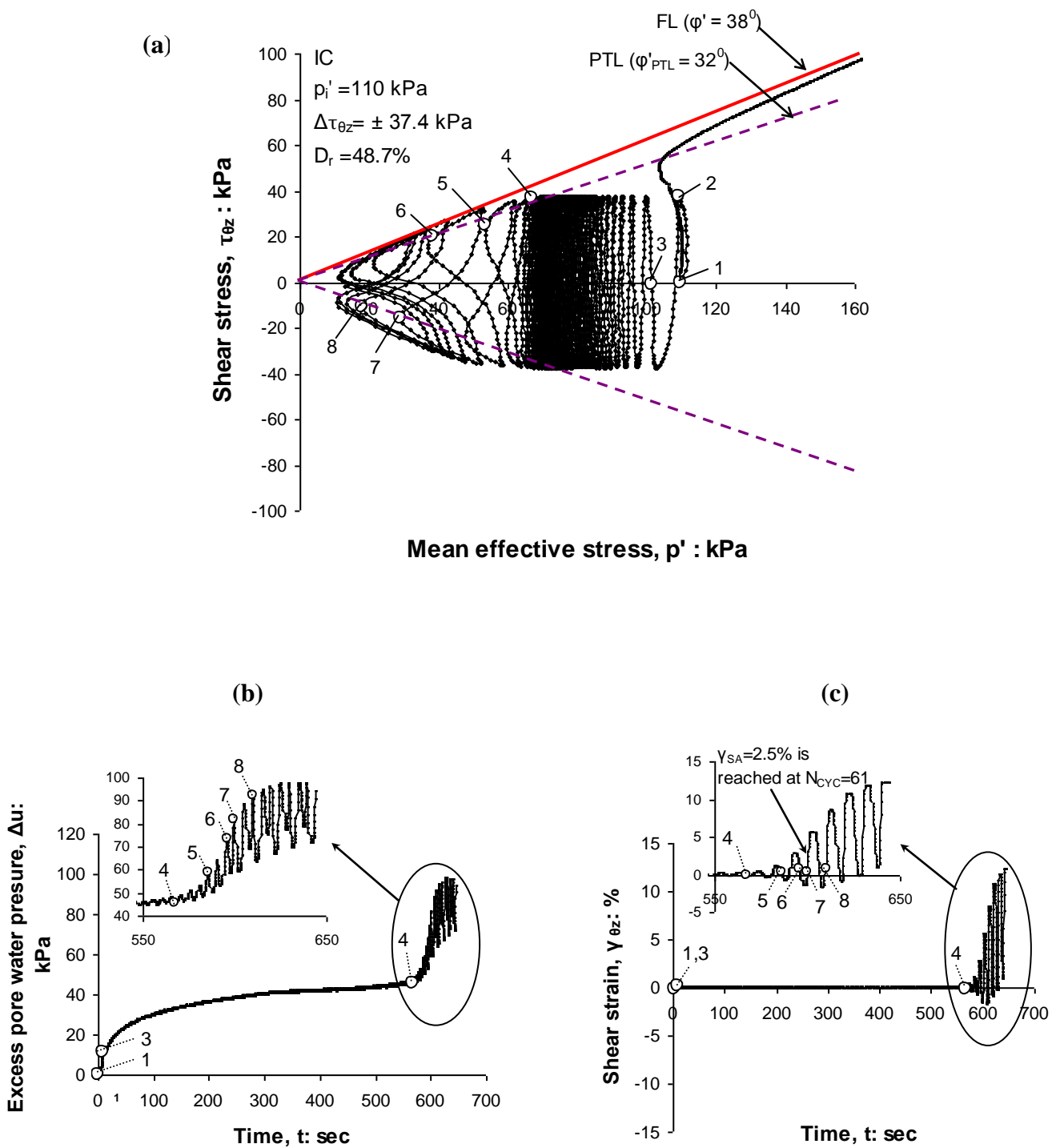
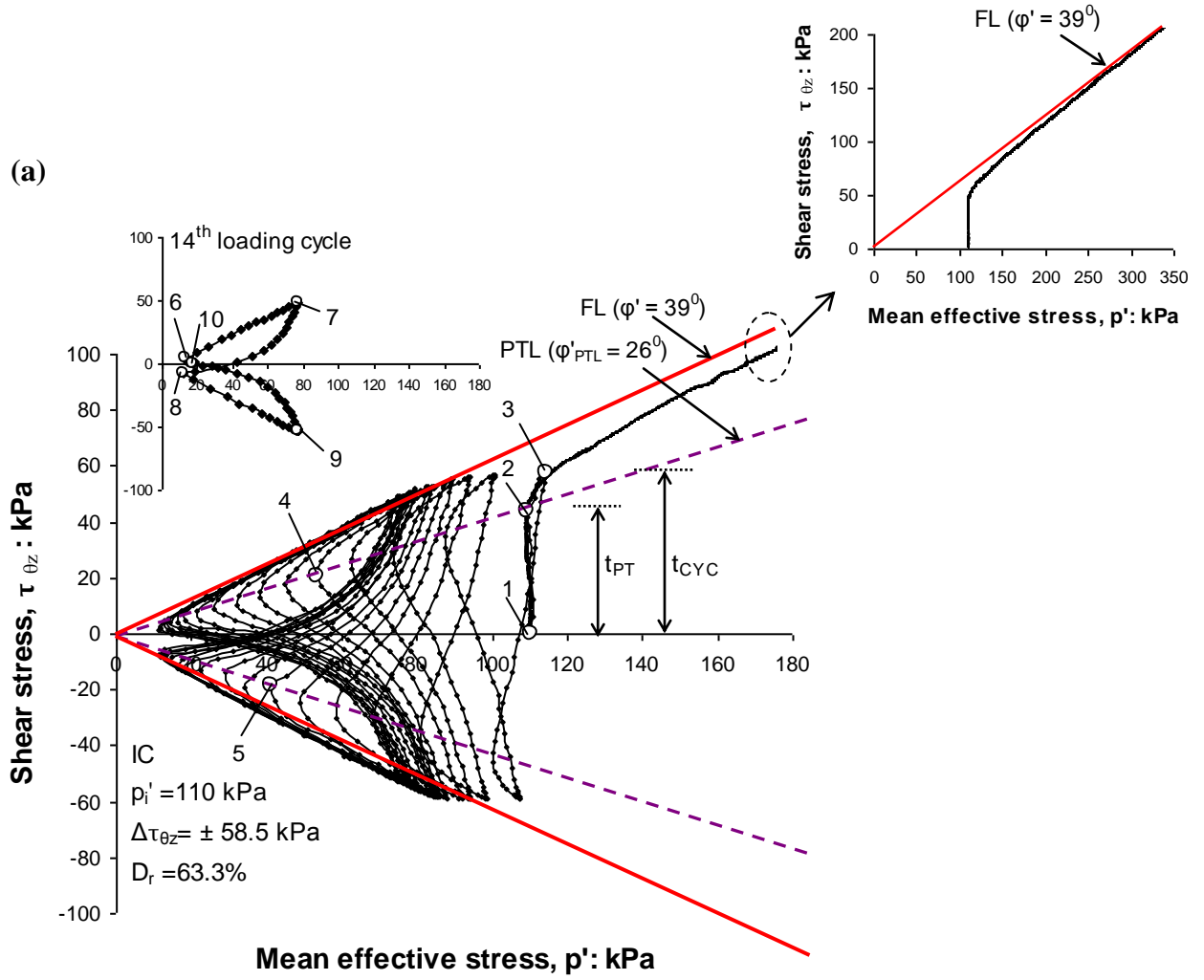
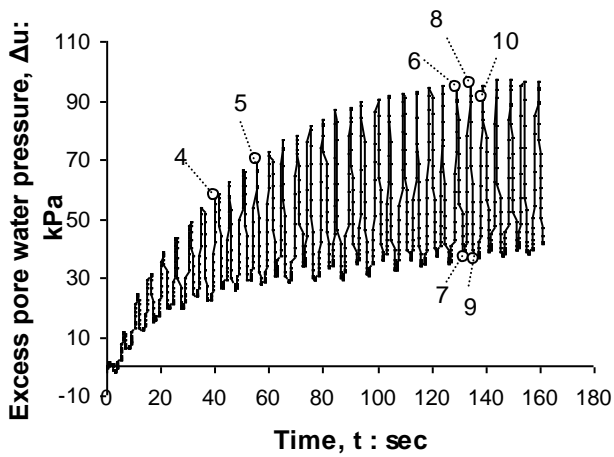


