



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

Διδακτορική Διατριβή

Διερεύνηση της μηχανικής συμπεριφοράς ασφαλτικών οδοστρωμάτων

Investigation of asphalt pavements mechanical performance

Κωνσταντίνος Γκυρτής

Πολιτικός Μηχανικός ΕΜΠ, M.Sc.

Αθήνα, 2021

Τόπος και ημερομηνία εξέτασης της Διδακτορικής Διατριβής

Αθήνα, 15 Δεκεμβρίου 2021

Επταμελής εξεταστική επιτροπή της Διδακτορικής Διατριβής

1. Ανδρέας Λοΐζος, Καθηγητής ΕΜΠ (επιβλέπων)
2. Κωνσταντίνος Σπηλιόπουλος, Καθηγητής ΕΜΠ
3. Χριστίνα Πλατή, Αναπληρώτρια Καθηγήτρια ΕΜΠ
4. Βασίλειος Ψαριανός, Καθηγητής ΕΜΠ
5. Γεώργιος Γιαννής, Καθηγητής ΕΜΠ
6. Ευστράτιος Μπαδογιάννης, Αναπληρωτής Καθηγητής ΕΜΠ
7. Στέργιος Μαυρομάτης, Επίκουρος Καθηγητής ΕΜΠ

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Ολοκληρώνοντας τις διδακτορικές μου σπουδές, θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα της διατριβής μου κ. Ανδρέα Λοΐζο, Καθηγητή ΕΜΠ και Διευθυντή του Εργαστηρίου Οδοποιίας ΕΜΠ για την ανάθεση του θέματος, τη συνεχή καθοδήγηση και αμέριστη υποστήριξή του στην ερευνητική προσπάθειά μου. Επίσης, ευχαριστώ ιδιαίτερω την κα Χριστίνα Πλατή, Αναπλ. Καθηγήτρια ΕΜΠ, για την από πλευράς της υποστήριξη και τις πολύτιμες συμβουλές της κατά τη διάρκεια των διδακτορικών σπουδών μου. Σημαντική ήταν και η συμβολή του κ. Κωνσταντίνου Σπηλιόπουλου, Καθηγητή ΕΜΠ, τον οποίο ευχαριστώ θερμά.

Θα ήθελα επίσης να ευχαριστήσω τους φίλους από το Εργαστήριο Οδοποιίας κι ευρύτερα από τον Τομέα Μεταφορών και Συγκοινωνιακής Υποδομής του ΕΜΠ για το ομαδικό πνεύμα της συνεργασίας μας και ιδιαιτέρως, την οικογένειά μου για την πολύπλευρη στήριξή της.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Προϋπόθεση της διενέργειας δομικής αξιολόγησης οδοστρωμάτων αποτελεί η συντεταγμένη παρακολούθηση της συμπεριφοράς τους σε οποιαδήποτε χρονική στιγμή t του χρόνου λειτουργίας τους. Ως πάγια τακτική στη διαδικασία αυτή, έχει κυριαρχήσει η αξιοποίηση προηγμένων συστημάτων για τη διενέργεια μη καταστρεπτικών δοκιμών (Non-Destructive Testing, NDT) που επιτρέπουν την αξιολόγηση χωρίς τη διατάραξη της δομής των οδών. Διαχρονικά, στοιχεία μηχανικής απόκρισης οδοστρωμάτων που συλλέγονται με το σύστημα του παραμορφωσίμετρου πίπτοντος βάρους (Falling Weight Deflectometer, FWD) και στοιχεία στρωματογραφίας που προκύπτουν από αναλύσεις στοιχείων συλλογής με το γεωραντάρ (Ground Penetrating Radar, GPR) αποτελούν τις δύο βασικές πληροφορίες που απαιτούνται για την ανάλυση δομών οδοστρώματος. Στο πλαίσιο αυτό, η συνηθέστερα χρησιμοποιούμενη παραδοχή ανάλυσης είναι η θεωρία των επάλληλων ελαστικών στρώσεων (Multi-Layered Elastic Theory, MLET), όπου όλα τα υλικά του οδοστρώματος νοούνται ως ελαστικά, ισότροπα και ομογενή. Πλήθος μεθοδολογιών ανάλυσης οδοστρωμάτων βασίζεται σε αυτή, γεγονός που εξηγεί το διαχρονικό ενδιαφέρον της επιστημονικής κοινότητας στην ανάπτυξη μεθόδων και μοντέλων που συνδυάζουν τις πληροφορίες από τα διαφορετικά NDT συστήματα (κυρίως των FWD και GPR) σε ένα ενιαίο πλαίσιο ανάλυσης (system integration/data integration) προκειμένου να παράγεται αξιοποιήσιμη πληροφορία.

Ωστόσο, η ισχύς αυτών των μεθοδολογιών ή συναφών μοντέλων συχνά δεσμεύεται από περιορισμούς που αφορούν στα χρησιμοποιούμενα πειραματικά στοιχεία κατά την ανάπτυξη αυτών των προσεγγίσεων (πχ τοπικά υλικά, επιρροή περιβαλλοντικών συνθηκών, ...). Μία άλλη σημαντική πρόκληση που αντιμετωπίζει ο μηχανικός οδοστρωμάτων στο πλαίσιο της αξιολόγησης των οδοστρωμάτων στο πεδίο, ιδιαίτερα σε επίπεδο έργου (project-level) όπου ενδιαφέρει η αξιολόγηση των αναγκών επανασχεδιασμού τους, αφορά στις παραδοχές που γίνονται για τη μηχανική συμπεριφορά των υλικών του οδοστρώματος. Ειδικότερα για τα ασφαλομίγματα, η πρόοδος που σημειώνεται στις έρευνες που γίνονται σε κλίμακα εργαστηρίου για την ιξωδοελαστική τους συμπεριφορά (λόγω της εξάρτησής της από την ιξώδη φύση των συνδετικών υλικών) δεν συνάδει με δυναμική εφαρμογή και αξιοποίηση των ερευνητικών ευρημάτων σε κλίμακα πεδίου. Η πλειονότητα των αναλύσεων από προϋπάρχουσες έρευνες αφορά είτε σε εξειδικευμένα ζητήματα συμπεριφοράς υλικών, είτε σε βελτιστοποίηση των διαδικασιών σχεδιασμού οδοστρωμάτων. Περιορισμένες είναι οι σχετικές έρευνες που επικεντρώνονται στην επιτόπου αξιολόγηση της συμπεριφοράς υφιστάμενων οδοστρωμάτων. Επομένως, η συμβολή των χαρακτηριστικών των υλικών στη μηχανική συμπεριφορά του οδοστρώματος στο πεδίο αποτελεί μία διαχρονική και «ανοικτή» πρόκληση.

Λαμβάνοντας υπόψη τα ανωτέρω, αντικείμενο της διατριβής αποτελεί η συμβολή στη διαδικασία δομικής αξιολόγησης ασφαλικών οδοστρωμάτων μέσω βελτιστοποίησης της χρήσης στοιχείων εργαστηρίου και στοιχείων συλλογής στο πεδίο από υφιστάμενα μη καταστρεπτικά συστήματα καθώς και χρήσης διαθέσιμων εργαλείων ανάλυσης. Η διερεύνηση επικεντρώνεται σε δύο αλληλένδετους ερευνητικούς άξονες. Ο πρώτος αφορά σε επιμέρους βελτιστοποιήσεις της διαδικασίας της δομικής αξιολόγησης μέσω ενσωμάτωσης στοιχείων συλλογής με NDT συστήματα στο πλαίσιο της ανάλυσης οδοστρωμάτων, διαδικασία η οποία είναι συμβατή με τη MLET, ενώ ο δεύτερος εστιάζει στην υιοθέτηση της ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς των ασφαλομιγμάτων και στην αξιολόγηση της συμβολής της στην ακρίβεια εκτίμησης της μηχανικής συμπεριφοράς και της φθοράς των ασφαλικών οδοστρωμάτων.

Η δομή της διατριβής περιλαμβάνει επισκόπηση της διεθνούς βιβλιογραφίας αναφορικά με τη μηχανική συμπεριφορά των υλικών του οδοστρώματος, τη διαδικασία αξιολόγησης ασφαλικών οδοστρωμάτων και των διαθέσιμων ερευνητικών ευρημάτων από τη συμβολή της ιξωδοελαστικότητας των ασφαλομιγμάτων στη συμπεριφορά οδοστρωμάτων. Ακολουθεί το σύνολο των αναλύσεων μαζί με τα σχετικά αποτελέσματα, ενώ τέλος συνοψίζονται και αξιολογούνται τα συμπεράσματα που προέκυψαν.

ABSTRACT

The consistent performance monitoring at any time t of a pavement's service lifetime is a prerequisite for conducting pavement structural assessment. Regularly, the use of advanced systems for Non-Destructive Testing (NDT) that allows a non-invasive pavement assessment, has prevailed during the last decades. In particular, pavement response data collected with the Falling Weight Deflectometer (FWD) system and pavement stratigraphy data estimated through geophysical inspection surveys with the Ground Penetrating Radar (GPR) are the two main data pillars required for pavement analysis. On this context, the most commonly used assumption for pavement analysis is the Multi-Layered Elastic Theory (MLET), where all pavement materials are considered as linear elastic. A multitude of design methods and analysis methodologies are based on MLET, something that explains the consistent research interests of the worldwide scientific community towards integrating information obtained from the aforementioned well-established NDT systems (i.e. FWD and GPR) into the analysis (system integration/data integration).

However, the validity of such methodologies or related models is often controlled by limitations faced during the experimental data used for the development of these approaches (e.g. local materials effect, influence of environmental conditions, etc.). Another important challenge that pavement engineers face during pavement performance assessment in the field, especially at project level where pavement redesign needs are assessed, concerns the assumptions made about the mechanical characterization of pavement materials. For Asphalt Concrete (AC) materials in particular, the laboratory-scale research progress for their viscoelastic behavior (because of the binders' viscous nature) is inconsistent with the potential of using such advanced research outcomes into field-based analysis. The majority of the existing analyses from previous researches focusing on the AC viscoelastic behavior relate either to specialized material behavioral aspects (e.g. binder aging) or to optimizing pavement design processes (e.g. establishing suitable values for material stiffness). There is limited research focusing on the *in-situ* performance assessment of existing pavements. Therefore, investigating the contribution of the materials' mechanical behavior on pavement performance in the field always appears as an "open" challenge.

Taking into account the above issues, the dissertation aims to contribute towards the process of structural evaluation of asphalt pavements through optimizing the use of both laboratory and field data collected through existing NDT systems, as well as the use of available analysis tools. The investigation focuses on two interrelated research axes. The first one concerns individual optimizations within pavement evaluation processes through the integration of data collected with NDT systems (system integration/data integration), a process that is compatible with MLET, while the second one focuses on the adoption of AC viscoelastic behavior and the evaluation of its contribution to the accuracy of asphalt pavement analysis.

The outline of the dissertation includes a state-of-the art overview in respect to the mechanical characterization of pavement materials, pavement evaluation processes and existing research findings from the contribution of the AC viscoelasticity on pavements performance. The experimental process follows with each individual research step, together with results interpretation and summary conclusions.

ΕΚΤΕΝΗΣ ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Γενικά

Η διατριβή εντάσσεται στην επιστημονική περιοχή της δομικής αξιολόγησης ασφαλτικών οδοστρωμάτων. Τις τελευταίες δεκαετίες έχει διαπιστωθεί διεθνώς ότι το ενδιαφέρον των μηχανικών οδοστρωμάτων, λόγω περιορισμένων οικονομικών πόρων, έχει στραφεί σταδιακά προς την συντήρηση και αποκατάσταση των υφιστάμενων δομών οδοστρώματος. Ως εκ τούτου, η αξιολόγηση της κατάστασης των οδοστρωμάτων, ορολογία που αποδίδεται διεθνώς ως Pavement Condition Assessment (PCA), έχει καταστεί εγγενής προϋπόθεση σε όλα τα συστήματα διαχείρισης οδοστρωμάτων. Η ισχύς του PCA έχει επεκταθεί από το παραδοσιακό πλαίσιο παρακολούθησης της λειτουργικής συμπεριφοράς των οδοστρωμάτων, καλύπτοντας πλέον και το σκέλος της δομικής αξιολόγησης. Άλλωστε τα ζητήματα δομικής συμπεριφοράς του οδοστρώματος που συνδέονται ουσιαστικά με τη φέρουσα ικανότητά του, επιβάλλεται να παραμένουν συνεχώς στο προσκήνιο, καθώς η πραγματική διάρκεια ζωής ενός οδοστρώματος επεκτείνεται πέρα από τη διάρκεια ζωής για την οποία έχει σχεδιαστεί. Επομένως, η συνεχής αξιολόγηση της δομικής κατάστασης ενός οδοστρώματος είναι αναγκαία συνθήκη προκειμένου να εξασφαλίζεται μακροπρόθεσμα η βιωσιμότητά του. Υπό το πρίσμα αυτό, η έρευνα επικεντρώθηκε στα ζητήματα δομικής αξιολόγησης οδοστρωμάτων στο πεδίο.

Υπόβαθρο και στόχοι

Σύμφωνα με την βιβλιογραφική ανασκόπηση, η σημαντικότερη ερευνητική καινοτομία στα θέματα δομικής αξιολόγησης αφορά στην εισαγωγή του παραμορφωσίμετρου πίπτοντος βάρους (Falling Weight Deflectometer, FWD), το οποίο εδραιώθηκε τη δεκαετία του '80 παγκοσμίως ως η επικρατούσα μέθοδος αναφοράς για τη δομική αξιολόγηση οδοστρωμάτων. Το υπόψη σύστημα είναι ιδιαίτερα δημοφιλές για την αξιολόγηση τόσο (α) σε επίπεδο δικτύου (network-level analysis), όπου ενδιαφέρει συνολικά και εποπτικά η κατάσταση των οδοστρωμάτων στο πλαίσιο της παρακολούθησής τους, αλλά και (β) σε επίπεδο έργου (project-level analysis), όπου ενδιαφέρει η άμεση αξιολόγηση των αναγκών επανασχεδιασμού οδοστρωμάτων και η επιλογή ενεργειών αποκατάστασης. Επισημαίνεται ότι δόθηκε έμφαση στην αξιολόγηση οδοστρωμάτων για ανάλυση σε επίπεδο έργου. Σύμφωνα με την πάγια διαδικασία αξιολόγησης, στοιχεία συλλογής με το FWD (υποχωρήσεις) και το γεωραντάρ (Ground Penetrating Radar, GPR) (στρωματογραφία) τροφοδοτούν την ανάλυση οδοστρωμάτων κυρίως με τη θεωρία των επάλληλων ελαστικών στρώσεων (MLET). Στο πλαίσιο αυτό, αξιολογήθηκαν ως μείζονος σημασίας οι εξής δύο θεματικές κατηγορίες:

- Στο σύνολο των αναλύσεων που λαμβάνουν χώρα με την πάγια διαδικασία, τυχόν περιορισμοί που απορρέουν από τη χρήση μη καταστρεπτικών (NDT) συστημάτων (θέματα προμήθειας – μεταφοράς συστημάτων ή θέματα εξειδικευμένης ανάλυσης) τροφοδοτούν τη δημιουργία μοντέλων συσχέτισης των πληροφοριών που προκύπτουν από τα επιμέρους συστήματα, με στόχο την επιτάχυνση και βελτιστοποίηση των διαδικασιών αξιολόγησης. Το πρόβλημα ωστόσο που προκύπτει, αφορά στην επάρκεια τέτοιων μοντέλων ή αλγόριθμων για ευρεία χρήση σε οδοστρώματα διαφορετικής στρωματογραφίας ή διαφορετικών υλικών και κλιματολογικών συνθηκών.
- Μία ακόμη πιο σημαντική πρόκληση που αντιμετωπίζει ο μηχανικός οδοστρωμάτων, ιδιαίτερα εμφανής στην ανάλυση σε επίπεδο έργου, έχει σχέση με τις παραδοχές που γίνονται για τη μηχανική συμπεριφορά των υλικών. Η έρευνα εστίασε στα ασφαλτομίγματα των ανώτερων στρώσεων ενός οδοστρώματος. Η ιξωδοελαστική φύση των ασφαλτομιγμάτων έχει

τροφοδοτήσει διαρκή έρευνα για την συμπεριφορά τους σε κλίμακα εργαστηρίου αλλά και σε επίπεδο προηγμένης μοντελοποίησης. Ωστόσο, αναδείχθηκε ότι η πλειονότητα των αναλύσεων από προϋπάρχουσες έρευνες σχετικές με τη συμπεριφορά ασφαλτομιγμάτων, βασίζεται σε θεωρητικές διατομές και προσομοιώσεις με στόχο τη βελτιστοποίηση των παραμέτρων σχεδιασμού. Περιορισμένες είναι οι σχετικές έρευνες που αφορούν στη συμβολή της ιξωδοελαστικότητας στην επιτόπου αξιολόγηση οδοστρωμάτων.

Υπό το πρίσμα αυτό, ο στόχος της διατριβής ήταν η συμβολή στη διαδικασία δομικής αξιολόγησης υφιστάμενων ασφαλτικών οδοστρωμάτων μέσω βελτιστοποίησης της χρήσης στοιχείων εργαστηρίου και στοιχείων συλλογής πεδίου από NDT συστήματα, καθώς και χρήσης διαθέσιμων εργαλείων ανάλυσης. Ειδικότερα, δόθηκε αρχικά έμφαση σε επιμέρους παρεμβάσεις του τρόπου με τον οποίο πραγματοποιείται σήμερα η αξιολόγηση οδοστρωμάτων, κι ακολούθως διερευνήθηκε κατά πόσο η θεώρηση διαφορετικών παραδοχών της συμπεριφοράς ασφαλτομιγμάτων μπορεί να συμβάλει στις αναλύσεις πεδίου με περισσότερη ακρίβεια.

Μεθοδολογία

Για την επίτευξη του στόχου, διαμορφώθηκαν δύο αλληλένδετοι ερευνητικοί άξονες:

- Ο πρώτος αφορά σε επιμέρους βελτιστοποιήσεις της πάγιας διαδικασίας ανάλυσης μέσω επεξεργασίας στοιχείων συλλογής με διαφορετικά NDT συστήματα (system integration / data integration) με στόχο την ανάδειξη νέων πτυχών, όπως:
 - τη διερεύνηση της αλληλεπίδρασης μεταξύ της στρωματογραφίας του οδοστρώματος και στοιχείων μηχανικής απόκρισης που συλλέγονται μέσω του FWD,
 - τη διερεύνηση της απευθείας εκτίμησης της εντατικής καταπόνησης του οδοστρώματος με στοιχεία συλλογής από το FWD παρακάμπτοντας τις χρονοβόρες διαδικασίες του ανάστροφου υπολογισμού και των εντατικών αναλύσεων, και
 - τη διερεύνηση της συμβολής των χαρακτηριστικών της επιφάνειας κύλισης του οδοστρώματος (κατά μήκος κατατομή/ομαλότητα) στην εντατική κατάσταση που διαμορφώνεται στο σώμα του οδοστρώματος.
- Ο δεύτερος άξονας αφορά στην αξιολόγηση της συμβολής των ασφαλτομιγμάτων στη μηχανική συμπεριφορά οδοστρωμάτων. Για την αξιολόγηση αυτή, πραγματοποιείται:
 - διερεύνηση των διαφορών που προκύπτουν στο πλαίσιο αναλύσεων οδοστρωμάτων οδών με επιτόπου στοιχεία για θεώρηση ελαστικής και ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς ασφαλτομιγμάτων. Προς τούτο, πέρα από επιτόπου NDT στοιχεία, αξιοποιούνται εργαστηριακές τιμές του δυναμικού μέτρου δυσκαμψίας επί πυρήνων ασφαλτομίγματος.
 - διερεύνηση της ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς των ασφαλτομιγμάτων στην αξιολόγηση οδοστρώματος αεροδρομίου.

Το σύνολο των προς ανάλυση στοιχείων αντλήθηκε από την βάση δεδομένων του Εργαστηρίου Οδοποιίας ΕΜΠ που περιέχει στοιχεία από την παρακολούθηση της δομικής και λειτουργικής συμπεριφοράς οδοστρωμάτων.

Βασικά αποτελέσματα και συμπεράσματα

Σχετικά με τον πρώτο άξονα διερεύνησης:

- Αναδείχθηκε μια προκαταρκτικά εφικτή σύζευξη στοιχείων από τα δύο κυρίαρχα NDT συστήματα (system integration), τα οποία χρησιμοποιούνται για τη δομική αξιολόγηση οδοστρωμάτων (FWD

και GPR), ώστε κατόπιν στοιχειώδους στατιστικής επεξεργασίας (μη γραμμική παλινδρόμηση) να μπορεί να εκτιμηθεί η στρωματογραφία του οδοστρώματος και συγκεκριμένα το πάχος των ασφαλικών στρώσεων μέσω στοιχείων FWD.

- Αναπτύχθηκαν δύο νέοι αλγόριθμοι πρόβλεψης της εντατικής κατάστασης οδοστρωμάτων με ικανοποιητική προσαρμογή και ακρίβεια εκτίμησης αξιοποιώντας άμεσα μετρήσιμους δείκτες (στοιχεία συλλογής με FWD). Επισημάνθηκε παράλληλα η ανάγκη επαναβαθμονόμησης των νέων αλγορίθμων για χρήση σε διαφορετικά οδοστρώματα με στόχο τη θεώρηση τοπικών συνθηκών και υλικών.
- Εντοπίστηκε μία ενδιαφέρουσα αλληλεπίδραση μεταξύ της ομαλότητας και της δομικής συμπεριφοράς του οδοστρώματος, ειδικότερα ως προς την εντατική καταπόνηση που αναπτύσσεται στη θεμελίωσή του. Η αλληλεπίδραση αυτή είναι χρήσιμη δεδομένου ότι είναι ούτως ή άλλως δύσκολο να αξιολογηθεί η γεωτεχνική υποδομή στο πλαίσιο λειτουργίας υφιστάμενων οδοστρωμάτων.

Σχετικά με τον δεύτερο άξονα διερεύνησης:

- Αναδείχθηκαν στατιστικά σημαντικές διαφορές για τις κατακόρυφες παραμορφώσεις στην στρώση έδρασης των πειραματικών οδοστρωμάτων όταν γίνεται θεώρηση ελαστικής και ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς ασφαλτομιγμάτων, με δυσμενέστερη την ιξωδοελαστική θεώρηση. Για την περίπτωση του πυθμένα των ασφαλικών στρώσεων, η ιξωδοελαστική θεώρηση εμφανίστηκε δυσμενέστερη για χαμηλές ταχύτητες αξονικών φορτίων και υψηλές θερμοκρασίες στο μέσο της ασφαλικής βάσης.
- Εντοπίστηκε μία ασαφής τάση αναφορικά με την περαιτέρω επίδραση της συμπεριφοράς του ασφαλτομίγματος στην κόπωση οδοστρωμάτων λόγω αλιγοτορικών ρωγμών (bottom-up cracking), η οποία τεκμηριώθηκε λαμβάνοντας υπόψη το μέσο πάχος των ασφαλικών στρώσεων στα πειραματικά οδοστρώματα. Με βάση τα διαθέσιμα στοιχεία, ένα μέσο πάχος της τάξης των 17-18cm παραπέμπει σε πυκνή δομή οδοστρώματος, όπου σύμφωνα με τη διεθνή βιβλιογραφία η αστοχία σε κλασικές ρωγμές κόπωσης ενδέχεται να μην είναι κρίσιμη.
- Αντίθετα, αξιολογήθηκε ως καθοριστικότερη η επίδραση της συμπεριφοράς του ασφαλτομίγματος για την περίπτωση εκτίμησης της φθοράς λόγω διαμηκών ρωγμών στην επιφάνεια (top-down cracking) με δυσμενέστερη την ιξωδοελαστική θεώρηση. Το στοιχείο αυτό αφορά άμεσα στη διαχείριση της συντήρησης οδοστρωμάτων, δεδομένου ότι οι συναφείς ενέργειες συχνά επικεντρώνονται στην αποξήλωση του άνω μέρους των ασφαλικών στρώσεων. Επομένως, αναδείχθηκε ότι η θεώρηση μίας συμπεριφοράς έναντι άλλης διαφοροποιεί εν δυνάμει τον χρονικό προγραμματισμό αλλά και το είδος των ενεργειών αποκατάστασης οδοστρωμάτων.
- Διερευνήθηκε η μοντελοποίηση των κρίσιμων ιξωδοελαστικών παραμορφώσεων αξιοποιώντας κυρίως NDT στοιχεία, δεδομένων των περιορισμών που απορρέουν από την εκτεταμένη πυρηνοληψία που είναι απαραίτητη για τον ιξωδοελαστικό χαρακτηρισμό των ασφαλτομιγμάτων. Αναφέρθηκαν ενθαρρυντικά επί της αρχής αποτελέσματα, καθώς επίσης και ικανοποιητικές συσχετίσεις μεταξύ του ποσοστού ρωγμών κόπωσης με στοιχεία συλλογής από το FWD (δείκτες υποχωρήσεων), ιδιαίτερα χρήσιμες στο πλαίσιο παρακολούθησης της μακροπρόθεσμης συμπεριφοράς οδοστρωμάτων.
- Αναδείχθηκε εκ νέου ως δυσμενέστερη η ιξωδοελαστική θεώρηση συμπεριφοράς ασφαλτομιγμάτων αναφορικά με την εκτίμηση της φθοράς οδοστρωμάτων αεροδρομίων λόγω κόπωσης. Τούτο προέκυψε έπειτα από θεώρηση αεροσκαφών με διαφορετικά συστήματα

τροχών και διαφορετικές θεωρούμενες ταχύτητες κίνησης. Ειδικότερα, διαμορφώθηκε το συμπέρασμα ότι η MLET που υιοθετείται για την αξιολόγηση οδοστρωμάτων από την Ομοσπονδιακή Διοίκηση Αεροπορίας (Federal Aviation Administration, FAA) δεν αποτελεί συντηρητική προσέγγιση στις κανονικές-ενδιάμεσες ταχύτητες λειτουργίας, οι οποίες άλλωστε είναι περισσότερο κρίσιμες για την εμφάνιση φθοράς.

SUMMARY

Introduction

This dissertation falls within the area of asphalt pavement structural assessment. In recent decades, it has been internationally observed that the interest of pavement engineers has gradually turned to the maintenance and restoration of existing pavement structures due to limited financial resources for the construction of new ones. As a result, Pavement Condition Assessment (PCA) has become an inherent requirement in all pavement management systems. The power of PCA has been extended from the traditional framework of pavements functional monitoring (surface condition assessment) and it now covers the structural assessment as well. Besides, structural aspects of pavement's behavior, which are essentially related to its bearing capacity must remain constantly in the forefront, since the actual lifespan of a pavement extends beyond its design lifespan. Therefore, the continuous structural evaluation of pavements guarantees their long-term sustainability. In view of this, the undertaken research focused on issues of the structural performance assessment of pavements in the field.

Background and objectives

According to the literature review, the most important research innovation in structural evaluation issues concerns the introduction of the Falling Weight Deflectometer (FWD), which was established in the 1980s worldwide as the predominant reference method for structural evaluation. This system is particularly popular for evaluation and analysis both (a) at the network level, where the goal is to have an overview of pavement monitoring and (b) at the project level, where the goal is to define pavement redesign needs and accurately select rehabilitation actions. The emphasis was put on the project-level pavement evaluation. According to the most commonly utilized procedure, data collected with the FWD (deflections) and the Ground Penetrating Radar (GPR) (pavement stratigraphy) feed the pavement analysis mainly with the assumptions of the Multi-Layered Elastic Theory (MLET) for material characterization. In this context, the following two thematic categories were assessed as of major importance:

- In all the analysis approaches that conform to the standard procedure (MLET), any limitations resulting from the use of Non-Destructive Testing (NDT) systems (supply and transfer issues of the systems or sophisticated analysis issues...) explain why several models correlating information taken from the individual systems, are consistently developed with a view to speeding up and optimizing the evaluation processes. However, the problem that arises, concerns the adequacy of such models or algorithms for widespread use on roadway pavements of different stratigraphy or different materials and climatic conditions.
- An even more important challenge that pavement engineers have to struggle with, which is particularly evident in a project-level analysis, has to do with the assumptions made about the mechanical behavior of materials. The research focused on the Asphalt Concrete (AC) mixtures of the upper layers of a pavement. The AC viscoelastic nature retrofits ongoing research in respect to laboratory-scale investigations and other advanced modeling issues. However, based on existing researches, it seems that the majority of the related analyses are based on theoretical pavement cross-sections and simulations that aim at optimizing pavement design parameters. On the contrary, there is limited research on the contribution of AC viscoelasticity on the in-situ pavement performance assessment.

In light of the above, the aim of the dissertation was to contribute towards the process of structural evaluation of existing asphalt pavements by optimizing the use of laboratory data and field NDT data, as

well as the use of available analysis tools. In particular, the emphasis was initially put on individual interventions and improvements in the way that pavement assessment is currently performed, and then it was investigated how the consideration of different assumptions of AC behavior could affect the accuracy of pavement analysis in the field.

Methodology

To achieve the research aim, two interrelated research axes were formulated:

- The first one concerns individual optimizations and improvements within the standard practice for pavement evaluation (NDT system integration / data integration) with the view to highlighting new aspects, such as:
 - the investigation of the interaction between pavement stratigraphy and pavement response estimated through data collected with the FWD,
 - the investigation of a direct assessment of a pavement's strain state considering data collected with the FWD and bypassing time-consuming intermediate calculations, and
 - the investigation of the pavement profile (i.e. roughness) contribution towards the strain state developed in the pavement body.
- The second one concerns the contribution of the AC behavior to the pavement's performance. This was accomplished by:
 - the investigation of the differences that arise in the context of pavement analysis considering in-situ data and assuming both elastic and viscoelastic behavior for AC. For this purpose, apart from the NDT data, laboratory values of the dynamic modulus measured on AC cores extracted in-situ were utilized.
 - the investigation of the AC viscoelastic behavior for the evaluation of airfield pavements.

All the necessary data that retrofitted this dissertation were retrieved from the rich database of the NTUA Laboratory of Pavement Engineering (LPE) that includes data from pavements' monitoring of their structural and functional performance.

Remarks and conclusions

Regarding the first axis of investigation:

- A feasible alternative was identified that combined data from the two dominant NDT systems (system integration) used for pavement structural evaluation (FWD and GPR), so that after a preliminary statistical processing (non-linear regression), it became feasible to estimate pavement stratigraphy, and in particular the AC layer thickness, through FWD data.
- Two new algorithms were developed for the prediction of the strain state within the pavement body with a satisfactory fit and estimation accuracy. These algorithms utilized directly measurable indicators (FWD data and measured temperatures). At the same time, the need to recalibrate the new algorithms for use on different pavements was pinpointed in order to account for the effect of local conditions and materials.
- An interesting interrelationship was identified between pavement profile and the structural pavement performance, and in particular, the strain state developed on pavement foundation. This interaction is useful as it is quite often difficult to assess the pavement's geotechnical infrastructure condition during the phase of roadways operation.

Regarding the second axis of investigation:

- Statistically significant differences emerged for the vertical compressive strain on the top of pavement subgrade when considering elastic and viscoelastic behavior for the AC materials, with the viscoelastic one being more conservative. For the case of tensile strain at the AC bottom, the viscoelastic theory appeared to be critical for low moving speeds and high temperatures encountered in the middle of the asphalt base layer.
- A vague trend was identified regarding the impact of AC behavior on the bottom-up cracking potential (alligator cracks on the surface). This was justified considering the average thickness of the AC layers of the experimental pavements. Based on the available data, an average thickness of 17-18 cm was found that might indicate a thick pavement, where according to the international literature, bottom-up cracking potential might not be critical.
- On the contrary, the effect of the AC behavior was evaluated as more critical for the case of top-down cracking potential (longitudinal cracks on the surface), with the viscoelastic case appearing to be more conservative. This remark directly affects pavement maintenance issues, since related actions often focus on replacing the upper part of the AC layers. Therefore, it was implied that different considerations for AC material characterization could potentially differentiate the timing as well as the type of pavement interventions.
- Viscoelastic strain modelling was also investigated using mainly NDT data, given the constraints resulting from the extensive coring that is normally necessary for viscoelastic analysis. Encouraging results were reported and satisfactory correlations between the rate of fatigue cracking and FWD data (deflection indexes) were also found that might be useful for pavement monitoring in the long-term.
- Viscoelastic analysis was again proved conservative for the case of airfield pavement analysis and fatigue damage potential. This resulted from an analysis with aircrafts of different wheel system and different considered moving speeds. In particular, it was concluded that MLET that is adopted for the assessment of airfield pavements by the Federal Aviation Administration (FAA) is not a conservative approach for normal/intermediate operating speeds at runways that are expected to contribute towards pavement damage.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ	1
1.1. Γενική ανασκόπηση	1
1.2. Αντικείμενο και μεθοδολογία έρευνας	5
1.3. Δομή.....	6
2. ΥΛΙΚΑ ΚΑΙ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΟΔΟΣΤΡΩΜΑΤΟΣ	8
2.1. Συνήθεις διατομές οδοστρώματος.....	8
2.2. Ασύνδετα υλικά	10
2.3. Ασφαλτομίγματα	13
2.3.1. Συμπεριφορά υλικού	13
2.3.2. Δυναμικό μέτρο δυσκαμψίας	15
2.3.3. Κεντρικές καμπύλες	17
2.3.4. Προσδιορισμός του δυναμικού μέτρου δυσκαμψίας	19
2.3.4.1. Προσδιορισμός στο εργαστήριο	19
2.3.4.2. Εκτίμηση μέσω αλγορίθμων	21
2.3.5. Μοντελοποίηση δυναμικού μέτρου δυσκαμψίας.....	22
2.3.6. Προεκτάσεις από τη θεώρηση του E^* – πρόβλεψη της συμπεριφοράς του ασφαλτομίγματος	27
2.4. Μηχανική συμπεριφορά οδοστρώματος – κρίσιμες θέσεις αστοχίας	28
2.5. Κόπωση ασφαλτικών οδοστρωμάτων.....	30
2.5.1. Γενικά στοιχεία.....	30
2.5.2. Φαινομενολογική προσέγγιση κόπωσης.....	34
2.5.3. Ενεργειακή προσέγγιση κόπωσης	37
2.6. Σύνοψη	41
3. ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΟΔΟΣΤΡΩΜΑΤΟΣ ΜΕ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΠΕΔΙΟΥ	42
3.1. Η σημασία της αξιολόγησης.....	42
3.2. Μη καταστρεπτικά συστήματα αξιολόγησης οδοστρωμάτων	44
3.2.1. Σύστημα γεωραντάρ	44
3.2.2. Παραμορφωσίμετρο πίπτοντος βάρους.....	47
3.2.3. Λοιπά μη καταστρεπτικά συστήματα και νεότερες εξελίξεις	50
3.3. Επεξεργασία στοιχείων συλλογής για την εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας.....	51
3.3.1. Δείκτες υποχωρήσεων	52
3.3.1.1. Δείκτες γενικής κατάστασης οδοστρώματος.....	53
3.3.1.2. Δείκτες κατάστασης ασφαλτικών στρώσεων	53
3.3.1.3. Δείκτες κατάστασης στρώσεων από ασύνδετα υλικά	53
3.3.1.4. Διόρθωση τιμών των δεικτών υποχωρήσεων.....	53
3.3.2. Εκτίμηση μηχανικών χαρακτηριστικών οδοστρώματος.....	55
3.3.2.1. Είδη αναλύσεων	55

3.3.2.2. Κατηγορίες αναλύσεων ανάστροφου υπολογισμού	56
3.3.2.3. Ζητήματα αναλύσεων ανάστροφου υπολογισμού	60
3.3.3. Σημασία διενέργειας αναλύσεων εντατικής καταπόνησης	62
3.4. Αλγόριθμοι εκτίμησης της εντατικής κατάστασης	62
3.4.1. Γενικά	62
3.4.2. Εφελκυστικές παραμορφώσεις στον πυθμένα των ασφαλτικών στρώσεων	64
3.5. Σύνοψη	67
4. ΘΕΩΡΗΣΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΑΣΦΑΛΤΟΜΙΓΜΑΤΩΝ ΣΤΗΝ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΟΔΟΣΤΡΩΜΑΤΩΝ	69
4.1. Προβλήματα συμβατικής διαδικασίας ανάλυσης οδοστρωμάτων	69
4.2. Η χρησιμότητα των κεντρικών καμπυλών του E^*	70
4.3. Εκτίμηση συχνότητας φόρτισης	71
4.4. Επίδραση στην ανάλυση εντατικής καταπόνησης	75
4.5. Σύνοψη	77
5. ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΣΤΡΩΜΑΤΟΓΡΑΦΙΑΣ ΚΑΙ ΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΟΔΟΣΤΡΩΜΑΤΟΣ	78
5.1. Γενικά	78
5.2. Συλλογή και ανάλυση στοιχείων	79
5.2.1. Πείραμα πεδίου	79
5.2.2. Πρωτογενής επεξεργασία στοιχείων στρωματογραφίας	80
5.2.3. Πρωτογενής επεξεργασία στοιχείων υποχωρήσεων	81
5.2.4. Διαμόρφωση ερευνητικής διαδικασίας	83
5.3. Αποτελέσματα	84
5.3.1. Ανάπτυξη σχέσης υπολογισμού παχών	84
5.3.2. Βαθμονόμηση σχέσης μέσω στοιχείων GPR	85
5.3.3. Βαθμονόμηση σχέσης μέσω στοιχείων πυρηνοληψίας	86
5.3.4. Περιορισμοί	87
5.4. Σχόλια – παρατηρήσεις	88
6. ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΑΛΓΟΡΙΘΜΩΝ ΕΚΤΙΜΗΣΗΣ ΤΗΣ ΕΝΤΑΤΙΚΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΟΔΟΣΤΡΩΜΑΤΟΣ	89
6.1. Γενικά	89
6.2. Συλλογή και ανάλυση στοιχείων	91
6.2.1. Πείραμα πεδίου	91
6.2.2. Ανάστροφος υπολογισμός	93
6.3. Αποτελέσματα	97
6.3.1. Αξιολόγηση υφιστάμενων αλγορίθμων πρόβλεψης	97
6.3.2. Ανάπτυξη νέων αλγορίθμων	99
6.3.3. Αξιολόγηση νέων αλγορίθμων	101
6.3.4. Περιορισμοί	103
6.4. Σχόλια – παρατηρήσεις	103

7.	ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΔΟΜΙΚΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΚΑΙ ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ ΚΑΤΑΤΟΜΗΣ ΟΔΟΣΤΡΩΜΑΤΟΣ	105
7.1.	Γενικά	105
7.2.	Συλλογή και ανάλυση στοιχείων	108
7.2.1.	Πείραμα πεδίου	108
7.2.2.	Αξιολόγηση επιπέδου ομαλότητας	110
7.2.3.	Υποχωρήσεις	113
7.2.4.	Ανάλυση εντατικής κατάστασης	115
7.3.	Αποτελέσματα	116
7.3.1.	Μοντελοποίηση της καταπόνησης του οδοστρώματος	116
7.3.2.	Αξιολόγηση και επαλήθευση ευρημάτων	119
7.4.	Σχόλια – παρατηρήσεις	121
8.	ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΙΞΩΔΟΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΑΣΦΑΛΤΟΜΙΓΜΑΤΩΝ ΣΤΗΝ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΟΔΟΣΤΡΩΜΑΤΩΝ	123
8.1.	Γενικά	123
8.2.	Συλλογή και ανάλυση στοιχείων	125
8.3.	Αποτελέσματα	130
8.3.1.	Επισκόπηση υπολογισμών με την ελαστική θεώρηση συμπεριφοράς ασφαλτομιγμάτων	130
8.3.2.	Επισκόπηση υπολογισμών με την ιξωδοελαστική θεώρηση συμπεριφοράς ασφαλτομιγμάτων	137
8.3.3.	Ανάλυση κόπωσης ασφαλτομιγμάτων	151
8.3.3.1.	Υπολογισμός επιτρεπόμενων αξονικών διελεύσεων	151
8.3.3.2.	Υπολογισμός φθοράς οδοστρώματος λόγω ρωγμών κόπωσης (bottom-up cracking)	156
8.3.3.3.	Αξιολόγηση ευρημάτων	158
8.3.4.	Συμπεριφορά έναντι διαμηκών ρωγμών (top-down cracking)	159
8.3.4.1.	Μηχανισμός ανάπτυξης διαμηκών ρωγμών στην επιφάνεια	159
8.3.4.2.	Επισκόπηση οριζόντιων παραμορφώσεων στην επιφάνεια	160
8.3.4.3.	Κόπωση λόγω διαμηκών ρωγμών και φθορά οδοστρώματος	161
8.4.	Σχόλια – παρατηρήσεις	165
9.	ΕΙΔΙΚΕΣ ΠΕΡΙΠΤΩΣΕΙΣ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗΣ ΤΗΣ ΙΞΩΔΟΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΑΣΦΑΛΤΟΜΙΓΜΑΤΩΝ	166
9.1.	Εφαρμογή σε νέο οδόστρωμα σχεδιασμένο με διεθνή μεθοδολογία	166
9.1.1.	Γενικά	166
9.1.2.	Συλλογή και ανάλυση στοιχείων	166
9.1.3.	Αποτελέσματα	168
9.1.4.	Σχόλια – παρατηρήσεις	171
9.2.	Αξιολόγηση οδοστρώματος αεροδρομίου	171
9.2.1.	Γενικά	171
9.2.2.	Συλλογή και ανάλυση στοιχείων	173
9.2.3.	Αποτελέσματα	178

9.2.3.1. Παραμορφώσεις	178
9.2.3.2. Κόπωση	184
9.2.3.3. Φθορά	185
9.2.3.4. Αξιολόγηση της εντατικής κατάστασης στην επιφάνεια του οδοστρώματος.....	186
9.2.4. Σχόλια – παρατηρήσεις.....	188
10. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	189
10.1. Ανακεφαλαίωση και κύρια συμπεράσματα.....	189
10.2. Συνεισφορά – συμβολή διατριβής	193
10.3. Προτάσεις περαιτέρω έρευνας	195
11. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	197

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ

Πίνακας 3.1: Σταθερές συντελεστή TNF.....	54
Πίνακας 3.2: Συνήθη λογισμικά ανάστροφου υπολογισμού (Chatti et al. 2017).....	58
Πίνακας 5.1: Χαρακτηριστικά πειραματικών οδοστρωμάτων.....	78
Πίνακας 5.2: Περίοδοι παρακολούθησης πειραματικών οδοστρωμάτων.....	79
Πίνακας 5.3: Συνθήκες διεξαγωγής πειράματος.....	79
Πίνακας 5.4: Συντελεστές παλινδρόμησης για την αναπτυχθείσα σχέση στο οδόστρωμα I.....	84
Πίνακας 5.5: Συντελεστές παλινδρόμησης για την αναπτυχθείσα σχέση στο οδόστρωμα II.....	85
Πίνακας 6.1: Συντελεστές διακύμανσης των επιφανειακών υποχωρήσεων.....	92
Πίνακας 6.2: Επισκόπηση αποτελεσμάτων ανάστροφου υπολογισμού στο πειραματικό οδόστρωμα III.....	93
Πίνακας 6.3: Παράμετροι προσαρμογής της κατανομής Generalized Extreme Value.....	95
Πίνακας 6.4: Συσχέτιση μηχανικών χαρακτηριστικών και κρίσιμων παραμορφώσεων μεταξύ των δύο MLET-εργαλείων.....	96
Πίνακας 6.5: Βηματική παλινδρόμηση για την πρόβλεψη παραμορφώσεων σε τυχαίες θερμοκρασίες πεδίου.....	100
Πίνακας 6.6: Βηματική παλινδρόμηση για την πρόβλεψη παραμορφώσεων σε θερμοκρασία αναφοράς (20°C).....	100
Πίνακας 7.1: Περίοδοι παρακολούθησης οδοστρώματος.....	110
Πίνακας 7.2: Συντελεστές διακύμανσης (%) για το επίπεδο της ομαλότητας ανά υποτμήμα.....	111
Πίνακας 7.3: Τιμές R ² για τη συσχέτιση ομαλότητας και δεικτών υποχωρήσεων.....	114
Πίνακας 7.4: Επισκόπηση αποτελεσμάτων ανάστροφου υπολογισμού.....	115
Πίνακας 7.5: Χαρακτηριστικά προσαρμογής και ακρίβειας των αναπτυσσόμενων μοντέλων.....	117
Πίνακας 7.6: Χαρακτηριστικά προσαρμογής και ακρίβειας των αναπτυσσόμενων μοντέλων για τις παραμορφώσεις της θεμελίωσης του οδοστρώματος.....	120
Πίνακας 7.7: Σύνοψη αποτελεσμάτων βηματικής παλινδρόμησης για τη συνεισφορά της ομαλότητας.....	120
Πίνακας 8.1: Κοκκομετρική διαβάθμιση αδρανών ασφαλτομίγματος του οδοστρώματος V.....	125
Πίνακας 8.2: Σύσταση ασφαλτομίγματος του οδοστρώματος V.....	125
Πίνακας 8.3: Κοκκομετρική διαβάθμιση αδρανών ασφαλτομίγματος του οδοστρώματος VI.....	126
Πίνακας 8.4: Σύσταση ασφαλτομίγματος του οδοστρώματος VI.....	126
Πίνακας 8.5: Θερμοκρασίες που μετρήθηκαν στο μέσο της ασφαλτικής βάσης στο πείραμα πεδίου στο οδόστρωμα V.....	127
Πίνακας 8.6: Θερμοκρασίες που μετρήθηκαν στο μέσο της ασφαλτικής βάσης στο πείραμα πεδίου στο οδόστρωμα VI.....	127
Πίνακας 8.7: Γενικά όρια ταχύτητας (km/h) βαρέων φορτηγών οχημάτων (άνω των 3.5t) σε αυτοκινητοδρόμους σε χώρες της ΕΕ (πηγή: Ευρωπαϊκή επιτροπή μεταφορών – οδικής ασφάλειας)..	129
Πίνακας 8.8: Συσχέτιση μέτρων ελαστικότητας με βάση τα τέσσερα λογισμικά του ανάστροφου υπολογισμού.....	134
Πίνακας 8.9: Στατιστικοί έλεγχοι t-test στις υπολογισμένες κρίσιμες παραμορφώσεις.....	136
Πίνακας 8.10: Βαθμονόμηση ρεολογικού μοντέλου Huet-Sayegh ανά θέση και θερμοκρασία.....	138
Πίνακας 8.11: Βαθμονόμηση σιγμοειδούς συνάρτησης ανά θέση και θερμοκρασία.....	139
Πίνακας 8.12: Στατιστικά στοιχεία δείκτη σφαλμάτων SSE για τα δύο μοντέλα.....	140
Πίνακας 8.13: Στατιστικοί έλεγχοι t-test στα υπολογισμένα μέτρα E* ανά μοντέλο.....	140
Πίνακας 8.14: Στατιστικοί έλεγχοι t-test στα υπολογισμένα μέτρα E* ανά ταχύτητα.....	141
Πίνακας 8.15: Έλεγχοι t-test για τις κρίσιμες παραμορφώσεις.....	144

Πίνακας 8.16: Έλεγχοι t-test για τις κρίσιμες ασφατικές παραμορφώσεις και διάφορες θερμοκρασίες.	146
Πίνακας 8.17: Βηματική γραμμική παλινδρόμηση (SPSS) – βαθμονόμηση εξίσωσης μέσω λογισμικού 3D-Move	149
Πίνακας 8.18: Βηματική γραμμική παλινδρόμηση (SPSS) – βαθμονόμηση εξίσωσης μέσω λογισμικού ViscoRoute	150
Πίνακας 8.19: Παράμετροι που απαιτούνται στους υπό διερεύνηση νόμους κόπωσης.	152
Πίνακας 8.20: Στατιστικά μεγέθη της αθροιστικής φθοράς και του ποσοστού αλιγοτορικών ρωγμών.	156
Πίνακας 8.21: Συσχέτιση (τιμές R^2) μεταξύ στοιχείων συλλογής και ποσοστών σε αλιγοτορικών ρωγμών για τις δύο θεωρήσεις συμπεριφοράς ασφαλτομιγμάτων.	157
Πίνακας 8.22: Στατιστικά μεγέθη του πάχους των ασφατικών στρώσεων.	158
Πίνακας 8.23: Συσχέτιση (τιμές R^2) μεταξύ στοιχείων συλλογής και έκτασης διαμηκών ρωγμών για τις δύο θεωρήσεις συμπεριφοράς ασφαλτομιγμάτων.	164
Πίνακας 9.1: Χαρακτηριστικά θεωρούμενων αεροσκαφών.	174
Πίνακας 9.2: Κοκκομετρική διαβάθμιση αδρανών ασφαλτομιγμάτων.	175
Πίνακας 9.3: Σενάριο κυκλοφορίας αεροσκαφών στο οδόστρωμα αναφοράς.	177
Πίνακας 9.4: Έλεγχοι t-test για τις κρίσιμες παραμορφώσεις στις ασφατικές στρώσεις.	180
Πίνακας 9.5: Σύγκριση ελαστικών και ιξωδοελαστικών παραμορφώσεων για διαφορετικές ταχύτητες (έλεγχος t-test με $df=14$, $t_{crit} = 2.14$ κα μηδενική υπόθεση $\epsilon EL = \epsilon VISCO$).	182
Πίνακας 9.6: Έλεγχοι t-test για τις κρίσιμες παραμορφώσεις στην επιφάνεια του οδοστρώματος.	188

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΕΙΚΟΝΩΝ

Εικόνα 2.1: Τυπικές διατομές οδοστρωμάτων (α) εύκαμπτο, (β) δύσκαμπτο και (γ) ημιιάκαμπτο.	8
Εικόνα 2.2: Τυπική διατομή ασφαλικού οδοστρώματος.	9
Εικόνα 2.3: Συστατικά ασφαλτομίγματος.	10
Εικόνα 2.4: Σχέση τάσεων – παραμορφώσεων και προσδιορισμός του M_R (Li et al. 2010).	11
Εικόνα 2.5: Επισκόπηση παραμορφώσεων ασύνδετων υλικών.	11
Εικόνα 2.6: Ημιτονοειδής φόρτιση δοκιμίου ασφαλτομίγματος.	16
Εικόνα 2.7: Δημιουργία κεντρικής καμπύλης.	18
Εικόνα 2.8: Δοκιμές προσδιορισμού ή εκτίμησης του δυναμικού μέτρου δυσκαμψίας: (α) δοκιμή κάμψης 4 σημείων (four point bending), (β) δοκιμή έμμεσου εφελκυσμού (indirect tensile) και (γ) δοκιμή μονοαξονικής θλίψης (uniaxial compression).	20
Εικόνα 2.9: (α) Μοντέλο Maxwell, (β) μοντέλο Kelvin-Voigt, (γ) γενικευμένο μοντέλο Maxwell και (δ) γενικευμένο μοντέλο Kelvin-Voigt.	23
Εικόνα 2.10: (α) Μοντέλο Huet, (β) μοντέλο Huet-Sayegh και (γ) μοντέλο 2S2P1D.	24
Εικόνα 2.11: Σύγκριση κεντρικών καμπυλών από επιμέρους καταστατικά μοντέλα του E^*	26
Εικόνα 2.12: Σιγμοειδής συνάρτησης για την περιγραφή της κεντρικής καμπύλης.	27
Εικόνα 2.13: Εντατική καταπόνηση ασφαλικών στρώσεων.	29
Εικόνα 2.14: Κρίσιμες θέσεις ασφαλικού οδοστρώματος και εντατικά μεγέθη.	30
Εικόνα 2.15: Μηχανισμός ανάπτυξης ρωγμών τύπου bottom-up.	31
Εικόνα 2.16: (α) Αλιγατορικές ρωγμές (bottom-up cracking) και (β) διαμήκης ρωγή (top-down cracking).	32
Εικόνα 2.17: Εργαστηριακές δοκιμές κόπωσης.	32
Εικόνα 2.18: Χρονικά διαστήματα ηρεμίας (tt) μεταξύ διαδοχικών φορτίσεων.	34
Εικόνα 2.19: Κύκλος φόρτισης-αποφόρτισης δοκιμίου ασφαλτομίγματος.	38
Εικόνα 2.20: Η έννοια του RDEC στην αξιολόγηση της κόπωσης.	40
Εικόνα 3.1: Τυπική καμπύλη συμπεριφοράς οδοστρωμάτων.	42
Εικόνα 3.2: (α) Αρχές λειτουργίας GPR, (β) πομπός σε απόσταση από την επιφάνεια ελέγχου και (γ) πομπός σε πλήρη επαφή με την επιφάνεια ελέγχου.	45
Εικόνα 3.3: Σχηματική απεικόνιση παλμών GPR σε οδόστρωμα τριών στρώσεων.	46
Εικόνα 3.4: (α) Το σύστημα FWD του ΕΜΠ, και (β) διάταξη των γεωφώνων.	47
Εικόνα 3.5: Τυπικό προφίλ υποχωρήσεων FWD.	48
Εικόνα 3.6: Ενδεικτική παλμική φόρτιση με σύστημα FWD.	48
Εικόνα 3.7: Μετρήσεις θερμοκρασίας κατά τη δομική FWD.	49
Εικόνα 3.8: Διάφορα NDT συστήματα.	50
Εικόνα 3.9: Το σύστημα παραμορφωσίμετρου ταχείας κυκλοφορίας.	51
Εικόνα 3.10: Ενδεικτικοί δείκτες δομικής κατάστασης.	52
Εικόνα 3.11: Διάγραμμα ροής ανάστροφου υπολογισμού.	57
Εικόνα 4.1: Διόρθωση κεντρικής καμπύλης του E^* σε υφιστάμενα οδοστρώματα.	71
Εικόνα 4.2: Εκτίμηση ενεργού μήκους για τον υπολογισμό της συχνότητας φόρτισης σύμφωνα με τον MEPDG.	73
Εικόνα 4.3: Εντοπισμός ζωνών φθοράς του οδοστρώματος με χρήση αριθμητικής προσομοίωσης (Gamez et al. 2018).	75
Εικόνα 4.4: Σύγκριση εφελκυστικών παραμορφώσεων για δομές οδοστρωμάτων με πάχη ασφαλικών στρώσεων (α) 17cm, (β) 19cm και (γ) 24cm (More et al. 2021).	76
Εικόνα 5.1: Τυπική διατομή (α) πειραματικό οδόστρωμα I και (β) πειραματικό οδόστρωμα II.	78
Εικόνα 5.2: Σχηματική περιγραφή διενέργειας μετρήσεων πεδίου.	80

Εικόνα 5.3: Πάχη ασφαλτικών στρώσεων στα υποτμήματα του πειραματικού οδοστρώματος (α) I και (β) II.....	81
Εικόνα 5.4: Μεταβολή δεικτών υποχωρήσεων, (α) δείκτης SCI στο πειραματικό οδόστρωμα I, (β) δείκτης BDI στο πειραματικό οδόστρωμα I, (γ) δείκτης SCI στο πειραματικό οδόστρωμα II και (δ) δείκτης BDI στο πειραματικό οδόστρωμα II.	82
Εικόνα 5.5: Συσχέτιση πάχους ασφαλτικών στρώσεων με (α) τον δείκτη SCI στο πειραματικό οδόστρωμα I, (β) τον δείκτη BDI στο πειραματικό οδόστρωμα I, (γ) τον δείκτη SCI στο πειραματικό οδόστρωμα II και (δ) τον δείκτη BDI στο πειραματικό οδόστρωμα II.	82
Εικόνα 5.6: Διάγραμμα ροής της ερευνητικής διαδικασίας για τη διερεύνηση της στρωματογραφίας. ..	83
Εικόνα 5.7: Αποτελέσματα γραμμικής παλινδρόμησης: (α) προσαρμογή σχέσης υπολογισμού (τιμή R ²) στο πειραματικό οδόστρωμα I, και (β) αξιολόγηση της ακρίβειας εκτίμησης (τιμή RMSPE) στο πειραματικό οδόστρωμα II.	84
Εικόνα 5.8: Αξιολόγηση ακρίβειας εκτίμησης της σχέσης που βαθμονομήθηκε με στοιχεία GRP (πειραματικό οδόστρωμα II) για τις περιόδους παρακολούθησης διακριτά.	85
Εικόνα 5.9: Αξιολόγηση ακρίβειας εκτίμησης της σχέσης που βαθμονομήθηκε με στοιχεία πυρηνοληψίας (πειραματικό οδόστρωμα II) για τις περιόδους παρακολούθησης διακριτά.	86
Εικόνα 5.10: Σύγκριση παχών που εκτιμήθηκαν μέσω της σχέσης και μέσω πυρηνοληψίας (πειραματικό οδόστρωμα II).....	87
Εικόνα 6.1: Διάγραμμα ροής ερευνητικής διαδικασίας για την ανάπτυξη αλγορίθμων εκτίμησης της εντατικής κατάστασης.....	90
Εικόνα 6.2: Σχηματική απεικόνιση πειραματικής διαδικασίας σε τυπική διατομή οδοστρώματος.	91
Εικόνα 6.3: Θηκογράμματα επιτόπου θερμοκρασίας στο μέσο της ασφαλτικής βάσης για τις όλες τις περιόδους παρακολούθησης.	91
Εικόνα 6.4: Μέσο προφίλ επιφανειακών υποχωρήσεων στα πειραματικά οδοστρώματα III και IV.....	92
Εικόνα 6.5: Δείκτες υποχωρήσεων στο πειραματικό οδόστρωμα (α) III και (β) IV.	92
Εικόνα 6.6: (α) Πάχη ασφαλτικών στρώσεων στα πειραματικά οδοστρώματα, και (β) πάχη βάσης από ασύνδετο αμμοχάλικο στα πειραματικά οδοστρώματα.	93
Εικόνα 6.7: Προσαρμογή κατανομής στα μέτρα ελαστικότητας (α) των ασφαλτικών στρώσεων, (β) της βάσης από ασύνδετο αμμοχάλικο και (γ) της στρώσης έδρασης.	95
Εικόνα 6.8: Συσχέτιση κρίσιμων παραμορφώσεων στον πυθμένα των ασφαλτικών στρώσεων (α) μεταξύ των δύο MLET-εργαλείων και (β) με ή χωρίς θεώρηση άκαμπτου υποστρώματος.....	96
Εικόνα 6.9: Επισκόπηση του αλγορίθμου του Molenaar (α) στην αρχική του μορφή και (β) στην εκ νέου βαθμονομημένη του μορφή.	98
Εικόνα 6.10: Επισκόπηση του αλγορίθμου των Losa et al. (α) στην αρχική του μορφή και (β) στην εκ νέου βαθμονομημένη του μορφή.	98
Εικόνα 6.11: Αξιολόγηση ακρίβειας νέων αλγορίθμων στο πειραματικό οδόστρωμα III για την περίπτωση (α) των τυχαίων θερμοκρασιών πεδίου, και (β) της θερμοκρασίας αναφοράς των 20°C.	102
Εικόνα 6.12: Αξιολόγηση ακρίβειας νέων αλγορίθμων στο πειραματικό οδόστρωμα IV για την περίπτωση (α) των τυχαίων θερμοκρασιών πεδίου, και (β) της θερμοκρασίας αναφοράς των 20°C. ...	102
Εικόνα 7.1: Σχηματική απεικόνιση των συνιστωσών προφίλ οδοστρώματος (Kumar Singh & Gundaliya 2018).....	106
Εικόνα 7.2: Το σύστημα προφίλομέτρησης του ΕΜΠ.....	106
Εικόνα 7.3: (α) Άποψη οδικού τμήματος μετρήσεων και (β) τυπική διατομή οδοστρώματος.....	109
Εικόνα 7.4: Σκαρίφημα ερευνητικής διαδικασίας.	110
Εικόνα 7.5: (α) Κατά μήκος μεταβολής ομαλότητας στο δεξί ίχνος της δεξιάς λωρίδας, και (β) ετήσια εξέλιξη ομαλότητας υπό μορφή θηκογραμμάτων.	111

Εικόνα 7.6: Επίπεδο ομαλότητας ανά υποτμήμα για (α) το έτος 0 και (β) το έτος 7.	111
Εικόνα 7.7: Ομαλότητα και χαρακτηριστικές τιμές κατά μήκος του οδοστρώματος για (α) το έτος 0 και (β) το έτος 7.	112
Εικόνα 7.8: Μεταβολή των δεικτών υποχωρήσεων, (α) D_0 , (β) SCI, (γ) BCI και (δ) D_{1800}	113
Εικόνα 7.9: (α) Σχέση δείκτη SCI – ομαλότητας για το έτος 0, (β) σχέση δείκτη SCI – ομαλότητας για το έτος 7, (γ) σχέση δείκτη D_{1800} – ομαλότητας για το έτος 0 και (δ) σχέση δείκτη D_{1800} – ομαλότητας για το έτος 7.	114
Εικόνα 7.10: Πάχη στρώσεων οδοστρώματος στις θέσεις ελέγχου.	115
Εικόνα 7.11: (α) Οριζόντιες εφελκυστικές παραμορφώσεις στον πυθμένα των ασφαλτικών στρώσεων και (β) κατακόρυφες θλιπτικές παραμορφώσεις στην κορυφή της στρώσης έδρασης.	116
Εικόνα 7.12: Επισκόπηση παραμορφώσεων στη στρώση έδρασης όταν χρησιμοποιούνται ως δεδομένα εισόδου (α) μόνο δείκτες υποχωρήσεων DBPs (περίπτωση I), και (β) δείκτες υποχωρήσεων DBPs και επίπεδα ομαλότητας (περίπτωση IV).	118
Εικόνα 7.13: Στατικά πρότυπα ανάλυσης οδοστρώματος, (α) μοντέλο A: AC / UGM / SUBG (μοντέλο αναφοράς), (β) μοντέλο B: AC / UGM+SUBG / SOIL, και (γ) μοντέλο Γ: AC / UGM / SUBG / STIFF SOIL.	119
Εικόνα 8.1: Διάγραμμα ροής ερευνητικής διαδικασίας για τη συμπεριφορά ασφαλτομιγμάτων.	124
Εικόνα 8.2: Τυπικές διατομές (α) πειραματικό οδόστρωμα V, και (β) πειραματικό οδόστρωμα VI.	125
Εικόνα 8.3: Δείκτες δομικής αξιολόγησης στα πειραματικά οδοστρώματα V και VI.	131
Εικόνα 8.4: Θηκόγραμμα μέτρου ελαστικότητας ασφαλτικών στρώσεων E_1 (MPa).	132
Εικόνα 8.5: Θηκόγραμμα μέτρου ελαστικότητας στρώσεων από ασύνδετα υλικά E_2 (MPa).	132
Εικόνα 8.6: Θηκόγραμμα μέτρου ελαστικότητας στρώσης έδρασης E_3 (MPa).	132
Εικόνα 8.7: Σύγκριση εγκάρσιων και διαμηκών παραμορφώσεων στον πυθμένα των ασφαλτικών στρώσεων.	135
Εικόνα 8.8: (α) Διαμήκεις παραμορφώσεις στον πυθμένα των ασφαλτικών στρώσεων και (β) κατακόρυφες παραμορφώσεις στην κορυφή της στρώσης έδρασης.	135
Εικόνα 8.9: Δείκτης RMS (%).	137
Εικόνα 8.10: Προφίλ οριζόντιων παραμορφώσεων στον πυθμένα των ασφαλτικών στρώσεων στη διαμήκη διεύθυνση (θέση V2, ταχύτητα 80km/h, θερμοκρασία 35.9°C).	142
Εικόνα 8.11: Προφίλ οριζόντιων παραμορφώσεων στον πυθμένα των ασφαλτικών στρώσεων στην εγκάρσια διεύθυνση (θέση V2, ταχύτητα 80km/h, θερμοκρασία 35.9°C).	142
Εικόνα 8.12: Επισκόπηση κρίσιμων παραμορφώσεων μεταξύ ελαστικής και ιξωδοελαστικής θεώρησης για τις: (α) οριζόντιες παραμορφώσεις (ασφαλτικές στρώσεις) σε ταχύτητα 50km/h, (β) οριζόντιες παραμορφώσεις (ασφαλτικές στρώσεις) σε ταχύτητα 80km/h, (γ) κατακόρυφες παραμορφώσεις (στρώση έδρασης) σε ταχύτητα 50km/h, και (δ) κατακόρυφες παραμορφώσεις (στρώση έδρασης) σε ταχύτητα 80km/h.	143
Εικόνα 8.13: Επισκόπηση διαφορών οριζόντιων παραμορφώσεων στον πυθμένα των ασφαλτικών στρώσεων για (α) χαμηλές θερμοκρασίες, (β) ενδιάμεσες θερμοκρασίες και (γ) υψηλές θερμοκρασίες.	145
Εικόνα 8.14: Επισκόπηση διαφορών οριζόντιων παραμορφώσεων στον πυθμένα των ασφαλτικών στρώσεων για το φάσμα των ενδιάμεσων θερμοκρασιών.	146
Εικόνα 8.15: Καταγραφή υψηλής θερμοκρασίας στο εσωτερικό των ασφαλτικών στρώσεων σε τμήμα ελληνικού αυτοκινητοδρόμου.	147
Εικόνα 8.16: (α) ανάπτυξη εξίσωσης (βαθμονόμηση – R2) βάσει των παραμορφώσεων του 3D-Move και (β) αξιολόγηση ακρίβειας προσαρμογής (RMSPE %) στις παραμορφώσεις του ViscoRoute.	149
Εικόνα 8.17: (α) ανάπτυξη εξίσωσης (βαθμονόμηση – R2) βάσει των παραμορφώσεων του ViscoRoute και (β) αξιολόγηση ακρίβειας προσαρμογής (RMSPE %) στις παραμορφώσεις του 3D-Move.	150

Εικόνα 8.18: Επισκόπηση ΜΕΡPDG νόμου στις θέσεις των επιμέρους πειραματικών οδοστρωμάτων: (α) πειραματικό οδόστρωμα V, υποτιμήμα 1, (β) πειραματικό οδόστρωμα V, υποτιμήμα 2 και (γ) πειραματικό οδόστρωμα VI.	153
Εικόνα 8.19: Επισκόπηση νόμου Shen & Carpenter (2007) στις θέσεις των επιμέρους πειραματικών οδοστρωμάτων: (α) πειραματικό οδόστρωμα V, υποτιμήμα 1, (β) πειραματικό οδόστρωμα V, υποτιμήμα 2 και (γ) πειραματικό οδόστρωμα VI.	154
Εικόνα 8.20: Επισκόπηση νόμων ΜΕΡPDG και Shen & Carpenter (2007) για ελαστική συμπεριφορά ασφαλτομιγμάτων.....	155
Εικόνα 8.21: Επισκόπηση νόμων ΜΕΡPDG και Shen & Carpenter (2007) για ιξωδοελαστική συμπεριφορά ασφαλτομιγμάτων.....	155
Εικόνα 8.22: Επισκόπηση ποσοστού αλιγατορικών ρωγμών στο πειραματικό οδόστρωμα V για τις δύο θεωρήσεις συμπεριφοράς ασφαλτομιγμάτων.	157
Εικόνα 8.23: Επισκόπηση ποσοστού αλιγατορικών ρωγμών στο πειραματικό οδόστρωμα VI για τις δύο θεωρήσεις συμπεριφοράς ασφαλτομιγμάτων.	157
Εικόνα 8.24: Μηχανισμός ανάπτυξης διαμήκους ρωγμής (από πάνω προς το κάτω – top-down cracks).	159
Εικόνα 8.25: Παράδειγμα κατανομής παραμορφώσεων στην επιφάνεια του οδοστρώματος – θέση ελέγχου VI18.	160
Εικόνα 8.26: Επισκόπηση μέγιστων εφελκυστικών παραμορφώσεων στην επιφάνεια του οδοστρώματος VI.....	161
Εικόνα 8.27: (α) Φθορά οδοστρώματος και (β) εκτίμηση εμφάνισης διαμηκών ρωγμών στο τέλος της περιόδου υπολογισμού.....	163
Εικόνα 8.28: Διαμήκης ρωγή στην επιφάνεια του οδοστρώματος στη θέση ελέγχου VI4.	164
Εικόνα 9.1: Κατανομή οριζόντιων εφελκυστικών παραμορφώσεων θεωρώντας το E* από δύο μεθόδους προσδιορισμού, για (α) την διαμήκη διεύθυνση, και (β) την εγκάρσια διεύθυνση.	168
Εικόνα 9.2: Μεταβολή οριζόντιων εφελκυστικών παραμορφώσεων συναρτήσει της θερμοκρασίας, για (α) την διαμήκη διεύθυνση, και (β) την εγκάρσια διεύθυνση.....	169
Εικόνα 9.3: Προφίλ οριζόντιων εφελκυστικών παραμορφώσεων στη θέση V10 για διάφορες θερμοκρασίες: (α) διαμήκη διεύθυνση, και (β) εγκάρσια διεύθυνση.	169
Εικόνα 9.4: Τυπική διατομή οδοστρώματος αεροδρομίου.	173
Εικόνα 9.5: (α) πολιτικό αεροσκάφος B757-300, (β) πολιτικό αεροσκάφος A320-200, (γ) στρατιωτικό αεροσκάφος C-130 και (δ) στρατιωτικό αεροσκάφος F-16C.....	173
Εικόνα 9.6: Αρχική και μετασχηματισμένη κεντρική καμπύλη.....	176
Εικόνα 9.7: Σύνοψη ερευνητικής διαδικασίας στην αξιολόγηση οδοστρωμάτων αεροδρομίων.....	178
Εικόνα 9.8: Προφίλ οριζόντιων παραμορφώσεων στον πυθμένα των ασφαλτικών στρώσεων για ελαστική και ιξωδοελαστική συμπεριφορά ασφαλτομιγμάτων.	179
Εικόνα 9.9: Σύγκριση εγκάρσιων και διαμηκών παραμορφώσεων για (α) ελαστική συμπεριφορά ασφαλτομίγματος και (β) ιξωδοελαστική συμπεριφορά ασφαλτομίγματος.	179
Εικόνα 9.10: Σύγκριση εγκάρσιων παραμορφώσεων στον πυθμένα των ασφαλτικών στρώσεων για θεώρηση ελαστικής και ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς ασφαλτομίγματος για τις περιπτώσεις φόρτισης με τα αεροσκάφη (α) A320-200, (β) B757-300, (γ) C-130 και (δ) F-16C.	180
Εικόνα 9.11: Σύγκριση εγκάρσιων παραμορφώσεων στον πυθμένα των ασφαλτικών στρώσεων για θεώρηση ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς ασφαλτομίγματος για διαφορετικές ταχύτητες για τα αεροσκάφη (α) A320-200, (β) B757-300, (γ) C-130 και (δ) F-16C.....	181

Εικόνα 9.12: Σύγκριση κατακόρυφων παραμορφώσεων στην κορυφή της στρώσης έδρασης για θεώρηση ελαστικής και ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς ασφαλτομίγματος για τις περιπτώσεις φόρτισης με τα αεροσκάφη (α) A320-200, (β) B757-300, (γ) C-130 και (δ) F-16C.	182
Εικόνα 9.13: Θηκογράμματα εγκάρσιων παραμορφώσεων στον πυθμένα των ασφαλτικών στρώσεων για θεώρηση (α) ελαστικής και (β) ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς ασφαλτομίγματος.	183
Εικόνα 9.14: Θηκογράμματα κατακόρυφων παραμορφώσεων στην κορυφή της στρώσης έδρασης για θεώρηση (α) ελαστικής και (β) ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς ασφαλτομίγματος.	183
Εικόνα 9.15: Σύγκριση επιτρεπόμενων καλύψεων έναντι αστοχίας σε κόπωση για τις περιπτώσεις φόρτισης με τα αεροσκάφη (α) A320-200, (β) B757-300, (γ) C-130 και (δ) F-16C.	184
Εικόνα 9.16: Κατανομή εγκάρσιων παραμορφώσεων στη θέση ελέγχου για τον υπολογισμό της φθοράς – (α) θεώρηση ελαστικής συμπεριφοράς ασφαλτομίγματος και (β) θεώρηση ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς ασφαλτομίγματος.	185
Εικόνα 9.17: Φθορά οδοστρώματος λόγω κόπωσης – (α) θεώρηση ελαστικής συμπεριφοράς ασφαλτομίγματος και (β) θεώρηση ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς ασφαλτομίγματος.....	185
Εικόνα 9.18: Κατανομή οριζόντιας παραμόρφωσης (εγκάρσιας) στην επιφάνεια ενός οδοστρώματος.	187
Εικόνα 9.19: Μέγιστες παραμορφώσεις στην επιφάνεια του οδοστρώματος, (α) εφελκυστικές, και (β) διατμητικές.	187

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1. Γενική ανασκόπηση

Οι οδικές υποδομές μιας χώρας αποτελούν πολύτιμο συστατικό μιας υγιούς και επιτυχημένης οικονομίας (OECD, 2013). Σύμφωνα με στατιστικά στοιχεία του 2017, το οδικό δίκτυο της Ελλάδας ανέρχεται σε περίπου 117 χιλιάδες χιλιόμετρα, και ειδικότερα το δίκτυο των αυτοκινητοδρόμων ξεπερνά τα 2 χιλιάδες χιλιόμετρα. Ιδιαίτερα την τελευταία εικοσαετία, το δίκτυο των αυτοκινητοδρόμων επεκτάθηκε σημαντικά με πλούσια δραστηριότητα κυρίως στην κατασκευή νέων αυτοκινητοδρόμων. Στην παρούσα φάση, είτε πρόκειται για νέα, είτε για εν λειτουργία τμήματα ενός οδικού δικτύου, η απαίτηση για δομικά υγιή και πλήρως λειτουργικά οδοστρώματα είναι ενιαία. Η δομική ευρωστία του οδοστρώματος αφορά στην ικανότητά του να φέρει με ασφάλεια τα αξονικά φορτία της κυκλοφορίας και να μεταβιβάζει στο υπέδαφος μειωμένα τα εντατικά μεγέθη που προκαλούνται από τη διέλευση των φορτίων. Επιπλέον, τα οδοστρώματα θα πρέπει να συμβάλουν στη βελτίωση της ασφάλειας των χρηστών του οδικού δικτύου μέσω μιας ομαλής και αδρής επιφάνειας κύλισης προκειμένου να εξασφαλίζεται άνετη κίνηση οχημάτων με μειωμένη κατανάλωση καυσίμων (Varela-González et al. 2014). Για να επιτελεί ένα οδόστρωμα τις ως άνω λειτουργίες, θα πρέπει η κατάστασή του να διατηρείται σε αποδεκτά επίπεδα αντοχής και ασφάλειας, το οποίο εξασφαλίζεται μέσω περιοδικής παρακολούθησης και προληπτικής συντήρησης. Άλλωστε, αυτό το πνεύμα πρέπει να υπηρετούν οι σύγχρονοι αυτοκινητόδρομοι στρατηγικής σημασίας που εντάσσονται σε συστήματα έργων παραχώρησης, όπου η συστηματική παρακολούθηση της συμπεριφοράς των οδοστρωμάτων είναι μείζονος σημασίας.

Παράλληλα, τόσο η κατασκευή όσο και η συντήρηση των οδοστρωμάτων απαιτούν βέλτιστη κατανομή οικονομικών πόρων που συχνά υπόκεινται σε περιορισμούς διάθεσης και διαχείρισης. Έχει διαπιστωθεί διεθνώς, ότι το ενδιαφέρον των μηχανικών οδοστρωμάτων λόγω περιορισμένων οικονομικών πόρων, έχει στραφεί σταδιακά προς τη συντήρηση και την αποκατάσταση των υφιστάμενων δομών οδοστρώματος τις τελευταίες δεκαετίες (Marecos et al. 2017, Zhao et al. 2018), με αποτέλεσμα οι δραστηριότητες και οι πόροι που αφορούν σε κατασκευή νέων οδοστρωμάτων να είναι περιορισμένοι. Στο πλαίσιο της διαχείρισης των οδών, οι Benedetto et al. (2017) ανέδειξαν τρεις βασικές πτυχές που επηρεάζουν κυρίως τη στρατηγική των συναφών φορέων: α) την έλλειψη οικονομικών πόρων που περιορίζει την ανάγκη νέων κατασκευών, β) την ανάγκη ανάπτυξης ενός πλαισίου διαχείρισης των υφιστάμενων οδικών περιουσιακών στοιχείων, και γ) την ανάγκη αποτελεσματικής αντιμετώπισης της αναπόφευκτης και προοδευτικής γήρανσης των υφιστάμενων οδικών υποδομών. Σήμερα έχει πλέον εμπεδωθεί η αντίληψη ότι οι αποτελεσματικές πολιτικές συντήρησης οδών μπορούν να θεωρηθούν εξίσου σημαντικές με τις καλές κατασκευαστικές πρακτικές (Benedetto et al. 2017). Με τη σειρά της, η αποτελεσματική διαχείριση της συντήρησης οδοστρωμάτων προϋποθέτει συστηματική παρακολούθηση της συμπεριφοράς τους στο πεδίο.

Ως εκ τούτου, η αξιολόγηση της κατάστασης των οδοστρωμάτων, ορολογία που αποδίδεται διεθνώς ως Pavement Condition Assessment (PCA), έχει καταστεί εγγενής προϋπόθεση σε όλα τα συστήματα παρακολούθησης και διαχείρισης οδοστρωμάτων. Επιπλέον, έχει παρατηρηθεί ότι η αντίληψη του PCA επεκτάθηκε σταδιακά πέραν του παραδοσιακού πλαισίου εκτίμησης της επιφανειακής κατάστασης του οδοστρώματος, η οποία περιλαμβάνει κυρίως την αξιολόγηση του προφίλ της επιφάνειας του οδοστρώματος (δηλαδή της κατά μήκος κατατομής ή αλλιώς της ομαλότητας) και την

αξιολόγηση λοιπών επιφανειακών φθορών ή ρωγμών μέσω οπτικής επισκόπησης. Επί του παρόντος, η έννοια του PCA περιλαμβάνει και την αξιολόγηση της δομικής συμπεριφοράς του οδοστρώματος, συμπεριλαμβανομένης της μηχανικής συμπεριφοράς των επιμέρους υλικών αλλά και της μηχανικής απόκρισης του οδοστρώματος συνολικά ως ενιαίας δομής. Επισημαίνεται άλλωστε ότι τα ζητήματα δομικής συμπεριφοράς του οδοστρώματος που συνδέονται ουσιαστικά με τη φέρουσα ικανότητά του, επιβάλλεται να παραμένουν συνεχώς στο προσκήνιο, καθώς η πραγματική διάρκεια ζωής ενός οδοστρώματος επεκτείνεται πέρα από τη διάρκεια ζωής για την οποία έχει σχεδιαστεί. Με άλλα λόγια, οι οδικές υποδομές παραμένουν ως υφιστάμενα περιουσιακά στοιχεία πέρα από την περίοδο σχεδιασμού τους. Επομένως, η συνεχής αξιολόγηση της δομικής κατάστασης ενός οδοστρώματος είναι αναγκαία συνθήκη προκειμένου να εξασφαλίζεται μακροπρόθεσμα η βιωσιμότητά του. Αυτό ισχύει για όλους τους τύπους οδοστρωμάτων που απαντώνται διεθνώς, δηλαδή τόσο για τα ασφαλτικά οδοστρώματα, όσο και για τα οδοστρώματα από σκυρόδεμα.

Επισημαίνεται ότι η παρούσα διατριβή εστιάζει στα ασφαλτικά οδοστρώματα. Η χρήση του όρου «ασφαλτικά οδοστρώματα» είναι σε συμφωνία με τη θεώρηση της διεθνούς επιτροπής APK30 για τον σχεδιασμό και αποκατάσταση ασφαλτικών οδοστρωμάτων (Συμβούλιο Μεταφορών – Transportation Research Board, TRB). Με βάση την αντίστοιχη επιτροπή, δεν γίνεται διαχωρισμός των δομών οδοστρώματος σε εύκαμπτου ή ημιάκαμπτου τύπου, οι οποίοι προκύπτουν όταν οι ασφαλτικές στρώσεις εδράζονται σε στρώσεις από ασύνδετα ή κατεργασμένα υλικά αντίστοιχα. Πλην όμως, η χρήση του όρου «ασφαλτικά οδοστρώματα» στην παρούσα διατριβή, θα αφορά κατ' ουσία στα εύκαμπτα οδοστρώματα, τα οποία συνιστούν τη συντριπτική πλειοψηφία του οδικού δικτύου, τόσο σε εθνικό όσο και σε διεθνές επίπεδο.

Η διενέργεια αξιολόγησης ασφαλτικών οδοστρωμάτων προϋποθέτει ένα συντεταγμένο σύστημα παρακολούθησης της δομικής και της λειτουργικής συμπεριφοράς σε οποιαδήποτε χρονική στιγμή t του χρόνου λειτουργίας τους. Η κατάσταση ενός οδοστρώματος υποβαθμίζεται εν γένει στο εύρος του χρόνου αυτού, λόγω της συνδυαστικής επίδρασης των αξονικών φορτίων και των περιβαλλοντικών-κλιματολογικών επιδράσεων. Η μεταβολή των χαρακτηριστικών ενός οδοστρώματος αξιολογείται μέσω περιοδικού ελέγχου που περιλαμβάνει αρχικά συλλογή στοιχείων από το πεδίο, στη συνέχεια επεξεργασία και ανάλυση των στοιχείων αυτών και τέλος ερμηνεία των αποτελεσμάτων της ανάλυσης προκειμένου να ακολουθήσει η λήψη αποφάσεων αναφορικά με τη διαχείρισή του. Υπό το πρίσμα αυτό, η συνεχής παρακολούθηση του οδοστρώματος απαιτεί την ανάπτυξη μιας βάσης δεδομένων που θα πρέπει να περιέχει μια τεράστια ποικιλία πληροφοριών σχετικά με την κατάσταση του οδοστρώματος. Τέτοιες πληροφορίες αφορούν, για παράδειγμα, στα πάχη των στρώσεων του οδοστρώματος, στα μηχανικά χαρακτηριστικά των επιμέρους υλικών του, στην παρουσία επιφανειακών φθορών κ.α.

Επισημαίνεται ότι η διενέργεια δομικής αξιολόγησης είναι επιθυμητή τόσο (α) σε επίπεδο δικτύου (network-level analysis), όπου ενδιαφέρει συνολικά και εποπτικά η κατάσταση των οδοστρωμάτων στο πλαίσιο της παρακολούθησής τους και του μακροπρόθεσμου προγραμματισμού ενεργειών συντήρησης με κατάλληλη κατανομή χρηματικών πόρων, αλλά και (β) σε επίπεδο έργου (project-level analysis), όπου ενδιαφέρει η άμεση αξιολόγηση των αναγκών επανασχεδιασμού οδοστρωμάτων, ο βραχυπρόθεσμος προγραμματισμός ενεργειών συντήρησης και η μελέτη αποκατάστασης οδοστρωμάτων. Μεταξύ των ανωτέρω επιπέδων, η διατριβή εστιάζει κυρίως σε θέματα ανάλυσης σε επίπεδο έργου, δεδομένου ότι η διερεύνηση των αναγκών επανασχεδιασμού οδοστρωμάτων συμβάλλει στην ενίσχυση της μακροπρόθεσμης βιωσιμότητας των οδοστρωμάτων.

Η σημαντικότερη ερευνητική καινοτομία στα θέματα δομικής αξιολόγησης αφορά στην εισαγωγή του παραμορφωσίμετρου πίπτοντος βάρους (Falling Weight Deflectometer, FWD) (Smith et al. 2017, Marecos et al. 2017, Dynatest 2000, Anderson 1989), η λειτουργία του οποίου συνίσταται στην πτώση προκαθορισμένου φορτίου στην επιφάνεια του οδοστρώματος και στην καταγραφή των υποχωρήσεων μέσω αισθητήρων. Το FWD αφορά σε σύστημα μη καταστρεπτικής δοκιμής (Non-Destructive Testing, NDT), το οποίο εδραιώθηκε τη δεκαετία του '80 παγκοσμίως ως η επικρατούσα μέθοδος αναφοράς για τη δομική αξιολόγηση οδοστρωμάτων με πληθώρα δημοσιεύσεων να αποδεικνύουν την αποτελεσματικότητά του τόσο σε επίπεδο έρευνας όσο και συνήθους πρακτικής. Διεθνώς διακρίνονται δύο επίπεδα αξιολόγησης, εκ των οποίων το πρώτο αφορά στη χρήση των δεικτών υποχωρήσεων για την κατάταξη της συμπεριφοράς οδοστρωμάτων, που είναι περισσότερο δημοφιλές για ανάλυση σε επίπεδο δικτύου. Το δεύτερο και πιο προχωρημένο επίπεδο ανάλυσης των στοιχείων συλλογής του FWD αφορά στην εκτίμηση των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών του οδοστρώματος, η γνώση των οποίων είναι απαραίτητη για την ανάλυση σε επίπεδο έργου. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά αλλά και η στρωματογραφία του οδοστρώματος αποτελούν τις δύο απαραίτητες πληροφορίες που απαιτούνται για τον πλήρη ορισμό του στατικού προσομοιώματος μιας δομής οδοστρώματος. Έτσι, παράλληλα με το FWD που συλλέγει στοιχεία μηχανικής απόκρισης, χρησιμοποιείται και το γεωραντάρ (Ground Penetrating Radar, GPR) για τη συλλογή στοιχείων στρωματογραφίας. Με πλήρως ορισμένο το στατικό πρότυπο του οδοστρώματος ακολουθούν οι αναλύσεις εντατικής καταπόνησης για τον υπολογισμό των παραμορφώσεων, οι οποίες με τη σειρά τους τροφοδοτούν πειραματικούς νόμους αστοχίας ασφαλτικών οδοστρωμάτων προκειμένου να γίνει εκτίμηση της εναπομένουσας διάρκειας ζωής του οδοστρώματος και εκτίμηση των αναγκών επανασχεδιασμού ή ενίσχυσής του (ανάλυση σε επίπεδο έργου).

Στη διαδικασία που προαναφέρθηκε, η συνηθέστερα χρησιμοποιούμενη παραδοχή είναι αυτή της θεωρίας των επάλληλων ελαστικών στρώσεων (Multi-Layered Elastic Theory, MLET), όπου όλα τα υλικά του οδοστρώματος νοούνται ως ελαστικά, ισότροπα και ομογενή. Παρά τις αποκλίσεις των παραδοχών της MLET από την πραγματική μηχανική συμπεριφορά των υλικών, η υιοθέτησή της είναι πράγματι συχνή, ενώ πλήθος μεθοδολογιών σχεδιασμού και αξιολόγησης οδοστρωμάτων βασίζεται σε αυτή. Στο πλαίσιο αυτό, έχει αποτελέσει διαχρονικά αντικείμενο έρευνας τα τελευταία χρόνια ο συνδυασμός των πληροφοριών που λαμβάνονται από τα διαφορετικά NDT συστήματα σε ένα ενιαίο πλαίσιο ανάλυσης (system integration, data integration) προκειμένου να παράγεται αξιοποιήσιμη πληροφορία. Η έμφαση συναφών αναλύσεων δίδεται συχνά στα θέματα της στρωματογραφίας, λόγω της ουσιαστικής συμβολής της στη δομική επάρκεια οδοστρωμάτων, αλλά και σε ζητήματα βελτιστοποίησης χρόνου αναφοράς με την εκτίμηση της εντατικής καταπόνησης οδοστρωμάτων. Στο σύνολο των αναλύσεων αυτών λαμβάνονται συχνά υπόψη τυχόν περιορισμοί που απορρέουν από τη χρήση των NDT συστημάτων σε επίπεδο έργου, που αφορούν ενδεικτικά σε θέματα κόστους προμήθειας – μεταφοράς συστημάτων ή θέματα εξειδικευμένης ανάλυσης των στοιχείων συλλογής από έμπειρους αναλυτές. Υπό το πρίσμα αυτό, είναι αρκετά δημοφιλής η δημιουργία μοντέλων συσχέτισης των πληροφοριών που προκύπτουν από τα διαφορετικά συστήματα (Plati et al. 2020, Alaní et al. 2020, Tosti et al. 2018, Plati & Loizos 2012) και ειδικότερα η ανάπτυξη αλγόριθμων για την απευθείας εκτίμηση της εντατικής κατάστασης των οδοστρωμάτων (Li & Wang 2018, Losa et al. 2008). Το πρόβλημα ωστόσο που προκύπτει αφορά στην επάρκεια τέτοιων μοντέλων ή αλγόριθμων για ευρεία χρήση σε οδοστρώματα διαφορετικής στρωματογραφίας ή διαφορετικών υλικών και κλιματολογικών συνθηκών. Υπό αυτήν την έννοια, συναφείς ερευνητικές προσπάθειες επανεμφανίζονται διαρκώς στο προσκήνιο ως ιδιαίτερα δημοφιλείς με στόχο τη συνεχή βελτιστοποίηση των συναφών διαδικασιών αξιολόγησης.

Μία άλλη σημαντική πρόκληση που αντιμετωπίζει ο μηχανικός οδοστρωμάτων στο πλαίσιο της αξιολόγησης σε επίπεδο έργου αφορά στις παραδοχές που γίνονται για τη μηχανική συμπεριφορά των υλικών. Οι χρησιμοποιούμενες παραδοχές διαφοροποιούν ενίοτε την ακρίβεια των αναλύσεων και επηρεάζουν εν δυνάμει τα αποτελέσματα της αξιολόγησης. Συγκεκριμένα, η MLET παρά την απλότητά της δεν είναι αντιπροσωπευτική για την ανάλυση των οδοστρωμάτων. Στα ασφαλτομίγματα, η ιξώδης συμπεριφορά του συνδετικού υλικού εκθέτει το μίγμα σε αναιρέσιμες (ιξωδοελαστικές) και μη αναιρέσιμες (ιξωδοπλαστικές-μόνιμες) παραμορφώσεις (Shakiba et al. 2017, Ahmed & Erlingsson 2016). Η εξάρτηση της συμπεριφοράς του ασφαλτομίγματος από τη θερμοκρασία και το χρόνο φόρτισης υποδεικνύει ότι οι παραδοχές της MLET δεν είναι πάντα έγκυρες στο πλαίσιο ανάλυσης οδοστρωμάτων, ειδικά για υψηλότερες θερμοκρασίες και χαμηλότερες συχνότητες (Meljun et al. 2017, Grellet et al. 2012, Chabot et al. 2010). Επιπλέον, η συμβατική χρήση της MLET δεν περιγράφει με ακρίβεια τις συνθήκες εντατικής καταπόνησης που επικρατούν στην επιφάνεια του οδοστρώματος, και αφορούν μεταξύ άλλων στις τρισδιάστατες συνθήκες φόρτισης στη διεπιφάνεια ελαστικού-οδοστρώματος, στη διάδοση ρωγμών από πάνω προς τα κάτω (top-down cracking) (Losa & Di Natale 2014) ή στις συνθήκες που επικρατούν στη διεπιφάνεια των επιμέρους ασφαλτικών στρώσεων (Grellet et al. 2012). Μία λύση στο πρόβλημα αυτό, είναι η παραδοχή ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς για τα ασφαλτομίγματα (viscoelastic analysis), η οποία συνάδει καλύτερα με τις συνθήκες δυναμικής καταπόνησης που προκύπτουν από τα κινούμενα φορτία στην πράξη.

Ωστόσο, η θεώρηση της ιξωδοελαστικότητας των ασφαλτομιγμάτων προϋποθέτει λήψη πυρήνων από το πεδίο με στόχο την ένταξη του δυναμικού μέτρου δυσκαμψίας (E^*) στο πλαίσιο των αναλύσεων οδοστρωμάτων μέσω των πληροφοριών που παρέχει ως εργαλείο η κεντρική καμπύλη του E^* (Qin et al. 2019). Το E^* προσδιορίζεται κατόπιν εργαστηριακή δοκιμής και αποτελεί βασική παράμετρο στον μηχανιστικό-εμπειρικό οδηγό διαστασιολόγησης οδοστρωμάτων (Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide, MEPDG), καθώς λαμβάνει υπόψη την εξάρτηση της συμπεριφοράς του ασφαλτομίγματος από τη θερμοκρασία και τη συχνότητα φόρτισης στη γραμμική ιξωδοελαστική περιοχή (Linear Viscoelastic - LVE - region). Αποτελεί επίσης βασική συμβολή για την πρόβλεψη της κόπωσης και της αντίστασης σε μόνιμες παραμορφώσεις μέσω των MEPDG μοντέλων (Birgisson et al. 2005). Πλήθος ερευνών έχουν αφιερωθεί διαχρονικά στον προσδιορισμό του στο εργαστήριο μέσω κατάλληλων δοκιμών, στην ανάπτυξη αλγορίθμων για την εκτίμησή του (Andrei et al. 1999, Georgouli et al. 2016, Seo et al. 2013) και στη μοντελοποίησή του μέσω καταστατικών προσομοιωμάτων.

Αξίζει να σημειωθεί ότι η έρευνα της συμπεριφοράς των ασφαλτομιγμάτων προχωράει διαρκώς και συστηματικά σε κλίμακα εργαστηρίου αλλά και σε επίπεδο προηγμένης μοντελοποίησης, δίδοντας έμφαση τόσο στα χαρακτηριστικά των συνδετικών υλικών (κόπωση, γήρανση, αντίσταση σε μόνιμες παραμορφώσεις, χημικές ιδιότητες, τροποποιητικά συνδετικών υλικών) όσο και στα χαρακτηριστικά της συμπεριφοράς των μιγμάτων. Ωστόσο, η πρόοδος που σημειώνεται στις έρευνες που γίνονται σε κλίμακα εργαστηρίου δεν συνάδει με δυνητική εφαρμογή και αξιοποίηση των ερευνητικών ευρημάτων σε κλίμακα πεδίου, καθώς στο πεδίο αναζητούνται «άμεσες» διέξοδοι για την κατά το δυνατόν ρεαλιστικότερη αξιολόγηση της κατάστασης των οδοστρωμάτων, ενώ αρκετά από τα ζητήματα συμπεριφοράς υλικών που διερευνώνται σε κλίμακα εργαστηρίου ή προσομοίωσης παραμένουν «ανοικτά» λόγω της διαρκούς ανατροφοδότησης από νέα έρευνα. Αυτό δυσχεραίνει έτι περισσότερο την εναρμόνιση των ευρημάτων αυτών με αναλύσεις συμπεριφοράς πεδίου. Επιπλέον, η πλειονότητα αναλύσεων από προϋπάρχουσες έρευνες σχετικές με τη συμπεριφορά ασφαλτομιγμάτων (Mora et al. 2021, Zeiada et al. 2018, Meljun et al. 2017, Losa & Di Natale 2012, Al-Qadi et al. 2008) βασίζεται σε θεωρητικές διατομές και προσομοιώσεις με στόχο τη βελτιστοποίηση

του σχεδιασμού οδοστρωμάτων. Περιορισμένες είναι οι σχετικές έρευνες που επικεντρώνονται στην επιτόπου αξιολόγηση της συμπεριφοράς υφιστάμενων οδοστρωμάτων λόγω του κενού που υπάρχει μεταξύ της ανάλυσης των NDT στοιχείων συλλογής και των πραγματικών μηχανικών χαρακτηριστικών των υφιστάμενων οδοστρωμάτων. Ο κύριος λόγος που συμβαίνει αυτό έγκειται στο γεγονός ότι στο πεδίο αυτό που ενδιαφέρει είναι η συμπεριφορά του οδοστρώματος ως μια ενιαία κατασκευή πέρα από τον μεμονωμένο χαρακτηρισμό των ιδιοτήτων των επιμέρους υλικών. Επομένως, η συμβολή των χαρακτηριστικών των υλικών στη μηχανική συμπεριφορά του οδοστρώματος στο πεδίο αποτελεί μία διαχρονική και «ανοικτή» πρόκληση.

1.2. Αντικείμενο και μεθοδολογία έρευνας

Λαμβάνοντας υπόψη την τεκμηρίωση που προηγήθηκε, το αντικείμενο της διατριβής είναι η συμβολή στη διαδικασία δομικής αξιολόγησης υφιστάμενων ασφατικών οδοστρωμάτων, ιδίως σε επίπεδο έργου, μέσω βελτιστοποίησης της χρήσης στοιχείων εργαστηρίου και στοιχείων συλλογής στο πεδίο από μη καταστρεπτικά συστήματα καθώς και χρήσης διαθέσιμων εργαλείων ανάλυσης. Η σχετική διερεύνηση αποσκοπεί στη μεγιστοποίηση των δυνατοτήτων του μηχανικού οδοστρωμάτων, ώστε παρά την έλλειψη μετρημένων πειραματικά μεγεθών στο πεδίο (διαδικασία πολύπλοκη και δαπανηρή), να μπορεί να έχει την κατά το δυνατόν πληρέστερη και ακριβέστερη εικόνα για τη δομική και εντατική κατάσταση στο σώμα του οδοστρώματος και να μπορεί να οδηγηθεί σε ορθολογικότερη αξιολόγηση και διαχείριση της συντήρησης των οδοστρωμάτων. Ειδικότερα, δίνεται έμφαση αρχικά σε επιμέρους παρεμβάσεις και βελτιστοποιήσεις του τρόπου με τον οποίο πραγματοποιείται σήμερα η αξιολόγηση οδοστρωμάτων στο πεδίο και στη συνέχεια διερευνάται κατά πόσο η θεώρηση διαφορετικών παραδοχών της συμπεριφοράς των ασφαλτομιγμάτων μπορεί να συμβάλει στις συναφείς αναλύσεις με περισσότερη ακρίβεια.

Για την επίτευξη του στόχου της διδακτορικής διατριβής, διαμορφώνονται δύο αλληλένδετοι ερευνητικοί άξονες όπου επικεντρώνεται η διερεύνηση:

- Ο πρώτος αφορά σε επιμέρους διαδικασίες βελτιστοποίησης της συμβατικής διαδικασίας ανάλυσης οδοστρωμάτων μέσω επεξεργασίας στοιχείων συλλογής με NDT συστήματα. Ο στόχος είναι η ανάδειξη νέων πτυχών των NDT συστημάτων συμβάλλοντας ως επί το πλείστο στην ανάλυση σε επίπεδο έργου (project-level analysis), όπου ενδιαφέρει η αξιολόγηση των αναγκών επανασχεδιασμού οδοστρωμάτων. Οι επιμέρους πτυχές αφορούν στη:
 - διερεύνηση της αλληλεπίδρασης μεταξύ της στρωματογραφίας του οδοστρώματος και στοιχείων μηχανικής απόκρισης που συλλέγονται μέσω του FWD,
 - διερεύνηση της απευθείας εκτίμησης της εντατικής καταπόνησης του οδοστρώματος αξιοποιώντας στοιχεία συλλογής με το FWD παρακάμπτοντας τις χρονοβόρες διαδικασίες του ανάστροφου υπολογισμού και των εντατικών αναλύσεων, και
 - διερεύνηση της συμβολής του προφίλ του οδοστρώματος (μέσω της κατά μήκος κατατομής/ομαλότητας που έχει η επιφάνεια κύλισης) στην εντατική κατάσταση που διαμορφώνεται στο σώμα του οδοστρώματος καθώς και στη θεμελίωσή του.

Σε όλες τις ως άνω διαδικασίες, πραγματοποιείται ουσιαστικά ενσωμάτωση στοιχείων από διαφορετικά συστήματα στο πλαίσιο της ανάλυσης (system integration/data integration) προκειμένου να παραχθεί αξιοποιήσιμη πληροφορία στο πλαίσιο βελτιστοποίησης των διαδικασιών αξιολόγησης οδοστρωμάτων.

- Ο δεύτερος άξονας επικεντρώνεται στην αξιολόγηση της συμβολής των ασφαλτομιγμάτων στη μηχανική συμπεριφορά των οδοστρωμάτων με στόχο την αύξηση της ακρίβειας των

συναφών αναλύσεων. Λόγω της ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς των ασφαλτομιγμάτων διατυπώνεται το ακόλουθο ερευνητικό ερώτημα: «Ποια είναι η επίδραση της ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς των ασφαλτομιγμάτων στην αξιολόγηση της κατάστασης των ασφαλτικών οδοστρωμάτων στο πεδίο;» Για να απαντηθεί το ερώτημα αυτό, πραγματοποιείται:

- διερεύνηση των διαφορών που προκύπτουν στο πλαίσιο αναλύσεων οδοστρωμάτων με επιτόπου στοιχεία όταν γίνεται θεώρηση ελαστικής και ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς ασφαλτομιγμάτων. Παράλληλα με τα επιτόπου NDT στοιχεία συλλογής, στο στάδιο αυτό αξιοποιούνται επιπλέον και εργαστηριακές τιμές του δυναμικού μέτρου δυσκαμψίας επί πυρήνων ασφαλτομίγματος από πειραματικά οδοστρώματα οδών. Αξιολογούνται οι παρατηρούμενες διαφορές σε επίπεδο παραμορφώσεων και εκτιμώμενης φθοράς λόγω κόπωσης ασφαλτομιγμάτων.
- διερεύνηση της ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς των ασφαλτομιγμάτων σε επιμέρους ζητήματα, όπως στον έλεγχο κατασκευής ενός νέου οδοστρώματος σχεδιασμένου με διεθνή αναλυτική μέθοδο καθώς και στην αξιολόγηση οδοστρώματος αεροδρομίου.

Όλα τα πειραματικά στοιχεία που αξιοποιούνται στο πλαίσιο της διερεύνησης αντλήθηκαν από τη βάση δεδομένων του Εργαστηρίου Οδοποιίας ΕΜΠ, η οποία περιλαμβάνει στοιχεία από τη μακροπρόθεσμη παρακολούθηση της δομικής και λειτουργικής συμπεριφοράς πειραματικών οδοστρωμάτων οδών και αεροδρομίων. Συγκεκριμένα, τα στοιχεία που αντλήθηκαν περιλαμβάνουν τα πάχη των πειραματικών οδοστρωμάτων, τις υποχωρήσεις που συλλέχθηκαν με το FWD, στοιχεία από την επιτόπου μετρημένη θερμοκρασία των ασφαλτικών στρώσεων κατά τη διάρκεια των πειραμάτων, και στοιχεία ομαλότητας όπου αυτά χρειάστηκαν για το αντίστοιχο σκέλος της διερεύνησης. Παράλληλα, για τη θεώρηση της ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς των ασφαλτομιγμάτων, αντλήθηκαν τιμές του δυναμικού μέτρου δυσκαμψίας που μετρήθηκε σε πυρήνες που είχαν ληφθεί από συγκεκριμένες θέσεις των πειραματικών οδοστρωμάτων.

1.3. Δομή

Η διδακτορική διατριβή απαρτίζεται από έντεκα κεφάλαια μαζί με το παρόν εισαγωγικό κεφάλαιο.

Στο 2^ο κεφάλαιο δίδονται ορισμένα στοιχεία για τη δομή των οδοστρωμάτων και τα συναφή υλικά με έμφαση στα ασφαλτομίγματα και τα χαρακτηριστικά της μηχανικής τους συμπεριφοράς.

Στο 3^ο κεφάλαιο περιγράφονται τα στάδια της δομικής αξιολόγησης ασφαλτικών οδοστρωμάτων. Έμφαση δίνεται στην περιγραφή των συστημάτων GPR και FWD, των οποίων τα στοιχεία συλλογής τροφοδοτούν σχετικές αναλύσεις για την αξιολόγηση της κατάστασης των οδοστρωμάτων.

Στο 4^ο κεφάλαιο επιχειρείται η ενσωμάτωση των αρχών της μηχανικής συμπεριφοράς των ασφαλτομιγμάτων στις διαδικασίες αξιολόγησης λαμβάνοντας υπόψη τους περιορισμούς της συμβατικής διαδικασίας ανάλυσης, τη χρηστικότητα των κεντρικών καμπυλών του E^* , και τις προκλήσεις που αφορούν στη διαδικασία ανάλυσης με θεώρηση δυναμικής φόρτισης αλλά και ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς ασφαλτομιγμάτων.

Η ερευνητική διαδικασία ξεκινάει στο 5^ο κεφάλαιο με τη διερεύνηση αλληλεπίδρασης μεταξύ της στρωματογραφίας οδοστρωμάτων και στοιχείων μηχανικής απόκρισης που συλλέγονται με το FWD.

Στο 6^ο κεφάλαιο, αναλύονται στοιχεία συλλογής με το FWD από πειραματικά οδοστρώματα και διερευνάται η δυνατότητα της απευθείας εκτίμησης των εντατικών μεγεθών που αναπτύσσονται στο οδόστρωμα μέσω αλγόριθμων παρακάμπτοντας ενδιάμεσες χρονοβόρες διαδικασίες ανάλυσης.

Στο 7^ο κεφάλαιο διερευνάται η αλληλεπίδραση της επιφανειακής κατάστασης του οδοστρώματος και συγκεκριμένα της ομαλότητας, με την εντατική κατάσταση στο σώμα του οδοστρώματος.

Το 8^ο κεφάλαιο εστιάζει στη συμπεριφορά των ασφαλτομιγμάτων (ελαστικής και ιξωδοελαστικής) και στην επιρροή της στη συμπεριφορά οδοστρωμάτων. Αξιοποιώντας στοιχεία FWD από πειραματικά οδοστρώματα οδών και στοιχεία εργαστηριακών τιμών του E^* αξιολογείται η θεώρηση της ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς στην εντατική καταπόνηση οδοστρωμάτων και στη φθορά τόσο ως προς τις κλασσικές ρωγμές κόπωσης (bottom-up), όσο και ως προς τις διαμήκεις (top-down) ρωγμές.

Το 9^ο κεφάλαιο εστιάζει σε δύο ειδικές περιπτώσεις διερεύνησης της ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς των ασφαλτομιγμάτων. Η πρώτη αφορά σε έλεγχο νέο-κατασκευασθέντος οδοστρώματος και η δεύτερη σε αξιολόγηση ασφαλτικού οδοστρώματος αεροδρομίου.

Τέλος, στο 10^ο κεφάλαιο συνοψίζονται τα ερευνητικά ευρήματα με διατύπωση συμπερασμάτων, σχολιασμό της συμβολής της διατριβής και διατύπωση προτάσεων για περαιτέρω έρευνα.

Η διατριβή ολοκληρώνεται με την παράθεση των βιβλιογραφικών αναφορών.

2. ΥΛΙΚΑ ΚΑΙ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΟΔΟΣΤΡΩΜΑΤΟΣ

2.1. Συνήθεις διατομές οδοστρώματος

Διεθνώς αναγνωρίζονται τρεις κύριες βασικές διατομές οδοστρώματος που περιλαμβάνουν τα εύκαμπτα οδοστρώματα, τα δύσκαμπτα οδοστρώματα και τα ημιεύκαμπτα/ημιδάκρυτα οδοστρώματα (εικόνα 2.1). Η επιφανειακή στρώση των οδοστρωμάτων κατασκευάζεται από στρώσεις ασφαλτομιγμάτων ή στρώσεις από σκυρόδεμα που εδράζονται πάνω σε στρώσεις από ασύνδετα υλικά ή υλικά κατεργασμένα με συνδετικά υλικά ή υδραυλικές κονίες. Το σύνολο του οδοστρώματος εδράζεται πάνω μία διαμορφωμένη εδαφική στρώσης έδρασης. Συνδυασμός των στρώσεων που φαίνονται στην εικόνα 2.1 (πχ λεπτή ασφαλτική επίστρωση επί στρώσης από σκυρόδεμα) οδηγεί σε μία τέταρτη κατηγορία οδοστρωμάτων που ονομάζονται «σύνθετα» οδοστρώματα. Κατά συντριπτική πλειοψηφία ο επικρατέστερος τύπος οδοστρωμάτων που απαντάται διεθνώς αλλά και στη χώρα μας, είναι το τυπικό εύκαμπτο οδοστρώμα (εικόνα 2.1α, στο οποίο οι ενδιάμεσες στρώσεις βάσης και υπόβασης αποτελούνται από ασύνδετο αμμοχάλικο. Σύμφωνα με τη θεώρηση της διεθνούς επιτροπής ARK30 για τον σχεδιασμό και αποκατάσταση ασφαλτικών οδοστρωμάτων (Συμβούλιο Μεταφορών – Transportation Research Board, TRB), στο πλαίσιο της παρούσας διατριβής χρησιμοποιείται ο όρος «ασφαλτικά οδοστρώματα», ο οποίος κατ' ουσία θα αφορά στα εύκαμπτα οδοστρώματα.



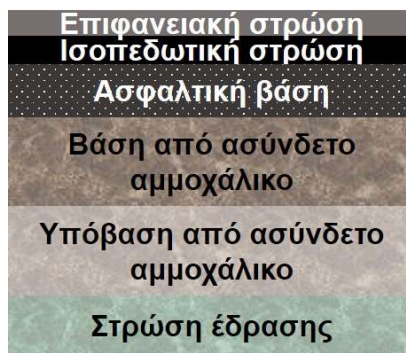
Εικόνα 2.1: Τυπικές διατομές οδοστρωμάτων (α) εύκαμπτο, (β) δύσκαμπτο και (γ) ημιδάκρυτο.

Σε κάθε περίπτωση, ο ρόλος του οδοστρώματος είναι η μεταβίβαση των αξονικών φορτίων της κυκλοφορίας προς το έδαφος με βαθμιαία απομείωση των εντατικών μεγεθών που αναπτύσσονται, ώστε να αποτρέπονται τυχόν μόνιμες παραμορφώσεις στο υπέδαφος. Παράλληλα, θα πρέπει η κατασκευή ενός οδοστρώματος να εξασφαλίζει μία ομαλή και αδρή ποιότητα κύλισης χωρίς εκτεταμένες ρωγμές ή άλλες επιφανειακές φθορές.

Εστιάζοντας σε ένα τυπικό ασφαλτικό οδοστρώμα, η στρώση έδρασης αποτελείται από γαιώδη υλικά ή αμμοχάλικα σε στρώση ενδεικτικού πάχους 35-60cm ανάλογα με τις συνθήκες έδρασης της οδού (έδραση σε όρυγμα ή επίχωμα) και την επιθυμητή κατηγορία φέρουσας ικανότητας του οδοστρώματος. Οι ενδιάμεσες στρώσεις του οδοστρώματος (υπόβαση και βάση) συντίθεται από θραυστά αδρανή υλικά ικανοποιητικής αντοχής. Κατ' εξαίρεση, σε υποβάσεις μπορούν να χρησιμοποιηθούν συλλεκτά αδρανή υλικά, τα χαρακτηριστικά των οποίων δεν είναι απαραίτητο να έχουν τόσο υψηλές απαιτήσεις όσο τα υλικά των βάσεων. Σκοπός της υπόβασης είναι η κατασκευή ενός οδοστρώματος διατομής μεγάλου πάχους με σχετικά χαμηλό κόστος, καθώς επίσης και η διανομή των αξονικών φορτίων κυκλοφορίας σε μεγαλύτερο πλάτος πριν αυτά μεταβιβαστούν στο

έδαφος. Όσον αφορά στα υλικά βάσης, τα θραυστά αδρανή που επιλέγονται πρέπει να έχουν βελτιωμένα μηχανικά χαρακτηριστικά και να προστατεύουν τόσο τις υποκείμενες στρώσεις από την ανάπτυξη μόνιμων παραμορφώσεων, αλλά και να παρέχουν μια ισχυρή συνθήκη θεμελίωσης για τις υπερκείμενες ασφαλτικές στρώσεις περιορίζοντας τις συνθήκες καταπόνησής τους.

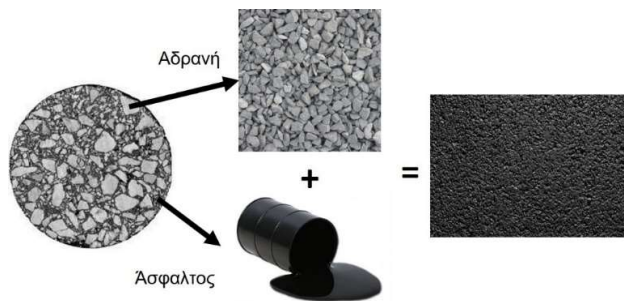
Σύμφωνα με την τυπική διατομή του ασφαλτικού οδοστρώματος της εικόνας 2.2, οι ασφαλτικές στρώσεις επιμερίζονται στην ασφαλτική βάση (base course), την ισοπεδωτική/συνδετική στρώση (binder course) και την επιφανειακή στρώση (surface course). Αναφορικά με την ανώτερη στρώση, η διαφοροποίηση της μελέτης σύνθεσης ασφαλτομίγματος με επιλογή αδρανών κατάλληλης διαβάθμισης (πυκνής ή ανοικτής σύνθεσης) ή/και τροποποιημένων συνδετικών υλικών, εξασφαλίζει αφενός καλύτερη αποστράγγιση των επιφανειακών υδάτων και βελτιωμένη αντίσταση σε ολίσθηση, αφετέρου προκύπτει και δομική συνεισφορά της στρώσης αυτής (ενδεικτικού πάχους περί τα 3-4 cm) στη μηχανική συμπεριφορά του οδοστρώματος. Σε αυτήν την περίπτωση, είθισται να χρησιμοποιείται ο όρος αντιολισθηρή στρώση σε συμφωνία με την ορολογία που απαντάται σε εθνικά πρότυπα και σχετικές προδιαγραφές (Hellenic Technical Specifications 1501-05-03-12-01, 2009). Υπό το πρίσμα αυτό, η έννοια της αντιολισθηρής στρώσης διαφοροποιείται από την έννοια του πολύ λεπτού ασφαλτοτάπητα αντιολισθηρού τύπου που επιλέγεται να τοποθετηθεί σε ειδικές περιπτώσεις περιοχών με αυξημένη επικινδυνότητα (πχ συνδυασμός καμπύλης και μεγάλης ταχύτητας κίνησης οχημάτων). Τέτοιοι ασφαλτοτάπητες αποτελούνται από κατάλληλα αδρανή με εξαιρετική αντίσταση σε στίλβωση (High Friction Surface Treatment, HFST) (Coppinger et al. 2021), χωρίς όμως σε αυτήν την περίπτωση να υπάρχει δομική συνεισφορά στη μηχανική συμπεριφορά του οδοστρώματος. Στο πλαίσιο της διατριβής, η αντιολισθηρή στρώση νοείται ως αναπόσπαστο μέρος της κατασκευαστικής διατομής του οδοστρώματος, η οποία συμβάλλει τόσο στη λειτουργική όσο και στη δομική συνιστώσα της συμπεριφοράς του.



Εικόνα 2.2: Τυπική διατομή ασφαλτικού οδοστρώματος.

Στο σύνολό τους, ο ρόλος των ασφαλτικών στρώσεων είναι, αφενός να εξασφαλίζουν στον χρήστη της οδού ικανοποιητικά επιφανειακά χαρακτηριστικά (ενδεικτικά αναφέρεται η ανάγκη για ομαλή, αδρή και ενίοτε αντιθορυβική επιφάνεια κύλισης – λειτουργική συμπεριφορά), αφετέρου να εξασφαλίζεται αποτελεσματική απομείωση των αναπτυσσόμενων εντατικών μεγεθών χωρίς να εμφανίζονται εκτεταμένες ρηγματώσεις και τροχοαυλακώσεις (δομική συμπεριφορά).

Το υλικό των ασφαλτικών στρώσεων είναι το ασφαλτόμιγμα και τα επιμέρους συστατικά του φαίνονται στην εικόνα 2.3. Αυτά περιλαμβάνουν άσφαλο (συνδετικό υλικό) και αδρανή υλικά κατάλληλης διαβάθμισης (ανάλογα με την επιμέρους στρώση). Επίσης, μεταξύ τους παρεμβάλλονται κενά αέρος.



Εικόνα 2.3: Συστατικά ασφαλτομίγματος.

Τα αδρανή καταλαμβάνουν περίπου το 95% του ασφαλτομίγματος κατά βάρος (ενδεικτική τιμή), ενώ η άσφαλτος το υπόλοιπο 5% (ενδεικτική τιμή). Ακόμη, σε ένα τυπικό ασφαλτόμιγμα, τα αδρανή καταλαμβάνουν το 83% κατά όγκο (κ.ο.), η άσφαλτος το 10% κ.ο. και τα κενά αέρος το 5% κ.ο. Τα αδρανή λόγω των πόρων που έχουν απορροφούν ένα μέρος της ασφάλτου, με αποτέλεσμα η εναπομένουσα άσφαλτος να είναι αυτή που περιβάλλει τα αδρανή, γεμίζει τα κενά μεταξύ των αδρανών και προσδίδει τη συνοχή στο μίγμα. Ουσιαστικά, η άσφαλτος αποτελεί το συνδετικό υλικό, το οποίο προσδίδει στο ασφαλτόμιγμα συνοχή και ομοιομορφία. Ως υλικό προέρχεται από το υπόλειμμα της κλασματικής απόσταξης του αργού πετρελαίου. Τα φυσικά χαρακτηριστικά της ασφάλτου, λόγω της ιξώδους συμπεριφοράς της, ποικίλουν εξαιρετικά με τη μεταβολή της θερμοκρασίας και του χρόνου φόρτισης. Πέρα από τις συμβατικές ασφάλτους, που ενίοτε εμφανίζουν υψηλή θερμοκρασιακή ευαισθησία, κάποιες ασφάλτοι τροποποιούνται με προσθήκη μικρής ποσότητας πολυμερών με στόχο τη βελτίωση των ιδιοτήτων τους.

Στη συνέχεια περιγράφονται τα βασικά στοιχεία της μηχανικής συμπεριφοράς των επιμέρους υλικών των στρώσεων του οδοστρώματος.

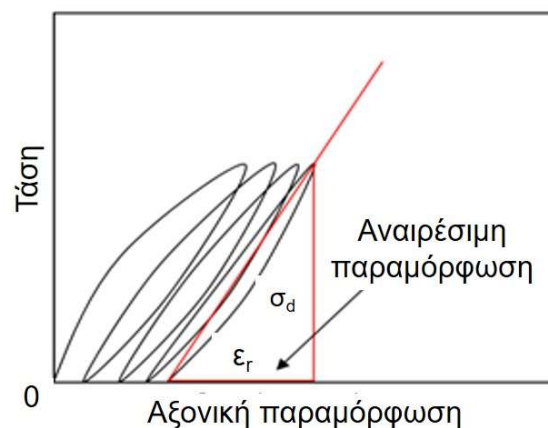
2.2. Ασύνδετα υλικά

Τα ασύνδετα υλικά χρησιμοποιούνται για τη διαμόρφωση της στρώσης έδρασης οδοστρωμάτων καθώς και για ενσωμάτωση σε βάσεις και υποβάσεις. Αποτελούνται από αδρανή, κενά αέρος και ενδεχομένως εγκλωβισμένο νερό υπό μορφή φυσικής υγρασίας. Ιδιαίτερα για βάσεις/υποβάσεις, τυπικό παράδειγμα υλικού οδοστρωσίας που χρησιμοποιείται στους αυτοκινητοδρόμους της Ελλάδας είναι το θραυστό ασύνδετο αμμοχάλικο 3Α, που προκύπτει με μηχανική κατεργασία από θραύση ασβεστόλιθου. Γίνεται αντιληπτό ότι η συνολική συμπεριφορά των ασύνδετων στρώσεων εξαρτάται από τη μικροδομή των επιμέρους αδρανών που συνθέτουν τη στρώση, καθώς και από τη μεταξύ τους αλληλεπίδραση (Kim, 2007). Επομένως, στο πλαίσιο της μελέτης της απόκρισης του οδοστρώματος ως συνεχούς μέσου, είναι επιθυμητή η χρήση ενός μοντέλου που να λαμβάνει υπόψη τα επιμέρους χαρακτηριστικά που διαφοροποιούν τα ασύνδετα υλικά. Ενδεικτικοί παράγοντες που επηρεάζουν τη μηχανική συμπεριφορά των ασύνδετων υλικών υπό επαναλαμβανόμενη φόρτιση είναι η ιστορία φόρτισης (stress history), το εύρος των επιβαλλόμενων τάσεων, η πυκνότητα του μίγματος, το είδος των αδρανών, η κοκκομετρική τους διαβάθμιση, το σχήμα τους (πχ πόσο γωνιώδη είναι), το ποσοστό των κενών, η περιεχόμενη υγρασία, οι περιβαλλοντικές συνθήκες (πχ θερμοκρασία) και ο αριθμός των κύκλων φόρτισης που έχει υποστεί το μίγμα (Steven 2005, Kim 2007). Το μέτρο δυσκαμψίας που εκφράζει πληρέστερα τη μηχανική απόκριση των υλικών οδοστρωσίας είναι το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης (resilient modulus – M_R), το οποίο διαφοροποιείται από το συμβατικό μέτρο ελαστικότητας κατά Young.

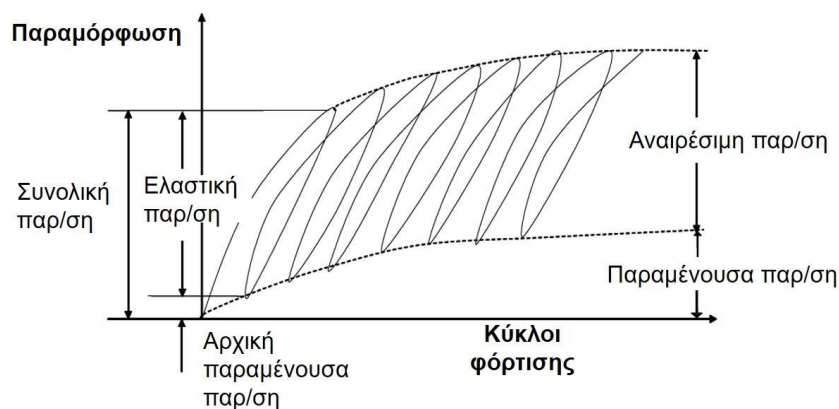
Το M_R ορίζεται ως το πηλίκο της αποκλίνουσας τάσης σ_d προς την τιμή της αξονικής ελαστικής παραμόρφωσης ε_r (αναιρέσιμη παραμόρφωση – recoverable strain) τη στιγμή που το φορτίο έχει σταματήσει να εφαρμόζεται (Li et al. 2010). Με βάση την εικόνα 2.4, η σχέση προσδιορισμού του είναι η εξής:

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} \quad (2.1)$$

όπου η πρόσθετη αποκλίνουσα τάση ορίζεται ως: $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$. Σημειώνεται ότι το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης χρησιμοποιείται και για τα γαιώδη υλικά της στρώσης έδρασης (Kim & Siddiki 2006). Επίσης, το πλήρες προφίλ των παραμορφώσεων ως αποτέλεσμα της φόρτισης ασύνδετων υλικών δίνεται στην εικόνα 2.5, απ' όπου προκύπτει ότι μέρος της συνολικής παραμόρφωσης αντιστοιχεί σε παραμένουσα (πλαστική) παραμόρφωση, η οποία ωστόσο αυξάνεται με μειούμενο ρυθμό και πρακτικά σταθεροποιείται έπειτα από τους πρώτους κύκλους φόρτισης.



Εικόνα 2.4: Σχέση τάσεων – παραμορφώσεων και προσδιορισμός του M_R (Li et al. 2010).



Εικόνα 2.5: Επισκόπηση παραμορφώσεων ασύνδετων υλικών.

Οι παραμένουσες παραμορφώσεις οφείλονται κατά κύριο λόγο στην αναμόχλευση των αδρανών του δοκιμίου, καθώς αυτά αναδιατάσσονται προκειμένου να ελαχιστοποιηθούν τα μεταξύ τους κενά. Στην πράξη, αυτό είναι επιθυμητό να συμβαίνει χρονικά προτού κυκλοφορηθεί ένα οδόστρωμα, δηλαδή η αναδιάταξη των αδρανών και συνεπώς οι πλαστικές παραμορφώσεις να οφείλονται είτε στη επανασυμπύκνωση (λόγω κίνησης των βαρέων οχημάτων επί της επιφάνειας της βάσης κατά τη διάρκεια κατασκευής του έργου), είτε στο βάρος των υπερκείμενων ασφαλτικών στρώσεων. Στο

πλαίσιο των αναλύσεων, λόγω του μικρού μεγέθους της παραμένουσας παραμόρφωσης, είθισται να αμελείται η πλαστική παραμόρφωση και να λαμβάνεται υπόψη μόνο η αναιρέσιμη παραμόρφωση. Σημειώνεται ωστόσο, ότι πλούσια είναι η έρευνα που σημειώνεται διεθνώς στα θέματα των παραμενουσών παραμορφώσεων λόγω της ανακυκλιζόμενης φόρτισης οδοστρωμάτων μέσω της θεωρίας της πλαστικότητας (Mei et al. 2021, Stathas & Spiliopoulos 2017).

Ο ακριβής προσδιορισμός του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης γίνεται εργαστηριακά με τη δοκιμή της τριαξονικής φόρτισης. Η διαδικασία προσδιορισμού του μέσω της εργαστηριακής δοκιμής περιγράφεται από το πρότυπο της AASHTO T307 (2003). Κυλινδρικά δοκίμια από ασύνδετα αμμοχάλικα υποβάλλονται στην παραπάνω δοκιμή, κατά τη διάρκεια της οποίας καταγράφονται από ηλεκτρονικό υπολογιστή τα ζεύγη τιμών των επιβαλλόμενων τάσεων καθώς και των παραμορφώσεων που οι τάσεις προκαλούν στο υλικό.

Τα παραπάνω ζεύγη τιμών έχουν βοηθήσει μέσω κατάλληλης στατιστικής επεξεργασίας στην ανάπτυξη καταστατικών μοντέλων, δηλαδή σχέσεων προσδιορισμού του M_R . Πρόκειται για καταστατικά μοντέλα που συνδέουν τα επίπεδα τάσεων με το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης (stress dependent modulus) μέσω κατάλληλα βαθμονομημένων παραμέτρων, οι οποίες διαφοροποιούνται όταν αλλάζουν τα υλικά. Η δυνατότητα χρήσης καταστατικών μοντέλων για τον προσδιορισμό του M_R , γεφυρώνει την εργαστηριακή μελέτη των ασύνδετων υλικών με την αριθμητική προσομοίωση οδοστρωμάτων με χρήση πεπερασμένων στοιχείων, καθώς η πρώτη διεργασία τροφοδοτεί τη δεύτερη που βασίζεται στα καταστατικά μοντέλα. Το πιο απλό και δημοφιλές καταστατικό μοντέλο που έχει χρησιμοποιηθεί ευρύτατα τις προηγούμενες δεκαετίες είναι το k-θ μοντέλο, το οποίο ορίζεται ως εξής:

$$M_R = k \cdot \theta^n \quad (2.2)$$

όπου:

- θ : είναι το άθροισμα των κύριων τάσεων (ογκομετρική τάση – bulk stress), $\theta = \sigma_1 + 2 \cdot \sigma_3$, και
- k, n : οι παράμετροι του μοντέλου που προκύπτουν κατόπιν κατάλληλης στατιστικής επεξεργασίας πειραματικών δεδομένων.

