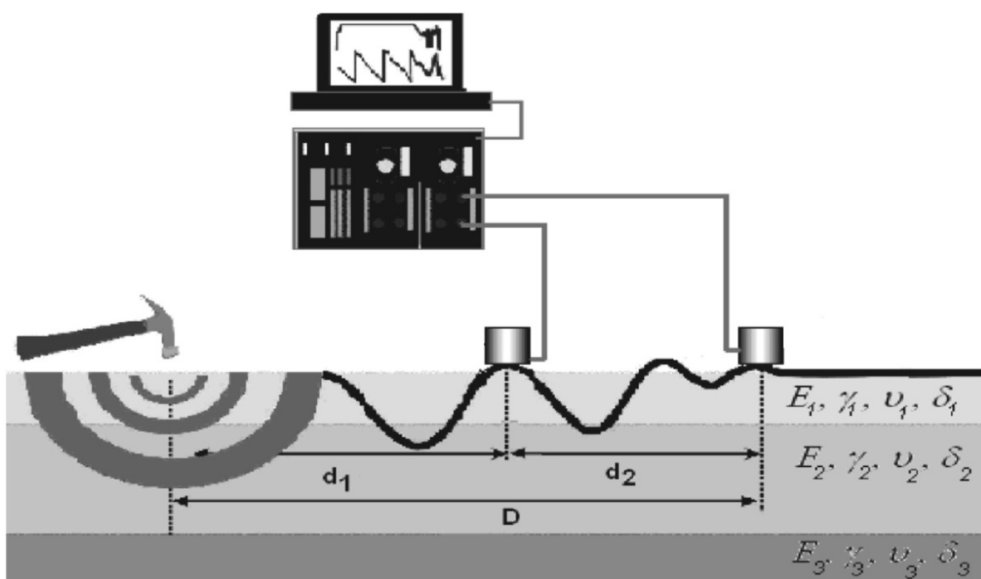




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΤΟΜΕΑΣ ΜΕΤΑΦΟΡΩΝ ΚΑΙ ΣΥΓΚΟΙΝΩΝΙΑΚΗΣ ΥΠΟΔΟΜΗΣ  
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΟΔΟΠΟΙΙΑΣ

## ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΟΔΟΣΤΡΩΜΑΤΟΣ ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΚΥΜΑΤΩΝ



ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ ΓΚΥΡΤΗΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: ΑΝΔΡΕΑΣ ΛΟΪΖΟΣ, Καθηγητής ΕΜΠ

ΑΘΗΝΑ  
ΜΑΡΤΙΟΣ 2013



## **ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ**

*Με την ολοκλήρωση της διπλωματικής μου εργασίας, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον Καθηγητή και Διευθυντή του Εργαστηρίου Οδοποιίας ΕΜΠ, κύριο Ανδρέα Λοΐζο για την καθοδήγηση και τη συνολική επίβλεψη καθ' όλη τη διάρκεια εκπόνησης της εργασίας.*

*Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τη Λέκτορα ΕΜΠ, κυρία Χριστίνα Πλατή για την πολύτιμη βοήθεια της, τις συμβουλές της και το γενικότερο ενδιαφέρον της για την πορεία ολοκλήρωσης της εργασίας.*

*Ευχαριστώ επίσης και τα μέλη του εργαστηρίου Οδοποιίας ΕΜΠ, που συνέβαλαν στη πραγματοποίηση των επιτόπου μετρήσεων που ήταν απαραίτητες για τις ανάγκες της πειραματικής διερεύνησης.*

*Τέλος, ευχαριστώ την οικογένεια μου και τους φίλους μου, για τη στήριξη που μου προσέφεραν το τελευταίο διάστημα.*

## **ΠΕΡΙΛΗΨΗ**

Στην παρούσα διπλωματική εργασία, διερευνάται η εφαρμογή της Φασματικής Ανάλυσης Επιφανειακών κυμάτων (Spectral Analysis of Surface Waves – SASW) στον προσδιορισμό μηχανικών χαρακτηριστικών οδοστρώματος που βρίσκεται σε φάση κατασκευής. Για το σκοπό αυτό, πραγματοποιήθηκε επιτόπου πείραμα σε υπό κατασκευή οδόστρωμα τμήματος αυτοκινητοδρόμου, όπου εφαρμόστηκε η SASW επί της επιφάνειας της στρώσης της βάσης. Εκτιμήθηκε η αντοχή (σε όρους του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης) των στρώσεων από ασύνδετο συμπυκνωμένο υλικό (αμμοχάλικο) και της στρώσης έδρασης. Παράλληλα, αξιοποιήθηκαν αποτελέσματα ανάλυσης από μετρήσεις με το παραμορφωσίμετρο πίπτοντος βάρους (Falling Weight Deflectometer – FWD) στα ίδια σημεία. Οι παρατηρούμενες αποκλίσεις μεταξύ των δύο μεθόδων δικαιολογούνται λόγω του διαφορετικού εύρους παραμορφώσεων που προκαλεί η εφαρμογή τους. Γενικά, τα πρώτα αποτελέσματα για την εφαρμογή της SASW σε έλεγχο κατασκευής οδοστρώματος είναι ενθαρρυντικά. Ωστόσο, χρειάζεται περαιτέρω μελέτη και διερεύνηση ώστε να διαπιστωθεί εάν η SASW μπορεί να αντικαταστήσει υπάρχουσες μεθόδους για τον επιτόπου έλεγχο και τη διασφάλιση της ποιότητας κατά την κατασκευή ενός οδοστρώματος.

## **ABSTRACT**

In the present thesis, the Spectral Analysis of Surface Waves method is investigated for determining mechanical characteristics of a pavement which is under construction. For this purpose, an in-situ test was performed in a pavement section of a highway under construction, where the SASW method was applied at the surface of the base layer. The strength was estimated (in terms of resilient modulus) for the layers of unbound compacted material (gravel) and the subgrade. Furthermore, results from the FWD measurements at the same points were utilized. The observed deviations between the two methods were attributed to the different strain range under which each method occurs. Generally, the first results of the SASW application are encouraging. However, additional study and investigation is needed in order to be clarified if the SASW is able to replace conventional methods for quality control and quality assurance purpose during pavement construction.

# Περιεχόμενα

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ .....	1
1.1 Διατύπωση του προβλήματος .....	1
1.2 Αντικείμενο – Μεθοδολογία .....	2
1.3 Δομή .....	3
2. ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΥΛΙΚΩΝ ΟΔΟΣΤΡΩΣΙΑΣ .....	5
2.1 Γενικά .....	5
2.2 Εργαστηριακός προσδιορισμός αντοχής υλικών οδοστρώσας .....	5
2.2.1 Μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης (resilient modulus - $M_R$ ) .....	5
2.2.2 Καμπύλη τάσεων – παραμορφώσεων .....	7
2.2.3 Μέγιστο μέτρο διάτμησης ( $G_{max}$ ) .....	10
2.2.4 Λόγος Poisson ( $\nu$ ) .....	11
2.3 Επιτόπου προσδιορισμός μηχανικής αντοχής υλικών οδοστρώσας .....	12
2.3.1 Οφέλη επιτόπου ελέγχου .....	12
2.3.2 Μέθοδοι εκτίμησης αντοχής επιτόπου .....	13
2.3.2.1 Δοκιμή φορτιζόμενης πλάκας .....	13
2.3.2.2 Καλιφορνιακός δείκτης CBR .....	14
2.3.2.3 Δυναμικό πενετρόμετρο κώνου .....	15
2.3.2.4 Παραμορφωσίμετρο πίπτοντος ελαφρού βάρους .....	15
2.3.2.5 Παραμορφωσίμετρο πίπτοντος βάρους .....	16
2.3.3 Παράγοντες επίδρασης στην αντοχή ασύνδετων υλικών επιτόπου .....	18
3. ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΑ ΚΥΜΑΤΑ .....	20
3.1 Γενικά .....	20
3.2 Μελέτη σεισμικών κυμάτων .....	20
3.2.1 Κύρια κύματα χώρου .....	20
3.2.2 Επιφανειακά κύματα .....	22
3.2.2.1 Χαρακτηριστικά κυμάτων Rayleigh .....	22
3.2.2.2 Ενέργεια κυμάτων Rayleigh .....	25
3.2.2.3 Το φαινόμενο της διασποράς .....	26
3.3 Επιφανειακά κύματα σταθερής δόνησης .....	28
4. ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΤΗΣ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΚΥΜΑΤΩΝ ΣΕ ΟΔΟΣΤΡΩΜΑ ...	30
4.1 Γενικά .....	30

4.2 Μετρήσεις πεδίου.....	32
4.2.1 Πηγή - δέκτες .....	32
4.2.2 Διάταξη πηγής – δεκτών .....	34
4.2.3 Σύστημα καταγραφής.....	36
4.3 Κατασκευή πειραματικής καμπύλης διασποράς .....	38
4.3.1 Στάδια υπολογισμών .....	38
4.3.2 Μείωση δεδομένων .....	40
4.4 Αντιστροφή καμπύλης διασποράς .....	42
4.5 Σύγκριση της SASW με άλλες μεθόδους εκτίμησης αντοχής .....	44
4.6 Ενσωμάτωση σεισμικού συντελεστή στη διαδικασία σχεδιασμού .....	51
5. ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ .....	54
5.1 Γενικά .....	54
5.2 Πρώτη φάση μετρήσεων SASW .....	57
5.3 Δεύτερη φάση μετρήσεων SASW .....	59
5.4 Εφαρμογή λοιπών μεθόδων .....	61
6. ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΣΥΛΛΟΓΗΣ .....	63
6.1 Χαρακτηριστικά υπό μελέτη υλικού.....	63
6.2 Προσδιορισμός του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης.....	64
6.3 Καθορισμός διατομών διερεύνησης .....	66
7. ΑΝΑΛΥΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ.....	69
7.1 Αποτελέσματα SASW .....	69
7.1.1 Θέση ελέγχου Σ1 .....	69
7.1.1.1 Βάση - υπόβαση.....	69
7.1.1.2 Στρώση έδρασης .....	69
7.1.1.3 Βραχώδες υπόστρωμα .....	70
7.1.1.4 Ανακεφαλαίωση .....	72
7.1.2 Θέση ελέγχου Σ2 .....	72
7.1.2.1 Βάση – υπόβαση .....	72
7.1.2.2 Στρώση έδρασης .....	74
7.1.2.3 Βραχώδες υπόστρωμα .....	78
7.1.2.4 Ανακεφαλαίωση .....	80
7.1.3 Θέση ελέγχου Σ3 .....	80

7.1.3.1 Βάση – υπόβαση .....	80
7.1.3.2 Στρώση έδρασης .....	81
7.1.3.3 Βραχώδες υπόστρωμα .....	83
7.1.3.4 Ανακεφαλαίωση .....	84
7.1.4 Συνολικά αποτελέσματα SASW.....	84
7.2 Ανάλυση ευαισθησίας της SASW .....	86
7.2.1 Διάταξη πηγής - δεκτών.....	86
7.2.2 Εύρος συχνοτήτων.....	86
7.2.3 Βάρος πρόσκρουσης.....	90
7.2.4 Ανακεφαλαίωση .....	90
7.3 Σύγκριση SASW-FWD .....	91
8. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ .....	99
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	102

# 1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

## 1.1 Διατύπωση του προβλήματος

Το οδόστρωμα αποτελεί μια σύνθετη κατασκευή πολιτικού μηχανικού που σκοπό έχει να φέρει με ασφάλεια τα φορτία κυκλοφορίας για την περίοδο που έχει σχεδιαστεί, παρέχοντας ταυτοχρόνως ένα υψηλό επίπεδο εξυπηρέτησης προς τους χρήστες της οδού (ποιότητα κύλισης, άνεση κυκλοφορίας, χαμηλό κόστος κίνησης και συντήρησης οχήματος). Τα υλικά που χρησιμοποιούνται σε ένα οδόστρωμα (από τη γεωτεχνική υποδομή έως τις ασφαλικές στρώσεις) πρέπει να είναι βιώσιμα και με επαρκή μηχανικά χαρακτηριστικά, ώστε να ανταποκριθούν δομικά και λειτουργικά στην προσδοκώμενη διάρκεια ζωής του οδοστρώματος. Συνεπώς, εάν το οδόστρωμα κατασκευαστεί με γνώμονα τη φέρουσα ικανότητα που έχει προκύψει από το σχεδιασμό και την εργαστηριακή μελέτη, έχει περισσότερες πιθανότητες να ικανοποιεί τις απαιτήσεις που προαναφέρθηκαν και να ελαχιστοποιεί (ή τουλάχιστον να μεταθέτει χρονικά) τις προγραμματισμένες ενέργειες συντήρησης και αποκατάστασής του.

Γίνεται λοιπόν αντιληπτό, ότι ο έλεγχος και η διασφάλιση ποιότητας (Quality Control/Quality Assurance) ενός οδοστρώματος κατά τη φάση κατασκευής του, ή με το πέρας αυτής αλλά πριν δοθεί στην κυκλοφορία, αποτελεί μια σημαντική πρόκληση για τον οποιοδήποτε φορέα διαχείρισης του οδοστρώματος. Ο μηχανικός οφείλει να ελέγξει μεταξύ άλλων, εάν οι τελικές συμπυκνωμένες στρώσεις από ασύνδετα υλικά και οι εδαφικές στρώσεις έχουν επαρκή μηχανικά χαρακτηριστικά προκειμένου να εξασφαλιστεί η διάρκεια και η σταθερότητά τους μελλοντικά. Η δομική επάρκεια της βάσης – υπόβασης από ασύνδετα υλικά είναι απαραίτητη προϋπόθεση για την τοποθέτηση των ασφαλικών στρώσεων επί της επιφάνειάς τους. Εξάλλου, στη μετέπειτα φάση λειτουργίας του οδοστρώματος, η μηχανική συμπεριφορά της βάσης και της υπόβασης επηρεάζει τις τιμές των κρίσιμων τάσεων ελέγχου (εφελκυστικών στον πυθμένα των ασφαλικών στρώσεων και θλιπτικών στην επιφάνεια της στρώσης έδρασης) και ως εκ τούτου και την εναπομένουσα ζωή του οδοστρώματος έναντι κόπωσης ασφαλτομίγματος ή αστοχίας στρώσης έδρασης.

Σε παλαιότερες δεκαετίες, ο έλεγχος ποιότητας κατασκευής στρώσεων από ασύνδετα υλικά και εδαφικών στρώσεων βασιζόταν στον προσδιορισμό του ειδικού βάρους (της πυκνότητας) του υλικού των στρώσεων επιτόπου (in-situ) και εν συνεχεία, στη σύγκρισή του με την πυκνότητα που προέκυπτε από τις εργαστηριακές δοκιμές τύπου Proctor σε δοκίμια ίδιου υλικού (Chen et al. 2001, Nazzal 2003). Ωστόσο, μια αποτελεσματική συμπύκνωση δεν έχει στόχο μόνο να βελτιώσει το ξηρό ειδικό βάρος και την περιεχόμενη υγρασία, αλλά να ενισχύσει και να βελτιώσει τη φέρουσα ικανότητα των υπόψη στρώσεων. Αυτή αφορά κυρίως στο τελικό πάχος μιας στρώσης, καθώς και τα μηχανικά χαρακτηριστικά της, τα οποία εκφράζονται από διάφορες παραμέτρους αντοχής (strength parameters) όπως είναι το μέτρο διάτμησης  $G$  (Shear modulus), το μέτρο ελαστικότητας  $E$  (Young modulus) και το μέτρο



ελαστικής παραμόρφωσης  $M_R$  (resilient modulus). Δηλαδή, η περιεχόμενη υγρασία και η πυκνότητα είναι απλώς ενδεικτικές μεταβλητές και όχι δείκτες αντοχής (Jersey and Edwards, 2009). Συνεπώς, αντικείμενο ενδιαφέροντος αποτελεί ο προσδιορισμός της επιτόπου φέρουσας ικανότητας, η οποία πρέπει να είναι κατά το δυνατόν ίδια με την τιμή που έχει θεωρηθεί κατά το σχεδιασμό (με ανεκτά όρια αποκλίσεων). Ο Μηχανιστικός – Εμπειρικός Οδηγός Σχεδιασμού Οδοστρωμάτων (Mechanistic – Empirical Pavement Design Guide, MEPDG) χρησιμοποιεί το συντελεστή αντοχής ως μια παράμετρο – κλειδί για τα υλικά οδοστρωσίας (Quintus et al., 2008).

Για τον προσδιορισμό της επιτόπου φέρουσας ικανότητας μπορούν να χρησιμοποιηθούν καταστρεπτικές και μη καταστρεπτικές δοκιμές. Οι μη καταστρεπτικές δομικές (Non Destructive Tests - NDT) είναι πιο δημοφιλείς διότι δεν καταστρέφουν τη δομή και την ομοιογένεια των προσφάτως κατασκευασμένων στρώσεων. Παραδοσιακές δοκιμές που χρησιμοποιούνται κατά τη φάση ελέγχου της κατασκευής της γεωτεχνικής υποδομής και των στρώσεων από ασύνδετα υλικά είναι η δοκιμή της στατικά φορτιζόμενης πλάκας (Plate Loading Test – PLT) και η δοκιμή προσδιορισμού του Καλιφορνιακού δείκτη (CBR) επιτόπου. Επιπλέον, ενδείκνυται για έλεγχο κατασκευής, το δυναμικό πενετρόμετρο κώνου (Dynamic Cone Penetrometer – DCP), και το παραμορφωσίμετρο πίπτοντος ελαφρού βάρους (Light Falling Weight Deflectometer - LFWD). Επίσης, μπορεί υποστηρικτικά να χρησιμοποιηθεί και το παραμορφωσίμετρο πίπτοντος βάρους (Falling Weight Deflectometer - FWD), του οποίου όμως η χρήση ενδείκνυται για εφαρμογή σε ολοκληρωμένο οδόστρωμα, δηλαδή μετά την τοποθέτηση των ασφαλτικών στρώσεων (Chen et al., 2001).

Ένα μείζον θέμα που προκύπτει ανεξαρτήτως της μεθόδου που θα χρησιμοποιηθεί στη δομική αξιολόγηση, είναι η ανάλυση των αποτελεσμάτων και η αξιοποίηση τους σε σχέση με τις υπόλοιπες μεθόδους που χρησιμοποιούνται για τον ίδιο σκοπό. Διευκρινίζεται ότι η καθεμιά μέθοδος που χρησιμοποιείται, ενδέχεται να αποδώσει διαφορετικές τιμές στην εκτιμώμενη αντοχή λόγω της διαφορετικής φιλοσοφίας της σε σχέση με τις υπόλοιπες, του διαφορετικού τρόπου επιβολής του φορτίου που διαφέρει σε τύπο (στατικό ή δυναμικό) και μέγεθος ανά μέθοδο και των διαφορετικών επιβαλλόμενων παραμορφώσεων. Στα προηγούμενα αίτια συμπεριλαμβάνονται τυχόν ενδογενή λάθη ή ατέλειες των συστημάτων που χρησιμοποιούνται ή των λογισμικών που τα υποστηρίζουν.

Συνεπώς, έγκειται στην κρίση του μηχανικού να ελέγξει τα αποτελέσματα των επιμέρους μεθόδων που πρόκειται να χρησιμοποιηθούν κατά τη διαδικασία δομικού ελέγχου.

## **1.2 Αντικείμενο – Μεθοδολογία**

Αντικείμενο διερεύνησης στην παρούσα διπλωματική εργασία αποτελεί η δυνατότητα εφαρμογής της Φασματικής Ανάλυσης των Επιφανειακών Κυμάτων (Spectral Analysis of Surface Waves – SASW) στη δομική αξιολόγηση οδοστρώματος. Η SASW είναι μια μη

καταστροφική σεισμική μέθοδος, η οποία βασίζεται στη διάδοση επιφανειακών κυμάτων μεταξύ σταθερών σημείων (πομπού – δέκτη), και μέσω των χαρακτηριστικών διάδοσής τους σε ένα υλικό μέσο, προσδιορίζεται η δυσκαμψία του. Έχει χρησιμοποιηθεί ευρύτατα σε προβλήματα γεωτεχνικής σεισμικής μηχανικής, ωστόσο τα τελευταία χρόνια, έχει παρατηρηθεί έντονο ερευνητικό ενδιαφέρον για την εφαρμογή της σε οδόστρωμα με σκοπό την εκτίμηση των μηχανικών χαρακτηριστικών του. Προκειμένου λοιπόν, να διερευνηθεί η δυνατότητα εφαρμογής της υπόψη μεθόδου σε οδόστρωμα, πραγματοποιήθηκε επιτόπου πείραμα σε υπό κατασκευή οδόστρωμα τμήματος αυτοκινητοδρόμου. Συγκεκριμένα, διερευνήθηκε η δυνατότητα της μεθόδου στον προσδιορισμό της αντοχής (σε όρους του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης) της βάσης – υπόβασης από ασύνδετο συμπυκνωμένο αμμοχάλικο και της στρώσης έδρασης. Στις θέσεις ελέγχου είχε ολοκληρωθεί η κατασκευή της βάσης, επί της επιφάνειας της οποίας πραγματοποιήθηκαν οι μετρήσεις με τη μέθοδο SASW. Παράλληλα, αξιοποιούνται αποτελέσματα ανάλυσης από μετρήσεις που πραγματοποιήθηκαν από το εργαστήριο Οδοποιίας ΕΜΠ με το σύστημα FWD στις ίδιες θέσεις ελέγχου, προκειμένου να ελεγχθεί εάν υπάρχει κάποιου είδους συσχέτιση μεταξύ των αποτελεσμάτων των δύο μεθόδων.

### **1.3 Δομή**

Η διπλωματική εργασία απαρτίζεται από 8 κεφάλαια. Το τρέχον πρώτο κεφάλαιο είναι εισαγωγικό.

Στο 2<sup>ο</sup> κεφάλαιο, γίνεται αρχικά μια σύντομη αναφορά στην εργαστηριακή συμπεριφορά των υλικών οδοστρωσίας. Έπειτα, γίνεται μετάβαση στον προσδιορισμό της φέρουσας ικανότητας επιτόπου, όπου παρουσιάζονται οι συμβατικές μέθοδοι εκτίμησής της, καθώς και επιτόπου παράγοντες που επιδρούν στην τιμή της.

Στο 3<sup>ο</sup> κεφάλαιο, πραγματοποιείται μια εισαγωγή στα επιφανειακά κύματα. Περιγράφονται βασικά σημεία της ελαστικής κυματικής θεωρίας και το φαινόμενο της διασποράς των επιφανειακών κυμάτων.

Στο 4<sup>ο</sup> κεφάλαιο, παρουσιάζεται η εφαρμογή της SASW σε οδόστρωμα και περιγράφονται τα στάδια της μεθόδου, όπως προέκυψαν από τη βιβλιογραφική ανασκόπηση. Ακολουθεί αναφορά σε υπάρχουσες συσχετίσεις της SASW με άλλες μεθόδους κατά την εφαρμογή τους επί στρώσεων από ασύνδετα υλικά και εδαφικών στρώσεων.

Στο 5<sup>ο</sup> κεφάλαιο, περιγράφονται με σαφήνεια τα στάδια εκτέλεσης του επιτόπου πειράματος.

Στο 6<sup>ο</sup> κεφάλαιο, περιγράφεται η επεξεργασία των στοιχείων που συλλέχτηκαν από την πειραματική διαδικασία.

Στο 7<sup>ο</sup> κεφάλαιο, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της πειραματικής διαδικασίας και η ανάλυσή τους.

Τέλος, στο 8<sup>ο</sup> κεφάλαιο, αναφέρονται τα συμπεράσματα που προκύπτουν από την παρούσα διπλωματική εργασία, καθώς και προτάσεις για περεταίρω μελέτη και διερεύνηση.

Ακολουθούν οι πηγές της βιβλιογραφικής αναζήτησης.

## 2. ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΥΛΙΚΩΝ ΟΔΟΣΤΡΩΣΙΑΣ

### 2.1 Γενικά

Η μηχανική συμπεριφορά των υλικών οδοστρωσίας μπορεί να προσδιοριστεί τόσο εργαστηριακά όσο και επιτόπου. Παρόλο που η υπό μελέτη μέθοδος στην εργασία αυτή, αφορά σε επιτόπου δομικό έλεγχο, κρίνεται σκόπιμο στην αρχή αυτού κεφαλαίου να παρουσιαστούν σύντομα, ορισμένα χαρακτηριστικά της μηχανικής συμπεριφοράς των υλικών οδοστρωσίας κατά τον εργαστηριακό προσδιορισμό.

Στη συνέχεια του κεφαλαίου, γίνεται η μετάβαση στον επιτόπου προσδιορισμό της φέρουσας ικανότητας, όπου παρουσιάζονται συμβατικές μέθοδοι εκτίμησής της. Όπως ειπώθηκε στο εισαγωγικό κεφάλαιο, ο έλεγχος ποιότητας στη φάση κατασκευής με τον προσδιορισμό μεμονωμένων μεταβλητών όπως η πυκνότητα και η περιεχόμενη υγρασία δεν είναι συμβατός με τη διαδικασία σχεδιασμού. Η μηχανική αντοχή του οδοστρώματος είναι συνάρτηση όλων των μεμονωμένων μεταβλητών (κοκκομετρία, συμπύκνωση, περιβαλλοντικές συνθήκες) και αυτή πρέπει να προσδιορίζεται επιτόπου, καθώς σχετίζεται ευθέως με τη φέρουσα ικανότητα των επιμέρους στρώσεων και του οδοστρώματος συνολικά.

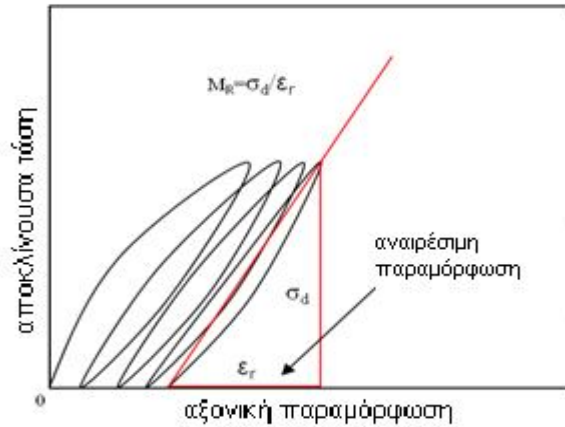
### 2.2 Εργαστηριακός προσδιορισμός αντοχής υλικών οδοστρωσίας

#### 2.2.1 Μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης (resilient modulus - $M_R$ )

Η φόρτιση που δέχονται οι εδαφικές και ασύνδετες στρώσεις, είναι δυναμικού και επαναλαμβανόμενου χαρακτήρα, ενώ από την παραμόρφωση που προκαλείται λόγω ενός κύκλου φόρτισης, ένα μέρος αυτής ανακτάται και αντιστοιχεί στην ελαστική παραμόρφωση, ενώ το υπόλοιπο παραμένει ως παραμόρφωση και αθροίζεται σε αυτό που ονομάζουμε μόνιμη (παραμένουσα) παραμόρφωση. Συνεπώς, για την περιγραφή της ελαστικής απόκρισης των υλικών αυτών χρησιμοποιείται το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης, που εξαρτάται από τις εκάστοτε τιμές των τάσεων και των παραμορφώσεων που επικρατούν, και όχι το μέτρο ελαστικότητας που αφορά σε ιδεατά υλικά. Ο ακριβής ορισμός του έχει ως εξής:

Το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης είναι το πηλίκο της αποκλίνουσας τάσης  $\sigma_r$  προς την τιμή της αξονικής ελαστικής παραμόρφωσης  $\epsilon_{vr}$  (αναιρέσιμη παραμόρφωση – recoverable strain) τη στιγμή που το φορτίο έχει σταματήσει να εφαρμόζεται. (Li et al. 2010, Λοΐζος 2012). Με βάση το σχήμα 2.1, η σχέση προσδιορισμού του είναι η εξής:

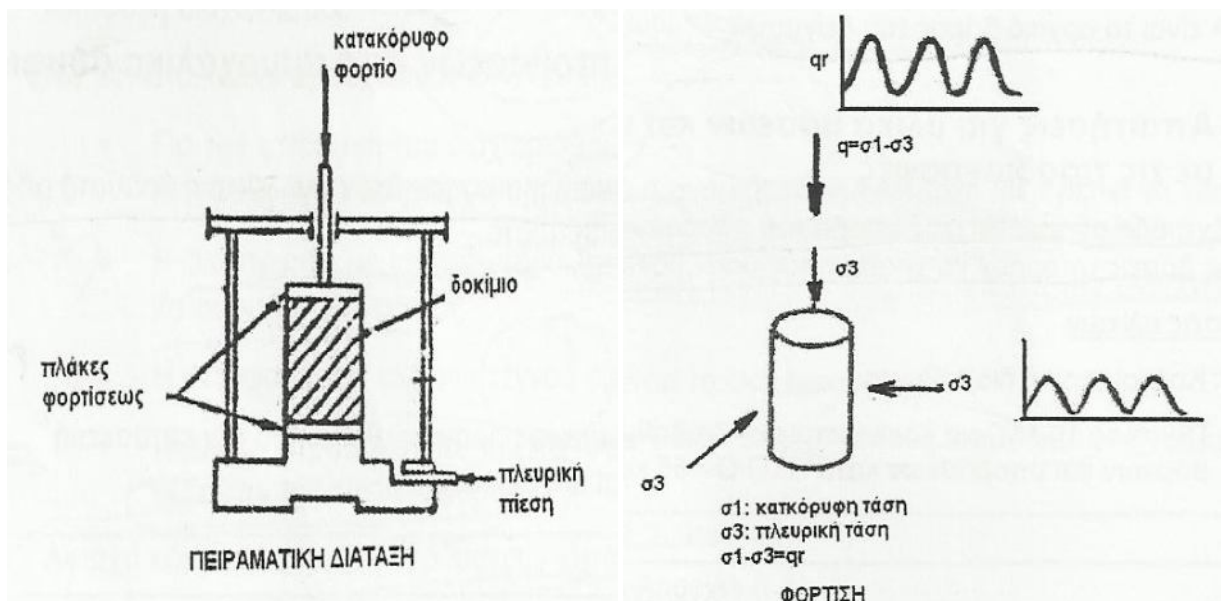
$$M_R = \frac{\sigma_r}{\epsilon_{vr}} \quad (2.1)$$



**Σχήμα 2.1:** Η ανακυκλική φόρτιση και ο προσδιορισμός του  $M_R$  (Li et al, 2010)

Η χρήση του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης υιοθετήθηκε κατά το οδικό πείραμα AASHTO (1993), όπου χρησιμοποιήθηκε για να περιγράψει τη συμπεριφορά των υλικών οδοστρώσας υποβαλλόμενα σε κινούμενα κυκλοφοριακά φορτία.

Η πιο συχνή δοκιμή που χρησιμοποιείται για τον εργαστηριακό προσδιορισμό του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης είναι μια παραλλαγή της γνωστής από την εδαφομηχανική τριαξονικής δοκιμής, στην οποία επιβάλλονται επαναλαμβανόμενες φορτίσεις στο δοκίμιο αξονικά και πλευρικά (Λοΐζος, 2012). Κατά την πραγματοποίηση της δοκιμής (σχήμα 2.2, εικόνα 2.1) χρειάζεται ιδιαίτερος έλεγχος των παραμορφώσεων ώστε να μην αποσυντεθεί πρόωρα το δοκίμιο και εκτιμηθεί εσφαλμένα η αντοχή του. Θεωρείται επιπλέον, ότι το υλικό δεν έχει επιβαρυνθεί με προγενέστερες της δοκιμής φορτίσεις (οι οποίες ενδεχομένως να έχουν αλλοιώσει τις αρχικές του ιδιότητες).



**Σχήμα 2.2:** Δοκιμή προσδιορισμού του  $M_R$  (Λοΐζος, 2012)



**Εικόνα 2.1:** Πειραματική διάταξη της δοκιμής για τον προσδιορισμό του  $M_R$  (resilient modulus test)

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι υπάρχουν και άλλες δοκιμές εργαστηριακού προσδιορισμού του  $M_R$  πέραν της προαναφερθείσας. Κοινό τους χαρακτηριστικό ωστόσο, είναι η απόδοση εν γένει χαμηλών τιμών (σε ποσοστό από 10% έως μερικές δεκάδες %) στο μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης σε σύγκριση με τις τιμές που του αποδίδουν οι επιτόπου μέθοδοι (Nazarian et al., 1999). Οι συγγραφείς αναφέρουν τους λόγους που επισημαίνουν οι Anderson and Woods (1975) και ευθύνονται για το φαινόμενο αυτό. Τέτοιοι λόγοι είναι: η διαταραχή του δείγματος κατά την προετοιμασία του, οι διαφορές στην εντατική κατάσταση του υλικού του δοκιμίου και του υλικού στην πράξη, η χρήση μη αντιπροσωπευτικών δοκιμίων, τυχόν μακροπρόθεσμες επιδράσεις του χρόνου, και ορισμένα ενδογενή λάθη ή ατέλειες στις δοκιμές εργαστηρίου και πεδίου.

### 2.2.2 Καμπύλη τάσεων – παραμορφώσεων

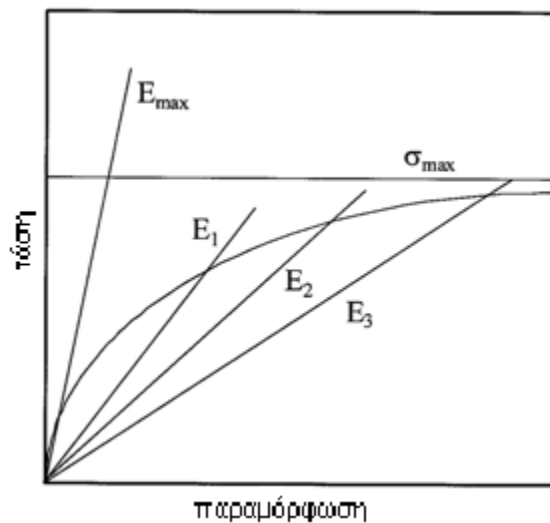
Από την πραγματοποίηση εργαστηριακού ελέγχου σε υλικά οδοστρωσίας, παρατηρείται ότι η σχέση τάσεων – παραμορφώσεων δεν είναι απολύτως γραμμική και το μέτρο ελαστικότητας δεν έχει σταθερή τιμή, όπως συμβαίνει στα ομοιογενή και ισότροπα υλικά. Στη φύση, τα περισσότερα υλικά δεν συμπεριφέρονται πλήρως ελαστικά, όπως συμβαίνει και με τα ασύνδετα υλικά βάσης – υπόβασης (αμμοχάλικα) και τα εδαφικά υλικά, στα οποία η σχέση τάσεως – παραμορφώσεως δεν είναι ευθύγραμμη. Για το λόγο αυτό χρησιμοποιείται το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης που ορίστηκε προηγουμένως.

Με βάση την τυπική μονοτονική καμπύλη τάσεων παραμορφώσεων του σχήματος 2.3, οι Nazarian et al. (1999) διακρίνουν τρεις δείκτες αντοχής. Αυτοί είναι:

- Το αρχικό εφαπτομενικό μέτρο ελαστικότητας κατά Young  $E^{(max)}$  που προκύπτει από την κλίση της εφαπτόμενης της καμπύλης σε πολύ μικρές τιμές της παραμόρφωσης (πρακτικά μηδενικές παραμορφώσεις). Η αντοχή αυτή αντιστοιχεί στη μέγιστη τιμή

του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης για την οποία ισχύει ότι  $M_R^{(max)}=E^{(max)}$ . Οι Bueno et al. (1998) αναφέρουν επίσης την ισχύ της προηγούμενης ισότητας στα χαμηλά επίπεδα παραμόρφωσης, όπου δεν παρατηρούνται ογκομετρικές μεταβολές στο υλικό.

- Το τέμνον μέτρο ελαστικότητας  $E^{(i)}$  που προκύπτει από την κλίση της γραμμής που διέρχεται από την αρχή των αξόνων και από ένα τυχόν σημείο (i) της καμπύλης και αντιπροσωπεύει το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης στη συγκεκριμένη τιμή της παραμόρφωσης.
- Η μέγιστη αντοχή του υλικού (σε όρους τάσεων)  $\sigma^{(max)}$  προτού αστοχήσει.

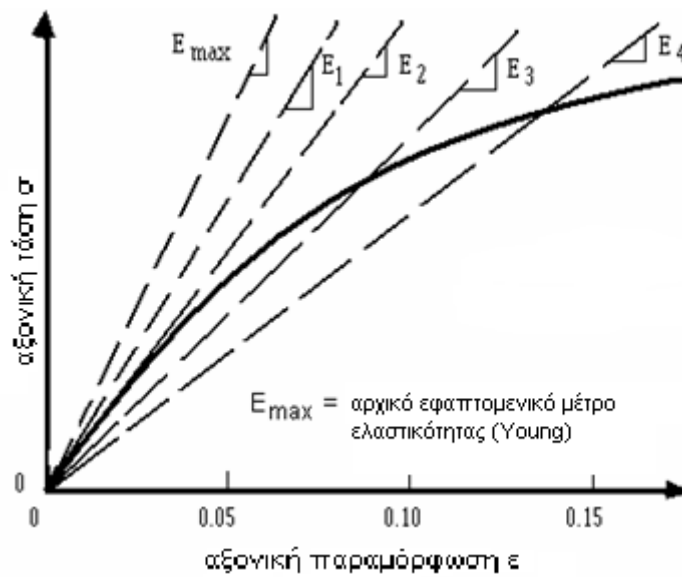


**Σχήμα 2.3:** Σχέση τάσεων – παραμορφώσεων για τυπικά υλικά οδοστρωσίας (Nazarian et al., 1999)

Επιπλέον, οι Nazarian et al. (1996b) αναφέρουν με βάση τους Stokoe II et al. (1988), 4 περιοχές παραμορφώσεων, στις οποίες τα υλικά παρουσιάζουν συγκεκριμένα χαρακτηριστικά. Αυτές οι περιοχές είναι:

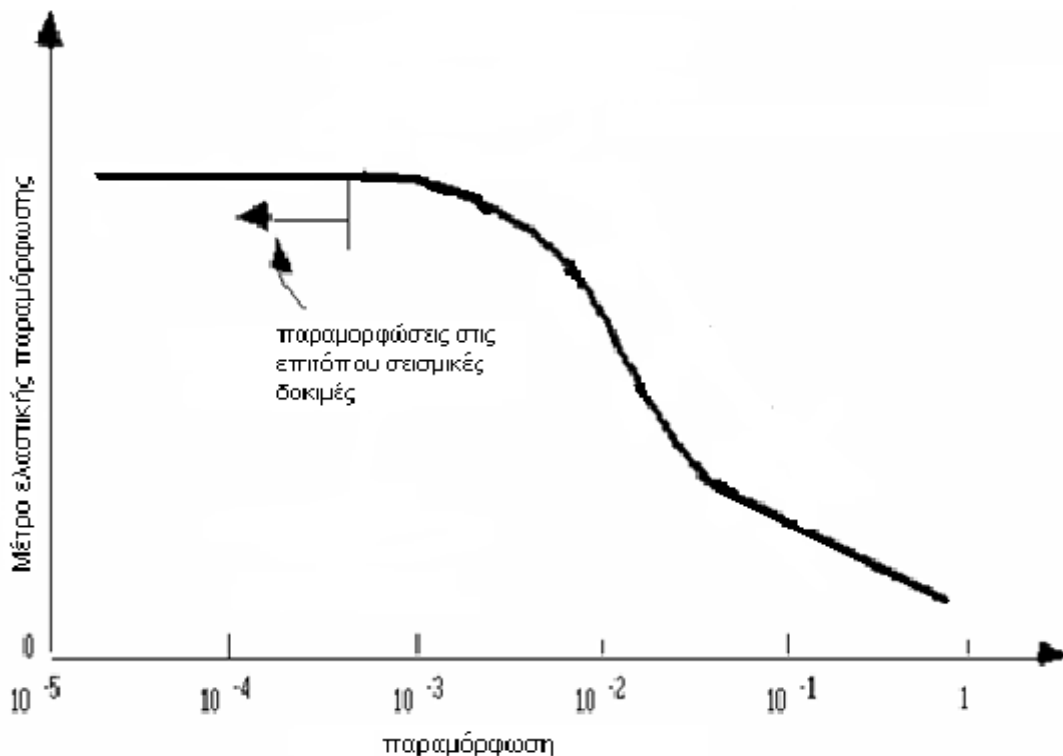
- η χαμηλού εύρους παραμορφώσεων (οι οποίες είναι ελαστικές) και το υλικό παρουσιάζει γραμμική συμπεριφορά,
- η μεσαίου εύρους παραμορφώσεων, με κυρίαρχη τη μη γραμμική ελαστική συμπεριφορά,
- η υψηλού εύρους παραμορφώσεων, με έκδηλη την σημαντική πλαστική παραμόρφωση, και τέλος,
- η περιοχή παραμορφώσεων αστοχίας.

Η καμπύλη του σχήματος 2.4 που εκφράζει τη σχέση τάσεων – παραμορφώσεων ισχύει είτε στην περίπτωση των ορθών τάσεων – ορθών παραμορφώσεων είτε στην περίπτωση διατμητικών τάσεων – διατμητικών παραμορφώσεων.



**Σχήμα 2.4:** Διάγραμμα ορθών τάσεων – ορθών παραμορφώσεων (Bueno et al., 1998)

Εναλλακτικός τρόπος έκφρασης της συμπεριφοράς των υλικών οδοστρωσίας υπό πραγματική φόρτιση, είναι μέσω διαγραμμάτων του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης συναρτήσει των ορθών παραμορφώσεων όπως φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα. Στον οριζόντιο άξονα, οι ορθές παραμορφώσεις είναι εκφρασμένες επί τοις εκατό (%).



**Σχήμα 2.5:** Διάγραμμα μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης – παραμορφώσεων (Bueno et al., 1998)

Αξίζει να σημειωθεί ότι η σχέση  $M_R^{(max)} = E^{(max)}$  που χρησιμοποιήθηκε προηγουμένως για να εξισώσει τη μέγιστη τιμή του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης με το αρχικό εφαπτομενικό μέτρο ελαστικότητας από την καμπύλη τάσεων – παραμορφώσεων, αφορά σε πολύ μικρές



τιμές της παραμόρφωσης, περίπου έως 0,001% ( $=10^{-3}\%$ ). Για τις τιμές αυτές, το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης παραμένει σταθερό και είναι πρακτικά ανεξάρτητο του πλάτους παραμόρφωσης. Σημειώνεται ότι η εφαρμογή σεισμικών μεθόδων (εργαστηριακά και επιτόπου) προκαλεί παραμορφώσεις που κυμαίνονται στο προηγούμενο εύρος. Για τιμές της παραμόρφωσης μεγαλύτερες του 0,001% παρατηρείται απότομη πτώση του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης. Οι Bueno et al. (1998) αναφέρουν ότι στις περιοχές όπου δεν ισχύει  $M_R^{(max)}=E^{(max)}$ , η τιμή του  $M_R$  ενδέχεται να είναι μεγαλύτερη ή μικρότερη της τιμής που υποδεικνύει η καμπύλη, αναλόγως των χαρακτηριστικών ογκομετρικής αλλαγής των εκάστοτε υλικών (πχ σκλήρυνση ή χαλάρωση με την αύξηση της παραμόρφωσης). Η καμπύλη του σχήματος 2.5, ισχύει και για την περίπτωση έκφρασης του μέτρου διάτμησης συναρτήσει των διατμητικών παραμορφώσεων. Όμοια, στις περιοχές χαμηλών διατμητικών παραμορφώσεων, το μέτρο διάτμησης λαμβάνει τη μέγιστη τιμή του ( $G_{max}$ ).

### 2.2.3 Μέγιστο μέτρο διάτμησης ( $G_{max}$ )

Από τους παραπάνω συντελεστές αντοχής χαμηλών παραμορφώσεων ( $E_{max}$ ,  $G_{max}$ ), έχουν αναπτυχθεί πειραματικές σχέσεις για τον προσδιορισμό κυρίως του μέγιστου μέτρου διάτμησης. Η πιο δημοφιλής πειραματική σχέση που χρησιμοποιείται ανεξαρτήτως εάν πρόκειται για χονδρόκοκκα ή λεπτόκοκκα υλικά, είναι η εξής:

$$G_{max} = 625 \cdot F(e) \cdot OCR^k \cdot p_a^{1-n} (\sigma'_m)^n \quad (2.2)$$

όπου:

- $F(e)$ : συνάρτηση του δείκτη κενών (σχετική πυκνότητα). Στους Nazarian et al. (1999) χρησιμοποιείται η σχέση του Hardin (1978) με βάση την οποία ισχύει:

$$F(e) = \frac{1}{0,3+0,7 \cdot e^2} \quad (2.3)$$

Από αυτήν τη σχέση, διαφαίνεται η σημαντική επίδραση της συμπύκνωσης των ασύνδετων και εδαφικών στρώσεων (μείωση λόγου κενών  $e$ ) στην αύξηση της διατμητικής αντοχής (Nazarian et al, 1999).

- $\sigma'_m$ : η μέση ενεργός τάση
- $p_a$ : η ατμοσφαιρική πίεση (1atm=100kPa)
- $n$ : συντελεστής υλικού που για τα χονδρόκοκκα υλικά λαμβάνεται 0,5 (Nazarian et al, 1999)
- OCR: συντελεστής υπέρ-στερεοποίησης (αφορά σε συνεκτικά εδαφικά υλικά)
- $k$ : συντελεστής που σχετίζεται με το δείκτη πλαστικότητας. Λαμβάνεται μικρότερος του 0,2 για την περίπτωση της βάσης και της στρώσης έδρασης (Nazarian et al, 1999).

Οι Nazarian and Stokoe II (1985) αναφέρουν ότι τα κοκκώδη υλικά βάσης και υπόβασης παρουσιάζουν όμοια χαρακτηριστικά με τις φυσικές εδαφικές αποθέσεις. Συνεπώς, όπως συμβαίνει στα εδαφικά υλικά, οι δύο κυριότεροι παράγοντες που επιδρούν στην τιμή του  $G_{max}$ , είναι η μέση ενεργός τάση και ο λόγος κενών (που συνδέεται με την πυκνότητα) (Γκαζέτας, 2007). Οι Bueno et al. (1998) αναφέρουν ότι χαμηλά ποσοστά κενών και υψηλές τιμές της ενεργού τάσης προσδίδουν αυξημένες τιμές στο μέγιστο μέτρο διάτμησης. Άλλοι παράγοντες που επιδρούν στην τιμή του  $G_{max}$  είναι η συγκόλληση των κόκκων  $c$  (στην περίπτωση ύπαρξης συνδετικού υλικού), ο δείκτης πλαστικότητας  $PI$ , ο ρυθμός παραμόρφωσης και ο αριθμός των κύκλων φόρτισης, του οποίου η επιρροή είναι μικρή.