Fig. 3. Undrained cyclic torsional hollow cylinder test on medium dense isotropically consolidated (IC) Ottawa sand specimen (OTT14) at $\Delta\tau_{\theta z} = \pm 37.4$ kPa: (a) effective stress path; (b) excess pore water pressure against time curve; (c) shear strain against time curve



(b)



(c)

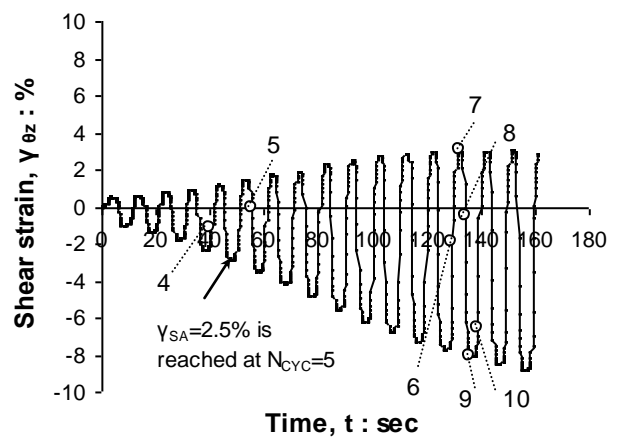


Fig. 4. Undrained cyclic torsional hollow cylinder test on dense isotropically consolidated (IC) Ottawa sand specimen (OTT4) at $\Delta\tau_{\theta z} = \pm 58.5$ kPa: (a) effective stress path; (b) excess pore water pressure against time curve; (c) shear strain against time curve

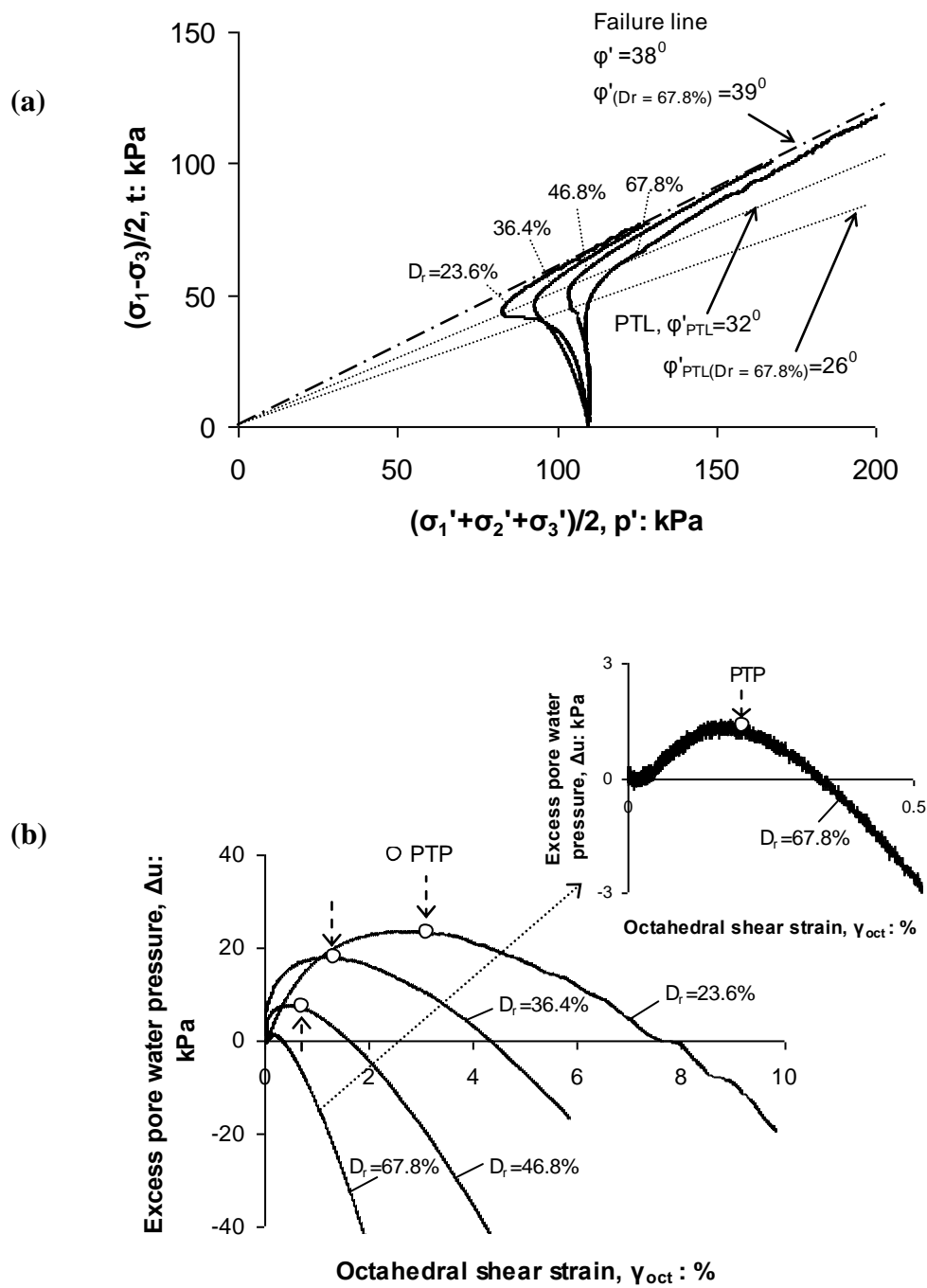


Fig. 5. Undrained torsional hollow cylinder tests on isotropically consolidated (IC) Ottawa sand at various densities: (a) effective stress paths; (b) excess pore water pressure against octahedral shear strain curves