Βασικό μειονέκτημα αυτού του μοντέλου είναι ότι αγνοεί πλήρως την επίδραση της διατμητικής συμπεριφοράς των ασύνδετων υλικών, καθώς λαμβάνει υπόψη μόνο ορθές τάσεις (Zhou et al. 2015). Μεταξύ διαφόρων μοντέλων που έχουν αναπτυχθεί κατά καιρούς, αναφέρεται στη συνέχεια το γενικευμένο καταστατικό μοντέλο προσδιορισμού του M_R για ασύνδετα υλικά, το οποίο περιλαμβάνεται στον MEPDG. Το μοντέλο αυτό ορίζεται ως εξής:

$$M_R = k_1 \cdot p_a \cdot \left(\frac{\theta}{p_a}\right)^{k_2} \cdot \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} + 1\right)^{k_3} \quad (2.3)$$

όπου:

- θ : είναι το άθροισμα των κύριων τάσεων (ογκομετρική τάση – bulk stress), $\theta = \sigma_1 + 2 \cdot \sigma_3$,
- σ_d : η πρόσθετη αξονική τάση (deviatoric stress, $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$),
- k_1, k_2, k_3 : οι παράμετροι βαθμονόμησης του μοντέλου,
- p_a : η ατμοσφαιρική πίεση που εισάγεται για λόγους κανονικοποίησης των τάσεων.

Τα βασικά πλεονεκτήματα αυτού του μοντέλου είναι τα εξής:

- Το μοντέλο μπορεί να χρησιμοποιηθεί και για κοκκώδη υλικά οδοστρωσίας και για εδαφικά υλικά.
- Το μοντέλο λαμβάνει υπόψη τόσο το φαινόμενο σκλήρυνσης (strain hardening effect) του ασύνδετου υλικού που σχετίζεται με την επιρροή της ογκομετρικής τάσης θ , όσο και το φαινόμενο χαλάρωσης (strain softening effect) που σχετίζεται με τη διατμητική τάση. Αυτό καθορίζει και τις τιμές των παραμέτρων του μοντέλου. Για παράδειγμα, στα αμμοχάλικα οι τιμές της παραμέτρου k_2 θα πρέπει να είναι θετικές, καθώς με αύξηση της τάσης θ , το ασύνδετο υλικό γίνεται πιο δύσκαμπτο (αύξηση στο M_R), ενώ οι τιμές της παραμέτρου k_3 θα πρέπει να είναι αρνητικές, καθώς με αύξηση της διατμητικής τάσης τ_{oct} , το ασύνδετο υλικό χαλαρώνει (μείωση στο M_R).

Έχει διατυπωθεί ότι το μοντέλο της εξίσωσης 2.3 αποτελεί την καλύτερη και πληρέστερη σχέση προσδιορισμού του M_R , τόσο ως προς την ακρίβεια, την εφαρμογή και την υπολογιστική σταθερότητα. Ακόμη, το MEPDG μοντέλο εξασφαλίζει συμβατότητα με άλλα προγενέστερα μοντέλα, καθώς, εύκολα μεταπίπτει σε προγενέστερης μορφής μοντέλα. Για παράδειγμα, μεταπίπτει στο μοντέλο k- θ , θέτοντας $k_3 = 0$. Είναι επίσης συμβατό με τη γραμμική ελαστική ανάλυση όταν θεωρηθεί $k_2 = 0$ και $k_3 = 0$ (Steven 2005).

Επισημαίνεται ότι στο πλαίσιο της παρούσας διατριβής, τα εδαφικά και ασύνδετα υλικά λαμβάνονται ως γραμμικής ελαστικής συμπεριφοράς και η έμφαση θα δοθεί στη διαφοροποίηση της μηχανικής συμπεριφοράς των ασφαλτομιγμάτων. Είναι εν γένει αποδεκτό ότι η υπολογιστική δυσχέρεια ανάλυσης δομών οδοστρώματος αυξάνει σημαντικά όταν γίνεται προσπάθεια θεώρησης σύνθετων και ρεαλιστικότερων παραδοχών για όλα τα υλικά του οδοστρώματος ταυτόχρονα. Για το λόγο αυτό, οι περισσότερες έρευνες συναφείς με θεματολογία ανάλυσης της δομικής συμπεριφοράς των οδοστρωμάτων εστιάζουν σε συγκεκριμένη κατηγορία υλικών.

2.3. Ασφαλτομίγματα

2.3.1. Συμπεριφορά υλικού

Μεταξύ των συστατικών ενός ασφαλτομίγματος, τα αδρανή είναι εκείνα που παρουσιάζουν εν γένει ελαστική συμπεριφορά. Η άσφαλτος λόγω της ιξώδους συμπεριφοράς της επηρεάζεται κατά κύριο λόγο από τη θερμοκρασία και τον χρόνο φόρτισης. Σε υψηλές θερμοκρασίες η άσφαλτος είναι ρευστή, σε θερμοκρασία δωματίου η συνοχή της είναι παρόμοια με αυτή ενός μαλακού ελαστικού, ενώ σε θερμοκρασίες υπό του μηδενός η άσφαλτος μπορεί να γίνει πολύ εύθραυστη. Όσον αφορά στον χρόνο φόρτισης, με την αύξηση αυτού τόσο περισσότερο παραμορφώνεται ένα συνδετικό υλικό. Τελικά, η ιξώδης φύση της ασφάλτου είναι καθοριστική για τα χαρακτηριστικά του ασφαλτομίγματος, το οποίο συμπεριφέρεται ιξωδοελαστικά. Έτσι, οι δύο κύριοι παράγοντες που επηρεάζουν τη μηχανική συμπεριφορά των ασφαλτομιγμάτων είναι η θερμοκρασία και ο χρόνος φόρτισης (που αντιστοιχεί σε μία συχνότητα φόρτισης). Ως εκ τούτου, το συμβατικό μέτρο ελαστικότητας δεν μπορεί να θεωρηθεί επαρκές στο πλαίσιο της ανάλυσης δομών οδοστρώματος. Ευρύτερα, η έκφραση που δίνει τη δυσκαμψία (Stiffness, S) των ασφαλτομιγμάτων είναι η ακόλουθη:

$$S(f, T) = \frac{\sigma}{\epsilon} \quad (2.4)$$

Όπου:

- σ : η επιβαλλόμενη τάση,

- ε : η προκύπτουσα παραμόρφωση,
- f : η συχνότητα φόρτισης που συνδέεται με τον χρόνο φόρτισης, και
- T : η θερμοκρασία του ασφαλτομίγματος.

Εν γένει, η αύξηση της θερμοκρασίας ή μείωση της συχνότητας φόρτισης (που αντιστοιχεί σε μεγαλύτερο χρόνο φόρτισης) οδηγούν σε μείωση της δυσκαμψίας του ασφαλτομίγματος, η οποία μπορεί να συνοδεύεται και από ανάπτυξη παραμενουσών παραμορφώσεων. Κατ' επέκταση, σε επίπεδο δομής οδοστρώματος, οι παραπάνω παράγοντες οδηγούν σε αύξηση της εντατικής καταπόνησής του οδοστρώματος.

Υπό το πρίσμα αυτό, συμπεραίνεται ότι η σχέση τάσης-παραμόρφωσης εξαρτάται από τον ρυθμό επιβολής του φορτίου και από τη θερμοκρασία. Υπό ορισμένες προϋποθέσεις και κάτω από ειδικές συνθήκες, η απόκριση του ασφαλτομίγματος μπορεί να θεωρηθεί ελαστική, προκειμένου η MLET να μπορεί να εφαρμοστεί για ανάλυση οδοστρώματος. Πλην όμως, είναι απαραίτητο να αναγνωρίζονται οι περιορισμοί που επιβάλλει η χρήση της MLET. Σε ορισμένες περιπτώσεις, όπως για παράδειγμα στις υψηλές θερμοκρασίες, η MLET κρίνεται ανεπαρκής και είναι αναγκαίο να χρησιμοποιηθεί η θεωρία της ιξωδοελαστικότητας, προκειμένου να μπορεί να αποτυπωθεί η εξαρτώμενη μηχανική απόκριση του ασφαλτομίγματος από τον χρόνο και τη θερμοκρασία.

Ο ακριβής προσδιορισμός της δυσκαμψίας των ασφαλτομιγμάτων γίνεται κατά κανόνα στο εργαστήριο. Χρησιμοποιούνται δοκίμια υλικού που παρασκευάζονται στο εργαστήριο ή εναλλακτικά πυρήνες που έχουν ληφθεί επιτόπου από ένα οδόστρωμα αναφοράς. Εναλλακτικά, μπορεί να εκτιμηθεί μέσω κατάλληλα βαθμονομημένων αλγορίθμων ή μοντέλων αξιοποιώντας στοιχεία από τη μελέτη σύνθεσης των μιγμάτων.

Πληθώρα μεθόδων και θεωριών έχουν αναπτυχθεί για τον προσδιορισμό του μέτρου δυσκαμψίας, οι οποίες συνίστανται σε διαφορετικές συνθήκες φόρτισης, που αφορούν στο σύστημα μέτρησης, στον τρόπο επιβολής του φορτίου (παλμικό ή ημιτονοειδές), στο μέγεθος του φορτίου, στη διάρκεια φόρτισης και στη γεωμετρία του δοκίμιου (πχ κυλινδρικό ή πρισματικό). Ως εκ τούτου, υπάρχουν διαφορετικές εκφράσεις του μέτρου δυσκαμψίας κατά περίπτωση. Ενδεικτικά, για τον προσδιορισμό της δυσκαμψίας του ασφαλτομίγματος χρησιμοποιούνται οι ακόλουθες πειραματικές διατάξεις/δοκιμές: η δοκιμή έμμεσου εφελκυσμού (Indirect tensile), η τριαξονική δοκιμή με επαναλαμβανόμενο φορτίο (triaxial), η δοκιμή μονοαξονικής θλίψης (uniaxial compression) και η δοκιμή κάμψης πρισματικών δοκιμίων σε δύο, τρία ή τέσσερα σημεία (bending tests). Για την πληρέστερη αναπαράσταση της σχέσης τάσεων-παραμορφώσεων που αναπτύσσονται σε ένα δοκίμιο ασφαλτομίγματος, οι συνηθέστεροι δείκτες που χρησιμοποιούνται, είναι το μέτρο επανάκτησης (resilient modulus), το μέτρο δυσκαμψίας έμμεσου εφελκυσμού (Indirect tensile stiffness modulus), το δυναμικό μέτρο δυσκαμψίας (dynamic modulus) και το δυναμικό διατμητικό μέτρο δυσκαμψίας (shear dynamic modulus). Μεταξύ των ως άνω δεικτών, το δυναμικό μέτρο δυσκαμψίας (dynamic modulus E^*), αποτελεί μία θεμελιώδη ιδιότητα του ασφαλτομίγματος, καθώς μέσω κατάλληλης επεξεργασίας και ανάλυσης των στοιχείων του E^* σε διάφορες θερμοκρασίες και συχνότητες φόρτισης, είναι δυνατή η περιγραφή της ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς του ασφαλτομίγματος.

Στην πλειονότητα των υφιστάμενων μεθοδολογιών ανάλυσης και διαστασιολόγησης οδοστρωμάτων, δεν αξιοποιούνται πλήρως τα στοιχεία της ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς του ασφαλτομίγματος, καθώς είθισται να λαμβάνεται υπόψη μόνο μία τιμή του E^* που αντιστοιχεί σε επιλεγμένη θερμοκρασία αναφοράς και συχνότητα φόρτισης. Αντιθέτως, σύμφωνα με το νέο οδηγό

διαστασιολόγησης του AASHTO που περιλαμβάνεται στον MEPDG (NCHRP, 2004), το E^* αποτελεί απαραίτητη παράμετρο σχεδιασμού μέσω της κεντρικής καμπύλης (master curve) του E^* . Η ανάγκη θεώρησης του E^* απορρέει από τον συνδυασμό δύο παραγόντων. Πρώτον, στην αναλυτική διαδικασία υπολογισμού, η μηχανική απόκριση του οδοστρώματος υπολογίζεται σε μηνιαία βάση λαμβάνοντας υπόψη λεπτομερή κλιματολογικά στοιχεία. Δεύτερον, η φόρτιση λόγω των αξονικών διελεύσεων είναι δυναμικής φύσης, δηλαδή ο χρόνος φόρτισης επιδρά στη δυσκαμψία του ασφαλτομίγματος. Κατά συνέπεια, διαφαίνεται η ανάγκη προσδιορισμού του E^* για ένα ευρύ φάσμα θερμοκρασιών και συχνοτήτων φόρτισης.

Περαιτέρω, η ανάλυση της μηχανικής απόκρισης του οδοστρώματος συνοδεύεται από την ανάλυση κόπωσης του ασφαλτομίγματος, η οποία σύμφωνα με τον νέο οδηγό διαστασιολόγησης οδοστρωμάτων, βασίζεται σε πλήθος εργαστηριακών πειραματικών δεδομένων λαμβάνοντας επίσης συνδυαστικά υπόψη την παρατηρούμενη συμπεριφορά πεδίου ενός μεγάλου δικτύου οδοστρωμάτων μακράς διάρκειας. Η χρήση του νόμου κόπωσης του MEPDG οδηγεί στον υπολογισμό του δείκτη φθοράς του οδοστρώματος, ενώ κατόπιν κατάλληλης σχέσης βαθμονόμησης η φθορά του ασφαλτομίγματος μεταφράζεται σε συμπεριφορά οδοστρώματος μέσω ενός δείκτη που περιγράφει το ποσοστό ρωγμών στην επιφάνεια του οδοστρώματος, το οποίο εκτιμάται ότι οφείλεται στην κόπωση της ασφαλτικής βάσης. Το εκτιμώμενο ποσοστό ρωγμών συνιστά ουσιαστικά δείκτη συμπεριφοράς του οδοστρώματος (pavement performance). Υπό το πρίσμα αυτό, η θεώρηση του E^* στο πλαίσιο αναλύσεων οδοστρώματος είναι καθοριστικής σημασίας, εφόσον δίνεται η δυνατότητα ελέγχου της συμβολής της ιξωδοελαστικότητας των ασφαλτομιγμάτων στη συμπεριφορά του οδοστρώματος. Περισσότερα για το ζήτημα αυτό θα αναφερθούν στο κεφάλαιο 2.5.

Τέλος, αξίζει να σημειωθεί ότι η χρήση του E^* που προσδιορίζεται μέσω της δοκιμής της μονοαξονικής θλίψης οδηγεί σε εκτίμηση της συμπεριφοράς οδοστρωμάτων που σχετίζεται ικανοποιητικά με την πραγματικά παρατηρούμενη συμπεριφορά των οδοστρωμάτων στο πεδίο. Για το λόγο αυτό, το E^* μέσω της δοκιμής αυτής αποτέλεσε τη βάση για την ανάπτυξη και βαθμονόμηση μοντέλων και αλγορίθμων για την πρόβλεψη της συμπεριφοράς του ασφαλτομίγματος αλλά και του οδοστρώματος.

Δεδομένων των παραπάνω, στις ακόλουθες υποενότητες γίνεται εκτενής αναφορά στο δυναμικό μέτρο δυσκαμψίας των ασφαλτομιγμάτων λόγω της συμβολής του στον αναλυτικό υπολογισμό οδοστρωμάτων, στην εκτίμηση της φθοράς αλλά και της συμπεριφοράς του οδοστρώματος.

2.3.2. Δυναμικό μέτρο δυσκαμψίας

Η ιξωδοελαστική συμπεριφορά του ασφαλτομίγματος περιγράφεται από το μιγαδικό (σύνθετο) μέτρο δυσκαμψίας (E^*), το οποίο προσδιορίζει τη σχέση μεταξύ τάσης – παραμόρφωσης υπό την επιβολή ημιτονοειδούς φόρτισης. Όπως κάθε μιγαδικός αριθμός, το μέτρο E^* αποτελείται από το πραγματικό μέρος E' , που αναπαριστά την ελαστική συνιστώσα της συμπεριφοράς των υλικών και το φανταστικό μέρος E'' , που περιγράφει την ιξωδοελαστική συνιστώσα (Huang 1993). Για την περίπτωση μονοαξονικής φόρτισης ημιτονοειδούς μορφής (εικόνα 2.6), η τάση δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$\sigma = \sigma_o \cdot \sin(\omega \cdot t) \quad (2.5)$$

όπου:

- σ_o : η μέγιστη επιβαλλόμενη τάση (kPa), και

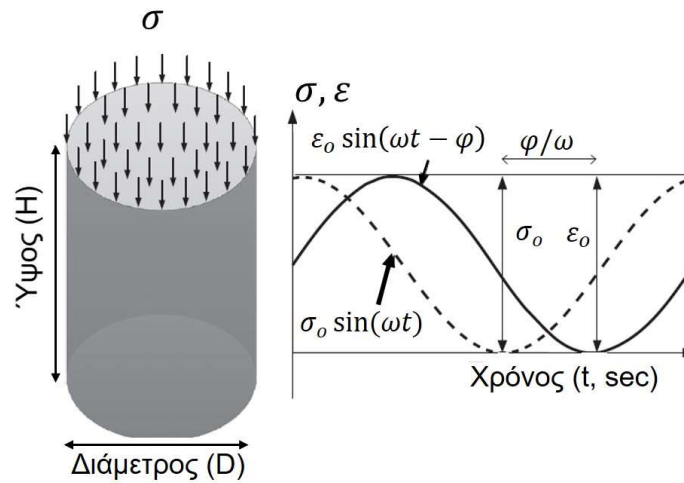
- ω : η γωνιακή ταχύτητα (rad/s), η οποία συνδέεται με την συχνότητα φόρτισης f (Hz) σύμφωνα με τη σχέση $\omega = 2\pi f$. Επιπλέον, θεωρείται ότι ισχύει $f = 1/t$.

Η παραμόρφωση δίνεται παρακάτω:

$$\varepsilon = \varepsilon_0 \cdot \sin(\omega \cdot t - \varphi) \quad (2.6)$$

όπου:

- ε_0 : η μέγιστη παραμόρφωση λόγω επιβολής της μέγιστης τάσης σ_0 , και
- φ : η γωνία υστέρησης.



Εικόνα 2.6: Ημιτονοειδής φόρτιση δοκιμίου ασφαλτομίγματος.

Ο παράγοντας φ/ω εκφράζει την υστέρηση ή αλλιώς τη διαφορά φάσης στην εμφάνιση της μέγιστης παραμόρφωσης από τη στιγμή της επιβολής της μέγιστης τάσης. Η χρονική καθυστέρηση της εμφάνισης της μέγιστης παραμόρφωσης προκύπτει ως αποτέλεσμα της ιξωδοελαστικής απόκρισης του υλικού αναφοράς (Huang 1993). Για το λόγο αυτό, η γωνία υστέρησης αποτελεί δείκτη που εκφράζει τις ιδιότητες του υλικού. Συγκεκριμένα, για υλικά με ιξωδοελαστική συμπεριφορά, το εύρος της γωνίας υστέρησης κυμαίνεται μεταξύ των τιμών 0° και 90° . Στις ακραίες περιπτώσεις, η γωνία $\delta = 0^\circ$ αντιστοιχεί σε ένα καθαρώς ελαστικό υλικό (με ταυτόχρονη εμφάνιση της μέγιστης τάσης και της μέγιστης παραμόρφωσης) και η γωνία $\delta = 90^\circ$ αντιστοιχεί σε ένα καθαρώς ιξώδες υλικό. Εκφράζοντας την τάση και την παραμόρφωση ως μιγαδικούς αριθμούς, οι ως άνω σχέσεις λαμβάνουν την ακόλουθη μορφή:

$$\sigma^* = \sigma_0 \cdot e^{i\omega t} \quad (2.7)$$

$$\varepsilon^* = \varepsilon_0 \cdot e^{i(\omega t - \delta)} \quad (2.8)$$

Από τις παραπάνω εξισώσεις προκύπτει το μιγαδικό (σύνθετο) μέτρο δυσκαμψίας $E^*(i\omega)$:

$$E^*(i\omega) = \frac{\sigma^*}{\varepsilon^*} = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} \cdot e^{i\delta} = E' + i \cdot E'' \quad (2.9)$$

Η απόλυτη τιμή του σύνθετου μέτρου δυσκαμψίας E^* , αποτελεί μαθηματικά το δυναμικό μέτρο δυσκαμψίας, $|E^*|$ ή απλώς E^* (Witczak et al. 2002), το οποίο ορίζεται ως ο λόγος της μέγιστης τάσης

προς τη μέγιστη παραμόρφωση υπό συνθήκες ημιτονοειδούς φόρτισης και περιγράφεται από την παρακάτω σχέση:

$$|E^*| = \sqrt{\left(\frac{\sigma_o}{\varepsilon_o} \cos \varphi\right)^2 + \left(\frac{\sigma_o}{\varepsilon_o} \sin \varphi\right)^2} = \frac{\sigma_o}{\varepsilon_o} \quad (2.10)$$

Τα επίπεδα τιμών του E^* εξαρτώνται άμεσα από τις δύο βασικές παραμέτρους στις οποίες πραγματοποιείται η φόρτιση, δηλαδή από τη θερμοκρασία και τη συχνότητα φόρτισης. Συγκεκριμένα, η αύξηση της θερμοκρασίας καθώς επίσης και η μείωση της συχνότητας προκαλούν μείωση του δυναμικού μέτρου δυσκαμψίας (Bonnaure et al. 1977, Flintsch et al. 2008, Tashman & Elangovan 2007, Mohammad et al. 2007). Επιπλέον, λόγω της σύστασής του είναι προφανές ότι οι ιδιότητες και τα μηχανικά χαρακτηριστικά των επιμέρους υλικών του επιδρούν στη δυσκαμψία του. Σύμφωνα με έρευνες, η κατ' όγκο περιεκτικότητα των αδρανών στο μίγμα, ο όγκος που καταλαμβάνουν τα κενά αέρος και η κοκκομετρική διαβάθμιση των αδρανών του ασφαλτομίγματος επιδρούν καθοριστικά στο δυναμικό μέτρο δυσκαμψίας του (Mohammad et al. 2007). Για παράδειγμα, ασφαλτομίγματα με αδρανή ονομαστικής διαμέτρου 25mm οδηγούν σε υψηλότερες τιμές του E^* συγκριτικά με αδρανή μεγέθους 12.5mm έως 19mm. Αυτό οφείλεται στην καλύτερη αλληλοεμπλοκή μεταξύ των αδρανών μεγαλύτερης ονομαστικής διαμέτρου (Mohammad et al. 2007). Άλλωστε, αδρανή μεγαλύτερης διαμέτρου ενσωματώνονται στην κατασκευή της ασφαλτικής βάσης, η οποία έχει περισσότερο δομική συνεισφορά στο οδόστρωμα.

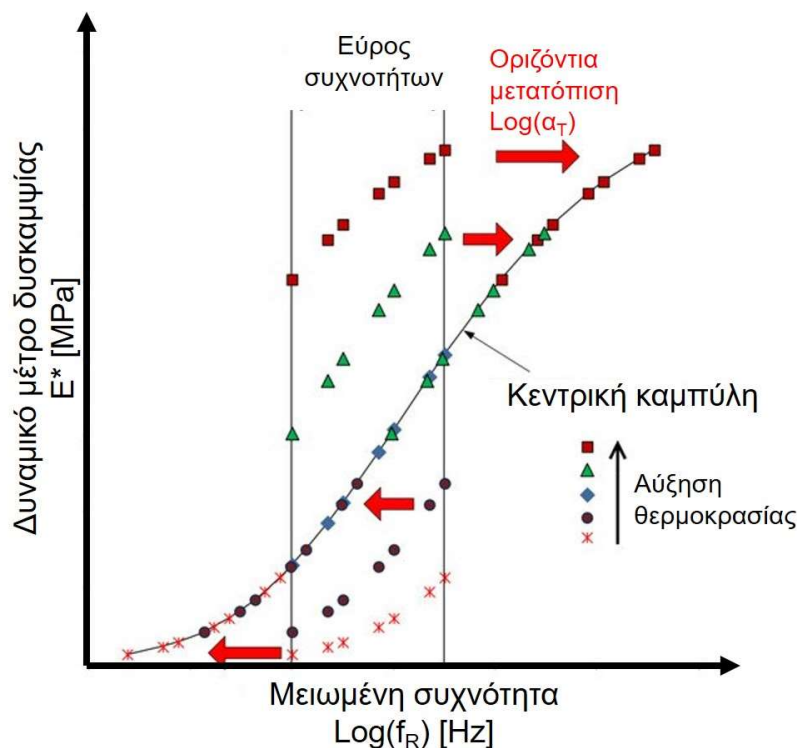
Ο τύπος του χρησιμοποιούμενου αδρανούς συμβάλλει επίσης σε διαφοροποίηση του E^* . Για παράδειγμα, ασφαλτομίγματα που περιείχαν ως βάση αδρανούς γρανίτη ή ανακυκλωμένη άσφαλτο υπό μορφή αδρανών (Reclaimed Asphalt Pavement, RAP), εμφάνισαν μεγαλύτερο E^* συγκριτικά με μίγματα που περιείχαν ασβεστολιθικά αδρανή (Ping & Xiao 2007). Επισημαίνεται ότι σε αρκετές χώρες, με στόχο την μείωση του κόστους παραγωγής ασφαλτομίγματος από εξολοκλήρου νέα άσφαλτο και παρθένα αδρανή υλικά, έχει διερευνηθεί εκτενώς η χρήση του RAP ως αδρανές υλικό στα μίγματα των επιμέρους ασφαλτικών στρώσεων του οδοστρώματος (Hossain & Zaman 2020, Shahadan et al. 2013). Η χρήση RAP συμβάλλει περιβαλλοντικά και τεχνοοικονομικά στην κατασκευή οδοστρωμάτων, αφού μειώνεται η ανάγκη χρήσης νέας ασφάλτου στο μίγμα, ενώ η δομική συμπεριφορά του ασφαλτομίγματος έχει αναφερθεί διεθνώς ως ικανοποιητική. Μίγματα με RAP έχουν καλύτερα επίπεδα τιμών του E^* λόγω της αυξημένης δυσκαμψίας του παλαιού συνδετικού υλικού συγκριτικά με τη νέα άσφαλτο (Mohammad et al. 2007). Τέλος, ως προς το συνδετικό υλικό, το ποσοστό της ασφάλτου επηρεάζει το E^* (Flintsch et al. 2008). Αύξησή του οδηγεί σε μείωση του E^* .

2.3.3. Κεντρικές καμπύλες

Προκειμένου να καλυφθεί η συμπεριφορά του ασφαλτομίγματος για ένα ευρύ φάσμα θερμοκρασιών και συχνοτήτων φόρτισης χρειάζεται η δημιουργία της κεντρικής καμπύλης (εικόνα 2.7). Πρόκειται για μια καμπύλη τύπου S, δηλαδή σιγμοειδούς μορφής, η οποία προκύπτει από κατάλληλη μετατόπιση των επιμέρους τιμών του E^* που αντιστοιχίζονται σε συγκεκριμένη θερμοκρασία. Η κεντρική καμπύλη για ένα δεδομένο σύνολο τιμών του E^* , αναπτύσσεται με τη μετατόπιση των τιμών αυτών προς τα δεξιά ή αριστερά, ανάλογα με το αν η θερμοκρασία στην οποία αντιστοιχούν είναι χαμηλότερη ή υψηλότερη από την επιλεγείσα θερμοκρασία αναφοράς. Σε θερμοκρασίες ελέγχου υψηλότερες από τη θερμοκρασία αναφοράς, η μετατόπιση του E^* γίνεται προς τα αριστερά (χαμηλότερες συχνότητες) και σε θερμοκρασίες ελέγχου χαμηλότερες από τη θερμοκρασία

αναφοράς, η μετατόπιση γίνεται προς τα δεξιά (υψηλότερες συχνότητες). Τέλος, τιμές του E^* που αντιστοιχούν στη θερμοκρασία αναφοράς παραμένουν αμετάβλητες (Clyne et al. 2003).

Η επιλογή της θερμοκρασίας αναφοράς συνήθως γίνεται αυθαίρετα, ενώ αποτελεί καλή πρακτική η επιλεγθείσα τιμή θερμοκρασίας να είναι μεταξύ των τιμών στις οποίες πραγματοποιήθηκε η δοκιμή προσδιορισμού του E^* . Μέσω της κεντρικής καμπύλης, είναι δυνατόν να προσδιοριστούν οι τιμές του δυναμικού μέτρου δυσκαμψίας για οποιοδήποτε συνδυασμό θερμοκρασίας και συχνότητας φόρτισης, πράγμα που διευκολύνει σημαντικά αναλύσεις ευαισθησίας για την απόκριση του ασφαλτομίγματος και την εκτίμηση της μηχανικής συμπεριφοράς του οδοστρώματος. Επίσης, μπορούν να συγκριθούν τα αποτελέσματα από διαφορετικές δοκιμές, με διαφορετικές συνθήκες διεξαγωγής της δοκιμής (θερμοκρασία και συχνότητα).



Εικόνα 2.7: Δημιουργία κεντρικής καμπύλης.

Η μετατόπιση που υφίστανται οι καμπύλες για θερμοκρασίες διαφορετικές της θερμοκρασίας αναφοράς ποσοτικοποιείται, προκειμένου να υπολογιστεί η μειωμένη συχνότητα φόρτισης (f_r), η οποία λαμβάνει υπόψη συνδυαστικά την επιρροή της θερμοκρασίας και της συχνότητας. Η μειωμένη συχνότητα ορίζεται στην σχέση 2.11:

$$f_r = a(T) \cdot f \Leftrightarrow \log f_r = \log a(T) + \log f \quad (2.11)$$

Όπου:

- $a(T)$: ο παράγοντας μετατόπισης συναρτήσει της θερμοκρασίας (αδιάστατος αριθμός),
- f : συχνότητα φόρτισης για δεδομένη θερμοκρασία (Hz),
- f_r : μειωμένη συχνότητα φόρτισης (Hz), και
- T : θερμοκρασία ασφαλτομίγματος στο πείραμα ($^{\circ}\text{C}$).

Ο λογάριθμος του παράγοντα μετατόπισης συνδέεται με τη θερμοκρασία, μέσω ενός πολυωνύμου δευτέρου βαθμού, με σκοπό να εκφραστεί η άμεση επιρροή του μέτρου δυσκαμψίας από τη θερμοκρασία (Witzack & Bari 2004):

$$\log a(T_i) = a \cdot T_i^2 + b \cdot T_i + c \quad (2.12)$$

όπου:

- $a(T_i)$: παράγοντας μετατόπισης συναρτήσει της πειραματικής θερμοκρασίας T_i ,
- T_i : η εκάστοτε πειραματική θερμοκρασία,
- a, b, c : συντελεστές δευτεροβάθμιας εξίσωσης.

Οι συντελεστές της εξίσωσης 2.12 επιλύονται ταυτόχρονα με τις παραμέτρους του μοντέλου προσδιορισμού του E^* κατά τη διαδικασία βελτιστοποίησης. Επισημαίνεται ότι στη θερμοκρασία αναφοράς, ο παράγοντας μετατόπισης είναι ίσος με μονάδα, εφόσον δεν απαιτείται μετατόπιση και η συχνότητα φόρτισης δεν χρειάζεται απομείωση. Συνεπώς, ο λογάριθμος της μετατόπισης (σχέση 2.12) μηδενίζεται στη θερμοκρασία αναφοράς. Εναλλακτικά, ο παράγοντας μετατόπισης μπορεί να προσδιοριστεί μέσω των παρακάτω σχέσεων:

(α) από την εξίσωση του Arrhenius (σχέση 2.13) (Medani & Huurman 2003):

$$\log a_T = C \cdot \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_{ref}} \right) \quad (2.13)$$

όπου:

- T : η πειραματική θερμοκρασία (K),
- T_{ref} : η θερμοκρασία αναφοράς (K),
- C : μια σταθερά (K), που σύμφωνα με τη βιβλιογραφία λαμβάνει τιμές 13060 (Lyttton et al. 1993), 7680 (Jacobs 1995) και 10920 (Francken & Clauwaert 1998).

(β) από την εξίσωση των William – Landel – Ferry (1995), ή εν συντομία WLF εξίσωση (σχέση 2.14):

$$\log a_T = \frac{C_1 \cdot (T - T_{ref})}{C_2 + T - T_{ref}} \quad (2.14)$$

Σύμφωνα με τον Sayegh (1967) η τιμές των σταθερών είναι $C_1= 9.5$ και $C_2=95$, ενώ οι Lyttton et al. (1993) προτείνουν τιμές ίσες με $C_1=19$ και $C_2= 92$.

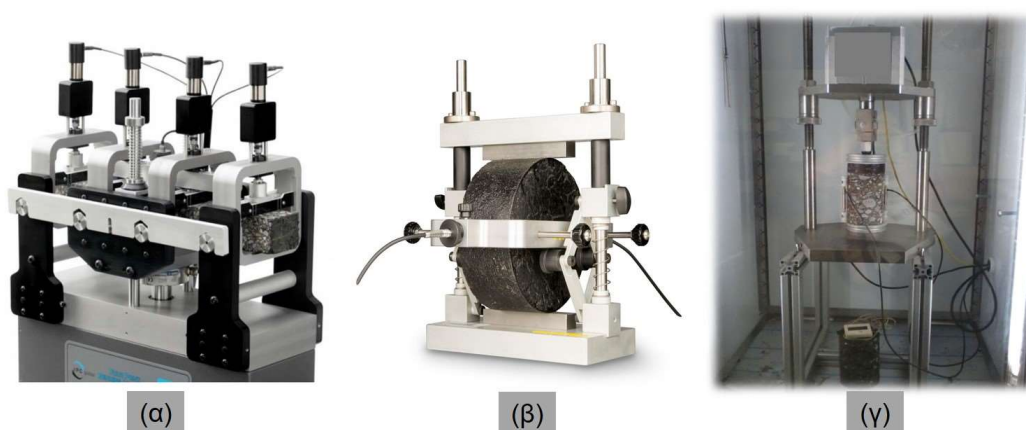
2.3.4. Προσδιορισμός του δυναμικού μέτρου δυσκαμψίας

Υπενθυμίζεται ότι ο προσδιορισμός του δυναμικού μέτρου δυσκαμψίας γίνεται εργαστηριακά με πληθώρα δοκιμών. Εναλλακτικά μπορεί να εκτιμηθεί μέσω αλγορίθμων πρόβλεψης. Ακολουθεί συνοπτική περιγραφή ανά τρόπο προσδιορισμού του E^* .

2.3.4.1. Προσδιορισμός στο εργαστήριο

Ο προσδιορισμός του E^* στο εργαστήριο απαιτεί εξειδικευμένο εξοπλισμό. Υπάρχει πλήθος εργαστηριακών μεθόδων και πρωτοκόλλων (ενδεικτικά εικόνα 2.8) για τον προσδιορισμό του E^* , συμπεριλαμβανομένων (όπως προαναφέρθηκε) δοκιμών κάμψης, έμμεσου εφελκυσμού και μονοαξονικής θλίψης (Huang et al. 2016, Cocurullo et al. 2008, Olard & Di Benedetto 2003, Pronk 1996). Επιπλέον, έχει αναπτυχθεί και η δοκιμή Asphalt Mixture Performance Tester (AMPT) στο πλαίσιο του προγράμματος NCHRP 9-29 (Hou et al. 2010, Bonaquist 2008).

Από μια αρχικώς θεωρητική σκοπιά, η δυσκαμψία του ασφαλτομίγματος στη γραμμική ιξωδοελαστική περιοχή (Linear Viscoelastic - LVE - region) εξαρτάται από τη θερμοκρασία και δεν θα πρέπει να διαφέρει σημαντικά μεταξύ των διαφορετικών μεθόδων που ακολουθούνται για τον προσδιορισμό ή την εκτίμησή της (Roulikakos et al. 2015). Με βάση τις συστάσεις της επιτροπής της RILEM TC182-PEB, οι δοκιμές που προσδιορίζουν τη δυσκαμψία των ασφαλτομιγμάτων (η δοκιμή UC δεν περιλαμβάνεται σε αυτές τις συστάσεις) είναι γενικά σε καλή συμφωνία μεταξύ τους (Di Benedetto et al. 2001). Ωστόσο, ανάλογα με τη χρησιμοποιούμενη δοκιμή, μπορεί να παρατηρηθεί σημαντική διακύμανση στο E^* και τις αντίστοιχες κεντρικές καμπύλες που προκύπτουν (Qin et al. 2019, Huang et al. 2016, Roulikakos et al. 2015). Αυτό συνεπάγεται ότι ακόμη και η χρήση διαφορετικών εργαστηριακών δοκιμών και μοντέλων μπορεί εν δυνάμει να επηρεάσει την αξιολόγηση των χαρακτηριστικών των ασφαλτομιγμάτων στο πλαίσιο σχεδιασμού και ανάλυσης οδοστρωμάτων (Meijun et al. 2017).



Εικόνα 2.8: Δοκιμές προσδιορισμού ή εκτίμησης του δυναμικού μέτρου δυσκαμψίας: (α) δοκιμή κάμψης 4 σημείων (*four point bending*), (β) δοκιμή έμμεσου εφελκυσμού (*indirect tensile*) και (γ) δοκιμή μονοαξονικής θλίψης (*uniaxial compression*).

Μεταξύ των επιμέρους δοκιμών, η δοκιμή της μονοαξονικής θλίψης (Uniaxial Compression, UC) χρησιμοποιείται ευρύτατα λόγω της απλότητας και της σταθερότητας της δοκιμής. Αποτελεί άλλωστε την τυπική μέθοδο προσδιορισμού του E^* στον εξελεγμένο οδηγό διαστασιολόγησης οδοστρωμάτων (NCHRP, 2004). Η δοκιμή βασίζεται στην επιβολή ελεγχόμενης θλιπτικής φόρτισης ημιτονοειδούς μορφής, με εύρος συχνοτήτων από 0.1 έως 25Hz και επίπεδα τάσης μέχρι 2800kPa. Η δοκιμή πραγματοποιείται σε δοκίμια που έχουν παρασκευαστεί και συμπυκνωθεί στο εργαστήριο ή σε πυρήνες ασφαλτομίγματος. Ωστόσο, το απαιτούμενο ύψος του υπό εξέταση δοκιμίου πρέπει να είναι 150mm και η διάμετρος 100mm.

Για την ανάπτυξη της κεντρικής καμπύλης του E^* , πραγματοποιούνται μετρήσεις σε θερμοκρασίες -10, 4, 20, 37 και 54°C και σε συχνότητες φόρτισης 0.1, 0.5, 1, 5, 10 και 25Hz για κάθε θερμοκρασία. Για τους 30 συνολικά συνδυασμούς θερμοκρασίας και συχνότητας φόρτισης, το E^* υπολογίζεται ξεκινώντας από τη χαμηλότερη θερμοκρασία προς τη μεγαλύτερη, ενώ σε κάθε θερμοκρασία η δοκιμή πραγματοποιείται από τη μεγαλύτερη προς τη μικρότερη συχνότητα. Το μέγεθος του φορτίου (ενδεικτικά από 15-2800kPa) προσαρμόζεται, ανά θερμοκρασία έτσι ώστε η αναμενόμενη αξονική παραμόρφωση να εμπίπτει στο εύρος 50-150μm/m. Αυτό διασφαλίζει ότι η συμπεριφορά του υλικού εμπίπτει στην LVE ζώνη (Underwood et al. 2011). Επισημαίνεται ότι μεγαλύτερο φορτίο απαιτείται σε χαμηλότερη θερμοκρασία, όπου το ασφαλτόμιγμα αναμένεται περισσότερο δύσκαμπτο.

Κατά την έναρξη της δοκιμής σε κάθε θερμοκρασία πραγματοποιείται προφόρτιση του δοκιμίου με συχνότητα 25Hz και 200 κύκλους φόρτισης. Το πλήρες ιστορικό της κυρίως φόρτισης (τάσεις και παραμορφώσεις) καταγράφεται ηλεκτρονικά προκειμένου να υπολογιστεί η τιμή του E^* (λαμβάνοντας το μέσο όρο των τελευταίων πέντε κύκλων φόρτισης) και της γωνίας υστέρησης. Καθ' όλη τη διάρκεια της δοκιμής, η θερμοκρασία διατηρείται σταθερή και ελέγχεται μέσω ειδικού θαλάμου. Το σύνολο των 30 τιμών του E^* αξιοποιείται για την ανάπτυξη της κεντρικής καμπύλης ενός δοκιμίου ασφαλτομίγματος.

Παρά τη σταθερότητά της, ο τύπος της δοκιμής ενδέχεται να είναι ακατάλληλος στην περίπτωση χρήσης πυρήνων που εξάγονται από οδοστρώματα με πάχη ασφαλτικών στρώσεων που διαφοροποιούνται από τα 150mm (Qin et al. 2019, Ebrahimi et al. 2014). Προς τούτο, σε εξέλιξη είναι σχετική έρευνα προκειμένου να αποδειχθεί η αποτελεσματικότητα της χρήσης πυρήνων ή δοκιμίων μικρού πάχους με βάση τη διάταξη της συσκευής AMPΤ που προαναφέρθηκε, με άμεση χρηστικότητα για την εκτίμηση του E^* σε υφιστάμενα οδοστρώματα διαφόρων παχών (Lee et al. 2017).

Τέλος, αξίζει να σημειωθεί ότι σε όσες δοκιμές δεν γίνεται απευθείας προσδιορισμός του E^* , έχουν διερευνηθεί συσχετίσεις μεταξύ αυτού του δείκτη και άλλων δεικτών της δυσκαμψίας των ασφαλτομιγμάτων, όπως για παράδειγμα της καμπτικής αντοχής. Η ύπαρξη τέτοιων συσχετίσεων έχει απασχολήσει τη διεθνή βιβλιογραφία (Adhikari et al. 2009, Cerni et al. 2017, Fan et al. 2019) λόγω της βαρύτητας που έχει η υιοθέτηση του δυναμικού μέτρου δυσκαμψίας από τον MEPDG. Ενδεικτικά, από συναφή έρευνα σε ασφαλτικά μίγματα στο Μίσιγκαν των ΗΠΑ έχει αναφερθεί ότι το δυναμικό μέτρο δυσκαμψίας των ασφαλτομιγμάτων είναι κατά 30% μεγαλύτερο σε σχέση με την καμπτική τους αντοχή (Adhikari et al. 2009). Ωστόσο, αναμένεται εν γένει διασπορά στον λόγο αυτό λαμβάνοντας υπόψη την πληθώρα των διαθέσιμων υλικών.

2.3.4.2. Εκτίμηση μέσω αλγορίθμων

Παρά την ακρίβεια που εξασφαλίζει ο προσδιορισμός του E^* στο εργαστήριο, η εκτεταμένη χρήση εργαστηριακών δοκιμών δεν είναι πάντα εφικτή, λόγω του εξειδικευμένου εξοπλισμού που χρειάζεται, καθώς και του αυξημένου χρόνου που απαιτείται για την πραγματοποίηση της πειραματικής διαδικασίας. Ήδη από τη δεκαετία του 1950, είχαν αναπτυχθεί αλγόριθμοι πρόβλεψης της δυσκαμψίας του ασφαλτομίγματος μέσω των χαρακτηριστικών της κοκκομετρικής διαβάθμισης των αδρανών και της ογκομετρικής σύστασης των μιγμάτων. Ορισμένα από τα αρχικά μοντέλα πρόβλεψης του μέτρου E^* που χρησιμοποιήθηκαν, ήταν ο αλγόριθμος Van der Paul (1954) και το μοντέλο Bonnaure (1977), βάσει του οποίου προέκυψε το νομογράφημα Shell. Ακολούθησαν επιπλέον μοντέλα πρόβλεψης, τα οποία είχαν σαν στόχο την υποστήριξη πειραματικών δοκιμών. Καθένας από αυτούς τους αλγορίθμους πρόβλεψης εξελίχθηκε και διαφοροποιήθηκε από τον άλλον, χρησιμοποιώντας διαφορετικούς συντελεστές για την εκτίμηση του μέτρου E^* που κατ' επέκταση προσέδιδε διαφορετική ακρίβεια στα αποτελέσματά τους (Robbins, 2009). Ενδεικτική βιβλιογραφία μπορεί να αναζητηθεί σε προγενέστερη έρευνα στο ΕΜΠ (Georgouli et al. 2016).

Οι συνηθέστεροι αλγόριθμοι εκτίμησης του E^* που απαντώνται στη βιβλιογραφία, είναι: ο αλγόριθμος του αναθεωρημένου μοντέλου των Andrei et al. (1999), γνωστού και ως Witczak 1-37A Model, του Hirsch (2003) και του επίσης αναθεωρημένου Witczak 1-40D Model (2006). Επισημαίνεται ότι στον MEPDG, έχει χρησιμοποιηθεί ως βάση υπολογισμού του E^* το μοντέλο των Andrei et al. (NCHRP 2004), η μαθηματική έκφραση του οποίου δίνεται ως ακολούθως:

$$\log E^* = 3.750063 + 0.02932\rho_{200} - 0.001767\rho_{200}^2 - 0.002841\rho_4 - 0.058097V_a - 0.802208 \frac{V_{beff}}{V_{beff}+V_a} + \frac{3.871977-0.0021\rho_4+0.003958\rho_{38}-0.000017\rho_{38}^2+0.00547\rho_{34}}{1+\exp(-0.603313-0.313351 \log f-0.393532 \log \eta)} \quad (2.15)$$

όπου:

- E^* : το δυναμικό μέτρο δυσκαμψίας του ασφαλτομίγματος (psi),
- η : το ιξώδες της ασφάλτου (10^6 poise),
- f : η συχνότητα φόρτισης (Hz),
- ρ_{200} : το διερχόμενο ποσοστό (%) κατά βάρος αδρανών από το κόσκινο Νο 200
- $\rho_4, \rho_{34}, \rho_{38}$: το αθροιστικό συκρατούμενο ποσοστό (%) κατά βάρος αδρανών από τα κόσκινα Νο 4, 3/4" και 3/8" αντίστοιχα,
- V_a : το ποσοστό (%) κενών αέρος κατ' όγκο ασφαλτομίγματος,
- V_{eff} : το ενεργό ποσοστό (%) της ασφάλτου κατ' όγκο ασφαλτομίγματος.

Η θεώρηση του ιξώδους στο παραπάνω μοντέλο είναι σημαντική καθώς λαμβάνει υπόψη έμμεσα την επίδραση της γήρανσης της ασφάλτου. Στις περισσότερες ασφάλτους η σχέση μεταξύ του διπλού λογαρίθμου του ιξώδους [$\log(\log \eta)$] (όπου η εκφρασμένο σε μονάδες centipoise) και του λογαρίθμου της θερμοκρασίας ($\log T_R$) εκφρασμένης σε μονάδες Rankine, είναι γραμμικής μορφής και περιγράφεται ως ακολούθως:

$$\log(\log \eta) = A + VTS \cdot \log T_R \quad (2.16)$$

Στη σχέση αυτή, το A και VTS είναι οι σταθερές της παλινδρόμησης οι οποίες αντανakλούν τον συγκεκριμένο τύπο της κάθε ασφάλτου και το επίπεδο γήρανσης. Οι όροι αυτοί υπολογίζονται όταν είναι γνωστές οι θεμελιώδεις ιδιότητες του συνδετικού υλικού (πχ. βαθμός διείδυσης και θερμοκρασία μάλθωσης της ασφάλτου).

Η ύπαρξη αλγορίθμων εκτίμησης του E^* έχει αποδειχθεί διαχρονικά χρήσιμη στο πλαίσιο χαρακτηρισμού των μιγμάτων, διαστασιολόγησης οδοστρωμάτων και αξιολόγησης της συμπεριφοράς εν λειτουργία οδοστρωμάτων (Georgouli & Loizos 2017). Υπενθυμίζεται άλλωστε, ότι το E^* αποτελεί απαραίτητη και βασική παράμετρο σχεδιασμού για τη διαστασιολόγηση ασφατικών οδοστρωμάτων, ιδιαίτερα στο πλαίσιο του πλέον πρόσφατου MEPDG οδηγού. Επιπλέον, στον MEPDG προτείνεται για την αξιολόγηση υφιστάμενων οδοστρωμάτων μια ειδική μεθοδολογία για την εκτίμηση του επιτόπου E^* , η οποία θα παρουσιάζεται στο πλαίσιο αναλύσεων στο κεφάλαιο 9.2.

Παρά ταύτα, η δυνατότητα εφαρμογής των υφιστάμενων αλγορίθμων μοντέλων για ένα ευρύ φάσμα υλικών είναι συνήθως ένα θέμα ανησυχίας για τους συναφείς μηχανικούς, κάτι που δικαιολογεί την ποικιλία των σχετικών μοντέλων καθώς και την ανάγκη βαθμονόμησης των υπαρχόντων μοντέλων αναφοράς, προκειμένου να ληφθούν υπόψη τοπικά υλικά και κλιματολογικά στοιχεία (Solatifar et al. 2019, Georgouli et al. 2016). Σε αυτό το πλαίσιο, έχουν υπάρξει διαχρονικές προσπάθειες ανάπτυξης νέων αλγορίθμων για την ρεαλιστικότερη εκτίμηση του E^* .

2.3.5. Μοντελοποίηση δυναμικού μέτρου δυσκαμψίας

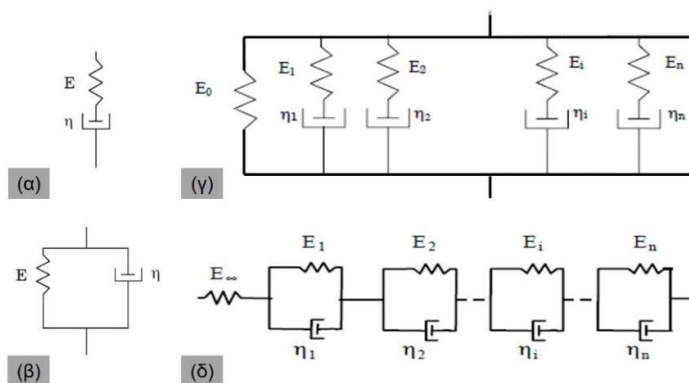
Ανεξάρτητα από τον τρόπο προσδιορισμού ή εκτίμησης του E^* , η μοντελοποίηση των τιμών του είναι μία απαραίτητη διαδικασία προκειμένου να μπορεί να υιοθετηθεί η ιξωδοελαστική συμπεριφορά των ασφαλτομιγμάτων στο πλαίσιο ανάλυσης δομών οδοστρώματος και εκτίμησης της εντατικής καταπόνησής τους. Επιπλέον, η μοντελοποίηση ως διαδικασία, επιτρέπει την εκτίμηση του E^* σε

συνθήκες θερμοκρασίας και συχνότητας στις οποίες δεν έχει πραγματοποιηθεί η εργαστηριακή δοκιμή (Olard & Di Benedetto 2003).

Προς τούτο, η εκτίμηση του E^* στην LVE ζώνη γίνεται μέσα από πληθώρα καταστατικών μοντέλων που λαμβάνουν υπόψη με φυσικά προσομοιώματα τόσο την ελαστική συνιστώσα της συμπεριφοράς του ασφαλτομίγματος όσο και την ιξωδοελαστική συνιστώσα. Διαφορετικοί συνδυασμοί ελατηρίων και αποσβεστήρων συνθέτουν διαφορετικά καταστατικά μοντέλα που αποτυπώνουν τη ρεολογική συμπεριφορά των ασφαλτομιγμάτων. Τα μεν ελατήρια αντιστοιχούν στην ελαστική συνιστώσα, οι δε αποσβεστήρες στην ιξωδοελαστική (Huang et al. 2016). Κατά κανόνα, η χρήση αναλυτικών ρεολογικών μοντέλων θεωρείται ότι υπερτερεί της χρήσης μαθηματικών ή εμπειρικών μοντέλων για τον χαρακτηρισμό των υλικών, δεδομένου ότι λαμβάνονται υπόψη φυσικά στοιχεία για την περιγραφή της συμπεριφοράς των υλικών (Xu & Solaimanian 2009). Έχει επίσης διατυπωθεί και η κριτική ότι ακόμη και τα ρεολογικά μοντέλα δεν μπορούν να προβούν σε λεπτομερή χαρακτηρισμό του ασφαλτομίγματος, καθώς τα συστατικά του μίγματος εξετάζονται ως ένα ενιαίο και συνεχές μέσο. Αντ' αυτού, σε πιο προηγμένες θεωρήσεις της μηχανικής των υλικών, τα συνδεδεμένα υλικά και τα αδρανή εξετάζονται ξεχωριστά (Lagos-Varas et al. 2019). Παρά ταύτα, το μεγαλύτερο πλεονέκτημα των ρεολογικών μοντέλων έγκειται στο γεγονός ότι οι μαθηματικές τους εκφράσεις παραμένουν συμβατές με τις θεμελιώδεις αρχές της θερμοδυναμικής που καλύπτουν θεωρητικά τη μηχανική απόκριση ιξωδοελαστικών υλικών.

Η ύπαρξη πολλών ρεολογικών μοντέλων έγκειται στον διαφορετικό συνδυασμό των φυσικών στοιχείων που περιλαμβάνει το κάθε μοντέλο. Άλλοτε τα ελατήρια και οι αποσβεστήρες συνδέονται σε σειρά, άλλοτε παράλληλα, ενώ ορισμένες φορές ο τρόπος σύνδεσης των επιμέρους στοιχείων μπορεί να είναι μικτός. Ο εκάστοτε συνδυασμός ελατηρίων και αποσβεστήρων οδηγεί σε μια συγκεκριμένη μαθηματική σχέση για τον υπολογισμό του E^* , η οποία αξιοποιείται περαιτέρω στο πλαίσιο ανάλυσης της μηχανικής απόκρισης οδοστρωμάτων και της εκτίμησης της μηχανικής συμπεριφοράς τους.

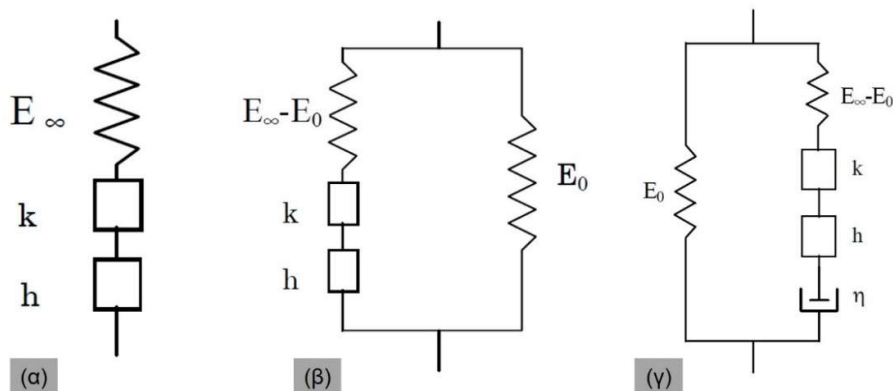
Ενδεικτικά αναφέρονται τα πιο βασικά καταστατικά μοντέλα που προέκυψαν από τη βιβλιογραφική ανασκόπηση (Olard & Di Benedetto 2003, Xu & Solaimanian 2009). Αρχικά, επισημαίνονται τα δύο απλούστερα καταστατικά μοντέλα που αποτελούνται από ένα ελατήριο (E , στοιχείο ελαστικότητας) και έναν γραμμικό αποσβεστήρα (η , ιξώδες στοιχείο απορρόφησης/καταστροφής ενέργειας) συνδεδεμένα μεταξύ τους σε σειρά (μοντέλο Maxwell, εικόνα 2.9α) και παράλληλα (μοντέλο Kelvin-Voigt, εικόνα 2.9β).



Εικόνα 2.9: (α) Μοντέλο Maxwell, (β) μοντέλο Kelvin-Voigt, (γ) γενικευμένο μοντέλο Maxwell και (δ) γενικευμένο μοντέλο Kelvin-Voigt.

Τα μοντέλα αυτά ήταν από τα πρώτα που χρησιμοποιήθηκαν κι ως εκ τούτου, δεν εξασφαλίζουν ικανοποιητική ακρίβεια αναφορικά με την περιγραφή της συμπεριφοράς των ιξωδοελαστικών υλικών. Για το λόγο αυτό, δημιουργήθηκαν οι γενικευμένες μορφές των ως άνω μοντέλων. Το γενικευμένο μοντέλο Maxwell (εικόνα 2.9γ) αποτελείται από πολλά επιμέρους μοντέλα Maxwell συν ένα ελατήριο, συνδεδεμένα παράλληλα μεταξύ τους, ενώ το γενικευμένο μοντέλο Kelvin-Voigt (εικόνα 2.9δ) αποτελείται από πολλά επιμέρους μοντέλα Kelvin-Voigt, συν ένα ελατήριο συνδεδεμένα σε σειρά μεταξύ τους. Επιπλέον, όταν ένα μοντέλο Maxwell κι ένα Kelvin-Voigt συνδεθούν σε σειρά μεταξύ τους συνθέτουν το μοντέλο Burger. Στο μοντέλο αυτό, η υστέρηση στην ελαστική απόκριση (delayed elastic response) εκφράζεται από το μοντέλο Kelvin-Voigt, η στιγμιαία ελαστική απόκριση (instantaneous elastic response) εκφράζεται από το ελατήριο του μοντέλου Maxwell και η ιξώδης απόκριση από τον αποσβεστήρα του μοντέλου Maxwell.

Η εισαγωγή επιπλέον παραβολικών στοιχείων που καλύπτουν το σκέλος του ερπυσμού οδήγησαν στη διαμόρφωση επιπλέον αναλογικών-ρεολογικών μοντέλων. Για παράδειγμα, το μοντέλο του Huet (1963) περιλαμβάνει συνδεδεμένα σε σειρά μεταξύ τους ένα ελατήριο (E_∞), έναν αποσβεστήρα (k) και ένα παραβολικό στοιχείο (h). Ωστόσο, το Huet μοντέλο (εικόνα 2.10α) θεωρείται ότι καλύπτει περισσότερο τη συμπεριφορά αμιγώς συνδετικών υλικών, ενώ αδυνατεί να καλύψει τη συμπεριφορά ασφαλτομιγμάτων σε υψηλές θερμοκρασίες ή χαμηλές συχνότητες φόρτισης, καθώς αγνοεί τη συμβολή των αδρανών στο μίγμα (Olard & Di Benedetto 2003). Για το λόγο αυτό, το μοντέλο τροποποιήθηκε από τον Sayegh (1965) και έκτοτε φέρει την ονομασία Huet-Sayegh model (Pronk 1996). Το μοντέλο αποτελείται από δυο παράλληλους κλάδους (εικόνα 2.10β). Ο πρώτος περιλαμβάνει ένα ελατήριο και δύο παραβολικά στοιχεία (μεταβλητούς αποσβεστήρες) που εκφράζουν αντίστοιχα την στιγμιαία ελαστική απόκριση και την υστέρηση στην ελαστική απόκριση (που αντιστοιχεί στην ιξώδη συνιστώσα της συμπεριφοράς του ασφαλτομίγματος). Ο δεύτερος κλάδος περιλαμβάνει ένα ελατήριο που δίνει τη στατική ή μακροπρόθεσμη ελαστικότητα και συνδέεται κυρίως με τη συμπεριφορά των αδρανών.



Εικόνα 2.10: (α) Μοντέλο Huet, (β) μοντέλο Huet-Sayegh και (γ) μοντέλο 2S2P1D.

Το Huet-Sayegh μοντέλο επιτρέπει τη διενέργεια εντατικών αναλύσεων με ειδικό εργαλείο που έχει αναπτυχθεί στο LCPC της Γαλλίας. Πρόκειται για το λογισμικό ViscoRoute (Chabot et al. 2010), το οποίο έχει χρησιμοποιηθεί στο πλαίσιο της παρούσας διατριβής. Η μαθηματική έκφραση του μοντέλου Huet-Sayegh είναι η εξής:

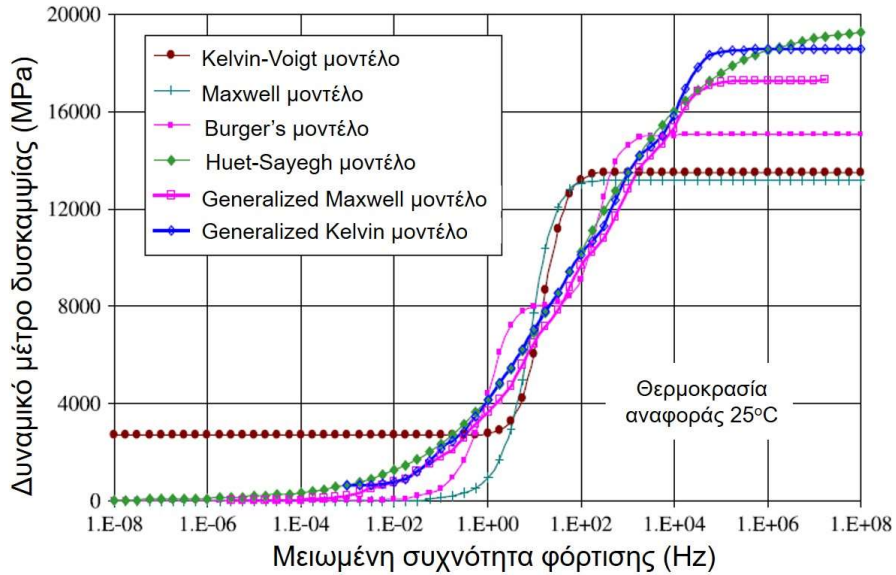
$$E_{(\omega, \theta)}^* = E_0 + \frac{E_\infty - E_0}{1 + \delta(j\omega\tau(\theta))^{-k} + (j\omega\tau(\theta))^{-h}} \quad (2.17)$$

όπου:

- E_{∞} είναι η τιμή του στιγμιαίου μέτρου ελαστικότητας (MPa),
- E_0 είναι η τιμή του στατικού μέτρου ελαστικότητας (MPa),
- k, h : είναι αδιάστατοι συντελεστές των παραβολικών αποσβεστήρων,
- δ : είναι ένας θετικός αδιάστατος συντελεστής,
- $\omega = 2\pi f$, είναι η γωνιακή συχνότητα σε rad/s (f η συχνότητα φόρτισης σε Hz),
- θ : θερμοκρασία του ασφαλτομίγματος ($^{\circ}\text{C}$), και
- $\tau(\theta)$: η συνάρτηση που λαμβάνει υπόψη τη θερμοκρασία και ορίζεται ως εξής (με A_0, A_1, A_2 συντελεστές παλινδρόμησης): $\tau(\theta) = \exp(A_0 + A_1\theta + A_2\theta^2)$.

Τέλος, προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μόνιμη παραμόρφωση του συνδετικού υλικού στα ασφαλτομίγματα, οι Olard & Benedetto (2003) επέκτειναν το μοντέλο Huet-Sayegh προσθέτοντας έναν γραμμικό αποσβεστήρα σε σειρά με τους άλλους δύο μεταβλητούς αποσβεστήρες (εικόνα 2.10γ). Το μοντέλο αυτό ονομάστηκε "2S2P1D", τα αρχικά του οποίου προέρχονται από τα στοιχεία που το αποτελούν δηλαδή δύο ελατήρια (springs), δύο παραβολικούς αποσβεστήρες (parabolic dashpots) και έναν γραμμικό αποσβεστήρα (linear dashpot).

Το πρόβλημα που προκύπτει με την πληθώρα των καταστατικών μοντέλων είναι ότι η επιλογή τους πρέπει να συνοδεύεται από ένα εξειδικευμένο εργαλείο ανάλυσης της απόκρισης του οδοστρώματος, διαφορετικά η ισχύς τους περιορίζεται στη θεωρητική μελέτη συμπεριφοράς των υλικών σε αμιγώς εργαστηριακή κλίμακα. Κατά συνέπεια, είναι προφανές ότι η επιλογή του καταστατικού μοντέλου ανάλυσης της συμπεριφοράς του ασφαλτομίγματος θα έχει άμεση επίπτωση στην ανάλυση εντατικής κατάστασης του οδοστρώματος συνολικά. Το γεγονός αυτό εισάγει προκλήσεις στο μηχανικό οδοστρωμάτων, καθώς η επιλογή ενός μοντέλου έναντι κάποιου άλλου αναμένεται να επηρεάζει το αποτέλεσμα της ανάλυσης διαστασιολόγησης ενός οδοστρώματος αλλά και τη διαδικασία αξιολόγησης της συμπεριφοράς υφιστάμενων οδοστρωμάτων στο πλαίσιο διαχείρισης της συντήρησής τους. Για παράδειγμα, από σχετική παραμετρική έρευνα και συγκριτική διερεύνηση των Xu & Solamanian (2009) έχει αναφερθεί ότι το μοντέλο Huet-Sayegh, συγκριτικά με τα υπόλοιπα, οδηγεί σε μία πιο ομαλή κεντρική καμπύλη του E^* (εικόνα 2.11), γεγονός που επιτρέπει την ρεαλιστικότερη εκτίμηση του E^* πέρα από το εύρος των συχνοτήτων και θερμοκρασιών όπου πραγματοποιήθηκε μέτρηση. Δηλαδή, επιτρέπει την εκτίμηση ακόμη και σε πολύ χαμηλές συχνότητες φόρτισης ή υψηλές θερμοκρασίες.



Εικόνα 2.11: Σύγκριση κεντρικών καμπυλών από επιμέρους καταστατικά μοντέλα του E^* .

Πέρα από τα προαναφερθέντα αναλυτικά-ρεολογικά μοντέλα, αρκετά δημοφιλής είναι και η χρήση ενός μαθηματικού μοντέλου για την εκτίμηση του E^* . Πρόκειται για συνάρτηση περιγραφής της σιγμοειδούς καμπύλης, η οποία σύμφωνα με πλήθος ερευνών (Pellinen et al. 2002, Pellinen 2001, Pellinen & Witczak 2002, Witczak & Fonseca 1996) έχει αποδειχθεί ως μια αρκετά ακριβής προσέγγιση στην εκτίμηση του E^* συνδυάζοντας επίσης την αρχή της επαλληλίας για τη μετατόπιση-προσαρμογή των τιμών του E^* βάσει των εκάστοτε τιμών θερμοκρασίας και συχνότητας. Η επιτυχία της σιγμοειδούς συνάρτησης έγκειται στο γεγονός ότι μία μοναδική πολυωνυμική συνάρτηση δεν είναι δυνατόν να χρησιμοποιηθεί για την προσαρμογή όλης της κεντρικής καμπύλης, καθώς σε χαμηλές και υψηλές θερμοκρασίες προκύπτουν μη ρεαλιστικές τιμές του μέτρου δυσκαμψίας λόγω επέκτασης των τιμών του E^* εκτός του εύρους των μετρημένων τιμών. Προς αποφυγή αυτού του περιορισμού, η σιγμοειδής συνάρτηση (σχέση 2.18) οδηγεί σε ομαλή προσαρμογή των μετρημένων τιμών του E^* σε μία ενιαία καμπύλη.

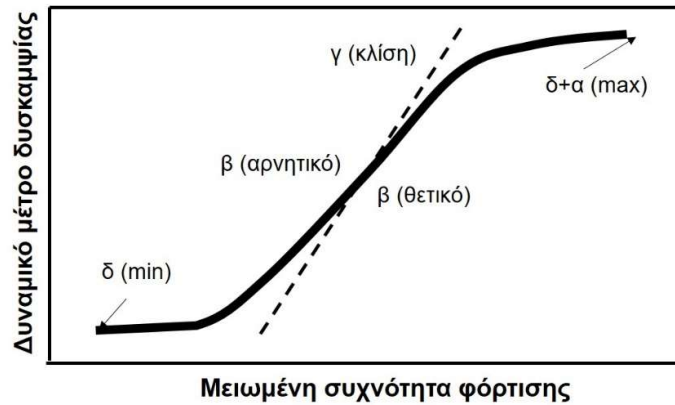
$$\log(|E^*|) = \delta + \frac{\alpha}{[1 + e^{\beta - \gamma(\log f_r)}]} \quad (2.18)$$

όπου:

- E^* : το δυναμικό μέτρο δυσκαμψίας,
- δ : η ελάχιστη τιμή του λογάριθμου του E^* ,
- $\delta + \alpha$: η μέγιστη τιμή του λογάριθμου του E^* ,
- β, γ : παράμετροι που περιγράφουν το σχήμα της σιγμοειδούς καμπύλης,
- f_r : η μειωμένη συχνότητα που ορίζεται σύμφωνα με τη σχέση 2.11 και λαμβάνει υπόψη την απαιτούμενη μετατόπιση λόγω της συμβολής της θερμοκρασίας.

Η καταλληλότητα της σιγμοειδούς συνάρτησης για την ανάπτυξη της κεντρικής καμπύλης του δυναμικού μέτρου δυσκαμψίας βασίζεται σε φυσικές παρατηρήσεις της συμπεριφοράς του ασφαλτομίγματος. Σύμφωνα με την εικόνα 2.12, το άνω άκρο της καμπύλης προσεγγίζει ασυμπτωτικά τη μέγιστη τιμή του E^* του ασφαλτομίγματος, η οποία εξαρτάται από το άνω όριο της δυσκαμψίας της ασφάλτου σε χαμηλές θερμοκρασίες (glassy modulus). Σε υψηλές θερμοκρασίες, υπό τη θλιπτική

φόρτιση που επιβάλλεται στα εργαστηριακά δοκίμια, η επίδραση των αδρανών είναι κυρίαρχη σε σχέση με αυτή της ασφάλτου με αποτέλεσμα το μέτρο δυσκαμψίας να πλησιάζει μια οριακή τιμή ισορροπίας (equilibrium value), η οποία εξαρτάται από την κοκκομετρική διαβάθμιση των αδρανών.



Εικόνα 2.12: Σιγμοειδής συνάρτησης για την περιγραφή της κεντρικής καμπύλης.

Κατά συνέπεια, σε όλο το φάσμα των θερμοκρασιών η σιγμοειδής συνάρτηση περιγράφει ικανοποιητικά τη συμπεριφορά του ασφαλτομίγματος που παρατηρείται κατά τη δοκιμή υποβολής του σε θλιπτική φόρτιση. Η παράμετρος γ επηρεάζει την κλίση της καμπύλης (δηλαδή τον ρυθμό μεταβολής μεταξύ ελάχιστων και μέγιστων τιμών), και η παράμετρος β επηρεάζει την οριζόντια θέση του σημείου καμπής (Lundy et al. 2005).

Σημειώνεται ότι η χρήση της σιγμοειδούς συνάρτησης είναι συμβατή με τη δυναμική ανάλυση εντατικής καταπόνησης του οδοστρώματος με το λογισμικό 3D-Move, το οποίο αναπτύχθηκε στο Πανεπιστήμιο της Νεβάδα (Siddhartan et al. 2000) και έχει ευρύτατα χρησιμοποιηθεί για ανάλυση δομών οδοστρώματος (Ulloa et al. 2013, Nasimifar et al. 2017). Από τα ανωτέρω, επανέρχεται το ζήτημα επιλογής καταστατικού μοντέλου για την περιγραφή του E^* σε σχέση με το υπολογιστικό εργαλείο που μπορεί να χρησιμοποιηθεί στη συνέχεια για την ανάλυση της μηχανικής απόκρισης του οδοστρώματος. Αυτός είναι και ένας βασικός περιορισμός που ενέχει η χρήση μοντέλων πρόβλεψης του E^* , καθώς στο πλαίσιο αξιολόγησης οδοστρωμάτων αυτό που ενδιαφέρει το μηχανικό οδοστρωμάτων είναι, πέρα από το χαρακτηρισμό των μιγμάτων, η συμπεριφορά του οδοστρώματος ως ενιαία κατασκευή που υπόκεινται σε φόρτιση.

2.3.6. Προεκτάσεις από τη θεώρηση του E^* – πρόβλεψη της συμπεριφοράς του ασφαλτομίγματος

Η διερεύνηση της δυνατότητας χρήσης του μέτρου δυσκαμψίας E^* για την πρόβλεψη της συμπεριφοράς του ασφαλτομίγματος έχει αποτελέσει αντικείμενο πλήθους ερευνών. Για το λόγο αυτό, στο πλαίσιο του ερευνητικού προγράμματος National Cooperative Highway Research Program – NCHRP (2002) πραγματοποιήθηκαν εκτενείς δοκιμές δυσκαμψίας (stiffness tests), δοκιμές ελέγχου παραμόρφωσης (deformability tests) και δοκιμές ρηγμάτωσης (cracking tests) σε ασφαλτομίγματα. Ιδιαίτερη έμφαση έχει δοθεί στη σύνδεση του E^* με την ευαισθησία σε ρηγμάτωση, η οποία αποτελεί τη μία από τις δύο κλασικές μορφές αστοχίας ενός ασφαλτικού οδοστρώματος. Δημιουργήθηκε ένα εξελιγμένο μοντέλο κόπωσης οδοστρωμάτων, στο οποίο ο αριθμός των επιτρεπόμενων αξονικών διελεύσεων (N_f) που οδηγούν σε κόπωση του οδοστρώματος, αποτελεί μία συνάρτηση τόσο της οριζόντιας εφελκυστικής παραμόρφωσης ϵ_r (%) στον πυθμένα των ασφαλτικών στρώσεων, όσο και

της δυσκαμψίας του ασφαλτομίγματος, εκφρασμένης σε όρους του E^* (Witczak et al. 2002, Clyne et al. 2003). Το μοντέλο κόπωσης, το οποίο έχει επικρατήσει ως MEPDG μοντέλο ορίζεται ως εξής:

$$N_f = \beta_{f1} \cdot k_1 \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon_r}\right)^{\beta_{f2} \cdot k_2} \cdot \left(\frac{1}{|E^*|}\right)^{\beta_{f3} \cdot k_3} \quad (2.19)$$

όπου οι σταθερές β_{fn} και k_n βαθμονομούνται ανάλογα με τα εκάστοτε χαρακτηριστικά των χρησιμοποιούμενων μιγμάτων, ενώ λαμβάνεται υπόψη και το πάχος των ασφαλικών στρώσεων προκειμένου να μπορεί να προβλεφθεί η συμπεριφορά του οδοστρώματος έναντι κόπωσης στο πεδίο. Περισσότερα για το μοντέλο αυτό θα αναφερθούν στο κεφάλαιο 2.5 που αφορά στην κόπωση ασφαλτομιγμάτων.

Επίσης, σημειώνεται ότι το E^* παρουσιάζει επίσης καλή συσχέτιση με την εμφάνιση μόνιμης παραμόρφωσης (τροχοαυλάκωσης - rutting) σε ασφαλτομίγματα. Κατόπιν δοκιμών, οι Pellinen & Witczak (2002) πρότειναν τη θεώρηση του E^* σε θερμοκρασία 54.4°C και συχνότητα 5Hz για την εκτίμηση της ευαισθησίας σε τροχοαυλάκωση. Ωστόσο, παρά τη μεγάλη θερμοκρασία, σημειώνεται ότι οι προκύπτουσες τιμές της παραμόρφωσης θα πρέπει να συνεχίζουν να παραμένουν μικρές ώστε να διασφαλίζεται ότι η συμπεριφορά του ασφαλτομίγματος εμπίπτει στο εύρος της LVE ζώνης (Pellinen et al. 2002, Clyne et al. 2003).

Ως επιστέγασμα των ανωτέρω, επισημαίνεται σύμφωνα με τους Dongré et al. (2005) ότι η χρήση του E^* στο πλαίσιο του σχεδιασμού και ανάλυσης ασφαλικών οδοστρωμάτων έχει σαν αποτέλεσμα την καλύτερη και ακριβέστερη προσαρμογή των μοντέλων πρόβλεψης της ρηγμάτωσης λόγω κόπωσης καθώς και των μοντέλων πρόβλεψης των παραμενουσών παραμορφώσεων (τροχοαυλάκωση) για μεγάλο εύρος θερμοκρασιών και συχνοτήτων φόρτισης. Μεταξύ αυτών, στο πλαίσιο της διατριβής θα γίνει εστίαση στα ζητήματα που αφορούν στην κόπωση ασφαλτομιγμάτων.

2.4. Μηχανική συμπεριφορά οδοστρώματος – κρίσιμες θέσεις αστοχίας

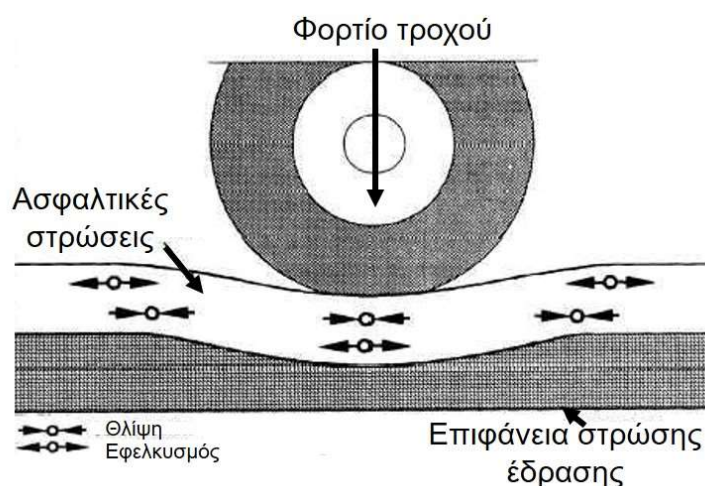
Σύμφωνα με τα όσα αναφέρθηκαν έως τώρα, είναι απαραίτητη η γνώση των μηχανικών χαρακτηριστικών των επιμέρους υλικών του οδοστρώματος προκειμένου να οριστεί πλήρως το στατικό πρότυπο του φορέα του οδοστρώματος και να γίνει αξιολόγηση της μηχανικής του συμπεριφοράς. Απλοποιητικά, οι επιμέρους ασφαλικές στρώσεις ενός οδοστρώματος (όπως παρουσιάστηκαν στην εικόνα 2.2) είθισται να λαμβάνονται στο πλαίσιο αναλύσεων οδοστρωμάτων ως μία ενοποιημένη στρώση, γι' αυτό και το σύνθητες στατικό πρότυπο που λαμβάνεται υπόψη στο πλαίσιο του σχεδιασμού και της ανάλυσης οδοστρωμάτων περιλαμβάνει 3 ή 4 στρώσεις χωρίς και με υπόβαση αντίστοιχα.

Είτε πρόκειται για σχεδιασμό οδοστρώματος (ανάλυση διαστασιολόγησης), είτε για αξιολόγηση υφιστάμενου οδοστρώματος, είναι απαραίτητη η θεώρηση ενός αξονικού φορτίου προκειμένου να εκτιμηθεί η καταπόνηση που υπεισέρχεται στο οδόστρωμα. Το είδος των αξονικών φορτίων ποικίλει από όχημα σε όχημα, καθώς επίσης και ο αριθμός των αξόνων και η διάταξη των ελαστικών. Για τον πλήρη καθορισμό της θεωρούμενης φόρτισης, χρειάζεται γνώση του μεγέθους του φορτίου, της πίεσης του ελαστικού του τροχού και της επιφάνειας επαφής τροχού οδοστρώματος. Παρόλο που η ελλειπτική επιφάνεια φόρτισης θεωρείται ως πιο ακριβής, έχει επικρατήσει για λόγους απλούστευσης η θεώρηση κυκλικής επιφάνειας επαφής συνδυαστικά με ομοιόμορφη κατανομή του φορτίου. Στην πράξη, η κατανομή των πιέσεων επαφής δεν είναι ομοιόμορφη, ενώ αναπτύσσονται έντονα τρισδιάστατες παραμορφώσεις κοντά στην περιοχή της φόρτισης (Shakiba et al. 2017, Gamez

et al. 2018). Παρά ταύτα, στο πλαίσιο του Μηχανιστικού-Εμπειρικού Σχεδιασμού οδοστρωμάτων (Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide, MEPDG) παραμένει ως τυπική παραδοχή η θεώρηση ομοιόμορφης κυκλικής φόρτισης.

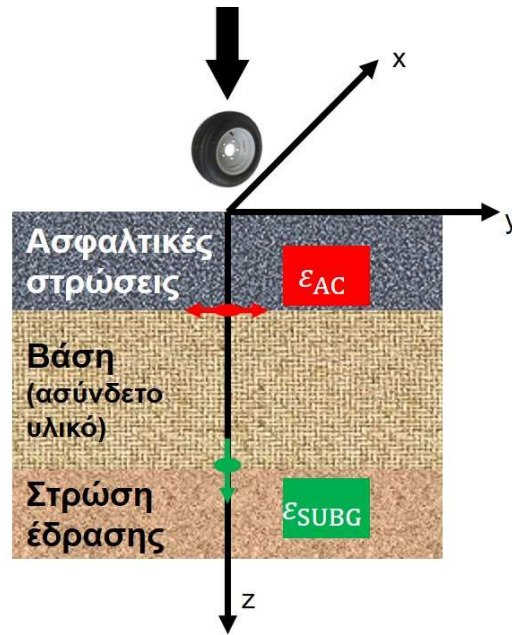
Υπό τη συνδυαστική επίδραση των κυκλοφοριακών και περιβαλλοντικών συνθηκών, η φόρτιση ενός οδοστρώματος οδηγεί στην ανάπτυξη οριζόντιων εφελκυστικών παραμορφώσεων στον πυθμένα των ασφαλτικών στρώσεων, κατ' αναλογία με το μηχανισμό κάμψης μίας δοκού. Στην επιφάνεια του οδοστρώματος αναπτύσσονται συνθήκες θλίψης στην περιοχή κάτω από το φορτίο, ενώ συνθήκες εφελκυσμού αναπτύσσονται σε ορισμένη απόσταση από τη θέση εφαρμογής του φορτίου. Η εντατική καταπόνηση των ασφαλτικών στρώσεων απεικονίζεται σχηματικά στην εικόνα 2.13.

Σύμφωνα με την κλασική μηχανιστική αντίληψη σχεδιασμού και ανάλυσης ασφαλτικών οδοστρωμάτων, ο πυθμένας των ασφαλτικών στρώσεων αποτελεί την πρώτη κρίσιμη θέση αστοχίας του οδοστρώματος, καθώς η ανάπτυξη η εφελκυστική καταπόνηση στον άξονα που διέρχεται από το κατακόρυφο φορτίο, ευνοεί το σχηματισμό ρωγμών λόγω κόπωσης του ασφαλτομίγματος. Η δεύτερη θέση αστοχίας ενός ασφαλτικού οδοστρώματος εντοπίζεται στην επιφάνεια της στρώσης έδρασης. Στη θέση αυτή, αναπτύσσεται κατακόρυφη θλιπτική παραμόρφωση, η οποία σε περίπτωση που δεν έχει απομειωθεί αρκετά, ευνοεί τη δημιουργία μόνιμων παραμορφώσεων που γίνονται ορατές στην επιφάνεια του οδοστρώματος υπό μορφή τροχοαυλακώσεων.



Εικόνα 2.13: Εντατική καταπόνηση ασφαλτικών στρώσεων.

Τα μεγέθη που αναπτύσσονται στις δύο κρίσιμες θέσεις αστοχίας του οδοστρώματος είναι σημειωμένα στην εικόνα 2.14. Πρόκειται για την οριζόντια εφελκυστική παραμόρφωση στον πυθμένα των ασφαλτικών στρώσεων ($\epsilon_R = \epsilon_{AC}$) και την κατακόρυφη θλιπτική παραμόρφωση στην επιφάνεια της στρώσης έδρασης ($\epsilon_Z = \epsilon_{SUBG}$). Ο υπολογισμός αυτών των κρίσιμων εντατικών μεγεθών τροφοδοτεί τους νόμους αστοχίας σε κόπωση ασφαλτομιγμάτων και τους νόμους αστοχίας λόγω παραμορφωσιμότητας της στρώσης έδρασης. Τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται στις κρίσιμες θέσεις ενός οδοστρώματος διέπουν τον σχεδιασμό ενός νέου οδοστρώματος αλλά και την αξιολόγηση των αναγκών επανασχεδιασμού ενός υφιστάμενου οδοστρώματος, καθώς μέσω χρήσης των νόμων αστοχίας, οι αναπτυσσόμενες παραμορφώσεις συνδέονται με τον επιτρεπόμενο αριθμό αξονικών διελεύσεων και κατ' επέκταση με την φθορά του οδοστρώματος και την εναπομένουσα διάρκεια ζωής του.



Εικόνα 2.14: Κρίσιμες θέσεις ασφαλτικού οδοστρώματος και εντατικά μεγέθη.

Για να μπορέσουν να εκτιμηθούν οι αναπτυσσόμενες παραμορφώσεις είναι απαραίτητο να έχει οριστεί πλήρως το στατικό πρότυπο του φορέα του οδοστρώματος. Δηλαδή χρειάζεται να είναι γνωστά τα στοιχεία φόρτισης του φορέα, η γεωμετρία του φορέα (δηλαδή τα πάχη των στρώσεων) και τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών. Στη συνηθέστερη περίπτωση, τα υλικά του φορέα του οδοστρώματος νοούνται γραμμικά και ελαστικά, επομένως αρκεί ο προσδιορισμός του μέτρου ελαστικότητας (μέτρο Young) και του λόγου Poisson για το υλικό κάθε στρώσης. Η ανάλυση βασίζεται στις αρχές της θεωρίας των επάλληλων ελαστικών στρώσεων (Multi-Layered Elastic Theory, MLET). Ανεξάρτητα από τη θέαση συμπεριφοράς των υλικών, οι φορείς διαχείρισης οδοστρωμάτων επιθυμούν η κρίσιμη θέση αστοχίας ενός οδοστρώματος να εντοπίζεται σε χαμηλότερα βάθη. Από πλευράς διαχείρισης της συντήρησης είναι περισσότερο πρακτικό και επιθυμητό, τυχόν επεμβάσεις αποκατάστασης του οδοστρώματος να περιορίζονται στις ασφαλτικές στρώσεις. Ο μηχανισμός αστοχίας που συνδέεται με τις ασφαλτικές στρώσεις είναι η κόπωση των ασφαλτομιγμάτων, η οποία περιγράφεται αναλυτικά στην επόμενη ενότητα.

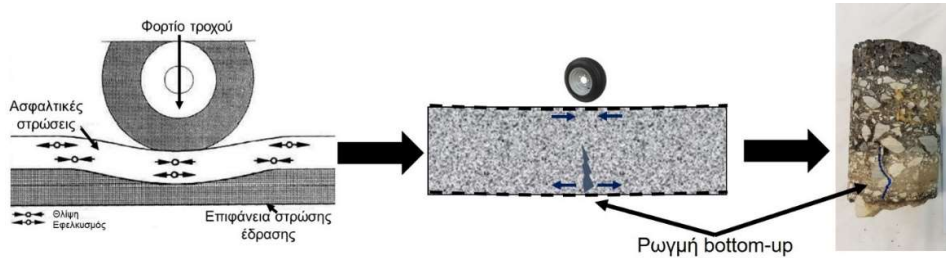
2.5. Κόπωση ασφαλτικών οδοστρωμάτων

2.5.1. Γενικά στοιχεία

Η αστοχία σε κόπωση είναι μία από τις κύριες φθορές ενός ασφαλτικού οδοστρώματος συμπληρωματικά των τροχοαυλακώσεων λόγω μόνιμων παραμορφώσεων και των ρωγμών λόγω θερμοκρασιακών διακυμάνσεων. Οι ρωγμές κόπωσης είναι ένας συνδυασμός διαμηκών ρωγμών ή διασυνδεδεμένων ρωγμών που προκαλούνται λόγω εξασθένισης των μηχανικών χαρακτηριστικών των συνδετικών υλικών, δηλαδή των υλικών των ασφαλτικών στρώσεων. Τα οδοστρώματα υπόκεινται σε επαναλαμβανόμενη φόρτιση λόγω των αξονικών διελεύσεων, γεγονός που οδηγεί στην ανάπτυξη εντατικών μεγεθών καταπόνησης που ευνοούν τον σχηματισμό και τη διάδοση ρωγμών λόγω απώλειας της δομικής ακεραιότητας των υλικών. Η κόπωση ξεκινά συνήθως με μικρορωγμές σε σημεία όπου εμφανίζονται κρίσιμες εφελκυστικές παραμορφώσεις. Με την εμφάνιση των πρώτων

ρωγμών, η συνεχιζόμενη δράση των αξονικών φορτίων οδηγεί στη διάδοση αυτών των ρωγμών στο σώμα του οδοστρώματος.

Σύμφωνα με την εικόνα 2.13 όπου αρχικά εντοπίστηκαν οι ζώνες ανάπτυξης εφελκυσμού, δύο είναι οι μηχανισμοί ανάπτυξης ρωγμών κόπωσης. Οι μηχανισμοί αυτοί διαφοροποιούνται ανάλογα με τη στρωματογραφία του οδοστρώματος (Zeida 2012). Σε οδοστρώματα μικρής διατομής (με μικρά πάχη ασφαλτικών στρώσεων), ο μηχανισμός της αστοχίας σε κόπωση περιλαμβάνει τρία διακριτά στάδια: τη δημιουργία της ρωγμής, τη διάδοσή της και τελικώς τη θραύση του υλικού. Οι ρωγμές εμφανίζονται αρχικά στο κάτω μέρος των ασφαλτικών στρώσεων, το οποίο εφελκύεται λόγω της κάμψης που υφίσταται το οδοστρώμα από την αξονική φόρτιση στην επιφάνειά του (εικόνα 2.15).



Εικόνα 2.15: Μηχανισμός ανάπτυξης ρωγμών τύπου bottom-up.

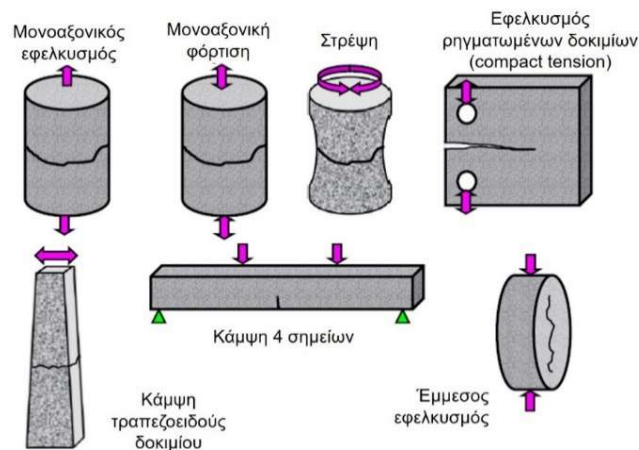
Στο στάδιο αυτό, οι ρωγμές είναι μικροσκοπικού μεγέθους και το άνοιγμά τους είναι ενδεικτικά της τάξης των 7-8mm (Little et al. 2001). Η διάδοση της ρωγμής γίνεται προς τα πάνω (bottom-up cracking) και αυτή αντιστοιχεί σε μία «κλασική» ρωγμή κόπωσης. Καθώς οι επιμέρους ρωγμές διαδίδονται προς τα πάνω, είναι πολύ πιθανό να αλληλοσυνδεθούν και να γίνουν ορατές στην επιφάνεια υπό μορφή διακλαδιζόμενων ρωγμών που σχηματίζουν μικρά πολυγωνικά τμήματα (εικόνα 2.16α). Είθισται οι ρωγμές κόπωσης αυτού του τύπου να αναφέρονται διεθνώς ως αλιγατορικές ρωγμές, καθώς παραπέμπουν στο σώμα του αλιγάτορα. Η παρουσία πολυγωνικών τμημάτων μειώνει ουσιαστικά το ενεργό εμβαδό της διατομής που μπορεί να παραλάβει τα αξονικά φορτία και οδηγεί σε θραύση του υλικού.

Αντίθετα, σε διατομές οδοστρώματος με μεγαλύτερα πάχη ασφαλτικών στρώσεων, οι ρωγμές πιθανότατα ξεκινούν στην επιφάνεια του οδοστρώματος σε περιοχές κοντά στη θέση φόρτισης. Ο συνδυασμός των υψηλών τάσεων εφελκυσμού παραπλεύρως των θέσεων φόρτισης που προκαλούνται από την αλληλεπίδραση ελαστικού-οδοστρώματος, αλλά και η γήρανση του συνδετικού υλικού οδηγεί στην ανάπτυξη μεμονωμένων διαμηκών ρωγμών στην επιφάνεια του οδοστρώματος (εικόνα 2.16β), οι οποίες στη συνέχεια διαδίδονται προς τα κάτω. Το φαινόμενο αυτό αναφέρεται διεθνώς ως top-down cracking. Στην παρούσα ενότητα, δίδεται έμφαση στον κλασικό μηχανισμό κόπωσης (bottom-up cracking) που έχει αποτελέσει τη βάση για πληθώρα μεθόδων διαστασιολόγησης και ανάλυσης ασφαλτικών οδοστρωμάτων.



Εικόνα 2.16: (α) Αλιγατορικές ρωγμές (bottom-up cracking) και (β) διαμήκης ρωγμή (top-down cracking).

Ο προσδιορισμός της αντοχής των ασφαλτομιγμάτων έναντι κόπωσης γίνεται στο εργαστήριο σύμφωνα με πλήθος κατάλληλων δοκιμών που έχουν αναπτυχθεί τις τελευταίες δεκαετίες. Η εκτίμηση των χαρακτηριστικών κόπωσης των ασφαλτικών μιγμάτων, η οποία κατ' επέκταση οδηγεί σε εκτίμηση της εναπομένουσας ζωής των οδοστρωμάτων εξαρτάται από την ακρίβεια της εργαστηριακής μεθόδου στην ρεαλιστική προσομοίωση της κυκλοφοριακής και περιβαλλοντικής καταπόνησης που υφίσταται το οδόστρωμα. Ωστόσο, η συμπεριφορά που εμφανίζει ένα δοκίμιο στο εργαστήριο δεν είναι προφανώς ίδια με τη συμπεριφορά που θα εμφανίσει το οδόστρωμα στο πεδίο. Διεθνώς, οι πιο δημοφιλείς δοκιμές κόπωσης που χρησιμοποιούνται είναι οι δοκιμές κάμψης πρισματικών δοκιμίων (διατομής ορθογώνιου ή τραπεζιού), η κάμψη δοκιμίων ημικυκλικής διατομής, η τριαξονική δοκιμή φόρτισης και η δοκιμή έμμεσου εφελκυσμού. Ορισμένες από αυτές φαίνονται στην εικόνα 2.17.



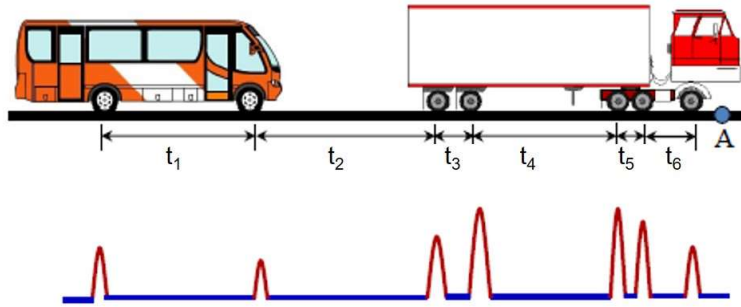
Εικόνα 2.17: Εργαστηριακές δοκιμές κόπωσης.

Από διάφορους τύπους φόρτισης που χρησιμοποιούνται για την προσομοίωση των αξονικών φορτίων (πχ ημιτονοειδή, παλμικά, τριγωνικά, τετραγωνικά), οι επικρατέστεροι είναι το ημιτονοειδές και το παλμικό φορτίο (Huang 2004). Επισημαίνεται ακόμη ότι οι δοκιμές κόπωσης εντάσσονται σε δύο κατηγορίες: (α) ελεγχόμενης επιβολής παραμορφώσεων (strain-controlled) και (β) ελεγχόμενης επιβολής τάσης (stress controlled). Στην πρώτη κατηγορία, η παραμόρφωση παραμένει σταθερή, και το φορτίο σταδιακά μειώνεται μόλις εμφανιστεί η ρωγμή. Η κόπωση θεωρείται ότι επέρχεται όταν η δυσκαμψία του υλικού μειωθεί κατά 50%. Η συνθήκη αυτή είναι περισσότερο συμβατή με οδοστρώματα μικρού πάχους ασφαλτικών στρώσεων (ενδεικτικά κάτω των 5-6cm). Στη συνθήκη

ελεγχόμενης επιβολής τάσης, το φορτίο διατηρείται σταθερό και η παραμόρφωση αυξάνει. Η αστοχία επέρχεται όταν η παραμόρφωση διπλασιαστεί, οπότε η δυσκαμψία θα έχει απομειωθεί κατά 50%. Η συνθήκη αυτή είναι περισσότερο συμβατή με οδοστρώματα μεγάλου πάχους ασφαλτικών στρώσεων (ενδεικτικά άνω των 16-20cm). Στα ενδιάμεσα πάχη ασφαλτικών στρώσεων, παρουσιάζεται μικτή συμπεριφορά έναντι κόπωσης που προσεγγίζει κατά περίπτωση και τις δύο προηγούμενες συνθήκες. Έχει διατυπωθεί στη βιβλιογραφία (Zeiada 2012, Tayebali et al. 1994) ότι η αντοχή σε κόπωση σε συνθήκες ελεγχόμενης παραμόρφωσης είναι 2-2.5 φορές μεγαλύτερη.

Παρά την εκτεταμένη έρευνα στο ζήτημα της κόπωσης των ασφαλτομιγμάτων, παραμένει ακόμα δύσκολο να προσομοιωθούν με ακρίβεια οι πραγματικές συνθήκες κόπωσης στις οποίες υπόκειται ένα οδόστρωμα. Ως εκ τούτου, η συμπεριφορά που εκτιμάται στο εργαστήριο προσαυξάνεται σύμφωνα με έναν παράγοντα μετατόπισης (transfer function / shift factor) προκειμένου να ληφθεί υπόψη η διαφορά μεταξύ της αντοχής σε κόπωση που προκύπτει στο πεδίο και στο εργαστήριο. Το μέγεθος του συντελεστή μετατόπισης έχει αναφερθεί ότι μπορεί να κυμαίνεται από 10 έως και 100 (Harvey et al. 1997). Παράγοντες που επιδρούν στο συντελεστή μετατόπισης αφορούν στο πάχος των ασφαλτικών στρώσεων, στη σύνθεση και τον όγκο της διερχόμενης κυκλοφορίας, στα ογκομετρικά χαρακτηριστικά των ασφαλτομιγμάτων, στο είδος της εργαστηριακής δοκιμής κόπωσης και στη διατύπωση του κριτηρίου αστοχίας. Επισημαίνεται ότι σύμφωνα με αρκετές βιβλιογραφικές αναφορές, το επικρατέστερο κριτήριο αστοχίας αντιστοιχεί στην απομείωση της δυσκαμψίας κατά 50% (Saboo et al. 2016, Horman et al. 1989, Zeiada 2012, Tayebali et al. 1994). Σύμφωνα με τους Kim et al. (1997), το κριτήριο αυτό είναι ανεξάρτητο από το είδος της δοκιμής κόπωσης.

Όσον αφορά στην προσαύξηση της αντοχής σε κόπωση που προκύπτει εργαστηριακά προκειμένου να αντικατοπτριστεί η συμπεριφορά πεδίου, αυτή επιβάλλεται για δύο παράγοντες: (α) λόγω της μεσολάβησης διαστήματος ηρεμίας μεταξύ δύο διαδοχικών φορτίσεων (rest periods, εικόνα 2.18) και (β) λόγω του μηχανισμού ανάκαμψης-αυτοθεραπείας του ασφαλτομίγματος (healing effect). Οι περίοδοι ηρεμίας μπορούν να προσομοιωθούν αφήνοντας συγκεκριμένο χρονικό περιθώριο μεταξύ δύο διαδοχικών φορτίσεων ή μεταξύ δύο συνόλων από επάλληλες φορτίσεις. Όσον αφορά στην επίδραση των περιόδων ηρεμίας, υπάρχει εν γένει ποικιλία ερευνητικών ευρημάτων στη βιβλιογραφία. Σύμφωνα με τον Zeiada (2012), ορισμένοι ερευνητές υποστηρίζουν ότι η ηρεμία οδηγεί απλώς σε μία επανάκαμψη των μηχανικών χαρακτηριστικών του υλικού χωρίς κατ' ουσία να βελτιώνεται η αντοχή σε κόπωση, ενώ άλλοι ερευνητές υποστηρίζουν ότι η επανάκαμψη αυτή οδηγεί σε σημαντική αύξηση της αντοχής σε κόπωση (Ayyar et al. 2019, Zaiada et al. 2018). Υπάρχουν συναφείς αναφορές για αύξηση έως και 10 φορές (Castro et al. 2006). Κατά τη διάρκεια αυτών των περιόδων ηρεμίας, η επανάκαμψη των μηχανικών χαρακτηριστικών του ασφαλτομίγματος οφείλεται στο μηχανισμό αυτοθεραπείας του ασφαλτομίγματος (Xu et al. 2020, Xiao 2017, Suresh 1998, Phillips 1998). Σύμφωνα με τον μηχανισμό αυτό, το ασφαλτόμιγμα λόγω της ιξώδους συμπεριφοράς του συνδετικού υλικού έχει την ικανότητα να ανακάμπτει σε περίοδο ηρεμίας, καθώς παρατηρείται μερικό ή ολικό κλείσιμο των αναπτυσσόμενων ρωγμών. Την δυνατότητα αυτοθεραπείας ενισχύει και η χημική σύσταση του ασφαλτομίγματος και συγκεκριμένα το φαινόμενο της διάχυσης των ασφαλτενίων (Shu et al. 2021). Δεδομένων των ανωτέρω, γίνεται αντιληπτή η ανάγκη θεώρησης των συντελεστών μετατόπισης (transfer functions) που προαναφέρθηκαν για την εκτίμηση της αντοχής πεδίου σε κόπωση.



Εικόνα 2.18: Χρονικά διαστήματα ηρεμίας (t_i) μεταξύ διαδοχικών φορτίσεων.

Τέλος, αναφέρονται οι δύο κυρίαρχες προσεγγίσεις για την αξιολόγηση της κόπωσης, οι οποίες αποτελούν και τον συνδυαστικό κρίκο με την αξιολόγηση των οδοστρωμάτων λαμβάνοντας υπόψη τη συμπεριφορά πεδίου. Οι προσεγγίσεις αυτές είναι: (α) η φαινομενολογική και (β) η μηχανιστική. Σύμφωνα με την πρώτη προσέγγιση, η μηχανική απόκριση του οδοστρώματος, και συγκεκριμένα η κρίσιμη εφελκυστική παραμόρφωση που αναπτύσσεται στον πυθμένα των ασφαλτικών στρώσεων συσχετίζεται με έναν αριθμό επιτρεπόμενων αξονικών διελεύσεων, οι οποίες θεωρείται ότι οδηγούν σε αστοχία λόγω κόπωσης. Είναι αρκετά απλή η λογική χρήσης της φαινομενολογικής προσέγγισης και γι' αυτό χρησιμοποιείται συχνά. Ωστόσο, η φαινομενολογική προσέγγιση δεν λαμβάνει υπόψη την εξέλιξη των ρωγμών κόπωσης, αντιθέτως θεωρεί ως αστοχία ένα δεδομένο επίπεδο εμφάνισης ρωγμών που ενδεικτικά εκφράζεται μέσω απομείωσης της δυσκαμψίας των ασφαλτομιγμάτων. Η μηχανιστική προσέγγιση είναι εγγενώς πιο περίπλοκη από τη φαινομενολογική, αλλά είναι ευρύτερα αποδεκτή επειδή χρησιμοποιεί θεμελιώδεις αρχές της μηχανικής των υλικών που μπορούν να τεκμηριώσουν πληρέστερα την γέννηση και τη διάδοση ρωγμών κόπωσης (Kim et al. 2003). Η μηχανιστική προσέγγιση μπορεί να εφαρμοστεί με τρεις διαφορετικές μεθόδους, που βασίζονται (α) στην απώλεια ενέργειας που προκαλείται από τη φόρτιση των ασφαλτομιγμάτων (ενεργειακή προσέγγιση, dissipated energy), (β) στη μηχανική της θραύσης των υλικών (fracture mechanics) και (γ) στη μηχανική φθοράς του συνεχούς μέσου (continuum damage mechanics). Μεταξύ των ως άνω αναφορών, θα δοθεί ιδιαίτερη έμφαση στο πλαίσιο της παρούσας διατριβής στη φαινομενολογική προσέγγιση και στη μηχανιστική μέθοδο της ενεργειακής προσέγγισης.

2.5.2. Φαινομενολογική προσέγγιση κόπωσης

Σύμφωνα με τη φαινομενολογική προσέγγιση, οι δείκτες της μηχανικής απόκρισης του οδοστρώματος συσχετίζονται στατιστικά με τις επιτρεπόμενες αξονικές διελεύσεις που οδηγούν στην αστοχία του οδοστρώματος λόγω κόπωσης ασφαλτομίγματος. Ως δείκτες μηχανικής απόκρισης νοούνται τα μηχανικά χαρακτηριστικά των ασφαλτομιγμάτων, οι παραμορφώσεις και τυχόν επιμέρους χαρακτηριστικά των μιγμάτων (πχ ογκομετρικά). Η απλούστερη μορφή ενός φαινομενολογικού νόμου κόπωσης δίδεται στην εξίσωση 2.20:

$$N_f = k_1 \left(\frac{1}{\varepsilon_t} \right)^{k_2} \quad (2.20)$$

Όπου:

- N_f : οι επιτρεπόμενες διελεύσεις του αξονικού φορτίου αναφοράς,
- ε_t : η κρίσιμη εφελκυστική παραμόρφωση στον πυθμένα των ασφαλτικών στρώσεων, και
- k_1, k_2 : σταθερές βαθμονόμησης. Σύμφωνα με τους Saboo et al. (2016), η τιμή της k_2 δεν πρέπει να είναι κατ' ανάγκη σταθερή, ιδιαίτερα όταν τα μίγματα έχουν τροποποιημένα

συνδεδετικά υλικά, καθώς η ευαισθησία του μίγματος δεν είναι ίδια για όλο το εύρος των παρατηρούμενων παραμορφώσεων.

Η επόμενη κατηγορία των νόμων κόπωσης περιλαμβάνει έναν επιπλέον όρο που αφορά στη δυσκαμψία του ασφαλτομίγματος (E ή E^*). Η γενική μορφή των νόμων κόπωσης σε αυτήν την περίπτωση λαμβάνει τη μορφή:

$$N_f = k_1 \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{k_2} \left(\frac{1}{E}\right)^{k_3} \quad (2.21)$$

Νόμοι που υπακούν στην μορφή της εξίσωσης 2.21 έχουν καλή προσαρμογή σε χαμηλά επίπεδα παραμορφώσεων. Όταν η παραμόρφωση αυξάνει, η δυσκαμψία του υλικού μπορεί να μεταβάλλεται σημαντικά, υπονοώντας ότι ο όρος $\left(\frac{1}{E}\right)^{k_3}$ δεν είναι ευσταθής. Για το λόγο αυτό, σύμφωνα με ορισμένες αναφορές, δεν συστήνεται η χρήση νόμων κόπωσης που περιλαμβάνουν όρους που αφορούν στη δυσκαμψία του υλικού (Saboo et al. 2016, Harvey et al. 1997). Η προσθήκη μιας επιπλέον παραμέτρου που αφορά στα ογκομετρικά χαρακτηριστικά του ασφαλτομίγματος (V_b, V_a : κατ' όγκο ποσοστά ασφάλτου και κενών αέρος στο μίγμα) από τους Pell & Cooper (1975) οδηγεί στην επόμενη γενική μορφή των νόμων κόπωσης:

$$N_f = k_1 \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{k_2} \left(\frac{1}{E}\right)^{k_3} \left(\frac{V_b}{V_b + V_a}\right)^{k_4} \quad (2.22)$$

Στην εξίσωση 2.22 αποτυπώνεται η συμβολή των χαρακτηριστικών του μίγματος ως δείκτης φθοράς σε κόπωση. Έχει αποδειχθεί σε πολλές μελέτες ότι η συμβολή του συνδεδετικού υλικού είναι θετική όσον αφορά στη μείωση των αναπτυσσόμενων τάσεων εφελκυσμού, πράγμα που οδηγεί σε αύξηση της ζωής έναντι κόπωσης (Harvey et al. 1997). Κατά συνέπεια, η χρήση μιας ογκομετρικής παραμέτρου ως ανεξάρτητης μεταβλητής μπορεί να προσθέσει μεγαλύτερη ακρίβεια στον προσδιορισμό της διάρκειας ζωής σε κόπωση των ασφαλτικών μιγμάτων. Σημειώνεται ότι για όλες τις παραπάνω περιπτώσεις απαιτείται η θεώρηση τιμής για τον συντελεστή μετατόπισης προκειμένου να εκτιμηθεί η συμπεριφορά πεδίου.

Στη βάση των ως άνω γενικευμένων μορφών για τους νόμους αστοχίας σε κόπωση, παρουσιάζονται τρεις ενδεικτικοί νόμοι που έχουν χρησιμοποιηθεί κατά καιρούς από πληθώρα ερευνητών. Πρόκειται για τον νόμο της Shell, τον νόμο του Asphalt Institute και το γενικευμένο νόμο κόπωσης που περιλήφθηκε στον MEPDG το 2004 στο πλαίσιο των ερευνητικών εργασιών του προγράμματος NCHRP 1-37A (ARA 2004). Η επιλογή αυτών των νόμων τεκμηριώνεται από το γεγονός ότι οι δύο πρώτοι νόμοι αποτέλεσαν τη βάση για την τελική διαμόρφωση και οριστικοποίηση του τρίτου νόμου.

Η Shell Oil Company ανέπτυξε δύο διαφορετικές εξισώσεις κόπωσης προκειμένου να περιγράψει τη συμπεριφορά τόσο των λεπτών δομών οδοστρώματος (strain controlled) όσο και μεγαλύτερων δομών οδοστρώματος (stress controlled). Εδώ παρουσιάζεται μόνον ο δεύτερος τύπος, στον οποίο μάλιστα έχει ληφθεί υπόψη η συμβολή του πάχους των ασφαλτικών στρώσεων κατά τη θεώρηση του συντελεστή μετατόπισης. Η γενικευμένη μορφή του νόμου κόπωσης της Shell δίνεται στην ακόλουθη σχέση:

$$N_f = C \cdot F'' \cdot k_1 \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^5 \cdot \left(\frac{1}{E^*}\right)^{-1.4} \quad (2.23)$$

όπου:

- C : συντελεστής μετατόπισης για συμπεριφορά πεδίου (τυπική τιμή ίση με 1),

- F'' : συντελεστής που λαμβάνει υπόψη τη συμβολή του πάχους (h_{AC}) και της δυσκαμψίας των ασφαλτομιγμάτων (E^*). Ορίζεται ως εξής: $F'' = 1 + \frac{1390^{-0.4}}{1 + \exp(1.354h_{AC} - 5.408)}$.
- $k_1 = [0.0252 \cdot PI - 0.00126 \cdot PI \cdot V_b + 0.00673 \cdot V_b - 0.0167]^5$, με V_b το κατ' όγκο ποσοστό ασφάλτου στο μίγμα και PI ο δείκτης διεσδυτικότητας του συνδετικού υλικού που εξαρτάται από τη διείδυση της ασφάλτου και τη θερμοκρασία μάλθωσης.

Στην ίδια λογική για συνθήκες επιβολής ελεγχόμενης τάσης, αναπτύχθηκε από το Asphalt Institute ο νόμος αστοχίας της εξίσωσης 2.24 (νόμος MS-1) βάσει επιλεγμένων τμημάτων στο οδικό πείραμα του AASHO το 1982.

$$N_f = 0.00432 \cdot C \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{3.291} \cdot \left(\frac{1}{E^*}\right)^{0.854} \quad (2.24)$$

όπου: $C = 10^M$, με $M = 4.84 \cdot \left(\frac{V_b}{V_b + V_a} - 0.69\right)$.

Ο συντελεστής μετατόπισης που χρησιμοποιήθηκε στο νόμο του Asphalt Institute είχε την τιμή 18.4. Αυτός ο συντελεστής αναπτύχθηκε σύμφωνα με παρατήρηση της επιτόπου συμπεριφοράς των οδοστρωμάτων και θεωρείται ότι αντιστοιχεί σε επίπεδο ρωγμών ίσο με 20% κατά μήκος του ίχνους του τροχού στη λωρίδα βαριάς κυκλοφορίας. Η σύγκριση των δύο μοντέλων (Shell Oil και MS-1) δείχνει ομοιότητα ως προς τη μορφή των εξισώσεων με διαφορετική τιμή, ωστόσο, για τους συντελεστές βαθμονόμησης λόγω της φύσης των δοκιμών (ο νόμος της Shell αναπτύχθηκε στο εργαστήριο, ο νόμος MS-1 βασίστηκε σε μεγάλο βαθμό σε πραγματικές μελέτες βαθμονόμησης πεδίου). Σύμφωνα με την ερευνητική ομάδα του έργου NCHRP 1-37A (ARA 2004), τα δύο αυτά μοντέλα θεωρήθηκαν αρκετά ισχυρά και ακριβή για πιθανή συμπερίληψη στον τελικό οδηγό διαστασιολόγησης οδοστρωμάτων.

Στο πλαίσιο του NCHRP 1-37A επιχειρήθηκε βαθμονόμηση του νόμου MS-1, ο οποίος θεωρήθηκε καταλληλότερης μορφής συγκριτικά με το νόμο της Shell. Η θεώρηση αυτή έγινε λαμβάνοντας υπόψη αποτελέσματα προκαταρκτικής διερεύνησης σε πειραματικά οδοστρώματα με πάχος ασφαλτικών στρώσεων έως 15cm, στα οποία ο νόμος της Shell εμφάνισε ακαθόριστη συμπεριφορά πρόβλεψης και αρκετή διασπορά. Ωστόσο, παρά την επιλογή του MS-1, βασικό μειονέκτημα ήταν η έλλειψη ενός συντελεστή που να λαμβάνει υπόψη τη συμβολή του πάχους (ιδιαίτερα σε οδοστρώματα μεγαλύτερου πάχους ασφαλτικών στρώσεων). Για τη βαθμονόμηση του νόμου κόπωσης (που ουσιαστικά αντιστοιχεί στην εξίσωση 2.22) χρησιμοποιήθηκαν πειραματικά οδοστρώματα με διαθέσιμα στοιχεία από τη μακροπρόθεσμη συμπεριφορά τους (Long Term Pavement Performance – LTPP – Data). Τα οδοστρώματα αυτά περιείχαν ικανοποιητικό εύρος παχών αλλά και παρουσία αλιγατορικών ρωγμών στην επιφάνειά τους, που ήταν αναγκαία συνθήκη για τη βαθμονόμηση.

Ως κριτήριο αστοχίας θεωρείται η συνθήκη, σύμφωνα με την οποία σε φθορά του οδοστρώματος ίση με 100% αντιστοιχεί παρουσία αλιγατορικών ρωγμών στην επιφάνεια του οδοστρώματος σε ποσοστό 50% λαμβάνοντας υπόψη την επιφάνεια αναφοράς. Η επιφάνεια αυτή αντιστοιχεί σε λωρίδα πλάτους 3.6m (12ft) και μήκους 150m (500ft). Η φθορά του οδοστρώματος (Damage, D) υπολογίζεται σύμφωνα με την αρχή του Miner (εξίσωση 2.25) και το ποσοστό ρηγμάτωσης (Fatigue Cracking, FC) στην επιφάνεια υπολογίζεται από την εξίσωση 2.26.

$$D = \sum_{i=1}^j \frac{n_i}{N_i} \quad (2.25)$$

όπου:

- n_i : οι προβλεπόμενες αξονικές διελεύσεις του φορτίου i για την περίοδο υπολογισμού, και
- N_i : οι επιτρεπόμενες αξονικές διελεύσεις του φορτίου i για την περίοδο υπολογισμού.

$$FC(\%) = \frac{6000}{1 + \exp(C_1 + C_2 \cdot \log D)} \cdot \frac{1}{60} \quad (2.26)$$

όπου:

- C_1, C_2 : συντελεστές βαθμονόμησης, για τους οποίους ισχύει: $C_1 = -2 \cdot C_2$ προκειμένου να ισχύει η συνθήκη $D = 100 \rightarrow FC = 50\%$,
- $C_2 = -2.40874 - 39.748 \cdot (1 + h_{AC})^{-2.85609}$, συντελεστής που λαμβάνει υπόψη το πάχος των ασφαλτικών στρώσεων (h_{AC} σε inch).

Η ολοκλήρωση της βαθμονόμησης του MS-1 νόμου με την ως άνω συνθήκη οδήγησε στη διαμόρφωση του νόμου αστοχίας σε κόπωση που περιλαμβάνεται στον MEPDG και ορίζεται ως ακολούθως:

$$N_f = 0.00432 \cdot C \cdot C_H \cdot \beta_{f1} \cdot k_1 \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{\beta_{f2} \cdot k_2} \cdot \left(\frac{1}{E^*}\right)^{\beta_{f3} \cdot k_3} \quad (2.27)$$

όπου:

- N_f : οι επιτρεπόμενες διελεύσεις του αξονικού φορτίου αναφοράς,
- $C = 10^M$, με $M = 4.84 \cdot \left(\frac{V_b}{V_b + V_a} - 0.69\right)$,
- C_H : συντελεστής που λαμβάνει υπόψη το πάχος των ασφαλτικών στρώσεων (h_{AC} σε inch) και ορίζεται στην εξίσωση 2.28,
- k_1, k_2, k_3 : παράμετροι παγκόσμιας προσαρμογής που λαμβάνουν αντίστοιχα τις τιμές 1, 3.9492 και 1.281,
- $\beta_{f1}, \beta_{f2}, \beta_{f3}$: σταθερές προσαρμοζόμενες στο εκάστοτε μίγμα (όταν δεν υπάρχουν διαθέσιμα στοιχεία, οι σταθερές λαμβάνουν τιμές ίσες με τη μονάδα), και
- ε_t και E^* : η κρίσιμη εφελκυστική παραμόρφωση (m/m) και το δυναμικό μέτρο δυσκαμψίας του ασφαλτομίγματος εκφρασμένο σε psi.

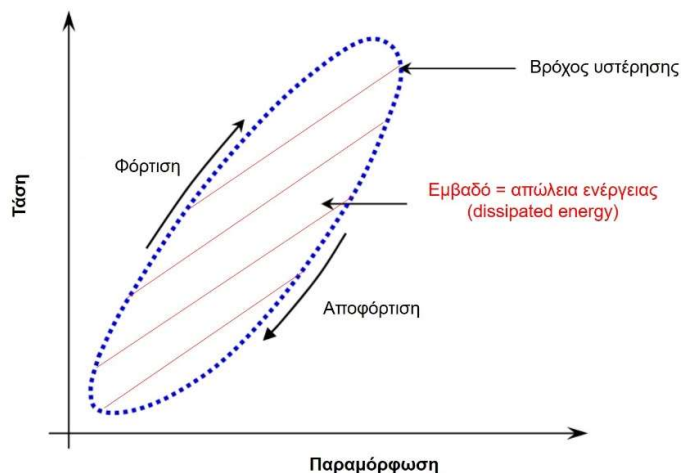
$$C_H = \frac{1}{0.000398 + \frac{0.003602}{1 + \exp(11.02 - 3.49 \cdot h_{AC})}} \quad (2.28)$$

Στο πλαίσιο της διερεύνησης που αφορά στην παρούσα διδακτορική διατριβή θα ληφθεί υπόψη ο νόμος κόπωσης του MEPDG (εξίσωση 2.27) και λόγω απουσίας χαρακτηριστικών τιμών για τα υλικά διερεύνησης, θα χρησιμοποιηθούν οι μοναδιαίες τιμές των συντελεστών προσαρμογής στα μίγματα.

2.5.3. Ενεργειακή προσέγγιση κόπωσης

Η επιβολή τάσης σε ένα δοκίμιο ασφαλτομίγματος κατά τη φόρτίσή του προκαλεί, ως γνωστόν, την ανάπτυξη παραμορφώσεων. Το εμβαδό που περικλείεται μεταξύ της καμπύλης τάσεων-παραμορφώσεων και του οριζόντιου άξονα αντιστοιχεί στην προσφερόμενη ενέργεια. Κατά την αποφόρτιση, η προσφερόμενη ενέργεια δεν ανακτάται πλήρως, εφόσον το υλικό συμπεριφέρεται μη γραμμικά και ανελαστικά (εικόνα 2.19). Μέρος της προσφερόμενης ενέργειας μετατρέπεται σε θερμότητα ή σε «ενέργεια καταστροφής», ή αλλιώς σε ενέργεια που απορροφά – «καταναλώνει» το υλικό λόγω των μειωμένων μηχανικών χαρακτηριστικών και της ενδεχόμενης παρουσίας ρωγμών (Shadman & Ziari 2017, Maggiore et al. 2014). Η διαφορά των εμβαδών που αντιστοιχούν στη φόρτιση και την αποφόρτιση ενός υλικού που υπόκειται σε δυναμική φόρτιση, αντιστοιχεί στην απώλεια

ενέργειας, ορολογία που διεθνώς αποδίδεται ως *dissipated energy* (Zeida 2012). Αρχικά, θεωρείτο ότι το σύνολο της απώλειας ενέργειας μετατρέπεται σε «ενέργεια καταστροφής». Σταδιακά η αντίληψη αυτή βελτιώθηκε λαμβάνοντας υπόψη την ιξωδοελαστικότητα του υλικού, η οποία δεσμεύει ένα μέρος από την απώλεια ενέργειας. Το δεσμευμένο τμήμα της ενέργειας αποσβένεται μέσω μετατροπής σε θερμότητα. Κατά συνέπεια, μόνο ένα τμήμα της απώλειας ενέργειας (που αντιστοιχεί στην «καταναλισκόμενη» ενέργεια) συμβάλλει στην φθορά του οδοστρώματος (Lv et al. 2020). Η λογική της ενεργειακής προσέγγισης στηρίζεται στη μοναδική σύνδεση που υπάρχει μεταξύ του αριθμού των κύκλων φόρτισης και της συνολικής ενέργειας που προκαλεί κόπωση στο ασφαλτόμιγμα (Lv et al. 2020, Shadman & Ziari 2017, Maggiore et al. 2014).



Εικόνα 2.19: Κύκλος φόρτισης-αποφόρτισης δοκιμίου ασφαλτομίγματος.

Ερευνητές είχαν αναφέρει, αρκετά νωρίς, ότι η θεώρηση περιόδων ηρεμίας, ο τύπος της δοκιμής σε κόπωση και το είδος του φορτίου δεν επηρεάζουν σημαντικά τη σχέση μεταξύ κύκλων φόρτισης και απώλειας ενέργειας (Van Dijk & Visser 1977). Σταδιακά, αναπτύχθηκαν επιμέρους θεωρήσεις της ενεργειακής προσέγγισης, με στόχο κάθε φορά να εμπλουτίζεται η μεθοδολογία εκτίμησης της αντοχής σε κόπωση με βάση την προστιθέμενη εμπειρία. Οι υποκατηγορίες της ενεργειακής προσέγγισης έχουν ως ακολούθως:

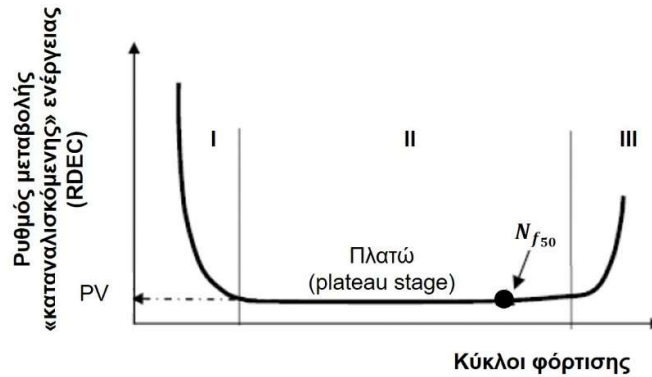
- Αρχική απώλεια ενέργειας (Initial Dissipated Energy, IDE): Αντιστοιχεί στην απώλεια ενέργειας στους πρώτους κύκλους φόρτισης και συγκεκριμένα στον 50^ο κύκλο. Μειονέκτημά της είναι η αδυναμία κάλυψης της συμπεριφοράς του μίγματος σε όλο το φάσμα των παραμορφώσεων καθώς και η απουσία θεώρησης της αυτοθεραπείας του μίγματος (Shen & Carpenter 2007, Shen et al. 2006).
- Άθροιστική απώλεια ενέργειας (Cumulative Dissipated Energy, CDE): Αντιστοιχεί στο άθροισμα της απώλειας ενέργειας λαμβάνοντας υπόψη όλους τους κύκλους φόρτισης. Η σύνδεση του CDE με τους κύκλους που οδηγούν σε αστοχία έχει χαρακτηριστεί ως αρκετά ικανοποιητική για συχνότητες 10-50Hz και θερμοκρασίες 10-40°C.
- Λόγος έργου (Work Ratio): Αποτελεί συνδυασμό των δυο προηγούμενων παραμέτρων καθώς υπολογίζεται ως $(IDE \cdot N_1) / CDE$, όπου N_1 είναι ο κύκλος φόρτισης που αντιστοιχεί στην έναρξη της ρωγμής που θεωρείται ότι αντιστοιχεί σε 60% μείωση του αρχικού δυναμικού μέτρου δυσκαμψίας του υλικού.