## 2.2.4 Λόγος Poisson ( $\nu$ )

Ο λόγος του Poisson είναι το πηλίκο της πλευρικής (εγκάρσιας) παραμόρφωσης προς την αξονική παραμόρφωση ενός υλικού που υπόκειται σε αξονική φόρτιση. Στην περίπτωση μελέτης υλικών που δεν είναι τελείως ελαστικά, οι παραπάνω παραμορφώσεις αφορούν στις αναίρεσιμες τιμές των μεγεθών. Δηλαδή ισχύει:

$$\nu = \frac{\varepsilon_{rr}}{\varepsilon_{vr}} \quad (2.4)$$

Για τα συνήθη υλικά (εδαφικά ή υλικά κατασκευής) η τιμή του  $\nu$  κυμαίνεται από 0 έως 0,5 (για ένα πλήρως ασυμπίεστο υλικό). Η γνώση της τιμής του λόγου του Poisson είναι σημαντική, καθώς εάν με οποιοδήποτε τρόπο προσδιοριστεί η τιμή του μέγιστου μέτρου διάτμησης  $G_{max}$  (είτε μέσω πειραματικής σχέσης, είτε επιτόπου μέσω της ταχύτητας διάδοσης σεισμικών κυμάτων – βλέπε κεφάλαιο 3), είναι εφικτός ο προσδιορισμός του μέγιστου μέτρου ελαστικότητας  $E_{max}$  μέσω της σχέσης:

$$E_{max} = 2 \cdot G_{max} \cdot (1 + \nu) \quad (2.5)$$

Ωστόσο, για τα υλικά βάσης και υπόβασης, η διαφοροποίηση στις τιμές του λόγου Poisson δεν αποτελεί αιτία σημαντικών υπολογιστικών αβεβαιοτήτων, επομένως η τιμή του λαμβάνεται προσεγγιστικά, σε περίπτωση που δεν είναι διαθέσιμα πειραματικά δεδομένα. Στη βιβλιογραφία, αποδίδονται διάφορες τιμές στο λόγο Poisson για υλικά βάσης – υπόβασης. Οι Nazarian and Stokoe II (1985) αναφέρουν ως σύνηθες, το εύρος τιμών 0,20-0,45, οι Buenos et al. (1998) χρησιμοποίησαν στην έρευνα τους την τιμή 0,25 για τα ασύνδετα υλικά, οι Chen et al. (2001) αναφέρουν την τιμή 0,35 ως τυπική για την περίπτωση βάσης. Τέλος, ο Nazzal (2003) χρησιμοποίησε στη μελέτη του την τιμή 0,35 για μη κατεργασμένα κοκκώδη υλικά βάσης. Επίσης, παραθέτει στην εργασία του τον παρακάτω πίνακα του Haung (1993) που περιέχει ενδεικτικές τιμές του λόγου Poisson για διάφορες κατηγορίες υλικών.

**Πίνακας 2.1:** Προτεινόμενες τιμές του λόγου του Poisson για διάφορες κατηγορίες υλικών (Nazzal, 2003)

Τύπος Υλικού	Εύρος Τιμών	Τυπική Τιμή
Τσιμέντο Σκυροδέματος τύπου Portland	0,15-0,20	0,15
<b>Μη κατεργασμένα Κοκκώδη Υλικά</b>	<b>0,30-0,40</b>	<b>0,35</b>
Κοκκώδη Υλικά κατεργασμένα με Τσιμέντο	0,10-0,20	0,15
Λεπτόκκοκα Υλικά κατεργασμένα με Τσιμέντο	0,15-0,35	0,25
Σταθεροποιημένα Υλικά με Ασβέστη	0,10-0,25	0,20
Μίγμα Ασβέστη - Ιπτάμενης Τέφρας	0,10-0,15	0,15
Πυκνή Άμμος	0,20-0,40	0,35
Λεπτόκκοκα Υλικά	0,30-0,45	0,40
Κορεσμένα Μαλακά Εδάφη	0,40-0,50	0,45

## 2.3 Επιτόπου προσδιορισμός μηχανικής αντοχής υλικών οδοστρωσίας

### 2.3.1 Οφέλη επιτόπου ελέγχου

Αντίθετα από την εργαστηριακή εκτίμηση του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης των υλικών οδοστρωσίας, μέσω των επιτόπου δοκιμών ελέγχεται το υλικό υπό πραγματικές συνθήκες, δηλαδή σε μεγαλύτερη έκταση, υπό ρεαλιστικότερη εντατική κατάσταση, λαμβανομένων υπόψη των περιβαλλοντικών και κλιματολογικών συνθηκών που επικρατούν στο έργο κατά την κατασκευή. Για την ορθή εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας ενός οδοστρώματος είναι απαραίτητη η συλλογή επαρκών στοιχείων ως προς τα επιτόπου μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών των στρώσεων (Λοΐζος, 2012). Οι Yuan et al. (1999) αναφέρουν τον επιτόπου προσδιορισμό της μηχανικής αντοχής ως το πιο σημαντικό στάδιο δομικού ελέγχου σε συστήματα διαχείρισης οδοστρωμάτων. Ο Rosyidi (2009) αναφέρει πώς ο αξιόπιστος προσδιορισμός της δυσκαμψίας του οδοστρώματος επιτόπου, συμβάλλει στην αποτελεσματική διαχείρισή του.

Η αξιολόγηση της κατασκευής του οδοστρώματος μέσω του προσδιορισμού της δυσκαμψίας, εκτός του ότι εξασφαλίζει κατά πόσο η κατασκευαστική διαδικασία πληροί τα κριτήρια του σχεδιασμού, μπορεί να λειτουργήσει και προληπτικά στην περίπτωση που εντοπιστούν ζώνες μειωμένης αντοχής. Δηλαδή «προστατεύει» το φορέα διαχείρισης του έργου από περεταίρω δαπάνες αποκατάστασης δομικών βλαβών των υποκείμενων στρώσεων, όταν αυτές εντοπιστούν μετά την τοποθέτηση των υπερκείμενων ασφαλικών στρώσεων. Επισημαίνεται, ότι ο έλεγχος κατασκευής και η μετέπειτα αναπόφευκτη ανάγκη συντήρησης των οδοστρωμάτων αποτελούν διαχρονικές απαιτήσεις των συστημάτων διαχείρισης. Οι διαδικασίες αυτές όμως, γίνονται ολοένα και πιο δύσκολες, καθώς απαιτούνται διαχειριστικές προτεραιότητες δεδομένων των περιορισμένων ανθρώπινων και

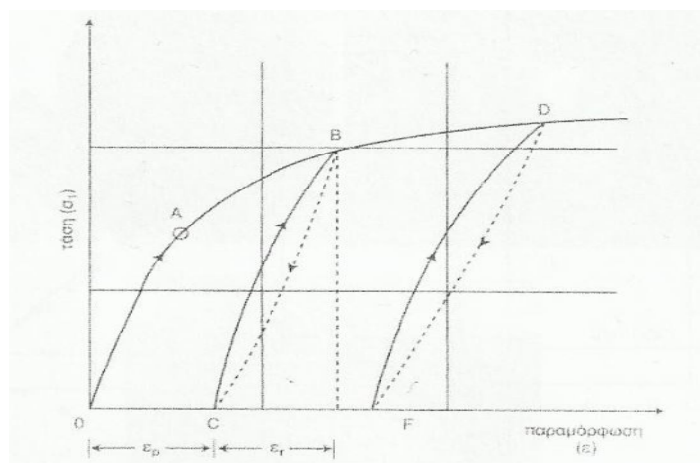
χρηματικών πόρων. Οι Widodo and Rosyidi (2009) κάνουν λόγο για την ανάγκη ύπαρξης μιας οικονομικά αποτελεσματικής και μη καταστρεπτικής μεθόδου, ικανής να εκτιμά με ακρίβεια την επιτόπου μηχανική αντοχή των υλικών οδοστρώσεων.

Μια τέτοια μέθοδος είναι η Φασματική Ανάλυση των Επιφανειακών Κυμάτων (Spectral Analysis of Surface Waves – SASW) για την οποία γίνεται εκτενής αναφορά στα κεφάλαια 3 και 4. Προς το παρόν, ακολουθεί σύντομη περιγραφή των μεθόδων εκτίμησης της αντοχής που αναφέρθηκαν στο εισαγωγικό κεφάλαιο. Οι μέθοδοι αυτές χρησιμοποιούνται συνήθως σε ελέγχους που πραγματοποιούνται κατά τη φάση κατασκευής του οδοστρώματος, ενώ είναι απαραίτητες κατάλληλες τομές προκειμένου να εφαρμοστούν σε κατασκευασμένο οδόστρωμα (Λοΐζος, 2012).

## 2.3.2 Μέθοδοι εκτίμησης αντοχής επιτόπου

### 2.3.2.1 Δοκιμή φορτιζόμενης πλάκας

Η δοκιμή της φορτιζόμενης πλάκας (Plate Loading Test – PLT) χρησιμοποιείται για τον καθορισμό της φέρουσας ικανότητας κυρίως του εδάφους κατά την κατασκευή (Λοΐζος, 2012). Η δοκιμή πραγματοποιείται, με εφαρμογή συγκεκριμένης δύναμης επί κυκλικής πλάκας που ακουμπά στην επιφάνεια των εδαφικών (ή ασύνδετων) στρώσεων, μετρώντας την κατακόρυφη υποχώρηση που προκαλείται. Με την ολοκλήρωση του πρώτου κύκλου φόρτισης πραγματοποιείται αποφόρτιση και επανάληψη των κύκλων φόρτισης. Η σχέση τάσεων – παραμορφώσεων είναι καμπυλόγραμμη (σχήμα 2.6), γεγονός που επαληθεύει τη μη γραμμική συμπεριφορά του υλικού.



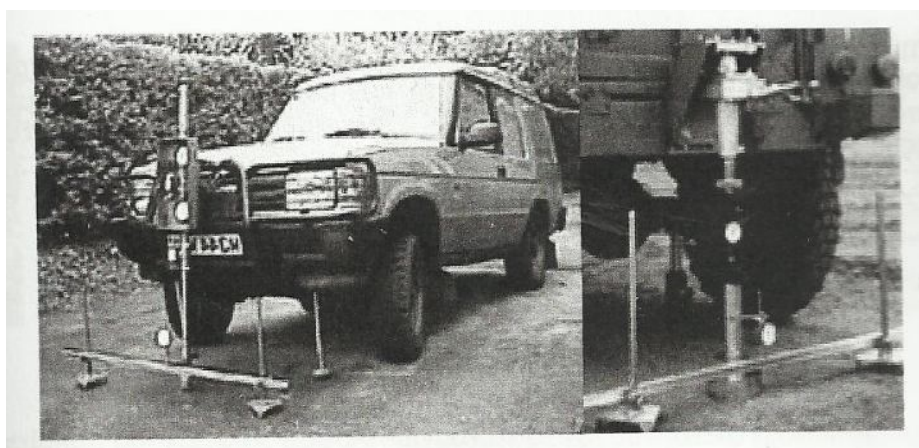
**Σχήμα 2.6:** Τυπικό διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων από τη δοκιμή φορτιζόμενης πλάκας (Λοΐζος, 2012)

Με την αποφόρτιση δεν ανακτάται πλήρως η προκαλούμενη παραμόρφωση, παρά μόνο μέρος αυτής (η αναστρέψιμη παραμόρφωση  $\epsilon_r$ ). Η υπόλοιπη παραμόρφωση ( $\epsilon_p$ ) αντιστοιχεί στην παραμένουσα πλαστική παραμόρφωση. Ο Λοΐζος (2012) αναφέρει πώς το μέτρο

ελαστικής παραμόρφωσης που χρησιμοποιείται στην Ελλάδα μέσω αυτής της δοκιμής και είναι αντιπροσωπευτικό της φέρουσας ικανότητας της στρώσης, είναι το μέτρο παραμόρφωσης του δεύτερου κύκλου φόρτισης. Ο Nazzal (2003) αναφέρει ως ελάχιστη τιμή για το μέτρο παραμόρφωσης του δεύτερου κύκλου φόρτισης τα 45 MPa στην επιφάνεια της στρώσης έδρασης και τα 120-150 MPa στην επιφάνεια της υπόβασης.

### **2.3.2.2 Καλιφορνιακός δείκτης CBR**

Η δοκιμή προσδιορισμού του Καλιφορνιακού δείκτη επιτόπου (εικόνα 2.2) παρουσιάζει κοινά στοιχεία με την αντίστοιχη εργαστηριακή δοκιμή (Newcomb and Birgisson, 1999). Οι συγγραφείς παραπέμπουν στην οδηγία ASTM D4429 για αναλυτική περιγραφή της μεθόδου. Ο επιτόπου δείκτης CBR είναι (όμοια με την εργαστηριακή δοκιμή) ο λόγος της δύναμης η οποία προκαλεί συγκεκριμένη διείσδυση του εμβόλου επί της στρώσης (κυρίως της στρώσης έδρασης) κατά συγκεκριμένο βάθος, προς τη δύναμη που απαιτείται για το ίδιο βάθος διείσδυσης ενός πρότυπου υλικού (Λοΐζος, 2012). Αντί για λόγο δυνάμεων, μπορεί να χρησιμοποιηθεί και ο λόγος τάσεων.

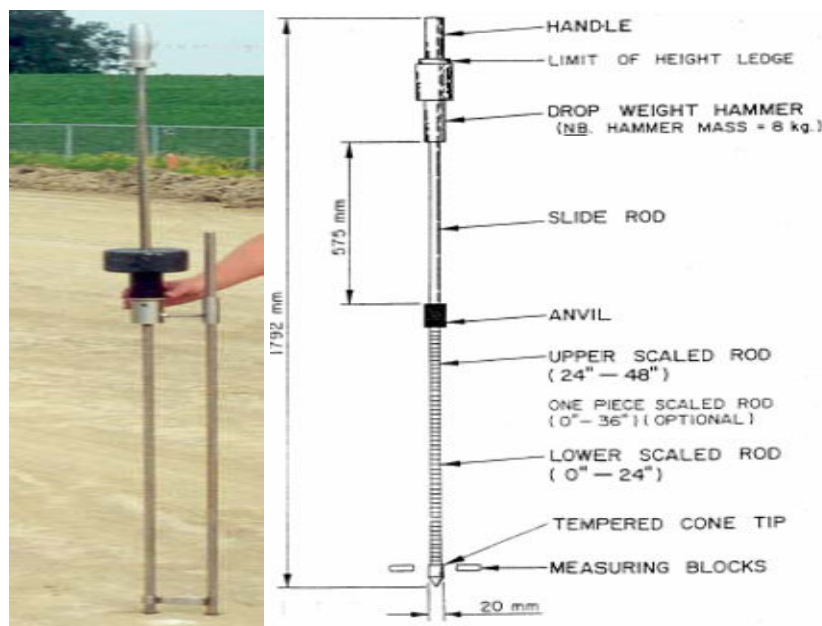


**Εικόνα 2.2:** Προσδιορισμός CBR υλικού επιτόπου (Λοΐζος, 2012)

Λόγω της πολυετούς εμπειρίας στη χρήση του δείκτη CBR στην αξιολόγηση οδοστρωμάτων σε σύγκριση με άλλες μεθόδους, παραμένει η ανάγκη τα αποτελέσματα άλλων μεθόδων να μπορούν να συσχετισθούν με το δείκτη CBR, προκειμένου να αξιολογηθεί η αποτελεσματικότητά τους και να προκριθεί (ή όχι) η ενδεχόμενη χρήση τους. Σε επόμενο κεφάλαιο, θα παρουσιαστούν συσχετίσεις μεταξύ του δείκτη CBR με τη μέθοδο SASW.

### 2.3.2.3 Δυναμικό πενετρόμετρο κώνου

Ο Nazzal (2003) αναφέρει ότι το δυναμικό πενετρόμετρο κώνου (Dynamic Cone Penetration – DCP) αναπτύχθηκε για πρώτη φορά στη Βόρεια Αφρική το 1956, για τον επιτόπου χαρακτηρισμό των οδοστρωμάτων. Χρησιμοποιείται για την εκτίμηση της μηχανικής αντοχής και του πάχους των ασύνδετων στρώσεων, καθώς και για τον έλεγχο της συμπυκνωμένης στρώσης (Newcomb and Birgisson, 1999). Συνεπώς αποτελεί αξιόλογο εργαλείο για έλεγχο και διασφάλιση ποιότητας της κατασκευής.



Εικόνα 2.3: Δυναμικό πενετρόμετρο κώνου (Nazzal, 2003)

Η διαδικασία της δοκιμής (εικόνα 2.3) συνίσταται στην πτώση συγκεκριμένου φορτίου επί ενός εμβόλου που καταλήγει στον κώνο διείδυσης (Λοΐζος 2012). Το βάθος του κώνου διείδυσης μετριέται μετά από συγκεκριμένο αριθμό πτώσεων του βάρους (πχ ανά 5 πτώσεις) και η διατμητική αντοχή εκφράζεται μέσω του δείκτη DCP σε mm/blow (χιλιοστά ανά κύκλο). Σημειώνεται, ότι έχουν αναπτυχθεί διάφορες εμπειρικές σχέσεις συσχέτισμού του δείκτη DCP με τις τιμές του δείκτη CBR.

### 2.3.2.4 Παραμορφωσίμετρο πίπτοντος ελαφρού βάρους

Πρόκειται για μια δοκιμή που αναπτύχθηκε στη Γερμανία ως εναλλακτική της δοκιμής της φορτιζόμενης πλάκας (Nazzal, 2003). Χρησιμοποιείται για την εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας των υπό κατασκευή εδαφικών και ασύνδετων στρώσεων όταν πραγματοποιείται τμηματική παραλαβή της γεωτεχνικής υποδομής ή των ασύνδετων στρώσεων αντίστοιχα. Το παραμορφωσίμετρο πίπτοντος ελαφρού βάρους (Light Falling Weight Deflectometer – LFWD) είναι φορητό και εύκολο στη χρήση (συνολικό βάρος περί τα 26 kg).

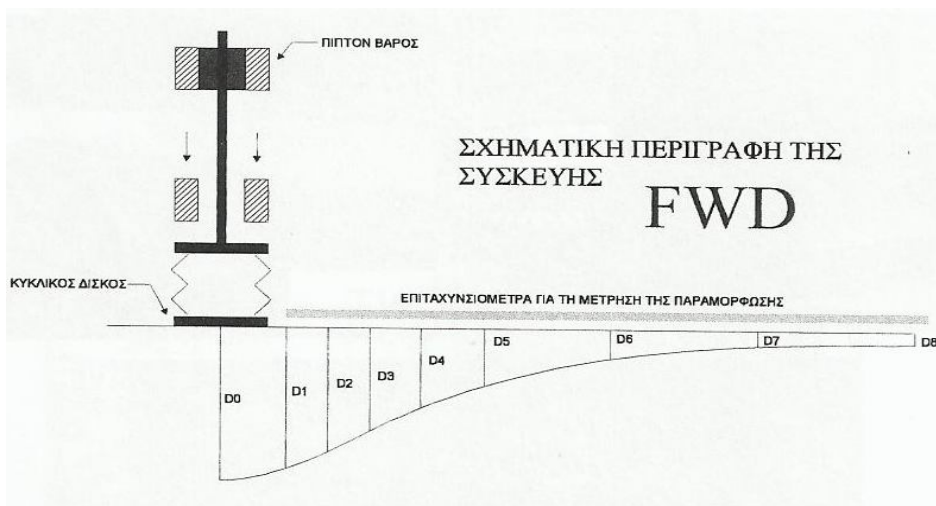


**Εικόνα 2.4:** Παραμορφωσίμετρο πίπτοντος ελαφρού βάρους LFWD (Nazzal, 2003)

Η βασική διαφοροποίησή του από τη δοκιμή της φορτιζόμενης πλάκας είναι η φύση του επιβαλλόμενου φορτίου, που από στατική μετατρέπεται σε ψευδοδυναμική (Λοΐζος, 2012). Η δοκιμή βασίζεται στην πτώση μάζας 10 kg από γνωστό ύψος και στη δημιουργία παλμικής φόρτισης που μεταβιβάζεται στην επιφάνεια των στρώσεων μέσω μιας μεταλλικής πλάκας (εικόνα 2.4). Αυτόματα μετά από κάθε πτώση, εμφανίζονται στην οθόνη του συστήματος, η προκαλούμενη υποχώρηση της επιφάνειας της στρώσης, η τιμή της ελαστικής υποχώρησης (δηλαδή της αναιρέσιμης), η διάρκεια της προκαλούμενης παλμικής φόρτισης και υπολογίζεται απευθείας μέσω του ενσωματωμένου λογισμικού το μέτρο ελαστικότητας Young (Rao et al., 2008).

### **2.3.2.5 Παραμορφωσίμετρο πίπτοντος βάρους**

Πρόκειται για το πλέον εξελιγμένο σύστημα καταγραφής της φέρουσας ικανότητας στην πράξη (Λοΐζος, 2012) το οποίο προσομοιώνει συνθήκες δυναμικής καταπόνησης στην επιφάνεια της στρώσης που εφαρμόζεται. Η λειτουργία του παραμορφωσίμετρου πίπτοντος βάρους (Falling Weight Deflectometer – FWD) συνίσταται στην πτώση μάζας από γνωστό ύψος και τη δημιουργία παλμικής φόρτισης που παρουσιάζει ψευδοδυναμική μορφή. Η διαφορά του από το LFWD, είναι η μέτρηση των ελαστικών υποχωρήσεων σε παραπάνω από ένα σημείο (δηλαδή όχι μόνο στο σημείο επιβολής της φόρτισης) με σκοπό την εκτίμηση της μεταβολής της αντοχής με το βάθος. Ένα τυπικό προφίλ των μετρούμενων ελαστικών υποχωρήσεων απεικονίζεται στο σχήμα 2.7.



**Σχήμα 2.7:** Σκαρίφημα μέτρησης με το σύστημα FWD (Λοΐζος, 2012)

Οι ελαστικές υποχωρήσεις που μετρούνται από τα γεώφωνα του συστήματος FWD αποτελούν δεδομένα εισόδου σε μια διαδικασία ανάστροφης επαναληπτικής διαδικασίας που πραγματοποιείται προκειμένου να εκτιμηθεί η δυσκαμψία ( $E_{FWD}$ ) των στρώσεων που ελέγχουμε. Για την πραγματοποίηση του ανάστροφου υπολογισμού είναι απαραίτητες και άλλες πληροφορίες, όπως πχ. τα πάχη των στρώσεων και η θερμοκρασία.



**Εικόνα 2.5:** Σύστημα καταγραφής FWD του ΕΜΠ

Πρέπει να σημειωθεί ωστόσο, ότι όπως επισημαίνουν οι Chen et al. (2001), η χρήση του FWD ενδείκνυται για εφαρμογή σε ολοκληρωμένο οδόστρωμα, δηλαδή μετά την τοποθέτηση των ασφαλτικών στρώσεων. Επιπλέον, ο Nazzal (2003) αναφερόμενος στους Gurp et al. (2000), επισημαίνει ότι υπάρχει ελάχιστη εμπειρία εφαρμογής του συστήματος FWD στην αξιολόγηση βάσεων – υποβάσεων και στρώσεων έδρασης.



### 2.3.3 Παράγοντες επίδρασης στην αντοχή ασύνδετων υλικών επιτόπου

Είναι γνωστή η θεμελιώδης απαίτηση των υλικών βάσης και υπόβασης να μεγιστοποιούν την αντίσταση στις μετακινήσεις των κόκκων τους, με άμεση συνέπεια τις μειωμένες μόνιμες παραμορφώσεις. Στην παρούσα ενότητα παρουσιάζονται ορισμένα επιτόπου χαρακτηριστικά των υλικών, τα οποία καθορίζουν σε μεγάλο βαθμό την τιμή της αντοχής, όταν πραγματοποιείται επιτόπου προσδιορισμός της. Ορισμένα από αυτά είναι τα κοκκομετρικά χαρακτηριστικά του υλικού, η επιτευχθείσα συμπύκνωσή του και η επιρροή κλιματολογικών συνθηκών (υγρασία). Η γνώση τους μαζί με την εκτίμηση της αντοχής συνθέτουν μια πλήρη εικόνα της συμπεριφοράς των μιγμάτων των υλικών που χρησιμοποιούνται στο έργο.

Οι Ke et al. (2002) αναφέρουν ότι με βάση την κοκκοδιαβάθμιση και την πλαστικότητα τους (εκφραζόμενη μέσω των ορίων Atterberg) τα υλικά βάσης χωρίζονται σε λεπτόκοκκα και χονδρόκοκκα. Υπενθυμίζεται ότι ως χονδρόκοκκο νοείται το υλικό που συγκρατείται από το αμερικανικό κόσκινο Νο 4 τετραγωνικής οπής (με άνοιγμα βροχίδας 4,76 mm), ενώ το διερχόμενο υλικό από το ίδιο κόσκινο ονομάζεται λεπτόκοκκο. Οι Nazarian et al. (1996a) βασιζόμενοι στους Hicks and Monismith (1981) και στον Thompson (1989), αναφέρουν ότι στα μερικώς θραυστά αδρανή, η αύξηση του ποσοστού του λεπτόκοκκου υλικού επιφέρει μείωση στην αντοχή τους, ενώ αύξηση στην αντοχή των πλήρως θραυστών. Επίσης αναφέρουν ότι για δεδομένη κοκκομετρία, η ύπαρξη θραυστών αδρανών επιφέρει αύξηση στην αντοχή. Αντιθέτως, παραπλήσιες δυσκαμψίες αποδίδουν οι Allen et al. (1998) στα θραυστά και άθραυστα αδρανή παρόμοιας κοκκοδιαβάθμισης. Οι Li et al. (2010) βασιζόμενοι στον Barksdale (1991) αναφέρουν ότι η αύξηση του πλέον λεπτόκοκκου υλικού (δηλαδή του διερχόμενου από το κόσκινο Νο 200, που αντιστοιχεί στην παιπάλη και έχει διαστάσεις κόκκων λύος και αργίλου), μειώνει την αντίσταση του αμμοχάλικου στη μόνιμη παραμόρφωση, καθώς επιφέρει διόγκωσή του. Ο έλεγχος του ποσοστού παιπάλης γίνεται εργαστηριακά με τη δοκιμή προσδιορισμού του ισοδύναμου άμμου.

Στους Allen et al. (1998), επισημαίνεται ότι το σχήμα των αδρανών (μορφή κόκκων), επηρεάζει τις επιφάνειες τριβής, συνεπώς δίνεται ιδιαίτερη μέριμνα κατά τη θραύση των αδρανών η οποία καθορίζει και τη τελική μορφή τους. Ο Λοΐζος (2012) αναφέρει ότι οι κόκκοι πλακοειδούς μορφής των θραυστών αδρανών είναι καλύτεροι (ως προς την αντοχή) από τους κυβοειδείς και σφαιρικούς κόκκους. Το είδος του αδρανούς διαφοροποιεί τη συνολική συμπεριφορά του μίγματος. Τα σκληρά και γωνιώδη αδρανή με τραχεία επιφάνεια προσδίδουν αυξημένη διατμητική αντοχή στη στρώση σε σχέση με τα μαλακότερα στρογγυλεμένα αδρανή (πχ. συλλεκτά από ποτάμι).

Όσον αφορά την επιρροή του βαθμού συμπύκνωσης (εκφρασμένου μέσω της επιτόπου πυκνότητας), σημειώνεται ότι επέρχεται αύξηση στην τιμή της εκτιμώμενης ελαστικής αντοχής καθώς το ποσοστό του βαθμού συμπύκνωσης αυξάνει (Allen et al., 1998). Η

επίτευξη αυξημένης πυκνότητας απαιτεί μια ομοιόμορφη κοκκομετρική διαβάθμιση, με κατά το δυνατόν ελάχιστο ποσοστό κενών, που θα καταστήσει εύκολη τη συμπύκνωση του μίγματος. Η αυξημένη πυκνότητα των ασύνδετων υλικών αυξάνει την επιφάνεια επαφής, επομένως μειώνονται οι παραμένουσες πλαστικές παραμορφώσεις (υποχωρήσεις). Κατά την κατασκευή, δίδεται ιδιαίτερη προσοχή στη μεταφορά και διάσπρωση του υλικού προκειμένου να αποφευχθεί ο διαχωρισμός των κόκκων. Ο Λοΐζος (2012) αναφέρει ότι η διάσπρωση πρέπει να γίνεται με διαστρωτικό μηχάνημα (finisher) και όχι με επιπεδωτήρα (grader). Στην πράξη, θεωρούμε ότι η μέγιστη συμπύκνωση επιτυγχάνεται μόλις η ξηρή πυκνότητα λάβει το 92-98% της πυκνότητας που προκύπτει εργαστηριακά κατά Proctor. Για το λόγο αυτό, μόλις το επιτόπου ξηρό φαινόμενο βάρος θεωρηθεί επαρκές, η επιρροή του βαθμού συμπύκνωσης μειώνεται σημαντικά σε σχέση με άλλους κυρίαρχους παράγοντες (όπως είναι η εντατική κατάσταση).

Σχετικά με την περιεχόμενη υγρασία, η συμπεριφορά των υλικών πρέπει να ελέγχεται σε περιεκτικότητες υγρασίας που πρόκειται να επικρατήσουν μετά την κατασκευή του οδοστρώματος ή ακόμη δυσμενέστερες δηλαδή σε κατάσταση κορεσμού (Λοΐζος, 2012). Οι Yuan and Nazarian (2003) αναφέρουν ότι η μέγιστη αντοχή επιτόπου, επιτυγχάνεται σε υγρασία μικρότερη της βέλτιστης (η οποία προσδιορίζεται εργαστηριακά) υπό σταθερή ενέργεια συμπύκνωσης. Η διαφορά στις δύο περιεκτικότητες υγρασίας εξαρτάται από το ποσοστό του λεπτόκοκκου υλικού στο μίγμα. Ωστόσο, οι συγγραφείς καταλήγουν ότι ανεξαρτήτως του είδους του υλικού, η προοδευτική αύξηση της περιεχόμενης υγρασίας καθιστά αναπόφευκτη τη μείωση της αντοχής και προτείνουν την προσαρμογή των εποχιακών μεταβολών της υγρασίας στην εκτίμηση της αντοχής των ασύνδετων στρώσεων, μέσω της μέτρησης της υγρασίας σε τακτά χρονικά διαστήματα. Οι Allen et al. (1998) αναφέρουν ότι η περιεχόμενη υγρασία επηρεάζει την ικανότητα επίτευξης του επιθυμητού βαθμού συμπύκνωσης, καθώς και την αντοχή του τελικώς συμπυκνωμένου υλικού. Μεταβολές της τάξης του 2,2% ενδέχεται να επιφέρουν σημαντικές μεταβολές στην αντοχή, παρόλο που οι μεταβολές στην πυκνότητα παραμένουν αμελητέες.

Τέλος, οι Li et al. (2010) αναφέρουν τα βασικά συμπεράσματα των Simonsen et al. (2002) σχετικά με την επίδραση του κύκλου ψύξης – απόψυξης, τα οποία είναι η σημαντική απώλεια αντοχής κατά τη διάρκεια τήξης του πάγου (λόγω αύξησης υγρασίας), και η σταδιακή ανάκτησή της κατά τη φάση στράγγισης. Ομοίως, ογκομετρικές αλλαγές παρουσιάζουν τα αδρανή και κατά τους κύκλους θέρμανσης. Για το λόγο αυτό πραγματοποιούνται δοκιμές υγείας στα πετρώματα των αδρανών, προκειμένου να ελέγχεται η ευαισθησία τους στις περιβαλλοντικές κλιματολογικές συνθήκες.

## 3. ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΑ ΚΥΜΑΤΑ

### 3.1 Γενικά

Βασικό σημείο στην κατανόηση της φιλοσοφίας της μεθόδου της Φασματικής Ανάλυσης Επιφανειακών Κυμάτων (Spectral Analysis of Surface Waves – SASW), αποτελούν τα επιφανειακά κύματα και τα χαρακτηριστικά διάδοσής τους. Η έννοια ενός κύματος υφίσταται με την ύπαρξη ενός μέσου στο οποίο θα μπορεί να διαδοθεί. Στο συνεχές μέσο, δύο μόνο είδη κυμάτων μπορούν να δημιουργηθούν και να υπάρξουν πρωτογενώς (Γκαζέτας, 2007). Αυτά είναι, πρώτον, τα διαμήκη κύματα (ή διαστολικά, ή κύματα-P), και δεύτερον, τα εγκάρσια κύματα (ή διατμητικά κύματα, ή κύματα-S). Τα διαμήκη και εγκάρσια κύματα ονομάζονται κύρια κύματα χώρου (body waves).

Τα υπόλοιπα είδη ελαστικών κυμάτων (πχ τα επιφανειακά κύματα – surface waves) δημιουργούνται από αλληλεπιδράσεις και συνδυασμούς κυμάτων P και S, όταν υπάρχουν σύνορα τα οποία επιβάλλουν περιορισμούς στο συνεχές μέσο, οπότε το σύστημα μελέτης λαμβάνει τη μορφή ενός ημίχωρου ή ενός πολυστρωματικού μέσου. Τέτοια περίπτωση αποτελεί το οδόστρωμα, εφόσον κατά την κατακόρυφη έννοια αποτελείται από ετερογενείς στρώσεις. Τα κύματα που μελετώνται σε αυτήν την περίπτωση, είναι τα επιφανειακά κύματα Rayleigh τα οποία διαδίδονται σε βάθη κοντά στην επιφάνεια του οδοστρώματος.

Κάθε είδος κύματος διακρίνεται από την κίνηση των σωματιδίων του μέσου όπου διαδίδεται, καθώς και την ταχύτητα με την οποία διαδίδεται. Ειδικότερα η ταχύτητα με την οποία διαδίδεται ένα σεισμικό κύμα στο μέσο σχετίζεται ευθέως με τις ελαστικές ιδιότητες (δυσκαμψία) του υλικού (Dennis and Bennett, 2005).

Στη συνέχεια, γίνεται αναφορά στα βασικά χαρακτηριστικά των σεισμικών κυμάτων, περιγράφεται το φαινόμενο της διασποράς των επιφανειακών κυμάτων που αποτελεί την πεμπτούσια της μεθόδου SASW. Επιπλέον, γίνεται μια ιστορική ανασκόπηση στη χρήση των επιφανειακών κυμάτων σε οδοστρώματα.

### 3.2 Μελέτη σεισμικών κυμάτων

#### 3.2.1 Κύρια κύματα χώρου

Στα διαμήκη κύματα, η ταλάντωση των σωματιδίων βασίζεται σε μια κίνηση εμπρός – πίσω σε σχέση με τη θέση ισορροπίας τους. Δηλαδή, η κατεύθυνση διάδοσης του κύματος είναι ίδια με την κατεύθυνση κίνησης των σωματιδίων. Η ταχύτητα τους ( $V_p$ ) είναι μεγαλύτερη από των εγκαρσίων κυμάτων ( $V_s$ ), επομένως η άφιξη τους σε ένα σημείο – δέκτη γίνεται νωρίτερα από την άφιξη οποιουδήποτε άλλου κύματος. Για το λόγο αυτό τα κύματα P είναι

γνωστά και ως πρωταρχικά κύματα (primary waves). Μπορούν να διαδοθούν σε όλα τα σώματα (στερεά, υγρά, αέρια).

Στα εγκάρσια κύματα, η κίνηση των σωματιδίων του μέσου πραγματοποιείται κάθετα στη διεύθυνση διάδοσης του κύματος. Η ταχύτητα διάδοσής τους είναι μικρότερη από αυτήν των διαμηκών κυμάτων, οπότε κατά αντιστοιχία με τα κύματα P, τα κύματα S λέγονται και δευτερεύοντα κύματα (secondary waves). Η διάδοση των εγκάρσιων κυμάτων γίνεται σε υλικά που έχουν στοιχειώδη διατμητική αντοχή (στερεά σώματα), άρα υπό φυσιολογικές συνθήκες δε διαδίδονται σε υγρά και αέρια σώματα (Dennis and Bennett, 2005).

Οι ταχύτητες διάδοσης ενός P-κύματος και ενός S-κύματος (εκφρασμένες σε m/s) δίνονται από τις σχέσεις:

$$V_P = \sqrt{\frac{\lambda + 2 \cdot G}{\rho}} \quad (3.1)$$

$$V_S = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (3.2)$$

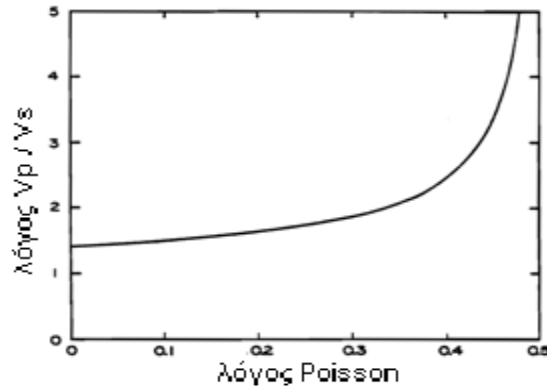
Όπου:

- $\rho$ : η πυκνότητα του μέσου σε  $\text{kg/m}^3$
- $\lambda = \frac{\nu \cdot E}{(1 + \nu) \cdot (1 - 2 \cdot \nu)}$ , η σταθερά του Lamé, όπου  $\nu$  ο λόγος του Poisson και  $E$  το μέτρο ελαστικότητας κατά Young σε  $\text{N/m}^2$
- $G$ : μέτρο διάτμησης σε  $\text{N/m}^2$

Οι δύο ταχύτητες συνδέονται μεταξύ τους για ένα ιστροπικό και ομογενές μέσο με το λόγο Poisson όπως φαίνεται στο σχήμα 3.1. Η τιμή του λόγου ταχυτήτων υπολογίζεται ως εξής:

$$\frac{V_P}{V_S} = \sqrt{\frac{1 - 2 \cdot \nu}{2 \cdot (1 - \nu)}} \quad (3.3)$$

Η τιμή του λόγου  $V_P/V_S$ , όπως προκύπτει και από το σχήμα 3.1, αυξάνει για μεγαλύτερες τιμές του λόγου του Poisson. Οι Dennis and Bennett (2005) με αναφορά στους Nazarian and Stokoe II (1984) επιβεβαιώνουν πως ένα P-κύμα πάντα διαδίδεται ταχύτερα από ένα S-κύμα για τιμές του λόγου Poisson των πραγματικών υλικών από 0 έως 0,5.



**Σχήμα 3.1:** Σχέση μεταξύ των ταχυτήτων  $V_s$ ,  $V_p$  και του λόγου Poisson (Nazarian and Stokoe II, 1986)

Με βάση την ελαστική κυματική θεωρία υπάρχει άμεση συσχέτιση μεταξύ του ρυθμού που ένα σεισμικό κύμα διαπερνά ένα μέσο και της ελαστικής αντοχής του μέσου (Dennis and Bennett, 2005). Εάν δηλαδή γνωρίζουμε την ταχύτητα διάδοσης ενός κύματος σε ένα μέσο, μπορούμε να υπολογίσουμε τις ελαστικές ιδιότητες του. Συγκεκριμένα, υψηλή ταχύτητα διάδοσης υποδηλώνει υψηλή δυσκαμψία. Η πιο γνωστή και συχνά χρησιμοποιούμενη σχέση μεταξύ ταχύτητας κύματος και ελαστικής σταθεράς, είναι αυτή μεταξύ της ταχύτητας του διατμητικού κύματος ( $V_s$ ) και του μέτρου διάτμησης ( $G$ ). Εάν με κάποια σεισμική μέθοδο μετρηθεί η ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων  $V_s$ , τότε ο υπολογισμός των ελαστικών σταθερών (μέτρο διάτμησης  $G$  και μέτρο ελαστικότητας  $E$ ) γίνεται μέσω των παρακάτω σχέσεων:

$$G = \rho \cdot V_s^2 \quad (3.4)$$

$$E = 2 \cdot G \cdot (1 + \nu) \quad (3.5)$$

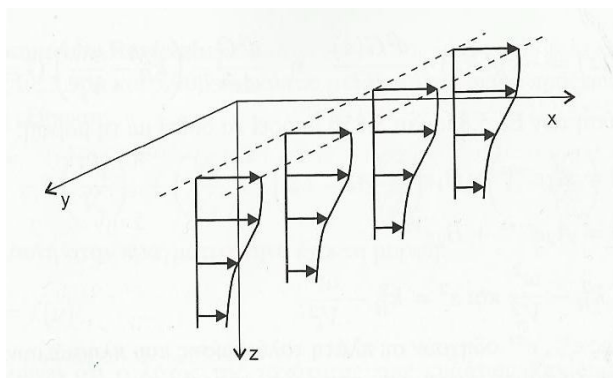
### 3.2.2 Επιφανειακά κύματα

#### 3.2.2.1 Χαρακτηριστικά κυμάτων Rayleigh

Υπάρχουν δύο είδη επιφανειακών κυμάτων: τα κύματα Rayleigh και τα κύματα Love. Τα επιφανειακά κύματα που σχετίζονται με τη μέθοδο SASW είναι τα επιφανειακά κύματα Rayleigh (κύματα R). Τα επιφανειακά κύματα είναι αποτέλεσμα σύνθετων αλληλεπιδράσεων μεταξύ των P και S κυμάτων λόγω μιας διαταραχής (πχ παλμική φόρτιση) που συμβαίνει στην ελεύθερη επιφάνεια ενός ημίχωρου. Συνεπώς, διαδίδονται κατά μήκος της επιφάνειας του ημίχωρου, όπως υπονοεί εξάλλου και η ορολογία τους.

Ομοίως με τα κύματα S και P, ένα R-κύμα χαρακτηρίζεται τόσο από την κίνηση των σωματιδίων του μέσου διάδοσης, όσο και από την ταχύτητα διάδοσης. Θεωρούμε τη διάδοση επίπεδων κυμάτων που ταξιδεύουν στη διεύθυνση x χωρίς καμία μετακίνηση

υλικού κατά τη διεύθυνση  $y$ . Στο σχήμα 3.2 φαίνεται η ταλάντωση των υλικών σημείων, η οποία συμβαίνει μόνο στο κατακόρυφο επίπεδο  $x$ - $z$ . (Πιτιλάκης, 2010).

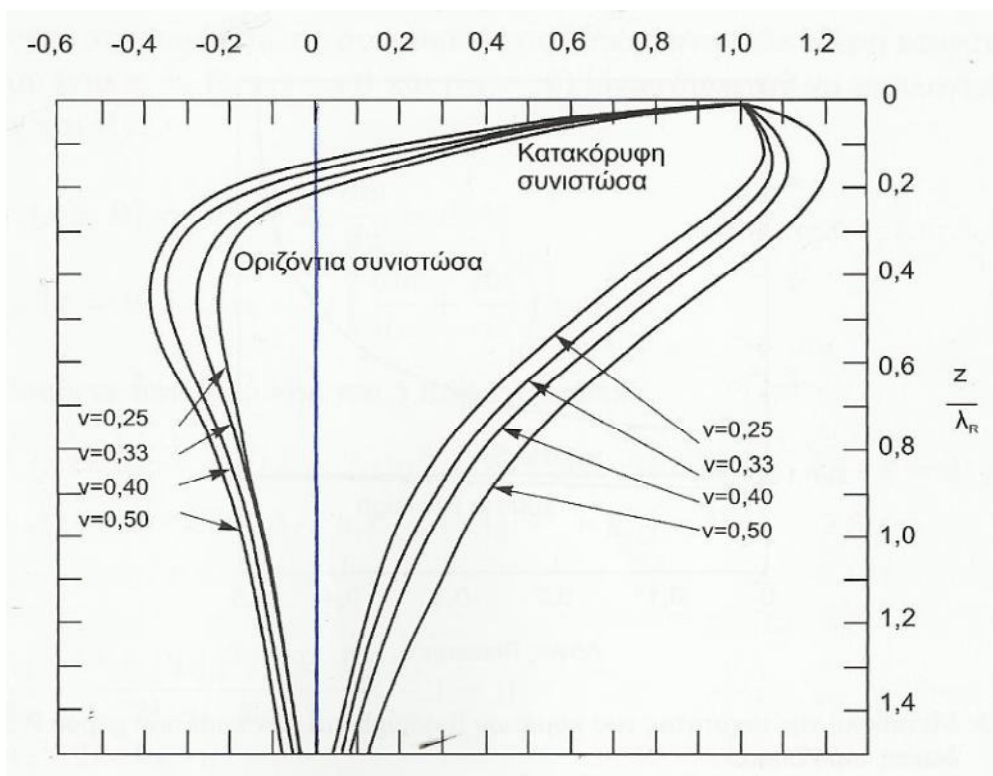


**Σχήμα 3.2:** Κατεύθυνση διάδοσης και κίνησης σωματιδίων λόγω ενός R-κύματος (Πιτιλάκης, 2010)

Η μετακίνηση που επιβάλλουν τα επιφανειακά κύματα έχει δύο συνιστώσες, την οριζόντια και την κατακόρυφη, που έχουν διαφορά φάσης  $90^\circ$  (όταν μηδενίζεται η οριζόντια, η κατακόρυφη μεγιστοποιείται). Το πλάτος της κατακόρυφης μετακίνησης είναι πολύ μεγαλύτερο από αυτό της οριζόντιας, αλλά και οι δύο συνιστώσες μετακίνησης έχουν την ίδια ταχύτητα  $V_R$ . Οι δύο μετακινήσεις εξασθενούν με διαφορετικές εκθετικές συναρτήσεις με το βάθος (Dennis and Bennett 2005, Πιτιλάκης 2010). Ωστόσο, σε βάθος περίπου ίσο με 1,5 φορές το μήκος κύματος, οι τιμές και των δύο μετακινήσεων είναι ίσες με το 10% των τιμών που παρατηρούνται στην επιφάνεια (Nazarian and Stokoe II 1983, Nazarian and Stokoe II 1986, Dennis and Bennett, 2005). Ο Πιτιλάκης (2010) αναφέρει επίσης, ότι το μέγιστο βάθος εμφάνισης επιφανειακών κυμάτων είναι περίπου 1,5 $\lambda$ . Οι ιδιότητες του μέσου κάτω από το όριο αυτό, δεν επηρεάζονται από το κύμα R, σε αντίθεση με τα βάθη από  $1/3\lambda$  έως  $1/2\lambda$ , όπου παρατηρούνται οι μεγαλύτερες τιμές της μετακίνησης (σχήμα 3.3).

Γι' αυτό και αρκετοί ερευνητές (Nazarian and Stokoe II 1985, Dennis and Bennett 2005, κα...) προκειμένου να συσχετίσουν τα μετρούμενα, με τη μέθοδο SASW, μήκη κύματος με τα βάθη στα οποία αντιστοιχεί η εξαγόμενη πληροφορία, χρησιμοποιούν την παρακάτω παραδοχή:

$$\text{ενεργό βάθος} = \left( \frac{1}{3} \text{ έως } \frac{1}{2} \right) * \text{μήκος κύματος}$$



**Σχήμα 3.3:** Συνιστώσες μετακίνησης ενός R-κύματος (Πιτιλάκης, 2010)

Όσον αφορά την ταχύτητα διάδοσης των επιφανειακών κυμάτων, η τιμή της παραμένει σταθερή σε έναν ομογενή ελαστικό ημίχωρο, εφόσον οι ιδιότητες του υλικού παραμένουν σταθερές και είναι ανεξάρτητες από το βάθος. Η ταχύτητα διάδοσης ενός επιφανειακού κύματος Rayleigh σε αυτήν την περίπτωση δεν εξαρτάται από τη συχνότητα της κυματικής διαταραχής. Προκύπτει με βάση τη θεμελιώδη κυματική εξίσωση:

$$V = f \cdot \lambda \quad (3.6)$$

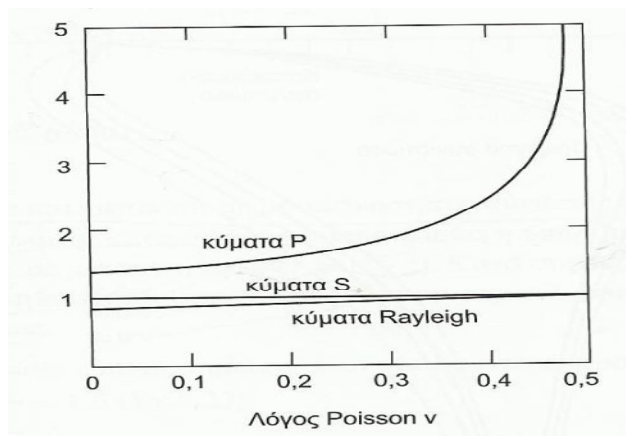
Οι ταχύτητες των κυμάτων S και R, για ένα ισοτροπικό μέσο συνδέονται επίσης με το λόγο του Poisson. Καθώς ο λόγος του Poisson αυξάνεται, το πηλίκο  $V_R/V_S$  αυξάνεται επίσης, όχι όμως με σημαντικό βαθμό. Οι Dennis and Bennett (2005) θέτουν το λόγο  $V_R/V_S$  ίσο με K, ο οποίος εξαρτάται από το λόγο του Poisson και είναι ίσος με:

$$K = \frac{0,87+1,12 \cdot \nu}{1+\nu} \quad (3.7)$$

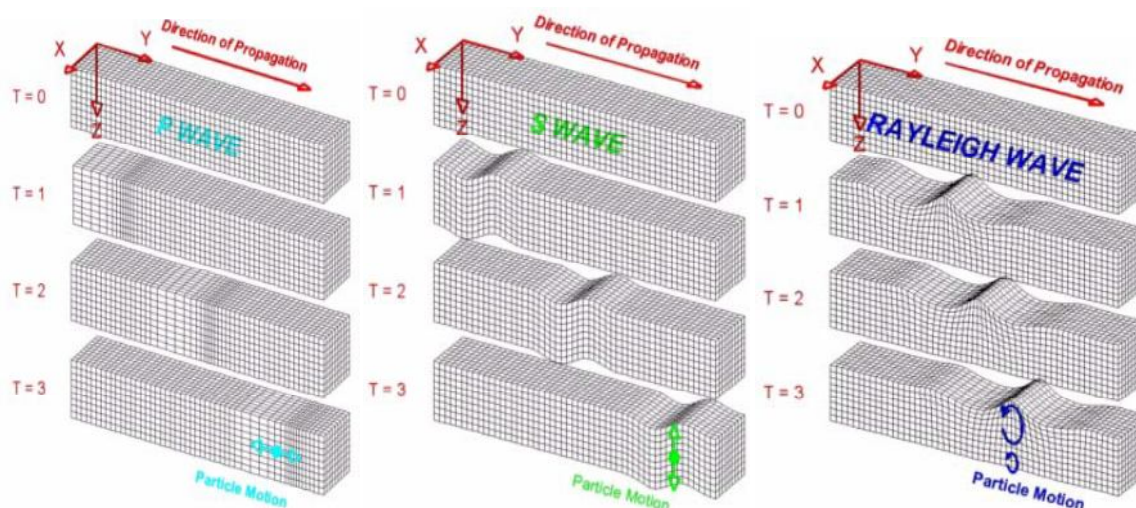
Για συνήθεις τιμές του λόγου Poisson (0 έως 0,5) προκύπτει ότι  $0,87 < V_R/V_S < 0,96$ . Την ίδια ανισότητα υποστηρίζουν και οι Chen et al. (2004). Οι Nazarian and Stokoe II (1986) αναφέρουν ότι η τιμή του λόγου  $V_R/V_S$  μπορεί να υποτεθεί ίση με 0,90 χωρίς να εισάγεται ποσοστό λάθους μεγαλύτερο από 5%.