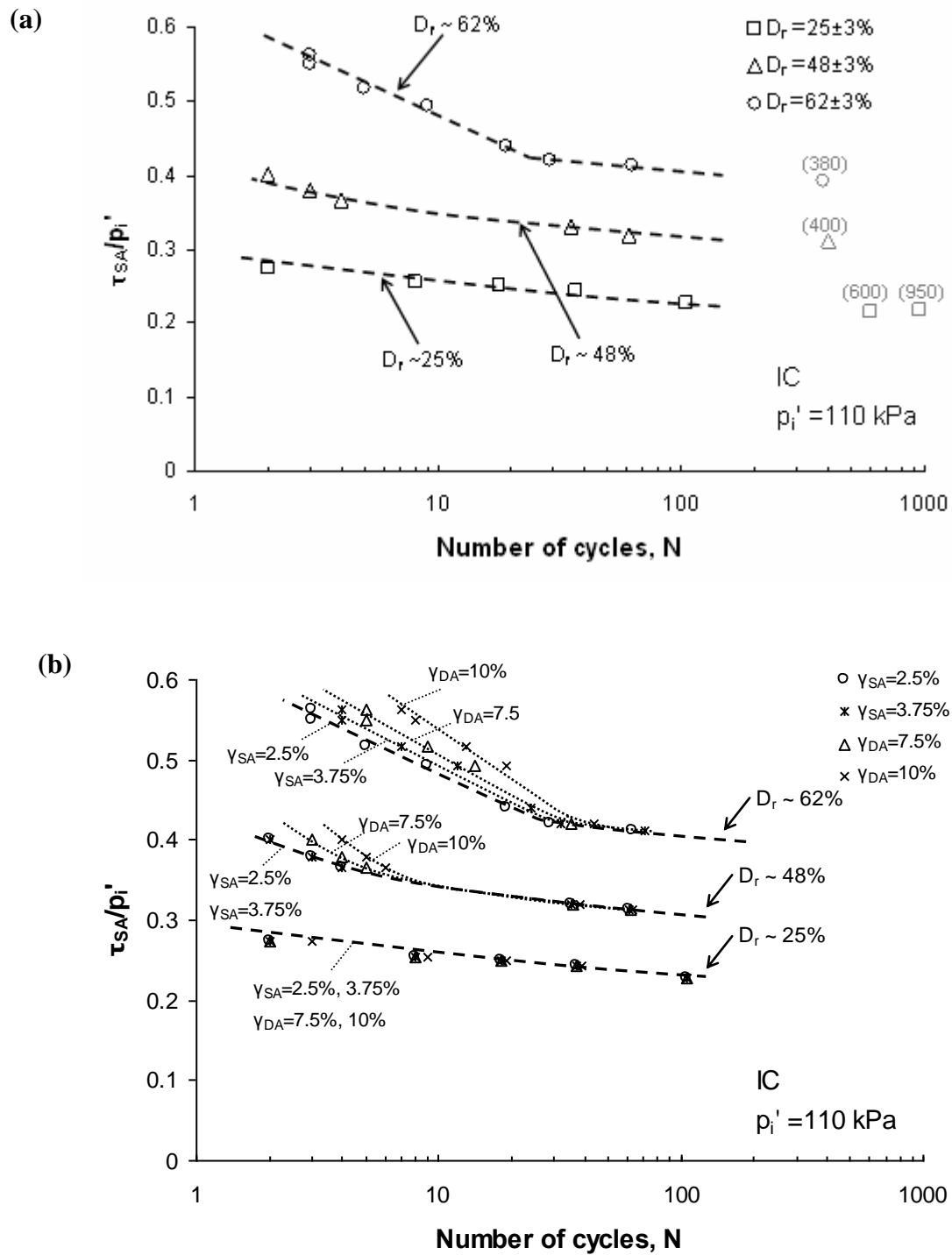


Fig. 6. Effect of relative density on cyclic strength resistance curves obtained under different failure criteria for isotropically consolidated (IC) Ottawa sand specimens: (a) at single amplitude of torsional shear strain $\gamma_{SA} = 2.5\%$; (b) at single amplitude of torsional shear strain $\gamma_{SA} = 2.5\%$, 3.75% and double amplitude of torsional shear strain $\gamma_{DA} = 7.5\%$, 10%