- Λόγος της αθροιστικής απώλειας ενέργειας (Dissipated Energy Ratio): Αφορά στο λόγο της αθροιστικής απώλειας ενέργειας σε ένα κύκλο φόρτισης i προς τη συνολική αθροιστική απώλεια ενέργειας. Εισήχθη ως έννοια από τους Tayebali et al. (1992) και η σχέση του λόγου αυτού με την αστοχία σε κόπωση θεωρήθηκε ότι εξαρτιόταν από τα χαρακτηριστικά του εκάστοτε μίγματος και τη θερμοκρασία (Zeida 2012). Αργότερα, οι Carpenter & Jansen (1997) διατύπωσαν ότι η απώλεια ενέργειας λόγω μηχανικού έργου ή άλλων περιβαλλοντικών παραγόντων παραμένει εν γένει σταθερή. Κατά συνέπεια, οποιαδήποτε αλλαγή στο λόγο της απώλειας ενέργειας θεωρείται ότι συμβάλλει στη φθορά του οδοστρώματος («καταναλισκόμενη» ενέργεια) και άρα μπορεί να συσχετιστεί με την αντοχή σε κόπωση (Ghuzlan & Carpenter 2000, Carpenter et al. 2003).
- Ρυθμός μεταβολής της απώλειας ενέργειας (Ratio of Dissipated Energy Change, RDEC): Βάσει της προηγούμενης θεώρησης προτάθηκε η χρήση του ρυθμού μεταβολής της απώλειας ενέργειας προκειμένου να περιγραφεί η διάδοση της φθοράς στο μίγμα (Carpenter et al. 2003, Shen & Carpenter 2007, Shen et al. 2006). Η λογική χρήσης του RDEC έγκειται στην μοναδική σχέση που τον συνδέει με τους κύκλους που οδηγούν σε αστοχία. Εκτενής έρευνα οδήγησε στη διαμόρφωση ενός ισχυρού νόμου κόπωσης (Shen & Carpenter 2007), ο οποίος χρησιμοποιείται συχνά σε πληθώρα συναφών ερευνών (Nejad et al. 2015, Bhasin et al. 2009). Μάλιστα, η ισχύς του συγκεκριμένου νόμου επεκτείνεται και σε ασφαλομίγματα που προορίζονται για οδοστρώματα αεροδρομίων και ο συγκεκριμένος νόμος κόπωσης συστήνεται για χρήση σύμφωνα με τις αρχές της Ομοσπονδιακής Διοίκησης Αεροπορίας (Federal Aviation Administration, FAA) (FAA 2011).

Στην παρούσα διατριβή, ο υπόψη νόμος θα χρησιμοποιηθεί στο πλαίσιο της αξιολόγησης οδοστρωμάτων μαζί με τον MEPDG νόμο που προηγήθηκε. Για το λόγο αυτό ακολουθεί ένα σύντομο θεωρητικό υπόβαθρο για τον νόμο των Shen & Carpenter (2007). Αρχικά, ο λόγος $RDEC$ για έναν κύκλο φόρτισης a ορίζεται ως η μέση μεταβολή της απώλειας ενέργειας (DE) μεταξύ δύο κύκλων φόρτισης a και b προς την απώλεια ενέργειας στον πρώτο κύκλο (Bhasin et al. 2009, NCHRP 9-44, 2008):

$$RDEC_a = \frac{DE_a - DE_b}{(b - a) \cdot DE_a} \quad (2.29)$$

Η γραφική παράσταση του RDEC συναρτήσεως των κύκλων φόρτισης για ένα τυπικό ασφαλομίγμα φαίνεται στην εικόνα 2.20. Η «καταναλισκόμενη» ενέργεια που συμβάλλει στη διάδοση της φθοράς στο μίγμα σχηματίζει ένα ευρύ «U», το οποίο μπορεί να χωριστεί σε τρία επιμέρους στάδια. Αρχικά, παρατηρείται σημαντική πτώση της δυσκαμψίας του υλικού (στάδιο I), άρα η ενέργεια που συμβάλλει στη φθορά «καταναλώνεται» με γρηγορότερο ρυθμό. Στο στάδιο αυτό είναι δυνατή η εμφάνιση μίας ρωγμής που σταδιακά διαδίδεται στο υλικό. Κατά συνέπεια, ο ρυθμός μεταβολής της «καταναλισκόμενης» ενέργειας βαίνει σταδιακά μειούμενος. Στο στάδιο II, ο ρυθμός μεταβολής πρακτικά σταθεροποιείται και λαμβάνει μια ελάχιστη τιμή και αυτό υποδεικνύει ότι πλέον η φθορά στο μίγμα (και κατ' επέκταση στο οδοστρώμα) διαδίδεται με σταθερό ρυθμό μέσω καλά σχηματισμένων ρωγμών χωρίς να απαιτείται επιπλέον κατανάλωση ενέργειας. Η ελάχιστη τιμή του RDEC αντιστοιχίζεται σε ένα πλάτο που διεθνώς αποδίδεται ως Plateau Value (PV), ενώ η τιμή αυτή παρουσιάζει άριστη συσχέτιση με τον αριθμό των κύκλων φόρτισης που οδηγούν σε αστοχία. Στο στάδιο III, επέρχεται θραύση του δοκιμίου και ο ρυθμός μεταβολής της καταναλισκόμενης ενέργειας βαίνει αυξητικός.



Εικόνα 2.20: Η έννοια του RDEC στην αξιολόγηση της κόπωσης.

Η αρχική βαθμονόμηση του νόμου έγινε λαμβάνοντας υπόψη εργαστηριακά αποτελέσματα κόπωσης με τη δοκιμή κάμψης 4 σημείων (σε συνθήκες συχνότητας 10Hz και θερμοκρασίας 20°C) σε 74 δοκίμια ασφαλτομίγματος στο Πανεπιστήμιο του Ιλινόι στις ΗΠΑ. Τα μίγματα περιείχαν 4 διαφορετικούς τύπους συνδετικού υλικού, 2 είδη αδρανών (δολομίτης και ασβεστόλιθος) και ποικιλία ογκομετρικών χαρακτηριστικών (Shen & Carpenter 2007). Η αντοχή σε κόπωση (κύκλοι N_f) συνδέονται με την τιμή του PV μέσω της σχέσης 2.29, η οποία βρέθηκε ότι έχει ικανοποιητική συμπεριφορά για πληθώρα συνθηκών στις δοκιμές κόπωσης, δηλαδή καλύπτει τις δοκιμές επιβολής ελεγχόμενης τάσης και παραμόρφωσης, ενώ καλύπτει ένα ευρύ φάσμα συνθηκών θερμοκρασίας, συχνότητας και περιόδων ηρεμίας και είναι παράλληλα ανεξάρτητη από τις ιδιότητες του εκάστοτε μίγματος (Redles et al. 2018, Zeiada 2012, Shen & Carpenter 2007, Carpenter et al. 2003).

$$N_f = 0.4801 \cdot PV^{-0.9007} \quad (2.29)$$

Περαιτέρω, για την εκτίμηση του PV πραγματοποιήθηκε εκτενής στατιστική ανάλυση, στην οποία θεωρήθηκαν ως δείκτες επιρροής στοιχεία δυσκαμψίας και εντατικής καταπόνησης, καθώς και επιμέρους ογκομετρικά χαρακτηριστικά του ασφαλτομίγματος και στοιχεία από την κοκκομετρική διαβάθμιση των αδρανών του. Το μοντέλο που προέκυψε (Shen & Carpenter 2007) δίνεται στη σχέση 2.30:

$$PV = 44.422 \cdot \varepsilon_t^{5.140} \cdot S^{2.993} \cdot VP^{1.850} \cdot GP^{-0.4063} \quad (2.30)$$

Όπου:

- ε_t : η κρίσιμη εφελκυστική παραμόρφωση,
- S : η καμπτική αντοχή του ασφαλτομίγματος (MPa),
- VP : ογκομετρική παράμετρος που ορίζεται ως: $VP = \frac{V_a}{V_a + V_b}$, με V_a, V_b να αντιστοιχούν στα κατ' όγκο ποσοστά κενών αέρος και ασφάλτου αντίστοιχα στο μίγμα, και
- GP : παράμετρος της κοκκομετρικής διαβάθμισης των αδρανών του ασφαλτομίγματος που ορίζεται ως: $GP = \frac{P_{NMS} - P_{PCS}}{P_{200}}$, με P_{NMS} : το διερχόμενο ποσοστό από το κόσκινο ανοίγματος ίσο με το ονομαστικό μέγεθος των αδρανών, P_{PCS} : το διερχόμενο ποσοστό από το κόσκινο ελέγχου (το άνοιγμά του εξαρτάται από το ονομαστικό μέγεθος των αδρανών και ισχύει $PCS = 0.22 \cdot NMS$) και P_{200} : το διερχόμενο ποσοστό από το κόσκινο ανοίγματος 0.075mm (κόσκινο No. 200).

Σημειώνεται ότι η ενεργειακή μέθοδος (άρα και ο νόμος κόπωσης των Shen & Carpenter 2007), όντας μία μηχανιστική μέθοδος λαμβάνει εγγενώς υπόψη την ιξωδοελαστική συμπεριφορά του ασφαλτομίγματος, δεδομένου ότι η απώλεια ενέργειας σε έναν κύκλο φόρτισης επιμερίζεται σε απώλεια λόγω ιξωδοελαστικότητας του υλικού και σε «καταναλισκόμενη» ενέργεια που συμβάλλει στη φθορά του μίγματος. Ένα μειονέκτημα της μεθόδου είναι οι περιορισμένες κλίμακας έρευνες για τη βαθμονόμηση του νόμου αυτού λαμβάνοντας υπόψη στοιχεία συμπεριφοράς πεδίου. Ενδεικτικά αναφέρεται η έρευνα των Redles et al. (2018), η οποία όμως αφορά σε πρωταρχική προσπάθεια βαθμονόμησης του νόμου για οδοστρώματα αεροδρομίων. Οι ίδιοι ερευνητές επισημαίνουν την ανάγκη ορθολογικής θεώρησης περιόδων ηρεμίας καθώς και του φαινομένου της αυτοθεραπείας του ασφαλτομίγματος, προκειμένου η εκτίμηση της αντοχής σε κόπωση που γίνεται εργαστηριακά να μπορεί να αντανάκλα πληρέστερα τη συμπεριφορά πεδίου. Μάλιστα, οι Shen & Carpenter (2007) προτείνουν έναν συντελεστή προσαύξησης C των κύκλων φόρτισης που οδηγούν σε αστοχία, ο οποίος όμως εξαρτάται από τη θεώρηση ενός εύλογου χρονικού διαστήματος ως περίοδο ηρεμίας. Ο συντελεστής C ορίζεται ως $C = (1 + RP)^k$, όπου RP ο χρόνος ηρεμίας (sec) και k συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την αυτοθεραπεία του υλικού και κατά συνέπεια εξαρτάται σημαντικά από τον τύπο του συνδετικού υλικού. Η τιμή του k είναι αρνητική, ώστε η τιμή του PV να μειώνεται και η αντοχή σε κόπωση να αυξάνει (Shen & Carpenter 2007, Zeiada 2012). Σε κάθε περίπτωση το ζήτημα της βαθμονόμησης των ενεργειακών νόμων λαμβάνοντας υπόψη πραγματική συμπεριφορά πεδίου παραμένει ως «ανοικτό».

2.6. Σύνοψη

Από την βιβλιογραφική ανασκόπηση στο παρόν κεφάλαιο, η έμφαση δόθηκε στην μηχανική συμπεριφορά των ασφαλτομιγμάτων. Τα υλικά αυτά συνθέτουν τις ανώτερες στρώσεις στα ασφαλτικά οδοστρώματα, εκεί όπου άλλωστε είναι επιθυμητό και οικονομικά εφικτό να επικεντρώνεται η μέριμνα συντήρησης και αποκατάστασης υφιστάμενων οδοστρωμάτων. Κατά συνέπεια, οι όποιες παραδοχές χρησιμοποιηθούν για τη συμπεριφορά των ασφαλτομιγμάτων στο πλαίσιο της ανάλυσης οδοστρωμάτων, αποκτούν βαρύνουσα σημασία, ιδίως σε επίπεδο έργου (project-level) όπου αξιολογούνται οι ανάγκες επανασχεδιασμού των οδοστρωμάτων. Υπό την έννοια αυτή, τον παρόν κεφάλαιο διαμόρφωσε το θεωρητικό υπόβαθρο πάνω στο οποίο θεμελιώνονται και οι δύο άξονες διερεύνησης. Στον πρώτο άξονα, το ασφαλτόμιγμα νοείται ως ένα γραμμικό ελαστικό υλικό σύμφωνα με τις παραδοχές της MLET και τη συνήθη πρακτική, ενώ στον δεύτερο άξονα το ασφαλτόμιγμα νοείται ως ένα γραμμικό ιξωδοελαστικό υλικό, πράγμα που αποτελεί μία πιο προηγμένη παραδοχή ανάλυσης.

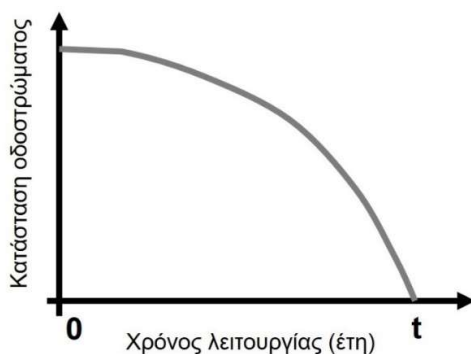
Περαιτέρω, τα θεωρούμενα χαρακτηριστικά του ασφαλτομίγματος επηρεάζουν αναμφισβήτητα την εξέλιξη της συμπεριφοράς και της φθοράς του οδοστρώματος, με εξέχουσα αυτή που οφείλεται στην αστοχία λόγω κόπωσης των ασφαλικών στρώσεων. Η ανασκόπηση ανέδειξε τις δύο κυρίαρχες προσεγγίσεις για την ανάλυση κόπωσης, της φαινομενολογικής προσέγγισης (που εντάσσεται στο διεθνή MEPDG οδηγό σχεδιασμού και ανάλυσης οδοστρωμάτων) και της ενεργειακής προσέγγισης που στηρίζεται σε πιο θεμελιώδεις αρχές της μηχανικής των υλικών. Δεδομένου ότι η διερεύνηση κόπωσης οδοστρωμάτων συνιστά προηγμένη ανάλυση που αφορά κυρίως σε επίπεδο έργου, οι δύο αυτές προσεγγίσεις πρόκειται να αξιοποιηθούν στον δεύτερο άξονα διερεύνησης της διατριβής, όπου αξιολογείται η συμβολή της ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς των ασφαλτομιγμάτων (εκφρασμένης μέσω του δυναμικού μέτρου δυσκαμψίας που περιεγράφηκε στο παρόν κεφάλαιο) στην εξέλιξη της φθοράς υφιστάμενων οδοστρωμάτων.

3. ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΟΔΟΣΤΡΩΜΑΤΟΣ ΜΕ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΠΕΔΙΟΥ

3.1. Η σημασία της αξιολόγησης

Είτε πρόκειται για νέα είτε για εν λειτουργία τμήματα ενός οδικού δικτύου, η απαίτηση για δομικά υγιή και πλήρως λειτουργικά οδοστρώματα είναι ενιαία. Η δομική ευρωστία του οδοστρώματος αφορά στην ικανότητά του να φέρει με ασφάλεια τα αξονικά φορτία της κυκλοφορίας. Παράλληλα, τόσο η κατασκευή όσο και η συντήρηση των οδοστρωμάτων απαιτούν βέλτιστη κατανομή οικονομικών πόρων, η οποία συχνά υπόκειται σε περιορισμούς διάθεσης και διαχείρισης. Στο πλαίσιο αυτό, έχει διαπιστωθεί διεθνώς αλλά και σε εθνικό επίπεδο, ότι το ενδιαφέρον των μηχανικών οδοστρωμάτων λόγω περιορισμένων οικονομικών πόρων, έχει στραφεί σταδιακά προς τη συντήρηση και την αποκατάσταση των υφιστάμενων δομών οδοστρώματος τις τελευταίες δεκαετίες (Marecos et al. 2017, Zhao et al. 2018). Δεν είναι τυχαίο το γεγονός ότι σήμερα έχει πλέον εμπεδωθεί η αντίληψη ότι οι αποτελεσματικές πολιτικές συντήρησης οδών μπορούν να θεωρηθούν εξίσου σημαντικές με τις καλές κατασκευαστικές πρακτικές (Benedetto et al. 2017).

Ως εκ τούτου, η αξιολόγηση της κατάστασης των οδοστρωμάτων, ορολογία που αποδίδεται διεθνώς ως Pavement Condition Assessment (PCA), έχει καταστεί εγγενής προϋπόθεση σε όλα τα συστήματα παρακολούθησης και διαχείρισης οδοστρωμάτων. Δεδομένου ότι οι οδικές υποδομές παραμένουν ως υφιστάμενα περιουσιακά στοιχεία ανεξάρτητα από την περίοδο σχεδιασμού τους, η συνεχής αξιολόγηση της δομικής κατάστασης ενός οδοστρώματος είναι αναγκαία συνθήκη προκειμένου να εξασφαλιστεί μακροπρόθεσμα η βιωσιμότητά του. Η διενέργεια αξιολόγησης οδοστρωμάτων προϋποθέτει ένα συντεταγμένο σύστημα παρακολούθησης της δομικής και της λειτουργικής συμπεριφοράς των οδοστρωμάτων σε οποιαδήποτε χρονική t του χρόνου λειτουργίας τους. Σύμφωνα με την εικόνα 3.1, η κατάσταση ενός οδοστρώματος υποβαθμίζεται στο εύρος του χρόνου λειτουργίας, γεγονός που απορρέει από την συνδυαστική επίδραση των αξονικών φορτίων και των περιβαλλοντικών-κλιματολογικών επιδράσεων.



Εικόνα 3.1: Τυπική καμπύλη συμπεριφοράς οδοστρωμάτων.

Για την ορθολογικότερη αξιολόγηση της μεταβολής της κατάστασης του οδοστρώματος είναι αναγκαία η γνώση μιας κατάστασης αναφοράς, η οποία αφορά στην χρονική στιγμή $t=0$ και αντιστοιχεί ουσιαστικά στη χρονική φάση αμέσως μετά την ολοκλήρωση της κατασκευής του οδοστρώματος. Στη χρονική στιγμή $t=0$ (που μπορεί να αναφερθεί απλοποιητικά ως «σημείο μηδέν») η κατάσταση του οδοστρώματος νοείται ως «άριστη». Ειδικότερα, η αξιολόγηση του οδοστρώματος

όταν $t = 0$ είναι εξαιρετικά σημαντική για δύο κυρίαρχους λόγους. Αρχικά, εξυπηρετείται η ανάγκη ποιοτικού ελέγχου της κατασκευής (Quality Control – Quality Assurance, QC/QA), δηλαδή ο έλεγχος πληρότητας των αρχών σχεδιασμού των μιγμάτων και του οδοστρώματος συνολικά (Plati et al. 2020). Περαιτέρω, η θεωρία και οι παραδοχές της ανάλυσης που χρησιμοποιούνται για την αξιολόγηση στο "σημείο μηδέν" δύναται να επηρεάσουν σημαντικά την αξιολόγηση της κατάστασης του οδοστρώματος, καθώς αυτή μεταβάλλεται σε βάθος χρόνου. Κατ' επέκταση, αυτό επιδρά στη διαδικασία λήψης αποφάσεων όσον αφορά στη διαχείριση των αναγκών συντήρησης και αποκατάστασης των οδοστρωμάτων. Με άλλα λόγια, η διαμόρφωση ενός μητρώου παρακολούθησης του οδοστρώματος επιτρέπει τη συνεχή καταγραφή της δομικής κατάστασης του οδοστρώματος με στόχο τον έγκαιρο προγραμματισμό ενεργειών συντήρησης (Marecos et al. 2017). Ως εκ τούτου, η έννοια του περιοδικού ελέγχου μπορεί να καθορίσει έναν ενδεδειγμένο χρόνο επέμβασης στο οδόστρωμα για συντήρηση ή αποκατάσταση (Solla et al. 2013).

Παραδοσιακά, τα στοιχεία ενός νέο-κατασκευασθέντος οδοστρώματος που χρήζουν ελέγχου στο πλαίσιο του QA/QC είναι τα πάχη των στρώσεων, η πυκνότητα των υλικών και τα μηχανικά χαρακτηριστικά τους (πχ μέτρο ελαστικότητας). Περαιτέρω, σε βάθος του χρόνου λειτουργίας υφιστάμενων οδοστρωμάτων, απαιτείται επίσης η γνώση εξέλιξης των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών. Όσον αφορά στα πάχη, αυτά αποτελούν σημαντική παράμετρο για την εκτίμηση της μηχανικής συμπεριφοράς τόσο νέων όσο και υφιστάμενων οδοστρωμάτων. Έλλειμμα πάχους μπορεί να οδηγήσει στην ανάγκη επανασχεδιασμού του οδοστρώματος (μέσω επιστρώσεων δομικής ενίσχυσης) προκειμένου να αυξηθεί η διάρκεια ζωής του οδοστρώματος. Τις παλαιότερες δεκαετίες, η εκτίμηση των προαναφερθέντων χαρακτηριστικών γινόταν μέσω εξαγωγής πυρήνων ασφαλομίγματος από το σώμα του οδοστρώματος ή διενέργεια τομών (για αξιολόγηση υλικών σε μεγαλύτερα βάθη). Οι διαδικασίες αυτές ωστόσο είναι χρονοβόρες, καταστρεπτικές ενώ επιπλέον παρέχουν σημειακή πληροφόρηση (Saarenketo & Scullion 2000, Solla et al. 2013, Shangguan et al. 2013, Benedetto et al. 2017). Πέρα από αυτούς τους παράγοντες, η λήψη πυρήνων προϋποθέτει για λόγους ασφαλείας, την προσωρινή διακοπή της κυκλοφορίας, η οποία είναι εν γένει ανεπιθύμητη ιδιαίτερα σε αυτοκινητοδρόμους στρατηγικής σημασίας με βαριά κυκλοφορία.

Με δεδομένους τους παραπάνω περιορισμούς, η διεθνής επιστημονική κοινότητα έχει επικεντρώσει την προσοχή της στην ολιστική αξιοποίηση προηγμένων συστημάτων για τη διενέργεια μη καταστρεπτικών δοκιμών (Non-Destructive Testing, NDT) που επιτρέπουν την αξιολόγηση οδοστρωμάτων χωρίς τη διατάραξη της δομής τους. Παραδείγματα περιλαμβάνουν τη χρήση συστημάτων οπτικής επισκόπησης τεχνολογίας ραντάρ ή λέιζερ για αποτύπωση γεωμετρικών χαρακτηριστικών, ανίχνευση φθορών ή ρωγμών, εκτίμηση στρωματογραφίας οδοστρώματος, συστήματα αξιολόγησης της μηχανικής απόκρισης οδοστρωμάτων καθώς και συστήματα προφίλομέτρησης (Gkyrtis et al. 2021, Plati et al. 2020, Yang et al. 2012, Saarankeeto & Scullion 2000). Στο πλαίσιο της παρούσας διατριβής, το ενδιαφέρον επικεντρώνονται σε όσα συστήματα συλλέγουν στοιχεία που αφορούν στη μηχανική συμπεριφορά των οδοστρωμάτων και συγκεκριμένα στα πάχη και τα μηχανικά χαρακτηριστικά. Για την εκτίμηση της στρωματογραφίας, το εξέχον NDT σύστημα για το οποίο υπάρχει πλούσια διεθνής βιβλιογραφία είναι το γεωραντάρ (Ground Penetrating Radar, GPR), η χρήση του οποίου βασίζεται στις αρχές της γεωφυσικής επιστήμης. Για τα μηχανικά χαρακτηριστικά του οδοστρώματος, χρησιμοποιούνται ευρέως συστήματα μέτρησης των επιφανειακών υποχωρήσεων ως αποτέλεσμα της ελεγχόμενης επιβολής στατικού ή δυναμικού φορτίου στην επιφάνεια φόρτισης. Εξέχον παράδειγμα ευρείας χρήσης αποτελεί το δυναμικής

φόρτισης παραμορφωσίμετρο πίπτοντος βάρους (Falling Weight Deflectometer, FWD) (Dynatest, 2000), το οποίο αποτελεί πάγια τακτική διεθνώς (Crook et al. 2012, Marecos et al. 2017).

Η δομή του υπόλοιπου κεφαλαίου απαρτίζεται από επιμέρους υποενότητες που περιγράφουν σταδιακά τα επιμέρους βήματα της αξιολόγησης οδοστρωμάτων, τα οποία αφορούν: (α) στη συλλογή στοιχείων με μη καταστρεπτικά συστήματα, (β) στην ανάλυση των στοιχείων συλλογής, και (γ) στην ερμηνεία αυτών σύμφωνα με τη διεθνή εμπειρία όπως αποτυπώθηκε από τη βιβλιογραφική ανασκόπηση.

3.2. Μη καταστρεπτικά συστήματα αξιολόγησης οδοστρωμάτων

3.2.1. Σύστημα γεωραντάρ

Το πιο δημοφιλές σύστημα από αυτά που βασίζονται στις αρχές της γεωφυσικής είναι το γεωραντάρ (Ground Penetrating Radar, GRP). Η δημοτικότητά του δικαιολογείται από ένα ευρύ φάσμα χρήσης σε υποδομές πολιτικού μηχανικού, όπως κτίρια, κατασκευές από σκυρόδεμα, οδοστρώματα, γέφυρες, σήραγγες και υπόγειες κατασκευές. Αυτό εξασφαλίζεται από το ευρύ φάσμα συχνοτήτων στο οποίο μπορεί να λειτουργεί ένα σύστημα GPR (Lai et al. 2018). Στον τομέα των μεταφορών, η χρήση του επικεντρώνεται σε αξιολόγηση οδοστρωμάτων, γεφυρών και σιδηροδρόμων. Ειδικά για τις οδούς, η χρήση GPR χρονολογείται περί τα μέσα της δεκαετίας του '70, όταν σύμφωνα με τον Morey (1998), η Ομοσπονδιακή Διοίκηση Οδών (FHWA) των Ηνωμένων Πολιτειών εξέτασε τη σκοπιμότητα χρήσης συστημάτων τεχνολογίας ραντάρ πρώτα σε σήραγγες και ακολούθως σε καταστρώματα γεφυρών. Σύμφωνα με τους Leng & Al-Qadi (2014), το GPR χρησιμοποιείται ευρέως για τη μέτρηση του πάχους των στρώσεων του οδοστρώματος, την ανίχνευση φθορών ή ασυνεχειών υλικού στο εσωτερικό του οδοστρώματος, τον προσδιορισμό του βάθους εντοπισμού χαλύβδινων ράβδων σε οδοστρώματα από σκυρόδεμα και την εκτίμηση της πυκνότητας των ασφαλτομιγμάτων και των κενών αέρος. Μάλιστα, η χρησιμότητα του GPR για τον έλεγχο της πυκνότητας έχει αποδειχθεί πολύτιμη κατά τη φάση κατασκευής οδοστρωμάτων, καθώς χρησιμεύει όχι μόνο για τη διενέργεια ποιοτικού ελέγχου, αλλά και για την επιτόπου βελτιστοποίηση της διαδικασίας κατασκευής (Shangguan & Al-Qadi 2015, Wang et al. 2018).

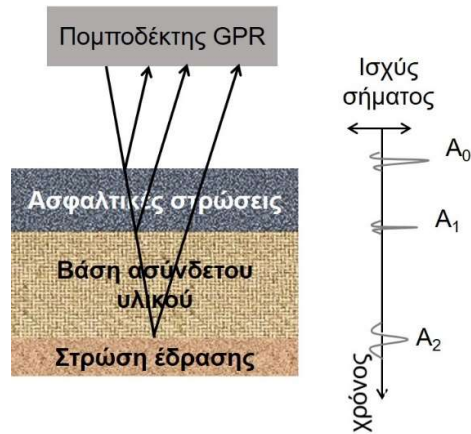
Η λειτουργία του GPR στηρίζεται στη μετάδοση παλμών μέσω δύο κατηγοριών πομπών-κεραιών (εικόνα 3.2): τους πομπούς που βρίσκονται σε ορισμένη απόσταση από την επιφάνεια ελέγχου (air-coupled antenna) και τους πομπούς που βρίσκονται σε επαφή με την επιφάνεια ελέγχου (ground-coupled antenna) (Shangguan et al. 2013). Η ταχύτητα διάδοσης και κίνησης των παλμών σε ένα πολυστρωματικό μέσο (όπως είναι το οδόστρωμα), οι μεταβολές στην κατεύθυνση κίνησης και στην ταχύτητα των εκπεμπόμενων σημάτων καθορίζονται από τις ηλεκτρομαγνητικές ιδιότητες των υλικών (Lai et al. 2018). Το βάθος στο οποίο δύναται να διεισδύσουν οι παλμοί του GPR εξαρτάται από την κεντρική συχνότητα του σήματος και τις ιδιότητες του μέσου διάδοσης. Γενικά, η σημαντικότερη ιδιότητα που επηρεάζει τα αποτελέσματα των αναλύσεων GPR είναι η διηλεκτρική σταθερά του υλικού και η επίδρασή του στην ταχύτητα του σήματος GPR, καθώς αυτό διαδίδεται στο υλικό μέσο.



Εικόνα 3.2: (α) Αρχές λειτουργίας GPR, (β) πομπός σε απόσταση από την επιφάνεια ελέγχου και (γ) πομπός σε πλήρη επαφή με την επιφάνεια ελέγχου.

Ειδικότερα, τα συστήματα με πομπούς που βρίσκονται σε απόσταση από την επιφάνεια ελέγχου είναι περισσότερο δημοφιλή, καθώς μπορούν να συλλέγουν συνεχώς δεδομένα χωρίς την ανάγκη διακοπής της κυκλοφοριακής ροής (Leng et al. 2011). Σε αυτήν την περίπτωση, ο πομπός συνήθως αναρτάται σε μία ενδεικτική απόσταση 0.30-0.50m πάνω από την επιφάνεια του οδοστρώματος. Το βάθος ελέγχου καθορίζεται από τη συχνότητα λειτουργίας του GPR, με τον γενικό κανόνα να ορίζει ότι όσο υψηλότερη είναι η συχνότητα λειτουργίας GPR, τόσο γρηγορότερα εξασθενεί το εκπεμπόμενο σήμα. Αυτό υποδεικνύει καλύτερη ανάλυση ακρίβειας στα επιφανειακά βάθη. Για εφαρμογές σε οδοστρώματα έχει αναφερθεί ότι οι συχνότητες GPR κυμαίνονται στο εύρος 500-2500MHz (Lai et al. 2018, Plati et al. 2020, Benedetto et al. 2017), με συνηθέστερες τις συχνότητες 1GHz και 2GHz (Shangguan et al. 2013, Solla et al. 2013). Σε αυτή την περίπτωση, το βάθος διεύθυνσης των παλμών του GPR είναι συνήθως της τάξης των 0.50-0.90m (Saarenketo 2006). Η συλλογή των προς ανάλυση στοιχείων πραγματοποιείται σε ταχύτητες κυκλοφορίας μέχρι 100km/h.

Κατά τη μετάδοση των ηλεκτρομαγνητικών παλμών στο μέσο ενδιαφέροντος (πχ στο οδόστρωμα), η ανίχνευση αλλαγών στις ηλεκτρικές ιδιότητες εντός του μέσου οδηγεί σε μερική ανάκλαση του ηλεκτρομαγνητικού παλμού, ενώ μέρος του αρχικά προσπίπτοντος παλμού συνεχίζει να διαδίδεται σε ένα υποκείμενο υλικό του μέσου διάδοσης (πχ υποκείμενη στρώση οδοστρώματος). Η διαδικασία διάδοσης των ηλεκτρομαγνητικών παλμών συνεχίζεται, καθώς το μεταδιδόμενο σκέλος του παλμού συναντά προοδευτικά αλλαγές στις ηλεκτρικές ιδιότητες των υλικών του μέσου διάδοσης. Μέσω των χαρακτηριστικών διάδοσης τόσο των μεταδιδόμενων όσο και των ανακλώμενων παλμών, καταγράφονται τα πλάτη των κυμάτων καθώς και ο χρόνος που μεσολαβεί μεταξύ της έναρξης της μετάδοσης κύματος και της λήψης του ανακλώμενου κυματισμού από τον πομποδέκτη. Σχηματικά, η λειτουργία ενός συστήματος GPR φαίνεται στην εικόνα 3.3 για την περίπτωση εφαρμογής σε οδόστρωμα με στατικό πρότυπο τριών στρώσεων.



Εικόνα 3.3: Σχηματική απεικόνιση παλμών GPR σε οδόστρωμα τριών στρώσεων.

Τα πλάτη κύματος A_0 , A_1 και A_2 αντιστοιχούν στην ανάκλαση παλμών στις διεπιφάνειες (α) αέρα-οδοστρώματος, (β) ασφαλτικών στρώσεων-βάσης και (γ) βάσης-στρώσης έδρασης. Τα χρονικά διαστήματα t_1 και t_2 μεταξύ της εμφάνισης των κορυφών A_0 - A_1 και A_1 - A_2 αντιστοιχούν στο συνολικό χρόνο κίνησης του παλμού εντός των ασφαλτικών στρώσεων και της στρώσης της βάσης αντίστοιχα. Με βάση τη μέθοδο ανάκλασης στην επιφάνεια (Maser & Scullion 1991), η διηλεκτρική σταθερά της πρώτης στρώσης (των ασφαλτικών στρώσεων) μπορεί να εκτιμηθεί ως εξής, υποθέτοντας ότι παραμένει σταθερή καθ' όλο το πάχος της στρώσης:

$$\epsilon_{AC} = \left(\frac{1 + \frac{A_0}{A_p}}{1 - \frac{A_0}{A_p}} \right)^2 \quad (3.1)$$

όπου το ϵ_{AC} είναι η διηλεκτρική σταθερά της ανώτερης στρώσης, A_0 είναι το πλάτος του ανακλώμενου παλμού στην επιφάνεια και A_p είναι το πλάτος του προσπίπτοντος παλμού σε μία επίπεδη χάλκινη πλάκα που τοποθετείται αρχικά στο οδόστρωμα για τις ανάγκες βαθμονόμησης. Δεδομένου ότι ο χαλκός είναι καλός αγωγός του ηλεκτρικού ρεύματος, μπορεί να θεωρηθεί ως ένας τέλειος ηλεκτρομαγνητικός ανακλαστήρας. Με ανάλογο τρόπο υπολογίζονται μέσω αναλυτικών σχέσεων οι διηλεκτρικές σταθερές των υλικών των υπόλοιπων στρώσεων. Για να αποφευχθούν εσφαλμένες εκτιμήσεις των διηλεκτρικών σταθερών κατά το στάδιο της ανάλυσης, απαιτείται μια διαδικασία φιλτραρίσματος των πρωτογενών παλμών GPR προκειμένου να ενισχυθεί το σήμα των παλμών και να απομακρυνθούν οποιοσδήποτε πιθανές παρεμβολές ή οποιοδήποτε είδος θορύβου που ενδέχεται να επηρεάσει την ισχύς ενός σήματος GPR.

Με γνωστές τις διηλεκτρικές σταθερές μπορούν να προκύψουν τα πάχη των στρώσεων κατόπιν σχετικής ανάλυσης και υπολογισμών. Ενδεικτικά, το πάχος των ασφαλτικών στρώσεων (h_{AC} , m) μπορεί να εκτιμηθεί από την ακόλουθη εξίσωση λαμβάνοντας υπόψη τη χρονική διαφορά ($t_{AC}=t_1$, sec) λήψης των ανακλώμενων παλμών από τις διεπιφάνειες αέρα-οδοστρώματος και ασφαλτικών στρώσεων-βάσης καθώς και τη διηλεκτρική σταθερά των ασφαλτικών στρώσεων (ϵ_{AC}):

$$h_{AC} = \frac{c \cdot t_{AC}}{2 \cdot \sqrt{\epsilon_{AC}}} \quad (3.2)$$

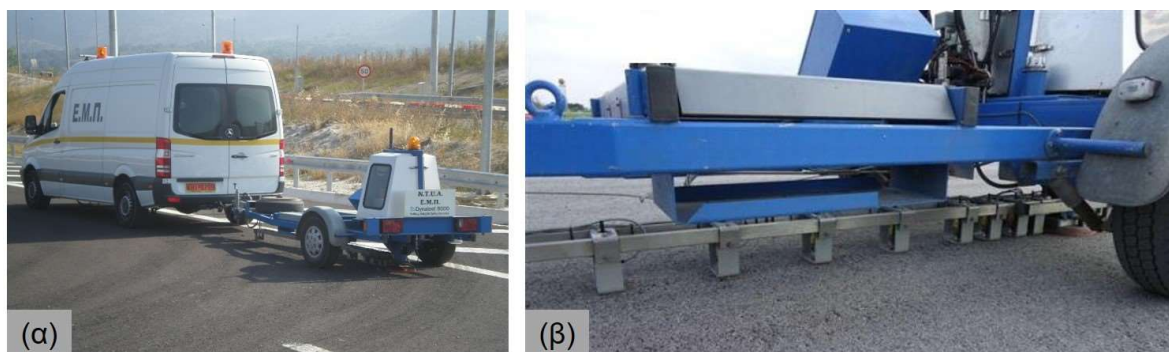
Στην προηγούμενη εξίσωση, c είναι η ταχύτητα (m/sec) του φωτός στο κενό. Προγενέστερη έρευνα έχει αναδείξει ότι η ακρίβεια της εκτίμησης παχών μέσω της τεχνικής του GPR είναι ικανοποιητική

λαμβάνοντας υπόψη στοιχεία πραγματικών παχών από πυρηνοληψίες. Ωστόσο, ένα σημαντικό ζήτημα που προκύπτει αναφορικά με τις μεθόδους φιλτραρίσματος των στοιχείων GPR και της επεξεργασίας σημάτων για την εξαγωγή των παχών είναι η ανάγκη για έναν πολύ έμπειρο αναλυτή, καθώς κάθε επεξεργασία που πραγματοποιείται φαίνεται να εξαρτάται πολύ από την ερμηνεία του αναλυτή και είναι αρκετά δύσκολο να εξακριβωθεί σε ποιο βαθμό τα παρουσιαζόμενα αποτελέσματα είναι επαναλήψιμα (Plati & Loizos 2012, Benedetto et al. 2017). Ως εκ τούτου, έχει αναγνωριστεί ευρέως ότι ο αναλυτής των στοιχείων GPR πρέπει να είναι πολύ έμπειρος για να μεγιστοποιήσει την ακρίβεια των αποτελεσμάτων (Solla et al. 2013, Fontul et al. 2018). Τέλος, το κόστος προμήθειας και μεταφοράς του υπόψη συστήματος σημειώνεται ως ένας συμπληρωματικός περιορισμός αναφορικά με την ευρεία χρήση του, ιδιαίτερα για διερεύνηση σε επίπεδο έργου (project level analysis) (Plati et al. 2020, Joshaghani & Shokrabadi 2021), όπου η έλλειψη πληροφορίας παχών μπορεί να αντισταθμιστεί από δειγματοληπτική λήψη πυρήνων.

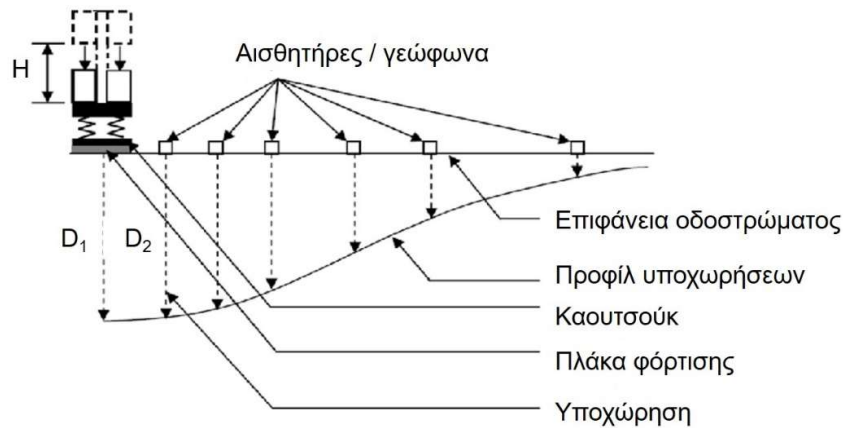
3.2.2. Παραμορφωσίμετρο πύπτοντος βάρους

Το Παραμορφωσίμετρο Πύπτοντος Βάρους (Falling Weight Deflectometer, FWD) επινοήθηκε από τον Bretonniere το 1963 με την ονομασία "déflectomètre à boulet" (Tonkin & Taylor Ltd 1998) και αναπτύχθηκε περαιτέρω την δεκαετία του 1970. Τη δεκαετία του 1980 εδραιώθηκε παγκοσμίως ως η επικρατούσα μέθοδος δομικής αξιολόγησης και εκτίμησης της φέρουσας ικανότητας οδοστρωμάτων (Chatti et al. 2017, Dynatest 2000). Το FWD υπερτερεί έναντι άλλων μη καταστρεπτικών μεθόδων αξιολόγησης, όπως είναι η δοκός Benklman και το Deflectograph (National Roads Authority 2000).

Το FWD (εικόνα 3.4) είναι συνήθως ένα ρυμουλκούμενο σύστημα, το οποίο προσομοιώνει τη φόρτιση ενός κινούμενου οχήματος μέσω επιβολής ενός παλμικού φορτίου που εφαρμόζεται στην επιφάνεια του οδοστρώματος. Η λειτουργία του FWD συνίσταται στην πτώση μιας γνωστής μάζας από ένα προκαθορισμένο ύψος (h) σε μια χαλύβδινη πλάκα διαμέτρου 300mm που βρίσκεται στην επιφάνεια του οδοστρώματος. Λόγω της φόρτισης το οδόστρωμα «υποχωρεί» σε μία περιοχή γύρω από τη θέση φόρτισης και το αποτέλεσμα της παραμόρφωσης του οδοστρώματος φαίνεται ενδεικτικά στην εικόνα 3.5. Το επιβαλλόμενο φορτίο μπορεί να είναι διαφορετικού μεγέθους (ενδεικτικά από 20 έως 120kN) ρυθμίζοντας κάθε φορά το ύψος πτώσης, έτσι ώστε να αντιστοιχίζεται σε διαφορετικά επίπεδα φορτίου, σύμφωνα με τα προκαθορισμένα επίπεδα φόρτισης που περιγράφονται στον LTPP οδηγό της FHWA (Schmalzer 2006). Το προφίλ της επιφανειακής υποχώρησης σε κάθε θέση δοκιμής διαμορφώνεται μέσω ειδικών καταγραφών-αισθητήρων (συνήθως, επτά ή εννέα), που βρίσκονται σε καθορισμένες αποστάσεις από το κέντρο της πλάκας φόρτισης.

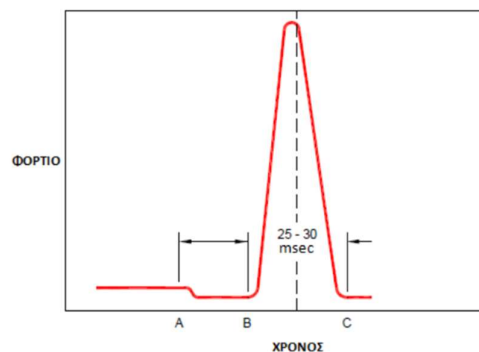


Εικόνα 3.4: (α) Το σύστημα FWD του ΕΜΠ, και (β) διάταξη των γεωφώνων.



Εικόνα 3.5: Τυπικό προφίλ υποχωρήσεων FWD.

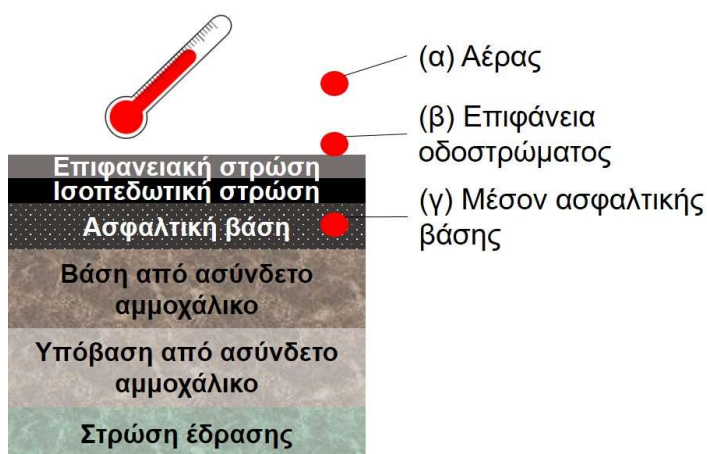
Η διάρκεια της δυναμικής φόρτισης που επιβάλλει το FWD είναι συνήθως 25-30msec ή 45-60msec (εικόνα 3.6), ανάλογα με τον τύπο του συστήματος που χρησιμοποιείται. Με αυτόν τον τρόπο, προσομοιάζεται σε μεγάλο βαθμό η πραγματική φόρτιση που υφίσταται το οδόστρωμα από τη διέλευση ενός κινούμενου φορτηγού με ταχύτητα 60-80km/h (National Roads Authority 2000). Με αναφορά στην εικόνα 3.6, ο χρόνος που μεσολαβεί από το σημείο A έως το σημείο B αντιπροσωπεύει το χρόνο που απαιτείται για να ανυψωθεί το βάρος πρόσκρουσης στο επιθυμητό ύψος. Η διάρκεια της πραγματικής φόρτισης αφορά χρονικά στο τμήμα B-C. Καθώς εξελίσσεται η φόρτιση, κάθε γεώφωνο καταγράφει την πλήρη χρονοϊστορία της φόρτισης και της αντίστοιχης ψευδοελαστικής υποχώρησης. Οι μέγιστες ελαστικές υποχωρήσεις που καταγράφει κάθε γεώφωνο συνθέτουν το τυπικό προφίλ υποχωρήσεων (πχ εικόνα 3.5). Για μία τυπική διάταξη με εννέα αισθητήρες, οι υποχωρήσεις καταγράφονται σε απόσταση 0, 200, 300, 450, 600, 900, 1200, 1500 και 1800mm από το κέντρο επιβολής της φόρτισης. Τέτοια είναι και η διάταξη των γεωφώνων του FWD που διαθέτει το Εργαστήριο Οδοποιίας ΕΜΠ. Στην περίπτωση διάταξης με επτά γεώφωνα, συνήθως παραλείπεται η καταγραφή των ελαστικών υποχωρήσεων σε αποστάσεις 200 και 450mm.



Εικόνα 3.6: Ενδεικτική παλμική φόρτιση με σύστημα FWD.

Συχνά, οι μετρήσεις σε ένα οδόστρωμα με το FWD συνοδεύονται από καταγραφές διαφόρων θερμοκρασιών (εικόνα 3.7) και συγκεκριμένα (α) της θερμοκρασίας του αέρα, (β) της θερμοκρασίας στην επιφάνεια του οδοστρώματος (μετρούνται αυτόματα με ειδικούς αισθητήρες του μηχανήματος), αλλά και (γ) της θερμοκρασίας που επικρατεί στο εσωτερικό του οδοστρώματος και συγκεκριμένα στο μέσο της ασφαλτικής βάσης. Η θερμοκρασία έχει επίδραση στη συμπεριφορά των ασφαλτικών στρώσεων λόγω της ιξωδοελαστικής φύσης των συνδετικών (ασφαλτικών) υλικών (Chabot et al.

2010). Κατ' επέκταση η συμπεριφορά του οδοστρώματος επηρεάζεται από τη θερμοκρασία, πράγμα που αποτυπώνεται μέσω των επιφανειακών υποχωρήσεων που καταγράφουν τα γεώφωνα του FWD. Οι μετρήσεις στο εσωτερικό του οδοστρώματος γίνονται μέσω διάνοιξης οπών στο σώμα του οδοστρώματος.



Εικόνα 3.7: Μετρήσεις θερμοκρασίας κατά τη δομική FWD.

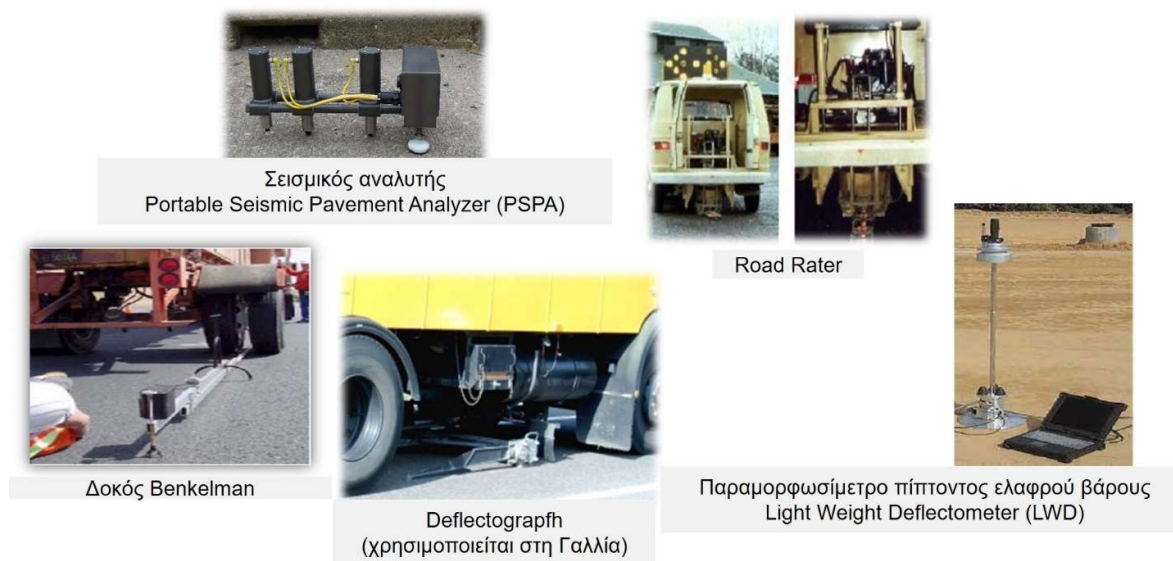
Σημειώνεται ότι το σύστημα του FWD έχει χρησιμοποιηθεί ευρέως για την αξιολόγηση οδοστρωμάτων τόσο σε επίπεδο δικτύου (network level analysis), όσο και σε επίπεδο έργου (project level analysis) (Smith et al. 2017, Crook et al. 2012, Marecos et al. 2017). Ανάλογα με το σκοπό χρήσης, προσδιορίζεται κάθε φορά και η απαιτούμενη πυκνότητα των θέσεων μέτρησης κατά μήκος ενός υπό διερεύνηση οδοστρώματος, προκειμένου να αποκτηθεί μια ρεαλιστική εικόνα της δομικής κατάστασης ενός οδοστρώματος (Molenaar 2006). Τυπική τιμή πύκνωσης θέσεων μέτρησης αποτελεί το εύρος των 150-200m για παρακολούθηση οδοστρώματος σε επίπεδο δικτύου. Τέλος, αναφέρονται ενδεικτικά ορισμένα από τα πλεονεκτήματα του FWD με βάση τους Solanki et al. (2016):

- Το σύστημα μπορεί να εφαρμοστεί αποτελεσματικά σε όλους τους τύπους οδοστρωμάτων (είτε ασφαλτικών οδοστρωμάτων, είτε οδοστρωμάτων από σκυρόδεμα).
- Η παλμική φόρτιση που επιβάλλεται προσεγγίζει αρκετά την πραγματική συχνότητα φόρτισης από την κυκλοφορία βαρέων οχημάτων. Παρά ταύτα, πρέπει να επισημανθεί ότι υπάρχουν ποικίλλες αναφορές στη βιβλιογραφία που παραθέτουν ένα ευρύ φάσμα για την ισοδύναμη ταχύτητα φόρτισης του FWD, ήτοι από 60-80km/h (Mshali & JvdM Steyn 2020, FEHRL 1996) έως τη μη ρεαλιστική τιμή 190km/h (Leiva-Villacorta 2012). Η μεγάλη διακύμανση προκύπτει από τη διασπορά που παρατηρείται στην εκτίμηση της ισοδύναμης συχνότητας του FWD, στοιχείο που θα συζητηθεί στο κεφάλαιο 4.
- Η διαδικασία ανά θέση ελέγχου είναι σχετικά σύντομη και διαρκεί ενδεικτικά τρία λεπτά. Επισημαίνεται ωστόσο ως βασικός περιορισμός του FWD, η ανάγκη για τη στάση του μηχανήματος σε κάθε θέση ελέγχου. Το στοιχείο αυτό (stop-and-go effect) μειώνει την παραγωγικότητα του μηχανήματος, ιδιαίτερα όταν πρόκειται για αξιολόγηση οδοστρωμάτων σε επίπεδο δικτύου. Για να περιοριστεί το φαινόμενο αυτό, υπάρχουν νεότερες εξελίξεις στα NDT συστήματα, όπου οι πληροφορίες για τη μηχανική απόκριση των οδοστρωμάτων συλλέγονται εν κινήσει από νέες τεχνολογίες προηγμένα συστήματα.
- Παρά την ανάγκη στάσης σε συγκεκριμένες θέσεις όταν εφαρμόζεται σε υφιστάμενα οδοστρώματα, δεν απαιτείται ολική διακοπή της κυκλοφορίας. Πλην όμως, είναι απαραίτητα

κάποια ρυθμιστικά μέτρα στη λωρίδα διεξαγωγής των μετρήσεων με σκοπό την ασφάλεια του μηχανήματος και των χρηστών.

3.2.3. Λοιπά μη καταστρεπτικά συστήματα και νεότερες εξελίξεις

Πέρα από τα δύο προαναφερθέντα συστήματα έχουν αναπτυχθεί κατά καιρούς αρκετά NDT συστήματα και για τις δύο κατηγορίες συλλογής στοιχείων, ήτοι για στοιχεία στρωματογραφίας οδοστρώματος και στοιχεία μηχανικής συμπεριφοράς οδοστρώματος. Ορισμένα από αυτά φαίνονται στην εικόνα 3.8. Συστήματα όπως ο σεισμικός αναλυτής ή το παραμορφωσίμετρο πίπτοντος ελαφρού βάρους χρησιμοποιούνται στη φάση κατασκευής για τον έλεγχο των μηχανικών χαρακτηριστικών των εδαφικών και ασύνδετων στρώσεων.

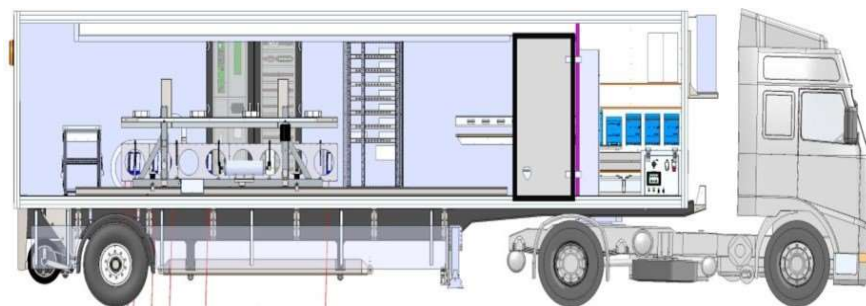


Εικόνα 3.8: Διάφορα NDT συστήματα.

Για την αξιολόγηση υφιστάμενων οδοστρωμάτων, έχουν αναπτυχθεί επίσης νεότερα και πιο προηγμένα συστήματα εκτίμησης της φέρουσας ικανότητας. Χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελεί το ταχείας μέτρησης FWD, το οποίο πραγματοποιεί τη μέτρηση των υποχωρήσεων σε χρόνο ίσο με το ένα τρίτο του χρόνου που απαιτεί το παραδοσιακό FWD που προαναφέρθηκε. Επίσης, καινοτόμο ερευνητικό επίτευγμα αποτελεί η ανάπτυξη των παραμορφωσίμετρων ταχείας κυκλοφορίας (Traffic Speed Deflection Devices, TSDD), τα οποία εισήχθησαν τη δεκαετία του 2000. Τα συστήματα αυτά προσφέρονται για αξιολόγηση οδοστρωμάτων σε επίπεδο δικτύου, καθώς συλλέγουν στοιχεία εν κινήσει (σε ταχύτητες έως και 80km/h) χωρίς να απαιτείται καμία διακοπή της κυκλοφορίας. Ιστορικά, το πρώτο TSDD αναπτύχθηκε από την Greenwood Engineering και χρησιμοποιήθηκε στη Δανία το 2004, ενώ σταδιακά περισσότερες χώρες άρχισαν να χρησιμοποιούν το σύστημα αυτό καταρχήν σε πιλοτική φάση διερεύνησης.

Ως προς τις αρχές λειτουργίας του, το TSDD αποτελείται από ένα βαρέο αρθρωτό όχημα τριών αξόνων (εικόνα 3.9) που περιέχει κατάλληλο σύστημα μέτρησης της αντίδρασης του οδοστρώματος στην επιβαλλόμενη φόρτιση (τυπικές τιμές 55-130kN σύμφωνα με τους Březina et al. 2017). Για τη συλλογή στοιχείων, αξιοποιείται μια δύσκαμπτη δοκός, όπου τοποθετούνται από 6 έως και 10 αισθητήρες λέιζερ τεχνολογίας Doppler, οι οποίοι μετρούν την ταχύτητα των προκαλούμενων ελαστικών υποχωρήσεων του οδοστρώματος στο ίχνος του δεξιού διπλού τροχού. Η ολοκλήρωση των ταχυτήτων

δίνει τις τιμές των ελαστικών υποχωρήσεων. Είναι λοιπόν εμφανής η διαφοροποίηση στην αρχή λειτουργίας των νέων αυτών συστημάτων συγκριτικά με το παραδοσιακό σύστημα του FWD.



Εικόνα 3.9: Το σύστημα παραμορφωσίμετρου ταχείας κυκλοφορίας.

Η διαφοροποίηση αυτή έχει τροφοδοτήσει τα τελευταία χρόνια συστηματική έρευνα τόσο στην Ευρώπη όσο και την Αμερική (Elseifi et al. 2012, Zofka et al. 2017, Elbagalati et al. 2017), κατά την οποία αναζητούνται συσχετίσεις μεταξύ των στοιχείων συλλογής και ανάλυσης προκειμένου να ελεγχθεί κατά πόσο αυτά τα δύο συστήματα είναι συμβατά. Ωστόσο, η πληροφορία που λαμβάνεται από τα δύο συστήματα δεν είναι εν γένει ισοδύναμη.

Για το λόγο αυτό, παρόλο που τα TSDD πραγματοποιούν συνεχή συλλογή στοιχείων εν κινήσει (σε αντίθεση με τις διακριτές θέσεις συλλογής στοιχείων με το FWD, πχ ανά 100-200m), δεν έχει παρατηρηθεί συστηματική αφομοίωσή τους στη συνήθη πρακτική. Αφενός σε επίπεδο έργου, όπου περιλαμβάνεται η αξιολόγηση των αναγκών επανασχεδιασμού των οδοστρωμάτων, η απαιτούμενη ανάλυση έχει σχεδιαστεί και διαχρονικά εδραιωθεί βάσει του FWD (νοούμενου ως συστήματος αναφοράς). Αφετέρου, σε επίπεδο δικτύου η χρήση των TSDD εμφανίζεται ως πιο προσοδοφόρα, όμως και πάλι η συχνή αδυναμία ερμηνείας των στοιχείων συλλογής που προκύπτει από την έλλειψη σαφώς καθορισμένων συσχετίσεων μεταξύ των FWD και TSDD στοιχείων συλλογής, συνεχίζει να αποτελεί τροχοπέδη για τη συστηματική χρήση τους.

Παρά ταύτα, η συσχέτιση των δεικτών αξιολόγησης που προκύπτουν από τις δύο κατηγορίες συστημάτων συνεχίζει να αποτελεί ένα «ανοικτό» αντικείμενο διερεύνησης, προκειμένου η μετάβαση από το FWD στην ευρεία χρήση των TSDD να είναι όσο το δυνατόν γίνεται ομαλή και αποτελεσματική. Προς το παρόν, όπου υπάρχει διαθεσιμότητα και των δύο συστημάτων, διαφαίνεται ως βέλτιστη η χρήση του TSDD για την γρήγορη ανίχνευση περιοχών με ενδείξεις μειωμένης φέρουσας ικανότητας σε επίπεδο δικτύου και η περαιτέρω διερεύνηση των περιοχών αυτών με χρήση του FWD σε επίπεδο έργου.

3.3. Επεξεργασία στοιχείων συλλογής για την εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας

Σύμφωνα με όσα προαναφέρθηκαν, γίνεται αντιληπτό ότι η καθιερωμένη πρακτική αξιολόγησης οδοστρωμάτων περιλαμβάνει συλλογή στοιχείων στρωματογραφίας με το GPR και συλλογή στοιχείων για τη φέρουσα ικανότητα του οδοστρώματος με το FWD (Plati et al. 2020, Smith et al. 2017, Marecos et al. 2017, Crook et al. 2012). Η ανάλυση των στοιχείων συλλογής με το GPR οδηγεί στην εκτίμηση των παχών του οδοστρώματος σύμφωνα με τη διαδικασία που περιεγράφηκε σε προηγούμενο εδάφιο. Όσον αφορά στην ανάλυση των στοιχείων συλλογής με το FWD, διακρίνονται εν γένει δύο επίπεδα ανάλυσης: (α) η άμεση ανάλυση των δεικτών υποχωρήσεων και (β) η εκτίμηση

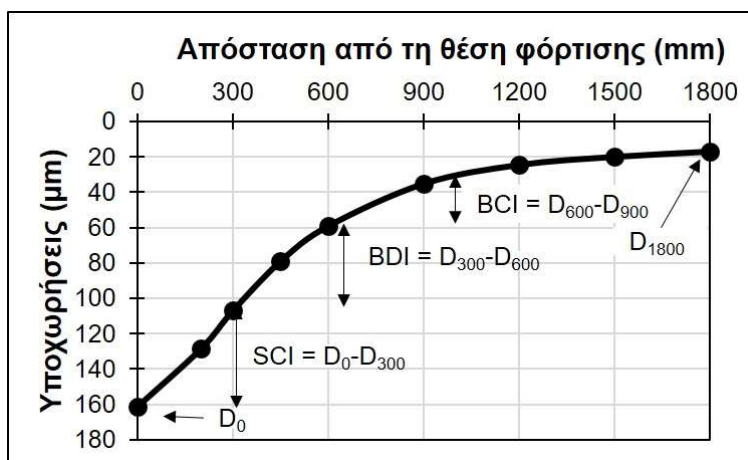
των επιτόπου μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών του οδοστρώματος. Καθένα από αυτά τα είδη περιγράφονται στα ακόλουθα εδάφια.

3.3.1. Δείκτες υποχωρήσεων

Η μέθοδος της άμεσης ανάλυσης των υποχωρήσεων του FWD συνίσταται στην αξιοποίηση των τιμών των υποχωρήσεων ή δεικτών υποχωρήσεων προκειμένου να πραγματοποιηθεί αξιολόγηση οδοστρωμάτων κυρίως σε επίπεδο δικτύου (Plati et al. 2021). Στο πλαίσιο αυτό έχει αναπτυχθεί μια ημιεμπειρική-ημιμηχανιστική προσέγγιση για τη δομική ανάλυση οδοστρωμάτων, σύμφωνα με την οποία η συνδυαστική χρήση δεικτών υποχωρήσεων μαζί με έρευνες οπτικής επισκόπησης διευκολύνει την αξιολόγηση οδοστρώματος υποδεικνύοντας περιοχές όπου εμφανίζονται δομικά ζητήματα (Horak & Emery 2006, Horak 2008). Ουσιαστικά στη μέθοδο αυτή, η αξιολόγηση στηρίζεται κατά κύριο λόγο στους δείκτες υποχωρήσεων (Deflection-Based Parameters, DBP), οι οποίοι λόγω της απλότητας και της ευκολίας υπολογισμού, ταιριάζουν καλύτερα σε έρευνες σε επίπεδο δικτύου.

Οι ελαστικές υποχωρήσεις που καταγράφει το FWD, όταν συνδυαστούν με απλές μαθηματικές εκφράσεις (όπως φαίνεται στην εικόνα 3.10) αντιπροσωπεύουν την κατάσταση του οδοστρώματος, είτε συνολικά, είτε σε επιμέρους βάθη που αφορούν σε επιμέρους στρώσεις του οδοστρώματος. Γενικά, ισχύει ο κανόνας ότι όσο αυξάνεται η απόσταση των γεωφώνων από την πλάκα της φόρτισης, η παρεχόμενη πληροφορία αντιστοιχεί σε μεγαλύτερο βάθος από την επιφάνεια του οδοστρώματος.

Επισημαίνεται ότι η χρήση των δεικτών υποχωρήσεων ή αλλιώς δεικτών δομικής κατάστασης αποτελεί μία πρώτη ένδειξη για την αξιολόγηση της κατάστασης ενός οδοστρώματος, η οποία στη φάση αυτή είναι ανεξάρτητη από τη γνώση της στρωματογραφίας του οδοστρώματος. Παρά ταύτα, εκτιμάται ότι η γνώση στοιχείων στρωματογραφίας ενός οδοστρώματος μπορεί να βοηθήσει στην ερμηνεία των μεταβολών που παρουσιάζουν οι δείκτες δομικής κατάστασης, οδηγώντας σε ρεαλιστικότερη αξιολόγησή του.



Εικόνα 3.10: Ενδεικτικοί δείκτες δομικής κατάστασης.

Οι πιο συχνά χρησιμοποιούμενοι δείκτες δομικής κατάστασης (υποχωρήσεις ή δείκτες υποχωρήσεων) παρουσιάζονται στις ακόλουθες υποενότητες ανάλογα με την περιοχή οδοστρώματος για την οποία παρέχουν δομικές ενδείξεις (Horak 2008).

3.3.1.1. Δείκτες γενικής κατάστασης οδοστρώματος

Η συνολική κατάσταση της δομής του οδοστρώματος εκφράζεται με τους δείκτες D_0 [μm], $\text{AREA} [-] = 6(D_0 + 2D_{300} + 2D_{600} + D_{900})/D_0$ και $\text{AUPP} [\mu\text{m}] = 0.5 \cdot (5D_0 - 2D_{300} - 2D_{600} - D_{900})$ (Area Under Pavement Profile: AUPP). Σχετικά με τον δείκτη D_0 , πρόκειται ουσιαστικά για την κεντρική υποχώρηση, αυτή δηλαδή που παρατηρείται στο κέντρο της φόρτισης και έχει τη μεγαλύτερη τιμή. Χρησιμοποιείται ευρέως για την εκτίμηση της δομικής κατάστασης του συνόλου του οδοστρώματος. Η τάξη μεγέθους του δείκτη εξαρτάται από τον τύπο του οδοστρώματος, το φορτίο επιβολής, τα χαρακτηριστικά των υλικών καθώς και από τη θερμοκρασία, η οποία λόγω των αυξομειώσεων της και των εποχιακών διακυμάνσεων επιδρά στην απόκριση του οδοστρώματος. Γενικά, χαμηλές τιμές του δείκτη υποδεικνύουν ικανοποιητική φέρουσα ικανότητα του οδοστρώματος. Τυχόν μεταβολές του δείκτη κατά μήκος ενός υπό διερεύνηση οδοστρώματος μπορούν να υποδείξουν θέματα ομοιογένειας του οδοστρώματος είτε αναφορικά με τη στρωματογραφία, είτε αναφορικά με τα χαρακτηριστικά των υλικών του. Οι άλλοι δύο δείκτες (AREA, AUPP) χαρακτηρίζουν επίσης τη γενική κατάσταση του οδοστρώματος, χρησιμοποιούν ωστόσο περισσότερες υποχωρήσεις (που αντιστοιχούν γενικά σε χαμηλότερα βάθη) αντί μίας μεμονωμένης κι εκφράζουν ένα ευρύτερο τμήμα του προφίλ των υποχωρήσεων. Λόγω της μαθηματικής έκφρασης των δύο δεικτών, υψηλές τιμές του δείκτη AREA και χαμηλές τιμές του δείκτη AUPP υποδηλώνουν ικανοποιητική φέρουσα ικανότητα του οδοστρώματος.

3.3.1.2. Δείκτες κατάστασης ασφαλτικών στρώσεων

Η δομική κατάσταση των ασφαλτικών στρώσεων του οδοστρώματος εκφράζεται με τους δείκτες $\text{SCI}_{200} [\mu\text{m}] = D_0 - D_{200}$ (Surface Curvature Index, SCI), $\text{SCI}_{300} [\mu\text{m}] = D_0 - D_{300}$ και $\text{AI}_1 [-] = 0.5 \cdot (D_0 + D_{300})/D_0$ (Area Index, AI). Ανάλογα με τη στρωματογραφία του οδοστρώματος, ο δείκτης $\text{BDI} [\mu\text{m}] = D_{300} - D_{600}$ (Base Damage Index, BDI) μπορεί επίσης να χρησιμοποιηθεί για την αξιολόγηση της κατάστασης των ασφαλτικών στρώσεων. Από τους υπόψη δείκτες, έχει επικρατήσει η χρήση του δείκτη SCI_{300} , ο οποίος εκφράζει την καμπυλότητα του προφίλ των υποχωρήσεων σε απόσταση 300mm από το κέντρο της πλάκας φόρτισης. Σύμφωνα με τον Horak (2008), πέρα από τους δείκτες που βασίζονται σε διαφορές υποχωρήσεων, χρήσιμη πληροφορία δίνουν και δείκτες με πιο σύνθετη μαθηματική μορφή (όπως ο αδιάστατος δείκτης AI_1). Το μειονέκτημα αυτών των δεικτών είναι η έλλειψη σταθμισμένων τιμών που να επιτρέπουν την κατάταξη τμημάτων βάσει της ομοιογένειας ως προς τη δομική τους κατάσταση. Ως εκ τούτου, η χρήση σύνθετων δεικτών είναι περισσότερο δυσχερές.

3.3.1.3. Δείκτες κατάστασης στρώσεων από ασύνδετα υλικά

Για τη δομική κατάσταση των στρώσεων από ασύνδετα υλικά (βάση/υπόβαση) και της στρώσης έδρασης χρησιμοποιούνται αντίστοιχα οι δείκτες $\text{BCI} [\mu\text{m}] = D_{600} - D_{900}$ (Base Curvature Index, BCI) και $D_{1800} [\mu\text{m}]$ (αντιστοιχεί στο εξώτερο γεώφωνο). Επίσης, υπάρχουν και σε αυτήν την περίπτωση αδιάστατοι δείκτες σε κλασματική μορφή που χαρακτηρίζουν το σχήμα ή την καμπυλότητα του προφίλ υποχωρήσεων και παρέχουν πληροφορίες για τις ενδιάμεσες και κατώτερες στρώσεις του οδοστρώματος, όπως οι $F_1 [-] = (D_0 - D_{600})/D_{300}$ και $F_2 [-] = (D_{300} - D_{900})/D_{600}$.

3.3.1.4. Διόρθωση τιμών δεικτών υποχωρήσεων

Το μέγεθος των ελαστικών υποχωρήσεων επηρεάζεται από το φορτίο που εφαρμόζεται στο οδόστρωμα και τη θερμοκρασία που επικρατεί στο μέσο της ασφαλτικής βάσης. Ειδικότερα, η θερμοκρασία επηρεάζει κυρίως τη συμπεριφορά των ασφαλτικών στρώσεων λόγω της ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς του ασφαλτομίγματος. Λόγω αυτών των παραγόντων, ο Molenaar (2006) σχολιάζει την ανάγκη αναγωγής των υποχωρήσεων του FWD σε κοινές συνθήκες φορτίου και

θερμοκρασίας αναφοράς. Με αυτό τον τρόπο, γίνεται εφικτό οι δείκτες υποχωρήσεων να έχουν συγκρίσιμες τιμές τόσο κατά μήκος ενός οδοστρώματος, όσο και μεταξύ διαφορετικών περιόδων παρακολούθησης, όταν το ζητούμενο είναι η αξιολόγηση της μεταβολής της δομικής κατάστασης σε σχέση με τον χρόνο.

Η αναγωγή των μετρημένων υποχωρήσεων D_i σε ένα φορτίο αναφοράς P_{REF} γίνεται βάση της σχέσης:

$$D_{i(P_{REF})} = \frac{D_{i(P)} \cdot P_{REF}}{P} \quad (3.3)$$

όπου:

- $D_{i(P)}$: η υποχώρηση σε απόσταση i από το κέντρο της πλάκας φόρτισης για τιμή φόρτισης P ,
- P : η τιμή του φορτίου στο οποίο έχει γίνει η φόρτιση σε μία συγκεκριμένη θέση ελέγχου, και
- $D_{i(P_{REF})}$: η ανηγμένη υποχώρηση στο φορτίο αναφοράς P_{REF} .

Αναφορικά με τη θερμοκρασία, η αύξησή της οδηγεί σε μείωση της δυσκαμψίας του ασφαλτομίγματος. Ως αποτέλεσμα, καταγράφονται μεγαλύτερες υποχωρήσεις σε οδοστρώματα που ελέγχονται σε περίοδο υψηλών θερμοκρασιών. Ωστόσο, έχει αναφερθεί ότι η επίδραση της θερμοκρασίας με την πάροδο του χρόνου ενδέχεται να φθίνει, επομένως τα μεγαλύτερης ηλικίας οδοστρώματα είναι λιγότερο ευαίσθητα στις θερμοκρασιακές μεταβολές (Losa et al. 2008). Παρά ταύτα, η αναγωγή των υποχωρήσεων σε μία συγκεκριμένη θερμοκρασία αναφοράς είναι μία συνήθης πρακτική στο πλαίσιο της αξιολόγησης, εφόσον επιμέρους τμήματα ενός οδοστρώματος δύναται να ελεγχθούν τμηματικά, δηλαδή σε διαφορετικές ημέρες ή και μήνες. Κατά συνέπεια, γίνεται η αναγωγή σε μία κοινή θερμοκρασία, ώστε οι υποχωρήσεις σε διαφορετικά τμήματα ενός οδοστρώματος να είναι συγκρίσιμες. Συνήθεις θερμοκρασίες αναφοράς θεωρούνται οι τιμές 20°C ή 25°C. Για την αναγωγή των υποχωρήσεων στη θερμοκρασία των 20°C υπολογίζεται ο συντελεστής θερμοκρασιακής διόρθωσης TNF (Temperature Normalization Factor) με βάση την ακόλουθη σχέση:

$$TNF = 1 + \left(a_1 + \frac{a_2}{h_{AC}} \right) \cdot (T - 20) + \left(a_3 + \frac{a_4}{h_{AC}} \right) \cdot (T - 20)^2 \quad (3.4)$$

όπου:

- T : η θερμοκρασία στο μέσο της ασφαλτικής βάσης (°C),
- h_{AC} : το πάχος ασφαλτικών στρώσεων (mm)
- a_1, a_2, a_3, a_4 : σταθερές που λαμβάνουν τις τιμές του πίνακα 3.1 σύμφωνα με τον Molenaar (2006).

Πίνακας 3.1: Σταθερές συντελεστή TNF.

Δείκτης υποχώρησης	α_1 (°C ⁻¹)	α_2 (mm/°C)	α_3 (0.001 °C ⁻¹)	α_4 (mm/°C)
D_0	0.01661	-0.67095	0.28612	-0.01408
SCI_{300}	0.05398	-2.61130	1.28439	-0.07493

Η θερμοκρασιακή αναγωγή έπεται της αναγωγής στο φορτίο αναφοράς. Επιπλέον, η θερμοκρασιακή αναγωγή δεν αφορά όλους τους δείκτες υποχωρήσεων, αλλά επικεντρώνεται σε όσους εμπεριέχεται η συνεισφορά των ασφαλτικών στρώσεων. Στην συνηθέστερη περίπτωση ανάλυσης οδοστρωμάτων, οι δείκτες D_0 και SCI (SCI_{300}) είναι αυτοί που ανάγονται σε θερμοκρασία αναφοράς βάσει των ακόλουθων σχέσεων:

$$D_0(20^\circ\text{C}) = \frac{D_0(T)}{TNF} \quad (3.5)$$

$$SCI(20^{\circ}C) = \frac{SCI(T)}{TNF} \quad (3.6)$$

όπου:

- T: η θερμοκρασία που έχει μετρηθεί στο μέσο της ασφαλτικής βάσης (°C),
- $D_0(T)$ και SCI (T): οι τιμές των δεικτών D_0 και SCI στη θερμοκρασία T (ανηγμένες στο φορτίο αναφοράς),
- TNF: ο συντελεστής θερμοκρασιακής διόρθωσης
- $D_0(20^{\circ}C)$ και SCI (20°C): οι ανηγμένες τιμές των δεικτών D_0 και SCI στη θερμοκρασία αναφοράς.

3.3.2. Εκτίμηση μηχανικών χαρακτηριστικών οδοστρώματος

3.3.2.1. Είδη αναλύσεων

Η άμεση ανάλυση των στοιχείων συλλογής με το FWD είναι μια πρώτη προσέγγιση ανάλυσης, η οποία ωστόσο δεν θεωρείται επαρκής ιδιαίτερα σε επίπεδο έργου, όταν πρέπει να αξιολογηθεί η ανάγκη επανασχεδιασμού του οδοστρώματος. Προς τούτο, η συνηθέστερη τακτική περιλαμβάνει την ενσωμάτωση στοιχείων από πολλαπλά NDT συστήματα σε ένα ενιαίο πλαίσιο ανάλυσης (system integration/data integration). Διεθνώς, τα στοιχεία συλλογής με το FWD (δηλαδή οι υποχωρήσεις και η θερμοκρασία στο μέσον της ασφαλτικής βάσης) συνδυάζονται με στοιχεία στρωματογραφίας του οδοστρώματος (που προκύπτουν από επεξεργασία των στοιχείων συλλογής με το GRP) και τροφοδοτούν μια πιο προηγμένη διαδικασία ανάλυσης (δεύτερου επιπέδου) που αφορά στην εκτίμηση των μηχανικών χαρακτηριστικών του οδοστρώματος. Η γνώση στοιχείων στρωματογραφίας έχει αποδειχθεί ότι αυξάνει εν γένει την ακρίβεια των συναφών αναλύσεων, γι' αυτό και διεθνώς η ενσωμάτωση στοιχείων από το FWD και το GPR αποτελεί μια πάγια πρακτική (Crook et al. 2012, Marecos et al. 2016, Smith et al. 2017).

Δύο είναι τα είδη των αναλύσεων που αφορούν στην ανάλυση των FWD στοιχείων για την εκτίμηση της μηχανικής συμπεριφοράς του οδοστρώματος. Αυτά είναι: ο ευθύς υπολογισμός της απόκρισης του οδοστρώματος (ανάλυση προς τα εμπρός, forward analysis) και ο ανάστροφος υπολογισμός των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών του οδοστρώματος (back-calculation, back-analysis).

Ενδεικτική της πρώτης κατηγορίας αναλύσεων είναι η μέθοδος των ισοδύναμων παχών που βασίζεται στις παραδοχές της θεωρίας του Odemark (Ullidtz 1998). Πρόκειται για μία κλειστή μορφής επίλυση που θεωρείται ότι παράγει ικανοποιητικά αποτελέσματα συγκριτικά με τη θεωρία πολλαπλών ελαστικών στρώσεων (Multi-Layered Elastic Theory, MLET) ή με αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων (Finite Element Simulation, FEM). Μεταξύ αυτών, τα εργαλεία που βασίζονται στη MLET είναι τα πλέον συνηθέστερα σε χρήση. Σύμφωνα με τη MLET, το στατικό πρότυπο του οδοστρώματος περιλαμβάνει ομογενή, ισοτροπικά και γραμμικά ελαστικά υλικά σε στρώσεις πεπερασμένου πάχους που εκτείνονται πλευρικά στο άπειρο, με εξαίρεση την υποκείμενη στρώση θεμελίωσης του οδοστρώματος (στρώση έδρασης), η οποία θεωρείται ότι είναι άπειρου πάχους. Επιπλέον, το επιφανειακό φορτίο θεωρείται ότι κατανέμεται ομοιόμορφα σε μια κυκλική επιφάνεια. Οι αναλύσεις που βασίζονται στη MLET έχουν ικανοποιητική ακρίβεια όσο η συμπεριφορά των υλικών κυμαίνεται σε χαμηλά επίπεδα παραμορφώσεων. Ωστόσο, η MLET δεν είναι συμβατή με την ιξωδοελαστική φύση του ασφαλτομίγματος (Chabot et al. 2010), και αυτό συνιστά έναν βασικό περιορισμό της στο πλαίσιο αναλύσεων για τον σχεδιασμό και την αξιολόγηση οδοστρωμάτων.

Όσον αφορά στα διαθέσιμα εργαλεία της ευθείας ανάλυσης σύμφωνα με τη MLET, αναφέρονται ενδεικτικά τα λογισμικά CHEVRON, ELSYM5, BISAR και KENPAVE (Huang 2004, Shell 1998, Brown et al. 1987). Επίσης, συχνά χρησιμοποιούνται εργαλεία FEM ανάλυσης, όπως τα γενικής χρήσης λογισμικά ABAQUS και ANSYS, ή και ειδικής χρήσης προσαρμοσμένα σε δομές οδοστρώματος που βασίζονται σε 2-D επιλύσεις (πχ ILLIPAVE και MICHPAVE) ή και 3-D επιλύσεις (πχ CAPA-3D) (Scarpas 2005, Harichandran et al. 1989, Tutumluer 1995). Το κύριο πλεονέκτημα των FEM αναλύσεων είναι η ικανότητα χειρισμού της μεταβλητότητας των υλικών, της μη γραμμικότητας ή της ανισοτροπίας, ενώ μπορούν να συνδυαστούν με προηγμένα καταστατικά μοντέλα της πραγματικής μηχανικής συμπεριφοράς των υλικών. Επιπλέον, είναι εφικτό να προσομοιωθούν ρεαλιστικότερα οι δυναμικές συνθήκες καταπόνησης των οδοστρωμάτων, λαμβάνοντας υπόψη μία τρισδιάστατη κατανομή στις πιέσεις επαφής ελαστικού-οδοστρώματος (Shakiba et al. 2017, Liu et al. 2018, Liu et al. 2015, Gamez et al. 2018). Παρά τα πλεονεκτήματά της FEM ανάλυσης αναφορικά με την ακρίβεια των αναλύσεων, εκτιμάται ότι συνολικά η υπολογιστική απαίτηση συχνά καθιστά τη χρήση της μεθόδου δυσχερή. Για τον λόγο αυτό, η MLET παραμένει ακόμη η συνήθης πρακτική ανάλυση δομών οδοστρώματος.

Σε κάθε περίπτωση, η επιτυχία της ευθείας ανάλυσης έγκειται στην ορθή εκτίμηση των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών του οδοστρώματος. Η διαδικασία αυτή αντιστοιχεί στην ανάλυση του ανάστροφου υπολογισμού για την εκτίμηση της μηχανικής απόκρισης του οδοστρώματος, η οποία προηγείται της ευθείας ανάλυσης. Στον ανάστροφο υπολογισμό, χρησιμοποιούνται ως δεδομένα εισόδου οι επιφανειακές υποχωρήσεις, τα στοιχεία του φορτίου και η στρωματογραφία του οδοστρώματος. Τα δεδομένα εξόδου του ανάστροφου υπολογισμού είναι τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών (δηλαδή τα μέτρα ελαστικότητας), τα οποία επιτρέπουν τον πλήρη ορισμό του στατικού προτύπου προκειμένου να προχωρήσει η διαδικασία ανάλυσης με την εκτίμηση της εντατικής καταπόνησης του οδοστρώματος (ευθεία ανάλυση). Για να ολοκληρωθεί η διαδικασία του ανάστροφου υπολογισμού, θα πρέπει να εκτιμηθεί με ικανοποιητική ακρίβεια η εκτίμηση του προφίλ των υποχωρήσεων που μετρούνται με το FWD.

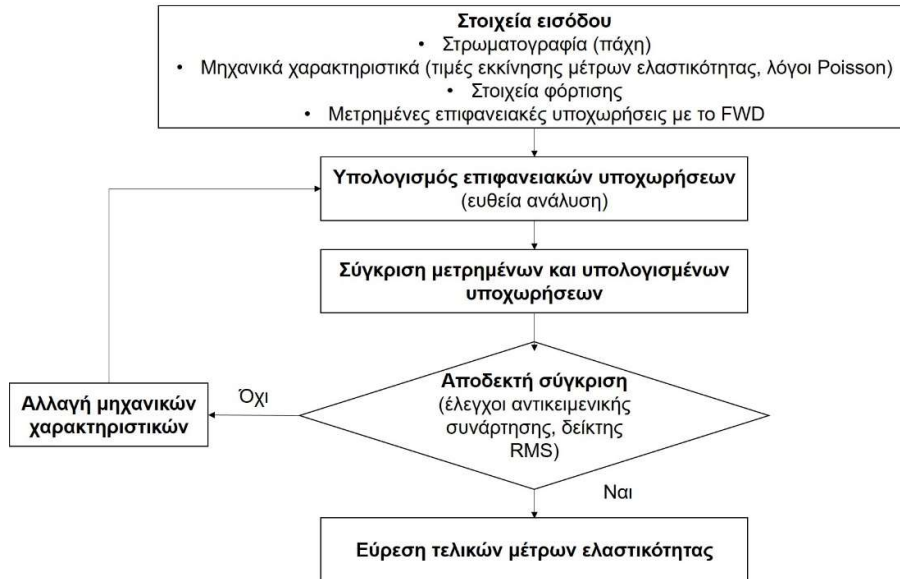
3.3.2.2. Κατηγορίες αναλύσεων ανάστροφου υπολογισμού

Οι βασικές κατηγορίες αναλύσεων που βασίζονται στον ανάστροφο υπολογισμό είναι δύο. Η πρώτη (και συνηθέστερη) αφορά στην διενέργεια στατικής ανάλυσης ανάστροφου υπολογισμού κι η δεύτερη αφορά σε δυναμική ανάλυση. Αναφορικά με την πρώτη κατηγορία, όπου η φόρτιση νοείται ως στατική και τα υλικά ως γραμμικά ελαστικά, ο υπολογιστικός προγραμματισμός του ανάστροφου υπολογισμού ταξινομείται σε τρεις κύριες κατηγορίες, ανάλογα με τις τεχνικές που χρησιμοποιούνται για την επίτευξη της τελικής λύσης. Σύμφωνα με αυτές:

- Η πρώτη κατηγορία βασίζεται στην τεχνική της επανάληψης, η οποία αναπροσαρμόζοντας τα μηχανικά χαρακτηριστικά του οδοστρώματος υπολογίζει το προφίλ των υποχωρήσεων με μία επαναληπτική διαδικασία. Οι υπολογισμένες υποχωρήσεις αναπροσαρμόζονται έως ότου επιτευχθεί κατάλληλη σύγκλιση μεταξύ των υπολογισμένων και των μετρημένων υποχωρήσεων.
- Η δεύτερη κατηγορία βασίζεται στη δημιουργία μίας βάσης δεδομένων από τυπικά προφίλ υποχωρήσεων βασισμένα σε ευθείες αναλύσεις με υποθετικά στατικά πρότυπα. Η βάση δεδομένων αξιοποιείται για την αναζήτηση εκείνου του προφίλ υποχωρήσεων (άρα και των αντίστοιχων μέτρων ελαστικότητας) που συγκλίνει καλύτερα με το μετρημένο από το FWD προφίλ υποχωρήσεων.

- Η τρίτη κατηγορία βασίζονται στη χρήση εξισώσεων παλινδρόμησης αξιοποιώντας τη βάση δεδομένων από τα τυπικά προφίλ υποχωρήσεων που προκύπτουν από ευθείες αναλύσεις.

Παρόλο που και οι τρεις τεχνικές μπορούν να εφαρμοστούν στο πλαίσιο της ανάλυσης οδοστρωμάτων, η επαναληπτική μέθοδος είναι αναμφισβήτητα η συχνότερα χρησιμοποιούμενη και περισσότερο πρακτική. Μεθοδολογικά, η επαναληπτική διαδικασία ορίζεται στο διάγραμμα ροής της εικόνας 3.11.



Εικόνα 3.11: Διάγραμμα ροής ανάστροφου υπολογισμού.

Στην επαναληπτική μέθοδο, η σύγκλιση ελέγχεται ελαχιστοποιώντας μια αντικειμενική συνάρτηση που είθισται να ορίζεται ως η τετραγωνική ρίζα του μέσου τετραγωνικού σφάλματος μεταξύ των υπολογισμένων και των μετρημένων επιφανειακών υποχωρήσεων. Ο δείκτης Root-Mean-Square (RMS) υπολογίζεται ως εξής:

$$RMS = 100 \cdot \sqrt{\frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \left(\frac{d_i^{calc} - d_i^{meas}}{d_i^{meas}} \right)^2} \quad (3.7)$$

Όπου:

- n : το πλήθος των μετρημένων υποχωρήσεων (ενδεικτικά ίσο με 7 ή 9 αναλόγως του πλήθους των γεωφώνων)
- d_i^{calc} : η υπολογισμένη υποχώρηση για το i γεώφωνο, και
- d_i^{meas} : η μετρημένη υποχώρηση για το i γεώφωνο.

Η ελαχιστοποίηση του RMS ενέχει τον κίνδυνο η αντικειμενική συνάρτηση να εμφανίζει αρκετά τοπικά ελάχιστα, πράγμα που σημαίνει ότι ο ανάστροφος υπολογισμός μπορεί να καταλήξει σε μη μοναδική λύση. Από φυσική σκοπιά, αυτό υποδηλώνει ότι συνδυασμός διαφορετικών μηχανικών χαρακτηριστικών μπορεί να οδηγήσει στον υπολογισμό ενός συγκεκριμένου προφίλ υποχωρήσεων. Αυτό έχει εντοπιστεί διαχρονικά στη βιβλιογραφία ως μείζον ζήτημα, γι' αυτό και συχνά ο υπολογισμός των μηχανικών χαρακτηριστικών συνοδεύεται συμπληρωματικά από εργαστηριακές δοκιμές προσδιορισμού των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών ή από αξιοποίηση στοιχείων

οργανομέτρησης του οδοστρώματος. Ωστόσο, όταν δεν υπάρχει συμπληρωματική πληροφόρηση, η μη μοναδικότητα της λύσης ενδέχεται ορισμένες φορές να οδηγήσει σε μη ρεαλιστικές τιμές των μέτρων ελαστικότητας και άρα λανθασμένη αξιολόγηση του οδοστρώματος. Για το λόγο αυτό, σε αρκετά λογισμικά εισάγονται τιμές εκκίνησης για τα μέτρα ελαστικότητας, καθώς επίσης κι ένα ενδεικτικό εύρος τιμών εντός των οποίων αναζητούνται οι τελικές τιμές των μέτρων ελαστικότητας. Ενδεικτικά παραδείγματα εργαλείων στατικού ανάστροφου υπολογισμού δίνονται στον πίνακα 3.2.

Πίνακας 3.2: Συνήθη λογισμικά ανάστροφου υπολογισμού (Chatti et al. 2017).

Λογισμικό	Είδος ευθείας ανάλυσης	Τύπος ανάστροφου υπολογισμού	Μέγιστος αριθμός στρώσεων	Ανάγκη θεώρησης τιμών εκκίνησης για τα μέτρα ελαστικότητας
BOUSDEF	Θεωρία ισοδύναμων παχών	Επαναληπτική διαδικασία	4	Ναι
ELMOD	Θεωρία ισοδύναμων παχών	Επαναληπτική διαδικασία	4	Όχι
EVERCALC	Σύστημα επάλληλων ελαστικών στρώσεων (MLET)	Επαναληπτική διαδικασία	5	Ναι
MICHBACK	MLET	Μέθοδος Newton (τέμνουσα δυσκαμψία)	9 (άγνωστων μηχ. χαρ/κών έως 3)	Ναι
MODCOMP5	MLET	Επαναληπτική διαδικασία	15 (άγνωστων μηχ. χαρ/κών έως 5)	Ναι
MODULUS	MLET	Βάση δεδομένων	4 + βραχύδες υπόστρωμα	Ναι
WESDEF	MLET	Επαναληπτική διαδικασία	5	Ναι

Από τον πίνακα αυτό, προκύπτει ότι τα περισσότερα εργαλεία στηρίζονται στην επαναληπτική διαδικασία για τον ανάστροφο υπολογισμό και στη MLET για τη διενέργεια της ευθείας ανάλυσης. Εξαιρεση αποτελούν τα λογισμικά BOUSDEF και ELMOD που στηρίζονται στη μέθοδο των ισοδύναμων παχών. Ένα επιπρόσθετο στοιχείο που προκύπτει από τον πίνακα, είναι το πλήθος των στρώσεων που μπορούν να εισαχθούν στο στατικό πρότυπο του οδοστρώματος. Μεγάλο πλήθος στρώσεων επιτρέπει έμμεσα τη θεώρηση της μη γραμμικής συμπεριφοράς της στρώση έδρασης, μέσω της θεώρησης στρώσεων μικρού πάχους και διαφορετικών μέτρων ελαστικότητας. Από την άλλη πλευρά, όσο το πλήθος των στρώσεων αυξάνει τόσο περισσότερο υπολογιστικά δυσχερής γίνεται η διαδικασία. Η συνήθης πρακτική περιλαμβάνει θεώρηση 3-4 στρώσεων (Pan et al. 2012).

Πέρα από τα προαναφερθέντα λογισμικά, τα οποία αφορούν σε ανάλυση οδοστρωμάτων οδών, έχουν αναπτυχθεί συναφή εργαλεία ανάλυσης για οδοστρώματα αεροδρομίων. Η φιλοσοφία της ανάλυσης είναι παρόμοια, διαφοροποιείται ωστόσο η στρωματογραφία του οδοστρώματος και φυσικά το μέγεθος του φορτίου που εφαρμόζεται για την αξιολόγηση οδοστρωμάτων αεροδρομίων. Ενδεικτικό παράδειγμα αποτελεί το λογισμικό BAKFAA, το οποίο υιοθετεί και η Ομοσπονδιακή Διοίκηση Αεροπορίας (Federal Aviation Administration, FAA). Ο ανάστροφος υπολογισμός γίνεται με επαναληπτική διαδικασία και η ευθεία ανάλυση βασίζεται στη MLET. Στο πλαίσιο της διατριβής, θα αξιοποιηθεί το συγκεκριμένο λογισμικό για την ανάλυση οδοστρωμάτων οδών (σε σύγκριση με τα συμβατικά λογισμικά οδών), καθώς και για την ανάλυση οδοστρωμάτων αεροδρομίων.

Επιπλέον, πέρα από τα συμβατικά εργαλεία που βασίζονται στην επαναληπτική διαδικασία του ανάστροφου υπολογισμού, γίνεται μία σύντομη αναφορά σε μία καινοτόμα διαδικασία που αξιοποιεί τη θεωρία των γενετικών αλγορίθμων (Pan et al. 2012, Georgouli et al. 2015). Οι γενετικοί αλγόριθμοι (genetic algorithms) βασίζονται στη μηχανική της γενετικής καθώς και της φυσικής επιλογής (Holland 1975, Goldberg 1989). Η εύρεση λύσης με ένα εργαλείο γενετικών αλγορίθμων βασίζεται στην αναζήτηση από μια βάση δεδομένων (δεύτερη υποκατηγορία από αυτές που προαναφέρθηκαν) με χρήση ελεγχόμενων τεχνικών τυχαίας αναζήτησης. Η ευθεία ανάλυση βασίζεται στη MLET (Pan et al. 2012, Georgouli et al. 2015).

Ουσιαστικά, η ικανότητα των σωματιδίων της φύσης να αναπροσαρμόζουν τις ιδιότητες τους στο περιβάλλον που βρίσκονται, αξιοποιείται από τους γενετικούς αλγόριθμους προκειμένου να δημιουργηθεί μια ευρεία βάση δεδομένων, στην οποία διαφορετικά στατικά πρότυπα (συνδυασμοί παχών και μηχανικών χαρακτηριστικών) οδηγούν σε ένα ευρύ σύνολο τυπικών προφίλ υποχωρήσεων. Με αυτόν τον τρόπο, για την περίπτωση του ανάστροφου υπολογισμού, γίνεται τυχαία επιλογή μίας αρχικής λύσης με βάση τη φυσική επιλογή και των ιδιοτήτων εξέλιξης προκειμένου να γίνει σταδιακή προσέγγιση της τελικής λύσης. Πολύ σημαντική είναι η επιλογή του αρχικού πληθυσμού, ο οποίος «αναπαραγόμενος» οδηγεί στη δημιουργία της νέας γενιάς που αντιστοιχεί στην προαναφερθείσα βάση δεδομένων. Υπό την έννοια αυτή, ο αρχικός πληθυσμός αντιστοιχεί στην επιλογή των τιμών εκκίνησης για τα μέτρα ελαστικότητας, ενώ η νέα γενιά αντιστοιχεί στα προφίλ υποχωρήσεων που προκύπτουν από τα θεωρούμενα στατικά πρότυπα. Παράλληλα με τις τιμές εκκίνησης, μπορούν να οριστούν επίσης ενδεικτικά εύρη τιμών για τα μέτρα ελαστικότητας, προκειμένου να κατευθυνθεί η αναζήτηση της τελικής λύσης και να αποφευχθεί σύγκλιση σε τυχόν τοπικά ελάχιστα της αντικειμενικής συνάρτησης που ισοδυναμούν με μη ρεαλιστικά μηχανικά χαρακτηριστικά. Ενδεικτικά αναφέρεται το λογισμικό BackGenetic3D (Pan et al. 2012), το οποίο θα αξιοποιηθεί στη συνέχεια στο πλαίσιο συναφών αναλύσεων.

Επιπλέον, στο πλαίσιο των προηγμένων και καινοτόμων μεθοδολογιών διενέργειας ανάστροφου υπολογισμού, επισημαίνονται ερευνητικές προσεγγίσεις που βασίζονται σε τεχνητά νευρωνικά δίκτυα (μηχανική μάθηση, Artificial Neural Network ANN), τα οποία οδηγούν σε πολύ γρήγορη χρονικά εκτίμηση των μηχανικών χαρακτηριστικών του οδοστρώματος (Abudulnibe & Jssim 2019, You et al. 2020, Abambres & Ferreira 2017). Ωστόσο, η μεθοδολογία αυτή απαιτεί πληθώρα στοιχείων για την σωστή «εκπαίδευση» των μοντέλων, πράγμα που συνιστά και τροχοπέδη από τη συστηματική αξιοποίησή τους στην πράξη.

Τέλος, όσον αφορά στη δυναμική ανάλυση του ανάστροφου υπολογισμού, οι περισσότερες μεθοδολογίες υιοθετούν ελαστικά συστήματα στρώσεων με χρήση αποσβεστήρων και η ανάλυση λαμβάνει χώρα τόσο σε επίπεδο χρόνου όσο και σε επίπεδο συχνοτήτων. Στην πρώτη περίπτωση, η χρονοϊστορία του φορτίου και των υποχωρήσεων μετασχηματίζονται στο πεδίο συχνοτήτων μέσω του μετασχηματισμού Fourier. Ο ανάστροφος υπολογισμός συνίσταται στη σύγκριση των ψευδοδυναμικών υποχωρήσεων με τις μετρημένες υποχωρήσεις στην εκάστοτε συνιστώσα συχνότητας. Ήδη από παλαιές μελέτες και έρευνες (ενδεικτικά Uzan 1994), είχε αποδειχθεί ότι ανάστροφος υπολογισμός στο πεδίο του χρόνου είναι περισσότερο δημοφιλής. Έκτοτε πλήθος ερευνών διεξάγεται μέχρι και σήμερα (Varma & Kutay 2013, Kutay et al. 2011, Chatti et al. 2017), στις οποίες επιχειρείται η πληρέστερη θεώρηση της μηχανικής συμπεριφοράς των υλικών και ειδικότερα της ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς των ασφαλομιγμάτων συνδυαστικά με συνθήκες δυναμικής φόρτισης. Ωστόσο, πρόκειται ακόμη για «ανοικτά» ερευνητικά ζητήματα και οι συναφείς αναλύσεις

είναι αρκετά χρονοβόρες και υπολογιστικά δυσχερείς. Ως εκ τούτου, οι μέθοδοι του δυναμικού ανάστροφου υπολογισμού έχουν αποδειχθεί λιγότερο δημοφιλείς για συνήθη χρήση και αντ' αυτών, έχουν επικρατήσει τα εργαλεία στατικού ανάστροφου υπολογισμού.

3.3.2.3. Ζητήματα αναλύσεων ανάστροφου υπολογισμού

Στο πλαίσιο των αναλύσεων με τον ανάστροφο υπολογισμό αντιμετωπίζονται συχνά τα ακόλουθα ζητήματα-προκλήσεις. Επισημαίνεται ότι ο χειρισμός της ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς των ασφαλτομιγμάτων, που αποτελεί βασική αδυναμία της συμβατικής ανάλυσης σύμφωνα με τη MLET, θα ακολουθήσει σε ξεχωριστή υποενότητα στη συνέχεια.

- Αρχικά, η θεώρηση στατικών συνθηκών φόρτισης στην πλειοψηφία των εργαλείων ανάλυσης δεν είναι πλήρως συμβατή με την ψευδοδυναμική φόρτιση του FWD. Το παλμικό φορτίο του FWD (διάρκειας 20-60 ms) προσομοιώνει το φορτίο ενός κινούμενου τροχού δημιουργώντας κύματα που διαδίδονται στο οδόστρωμα και το υποκείμενο έδαφος. Πρόκειται συνεπώς για μια ιδιαίτερη μορφή φόρτισης και η διαφορά από την αμιγώς στατική φόρτιση έγκειται στη δυνατότητα επιπρόσθετου υπολογισμού αδρανειακών δυνάμεων. Το ερώτημα που προκύπτει είναι εάν οι επιδράσεις των αδρανειακών δυνάμεων είναι αρκετά σημαντικές ώστε να μην μπορεί κανείς να αγνοήσει τη δυναμική φύση της φόρτισης κατά την αξιολόγηση οδοστρώματων με τη δοκιμή του FWD. Πλήθος ερευνών υποστηρίζει ότι ο ανάστροφος υπολογισμός καθορίζει τις παραμέτρους ανάλυσης οδοστρώματος (και όχι τις ακριβείς ιδιότητες των υλικών) που εντάσσονται σε ένα συγκεκριμένο μηχανιστικό πλαίσιο (Chatti et al. 2017, Smith et al. 2017). Επομένως, είναι αποδεκτό να χρησιμοποιείται στατική ανάλυση προκειμένου να εξασφαλίζεται συμβατότητα με ισχύοντες κανονισμούς ή μεθοδολογίες ανάλυσης. Ωστόσο, σε επίπεδο έρευνας η θεώρηση δυναμικών συνθηκών κερδίζει περισσότερο έδαφος, καθώς αξιοποιούνται περισσότερες πληροφορίες που παρέχονται από τη δοκιμή FWD. Όμως, η υπολογιστική δυσχέρεια του δυναμικού ανάστροφου υπολογισμού τον καθιστά λιγότερο δημοφιλή όπως προαναφέρθηκε. Σε αυτήν την περίπτωση, είναι αδύνατο να ληφθεί υπόψη η ιξωδοελαστική συμπεριφορά του ασφαλτομίγματος. Τέλος, αναφέρεται για λόγους πληρότητας ότι η μη θεώρηση δυναμικής ανάλυσης μπορεί να έχει σημαντική επίδραση όταν υπάρχει παρουσία δύσκαμπτου υπεδάφους (βραχώδες υπόστρωμα) ή όταν ο υδροφόρος ορίζοντας εντοπίζεται σε ρηχό βάθος από την επιφάνεια του οδοστρώματος (Chatti et al. 2017).
- Τα εδαφικά και ασύνδετα υλικά οδοστρωσίας παρουσιάζουν υπό προϋποθέσεις μη γραμμική συμπεριφορά (stress-strain dependent). Συγκεκριμένα, όταν πρόκειται για πολύ λεπτές δομές οδοστρώματος, όπου τα πάχη των ασφαλτικών στρώσεων είναι σχετικά μικρά, τότε τα εντατικά μεγέθη δεν απομειώνονται επαρκώς καθώς μεταβιβάζονται στο σώμα του οδοστρώματος. Σε αυτήν την περίπτωση, τα μεν εδαφικά υλικά εμφανίζουν σταδιακά μεγαλύτερες παραμορφώσεις καθώς το φορτίο που επιβάλλεται αυξάνει (stress-softening behavior), ενώ τα ασύνδετα υλικά εμφανίζουν αντίθετη συμπεριφορά, και συγκεκριμένα η δυσκαμψία τους αυξάνει (strain-hardening behavior). Το αποτέλεσμα αυτής της συμπεριφοράς είναι τα μηχανικά χαρακτηριστικά των στρώσεων από ασύνδετα υλικά να λαμβάνουν σταθμισμένες τιμές αρκετά μικρότερες από τις τιμές που αντιστοιχούν στην στρώση έδρασης. Μία λύση σε αυτό το παράδοξο υπολογιστικά φαινόμενο είναι η θεώρηση μη γραμμικής συμπεριφοράς τουλάχιστον για τα υλικά της στρώσης έδρασης, μέσω θεώρησης καταστατικών νόμων συμπεριφοράς ή μέσω κατάτμησης της στρώσης έδρασης σε

επιμέρους στρώσεις μεταβλητού μέτρου ελαστικότητας. Έχει αναφερθεί ότι η μη γραμμικότητα της στρώσης έδρασης έχει σημαντικότερη επίδραση στην ανάλυση του ανάστροφου υπολογισμού σε σχέση με τη μη γραμμικότητα των ασύνδετων υλικών (Ullidtz 2000). Άλλωστε, αρκετά λογισμικά, μεταξύ αυτών και το ELMOD (Dynatest 2000) που τυγχάνει ευρείας εμπορικής αποδοχής, έχουν τη δυνατότητα θεώρησης της μη γραμμικής συμπεριφοράς των υλικών της στρώσης έδρασης.

- Όπως προαναφέρθηκε, η απόκριση ενός οδοστρώματος είναι ευαίσθητη στην παρουσία ενός άκαμπτου υποστρώματος (bedrock effect or stiff layer effect). Έχει διατυπωθεί στη βιβλιογραφία ότι ένας άκαμπτος πυθμένας δεν επιδρά στην απόκριση του οδοστρώματος, όταν εντοπίζεται σε βάθος που είναι μεγαλύτερο από 12m (Irwin 2002, Irwin et al. 1989). Ωστόσο, το πρόβλημα που συχνά προκύπτει κατά την αξιολόγηση οδοστρωμάτων είναι η αδυναμία ορθής εκτίμησης του βάθους εντοπισμού του άκαμπτου πυθμένα. Είθισται η εκτίμησή του μέσω ανάλυσης NDT στοιχείων ή ο προσδιορισμός του μέσω βαθιών γεωτρήσεων (Irwin 2002, Irwin et al. 1989). Όμως, αυτό είναι μη πρακτικό και ανεπιθύμητο, ιδιαίτερα σε περιπτώσεις αξιολόγησης οδοστρωμάτων σε επίπεδο δικτύου. Προς τούτο, έχουν αναπτυχθεί διάφορες αναλυτικές σχέσεις υπολογισμού του βάθους αυτού, ενώ μπορούν να χρησιμοποιηθούν και συγκεκριμένα εργαλεία ανάλυσης στα οποία γίνεται συναφής θεώρηση (πχ MODCOMP5). Η θεώρηση άκαμπτου πυθμένα ή βραχώδους υποστρώματος διαφοροποιεί ουσιαστικά το στατικό πρότυπο, καθώς η στρώση έδρασης θεωρείται πλέον πεπερασμένου πάχους (αντί άπειρου) οδηγώντας σε εκτίμηση των μηχανικών χαρακτηριστικών των ανώτερων στρώσεων με βελτιωμένη ακρίβεια.
- Καθοριστική είναι και η επίδραση των θερμοκρασιακών-κλιματολογικών συνθηκών που επικρατούν στην περιοχή του υπό αξιολόγηση οδοστρώματος. Η συμπεριφορά του οδοστρώματος μεταβάλλεται ως αποτέλεσμα μεταβολής των συνθηκών υγρασίας κατά τη διάρκεια ενός έτους. Για το λόγο αυτό, είναι μια καλή τακτική η επανάληψη της αξιολόγησης οδοστρωμάτων σε διαφορετικές περιόδους του έτους προκειμένου να αξιολογείται η επίδραση των εποχιακών μεταβολών. Αναφορικά με τη θερμοκρασία, γίνεται αντιληπτό ότι η επίδρασή της είναι περισσότερο εμφανής στις ασφαλτικές στρώσεις (και κατ' επέκταση στο οδόστρωμα). Πέρα από τις θερμοκρασιακές διακυμάνσεις στη διάρκεια ενός έτους, μεταβολές της θερμοκρασίας παρατηρούνται και σε ημερήσιο επίπεδο. Γι' αυτό και είναι ενίοτε επιθυμητό να πραγματοποιούνται πολλαπλές μετρήσεις ημερησίως με το FWD σε ένα οδόστρωμα προκειμένου να αξιολογείται η θερμοκρασιακή ευαισθησία της απόκρισής του. Άλλωστε, τέτοιες μετρήσεις είναι επιθυμητές για την ανάπτυξη κατάλληλα βαθμονομημένων αλγόριθμων για την αναγωγή των μέτρων ελαστικότητας των ασφαλτικών στρώσεων σε συγκεκριμένη θερμοκρασία αναφοράς. Αρκετά λογισμικά ανάστροφου υπολογισμού (πχ ELMOD, EVERCALC) έχουν ενσωματωμένους αλγόριθμους για την αναγωγή των μέτρων δυσκαμψίας των ασφαλτικών στρώσεων σε μία ενιαία θερμοκρασία. Ωστόσο, η ισχύς των αλγορίθμων αυτών ενδέχεται να μην είναι καθολική, πράγμα που συνιστά βασικό περιορισμό όταν πρόκειται οι αλγόριθμοι αυτοί να χρησιμοποιηθούν σε διαφορετικά υλικά ή περιβαλλοντικές συνθήκες.
- Τέλος, επισημαίνεται ότι οτιδήποτε παρεκκλίνει της μηχανικής του συνεχούς μέσου και της θεώρησης για ομογενή, ισότροπα και ελαστικά υλικά μειώνει την ακρίβεια και την αποτελεσματικότητα της ανάλυσης με τον ανάστροφο υπολογισμό. Παράδειγμα αποτελεί η περίπτωση ελέγχου οδοστρώματος με εκτεταμένες ρωγμές στην επιφάνειά του. Η παρουσία ρωγμών στα οδοστρώματα δύναται να δημιουργήσει ασυνέχειες στα προφίλ των

υποχωρήσεων που συλλέγει το FWD, οδηγώντας κατ' επέκταση σε εσφαλμένη εκτίμηση των μηχανικών χαρακτηριστικών. Ενδεχομένως σε τέτοιες περιπτώσεις να απαιτείται εργαστηριακός έλεγχος των υλικών συμπληρωματικά του ανάστροφου υπολογισμού ή ανάλυση με ακριβέστερα εργαλεία (πχ FEM). Σε κάθε περίπτωση, είναι αναγκαία η γνώση ζητημάτων της μηχανικής των υλικών και η ορθή κρίση του μηχανικού (engineering judgment) προκειμένου να αξιολογηθεί η επιστημονική αρτιότητα της λύσης που προτείνεται από τα συναφή εργαλεία ανάλυσης.

3.3.3. Σημασία διενέργειας αναλύσεων εντατικής καταπόνησης

Η περαιτέρω εμβάθυνση σε θέματα δομικής συμπεριφοράς οδοστρωμάτων περιλαμβάνει την εκτίμηση της εντατικής κατάστασης, δηλαδή τον υπολογισμό των παραμορφώσεων που αναπτύσσονται στις κρίσιμες θέσεις αστοχίας του οδοστρώματος προκειμένου να προσιδιαστεί η εναπομένουσα ζωή του οδοστρώματος (remaining life) και να αξιολογηθεί η ανάγκη επανασχεδιασμού του. Η θεώρηση μηχανιστικών αρχών ανάλυσης οδοστρωμάτων αφορά στην ανάλυση των τάσεων-παραμορφώσεων τόσο σε νέα όσο και σε υφιστάμενα οδοστρώματα. Η διαδικασία που ακολουθείται είναι μία ευθεία ανάλυση (όπως αναφέρθηκε προηγουμένως).

Για να γίνουν οι εντατικές αναλύσεις, πρέπει το στατικό πρότυπο του οδοστρώματος να είναι πλήρως ορισμένο. Δηλαδή απαιτείται η γνώση των παχών των στρώσεων, των μηχανικών χαρακτηριστικών τους (που προκύπτουν από τον ανάστροφο υπολογισμό) και φυσικά των στοιχείων της φόρτισης (μέγεθος και γεωμετρία φορτίου). Οι υπολογιζόμενες τιμές των παραμορφώσεων τροφοδοτούν στη συνέχεια νόμους αστοχίας σε κόπωση ασφαλτομιγμάτων ή σε παραμένουσες παραμορφώσεις στη στρώση έδρασης και γίνεται με αυτόν τον τρόπο εκτίμηση των επιτρεπόμενων διελεύσεων έναντι αστοχίας. Η σύγκριση με στοιχεία αναμενόμενης κυκλοφορίας (πχ κυκλοφορίας σχεδιασμού) οδηγεί στην εκτίμηση της εναπομένουσας ζωής του οδοστρώματος, στοιχείο που καθορίζει τις στρατηγικές συντήρησής του, ενώ σύμφωνα με νεότερες αντιλήψεις σε θέματα οδοστρωμάτων, η εντατική κατάσταση του οδοστρώματος συνιστά επιπλέον δείκτη πρόβλεψης της φθοράς και της συμπεριφοράς του στο πεδίο.

Κατά συνέπεια, γίνεται αντιληπτό ότι οι παραδοχές της ανάλυσης και τα εργαλεία που χρησιμοποιούνται για την αξιολόγηση των οδοστρωμάτων επιδρούν στο αποτέλεσμα της αξιολόγησης και ενδέχεται να καθορίσουν την τακτική παρακολούθησης και συντήρησης του οδοστρώματος στο πλαίσιο λήψης αποφάσεων αναφορικά με την κατάστασή του.

3.4. Αλγόριθμοι εκτίμησης της εντατικής κατάστασης

3.4.1. Γενικά

Με όσα έχουν αναφερθεί έως τώρα γίνεται εμφανές το αντίκτυπο της ανάλυσης οδοστρώματος στη διαδικασία λήψης αποφάσεων αναφορικά με τη διαχείρισή του. Στο πλαίσιο της ανάλυσης χρειάζεται ένας έμπειρος χρήστης των εργαλείων ανάλυσης της κατάστασης του οδοστρώματος, πράγμα που υποδεικνύει την ανάγκη για αυξημένους πόρους σε υλικό και ανθρώπινο δυναμικό. Επιπλέον, όταν πρόκειται για αξιολόγηση οδικών υποδομών σε επίπεδο δικτύου, η πολυπλοκότητα της ανάλυσης αυξάνει σημαντικά, κυρίως λόγω του μεγάλου όγκου των στοιχείων συλλογής, αλλά και των χρονοβόρων διαδικασιών ανάλυσης με τον ανάστροφο υπολογισμό των μηχανικών χαρακτηριστικών και τον ευθύ υπολογισμό των εντατικών μεγεθών.

Για τον λόγο αυτό, έχει γίνει σχετική έρευνα σχετικά με την ανάπτυξη μοντέλων πρόβλεψης και εμπειρικών εξισώσεων εκτίμησης της εντατικής καταπόνησης στο σώμα του οδοστρώματος προκειμένου να παρακάμπτονται οι χρονοβόρες και συμβατικές διαδικασίες του ανάστροφου υπολογισμού και της ευθείας ανάλυσης (Li et al. 2018). Μέσω σχετικών μοντέλων, η δομική κατάσταση του οδοστρώματος μπορεί να εκτιμηθεί γρήγορα οδηγώντας σε μια πιο άμεση ιεράρχηση των αναγκών συντήρησης του οδοστρώματος στο πλαίσιο της λήψης αποφάσεων (Losa et al. 2008, Van-Geem et al. 2015). Οι συνηθέστερες παράμετροι εισόδου σε αυτά τα μοντέλα περιλαμβάνουν στοιχεία συλλογής με το FWD, δηλαδή δείκτες υποχωρήσεων, ενώ σε ορισμένες περιπτώσεις περιλαμβάνουν επιπλέον και στοιχεία στρωματογραφίας.

Εναλλακτική προσέγγιση για την άμεση αξιολόγηση ενός οδοστρώματος αποτελεί η χρήση αλγορίθμων για την εκτίμηση του δείκτη δομικής κατάστασης (Kim et al. 2013, Zhang et al. 2003, Kavussi et al. 2017). Ωστόσο, αυτός ο δείκτης απαιτεί γνώση του ενεργού δομικού συντελεστή (Structural Number, SN_{EFF}) και του απαιτούμενου δομικού συντελεστή (SN_{REQ}) σύμφωνα με τις συνιστώμενες παραμέτρους του AASHTO (Hassan & Mousa 2003, AASHTO 1993). Ο ενεργός δομικός συντελεστής εξαρτάται άμεσα από τη σχετική αντοχή οδοστρώματος/θεμελίωσης, η οποία συνήθως δεν είναι άμεσα μετρήσιμη ποσότητα (Kavussi et al. 2017, Crook et al. 2012). Επίσης, το ίδιο ισχύει για την πλειονότητα των οδικών υποδομών του υφιστάμενου οδικού δικτύου, όπου απουσιάζουν κατασκευαστικά στοιχεία ή άλλα χαρακτηριστικά των υλικών. Τέτοιες προκλήσεις καθιστούν την παραπάνω διαδικασία ως μη πρακτική και λιγότερο ελκυστική για τους συναφείς φορείς στο πλαίσιο της διαχείρισης των οδοστρωμάτων. Ως εκ τούτου, η διενέργεια μετρήσεων πεδίου κρίνεται κατ' ελάχιστον απαραίτητη, ενώ η περαιτέρω αξιοποίηση των στοιχείων συλλογής για την τροφοδότηση μοντέλων εκτίμησης των κρίσιμων παραμορφώσεων θεωρείται ότι υπερτερεί της προαναφερθείσας εμπειρικής μεθόδου, διότι βασίζεται σε μηχανιστικές αρχές ανάλυσης.

Επιπλέον, η προσέγγιση με τη χρήση μοντέλων εκτίμησης των παραμορφώσεων είναι συμβατή με τα συνεχούς μέτρησης συστήματα συλλογής στοιχείων απόκρισης του οδοστρώματος (TSDD) σύμφωνα με συναφείς έρευνες (Elbagalati et al. 2017, Zofka et al. 2017, Nasimifar et al. 2017). Από σχετικές αναλύσεις ευαισθησίας, έχουν διερευνηθεί οι συσχετίσεις μεταξύ των κρίσιμων παραμορφώσεων (τόσο για αστοχία σε κόπωση όσο και αστοχία σε παραμένουσες παραμορφώσεις στη στρώση έδρασης) και των στοιχείων συλλογής με TSDD συστήματα για ένα ευρύ φάσμα δομών οδοστρώματος. Τα αποτελέσματα είναι ενθαρρυντικά προς την κατεύθυνση της άμεσης και αποτελεσματικής δομικής αξιολόγησης οδοστρώματος σε επίπεδο δικτύου (Nasimifar et al. 2016, Nasimifar et al. 2017).

Είναι εν γένει αποδεκτό ότι ανεξάρτητα από το χρησιμοποιούμενο σύστημα για τη συλλογή των στοιχείων μηχανικής συμπεριφοράς του οδοστρώματος, η ορθότητα και ακρίβεια των μοντέλων πρόβλεψης των παραμορφώσεων εξασφαλίζεται μέσω στοιχείων οργανομέτρησης της συμπεριφοράς του οδοστρώματος (Loulizi et al. 2006, Willis et al. 2009, Ai et al. 2017). Η αξιοποίηση στοιχείων οργανομέτρησης είναι μια ιδιαίτερα δαπανηρή διαδικασία, καθώς περιλαμβάνει εγκατάσταση αισθητήρων στο σώμα του οδοστρώματος σε συγκεκριμένες θέσεις καθ' ύψος και στην εγκατάσταση ειδικού συστήματος για τη συλλογή και μεταφορά των προς επεξεργασία στοιχείων. Ακόμη, η παροχή αντιπροσωπευτικής πληροφορίας μέσω συστημάτων οργανομέτρησης προϋποθέτει προμήθεια επαρκούς πλήθους αισθητήρων σε διάφορα σημεία ενός υπό διερεύνηση οδοστρώματος. Ο συνδυασμός των παραπάνω παραγόντων καθιστά την οργανομέτρηση, εκτός από δαπανηρή, λιγότερο ελκυστική για συνήθη χρήση ακόμη και για αυτοκινητοδρόμους που εντάσσονται σε έργα

παραχώρησης. Συνεπώς, ακόμη και ελλείψει μετρημένων παραμορφώσεων, η ανάπτυξη μοντέλων πρόβλεψης των παραμορφώσεων ώστε να παρακάμπτονται οι διαδικασίες του ανάστροφου υπολογισμού και της ευθείας ανάλυσης συνιστά μια χρήσιμη διέξοδο και εναλλακτική λύση προς μια ταχεία αξιολόγηση της κατάστασης ενός οδοστρώματος. Το γεγονός αυτό εξηγεί το σταθερό και συνεχώς αναδεικνυόμενο ερευνητικό ενδιαφέρον γύρω από συναφείς αλγόριθμους ή μοντέλα (Plati et al. 2021). Παρόλο που αυτό δεν είναι μια νέα προσέγγιση, το ζήτημα της μοντελοποίησης των παραμορφώσεων αναδύεται ως μείζονος σημασίας, καθώς συμβάλλει στη διαχείριση οδοστρωμάτων, είτε μέσα από μια προκαταρκτική διαδικασία αξιολόγησης, είτε μέσα από τη διαδικασία λήψης αποφάσεων, όπου μπορούν να ιεραρχηθούν οι ανάγκες επανασχεδιασμού του οδοστρώματος.

Σύμφωνα με την κλασική μηχανιστική αντίληψη, ο επανασχεδιασμός ενός οδοστρώματος βασίζεται στην αξιολόγηση των αναπτυσσόμενων παραμορφώσεων (συγκριτικά με τις παραμορφώσεις σχεδιασμού), προκειμένου να διαμορφωθούν κατάλληλες προτάσεις για τη διαχείριση της συντήρησής του (Molenaar 2006). Προς τούτο, η ανάπτυξη μοντέλων και εξισώσεων για την άμεση εκτίμηση των παραμορφώσεων βασίζεται (όπως ειπώθηκε) σε δείκτες υποχωρήσεων και ενίοτε σε στοιχεία παχών. Η λογική πρόβλεψης των παραμορφώσεων αντί άλλων μηχανικών χαρακτηριστικών (πχ μέτρων ελαστικότητας) στηρίζεται στη χαμηλότερη διασπορά που παρουσιάζουν οι παραμορφώσεις σε σχέση με τα μέτρα ελαστικότητας (Losa et al. 2008).

Ακολουθεί μία σύντομη βιβλιογραφική ανασκόπηση για τους αλγόριθμους και τα μοντέλα πρόβλεψης των εφελκυστικών παραμορφώσεων που αναπτύσσονται στον πυθμένα των ασφαλικών στρώσεων, θέση που αποτελεί την μία εκ των δύο κρίσιμων θέσεων αστοχίας ενός ασφαλικού οδοστρώματος. Ανάλογες έρευνες έχουν πραγματοποιηθεί και για την εκτίμηση των κατακόρυφων θλιπτικών παραμορφώσεων στη θεμελίωση του οδοστρώματος. Παρά ταύτα, στο πλαίσιο της παρούσας διατριβής το ενδιαφέρον επικεντρώνεται στην πρώτη κρίσιμη θέση αστοχίας, καθώς είθισται αυτή να αποτελεί την δυσμενέστερη μορφή αστοχίας προκειμένου η διαχείριση της συντήρησης ενός οδοστρώματος να περιλαμβάνει ενέργειες που να περιορίζονται στις ανώτερες στρώσεις. Οι επεμβάσεις σε χαμηλότερα βάθη είναι εν γένει λιγότερο δαπανηρές και ως εκ τούτου, περισσότερο επιθυμητές. Το στοιχείο αυτό αναδεικνύει το τεχνοοικονομικό ενδιαφέρον που παρουσιάζει η δομική αξιολόγηση των οδοστρωμάτων στο πλαίσιο μιας βιώσιμης διαχείρισής τους.

3.4.2. Εφελκυστικές παραμορφώσεις στον πυθμένα των ασφαλικών στρώσεων

Ιστορικά, ήδη από τη δεκαετία του '80, είχε προταθεί μια απλή μέθοδος για την εκτίμηση των εφελκυστικών παραμορφώσεων στον πυθμένα των ασφαλικών στρώσεων (εξίσωση 3.8) χρησιμοποιώντας την κλίση του προφίλ υποχωρήσεων στην άκρη της πλάκας φόρτισης με το FWD, η οποία συνδέεται με την ακτίνα καμπυλότητας (Jung 1988):

$$\varepsilon_{AC} = \frac{h_{AC}}{2 \cdot R} \quad (3.8)$$

όπου:

- ε_{AC} : οριζόντια εφελκυστική παραμόρφωση στον πυθμένα των ασφαλικών στρώσεων ($\mu\text{m}/\text{m}$),
- h_{AC} : το πάχος των ασφαλικών στρώσεων AC (mm), και
- R: ακτίνα καμπυλότητας (mm).

Εκτεταμένη έρευνα έχει αναδείξει διαχρονικά τη σχέση μεταξύ της εφελκυστικής παραμόρφωσης και του δείκτη υποχωρήσεων SCI ($SCI=D_0-D_{300}$), σύμφωνα με την ακόλουθη γενικευμένη μορφή:

$$\log \varepsilon_{AC} = c_0 + c_1 \cdot \log SCI \quad (3.9)$$

όπου: c_0, c_1 : κατά περίπτωση συντελεστές παλινδρόμησης.

Εναλλακτικά, ο δείκτης υποχωρήσεων AUPP που λαμβάνει υπόψη περισσότερες από μία υποχωρήσεις, έχει επίσης ενσωματωθεί σε μοντέλα εκτίμησης των οριζόντιων παραμορφώσεων για την κλασσική περίπτωση ασφαλικών οδοστρωμάτων, καθώς και για ασφαλικά οδοστρώματα πλήρους βάθους που εδράζονται απευθείας σε διαμορφωμένη εδαφική στρώση (Garg & Thompson 1999). Για παράδειγμα, το Υπουργείο Μεταφορών του Ιλινόις των ΗΠΑ (IDOT) συστήνει τη χρήση της εξίσωσης 3.10 για τα συμβατικά ασφαλικά οδοστρώματα ήπιας κυκλοφορίας, με τυπικό εύρος παχών των ασφαλικών στρώσεων ίσο με 7.5-20cm και τυπικό εύρος μέτρων ελαστικότητας των ασφαλτομιγμάτων ίσο με 700-9700MPa:

$$\log \varepsilon_{AC} = 1.210 + 0.821 \cdot \log AUPP \quad (3.10)$$

όπου: ο δείκτης AUPP υπολογίζεται σε mils για φορτίο FWD 40kN.