Στο σχήμα 3.4, φαίνεται η μεταβολή των ταχυτήτων των τριών ειδών κυμάτων που αναφέρθηκαν έως τώρα (διαμήκη, εγκάρσια, επιφανειακά) συναρτήσει του λόγου Poisson.

Επίσης στο σχήμα 3.5, παρουσιάζονται συγκριτικά τα χαρακτηριστικά διάδοσης των τριών ειδών κυμάτων (κατεύθυνση διάδοσης και κατεύθυνση κίνησης υλικών σωματιδίων).



**Σχήμα 3.4:** Εξάρτηση των ταχυτήτων  $V_S$ ,  $V_P$ ,  $V_R$  από το λόγο Poisson (Πιτιλάκης, 2010)



**Σχήμα 3.5:** Κατεύθυνση διάδοσης κύματος και σωματιδιακές κινήσεις (Dennis and Bennett 2005)

Σημειώνεται για λόγους πληρότητας, ότι τα κύματα Love υφίστανται όταν μαλακότερα στρώματα εδράζονται πάνω σε στρώματα μεγαλύτερης δυσκαμψίας. Επομένως, τα εν λόγω κύματα δεν έχουν πρακτικό ενδιαφέρον σε θέματα οδοστρωμάτων.

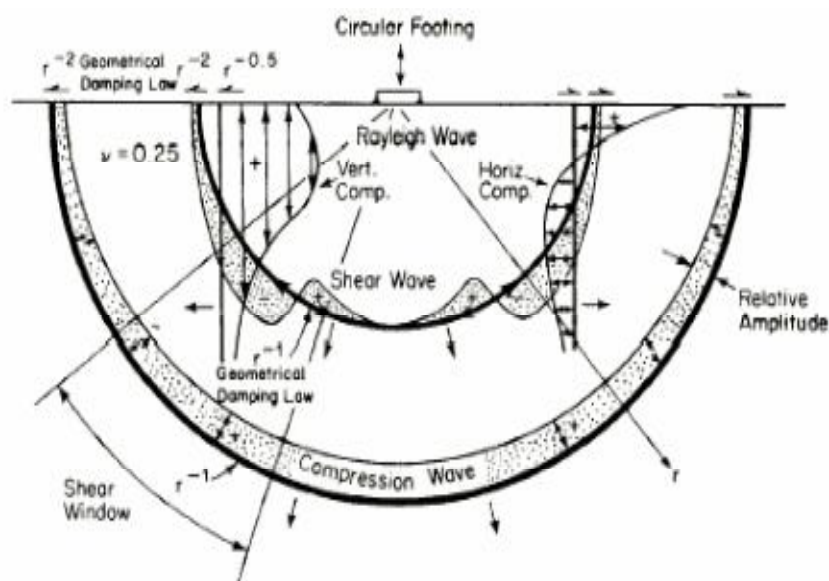
### 3.2.2.2 Ενέργεια κυμάτων Rayleigh

Όταν ένα κύμα ταξιδεύει σε ένα μέσο, η διαταραχή που το προκάλεσε έχει σαν αποτέλεσμα τη διάχυση ενέργειας. Η ενέργεια που διαχέεται έχει σχέση με την απόσταση που διανύει το κύμα μέχρι την εξασθένιση του. Ο τρόπος εξασθένισης των κυμάτων P, S, R διαφέρει.

Οι Dennis and Bennett (2005) επισημαίνουν ότι οι Miller and Pursey (1955) ανακάλυψαν ότι το 67% της ενέργειας που μεταβιβάζει μια παλμική φόρτιση, εκδηλώνεται μέσω της διάδοσης των κυμάτων Rayleigh. Τα αντίστοιχα ποσοστά για τα διατμητικά και τα διαμήκη



κύματα είναι 26% και 7% αντίστοιχα. Παρόλο που τα κύματα S και P έχουν μεγαλύτερη ταχύτητα από τα κύματα R (άρα διαδίδονται ταχύτερα), είναι αυτά που εξασθενούν γρηγορότερα κατά μήκος μιας επιφάνειας σε σχέση με τα επιφανειακά κύματα, εξαιτίας της γεωμετρικής απόσβεσης. Βασιζόμενοι στον Foti (2000), οι Dennis and Bennett (2005) αναφέρουν ότι κατά μήκος της επιφάνειας ενός ελαστικού ημίχωρου, τα κύρια κύματα χώρου εξασθενούν με ρυθμό ανάλογο της ποσότητας  $r^{-2}$  ενώ τα επιφανειακά κύματα εξασθενούν με ρυθμό ανάλογο του  $r^{-0.5}$ . Ως  $r$  νοείται η ακτινική απόσταση του σημείου ενδιαφέροντος από την πηγή.



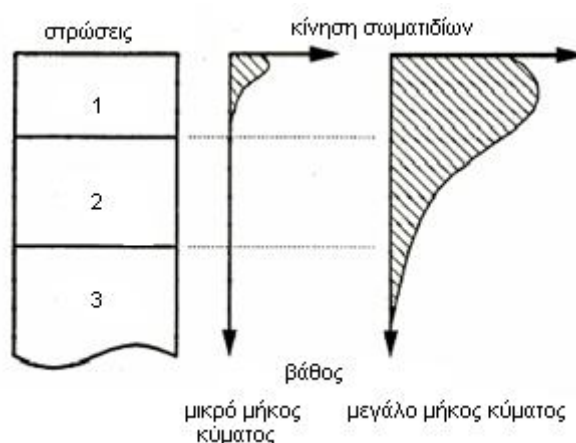
**Σχήμα 3.6:** Διάδοση Κυμάτων σε ομογενή ιστροπικό και ελαστικό ημίχωρο (Dennis and Bennett 2005)

Συμπερασματικά, γίνεται αντιληπτό ότι τα κύματα Rayleigh είναι κυρίαρχης σημασίας στη μελέτη που θα ακολουθήσει, κυρίως λόγω του ότι εξασθενούν με αργό ρυθμό (σε σχέση με τα κύρια) και διότι μεταβιβάζουν το μεγαλύτερο ποσοστό ενέργειας της φόρτισης που επιβάλλουμε.

### 3.2.2.3 Το φαινόμενο της διασποράς

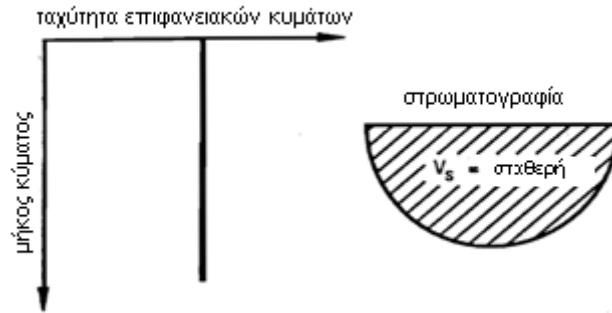
Όπως ειπώθηκε και προηγουμένως, σε ένα ομοιογενές μέσο με σταθερές ιδιότητες, η ταχύτητα διάδοσης των κυμάτων είναι σταθερή και ανεξάρτητη της συχνότητας διάδοσης. Επομένως και η δυσκαμψία του μέσου (που σχετίζεται με την ταχύτητα  $V_s$ ) παραμένει σταθερή. Στο οδόστρωμα που κατά την κατακόρυφη διεύθυνση παρουσιάζει ανομοιογένεια υλικού (λόγω στρώσεων διαφορετικών υλικών), οι ελαστικών ιδιότητες του μέσου μεταβάλλονται με το βάθος, λόγω των διαφορετικών χαρακτηριστικών των στρώσεων του. Συνεπώς κύματα που διαδίδονται με διαφορετικές συχνότητες έχουν διαφορετικές ταχύτητες. Αυτό το φαινόμενο ονομάζεται διασπορά.

Χρησιμοποιείται ο όρος διασπορά, δηλαδή, για να περιγραφεί η εξάρτηση της ταχύτητας διάδοσης ενός κύματος  $R$  από τη συχνότητα, προφανώς και από το μήκος κύματος (Rosyidi et al., 2007b). Οι Ronseblad et al. (2002) αναφέρουν ότι η διασπορά εμφανίζεται επειδή κύματα Rayleigh διαφορετικών μηκών αντιπροσωπεύουν διαφορετικά βάθη. Αυτό σημαίνει ότι κύματα με διαφορετικής συχνότητα και μήκος διεισδύουν σε διαφορετικά βάθη. Όπως προκύπτει από το σχήμα 3.7 κύμα μεγάλης συχνότητας και μικρού μήκους διεισδύει σε μικρότερο βάθος κοντά στην επιφάνεια, ενώ κύμα μικρότερης συχνότητας και μεγαλύτερου μήκους διεισδύει βαθύτερα στο μέσο (Rosyidi et al., 2007b). Γενικότερα, όταν το μήκος κύματος αυξάνεται προοδευτικά, ώστε να διεισδύει βαθύτερα σε περισσότερα του ενός στρώματα, τότε η ταχύτητα  $V_R$  εξαρτάται από τις ελαστικές ιδιότητες όλων των στρωμάτων στα οποία πραγματοποιείται κίνηση σωματιδίων λόγω ενός επιφανειακού κύματος. Οι Newcomb and Birgisson (1999) αναφέρουν ότι οι ταχύτητες των επιφανειακών κυμάτων είναι ενδεικτικές των ιδιοτήτων του υλικού σε βάθη όπου υπάρχει σημαντικό ποσοστό κίνησης σωματιδίων.

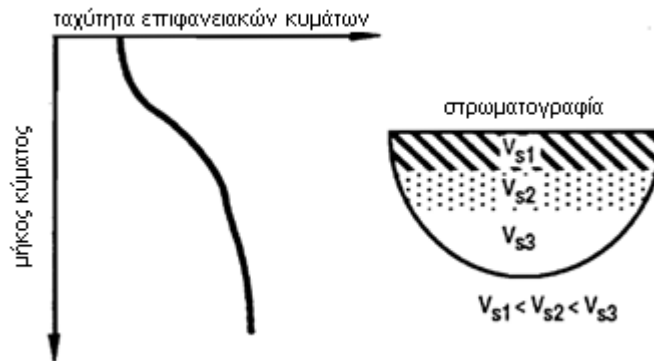


**Σχήμα 3.7:** Κυματισμοί διαφορετικού μήκους και συχνότητας σε πολυστρωματικό ημίχωρο (Dennis and Bennet 2005)

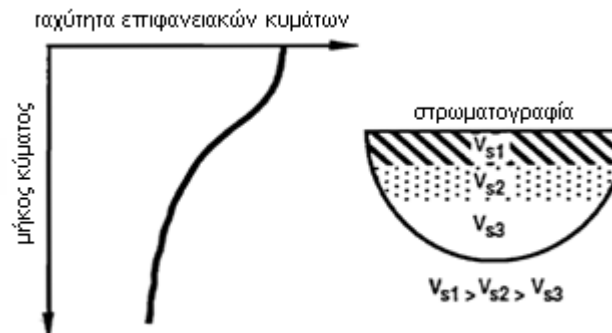
Το διάγραμμα της ταχύτητας  $V_R$  συναρτήσεως του μήκους κύματος, ονομάζεται καμπύλη διασποράς. Η μορφή αυτής της καμπύλης έχει άμεση συσχέτιση με το προφίλ δυσκαμψίας του συστήματος που μελετάται. Συναντώνται δύο κυρίαρχες μορφές καμπυλών διασποράς. Όταν η δυσκαμψία αυξάνεται με το βάθος, λέμε ότι το σύστημα παρουσιάζει κανονική διασπορά (normally dispersive). Η συγκεκριμένη καμπύλη αντιστοιχεί κυρίως σε εδαφικό σχηματισμό. Στην περίπτωση του οδοστρώματος, γνωρίζουμε ότι οι ανώτερες στρώσεις παρουσιάζουν μεγαλύτερη δυσκαμψία από τις υποκείμενες, επομένως η δυσκαμψία μειώνεται με το βάθος. Συνεπώς, τα οδοστρώματα παρουσιάζουν αντίστροφη διασπορά (inversely dispersive). Τυπικές καμπύλες διασποράς φαίνονται στο σχήμα 3.8.



(α) Μηδενική διασπορά σε ομοιογενές μέσο



(β) Κανονική διασπορά σε ετερογενές μέσο με στρώσεις (έδαφος)



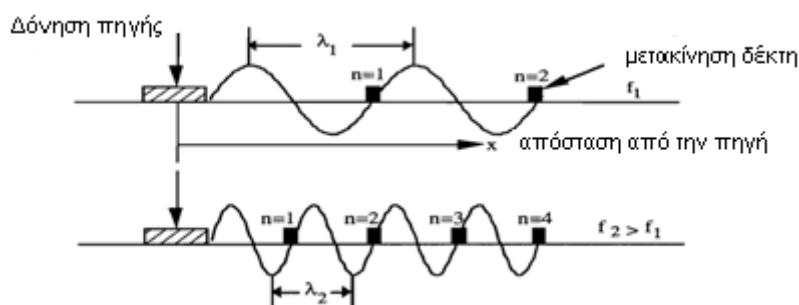
(γ) Αντίστροφη διασπορά σε ετερογενές μέσο με στρώσεις (οδοστρώμα)

Σχήμα 3.8: (α), (β), (γ) Τυπικές καμπύλες διασποράς (Rix et al., 1991)

### 3.3 Επιφανειακά κύματα σταθερής δόνησης

Στο εδάφιο αυτό παρουσιάζεται μια προγενέστερη μέθοδος, η οποία όμως πλέον δεν εφαρμόζεται, ωστόσο αποτελεί τη βάση για την μέθοδο που θα εφαρμοστεί στην παρούσα μελέτη. Πρόκειται για τη μέθοδο των επιφανειακών κυμάτων σταθερής δόνησης (Steady State Rayleigh Wave Method – SSRW) που εισήχθη τη δεκαετία του 1950. Με βάση τη μέθοδο, εφαρμόζεται δονητικό φορτίο κάθετα στην επιφάνεια του οδοστρώματος (ή της στρώσης έδρασης) και μετακινείται ένας δέκτης τόσο, ώστε η αρμονική κίνηση στο σημείο της φόρτισης να είναι σε φάση με την κίνηση στο σημείο του δέκτη (Rix et al. 1991, Aouad et al. 1993). Ο κυματισμός που επιβάλλει η δόνηση αφορά σε συγκεκριμένη σταθερή συχνότητα  $f$ .

Καθώς μετακινείται ο δέκτης, και εφόσον οι δύο κινήσεις είναι σε φάση, πραγματοποιούνται  $n$  αριθμοί πλήρων κύκλων, όπως φαίνεται στο σχήμα 3.9. Με μια μέση τιμή του μήκους κύματος  $\lambda$ , και δεδομένης της συχνότητας  $f$ , προκύπτει η τιμή της ταχύτητας φάσης  $V_R$  (ή ταχύτητας επιφανειακών κυμάτων) με βάση τη σχέση 3.6. Με επανάληψη των μετρήσεων, για διαφορετική κάθε φορά συχνότητα, συγκεντρώνονται πολλά ζεύγη τιμών ( $\lambda$ ,  $V_R$ ), οπότε είναι εφικτή η κατασκευή της πειραματικής καμπύλης διασποράς.



**Σχήμα 3.9:** Τυπική διάταξη πηγής-δέκτη της μεθόδου SSRW (Aouad et al., 1993)

Με δεδομένη την πειραματική καμπύλη διασποράς, ακολουθεί μια διαδικασία αντιστροφής που βασίζεται σε μια εμπειρική διαδικασία (Rix et al. 1991). Με τη διαδικασία της αντιστροφής, προκύπτει από την πειραματική καμπύλη διασποράς (δηλαδή το διάγραμμα  $\{\lambda, V_R\}$ ) η πραγματική μεταβολή της δυσκαμψίας που εκφράζεται μέσω του διαγράμματος της ταχύτητας των διατμητικών κυμάτων συναρτήσει του βάθους  $\{d, V_S\}$ . Οι χρησιμοποιούμενες εμπειρικές σχέσεις είναι:

$$V_S = 1,1 \cdot V_R \quad (3.8)$$

για την μετατροπή των μετρούμενων ταχυτήτων  $V_R$  σε ταχύτητες  $V_S$ , και:

$$d = \left(\frac{1}{3} \sim \frac{1}{2}\right) \cdot \lambda \quad (3.9)$$

για την αναγωγή του μήκους κύματος  $\lambda$  σε ενεργό βάθος  $d$ .

Η μέθοδος ήταν χρονοβόρα, καθώς έπρεπε να επαναλαμβάνονται μετρήσεις διαφορετικών συχνοτήτων κάθε φορά. Με τη βοήθεια ηλεκτρονικού εξοπλισμού, ικανού να επεξεργάζεται ταυτόχρονα πολλές μετρήσεις διαφορετικών συχνοτήτων, η ανάλυση και η επεξεργασία των δεδομένων γίνεται γρηγορότερα και αποτελεσματικότερα. Αυτή είναι και η ουσιαστική διαφοροποίηση της SASW από τη SSRW, ο δυνατός, δηλαδή, χειρισμός μετρήσεων διαφορετικών συχνοτήτων με μία φόρτιση έναντι της μιας διακριτής συχνότητας με την οποία γίνονταν οι υπολογισμοί στη SSRW. Επιπλέον, με τη SASW έχουν αναπτυχθεί αλγόριθμοι σύνθετων υπολογισμών με σκοπό την εύρεση της πραγματικής μεταβολής της φέρουσας ικανότητας των οδοστρωμάτων συναρτήσει του βάθους.

## 4. ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΤΗΣ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΚΥΜΑΤΩΝ ΣΕ ΟΔΟΣΤΡΩΜΑ

### 4.1 Γενικά

Αρχικά, η διερεύνηση της Φασματικής Ανάλυσης των Επιφανειακών Κυμάτων (Spectral Analysis of Surface Waves – SASW) για εφαρμογή σε οδόστρωμα πραγματοποιήθηκε στο πανεπιστήμιο του Τέξας στην πόλη Austin, τη δεκαετία του 1980 κι έπειτα. Ακολούθησε εκτεταμένη έρευνα για τη μέθοδο αυτή με σκοπό να προσδιοριστούν οι θεωρητικές και πρακτικές πτυχές στην εφαρμογή της (Nazarian and Stokoe II, 1983, 1985, 1986).

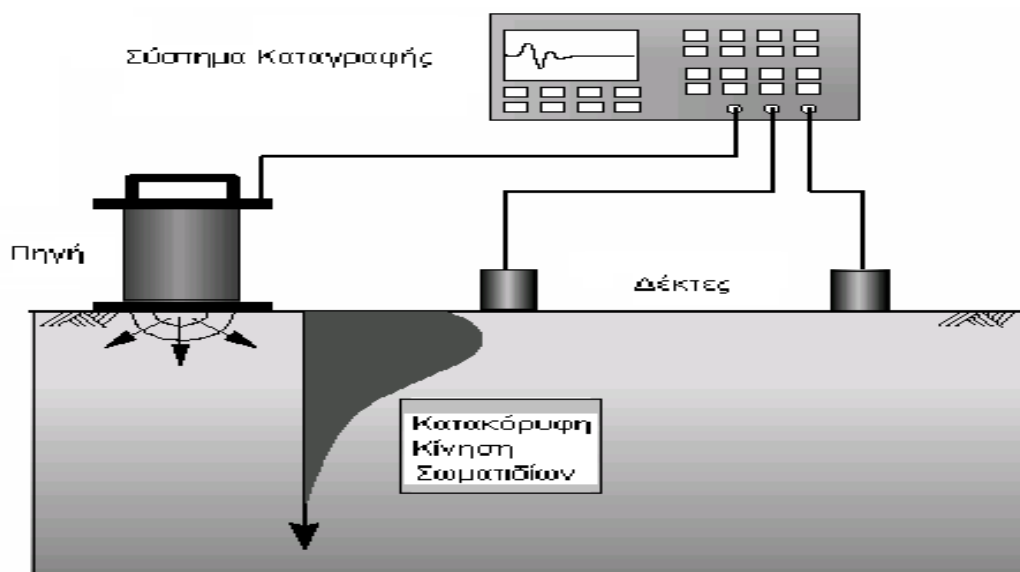
Η φιλοσοφία της μεθόδου συνδυάζει την ελαστική θεωρία κυμάτων (βλέπε υποενότητα 3.2) και τεχνικές επεξεργασίας σήματος. Βασίζεται στην καταρχήν γένεση και διάδοση των επιφανειακών κυμάτων, στον εν συνεχεία εντοπισμό τους από κατάλληλα τοποθετημένους δέκτες, στη μέτρηση των χαρακτηριστικών μετάδοσης των κυματισμών (χρονική διαφορά άφιξης στους δέκτες, ταχύτητα διάδοσης) και τέλος στον υπολογισμό της αντοχής (και συγκεκριμένα του μέτρου διάτμησης  $G$ ) μέσω των ταχυτήτων διάδοσης (και συγκεκριμένα της ταχύτητας  $V_s$ ). Η εφαρμογή της γίνεται επί της επιφάνειας του οδοστρώματος (ή εν γένει της επιφάνειας της στρώσης που θέλουμε να ελέγξουμε, πχ βάση) και η συλλογή των απαραίτητων στοιχείων γίνεται μη καταστρεπτικά. Οι Newcomb and Birgisson (1999) και οι Rioux et al. (2005) αναφέρουν, ότι η SASW είναι μη καταστρεπτική σεισμική μέθοδος που χρησιμοποιεί τη διασπορά των επιφανειακών κυμάτων για να προσδιορίσει την μεταβολή δυσκαμψίας του οδοστρώματος με το βάθος.

Στη διασπορά των επιφανειακών κυμάτων αναφέρονται και οι Hall et al. (2002) λέγοντας ότι είναι ενδεικτική της δυσκαμψίας των διακριτών στρώσεων ενός πολυστρωματικού μέσου. Επίσης αναφέρουν ως πλεονέκτημα της μεθόδου SASW (έναντι μεθόδων που βασίζονται στη σχέση φορτίου-υποχώρησης) τη δυνατότητα εκτίμησης της μηχανικής αντοχής χωρίς να έχουμε ακριβή γνώση των παχών ή των ιδιοτήτων των επιμέρους υλικών. Ωστόσο, εκτιμώντας την μεταβολή της αντοχής με το βάθος, είναι δυνατή η εκτίμηση ενός ενδεικτικού πάχους των στρώσεων στις περιοχές που εντοπίζονται απότομες μεταβολές της αντοχής. Ως προς αυτό, οι Rioux et al. (2005) χαρακτηρίζουν τη SASW ως χρήσιμο εργαλείο στην εύρεση των διεπιφανειών μεταξύ των στρώσεων και συνεπώς στην εκτίμηση του πάχους. Οι Aouad et al. (1993) αναφέρουν ότι η μέθοδος μπορεί να χρησιμοποιηθεί και για τον έλεγχο συμπύκνωσης σε υπό κατασκευή στρώσεις, πριν την τοποθέτηση των ανώτερων στρώσεων, καθώς και για ελέγχους επί της στρώσης έδρασης προτού ξεκινήσει η διαδικασία κατασκευής του οδοστρώματος.

Πολλοί ερευνητές κάνουν λόγο στο χαμηλό εύρος παραμορφώσεων κάτω από το οποίο λαμβάνει χώρα η πραγματοποίηση σεισμικών μεθόδων όπως είναι η SASW. Η δοκιμή πραγματοποιείται σε τιμές παραμορφώσεων κάτω του 0,001%, στις οποίες το μέτρο

ελαστικής παραμόρφωσης λαμβάνει τη μέγιστη τιμή (ίση με το μέγιστο ελαστικότητα κατά Young) και θεωρείται σταθερό και ανεξάρτητο της παραμόρφωσης (Nazarian and Stokoe II 1985, Nazarian and Stokoe II 1986, Bueno et al. 1998, Allen et al. 1998, Terrell et al. 2003, Ryden et al. 2004, Dennis and Bennett 2005, Rosyidi 2007, Rosyidi et al. 2007a, Widodo and Rosyidi 2009). Γι αυτό το λόγο ο σεισμικός συντελεστής αντοχής (seismic modulus) που προκύπτει από τη μέθοδο των επιφανειακών κυμάτων ( $E_{SASW}$ ) αναφέρεται συχνά ως συντελεστής χαμηλών παραμορφώσεων (low – strain modulus) (Yuan and Nazarian 2003, Meshkani et al. 2004). Οι Ryden et al. (2004) σχολιάζουν θετικά την ικανότητα εκτίμησης της SASW (μέσω των σεισμικών ταχυτήτων) του σεισμικού συντελεστή χαμηλών παραμορφώσεων (που τον χαρακτηρίζουν ως θεμελιώδη παράμετρο) εξετάζοντας αντιπροσωπευτική ποσότητα του υλικού μη καταστρεπτικά.

Ο εξοπλισμός που είναι απαραίτητος για την πραγματοποίηση της δοκιμής, είναι μια πηγή παλμικής φόρτισης (που προκαλεί τη διάδοση των επιφανειακών κυμάτων), δύο (ή περισσότεροι) δέκτες που εντοπίζουν την άφιξη των κυμάτων αυτών και ένα σύστημα καταγραφής που αποθηκεύει τα χαρακτηριστικά κίνησης των κυμάτων. Τυπική διάταξη πηγής με δύο δέκτες φαίνεται στο επόμενο σχήμα.



**Σχήμα 4.1:** Τυπική διάταξη δοκιμής SASW με δύο δέκτες

Η όλη διαδικασία μπορεί να χωριστεί σε τρία στάδια που είναι τα εξής:

- 1<sup>ο</sup> στάδιο: Διάδοση σεισμικών κυμάτων που προκαλεί η πηγή μέσω παλμικής φόρτισης και μέτρηση των χαρακτηριστικών διάδοσης των κυμάτων (χρονικές διαφορές άφιξης στους δέκτες).
- 2<sup>ο</sup> στάδιο: Κατασκευή της πειραματικής καμπύλης διασποράς μέσω των μετρημένων χαρακτηριστικών διάδοσης.

- 3<sup>ο</sup> στάδιο: Κατασκευή μιας θεωρητικής καμπύλης διασποράς που αντιπροσωπεύει ορθότερα την πραγματική διατομή του οδοστρώματος, όσον αφορά τη φέρουσα ικανότητά του (δηλαδή τα πάχη και την μηχανική αντοχή των επιμέρους στρώσεων). Πραγματοποιείται μια διαδικασία αντιστροφής έως ότου η πειραματική και η θεωρητική καμπύλη διασποράς παρουσιάσουν την μικρότερη δυνατή απόκλιση.

Τα στάδια που αναφέρθηκαν εξηγούνται αναλυτικά στις επόμενες ενότητες.

## 4.2 Μετρήσεις πεδίου

Στην παρούσα ενότητα πραγματοποιείται αναφορά στον εξοπλισμό της SASW και σε τακτικές μέτρησης. Στις περισσότερες πηγές βιβλιογραφικής αναζήτησης θεωρείται ως τυπική, η διάταξη μιας πηγής με δύο δέκτες, γι αυτό και η παρουσίαση της μεθόδου γίνεται θεωρώντας τη διάταξη του σχήματος 4.1, εφόσον η φιλοσοφία της μεθόδου ελάχιστα διαφοροποιείται από τον αριθμό των δεκτών.

### 4.2.1 Πηγή - δέκτες

Ο ρόλος της πηγής είναι η δημιουργία παλμικής φόρτισης και η διάδοση της σεισμικής διαταραχής μέσω των επιφανειακών κυμάτων. Η παλμική φόρτιση δημιουργείται από το χτύπημα ενός σφυριού επί μεταλλικής πλάκας που ακουμπά στην επιφάνεια της στρώσης του οδοστρώματος που ελέγχουμε. Η πηγή πρέπει να είναι ικανή να δημιουργεί επιφανειακά κύματα Rayleigh που να καλύπτουν ένα ευρύ φάσμα συχνοτήτων και με επαρκές μήκος ώστε να μπορούν να εντοπιστούν από τους δέκτες (Dennis and Bennett, 2005). Στην εικόνα 4.1, φαίνονται το σφυρί με το οποίο φορτίζεται η μεταλλική πλάκα, και το γεώφωνο που εντοπίζει τα κύματα.

Επειδή ταυτοχρόνως η πηγή παράγει κύματα S και P, θα πρέπει να εξασφαλιστεί ότι οι δέκτες θα εντοπίσουν μόνο τα κύματα R. Με άλλα λόγια, πρέπει να εξασφαλιστεί η εξασθένιση των κυμάτων S και P (η οποία όπως εξηγήθηκε στο εδάφιο 3.2.2.2 συμβαίνει πρώτη) πριν αυτά προλάβουν να φτάσουν στον πλησιέστερο προς την πηγή δέκτη. Από την άλλη, εάν ο πρώτος δέκτης απέχει πολύ μεγάλη απόσταση από την πηγή, αυξάνει και το μήκος που πρέπει να διανύσει το κύμα R για να εντοπιστεί. Περισσότερα για το θέμα διάταξης πηγής – δεκτών υπάρχουν στα εδάφια 4.2.3, 4.2.4.

Όσον αφορά τους δέκτες, διακρίνονται δύο είδη: τα γεώφωνα (μετατροπείς ταχύτητας) και τους επιταχυνσιογράφους (μετατροπείς επιτάχυνσης). Για ακριβέστερες πληροφορίες σχετικά με τις αρχές λειτουργίας των γεωφώνων και των επιταχυνσιογράφων, ο αναγνώστης παραπέμπεται στους Dennis and Bennett (2005). Αυτό που αξίζει να αναφερθεί εδώ, είναι το προνομιακό πεδίο χρήσης του ενός ή του άλλου τύπου δέκτη. Οι επιταχυνσιογράφοι έχουν υψηλότερη ιδιοσυχνότητα λειτουργίας σε σχέση με τα γεώφωνα (της τάξης μερικών

δεκάδων kHz έναντι λίγων μονάδων Hz). Αυτή η λειτουργική διαφοροποίηση προτρέπει τη χρήση επιταχυνσιογράφων για τα ανώτερα επιφανειακά βάθη, όπου είναι επιθυμητή φόρτιση υψηλής συχνότητας. Για μεγαλύτερα βάθη ενδείκνυται η χρήση γεωφώνων.



**Εικόνα 4.1:** Σφυρί, μεταλλική πλάκα, γεώφωνο

Κατά τη διαδικασία πραγματοποίησης των δοκιμών υπάρχει άμεση συσχέτιση μεταξύ της συχνότητας φόρτισης που προκαλεί η πηγή και του βάθους που αξιολογείται. Υψηλές συχνότητες φόρτισης αντιστοιχούν σε μικρά μήκη κύματος, οπότε τα βάθη που ελέγχονται είναι κυρίως επιφανειακά. Τα μικρά μήκη κύματος απαιτούν μικρή απόσταση πηγής – δεκτών, προκειμένου να γίνεται εφικτός ο εντοπισμός τους από τους δέκτες. Η φόρτιση υψηλής συχνότητας γίνεται με σφυρί ελαφρού βάρους πρόσκρουσης. Όταν το επιθυμητό βάθος ανίχνευσης αυξάνει, πρέπει να αυξηθεί και η απόσταση μεταξύ πηγής - δεκτών. Στην προκειμένη περίπτωση, πρέπει η πηγή να τροφοδοτήσει με αρκετή ενέργεια τα κύματα ώστε να μην εξασθενίσουν προτού εντοπισθούν (Dennis and Bennett, 2005). Η φόρτιση που επιβάλλεται σε αυτήν την περίπτωση είναι χαμηλής συχνότητας, άρα αντιστοιχεί σε μεγαλύτερα μήκη κύματος τα οποία με τη σειρά τους, οδηγούν σε έλεγχο μεγαλύτερου βάθους. Φόρτιση χαμηλής συχνότητας πραγματοποιούνται με χρήση βαρύτερου σφυριού, ώστε να είναι μεγαλύτερης διάρκειας. Αυξάνοντας δηλαδή, το βάρος πρόσκρουσης του χρησιμοποιούμενου σφυριού (εικόνα 4.2), η συχνότητα φόρτισης μειώνεται.



**Εικόνα 4.2:** Σφυριά δημιουργίας παλμικής φόρτισης



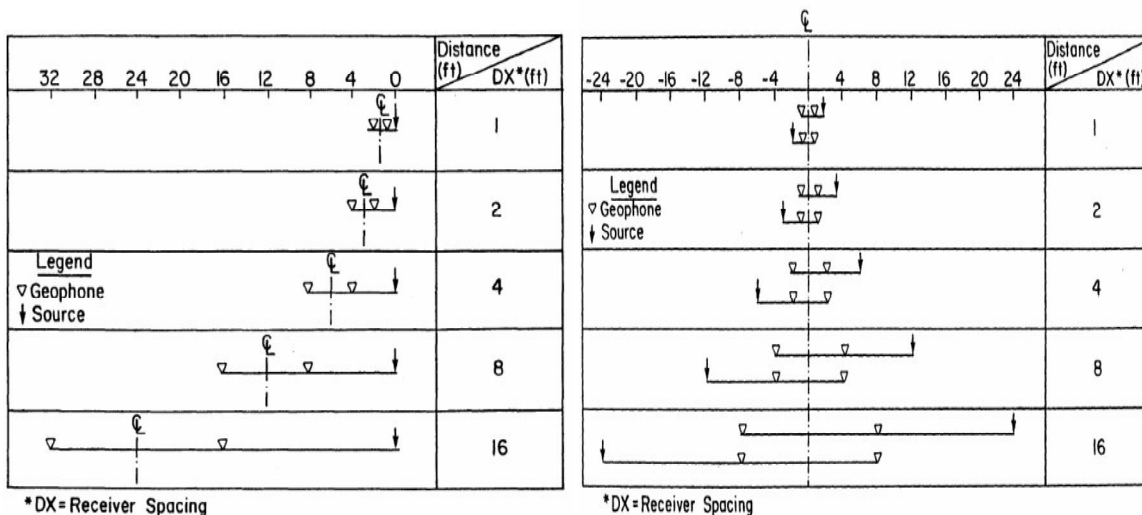
Οι φυσικοί περιορισμοί ως προς το μέγιστο ή το ελάχιστο βάθος που μπορούμε να ελέγξουμε έχουν να κάνουν με την ελάχιστη ή τη μέγιστη (αντίστοιχα) συχνότητα φόρτισης που μπορεί να επιτύχει η φόρτιση της πηγής, καθώς και την ελάχιστη συχνότητα που μπορούν να αντληφθούν οι δέκτες (ιδιοσυχνότητα λειτουργίας). Σε εύκαμπτα οδοστρώματα, η μέγιστη συχνότητα που μπορεί να επιτευχθεί είναι έως 6kHz, ενώ στα δύσκαμπτα οδοστρώματα, έως 10-20kHz.

#### 4.2.2 Διάταξη πηγής – δεκτών

Όπως έγινε αντιληπτό, είναι απαραίτητο να συνδυάζονται κατάλληλες συχνότητες με μεταβαλλόμενη διάταξη πηγής – δεκτών για να εντοπιστεί πληροφορία σε αρκετά βάθη. Οι Nazarian and Stokoe II (1985) αναφέρονται στους παράγοντες που επηρεάζουν τη μεταβαλλόμενη απόσταση των δεκτών όπως μελετήθηκαν από τον Heisey (1981). Οι παράγοντες αυτοί είναι οι εξής: η ταχύτητα του μέσου, το βάθος που μας ενδιαφέρει να ερευνήσουμε, το εύρος των συχνοτήτων φόρτισης, η ευαισθησία των οργάνων (δεκτών και καταγραφικής συσκευής) και οι ιδιότητες του μέσου που επηρεάζουν την εξασθένιση των παραγόμενων κυματισμών.

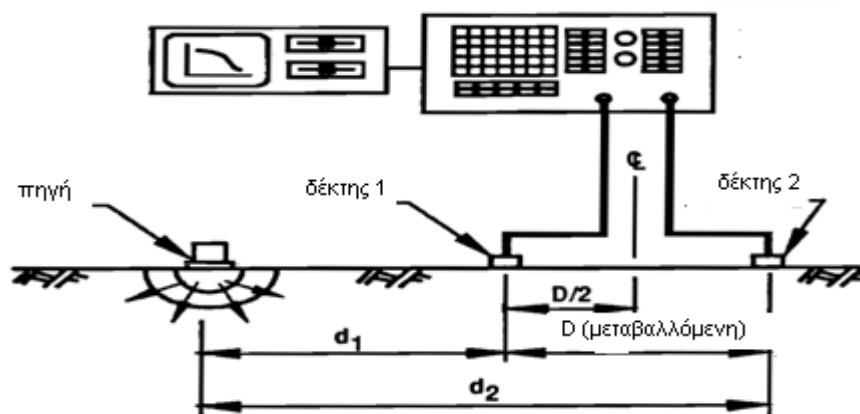
Στους Nazarian and Stokoe II (1983, 1985, 1986) αναφέρονται δύο επικρατέστερες διατάξεις πηγής – δεκτών. Αυτές είναι η CSR διάταξη (Common Source Receiver) και η CMP διάταξη (Common Mid-Point). Στην CSR, άλλοτε η πηγή και άλλοτε οι δέκτες τοποθετούνται σε σταθερό σημείο και αντίστοιχα οι δέκτες ή η πηγή μετακινούνται κατά τη διάρκεια της δοκιμής. Στη CMP διάταξη, θεωρείται μια νοητή γραμμή γύρω από την οποία απομακρύνονται τόσο η πηγή όσο και οι δέκτες. Οι διατάξεις που αναφέρθηκαν περιγράφονται στο σχήμα 4.2. Στην περίπτωση οριζόντιων στρωμάτων, οι δύο μέθοδοι θεωρητικά συγκλίνουν. Όταν τα στρώματα δεν είναι οριζόντια, ενδείκνυται η CMP διάταξη.

Στους ίδιους ερευνητές καθώς και στους Aouad et al. (1993), Dennis and Bennett (2005) αναφέρεται μια τροποποιημένη διάταξη της CMP. Πρόκειται για τη διάταξη CRMP (Common Receiver Mid-Point), όπου η υποθετική γραμμή νοείται μεταξύ των δύο δεκτών. Οι δέκτες διατάσσονται έτσι ώστε να απέχουν εξίσου από τη γραμμή αυτή, ενώ η πηγή τοποθετείται σε τέτοια απόσταση από τον πλησιέστερο δέκτη όση είναι και η απόσταση μεταξύ των δεκτών. Στις επαναλήψεις με αυτή τη διάταξη, μετακινούνται τόσο οι δέκτες όσο και η πηγή έτσι ώστε πάλι να πληρείται το κριτήριο της ίσης απόστασης δεκτών και πηγής – πλησιέστερου δέκτη.



**Σχήμα 4.2:** Διατάξεις CSR, CRMP για πηγή με δύο δέκτες (Dennis and Bennett, 2005 from Nazarian 1984)

Οι Rix et al. (1991) αναφέρονται στους Sanchez-Salinero et al. (1988) οι οποίοι μελέτησαν με αναλυτικές και αριθμητικές προσομοιώσεις τη βέλτιστη διάταξη πηγής και δεκτών. Για τη διάταξη του σχήματος 4.3 που ακολουθεί, έδειξαν ότι η βέλτιστη τιμή του λόγου  $d_2/d_1$  έχει την τιμή 2. Η συγκεκριμένη τιμή, όπως υποδεικνύουν οι Sanchez-Salinero et al. (1988) είναι ένας ορθός συμβιβασμός μεταξύ θεωρητικών απαιτήσεων (πχ η μείωση των επιδράσεων του πεδίου και περιβάλλοντος θορύβου) και πρακτικών απαιτήσεων (πχ αποφυγή εξασθένησης των κυμάτων) που αφορούν τη μέθοδο.



**Σχήμα 4.3:** Αριθμητική μελέτη του λόγου  $d_2/d_1$  στη διάταξη πηγής – δεκτών (Rix et al., 1991)

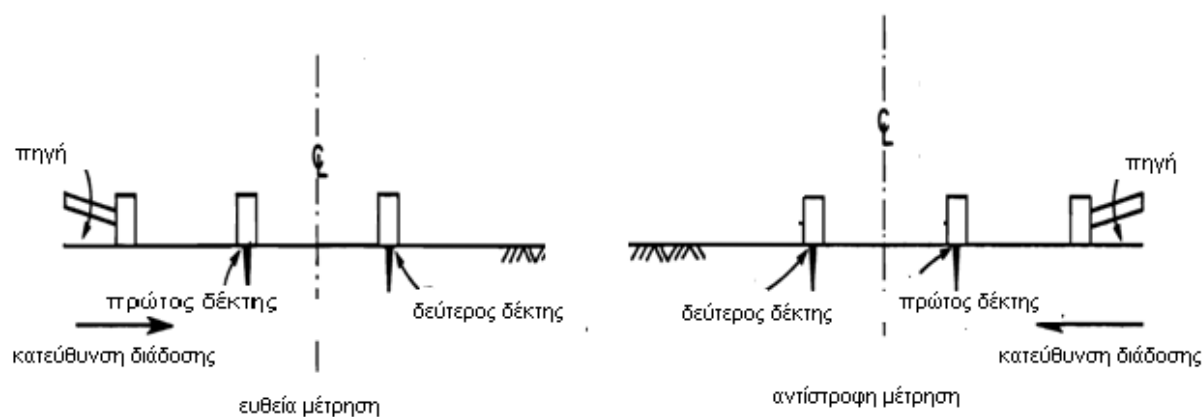
Σχετικά με τη μεταβολή της απόστασης πηγής – δεκτών, οι Nazarian and Stokoe II (1985) προτείνουν τις εξής διαδοχικές αποστάσεις των δεκτών: αρχικά 30 cm (ή 15 cm) και εν συνεχεία διαδοχικός διπλασιασμός της απόστασης με τη μέγιστη απόσταση να μην υπερβαίνει τα 7,5 m. Στους Rix et al. (1991), αναφέρεται εύρος αποστάσεων από 7,5 cm έως 5 m. Στους Aouad et al. (1993), προτείνονται αποστάσεις από 15 cm έως 10 m. Οι Allen et al. (1998) αναφέρουν τυπικές αποστάσεις δεκτών για τον έλεγχο της βάσης από 15 cm έως

1,25m. Οι Dennis and Bennett (2005), προτείνουν τις αποστάσεις που φαίνονται στον ακόλουθο πίνακα 4.1, υποδεικνύοντας τα ελάχιστα – μέγιστα βάθη που ανιχνεύονται.

**Πίνακας 4.1:** Προτεινόμενες τακτικές μέτρησης σε διάφορα βάθη (Dennis and Bennett, 2005)

Απόσταση δεκτών (m)	0,075	0,15	0,30	0,60	1,20	2,40
Μέγιστη συχνότητα f (kHz)	80	60	20	10	5	2
Ελάχιστο βάθος ελέγχου (m)	0,0375	0,075	0,15	0,30	0,60	1,20
Μέγιστο βάθος ελέγχου (m)	0,225	0,45	0,90	1,80	3,60	7,20

Για κάθε μια απόσταση  $x$  μεταξύ των δεκτών, συνήθως πραγματοποιούνται δύο μετρήσεις, με την πηγή να μετακινείται εκατέρωθεν των δεκτών (σχήμα 4.4). Στην πρώτη μέτρηση η πηγή βρίσκεται αριστερά των δεκτών αποτελώντας την ευθεία (forward) μέτρηση. Η αντίστροφη (reverse) μέτρηση προκύπτει από μετακίνηση της πηγής δεξιά των δεκτών. Επειδή αλλάζει κάθε φορά η κατεύθυνση διάδοσης της διαταραχής (όπως και ο πλησιέστερος δέκτης), από τα αποτελέσματα των δύο μετρήσεων λαμβάνονται μέσες τιμές.



**Σχήμα 4.4:** Ευθεία και αντίστροφη μέτρηση (Dennis and Bennett, 2005 from Nazarian 1984)

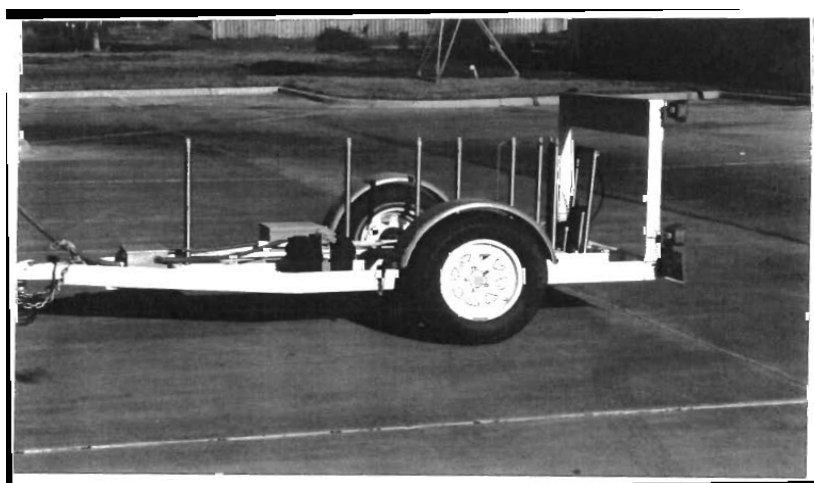
Επιπλέον στους Dennis and Bennett (2005) αναφέρεται η βιβλιογραφική παρατήρηση του Nazarian (1984) για πραγματοποίηση 5 επαναλήψεων σε κάθε διάταξη πηγής – δεκτών. Με αυτόν τον τρόπο, αυξάνεται η αξιοπιστία των αποτελεσμάτων, μειώνεται η σκέδαση στις καμπύλες διασποράς (Dennis and Bennett, 2005) και ενισχύεται η ποιότητα των παρατηρούμενων σημάτων (βλέπε 4.3.2 τα περί συνοχής).

### 4.2.3 Σύστημα καταγραφής

Αναπόσπαστο κομμάτι της διαδικασίας αποτελεί η ύπαρξη ενός συστήματος καταγραφής ικανού να πραγματοποιήσει την απαιτούμενη φασματική ανάλυση. Ουσιαστικά πρόκειται για έναν ψηφιακό παλμογράφο (Shen et al., 1986) που μπορεί πρώτον να παρακολουθεί και να καταγράφει στο πεδίο του χρόνου τα χαρακτηριστικά διάδοσης των επιφανειακών

κυμάτων και να πραγματοποιεί πολύπλοκους μαθηματικούς μετασχηματισμούς (όπως ο μετασχηματισμός Fourier) σε ληφθέντα δεδομένα, προκειμένου να τα μετατρέψει σε επεξεργάσιμη μορφή στο πεδίο των συχνοτήτων. Τα πλεονεκτήματα της καταγραφής είναι η επιτάχυνση της διαδικασίας, άλλα και η δυνατότητα αξιολόγησης της ποιότητας των παρεχόμενων πληροφοριών. Οι Rioux et al. (2005), επισημαίνουν πως η φασματική ανάλυση είναι απαραίτητη για να διαχωριστούν τα κύματα με βάση τη συχνότητα και το μήκος κύματος και να είναι εφικτή η δημιουργία της καμπύλης διασποράς.

Αξίζει να σημειωθεί εδώ, η ανάπτυξη ενός δυναμικού συστήματος από το Nazarian το 1995, ικανού να πραγματοποιήσει δοκιμές με μια σειρά από σεισμικές μεθόδους (μεταξύ των οποίων και η SASW). Πρόκειται για το Σεισμικό Αναλυτή Οδοστρωμάτων (Seismic Pavement Analyzer – SPA). Ο SPA (εικόνα 4.3) μπορεί να εφαρμοστεί στις επιφάνειες όλων των στρώσεων, εφαρμόζοντας κάθε φορά διαφορετική σεισμική μέθοδο, η οποία να ενδείκνυται για την εκάστοτε στρώση. Παραλλαγή του SPA, αποτελεί μια φορητή συσκευή οικονομικού μεγέθους (εικόνα 4.4), ο φορητός σεισμικός αναλυτής οδοστρωμάτων (Portable SPA – PSPA).



**Εικόνα 4.3:** Σεισμικός αναλυτής οδοστρωμάτων SPA (Nazarian et al., 1995)



**Εικόνα 4.4:** Φορητός σεισμικός αναλυτής οδοστρωμάτων PSPA (Nazarian et al., 2005)

Οι Quintus et al. (2008), αναφέρουν την ικανότητα των συσκευών αυτών να εκτιμήσουν το συντελεστή τόσο των πολύ λεπτών όσο και μεγαλύτερων στρώσεων κατά τη διάρκεια και αμέσως μετά της κατασκευής τους.

### 4.3 Κατασκευή πειραματικής καμπύλης διασποράς

Το επόμενο βήμα μόλις καταγραφούν τα χαρακτηριστικά διάδοσης των κυμάτων είναι η κατασκευή της πειραματικής καμπύλης διασποράς. Υπενθυμίζεται το φαινόμενο της διασποράς, που είναι η μεταβολή της ταχύτητας φάσης των επιφανειακών κυμάτων συναρτήσει της συχνότητας (και του μήκους κύματος) σε σχηματισμό όπου η δυσκαμψία μεταβάλλεται με το βάθος. Καμπύλη Διασποράς είναι το διάγραμμα της ταχύτητας φάσης  $V_R$  συναρτήσει του μήκους κύματος  $\lambda$ .

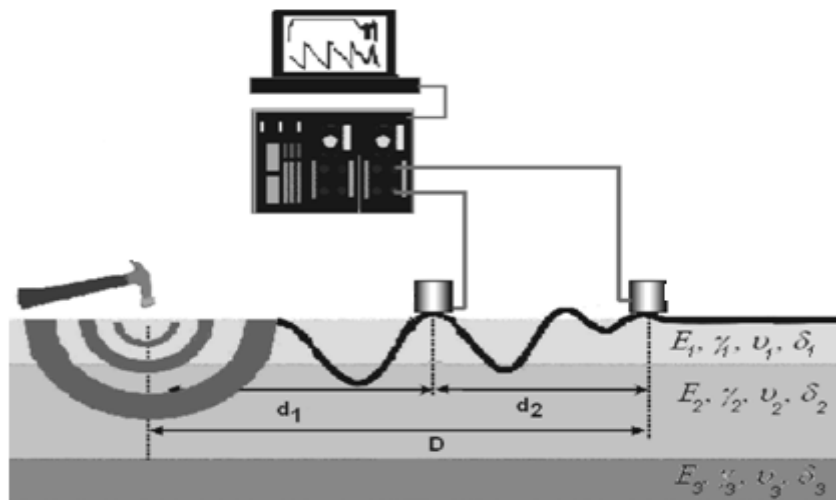
Αν και με το σύστημα υποστήριξης της SASW που εφαρμόστηκε στην παρούσα έρευνα (βλέπε κεφάλαιο 5), τα χαρακτηριστικά των κυματισμών (συχνότητα και μήκος κύματος) υπολογίζονται απευθείας, ακολουθεί μια σύντομη περιγραφή της πορείας που ακολουθείται σε γενικές γραμμές, όταν η μόνη πληροφορία που υπάρχει είναι η διαφορά φάσης στην άφιξη του κύματος στους δύο δέκτες. Επιπλέον, περιγράφονται ορισμένα από τα κριτήρια μείωσης των δεδομένων που προέκυψαν από τη βιβλιογραφική ανασκόπηση και αποσκοπούν στην ευκρινέστερη σχεδίαση της καμπύλης. Από τις μετρήσεις, λαμβάνονται δεκάδες έως εκατοντάδες ζεύγη τιμών, τα οποία όμως χρειάζονται φιλτράρισμα, προκειμένου να χρησιμοποιηθούν ελάχιστα μόνο σημεία παρέχοντας επαρκώς ακριβή πληροφόρηση.

#### 4.3.1 Στάδια υπολογισμών

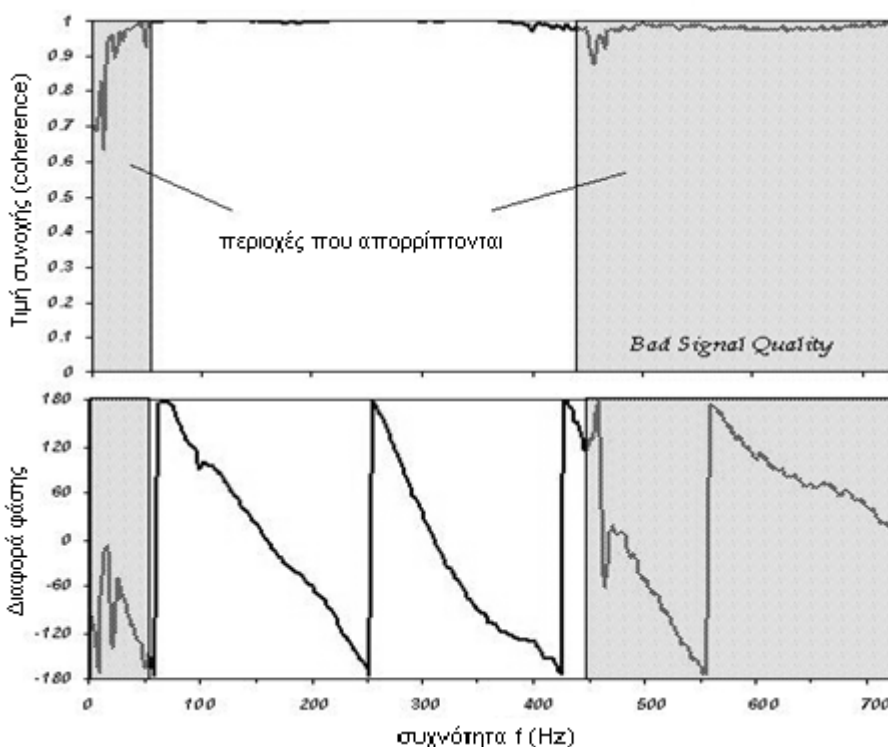
Θεωρώντας και πάλι τη διάταξη πηγής με δύο δέκτες του σχήματος 4.5 για λόγους απλούστευσης, η απόσταση  $d_2$  των δεκτών ως μεταβλητή συμβολίζεται με  $x$ . Επίσης, θεωρείται ένα τυπικό διάγραμμα σχετικής διαφοράς φάσης μεταξύ των δύο δεκτών, καθώς και ένα διάγραμμα της συνάρτησης συνοχής για το οποίο θα γίνει αναφορά στο αμέσως επόμενο εδάφιο. Ενδεικτικά διαγράμματα φαίνονται στο σχήμα 4.6.

Από το διάγραμμα διαφοράς φάσης (το δεύτερο διάγραμμα, σχήμα 4.6), διαβάζεται για κάθε τιμή της συχνότητας η αντίστοιχη γωνία  $\phi$ . Ωστόσο, η σχετική φάση είναι «παγιδευμένη», αφού οι τιμές της κυμαίνονται συνεχώς μεταξύ  $-180^\circ$  και  $+180^\circ$ . Άρα θα ήταν λάθος, αν για κάθε συχνότητα  $f$ , χρησιμοποιούνταν η τιμή της  $\phi$  που διαβάζεται από το διάγραμμα. Ο λόγος είναι ότι θα υπήρχε η ίδια διαφορά φάσης (άρα και ίδια χρονική διαφορά άφιξης  $t$  του κυματισμού στο δεύτερο δέκτη) για κύματα διαφορετικής συχνότητας, πράγμα αδύνατο. Για τον προσδιορισμό λοιπόν της πραγματικής φάσης, προσθέτονται όλοι οι πλήρεις κύκλους φάσης  $360^\circ$  που προηγούνται της  $f$ , και σε αυτό το άθροισμα προσθέτεται επίσης το τμήμα

του κύκλου που απομένει έως την  $f$ . Επομένως, είναι δεδομένη και η διαφορά φάσης  $\phi(f)$  για κύμα συχνότητας  $f$ .



Σχήμα 4.5: Διάταξη της SASW με δύο δέκτες (Rosyidi et al., 2007a)



Σχήμα 4.6: Τυπικά διαγράμματα συνοχής και διαφοράς φάσης μεταξύ των δύο δεκτών (Rosyidi et al., 2007)

Η πραγματική φάση  $\phi(f)$  αντιστοιχεί στην χρονική καθυστέρηση άφιξης ενός κύματος συχνότητας  $f$  ανάμεσα στους δύο δέκτες. Εφόσον για διαφορά φάσης  $360^\circ$ , η χρονική καθυστέρηση  $t$  είναι ίση με την περίοδο  $T$  του κύματος, με απλή σχέση αναλογίας προκύπτει ότι για διαφορά φάσης  $\phi(f)$ , η χρονική καθυστέρηση για κύμα δεδομένης συχνότητας  $f$ , υπολογίζεται από τη σχέση:

$$t(f) = \frac{\varphi(f)}{360} \cdot T \quad (4.1)$$

και εφόσον  $f = \frac{1}{T}$ , η σχέση μετασχηματίζεται στην ακόλουθη:

$$t(f) = \frac{\varphi(f)}{360 \cdot f} \quad (4.2)$$

Με δεδομένη την απόσταση  $x$  των δεκτών, και το χρόνο  $t$ , η ταχύτητα φάσης μεταξύ των δύο σημείων (ταχύτητα των επιφανειακών κυμάτων) προκύπτει από τη σχέση:

$$V_R(f) = \frac{x}{t(f)} \quad (4.3)$$

Τέλος, από τη θεμελιώδη εξίσωση της Κυματικής Θεωρίας (εξίσωση 3.6), το μήκος κύματος που αντιστοιχεί στη δοσμένη συχνότητα  $f$ , και την υπολογισμένη ταχύτητα φάσης  $V_R$ , λαμβάνεται ως εξής:

$$\lambda(f) = \frac{V_R(f)}{f} \quad (4.4)$$

Η διαδικασία θεωρητικά επαναλαμβάνεται για κάθε συχνότητα  $f$  και έτσι προκύπτουν πολλά ζεύγη τιμών ( $\lambda$ ,  $V_R$ ), που επιτρέπουν την κατασκευή της καμπύλης διασποράς για κάθε επιλεγόμενη διάταξη πηγής - δεκτών. Οι Rioux et al. (2005) αναφέρουν πώς η σύνθετη καμπύλη διασποράς προκύπτει από υπέρθεση (επαλληλία) όλων των ατομικών καμπύλων που αντιστοιχούν σε συγκεκριμένη διάταξη πηγής - δεκτών, εφόσον παρατηρείται ανεκτή διασπορά. Επί της σύνθετης πειραματικής καμπύλης διασποράς, εφαρμόζεται η τεχνική της αντιστροφής για τον τελικό προσδιορισμό των μηχανικών χαρακτηριστικών.

Η καμπύλη διασποράς μπορεί να έχει ως οριζόντιο άξονα και τη συχνότητα, ενώ ορισμένες φορές στον άξονα του μήκους κύματος οι τιμές εμφανίζονται σε λογαριθμική κλίμακα για να είναι ευκρινέστερη η ταχύτητα στα ανώτερα βάρη που μας ενδιαφέρουν (Shen et al., 1986).

### 4.3.2 Μείωση δεδομένων

Διευκρινίστηκε προηγουμένως, ότι στην κατασκευή της καμπύλης διασποράς δεν χρειάζονται όλα τα ζεύγη τιμών μήκους κύματος  $\lambda$  και ταχύτητας  $V_R$ . Η διαδικασία απόρριψης δεδομένων για την περίπτωση ύπαρξης δύο δεκτών συνίσταται στα επόμενα δύο κριτήρια, ενώ για την περίπτωση των 6 δεκτών (τρέχουσα πειραματική διαδικασία) λαμβάνεται υπόψη μόνο το πρώτο κριτήριο.

Το πρώτο κριτήριο απόρριψης των τιμών που δεν πρέπει να συμμετέχουν στην εύρεση της ταχύτητας φάσης άρα να μην είναι σημεία της καμπύλης διασποράς, έχει να κάνει με την τιμή της συνάρτησης συνοχής. Η συνάρτηση συνοχής (coherence function) αποτελεί ένα αξιόπιστο εργαλείο ελέγχου της ισχύος των παρατηρούμενων σημάτων. Τυπικό διάγραμμα της συνάρτησης συνοχής φαίνεται στο πρώτο διάγραμμα του σχήματος 4.6. Οι τιμές της συνάρτησης συνοχής κυμαίνονται από μηδέν έως ένα. Για ένα ιδανικό γραμμικό σύστημα η συνοχή είναι μονάδα και υποδηλώνει άριστη συσχέτιση μεταξύ των σημάτων εισόδου και εξόδου. Σε συνθήκες πεδίου, η επίδραση του θορύβου δε μπορεί να θεωρηθεί αμελητέα και ως εκ τούτου, η τιμή της συνοχής θα εμφανίζεται μειωμένη για ορισμένους κυματισμούς.

Στο πεδίο δηλαδή, η συνάρτηση συνοχής έχει στόχο να εξασφαλίσει ότι τα κύματα που αντιλαμβάνονται τα γεώφωνα προέρχονται αποκλειστικά από τη παλμική φόρτιση που επιβάλλει το χτύπημα με το σφυρί, και επομένως δεν επηρεάζονται από εξωγενείς παράγοντες (πχ. άλλου είδους φόρτιση από διερχόμενο όχημα). Οι εξωγενείς παράγοντες μπορούν να κωδικοποιηθούν στην ονομασία «θόρυβος του γύρω περιβάλλοντος» (background noise). Οι Engelbrecht et al. (2001) αναφέρουν ότι τα τμήματα με χαμηλή συνοχή υποδηλώνουν επίδραση περιβάλλοντος θορύβου καθώς και αλληλεπίδραση μεταξύ διαφορετικών σεισμικών κυμάτων (επιφανειακών και κύριων κυμάτων χώρου).

Η συνοχή αφορά δηλαδή στη συσχέτιση σημάτων εξόδου (από την πηγή) και σημάτων εισόδου (προς τα γεώφωνα). Όσο μειώνεται, τόσο πιο ασήμαντη γίνεται η συσχέτιση των παρατηρούμενων σημάτων, και ως εκ τούτου τα αποτελέσματα που θα δώσει ένας κυματισμός χαμηλής συνοχής είναι πτωχά και αναξιόπιστα. Η έννοια της συνοχής εφαρμόζεται σε μέσες τιμές σήματος όπως αυτές προκύπτουν μετά από τις 5 επαναλήψεις μετρήσεων που πραγματοποιούνται για κάθε διάταξη πηγής – δεκτών. Οι Dennis and Bennett (2005), θεωρούν αποδεκτές τις τιμές συνοχής  $> 0,80$ , ενώ οι Nazarian and Stokoe II (1985) τις τιμές  $> 0,90$ . Θέτοντας, λοιπόν, κατώτατο αποδεκτό όριο συνοχής, αυξάνεται η ισχύ και η αξιοπιστία των εξαγόμενων αποτελεσμάτων, εφόσον η συνοχή αποτελεί ένα καλό εργαλείο αξιολόγησης της ποιότητας των παρατηρούμενων σημάτων.

Οι Nazarian and Stokoe II (1985) αναφέρουν τους παρακάτω λόγους εμφάνισης χαμηλής συνοχής. Μειωμένη συνοχή παρατηρείται λόγω:

- ύπαρξης θορύβου (όπως ειπώθηκε προηγουμένως),
- μη γραμμικής συμπεριφοράς των συσκευών ανίχνευσης (δεκτών) στην περιοχή των ιδιοσυχνοτήτων τους (χαμηλές συχνότητες 5-10Hz για γεώφωνα)
- χαμηλής ανάλυσης του συστήματος σε συγκεκριμένες τιμές συχνότητας
- πολλαπλών σημάτων εισόδου πέρα από αυτό του κύριου ενδιαφέροντος (δηλαδή αυτό που προκαλεί η δυναμική φόρτιση).

Ένα δεύτερο κριτήριο μείωσης των δεδομένων (κυρίως με την περίπτωση ύπαρξης δύο δεκτών) αφορά στη σύγκριση της τιμής του μήκους κύματος με την απόσταση των δεκτών. Σε



αρκετούς ερευνητές (Shen et al. 1986, Dennis and Bennett 2005, Rosyidi 2007, Widodo and Rosyidi 2009) γίνεται αναφορά στο πειραματικό κριτήριο των Heisey et al. (1982) σύμφωνα με το οποίο η απόσταση  $x$  μεταξύ των δεκτών πρέπει να είναι μεγαλύτερη από το  $1/3$  του μήκους κύματος και μικρότερη από το διπλάσιο του μήκους κύματος. Δηλαδή να ισχύει:

$$\frac{\lambda}{3} < x < 2 \cdot \lambda \quad (4.5)$$

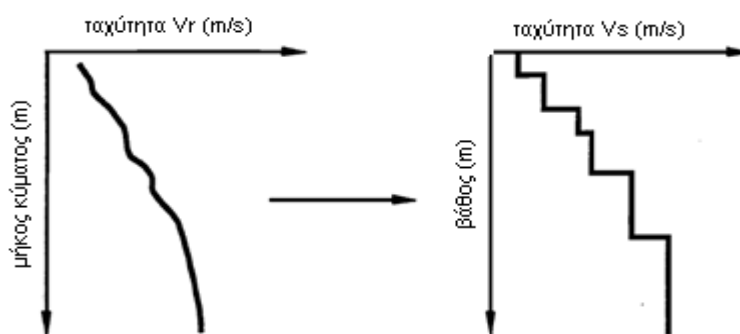
Συνηθέστερα επιλέγεται εξ αρχής η απόσταση  $x$  μεταξύ των δεκτών, πραγματοποιείται η μέτρηση και ελέγχεται αν το μήκος κύματος  $\lambda$  που προκύπτει, ικανοποιεί τη συνθήκη:

$$\frac{x}{2} < \lambda < 3 \cdot x \quad (4.6)$$

Αν την ικανοποιεί, η συγκεκριμένη μέτρηση είναι αποδεκτή. Εάν όχι, τροποποιείται η απόσταση  $x$ , μέχρι το μήκος κύματος να ικανοποιεί την τελευταία συνθήκη. Τα όρια στην παραπάνω ανισότητα καλύπτουν πρακτικές απαιτήσεις όπως η εξασθένιση των κυρίων κυμάτων χώρου έως τον πρώτο δέκτη (άνω όριο) και άρα αποφυγή αλληλεπίδρασης των διαφορετικών ειδών κυμάτων, καθώς και περιορισμό της επίδρασης του περιβάλλοντος θορύβου (κάτω όριο).

#### 4.4 Αντιστροφή καμπύλης διασποράς

Το τρίτο και τελευταίο στάδιο της μεθόδου SASW είναι η αντιστροφή της καμπύλης διασποράς (inversion). Το ζητούμενο από την εφαρμογή της SASW είναι η εκτίμηση της μεταβολής της δυσκαμψίας σε σχέση με το βάθος, δηλαδή για ένα σύστημα πολλαπλών στρώσεων, πρέπει να προσδιοριστεί την ταχύτητα  $V_s$  των διατμητικών κυμάτων, καθώς αυτή αποτελεί ένδειξη της στιβαρότητας των στρώσεων (μέσω της σχέσης που τη συνδέει με το μέτρο διάτμησης). Η αντιστροφή δηλαδή, ορίζεται ως η διαδικασία η οποία υπολογίζει προς τα πίσω τη διατμητική ταχύτητα σε σχέση με το βάθος με βάση την πειραματική καμπύλη διασποράς που ήδη έχει κατασκευαστεί (σχήμα 4.7). Η εύρεση του πραγματικού προφίλ δυσκαμψίας ενός οδοστρώματος περιλαμβάνει και την εκτίμηση των παχών των στρώσεων, εφόσον υπάρχει εκτίμηση αντοχής σε διάφορα βάθη επιτρέποντας τον προσδιορισμό των διεπιφανειών μεταξύ των στρώσεων.



Σχήμα 4.7: Η λογική της αντιστροφής (Rix et al., 1991)

Σε διδιάστατα πρότυπα ανάλυσης (όπως αυτό του σχήματος 4.8) γίνονται δύο βασικές παραδοχές (Nazarian et al., 1995). Πρώτον, θεωρείται η διάδοση επίπεδων μόνο κυμάτων Rayleigh, και δεύτερον τα στρώματα θεωρούνται οριζόντια, ομοιογενή και ισότροπα που εκτείνονται στο άπειρο κατά την τρίτη διεύθυνση ώστε το πρόβλημα να είναι επίπεδης παραμόρφωσης.

$H_1$	$\rho_1$	$G_1$	$\nu_1$
$H_2$	$\rho_2$	$G_2$	$\nu_2$
$H_3$	$\rho_3$	$G_3$	$\nu_3$
$H_\infty$	$\rho_\infty$	$G_\infty$	$\nu_\infty$

**Σχήμα 4.8:** Παράμετροι προσδιορισμού του πραγματικού προφίλ δυσκαμψίας (Dennis and Bennett, 2005, from Foti, 2000)

Αρχικά λοιπόν, δίνεται μια υποθετική τιμή στη διατμητική ταχύτητα  $V_s$  και το πάχος  $d$  για κάθε στρώση, και προσαρμόζονται κατάλληλες τιμές στο λόγο του Poisson  $\nu$ , καθώς και στην πυκνότητα  $\rho$  του υλικού. Δημιουργείται μια θεωρητική καμπύλη διασποράς με βάση την αρχική υπόθεση και συγκρίνεται με την πειραματική καμπύλη διασποράς. Εάν οι δύο καμπύλες παρουσιάζουν ικανοποιητική σύγκλιση, τότε το υποτιθέμενο προφίλ θεωρείται ως πραγματικό. Εάν οι δύο καμπύλες έχουν αρκετές αποκλίσεις, τότε πρέπει να τροποποιηθούν κάποιες από τις υποθέσεις, και η θεωρητική καμπύλη διασποράς να κατασκευαστεί εκ νέου.

Τα στοιχεία που τροποποιούνται είναι συνήθως τα πάχη των στρώσεων ή οι ταχύτητες  $V_s$ , και όχι ο λόγος του Poisson ή η πυκνότητα. Οι Dennis and Bennett (2005) με αναφορά στο Nazarian (1984) επισημαίνουν πώς οι συγκεκριμένες ιδιότητες ελάχιστα επηρεάζουν (σε ποσοστό  $< 10\%$ ) τη εκτιμώμενη μηχανική αντοχή, αρκεί βεβαίως να τους έχουν αποδοθεί εξαρχής λογικές τιμές. Η νέα θεωρητική καμπύλη που υπολογίζεται συγκρίνεται ξανά με την υπάρχουσα πειραματική καμπύλη. Η επαναληπτική διαδικασία συνεχίζεται έως ότου επιτευχθεί ικανοποιητική ταύτιση στις δύο καμπύλες. Στην τελευταία επανάληψη, θεωρείται ότι το προφίλ με τις ιδιότητες που έχουν υποτεθεί, αντιπροσωπεύει τις πραγματικές ιδιότητες των υλικών των στρώσεων.

Μόλις προσδιοριστεί η πραγματική μεταβολή της διατμητικής ταχύτητας  $V_s$  με το βάθος, είναι δυνατός ο υπολογισμός του μέγιστου μέτρου διάτμησης  $G$  και του μέγιστου μέτρου ελαστικότητας  $E$  βάσει των σχέσεων 3.4 και 3.5. Οι τιμές των μεγεθών αντιστοιχούν στις μέγιστες τιμές τους, λόγω του μικρού εύρους επιβαλλόμενων παραμορφώσεων που επιβάλλει η μέθοδος SASW.

Κατά η διαδικασία της αντιστροφής, εφαρμόζονται διάφοροι αλγόριθμοι που ποικίλλουν σε βαθμό πολυπλοκότητας. Οι Widodo and Rosyidi (2009) σε μελέτη τους, έκαναν τις

παραδοχές του σχήματος 4.8. Το τελευταίο στρώμα θεωρήθηκε ομογενής ημίχωρος. Βασιζόμενοι στις αρχικά υποτιθέμενες ιδιότητες, υπολόγισαν τη θεωρητική καμπύλη διασποράς μέσω μιας ανάστροφης διαδικασίας εφαρμόζοντας το τρισδιάστατο δυναμικό μητρικό πρότυπο των Kausel and Roesset (1981). Οι συγγραφείς εφάρμοσαν τη μέθοδο του Joh (1996), για να ταιριάξουν τη θεωρητική καμπύλη διασποράς που έχει την μικρότερη μέση τετραγωνική ρίζα σφάλματος (RMS), με την πειραματική καμπύλη διασποράς, και να εκτιμήσουν με αυτόν τον τρόπο τις πραγματικές ιδιότητες του οδοστρώματος μελέτης.

Σημειώνεται, ότι στην τρέχουσα πειραματική διαδικασία, τα στάδια 2 και 3 της SASW (δηλαδή κατασκευή της πειραματικής καμπύλης διασποράς και αντιστροφή της) συμπτύχθηκαν σε ένα ενιαίο στάδιο, εφόσον δεν χρησιμοποιήθηκε κάποιος εξειδικευμένος αλγόριθμος αντιστροφής. Αυτό που θα επιχειρηθεί είναι η απευθείας διαμόρφωση των διαγραμμάτων του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης κατά SASW ( $E_{ASW}$ ) συναρτήσεως του βάθους  $d$  (με δεδομένα τα χαρακτηριστικά διάδοσης του εκάστοτε κύματος: μήκος και συχνότητα). Εξάλλου, η εκτίμηση της αντοχής είναι ο αντικειμενικός σκοπός της εργασίας αυτής, ενώ η εκτίμηση των παχών των στρώσεων (που μπορούν να εκτιμηθούν της διαδικασίας αντιστροφής) είναι δευτερεύουσας σημασίας, εφόσον το πάχος βάσης – υπόβασης είναι ήδη γνωστό.

#### 4.5 Σύγκριση της SASW με άλλες μεθόδους εκτίμησης αντοχής

Η δυνατότητα χρήσης διαφορετικών μη καταστρεπτικών μεθόδων για τον προσδιορισμό των μηχανικών χαρακτηριστικών του υλικού, εισάγει μια σειρά από προβληματισμούς στον εκάστοτε μηχανικό σχετικά με την καταλληλότητα της καθεμιάς. Κάθε μέθοδος περιλαμβάνει διαφορετικό εξοπλισμό που μπορεί να ποικίλει σε κόστος, στηρίζεται σε διαφορετικές θεωρητικές αρχές, άρα απαιτεί διαφορετική τεχνογνωσία και ενδεχομένως να υποστηρίζεται από λιγότερο ή περισσότερο εξειδικευμένα λογισμικά (αναλόγως της πολυπλοκότητας που υπεισέρχεται στην επεξεργασία των μετρήσεων). Ειδικότερα για το κόστος, οι Quintus et al. (2008) αναφέρουν ότι αυτό αφορά στην αρχική απόκτηση του εξοπλισμού και των υποστηρικτικών λογισμικών (αν υπάρχουν), στην μετέπειτα λειτουργία και συντήρησή του καθώς και στην ανάγκη βαθμονόμησης της μεθόδου προκειμένου να παράγει συγκρίσιμα αποτελέσματα.

Στο εισαγωγικό κεφάλαιο είδαμε ότι οι επιμέρους μέθοδοι εκτιμούν διαφορετικές τιμές της αντοχής των στρώσεων. Σχολιάζοντας τις αποκλίσεις που προκύπτουν από τις επιμέρους μεθόδους, οι Newcomb and Birgisson (1999) αναφέρουν ότι τα αποτελέσματα πρέπει να συνοδεύονται από ποιοτικούς δείκτες, όπως η φύση του φορτίου της μεθόδου (στατικό ή δυναμικό), το εντατικό και παραμορφωσιακό πεδίο στο οποίο λαμβάνει χώρα η δοκιμή, οι συνοριακές συνθήκες που επιλέγονται κατά την ανάλυση (πχ. ελαστικός ημίχωρος), και ενδεικτικές τιμές της σχετικής πυκνότητας και της περιεχόμενης υγρασίας. Από αρκετές

έρευνες, έχουν προκύψει συσχετίσεις μεταξύ της SASW και λοιπών μεθόδων διαφόρων στην εκτίμηση της αντοχής σε ασύνδετες και εδαφικές στρώσεις έδρασης.

- Οι Nazarian et al. (1999), πραγματοποιούν μια ποιοτική σύγκριση των επιτόπου σεισμικών μεθόδων (seismic methods) και μεθόδων βασιζόμενων στη σχέση φορτίου – υποχώρησης (deflection based methods) με αντιπροσωπευτικότερη το FWD. Η τελευταία αφορά τη διαδικασία σχεδιασμού, επιβάλλοντας φορτία όμοια με αυτά της κυκλοφορίας όπου μέσω ανάστροφων υπολογισμών προσδιορίζονται τα μηχανικά χαρακτηριστικά που ανταποκρίνονται καλύτερα στο σενάριο φόρτισης που επιλέχθηκε. Οι δε σεισμικές μέθοδοι προβαίνουν στον απευθείας χαρακτηρισμό του υλικού μέσω των χαρακτηριστικών διάδοσης ενός κύματος στο μέσο και ως εκ τούτου υπολογίζουν μια θεμελιωδώς ορθή παράμετρο αντοχής (το μέγιστο μέτρο διάτμησης άρα έμμεσα και το μέγιστο μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης). Στον αντίποδα, υπάρχουν υπολογιστικά προβλήματα λόγω των διαδικασιών ανάστροφου υπολογισμού στο FWD, ενώ τα τελικώς εκτιμώμενα μέτρα ελαστικής παραμόρφωσης αντιστοιχούν σε διαφορετικά επίπεδα παραμορφώσεων. Αυτό είναι κάτι που πρέπει να λαμβάνεται υπόψη, προκειμένου να μπορούν οι δύο τιμές να είναι συγκρίσιμες.

Ως προς τη σύγκριση, οι Quintus et al. (2008) αναφέρουν την πρόσθετη ανάγκη πραγματοποίησης εργαστηριακών δοκιμών προσδιορισμού του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης προκειμένου να προσδιορισθούν οι προσδοκώμενες τιμές της αντοχής των υλικών από τις διάφορες μεθόδους, αλλά και για λόγους βαθμονόμησης των μεθόδων.

- Οι Yuan et al. (1999) εφάρμοσαν τη μέθοδο SASW (μέσω του SPA) στην αξιολόγηση οδοστρωμάτων (εύρεση συνολικής φέρουσας ικανότητας οδοστρώματος) σε σύγκριση με άλλες καταστρεπτικές ή μη μεθόδους. Επιπλέον, σε οδοστρώματα που παρουσίασαν δομική ανεπάρκεια, πραγματοποίησαν κατάλληλες τομές προκειμένου να εκτιμήσουν την αντοχή της υποκείμενης στρώσης (της βάσης και της στρώσης έδρασης), ελέγχοντάς την στην επιφάνειά της και αξιολογώντας με αυτόν τον τρόπο τις τιμές που απέδωσε ο SPA.

Από την έρευνά τους, προέκυψε ότι ο σεισμικός συντελεστής ( $E_{SASW}$ ) αντιστοιχεί στο μέγιστο μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης αφού υπολογίζεται για πολύ μικρό εύρος παραμορφώσεων και αντιστοιχεί σε υψηλές τιμές των συχνοτήτων φόρτισης. Επιπλέον, ο σεισμικός συντελεστής της βάσης και της στρώσης έδρασης προκύπτει μεγαλύτερος (δεν προσδιορίζεται με περεταίρω ακρίβεια) από αυτόν που εκτιμάται μέσω του FWD ή εργαστηριακά (πχ μέσω της τριαξονικής συσκευής της εικόνας 2.1). Ωστόσο, επισημαίνουν την ανάγκη προσεκτικής χρήσης της SASW στην αξιολόγηση βάσης και στρώσης έδρασης λόγω φαινομένων αλληλεπίδρασης των επιφανειακών κυμάτων με τα κύρια κύματα χώρου. Το πρόβλημα δημιουργείται κυρίως στα

ανώτερα βάθη της βάσης, που εφάπτονται με τις ασφαλικές στρώσεις που έχουν υψηλή δυσκαμψία, επομένως στα βάθη αυτά ενδέχεται να αποδοθεί εσφαλμένα υψηλή αντοχή.

- Οι Chen et al. (2001) πραγματοποίησαν αρκετά επιτόπου πειράματα για τον προσδιορισμό του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης σε βάσεις οδοστρωσίας. Χρησιμοποίησαν τις μεθόδους SASW και FWD, διευκρινίζοντας ωστόσο ότι χρειάζεται τροποποίηση στη μεθοδολογία χρήσης του FWD για απευθείας εφαρμογή του στην επιφάνεια της βάσης. Ο παρακάτω πίνακας χαρακτηρίζει την ποιότητα υλικού μιας βάσης αναλόγως των τιμών της αντοχής που προκύπτει ανάστροφα από το FWD ( $E_{FWD}$ ) και της τιμής της ταχύτητας  $V_s$  των διατμητικών κυμάτων (κατά SASW).

**Πίνακας 4.2:** Ποιότητα Βάσης από διαφορετικές μεθόδους (Chen et al., 2001)

Ποιότητα Βάσης	$V_s$ (m/s)	$E_{FWD}$ (MPa)
Πτωχή / Κακή (Weak)	<250	<140
Μέτρια / Καλή (Good)	300-350	310-450
Υψηλή / Άριστη (Excellent)	>400	>700

- Οι Khanna and Mooney (2002), πραγματοποίησαν σε 71 αεροδρόμια στην Οκλαχόμα σύγκριση των μεθόδων SASW, DCP με τα αποτελέσματα πυρηνοληψίας. Στόχος τους ήταν ο προσδιορισμός της δομικής επάρκειας και η εκτίμηση της εναπομένουσας ζωής. Η εκτίμηση της αντοχής μέσω της SASW ήταν πιο ακριβής, όταν υπήρχαν πληροφορίες από τις γεωτρήσεις που πραγματοποιήθηκαν μετά τη λήψη πυρήνων. Επίσης, η SASW εκτίμησε ακριβέστερα την αντοχή της στρώσης έδρασης σε ασφαλικά οδοστρώματα, ενώ υπερεκτίμησε τον αντίστοιχο συντελεστή αντοχής στα δύσκαμπτα οδοστρώματα. Ως προς την εκτίμηση των παχών, η SASW εκτίμησε τα πάχη βάσης – υπόβασης με απόκλιση 10-30% από τις πραγματικές τιμές τους. Το DCP εκτιμά τα αντίστοιχα πάχη με πολύ μεγαλύτερη ακρίβεια, ωστόσο οι ερευνητές παρατηρούν γενικά όμοιες τάσεις μεταξύ των μεθόδων SASW και DCP. Πάντως, η SASW, αδυνατεί να εκτιμήσει με ακρίβεια τη διεπιφάνεια βάσης και υπόβασης, ενώ επισημαίνεται πώς είναι ικανή να διαχωρίσει τις στρώσεις, μόνο όταν παρουσιάζεται έντονη αντίθεση του δείκτη DCP.
- Οι Dennis and Bennett (2005), επιχείρησαν το συσχετισμό του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης κυρίως της στρώσης έδρασης μέσω των μεθόδων SASW και FWD. Εκτέλεσαν τα πειράματά τους την ίδια χρονική περίοδο, προκειμένου να εξασφαλίσουν κατά το δυνατόν πανομοιότυπες περιβαλλοντικές συνθήκες. Τα μεν εκτιμώμενα πάχη των στρώσεων τα σύγκριναν με λήψη πυρήνων, ενώ τους εκτιμώμενους συντελεστές δυσκαμψίας της SASW τους σύγκριναν με εργαστηριακά

πειράματα και εκτιμήσεις του FWD ή της πρότυπης δοκιμής διείσδυσης (Standard Penetration Test – SPT).

Ως προς το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης, οι τιμές της SASW κρίθηκαν λογικές για τις εδαφικές στρώσεις έδρασης δεδομένων των χαμηλών επιπέδων των παραμορφώσεων που προκαλούνται με τη μέθοδο αυτή. Οι συγγραφείς αναφέρουν ότι οι τιμές του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης από τη SASW ( $E_{SASW}$ ) προκύπτουν 2 έως 3 (ή και παραπάνω) φορές μεγαλύτερες από τις τιμές του  $M_R$  όταν αυτό προσδιοριστεί εργαστηριακά.

Στα υλικά της βάσης (όπου υιοθέτησαν την τιμή 0,35 για το λόγο του Poisson) οι συγγραφείς αναφέρουν δύο κατηγορίες υλικών που απαντώνται στην πολιτεία Arkansas. Τα μεν πρώτα (Class 7), που είναι θραυστά υλικά (από βραχώδη, πυριγενή, ιζηματογενή ή μεταμορφωμένα πετρώματα) παρουσιάζουν υψηλότερη αντοχή (η SASW απέδωσε μέση τιμή στα 750 MPa) από τα δεύτερα (Class 5) που είναι συλλεκτά υλικά από ποτάμι. Πάντως οι συγγραφείς επισημαίνουν υψηλές τιμές στο μέτρο  $M_R$  της βάσης (2 – 3 και παραπάνω φορές) για τους ίδιους λόγους που ανέφεραν και στην περίπτωση της στρώσης έδρασης.

- Ο Rosyidi (2007), σύγκρινε σε έρευνά του δισδιάστατα (2-D) και τρισδιάστατα (3-D) πρότυπα ανάλυσης στη φάση της αντιστροφής, προκειμένου να δημιουργήσει τις θεωρητικές καμπύλες διασποράς, δηλαδή να εκτιμήσει τη φέρουσα ικανότητα του οδοστρώματος μέσω της πραγματικής μεταβολής της ταχύτητας των διατμητικών κυμάτων. Εφάρμοσε τη διάταξη με τους δύο δέκτες, που περιγράφηκε σε προηγούμενη ενότητα και προκειμένου να ελέγξει διαφορετικά βάθη κάθε φορά, τροποποιούσε τη διάταξη πηγής – δεκτών επιδιώκοντας διαφορετικές αποστάσεις. Με δεδομένο τις μετρούμενες ταχύτητες  $V_S$ , καθώς και το χαμηλό εύρος των παραμορφώσεων (<0,001%) της SASW, το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης κατά SASW υπολογίστηκε από τη σχέση:

$$E_{SASW} = 2 \cdot \rho \cdot V_S^2 \cdot (1 + \nu) \cdot 10^{-3} \quad (4.7)$$

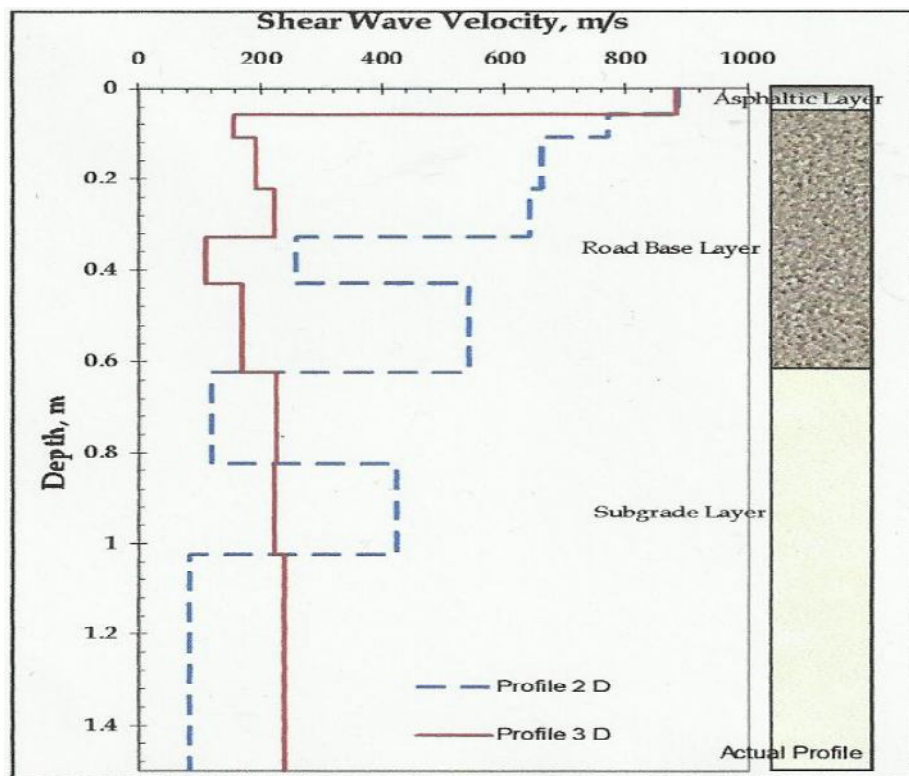
Όπου τα μεγέθη που υπεισέρχονται στη σχέση έχουν τις ακόλουθες μονάδες:  $\rho$  [ $t/m^3$ ],  $V_S$  [m/s],  $E_{SASW}$  [MPa].

Για να επικυρώσει (βαθμονομήσει) τα αποτελέσματα της SASW, εκτίμησε το δυναμικό μέτρο ελαστικότητας μέσω του DCP. Ο δείκτης DCP (mm/blow) μετρήθηκε ανά συγκεκριμένα χτυπήματα, εν συνεχεία μετατράπηκε στο δείκτη CBR (%) μέσω της σχέσης 4.8, που με τη σειρά του μετατράπηκε μέσω της σχέσης 4.9 του Shell (1978) στο δυναμικό μέτρο ελαστικότητας  $E_{dynamic}$  (MPa) προκειμένου να συγκριθεί με το συντελεστή από τη SASW.

$$\log(CBR) = 2,628 - 1,273 \cdot \log(DCP) \quad (4.8)$$

$$E_{dynamic} = 10,35 \cdot CBR \quad (4.9)$$

Το αρχικό υποθετικό πρότυπο που θα συγκριθεί με το πειραματικό, έχει ως παραμέτρους εισόδου, το λόγο του Poisson, την πυκνότητα του υλικού, τη διατμητική ταχύτητα, το λόγο απόσβεσης και το πάχος της στρώσης. Εάν είναι γνωστή εξαρχής κάποια από τις παραμέτρους αυτές (πχ το πάχος από λήψη πυρήνων), τότε η διαδικασία της αντιστροφής επιταχύνεται. Ο Rosyidi (2007) χώρισε την τυπική διατομή μελέτης σε τρεις επιμέρους στρώσεις (με σταθερή δυσκαμψία), ενώ για περισσότερη ακρίβεια, κάθε στρώση που υπόκειται σε μη γραμμική συμπεριφορά (πχ βάση, στρώση έδρασης) χωρίζεται σε επιμέρους υποστρώσεις με παραπλήσια αλλά πάντως διαφορετικά χαρακτηριστικά, οπότε επιτυγχάνεται λεπτομερέστερη ανάλυση. Το αποτελέσματα της έρευνάς του φαίνονται στο σχήμα 4.9.



**Σχήμα 4.9:** Σύγκριση 2-D και 3-D αριθμητικών προτύπων προσομοίωσης στην εκτίμηση της ταχύτητας  $V_s$  (Rosyidi 2007)

Ο συγγραφέας αναφέρει ότι οι ταχύτητες  $V_s$  στο 2-D πρότυπο ανταποκρίνονται στην πραγματικότητα μόνο για ορισμένες τιμές του μήκους κύματος (άρα και του βάθους), ενώ το 3-D πρότυπο αναπαριστά επαρκώς τη μεταβολή των ταχυτήτων  $V_s$  σε όλα τα βάθη. Επιπλέον, αναφέρει ότι το 3-D πρότυπο εντοπίζει ξεκάθαρα τις διεπιφάνειες μεταξύ των στρώσεων ή και των υποστρώσεων. Κάτι που το 2-D πρότυπο αποδίδει με

εντελώς διαφορετικό τρόπο. Το πρόβλημα είναι εντονότερο στο ανώτερο τμήμα της βάσης, το οποίο εφάπτεται των ασφαλτικών στρώσεων που παρουσιάζουν υψηλότερη αντοχή. Σε τέτοια περίπτωση έντονης διαφοράς στη δυσκαμψία (με το χαλαρότερο στρώμα να υπόκειται), λαμβάνουν χώρα πολλαπλές ανακλάσεις και διαθλάσεις των κυμάτων στη διεπιφάνεια των δύο στρώσεων. Έτσι, λαμβάνονται τιμές για τη δυσκαμψία της βάσης που αντιστοιχούν σε υψηλές συχνότητες, αποδίδοντάς της λανθασμένα υψηλή τιμή. Το πρόβλημα αυτό είχε εντοπισθεί ήδη από παλαιότερες έρευνες (Nazarian and Stokoe II, 1985).

Τέλος, ο Rosyidi (2007) συγκρίνει τις τιμές του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης που προκύπτει από τα 2-D και 3-D μοντέλα αντιστροφής που χρησιμοποιούνται στη SASW ( $E_{SASW}$ ) με το δυναμικό μέτρο ελαστικότητας που προέκυψε μέσω του DCP ( $E_{dynamic}$ ). Ο συγγραφέας αναφέρει πολύ καλή συμφωνία στα αποτελέσματα με το 3-D πρότυπο, όπου παρουσιάζεται απόκλιση 6,45% για τη βάση και 1,45% για τη στρώση έδρασης. Καταλήγει ότι το 3-D πρότυπο μπορεί να αντιπροσωπεύσει καλύτερα τα φαινόμενα διάδοσης κυμάτων στα οδοστρώματα, εκτιμώντας ρεαλιστικότερα τη φέρουσα ικανότητά του.

- Οι Rosyidi et al. (2007a) επισημαίνουν την ανάγκη ύπαρξης εμπειρικών συσχετίσεων της σεισμικής παραμέτρου (ταχύτητας  $V_s$ ) της SASW με άλλες συμβατικές μεθόδους (πχ DCP) προκειμένου να ενισχυθεί η χρήση της SASW στο δομικό έλεγχο οδοστρωμάτων. Για την περίπτωση της βάσης, αναφέρουν ικανοποιητικές συσχετίσεις για τις τιμές της ταχύτητας των διατμητικών κυμάτων ( $V_s$ ) σε σχέση με τα αποτελέσματα του DCP και του επιτόπου δείκτη CBR.

Οι εμπειρικές σχέσεις που προτείνουν οι Rosyidi et al. (2007a) για το συσχετισμό της ταχύτητας  $V_s$  με το δείκτη CBR και το δείκτη DCP για βάσεις οδοστρωμάτων είναι οι εξής:

$$CBR = 6 \cdot \left(\frac{V_s}{100}\right)^{1,99} \quad (4.10)$$

$$DCP = 41861 \cdot V_s^{-1,56} \quad (4.11)$$

όπου:

CBR: ο επιτόπου δείκτης CBR της βάσης εκφρασμένος επί τοις εκατό (%)

DCP: ο δείκτης διείσδυσης εκφρασμένος σε mm/blow (χιλιοστά ανά κύπο) λόγω πτώσης μάζας 8 kg

$V_s$ : η ταχύτητα διάδοσης των διατμητικών κυμάτων εκφρασμένη σε m/s.

Σημειώνεται ο συντελεστής συσχέτισης στις παραπάνω μεταβλητές στα 0,94. Επίσης, από τις σχέσεις προκύπτει αύξηση της  $V_s$  συνάδει με την αύξηση του δείκτη CBR,



πράγμα λογικό, δεδομένου ότι υψηλή ταχύτητα διάδοσης κυμάτων σε ένα μέσο δηλώνει υψηλή αντοχή. Ωστόσο η αύξηση του δείκτη DCP που δηλώνει υψηλή διατάραξη του μέσου, αποτελεί ένδειξη μειωμένης φέρουσας ικανότητας και συνεπάγεται χαμηλές τιμές της  $V_s$ .

- Οι Widodo and Rosyidi (2009) μελέτησαν τη σχέση των μεθόδων SASW και DCP για την περίπτωση της στρώσης έδρασης. Οι εμπειρικές σχέσεις στις οποίες κατέληξαν για την ταχύτητα  $V_s$  και το μέτρο  $E_{SASW}$  είναι οι εξής:

$$DCP = 45668 \cdot V_s^{-1,58} \quad (4.12)$$

$$DCP = 709,18 \cdot E_{SASW}^{-0,78} \quad (4.13)$$

όπου τα μεγέθη που υπεισέρχονται στις σχέσεις είναι εκφρασμένα στις εξής μονάδες: DCP [mm/blow],  $V_s$  [m/s],  $E_{SASW}$  [MPa].

- Οι Jersey and Edwards (2009), εφάρμοσαν επί δειγμάτων υλικών βάσεων και στρώσεων έδρασης διαφορετικές μεθόδους όπως η SASW, το SSG (βασίζεται στη σχέση φορτίου – υποχώρησης), το LFWD, το DCP και τη δοκιμή προσδιορισμού του CBR. Στην έρευνά τους πραγματοποίησαν στη δοκιμαστική περιοχή ελέγχου, πρώτα τις δοκιμές SASW, SSG, LFWD που απαιτούν αδιατάρακτη περιοχή προκειμένου να εκτιμήσουν κατάλληλα την αντοχή (ειδικότερα των χαλαρών χονδρόκοκκων υλικών έδρασης). Εν συνεχεία χρησιμοποίησαν το DCP (προκαλώντας μερική διαταραχή στην περιβάλλουσα, του σημείου δοκιμής, περιοχή) και τελευταία την δοκιμή προσδιορισμού του δείκτη CBR. Οι συγγραφείς παρατηρούν ότι τα αποτελέσματα από τον PSPA (που βασίζεται στη SASW), ακολουθούν όμοιες τάσεις στα χονδρόκοκκα υλικά με τις μεθόδους SSG και LFWD, άλλα είναι περίπου διπλάσια σε τιμή.

Η μη γραμμική συμπεριφορά και ανισοτροπία των ασύνδετων και εδαφικών υλικών είναι αυτή που διαφοροποιεί τις τιμές στους συντελεστές αντοχής των διαφόρων μεθόδων. Ακόμη και για την ίδια μέθοδο, ενδέχεται να υπάρχουν αποκλίσεις. Οι Jersey and Edwards (2009) αναφέρουν συντελεστή διασποράς 10-21% στην αντοχή των χονδρόκοκκων υλικών, και 7-36% στα λεπτόκοκκα υλικά, τιμές που θεωρούνται λογικές από τους συγγραφείς κάνοντας αναφορά στους Lee et al. (1983) που δίνουν στο συντελεστή διασποράς για τον προσδιορισμό της αντοχής από 2-42%. Ως εκ τούτου, η μη γραμμική συμπεριφορά των υλικών κάνει δύσκολο τον προσδιορισμό της αντοχής, η οποία εξαρτάται άμεσα από τα επίπεδα τάσεων και παραμορφώσεων που επικρατούν, όπως επισημάνθηκε στο κεφάλαιο 2. Οι Jersey and Edwards (2009) επιβεβαιώνουν ότι με τον PSPA (SASW), επιβάλλονται μικρές παραμορφώσεις άρα αναμένονται υψηλές τιμές στο μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης που αντιστοιχούν

στον αρχικό εφαπτομενικό μέτρο ελαστικότητας του σχήματος 2.3 της υποενότητας 2.2.2.

- Σε μια άλλη προσέγγιση, οι Nazarian et al. (2005) προσπαθούν να συνδέσουν τη συμπεριφορά μιας στρώσης του οδοστρώματος με τις ιδιότητες των υλικών που την αποτελούν. Ειδικότερα για την περίπτωση της βάσης – υπόβασης, συνδέουν τη συμπεριφορά των στρώσεων αυτών με δύο ιδιότητες «κλειδί», που είναι το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης και η γωνία εσωτερικής τριβής του υλικού. Επισημαίνουν ότι είναι επιθυμητό ο σεισμικός συντελεστής της βάσης ( $E_{SASW}$ ) να συσχετισθεί με το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης που θα χρησιμοποιηθεί στο σχεδιασμό, καθώς το τελευταίο αποτελεί την παράμετρο – κλειδί στις περισσότερες μηχανιστικές διαδικασίες σχεδιασμού καθώς και στο οδηγό σχεδιασμού AASHTO 2002.

Καταλήγουν στις παρακάτω εμπειρικές σχέσεις συσχέτισης (α) του  $M_{R-design}$  με το σεισμικό μέτρο ελαστικότητας (σχέση 4.14) καθώς και (β) της ταχύτητα διάδοσης των διαμηκών κυμάτων  $V_p$  με τη γωνία εσωτερικής τριβής  $\phi$  (σχέση 4.15).

$$M_{R-design} = 0,5516 \cdot E_{seismic} \quad (4.14)$$

$$V_p = 237 \cdot e^{\frac{\phi}{40}} \quad (4.15)$$

όπου:

$M_{R-design}$ : το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης σχεδιασμού σε MPa

$E_{seismic}$ : ο σεισμικός συντελεστής από τη χρήση του SPA σε MPa

$V_p$ : η ταχύτητα διάδοσης των διαμηκών κυμάτων σε ft/s

$\phi$ : η γωνία εσωτερικής τριβής σε μοίρες.

Οι συντελεστές συσχέτισης στις δύο παραπάνω σχέσεις είναι 0,85 και 0,75 αντίστοιχα. Ακόμη οι Nazarian et al. (2005) με αφορμή τις παραπάνω σχέσεις αναφέρουν ότι μια ελάχιστη γωνία εσωτερικής τριβής στις 40° είναι απαραίτητη για ικανοποιητική συμπεριφορά της βάσης, ενώ τιμή του σεισμικού συντελεστή στα 700 MPa εξασφαλίζει την ικανοποιητική συμπεριφορά της.

#### 4.6 Ενσωμάτωση σεισμικού συντελεστή στη διαδικασία σχεδιασμού

Υπενθυμίζεται ότι λόγω των μικρών παραμορφώσεων που επιβάλλουν οι σεισμικές μέθοδοι, ο συντελεστής αντοχής που υπολογίζουν αντιστοιχεί στο αρχικό εφαπτομενικό μέτρο ελαστικότητας (Ke et al., 2002). Οι Nazarian et al. (1996b) αναφέρονται στην ανάγκη προσαρμογής του συντελεστή που προκύπτει από τη χρήση του SPA λόγω της συνεπαγόμενης, εκ του εξωτερικού κυκλοφοριακού φορτίου, μη γραμμικότητας. Οι Meschani et al. (2004) αναφέρουν επίσης ότι η χρήση του SPA επιβάλλει μικρά εξωτερικά

φορτία, συνεπώς το σεισμικό μέτρο ελαστικότητας αντιστοιχεί στη γραμμική ελαστική περιοχή, επομένως απαιτείται τροποποίησή του. Επισημαίνουν πώς για την ενσωμάτωση του σεισμικού συντελεστή στο σχεδιασμό και την ανάλυση οδοστρωμάτων, είναι απαραίτητο ο σεισμικός συντελεστής να αναχθεί σε επίπεδα τάσεων και παραμορφώσεων όμοια με αυτά που επιβάλλονται από τα αξονικά φορτία της κυκλοφορίας. Την ανάγκη προσαρμογής του σεισμικού συντελεστή σε υψηλότερο εύρος παραμορφώσεων, ώστε να μπορεί να χρησιμοποιηθεί στο σχεδιασμό, επισημαίνουν και οι Celaya et al. (2010).

Σε έρευνα τους οι Ke et al. (2002) καταλήγουν στο ότι ο συντελεστής σχεδιασμού (design modulus) μπορεί να προκύψει συνδυάζοντας το σεισμικό συντελεστή που έχει προκύψει από μετρήσεις στο πεδίο και από τον προσδιορισμό των παραμέτρων  $k_2$  και  $k_3$  του καταστατικού προτύπου προσδιορισμού του  $M_R$  που περιγράφεται στην επόμενη σχέση (Nazarian et al., 1999). Οι παράμετροι  $k_2$  και  $k_3$  εκφράζουν τη μη γραμμική συμπεριφορά της βάσης – υπόβασης και της στρώσης έδρασης και προσδιορίζονται εργαστηριακά. Το πρότυπο που αναφέρθηκε, αντιπροσωπεύει υλικά βάσης και στρώσης έδρασης και ορίζεται ως εξής:

$$M_R = k_1 \cdot \sigma_c^{k_2} \cdot \sigma_r^{k_3} \quad (4.16)$$

όπου:

$k_1, k_2, k_3$ : παράμετροι συμπεριφοράς του υλικού

$\sigma_c$ : μέση ενεργός τάση (MPa)

$\sigma_d$ : αποκλίνουσα τάση (MPa)

Σε συνέχεια αυτής της έρευνας, οι Meshkani et al. (2004) επισημαίνουν την ανάγκη ύπαρξης καταστατικού προτύπου προσδιορισμού της μη γραμμικής συμπεριφοράς των υλικών προκειμένου να προκύπτει συντελεστής σχεδιασμού μέσω σεισμικών μεθόδων αλλά σε επίπεδα παραμορφώσεων πραγματικής φόρτισης. Στόχος τους, δηλαδή, ήταν να ληφθεί υπόψη η μη γραμμική συμπεριφορά (κυρίως της βάσης και της στρώσης έδρασης) που επιβάλλει η εξωτερική φόρτιση (λόγω της κυκλοφορίας). Το πρότυπο το οποίο ανέπτυξαν είχε αφετηρία το προηγούμενο καταστατικό πρότυπο προσδιορισμού του  $M_R$ , αλλά με προσπάθεια αναγωγής σε συνθήκες εξωτερικής φόρτισης. Ο συντελεστής σχεδιασμού προκύπτει από την εξής σχέση:

$$E_{design} = E_{seismic} \cdot \left( \frac{\sigma_{c-ult}}{\sigma_{c-init}} \right)^{k_2} \cdot \left( \frac{\sigma_{r-ult}}{\sigma_{r-init}} \right)^{k_3} \quad (4.17)$$

όπου:

- $E_{design}$ : το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης (MPa) που αντιστοιχεί στην τιμή σχεδιασμού για συγκεκριμένο βάθος,
- $E_{seismic}$ : το σεισμικό μέτρο ελαστικότητας (MPa) για συγκεκριμένο βάθος που προκύπτει από τις επιτόπου μετρήσεις,

- $k_2, k_3$ : αδιάστατοι παράμετροι μη γραμμικής συμπεριφοράς που προσδιορίζονται εργαστηριακά και εκφράζουν την επιρροή της μέσης ενεργού τάσης και της αποκλίνουσας τάσης αντίστοιχα (συνήθως είναι  $k_2 > 0, k_3 < 0$ ).
- $\sigma_c, \sigma_t$ : η μέση ενεργός τάση και η αποκλίνουσα τάση αντίστοιχα.

Οι δείκτες ultimate και initial αντιπροσωπεύουν δύο σενάρια φόρτισης. Το αρχικό σενάριο αντιστοιχεί σε μηδενική εξωτερική φόρτιση, όποτε οι στρώσεις φορτίζονται μόνο γεωστατικά (initial). Το δεύτερο σενάριο φόρτισης αντιστοιχεί σε καθολική φόρτιση λόγω αξονικών φορτίων. Με αυτό τον τρόπο, προσαρμόζεται ο σεισμικός συντελεστής (που αντιστοιχεί στη γραμμική περιοχή των χαμηλών παραμορφώσεων) σε τιμές σχεδιασμού λαμβάνοντας υπόψη την, λόγω εξωτερικής φόρτισης, μη γραμμικότητα των υλικών οδοστρώσιςας.

Σημειώνεται ότι έχουν αναπτυχθεί αρκετές μεθοδολογίες ανάλυσης που χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό οδοστρώματων που ποικίλλουν σε επίπεδο πολυπλοκότητας (πχ είδος φορτίου, γραμμική ή μη συμπεριφορά κ.α.) και χρησιμοποιούνται αναλόγως της επιδιωκόμενης ακρίβειας. Ενδεικτικά αναφέρεται η απλή ελαστική γραμμική ανάλυση, η ισοδύναμη – γραμμική ανάλυση, η μη γραμμική ανάλυση και η δυναμική ανάλυση (γραμμική και μη γραμμική). Επιπλέον, οι αλγόριθμοι επίλυσης που υποστηρίζουν τις προηγούμενες τεχνικές ανάλυσης μπορούν να χρησιμοποιήσουν τη θεωρία του πολυστρωματικού μέσου ή ακόμη να κάνουν και εφαρμογή πεπερασμένων στοιχείων. Οι Ke et al. (2002) μελέτησαν όλες τις παραπάνω εκδοχές πραγματοποιώντας αναλύσεις ευαισθησίας των συντελεστών αντοχής σε διάφορες παραμέτρους όπως πάχη, δυσκαμψίες, παράμετροι  $k_2, k_3$  ασύνδετων και εδαφικών στρώσεων. Οι Meshkani et al. (2004) αναφέρουν ότι η γραμμική ελαστική ανάλυση δεν μπορεί να λάβει υπόψη την πιθανή μη γραμμική συμπεριφορά των στρώσεων του οδοστρώματος υπό πραγματικές συνθήκες φόρτισης και αυτό το κενό καλύπτει η ισοδύναμη – γραμμική ανάλυση. Οι επιλύσεις αυτές ωστόσο είναι προσεγγιστικές, καθώς δε λαμβάνουν υπόψη τη μεταβολή της δυσκαμψίας στην πλευρική διεύθυνση. Το κενό αυτό καλύπτουν τα πεπερασμένα στοιχεία που προσομοιάζουν με απόλυτη επιτυχία τις πλήρεις συνθήκες που επικρατούν στο εσωτερικό των στρώσεων.

Το πρότυπο των Meshkani et al. (2004) που υιοθετούν και οι Abdallah et al. (2005) βασίζεται στην ισοδύναμη – γραμμική ανάλυση, η οποία θεωρείται ικανοποιητική λόγω της λιγότερης πολυπλοκότητάς της και του λιγότερου απαιτούμενου υπολογιστικού χρόνου επεξεργασίας. Βασικό πλεονέκτημα της μεθόδου είναι ότι λαμβάνει υπόψη τη μη γραμμική συμπεριφορά των υλικών της βάσης και της στρώσης έδρασης. Οι στρώσεις που παρουσιάζουν μη γραμμική συμπεριφορά χωρίζονται σε επιμέρους στρώσεις με κατά προσέγγιση σταθερά χαρακτηριστικά. Από έρευνες των Ke et al. (2002), προκύπτει ότι οι περισσότερες στρώσεις οδοστρώματων που υπόκεινται σε μη γραμμική συμπεριφορά αρκεί να χωριστούν σε 3 έως 5 επιμέρους στρώσεις. Μια τέτοια ισοδύναμη – γραμμική προσέγγιση επιτρέπει ρεαλιστικότερη αξιολόγηση της δομικής επάρκειας του οδοστρώματος, των κρίσιμων τάσεων ελέγχου και συνεπώς της εναπομένουσας ζωής έναντι κόπωσης ή αστοχίας.

# 5. ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ

## 5.1 Γενικά

Για τις ανάγκες εκπόνησης της παρούσας διπλωματικής εργασίας, πραγματοποιήθηκε πείραμα για την εφαρμογή της SASW σε υπό κατασκευή οδόστρωμα του οδικού τμήματος Λεύκτρου – Σπάρτης που ανήκει στον αυτοκινητόδρομο Μορέα στην Πελοπόννησο (εικόνα 5.1). Οι μετρήσεις έγιναν επί της επιφάνειας της βάσης – υπόβασης από συμπυκνωμένο αμμοχάλικο (εικόνες 5.2, 5.3, 5,4). Στόχος ήταν η διερεύνηση της δυνατότητας της SASW στην εκτίμηση της αντοχής (σε όρους του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης) για τις στρώσεις της βάσης – υπόβασης και της έδρασης. Τυπική διατομή του υπό κατασκευή οδοστρώματος φαίνεται στο σχήμα 5.1.



Εικόνα 5.1 Η θέση του έργου



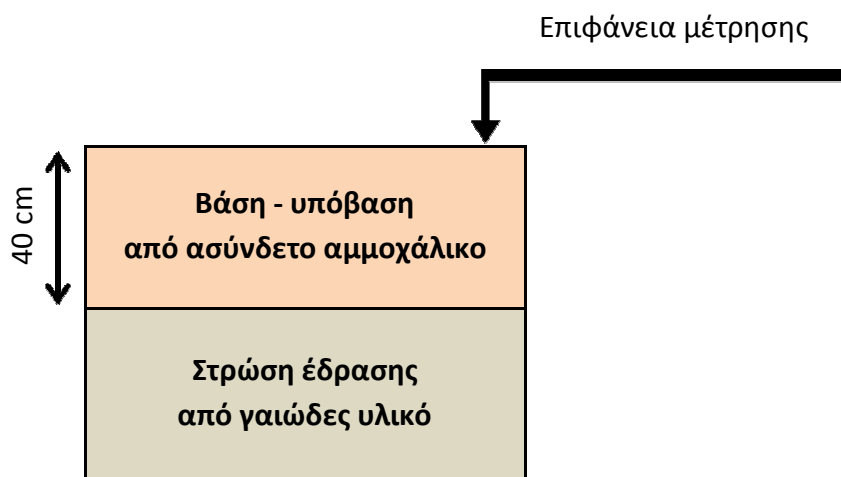
**Εικόνα 5.2:** Ο υπό κατασκευή άξονας (επιφάνεια της βάσης)



**Εικόνα 5.3:** Συμπυκνωμένο ασύνδετο αμμοχάλικο



**Εικόνα 5.4:** Συμπυκνωμένο ασύνδετο αμμοχάλικο



**Σχήμα 5.1:** Τυπική διατομή μελέτης

Οι μετρήσεις πραγματοποιήθηκαν σε δύο φάσεις. Στην πρώτη φάση, οι μετρήσεις πραγματοποιήθηκαν κυρίως για αναγνωριστικούς σκοπούς, δηλαδή γνωριμία με τη μέθοδο SASW και την εφαρμογή της, προκαταρκτική αξιολόγηση των αποτελεσμάτων, εντοπισμός αδυναμιών ή λαθών της διαδικασίας και προτάσεις βελτίωσής της, ώστε τα αποτελέσματα να ανταποκριθούν στις ανάγκες της έρευνας. Ουσιαστικά, η δεύτερη φάση των μετρήσεων έγινε σε πιο ώριμο στάδιο, και τα αποτελέσματα της δεύτερης φάσης μετρήσεων επέτρεψαν την περαίωση της εργασίας αυτής.

Ο εξοπλισμός της SASW που χρησιμοποιήθηκε στη διεξαγωγή των μετρήσεων ήταν:

- 6 Γεώφωνα
- Σφυρί και μεταλλική πλάκα επί της οποίας πραγματοποιούνται τα χτυπήματα με το σφυρί

- Υπολογιστής και λογισμικό που ελέγχει την πορεία των μετρήσεων
- Καλώδια σύνδεσης όλων των προηγούμενων εξαρτημάτων.



Εικόνα 5.5: (α) Γεώφωνο, (β) Σφυρί



Εικόνα 5.6: (α) Μεταλλική πλάκα, (β) Σύστημα καταγραφής

## 5.2 Πρώτη φάση μετρήσεων SASW

Ελέγχθηκαν συνολικά 7 σημεία. Για κάθε σημείο η δοκιμή πραγματοποιήθηκε τοποθετώντας τα 6 γεώφωνα κατά τη διαμήκη διεύθυνση της οδού σε απόσταση 50cm μεταξύ τους (εικόνα 5.7) και η μεταλλική πλάκα τοποθετήθηκε πριν από το πρώτο γεώφωνο στην ίδια απόσταση (50cm).

Πραγματοποιήθηκαν σε κάθε σημείο 2 επαναλήψεις με 5 χτυπήματα έκαστη. Η επανάληψη της διαδικασίας έγινε προκειμένου να σταθμιστεί και να ελεγχθεί η ποιότητα των αποτελεσμάτων. Δηλαδή για κάθε σημείο, θα προκύψουν δύο διαγράμματα του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης συναρτήσει του βάθους, ούτως ώστε να πραγματοποιηθεί



αξιολόγηση της επιτυχίας της εν λόγω διάταξης στην εκτίμηση της αντοχής. Αν υπάρχει κοινή τάση στα αποτελέσματα των δύο επαναλήψεων, τότε προφανώς η διάταξη θα κριθεί αποτελεσματική.



**Εικόνα 5.7:** Τοποθέτηση πηγής – δεκτών ανά 50 cm

Στα αποτελέσματα της πρώτης φάσης των μετρήσεων, παρατηρήθηκαν διαδικαστικά λάθη που κατέστησαν ελλιπή την εξαγόμενη πληροφορία. Παρακάτω, παρατίθενται οι ακριβείς λόγοι για τους οποίους δεν ήταν αξιοποιήσιμα τα αποτελέσματα της α' φάσης, έτσι ώστε να γίνει πλήρως αντιληπτή η ανάγκη πραγματοποίησης β' φάσης μετρήσεων με τη SASW.

Πρώτον, η επιλεγόμενη διάταξη πηγής – δεκτών (ανά 50 cm) κρίθηκε μεγάλη, εφόσον δεν απέδωσε πληροφορία για τα βάθη ενδιαφέροντος δηλαδή έως 0,40m (τα βάθη που αντιστοιχούν στη βάση και την υπόβαση). Ουσιαστικά, προέκυψε αξιοποιήσιμη πληροφορία από βάθος 0,50m και κάτω, που αντιστοιχεί στη στρώση έδρασης. Επιπλέον, οι συχνότητες διάδοσης των κυματισμών ήταν αρκετά μικρές (έως 150Hz), γεγονός που επιτρέπει τον έλεγχο μεγαλύτερων βαθών (όπως επισημάνθηκε στο κεφάλαιο 4). Για τον έλεγχο βαθών που βρίσκονται κοντά στην επιφάνεια των μετρήσεων, είναι επιθυμητές αυξημένες συχνότητες (1000 – 2000Hz). Τέλος, το είδος του σφυριού που χρησιμοποιήθηκε (βάρους 8kg) επέβαλλε φορτίσεις μεγάλης διάρκειας (και συνεπώς προκαλούσε διάδοση κυμάτων μικρής συχνότητας) που δεν επέτρεψαν την αξιολόγηση ανώτερων βαθών. Όλα τα παραπάνω αποτέλεσαν αφορμή προβληματισμού με σκοπό της βελτίωσης της διαδικασίας μετρήσεων. Στη β' φάση επιχειρήθηκε αλλαγή της διάταξης πηγής – δεκτών (τοποθέτησή τους πιο κοντά), αύξηση του εύρους συχνοτήτων διάδοσης των κυμάτων μέσω αλλαγής του βάρους πρόσκρουσης του σφυριού, ώστε να διαπιστωθεί εάν οι προτεινόμενες αλλαγές θα βελτίωναν την εξαγόμενη πληροφορία.

Ένα δεύτερο στοιχείο που κατέστησε μη εκμεταλλεύσιμες τις μετρήσεις της α' φάσης ήταν η χαμηλή ποιότητα των παρατηρούμενων σημάτων που εξέπεμψε η πηγή, με αποτέλεσμα να παρατηρηθούν χαμηλές τιμές της συνάρτησης συνοχής και να απορριφθούν αρκετά ζεύγη τιμών (συχνότητας και μήκους κύματος) των διαδιδόμενων κυμάτων. Η αναφορά αυτού του προβλήματος είναι αρκετά σημαντική, καθώς οι μετρήσεις πραγματοποιήθηκαν σε πραγματικές συνθήκες κατασκευής του έργου, δηλαδή με παράλληλη και απρόσκοπτη λειτουργία του εργοταξίου. Ειδικότερα, η κυκλοφορία των βαρέων οχημάτων επί της οδού για τις ανάγκες του έργου, προκαλούσε επιπρόσθετες φορτίσεις στη βάση (πέραν αυτών που προκαλούσε το χτύπημα με το σφυρί), συντελώντας στην αύξηση του περιβάλλοντος θορύβου (background noise). Η αύξηση αυτή εκφράζεται μέσω της μείωσης των τιμών της συνάρτησης συνοχής. Αποτέλεσμα ήταν να απορριφθούν αρκετά ζεύγη τιμών χωρίς να είναι εφικτή η εκτίμηση της αντοχής σε βάθη που αντιστοιχούσαν στη βάση – υπόβαση. Πάντως, να αναφερθεί ότι το μειονέκτημα αυτό ήταν δευτερεύουσας σημασίας, εφόσον το βασικό πρόβλημα ήταν η αδυναμία επίτευξης υψηλών συχνοτήτων.

### 5.3 Δεύτερη φάση μετρήσεων SASW

Δεδομένων των παραπάνω παρατηρήσεων, πραγματοποιήθηκε β' φάση μετρήσεων. Οι θέσεις ελέγχου είναι τρεις και κωδικοποιούνται με την ονομασία Σ1, Σ2, Σ3. Η ακριβή χιλιομετρική τους θέση επί του οδικού τμήματος ήταν:

Σ1 – 24+600

Σ2 – 24+580

Σ3 – 24+560

Επί αυτών των θέσεων ελέγχου θα παρουσιαστούν τα αποτελέσματα της πειραματικής διαδικασίας, και όχι επί των 7 σημείων που μετρήθηκαν στην α' φάση, εφόσον στη β' φάση δεν μετρήθηκαν ξανά όλα τα σημεία.

Αυτό που ουσιαστικά επιχειρήθηκε να γίνει είναι μια ανάλυση ευαισθησίας της μεθόδου συναρτήσεως της διάταξης πηγής – δεκτών και του βάρους πρόσκρουσης που σχετίζεται με τις συχνότητες (εικόνα 5.8). Στόχος ήταν να διερευνηθεί εάν υπάρχει κάποια βέλτιστη διάταξη πηγής – δεκτών καθώς και ποιο είναι το εύρος των αποδεκτών συχνοτήτων, ώστε να μπορεί να εκτιμηθεί η αντοχή σε όσο γίνονται μικρότερα βάθη της περιοχής ενδιαφέροντος (βάση – υπόβαση και στρώση έδρασης).

Πρώτη ελέγχθηκε η θέση ελέγχου Σ1. Εφαρμόστηκαν διαδοχικά οι ακόλουθες διατάξεις πηγής – δεκτών:

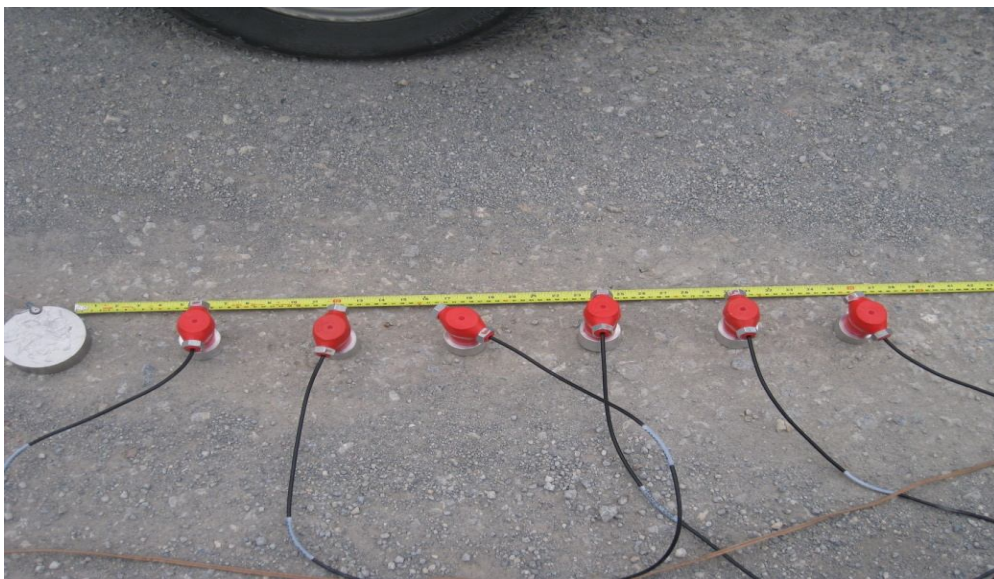
Ανά 15 cm (εικόνα 5.9) – χτύπημα με σφυρί ελαφρού βάρους,

Ανά 30 cm (εικόνα 5.10) – χτύπημα με σφυρί βάρους 8kg,

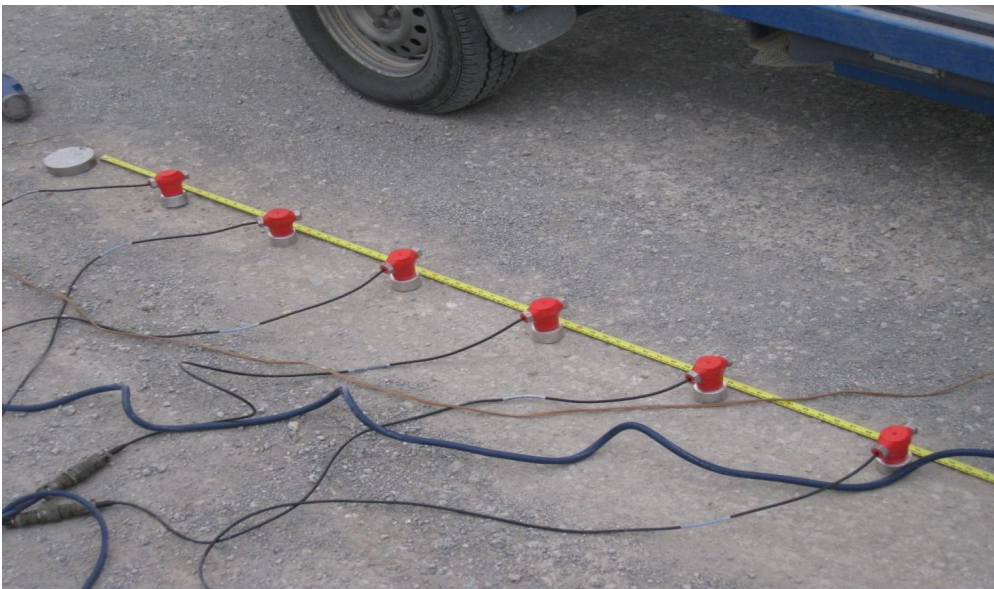
Ανά 45 cm (εικόνα 5.11) – χτύπημα με σφυρί βάρους 8kg.



**Εικόνα 5.8:** Σφυριά με διαφορετικά βάρη πρόσκρουσης



**Εικόνα 5.9:** Τοποθέτηση πηγής – δεκτών ανά 15 cm



**Εικόνα 5.10:** Τοποθέτηση πηγής – δεκτών ανά 30 cm



**Εικόνα 5.11:** Τοποθέτηση πηγής – δεκτών ανά 45 cm

Σε κάθε διάταξη πραγματοποιήθηκαν (ομοίως με την α' φάση) 2 επαναλήψεις μετρήσεων των 5 χτυπημάτων έκαστη. Η επιλογή των συχνοτήτων, ορίστηκε αυτόματα. Παρατηρήθηκε κατά την επιτόπου διαδικασία, ότι το εύρος των συχνοτήτων έφτασε τα 400-450Hz περίπου, όποτε κρίθηκε σκόπιμο η επιλογή των συχνοτήτων στις επόμενες θέσεις ελέγχου να γίνει σειριακά (επιλογή του λογισμικού), ώστε να προστεθούν ακόμη μεγαλύτερες συχνοτήτες (έως 1500Hz). Σειριακή επιλογή συχνοτήτων σημαίνει έλεγχος των συχνοτήτων μία προς μία, και αποδοχή αυτών για τις οποίες η συνοχή ήταν μεγαλύτερη του 0,90. Το γεγονός αυτό (σειριακή επιλογή συχνοτήτων) κατέστησε τη διαδικασία αρκετά χρονοβόρα.

Στις θέσεις ελέγχου Σ2, Σ3 εφαρμόστηκαν διαδοχικά οι ίδιες διατάξεις με τη θέση Σ1. Ωστόσο πραγματοποιήθηκε και μία τρίτη επανάληψη (σε κάθε διάταξη) σειριακής επιλογής συχνοτήτων (όπως προαναφέρθηκε), σε μια προσπάθεια αύξηση του εύρους των συχνοτήτων.

## 5.4 Εφαρμογή λοιπών μεθόδων

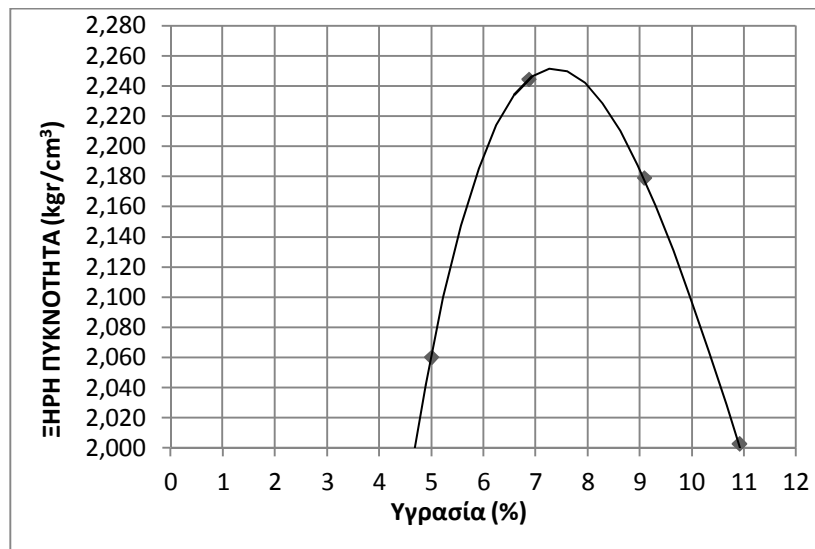
Σημειώνεται ότι κατά την α' φάση των μετρήσεων, ελήφθησαν από το εργαστήριο Οδοποιίας ΕΜΠ, πρόσθετες μετρήσεις με τις μεθόδους DCP και LWFD, που παρουσιάστηκαν στο κεφάλαιο 2<sup>ο</sup>, και ενδείκνυται η χρήση τους για έλεγχο στρώσεων από ασύνδετα υλικά και εδαφικών στρώσεων κατά τη φάση κατασκευής. Ωστόσο, με το δυναμικό πενετρόμετρο κώνου (DCP) δεν κατέστη επαρκής πτώση του κώνου διείδυσης επί του αμμοχάλικου (ακόμη και μετά από 50 κτύπους, η πτώση ήταν έως 2cm), γεγονός που αποτέλεσε ένδειξη της άριστης ποιότητας του αμμοχάλικου μετά τη συμπύκνωση που είχε υποστεί κατά την κατασκευή του. Από την άλλη, οι μετρήσεις υποχωρήσεων και μέτρου ελαστικότητας που έδωσε το παραμορφωσίμετρο πίπτοντος ελαφρού βάρους (LWFD) παρουσίασαν αρκετή διασπορά και δεν κατέστη εφικτή η αξιοποίησή τους. Στη β' φάση των μετρήσεων,

πραγματοποιήθηκαν από το εργαστήριο Οδοποιίας ΕΜΠ, μετρήσεις επί των θέσεων Σ1, Σ2, Σ3 με το σύστημα FWD. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης του ανάστροφου υπολογισμού επί των μετρημένων ελαστικών υποχωρήσεων, αξιοποιήθηκαν προκειμένου να πραγματοποιηθεί στοιχειώδης σύγκριση με τις εκτιμώμενες τιμές του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης από τη SASW στις ίδιες θέσεις.

## 6. ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΣΥΛΛΟΓΗΣ

### 6.1 Χαρακτηριστικά υπό μελέτη υλικού

Το υλικό της βάσης – υπόβασης του οποίου διερευνώνται τα μηχανικά χαρακτηριστικά είναι το συμπυκνωμένο ασύνδετο αμμοχάλικο. Από επαρκές δείγμα που λήφθηκε επιτόπου, πραγματοποιήθηκε εργαστηριακή επεξεργασία του στο εργαστήριο Οδοποιίας ΕΜΠ, προκειμένου να βρεθεί η μέγιστη εργαστηριακή πυκνότητα με βάση την τροποποιημένη δοκιμή συμπίκνωσης Proctor. Η μέγιστη ξηρή εργαστηριακή πυκνότητα προέκυψε  $\rho_{\max} = 2,25 \text{ t/m}^3$  (σχήμα 6.1).



Σχήμα 6.1: Σχέση πυκνότητας – περιεχόμενης υγρασίας (%)

Ωστόσο, για την εκτίμηση της αντοχής του υλικού στο πεδίο, θα χρησιμοποιηθεί η επιτόπου τιμή της πυκνότητας, προκειμένου να μην υπερεκτιμηθεί το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης κατά SASW ( $E_{SASW}$ ). Η τιμή του εξαρτάται άμεσα από την τιμή της πυκνότητας λόγω της εξάρτησης του μέτρου διάτμησης από αυτήν (υπενθυμίζεται η σχέση 3.4).

Στην πράξη, η μέγιστη ξηρή πυκνότητα του υλικού θεωρείται ότι επιτυγχάνεται όταν γίνει ίση με το 92-98% της μέγιστης ξηρής πυκνότητας που υπολογίζεται εργαστηριακά από την τροποποιημένη δοκιμή Proctor. Λαμβάνοντας τη δυσμενέστερη περίπτωση (92%), υπολογίζεται η επιτόπου πυκνότητα  $\rho = 2,05 \text{ t/m}^3$ . Επιπλέον, στους υπολογισμούς του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης κατά SASW ( $E_{SASW}$ ) θα ληφθεί λόγος του Poisson  $\nu = 0,35$  για το αμμοχάλικο βάσης - υπόβασης. Η ίδια τιμή θα θεωρηθεί και για το υλικό της στρώσης έδρασης.

## 6.2 Προσδιορισμός του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης

Συλλέγοντας τα στοιχεία των επιτόπου μετρήσεων με τη μέθοδο SASW και εκμεταλλευόμενοι το φαινόμενο της διασποράς των επιφανειακών κυμάτων, σε κάθε σημείο και για κάθε διάταξη, θα διαμορφωθεί το διάγραμμα της αντοχής (σε όρους του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης) συναρτήσει του βάθους. Με αυτό τον τρόπο, η διασπορά της ταχύτητας των επιφανειακών κυμάτων συναρτήσει του μήκους κύματος μετατρέπεται σε διασπορά της αντοχής συναρτήσει του βάθους. Η διαδικασία προσδιορισμού του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης συναρτήσει του βάθους περιγράφεται παρακάτω.

Για κάθε διάταξη πηγής – δεκτών που εφαρμόστηκε σε καθεμιά από τις θέσεις ελέγχου, ολοκληρώνοντας την επανάληψη των 5 χτυπημάτων, λαμβάνονται στην οθόνη του υπολογιστή τα χαρακτηριστικά των διαδιδόμενων κυματισμών, δηλαδή η συχνότητα  $f$ , το μήκος κύματος  $\lambda$ , και η τιμή της συνάρτησης συνοχής. Συνεπώς, η προτεινόμενη γενική διαδικασία υπολογισμού που περιγράφεται στην υποενότητα 4.3.1, χρειάζεται τροποποίηση, εφόσον το λογισμικό του υπάρχοντος συστήματος είναι εξελιγμένο, αφορά σε 6 (και όχι 2) δέκτες και παρέχει κατευθείαν ως δεδομένη την τιμή του μήκους κύματος.

Τα δεδομένα με τα χαρακτηριστικά των κυματισμών (συχνότητα, μήκος, συνοχή) ταξινομήθηκαν σε αύξουσα σειρά βάσει της τιμής της συνοχής και τελικά κρατήθηκαν ως έγκυρα, εκείνα για τα οποία η συνοχή ήταν μεγαλύτερη από 0,90. Εν συνεχεία, τα δεδομένα ταξινομούνται σε αύξουσα σειρά βάσει του μήκους κύματος  $\lambda$ , ώστε μόλις αντιστοιχηθεί το μήκος κύματος στο βάθος δειγματοληψίας να διαφαίνεται η προοδευτική μεταβολή της αντοχής του υλικού συναρτήσει του βάθους. Γνωρίζοντας τη συχνότητα  $f$  (Hz) και το μήκος κύματος  $\lambda$  (m), η ταχύτητα διάδοσης των επιφανειακών κυμάτων  $V_R$  (m/s) υπολογίζεται ως εξής:

$$V_R = \lambda \cdot f \quad (6.1)$$

Δεδομένης της εξάρτησης του πηλίκου της ταχύτητας των επιφανειακών κυμάτων προς την ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων από το λόγο Poisson (βλέπε σχήμα 3.4), προσαυξάνεται η ταχύτητα  $V_R$  για να προκύψει η ταχύτητα  $V_S$ . Προσεγγιστικά, μπορεί να χρησιμοποιηθεί η σχέση 3.8. Ακριβέστερα, χρησιμοποιείται η σχέση 3.7, για τον υπολογισμό του συντελεστή  $K$  που ισούται με το πηλίκο  $V_R$  προς  $V_S$ . Για λόγο Poisson ίσο με 0,35, προκύπτει  $K = 0,9348$ , οπότε ο συντελεστής προσαύξησης είναι  $1/K = 1,0697$ . Τελικά ισχύει:

$$V_S = \frac{1}{K} \cdot V_R = 1,0697 \cdot V_R \quad (6.2)$$

Ανάγεται το μήκος κύματος του τρέχοντος κυματισμού σε ενεργό βάθος δειγματοληψίας θεωρώντας το ίσο με το 1/3 του μήκους κύματος. Υπενθυμίζεται, ότι το σημαντικότερο μέρος της κίνησης των σωματιδίων του μέσου, εξαιτίας ενός επιφανειακού κύματος συμβαίνει σε

αυτήν την περιοχή βάθους (βλέπε σχήμα 3.3). Το βάθος (depth – d) σε m υπολογίζεται ως εξής:

$$d = \frac{\lambda}{3} \quad (6.3)$$

Υπολογίζεται στη συνέχεια το μέτρο διάτμησης G από τη σχέση 3.4. Λόγω του πολύ χαμηλού εύρους των διατμητικών παραμορφώσεων που επιβάλλει η σεισμική μέθοδος, η τιμή που υπολογίζεται αντιστοιχεί στη μέγιστη τιμή του  $G_{max}$ . Λαμβάνοντας (όπως εξηγήθηκε) την επιτόπου πυκνότητα του υλικού  $\rho = 2,05 \text{ t/m}^3$ , την ταχύτητα  $V_s$  σε m/s, προκύπτει το μέγιστο μέτρο διάτμησης  $G_{max}$  σε MPa ως εξής:

$$G_{max} = \rho \cdot V_s^2 \cdot 10^{-3} \quad (6.4)$$

Το τελευταίο στάδιο που απομένει είναι ο προσδιορισμός του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης. Ο αναγνώστης έχει ήδη προϊδεαστεί από το 2<sup>ο</sup> κεφάλαιο, ότι οι σεισμικές μέθοδοι επιβάλλουν παραμορφώσεις μικρού πλάτους. Πράγματι, το φορτίο επιβολής με τη μέθοδο SASW είναι μόλις 8kg, δηλαδή 80N, επομένως η συμπεριφορά του υλικού είναι γραμμική – ελαστική και ο σεισμικός συντελεστής αντοχής που εκτιμά η SASW ( $E_{SASW}$ ), αντιστοιχεί στην μέγιστη τιμή του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης  $E_{max}$  (σχήμα 2.5).

Συνεπώς, αναμένονται αυξημένες τιμές στην εκτιμώμενη αντοχή κατά SASW. Με παραδοχή σταθερού λόγου του Poisson για το υλικό βάσης – υπόβασης και στρώσης έδρασης, η ακόλουθη σχέση εκτιμά το μέγιστο μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης σε MPa ως εξής:

$$E_{max} = 2 \cdot G_{max} \cdot (1 + \nu) = 2,7 \cdot G_{max} \quad (6.5)$$

Να σημειωθεί ότι η ορθότητα του ισχυρισμού που προηγήθηκε (ότι δηλαδή η SASW εκτιμά το  $E_{max}$ ), θα επαληθευθεί στο επόμενο κεφάλαιο της ανάλυσης των αποτελεσμάτων, όπου κατά τη σύγκριση των μεθόδων SASW και FWD, θα πραγματοποιηθεί υπολογισμός των κατακόρυφων ορθών παραμορφώσεων  $\epsilon_z$  (%).

Με επανάληψη των σχέσεων 6.1 έως 6.5 για κάθε δεδομένο κυματισμό, γίνεται εφικτός ο προσδιορισμός της μεταβολής του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης συναρτήσει του βάθους.



### 6.3 Καθορισμός διατομών διερεύνησης

Προκειμένου να αξιοποιηθεί η δυνατότητα της SASW να αποδίδει τιμή στην αντοχή σε διάφορα βάθη (όπως θα δούμε στο επόμενο κεφάλαιο), στις διατομές μελέτης στις θέσεις ελέγχου Σ1, Σ2, Σ3 θεωρήθηκαν τρεις διακριτές στρώσεις.

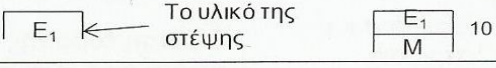
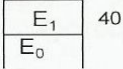
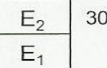
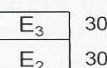
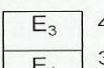
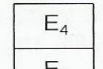
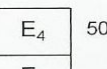
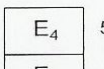
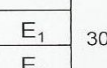
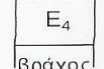
Αρχικά η ενιαία στρώση βάσης – υπόβασης συνολικού πάχους 40 cm (πληροφορία από την εργολαβία) με υλικό το συμπυκνωμένο ασύνδετο αμμοχάλικο. Έπειτα, θεωρήθηκε στρώση έδρασης πεπερασμένου πάχους με γαιώδες υλικό. Για την εκτίμηση του πάχους της στρώσης έδρασης, εκτιμήθηκε η φέρουσα ικανότητά της μέσω του δείκτη CBR (%). Ο δείκτης θεωρήθηκε ίσος με το 1/10 της εκτιμώμενης αντοχής που προέκυψε μέσω του ανάστροφου υπολογισμού με το FWD. Σημειώνεται ότι τα αποτελέσματα της ανάλυσης με το FWD υπάρχουν στον πίνακα 7.14 στο επόμενο κεφάλαιο. Στη συνέχεια, εκτιμήθηκε το πάχος της στρώσης έδρασης, βάσει των υποδείξεων του Κανονισμού Μελετών Ερευνών (ΚΜΕ) για την περίπτωση διατομών σε όρυγμα (εικόνα 6.1).



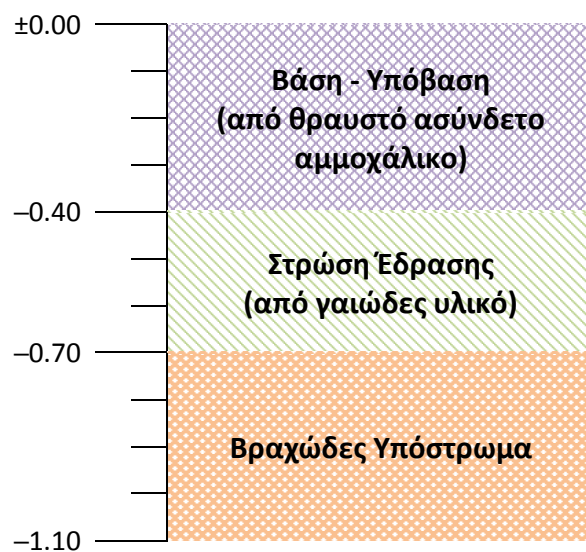
**Εικόνα 6.1:** Διατομές μελέτης σε όρυγμα

Κάτω από τη στρώση έδρασης, γίνεται η παραδοχή ύπαρξης βραχώδους υποστρώματος. Η παραδοχή κρίνεται αναγκαία, προκειμένου να γίνουν αποδεκτές οι υψηλά εκτιμώμενες τιμές του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης κατά SASW (όπως θα δούμε στο επόμενο κεφάλαιο) σε βάθη μεγαλύτερα από τα 0,80 m. Η SASW παρέχει τη δυνατότητα εκτίμησης της αντοχής σε διάφορα βάθη ανεξαρτήτως της στρώσης που μελετάται. Αντιθέτως, στην ανάστροφη διαδικασία υπολογισμού της αντοχής μέσω του FWD ( $E_{FWD}$ ) γίνεται η παραδοχή στρώσης έδρασης άπειρου πάχους, κάτι που στην πραγματικότητα δεν ισχύει. Σημειώνεται ότι σε κάθε διατομή θα μελετηθούν τα βάθη έως 1,10m.

**Πίνακας 6.1:** Ελάχιστα πάχη στρώσης έδρασης με βάση τον ΚΜΕ (Λοϊζος, 2012)

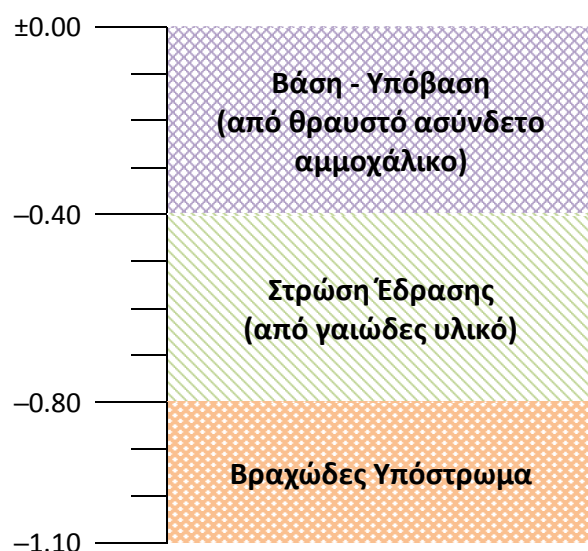
ΕΠΙΧΩΜΑ		ΦΙΕ 0 3 < CBR ≤ 5
ΟΡΥΓΜΑ		
ΕΠΙΧΩΜΑ	 50  50	ΦΙΕ 1 5 < CBR ≤ 10
ΟΡΥΓΜΑ	 30  30  30	
ΕΠΙΧΩΜΑ	 50  35  50	ΦΙΕ 2 10 < CBR ≤ 20
ΟΡΥΓΜΑ	 30  30  40  25  30  30	
ΕΠΙΧΩΜΑ	 50  40  30  50	ΦΙΕ 3 CBR > 20
ΟΡΥΓΜΑ	 50  50  35  30  30  10 βράχος	

Στη θέση ελέγχου Σ1, εκτιμώντας το δείκτη CBR της στρώσης έδρασης στο 8%, θεωρείται ως πάχος στρώσης έδρασης, το ελάχιστο υποδεικνυόμενο από τον πίνακα 6.1, δηλαδή θεωρείται h=30 cm (για γαιώδες υλικό κατηγορίας E2).



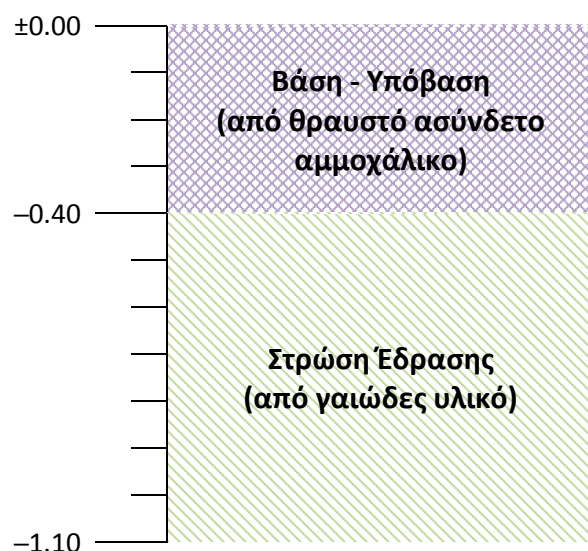
**Σχήμα 6.2:** Διατομή θέσης ελέγχου Σ1

Στη θέση ελέγχου Σ2, εκτιμάται για τη στρώση έδρασης CBR = 10%, λαμβάνεται πάχος 40cm (για γαιώδες υλικό, επίσης κατηγορίας E2). Το πάχος λαμβάνεται ελαφρώς αυξημένο από το ελάχιστο υποδεικνυόμενο από τον πίνακα 6.1, λόγω μικρής αύξηση στο δείκτη CBR σε σχέση με την προηγούμενη θέση ελέγχου.



Σχήμα 6.3: Διατομή θέσης ελέγχου Σ2

Τέλος, στη θέση ελέγχου Σ3 εκτιμάται για τη στρώση έδρασης CBR = 17% και λαμβάνεται πάχος στρώσης έδρασης 70 cm (για γαιώδη υλικά κατηγορίας E1 και E3).



Σχήμα 6.4: Διατομή θέσης ελέγχου Σ3

## **7. ΑΝΑΛΥΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ**

Αρχικά θα γίνει η παρουσίαση των αποτελεσμάτων της μεθόδου SASW, ανά θέση που εξετάστηκε. Στη συνέχεια, θα γίνει μια συνολική θεώρηση της SASW, προκειμένου να πραγματοποιηθεί μια στοιχειώδης ανάλυση ευαισθησίας της μεθόδου σε θέματα διάταξης πηγής – δεκτών και του εύρους των αποδεκτών συχνοτήτων. Το κεφάλαιο ολοκληρώνεται με μια συγκριτική αξιολόγηση των αποτελεσμάτων των μεθόδων SASW και FWD.

### **7.1 Αποτελέσματα SASW**

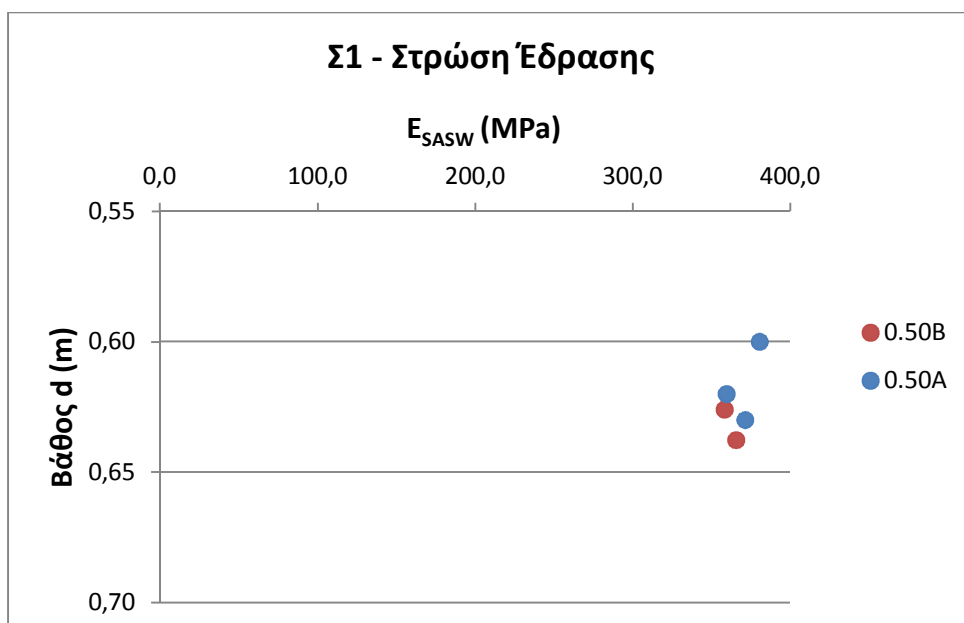
#### **7.1.1 Θέση ελέγχου Σ1**

##### **7.1.1.1 Βάση - υπόβαση**

Στη θέση ελέγχου Σ1 (24+600) η διάταξη πηγής – γεωφώνων ανά 15cm απέδωσε κυματισμούς μικρού μήκους που αντιστοιχούν σε μικρά βάθη, ωστόσο οι συχνότητες των κυματισμών ήταν πολύ μικρές για αυτήν την περιοχή βάθους και ως εκ τούτου οι τιμές που εκτιμήθηκαν για το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης απορρίφθηκαν.

##### **7.1.1.2 Στρώση έδρασης**

Μόνο η διάταξη των 50cm απέδωσε πληροφορία για την εκτίμηση της αντοχής. Συγκεκριμένα, οι δύο επαναλήψεις της διάταξης εκτίμησαν την αντοχή σε βάθη 0,60-0,65m σε παραπλήσιες τιμές, οπότε επιτράπη η θεώρηση μιας μέσης τιμής του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης που να αντιπροσωπεύει το συγκριμένο βάθος. Η διασπορά στην εκτίμησή του από κάθε επανάληψη ήταν 2,8% και 6,5% αντίστοιχα, ενώ συνολικά η μέση εκτιμώμενη αντοχή είχε διασπορά 4,6%. Τα όρια αποκλίσεων κρίνονται φυσιολογικά εφόσον μιλάμε για γειτονικά βάθη. Βάσει του σχήματος 7.1 που ακολουθεί, έχει καταρτιστεί ο πίνακας 7.1, όπου έχει σημειωθεί για κάθε επανάληψη της διάταξης το εύρος συχνοτήτων (125-140 Hz περίπου) που κρίνεται αποδεκτό για την συγκεκριμένη περιοχή βάθους.



Σχήμα 7.1: Εκτίμηση αντοχής στη στρώση έδρασης – Σ1

Πίνακας 7.1: Αποτελέσματα διάταξης 50cm για τη θέση Σ1 στη στρώση έδρασης

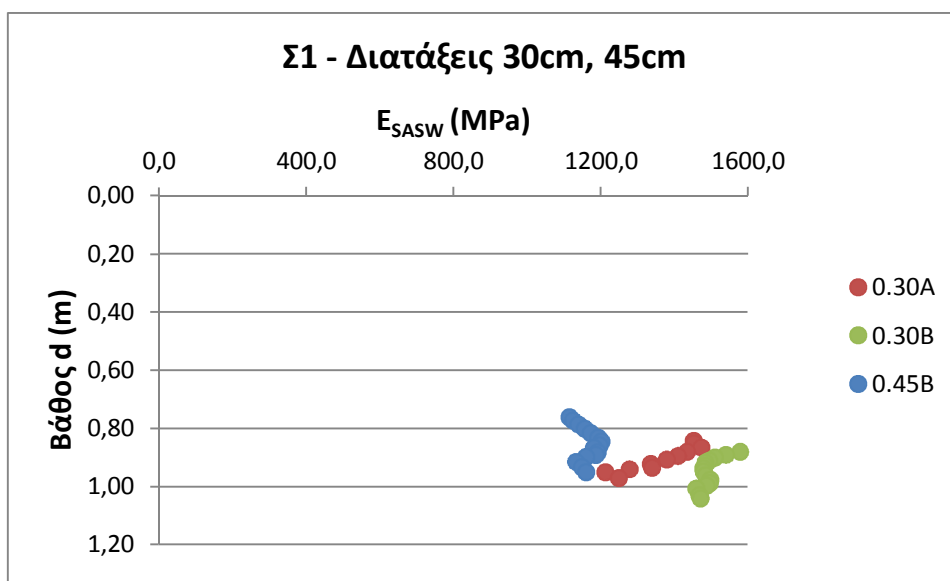
Σ1 - Περιοχή Βάθους 0,60-0,65m					
Διάταξη	Επανάληψη	Εύρος f (Hz)	Βάθη (m)	Μέση Αντοχή (MPa)	Συντελεστής διασποράς (%)
50cm	A	128-138	0,60-0,63	370,4	2,8
50cm	B	126-132	0,63-0,65	375,9	6,5
Μέση Αντοχή			<b>0,60-0,65</b>	<b>373,1</b>	4,6

Συνεπώς, για τη στρώση έδρασης στη θέση ελέγχου Σ1, εκτιμήθηκε μια μέση αντοχή στα 373,1 MPa, στην περιοχή βάθους 0,60-0,65m.

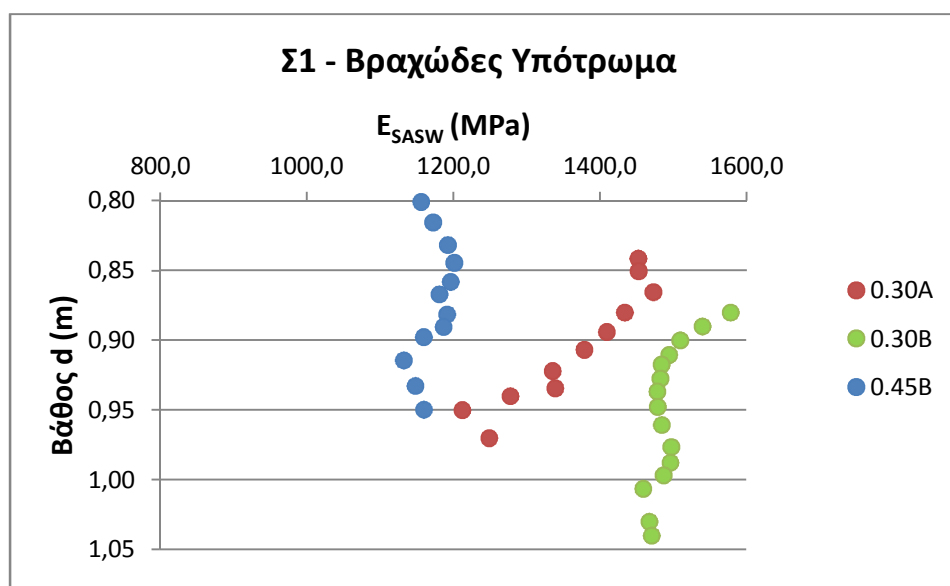
### 7.1.1.3 Βραχώδεις υπόστρωμα

Επαρκής πληροφορία προέκυψε στην περιοχή βάθους 0,80-1,05 m. Επειδή, η εκτιμώμενη αντοχή στα βάθη αυτά, ήταν διαφορετικής τάξης μεγέθους από την εκτιμώμενη αντοχή σε βάθη 0,60-0,65m (όπως εκτιμήθηκε προηγουμένως), η παραδοχή θεώρησης βραχώδους υποστρώματος κρίνεται αποδεκτή, εφόσον αξιοποιείται η δυνατότητα της SASW να εκτιμήσει την αντοχή σε διαφορετικά βάθη, ανεξαρτήτως της στρώσης που μελετάμε.

Στη θέση Σ1, οι διατάξεις των 30 cm και 45 cm εκτίμησαν την αντοχή όπως φαίνεται στα παρακάτω σχήματα 7.2-7.4. Ο άξονας βάθους στα σχήματα 7.3-7.4 είναι ενδεικτικός της περιοχής που μελετάμε.



Σχήμα 7.2: Εκτίμηση αντοχής από τις διατάξεις 30 cm, 45 cm (Σ1)

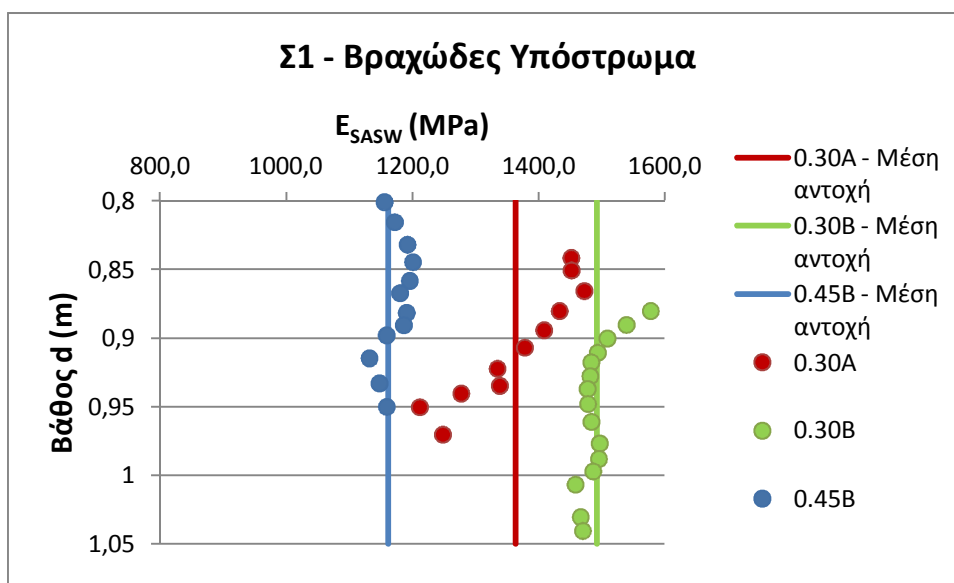


Σχήμα 7.3: Εκτίμηση αντοχής στο βραχώδες υπόστρωμα– Σ1

Βάσει των προηγούμενων σχημάτων, συντάσσεται ο πίνακας 7.2 με το εύρος συχνοτήτων ανά διάταξη, την μέση αντοχή ανά διάταξη, και τη μέση αντοχή (1311,3 MPa) που θεωρείται ότι αντιπροσωπεύει την περιοχή βάθους από 0,80-1,05 m. Στο σχήμα 7.4, έχουν σχεδιαστεί και οι μέσες εκτιμώμενες τιμές της αντοχής ανά διάταξη.

**Πίνακας 7.2:** Αποτελέσματα διατάξεων για τη θέση Σ1 στο βραχώδες υπόστρωμα

Σ1 - Περιοχή Βάθους 0,80-1,05m					
Διάταξη	Επανάληψη	Εύρος f (Hz)	Βάθη (m)	Μέση Αντοχή (MPa)	Συντελεστής διασποράς (%)
30cm	A	154-192	0,84-0,97	1363,7	6,6
30cm	B	156-192	0,88-1,04	1492,6	2,0
45cm	B	152-186	0,76-0,95	1162,6	2,4
Μέση Αντοχή			<b>0,80-1,05</b>	<b>1311,3</b>	20,2



**Σχήμα 7.4:** Εκτίμηση μέσης αντοχής στο βραχώδες υπόστρωμα – Σ1

#### 7.1.1.4 Ανακεφαλαίωση

Για τη θέση ελέγχου Σ1, παρατηρήθηκε ότι δεν προέκυψε εκτίμηση του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης για το αμμοχάλικο βάσης – υπόβασης, κυρίως λόγω της απουσίας υψηλών συχνοτήτων, γι αυτό και στα ακόλουθα σημεία, θα γίνει σειριακή αναζήτηση των συχνοτήτων (επιλογή του λογισμικού), προκειμένου να υπάρξει αποτέλεσμα για την περιοχή βάθους του αμμοχάλικου, που απαιτεί υψηλό εύρος συχνοτήτων (πάνω από 1000Hz). Στη στρώση έδρασης εκτιμήθηκε μέση αντοχή 373,1 MPa, και στο βραχώδες υπόστρωμα μέση αντοχή 1311,3 MPa.

#### 7.1.2 Θέση ελέγχου Σ2

##### 7.1.2.1 Βάση - υπόβαση

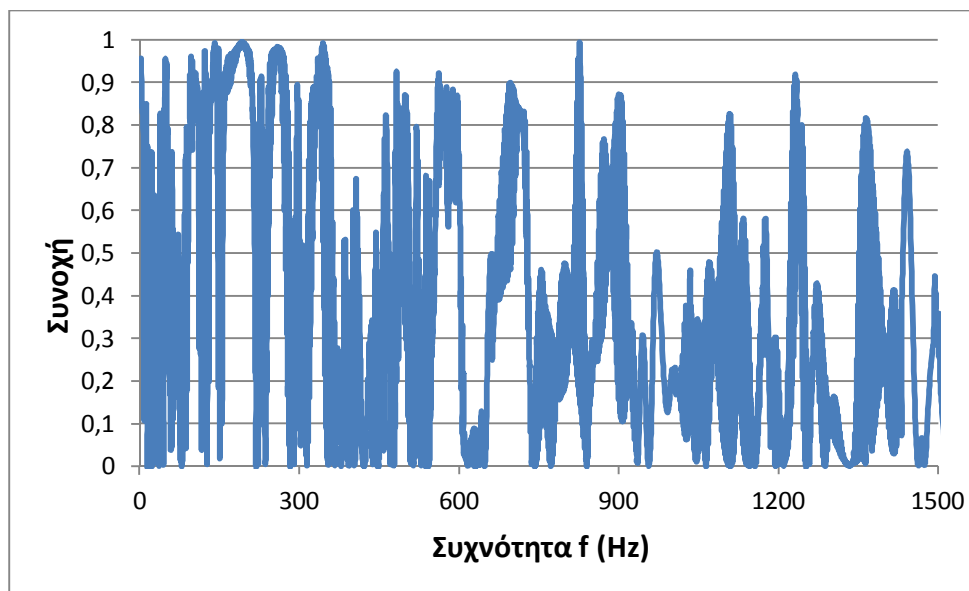
Πραγματοποιώντας σειριακή αναζήτηση συχνοτήτων στη θέση ελέγχου Σ2, έγινε εφικτός ο εντοπισμός κυματισμών (από τις διατάξεις πηγής – γεωφώνων ανά 15 cm και 30 cm) με

αποδεκτές συχνότητες που κυμαίνονταν στο εύρος 1424-1436 Hz και 1232-1234 Hz. Η αντοχή που εκτιμήθηκε (πίνακας 7.3) για το αμμοχάλικο σε βάθος 0,15-0,17 m είχε μέση τιμή στα 2445,3 MPa με διασπορά 1,8%.

**Πίνακας 7.3:** Αποτελέσματα διατάξεων για τη θέση Σ2 στο αμμοχάλικο βάσης - υπόβασης

Σ2 - Περιοχή Βάθους 0,15-0,17m					
Διάταξη	Επανάληψη	Εύρος f (Hz)	Βάθη (m)	Μέση Αντοχή (MPa)	Συντελεστής διασποράς (%)
15cm	Γ	1424-1436	0,15	2475,9	-
30cm	Γ	1232-1234	0,17	2414,7	-
Μέση Αντοχή			<b>0,15-0,17</b>	<b>2445,3</b>	1,8

Η εκτιμώμενη τιμή κρίνεται αποδεκτή, ωστόσο παρατηρήθηκε χαμηλή ανάλυση του συστήματος στις υψηλές συχνότητες, γεγονός που αντικατοπτρίζεται και στο επόμενο σχήμα που δίνει την τιμή της συνάρτησης συνοχής συναρτήσει των συχνοτήτων για τη διάταξη των 30 cm. Υπενθυμίζεται, ότι για να ληφθεί υπόψη ένας κυματισμός, πρέπει η τιμή της συνοχής να είναι μεγαλύτερη από 0,90. Η συνοχή έχει σχέση με την ισχύ σήματος που εκπέμπει η πηγή και αυτής που αντιλαμβάνονται οι δέκτες. Όσο πιο μεγάλη είναι (>0,90) τόσο πιο αξιόπιστη είναι η εξαγόμενη πληροφορία.



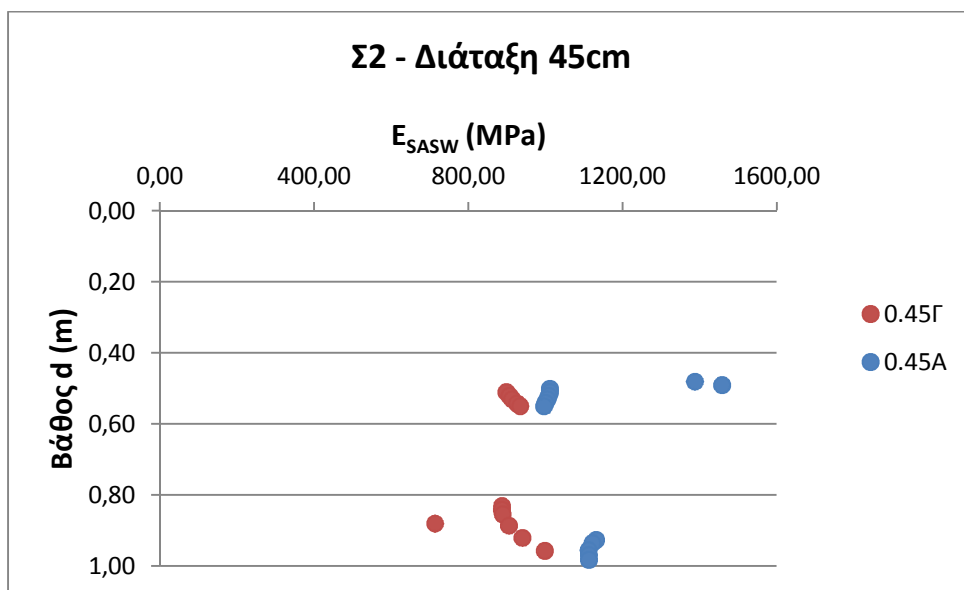
**Σχήμα 7.5:** Μεταβολή Συνοχής συναρτήσει συχνοτήτων (διάταξη 30cm)



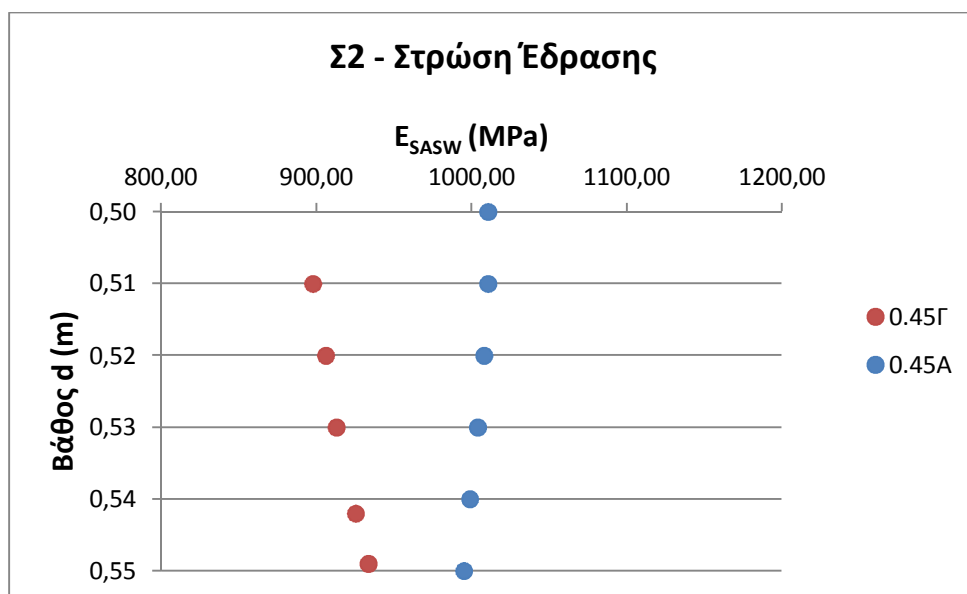
### 7.1.2.2 Στρώση έδρασης

Αυτή τη φορά, οι διατάξεις που εκτίμησαν το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης στην περιοχή της στρώσης έδρασης ήταν οι διατάξεις ανά 30 cm, 45 cm.

Στη διάταξη των 45 cm, εκτιμήθηκε μία μέση τιμή 959,9 MPa (διασπορά 6,6%) στην περιοχή βάθους 0,50-0,55 m. Το σχήμα 7.6 περιέχει τα αποτελέσματα της εκτίμησης του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης σε βάθη έως 1,00 m. Μας ενδιαφέρει εν προκειμένω, η περιοχή βάθους 0,50-0,55m, όπου οι επαναλήψεις της διάταξης παρουσιάζουν σύγκλιση, άρα η επιτυχία της διάταξης περιορίζεται σε αυτήν την περιοχή βάθους. Το σχήμα 7.7 με διαφορετικές τιμές στον άξονα βάθους είναι πιο ενδεικτικό.



Σχήμα 7.6: Εκτίμηση αντοχής από τη διάταξη 45 cm (Σ2)

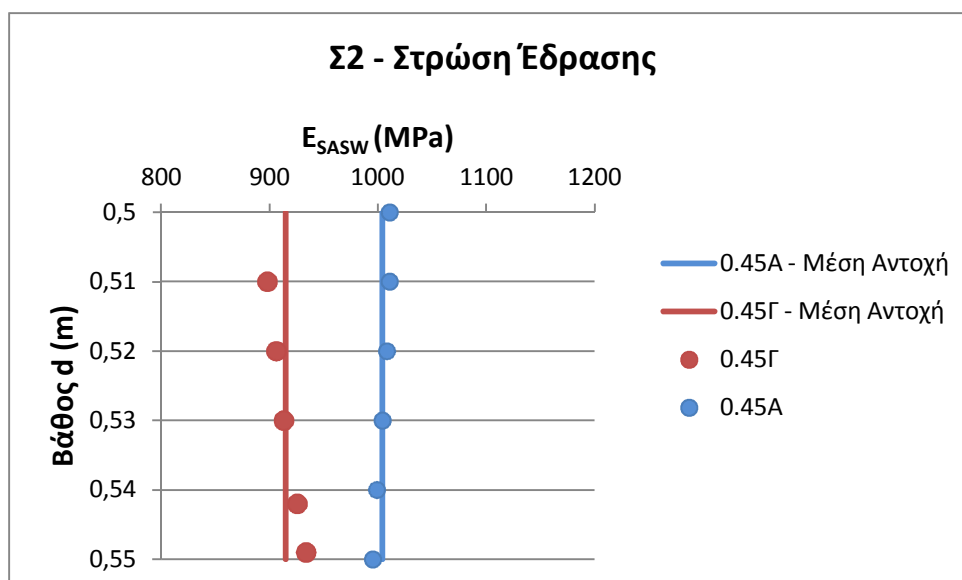


Σχήμα 7.7: Εκτίμηση αντοχής στη στρώση έδρασης - Σ2

Η μέση εκτιμώμενη αντοχή και το αντίστοιχο εύρος συχνοτήτων για την περιοχή βάθους που εντοπίστηκε με τη διάταξη των 45cm φαίνονται στον πίνακα 7.4. Στο σχήμα 7.8 φαίνεται η μέση εκτιμώμενη αντοχή ανά επανάληψη.

**Πίνακας 7.4:** Αποτελέσματα διάταξης 45cm για τη θέση Σ2 στη στρώση έδρασης

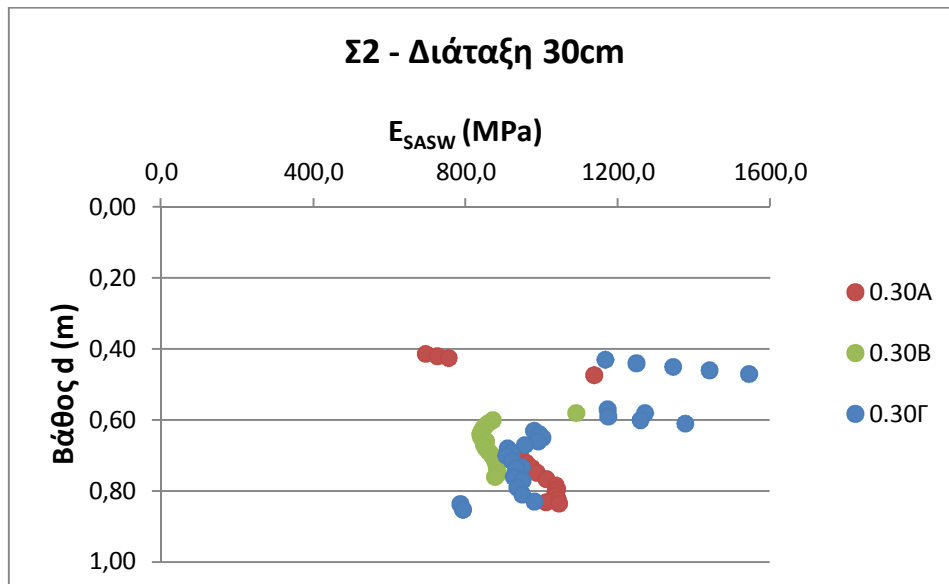
Σ2 - Περιοχή Βάθους 0,50-0,55m					
Διάταξη	Επανάληψη	Εύρος f (Hz)	Βάθη (m)	Μέση Αντοχή (MPa)	Συντελεστής διασποράς (%)
45cm	A	242-270	0,50-0,55	1004,6	0,6
45cm	Γ	236-248	0,51-0,55	915,1	1,6
Μέση Αντοχή			<b>0,50-0,55</b>	<b>959,9</b>	6,6



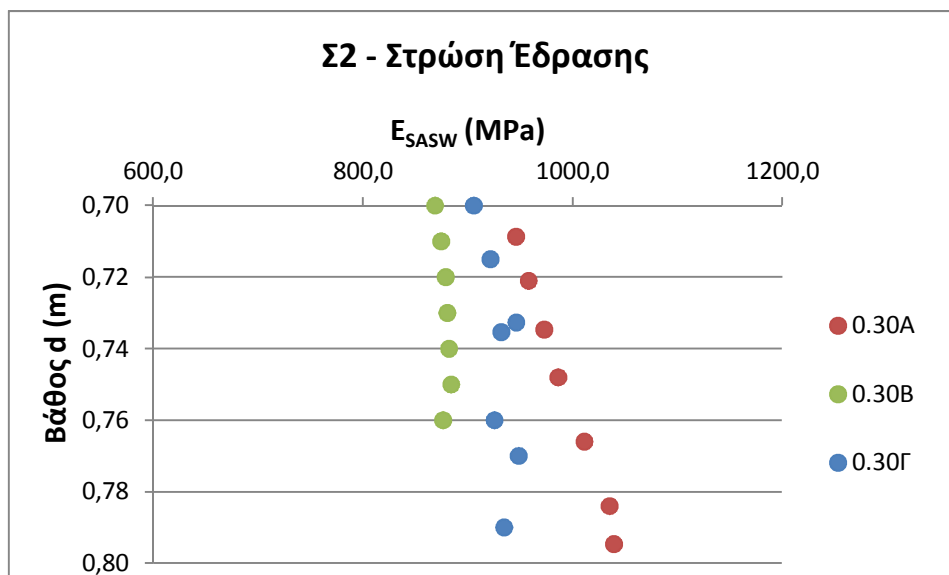
**Σχήμα 7.8:** Εκτίμηση μέσης αντοχής στη στρώση έδρασης – Σ2

Η τιμή της εκτιμώμενης αντοχής (959,9 MPa) είναι αρκετά μεγάλη (ακόμη και για τη SASW, που υπολογίζει το μέγιστο μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης, όπως θα επαληθεύσουμε και στην υποενότητα 7.3). Το εύρος συχνοτήτων όπως φαίνεται και από τον πίνακα 7.4 είναι μεν λογικό, ωστόσο θα έπρεπε τα μήκη κύματος που αντιστοιχούν σε αυτές τις συχνότητες να ήταν μικρότερα, προκειμένου να αντιστοιχούν σε μικρότερα βάθη. Μικρή μείωση του μήκους κύματος για τις ίδιες συχνότητες, επιφέρει ακόμη μεγαλύτερη μείωση στην εκτιμώμενη αντοχή. Διαφορετικά στα ίδια μήκη κύματος, θα ήταν επιθυμητό η συχνότητα διάδοσης να ήταν μειωμένη. Η μείωση που επέρχεται στην μέγιστη αντοχή κατά SASW ( $E_{SASW}$ ) είναι ίση με το τετράγωνο της μεταβολής του μήκους κύματος  $\lambda$  ή της συχνότητας  $f$ , όπως προκύπτει από τις σχέσεις υπολογισμού 6.1 έως 6.5.

Αντίστοιχη τάση παρατηρήθηκε και από τις επαναλήψεις της διάταξης των 30cm. Όπως προκύπτει από το σχήμα 7.9, όπου φαίνονται τα αποτελέσματα στην εκτίμηση του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης σε βάθη έως 1,00 m, οι 3 επαναλήψεις της διάταξης των 30 cm παρουσιάζουν σύγκλιση στην περιοχή βάθους 0,70-0,80 m, συνεπώς αυτή η περιοχή βάθους θα εξεταστεί (σχήματα 7.10, 7.11, πίνακας 7.5).



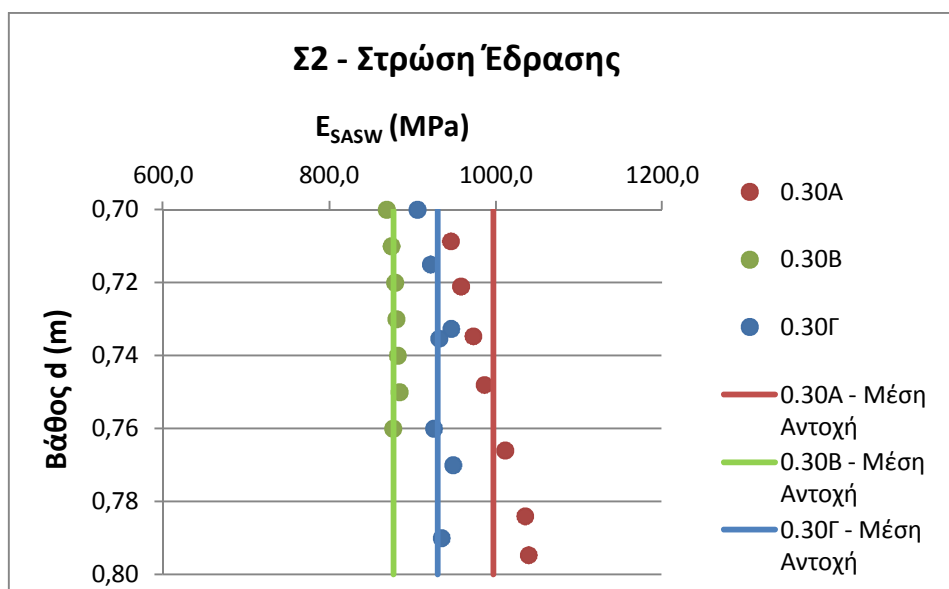
Σχήμα 7.9: Εκτίμηση αντοχής από τη διάταξη 30cm (Σ2)



Σχήμα 7.10: Εκτίμηση αντοχής στη στρώση έδρασης – Σ2

**Πίνακας 7.5:** Αποτελέσματα διάταξης 30 cm για τη θέση Σ2 στη στρώση έδρασης

Σ2 - Περιοχή Βάθους 0,70-0,80m					
Διάταξη	Επανάληψη	Εύρος f (Hz)	Βάθη (m)	Μέση Αντοχή (MPa)	Συντελεστής διασποράς (%)
30cm	A	170-184	0,71-0,80	997,6	3,7
30cm	B	164-178	0,70-0,76	877,4	0,6
30cm	Γ	164-184	0,70-0,79	930,2	1,6
Μέση Αντοχή			<b>0,70-0,80</b>	<b>937,9</b>	6,0



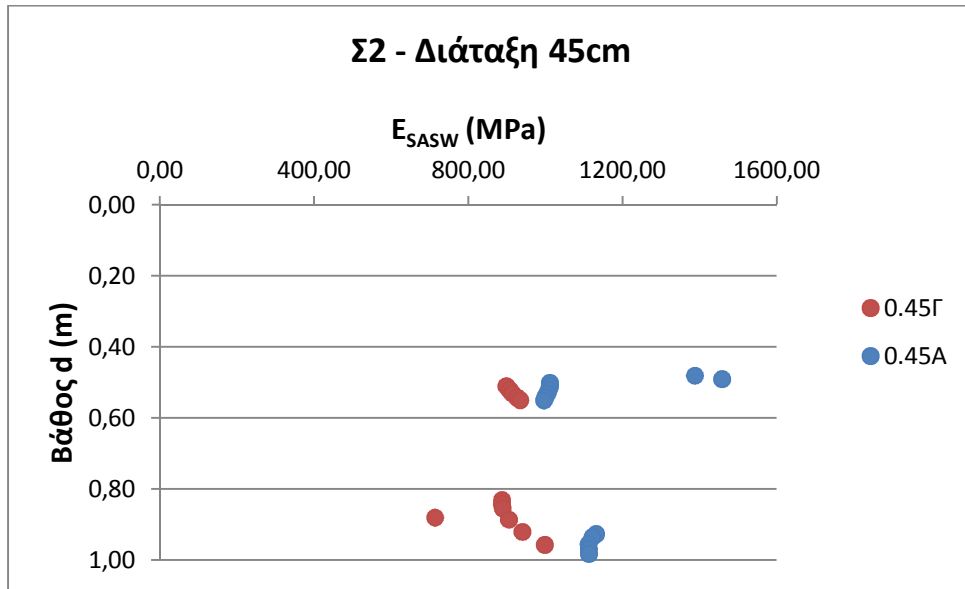
**Σχήμα 7.11:** Εκτίμηση μέσης αντοχής στη στρώση έδρασης – Σ2

Ομοίως, η εκτιμώμενη μέση αντοχή κυμαίνεται σε υψηλά επίπεδα (937,9 MPa) για την περιοχή βάθους που μελετάμε. Οι συχνότητες είναι μεν λογικές, ωστόσο θα αντιστοιχούσαν σε μικρότερα μήκη κύματος, δηλαδή σε ανώτερα βάθη. Στα συγκεκριμένα βάθη 0,70-0,80 m, μια μείωση της συχνότητας κατά 50 Hz (από τα 170 Hz στα 120 Hz) δίνει μείωση στο εκτιμώμενο μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης από τα 904 MPa στα 450 MPa για την ίδια περιοχή βάθους. Χρειάζεται δηλαδή μια προοδευτική μείωση της συχνότητας με μια προοδευτική αύξηση του μήκους κύματος καθώς αυξάνει το βάθος μελέτης, μιλώντας πάντα για το ίδιο υλικό (γαιώδες στη στρώση έδρασης).

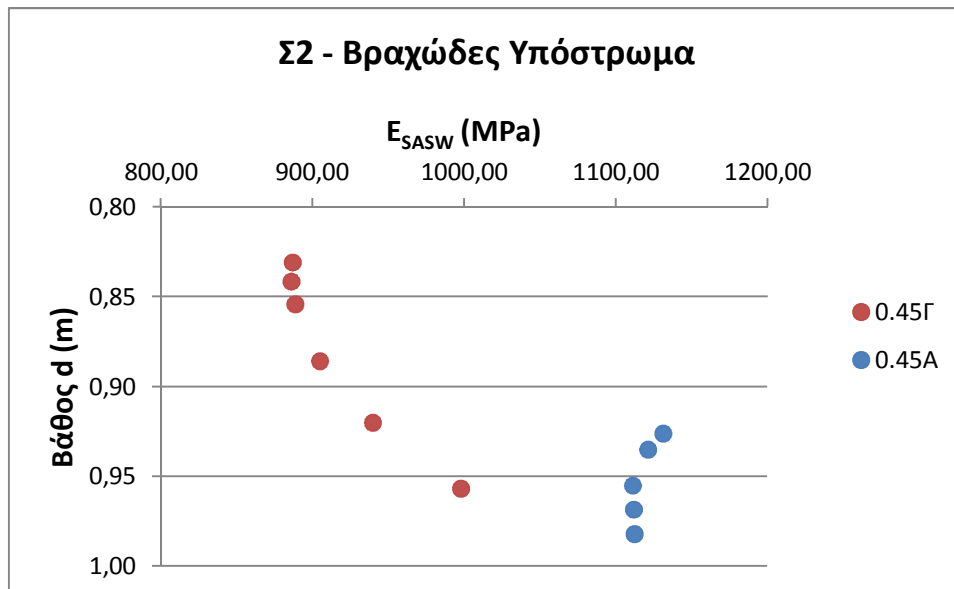
Ως εκ τούτου, εφόσον η τιμή της αντοχής στην στρώση έδρασης πρόεκυψε παράλογα μεγάλη και από τις δύο διατάξεις, θα απορριφθεί και δεν πραγματοποιηθεί σύγκριση με την αντίστοιχη τιμή της από το FWD.

### 7.1.2.3 Βραχώδες υπόστρωμα

Μόνο η διάταξη 45 cm απέδωσε τιμή στο μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης για βάθη από 0,80-1,00 m, που όπως προκύπτει από το σχήμα 7.12, σε αυτήν την περιοχή βάθους παρουσιάζεται σύγκλιση. Για την περιοχή βάθους 0,50-0,60 m προηγήθηκε η ανάλυση στην περιοχή της στρώσης έδρασης. Στο σχήμα 7.13, φαίνεται η μεταβολή του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης στην περιοχή που μελετάται για το βραχώδες υπόστρωμα.



Σχήμα 7.12: Εκτίμηση αντοχής από τη διάταξη 45cm (Σ2)



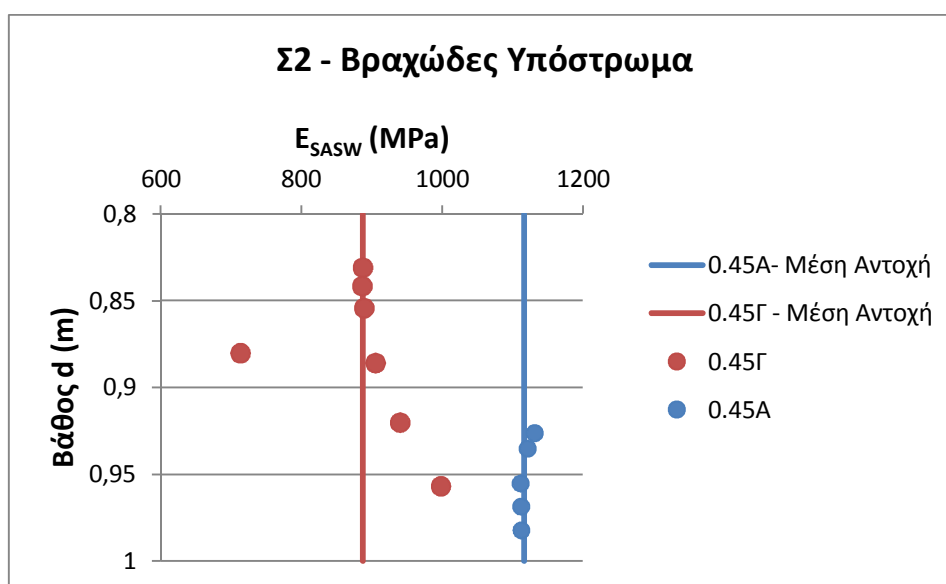
Σχήμα 7.13: Εκτίμηση αντοχής στο βραχώδες υπόστρωμα – Σ2

Η μέση τιμή στο μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης για το βραχώδες υπόστρωμα εκτιμάται στα 983,4 MPa, όπως προκύπτει από τον πίνακα 7.6 όπου έχει σημειωθεί και το εύρος των

συχνοτήτων διάδοσης (140-154 Hz) ανά επανάληψη. Στο σχήμα 7.14, έχουν σχεδιαστεί οι μέσες εκτιμώμενες τιμές αντοχής για κάθε επανάληψη.

**Πίνακας 7.6:** Αποτελέσματα διάταξης 45cm για τη θέση Σ2 στο βραχώδες υπόστρωμα

Σ2 - Περιοχή Βάθους 0,80-1,00m					
Διάταξη	Επανάληψη	Εύρος f (Hz)	Βάθη (m)	Μέση Αντοχή (MPa)	Συντελεστής διασποράς (%)
45cm	A	144-154	0,93-0,98	1117,3	0,7
45cm	Γ	140-152	0,83-0,96	887,8	9,8
Μέση Αντοχή			<b>0,80-1,00</b>	<b>983,4</b>	<b>13,7</b>



**Σχήμα 7.14:** Εκτίμηση αντοχής στο βραχώδες υπόστρωμα – Σ2

Στην συγκεκριμένη περιοχή βάθους, παρατηρήθηκε ότι οι κυματισμοί συχνοτήτων 140-155 Hz, έδωσαν υψηλή τιμή στο μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης, η οποία όμως για τη θεώρηση ύπαρξης βραχώδους υποστρώματος θεωρείται αποδεκτή. Αξίζει να σημειωθεί, ότι η παραδοχή πεπερασμένου πάχους για τη στρώση έδρασης κρίνεται και σε αυτό το σημείο λογική, εφόσον μεταξύ των θέσεων Σ1, Σ2 η αντοχή της έδρασης (μέσω του CBR % που εκτιμήθηκε στο κεφάλαιο 6) παρουσίασε αύξηση. Η απαίτηση για τη φέρουσα ικανότητα μιας στρώσης έδρασης αυξάνεται όταν τα υποκείμενα στρώματα εμφανίζονται χαλαρότερα, οπότε απαιτείται ενίσχυση της γεωτεχνικής υποδομής, η οποία εκφράζεται μέσω του μεγαλύτερου πάχους (εδώ εκτιμήθηκε 40cm έναντι 30cm στη θέση Σ1). Η μειωμένη εκτίμηση αντοχής στο βραχώδες υπόστρωμα στη θέση Σ2 σε σχέση με τη προηγούμενη θέση, συνάδει με την αμέσως προηγούμενη επιχειρηματολογία. Δηλαδή, η εκτίμηση μειωμένου μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης στο βραχώδες υπόστρωμα υποδηλώνει ανάγκη μιας ενισχυμένης γεωτεχνικής υποδομής.

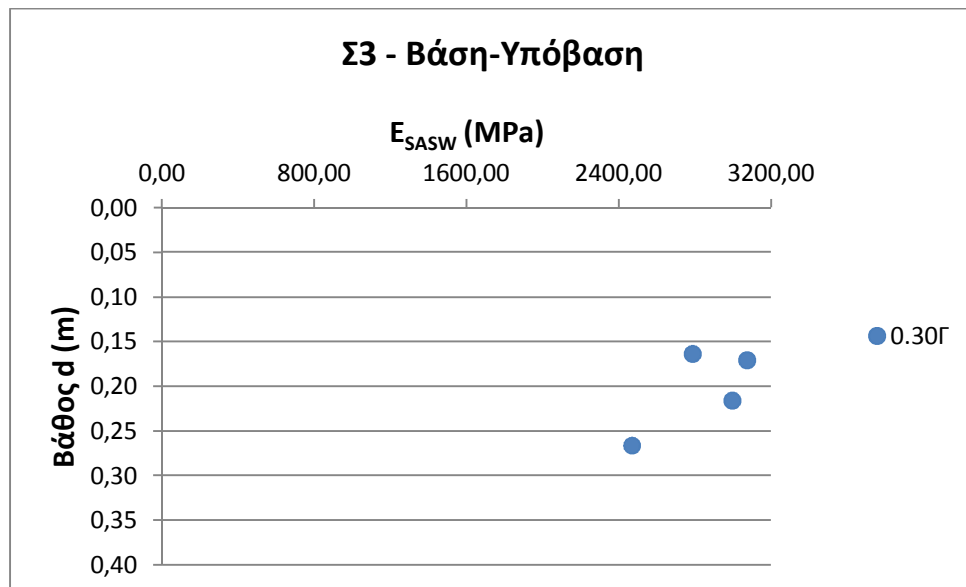
#### 7.1.2.4 Ανακεφαλαίωση

Για τη θέση Σ2, το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης στο αμμοχάλικο βάσης – υπόβασης εκτιμήθηκε από περιορισμένο αριθμό κυματισμών αποδεκτής συχνότητας στα 2445,3 MPa. Οι εκτιμήσεις της SASW στην περιοχή της στρώσης έδρασης δεν ελήφθησαν υπόψη, εφόσον οι συχνότητες που αντιστοιχούν στην ευρύτερη περιοχή είναι μεν αποδεκτές, αλλά θα έπρεπε να αντιστοιχούν σε διαφορετικά βάθη (μικρότερα) ώστε η αντοχή να λάβει «φυσιολογικές» τιμές για το βάθος μελέτης. Στο βραχώδες υπόστρωμα εκτιμήθηκε μέση αντοχή περί τα 983,4 MPa.

### 7.1.3 Θέση ελέγχου Σ3

#### 7.1.3.1 Βάση – υπόβαση

Από τη διάταξη πηγής – γεωφώνων ανά 30 cm εκτιμήθηκε μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης με μέση τιμή 2830,4 MPa (με διασπορά 9,5%) στα βάθη 0,16-0,27 m (σχήμα 7.15). Η αντοχή αυτή κυμαίνεται στα ίδια επίπεδα με την αντοχή του αμμοχάλικου στη θέση Σ2. Κρίνεται αποδεκτή, ωστόσο να σημειωθεί ότι το εύρος συχνοτήτων παρουσίασε αρκετή διασπορά. Όπως ειπώθηκε και προηγουμένως, όταν αυξάνεται το βάθος ενδιαφέροντος, επιθυμείται προοδευτική μείωση της συχνότητας των κυματισμών που διαδίδονται στην ίδια στρώση. Συνεπώς, η διασπορά στο εύρος συχνοτήτων (792-1378Hz) είναι αποδεκτή εφόσον υπάρχει ανάλογη διασπορά και στα μήκη κύματος, με τέτοιο συνδυασμό όμως, ώστε το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης που εκτιμάται να είναι διαρκώς ορθό.



Σχήμα 7.15: Εκτίμηση αντοχής στη βάση – υπόβαση – Σ3

Σημειώνεται στο πλαίσιο της προηγούμενης παρατήρησης, ότι υπήρξαν κυματισμοί εξίσου μεγάλης συχνότητας και μεγάλου μήκους κύματος που απέδωσαν λανθασμένα υψηλές τιμές της αντοχής του αμμοχάλικου περί τα 12000 MPa. Οι συγκεκριμένες αντοχές προφανώς

απορρίφθηκαν. Άρα, απαιτείται κάθε φορά κριτικός έλεγχος των συχνοτήτων διάδοσης, έχοντας υπόψη το βάθος μελέτης. Στην υποενότητα 7.2.2 υπάρχει πίνακας με εκτιμώμενα άνω και κάτω όρια συχνοτήτων, όπως προέκυψαν από την ανάλυση στις τρεις θέσεις μελέτης.

Να σημειωθεί επίσης, ότι με τη διάταξη των 15cm (χτύπημα με ελαφρύ σφυρί), εκτιμήθηκαν στο αμμοχάλικο τιμές του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης περί τα 850-900 MPa σε βάθη κοντά στην επιφάνεια (0,06-0,10 m). Οι αντίστοιχες συχνότητες ήταν περί τα 1000Hz. Εδώ, δύο είναι οι πιθανοί λόγοι για το φαινόμενο αυτό.

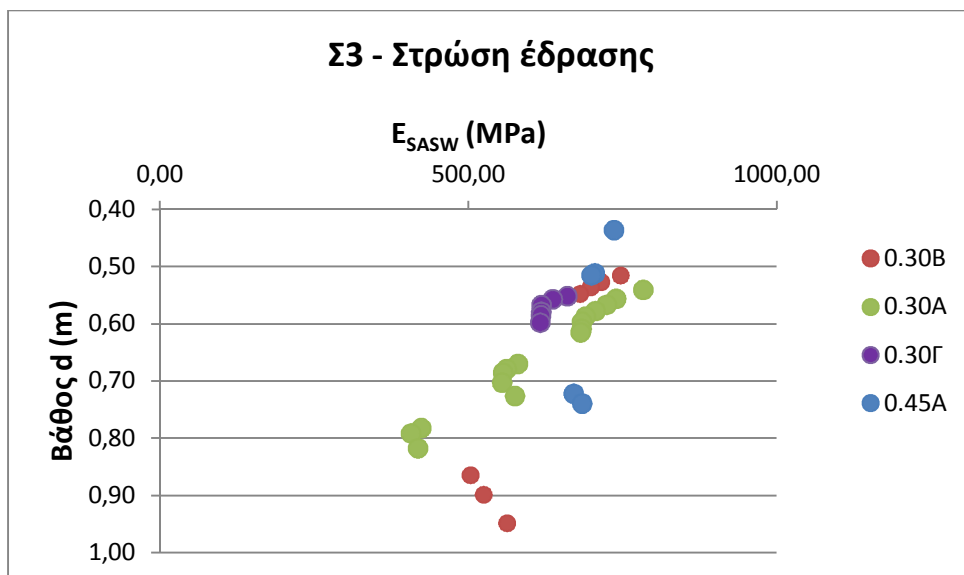
Πρώτον, οι συχνότητες θα έπρεπε να συνδυαστούν με μεγαλύτερα μήκη κύματος, προκειμένου να εκτιμηθεί ορθότερη τιμή αντοχής, αλλά σε μεγαλύτερο βάθος. Δεύτερον, ενδέχεται οι συγκεκριμένοι κυματισμοί να εντόπισαν ζώνη μειωμένης φέρουσας ικανότητας στα επιφανειακά βάθη, καθώς υπό την επίδραση περιβαλλοντικών και κλιματολογικών συνθηκών (έντονες βροχοπτώσεις) που επικράτησαν στην περιοχή του έργου μετά την κατασκευή της βάσης - υπόβασης, προκλήθηκε μερική καταστροφή της δομής του αμμοχάλικου, και το υλικό είχε υποστεί μερική αποκόλληση και αφαίρεση.

Το γεγονός αυτό, αναδεικνύει τη σημασία του επιτόπου ελέγχου του υλικού, καθώς μόνο τότε δίνεται η δυνατότητα ορθής αξιολόγησης της επιτόπου μηχανικής συμπεριφοράς του υλικού, η οποία επηρεάζεται άμεσα από τις περιβαλλοντικές και κλιματολογικές συνθήκες. Στην περίπτωση αυτή, η τιμή που εκτίμησε η SASW ήταν αρκετά μειωμένη και δεν αντιστοιχεί στις συνήθεις υψηλές τιμές της. Για την ανάλυση και τη σύγκριση με το FWD, λήφθηκε υπόψη η τιμή 2830,4 MPa.

### **7.1.3.2 Στρώση έδρασης**

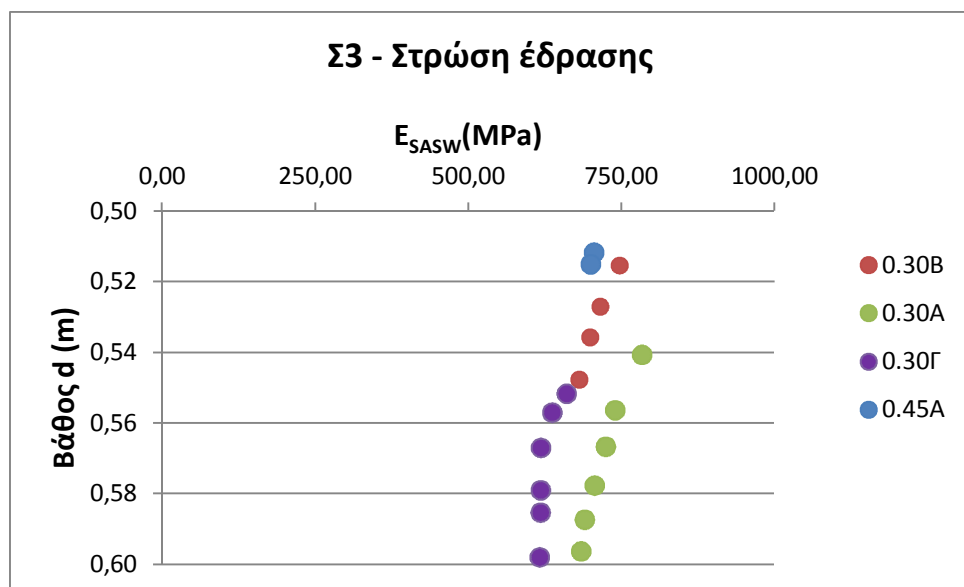
Οι διατάξεις πηγής – γεωφώνων ανά 30 cm και 45 cm εκτίμησαν την αντοχή στη στρώση έδρασης, και συγκεκριμένα στην περιοχή βάθους 0,50-0,60 m, η εκτιμώμενη μέση τιμή είναι 690,1 MPa (με διασπορά 7,2%). Τα σχετικά αποτελέσματα υπάρχουν στα ακόλουθα σχήματα 7.16-7.18 και στον πίνακα 7.7.





Σχήμα 7.16: Εκτίμηση αντοχής στη στρώση έδρασης – Σ3

Στο επόμενο σχήμα 7.17, ο άξονας βάθους έχει τιμές από 0,50-0,60 m για το βάθος όπου παρουσιάζεται η μεγαλύτερη σύγκλιση στα αποτελέσματα των επιμέρους διατάξεων.



Σχήμα 7.17: Εκτίμηση αντοχής στη στρώση έδρασης – Σ3

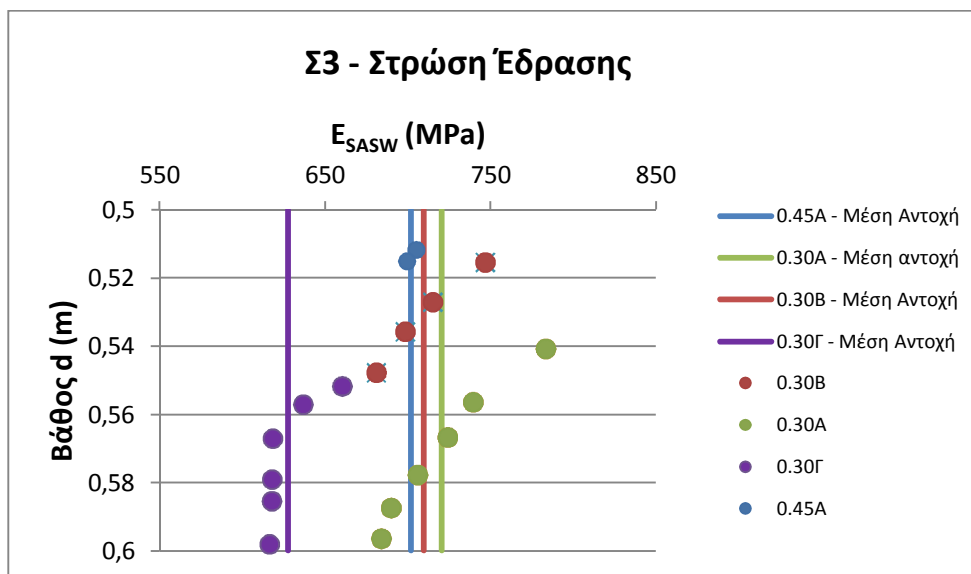
Στον πίνακα 7.7 που ακολουθεί, εκτός από τη μέση τιμή του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης (690,1 MPa) στην περιοχή βάθους που εξετάζεται, έχει σημειωθεί και το εύρος των αποδεκτών συχνοτήτων διάδοσης, που χρησιμοποιήθηκαν στην εκτίμηση της μέσης τιμής της αντοχής.

**Πίνακας 7.7:** Αποτελέσματα διατάξεων 30cm, 45cm για τη θέση Σ3 στη στρώση έδρασης

Σ3 - Περιοχή Βάθους 0,50-0,60m					
Διάταξη	Επανάληψη	Εύρος f (Hz)	Βάθη (m)	Μέση Αντοχή (MPa)	Συντελεστής διασποράς (%)
30cm	A	184-220	0,54-0,60	720,8	5,1
30cm	B	202-226	0,52-0,55	710,0	3,9
30cm	Γ	176-196	0,55-0,60	627,6	2,8
45cm	A	214-220	0,51-0,52	701,9	0,6
Μέση Αντοχή			<b>0,50-0,60</b>	<b>690,1</b>	7,2

Όπως φαίνεται από τον πίνακα, οι τιμές των συχνοτήτων στις επαναλήψεις των διατάξεων που εκτίμησαν το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης είναι σε συμφωνία μεταξύ τους. Στην ανάλυση ευαισθησίας που θα ακολουθήσει, παρουσιάζεται πίνακας βέλτιστων συχνοτήτων για την περιοχή της στρώσης έδρασης, που πρόεκυψε με βάση τη διερεύνηση στις υπόψη θέσεις ελέγχου.

Οι μέσες τιμές αντοχής ανά διάταξη όπως υπολογίστηκαν στον πίνακα 7.7 έχουν αναπαρασταθεί στο επόμενο σχήμα 7.18.



**Σχήμα 7.18:** Εκτίμηση αντοχής στη στρώση έδρασης – Σ3

### 7.1.3.3 Βραχώδες υπόστρωμα

Λόγω του αυξημένου πάχους της στρώσης έδρασης, δεν μελετήθηκε βραχώδες υπόβαθρο έως το βάθος 1,10m στο συγκεκριμένο σημείο.

### 7.1.3.4 Ανακεφαλαίωση

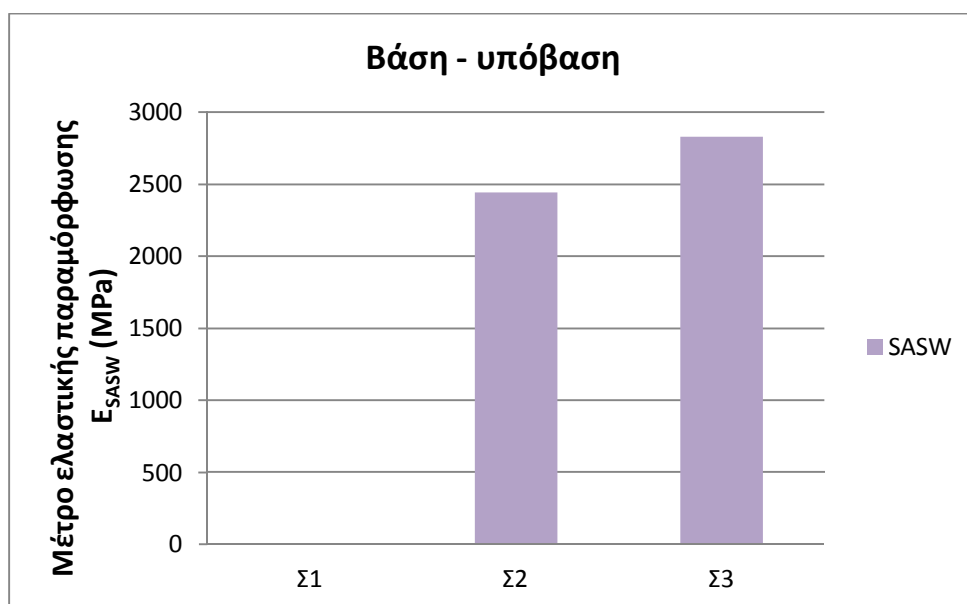
Στη θέση ελέγχου Σ3, εκτιμήθηκε μέση αντοχή 2830,4 MPa για την περιοχή της βάσης – υπόβασης με εύρος συχνοτήτων από 792-1434 Hz. Στη στρώση έδρασης εκτιμήθηκε μέση αντοχή στα 690,1 MPa με εύρος συχνοτήτων 176-226 Hz. Στη συγκεκριμένη θέση, λόγω αυξημένου πάχους της στρώσης έδρασης δεν μελετήθηκε το βραχώδες υπόστρωμα.

### 7.1.4 Συνολικά αποτελέσματα SASW

Τα συνολικά αποτελέσματα που προέκυψαν από τη SASW, φαίνονται στον πίνακα 7.8 και στα σχήματα 7.19-7.21. Παρατηρήθηκε όντως αυτό που αναμενόταν διαισθητικά, ότι οι εκτιμώμενες τιμές του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης κατά SASW ( $E_{SASW}$ ) κυμαίνονται σε υψηλό εύρος και για τις τρεις διακριτές στρώσεις που μελετηθήκαν σε κάθε θέση ελέγχου. Στην ενότητα 7.3, θα υπολογιστούν οι κατακόρυφες ορθές παραμορφώσεις  $\epsilon_z$  (%) κατά SASW, και θα επιβεβαιωθεί όντως ότι η υπόψη σεισμική μέθοδος προκαλεί παραμορφώσεις μικρού πλάτους που δικαιολογούν τις υψηλά εκτιμώμενες τιμές της αντοχής.

**Πίνακας 7.8:** Εκτίμηση μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης κατά SASW

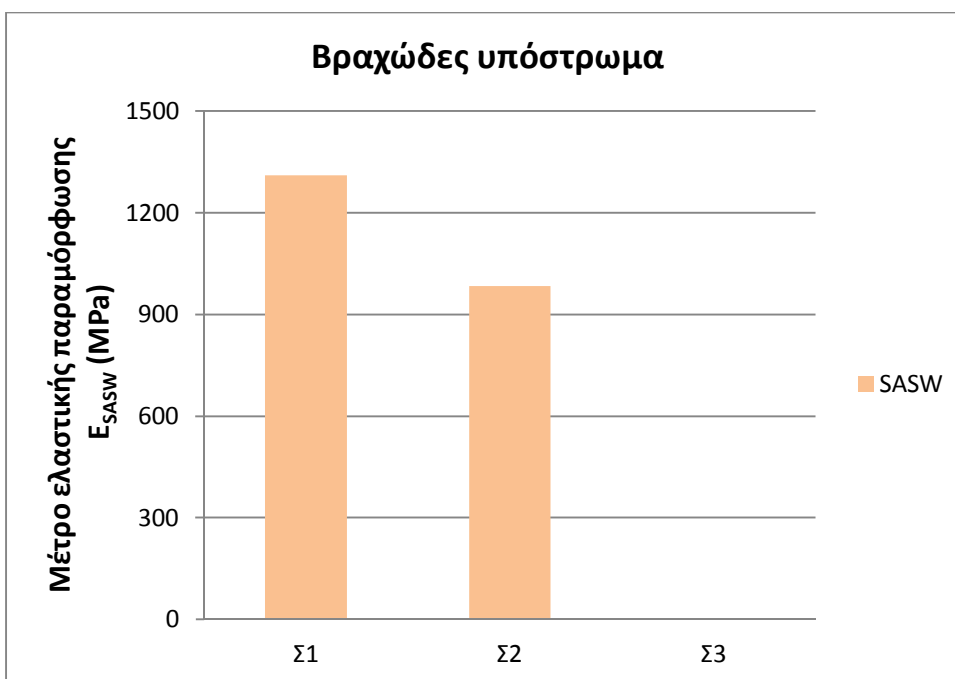
Θέσεις ελέγχου	Βάση - υπόβαση	Στρώση έδρασης	Βραχώδες υπόστρωμα
	$E_{SASW}$ (MPa)	$E_{SASW}$ (MPa)	$E_{SASW}$ (MPa)
Σ1	-	373,1	1311,3
Σ2	2445,3	-	983,4
Σ3	2830,4	690,1	-



**Σχήμα 7.19:** Εκτίμηση αντοχής κατά SASW στο αμμοχάλικο βάσης – υπόβασης



Σχήμα 7.20: Εκτίμηση αντοχής κατά SASW στο γαιώδες υλικό στρώσης έδρασης



Σχήμα 7.21: Εκτίμηση αντοχής κατά SASW στο βραχώδες υπόστρωμα

Υπενθυμίζεται ότι η θεώρηση βραχώδους υπόβαθρου έγινε, προκειμένου να αναδειχθεί η δυνατότητα της SASW στην εκτίμηση αντοχής σε μεγάλα βάθη, ανεξαρτήτως της στρώσης που μελετάμε. Για το λόγο αυτό έγινε η παραδοχή πεπερασμένου πάχους για τη στρώση έδρασης, κάτι που ούτως ή άλλως ανταποκρίνεται στην πραγματικότητα (και δεν λαμβάνεται υπόψη στην ανάστροφη διαδικασία υπολογισμού με το FWD, που θεωρεί στρώση έδρασης άπειρου πάχους).

## 7.2 Ανάλυση ευαισθησίας της SASW

Ολοκληρώνοντας την παρουσίαση των αποτελεσμάτων της SASW στις θέσεις Σ1, Σ2, Σ3 θα πραγματοποιηθεί μια ανάλυση ευαισθησίας της μεθόδου, προκειμένου να διερευνηθεί η επίδραση παραγόντων όπως η διάταξη πηγής – δεκτών, το εύρος των αποδεκτών συχνοτήτων και το βάρος πρόσκρουσης (ελαφρύ σφυρί, σφυρί 8kg) στη δυνατότητα της μεθόδου στην εκτίμηση του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης.

### 7.2.1 Διάταξη πηγής - δεκτών

Στον πίνακα 7.9, έχουν σημειωθεί σε κάθε θέση ελέγχου οι περιοχές βάθους, στις οποίες οι επιμέρους διατάξεις πηγής – γεωφώνων εκτίμησαν τιμή του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης.

**Πίνακας 7.9:** Αποτελέσματα βάθους εκτίμησης αντοχής ανά θέση ελέγχου και επιλεγόμενη διάταξη

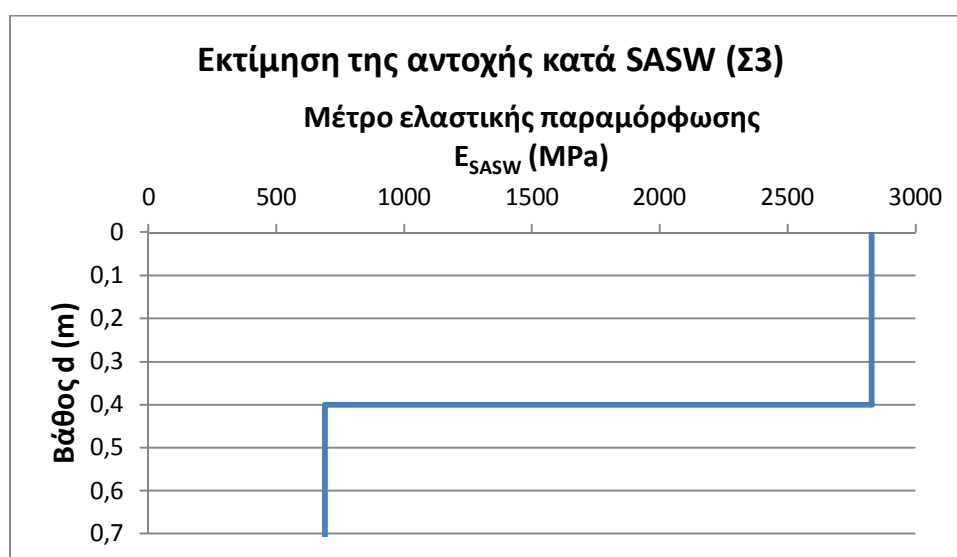
Περιοχή βάθους (m)		Θέσεις Ελέγχου		
		Σ1	Σ2	Σ3
Διατάξεις	15cm	-	0,15m	-
	30cm	0,80-1,05m	0,17m	0,16-0,30 & 0,50-0,60
	45cm	-	0,80-1,00m	0,50-0,55
	50cm	0,60-0,65m		

Από τον πίνακα, διαπιστώνουμε ότι υπάρχει αρκετή διασπορά στα βάθη που η κάθε διάταξη απέδωσε πληροφορία. Δηλαδή, δεν προκύπτει, τουλάχιστον με τις 3 θέσεις μελέτης που εξετάστηκαν, κάποια βέλτιστη διάταξη που να έχει προνομιακό πεδίο εφαρμογής σε συγκεκριμένη περιοχή βάθους. Εάν είχαν ελεγχθεί περισσότερα σημεία, πιθανώς να ήταν δυνατόν να εντοπιστεί μια τέτοια διάταξη. Σημειώνεται, ότι είναι απαραίτητη η πραγματοποίηση μετρήσεων σε πληθώρα σημείων, προκειμένου να προκύψει επαρκές δείγμα για περαιτέρω επεξεργασία και ανάλυση που θα επιτρέψει την αντικειμενική απάντηση στο ζήτημα ύπαρξης βέλτιστης διάταξης πηγής – γεωφώνων για συγκεκριμένη περιοχή βάθους. Εφόσον δεν προκύπτει βέλτιστη διάταξη για τις τρεις θέσεις ελέγχου, κρίνεται καθοριστικός ο έλεγχος του εύρους συχνοτήτων.

### 7.2.2 Εύρος συχνοτήτων

Στην περιοχή βάθους 0,15-0,30 m που αντιστοιχεί στο αμμοχάλικο βάσης – υπόβασης, οι συχνότητες που παρατηρήθηκαν ήταν περί τα 792-1438 Hz. Σημειώνεται, ότι παρόλο που γίνεται αναφορά στο ίδιο υλικό, είναι αποδεκτή η διασπορά που παρατηρείται στις συχνότητες, εφόσον η αυξομείωση στη συχνότητα συνδυάζεται από αντίστροφη επιρροή στο μήκος κύματος (άρα και στο βάθος). Όπως έχει επισημανθεί, είναι επιθυμητή προοδευτική

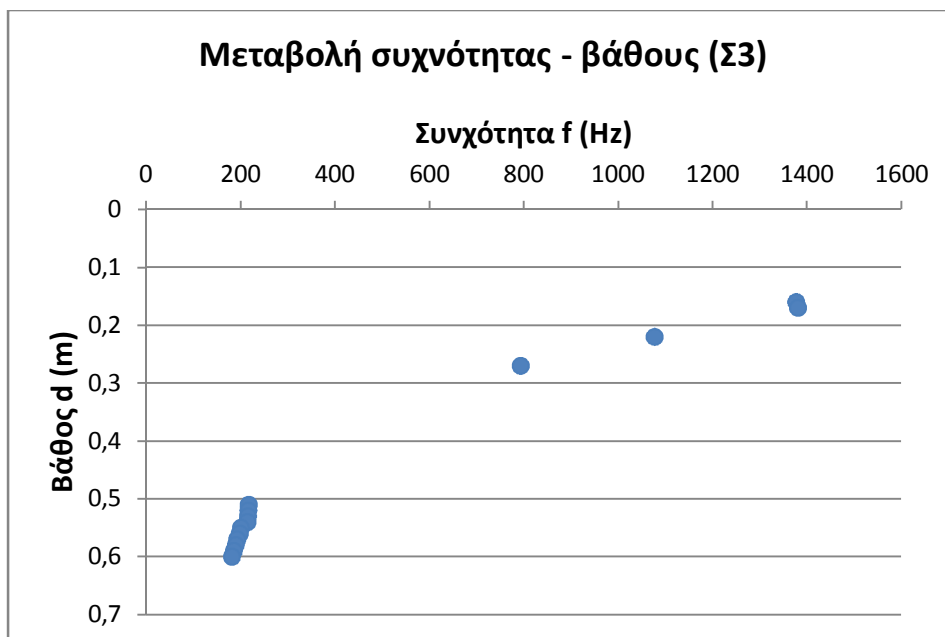
μείωση της συχνότητας καθώς αυξάνεται το βάθος εκτίμησης της αντοχής. Αυτό συμβαίνει, ώστε οι συνδυασμοί μήκους κύματος και συχνότητας (πρακτικά ο συνδυασμός βάθους και συχνότητας) να είναι τέτοιοι που να επιτρέπουν την εκτίμηση του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης εντός λογικών ορίων για το βάθος μελέτης. Παρατίθεται παρακάτω το διάγραμμα της εκτιμώμενης αντοχής κατά SASW συναρτήσει του βάθους για τη θέση ελέγχου Σ3, και το διάγραμμα συχνοτήτων – βάθους που περιλαμβάνει τις τιμές των συχνοτήτων που κρίθηκαν αποδεκτές στην εκτίμηση του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης. Σημειώνεται, ότι οι τιμές του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης που εκτιμήθηκαν με τη SASW σε συγκεκριμένα βάθη της βάσης – υπόβασης και της στρώσης έδρασης, θεωρήθηκε ότι αντιπροσωπεύουν όλο το πάχος της εκάστοτε στρώσης.



Σχήμα 7.22: Εκτίμηση αντοχής κατά SASW στη θέση Σ3

Πίνακας 7.10: Αποδεκτές συχνότητες στα βάθη εκτίμησης της αντοχής στη θέση Σ3

Σημείο Σ3	
Βάθος (m)	Συχνότητα f (Hz)
0,16	1376
0,17	1380
0,22	1076
0,27	792
0,51	216
0,52	215
0,53	214
0,54	213
0,55	199
0,56	197
0,57	191
0,58	188
0,59	184
0,6	180



**Σχήμα 7.23:** Συχνότητες κυματισμών που εκτίμησαν την αντοχή στη θέση Σ3

Από τα σχήματα, επαληθεύεται ότι οι υψηλές συχνότητες είναι επιθυμητές στα ανώτερα βάθη. Όσο το βάθος ενδιαφέροντος αυξάνεται, τότε αυξάνεται αντίστοιχα και το μήκος κύματος των κυματισμών που αποδίδουν πληροφορία, ενώ μειώνεται η συχνότητα. Παρόμοια τάση στην μείωση της συχνότητας, διαφαίνεται και στην περιοχή της στρώσης έδρασης. Η τάξη μεγέθους των συχνοτήτων είναι ενδεικτική για τη βάση – υπόβαση και τη στρώση έδρασης και η παρατηρούμενη απόκλιση εκφράζει τη μεγάλη διαφορά στην αντοχή των υλικών που συνθέτουν τις δύο στρώσεις (αμμοχάλικο – γαιώδες).

Ο παρακάτω πίνακας περιέχει εκτιμώμενα άνω και κάτω όρια συχνοτήτων που θεωρούνται αποδεκτά για εκτίμηση της αντοχής στην περιοχή της βάσης – υπόβασης. Αντίστοιχα, παρατίθενται άνω και κάτω όρια στο μήκος κύματος, έτσι ώστε με τους συνδυασμούς συχνότητας και μήκους κύματος να προκύπτουν ορθές τιμές στο μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης ( $E_{SASW}$ ). Πρόκειται ουσιαστικά για μια σύνοψη των αποδεκτών συχνοτήτων στα σημεία μελέτης. Σημειώνεται, ότι ο παρακάτω πίνακας δεν μπορούν να γενικευτεί για άλλα σημεία χωρίς να έχει προηγηθεί πραγματοποίηση επιτόπου μετρήσεων. Επιπλέον, αν και από το σχήμα 7.23 διαφαίνεται μια γραμμική σχέση μεταξύ συχνότητας – βάθους, όμως λόγω περιορισμένης πληροφορίας σε μεμονωμένα βάθη, απαιτείται πρόσθετη διερεύνηση για ύπαρξη ενδεχόμενης σχέσης συχνότητας – βάθους στην περιοχή βάσης – υπόβασης.

**Πίνακας 7.11:** Αποδεκτές συχνότητες στη βάση - υπόβαση

Περιοχή	Εύρος Συχνοτήτων f (Hz)	Εκτιμώμενα άνω & κάτω όρια με βάση τα σημεία μελέτης						
		f (Hz)	$\lambda$ (m)	$V_R$ (m/s)	$V_S$ (m/s)	G (Mpa)	Βάθος d (m)	$E_{SASW}$ (MPa)
Βάση - Υπόβαση	1424-1436, 1232-1234, 792-1378	1450	0,48	696,0	744,5	1108,6	0,16	2993,2
		750	0,81	607,5	649,8	844,6	0,27	2280,4

Στη στρώση έδρασης παρατηρήθηκε αρκετή διακύμανση στις συχνότητες λόγω της αντοχής που είναι μεταβαλλόμενη στις τρεις θέσεις μελέτης. Ο πίνακας 7.12 περιέχει το εύρος συχνοτήτων για το οποίο εκτιμήθηκε η αντοχή στη στρώση έδρασης. Έχει συμπεριληφθεί και η εκτιμώμενη αντοχή στο σημείο Σ2, παρά το γεγονός ότι απορρίπτεται τελικώς και δε λαμβάνεται υπόψη στη σύγκριση με το FWD. Ο λόγος που έχει συμπεριληφθεί, είναι για να φανεί ότι το εύρος συχνοτήτων στην περίπτωση του Σ2 δεν ενδείκνυται για την περιοχή βάθους, σε σύγκριση με το εύρος συχνοτήτων που κυριάρχησε στις άλλες δύο θέσεις ελέγχου. Στην τελευταία στήλη του πίνακα, παρατίθεται και η εκτιμώμενη τιμή αντοχής από την ανάστροφη διαδικασία υπολογισμού με το σύστημα FWD ( $E_{FWD}$ ) για λόγους σύγκρισης.

**Πίνακας 7.12:** Συχνότητες που προέκυψαν στη στρώση έδρασης

Θέσεις ελέγχου	Όρια Έδρασης (m)	Εύρος f (Hz)	Βάθη (m)	$E_{SASW}$ (MPa)	$E_{FWD}$ (MPa)
Σ1	0,40-0,70m	126-138	0,60-0,65m	373,1	81,8
Σ2	0,40-0,80m	236-324	0,50-0,55m	959,9	102
		164-184	0,70-0,80m	935,1	
Σ3	0,40-1,10m	176-220	0,50-0,60m	686,1	171,2

Συγκρίνοντας τις συχνότητες στην περιοχή βάθους 0,50-0,65m, όπου και από τις τρεις θέσεις ελέγχου εκτιμήθηκε τιμή για το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης, προκύπτει ότι στη θέση Σ2, με το συγκεκριμένο εύρος συχνοτήτων εκτιμάται αρκετά μεγάλη τιμή. Επομένως, θα θεωρηθεί βέλτιστο, το εύρος συχνοτήτων περίπου έως 240-260 Hz. Λαμβάνοντας υπόψη το σχόλιο που επισημάνθηκε για την προοδευτική μείωση της συχνότητας με την αύξηση του βάθους, η τιμή 260 Hz δεν μπορεί παρά να αντιστοιχεί στα ανώτερα βάθη της έδρασης (έστω 0,45 m). Με βάση τα άλλα δύο σημεία ελέγχου, διαμορφώνεται ο παρακάτω πίνακας που περιέχει πιθανά άνω και κάτω όρια για την περίπτωση της στρώσης έδρασης. Σημειώνεται ξανά, ότι ο πίνακας αφορά μόνο τις δύο θέσεις ελέγχου στις οποίες εκτιμήθηκε η αντοχή στην έδραση. Ομοίως, για τη γραμμική σχέση που διαφαίνεται από το σχήμα 7.23 στην περιοχή βάθους 0,50-0,60 m, χρειάζεται επαλήθευση από έλεγχο σε περισσότερες θέσεις.

**Πίνακας 7.13:** Αποδεκτές συχνότητες στη στρώση έδρασης

Περιοχή	Εύρος Συχνοτήτων f (Hz)	Εκτιμώμενα άνω & κάτω όρια με βάση τα σημεία μελέτης						
		f (Hz)	$\lambda$ (m)	$V_R$ (m/s)	$V_S$ (m/s)	G (Mpa)	Βάθος d (m)	$E_{SASW}$ (Mpa)
Στρώση Έδρασης	Αρκετή Διακύμανση	260	1,35	351,0	375,5	281,9	0,45	761,3
		120	2,10	252,0	269,6	145,3	0,70	392,4

Όσον αφορά το βραχώδες υπόστρωμα, οι συχνότητες με τις οποίες εκτιμήθηκε αντοχή ήταν στο εύρος 140-190 Hz. Εδώ, δεν ακολουθήθηκε περαιτέρω πτώση στη συχνότητα σε σχέση με τη στρώση έδρασης, παρόλο που το βάθος αυξάνει. Αυτό είναι λογικό, εφόσον πρόκειται για διαφορετικό υλικό, και μάλιστα το βραχώδες υπόστρωμα που υπόκειται της στρώσης



έδρασης είναι πιο δύσκαμπτο, γεγονός που δικαιολογεί την αύξηση στις τιμές της συχνότητας. Όπως ειπώθηκε αι προηγουμένως, η συχνότητα είναι ενδεικτική του βάθους μελέτης αλλά και της αντοχής που αναμένεται για κάθε υλικό.

### **7.2.3 Βάρος πρόσκρουσης**

Πρέπει να σημειωθεί εξαρχής, ότι η χρήση του ελαφρού σφυριού στη διάταξη των 15 cm δεν κρίθηκε επιτυχής για τις συγκεκριμένες θέσεις ελέγχου. Όπως πρόεκυψε και από τον πίνακα 7.9, η μόνη πληροφορία που απέδωσε η διάταξη πηγής – γεωφώνων ανά 15 cm ήταν σε βάθος 0,15 m στη θέση Σ2. Η ανάλυση του συστήματος στις πολύ υψηλές συχνότητες δεν ήταν ικανοποιητική (ενδεικτικό το σχήμα 7.5). Η τιμή της συνάρτησης συνοχής για τους υψηλής συχνότητας κυματισμούς ήταν αρκετά μειωμένη και ως εκ τούτου, οι κυματισμοί αυτοί απορρίπτονταν. Πιθανώς, οι υψηλής συχνότητας κυματισμοί που διέδωσε η πηγή, λόγω της χτυπήματος επί της μεταλλικής πλάκας με το ελαφρύ σφυρί, να αντιστοιχούσαν σε τόσο μικρά μήκη κύματος, για τα οποία η απόσταση των 15cm, να θεωρούνταν μεγάλη. Συνεπώς οι κυματισμοί πιθανώς να εξασθένησαν προτού καν εντοπιστούν από το πρώτο γεώφωνο.

Όσον αφορά το σφυρί βάρους 8kg, η χρήση του αποδείχτηκε ικανοποιητική καθώς εκτιμήθηκε αντοχή σε διάφορα βάθη και για διάφορες συχνότητες. Σημειώνεται, ότι το συγκεκριμένο σφυρί αποτελεί το ενδεδειγμένο βάρος πρόσκρουσης του υπόψη συστήματος που υποστηρίζει τη SASW. Εξάλλου, το τρέχον σύστημα έχει καταρχήν εφαρμογή σε γεωτεχνικά προβλήματα, εκεί όπου το ζητούμενο είναι η εκτίμηση της αντοχής σε αρκετά μεγάλα βάθη. Από το χτύπημα με το σφυρί 8kg, οι μέσες μέγιστες τιμές των συχνοτήτων που εντοπίστηκαν ήταν έως 500Hz. Ωστόσο, πραγματοποιώντας σειριακή αναζήτηση συχνοτήτων (επιλογή του λογισμικού), κατέστη εφικτή η διάδοση κυματισμών με υψηλή συχνότητα που επέτρεψε την εκτίμηση της αντοχής σε μικρά βάθη. Πάντως, ο αριθμός αυτών των κυματισμών ήταν σαφώς περιορισμένος σε σχέση με τα κύματα χαμηλότερων συχνοτήτων. Αυτό αποτελεί σημείο πρόσθετου προβληματισμού, η ικανότητα δηλαδή του υπόψη συστήματος να δημιουργεί κυματισμούς υψηλής συχνότητας. Ορισμένες περαιτέρω αλλαγές στη μεθοδολογία, όπως χρήση 2 γεωφώνων, τοποθέτησή τους σε απόσταση μικρότερη των 8-10 cm και τροποποίηση του εξοπλισμού πρόσκρουσης (συνδυάζοντας λεπτότερη πλάκα με ελαφρύ σφυρί) πιθανώς να αποδώσουν περισσότερα πληροφορία για τα ανώτερα βάθη που αντιστοιχούν στο αμμοχάλικο.

### **7.2.4 Ανακεφαλαίωση**

Από την ανάλυση ευαισθησίας, παρατηρήθηκε ότι δεν ήταν δυνατό να εκτιμηθεί η αντοχή σε όλα τα βάθη με μία και μόνο διάταξη. Επιπλέον, η παρατηρούμενη διασπορά στα βάθη που απέδωσε πληροφορία η καθεμιά διάταξη, οδηγεί στην παρατήρηση ότι δεν προκύπτει ουσιαστικά μια βέλτιστη διάταξη για μια συγκεκριμένη περιοχή βάθους. Σημαντικότερος

κρίνεται ο έλεγχος συχνοτήτων. Δηλαδή, απαιτείται κριτική σκέψη για αποδοχή ή απόρριψη των συχνοτήτων αναλόγως του βάθους μελέτης και της αναμενόμενης αντοχής. Στην παρούσα ενότητα, παρουσιάστηκαν πίνακες με πιθανά άνω και κάτω όρια συχνοτήτων για την εκτίμηση του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης στη βάση – υπόβαση και στη στρώση έδρασης. Οι πίνακες αυτοί είναι ενδεικτικοί και αφορούν τα σημεία μελέτης και μόνο αυτά. Όσον αφορά το βάρος πρόσκρουσης, δεν προκύπτει ασφαλές αποτέλεσμα από τη χρήση ελαφρού σφυριού με τη διάταξη πηγής – γεωφώνων ανά 15cm, και χρειάζεται περισσότερη διερεύνηση στο θέμα αυτό.

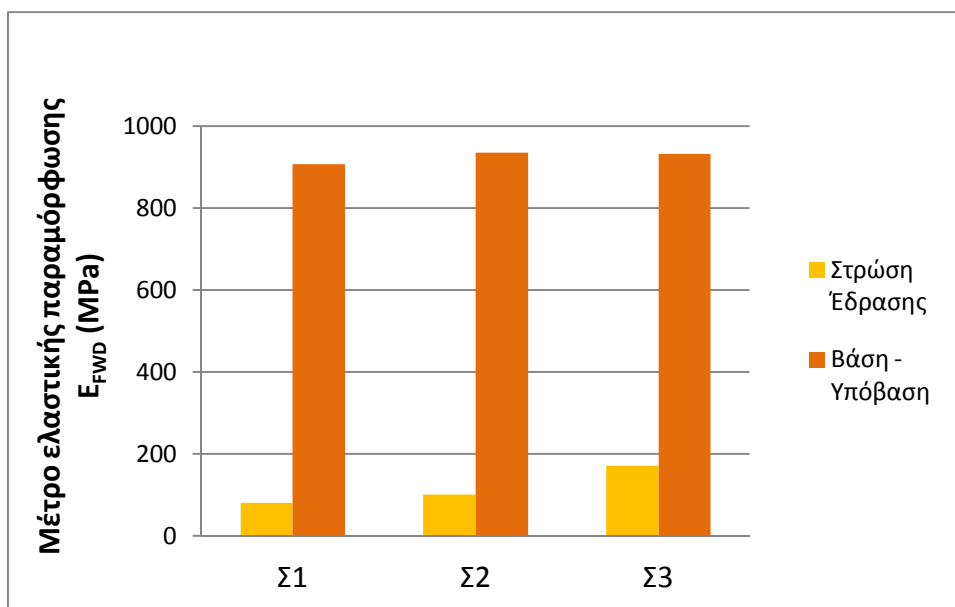
### 7.3 Σύγκριση SASW-FWD

Όπως έχει ήδη ειπωθεί, παράλληλα με τις μετρήσεις της SASW, αξιοποιήθηκαν αποτελέσματα ανάλυσης από μετρήσεις του εργαστηρίου Οδοποιίας ΕΜΠ, που πραγματοποιήθηκαν στις ίδιες θέσεις ελέγχου με το σύστημα μη καταστρεπτικών δοκιμών του FWD, ακριβώς την ίδια χρονική περίοδο προκειμένου να εξασφαλιστούν πανομοιότυπες περιβαλλοντικές – κλιματολογικές συνθήκες. Σημειώνεται, ότι η χρήση του έγινε υποστηρικτικά για λόγους στοιχειώδους σύγκρισης με τα αποτελέσματα της SASW, εφόσον έχει τονιστεί και από τη βιβλιογραφική ανασκόπηση, ότι η χρήση του συνίσταται για εφαρμογή επί ολοκληρωμένου οδοστρώματος και ότι ελάχιστη εμπειρία έχει υπάρξει, για εφαρμογή του επί στρώσεων από ασύνδετα υλικά. Ενδεδειγμένο για χρήση επί ασύνδετων (και εδαφικών) στρώσεων είναι το LFWD, του οποίου όμως τα αποτελέσματα, όπως επισημάνθηκε στην ενότητα 5.4 παρουσίασαν αρκετή διασπορά, και δεν κατέστη δυνατή η αξιοποίησή τους.

Συνολικά, τα αποτελέσματα εκτίμησης του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης σε βάση – υπόβαση και στρώση έδρασης από το σύστημα FWD, φαίνονται στον πίνακα 7.14 που ακολουθεί. Σημειώνεται, ότι το FWD, όπως είναι γνωστό ανήκει στην κατηγορία μεθόδων που βασίζονται στη μέτρηση φορτίου – υποχώρησης. Δηλαδή, επιβάλλοντας ένα αξονικό φορτίο (πχ. 4t), μετρούνται οι προκαλούμενες ελαστικές υποχωρήσεις και υπολογίζεται έμμεσα ένα μέσο μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης των στρώσεων του οδοστρώματος, πραγματοποιώντας μια ανάστροφη επαναληπτική διαδικασία. Ειδικότερα, για τη στρώση έδρασης (που θεωρείται άπειρου πάχους σε αυτή τη μέθοδο), μετράται η ελαστική υποχώρηση του εξώτερου δέκτη προκειμένου να εκτιμηθεί η αντοχή της.

**Πίνακας 7.14:** Μέτρα ελαστικής παραμόρφωσης από τον ανάστροφο υπολογισμό του FWD

Θέσεις ελέγχου	Βάση - Υπόβαση	Στρώση Έδρασης
	$E_{FWD}$ (MPa)	$E_{FWD}$ (MPa)
Σ1	907,3	81,8
Σ2	935,5	102
Σ3	931,8	171,2



**Σχήμα 7.24:** Εκτιμώμενη αντοχή από τον ανάστροφο υπολογισμό του FWD

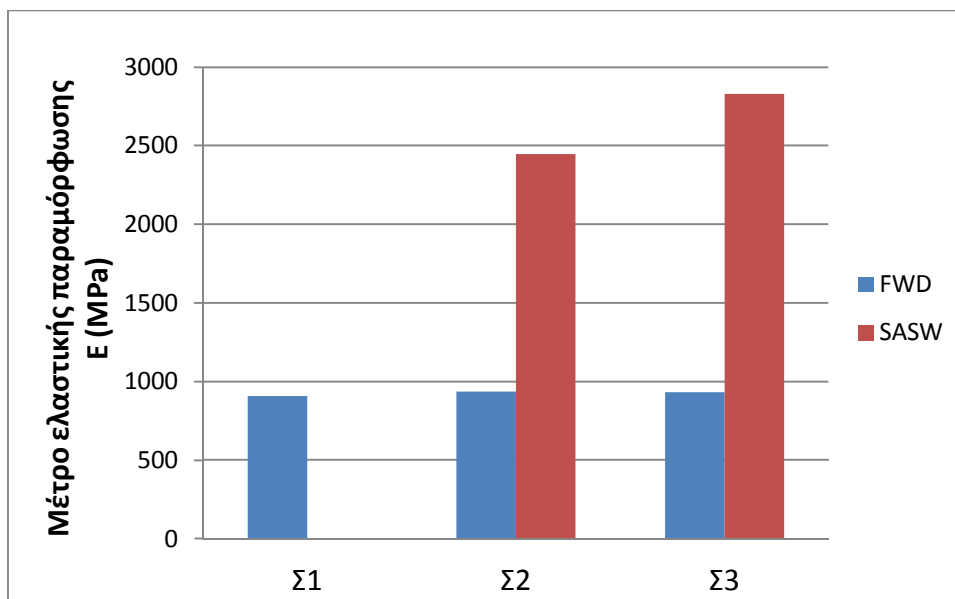
Στον ακόλουθο πίνακα 7.15-7.16 συγκρίνονται οι τιμές των δύο μεθόδων στην εκτίμηση του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης για τη βάση – υπόβαση και τη στρώση έδρασης. Έχει υπολογιστεί ο λόγος των δύο αντοχών ( $E_{SASW}/E_{FWD}$ ) και επί αυτών των λόγων θα γίνει η συγκριτική αξιολόγηση.

**Πίνακας 7.15:** Σύγκριση εκτιμώμενων αντοχών κατά SASW, FWD στη βάση - υπόβαση

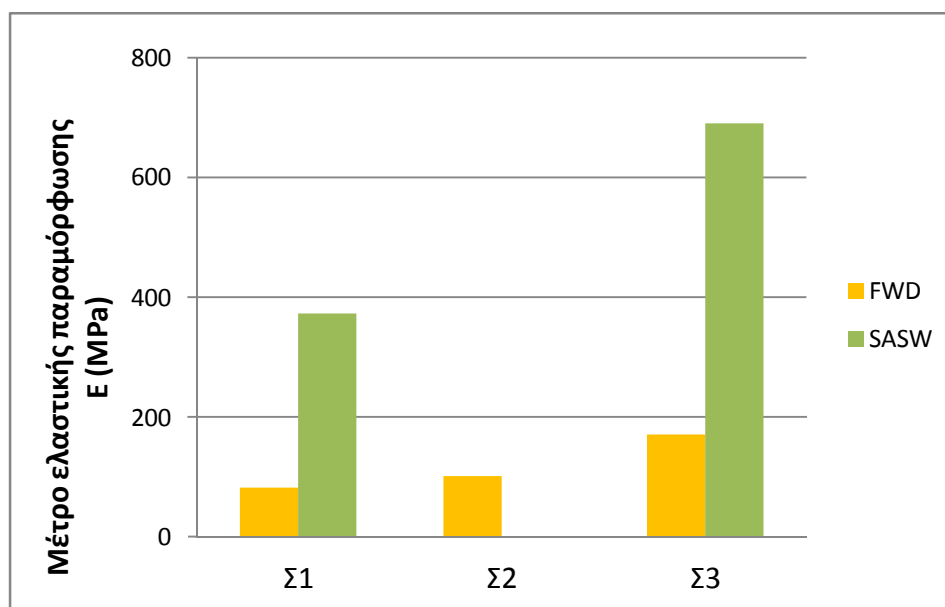
Περιοχή	Βάση - Υπόβαση		
	Σ1	Σ2	Σ3
Θέσεις ελέγχου			
$E_{SASW}$ (MPa)	-	2445,3	2830,4
$E_{FWD}$ (MPa)	907,3	935,5	931,8
$E_{SASW}/E_{FWD}$	-	2,61	3,04

**Πίνακας 7.16:** Σύγκριση εκτιμώμενων αντοχών κατά SASW, FWD στη στρώση έδρασης

Περιοχή	Στρώση Έδρασης		
	Σ1	Σ2	Σ3
Θέσεις ελέγχου			
$E_{SASW}$ (MPa)	373,1	-	690,1
$E_{FWD}$ (MPa)	81,8	102	171,2
$E_{SASW}/E_{FWD}$	4,56	-	4,03



Σχήμα 7.25: Σύγκριση αντοχής κατά SASW, FWD στη βάση - υπόβαση



Σχήμα 7.26: Σύγκριση αντοχής κατά SASW, FWD στη στρώση έδρασης

Παρατηρούμε ότι η SASW εκτιμά 2,6-3,0 φορές μεγαλύτερη την αντοχή στο αμμοχάλικο βάσης – υπόβασης, και 4,0-4,5 φορές μεγαλύτερη την αντοχή του γαιώδους υλικού στην στρώση έδρασης. Οι τιμές των λόγων είναι καταρχήν λογικές, εφόσον αναμέναμε υψηλές τιμές από την εφαρμογή της SASW, λόγω του πολύ μικρού πλάτους των παραμορφώσεων που προκαλούνται με τη μέθοδο. Το FWD, επιβάλλει υψηλά φορτία στο οδόστρωμα προσομοιώνοντας τα κυκλοφοριακά φορτία. Συγκεκριμένα, το φορτίο επιβολής του FWD, είναι 4t ή 40000N, το οποίο είναι 500 φορές μεγαλύτερο από το φορτίο των 80N που επιβάλλει το χτύπημα με το σφυρί των 8kg στη μέθοδο SASW. Στο διάγραμμα που ακολουθεί φαίνονται για τη θέση Σ3 (όπου η αντοχή κατά SASW εκτιμήθηκε και στη βάση – υπόβαση και στη στρώση έδρασης) η σύγκριση των εκτιμώμενων μέτρων ελαστικής παραμόρφωσης κατά SASW και FWD.



**Σχήμα 7.27:** Σύγκριση αντοχής κατά SASW, FWD στο Σ3

Προκειμένου να ελεγχθεί η ορθότητα των τιμών των λόγων αντοχής, θα υπολογιστούν οι ελαστικές κατακόρυφες παραμορφώσεις  $\varepsilon_z$  (%) σε βάθη, ενδεικτικά της βάσης – υπόβασης και της στρώσης έδρασης στη θέση ελέγχου Σ3. Συγκεκριμένα, θα υπολογιστεί η παραμόρφωση σε βάθος 0,20 m, (στο μέσο της βάσης – υπόβασης). Εξάλλου, το συγκεκριμένο βάθος είναι ενδεικτικό των τιμών βάθους, όπου η SASW εκτίμησε αντοχή. Με το ίδιο σκεπτικό, εφόσον η περισσότερη πληροφορία της SASW για τη στρώση έδρασης ήταν στα βάθη 0,50-0,65 m, θα υπολογιστούν οι παραμορφώσεις σε ένα βάθος ενδεικτικό της παραπάνω περιοχής, έστω 0,60 m.

Για τον υπολογισμό των ελαστικών παραμορφώσεων, θα θεωρηθεί σύστημα δύο επάλληλων ελαστικών στρώσεων (Burmister). Η πρώτη στρώση είναι η ενιαία βάση – υπόβαση, και η δεύτερη είναι η στρώση έδρασης. Επιπλέον, για την περίπτωση υπολογισμού των παραμορφώσεων στη στρώση έδρασης, θα γίνει υπολογισμός ενός ισοδύναμου πάχους της βάσης - υπόβασης με βάση τα μηχανικά χαρακτηριστικά της στρώσης έδρασης. Χρησιμοποιείται η θεωρία ισοδυναμίας του Odemark που συνίσταται στην μετατροπή δύο ελαστικών στρώσεων με διαφορετικές μηχανικές ιδιότητες, σε μια ισοδύναμη ελαστική στρώση με τα μηχανικά χαρακτηριστικά της υποκείμενης στρώσης. Για σύστημα δύο στρώσεων, το ισοδύναμο πάχος της βάσης – υπόβασης (στρώση 1) ως προς τη στρώση έδρασης (στρώση 2) δίνεται από τη σχέση:

$$h_{1,2} = f \cdot h_1 \cdot \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_2}} \quad (7.1)$$

όπου:

- $h_{1,2}$ : το ισοδύναμο πάχος (mm) της στρώσης 1 ως προς τη στρώση 2

- $f = 0,9$  (διορθωτικός συντελεστής) για σύστημα δύο στρώσεων
- $h_1$ : το πάχος (mm) της στρώσης 1 (βάσης – υπόβασης)
- $E_1$ : το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης (MPa) της βάσης – υπόβασης
- $E_2$ : το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης (MPa) της στρώσης έδρασης

Σημειώνεται ότι οι παραδοχές θεώρησης ελαστικών στρώσεων είναι μια προσέγγιση της πραγματικής εντατικής κατάστασης των υλικών οδοστρωσίας, η οποία όμως μπορεί να υιοθετηθεί εν προκειμένω, διότι αφενός μεν η SASW επιβάλλει μικρές παραμορφώσεις στα υλικά (πράγμα που θα επαληθευθεί), άρα αυτά συμπεριφέρονται γραμμικά και ελαστικά, αφετέρου δε το FWD, υπολογίζει την αντοχή που προκύπτει μετρώντας τις ελαστικές τιμές των υποχωρήσεων, δηλαδή τις αναιρέσιμες τιμές τους. Η υπολογιζόμενη αντοχή είναι το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης, και με βάση αυτό γίνονται οι υπολογισμοί.

Τέλος, να αναφερθεί ότι για τον υπολογισμό των παραμορφώσεων, θεωρήθηκε ομοιόμορφη κυκλική φόρτιση στην επιφάνεια καθώς η παραδοχή αυτή, σε αντίθεση με τη θεώρηση σημειακής φόρτισης εκφράζει αντιπροσωπευτικότερα τη πραγματική φόρτιση των οδοστρωμάτων. Για την αναγωγή των φορτίων των δύο μεθόδων στην πίεση που επικρατεί στην επιφάνεια, χρησιμοποιήθηκε η σχέση:

$$p = \frac{4 \cdot P}{\pi \cdot \alpha^2} \quad (7.2)$$

όπου:

- $p$ : η πίεση στην κυκλική επιφάνεια φόρτισης ( $N/mm^2$  ή MPa)
- $P$ : το φορτίο της δοκιμής (N)
- $\alpha$ : ακτίνα επιβολής του φορτίου (mm)

Οι προκαλούμενες παραμορφώσεις στο κατακόρυφο άξονα διερχόμενου από το κέντρο της φόρτισης σε βάθος  $z$  (mm) από την επιφάνεια, υπολογίζονται βάσει της σχέσης Boussinesq:

$$\varepsilon_z = \frac{p \cdot (1+\nu)}{E} \cdot \left\{ \frac{\frac{z}{\alpha}}{\left(1+\frac{z^2}{\alpha^2}\right)^{\frac{3}{2}}} - (1 - 2 \cdot \nu) \cdot \left[ \frac{\frac{z}{\alpha}}{\left(1+\frac{z^2}{\alpha^2}\right)^{\frac{1}{2}}} - 1 \right] \right\} \quad (7.3)$$

όπου:

- $p$ : η πίεση στην επιφάνεια (MPa)
- $\nu$ : ο λόγος το Poisson, για το αμμοχάλικο  $\nu=0,35$ . Ωστόσο, λόγω έλλειψης πληροφορίας στα γαιώδη υλικά, θα ληφθεί παντού ίδιος.
- $E$ : το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης της κάθε στρώσης (MPa)
- $z/\alpha$ : ο λόγος βάθους προς ακτίνα εφαρμογής φορτίου

Τα αποτελέσματα των υπολογισμένων παραμορφώσεων φαίνονται στον πίνακα 7.17.

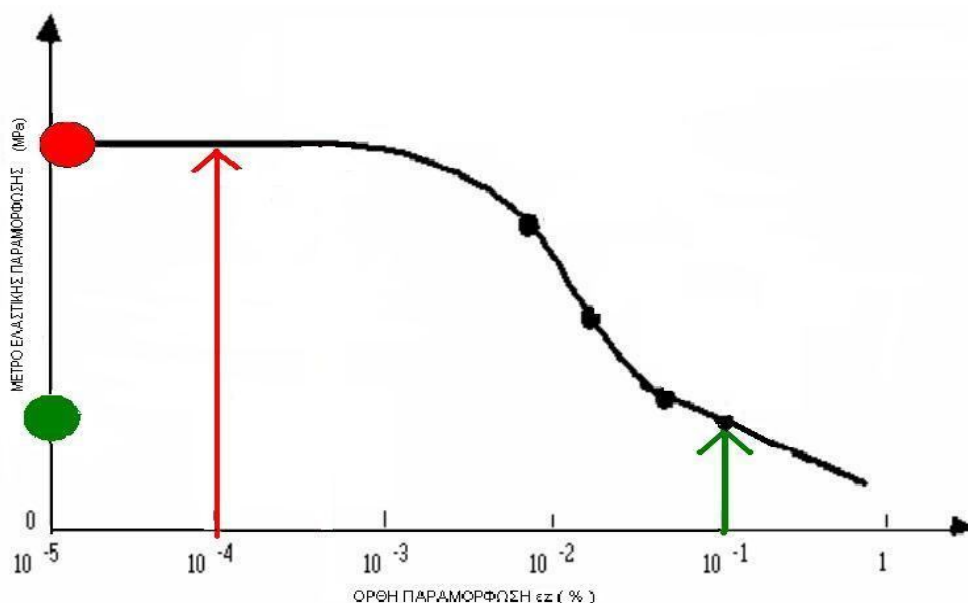
**Πίνακας 7.17:** Υπολογισμών ελαστικών κατακόρυφων παραμορφώσεων  $\epsilon_z$  (%) ανά μέθοδο

Δοκιμή	SASW	FWD
Φορτίο Δοκιμής P (N)	80	40000
Ακτίνα κυκλικής φόρτισης $\alpha$ (mm)	25	150
Ομοιόμορφη Κυκλική Πίεση $p$ (N/mm <sup>2</sup> )	0,16	2,26
Λόγος Poisson $\nu$	0,35	0,35
$E_{\beta\acute{\alpha}\sigma\eta\varsigma}$ (MPa)	2830,4	931,8
Βάθος Ελέγχου για τη βάση $z_1$ (mm)	200	200
Τιμή λόγου $z_1/\alpha$	8,0	1,3
Κατακόρυφη Παραμόρφωση βάσης $\epsilon_z$ (%)	0,00014	0,11418
$E_{\acute{\epsilon}\delta\rho\alpha\sigma\eta\varsigma}$ (MPa)	690,1	171,2
Ισοδύναμο Πάχος $h_{1,2}$ (mm)	576	633
Βάθος ελέγχου για την έδραση $z_2$ (mm)	776	833
Τιμή λόγου $z_2/\alpha$	31,1	5,6
Κατακόρυφη Παραμόρφωση έδρασης $\epsilon_z$ (%)	0,00004	0,06364

Από τον πίνακα προκύπτει ότι πράγματι οι επιβαλλόμενες παραμορφώσεις από τη SASW είναι πολύ μικρές σε πλάτος (<0,001%), συνεπώς το εκτιμώμενο μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης από τη SASW αντιστοιχεί στη μέγιστη τιμή του, που είναι ίση με το μέγιστο μέτρο ελαστικότητας Young ή αλλιώς το αρχικό επαπτομενικό μέτρο ελαστικότητας σε μια τυπική καμπυλόγραμμη σχέση τάσεων – παραμορφώσεων που εκφράζει τη μη γραμμική συμπεριφορά των ασύνδετων και εδαφικών υλικών (όπως αυτή του σχήματος 2.3). Η τιμή του σεισμικού συντελεστή κατά SASW ( $E_{SASW}$ ), αντιστοιχεί στο συντελεστή χαμηλών παραμορφώσεων (low strain modulus). Συνεπώς η SASW, εκτιμά μια θεμελιώδη παράμετρο αντοχής για τα υλικά οδοστρωσίας (την  $E_{max}$ ). Επαληθεύεται ότι  $E_{SASW} = E_{max}$ . Όσον αφορά τις παραμορφώσεις που προκάλεσε το FWD είναι της τάξης του 0,01-0,1%. Οι τιμές αυτές κρίνονται λογικές, εφόσον η μέθοδος προσομοιώνει κυκλοφοριακά φορτία. Δηλαδή, οι αποκλίσεις των δύο μεθόδων στην εκτίμηση του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης, οφείλονται στο ότι η καθεμιά μέθοδος, υπολογίζει το μέτρο αυτό σε διαφορετικά επίπεδα παραμόρφωσης.

Θα γίνει προσπάθεια ποιοτικής επαλήθευσης των τιμών των λόγων αντοχών σε βάση – υπόβαση και στρώση έδρασης ( $E_{SASW}/E_{FWD}$ ) από το πειραματικό διάγραμμα του σχήματος 2.5, που εκφράζει τη συμπεριφορά των υλικών οδοστρωσίας που δεν πλήρως ελαστική και δείχνει τη μεταβολή του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης συναρτήσει των εκάστοτε παραμορφώσεων.

Υπολογίζονται ποιοτικά οι τιμές του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης που αντιστοιχούν στις υπολογισμένες παραμορφώσεις της βάσης - υπόβασης. Στο σχήμα 7.28, οι τιμές με κόκκινο αντιστοιχούν στα μεγέθη της SASW, και οι τιμές με πράσινο αντιστοιχούν στα μεγέθη του FWD. Από το ίδιο σχήμα, προκύπτει ότι για την παραμόρφωση που επιβάλλει η SASW, πράγματι η εκτιμώμενη τιμή αντοχής αντιστοιχεί στη μέγιστη τιμή του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης. Επιπλέον, για την παραμόρφωση που επιβάλλει το FWD, παρατηρείται επαλήθευση ποιοτικά της τιμής του λόγου αντοχών  $E_{SASW}/E_{FWD}$  στο 3,04 για τη θέση ελέγχου Σ3 που εξετάζεται.



**Σχήμα 7.28:** Σύγκριση αντοχής κατά SASW, FWD στη βάση – υπόβαση (Σ3)

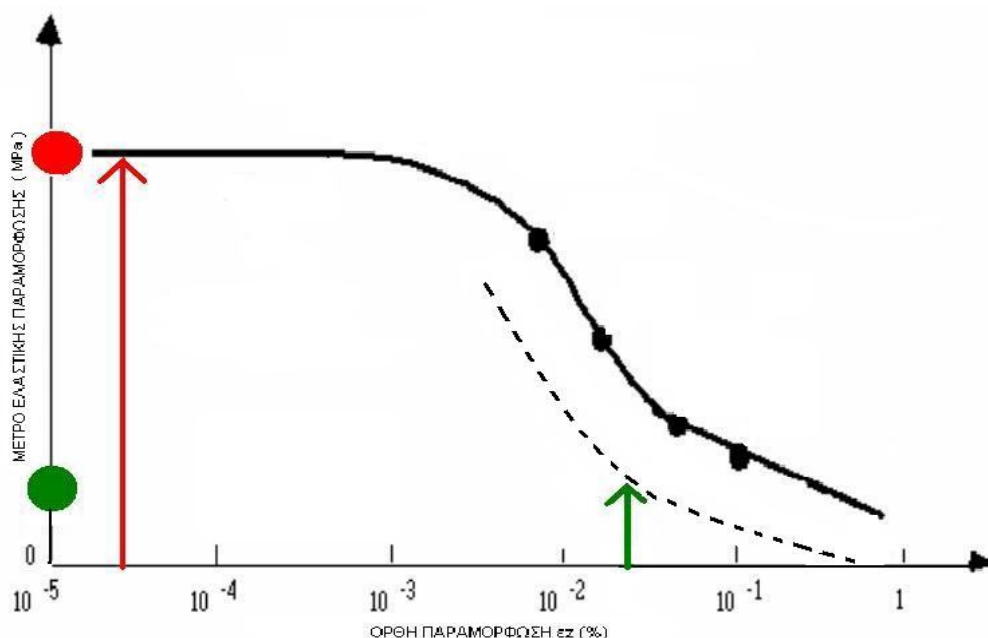
Στην περίπτωση της στρώσης έδρασης, η παραμόρφωση της SASW είναι (ορθώς) μικρότερη από την αντίστοιχη της βάσης – υπόβασης, και η εκτιμώμενη αντοχή αντιστοιχεί και εδώ στη μέγιστη τιμή του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης που ταυτίζεται με το μέγιστο μέτρο ελαστικότητας. Ωστόσο, στην περίπτωση του FWD, εκτιμώντας μέσω της πειραματικής καμπύλης την τιμή του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης που αντιστοιχεί στην παραμόρφωση που υπολογίστηκε, ο λόγος αντοχών προκύπτει μικρότερος από τον λόγο που προέκυψε κατά την ανάλυση (4,02). Με άλλα λόγια, μέσω της πειραματικής καμπύλης, εκτιμάται μεγαλύτερη τιμή αντοχής για την παραμόρφωση του FWD, από αυτήν που έχει υπολογιστεί από τον ανάστροφο υπολογισμό. Η εξήγηση για το φαινόμενο αυτό είναι η ακόλουθη.

Έγινε η παραδοχή στους υπολογισμούς σταθερής πυκνότητας συμπυκνωμένου υλικού τόσο για το αμμοχάλικο των ασύνδετων στρώσεων, όσο και για το γαιώδες υλικό της στρώσης έδρασης (λήφθηκε  $\rho=2,05 \text{ t/m}^3$ ). Όμως, στην πράξη οι μηχανικές ιδιότητες ενός γαιώδους υλικού είναι κατώτερης ποιότητας από τις μηχανικές ιδιότητες ενός ασύνδετου υλικού (αμμοχάλικο) ακόμη και για την περίπτωση που συμπυκνωθούν στον ίδιο βαθμό, ώστε να



επιτευχθεί ίδια τιμή πυκνότητας. Η φέρουσα ικανότητα της στρώσης έδρασης από γαιώδες υλικό είναι μικρότερη από τη φέρουσα ικανότητα της βάσης από αμμοχάλικο, συνεπώς στο γαιώδες υλικό θα επέλθει γρηγορότερη μείωση στο μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης ακόμη και για μικρότερα επίπεδα παραμόρφωσης σε σχέση με το αμμοχάλικο.

Για το λόγο αυτό, θεωρείται ότι η μέση καμπύλη του διαγράμματος 7.28, θα υποστεί μια στοιχειώδη κατακόρυφη μετατόπιση προς τα κάτω (διακεκομμένη καμπύλη), προκειμένου να τονιστεί η διαφορά στη μηχανική συμπεριφορά ενός γαιώδους υλικού σε σχέση με τη συμπεριφορά ενός ασύνδετου υλικού. Συνεπώς στο διάγραμμα 7.29, η τιμή του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης για την παραμόρφωση που επιβάλλει το FWD, προκύπτει μικρότερη από την τιμή που υποδεικνύει η μέση καμπύλη, και έτσι μπορεί να επαληθευτεί (και πάλι ποιοτικά) η τιμή του λόγου αντοχών  $E_{SASW}/E_{FWD}$  στο 4,02 που προέκυψε στην περίπτωση της στρώσης έδρασης στη θέση ελέγχου Σ3.



**Σχήμα 7.29:** Σύγκριση αντοχής κατά SASW, FWD στη βάση – υπόβαση (Σ3)

Ολοκληρώνοντας την ανάλυση, να σημειωθεί ότι όλες οι παραπάνω παρατηρήσεις αφορούν τις συγκεκριμένες θέσεις ελέγχου και μόνο. Οι παρατηρούμενες «τάσεις» στις θέσεις αυτές σχετικά με τους λόγους αντοχής ( $E_{SASW}/E_{FWD}$ ) στη βάση – υπόβαση και τη στρώση έδρασης δεν μπορούν να γενικευτούν. Παραμένει η ανάγκη πραγματοποίησης επιτόπου δομικού ελέγχου σε πλήθος σημείων, ώστε να προκύψει επαρκές δείγμα για πρόσθετη ανάλυση και επεξεργασία, προκειμένου να ενισχυθούν (ή όχι) τα εξαγόμενα της παρούσας μελέτης.

## 8. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην παρούσα διπλωματική εργασία, η εφαρμογή της Φασματικής Ανάλυσης Επιφανειακών Κυμάτων (SASW) αποτέλεσε αντικείμενο διερεύνησης σε διαδικασία επιτόπου δομικού ελέγχου ενός οδοστρώματος, κατά τη φάση κατασκευής. Αρχικά, παρουσιάστηκε το θεωρητικό υπόβαθρο της μη καταστρεπτικής μεθόδου κατά τη διαδικασία εφαρμογής της σε οδόστρωμα, ενώ έγινε αναφορά σε συσχετίσεις της υπόψη μεθόδου με άλλες μεθόδους δομικής αξιολόγησης, για την περίπτωση εφαρμογής τους σε στρώσεις από ασύνδετα υλικά και στρώσεις έδρασης, όπως πρόεκυψαν από τη βιβλιογραφική ανασκόπηση. Προκειμένου να διερευνηθεί η δυνατότητα εφαρμογής της μεθόδου, πραγματοποιήθηκε επιτόπου πείραμα σε υπό κατασκευή οδόστρωμα. Κατά την ανάλυση των αποτελεσμάτων, πραγματοποιήθηκε ανάλυση ευαισθησίας της SASW, προκειμένου να διερευνηθεί η επίδραση παραγόντων όπως η διάταξη πηγής – δεκτών και το εύρος συχνοτήτων διάδοσης, στην εκτίμηση του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης στη βάση – υπόβαση από ασύνδετο αμμοχάλικο και τη στρώση έδρασης. Έπειτα, αξιοποιώντας τα αποτελέσματα ανάλυσης από μετρήσεις του εργαστηρίου Οδοποιίας ΕΜΠ με το σύστημα FWD στις ίδιες θέσεις ελέγχου όπου εφαρμόστηκε η SASW, πραγματοποιήθηκε συγκριτική αξιολόγηση των δύο μεθόδων.

Όσον αφορά τα αποτελέσματα των στοιχείων που συλλέχθηκαν με τη SASW:

- Το σύστημα που χρησιμοποιήθηκε δεν απέδωσε επαρκή πληροφορία στα βάθη έως 0,40 m, που αντιστοιχούν στη βάση – υπόβαση, πέραν από ορισμένους μόνο κυματισμούς, τα μήκη των οποίων αντιστοιχούσαν στα βάθη 0,15-0,30 m. Αντίθετα, έδωσε περισσότερες πληροφορίες για την εκτιμώμενη αντοχή σε μεγαλύτερα βάθη, κάτι που αναμενόταν λόγω της εμπειρίας από την εφαρμογή της μεθόδου στην επίλυση γεωτεχνικών θεμάτων.
- Ωστόσο, αξιολογώντας τις εκτιμώμενες τιμές αντοχής στα βάθη των θέσεων ελέγχου που εξετάστηκαν, προέκυψε βέλτιστο εύρος συχνοτήτων για την περιοχή της βάσης - υπόβασης (σε βάθος 0,15-0,30 m) από 750-1450 Hz, ενώ για την στρώση έδρασης από 120-260 Hz. Η διαφορά στην τάξη μεγέθους των συχνοτήτων στη βάση – υπόβαση και τη στρώση έδρασης οφείλεται στην διαφορά της αντοχής των υλικών που συνθέτουν τις στρώσεις αυτές (αμμοχάλικο – γαιώδες). Λόγω της διασποράς που παρατηρήθηκε στις συχνότητες, ήταν αναγκαία κάθε φορά κριτική σκέψη για αποδοχή ή απόρριψη των εκάστοτε συχνοτήτων αναλόγως του βάθους μελέτης και της αναμενόμενης αντοχής.
- Προκειμένου να αξιοποιηθεί η δυνατότητα εκτίμησης της αντοχής σε μεγάλα βάθη, θεωρήθηκε στρώση έδρασης πεπερασμένου πάχους, κάτω από την οποία υφίσταται βραχώδες υπόστρωμα. Παρατηρήθηκε, ότι αυξημένη φέρουσα ικανότητα της στρώσης έδρασης (που απαιτεί μεγαλύτερο πάχος της) συνάδει με μειωμένη εκτίμηση αντοχής στο βραχώδες υπόστρωμα.

- Σχετικά με τις επιλεγόμενες διατάξεις, δεν κατέστη εφικτό να εκτιμηθεί η αντοχή σε όλα τα βάθη με μία και μόνο διάταξη. Επιπλέον, δεν προέκυψε κάποια βέλτιστη διάταξη πηγής – δεκτών που να έχει συγκεκριμένο πεδίο εφαρμογής σε μία περιοχή βάθους. Συνεπώς, κρίθηκε περισσότερο σημαντικός ο έλεγχος στο εύρος των συχνοτήτων διάδοσης για την εκτίμηση της αντοχής σε διαφορετικά βάθη.

Όσον αφορά τη σύγκριση των αποτελεσμάτων των μεθόδων SASW και FWD:

- Στην περιοχή της βάσης – υπόβασης, με την εφαρμογή της SASW, το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης εκτιμήθηκε 2,5-3 φορές μεγαλύτερο σε σχέση με τις τιμές που εκτιμήθηκαν από τον ανάστροφο υπολογισμό με το FWD. Στην περιοχή της στρώσης έδρασης, η SASW εκτίμησε 4-4,5 φορές μεγαλύτερο το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης σε σχέση με το FWD.
- Η απόκλιση των δύο μεθόδων κρίθηκε αποδεκτή, λόγω του διαφορετικού εύρους των παραμορφώσεων κάτω από το οποίο λαμβάνει χώρα η καθεμιά. Πραγματοποιήθηκε επαλήθευση του παραπάνω συμπεράσματος μέσω του υπολογισμού των κατακόρυφων ορθών παραμορφώσεων  $\epsilon_z$  (%) σε βάθη ενδεικτικά της βάσης και της στρώσης έδρασης. Ειδικότερα, επιβεβαιώθηκε ότι η SASW επιβάλλει παραμορφώσεις μικρού πλάτους (κάτω του 0,001%), οπότε η συμπεριφορά του υλικού είναι γραμμική – ελαστική, και συνεπώς η εκτιμώμενη αντοχή ( $E_{SASW}$ ) αντιστοιχεί στη μέγιστη τιμή του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης ( $E_{max}$ ). Αντιθέτως, η απευθείας εφαρμογή του FWD επί της στρώσης της βάσης, επιβάλλοντας φορτία όμοια με τα κυκλοφοριακά, προκάλεσε παραμορφώσεις της τάξης του 0,01-0,1%.
- Όσον αφορά τη διαφορά στις τιμές των λόγων αντοχής στη βάση – υπόβαση και τη στρώση έδρασης, κρίθηκε ότι οφείλεται στο γεγονός της ταχύτερης μείωσης του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης που επέρχεται στα γαιώδη υλικά ακόμη και για μικρότερα επίπεδα παραμορφώσεων σε σχέση με τα ασύνδετα υλικά.
- Τα παραπάνω συμπεράσματα αφορούν τις θέσεις ελέγχου που εξετάστηκαν και μόνο αυτές. Οι «τάσεις» που παρατηρήθηκαν μεταξύ των δύο μεθόδων δεν μπορούν να γενικευτούν, και σε καμία περίπτωση δεν υποκαθιστούν την ανάγκη επιτόπου δομικού ελέγχου κάθε φορά που απαιτείται αξιολόγηση ενός υλικού, είτε στη φάση κατασκευής, είτε στη φάση λειτουργίας του έργου. Η επιτόπου μηχανική συμπεριφορά του κάθε υλικού είναι συνάρτηση των ιδιοτήτων του (πχ. κοκκομετρία), του τρόπου συμπύκνωσής του, και σαφώς των περιβαλλοντικών και κλιματολογικών συνθηκών που διαφοροποιούνται από έργο σε έργο, αλλά και από μια θέση ελέγχου σε μια άλλη επί του ίδιου έργου. Επομένως, η εφαρμογή της SASW ως μέθοδος αξιολόγησης της δομικής κατάστασης των στρώσεων από ασύνδετα υλικά και των εδαφικών στρώσεων, πρέπει κάθε φορά να βαθμονομείται με βάση τις κατά περίπτωση συνθήκες.

Ολοκληρώνοντας την εργασία αυτή, ορισμένες προτάσεις για περαιτέρω μελέτη και διερεύνηση είναι οι εξής:

- Προτείνεται η εφαρμογή του υπόψη συστήματος της SASW με χρήση 2 (αντί 6) γεωφώνων και επανέλεγχος των αποτελεσμάτων. Ουσιαστικά με αυτόν τον τρόπο, θα απορριφθούν εξαρχής οι κυματισμοί μεγάλου μήκους που αντιστοιχούν σε μεγάλα βάθη, συνεπώς θα περιοριστεί ο εντοπισμός από τους δέκτες σε κύματα μόνο μικρού μήκους. Τα περισσότερα των δύο γεωφώνων δεν έχουν να συνεισφέρουν στη συγκεκριμένη διαδικασία. Προτείνεται η τοποθέτηση των γεωφώνων σε μικρή απόσταση μεταξύ τους (ίσως και κάτω από 8-10 cm). Ωστόσο, επειδή όπως παρατηρήθηκε εξίσου σημαντικός είναι ο έλεγχος των συχνοτήτων διάδοσης, πρέπει να δοθεί ιδιαίτερη μέριμνα στην επίτευξη υψηλών συχνοτήτων με πιθανή τροποποίηση των εξαρτημάτων γένεσης κυματισμών. Ενδεχομένως, η συνδυαστική χρήση λεπτότερης πλάκας με ελαφρύ σφυρί, να επιφέρει επιθυμητό αποτέλεσμα. Εάν, η χρήση ελαφρού σφυριού αποδειχθεί ανεπαρκής και μετά από αυτές τις τροποποιήσεις, τότε πιθανώς να μην ενδείκνυται η χρήση του για το υπόψη σύστημα.
- Επιπλέον, προτείνεται η εφαρμογή της SASW επί της επιφάνειας των ασφαλτικών στρώσεων. Εκτιμάται, ότι η υπόψη μέθοδος με αυτόν τον τρόπο θα δώσει πληροφορία σε βάθη, που μετά την τοποθέτηση των ασφαλτικών στρώσεων θα αντιστοιχούν στο αμμοχάλικο της βάσης – υπόβασης.
- Αξιοποιώντας τα καταρχήν θετικά αποτελέσματα της SASW που προέκυψαν από τις υπόψη θέσεις ελέγχου, προτείνεται η συλλογή στοιχείων από μετρήσεις σε μεγαλύτερο αριθμό θέσεων προκειμένου να αξιολογηθεί με περισσότερη ασφάλεια η μέθοδος SASW. Αυτός είναι ο μόνος τρόπος να προκύψει επαρκές στατιστικό δείγμα για περαιτέρω ανάλυση και επεξεργασία. Η διαδικασία αυτή, αν και χρονοβόρα, είναι απαραίτητη, ειδικότερα στην περίπτωση όπου επιδιώκεται η SASW να αποτελέσει εναλλακτική μέθοδο δομικού ελέγχου κατασκευής ή να συγκριθούν οι εκτιμώμενες τιμές του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης κατά SASW με τις τιμές σχεδιασμού. Για το σκοπό αυτό, χρειάζεται διερεύνηση σε αρκετούς οδικούς άξονες της χώρας μας με διαφορετικά χρησιμοποιούμενα υλικά, και στη συνέχεια αναγωγή των τιμών του μέγιστου μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης που εκτιμά η SASW σε επίπεδα παραμόρφωσης που αντιστοιχούν στις υπόλοιπες μεθόδους.
- Τέλος, περισσότερη διερεύνηση χρειάζεται σε θέματα συσχέτισης της SASW με τη χρήση του LFWD, καθώς η χρήση του ενδείκνυται (σε αντίθεση με το FWD) για τον έλεγχο κατασκευής στρώσεων από ασύνδετα υλικά και εδαφικών στρώσεων.

## **ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ**

**Γκαζέτας Γ. (2007):** Σημειώσεις Εδαφοδυναμικής, Εκδόσεις ΕΜΠ, Αθήνα.

**Λοΐζος Α. (2012):** Σημειώσεις για το μάθημα «Οδοστρώματα», Εκδόσεις ΕΜΠ, Αθήνα.

**Λοΐζος Α. (2012):** Σημειώσεις για το μάθημα «Οδοστρώματα Οδών & Αεροδρομίων» Τεύχος Β', Εκδόσεις ΕΜΠ, Αθήνα.

**Λοΐζος Α. (2012):** Σημειώσεις για το μάθημα «Ειδικά Θέματα Οδοστρωμάτων», Εκδόσεις ΕΜΠ, Αθήνα.

**Πιτλάκης Κ. (2010):** Γεωτεχνική Σεισμική Μηχανική, Εκδόσεις Ζήτη, Θεσσαλονίκη.

**Abdallah I., Yuan D., Nazarian S. (2004):** Validation of software developed for determining design modulus for seismic design, The University of Texas at El Paso.

**Allen J., Bueno J., Kalinski M., Myers M., Stokoe II K. (1998):** Increased single – lift thickness for unbound aggregate base courses, ICAR – The University of Texas at Austin.

**Aouad M., Stokoe II K., Roesset J. (1993):** Evaluation of flexible pavements and subgrades using the Spectral-Analysis-of-Surface-Waves (SASW) method, The University of Texas at Austin.

**Bueno J., Stokoe II K., Allen J. (1998):** A study on the feasibility of compacting unbound graded aggregate base courses in thicker lifts than presently allowed by state department of transportation, ICAR – The University of Texas at Austin.

**Celaya M., Nazarian S., Yuan D. (2010):** Implementation of quality management of base materials with seismic methods: case study in Texas, TRB 2010 Annual Meeting.

**Chen D., Wu W., He R., Bilyeu J., Arrelano M. (2001):** Evaluation of In-Situ Resilient Modulus Testing Techniques, Texas Department of Transportation.

**Chen L., Zhu J., Yan X., Song C. (2004):** Arrangement of source and receivers in SASW testing, Texas Department of Transportation.

**Dennis N., Bennett K. (2005):** Development of Testing Protocol and Correlations for Resilient Modulus of Subgrade Soils, Arkansas State Highway and Transportation Department, Little Rock, Arkansas.

- Engelbrecht J C., M van de Ven, Sadzik E. (2001):** The use of the S.A.S.W. to evaluate the deterioration of pavement properties with increase in wheel loads, 20<sup>th</sup> South African Transport Conference , South Africa.
- Hall K., Correa C., Carpenter S., Elliott R. (2002):** Guidelines for Evaluation of Highway Pavements for Rehabilitation, Prepared for presentation at the Pavement Evaluation 2002 Conference, Roanoke, Virginia
- Jersey S., Edwards L. (2009):** Stiffness-Based Assessment of Pavement Foundation Materials Using Portable Tools, U.S. Army Engineer Research And Development Center
- Ke L., Nazarian S., Abdallah I., Yuan D. (2002):** A sensitivity study of parameters involved in design with seismic modulus, The University of Texas at El Paso.
- Khanna V., Mooney M.A. (2002):** Comparison of back-calculated SASW profiles with results from coring and DCP testing, University of Oklahoma, Norman.
- Li L., Liu J., Zhang X. (2010):** Resilient modulus characterization of Alaskan granular base materials, University of Alaska Fairbanks, Fairbanks.
- Meshkani A., Abdallah I., Nazarian S. (2004):** Determination of nonlinear parameters of flexible pavement layers from nondestructive testing, The University of Texas at El Paso.
- Nazarian S., Stokoe II K. (1983):** Evaluation of modulus and thickness of pavements systems by SASW method, Center for Transportation Research, The University of Texas at Austin.
- Nazarian S., Stokoe II K. (1985):** In-situ determination of elastic modulus of pavement systems by SASW method: practical aspects, Center for Transportation Research, The University of Texas at Austin.
- Nazarian S., Stokoe II K. (1986):** In-situ determination of elastic modulus of pavement systems by SASW method: theoretical aspects, Center for Transportation Research, The University of Texas at Austin.
- Nazarian S., Yuan D., Baker M. (1995):** Rapid determination of pavement moduli with SASW method, The University of Texas at El Paso.
- Nazarian S., Pezo R., Picornell M. (1996a):** Testing Methodology for Resilient Modulus of Base Materials, The University of Texas at El Paso.

- Nazarian S., Pezo R., Picornell M. (1996b):** An approach to Relate Laboratory and Field Moduli of Base Materials, The University of Texas at El Paso.
- Nazarian S., Abdallah I., Yuan D., Ke L. (1999):** Design Modulus Values Using Seismic Data Collection, The University of Texas at El Paso.
- Nazarian S., Yuan D., Tandon V., Arellano M. (2005):** Quality Management of Flexible Pavement Layers with Seismic Methods, The University of Texas at El Paso.
- Nazzal M. (2003):** Field evaluation of in-situ test technology for  $Q_C/Q_A$  during construction of pavement layers and embankments, Birzeit University, Birzeit.
- Newcomb D., Birgisson B. (1999):** Measuring in-situ Mechanical Properties of Pavement Subgrade Soils, National Academic Press, Washington.
- Quintus H., Minchin R., Nazarian S., Maser K., Prowell B. (2008):** Nondestructive testing technology for quality control and acceptance of flexible pavement construction, Champaign, IL.
- Rao C., George V., Shivashankar R. (2008):** PFWD, CBR and DCP Evaluation of Lateritic Subgrades of Dakshina Kannada, The 12<sup>th</sup> International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics, Goa, India.
- Rioux T., Hudson W., White R. (2005):** Data handling procedures for the Texas Accelerated Pavement Test Center, The University of Texas at Austin
- Rix G., Stokoe II K., Roesset J. (1991):** Experimental study of factors affecting the SASW method, The University of Texas at Austin.
- Rosenblad B., Rathje E.M., Stokoe II K. (2002):** Shear Wave Velocity Profiling by the SASW Method at Selected Strong-Motion Stations in Turkey, The University of Texas at Austin.
- Rosyidi S.A. (2007):** Comparison between 2-d and 3-d stiffness matrix model simulation of SASW inversion for pavement structure, The University of Yogyakarta, Yogyakarta, Indonesia.
- Rosyidi S.A., Taha M.R., Nayan K.A.M., Chik Z., Ismail A., Siegfried M. (2007a):** Development of  $V_S$ -CBR-DCP empirical model for determining dynamic stiffness of pavement base layer using SASW, The University of Yogyakarta, Indonesia.

**Rosyidi S.A., Nayan K.A.M., Taha M.R. (2007b):** Measurement of Subgrade Stiffness Using the SASW method, The University of Yogyakarta, Indonesia.

**Rosyidi S.A. (2009):** Comparison between 2-D and 3-D stiffness matrix model simulation of SASW inversion for pavement structure, The University of Yogyakarta, Indonesia.

**Ryden N., Park C., Ulriksen P., Miller R (2004):** Multimodal Approach to Seismic Pavement Testing, Journal of Geotechnical and Geo-Environmental Engineering.

**Sheu J.C., Stokoe II K., Roesset J., Hudson K.R. (1986):** Applications and Limitations of the SASW Method, The University of Texas at Austin.

**Terrell R., Cox B., Stokoe II K., Allen J., Lewis D. (2003):** Field Evaluation of the Stiffness of Unbound Aggregate Base Layers in Inverted Flexible Pavements, TRB, Annual meeting 2003.

**Widodo W., Rosyidi S.A. (2009):** Experimental Investigation of Seismic Parameters and Bearing Capacity of Pavement Subgrade Using Surface Wave Method, JURNAL ILMIAH SEMESTA TEKNIKA

**Williams R.R., Abdallah I., Nazarian S. (2004):** Implementation of Data Fusion Techniques in Nondestructive Testing in Pavements, The University of Texas at El Paso.

**Yuan D., Nazarian S., Chen D., McDaniel M. (1999):** Use of Seismic Methods in Monitoring Pavement Deterioration During Accelerated Pavement Testing with TxMLS, The 1999 International Conference on Accelerated Pavement Testing.

**Yuan D., Nazarian S. (2003):** Variation in Moduli of Base and Subgrade with Moisture, TRB, Annual meeting 2003.