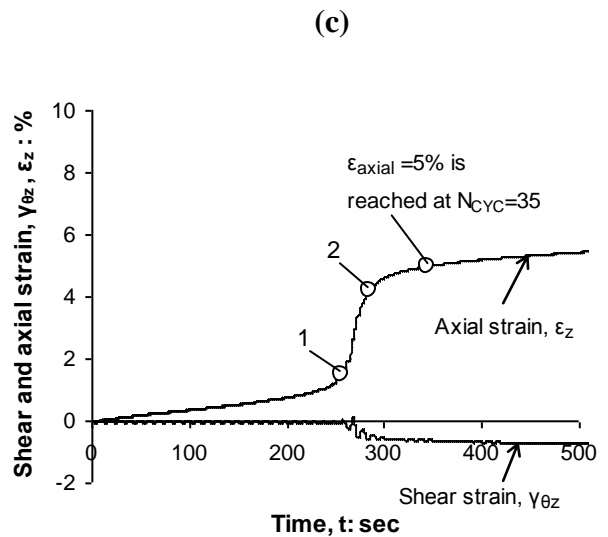
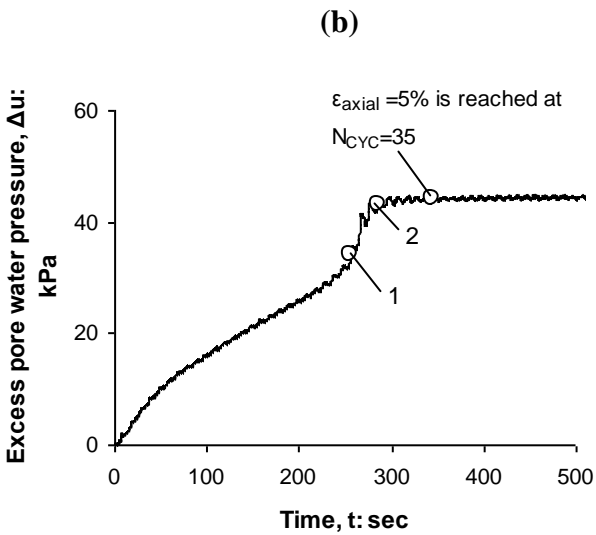
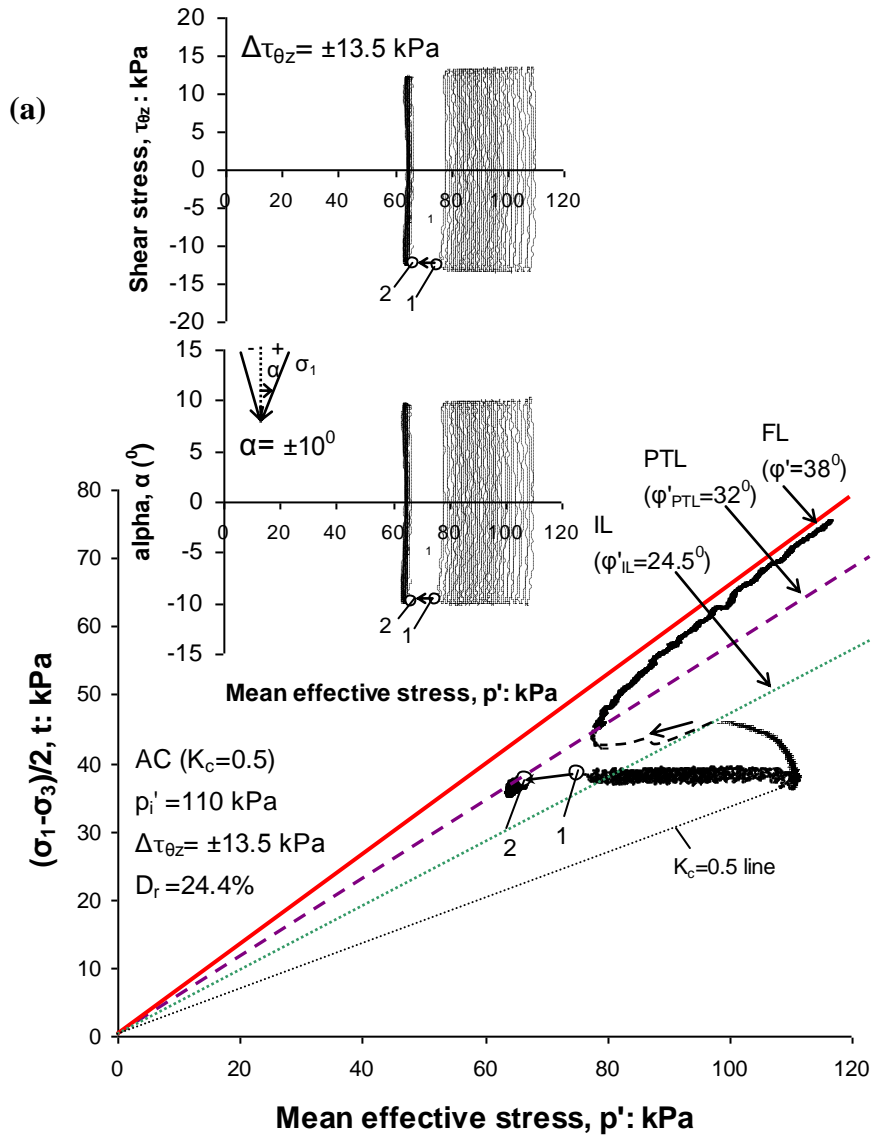
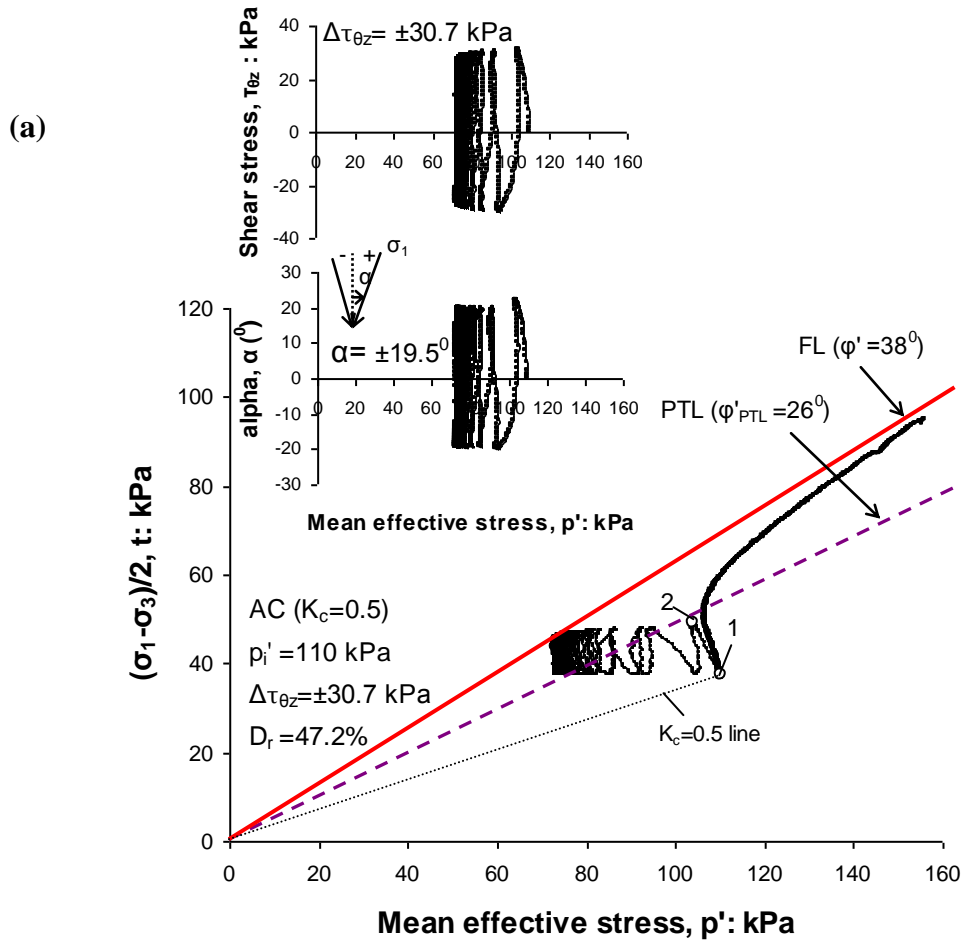
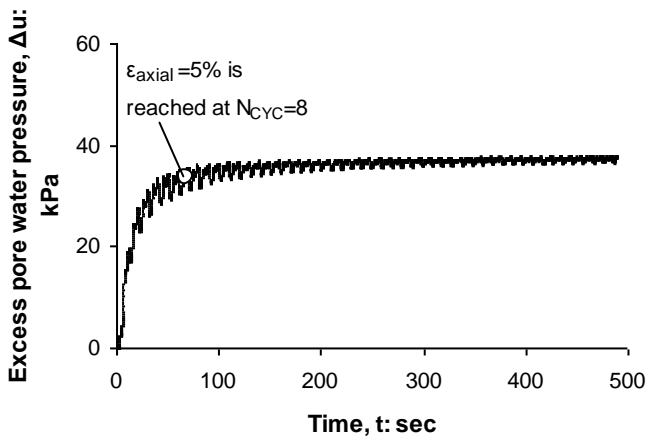


Fig. 7. Undrained cyclic torsional hollow cylinder test on loose anisotropically consolidated (AC) Ottawa sand specimen (OTT43) at $\Delta\tau_{\theta z} = \pm 13.5$ kPa: (a) effective stress path; (b) excess pore water pressure against time curve; (c) shear and axial strain against time curves



(b)



(c)

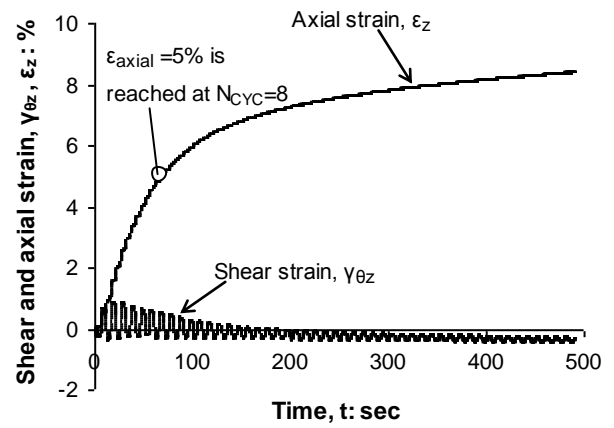


Fig. 8. Undrained cyclic torsional hollow cylinder test on medium dense anisotropically consolidated (AC) Ottawa sand specimen (OTT29) at $\Delta\tau_{\theta z} = \pm 30.7$ kPa: (a) effective stress path; (b) excess pore water pressure against time curve; (c) shear and axial strain against time curves

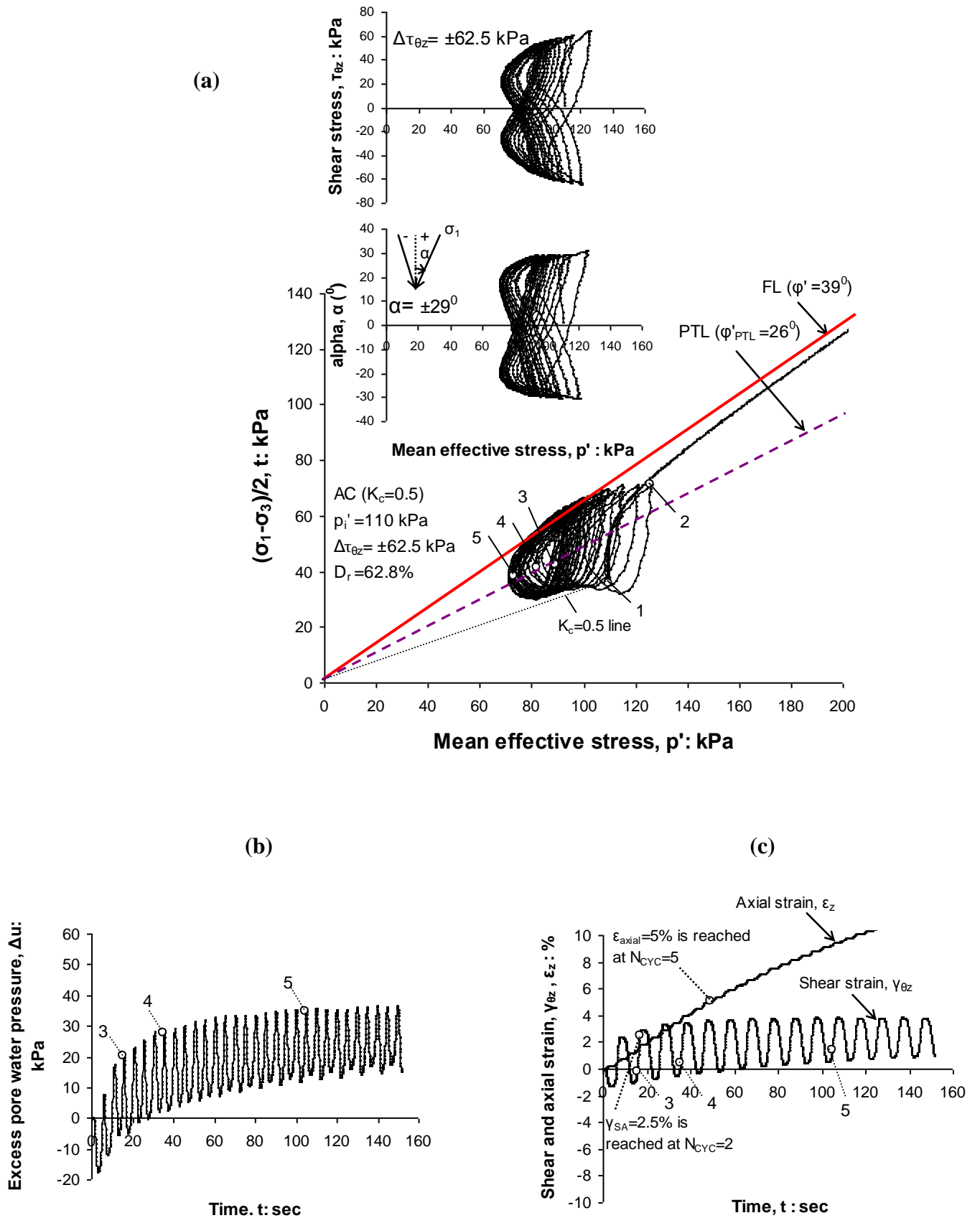


Fig. 9. Undrained cyclic torsional hollow cylinder test on dense anisotropically consolidated (AC) Ottawa sand specimen (OTT24) at $\Delta\tau_{\theta z} = \pm 62.5$ kPa: (a) effective stress path; (b) excess pore water pressure against time curve; (c) shear and axial strain against time curves

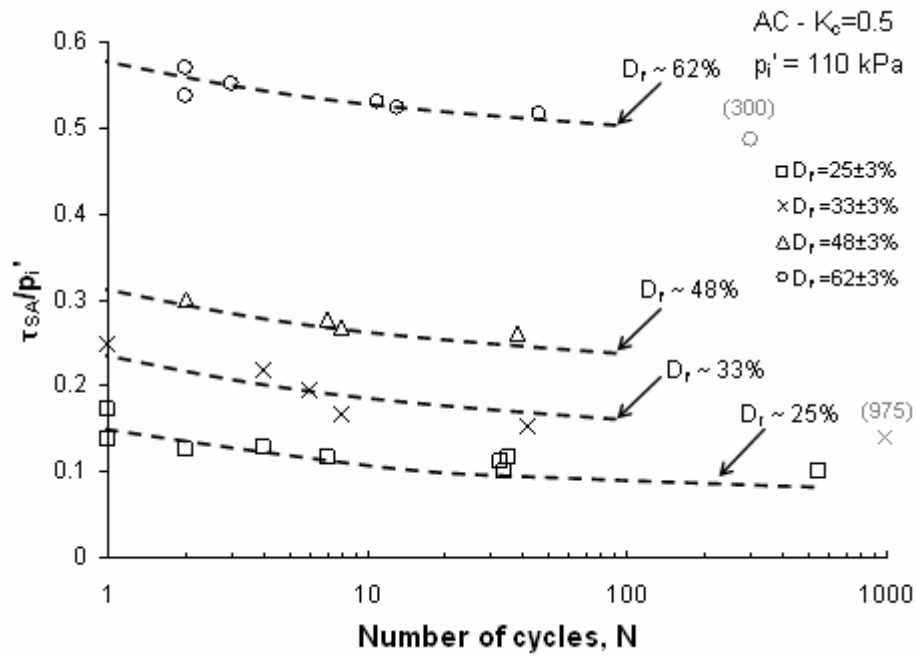


Fig. 10. Effect of relative density on cyclic strength resistance curves obtained for anisotropically consolidated (AC) Ottawa sand specimens at $K_c=0.5$ when either a single amplitude of torsional shear strain $\gamma_{SA}=2.5\%$ or axial strain $\epsilon_{axial}=5\%$ is developed

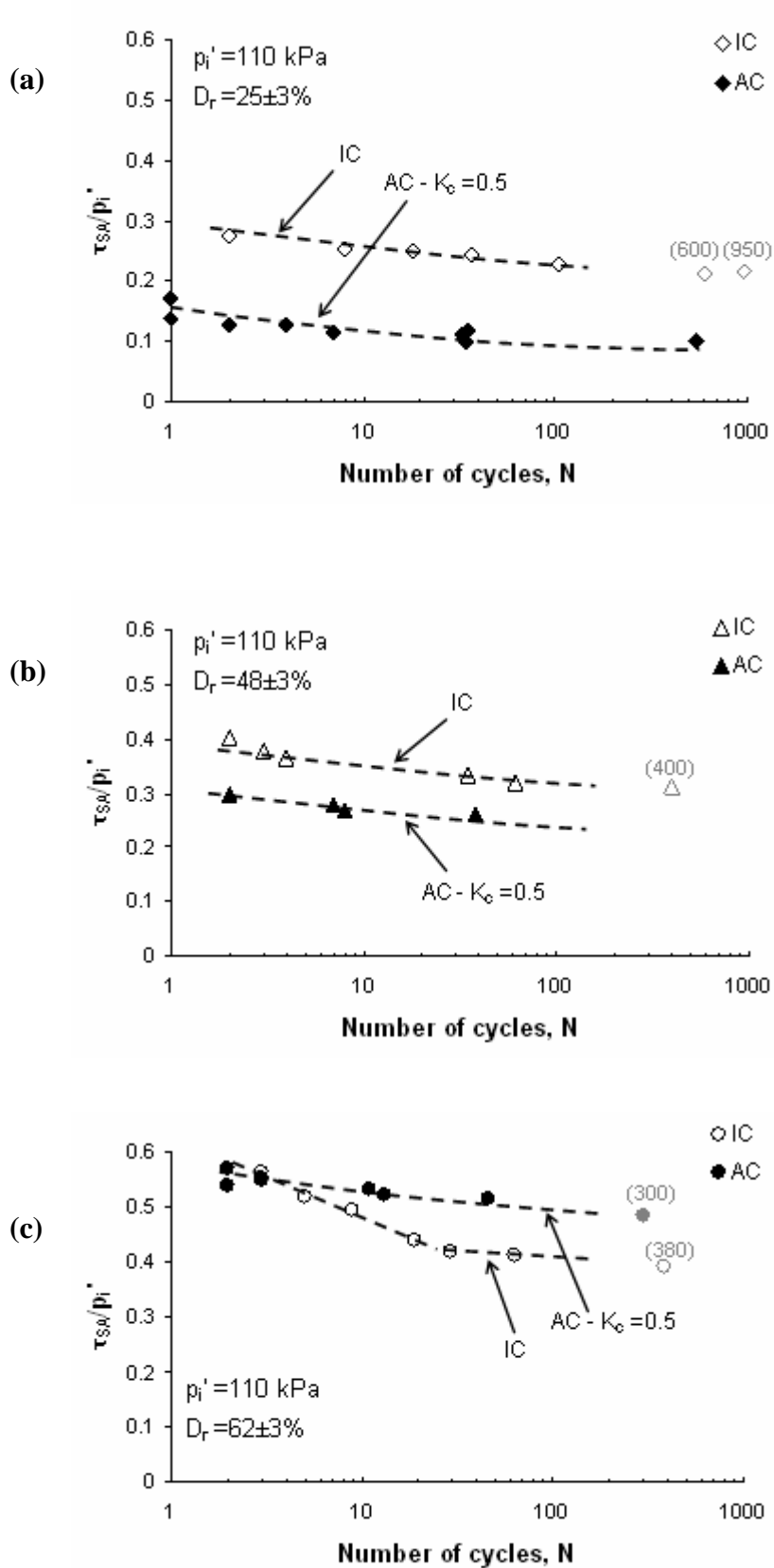


Fig. 11. Comparison between cyclic strength resistance curves of isotropically (IC) and anisotropically (AC – $K_c=0.5$) Ottawa sand specimens for: (a) $D_r \sim 25\%$; (b) $D_r \sim 48\%$; (c) $D_r \sim 62\%$

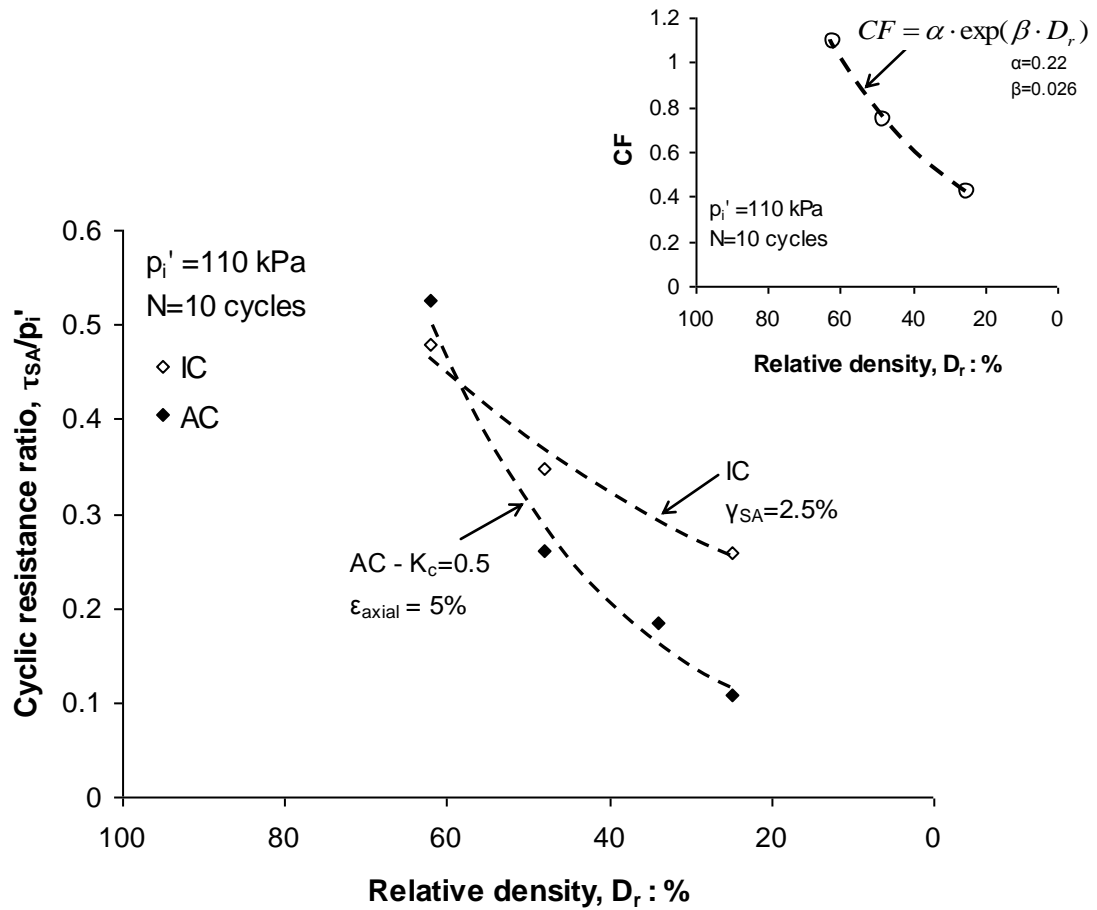


Fig. 12. Relation between normalised cyclic stress ratio, τ_{SA}/p_i' , required to develop single amplitude of torsional shear strain $\gamma_{SA}=2.5\%$ or axial strain $\epsilon_{axial}=5\%$ in 10 loading cycles and relative density, D_r , for isotropically (IC) and anisotropically consolidated (AC - $K_c=0.5$) Ottawa sand specimens

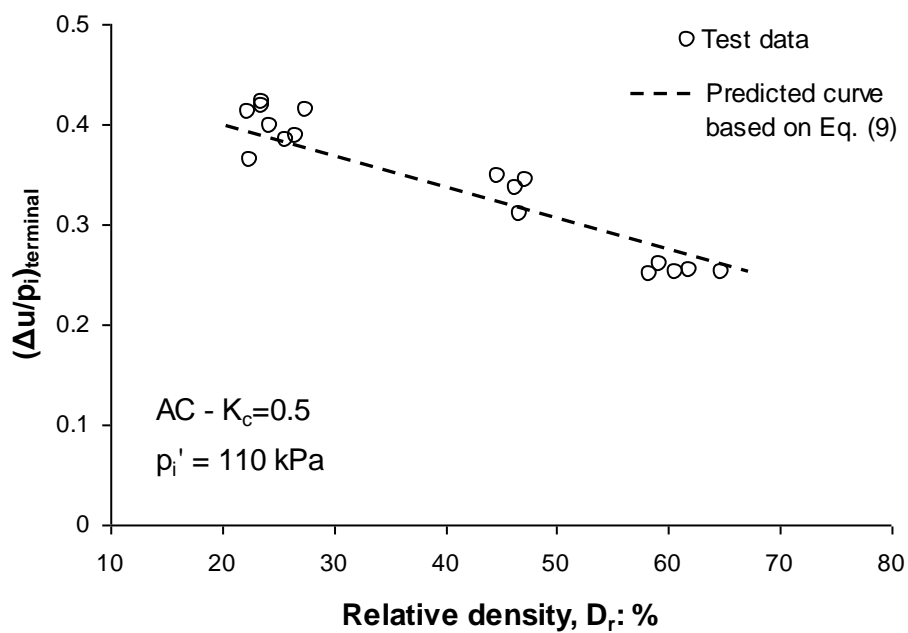


Fig. 13. Relation between normalised terminal pore water pressure, $(\Delta u/p_i)_{terminal}$ and relative density, D_r , for anisotropically consolidated (AC) Ottawa sand specimens at $K_c=0.5$

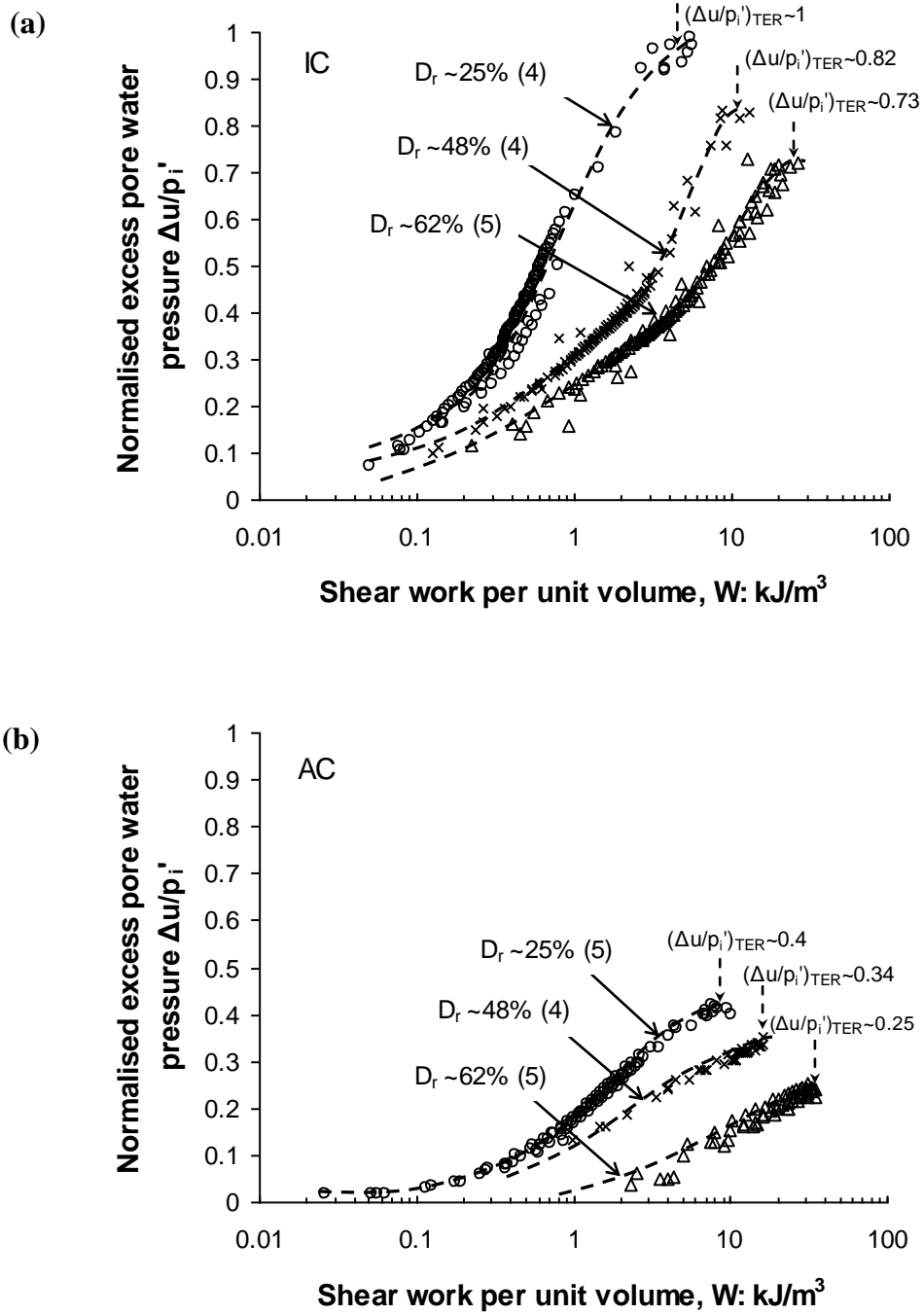


Fig. 14. Normalised excess pore water pressure, $\Delta u/p_i'$, against shear work per unit volume, W , for relative densities, D_r , of 25%, 48% and 62%: (a) isotropically (IC); (b) anisotropically consolidated (AC) Ottawa sand specimens at $K_c=0.5$

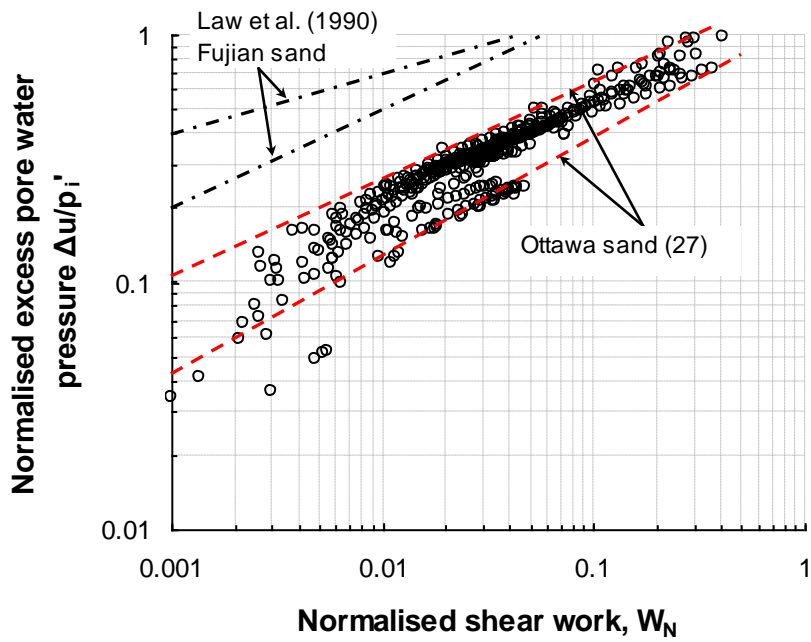


Fig. 15. Normalised excess pore water pressure, $\Delta u/p_i'$, against normalised shear work, W_N

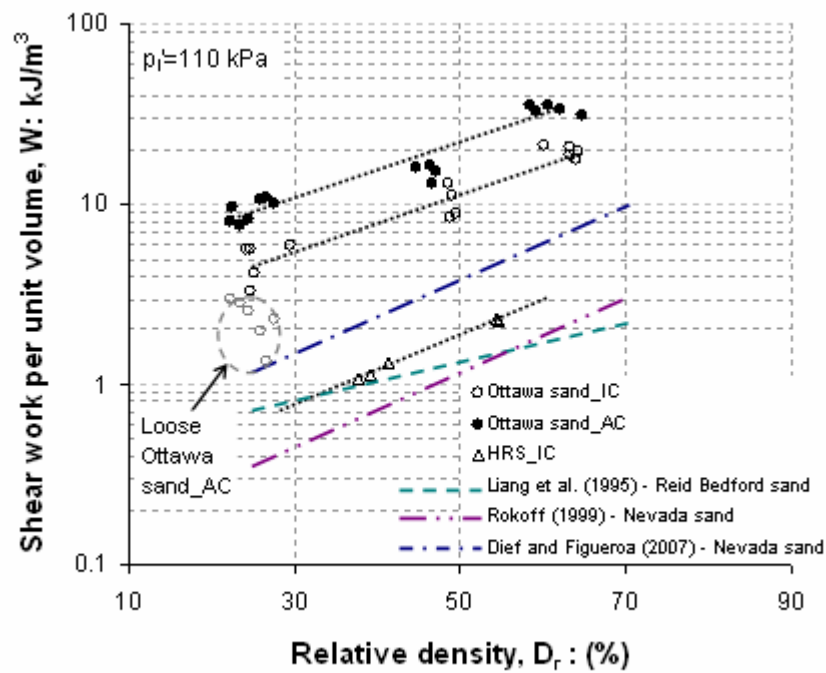


Fig. 16. Shear work per unit volume at terminal excess pore water pressure against relative density; for loose anisotropically consolidated (AC) Ottawa sand specimens at $K_c=0.5$ shear work at initiation of flow deformation is included