Με αφορμή την εξίσωση 3.10, αξίζει να σημειωθεί ότι η πλειοψηφία των μοντέλων και των εξισώσεων που αναζητήθηκαν στη βιβλιογραφία συνήθως αντιστοιχίζεται σε ένα συγκεκριμένο επίπεδο φορτίου. Εντούτοις, έχει διατυπωθεί ότι η μεταβολή του φορτίου και η θεώρηση της επίδρασής του στις υποχωρήσεις μπορεί να συμβάλλει σε πληρέστερη εκτίμηση της μηχανικής συμπεριφοράς του οδοστρώματος (Kim & Park 2002). Είναι αξιοσημείωτο ότι η επίδραση του φορτίου στις υποχωρήσεις έχει αξιοποιηθεί και σε μοντέλα πρόβλεψης της κόπωσης του οδοστρώματος (Kim & Park 2002). Σύμφωνα με αυτούς τους ερευνητές, είναι διαθέσιμες στη βιβλιογραφία, δύο διακριτές προσεγγίσεις. Η μία (εξίσωση 3.11) αφορά στην πρόβλεψη των οριζόντιων εφελκυστικών παραμορφώσεων για την περίπτωση ασφαλικών οδοστρωμάτων και φορτίο FWD ίσο με 40kN. Η δεύτερη (εξίσωση 3.12) αφορά στην εκτίμηση των διαφορών στις αναπτυσσόμενες παραμορφώσεις λόγω αύξησης του φορτίου από 40 σε 65kN:

$$\log \varepsilon_{AC} = 1.082 \cdot \log dBDI + 0.259 \cdot \log h_{AC} + 1.409 \quad (3.11)$$

$$\log d\varepsilon_{AC} = 1.089 \cdot \log dBDI + 0.326 \cdot \log h_{AC} + 1.353 \quad (3.12)$$

όπου:

- ε_{AC} και $d(\varepsilon_{AC})$: παραμορφώσεις και διαφορές παραμορφώσεων λόγω μεταβολής φορτίου ($\mu\text{m}/\text{m}$),
- h_{AC} : το πάχος των ασφαλικών στρώσεων AC (inch), και
- BDI και $d(BDI)$: δείκτης υποχωρήσεων ($BDI=D_{300}-D_{600}$) και διαφορά στο επίπεδο του δείκτη λόγω μεταβολής φορτίου (mils).

Ένα στοιχείο που χρήζει αναφοράς είναι ότι στις προηγούμενες εξισώσεις απαιτείται η γνώση του πάχους των ασφαλικών στρώσεων. Στο ίδιο πλαίσιο, η εξίσωση 3.13 αποτελεί ένα επιπλέον μοντέλο για την εκτίμηση των ασφαλικών παραμορφώσεων χρησιμοποιώντας πάχη και δείκτες υποχωρήσεων που αντιστοιχούν σε φορτίο 50kN (Molenaar 2006). Για την ανάπτυξη του μοντέλου, εξετάστηκαν τυπικές διατομές οδοστρώματος με τέσσερις στρώσεις, όπου η δυσκαμψία μειωνόταν βαθμιαία με την αύξηση του βάθους. Επίσης, στην ανάπτυξη του μοντέλου αυτού εξετάστηκε και η περίπτωση έδρασης του οδοστρώματος σε άκαμπτο πυθμένα (βραχώδες υπόστρωμα).

$$\log \varepsilon_{AC} = 0.474 \cdot \log SCI + 1.156 \cdot \log BDI - 0.682 \cdot \log BCI + 0.032 \cdot \log d_{1800} + 0.561 \cdot \log h_{AC} - 1.067 \quad (3.13)$$

όπου:

- h_{AC} : το πάχος των ασφαλτικών στρώσεων AC (mm), και
- SCI, BDI, BCI και D_{1800} : δείκτες υποχωρήσεων εκφρασμένοι σε μm .

Πρέπει ωστόσο να σημειωθεί ότι τα πάχη ενός οδοστρώματος παρουσιάζουν εν γένει ανομοιογένεια κατά μήκος ενός δικτύου ή ακόμη και σε τοπική κλίμακα σε επίπεδο έργου. Αυτό σε συνδυασμό με την μεταβλητότητα των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών του οδοστρώματος δυσχεραίνει την ανάπτυξη αξιόπιστων μοντέλων. Προς τούτο, οι Losa et al. (2008) ανέπτυξαν ένα στατιστικό μοντέλο βασισμένο σε προσομοιώσεις δοκιμών με το FWD για επίπεδο φορτίου 50kN. Το μοντέλο βαθμονομήθηκε λαμβάνοντας υπόψη αποτελέσματα ευθείων αναλύσεων και βελτιώθηκε περαιτέρω λαμβάνοντας υπόψη τη στατιστική σημασία των μεταβλητών που θεωρήθηκαν για την εκτίμηση των παραμορφώσεων (Losa et al. 2008). Κατά τη διάρκεια του πειράματος, οι θερμοκρασίες που μετρήθηκαν στο πεδίο κυμαίνονταν από 0-23°C και το ποσοστό των επιφανειακών ρωγμών κυμαινόταν από 0-40%. Οι εφελκυστικές παραμορφώσεις υπολογίζονται σύμφωνα με την εξίσωση 3.14:

$$\log \varepsilon_{AC} = 0.446 \cdot \log SCI + 0.735 \cdot \log BDI - 0.242 \cdot \log d_{900} + 0.080 \cdot \log d_{1800} + 0.387 \cdot \log h_{AC} + 0.108 \cdot \log h_{BASE} - 0.869 \quad (3.14)$$

όπου:

- h_{AC} : το πάχος των ασφαλτικών στρώσεων AC (mm), και
- h_{BASE} : το πάχος της βάσης από ασύνδετο υλικό (mm), και
- SCI, BDI, D_{900} και D_{1800} : δείκτες υποχωρήσεων εκφρασμένοι σε μm .

Κατά τη διάρκεια της ανάπτυξης και βαθμονόμησης του μοντέλου, τα στοιχεία των παχών ανακτήθηκαν μέσω ανάλυσης στοιχείων συλλογής με GPR και δειγματοληπτικών πυρηνοληψιών. Ωστόσο, στην πράξη, έχει αναγνωριστεί ότι τα πάχη των στρώσεων είναι εν γένει άγνωστα και μεταβαλλόμενα κατά μήκος ενός υπό διερεύνηση τμήματος (Molenaar 2006). Παρά ταύτα, η ανεπάρκεια γνώσης των παχών δεν πρέπει να αποτελεί εμπόδιο στην ανάπτυξη μοντέλων εκτίμησης των παραμορφώσεων. Υπενθυμίζεται άλλωστε ότι τα σύγχρονα συστήματα συνεχών μετρήσεων της μηχανικής απόκρισης των οδοστρωμάτων είναι ιδιαίτερα δημοφιλή για την αξιολόγηση σε επίπεδο δικτύου, όπου είναι αναμενόμενο ότι οι πληροφορίες για το πάχος του οδοστρώματος είτε θα απουσιάζουν, είτε δεν θα είναι ακριβείς καθ' όλο το μήκος διερεύνησης.

Το πεδίο ενδιαφέροντος για την ανάπτυξη μοντέλων εκτίμησης των παραμορφώσεων παραμένει διαχρονικό και για τα νέας τεχνολογίας συστήματα μετρήσεων (TSDD). Βάσει ενός λογισμικού δυναμικής ανάλυσης που εξασφαλίζει συμβατότητα με τα στοιχεία συλλογής των TSDD, εντοπίστηκαν ικανοποιητικές συσχετίσεις, καταρχήν σε επίπεδο προσομοίωσης, μεταξύ των δεικτών υποχωρήσεων και των οριζόντιων παραμορφώσεων (Nasimifar et al. 2016, Nasimifar et al. 2017). Μέσω αυτής της προσέγγισης, αποκτήθηκε μία ικανοποιητική εικόνα για τη σύνδεση των ιδιοτήτων των υλικών και του προφίλ των υποχωρήσεων. Περαιτέρω, οι δείκτες υποχωρήσεων που αναδειχθηκαν να έχουν καλή συσχέτιση με τις παραμορφώσεις, αξιολογήθηκαν λαμβάνοντας υπόψη πραγματικά στοιχεία συλλογής με TSDD και τα αναπτυσσόμενα μοντέλα βαθμονομήθηκαν εκ νέου. Παρόλο που το πάχος δεν χρησιμοποιήθηκε ως άμεση παράμετρος υπολογισμού, διαπιστώθηκε ότι η ταξινόμηση οδοστρωμάτων σε σχέση με το πάχος των ασφαλτικών στρώσεων είναι επιθυμητή ιδιαίτερα για

αξιολόγηση σε επίπεδο δικτύου (Nasimifar et al. 2016). Από τις σχετικές αναλύσεις, επισημαίνεται στη φάση αυτή η εξίσωση 3.15, όπου οι οριζόντιες εφελκυστικές παραμορφώσεις στον πυθμένα των ασφαλικών στρώσεων συσχετίζονται με την κλίση του προφίλ υποχωρήσεων λαμβάνοντας υπόψη τις υποχωρήσεις σε αποστάσεις 200 και 300mm από τη θέση φόρτισης. Η εξίσωση 3.15 αναδεικνύει την υψηλή δυναμική που έχουν οι δείκτες υποχωρήσεων ανεξάρτητα από το χρησιμοποιούμενο σύστημα συλλογής στοιχείων (πχ FWD ή TSDD) στην εκτίμηση της εντατικής κατάστασης του οδοστρώματος για την περίπτωση θεώρησης δυναμικής φόρτισης (Nasimifar et al. 2017).

$$\varepsilon_{AC} = a \cdot DSI_{200-300}^b \quad (3.15)$$

όπου:

- $DSI = D_{200} - D_{300}$ (mils), και
- a και b : παράμετροι παλινδρόμησης, οι τιμές των οποίων εξαρτώνται από την τάξη μεγέθους των παχών των ασφαλικών στρώσεων.

Ένα κοινό στοιχείο όλων των προαναφερθέντων μοντέλων είναι ότι επιτρέπουν μια άμεση εκτίμηση των εφελκυστικών παραμορφώσεων σε τυχαίες θερμοκρασίες σύμφωνα με τις τιμές που μετρήθηκαν στο πεδίο στα εκάστοτε πειράματα. Ως γνωστόν, η θερμοκρασία στο μέσο της ασφαλικής βάσης επηρεάζει άμεσα τη δυσκαμψία των ασφαλικών στρώσεων και ως εκ τούτου, τις κρίσιμες παραμορφώσεις. Σύμφωνα με τους (Losa et al. 2008, Molenaar 2006) έχουν αναπτυχθεί συντελεστές αναγωγής σε θερμοκρασία αναφοράς για όσες υποχωρήσεις καταγράφονται σε ενδεικτική ακτινική απόσταση έως 600mm από το κέντρο φόρτισης. Ωστόσο, συνίσταται ο έλεγχος προσαρμογής των υφιστάμενων αλγορίθμων, καθώς δεν είναι πάντα εφαρμόσιμοι σε όλες τις περιπτώσεις οδοστρωμάτων. Η ανάπτυξή τους βασίζεται σε στοιχεία συλλογής από μετρήσεις πεδίου ή από αναλύσεις εντατικής κατάστασης που αφορούν σε οδοστρώματα με δεδομένα χαρακτηριστικά υλικών και έκθεση σε συγκεκριμένες περιβαλλοντικές συνθήκες. Επομένως είναι σκόπιμο να διερευνάται η προσαρμογή τους όταν πρόκειται να χρησιμοποιηθούν σε διαφορετικά οδοστρώματα.

Κλείνοντας την ενότητα αυτή, επισημαίνεται ότι θα αξιοποιηθούν προς περαιτέρω διερεύνηση οι εξισώσεις 3.13 και 3.14 που προέκυψαν από την βιβλιογραφική ανασκόπηση, καθώς λόγω της αξιοποίησης του πλήρους προφίλ των υποχωρήσεων, εκτιμάται ότι έχουν ικανοποιητική δυναμική εκτίμησης των παραμορφώσεων συγκριτικά με άλλα μοντέλα ή αλγορίθμους που βασίζονται σε έναν ή δύο δείκτες υποχωρήσεων. Για λόγους απλότητας, τα δύο αυτά μοντέλα θα αναφέρονται στη συνέχεια ως μοντέλο Molenaar και Losa et al. μοντέλο.

Επισημαίνεται ότι ανεξάρτητα από τον τρόπο υπολογισμού ή εκτίμησης των κρίσιμων εντατικών μεγεθών, το τελευταίο στάδιο της αξιολόγησης οδοστρωμάτων περιλαμβάνει την εκτίμηση της κόπωσης των ασφαλτομιγμάτων που επηρεάζει άμεσα τη συμπεριφορά του οδοστρώματος και βάσει αυτής αξιολογείται η ανάγκη επανασχεδιασμού του. Προαπαιτούμενος παράγοντας για την αξιολόγηση αυτή είναι να έχει ολοκληρωθεί η ανάλυση της εντατικής κατάστασης του οδοστρώματος σύμφωνα με τα όσα έχουν αναφερθεί έως τώρα.

3.5. Σύνοψη

Από την βιβλιογραφική ανασκόπηση στο παρόν κεφάλαιο, αναδείχθηκε ότι ο συνηθέστερος συνδυασμός μη καταστρεπτικών συστημάτων που χρησιμοποιούνται για την αξιολόγηση οδοστρωμάτων είναι το FWD και το GPR. Περαιτέρω, η ανάλυση των στοιχείων μηχανικής απόκρισης και στρωματογραφίας γίνεται ως πάγια τακτική, με τη θεωρία των επάλληλων ελαστικών στρώσεων

(MLET), όπου όλα τα υλικά του οδοστρώματος νοούνται ως ελαστικά, ισότροπα και ομογενή. Στο πλαίσιο αυτό, έχει αποτελέσει διαχρονικά αντικείμενο έρευνας τα τελευταία χρόνια ο συνδυασμός των πληροφοριών που λαμβάνονται από τα δύο αυτά NDT συστήματα σε ένα ενιαίο πλαίσιο ανάλυσης (system integration, data integration) προκειμένου να παράγεται αξιοποιήσιμη πληροφορία. Αυτό επιτρέπει να παρακάμπτονται ενίοτε χρονοβόρες διαδικασίες που απαιτούνται στο πλαίσιο της ανάλυσης σε επίπεδο έργου (project-level analysis) και περιλαμβάνουν ενδεικτικά τον ανάστροφο υπολογισμό των μηχανικών χαρακτηριστικών και την ανάλυση εντατικής κατάστασης. Επιπλέον, τυχόν περιορισμοί που απορρέουν από τη χρήση NDT συστημάτων (θέματα προμήθειας – μεταφοράς συστημάτων ή θέματα εξειδικευμένης ανάλυσης) τροφοδοτούν την επιπλέον δημιουργία μοντέλων συσχέτισης των πληροφοριών που προκύπτουν από τα επιμέρους συστήματα με στόχο την επιτάχυνση και βελτιστοποίηση των διαδικασιών αξιολόγησης.

Το πρόβλημα ωστόσο που προκύπτει, αφορά στην επάρκεια τέτοιων μοντέλων ή αλγόριθμων για ευρεία χρήση σε οδοστρώματα διαφορετικής στρωματογραφίας ή διαφορετικών υλικών και κλιματολογικών συνθηκών. Υπό αυτήν την έννοια, συναφείς ερευνητικές προσπάθειες επανεμφανίζονται διαρκώς στο προσκήνιο ως ιδιαίτερα δημοφιλείς με στόχο τη συνεχή βελτιστοποίηση των συναφών διαδικασιών αξιολόγησης. Σε αυτό το πλαίσιο, επικεντρώνεται μεθοδολογικά ο πρώτος άξονας διερεύνησης της παρούσας διατριβής, ο οποίος αφορά σε επιμέρους διαδικασίες βελτιστοποίησης της συμβατικής διαδικασίας ανάλυσης οδοστρωμάτων μέσω επεξεργασίας στοιχείων συλλογής με NDT συστήματα και στην ανάδειξη νέων πτυχών των NDT συστημάτων, συμβάλλοντας ως επί το πλείστο στην ανάλυση σε επίπεδο έργου (project-level analysis).

4. ΘΕΩΡΗΣΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΑΣΦΑΛΤΟΜΙΓΜΑΤΩΝ ΣΤΗΝ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΟΔΟΣΤΡΩΜΑΤΩΝ

4.1. Προβλήματα συμβατικής διαδικασίας ανάλυσης οδοστρωμάτων

Σύμφωνα με τα όσα έχουν αναφερθεί έως τώρα, διαφαίνεται ότι η έρευνα της συμπεριφοράς των ασφαλτομιγμάτων έχει προχωρήσει αρκετά σε κλίμακα εργαστηρίου, δίδοντας έμφαση τόσο στα χαρακτηριστικά των συνδετικών υλικών (κόπωση, γήρανση, αντίσταση σε μόνιμες παραμορφώσεις, χημικές ιδιότητες, τροποποιητικά συνδετικών υλικών) όσο και στα χαρακτηριστικά της συμπεριφοράς των μιγμάτων. Παρά ταύτα, η πρόοδος που σημειώνεται στις έρευνες που γίνονται σε κλίμακα εργαστηρίου δεν συνάδει με δυναμική εφαρμογή και αξιοποίηση των ερευνητικών ευρημάτων σε κλίμακα πεδίου. Ο κύριος λόγος που συμβαίνει αυτό έγκειται στο γεγονός ότι στο πεδίο αυτό που ενδιαφέρει είναι η συμπεριφορά του οδοστρώματος ως μια ενιαία κατασκευή, και όχι ο μεμονωμένος χαρακτηρισμός των ιδιοτήτων των επιμέρους υλικών.

Στο πλαίσιο αξιολόγησης οδοστρωμάτων, είναι απαραίτητη η μοντελοποίηση της μηχανικής συμπεριφοράς των υλικών προκειμένου να εκτιμηθεί η εντατική καταπόνησή του. Άλλωστε, ο ορθολογικός προγραμματισμός δράσεων συντήρησης ή αποκατάστασης σε υπάρχοντα οδοστρώματα απαιτεί συστηματική γνώση της δομικής τους ευρωστίας καθ' όλη τη διάρκεια λειτουργίας τους. Ωστόσο, η ανάλυση της μηχανικής απόκρισης οδοστρώματος και η αξιολόγηση της μηχανικής συμπεριφοράς του εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από το πάχος των στρώσεων καθώς και από τα μηχανικά χαρακτηριστικά των επιμέρους υλικών. Κατά συνέπεια, εγείρεται ένα μέγιστο ερευνητικό ερώτημα αναφορικά με την ενδεχομένη επίδραση της ιξωδοελαστικής φύσης των ασφαλτομιγμάτων στην αξιολόγηση της συμπεριφοράς οδοστρωμάτων.

Η συχνά χρησιμοποιούμενη MLET ως πάγια τακτική για την ανάλυση οδοστρωμάτων υιοθετεί γραμμικά, ελαστικά και ισότροπα υλικά αξιοποιώντας κυρίως στοιχεία συλλογής με το FWD (Smith et al. 2017). Η αξιολόγηση των αναγκών επανασχεδιασμού του οδοστρώματος γίνεται κατόπιν τροφοδότησης των νόμων αστοχίας με στοιχεία από την εντατική καταπόνηση του οδοστρώματος. Το πρόβλημα που προκύπτει είναι η απόκλιση της συμπεριφοράς των υλικών από τις παραδοχές της MLET. Όσον αφορά στα υλικά των ασφαλτικών στρώσεων, η ιξώδης συμπεριφορά του συνδετικού υλικού εκθέτει το μίγμα σε αναίρεσιμες (ιξωδοελαστικές) και μη αναίρεσιμες (ιξωδοπλαστικές-μόνιμες) παραμορφώσεις (Shakiba et al. 2017, Ahmed & Erlingsson 2016). Η εξάρτηση της συμπεριφοράς του ασφαλτομίγματος από τη θερμοκρασία και το χρόνο φόρτισης υποδεικνύει ότι οι παραδοχές της MLET δεν είναι πάντα έγκυρες στο πλαίσιο ανάλυσης οδοστρωμάτων, ειδικά για υψηλότερες θερμοκρασίες και χαμηλότερες συχνότητες (Meljun et al. 2017, Grellet et al. 2012, Chabot et al. 2010). Άλλα κρίσιμα ζητήματα σχετικά με τη συμβατική διαδικασία ανάλυσης μέσω της MLET περιλαμβάνουν την ανάγκη για βαθμονομημένους αλγόριθμους προσαρμογής της θερμοκρασίας, είτε σε υποχωρήσεις είτε σε μέτρα ελαστικότητας ασφαλτομιγμάτων (Pais et al. 2018, EVERSERIES 2005), των οποίων η επέκταση για χρήση σε άλλες συνθήκες μπορεί να είναι αμφισβητήσιμη, οδηγώντας σε δυναμικά λανθασμένα αποτελέσματα αξιολόγησης. Επιπλέον, η συμβατική χρήση της MLET δεν περιγράφει με ακρίβεια τις συνθήκες εντατικής καταπόνησης που επικρατούν στην επιφάνεια του οδοστρώματος, και αφορούν μεταξύ άλλων στις τρισδιάστατες συνθήκες φόρτισης που επικρατούν στη διεπιφάνεια ελαστικού-οδοστρώματος ή τη διάδοση ρωγμών από πάνω προς τα κάτω (top-down cracking) (Losa & Di Natale 2014) ή τις συνθήκες που επικρατούν στη διεπιφάνεια των επιμέρους ασφαλτικών στρώσεων (Grellet et al. 2012).

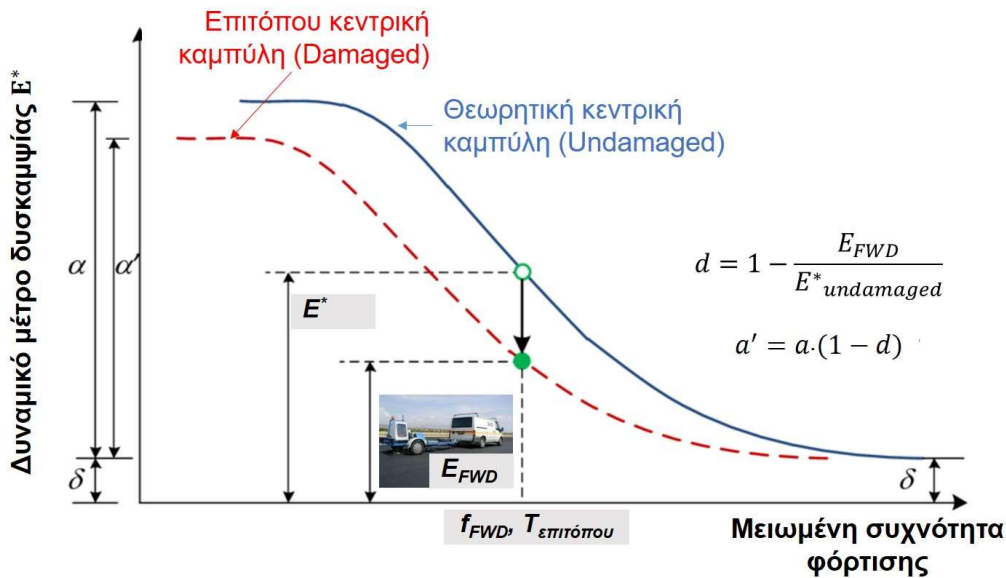
4.2. Η χρησιμότητα των κεντρικών καμπυλών του E^*

Στο πλαίσιο αυτό, εκτιμάται ότι η θεώρηση του δυναμικού μέτρου δυσκαμψίας (E^*) μπορεί να καλύψει πληρέστερα τη συμπεριφορά του ασφαλτομίγματος στο πλαίσιο αναλύσεων οδοστρωμάτων μέσω των πληροφοριών που παρέχει ως εργαλείο η κεντρική καμπύλη του E^* (Qin et al. 2019). Άλλωστε, το E^* είναι η βασική παράμετρος στον MEPDG που λαμβάνει υπόψη την εξάρτηση της συμπεριφοράς του ασφαλτομίγματος από τη θερμοκρασία και τη συχνότητα φόρτισης στην γραμμική ιξωδοελαστική περιοχή (LVE) μέσω της κατασκευής των κεντρικών καμπυλών. Αποτελεί επίσης βασική συμβολή για την πρόβλεψη της κόπωσης και της αντίστασης σε μόνιμες παραμορφώσεις μέσω των MEPDG μοντέλων (Birgisson et al. 2005). Παράλληλα, οι εξελίξεις στον αναλυτικό υπολογισμό και την αριθμητική προσομοίωση της συμπεριφοράς των οδοστρωμάτων επιτρέπουν μια πιο αξιόπιστη μοντελοποίηση των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών αλλά και των δυναμικών συνθηκών καταπόνησης του οδοστρώματος. Πέρα από τα γενικής χρήσης λογισμικά αριθμητικής ανάλυσης, αναφέρονται ενδεικτικά ορισμένα ειδικής χρήσης για δομές οδοστρώματος, όπως το CAPA-3D (Scarpas 2005), το APADS-2D (Gonzalez et al. 2012), το λογισμικό CESAR-LCPC, το εργαλείο SAFEM (Liu et al. 2017), το λογισμικό 3D-MOVE (Siddhartan et al. 200), το λογισμικό Viscoroute (Duhamel et al. 2005, Chabot et al. 2010) και το λογισμικό PANDA (Shakiba et al. 2017). Μια εγγενής προϋπόθεση για τη χρήση της πλειονότητας των προηγούμενων εργαλείων ανάλυσης είναι η αναγκαιότητα ενός βελτιωμένου και προηγμένου χαρακτηρισμού των ασφαλτομιγμάτων, κάτι που με τη σειρά του οδηγεί σε ρεαλιστικότερη πρόβλεψη της συμπεριφοράς του οδοστρώματος (Kassem et al. 2018). Σε αυτό το πλαίσιο, το E^* νοείται ως βασική παράμετρος για την ανάλυση οδοστρώματος (Oeser et al. 2008, Masad et al. 2005, Olard & Di Benedetto 2003), ενώ η αδυναμία της MLET να λαμβάνει υπόψη τη δυναμική επίδραση των κινούμενων φορτίων έχει θεωρηθεί ως ένας επιπρόσθετος περιορισμός της συμβατικής διαδικασίας ανάλυσης (Seo et al. 2013).

Για τη μοντελοποίηση του E^* , χρησιμοποιείται ως γνωστόν η μαθηματική συνάρτηση της σιγμοειδούς καμπύλης με την επαλληλία χρόνου-θερμοκρασίας (Pellinen & Witczak 2002, Schwartz et al. 2002), η οποία έγινε ιδιαίτερα γνωστή μέσω έργων NCHRP 1-37A, NCHRP 9-19 και NCHRP 9-29 (Xu & Solaimanian 2009). Επιπλέον, χρησιμοποιούνται και καταστατικά-ρεολογικά μοντέλα (ορισμένα εξ αυτών αναφέρθηκαν στο κεφάλαιο 2), τα οποία επιτρέπουν την θεώρηση φυσικών στοιχείων για την περιγραφή της συμπεριφοράς του υλικού (πχ ελατήρια, αποσβεστήρες). Κοινή πτυχή στη διαδικασία μοντελοποίησης του E^* είναι η ανάγκη ύπαρξης ενός συνόλου τιμών του E^* . Με τη σειρά του, ο προσδιορισμός του E^* απαιτεί εξελιγμένο εργαστηριακό εξοπλισμό ή διαθεσιμότητα βαθμονομημένου αλγόριθμου εκτίμησής του. Σε υφιστάμενα οδοστρώματα, για να ληφθεί υπόψη η ιξωδοελαστική φύση των ασφαλτομιγμάτων, θα πρέπει να γίνει συστηματική εξαγωγή πυρήνων και εργαστηριακές δοκιμές στα εξαχθέντα δοκίμια. Ωστόσο, η εκτεταμένη πυρηνοληψία δεν είναι ούτε επιθυμητή, ούτε πρακτική για τους φορείς διαχείρισης οδοστρωμάτων, δεδομένης της καταστρεπτικής φύσης της δοκιμής αλλά και της σημειακής πληροφόρησης που παρέχει. Προς αυτήν την κατεύθυνση, οι αλγόριθμοι εκτίμησης του E^* συνδυαστικά με NDT στοιχεία συλλογής παρέχουν μια χρήσιμη εναλλακτική. Πιο συγκεκριμένα, στον MEPDG προτείνονται δύο αλγόριθμοι εκτίμησης του E^* μέσω των μοντέλων του Witczak ή αλλιώς NCHRP 1-37A μοντέλο (Andrei et al. 1999) και του τροποποιημένου μοντέλο Witczak ή αλλιώς NCHRP 1-40D μοντέλο (Bari & Witczak 2006).

Αρχικά, η κοκκομετρική διαβάθμιση των αδρανών του μίγματος και τα ογκομετρικά του χαρακτηριστικά τροφοδοτούν τους αλγόριθμους εκτίμησης του E^* προκειμένου να κατασκευαστεί η θεωρητική κεντρική καμπύλη του μίγματος, η οποία σύμφωνα με την διεθνή ορολογία αποδίδεται ως undamaged master curve (εικόνα 4.1). Στη συνέχεια, αξιοποιούνται στοιχεία συλλογής με το FWD (ARA 2004), προκειμένου

η προηγούμενη κεντρική καμπύλη να «διορθωθεί», και συγκεκριμένα να μετατοπιστεί προς τα κάτω ώστε να αντιστοιχεί στην επιτόπου κεντρική καμπύλη – damaged master curve (εικόνα 4.1). Για τη μετατόπιση, λαμβάνεται υπόψη η διαφορά μεταξύ του E^* που προκύπτει από τον εκάστοτε αλγόριθμο και του E_{FWD} που εκτιμάται μέσω της διαδικασίας του ανάστροφου υπολογισμού. Συγκεκριμένα, εκτιμάται ένας συντελεστής φθοράς ίσος με $d = 1 - \frac{E_{FWD}}{E^*_{undamaged}}$ και στη συνέχεια, ο συντελεστής α της κεντρικής καμπύλης (εξίσωση 2.18) αντικαθίσταται ως $\alpha' = \alpha \cdot (1 - d)$.



Εικόνα 4.1: Διόρθωση κεντρικής καμπύλης του E^* σε υφιστάμενα οδοστρώματα.

Ζητήματα που εγείρουν προβληματισμό στην ως άνω διαδικασία είναι η δυνατότητα εφαρμογής των προτεινόμενων αλγόριθμων για ένα ευρύ φάσμα υλικών που μπορεί να χρησιμοποιείται σε τοπική κλίμακα. Η ανάγκη βαθμονόμησης των υπαρχόντων μοντέλων αναφοράς προκειμένου να ληφθούν υπόψη τοπικά υλικά και κλιματολογικά αποτελέσματα έχει διερευνηθεί εκτενώς (Solatifar et al. 2019, Georgouli et al. 2016), διαμορφώνοντας πρόσφορο έδαφος στην εκτίμηση του επιτόπου E^* υφιστάμενων οδοστρωμάτων (Loulizi et al. 2007, Seo et al. 2013, Georgouli et al. 2015, Solatifar et al. 2019, Solatifar et al. 2021). Ωστόσο, σύμφωνα με την MEPDG μεθοδολογία, η μετατόπιση της κεντρικής καμπύλης γίνεται πάντα προς τα κάτω θεωρώντας ότι το οδόστρωμα έχει υποστεί φθορά. Υπάρχουν όμως περιπτώσεις, όπου ο ανάστροφος υπολογισμός μπορεί να οδηγήσει σε μεγαλύτερη τιμή του E_{FWD} από το E^* που αντιστοιχίζεται στις επιτόπου συνθήκες θερμοκρασίας και συχνότητας φόρτισης. Το στοιχείο αυτό συνδυαστικά με τον περιορισμό που προκύπτει από τη διαθεσιμότητα βαθμονομημένων αλγόριθμων καθιστά τη πυρηνοληψία απαραίτητη (έστω δειγματοληπτικά) στο πλαίσιο ανάλυσης υφιστάμενων οδοστρωμάτων, όταν είναι επιθυμητή η θεώρηση της ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς των ασφαλτομιγμάτων.

4.3. Εκτίμηση συχνότητας φόρτισης

Μία άλλη πολύ σημαντική πρόκληση για την ανάλυση υφιστάμενων οδοστρωμάτων με την ιξωδοελαστική θεώρηση και παραδοχή κινούμενου φορτίου (δυναμική ανάλυση) είναι η υιοθέτηση ρεαλιστικών τιμών για τη συχνότητα φόρτισης. Εν γένει, η κατανομή των εντατικών μεγεθών στο σώμα του οδοστρώματος γίνεται με διαφορετικό πλάτος σε σχέση με την επιφάνεια. Κατά συνέπεια διαφοροποιείται ο χρόνος φόρτισης και κατ' επέκταση η συχνότητα φόρτισης, η οποία επηρεάζει την τιμή

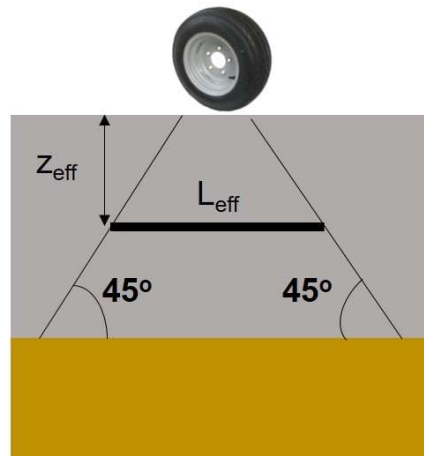
του E^* που υπεισέρχεται στην ανάλυση. Ομοίως με όλα τα θεωρούμενα φορτία, έτσι και για το φορτίο του FWD, χρειάζεται εκτίμηση της ισοδύναμης συχνότητάς του προκειμένου η αντιστοίχιση του E^* στις επιτόπου συνθήκες φόρτισης να είναι ρεαλιστική. Στο πλαίσιο της δυναμικής ανάλυσης, για να ληφθεί υπόψη η ταχύτητα του κινούμενου φορτίου, χρειάζεται η ισοδύναμη συχνότητα του φορτίου του FWD, η οποία αφορά σε μία ισοδύναμη ταχύτητα FWD. Παρόλο που η σημασία της συχνότητας και της ταχύτητας στην μηχανική απόκριση οδοστρωμάτων είναι καλώς αναγνωρισμένη (Losa & Di Natale 2012, Bodin et al. 2017), θα πρέπει επίσης να ληφθεί υπόψη ότι υπάρχει αρκετή διακύμανση στη βιβλιογραφία σε σχέση με τη συχνότητα φόρτισης του FWD. Μεταξύ άλλων, η συχνότητα αυτή έχει αναφερθεί ότι είναι 8.2Hz (Gibson et al. 2012), 14-20Hz (Oh et al. 2012), 16.3-16.7Hz (Georgouli et al. 2015, Maher et al. 2005) και 33Hz (Seo et al. 2013). Οι Tutu & Timm (2018) προτείνουν το εύρος συχνοτήτων 5.3-6.4Hz, ενώ έχει αναφερθεί επίσης μία μέση συχνότητα FWD ίση με 14.2Hz για φορτίο 50kN (Pożarycki et al. 2019). Υπάρχουν ακόμη συνεχείς και «ανοικτές» συζητήσεις σχετικά με το ποια είναι η αντιπροσωπευτική συχνότητα FWD (Marvin Flores et al. 2017). Περαιτέρω, ο μετασχηματισμός της συχνότητας φόρτισης σε ταχύτητα κινούμενου φορτίου έχει επίσης προσελκύσει αρκετές ερευνητικές συνεισφορές με διασπορά ευρημάτων. Επομένως, η επιλογή ισοδύναμης ταχύτητας είναι και αυτή μία παράμετρος που δύναται να επηρεάσει το αποτέλεσμα της ανάλυσης οδοστρωμάτων οδηγώντας σε αποτελέσματα με μεγάλη διασπορά (Ulloa et al. 2013).

Για ένα τυχαία θεωρούμενο φορτίο, ο MEPDG προτείνει την εκτίμηση της ισοδύναμης συχνότητας φόρτισης λαμβάνοντας υπόψη το αντίστροφο της διάρκειας της παλμικής φόρτισης t_p (δηλαδή: $f_p = 1/t_p$), ενώ για την εκτίμηση του χρόνου t_p λαμβάνεται υπόψη μόνο η κατανομή της κατακόρυφης τάσης (σ_z). Η κατανομή της συνδέεται με το ενεργό μήκος φόρτισης (L_{eff}) στο ενεργό βάθος υπολογισμού (z_{eff}), το οποίο προκύπτει από τη θεωρία των ισοδύναμων παχών κατά Odemark. Συγκεκριμένα, ο χρόνος φόρτισης δίνεται από την εξίσωση 4.1 (t σε s, L_{eff} σε inch και V σε mph), ενώ ο υπολογισμός του ενεργού βάθους δίνεται από την εξίσωση 4.2. Η κατακόρυφη τάση θεωρείται ότι κατανέμεται στο βάθος υπό γωνία 45° (εικόνα 4.2). Γνωρίζοντας το ενεργό μήκος φόρτισης και την ταχύτητα του κινούμενου φορτίου, προκύπτει ο χρόνος φόρτισης σύμφωνα με την εξίσωση 4.3, η οποία υποστηρίζεται επίσης και από τους Brown et al. (2006).

$$t = \frac{L_{eff}}{17.6 \cdot v} \quad (4.1)$$

$$z_{eff} = \sum_{i=1}^{n-1} h_i \cdot \sqrt[3]{\frac{E_i}{E_{SG}}} + h_n \cdot \sqrt[3]{\frac{E_n}{E_{SG}}} \quad (4.2)$$

$$f = \frac{1}{t} \quad (4.3)$$



Εικόνα 4.2: Εκτίμηση ενεργού μήκους για τον υπολογισμό της συχνότητας φόρτισης σύμφωνα με τον MEPDG.

Εναλλακτικά, ο χρόνος φόρτισης (t σε s) μπορεί να εκτιμηθεί λαμβάνοντας υπόψη την επίδραση του βάθους του οδοστρώματος (d σε m) και της ταχύτητας του κινούμενου φορτίου (v σε km/h) μέσω της εξίσωσης 4.4, η οποία έχει δημοσιευθεί αρκετά νωρίς από τον Brown (1973):

$$\log t = 0.5d - 0.2 - 0.94 \log v \quad (4.4)$$

Εναλλακτικά, ο Ullidtz (1987) αξιολόγησε τον χρόνο φόρτισης του οδοστρώματος που υπόκειται σε αξονικά φορτία με τροχούς ακτίνας a ως εξής:

$$t = \frac{2a + d}{v} \quad (4.5)$$

Έκτοτε, πολυάριθμες έρευνες έχουν επικεντρωθεί στην ακριβή εκτίμηση του χρόνου φόρτισης λαμβάνοντας υπόψη ρεαλιστικές συνθήκες καταπόνησης στο πεδίο. Ο Kim (1994) πραγματοποίησε εκτίμηση του χρόνου φόρτισης στον πυθμένα των ασφαλικών τρώσεων λαμβάνοντας υπόψη την κατανομή των εφελκυστικών παραμορφώσεων. Προέκυψε αύξηση του χρόνου φόρτισης, όσο το βάθος υπολογισμού αυξάνει. Από την άλλη, οι Loulizi et al. (2002) μετρώντας τον χρόνο της παλμικής φόρτισης που αντιστοιχεί στις κατακόρυφες τάσεις, ανέφεραν μείωσή του όσο η ταχύτητα του φορτίου αυξάνει. Η επίδραση της θερμοκρασίας αναφέρθηκε περιορισμένη. Η ανάγκη ακριβούς εκτίμησης της διάρκειας φόρτισης που επικρατεί στο πεδίο τεκμηριώνεται σύμφωνα με τους Cheng et al. (2020) από το γεγονός ότι η συχνότητα των 10Hz που συχνά εφαρμόζεται στο εργαστήριο, αντιστοιχεί σε ταχύτητες της τάξης των 25km/h σε δοκιμές πεδίου. Αυτό σημαίνει ότι τα διαθέσιμα αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών υποεκτιμούν το E^* που αντιστοιχεί σε διαφορετικές ταχύτητες κίνησης των αξονικών φορτίων στο πεδίο.

Για τον λόγο αυτό, αρκετοί ερευνητές έχουν επιλέξει την τεχνική της οργανομέτρησης οδοστρωμάτων (pavement instrumentation) υπό συνθήκες επιταχυνόμενης καταπόνησης (Accelerated Pavement Testing, APT) προκειμένου να οδηγηθούν σε άμεσα αποτελέσματα. Οι Garcia & Thompson (2008) μέτρησαν τη διάρκεια των παλμών φόρτισης που αντιστοιχεί στις οριζόντιες εφελκυστικές παραμορφώσεις σε τέσσερα τμήματα πειραματικών οδοστρωμάτων υπό μεταβαλλόμενες συνθήκες επιταχυνόμενης εντατικής καταπόνησης και εντόπισαν μια ισχυρή συσχέτιση μεταξύ των παλμών που αντιστοιχούν στις διαμήκεις και εγκάρσιες παραμορφώσεις. Συγκεκριμένα, ο χρόνος φόρτισης στην εγκάρσια διεύθυνση βρέθηκε 3 φορές μεγαλύτερος σε σχέση με τη διαμήκη διεύθυνση, παρόλο που οι εγκάρσιες παραμορφώσεις ήταν μόνο 50% υψηλότερες από τις διαμήκεις. Οι ερευνητές κατέληξαν στο ότι η ταχύτητα του κινούμενου φορτίου είναι ο κυρίαρχος παράγοντας που ελέγχει τον χρόνο φόρτισης του οδοστρώματος.

Σε μεταγενέστερη έρευνα, οι Hornyak & Croveti (2009) επιβεβαίωσαν ότι ο χρόνος της παλμικής φόρτισης ήταν μεγαλύτερος στην εγκάρσια διεύθυνση, λαμβάνοντας υπόψη τα προφίλ των παραμορφώσεων. Σύμφωνα με σχετικές έρευνες πεδίου, η μέθοδος MEPDG θεωρείται ότι παρέχει ακριβή εκτίμηση του χρόνου φόρτισης στη διαμήκη διεύθυνση, αλλά η αντίστοιχη εκτίμηση στην εγκάρσια διεύθυνση εμφανίζει μεγάλα σφάλματα (Robbins & Timm 2009). Ακολουθώντας την τεχνική της αριθμητικής προσομοίωσης με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, οι Al-Qadi et al. (2008) ανέδειξαν ότι ο η συχνότητα φόρτισης που εκτιμάται μέσω του MEPDG είναι μεγαλύτερη, άρα οι κατακόρυφες τάσεις υποεκτιμούνται. Από την άλλη, οι Losa & Di Natale (2012) και Fakhri & Ghanizadeh (2014) αξιολόγησαν τους χρόνους φόρτισης στη διαμήκη, εγκάρσια και κατακόρυφη διεύθυνση και ανέπτυξαν διακριτές σχέσεις εκτίμησης του χρόνου φόρτισης και της συχνότητας ανά διεύθυνση αποδίδοντας το εύρημα αυτό στην ανισοτροπική συμπεριφορά του ασφαλτομίγματος. Όμως, η πολυπλοκότητα καθώς και η ποικιλία στη διάταξη των αξονικών φορτίων μεταβάλλει τη θέση εμφάνισης των μέγιστων παραμορφώσεων και η απουσία μιας ενιαίας σχέσης υπολογισμού της συχνότητας δυσχεραίνει τον έλεγχο ορθότητας των εκάστοτε χρησιμοποιούμενων σχέσεων.

Υπό το πρίσμα αυτό, οι Ulloa et al. (2013) υπολόγισαν τους χρόνους της παλμικής φόρτισης μέσω αναλύσεων εντατικής καταπόνησης με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων εξετάζοντας δομές ασφαλτικών οδοστρωμάτων σε δύο διαφορετικές θερμοκρασίες. Στην παραμετρική διερεύνηση που έκαναν, αναδείχθηκε αντιφατική τάση μεταβολής της συχνότητας με το βάθος ανάλογα με το είδος της μηχανικής απόκρισης που εξετάζεται κάθε φορά. Για ορισμένα εντατικά μεγέθη η συχνότητα φόρτισης μειώνεται με το βάθος (πχ κατακόρυφες παραμορφώσεις), ενώ για κάποια άλλα (πχ οριζόντιες παραμορφώσεις στη διαμήκη έννοια στον πυθμένα των ασφαλτικών στρώσεων) η συχνότητα αυξάνει. Αυτό οφείλεται στη διαφορετική χρονική διάρκεια της παλμικής φόρτισης που αντιστοιχεί στα προφίλ των παραμορφώσεων αλλά και στο σχήμα του προφίλ αυτού. Για παράδειγμα, στις διαμήκεις παραμορφώσεις εμφανίζεται και εφελκυσμός και θλίψη εκατέρωθεν της θέσης όπου μεγιστοποιείται η εφελκυστική παραμόρφωση. Αντίθετα, στις εγκάρσιες παραμορφώσεις εμφανίζεται μόνο εφελκυσμός.

Κατά συνέπεια, ο χρόνος φόρτισης που αντιστοιχεί στα προφίλ των εγκάρσιων παραμορφώσεων είναι μεγαλύτερος από τα προφίλ των διαμηκών με αποτέλεσμα η συχνότητα φόρτισης να ακολουθεί αντίστροφη τάση. Ουσιαστικά, ο σκοπός της μελέτης των Ulloa et al. (2013) ήταν η εύρεση χαρακτηριστικών τιμών συχνότητων προκειμένου να μπορεί να πραγματοποιηθεί μια ισοδύναμη ελαστική ανάλυση με στατικό φορτίο. Στην ανάλυση αυτή, οι ασφαλτικές στρώσεις λάμβαναν την τιμή του E^* που αντιστοιχούσε στη χαρακτηριστική τιμή συχνότητας. Για τη μετατροπή του χρόνου φόρτισης σε συχνότητα χρησιμοποιήθηκε ο μετασχηματισμός Fourier και προτάθηκαν γενικευμένες γραμμικές εξισώσεις για τον υπολογισμό της συχνότητας φόρτισης, οι οποίες αφορούν σε όλες τις δομές οδοστρώματος, ανεξάρτητα από τη θεωρούμενη θερμοκρασία και ταχύτητα κινούμενου φορτίου. Οι σχέσεις αυτές είναι οι εξής:

$$f = 0.2187 \cdot v \quad (4.6)$$

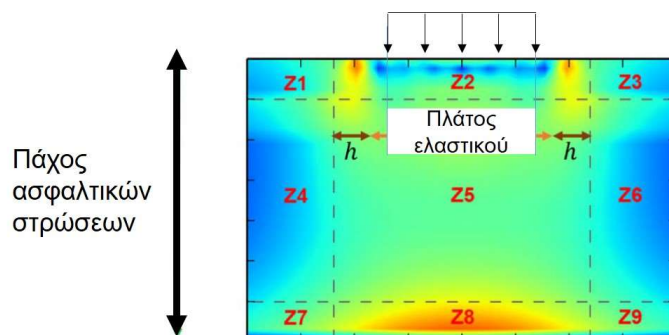
$$f = 0.4681 \cdot v \quad (4.7)$$

όπου η συχνότητα f υπολογίζεται σε Hz και η ταχύτητα v θεωρείται σε km/h. Σύμφωνα με τους ίδιους ερευνητές, η εξίσωση 4.7 χρησιμοποιείται για την εκτίμηση της συχνότητας φόρτισης που αφορά στις οριζόντιες παραμορφώσεις του πυθμένα των ασφαλτικών στρώσεων και στις κατακόρυφες τάσεις στην επιφάνεια της στρώσης έδρασης. Η εξίσωση 4.6 είναι συμβατή με τον υπολογισμό της συχνότητας φόρτισης που αφορά σε όλα τα υπόλοιπα εντατικά μεγέθη.

4.4. Επίδραση στην ανάλυση εντατικής καταπόνησης

Υπό το πρίσμα των ανωτέρω, αναμένεται ότι διαφορετικά εργαλεία ανάλυσης και παραδοχές για την μηχανική απόκριση των υλικών μπορούν να οδηγήσουν σε διακυμάνσεις στην ανάλυση της εντατικής καταπόνησης των οδοστρωμάτων και κατ' επέκταση να επηρεάσουν το αποτέλεσμα της αξιολόγησης οδοστρωμάτων. Αυτό με τη σειρά του έχει εν δυνάμει σημαντικό αντίκτυπο στη διαδικασία λήψης αποφάσεων όσον αφορά στη διαχείριση της συντήρησης οδοστρωμάτων και στην κατανομή των διαθέσιμων πόρων για εργασίες συντήρησης ή αποκατάστασης (Maintenance & Rehabilitation, M&R). Το υπόψη ζήτημα είναι κρίσιμο ειδικά στην περίπτωση έργων που εντάσσονται σε συστήματα συμπράξεων δημόσιου και ιδιωτικού τομέα (ΣΔΙΤ), όπου διαφορετικοί φορείς και οντότητες εμπλέκονται στη διαχείριση των οδικών περιουσιακών στοιχείων με διαφορετικές ευθύνες.

Όσον αφορά στην επίδραση των δύο θεωριών για τη συμπεριφορά των ασφαλτομιγμάτων, έχουν αναφερθεί εν γένει διαφορές στη διεθνή βιβλιογραφία. Ειδικότερα, έχει προκύψει από πειράματα και σχετικές έρευνες ότι σε υψηλές θερμοκρασίες (πάνω από 20°C), όπου οι ιδιότητες των ασφαλτικών υλικών γίνονται πιο κυρίαρχες, η ελαστική ανάλυση δεν επαρκεί για να περιγράψει επαρκώς την απόκριση του οδοστρώματος και υποεκτιμά την καταπόνησή του (Chabot et al. 2010, Meljun et al. 2017). Ακόμη και στην περίπτωση της ιξωδοελαστικής ανάλυσης, διαφορές στα εντατικά μεγέθη παρατηρούνται όταν χρησιμοποιούνται διαφορετικά ρεολογικά μοντέλα για την περιγραφή της μηχανικής συμπεριφοράς των ασφαλτομιγμάτων (You et al. 2018, Meljun et al. 2017, Koohmishi 2013). Μάλιστα, η επίδραση του ρεολογικού μοντέλου στην απόκριση του οδοστρώματος έχει αναφερθεί σημαντικότερη όσον αφορά στις παραμορφώσεις στον πυθμένα των ασφαλτικών στρώσεων στις υψηλές θερμοκρασίες (Meljun et al. 2017). Περαιτέρω διαφορές προκύπτουν εάν κανείς λάβει υπόψη του την ταυτόχρονη θεώρηση των τρισδιάστατων τάσεων επαφής που επικρατούν στην επιφάνεια ελαστικού και οδοστρώματος για τον προσδιορισμό της εντατικής κατάστασής του, καθώς σύμφωνα με αυτήν την προσέγγιση η φθορά ενός οδοστρώματος δεν είναι ποτέ σημειακή, αλλά αφορά σε μία ευρεία ζώνη (εικόνα 4.3), όπου υπάρχει αυξημένη τάση συσσώρευσης φθοράς (Gamez et al. 2018, Shakiba et al. 2017).



Εικόνα 4.3: Εντοπισμός ζωνών φθοράς του οδοστρώματος με χρήση αριθμητικής προσομοίωσης (Gamez et al. 2018).

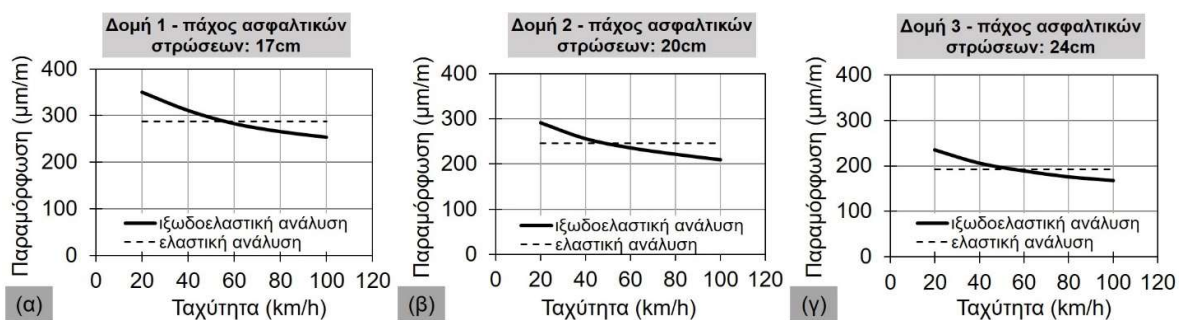
Υπολογιστικά, ο εντοπισμός των περιοχών αυτών είναι ιδιαίτερα δυσχερής λόγω και της ποικιλομορφίας στη διάταξη των αξονικών φορτίων που καταπονούν ένα οδόστρωμα. Για τον λόγο αυτό, στα ακόλουθα περιγράφονται ερευνητικά ευρήματα που εστιάζουν στα σημειακά εντατικά μεγέθη που υπεισέρχονται σε αναλύσεις σχεδιασμού και αξιολόγησης οδοστρωμάτων σύμφωνα με την πάγια τακτική διεθνώς.

Οι Junior et al. (2005) πραγματοποίησαν αριθμητικές προσομοιώσεις για την ανάλυση απόκρισης του οδοστρώματος εστιάζοντας στους εξής τρεις δείκτες: (α) την επιφανειακή υποχώρηση, (β) την εφελκυστική τάση στον πυθμένα των ασφαλτικών στρώσεων και (γ) την θλιπτική τάση στη επιφάνεια της στρώσης έδρασης. Το ρεολογικό μοντέλο που χρησιμοποιήθηκε για την περίπτωση της ιξωδοελαστικής

ανάλυσης ήταν το γενικευμένο μοντέλο Kelvin-Voigt. Θεωρήθηκαν παλμικά φορτία μεταβαλλόμενης διάρκειας (από 0.01 έως 0.1 s) καθώς και στατική φόρτιση και αναδείχθηκε ότι κάθε δείκτης έχει διαφορετική τάση μεταβολής. Συγκεκριμένα, η αύξηση της διάρκειας φόρτισης οδήγησε σε αύξηση των επιφανειακών υποχωρήσεων και των κατακόρυφων τάσεων για την περίπτωση διενέργειας ιξωδοελαστικής ανάλυσης, ενώ το αντίθετο παρατηρήθηκε για τις οριζόντιες τάσεις εφελκυσμού. Σε ανάλυση του Koozhmishi (2013), θεωρήθηκαν δύο ρεολογικά μοντέλα (γενικευμένα μοντέλα Maxwell και Kelvin-Voigt) και οι μεταξύ τους διαφορές στον υπολογισμό των εφελκυστικών παραμορφώσεων ήταν της τάξης του 20%, επαληθεύοντας το συμπέρασμα ότι ακόμη και η επιλογή ενός καταστατικού μοντέλου ανάλυσης μπορεί να διαφοροποιήσει την αξιολόγηση οδοστρώματος.

Οι Meljun et al. (2017) διερεύνησαν παραμετρικά για 4 διαφορετικές θερμοκρασίες ασφαλτομίγματος (ήτοι 20, 30, 40 και 50°C) και ταχύτητα ίση με 60km/h την απόκριση του οδοστρώματος ως προς την επιφανειακή υποχώρηση και την οριζόντια εφελκυστική παραμόρφωση. Για την ιξωδοελαστική ανάλυση χρησιμοποιήθηκαν δύο ρεολογικά μοντέλα και συγκεκριμένα τα μοντέλα των Burger και Huet-Sayegh. Οι διαφορές των εντατικών μεγεθών μεταξύ των δύο θεωρήσεων ήταν ανεπαίσθητες για τις ενδιάμεσες θερμοκρασίες των 20 και 30°C, ενώ οι διαφορές βαθμιαία αυξάνονταν στις μεγαλύτερες θερμοκρασίες. Μάλιστα, η επίδραση της θερμοκρασίας ήταν περισσότερο εμφανής στις εφελκυστικές παραμορφώσεις. Σε αυτήν την περίπτωση ωστόσο, δεν παρατηρήθηκε σαφής τάση μεταξύ των δύο θεωριών ανάλυσης, καθώς σύμφωνα με το μοντέλο Burger, η ιξωδοελαστική θεώρηση οδήγησε σε μικρότερες παραμορφώσεις (κατά 15%) συγκριτικά με την ελαστική θεώρηση, ενώ το αντίθετο παρατηρήθηκε με τη χρήση του μοντέλου Huet-Sayegh (αυξημένες κατά 10%). Κατά συνέπεια, οι ερευνητές ανέδειξαν συμπληρωματικά και την επιρροή επιλογής ενός συγκεκριμένου μοντέλου στην ανάλυση οδοστρωμάτων, ενώ επισήμαναν ότι η ενδεχόμενη θεώρηση χαμηλότερων ταχυτήτων θα οδηγούσε σε ακόμη εντονότερες διαφορές λόγω της κυριάρχησης της ιξωδοελαστικότητας στις χαμηλότερες ταχύτητες.

Σε πρόσφατη έρευνα των Mora et al. (2021) που αφορούσε σε θέματα σχεδιασμού οδοστρωμάτων, εξετάστηκαν παραμετρικά 3 διαφορετικές διατομές οδοστρωμάτων με πάχη ασφαλτικών στρώσεων από 17 έως 24cm και συνολικό πάχος από 40 έως 55cm για 5 διαφορετικές ταχύτητες κινούμενου φορτίου (ήτοι 20, 40, 60, 80 και 100km/h) και σταθερή θερμοκρασία 33°C. Η σύγκριση των δύο θεωρήσεων συμπεριφοράς ασφαλτομιγμάτων (ελαστικής και ιξωδοελαστικής) φαίνεται στην εικόνα 4.4.



Εικόνα 4.4: Σύγκριση εφελκυστικών παραμορφώσεων για δομές οδοστρωμάτων με πάχη ασφαλτικών στρώσεων (α) 17cm, (β) 19cm και (γ) 24cm (More et al. 2021).

Σύμφωνα με την έρευνα των Mora et al. (2021), η βαθμιαία αύξηση της ταχύτητας οδηγεί σε απομείωση της εφελκυστικής παραμόρφωσης με τις δύο θεωρήσεις να οδηγούν σε παραπλήσια αποτελέσματα στην ταχύτητα των 40-60km/h. Για μικρότερες ταχύτητες, η ιξωδοελαστική θεώρηση εμφανίζεται δυσμενέστερη (με μέγιστες διαφορές έως και 22%), ενώ για μεγαλύτερες ταχύτητες η ελαστική θεώρηση εμφανίζεται δυσμενέστερη (με μέγιστες διαφορές έως και 15%). Σημειώνεται ότι τα υπόλοιπα υλικά του οδοστρώματος θεωρήθηκαν γραμμικά ελαστικά.

4.5. Σύνοψη

Από την βιβλιογραφική ανασκόπηση στο παρόν κεφάλαιο, τονίστηκε η ανάγκη συμβατότητας της ανάλυσης οδοστρωμάτων με τα πραγματικά μηχανικά χαρακτηριστικά της συμπεριφοράς των ασφαλτομιγμάτων, τα οποία επηρεάζονται από την ιξώδη φύση του συνδετικού υλικού. Στο πλαίσιο της ανάλυσης δομών οδοστρώματος αναδείχθηκε πληθώρα αναφορών, σύμφωνα με την οποία, οι παραμορφώσεις που προκύπτουν από την ιξωδοελαστική θεώρηση συμπεριφοράς ασφαλτομιγμάτων είναι περισσότερο συμβατές με μετρημένες τιμές παραμορφώσεων στο πεδίο μέσω εγκαταστάσεων πειραματικής κλίμακας (Ahmed & Erlingsson 2016, Gamez et al. 2018, Shakiba et al. 2017, Grellet et al. 2012, Losa & Di Natale 2014). Λαμβάνοντας υπόψη ότι στο πλαίσιο αναλύσεων σε επίπεδο έργου (project-level), τα εντατικά μεγέθη τροφοδοτούν τους νόμους αστοχίας των οδοστρωμάτων για την εκτίμηση της φθοράς τους, γίνεται αντιληπτό ότι η χρησιμοποιούμενη θεωρία ανάλυσης της εντατικής κατάστασης του οδοστρώματος επηρεάζει εν δυνάμει την αξιολόγησή του. Περαιτέρω, εστιάζοντας στον μηχανισμό της κόπωσης και στις διαφορετικές προσεγγίσεις που αναφέρθηκαν στο κεφάλαιο 2 για την αποτίμηση των επιπέδων της (πχ φαινομενολογική και ενεργειακή), αναμένεται ότι διαφορετικά δεδομένα εισόδου (που αντιστοιχούν στις παραμορφώσεις ή τα θεωρούμενα μηχανικά χαρακτηριστικά) οδηγούν, ενδεχομένως, σε διαφορετικά δεδομένα εξόδου που αντιστοιχούν ουσιαστικά σε διαφορετική εκτίμηση της φθοράς και της εναπομένουσας διάρκειας ζωής του οδοστρώματος. Πάντως, διαφαίνεται σύμφωνα με τη βιβλιογραφία, ότι ο συνδυασμός της ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς του ασφαλτομίγματος και ο δυναμικός χαρακτήρας της καταπόνησης του οδοστρώματος οδηγούν σε μείωση της ζωής του οδοστρώματος έναντι κόπωσης (You et al. 2018, Shakiba et al. 2017, Bilodeau et al. 2017).

Το επιστέγασμα των ως άνω αναλύσεων είναι ότι η πλειονότητά τους βασίζεται σε θεωρητικές διατομές και προσομοιώσεις με στόχο τη βελτιστοποίηση του σχεδιασμού οδοστρωμάτων λαμβάνοντας υπόψη, αφενός τις δυναμικές συνθήκες καταπόνησης του οδοστρώματος, αφετέρου την ιξωδοελαστική συμπεριφορά των ασφαλτομιγμάτων. Περιορισμένες είναι οι έρευνες που επικεντρώνονται στην επιτόπου αξιολόγηση της συμπεριφοράς υφιστάμενων οδοστρωμάτων λόγω του κενού που υπάρχει μεταξύ της ανάλυσης των NDT στοιχείων συλλογής και των πραγματικών μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών στα υφιστάμενα οδοστρώματα. Σε αυτό το πλαίσιο, επικεντρώνεται μεθοδολογικά ο δεύτερος άξονας διερεύνησης της παρούσας διατριβής, ο οποίος αφορά στην αξιολόγηση της συμβολής των ασφαλτομιγμάτων στη μηχανική συμπεριφορά των οδοστρωμάτων στο πεδίο.

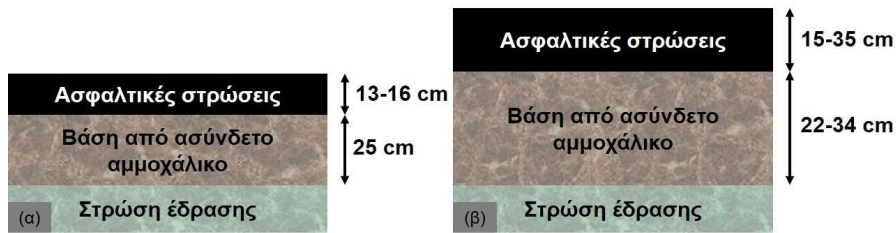
5. ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΣΤΡΩΜΑΤΟΓΡΑΦΙΑΣ ΚΑΙ ΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΟΔΟΣΤΡΩΜΑΤΟΣ

5.1. Γενικά

Στο παρόν κεφάλαιο οργανώθηκε ερευνητική διαδικασία για τη διερεύνηση αλληλεπίδρασης μεταξύ της στρωματογραφίας και της μηχανικής απόκρισης οδοστρωμάτων, όπως αυτή καταγράφεται από το σύστημα αναφοράς του FWD. Αναζητήθηκαν LTPP στοιχεία από τη βάση δεδομένων του Εργαστηρίου Οδοποιίας που αφορούσαν σε δύο τμήματα αυτοκινητοδρόμου (I και II) που περιγράφονται στον πίνακα 5.1. Η τυπική διατομή του οδοστρώματος για κάθε αυτοκινητόδρομο φαίνεται στην εικόνα 5.1. Η διατομή περιλαμβάνει ασφαλτικές στρώσεις, βάση από ασύνδετο αμμοχάλικο και στρώση έδρασης από γαιώδες υλικό.

Πίνακας 5.1: Χαρακτηριστικά πειραματικών οδοστρωμάτων.

Χαρακτηριστικά	Οδόστρωμα I	Οδόστρωμα II
Συνολικό μήκος (km)	35	80
Λωρίδες ανά κατεύθυνση	2	2
Κυκλοφοριακός φόρτος	Ήπιος	Μέτριος



Εικόνα 5.1: Τυπική διατομή (α) πειραματικό οδόστρωμα I και (β) πειραματικό οδόστρωμα II.

Ως ερευνητικός στόχος της παρούσας διερεύνησης τίθεται η αξιολόγηση της δυνατότητας των μετρημένων υποχωρήσεων με το σύστημα FWD να παράσχουν ένδειξη για τη στρωματογραφία ενός οδοστρώματος και πιο συγκεκριμένα για το πάχος των ασφαλτικών στρώσεων. Το κίνητρο της παρούσας διερεύνησης αφορά στους περιορισμούς που έχουν αναφερθεί αναφορικά με το σύστημα GPR (αρχικό κόστος προμήθειας και μεταφοράς, ανάγκη προηγμένης αλλά και πολύπλοκης ανάλυσης στοιχείων συλλογής, κ.α.) που καθιστούν δυσχερή την εκτεταμένη χρήση του στο πλαίσιο αξιολόγησης οδοστρωμάτων τόσο σε επίπεδο δικτύου, αλλά και κυρίως σε επίπεδο έργου.

Περαιτέρω, λαμβάνοντας υπόψη τις αρχές μέτρησης και τους περιορισμούς που απορρέουν από την αυτόνομη χρήση των δύο δημοφιλέστερων NDT συστημάτων (δηλαδή του FWD και του GPR), υιοθετείται εδώ μια διαδικασία ενσωμάτωσης στοιχείων από δύο διαφορετικά συστήματα (system integration) σε ένα ενιαίο πλαίσιο ανάλυσης, προκειμένου να δημιουργηθεί μια πρακτική προσέγγιση εκτίμησης του πάχους των ασφαλτικών στρώσεων. Για να υλοποιηθεί ο υπόψη στόχος, χρειάστηκε να:

- προσδιοριστούν ομογενή τμήματα με βάση το πάχος των ασφαλτικών στρώσεων στα δύο επιμέρους οδοστρώματα,
- πραγματοποιηθεί πρωτογενής επεξεργασία των LTPP στοιχείων που περιλαμβάνουν τόσο μετρήσεις με το FWD όσο και με το GPR,

- αναπτυχθεί μια σχέση μεταξύ των εκτιμώμενων παχών από το GPR καθώς και των δεικτών υποχωρήσεων του FWD, κατόπιν κατάλληλης στατιστικής ανάλυσης,
- αξιολογηθεί η ακρίβεια της αναπτυχθείσας σχέσης και η ανάγκη βαθμονόμησής της λαμβάνοντας υπόψη πάχη εκτιμημένα μέσω του GPR όσο και μετρημένα μέσω διαδικασίας πυρηνοληψίας,
- προταθεί ένα ενδεικτικό πλαίσιο για τη χρήση της αναπτυχθείσας σχέσης.

5.2. Συλλογή και ανάλυση στοιχείων

5.2.1. Πείραμα πεδίου

Η συλλογή των LTPP στοιχείων ξεκίνησε μετά την ολοκλήρωση της κατασκευής των οδοστρωμάτων και επαναλαμβανόταν σε ετήσια βάση. Για τις ανάγκες της ερευνητικής διαδικασίας αξιοποιήθηκαν τα στοιχεία συλλογής των περιόδων παρακολούθησης που φαίνονται στον πίνακα 5.2. Οι συνθήκες διεξαγωγής του επιτόπου πειράματος περιγράφονται στον πίνακα 5.3 και σχηματικά στην εικόνα 5.2.

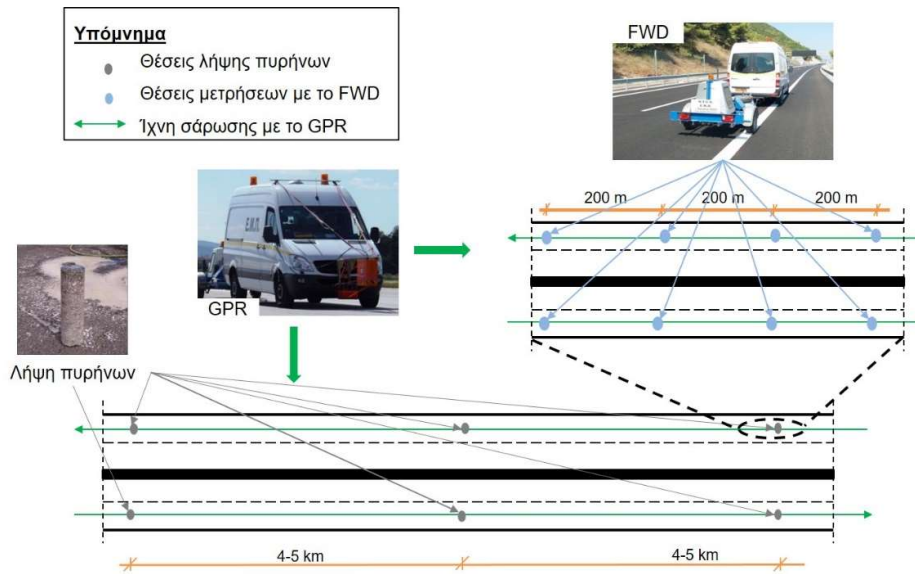
Πίνακας 5.2: Περίοδοι παρακολούθησης πειραματικών οδοστρωμάτων.

Πειραματικό οδόστρωμα	Έτος παρακολούθησης					Περίοδοι παρακολούθησης
	0	1	2	3	4	
I	X					1
II	X	X	X	X	X	5

Πίνακας 5.3: Συνθήκες διεξαγωγής πειράματος.

Στοιχεία πειράματος	Πειραματικό οδόστρωμα I	Πειραματικό οδόστρωμα II
Θέσεις μέτρησης με το FWD ανά περίοδο παρακολούθησης	280	600
Πυρήνες που πάρθηκαν	8	16
Αριθμός σαρώσεων με GPR (scans/m)	10	
Μέγιστος μήκος με το σύστημα GPR (km/αρχείο μέτρησης)	10	
Θέση σάρωσης με GPR	Δεξί ίχνος τροχού – δεξιά λωρίδα	
Κατεύθυνση σάρωσης	Διαμήκης	

Ως προς τα υλικά των οδοστρωμάτων στους δύο αυτοκινητοδρόμους, επισημαίνεται ότι στην αντιολισθηρή στρώση των οδοστρωμάτων υπήρχε μίγμα αδρανών και σκωρίας, ενώ το συνδετικό υλικό που χρησιμοποιήθηκε ήταν τροποποιημένο με προσθήκη 4% του ελαστομερούς SBS (στυρένιο-βουταδένιο-στυρένιο, styrene-butadiene-styrene). Η άσφαλτος βάσης που χρησιμοποιήθηκε ήταν τύπου 80/100, ενώ στο τροποποιημένο συνδετικό υλικό ο βαθμός διείδυσης ήταν 52Pen και η θερμοκρασία μάλθωσης 72.8°C. Το μίγμα της ασφαλτικής βάσης αποτελούνταν από αδρανή και μη τροποποιημένη άσφαλτο με βαθμό διείδυσης 50/70 και σημείο μάλθωσης 49.5°C.



Εικόνα 5.2: Σχηματική περιγραφή διενέργειας μετρήσεων πεδίου.

Όσον αφορά στις μετρήσεις με το FWD, τονίζεται ότι οι υποχωρήσεις μετρήθηκαν στη λωρίδα βαριάς κυκλοφορίας (δεξιά λωρίδα) κατά μήκος του ίχνους του δεξιού τροχού. Το φορτίο που εφαρμόστηκε ήταν 50kN και η κατά μήκος πυκνότητα των θέσεων μέτρησης ήταν 200m. Οι επιφανειακές υποχωρήσεις καταγράφηκαν από εννέα αισθητήρες σε ακτινικές αποστάσεις 0, 200, 300, 450, 600, 900, 1200, 1500 και 1800 mm από το κέντρο της κυκλικής πλάκας φόρτισης ακτίνας 150mm.

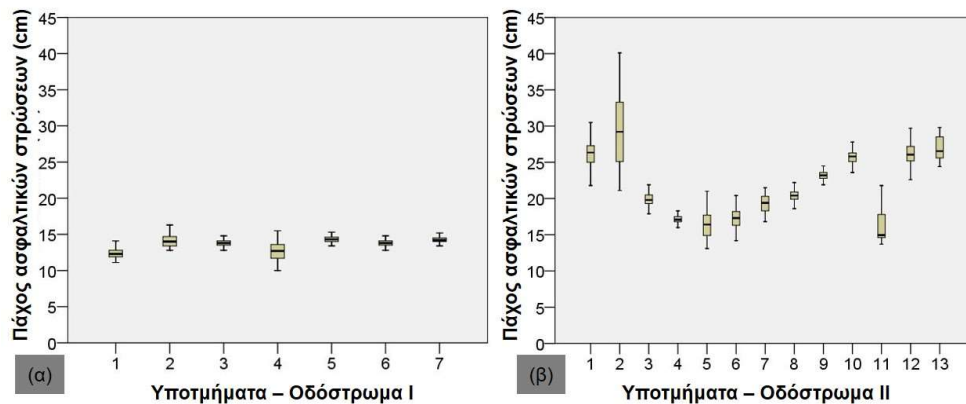
Αναφορικά με το σύστημα GPR, η συλλογή των δεδομένων έγινε με συνεχείς καταγραφές της τάξης των 10 σαρώσεων ανά μέτρο κατά μήκος του ίδιου ίχνους στο οποίο πραγματοποιήθηκαν και οι FWD μετρήσεις (δηλαδή κατά τη διαμήκη διεύθυνση). Η επακόλουθη ανάλυση των στοιχείων συλλογής με το GPR οδήγησε στην εκτίμηση του πάχους των ασφαλτικών στρώσεων και της βάσης από ασύνδετο αμμοχάλικο σε διαστήματα των 10 μέτρων.

Πλέον των ανωτέρω, αξιοποιήθηκαν στοιχεία από δειγματοληπτική πυρηνοληψία, η οποία πραγματοποιήθηκε περιοδικά ανά περίπου 4-5χλμ (σε ίδιες θέσεις που μετρήθηκαν με το FWD) προκειμένου να καλυφθεί ομοιόμορφα το μήκος των εξεταζόμενων τμημάτων (πίνακας 5.3). Επίσης, οι πυρήνες ελήφθησαν και για τις ανάγκες βαθμονόμησης των παχών που εκτιμήθηκαν μέσω του GPR, η οποία σύμφωνα με προγενέστερη έρευνα στο Εργαστήριο Οδοποιίας ΕΜΠ, ανέδειξε ανεκτά σφάλματα εκτίμησης παχών μέσω GPR της τάξης του 1%-8% (Plati & Loizos 2012).

5.2.2. Πρωτογενής επεξεργασία στοιχείων στρωματογραφίας

Λαμβάνοντας υπόψη την πυκνότητα των θέσεων μέτρησης με τα συστήματα GPR και FWD (ήτοι 10m και 200m αντίστοιχα), καθίσταται σαφές ότι είναι αδύνατη η ανάπτυξη μιας σχέσης που θα μπορούσε να συνδυάσει στοιχεία στρωματογραφίας και υποχωρήσεων σε μεμονωμένες θέσεις. Επομένως, θεωρήθηκε αναγκαίο να γίνει μία πρωτογενής επεξεργασία των παχών που προέκυψαν από την ανάλυση των στοιχείων συλλογής με το GRP. Για να επιτευχθεί αυτό, πραγματοποιήθηκε διαίρεση του κάθε πειραματικού οδοστρώματος σε ομοιογενή υποτμήματα με βάση τα πάχη των ασφαλτικών στρώσεων. Η οριοθέτηση των υποτμημάτων βασίστηκε στη μέθοδο CUSUM, σύμφωνα με την οποία υπολογίζεται η αθροιστική διαφορά των τιμών ενός δείγματος από το μέσο όρο του δείγματος και όταν εντοπίζονται σημαντικές αλλαγές στην κλίση της καμπύλης CUSUM, τότε υποδηλώνεται αλλαγή στην ομοιογένεια ενός συνόλου τιμών (Plati et al. 2017). Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή, ορίστηκαν

επτά και δεκατρία ομοιογενή υποτμήματα στα πειραματικά οδοστρώματα I και II αντίστοιχα. Σε κάθε υποτμήμα, εξαιρέθηκαν ακρότατες τιμές προκειμένου η διακύμανση του δείγματος να είναι μειωμένη. Οι τιμές που αφαιρέθηκαν δεν υπερέβησαν το 5% των μετρήσεων σε κάθε υποτμήμα. Στην εικόνα 5.3, φαίνονται τα αποτελέσματα των παχών των ασφαλτικών στρώσεων σε κάθε υποτμήμα υπό μορφή θηκογράμματος.



Εικόνα 5.3: Πάχη ασφαλτικών στρώσεων στα υποτμήματα του πειραματικού οδοστρώματος (α) I και (β) II.

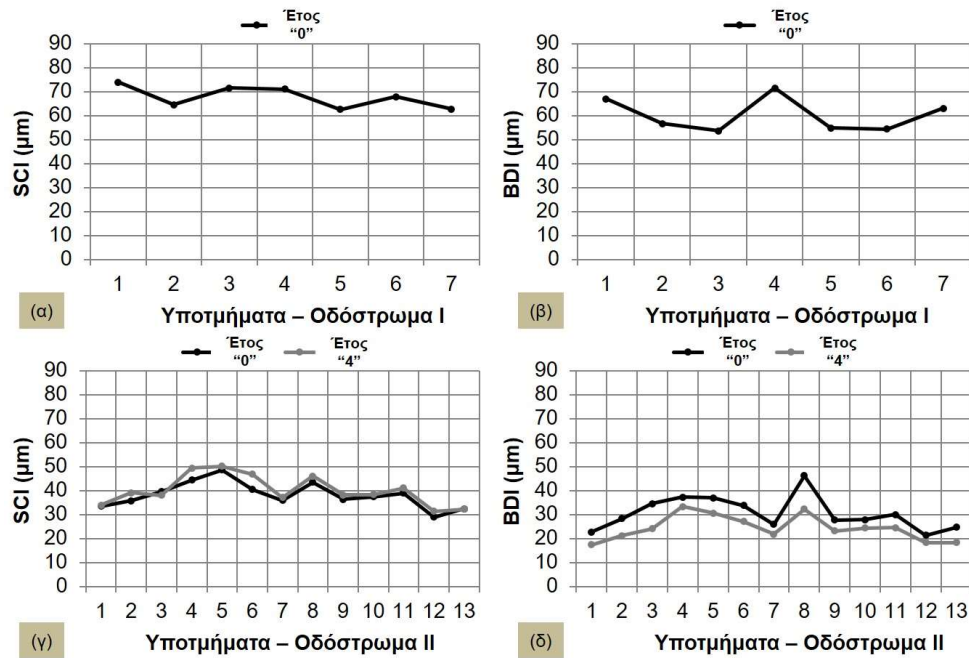
Με βάση αυτά τα αποτελέσματα, θεωρήθηκε ως χαρακτηριστική-αντιπροσωπευτική τιμή σε κάθε υποτμήμα η μέση τιμή του πάχους των ασφαλτικών στρώσεων λόγω του ότι οι συντελεστές διασποράς (coefficient of variation, CV %) σε κάθε υποτμήμα ήταν σχετικά χαμηλοί (λιγότερο από 20%) και ειδικότερα της τάξης του 3%-8% για τα περισσότερα υποτμήματα.

5.2.3. Πρωτογενής επεξεργασία στοιχείων υποχωρήσεων

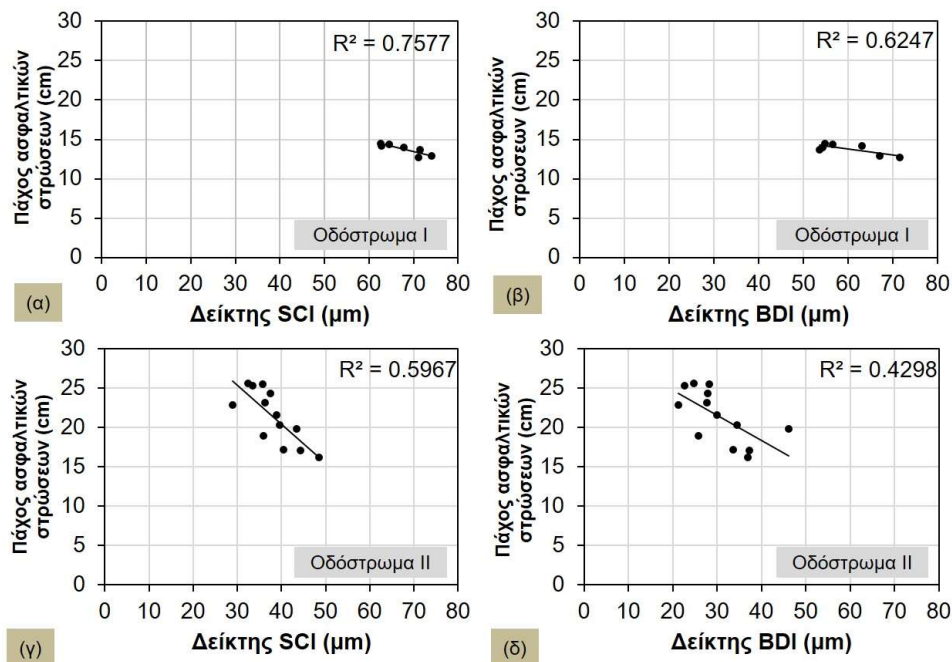
Σε κάθε ομοιογενές τμήμα, το μήκος ήταν τέτοιο που εξασφάλιζε διαθεσιμότητα τουλάχιστον 15 θέσεων στις οποίες πραγματοποιήθηκαν μετρήσεις με το FWD. Λόγω του ενδιαφέροντος για το πάχος των ασφαλτικών στρώσεων, οι δύο δείκτες υποχωρήσεων που θεωρήθηκαν είναι οι SCI και BDI, οι οποίοι σύμφωνα με προγενέστερο κεφάλαιο, υπενθυμίζεται ότι εκφράζουν την κατάσταση που επικρατεί στις επιφανειακές και ενδιάμεσες στρώσεις ενός οδοστρώματος. Επομένως, διερευνάται εάν οι μεταβολές αυτών των δεικτών ανά υποτμήμα μπορούν να υποδείξουν τη διεπιφάνεια των ασφαλτικών στρώσεων και της στρώσης της βάσης, η οποία ουσιαστικά αντιστοιχεί στις μεταβολές του πάχους των ασφαλτικών στρώσεων. Η μεταβολή των δύο δεικτών SCI και BDI κατά μήκος των υπό εξέταση υποτμημάτων παρουσιάζεται στην εικόνα 5.4, όπου οι εικονιζόμενες τιμές των δεικτών αντιστοιχούν σε μέσες τιμές ή διάμεσες τιμές (κατά περίπτωση με βάση τον αντίστοιχο CV ανά υποτμήμα).

Παρατηρείται ότι οι δύο δείκτες υποχωρήσεων παρουσιάζουν άλλη τάξη μεγέθους υποχωρήσεων στα δύο πειραματικά οδοστρώματα, γεγονός που οφείλεται κυρίως στη διαφορά της στρωματογραφίας στα δύο οδοστρώματα (όπως έχει προκύψει από την εικόνα 5.3), δεδομένου ότι τα χρησιμοποιούμενα υλικά στα δύο οδοστρώματα ήταν ίδια. Ειδικότερα, στο πειραματικό οδόστρωμα I παρουσιάζονται μεγαλύτερες τιμές υποχωρήσεων από το οδόστρωμα II, πράγμα που συνάδει με τα χαμηλότερα πάχη του οδοστρώματος I. Επίσης, δεν προκύπτει κάποια αξιοσημείωτη μεταβολή στην απόκριση οδοστρώματος λαμβάνοντας υπόψη τις τιμές των δύο δεικτών στο οδόστρωμα II, το οποίο παρακολούθηθηκε για μεγαλύτερο διάστημα (5 περίοδοι παρακολούθησης). Η επιφανειακή κατάσταση των δύο οδοστρωμάτων στα υποτμήματα αναφοράς παρέμεινε γενικά ικανοποιητική σε όλες τις περιόδους παρακολούθησης, χωρίς παρουσία ενδείξεων φθοράς ή ρωγμών. Περαιτέρω,

διερευνήθηκε προκαταρκτικά η συσχέτιση μεταξύ των δεικτών υποχωρήσεων και του πάχους των ασφαλτικών στρώσεων, και τα αποτελέσματα φαίνονται μέσω του συντελεστή συσχέτισης (R^2) στην εικόνα 5.5.



Εικόνα 5.4: Μεταβολή δεικτών υποχωρήσεων, (α) δείκτης SCI στο πειραματικό οδόστρωμα I, (β) δείκτης BDI στο πειραματικό οδόστρωμα I, (γ) δείκτης SCI στο πειραματικό οδόστρωμα II και (δ) δείκτης BDI στο πειραματικό οδόστρωμα II.

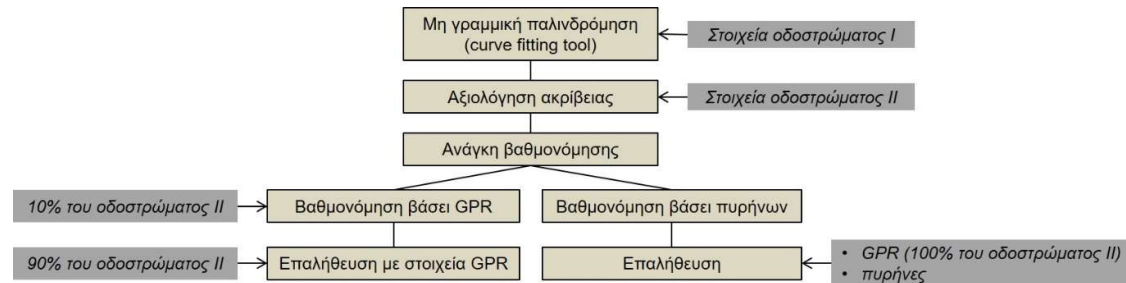


Εικόνα 5.5: Συσχέτιση πάχους ασφαλτικών στρώσεων με (α) τον δείκτη SCI στο πειραματικό οδόστρωμα I, (β) τον δείκτη BDI στο πειραματικό οδόστρωμα I, (γ) τον δείκτη SCI στο πειραματικό οδόστρωμα II και (δ) τον δείκτη BDI στο πειραματικό οδόστρωμα II.

Παρατηρείται αδρομερώς μια τάση αύξησης και των δύο δεικτών όταν μειώνεται το πάχος των ασφαλτικών στρώσεων. Αυτή η τάση είναι ορθολογική, καθώς τα μικρότερα πάχη υποδηλώνουν μια ασθενέστερη δομή οδοστρώματος (όταν τα υλικά του οδοστρώματος είναι δεδομένα), η οποία οδηγεί στην καταγραφή υψηλότερων επιφανειακών υποχωρήσεων.

5.2.4. Διαμόρφωση ερευνητικής διαδικασίας

Κατόπιν ολοκλήρωσης της πρωτογενούς επεξεργασίας των στοιχείων στρωματογραφίας και υποχωρήσεων κατά τέτοιο τρόπο, ώστε σε κάθε υποτιμήμα να αντιστοιχίζεται συγκεκριμένη χαρακτηριστική τιμή πάχους και υποχωρήσεων, η περαιτέρω ανάλυση που πραγματοποιήθηκε περιγράφεται ως ακολούθως με βάση το διάγραμμα ροής της εικόνας 5.6.



Εικόνα 5.6: Διάγραμμα ροής της ερευνητικής διαδικασίας για τη διερεύνηση της στρωματογραφίας.

- Ανάλυση παλινδρόμησης για την ανάπτυξη μιας σχέσης μεταξύ των δεικτών FWD (εξαρτημένες μεταβλητές) για την εκτίμηση του πάχους των ασφαλτικών στρώσεων (ανεξάρτητη μεταβλητή), χρησιμοποιώντας το 100% των δεδομένων του πειραματικού οδοστρώματος I.
- Αξιολόγηση της ακριβείας της ως άνω σχέσης μέσω σύγκρισης των προβλεπόμενων παχών με τα αντίστοιχα εκτιμημένα μέσω του GPR στο πειραματικό οδόστρωμα II και σχολιασμός της ανάγκης για πιθανή βαθμονόμηση της σχέσης.
- Διαμόρφωση δύο εναλλακτικών για τη βαθμονόμηση και την επαλήθευση της σχέσης:
 - Βαθμονόμηση χρησιμοποιώντας το 10% των παχών GPR από το οδόστρωμα II και επαλήθευση μέσω του υπόλοιπου 90% των παχών GPR (ενδεικτική της περίπτωσης ανάλυσης σε επίπεδο δικτύου).
 - Βαθμονόμηση χρησιμοποιώντας πάχη από πυρήνες στο οδόστρωμα II και επαλήθευση είτε μέσω του 100% των παχών GPR στο οδόστρωμα II, είτε μέσω των υπολοίπων πυρήνων στο οδόστρωμα II (ενδεικτική της περίπτωσης ανάλυσης σε επίπεδο έργου).

Η προσαρμογή μιας σχέσης στα διαθέσιμα στοιχεία του πειραματικού οδοστρώματος I αξιολογήθηκε με βάση το τετράγωνο του συντελεστή συσχέτισης (τιμή R^2) μεταξύ των εκτιμώμενων παχών μέσω του GPR (h_{AC-GPR}) και του προβλεπόμενου πάχους ($h_{AC-PRED}$). Η ακρίβεια της προτεινόμενης σχέσης αξιολογήθηκε με βάση τα διαθέσιμα δεδομένα FWD και GPR από το πειραματικό οδόστρωμα II, λαμβάνοντας υπόψη την τιμή του σφάλματος της μέσης τετραγωνικής ποσοστιαίας απόκλισης (RMSPE%), το οποίο υπολογίζεται ως εξής:

$$RMSPE (\%) = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \left(\frac{h_{AC-GPR} - h_{AC-PRED}}{h_{AC-G}} \right)^2}{n}} * 100 \quad (5.1)$$

όπου n: ο αριθμός των παρατηρήσεων.

Η τάξη μεγέθους του σφάλματος RMSPE υποδεικνύει την ανάγκη βαθμονόμησης και περαιτέρω επαλήθευσης μιας σχέσης όταν πρόκειται να χρησιμοποιηθεί για την περιγραφή στοιχείων, τα χαρακτηριστικά των οποίων αποκλίνουν από εκείνων που χρησιμοποιήθηκαν στην ανάπτυξη της σχέσης. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης παρουσιάζονται και συζητούνται στην επόμενη ενότητα.

5.3. Αποτελέσματα

5.3.1. Ανάπτυξη σχέσης υπολογισμού παχών

Η μη γραμμική παλινδρόμηση με το λογισμικό ανάλυσης LABFIT (εργαλείο προσαρμογής καμπύλης σε διαθέσιμα στοιχεία) οδήγησε στην ανάπτυξη της σχέσης που περιγράφεται στην εξίσωση 5.2. Η προσαρμογή της εξίσωσης στα διαθέσιμα στοιχεία του πειραματικού οδοστρώματος I κρίνεται ικανοποιητική λαμβάνοντας υπόψη την εμπειρία από συναφή πρακτική ($R^2=0.75$, εικόνα 5.7α). Η μαθηματική έκφραση της σχέσης που αναπτύχθηκε έχει ως εξής:

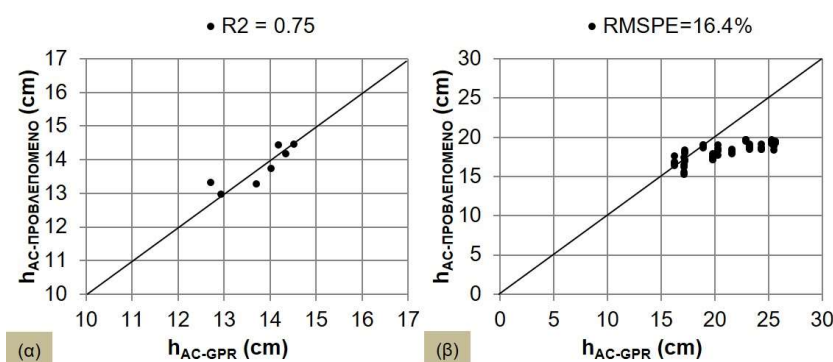
$$h_{AC} = \frac{a + BDI}{b + c \cdot SCI} + \frac{d}{SCI} \quad (5.2)$$

όπου: α, b, c και d είναι οι συντελεστές παλινδρόμησης (πίνακας 5.4).

Πίνακας 5.4: Συντελεστές παλινδρόμησης για την αναπτυχθείσα σχέση στο οδόστρωμα I.

Συντελεστής	a	b	c	d
Τιμή	3.51E+05	1.80E+03	1.43E+02	-1.14E+03

Όσον αφορά στην αξιολόγηση της ακρίβειας της προηγούμενης σχέσης, η προσαρμογή της στα διαθέσιμα δεδομένα του πειραματικού οδοστρώματος II λαμβάνοντας υπόψη τις μετρήσεις από όλες τις περιόδους παρακολούθησης έγινε με σφάλμα RMSPE ίσο με 16.4% (εικόνα 5.7β).



Εικόνα 5.7: Αποτελέσματα γραμμικής παλινδρόμησης: (α) προσαρμογή σχέσης υπολογισμού (τιμή R^2) στο πειραματικό οδόστρωμα I, και (β) αξιολόγηση της ακρίβειας εκτίμησης (τιμή RMSPE) στο πειραματικό οδόστρωμα II.

Λόγω της τάξης μεγέθους του σφάλματος, προκύπτει μη ικανοποιητική προσέγγιση των παχών στο τμήμα II. Ενδεχομένως, η διαφορετική τάξη μεγέθους των παχών και των υποχωρήσεων που καταγράφηκαν στα πειράματα πεδίου μεταξύ των πειραματικών οδοστρωμάτων I και II να εξηγεί το μεγάλο σφάλμα εκτίμησης των παχών στο οδόστρωμα II. Ωστόσο, λόγω της επίδρασης που έχει η γνώση των στοιχείων στρωματογραφίας ενός οδοστρώματος, αφενός στην περαιτέρω ανάλυση της εντατικής κατάστασης που αναπτύσσεται στο σώμα του οδοστρώματος, αφετέρου στην αξιολόγηση των αναγκών επανασχεδιασμού του, αναδεικνύεται ως αναγκαία η βαθμονόμηση της αναπτυχθείσας σχέσης όταν πρόκειται να χρησιμοποιηθεί σε διατομές οδοστρώματος με διαφορετική γεωμετρία

(δηλαδή διαφορετική στρωματογραφία). Άλλωστε, υπάρχουν σαφείς αναφορές στη βιβλιογραφία (πχ Plati et al. 2020), σύμφωνα με τις οποίες ανακρίβειες στον υπολογισμό των παχών έχουν σημαντικό αντίκτυπο στο πλαίσιο εκτίμησης της εναπομένουσας διάρκειας ζωής του οδοστρώματος. Κατά συνέπεια, η ανάγκη βαθμονόμησης της αναπτυχθείσας σχέσης αποκτά βαρύνουσα σημασία.

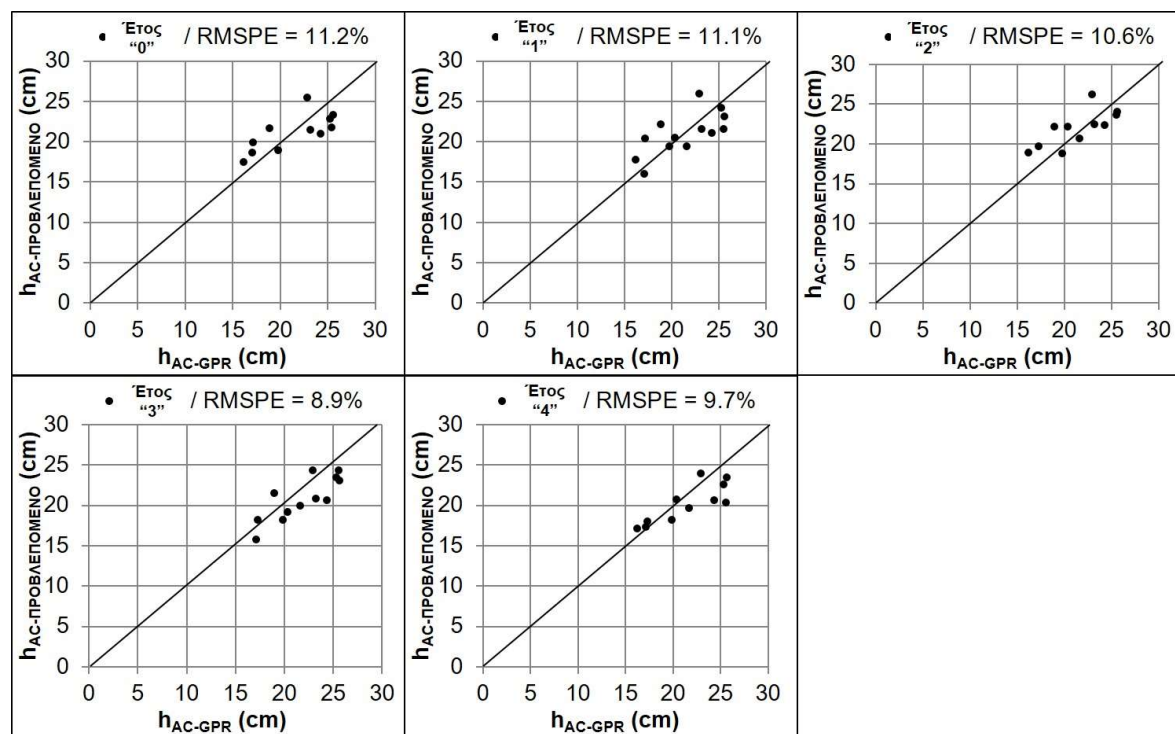
5.3.2. Βαθμονόμηση σχέσης μέσω στοιχείων GPR

Σε αυτό το στάδιο της ανάλυσης, η βαθμονόμηση της σχέσης πραγματοποιήθηκε λαμβάνοντας υπόψη το 10% των διαθέσιμων παχών από το οδόστρωμα II. Τα πάχη μέσω της ανάλυσης των στοιχείων GPR χρησιμοποιήθηκαν ως αναφορά κατά την βαθμονόμηση αυτή. Συνολικά, επιλέχθηκαν τυχαία επτά σύνολα τιμών (παχών και υποχωρήσεων στις αντίστοιχες θέσεις), έτσι ώστε να καλυφθεί ολόκληρο το φάσμα τιμών του πάχους των ασφαλτικών στρώσεων. Η βαθμονόμηση της σχέσης έγινε για τιμή R^2 ίση με 0.79 και οι τιμές των συντελεστών παλινδρόμησης μετά τη βαθμονόμηση παρουσιάζονται στον πίνακα 5.5.

Πίνακας 5.5: Συντελεστές παλινδρόμησης για την αναπτυχθείσα σχέση στο οδόστρωμα II.

Συντελεστής	a	b	c	d
Τιμή	-6.00E+04	-7.84E+01	-2.30E+01	-1.59E+03

Στη συνέχεια, η αξιοπιστία/επαλήθευση της βαθμονομημένης σχέσης έγινε για το υπόλοιπο 90% των διαθέσιμων παχών από το οδόστρωμα II, με αποτέλεσμα η νέα τιμή του σφάλματος RMSPE να γίνει 10.4%, λαμβάνοντας υπόψη τα στοιχεία όλων των περιόδων παρακολούθησης. Επιμέρους, τα RMSPE για κάθε περίοδο παρακολούθησης ξεχωριστά (δηλαδή ανά έτος) παρουσιάζονται στην εικόνα 5.8. Σημειώνεται ότι όσα δεδομένα χρησιμοποιήθηκαν για τη βαθμονόμηση της σχέσης, δεν περιλαμβάνονται στα διαγράμματα της εικόνας 5.8.

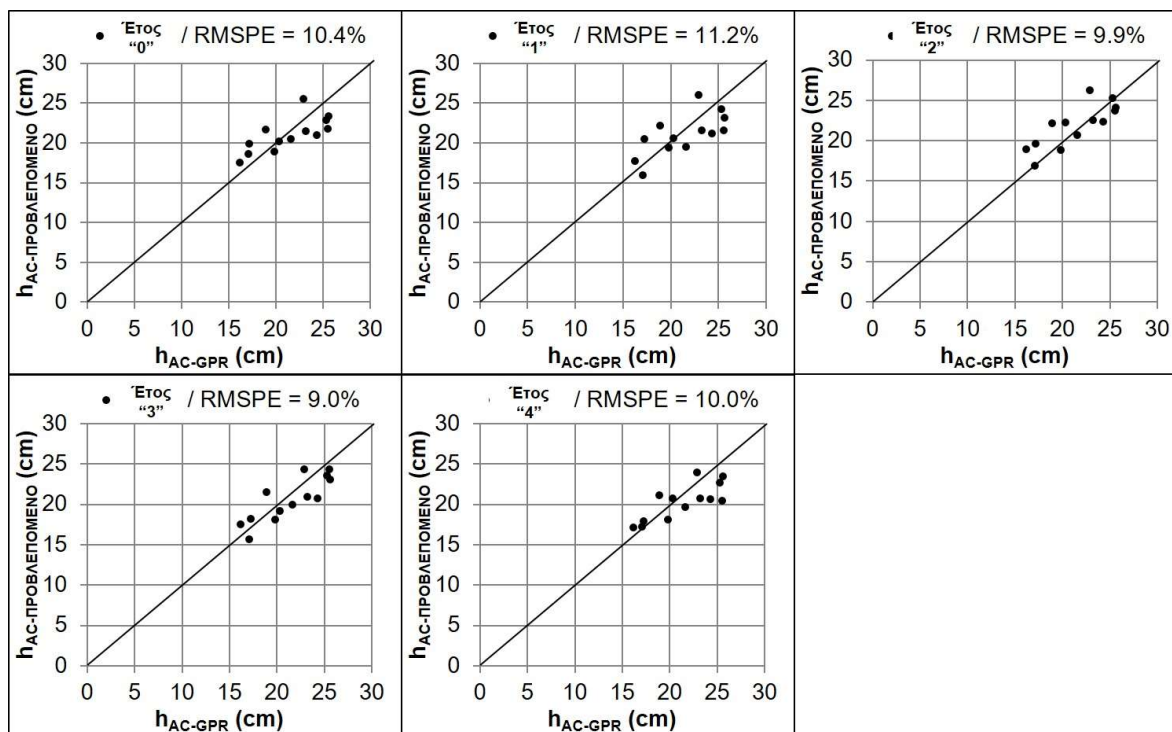


Εικόνα 5.8: Αξιολόγηση ακρίβειας εκτίμησης της σχέσης που βαθμονομήθηκε με στοιχεία GRP (πειραματικό οδόστρωμα II) για τις περιόδους παρακολούθησης διακριτά.

Συνολικά, εκτιμάται ότι η αναπτυχθείσα σχέση μπορεί να εκτιμήσει με ικανοποιητική προσέγγιση τα πάχη των ασφαλικών στρώσεων είτε γίνει χρήση των στοιχείων υποχώρησης που καταγράφονται στο οδόστρωμα αμέσως μετά την κατασκευή (έτος 0), είτε κατά τα πρώτα στάδια της διάρκειας ζωής του οδοστρώματος (πχ ενδεικτικά για το υπόψη οδόστρωμα στα έτη 1-4). Ωστόσο, για το συγκεκριμένο οδόστρωμα, δεν παρατηρήθηκε υποβάθμιση της δομικής κατάστασής του στο πλαίσιο των περιόδων παρακολούθησής του, όπως σχολιάστηκε προηγουμένως με βάση τη μεταβολή των δεικτών υποχωρήσεων (εικόνα 5.4). Κατά συνέπεια, χρειάζεται επαναβαθμονόμηση της αναπτυχθείσας σχέσης όταν πρόκειται για οδοστρώματα με διαφορετική τάξη μεγέθους υποχωρήσεων στο πέρασ του χρόνου. Ωστόσο, ακόμα και σε αυτήν την περίπτωση, η διενεργηθείσα έρευνα συνιστά μια μεθοδολογική προσέγγιση, στην οποία η χρήση του πολύπλοκου συστήματος GPR μπορεί να περιοριστεί μόνο στο τμήμα βαθμονόμησης, ενώ το απλούστερο και πρακτικότερο σύστημα FWD μπορεί να χρησιμοποιηθεί στο σύνολο του υπό διερεύνηση οδοστρώματος.

5.3.3. Βαθμονόμηση σχέσης μέσω στοιχείων πυρηνοληψίας

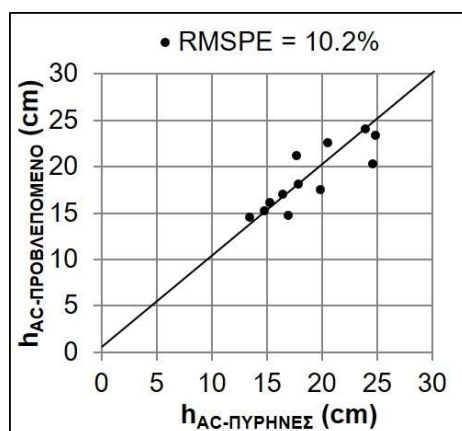
Σε αυτό το στάδιο ανάλυσης, ο στόχος ήταν να βαθμονομηθεί η αναπτυχθείσα σχέση με βάση τα στοιχεία των πυρήνων που ελήφθησαν στο οδόστρωμα II. Συνολικά, δεκαέξι πυρήνες εξήχθησαν κατά μήκος του οδοστρώματος αυτού. Για τη βαθμονόμηση της εξίσωσης με τέσσερις σταθερές παλινδρόμησης, απαιτούνται κατ' ελάχιστον πάχη από τέσσερις πυρήνες (με τις αντίστοιχες τιμές των δεικτών υποχωρήσεων). Η αξιοπιστία/επαλήθευση της εξίσωσης ελέγχθηκε αρχικά λαμβάνοντας υπόψη τα πάχη μέσω ανάλυσης GPR από όλες τις περιόδους παρακολούθησης. Τα αποτελέσματα ήταν ικανοποιητικά, καθώς η τιμή R^2 κατά τη βαθμονόμηση βρέθηκε ίση με 0.86 και το σφάλμα RMPSE κατά την αξιολόγηση ακρίβειας ίσο 10.1%. Επιμέρους, τα RMSPE για κάθε περίοδο παρακολούθησης ξεχωριστά (δηλαδή ανά έτος) παρουσιάζονται στην εικόνα 5.9.



Εικόνα 5.9: Αξιολόγηση ακρίβειας εκτίμησης της σχέσης που βαθμονομήθηκε με στοιχεία πυρηνοληψίας (πειραματικό οδόστρωμα II) για τις περιόδους παρακολούθησης διακριτά.

Αναδεικνύεται ότι η βαθμονόμηση της σχέσης μέσω στοιχείων από πυρηνοληψίες είναι ισοδύναμη με την αντίστοιχη που πραγματοποιήθηκε λαμβάνοντας υπόψη στοιχεία ανάλυσης με GPR. Κατά συνέπεια, μια δειγματοληπτική πυρηνοληψία ενδεχομένως να μπορούσε να υποκαταστήσει τη χρήση του GPR ακόμη και στο τμήμα βαθμονόμησης, ελαχιστοποιώντας ακόμη περισσότερο τυχόν περιορισμούς χρήσης του GPR (πχ ανάλυση, προμήθεια και μεταφορά σε επιμέρους τμήμα μικρού μήκους) και εξισορροπώντας λοιπούς τεχνοοικονομικούς περιορισμούς.

Τέλος, η αξιοπιστία/επαλήθευση της εξίσωσης ελέγχθηκε συμπληρωματικά με βάση τους υπόλοιπους δώδεκα πυρήνες που είχαν εξαχθεί από το πειραματικό οδόστρωμα II (RMPSE=10.2%, εικόνα 5.10). Στο στάδιο αυτό, οι δείκτες υποχωρήσεων θεωρήθηκαν με τις ακριβείς τους τιμές στις θέσεις της πυρηνοληψίας, χωρίς να γίνει θεώρηση χαρακτηριστικών τιμών όπως έγινε στην περίπτωση χρήσης των παχών από ανάλυση στοιχείων GPR.



Εικόνα 5.10: Σύγκριση παχών που εκτιμήθηκαν μέσω της σχέσης και μέσω πυρηνοληψίας (πειραματικό οδόστρωμα II).

Σημειώνεται ότι το μεθοδολογικό πλαίσιο που αναπτύχθηκε είναι υλοποιήσιμο σε επίπεδο έργου (project-level analysis), δηλαδή σε οδοστρώματα μικρούς μήκους τα οποία ελέγχονται στο πλαίσιο αξιολόγησης των αναγκών συντήρησης ή και αποκατάστασης. Σε τέτοιες περιπτώσεις, το αντίκτυπο της ανάλυσης και της αξιολόγησης οδοστρωμάτων είναι ακόμη πιο σημαντικό, δεδομένου ότι η συντήρηση οδοστρώματος προϋποθέτει διαχείριση οικονομικών πόρων. Με άλλα λόγια, η δειγματοληπτική πυρηνοληψία συνδυαστικά με εκτενή χρήση του FWD μπορεί να καταστήσει εφικτή τη βαθμονόμηση της αναπτυχθείσας σχέσης και την περαιτέρω χρήση της στο πλαίσιο της συνδυαστικής ανάλυσης στοιχείων από διαφορετικές τεχνικές και συστήματα (system integration/data integration).

5.3.4. Περιορισμοί

Με βάση τη μεθοδολογία που εφαρμόστηκε αναδείχθηκαν ορισμένοι περιορισμοί που περιγράφονται ως ακολούθως:

- Παρά τη διαφορετική στρωματογραφία στα δύο πειραματικά οδοστρώματα, τα χρησιμοποιούμενα υλικά ήταν ίδια. Κατά συνέπεια, η αναπτυχθείσα σχέση ενδέχεται να μην είναι εφαρμόσιμη σε περίπτωση ύπαρξης διαφορετικών υλικών χωρίς προηγουμένως να έχει ληφθεί μέριμνα βαθμονόμησης.
- Οι περιβαλλοντικές συνθήκες υπό τις οποίες πραγματοποιήθηκαν τα πειράματα πεδίου μπορούν να θεωρηθούν φυσιολογικές, καθώς οι παρατηρούμενες θερμοκρασίες πεδίου (στο μέσο της ασφαλτικής βάσης) ήταν της τάξης των 17-24°C για όλες τις περιόδους

παρακολούθησης. Για την περαιτέρω βελτίωση της αναπτυχθείσας σχέσης, ενδεχομένως να απαιτούνται στοιχεία συλλογής από διαφορετικές κλιματολογικές συνθήκες δεδομένου ότι η θερμοκρασία επιδρά στο μέγεθος των επιφανειακών υποχωρήσεων που καταγράφονται με το FWD.

- Η ανάγκη παραδοχής χαρακτηριστικών τιμών για τα πάχη και κυρίως τις υποχωρήσεις δεν μπορεί να θεωρηθεί μια επαρκής προσέγγιση για περιπτώσεις οδοστρωμάτων με αυξημένες διακυμάνσεις στη δομική συμπεριφορά ή παρουσία εκτεταμένων φθορών που διαφοροποιούν σημαντικά (έστω και τοπικά) το επίπεδο των υποχωρήσεων. Επιπλέον, τοπικές ανομοιογένειες στα χαρακτηριστικά των υλικών μπορούν να διαφοροποιήσουν τα επίπεδα υποχωρήσεων ακόμη και για παρόμοια πάχη ασφαλτικών στρώσεων. Άλλωστε, η επίδραση των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών στην απόκριση του οδοστρώματος είναι εξίσου σημαντική με την επίδραση της διατομής του οδοστρώματος (El-Maaty 2017). Κατά συνέπεια, όταν υπάρχουν ενδείξεις για διακύμανση των υποχωρήσεων ενός οδοστρώματος σε ένα μήκος αναφοράς, μπορεί να χρειάζεται πυκνότερη γνώση της μεταβολής των παχών (είτε μέσω πυρήνων είτε μέσω ανάλυσης στοιχείων GPR) προκειμένου η βαθμονόμηση της σχέσης να είναι αξιόπιστη. Αυτό μπορεί να είναι ακόμη πιο επιθυμητό σε αυτοκινητόδρομους με υψηλή κυκλοφορία βαρέων οχημάτων, όπου η επίδραση της ανάλυσης του οδοστρώματος καθίσταται κυρίαρχη στο πλαίσιο λήψης αποφάσεων για τη διαχείρισή του. Περαιτέρω, αυτό δύναται να έχει αντίκτυπο και στον οικονομικό προγραμματισμό ενεργειών συντήρησης και αποκατάστασης.

5.4. Σχόλια – παρατηρήσεις

Ο ερευνητικός στόχος του παρόντος κεφαλαίου ήταν η διερεύνηση της αλληλεπίδρασης μεταξύ της στρωματογραφίας του οδοστρώματος και στοιχείων μηχανικής απόκρισης που συλλέγονται μέσω του FWD. Μεθοδολογικά, αξιοποιήθηκαν στοιχεία συλλογής από δύο πειραματικά οδοστρώματα με τα δύο δημοφιλή NDT συστήματα (FWD και GPR) καθώς και στοιχεία από δειγματοληπτική πυρηνοληψία. Από την ανάλυση στοιχείων συλλογής, αναπτύχθηκε μία μη γραμμική σχέση εκτίμησης του πάχους των ασφαλτικών στρώσεων μέσω των δεικτών SCI και BDI με ικανοποιητική προσαρμογή ($R^2=0.75$, στοιχεία οδοστρώματος I). Σφάλμα της τάξης του 16.4% στην εκτίμηση των παχών του οδοστρώματος II ανέδειξε την ανάγκη βαθμονόμησης προκειμένου να βελτιωθεί η αξιοπιστία της αναπτυχθείσας σχέσης σε διαφορετικά οδοστρώματα.

Η αναπτυσσόμενη μεθοδολογία παρέχει μια γρήγορη και προκαταρκτική ένδειξη της στρωματογραφίας του οδοστρώματος. Ειδικότερα, η προσέγγιση αυτή μπορεί να φανεί χρήσιμη κατά την αξιολόγηση οδοστρώματος σε επίπεδο έργου, όπου λόγω τεχνοοικονομικών περιορισμών (εφοδιαστική, ανάγκη προηγμένης ανάλυσης στοιχείων συλλογής, κλπ.) η χρήση του πολύπλοκου συστήματος του GPR είναι αποτρεπτική. Αντ' αυτού, ο συνδυασμός μετρήσεων με το FWD και δειγματοληπτικών πυρηνοληψιών (τουλάχιστον τεσσάρων για τις ανάγκες βαθμονόμησης) μπορεί να αποδειχθεί αποτελεσματικός για την εκτίμηση του πάχους των ασφαλτικών στρώσεων στην περιοχή ενός έργου, ώστε να καταστεί ακολούθως εφικτή η ανάλυση της εντατικής κατάστασης του οδοστρώματος για την ταχεία ανίχνευση σημείων που χρήζουν περαιτέρω διερεύνησης.

6. ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΑΛΓΟΡΙΘΜΩΝ ΕΚΤΙΜΗΣΗΣ ΤΗΣ ΕΝΤΑΤΙΚΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΟΔΟΣΤΡΩΜΑΤΟΣ

6.1. Γενικά

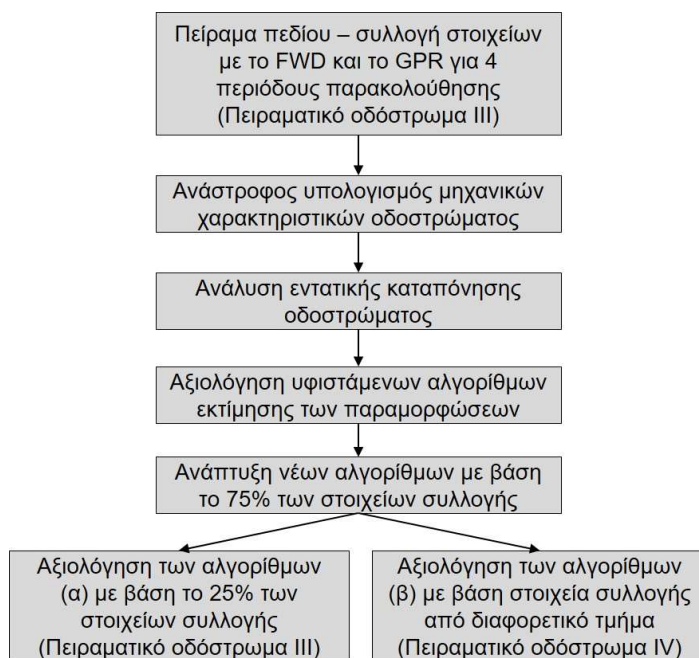
Δεδομένων των αποτελεσμάτων του αμέσως προηγούμενου σταδίου διερεύνησης, η έρευνα αναφορικά με τις δυνατότητες των NDT συστημάτων, και ειδικότερα του FWD, επεκτάθηκε σε θέματα αλγορίθμων πρόβλεψης των κρίσιμων εντατικών μεγεθών των ασφαλικών οδοστρωμάτων. Στόχος της παρούσας διερεύνησης ήταν να αναπτυχθεί μια διαδικασία εκτίμησης των κρίσιμων παραμορφώσεων μέσω αλγορίθμων, παρακάμπτοντας τις χρονοβόρες διαδικασίες του ανάστροφου υπολογισμού και των αναλύσεων εντατικής κατάστασης. Η διερεύνηση στοχεύει στην επιτάχυνση των διαδικασιών αξιολόγησης και παρακολούθησης της συμπεριφοράς οδοστρωμάτων με παράλληλη εξοικονόμηση χρόνου και απαιτήσεων σε εξειδικευμένα λογισμικά και εργαλεία ανάλυσης.

Αρχικά, διενεργήθηκε έρευνα αναφορικά με τα θέματα καταλληλότητας και προσαρμογής υφιστάμενων από τη βιβλιογραφία αλγορίθμων και εξισώσεων για την εκτίμηση των κρίσιμων παραμορφώσεων, ενώ περαιτέρω δημιουργήθηκαν νέοι αλγόριθμοι προσδιορισμού των κρίσιμων παραμορφώσεων. Η έμφαση δόθηκε σε μοντέλα που εκτιμούν την οριζόντια εφελκυστική παραμόρφωση στον πυθμένα των ασφαλικών στρώσεων, χρησιμοποιώντας ως δεδομένα εισόδου στοιχεία από μετρήσεις FWD. Οι εφελκυστικές παραμορφώσεις είναι γνωστό ότι συνδέονται με την κόπωση του οδοστρώματος, η οποία είθισται να θεωρείται προτεραιότητα κατά τον προγραμματισμό των δραστηριοτήτων συντήρησης και αποκατάστασης οδοστρωμάτων συγκριτικά με την αστοχία λόγω παραμενουσών παραμορφώσεων της στρώσης έδρασης. Για την υλοποίηση του υπόψη ερευνητικού στόχου:

- Συλλέχθηκαν στοιχεία από επιτόπου πείραμα κατά μήκος ενός νέου πειραματικού οδοστρώματος αυτοκινητοδρόμου βαριάς κυκλοφορίας (Οδόστρωμα III), τα οποία αφορούσαν σε μετρήσεις με NDT συστήματα (FWD και GPR) σε τέσσερις περιόδους παρακολούθησης (μία ανά έτος).
- Πραγματοποιήθηκε ως προαπαιτούμενο της σχετικής διερεύνησης, ανάστροφος υπολογισμός προκειμένου να εκτιμηθούν τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών των στρώσεων του πειραματικού οδοστρώματος με βάση τα στοιχεία πεδίου, δηλαδή τις υποχωρήσεις (από το FWD) και τα πάχη (από το GPR). Επιπλέον, με γνωστά τα στατικά προσομοιώματα των διατομών του πειραματικού οδοστρώματος, πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις εντατικής κατάστασης, δηλαδή έγινε προσδιορισμός των παραμορφώσεων στις κρίσιμες θέσεις αστοχίας του οδοστρώματος.
- Αξιοποιήθηκαν οι υπολογισμένες εφελκυστικές παραμορφώσεις στον πυθμένα των ασφαλικών στρώσεων, οι οποίες αποτέλεσαν μαζί με τα στοιχεία πεδίου τα δεδομένα ενεργοποίησης των υφιστάμενων αλγορίθμων πρόβλεψης με στόχο την αξιολόγηση της προσαρμογής τους στο υπόψη πειραματικό οδόστρωμα. Η αξιολόγηση προσαρμογής των υφιστάμενων μοντέλων τροφοδότησε την ανάγκη της εκ νέου βαθμονόμησής τους.
- Διερευνήθηκε επίσης η δημιουργία νέων αλγορίθμων για την εκτίμηση των κρίσιμων εφελκυστικών παραμορφώσεων, λαμβάνοντας υπόψη τον παράγοντα της θερμοκρασίας που αναμένεται να επικρατεί στο εσωτερικό της δομής του οδοστρώματος και συγκεκριμένα στο μέσο της ασφαλικής βάσης. Δεδομένης της συμβολής της θερμοκρασίας αυτής στις

μετρημένες με το FWD υποχωρήσεις και κατ' επέκταση στα μηχανικά χαρακτηριστικά του ασφαλτομίγματος και τα αναπτυσσόμενα εντατικά μεγέθη, πραγματοποιήθηκαν δύο θεωρήσεις για τη θερμοκρασία. Στην πρώτη θεώρηση, χρησιμοποιήθηκε ως μεταβλητή η θερμοκρασία που επικρατεί στο μέσο της ασφαλτικής βάσης του οδοστρώματος. Η θερμοκρασία αυτή μετρήθηκε κατά τη διάρκεια των πειραματικών μετρήσεων με το FWD (στο εξής θα αναφέρεται ως "τυχαία" θερμοκρασία). Σύμφωνα με τη δεύτερη θεώρηση, επιλέχθηκε μια συγκεκριμένη θερμοκρασία αναφοράς, κατά τη συνήθη θεώρηση που υιοθετείται στο πλαίσιο της αξιολόγησης οδοστρωμάτων.

Η μεθοδολογία της ερευνητικής διαδικασίας απεικονίζεται σχηματικά στο διάγραμμα ροής της εικόνας 6.1.



Εικόνα 6.1: Διάγραμμα ροής ερευνητικής διαδικασίας για την ανάπτυξη αλγορίθμων εκτίμησης της εντατικής κατάστασης.

Συμπληρωματικά, τονίζεται ότι:

- Τόσο οι διαδικασίες ανάστροφου υπολογισμού όσο και των αναλύσεων εντατικής κατάστασης που προηγήθηκαν της αξιολόγησης των αλγορίθμων πρόβλεψης, βασίστηκαν στη συνήθη πρακτική της ελαστικής θεωρίας (MLET).
- Για την ανάπτυξη των νέων αλγορίθμων πρόβλεψης, αξιοποιήθηκαν τα δεδομένα που συλλέχθηκαν κατά τη διάρκεια των τριών πρώτων ετών του πειράματος πεδίου (που αποτελούν το 75% των διαθέσιμων στοιχείων) από το πειραματικό οδόστρωμα III. Για την αξιολόγηση της ακρίβειάς τους, χρησιμοποιήθηκε (α) το εναπομένον 25% των δεδομένων του πειραματικού οδοστρώματος III που αφορά στο τέταρτο έτος παρακολούθησης, καθώς και (β) σε διαθέσιμα στοιχεία από μια περίοδο παρακολούθησης σε ένα άλλο οδόστρωμα τμήματος αυτοκινητοδρόμου (πειραματικό οδόστρωμα IV), το οποίο είχε διαφορετική στρωματογραφία σε σχέση με το οδόστρωμα αναφοράς της παρούσας διερεύνησης (πειραματικό οδόστρωμα III).

- Στους νέους αλγορίθμους συμπεριλήφθηκαν αρκετές παράμετροι υποχωρήσεων (DBP) λαμβάνοντας υπόψη το σύνολο του προφίλ των υποχωρήσεων προκειμένου να αξιοποιηθεί ολιστικά η συμβολή της συνολικής δομής του οδοστρώματος στην ανάπτυξη των κρίσιμων εντατικών μεγεθών. Παρόμοια στρατηγική έχει ακολουθεί και σε άλλες συναφείς έρευνες (Li & Wang 2018, Losa et al. 2008).

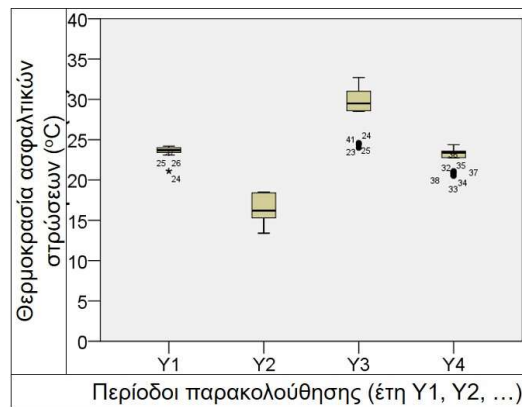
6.2. Συλλογή και ανάλυση στοιχείων

6.2.1. Πείραμα πεδίου

Σε σχέση με το πείραμα πεδίου (εικόνα 6.2), διευκρινίζεται ότι οι μετρήσεις με τα NDT συστήματα πραγματοποιήθηκαν κατά μήκος των πειραματικών οδοστρωμάτων III και IV μήκους 10 και 5χλμ αντίστοιχα, των οποίων η χαρακτηριστική διατομή αλλά και τα χρησιμοποιούμενα υλικά είναι ίδια με αυτά που αναφέρθηκαν στο κεφάλαιο 5. Η συλλογή των NDT στοιχείων στο πλαίσιο του τετραετούς πειράματος περιλάμβανε κυρίως FWD στοιχεία τα οποία συλλέγονταν μία φορά τον χρόνο. Όλες οι μετρήσεις πραγματοποιήθηκαν για φορτίο τροχού 50kN στη δεξιά λωρίδα. Συμπληρωματικά των FWD μετρήσεων, πραγματοποιήθηκαν συστηματικές μετρήσεις θερμοκρασίας στο μέσο της ασφαλτικής βάσης μέσω κατάλληλης οπής που διανοίχτηκε εντός της δομής του οδοστρώματος. Λαμβάνοντας υπόψη τις τιμές θερμοκρασίας που μετρήθηκαν κατά τη διάρκεια του τετραετούς πειράματος στο Οδόστρωμα III, προέκυψε ένα εύρος 10-35°C σύμφωνα με την εικόνα 6.3, το οποίο μπορεί να θεωρηθεί αντιπροσωπευτικό για τις κλιματολογικές συνθήκες της χώρας μας αλλά και της νότιας Ευρώπης γενικότερα.

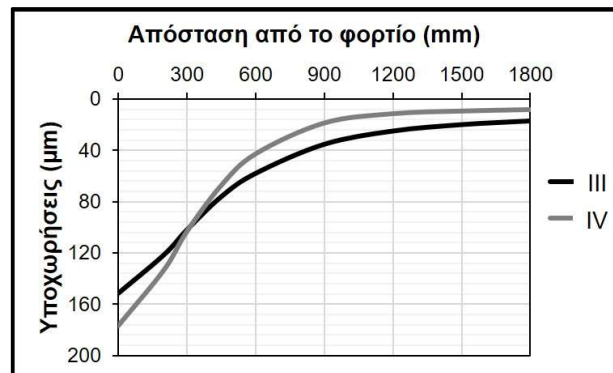


Εικόνα 6.2: Σχηματική απεικόνιση πειραματικής διαδικασίας σε τυπική διατομή οδοστρώματος.



Εικόνα 6.3: Θηκογράμματα επιτόπου θερμοκρασίας στο μέσο της ασφαλτικής βάσης για τις όλες τις περιόδους παρακολούθησης.

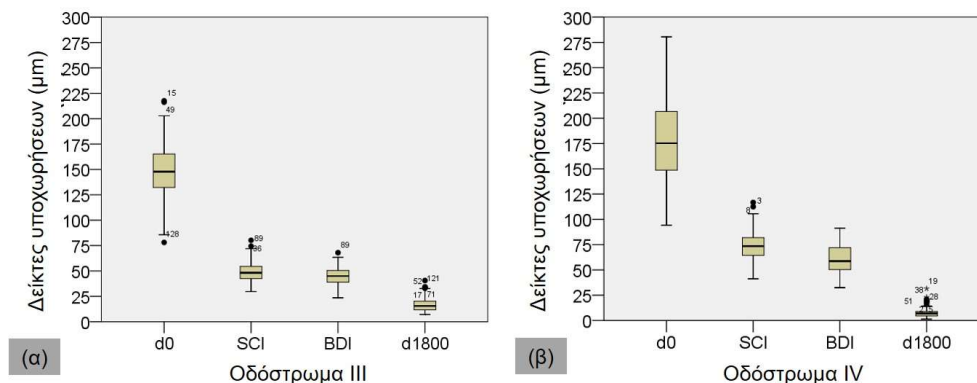
Τα στοιχεία των υποχωρήσεων που καταγράφηκαν από τα δύο πειραματικά οδοστρώματα απεικονίζονται υπό μορφή ενός μέσου προφίλ υποχωρήσεων στην εικόνα 6.4. Οι συντελεστές διακύμανσης κάθε υποχώρησης φαίνονται στον πίνακα 6.1, απ' όπου φαίνεται ότι η διακύμανση βαθμιαία αυξάνεται για τις υποχωρήσεις που καταγράφονται σε μεγάλη απόσταση από την πλάκα φόρτισης με το FWD. Αυτό οφείλεται στις μεταβαλλόμενες συνθήκες έδρασης των οδοστρωμάτων κατά μήκος των θέσεων ελέγχου, όπου συχνά γίνεται μετάβαση από περιοχές έδρασης σε όρυγμα σε περιοχές επιχώματος. Περαιτέρω, οι βασικοί δείκτες υποχωρήσεων (D_0 , SCI, BDI και D_{1800}) φαίνονται υπό μορφή θηκογραμμάτων στην εικόνα 6.5.



Εικόνα 6.4: Μέσο προφίλ επιφανειακών υποχωρήσεων στα πειραματικά οδοστρώματα III και IV.

Πίνακας 6.1: Συντελεστές διακύμανσης των επιφανειακών υποχωρήσεων.

Πειραματικό οδόστρωμα	D_0	D_{200}	D_{300}	D_{450}	D_{600}	D_{900}	D_{1200}	D_{1500}	D_{1800}
III	20%	22%	23%	28%	32%	41%	45%	45%	42%
IV	23%	26%	28%	33%	41%	66%	81%	79%	71%

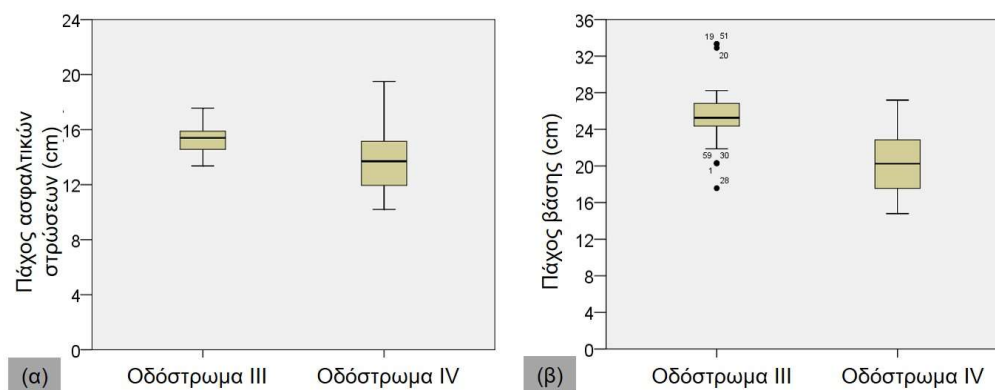


Εικόνα 6.5: Δείκτες υποχωρήσεων στο πειραματικό οδόστρωμα (α) III και (β) IV.

Οι μετρήσεις με το σύστημα GPR καθώς και δειγματοληπτικές πυρηνοληψίες για την ανάγκη βαθμονόμησης, πραγματοποιήθηκαν κατά το πρώτο έτος της περιόδου παρακολούθησης προκειμένου να εκτιμηθεί η στρωματογραφία του οδοστρώματος, η οποία φαίνεται στην εικόνα 6.6 και για τα δύο πειραματικά οδοστρώματα αναφοράς.

Τέλος, από τη συστηματική οπτική επισκόπηση των οδοστρωμάτων καθ' όλη τη διάρκεια του πειράματος, δεν διαπιστώθηκαν επιφανειακές φθορές και ρωγμές. Το στοιχείο αυτό αποτελεί ένδειξη ότι το οδόστρωμα συμπεριφέρθηκε ως συνεχές και ομογενές μέσο κατά τη διάρκεια του πειράματος,

χωρίς να δημιουργούνται ζητήματα με τις παραδοχές της ελαστικής θεωρίας, στην οποία βασίστηκαν οι σχετικές αναλύσεις.



Εικόνα 6.6: (α) Πάχη ασφαλιστικών στρώσεων στα πειραματικά οδοστρώματα, και (β) πάχη βάσης από ασύνδετο αμμοχάλικο στα πειραματικά οδοστρώματα.

Ο ανάστροφος υπολογισμός των μηχανικών χαρακτηριστικών του πειραματικού οδοστρώματος III έγινε θεωρώντας ως στατικό πρότυπο αναφοράς ένα σύστημα τριών στρώσεων (εικόνα 6.2) και πραγματοποιήθηκε με το λογισμικό EVERCALC (EVERSERIES 2005). Ακολούθως, οι αναλύσεις εντατικής κατάστασης πραγματοποιήθηκαν με το λογισμικό BISAR της Shell (1998). Τονίζεται ότι και οι δύο διαδικασίες βασίζονται στις αρχές της MLET. Ως προς τις συνθήκες φόρτισης που θεωρήθηκαν στις αναλύσεις εντατικής κατάστασης, υιοθετήθηκε το FWD φορτίο, δηλαδή μια ομοιόμορφη κυκλική πίεση 708kPa, εφόσον ο κύριος στόχος της διερεύνησης είναι η απευθείας σύνδεση μετρημένων υποχωρήσεων και υπολογισμένων παραμορφώσεων μέσω αλγορίθμων.

6.2.2. Ανάστροφος υπολογισμός

Συνολικά, η διαδικασία του ανάστροφου υπολογισμού πραγματοποιήθηκε για 236 προφίλ υποχωρήσεων στο πειραματικό οδοστρώμα III. Γενικά, το σφάλμα RMS μεταξύ των μετρημένων και των υπολογιζόμενων υποχωρήσεων διατηρήθηκε σε σχετικά χαμηλά επίπεδα, που κυμαίνονταν από 1-6% σύμφωνα με τον πίνακα 6.2, όπου φαίνονται επίσης και τα στατιστικά μεγέθη για τα μηχανικά χαρακτηριστικά του οδοστρώματος, ήτοι το μέτρο ελαστικότητας των ασφαλιστικών στρώσεων (E_{AC} , MPa), της βάσης από ασύνδετο αμμοχάλικο (E_{BASE} , MPa) και της στρώσης έδρασης (E_{SUBG} , MPa). Εντούτοις, παρατηρήθηκε αρκετή διακύμανση μεταξύ των τιμών των μέτρων ελαστικότητας καθώς και μη ρεαλιστικές τιμές σύμφωνα με τη συναφή εμπειρία σε θέματα συμπεριφοράς υλικών.

Πίνακας 6.2: Επισκόπηση αποτελεσμάτων ανάστροφου υπολογισμού στο πειραματικό οδοστρώμα III.

Στατιστικό μέγεθος	E_{AC} 20 °C (MPa)	E_{BASE} (MPa)	E_{SUBG} (MPa)	RMS (%)
Ελάχιστη τιμή	4568	106	191	0.4
Τιμή 25%	7910	249	413	1.6
Διάμεσος	9814	379	520	2.9
Τιμή 75%	12088	661	685	5.6
Μέγιστη τιμή	15233	1445	955	12.9
Μέση τιμή	9937	508	548	3.9
Τυπική απόκλιση	2701	353	190	2.8
Συντελεστής διακύμανσης CV %	27%	70%	35%	73%

Ως εκ τούτου, προτού προχωρήσει το επόμενο στάδιο της διερεύνησης, ακολουθήθηκε ένα φιλτράρισμα των τιμών των μέτρων ελαστικότητας, προκειμένου να εξασφαλιστούν ρεαλιστικές τιμές, ειδικά για το μέτρο ελαστικότητας των ασφαλτικών στρώσεων. Κατά το φιλτράρισμα, τιμές μέτρων ελαστικότητας στους 25°C μεγαλύτερες της τιμής 10000MPa απορρίφθηκαν. Λόγω της απουσίας ενός αλγορίθμου κανονικοποίησης σε θερμοκρασία αναφοράς, βαθμονομημένου για τοπικά υλικά και συνθήκες, η αναγωγή του μέτρου ελαστικότητας των ασφαλτικών στρώσεων σε συγκεκριμένη θερμοκρασία έγινε χρησιμοποιώντας τον γενικευμένο αλγόριθμο που προτείνεται στο εγχειρίδιο χρήσης του EVERCALC.

Για τα υλικά των υποκειμένων στρώσεων, τιμές του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης της βάσης χαμηλότερες των 100MPa ή μεγαλύτερες των 1500MPa απορρίφθηκαν, ενώ για τη στρώση έδρασης εξαιρέθηκαν οι θέσεις στις οποίες το μέτρο ελαστικότητας ήταν μεγαλύτερο της τιμής 1000MPa. Η θεώρηση των οριακών τιμών έγινε λαμβάνοντας υπόψη ότι τα μηχανικά χαρακτηριστικά των ασύνδετων υλικών που εκτιμώνται μέσω ανάστροφου υπολογισμού, είναι εν γένει 3-4 φορές υψηλότερα από αντίστοιχες συμβατικές τιμές δυσκαμψίας που προκύπτουν εργαστηριακά (Ji et al. 2014, AASHTO 1993). Μέσω αυτής της προεργασίας, η περαιτέρω ανάλυση επικεντρώθηκε τελικώς σε 156 προφίλ υποχωρήσεων καθώς και στα 156 πλήρως ορισμένα στατικά πρότυπα (δηλαδή πρότυπα γνωστών παχών και μηχανικών χαρακτηριστικών), τα στατιστικά στοιχεία των οποίων δίνονται στον πίνακα 6.2. Σημειώνεται ότι στη στήλη που αφορά στο μέτρο ελαστικότητας των ασφαλτικών στρώσεων, η θερμοκρασία αναφοράς που θεωρήθηκε είναι 20°C, τιμή που προσεγγίζει την αναμενόμενη ετήσια μέση θερμοκρασία στην ευρύτερη περιοχή του πειραματικού οδοστρώματος III.

Λόγω των υψηλών τιμών του συντελεστή διακύμανσης (CV %), ακολουθήθηκε μία πιθανοτική ανάλυση για την έκφραση των χαρακτηριστικών τιμών των μέτρων ελαστικότητας. Η συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας που βρέθηκε μέσω ειδικού λογισμικού ανάλυσης (EasyFit) να προσαρμόζεται ικανοποιητικά στα διαθέσιμα στοιχεία των μέτρων ελαστικότητας ήταν η κατανομή Generalized Extreme Value (Abed et al. 2019, Plati et al. 2020b), η μαθηματική έκφραση της οποίας δίνεται ως ακολούθως:

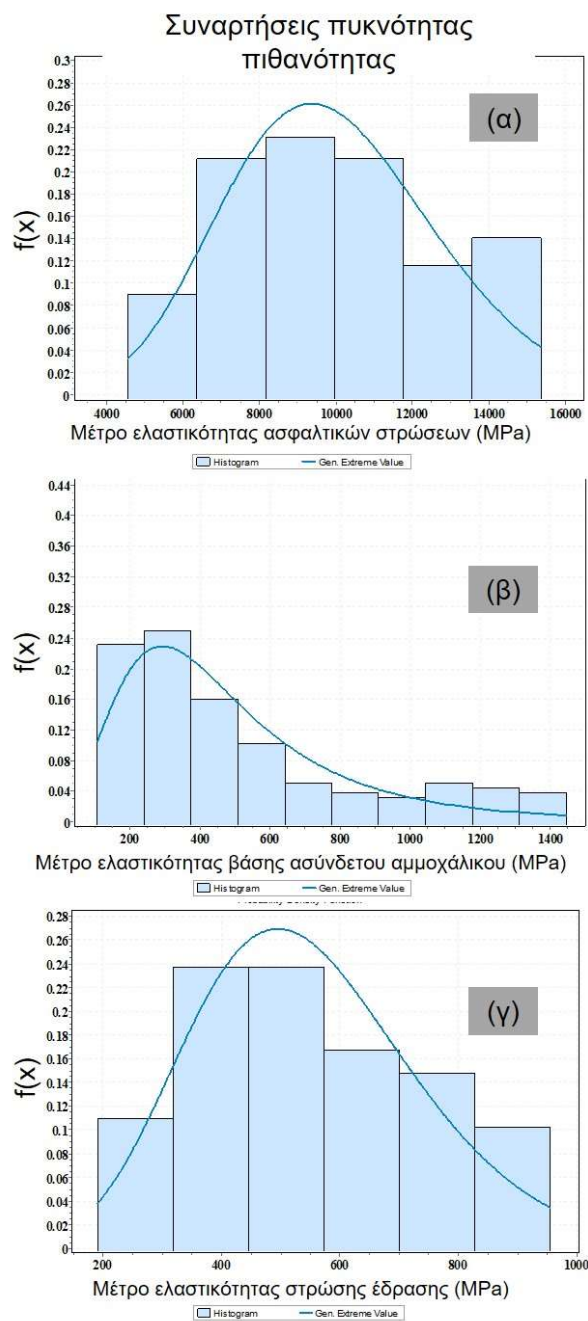
$$f(x) = \begin{cases} \frac{1}{\sigma} \cdot (1 + k \cdot z)^{\left(-1-\frac{1}{k}\right)} \cdot \exp\left[-(1 + k \cdot z)^{\left(\frac{1}{k}\right)}\right], & k \neq 0 \\ \frac{1}{\sigma} \cdot \exp[-z - \exp(-z)], & k = 0 \end{cases} \quad (6.1)$$

όπου: k είναι μια παράμετρος σχήματος, $z=(x-\mu)/\sigma$, όπου σ είναι μια παράμετρος κλίμακας και μ είναι μια παράμετρος θέσης που αντιστοιχεί στην τιμή με τη μέγιστη πιθανότητα εμφάνισης. Η προσαρμογή της κατανομής στα διαθέσιμα στοιχεία ελέγχεται μέσω του τεστ Kolmogorov-Smirnov. Οι παράμετροι προσαρμογής της κατανομής και η στατιστική τιμή του ελέγχου Kolmogorov-Smirnov παρουσιάζονται στον πίνακα 6.3. Λαμβάνοντας υπόψη ότι η κατανομή αυτή προέκυψε στατιστικώς αποδεκτή για τα τρία σύνολα τιμών του μέτρου ελαστικότητας, η τιμή μ μπορεί να θεωρηθεί αντιπροσωπευτική για το μέτρο ελαστικότητας κάθε στρώσης. Η προσαρμογή της κατανομής στα μέτρα ελαστικότητας της κάθε στρώσης δίνεται στην εικόνα 6.7.

Σημειώνεται ότι η χρήση της πιθανοτικής ανάλυσης αποτελεί μια δημοφιλή προσέγγιση αναπαράστασης ενός συνόλου τιμών και απαντάται συχνά η χρήση της στη διεθνή βιβλιογραφία σε θέματα συναφή με οδοστρώματα και χαρακτηριστικά υλικών.

Πίνακας 6.3: Παράμετροι προσαρμογής της κατανομής *Generalized Extreme Value*.

Στατιστικό μέγεθος	E_{AC}	E_{BASE}	E_{SUBG}
k	-0.18397	0.19551	-0.14036
σ	2581.3	218.77	175.6
μ	8850.5	329.94	468.81
Τιμή t-ελέγχου	0.04148	0.07555	0.07309
Επίπεδο σημαντικότητας	0.05	0.05	0.05

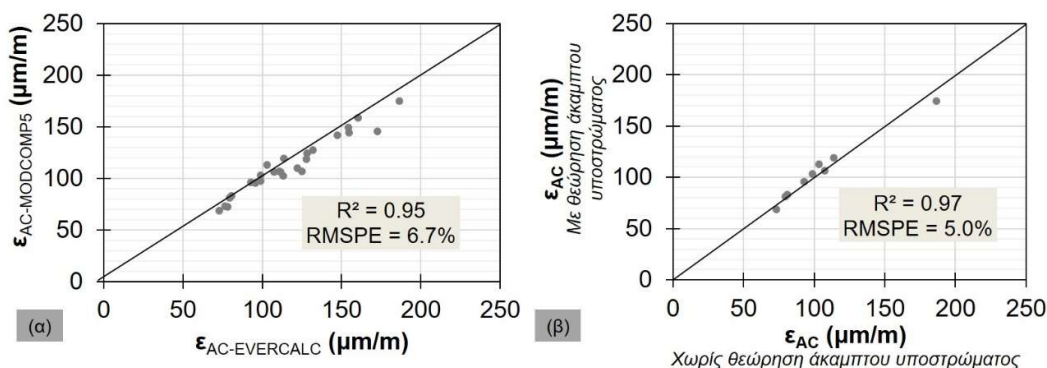


Εικόνα 6.7: Προσαρμογή κατανομής στα μέτρα ελαστικότητας (α) των ασφαλτικών στρώσεων, (β) της βάσης από ασύνδετο αμμοχάλικο και (γ) της στρώσης έδρασης.

Περαιτέρω, έγιναν κάποιες συμπληρωματικές αναλύσεις ανάστροφου υπολογισμού προκειμένου να σχολιαστεί (α) η σχέση του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης της βάσης και της στρώσης έδρασης, και (β) η πιθανή επίδραση ενός άκαμπτου πυθμένα (stiff layer) στην απόκριση του οδοστρώματος. Ομοίως με συναφείς αναφορές στη βιβλιογραφία, παρατηρήθηκε ότι η τιμή του μέτρου ελαστικής παραμόρφωσης της βάσης είναι σε κάποιες περιπτώσεις μικρότερη από την αντίστοιχη τιμή για τη στρώση έδρασης. Αυτό τροφοδότησε σχετική διερεύνηση που αφορούσε σε επανάληψη της διαδικασίας του ανάστροφου υπολογισμού και σύγκριση των κρίσιμων παραμορφώσεων που αναπτύσσονται στον πυθμένα των ασφαλικών στρώσεων, δεδομένου ότι το μέγεθος αυτό είναι το βασικό ζητούμενο μέσω των αλγορίθμων εκτίμησης. Επιλέχθηκε τυχαία το 15% των διαθέσιμων προφίλ υποχώρησης και η επανάληψη της διαδικασίας του ανάστροφου υπολογισμού έγινε μέσω ενός εναλλακτικού εργαλείου, το οποίο βασίζεται επίσης στη MLET, και συγκεκριμένα το λογισμικό MODCOMP5 (Irwin 2002). Η ανάλυση εντατικής κατάστασης έγινε με το λογισμικό BISAR και τα αποτελέσματα των παραμορφώσεων υποδηλώνουν μια πολύ καλή συσχέτιση για τις κρίσιμες παραμορφώσεις (ϵ_{AC}) στον πυθμένα των ασφαλικών στρώσεων (πίνακας 6.4). Όσον αφορά στη συσχέτιση των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών του οδοστρώματος (E_{AC} , E_{BASE} , E_{SUBG}), αυτή βρέθηκε μειωμένη για τις υποκειμένες στρώσεις, ωστόσο η απόκλιση στην εκτίμηση των κρίσιμων παραμορφώσεων στις ασφαλικές στρώσεις ήταν της τάξης του 6.7%. Συνολικά, η επισκόπηση των παραμορφώσεων στην εικόνα 6.8α υποδεικνύει ότι το μέγεθος αυτό εμφανίζεται ανεξάρτητο από το χρησιμοποιούμενο εργαλείο ανάλυσης και η όποια ασυμφωνία μεταξύ των μηχανικών χαρακτηριστικών φαίνεται ότι εξομαλύνεται κατά τον υπολογισμό των παραμορφώσεων.

Πίνακας 6.4: Συσχέτιση μηχανικών χαρακτηριστικών και κρίσιμων παραμορφώσεων μεταξύ των δύο MLET-εργαλείων.

Συντελεστής συσχέτισης	E_{AC}	E_{BASE}	E_{SUBG}	ϵ_{AC}
R^2	0.90	0.69	0.65	0.95



Εικόνα 6.8: Συσχέτιση κρίσιμων παραμορφώσεων στον πυθμένα των ασφαλικών στρώσεων (α) μεταξύ των δύο MLET-εργαλείων και (β) με ή χωρίς θεώρηση άκαμπτου υποστρώματος.

Η ανάλυση των επιφανειακών υποχωρήσεων με το λογισμικό MODCOMP5 οδήγησε επιπλέον σε εκτίμηση του βάθους στο οποίο εντοπίζεται άκαμπτο υπόστρωμα. Σημειώνεται ότι το λογισμικό MODCOMP5 έχει τη δυνατότητα ανάλυσης του προφίλ υποχωρήσεων του FWD προκειμένου να εκτιμά μια ενδεικτική τιμή για το βάθος εντοπισμού του άκαμπτου πυθμένα. Ουσιαστικά η θεώρηση άκαμπτου πυθμένα, οδηγεί σε τροποποίηση του στατικού προσομοιώματος ανάλυσης, δεδομένου ότι η στρώση έδρασης είναι πλέον πεπερασμένου πάχους, ενώ το οδόστρωμα θεωρείται ότι εδράζεται σε βραχώδες υπόστρωμα. Αυτός είναι κι ένας συνήθης λόγος που το μέτρο ελαστικής

παραμόρφωσης της βάσης συχνά υποεκτιμάται και είναι μικρότερο από το αντίστοιχο της στρώσης έδρασης.

Εν προκειμένω, η παρουσία ενός άκαμπτου πυθμένα δεν φάνηκε να επιδρά στις αναπτυσσόμενες κρίσιμες παραμορφώσεις στον πυθμένα των ασφαλικών στρώσεων, καθώς σύμφωνα με την εικόνα 6.8β, οι υπολογισμοί μέσω των δύο λογισμικών είχαν απόκλιση μόλις 5%, η οποία είναι ανεκτή. Ενδεχομένως, η διαφοροποίηση των κρίσιμων παραμορφώσεων να ήταν περισσότερο αξιοσημείωτη για μεγαλύτερο βάθος υπολογισμού, πχ στην κορυφή της στρώσης έδρασης που αποτελεί τη δεύτερη κρίσιμη θέση αστοχίας ενός ασφαλικού οδοστρώματος. Πλην όμως, το τρέχον σκέλος της διερεύνησης εστιάζει στην κρίσιμη θέση που εντοπίζεται στον πυθμένα των ασφαλικών στρώσεων. Κατά συνέπεια, οι προηγούμενες παρατηρήσεις αποδεικνύουν ότι η θεώρηση των παραμορφώσεων που προκύπτουν όταν τα μηχανικά χαρακτηριστικά του οδοστρώματος έχουν εκτιμηθεί μέσω του λογισμικού EVERCALC είναι μια αποδεκτή και ορθολογική παραδοχή. Άλλωστε, σε συναφή διερεύνηση των Tarefder & Ahmed (2013) για την αξιολόγηση διαφόρων λογισμικών ανάστροφου υπολογισμού που βασίζονται στη MLET, το EVERCALC αναδείχθηκε ως το πλέον ακριβές λαμβάνοντας υπόψη την κατανομή των μηχανικών χαρακτηριστικών και τους αντίστοιχους συντελεστές διακύμανσης για τρία διαφορετικά φορτία FWD.

6.3. Αποτελέσματα

6.3.1. Αξιολόγηση υφιστάμενων αλγορίθμων πρόβλεψης

Αναφορικά με την αξιολόγηση των υφιστάμενων αλγορίθμων, έγινε επιλογή (σύμφωνα με το κεφάλαιο 3.4) των αλγορίθμων του Molenaar (2006) και των Losa et al. (2008), που περιεγράφηκαν σε προγενέστερο κεφάλαιο. Η επιλογή τους στηρίχτηκε στο γεγονός ότι οι αλγόριθμοι αυτοί χρησιμοποιούν πληθώρα δεικτών υποχωρήσεων αντί ενός μεμονωμένου δείκτη. Για την αξιολόγηση των αλγορίθμων αξιοποιήθηκε το 100% των στοιχείων συλλογής και ανάλυσης από το πειραματικό οδόστρωμα III. Οι αναλύσεις εντατικής καταπόνησης έγιναν για δύο σενάρια. Αρχικά, υπολογίστηκαν οι παραμορφώσεις που αντιστοιχούν στην επιτόπου μετρημένη θερμοκρασία σε κάθε θέση ελέγχου θεωρώντας το μέτρο ελαστικότητας των ασφαλικών στρώσεων (E_{AC-T}) που προέκυψε από τον ανάστροφο υπολογισμό. Επιπλέον, εκτιμήθηκαν οι παραμορφώσεις που αντιστοιχούν στην ενιαία θερμοκρασία των 20°C λαμβάνοντας υπόψη το ανηγμένο μέτρο ελαστικότητας των ασφαλικών στρώσεων (E_{AC-20}).

Το πρώτο σύνολο των παραμορφώσεων (που αντιστοιχεί στις θερμοκρασίες πεδίου) χρησιμοποιήθηκε για την αξιολόγηση των αρχικώς βαθμονομημένων αλγορίθμων των Molenaar και Losa et al. στην πρόβλεψη των κρίσιμων παραμορφώσεων στον πυθμένα των ασφαλικών στρώσεων. Η διαφορά μεταξύ υπολογισθέντων (μέσω της ανάλυσης) και εκτιμώμενων (μέσω των αλγορίθμων) παραμορφώσεων προσδιορίστηκε ποσοτικά με το μέσο τετραγωνικό σφάλμα (Root Mean Square Percentage Error, RMSPE%) προκειμένου να αξιολογηθεί η ικανότητα προσαρμογής των αλγορίθμων στα διαθέσιμα στοιχεία. Το RMSPE εν προκειμένω ορίζεται ως:

$$RMSPE (\%) = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\varepsilon_{AC-ΠΡΟΒΛΕΠΟΜΕΝΕΣ} - \varepsilon_{AC-ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΕΝΕΣ}}{\varepsilon_{AC-ΥΠΟΛΟΓΙ}} \right)^2}{n}} \cdot 100 \quad (6.2)$$

όπου:

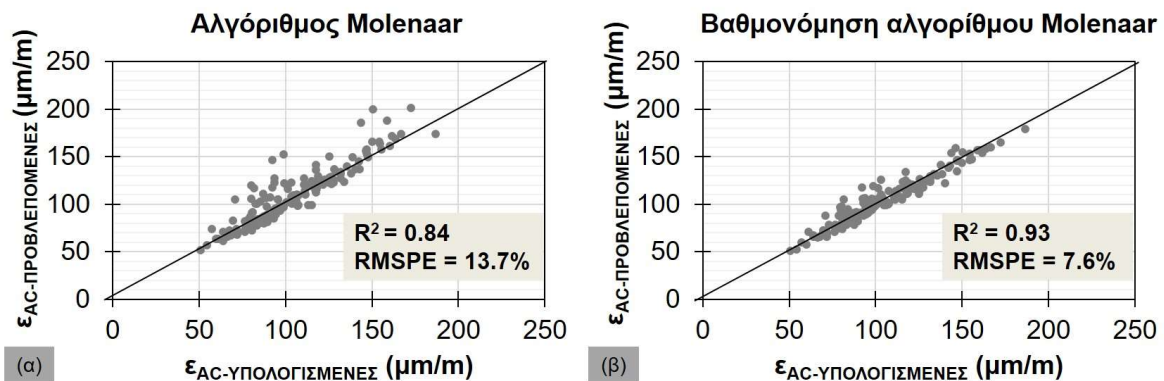
- $\varepsilon_{AC-ΠΡΟΒΛΕΠΟΜΕΝΕΣ}$: οι παραμορφώσεις που εκτιμώνται μέσω των αλγορίθμων (μm/m),

- $\varepsilon_{AC-ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΕΝΕΣ}$: οι παραμορφώσεις που υπολογίζονται μέσω της ανάλυσης ($\mu\text{m}/\text{m}$), και
- n : το πλήθος των παρατηρήσεων (δηλαδή ο αριθμός των θέσεων ελέγχου).

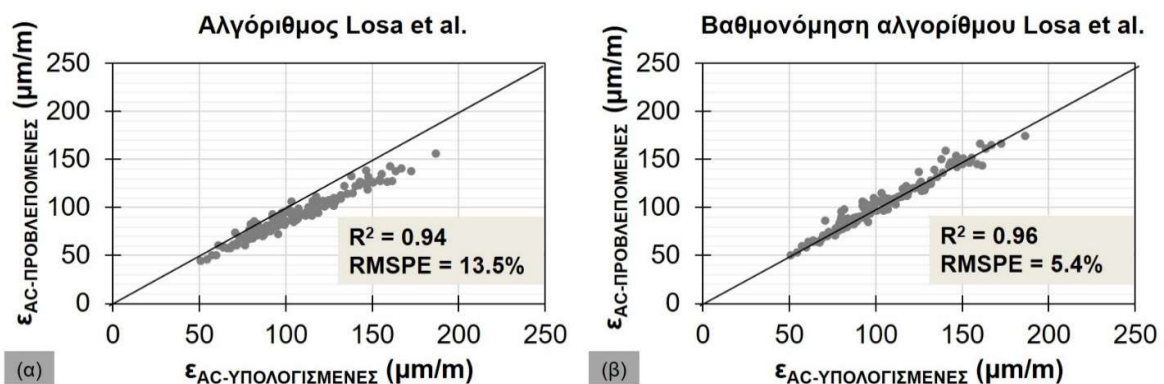
Οι τιμές του RMSPE που προέκυψαν από την εφαρμογή των αλγορίθμων Molenaar και Losa et al. βρέθηκαν ίσες αντίστοιχα με 13.7% και 13.5% (εικόνες 6.9α και 6.10α). Διαφαίνεται ότι οι δύο αλγόριθμοι έχουν ισοδύναμη ισχύ για τα διαθέσιμα στοιχεία από το πειραματικό οδόστρωμα III. Για τη βελτίωση της ακρίβειας προσαρμογής του κάθε αλγορίθμου, πραγματοποιήθηκε επαναβαθμονόμηση με τη μέθοδο βελτιστοποίησης ελαχίστων τετραγώνων σε περιβάλλον Microsoft Excel. Το κριτήριο της βελτιστοποίησης ήταν η ελαχιστοποίηση του αθροίσματος του τετραγωνικού σφάλματος πρόβλεψης (Sum of Squared Errors, SSE), το οποίο ορίζεται ως:

$$SSE = (\log \varepsilon_{AC-pred} - \log \varepsilon_{AC-calc})^2 \quad (6.3)$$

Τα αποτελέσματα της επαναβαθμονόμησης φαίνονται στις εικόνες 6.9β και 6.10β. Παρατηρείται ότι βελτιώθηκε και η προσαρμογή των αλγορίθμων (μέσω της τιμής R^2) αλλά και η ακρίβεια εκτίμησης των παραμορφώσεων (μέσω του RMSPE). Ειδικότερα, ο αλγόριθμος των Losa et al. οδήγησε σε ακριβέστερη προσέγγιση των κρίσιμων παραμορφώσεων, συνιστώντας σαφή ένδειξη ότι η παράκαμψη των χρονοβόρων διαδικασιών του ανάστροφου υπολογισμού και των αναλύσεων εντατικής κατάστασης είναι εφικτή.



Εικόνα 6.9: Επισκόπηση του αλγορίθμου του Molenaar (α) στην αρχική του μορφή και (β) στην εκ νέου βαθμονομημένη του μορφή.



Εικόνα 6.10: Επισκόπηση του αλγορίθμου των Losa et al. (α) στην αρχική του μορφή και (β) στην εκ νέου βαθμονομημένη του μορφή.

Περαιτέρω, η επίδραση της μείωσης του σφάλματος στους επαναβαθμονομημένους αλγορίθμους αναμένεται καθοριστική σε ενδεχόμενη ανάλυση έναντι κόπωσης οδοστρώματος, στοιχείο που συνιστά προϋπόθεση για την ολιστική αξιολόγηση των αναγκών επανασχεδιασμού του οδοστρώματος. Ακόμη και μικρές αποκλίσεις στον υπολογισμό των παραμορφώσεων θα μπορούσαν να μεγεθύνουν το σφάλμα εκτίμησης των επιτρεπόμενων διελεύσεων έναντι κόπωσης. Αυτό το ζήτημα συνδέεται άμεσα με την εκτίμηση της υπολειπόμενης ζωής του οδοστρώματος και τη διαχείριση της συντήρησής του και θα διερευνηθεί εκτενώς σε επόμενο κεφάλαιο της παρούσας διατριβής.

Σημειώνεται ότι η χρήση των παραπάνω αλγορίθμων δίνει μια εκτίμηση των παραμορφώσεων στις θερμοκρασίες πεδίου, χωρίς να είναι εφικτή η άμεση εκτίμηση των παραμορφώσεων σε μια θερμοκρασία αναφοράς που συχνά χρειάζεται προκειμένου να αξιολογείται η μεταβολή της συμπεριφοράς του οδοστρώματος με την πάροδο του χρόνου. Παρά ταύτα, ακόμη και η πρόβλεψη των παραμορφώσεων σε τυχαίες θερμοκρασίες πεδίου μπορεί να βοηθήσει μέσω ενός απλού υπολογιστικού φύλλου το στάδιο συλλογής των στοιχείων πεδίου. Παράδειγμα αποτελεί η έγκαιρη αναπροσαρμογή του μετρητικού σκέλους, όπως μία πύκνωση μετρήσεων, σε περίπτωση ενδείξεων αυξημένων επιφανειακών φθορών και μειωμένης φέρουσας ικανότητας.

6.3.2. Ανάπτυξη νέων αλγορίθμων

Η ανάπτυξη νέων αλγορίθμων πραγματοποιήθηκε αρχικά για μια εναλλακτική προσαρμογή στις παραμορφώσεις που αντιστοιχούν σε θερμοκρασίες πεδίου, και δεύτερον, για την εκτίμηση των παραμορφώσεων που αντιστοιχούν στη θερμοκρασία αναφοράς των 20°C. Υπενθυμίζεται ότι αξιοποιήθηκε το 75% των στοιχείων συλλογής από το πειραματικό οδόστρωμα III. Ως ερευνητική καινοτομία, θεωρήθηκε απαραίτητο να συμπεριληφθούν στους νέους αλγορίθμους ακόμη περισσότεροι δείκτες υποχωρήσεων (σε σχέση με τους αλγορίθμους των Molenaar και Losa et al.) προκειμένου να μεγιστοποιηθεί η συμβολή του πλήρους προφίλ των υποχωρήσεων στην ανάπτυξη των κρίσιμων παραμορφώσεων.

Επίσης, δεδομένου ότι το κύριο κίνητρο χρήσης αλγορίθμων πρόβλεψης είναι η σημαντική εξοικονόμηση χρόνου και υπολογιστικού κόστους, τα στοιχεία στρωματογραφίας εξαιρέθηκαν ως δεδομένα από τις παραμέτρους υπολογισμού των παραμορφώσεων. Τα πάχη των στρώσεων προσδιορίζονται μέσω λήψης πυρήνων ή διενέργειας τομών στο σώμα του οδοστρώματος, διαδικασίες που καταστρέφουν την ομοιογένεια του οδοστρώματος και παρέχουν σημειακή πληροφόρηση. Εναλλακτικά, απαιτείται η χρήση του εξελιγμένου συστήματος GPR για τη συλλογή δεδομένων καθώς και μια διαδικασία ανάλυσης των στοιχείων συλλογής για την ανάκτηση του πάχους των στρώσεων. Η όλη διαδικασία δεν είναι ούτε γρήγορη ούτε οικονομικά αποδοτική. Από την άλλη πλευρά, η έρευνα που πραγματοποιήθηκε στο κεφάλαιο 5 ανέδειξε ότι οι μεταβολές στο προφίλ υποχωρήσεων μπορούν να δώσουν ενδείξεις για τις μεταβολές των παχών. Κατά συνέπεια, στην ανάπτυξη των νέων αλγορίθμων εισήχθησαν μόνο άμεσα μετρήσιμοι δείκτες στο πεδίο, συμπεριλαμβανομένων των δεικτών υποχωρήσεων (στοιχεία FWD) και της θερμοκρασίας που μετρήθηκε στο μέσο της ασφαλτικής βάσης στο πεδίο.

Οι παράμετροι που θεωρήθηκαν ήταν οι εξής δείκτες υποχωρήσεων (DBP): D_0 , SCI, BDI, BCI, D_{900} - D_{1200} και D_{1800} . Οι περισσότερες από τις επιλεγμένες παραμέτρους (π.χ. SCI, BDI) ήταν σύμφωνες με προηγούμενες σχετικές μελέτες, ενώ επιπλέον δείκτες (π.χ. D_0 , D_{900} - D_{1200}) συμπεριλήφθηκαν επίσης. Δείκτες σε κλασματική μορφή (π.χ. AUPP ή AREA) δεν παρουσίασαν καλή συσχέτιση με τα μηχανικά

χαρακτηριστικά του οδοστρώματος κι ως εκ τούτου δεν εξετάστηκαν κατά την ανάπτυξη των αλγορίθμων. Τονίζεται επίσης ότι οι δείκτες DBP θεωρήθηκαν σε λογαριθμική μορφή σύμφωνα με αντίστοιχη συναφή εμπειρία (Losa et al. 2008). Ακολουθήθηκε η τεχνική της βηματικής γραμμικής παλινδρόμησης τόσο για την εκτίμηση των παραμορφώσεων στις θερμοκρασίες πεδίου (ϵ_{AC-T}) όσο και στη θερμοκρασία αναφοράς των 20°C (ϵ_{AC-20}) και τα σχετικά αποτελέσματα της ανάλυσης με το λογισμικό SPSS περιλαμβάνονται στους πίνακες 6.5 και 6.6 αντίστοιχα. Από κάθε πίνακα αξιοποιήθηκε ο τελευταίος τύπος του προτεινόμενου αλγορίθμου, στον οποίο όλες οι υπεισερχόμενες παράμετροι έχουν βρεθεί στατιστικά σημαντικές (τιμή p-value μικρότερη από 0.05).

Πίνακας 6.5: Βηματική παλινδρόμηση για την πρόβλεψη παραμορφώσεων σε τυχαίες θερμοκρασίες πεδίου.

Τύπος	Μεταβλητές	Συντελεστές παλινδρόμησης		Τυποποιημένοι συντελεστές	t-value	Σημαντικότητα p-value
		Τιμές (B)	Τυπικό σφάλμα	Τιμές (β)		
1	Constant	0.400	0.054		7.382	0.000
	log(SCI)	0.931	0.031	0.922	29.648	0.000
2	Constant	0.192	0.057		3.365	0.001
	log(SCI)	0.720	0.042	0.714	17.190	0.000
	log(BDI)	0.348	0.052	0.278	6.698	0.000
3	Constant	0.671	0.068		9.832	0.000
	log(SCI)	0.740	0.033	0.733	22.110	0.000
	log(BDI)	0.898	0.072	0.718	12.542	0.000
	log(D ₀)	-0.650	0.069	-0.499	-9.418	0.000
4	Constant	0.938	0.089		10.589	0.000
	log(SCI)	0.781	0.033	0.774	23.691	0.000
	log(BDI)	1.280	0.110	1.022	11.633	0.000
	log(D ₀)	-1.167	0.134	-0.896	-8.681	0.000
	log(D ₁₈₀₀)	0.135	0.031	0.190	4.398	0.000

Πίνακας 6.6: Βηματική παλινδρόμηση για την πρόβλεψη παραμορφώσεων σε θερμοκρασία αναφοράς (20°C).

Τύπος	Μεταβλητές	Συντελεστές παλινδρόμησης		Τυποποιημένοι συντελεστές	t-value	Σημαντικότητα p-value
		Τιμές (B)	Τυπικό σφάλμα	Τιμές (β)		
1	Constant	1.307	0.065		20.067	0.000
	log(BCI)	0.491	0.050	0.623	9.882	0.000
2	Constant	1.601	0.074		21.719	0.000
	log(BCI)	0.392	0.047	0.498	8.382	0.000
	T	-0.007	0.001	-0.383	-6.447	0.000
3	Constant	0.839	0.046		18.240	0.000
	log(BCI)	-0.013	0.027	-0.016	-0.462	0.645
	T	-0.026	0.001	-1.341	-27.965	0.000
	log(SCI)	0.988	0.041	1.114	24.197	0.000
4	Constant	0.837	0.046		18.361	0.000
	T	-0.025	0.001	-1.327	-36.714	0.000
	log(SCI)	0.976	0.032	1.101	30.475	0.000
5	Constant	0.855	0.044		19.272	0.000
	T	-0.026	0.001	-1.386	-35.567	0.000
	log(SCI)	1.004	0.032	1.134	31.348	0.000

Τύπος	Μεταβλητές	Συντελεστές παλινδρόμησης		Τυποποιημένοι συντελεστές	t-value	Σημαντικότητα p-value
		Τιμές (β)	Τυπικό σφάλμα	Τιμές (β)		
	log(D ₉₀₀ -D ₁₂₀₀)	-0.045	0.013	-0.095	-3.438	0.001
6	Constant	0.781	0.039		19.972	0.000
	T	-0.023	0.001	-1.200	-29.053	0.000
	log(SCI)	0.586	0.062	0.662	9.531	0.000
	log(D ₉₀₀ -D ₁₂₀₀)	-0.117	0.015	-0.244	-7.949	0.000
	log(BDI)	0.475	0.063	0.432	7.593	0.000

Με βάση τον 4^ο και 6^ο τύπο αλγορίθμου για την εκτίμηση παραμορφώσεων σε θερμοκρασίες πεδίου και αναφοράς αντίστοιχα, προκύπτουν οι ακόλουθες μαθηματικές εκφράσεις των αλγορίθμων:

$$\log \varepsilon_{AC-T} = -1.167 \cdot \log D_0 + 0.781 \cdot \log SCI + 1.280 \cdot \log BDI + 0.135 \cdot \log D_{1800} + 0.938 \quad (6.4)$$

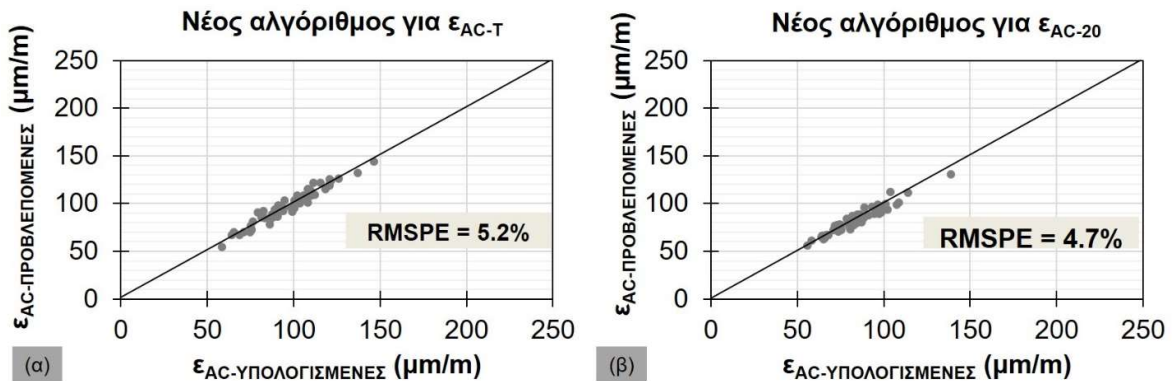
$$\log \varepsilon_{AC-20} = 0.586 \cdot \log SCI + 0.475 \cdot \log BDI - 0.117 \cdot \log(D_{900} - D_{1200}) - 0.023 \cdot T + 0.781 \quad (6.5)$$

Στις παραπάνω εξισώσεις, όλοι οι δείκτες υποχώρησης έχουν θεωρηθεί σε μη και η θερμοκρασία σε °C. Η προσαρμογή των εξισώσεων ήταν ικανοποιητική, καθώς οι τιμές R² για τις ε_{AC-T} και ε_{AC-20} βρέθηκαν αντίστοιχα ίσες με 0.94 και 0.93. Για λόγους σύγκρισης, ο αλγόριθμος των *Losa et al.* τροποποιήθηκε ελαφρώς προσθέτοντας μια πρόσθετη παράμετρο εισόδου (αυτή της θερμοκρασίας) προκειμένου να προβλεφθούν οι παραμορφώσεις ε_{AC-20}. Ακολουθώντας εκ νέου τη διαδικασία της γραμμικής παλινδρόμησης, ο συντελεστής προσαρμογής R² βρέθηκε ίσος με 0.93, υποδεικνύοντας μια ισοδύναμη δυνατότητα προσαρμογής στα διαθέσιμα στοιχεία μεταξύ του νέου αλγορίθμου και του τροποποιημένου *Losa et al.* αλγορίθμου. Ωστόσο, παρά την ισοδυναμία αυτή, εκτιμάται ότι ο νέος αλγόριθμος είναι περισσότερο αποτελεσματικός καθώς δεν υπάρχουν απαιτήσεις για τη γνώση των παχών, τα οποία προκύπτουν έπειτα από χρονοβόρες διαδικασίες συλλογής και ανάλυσης στοιχείων.

6.3.3. Αξιολόγηση νέων αλγορίθμων

Για την αξιολόγηση της ακρίβειας των νέων αλγορίθμων χρησιμοποιήθηκε το εναπομένον 25% των διαθέσιμων στοιχείων του πειραματικού οδοστρώματος III καθώς και στοιχεία από οδόστρωμα με ίδια υλικά αλλά διαφορετική στρωματογραφία (πειραματικό οδόστρωμα IV). Το 25% των στοιχείων του οδοστρώματος III αντιστοιχεί στα στοιχεία συλλογής κατά το 4^ο έτος παρακολούθησης του οδοστρώματος. Η επισκόπηση των υπολογισμένων και προβλεπόμενων παραμορφώσεων φαίνεται στην εικόνα 6.11. Οι προβλεπόμενες παραμορφώσεις έχουν εκτιμηθεί αρκετά ικανοποιητικά με τιμές σφάλματος ίσες με 5.2% και 4.7% για την περίπτωση των θερμοκρασιών πεδίου και της θερμοκρασίας αναφοράς (20°C) αντίστοιχα. Ως εκ τούτου, οι νέοι αλγόριθμοι αποδεικνύεται ότι έχουν ικανοποιητική ακρίβεια για την εκτίμηση της δομικής συμπεριφοράς του οδοστρώματος (σε όρους παραμορφώσεων), καθιστώντας δυνατή την παράκαμψη του ανάστροφου υπολογισμού και των αναλύσεων εντατικής κατάστασης τουλάχιστον για τα πρώτα χρόνια της ζωής του οδοστρώματος. Ενδεχομένως, οι αλγόριθμοι να χρήζουν επαναβαθμονόμησης στο εύρος του χρόνου ζωής του οδοστρώματος, ιδιαίτερα έπειτα από εμφάνιση φθορών ή άλλων ενδείξεων υποβάθμισης των χαρακτηριστικών του που μπορεί να οδηγήσουν σε ανάπτυξη παραμορφώσεων διαφορετικής τάξης μεγέθους.

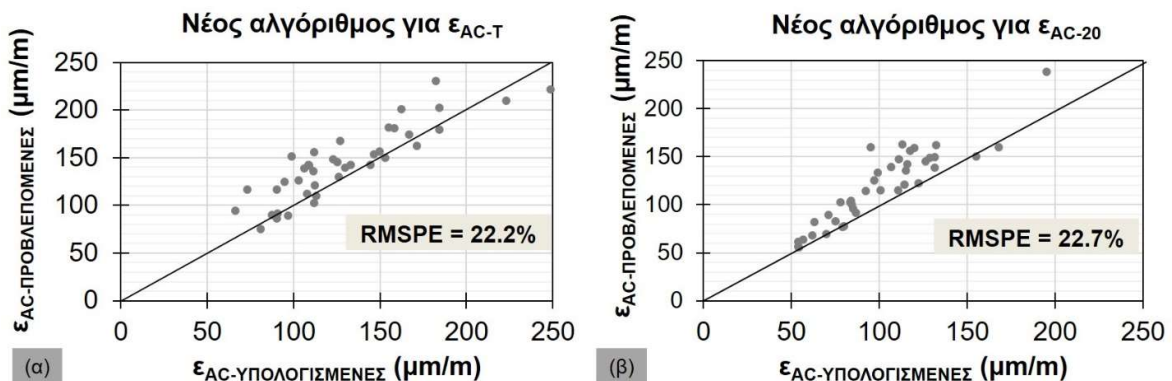
Πειραματικό οδόστρωμα III



Εικόνα 6.11: Αξιολόγηση ακρίβειας νέων αλγορίθμων στο πειραματικό οδόστρωμα III για την περίπτωση (α) των τυχαίων θερμοκρασιών πεδίου, και (β) της θερμοκρασίας αναφοράς των 20°C.

Για να διερευνηθεί περαιτέρω η ευρύτητα και η εφαρμοσιμότητα των νέων αλγορίθμων, διερευνήθηκε η προσαρμογή σε στοιχεία υποχωρήσεων από το πειραματικό οδόστρωμα IV. Το πείραμα πεδίου στο οδόστρωμα IV έλαβε χώρα στα πρώτα έτη της λειτουργίας του οδοστρώματος. Ακολουθώντας την ίδια μεθοδολογία ανάλυσης, η σύγκριση των προβλεπόμενων και υπολογισμένων παραμορφώσεων φαίνεται στην εικόνα 6.12. Υψηλές τιμές σφαλμάτων της τάξης του 20% και άνω, υποδεικνύουν ότι είναι αναγκαία η επαναβαθμονόμηση των αλγορίθμων όταν πρόκειται να εφαρμοστούν σε οδοστρώματα που έχουν διαφοροποιημένα χαρακτηριστικά σε σχέση με τα χαρακτηριστικά του οδοστρώματος που θεωρήθηκαν κατά την ανάπτυξη των αλγορίθμων.

Πειραματικό οδόστρωμα IV



Εικόνα 6.12: Αξιολόγηση ακρίβειας νέων αλγορίθμων στο πειραματικό οδόστρωμα IV για την περίπτωση (α) των τυχαίων θερμοκρασιών πεδίου, και (β) της θερμοκρασίας αναφοράς των 20°C.

Συμπεραίνεται ότι είναι πρακτικά αδύνατο να καλυφθεί ένα ευρύ διατομών και περιβαλλοντικών συνθηκών που συναντώνται στο πεδίο με χρήση ενός και μόνο αλγορίθμου. Τέλος, δεδομένου ότι η στρωματογραφία των οδοστρωμάτων III και IV ήταν η κύρια διαφορά μεταξύ των δύο δομών που εξετάστηκαν, χρειάζεται ίσως περαιτέρω διερεύνηση αναφορικά με τις δυνατότητες των δεικτών υποχωρήσεων προκειμένου να αντισταθμίσουν την έλλειψη γνώσης πάχους. Ενδεχομένως, μια διαδικασία ταξινόμησης οδοστρωμάτων με βάση αδρομερή γνώση του πάχους, όπως έχει προταθεί και αλλού (Nasimifar et al. 2016), να μπορούσε να βελτιώσει την ικανότητα των αλγορίθμων να

προβλέπουν ακριβέστερα τις κρίσιμες παραμορφώσεις που αναπτύσσονται στο σώμα του οδοστρώματος.

6.3.4. Περιορισμοί

Σε αυτήν την υποενότητα επισημαίνονται ορισμένοι περιορισμοί και θέματα μελλοντικών προκλήσεων-προοπτικών. Είναι προφανές ότι οποιαδήποτε διαδικασία μοντελοποίησης διερευνάται, ενέχει τον κίνδυνο εξάρτησης των αποτελεσμάτων από τις παραδοχές της ανάλυσης και τα χρησιμοποιούμενα εργαλεία. Για παράδειγμα, τα μηχανικά χαρακτηριστικά που εκτιμώνται μέσω του ανάστροφου υπολογισμού συχνά είναι μη μοναδικά. Επομένως, αφενός διαφορετικοί συνδυασμοί μέτρων ελαστικότητας μπορούν να οδηγήσουν στο ίδιο προφίλ υποχώρησης, αφετέρου οι εκτιμώμενες παραμορφώσεις μπορούν να διαφοροποιηθούν. Η επίλυση αυτού του ζητήματος υλοποιείται μέσω οργανομέτρησης της συμπεριφοράς του οδοστρώματος, δηλαδή μέσω τοποθέτησης ειδικών οργάνων και εξοπλισμού στο σώμα του οδοστρώματος για την καταγραφή των πραγματικών εντατικών μεγεθών που αναπτύσσονται ως αποτέλεσμα της διέλευσης αξονικών φορτίων. Ωστόσο, η οργανομέτρηση είναι μια επίπονη και δαπανηρή διαδικασία με πρακτικές δυσκολίες που αφορούν τόσο στην εγκατάσταση του εξοπλισμού, όσο και στην πρόσβαση και ερμηνεία των στοιχείων καταγραφής. Ως εκ τούτου, συχνά η οργανομέτρηση λειτουργεί αποτρεπτικά για τους μηχανικούς οδοστρωμάτων και τους φορείς διαχείρισης οδικών υποδομών, υποδεικνύοντας την ανάγκη ορθολογικού συνδυασμού των διαθέσιμων συστημάτων μέτρησης και του πλήθους των εργαλείων ανάλυσης, προκειμένου να προκύπτουν αξιόπιστα συμπεράσματα σχετικά με την κατάσταση των οδοστρωμάτων και των συναφών υλικών.

Επισημαίνεται ως βασικός περιορισμός στις ως άνω διαδικασίες, η θεώρηση για γραμμική ελαστική συμπεριφορά όλων των υλικών του οδοστρώματος, συμπεριλαμβανομένων και των ασφαλτομιγμάτων. Αυτή είναι άλλωστε και η συνηθέστερη τακτική που ακολουθείται διεθνώς (Merecos et al. 2017, Crook et al. 2012, Georgouli et al. 2015). Ωστόσο, η συμπεριφορά των ασφαλτομιγμάτων στην πράξη είναι ιξωδοελαστική λόγω της αμιγώς ιξώδους φύσης του συνδετικού υλικού που επηρεάζει τη συνολική συμπεριφορά του ασφαλτομίγματος. Η παρατήρηση αυτή αναδεικνύει ένα σημαντικό κενό που έχουν οι συνηθείς διαδικασίες αξιολόγησης ασφαλικών οδοστρωμάτων. Προς τούτο, πραγματοποιείται σε επόμενο κεφάλαιο εκτενής διερεύνηση της ιξωδοελαστικής αυτής συμπεριφοράς και της επίδρασής της στη διαδικασία αξιολόγησης ασφαλικών οδοστρωμάτων.

6.4. Σχόλια – παρατηρήσεις

Ο ερευνητικός στόχος του παρόντος κεφαλαίου ήταν η διερεύνηση της απευθείας εκτίμησης της εντατικής καταπόνησης του οδοστρώματος αξιοποιώντας στοιχεία συλλογής με το FWD και παρακάμπτοντας τις χρονοβόρες διαδικασίες του ανάστροφου υπολογισμού και των εντατικών αναλύσεων. Η έρευνα επικεντρώθηκε σε θέματα χρήσης αλγορίθμων πρόβλεψης των κρίσιμων παραμορφώσεων στον πυθμένα των ασφαλικών στρώσεων ενός οδοστρώματος. Για την υλοποίηση της διερεύνησης, αξιοποιήθηκαν στοιχεία συλλογής με NDT συστήματα (FWD και GPR) καθώς και θερμοκρασιακές καταγραφές στο εσωτερικό των ασφαλικών στρώσεων.

Σύμφωνα με την ανάλυση, η επαναβαθμονόμηση δύο υφιστάμενων αλγορίθμων, του Molenaar και των Losa et al., τροφοδότησε την περαιτέρω ανάπτυξη νέων αλγορίθμων, στους οποίους αξιοποιήθηκαν άμεσα μετρήσιμοι δείκτες βάσει των στοιχείων συλλογής με το FWD. Στους νέους

αλγόριθμους δεν συμπεριλήφθηκαν ως παράμετροι τα πάχη των στρώσεων του οδοστρώματος λόγω της απαίτησης σε πολύπλοκη ανάλυση για την εξαγωγή τους. Η προσαρμογή των αλγόριθμων ($R^2=0.93-0.94$) και η ακρίβειά τους ($RMSPE=5\%$ περίπου) υποδεικνύουν ότι η επιλογή ενός κατάλληλα βαθμονομημένου αλγόριθμου μπορεί να επιταχύνει δραστικά τη διαδικασία λήψης αποφάσεων όσον αφορά στην αξιολόγηση της δομικής κατάστασης ενός οδοστρώματος και των αναγκών επανασχεδιασμού του. Ακόμη, η χρήση ενός αλγόριθμου μπορεί να συνεισφέρει στην επιτόπου αναπροσαρμογή του πλάνου των μετρήσεων, όταν υπάρχουν ενδείξεις για μειωμένη φέρουσα ικανότητα, μέσω απλών υπολογιστικών φύλλων (πχ υπόδειξη για πύκνωση θέσεων). Ωστόσο, η μειωμένη ακρίβεια των νέων αλγόριθμων σε οδόστρωμα διαφορετικής στρωματογραφίας υποδεικνύει ότι η πιθανή χρήση αλγόριθμων εκτός της εμβέλειας των χρησιμοποιούμενων μεταβλητών και του εύρους των τιμών που παρατηρήθηκαν κατά την ανάπτυξή τους, μπορεί να οδηγήσει σε εσφαλμένες εκτιμήσεις αναφορικά με την αξιολόγηση του οδοστρώματος. Μεγαλύτερο δείγμα από οδοστρώματα διαφορετικής στρωματογραφίας, διαφορετικών χρησιμοποιούμενων υλικών ή/και κλιματικών συνθηκών (πχ θερμοκρασία ασφαλτικών στρώσεων) είναι επιθυμητό προκειμένου να εξασφαλιστεί η ευρύτητα και η αντιπροσωπευτικότητα των νέων αλγόριθμων και να βελτιωθεί η θεώρηση πιθανών παραγόντων τοπικής βαθμονόμησης.

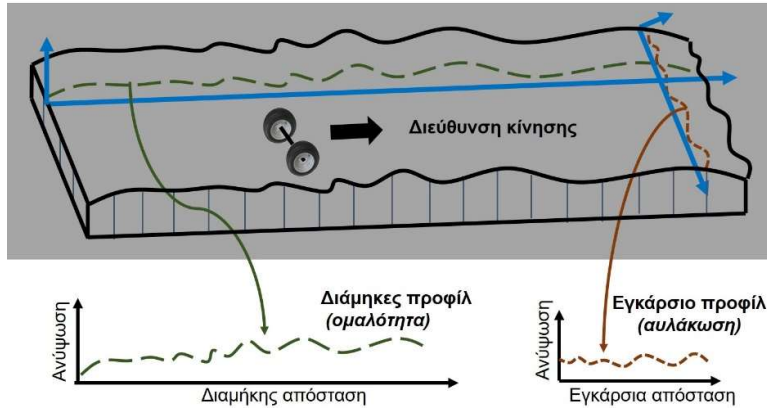
7. ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΔΟΜΙΚΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΚΑΙ ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ ΚΑΤΑΤΟΜΗΣ ΟΔΟΣΤΡΩΜΑΤΟΣ

7.1. Γενικά

Παράλληλα με τη δομική παρακολούθηση ενός οδοστρώματος, εξίσου σημαντική είναι και η παρακολούθηση της λειτουργικής συμπεριφοράς του. Η λειτουργικότητα και η εξυπηρετικότητα ενός οδοστρώματος είναι παράγοντες που μπορούν να κρίνουν οι χρήστες της οδού αναφορικά με την ποιότητα κύλισης και το παρεχόμενο επίπεδο οδικής ασφάλειας. Γι' αυτό και ο κύριος λόγος που κινητοποιεί τη διαχείριση της συντήρησης του οδοστρώματος είναι η μειωμένη λειτουργικότητά του λόγω της εμφάνισης θεμάτων ομαλότητας, απώλειας υψής ή αντιολισθητικής ικανότητας.

Μεταξύ των δεικτών της επιφανειακής κατάστασης των οδοστρωμάτων, η ομαλότητα είναι ένας κρίσιμος δείκτης της συμπεριφοράς της οδού, ο οποίος εκτός από την ένδειξη της ποιότητας κύλισης, επηρεάζει την κίνηση και την ταχύτητα των οχημάτων, την κατανάλωση καυσίμου λόγω του φαινομένου της δυναμικής καταπόνησης και ευρύτερα το γενικό κόστος λειτουργίας του οχήματος (Meyer et al. 2020, Kim et al. 2019, Abdelaziz et al. 2020). Αυτό εξηγεί τον λόγο που οι μετρήσεις ομαλότητας εντάσσονται συστηματικά σε συστήματα διαχείρισης οδοστρωμάτων (Pavement Management Systems, PMS) (Flintsch et al. 2012). Η μέτρηση της ομαλότητας γίνεται από προφιλόμετρα υψηλής ταχύτητας (τύπου λείζερ) που είναι τοποθετημένα σε οχήματα (Road Surface Profilers, RSP). Η μέθοδος καταγραφής είναι ιδιαίτερα δημοφιλής και πρακτική καθώς τα RSP μπορούν να κινούνται με ταχύτητες κυκλοφορίας έως και 80km/h παρουσιάζοντας υψηλή παραγωγική δυνατότητα. Το επίπεδο της ομαλότητας εκφράζεται με βάση τον τυποποιημένο διεθνή δείκτη τραχύτητας (International Roughness Index, IRI) σε μονάδες κλίσης (m/km), που αναπτύχθηκε από την παγκόσμια τράπεζα (World Bank) στα μέσα της δεκαετίας του 1980 (Sayers 1995). Το αποτέλεσμα καταγραφής με ένα RSP αποτελεί ένα απευθείας δεδομένο εισόδου σε ένα PMS σύστημα συμβάλλοντας καθοριστικά στη διαδικασία λήψης αποφάσεων.

Ως έννοια, η ομαλότητα αντιστοιχεί στην παρουσία κατακόρυφων ανωμαλιών στην επιφάνεια του οδοστρώματος και σε τοπικές ανυψώσεις του προφίλ του κατά τη διαμήκη έννοια (κατά μήκος κατατομής), όπως σχηματικά φαίνεται στην εικόνα 7.1. Η ομαλότητα μιας επιφάνειας κύλισης εκφράζει τον τρόπο που αποκρίνεται ένα κινούμενο όχημα μέσω του συστήματος ανάρτησης (Perera & Kohn 2004). Η φιλοσοφία υπολογισμού του IRI βασίζεται στη δυναμική απόκριση ενός οχήματος αναφοράς που περιλαμβάνει έναν τροχό και το αντίστοιχο σύστημα ανάρτησης. Αυτό αντιστοιχεί στο ένα τέταρτο του τυπικού οχήματος (Quarter-Car System, QCS) (Perera & Kohn 2004, Kumar Singh & Gundaliya 2018, Loizos & Plati 2008). Το μοντέλο προσομοιώνει ουσιαστικά την κίνηση του QCS με σταθερή ταχύτητα 80km/h και μετρά την κατακόρυφη μετακίνηση της ανάρτησης. Το IRI υπολογίζεται ως η αθροιστική κάθετη κίνηση της ανάρτησης του QCS διαιρούμενη με την απόσταση κίνησης, με αποτέλεσμα ο δείκτης IRI να εκφράζεται (όπως προαναφέρθηκε) σε μονάδες κλίσης, m/km ή mm/m (Perera & Kohn 2004). Όταν το IRI ισούται με μηδέν, η επιφάνεια του οδοστρώματος είναι τελείως ομαλή (ομοιόμορφη), ενώ τιμή IRI μεγαλύτερη από 8m/km υποδηλώνει ότι ένα οδόστρωμα είναι πρακτικά αδιάβατο και η κίνηση του οχήματος πρέπει να γίνεται σε χαμηλές ταχύτητες (Kumar Singh & Gundaliya 2018).



Εικόνα 7.1: Σχηματική απεικόνιση των συνιστωσών προφίλ οδοστρώματος (Kumar Singh & Gundaliya 2018).

Το IRI αναπτύχθηκε κατά τέτοιο τρόπο ώστε να είναι εφαρμόσιμο με διαφορετικά συστήματα ή τεχνικές μέτρησης. Ωστόσο, η χρήση των αδρανειακών συστημάτων υψηλής ταχύτητας (τύπου RSP – εικόνα 7.2) υπερτερεί σε σχέση με άλλα συστήματα ή μεθόδους (π.χ. ευθύγραμμος πήχης, Dipstick profiler, profilograph) (Loizos & Plati 2008). Τα RSP λειτουργούν σε υψηλές ταχύτητες, επιδεικνύουν εξαιρετική επαναληψιμότητα και το αποτέλεσμα των στοιχείων συλλογής αντιστοιχεί σε άμεση μέτρηση του πραγματικού προφίλ του οδοστρώματος. Αποτελούνται από: (i) μία δοκό/ πλαισίο στήριξης των αισθητήρων λέιζερ, οι οποίοι είναι αναρτημένοι περίπου 30cm πάνω από την επιφάνεια του οδοστρώματος, (ii) ένα οδόμετρο και (iii) ένα επιταχυνσιόμετρο που να ανιχνεύει την κίνηση του οχήματος στο κατακόρυφο επίπεδο. Το τελευταίο εξασφαλίζει ένα μεταβαλλόμενο επίπεδο αναφοράς κατά τη μέτρηση, ανεξαρτητοποιώντας την τιμή του IRI από την ταχύτητα κίνησης του RSP, υπό την προϋπόθεση ότι δεν σημειώνονται απότομες μεταβολές της.



Εικόνα 7.2: Το σύστημα προφίλομέτρησης του ΕΜΠ.

Τα συστήματα RSP έχουν γενικά σταθερή απόδοση και οι παραγόμενες μετρήσεις του προφίλ του οδοστρώματος είναι εν γένει αξιόπιστες (Loizos & Plati 2008). Επιπλέον, λόγω της κίνησης των τροχών των οχημάτων σε δύο κυρίως ίχνη, η ομαλότητα μετράται κατά μήκος και των ιχνών μίας λωρίδας κυκλοφορίας. Τέλος, τα RSP είναι επίσης ικανά να μετρήσουν επιπλέον δείκτες της επιφανειακής κατάστασης του οδοστρώματος, όπως το εγκάρσιο προφίλ του οδοστρώματος που αντιστοιχεί στο βάθος αυλάκωσης (εικόνα 7.1) και το βάθος της επιφανειακής υφής.

Παρόλο που η ομαλότητα αφορά σε ένα χαρακτηριστικό της λειτουργικής συμπεριφοράς του οδοστρώματος, γίνεται διαχρονικά συναφής έρευνα που προσπαθεί να επεκτείνει την ισχύ του δείκτη

IRI διερευνώντας την αλληλεξάρτησή του με δείκτες δομικής συμπεριφοράς του οδοστρώματος ή με ενδείξεις άλλου τύπου φθορών, όπως μεταξύ άλλων τις ρωγμές και τις τροχοαυλακώσεις. Οι περισσότερες από αυτές επικεντρώνονται στη δημιουργία μοντέλων γραμμικής ή μη γραμμικής παλινδρόμησης καθώς και μοντέλων μηχανικής μάθησης, τα οποία συνδέουν τον δείκτη IRI και τον δείκτη συμπεριφοράς του οδοστρώματος (Pavement Condition Index, PCI) (Abdelaziz et al. 2020, Chandra et al. 2013, Fakhri & Dezfoulian 2019). Η λογική πίσω από αυτήν την προσέγγιση έγκειται στη διττή σχέση μεταξύ ομαλότητας και συμπεριφοράς οδοστρώματος (Park et al. 2007). Υψηλό επίπεδο ομαλότητας αντιστοιχεί σε μία τραχιά επιφάνεια, η οποία εντείνει το φαινόμενο δυναμικής καταπόνησης του οδοστρώματος οδηγώντας σε τοπική μεταβολή των κατακόρυφων τάσεων επαφής ελαστικού-οδοστρώματος και στην ανάπτυξη επιφανειακών παραμορφώσεων που με την σειρά τους τείνουν να επιταχύνουν τη φθορά του οδοστρώματος (Fakhri & Dezfoulian 2019). Αντίστροφα, ένα οδόστρωμα με ενδείξεις επιφανειακών φθορών επιδεινώνει σταδιακά την τραχύτητα του οδοστρώματος μέσω αύξησης του δείκτη IRI (Park et al. 2007). Οι ατέλειες ή τοπικές ανωμαλίες στην κατά μήκος κατατομή (επιφανειακό προφίλ) ενός οδοστρώματος είναι γνωστό ότι μεταβάλλουν το μέγεθος του φορτίου των κινούμενων οχημάτων, τα οποία εξαναγκάζονται σε ταλάντωση λόγω της δυναμικής καταπόνησης (Kakara & Chowdary 2020, Elnashar et al. 2019, Misaghi et al. 2021). Ουσιαστικά, η αλληλεπίδραση του οχήματος (μέσω του συστήματος ανάρτησης) με την επιφάνεια κύλισης επιβάλλει πρόσθετη καταπόνηση στο οδόστρωμα (Bilodeau et al. 2017). Έχει αναφερθεί στη βιβλιογραφία ότι ακόμη και σε ομαλές επιφάνειες (με χαμηλό IRI), το οδόστρωμα μπορεί να δεχτεί φορτία έως και περίπου 10% υψηλότερα σε μέγεθος σε σχέση με τα φορτία σχεδιασμού. Ως εκ τούτου, ενδέχεται να επιταχύνεται η φθορά του οδοστρώματος (Kakara & Chowdary 2020). Στο ίδιο μήκος κύματος, άλλες έρευνες αναφέρουν ότι η δυναμική καταπόνηση του οδοστρώματος οδηγεί σε μείωση περίπου 29% και 20% της διάρκειας ζωής του οδοστρώματος έναντι ρωγμών κόπωσης και παραμενουσών παραμορφώσεων στη στρώση έδρασης αντίστοιχα (Elnashar et al. 2019).

Παρά ταύτα, επειδή ο χειρισμός της δυναμικής αλληλεπίδρασης οχήματος-οδοστρώματος είναι υπολογιστικά δυσχερές, απλούστερες συσχετίσεις μεταξύ της ομαλότητας και της δομικής συμπεριφοράς των οδοστρωμάτων αποδεικνύονται περισσότερο δημοφιλείς με άμεσο πρακτικό αντίκτυπο σε επίπεδο παρακολούθησης οδοστρωμάτων (Sollazo et al. 2017, Park et al. 2007, Mactutis et al. 2000). Το ενδιαφέρον για αναζήτηση τέτοιων συσχετίσεων έγκειται στους περιορισμούς άλλων NDT συστημάτων που χρησιμοποιούνται αμιγώς για μετρήσεις δομικού χαρακτήρα, όπως το FWD ή το HWD. Λόγω περιορισμών στην ταχύτητα των μηχανημάτων αυτών, του υψηλού κόστους προμήθειας και χρήσης και κυρίως της μειωμένης παραγωγικότητας που προκύπτει από την ανάγκη διακοπής της κυκλοφορίας και των συχνών στάσεων του οχήματος (στατικές μετρήσεις – stop & go effect), η βασική ιδέα που έχει αναδειχθεί είναι η εναλλακτική δομική αξιολόγηση οδοστρωμάτων προκειμένου να μειωθεί η συχνότητα των αργών δοκιμών (Sollazo et al. 2017). Ωστόσο, δεν έχουν αναφερθεί πλήρως ενθαρρυντικά αποτελέσματα, ενώ η ανάπτυξη αναλυτικών σχέσεων έχει αποδειχθεί μάλλον επίπονη. Πράγματι, σύμφωνα με τεχνική αναφορά της Federal Highway Administration (FHWA) (Rada et al. 2012) βασιζόμενη σε LTPP στοιχεία, δεν κατέστη εφικτός ο εντοπισμός μίας σχέσης σύνδεσης του IRI και του δομικού δείκτη (Structural Number, SN) του οδοστρώματος, ούτε ως προς τη βαθμονόμηση των παραμέτρων, ούτε ως προς τον τρόπο μεταβολής τους.

Αυτές οι παρατηρήσεις υποδεικνύουν ότι η αυτόνομη χρήση των RSPs δεν μπορεί να υποκαταστήσει τις δομικές μετρήσεις αξιολόγησης ενός οδοστρώματος παρά την παραγωγικότητα που εμφανίζουν τα RSPs, ιδίως σε επίπεδο δικτύου. Η παρατήρηση αυτή είναι εξίσου έγκυρη και για οδοστρώματα

αυτοκινητοδρόμων με απουσία επιφανειακών φθορών ή ρωγμών, κάτι που είναι άλλωστε σύνηθες στους αυτοκινητοδρόμους έργων παραχώρησης, όπου οι σχετικοί φορείς προσπαθούν να διατηρούν συνεχώς δομικά υγιή και πλήρως λειτουργικά οδοστρώματα. Δηλαδή, η διενέργεια δομικής παρακολούθησης είναι απαραίτητη καθώς μπορεί να ανιχνεύσει ζητήματα δομικής επάρκειας χωρίς αυτά να είναι ορατά στην επιφάνεια του οδοστρώματος. Άλλωστε, μια ικανοποιητική ποιότητα κύλισης ενός οδοστρώματος δεν συνεπάγεται κατ' ανάγκη δομική επάρκεια. Από την άλλη πλευρά, ακόμη και σε περιπτώσεις θεμάτων ομαλότητας χωρίς άλλες επιφανειακές φθορές, η απουσία δομικής πληροφορίας μπορεί να οδηγήσει σε εσφαλμένο σχεδιασμό συντήρησης. Χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελεί η περίπτωση συντήρησης ενός οδοστρώματος με μία λεπτή επίστρωση, η οποία και μεν ενδέχεται να αποκαταστήσει άμεσα την επιφάνεια κύλισης, ωστόσο δεν συνεισφέρει δομικά στην ενίσχυση του οδοστρώματος με κίνδυνο την επανεμφάνιση ζητημάτων ομαλότητας (Sollazo et al. 2017). Δεν είναι λίγες οι φορές που η ομαλότητα υποδηλώνει προβλήματα στην αρχική κατασκευή του οδοστρώματος (π.χ. κακός σχεδιασμός ή προβληματική συμπύκνωση) ή προβλήματα δομικής φύσης που μπορεί να μην είναι απαραίτητα εμφανή στην επιφάνεια του οδοστρώματος (Rada et al. 2012).

Με άλλα λόγια, σε επίπεδο έργου η συνδυαστική χρήση στοιχείων προφίλομέτρησης καθώς και δομικής συμπεριφοράς οδοστρώματος (ενδεικτικά μέσω του FWD) μπορεί να συμβάλλει σε μια πιο ολιστική αξιολόγηση των οδοστρωμάτων που παρουσιάζουν ενδείξεις ομαλότητας κατά τη διάρκεια της ζωής τους. Εκτός αυτού, η μονοσήμαντη χρήση ενός συστήματος δεν μπορεί να δώσει αξιοποιήσιμη πληροφορία στο πλαίσιο της διαχείρισης οδοστρωμάτων πράγμα που ενισχύει την ανάγκη συνδυασμού διαφορετικών συστημάτων (system integration) και συνδυαστικής αξιολόγησης των στοιχείων συλλογής από το πεδίο (data integration). Κατά συνέπεια, η διερεύνηση της αλληλεπίδρασης ομαλότητας και δομικής απόκρισης οδοστρώματος αποκτά ιδιαίτερο ενδιαφέρον.

7.2. Συλλογή και ανάλυση στοιχείων

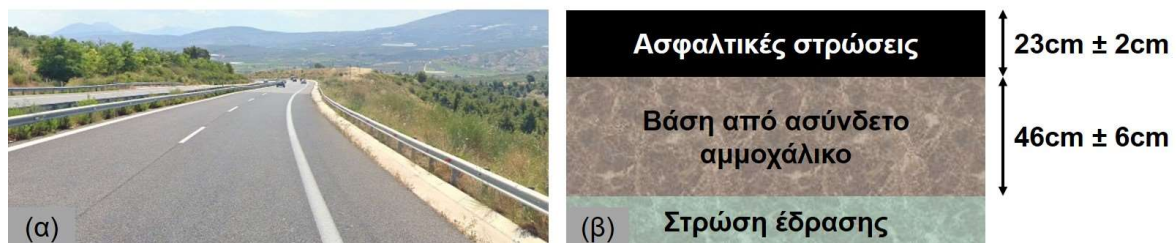
7.2.1. Πείραμα πεδίου

Υπό το πρίσμα των ανωτέρω, το παρόν ερευνητικό σκέλος αποσκοπεί στη συνδυαστική αξιολόγηση ενδείξεων ομαλότητας κατά μήκος του οδοστρώματος και πιθανών ζητημάτων δομικής συμπεριφοράς του οδοστρώματος. Για την ανάδειξη της σημασίας συνδυασμού των NDT συστημάτων, το τμήμα οδοστρώματος που επιλέχθηκε σε αυτή τη φάση της διερεύνησης παρουσιάζει απουσία ρωγμών ή τροχοαυλακώσεων. Πρόκειται για τμήμα το οποίο παρακολουθείται με τα NDT συστήματα του Εργαστηρίου Οδοποιίας ΕΜΠ επί οκτώ διαδοχικές περιόδους, τόσο ως προς τη δομική όσο και ως προς τη λειτουργική του συμπεριφορά. Τα LTPP στοιχεία συλλογής αφορούν σε τμήμα πειραματικού οδοστρώματος υπεραστικού αυτοκινητόδρομου τα οποία έχουν συλλεχθεί με τα συστήματα RSP, FWD και GPR. Για την επίτευξη του ερευνητικού στόχου, διαμορφώθηκαν και υλοποιήθηκαν οι εξής ενέργειες:

- Στατιστική επεξεργασία των στοιχείων RSP για τον καθορισμό χαρακτηριστικών τιμών του IRI στις ακριβείς θέσεις όπου έγιναν μετρήσεις με το FWD. Αυτό ήταν αναγκαίο δεδομένου ότι η καταγραφή των στοιχείων ομαλότητας είναι συνεχής (ανά 10m), ενώ οι μετρήσεις δομικού χαρακτήρα είναι ασυνεχείς (γίνονται ανά 200m).
- Ανάλυση εντατικής καταπόνησης οδοστρώματος αξιοποιώντας, κατά την πάγια τακτική, στοιχεία συλλογής με FWD και GPR.

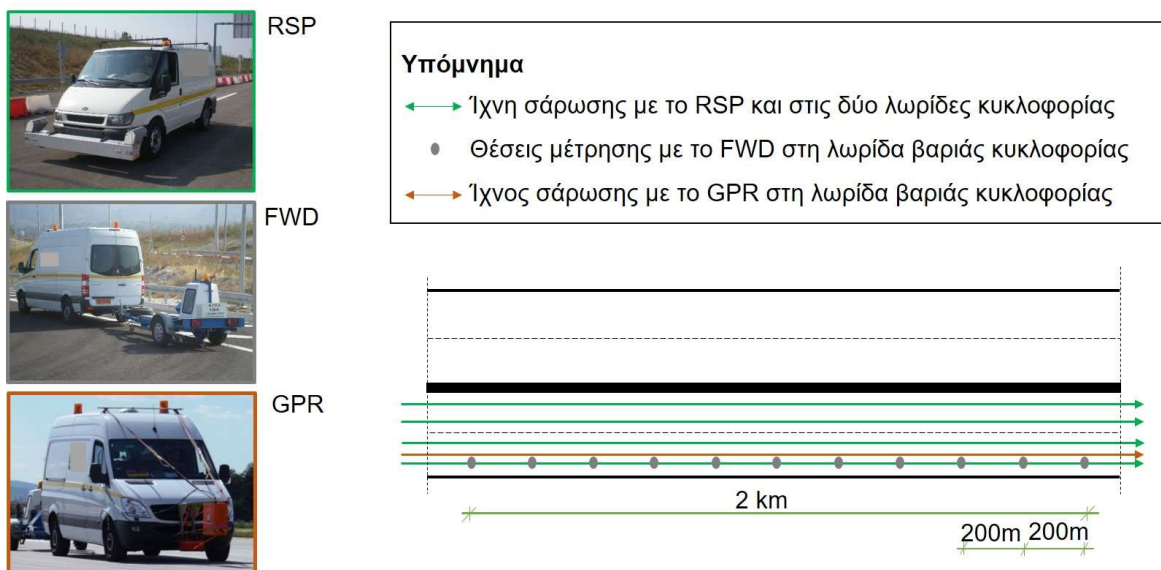
- Διερεύνηση μοντελοποίησης της απόκρισης του οδοστρώματος (μέσω των κρίσιμων παραμορφώσεων) λαμβάνοντας υπόψη μηχανιστικά στοιχεία (δηλαδή υποχωρήσεις, όπως και στο προηγούμενο σκέλος της διερεύνησης – κεφάλαιο 6), καθώς και στοιχεία από την κατά μήκος κατατομή (ομαλότητα) του οδοστρώματος.
- Αξιολόγηση της ισχύος των ευρημάτων του προηγούμενου βήματος μέσω διερεύνησης εναλλακτικών προσομοιωμάτων οδοστρώματος κατά την ανάλυση εντατικής καταπόνησης.

Τα LTPP στοιχεία συλλογής αφορούν σε τμήμα μήκους 2χλμ που αποτελεί μέρος του πειραματικού οδοστρώματος I που αναφέρθηκε σε προηγούμενο κεφάλαιο. Το ιδιαίτερο χαρακτηριστικό του οδοστρώματος αυτού ήταν αφενός η παρουσία ενδείξεων ομαλότητας ήδη από τα πρώτα έτη παρακολούθησης της συμπεριφοράς του οδοστρώματος, αφετέρου η εναλλαγή της χάραξη της οδού από όρυγμα σε επίχυμα κατά το μεγαλύτερο μήκος του τμήματος (εικόνα 7.3α). Ωστόσο, δεδομένου ότι δεν εντοπιζόνταν άλλες ενδείξεις φθορών ή ρωγμών στην επιφάνεια του οδοστρώματος καθ' όλη τη διάρκεια παρακολούθησής του, πιστεύεται ότι το κίνητρο της ενσωμάτωσης πολλαπλών NDT συστημάτων για την αξιολόγηση της κατάστασης του οδοστρώματος σε αυτήν την περιοχή είναι ακόμη πιο ισχυρό στο πλαίσιο της προληπτικής παρακολούθησης οδοστρωμάτων για τα οποία δεν υπάρχουν ενδείξεις μειωμένης δομικής συμπεριφοράς.



Εικόνα 7.3: (α) Άποψη οδικού τμήματος μετρήσεων και (β) τυπική διατομή οδοστρώματος.

Η τυπική διατομή του οδοστρώματος αναφοράς στην παρούσα φάση έχει σύμφωνα με την εικόνα 7.3β. Τα υλικά των ασφαλτικών στρώσεων ήταν τα ίδια με αυτά του πειραματικού οδοστρώματος I (χρήση μίγματος αδρανών-σκωρίας και συνδετικού υλικού τροποποιημένου με 4% SBS, βαθμού διείσδυσης ίσου με 52Pen και θερμοκρασίας μάλθωσης ίσης με 73°C στο ασφαλτόμιγμα της αντιολισθηρής στρώσης, ενώ χρήση συμβατικού συνδετικού υλικού τύπου 50/70 και θερμοκρασίας μάλθωσης ίσης με 49.5°C στις υπόλοιπες ασφαλτικές στρώσεις). Τα εικονιζόμενα πάχη στην εικόνα 7.3β αναφέρονται στο μέσο πάχος των στρώσεων του τμήματος των 2χλμ όπως έχουν εκτιμηθεί από τις γεωφυσικές έρευνες με το GPR. Η επισκόπηση του πειράματος για τη συλλογή των LTPP στοιχείων φαίνεται στην εικόνα 7.4. Περιλαμβάνονται μετρήσεις με το RSP, FWD και GPR σύμφωνα με τις περιόδους παρακολούθησης που παρουσιάζονται στον πίνακα 7.1. Το έτος 0 αναφέρεται στη συλλογή στοιχείων λίγο μετά την κατασκευή του οδοστρώματος, ενώ η διαδικασία επαναλαμβανόταν μία φορά το χρόνο για την περίοδο παρακολούθησης 7 ετών (έτη 1-7) προκειμένου να αξιολογείται ετησίως η κατάσταση του οδοστρώματος.



Εικόνα 7.4: Σκαρίφημα ερευνητικής διαδικασίας.

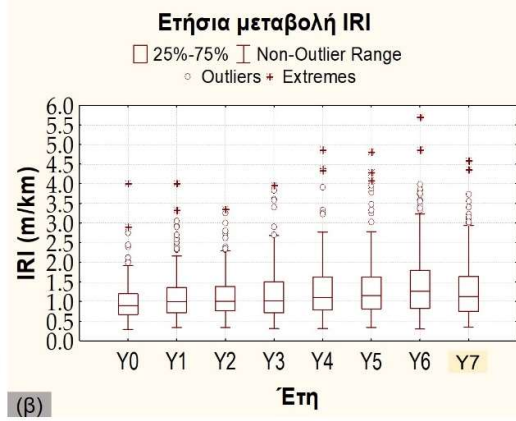
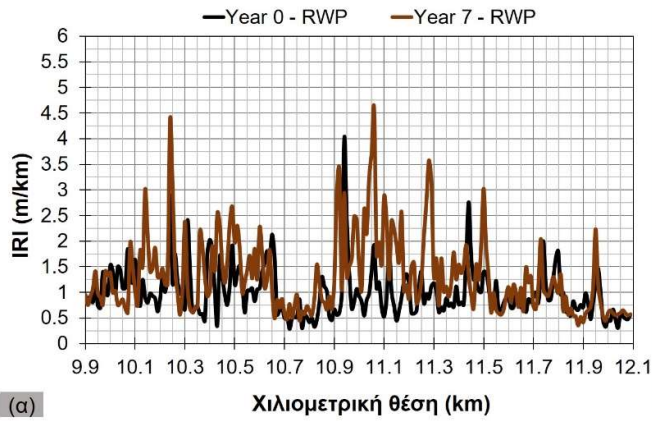
Πίνακας 7.1: Περίοδοι παρακολούθησης οδοστρώματος.

Σύστημα	Έτος παρακολούθησης								Περίοδοι παρακολούθησης
	0	1	2	3	4	5	6	7	
RSP	X	X	X	X	X	X	X	X	8
FWD	X	X	X	X	X	X	X	X	8
GPR	X								1

Στοιχεία ομαλότητας συλλέχθηκαν από τις δύο λωρίδες κατά μήκος των ιχνών των δύο τροχών ενός οχήματος καθώς και σε ένα επιπλέον ίχνος που οριοθετείται ανάμεσα στα δύο προηγούμενα. Ο ρυθμός συλλογής στοιχείων έγινε μέσω συστήματος επτά αισθητήρων σε συχνότητα περίπου 16kHz και οι υπολογισμένες τιμές IRI αποδόθηκαν σε διαστήματα των 10m. Ωστόσο, μόνο τα στοιχεία συλλογής που αφορούν στο δεξί ίχνος της λωρίδας βαριάς κυκλοφορίας εξετάστηκαν προκειμένου το επίπεδο ομαλότητας να μπορεί να αντιστοιχηθεί με ακρίβεια στις θέσεις των μετρήσεων με το FWD. Για τη συλλογή στοιχείων με τα συστήματα GPR και FWD ισχύουν οι συνθήκες που έχουν αναφερθεί σε προγενέστερα πειράματα (κεφάλαια 5-6).

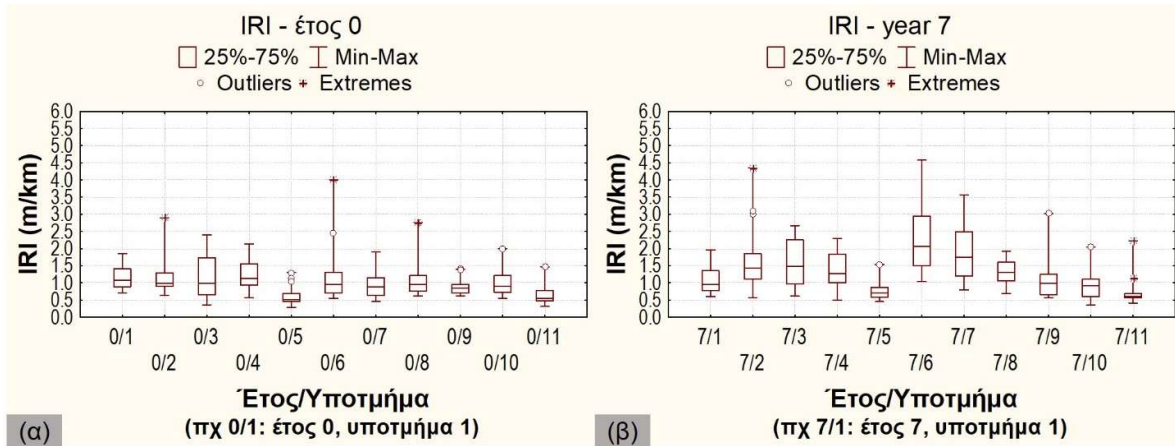
7.2.2. Αξιολόγηση επιπέδου ομαλότητας

Ακολουθώντας τους επιμέρους ερευνητικούς στόχους, το πρώτο βήμα ήταν ο εντοπισμός χαρακτηριστικών τιμών IRI για τις ακριβείς θέσεις όπου πραγματοποιήθηκαν μετρήσεις με το FWD. Η επισκόπηση των τιμών του IRI κατά μήκος του τμήματος των 2km (από την Χ.Θ. +10.0 έως +12.0) φαίνεται στην εικόνα 7.5α για την πρώτη και την τελευταία περίοδο παρακολούθησης. Τα στοιχεία αφορούν στο δεξί ίχνος της δεξιάς λωρίδας. Παρατηρείται μια αυξημένη μεταβλητότητα παρά το μικρό μήκος του υπό μελέτη οδοστρώματος, ενώ εμφανίζονται επίσης υψηλότερες τιμές του IRI τοπικά γύρω από μεμονωμένες θέσεις. Επιπλέον, φαίνεται να υπάρχει μια τάση για προοδευτική αύξηση του επιπέδου της ομαλότητας (εικόνα 7.5β), η οποία είναι πιο έντονη για την περίπτωση των υψηλότερων IRI τιμών.



Εικόνα 7.5: (α) Κατά μήκος μεταβολής ομαλότητας στο δεξί ίχνος της δεξιάς λωρίδας, και (β) ετήσια εξέλιξη ομαλότητας υπό μορφή θηκογραμμάτων.

Για την περαιτέρω αξιοποίηση στοιχείων ομαλότητας και υποχωρήσεων σε αντίστοιχες θέσεις, οι τιμές του IRI ομαδοποιήθηκαν σε υποτμήματα μήκους 200m (100m πριν και 100m μετά την ακριβή θέση της δοκιμής FWD). Ορίστηκαν έντεκα ξεχωριστά υποτμήματα, έτσι ώστε το μέσο κάθε υποενότητας να συμπίπτει με την ακριβή θέση δοκιμής με το FWD. Τα περιγραφικά στατιστικά στοιχεία του IRI (μόνο για το δεξί ίχνος) φαίνονται στα θηκογράμματα της εικόνας 8.6 για τα έτη 0 και 7. Η γραμμή μέσα σε κάθε θηκογράμμα αντιστοιχεί στη διάμεση τιμή της ομαλότητας ανά υποτμήμα. Λαμβάνοντας υπόψη το ύψος των θηκογραμμάτων καθώς και τους συντελεστές διακύμανσης των τιμών της ομαλότητας σε κάθε υποτμήμα (πίνακας 7.2), εντοπίζεται και πάλι αυξημένη μεταβλητότητα ακόμη και σε αυτά τα μικρού μήκους υποτμήματα.



Εικόνα 7.6: Επίπεδο ομαλότητας ανά υποτμήμα για (α) το έτος 0 και (β) το έτος 7.

Πίνακας 7.2: Συντελεστές διακύμανσης (%) για το επίπεδο της ομαλότητας ανά υποτμήμα.

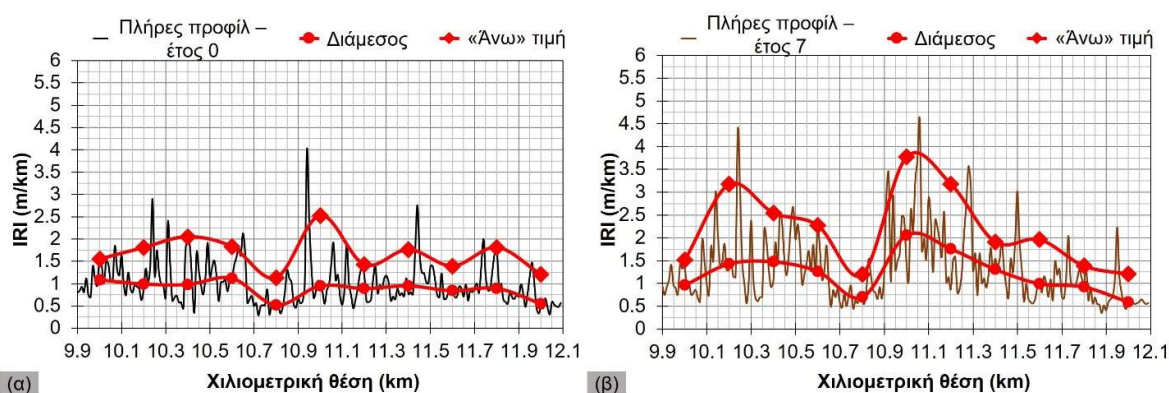
Υποτμήμα	Θέση αναφοράς (όπου έγινε μέτρηση με το FWD)	Έτος 0	Έτος 7
1	P1 (+10.0)	27%	33%
2	P2 (+10.2)	43%	55%
3	P3 (+10.4)	53%	44%
4	P4 (+10.6)	36%	37%
5	P5 (+10.8)	46%	34%

Υποτμήμα	Θέση αναφοράς (όπου έγινε μέτρηση με το FWD)	Έτος 0	Έτος 7
6	P6 (+11.0)	69%	44%
7	P7 (+11.2)	38%	44%
8	P8 (+11.4)	47%	27%
9	P9 (+11.6)	26%	53%
10	P10 (+11.8)	40%	43%
11	P11 (+12.0)	45%	55%

Ως εκ τούτου, η μέση τιμή του IRI δεν μπορεί να θεωρηθεί ως αντιπροσωπευτική για ολόκληρο το υποτμήμα. Επίσης, ούτε η διάμεση τιμή του IRI αλλά ούτε και μία μόνο χαρακτηριστική τιμή από μία πιθανοτική ανάλυση κατανομών θα μπορούσαν να αντικατοπτρίσουν πλήρως τα πραγματικά επίπεδα της ομαλότητας σε κάθε υποτμήμα, λόγω της συνεπαγόμενης έλλειψης πληροφορίας για τα υψηλότερα επίπεδα του IRI. Από την άλλη πλευρά, η πύκνωση των μετρήσεων του FWD, έτσι ώστε να συμπίπτουν οι θέσεις ελέγχου για τα συστήματα RSP και FWD θα ήταν ιδιαίτερα επίπονη και ασύμφορη, λαμβάνοντας επίσης υπόψη ότι δεν υπήρχε καμία σχετική τεκμηρίωση (πχ παρουσία φθορών και ρωγμών ή άλλων ενδείξεων μειωμένης φέρουσας ικανότητας) για ανάγκη πύκνωσης. Κατά συνέπεια, οι μετρήσεις του FWD έγιναν ανά διαστήματα των 200m για όλες τις περιόδους παρακολούθησης. Όσον αφορά στην ομαλότητα, επιλέχθηκαν δύο χαρακτηριστικές τιμές IRI σε κάθε υποτμήμα για να αντικατοπτριστεί πληρέστερα η συνεισφορά του προφίλ του οδοστρώματος. Οι δύο τιμές αφορούσαν στη μέση τιμή IRI και σε μια «άνω» τιμή IRI προκειμένου να ληφθούν υπόψη οι τοπικές ανωμαλίες και υπερψώσεις που παρουσιάζει η κατατομή του οδοστρώματος στην ευρύτερη περιοχή που γειτνιάζει της θέσης αναφοράς (δηλαδή αυτής που έγινε μέτρηση με το FWD). Η «άνω» τιμή του IRI ορίστηκε ως:

$$IRI_{\acute{\alpha}\nu\omega} = \max\{90\% \text{ εκατοστημόριο του IRI ; τιμή IRI στη θέση μέτρησης με το FWD}\} \quad (7.1)$$

Ακολουθώντας αυτήν την προσέγγιση, τόσο η διάμεση τιμή του IRI όσο και η «άνω» τιμή του IRI καθορίστηκαν στα 11 υποτμήματα για όλες τις περιόδους παρακολούθησης. Δύο παραδείγματα του πλήρους προφίλ του οδοστρώματος καθώς και των χαρακτηριστικών τιμών που ορίστηκαν προηγουμένως απεικονίζονται στην εικόνα 7.7 για τα έτη 0 και 7.



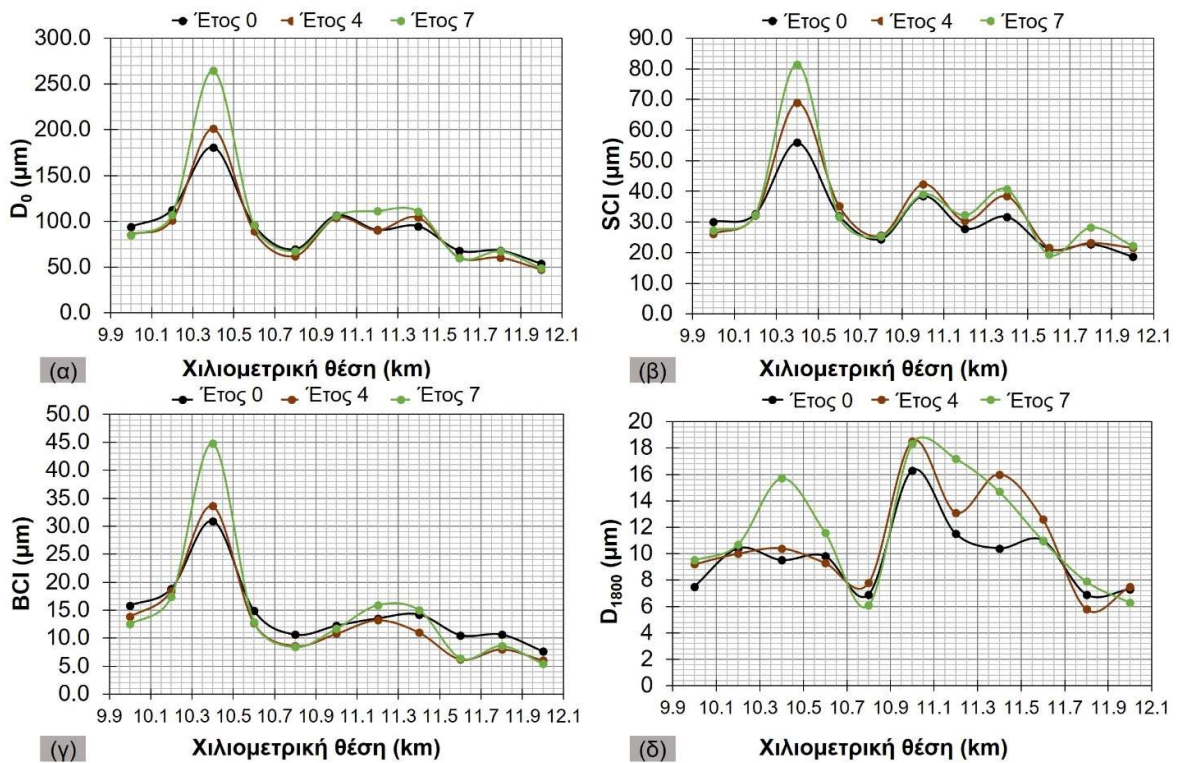
Εικόνα 7.7: Ομαλότητα και χαρακτηριστικές τιμές κατά μήκος του οδοστρώματος για (α) το έτος 0 και (β) το έτος 7.

Διαφάνεται με την πρακτική αυτή προσέγγιση ότι οι δύο χαρακτηριστικές τιμές μπορούν να περιγράψουν ικανοποιητικά το προφίλ του οδοστρώματος στα υποτμήματα μήκους 200m. Στη συνέχεια, αυτές οι δύο χαρακτηριστικές τιμές (διάμεσος και «άνω») χρησιμοποιήθηκαν σε

συνδυασμό με τα στοιχεία υποχωρήσεων για την περαιτέρω ανάλυση της απόκρισης του οδοστρώματος.

7.2.3. Υποχωρήσεις

Η επισκόπηση της κατάστασης του οδοστρώματος κατά μήκος του τμήματος που εξετάζεται φαίνεται στην εικόνα 7.8 λαμβάνοντας υπόψη 4 τυπικούς δείκτες υποχωρήσεων και 3 περιόδους παρακολούθησης. Μεταξύ των διαθέσιμων δεικτών υποχωρήσεων, επιλέχθηκαν οι αντιπροσωπευτικότεροι και συγκεκριμένα οι D_0 , SCI, BCI και D_{1800} που εκφράζουν αντίστοιχα την κατάσταση του οδοστρώματος συνολικά, την κατάσταση των ασφαλτικών στρώσεων, της βάσης και της στρώσης έδρασης.

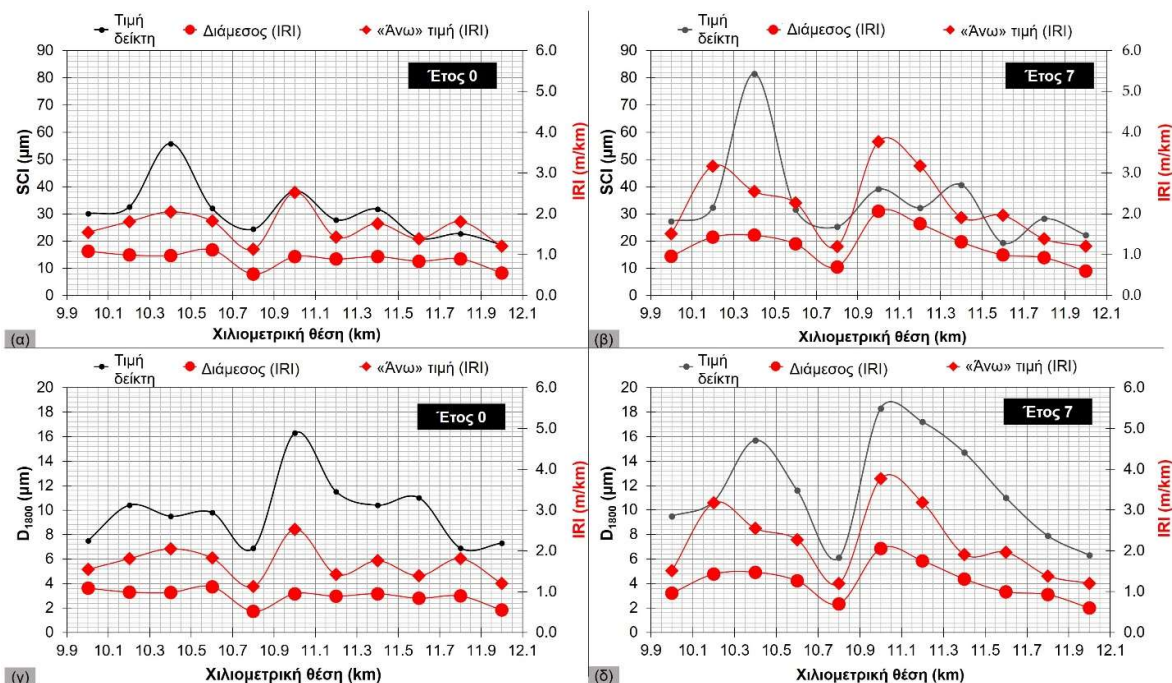


Εικόνα 7.8: Μεταβολή των δεικτών υποχωρήσεων, (α) D_0 , (β) SCI, (γ) BCI και (δ) D_{1800} .

Για όλες τις υποχωρήσεις, έγινε αναγωγή στο φορτίο αναφοράς των 50kN και πραγματοποιήθηκε μια επιπρόσθετη κανονικοποίηση στη θερμοκρασία των 20°C για τους δείκτες D_0 και SCI. Ως εκ τούτου, οι μεμονωμένες καμπύλες D_0 και SCI είναι συγκρίσιμες. Βάσει αυτού, παρατηρείται από την εικόνα 7.8 μια τοπικά προοδευτική επιδείνωση της συνολικής κατάστασης του οδοστρώματος καθώς και επιμέρους της συμπεριφοράς των υπολοίπων στρώσεων. Επιπλέον, η τάση μεταβολής του D_0 εμφανίζεται παρόμοια με εκείνη των δεικτών SCI και BCI. Αντίθετα, η μεταβολή του δείκτη D_{1800} φαίνεται να αντικατοπτρίζεται λιγότερο στον δείκτη D_0 . Περαιτέρω, η σχέση μεταξύ ομαλότητας και υποχωρήσεων παρουσιάζεται στον πίνακα 7.3 με βάση την τιμή του συντελεστή συσχέτισης (R^2) κι ενδεικτικά στην εικόνα 7.9, όπου η μεταβολή των δεικτών SCI και D_{1800} παρουσιάζεται σε συνδυασμό με τη μεταβολή της ομαλότητας.

Πίνακας 7.3: Τιμές R² για τη συσχέτιση ομαλότητας και δεικτών υποχωρήσεων.

Μεγέθη	Έτος 0	Έτος 1	Έτος 2	Έτος 3	Έτος 4	Έτος 5	Έτος 6	Έτος 7
D ₀ - IRIδιάμεση τιμή	0.28	0.21	0.51	0.24	0.10	0.23	0.16	0.24
SCI - IRIδιάμεση τιμή	0.26	0.19	0.47	0.18	0.10	0.16	0.10	0.21
BCI - IRIδιάμεση τιμή	0.25	0.13	0.42	0.13	0.04	0.20	0.08	0.17
D ₁₈₀₀ - IRIδιάμεση τιμή	0.12	0.77	0.38	0.30	0.35	0.30	0.52	0.88
D ₀ - IRI«άνω» τιμή	0.37	0.76	0.87	0.67	0.52	0.60	0.76	0.17
SCI - IRI«άνω» τιμή	0.47	0.71	0.80	0.69	0.52	0.71	0.72	0.12
BCI - IRI«άνω» τιμή	0.19	0.69	0.88	0.48	0.35	0.54	0.66	0.12
D ₁₈₀₀ - IRI«άνω» τιμή	0.46	0.49	0.18	0.47	0.33	0.15	0.28	0.69

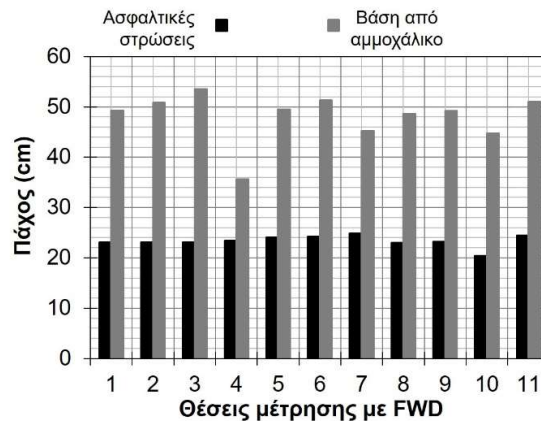


Εικόνα 7.9: (α) Σχέση δείκτη SCI – ομαλότητας για το έτος 0, (β) σχέση δείκτη SCI – ομαλότητας για το έτος 7, (γ) σχέση δείκτη D₁₈₀₀ – ομαλότητας για το έτος 0 και (δ) σχέση δείκτη D₁₈₀₀ – ομαλότητας για το έτος 7.

Από τις τιμές του R², φαίνεται ότι υπάρχει μια διακύμανση μεταξύ του επιπέδου των συσχετίσεων. Πιο συγκεκριμένα, οι δείκτες D₀, SCI και BCI παρουσιάζουν μια καλύτερη συσχέτιση με την «άνω» τιμή του IRI συγκριτικά με τη διάμεση τιμή του IRI, ενώ ο δείκτης D₁₈₀₀ (που σχετίζεται με την κατάσταση της στρώσης έδρασης) παρουσιάζει μέτρια έως καλή συσχέτιση και με τις δύο χαρακτηριστικές τιμές του IRI. Επιπλέον, από τα διαγράμματα του δείκτη D₁₈₀₀ (εικόνα 7.9γ, 7.9δ), διαφαίνεται ότι ο δείκτης D₁₈₀₀ και το IRI ακολουθούν μια ποιοτικά παρόμοια τάση μεταβολής και για τις δύο περιόδους παρακολούθησης που εικονίζονται, με παρόμοια ευρήματα και για τις υπόλοιπες. Με βάση την πληροφορία αυτή, πραγματοποιήθηκε μία ανάλυση δεύτερου επιπέδου, δηλαδή ανάλυση των στοιχείων FWD για την εκτίμηση των μηχανικών χαρακτηριστικών και της εντατικής καταπόνησης του οδοστρώματος προκειμένου να διερευνηθεί περαιτέρω η πιθανή συμβολή του IRI στη δομική συμπεριφορά του οδοστρώματος.

7.2.4. Ανάλυση εντατικής κατάστασης

Για την ανάλυση της εντατικής απόκρισης του οδοστρώματος, ακολουθήθηκαν δύο ξεχωριστές διαδικασίες. Αρχικά, τα στοιχεία υποχωρήσεων και τα πάχη που προέκυψαν από την ανάλυση των στοιχείων του GPR (εικόνα 7.10) τροφοδότησαν το λογισμικό EVERCALC προκειμένου να εκτιμηθούν τα μηχανικά χαρακτηριστικά του οδοστρώματος για όλες τις περιόδους παρακολούθησης. Θεωρήθηκε ένα στατικό πρότυπο τριών στρώσεων (προσομοίωμα A, σύμφωνα με την εικόνα 8.3β). Δεύτερον, με γνωστό το στατικό πρότυπο του οδοστρώματος (δηλαδή με γνωστά πάχη και μηχανικά χαρακτηριστικά υλικών), πραγματοποιήθηκε ανάλυση εντατικής καταπόνησης και εκτιμήθηκαν οι παραμορφώσεις στις κρίσιμες θέσεις αστοχίας του οδοστρώματος. Για τους υπολογισμούς χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό BISAR.



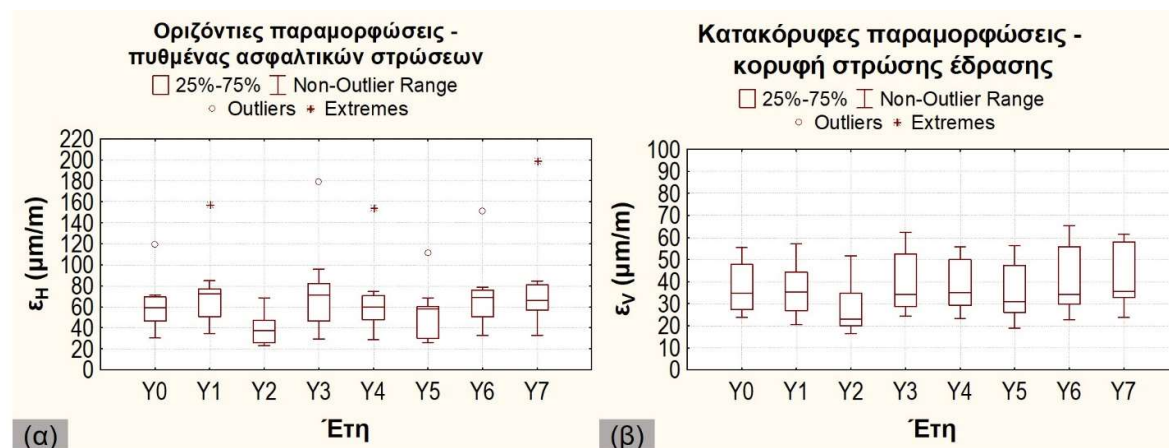
Εικόνα 7.10: Πάχη στρώσεων οδοστρώματος στις θέσεις ελέγχου.

Υπενθυμίζεται ότι και οι δύο διαδικασίες βασίζονται στη MLET, οι προϋποθέσεις της οποίας πληρούνταν εν γένει στο υπόψη οδόστρωμα λόγω της απουσίας οποιουδήποτε είδους υποβάθμισης ή φθοράς (π.χ. ρωγμών) που θα μπορούσε να επηρεάσει δυσμενώς τη συμβατότητα με τη έννοια της μηχανικής του συνεχούς μέσου. Ο έλεγχος της διαδικασίας του ανάστροφου υπολογισμού έγινε μέσω της τιμής του σφάλματος εκτίμησης των επιφανειακών υποχωρήσεων (RMS). Τα στατιστικά στοιχεία των αποτελεσμάτων του ανάστροφου υπολογισμού παρουσιάζονται στον πίνακα 7.4, απ' όπου προκύπτει ότι η πλειοψηφία των τιμών του RMS κυμαίνεται από 2.3% έως 4.9%, τιμές που είναι γενικά χαμηλές.

Πίνακας 7.4: Επισκόπηση αποτελεσμάτων ανάστροφου υπολογισμού.

Στατιστικό μέγεθος	$E_{AC} - 25^{\circ}C$ (MPa)	E_{BASE} (MPa)	E_{SUBG} (MPa)	RMS (%)
Ελάχιστη τιμή	1327	83	373	0.6
Τιμή 25%	3095	400	625	2.3
Διάμεσος	4621	639	778	3.4
Τιμή 75%	5924	908	1021	4.9
Μέγιστη τιμή	16493	2015	1457	12.9
Μέση τιμή	5180	729	830	3.7
Τυπική απόκλιση	2863	469	281	2.1
Συντελεστής διακύμανσης CV %	55%	64%	34%	56%

Περαιτέρω, οι υπολογισμοί των παραμορφώσεων πραγματοποιήθηκαν τόσο για τις επιτόπου θερμοκρασίες που μετρήθηκαν στο μέσο της ασφαλτικής βάσης, όσο και για μια ενιαία θερμοκρασία αναφοράς ίση με 20°C. Για τη δεύτερη προσέγγιση χρειάστηκε τα μέτρα ελαστικότητας των ασφαλτικών στρώσεων να κανονικοποιηθούν στη θερμοκρασία αναφοράς σύμφωνα με τον αντίστοιχο αλγόριθμο του λογισμικού EVERCALC που χρησιμοποιήθηκε σε προηγούμενο ερευνητικό στάδιο. Το φορτίο υπολογισμού που χρησιμοποιήθηκε στην ανάλυση εντατικής κατάστασης αντιστοιχούσε σε ομοιόμορφη κυκλική πίεση ίση με 708kPa. Τα αποτελέσματα των παραμορφώσεων στις δύο κρίσιμες θέσεις απεικονίζονται στην εικόνα 7.11 υπό μορφή θηκοκυγραμμάτων για όλες τις περιόδους παρακολούθησης.



Εικόνα 7.11: (α) Οριζόντιες εφελκυστικές παραμορφώσεις στον πυθμένα των ασφαλτικών στρώσεων και (β) κατακόρυφες θλιπτικές παραμορφώσεις στην κορυφή της στρώσης έδρασης.

Η κατάσταση του οδοστρώματος μπορεί να χαρακτηριστεί γενικά σταθερή λαμβάνοντας υπόψη το εύρος των παραμορφώσεων στις ασφαλτικές στρώσεις (εύρος 40-80 $\mu\text{m}/\text{m}$). Παρατηρούνται ωστόσο τοπικές ακρότατες τιμές που αναπτύσσονται σε θέσεις όπου οι δείκτες υποχωρήσεων έχουν επίσης αυξημένες τιμές (εικόνα 7.8). Όσον αφορά στην κατάσταση της στρώσης έδρασης όπου το εύρος των παραμορφώσεων είναι της τάξης των 20-60 $\mu\text{m}/\text{m}$, παρατηρείται μια προοδευτική αύξηση ειδικά μετά το δεύτερο έτος παρακολούθησης (Y2). Αυτό συνάδει με την αύξηση των επιπέδων ομαλότητας που έχει επισημανθεί προηγουμένως (εικόνα 7.5). Τέτοιου είδους ποιοτικές (καταρχάς) παρατηρήσεις τροφοδότησαν το επόμενο σκέλος της ερευνητικής διαδικασίας που αφορά στη διερεύνηση μοντελοποίησης της εντατικής καταπόνησης του οδοστρώματος λαμβάνοντας υπόψη τη συνεισφορά υποχωρήσεων και ομαλότητας.

7.3. Αποτελέσματα

7.3.1. Μοντελοποίηση της καταπόνησης του οδοστρώματος

Σε συνέχεια σχετικής έρευνας σε προηγούμενο στάδιο της παρούσας διατριβής, υπενθυμίζεται ότι η χρήση μοντέλων-αλγορίθμων εκτίμησης των παραμορφώσεων του οδοστρώματος οδηγεί σε σημαντική εξοικονόμηση χρόνου και κόστους στο πλαίσιο της αξιολόγησης οδοστρώματος, βελτιστοποιώντας τη διαχείριση της συντήρησης και τη διαδικασία λήψης αποφάσεων. Σε αυτό το στάδιο, πέρα από τις συνήθεις παραμέτρους υπολογισμού των παραμορφώσεων (πάχη και υποχωρήσεις) επιχειρήθηκε η επιπρόσθετη ενσωμάτωση στοιχείων ομαλότητας και αξιολογήθηκαν διαφορετικά μοντέλα γραμμικής παλινδρόμησης αναφορικά με τη δυνατότητα προσαρμογής αλλά

και την αξιολόγηση της ακρίβειάς τους λαμβάνοντας υπόψη τις ακόλουθες περιπτώσεις για τις παραμέτρους υπολογισμού-δεδομένα εισόδου:

- Χρήση μόνο δεικτών υποχωρήσεων (DBP) / Περίπτωση I,
- Χρήση DBP και της διάμεσης τιμής της ομαλότητας IRI_{MEDIAN} / Περίπτωση II,
- Χρήση DBP και της «άνω» τιμής της ομαλότητας IRI_{UPPER} / Περίπτωση III, και
- Χρήση DBP και των δύο χαρακτηριστικών τιμών της ομαλότητας / Περίπτωση IV.

Μεταξύ των εξεταζόμενων δεικτών υποχωρήσεων θεωρήθηκαν οι εξής: D_0 , SCI , BDI , BCI , D_{900} - D_{1200} και D_{1800} . Τόσο οι παραμορφώσεις όσο και οι δείκτες υποχωρήσεων θεωρήθηκαν σε λογαριθμική κλίμακα λαμβάνοντας υπόψη συναφή προγενέστερη εμπειρία (Plati et al. 2021, Losa et al. 2008). Η θερμοκρασία της ασφατικής βάσης που μετρήθηκε στα πειράματα πεδίου χρησιμοποιήθηκε επίσης ως πρόσθετη παράμετρος εισόδου σε όλες τις περιπτώσεις. Δεδομένου αυτού, η ακόλουθη γενικευμένη σχέση χρησιμοποιήθηκε ως αναφορά κατά την ανάλυση γραμμικής παλινδρόμησης (όπου $\alpha_1, \dots, \alpha_9$ είναι οι σταθερές παλινδρόμησης):

$$\log \varepsilon = a_1 + a_2 \log D_0 + a_3 \log SCI + a_4 \log BDI + a_5 \log BCI + a_6 \log(D_{900} - D_{1200}) + a_7 \log D_{1800} + a_8 \log T_{AC} + a_9 IRI_{MEDIAN} + a_{10} IRI_{UPPER} \quad (7.2)$$

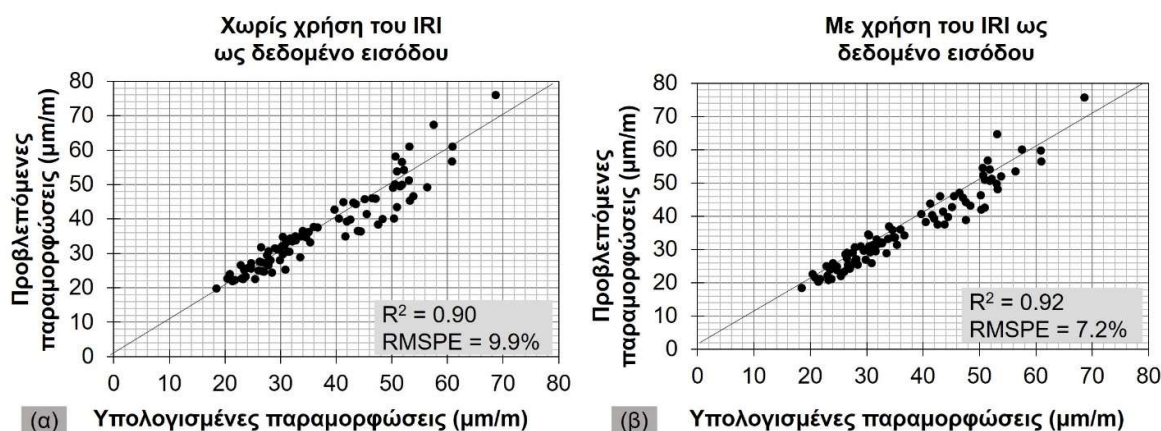
Όσον αφορά στη διαδικασία μοντελοποίησης, σημειώνεται ότι τα στοιχεία των ετών παρακολούθησης 0, 1 και 2 χρησιμοποιήθηκαν για τη βαθμονόμηση ή αλλιώς την προσαρμογή του μοντέλου (δηλαδή αξιοποιήθηκε το 37.5% του συνόλου των διαθέσιμων στοιχείων), ενώ τα στοιχεία των ετών 3-7 (δηλαδή το υπόλοιπο 62.5%) χρησιμοποιήθηκαν για την αξιολόγηση της ακρίβειας του εκάστοτε μοντέλου. Μέσω αυτής της διάκρισης, λήφθηκαν υπόψη αρκετές θερμοκρασίες που καλύπτουν το πλήρες φάσμα των τιμών που μετρήθηκαν επιτόπου στα πειράματα πεδίου (ήτοι 14-30°C). Η βαθμονόμηση του μοντέλου αξιολογήθηκε με βάση την τιμή του συντελεστή R^2 , ενώ η ακρίβεια του μοντέλου εκτιμήθηκε μέσω του σφάλματος RMSPE (%) μεταξύ υπολογισμένων και προβλεπόμενων παραμορφώσεων. Σύμφωνα με τη διαδικασία της βηματικής παλινδρόμησης (stepwise regression), μόνο οι παράμετροι με τιμές p-value χαμηλότερες από 0.05 θεωρήθηκαν ως δείκτες εκτίμησης των παραμορφώσεων λόγω της στατιστικής τους σημαντικότητας. Τα σχετικά αποτελέσματα των τιμών του R^2 και RMPSE φαίνονται στον πίνακα 7.5 και έχουν προκύψει μέσω χρήσης του πακέτου ανάλυσης SPSS. Για καθεμιά από τις 4 περιπτώσεις που προαναφέρθηκαν αναπτύχθηκαν 4 μοντέλα, δύο για την οριζόντια παραμόρφωση στις ασφατικές στρώσεις ($\varepsilon_H(AC)$ σε θερμοκρασία T και 20°C) και δύο για την κατακόρυφη παραμόρφωση στη στρώση έδρασης ($\varepsilon_V(SUBG)$ σε θερμοκρασία T και 20°C).

Πίνακας 7.5: Χαρακτηριστικά προσαρμογής και ακρίβειας των αναπτυσσόμενων μοντέλων.

Υπολογισμός παραμορφώσεων	Περίπτωση I	Περίπτωση II	Περίπτωση III	Περίπτωση IV
R^2 για $\varepsilon_H(AC) / T$ (°C)	1.00	1.00	Όμοια με περίπτωση I	Όμοια με περίπτωση I
RMSPE % για $\varepsilon_H(AC) / T$ (°C)	2.4	2.3	Όμοια με περίπτωση I	Όμοια με περίπτωση I
R^2 για $\varepsilon_H(AC) / 20^\circ C$	0.97	Όμοια με περίπτωση I	Όμοια με περίπτωση I	Όμοια με περίπτωση I
RMSPE % για $\varepsilon_H(AC) / 20^\circ C$	0.9	Όμοια με περίπτωση I	Όμοια με περίπτωση I	Όμοια με περίπτωση I
R^2 για $\varepsilon_V(SUBG) / T$ (°C)	0.90	0.91	Όμοια με περίπτωση I	0.92
RMSPE % για $\varepsilon_V(SUBG) / T$ (°C)	9.9	8.2	Όμοια με περίπτωση I	7.2

Υπολογισμός παραμορφώσεων	Περίπτωση I	Περίπτωση II	Περίπτωση III	Περίπτωση IV
R^2 για ε_V (SUBG) / 20°C	0.75	0.76	Όμοια με περίπτωση I	Όμοια με περίπτωση I
RMSPE % για ε_V (SUBG) / 20°C	18.0	13.8	Όμοια με περίπτωση I	Όμοια με περίπτωση I

Από τον πίνακα 7.5 προκύπτει ότι η θεώρηση των τιμών ομαλότητας δεν επηρεάζει τη δυνατότητα πρόβλεψης των παραμορφώσεων στις ασφαλτικές στρώσεις, καθώς δεν βρέθηκαν μοντέλα με διαφορετική προσαρμογή και διαφορετική ακρίβεια για τις περιπτώσεις II-IV. Μόνο μια αμελητέα βελτίωση όσον αφορά στην ακρίβεια του μοντέλου πρόβλεψης βρέθηκε για την περίπτωση II (μοντέλο πρόβλεψης των παραμορφώσεων στις θερμοκρασίες πεδίου). Από την άλλη πλευρά, η ομαλότητα του οδοστρώματος εμφανίστηκε να έχει ένα πιο ισχυρό αντίκτυπο στον υπολογισμό των παραμορφώσεων στη στρώση έδρασης, καθώς σε πολλές από τις εναλλακτικές περιπτώσεις που διερευνήθηκαν, προέκυψε διαφορετικό μοντέλο με καλύτερη προσαρμογή και βελτιωμένη ακρίβεια. Για παράδειγμα, στην εικόνα 7.12 φαίνεται η διαφοροποίηση των χαρακτηριστικών προσαρμογής και ακρίβειας του μοντέλου που προέκυψε όταν έγινε θεώρηση και των δύο χαρακτηριστικών τιμών του IRI (περίπτωση IV) συγκριτικά με θεώρηση μόνο DBP (περίπτωση I). Επιπλέον, ακόμη και η προσθήκη μόνο της διάμεσης τιμής της ομαλότητας (περίπτωση II) οδήγησε σε βελτίωση της ακρίβειας της πρόβλεψης των παραμορφώσεων της στρώσης έδρασης συγκριτικά με την περίπτωση I. Ωστόσο, η θεώρηση μόνο της «άνω» τιμής του IRI (περίπτωση III) δεν βρέθηκε να επηρεάζει την δυνατότητα εκτίμησης των παραμορφώσεων. Αυτό συνάδει με τη χαμηλότερη συσχέτιση που παρατηρήθηκε μεταξύ του ζεύγους D_{1800} - IRI_{UPPER} σε σύγκριση με τη συσχέτιση του ζεύγους D_{1800} - IRI_{MEDIAN} (όπως φαίνεται στον πίνακα 7.5). Ενδεχομένως, το IRI_{UPPER} να μπορούσε να επηρεάσει περισσότερο την εκτίμηση των παραμορφώσεων σε περίπτωση διενέργειας μετρήσεων με το FWD στις ακριβείς θέσεις όπου εμφανίζονται εντονότερα προβλήματα ομαλότητας.



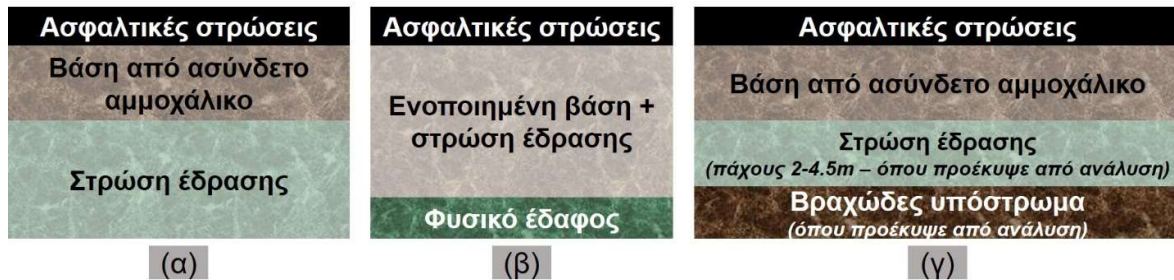
Εικόνα 7.12: Επισκόπηση παραμορφώσεων στη στρώση έδρασης όταν χρησιμοποιούνται ως δεδομένα εισόδου (α) μόνο δείκτες υποχωρήσεων DBPs (περίπτωση I), και (β) δείκτες υποχωρήσεων DBPs και επίπεδα ομαλότητας (περίπτωση IV).

Συνολικά, οι παρατηρήσεις που έγιναν από το πρώτο επίπεδο ανάλυσης (συσχετίσεις ομαλότητας με δείκτες υποχωρήσεων) τροποποιήθηκαν κατά το δεύτερο στάδιο ανάλυσης που επικεντρώθηκε στις παραμορφώσεις. Συγκεκριμένα, οι παραμορφώσεις στον πυθμένα των ασφαλτικών στρώσεων βρέθηκαν πρακτικά ανεξάρτητες από το επίπεδο ομαλότητας του οδοστρώματος. Αντίθετα, η εντατική κατάσταση στη στρώση έδρασης φάνηκε να έχει μιας μορφής σύνδεση με την κατατομή του οδοστρώματος. Επισημαίνεται ότι η αλληλεπίδραση αυτή μεταξύ της δομικής και της λειτουργικής

συμπεριφοράς του οδοστρώματος κατέστη εφικτή λόγω της ενσωμάτωσης στοιχείων από διαφορετικά NDT συστήματα (data integration/system integration) στο πλαίσιο της ανάλυσης.

7.3.2. Αξιολόγηση και επαλήθευση ευρημάτων

Η διερεύνηση που προηγήθηκε είχε στόχο να αξιολογήσει την πιθανή σχέση μεταξύ της κατατομής (προφίλ) του οδοστρώματος και της δομικής κατάστασης των οδοστρωμάτων. Η ανάλυση των NDT στοιχείων συλλογής από πειραματικό οδόστρωμα ανέδειξε ότι το προφίλ του οδοστρώματος ενδεχομένως να συνάδει με την εντατική καταπόνηση που αναπτύσσεται στη στρώση έδρασής του. Ως εκ τούτου, η διερεύνηση αυτή συμβάλλει επικουρικά μαζί με άλλες έρευνες που επικεντρώνονται κυρίως στη δυναμική επίδραση της ομαλότητας στην απόκριση του οδοστρώματος, καθώς προέκυψε ότι το IRI επηρεάζει την απόκριση του οδοστρώματος ακόμη υπό συνθήκες ανάλυσης με στατικό φορτίο, το οποίο υιοθετείται ως συνήθης και απλουστευτική πρακτική. Για να εκτιμηθεί περαιτέρω η ισχύς αυτού του ευρήματος, η ανάλυση της εντατικής καταπόνησης επαναλήφθηκε λαμβάνοντας υπόψη δύο επιπλέον στατικά πρότυπα οδοστρώματος σύμφωνα με την εικόνα 7.13. Με βάση την εικόνα προκύπτουν οι εξής τρεις κωδικοποιήσεις: μοντέλο (Α) με τρεις στρώσεις κωδικοποιημένο ως AC / UGM / SUBG, μοντέλο (Β) με επίσης τρεις στρώσεις, αλλά με θεώρηση ενοποιημένης βάσης και στρώσης έδρασης εδραζόμενης στο φυσικό έδαφος, με την εξής κωδικοποίηση AC / UGM+SUBG / SOIL, και τέλος μοντέλο (Γ) στο οποίο έχει γίνει θεώρηση άκαμπτου υποβάθρου (υπό μορφή βραχώδους υποστρώματος) και ως εκ τούτου η στρώση έδρασης νοείται πεπερασμένου πάχους. Η κωδικοποίηση στο μοντέλο (Γ) έχει ως AC / UGM / SUBG / STIFF SOIL.



Εικόνα 7.13: Στατικά πρότυπα ανάλυσης οδοστρώματος, (α) μοντέλο Α: AC / UGM / SUBG (μοντέλο αναφοράς), (β) μοντέλο Β: AC / UGM+SUBG / SOIL, και (γ) μοντέλο Γ: AC / UGM / SUBG / STIFF SOIL.

Συγκεκριμένα, το μοντέλο Β διαμορφώθηκε με στόχο τη λήψη πληροφοριών για ακόμη μεγαλύτερα βάθη. Ένα ομοιόμορφο πάχος ίσο με 50cm θεωρήθηκε για τη στρώση έδρασης και ενοποιήθηκε η στρώση αυτή με την αμέσως υπερκείμενη στρώση βάσης από ασύνδετο αμμοχάλικο. Το σύνολο του οδοστρώματος εδράζεται σε αυτήν την περίπτωση σε στρώση φυσικού εδάφους. Κατά συνέπεια, η δεύτερη κρίσιμη αστοχία εντοπίζεται σε μεγαλύτερο βάθος από την επιφάνεια του οδοστρώματος. Όσον αφορά στις παραμορφώσεις που υπολογίστηκαν, και πάλι για την περίπτωση των ασφαλτικών στρώσεων εμφανίστηκαν να μην επηρεάζονται από το προφίλ του οδοστρώματος, ενώ οι κατακόρυφες παραμορφώσεις στη νέα θέση αστοχίας στο μοντέλο Β παρουσίασαν το ίδιο είδος εξάρτησης από το προφίλ του οδοστρώματος (παρόμοια με τις αναλύσεις στο μοντέλο Α). Αξιοσημείωτο είναι το γεγονός ότι η αλλαγή του στατικού προτύπου οδήγησε σε εκτίμηση των ασφαλτικών παραμορφώσεων σε απόκλιση της τάξης του 5.9% σε σχέση με το μοντέλο Α, ενώ οι κατακόρυφες παραμορφώσεις στο μοντέλο Β υπολογίστηκαν κατά 40-45% χαμηλότερες, προφανώς λόγω του μεγαλύτερου βάθους υπολογισμού στο μοντέλο Β.

Το τρίτο μοντέλο (μοντέλο Γ) ήταν παρόμοιο με το μοντέλο Α, αλλά ελήφθη επίσης υπόψη η επίδραση ενός άκαμπτου πυθμένα στην απόκριση του οδοστρώματος. Η ανάλυση των επιφανειακών υποχωρήσεων με το λογισμικό MODCOMP οδήγησε σε εκτίμηση του βάθους στο οποίο εντοπίζεται το άκαμπτο υπόστρωμα. Παρουσία του άκαμπτου υποστρώματος θεωρήθηκε για τις τρεις πρώτες θέσεις ελέγχου, οι οποίες μάλιστα οριοθετούνται σε περιοχή ορύγματος, πράγμα που κρίνεται λογικό. Σε αυτές τις θέσεις, οι αναλύσεις εντατικής κατάστασης έγιναν για ένα στατικό πρότυπο 4 στρώσεων (μοντέλο Γ). Σε αυτήν την περίπτωση οι κρίσιμες παραμορφώσεις διαφοροποιήθηκαν σημαντικά από αυτές που υπολογίστηκαν μέσω του μοντέλου Α, οπότε η επίδραση ενός άκαμπτου υποστρώματος στην ανάλυση του οδοστρώματος εμφανίστηκε, στη συγκεκριμένη περίπτωση, καθοριστική. Παρ' όλα αυτά, ακόμη και σε αυτήν την περίπτωση, η συμβολή της κατατομής του οδοστρώματος βρέθηκε και πάλι στατιστικά σημαντική αναφορικά με τη δυνατότητα πρόβλεψης των κρίσιμων παραμορφώσεων στη θεμελίωση του οδοστρώματος (είτε στη στρώση έδρασης, είτε ακόμη βαθύτερα στο φυσικό έδαφος).

Πιο συγκεκριμένα, η προσαρμογή της κάθε εξίσωσης και η ακρίβεια της πρόβλεψης των κατακόρυφων παραμορφώσεων παρουσιάζονται στον πίνακα 7.6. Περαιτέρω, μια επισκόπηση της στατιστικής σημαντικότητας όλων των υπό εξέταση παραμέτρων εισόδου (σύμφωνα με την εξίσωση 7.2) δίνεται στον πίνακα 7.7 και για τις δύο κρίσιμες παραμορφώσεις. Οι τιμές που είναι σημειωμένες με πράσινο χρώμα αντιστοιχούν σε στατιστικά σημαντικές παραμέτρους (τιμή p-value μικρότερη από 0.05), ενώ το αντίθετο συμβαίνει για τις τιμές που είναι σημειωμένες σε κόκκινο χρώμα.

Πίνακας 7.6: Χαρακτηριστικά προσαρμογής και ακρίβειας των αναπτυσσόμενων μοντέλων για τις παραμορφώσεις της θεμελίωσης του οδοστρώματος.

Στατικά πρότυπα/μοντέλα	Δείκτης	Περίπτωση I	Περίπτωση II	Περίπτωση III	Περίπτωση IV
A (AC / UGM / SUBG)	R ²	0.90	0.91	Όμοια με περίπτωση I	0.92
	RMSPE	9.9	8.2	Όμοια με περίπτωση I	7.2
B (AC / UGM + SUBG / SOIL)	R ²	0.91	0.92	Όμοια με περίπτωση I	0.93
	RMSPE	9.8	7.8	Όμοια με περίπτωση I	7.4
Γ (AC / UGM / SUBG or SUBG + STIFF SOIL)	R ²	0.90	0.91	Όμοια με περίπτωση I	0.92
	RMSPE	11.4	10.8	Όμοια με περίπτωση I	9.4

Πίνακας 7.7: Σύνοψη αποτελεσμάτων θηματικής παλινδρόμησης για τη συνεισφορά της ομαλότητας.

Μεταβλητή	Μοντέλο Α AC / UGM / SUBG				Μοντέλο Β AC / UGM + SUBG / SOIL				Μοντέλο Γ AC / UGM / SUBG or SUBG + STIFF SOIL			
	log ε _H		log ε _V		log ε _H		log ε _V		log ε _H		log ε _V	
	t-value	Sig.	t-value	Sig.	t-value	Sig.	t-value	Sig.	t-value	Sig.	t-value	Sig.
Σταθερός όρος	15.087	0.000	7.778	0.000	10.141	0.000	5.874	0.000	14.712	0.000	1.775	0.080
logD ₀	- 11.301	0.000	-6.183	0.000	-3.821	0.000	.710	0.480	-11.248	0.000	4.535	0.000
logSCI	19.039	0.000	7.203	0.000	18.277	0.000	6.859	0.000	17.632	0.000	2.053	0.043
logBDI	23.488	0.000	8.672	0.000	14.061	0.000	1.707	0.092	21.817	0.000	1.046	0.299
logBCI	12.064	0.000	2.954	0.004	5.297	0.000	-3.160	0.002	10.779	0.000	.176	0.861
log(D ₉₀₀ -D ₁₂₀₀)	5.675	0.000	1.994	0.050	2.185	0.032	.261	0.795	5.158	0.000	-.075	0.941
logD ₁₈₀₀	5.893	0.000	12.090	0.000	1.696	0.094	18.918	0.000	6.783	0.000	8.745	0.000
IRI _{MEDIAN}	2.110	0.038	6.583	0.000	1.059	0.293	7.282	0.000	2.596	0.011	5.342	0.000

Μεταβλητή	Μοντέλο Α AC / UGM / SUBG				Μοντέλο Β AC / UGM + SUBG / SOIL				Μοντέλο Γ AC / UGM / SUBG or SUBG + STIFF SOIL			
	log ϵ_H		log ϵ_V		log ϵ_H		log ϵ_V		log ϵ_H		log ϵ_V	
	t-value	Sig.	t-value	Sig.	t-value	Sig.	t-value	Sig.	t-value	Sig.	t-value	Sig.
IRI _{UPPER}	-1.278	0.205	-2.983	0.004	.575	0.567	-3.254	0.002	-1.632	0.107	-3.052	0.003

Οι τιμές των σταθερών παλινδρόμησης a_1, \dots, a_9 της εξίσωσης δεν δίνονται σκόπιμα, καθώς απαιτείται σωστή επαναβαθμονόμηση πριν χρησιμοποιηθεί η εξίσωση αυτή σε άλλα οδοστρώματα. Εκτός αυτού, ο στόχος αυτής της διερεύνησης δεν ήταν να δημιουργήσει επιπρόσθετες σχέσεις υπολογισμού των παραμορφώσεων. Αντίθετα, στόχος ήταν να αναδειχθεί μια προσέγγιση σχετικά με τον τρόπο συσχέτισης των υποχωρήσεων με στοιχεία από το προφίλ του οδοστρώματος, προκειμένου να βελτιστοποιείται η διαχείριση της συντήρησης των οδοστρωμάτων και να εντοπίζονται θέσεις ή τμήματα τα οποία χρήζουν προσοχής και παρακολούθησης λόγω της αλληλεπίδρασης μεταξύ του προφίλ του οδοστρώματος που ανιχνεύεται μέσω του RSP και της απόκρισης του οδοστρώματος που ανιχνεύεται μέσω του FWD. Σε τέτοιες περιπτώσεις, ακόμη και η ύπαρξη μιας σχέσης με τοπική ισχύ μπορεί να φανεί χρήσιμη σε επίπεδο έγκαιρου εντοπισμού θέσεων προς περαιτέρω διερεύνηση ενεργειών συντήρησης ή και αποκατάστασης.

7.4. Σχόλια – παρατηρήσεις

Ο ερευνητικός στόχος του παρόντος κεφαλαίου ήταν η διερεύνηση της συμβολής του προφίλ του οδοστρώματος (μέσω της κατά μήκος κατατομής/ομαλότητας που έχει η επιφάνεια κύλισης) στην εντατική κατάσταση που διαμορφώνεται στο σώμα του οδοστρώματος. Για την υλοποίηση της διερεύνησης αυτής, αξιοποιήθηκαν στοιχεία συλλογής με προφιλόμετρο τύπου laser, πλέον των, ήδη αναφερθέντων από προηγούμενα ερευνητικά στάδια, συστημάτων (FWD και GPR). Από την έρευνα που διεξήχθη, προκύπτει ότι η ομαλότητα πέρα από καθοριστικό παράγοντα της λειτουργικής συμπεριφοράς ενός οδοστρώματος, αποτελεί και μια ένδειξη της δομικής συμπεριφοράς του κυρίως όσον αφορά στη θεμελίωση του οδοστρώματος (γεωτεχνική υποδομή της οδού). Συγκεκριμένα, ακολουθώντας μια προσέγγιση μοντελοποίησης των κρίσιμων παραμορφώσεων βρέθηκε ότι η ακρίβεια πρόβλεψης των παραμορφώσεων στη στρώση έδρασης βελτιώθηκε όταν χρησιμοποιήθηκε το επίπεδο ομαλότητας ως παράμετρος υπολογισμού. Τρία διαφορετικά στατικά πρότυπα οδοστρώματος που υιοθετήθηκαν κατά την ανάλυση του οδοστρώματος ενίσχυσαν περαιτέρω τα ευρήματα. Συνίσταται επιπλέον έρευνα λαμβάνοντας υπόψη μεγαλύτερα τμήματα ή τμήματα οδοστρωμάτων με ενδείξεις επιφανειακών φθορών ή ρωγμών προκειμένου να διερευνηθεί η αποτελεσματικότητα της προσέγγισης που αναπτύχθηκε σε επίπεδο έργου, αλλά για διαφορετικές συνθήκες. Υπό την προϋπόθεση ότι διερευνώνται μεγαλύτερα μήκη οδοστρωμάτων μπορεί να διερευνηθεί και η χρήση πιο προηγμένων τεχνικών ανάλυσης (π.χ. μέσω μοντέλων και τεχνικών μηχανικής μάθησης).

Από άποψη χρηστικότητας, η παρούσα διερεύνηση αναδεικνύει μία πρακτική προσέγγιση που δύναται να εφαρμοστεί στο πλαίσιο μίας βέλτιστης παρακολούθησης οδοστρωμάτων με έμφαση σε θέματα που αφορούν στη γεωτεχνική υποδομή. Μια συνήθης πρόκληση που αντιμετωπίζουν οι μηχανικοί οδοστρωμάτων, τόσο κατά τη διάρκεια της κατασκευής ενός νέου οδοστρώματος όσο και κατά την παρακολούθηση υφισταμένων οδοστρωμάτων, είναι η αξιολόγηση των μηχανικών χαρακτηριστικών της γεωτεχνικής υποδομής του οδοστρώματος. Ενώ για τις ασφαλτικές στρώσεις, η

λήψη πυρήνων επιτόπου επιτρέπει την περαιτέρω αξιολόγηση των μηχανικών χαρακτηριστικών στο εργαστήριο κατόπιν κατάλληλων δοκιμών, η αξιολόγηση των υλικών σε μεγαλύτερα βάθη απαιτεί τη διενέργεια τομών στην επιφάνεια του οδοστρώματος. Ως διαδικασία, η τελευταία δεν είναι ιδιαίτερα δημοφιλής, δεδομένου ότι προκαλείται σημαντική διατάραξη της δομής του οδοστρώματος, πράγμα που είναι ανεπιθύμητο ιδιαίτερα σε κύρια οδικά έργα και αυτοκινητοδρόμους, ενώ επίσης η παρεχόμενη πληροφορία είναι σημειακή. Επομένως, η παρούσα διερεύνηση της αλληλεπίδρασης του προφίλ και της δομικής κατάστασης ενός οδοστρώματος μπορεί εν δυνάμει να υποδείξει τον καθορισμό θέσεων προς περαιτέρω διερεύνηση και τη ρεαλιστικότερη δυνατή επιλογή υποψήφιων θέσεων προς διενέργεια στοχευμένων τομών εις βάθος.

8. ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΙΞΩΔΟΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΑΣΦΑΛΤΟΜΙΓΜΑΤΩΝ ΣΤΗΝ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΟΔΟΣΤΡΩΜΑΤΩΝ

8.1. Γενικά

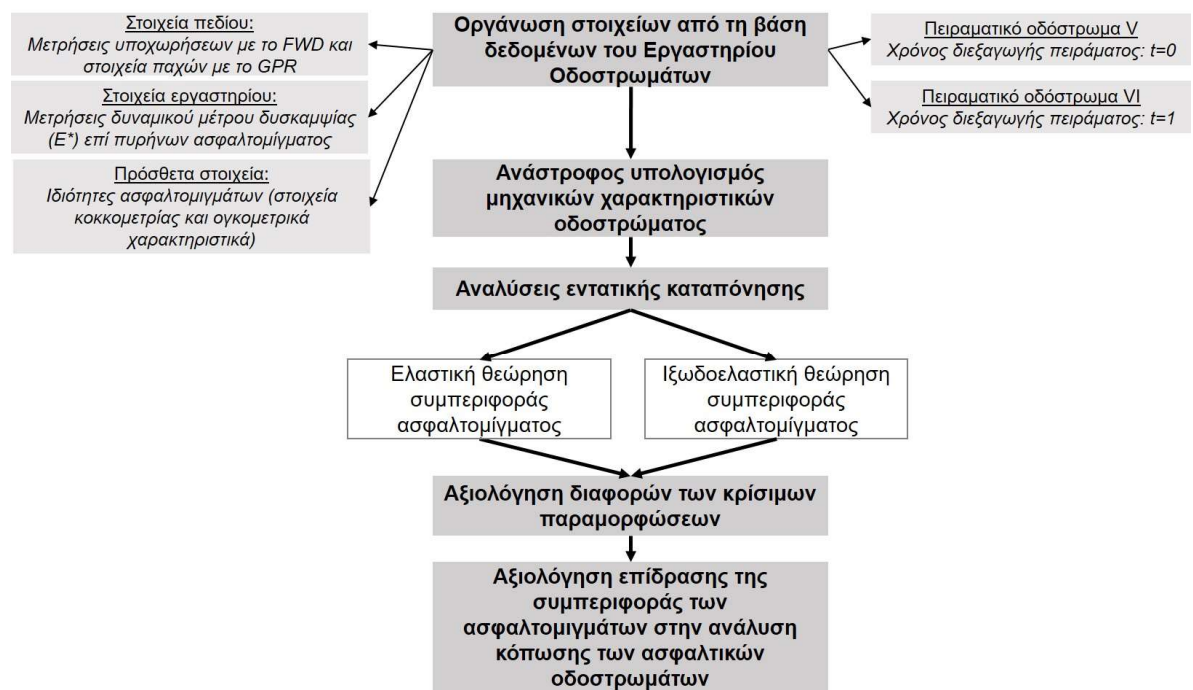
Πέρα από τα επιμέρους θέματα που διερευνήθηκαν έως τώρα και αφορούσαν κυρίως στη χρήση δεικτών συμπεριφοράς οδοστρωμάτων, η συμβολή των χαρακτηριστικών των επιμέρους υλικών των οδοστρωμάτων είναι καθοριστικής σημασίας, ιδιαίτερα για ανάλυση οδοστρώματος σε επίπεδο έργου. Λαμβάνοντας υπόψη τα χαρακτηριστικά της συμπεριφοράς των ασφαλτομιγμάτων που περιεγράφηκαν στα κεφάλαια 2.3 και 4, πραγματοποιήθηκε εμβάθυνση στην επίδραση της συμπεριφοράς αυτής στη διαδικασία της δομικής αξιολόγησης των ασφαλικών οδοστρωμάτων. Παρόλο που η γνώση της δομικής κατάστασης ενός οδοστρώματος είναι επιθυμητή ανά πάσα στιγμή στο εύρος της διάρκειας ζωής του (χρονική στιγμή t , όπου t η ηλικία του οδοστρώματος, δηλαδή ο χρόνος που έχει μεσολαβήσει από την ολοκλήρωση της κατασκευής του οδοστρώματος), η παρούσα ερευνητική διαδικασία επικεντρώνεται σε νέα οδοστρώματα. Δηλαδή καλύπτεται το φάσμα χρόνου ζωής οδοστρωμάτων που κυμαίνεται από $t = 0$ (δηλαδή αμέσως μετά την ολοκλήρωση της κατασκευής) έως $t=1$ έτος λειτουργίας του οδοστρώματος. Παρόλο που οι ενέργειες συντήρησης ή αποκατάστασης των οδοστρωμάτων αρχίζουν να απασχολούν τους φορείς διαχείρισης οδικών υποδομών μετά από συνήθως 4-5 έτη λειτουργίας, η αξιολόγηση οδοστρώματος στα πρώτα στάδια της ζωής του συμβάλλει στη διαμόρφωση μιας ολοκληρωμένης εικόνας για την εξέλιξη της μηχανικής του συμπεριφοράς σε βάθος χρόνου.

Παρά ταύτα, σύμφωνα με όσα έχουν αναφερθεί στο κεφάλαιο 3.1, η θεωρία και οι παραδοχές της ανάλυσης που χρησιμοποιούνται για την αξιολόγηση όταν $t=0$ («σημείο μηδέν») δύναται να επηρεάσουν την αξιολόγηση της μακροπρόθεσμης συμπεριφοράς του οδοστρώματος και τη διαδικασία λήψης αποφάσεων όσον αφορά στη διαχείριση των αναγκών συντήρησης και αποκατάστασης. Με άλλα λόγια, η αξιολόγηση στο «σημείο μηδέν» συμβάλλει στον καθορισμό μιας κατάστασης αναφοράς για το οδόστρωμα διαμορφώνοντας εξαρχής μια βάση δεδομένων (μητρώο παρακολούθησης), προκειμένου να μπορεί αυτό να παρακολουθείται συστηματικά και να αξιολογείται η εξέλιξη της κατάστασής του στο μέλλον.

Η κύρια πρόκληση του μηχανικού οδοστρωμάτων στο πλαίσιο της αξιολόγησής τους είναι η αποτελεσματική επιλογή και χρήση προηγμένων εργαλείων ανάλυσης (που λαμβάνουν υπόψη την ακριβή μηχανική συμπεριφορά των υλικών και των συνθήκων φόρτισης) και κυρίως η ερμηνεία των αποτελεσμάτων, προκειμένου να διαμορφωθεί μια ολοκληρωμένη αντίληψη για την αξιολόγηση του οδοστρώματος. Παρόλο που η οργανομέτρηση ενός οδοστρώματος είναι η μόνη διαδικασία που θα μπορούσε να λύσει τυχόν προβλήματα αβεβαιότητας και διασποράς των αποτελεσμάτων της ανάλυσης λόγω της ακρίβειας των μετρήσεων μέσω ειδικών οργάνων, η όλη διαδικασία είναι ιδιαίτερα επίπονη και δαπανηρή, άρα λιγότερο ελκυστική. Ωστόσο, ακόμη και στην περίπτωση απουσίας στοιχείων από οργανομετρήσεις, είναι απαραίτητο ο μηχανικός οδοστρωμάτων να συνδυάζει τα διαθέσιμα εργαλεία ανάλυσης και να ερμηνεύει τα αποτελέσματα που προκύπτουν με στόχο την ορθολογικότερη διαχείριση της συντήρησης των οδικών υποδομών.

Υπό το πρίσμα αυτό, μελετάται στο στάδιο αυτό η ενσωμάτωση μηχανιστικών αρχών στην ανάλυση των οδοστρωμάτων, διερευνώντας την επιρροή διαφορετικών θεωριών και παραδοχών για τη

μηχανική συμπεριφορά των ασφαλτομιγμάτων. Η διερεύνηση αφορά σε νέα οδοστρώματα λαμβάνοντας υπόψη την τεκμηρίωση που προηγήθηκε. Προκειμένου να υλοποιηθεί ο ως άνω στόχος, ακολουθήθηκαν μεθοδολογικά τα βήματα που φαίνονται στην εικόνα 8.1.



Εικόνα 8.1: Διάγραμμα ροής ερευνητικής διαδικασίας για τη συμπεριφορά ασφαλτομιγμάτων.

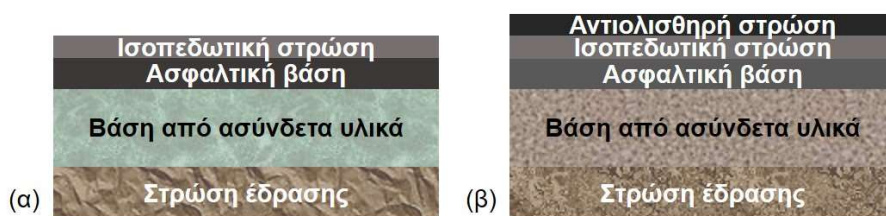
Ενδεικτικά, η διαδικασία συνοψίζεται ως ακολούθως:

- Συλλογή των απαιτούμενων στοιχείων από τη βάση δεδομένων του εργαστηρίου Οδοποιίας ΕΜΠ. Τα LTPP στοιχεία αφορούν σε δύο πειραματικά οδοστρώματα τμημάτων αυτοκινητοδρόμων βαριάς κυκλοφορίας (οδόστρωμα V και οδόστρωμα VI) και συλλέχθηκαν μέσω πειραμάτων πεδίου. Η πειραματική διαδικασία περιελάμβανε NDT μετρήσεις με τα συστήματα FWD και GPR σε διάφορες θέσεις αναφοράς καθώς και λήψη πυρήνων. Προκειμένου να καλυφθεί επαρκώς η περίπτωση ελέγχου νέων οδοστρώματων, τα στοιχεία που επιλέχθηκαν προς διερεύνηση ήταν τη χρονική στιγμή $t=0$ για το Οδόστρωμα V και τη χρονική στιγμή $t=1$ για το Οδόστρωμα VI.
- Διαμορφώθηκε ένα πλαίσιο ανάλυσης για την αξιολόγηση της απόκρισης των οδοστρώματων λαμβάνοντας υπόψη και τις δύο θεωρήσεις συμπεριφοράς ασφαλτομιγμάτων, δηλαδή της ελαστικής θεώρησης (κατά τη συνήθη πρακτική) και της ιξωδοελαστικής θεώρησης. Η έμφαση των αναλύσεων δόθηκε στην αξιολόγηση της κρίσιμων παραμορφώσεων και κατ' επέκταση στις επιτρεπόμενες αξονικές διελεύσεις έναντι κόπωσης ασφαλτομιγμάτων. Το ενδιαφέρον γύρω από την κόπωση ασφαλτομιγμάτων ενισχύεται λόγω του γεγονότος ότι αυτή είναι η κυριότερη μορφή αστοχίας που λαμβάνεται κατά την αξιολόγηση των αναγκών επανασχεδιασμού των οδοστρώματων στο πλαίσιο διαχείρισης της συντήρησης και αποκατάστασης. Σημειώνεται ότι πέρα από την διερεύνηση της κόπωσης λόγω αλιγοτορικών ρωγμών που αντιστοιχούν σε συνθήκες εμφάνισης και διάδοσης ρωγμών τύπου bottom-up, διερευνάται και η κόπωση λόγω διαμηκών ρωγμών που αντιστοιχούν σε συνθήκες εμφάνισης ρωγμών τύπου top-down.

Για την επίτευξη του υπόψη ερευνητικού στόχου, η θεωρία MLET υιοθετήθηκε στο πλαίσιο της ελαστικής ανάλυσης, ενώ τόσο το μαθηματικό μοντέλο της σιγμοειδούς συνάρτησης όσο και το ρεολογικό μοντέλο Huet-Sayegh χρησιμοποιήθηκαν για την ενσωμάτωση της ιξωδοελαστικότητας των ασφαλτομιγμάτων στο πλαίσιο των συναφών αναλύσεων.

8.2. Συλλογή και ανάλυση στοιχείων

Για να επιτευχθούν οι ερευνητικοί στόχοι του υπόψη πειράματος, οργανωθήκαν αρχικά τα στοιχεία συλλογής από τα πειραματικά οδοστρώματα V και VI. Η τυπική διατομή οδοστρώματος περιλαμβάνει και στις δύο περιπτώσεις, ασφαλτικές στρώσεις, βάση από ασύνδετο θραυστό αμμοχάλικο και στρώση έδρασης από φυσικό αμμοχάλικο (εικόνα 8.2). Κατά τη διενέργεια του πειράματος στο οδόστρωμα V την $t=0$, δεν είχε κατασκευαστεί η αντιολισθηρή στρώση κυκλοφορίας και το οδόστρωμα δεν είχε δοθεί στην κυκλοφορία. Στο οδόστρωμα V, οι θέσεις που μετρήθηκαν κατά τη διάρκεια των πειραμάτων αφορούσαν σε δύο υποτμήματα, στα οποία υπάρχει μικρή διαφοροποίηση στην κοκκομετρική διαβάθμιση των αδρανών και την ογκομετρική σύνθεση των μιγμάτων (πίνακες 8.1, 8.2). Όσον αφορά στο συνδετικό υλικό, η άσφαλτος που χρησιμοποιήθηκε ήταν βαθμού διείδυσης 30/45. Εργαστηριακές δοκιμές στο ασφαλτικό υλικό έδειξαν ότι ο δείκτης διείδυσης κυμαίνεται από 35-36 PEN (στους 25°C) και το σημείο μάλθωσης κυμαίνεται από 55-56.3°C και στα δύο υποτμήματα.



Εικόνα 8.2: Τυπικές διατομές (α) πειραματικό οδόστρωμα V, και (β) πειραματικό οδόστρωμα VI.

Πίνακας 8.1: Κοκκομετρική διαβάθμιση αδρανών ασφαλτομίγματος του οδοστρώματος V.

Κόσκινο (mm)	Υποτμήμα 1		Υποτμήμα 2	
	Διερχόμενο ποσοστό % υλικό ασφαλτικής βάσης	Διερχόμενο ποσοστό % υλικό ισοπεδωτικής στρώσης	Διερχόμενο ποσοστό % υλικό ασφαλτικής βάσης	Διερχόμενο ποσοστό % υλικό ισοπεδωτικής στρώσης
19 (3/4")	91	100	100	100
9.5 (3/8")	65	78	61.8	82
4.75 (No. 4)	44	52	43.1	53.1
0.075 (No. 200)	3.4	4	4.5	5.1

Πίνακας 8.2: Σύσταση ασφαλτομίγματος του οδοστρώματος V.

Χαρακτηριστικό	Υποτμήμα 1		Υποτμήμα 2	
	Μίγμα ασφαλτικής βάσης	Μίγμα ισοπεδωτικής στρώσης	Μίγμα ασφαλτικής βάσης	Μίγμα ισοπεδωτικής στρώσης
Ποσοστό ασφάλτου κ.β. μίγματος (%)	4.0	4.2	4.2	4.3

Χαρακτηριστικό	Υπομήμα 1		Υπομήμα 2	
	Μίγμα ασφαλτικής βάσης	Μίγμα ισοπεδωτικής στρώσης	Μίγμα ασφαλτικής βάσης	Μίγμα ισοπεδωτικής στρώσης
Ποσοστό κενών αέρος κ.ο. μίγματος (%)	4.4	4.6	4.3	4.7

Ως προς το οδόστρωμα VI, τα χαρακτηριστικά των ασφαλτικών υλικών ήταν όμοια με αυτά των οδοστρωμάτων I-IV. Η κοκκομετρική διαβάθμιση των αδρανών καθώς και τα χαρακτηριστικά της ογκομετρικής σύστασης των ασφαλτομιγμάτων της αντιολισθηρής στρώσης και της ασφαλτικής βάσης φαίνονται στον πίνακα 8.3 και τα ογκομετρικά χαρακτηριστικά των ασφαλτομιγμάτων στον πίνακα 8.4. Σημειώνεται ότι στην ισοπεδωτική στρώση του οδοστρώματος VI χρησιμοποιήθηκε το ίδιο υλικό με την ασφαλτική βάση.

Πίνακας 8.3: Κοκκομετρική διαβάθμιση αδρανών ασφαλτομίγματος του οδοστρώματος VI.

Κόσκινο (mm)	Διερχόμενο ποσοστό % υλικό ασφαλτικής βάσης	Κόσκινο (mm)	Διερχόμενο ποσοστό % υλικό αντιολισθηρής στρώσης
25 (1")	100	19 (3/4")	100
19 (3/4")	90.9	12.5 (1/2")	92
12.5 (1/2")	71.3	9.5 (3/8")	69
4.75 (No. 4)	56.2	4.75 (No. 4)	33
2 (No. 10)	38.5	2.36 (No. 8)	21
0.42 (No. 40)	17.4	1.18 (No. 16)	12
0.18 (No. 80)	12.9	0.3 (No. 50)	5
0.075 (No. 200)	5.5	0.075 (No. 200)	3.4

Πίνακας 8.4: Σύσταση ασφαλτομίγματος του οδοστρώματος VI.

Χαρακτηριστικό	Μίγμα ασφαλτικής βάσης	Μίγμα αντιολισθηρής στρώσης
Ποσοστό ασφάλτου κ.β. μίγματος (%)	4.3	4.6
Ποσοστό κενών αέρος κ.ο. μίγματος (%)	4.5	11

Σχετικά με τα πειράματα πεδίου στα δύο οδοστρώματα, η πραγματοποίηση των μετρήσεων με τα συστήματα FWD και GPR έγινε σύμφωνα με τα όσα έχουν περιγραφεί σε προγενέστερα πειράματα. Υπενθυμίζεται ότι κατά τη διάρκεια των μετρήσεων FWD, πραγματοποιήθηκε επίσης συστηματική μέτρηση της θερμοκρασίας του αέρα και της επιφάνειας του οδοστρώματος σε κάθε θέση ελέγχου, ενώ με κατάλληλη διάνοιξη οπών στο σώμα του οδοστρώματος μετρήθηκε η θερμοκρασία στο μέσο της ασφαλτικής βάσης. Ειδικότερα στο οδόστρωμα V, οι μετρήσεις με το FWD επαναλήφθηκαν στις ίδιες θέσεις ελέγχου σε διαφορετικές θερμοκρασίες (σύμφωνα με τον πίνακα 8.5) για να διερευνηθεί η επίδραση της θερμοκρασίας στην απόκριση του οδοστρώματος. Η επίτευξη πολλαπλών θερμοκρασιών ανά θέση έγινε μέσω επανάληψης των μετρήσεων ημερησίως κατά τη διάρκεια ξηρής περιόδου, οδηγώντας έτσι στο εύρος θερμοκρασίας του πίνακα 8.5. Το φάσμα των θερμοκρασιών που μετρήθηκαν στο οδόστρωμα VI κυμαίνεται από 8-23°C (πίνακας 8.6). Κατά συνέπεια, οι θερμοκρασίες που μετρήθηκαν και στα δύο πειραματικά οδοστρώματα καλύπτουν ένα ευρύ φάσμα θερμοκρασιών που μπορούν να συναντηθούν στον ελλαδικό χώρο κατά τη διάρκεια του έτους.

Πίνακας 8.5: Θερμοκρασίες που μετρήθηκαν στο μέσο της ασφαλτικής βάσης στο πείραμα πεδίου στο οδόστρωμα V.

Υποτμήμα 1		Υποτμήμα 2	
Θέση	Θερμοκρασία (°C)	Θέση	Θερμοκρασία (°C)
V1	26.5, 31.0, 35.6	V6	24.0, 39.6
V2	26.7, 31.2, 35.9	V7	24.0, 39.6
V3	27.0, 31.5, 36.2	V8	24.0, 39.6
V4	27.2, 31.6, 36.5	V9	24.0, 39.6
V5	27.4, 31.8, 36.7	V10	24.0, 39.7

Πίνακας 8.6: Θερμοκρασίες που μετρήθηκαν στο μέσο της ασφαλτικής βάσης στο πείραμα πεδίου στο οδόστρωμα VI.

Θέση	Θερμοκρασία (°C)	Θέση	Θερμοκρασία (°C)	Θέση	Θερμοκρασία (°C)	Θέση	Θερμοκρασία (°C)
VI1	8.7	VI6	9.5	VI11	13.7	VI16	19.3
VI2	8.9	VI7	12.9	VI12	14.0	VI17	19.4
VI3	9.1	VI8	13.0	VI13	14.1	VI18	19.9
VI4	9.2	VI9	13.3	VI14	14.3	VI19	20.1
VI5	9.4	VI10	13.4	VI15	15.2	VI20	22.8

Αναφορικά με τη διαδικασία της πυρηνοληψίας, η εξαγωγή των πυρήνων έγινε στις ίδιες θέσεις στις οποίες πραγματοποιήθηκαν οι FWD μετρήσεις. Οι πυρήνες μεταφέρθηκαν στο εργαστήριο, όπου και πραγματοποιήθηκε η εργαστηριακή δοκιμή για τον προσδιορισμό του δυναμικού μέτρου δυσκαμψίας των ασφαλτομιγμάτων (E^*) σύμφωνα με τη δοκιμή της μονοαξονικής θλίψης κατά το πρωτόκολλο AASHTO T342-11 (AASHTO 2011). Κατά τη δοκιμή, ένα ελεγχόμενο θλιπτικό φορτίο ημιτονοειδούς (haversine) μορφής εφαρμόστηκε σε κάθε πυρήνα για προκαθορισμένους συνδυασμούς θερμοκρασίας και συχνότητας φόρτισης. Λόγω αδυναμίας εξασφάλισης των δύο ακραίων θερμοκρασιών που ορίζει το πρωτόκολλο AASHTO (ήτοι -10°C και 54°C), η δοκιμή είχε πραγματοποιηθεί σε έξι θερμοκρασίες 4, 15, 20, 25, 37°C και έξι συχνότητες: 25, 10, 5, 1, 0.5 και 0.1Hz. Παρόμοιες αναφορές για τη δυσκολία εξασφάλισης των ακραίων θερμοκρασιών έχουν γίνει και στη διεθνή βιβλιογραφία (Bennert & Williams 2009). Για κάθε πυρήνα, το E^* προσδιορίστηκε για καθέναν από τους 30 συνδυασμούς θερμοκρασίας και συχνότητας φόρτισης και προέκυψε ως ο μέσος όρος των τελευταίων 5 κύκλων φόρτισης ανά συχνότητα και θερμοκρασία. Η φόρτιση πραγματοποιείται σε συνθήκες ελεγχόμενης τάσης (stress-controlled mode), με τέτοιο τρόπο ώστε η προκύπτουσα αξονική παραμόρφωση να λαμβάνει τιμές μεταξύ 50-150 $\mu\text{m}/\text{m}$.

Βάσει των στοιχείων που αξιοποιήθηκαν, ακολούθησε η διενέργεια εντατικών αναλύσεων, στις οποίες όταν γίνεται θεώρηση ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς ασφαλτομίγματος, απαιτείται η χρήση εξειδικευμένων εργαλείων ανάλυσης. Στην παρούσα διατριβή χρησιμοποιήθηκαν δύο ισχυρά και παγκόσμιας εμβέλειας εργαλεία-λογισμικά ανάλυσης, το 3D-Move που αναπτύχθηκε στο Πανεπιστήμιο της Νεβάδα (Siddhartan et al. 2000), και το μεταγενέστερο λογισμικό ViscoRoute, το οποίο αναπτύχθηκε στο Ινστιτούτο έρευνας για τις μεταφορές και τα δίκτυα (Central Laboratory for Roads & Bridges, LCPC) στη Γαλλία (Chabot et al. 2010). Σε πληθώρα διεθνών ερευνών έχει γίνει χρήση των υπόψη εργαλείων (ενδεικτικά Ulloa et al. 2013, Losa & Di Natale 2014). Τα αποτελέσματα του μεταγενέστερου λογισμικού έχουν επικυρωθεί με βάση αναλυτικές επιλύσεις, προσομοιώσεις σε περιβάλλον πεπερασμένων στοιχείων, καθώς και με πειραματικά αποτελέσματα από πειραματικές εγκαταστάσεις οργανομέτρησης οδοστρωμάτων στη Γαλλία. Επιπλέον, οι Ulloa et al. (2013)

κατέληξαν σε μια ανεκτή διαφορά της τάξης του 6% μεταξύ των δύο λογισμικών, λαμβάνοντας υπόψη πληθώρα διατομών οδοστρώματος με μικρά και μεγάλα πάχη ασφαλτικών στρώσεων.

Όσον αφορά στις εντατικές αναλύσεις με το 3D-Move λογισμικό, χρησιμοποιούνται απευθείας οι 30 τιμές του E^* για καθέναν από τους συνδυασμούς της θερμοκρασίας και της συχνότητας φόρτισης που προαναφέρθηκαν. Ωστόσο, κατά τη διερεύνηση της επίδρασης των θεωριών συμπεριφοράς του ασφαλομίγματος στην κόπωση, χρειάζεται ως δεδομένη μία συγκεκριμένη τιμή του E^* για την ενεργοποίηση των νόμων αστοχίας. Κατά συνέπεια, χρειάζεται η ανάπτυξη της κεντρικής καμπύλης με βάση τη σιγμοειδή συνάρτηση, η οποία είναι συμβατή με τις εντατικές αναλύσεις στο 3D-Move. Για τη δημιουργία της κεντρικής καμπύλης, χρειάζεται εκτίμηση των παραμέτρων της σιγμοειδούς συνάρτησης (ήτοι α , β , γ και δ), καθώς και των τριών θερμοκρασιακών συντελεστών (ήτοι a , b και c).

Από την άλλη πλευρά, στο λογισμικό ViscoRoute, η θεώρηση του E^* κατά την ιξωδοελαστική ανάλυση προϋποθέτει την κατασκευή της κεντρικής καμπύλης προσαρμοσμένης στο ρεολογικό μοντέλο Huet-Sayegh. Με βάση την εξίσωση του μοντέλου αυτού, για την ανάπτυξη της κεντρικής καμπύλης χρειάζεται γνώση των πέντε συντελεστών του μοντέλου (ήτοι E_0 , E_∞ , k , h και δ) και των τριών θερμοκρασιακών συντελεστών (ήτοι A_0 , A_1 και A_2).

Η βαθμονόμηση των δύο μοντέλων (της σιγμοειδούς συνάρτησης και του Huet-Sayegh) πραγματοποιήθηκε σε περιβάλλον Microsoft Office, μέσω βελτιστοποίησης με τη μέθοδο των ελαχίστων τετραγώνων. Για κάθε πυρήνα χρησιμοποιήθηκε ως θερμοκρασία αναφοράς αυτή που είχε μετρηθεί στην αντίστοιχη θέση κατά το επιτόπου πείραμα (στο μέσο της ασφαλτικής βάσης). Η ελαχιστοποίηση του αθροίσματος των τετραγώνων των σφαλμάτων (Sum of Squared Errors – SSE) μεταξύ της πειραματικής τιμής του E^* (E_{EXP}^*) και της προβλεπόμενης τιμής του E^* μέσω του εκάστοτε μοντέλου (E_{PRED}^*) ορίστηκε ως κριτήριο για τη βαθμονόμηση των μοντέλων. Το SSE μαθηματικά ορίζεται ως εξής:

$$SSE = \sum_{i=1}^{30} (\log E_{iEXP}^* - \log E_{iPRED}^*)^2 \quad (8.1)$$

Με βάση τα παραπάνω, πραγματοποιήθηκαν τα ακόλουθα βήματα:

- Αναλύσεις εντατικής καταπόνησης (βήμα Ι) με βάση τα στοιχεία πεδίου (πάχη και υποχωρήσεις) για στατικές συνθήκες φόρτισης που αποτελούν τη συνήθη πρακτική που είναι επίσης συμβατή με τις αρχές MLET. Χρησιμοποιήθηκε πληθώρα συναφών λογισμικών με βάση τη διεθνή εμπειρία και πρακτική. Αρχικά χρησιμοποιήθηκαν 4 διαφορετικά λογισμικά για τη διενέργεια του ανάστροφου υπολογισμού και τον προσδιορισμό των μηχανικών χαρακτηριστικών του οδοστρώματος. Τα λογισμικά αυτά ήταν το EVERCALC και το BAKFAA, τα οποία αμφότερα βασίζονται στη MLET, με το BAKFAA να έχει αρχική εφαρμογή κυρίως σε διατομές οδοστρωμάτων αεροδρομίων, το λογισμικό των γενετικών αλγορίθμων BackGenetic3D και το λογισμικό ELMOD που βασίζεται στη θεωρία των ισοδύναμων στρώσεων κατά Odemark. Για καθένα από τα προφίλ των μηχανικών χαρακτηριστικών που προέκυψαν, οι αναλύσεις εντατικής καταπόνησης πραγματοποιήθηκαν με το λογισμικό BISAR, που αναπτύχθηκε από τη Shell και βασίζεται στη MLET. Τέλος, για τις εντατικές αναλύσεις χρησιμοποιήθηκαν και τα πιο προηγμένα λογισμικά 3D-Move και ViscoRoute στα οποία έγινε η θεώρηση των μηχανικών χαρακτηριστικών που προέκυψαν από τους γενετικούς αλγορίθμους. Κατά συνέπεια, προέκυψαν 6 σύνολα εντατικών αναλύσεων, τα οποία αφορούν στην ελαστική θεώρηση για τη συμπεριφορά των ασφαλομιγμάτων.

- Αναλύσεις εντατικής καταπόνησης (βήμα II) με βάση τα στοιχεία πεδίου και εργαστηρίου (τιμές E^*) για δυναμικές συνθήκες φόρτισης, διαδικασία συμβατή με την ιξωδοελαστική θεώρηση συμπεριφοράς των ασφαλτομιγμάτων. Στη θεώρηση αυτή, η συμπεριφορά των ασφαλτικών στρώσεων εκφράζεται μέσω του E^* που μετρήθηκε στους πυρήνες που ελήφθησαν σε κάθε θέση ελέγχου. Για τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υποκείμενων στρώσεων του οδοστρώματος, θεωρήθηκαν ως βάση αναφοράς οι τιμές που προέκυψαν από τον ανάστροφο υπολογισμό με βάση τη θεωρία των γενετικών αλγορίθμων. Για τις εντατικές αναλύσεις με την ιξωδοελαστική θεώρηση χρησιμοποιήθηκαν τα προηγμένα λογισμικά 3D-Move και ViscoRoute. Κατά συνέπεια, προέκυψαν 2 σύνολα εντατικών αναλύσεων, τα οποία αφορούν στην ιξωδοελαστική θεώρηση για τη συμπεριφορά των ασφαλτομιγμάτων.

Σημειώνεται ότι το σύνολο των αναλύσεων της εντατικής κατάστασης και με τις δύο θεωρήσεις πραγματοποιήθηκε για παραδοχή φόρτισης της επιφάνειας του οδοστρώματος με το τυπικό αξονικό φορτίο των 8ton επί διπλών τροχών ακτίνας 105mm, ήτοι για τιμή ομοιόμορφης κυκλικής φόρτισης 577kPa. Επιπλέον, αναφορικά με τις ιξωδοελαστικές αναλύσεις, σε κάθε θέση ελέγχου χρησιμοποιήθηκε ως θερμοκρασία ανάλυσης αυτή που μετρήθηκε επιτόπου στο πεδίο στο μέσο της ασφαλτικής βάσης. Για τη συχνότητα φόρτισης επιλέχθηκε αρχικά τιμή ταχύτητας 80 km/h για δύο διακριτούς λόγους:

- λαμβάνοντας υπόψη τη χρονοϊστορία φόρτισης με το σύστημα FWD (δηλαδή το διάγραμμα φορτίου-χρόνου), υπολογίστηκε γραφικά η συχνότητα φόρτισης του FWD για το φορτίο που εφαρμόστηκε στο πεδίο. Ο γραφικός υπολογισμός των συχνοτήτων φόρτισης έγινε σύμφωνα με μία διεθνώς αποδεκτή μεθοδολογία (Crow 1998). Για όλες τις θέσεις ελέγχου, προέκυψε εύρος συχνοτήτων 16-18Hz, το οποίο κρίνεται λογικό με βάση τη βιβλιογραφία. Ο μετασχηματισμός της συχνότητας αυτής σε ταχύτητα φόρτισης οδήγησε σε ένα εύρος ταχυτήτων 74-83km/h, σύμφωνα με την πειραματική σχέση των Mollenhauer et al. (2009) $f = 0.277 \cdot V^{0.944}$, όπου η ταχύτητα εκφράζεται σε km/h. Επίσης, η χρήση της εξίσωσης 4.6 για ταχύτητα 80km/h αντιστοιχίζεται σε ενδεικτική συχνότητα 17.5Hz. Κατά συνέπεια, υπάρχει μία συμφωνία από υφιστάμενες σχέσεις της βιβλιογραφίας για την αντιπροσωπευτικότητα της ταχύτητας αυτής.
- η επιλογή της τιμής 80km/h είναι επίσης συμβατή με τα όρια ταχύτητας που ισχύουν για την κυκλοφορία των βαρέων οχημάτων στους αυτοκινητοδρόμους σε διάφορες χώρες της ευρωπαϊκής ένωσης (πίνακας 8.7).

Πίνακας 8.7: Γενικά όρια ταχύτητας (km/h) βαρέων φορτηγών οχημάτων (άνω των 3.5t) σε αυτοκινητοδρόμους σε χώρες της ΕΕ (πηγή: Ευρωπαϊκή επιτροπή μεταφορών – οδικής ασφάλειας).

Κατηγορία οδού	Ελλάδα	Ιταλία	Ισπανία	Σουηδία	Γαλλία	Γερμανία
Μη αστικό δίκτυο	80	80 (<12t), 70 (>12t)	80	70	80	60
Οδοί ταχείας κυκλοφορίας	80	100 (<12t), 80 (>12t)	90	90	80	80
Αυτοκινητόδρομοι	80	100 (<12t), 80 (>12t)	90	90	90	80

Τέλος, αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν και για την ταχύτητα 50km/h προκειμένου να υπάρχει μια επισκόπηση και για συνθήκες που αντιστοιχούν σε κυκλοφορία βαρέων οχημάτων εκτός των αυτοκινητοδρόμων, καθώς η επιρροή της ιξωδοελαστικότητας των ασφαλτομιγμάτων αναμένεται εντονότερη για χαμηλότερες ταχύτητες.

Η παρουσίαση των αποτελεσμάτων θα ξεκινήσει με τα σχετικά του πρώτου επιπέδου ανάλυσης, δηλαδή με μια εποπτική εικόνα των τιμών των δεικτών υποχωρήσεων για τις θέσεις που μετρήθηκαν

στα πειραματικά οδοστρώματα. Περαιτέρω ακολουθούν τα αποτελέσματα του δεύτερου επιπέδου ανάλυσης (δηλαδή των μηχανικών χαρακτηριστικών και των εντατικών μεγεθών) και η ανάλυση θα ολοκληρωθεί με τα αποτελέσματα της διερεύνησης με τους νόμους κόπωσης για την αξιολόγηση της φθοράς των ασφαλτικών οδοστρωμάτων.

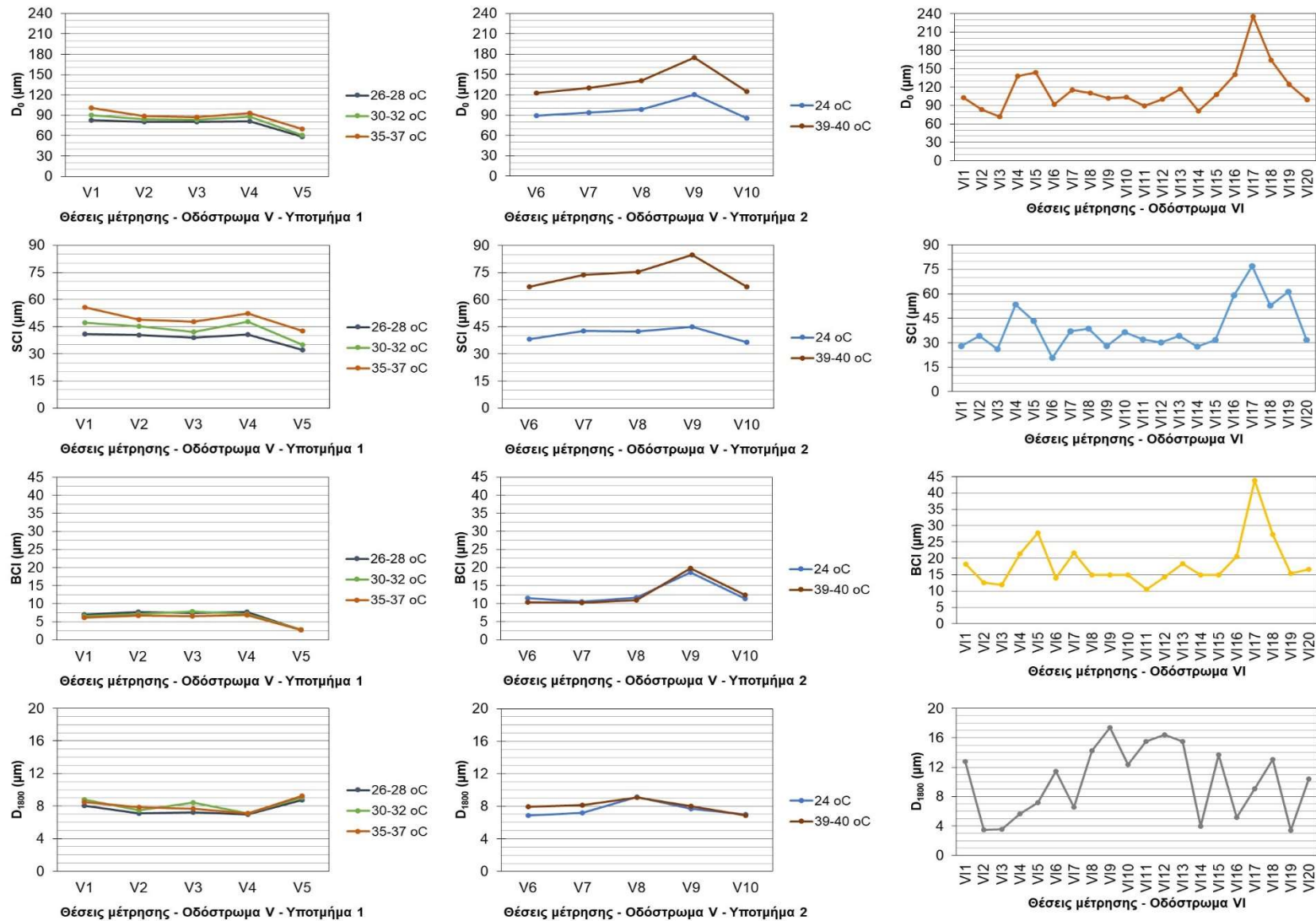
8.3. Αποτελέσματα

8.3.1. Επισκόπηση υπολογισμών με την ελαστική θεώρηση συμπεριφοράς ασφαλτομιγμάτων

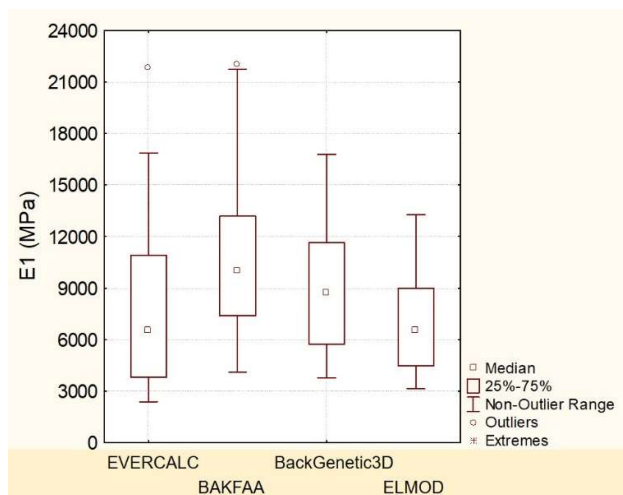
Στην εικόνα 8.3 φαίνεται η κατά μήκος κατανομή των δεικτών D_0 , SCI, BCI και D_{1800} , οι οποίοι περιγράφουν αντίστοιχα τη δομική κατάσταση του συνόλου του οδοστρώματος, των ασφαλτικών στρώσεων, των στρώσεων από ασύνδετα υλικά και της στρώσης έδρασης. Τα δύο υπομήματα του οδοστρώματος V παρουσιάζονται ξεχωριστά, δεδομένου ότι διαφοροποιούνταν τα χρησιμοποιούμενα αδρανή των ασφαλτομιγμάτων. Όσον αφορά στην επανάληψη των μετρήσεων στο οδόστρωμα V σε διαφορετικές θερμοκρασίες, είναι εμφανής η εξάρτηση των δεικτών D_0 και SCI από τη θερμοκρασία. Όσο η θερμοκρασία που μετρήθηκε στο μέσο της ασφαλτικής βάσης αυξάνεται, οι δείκτες υποχωρήσεων προκύπτουν επίσης αυξημένοι. Οι συγκεκριμένοι δείκτες αφορούν στις ασφαλτικές στρώσεις και στο σύνολο του οδοστρώματος, του οποίου η συμπεριφορά εξαρτάται από τη συμβολή των ασφαλτικών στρώσεων, άρα και από τη θερμοκρασία. Αντίθετα, οι δείκτες BCI και D_{1800} που αφορούν στις κατώτερες στρώσεις του οδοστρώματος παρουσιάζουν αμελητέα ευαισθησία στη μεταβολή της θερμοκρασίας.

Ένα επιπλέον στοιχείο που προκύπτει από τα διαγράμματα, αφορά στη μεταβλητότητα των δεικτών μεταξύ των θέσεων που μετρήθηκαν. Στο οδόστρωμα VI, η μεταβλητότητα είναι εν γένει μειωμένη δεδομένου ότι: (i) οι θέσεις που μετρήθηκαν ήταν σε κοντινή απόσταση μεταξύ τους (της τάξης των 50 μέτρων) και (ii) ο χρόνος διεξαγωγής του πειράματος ήταν $t=0$, επομένως, δεν έχει ληφθεί υπόψη η ενδεχόμενη επιρροή της κυκλοφορίας στη δομή του οδοστρώματος (πχ φαινόμενα επανασυμπύκνωσης). Αντίθετα, στο οδόστρωμα VI, ο χρόνος διεξαγωγής του πειράματος ήταν $t=1$, επομένως η επίδραση της επανασυμπύκνωσης είναι περισσότερο ορατή. Τέλος, η διαφοροποίηση της τάξης μεγέθους των δεικτών σε ορισμένες θέσεις του οδοστρώματος VI οφείλεται και στη διαφορά στρωματογραφίας που υπάρχει από θέση σε θέση, δεδομένου ότι η πυκνότητα των θέσεων που μετρήθηκαν ήταν αρκετά μεγαλύτερη στο οδόστρωμα VI σε σχέση με το οδόστρωμα V. Σημειώνεται ωστόσο, ότι με βάση συναφή όρια των τιμών του δεικτών που αναφέρονται στη διεθνή βιβλιογραφία (Horak 2008, Horak et al. 2015), η δομική κατάσταση και των δύο οδοστρωμάτων είναι ικανοποιητική.

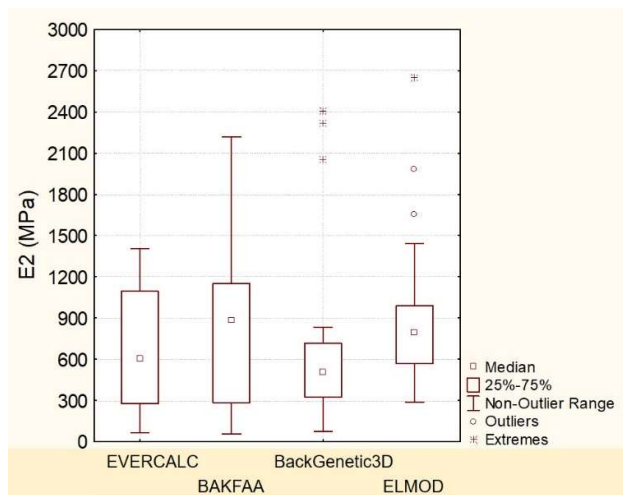
Στη συνέχεια ακολουθούν τα αποτελέσματα της διαδικασίας του ανάστροφου υπολογισμού, ο οποίος όπως προαναφέρθηκε πραγματοποιήθηκε με τέσσερα διαφορετικά λογισμικά. Στις εικόνες 8.4-8.6, δίνονται τα αποτελέσματα υπολογισμού των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών και των δύο πειραματικών οδοστρωμάτων. Τα αποτελέσματα δίνονται υπό μορφή θηκογράμματος.



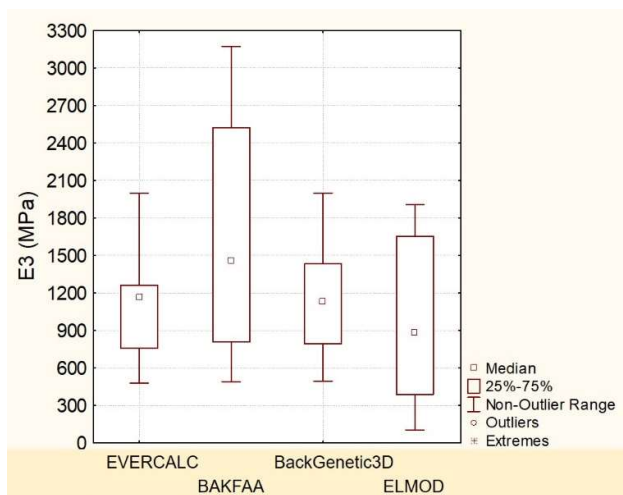
Εικόνα 8.3: Δείκτες δομικής αξιολόγησης στα πειραματικά οδοστρώματα V και VI.



Εικόνα 8.4: Θηκόγραμμα μέτρου ελαστικότητας ασφαλτικών στρώσεων E_1 (MPa).



Εικόνα 8.5: Θηκόγραμμα μέτρου ελαστικότητας στρώσεων από ασύνδετα υλικά E_2 (MPa).



Εικόνα 8.6: Θηκόγραμμα μέτρου ελαστικότητας στρώσης έδρασης E_3 (MPa).

Λαμβάνοντας υπόψη το ενδοτερταρτημοριακό εύρος των τριών μέτρων ελαστικότητας, παρατηρείται ότι για τα ασφαλτομίγματα, το μέτρο ελαστικότητας εκτιμήθηκε από 4000 έως 12000MPa λαμβάνοντας υπόψη και τα τέσσερα χρησιμοποιούμενα λογισμικά. Οι τιμές αυτές κρίνονται λογικές με βάση τη σχετική εμπειρία από τη συμπεριφορά των υλικών. Σημειώνεται ότι οι μεγαλύτερες τιμές του μέτρου ελαστικότητας παρατηρήθηκαν (ως αναμενόταν) για τις χαμηλότερες θερμοκρασίες που μετρήθηκαν στο μέσο της ασφαλικής βάσης στα πειράματα πεδίου.

Όσον αφορά στη στρώση από ασύνδετο υλικό, το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης κυμαίνεται από 300 έως 1100MPa, ενώ παρατηρήθηκαν σε μεμονωμένες θέσεις αρκετά μεγαλύτερες τιμές που δεν χαρακτηρίζονται ως ρεαλιστικές. Για λόγους εξασφάλισης ευκρίνειας στην εικόνα 8.5, οι εξωτερές τιμές που προέκυψαν από τα λογισμικά (outliers) αφαιρέθηκαν από το θηκόγραμμα. Αναφορικά με τη στρώση έδρασης, το μέτρο ελαστικότητας κυμαίνεται από 400 έως 2400MPa λαμβάνοντας υπόψη το ενδοτερταρτημοριακό εύρος των τιμών από τα 4 λογισμικά.

Το γεγονός ότι το μέτρο ελαστικότητας της στρώσης έδρασης έχει εκτιμηθεί σε αρκετές θέσεις μεγαλύτερο από το μέτρο ελαστικότητας της στρώσης από ασύνδετα υλικά, συνιστά ένα αναγνωρισμένο διεθνώς πρόβλημα των διαδικασιών ανάστροφου υπολογισμού, το οποίο αντιβαίνει τις παραδοχές της ελαστικής θεώρησης. Οι δομές οδοστρωμάτων απαρτίζονται από υλικά των οποίων η δυσκαμψία (δηλαδή το μέτρο ελαστικότητας) έχει βαθμιαία μείωση, καθώς το βάθος από την επιφάνεια αυξάνεται. Παρά ταύτα, τα οδοστρώματα στην πράξη εδράζονται σε ενίοτε σκληρά και ανθεκτικά εδαφικά υλικά ή βραχώδη πετρώματα υψηλής δυσκαμψίας. Κατά συνέπεια, η παραδοχή της ελαστικής θεωρίας για την κατώτερη στρώση που εκτείνεται στο άπειρο δημιουργεί προβλήματα στον ανάστροφο υπολογισμό οδηγώντας σε αυξημένες, και ως εκ τούτου μη ρεαλιστικές, τιμές για το μέτρο ελαστικότητας της στρώσης έδρασης. Χαρακτηριστικό παράδειγμα τέτοιας περίπτωσης αποτελεί η περίπτωση έδρασης του οδοστρώματος σε όρυγμα, στοιχείο που συνήθως αντανάκλαται στα πειράματα πεδίου μέσω των πολύ χαμηλών τιμών υποχώρησης που καταγράφει το πλέον απομακρυσμένο από την πλάκα φόρτισης γεώφωνο του FWD (ήτοι ο δείκτης D_{1800}).

Ωστόσο, η παρούσα διατριβή εστιάζει κυρίως στην κρίσιμη παραμόρφωση στον πυθμένα των ασφαλικών στρώσεων. Λαμβάνοντας υπόψη προγενέστερη εμπειρία από προηγούμενο σκέλος της διερεύνησης (κεφάλαιο 7), η παρουσία ή όχι ενός δύσκαμπτου υλικού στον πυθμένα του οδοστρώματος δεν βρέθηκε να επηρεάζει σημαντικά την αναπτυσσόμενη παραμόρφωση στον πυθμένα των ασφαλικών στρώσεων (Plati et al. 2021). Κατά συνέπεια, για την περαιτέρω αξιολόγηση των τεσσάρων λογισμικών θα αξιολογηθεί αφενός η συσχέτιση των τιμών των μέτρων ελαστικότητας, αφετέρου η επίδρασή των λογισμικών στην ανάλυση εντατικής καταπόνησης των πειραματικών οδοστρωμάτων.

Στον πίνακα 8.8 φαίνεται η τιμή του συντελεστή συσχέτισης (R^2) για τα ζεύγη τιμών του κάθε μέτρου ελαστικότητας που προέκυψε από τα αντίστοιχα δύο λογισμικά. Δεδομένου ότι συχνά κατά τον ανάστροφο υπολογισμό, η υποεκτίμηση του μέτρου ελαστικότητας μιας υποκείμενης στρώσης συνοδεύεται από υπερεκτίμηση του μέτρου ελαστικότητας μιας υπερκείμενης στρώσης (και το αντίστροφο), για την επιλογή του πλέον αξιόπιστου λογισμικού, λαμβάνονται υπόψη ανά ζεύγος λογισμικών και οι τρεις τιμές των συντελεστών συσχέτισης.

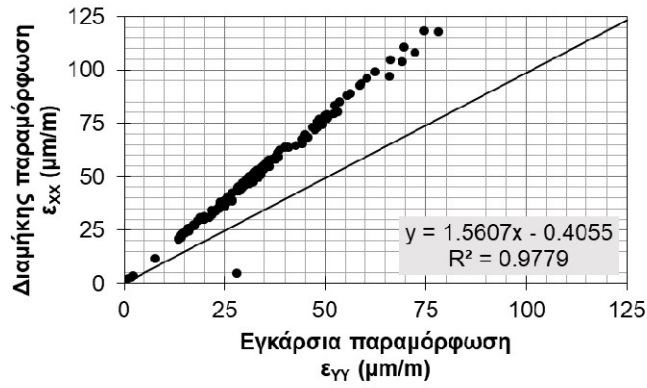
Πίνακας 8.8: Συσχέτιση μέτρων ελαστικότητας με βάση τα τέσσερα λογισμικά του ανάστροφου υπολογισμού.

Ασφαλτικές στρώσεις (μέτρο E_1)	BAKFAA	BackGenetic3D	ELMOD
EVERCALC	0.46	0.60	0.74
BAKFAA		0.30	0.38
BackGenetic3D			0.89
ELMOD			
Στρώση βάσης (μέτρο E_2)	BAKFAA	BackGenetic3D	ELMOD
EVERCALC	0.92	0.88	0.71
BAKFAA		0.73	0.59
BackGenetic3D			0.69
ELMOD			
Στρώση έδρασης (μέτρο E_3)	BAKFAA	BackGenetic3D	ELMOD
EVERCALC	0.33	0.58	0.08
BAKFAA		0.45	0.41
BackGenetic3D			0.43
ELMOD			

Από τις τιμές που εμφανίζονται στον πίνακα προκύπτει ότι τα λογισμικά EVERCALC και BackGenetic3D εμφανίζουν ικανοποιητική συσχέτιση μεταξύ τους και για τα τρία μέτρα ελαστικότητας. Το ευρέως χρησιμοποιούμενο λογισμικό ELMOD, το οποίο βασίζεται στη θεωρία των ισοδύναμων στρώσεων έχει μειωμένη συσχέτιση με τα υπόλοιπα όσον αφορά στην εκτίμηση του μέτρου ελαστικότητας της στρώσης έδρασης. Πιθανώς αυτό οφείλεται στη διαφορετική φιλοσοφία υπολογισμού του μέτρου E_3 σε σύγκριση με τα λογισμικά που βασίζονται στη MLET, τα οποία χρησιμοποιούν την υποχώρηση D_{1800} ως άμεση παράμετρο εκτίμησης του E_3 . Επιπλέον, το λογισμικό BAKFAA έχει εν γένει χαμηλή συσχέτιση με τα υπόλοιπα, τόσο για την εκτίμηση του μέτρου ελαστικότητας της στρώσης έδρασης, όσο και για το μέτρο ελαστικότητας των ασφαλτικών στρώσεων.

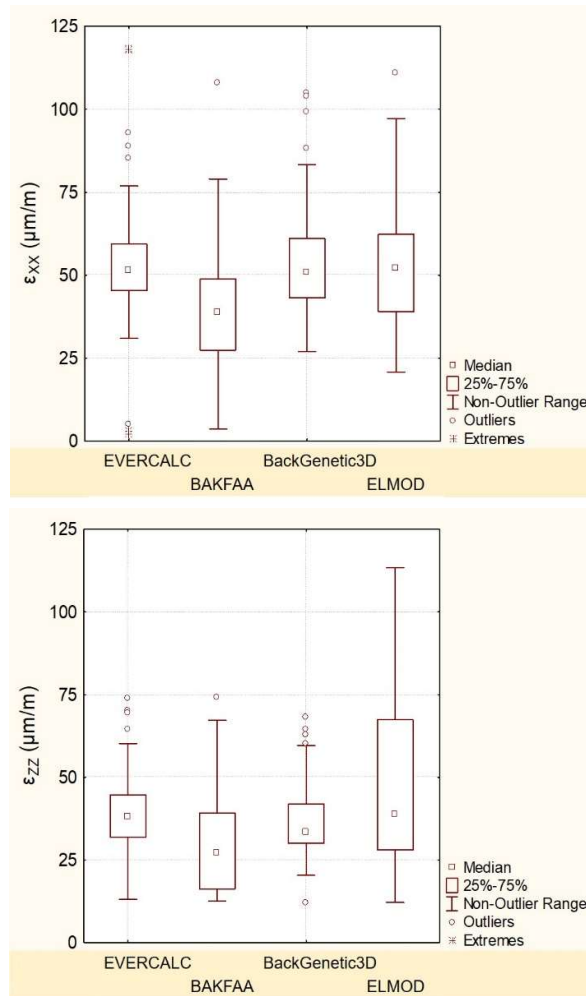
Δεδομένου ότι οι απόλυτες διαφορές που παρουσιάζουν μεταξύ τους τα υπολογισμένα μέτρα ελαστικότητας είναι εν γένει μεγάλες, για την ολοκλήρωση της αξιολόγησης των τεσσάρων λογισμικών αξιολογήθηκε και η επίδρασή τους στην ανάλυση εντατικής καταπόνησης του οδοστρώματος. Κατά τον υπολογισμό της εντατικής κατάστασης σε κάθε θέση αναφοράς, προέκυψαν τρία κρίσιμα εντατικά μεγέθη. Τα δύο από αυτά αντιστοιχούν στην οριζόντια εφελκυστική παραμόρφωση στον πυθμένα των ασφαλτικών στρώσεων, η οποία λόγω της μορφής του φορτίου (άξονας διπλών τροχών) έχει δύο επιμέρους τιμές, μία κατά τη διαμήκη έννοια και μία κατά την εγκάρσια έννοια. Το τρίτο αντιστοιχεί στην κατακόρυφη θλιπτική παραμόρφωση στην κορυφή της στρώσης έδρασης. Υπενθυμίζεται ότι για το σύνολο των στατικών προτύπων ανά θέση αναφοράς, η διενέργεια των εντατικών αναλύσεων έγινε με το λογισμικό BISAR (Shell, 1998), το οποίο βασίζεται στη MLET.

Λαμβάνοντας υπόψη το σύνολο των θέσεων και από τα δύο πειραματικά οδοστρώματα καθώς επίσης και τις παραμορφώσεις που προέκυψαν και από τα τέσσερα στατικά πρότυπα ανά θέση (ένα από κάθε λογισμικό ανάστροφου υπολογισμού), προέκυψε σταθερά ότι η διαμήκης παραμόρφωση (ϵ_{xx}) είναι μεγαλύτερη από την εγκάρσια (ϵ_{yy}), και μάλιστα προκύπτει μεταξύ τους μια άριστη γραμμική συσχέτιση (εικόνα 8.7). Κατά συνέπεια, για τους περαιτέρω ελέγχους λαμβάνεται υπόψη υπέρ της ασφαλείας μόνο η διαμήκης παραμόρφωση.



Εικόνα 8.7: Σύγκριση εγκάρσιων και διαμηκών παραμορφώσεων στον πυθμένα των ασφαλτικών στρώσεων.

Ακολούθως, παρουσιάζονται σε θηκογράμματα οι διαμήκεις παραμορφώσεις στον πυθμένα των ασφαλτικών στρώσεων (εικόνα 8.8α) και οι κατακόρυφες παραμορφώσεις στην κορυφή της στρώσης έδρασης (εικόνα 8.8β).



Εικόνα 8.8: (α) Διαμήκεις παραμορφώσεις στον πυθμένα των ασφαλτικών στρώσεων και (β) κατακόρυφες παραμορφώσεις στην κορυφή της στρώσης έδρασης.

Παρατηρώντας την ποιοτική μορφή των θηκογραμμάτων για τις διαμήκεις παραμορφώσεις, φαίνεται ότι ο υπολογισμός του στατικού προτύπου της διατομής κατά ΒΑΚFAA οδηγεί σε ένα ενδοτεταρτημοριακό εύρος παραμορφώσεων που διαφοροποιείται από αυτά που προκύπτουν από τα στατικά πρότυπα με τα υπόλοιπα λογισμικά. Το γεγονός αυτό συνδέεται με τις εν γένει αυξημένες τιμές υπολογισμού του μέτρου ελαστικότητας των ασφαλτικών στρώσεων (εικόνα 8.4), που οδηγούν σε εκτίμηση μειωμένων παραμορφώσεων. Επιπλέον, ενδέχεται το λογισμικό αυτό να έχει προνομιακό πεδίο εφαρμογής σε διατομές και υλικά οδοστρωμάτων αεροδρομίων, πράγμα που να οδηγεί σε διαφοροποίηση στον υπολογισμό της εντατικής κατάστασης σε οδοστρώματα οδών. Άλλωστε, οι διατομές οδοστρωμάτων αεροδρομίων είναι μεγαλύτερες, ενώ σημαντικό τμήμα της διατομής καλύπτουν οι στρώσεις από ασύνδετα υλικά. Μία επιπλέον παρατήρηση που προκύπτει από τα θηκογράμματα των παραμορφώσεων ϵ_{xx} και ϵ_{zz} , είναι η διασπορά των υπολογισμένων μεγεθών, η οποία είναι σημαντικά μεγαλύτερη στην περίπτωση των παραμορφώσεων της στρώσης έδρασης, πιθανώς λόγω και των διαφορετικών συνδυασμών για τα μέτρα ελαστικότητας E_2 και E_3 .

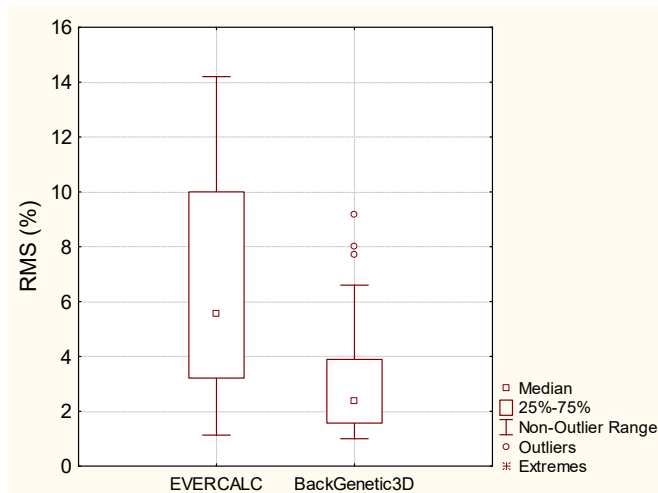
Περαιτέρω, αξιολογείται η στατιστική σημαντικότητα των παρατηρούμενων διαφορών στις παραμορφώσεις λαμβάνοντας υπόψη όλους τους πιθανούς συνδυασμούς λογισμικών κατά ζεύγη (πίνακας 8.9). Ο έλεγχος t-test αφορά στη σύγκριση δύο συσχετισμένων ζευγών με 44 βαθμούς ελευθερίας. Όπως προκύπτει από τον πίνακα, όλοι οι συνδυασμοί των λογισμικών, με εξαίρεση το συνδυασμό EVERCALC-BackGenetic3D, οδηγούν σε στατιστικά σημαντικές διαφορές σε μία ή και στις δύο κρίσιμες παραμορφώσεις. Κατά συνέπεια, ακόμη και με τη συμβατική θεώρηση της στατικής φόρτισης με ελαστικά και ομοιογενή υλικά, ο υπολογισμός των παραμορφώσεων μπορεί να διαφέρει σημαντικά, οδηγώντας εν δυνάμει σε ακόμη μεγαλύτερες διαφορές ως προς την αξιολόγηση ενός οδοστρώματος σε επόμενο επίπεδο ανάλυσης, ήτοι σε μια ανάλυση αστοχίας έναντι κόπωσης του ασφαλτομίγματος ή αστοχίας της στρώσης έδρασης.

Πίνακας 8.9: Στατιστικοί έλεγχοι t-test στις υπολογισμένες κρίσιμες παραμορφώσεις.

Λογισμικά (i και j) που χρησιμοποιούνται για τον προσδιορισμό του στατικού προτύπου	Παραμορφώσεις στις ασφαλτικές στρώσεις			Παραμορφώσεις στη στρώση έδρασης			Αξιολόγηση
	t_{stat}	t_{crit}	Null hypothesis: $\epsilon_{AC-i} = \epsilon_{AC-j}$	t_{stat}	t_{crit}	Null hypothesis: $\epsilon_{SG-i} = \epsilon_{SG-j}$	
EVERCALC – ΒΑΚFAA	4.165	2.015	Reject	1.492	2.015	Accept	X
EVERCAL – BackGenetic3D	-0.391	2.015	Accept	1.335	2.015	Accept	✓
EVERCAL – ELMOD	-0.015	2.015	Accept	-2.213	2.015	Reject	X
ΒΑΚFAA – BackGenetic3D	-4.872	2.015	Reject	-0.974	2.015	Accept	X
ΒΑΚFAA – EMLOD	-4.111	2.015	Reject	2.878	2.015	Reject	X
ELMOD – BackGenetic3D	-0.681	2.015	Accept	2.701	2.015	Reject	X

Προκειμένου να υπάρχει περιορισμένος αριθμός από σύνολα υπολογισμένων παραμορφώσεων για το επόμενο στάδιο της έρευνας, επιλέγονται προς περαιτέρω διερεύνηση με βάση τον πίνακα 8.9, τα σύνολα που προέκυψαν από τα λογισμικά EVERCALC και BackGenetic3D. Τα δύο αυτά λογισμικά οδηγούν σε μη στατιστικά σημαντικές διαφορές, άρα μπορούν να θεωρηθούν ισοδύναμα στο πλαίσιο της ανάλυσης με βάση τη συμβατική θεώρηση της στατικής φόρτισης. Επομένως, για τα δύο αυτά

λογισμικά, αξιολογήθηκε συμπληρωματικά και το σφάλμα (RMS %) για την εκτίμηση των μετρούμενων υποχωρήσεων (εικόνα 8.9).



Εικόνα 8.9: Δείκτης RMS (%).

Από την εικόνα 8.9, προκύπτει ότι με το λογισμικό της καινοτόμου θεωρίας των γενετικών αλγορίθμων (BackGenetic3D) επιτυγχάνεται καλύτερη σύγκλιση μεταξύ μετρημένων και υπολογισμένων ελαστικών υποχωρήσεων, άρα η εκτίμηση των μηχανικών χαρακτηριστικών κρίνεται περισσότερο αξιόπιστη σε σχέση με το συμβατικό λογισμικό της MLET (δηλαδή το EVERCALC), όπου το RMS κυμαίνεται μέχρι και 14%, τιμή που θεωρείται μεγάλη. Με το λογισμικό των γενετικών αλγορίθμων, το RMS έχει εύρος 1-9%, ενώ στο 75% των θέσεων μελέτης, τα μηχανικά χαρακτηριστικά του οδοστρώματος έχουν εκτιμηθεί με σφάλμα μικρότερο του 4%, το οποίο κρίνεται ανεκτό σύμφωνα με συναφή εμπειρία (Plati et al. 2021, Gkyrtis et al. 2021).

Επίσης, αναφορικά με την παρατήρηση που προηγήθηκε για τις μη ρεαλιστικές τιμές του μέτρου ελαστικότητας της στρώσης από ασύνδετα υλικά, σημειώνεται ότι με το λογισμικό των γενετικών αλγορίθμων μόνο σε μία θέση (θέση V5 – μετρήθηκε τρεις φορές για διαφορετική θερμοκρασία ασφαλιστικής βάσης), το μέτρο E_2 εκτιμήθηκε μεγάλο (της τάξης των 2000-2500MPa). Οι τιμές αυτές δεν μπορούν να αντιστοιχηθούν σε ασύνδετο αμμοχάλικο. Κατά συνέπεια, το δείγμα των ελαστικών παραμορφώσεων που παραμένει ενεργό για μετέπειτα σύγκριση με τις ιξωδοελαστικές παραμορφώσεις, είναι μεγαλύτερο μόνο για την περίπτωση χρήσης του λογισμικού των γενετικών αλγορίθμων. Συγκεκριμένα, το δείγμα που αξιοποιείται περαιτέρω είναι 42 παραμορφώσεις (από 45 που περιλάμβανε το αρχικό δείγμα). Δηλαδή, πέραν των υπολοίπων παραγόντων της ανάλυσης, με το λογισμικό των γενετικών αλγορίθμων εξασφαλίζεται η μικρότερη δυνατή απομείωση του αρχικού διαθέσιμου δείγματος.

8.3.2. Επισκόπηση υπολογισμών με την ιξωδοελαστική θεώρηση συμπεριφοράς ασφαλτομιγμάτων

Όπως έχει προαναφερθεί, προαπαιτούμενο για τη διενέργεια αναλύσεων εντατικής καταπόνησης με ιξωδοελαστική θεώρηση συμπεριφοράς ασφαλτομιγμάτων αποτελεί η γνώση του E^* και συγκεκριμένα η δημιουργία της κεντρικής καμπύλης. Για τις μεν αναλύσεις με το λογισμικό 3D-Move, οι μετρημένες τιμές του E^* εισάγονται για κάθε πυρήνα ως απευθείας δεδομένο εισόδου για την ανάλυση εντατικής κατάστασης σε κάθε θέση. Αντίθετα, στις αναλύσεις με το λογισμικό ViscoRoute

απαιτείται η βαθμονόμηση του μοντέλου Huet-Sayegh. Ωστόσο, βαθμονόμηση πραγματοποιήθηκε και για την περίπτωση προσαρμογής της σιγμοειδούς καμπύλης στις τιμές του E^* , προκειμένου αφενός να συγκριθούν οι τιμές που προέκυψαν για το προσαρμοσμένο στην επιτόπου θερμοκρασία δυναμικό μέτρο δυσκαμψίας, αφετέρου για να διαμορφωθεί το σύνολο των τιμών του E^* που απαιτείται για την περαιτέρω ανάλυση κόπωσης. Τα αποτελέσματα της βαθμονόμησης των δύο μοντέλων δίδονται στους πίνακες 8.10-8.11, παράλληλα με το λογαριθμικό σφάλμα εκτίμησης των μετρημένων τιμών του E^* .

Πίνακας 8.10: Βαθμονόμηση ρεολογικού μοντέλου Huet-Sayegh ανά θέση και θερμοκρασία.

Θέση	Θερμο- κρασία (°C)	Παράμετροι μοντέλου Huet-Sayegh								SSE
		E_0 (MPa)	E_∞ (MPa)	k	h	δ	A_0	A_1	A_2	
V1	26.5	5.04	18000.01	0.358	0.408	6.582	13.9190	-0.6856	0.0060	0.059
V2	26.7	5.00	13000.01	0.332	0.482	4.473	7.5042	-0.2515	-0.0011	0.011
V3	27.0	5.00	13000.01	0.338	0.488	4.349	9.0225	-0.3905	0.0021	0.011
V4	27.2	5.00	13000.01	0.349	0.499	5.774	8.9112	-0.3508	0.0009	0.027
V5	27.4	5.00	20000.00	0.338	0.488	8.391	12.4966	-0.5831	0.0046	0.039
V1	31.0	5.04	18000.03	0.361	0.411	12.184	15.4200	-0.6842	0.0060	0.059
V2	31.2	5.00	13000.01	0.344	0.494	8.116	8.8344	-0.2448	-0.0012	0.011
V3	31.5	5.00	13000.01	0.348	0.498	7.292	10.1328	-0.3832	0.0020	0.011
V4	31.6	5.00	13000.02	0.357	0.507	10.033	10.1517	-0.3442	0.0007	0.026
V5	31.8	5.00	20000.00	0.346	0.496	14.144	13.5552	-0.5634	0.0043	0.039
V1	35.6	5.00	18000.02	0.339	0.389	17.684	16.2789	-0.6431	0.0052	0.069
V2	35.9	5.00	13000.00	0.354	0.504	13.001	8.2824	-0.1188	-0.0031	0.048
V3	36.2	5.00	13000.00	0.366	0.516	12.634	11.1032	-0.3684	0.0017	0.013
V4	36.5	5.00	13000.02	0.345	0.495	16.666	12.4594	-0.3938	0.0014	0.029
V5	36.7	5.00	18000.02	0.337	0.387	17.687	16.2780	-0.6660	0.0061	0.087
V6	24.0	5.01	20000.01	0.359	0.409	4.307	9.3074	-0.4513	0.0026	0.029
V7	24.0	5.01	20000.01	0.356	0.406	4.827	9.5106	-0.4599	0.0027	0.048
V8	24.0	5.01	20000.00	0.289	0.534	4.563	7.1100	-0.2856	-0.0004	0.005
V9	24.0	5.02	20000.00	0.379	0.429	3.250	7.9334	-0.3467	0.0007	0.041
V10	24.0	5.00	18000.00	0.327	0.477	3.503	9.2136	-0.4587	0.0031	0.022
V6	39.6	5.00	20000.00	0.386	0.436	25.681	11.9173	-0.3614	0.0015	0.041
V7	39.6	5.00	20000.00	0.378	0.428	25.681	11.9135	-0.3778	0.0019	0.081
V8	39.6	5.00	18000.02	0.343	0.393	25.670	11.8613	-0.2816	-0.0005	0.005
V9	39.6	5.00	18000.02	0.365	0.415	17.698	16.2774	-0.6179	0.0052	0.098
V10	39.7	5.00	18000.03	0.342	0.392	16.999	13.5518	-0.4795	0.0035	0.023
V11	8.7	5.00	19999.34	0.245	0.295	0.150	3.8573	-0.4697	0.0030	0.023
V12	8.9	5.00	20000.00	0.219	0.269	0.272	0.5856	0.0057	-0.0080	0.011
V13	9.1	5.00	20000.00	0.248	0.298	0.444	2.0730	-0.2050	-0.0025	0.019
V14	9.2	5.00	19999.24	0.126	0.308	0.724	1.4498	-0.1096	-0.0055	0.010
V15	9.4	5.00	20000.00	0.254	0.304	0.564	2.4982	-0.2475	-0.0019	0.007
V16	9.5	5.00	20000.00	0.193	0.243	0.037	1.7820	-0.1439	-0.0046	0.017
V17	12.9	5.00	20000.02	0.284	0.334	0.399	3.2423	-0.2233	-0.0022	0.052
V18	13.0	5.00	19999.24	0.211	0.320	0.435	5.4777	-0.4404	0.0015	0.008
V19	13.3	5.00	20000.02	0.274	0.324	1.020	4.0463	-0.3024	-0.0001	0.008
V110	13.4	5.00	19999.24	0.191	0.346	0.405	4.5493	-0.3413	0.0001	0.005

Θέση	Θερμοκρασία (°C)	Παράμετροι μοντέλου Huet-Sayegh								SSE
		E ₀ (MPa)	E _∞ (MPa)	k	h	δ	A ₀	A ₁	A ₂	
VI11	13.7	5.00	19999.24	0.252	0.343	0.804	4.6138	-0.3141	-0.0017	0.006
VI12	14.0	5.00	20000.02	0.269	0.319	0.808	3.1605	-0.1971	-0.0022	0.024
VI13	14.1	5.00	19999.24	0.231	0.390	1.203	4.4044	-0.3031	-0.0007	0.010
VI14	14.3	5.00	19999.24	0.298	0.348	0.577	4.7024	-0.3401	0.0008	0.027
VI15	15.2	5.00	20000.02	0.262	0.312	0.899	3.0300	-0.1334	-0.0043	0.028
VI16	19.3	5.00	20000.02	0.219	0.388	3.122	6.6529	-0.3308	-0.0007	0.010
VI17	19.4	5.00	20000.02	0.202	0.429	3.885	5.9834	-0.2681	-0.0021	0.004
VI18	19.9	5.00	19999.24	0.295	0.345	1.616	5.9842	-0.2850	-0.0008	0.005
VI19	20.1	5.00	20000.02	0.199	0.383	3.299	5.9991	-0.2359	-0.0031	0.015
VI20	22.8	5.00	20000.02	0.261	0.440	3.728	7.5401	-0.3450	0.0006	0.015

Πίνακας 8.11: Βαθμονόμηση σιγμοειδούς συνάρτησης ανά θέση και θερμοκρασία.

Θέση	Θερμοκρασία (°C)	Παράμετροι σιγμοειδούς συνάρτησης							SSE
		α	β	γ	δ	a	b	c	
V1	26.5	3.0821	-0.7962	0.4264	0.6379	0.0001	-0.0994	7.2153	0.004
V2	26.7	3.0729	-1.2463	0.4722	0.3256	-0.0002	-0.0403	4.6586	0.007
V3	27.0	2.4459	-0.9896	0.5369	0.9419	0.0001	-0.0812	5.9858	0.004
V4	27.2	3.0435	-0.9511	0.4431	0.4542	-0.0001	-0.0583	5.3920	0.003
V5	27.4	3.3250	-0.8546	0.4058	0.3931	0.0002	-0.1137	7.8523	0.013
V1	31.0	3.1681	-0.5412	0.4173	0.5673	0.0001	-0.0951	7.6965	0.004
V2	31.2	2.9720	-0.9119	0.4819	0.4207	-0.0002	-0.0407	5.2937	0.007
V3	31.5	2.7109	-0.8113	0.5002	0.7034	0.0000	-0.0739	6.2358	0.005
V4	31.6	3.0445	-0.6905	0.4457	0.4495	-0.0001	-0.0609	6.0792	0.003
V5	31.8	3.0140	-0.5000	0.4372	0.6610	0.0003	-0.1273	9.0071	0.011
V1	35.6	2.6067	-0.1646	0.5013	0.9596	0.0001	-0.0948	8.5150	0.029
V2	35.9	3.2228	-0.6812	0.4575	0.1869	-0.0002	-0.0391	5.9472	0.007
V3	36.2	2.7013	-0.5536	0.5055	0.6978	0.0001	-0.0880	7.3425	0.004
V4	36.5	3.3344	-0.6078	0.4287	0.1110	0.0002	-0.1100	8.8197	0.013
V5	36.7	3.4820	-0.4436	0.4156	0.2157	0.0002	-0.1095	8.8842	0.016
V6	24.0	2.7304	-1.2170	0.5200	0.8478	-0.0001	-0.0626	5.2330	0.032
V7	24.0	3.2759	-1.0614	0.4173	0.4457	0.0001	-0.0975	6.6141	0.007
V8	24.0	2.6914	-1.2035	0.5101	0.8022	-0.0001	-0.0655	5.2323	0.003
V9	24.0	2.9620	-1.3386	0.5064	0.6387	0.0001	-0.0967	6.5790	0.029
V10	24.0	2.9708	-1.2342	0.4603	0.6107	0.0002	-0.1031	6.6019	0.004
V6	39.6	3.0743	-0.2323	0.4597	0.5720	0.0002	-0.1057	8.9019	0.006
V7	39.6	3.0734	-0.2315	0.4586	0.5708	0.0002	-0.1103	8.9018	0.020
V8	39.6	2.7961	-0.1849	0.4967	0.7052	-0.0001	-0.0657	7.3665	0.004
V9	39.6	2.3604	0.1967	0.5834	1.2390	-0.0001	-0.0556	7.0297	0.024
V10	39.7	2.6039	-0.1638	0.4985	0.9565	0.0002	-0.1039	8.5147	0.005
VI1	8.7	2.6471	-1.8539	0.4103	0.9516	0.0003	-0.1257	5.2597	0.020
VI2	8.9	1.8734	-1.8787	0.5092	1.5924	-0.0010	0.0676	-0.8301	0.011
VI3	9.1	2.7871	-2.0851	0.4302	0.7208	-0.0003	-0.0414	2.5870	0.015
VI4	9.2	2.6320	-1.9537	0.4048	0.8329	-0.0008	0.0253	0.5656	0.011
VI5	9.4	2.3244	-1.9813	0.4924	1.1439	-0.0002	-0.0575	3.2026	0.005
VI6	9.5	1.8341	-2.0485	0.4862	1.6190	-0.0006	0.0062	1.1689	0.016

Θέση	Θερμοκρασία (°C)	Παράμετροι σιγμοειδούς συνάρτησης							SSE
		α	β	γ	δ	a	b	c	
VI7	12.9	3.1607	-1.5750	0.3596	0.5985	-0.0005	-0.0065	1.8325	0.014
VI8	13.0	2.3645	-1.9140	0.4784	1.1416	0.0002	-0.1172	5.9162	0.008
VI9	13.3	2.0155	-1.7653	0.5775	1.4228	0.0001	-0.0897	4.7053	0.005
VI10	13.4	2.6970	-2.0251	0.4693	0.8272	0.0000	-0.0748	4.3197	0.003
VI11	13.7	3.0647	-1.8391	0.4086	0.5125	-0.0003	-0.0563	4.0287	0.007
VI12	14.0	1.8636	-1.7439	0.5991	1.5796	-0.0002	-0.0384	2.9222	0.023
VI13	14.1	2.0724	-1.7147	0.6026	1.3676	-0.0001	-0.0655	4.0581	0.010
VI14	14.3	1.8593	-1.9282	0.6662	1.5876	0.0002	-0.1049	5.3609	0.025
VI15	15.2	3.1238	-1.9107	0.4025	0.4224	-0.0005	-0.0072	2.2079	0.023
VI16	19.3	3.0440	-1.3946	0.3687	0.4804	-0.0001	-0.0763	5.4496	0.011
VI17	19.4	2.1339	-1.2579	0.5165	1.2019	-0.0002	-0.0601	4.8026	0.003
VI18	19.9	2.1019	-1.2927	0.5356	1.4581	-0.0007	0.0296	1.1298	0.035
VI19	20.1	2.0171	-1.2038	0.5043	1.3467	-0.0003	-0.0461	4.5320	0.015
VI20	22.8	2.1896	-1.0666	0.5263	1.2725	0.0001	-0.0926	6.1590	0.014

Συγκριτικά με τη σιγμοειδή συνάρτηση που αποτελεί μια πάγια τακτική για τη μοντελοποίηση του E^* σύμφωνα με τον οδηγό MEPDG (ARA 2004, NSHRP 2004), η βαθμονόμηση του ρεολογικού μοντέλου αποδείχτηκε επίσης ικανοποιητική λόγω των ισοδύναμων τιμών του SSE, τα στατιστικά στοιχεία του οποίου φαίνονται στον πίνακα 8.12. Παρατηρούνται εν γένει χαμηλές τιμές του δείκτη SSE που αντιστοιχούν (και για τα δύο μοντέλα) σε ποσοστιαία σφάλματα RMPSE της τάξης του 4-8%, τα οποία είναι ανεκτά. Επιπλέον, από τη στατιστική επεξεργασία των τιμών του δυναμικού μέτρου δυσκαμψίας που προέκυψε σε κάθε θέση προσαρμοσμένο (α) στην επιτόπου μετρημένη θερμοκρασία του μέσου της ασφαλτικής βάσης, και (β) στις δύο ταχύτητες ανάλυσης (80 και 50km/h), οι παρατηρούμενες διαφορές μεταξύ των δύο μοντέλων διαφαίνονται μη στατιστικά σημαντικές (πίνακας 8.13). Κατά συνέπεια, το ρεολογικό καταστατικό μοντέλο Huet-Sayegh, το οποίο χρησιμοποιείται για πρώτη φορά σε εθνικό επίπεδο στο πλαίσιο της παρούσας διατριβής, εμφανίστηκε να έχει εν γένει ικανοποιητική προσαρμογή σε μίγματα που συναντώνται στον ελλαδικό χώρο.

Πίνακας 8.12: Στατιστικά στοιχεία δείκτη σφαλμάτων SSE για τα δύο μοντέλα.

Στατιστικά μεγέθη δείκτη SSE	Huet-Sayegh	Σιγμοειδής συνάρτηση
Ελάχιστη τιμή	0.004	0.003
Εκατοστημόριο 25%	0.010	0.005
Διάμεσος	0.022	0.010
Εκατοστημόριο 75%	0.039	0.016
Μέγιστη τιμή	0.098	0.035

Πίνακας 8.13: Στατιστικοί έλεγχοι t-test στα υπολογισμένα μέτρα E^* ανά μοντέλο.

Ζεύγη τιμών E^* που συγκρίνονται	t_{stat}	t_{crit}	Null hypothesis: $E^*_{Huet-Sayegh} = E^*_{Sigmoidal}$
$E^*_{Huet-Sayegh}$ και $E^*_{Sigmoidal}$ για ταχύτητα 50km/h	0.839	2.015	Accept
$E^*_{Huet-Sayegh}$ και $E^*_{Sigmoidal}$ για ταχύτητα 80km/h	0.743	2.015	Accept

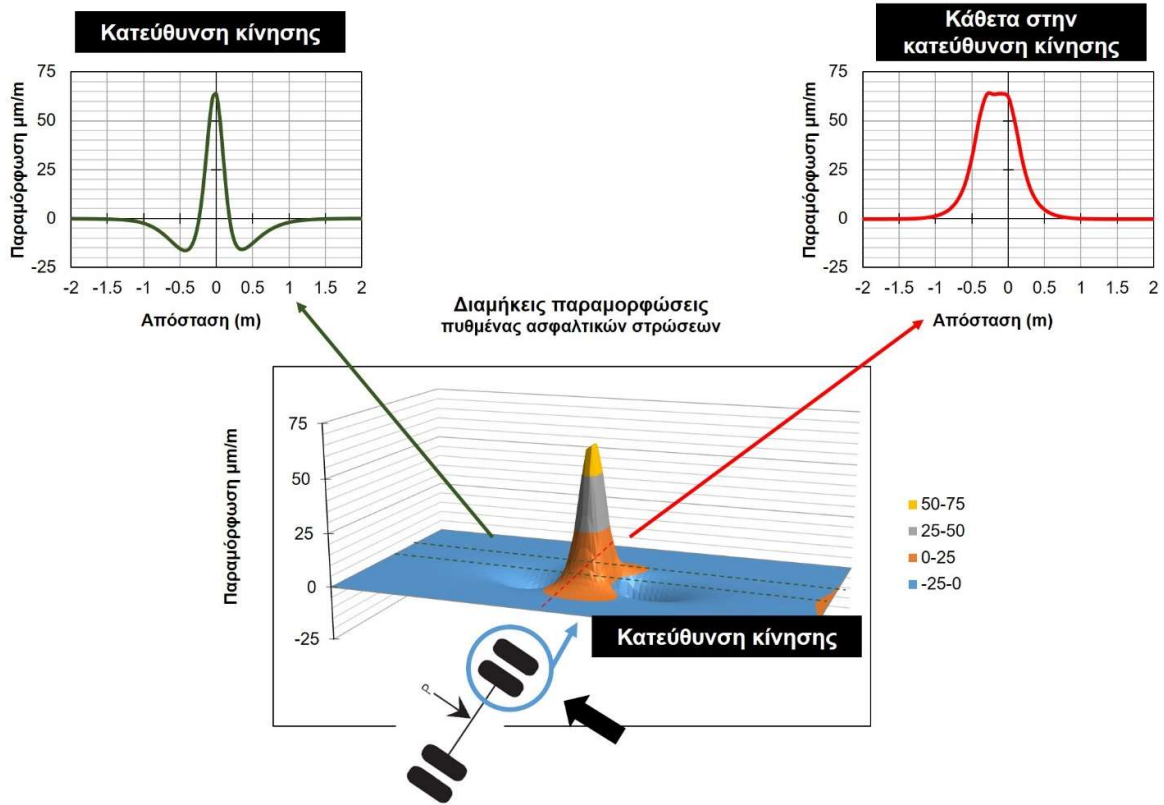
Επισημαίνεται ωστόσο, ότι οι στατιστικά σημαντικές διαφορές που προέκυψαν μεταξύ των E^* από το ίδιο μοντέλο αλλά για τις διαφορετικές ταχύτητες (πίνακας 8.14) αναδεικνύουν τη σημαντική επίδραση που έχει η ταχύτητα των κινούμενων αξονικών φορτίων στο E^* σε συμφωνία με την διεθνή βιβλιογραφία (Chabot et al. 2010, Meljun et al. 2017).

Πίνακας 8.14: Στατιστικοί έλεγχοι t-test στα υπολογισμένα μέτρα E* ανά ταχύτητα.

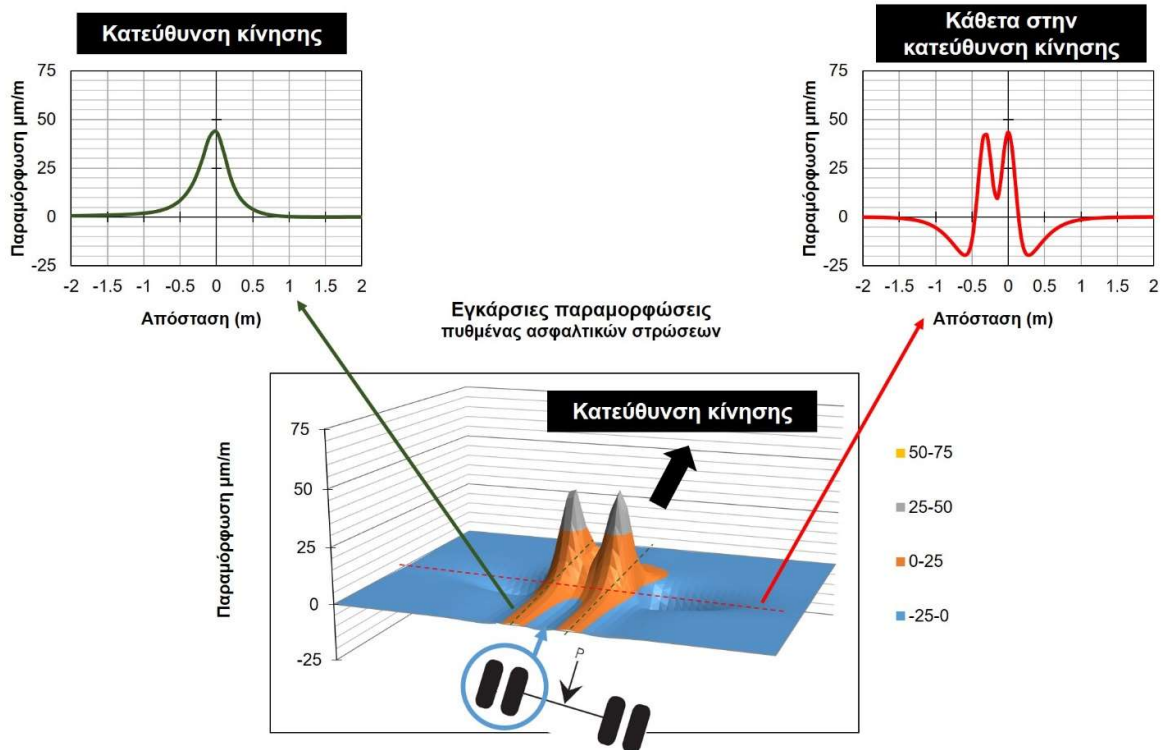
Ζεύγη τιμών E* που συγκρίνονται	t _{stat}	t _{crit}	Null hypothesis: E* _(50km/h) = E* _(50km/h)
E* _{Huet-Sayegh} στις ταχύτητες 50km/h και 80km/h	-30.649	2.015	Reject
E* _{Sigmoidal} στις ταχύτητες 50km/h και 80km/h	26.349	2.015	Reject

Το επόμενο στάδιο της διερεύνησης περιλαμβάνει την επισκόπηση των κρίσιμων παραμορφώσεων που προέκυψαν από την ιξωδοελαστική ανάλυση συγκριτικά με τα αντίστοιχα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν από την ελαστική ανάλυση σε προηγούμενη ενότητα. Λαμβάνονται υπόψη τα 42 ζεύγη τιμών που έχουν προκύψει έπειτα από την ολοκλήρωση της προηγούμενης ενότητας, όπου υπενθυμίζεται ότι αφαιρέθηκαν από το συνολικό δείγμα 3 τιμές που αντιστοιχούσαν σε μετρήσεις της ίδιας θέσης (πειραματικό οδόστρωμα V, θέση V5). Οι αναλύσεις εντατικής κατάστασης με το λογισμικό ViscoRoute πραγματοποιήθηκαν για τις ταχύτητες των 50km/h και 80km/h, ενώ συμπληρωματικά πραγματοποιήθηκαν ιξωδοελαστικές αναλύσεις και για την ταχύτητα των 50km/h με το λογισμικό 3D-Move.

Παρόλο που η ανάλυση των παραμορφώσεων βασίζεται επί το δυσμενέστερο στις μέγιστες τιμές που αναπτύσσονται σε κάθε θέση ελέγχου, παρουσιάζεται αρχικά η πλήρης κατανομή των οριζόντιων παραμορφώσεων που αναπτύσσονται στον πυθμένα των ασφαλικών στρώσεων στην εγκάρσια και στη διαμήκη διεύθυνση. Τονίζεται ότι το πλήρες προφίλ των παραμορφώσεων δεν ήταν δυνατό να υπολογιστεί μέσω του λογισμικού BISAR (που βασίζεται στη MLET), εάν προηγουμένως δεν έχει ζητηθεί αυτό από τον αναλυτή πληθώρα σημείων ελέγχου. Αντίθετα, σε όσα λογισμικά γίνεται απευθείας θεώρηση της ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς των ασφαλομιγμάτων δίνεται αυτόματα η δυνατότητα επισκόπησης του πλήρους προφίλ των παραμορφώσεων. Στις εικόνες 8.10-8.11 φαίνεται ενδεικτικά η κατανομή των οριζόντιων εφελκυστικών παραμορφώσεων στον πυθμένα των ασφαλικών στρώσεων της θέσης V2 (για θερμοκρασία 35.9°C). Στα προφίλ που φαίνονται έχει ληφθεί υπόψη η ιξωδοελαστική θεώρηση για τη συμπεριφορά του ασφαλομιγματος. Ποιοτικά η κατανομή των παραμορφώσεων είναι ίδια και στις υπόλοιπες θέσεις ελέγχου, ενώ παρόμοιας μορφής είναι και οι κατανομές των παραμορφώσεων όταν γίνεται θεώρηση ελαστικής συμπεριφοράς ασφαλομιγμάτων.



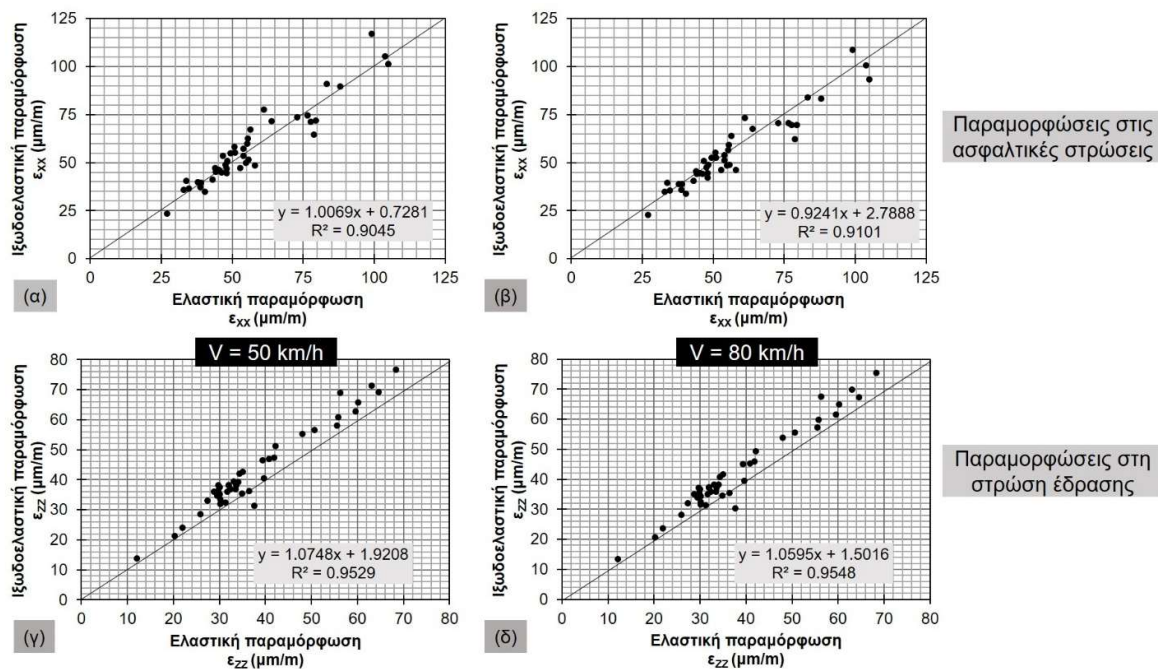
Εικόνα 8.10: Προφίλ οριζόντιων παραμορφώσεων στον πυθμένα των ασφαλτικών στρώσεων στη διαμήκη διεύθυνση (θέση V2, ταχύτητα 80km/h, θερμοκρασία 35.9°C).



Εικόνα 8.11: Προφίλ οριζόντιων παραμορφώσεων στον πυθμένα των ασφαλτικών στρώσεων στην εγκάρσια διεύθυνση (θέση V2, ταχύτητα 80km/h, θερμοκρασία 35.9°C).

Από το συγκεκριμένο παράδειγμα, προκύπτει ότι κατά την φορά κίνησης των αξονικών φορτίων, η παραμόρφωση στη διαμήκη διεύθυνση είναι μεγαλύτερη από την αντίστοιχη στην εγκάρσια διεύθυνση (ενδεικτικά τιμές παραμορφώσεων $\epsilon_{xx-MAX}=63.8\mu\text{m}/\text{m}$ από την εικόνα 8.10 και $\epsilon_{yy-MAX}=43.6\mu\text{m}/\text{m}$ από την εικόνα 8.11). Σύμφωνα με τη διεθνή βιβλιογραφία (Garcia & Thompson 2008), το προφίλ καταπόνησης στη διαμήκη έννοια εμφανίζει τόσο εφελκυσμό όσο και θλίψη, ενώ κατά την εγκάρσια έννοια μόνο θλίψη. Οι αρνητικές παραμορφώσεις που αναπτύσσονται κατά τη διαμήκη έννοια, αντιστοιχούν στις συνθήκες συμπίεσης (θλίψης) που επικρατούν στην περιοχή προσέγγισης και απομάκρυνσης του τροχού κατά τη διέλευσή του από ένα συγκεκριμένο σημείο επί της τροχιάς που διαγράφει ένα όχημα. Αντίθετα, στο ακριβές σημείο διέλευσης του τροχού επικρατούν μόνο συνθήκες εφελκυσμού τόσο κατά τη διαμήκη όσο και κατά την εγκάρσια έννοια, γεγονός που οδηγεί στην ανάπτυξη των μέγιστων (θετικών) παραμορφώσεων.

Εστιάζοντας στις μέγιστες παραμορφώσεις που αναπτύσσονται για τη δεδομένη διάταξη φόρτισης κατά τη διαμήκη έννοια, φαίνεται στην εικόνα 8.12 μια μακροσκοπική σύγκριση των κρίσιμων παραμορφώσεων μεταξύ της ελαστικής θεώρησης και της ιξωδοελαστικής θεώρησης για την περίπτωση χρήσης του λογισμικού ViscoRoute και για τις δύο θεωρούμενες ταχύτητες. Πέρα από τις παραμορφώσεις στις ασφαλτικές στρώσεις, δίδονται και οι κατακόρυφες παραμορφώσεις στη στρώση έδρασης. Από την εικόνα 8.12 προκύπτει ασαφής τάση για τη σχέση μεταξύ ελαστικών και ιξωδοελαστικών παραμορφώσεων για την περίπτωση των ασφαλτικών στρώσεων, ενώ διαφαίνεται ότι η ιξωδοελαστική ανάλυση έχει επίδραση και στην ανάπτυξη της κρίσιμης παραμόρφωσης στη στρώση έδρασης.



Εικόνα 8.12: Επισκόπηση κρίσιμων παραμορφώσεων μεταξύ ελαστικής και ιξωδοελαστικής θεώρησης για τις: (α) οριζόντιες παραμορφώσεις (ασφαλτικές στρώσεις) σε ταχύτητα 50km/h, (β) οριζόντιες παραμορφώσεις (ασφαλτικές στρώσεις) σε ταχύτητα 80km/h, (γ) κατακόρυφες παραμορφώσεις (στρώση έδρασης) σε ταχύτητα 50km/h, και (δ) κατακόρυφες παραμορφώσεις (στρώση έδρασης) σε ταχύτητα 80km/h.

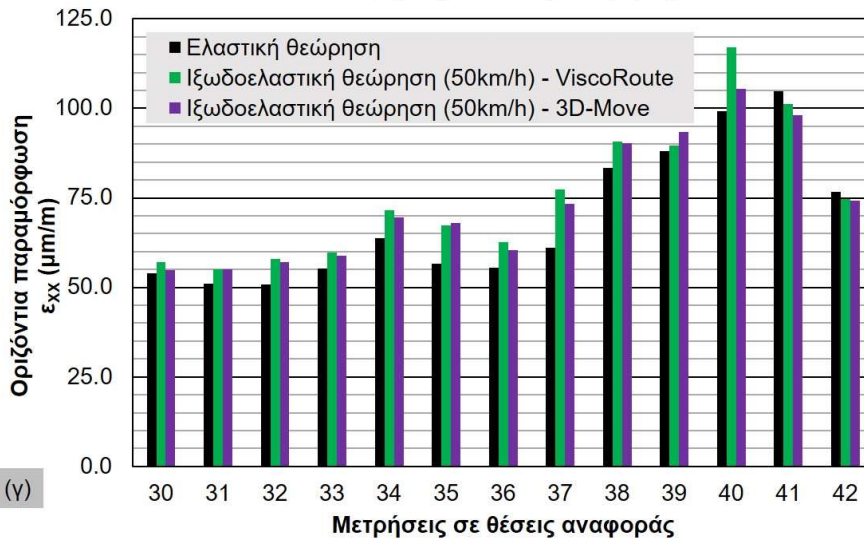
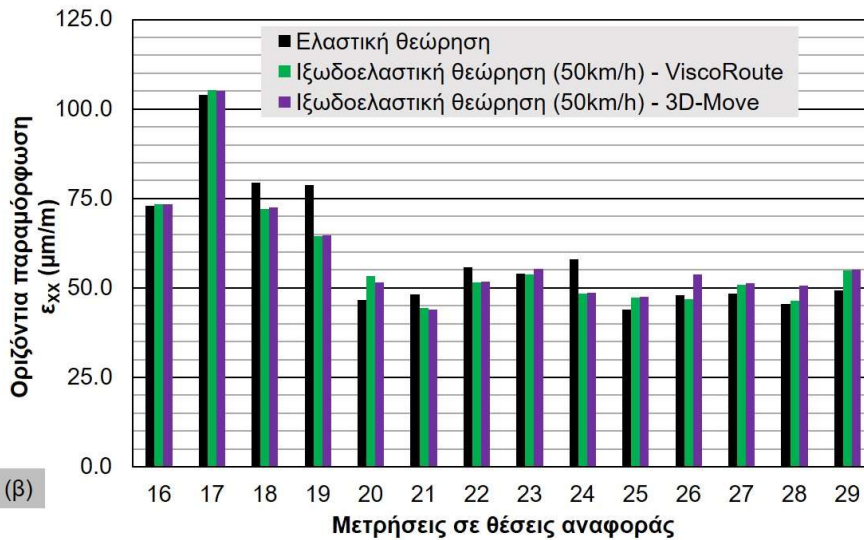
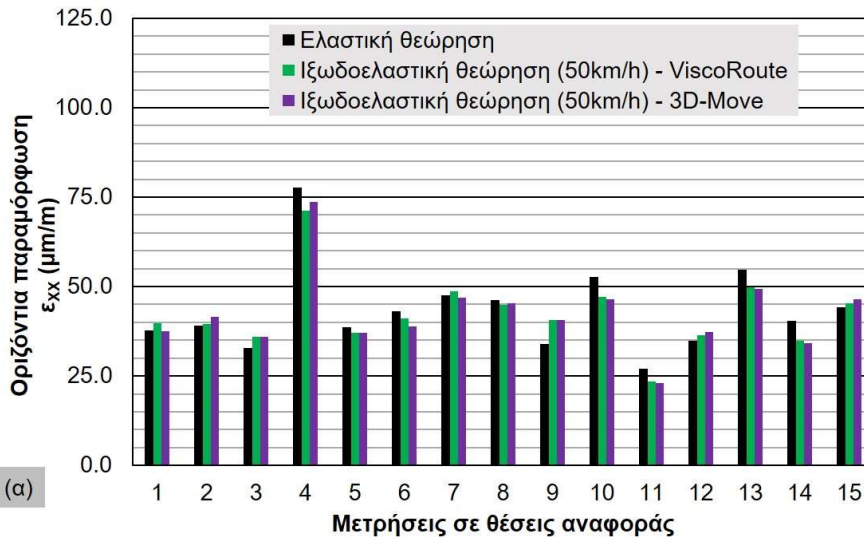
Για την περαιτέρω αξιολόγηση των παρατηρούμενων διαφορών μεταξύ της ανάλυσης με ελαστική και ιξωδοελαστική θεώρηση συμπεριφοράς ασφαλτομιγμάτων, διαμορφώθηκε ο πίνακας 8.15, στον

οποίο συνοψίζονται τα αποτελέσματα ελέγχων t-test. Στη φάση αυτή λαμβάνεται υπόψη το σύνολο των παραμορφώσεων (δηλαδή 42 ζεύγη κάθε φορά).

Πίνακας 8.15: Έλεγχοι t-test για τις κρίσιμες παραμορφώσεις.

Τύπος ανάλυσης	Εργαλεία αναλύσεων (i και j)	Παραμορφώσεις στις ασφαλτικές στρώσεις			Παραμορφώσεις στη στρώση έδρασης		
		$ t_{stat} $	t_{crit}	Null hypothesis: $\epsilon_{AC-i} = \epsilon_{AC-j}$	$ t_{stat} $	t_{crit}	Null hypothesis: $\epsilon_{SG-i} = \epsilon_{SG-j}$
Ελαστική και Ιξωδοελαστική (80km/h)	BISAR & ViscoRoute	1.701	2.020	Accept	7.965	2.020	Reject
Ελαστική και Ιξωδοελαστική (50km/h)	BISAR & ViscoRoute	1.152	2.020	Accept	9.584	2.020	Reject
Ελαστική και Ιξωδοελαστική (50km/h)	BISAR & 3D-Move	0.955	2.020	Accept	4.631	2.020	Reject

Από τον πίνακα 8.15 προκύπτει ότι το είδος της ανάλυσης εμφανίζεται να έχει σημαντικότερη επίδραση στην αναπτυσσόμενη κρίσιμη παραμόρφωση στη στρώση έδρασης, δεδομένου ότι οι διαφορές είναι στατιστικά σημαντικές. Από την άλλη, εκτιμάται ότι η παρατηρούμενη μη στατιστική σημαντικότητα των διαφορών στις κρίσιμες παραμορφώσεις των ασφαλτικών στρώσεων οφείλεται ενδεχομένως στη στάθμιση και εξομάλυνση των διαφορών λόγω της θεώρησης ολόκληρου του φάσματος των επιτόπου θερμοκρασιών. Για να διερευνηθεί η ισχύς του προαναφερθέντος επιχειρήματος, τα ζεύγη των ασφαλτικών παραμορφώσεων ταξινομήθηκαν κατά αύξουσα θερμοκρασία του μέσου της ασφαλτικής βάσης. Προέκυψαν τρία επιμέρους σύνολα παραμορφώσεων για φάσμα θερμοκρασιών (α) 8-15°C (χαμηλές θερμοκρασίες), (β) 19-27°C (ενδιάμεσες θερμοκρασίες), και (γ) 31-40°C (υψηλές θερμοκρασίες). Εποπτικά, οι παραμορφώσεις φαίνονται στην εικόνα 8.13 για το σύνολο των αναλύσεων που έγιναν θεωρώντας ταχύτητα 50km/h, ενώ η επανάληψη διενέργειας των t-test ελέγχων έδωσε τις τιμές του πίνακα 8.16. Τα μεγέθη των δειγμάτων ανά θερμοκρασιακό εύρος είναι 15 για την (α) περίπτωση, 14 και 13 για την (β) και (γ) περίπτωση αντίστοιχα.

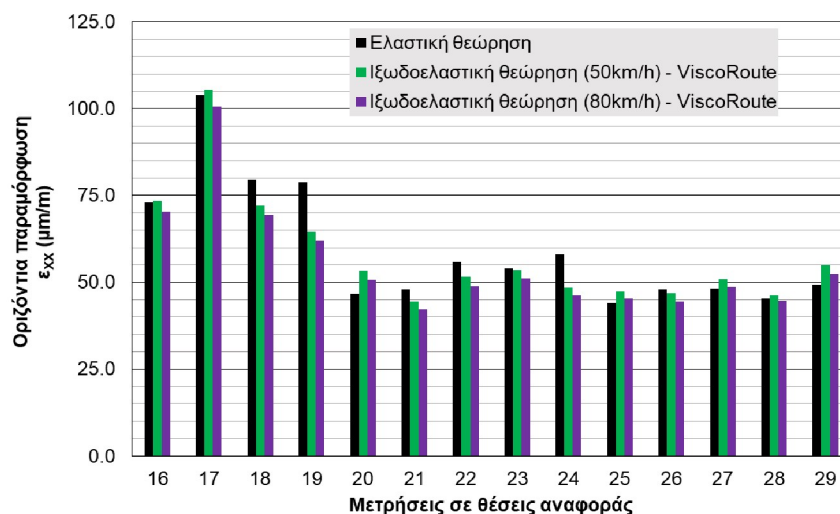


Εικόνα 8.13: Επισκόπηση διαφορών οριζόντιων παραμορφώσεων στον πυθμένα των ασφαλτικών στρώσεων για (α) χαμηλές θερμοκρασίες, (β) ενδιάμεσες θερμοκρασίες και (γ) υψηλές θερμοκρασίες.

Πίνακας 8.16: Έλεγχοι t-test για τις κρίσιμες ασφαλικές παραμορφώσεις και διάφορες θερμοκρασίες.

Θερμοκρασία στο μέσο ασφαλικής βάσης	Είδη ανάλυσης: Ελαστική & Ιξωδοελαστική 80km/h (BISAR - ViscoRoute)			Είδη ανάλυσης: Ελαστική & Ιξωδοελαστική 50km/h (BISAR - ViscoRoute)			Είδη ανάλυσης: Ελαστική & Ιξωδοελαστική 50km/h (BISAR – 3D-Move)		
	$ t_{stat} $	t_{crit}	Null hypothesis: $\epsilon_{AC-i} = \epsilon_{AC-j}$	$ t_{stat} $	t_{crit}	Null hypothesis: $\epsilon_{AC-i} = \epsilon_{AC-j}$	$ t_{stat} $	t_{crit}	Null hypothesis: $\epsilon_{AC-i} = \epsilon_{AC-j}$
8-15°C (χαμηλές θερμοκρασίες)	2.051	2.145	Accept	1.064	2.145	Accept	1.090	2.145	Accept
19-27°C (ενδιάμεσες θερμοκρασίες)	2.500	2.160	Reject	0.893	2.160	Accept	0.309	2.160	Accept
31-40°C (υψηλές θερμοκρασίες)	0.926	2.179	Accept	3.656	2.179	Reject	3.185	2.179	Reject

Από τα ευρήματα των στατιστικών ελέγχων, διαφαίνεται ότι το θεωρούμενο είδος συμπεριφοράς των ασφαλιτομιγμάτων έχει πράγματι επίδραση στις κρίσιμες οριζόντιες παραμορφώσεις των ασφαλικών στρώσεων στις υψηλές θερμοκρασίες (δηλαδή σε όσες υπερβαίνουν την τιμή 30°C) για τη θεώρηση της χαμηλής ταχύτητας των 50km/h. Μάλιστα η ιξωδοελαστική ανάλυση εμφανίστηκε κατά κύριο λόγο δυσμενέστερη, καθώς οδηγεί σε εκτίμηση μεγαλύτερων παραμορφώσεων. Αντίθετα, για τη θεώρηση της υψηλότερης ταχύτητας των 80km/h, προέκυψαν μεν στατιστικά σημαντικές διαφορές στο φάσμα των ενδιάμεσων θερμοκρασιών, ωστόσο δεν είναι ξεκάθαρο ποιο είδος ανάλυσης είναι το περισσότερο δυσμενές (εικόνα 8.14).



Εικόνα 8.14: Επισκόπηση διαφορών οριζόντιων παραμορφώσεων στον πυθμένα των ασφαλικών στρώσεων για το φάσμα των ενδιάμεσων θερμοκρασιών.

Η διαφοροποίηση της τάσης μεταξύ ελαστικών και ιξωδοελαστικών παραμορφώσεων για την περίπτωση των υψηλών θερμοκρασιών (εικόνα 8.13γ) καθώς και η στατιστική σημαντικότητα των διαφορών τους συνιστούν μια χρήσιμη παρατήρηση στο πλαίσιο αξιολόγησης ασφαλικών

οδοστρωμάτων. Η αξία του τεκμηριώνεται από το γεγονός ότι στη χώρα μας υψηλές θερμοκρασίες στην επιφάνεια του οδοστρώματος αλλά και στο μέσο της ασφαλτικής βάσης απαντώνται συχνά στο πεδίο σε ελληνικούς αυτοκινητοδρόμους για σημαντικό χρονικό διάστημα σε ετήσια βάση. Για παράδειγμα, στην εικόνα 8.15 φαίνεται καταγραφή θερμοκρασίας ίσης με 40.2°C που καταγράφηκε στο εσωτερικό των ασφαλτικών στρώσεων οδοστρώματος (μέσω κατάλληλης οπής) την περίοδο του Οκτωβρίου του 2020 σε τμήμα αυτοκινητοδρόμου στη νότια Ελλάδα.



Εικόνα 8.15: Καταγραφή υψηλής θερμοκρασίας στο εσωτερικό των ασφαλτικών στρώσεων σε τμήμα ελληνικού αυτοκινητοδρόμου.

Είναι λοιπόν αυταπόδεικτο ότι οι υψηλές θερμοκρασίες είναι συνυφασμένες με τις διαδικασίες αξιολόγησης της συμπεριφοράς ασφαλτικών οδοστρωμάτων στη χώρα μας, υποδεικνύοντας στους μηχανικούς οδοστρωμάτων την ανάγκη θεώρησης συμπληρωματικών παραδοχών και εργαλείων ανάλυσης που πρέπει να χρησιμοποιηθούν προκειμένου η αξιολόγηση να καταλήξει σε ρεαλιστικότερα συμπεράσματα. Αυτός είναι και ένας λόγος, που οι εντατικές αναλύσεις έλαβαν χώρα για την ακριβή θερμοκρασία που μετρήθηκε επιτόπου και όχι για μια τυπική θερμοκρασία αναφοράς, η οποία θα προϋπέθετε αναγωγή του μέτρου ελαστικότητας των ασφαλτομιγμάτων σε μία συγκεκριμένη θερμοκρασία μέσω κατάλληλα βαθμονομημένου αλγορίθμου. Τέτοιοι αλγόριθμοι που έχουν αναπτυχθεί στην διεθνή βιβλιογραφία έχουν περισσότερο χρηστική αξία σε διαδικασίες σχεδιασμού οδοστρωμάτων, όπου εκ των πραγμάτων πρέπει να γίνει παραδοχή για μία συγκεκριμένη θερμοκρασία αναφοράς.

Πρέπει επίσης να τονιστεί ότι προϋπόθεση για τη διεξαγωγή ιξωδοελαστικών αναλύσεων αποτελεί η επαρκής πυρηνοληψία, προκειμένου να προσδιοριστεί εργαστηριακά το E^* που χρησιμοποιείται στη συνέχεια για τη διενέργεια εντατικών αναλύσεων. Εναλλακτικά, μπορούν να προσδιοριστούν τα ογκομετρικά χαρακτηριστικά των ασφαλτομιγμάτων αναφοράς, τα χαρακτηριστικά του συνδετικού υλικού και η κοκκομετρία των αδρανών του ασφαλτομίγματος μέσω εργαστηριακών δοκιμών επί των πυρήνων, ώστε στη συνέχεια με ενεργοποίηση κατάλληλων αλγορίθμων εκτίμησης του E^* να μπορεί να γίνει η εκτίμηση του επιτόπου E^* , το οποίο στη συνέχεια χρησιμοποιείται για τις εντατικές αναλύσεις. Η δεύτερη διαδικασία είναι η πάγια τακτική που προτείνεται από τον MEPDG για την αξιολόγηση υφιστάμενων οδοστρωμάτων (Georgouli et al. 2016, Andrei et al. 1999, Bari & Witczak

2006). Προγενέστερη εμπειρία στο Εργαστήριο Οδοποιίας ΕΜΠ από εφαρμογή σε νέο ασφαλτικό οδόστρωμα (Georgouli & Loizos 2017), έχει δείξει ότι η θεώρηση των παραπάνω εναλλακτικών προσεγγίσεων οδηγεί σε ισοδύναμα αποτελέσματα από πλευράς αναλύσεων εντατικής κατάστασης. Ωστόσο, η δυνατότητα χρήσης υφιστάμενων αλγορίθμων για ένα ευρύ φάσμα υλικών πέρα από αυτά που χρησιμοποιήθηκαν για τη βαθμονόμησή τους είναι ένα μείζον ζήτημα από πλευράς αξιοπιστίας και ακρίβειας των συναφών αναλύσεων. Το γεγονός αυτό δικαιολογεί την ποικιλία των σχετικών μοντέλων καθώς και την ανάγκη βαθμονόμησης των υπάρχοντων μοντέλων αναφοράς προκειμένου να λαμβάνονται υπόψη τοπικά υλικά και κλιματολογικές συνθήκες (Solatifar et al. 2019, Georgouli et al. 2016).

Παράλληλα, η εκτεταμένη ανάγκη εξαγωγής πυρήνων για την αξιολόγηση οδοστρωμάτων, η απαίτηση για εξελιγμένες εργαστηριακές δοκιμές για την εκτίμηση του E^* και η διαθεσιμότητα προηγμένων εργαλείων αναλύσεων εντατικής κατάστασης συνιστούν βασικούς περιορισμούς για τη συχνή υιοθέτηση της ιξωδοελαστικής θεώρησης στην πράξη. Προς τούτο, διερευνάται στην παρούσα φάση η δυνατότητα μοντελοποίησης των ιξωδοελαστικών παραμορφώσεων, λαμβάνοντας υπόψη NDT στοιχεία συλλογής με στόχο τον εν δυνάμει περιορισμό της εκτεταμένης πυρηνοληψίας. Αυτό θα ήταν ιδιαίτερος επιθυμητό σε αυτοκινητοδρόμους βαριάς κυκλοφορίας, λόγω των δυσκολιών που προκύπτουν από τον αποκλεισμό της κυκλοφορίας σε επιμέρους τμήματα.

Για τη μοντελοποίηση, θεωρήθηκε η γραμμική εξίσωση 8.2, όπου οι συντελεστές της εξίσωσης (a_1 , a_2 , ...) προκύπτουν μέσω στατιστικής επεξεργασίας και γραμμικής παλινδρόμησης. Έχουν ληφθεί υπόψη στοιχεία συλλογής με NDT συστήματα και ειδικότερα πάχη μέσω GPR και υποχωρήσεις μέσω FWD. Λόγω διαθεσιμότητας πυρήνων σε όλες τις θέσεις μέτρησης, το πάχος των ασφαλτικών στρώσεων έχει θεωρηθεί μέσω των πυρήνων.

$$\log(\varepsilon_{V-AC}) = a_1 \cdot \log(SCI) + a_2 \cdot \log(BDI) + a_3 \cdot T + a_4 \cdot h_{AC} + a_5 \quad (8.2)$$

Στην εξίσωση αυτή, οι παραμορφώσεις έχουν θεωρηθεί σε μονάδες $\mu\text{m}/\text{m}$, οι δείκτες υποχωρήσεων σε μm , η θερμοκρασία σε $^{\circ}\text{C}$ και τα πάχη των στρώσεων σε m . Παρατηρείται ότι από τα στοιχεία συλλογής με το FWD, επιλέχθηκαν εκείνοι οι δείκτες υποχωρήσεων που έχουν καλύτερη σύνδεση με τη συμπεριφορά των ασφαλτικών στρώσεων βάσει της διεθνούς βιβλιογραφίας, ήτοι SCI και BDI. Η προσαρμογή του γραμμικού μοντέλου έγινε λαμβάνοντας υπόψη την τεχνική της βηματικής παλινδρόμησης (stepwise analysis, $p\text{-value} < 0.05$), η οποία αξιολογείται κατά τα γνωστά με την τιμή του R^2 , ενώ η αξιολόγηση της ακρίβειας του έγινε βάσει του δείκτη RMSPE. Η μοντελοποίηση έλαβε χώρα για τα εξής δύο σενάρια:

- βαθμονόμηση εξίσωσης (εύρεση συντελεστών) προσαρμόζοντας την εξίσωση στις παραμορφώσεις που προέκυψαν από το λογισμικό αναφοράς 3D-Move (ταχύτητα 50km/h) και αξιολόγηση της ακρίβειας του μοντέλου μέσω πρόβλεψης των παραμορφώσεων που προκύπτουν από το εναλλακτικό λογισμικό ViscoRoute (ταχύτητα 50km/h).
- Επανάληψη της ως άνω διαδικασίας αντιστρέφοντας τα στοιχεία που χρησιμοποιήθηκαν για τη βαθμονόμηση και την αξιολόγηση της ακρίβειας της εξίσωσης. Σε αυτήν την περίπτωση, η βαθμονόμηση έγινε θεωρώντας τις παραμορφώσεις από το λογισμικό ViscoRoute και η αξιολόγηση της ακρίβειας του μοντέλου θεωρώντας τις παραμορφώσεις από το λογισμικό 3D-Move.

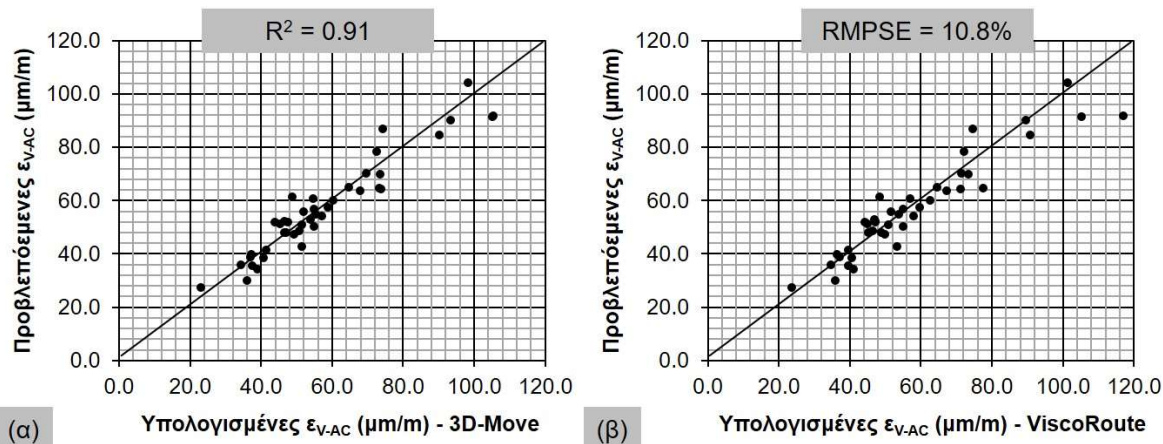
Τα αποτελέσματα φαίνονται στον πίνακα 8.17 και στην εικόνα 8.16 για το πρώτο σενάριο και στον πίνακα 8.18 και στην εικόνα 8.17 για το δεύτερο σενάριο.

Πίνακας 8.17: Βηματική γραμμική παλινδρόμηση (SPSS) – βαθμονόμηση εξίσωσης μέσω λογισμικού 3D-Move.

Μοντέλο		Παράμετροι γραμμικής παλινδρόμησης		Τυποποιημένοι συντελεστές	Τιμή t	Σημαντικότητα (Sig. – p value)
		B	Σφάλμα (St. error)	Beta		
1	Σταθερός όρος	0.252	0.119		2.118	0.040
	Log(SCI)	0.909	0.073	0.893	12.539	0.000
2	Σταθερός όρος	0.730	0.152		4.812	0.000
	Log(SCI)	0.833	0.064	0.818	13.078	0.000
	h _{AC}	-1.996	0.476	-0.262	-4.191	0.000
3	Σταθερός όρος	1.068	0.166		6.440	0.000
	Log(SCI)	0.625	0.082	0.614	7.607	0.000
	h _{AC}	-2.471	0.443	-0.324	-5.583	0.000
	T	0.004	0.001	0.267	3.459	0.001
4	Σταθερός όρος	1.056	0.155		6.793	0.000
	Log(SCI)	0.322	0.144	0.316	2.236	0.031
	h _{AC}	-2.341	0.418	-0.307	-5.600	0.000
	T	0.007	0.002	0.498	4.248	0.000
	Log(BDI)	0.277	0.111	0.256	2.500	0.017

Η προκύπτουσα εξίσωση (μοντέλο 4 από πίνακα 8.17) είναι:

$$\log(\varepsilon_{V-AC}) = 0.322 \cdot \log(SCI) + 0.277 \cdot \log(BDI) + 0.007 \cdot T - 2.341 \cdot h_{AC} + 1.056 \quad (8.3)$$



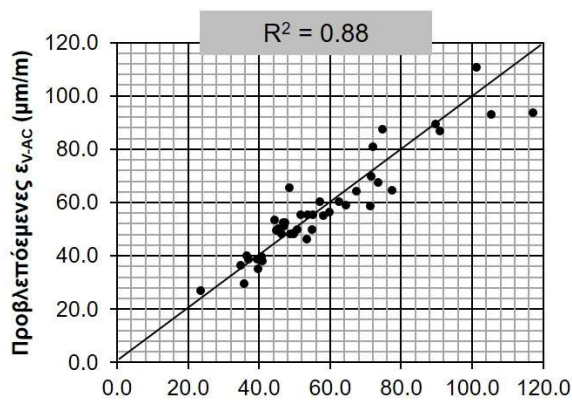
Εικόνα 8.16: (α) ανάπτυξη εξίσωσης (βαθμονόμηση – R2) βάσει των παραμορφώσεων του 3D-Move και (β) αξιολόγηση ακρίβειας προσαρμογής (RMSPE %) στις παραμορφώσεις του ViscoRoute.

Πίνακας 8.18: Βηματική γραμμική παλινδρόμηση (SPSS) – βαθμονόμηση εξίσωσης μέσω λογισμικού ViscoRoute.

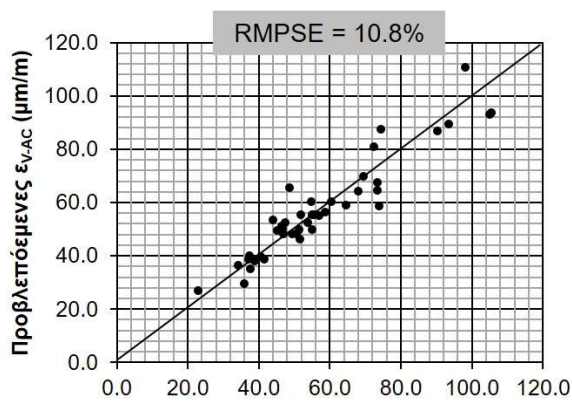
Μοντέλο	Παράμετροι γραμμικής παλινδρόμησης	Τυποποιημένοι συντελεστές		Τιμή t	Σημαντικότητα (Sig. – p value)	
		B	Σφάλμα (St. error)			Beta
1	Σταθερός όρος	0.242	0.125		1.931	0.061
	Log(SCI)	0.916	0.076	0.884	11.989	0.000
2	Σταθερός όρος	0.677	0.169		4.012	0.000
	Log(SCI)	0.846	0.071	0.817	11.949	0.000
	h _{AC}	-1.815	0.530	-0.234	-3.427	0.001
3	Σταθερός όρος	1.031	0.188		5.491	0.000
	Log(SCI)	0.629	0.093	0.607	6.761	0.000
	h _{AC}	-2.313	0.501	-0.299	-4.617	0.000
	T	0.004	0.001	0.275	3.201	0.003
4	Σταθερός όρος	1.016	0.171		5.922	0.000
	Log(SCI)	0.237	0.159	0.229	1.496	0.143
	h _{AC}	-2.146	0.461	-0.277	-4.653	0.000
	T	0.008	0.002	0.567	4.465	0.000
	Log(BDI)	0.358	0.122	0.324	2.924	0.006
5	Σταθερός όρος	1.132	0.155		7.295	0.000
	h _{AC}	-2.225	0.466	-0.287	-4.780	0.000
	T	0.010	0.001	0.739	13.468	0.000
	Log(BDI)	0.513	0.067	0.464	7.693	0.000

Η προκύπτουσα εξίσωση (μοντέλο 5 από πίνακα 8.18) είναι:

$$\log(\varepsilon_{V-AC}) = 0.513 \cdot \log(BDI) + 0.010 \cdot T - 2.225 \cdot h_{AC} + 1.132 \quad (8.4)$$



(α)



(β)

Εικόνα 8.17: (α) ανάπτυξη εξίσωσης (βαθμονόμηση – R²) βάσει των παραμορφώσεων του ViscoRoute και (β) αξιολόγηση ακρίβειας προσαρμογής (RMSPE %) στις παραμορφώσεις του 3D-Move.

Λαμβάνοντας υπόψη τα ανωτέρω, προκύπτει ικανοποιητική προσαρμογή στα διαθέσιμα στοιχεία τόσο κατά το στάδιο της βαθμονόμησης των συντελεστών της γραμμικής εξίσωσης (τιμές του R^2 της τάξης του 0.88-0.91 που είναι αρκετά ικανοποιητικές), όσο και κατά το στάδιο αξιολόγησης της ακρίβειας της εξίσωσης (ισοδύναμα RMSPE της τάξης του 10.8% και για τα δύο σενάρια). Από τη σχετική διερεύνηση αναδεικνύεται μία υψηλή δυναμική αναφορικά με τη δυνατότητα πρόβλεψης των ιξωδοελαστικών παραμορφώσεων μέσω NDT στοιχείων συλλογής, στοιχείο το οποίο θα μπορούσε εν δυνάμει να περιορίσει την πυρηνοληψία σε εν λειτουργία οδοστρώματα. Πρέπει ωστόσο να σημειωθεί ότι τα αναπτυσσόμενα εντατικά μεγέθη υπό πραγματικές συνθήκες επηρεάζονται από ένα ευρύ φάσμα παραγόντων (π.χ. κατάσταση υλικών και οδοστρώματος συνολικά, περιβαλλοντικές συνθήκες και αξονικά φορτία), ενώ μόνο ένας περιορισμένος αριθμός παραγόντων δύναται να ληφθεί υπόψη κατά τους υπολογισμούς ή τη χρήση εξισώσεων/μοντέλων πρόβλεψης. Ως εκ τούτου, η ισχύς ενός μοντέλου εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από τα χαρακτηριστικά του υπό εξέταση οδοστρώματος και είναι σχεδόν αδύνατο μια μορφή εξίσωσης/μοντέλου να μπορεί να έχει γενική εφαρμογή και ικανοποιητική σε άλλα οδοστρώματα χωρίς κατάλληλη μέριμνα για βαθμονόμηση.

Συνοψίζοντας, ο στόχος της υπόψη διερεύνησης ήταν να διαμορφώσει ένα μεθοδολογικό και πρακτικό πλαίσιο, σύμφωνα με το οποίο θα μπορούσαν να προβλεφθούν οι ιξωδοελαστικές παραμορφώσεις με βάση τα στοιχεία συλλογής από το πεδίο, υπό την προϋπόθεση ότι έχει πραγματοποιηθεί περιορισμένη (και όχι εκτεταμένη) πυρηνοληψία σε αντιπροσωπευτικό μήκος ενός νέου ή και υφιστάμενου οδοστρώματος για τις ανάγκες της βαθμονόμησης. Μάλιστα, τονίζεται ως θετικό στοιχείο το γεγονός ότι η εκτίμηση/πρόβλεψη των ιξωδοελαστικών παραμορφώσεων αναδείχθηκε ως υλοποιήσιμη ανεξάρτητα από το χρησιμοποιούμενο λογισμικό ανάλυσης.

8.3.3. Ανάλυση κόπωσης ασφαλτομιγμάτων

8.3.3.1. Υπολογισμός επιτρεπόμενων αξονικών διελεύσεων

Η ολοκλήρωση της αξιολόγησης των οδοστρωμάτων στο πλαίσιο λήψης αποφάσεων για τη διαχείριση της συντήρησής τους λαμβάνει χώρα με την επισκόπηση της φθοράς των οδοστρωμάτων (pavement damage) μέσω των νόμων αστοχίας σε κόπωση ασφαλτομιγμάτων ή σε παραμένουσες παραμορφώσεις της στρώσης έδρασης. Δεδομένου ότι είναι συχνά επιθυμητό ο κρίσιμος μηχανισμός αστοχίας ενός οδοστρώματος να εντοπίζεται στις ασφαλτικές στρώσεις, η παρούσα διατριβή διερευνά δύο νόμους αστοχίας σε κόπωση, λαμβάνοντας υπόψη τις δύο βασικές θεωρήσεις για τη συμπεριφορά των ασφαλτομιγμάτων, ήτοι της ελαστικής και ιξωδοελαστικής θεώρησης. Οι δύο νόμοι αφορούν (α) στη φαινομενολογική προσέγγιση και συγκεκριμένα στον ενδεδειγμένο νόμο κόπωσης που περιλαμβάνεται στον MEPDG (NCHRP 2004), ο οποίος αποτελεί την πάγια επιλογή σύμφωνα τη συναφή εμπειρία και διεθνή πρακτική σε θέματα ανάλυσης οδοστρωμάτων, και (β) στην ενεργειακή προσέγγιση, και συγκεκριμένα στο νόμο των Shen & Carpenter (2007), ο οποίος βασίζεται στην έννοια του ρυθμού μεταβολής της απώλειας ενέργειας κατά τη φόρτιση δοκιμίων ασφαλτομίγματος.

Από την μαθηματική εξίσωση των δύο νόμων αστοχίας (εξισώσεις 2.27, 2.29) καθώς και τις επιμέρους πληροφορίες που υπεισέρχονται στην ανάλυση, υπενθυμίζονται στον πίνακα 8.19 οι παράμετροι εισόδου (input) που απαιτούνται για την ενεργοποίηση των νόμων κόπωσης. Λόγω των χαρακτηριστικών των νόμων αυτών, τονίζεται ότι η σύγκριση λαμβάνει χώρα θεωρώντας την αρχική τους μορφή, δηλαδή χωρίς να έχει προηγηθεί βαθμονόμηση για προσαρμογή στα υλικά αναφοράς, δεδομένου ότι αυτό παρεκκλίνει των στόχων της παρούσας διατριβής. Κατά συνέπεια, η σύγκριση λαμβάνει τη μορφή ανάλυσης ευαισθησίας κυρίως ως προς τη θεωρούμενη συμπεριφορά

ασφαλτομίγματος. Η όποια χρήση συντελεστών μετατόπισης προκειμένου η συμπεριφορά που εκτιμάται μέσω ενός νόμου να αντανακλά τη συμπεριφορά πεδίου ή η θεώρηση για παραδοχή ανάκαμψης/αυτοθεραπείας του ασφαλτομίγματος (healing) ως αποτέλεσμα της μη συνεχούς φόρτισης του οδοστρώματος, δεν επηρεάζουν τις ενδεχόμενες διαφορές που προκύπτουν από τις δύο συμπεριφορές των ασφαλτομιγμάτων, ήτοι ελαστικής και ιξωδοελαστικής.

Πίνακας 8.19: Παράμετροι που απαιτούνται στους υπό διερεύνηση νόμους κόπωσης.

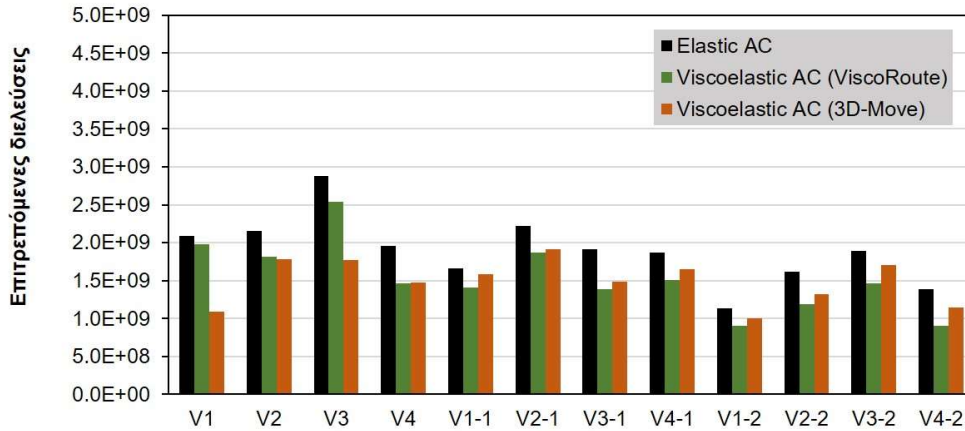
Νόμος σε κόπωση MEPDG	Νόμος σε κόπωση (Shen & Carpenter 2007)
Εφελκυστική παραμόρφωση στον πυθμένα των ασφαλτικών στρώσεων	Εφελκυστική παραμόρφωση στον πυθμένα των ασφαλτικών στρώσεων
Δυναμικό μέτρο δυσκαμψίας ασφαλτομίγματος	Καμπτική αντοχή δοκιμών ασφαλτομίγματος
Ογκομετρικά χαρακτηριστικά ασφαλτομίγματος (ποσοστό κενών και ενεργό ποσοστό ασφάλτου)	Ογκομετρικά χαρακτηριστικά ασφαλτομίγματος (ποσοστό κενών και ενεργό ποσοστό ασφάλτου)
Πάχος ασφαλτικών στρώσεων	Χαρακτηριστικά κοκκομετρικής διαβάθμισης αδρανών ασφαλτομίγματος

Επιπροσθέτως, για τη βελτιστοποίηση των συνθηκών της συγκριτικής διερεύνησης συνδυαστικά με τις απαιτήσεις σε γνώση μηχανικών παραμέτρων που προκύπτουν εργαστηριακά, απαιτούνται ορισμένες αναγκαίες παραδοχές. Η καμπτική αντοχή δοκιμών ασφαλτομιγμάτων που χρειάζεται στον νόμο των Shen & Carpenter είναι άγνωστη δεδομένου ότι δεν πραγματοποιήθηκε εργαστηριακή διερεύνηση της κόπωσης στο πλαίσιο της διατριβής. Κατά συνέπεια, αναζητήθηκαν στη διεθνή βιβλιογραφία πειραματικές συσχετίσεις μεταξύ της καμπτικής αντοχής και της αντοχής σε μονοαξονική θλίψη που αντιστοιχεί στο δυναμικό μέτρο δυσκαμψίας που υπεισέρχεται στους υπολογισμούς μέσω του MEPDG νόμου. Η ύπαρξη τέτοιων συσχετίσεων έχει απασχολήσει τη διεθνή βιβλιογραφία (Adhikari et al. 2009) λόγω της βαρύτητας που έχει η υιοθέτηση του E^* από τον MEPDG. Από συναφή έρευνα σε ασφαλτικά μίγματα στο Μίσιγκαν των ΗΠΑ έχει αναφερθεί ότι το δυναμικό μέτρο δυσκαμψίας των ασφαλτομιγμάτων είναι κατά 30% μεγαλύτερο σε σχέση με την καμπτική τους αντοχή (Jamshidi et al. 2021, Adhikari et al. 2009). Τονίζεται ότι το E^* ανά θέση έχει αντιστοιχηθεί στην επιτόπου θερμοκρασία και σε συχνότητα φόρτισης που υπολογίζεται σύμφωνα με την εξίσωση 4.7. Περαιτέρω, στο πλαίσιο της παρούσας ανάλυσης, η καμπτική αντοχή θεωρήθηκε ως:

$$\text{flexural stiffness} \approx \frac{\text{dynamic modulus}}{1.3} \quad (8.5)$$

Στις εικόνες 8.18-8.19 παρουσιάζεται μια επισκόπηση των δύο νόμων κόπωσης στα επιμέρους τμήματα των πειραματικών οδοστρωμάτων V και VI για τις διαφορετικές περιπτώσεις ανάλυσης της συμπεριφοράς των ασφαλτομιγμάτων. Από τις εικόνες 8.18-8.19 δεν προκύπτει σαφής τάση αναφορικά με την επίδραση της συμπεριφοράς του ασφαλτομίγματος στην κόπωση οδοστρωμάτων. Άλλοτε η θεώρηση ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς ασφαλτομίγματος οδηγεί σε ευμενέστερη κι άλλοτε σε δυσμενέστερη πρόβλεψη των επιτρεπόμενων αξονικών διελεύσεων. Κυρίαρχη, ωστόσο, διαφαίνεται η τάση οι επιτρεπόμενες διελεύσεις να είναι μικρότερες στην ιξωδοελαστική θεώρηση. Η παρατήρηση αυτή ισχύει και για τους δύο νόμους κόπωσης που διερευνώνται. Επιπλέον, παρατηρώντας τα αποτελέσματα που προκύπτουν από την ιξωδοελαστική θεώρηση με τα δύο διαφορετικά εργαλεία (ViscoRoute και 3D-Move), εκτιμάται ότι η αλληλεπίδραση των τιμών του E^* με την αντίστοιχη εφελκυστική παραμόρφωση οδηγούν σε αυτήν τη μεταβλητή τάση εξέλιξης των επιτρεπόμενων διελεύσεων.

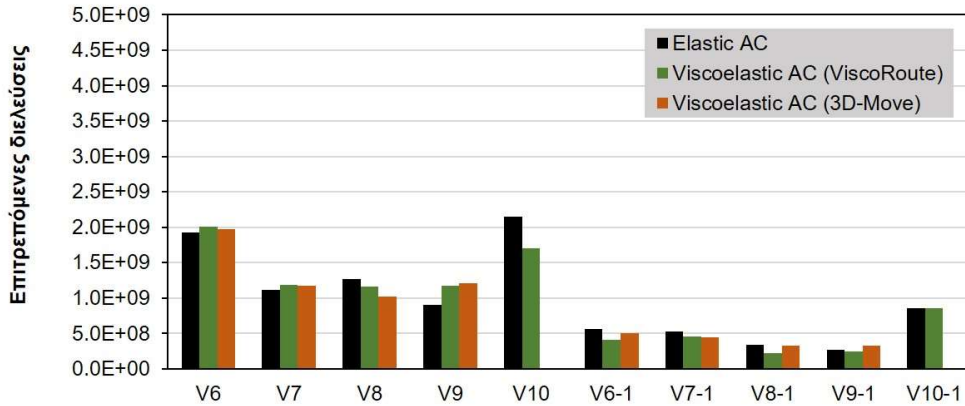
ΜΕΡPDG μοντέλο (NCHRP 1-37A)



(α)

Πειραματικό οδόστρωμα V - Υποτμήμα 1

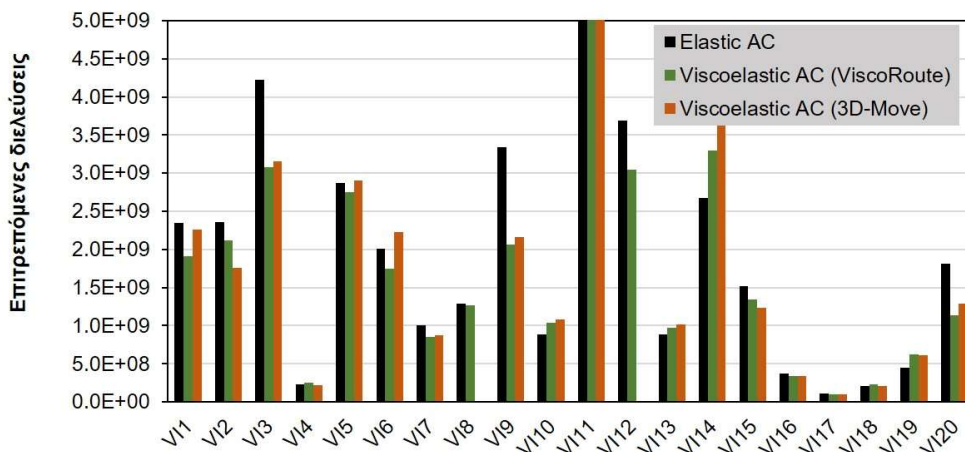
ΜΕΡPDG μοντέλο (NCHRP 1-37A)



(β)

Πειραματικό οδόστρωμα V - Υποτμήμα 2

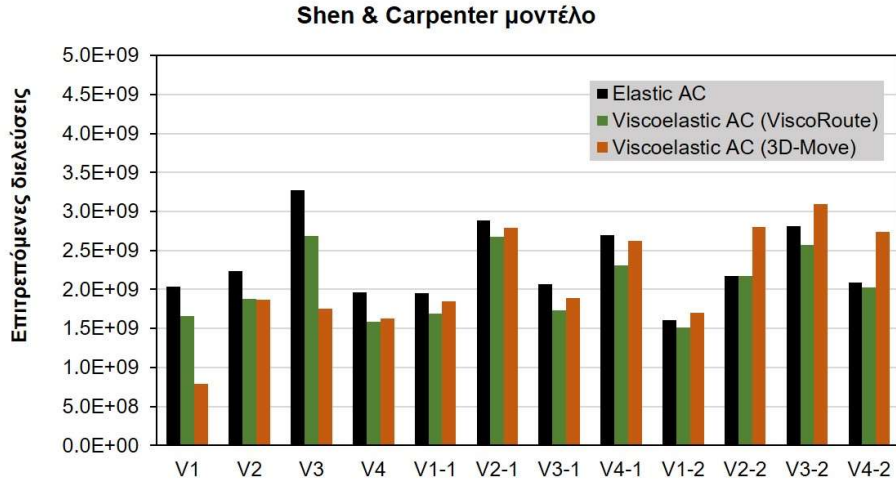
ΜΕΡPDG μοντέλο (NCHRP 1-37A)



(γ)

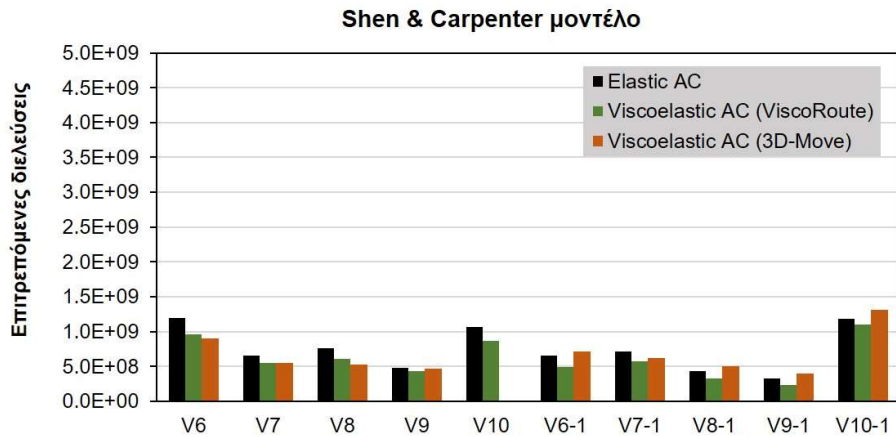
Πειραματικό οδόστρωμα VI

Εικόνα 8.18: Επισκόπηση ΜΕΡPDG νόμου στις θέσεις των επιμέρους πειραματικών οδοστρωμάτων: (α) πειραματικό οδόστρωμα V, υποτμήμα 1, (β) πειραματικό οδόστρωμα V, υποτμήμα 2 και (γ) πειραματικό οδόστρωμα VI.



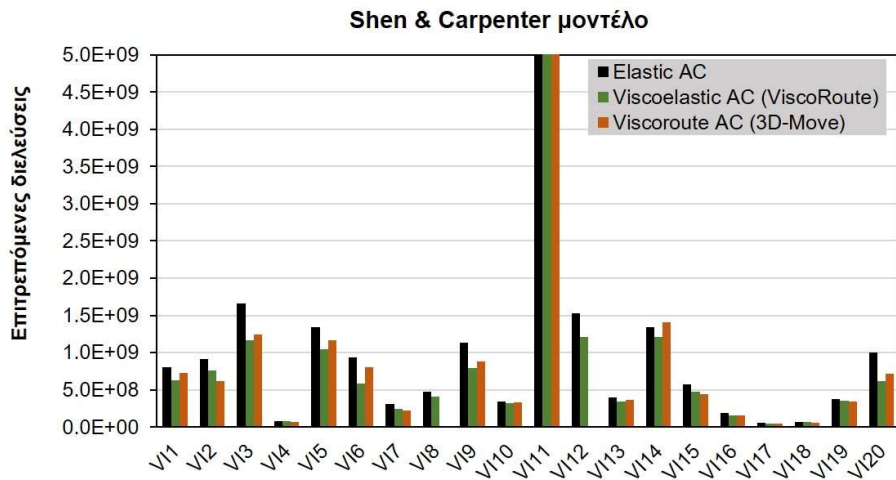
(α)

Πειραματικό οδόστρωμα V - Υπομήμα 1



(β)

Πειραματικό οδόστρωμα V - Υπομήμα 2



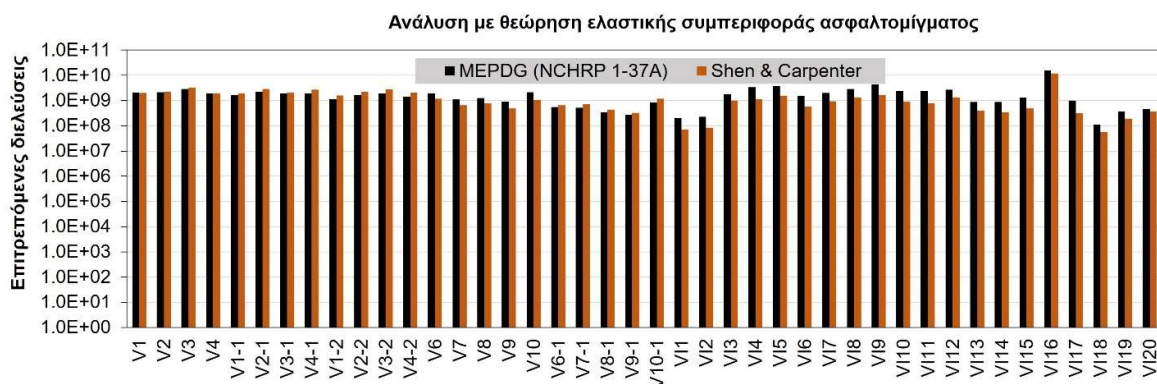
(γ)

Πειραματικό οδόστρωμα VI

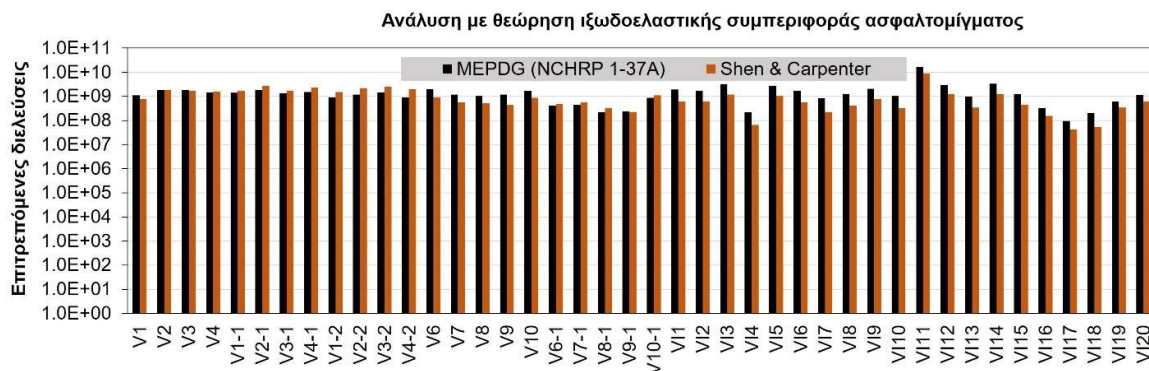
Εικόνα 8.19: Επισκόπηση νόμου Shen & Carpenter (2007) στις θέσεις των επιμέρους πειραματικών οδοστρωμάτων: (α) πειραματικό οδόστρωμα V, υπομήμα 1, (β) πειραματικό οδόστρωμα V, υπομήμα 2 και (γ) πειραματικό οδόστρωμα VI.

Η διενέργεια στατιστικών ελέγχων ανέδειξε ότι οι διαφορές μεταξύ των επιτρεπόμενων διελεύσεων που προκύπτουν από τα δύο διαφορετικά εργαλεία της ιξωδοελαστικής ανάλυσης δεν είναι στατιστικά σημαντικές. Συγκεκριμένα, για την περίπτωση του νόμου MEPDG προέκυψε $t_{stat}=-1.167$ και $t_{crit}=2.024$ για 38 βαθμούς ελευθερίας, ενώ για την περίπτωση του νόμου των Shen & Carpenter (2007) προέκυψαν $t_{stat}=-1.714$ και $t_{crit}=2.024$. Ως εκ τούτου, για τη διενέργεια μιας προκαταρκτικής συγκριτικής αξιολόγησης των δύο θεωρήσεων κόπωσης (φαινομενολογικής και ενεργειακής προσέγγισης), αλλά και την ολοκλήρωση της αξιολόγησης με τον υπολογισμό της φθοράς του οδοστρώματος (pavement damage), θεωρήθηκε η δυσμενέστερη τιμή επιτρεπόμενων αξονικών διελεύσεων για την περίπτωση ανάλυσης με ιξωδοελαστική θεώρηση.

Όσον αφορά, στη σύγκριση των δύο νόμων κόπωσης, οι επιτρεπόμενες αξονικές διελεύσεις δίδονται σε λογαριθμική κλίμακα στις εικόνες 8.20 και 8.21, ενώ η διενέργεια περαιτέρω ελέγχων ανέδειξε στατιστικά σημαντικές διαφορές μεταξύ των αξονικών διελεύσεων που προκύπτουν από τους δύο νόμους αστοχίας για θεώρηση ελαστικής συμπεριφοράς ($t_{stat}=2.979$ και $t_{crit}=2.020$), αλλά και θεώρηση ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς ($t_{stat}=3.904$ και $t_{crit}=2.020$). Το στοιχείο αυτό είναι ιδιαίτερα σημαντικό, καθώς διαφαίνεται ότι η επιλογή ενός νόμου κόπωσης μπορεί να διαφοροποιήσει σημαντικά το αποτέλεσμα της αξιολόγησης ενός οδοστρώματος (πχ εκτίμηση διαφορετικού πάχους αναγκαίας επιστρώσης) ακόμη και για ίδια θεωρούμενη συμπεριφορά ασφαλτομίγματος.



Εικόνα 8.20: Επισκόπηση νόμων MEPDG και Shen & Carpenter (2007) για ελαστική συμπεριφορά ασφαλτομιγμάτων.



Εικόνα 8.21: Επισκόπηση νόμων MEPDG και Shen & Carpenter (2007) για ιξωδοελαστική συμπεριφορά ασφαλτομιγμάτων.

Κατά συνέπεια, αναδεικνύεται μια επιπρόσθετη ανάγκη αξιολόγησης αποκλειστικά των νόμων κόπωσης. Με βάση τα δεδομένα στοιχεία από τα πειραματικά οδοστρώματα που εξετάστηκαν, δεν

προκύπτει με σαφήνεια εάν ένας εκ των δύο νόμων είναι συντηρητικότερος. Υπενθυμίζεται ωστόσο, ότι η συγκριτική διερεύνηση που πραγματοποιήθηκε, βασίζεται στην παραδοχή ενός συγκεκριμένου πειραματικού συντελεστή σύνδεσης του δυναμικού μέτρου δυσκαμψίας με την καμπτική αντοχή των ασφαλτομιγμάτων. Θεώρηση άλλου συντελεστή ή διαθεσιμότητα εργαστηριακών στοιχείων προσδιορισμού της καμπτικής αντοχής ενδεχομένως να διαφοροποιούσαν τη σχέση μεταξύ των δύο νόμων κόπωσης που εξετάστηκαν.

8.3.3.2. Υπολογισμός φθοράς οδοστρώματος λόγω ρωγμών κόπωσης (bottom-up cracking)

Αναφορικά με τον υπολογισμό της φθοράς του οδοστρώματος, ακολουθήθηκε η διαδικασία που προβλέπεται από τον MEPDG και περιλαμβάνει: (α) τον υπολογισμό της αθροιστικής φθοράς ενός οδοστρώματος βάσει της εξίσωσης 2.25 (αρχή Miner) για την περίοδο υπολογισμού, και (β) την εκτίμηση του ποσοστού αλληγορικών ρωγμών, οι οποίες ξεκινούν από στον πυθμένα των ασφαλτικών στρώσεων και διαδίδονται προοδευτικά προς την επιφάνεια του οδοστρώματος (από κάτω προς τα πάνω – bottom-up cracking), μέσω της εξίσωσης 2.26. Θεωρήθηκε μια προβλεπόμενη κυκλοφορία ίση με 25 εκατομμύρια ESALs, συμβατή με προγενέστερη συναφή έρευνα (Georgouli et al. 2016), η οποία θεωρήθηκε ενιαία και για τα δύο πειραματικά οδοστρώματα.

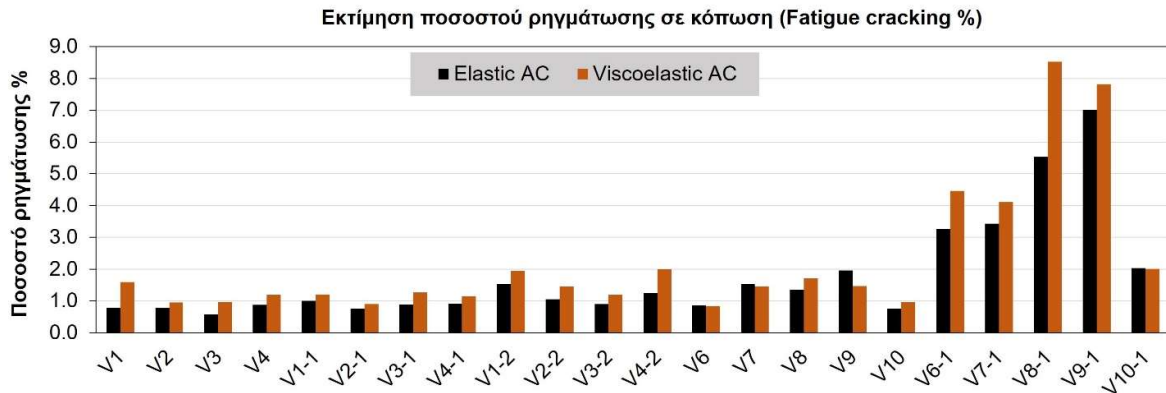
Οι υπολογισμοί έγιναν λαμβάνοντας υπόψη τον νόμο κόπωσης του MEPDG και τα αποτελέσματα που προέκυψαν για την αθροιστική φθορά και το ποσοστό αλιγορικών ρωγμών φαίνονται στον πίνακα 8.20 και στις εικόνες 8.22-8.23. Υπενθυμίζεται ότι για την ανάλυση με ιξωδοελαστική συμπεριφορά ασφαλτομίγματος έγινε η δυσμενέστερη θεώρηση αναφορικά με την επίδραση του εργαλείου ανάλυσης (ViscoRoute και 3D-Move) στην κόπωση, δεδομένου ότι οι διαφορές που προέκυψαν στις επιτρεπόμενες αξονικές διελεύσεις ήταν στατιστικά μη σημαντικές.

Πίνακας 8.20: Στατιστικά μεγέθη της αθροιστικής φθοράς και του ποσοστού αλιγορικών ρωγμών.

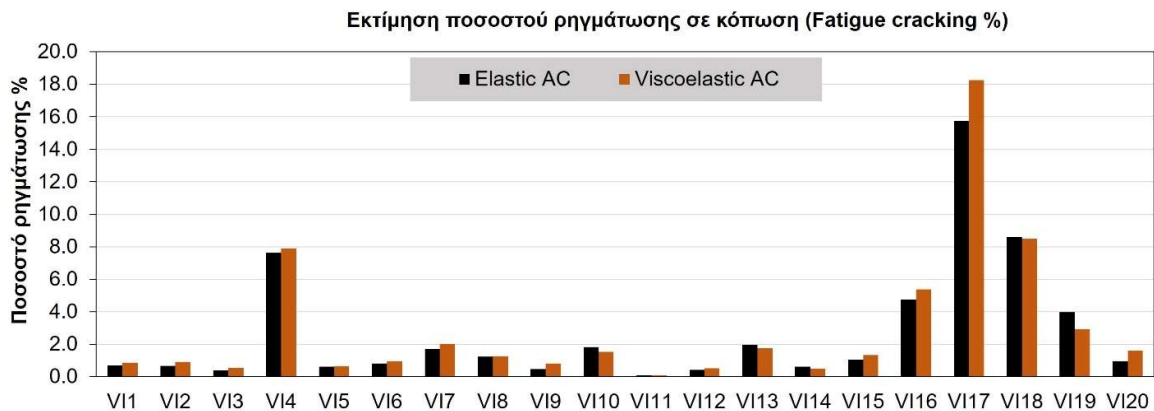
Πειραματικό οδόστρωμα	Μεγέθη	Αθροιστική φθορά		Ποσοστό ρωγμών κόπωσης %	
		D.I.ELASTIC	D.I.VISCOELASTIC	F.C.ELASTIC	F.C.VISCOELASTIC
V	Ελάχιστη τιμή	0.9	1.3	0.6	0.8
	25%	1.3	1.7	0.9	1.2
	Διάμεση τιμή	1.5	2.1	1.0	1.5
	75%	2.6	2.8	1.8	2.0
	Μέγιστη τιμή	9.4	11.4	7.0	8.5
	Πλήθος	22	22	22	22
VI	Ελάχιστη τιμή	0.2	0.1	0.1	0.1
	25%	0.9	1.1	0.6	0.8
	Διάμεση τιμή	1.5	2.0	1.0	1.3
	75%	3.5	3.2	2.5	2.3
	Μέγιστη τιμή	22.0	25.8	15.7	18.2
	Πλήθος	20	20	20	20

Από την ανάλυση προκύπτει αδρομερώς μία παραπλήσια τάξη μεγέθους για το ποσοστό αλιγορικών ρωγμών που εκτιμάται ότι θα έχουν τα δύο οδοστρώματα στο τέλος της περιόδου υπολογισμού. Μάλιστα, η τάξη μεγέθους των ποσοστών είναι αρκετά μικρή κι ενδεχομένως αυτό να οφείλεται στην ηλικία των οδοστρωμάτων κατά την αξιολόγησή τους. Η διενέργεια στατιστικών ελέγχων ανέδειξε στατιστικά σημαντικές διαφορές στα ποσοστά που εκτιμήθηκαν μέσω των δύο θεωρήσεων συμπεριφοράς του ασφαλτομίγματος λαμβάνοντας υπόψη το σύνολο των θέσεων ($t_{stat}=-3.274$ και $t_{crit}=2.020$ για 41 βαθμούς ελευθερίας), όσο και διακριτά τις θέσεις στο πειραματικό

οδόστρωμα V ($t_{stat}=-3.230$ και $t_{crit}=2.080$ για 21 βαθμούς ελευθερίας). Αντίθετα, μη στατιστικά σημαντικές διαφορές προέκυψαν στο πειραματικό οδόστρωμα VI ($t_{stat}=-1.371$ και $t_{crit}=2.093$ για 19 βαθμούς ελευθερίας), γεγονός που εκτιμάται ότι οφείλεται στη θετική συμβολή του ασφαλτομίγματος της αντλιοσθηρής στρώσης και στο χαμηλό σχετικά εύρος των επιτόπου θερμοκρασιών (έως 23°C), παράγοντες οι οποίοι ενδεχομένως εξομάλυναν τις διαφορές που είχαν παρατηρηθεί στο στάδιο της ανάλυσης των παραμορφώσεων.



Εικόνα 8.22: Επισκόπηση ποσοστού αλιγοτορικών ρωγμών στο πειραματικό οδόστρωμα V για τις δύο θεωρήσεις συμπεριφοράς ασφαλτομιγμάτων.



Εικόνα 8.23: Επισκόπηση ποσοστού αλιγοτορικών ρωγμών στο πειραματικό οδόστρωμα VI για τις δύο θεωρήσεις συμπεριφοράς ασφαλτομιγμάτων.

Οι ως τώρα παρατηρήσεις ενίσχυσαν την επιπρόσθετη διερεύνηση της απευθείας σύνδεσης των NDT στοιχείων συλλογής με το ποσοστό των αλιγοτορικών ρωγμών. Στον πίνακα 8.21 φαίνεται η συσχέτιση του ποσοστού ρηγμάτωσης με τους βασικούς δείκτες υποχωρήσεων που έχουν παρουσιαστεί προγενέστερα. Έχουν επίσης προστεθεί ως δείκτες στοιχεία στρωματογραφίας που έχουν προκύψει από πυρηνηλοψίες (h_{AC}) και αναλύσεις στοιχείων συλλογής με GPR (h_{BASE}), καθώς και η θερμοκρασία που μετρήθηκε στο μέσο της ασφαλτικής βάσης στα πειράματα πεδίου.

Πίνακας 8.21: Συσχέτιση (τιμές R^2) μεταξύ στοιχείων συλλογής και ποσοστών σε αλιγοτορικών ρωγμών για τις δύο θεωρήσεις συμπεριφοράς ασφαλτομιγμάτων.

Δείκτης	D_0	SCI	BDI	BCI	$D_{900-D_{1200}}$	D_{1800}	h_{AC}	h_{BASE}	T
F.C.ELASTIC	0.82	0.46	0.84	0.53	0.23	0.00	0.23	0.08	0.01
F.C.VISCOELASTIC	0.79	0.43	0.81	0.52	0.24	0.00	0.20	0.07	0.00

Ενδιαφέρον παρουσιάζει το γεγονός ότι οι δείκτες D_0 και BDI παρουσιάζουν πολύ καλή συσχέτιση με τη συνεπαγόμενη φθορά του οδοστρώματος. Η επίδραση της θερμοκρασίας ωστόσο εμφανίστηκε ελλιπής, αλλά αυτό ενδεχομένως να οφείλεται στο γεγονός ότι η επίδρασή της έχει ήδη ενσωματωθεί στις τιμές των δεικτών υποχωρήσεων. Ειδικότερα μεταξύ των δεικτών αυτών, ο δείκτης BDI χρησιμοποιήθηκε προηγουμένως ως στατιστικά σημαντικός δείκτης πρόβλεψης των κρίσιμων παραμορφώσεων στον πυθμένα των ασφαλτικών στρώσεων. Το στοιχείο αυτό αναδεικνύει μια υψηλή δυναμική μοντελοποίησης του ποσοστού ρηγμάτωσης όταν είναι γνωστή η κυκλοφορία αναφοράς. Ωστόσο, επειδή αυτό παρεκκλίνει των στόχων της διερεύνησης διατυπώνεται ως ένα ζήτημα που χρήζει περαιτέρω διερεύνησης, δεδομένου ότι η ύπαρξη μιας σχέσης εκτίμησης της φθοράς του οδοστρώματος μέσω δεικτών υποχώρησης θα μπορούσε να βελτιστοποιήσει έτι περαιτέρω τη διαχείριση της συντήρησης οδοστρωμάτων.

8.3.3.3. Αξιολόγηση ευρημάτων

Συμπερασματικά, μπορεί να ειπωθεί ότι η διαφοροποίηση στη θεωρούμενη συμπεριφορά του ασφαλτομίγματος διαφοροποιεί εν μέρει το αποτέλεσμα της αξιολόγησης των υπό διερεύνηση οδοστρωμάτων. Παρά ταύτα, πρέπει να επισημανθούν δύο βασικοί παράγοντες που ενδέχεται να έχουν ιδιαίτερη σημασία στο πλαίσιο των αναλύσεων που έλαβαν χώρα έως τώρα. Το πρώτο αφορά στη μικρή ηλικία των πειραματικών οδοστρωμάτων ($t=0$ και 1 για τα οδοστρώματα V και VI αντίστοιχα). Δεύτερον, το πάχος των ασφαλτικών στρώσεων στα δύο πειραματικά οδοστρώματα που εξετάστηκαν ήταν μεγαλύτερο από 14cm σε κάθε θέση ελέγχου. Τα στατιστικά στοιχεία του πάχους των ασφαλτικών στρώσεων φαίνονται στον πίνακα 8.22, απ' όπου προκύπτει ένα μέσο πάχος 17.7cm με ικανοποιητικό συντελεστή διασποράς που οριακά παραπέμπει σε ένα ομοιογενές δείγμα.

Πίνακας 8.22: Στατιστικά μεγέθη του πάχους των ασφαλτικών στρώσεων.

Μεγέθη	Πάχος ασφαλτικών στρώσεων (cm)
Ελάχιστη τιμή	14.1
25%	16.8
Διάμεση τιμή	17.7
75%	18.5
Μέγιστη τιμή	24.9
Μέση τιμή	17.7
Τυπική απόκλιση	1.9
Συντ. διασποράς %	10.6%
Πλήθος	42

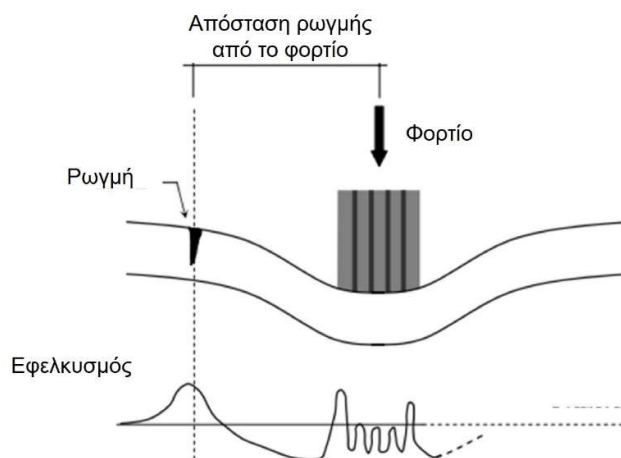
Σύμφωνα με τη διεθνή βιβλιογραφία, πάχη ασφαλτικών στρώσεων μεγαλύτερα των 15-16cm παραπέμπουν εν γένει σε πυκνές δομές οδοστρώματος (thick pavements), οι οποίες είναι περισσότερο επιρρεπείς στην εμφάνιση διαμηκών ρωγμών κόπωσης στην επιφάνεια του οδοστρώματος (Canestrari & Paolo Ingrassia 2020, Uhlmeier et al. 2000, NCHRP 2004, Loizos 2006). Οι ρωγμές αυτές ξεκινούν από την επιφάνεια και διαδίδονται διαδοχικά προς τα κάτω (top-down cracking). Σε μελέτη των Uhlmeier et al. 2000 που αφορούσε σε υφιστάμενα οδοστρώματα στην πολιτεία της Ουάσιγκτον, έχει αναφερθεί ότι τα οδοστρώματα που βρέθηκαν επιρρεπή σε ρωγμές τύπου top-down cracking είχαν μέσο πάχος ασφαλτικών στρώσεων ίσο με 16cm και όσα βρέθηκαν επιρρεπή σε ρωγμές τύπου bottom-up cracking είχαν μέσο πάχος ασφαλτικών στρώσεων ίσο με 11cm. Παρά ταύτα, υπάρχουν βιβλιογραφικές αναφορές σύμφωνα με τις οποίες η εμφάνιση ρωγμών τύπου top-down cracking δεν σχετίζεται με το πάχος των ασφαλτικών στρώσεων και μπορεί να αφορά

τόσο σε πυκνή όσο και σε λεπτή ασφαλτική δομή (thick & thin structures) (Luo et al. 2018, Baladi et al. 2003). Στο πλαίσιο της παρούσας διατριβής, το μέσο πάχος των ασφαλτικών στρώσεων που βρέθηκε ίσο με 17.7cm θα μπορούσε να αποτελέσει ένδειξη ότι οι ρωγμές τύπου bottom-up cracking δεν αποτελούν τον κρίσιμο μηχανισμό ανάπτυξης ρωγμών κόπωσης, και για τον λόγο αυτό στην επόμενη ενότητα δίδεται μία επιπλέον έμφαση στη διερεύνηση εμφάνισης διαμηκών ρωγμών (top-down cracking).

8.3.4. Συμπεριφορά έναντι διαμηκών ρωγμών (top-down cracking)

8.3.4.1. Μηχανισμός ανάπτυξης διαμηκών ρωγμών στην επιφάνεια

Από εκτενείς παρατηρήσεις πεδίου, εργαστηριακές δοκιμές και προσομοιώσεις με πεπερασμένα στοιχεία, οι Sun et al. (2018) αναφέρουν ότι οι επιφανειακές διαμήκεις ρωγμές προκαλούνται κυρίως από τάσεις διάτμησης που αναπτύσσονται σε ένα ορισμένο βάθος κοντά στο επιφάνεια. Η μεγιστοποίηση των τάσεων αυτών δημιουργεί ουσιαστικά μια λεπτή οριζόντια στρώση μειωμένης αντοχής, η οποία σε συνδυασμό με την κάμψη που υφίστανται το οδοστρώμα λόγω της φόρτισης οδηγεί σε αύξηση του εφελκυσμού στην επιφάνεια, γεγονός που σχετίζεται με την εμφάνιση της ρωγμής στην επιφάνεια του οδοστρώματος. Από την ανακατανομή των τάσεων εντός του οδοστρώματος, η ζώνη μειωμένης διατμητικής αντοχής μετακινείται σταδιακά προς τα κάτω, εντείνοντας τη διάδοση προς το σώμα του οδοστρώματος όσων ρωγμών έχουν εμφανιστεί στην επιφάνεια. Παράλληλα, λόγω του μηχανισμού αλληλεπίδρασης ελαστικού-οδοστρώματος καθώς και των τάσεων επαφής, η θέση στην οποία αναμένεται να εμφανιστεί διαμήκης ρωγμή απέχει ορισμένη απόσταση από το ίχνος φόρτισης (εικόνα 8.24) (Roque et al. 2010, Zou & Roque 2011).



Εικόνα 8.24: Μηχανισμός ανάπτυξης διαμήκους ρωγμής (από πάνω προς το κάτω – top-down cracks).

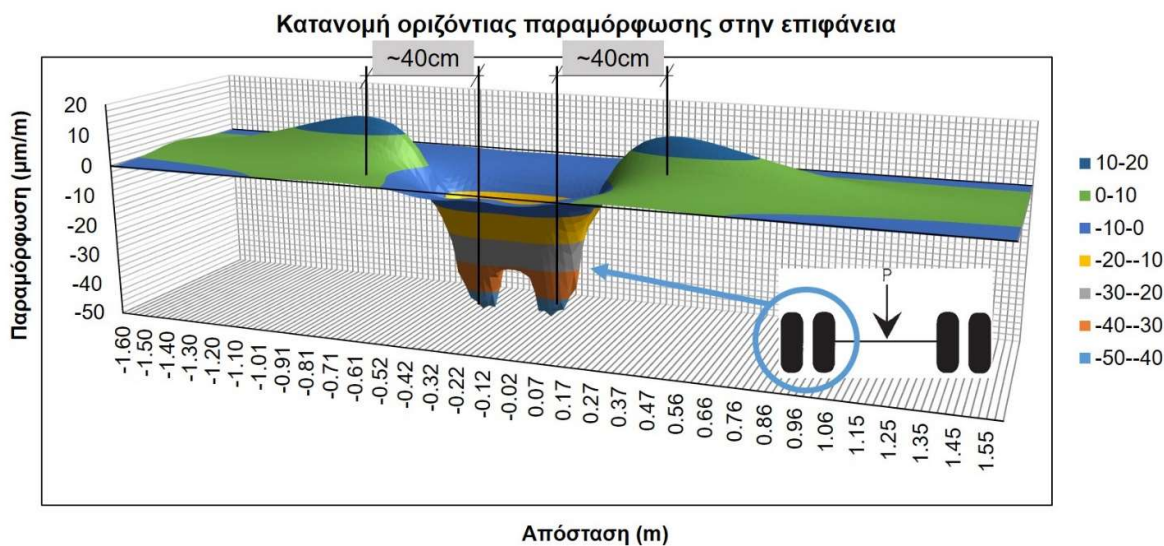
Ένας σημαντικός παράγοντας που καθορίζει τη θέση εμφάνισης της διαμήκους ρωγμής είναι η πλευρική μετατόπιση που έχουν τα ίχνη φόρτισης του οδοστρώματος από τα επιμέρους αξονικά φορτία που διέρχονται από την επιφάνεια. Για τον λόγο αυτό, είναι εν γένει δύσκολη η εκτίμηση της ευαισθησίας του οδοστρώματος στην ανάπτυξη διαμηκών ρωγμών. Ωστόσο, παρά τη μεταβλητότητα της θέσης των οχημάτων κατά πλάτος μιας λωρίδας, είναι σύνηθες η εμφάνιση μιας διαμήκους ρωγμής να σχετίζεται περισσότερο με την κατά πλάτος κατανομή των βαρέων οχημάτων (Canestrari & Paolo Ingrassia 2020). Άλλοι παράγοντες που ευνοούν την ανάπτυξη διαμηκών ρωγμών περιλαμβάνουν (α) αύξηση στο πάχος των ασφαλτικών στρώσεων, (β) θεώρηση μη ομοιόμορφων

πιέσεων επαφής ελαστικού-οδοστρώματος, (γ) υποβάθμιση της φέρουσας ικανότητας της βάσης/υπόβασης, και (δ) αύξηση της δυσκαμψίας των ασφαλτομιγμάτων (γήρανση).

Τέλος, η ύπαρξη του φαινομένου των top-down ρωγμών θέτει συχνά προβληματισμούς στη διεθνή επιστημονική κοινότητα αναφορικά με την εγκυρότητα της παραδοσιακής θεώρησης για τη θεώρηση ως κρίσιμων των παραμορφώσεων που αναπτύσσονται στον πυθμένα των ασφαλτικών στρώσεων. Παράλληλα, η αλληλεπίδραση που ενδέχεται να συμβεί όταν συναντηθούν σε μία θέση ρωγμές τύπου top-down και bottom-up λόγω της πιθανής συνένωσής τους και της άμεσης διάδοσης καθ' ύψος των ασφαλτικών στρώσεων εγείρουν περισσότερο την πολυπλοκότητα των συναφών αναλύσεων (Luo et al. 2018).

8.3.4.2. Επισκόπηση οριζόντιων παραμορφώσεων στην επιφάνεια

Όσον αφορά στις αναλύσεις που έγιναν στο πλαίσιο της παρούσας έρευνας, η επισκόπηση των εφελκυστικών παραμορφώσεων στις θέσεις ελέγχου στα δύο πειραματικά οδοστρώματα οδηγεί στο συμπέρασμα ότι οι μέγιστες επιφανειακές παραμορφώσεις αναπτύσσονται στην εγκάρσια διεύθυνση (10% και 4% μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες στη διαμήκη διεύθυνση για τις περιπτώσεις θεώρησης ελαστικής και ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς ασφαλτομιγμάτων αντίστοιχα). Από εκτενείς αναλύσεις αναφορικά με το ποια είναι η κατάλληλη εφελκυστική παραμόρφωση για την ανάλυση ευαισθησίας σε top-down ρωγμές μεταξύ των παραμορφώσεων σε βάθη 0 και 1-1.5cm από την επιφάνεια, έχει θεωρηθεί ως δυσμενέστερη η επιφανειακή παραμόρφωση (NCHRP, 2004). Ως προς τη θέση στην οποία εντοπίζεται η μέγιστη παραμόρφωση, επιβεβαιώνεται πράγματι ότι αυτή απέχει μία ορισμένη απόσταση από το ίχνος του αξονικού φορτίου. Ενδεικτικό παράδειγμα της κατανομής της οριζόντιας εφελκυστικής παραμόρφωσης σε βάθος $z=0$ από την επιφάνεια φαίνεται στην εικόνα 8.25.

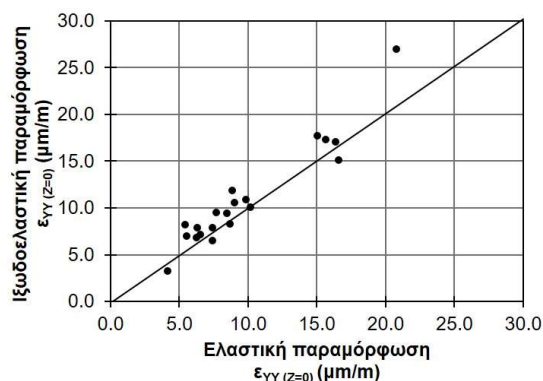


Εικόνα 8.25: Παράδειγμα κατανομής παραμορφώσεων στην επιφάνεια του οδοστρώματος – θέση ελέγχου VI18.

Από την εικόνα 9.25 παρατηρείται ότι η μέγιστη εφελκυστική παραμόρφωση είναι της τάξης των 10-20 $\mu\text{m}/\text{m}$ και η θέση στην οποία εντοπίζεται απέχει ενδεικτικά περί τα 40cm από το ίχνος του κάθε τροχού. Η περαιτέρω ανάλυση κόπωσης λόγω top-down ρωγμών πραγματοποιείται λαμβάνοντας υπόψη τη μέγιστη τιμή οριζόντιας παραμόρφωσης που προέκυψε από την ανάλυση σε κάθε θέση ελέγχου. Επισημαίνεται ότι μεταξύ των χρησιμοποιούμενων εργαλείων ιξωδοελαστικής ανάλυσης, μόνο το ViscoRoute δίνει τη δυνατότητα υπολογισμού των παραμορφώσεων σε πληθώρα σημείων

υπό μορφή κανάβου σημείων. Ενδεικτικά, το γράφημα της εικόνας 8.25 προέκυψε έχοντας θεωρήσει τα αποτελέσματα των υπολογισμών σε 16384 σημεία καλύπτοντας πλήρως την επιφάνεια της λωρίδας κατά μήκος και κατά πλάτος.

Επιπλέον, δεδομένου ότι το πείραμα πεδίου στο πειραματικό οδόστρωμα V έλαβε χώρα πριν την κατασκευή της αντιολισθηρής στρώσης, οι υπόψη αναλύσεις σε κόπωση λόγω διαμηκών επιφανειακών ρωγμών αφορούν μόνο στις θέσεις ελέγχου του πειραματικού οδοστρώματος VI, καθώς σε αυτό το οδόστρωμα είχε ολοκληρωθεί η πλήρης κατασκευή των ασφαλτικών στρώσεων, συμπεριλαμβανομένης και της αντιολισθηρής. Οι επιφανειακές παραμορφώσεις που προέκυψαν από τις δύο θεωρήσεις συμπεριφοράς του ασφαλτομίγματος (ήτοι ελαστικής και ιξωδοελαστικής) φαίνονται στην εικόνα 8.26.



Εικόνα 8.26: Επισκόπηση μέγιστων εφελκυστικών παραμορφώσεων στην επιφάνεια του οδοστρώματος VI.

Από την εικόνα προκύπτει, ότι η θεώρηση ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς του ασφαλτομίγματος οδηγεί κατά πλειοψηφία και ανεξάρτητα από την επιτόπου θερμοκρασία σε υψηλότερες τιμές οριζόντιων εφελκυστικών παραμορφώσεων. Μάλιστα, οι διαφορές των παραμορφώσεων λόγω των δύο θεωρήσεων προέκυψαν στατιστικά σημαντικές ($t_{stat}=-3.068$ και $t_{crit}=2.093$ για 19 βαθμούς ελευθερίας). Κατά συνέπεια, αποκτά έμπρακτο ενδιαφέρον η περαιτέρω διερεύνηση της επίδρασης τα συμπεριφοράς των ασφαλτομιγμάτων στη φθορά του οδοστρώματος λόγω διαμηκών ρωγμών στην επιφάνεια των οδοστρωμάτων.

8.3.4.3. Κόπωση λόγω διαμηκών ρωγμών και φθορά οδοστρώματος

Δεδομένων των ανωτέρω, στην παρούσα διατριβή η ευαισθησία σε κόπωση λόγω top-down cracking μελετάται με βάση τον νόμο που προτείνεται από τον MEPDG. Η μαθηματική έκφραση του νόμου είναι πανομοιότυπη με την αντίστοιχη για την κόπωση λόγω ρωγμών τύπου bottom-up, αλλά διαφοροποιούνται οι συντελεστές προσαρμογής για το πάχος των ασφαλτικών στρώσεων καθώς και το μέγεθος της εφελκυστικής παραμόρφωσης που υπεισέρχεται στους υπολογισμούς, το οποίο αφορά στην επιφανειακή παραμόρφωση. Επιπλέον, διαφοροποιείται η μαθηματική έκφραση υπολογισμού της φθοράς του οδοστρώματος. Αναλυτικά, αναφέρονται τα εξής:

- Οι επιτρεπόμενες αξονικές διελεύσεις έναντι κόπωσης από διαμήκεις (top-down) ρωγμές υπολογίζονται από τη σχέση:

$$N_f = 0.00432 \cdot C \cdot \beta'_{f_1} \cdot k'_1 \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon_{AC}}\right)^{3.9492} \cdot \left(\frac{1}{E_{AC}}\right)^{1.281} \quad (8.6)$$

όπου: C ο συντελεστής που λαμβάνει υπόψη τα ογκομετρικά χαρακτηριστικά του μίγματος της αντιολισθηρής στρώσης, β'_{f_1} η παγκόσμια σταθερά βαθμονόμησης που λαμβάνει την τιμή 1 όταν απουσιάζουν λεπτομερή στοιχεία βαθμονόμησης από τη συμπεριφορά πεδίου, ε_{AC} η μέγιστη εφελκυστική παραμόρφωση στην επιφάνεια του οδοστρώματος, E_{AC} το δυναμικό μέτρο δυσκαμψίας του ασφαλτομίγματος και k'_1 : συντελεστής προσαρμογής που λαμβάνει υπόψη το πάχος των ασφαλτικών στρώσεων, που προκύπτει ως:

$$k'_1 = \frac{1}{0.001 + \frac{29.844}{1 + \exp(30.544 - 5.7357 \cdot h_{AC})}} \quad (8.7)$$

- Η φθορά του οδοστρώματος (pavement damage) υπολογίζεται βάσει της αρχής του Miner, ως: $D.I. = \frac{n}{N_f}$, όπου N_f οι επιτρεπόμενες αξονικές διελεύσεις έναντι top-down ρωγμών και n η προβλεπόμενη κυκλοφορία για συγκεκριμένη περίοδο υπολογισμού.
- Ο μετασχηματισμός της φθοράς του οδοστρώματος σε όρους ρηγμάτωσης (συμπεριφορά πεδίου) γίνεται μέσω της ακόλουθης σχέσης:

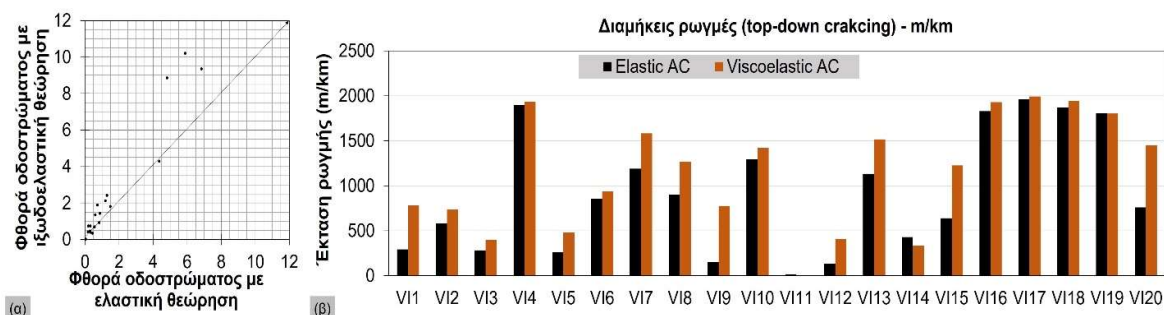
$$F.C. = \frac{1000}{1 + \exp(7 - 3.5 \cdot \log D.I.)} \cdot 10.56 \quad (8.8)$$

όπου: $F.C.$ ποσότητα που εκφράζει τις διαμήκεις ρωγμές στο τέλος της περιόδου υπολογισμού (σε πόδια/μίλι ή σε m/km πολλαπλασιάζοντας επί 0.189) και $D.I.$ η αθροιστική φθορά του οδοστρώματος στο τέλος της περιόδου υπολογισμού. Η ίδια υπόθεση που ισχύει για την εκτίμηση του ποσοστού των αλιγοτορικών ρωγμών ισχύει και στην περίπτωση εκτίμησης της κόπωσης λόγω διαμηκών ρωγμών. Συγκεκριμένα, για αθροιστική φθορά ίση με 100%, νοείται ρηγμάτωση κόπωσης σε ποσοστό 50%. Υπενθυμίζεται ότι ομοίως με την κόπωση λόγω bottom-up ρωγμών, νοείται ως περιοχή αναφοράς μία λωρίδα μήκους 150m και πλάτους 3.6m (διαστάσεις 500 επί 12 πόδια). Κατά συνέπεια, ο αριθμητής 1000 στην εξίσωση 8.8 αντιστοιχεί σε δύο ίχνη μήκους 150m (ή 500 πόδια άρα $2 \cdot 500 = 1000$ πόδια) της λωρίδας αναφοράς, όπου νοείται ότι έχουν εκδηλωθεί διαμήκεις ρωγμές.

Για την εκτίμηση της φθοράς του οδοστρώματος έγιναν οι δύο ακόλουθες παραδοχές. Πρώτον, αντί του δυναμικού μέτρου δυσκαμψίας του υλικού αμιγώς της αντιολισθηρής στρώσης, θεωρήθηκε, ομοίως με την ανάλυση κόπωσης λόγω αλιγοτορικών ρωγμών, το σύνθετο δυναμικό μέτρο δυσκαμψίας, στο οποίο είναι συνυπολογισμένη και η συνεισφορά του υλικού της ασφαλτικής βάσης. Δεύτερον, η περίοδος υπολογισμού είναι αναγκαίο να ληφθεί μειωμένη σε σύγκριση με την περίοδο υπολογισμού και την κυκλοφορία που θεωρήθηκε στην ανάλυση κόπωσης λόγω αλιγοτορικών ρωγμών. Τούτο απορρέει από το γεγονός ότι στην πράξη η επιφανειακή-αντιολισθηρή στρώση ενός οδοστρώματος αντικαθίσταται συχνότερα στο πλαίσιο της περιοδικής συντήρησης ασφαλτικών οδοστρωμάτων. Η άμεση έκθεση της στρώσης αυτής σε κυκλοφοριακές και περιβαλλοντικές συνθήκες καθιστά απαραίτητη την αποκατάσταση του οδοστρώματος για διατήρηση τόσο της δομικής συμπεριφοράς του (πχ στην περίπτωση ύπαρξης επιφανειακών ρωγμών και φθορών) όσο και της λειτουργικής συμπεριφοράς του (πχ στην περίπτωση ύπαρξης ζητημάτων μειωμένης υφής ή ολισθηρότητας).

Η κυκλοφορία που θεωρήθηκε στην ανάλυση κόπωσης λόγω αλιγοτορικών ρωγμών ήταν 25 εκατομμύρια ESALs και ανάγοντας την σε μία ενδεικτική περίοδο υπολογισμού 20 ετών με ρυθμό

ετήσιας αύξησής της ίσο με 3% (ενδεικτικά), προκύπτει κυκλοφορία ίση με 0.93 εκατομμύρια ESALs για το 1^ο έτος λειτουργίας της οδού. Η κυκλοφορία αυτή αντιστοιχεί ενδεικτικά σε ημερήσια διέλευση περί των 1000 βαρέων οχημάτων, η οποία κρίνεται λογική για έναν αυτοκινητόδρομο βαριάς κυκλοφορίας. Περαιτέρω, η ενδεικτική θεώρηση της μισής περιόδου υπολογισμού (δηλαδή 10 ετών) για την ανάλυση σε κόπωση λόγω επιφανειακών διαμηκών ρωγμών, οδηγεί σε αθροιστική κυκλοφορία υπολογισμού ίση με 11 εκατομμύρια ESALs. Κατόπιν αυτών, η επισκόπηση της φθοράς του οδοστρώματος καθώς και η ποσοτική εκτίμηση των διαμηκών ρωγμών στο τέλος της περιόδου υπολογισμού δίνονται στην εικόνα 8.27, λαμβάνοντας υπόψη και τις δύο θεωρήσεις συμπεριφοράς των ασφαλτομιγμάτων. Επισημαίνεται ότι όπου απαιτήθηκε η τιμή του E^* , αντιστοιχίστηκε σε διαφορετική συχνότητα φόρτισης από αυτήν που αφορούσε στη φθορά λόγω αλιγοτορικών ρωγμών σύμφωνα με όσα ειπώθηκαν στο κεφάλαιο 4.3. Συγκεκριμένα, χρησιμοποιήθηκε η εξίσωση 4.6 και η συχνότητα φόρτισης υπολογίστηκε μικρότερη.



Εικόνα 8.27: (α) Φθορά οδοστρώματος και (β) εκτίμηση εμφάνισης διαμηκών ρωγμών στο τέλος της περιόδου υπολογισμού.

Διαφαίνεται ότι η θεώρηση ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς του ασφαλτομίγματος αποτελεί μια δυσμενή προσέγγιση δεδομένου ότι τόσο η φθορά όσο και η αναμενόμενη έκταση των διαμηκών ρωγμών προκύπτουν μεγαλύτερες. Μάλιστα υπάρχουν ορισμένες θέσεις στις οποίες η φθορά υπολογίστηκε μεγαλύτερη της μονάδας γεγονός που υποδεικνύει αστοχία του οδοστρώματος. Ιδιαίτερο ενδιαφέρον έχει το γεγονός ότι σε αυτό το στάδιο της διερεύνησης, οι παρατηρούμενες διαφορές στην εκτιμώμενη έκταση των διαμηκών ρωγμών (εικόνα 8.27β) είναι στατιστικά σημαντικές ($t_{stat}=-4.461$ και $t_{crit}=2.093$ για 19 βαθμούς ελευθερίας). Το στοιχείο αυτό έχει ιδιαίτερη πρακτική αξία δεδομένου ότι επιβεβαιώνονται οι ισχυρισμοί και προγενέστερα ευρήματα της βιβλιογραφίας αναφορικά με την τρωτότητα των διατομών οδοστρώματος με μεγάλα πάχη ασφαλτικών στρώσεων έναντι top-down ρωγμών.

Συνολικά εκτιμάται ότι η θεώρηση της ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς των ασφαλτομιγμάτων επηρεάζει περισσότερο την ανάλυση σε κόπωση λόγω διαμηκών ρωγμών στην επιφάνεια του οδοστρώματος, απ' ό,τι την ανάλυση σε κόπωση λόγω αλιγοτορικών ρωγμών (bottom-up cracking). Η σχετική ανάλυση που πραγματοποιήθηκε στο πλαίσιο της παρούσας διατριβής επιβεβαιώνει συναφείς αναφορές στη διεθνή βιβλιογραφία για σύνδεση της ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς με top-down ρωγμές (Canestrari & Paolo Ingrassia 2020, Losa & Di Natale 2014, Chabot et al. 2010).

Αξίζει να σημειωθεί, ότι σε επιμέρους θέσεις ελέγχου όπου προέκυψε από την ανάλυση φθορά οδοστρώματος μεγαλύτερη της μονάδας στο τέλος της θεωρούμενης περιόδου υπολογισμού, έχουν εντοπιστεί στο πεδίο διαμήκειες ρωγμές σε ένα από τα δύο ή και στα δύο ίχνη της δεξιάς λωρίδας (λωρίδας κίνησης βαρέων οχημάτων). Ενδεικτικά, στην εικόνα 8.28 φαίνεται μια καλώς σχηματισμένη διαμήκης ρωγμή στο δεξί ίχνος της λωρίδας αναφοράς, η οποία εκτείνεται σε μεγάλο μήκος. Η ρωγμή

αφορά στη θέση ελέγχου VI4, όπου το πάχος των ασφαλτικών στρώσεων είναι 14.1cm, ενώ σύμφωνα με την ανάλυση το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης της βάσης/υπόβασης από ασύνδετο αμμοχάλικο ήταν αισθητά μειωμένο σε σχέση με τις υπόλοιπες θέσεις ελέγχου (της τάξης των 200MPa).



Εικόνα 8.28: Διαμήκης ρωγμή στην επιφάνεια του οδοστρώματος στη θέση ελέγχου VI4.

Η λήψη της φωτογραφίας αφορά σε χρονική περίοδο περίπου 7-8 ετών έπειτα από την διενέργεια του πειράματος πεδίου, ενώ από την εικόνα 8.27β, προκύπτουν ήδη από την χρονική στιγμή $t=1$ (χρόνος διενέργειας πειράματος πεδίου στο πειραματικό οδόστρωμα VI) σαφείς ενδείξεις για φθορά μεγαλύτερη της μονάδας στη θέση ελέγχου VI4 στο τέλος της θεωρούμενης περιόδου υπολογισμού. Το στοιχείο αυτό τροφοδότησε μια επιπρόσθετη διερεύνηση αναφορικά με τη συσχέτιση των στοιχείων συλλογής από το πείραμα πεδίου και της έκτασης των διαμηκών ρωγμών. Κατ' αναλογία με τον πίνακα 8.21, στον πίνακα 8.23 παρουσιάζονται οι αντίστοιχες συσχετίσεις για την περίπτωση ανάλυσης σε κόπωση λόγω διαμηκών ρωγμών.

Πίνακας 8.23: Συσχέτιση (τιμές R^2) μεταξύ στοιχείων συλλογής και έκτασης διαμηκών ρωγμών για τις δύο θεωρήσεις συμπεριφοράς ασφαλτομιγμάτων.

Δείκτης	D ₀	SCI	BDI	BCI	D _{900-D1200}	D ₁₈₀₀	h _{AC}	h _{BASE}	T
F.C.-ELASTIC	0.47	0.66	0.51	0.30	0.23	0.10	0.53	0.11	0.24
F.C.-VISCOELASTIC	0.43	0.52	0.43	0.28	0.24	0.02	0.59	0.17	0.29

Από τον πίνακα 8.23, προκύπτει μια αλλαγή στη συσχέτιση των δεικτών SCI και BDI με τη φθορά του οδοστρώματος. Στην περίπτωση της κόπωσης λόγω bottom-up ρωγμών, ο δείκτης BDI είχε καλύτερη συσχέτιση με τη φθορά του οδοστρώματος σε σχέση με τον δείκτη SCI. Η τάση αυτή αντιστρέφεται για την περίπτωση συσχέτισης των δεικτών με την κόπωση λόγω top-down ρωγμών. Κατά συνέπεια, δημιουργείται το συμπέρασμα ότι η μεταβολή του δείκτη SCI μπορεί να δώσει καλύτερη ένδειξη για τις top-down ρωγμές, ενώ ο δείκτης BDI μπορεί να δώσει καλύτερη ένδειξη για τις bottom-up ρωγμές.

Η παρατήρηση αυτή έχει χρηστική αξία για την περίπτωση της μακροπρόθεσμης παρακολούθησης οδοστρωμάτων, η οποία βασίζεται κυρίως σε αξιολόγηση βάσει δεκτών υποχώρησης. Τέλος, από τον πίνακα προκύπτει ελαφρώς βελτιωμένη συσχέτιση του πάχους των ασφαλτικών στρώσεων και της θερμοκρασίας της ασφαλτικής βάσης με την αναμενόμενη έκταση διαμηκών ρωγμών. Κατ' αναλογία με την ανάλυση σε κόπωση λόγω αλιγατορικών ρωγμών, η επέκταση της διερεύνησης για τη δημιουργία μοντέλων εκτίμησης της φθοράς του οδοστρώματος μέσω δεικτών υποχώρησης θα μπορούσε να βελτιστοποιήσει τη διαχείριση της συντήρησης οδοστρωμάτων.

8.4. Σχόλια – παρατηρήσεις

Ο ερευνητικός στόχος του παρόντος κεφαλαίου ήταν η διερεύνηση των διαφορών που προκύπτουν στο πλαίσιο αναλύσεων για την αξιολόγηση της επιτόπου συμπεριφοράς οδοστρωμάτων, όταν γίνεται θεώρηση ελαστικής και ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς ασφαλτομιγμάτων. Μεθοδολογικά, παράλληλα με τα επιτόπου NDT στοιχεία συλλογής από τα πειραματικά οδοστρώματα (στοιχεία FWD και GPR), αξιοποιήθηκαν στο στάδιο αυτό επιπλέον και εργαστηριακές τιμές του δυναμικού μέτρου δυσκαμψίας επί πυρήνων ασφαλτομίγματος προκειμένου να μπορεί να υλοποιηθεί η ιξωδοελαστική ανάλυση. Η συγκριτική αξιολόγηση των αποτελεσμάτων σε επίπεδο παραμορφώσεων αλλά και της εκτιμώμενης φθοράς λόγω κόπωσης ασφαλτομιγμάτων, ανέδειξε τη σημαντική επιρροή που έχει η θεωρούμενη συμπεριφορά ασφαλτομιγμάτων στο πλαίσιο των αναλύσεων.

Ιδιαίτερα σημαντικό αλλά και ερευνητικά πρωτότυπο, είναι το γεγονός ότι η θεώρηση ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς αφορούσε στην παρούσα έρευνα την ανάλυση οδοστρωμάτων για την εκτίμηση συμπεριφοράς πεδίου, ενισχύοντας και επεκτείνοντας κατ' αυτόν τον τρόπο τη βελτιστοποίηση που παρέχει η ιξωδοελαστική ανάλυση στο σχεδιασμό οδοστρωμάτων (όπως έχει αναφερθεί στη βιβλιογραφία). Τα ευρήματα της ανάλυσης αποκτούν ιδιαίτερη βαρύτητα για χώρες, όπως η Ελλάδα, όπου επικρατούν για μεγάλο χρονικό διάστημα ετησίως, υψηλές θερμοκρασίες στην επιφάνεια αλλά και στο εσωτερικό των οδοστρωμάτων. Η θερμοκρασία της ασφαλτικής βάσης εμφανίστηκε ως καθοριστική παράμετρος για την αξιολόγηση της συμβολής της ιξωδοελαστικότητας των ασφαλτομιγμάτων στη συμπεριφορά οδοστρωμάτων.

9. ΕΙΔΙΚΕΣ ΠΕΡΙΠΤΩΣΕΙΣ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗΣ ΤΗΣ ΙΞΩΔΟΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΑΣΦΑΛΤΟΜΙΓΜΑΤΩΝ

9.1. Εφαρμογή σε νέο οδόστρωμα σχεδιασμένο με διεθνή μεθοδολογία

9.1.1. Γενικά

Στο πλαίσιο των αναλύσεων που έλαβαν χώρα για το πειραματικό οδόστρωμα V, τονίζεται ότι ο σχεδιασμός τόσο του οδοστρώματος όσο και των ασφαλτομιγμάτων πραγματοποιήθηκαν σύμφωνα με μια διεθνή αναλυτική μέθοδο σχεδιασμού (Corte 1997, Pereira & Pais 2017). Αξίζει να σημειωθεί ότι αυτή η μέθοδος λαμβάνει υπόψη κατά τον σχεδιασμό τυποποιημένα ασφαλτομίγματα και υιοθετεί τη δοκιμή κάμψης δύο σημείων (two-point bending, 2PB) για να προσδιορίσει τα μηχανικά χαρακτηριστικά (δυσκαμψία και κόπωση) των μιγμάτων. Στη δοκιμή αυτή, διαμορφώνεται ένα δείγμα τραπεζοειδούς μορφής, ο πυθμένας του οποίου παραμένει πακτωμένος και ένα ημιτονοειδές φορτίο εφαρμόζεται στην κορυφή του ελεύθερου άκρου του δοκιμίου. Η φόρτιση λαμβάνει χώρα υπό συνθήκες ελεγχόμενης παραμόρφωσης (Huang et al. 2016). Η συνδυασμένη δράση κάμψης και διάτμησης οδηγεί στη μέγιστη καταπόνηση του δείγματος που εμφανίζεται σε ύψος περίπου 1/3 από το πακτωμένο άκρο του δείγματος, όπου λαμβάνει χώρα συνήθως η αστοχία (Roulikakos et al. 2015).

Κατά συνέπεια, ανακύπτει ο προβληματισμός ότι η διαδικασία αξιολόγησης ενός νέου οδοστρώματος αμέσως μετά την κατασκευή ($t=0$) μπορεί μερικές φορές να εξαρτηθεί ή να δεσμεύεται από τις παραδοχές του σχεδιασμού του οδοστρώματος, παρά το γεγονός ότι η δομική κατάσταση και η φέρουσα ικανότητα ενός νέου οδοστρώματος είναι περισσότερη κρίσιμη για την εξέλιξη της μελλοντικής συμπεριφοράς του.

Για παράδειγμα, στην περίπτωση του οδοστρώματος που διερευνάται, οι κυλινδρικοί πυρήνες ασφαλτομίγματος που συνήθως εξάγονται επιτόπου, δεν είναι συμβατοί με τη φύση της δοκιμής 2PB, όπου απαιτούνται τραπεζοειδή δοκίμια ασφαλτομιγμάτων. Επιπλέον, το φορτίο σχεδιασμού ενός οδοστρώματος δεν είναι άμεσα συγκρίσιμο με αυτό που μπορεί να εξασφαλιστεί επιτόπου μέσω των NDT δοκιμών και των συνθηκών φόρτισης που αυτές περιλαμβάνουν. Τέτοια ζητήματα αυξάνουν εν γένει την πολυπλοκότητα της αξιολόγησης οδοστρωμάτων με στοιχεία πεδίου ακόμη και όταν $t=0$. Παράλληλα, όπως έχει επισημανθεί διάφοροι παράγοντες, όπως (α) η ανάγκη εξαγωγής πυρήνων για τον χαρακτηρισμό του ασφαλτομίγματος στη γραμμική ιξωδοελαστική περιοχή, (β) η απαίτηση για εξελιγμένες εργαστηριακές δοκιμές για τον υπολογισμό του δυναμικού μέτρου δυσκαμψίας και (γ) η χρήση προηγμένων εργαλείων για την ανάλυση της απόκρισης του οδοστρώματος, αποτρέπουν συνήθως τη συστηματική χρήση της ιξωδοελαστικής θεωρίας για την ανάλυση των οδοστρωμάτων στο πλαίσιο της συνήθους πρακτικής.

9.1.2. Συλλογή και ανάλυση στοιχείων

Υπό το πρίσμα αυτό και δεδομένου ότι η πυρηνοληψία συνιστά βασικό περιορισμό σε αυτοκινητοδρόμους, αξιοποιείται στο στάδιο αυτό η πληροφορία που παρέχεται από την θεωρητική κεντρική καμπύλη του τυποποιημένου υλικού αναφοράς, που είχε χρησιμοποιηθεί στο πλαίσιο του σχεδιασμού. Με αυτόν τον τρόπο ελέγχεται κατά πόσο η ιξωδοελαστική θεώρηση μπορεί να οδηγήσει σε ασφαλή συμπεράσματα αναφορικά με την κατάσταση του οδοστρώματος χωρίς να χρειαστεί να γίνει πυρηνοληψία. Για την επίτευξη του επιμέρους ερευνητικού στόχου, αξιοποιείται και πάλι το ρεολογικό μοντέλο Huet-Sayegh, το οποίο χρησιμοποιήθηκε για την ενσωμάτωση της ιξωδοελαστικής

συμπεριφοράς του τυποποιημένου υλικού αναφοράς στο λογισμικό ViscoRoute και τη διενέργεια των συναφών εντατικών αναλύσεων.

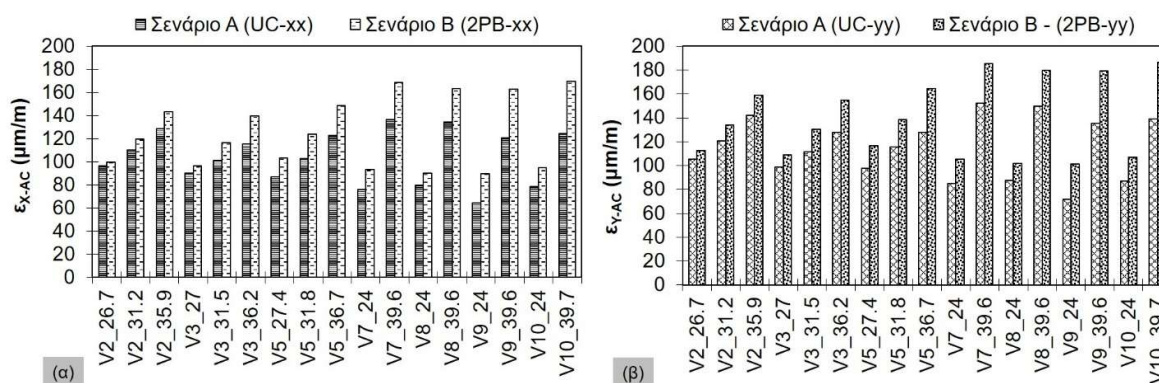
Όσον αφορά στις μετρήσεις πεδίου, παραμένουν σε ισχύ τα όσα αναφέρθηκαν στο κεφάλαιο 9 για τη διενέργεια πυρηνοληψιών και τη βαθμονόμηση του μοντέλου Huet-Sayegh λαμβάνοντας υπόψη το δυναμικό μέτρο δυσκαμψίας των πυρήνων που έχει μετρηθεί με τη δοκιμή της μονοαξονικής θλίψης (Uniaxial Compression – UC). Πλέον των ανωτέρω, δημιουργήθηκε η κεντρική καμπύλη σχεδιασμού για το τυποποιημένο υλικό κατηγορίας «GB4», το οποίο είναι ένα ασφαλτόμιγμα συνεχούς διαβάθμισης, γνωστό και ως "Grave Bitume" που περιλαμβάνεται στη διεθνή μέθοδο σχεδιασμού του πειραματικού οδοστρώματος V (Corte 1997). Το υλικό αυτό είχε θεωρηθεί στον σχεδιασμό του μίγματος τόσο για την ασφαλική βάση όσο και τη συνδετική στρώση. Όντας ένα τυποποιημένο υλικό, θεωρήθηκαν οι τιμές του E^* σύμφωνα με τη συναφή μέθοδο (Corte 1997) που αντιστοιχούν στο ίδιο εύρος συχνοτήτων και θερμοκρασιών, όπου πραγματοποιήθηκε η εργαστηριακή δοκιμή στους πυρήνες. Η βαθμονομημένη κεντρική καμπύλη του υλικού σχεδιασμού αναφέρεται εφεξής ως «θεωρητική», δεδομένου ότι η χρήση της οδηγεί σε θεωρητική εκτίμηση της απόκρισης του οδοστρώματος λαμβάνοντας υπόψη τις παραδοχές των υλικών σχεδιασμού. Η βαθμονόμηση της κεντρικής καμπύλης έγινε για τη θερμοκρασία σχεδιασμού του οδοστρώματος (18°C).

Οι αναλύσεις εντατικής κατάστασης που πραγματοποιήθηκαν στη φάση αυτή αφορούν στο εργαστηριακά προσδιορισμένο δυναμικό μέτρο δυσκαμψίας (σενάριο A με χρήση πυρήνων - E_{UC}^*) και στο εκτιμημένο δυναμικό μέτρο δυσκαμψίας μέσω της θεωρητικής κεντρικής καμπύλης (σενάριο B χωρίς χρήση πυρήνων - E_{2PB}^*). Επιλέχθηκαν δειγματοληπτικά 7 θέσεις (συγκεκριμένα οι θέσεις V2, V3, V5, V7, V8, V9, V10), οι οποίες με βάση το φάσμα των θερμοκρασιών που μετρήθηκαν επιτόπου στο μέσο της ασφαλικής βάσης (πίνακας 8.5) αντιστοιχούν σε 17 εντατικές αναλύσεις. Το σενάριο B αντιστοιχεί ουσιαστικά σε ένα προσαρμοσμένο προφίλ οδοστρώματος βάσει των συνθηκών πεδίου για όλες τις παραμέτρους των εντατικών αναλύσεων (δηλαδή πάχη και δυσκαμψίες υλικών), πλην της θεωρούμενης μηχανικής συμπεριφοράς του ασφαλτομίγματος. Κατά συνέπεια, ο όρος «προσαρμοσμένο» υπονοεί ότι τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υποκείμενων στρώσεων του οδοστρώματος, η στρωματογραφία και οι θερμοκρασίες ανάλυσης νοούνται σύμφωνα με τη διαδικασία αξιολόγησης που ακολουθείται με τα επιτόπου στοιχεία.

Επιπλέον, το αξονικό φορτίο των 13t επί διπλών τροχών που υιοθετείται στον υπολογισμό του οδοστρώματος κατά τον σχεδιασμό (Corte 1997, Pereira & Pais 2017) δημιουργεί μια καταπόνηση που δεν είναι άμεσα συγκρίσιμη με τις συνθήκες φόρτισης που μπορούν να εξασφαλιστούν στο πεδίο μέσω του FWD. Ως εκ τούτου, οι συνθήκες φόρτισης σε όλα τα στάδια ανάλυσης (σενάριο A και B) εξετάστηκαν βάσει του φορτίου FWD. Με άλλα λόγια, τα μηχανικά χαρακτηριστικά του ασφαλτομίγματος αποτέλεσαν τον μοναδικό παράγοντα που διαφοροποίησε την ανάλυση στα δύο σενάρια. Βάσει αυτών πραγματοποιείται σύγκριση των ιξωδοελαστικών παραμορφώσεων και αξιολογείται η θεώρηση διαφορετικών παραδοχών υπολογισμού του E^* . Μέσω της σχετικής διερεύνησης, ελέγχεται προκαταρκτικά εάν η παραδοχή της θεωρητικής κεντρικής θα μπορούσε να αποτελέσει μια ορθολογική προσέγγιση αξιολόγησης ενός οδοστρώματος χωρίς πυρηνοληψία, λαμβάνοντας υπόψη ότι μια τέτοιου είδους αξιολόγηση πραγματοποιείται για $t=0$. Για την διευκόλυνση των αναλύσεων, τα μηχανικά χαρακτηριστικά των στρώσεων της βάσης από ασύνδετα υλικά και της στρώσης έδρασης θεωρήθηκαν ίσα με 500MPa και 200MPa για όλες τις θέσεις ελέγχου.

9.1.3. Αποτελέσματα

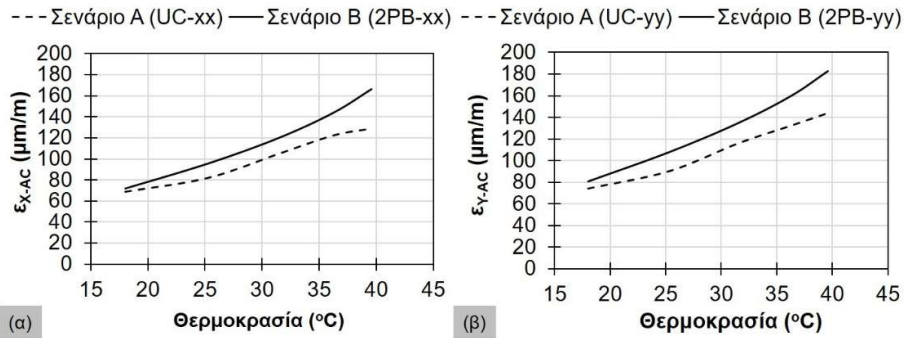
Στην εικόνα 9.1 φαίνεται η κατανομή των εφελκυστικών παραμορφώσεων στον πυθμένα των ασφαλτικών στρώσεων στις δύο διευθύνσεις (διαμήκη και εγκάρσια). Λόγω της διαφορετικής διάταξης του φορτίου που θεωρήθηκε στις υπόψη αναλύσεις (φορτίο μονού τροχού), οι παραμορφώσεις στην εγκάρσια διεύθυνση υπολογίστηκαν μεγαλύτερες στη φάση αυτή, πράγμα που είναι συμβατό με άλλες συναφείς έρευνες σε θέματα διάταξης φόρτισης. Συγκεκριμένα, οι εγκάρσιες παραμορφώσεις έχουν αναφερθεί 18% υψηλότερες από τις διαμήκειες (Islam et al. 2013) ή ακόμη και 50% υψηλότερες (Garcia & Thompson 2008). Υπάρχουν ακόμη αναφορές (ενδεικτικά Chabot et al. 2010), σύμφωνα με τις οποίες η διάταξη μονού, δίδμου ή και τρίδμου τροχού οδηγούν σε μεγαλύτερη καταπόνηση στην εγκάρσια διεύθυνση.



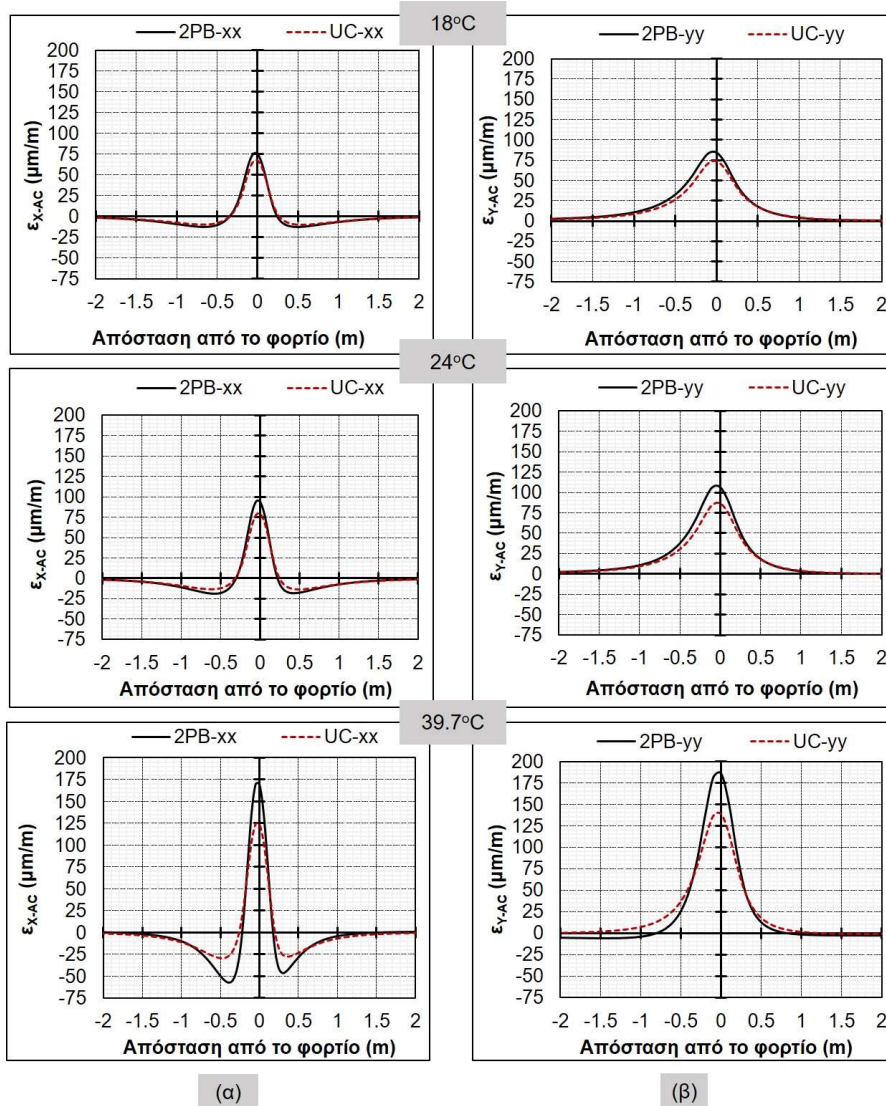
Εικόνα 9.1: Κατανομή οριζόντιων εφελκυστικών παραμορφώσεων θεωρώντας το E^* από δύο μεθόδους προσδιορισμού, για (α) την διαμήκη διεύθυνση, και (β) την εγκάρσια διεύθυνση.

Αρχικά, παρατηρείται ότι σε όλες τις περιπτώσεις ότι η πραγματική συμπεριφορά που εκτιμάται μέσω του E_{UC}^* (πυρηνοληψίες), αντιστοιχεί σε παραμορφώσεις μικρότερες από τις αναμενόμενες που προκύπτουν μέσω του E_{2PB}^* . Οι διαφορές που παρατηρούνται μεταξύ των εγκάρσιων παραμορφώσεων κυμαίνονται από 7 έως 47 $\mu\text{m/m}$, με τη διαφορά να αυξάνει σημαντικά καθώς η θερμοκρασία της ανάλυσης αυξάνεται επίσης.

Κατά συνέπεια, στην εικόνα 9.2 παρουσιάζεται η μεταβολή των παραμορφώσεων σε σχέση με τη θερμοκρασία, λαμβάνοντας υπόψη τα αποτελέσματα εντατικών αναλύσεων από όλες τις θέσεις όπου μετρήθηκε παρόμοια θερμοκρασία πεδίου. Είναι φανερό ότι η καμπύλη των παραμορφώσεων που βασίζονται στο E_{2PB}^* (δηλαδή στη θεωρητική συμπεριφορά του ασφαλτομίγματος) εμφανίζει μια πιο απότομη κλίση σε σχέση με τη μεταβολή της θερμοκρασίας. Το γεγονός αυτό υποδεικνύει μια μειωμένη ευαισθησία έναντι των θερμοκρασιακών μεταβολών για το υλικό που επιλέχτηκε να ενσωματωθεί στην κατασκευή σε σχέση με αυτό που είχε θεωρηθεί στον σχεδιασμό. Το ίδιο συμπέρασμα προκύπτει εάν γίνει επισκόπηση του πλήρους προφίλ των παραμορφώσεων σε μία ενδεικτική θέση για τρεις διαφορετικές θερμοκρασίες. Ένα τέτοιο παράδειγμα φαίνεται στην εικόνα 9.3, όπου η θέση αναφοράς είναι η V10 και οι τρεις θεωρούμενες θερμοκρασίες είναι: 18°C (θερμοκρασία σχεδιασμού), 24.0°C και 39.7°C (θερμοκρασίες στο πείραμα πεδίου).



Εικόνα 9.2: Μεταβολή οριζόντιων εφελκυστικών παραμορφώσεων συναρτήσει της θερμοκρασίας, για (α) την διαμήκη διεύθυνση, και (β) την εγκάρσια διεύθυνση.



Εικόνα 9.3: Προφίλ οριζόντιων εφελκυστικών παραμορφώσεων στη θέση V10 για διάφορες θερμοκρασίες: (α) διαμήκη διεύθυνση, και (β) εγκάρσια διεύθυνση.

Σύμφωνα με τα προφίλ των παραμορφώσεων που βασίζονται στο E_{2PB}^* (προβλεπόμενη κατάσταση), παρατηρείται μεγαλύτερη ασυμμετρία γύρω από τον άξονα xx στα προφίλ της διαμήκους

παραμόρφωσης, η οποία δεν είναι τόσο έκδηλη στα αντίστοιχα προφίλ που βασίζονται στο E_{UC}^* (κατάσταση κατασκευής). Συγκεκριμένα, η διαφορά στις μέγιστες τιμές των αρνητικών παραμορφώσεων (δηλαδή πριν και μετά από το σημείο φόρτισης) στις διαμήκεις παραμορφώσεις που βασίζονται στο E_{UC}^* δεν υπερβαίνει την τιμή των 2μm/m, η οποία θεωρείται αμελητέα. Αντίθετα, η αντίστοιχη διαφορά για τις παραμορφώσεις που βασίζονται στο E_{2PB}^* κυμαίνεται από 0.1-10.9μm/m, λαμβάνοντας υπόψη την αύξηση της θερμοκρασίας από 18.0 έως 39.7°C. Όσον αφορά στα προφίλ των εγκάρσιων παραμορφώσεων, παρατηρείται επίσης μια μικρή ασυμμετρία γύρω από τη μέγιστη παραμόρφωση στα προφίλ που βασίζονται στο E_{2PB}^* , η οποία είναι λιγότερο ορατή στα προφίλ που βασίζονται στο E_{UC}^* .

Με βάση αυτές τις παρατηρήσεις, αποδεικνύεται ότι το υλικό που ενσωματώθηκε επιτόπου στην κατασκευή των ασφαλικών στρώσεων ήταν πράγματι λιγότερο ευαίσθητο στην αύξηση της θερμοκρασίας σε αντίθεση με το τυποποιημένο υλικό που είχε θεωρηθεί στον σχεδιασμό. Οι παρατηρήσεις αυτές συνιστούν ένδειξη ότι η απουσία πυρηνοληψίας ακόμη και στο «σημείο μηδέν» μπορεί να οδηγήσει σε εσφαλμένες εκτιμήσεις για την αξιολόγηση της κατάστασης του οδοστρώματος. Το γεγονός ότι τα χρησιμοποιούμενα υλικά (στον σχεδιασμό και την κατασκευή) είναι διαφορετικά συνδυαστικά με τις διαφορετικές εργαστηριακές μεθόδους που χρησιμοποιήθηκαν για την εκτίμηση του E^* και την κατ' επέκταση διενέργεια των εντατικών αναλύσεων οδηγεί σε σημαντικές διαφορές στις υπολογισμένες παραμορφώσεις. Πράγματι, από στατιστικούς ελέγχους (paired t-test), προέκυψε για τις διαμήκεις παραμορφώσεις μέσω των δύο μεθοδολογιών ότι $t_{stat}=7.313$ και $t_{crit}=2.120$ και για τις εγκάρσιες παραμορφώσεις $t_{stat}=8.742$ και $t_{crit}=2.120$ για 16 βαθμούς ελευθερίας. Δηλαδή, οι παρατηρούμενες διαφορές είναι στατιστικά σημαντικές.

Επομένως, παρόλο που η πυρηνοληψία είναι εν γένει ανεπιθύμητη, διαφαίνεται ότι είναι απαραίτητη τουλάχιστον δειγματοληπτικά, στο πλαίσιο της αξιολόγησης των οδοστρωμάτων στο σημείο $t=0$, δεδομένου ότι η συμπεριφορά των υλικών διαφοροποιείται όταν γίνεται μετάβαση από τη διαδικασία σχεδιασμού στη συμπεριφορά πεδίου, ακόμη και όταν $t=0$. Επιπλέον, προκύπτει ότι η επιλογή μιας συγκεκριμένης θερμοκρασίας για την ανάλυση οδοστρώματος μπορεί να επηρεάσει σημαντικά το αποτέλεσμα της αξιολόγησης οδοστρώματος. Ωστόσο, οι αναλύσεις που λαμβάνουν χώρα στο πλαίσιο της ιξωδοελαστικής θεώρησης έχουν μεγαλύτερη αξιοπιστία λόγω της δυνατότητας της κεντρικής καμπύλης να επιτρέπει την εκτίμηση των μηχανικών χαρακτηριστικών, και των παραμορφώσεων κατ' επέκταση, σε ένα ευρύ φάσμα θερμοκρασιών σε αντίθεση με τη συμβατική θεώρηση ελαστικής συμπεριφοράς που απαιτεί την ύπαρξη βαθμονομημένων αλγορίθμων εκτίμησης των μηχανικών χαρακτηριστικών σε μία συγκεκριμένη θερμοκρασία αναφοράς.

Αυτοί οι λόγοι υπογραμμίζουν την ανάγκη για εξαγωγή πυρήνων, έστω και σε περιορισμένη κλίμακα, προκειμένου να μπορεί να πραγματοποιηθεί ιξωδοελαστική ανάλυση και να επιτευχθεί ένα αξιόπιστο αποτέλεσμα που θα υποστηρίξει τις διαδικασίες λήψης αποφάσεων στο πλαίσιο αξιολόγησης των αναγκών επανασχεδιασμού ενός νέου οδοστρώματος. Υπενθυμίζεται εξάλλου, ότι η διεξαγωγή πυρήνων προτείνεται ούτως ή άλλως από τον MEPDG ακόμη και για την περίπτωση εκτίμησης του E^* μέσω αλγορίθμων πρόβλεψης (Andrei et al. 1999, Bari & Witczak 2006, Georgouli et al. 2016, Solatifar et al. 2019). Οι πυρήνες απαιτούνται προκειμένου να προσδιοριστούν με ακρίβεια τα επιτόπου ογκομετρικά χαρακτηριστικά του ασφαλτομίγματος και τα χαρακτηριστικά της κοκκομετρικής διαβάθμισης των αδρανών του ασφαλτομίγματος, τα οποία αποτελούν δεδομένα εισόδου για την ενεργοποίηση αλγορίθμων πρόβλεψης του E^* .

9.1.4. Σχόλια – παρατηρήσεις

Ο ερευνητικός στόχος του παρόντος υποκεφάλαιου ήταν η διερεύνηση της συμβολής της ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς των ασφαλτομιγμάτων στον έλεγχο ενός νέο-κατασκευασθέντος οδοστρώματος σχεδιασμένου με διεθνή αναλυτική μέθοδο. Η συγκριτική θεώρηση των παραδοχών σχεδιασμού ενός οδοστρώματος και των στοιχείων ανάλυσης που προέκυψαν με βάση την υφιστάμενη κατάστασή του την $t=0$ οδήγησε σε διαφορές αναφορικά με την αξιολόγησή του. Επομένως, αναδείχθηκε μία επιπρόσθετη συμβολή της ιξωδοελαστικής ανάλυσης για τους μηχανικούς οδοστρώματος κατά τη διάρκεια πρακτικών εφαρμογών ή προβλημάτων που σχετίζονται με τη συμπεριφορά πεδίου και την ανάλυση οδοστρώματος, πέρα από αποκλειστικά εργαστηριακές έρευνες σε θέματα μηχανικής υλικών. Υπό το πρίσμα αυτό, διαμορφώνεται μία υψηλή δυναμική ένταξης της ιξωδοελαστικής ανάλυσης σε θέματα λήψης αποφάσεων για τη διαχείριση οδικών υποδομών σε όλο το φάσμα του χρόνου λειτουργίας τους.

9.2. Αξιολόγηση οδοστρώματος αεροδρομίου

9.2.1. Γενικά

Βασικός πυλώνας των δικτύων μεταφοράς ανθρώπων και αγαθών εντός κι εκτός των συνόρων μιας χώρας είναι τα αεροδρόμια και οι συναφείς υποδομές. Η ευρωστία των οδοστρωμάτων αεροδρομίων είναι ζωτικής σημασίας για την ικανότητα του δικτύου των αεροπορικών μεταφορών. Τα αεροδρόμια συνιστούν κρίσιμη υποδομή, ορολογία που σύμφωνα με την Ευρωπαϊκή νομοθεσία (COUNCIL DIRECTIVE 2008/114/EC) αφορά σε «περιουσιακό στοιχείο ενός κράτους-μέλους της ΕΕ, το οποίο είτε ως σύστημα, είτε ένα μέρος αυτού είναι απαραίτητο για τη διατήρηση ζωτικών κοινωνικών λειτουργιών, την προάσπιση της υγείας, την εξασφάλιση της ασφάλειας, της οικονομικής και κοινωνικής ευημερίας των ανθρώπων, και η αναστάτωση της λειτουργίας του θα είχε σημαντικό αντίκτυπο σε ένα κράτος-μέλος ως αποτέλεσμα της αποτυχίας διατήρησης των λειτουργιών του». Πέρα από την εξυπηρέτηση των καθημερινών μετακινήσεων ανθρώπων και αγαθών, μπορούν να ενισχύσουν τουριστικές ροές και να προωθήσουν την περιφερειακή οικονομική ανάπτυξη (Doerr et al. 2019). Σε περιόδους κρίσης, μπορούν επίσης να εξυπηρετήσουν επείγουσες κοινωνικές ανάγκες, όπως για παράδειγμα τη διαχείριση των μεταναστευτικών ροών.

Ως εκ τούτου, η αξιολόγηση της κατάστασης των οδοστρωμάτων αεροδρομίων είναι επιθυμητή ανά πάσα στιγμή κατά τη διάρκεια ζωής των οδοστρωμάτων αυτών. Συγκριτικά με τις οδούς, η διαδικασία αυτή αποκτά επιπλέον βαρύνουσα σημασία δεδομένου ότι οι παρεμβάσεις συντήρησης και οι δράσεις αποκατάστασης στα αεροδρόμια είναι δαπανηρές, χρονοβόρες και σε ορισμένες περιπτώσεις ενδέχεται να επηρεάσουν δυσμενώς τη δυνατότητα εξυπηρέτησης του οδοστρώματος με αρνητικό αντίκτυπο στο προφίλ του αεροδρομίου. Επιπλέον, οι τρέχουσες συνθήκες της πανδημίας έχουν επηρεάσει δραστικά τη ροή της εναέριας κυκλοφορίας, υποδηλώνοντας ότι οι υπηρεσίες αεροδρομίων αντιμετωπίζουν προβλήματα στα έσοδά τους, γεγονός που επηρεάζει δυσμενώς την κατανομή πόρων για τη διαχείριση των υποδομών των αεροδρομίων. Υπό το πρίσμα αυτό, η διαχείριση της συντήρησης των οδοστρωμάτων αεροδρομίων θα πρέπει να είναι όσο το δυνατόν ορθολογικότερη, προκειμένου να αποφεύγονται επιπρόσθετες δαπάνες λόγω περαιτέρω επιδείνωσης της κατάστασης ενός οδοστρώματος (Irfan et al. 2015). Στο πλαίσιο της παρούσας διατριβής, το πεδίο εφαρμογής επικεντρώνεται στα ασφαλτικά οδοστρώματα, τα οποία συναντώνται κυρίως στους τροχοδρόμους και τους διαδρόμους προσγειώσεων κι απογειώσεων.

Σύμφωνα με την Ομοσπονδιακή Διοίκηση Αεροπορίας (Federal Aviation Administration, FAA), η αξιολόγηση των οδοστρωμάτων υλοποιείται κυρίως με τη χρήση NDT συστημάτων για τη συλλογή επιτόπου στοιχείων (ομοίως με τα οδοστρώματα οδών) και τη μετέπειτα επεξεργασία και ανάλυση αυτών των στοιχείων (FAA 2011). Ως συνήθης πρακτική, συλλέγονται στοιχεία υποχωρήσεων με το FWD και στοιχεία στρωματογραφίας με το GPR και η επεξεργασία αυτών οδηγεί στην ανάλυση της εντατικής κατάστασης και στην αξιολόγηση της φθοράς του οδοστρώματος μέσω συναφών νόμων αστοχίας. Σε αυτό το σημείο, τονίζεται ότι παρόλο που η FAA υιοθετεί επίσης τη MLET για την αξιολόγηση των οδοστρωμάτων (FAA 2016), τα χαρακτηριστικά της συμπεριφοράς των ασφαλτομιγμάτων που αναφέρθηκαν για τα οδοστρώματα οδών, παραμένουν σε ισχύ και για τα οδοστρώματα αεροδρομίων. Τα στοιχεία που διαφοροποιούνται είναι το μέγεθος των φορτίων που είναι αρκετά μεγαλύτερο και ο τρόπος μετάδοσης των φορτίων στο οδόστρωμα. Αντί των αξονικών φορτίων, στην περίπτωση των αεροσκαφών η μεταβίβαση των φορτίων γίνεται μέσα από ένα σύστημα τροχών (πχ μονών, διπλών, δίδυμων, δίδυμων διπλών, κ.α.). Κατά συνέπεια, παρουσιάζει ιδιαίτερο ενδιαφέρον η διερεύνηση της επίδραση της ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς των ασφαλτομιγμάτων στην αξιολόγηση οδοστρωμάτων αεροδρομίων.

Ως γνωστόν, η γνώση του E^* είναι απαραίτητη προκειμένου να διενεργηθούν αναλύσεις εντατικής κατάστασης στις οποίες η συμπεριφορά του ασφαλτομίγματος λαμβάνεται ιξωδοελαστική. Έπειτα ακολουθεί η μοντελοποίηση του E^* και ο υπολογισμός των παραμορφώσεων. Στη συνέχεια, γίνεται εκτίμηση της φθοράς του οδοστρώματος λαμβάνοντας υπόψη νόμους κόπωσης. Στην παρούσα διερεύνηση, όμοια με τα οδοστρώματα οδών, έμφαση δόθηκε στην κόπωση των ασφαλικών στρώσεων (Bell et al. 2012, Redles et al. 2018). Άλλωστε, όσον αφορά στη διαχείριση της συντήρησης και των αναγκών αποκατάστασης ενός οδοστρώματος, οι τυχόν παρεμβάσεις είναι περισσότερο βιώσιμο και ορθολογικό να περιορίζονται στο άνω τμήμα του οδοστρώματος που περιλαμβάνει μέρος ή και το σύνολο των ασφαλικών στρώσεων. Αυτό είναι ακόμη πιο επιτακτικό στην περίπτωση οδοστρωμάτων αεροδρομίων, λόγω της αναμενόμενων επιπτώσεων από μία ενδεχόμενη προσωρινή αναστολή λειτουργίας ενός αερολιμένα.

Το κριτήριο για την αξιολόγηση της αστοχίας οδοστρώματος είναι η τιμή του δείκτη αθροιστικής φθοράς (Cumulative Damage Factor, CDF), ο οποίος βασίζεται στην αρχή Miner και αφορά στη δομική ζωή του οδοστρώματος που έχει «καταναλωθεί» (FAA, 2016). Εν γένει, πρέπει $CDF < 1$. Αναφορικά με την φθορά των οδοστρωμάτων, η πλέον επικαιροποιημένη οδηγία της FAA υιοθετεί την ενεργειακή προσέγγιση τόσο στο σχεδιασμό όσο και στην αξιολόγηση οδοστρωμάτων. Ειδικότερα, χρησιμοποιείται η έννοια του ρυθμού μεταβολής της καταναλισκόμενης ενέργειας λόγω κόπωσης (RDEC), η οποία αναπτύχθηκε όπως έχει προαναφερθεί από τους Shen & Carpenter (2007). Κατά συνέπεια, διατυπώνεται ο ερευνητικός ισχυρισμός που χρήζει διερεύνησης αναφορικά με τη δυνατότητα του συνδυασμού της θεώρησης της ιξωδοελαστικότητας των ασφαλτομιγμάτων και της ενδεδειγμένης προσέγγισης της FAA στην αξιολόγηση της φθοράς για την αξιολόγηση οδοστρωμάτων.

Υπό το πρίσμα αυτό, το παρόν σκέλος της διατριβής επικεντρώνεται στην οργάνωση ενός μεθοδολογικού πειράματος, το οποίο περιέχει κυρίως στοιχεία πεδίου, προκειμένου να συνδυαστούν υπάρχοντα εργαλεία ανάλυσης και προσεγγίσεις, ώστε να αναπτυχθεί ένα μηχανιστικό πλαίσιο ανάλυσης και αξιολόγησης οδοστρωμάτων. Ουσιαστικά, διερευνάται κατά πόσο η ιξωδοελαστική συμπεριφορά των ασφαλτομιγμάτων μπορεί να επηρεάσει τη λήψη αποφάσεων στο πλαίσιο της αξιολόγησης και της διαχείρισης της συντήρησης οδοστρωμάτων αεροδρομίων.

9.2.2. Συλλογή και ανάλυση στοιχείων

Αρχικά αντλήθηκαν στοιχεία από τη βάση δεδομένων του Εργαστηρίου Οδοποιίας ΕΜΠ που αφορούσαν στο πείραμα πεδίου που έλαβε χώρα στο οδόστρωμα αναφοράς στο πλαίσιο αξιολόγησης των αναγκών αποκατάστασής του. Το πείραμα πεδίου περιλάμβανε συλλογή στοιχείων με τα NDT συστήματα FWD και GRP, καθώς και συστηματική μέτρηση της θερμοκρασίας στο μέσο της ασφαλτικής βάσης. Τα NDT στοιχεία χρησιμοποιήθηκαν στη συνέχεια για τον ανάστροφο υπολογισμό των μηχανικών χαρακτηριστικών των στρώσεων του οδοστρώματος. Η διαδικασία αυτή πραγματοποιήθηκε στο πλαίσιο συναφούς έρευνας που διεξάγεται στο Εργαστήριο Οδοποιίας ΕΜΠ (Loizos et al. 2017) με βάση το αναθεωρημένο λογισμικό ΒΑΚFΑΑ, το οποίο βασίζεται στη ΜΛΕΤ. Το στατικό πρότυπο του οδοστρώματος περιλαμβάνει 4 στρώσεις σύμφωνα με τη διαδικασία μελέτης του οδοστρώματος. Η τυπική του διατομή φαίνεται στην εικόνα 9.4, και τα εικονιζόμενα πάχη αντιστοιχούν σε αυτά που είχαν προκύψει από το σχεδιασμό. Στο σύνολο των αναλύσεων οι επιμέρους ασφαλτικές στρώσεις θεωρήθηκαν ως μία ενιαία.



Εικόνα 9.4: Τυπική διατομή οδοστρώματος αεροδρομίου.

Σχετικά με τη θεωρούμενη φόρτιση, επιλέχθηκε ένας μικτός στόλος αεροσκαφών, συμπεριλαμβανομένων τόσο πολιτικών όσο και στρατιωτικών αεροσκαφών (εικόνα 9.5). Τα θεωρούμενα αεροσκάφη ήταν διαφορετικού συστήματος τροχών, προκειμένου να ληφθεί υπόψη η πιθανώς διαφορετική συμβολή των επιμέρους αεροσκαφών στην απόκριση του πειραματικού οδοστρώματος. Τα επιμέρους χαρακτηριστικά των αεροσκαφών και της διάταξης των τροχών τους φαίνονται στον πίνακα 9.1 και αντλήθηκαν από το λογισμικό FAFIELD 1.42 (FAA, 2016). Ο μικτός στόλος που θεωρήθηκε μπορεί πρακτικά να αντιστοιχηθεί στους τύπους των αεροσκαφών που μπορεί να δεχθεί ένα περιφερειακό και τουριστικό αεροδρόμιο της χώρας μας.



Εικόνα 9.5: (α) πολιτικό αεροσκάφος B757-300, (β) πολιτικό αεροσκάφος A320-200, (γ) στρατιωτικό αεροσκάφος C-130 και (δ) στρατιωτικό αεροσκάφος F-16C.

Πίνακας 9.1: Χαρακτηριστικά θεωρούμενων αεροσκαφών.

Αεροσκάφος	Σύστημα τροχών	Βάρος (ton)	Κατανομή βάρους στο σύστημα τροχών (%)	Πλάτος επιφάνειας επαφής τροχού-οδοστρώματος (mm)	Μήκος επιφάνειας επαφής τροχού-οδοστρώματος (mm)	Εγκάρσια απόσταση τροχών (mm)	Διαμήκης απόσταση τροχών (mm)
A320-200	Διπλός τροχός	78.400	47.5	317.7	508.3	927.1	-
B757-300	Διπλός δίδυμος τροχός	124.058	47.5	288.7	462.0	863.6	1143.0
C-130	Δίδυμος τροχός	70.307	47.5	424.3	678.8	-	1524.0
F-16C	Μονός τροχός	19.187	47.5	219.0	350.5	-	-

Όσον αφορά στις σχετικές αναλύσεις, για την θεώρηση ελαστικής συμπεριφοράς ασφαλτομιγμάτων, πραγματοποιήθηκε ανάστροφος υπολογισμός των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών του οδοστρώματος με το προτεινόμενο από την FAA λογισμικό. Στη συνέχεια, επιλέχθηκαν προς περαιτέρω διερεύνηση 15 θέσεις αναφοράς, στις οποίες παρουσιάστηκαν τα χαμηλότερα σφάλματα υπολογισμού των μετρημένων επιφανειακών υποχωρήσεων. Στις θέσεις που επιλέχθηκαν, το σφάλμα RMS περιορίστηκε σε τιμές χαμηλότερες του 7%. Κατόπιν, τα στοιχεία στρωματογραφίας και των μηχανικών χαρακτηριστικών χρησιμοποιήθηκαν για τη διενέργεια των εντατικών αναλύσεων με το ViscoRoute υπό συνθήκες στατικής καταπόνησης με θεώρηση ελαστικής συμπεριφοράς ασφαλτομιγμάτων. Για την αξιολόγηση της φθοράς του οδοστρώματος χρησιμοποιήθηκε η έννοια του RDEC σύμφωνα με τις αρχές της FAA. Κατά συνέπεια, η αξιολόγηση λαμβάνει χώρα για δύο επίπεδα αναλύσεων, πρώτον για τις παραμορφώσεις και δεύτερον για τη φθορά του οδοστρώματος.

Για τη θεώρηση της ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς ασφαλτομιγμάτων, χρειάζεται ως γνωστόν, η τιμή του δυναμικού μέτρου δυσκαμψίας των ασφαλτομιγμάτων. Ελλείψει μετρημένων τιμών, η διαδικασία που ακολουθήθηκε για την εκτίμησή του E^* βασίζεται στη διαδικασία που προβλέπεται από τον MEPDG. Αρχικά, χρησιμοποιήθηκε ο αλγόριθμος πρόβλεψης του Witczak (NCHRP 1-37A) για την εκτίμηση της πρόβλεψης του E^* των ασφαλτομιγμάτων λαμβάνοντας υπόψη τα ογκομετρικά στοιχεία και τα στοιχεία της κοκκομετρικής διαβάθμισης της σύνθεσης των ασφαλτομιγμάτων. Μέσω του αλγορίθμου εκτιμάται η κεντρική καμπύλη που αντιστοιχεί στο $E^*_{undamaged}$ για το μίγμα της κάθε στρώσης. Η μαθηματική έκφραση του αλγορίθμου του Witczak δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$\begin{aligned} \log E^* &= 3.750063 + 0.02932\rho_{200} - 0.001767\rho_{200}^2 - 0.002841\rho_4 - 0.058097V_a \\ &- 0.802208 \frac{V_{beff}}{V_{beff} + V_a} \\ &+ \frac{3.871977 - 0.0021\rho_4 + 0.003958\rho_{38} - 0.000017\rho_{38}^2 + 0.00547\rho_{34}}{1 + \exp(-0.603313 - 0.313351 \log f - 0.393532 \log \eta)} \end{aligned} \quad (9.1)$$

Όπου:

- E^* (psi): το δυναμικό μέτρο δυσκαμψίας,
- η (10⁶poise): το ιξώδες του συνδετικού υλικού εκφρασμένο σε λογαριθμική κλίμακα ως: $\log(\log \eta) = A + VTS \cdot \log T_R$. Το ιξώδες εκτιμάται σε cP, ενώ η θερμοκρασία εκφράζεται σε βαθμούς

Rankine. Οι όροι A και VTS αντιστοιχούν σε συντελεστές παλινδρόμησης που υπολογίζονται όταν είναι γνωστές οι θεμελιώδεις ιδιότητες του συνδετικού υλικού (πχ βαθμός διείδυσης και θερμοκρασία μάλθωσης). Σημειώνεται ότι τόσο για τα μίγματα της ασφαλτικής βάσης όσο και της επιφανειακής στρώσης, χρησιμοποιήθηκε άσφαλτος βαθμού διείδυσης 50/70. Εργαστηριακοί έλεγχοι ανέδειξαν δείκτη διείδυσης ίσο με 58PEN και θερμοκρασία μάλθωσης ίσης 53°C. Η διείδυση μετατράπηκε σε ιξώδες σύμφωνα με τη σχέση που πρότειναν οι Mirza και Witzak (1995), ενώ από πειραματικές έρευνες θεωρήθηκε ότι τιμή ιξώδους ίσης με 13000P αντιστοιχεί στη θερμοκρασία μάλθωσης.

- f (Hz): συχνότητα φόρτισης, που λήφθηκε ίση με τις αντίστοιχες τιμές που προτείνονται από το πρότυπο του AASHTO για τη διενέργεια της εργαστηριακής δοκιμής, δηλαδή 0.1, 0.5, 1, 5, 10 και 25Hz (AASHTO 2011).
- V_a και V_{b-eff} (%): κενά αέρα και ενεργό ποσοστό ασφάλτου (κατ' όγκο ασφαλτομίγματος),
- ρ_{34} , ρ_{38} και ρ_4 (%): αθροιστικά ποσοστά αδρανών ασφαλτομίγματος συκρατούμενα στα κόσκινα 3/4 ιντσών (ή 19 mm), 3/8 ιντσών (ή 9.5 mm) και No.4 (ή 4.75 mm) αντίστοιχα.
- ρ_{200} (%): διερχόμενο ποσοστό από το κόσκινο No.200 (ή 0.075 mm).

Η κοκκομετρική διαβάθμιση των αδρανών των ασφαλτομιγμάτων των δύο στρώσεων δίνεται στον πίνακα 9.2. Τα στοιχεία έχουν αντληθεί από τη μελέτη σύνθεσης των μιγμάτων λόγω έλλειψης πυρηνοληψίας τη στιγμή διενέργειας του πειράματος.

Πίνακας 9.2: Κοκκομετρική διαβάθμιση αδρανών ασφαλτομιγμάτων.

Κόσκινο (mm)	Διερχόμενο % - επιφανειακή στρώση	Κόσκινο (mm)	Διερχόμενο % - επιφανειακή στρώση
25	100	19	100
19	80.6	12.7	86.7
9.5	45.6	9.5	74.7
4.75	22.5	4.75	49.4
2.36	13.1	2.36	35.8
0.6	8.5	2	33.1
0.3	6.8	0.42	19.9
0.15	3.5	0.177	12
0.075	2.3	0.075	5.6

Έχοντας το E^* του κάθε μίγματος, δηλαδή το $E_{AC-base}^*$ για το μίγμα της ασφαλτικής βάσης και το $E_{AC-surface}^*$ για το μίγμα της επιφανειακής στρώσης, χρησιμοποιήθηκε η επόμενη εξίσωση προκειμένου να υπολογιστεί το σύνθετο μέτρο δυσκαμψίας του ασφαλτομίγματος, ώστε να ανταποκρίνεται στο σύνολο του πάχους των ασφαλτικών στρώσεων ($h_{AC-total}$). Ο υπολογισμός έγινε λαμβάνοντας υπόψη τα μεμονωμένα πάχη της ασφαλτικής βάσης $h_{AC-base}$ και της επιφανειακής στρώσης ($h_{AC-surface}$) σε κάθε θέση.

$$E_{composite}^* = \frac{h_{AC-base}}{h_{AC-total}} \sqrt[3]{E_{AC-base}^*} + \frac{h_{AC-surface}}{h_{AC-total}} \sqrt[3]{E_{AC-surface}^*} \quad (9.2)$$

Στη συνέχεια, ακολουθεί η βαθμονόμηση της σιγμοειδούς συνάρτησης (Pellinen et al. 2004) προκειμένου να υπάρχει για κάθε θέση αναφοράς η καμπύλη που αντιστοιχεί στο $E_{undamaged}^*$. Σε κάθε θέση, η θερμοκρασία αναφοράς επιλέχθηκε ίση με τη θερμοκρασία που μετρήθηκε στο μέσο της ασφαλτικής βάσης στο πείραμα πεδίου. Για τον διαχωρισμό της $E_{undamaged}^*$ από την καμπύλη

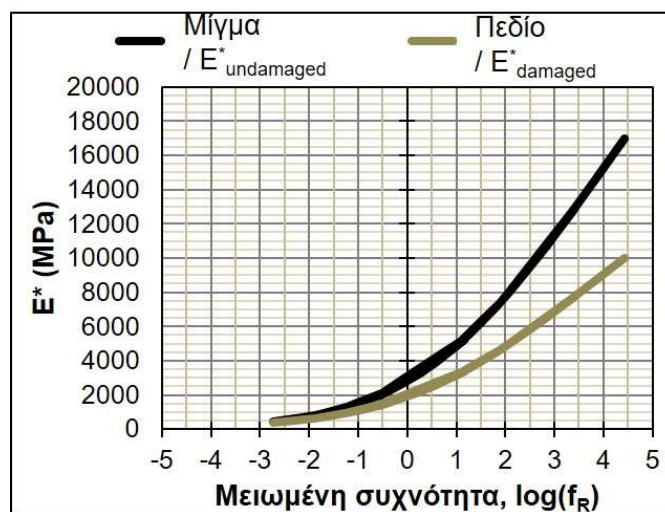
του E^* που αντιστοιχεί στις συνθήκες πεδίου ($E_{damaged}^*$), εκτιμάται ένας συντελεστής επιτόπου φθοράς (d) ως εξής:

$$d = 1 - \frac{E_{FWD}}{E_{undamaged}^*} \quad (9.3)$$

όπου:

- E_{FWD} : το δυναμικό μέτρο δυσκαμψίας που εκτιμάται μέσω των στοιχείων πεδίου (FWD),
- $E_{undamaged}^*$: το δυναμικό μέτρο δυσκαμψίας που αντιστοιχεί στο μίγμα για τη θερμοκρασία που έχει μετρηθεί στο μέσο της ασφαλτικής βάσης και τη συχνότητα φόρτισης του FWD (f_{FWD}), ίσης με 18Hz με βάση τη χρονοϊστορία φόρτισης του FWD (Crow 1998).

Για να προκύψει σε κάθε θέση η κεντρική καμπύλη των συνθηκών πεδίου ($E_{damaged}^*$), η παράμετρος α της σιγμοειδούς συνάρτησης αντικαθίσταται από την παράμετρο $\alpha' = \alpha \cdot (1 - d)$. Για όλες τις θέσεις ελέγχου, διαπιστώθηκε ότι $E_{FWD} < E_{undamaged}^*$, επομένως $\frac{E_{FWD}}{E_{undamaged}^*} < 1 \rightarrow 1 - d < 1$ και άρα $\alpha' < \alpha$. Κατά συνέπεια, η κεντρική καμπύλη σε κάθε θέση ελέγχου μετατοπίζεται προς τα κάτω προκειμένου να αντανakλά τις συνθήκες πεδίου. Ένα παράδειγμα δύο κεντρικών καμπυλών που αντιστοιχούν σε συνθήκες μίγματος ($E_{undamaged}^*$) και σε συνθήκες πεδίου ($E_{damaged}^*$) για μία συγκεκριμένη θέση ελέγχου φαίνεται στην εικόνα 9.6.



Εικόνα 9.6: Αρχική και μετασχηματισμένη κεντρική καμπύλη.

Ακολούθως, πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις εντατικής κατάστασης θεωρώντας ιξωδοελαστική συμπεριφορά ασφαλτομίγματος. Η θερμοκρασία ανάλυσης σε κάθε θέση ελέγχου αντιστοιχούσε στη μέτρηση που έγινε στο πείραμα πεδίου. Ως ταχύτητα φόρτισης λήφθηκε μια ενδεικτική τιμή 100km/h, θεωρώντας ότι αυτή αντιστοιχεί σε μία μέση συνθήκη κίνησης αεροσκαφών σε διάδρομο προσγειώσεων και απογειώσεων. Παρά ταύτα, λόγω του μεγάλου εύρους ταχύτητας που αναπτύσσουν τα αεροσκάφη (σε αντίθεση με τα οχήματα), ελέγχθηκε συμπληρωματικά η δυναμική απόκριση του οδοστρώματος για ένα μεγαλύτερο εύρος ταχυτήτων (50, 150, 200 και 250km/h). Η μέγιστη ταχύτητα ορίστηκε σε συμφωνία με την ταχύτητα απογείωσης των πολιτικών αεροσκαφών, η οποία βρέθηκε να είναι της τάξης των 260-280km/h. Η παραμετρική αυτή διερεύνηση λαμβάνοντας υπόψη και τις δύο θεωρήσεις επιτρέπει την πληρέστερη αξιολόγηση των διαφορών μεταξύ των δύο θεωρήσεων. Υπενθυμίζεται ότι για τη διενέργεια των εντατικών αναλύσεων με το λογισμικό

ViscoRoute απαιτείται η προσαρμογή του ρεολογικού μοντέλου Huet-Sayegh στα στοιχεία του E^* , η οποία έγινε εν προκειμένω με σφάλμα SSE (ομοίως με την περίπτωση βαθμονόμησης στα οδοστρώματα οδών) που κυμαινόταν από 0.001 έως 0.04, ενώ το μέσο σφάλμα εκτίμησης RMSPE ήταν της τάξης του 3.8%.

Το επόμενο βήμα της ανάλυσης περιλαμβάνει της διερεύνηση της συμπεριφοράς έναντι κόπωσης. Σύμφωνα με τις συστάσεις και τις αρχές της FAA (FAA 2016), η ανάλυση σε κόπωση ασφαλτομιγμάτων πραγματοποιείται με την ενεργειακή προσέγγιση (RDEC). Με άλλα λόγια η προσέγγιση του νόμου των Shen & Carpenter υιοθετείται από την FAA για την εκτίμηση των επιτρεπόμενων διελεύσεων μέχρι την αστοχία. Στην παρούσα έρευνα, πραγματοποιήθηκε εκτίμηση των επιτρεπόμενων επαναλήψεων για τις δεκαπέντε διατομές ελέγχου, λαμβάνοντας υπόψη τις δύο θεωρήσεις συμπεριφοράς ασφαλτομιγμάτων (ελαστικής και ιξωδοελαστικής). Σημειώνεται ότι, ελλείψει λεπτομερών εργαστηριακών δοκιμών σε κόπωση για το ασφαλτόμιγμα, η εργαστηριακή τιμή της δυσκαμψίας του υλικού θεωρήθηκε ίση με την αντίστοιχη του τυποποιημένου ασφαλτικού υλικού που θεωρεί η FAA (υλικό P-401), καθώς αυτό το υλικό έχει παρόμοια χαρακτηριστικά με το υλικό αναφοράς. Η παραδοχή αυτή δεν θεωρείται ότι δύναται να αλλοιώσει τον στόχο της διερεύνησης που είναι η επίδραση των διαφορετικών θεωρήσεων στην αξιολόγηση του οδοστρώματος.

Στο σημείο αυτό πρέπει να τονιστεί ότι οι συνθήκες κίνησης των αεροσκαφών σε ένα διάδρομο υποδεικνύουν ότι για να πραγματοποιηθεί μέγιστη καταπόνηση σε ένα συγκεκριμένο σημείο διερεύνησης, δηλαδή για να γίνει μία κάλυψη (Coverage), απαιτούνται συνήθως παραπάνω από μία διελεύσεις (Passes). Αυτό συμβαίνει λόγω της αναμενόμενης διασποράς που παρατηρείται κατά την κίνηση των αεροσκαφών εγκάρσια του άξονα κίνησης. Επομένως, προκύπτει ένας συντελεστής διελεύσεων προς καλύψεις (Pass to Coverage ratio – P/C), ο οποίος ουσιαστικά πολλαπλασιαζόμενος με τις καλύψεις έναντι αστοχίας που προβλέπονται από το νόμο αστοχίας σε κόπωση, οδηγεί τελικά σε αύξηση του εκτιμώμενου αριθμού των επιτρεπόμενων καλύψεων, ακριβώς λόγω του φαινομένου της πλευρικής μετατόπισης των αεροσκαφών. Κατ' επέκταση, η εκτίμηση της φθοράς του οδοστρώματος μέσω του δείκτη CDF είναι ευμενέστερη όταν γίνεται θεώρηση του λόγου P/C. Αντίθετα, όταν θεωρηθεί συντηρητικά ότι P/C=1, τότε η εκτίμηση της φθοράς γίνεται δυσμενέστερη. Ο δείκτης CDF υπολογίζεται σύμφωνα με την αρχή του Miner ως εξής:

$$CDF = \frac{\text{προβλεπόμενη φόρτιση}}{\text{επιτρεπόμενη φόρτιση}} = \frac{\text{προβλεπόμενη φόρτιση}}{\frac{P}{C} \text{ratio} \cdot \text{καλύψεις έως την αστοχία}} \quad (9.4)$$

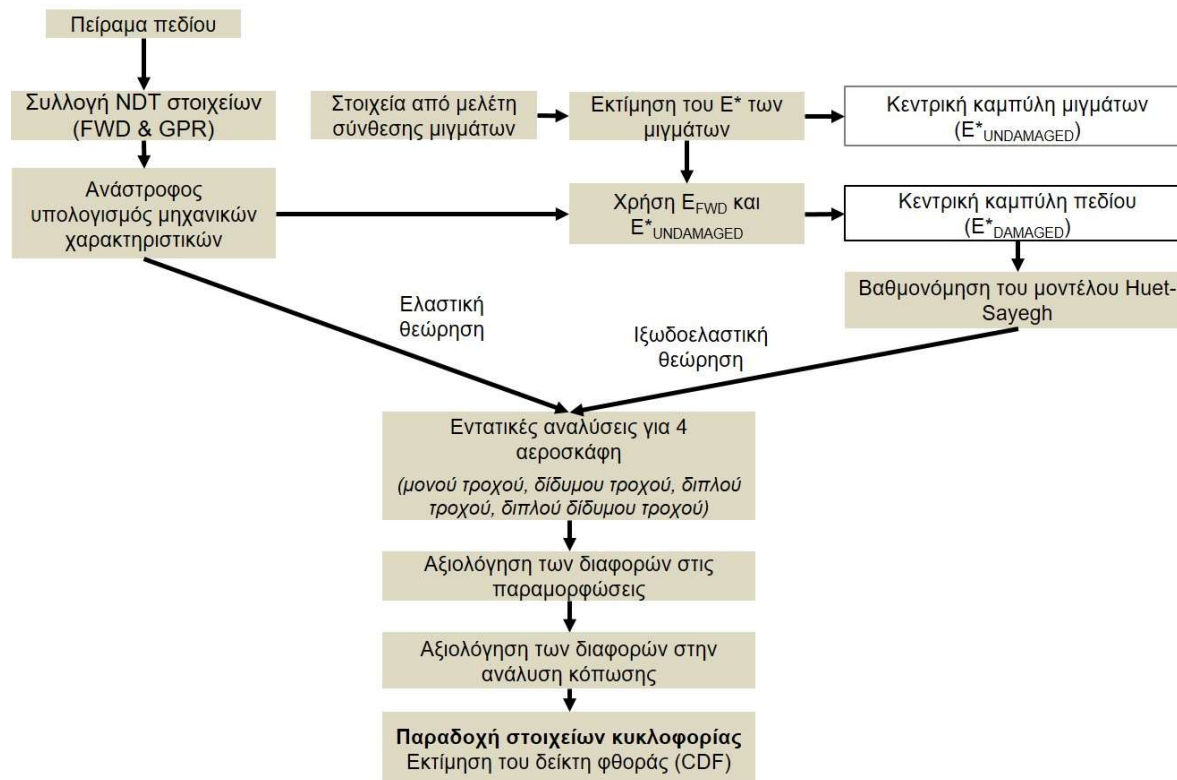
Στο πλαίσιο της σχετικής διερεύνησης, θεωρήθηκε ένα υποθετικό σενάριο κυκλοφορίας αεροσκαφών για το οδόστρωμα αναφοράς σύμφωνα με τον πίνακα 9.3 για μια θεωρητική περίοδο υπολογισμού 20 ετών.

Πίνακας 9.3: Σενάριο κυκλοφορίας αεροσκαφών στο οδόστρωμα αναφοράς.

Τύπος αεροσκάφους	Ετήσιες αναχωρήσεις
A320-200	2000
B757-300	2000
C-130	1000
F-16C	4000

Βάσει αυτής της κυκλοφορίας πραγματοποιήθηκε η εκτίμησης της φθοράς του οδοστρώματος. Υπενθυμίζεται ότι η έμφαση της ανάλυσης ήταν η εκτίμηση της φθοράς των ασφαλτικών στρώσεων.

Στην εικόνα 9.7 παρουσιάζεται το σύνολο της ερευνητικής διαδικασίας που περιεγράφηκε προηγουμένως υπό μορφή διαγράμματος ροής.



Εικόνα 9.7: Σύνοψη ερευνητικής διαδικασίας στην αξιολόγηση οδοστρωμάτων αεροδρομίων.

Ακολουθεί η παρουσίαση των αποτελεσμάτων των σχετικών αναλύσεων και ο σχετικός σχολιασμός που επικεντρώνεται στην επίδραση της συμπεριφοράς του ασφαλτομίγματος, αναφορικά με (α) τις αναπτυσσόμενες παραμορφώσεις, (β) τις καλύψεις έναντι αστοχίας και (γ) τη φθορά του οδοστρώματος.

9.2.3. Αποτελέσματα

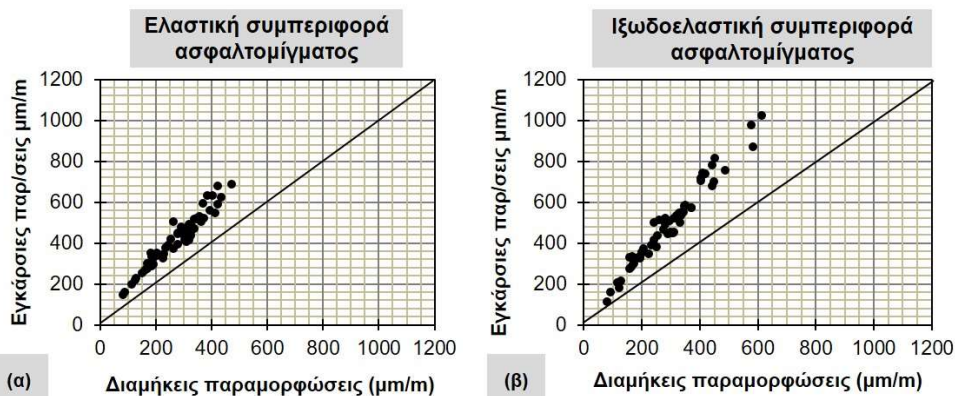
9.2.3.1. Παραμορφώσεις

Σύμφωνα με τους σχετικούς υπολογισμούς στον πυθμένα των ασφαλτικών στρώσεων, προέκυψε η κατανομή των οριζόντιων παραμορφώσεων κάθε τύπου αεροσκάφους. Στην εικόνα 9.8 φαίνεται ένα ενδεικτικό προφίλ παραμορφώσεων για την περίπτωση φόρτισης με το αεροσκάφος A320-200, όπου παρουσιάζονται τόσο οι διαμήκεις παραμορφώσεις όσο και οι εγκάρσιες σύμφωνα και με τις δύο θεωρήσεις. Το προφίλ των παραμορφώσεων αντιστοιχεί μόνο στο δεξί σύστημα τροχών, υποθέτοντας ότι απόσταση ίση με μηδέν (στον οριζόντιο άξονα) αντιστοιχεί στον άξονα του διαδρόμου κίνησης.



Εικόνα 9.8: Προφίλ οριζόντιων παραμορφώσεων στον πυθμένα των ασφαλιστικών στρώσεων για ελαστική και ιξωδοελαστική συμπεριφορά ασφαλτομιγμάτων.

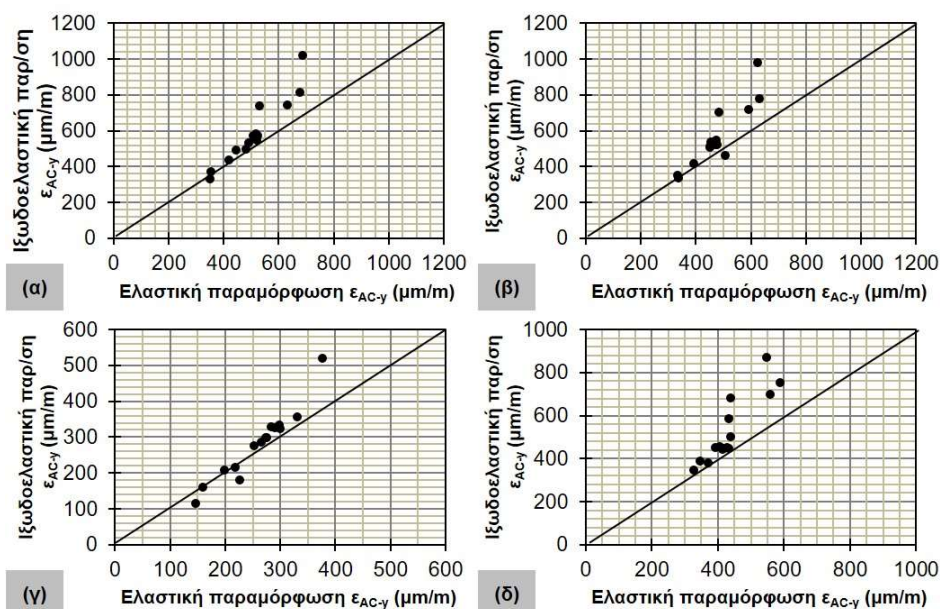
Από αυτό το παράδειγμα, προκύπτει ότι οι μέγιστες οριζόντιες παραμορφώσεις είναι οι εγκάρσιες και για τις δύο παραδοχές συμπεριφοράς των ασφαλτομιγμάτων. Οι μέγιστες παραμορφώσεις λαμβάνουν χώρα στο ίχνος των τροχών. Κατ’ επέκταση, λαμβάνοντας υπόψη μόνο τις μέγιστες τιμές των εγκάρσιων και διαμηκών παραμορφώσεων για όλες τις περιπτώσεις φόρτισης με τα 4 διαφορετικά αεροσκάφη, διαπιστώθηκε ότι πράγματι οι διαμήκεις παραμορφώσεις είναι σταθερά χαμηλότερες από τις εγκάρσιες, ανεξάρτητα από τη θεωρούμενη συμπεριφορά των ασφαλτομιγμάτων (εικόνα 9.9), κάτι το οποίο είναι σε συμφωνία με προγενέστερα ευρήματα συναφών μελετών (Wang et al. 2020).



Εικόνα 9.9: Σύγκριση εγκάρσιων και διαμηκών παραμορφώσεων για (α) ελαστική συμπεριφορά ασφαλτομίγματος και (β) ιξωδοελαστική συμπεριφορά ασφαλτομίγματος.

Πιο συγκεκριμένα, οι εγκάρσιες παραμορφώσεις βρέθηκαν μεγαλύτερες από τις διαμήκεις κατά ένα λόγο μέσης τιμής 1.55 (με συντελεστή μεταβλητότητας, CV ίσο με 10%) για την περίπτωση ανάλυσης με ελαστική συμπεριφορά ασφαλτομίγματος. Ομοίως, για την περίπτωση της ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς, ο αντίστοιχος λόγος εκτιμήθηκε ίσος με 1.68 (με συντελεστή διακύμανσης CV 9.6%). Αντίστοιχοι λόγοι άνω του 1.0 ή ακόμη και άνω του 2.0 έχουν αναφερθεί επίσης και στη διεθνή βιβλιογραφία (Wang et al. 2020). Κατά συνέπεια, οι εγκάρσιες παραμορφώσεις είναι αυτές που εξετάστηκαν περαιτέρω υπέρ της ασφάλειας.

Στην εικόνα 9.10, παρουσιάζεται μια απευθείας σύγκριση μεταξύ των μέγιστων τιμών της εγκάρσιας παραμόρφωσης στον πυθμένα των ασφαλτικών στρώσεων λαμβάνοντας υπόψη τόσο την ελαστική όσο και τη ιξωδοελαστική συμπεριφορά του ασφαλτομίγματος. Διαφαίνεται ότι οι παραμορφώσεις μέσω της ιξωδοελαστικής ανάλυσης είναι υψηλότερες από τις αντίστοιχες της ελαστικής για όλα τα θεωρούμενα αεροσκάφη, εκτός από ορισμένες θέσεις ελέγχου όπου η απόκριση οδοστρώματος διαφοροποιείται (κυρίως για το αεροσκάφος C-130). Εστιάζοντας στις θέσεις αυτές, παρατηρήθηκε ότι το μέτρο ελαστικής παραμόρφωσης του ασύνδετου υλικού της βάσης ήταν υψηλότερης τάξης μεγέθους από ότι στις υπόλοιπες, γεγονός που ενδέχεται να έχει επίδραση στον τρόπο απόκρισης του οδοστρώματος σε συνδυασμό με τη διάταξη και το σύστημα των τροχών του αεροσκάφους C-130 (δίδυμος τροχός).



Εικόνα 9.10: Σύγκριση εγκάρσιων παραμορφώσεων στον πυθμένα των ασφαλτικών στρώσεων για θεώρηση ελαστικής και ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς ασφαλτομίγματος για τις περιπτώσεις φόρτισης με τα αεροσκάφη (α) A320-200, (β) B757-300, (γ) C-130 και (δ) F-16C.

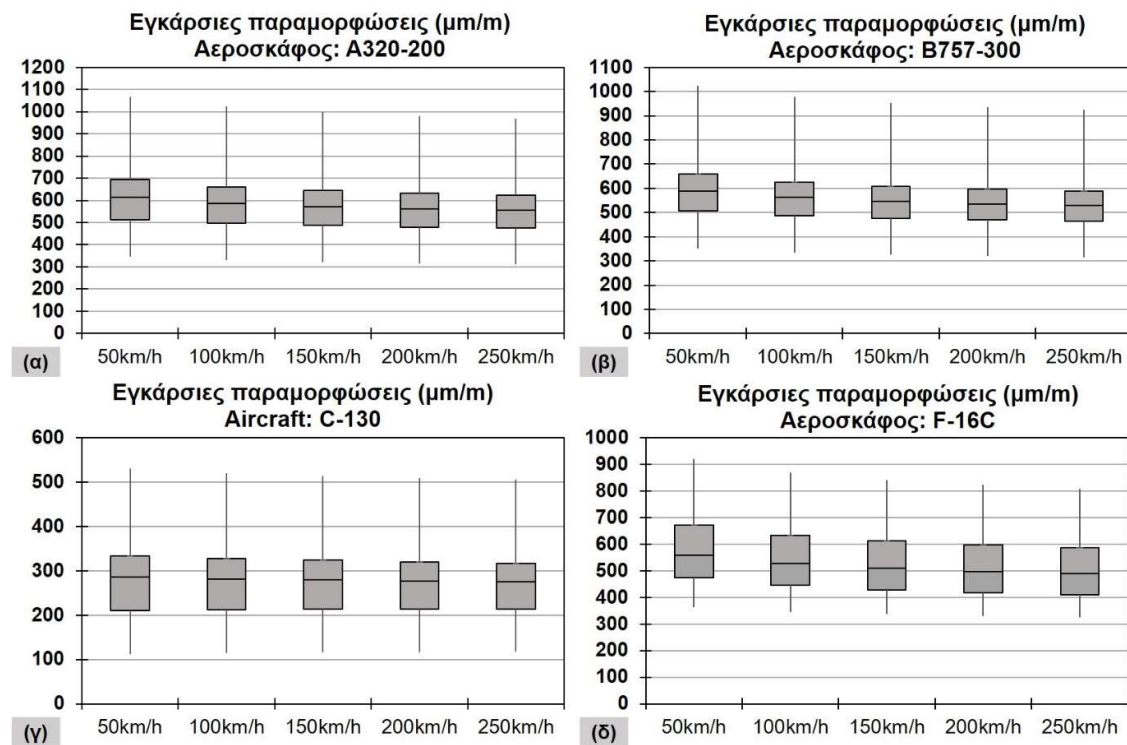
Οι παρατηρούμενες διαφορές μεταξύ των δύο θεωρήσεων εξετάστηκαν ακολούθως και από στατιστική σκοπιά. Τα δύο σύνολα παραμορφώσεων για κάθε αεροσκάφος υποβλήθηκαν σε έλεγχο t-test. Σύμφωνα με την μηδενική υπόθεση, η διαφορά των παραμορφώσεων από τις δύο θεωρήσεις λογίζεται ως μη σημαντική για επίπεδο εμπιστοσύνης ίσο με 95%. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον πίνακα 9.4 για 14 βαθμούς ελευθερίας ανά αεροσκάφος. Από τον πίνακα παρατηρείται ότι η μηδενική υπόθεση απορρίπτεται για όλα τα αεροσκάφη εκτός από το C-130. Κατά συνέπεια, προκύπτει σαφής ένδειξη ότι η θεώρηση συμπεριφοράς ασφαλτομίγματος έχει σημαντική επίδραση στην αξιολόγηση και για τα οδοστρώματα αεροδρομίων σε επίπεδο παραμορφώσεων. Η παρατήρηση αυτή στηρίζεται στα θεωρούμενα αεροσκάφη στο πλαίσιο της παρούσας διερεύνησης και αφορά μόνο στην αρχικά θεωρούμενη ταχύτητα των 100km/h.

Πίνακας 9.4: Έλεγχοι t-test για τις κρίσιμες παραμορφώσεις στις ασφαλτικές στρώσεις.

Τύπος αεροσκάφους	Παραμορφώσεις στις ασφαλτικές στρώσεις		Null hypothesis: $\epsilon_{AC-EL} = \epsilon_{AC-VISCO}$
	t_{stat}	t_{crit}	
A320-200	-3.31	2.14	Reject

Τύπος αεροσκάφους	Παραμορφώσεις στις ασφαλτικές στρώσεις		
	t_{stat}	t_{crit}	Null hypothesis: $\epsilon_{AC-EL} = \epsilon_{AC-VISCO}$
B757-300	-3.41	2.14	Reject
C-130	-2.04	2.14	Accept
F-16C	-3.78	2.14	Reject

Προχωρώντας με την ανάλυση, η επανάληψη των αναλύσεων με ιξωδοελαστική θεώρηση λαμβάνοντας υπόψη όλες τις ταχύτητες (50, 100, 150, 200, 250km/h) παρουσιάζεται στην εικόνα 9.11 και αφορά μόνο στις μέγιστες οριζόντιες παραμορφώσεις, δηλαδή στις εγκάρσιες. Η εσωτερική γραμμή στα θηκογράμματα της εικόνας 9.11 αναφέρεται σε μέσες τιμές. Παρατηρείται ότι η προοδευτική αύξηση της ταχύτητας κατά 50km/h μείωσε διαδοχικά τις παραμορφώσεις κατά ένα μέσο ποσοστό 3.9%, 2.4%, 1.7% και 1.3% λαμβάνοντας υπόψη όλα τα αεροσκάφη. Ο ομαλότερος ρυθμός μείωσης παρατηρήθηκε για το αεροσκάφος C-130. Ενδεχομένως, η μείωση να ήταν εντονότερη στην περίπτωση υψηλότερων θερμοκρασιών σε συγκριτικά με αυτές που παρατηρήθηκαν επιτόπου.



Εικόνα 9.11: Σύγκριση εγκάρσιων παραμορφώσεων στον πυθμένα των ασφαλτικών στρώσεων για θεώρηση ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς ασφαλτομίγματος για διαφορετικές ταχύτητες για τα αεροσκάφη (α) A320-200, (β) B757-300, (γ) C-130 και (δ) F-16C.

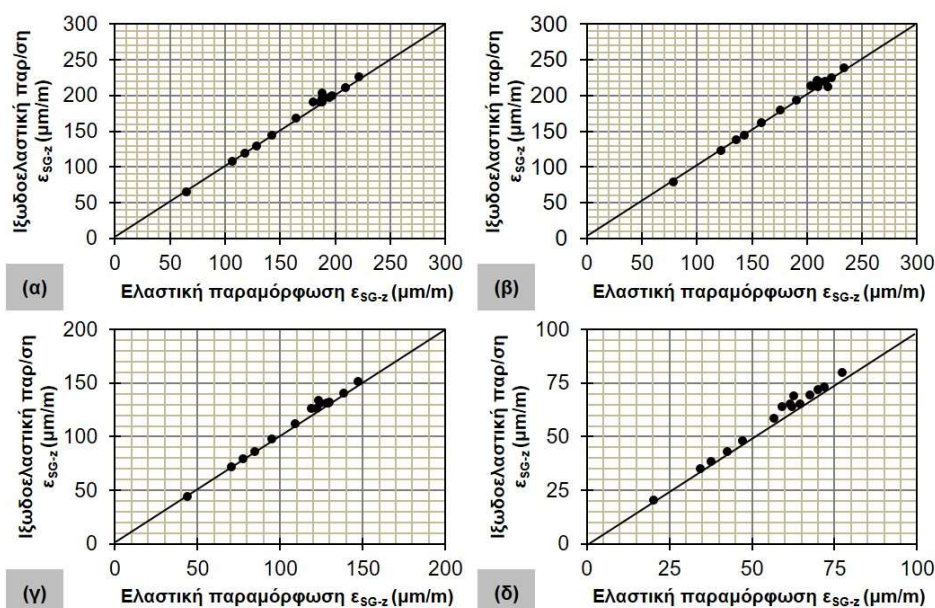
Οι επιπλέον παραμορφώσεις υποβλήθηκαν επίσης σε στατιστικό έλεγχο των παρατηρούμενων διαφορών με το σύνολο των ελαστικών παραμορφώσεων (πίνακας 9.5). Εκτός από το αεροσκάφος C-130, οι διαφορές μεταξύ ελαστικών και ιξωδοελαστικών παραμορφώσεων φαίνεται να είναι στατιστικά σημαντικές για επίπεδο εμπιστοσύνης 95%. Παρατηρείται μια μικρή τάση σύγκλισης μεταξύ ελαστικών και ιξωδοελαστικών παραμορφώσεων στις πολύ υψηλές ταχύτητες. Για παράδειγμα, δεν βρέθηκε στατιστικά σημαντική διαφορά μεταξύ των δύο τύπων ανάλυσης για το αεροσκάφος A320-200 με την υψηλότερη θεωρούμενη ταχύτητα των 250km/h. Αυτές οι

παρατηρήσεις συνιστούν ενδείξεις αναφορικά με την μη καταλληλότητα της MLET σε ενδιάμεσες-κανονικές ταχύτητες λειτουργίας (δηλαδή σε ταχύτητες μικρότερες από την ταχύτητα απογείωσης). Σε αυτές τις περιπτώσεις, η φθορά του οδοστρώματος αναμένεται μεγαλύτερη. Ως εκ τούτου, η ιζωδοελαστική θεώρηση φαίνεται να είναι μια πιο ορθολογική προσέγγιση για την αξιολόγηση οδοστρώματος σε κανονικές ταχύτητες λειτουργίας. Υπό το πρίσμα αυτό, η αρχικά επιλεγμένη ταχύτητα των 100km/h διατηρήθηκε ως περισσότερο ενδεικτική για το υπόλοιπο σκέλος της διερεύνησης.

Πίνακας 9.5: Σύγκριση ελαστικών και ιζωδοελαστικών παραμορφώσεων για διαφορετικές ταχύτητες (έλεγχος t-test με $df=14$, $t_{crit} = 2.14$ κα μηδενική υπόθεση $\epsilon_{EL} = \epsilon_{VISCO}$).

Ταχύτητα	A320-200	B757-300	C-130	F-16C
50km/h	$t_{stat} = 4.11$, Reject	$t_{stat} = 4.15$, Reject	$t_{stat} = 2.21$, Reject	$t_{stat} = 4.74$, Reject
100km/h	$t_{stat} = 3.31$, Reject	$t_{stat} = 3.41$, Reject	$t_{stat} = 2.04$, Accept	$t_{stat} = 3.78$, Reject
150km/h	$t_{stat} = 2.78$, Reject	$t_{stat} = 2.93$, Reject	$t_{stat} = 1.87$, Accept	$t_{stat} = 3.19$, Reject
200km/h	$t_{stat} = 2.39$, Reject	$t_{stat} = 2.57$, Reject	$t_{stat} = 1.72$, Accept	$t_{stat} = 2.76$, Reject
250km/h	$t_{stat} = 2.09$, Accept	$t_{stat} = 2.28$, Reject	$t_{stat} = 1.61$, Accept	$t_{stat} = 2.42$, Reject

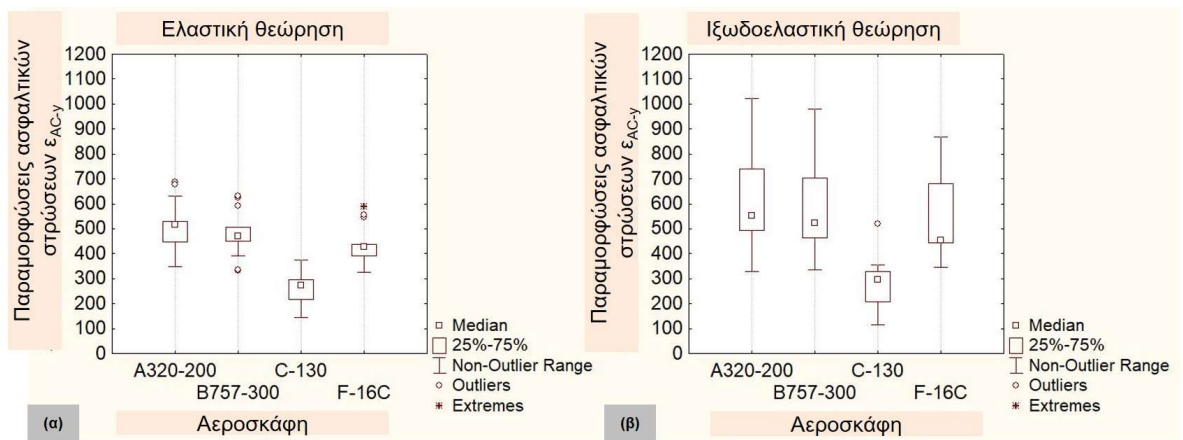
Η επανάληψη της ίδιας διαδικασίας για την αξιολόγηση των κατακόρυφων θλιπτικών παραμορφώσεων στην κορυφή της στρώσης έδρασης οδήγησε στα αποτελέσματα της εικόνας 9.12.



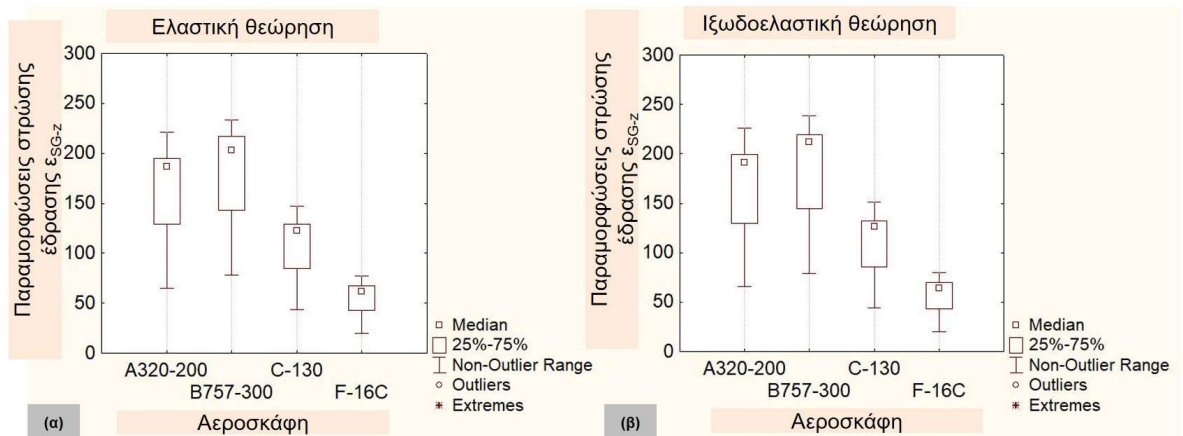
Εικόνα 9.12: Σύγκριση κατακόρυφων παραμορφώσεων στην κορυφή της στρώσης έδρασης για θεώρηση ελαστικής και ιζωδοελαστικής συμπεριφοράς ασφαλτομίγματος για τις περιπτώσεις φόρτισης με τα αεροσκάφη (α) A320-200, (β) B757-300, (γ) C-130 και (δ) F-16C.

Για όλα τα αεροσκάφη, προκύπτει ότι οι κατακόρυφες παραμορφώσεις που υπολογίστηκαν σύμφωνα με τη θεώρηση ιζωδοελαστικής συμπεριφοράς ασφαλτομιγμάτων είναι περίπου ίσες ή ακόμη κι υψηλότερες από αυτές που υπολογίστηκαν μέσω της ελαστικής θεώρησης. Επίσης, διαπιστώθηκε ότι οι διαφορές στις κατακόρυφες παραμορφώσεις είναι στατιστικά σημαντικές για όλα τα αεροσκάφη που εξετάστηκαν. Το γεγονός αυτό αποδεικνύει ότι η επίδραση της θεώρησης συμπεριφοράς του ασφαλτομίγματος είναι εξίσου καθοριστική και για τις δύο κρίσιμες θέσεις ενός οδοστρώματος αεροδρομίου, επηρεάζοντας τα αναπτυσσόμενα εντατικά μεγέθη στην στρώση έδρασης παρά το μεγάλο βάθος υπολογισμού από την επιφάνεια του οδοστρώματος.

Εκτός από τις παραπάνω παρατηρήσεις, πραγματοποιήθηκε επίσης και μία ποιοτική αξιολόγηση της απόκρισης του οδοστρώματος στη φόρτιση των διαφορετικών αεροσκαφών. Το εύρος των παραμορφώσεων στις δύο κρίσιμες θέσεις αστοχίας για τις δύο θεωρήσεις συμπεριφοράς των ασφαλομιγμάτων (ελαστικής και ιξωδοελαστικής) παρουσιάζεται υπό μορφή θηκογραμμάτων στις εικόνες 9.13-9.14. Από αυτά τα σχήματα, προκύπτει ότι η απόκριση του οδοστρώματος στον πυθμένα των ασφαλικών στρώσεων είναι παρόμοια και για τα δύο πολιτικά αεροσκάφη που εξετάστηκαν. Οι αναπτυσσόμενες παραμορφώσεις είναι ελαφρώς υψηλότερες από αυτές που αντιστοιχούν στο αεροσκάφος F-16C και ακόμη υψηλότερες από τις αντίστοιχες του C-130. Επιπλέον, μεταξύ των πολιτικών αεροσκαφών, το A320-200 φαίνεται να είναι δυσμενέστερο από άποψη φόρτισης για την κρίσιμη θέση που εντοπίζεται στον πυθμένα των ασφαλικών στρώσεων, ενώ το B757-300 φαίνεται να είναι κρίσιμο για την απόκριση της στρώσης έδρασης.



Εικόνα 9.13: Θηκογράμματα εγκάρσιων παραμορφώσεων στον πυθμένα των ασφαλικών στρώσεων για θεώρηση (α) ελαστικής και (β) ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς ασφαλτομίγματος.



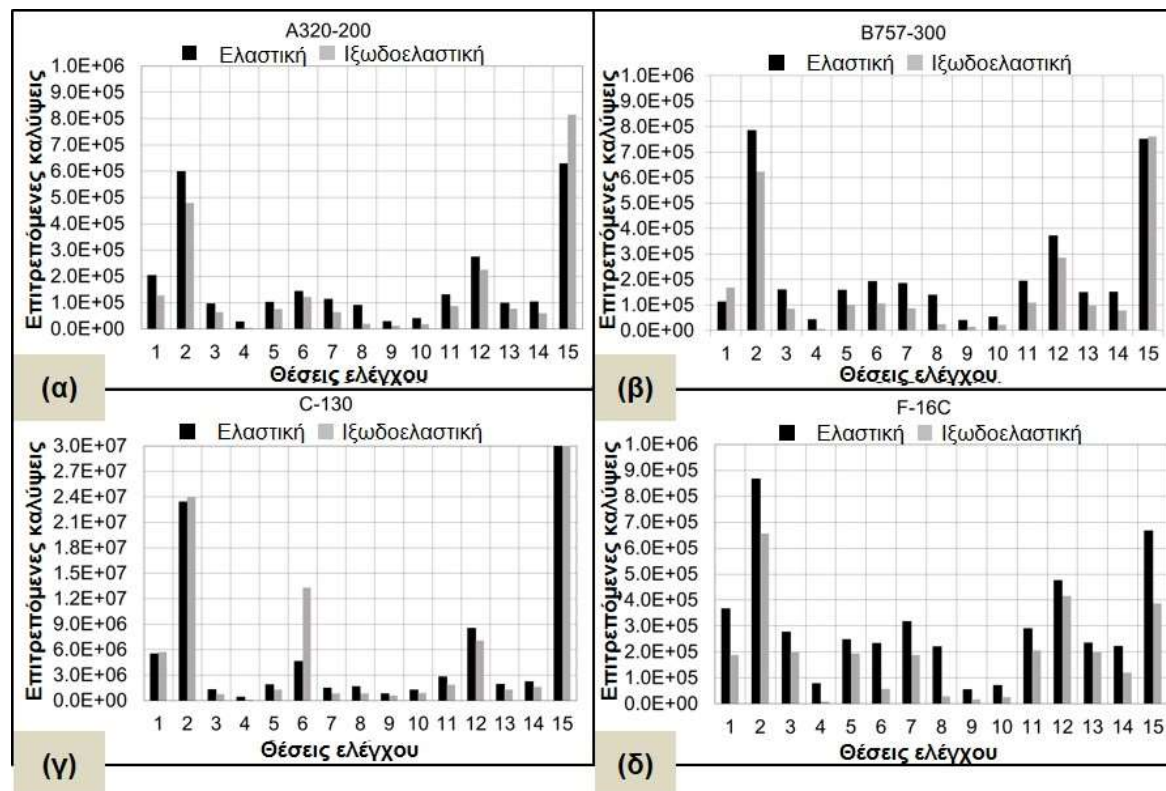
Εικόνα 9.14: Θηκογράμματα κατακόρυφων παραμορφώσεων στην κορυφή της στρώσης έδρασης για θεώρηση (α) ελαστικής και (β) ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς ασφαλτομίγματος.

Μια άλλη ενδιαφέρουσα παρατήρηση είναι ότι η θεώρηση της ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς αυξάνει ουσιαστικά το εύρος των παρατηρούμενων παραμορφώσεων για όλα τα αεροσκάφη, ενώ η διασπορά των κατακόρυφων παραμορφώσεων στη στρώση έδρασης είναι παρόμοια και για τις δύο θεωρήσεις συμπεριφοράς ασφαλομιγμάτων. Αυτό είναι εν γένει λογικό διότι τα διαφορετικά συστήματα των τροχών των αεροσκαφών (πλήθος τροχών, επιφάνεια επαφής τροχού-οδοστρώματος

και αποστάσεις μεταξύ των τροχών) αναγκάζουν το οδόστρωμα να έχει διαφορετική μηχανική απόκριση στα χαμηλά βάθη που αντιστοιχούν στον πυθμένα των ασφαλτικών στρώσεων. Από την άλλη πλευρά, οι παρατηρούμενες διαφορές στην καταπόνηση του οδοστρώματος βαθμιαία εξομαλύνονται όσο αυξάνεται το βάθος υπολογισμού από την επιφάνεια του οδοστρώματος, πράγμα που ενδέχεται να δικαιολογεί την παρόμοια διασπορά στα θηκογράμματα που αντιστοιχούν στις παραμορφώσεις της στρώσης έδρασης.

9.2.3.2. Κόπωση

Στην εικόνα 9.15, παρουσιάζεται η σύγκριση των επιτρεπόμενων καλύψεων μέχρι την αστοχία σε κόπωση των ασφαλτομιγμάτων λαμβάνοντας υπόψη τόσο τη θεώρηση ελαστικής όσο και ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς. Παρατηρείται ότι ο αριθμός των επιτρεπόμενων καλύψεων που προκύπτει από την ιξωδοελαστική θεώρηση είναι χαμηλότερος από αυτόν που αντιστοιχεί στην ελαστική θεώρηση για όλα τα εξεταζόμενα αεροσκάφη. Ως εκ τούτου, η υπόθεση για ιξωδοελαστική συμπεριφορά ασφαλτομίγματος εμφανίζεται να οδηγεί σε πιο συντηρητικά αποτελέσματα όσον αφορά στην κόπωση του οδοστρώματος, στοιχείο που δύναται να επηρεάζει τη λήψη αποφάσεων στο πλαίσιο της διαχείρισης οδοστρωμάτων αεροδρομίου.



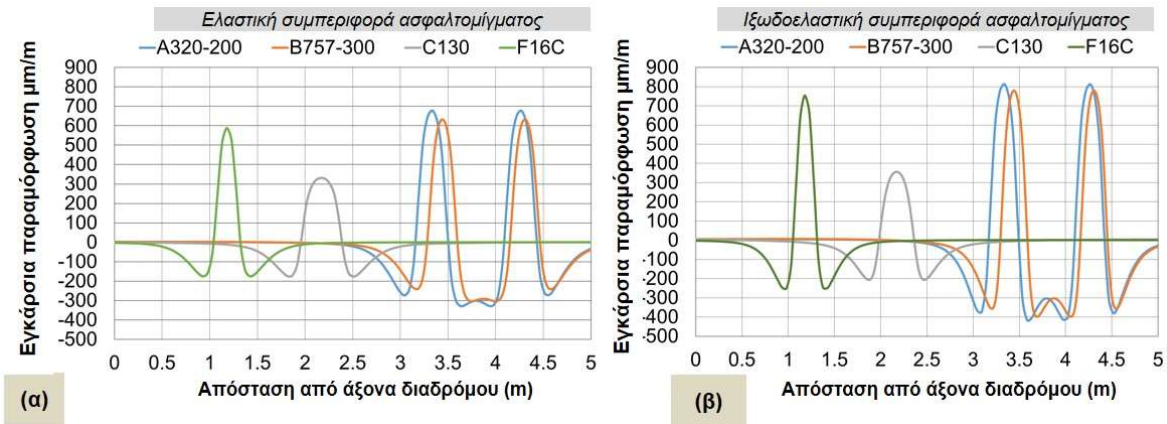
Εικόνα 9.15: Σύγκριση επιτρεπόμενων καλύψεων έναντι αστοχίας σε κόπωση για τις περιπτώσεις φόρτισης με τα αεροσκάφη (α) A320-200, (β) B757-300, (γ) C-130 και (δ) F-16C.

Μεμονωμένα διαφορετικά αποτελέσματα παρατηρούνται σε ορισμένες θέσεις ελέγχου, όπου είχε διαφοροποιηθεί και η εντατική καταπόνηση του οδοστρώματος, κυρίως για το αεροσκάφος C-130. Για το αεροσκάφος αυτό, η τάξη μεγέθους των επιτρεπόμενων καλύψεων έως την αστοχία είναι σημαντικά υψηλότερη. Κατά συνέπεια, η παρατηρούμενη διαφορετική τάση στο αεροσκάφος αυτό συμπίπτει με τις παρατηρήσεις που έγιναν στο σκέλος των παραμορφώσεων. Παρόμοιες παρατηρήσεις για υψηλότερη διάρκεια ζωής έναντι κόπωσης για την περίπτωση φόρτισης με το

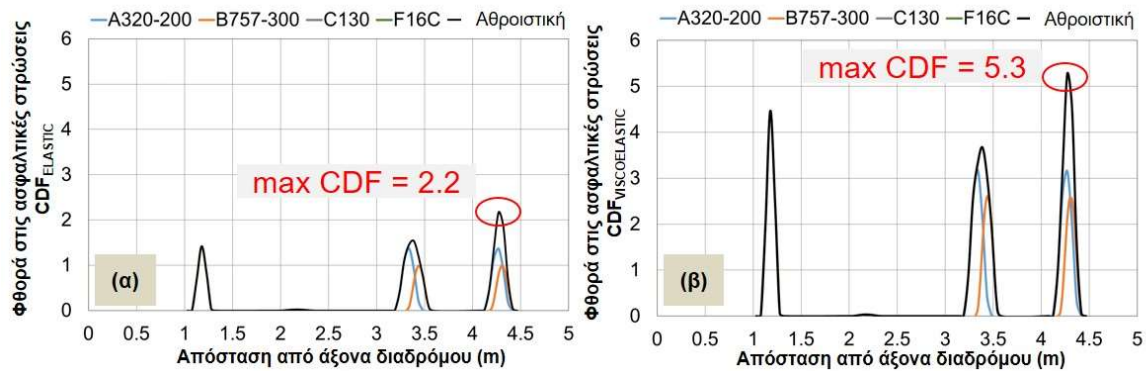
αεροσκάφος C-130 έχουν αναφερθεί και στη βιβλιογραφία, λαμβάνοντας υπόψη τα αποτελέσματα σχετικής ανάλυσης ευαισθησίας με πληθώρα νόμων κόπωσης (Bell et al. 2012).

9.2.3.3. Φθορά

Με βάση το σενάριο κυκλοφορίας αεροσκαφών του πίνακα 9.3, πραγματοποιήθηκε αξιολόγηση της φθοράς του οδοστρώματος με έμφαση στις ασφαλτικές στρώσεις. Ειδικότερα, υπολογίστηκε το CDF των ασφαλτικών στρώσεων και για τις δύο θεωρήσεις συμπεριφοράς ασφαλτομιγμάτων. Ο λόγος P/C για κάθε αεροσκάφος θεωρήθηκε συντηρητικά ίσος με τη μονάδα. Το προφίλ των παραμορφώσεων ενδεικτικά για τη θέση ελέγχου στην οποία έγινε η υπόψη διερεύνηση φαίνεται στην εικόνα 9.16, όπου έχει ληφθεί υπόψη η καταπόνηση από το σύνολο των αεροσκαφών. Περαιτέρω, ο υπολογισμός του CDF φαίνεται στην εικόνα 9.17, τόσο για τις μεμονωμένες τιμές CDF του κάθε αεροσκάφους, όσο και για την αθροιστική φθορά (μέγιστη τιμή CDF) που προκύπτει από το συνδυασμό της καταπόνησης που προκαλούν συνδυαστικά τα αεροσκάφη.



Εικόνα 9.16: Κατανομή εγκάρσιων παραμορφώσεων στη θέση ελέγχου για τον υπολογισμό της φθοράς – (α) θεώρηση ελαστικής συμπεριφοράς ασφαλτομίγματος και (β) θεώρηση ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς ασφαλτομίγματος.



Εικόνα 9.17: Φθορά οδοστρώματος λόγω κόπωσης – (α) θεώρηση ελαστικής συμπεριφοράς ασφαλτομίγματος και (β) θεώρηση ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς ασφαλτομίγματος.

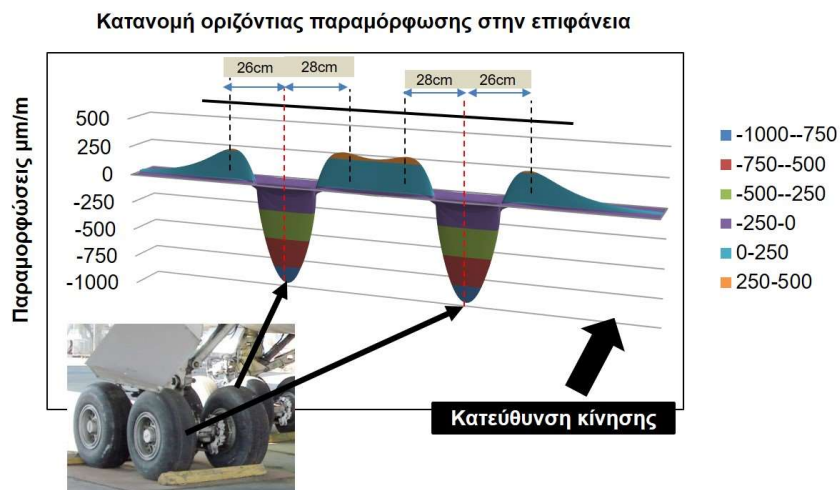
Παρατηρείται και πάλι ότι η θεωρούμενη συμπεριφορά του ασφαλτομίγματος έχει σημαντική επίδραση στην εκτίμηση της φθοράς του οδοστρώματος μέσω του δείκτη CDF. Ειδικότερα, η μέγιστη αθροιστική φθορά που προέκυψε από την ελαστική ανάλυση ήταν $CDF_{ELASTIC}=2.2$, ενώ ο αντίστοιχος δείκτης που προέκυψε από την ιξωδοελαστική ανάλυση είχε σχεδόν διπλάσια τιμή και συγκεκριμένα $CDF_{VISCOELASTIC}=5.3$. Έχοντας υπόψη ότι ο δείκτης CDF αποτελεί ένδειξη της υπολειπόμενης διάρκειας

ζωής ενός οδοστρώματος αεροδρομίου, η παρούσα διερεύνηση αναδεικνύει την αξιοσημείωτη σημασία των παραδοχών ανάλυσης, και συγκεκριμένα της συμπεριφοράς του ασφαλτομίγματος, στο αποτέλεσμα της αξιολόγησης ενός οδοστρώματος αεροδρομίου. Κατ' επέκταση, το ζήτημα αποδεικνύεται καθοριστικό στο πλαίσιο λήψης αποφάσεων όσον αφορά στη διαχείριση των οδοστρωμάτων αεροδρομίων.

9.2.3.4. Αξιολόγηση της εντατικής κατάστασης στην επιφάνεια του οδοστρώματος

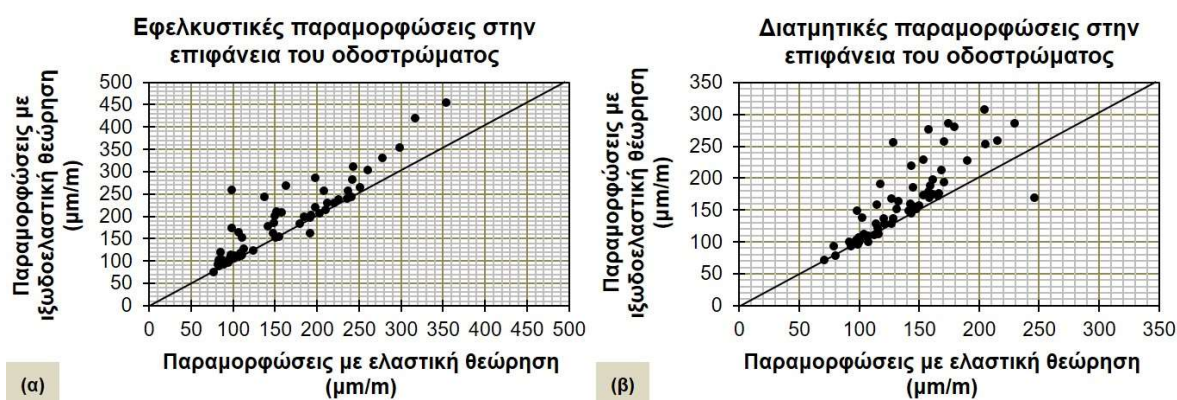
Όμοια με τη διερεύνηση που έλαβε χώρα στο πλαίσιο αξιολόγησης των οδοστρωμάτων οδών, ακολουθεί μια επισκόπηση της εντατικής κατάστασης που επικρατεί στην επιφάνεια του οδοστρώματος. Ως γνωστόν, οι εφελκυστικές παραμορφώσεις αναπτύσσονται σε μία ευρύτερη περιοχή πλησίον του ίχνους φόρτισης. Παράλληλα, στην περίπτωση της καταπόνησης οδοστρωμάτων αεροδρομίων, ενδιαφέρον έχει και η ανάπτυξη διατμητικών παραμορφώσεων στην επιφάνεια, με σημαντική τάξη μεγέθους, συγκρίσιμη του επιπέδου των αξονικών παραμορφώσεων εφελκυσμού. Αμφότερες οι παραμορφώσεις αυτές οδηγούν σε μία ζώνη μειωμένης φέρουσας ικανότητας ευνοώντας την ανάπτυξη διαμηκών ρωγμών στην επιφάνεια του οδοστρώματος, οι οποίες σταδιακά διαδίδονται με κατεύθυνση προς το σώμα του οδοστρώματος (top-down cracking). Η σημαντική επίδραση της ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς του ασφαλτομίγματος στην πρόβλεψη εμφάνισης διαμηκών ρωγμών για την περίπτωση των οδών τροφοδότησε τον παρόν σκέλος της διερεύνησης για την περίπτωση των αεροδρομίων.

Ενδεικτικά, το πλήρες προφίλ των οριζόντιων παραμορφώσεων για μία συγκεκριμένη θέση ελέγχου φαίνεται στην εικόνα 9.18, όπου η περίπτωση φόρτισης που επιλέχθηκε αφορά στο αεροσκάφος B757-300. Παρατηρείται ότι στα ίχνη των τροχών του αεροσκάφους αναπτύσσονται θλιπτικές παραμορφώσεις (ως αναμενόμενες), ενώ εντός και εκτός της περιοχής των τροχών αναπτύσσονται εφελκυστικές παραμορφώσεις. Το στοιχείο αυτό σε συνδυασμό με την πλευρική μετατόπιση που εμφανίζουν οι διελεύσεις των αεροσκαφών καθιστά δύσκολη την ακριβή εκτίμηση των πιθανών θέσεων ανάπτυξης διαμηκών ρωγμών στην επιφάνεια. Σύμφωνα με βιβλιογραφικές αναφορές, η συγκέντρωση παραμορφώσεων σε μία κρίσιμη ζώνη που εκτείνεται γύρω από τους τροχούς οδηγεί στο σχηματισμό μικρορωγμών που με τη σειρά τους δύναται να μετασχηματιστούν σε μακρορωγμές που γίνονται σταδιακά ορατές στην επιφάνεια (White 2016, Wang & Al-Qadi 2010, Park & Kim 2013). Ωστόσο, λόγω της μη συνεχούς φόρτισης των οδοστρωμάτων αεροδρομίων, η οποία ενδέχεται να είναι εντονότερη σε περιφερειακά αεροδρόμια, δίνεται η δυνατότητα στο ασφαλτόμιγμα να επανακάμπτει (healing) με αποτέλεσμα να μην συντρέχουν προϋποθέσεις ενίσχυσης των μικρορωγμών σε μακρορωγμές. Σε κάθε περίπτωση, δεν υπάρχουν σαφή συμπεράσματα στη βιβλιογραφία αναφορικά με τη θέση εμφάνισης αυτών των ρωγμών. Υπάρχουν αναφορές, σύμφωνα με τις οποίες οι διαμήκεις ρωγμές αναπτύσσονται κοντά στην επιφάνεια επαφής τροχού-οδοστρώματος (Hu & Walubita 2009), ενώ άλλες αναφορές υποδεικνύουν ότι οι διαμήκεις ρωγμές αναπτύσσονται σε μία ζώνη εύρους 30cm γύρω από το ακριβές ίχνος της φόρτισης (Svasdisant et al. 2002, Kumar et al. 2008). Με βάση την εικόνα 9.18, το προγενέστερο εύρημα επιβεβαιώνεται και στο πλαίσιο της παρούσας διερεύνησης για την περίπτωση του αεροσκάφους B757-300, καθώς εντοπίζεται μια ζώνης εύρους από 25 έως 28cm στην οποία οι εφελκυστικές παραμορφώσεις μεγιστοποιούνται.



Εικόνα 9.18: Κατανομή οριζόντιας παραμόρφωσης (εγκάρσιας) στην επιφάνεια ενός οδοστρώματος.

Σημειώνεται ότι η ακριβής θέση εμφάνισης των μέγιστων οριζόντιων παραμορφώσεων ενδεχομένως να εξαρτάται από το σύστημα των τροχών ενός αεροσκάφους και τη διάταξή τους (απόσταση μεταξύ των τροχών). Επιπλέον, λόγω αυτής της ποικιλίας στα συστήματα τροχών, διαφοροποιείται κατά περίπτωση η διεύθυνση μεγιστοποίησης των επιφανειακών παραμορφώσεων. Για παράδειγμα, στα αεροσκάφη του μονού και δίδυμου τροχού οι διαμήκεις και οι εγκάρσιες παραμορφώσεις που αναπτύσσονται στην επιφάνεια ήταν παρόμοιας τάξης μεγέθους. Κατά συνέπεια, προκειμένου η παρούσα διερεύνηση αναφορικά με την επίδραση της ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς του ασφαλτομίγματος να ολοκληρωθεί, λήφθηκε η μέγιστη κάθε φορά οριζόντια παραμόρφωση για όλα τα αεροσκάφη. Η σύγκριση μεταξύ των μέγιστων οριζόντιων παραμορφώσεων που προέκυψαν από την ελαστική και ιξωδοελαστική θεώρηση φαίνεται στην εικόνα 9.19, όπου έχει προστεθεί επίσης και η σύγκριση των μέγιστων διατμητικών παραμορφώσεων λόγω των συναφών βιβλιογραφικών αναφορών που συνδέουν την ανάπτυξη διαμηκών ρωγμών με συνθήκες διάτμησης στην επιφάνεια (Canestrari & Paolo Ingrassia 2020, White 2016).



Εικόνα 9.19: Μέγιστες παραμορφώσεις στην επιφάνεια του οδοστρώματος, (α) εφελκυστικές, και (β) διατμητικές.

Πίνακας 9.6: Έλεγχοι t-test για τις κρίσιμες παραμορφώσεις στην επιφάνεια του οδοστρώματος.

Τύπος αεροσκάφους	Οριζόντιες παραμορφώσεις			Διατμητικές παραμορφώσεις		
	t _{stat}	t _{crit}	Null hypothesis: E _{AC-EL} = E _{AC-VISCO}	t _{stat}	t _{crit}	Null hypothesis: E _{AC-EL} = E _{AC-VISCO}
A320-200	-3.59	2.14	Reject	-4.02	2.14	Reject
B757-300	-2.28	2.14	Reject	-2.67	2.14	Reject
C-130	-2.97	2.14	Reject	-3.75	2.14	Reject
F-16C	-2.78	2.14	Reject	-3.20	2.14	Reject

Από την εικόνα προκύπτει σαφής τάση υπερίσχυσης των τιμών των παραμορφώσεων που προκύπτουν όταν γίνεται θεώρηση της ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς του ασφαλτομίγματος. Μάλιστα, οι παρατηρούμενες διαφορές είναι στατιστικά σημαντικές σύμφωνα με τον πίνακα 9.6 (σε κάθε t-test, λόγω των 15 ζευγών τιμών, οι βαθμοί ελευθερίας είναι 14).

9.2.4. Σχόλια – παρατηρήσεις

Ο ερευνητικός στόχος του παρόντος υποκεφάλαιου ήταν η διερεύνηση της ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς των ασφαλτομιγμάτων στην αξιολόγηση οδοστρώματος αεροδρομίου. Μεθοδολογικά, πραγματοποιήθηκαν εντατικές αναλύσεις λαμβάνοντας υπόψη πληθώρα αεροσκαφών διαφορετικού συστήματος τροχών και διαφορετικών ταχυτήτων κίνησης. Αξιοποιήθηκαν στοιχεία στρωματογραφίας (από πυρηνοληψίες) και μηχανικής απόκρισης (από το FWD) προκειμένου να αξιολογηθεί συγκριτικά η επιρροή της συμπεριφοράς ασφαλτομιγμάτων.

Με βάση την ανάλυση που έγινε, προκύπτει ότι ομοίως με τα οδοστρώματα οδών, η επίδραση της ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς των ασφαλτομιγμάτων είναι ιδιαίτερα εμφανής και για την αξιολόγηση της εντατικής καταπόνησης στον πυθμένα των ασφαλτικών στρώσεων, αλλά και στην επιφάνεια των οδοστρωμάτων αεροδρομίων. Τα παρόντα ευρήματα υποδεικνύουν την ανάγκη αναθεώρησης του συμβατικού τρόπου αξιολόγησης των οδοστρωμάτων αεροδρομίων, καθώς η συνήθης θεώρηση της MLET που υιοθετείται σύμφωνα με τις αρχές της FAA, εμφανίζεται ευμενέστερη ως προς την αναπτυσσόμενη εντατική κατάσταση των οδοστρωμάτων. Ειδικότερα, διαφαίνεται επάρκεια της MLET μόνο σε πολύ μεγάλες ταχύτητες κίνησης αεροσκαφών. Ωστόσο, οι ανάγκες συντήρησης-αποκατάστασης ενδεχομένως να είναι εντονότερες σε περιοχές κίνησης των αεροσκαφών με χαμηλότερες-ενδιάμεσες ταχύτητες. Αυτό δύναται να έχει περαιτέρω επεκτάσεις στο πλαίσιο λήψης αποφάσεων για τη διαχείριση των οδοστρωμάτων αεροδρομίων.

Τονίζεται επιπλέον ότι στην περίπτωση των αεροδρομίων, πέρα από τα ζητήματα φθοράς του οδοστρώματος αυτού καθαυτού, η ανάπτυξη επιφανειακών ρωγμών οδηγεί στη συσσώρευση μικροϋλικών εντός των ρωγμών με προφανείς κινδύνους για την ασφάλεια διέλευσης των αεροσκαφών (White 2016). Ως μικροϋλικά νοούνται υπολείμματα από ξένα (ως προς το οδόστρωμα) αντικείμενα, όπως για παράδειγμα πλαστικά ή μεταλλικά υπολείμματα. Διεθνώς, η ορολογία αυτή είναι γνωστή ως Foreign Object Debris (FOD) και συχνά η παρουσία διαμηκών επιφανειακών ρωγμών συνδέεται με μειωμένη λειτουργικότητα του οδοστρώματος λόγω της επιρρέπειας σε συσσώρευση FOD (White 2016). Επομένως, η θεώρηση της ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς των ασφαλτομιγμάτων, πέρα από το ζήτημα της αποκατάστασης οδοστρωμάτων, μπορεί να δράσει προληπτικότερα ως προς τον προγραμματισμό περιοδικών ενεργειών ήπιας συντήρησης (πχ έγκαιρη σφράγιση επιφανειακών ρωγμών στο πρώιμο στάδιο ανάπτυξής τους).

10. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

10.1. Ανακεφαλαίωση και κύρια συμπεράσματα

Αντικείμενο της διατριβής ήταν η συμβολή στη διαδικασία δομικής αξιολόγησης υφιστάμενων ασφαλτικών οδοστρωμάτων μέσω βελτιστοποίησης της χρήσης στοιχείων εργαστηρίου και στοιχείων συλλογής πεδίου από NDT συστήματα, καθώς και χρήσης διαθέσιμων εργαλείων ανάλυσης. Ειδικότερα, δόθηκε αρχικά έμφαση σε επιμέρους παρεμβάσεις του τρόπου με τον οποίο πραγματοποιείται σήμερα η δομική αξιολόγηση οδοστρωμάτων, κι ακολούθως διερευνήθηκε κατά πόσο η θεώρηση διαφορετικών παραδοχών της συμπεριφοράς ασφαλτομιγμάτων μπορεί να συμβάλει στις αναλύσεις πεδίου με περισσότερη ακρίβεια. Για την επίτευξη του στόχου, διαμορφώθηκαν δύο αλληλένδετοι ερευνητικοί άξονες. Ο πρώτος αφορούσε σε επιμέρους βελτιστοποιήσεις της πάγιας διαδικασίας ανάλυσης μέσω επεξεργασίας στοιχείων συλλογής με διαφορετικά NDT συστήματα (system integration / data integration) με στόχο την ανάδειξη νέων πτυχών των NDT συστημάτων, ιδιαίτερα χρήσιμες για την περίπτωση ανάλυσης σε επίπεδο έργου (project-level), όπου ενδιαφέρει η αξιολόγηση των αναγκών επανασχεδιασμού οδοστρωμάτων. Στον άξονα αυτό, η μηχανική συμπεριφορά όλων των υλικών του οδοστρώματος θεωρήθηκε γραμμική ελαστική (MLET). Περαιτέρω, η έμφαση δόθηκε στην μηχανική συμπεριφορά των ασφαλτομιγμάτων. Τα υλικά αυτά συνθέτουν τις ανώτερες στρώσεις στα ασφαλτικά οδοστρώματα, εκεί όπου άλλωστε είναι επιθυμητό και οικονομικά εφικτό να επικεντρώνεται η μέριμνα συντήρησης και αποκατάστασης υφιστάμενων οδοστρωμάτων. Υπό το πρίσμα αυτό, ο δεύτερος άξονας επικεντρώθηκε στην αξιολόγηση της συμβολής των ασφαλτομιγμάτων στη μηχανική συμπεριφορά οδοστρωμάτων (εντατική καταπόνηση και φθορά). Στο στάδιο αυτό, πέρα από στοιχεία συλλογής με NDT συστήματα από το πεδίο, αξιοποιήθηκαν και στοιχεία εργαστηρίου από τον προσδιορισμό του δυναμικού μέτρου δυσκαμψίας επί πυρήνων ασφαλτομίγματος από τα πειραματικά οδοστρώματα. Το τελευταίο ήταν απαραίτητο προκειμένου να υλοποιηθεί η ιξωδοελαστική ανάλυση και να αξιολογηθεί η συμβολή της ιξωδοελαστικότητας των ασφαλτομιγμάτων στη μηχανική συμπεριφορά οδοστρωμάτων. Με βάση αυτούς τους δύο άξονες διερεύνησης διαμορφώθηκαν τα ακόλουθα συμπεράσματα.

Πρώτος άξονας διερεύνησης

- ❖ *Από τη διερεύνηση αλληλεπίδρασης στρωματογραφίας και μηχανικής απόκρισης οδοστρώματος, διαπιστώθηκε ότι:*

Είναι εφικτή η προκαταρκτική σύζευξη στοιχείων από τα δύο κυρίαρχα NDT συστήματα (system integration) που χρησιμοποιούνται για τη δομική αξιολόγηση οδοστρωμάτων (FWD και GPR), ώστε κατόπιν στοιχειώδους στατιστικής επεξεργασίας (μη γραμμική παλινδρόμηση), να μπορεί να εκτιμηθεί η στρωματογραφία του οδοστρώματος και συγκεκριμένα το πάχος των ασφαλτικών στρώσεων μέσω στοιχείων FWD. Η στρωματογραφία είναι απαραίτητη πληροφορία στο πλαίσιο της δομικής ανάλυσης, ιδιαίτερα σε επίπεδο έργου, καθώς η ακρίβεια στην εκτίμηση του πάχους των ασφαλτικών στρώσεων επιδρά άμεσα στην εκτίμηση των εντατικών μεγεθών (κρίσιμων παραμορφώσεων), τα οποία με τη σειρά τους επιδρούν στην αξιολόγηση της κατάστασης οδοστρωμάτων.

Από τη σχετική ανάλυση LTPP στοιχείων, αναδείχθηκε μία μη γραμμική σχέση εκτίμησης του πάχους των ασφαλτικών στρώσεων μέσω των δεικτών υποχωρήσεων SCI και BDI με ικανοποιητική προσαρμογή ($R^2=0.75$). Μάλιστα, η ποιοτική μορφή της αναπτυχθείσας σχέσης καλύπτει στοιχεία από δύο διαφορετικά πειραματικά οδοστρώματα με ίδια υλικά αλλά διαφορετική στρωματογραφία. Πλην όμως, σφάλμα της τάξης του 16.4% στην εκτίμηση των παχών σε οδόστρωμα διαφορετικό από αυτό που

χρησιμοποιήθηκε για την ανάπτυξη της σχέσης, ανέδειξε την ανάγκη επαναβαθμονόμησης του μοντέλου. Από τη διαδικασία αυτή, το σφάλμα εκτίμησης των παχών περιορίστηκε σε 10%, λαμβάνοντας ως αναφορά τόσο πάχη από πυρήνες, καλύπτοντας την περίπτωση ανάλυσης σε επίπεδο έργου, όσο και πάχη από ανάλυση GPR στοιχείων, καλύπτοντας ενδεχομένως την περίπτωση ανάλυσης σε επίπεδο δικτύου.

❖ Από τη διερεύνηση των αλγορίθμων εκτίμησης της εντατικής κατάστασης οδοστρωμάτων, διαπιστώθηκε ότι:

Η αξιολόγηση δύο ενδεικτικών αλγορίθμων πρόβλεψης της εντατικής κατάστασης που προέκυψαν από τη βιβλιογραφική ανασκόπηση και αφορούσαν την κρίσιμη θέση αστοχίας του πυθμένα των ασφαλτικών στρώσεων, ανέδειξαν την ανάγκη επαναβαθμονόμησης των μοντέλων με στόχο την καλύτερη προσαρμογή στα διαθέσιμα στοιχεία από τα πειραματικά οδοστρώματα. Η παρατήρηση αυτή τροφοδότησε την περαιτέρω ανάπτυξη νέων αλγορίθμων, στους οποίους αξιοποιήθηκαν άμεσα μετρήσιμοι δείκτες βάσει των στοιχείων συλλογής με το FWD, χωρίς ωστόσο να συμπεριληφθούν τα πάχη των στρώσεων του οδοστρώματος (σε αντίθεση με υφιστάμενους αλγόριθμους). Η διαφοροποίηση αυτή τεκμηριώθηκε λόγω της πολύπλοκης και χρονοβόρας διαδικασίας εκτίμησης των παχών από ανάλυση στοιχείων συλλογής με GPR, η οποία είναι δυσχερής για την περίπτωση ανάλυσης σε επίπεδο έργου.

Η ικανοποιητική προσαρμογή των νέων αλγορίθμων ($R^2=0.93-0.94$) και η ακρίβεια εκτίμησης ($RMSPE=5\%$) τεκμηριώνουν ότι η επιλογή ενός κατάλληλα βαθμονομημένου αλγόριθμου, ακόμη και με τοπική ισχύ (διαχείριση ενός συγκεκριμένου αυτοκινητοδρόμου ή πειραματικού τμήματος) μπορεί να επιταχύνει δραστικά τη διαδικασία λήψης αποφάσεων όσον αφορά στην αξιολόγηση της δομικής κατάστασης ενός οδοστρώματος. Από την άλλη πλευρά, η μειωμένη ακρίβεια των νέων αλγορίθμων σε οδόστρωμα διαφορετικής στρωματογραφίας υποδεικνύει ότι η πιθανή χρήση αλγορίθμων εκτός της εμβέλειας των χρησιμοποιούμενων μεταβλητών και του εύρους των τιμών που παρατηρήθηκαν κατά την ανάπτυξή τους, μπορεί να οδηγήσει σε εκτιμήσεις μειωμένης ακρίβειας.

❖ Από τη διερεύνηση αλληλεπίδρασης μεταξύ του προφίλ (κατά μήκος κατατομή) και της δομικής συμπεριφοράς του οδοστρώματος, διαπιστώθηκε ότι:

Η ακρίβεια πρόβλεψης των παραμορφώσεων στη στρώση έδρασης του πειραματικού οδοστρώματος διερεύνησης βελτιώθηκε από 10-11% σε 7-7.5% όταν χρησιμοποιήθηκε το επίπεδο ομαλότητας ως παράμετρος υπολογισμού. Μάλιστα, η παρατήρηση αυτή εμφανίστηκε να είναι ανεξάρτητη του στατικού προσομοιώματος που χρησιμοποιήθηκε στο πλαίσιο της εντατικής ανάλυσης, λαμβάνοντας υπόψη τρία διαφορετικά στατικά πρότυπα οδοστρώματος. Πρέπει ωστόσο να επισημανθεί ότι τα υπόψη ευρήματα προέκυψαν από LTPP στοιχεία σε ένα συγκεκριμένο οδικό τμήμα με εμφανείς ενδείξεις ομαλότητας. Επομένως, συνίσταται επιπλέον έρευνα λαμβάνοντας υπόψη μεγαλύτερα τμήματα ή τμήματα οδοστρωμάτων με ενδείξεις άλλων επιφανειακών φθορών ή ρωγμών προκειμένου να διερευνηθεί η αποτελεσματικότητα της προσέγγισης που αναπτύχθηκε σε διαφορετικές συνθήκες.

Συνολικά, εκτιμάται ότι η αλληλεπίδραση που παρατηρήθηκε μεταξύ της ομαλότητας και της εντατικής καταπόνησης που αναπτύσσεται στη θεμελίωση του οδοστρώματος μπορεί να οδηγήσει σε βελτιστοποίηση της διαδικασίας της αξιολόγησης και της λήψης αποφάσεων, δεδομένου ότι η αποκλειστική χρήση των συστημάτων προφίλομέτρησης δεν μπορεί να προσδώσει αξιοποιήσιμη πληροφορία στο πλαίσιο παρακολούθησης οδοστρωμάτων.

Δεύτερος άξονας διερεύνησης

- ❖ Από τη σύγκριση των δύο θεωρήσεων για τη συμπεριφορά του ασφαλτομίγματος (ελαστικής και ιξωδοελαστικής), διαμορφώθηκαν τα ακόλουθα συμπεράσματα:

Η παραδοχή που χρησιμοποιείται στο πλαίσιο αναλύσεων για τη συμπεριφορά των ασφαλτομιγμάτων επιδρά στην αξιολόγηση των ασφαλτικών οδοστρωμάτων, ακόμη και όταν αυτά είναι νεαρής ηλικίας. Όσον αφορά αρχικά στους υπολογισμούς με την ελαστική θεώρηση συμπεριφοράς ασφαλτομιγμάτων, διαπιστώθηκε διασπορά στην εκτίμηση των μηχανικών χαρακτηριστικών των οδοστρωμάτων, στοιχείο που υποδεικνύει ότι ακόμη και για τη συμβατική θεώρηση της MLET, η επιλογή ενός εργαλείου ανάλυσης έναντι κάποιου άλλου έχει επίπτωση ως προς το αποτέλεσμα της αξιολόγησης. Κατόπιν στατιστικών ελέγχων των αναπτυσσόμενων εντατικών μεγεθών, επιλέχθηκε προς περαιτέρω συγκριτική αξιολόγηση η καινοτόμος μεθοδολογία των γενετικών αλγόριθμων λόγω του μικρότερου σφάλματος εκτίμησης των μηχανικών χαρακτηριστικών.

Προχωρώντας στους υπολογισμούς με την ιξωδοελαστική θεώρηση των ασφαλτομιγμάτων, τα δύο μοντέλα που χρησιμοποιήθηκαν για την προσαρμογή των τιμών του E^* των ασφαλτομιγμάτων (το μοντέλο σιγμοειδούς καμπύλης – MEPDG και, για πρώτη φορά σε εθνικό επίπεδο, το Huet-Sayegh μοντέλο) εμφανίστηκαν ισοδύναμα από πλευράς ακρίβειας εκτίμησης. Περαιτέρω, ο υπολογισμός των εντατικών μεγεθών στις κρίσιμες θέσεις αστοχίας των πειραματικών οδοστρωμάτων οδών ανέδειξε στατιστικά σημαντικές διαφορές για τις κατακόρυφες παραμορφώσεις στην στρώση έδρασης όταν γίνεται θεώρηση ελαστικής και ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς ασφαλτομιγμάτων. Για την περίπτωση του πυθμένα των ασφαλτικών στρώσεων, τόσο η θερμοκρασία του μέσου της ασφαλτικής βάσης όσο και η θεωρούμενη ταχύτητα του κινούμενου αξονικού φορτίου εμφανίστηκαν καθοριστικοί παράγοντες για την αξιολόγηση των παρατηρούμενων διαφορών. Συγκεκριμένα, στην ταχύτητα των 80km/h οι δύο θεωρήσεις εμφάνισαν εν γένει σύγκλιση ως προς τις οριζόντιες εφελκυστικές παραμορφώσεις για όλο το φάσμα των παρατηρούμενων θερμοκρασιών πεδίου (ήτοι από 8 έως 40°C). Όσον αφορά στη δυσμενέστερη θεώρηση της ταχύτητας των 50km/h, παρατηρήθηκαν στατιστικά σημαντικές διαφορές μεταξύ των οριζόντιων παραμορφώσεων που προκύπτουν από τις δύο θεωρήσεις για τις υψηλότερες παρατηρούμενες θερμοκρασίες (30-40 °C). Οι παρατηρήσεις αυτές έχουν ιδιαίτερα πρακτική αξία λόγω των υψηλών θερμοκρασιών που εντοπίζονται στην επιφάνεια αλλά και στο εσωτερικό των οδοστρωμάτων σε ελληνικούς αυτοκινητοδρόμους για σημαντικό χρονικό διάστημα σε ετήσια βάση.

Όσον αφορά στην ανάλυση κόπωσης οδοστρωμάτων λόγω αλιγοτορικών ρωγμών (bottom-up), δεν προέκυψε σαφής τάση αναφορικά με την επίδραση της συμπεριφοράς του ασφαλτομίγματος. Άλλοτε η θεώρηση ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς ασφαλτομίγματος οδηγούσε σε ευμενέστερη κι άλλοτε σε δυσμενέστερη πρόβλεψη των επιτρεπόμενων αξονικών διελεύσεων. Κυρίαρχη, ωστόσο, διαφάνηκε η τάση οι επιτρεπόμενες διελεύσεις να είναι μικρότερες στην ιξωδοελαστική θεώρηση, ενώ η παρατήρηση αυτή ισχύει και για τις δύο προσεγγίσεις που διερευνήθηκαν για την κόπωση, δηλαδή της φαινομενολογικής (νόμος MEPDG) και της ενεργειακής προσέγγισης (νόμος των Shen & Carpenter). Αξίζει ωστόσο να αναφερθεί ότι ακόμη και για την ίδια παραδοχή συμπεριφοράς των ασφαλτομιγμάτων, οι δύο προσεγγίσεις κόπωσης οδήγησαν σε στατιστικά σημαντικές διαφορές των επιτρεπόμενων αξονικών διελεύσεων.

Η συμβολή της συμπεριφοράς των ασφαλτομιγμάτων στη μηχανική συμπεριφορά των οδοστρωμάτων ολοκληρώθηκε με την αξιολόγηση της αναμενόμενης φθοράς λόγω ρωγμών κόπωσης, λαμβάνοντας επίσης υπόψη τη συμβολή του πάχους των ασφαλτικών στρώσεων. Η φθορά του οδοστρώματος, εκφρασμένη σε ποσοστό αλιγοτορικών ρωγμών σε μία θεωρούμενη περίοδο υπολογισμού, εμφανίστηκε σημαντικά διαφορετική για την περίπτωση του νέου πειραματικού οδοστρώματος V, στο οποίο τη στιγμή του πειράματος η αντιολισθηρή στρώση απουσίαζε. Αντίθετα στο πλήρους διατομής πειραματικό

οδόστρωμα VI, δεν παρατηρήθηκε επιρροή της συμπεριφοράς των ασφαλτομιγμάτων στην εκτιμώμενη φθορά. Στο σημείο αυτό, τονίζεται ότι ένας σημαντικός παράγοντας που μπορεί εν δυνάμει να διαφοροποιήσει τα ανωτέρω συμπεράσματα είναι ο μετασχηματισμός της θεωρούμενης ταχύτητας κινούμενου φορτίου σε συχνότητα φόρτισης, η οποία επιδρά στην εκτίμηση μεμονωμένης τιμής για το E^* που υπεισέρχεται στους νόμους κόπωσης. Επιπλέον, το μέσο πάχος των ασφαλτικών στρώσεων στα πειραματικά οδοστρώματα ήταν 17-18cm, το οποίο παραπέμπει σε πυκνή δομή οδοστρώματος, όπου σύμφωνα με τη διεθνή βιβλιογραφία η αστοχία σε κλασικές ρωγμές κόπωσης ενδέχεται να μην είναι κρίσιμη.

Η προηγούμενη παρατήρηση τροφοδότησε τη διερεύνηση επιρροής της συμπεριφοράς ασφαλτομιγμάτων στη φθορά λόγω διαμηκών ρωγμών στην επιφάνεια των οδοστρωμάτων (top-down). Οι παρατηρούμενες διαφορές των εφελκυστικών παραμορφώσεων στην επιφάνεια του πλήρους διατομής πειραματικού οδοστρώματος VI προέκυψαν στατιστικά σημαντικές, ομοίως και το εκτιμώμενο ποσοστό ρηγμάτωσης για τη θεωρούμενη περίοδο υπολογισμού. Κατά συνέπεια, προέκυψε ότι η θεώρηση της ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς των ασφαλτομιγμάτων επηρεάζει εντονότερα την ανάλυση σε κόπωση λόγω διαμηκών ρωγμών στην επιφάνεια του οδοστρώματος, απ' ό,τι την ανάλυση σε κόπωση λόγω αλιγατορικών ρωγμών (bottom-up cracking). Το στοιχείο αυτό είναι βαρύνουσας σημασίας στο πλαίσιο της παρακολούθησης οδοστρωμάτων, δεδομένου ότι οι ενέργειες συντήρησης συχνά επικεντρώνονται στην αποξήλωση του άνω μέρους των ασφαλτικών στρώσεων, δηλαδή της αντιολισθηρής στρώσης καθώς και μέρους της ασφαλτικής βάσης. Υπό το πρίσμα αυτό, η υιοθέτηση της μίας θεώρησης συμπεριφοράς ασφαλτομίγματος έναντι της άλλης μπορεί εν δυνάμει να διαφοροποιήσει το αποτέλεσμα της αξιολόγησης του οδοστρώματος και τη διαχείριση οικονομικών πόρων.

Ωστόσο, αξίζει να σημειωθεί ένα στοιχείο που συνιστά περιορισμό στη γενικευμένη θεώρηση της ιξωδοελαστικότητας των ασφαλτομιγμάτων στην αξιολόγηση της συμπεριφοράς πεδίου, το οποίο αφορά στην ανάγκη λήψης πυρήνων. Όντας καταστρεπτική, η διαδικασία αυτή είναι ασύμφορη, ειδικά για οδοστρώματα στρατηγικής σημασίας τα οποία εντάσσονται σε συστήματα έργων παραχώρησης. Στο πλαίσιο των σχετικών διερευνήσεων, μελετήθηκε η μοντελοποίηση των κρίσιμων ιξωδοελαστικών παραμορφώσεων αξιοποιώντας κυρίως NDT στοιχεία και αναδείχθηκαν ενθαρρυντικά αποτελέσματα. Αυτό θα μπορούσε να περιορίσει την απαιτούμενη πυρηνοληψία σε έναν ελάχιστο αριθμό, ο οποίος θα εξυπηρετούσε αρχικά τη δημιουργία μοντέλου πρόβλεψης. Στο ίδιο πνεύμα, η διερεύνηση συσχέτισεων μεταξύ του εκτιμώμενου ποσοστού ρηγμάτωσης με τα FWD στοιχεία, ανέδειξε ότι οι δείκτες υποχωρήσεων SCI και BDI μπορούν να δώσουν καλύτερη ένδειξη για τη φθορά λόγω διαμηκών ρωγμών (top-down) και αλιγατορικών ρωγμών κόπωσης (bottom-up) αντίστοιχα. Η παρατήρηση αυτή έχει χρηστική αξία για την περίπτωση της μακροπρόθεσμης παρακολούθησης οδοστρωμάτων, η οποία βασίζεται κυρίως σε αξιολόγηση βάσει δεικτών υποχώρησης.

❖ Από την επιπρόσθετη διερεύνηση συμβολής της ιξωδοελαστικότητας των ασφαλτομιγμάτων σε επιμέρους ζητήματα, διαμορφώθηκαν τα ακόλουθα συμπεράσματα:

Παρά το ότι στο πλαίσιο αξιολόγησης νέων οδοστρωμάτων, και συγκεκριμένα αμέσως μετά την ολοκλήρωση της κατασκευής, η φέρουσα ικανότητα του οδοστρώματος είναι πιο κρίσιμη για την εξέλιξη της μελλοντικής συμπεριφοράς του, εξακολουθεί να συνιστά πρόκληση για τους μηχανικούς οδοστρώματος η διερεύνηση τυχόν εξαρτήσεων της διαδικασίας αξιολόγησης πεδίου από τον σχεδιασμό οδοστρώματος. Η δειγματοληπτική πυρηνοληψία στο πλαίσιο της αξιολόγησης νέου οδοστρώματος στο σημείο $t=0$, η οποία ήταν απαραίτητη για τη διενέργεια ιξωδοελαστικών αναλύσεων, ανέδειξε ουσιαστική διαφοροποίηση της συμπεριφοράς των ασφαλτομιγμάτων όταν γίνεται μετάβαση από τη διαδικασία σχεδιασμού στη συμπεριφορά πεδίου. Κατά συνέπεια, υπογραμμίστηκε η συμβολή της

ιξωδοελαστικότητας σε θέματα λήψης αποφάσεων για τη διαχείριση οδοστρωμάτων σε όλο το φάσμα του χρόνου λειτουργίας των οδικών υποδομών.

Όσον αφορά στην αξιολόγηση ασφαλικών οδοστρωμάτων αεροδρομίων, από συγκριτικές αναλύσεις για τέσσερα αεροσκάφη με διαφορετικά συστήματα τροχών και διαφορετικές θεωρούμενες ταχύτητες κίνησης, προέκυψε ότι η φθορά του οδοστρώματος (λόγω κόπωσης ασφαλτομιγμάτων) αναμένεται μεγαλύτερη όταν υιοθετείται η ιξωδοελαστική θεώρηση για τη συμπεριφορά των ασφαλτομιγμάτων. Σε ταχύτητες που προσεγγίζουν την ταχύτητα απογείωσης, διαφάνηκε μία τάση σύγκλισης μεταξύ των δύο παραδοχών συμπεριφοράς των ασφαλτομιγμάτων αναφορικά με τις κρίσιμες παραμορφώσεις. Συνεπώς, προέκυψε ότι η MLET, η οποία υιοθετείται από την FAA για τον σχεδιασμό και την ανάλυση οδοστρωμάτων αεροδρομίων, δεν αποτελεί συντηρητική προσέγγιση στις κανονικές ταχύτητες λειτουργίας, εκεί όπου άλλωστε η φθορά των οδοστρωμάτων αναμένεται μεγαλύτερη.

Τέλος, λόγω των παρατηρούμενων στατιστικά σημαντικά διαφορών στις επιφανειακές παραμορφώσεις των οδοστρωμάτων αεροδρομίων, οι οποίες είναι υπαίτιες για την εμφάνιση διαμηκών ρωγμών στην επιφάνεια, συμπεραίνεται ότι η θεώρηση της ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς των ασφαλτομιγμάτων μπορεί να δράσει προληπτικότερα ως προς τον προγραμματισμό περιοδικών ενεργειών ήπιας συντήρησης σε ασφατικά οδοστρώματα αεροδρομίων. Με τον όρο αυτό νοούνται ενέργειες όπως η έγκαιρη σφράγιση επιφανειακών ρωγμών στο πρώιμο στάδιο ανάπτυξής τους, δεδομένου ότι η συσσώρευση μικροϋλικών εντός των ρωγμών ενέχει προφανείς κινδύνους για την λειτουργικότητα του οδοστρώματος και την ασφάλεια διέλευσης των αεροσκαφών.

10.2. Συνεισφορά – συμβολή διατριβής

Τα ευρήματα της παρούσας διατριβής συμβάλλουν σε επιμέρους πτυχές της δομικής αξιολόγησης οδοστρωμάτων ως εξής:

Πρώτος άξονας διερεύνησης

- Η ανάπτυξη μεθοδολογίας για την εκτίμηση της στρωματογραφίας του οδοστρώματος μέσω στοιχείων FWD είναι χρήσιμη, ιδιαίτερα σε επίπεδο έργου. Σε οδοστρώματα ή οδικά τμήματα μικρού μήκους λόγω τεχνοοικονομικών περιορισμών (εφοδιαστική μηχανημάτων και συστημάτων, ανάγκη προηγμένης ανάλυσης στοιχείων συλλογής, κλπ.) η χρήση του πολύπλοκου συστήματος του GPR είναι συχνά αποτρεπτική. Επομένως, η εναλλακτική δυνατότητα εκτίμηση του πάχους των ασφαλικών στρώσεων αποτελεί μία διέξοδο προκειμένου να μπορεί να προχωρήσει η ανάλυση οδοστρωμάτων με γνωστή τη στρωματογραφία.
- Η χρήση αλγορίθμων πρόβλεψης εντατικής κατάστασης μειώνει δραστικά τον απαιτούμενο χρόνο αναλύσεων και βελτιστοποιεί τις συνθήκες παρακολούθησης οδοστρωμάτων στο πεδίο, ιδίως σε επίπεδο έργου όταν αξιολογούνται οι ανάγκες επανασχεδιασμού οδοστρωμάτων. Ειδικότερα, η χρήση ενός απλού υπολογιστικού φύλλου κατά τη διάρκεια των πειραμάτων πεδίου αξιοποιώντας τους αλγόριθμους, μπορεί να υποδείξει την ανάγκη αναπροσαρμογής των επιτόπου μετρήσεων (πχ υπόδειξη ανάγκης για πύκνωση μετρήσεων) οδηγώντας σε αμεσότερο εντοπισμό τμημάτων που χρήζουν περαιτέρω διερεύνησης.
- Η ύπαρξη αλληλεπίδρασης μεταξύ της ομαλότητας και της εντατικής καταπόνησης που αναπτύσσεται στη θεμελίωση του οδοστρώματος μπορεί να συμβάλει στην αντιμετώπιση μιας συνήθους πρόκλησης που αντιμετωπίζουν οι μηχανικοί οδοστρωμάτων αναφορικά με την εκτίμηση της κατάστασης της γεωτεχνικής υποδομής οδοστρωμάτων στο πλαίσιο παρακολούθησης υφιστάμενων

οδοστρωμάτων. Συγκεκριμένα, ο εντοπισμός της αλληλεπίδρασης μπορεί να καθορίσει θέσεις προς περαιτέρω διερεύνηση ή ρεαλιστικότερη δυνατή επιλογή υποψήφιας θέσεων προς διενέργεια στοχευμένων τομών εις βάθος.

Δεύτερος άξονας διερεύνησης

- Σχετικά με τη διερεύνηση των δύο θεωρήσεων συμπεριφοράς ασφαλτομιγμάτων (ελαστικής και ιξωδοελαστικής), ιδιαίτερα σημαντικό αλλά και ερευνητικά πρωτότυπο, είναι το γεγονός ότι η θεώρηση ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς αφορούσε στην παρούσα διατριβή την ανάλυση συμπεριφοράς οδοστρωμάτων με στοιχεία πεδίου. Στο πλαίσιο αυτό, μπορούν να αξιοποιηθούν τα προκαταρκτικά ευρήματα της ιξωδοελαστικής ανάλυσης συνδυαστικά με πληροφορίες από οργανομέτρηση πειραματικών οδοστρωμάτων, προκειμένου να διαπιστωθούν αποκλίσεις μεταξύ μετρημένων και υπολογισμένων εντατικών μεγεθών για ένα ευρύ φάσμα θερμοκρασιών και υλικών που απαντώνται σε ετήσια βάση στις περισσότερες περιοχές της χώρας μας.
- Η επιρροή της θεωρούμενης συμπεριφοράς ασφαλτομιγμάτων στην αξιολόγηση οδοστρωμάτων σε επίπεδο έργου (project-level analysis) αποδεικνύεται κρίσιμη τόσο για την περίπτωση έργων ή αυτοκινητοδρόμων στρατηγικής σημασίας όσο και για τα οδοστρώματα αεροδρομίων που αποτελούν ζωτικό πυλώνα του εθνικού και διεθνούς δικτύου μεταφορών και υποδομών. Και στις δύο περιπτώσεις, η προσέγγιση της ανάλυσης αποκτά επιπλέον προεκτάσεις ανάλογα με το κατά περίπτωση ισχύον σύστημα διαχείρισης οδοστρωμάτων οδού ή αεροδρομίου, λόγω των διαφορετικών ευθυνών που έχουν οι επιμέρους εμπλεκόμενοι φορείς και οντότητες. Η τεχνοοικονομική συνιστώσα που ενέχει η θεώρηση μηχανιστικών παραδοχών στην ανάλυση αποτελεί σαφώς ένα διακριτό πεδίο διερεύνησης, πλην όμως η τρέχουσα διερεύνηση ανέδειξε την ανάγκη συμπληρωματικής θεώρησης και των δύο παραδοχών συμπεριφοράς των ασφαλτομιγμάτων προκειμένου η διαδικασία λήψης αποφάσεων να στηρίζεται σε μία πιο ολιστική προσέγγιση υπέρ της ασφαλείας.
- Ενισχύθηκε η βελτιστοποίηση που παρέχει η ιξωδοελαστική ανάλυση στον σχεδιασμό οδοστρωμάτων (όπως έχει αναφερθεί στη βιβλιογραφία), καθώς αυτή μπορεί έμπρακτα να επεκταθεί και σε θέματα αξιολόγησης της μηχανικής συμπεριφοράς υφιστάμενων οδοστρωμάτων. Μάλιστα, ένα ενδιαφέρον παράδειγμα επιμέρους αξιοποίησης που προκύπτει από τη θεώρηση της ιξωδοελαστικής συμπεριφοράς αποτελεί η συμβολή του πάχους των ασφαλτικών στρώσεων στην ανάπτυξη ρωγμών κόπωσης. Η πλειονότητα του δευτερεύοντος οδικού δικτύου περιλαμβάνει συνήθως διατομές οδοστρώματος με μειωμένα πάχη ασφαλτικών στρώσεων (της τάξης των 5-10cm), ενώ τέτοιες οδοί εκτίθενται ενίοτε σε ασυνήθιστα υψηλά αξονικά φορτία στο πλαίσιο εξυπηρέτησης ειδικών συνθηκών (πχ μεταφορά πτερυγίων ανεμογεννητριών). Συνεπώς, η συμβολή της ιξωδοελαστικότητας των ασφαλτομιγμάτων μπορεί να οδηγήσει σε μία διαφοροποιημένη και ορθολογικότερη διαχείριση των υπόψη οδοστρωμάτων.
- Η εστίαση στην αξιολόγηση νέων οδοστρωμάτων (ηλικίας από $t=0$ έως $t=1$ έτος μετά την κατασκευή) ανέδειξε ότι οι θεωρίες και οι μεθοδολογίες που ακολουθούνται για την αξιολόγηση οδοστρώματος, ακόμη και όταν αυτό είναι νεαρής ηλικίας, μπορούν να προκαθορίσουν τον τρόπο με τον οποίο πραγματοποιείται η λήψη αποφάσεων για την κατάσταση του οδοστρώματος μακροπρόθεσμα. Ουσιαστικά, η εξαρχής παρακολούθηση οδοστρωμάτων συμβάλλει στη δημιουργία μίας πλήρως ενημερωμένης βάσης δεδομένων (μητρώου παρακολούθησης), η οποία επιτρέπει την ερμηνεία των αποτελεσμάτων της ανάλυσης και την περαιτέρω αξιολόγηση των αναγκών συντήρησης ή αποκατάστασης με ένα συνεπή και συνεκτικό τρόπο. Υπό την έννοια αυτή, το μεθοδολογικό πλαίσιο

που εφαρμόστηκε για την αξιολόγηση νέων οδοστρωμάτων δημιουργεί ισχυρές προϋποθέσεις για την επανάληψή του σε υφιστάμενα οδοστρώματα μεγαλύτερης ηλικίας, προκειμένου η επισκόπηση της συμπεριφοράς οδοστρωμάτων να βελτιώσει τον μακροπρόθεσμο προγραμματισμό ενεργειών συντήρησης.

10.3. Προτάσεις περαιτέρω έρευνας

Με βάση τις επιμέρους διερευνήσεις που πραγματοποιήθηκαν για την αξιοποίηση στοιχείων από διαφορετικά NDT συστήματα σε ένα ενιαίο πλαίσιο ανάλυσης (system integration, data integration), αντικείμενο περαιτέρω έρευνας αποτελεί η επέκταση της ισχύος των παρατηρούμενων αλληλεπιδράσεων σε πρόσθετα οδοστρώματα με διαφορετικά χαρακτηριστικά στρωματογραφίας και διαφορετικά μηχανικά χαρακτηριστικά υλικών. Η χρηστικότητα μοντέλων συσχέτισης των επιμέρους χαρακτηριστικών των οδοστρωμάτων με την εντατική καταπόνησή τους θα μπορούσε επίσης να διερευνηθεί με προηγμένες τεχνικές μοντελοποίησης και αξιοποίηση της τεχνητής νοημοσύνης.

Ακόμη, σε συνέχεια του μεθοδολογικού πλαισίου που διαμορφώθηκε για την αξιολόγηση της επίδρασης των δύο θεωριών συμπεριφοράς του ασφαλτομίγματος (ελαστικής και ιξωδοελαστικής) σε οδοστρώματα μικρής ηλικίας, προτείνεται η επανάληψη του πειράματος σε υφιστάμενα οδοστρώματα μεγαλύτερης ηλικίας. Σε αυτήν την περίπτωση, ενδιαφέρον έχει και η συνδυαστική θεώρηση της μη γραμμικής συμπεριφοράς των ασύνδετων υλικών του οδοστρώματος. Σύμφωνα με προγενέστερη έρευνα στο ΕΜΠ (Gkyrtis 2016, Loizos et al. 2017) υπάρχουν ενδείξεις ότι η μη γραμμικότητα των ασύνδετων υλικών της υποδομής του οδοστρώματος οδηγεί σε δυσμενέστερους υπολογισμούς αναφορικά με την εντατική κατάσταση, ιδίως σε περιπτώσεις θεώρησης διατομών με μικρό πάχος ασφαλτικών στρώσεων. Ως εκ τούτου, ο συνδυασμός αυτών των προγενέστερων ευρημάτων και των τρεχόντων αναφορικά με την επίδραση της ιξωδοελαστικότητας των ασφαλτομιγμάτων, ενδέχεται να έχει μια επιπλέον επίδραση στην αξιολόγηση της συμπεριφοράς οδοστρωμάτων.

Επιμέρους ζητήματα που μπορούν να τροφοδοτήσουν πρόσθετη διακριτή έρευνα αφορούν στην αξιολόγηση των νόμων κόπωσης, καθώς διαφαίνεται ότι η επιλογή ενός νόμου κόπωσης μπορεί να διαφοροποιήσει σημαντικά το αποτέλεσμα της αξιολόγησης ενός οδοστρώματος (πχ εκτίμηση διαφορετικού πάχους αναγκαίας επίστρωσης). Ουσιώδης μπορεί να αποδειχθεί και η ανάλυση στοιχείων από την μακροπρόθεσμη παρακολούθηση της συμπεριφοράς οδοστρωμάτων στο πεδίο (πχ εμφάνιση φθορών ή ρωγμών) και η συστηματική διερεύνηση συσχετίσεων της παρατηρούμενης φθοράς με μετρήσιμους δείκτες της απόκρισης των οδοστρωμάτων (πχ δείκτες υποχωρήσεων).

Επισημαίνεται ακόμη ότι η μελλοντική παρουσία των πλήρως αυτόνομων οχημάτων αλλά και εναλλακτικών τύπων φόρτισης των ηλεκτρικά κινούμενων οχημάτων, ενδέχεται να τροποποιήσει τις έως τώρα προσεγγίσεις που ακολουθούνται για τον σχεδιασμό των οδοστρωμάτων. Ειδικότερα, η κίνηση των αυτόνομων οχημάτων σε προκαθορισμένες τροχιές με πλήρη απουσία πλευρικής μετατόπισης αναμένεται να οδηγήσει σε συσσώρευση μόνιμων παραμορφώσεων στις ασφαλτικές στρώσεις (τροχοαυλακώσεις) κατά μήκος των δύο ιχνών κίνησης. Το ίδιο ισχύει και για την περίπτωση κατασκευής ειδικών λωρίδων κυκλοφορίας που θα επιτρέπουν την επαγωγική φόρτιση των ηλεκτρικών οχημάτων μέσω ειδικού εξοπλισμού που θα είναι τοποθετημένος εντός της δομής του οδοστρώματος και θα απαιτεί την κίνηση των οχημάτων σε δύο προκαθορισμένες τροχιές (ίχνη τροχών). Κατά συνέπεια, πέρα από την κλασική μορφή αστοχίας λόγω ρωγμών κόπωσης, θα χρειαστεί να συμπεριληφθεί στον σχεδιασμό και την ανάλυση οδοστρωμάτων πρόσθετη μέριμνα για συμπληρωματικές μορφές αστοχίας. Προς τούτο, σχετική έρευνα πέρα από τα χαρακτηριστικά των νέων υλικών που θα χρησιμοποιηθούν στην κατασκευή

θα απαιτηθεί και για την απόκριση αυτών των οδοστρωμάτων της «έξυπνης» υποδομής. Σε αυτήν την περίπτωση, θα είχε ιδιαίτερο ενδιαφέρον να διερευνηθεί η πιθανή συμβολή της ιξωδοελαστικότητας των ασφαλτομιγμάτων στη μηχανική συμπεριφορά των νέων δομών οδοστρώματος.

11. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- AASHTO (1993) Guide for Design of Pavement Structures, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, USA.
- AASHTO T 307 (2003). Standard Method of Test for Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials, 99th Edition.
- AASHTO T342-11 (2011) Standard Method of Test for Determining Dynamic Modulus of Hot-Mix Asphalt Concrete Mixtures, AASHTO, Washington DC, USA.
- Abambres M, Ferreira A. (2017) Application of ANN in Pavement Engineering: State-of-Art. <https://hal.archives-ouvertes.fr/hal-02066889>.
- Abdelaziz N, Abd El-Hakim RT, El-Badawy SM, Afify HA. (2020) International Roughness Index prediction model for flexible pavements. *International Journal of Pavement Engineering*, 21, 88-99.
- Abed A, Thom N, Neves L. (2019) Probabilistic prediction of asphalt pavement performance. *Road Materials and Pavement Design*, 20, 247-264.
- Adhikari S, Shen S, You Z. (2009) Evaluation of Fatigue Models of Hot-Mix Asphalt through Laboratory Testing. *Transportation research record*, 2127(1), 36-42.
- Ahmed A, Erlingsson S. (2016) Viscoelastic response modeling of a pavement under moving load. *Transportation Research Procedia*, 14, 748-757.
- Ai C, Rahman A, Xiao C, Yang E, et al. (2017) Analysis of measured strain response of asphalt pavements and relevant prediction models. *International Journal of Pavement Engineering*, 18, 1089–1097.
- Alani AM, Tosti F, Bianchini Ciampoli L, Gagliardi V, Benedetto A. (2020) An integrated investigative approach in health monitoring of masonry arch bridges using GPR and InSAR technologies. *NDT and E International*, 115, 102288.
- Al-Qadi IL, Elseifi MA, Yoo PJ, Dessouky SH, et al. (2008) Accuracy of current complex modulus selection procedure from vehicular load pulse: NCHRP project 1–37a mechanistic-empirical pavement design guide. *Transportation Research Record*, 2087, 81–90.
- Anderson, M. (1989) A data-base method for backcalculation of composite pavement layer moduli, *Nondestructive testing of pavements and backcalculation of moduli*, Editors: Bush III, A. J. and Baladi, G. Y., ASTM, STP-1026, Philadelphia, pp.201-216.
- Andrei D, Witczak MW, Mirza W. (1999) Appendix CC-4: Development of a Revised Predictive Model for the Dynamic (Complex) Modulus of Asphalt Mixtures. *Development of the 2002 Guide for the Design of New and Rehabilitated Pavement Structures*. Final document, NCHRP Project1-37A. Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D.C., pp. 66-204.
- ARA, Applied Research Associates (2004) Appendix CC-3: Updated Traffic Frequency Calculation for Asphalt Layers. *Guide for Mechanistic–Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures*. Final report, NCHRP Project 1-37A. Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D.C.
- Aubdulnibe FF, Jassim KA. (2019) An Application of Artificial Neural Networks (ANNs) To the Backcalculation of Flexible Pavement Moduli. *International Conference on Physics and Photonics Processes in Nano Sciences*, 1362, 012146.
- Ayyar P, Lakshmi S, Padmarekha A, Murali Krishnan J. (2019) Influence of Rest Period on the Fatigue Response of Bituminous Mixture at Low Temperature. *International Journal of Pavement Research and Technology*, 12, 674-681.
- Baladi GY, Schorsh M, Svasdisant T. (2003) *Determining the Causes of Top-down Cracks in Bituminous Pavements*. Michigan State University, East Lansing.
- Bari J, Witczak MW. (2006). Development of a new revised version of the Witczak E* predictive model for hot mix asphalt mixtures. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, 75, 381–417.
- Bell HP, Howard IL, