



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΜΕΤΑΦΟΡΩΝ ΚΑΙ ΣΥΓΚΟΙΝΩΝΙΑΚΗΣ ΥΠΟΔΟΜΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΟΔΟΠΟΪΑΣ ΕΜΠ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΕΛΑΦΙΚΟΥ ΥΛΙΚΟΥ ΣΤΟ ΠΛΑΙΣΙΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΕΥΚΑΜΠΤΩΝ ΟΔΟΣΤΡΩΜΑΤΩΝ

ΤΣΑΚΟΥΜΑΚΗ ΜΑΡΙΑ

ΕΠΙΒΛΕΠΟΥΣΑ ΚΑΘΗΓΗΤΡΙΑ: ΧΡΙΣΤΙΝΑ ΠΛΑΤΗ,

Αναπληρώτρια Καθηγήτρια ΕΜΠ

Αθήνα, Μάρτιος 2021

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ:

Με την ολοκλήρωση της διπλωματικής μου εργασίας, θα ήθελα να ευχαριστήσω ξεχωριστά όλους τους ανθρώπους που συνέβαλαν στην εκπόνησή της.

Αρχικά, θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά την κ. Χριστίνα Πλατή, Αναπληρώτρια Καθηγήτρια ΕΜΠ, για την επίβλεψη, την υποστήριξη, την καθοδήγηση και την εξαιρετική συνεργασία καθ' όλη την διάρκεια της εκπόνησης της διπλωματικής εργασίας, καθώς και για την εμπιστοσύνη που έδειξε στο πρόσωπό μου, όντας από κατεύθυνση με διαφορετικό αντικείμενο.

Ταυτόχρονα, οφείλω να ευχαριστήσω τον Διδάκτορα Brad Cliatt που συνέβαλε στην πραγματοποίηση της πειραματικής διαδικασίας σε αυτή τη δύσκολη εποχή που διανύουμε.

Τέλος θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένεια και τους φίλους μου, που με στήριξαν καθ' όλη τη διάρκεια των σπουδών μου και της εκπόνησης της παρούσας εργασίας, καθώς και για την κατανόηση και υπομονή που έδειξαν.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ:

Στόχος της παρούσας εργασίας είναι η ανάδειξη της σημασίας της στρώσης έδρασης στον βέλτιστο σχεδιασμό των εύκαμπτων οδοστρωμάτων. Αρχικά, γίνεται αναφορά στις κατηγορίες των οδοστρωμάτων, με σκοπό να επισημανθεί η θέση της στρώσης έδρασης στη συνολική οδική διατομή, ενώ, έπειτα, η εργασία επικεντρώνεται στα εύκαμπτα οδοστρώματα. Παράλληλα, επισημαίνονται οι ιδιότητες των εδαφικών υλικών, που διαμορφώνουν τη στρώση έδρασης, καθώς και ο εργαστηριακός προσδιορισμός τους. Στη συνέχεια, γίνεται ανάλυση της φέρουσας ικανότητας της στρώσης έδρασης, η οποία εκφράζεται μέσα από το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης M_R . Το M_R προσδιορίζεται τόσο εργαστηριακά όσο και θεωρητικά μέσα από παραμετρικές σχέσεις. Στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας, ως παράμετρος χρησιμοποιήθηκε ο δείκτης φέρουσας ικανότητας CBR. Με γνώμονα τη σχέση $M_R - CBR$, πραγματοποιείται πειραματική διαδικασία, η οποία περιλαμβάνει την κοκκομετρική ανάλυση, τη δοκιμή συμπύκνωσης και τη δοκιμή CBR πάνω σε τρία εδαφικά υλικά. Με βάση τα στοιχεία των δοκιμών, γίνεται θεωρητικός σχεδιασμός του οδοστρώματος με μελέτες ευαισθησίας ως προς τη σχέση $M_R - CBR$. Τέλος, τα συμπεράσματα της εργασίας προκύπτουν από το σύνολο της ανάλυσης και επικεντρώνονται στις απαιτήσεις κάθε σχέσης $M_R - CBR$ ως προς το σχεδιασμό του οδοστρώματος.

ABSTRACT:

The aim of this paper is to highlight the importance of subgrade in the optimal design of flexible pavements. Initially, it presents the pavement categories, in order to indicate the subgrade in the overall pavement cross-section, while the paper focuses on flexible pavements. Alongside, the properties of subgrade soils, as well as their laboratory determination, are pointed out. Then, bearing capacity of the subgrade is presented, which is expressed through the resilient modulus M_R . M_R is determined through both experimental processes and parametric relationships. In the context of this paper, the California Bearing Capacity Index (CBR) was used as a parameter. Based on the M_R - CBR relationship, experimental process is performed, which includes sieve analysis, Proctor test and CBR test on three soil materials. Based on the laboratory data, a theoretical pavement design is performed with sensitivity studies regarding the M_R - CBR relationship. Finally, the conclusions are drawn according to the whole paper analyses and they are based on the requirements of each M_R - CBR relationship in terms of pavement design.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

I.	ΕΥΡΕΤΗΡΙΟ ΕΙΚΟΝΩΝ	1
II.	ΕΥΡΕΤΗΡΙΟ ΠΙΝΑΚΩΝ	4
1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	5
1.1	Αντικείμενο	5
1.2	Στόχος – Μεθοδολογία	6
1.3	Δομή εργασίας	6
2	ΔΟΜΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΟΔΟΣΤΡΩΜΑΤΩΝ	8
2.1	Γενικά	8
2.1.1	Κατηγορίες οδοστρωμάτων	8
2.1.2	Οδοστρώματα υψηλής και χαμηλής κυκλοφορίας	12
2.2	Στρώση έδρασης	13
2.2.1	Ορισμός	13
2.2.2	Ιδιότητες εδαφικών υλικών	15
2.2.3	Διαμόρφωση στρώσης έδρασης	18
3	ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΣΤΡΩΣΗΣ ΕΔΡΑΣΗΣ	20
3.1	Μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης	20
3.1.1	Ορισμός	20
3.1.2	Παράγοντες επιρροής του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης	22
3.2	Σχέσεις προσδιορισμού του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης	26
3.3	Συσχέτιση μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης – δείκτη φέρουσας ικανότητας	29
4	ΔΟΚΙΜΗ ΚΑΛΙΦΟΡΝΙΑΚΟΥ ΔΕΙΚΤΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ	33
4.1	Ορισμός	33
4.2	Εργαστηριακός προσδιορισμός	34
4.2.1	Προετοιμασία δειγμάτων	34
4.2.2	Δοκιμή συμπίκνωσης	34
4.2.3	Υδρεμποτισμός – Ωρίμανση	36
4.2.4	Δοκιμή διείσδυσης	37
4.2.5	Υπολογισμός και έκφραση αποτελεσμάτων	39
5	ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ	41
5.1	Συνοπτική περιγραφή	41
5.2	Πειραματικά δεδομένα και αποτελέσματα δοκιμών	42
5.2.1	Κοκκομετρική Ανάλυση	42
5.2.2	Δοκιμή συμπίκνωσης	48

5.2.3	Δοκιμή CBR	50
6	ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ - ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ	51
6.1	Σύγκριση κοκκομετρίας.....	51
6.2	Αποτελέσματα δοκιμής συμπίκνωσης.....	52
6.3	Αποτελέσματα δοκιμής καλιφορνιακού δείκτη φέρουσας ικανότητας	52
7	ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ	63
7.1	Υπολογισμός μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης.....	63
7.2	Θεωρητικός σχεδιασμός εύκαμπτου οδοστρώματος.....	66
8	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	75
9	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	77
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΑ	84
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ι: Υπολογιστική διαδικασία δοκιμών.....	85
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΙΙ: Πίνακας αποτελεσμάτων δοκιμής CBR.....	88

I. ΕΥΡΕΤΗΡΙΟ ΕΙΚΟΝΩΝ

Εικόνα 2.1 Δομή ρωμαϊκού οδοστρώματος (Collins H.J., Hart C.A., 1936).....	8
Εικόνα 2.2 Διατομή ενός εύκαμπτου οδοστρώματος	10
Εικόνα 2.3 Διατομή ενός δύσκαμπτου οδοστρώματος	11
Εικόνα 2.4 Διατομή ημι-εύκαμπτου/ημι-άκαμπτου οδοστρώματος	11
Εικόνα 2.5 Δομή οδοστρώματος υψηλής κυκλοφορίας (HVR) (αριστερά) και χαμηλής κυκλοφορίας (LVR) (δεξιά)	13
Εικόνα 2.6 Μηχανική συμπεριφορά συνεκτικού υλικού ανάλογα με το ποσοστό υγρασίας Πηγή: (Καββαδάς, 2016)	16
Εικόνα 2.7 Ελάχιστα πάχη (cm) για τη διαμόρφωση της στρώσης έδρασης Πηγή: (Λοΐζος Α. & Πλατή Χ., 2018)	18
Εικόνα 3.1 Διάταξη δοκιμίου-συσκευής κατά την τριαξονική δοκιμή επαναλαμβανόμενου φορτίου	21
Εικόνα 3.2 Μηχανική συμπεριφορά εδαφικού δοκιμίου κατά έναν κύκλο φόρτισης – αποφόρτισης τριαξονικής δοκιμής. Πηγή: (Elliott R. P.,Thornton S. I., 1988).....	21
Εικόνα 3.3 Μηχανική συμπεριφορά εδαφικού δοκιμίου μετά από επαναλαμβανόμενους κύκλους φόρτισης – αποφόρτισης τριαξονικής δοκιμής και ο σχετικός προσδιορισμός του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης. Πηγή: Hopkins et al. on Kentucky soils (2001)	22
Εικόνα 3.4 Μεταβολή του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης συνεκτικού εδαφικού υλικού κατά τη διάρκεια του έτους. Πηγή: (Elliott R. P.,Thornton S. I., 1988).....	25
Εικόνα 4.1 Δοκίμιο μέσα στη μήτρα που χρησιμοποιείται στη δοκιμή συμπίκνωσης (Φωτογραφία από το Εργαστήριο Οδοποιίας του ΕΜΠ)	35
Εικόνα 4.2 Αριστερά φαίνεται η μήτρα με το δοκίμιο μετά την αφαίρεση του παρεμβλήματος και δεξιά φαίνεται η μήτρα με το δοκίμιο αφού το υλικό επιπεδωθεί (Φωτογραφίες από το Εργαστήριο Οδοποιίας του ΕΜΠ)	36
Εικόνα 4.3 Συσκευή CBR από το Εργαστήριο Οδοποιίας του ΕΜΠ.....	38
Εικόνα 4.4 Διαγράμματα φορτίου – διείσδυσης κατά το ευρωπαϊκό πρότυπο.....	39
Εικόνα 4.5 Διαγράμματα φορτίου – διείσδυσης κατά το αμερικάνικο πρότυπο	40
Εικόνα 5.1 Ενδεικτικό δείγμα από το εδαφικό υλικό Α	41
Εικόνα 5.2 Ενδεικτικό δείγμα από το εδαφικό υλικό Β.....	41
Εικόνα 5.3 Ενδεικτικό δείγμα από το εδαφικό υλικό Γ	42
Εικόνα 5.5 Τα 4 τελευταία κόσκινα αριθμημένα σύμφωνα με το πρότυπο ΕΛΟΤ EN 933-2, 1996 (Φωτογραφία από το Εργαστήριο Οδοποιίας του ΕΜΠ).....	43
Εικόνα 5.4 Τα πρώτα 6 κόσκινα αριθμημένα σύμφωνα με το πρότυπο ΕΛΟΤ EN 933-2, 1996 (Φωτογραφία από το Εργαστήριο Οδοποιίας του ΕΜΠ).....	43
Εικόνα 5.6 Κοκκομετρική καμπύλη διαβάθμισης για το δείγμα του εδαφικού υλικού Α.....	45
Εικόνα 5.7 Κοκκομετρική καμπύλη διαβάθμισης για το δείγμα του εδαφικού υλικού Β.....	46
Εικόνα 5.8 Κοκκομετρική καμπύλη διαβάθμισης για το δείγμα του εδαφικού υλικού Γ	47

Εικόνα 5.9 Διάταξη δοκιμίου κατά τη δοκιμή συμπίκνωσης. Εδώ φαίνονται η μήτρα και ο κόπανος που χρησιμοποιήθηκαν στο εργαστήριο (Φωτογραφία από το Εργαστήριο Οδοποιίας του ΕΜΠ).....	48
Εικόνα 6.1 Κοκκομετρική καμπύλη διαβάθμισης για το δείγμα των εδαφικών υλικών Α, Β, Γ.....	51
Εικόνα 6.2 Καμπύλη διείσδυσης - φορτίου επιβολής δείγματος εδαφικού υλικού Α, 1 ^η δοκιμή.....	53
Εικόνα 6.3 Καμπύλη διείσδυσης - φορτίου επιβολής δείγματος εδαφικού υλικού Α, 2 ^η δοκιμή.....	53
Εικόνα 6.4 Καμπύλη διείσδυσης - φορτίου επιβολής δείγματος εδαφικού υλικού Α, 3 ^η δοκιμή.....	54
Εικόνα 6.5 Καμπύλη διείσδυσης - φορτίου επιβολής δείγματος εδαφικού υλικού Α για όλες τις δοκιμές.....	54
Εικόνα 6.6 Καμπύλη διείσδυσης - φορτίου επιβολής δείγματος εδαφικού υλικού Β, 1 ^η δοκιμή.....	55
Εικόνα 6.7 Καμπύλη διείσδυσης - φορτίου επιβολής δείγματος εδαφικού υλικού Β, 2 ^η δοκιμή.....	56
Εικόνα 6.8 Καμπύλη διείσδυσης - φορτίου επιβολής δείγματος εδαφικού υλικού Β, 3 ^η δοκιμή.....	56
Εικόνα 6.9 Καμπύλη διείσδυσης - φορτίου επιβολής δείγματος εδαφικού υλικού Β για όλες τις δοκιμές.....	57
Εικόνα 6.10 Καμπύλη διείσδυσης - φορτίου επιβολής δείγματος εδαφικού υλικού Γ, 1 ^η δοκιμή.....	58
Εικόνα 6.11 Καμπύλη διείσδυσης - φορτίου επιβολής δείγματος εδαφικού υλικού Γ, 2 ^η δοκιμή.....	58
Εικόνα 6.12 Καμπύλη διείσδυσης - φορτίου επιβολής δείγματος εδαφικού υλικού Γ, 3 ^η δοκιμή.....	59
Εικόνα 6.13 Καμπύλη διείσδυσης - φορτίου επιβολής δείγματος εδαφικού υλικού Γ για όλες τις δοκιμές.....	59
Εικόνα 6.14 Μέγιστες τιμές του CBR (%) που προέκυψαν από τις 3 δοκιμές των εδαφικών υλικών Α, Β, Γ.....	61
Εικόνα 6.15 Τιμή δείκτη CBR για κάθε εδαφικό υλικό Α, Β και Γ με την αντίστοιχη τυπική απόκλιση	62
Εικόνα 7.1 Μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης του εδαφικού υλικού Α σύμφωνα με τις σχέσεις $M_R - CBR$ της βιβλιογραφίας	64
Εικόνα 7.2 Μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης του εδαφικού υλικού Β σύμφωνα με τις σχέσεις $M_R - CBR$ της βιβλιογραφίας	65
Εικόνα 7.3 Μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης του εδαφικού υλικού Β σύμφωνα με τις σχέσεις $M_R - CBR$ της βιβλιογραφίας	65
Εικόνα 7.4 Στατικά πρότυπα μελέτης εύκαμπτου οδοστρώματος.....	66
Εικόνα 7.5 Πρότυπο τριών στρώσεων για σχεδιασμό εύκαμπτου οδοστρώματος.....	67
Εικόνα 7.6 Μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης M_R των εδαφικών υλικών Α, Β και Γ αντίστοιχα ανά σχέση $M_R - CBR$	71
Εικόνα 7.7 Μέτρο ελαστικότητας E_2 ανά σχέση $M_R - CBR$, ενιαίο για τα εδαφικά υλικά Α, Β και Γ	72

Εικόνα 7.8 Πάχος h_2 (mm) ανά σχέση $M_R - CBR$, το οποίο απαιτείται στην περίπτωση που η στρώση έδρασης διαμορφώνεται από το εδαφικό υλικό Α.....	72
Εικόνα 7.9 Πάχος h_2 (mm) ανά σχέση $M_R - CBR$, το οποίο απαιτείται στην περίπτωση που η στρώση έδρασης διαμορφώνεται από το εδαφικό υλικό Β.....	73
Εικόνα 7.10 Πάχος h_2 (mm) ανά σχέση $M_R - CBR$, το οποίο απαιτείται στην περίπτωση που η στρώση έδρασης διαμορφώνεται από το εδαφικό υλικό Γ	73

II. ΕΥΡΕΤΗΡΙΟ ΠΙΝΑΚΩΝ

Πίνακας 5.1 Αποτελέσματα της κοκκομετρικής ανάλυσης για το δείγμα του εδαφικού υλικού Α.....	45
Πίνακας 5.2 Αποτελέσματα της κοκκομετρικής ανάλυσης για το δείγμα του εδαφικού υλικού Β.....	46
Πίνακας 5.3 Αποτελέσματα της κοκκομετρικής ανάλυσης για το δείγμα του εδαφικού υλικού Γ.....	47
Πίνακας 5.4 Αποτελέσματα δοκιμής Proctor και υπολογισμού της ξηρής πυκνότητας για το υλικό Α.....	49
Πίνακας 5.5 Αποτελέσματα δοκιμής Proctor και υπολογισμού της ξηρής πυκνότητας για το υλικό Β.....	49
Πίνακας 5.6 Αποτελέσματα δοκιμής Proctor και υπολογισμού της ξηρής πυκνότητας για το υλικό Γ.....	50
Πίνακας 6.1 Οι τελικές τιμές της μάζας των συμπυκνωμένων υλικών Α,Β,Γ, καθώς και της φυσικής και ξηρής πυκνότητας τους.....	52
Πίνακας 6.2 Φορτία επιβολής (kN) για διείσδυση 2.5 και 5 mm αντίστοιχα σε όλα τα εδαφικά υλικά Α, Β και Γ.....	60
Πίνακας 6.3 Τιμές CBR (%) για διείσδυση 2.5 και 5 mm σε όλα τα εδαφικά υλικά Α, Β και Γ.....	60
Πίνακας 7.1 Βιβλιογραφική ανασκόπηση για τη συσχέτιση του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης M_R και καλιφορνικού δείκτη φέρουσας ικανότητας CBR.....	63
Πίνακας 7.2 Υπολογισμός μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης σε MPa. Οι τιμές αναγράφονται κατά φθίνουσα σειρά.....	64
Πίνακας 7.3 Τιμές του συντελεστή k ανά εδαφικό υλικό Α, Β, Γ και ανά σχέση $M_R - CBR$ της βιβλιογραφίας.....	69
Πίνακας 7.4 Τιμές του πάχους h_2 (mm) ανά εδαφικό υλικό Α, Β, Γ και ανά σχέση $M_R - CBR$ της βιβλιογραφίας.....	70

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Αντικείμενο

Στα πρώτα στάδια του αντικειμένου των οδοστρωμάτων, ο σχεδιασμός τους βασιζόταν στην εμπειρία των μηχανικών από προηγούμενες πρακτικές. Παράλληλα, οι μικρές απαιτήσεις ως προς τα φορτία κυκλοφορίας είχαν οδηγήσει στη χρήση τυποποιημένων διατομών, δηλαδή με σταθερό συνολικό πάχος, ανεξάρτητα από τον τύπο του εδάφους της περιοχής κατασκευής. Επειδή, όμως, οι απαιτήσεις από τα φορτία κυκλοφορίας αυξήθηκαν, οι αστοχίες έγιναν συχνό φαινόμενο, με αποτέλεσμα να δοθεί ιδιαίτερη έμφαση στα χαρακτηριστικά των υλικών που χρησιμοποιούσαν στην κατασκευή του οδοστρώματος. Ως προς αυτό το πλαίσιο, μελετήθηκαν ιδιαίτερα τα χαρακτηριστικά των εδαφικών υλικών, καθώς είχε ήδη αποδειχθεί ότι ο τύπος του εδάφους επηρεάζει σε μεγάλο βαθμό τη συμπεριφορά της οδικής διατομής (Yoder E. J., Witczak M. W., 1975). Ακόμη, με βάση τις αρχές της κατασκευής οδοστρωμάτων και της εδαφομηχανικής, είχε προκύψει ότι τα φορτία, που εφαρμόζονται λόγω της διέλευσης των οχημάτων, μεταβιβάζονται τελικά στο έδαφος. Έτσι, η εδαφική στρώση ή στρώση έδρασης λειτουργεί ως θεμέλιο του οδοστρώματος και ο σχεδιασμός βασίζεται στα χαρακτηριστικά και στην αντοχή της.

Μέσα στο χρόνο, αναπτύχθηκαν διάφορες μέθοδοι σχεδιασμού του οδοστρώματος βασισμένες στις ιδιότητες του εδάφους, όπως είναι οι εμπειρικοί μέθοδοι CBR και AASHTO (Yoder E. J., Witczak M. W., 1975), αλλά και η αναλυτική μέθοδος (Λοΐζος Α. & Πλατή Χ., 2018). Για τον προσδιορισμό της φέρουσας ικανότητας, ως παράμετροι χρησιμοποιούνται ο καλιφορνιακός δείκτης φέρουσας ικανότητας (California Bearing Ratio : CBR), ο δείκτης αντίστασης στην παραμόρφωση R-value και το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης M_R . Ο δείκτης CBR προσδιορίζεται εργαστηριακά με την εφαρμογή δύναμης μέσω εμβόλου σε κατάλληλα προετοιμασμένο δοκίμιο εδαφικού υλικού και βασίζεται στη διεύδυση του εμβόλου στο υλικό (Brown, 1996). Ο δείκτης R-value προσδιορίζεται εργαστηριακά με την εφαρμογή σταδιακής κατακόρυφης πίεσης σε ένα κατάλληλα προετοιμασμένο δοκίμιο μέσω πλάκας, ενώ εκφράζει την αντίσταση του υλικού στην παραμόρφωση (LeClerc, 1956). Επίσης, η παράμετρος M_R προσδιορίζεται εργαστηριακά μέσα από τριαξονική δοκιμή επαναλαμβανόμενου φορτίου, κατά την οποία εφαρμόζονται στο υλικό τάσεις σε όλες τις διευθύνσεις (Hveem, 1955).

Οι δείκτες CBR και R-value χρησιμοποιήθηκαν ως πιο άμεσες και μη χρονοβόρες στον υπολογισμό τους. Αντίθετα, το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης M_R χρησιμοποιήθηκε ως η πιο ακριβής παράμετρος στον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας των εδαφικών υλικών, αλλά ο προσδιορισμός του είναι περίπλοκος και χρονοβόρος. Έτσι, σε μια προσπάθεια συνδυασμού ταχύτητας και ακρίβειας προσδιορισμού της αντοχής της στρώσης έδρασης, διατυπώθηκαν παραμετρικές σχέσεις που συνδέουν το M_R με

τον δείκτη CBR. Οι σχέσεις αυτές χρησιμοποιούνται με προσοχή, καθώς βασίστηκαν σε συγκεκριμένους τύπους εδαφικών υλικών, όπως είναι τα αργιλικά και τα αργιλοαμμώδη εδάφη. Σε όλες τις περιπτώσεις, οι εργαστηριακές δοκιμές είναι απαραίτητες, προκειμένου να επαληθευθούν τα αποτελέσματα και να υπάρχει μια γενική εποπτεία της πραγματικής φέρουσας ικανότητας των υλικών, δεδομένου ότι το έδαφος παρουσιάζει έντονη διακύμανση ως προς τα χαρακτηριστικά του.

1.2 Στόχος – Μεθοδολογία

Δεδομένου του ανωτέρω προβληματισμού, στόχος της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η ανάδειξη της σημασίας της στρώσης έδρασης στον βέλτιστο σχεδιασμό των εύκαμπτων οδοστρωμάτων. Η διαδικασία αφορά στη διερεύνηση των παραδοχών και των παραμέτρων αξιολόγησης για τον προσδιορισμό της φέρουσας ικανότητας των εδαφικών υλικών που αποτελούν τη στρώση έδρασης.

Ως προς τη μεθοδολογία, αρχικά, πραγματοποιείται εκτενής βιβλιογραφική ανασκόπηση για την ανάδειξη των παραμέτρων που χαρακτηρίζουν τη φέρουσα ικανότητα των εδαφικών υλικών της στρώσης έδρασης. Επικεντρώνοντας στις παραμέτρους του δείκτη φέρουσας ικανότητας CBR και του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης M_R , εντοπίζεται στη διεθνή βιβλιογραφία ένα πλήθος σχέσεων που συνδέουν τις δύο παραμέτρους. Στη συνέχεια, γίνεται πειραματική διαδικασία στο εργαστήριο σε τρία (3) δείγματα εδαφικού υλικού. Η πειραματική διαδικασία περιλαμβάνει τις δοκιμές κοκκομετρικής ανάλυσης, συμπύκνωσης Proctor και CBR. Μέσα από αυτές, προσδιορίζονται η κοκκομετρική καμπύλη, η ξηρή πυκνότητα και ο δείκτης CBR για κάθε υλικό. Με βάση τα στοιχεία των δοκιμών, γίνεται θεωρητικός σχεδιασμός ενός εύκαμπτου οδοστρώματος με μελέτες ευαισθησίας ως προς τη σχέση $M_R - CBR$. Ο σχεδιασμός περιορίζεται στον προσδιορισμό του πάχους της ενοποιημένης στρώσης των ασύνδετων υλικών, δηλαδή της βάσης/υπόβασης, πάνω σε μια στρώση έδρασης, η οποία διαμορφώνεται κάθε φορά με ένα από τα εξεταζόμενα εδαφικά υλικά. Τα τελικά συμπεράσματα προκύπτουν από τα αποτελέσματα της πειραματικής διαδικασίας και του θεωρητικού σχεδιασμού του οδοστρώματος ανά σχέση $M_R - CBR$.

1.3 Δομή εργασίας

Η εργασία αυτή αποτελείται από εννιά κύρια κεφάλαια. Συγκεκριμένα, πέραν του τρέχοντος, περιλαμβάνονται τα ακόλουθα:

Το δεύτερο κεφάλαιο, όπου περιγράφονται γενικά η μορφή και οι κατηγορίες του οδοστρώματος. Ακόμη, πιο ειδικά, περιγράφονται οι ιδιότητες των εδαφικών υλικών

που χρησιμοποιούνται για την κατασκευή της στρώσης έδρασης οδοστρώματος, καθώς και ο τρόπος διαμόρφωσης αυτής.

Το τρίτο κεφάλαιο, το οποίο πραγματεύεται την έννοια του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης M_R . Ακόμη, αναφέρονται ο άμεσος τρόπος προσδιορισμού της παραμέτρου, δηλαδή μέσω εργαστηριακών δοκιμών, καθώς και ο έμμεσος προσδιορισμός της, δηλαδή μέσω παραμετρικών μοντέλων/σχέσεων που έχουν αναπτυχθεί μέσα στο χρόνο.

Το τέταρτο κεφάλαιο, το οποίο πραγματεύεται την έννοια του Καλιφορνιακού δείκτη φέρουσας ικανότητας CBR και τον εργαστηριακό προσδιορισμό του, σύμφωνα με τις ευρωπαϊκές και αμερικάνικες προδιαγραφές.

Το πέμπτο κεφάλαιο, όπου παρουσιάζονται τα στοιχεία της πειραματικής διαδικασίας, που πραγματοποιήθηκε στο εργαστήριο.

Το έκτο κεφάλαιο, όπου παρατίθενται οι αναλύσεις των δεδομένων και τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την πειραματική διαδικασία.

Το έβδομο κεφάλαιο, όπου προσδιορίζεται η φέρουσα ικανότητα των εξεταζόμενων εργαστηριακά εδαφικών υλικών μέσω των σχέσεων $M_R - CBR$ της διεθνούς βιβλιογραφίας. Στη συνέχεια, γίνεται θεωρητικός σχεδιασμός του οδοστρώματος με μελέτες ευαισθησίας ως προς τη σχέση $M_R - CBR$, επικεντρώνοντας στη διαστασιολόγηση της στρώσης βάσης/υπόβασης από ασύνδετα υλικά.

Το όγδοο κεφάλαιο, όπου παρατίθενται τα συμπεράσματα της συνολικής διερεύνησης που πραγματοποιήθηκε στην παρούσα διπλωματική εργασία.

Το ένατο κεφάλαιο, το οποίο περιλαμβάνει το σύνολο των βιβλιογραφικών αναφορών που χρησιμοποιήθηκαν για τη συγγραφή της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

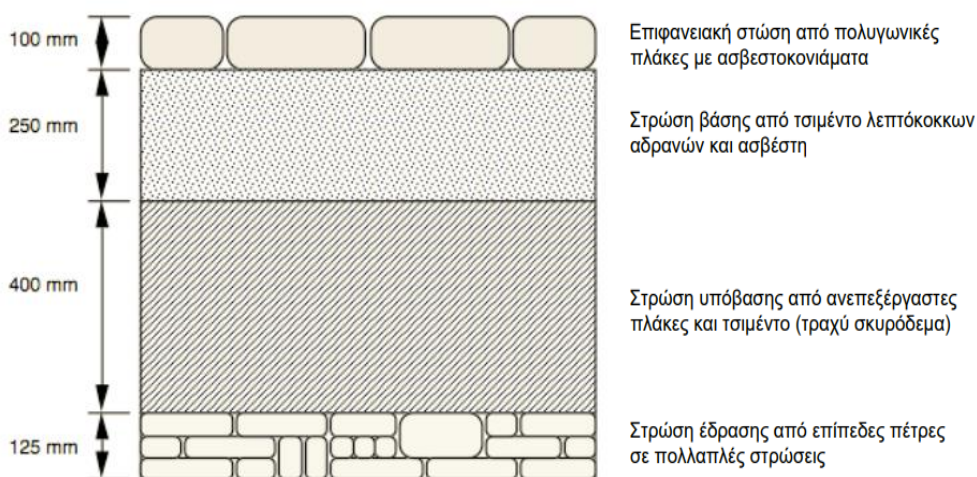
Τέλος, στα παραρτήματα I και II, παρουσιάζονται η υπολογιστική διαδικασία της κοκκομετρικής ανάλυσης και ενδεικτικά αποτελέσματα της δοκιμής CBR αντίστοιχα.

2 ΔΟΜΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΟΔΟΣΤΡΩΜΑΤΩΝ

2.1 Γενικά

2.1.1 Κατηγορίες οδοστρωμάτων

Στην αρχή της ανθρώπινης ιστορίας, οι μετακινήσεις ορίζονταν από τις φυσικές διαβάσεις, όπως είναι τα ποτάμια. Καθώς οι απαιτήσεις για μετακίνηση αυξάνονταν προς ικανοποίηση των ανθρώπινων αναγκών και αναζήτηση αγαθών, απαιτήθηκε ταυτόχρονα η ανάπτυξη τεχνητών διαδρόμων που θα εξυπηρετούσαν τη δεδομένη ανάγκη με μεγαλύτερη ευκολία. Έτσι, από τα πρώτα δείγματα οδοστρώσεως είναι οι λιθόστρωτοι οδοί στη Μεσοποταμία (4000 π.Χ.) και την Κρήτη (Μινωική Εποχή: 4000 – 1600 π.Χ.), όπου σώζεται μέχρι και σήμερα οδός μήκους 50 km και πλάτους 3.50 m. Ένα άλλο παράδειγμα εκείνης της εποχής ήταν οι πλινθόστρωτοι οδοί στην Ινδία (3000 π.Χ.), οι οποίες στο σύνολό τους αποτελούσαν επιφανειακές κατασκευές 1-2 στρώσεων (Καλτσούνης, 2007). Στα ρωμαϊκά χρόνια (500-30 π.Χ.), οι οδοί ήταν πολυστρωματικές κατασκευές με συνολικό πάχος της τάξης του 1 m και αποτελούνταν από 4 – 6 στρώσεις πετρωμάτων διαφορετικής διαβάθμισης κατά βάθος ή/και μεγάλων πέτρινων πλακών με άσβεστο/τσιμεντοκονιάματα ως συνδετικό υλικό. Τα βασικά επίπεδα της ρωμαϊκής οδού ήταν η επιφανειακή στρώση, η βάση, η υπόβαση και το υπέδαφος ή στρώση έδρασης (Εικόνα 2.1).



Εικόνα 2.1 Δομή ρωμαϊκού οδοστρώματος (Collins H.J., Hart C.A., 1936).

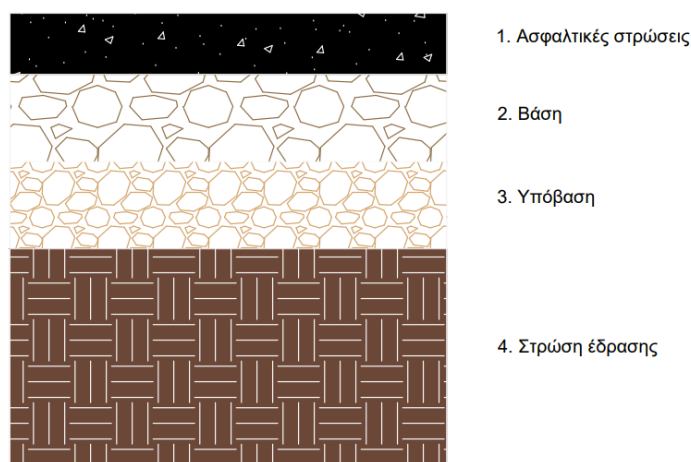
Στη σύγχρονη εποχή, πρώτα, ο Thomas Telford πρότεινε μια νέα μορφή διατομής οδοστρώματος με πιο επίπεδες και ομαλές επιφάνειες, αποσκοπώντας στη διευκόλυνση των μετακινήσεων. Το πάχος της διατομής ήταν της τάξης του 0.35 – 0.45 m, ενώ αποτελούταν από τις εξής στρώσεις: μια επιφανειακή στρώση χαλικιού μέγιστου μεγέθους 40 mm, ένα λίθινο υπόστρωμα με κόκκους μέγιστου μεγέθους 65 mm και ένα κατώτερο στρώμα από μεγάλες πέτρες διαστάσεων 100 mm X (75 – 180) mm (Collins H.J., Hart C.A., 1936). Ακόμη, η διατομή αυτή μπορούσε να υποστηρίξει φορτίο περίπου 88 N/mm. Λίγο αργότερα χρονικά, ο John Macadam εισήγαγε τα γωνιώδη αδρανή στη δομή του οδοστρώματος, τα οποία σπάζονταν με το χέρι στο απαιτούμενο μέγεθος, θεωρώντας ότι το οδόστρωμα θα είχε μεγαλύτερη αντοχή. Το συνολικό πάχος της διατομής ήταν 0.25 m, ενώ αποτελούταν από τις εξής στρώσεις: μια επιφανειακή στρώση 50 mm από αδρανή μέγιστου μεγέθους 25 mm και δύο κατώτερες στρώσεις συνολικού πάχους 200 mm από αδρανή μέγιστου μεγέθους 75 mm (Smiles, 1904). Η διατομή εκτιμήθηκε ότι μπορούσε να υποστηρίξει φορτίο περίπου 158 N/mm.

Προς τα τέλη του 19^{ου} αιώνα, εισήχθη στα οδοστρώματα η έννοια της ασφάλτου. Σε ένα πρώτο στάδιο, κατασκευάστηκαν οδοστρώματα τύπου Macadam με μια επιφανειακή στρώση από πίσσα πάχους 50 mm. Η τεχνική αυτή εγκαταλείφθηκε, καθώς παρουσιάστηκαν προβλήματα κατά τον προσδιορισμό της περιεκτικότητας σε πίσσα (Hubbard, 1910). Έπειτα, χρησιμοποιήθηκε η άσφαλτος ως συνδετικό υλικό για τη διαμόρφωση της επιφανειακής στρώσης. Τα οδοστρώματα φύλλου ασφάλτου (Hot Mix Asphalt), όπως ονομάστηκαν τα πρώτα ασφαλτικά οδοστρώματα, αποτελούνταν από τις εξής στρώσεις: μια επιφανειακή στρώση 40 – 50 mm από ασφαλτικό τσιμέντο και άμμο, μια συνδετική στρώση 40 mm από σπασμένη πέτρα και ασφαλτικό τσιμέντο και τη βάση υδραυλικού σκυροδέματος ή μπάζα οδοστρωμάτων 100 - 150 mm, ανάλογα με τον κυκλοφοριακό φόρτο (Baker, 1903). Τελικά, στις αρχές του 20^{ου} αιώνα, ο Frederick J. Warren πρότεινε τρόπους για την παραγωγή θερμών ασφαλτομιγμάτων κοντά στη σύγχρονη τεχνική.

Έτσι, σήμερα, το οδόστρωμα (road pavement) αποτελεί μια πολυστρωματική δομή που περιλαμβάνει ένα σύνολο στρώσεων από μίγματα ασύνδετου και συνδετικού υλικού στο άνω μέρος του και ένα σύνολο στρώσεων από ασύνδετα υλικά στο κάτω μέρος, εδραζόμενα σε μια διαμορφωμένη στρώση εδάφους. Πιο συγκεκριμένα, το συνδετικό υλικό των ανώτερων στρώσεων αναφέρεται είτε στο δομικό υλικό της ασφάλτου, είτε στο τσιμέντο, ανάλογα με τον τύπο του οδοστρώματος που απαιτείται. Αντίστοιχα, το ασύνδετο υλικό αναφέρεται σε αδρανή υλικά φυσικής ή τεχνητής προέλευσης. Σχετικά με τη στρώση εδάφους, αυτή διαμορφώνεται ανάλογα με το διαθέσιμο έδαφος στο χώρο κατασκευής, ενώ το σύνολο της διατομής του οδοστρώματος μπορεί να διαμορφωθεί, είτε σε όρυγμα, είτε σε επίχωμα, είτε σε μικτή κατάσταση.

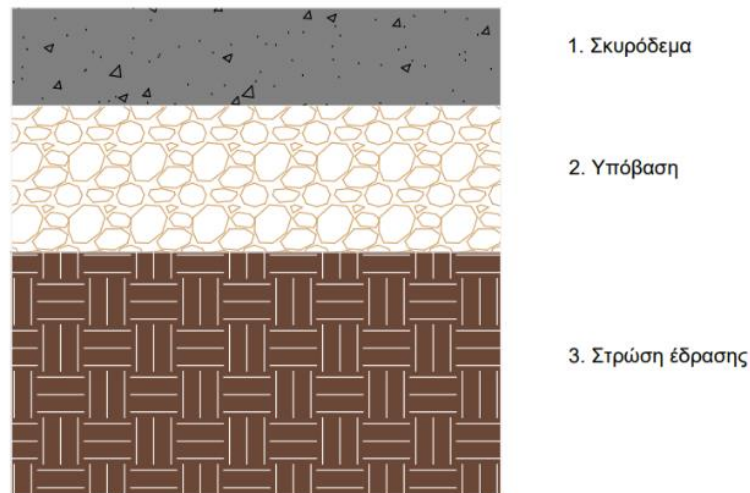
Η ποσότητα και το είδος των στρώσεων του οδοστρώματος καθορίζονται, αρχικά, από τον τύπο του οδοστρώματος που κατασκευάζεται. Κατά κανόνα, τα οδοστρώματα κατηγοριοποιούνται σε εύκαμπτα και δύσκαμπτα, ενώ με την εισαγωγή των μεθόδων

σταθεροποίησης των χρησιμοποιούμενων αδρανών υλικών, τα οδοστρώματα κατηγοριοποιούνται, ακόμη, σε ημι-εύκαμπτα και ημι-άκαμπτα. Η διατομή ενός εύκαμπτου οδοστρώματος περιλαμβάνει τις ανώτερες στρώσεις, τη στρώση βάσης, τη στρώση υπόβασης και τη στρώση έδρασης (Εικόνα 2.2). Οι ανώτερες στρώσεις κατασκευάζονται από στρώσεις ασφαλτομίγματος και διακρίνονται στην επιφανειακή στρώση, στην ενδιάμεση συνδετική στρώση και στην υποκείμενη στρώση ασφατικής βάσης. Οι στρώσεις βάσης και υπόβασης κατασκευάζονται από συμπυκνωμένο ασύνδετο αμμοχάλικο (θραυστό ή φυσικό) ορισμένης διαβάθμισης. Τέλος, η στρώση έδρασης αποτελείται από εδαφικά υλικά.



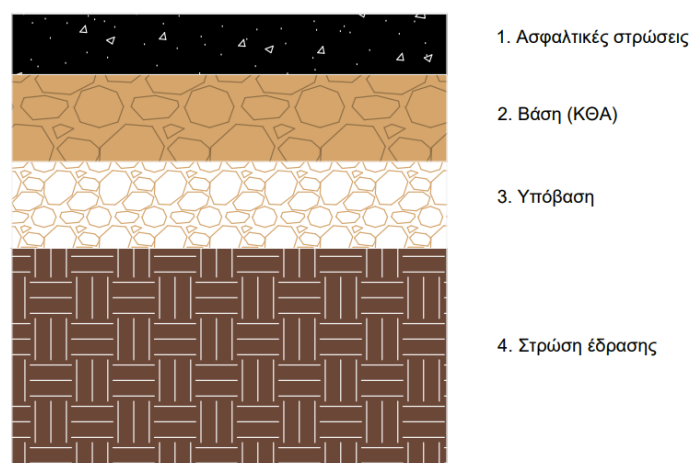
Εικόνα 2.2 Διατομή ενός εύκαμπτου οδοστρώματος

Η διατομή ενός δύσκαμπτου οδοστρώματος περιλαμβάνει τη στρώση σκυροδέματος, τη στρώση υπόβασης και τη στρώση έδρασης (Εικόνα 2.3). Η στρώση σκυροδέματος αποτελείται από γειτονικές πλάκες άοπλου σκυροδέματος τύπου Portland, οι οποίες παίζουν το ρόλο της επίστρωσης και της στρώσης βάσης. Οι πλάκες αυτές είναι πολύ πιθανό, είτε να συνδέονται μεταξύ τους με εγκάρσιες αρθρώσεις (Jointed Plain Concrete Pavements - JPCPs) ή καρφιά (Jointed Dowel Reinforced Concrete Pavements - JDRCPs), είτε να διαθέτουν συνεχή οπλισμό (Continuously Reinforced Concrete Pavements - CRCP), προς αποφυγή εγκάρσιας ρηγμάτωσης. Η στρώση υπόβασης κατασκευάζεται από συμπυκνωμένο ασύνδετο ή κατεργασμένο με τσιμέντο αμμοχάλικο, έτσι ώστε να επιτυγχάνεται η ομοιόμορφη έδραση της πλάκας και να μειώνονται οι υποχωρήσεις που αναπτύσσονται σε αυτή. Τέλος, η στρώση έδρασης αποτελείται ομοίως από εδαφικά υλικά.



Εικόνα 2.3 Διατομή ενός δύσκαμπτου οδοστρώματος

Η διατομή ενός ημι-εύκαμπτου/ημι-άκαμπτου οδοστρώματος είναι όμοια με τη διατομή ενός εύκαμπτου οδοστρώματος, δηλαδή περιλαμβάνει τις ασφαλτικές στρώσεις, τη στρώση βάσης, τη στρώση υπόβασης και τη στρώση έδρασης (Εικόνα 2.4). Η διαφορά εντοπίζεται στη σύσταση των στρώσεων της βάσης και της υπόβασης. Σε αυτή την κατηγορία οδοστρώματος, η στρώσης βάσης κατασκευάζεται από κατεργασμένο θραυστό αμμοχάλικο (ΚΘΑ) με υδραυλικές κονίες, όπως είναι το τσιμέντο, ενώ η στρώση υπόβασης κατασκευάζεται είτε από συμπυκνωμένο αμμοχάλικο ορισμένης διαβάθμισης είτε από κατεργασμένο θραυστό αμμοχάλικο (ΚΘΑ). Ακόμη, η διαφορά μεταξύ του ημι-εύκαμπτου και ημι-άκαμπτου οδοστρώματος εντοπίζεται στο πάχος των ασφαλτικών στρώσεων, το οποίο είναι μεγαλύτερο στην περίπτωση του ημι-εύκαμπτου.



Εικόνα 2.4 Διατομή ημι-εύκαμπτου/ημι-άκαμπτου οδοστρώματος

Στο πλαίσιο της παρούσας διπλωματικής εργασίας, θα εξεταστεί η περίπτωση των εύκαμπτων οδοστρωμάτων, τα οποία αποτελούν και το μεγαλύτερο ποσοστό των οδοστρωμάτων στην Ελλάδα.

2.1.2 Οδοστρώματα υψηλής και χαμηλής κυκλοφορίας

Ανάλογα με τον κυκλοφοριακό φόρτο, τα οδοστρώματα κατηγοριοποιούνται, ακόμα, σε υψηλής κυκλοφορίας οδοστρώματα (HVR: High Volume Roads) και χαμηλής κυκλοφορίας οδοστρώματα (LVR: Low Volume Roads). Τα υψηλής κυκλοφορίας οδοστρώματα συνήθως αφορούν οδούς που εξυπηρετούν μετακινήσεις στο εσωτερικό πυκνοκατοικημένων περιοχών, εθνικές οδούς και αυτοκινητόδρομους. Αντίθετα, τα χαμηλής κυκλοφορίας οδοστρώματα εντοπίζονται, κυρίως, σε αγροτικές και επαρχιακές περιοχές για την πρόσβαση σε καλλιεργήσιμες εκτάσεις, μετακινήσεις στο εσωτερικό αλλά και μεταξύ κοινοτήτων, μετακινήσεις προς κεντρικές περιοχές, ενώ μπορεί να αποτελούν προσωρινές οδούς για πρόσβαση σε έργα μέσα σε δυσπρόσιτες περιοχές (Keller G., Sherar J., 2003).

Ως προς τον κυκλοφοριακό φόρτο δεν υπάρχει σαφής ορισμός και διαχωρισμός μεταξύ των δύο κατηγοριών. Για τα οδοστρώματα χαμηλής κυκλοφορίας, η Αμερικάνικη Ένωση Εθνικών Οδών και Μεταφορών (AASHTO) τα διαχωρίζει σε οδοστρώματα «πολύ» χαμηλής και χαμηλής κυκλοφορίας θεωρώντας ως κυκλοφοριακό φόρτο σχεδιασμού λιγότερα από 400 και 2000 οχήματα την ημέρα αντίστοιχα (AASHTO 2001; AASHTO 2019). Σε παρόμοιες οδηγίες που προτάθηκαν στη Νότια Αφρική και στη Σουηδία, ορίζουν φόρτο σχεδιασμού τα 200 και 1000 οχήματα την ημέρα αντίστοιχα (Pasindu et al., 2019). Ένας άλλος τρόπος προσδιορισμού ενός οδοστρώματος LVR είναι μέσω της φθοράς της κατασκευής από την επαναλαμβανόμενη φόρτιση των τροχών των οχημάτων, το οποίο μεταφράζεται σε ένα ισοδύναμο φορτίο (ESAL: Equivalent Single-Axle Load) με συνήθη τιμή 18000 lb (80 kN). Ακόμη, οι Hall και Bettis (2000) αναφέρουν τις παρακάτω περιπτώσεις θεώρησης του ESAL για τα οδοστρώματα χαμηλής κυκλοφορίας: (α) $50000 < ESAL < 1000000$ (AASHTO, 2001), (β) $ESAL < 10000$ (Asphalt Institute, 1981) και (γ) $ESAL < 100000$ (Washington State Department of Transportation). Παράλληλα, ως προς το σχεδιασμό, θεωρείται ότι η μέγιστη ταχύτητα των οχημάτων είναι μέχρι 80 km/hr και η χάραξη του οδοστρώματος ακολουθεί την γεωμετρία της περιοχής χωρίς ιδιαίτερες επεμβάσεις στη φύση.

Ως προς την κατασκευή της διατομής, τα χαμηλής κυκλοφορίας οδοστρώματα μπορεί να διαθέτουν επίστρωση είτε από άσφαλτο, είτε από σκυρόδεμα, ή να μην διαθέτουν (unpaved roads). Από την άποψη των εύκαμπτων οδοστρωμάτων που εξετάζονται, η διατομή ενός χαμηλής κυκλοφορίας οδοστρώματος είναι παρόμοια με εκείνης ενός

υψηλής κυκλοφορίας οδοστρώματος, με τη διαφορά μεταξύ τους να εντοπίζεται στο πάχος των στρώσεων (Εικόνα 2.5).



Εικόνα 2.5 Δομή οδοστρώματος υψηλής κυκλοφορίας (HVR) (αριστερά) και χαμηλής κυκλοφορίας (LVR) (δεξιά)

Συγκεκριμένα, οι δύο διατομές αποτελούνται από τις επιφανειακές στρώσεις, τις στρώσεις των αδρανών και εδαφικών υλικών. Στην περίπτωση των οδοστρωμάτων υψηλής κυκλοφορίας, τα ανώτερα στρώματα, δηλαδή της ασφάλτου, έχουν μεγαλύτερο πάχος, ενώ τα κατώτερα στρώματα έχουν μικρότερο πάχος από τα αντίστοιχα των οδοστρωμάτων χαμηλής κυκλοφορίας. Με αυτό τον τρόπο, οι υψηλές τάσεις λόγω του κυκλοφοριακού φόρτου εφαρμόζονται στη στρώση των αδρανών υλικών. Αυτό σημαίνει ότι αποτελεί την κρίσιμη επιφάνεια για την αστοχία αντί της επιφανειακής στρώσης, η οποία θεωρείται κρίσιμη στην περίπτωση των οδοστρωμάτων HVR. Ακόμη, γίνεται οικονομικά εφικτή η κατασκευή ενός οδοστρώματος LVR, που σε αντίθετη περίπτωση θα ήταν μια δυσανάλογα ακριβή διαδικασία.

2.2 Στρώση έδρασης

2.2.1 Ορισμός

Η στρώση έδρασης ή αλλιώς υπέδαφος είναι το κατώτερο στρώμα της διατομής του οδοστρώματος από εδαφικά υλικά, τα οποία έχουν συμπυκνωθεί και έχουν διαμορφωθεί μέχρι βάθους, με σκοπό να παραλάβει τα φορτία κυκλοφορίας και να τα διανείμει στο φυσικό έδαφος. Στην περίπτωση των διατομών σε όρυγμα, η στρώση συνίσταται από το διαθέσιμο υλικό του φυσικού εδάφους στο πεδίο, ενώ στην περίπτωση των διατομών σε επίχωμα, συνίσταται από νέο εδαφικό υλικό που μεταφέρεται στο χώρο κατασκευής. Αποτελεί το θεμέλιο του οδοστρώματος και σε αυτή βασίζεται η συνολική διαδικασία του σχεδιασμού, είτε αυτός αφορά σε αναλυτικό τρόπο, είτε σε εμπειρικό τρόπο.

Τα οδοστρώματα σχεδιάζονται με σκοπό να παραλάβουν με ασφάλεια την αναμενόμενη κυκλοφορία για την περίοδο σχεδιασμού, η οποία φτάνει και τα 50 έτη

στην περίπτωση των αστικών δρόμων υψηλής κυκλοφορίας (AASHTO, 1993). Παράλληλα, θα πρέπει να εξασφαλίζουν την απαραίτητη άνεση στους χρήστες. Όταν ο σκοπός αυτός δεν εξυπηρετείται, τότε το οδόστρωμα έχει αστοχήσει. Έτσι, για τη διαστασιολόγηση της διατομής είναι απαραίτητο να συνυπολογιστούν οι ενδεχόμενες αστοχίες, που θα προκύψουν μέχρι το τέλος της περιόδου σχεδιασμού. Στα εύκαμπτα οδοστρώματα, οι κυριότερες μορφές αστοχίας είναι οι ρηγματώσεις της επιφανειακής στρώσης και οι μόνιμες παραμορφώσεις, οι οποίες εμφανίζονται όπου υπάρχουν αδυναμίες στο σύνολο της διατομής του οδοστρώματος, δηλαδή ακόμα και στη στρώση έδρασης (Brown, 1996). Αυτές έρχονται σαν αποτέλεσμα της επαναλαμβανόμενης φόρτισης του οδοστρώματος από τα διερχόμενα οχήματα στις θέσεις όπου οι τροχοί το καταπονούν, ενώ μπορεί να οφείλονται σε ανεπάρκεια της ποιότητας των υλικών των στρώσεων, σε θερμοκρασιακές αλλαγές και σε μη επιθυμητές συνθήκες στράγγισης/υγρασίας.

Σχετικά με τον σχεδιασμό, ο αναλυτικός τρόπος βασίζεται στην ικανοποίηση της απαίτησης ότι οι αναπτυσσόμενες τάσεις και παραμορφώσεις σε κρίσιμες θέσεις αστοχίας θα πρέπει να είναι μικρότερες των μέγιστων επιτρεπτών για τις προτεινόμενες τιμές του πάχους των στρώσεων του οδοστρώματος. Σε αυτή την περίπτωση, έχει προκύψει ότι, αν η παραμόρφωση στη στρώση έδρασης, όπου εντοπίζεται μία από τις προαναφερόμενες κρίσιμες θέσεις αστοχίας, κυμαίνεται σε χαμηλά επίπεδα, τότε δεν θα παρατηρηθεί μεγάλη παραμένουσα παραμόρφωση στο οδόστρωμα (Λοΐζος Α. & Πλατή Χ., 2018). Επειδή, όμως, ο τρόπος αυτός περιλαμβάνει πολλές παραμέτρους και είναι περίπλοκος προς επίλυση, χρησιμοποιούνται εμπειρικοί μέθοδοι για τη διαστασιολόγηση των στρώσεων με συνηθέστερη την αμερικάνικη ημιεμπειρική μέθοδο που βασίζεται στο οδικό πείραμα AASHO, το οποίο πραγματοποιήθηκε τη δεκαετία του 1950. Από τα αποτελέσματά του, προέκυψε ότι το 60 με 80 % των παραμορφώσεων της επιφανειακής στρώσης αναπτύσσονται στο εσωτερικό της στρώσης έδρασης (Elliott R. P., Thornton S. I., 1988). Έτσι, ο σχεδιασμός βασίστηκε σε παραμέτρους που περιγράφουν την αντοχή του εδάφους, όπως είναι ο δείκτης φέρουσας ικανότητας CBR, ο δείκτης αντίστασης στην παραμόρφωση R-value και το μέτρο ελαστικότητας M_R , για τον προσδιορισμό του πάχους των ανώτερων στρώσεων. Οι στρώσεις των ασύνδετων υλικών παραλαμβάνουν απομειωμένες τις τάσεις λόγω κυκλοφοριακού φόρτου από τις άνωθεν στρώσεις και με τη σειρά τους αναλαμβάνουν να τις μειώσουν περαιτέρω σε επίπεδα που μπορούν να παραληφθούν από τη στρώση έδρασης. Αυτό επαληθεύεται και από τη θεωρία του Burmister (1962) κατά την οποία η ύπαρξη μιας στρώσης με καλύτερες ιδιότητες πάνω από τη στρώση έδρασης την ανακουφίζει. Συνεπώς, λαμβάνοντας υπόψη την αμφίδρομη σύνδεση των στρώσεων των αδρανών και εδαφικών υλικών, η καλή λειτουργία του οδοστρώματος εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά του υπεδάφους.

2.2.2 Ιδιότητες εδαφικών υλικών

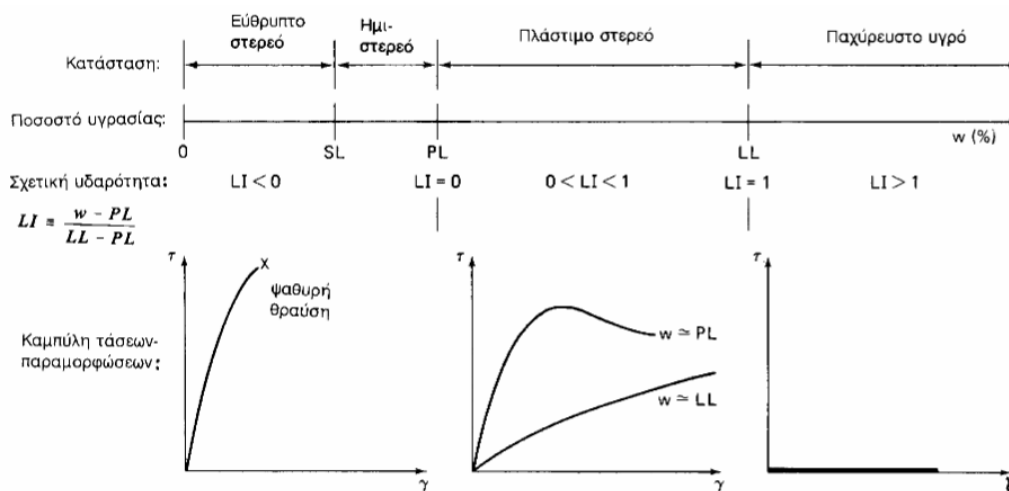
Τα εδαφικά υλικά, όπως αναφέρθηκε, αποτελούν τα υλικά διαμόρφωσης της στρώσης έδρασης. Γενικά, το έδαφος είναι ένα πολυφασικό υλικό που αποτελείται από οργανικά και ανόργανα υλικά, που είναι η στερεή φάση, και από κενά ή πόρους, τα οποία περιέχουν αέρα ή/και νερό, αποτελώντας την αέρια και υγρή φάση αντίστοιχα. Η ιδιαίτερη αυτή φύση του εδάφους είναι που καθορίζει τη μηχανική του συμπεριφορά και την καθιστά απρόβλεπτη. Συνεπώς, απαιτούνται μια σειρά από εργαστηριακές δοκιμές που αξιολογούν το υλικό και το κατατάσσουν σε μια από τις πέντε κατηγορίες γαιωδών εδαφικών υλικών (E0, E1, E2, E3, E4) σύμφωνα με το σχετικό ελληνικό πρότυπο (ΠΕΤΕΠ 1501-05-03-01-00, 2017), για την καλύτερη επιλογή του υλικού για ενσωμάτωση στη διαμόρφωση της στρώσης έδρασης. Σε αυτούς τους ελέγχους, περιλαμβάνονται η κοκκομετρική ανάλυση, ο προσδιορισμός της συμπεριφοράς του υλικού ως προς το νερό, η δοκιμή συμπύκνωσης και η δοκιμή φέρουσας ικανότητας.

Με την πρώτη δοκιμή, προσδιορίζεται η κατανομή του μεγέθους των κόκκων που εμπεριέχονται σε ένα εδαφικό υλικό, το οποίο διέρχεται από κόσκινα μειούμενης διάστασης οπής με τη βοήθεια μηχανικής δόνησης. Τα κόσκινα έχουν πρότυπα μεγέθη και στην Ελλάδα χρησιμοποιούνται αυτά που ακολουθούν την προδιαγραφή του ΕΛΟΤ EN 933-2 (1996). Με αυτό τον τρόπο, επιτυγχάνεται ο διαχωρισμός των περιεχόμενων υλικών ανάλογα με το μέγεθος των κόκκων σε μια κλίμακα εδαφών από τους λίθους, κροκάλες (μεγαλύτερη διάμετρος κόκκων), χαλίκια, άμμους έως τις ιλύες και τις αργίλους (μικρότερη διάμετρος κόκκων) (Καββαδάς, 2016). Τα αποτελέσματα της δοκιμής αποτυπώνονται σε διαγράμματα που συνδέουν το ποσοστό διερχόμενου υλικού από κάθε κόσκινο με το μέγεθος της οπής του κόσκινου, συνθέτοντας τη λεγόμενη κοκκομετρική καμπύλη. Ακόμη, υπολογίζονται οι δείκτες ομοιομορφίας C_u και καμπυλότητας C_c , οι οποίοι είναι ενδεικτικοί της διαβάθμισης του υλικού. Ένα καλώς διαβαθμισμένο υλικό αποτυπώνεται σχηματικά με μια μέτρια κλίση στην κοκκομετρική καμπύλη, ενώ οι αναφερόμενοι δείκτες λαμβάνουν τιμές $C_u > 5$ και $1 \leq C_c \leq 3$ αντίστοιχα. Ποιοτικά, σε ένα εδαφικό υλικό με καλή διαβάθμιση, υπάρχει μεγαλύτερη ποικιλία κόκκων. Τα κενά πληρούνται σε μεγάλο ποσοστό, ενώ οι κόκκοι έχουν περισσότερες κοινές επιφάνειες. Έτσι, επιτυγχάνεται η συμπλοκή των κόκκων, που οδηγεί σε καλύτερη μηχανική συμπεριφορά, ενώ η επιθυμητή συμπύκνωση του υλικού είναι εφικτή σε μικρότερο χρονικό διάστημα και με λιγότερη μηχανική προσπάθεια. Τέλος, για την κατάταξη του εδαφικού υλικού, σημαντικές παράμετροι είναι η μέγιστη διάσταση κόκκου και το διερχόμενο ποσοστό υλικού από κόσκινο Νο 200, δηλαδή κόσκινο διάστασης οπής 0,074 mm.

Ως προς τα φυσικά χαρακτηριστικά, το ποσοστό υγρασίας και τα όρια Atterberg είναι ενδεικτικά της παρουσίας του νερού στους πόρους ενός εδαφικού υλικού, η οποία με τη σειρά της επηρεάζει τη μηχανική του συμπεριφορά. Το ποσοστό υγρασίας w προσδιορίζεται ζυγίζοντας το υλικό στη φυσική του κατάσταση και στην κατάσταση μετά από ξήρανση σε κλίβανο. Τα όρια Atterberg αντιστοιχούν σε ποσοστά υγρασίας

που χαρακτηρίζουν τη μετάβαση από μια κατάσταση υγρασίας σε μια άλλη. Τα ποσοστά αυτά ονομάζονται όριο πλαστικότητας PL και όριο υδαρότητας LL, ενώ το εύρος της υγρασίας μεταξύ των δύο ορίων ονομάζεται δείκτης πλαστικότητας PI. Το όριο πλαστικότητας PL εκφράζει την περιεκτικότητα σε νερό, στην οποία το υλικό αρχίζει να θρυμματίζεται όταν διαμορφωθεί σε επιμήκη στοιχεία διαμέτρου 3 mm, δηλαδή τη μετάβαση από την πιο στερεή στην πλάστιμη κατάσταση. Το όριο υδαρότητας LL εκφράζει την περιεκτικότητα σε νερό, στην οποία τα χείλη μιας τυποποιημένης τομής τραπεζοειδούς μορφής που έχει δημιουργηθεί σε δείγμα εδαφικού υλικού μετακινείται μετά από 25 πτώσεις της κάψας πάνω στην μεταλλική βάση ειδικής συσκευής (συσκευή Casagrande), δηλαδή τη μετάβαση από την πλάστιμη στη ρευστή κατάσταση. Αντίστοιχα, ο δείκτης πλαστικότητας PI εκφράζει το εύρος της υγρασίας στο οποίο το εδαφικό υλικό έχει πλάστιμη συμπεριφορά.

Συγκρίνοντας το ποσοστό φυσικής υγρασίας w με τις τιμές των ορίων Atterberg, λαμβάνονται κάποια ενδεικτικά συμπεράσματα για τη μηχανική συμπεριφορά των υλικών. Έτσι, όταν το ποσοστό υγρασίας είναι μικρότερο του ορίου πλαστικότητας PL, το υλικό δεν παρουσιάζει έντονες παραμορφώσεις και αστοχεί ψαθυρά, δηλαδή απότομα χωρίς προειδοποίηση. Όταν το υλικό είναι πλάστιμο, δηλαδή $PL \leq w \leq LL$, τότε αναπτύσσονται σημαντικές παραμένουσες παραμορφώσεις και η αστοχία επέρχεται σταδιακά. Με την αύξηση του ποσοστού υγρασίας, το εδαφικό υλικό παρουσιάζει συνεχείς παραμορφώσεις (ερπυσμός) φτάνοντας σε σημείο που μπορεί να συμπεριφέρεται σαν ρευστό, δηλαδή το υλικό να παραμορφώνεται χωρίς την επιβολή τάσεων. Στην εικόνα 2.6, παρουσιάζεται η μηχανική συμπεριφορά ενός συνεκτικού υλικού σε όλες τις καταστάσεις υγρασίας. Τέλος, η διαδικασία για τον προσδιορισμό των φυσικών χαρακτηριστικών είναι ενδεικτική για τη φύση του εδάφους, δηλαδή αν αυτό περιέχει περισσότερο συνεκτικό ή μη-συνεκτικό υλικό, ενώ για την κατάταξη του εδάφους σημαντικές παράμετροι είναι το όριο υδαρότητας LL και ο δείκτης πλαστικότητας PI.



Εικόνα 2.6 Μηχανική συμπεριφορά συνεκτικού υλικού ανάλογα με το ποσοστό υγρασίας Πηγή: (Καβαδάς, 2016)

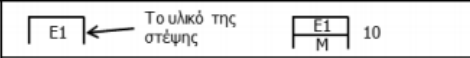


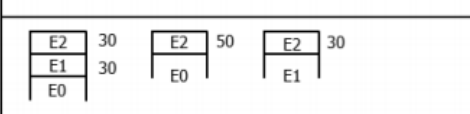
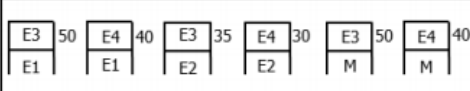
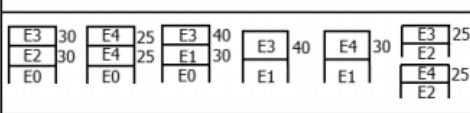

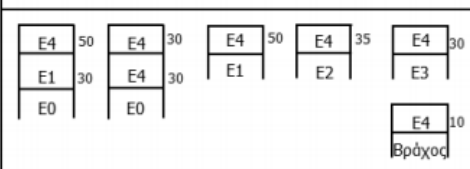
Σχετικά με τη συμπύκνωση, αξ σημειωθεί ότι η στρώση έδρασης αποτελείται ουσιαστικά από φυσικό υλικό, είτε η διατομή βρίσκεται σε επίχωμα, είτε σε όρυγμα. Αυτό σημαίνει ότι, ανεξάρτητα από την ποιότητα του εδάφους επιδιώκεται η μεγιστοποίηση της αντοχής του με τη μέθοδο της συμπύκνωσης. Η βέλτιστη κατάσταση συμπύκνωσης επιτυγχάνεται με την κατάλληλη σχέση μεταξύ πυκνότητας και περιεκτικότητας σε υγρασία, η οποία δίνει και την απαιτούμενη αύξηση της αντοχής. Για το σκοπό αυτό, πραγματοποιείται η τροποποιημένη δοκιμή συμπύκνωσης Proctor, κατά την οποία δοκίμια συγκεκριμένης ποσότητας εδαφικού υλικού με διαφορετική περιεκτικότητα σε υγρασία συμπυκνώνονται με ειδικό κόπανο μάζας 4,5 Kg, που πέφτει από ύψος 457 mm. Μετά από τη δοκιμή, καταγράφεται η ξηρή πυκνότητα κάθε δοκιμίου και προκύπτουν τα ζεύγη της πυκνότητας και της περιεκτικότητας σε υγρασία, τα οποία δίνουν τη σχετική καμπύλη. Η αιχμή της καμπύλης αντιστοιχεί στο ποσοστό υγρασίας που θα πρέπει να περιέχεται στο εδαφικό υλικό για μέγιστη συμπύκνωση, ενώ η μέγιστη τιμή της ξηρής πυκνότητας επιδιώκεται να επιτευχθεί στο χώρο κατασκευής του έργου. Τέλος, για την κατάταξη του εδαφικού υλικού σημαντική παράμετρος είναι η μέγιστη ξηρή πυκνότητα.

Συμπληρωματικά με τη συμπύκνωση του υλικού, απαιτείται ο προσδιορισμός της αντοχής του, δηλαδή της φέρουσας ικανότητας. Έτσι, πραγματοποιείται η δοκιμή CBR, κατά την οποία εκφράζεται η φέρουσα ικανότητα του εδαφικού υλικού όταν συμπυκνωθούν στο εργαστήριο στη βέλτιστη υγρασία και σε διαφορετικές τιμές της ξηρής πυκνότητας. Αντίστοιχα, προκύπτουν ζεύγη πυκνότητας και φέρουσας ικανότητας που αποτυπώνονται σε σχετικό διάγραμμα. Με αυτόν τον τρόπο, είναι δυνατή η κατάλληλη συσχέτιση μεταξύ αντοχής, πυκνότητας και περιεκτικότητας σε υγρασία, ώστε να εξασφαλιστεί η επαρκής ευστάθεια της στρώσης έδρασης. Κατά τη δοκιμή, προσδιορίζεται, ακόμη, η ικανότητα του εδάφους να διόγκωθεί, μια ιδιότητα η οποία μπορεί να οδηγήσει σε απώλεια αντοχής, αν δεν υπάρξει κατάλληλη διαχείριση της περιεχόμενης υγρασίας. Γενικά, έχει παρατηρηθεί ότι η διόγκωση μειώνεται με την αύξηση του ποσοστού υγρασίας μέχρι τη βέλτιστη τιμή του και ύστερα σταθεροποιείται για μεγαλύτερες τιμές από τη βέλτιστη (Yoder E. J., Witczak M. W., 1975). Τέλος, για την κατάταξη του εδαφικού υλικού σημαντικές παράμετροι είναι ο δείκτης CBR και το ποσοστό διόγκωσης του εδαφικού υλικού.

Ιδανικά, σύμφωνα με την ελληνική κατάταξη των εδαφών για τη διαμόρφωση της στρώσης έδρασης, το εδαφικό υλικό είναι επιθυμητό να ανήκει στην κατηγορία E4. Αυτό σημαίνει ότι η μέγιστη διάσταση κόκκου είναι μικρότερη από 80 mm και το περιεχόμενο λεπτόκοκκο υλικό βρίσκεται σε σχετικά μικρή ποσότητα, δηλαδή το διερχόμενο ποσοστό από κόσκινο οπής 0,074 mm (No 200) να είναι μικρότερο από 25%. Ακόμη, το όριο υδαρότητας LL και ο δείκτης πλαστικότητας PI κυμαίνονται σε τιμές μικρότερες από 30% και 10% αντίστοιχα, οι οποίες υποδηλώνουν σχετικά χαμηλά ποσοστά υγρασίας. Ο δείκτης φέρουσας ικανότητας CBR είναι μικρότερος από 20% με μηδενική διόγκωση του εδαφικού δοκιμίου και περιεκτικότητα σε οργανικά, συνθήκες που υποδηλώνουν την σχετικά υψηλή αντοχή του.

2.2.3 Διαμόρφωση στρώσης έδρασης

Η στρώση έδρασης του οδοστρώματος (ΣΕΟ) διαμορφώνεται ανάλογα με την επιδιωκόμενη στη διατομή του έργου Φέρουσα Ικανότητα (Φ.Ι.). Η τιμή της εξαρτάται από την κατηγορία και το πάχος του διατιθέμενου εδαφικού υλικού, καθώς και από την ποιότητα του υλικού της υποκείμενης στρώσης, ενώ διαφορετικές απαιτήσεις εντοπίζονται ανάλογα με τον τύπο της διατομής, δηλαδή μεταξύ ορύγματος και επιχώματος. Έτσι, το πάχος της στρώσης έδρασης επιλέγεται από την εικόνα 2.7, η οποία είναι σύμφωνη με τον Κανονισμό Μελετών – Ερευνών (ΚΜΕ) και ακολουθεί την κατάταξη των γαιωδών εδαφικών υλικών που αναφέρθηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο (E0 έως E4).

ΕΠΙΧΩΜΑ		ΦΙΕ 0
ΟΡΥΓΜΑ		3 < CBR ≤ 5
ΕΠΙΧΩΜΑ		ΦΙΕ 1
ΟΡΥΓΜΑ		5 < CBR ≤ 10
ΕΠΙΧΩΜΑ		ΦΙΕ 2
ΟΡΥΓΜΑ		10 < CBR ≤ 20
ΕΠΙΧΩΜΑ		ΦΙΕ 3
ΟΡΥΓΜΑ		CBR > 20

Εικόνα 2.7 Ελάχιστα πάχη (cm) για τη διαμόρφωση της στρώσης έδρασης Πηγή: (Λοΐζος Α. & Πλατή Χ., 2018)

Όπως παρατηρείται, εάν, για παράδειγμα, η επιθυμητή φέρουσα ικανότητα είναι τύπου ΦΙΕ 2, δηλαδή ο δείκτης CBR να κυμαίνεται μεταξύ 10 και 20 %, τότε, στην περίπτωση που η διατομή βρίσκεται σε επίχωμα, το υλικό της στέψης ανήκει στην κατηγορία E1 και το διατιθέμενο υλικό για τη στρώση έδρασης στην κατηγορία E3, τότε το ελάχιστο πάχος της στρώσης έδρασης είναι 50 cm. Στην περίπτωση της διατομής σε όρυγμα με υλικό υποκείμενης στρώσης κατηγορίας E2 και εδαφικό υλικό κατηγορίας E3, το

ελάχιστο πάχος είναι 25 cm. Ακόμη, στην περίπτωση ασθενούς εδαφικού υλικού, δηλαδή κατηγορίας E0, προβλέπεται ενδιάμεση εξυγιαντική στρώση με κατάλληλο πάχος για να προκύψει η απαιτούμενη φέρουσα ικανότητα. Για παράδειγμα, έχοντας ως επιθυμητή φέρουσα ικανότητα την ΦΙΕ 3, δηλαδή CBR > 20 %, η στρώση έδρασης ορύγματος διαμορφώνεται σε δύο στρώσεις 50 και 30 cm αντίστοιχα, δεδομένου ότι τα διαθέσιμα εδαφικά υλικά είναι κατηγορίας E4 και E1 αντίστοιχα. Σε αυτό το πλαίσιο, δίνεται η δυνατότητα διαμόρφωσης της στρώσης έδρασης κατευθείαν πάνω στο έδαφος, χαρακτηρισμός M, μόνο σε περιπτώσεις υψηλής ποιότητας εδαφικού υλικού (E3, E4) ή σε χαμηλές απαιτήσεις φέρουσας ικανότητας, όπως είναι αυτή της ΦΙΕ 0. Διαφορετικά, η βελτίωση των μηχανικών χαρακτηριστικών των εδαφικών υλικών μπορεί να επιτευχθεί με τη χρήση σταθεροποιητικών μέσων, όπως είναι η άσβεστος. Ακόμη, αξίζει να σημειωθεί ότι, όσο η ποιότητα της υποκείμενης στρώσης αυξάνεται, δηλαδή το υλικό είναι κατάταξης E3 ή E4, το απαιτούμενο ελάχιστο πάχος της στρώσης έδρασης μειώνεται. Χαρακτηριστικό παράδειγμα είναι η περίπτωση που η υποκείμενη στρώση είναι βράχος και το εδαφικό υλικό είναι κατηγορίας E4 με τελικό πάχος διαμόρφωσης ίσο με 10 cm. Τέλος, το εδαφικό υλικό διαμορφώνεται σε στρώσεις των 10 cm μέχρι το συνολικό προβλεπόμενο πάχος και συμπυκνώνεται στη βέλτιστη υγρασία με οδοστρωτήρες.

3 ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΣΤΡΩΣΗΣ ΕΔΡΑΣΗΣ

3.1 Μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης

3.1.1 Ορισμός

Τα εδαφικά υλικά έχουν ελαστο-πλαστική συμπεριφορά. Στον σχεδιασμό, όμως, των οδοστρωμάτων, οι παράμετροι που περιγράφουν την αντοχή και την παραμορφωσιακή τους κατάσταση, ακολουθούν την ελαστική θεωρία. Αυτό έχει ως σκοπό να εξασφαλίσει ότι θα αναπτυχθούν σχετικά χαμηλές παραμορφώσεις στα κατώτερα στρώματα της διατομής, όπως είναι η στρώση έδρασης, καθώς αυτές δεν οδηγούν σε μόνιμες παραμορφώσεις. Ως ελαστική παράμετρος για τα εδαφικά υλικά χρησιμοποιείται το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης ή επανάταξης M_R (resilient modulus), το οποίο προκύπτει κάτω από δυναμικές συνθήκες φόρτισης έναντι στατικών, στην περίπτωση του μέτρου ελαστικότητας (Young modulus).

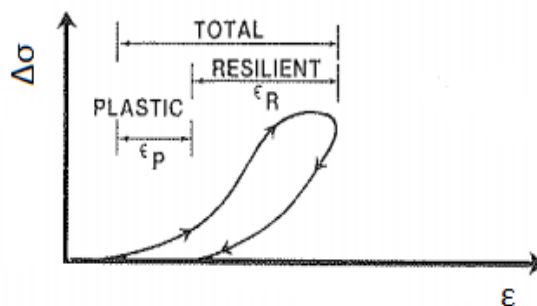
Η παράμετρος M_R προτάθηκε, για πρώτη φορά, τη δεκαετία του 1950 στην Καλιφόρνια, μετά τις ερευνητικές δραστηριότητες του μηχανικού Francis Hveem και του καθηγητή Harry Seed και των συνεργατών του. Ο Hveem (1955) συνδέει τις ελαστικές ιδιότητες των θεμελιακών στρωμάτων με την αστοχία του οδοστρώματος λόγω επιφανειακής ρηγμάτωσης, ενώ οι Seed et al. (1962) εισάγουν τον ορισμό της παραμέτρου που ισχύει μέχρι και σήμερα, πραγματοποιώντας τριαξονικές δοκιμές σε συμπυκνωμένα εδαφικά δοκίμια. Από τότε, οι μελετητές ασχολήθηκαν με την ανάπτυξη εργαστηριακών μεθόδων και εξοπλισμού για τον καλύτερο προσδιορισμό του M_R , όπως αποδεικνύεται από συναφείς μελέτες (Barksdale (1971), Terrel et al. (1974) και Wilson et al. (1990)), με την πολυαξονική δοκιμή, την κατανόηση της ελαστικής συμπεριφοράς και τη σύνδεση της με τις ιδιότητες των εδαφικών υλικών (Thompson & Robnett (1976), Drumm et al. (1990, 1997), Edil et al. (2006)), καθώς και με την ανάπτυξη κατάλληλων μοντέλων για την αναπαράσταση αυτής της συμπεριφοράς (Uzan (1985), Pezo (1993), Gupta (2007)).

Η πλέον προτιμητέα μέθοδος προσδιορισμού της παραμέτρου M_R είναι η τριαξονική δοκιμή επαναλαμβανόμενου φορτίου (Repeated load triaxial test – RLT). Κατά τη δοκιμή, το δοκίμιο τοποθετείται σε κυλινδρική κυψέλη, στην οποία επιβάλλεται πλευρική πίεση (σ_3) μέσω λεπτής μεμβράνης. Στη συνέχεια, επιβάλλεται στο δοκίμιο αξονική πίεση (σ_1) σε επαναλαμβανόμενο ρυθμό με ενδιάμεσες παύσεις και αποφορτίσεις των δοκιμίων, προκειμένου να προσομοιωθεί ο κυκλοφοριακός φόρτος του οδοστρώματος και η τυχόν διέλευση βαρέων οχημάτων. Σε κάθε κύκλο φόρτισης, καταγράφονται οι παραμορφώσεις και συγκεκριμένα οι αλλαγές στο μήκος των δοκιμίων (Elliott R. P., Thornton S. I., 1988). Στην εικόνα 3.1, απεικονίζεται η διάταξη του δοκιμίου στη συσκευή τριαξονικής δοκιμής. Ακόμη, στην εικόνα 3.2, παρουσιάζεται γραφικά η συμπεριφορά του δοκιμίου σε έναν κύκλο τριαξονικής δοκιμής, ενώ

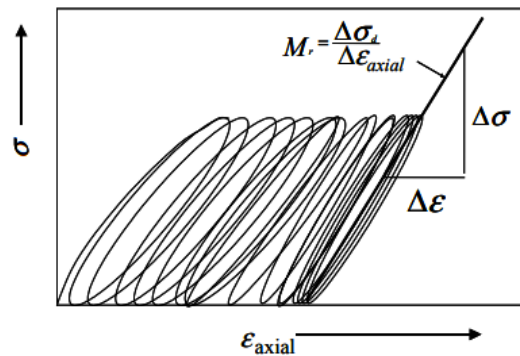
στην εικόνα 3.3, παρουσιάζεται γραφικά και προσεγγιστικά η συμπεριφορά του δοκιμίου μετά από τις επαναλαμβανόμενες δοκιμές, καθώς και ο τρόπος προσδιορισμού του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης από τους τελευταίους κύκλους φόρτισης.



Εικόνα 3.1 Διάταξη δοκιμίου-συσκευής κατά την τριαξονική δοκιμή επαναλαμβανόμενου φορτίου



Εικόνα 3.2 Μηχανική συμπεριφορά εδαφικού δοκιμίου κατά έναν κύκλο φόρτισης – αποφόρτισης τριαξονικής δοκιμής. Πηγή: (Elliott R. P., Thornton S. I., 1988)



Εικόνα 3.3 Μηχανική συμπεριφορά εδαφικού δοκιμίου μετά από επαναλαμβανόμενους κύκλους φόρτισης – αποφόρτισης τριαξονικής δοκιμής και ο σχετικός προσδιορισμός του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης. Πηγή: Hopkins et al. on Kentucky soils (2001)

Τελικά, το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης ορίζεται ως το μέτρο του λόγου της επιβαλλόμενης τάσης προς την αναιρέσιμη παραμόρφωση, δηλαδή:

$$M_R = \frac{\Delta\sigma}{\varepsilon_a} \quad (3.1)$$

όπου $\Delta\sigma = \sigma_1 - \sigma_3$, η επιβαλλόμενη τάση (deviator stress) με σ_1 να είναι η κύρια αξονική τάση, η σ_3 να είναι η κύρια πλευρική τάση (confining pressure), η οποία προσομοιώνει τις τάσεις λόγω υπερκείμενου φορτίου στο έδαφος και τις τάσεις λόγω της κυκλοφορίας των οχημάτων, και ε_a είναι η αξονική αναιρέσιμη ή ελαστική παραμόρφωση, δηλαδή αυτή που αναιρείται μετά το τέλος της φόρτισης.

3.1.2 Παράγοντες επιρροής του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης

Το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης M_R δεν είναι ενιαίο, καθώς εξαρτάται από διάφορους παράγοντες. Οι κυριότεροι από αυτούς είναι οι συνθήκες φόρτισης και οι φυσικές ιδιότητες του εδαφικού υλικού. Οι συνθήκες φόρτισης εκφράζονται με τις έννοιες της πλευρικής τάσης σ_3 , της τάσης απόκλισης $\Delta\sigma$ και του αθροίσματος των κύριων τάσεων θ (bulk stress). Για τα συνεκτικά εδάφη, δηλαδή τα αργιλικά και ιλυώδη εδάφη, οι Thompson και Rodnett (1979) αναφέρουν ότι η τιμή του M_R μεταβάλλεται ελαφρώς αυξητικά με την αύξηση της σ_3 και η επιρροή της στην παράμετρο μπορεί να θεωρηθεί ασήμαντη. Αυτό επιβεβαιώνεται και από προγενέστερη μελέτη της εποχής (Fredlund et al. 1977), αλλά και από έρευνες εκτίμησης των εδαφικών υλικών, όπως έγινε στην πολιτεία των ΗΠΑ, Κεντάκι, το 2001 (Hopkins et al, 2001), οπότε και μελετήθηκαν αργιλώδη και αργιλοαμμώδη εδάφη. Αντίθετα, εκτιμήθηκε ότι η τάση απόκλισης $\Delta\sigma$ επηρεάζει σημαντικά το M_R και, συγκεκριμένα, η αύξηση της τάσης

προκαλεί μείωση της παραμέτρου, το οποίο αποδίδεται στο γεγονός ότι η φόρτιση δεν παραλαμβάνεται πλέον από τους κόκκους/πλακίδια του εδάφους.

Από την άλλη πλευρά, τα μη συνεκτικά εδάφη, συνήθως τα αμμώδη και χονδρόκοκκα εδάφη, αντιμετωπίζονται ως αδρανή υλικά και το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης επηρεάζεται σημαντικά από την πλευρική τάση σ_3 και το άθροισμα των κύριων τάσεων θ , ενώ η επιρροή της τάσης $\Delta\sigma$ θεωρείται λιγότερο σημαντική. Στην έρευνα του, ο Hicks (1970) εισηγείται ότι το M_R πρακτικά δεν επηρεάζεται από την μεταβολή του $\Delta\sigma$. Αντίστοιχα, οι Hicks και Monismith (1971) αναφέρουν μια μικρή αλλαγή της παραμέτρου προς τα κάτω σε χαμηλές τιμές και προς τα πάνω σε υψηλές τιμές της τάσης αντίστοιχα. Ακόμη, οι Wilson et al. (1990) για κοκκώδη στρώση έδρασης και Drumm et al. (1990, 1997) για κοκκώδη υλικά αναφέρουν, αντίστοιχα, ότι η αύξηση της τάσης απόκλισης προκαλεί μια ελαφριά μεταβολή στο μέτρο της παραμέτρου, αποδίδοντας το στην αναπροσανατολισμό των κόκκων του εδάφους σε μια διαφορετική κατάσταση συμπίκνωσης. Αντίθετα με την τάση απόκλισης, παλαιότερες έρευνες, ξεκινώντας από το οδικό πείραμα του AASHTO πάνω σε αμμώδη εδάφη μέχρι αυτές των Uzan (1985), Farrar και Turner (1991), καθώς και σύγχρονες έρευνες αξιολόγησης αμμώδους εδάφους από τους συγκοινωνιακούς φορείς της πολιτείας των ΗΠΑ, Τζόρτζια, το 2019 (Kim et al, 2019), έδειξαν ότι η τιμή του M_R αυξάνεται σημαντικά με την αύξηση της πλευρικής τάσης ή/και την παράμετρο θ .

Ως προς τις φυσικές ιδιότητες των εδαφών, η περιεκτικότητα σε υγρασία και η πυκνότητα έχουν σημαντική επιρροή στο μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης M_R . Γενικά, πολλοί ερευνητές καταλήγουν στο συμπέρασμα ότι το M_R των εδαφικών υλικών, είτε συνεκτικών είτε μη συνεκτικών, μειώνεται με την αύξηση του ποσοστού υγρασίας. Η επίδραση της υγρασίας είναι πιο έντονη στην περίπτωση του ιλυώδους και αργιλώδους εδάφους (Mohammad et al. 1995), λαμβάνοντας υπόψη το φαινόμενο της ρευστοποίησης. Παράλληλα, ακόμα και μεταξύ τους, μπορεί να παρατηρηθεί αισθητή διαφορά στην επιρροή τους στο οδόστρωμα, με το ιλυώδες έδαφος να εμφανίζει καλύτερη συμπεριφορά (Robnett και Thompson (1976)). Επιπλέον, μια σημαντική παρατήρηση είναι η συσχέτιση του ποσοστού υγρασίας συμπίκνωσης με τη βέλτιστη τιμή της, στην οποία ρόλο παίζει και η πυκνότητα του εδάφους. Έτσι, όπως αναφέρεται από τον Dawson (1996) για μη συνεκτικά εδάφη/αδρανή υλικά, το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης μεταβάλλεται διαφορετικά πάνω και κάτω από τη βέλτιστη περιεκτικότητα σε υγρασία. Κάτω από την τιμή αυτή, το M_R αυξάνεται με την αύξηση της περιεκτικότητας σε υγρασία, θεωρώντας ότι η παρουσία του νερού προσδίδει μια σχετική συνοχή μεταξύ των κόκκων. Από την άλλη, πάνω από την τιμή αυτή, το M_R μειώνεται με την αύξηση της περιεκτικότητας σε υγρασία. Σε αυτή την περίπτωση, η πίεση των πόρων θεωρείται σημαντική και η αύξηση της προκαλεί μείωση των ενεργών τάσεων, δηλαδή αυτών που αναλαμβάνονται από το υλικό. Όμοια συμπεριφορά έχει παρατηρηθεί και για τα συνεκτικά εδάφη. Σύμφωνα με τους Edil και Motan (1979), τα συνεκτικά εδάφη με υγρασία συμπίκνωσης μικρότερη από αυτή με τη βέλτιστη τιμή

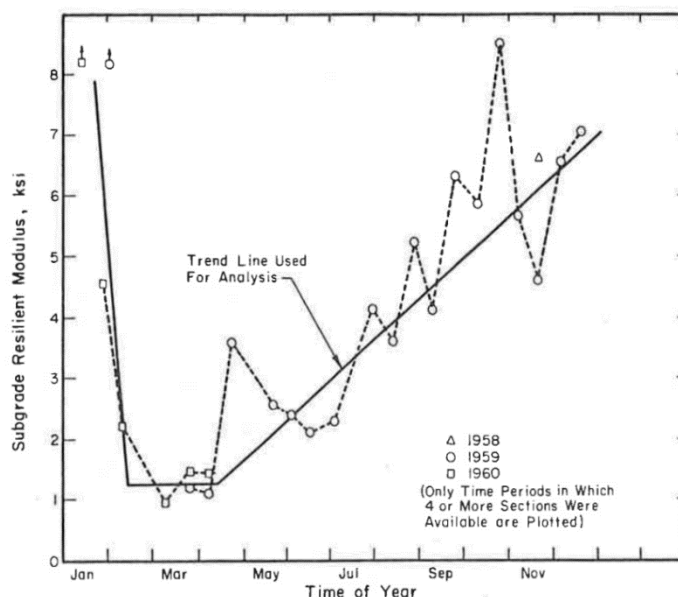
έχουν μεγαλύτερο M_R από αυτά με υγρασία συμπίκνωσης μεγαλύτερη της βέλτιστης τιμής.

Σχετικά με την πυκνότητα, γενικά, το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης του εδάφους αυξάνεται με την αύξηση της πυκνότητας. Καθώς αυξάνεται η πυκνότητα του υλικού, μειώνονται οι πόροι που είναι ικανοί να πληρωθούν με νερό, ενώ μεγαλύτερο ποσοστό εδάφους αναλαμβάνει το εφαρμοζόμενο φορτίο. Έτσι, έχοντας το εδαφικό υλικό, συνδυαστικά, την κατάλληλη υγρασία, σύμφωνα από αντίστοιχη δοκιμή συμπίκνωσης, το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης αυξάνεται. Ειδικά, για τα μη συνεκτικά υλικά, οι Trollope (1962) και Robinson (1974) παρατήρησαν ότι το M_R είναι αυξημένο σε δοκίμια πυκνής ανομοιομορφης άμμου, η οποία έχει υποστεί σχετικές δυναμικές δοκιμές. Προς αυτή την κατεύθυνση κινείται και ο Kolisoja (1997). Σύμφωνα με την έρευνά του, καθώς αυξάνεται η πυκνότητα, αντίστοιχα αυξάνονται οι επαφές μεταξύ των κόκκων. Έτσι, κατά την επιβολή ενός επιπλέον εξωτερικού φορτίου, η μετακίνηση των κόκκων είναι περιορισμένη, με αποτέλεσμα να μειώνεται η παραμόρφωση και, αντίστοιχα, να αυξάνεται το M_R .

Άλλες παράμετροι που είναι ενδεικτικές των συνθηκών υγρασίας του εδαφικού υλικού είναι ο βαθμός κορεσμού και η μύζηση του εδαφικού σκελετού. Ένα λιγότερο κορεσμένο έδαφος, δηλαδή με μικρότερο βαθμό κορεσμού, δείχνει να εμφανίζει καλύτερη μηχανική συμπεριφορά και, συνεπώς, υψηλότερο μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης. Παρά ταύτα, όταν ο βαθμός κορεσμού λαμβάνει τιμές γύρω στο 80 με 85%, το εδαφικό υλικό εμφανίζει, συνήθως, τη μέγιστη μηχανική ικανότητα του, ενώ από εκεί και πάνω το υλικό συμπεριφέρεται σαν ελεύθερο νερό, φαινόμενο εντονότερο στα συνεκτικά εδάφη. Ακόμη, η μεταβολή του βαθμού κορεσμού της τάξης του 10-15% προκαλεί, αντίστοιχα, υποδιπλασιασμό ή υπερδιπλασιασμό του M_R (Heydinger 2003). Από την πλευρά της, η μύζηση εδαφικού σκελετού (soil suction ή water potential) είναι η διαφορά μεταξύ ατμοσφαιρικής πίεσης και πίεσης των πόρων και πρακτικά εκφράζει πόσο νερό είναι αποθηκευμένο στους πόρους του εδάφους. Έτσι, όσο οι πόροι πληρώνονται με νερό, η παράμετρος μειώνεται και οι τιμές της είναι μικρότερες στα μη συνεκτικά εδάφη. Αυτό εξηγείται από το γεγονός ότι απομακρύνουν πιο εύκολα το περιεχόμενο νερό και δεν το συγκρατούν στα κενά. Συνεπώς, το M_R αυξάνεται με την αύξηση της μύζησης, όταν δηλαδή οι συνθήκες τείνουν να είναι πιο ξηρές.

Ακόμη, το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης παρουσιάζει μεταβολή μέσα στη διάρκεια του έτους λόγω βροχοπτώσεων, αλλά και λόγω παγετού σε περιοχές με πολύ χαμηλές θερμοκρασίες. Αυτό εντοπίστηκε, αρχικά, κατά το οδικό πείραμα AASHO, τη δεκαετία του 1950 και, όπως παρατηρείται στην εικόνα 3.3, το M_R ενός μη συνεκτικού εδαφικού υλικού είναι ελάχιστο την περίοδο της άνοιξης, οπότε και εμφανίζεται εντονότερα η επιρροή της υγρασίας, λαμβάνοντας υπόψη και την απόψυξη του παγετού. Παρόμοιες παρατηρήσεις αναφέρονται και από τον Heydinger (2003). Σύμφωνα με την έρευνά του, το M_R μεταβάλλεται κατά τη διάρκεια του έτους, ακόμα και αν επικρατούν

αστράγγιστες συνθήκες και ο υπόγειος υδροφόρος ορίζοντας έχει υψηλή στάθμη. Σε αυτό το πλαίσιο, μελετήθηκε και η επιρροή των κύκλων ψύξης – απόψυξης στην παράμετρο. Οι Bergan και Monismith (1973) πραγματοποίησαν δοκιμές σε αργιλώδη εδάφη και παρατήρησαν ότι το μέτρο της παραμέτρου είναι μεγαλύτερο, στην περίπτωση που τα δοκίμια δεν έχουν υποβληθεί σε κύκλους ψύξης – απόψυξης. Αυτό αποδόθηκε στον αναπροσανατολισμό της υγρασίας στους πόρους του υλικού και στη μεταβολή της μύζησης στους πόρους του εδάφους (Bergan και Fredlund (1973). Ακόμη, ο Chamberlain (1973) αναφέρει ότι με την απόψυξη, αυξάνεται η υγρασία μεταξύ των πλακιδίων των μη συνεκτικών εδαφών και, έτσι, η συνοχή μειώνεται. Επιπλέον, οι Janoo et al. (1999) παρατηρούν μείωση του M_R λόγω απόψυξης, πραγματοποιώντας δοκιμές σε ένα αργιλοαμμώδες έδαφος. Σχετικά με τα μη συνεκτικά εδάφη, ο Heydinger (2003) συμπεραίνει ότι δεν επηρεάζονται ιδιαίτερα από τον παγετό, καθώς έχουν υψηλή διαπερατότητα προκειμένου να δημιουργηθεί πάγος.



Εικόνα 3.4 Μεταβολή του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης συνεκτικού εδαφικού υλικού κατά τη διάρκεια του έτους. Πηγή: (Elliott R. P., Thornton S. I., 1988)

Τέλος, μια άλλη παράμετρος που επηρεάζει το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης συνδυαστικά με την υγρασία και την πυκνότητα είναι η διαβάθμιση του υλικού, αναφερόμενο κυρίως σε μη συνεκτικά εδάφη. Οι Pezo (1993) και Dawson et al. (1996) μελέτησαν καλά διαβαθμισμένα υλικά και αναφέρουν ότι η ποσότητα των λεπτόκοκκων κλασμάτων παίζει σημαντικό ρόλο στη μείωση του M_R , καθώς το ποσοστό υγρασίας αυξάνεται. Αυτό, ακόμη, μπορεί να εξηγηθεί αν αναλογιστεί κανείς ότι σε ένα ανομοιομορφο υλικό με μεγάλους κόκκους και πόρους, το νερό διέρχεται από τα κενά χωρίς να δεσμεύεται. Αντίστοιχα, σχετικά με την πυκνότητα, οι Hicks και

Monismith (1971) παρατήρησαν ότι, όσο η παρουσία λεπτόκοκκου υλικού ήταν μεγαλύτερη, τόσο μικρότερη ήταν η επιρροή της συμπύκνωσης στο συνολικό υλικό.

3.2 Σχέσεις προσδιορισμού του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης

Η εργαστηριακή τριαξονική δοκιμή επαναλαμβανόμενου φορτίου που πραγματοποιείται για τον προσδιορισμό του μέτρου ελαστικότητας των εδαφικών υλικών είναι περίπλοκη και χρονοβόρα, ενώ απαιτείται ειδικός εξοπλισμός που αυξάνει το κόστος της δοκιμής. Για αυτό, αναζητούνται έμμεσοι τρόποι για τον προσδιορισμό του M_R και έχουν αναπτυχθεί πολλές σχέσεις που συνδέουν τις ιδιότητες των εδαφικών υλικών με το M_R . Στις επόμενες παραγράφους παρατίθενται ενδεικτικά κάποιες από αυτές μέσα στο χρόνο.

Οι Thompson και Robnett (1979) πραγματοποίησαν τριαξονικές δοκιμές επαναλαμβανόμενου φορτίου σε μη συνεκτικά εδάφη από το Ιλινόις με μηδενική πλευρική τάση και τάση απόκλισης $\Delta\sigma = 6 \text{ psi} \cong 0,041 \text{ MPa}$ και το M_R συσχετίστηκε με τις ιδιότητές τους. Έτσι, προέκυψε η σχέση 3.2 με συντελεστή προσδιορισμού $R^2 = 0.80$ για το υπέδαφος στο Ιλινόις:

$$M_R(\text{ksi}) = 6,37 + 0,034 \times \%CLAY + 0,45 \times PI - 0,0038 \times \%SILT - 0,244 \times CLASS \quad (3.2)$$

όπου M_R είναι το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης για εδάφη με 95% βαθμό συμπύκνωσης, $\%CLAY$ είναι το περιεχόμενο ποσοστό σε αργιλικό έδαφος, PI είναι ο δείκτης πλαστικότητας, $\%SILT$ είναι το περιεχόμενο ποσοστό σε ιλυώδες έδαφος και $CLASS$ είναι η κατάταξη του εδάφους κατά AASHTO.

Οι Carmichael και Stuart (1985) διατύπωσαν τις εξισώσεις 3.3 και 3.4 για συνεκτικά και μη συνεκτικά εδάφη. Η πρώτη εξίσωση αφορά εδάφη που περιέχουν ιλύς και άργιλο και προέκυψε με συντελεστή προσδιορισμού $R^2 = 0.80$, βασισμένη σε μια μεγάλη ποσότητα δεδομένων από δοκιμές προσδιορισμού του M_R , ενώ η δεύτερη εξίσωση αφορά στρώσεις έδρασης με κοκκώδες έδαφος και βάσεις από αδρανή υλικά. Αυτές είναι:

$$M_R(\text{ksi}) = 37,4 - 0,45 \times PI - 0,62 \times w - 0,14 \times S200 + 0,18 \times \sigma_3 - 0,32 \times \sigma_d + 36,4 \times CH + 17,1 \times MH \quad (3.3)$$

όπου PI είναι ο δείκτης πλαστικότητας, $w(\%)$ είναι το ποσοστό υγρασίας συμπύκνωσης του υλικού, σ_3 είναι η εφαρμοζόμενη πλευρική τάση, σ_d είναι η τάση απόκλισης, CH είναι ένας αδιάστατος αριθμός που παίρνει την τιμή 1 για αργίλους υψηλής πλαστιμότητας, αλλιώς είναι 0, MH είναι ένας αδιάστατος αριθμός που παίρνει την

τιμή 1 για ιλεις υψηλής πλαστιμότητας, αλλιώς είναι 0, S200 είναι το ποσοστό διερχόμενου εδαφικού υλικού από κόσκινο No. 200(%) και

$$\log M_R (ksi) = 0,523 - 0,00225 \times w + 0,544 \times \log \theta + 0,173 \times SM + 0,197 \times GR \quad (3.4)$$

όπου $w(\%)$ είναι το ποσοστό υγρασίας συμπύκνωσης του υλικού, θ είναι το άθροισμα των κυρίων τάσεων σε psi (bulk stress), SM είναι ένας αδιάστατος αριθμός που παίρνει την τιμή 1 για ιλυώδεις άμμους, αλλιώς είναι 0 και GR είναι ένας αδιάστατος αριθμός που παίρνει την τιμή 1 για χαλικώδη εδάφη, δηλαδή καλώς και κακώς διαβαθμισμένοι χάλικες (GW, GP), ιλυώδεις χάλικες (GM) και αργιλώδεις χάλικες (GC), αλλιώς είναι 0.

Ο Hudson και οι συνεργάτες του (1994) πραγματοποίησαν δοκιμές για τον προσδιορισμό του M_R σε 8 δείγματα από στρώσεις έδρασης του Τενεσί με ιλυώδες και αργιλικό περιεχόμενο, δηλαδή εδάφη A4 έως A7-6 κατά την κατάταξη του AASHTO. Με βάση αυτά τα αποτελέσματα διατυπώθηκε η εξίσωση 3.5 με συντελεστή προσδιορισμού $R^2 = 0.70$, η οποία είναι εφαρμόσιμη για συνεκτικά εδάφη:

$$\begin{aligned} \log M_R (psi) = & 46,93 + 0.018 \times \sigma_d - 0.033 \times \Delta\gamma_d - 0.114 \times LI + 0.468 \times S + \\ & + 0.0085 \times CLASS^2 - 0.0033 \times \Delta w^2 - 0.0012 \times \sigma_3^2 + \\ & + 0.0001 \times PL^2 - 0.0278 \times LI^2 - 0.0017 \times S^2 - \\ & - 38.44 \times \log S - 0.2222 \times \log \sigma_d \end{aligned} \quad (3.5)$$

όπου $\Delta\gamma_d$ (pcf) είναι η απόκλιση της πυκνότητας του υλικού από τη μέγιστη πυκνότητα προσδιορισμένη από την πρότυπη δοκιμή συμπύκνωσης Proctor, δηλαδή $\gamma_d - \gamma_{dmax}$, LI είναι ο δείκτης υδαρότητας, S (%) ο βαθμός κορεσμού και Δw (%) είναι η απόκλιση του ποσοστού υγρασίας του υλικού από τη βέλτιστη τιμή του, w_{opt} , προσδιορισμένη από την πρότυπη δοκιμή συμπύκνωσης Proctor.

Ακόμη, ο Gupta και οι συνεργάτες του (2007) προσδιόρισαν το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης βασισμένοι σε μετρήσεις της μύζησης του εδαφικού σκελετού. Η εξίσωση που προέκυψε είναι εφαρμόσιμη σε συνεκτικά εδάφη με συντελεστή προσδιορισμού $R^2 = 0.76$, $\theta = 83$ kPa και οκτάεδρη διατμητική τάση ίση με 19.3 kPa. Συνεπώς, προέκυψε η σχέση 3.6:

$$M_R (kPa) = -54105 + 57898 \times \log \psi \quad (3.6)$$

Πέρα από τις ιδιότητες των εδαφικών υλικών, πολλοί ερευνητές συνέδεσαν το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης με μεγέθη που προέκυψαν από μετρήσεις επί τόπου δοκιμών, όπως είναι η δοκιμή στατικής πενετρομέτρησης (CPT). Για αυτό το σκοπό, ο Mohammad et al. (1999) ανέπτυξε τα μοντέλα, που εκφράζονται στις σχέσεις 3.7 και 3.8, για τον προσδιορισμό του M_R συνεκτικών εδαφών με συντελεστή προσδιορισμού $R^2 = 0.99$. Η πρώτη σχέση εφαρμόζεται σε συνθήκες υπερκείμενου

φορτίου, ενώ η δεύτερη σχέση εφαρμόζεται σε συνθήκες υπερκείμενου φορτίου και φορτίου λόγω κυκλοφορίας.

$$\frac{M_R}{\sigma_c^{0.55}} = \frac{1}{\sigma_v} \left(31.8 \times q_c + 74.8 \times \frac{f_s}{w} \right) + 4.08 \times \frac{\gamma_d}{\gamma_w} \quad (3.7)$$

$$\frac{M_R}{\sigma_3^{0.55}} = \frac{1}{\sigma_1} \left(47.0 \times q_c + 170.4 \times \frac{f_s}{w} \right) + 1.70 \times \frac{\gamma_d}{\gamma_w} \quad (3.8)$$

όπου M_R είναι το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης (MPa), q_c είναι η αντίσταση του κώνου από τη δοκιμή (MPa), f_s είναι η τριβή στα τοιχώματα του κώνου (MPa), σ_c ή σ_3 είναι η πλευρική τάση (kPa), σ_v είναι η κατακόρυφη τάση (kPa), w είναι η περιεκτικότητα σε υγρασία, γ_d είναι η ξηρή πυκνότητα (kN/m^3) και γ_w είναι η πυκνότητα του νερού (kN/m^3).

Τέλος, έχουν αναπτυχθεί μοντέλα που εκφράζουν το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης σε συνάρτηση με τις συνθήκες φόρτισης, δηλαδή την τάση απόκλισης, την πλευρική τάση σ_c ή σ_3 , το άθροισμα των κύριων τάσεων θ , καθώς και τη μύζηση του εδαφικού σκελετού. Έτσι, από τα πρώτα μοντέλα που αναπτύχθηκαν είναι αυτό του Seed et al. (1967). Το μοντέλο εμπεριέχει την τάση απόκλισης, δηλαδή την επιπλέον αξονική δύναμη, στην επιρροή του θ και αφορά κοκκώδη εδαφικά υλικά. Έτσι, διατυπώθηκε η σχέση 3.9.

$$M_R = k_1 p_a \left(\frac{\theta}{p_a} \right)^{k_2} \quad (3.9)$$

όπου k_1 και k_2 είναι σταθερές του μοντέλου, p_a είναι η ατμοσφαιρική πίεση και θ είναι το άθροισμα των κύριων τάσεων = $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ με σ_1 , σ_2 και σ_3 να είναι η αξονική, η ενδιάμεση και η πλευρική τάση αντίστοιχα.

Ο Uzan (1985) πρότεινε το μοντέλο δύο παραμέτρων και τριών σταθερών, το οποίο εκφράζεται μέσω της σχέσης 3.10, για κοκκώδη εδαφικά υλικά. Έτσι, το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης είναι ίσο με:

$$M_R = k_1 p_a \left(\frac{\theta}{p_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\sigma_d}{p_a} \right)^{k_3} \quad (3.10)$$

όπου k_1 , k_2 και k_3 είναι σταθερές του μοντέλου, p_a είναι η ατμοσφαιρική πίεση, θ είναι το άθροισμα των κύριων τάσεων = $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ με σ_1 , σ_2 και σ_3 να είναι η αξονική, η ενδιάμεση και η πλευρική τάση αντίστοιχα και σ_d είναι η τάση απόκλισης.

Ομοίως, ο Pezo (1993) ανέπτυξε ένα μοντέλο δύο παραμέτρων και τριών σταθερών, το οποίο εκφράζεται μέσω της σχέσης 3.11, για συνεκτικά εδαφικά υλικά.

$$M_R = k_1 p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\sigma_d}{p_a} \right)^{k_3} \quad (3.11)$$

όπου k_1 , k_2 και k_3 είναι σταθερές του μοντέλου, p_a είναι η ατμοσφαιρική πίεση, σ_3 είναι η πλευρική τάση και σ_d είναι η τάση απόκλισης.

Ακόμη, ο Gupta (2007) κατέληξε στο μοντέλο της σχέσης 3.12 με πέντε σταθερές k_1 , k_2 , k_3 , k_6 , k_7 και με περιεχόμενες παραμέτρους της τάσης απόκλισης σ_d , της διατμητικής τάσης τ_{oct} και της μύζησης εδαφικού σκελετού $\mu_\alpha - \mu_w$ για συνεκτικά και μη συνεκτικά εδάφη, ενώ οι σταθερές σφάλματος α_1 και β_1 εξαρτώνται από το περιεχόμενο ποσοστό σε άργιλο ή όριο πλαστιμότητας .

$$M_R = k_1 p_a \left(\frac{\sigma_d - 3k_6}{p_a} \right)^{k_2} \left(k_7 + \frac{\tau_{oct}}{p_a} \right)^{k_3} + \alpha_1 (\mu_\alpha - \mu_w)^{\beta_1} \quad (3.12)$$

Συμπερασματικά, ο έμμεσος προσδιορισμός του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης βασίστηκε στις ιδιότητες του εδαφικού υλικού, όπως είναι η υγρασία, τα όρια Atterberg, η κοκκομετρία και η κατάταξη του υλικού, στο πεδίο των τάσεων, που εκφράζεται με την τάση της απόκλισης και τις κύριες τάσεις, και σε δοκιμές πεδίου. Μέσα στο χρόνο, οι ερευνητές έδωσαν ιδιαίτερη βαρύτητα στη συσχέτιση της παραμέτρου με τις εδαφικές ιδιότητες, καταφέροντας ένα βαθμό συσχέτισης της τάξης του $R^2 = 0.80$ κατά μέγιστο στην περίπτωση των άμεσων μοντέλων. Παράλληλα, αναπτύχθηκαν έμμεσα μοντέλα με βασικές παραμέτρους τις επιβαλλόμενες φορτίσεις. Αυτές διορθώνονται από σταθερές k_i , οι οποίες, αντίστοιχα, προσδιορίζονται από τις ιδιότητες των εδαφικών υλικών. Σε μικρότερο εύρος, αναπτύχθηκαν μοντέλα που βασίζονται σε επί τόπου δοκιμές, όπως είναι η δοκιμή CPT, όπου υπεισέρχεται και η έννοια της φέρουσας ικανότητας μέσω της αντίστασης του κώνου. Ακόμη, σε κάθε περίπτωση, η καταλληλότητα του μοντέλου κρίνεται από τις συνθήκες του πειράματος, στο οποίο βασίζεται η τελική εξίσωση, καθώς και τα εδαφικά υλικά που χρησιμοποιήθηκαν.

3.3 Συσχέτιση μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης – δείκτη φέρουσας ικανότητας

Προς αναζήτηση ενός ακριβέστερου τρόπου προσδιορισμού του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης, οι ερευνητές προσπάθησαν να συνδέσουν την παράμετρο του M_R με τον δείκτη φέρουσας ικανότητας CBR, ο οποίος αποτελεί δείκτης αντοχής και δύναμης του υλικού και περιγράφεται εκτενέστερα στο επόμενο κεφάλαιο. Ιστορικά, το 1960 οι Heukelom και Foster διατύπωσαν την πρώτη σχέση που συσχετίζει το M_R με το CBR. Πραγματοποίησαν δυναμικούς ελέγχους σε διάφορους τύπους εδάφους που χρησιμοποιούνται στη στρώση έδρασης ενός οδοστρώματος. Από τα αποτελέσματα

τους κατέληξαν στη σχέση 3.13, η οποία είναι εφαρμόσιμη για τιμές του CBR που κυμαίνονται από 2 % έως 200 %.

$$\begin{aligned}M_R(\text{psi}) &= 1565 \times \text{CBR} \quad \text{ή} \\M_R(\text{MPa}) &= 10.8 \times \text{CBR}\end{aligned}\quad (3.13)$$

Αργότερα, οι Heukelom και Klomp (1962) πραγματοποίησαν δοκιμές διάδοσης επιφανειακών κυμάτων Rayleigh και δοκιμές δυναμικών παραμορφώσεων στην Ολλανδία και στο Ηνωμένο Βασίλειο για τον προσδιορισμό του μέτρου ελαστικότητας και δοκιμές δυναμικής συμπίκνωσης για τον προσδιορισμό του δείκτη CBR (Dione et. al, 2015). Από τα συνδυασμένα αποτελέσματα προέκυψε ότι το μέτρο ελαστικότητας ισούται με 750 έως 3000 φορές το CBR, καταλήγοντας στην σχέση 3.14.

$$\begin{aligned}M_R(\text{psi}) &= 1500 \times \text{CBR} \quad \text{ή} \\M_R(\text{MPa}) &= 10 \times \text{CBR}\end{aligned}\quad (3.14)$$

Η σχέση 3.14, όμως, περιορίζεται στην εφαρμογή της σε λεπτόκοκκα εδάφη με το, μετά από υδρεμποτισμό, προσδιορισμένο CBR να λαμβάνει τιμές μικρότερες ή ίσες του 10% (George, 2004).

Οι Green και Hall (1975) πρότειναν μια διαφορετική σχέση χρησιμοποιώντας παρόμοιες δυναμικές τεχνικές προσδιορισμού των μελών της εξίσωσης 3.15 σε πειραματικές οδούς. Στην περίπτωση των εύκαμπτων οδοστρωμάτων, η στρώση έδρασης αποτελούταν κυρίως από άργιλο, δηλαδή από λεπτόκοκκο υλικό. Σύμφωνα με τα αποτελέσματα των δοκιμών, τα εδαφικά υλικά παρουσίαζαν χαμηλό δείκτη CBR με μέγιστη τιμή το 7 %.

$$\begin{aligned}M_R(\text{psi}) &= 5409 \times \text{CBR}^{0.71} \quad \text{ή} \\M_R(\text{MPa}) &= 37.3 \times \text{CBR}^{0.71}\end{aligned}\quad (3.15)$$

Το Συμβούλιο της Νότιας Αφρικής πάνω σε σχετική έρευνα (South African Council on Scientific and Industrial Research, CSIR) (Paterson W.D.L. and Maree, J.H., 1978) χρησιμοποίησε σχέσεις της μορφής $M_R = k \times \text{CBR}$, με την παράμετρο k να μεταβάλλεται ανάλογα με τη φύση του υλικού και τα αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών, όπως η δοκιμή CBR. Τελικά, προτάθηκε η σχέση 3.16.

$$M_R(psi) = 3000 \times CBR^{0.65} \quad \text{ή}$$

$$M_R(MPa) = 20.7 \times CBR^{0.65} \quad (3.16)$$

Έπειτα, ο Powell et. al (1984), πρότεινε τη σχέση 3.17. Η σχέση αυτή βασίστηκε σε αποτελέσματα από επιτόπου δοκιμές για τον προσδιορισμό του δείκτη CBR και από δοκιμές διάδοσης κυματισμού Rayleigh για τον προσδιορισμό του μέτρου ελαστικότητας. Ακόμη, είναι εφαρμόσιμες για υλικά με τιμές CBR που κυμαίνονται από 1 έως 12 %.

$$M_R(psi) = 2555 \times CBR^{0.64} \quad \text{ή}$$

$$M_R(MPa) = 17.6 \times CBR^{0.64} \quad (3.16)$$

Τέλος, ο Hopkins (1991) διατύπωσε μια νέα σχέση προσδιορισμού του M_R μέσω του CBR μελετώντας και αναλύοντας ξανά τα δεδομένα των Heukelom και Klomp (1962). Έτσι, κατέληξε στη σχέση 3.17, η οποία αναφέρεται ομοίως σε λεπτόκοκκα εδάφη, καθώς, κατά την πειραματική διαδικασία, εξετάστηκαν αργιλώδη και αργιλοαμμώδη εδάφη. Ακόμη, εφαρμόζεται για εδάφη με χαμηλό δείκτη CBR, δηλαδή μικρότερο από 10%.

$$M_R(psi) = 2596 \times CBR^{0.874} \quad \text{ή}$$

$$M_R(MPa) = 17.9 \times CBR^{0.874} \quad (3.17)$$

Όλοι οι ερευνητές χρησιμοποίησαν δυναμικές μεθόδους στην πειραματική τους διαδικασία, προκειμένου να συσχετίσουν το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης με το δείκτη CBR. Παρ' όλα αυτά, κάθε σχέση εφαρμόζεται για συγκεκριμένο εύρος τιμών CBR. Οι σχέσεις των Heukelom και Klomp (1962) και Powell et. al (1984) εφαρμόζονται για τιμές του δείκτη της τάξης μικρότερες του 10 %, ενώ η σχέση των Heukelom και Foster (1960) εφαρμόζεται για ένα μεγάλο εύρος τιμών του δείκτη, που κυμαίνονται από 2 - 200%. Συνολικά, η εφαρμογή των περισσότερων σχέσεων περιορίζεται σε λεπτόκοκκα εδαφικά υλικά. Συνεπώς, απαιτείται ιδιαίτερη προσοχή κατά τη χρήση τους, ανάλογα με το εξεταζόμενο υλικό.

Γενικά, η συσχέτιση μεταξύ του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης M_R και του δείκτη φέρουσας ικανότητας CBR έχει προβληματίσει την επιστημονική κοινότητα, καθώς αποτελεί μία από τις πιο άμεσες και χρήσιμες μεθόδους προσδιορισμού του M_R , αλλά δεν έχει αναπτυχθεί κάποια μεθοδολογία, η οποία καλύπτει επαρκώς όλες τις περιπτώσεις εδαφικού υλικού. Συγκεκριμένα, ο Angell (1988) αναφέρει ότι η σχέση

των Heukelom και Klomp (1962) είναι ακατάλληλη για τον προσδιορισμό του M_R , σημειώνοντας ότι το υποεκτιμά για τιμές $CBR < 5 \%$ και το υπερεκτιμά για τιμές $CBR > 10 \%$. Ακόμη, ο Brown et al. (1991) απέδειξε ότι το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης δεν είναι μια απλή συνάρτηση του δείκτη CBR , αλλά εξαρτάται από τον τύπο του εδαφικού υλικού και τις επιβαλλόμενες τάσεις. Τέλος, ο Kumar et al. (2014) αποδεικνύει τη διαφορετική φύση των δύο παραμέτρων. Συγκεκριμένα, σημειώνει ότι το M_R προσδιορίζεται από δοκιμές δυναμικού φορτίου και εξαρτάται από το πεδίο των τάσεων, ενώ ο προσδιορισμός του δείκτη CBR βασίζεται σε δοκιμές σημειακού φορτίου. Παρά ταύτα, ο μεταξύ τους συσχετισμός αποτελεί ένα σημαντικό εργαλείο στη διαδικασία παραμετροποίησης για τον σχεδιασμό των οδοστρωμάτων.

4 ΔΟΚΙΜΗ ΚΑΛΙΦΟΡΝΙΑΚΟΥ ΔΕΙΚΤΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ

4.1 Ορισμός

Το 1929 το Τμήμα Οδών της California ανέπτυξε τη δοκιμή καλιφορνιακού δείκτη φέρουσας ικανότητας (California Bearing Ratio: CBR), έτσι ώστε να αξιολογηθεί η συμπεριφορά των υλικών οδοστρώσις, πραγματοποιώντας δοκιμές σε ένα μεγάλο αριθμό θραυστιγενών αδρανών υλικών. Αργότερα, στο δεύτερο παγκόσμιο πόλεμο, η μέθοδος εφαρμόστηκε και για τα εδαφικά υλικά (Yoder E. J., Witczak M. W., 1975). Ουσιαστικά, η δοκιμή CBR είναι ένας έμμεσος τρόπος προσδιορισμού της φέρουσας ικανότητας των εδαφικών και ασύνδετων υλικών. Εργαστηριακά, η δοκιμή βασίζεται στη διείσδυση ενός κυλινδρικού εμβόλου με δεδομένο ρυθμό σε συμπυκνωμένο δοκίμιο υλικού. Τελικά, ως δείκτης CBR ορίζεται ο λόγος επί τοις εκατό της δύναμης (ή τάσης), η οποία απαιτείται για να διεισδύσει το έμβολο της συσκευής εντός του υλικού κατά ένα συγκεκριμένο βάθος, προς τη δύναμη (ή τάση) που απαιτείται για την διείσδυση του εμβόλου στο ίδιο βάθος ενός πρότυπου υλικού και υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$CBR = \frac{P}{P_T} \times 100 \% \quad (4.1)$$

όπου P το επιβαλλόμενο φορτίο (kN) ή τάση (MPa) μέσω του εμβόλου για να προκληθεί διείσδυση 2,5 mm ή 5,0 mm αντίστοιχα και P_T το επιβαλλόμενο φορτίο (kN) ή τάση (MPa) μέσω του εμβόλου, που προκαλεί διείσδυση μεγέθους 2,5 mm ή 5,0 mm σε πρότυπο υλικό. Οι συνήθεις τιμές για το P_T είναι 13,2 kN ή 20 kN και 1000 psi (6,9 MPa) ή 1500 psi (10,3 MPa), ανάλογα αν η πίεση του εμβόλου εκφράζεται ως δύναμη (kN) ή τάση (MPa).

Σχετικά με τον εργαστηριακό προσδιορισμό του δείκτη CBR, αποτελεί μια τυποποιημένη διαδικασία, που σημαίνει ότι βασίζεται σε συγκεκριμένες διεθνείς ή/και εθνικές πρότυπες οδηγίες. Στο πλαίσιο της παρούσας διπλωματικής εργασίας, περιγράφεται η σχετική δοκιμή σύμφωνα με το ευρωπαϊκό πρότυπο EN 13286-47 (2012), που χρησιμοποιείται στην Ελλάδα, καθώς και το αμερικάνικο πρότυπο ASTM D 1883 - 07. Συνολικά, η πειραματική διαδικασία ως προς τα δύο πρότυπα περιλαμβάνει την κοκκομετρική ανάλυση, με σκοπό να ελεγχθεί η καταλληλότητα του υλικού για χρήση στη δοκιμή CBR. Ακολουθεί η δοκιμή συμπύκνωσης Proctor. Τέλος, τα συμπυκνωμένα δοκίμια που προκύπτουν υποβάλλονται σε μια διαδικασία διαρρύθμισης της κατάστασης της υγρασίας (Υδρεμποτισμός ή Ωρίμανση) και, έπειτα, υποβάλλονται σε μια δοκιμή διείσδυσης για τον προσδιορισμό του δείκτη CBR.

4.2 Εργαστηριακός προσδιορισμός

4.2.1 Προετοιμασία δειγμάτων

Τόσο το ευρωπαϊκό πρότυπο (ΕΛΟΤ EN 13286.47, 2012) όσο και το αμερικάνικο (ASTM D1883-07, 2007) προσδιορίζουν τα χαρακτηριστικά του εδαφικού υλικού που χρησιμοποιείται στην παρασκευή των δειγμάτων. Το ευρωπαϊκό πρότυπο περιγράφει ότι, για την πραγματοποίηση μίας δοκιμής, χρησιμοποιείται εδαφικό υλικό μάζας 7,5 kg, που διέρχεται από κόσκινο ανοίγματος βροχίδας 22,4 mm (ΕΛΟΤ EN 933-2, 1996). Αντίστοιχα, το αμερικάνικο πρότυπο αναφέρει ότι η συγκεκριμένη μέθοδος είναι κατάλληλη να χρησιμοποιηθεί για την αξιολόγηση υλικού που διέρχεται από κόσκινο ανοίγματος βροχίδας 19 mm (3/4 in. – ASTM D565:1990). Σε περίπτωση εδαφικού υλικού με διάμετρο κόκκου ≥ 19 mm, το πρότυπο προβλέπει την αντικατάσταση του με πιο λεπτόκοκκο υλικό ισοδύναμης μάζας. Ακόμη, σύμφωνα με το αμερικάνικο πρότυπο, η ποσότητα του εδαφικού υλικού που απαιτείται εξαρτάται από τη μέθοδο συμπίκνωσης που πραγματοποιείται πριν από τη δοκιμή διείδυσης. Ενδεικτικά, η ποσότητα αυτή είναι τουλάχιστον 29 kg για τη μέθοδο Γ της τροποποιημένης δοκιμής συμπίκνωσης.

4.2.2 Δοκιμή συμπίκνωσης

Το εδαφικό υλικό προετοιμάζεται για τη δοκιμή συμπίκνωσης Proctor σύμφωνα με τις οδηγίες που προβλέπει το κάθε πρότυπο. Σύμφωνα με το ευρωπαϊκό πρότυπο, πραγματοποιούνται έξι παρόμοιες δοκιμές συμπίκνωσης, η κάθε μία με διαφορετικές διαδικαστικές παραλλαγές. Η επιλογή της μεθόδου για την πραγματοποίηση της δοκιμής εξαρτάται από την τιμή του μεγίστου σωματιδίου στο υλικό που πρόκειται να εξεταστεί, την απαιτούμενη ποσότητα του υλικού και το μέγεθος της μήτρας. Το μέγεθος της μήτρας επιλέγεται βάσει της τιμής του κόσκινου D, το οποίο μπορεί να έχει μέγιστη διάμετρο 63 mm. Στην περίπτωση που παρουσιάζονται σωματίδια μεγαλύτερης διατομής διεξάγονται ισοδύναμες δοκιμές. Εάν περισσότερο από το 25% του δείγματος συγκρατείται από το κόσκινο των 63 mm, η δοκιμή δεν μπορεί να εφαρμοστεί.

Κατά τη διαδικασία, η μήτρα (mould) συνδέεται με την πλάκα βάσης με τη βοήθεια του παρεμβλήματος (extension collar). Έπειτα, τοποθετείται ο κυλινδρικός δίσκος (spacer disc) πάνω στην πλάκα βάσης (base plate), και πάνω από τον δίσκο τοποθετείται ένα απορροφητικό χαρτί. Τα δοκίμια μέσα στις μήτρες συμπυκνώνονται σύμφωνα με τη μέθοδο που ακολουθείται κάθε φορά. Αυτές αφορούν την κανονική δοκιμή Proctor και την τροποποιημένη δοκιμή Proctor. Κατά την πρώτη μέθοδο, χρησιμοποιείται σφυρί μάζας 2,5 kg με διάμετρο βάσης = $50,0 \pm 0,5$ mm, το οποίο πέφτει από ύψος $h = 305 \pm 3$ mm. Κατά τη δεύτερη μέθοδο, χρησιμοποιείται σφυρί

μάζας 4,5 ή 15 kg με διάμετρο βάσης = $50,0 \pm 0,5$ mm ή $125,0 \pm 0,5$ mm, το οποίο πέφτει από ύψος $h = 457 \pm 3$ mm ή $h = 600 \pm 3$ mm αντίστοιχα. Ακόμη, οι μήτρες είναι διαμέτρου = $150,00 \pm 1,0$ mm, ύψους $h = 120,0 \pm 1,0$ mm, με πάχος τοιχώματος $w = 9,0 \pm 0,5$ και πάχος βάσης $14,0 \pm 0,5$ mm. Στην εικόνα 4.1, απεικονίζεται δοκίμιο εδαφικού υλικού μέσα σε μήτρα, η οποία συνδέεται με το παρέμβλημα πάνω στην πλάκα βάσης. Η μήτρα είναι τύπου Β, η οποία χρησιμοποιήθηκε στην πειραματική διαδικασία της παρούσας διπλωματικής εργασίας.



Εικόνα 4.1 Δοκίμιο μέσα στη μήτρα που χρησιμοποιείται στη δοκιμή συμπίκνωσης (Φωτογραφία από το Εργαστήριο Οδοποιίας του ΕΜΠ)

Μετά τη συμπίκνωση, αφαιρείται το παρέμβλημα και επιπεδώνεται το υλικό στο ύψος των χειλιών της μήτρας. Σε περίπτωση που έχουν δημιουργηθεί κενά, προστίθεται λεπτόκοκκο υλικό. Στην εικόνα 4.2, απεικονίζεται η μορφή του δοκιμίου αμέσως μετά την αφαίρεση του παρεμβλήματος και η μορφή του δοκιμίου αφού το υλικό επιπεδωθεί. Έπειτα, αφού αφαιρεθεί η πλάκα βάσης και ο κυλινδρικός δίσκος, ζυγίζονται η μήτρα με το δοκίμιο με προσέγγιση 5 g. Στην περίπτωση έλλειψης συνοχής του δοκιμίου, είναι προτιμότερο να ζυγιστεί η μήτρα με το δοκίμιο, τον κυλινδρικό δίσκο και την πλάκα βάσης για να αποφευχθεί η απώλεια υλικού. Μέρος του υλικού το οποίο δεν χρειάστηκε για να πραγματοποιηθεί η δοκιμή, χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό της υγρασίας του υλικού.

Από την άλλη πλευρά, το αμερικάνικο πρότυπο ακολουθεί την ίδια γενική διαδικασία με το ευρωπαϊκό πρότυπο, αλλά προτείνει να χρησιμοποιηθεί η μέθοδος Γ της τροποποιημένης δοκιμής Proctor. Συνεπώς, οι διαφορές εντοπίζονται στον εργαστηριακό εξοπλισμό, ενώ η διαδικασία της δοκιμής πραγματοποιείται τέσσερις με πέντε φορές. Οι μήτρες είναι διαμέτρου = $152,40 \pm 0,7$ mm και ύψους $h = 116,40 \pm 0,5$ mm. Το σφυρί που χρησιμοποιείται έχει μάζα 4,5 kg με ύψος πτώσης $h = 457,2 \pm$

1,3 mm. Όπως παρατηρείται, ο εργαστηριακός εξοπλισμός είναι παρόμοιος σε διαστάσεις στα δύο πρότυπα. Οι μικρές διαφορές οφείλονται και στο διαφορετικό σύστημα μονάδων που χρησιμοποιείται, δηλαδή ίντσες στο αμερικάνικο και μέτρα και τις υποδιαίρεσεις του στο ευρωπαϊκό πρότυπο.



Εικόνα 4.2 Αριστερά φαίνεται η μήτρα με το δοκίμιο μετά την αφαίρεση του παρεμβλήματος και δεξιά φαίνεται η μήτρα με το δοκίμιο αφού το υλικό επιπεδωθεί (Φωτογραφίες από το Εργαστήριο Οδοποιίας του ΕΜΠ)

Μετά τη συμπύκνωση, αφού ζυγιστεί η μήτρα με το συμπυκνωμένο υλικό, το απορροφητικό χαρτί αντικαθίσταται και τοποθετείται πάνω στην πλάκα βάσης. Η μήτρα αντιστρέφεται και συνδέεται με την πλάκα βάσης, με το συμπυκνωμένο υλικό να βρίσκεται σε επαφή με το απορροφητικό χαρτί. Η διάταξη αυτή χρησιμοποιείται στο επόμενο βήμα της συνολικής διαδικασίας, που είναι η πλήρη εμβάπτιση του υλικού ή αλλιώς υδρεμποτισμός.

4.2.3 Υδρεμποτισμός – Ωρίμανση

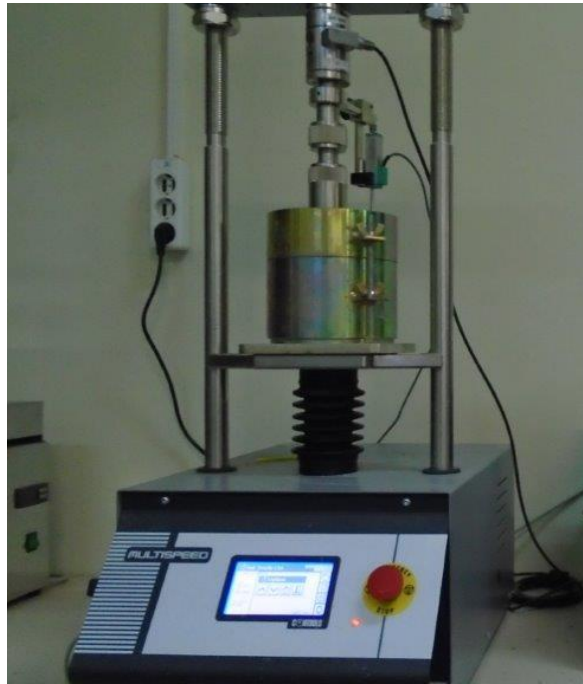
Τόσο το ευρωπαϊκό, όσο και το αμερικάνικο πρότυπο προβλέπουν μια διαδικασία ανάμεσα στη δοκιμή συμπύκνωσης και διείσδυσης, κατά την οποία τα δοκίμια υποβάλλονται σε ειδικές συνθήκες υγρασίας. Οι συνθήκες αυτές, θεωρητικά, προσομοιώνουν τη χειρότερη κατάσταση της στρώσης έδρασης, κατά την περίοδο σχεδιασμού του οδοστρώματος. Παράλληλα, η διαδικασία αυτή είναι βοηθητική ως προς τον προσδιορισμό της ικανότητας του εδαφικού υλικού να διογκώνεται. Το αμερικάνικο πρότυπο προτρέπει και προτείνει την πλήρη εμβάπτιση όλων των δοκιμίων που προορίζονται για δοκιμή CBR. Πριν την εμβάπτιση, τοποθετούνται πάνω στην πλάκα βάσης πρόσθετα βάρη με ισοδύναμο μέτρο των φορτίων που προέρχονται από τα ανώτερα στρώματα του οδοστρώματος, με ελάχιστη τιμή τα 4,54 kg, σε περίπτωση που δεν προσδιορίζεται το προαναφερόμενο φορτίο. Έπειτα, η μήτρα μαζί

με τα βάρη βυθίζεται σε δεξαμενή νερού, έτσι ώστε να είναι εφικτή η πρόσβαση του νερού με το πάνω και κάτω μέρος του δοκιμίου. Σε αυτό το στάδιο, μετρείται, ακόμη, το αρχικό μήκος του δοκιμίου για τον προσδιορισμό ενδεχόμενης διόγκωσης του υλικού. Το δοκίμιο παραμένει στο νερό για 96 hr, κατά τη διάρκεια των οποίων θα πρέπει να διατηρείται σταθερή η στάθμη του νερού. Μετά το τέλος των 96 hr, μετρείται το τελικό ύψος του δοκιμίου, το νερό απομακρύνεται και το δοκίμιο αφήνεται να στραγγισθεί για 15 min. Τέλος, ζυγίζεται η μήτρα μαζί με το υλικό, αφού αφαιρεθούν προσεκτικά τα πρόσθετα βάρη, η πλάκα βάσης και το φίλτρο.

Το ευρωπαϊκό πρότυπο αναφέρει τρεις τρόπους για αυτή την ενδιάμεση διαδικασία, την οποία χαρακτηρίζει ως ωρίμανση. Σε αυτούς περιλαμβάνονται η ωρίμανση χωρίς εξάτμιση, η ωρίμανση πλήρους εμβάπτισης και η ωρίμανση με αποφυγή εξάτμισης μέσω εμβάπτισης. Κατά την πρώτη περίπτωση, επιδιώκεται να εμποδιστεί το φαινόμενο της εξάτμισης και η μείωση της υγρασίας να είναι το πολύ μέχρι 2 %. Αυτό επιτυγχάνεται με διάφορες εγκεκριμένες μεθόδους περιορισμού της απώλειας υγρασίας. Έτσι, τα δοκίμια μπορεί να φυλάσσονται σε θάλαμο ή δωμάτιο με σχετική υγρασία τουλάχιστον 98% ή να κερώνονται εξωτερικά. Μια άλλη μέθοδος αφορά την προστασία του συνόλου δοκιμίου και μήτρας με κάποιο κάλυμμα, το οποίο θα σφραγίζεται με μονωτικό υλικό, δηλαδή σιλικόνη ή ταινία. Σε κάθε μέθοδο, όμως, τα δοκίμια πρέπει να βρίσκονται σε θερμοκρασία $(20 \pm 2)^{\circ}\text{C}$ ή σε κάποια άλλη προσδιορισμένη. Κατά τη δεύτερη περίπτωση, ακολουθείται μια διαδικασία, η οποία είναι ίδια με αυτή του υδρεμποτισμού κατά το αμερικάνικο πρότυπο. Τέλος, κατά την τρίτη περίπτωση, τα δοκίμια υποβάλλονται διαδοχικά στις διαδικασίες της αποφυγής εξάτμισης και πλήρους εμβάπτισης, όπως αυτές περιγράφονται στις δύο προηγούμενες περιπτώσεις, με τη μόνη διαφορά ότι τα δοκίμια δεν κερώνονται και δεν χρησιμοποιούνται καλύμματα πριν την εμβάπτιση τους.

4.2.4 Δοκιμή διείσδυσης

Στη δοκιμή διείσδυσης, χρησιμοποιείται μια μηχανή φόρτισης με ικανότητα φόρτισης τουλάχιστον 50 kN για το ευρωπαϊκό πρότυπο και 11,2 kN, 22,3 kN ή 44,5 kN για το αμερικάνικο πρότυπο, ανάλογα με την αναμενόμενη μέγιστη τιμή του δείκτη CBR. Σε κάθε περίπτωση, η δύναμη του φορτίου μέσω του εμβόλου εφαρμόζεται με ρυθμό διείσδυσης $1,27 \pm 0,2$ mm/min. Σύμφωνα με το ευρωπαϊκό πρότυπο, το έμβολο είναι κυλινδρικό με διάμετρο $50 \pm 0,5$ mm και το κατώτερο άκρο του αποτελείται από σκληρυμένο χάλυβα. Σύμφωνα με το αμερικάνικο πρότυπο, το έμβολο είναι ομοίως κυλινδρικό με παρόμοιες διαστάσεις 49.63 ± 0.13 mm (1.954 ± 0.005 in.). Στην εικόνα 4.3, απεικονίζεται η συσκευή CBR, που χρησιμοποιείται στο Εργαστήριο Οδοποιίας της σχολής. Σε αυτή, είναι τοποθετημένη η μήτρα με το δείγμα του υλικού, ενώ στα δεξιά της εικόνας φαίνεται το έμβολο διείσδυσης.



Εικόνα 4.3 Συσκευή CBR από το Εργαστήριο Οδοποιίας του ΕΜΠ

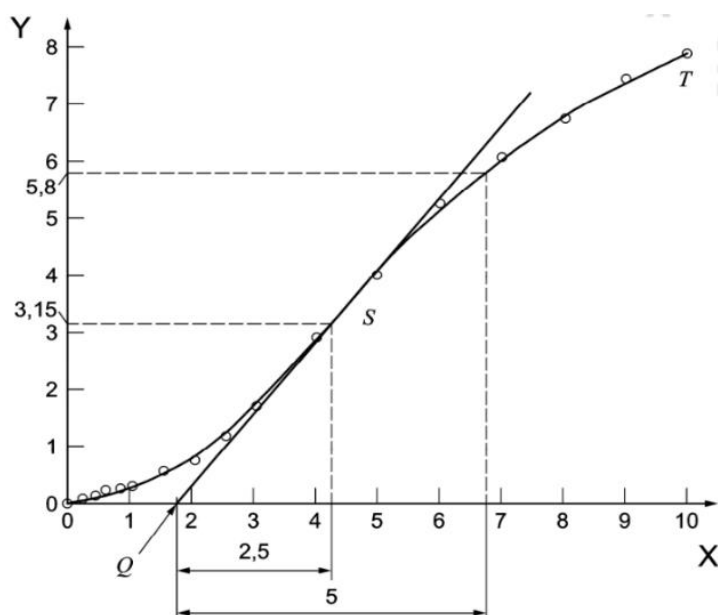
Πριν την έναρξη της δοκιμής, η μήτρα επανασυνδέεται με την πλάκα βάσης, έτσι ώστε το αρχικό πάνω μέρος του δοκιμίου να είναι σε επαφή με την πλάκα βάσης και το αρχικό κάτω μέρος να είναι ελεύθερο προκειμένου να μπορεί να γίνει η διείσδυση. Μετά, η μήτρα τοποθετείται πάνω στην πλάκα της μηχανής φόρτισης. Για τον προσδιορισμό του δείκτη CBR, προστίθενται τα απαιτούμενα βάρη πάνω στο δοκίμιο, με μέτρο ισοδύναμο με το φορτίο που δέχεται η στρώση έδρασης από το οδόστρωμα. Αν το δοκίμιο έχει περάσει από τη διαδικασία της ωρίμανσης/υδρεμποτισμού, τότε το φορτίο των βαρών είναι ισοδύναμο με αυτό που χρησιμοποιήθηκε κατά τη διαδικασία αυτή. Ακόμη, προκειμένου να αποφευχθεί η αναμόχλευση του εδαφικού δείγματος στην περιοχή της οπής των δακτυλιοειδών βαρών, τοποθετείται ένα δακτυλιοειδές βάρος 2,27 kg ή 2 kg, ανάλογα με το χρησιμοποιούμενο πρότυπο, αμερικάνικο ή ευρωπαϊκό, αντίστοιχα. Αυτό συμβαίνει πριν τοποθετηθεί το έμβολο διείσδυσης, ενώ τα υπόλοιπα βάρη τοποθετούνται μετά από αυτό.

Ακολουθώντας οποιοδήποτε πρότυπο, επιβάλλεται μία αρχική δύναμη στο δοκίμιο μέσω του εμβόλου διείσδυσης. Σύμφωνα με το ευρωπαϊκό πρότυπο, η αρχική αυτή δύναμη εξαρτάται από την αναμενόμενη τιμή του δείκτη CBR. Έτσι, εάν αναμένεται ένας λόγος φέρουσας ικανότητας μέχρι 5% επιβάλλεται μία αρχική δύναμη 10 N, ενώ, εάν αναμένεται ένας λόγος πάνω από 5%, τότε επιβάλλεται μία αρχική δύναμη 40 N. Αντίστοιχα, στο αμερικάνικο πρότυπο, ορίζεται ως μέγιστη αρχική δύναμη των 44 N. Αφού εφαρμοστεί η δύναμη στο έμβολο, καταγράφεται η αρχική τιμή της διείσδυσης

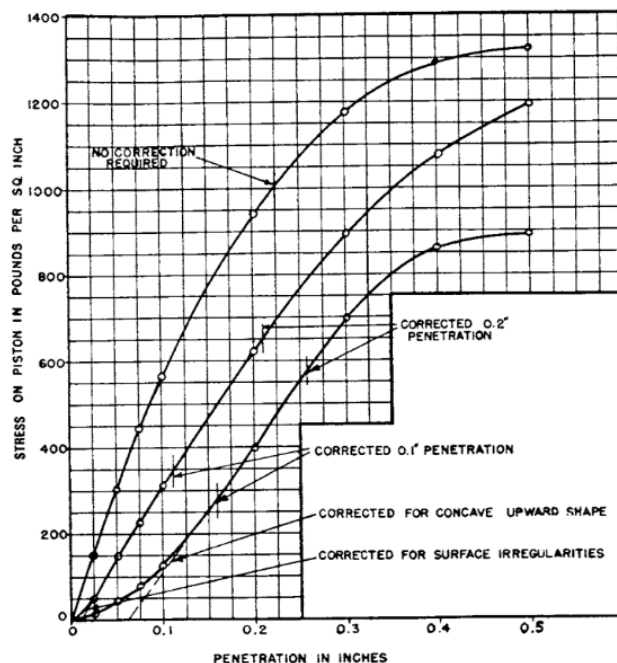
από συσκευές μέτρησης φορτίου και διείσδυσης. Η τιμή αυτή ορίζεται ως μηδενική, δηλαδή με αυτή συσχετίζονται όλες οι επόμενες μετρήσεις. Η διείσδυση συνεχίζεται με αυξανόμενο φορτίο αλλά με σταθερό ρυθμό 1,27 mm/min, όπως ορίστηκε προηγουμένως. Κατά τα ευρωπαϊκά δεδομένα, καταγράφονται ζεύγη φορτίου – διείσδυσης κάθε 0,5 mm μέχρι την ανώτερη συνολική τιμή διείσδυσης των 10 mm. Κατά το αμερικάνικο πρότυπο, καταγράφεται η δύναμη του φορτίου για τιμή διείσδυσης κάθε 0,025 in, με αρχική τιμή τις 0,025 in (0,64 mm) και μέγιστη τιμή διείσδυσης 0,500 in (12,70 mm). Στην περίπτωση χειροκίνητης συσκευής, ίσως, απαιτηθεί να λαμβάνονται συχνότερα μετρήσεις, δηλαδή με βήμα μικρότερο από 0,025 in, προκειμένου να διατηρείται σταθερός ο ρυθμός διείσδυσης. Επίσης, στο τέλος της δοκιμής, μετριέται με έναν χάρακα το συνολικό βάθος διείσδυσης, έτσι ώστε να επαληθευθεί με το αναγραφόμενο στη συσκευή μέτρησης. Εάν δεν επαληθευθεί, πραγματοποιείται η δοκιμή σε νέο δοκίμιο.

4.2.5 Υπολογισμός και έκφραση αποτελεσμάτων

Πριν τον τελικό υπολογισμό του δείκτη CBR, τα αποτελέσματα της δοκιμής διείσδυσης, δηλαδή τα ζεύγη φορτίου – διείσδυσης, τοποθετούνται σε σύστημα αξόνων με τις τιμές των φορτίων στις θέσεις των τεταγμένων και τις αντίστοιχες τιμές των διεισδύσεων στις θέσεις των τετμημένων. Με την ένωση των σημείων προκύπτει η καμπύλη φορτίου-διείσδυσης. Στις εικόνες 4.4 και 4.5, απεικονίζονται οι σχετικές καμπύλες οι οποίες προκύπτουν από τη δοκιμή κατά το ευρωπαϊκό και αμερικάνικο πρότυπο αντίστοιχα.



Εικόνα 4.4 Διαγράμματα φορτίου – διείσδυσης κατά το ευρωπαϊκό πρότυπο



Εικόνα 4.5 Διαγράμματα φορτίου – διείσδυσης κατά το αμερικάνικο πρότυπο

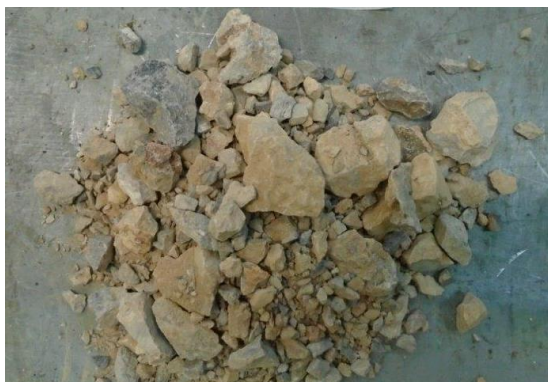
Όπως απεικονίζεται στα δύο διαγράμματα των εικόνων 4.4 και 4.5, η κανονική μορφή της καμπύλης είναι κυρτή προς τα άνω, δηλαδή κοίλη. Αν η μορφή είναι διαφορετική, γεγονός που οφείλεται, πιθανώς, στις τοπικές ανωμαλίες στην επιφάνεια του δοκιμίου, τότε απαιτείται διόρθωση της καμπύλης. Η τεχνική διόρθωσης που περιγράφεται στα δύο πρότυπα είναι σχεδόν κοινή. Από το σημείο της καμπύλης με την μέγιστη κλίση, σημείο (S) κατά το ευρωπαϊκό πρότυπο, σχεδιάζεται εφαπτομένη ευθεία, η οποία τέμνει τον οριζόντιο άξονα των τετημένων, δηλαδή της διείσδυσης. Το σημείο τομής της εφαπτομένης με τον άξονα της διείσδυσης, σημείο (Q) κατά το ευρωπαϊκό πρότυπο, αποτελεί το νέο αρχικό σημείο της καμπύλης. Συνεπώς, η νέα καμπύλη που προκύπτει αποτελείται από την εφαπτομένη από το σημείο (Q) έως το σημείο (S) και το υπόλοιπο μέρος της από το σημείο (S) μέχρι το τέλος της αρχικής καμπύλης, σημείο (T) κατά το ευρωπαϊκό πρότυπο.

Από τη διορθωμένη, αν απαιτείται, καμπύλη εξάγονται οι τιμές δύναμης (σε kN) ή τάσης (σε MPa) για αντίστοιχες τιμές παραμορφώσεων στις τιμές των 2,5 mm και 5 mm κατά ΕΛΟΤ ή 0,1 in (2,54 mm) και 0,2 in (5,08 mm) κατά το αμερικάνικο πρότυπο. Εκφράζοντας αυτές τις διεισδύσεις διαιρεμένες με τις αντίστοιχες τιμές δυνάμεων ή τάσεων που προκαλούν τη δεδομένη διείσδυση σε πρότυπο υλικό επί τοις εκατό, όπως περιεγράφηκε στην παράγραφο 4.1, ο δείκτης CBR λαμβάνεται ως η υψηλότερη τιμή που προκύπτει.

5 ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ

5.1 Συνοπτική περιγραφή

Στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας, πραγματοποιήθηκε πειραματική διαδικασία στο Εργαστήριο Οδοποιίας του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου για τον προσδιορισμό της συμπεριφοράς εδαφικού υλικού, προκειμένου να χρησιμοποιηθεί στη διαμόρφωση της στρώσης έδρασης εύκαμπτων οδοστρωμάτων. Έτσι, πραγματοποιήθηκε μια σειρά δοκιμών σε 3 διαφορετικά δείγματα εδαφικών υλικών, τα οποία ονομάστηκαν Α, Β και Γ αντίστοιχα. Στις εικόνες 5.1 – 5.3, απεικονίζεται ενδεικτικό δείγμα από κάθε εξεταζόμενο εδαφικό υλικό στο εργαστήριο.



Εικόνα 5.1 Ενδεικτικό δείγμα από το εδαφικό υλικό Α



Εικόνα 5.2 Ενδεικτικό δείγμα από το εδαφικό υλικό Β



Εικόνα 5.3 Ενδεικτικό δείγμα από το εδαφικό υλικό Γ

Οι δοκιμές που πραγματοποιήθηκαν στο εργαστήριο ήταν η κοκκομετρική ανάλυση, η δοκιμή συμπίκνωσης και η δοκιμή του δείκτη φέρουσας ικανότητας CBR ή δοκιμή CBR. Στην τελευταία δοκιμή, στηρίζεται η πειραματική διαδικασία και οι ακόλουθες αναλύσεις.

5.2 Πειραματικά δεδομένα και αποτελέσματα δοκιμών

5.2.1 Κοκκομετρική Ανάλυση

Η δοκιμή της κοκκομετρικής ανάλυσης πραγματοποιήθηκε σύμφωνα με τις προδιαγραφές που αναφέρονται στο πρότυπο ΕΛΟΤ EN 933-2 ως προς τα κόσκινα. Στο εργαστήριο, χρησιμοποιήθηκαν τα κόσκινα με άνοιγμα οπής 63 mm, 40 mm, 31.5 mm, 16 mm, 8 mm, 4 mm, 2 mm, 1 mm, 0.5 mm και 0.063 mm. Στις εικόνες 5.4 και 5.5, απεικονίζονται τα κόσκινα που χρησιμοποιήθηκαν στο εργαστήριο. Στην πρώτη εικόνα, φαίνονται τα πρώτα 6 κόσκινα, τοποθετημένα, κατά φθίνουσα σειρά, ξεκινώντας από αυτό με άνοιγμα οπής 63 mm. Επίσης, το κόσκινο αυτό είναι καλυμμένο με καπάκι. Στη δεύτερη εικόνα, απεικονίζονται τα τέσσερα τελευταία κόσκινα μαζί με το σκεύος, όπου καταλήγει το μη συγκρατούμενο υλικό από κανένα κόσκινο.

Κατά τη διαδικασία, τα κόσκινα τοποθετήθηκαν κατά φθίνουσα σειρά μεγέθους ανοίγματος οπής κόσκινου. Σε κάθε περίπτωση, το δείγμα κάθε υλικού τοποθετήθηκε στο υψηλότερο κόσκινο, το οποίο καλύπτεται με καπάκι. Στη συνέχεια, τοποθετήθηκαν σε συσκευή μηχανικής δόνησης. Μετά το τέλος της διαδικασίας δόνησης, κάθε κόσκινο ζυγίστηκε, προκειμένου να σημειωθεί η μάζα του συγκρατούμενου από το κόσκινο υλικού. Κάθε δείγμα από τα τρία υλικά είχε συνολική μάζα 5 kg = 5000 gr.



***Εικόνα 5.4** Τα πρώτα 6 κόσκινα αριθμημένα σύμφωνα με το πρότυπο ΕΛΟΤ ΕΝ 933-2, 1996 (Φωτογραφία από το Εργαστήριο Οδοποιίας του ΕΜΠ)*

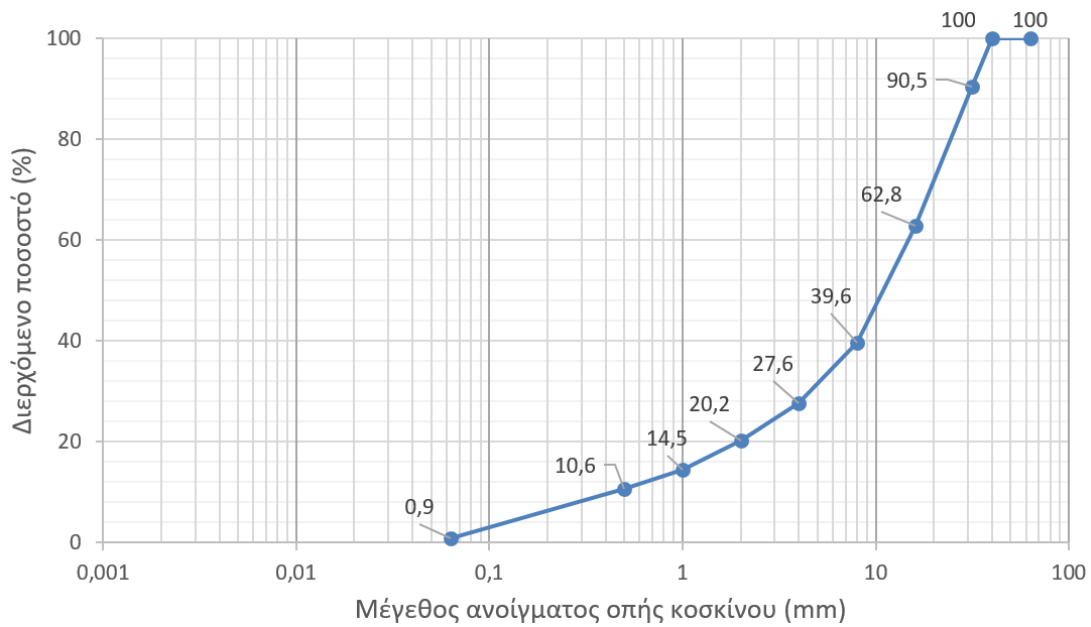


***Εικόνα 5.5** Τα 4 τελευταία κόσκινα αριθμημένα σύμφωνα με το πρότυπο ΕΛΟΤ ΕΝ 933-2, 1996 (Φωτογραφία από το Εργαστήριο Οδοποιίας του ΕΜΠ)*

Το ζητούμενο αποτέλεσμα μιας κοκκομετρικής ανάλυσης είναι η κοκκομετρική καμπύλη, η οποία συσχετίζει το ποσοστό του διερχόμενου υλικού από κάθε κόσκινο με το αντίστοιχο άνοιγμα οπής του κόσκινου σε mm. Η διαδικασία υπολογισμού του ποσοστού του διερχόμενου υλικού περιγράφεται αναλυτικά στο παράρτημα Ι. Στους πίνακες που ακολουθούν, αναγράφονται μόνο τα στοιχεία που απαιτούνται για την χάραξη της ζητούμενης καμπύλης. Έτσι, για το υλικό Α, στον πίνακα 5.1 αναγράφονται το πρότυπο μέγεθος κάθε κόσκινου και το αντίστοιχο ποσοστό διερχόμενου υλικού. Αυτά τα δύο στοιχεία παράγουν την κοκκομετρική καμπύλη στην εικόνα 5.5, στην οποία το μέγεθος του κόσκινου τοποθετείται σε λογαριθμική κλίμακα. Ομοίως προκύπτει και για τα δείγματα των εδαφικών υλικών Β και Γ. Τα αποτελέσματα της κοκκομετρικής ανάλυσης παρουσιάζονται στους πίνακες 5.2 και 5.3 και οι αντίστοιχες κοκκομετρικές καμπύλες παρουσιάζονται στις εικόνες 5.6 και 5.7.

Πίνακας 5.1 Αποτελέσματα της κοκκομετρικής ανάλυσης για το δείγμα του εδαφικού υλικού Α

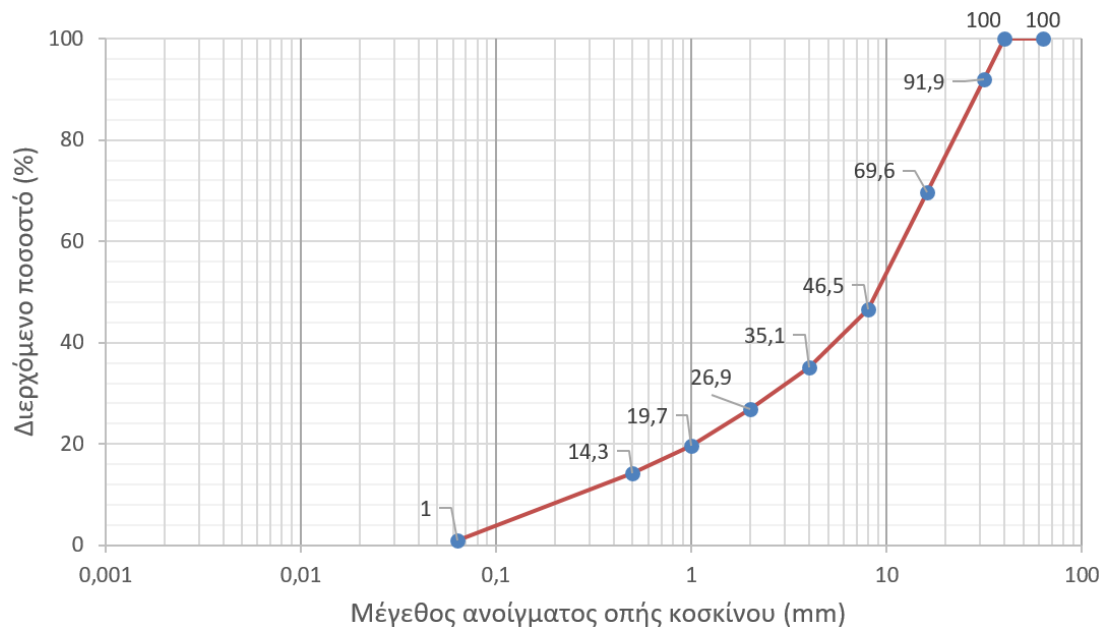
Πρότυπο μέγεθος κόσκινου (mm)	Αθροιστική μάζα διερχόμενου υλικού (%)
63	100
40	100
31,5	90,5
16	62,8
8	39,6
4	27,6
2	20,2
1	14,5
0,5	10,6
0,063	0,9



Εικόνα 5.6 Κοκκομετρική καμπύλη διαβάθμισης για το δείγμα του εδαφικού υλικού Α

Πίνακας 5.2 Αποτελέσματα της κοκκομετρικής ανάλυσης για το δείγμα του εδαφικού υλικού Β

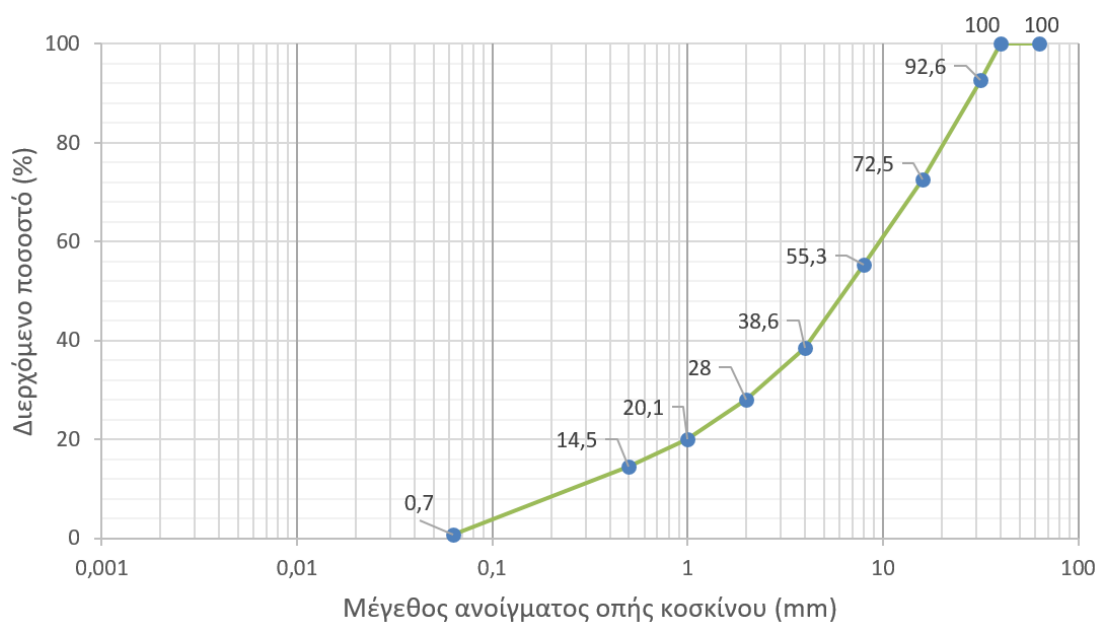
Πρότυπο μέγεθος κόσκινου (mm)	Αθροιστική μάζα διερχόμενου υλικού (%)
63	100
40	100
31,5	91,9
16	69,6
8	46,5
4	35,1
2	26,9
1	19,7
0,5	14,3
0,063	1



Εικόνα 5.7 Κοκκομετρική καμπύλη διαβάθμισης για το δείγμα του εδαφικού υλικού Β

Πίνακας 5.3 Αποτελέσματα της κοκκομετρικής ανάλυσης για το δείγμα του εδαφικού υλικού Γ

Πρότυπο μέγεθος κόσκινου (mm)	Αθροιστική μάζα διερχόμενου υλικού (%)
63	100
40	100
31,5	92,6
16	72,5
8	55,3
4	38,6
2	28
1	20,1
0,5	14,5
0,063	0,7



Εικόνα 5.8 Κοκκομετρική καμπύλη διαβάθμισης για το δείγμα του εδαφικού υλικού Γ

5.2.2 Δοκιμή συμπίκνωσης

Η δοκιμή συμπίκνωσης πραγματοποιήθηκε για τον προσδιορισμό της ξηρής πυκνότητας κάθε υλικού σε δεδομένο ποσοστό υγρασίας. Η διαδικασία της συμπίκνωσης έγινε σύμφωνα με την τροποποιημένη μέθοδο Proctor, ακολουθώντας τις οδηγίες του ΕΛΟΤ EN 13286.02. Σύμφωνα με αυτό, η κοκκομετρική ανάλυση καθορίζει τις διαστάσεις της μήτρας, τον τρόπο προετοιμασίας καθώς και την προτεινόμενη συνολική μάζα του δείγματος για πιο ακριβή αποτελέσματα. Για την παρούσα περίπτωση, όπου για όλα τα υλικά το ποσοστό του διερχόμενου υλικού από τα κόσκινα 63 mm, 31.5 mm και 16 mm είναι 100 %, 75-100 % και <75 % αντίστοιχα, το πρότυπο προτείνει τη χρήση της μήτρας τύπου Β για συνολική μάζα υλικού 40 kg και μάζα κάθε δείγματος ίση με 6 kg.

Στο εργαστήριο, λόγω εξοικονόμησης χρόνου και διαθεσιμότητας υλικού, η συνολική μάζα κάθε υλικού ήταν 15 kg και η αντίστοιχη μάζα κάθε δείγματος 5 kg για 3 δοκιμές έναντι 6, που προτείνουν οι προδιαγραφές. Ακόμη, χρησιμοποιήθηκε η μήτρα τύπου Β με διάμετρο $d_1 = 0.1508$ m, ύψος $h_1 = 0.12$ m και συνολικό εσωτερικό όγκο $V_1 = 2.14 \times 10^{-3} \text{ m}^3 = 2142,17$ ml, ενώ ο κόπανος είχε μάζα 4.5 kg με ύψος πτώσης $h_2 = 457$ mm. Στην εικόνα 5.9, απεικονίζονται η μήτρα με το παρέμβλημα συνδεδεμένο στην πλάκα βάσης, καθώς και ο κόπανος κατά την τροποποιημένη δοκιμή Proctor.



Εικόνα 5.9 Διάταξη δοκιμίου κατά τη δοκιμή συμπίκνωσης. Εδώ φαίνονται η μήτρα και ο κόπανος που χρησιμοποιήθηκαν στο εργαστήριο (Φωτογραφία από το Εργαστήριο Οδοποιίας του ΕΜΠ)

Σχετικά με τη διαδικασία, ακολουθήθηκε αυτή που περιγράφεται στην παράγραφο 4.2.2. Αφού η μήτρα συνδέθηκε με την πλάκα βάσης, μετρήθηκε η συνολική τους μάζα, η οποία είναι ίση με $M_1 = 6486$ gr. Στη συνέχεια, συνδέθηκε το παρέμβλημα με τη μήτρα, σύστημα που τοποθετήθηκε πάνω σε μια σταθερή βάση. Το δείγμα από κάθε υλικό αναμείχθηκε με ποσότητα νερού, επιτυγχάνοντας ποσοστό υγρασίας 6% για τα δείγματα των υλικών Α, Β και 6.5% για τα δείγματα του υλικού Γ. Έπειτα, μικρή ποσότητα δείγματος τοποθετήθηκε στη μήτρα και συμπυκνώθηκε με τον κόπανο. Αυτό πραγματοποιήθηκε τόσες φορές, ώστε να συμπυκνωθεί το σύνολο του δείγματος κάθε υλικού. Μετά τη συμπίκνωση, μετρήθηκε η συνολική μάζα της μήτρας, της πλάκας βάσης και του συμπυκνωμένου υλικού (M_2). Έτσι, υπολογίζονται η φυσική και η ξηρή πυκνότητα κάθε υλικού, που είναι και το ζητούμενο της διεργασίας, όπως περιγράφεται από τις σχέσεις 5.1 – 5.3. Τέλος, στους πίνακες 5.4 – 5.6, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της δοκιμής και των εξισώσεων.

$$\text{Μάζα του συμπυκνωμένου δείγματος: } M_3 = \frac{M_2 - M_1}{1000} \text{ (kg)} \quad (5.1)$$

$$\text{Φυσική πυκνότητα: } \rho_w = \frac{M_3}{V_1} \text{ (kg/m}^3\text{)} \quad (5.2)$$

$$\text{Ξηρή πυκνότητα: } \rho_d = \frac{\rho_w}{1+w} \text{ (kg/m}^3\text{)} \quad (5.3)$$

Πίνακας 5.4 Αποτελέσματα δοκιμής Proctor και υπολογισμού της ξηρής πυκνότητας για το υλικό Α

ΥΛΙΚΟ Α ΕΞΕΤΑΖΟΜΕΝΗ ΥΓΡΑΣΙΑ W = 6%					
ΔΟΚΙΜΗ	M_1 (gr)	M_2 (gr)	M_3 (gr)	ρ_w (kg/m ³)	ρ_d (kg/m ³)
1	6486,0	11646,6	5160,6	2409,1	2272,7
2	6486,0	11629,8	5143,8	2401,2	2265,3
3	6486,0	11640,4	5154,4	2406,2	2270

Πίνακας 5.5 Αποτελέσματα δοκιμής Proctor και υπολογισμού της ξηρής πυκνότητας για το υλικό Β

ΥΛΙΚΟ Β ΕΞΕΤΑΖΟΜΕΝΗ ΥΓΡΑΣΙΑ W = 6%					
ΔΟΚΙΜΗ	M_1 (gr)	M_2 (gr)	M_3 (gr)	ρ_w (kg/m ³)	ρ_d (kg/m ³)
1	6486,0	11577,6	5091,6	2376,8	2242,3
2	6486,0	11578,6	5092,6	2377,3	2242,7
3	6486,0	11576,4	5090,4	2376,3	2241,8

Πίνακας 5.6 Αποτελέσματα δοκιμής Proctor και υπολογισμού της ξηρής πυκνότητας για το υλικό Γ

ΥΛΙΚΟ Γ ΕΞΕΤΑΖΟΜΕΝΗ ΥΓΡΑΣΙΑ W = 6.5%					
ΔΟΚΙΜΗ	M ₁ (gr)	M ₂ (gr)	M ₃ (gr)	ρ _w (kg/m ³)	ρ _d (kg/m ³)
1	6486,0	11577,7	5091,7	2376,9	2231,8
2	6486,0	11616,8	5130,8	2395,1	2248,9
3	6486,0	11593,2	5107,2	2384,1	2238,6

Σε κάθε περίπτωση εδαφικού υλικού, οι τιμές της μάζας του συμπυκνωμένου δείγματος M₃ συγκλίνουν μεταξύ τους. Έτσι, για το εδαφικό υλικό Α, η μάζα M₃ κυμαίνεται από 5143.8 έως 5160.6 gr. Για το εδαφικό υλικό Β, προέκυψε ότι η μάζα M₃ κυμαίνεται από 5090.4 έως 5092.6 gr, ενώ, για το εδαφικό υλικό Γ, προέκυψε ότι η μάζα M₃ κυμαίνεται από 5091.7 έως 5130.8 gr. Ομοίως, οι τιμές των πυκνοτήτων συγκλίνουν μεταξύ τους. Έτσι, η φυσική πυκνότητα του υλικού Α κυμαίνεται από 2401.2 έως 2409.1 kg/m³. Ακόμη, το δείγμα 1 έχει τη μέγιστη τιμή φυσικής πυκνότητας, ενώ το δείγμα 2 έχει την ελάχιστη τιμή φυσικής πυκνότητας. Για το εδαφικό υλικό Β, η φυσική πυκνότητα κυμαίνεται από 2376.3 έως 2377.3 kg/m³, ενώ το δείγμα 2 και 3 έχουν τη μέγιστη και την ελάχιστη φυσική πυκνότητα αντίστοιχα. Για το εδαφικό υλικό Γ, η φυσική πυκνότητα κυμαίνεται από 2376.9 έως 2395.1 kg/m³, ενώ το δείγμα 1 και 2 έχουν τη μέγιστη και την ελάχιστη φυσική πυκνότητα αντίστοιχα. Ως προς την ξηρή πυκνότητα, οι τιμές παρουσιάζουν παρόμοια διακύμανση. Έτσι, η ξηρή πυκνότητα του υλικού Α κυμαίνεται από 2265.3 έως 2272.7 kg/m³. Ακόμη, το δείγμα 1 έχει τη μέγιστη τιμή ξηρής πυκνότητας, ενώ το δείγμα 2 έχει την ελάχιστη τιμή ξηρής πυκνότητας. Για το εδαφικό υλικό Β, η ξηρή πυκνότητα κυμαίνεται από 2241.8 έως 2242.7 kg/m³, ενώ το δείγμα 2 και 3 έχουν τη μέγιστη και την ελάχιστη ξηρή πυκνότητα αντίστοιχα. Για το εδαφικό υλικό Γ, η ξηρή πυκνότητα κυμαίνεται από 2231.8 έως 2248.9 kg/m³, ενώ το δείγμα 1 και 2 έχουν τη μέγιστη και την ελάχιστη ξηρή πυκνότητα αντίστοιχα.

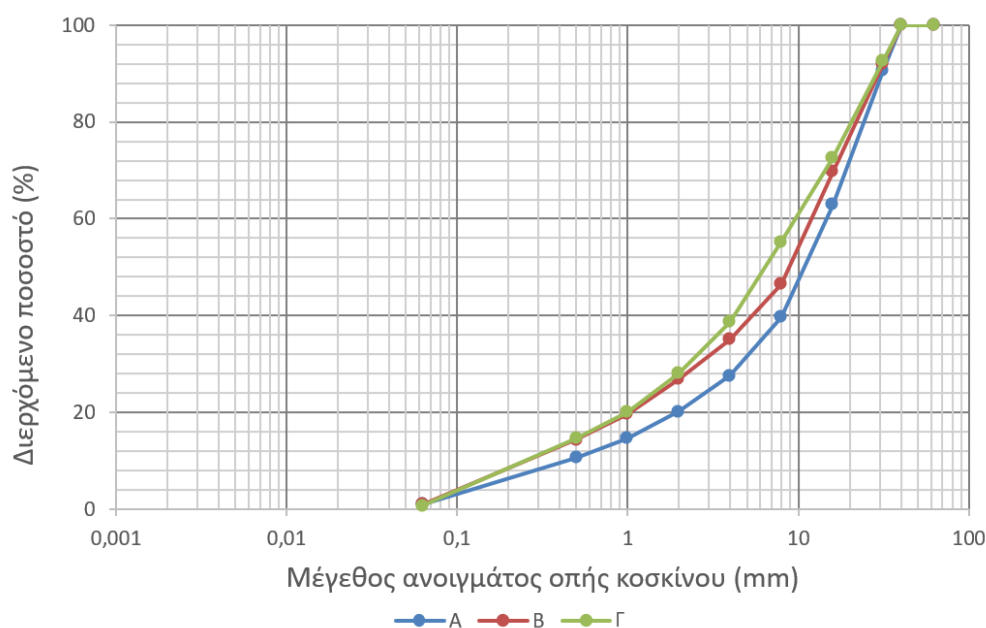
5.2.3 Δοκιμή CBR

Η δοκιμή φέρουσας ικανότητας CBR έγινε σύμφωνα με τις προδιαγραφές του προτύπου ΕΛΟΤ EN 13286-47. Στο εργαστήριο, ακολουθήθηκε η διαδικασία που περιγράφεται στο κεφάλαιο 4 και πραγματοποιήθηκαν συνολικά 9 δοκιμές, δηλαδή 3 δοκιμές για κάθε υλικό Α, Β και Γ. Για τις 3 δοκιμές χρησιμοποιήθηκαν 3 διαφορετικά δείγματα κάθε υλικού. Στο τέλος κάθε δοκιμής, προέκυψαν ζεύγη φορτίου επιβολής (kN) και παραμόρφωσης (mm) λόγω της διείδυσης. Τα ζεύγη αυτά αποτυπώνονται σε ένα διάγραμμα, ώστε να προκύψει η σχετική καμπύλη για τον προσδιορισμό του CBR. Στο παράρτημα ΙΙ, παρουσιάζονται ενδεικτικά τα αποτελέσματα από την 1^η δοκιμή του δείγματος εδαφικού υλικού Α.

6 ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ - ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

6.1 Σύγκριση κοκκομετρίας

Στην εικόνα 6.1, απεικονίζονται συγκριτικά οι κοκκομετρικές καμπύλες για τα δείγματα των τριών εδαφικών υλικών Α, Β και Γ. Όπως παρατηρείται, οι τρεις καμπύλες έχουν παρόμοια μορφή με μικρές αποκλίσεις. Στην αρχή, αναλύοντας κατά φθίνουσα σειρά τα ποσοστά του διερχόμενου υλικού, οι καμπύλες είναι οριζόντιες, δηλώνοντας την απουσία υλικού με διάμετρο $D \geq 40$ mm, δηλαδή τα χονδρά χαλίκια και τις κροκάλες. Στη συνέχεια, οι καμπύλες παρουσιάζουν απότομη κλίση, η οποία είναι πιο έντονη στην περίπτωση του εδαφικού υλικού Α, ενώ η κλίση τους στο τελευταίο κομμάτι είναι πιο ομαλή. Στο σύνολό της, η κατανομή του υλικού Γ δείχνει πιο ομαλή συγκριτικά με τις κατανομές των υλικών Α και Β. Αντίθετα, οι καμπύλες των Α και Β εμφανίζουν έντονη κοιλότητα, που πιθανόν σημαίνει ότι απουσιάζουν κάποια ενδιάμεσα κλάσματα υλικού, ακόμη και σε μικρό ποσοστό, ενώ όσο δεξιότερα βρίσκεται η καμπύλη, τόσο περισσότερο χονδρόκοκκο υλικό περιέχεται στο δείγμα. Επιπλέον, σύμφωνα με το όριο μεγεθών των εδαφικών υλικών, τα δείγματα των Α, Β και Γ αποτελούνται κατά κύριο λόγο από άμμους και μέτρια χαλίκια, με το λεπτόκοκκο υλικό (ιλείς, άργιλοι) να αποτελεί περίπου το 1 % της συνολικής μάζας για κάθε περίπτωση. Συνεπώς, το εδαφικό υλικό Γ είναι καλύτερα διαβαθμισμένο από τα Α και Β και αναμένεται να έχει καλύτερη μηχανική συμπεριφορά, ενώ τα δείγματα των υλικών Α και Β περιέχουν περισσότερο χονδρόκοκκο υλικό.



Εικόνα 6.1 Κοκκομετρική καμπύλη διαβάθμισης για το δείγμα των εδαφικών υλικών Α, Β, Γ

6.2 Αποτελέσματα δοκιμής συμπίκνωσης

Στον πίνακα 6.1, αναγράφονται, κατά σειρά εμφάνισης, η μάζα των συμπτυκνωμένων υλικών Α, Β, Γ, η φυσική και η ξηρή πυκνότητα τους, οι οποίες προέκυψαν από το μέσο όρο των αποτελεσμάτων της δοκιμής συμπίκνωσης (κεφάλαιο 5.2.2). Η μάζα του συμπτυκνωμένου δείγματος είναι 5152.9, 5091.5 και 5109.9 gr για κάθε υλικό Α, Β και Γ αντίστοιχα. Επίσης, η φυσική πυκνότητα των υλικών Α, Β και Γ είναι 2405.5, 2376.8 και 2385.4 kg/m³ αντίστοιχα.

Πίνακας 6.1 Οι τελικές τιμές της μάζας των συμπτυκνωμένων υλικών Α,Β,Γ, καθώς και της φυσικής και ξηρής πυκνότητας τους

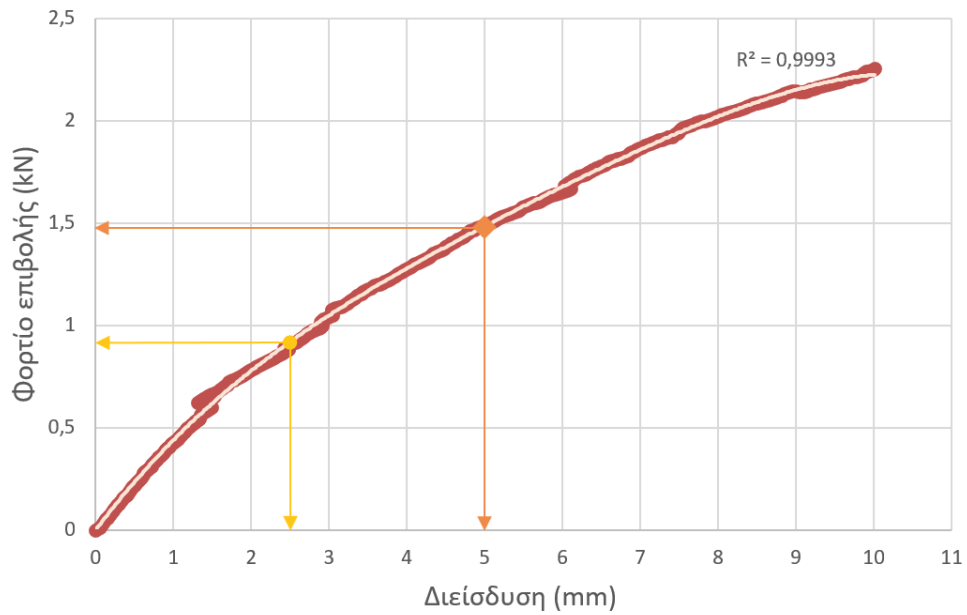
ΥΛΙΚΟ	M ₃ (gr)	ρ _w (kg/m ³)	ρ _d (kg/m ³)
A	5152,9	2405,5	2269,3
B	5091,5	2376,8	2242,3
Γ	5109,9	2385,4	2239,8

Σχετικά με την ξηρή πυκνότητα, όπως παρατηρείται, οι διαφορές μεταξύ των τιμών είναι σχετικά μικρές. Αυτό μπορεί να εξηγηθεί από το γεγονός ότι τα τρία υλικά συμπτυκνώθηκαν σχεδόν στην ίδια τιμή της περιεκτικότητας σε υγρασία, δηλαδή w_A = w_B = 6% και w_Γ = 6.5%, ενώ και η κοκκομετρική κατανομή τους είναι παρόμοια, με αυτή του υλικού Α να αποκλίνει περισσότερο από τις άλλες δύο. Έτσι, για τα εδαφικά υλικά Β και Γ, η ξηρή πυκνότητα είναι περίπου 2240 kg/m³, ενώ για το υλικό Α, απαιτείται μεγαλύτερη πυκνότητα συμπίκνωσης με τιμή περίπου 2270 kg/m³.

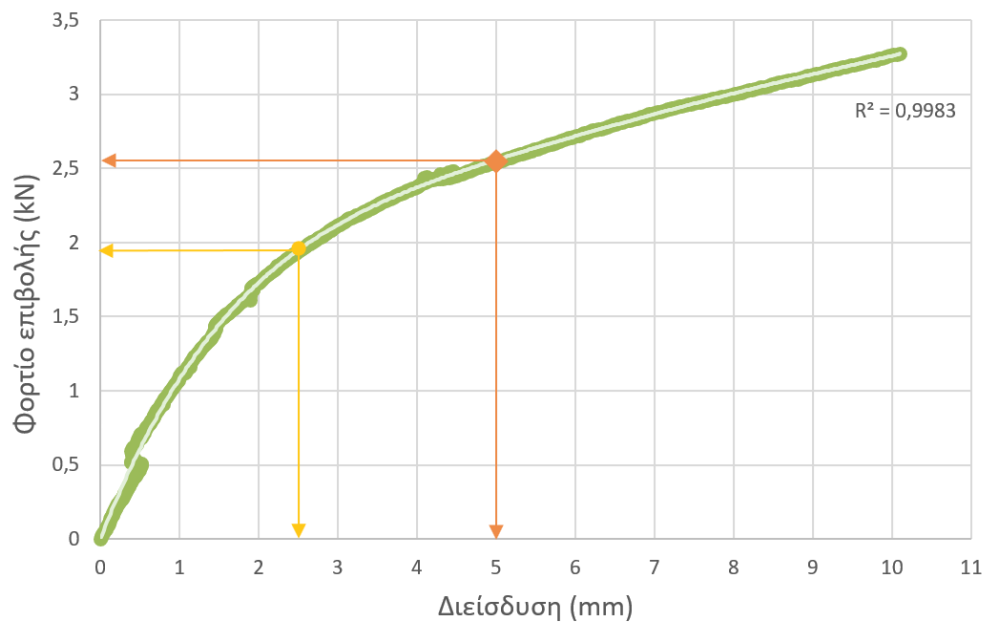
6.3 Αποτελέσματα δοκιμής καλιφορνιακού δείκτη φέρουσας ικανότητας

Σε κάθε διάγραμμα, η καμπύλη CBR είναι η προσεγγιστική καμπύλη των στοιχείων που αποτυπώνονται. Σε όλες τις δοκιμές, η καλύτερη προσέγγιση προήλθε από πολυωνυμική εξίσωση 5^{ου} βαθμού με συντελεστή προσδιορισμού R² ≥ 0.99. Ακόμη, σε καμία καμπύλη, δεν απαιτήθηκε διόρθωση λόγω κοίλου αρχικού τμήματος, όπως προβλέπεται από τις προδιαγραφές. Τέλος, σε όλες τις δοκιμές, αναπροσαρμόστηκε η μηδενική μέτρηση, προκειμένου η καμπύλη να προσεγγίσει καλύτερα τα αποτελέσματα των δοκιμών, όπως εξηγείται στο παράρτημα ΙΙ. Έτσι, για το εδαφικό υλικό Α, οι καμπύλες CBR παρουσιάζονται στις εικόνες 6.2 – 6.4 για κάθε μία από τις τρεις δοκιμές. Πάνω σε αυτές, σημειώνονται με κίτρινα και πορτοκαλί βέλη οι τιμές

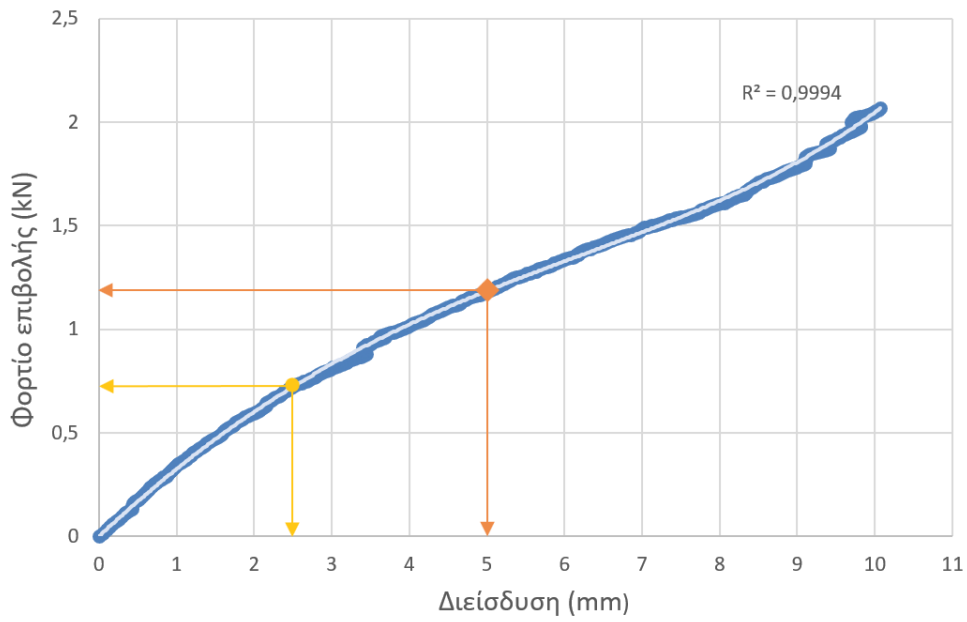
του φορτίου επιβολής (kN) για διείσδυση 2.5 και 5 mm αντίστοιχα. Ακόμη, στην εικόνα 6.5, παρουσιάζονται οι καμπύλες των τριών δοκιμών συγκριτικά.



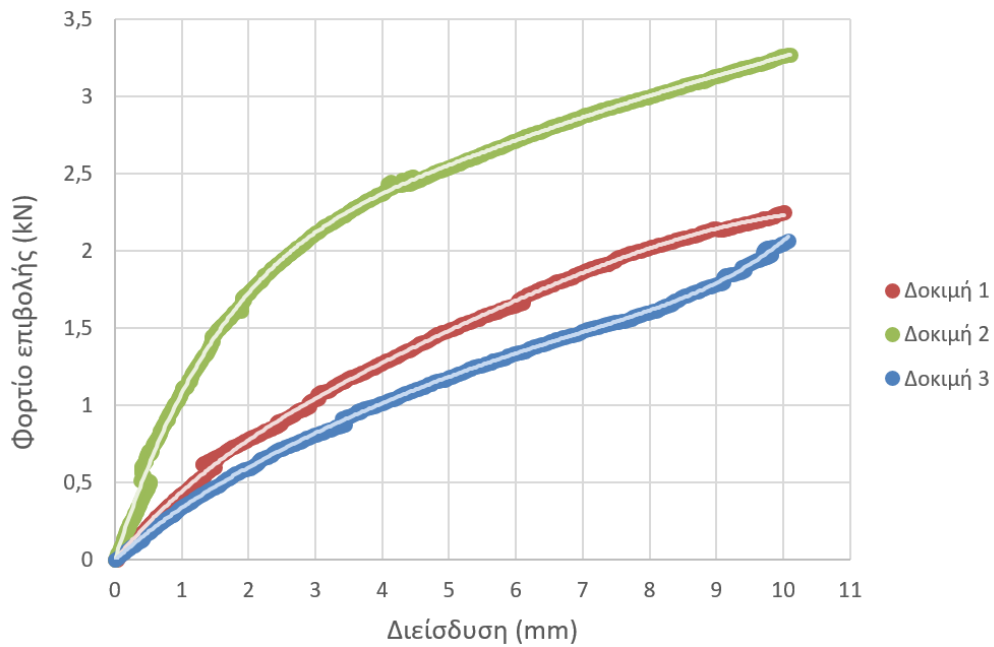
Εικόνα 6.2 Καμπύλη διείσδυσης - φορτίου επιβολής δείγματος εδαφικού υλικού A, 1^η δοκιμή



Εικόνα 6.3 Καμπύλη διείσδυσης - φορτίου επιβολής δείγματος εδαφικού υλικού A, 2^η δοκιμή



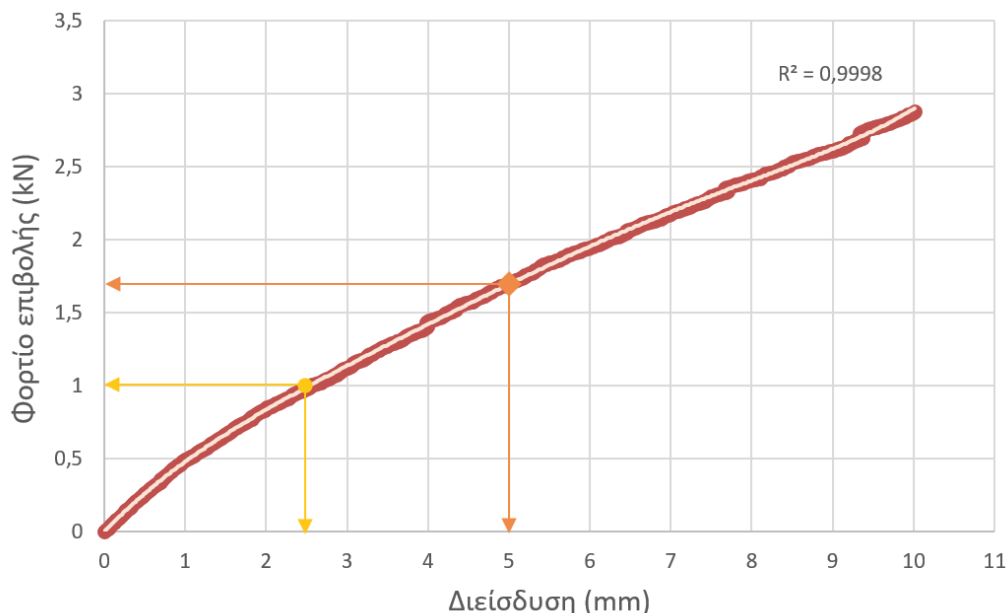
Εικόνα 6.4 Καμπύλη διείσδυσης - φορτίου επιβολής δείγματος εδαφικού υλικού A, 3^η δοκιμή



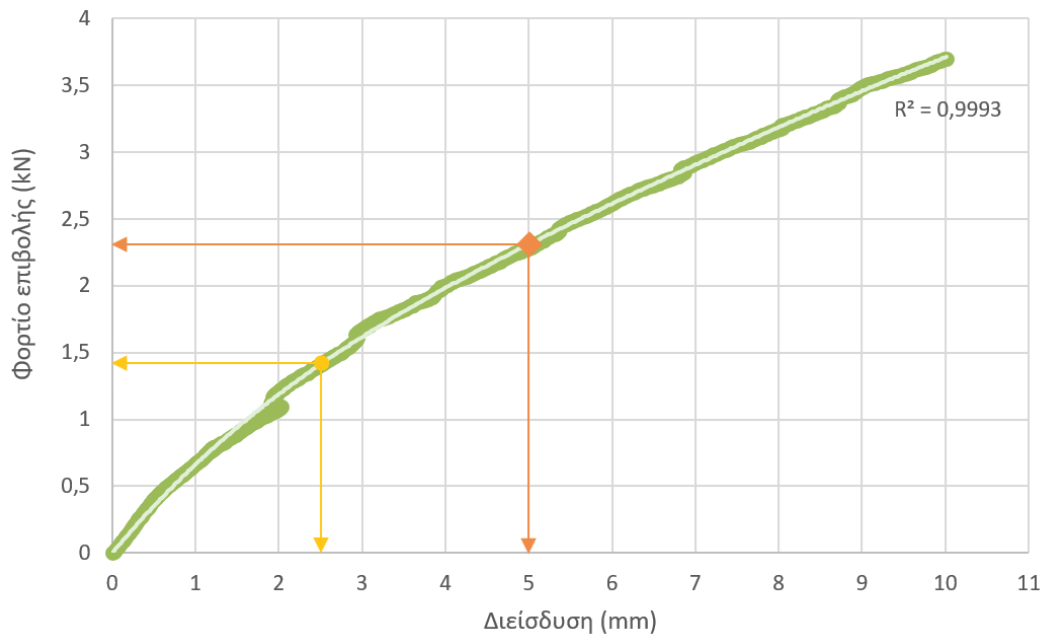
Εικόνα 6.5 Καμπύλη διείσδυσης - φορτίου επιβολής δείγματος εδαφικού υλικού A για όλες τις δοκιμές

Σύμφωνα με την εικόνα 6.5, για το εδαφικό υλικό Α, παρατηρείται ότι οι καμπύλες έχουν παρόμοια κυρτή μορφή. Ως προς τα ζεύγη των τιμών, εμφανίζουν σχετικά μεγάλη διασπορά με τα φορτία επιβολής για διείσδυση 2.5 mm να κυμαίνονται από 0.72 – 1.92 kN και για 5 mm να κυμαίνονται από 1.18 – 2.55 kN αντίστοιχα στο σύνολο των δοκιμών. Στη 3^η δοκιμή, παρατηρείται σχετικά μεγάλη παραμόρφωση λόγω της διείσδυσης, όταν επιβάλλεται μικρό φορτίο, που πιθανότατα οφείλεται σε ανομοιομορφία της κοκκομετρίας του μίγματος. Αντίθετα, οι μέγιστες τιμές του φορτίου επιβολής προκύπτουν από τα αποτελέσματα της δοκιμής στο μίγμα 2. Επίσης, παρατηρείται ότι η διαφορά μεταξύ των φορτίων επιβολής για διείσδυση 2.5 και 5 mm είναι της τάξης του 0,5 kN σε όλες τις δοκιμές.

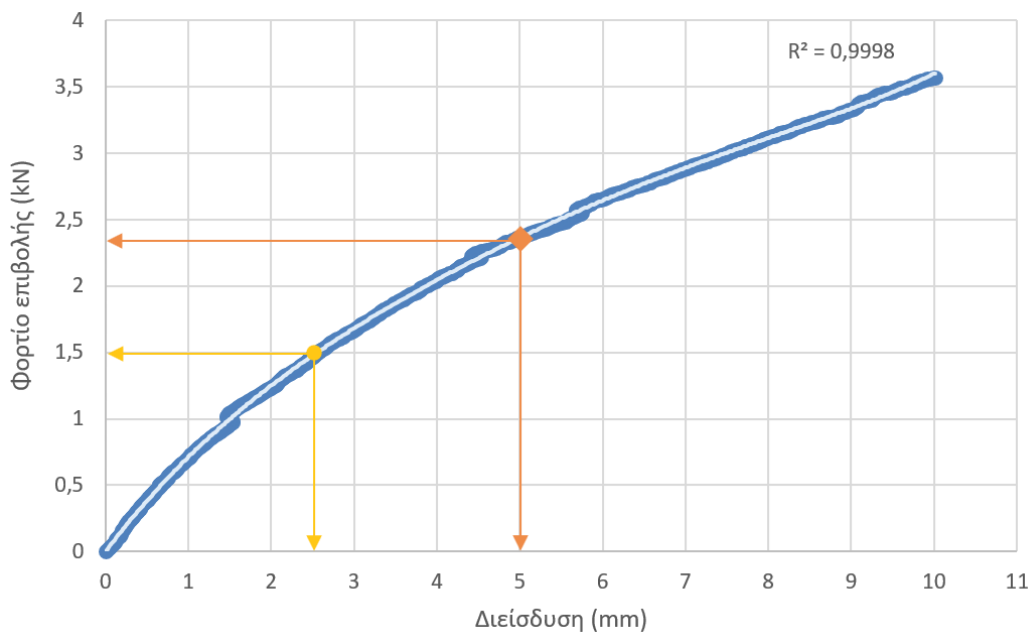
Αντίστοιχα, για το εδαφικό υλικό Β, προέκυψαν οι καμπύλες που απεικονίζονται στις εικόνες 6.6 – 6.9. Από την εικόνα 6.9, παρατηρείται ότι οι καμπύλες έχουν παρόμοια μορφή μεταξύ τους με κυρτό σχήμα. Ως προς τα ζεύγη των τιμών, οι τιμές των δοκιμών 2 και 3 συγκλίνουν, όπως αποδεικνύεται και από τις τιμές για διείσδυση 2.5 mm, οι οποίες είναι 1.40 και 1.46 kN για τις δύο δοκιμές αντίστοιχα. Στο σύνολό τους, τα φορτία επιβολής για διείσδυση 2.5 mm κυμαίνονται από 1.00 – 1.46 kN και για 5 mm κυμαίνονται από 1.70 – 2.38 kN αντίστοιχα. Γενικά, οι μικρότερες τιμές στα φορτία επιβολής εντοπίζονται στη δοκιμή 1, ενώ οι μέγιστες τιμές στις δοκιμές 2 και 3.



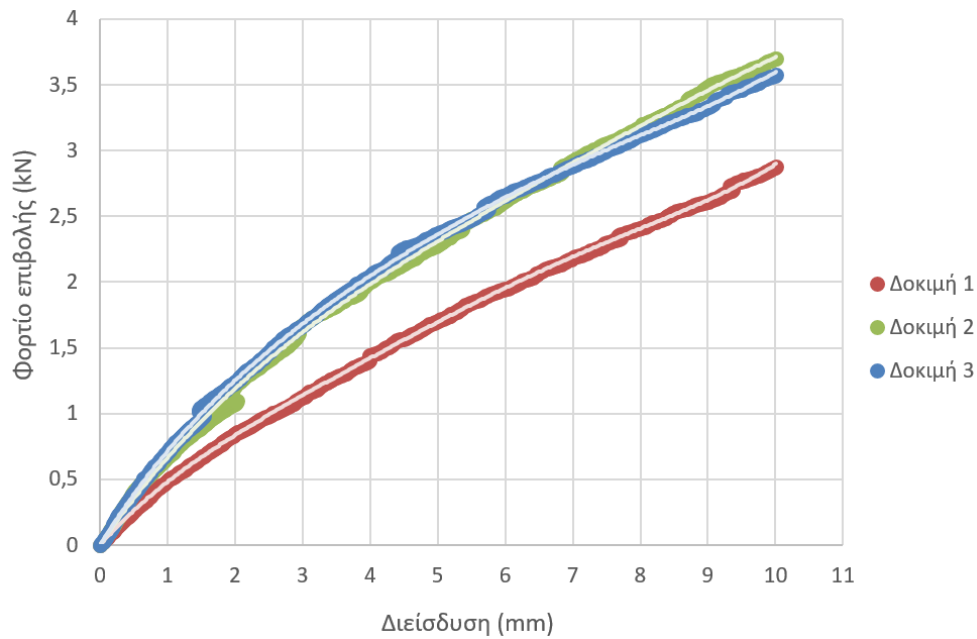
Εικόνα 6.6 Καμπύλη διείσδυσης - φορτίου επιβολής δείγματος εδαφικού υλικού Β, 1^η δοκιμή



Εικόνα 6.7 Καμπύλη διείσδυσης - φορτίου επιβολής δείγματος εδαφικού υλικού B, 2^η δοκιμή

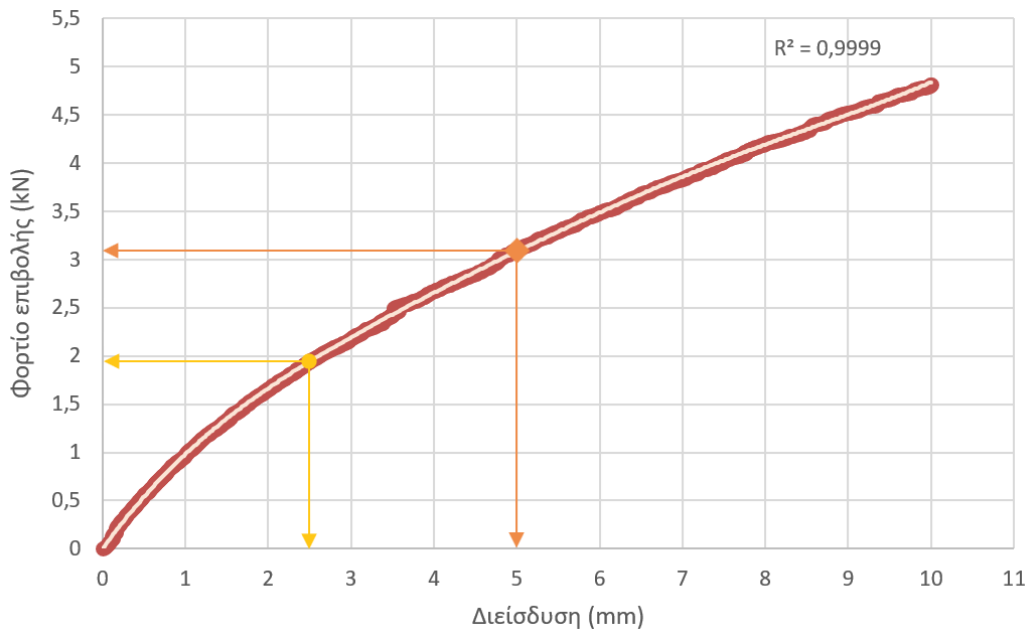


Εικόνα 6.8 Καμπύλη διείσδυσης - φορτίου επιβολής δείγματος εδαφικού υλικού B, 3^η δοκιμή

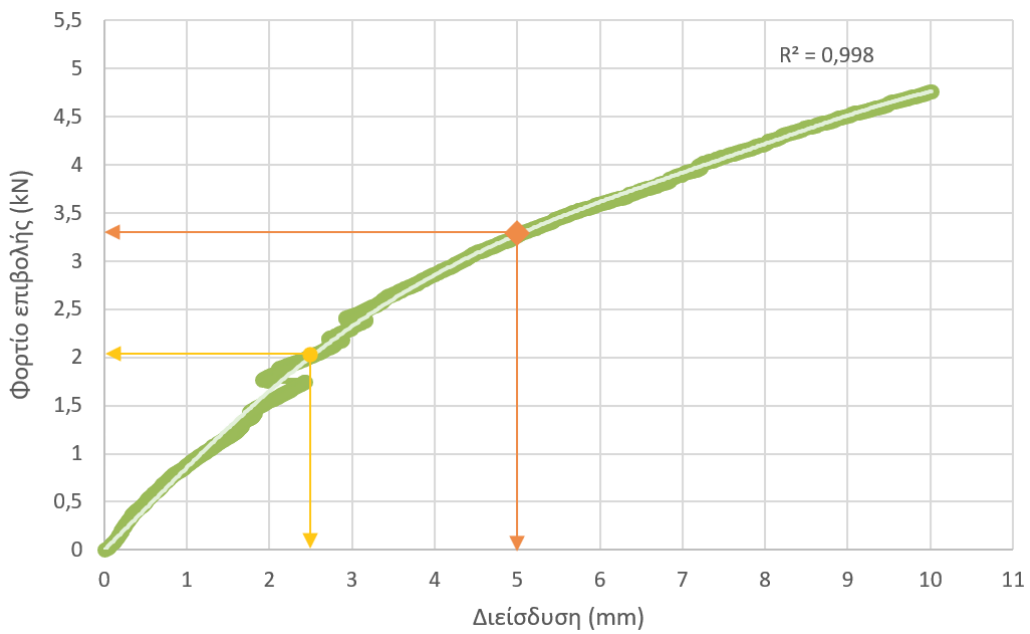


Εικόνα 6.9 Καμπύλη διείσδυσης - φορτίου επιβολής δείγματος εδαφικού υλικού Β για όλες τις δοκιμές

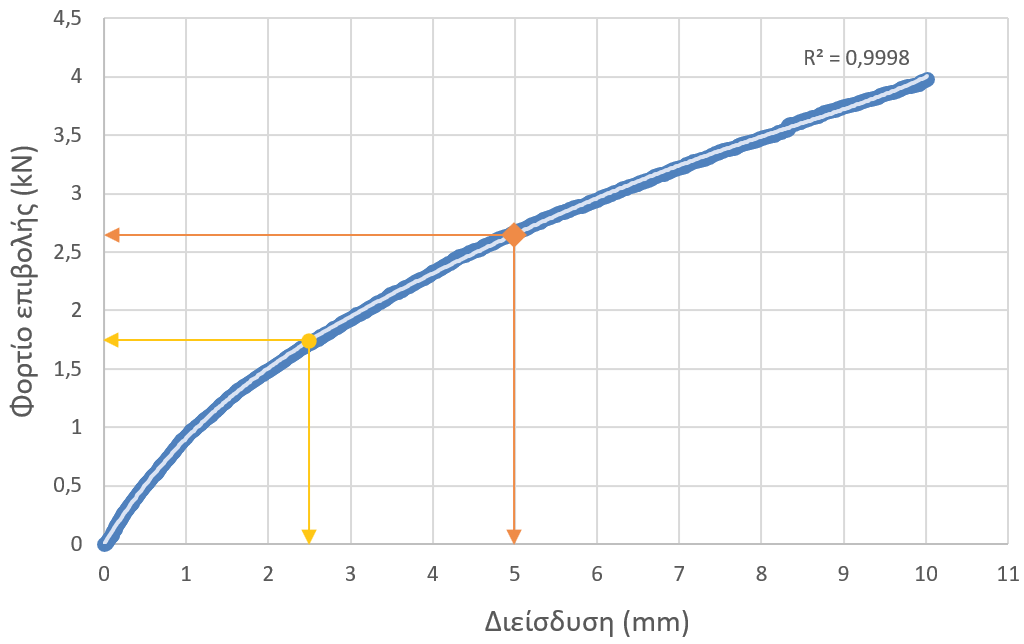
Τέλος, στις εικόνες 6.10 – 6.13, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα που προέκυψαν για το δείγμα του εδαφικού υλικού Γ. Από την εικόνα 6.13, παρατηρείται ότι οι καμπύλες έχουν παρόμοια μορφή μεταξύ τους με κυρτό σχήμα. Στο σύνολό τους, τα φορτία επιβολής για διείσδυση 2.5 mm κυμαίνονται από 1.75 – 2.05 kN και για 5 mm κυμαίνονται από 2.65 – 3.28 kN αντίστοιχα. Οι καμπύλες των δοκιμών 1 και 2 ταυτίζονται, γεγονός που αποδεικνύεται και από τη σύγκλιση των φορτίων επιβολής για διείσδυση 2.5 mm, δηλαδή 1,95 και 2,05 kN αντίστοιχα για κάθε δοκιμή. Γενικά, οι μικρότερες τιμές στα φορτία επιβολής εντοπίζονται στη δοκιμή 3, ενώ οι μέγιστες τιμές στη δοκιμή 2. Ακόμη, στις μετρήσεις από την 2^η δοκιμή, παρατηρείται ασυνέχεια στην περιοχή των τιμών διείσδυσης γύρω από τα 2.5 mm.



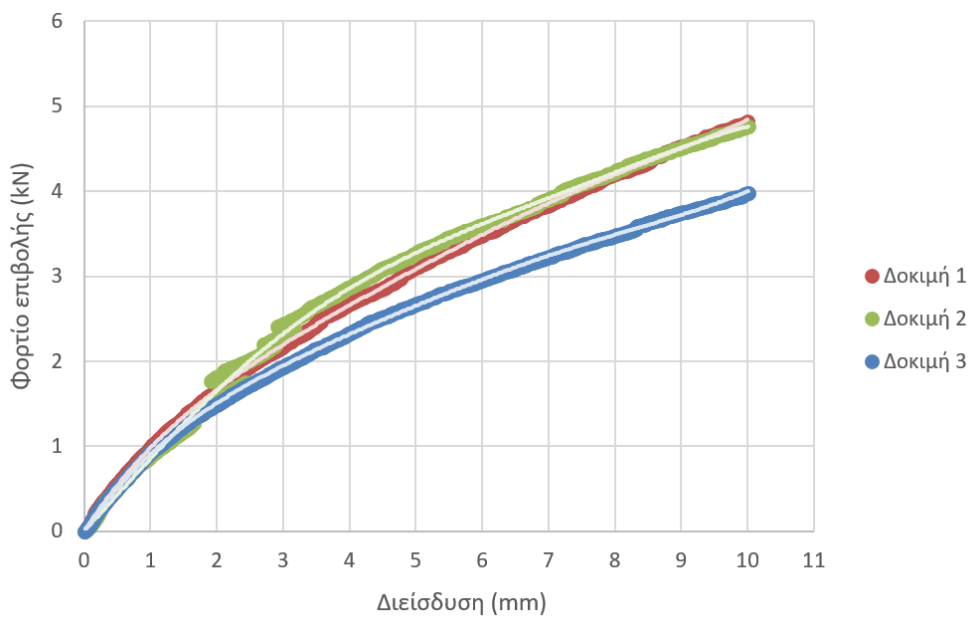
Εικόνα 6.10 Καμπύλη διείσδυσης - φορτίου επιβολής δείγματος εδαφικού υλικού Γ, 1^η δοκιμή



Εικόνα 6.11 Καμπύλη διείσδυσης - φορτίου επιβολής δείγματος εδαφικού υλικού Γ, 2^η δοκιμή



Εικόνα 6.12 Καμπύλη διείσδυσης - φορτίου επιβολής δείγματος εδαφικού υλικού Γ, 3^η δοκιμή



Εικόνα 6.13 Καμπύλη διείσδυσης - φορτίου επιβολής δείγματος εδαφικού υλικού Γ για όλες τις δοκιμές

Σχετικά με την τιμή του CBR, από την εξαγόμενη καμπύλη κάθε δοκιμής, βρέθηκαν τα φορτία επιβολής που αντιστοιχούν σε διείσδυση εμβόλου 2.5 και 5 mm αντίστοιχα. Οι τιμές του δείκτη CBR υπολογίστηκαν, χρησιμοποιώντας την εξίσωση 4.1, με πρότυπο επιβαλλόμενο φορτίο $P_T = 13.2 \text{ kN}$ και $P_T = 20 \text{ kN}$ αντίστοιχα. Έτσι, η εξίσωση 4.1 μετατρέπεται στις εξισώσεις 6.1 και 6.2 για διείσδυση εμβόλου 2.5 και 5 mm αντίστοιχα.

$$CBR_{2.5mm} = \frac{\text{φορτίο επιβολής (kN)}}{13.2 \text{ kN}} \times 100 \quad (6.1)$$

$$CBR_{5mm} = \frac{\text{φορτίο επιβολής (kN)}}{20 \text{ kN}} \times 100 \quad (6.2)$$

Η τιμή του δείκτη CBR για κάθε δοκιμή προκύπτει ως η μέγιστη από τις δύο, $CBR_{2.5mm}$ και CBR_{5mm} , ενώ η τελική τιμή του δείκτη CBR για κάθε υλικό θα προκύψει ως μέσος όρος των μέγιστων τιμών από τις 3 δοκιμές. Στον πίνακα 6.2, αναγράφονται τα φορτία επιβολής για κάθε δοκιμή των τριών εδαφικών υλικών Α, Β και Γ, ενώ στον πίνακα 6.3, παρουσιάζονται οι αντίστοιχες τιμές του CBR και η τελική τιμή του CBR για κάθε υλικό. Οι τελικές τιμές του δείκτη στρογγυλοποιούνται στο πλησιέστερο 0.5.

Πίνακας 6.2 Φορτία επιβολής (kN) για διείσδυση 2.5 και 5 mm αντίστοιχα σε όλα τα εδαφικά υλικά Α, Β και Γ

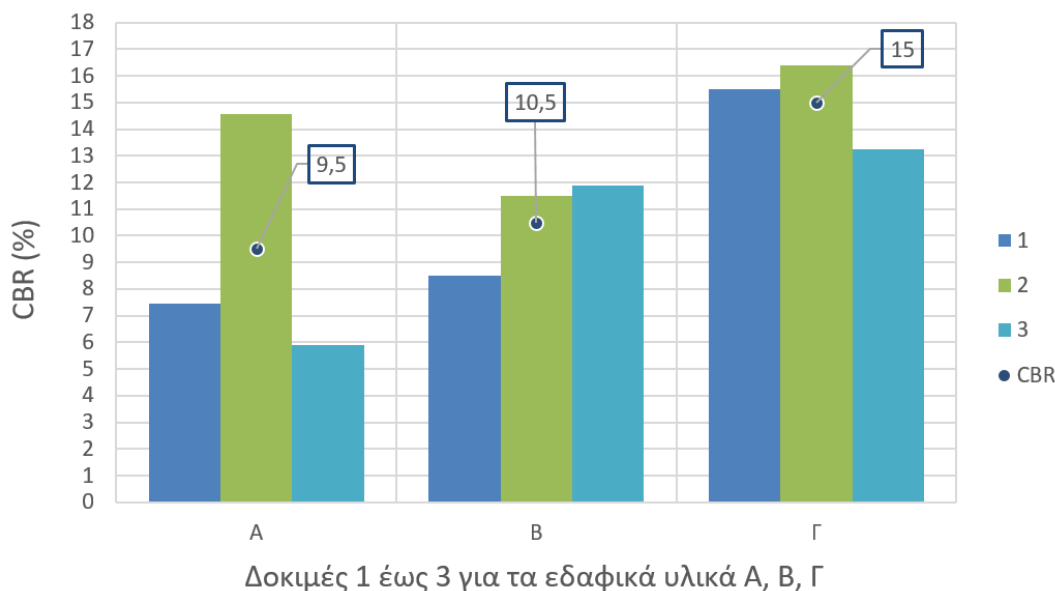
ΥΛΙΚΟ	Α		Β		Γ	
	2,5 mm	5 mm	2,5 mm	5 mm	2,5 mm	5 mm
ΔΟΚΙΜΗ						
1	0,91	1,49	1	1,7	1,95	3,1
2	1,92	2,55	1,42	2,3	2,03	3,28
3	0,72	1,18	1,46	2,38	1,75	2,65

Πίνακας 6.3 Τιμές CBR (%) για διείσδυση 2.5 και 5 mm σε όλα τα εδαφικά υλικά Α, Β και Γ

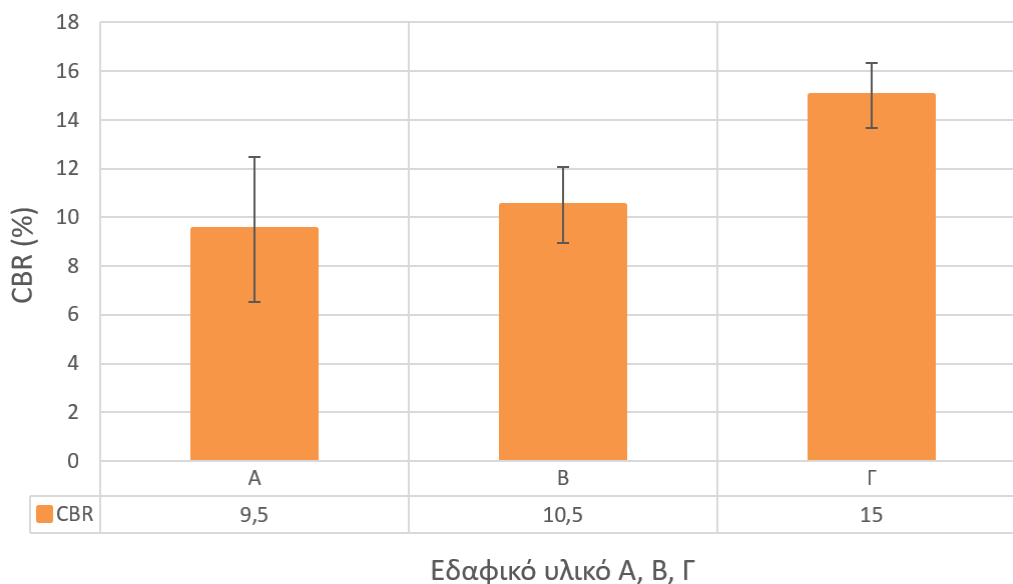
ΥΛΙΚΟ	Α		Β		Γ	
	2,5 mm	5 mm	2,5 mm	5 mm	2,5 mm	5 mm
ΔΟΚΙΜΗ						
1	6,89	7,45	7,58	8,5	14,77	15,5
2	14,55	12,75	10,76	11,5	15,38	16,4
3	5,45	5,9	11,06	11,9	13,26	13,25
ΤΕΛΙΚΗ ΤΙΜΗ CBR	9,5		10,5		15	

Σύμφωνα με τον πίνακα 6.3, για τα δείγματα του εδαφικού υλικού Α, οι τιμές κυμαίνονται για διείσδυση 2.5 mm από 5.45 – 14.55 % και για 5 mm από 5.90 – 12.75 % αντίστοιχα στο σύνολο των δοκιμών. Οι μέγιστες τιμές εντοπίζονται και στις δύο περιπτώσεις διείσδυσης (2.5 mm και 5 mm), με το μέσο όρο και την τελική τιμή του δείκτη CBR να προκύπτει 9.5 % με τυπική απόκλιση ίση με 3.76 %. Για τα δείγματα του εδαφικού υλικού Β, οι τιμές κυμαίνονται για διείσδυση 2.5 mm από 7.58 – 11.06 % και για 5 mm από 8.50 – 11.90 % αντίστοιχα στο σύνολο των δοκιμών. Οι μέγιστες τιμές εντοπίζονται σε αυτές που αντιστοιχούν σε διείσδυση 5 mm. Ο μέσος όρος τους και, άρα, η τελική τιμή του δείκτη CBR ισούται με 10.5 %, ενώ η τυπική απόκλιση είναι ίση με 1.85 %. Για τα δείγματα του εδαφικού υλικού Γ, οι τιμές κυμαίνονται για διείσδυση 2.5 mm από 14.77 – 15.38 % και για 5 mm από 13.25 – 15.50 % αντίστοιχα στο σύνολο των δοκιμών. Οι μέγιστες τιμές εντοπίζονται σε αυτές που αντιστοιχούν σε διείσδυση 5 mm, με το μέσο όρο και την τελική τιμή CBR να προκύπτει 15.0 % με τυπική απόκλιση ίση με 1.62 %.

Οι μέγιστες τιμές του δείκτη CBR για κάθε υλικό Α, Β, Γ στο σύνολο των δοκιμών απεικονίζονται συγκριτικά στην εικόνα 6.14, ενώ σημειώνονται και οι τελικές τιμές για κάθε υλικό. Ακόμη, στην εικόνα 6.15, οι τιμές του δείκτη CBR, που δηλώνουν τη φέρουσα ικανότητα των εξεταζόμενων εδαφικών υλικών, έχουν τοποθετηθεί σε συγκριτικό διάγραμμα. Στην ίδια εικόνα, σημειώνεται η τυπική απόκλιση των αποτελεσμάτων των δοκιμών CBR.



Εικόνα 6.14 Μέγιστες τιμές του CBR (%) που προέκυψαν από τις 3 δοκιμές των εδαφικών υλικών Α, Β, Γ



Εικόνα 6.15 Τιμή δείκτη CBR για κάθε εδαφικό υλικό A, B και Γ με την αντίστοιχη τυπική απόκλιση

Συγκριτικά, το εδαφικό υλικό Γ παρουσιάζει τις μεγαλύτερες τιμές του δείκτη CBR στο σύνολο των δοκιμών. Αντίθετα, το εδαφικό υλικό A παρουσιάζει τις μικρότερες τιμές. Επίσης, στην περίπτωση του εδαφικού υλικού A, οι τιμές του δείκτη CBR των δειγμάτων 1 και 3 διαφέρουν πάνω από 50% συγκριτικά με αυτή του δείγματος 2. Αντίθετα, για τα εδαφικά υλικά B και Γ, ο δείκτης CBR στις 3 δοκιμές συγκλίνει. Το γεγονός αυτό εξηγεί και η τυπική απόκλιση που απεικονίζεται στην εικόνα 6.15. Δηλαδή, η τιμή της για τα αποτελέσματα των δοκιμών του υλικού A είναι διπλάσια σε σχέση με αυτή των υλικών B και Γ, υποδηλώνοντας μεγάλη διασπορά των τιμών. Συνολικά, για τις τελικές τιμές του δείκτη CBR, ισχύει η ανισότητα $CBR_A < CBR_B < CBR_\Gamma$.

Ποιοτικά, η μεγάλη διασπορά των τιμών του δείκτη CBR για το υλικό A συνεπάγεται ότι, πιθανόν, τα 3 δείγματα έχουν διαφορετική σύσταση και κοκκομετρική κατανομή. Έτσι, ο μέσος όρος δεν είναι αξιόπιστος ως προς τη φέρουσα ικανότητα του υλικού. Αυτό μπορεί να επιβεβαιωθεί και από το γεγονός ότι, οι μέγιστες τιμές του δείκτη CBR για τις τρεις δοκιμές αναλογούν σε δύο διαφορετικούς τύπους φέρουσας ικανότητας, ΦΙΕ 1 και ΦΙΕ 2, σύμφωνα με τις οδηγίες για τη διαμόρφωση της στρώσης έδρασης. Αντίθετα, τα εδαφικά υλικά B και Γ ανήκουν, συνολικά, στην κατηγορία ΦΙΕ 2. Συμπερασματικά, το εδαφικό υλικό Γ αναμένεται να έχει την καλύτερη μηχανική συμπεριφορά και τις λιγότερες κατασκευαστικές απαιτήσεις.

7 ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ

7.1 Υπολογισμός μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης

Όπως έχει αναφερθεί, το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης M_R είναι η παράμετρος η οποία εκφράζει τη φέρουσα ικανότητα των εδαφικών υλικών και χρησιμοποιείται πλέον στον σχεδιασμό των οδοστρωμάτων. Αρκετές φορές, ο εργαστηριακός προσδιορισμός της παραμέτρου δεν είναι εφικτός, καθώς είναι μια χρονοβόρα διαδικασία με υψηλό κόστος. Έτσι, χρησιμοποιούνται έμμεσοι τρόποι προσδιορισμού του M_R , όπως είναι οι παραμετρικές σχέσεις. Σε αυτή την περίπτωση, η φέρουσα ικανότητα των εξεταζόμενων εδαφικών υλικών θα προσδιοριστεί μέσα από τις παραμετρικές σχέσεις που συνδέουν το M_R με τον δείκτη φέρουσας ικανότητας CBR. Μετά από αναζήτηση σε βιβλιογραφικές αναφορές (βλέπε Κεφάλαιο 3), οι κυριότερες εξισώσεις υπολογισμού του M_R σε MPa συνοψίζονται στον πίνακα 7.1.

Πίνακας 7.1 Βιβλιογραφική ανασκόπηση για τη συσχέτιση του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης M_R και καλιφορνικού δείκτη φέρουσας ικανότητας CBR

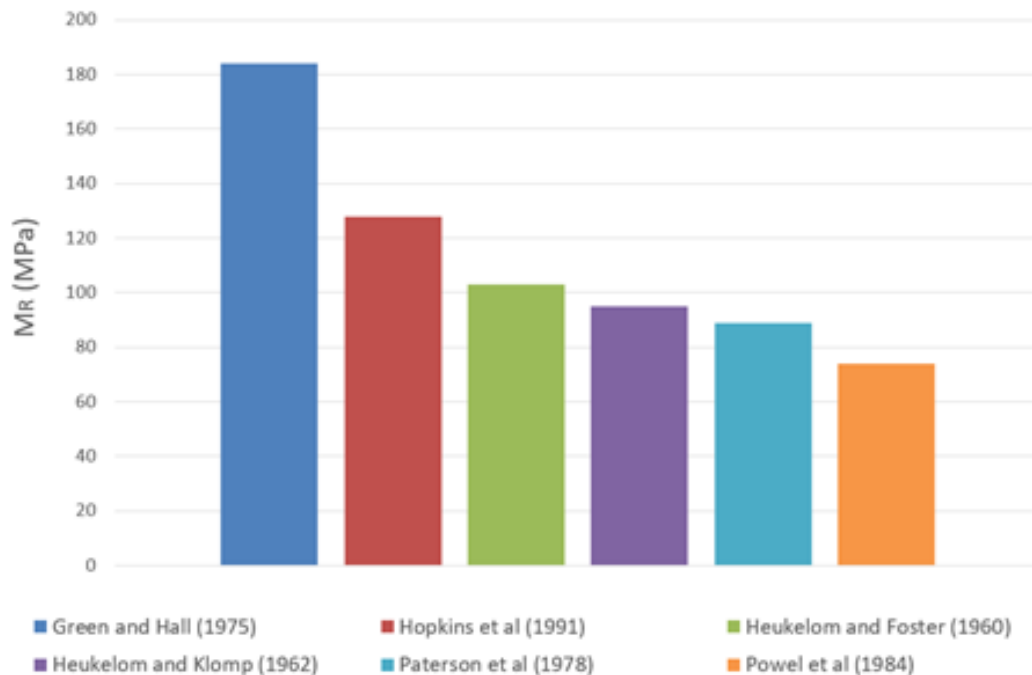
ΣΧΕΣΗ M_R - CBR	
<i>Heukelom and Foster (1960)</i>	$M_R(MPa) = 10.8 \times CBR$
<i>Heukelom and Klomp (1962)</i>	$M_R(MPa) = 10 \times CBR$
<i>Green and Hall (1975)</i>	$M_R(MPa) = 37.3 \times CBR^{0.71}$
<i>Paterson et al (1978)</i>	$M_R(MPa) = 20.7 \times CBR^{0.65}$
<i>Powel et al (1984)</i>	$M_R(MPa) = 17.6 \times CBR^{0.64}$
<i>Hopkins et al (1991)</i>	$M_R(MPa) = 17.9 \times CBR^{0.874}$

Εφαρμόζοντας τις σχέσεις του πίνακα 7.1, προσδιορίζεται το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης των εδαφικών υλικών Α, Β και Γ, τα οποία εξετάστηκαν εργαστηριακά στο πλαίσιο της παρούσας διπλωματικής εργασίας. Ως δείκτης CBR κάθε υλικού, θα χρησιμοποιηθούν οι τιμές που προέκυψαν από το εργαστήριο, δηλαδή $CBR_A = 9.50 \%$, $CBR_B = 10.50 \%$ και $CBR_\Gamma = 15.00 \%$. Έτσι, στον πίνακα 7.2, αναγράφονται οι τιμές της παραμέτρου M_R για κάθε υλικό και για κάθε βιβλιογραφική σχέση $M_R - CBR$.

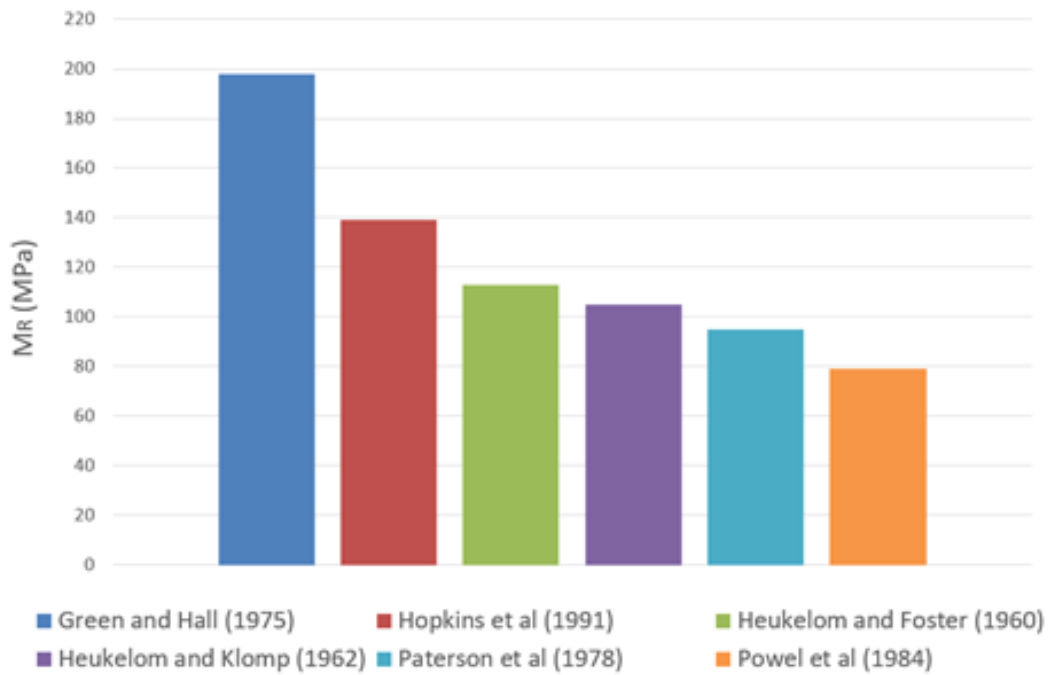
Πίνακας 7.2 Υπολογισμός μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης σε MPa. Οι τιμές αναγράφονται κατά φθίνουσα σειρά

	A	B	Γ
<i>Green and Hall (1975)</i>	184	198	255
<i>Hopkins et al (1991)</i>	128	139	190
<i>Heukelom and Foster (1960)</i>	103	113	162
<i>Heukelom and Klomp (1962)</i>	95	105	150
<i>Paterson et al (1978)</i>	89	95	120
<i>Powel et al (1984)</i>	74	79	100

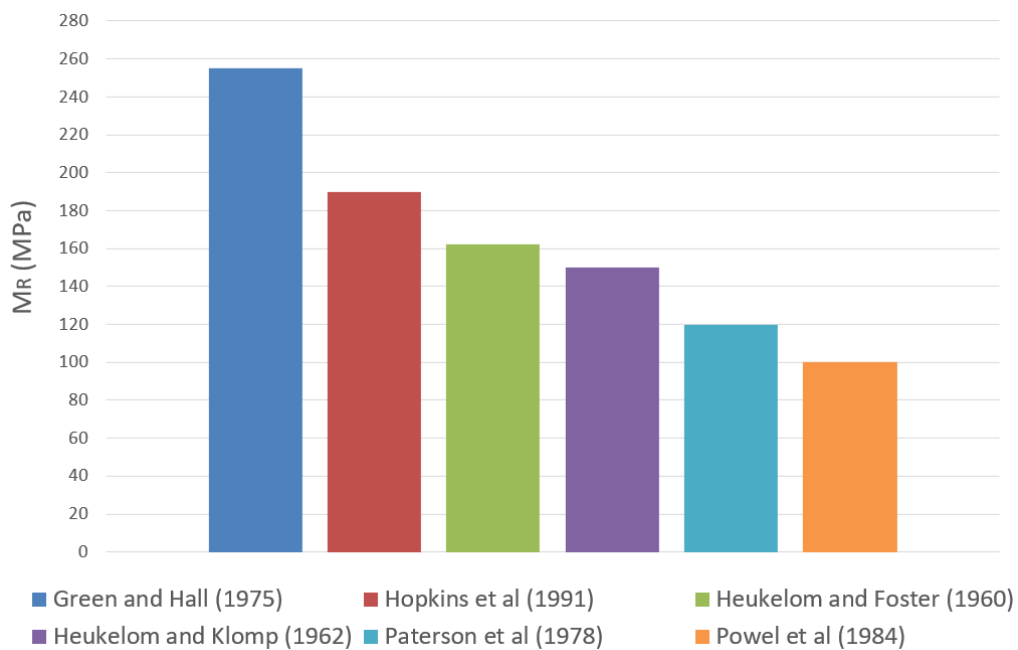
Για κάθε υλικό, το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης παρουσιάζει μεγάλο εύρος τιμών, καθώς αυτό υπολογίζεται μέσα από τις παραμετρικές σχέσεις του πίνακα 7.1. Έτσι, για το εδαφικό υλικό A, το M_R κυμαίνεται από 74 έως 184 MPa. Για το εδαφικό υλικό B, το M_R κυμαίνεται από 79 έως 198 MPa, ενώ για το εδαφικό υλικό Γ, το M_R κυμαίνεται από 100 έως 255 MPa. Σε όλα τα υλικά, οι τιμές της παραμέτρου από τις σχέσεις των Heukelom και Foster και Heukelom και Klomp συγκλίνουν, ενώ οι μεγαλύτερες και οι μικρότερες τιμές προκύπτουν από τη σχέση των Green και Hall (1975) και Powell et al (1984) αντίστοιχα. Στις εικόνες 7.1 έως 7.3, απεικονίζονται συγκριτικά τα αποτελέσματα του πίνακα 7.2 για κάθε εδαφικό υλικό. Σε αυτές, είναι εμφανής η μεγάλη διασπορά των αποτελεσμάτων.



Εικόνα 7.1 Μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης του εδαφικού υλικού A σύμφωνα με τις σχέσεις $M_R - CBR$ της βιβλιογραφίας



Εικόνα 7.2 Μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης του εδαφικού υλικού B σύμφωνα με τις σχέσεις $M_R - CBR$ της βιβλιογραφίας



Εικόνα 7.3 Μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης του εδαφικού υλικού B σύμφωνα με τις σχέσεις $M_R - CBR$ της βιβλιογραφίας

Γενικά, οι περισσότερες σχέσεις είναι εφαρμόσιμες για αργιλώδη και αργιλοαμμώδη εδάφη, δηλαδή για σχετικά λεπτόκοκκο υλικό, με εξαίρεση τη σχέση 7.1. Αυτό

σημαίνει ότι πιθανόν οι τιμές του M_R δεν είναι αντιπροσωπευτικές, κυρίως για τα υλικά Α και Β, αφού το υλικό Γ είναι πιο λεπτόκοκκο σύμφωνα με τα αποτελέσματα της κοκκομετρικής ανάλυσης. Ακόμη, δεδομένου ότι η σχέση των Heukelom και Foster (1960) εφαρμόζεται για διάφορους τύπους υλικών με δείκτη CBR από 2 έως 200 %, μπορεί να ειπωθεί ότι είναι κατάλληλη για τα υλικά Α, Β, Γ και οι τιμές του M_R που προέκυψαν μπορούν να θεωρηθούν αξιόπιστες. Από την άλλη πλευρά, οι σχέσεις των Heukelom και Klomp (1962), Green και Hall (1975), Powell (1984) και Hopkins (1991) είναι κατάλληλες για υλικά με χαμηλό δείκτη CBR, δηλαδή της τάξης μικρότερης του 10 %, που σημαίνει ότι, για τα υλικά Β και Γ, τα αποτελέσματα δεν είναι απολύτως ενδεικτικά της φέρουσας ικανότητας. Παρά ταύτα, για τον σκοπό της παρούσας διπλωματικής εργασίας, εφαρμόζονται όλες οι σχέσεις προσδιορισμού του M_R μέσω CBR, οι οποίες εντοπίστηκαν στη διεθνή βιβλιογραφία, για κάθε εξεταζόμενο εδαφικό υλικό.

7.2 Θεωρητικός σχεδιασμός εύκαμπτου οδοστρώματος

Σύμφωνα με τις αρχές σχεδιασμού των οδοστρώματων, η φέρουσα ικανότητα της στρώσης έδρασης καθορίζει τα πάχη των ανωτέρων στρώσεων ενός εύκαμπτου οδοστρώματος, δηλαδή των ασφαλτικών στρώσεων και της βάσης/υπόβασης. Ως δείκτης φέρουσας ικανότητας χρησιμοποιείται το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης. Παράλληλα, απαιτείται να προσομοιωθεί κατάλληλα η κατασκευαστική διάταξη του οδοστρώματος σε μια απλούστερη μορφή. Υπάρχουν τρεις κύριοι τύποι προσομοιώματος: 2 στρώσεων, 3 στρώσεων και 4 συνολικών στρώσεων, οι οποίοι συνοψίζονται στην εικόνα 7.4.

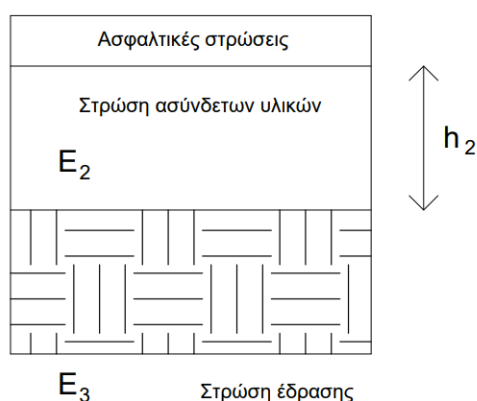


Εικόνα 7.4 Στατικά πρότυπα μελέτης εύκαμπτου οδοστρώματος

Η πρώτη περίπτωση αποτελεί την πιο απλουστευμένη, κατά την οποία οι ασφαλτικές στρώσεις αποτελούν το πρώτο στρώμα της δομής, ενώ η βάση και η υπόβαση

αποτελούν μέρος της στρώσης έδρασης αποτελώντας ένα ενιαίο δεύτερο στρώμα (γεωτεχνική υποδομή). Κατά τη δεύτερη περίπτωση, η ποιότητα της βάσης και της υπόβασης θεωρείται παρόμοια. Έτσι, το προσομοίωμα αποτελείται από την ασφαλτική στρώση, τη στρώση των ασύνδετων υλικών (βάση και υπόβαση) και τη στρώση έδρασης. Κατά την τρίτη περίπτωση, θεωρούνται 4 διαφορετικές στρώσεις, οι οποίες περιλαμβάνουν τη στρώση της ασφάλτου, τη στρώση της βάσης, τη στρώση της υπόβασης και τη στρώση του εδάφους. Σε όλους τους τύπους προσομοιώματος, οι στρώσεις είναι πεπερασμένου πάχους και απείρων διαστάσεων κατά την οριζόντια έννοια, εκτός από τη στρώση του εδάφους, η οποία έχει άπειρες διαστάσεις προς όλες τις διευθύνσεις.

Στο πλαίσιο της παρούσας διπλωματικής εργασίας, θα εξεταστεί η διαστασιολόγηση της ενοποιημένης στρώσης βάσης/υπόβασης οδοστρώματος από ασύνδετο υλικό. Ως στατικό προσομοίωμα, θα χρησιμοποιηθεί αυτό των τριών στρώσεων, όπως παρουσιάζεται στην εικόνα 7.5. Ακόμη, στην εικόνα σημειώνονται οι συμβολισμοί για τα μέτρα ελαστικότητας της στρώσης των ασύνδετων υλικών (E_2) και της στρώσης έδρασης (E_3), καθώς και το πάχος της ενδιάμεσης στρώσης h_2 .



Εικόνα 7.5 Πρότυπο τριών στρώσεων για σχεδιασμό εύκαμπτου οδοστρώματος

Κατά το σχεδιασμό, σύμφωνα με τη διεθνή εμπειρία, το μέτρο ελαστικότητας των στρώσεων από ασύνδετα υλικά σχετίζεται με το μέτρο ελαστικότητας της υποκείμενης στρώσης, δηλαδή της στρώσης του εδάφους. Έτσι, στην περίπτωση ενός οδοστρώματος τριών στρώσεων, η συσχέτιση αυτή εκφράζεται με την εξίσωση 7.1.

$$E_2 = k \times E_3 \text{ [MPa]} \quad (7.1)$$

όπου E_2 είναι το μέτρο ελαστικότητας της στρώσης από ασύνδετα υλικά, E_3 είναι το μέτρο ελαστικότητας της στρώσης έδρασης, δηλαδή $E_3 = M_R$, και k είναι ο συντελεστής

που εκφράζει έμμεσα τον βαθμό συμπύκνωσης ως προς τη φέρουσα ικανότητα των επιμέρους στρώσεων και υπολογίζεται από την εξίσωση 7.2.

$$k = 0.2 \times h_2^{0.45} [h_2 \text{ σε mm}] \quad (7.2)$$

όπου h_2 είναι το πάχος της υπερκείμενης στρώσης της εδαφικής στρώσης, δηλαδή της στρώσης των ασύνδετων υλικών, σε mm.

Ο συντελεστής k έχει περιορισμένο εύρος τιμών. Γενικά, έχει παρατηρηθεί ότι, με την υπερβολική αύξηση του συντελεστή ή, διαφορετικά, με την μεγάλη απόκλιση των E_2 και E_3 , αναπτύσσονται εφελκυστικές τάσεις στην επιφάνεια επαφής μεταξύ της στρώσης των ασύνδετων υλικών και της στρώσης έδρασης. Αυτό μεταφράζεται ως εξής: μια στρώση υψηλής αντοχής, δηλαδή η υπερκείμενη στρώση της στρώσης έδρασης, δεν μπορεί να συμπυκνωθεί κατάλληλα πάνω σε μια ασθενή στρώση εδάφους. Έτσι, οι τιμές του λόγου E_2/E_3 έχουν μελετηθεί από πολλούς ερευνητές, προκειμένου να αποφευχθεί το φαινόμενο του εφελκυσμού.

Πραγματοποιώντας μελέτες σε γραμμικές ελαστικές αναλύσεις μιας πολυστρωματικής διατομής οδοστρώματος, οι Heukelom και Foster (1960) βρήκαν ότι ο λόγος του μέτρου ελαστικότητας E_2 της στρώσης των ασύνδετων υλικών προς το μέτρο ελαστικότητας E_3 της στρώσης έδρασης περιορίζεται κάτω από την τιμή των 2.5, όπως περιγράφεται στη σχέση 7.3.

$$\frac{E_2}{E_3} = 2.5 \quad (7.3)$$

Διαφορετικά, παρατηρήθηκε ότι, στην κάτω ίνα της στρώσης των ασύνδετων υλικών, αναπτύσσονταν οριζόντιες εφελκυστικές τάσεις. Με την επαναλαμβανόμενη φόρτιση λόγω της διέλευσης των οχημάτων, οι τάσεις αυτές οδηγούσαν σε χαλάρωση της υπερκείμενης στρώσης. Η χαλάρωση αυτή πρακτικά σήμαινε ότι το E_2 μειώνεται μέχρι μια οριακή τιμή, κατά την οποία ο εφελκυσμός δεν εμφανιζόταν.

Κατά αντιστοιχία, οι Dorman και Metcalf (1965) κατέληξαν στη σχέση 7.4, πραγματοποιώντας αναλύσεις πάνω σε διαδοχικές στρώσεις. Σύμφωνα με αυτή, ο λόγος των μέτρων ελαστικότητας περιορίζεται μεταξύ 2 και 4.

$$2 < \frac{E_2}{E_3} < 4 \quad (7.4)$$

Οι Brown και Pappin (1985) βασίστηκαν σε πιο αυστηρές μη γραμμικές αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων και ανέπτυξαν τη σχέση 7.5, κατά την οποία ο λόγος των μέτρων ελαστικότητας περιορίζεται μεταξύ 1.5 και 7.5.

$$1.5 < \frac{E_2}{E_3} < 7.5 \quad (7.5)$$

Ακόμη, ο αυστραλιανός οδηγός σχεδιασμού οδοστρωμάτων (AUSTROADS (1992, 2004)) πρότεινε ότι το πάχος της στρώσης των ασύνδετων υλικών θα πρέπει να κυμαίνεται στο εύρος 50-150 mm. Έτσι, ο συντελεστής k δεν ξεπερνάει την τιμή 2. Οι Moffat & Jameson (1998a, b) επαναπροσδιόρισαν τη διαδικασία αυτή χρησιμοποιώντας γραμμικά ελαστικά μοντέλα και πρότειναν το μέτρο ελαστικότητας της στρώσης των ασύνδετων υλικών να είναι ίσο με 500 ή 350 MPa για υψηλές και κανονικές συνθήκες φορτίων κυκλοφορίας αντίστοιχα.

Ακολουθώντας την ανωτέρω συλλογιστική πορεία, θα προσδιοριστεί το απαιτούμενο πάχος h_2 (mm) της υπερκείμενης στρώσης του υπεδάφους για κάθε μία από τις περιπτώσεις των εξεταζόμενων εδαφικών υλικών Α, Β και Γ. Σε αυτή τη διαδικασία, το μέτρο ελαστικότητας της υπερκείμενης στρώσης E_2 θα εξεταστεί στις συνήθεις τιμές, που κυμαίνονται από 250 έως 600 MPa, με βήμα ανά 50 MPa. Ακόμη, ο συντελεστής k θα βασιστεί στη σχέση 7.4, που σημαίνει ότι οι τιμές του θα περιοριστούν μεταξύ 2 και 4 προς αποφυγή ανάπτυξης εφελκυστικών τάσεων. Η τελική τιμή E_2 θα είναι ενιαία για τα εξεταζόμενα εδαφικά υλικά ανά σχέση $M_R - CBR$ και προκύπτει μετά από δοκιμές, έτσι ώστε να ικανοποιείται ο περιορισμός για το συντελεστή k για όλα τα εδαφικά υλικά. Τα αποτελέσματα για το πάχος h_2 θα εκφραστούν σε cm, όπως υλοποιούνται στο πεδίο. Στους πίνακες 7.3 και 7.4, αναγράφονται οι τιμές του συντελεστή k και του πάχους h_2 αντίστοιχα, όπως προέκυψαν από τις εξισώσεις 7.1 και 7.2. Στον πίνακα 7.3, αναγράφονται, επίσης, οι τιμές του M_R , που προέκυψαν από τις σχέσεις $M_R - CBR$ για κάθε εξεταζόμενο υλικό.

Πίνακας 7.3 Τιμές του συντελεστή k ανά εδαφικό υλικό Α, Β, Γ και ανά σχέση $M_R - CBR$ της βιβλιογραφίας

Σχέση $M_R - CBR$	M_R (MPa)				k		
	A	B	Γ	E_2	A	B	Γ
<i>Green and Hall (1975)</i>	184	198	255	550	2,98	2,78	2,16
<i>Hopkins et al (1991)</i>	128	140	191	400	3,12	2,86	2,10
<i>Heukelom and Foster (1960)</i>	103	113	162	350	3,41	3,09	2,16
<i>Heukelom and Klomp (1962)</i>	95	105	150	300	3,16	2,86	2,00
<i>Paterson (1978)</i>	89	95	120	300	3,35	3,14	2,49
<i>Powel et al (1984)</i>	74	79	100	250	3,36	3,15	2,51

Πίνακας 7.4 Τιμές του πάχους h_2 (mm) ανά εδαφικό υλικό A, B, Γ και ανά σχέση $M_R - CBR$ της βιβλιογραφίας

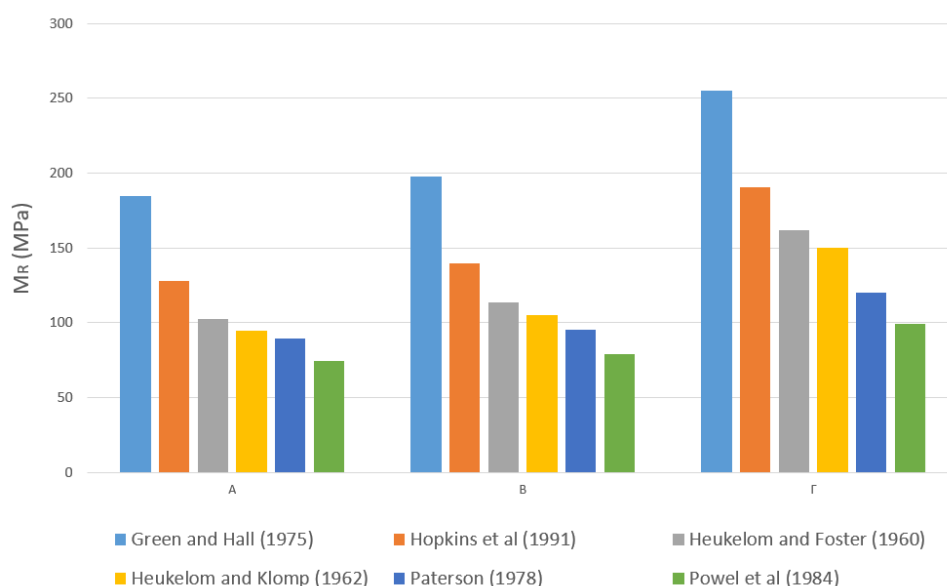
Σχέση $M_R - CBR$	E_2 (MPa)	h_2 (mm)		
		A	B	Γ
<i>Green and Hall (1975)</i>	550	45	35	20
<i>Hopkins et al (1991)</i>	400	45	40	20
<i>Heukelom and Foster (1960)</i>	350	55	45	20
<i>Heukelom and Klomp (1962)</i>	300	50	40	20
<i>Paterson (1978)</i>	300	55	50	30
<i>Powel et al (1984)</i>	250	55	50	30

Συνολικά, για κάθε εδαφικό υλικό, το μέτρο ελαστικότητας E_2 μειώνεται, καθώς μειώνεται το υπολογιζόμενο μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης της στρώσης έδρασης από κάθε σχέση $M_R - CBR$. Το εύρος της παραμέτρου E_2 είναι κατά αύξουσα σειρά 250 – 550 MPa. Χρησιμοποιώντας τις σχέσεις των Heukelom και Klomp (1962) και Paterson et al (1978), απαιτείται το ίδιο μέτρο ελαστικότητας $E_2 = 300$ MPa. Χρησιμοποιώντας τις σχέσεις των Green και Hall (1975) και Powell et al (1984), απαιτείται συνολικά το μέγιστο (550 MPa) και ελάχιστο E_2 (250 MPa) αντίστοιχα. Τέλος, χρησιμοποιώντας τις σχέσεις των Hopkins et al (1991) και Heukelom και Foster (1960) απαιτείται $E_2 = 400$ MPa και $E_2 = 350$ MPa αντίστοιχα.

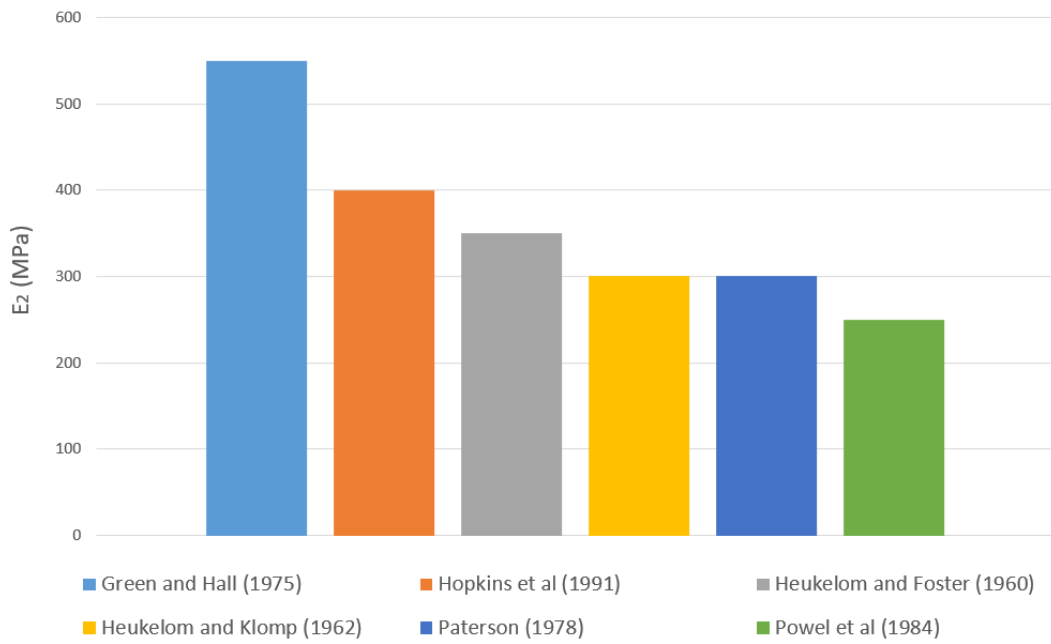
Γενικά, ο συντελεστής k αυξάνεται, καθώς μειώνεται το μέτρο ελαστικότητας E_2 ανά σχέση $M_R - CBR$ για κάθε εδαφικό υλικό στρώσης έδρασης A, B, Γ. Αν η στρώση έδρασης διαμορφώνεται με το εδαφικό υλικό A, τότε, χρησιμοποιώντας τις σχέσεις των Green και Hall (1975) και Heukelom και Foster (1960), ο συντελεστής k λαμβάνει τη μέγιστη και ελάχιστη τιμή αντίστοιχα. Επίσης, οι τιμές του k , που προκύπτουν χρησιμοποιώντας τη σχέση των Hopkins et al (1991) και Heukelom και Klomp (1962), συγκλίνουν μεταξύ τους. Το ίδιο συμβαίνει και μεταξύ των συντελεστών k , που προκύπτουν χρησιμοποιώντας τις σχέσεις των Paterson et al (1978) και Powell et al (1984). Αν η στρώση έδρασης διαμορφώνεται με το εδαφικό υλικό B, τότε, χρησιμοποιώντας τις σχέσεις των Green και Hall (1975) και Powell et al (1984), ο συντελεστής k λαμβάνει την ελάχιστη και μέγιστη τιμή αντίστοιχα. Επίσης, οι τιμές του k , που προκύπτουν χρησιμοποιώντας τη σχέση των Hopkins et al (1991) και Heukelom και Klomp (1962), συγκλίνουν μεταξύ τους. Το ίδιο συμβαίνει και μεταξύ των συντελεστών k , που προκύπτουν χρησιμοποιώντας τις σχέσεις των Paterson et al (1978) και Powell et al (1984). Αν η στρώση έδρασης διαμορφώνεται με το εδαφικό υλικό Γ, τότε, χρησιμοποιώντας τις σχέσεις των Heukelom και Klomp (1962) και Powell et al (1984), ο συντελεστής k λαμβάνει την ελάχιστη και μέγιστη τιμή αντίστοιχα. Επίσης, οι τιμές του k , που προκύπτουν χρησιμοποιώντας τη σχέση των Green και Hall (1975) και Heukelom και Foster (1960), συγκλίνουν μεταξύ τους. Το ίδιο συμβαίνει και μεταξύ των συντελεστών k , που προκύπτουν χρησιμοποιώντας τις σχέσεις των Paterson et al (1978) και Powell et al (1984).

Ως προς το πάχος h_2 , αυτό γενικά αυξάνεται, καθώς μειώνεται το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης M_R της στρώσης έδρασης ανά σχέση $M_R - CBR$ για κάθε εξεταζόμενο εδαφικό υλικό. Συγκεκριμένα, για το εδαφικό υλικό Α, το πάχος h_2 κυμαίνεται από 45 έως 55 cm, καθώς το M_R λαμβάνει τιμές, κατά φθίνουσα σειρά, από 184 έως 74 MPa. Αν χρησιμοποιηθούν οι σχέσεις των Green και Hall (1975) και Hopkins et al (1991), τότε προκύπτει το ίδιο υλοποιούμενο πάχος $h_2 = 45$ cm. Ομοίως συμβαίνει στην περίπτωση που χρησιμοποιηθεί οποιαδήποτε από τις σχέσεις των Heukelom και Foster (1960), Paterson et al (1978) και Powell et al (1984) και το πάχος h_2 είναι ίσο με 55 cm, ενώ, αν χρησιμοποιηθεί η σχέση των Heukelom και Klomp (1962), το πάχος h_2 είναι ίσο με 50 cm. Αντίστοιχα, για το εδαφικό υλικό Β, το πάχος h_2 κυμαίνεται από 35 έως 50 cm, καθώς το M_R λαμβάνει τιμές, κατά φθίνουσα σειρά, από 198 έως 79 MPa. Αν χρησιμοποιηθούν οι σχέσεις των Heukelom και Klomp (1962) και Hopkins et al (1991), τότε προκύπτει το ίδιο υλοποιούμενο πάχος $h_2 = 40$ cm. Ομοίως συμβαίνει στην περίπτωση που χρησιμοποιηθεί οποιαδήποτε από τις σχέσεις των Paterson et al (1978) και Powell et al (1984) και το πάχος h_2 είναι ίσο με 50 cm. Ακόμη, αν χρησιμοποιηθεί η σχέση των Green και Hall (1975), το πάχος h_2 είναι ίσο με 35 cm, ενώ, αν χρησιμοποιηθεί η σχέση των Heukelom και Foster (1960), το πάχος h_2 είναι ίσο με 45 cm. Για το εδαφικό υλικό Γ, το πάχος h_2 κυμαίνεται από 20 έως 30 cm, καθώς το M_R λαμβάνει τιμές, κατά φθίνουσα σειρά, από 255 έως 100 MPa. Αν χρησιμοποιηθεί οποιαδήποτε από τις σχέσεις των Green και Hall (1975), Hopkins et al (1991), Heukelom και Foster (1960) και Heukelom και Klomp (1962), το πάχος h_2 είναι ίσο με 20 cm. Ακόμη, αν χρησιμοποιηθεί η σχέση των Paterson et al (1978) ή Powell et al (1984), το πάχος h_2 είναι ίσο με 30 cm.

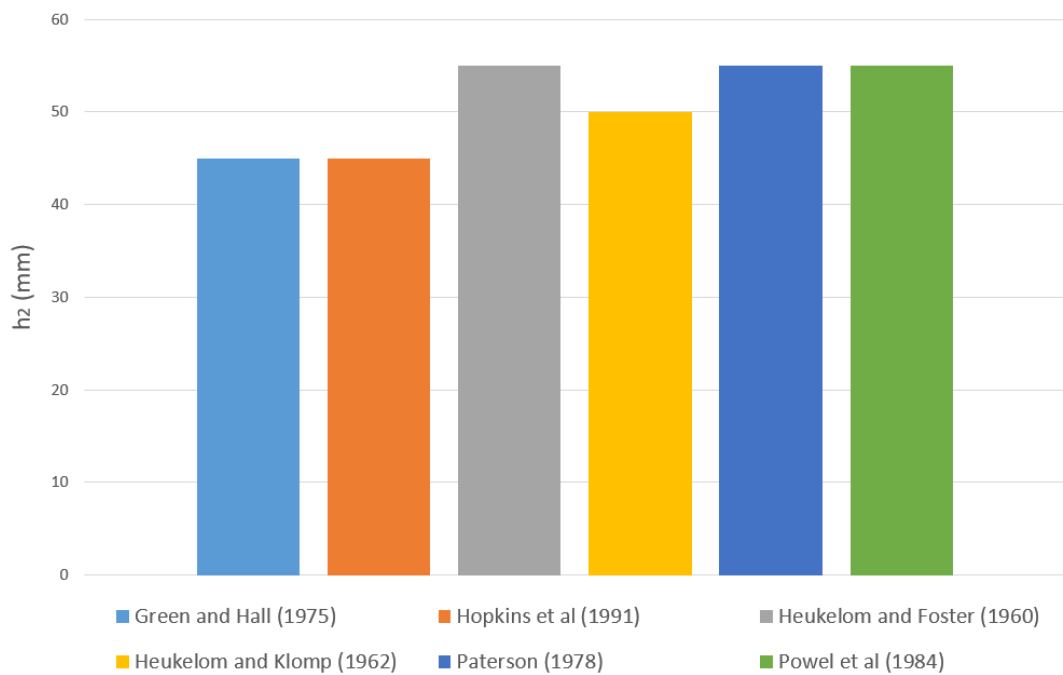
Στη συνέχεια, παρουσιάζονται γραφικά, στις εικόνες 7.6 έως 7.10, το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης M_R , το απαιτούμενο μέτρο ελαστικότητας E_2 και τα αποτελέσματα του πίνακα 7.4 για κάθε εδαφικό υλικό Α, Β, Γ ανά σχέση $M_R - CBR$.



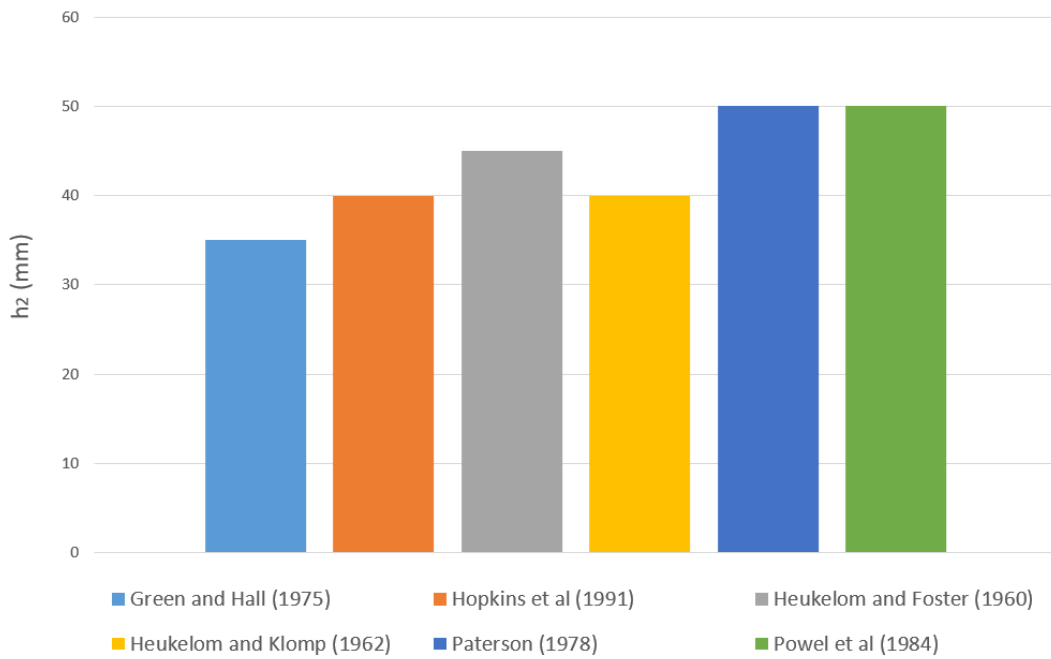
Εικόνα 7.6 Μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης M_R των εδαφικών υλικών Α, Β και Γ αντίστοιχα ανά σχέση $M_R - CBR$



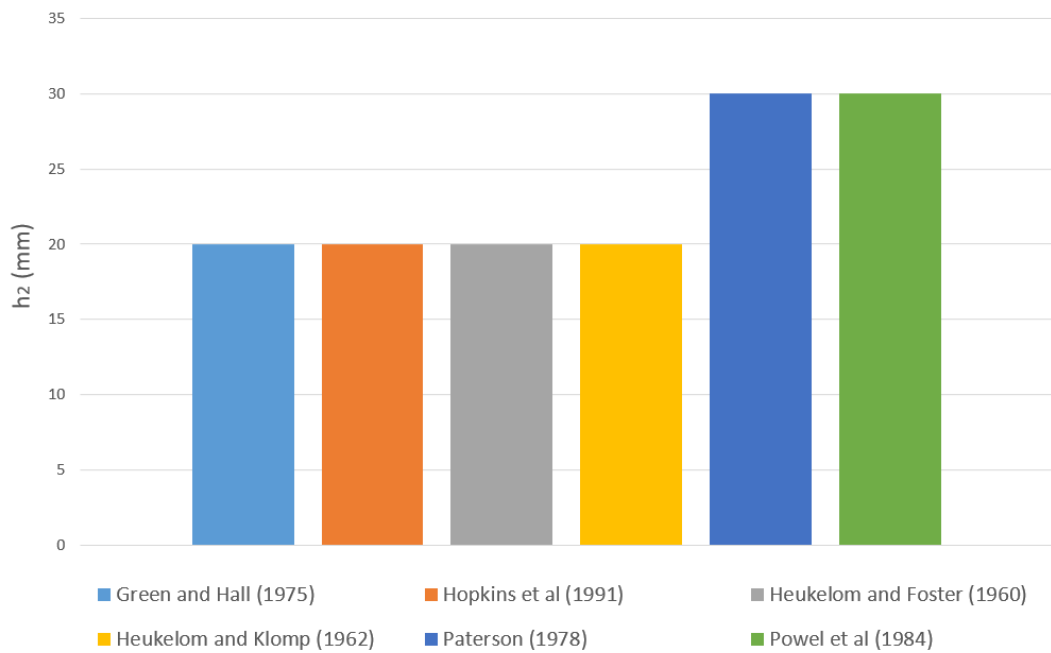
Εικόνα 7.7 Μέτρο ελαστικότητας E_2 ανά σχέση $M_R - CBR$, ενιαίο για τα εδαφικά υλικά A, B και Γ



Εικόνα 7.8 Πάχος h_2 (mm) ανά σχέση $M_R - CBR$, το οποίο απαιτείται στην περίπτωση που η στρώση έδρασης διαμορφώνεται από το εδαφικό υλικό A



Εικόνα 7.9 Πάχος h_2 (mm) ανά σχέση $M_R - CBR$, το οποίο απαιτείται στην περίπτωση που η στρώση έδρασης διαμορφώνεται από το εδαφικό υλικό Β



Εικόνα 7.10 Πάχος h_2 (mm) ανά σχέση $M_R - CBR$, το οποίο απαιτείται στην περίπτωση που η στρώση έδρασης διαμορφώνεται από το εδαφικό υλικό Γ

Συγκριτικά, στην εικόνα 7.6, είναι εμφανής η αύξηση της φέρουσας ικανότητας από το εδαφικό υλικό Α προς το Γ για κάθε σχέση $M_R - CBR$. Όπως παρατηρείται από τις εικόνες 7.8 έως 7.10, αν η στρώση έδρασης διαμορφώνεται με το εδαφικό υλικό Γ, τότε τα απαιτούμενα πάχη h_2 είναι μικρότερα σε σύγκριση με αυτά στην περίπτωση των υλικών Α και Β, ενώ λαμβάνουν συνολικά δύο μόνο τιμές 20 και 30 cm. Αντίθετα, στην περίπτωση του εδαφικού υλικού Α, απαιτούνται τα μεγαλύτερα h_2 σε κάθε σχέση $M_R - CBR$, ενώ οι τιμές είναι της τάξης των 50 cm. Ακόμη, οι τιμές του h_2 για το υλικό Β εμφανίζουν τη μεγαλύτερη διασπορά μεταξύ τους, ενώ είναι της τάξης των 45 cm.

Ως προς τη σχέση $M_R - CBR$, όταν χρησιμοποιείται η σχέση των Green και Hall (1975) για τον προσδιορισμό του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης M_R , προκύπτουν τα μικρότερα απαιτούμενα πάχη h_2 σε κάθε περίπτωση εδαφικού υλικού Α, Β και Γ. Παράλληλα, όμως, απαιτείται και το υψηλότερο μέτρο ελαστικότητας $E_2 = 550$ MPa. Όταν χρησιμοποιούνται οι σχέσεις των Heukelom και Klomp (1962) και Paterson et al (1978), απαιτείται το ίδιο $E_2 = 300$ MPa. Παρά ταύτα, χρησιμοποιώντας την πρώτη σχέση, η στρώση των ασύνδετων υλικών έχει μικρότερο πάχος για όλες τις περιπτώσεις των εξεταζόμενων εδαφικών υλικών. Ακόμη, για το εδαφικό υλικό Γ, χρησιμοποιώντας οποιαδήποτε από τις σχέσεις των Green και Hall (1975), Hopkins et al (1991), Heukelom και Foster (1960) και Heukelom και Klomp (1962), απαιτείται το ίδιο πάχος $h_2 = 20$ cm, ενώ το μέτρο ελαστικότητας της στρώσης των ασύνδετων υλικών και του εδάφους κυμαίνονται από 300 - 550 MPa και 100 - 255 MPa αντίστοιχα. Τέλος, σε όλες τις περιπτώσεις εδαφικού υλικού, τα υψηλότερα πάχη h_2 προκύπτουν, όταν χρησιμοποιούνται οι σχέσεις των Paterson et al (1978) και Powell et al (1984), ενώ απαιτούνται οι μικρότερες τιμές του E_2 , δηλαδή 300 και 250 MPa αντίστοιχα.

8 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η παρούσα διπλωματική εργασία επικεντρώνεται στη διερεύνηση των παραμέτρων M_R και CBR και στην επιρροή της χρησιμοποιούμενης σχέσης $M_R - CBR$ για τον έμμεσο προσδιορισμό της φέρουσας ικανότητας των εδαφικών υλικών της στρώσης έδρασης και, κατά επέκταση, για τη διαστασιολόγηση των επιμέρους στρώσεων ενός εύκαμπτου οδοστρώματος. Μέσω της διεθνούς βιβλιογραφίας, εντοπίστηκαν οι κυριότερες σχέσεις $M_R - CBR$, που έχουν αναπτυχθεί μέσα στο χρόνο (Heukelom και Foster (1960) έως Hopkins et al (1991)). Εν συνεχεία, πραγματοποιήθηκε πειραματική διαδικασία στο εργαστήριο πάνω σε τρία (3) δείγματα εδαφικού υλικού. Τελικά, συνδυάζοντας τις σχέσεις $M_R - CBR$ της βιβλιογραφίας και τα αποτελέσματα των εργαστηριακών δοκιμών, έγινε θεωρητικός σχεδιασμός εύκαμπτου οδοστρώματος, με επίκεντρο τη στρώση βάσης/υπόβασης από ασύνδετα υλικά.

Μέσω της πειραματικής διαδικασίας, πιστοποιήθηκε ότι το εδαφικό υλικό με την καλύτερη κοκκομετρική κατανομή έχει υψηλότερο δείκτη φέρουσας ικανότητας. Συγκεκριμένα, το εδαφικό υλικό Γ είναι ένα καλώς διαβαθμισμένο υλικό με ποικιλία στο μέγεθος των κόκκων και απαιτεί τη μικρότερη πυκνότητα συμπίκνωσης, γεγονός το οποίο συνεπάγεται τη μικρότερη μηχανική προσπάθεια για τη διαμόρφωση της στρώσης έδρασης. Ακόμη, ο δείκτης CBR ανέρχεται σε 15.00 %, το οποίο σημαίνει ότι, σύμφωνα με τον Κανονισμό Μελετών – Ερευνών, αντιστοιχεί σε φέρουσα ικανότητα τύπου ΦΙΕ 2. Αντίθετα, στο εδαφικό υλικό Α, περιέχεται χονδρόκοκκο υλικό σε μεγαλύτερο ποσοστό, ενώ έχει τη μεγαλύτερη πυκνότητα συμπίκνωσης. Αυτό σημαίνει ότι έχει τις μεγαλύτερες κατασκευαστικές απαιτήσεις, ενώ ο δείκτης CBR ανέρχεται σε 9.50 %, το οποίο σημαίνει ότι, σύμφωνα με τον Κανονισμό Μελετών – Ερευνών, αντιστοιχεί σε φέρουσα ικανότητα τύπου ΦΙΕ 1. Τέλος, ως προς τα χαρακτηριστικά του, το εδαφικό υλικό Β είναι παρόμοιο με το εδαφικό υλικό Α, ενώ ο δείκτης CBR ανέρχεται σε 10.50 %, το οποίο σημαίνει ότι, σύμφωνα με τον Κανονισμό Μελετών – Ερευνών, αντιστοιχεί σε φέρουσα ικανότητα τύπου ΦΙΕ 2.

Χρησιμοποιώντας τα εξεταζόμενα εδαφικά υλικά, έγιναν μελέτες ευαισθησίας ως προς τη σχέση $M_R - CBR$ στο πλαίσιο σχεδιασμού εύκαμπτου οδοστρώματος. Από αυτή τη διαδικασία προέκυψαν τα εξής συμπεράσματα:

- ❖ Γενικά, το πάχος της στρώσης των ασύνδετων υλικών h_2 μειώνεται με την αύξηση του μέτρου ελαστικότητας E_2 και οι παρατηρούμενες αποκλίσεις πιθανόν να οφείλονται στη μη καταλληλότητα της σχέσης $M_R - CBR$ για το εκάστοτε εδαφικό υλικό.
- ❖ Συγκριτικά, παρατηρείται ότι, όσο αυξάνεται η φέρουσα ικανότητα της στρώσης έδρασης, δηλαδή από το υλικό Α προς το Γ, μειώνεται το πάχος h_2 .

- ❖ Χρησιμοποιώντας τη σχέση των Green και Hall (1975), για κάθε υλικό, η απαίτηση υψηλής ποιότητας ασύνδετου υλικού για τη στρώση σχεδιασμού (βάση/υπόβαση) καθιστά την κατασκευή αντιοικονομική, παρά το μικρό απαιτούμενο πάχος h_2 .
- ❖ Μεταξύ των σχέσεων Paterson et al (1978) και Powell et al (1984), προκύπτουν οι ίδιες απαιτήσεις κατασκευαστικά. Παρά ταύτα, καθώς η πρώτη σχέση βασίστηκε σε εδαφικά υλικά καλύτερης ποιότητας, προκύπτει προβληματισμός ως προς την επάρκεια της διαστασιολόγησης.
- ❖ Δεδομένου ότι η σχέση των Hopkins et al (1991) αποτελεί επανεξέταση των δεδομένων που χρησιμοποιήθηκαν κατά την ανάπτυξη της σχέσης των Heukelom και Klomp (1962), πιθανόν η πρώτη σχέση να δίνει πιο επαρκές αποτέλεσμα ως προς τη διαστασιολόγηση, με απαίτηση ασύνδετου υλικού καλύτερης ποιότητας.
- ❖ Τέλος, κατά την εφαρμογή της σχέσης των Heukelom και Foster (1960), το απαιτούμενο μέτρο ελαστικότητας E_2 προκύπτει ως μια μέση τιμή στο σύνολο των θεωρούμενων τιμών, που οδηγεί στον υπολογισμό ενός μέσου πάχους h_2 . Συνεπώς, μπορεί να θεωρηθεί μια σταθμισμένη σχέση για κάθε εδαφικό υλικό, αν αναλογιστεί κανείς και τους περιορισμούς με βάση τους οποίους προέκυψε, δηλαδή των διαφορετικών τύπων εδάφους και του μεγάλου εύρους στον δείκτη CBR.

Από όλα τα παραπάνω, επιβεβαιώνεται ότι η ποιοτικά σωστή διαμόρφωση της στρώσης έδρασης είναι ιδιαίτερα σημαντική. Διαφορετικοί τύποι εδαφικού υλικού απαιτούν συγκεκριμένες κατασκευαστικές απαιτήσεις, ενώ είναι καθοριστική η επιλογή της κατάλληλης σχέσης $M_R - CBR$, προκειμένου να δοθεί η καλύτερη τελική λύση στο σχεδιασμό του οδοστρώματος. Συνεπώς, στον ακριβή προσδιορισμό της φέρουσας ικανότητας των εδαφικών υλικών, οφείλεται να δοθεί ιδιαίτερη έμφαση σε περαιτέρω έρευνα. Λαμβάνοντας υπόψη τις δυσκολίες σχετικά με τον εργαστηριακό προσδιορισμό της φέρουσας ικανότητας, δηλαδή του M_R , η μελλοντική έρευνα θα μπορούσε να επικεντρωθεί στην ανάπτυξη σχέσεων του $M_R - CBR$, οι οποίες δεν θα περιορίζονται ως προς τον τύπο του εδάφους ή θα είναι πολλαπλών επιλογών ως προς τον τύπο του εδάφους. Επίσης, καθώς ο προσδιορισμός του M_R μέσω CBR αναφέρεται και στα ασύνδετα υλικά των στρώσεων βάσης και υπόβασης, ένα μελλοντικό αντικείμενο ενασχόλησης θα μπορούσε να είναι η ανάπτυξη σχέσεων $M_R - CBR$ για ανακτώμενα ασφαλτικά υλικά που προερχόμενα από ανακύκλωση παλαιών οδοστρωμάτων, προκειμένου να χρησιμοποιηθεί ως υλικό βάσης/υπόβασης ή στρώσης έδρασης, στο πλαίσιο της βιωσιμότητας και της πράσινης ανάπτυξης των οδικών υποδομών.

9 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- AASHTO, 1993. *Guide for design of pavement structures*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington D. C., United States
- AASHTO, 2001. *Geometric Design Guidelines for very low-volume roads*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington D.C., United States
- AASHTO, 2019. *Guidelines for Geometric Design of Low Volume Roads*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington D.C., United States
- Angell, D, 1988. *Technical basis for Pavement Design Manual*, report RP 1265. Main Roads Department, Brisbane, Queensland, Australia
- Asphalt Institute, 1981. *Thickness Design: Asphalt Pavements for Highways and Streets*, Manual series Vol 1, 8th revision ed 1970. Lexington, Ky United States
- ASTM D1883-07, 2007. *Standard Test Method for CBR (California Bearing Ratio) of Laboratory-Compacted Soils*. ASTM International, West Conshohocken, Pa.
- Austroroads, 1992. *Pavement Design. A Guide to the Structural Design of Road Pavements*, Sydney, Australia
- Austroroads, 2004. *Pavement Design. A Guide to the Structural Design of Road Pavements*, Sydney, Australia
- Baker. I, 1903. *A Treatise on Roads and Pavements*. New York: John Wiley and Sons.
- Barksdale. R. D., 1971. *Compressive Stress Pulse Times in Flexible Pavements for Use in Dynamic Testing*, Highway Research Record, 345(4) σσ. 32-44.
- Barry R. Christopher, Ph.D., P.E., Charles Schwartz, Ph.D., P.E., Richard Boudreau, P.E., 2006. *Geotechnical Aspects of Pavements*, Reference Manual and Participants Workbook for the FHWA NHI's Course No. 132040. National Highway Institute, Washington, D.C., United States
- Bergan A. T., Fredlund D. G., 1973. *Characterization of Freeze-Thaw Effects on Subgrade Soils*. In: Proceedings of the Symposium on Frost Action on Roads, 1-3 October, Oslo, Norway. Organization for Economic Cooperation and Development, 2, σσ. 119-143.
- Bergan A. T., Monismith C. L., 1973. *Characterization of Subgrade Soils in Cold Regions for Pavement Design Purposes*. In: Proceedings of the 52nd Annual Meeting of the Highway Research Board, Washington District of Columbia, United States, 22-26 January 1973, Highway Research Board, 431, σσ. 25-37.
- Brito L. A., 2011. *Design Methods for Low Volume Roads*. PhD Thesis submitted to University of Nottingham, Department of Civil Engineering.

- Brown S. F., 1996. *Soil mechanics in pavement engineering*. Geotechnique, 46(3), London, σσ. 383 – 426.
- Brown S. F., O'Reilly M. P., Loach S. C., 1990. *The relationship between California Bearing Ratio and elastic stiffness for compacted clays*. Ground Engineering, 23(8), σσ. 27-31.
- Burmister D, 1962. *Application of layered system concepts and principles to interpretations and evaluations of asphalt pavement performances and to design and construction*. In: Proceedings of the International Conference on Structural Design of Pavements, Univ. of Michigan, Ann Arbor, Michigan, σσ. 441-453.
- Carmichael R.F. III, Stuart E., 1985. *Predicting Resilient Modulus: A Study to Determine the Mechanical Properties of Subgrade Soils*. Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board, 1043, σσ. 145-148.
- Chamberlain E. J., 1973. *A Model for Predicting the Influence of Closed System FreezeThaw on the Strength of Thawed Clays*. In: Proceedings of the Symposium on Frost Action on Roads, 1–3 October, Oslo, Norway. Organization for Economic Cooperation and Development, 3, σσ. 27-45 .
- Collins H.J., Hart C.A., 1936. *Principles of Road Engineering*. London, U.K.: Edward Arnold Publishers Ltd.
- Dawson A.R., Thom N.H., J.L. Paute, 1996. *Mechanical Characteristics of Unbound Granular Materials as a Function of Condition, Flexible Pavements*. In: Proceedings of European Symposium Euroflex, 20-22 September 1993, Lisbon, Portugal, ed. A. Gomes Correia, Balkema, Rotterdam, σσ. 35-45.
- Dione Adama, Fall Meissa, Yves, Berthaud, Benboudjema Farid, Michou Alexandre, 2015. Implementation of Resilient Modulus - CBR relationship in Mechanistic - Empirical (M-E) Pavement Design. Revue Cames – Sci. Appl. & de l'Ing., 1(2), σσ. 65 -71.
- Dorman E.M., Metcalf C.T., 1965. *Design curves for flexible pavements based on layered system theory*. Highway Research Record, 71, σσ. 69-84.
- Drumm E.C., Reeves J.S., Madgett M.R., Trolinger W.D, 1997. *Subgrade Resilient Modulus Correction for Saturation Effects*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 123(7), σσ. 663-670.
- Drumm E.C., Boateng-Poku Y., Johnson Pierce T, 1990. *Estimation of Subgrade Resilient Modulus from Standard Tests*. Journal of Geotechnical Engineering, 116(5), σσ. 774-789.
- Edil T. B., Motan S. E, 1979. *Soil-water potential and resilient behavior of subgrade soils*. In: Proceedings of the 58th Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington District of Columbia, United States, 15-19 January 1979. Transportation Research Board, 705, σσ. 54-63.

- Edil T., Benson C., Sawangsuriya A, 2006. *Resilient Behavior of Unsaturated Subgrade Soils*. Interim Report to University of Minnesota, University of Wisconsin.
- Elliott R. P., Thornton S. I., 1988. *Resilient Modulus and AASHTO Pavement Design*. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, 1196, σσ. 116-124.
- Farrar M.J., Turner J.P., 1991. *Resilient Modulus of Wyoming Subgrade Soils*. Mountain Plains Consortium Report No 91-1. Department of Civil and Architectural Engineering, University Of Wyoming, Laramie, Wyoming.
- Fredlund D. G., Bergan A. T. and Wong P. K. (1977). *Relation between resilient modulus and stress conditions for cohesive subgrade soils*. Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board, 642, σσ. 73-81.
- George K., 2004. *Resilient Modulus Prediction Employing Soil Index Properties, Final Report*. Conducted by the Department of Civil Engineering, the University of Mississippi in cooperation with the Mississippi Department of Transportation and the U.S. Department of Transportation, and Federal Highway Administration.
- Green J.L., Hall, J.W., 1975. *Non-destructive vibratory testing of airport pavement : Experimental tests results and development of evaluation methodology and procedure*. FAA-RD-73-205, Federal Aviation Administration, Washington D.C., United States.
- Gupta S., Ranaivoson A., Edil T., Benson C., Sawangsuriya A., 2007. *Pavement Design Using Unsaturated Soil Technology*. Report No. MN/RC-2007-11, Final Research Report submitted to Minnesota Department of Transportation, University of Minnesota. Minneapolis, United States.
- Hall K. D., Bettis J. W., 2000. *Development of Comprehensive Low-Volume Pavement Design Procedures*. Report MBTC 1070 for Mack-Blackwell Rural Transportation Center, University of Arkansas. Fayetteville, United States.
- Heukelom W., Foster., 1960. *Dynamic Testing of Pavement*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 86(1), σσ. 1-28.
- Heukelom W., Klomp AJG, 1962. *Dynamic testing as a means of controlling pavements during and after construction*. International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, University of Michigan, Ann Arbor, 203(1), σσ. 495 - 510.
- Heydinger A., 2003. Evaluation of Seasonal Effects on Subgrade Soils. Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board, 1821, σσ. 47-55.
- Hicks R. G., 1970. *Factors influencing the resilient properties of granular materials*. PhD thesis, University of California, Berkeley, California.
- Hicks R. G., Monismith C. L., 1971. *Factors influencing the resilient properties of granular materials*. Highway Research Record, 345, σσ. 15-31.

- Hopkins T.C., Beckham T.L., Sun C., Ni B., 2001. *Resilient modulus of Kentucky soils*. Kentucky Transportation Center Research Report. 280. Kentucky, United States.
- Hopkins T. C., 1991. *Bearing Capacity Analyses of Pavements*. Kentucky Transportation Center Research Report. 663. Kentucky, United States.
- Hubbard P., 1910. *Dust Preventives and Road Binders*. New York: John Wiley and Sons.
- Hudson J.M., Drumm E.C., Madgett M., 1994. *Design Handbook for the Estimation of Resilient Response of FineGrained Subgrades*. In: Proceedings of the 4th International Conference on Bearing Capacity of Roads and Airfields, 17-21 August 1994, Minneapolis, Minnesota. 2, σσ. 917–931.
- Hveem F. N., 1955. *Pavement deflections and fatigue failures*. Highway Research Board Bulletin, 114, σσ. 43-87.
- Janoo V.C., Bayer J., Durrell G.D., Smith C.E., 1999. *Resilient Modulus for New Hampshire Subgrade Soils for Use in Mechanistic Pavement Design*. Report ERDC/CRREL 99-14, U.S. Army Cold Regions Research and Engineering Laboratory, Hanover, New Hampshire.
- Keller G., Sherar J., 2003. *Low volume roads engineering*. Best Management Practices Field Guide produced for US Agency for International Development (USAID), Washington, D.C., United States.
- Kim Sonny S., Pahno Steve, Durham A. Stephan, Yang Jidong, Chorzepa Mi G, 2019. *Prediction of resilient modulus from the laboratory testing of sandy soils*. Georgia DOT Research Project, University of Georgia, College of Engineering, No. FHWA-GA-19-1725.
- Kolisoja P., 1997. *Resilient deformation characteristics of granular materials*. PhD thesis, Tampere University of Technology, Tampere, Finland, Publ. No. 223.
- Kumar P., Dilip D., Babu G.L.S., 2014. *Critical apparisal of correlations between CBR and subgrade modulus*. Journal of India Roads Congress, 75(1), σσ. 15-24.
- LeClerc R. V., 1956. *Flexible Pavement Design in Washington*. Highway Research Board Bulletin, 136, σσ. 44-58.
- Moffat M.A., Jameson G.W., 1998(a). *Characterisation of granular material and development of a subgrade strain criterion*. Australian Road Research Board (ARRB), 98(5), Victoria, Australia.
- Moffat M.A, Jameson G.W., 1998(b). *Granular materials and moduli under asphalt and cemented material*. Australian Road Research Board (ARRB), 98(8), Victoria, Australia.

- Mohammad L.N., Puppala A.J., Alavill P., 1995. *Resilient Properties of Laboratory Compacted Subgrade Soils*. Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board, 1504, σσ. 87-102.
- Mohammad L.N., Huang B., Puppala A.J., Allen A., 1999. Regression Model for Resilient Modulus of Subgrade Soil. Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board, 1687, σσ. 47-54.
- Pasindu H.R., Gamage D.E., Bandara J.M.S.J., 2019. *Framework for selecting pavement type for low volume roads*. In: Proceedings of World Conference on Transport Research, 26-31 May 2019, Mumbai, India, Transportation Research Procedia, 48, Elsevier B.V., Amsterdam, Netherlands, σσ. 3924-3938.
- Paterson W.D.L., Maree, J.H., 1978. *An iterim mechanistic procedure for the structural design pavements*. Technical Report RP/5/78, National Institute for Transport and Road Research, Pretoria, South Africa.
- Pezo R., 1993. *A General Method of Reporting Resilient Modulus Tests of Soils: A Pavement Engineer's Point of View*. In: Proceedings of the 72nd Annual Meeting of the Transportation Research Board, 10-14 January 1993, Washington, D.C., Paper No. 93082.
- Powell W.D., Potter J.F., Mayhew H.C., Nunn M.E., 1984. *The structural design of bituminous roads*. Transport and Road Research Laboratory (TRRL), 1115, σ. 62.
- Puppala A.J., 2008. *Estimating Stiffness of Subgrade and Unbound Materials for Pavement Design*. NCHRP Synthesis of Highway Practice, 382, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C.
- Robinson R. G., 1974. *Measurement of the elastic properties of granular materials using a resonance method*. Transport and Road Research Laboratory (TRRL), SR1, σ. 26.
- Robnett Q. L., Thompson M. R., 1973. *Resilient Properties of Subgrade Soils, Phase I - Development of Testing Procedure*. Interim Report, University of Illinois, Urbana-Champaign, Illinois Department of Transportation, Federal Highway Administration. No. UILU-ENG-73-2010.
- Robnett Q. L., Thompson M. R., 1976. *Effect of lime treatment on the resilient behavior of fine-grained soils*. In: Proceedings of 54th Annual Meeting of the Transportation Research Board, 13-17 January 1975, Washington District of Columbia, 560, σσ. 11-20.
- Seed H. B., Chan C. K., Lee, C. E., 1962. *Resilience characteristics of subgrade soils and their relation to fatigue failures in asphalt pavements*. In: Proceedings of International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, 20-24 August 1962, University of Michigan, Ann Arbor, Michigan, σσ. 77-113.
- Seed H.B., Mitry F.G., Monismith C.L., Chan C.K., 1967. *Prediction of Flexible Pavement Deflections from Laboratory Repeated-Load Tests*. In: Proceedings of Second International Conference on the Structural Design of Asphalt

- Pavements, 7-11 August 1967, University of Michigan, Ann Arbor, Michigan, σσ. 53-88
- Smiles S., 1904. *Lives of the Engineers - Metcalfe-Telford*. London, U.K.: John Murray.
- Terrel R.L., Awad I.S., Foss L.R., 1974. *Techniques for Characterizing Bituminous Materials using a Versatile Triaxial Testing System*. ASTM Special Technical Publication, 561, West Conshohocken, PA, σσ. 47-66.
- Thompson M. R., Robnett Q. L., 1979. *Resilient properties of subgrade soils*. Transportation Engineering Journal of ASCE, 105(1), σσ. 71 - 89.
- Trollope E. H., Lee I. K., Morris J., 1962. *Stresses and deformation in two-layer pavement structures under slow repeated loading*. In: Proceedings of the 1st Australian Road Research Board (ARRB) Conference, 1(2), Canberra, Australia, σσ. 693-721.
- Uzan J. (1985). Characterization of Granular Materials. Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board, 1022, σσ. 52-59.
- Warith Karim A. Abdel, Anastasopoulos Panagiotis C., Seidel Joseph C., Haddock John E., 2015. *Simple Empirical Guide to Pavement Design of Low-Volume Roads in Indiana*. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, 2472, σσ. 29-39.
- Wilson B.E., Sargand S.M., Hazen G.A., Green R., 1990. *Multiaxial Testing of Subgrade*. Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board, 1278, σσ. 91-95.
- Yoder E. J., Witczak M. W., 1975. *Αρχές Σχεδιασμού Οδοστρωμάτων* (Δεύτερη Αμερικάνικη Έκδοση). Εκδόσεις: Μιχάλης Γκιούρδας.
- ΕΛΟΤ EN 13286.47, 2012. *Μίγματα μη σταθεροποιημένα και σταθεροποιημένα με υδραυλικές κονίες - Μέρος 47: Μέθοδος δοκιμής για τον προσδιορισμό του Καλλιφορνιακού δείκτη φέρουσας ικανότητας (CBR), του άμεσου δείκτη φέρουσας ικανότητας και της γραμμικής διόγκωσης*. EUROPEAN COMMITTEE STANDARDIZATION, Ελληνικός Οργανισμός Τυποποίησης Α.Ε.
- ΕΛΟΤ EN 13286.02, 2011. *Μίγματα μη σταθεροποιημένα και σταθεροποιημένα με υδραυλικές κονίες - Μέρος 2: Μέθοδοι δοκιμής για τον προσδιορισμό της εργαστηριακής πυκνότητας αναφοράς και της περιεκτικότητας σε νερό - Συμπύκνωση Proctor*. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, Ελληνικός Οργανισμός Τυποποίησης Α.Ε.
- ΕΛΟΤ EN 933-2, 1996. *Δοκιμές για τον προσδιορισμό των γεωμετρικών χαρακτηριστικών των αδρανών - Μέρος 2: Προσδιορισμός κοκκομετρικών κλασμάτων - Κόσκινα δοκιμών ονομαστικό μέγεθος διατομών κοσκίνων*. EUROPEAN COMMITTEE STANDARDIZATION, Ελληνικός Οργανισμός Τυποποίησης Α.Ε.

- Καββαδάς Μ. Ι., 2016. *Στοιχεία Εδαφομηχανικής*. Αθήνα: 2η Έκδοση, Εκδόσεις Τσότρας.
- Καλτσούνης Α., 2007, Μάιος - Ιούνιος. *ΟΔΟΠΟΙΑ. ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ. ΤΕΧΝΙΚΑ ΧΡΟΝΙΑ*, Εντοπίστηκε: http://library.tee.gr/digital/techr/2007/techr_2007_3_kaltsounis.pdf.
- Λοΐζος Α., Πλατή Χ., 2018. *Σημειώσεις για το μάθημα "Κατασκευή Οδών"*. Εργαστήριο Οδοποιίας, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα, Ελλάδα.
- Λοΐζος Α., Πλατή Χ., 2018. *Σημειώσεις για το μάθημα "Σχεδιασμός Οδοστρωμάτων Οδών και Αεροδρομίων"*. Εργαστήριο Οδοποιίας, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα, Ελλάδα.
- ΠΕΤΕΠ 1501-05-03-01-00, 2017. *Στρώση έδρασης οδοστρώματος από ασύνδετα εδαφικά υλικά*. ΕΛΛΗΝΙΚΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΣ ΤΥΠΟΠΟΙΗΣΗΣ.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΑ

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ι: Υπολογιστική διαδικασία δοκιμών

Κοκκομετρική ανάλυση

Το ζητούμενο αποτέλεσμα μιας κοκκομετρικής ανάλυσης είναι η κοκκομετρική καμπύλη, η οποία παράγεται από την επεξεργασία των αριθμητικών αποτελεσμάτων της δοκιμής και είναι η συσχέτιση του ποσοστού του διερχόμενου υλικού από κάθε κόσκινο με το αντίστοιχο άνοιγμα οπής του κόσκινου σε mm. Έτσι, για τα δείγματα των εδαφικών υλικών Α, Β και Γ, τα αποτελέσματα συνοψίζονται στους πίνακες 1, 2 και 3 αντίστοιχα. Στην πρώτη στήλη αναγράφονται τα πρότυπα μεγέθη των κοσκίων και στη δεύτερη στήλη αναγράφεται η μάζα του συγκρατούμενου από το κόσκινο υλικού, που είναι και η άμεση μέτρηση από τη δοκιμή. Στην τρίτη στήλη αναγράφονται τα ποσοστά της μάζας αυτής για κάθε άνοιγμα κόσκινου σε σχέση με τη συνολική ποσότητα και στην τέταρτη στήλη αναγράφεται, για κάθε άνοιγμα κόσκινου, το ποσοστό της μάζας του διερχόμενου υλικού από το τρέχον και τα προηγούμενα κόσκινα σε σχέση με τη συνολική ποσότητα του δείγματος. Οι εξισώσεις που διέπουν τις μεταξύ τους σχέσεις είναι

$$\text{ΜΣΥ (\%)} = \frac{\text{Μάζα συγκρατούμενου υλικού (gr)}}{\text{Συνολική ποσότητα δείγματος υλικού (gr)}} \times 100$$

$$\text{ΑΜΣΥ (\%)} = \frac{\sum \text{μάζας συγκρατούμενου υλικού στο τρέχον και υψηλότερα κόσκινα (gr)}}{\text{Συνολική ποσότητα δείγματος υλικού (gr)}} \times 100$$

$$\text{ΑΜΔΥ (\%)} = 100 \% - \text{ΑΜΣΥ (\%)}$$

όπου ΜΣΥ (%) είναι η μάζα του συγκρατούμενου από το κόσκινο υλικού επί τοις 100 της συνολικής ποσότητας του υλικού, ΑΜΣΥ (%) είναι η αθροιστική μάζα συγκρατούμενου υλικού από το τρέχον και τα υψηλότερα κόσκινα επί τοις 100 της συνολικής ποσότητας του υλικού και ΑΜΔΥ (%) είναι η αθροιστική μάζα διερχόμενου υλικού από το τρέχον και τα υψηλότερα κόσκινα επί τοις 100 της συνολικής ποσότητας του υλικού.

Πίνακας I-1 Αποτελέσματα της κοκκομετρικής ανάλυσης για το δείγμα του εδαφικού υλικού A

Πρότυπο μέγεθος κόσκινου (mm)	Μάζα συγκρατούμενου υλικού (gr)	Μάζα συγκρατούμενου υλικού (%)	Αθροιστική μάζα συγκρατούμενου υλικού (%)	Αθροιστική μάζα διερχόμενου υλικού (%)
63	0	0	0	100
40	0	0	0	100
31,5	476,4	9,5	9,5	90,5
16	1381,6	27,6	37,2	62,8
8	1163,2	23,3	60,4	39,6
4	600,4	12	72,4	27,6
2	368,8	7,4	79,8	20,2
1	283	5,7	85,5	14,5
0,5	194,4	3,9	89,4	10,6
0,063	489,6	9,8	99,1	0,9
ΥΠΟΛΟΙΠΟ	42,6	0,9	100	N/A
ΑΘΡΟΙΣΜΑ	5000	100		

Πίνακας I-2 Αποτελέσματα της κοκκομετρικής ανάλυσης για το δείγμα του εδαφικού υλικού B

Πρότυπο μέγεθος κόσκινου (mm)	Μάζα συγκρατούμενου υλικού (gr)	Μάζα συγκρατούμενου υλικού (%)	Αθροιστική μάζα συγκρατούμενου υλικού (%)	Αθροιστική μάζα διερχόμενου υλικού (%)
63	0	0	0	100
40	0	0	0	100
31,5	404,4	8,1	8,1	91,9
16	1115,2	22,3	30,4	69,6
8	1156,2	23,1	53,5	46,5
4	570	11,4	64,9	35,1
2	409,4	8,2	73,1	26,9
1	361	7,2	80,3	19,7
0,5	270,4	5,4	85,7	14,3
0,063	663,8	13,3	99	1
ΥΠΟΛΟΙΠΟ	49,6	1	100	N/A
ΑΘΡΟΙΣΜΑ	5000	100		

Πίνακας I-3 Αποτελέσματα της κοκκομετρικής ανάλυσης για το δείγμα του εδαφικού υλικού Γ

Πρότυπο μέγεθος κοσκίνου (mm)	Μάζα συγκρατούμενου υλικού (gr)	Μάζα συγκρατούμενου υλικού (%)	Αθροιστική μάζα συγκρατούμενου υλικού (%)	Αθροιστική μάζα διερχόμενου υλικού (%)
63	0	0	0	100
40	0	0	0	100
31,5	371,8	7,4	7,4	92,6
16	1003,2	20,1	27,5	72,5
8	861,6	17,2	44,7	55,3
4	833,6	16,7	61,4	38,6
2	530	10,6	72	28
1	396	7,9	79,9	20,1
0,5	278,8	5,6	85,5	14,5
0,063	690,8	13,8	99,3	0,7
ΥΠΟΛΟΙΠΟ	34,2	0,7	100	N/A
ΑΘΡΟΙΣΜΑ	5000	100		

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΙΙ: Πίνακας αποτελεσμάτων δοκιμής CBR

Πίνακας ΙΙ-1 Ενδεικτικά αποτελέσματα δοκιμής CBR

Test 1	
Deformation (mm)	Load (kN)
0	0
0,258	0,05
0,287	0,056
0,313	0,064
0,337	0,078
0,363	0,09
0,385	0,102
0,405	0,11
0,427	0,119
0,447	0,129
0,467	0,139
0,484	0,146
0,501	0,155
0,519	0,163
0,536	0,171
0,556	0,179
0,573	0,188
0,588	0,194
0,604	0,203
0,62	0,209
0,633	0,216
0,648	0,22
0,66	0,225
0,672	0,233
0,685	0,239
0,699	0,245
0,713	0,253
0,727	0,26
0,741	0,266
0,755	0,27
0,77	0,277
0,785	0,283
0,8	0,287
0,813	0,293
0,824	0,297
0,832	0,303
0,841	0,307
0,854	0,313

Η μηδενική μέτρηση των δοκιμών αναπροσαρμόστηκε. Ως νέα αφετηρία των δοκιμών ορίστηκε η δεύτερη μέτρηση, οπότε αφαιρέθηκε από το σύνολο των τιμών το δεύτερο ζεύγος διεύθυνσης – φορτίου. Έτσι, ενδεικτικά, οι τιμές του πίνακα 1 αλλάζουν στις τιμές του πίνακα 2.

Πίνακας II-2 Ενδεικτικά αποτελέσματα δοκιμής CBR μετά την αναπροσαρμογή της μηδενικής μέτρησης

Deformation (mm)	Load (kN)
0	0
0,029	0,006
0,055	0,014
0,079	0,028
0,105	0,04
0,127	0,052
0,147	0,06
0,169	0,069
0,189	0,079
0,209	0,089
0,226	0,096
0,243	0,105
0,261	0,113
0,278	0,121
0,298	0,129
0,315	0,138
0,33	0,144
0,346	0,153
0,362	0,159
0,375	0,166
0,39	0,17
0,402	0,175
0,414	0,183
0,427	0,189
0,441	0,195
0,455	0,203
0,469	0,21
0,483	0,216
0,497	0,22
0,512	0,227
0,527	0,233
0,542	0,237
0,555	0,243
0,566	0,247
0,574	0,253
0,583	0,257
0,596	0,263