

Επίδραση Πλαστικών Λεπτοκόκκων στην Αστράγγιστη Διατμητική Αντοχή και Αντίσταση Ρευστοποίησης Άμμων

Α. Ι. ΠΑΠΑΔΟΠΟΥΛΟΥ

Δρ. Πολιτικός Μηχανικός ΑΠΘ

Γ. Ε. ΚΟΝΙΝΗΣ

Πολιτικός Μηχανικός ΑΠΘ

Περίληψη:

Η εκτίμηση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής και της αντίστασης ρευστοποίησης αμμωδών εδαφών, σύμφωνα με τις ευρέως χρησιμοποιούμενες στην τρέχουσα πρακτική εμπειρικές συσχετίσεις, γίνεται με βάση μόνο το ποσοστό των λεπτοκόκκων που περιέχουν, χωρίς καμία αναφορά στην πλαστικότητα τους. Η εργασία παρουσιάζει αποτελέσματα εργαστηριακής μελέτης για την επίδραση της πλαστικότητας των λεπτοκόκκων στην αστράγγιστη διατμητική αντοχή και στην αντίσταση ρευστοποίησης αμμωδών εδαφών. Συγκεκριμένα, παρουσιάζονται αποτελέσματα τριαξονικών δοκιμών μονοτονικής και ανακυκλικής φόρτισης σε μείγματα άμμου με πλαστικά λεπτόκοκκα, σε ποσοστά 5% και 15% και σε διάφορες τιμές του δείκτη πλαστικότητας, $PI=6\%$, 12% , 22% , 30% και 35% . Τα αποτελέσματα δείχνουν ότι για δεδομένο δείκτη πόρων και για κάθε ένα από τα μελετηθέντα ποσοστά λεπτοκόκκων, τόσο η αστράγγιστη διατμητική αντοχή, όσο και η αντίσταση ρευστοποίησης μειώνονται με την αύξηση του δείκτη πλαστικότητας μέχρι μία οριακή τιμή και στη συνέχεια αυξάνονται με περαιτέρω αύξηση του δείκτη πλαστικότητας.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η ρευστοποίηση των εδαφών υπό συνθήκες στατικής ή δυναμικής φόρτισης θεωρείται από τις κυριότερες αιτίες αστοχίας των γεωκατασκευών και των θεμελιώσεων των τεχνικών έργων. Οι πρώτες έρευνες για το φαινόμενο της ρευστοποίησης πραγματοποιήθηκαν για τις καθαρές άμμους, καθώς τα αμμώδη εδάφη με διάφορα ποσοστά ιλύος και αργίλου τα οποία επικρατούν στη φύση, θεωρούνταν ότι είχαν ελάχιστη πιθανότητα να ρευστοποιηθούν.

Πλήθος παρατηρήσεων πεδίου από αστοχίες λόγω ρευστοποίησης ιλυωδών και αργιλωδών άμμων κατά τη διάρκεια μεγάλων σεισμών κατέδειξαν ότι τα εδάφη αυτά εμφανίζουν σημαντική πιθανότητα ρευστοποίησης. Χαρακτηριστικά, ο Kishida [1] αναφέρει ότι εδάφη με λεπτόκοκκα έως 70% και άργιλο 10% ρευστοποιήθηκαν κατά τους σεισμούς Mino-Owar, Tohankai και Fukui στην Ιαπωνία. Οι Ishihara et al. [2] αναφέρουν ότι κατά το σεισμό του Tadjikistan το 1989, χαμηλής πλαστικότητας ιλεις $PI=10\%$, με 80% λεπτόκοκκα και 15% άργιλο παρουσίασαν ολισθήσεις έως και 2Km και παραμένουσες αντοχές από 2 έως 15kPa. Στον πρόσφατο σεισμό του Kocaeli το 1999 στην Τουρκία, στην περιοχή του Adapazari, παρουσιάστηκαν εκτεταμένες αστοχίες λόγω ρευσ-

στοποίησης και μετά από έρευνες και επιτόπου παρατηρήσεις οι Bray et al. [3] αναφέρουν ότι ρευστοποιήθηκαν εδάφη παρόλο που περιείχαν σημαντικά ποσοστά κόκκων μεγέθους αργίλου και υψηλές τιμές πλαστικότητας.

Η ευρέως χρησιμοποιούμενη στον σχεδιασμό γεωτεχνικών έργων εμπειρική συσχέτιση της αστράγγιστης παραμέτρου διατμητικής αντοχής με τον διορθωμένο αριθμό των κτύπων της δοκιμής πρότυπης διείδυσης, $(N_1)_{60}$, [4, 5], αλλά και η τρέχουσα πρακτική όσον αφορά στην εκτίμηση του δυναμικού ρευστοποίησης των εδαφών υπό σεισμική φόρτιση, όπως αποτυπώνεται στους σύγχρονους κανονισμούς [6, 7, 8], υιοθετούν την άποψη ότι η επίδραση του ποσοστού των λεπτοκόκκων είναι θετική με την έννοια ότι η παρουσία τους αυξάνει την αντοχή των εδαφών, χωρίς, όμως, να λαμβάνεται υπόψη η ορυκτολογική σύσταση και η κοκκομετρική τους διαβάθμιση, τα χαρακτηριστικά του σχήματος των κόκκων τους, καθώς και η πλαστικότητα αλλά και η γεωλογική τους προέλευση.

Σε εργαστηριακή κλίμακα έχει γίνει ευρεία διερεύνηση της επίδρασης του ποσοστού των μη-πλαστικών λεπτοκόκκων στη μονοτονική και ανακυκλική συμπεριφορά των άμμων, ενδεικτικά αναφέρουμε τους (Troncoso and Verdugo [9], Vaid [10], Ishihara [11], Thevanayagam et al. [12], Polito and Martin [13], Xenaki and Athanasopoulos [14]), χωρίς να υπάρχει συναίνεση για το εάν η παρουσία τους συμβάλλει στην αύξηση ή μείωση της αντοχής των άμμων. Στο πλαίσιο της διατριβής Παπαδοπούλου [15] επιχειρήθηκε μία συστηματική παραμετρική διερεύνηση της επίδρασης των μη-πλαστικών λεπτοκόκκων στη συμπεριφορά των άμμων.

Οι εργαστηριακές έρευνες για την επίδραση του ποσοστού των πλαστικών λεπτοκόκκων αλλά και της πλαστικότητας αυτών στη συμπεριφορά των μειγμάτων άμμου-λεπτοκόκκων είναι πιο περιορισμένες. Οι Ishihara and Koseki [16] ανέδειξαν τον δείκτη πλαστικότητας PI σε σημαντική παράμετρο εκτίμησης της αντοχής των εδαφών και σημειώνουν ότι η ανακυκλική αντοχή παραμένει πρακτικά αμετάβλητη για εδάφη με $PI < 10\%$ και αυξάνεται για μεγα-

λύτερες τιμές του PI. Αντίθετα, ο Koester [17] αναφέρει ότι ο τύπος των λεπτοκόκκων, πλαστικά ή μη, είναι λιγότερο σημαντικός από το ποσοστό τους. Ο Polito [18] αναφέρει ότι η ανακυκλική αντοχή των άμμων που περιέχουν πλαστικά λεπτόκοκκα δεν εξαρτάται από το ποσοστό τους, αλλά αυξάνεται με την αύξηση του PI, άποψη με την οποία συμφωνούν και οι Ghahremani et al. [19] και Ghahremani and Ghalandarzadeh, [20] οι οποίοι μελετώντας τη μονοτονική και ανακυκλική συμπεριφορά μειγμάτων άμμου-καολίνη παρατήρησαν μείωση της αντοχής μέχρι ένα οριακό ποσοστό καολίνη και αύξηση της στη συνέχεια, ενώ για δεδομένο ποσοστό καολίνη, αύξηση του PI επέφερε αύξηση της αντοχής. Τέλος, οι Sadek and Saleh [21] αναφέρουν την ύπαρξη ενός οριακού ποσοστού του PI, πριν από το οποίο η ανακυκλική αντοχή μειώνεται και πέρα από το οποίο αυξάνεται.

Στόχος της παρούσας εργασίας είναι η διερεύνηση της επίδρασης των πλαστικών λεπτοκόκκων και της πλαστικότητας τους στη συμπεριφορά της άμμου υπό μονοτονική και ανακυκλική φόρτιση. Προτιμήθηκε η μελέτη της συμπεριφοράς εδαφικών υλικών με λεπτόκοκκα μικρής πλαστικότητας και σε μικρά ποσοστά, λόγω του ότι συχνότερα απαντώνται στη φύση και σύμφωνα με παρατηρήσεις πεδίου ευθύνονται για πλήθος αστοχιών λόγω ρευστοποίησης. Τέλος, εξετάζονται οι πρακτικές εφαρμογές των αποτελεσμάτων με γνώμονα τις χρησιμοποιούμενες εμπειρικές συσχετίσεις για την εκτίμηση της αστράγγιστης παραμένουσας αντοχής και της αντίστασης ρευστοποίησης αμμωδών εδαφών.

2. ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΙ

CRR₁₅ λόγος αντίστασης ρευστοποίησης (CSR για $e_{DA}=5\%$ και $N=15$)

CSR λόγος ανακυκλικής τάσης ($CSR=\sigma_d/2\sigma'_o$)

D διάμετρος δοκιμίου

D₅₀ μέση διάμετρος κόκκων

D_r σχετική πυκνότητα

e δείκτης πόρων

e_{cs} δείκτης πόρων κρίσιμης κατάστασης

e_g δείκτης πόρων στερεού σκελετού άμμου

e_{max} μέγιστος δείκτης πόρων

e_{min} ελάχιστος δείκτης πόρων

f_c ποσοστό λεπτοκόκκων

N αριθμός κύκλων φόρτισης

(N₁)₆₀ διορθωμένος αριθμός κτύπων της δοκιμής πρότυπης διείδυσης

p' μέση ενεργός τάση ($p'=\sigma_1+2\sigma_3/3$) p'_{cs} μέση ενεργός τάση κρίσιμης κατάστασης

PI δείκτης πλαστικότητας αποκλίνουσα τάση ($q=\sigma_1-\sigma_3$)

q_{cs} αποκλίνουσα τάση στην κρίσιμη κατάσταση

s_{cs} αστράγγιστη αντοχή στην κρίσιμη κατάσταση

S_r βαθμός κορεσμού

Βπαράμετρος Skempton

Γ_{cs} παράμετρος κρίσιμης κατάστασης

($\Gamma_{cs}=e_{cs}$ για $p'_{cs}=1kPa$)

e_{DA} διπλού πλάτους αζονική παραμόρφωση

Ήψος δοκιμίου

λ_{cs} κλίση Γραμμής Κρίσιμης Κατάστασης M_{cs} λόγος

(q_{cs}/p'_{cs}) σ' ο ενεργός τάση φ_{cs} γωνία τριβής στην κρίσιμη κατάσταση

3. ΜΕΛΕΤΗΘΕΝΤΑ ΥΛΙΚΑ

Τα εδαφικά υλικά που χρησιμοποιήθηκαν στις αστράγγιστες τριαξονικές δοκιμές μονοτονικής και ανακυκλικής φόρτισης ήταν μία καθαρή φυσική χαλαζιακή άμμος (S) με κόκκους πολύ καλής στρογγυλότητας, μια μη-πλαστική ιλύς (F), προερχόμενη από άλεση φυσικών κοιτασμάτων χαλαζία της περιοχής Ασσήρου Θεσ/νίκης και καολίνης Speswhite. Οι φυσικές ιδιότητες και οι κοκκομετρικές καμπύλες των εδαφικών υλικών δίδονται στον Πίνακα 1 και στο Σχήμα 1 αντίστοιχα.

Οι δοκιμές εκτελέστηκαν σε μείγματα της καθαρής άμμου με 5% και 15% κατά βάρος λεπτόκοκκα, πλαστικότητας, PI=6, 12% (SF5 PI=6%, SF5 PI=12%) και PI=12, 22, 30, 35% (SF15 PI=12%, SF15 PI=22%, SF15 PI=30%, SF15 PI=35%) αντίστοιχα. Τα λεπτόκοκκα αυτά προέκυψαν από ανάμειξη της μη-πλαστικής ιλύος και του καολίνης σε κατά βάρος ποσοστά 92%-8% για PI=6%, 77%-23% για PI=12%, 46%-54% για PI=22%, 17%-81% για PI=30% και 0%-100% για PI=35%, αντίστοιχα.

Στόχος ήταν η διερεύνηση της επίδρασης των πλαστικών λεπτοκόκκων στην κρίσιμη κατάσταση και στην αστράγγιστη διατμητική αντοχή, καθώς και στην αντίσταση ρευστοποίησης των μειγμάτων. Για τον σκοπό αυτό τα αποτελέσματα των δοκιμών συγκρίνονται με τα αποτελέσματα αντίστοιχων δοκιμών, οι οποίες εκτελέστηκαν σε δοκίμια της καθαρής άμμου (S) και σε μείγματά της με τη μη-πλαστική ιλύ (F) σε κατά βάρος ποσοστά 5% (SF5) και 15% (SF15) αντίστοιχα, και οι οποίες αποτελούν τμήμα της διατριβής Παπαδοπούλου [15].

4. ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΑΚΕΣ ΔΟΚΙΜΕΣ

Η πειραματική διερεύνηση πραγματοποιήθηκε με μονοτονικές και ανακυκλικές τριαξονικές δοκιμές ισότροπης στερεοποίησης υπό αστράγγιστες συνθήκες. Και τα δύο είδη δοκιμών εκτελέστηκαν στην τριαξονική συσκευή ανακυκλικής φόρτισης (MTS) του Εργαστηρίου Εδαφομηχανικής, Θε-

μελιώσεων & Γεωτεχνικής Σεισμικής Μηχανικής του ΑΠΘ, της οποίας η λειτουργία περιγράφεται αναλυτικά στη διατριβή [15]. Κατά τη διάρκεια των δοκιμών μετριέται η αξονική δύναμη, η αξονική μετακίνηση, η πίεση της κυψέλης, η πίεση του ύδατος των πόρων και η μεταβολή του όγκου του δοκιμίου. Η ακρίβεια των χρησιμοποιούμενων αισθητήρων είναι 0.2N, $5 \cdot 10^{-4}$ mm, 0.1kPa, 0.7kPa και 4mm^3 , αντιστοίχως.

Για την προετοιμασία των δοκιμίων ($H/D \approx 100\text{mm}/50\text{mm}$) χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος της υποσυμπύκνωσης του Ladd [22]. Η διαμόρφωση των δοκιμίων πραγματοποιήθηκε με διάστρωση του εδαφικού υλικού με αρχική υγρασία $w=5-6\%$ σε 9 στρώσεις και σταθερό αριθμό κτύπων ανά στρώση με ειδικά διαμορφωμένο στέλεχος. Με τη μέθοδο αυτή επιτυγχάνεται η διαμόρφωση δοκιμίων διαφόρων πυκνοτήτων.

Μετά την προετοιμασία των δοκιμίων ακολούθησε ο κορεσμός τους με τη μέθοδο του διοξειδίου του άνθρακα (CO_2). Σε όλες τις δοκιμές η παράμετρος της πίεσης του ύδατος των πόρων είχε τιμές $B=0.97 \sim 1.00$. Στη συνέχεια, αφού τα δοκίμια στερεοποιήθηκαν στο επίπεδο της επιθυμητής ισότροπης ενεργού τάσης, σ'_o , υποβλήθηκαν υπό αστράγγιστες συνθήκες είτε σε αξονική συμπίεση για τις μονοτονικές δοκιμές είτε σε μια ακολουθία ανακυκλικής αξονικής τάσης ($\pm \sigma_d$), ημιτονοειδούς κυματομορφής με συχνότητα $f=0.1$ Hz για τις δοκιμές ανακυκλικής φόρτισης.

Για την αξιολόγηση των αποτελεσμάτων, εκτός από τον δείκτη πόρων e , χρησιμοποιήθηκε και ο δείκτης πόρων του στερεού σκελετού e_g , ο οποίος εκφράζει τη σχετική συνεισφορά του χονδρόκοκκου κλάσματος στη συμπεριφορά του μείγματος και δίνεται από την παρακάτω εξίσωση [23]:

$$e_g = \frac{V_{\text{ΛΕΠΤΟΚΟΚΚΩΝ}} + V_V}{V_{\text{ΑΜΜΟΥ}}} = \frac{f_c + w * \left[\frac{\gamma_{SF}}{\gamma_W} \right]}{(1 - f_c) * \left[\frac{\gamma_{SF}}{\gamma_W} \right] / \left[\frac{\gamma_{SG}}{\gamma_W} \right]} \quad (4.1)$$

όπου $V_{\text{ΛΕΠΤΟΚΟΚΚΩΝ}}$ είναι ο όγκος των λεπτόκοκκων, V_V είναι ο όγκος των πόρων, $V_{\text{ΑΜΜΟΥ}}$ είναι ο όγκος των χονδρόκοκκων, f_c είναι το επί τοις εκατό ποσοστό των λεπτόκοκκων, w είναι η υγρασία του δοκιμίου, γ_{SF} είναι το ειδικό βάρος των στερεών κόκκων των λεπτόκοκκων συστατικών, γ_{SG} είναι το ειδικό βάρος των στερεών κόκκων της άμμου και γ_W είναι το ειδικό βάρος του νερού. Για κορεσμένα δοκίμια ($S_r=100\%$) και θεωρώντας ότι $\gamma_{SF} \approx \gamma_{SG}$, ο δείκτης πόρων του στερεού σκελετού μετά τη στερεοποίηση των δοκιμίων εκφράζεται ως ακολούθως:

$$e_g = \frac{f_c + e}{(1 - f_c)} \quad (4.2)$$

5. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΔΟΚΙΜΩΝ

5.1 Τριαξονικές μονοτονικές δοκιμές

Εκτελέστηκαν 18 τριαξονικές δοκιμές μονοτονικής συμπίεσης σε μείγματα της άμμου με 5% λεπτόκοκκα πλαστικότητα, $PI=6$, 12% και με 15% λεπτόκοκκα πλαστικότητα, $PI=12, 22, 30\%$, σε διάφορες πυκνότητες και στις τάσεις, $\sigma'_o=50, 100$ και 200kPa .

Υπό αστράγγιστες συνθήκες η Κρίσιμη Κατάσταση ενεργοποιείται όταν η πίεση του ύδατος των πόρων και η μέση ενεργός τάση παραμένουν σταθερές με συνεχιζόμενη παραμόρφωση και η μονοσήμαντη σχέση ανάμεσα στον δείκτη πόρων, e_{CS} , στη μέση ενεργό τάση, p'_{CS} , και στην αποκλίνοσα τάση, q_{CS} εκφράζεται στο επίπεδο των $e_{CS}-p'_{CS}$, από την εξίσωση:

$$e_{cs} = \Gamma_{cs} - \lambda_{cs} \cdot \ln p'_{cs} \quad (5.1)$$

όπου Γ_{CS} είναι η τιμή του κρίσιμου δείκτη πόρων για $p'_{CS}=1\text{kPa}$ και λ_{CS} είναι η κλίση της Γραμμής Κρίσιμης Κατάστασης, Πίνακας 2. Στις εκτελεσθείσες δοκιμές η ενεργοποίηση της κρίσιμης κατάστασης αντιστοιχούσε σε τιμές αξονικής παραμόρφωσης από 14%-42% ανάλογα με τον τύπο της μονοτονικής συμπεριφοράς (συστολική, συστολική/διαστολική, διαστολική), τον τύπο του υλικού και την πυκνότητα.

Στα Σχήματα 2α, β, παρουσιάζονται με βάση τον δείκτη πόρων e και τον δείκτη πόρων του στερεού σκελετού e_g , αντίστοιχα, οι Γραμμές Κρίσιμης Κατάστασης (Γ.Κ.Κ.) των μειγμάτων της άμμου με πλαστικά και μη-πλαστικά λεπτόκοκκα σε ποσοστά 5 και 15%. Στις μικρές τιμές μέσης ενεργού τάσης, p'_{CS} , κάτω από τα 300kPa περίπου, οι Γ.Κ.Κ. είναι σχεδόν παράλληλες και έχουν μικρή κλίση. Στο επίπεδο $e-p'_{CS}$, οι Γ.Κ.Κ. μετατοπίζονται προς τα κάτω ενώ στο επίπεδο $e_g-p'_{CS}$ προς τα πάνω με αυξανόμενο το ποσοστό λεπτόκοκκων από 5 σε 15%, τόσο για τα μείγματα με πλαστικά, όσο και για αυτά με μη-πλαστικά λεπτόκοκκα. Η διαφοροποίηση αυτή στη μετατόπιση των Γ.Κ.Κ. οφείλεται στο ότι για δεδομένη τιμή του e , η τιμή του e_g αυξάνεται με το ποσοστό λεπτόκοκκων, καθώς η αυξημένη παρουσία τους έχει ως αποτέλεσμα τη δημιουργία μιας πιο χαλαρής δομής στο μείγμα.

Για τα μείγματα της άμμου με 5% λεπτόκοκκα σε διάφορες τιμές του PI , οι Γ.Κ.Κ. μετατοπίζονται προς τα κάτω με

την αύξηση του PI μέχρι μία κρίσιμη τιμή $PI_{th}=6\%$ και στη συνέχεια προς τα άνω με περαιτέρω αύξηση του PI. Ομοίως, για τα μείγματα της άμμου με 15% λεπτόκοκκα σε διάφορες τιμές του PI, οι Γ.Κ.Κ. μετατοπίζονται προς τα κάτω με την αύξηση του PI μέχρι μία κρίσιμη τιμή $PI_{th}=22\%$ και στη συνέχεια προς τα άνω. Παρατηρείται ότι η τιμή του PI_{th} εξαρτάται από το ποσοστό λεπτοκόκκων και αυξάνεται με την αύξησή του από 5% σε 15%.

Για όλα τα μελετηθέντα εδαφικά υλικά οι Γ.Κ.Κ. στο επίπεδο $q_{cs}-p'_{cs}$ αντιπροσωπεύονται από ευθείες γραμμές διερχόμενες από την αρχή των αξόνων:

$$q_{cs} = M_{cs} \cdot p'_{cs} \quad (5.2)$$

όπου M_{cs} είναι μία σταθερή για κάθε εδαφικό υλικό, Πίνακας 2, η οποία για τριαξονική συμπίεση συναρτάται με τη γωνία τριβής στην Κρίσιμη Κατάσταση, ϕ'_{cs} :

$$M_{cs} = \frac{6 \cdot \sin \phi'_{cs}}{3 - \sin \phi'_{cs}} \quad (5.3)$$

Στο Σχήμα 3 παρουσιάζεται η μεταβολή της ϕ'_{cs} με το ποσοστό λεπτοκόκκων, f_c , για τα μείγματα με πλαστικά και μη-πλαστικά λεπτόκοκκα. Ενώ η ϕ'_{cs} , αυξάνεται με την αύξηση του ποσοστού των μη-πλαστικών λεπτοκόκκων έως το 15%, η προσθήκη πλαστικών λεπτοκόκκων σε ποσοστό έως 15% με πλαστικότητα στο PI_{th} έχει αρνητική επίδραση στην τιμή της ϕ'_{cs} της άμμου, η οποία μειώνεται σημαντικά. Συνεπώς, η επίδραση των πλαστικών λεπτοκόκκων στην τιμή της ϕ'_{cs} της άμμου εξαρτάται από την πλαστικότητά τους και πρέπει να εξετάζεται λαμβάνοντας υπόψη την τιμή του PI_{th} για το καθένα ποσοστό λεπτοκόκκων. Διάφοροι ερευνητές έχουν μελετήσει την επίδραση των πλαστικών λεπτοκόκκων στην τιμή της ϕ'_{cs} της [26, 11, 29]. Οι Georgiannou et al. [26] αναφέρουν ότι η προσθήκη καολίνη Speshwhite σε ποσοστό έως 20% στην άμμο Ham River δεν μετέβαλλε την τιμή της ϕ'_{cs} , ενώ ο Ishihara [11] μελετώντας τη συμπεριφορά δύο φυσικών ιλυωδών άμμων με PI 0% και 4% παρατήρησε ότι η παραμένουσα γωνία τριβής τους παρέμεινε σταθερή με την αύξηση του PI . Οι Shafiee et al [29] συμπέραναν ότι η ενεργοποιούμενη ϕ'_{cs} μειώνεται με την αύξηση του αργιλικού κλάσματος από το 40% στο 100% για μείγματα άμμου-αργίλου με δείκτη πλαστικότητας 18%.

Η αστράγγιστη διατμητική αντοχή στην Κρίσιμη Κατάσταση s_{cs} είναι:

$$S_{cs} = \frac{q_{cs}}{2} = p'_{cs} \cdot \frac{M_{cs}}{2} \quad (5.4)$$

Στα Σχήματα 4α, β, παρουσιάζονται οι καμπύλες μεταβο-

λής της s_{cs} , με το e και το e_g , αντιστοίχως. Για όλα τα μελετηθέντα εδαφικά υλικά παρατηρείται μείωση της s_{cs} με την αύξηση του e και του e_g σε δεδομένη τάση.

Για δεδομένο e ή e_g η τιμή της s_{cs} των μειγμάτων της άμμου με 5% και 15% λεπτόκοκκα μειώνεται με την αύξηση του PI έως τις οριακές τιμές 6% και 22%, αντιστοίχως, και αυξάνεται στη συνέχεια με την περαιτέρω αύξηση του PI , Σχήματα 4, 5.

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα για δεδομένο e παρουσία πλαστικών ή μη-πλαστικών λεπτοκόκκων προκαλεί μείωση της s_{cs} της άμμου. Επιπλέον, για μείγματα με το ίδιο f_c η μείωση αυτή είναι μεγαλύτερη στην περίπτωση των πλαστικών λεπτοκόκκων με την ελάχιστη αντοχή να αντιστοιχεί στην κρίσιμη τιμή PI_{th} . Αντιθέτως, για δεδομένο e_g , παρουσία πλαστικών ή μη-πλαστικών λεπτοκόκκων προκαλεί αύξηση της s_{cs} της άμμου, λόγω της μείωσης του e με αυξανόμενο f_c και της δημιουργίας μίας πυκνότερης δομής στο μείγμα.

5.2 Τριαξονικές ανακυκλικές δοκιμές

Εκτελέστηκαν 27 τριαξονικές δοκιμές ανακυκλικής φόρτισης σε μείγματα της άμμου με 5% λεπτόκοκκα πλαστικότητας, $PI=6, 12\%$ και με 15% λεπτόκοκκα πλαστικότητας, $PI=12, 22, 30, 35\%$, σε διάφορες πυκνότητες στην τάση $\sigma'_o=100\text{kPa}$.

Στην παρούσα εργασία ο λόγος αντίστασης ρευστοποίησης CRR (Cyclic Resistance Ratio), ορίζεται ως ο λόγος ανακυκλικής τάσης $CSR=\sigma_d/2\sigma'_o$ (Cyclic Stress Ratio), που αντιστοιχεί σε 15 κύκλους φόρτισης για διπλού πλάτους αξονική παραμόρφωση, $\epsilon_{DA}=5\%$.

Τα Σχήματα 6α και 6β παρουσιάζουν τη μεταβολή της αντίστασης ρευστοποίησης CRR_{15} με τις παραμέτρους e και e_g , αντιστοίχως, στην τάση $\sigma'_o=100\text{kPa}$. Για δεδομένη τιμή των e ή e_g παρατηρείται μείωση της CRR_{15} των μειγμάτων της άμμου με 5 και 15% λεπτόκοκκα με την αύξηση του PI μέχρι μία κρίσιμη τιμή PI_{th} και αύξησή της με την περαιτέρω αύξηση του PI Σχήμα 7. Οι οριακές τιμές PI_{th} στην τάση $\sigma'_o=100\text{kPa}$ είναι ίδιες μ' αυτές που προέκυψαν από τις μονοτονικές δοκιμές. Επιβεβαιώνεται και από τα αποτελέσματα των ανακυκλικών δοκιμών η αρνητική επίδραση της πλαστικότητας των λεπτοκόκκων στην ανακυκλική αντοχή των μειγμάτων μέχρι το οριακό ποσοστό PI_{th} και η αντιστροφή της σε θετική στη συνέχεια για δεδομένο e .

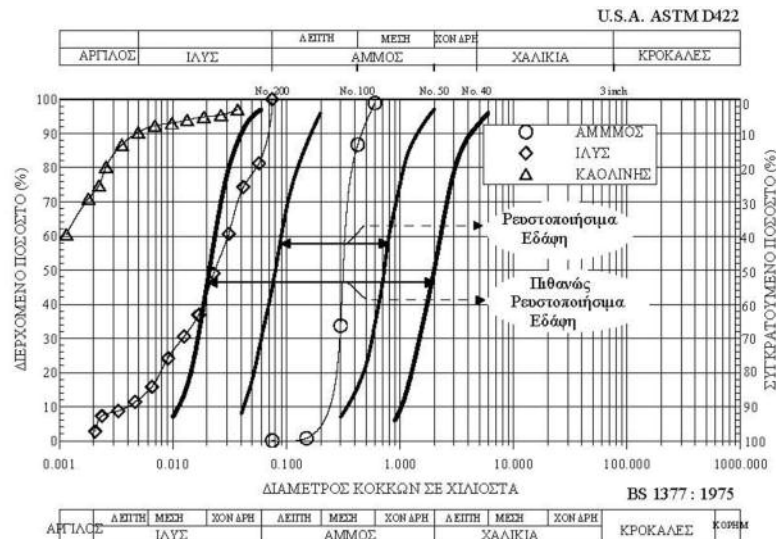
Όσα συμπερασματικά αναφέρθηκαν στα προηγούμενα για την επίδραση του ποσοστού και της πλαστικότητας των λεπτοκόκκων στην S_{cs} ισχύουν και για το CRR_{15} .

Πίνακας 1: Φυσικές ιδιότητες των μελετηθέντων εδαφικών υλικών
Table 1: Physical properties of the tested materials

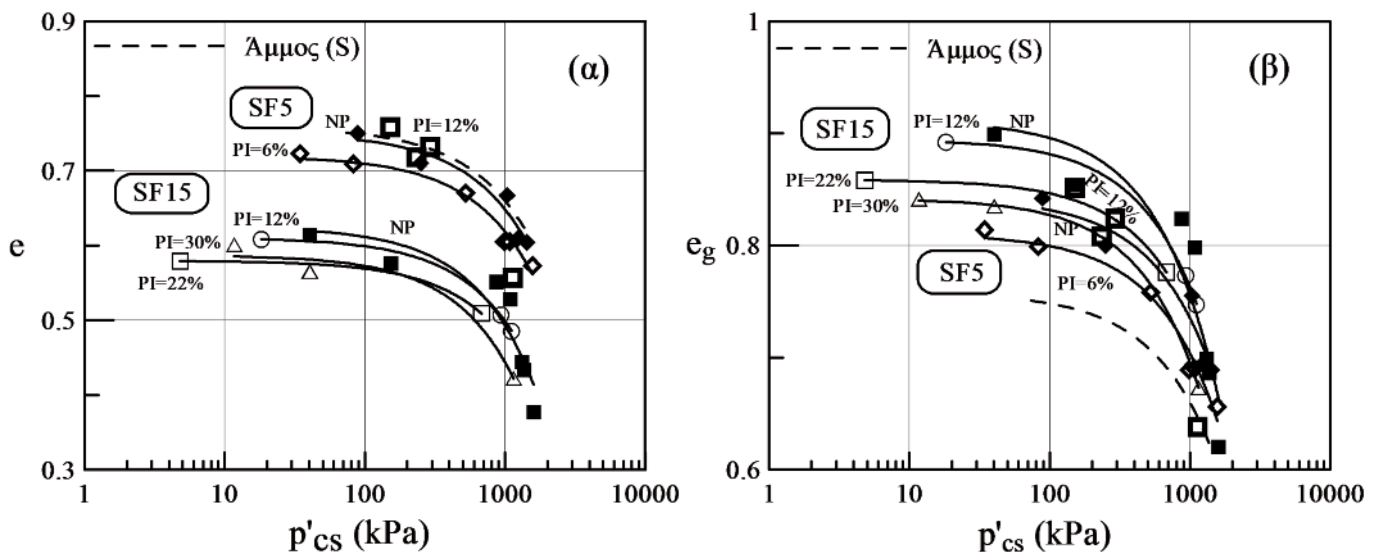
Εδαφικό Υλικό	WL (%)	WP (%)	PI (%)	G_s	e_{max}^1	e_{min}^2	D_{50}	C_u
Άμμος (S)	-	-	NP	2.649	0.841	0.582	0.30	1.3
SF5	-	-	NP	2.650	0.762	0.544	0.30	1.6
SF15	-	-	NP	2.651	0.750	0.380	0.30	8.8
SF5 (PI=6%)	28	21	6	2.649	0.728	0.461	-	-
SF5 (PI=12%)	30	18	12	2.649	0.797	0.554	-	-
SF15 (PI=12%)	30	18	12	2.649	0.808	0.506	0.30	10
SF15 (PI=22%)	41	19	22	2.647	0.872	0.496	-	-
SF15 (PI=30%)	56	26	30	2.645	-	-	-	-
SF15 (PI=35%)	-	-	35	2.643	-	-	-	-
Ίλύς (F)	-	-	NP	2.663	1.663	0.658	0.02	7.5
Καολίνη (K)	65	30	35	2.610	-	-	-	-

¹Η ελάχιστη πυκνότητα προσδιορίστηκε με δύο μεθόδους: (α) με εναπόθεση των υλικών στην πιο χαλαρή κατάσταση σε δοχείο γνωστού όγκου και (β) με τοποθέτηση 10001gr του εδαφικού υλικού σε κυλινδρικό ογκομετρικό σωλήνα (2000ml) και στη συνέχεια αναποδογύρισμα και επαναφορά (ASTM D4254-00) [24]

²Η μέγιστη πυκνότητα προσδιορίστηκε στη συσκευή δονητικής τράπεζας (συχνότητα 60 Hz, διάρκεια 12min) (ASTM D4253) [25] και για την ιλύ Ασσήρου με συμπίκνωση



Σχήμα 1: Κοκκομετρικές καμπύλες για την άμμο, την ιλύ και τον καολίνη
Figure 1: Grain size distributions for sand, silt and kaolin

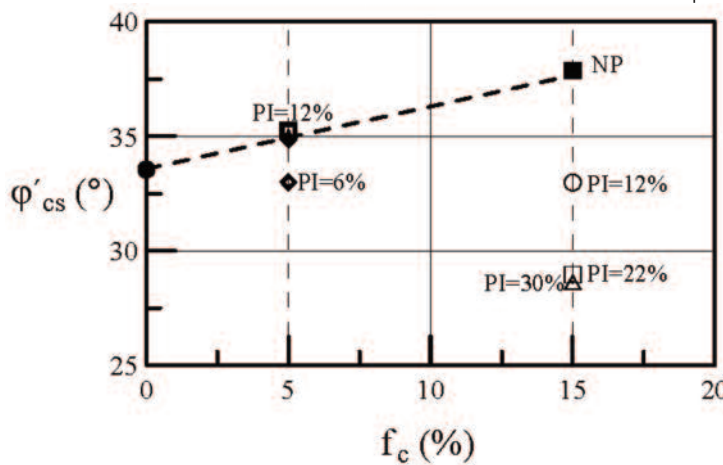


Σχήμα 2: Γραμμές Κρίσιμης Κατάστασης της άμμου με πλαστικά και μη-πλαστικά λεπτόκοκκα (α) $e-p'_{cs}$, (β) $e_g-p'_{cs}$
Figure 2: Critical State Lines of the mixtures of sand with plastic and non-plastic fines (a) $e-p'_{cs}$, (b) $e_g-p'_{cs}$

Πίνακας 2: Παράμετροι Κρίσιμης Κατάστασης των μειγμάτων της άμμου με πλαστικά και μη-πλαστικά λεπτόκοκκα

Table 2: Critical State Parameters of the mixtures sand with plastic and non-plastic fines

Εδαφικό υλικό	Γ_{cs}	λ_{cs}	M_{cs}	ϕ'_{cs} (°)
Άμμος (S)	0.975	0.047	1.355	34
SF5	1.030	0.057	1.412	35
SF15	0.827	0.051	1.544	38
SF5 (PI=6%)	0.870	0.038	1.331	33
SF5 (PI=12%)	1.285	0.102	1.429	35
SF15 (PI=12%)	0.690	0.028	1.331	33
SF15 (PI=22%)	0.601	0.014	1.155	29
SF15 (PI=30%)	0.704	0.040	1.141	29



Σχήμα 3: Μεταβολή της γωνίας τριβής στην Κρίσιμη Κατάσταση ϕ'_{cs} με το ποσοστό λεπτοκόκκων, f_c , για την άμμο και τα μείγματά της με πλαστικά και μη-πλαστικά λεπτόκοκκα

Figure 3: Variation of the friction angle at Critical State, ϕ'_{cs} , with fines content, f_c , for the sand and its mixtures with plastic and non-plastic fines

6. ΠΡΑΚΤΙΚΕΣ ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ ΣΤΗΝ ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΚΑΙ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗΣ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ

Η ευρέως χρησιμοποιούμενη εμπειρική συσχέτιση της αστράγγιστης παραμένουσας διατμητικής αντοχής με τον διορθωμένο αριθμό των κτύπων της δοκιμής πρότυπης διείδυσης, $(N_1)_{60}$, Σχ. 8, [4, 5], αλλά και η τρέχουσα πρακτική όσον αφορά στην εκτίμηση του δυναμικού ρευστοποίησης των εδαφών υπό σεισμική φόρτιση, όπως αποτυπώνεται στους σύγχρονους κανονισμούς [6, 7, 8], υιοθετούν την άποψη ότι η επίδραση του ποσοστού των λεπτοκόκκων είναι θετική με την έννοια ότι η παρουσία τους αυξάνει την αντοχή των εδαφών, χωρίς, όμως, να λαμβάνεται υπόψη η ορυκτολογική σύσταση και η κοκκομετρική τους διαβάθμιση, τα χαρακτηριστικά του σχήματος των κόκκων τους, καθώς και η πλαστικότητα αλλά και η γεωλογική τους προϊστορία.

Από τα αποτελέσματα των τριαξονικών δοκιμών μονοτοκικής και ανακυκλικής φόρτισης της παρούσας έρευνας φαί-

νεται να υπάρχει μία ανάλογη σχέση ανάμεσα στις προαναφερθείσες συσχετίσεις της S_{cs} ή του CRR_{15} με το $(N_1)_{60}$, Σχήματα 8 και 9 αντιστοίχως και σε αυτήν ανάμεσα στη S_{cs} ή το CRR_{15} με το e_g , Σχήματα 4β, 6β, αντίστοιχα.

Η αναλογία αυτή μπορεί να ερμηνευτεί θεωρώντας τις προτεινόμενες από τον Skempton [27] εμπειρικές συσχετίσεις ανάμεσα στη σχετική πυκνότητα D_r και τον αριθμό κτύπων N της δοκιμής πρότυπης διείδυσης, SPT, οι οποίες λαμβάνουν υπόψη την επίδραση του μεγέθους των κόκκων στην αντίσταση διείδυσης των αμμοδών εδαφών και σύμφωνα με τις οποίες ο λόγος $(N_1)_{60}/D_r^2$ αυξάνεται με την αύ-

ξηση του μεγέθους των κόκκων, όπως εκφράζεται από το D_{50} . Έτσι, για δεδομένη τιμή του $(N_1)_{60}$, η D_r αυξάνεται με τη μείωση του D_{50} , η οποία αντιστοιχεί σε αύξηση του f_c .

Όμοια, για σταθερή τιμή του e_g , αύξηση του f_c αντιστοιχεί σε αύξηση της D_r και άρα σε μικρότερες τιμές του e και, συνεπώς, υπάρχει αύξηση του CRR_{15} .

Γενικά, αύξηση του f_c έως το 15% αντιστοιχεί σε αύξηση της S_{cs} ή του CRR_{15} της άμμου, όταν η πυκνότητα εκφράζεται μέσω του e_g , το οποίο αποτελεί καταλληλότερη παράμετρο έκφρασης της για μείγματα άμμου-λεπτοκόκκων. Στην περίπτωση που τα λεπτόκοκκα έχουν κάποια πλαστικότητα, η θετική τους επίδραση στην τιμή της S_{cs} ή του CRR_{15} της άμμου

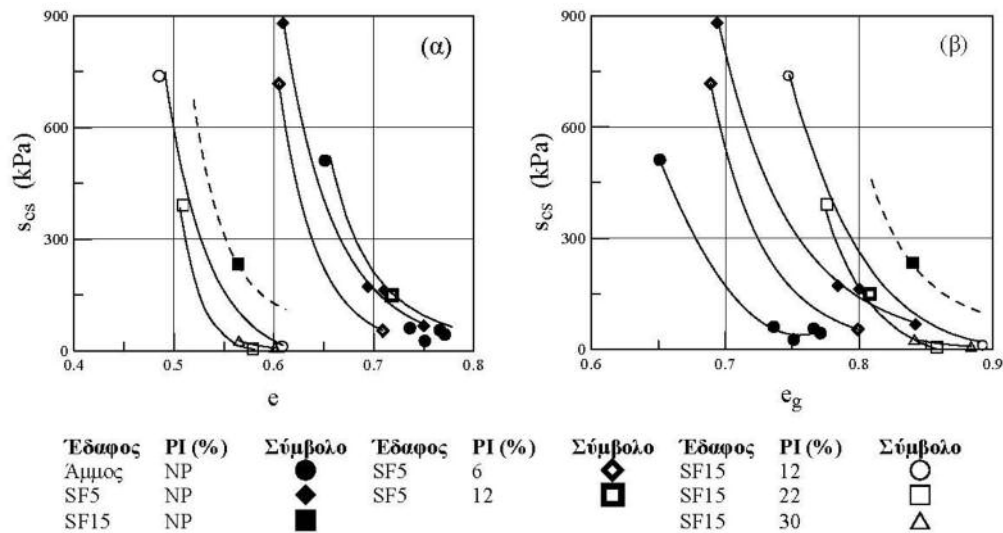
είναι μικρότερη σε σχέση με τα μη-πλαστικά λεπτόκοκκα, όταν η πλαστικότητά τους εκφρασμένη μέσω του PI είναι μικρότερη από μία οριακή τιμή, PI_{th} , η οποία είναι διαφορετική για κάθε f_c και, όπως προκύπτει, αυξάνεται με την αύξηση του f_c . Άρα, υπάρχει υπερεκτίμηση της S_{cs} ή του CRR_{15} με βάση τις χρησιμοποιούμενες στην τρέχουσα πρακτική εμπειρικές σχέσεις εκτίμησης της αντοχής των εδαφών υπό μονοτονική ή ανακυκλική φόρτιση.

Η ύπαρξη ενός κρίσιμου ποσοστού λεπτοκόκκων f_{cth} πέρα από το οποίο η συμπεριφορά των μειγμάτων καθορίζεται από τη συμπεριφορά των λεπτοκόκκων έχει αποδειχθεί από τους (Polito [18], Xenaki and Athanasopoulos [14], Papadopoulou and Tika [28]). Περαιτέρω έρευνα απαιτείται για τον προσδιορισμό του PI_{th} σε μεγαλύτερα ποσοστά λεπτοκόκκων, ώστε να ληφθεί υπόψη η πλαστικότητα των λεπτοκόκκων στις εμπειρικές μεθόδους εκτίμησης της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής και της αντίστασης ρευστοποίησης των αμμοδών εδαφών.

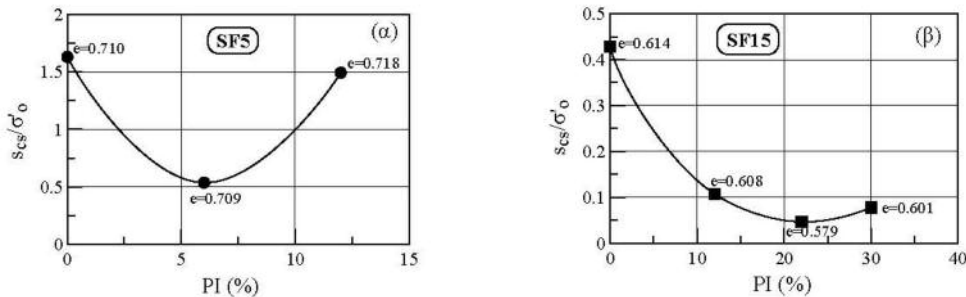
7. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Από τα αποτελέσματα των εργαστηριακών δοκιμών προκύπτουν τα παρακάτω συμπεράσματα:

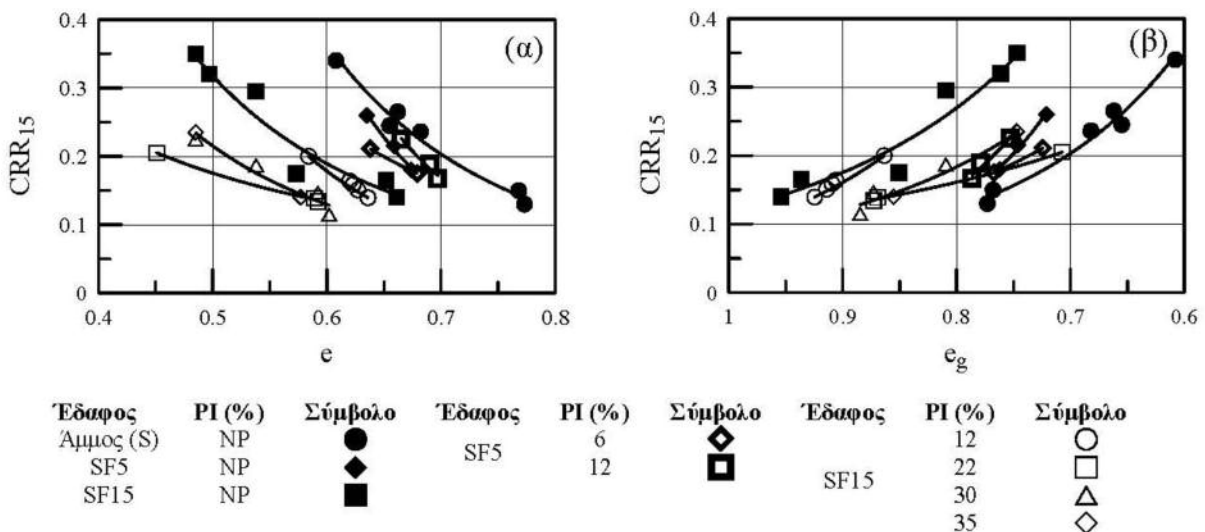
α) Οι Γ.Κ.Κ. στο επίπεδο $e-p'_{cs}$ των μειγμάτων της άμμου με 5% και 15% λεπτόκοκκα μετατοπίζονται προς τα κάτω με την αύξηση του PI των μειγμάτων μέχρι μία κρίσιμη τιμή, PI_{th} , η οποία είναι 6% και 22%, αντιστοίχως, και στη συνέχεια προς τα άνω με την περαιτέρω αύξηση του PI των μειγ-



Σχήμα 4: Μεταβολή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής, s_{CS} , με (α) τον δείκτη πόρων e και (β) τον δείκτη πόρων του στερεού σκελετού e_g για την άμμο και τα μείγματά της με πλαστικά και μη-πλαστικά λεπτόκοκκα, στην τάση $\sigma'_o=100kPa$
 Figure 4: Variation of the undrained shear strength, s_{CS} , with (a) void ratio, e , and (b) intergranular void ratio, e_g , for the sand and its mixtures with plastic and non-plastic fines, at the stress $\sigma'_o=100kPa$



Σχήμα 5: Μεταβολή της κανονικοποιημένης αστράγγιστης διατμητικής αντοχής, s_{CS}/σ'_o , με τον δείκτη πλαστικότητας PI για τα μείγματα της άμμου με (α) 5% και (β) 15% λεπτόκοκκα
 Figure 5: Variation of the normalized undrained shear strength, s_{CS}/σ'_o , with plasticity index, PI , for the mixtures of sand with (a) 5% and (b) 15% fines



Σχήμα 6: Μεταβολή του λόγου αντίστασης ρευστοποίησης CRR_{15} με (α) τον δείκτη πόρων e και (β) τον δείκτη πόρων του στερεού σκελετού e_g για την άμμο και τα μείγματά της με πλαστικά και μη-πλαστικά λεπτόκοκκα στην τάση $\sigma'_o=100kPa$
 Figure 6: Variation of Cyclic Resistance Ratio, CRR_{15} , with (a) void ratio, e and (b) intergranular void ratio, e_g , for the sand and its mixtures with plastic and non-plastic fines, at the stress $\sigma'_o=100kPa$

μάτων.

β) Η τιμή του PI_{th} αυξάνεται με την αύξησή του f_c .

γ) Η ϕ'_{cs} των μειγμάτων της άμμου με μη-πλαστικά λεπτόκοκκα αυξάνεται με την αύξηση του f_c έως το 15%, ενώ στην περίπτωση που τα λεπτόκοκκα είναι πλαστικά η ϕ'_{cs} , εξαρτάται από την πλαστικότητα τους. Για $PI=PI_{th}$ η ϕ'_{cs} λαμβάνει την ελάχιστη τιμή της.

δ) Για δεδομένη τιμή των e, σ'_o και f_c , οι s_{cs} και CRR_{15} της άμμου μειώνονται με αυξανόμενη πλαστικότητα έως την τιμή PI_{th} και στη συνέχεια αυξάνονται με περαιτέρω αύξηση της πλαστικότητας.

ε) Τα μείγματα με πλαστικά λεπτόκοκκα έχουν μικρότερη αντοχή σε μονοτονική και ανακυκλική φόρτιση (s_{cs} και CRR_{15}) από τα αντίστοιχα μείγματα με μη-πλαστικά λεπτόκοκκα.

στ) Η παρατηρούμενη μεταβολή της s_{cs} και της CRR_{15} με το e_g είναι αντίστοιχη με τις προτεινόμενες από τις εμπειρικές συσχετίσεις της s_{cs} και της CRR_{15} με το

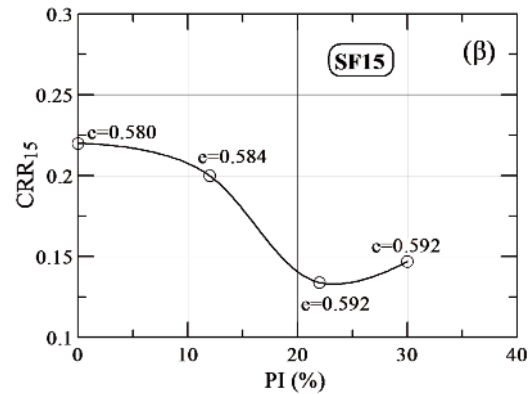
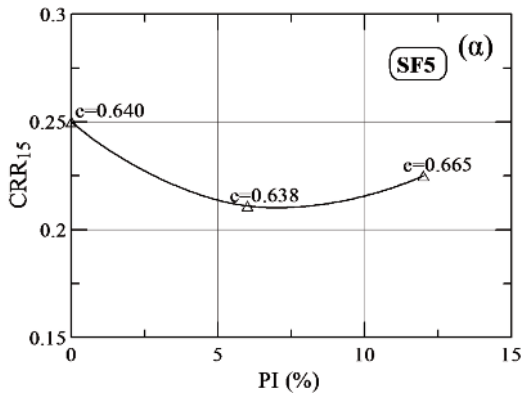
$(N_1)_{60}$. Με βάση τα ανωτέρω συμπεραίνεται ότι τόσο η s_{cs} όσο και η CRR_{15} υπερεκτιμούνται με βάση τις παραπάνω συσχετίσεις.

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

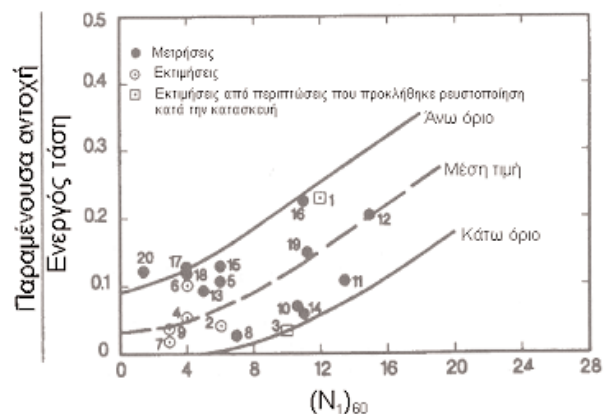
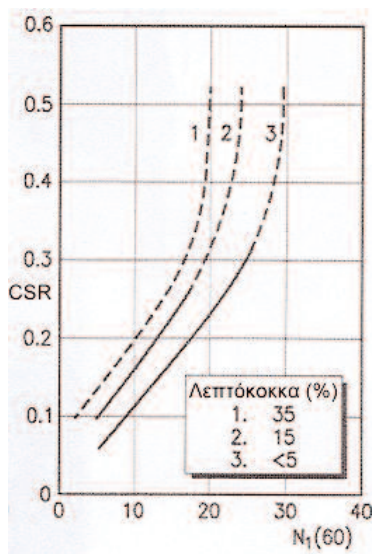
Οι συγγραφείς εκφράζουν τις ευχαριστίες τους προς το Κοινοφελές Ίδρυμα Α. Ωνάσης και τη Γενική Γραμματεία Έρευνας και Τεχνολογίας για τη χρηματοδότηση της εργαστηριακής έρευνας, καθώς και το Ίδρυμα Κρατικών Υποτροφιών για την οικονομική ενίσχυση της πρώτης συγγραφέως.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Kishida, H. (1969) "Characteristics of liquefied sands during Mino-Owari, Tohankai and Fukui earthquakes", **Soils and Foundations**, Vol. 9, No. 1, pp. 75-92.



Σχήμα 7: Μεταβολή του λόγου αντίστασης ρευστοποίησης, CRR_{15} , με τον δείκτη πλαστικότητας PI για τα μείγματα της άμμου με (α) 5% και (β) 15% λεπτόκοκκα στην τάση $\sigma'_o=100kPa$
 Figure 7 Variation of Cyclic Resistance Ratio, CRR_{15} , with plasticity index, PI , for the mixtures of sand with (a) 5% and (b) 15% fines, at the stress $\sigma'_o=100kPa$



Σχήμα 8: Συσχέτιση του λόγου της παραμένουσας διατμητικής αντοχής προς την ενεργό τάση με το διορθωμένο αριθμό κτύπων της δοκιμής πρότυπης διεύθυνσης, $(N_1)_{60}$ [4]
 Figure 8: Correlation of the residual shear strength to the effective stress ratio and $N_1(60)$ [4]

2. Ishihara, K., Okusa, S., Oyagi, N., Ischuk, A. (1990) "Liquefaction-induced flow slide in the collapsible loess deposit in Soviet Tajik", **Soils and Foundations**, Vol. 30, No. 4, pp. 73-89.
3. Bray, J., Sancio, R., Durgunoglu, T., Onalp, A., Youd, L., Stewart, J., Seed, R., Cetin, O., Bol. E., Baturay, M., Christensen, C. and Kradayilar, T. (2004) "Subsurface characterization at Ground Failure Sites in Adapazari, Turkey", **J. Geotech. Geoenviron. Eng.**, Vol. 130, No. 7, pp. 673-685.
4. Seed, H. (1987) "Design problems in soil liquefaction", **J. Geotech. Eng.**, Vol. 113, No. GT8, pp. 827-845.
5. Stark, T. and Mesri, G. (1992) "Undrained shear strength of liquefied sands for stability analysis", **J. Geotech. Eng.**, Vol. 118, No. GT11, pp. 1727-1747.
6. NCEER (1997) "Proceedings of the NCEER workshop on evaluation of liquefaction resistance of soils", **Report No. NCEER-97-0022, Youd, L. T. and Idriss, I. M. (editors)**, pp. 6, 62, 64.
7. **Eurocode 8-EN 1998**: Design of structures for earthquake resistance, Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects.
8. **EAK-2000**: Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός
9. Troncoso, J. and Verdugo, R. (1985) "Silt content and dynamic behavior of tailing sands", **Proc. 12th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., San Francisco, U.S.A.**, pp. 1311-1314.
10. Vaid, P. (1994) "Liquefaction of silty soils", **Ground Failures Under Seismic Conditions**, GSP No. 44, ASCE, pp. 1-16.
11. Ishihara, K. (1996): **Soil behaviour in earthquake geotechnics**, Clarendon Press Oxford, New York, U.S.A., pp. 227.
12. Thevanayagam, S., Fiorillo, M., Liang, J. (2000) "Effect of non-plastic fines on undrained cyclic strength of silty sands", **Soil Dynamics and Liquefaction**, pp. 77-91.
13. Polito, C. and Martin, R. (2001) "Effects of nonplastic fines on the liquefaction resistance of sands", **J. Geotech. Geoenviron. Eng.**, Vol. 127, No. 5, pp. 408-415.
14. Xenaki, V. and Athanasopoulos, G. (2003) "Liquefaction resistance of sand-silt mixtures: an experimental investigation of the effect of fines", **Soil Dyn. Earth. Eng.**, Vol. 23, pp. 183-194.
15. Παπαδοπούλου, Α. (2008) **Εργαστηριακή μελέτη της συμπεριφοράς υλωδών άμμων σε συνθήκες μονοτονικής και ανακυκλικής φόρτισης**, Διδακτορική διατριβή, ΑΠΘ
16. Ishihara, K. and Koseki, J. (1989) "Discussion on the cyclic shear strength of fines-containing sands", **Proc. 11th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.**, Rio De Janeiro, Brazil, pp. 101-106.
17. Koester, J. (1994) "The influence of fine type and content on cyclic strength", **Ground Failures Under Seismic Conditions**, GSP, No. 44, ASCE, pp. 17-33.
18. Polito, C. (1999): **The effects of non-plastic and plastic fines on the liquefaction of sandy soils**, Ph. D. Thesis, Virginia Polytechnic Institute.
19. Ghahremani, M., Ghalandarzadeh, A. and Moradi, M. (2006) "Effect of plastic fines on the undrained behaviour of sands", **Soil and Rock Behaviour and Modeling**, GSP 150, 194, p.5
20. Ghahremani, M., and Ghalandarzadeh, A. (2006) "Effect of plastic fines on cyclic resistance of sands", **Soil and Rock Behaviour and Modeling**, GSP 150, 194, p.54
21. Sadek, S. and Saleh, M., (2007) "The effect of carbonaceous fines on the cyclic resistance of poorly graded sands", **Geotechnical and Geological Engineering**, Vol. 25, pp. 257-264.
22. Ladd, S. (1978) "Preparing test specimens using undercompaction", **Geotechnical Testing Journal**, GTJODJ, Vol. 1, pp. 16.
23. Mitchell, J.K. (1975): **Fundamentals of soil behavior**, John Wiley & Sons, Inc., New York, U.S.A., First Edition.
24. ASTM (D4253) **Standard test methods for maximum index density of soils using a vibratory table**
25. ASTM (D4254) **Standard test methods for minimum index density and unit weight of soils and calculation of relative density**
26. Georgiannou, V., Burland, B. and Hight, D. (1990) "The undrained behaviour of clayey sands in triaxial compression and extension", **Géotechnique**, Vol.40, No.3, pp.431-449.
27. Skempton, A. (1986) "Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, aging and overconsolidation", **Géotechnique**, Vol.36, No.3, pp.425-447.
28. Papadopoulou, A., Tika, Th. (2008) "The effect of fines on critical state and liquefaction resistance characteristics of non-plastic silty sands", **Soils and Foundations**, Vol. 48, No. 5, pp. 713-725.
29. Shafiee, A., Tavakoli, H.R., Jafari, M.K. (2008) "Undrained behaviour of compacted sand-clay mixtures under monotonic loading paths", **J. Applied Sciences**, Vol. 8, No. 18, pp. 3108-3118.

Extended Summary

Effect of Plastic Fines on the Undrained Shear Strength and Liquefaction Resistance of Sands

A. J. PAPADOPOULOU

Dr. Civil Engineer A.U.TH.

G. E. KONINIS

Civil Engineer A.U.TH.

Abstract:

The evaluation of the undrained shear strength and liquefaction resistance of sandy soils, according to the empirical correlations commonly used in current practice, is based only on the percent of fines they contain, without any reference to their plasticity. This paper presents the results of a laboratory investigation into the effect of the plasticity of fines on the undrained shear strength and liquefaction resistance of sandy soils. Specifically, monotonic and cyclic triaxial test results are presented from mixtures of sand with 5% and 15% plastic fines, and at various values of the Plasticity Index, PI=6%, 12% and 22%. The results show that, at a given void ratio and for each of the tested mixtures, the undrained shear strength and the liquefaction resistance decrease as the Plasticity Index increases up to a threshold value, beyond which they increase with further increases in the Plasticity Index value.

1. INTRODUCTION

Liquefaction of sandy soils under monotonic and cyclic loading conditions is considered to be one of the major causes of failure of earth structures and foundations. Most early studies on the liquefaction phenomenon were on clean sands, as the sandy soils with various percentages of silt and clay, which are dominant in the field, were considered non-liquefiable.

Many field observations from failures due to liquefaction of silty and clayey sands during major earthquakes have shown that these soils are also susceptible to liquefaction. More specifically, Kishida [1] reported that soils with fines up to 70% and clay 10% liquefied during the Mino-Owar, Tohankai, and Fukui earthquakes, in Japan. Ishihara et al. [2] reported that, at the Tadjikistan 1989 earthquake, low plasticity silts, PI=10%, with 80% fines and 15% clay, developed flow slides up to 2km and residual strength values of 2 to 15kPa. Recently, in the Kocaeli 1999 earthquake in Turkey, extended failures due to liquefaction took place in the Adapazari region and Bray et al. [3], after research and field observations, reported that soils with a significant amount of clay-size particles and significant plasticity exhibited liquefaction.

Semi-empirical field-based procedures for evaluating the undrained shear strength [4, 5] and the liquefaction potential during earthquakes [6, 7, 8] are based on correlations between field behaviour and in-situ index tests, such as the standard penetration test (SPT). According to these correlations, the presence of fines in silty sands increases their liquefaction resistance and consequently decreases the potential of liquefac-

tion development, but characteristics such as mineralogy, gradation, grain shape, plasticity as well as the geological history of the soils, are not taken into account.

In the laboratory, numerous studies have been performed in order to investigate the effect of non-plastic fines on the monotonic and cyclic behaviour of sands (Troncoso and Verdugo [9], Vaid [10], Ishihara [11], Thevanayagam et al. [12], Polito and Martin [13], Xenaki and Athanasopoulos [14], among others), without consensus as to whether their presence contributes to an increase or a decrease in the sands' strength.

Laboratory investigations into the effect of plastic fines and their plasticity on the behaviour of sand-fines mixtures, are limited. Ishihara and Koseki [16] pointed out that the Plasticity Index, PI is an important parameter in the evaluation of soil strength and noted that cyclic strength remains practically constant for soils with PI<10% and increases for higher PI values. In contrast, Koester [17] reported that the fines content is more important than their type, plastic or non-plastic. According to Polito [18], the cyclic strength of sands containing plastic fines is independent of their percentage, but increases with increasing PI. These findings are in agreement with the studies of Ghahremani et al. [19] and Ghahremani and Ghalandarzadeh [20], concerning the monotonic and cyclic behaviour of sand-clay mixtures. They observed a decrease in strength up to a threshold clay content and an increase thereafter, while for a given clay content, an increase in the PI value corresponded to an increase in strength. Finally, Sadek and Saleh [21] reported the existence of a threshold PI value, before which cyclic strength decreases and increases thereafter.

The purpose of the present study was to investigate the effect of plastic fines and their plasticity on the monotonic and cyclic behaviour of sands. It was preferred to study the behaviour of low plasticity soil materials with a low fines content, because they are very often encountered in the field and, as witnessed by field observations, are responsible for many failures due to liquefaction. Finally, the practical implications of the test results are discussed in the context of the empirical correlations used for the evaluation of the undrained shear strength and liquefaction resistance of sandy soils.

2. SYMBOL LIST

CRR_{15} Cyclic Stress Ratio (CSR for $\varepsilon_{DA}=5\%$ and

$N=15$) CSR Cyclic Stress Ratio ($CSR=\sigma_d/2\sigma'_o$) D_s specimen diameter D_{50} mean grain size D_r relative density void ratio e_{cs} void ratio at Critical State e_g intergranular void ratio e_{max} maximum void ratio e_{min} minimum void ratio f_c fines content N number of loading cycles (N_1) N_{60} corrected number of blows in the Standard Penetrometer Test p' mean effective stress ($p'=\sigma_1+2\sigma_3/3$) p'_{cs} mean effective stress at Critical State PI Plasticity Index q deviator stress ($q=\sigma_1-\sigma_3$) q_{cs} deviator stress at Critical State S_{CS} undrained shear strength at Critical State S_r saturation degree B Skempton parameter Γ_{cs} Critical State parameter

($\Gamma_{cs}=e_{cs}$ for $p'_{cs}=1\text{kPa}$) ϵ_{DA} double amplitude axial strain H specimen height λ_{cs} Critical State Line inclination M_{cs} ratio (q_{cs}/p'_{cs}) σ'_o effective stress ϕ_{cs} friction angle at Critical State

3. TESTED MATERIALS - EXPERIMENTAL PROCEDURE

The materials used in the testing programme were sand-silt-clay mixtures, made from a clean quartz sand with well-rounded grains, a non-plastic silt, a ground product of natural quartz deposits from Assyros in Greece and speshwhite kaolin. The physical properties and grading curves of the tested materials are presented in Table 1 and Figure 1, respectively.

Samples were prepared by mixing the sand (S) with fines at percentages of 5 and 15% by weight and at PI values of 6, 12 and 22%.

The testing programme consisted of monotonic and cyclic triaxial tests for the determination of the critical state line and the undrained shear strength, as well as the liquefaction resistance ratio of the tested materials, respectively. Both types of tests were performed using a closed-loop automatic cyclic triaxial apparatus (MTS Systems Corporation, U.S.A.). Its principles of operation are given in detail in Papadopoulou [15].

The specimens ($H/D\approx 100\text{mm}/50\text{mm}$) were formed by moist tamping at a water content of 5-6% using the under-compaction method, introduced by Ladd (1978). Saturation was achieved by the carbon dioxide (CO_2) method. In all the tests the parameter B had values from 0.97 to 1.00. Afterwards, the specimens were isotropically consolidated under an effective isotropic stress, σ'_o , ranging from 50 to 200kPa. In the monotonic tests, the specimens were subjected to undrained compression at a constant rate of axial displacement of 0.05 mm/min, while in the cyclic triaxial tests, a sinusoidally varying axial stress ($\pm\sigma_d$) was applied at a frequency of $f=0.1\text{Hz}$, under undrained conditions. In this work, cyclic stress ratio, $CSR=\sigma_d/2\sigma'_o$, corresponds to double amplitude axial strain, $\epsilon_{DA}\approx 5\%$ and liquefaction resist-

ance or cyclic resistance ratio, CRR_{15} , is defined as the cyclic stress ratio, $CSR=\sigma_d/2\sigma'_o$, required to cause double amplitude axial strain, $\epsilon_{DA}\approx 5\%$ at 15 cycles of loading.

The nature of the contribution of sand and fines matrices may be expressed in terms of the intergranular void ratio, e_g , which expresses the relative contribution of sand fraction to the behaviour of the mixture and is given by the following equation (Mitchell [23]):

$$e_g = \frac{V_{FINES} + V_V}{V_{SAND}} = \frac{f_c + w \cdot (G_{SF} / S_r)}{(1 - f_c) \cdot (G_{SF} / G_{SG})} \quad (3.1)$$

where V_{FINES} is the volume of the fines, V_V is the volume of voids, V_{SAND} is the volume of sand grains, f_c is the fines content, w is the water content of the specimen, G_{SF} is the specific gravity of the fines and G_{SG} is the specific gravity of sand grains. For saturated specimens ($S_r=100\%$) and considering that $G_{SF}\approx G_{SG}$, the intergranular void ratio after the consolidation of the specimen is expressed as follows:

$$e_g = \frac{f_c + e}{(1 - f_c)} \quad (3.2)$$

4 CONCLUSIONS

Based on the results of the laboratory tests conducted in the context of the presented paper, the following conclusions can be drawn:

a) The Critical State Lines (C.S.Ls) of the sand mixtures with the plastic fines move downwards with increasing fines content, f_c , up to 15%, compared to the C.S.L. of the sand, and their position is below the C.S.Ls of the mixtures of sand with the same content of non-plastic fines when their plasticity is below a threshold value ($PI < PI_{th}$). At $f_c=5\%$, it is $PI_{th}=6\%$ and at $f_c=15\%$ it is $PI_{th}\geq 12\%$, at the stress of $\sigma'_o=100\text{kPa}$.

b) The friction angle at the Critical State, ϕ_{cs} , of the sand/non-plastic fines mixtures increases with increasing f_c up to 15%, while in the case of plastic fines ϕ_{cs} remains practically constant.

c) An increase in the percentage of plastic fines corresponds to an increase in the residual undrained shear strength, S_{CS} or the liquefaction resistance ratio, CRR_{15} of the sand, at a given intergranular void ratio, e_g , when $PI < PI_{th}$.

d) Through the comparison of mixtures with plastic and non-plastic fines with the same f_c , it can be observed that the mixtures with plastic fines develop lower strength, in both monotonic and cyclic loading (S_{CS} or CRR_{15}), than the mixtures with non-plastic fines, when $PI < PI_{th}$.

e) There is an overestimation of S_{CS} or CRR_{15} from the semi-empirical field-based procedures for evaluating the undrained shear strength and the liquefaction potential of sandy soils.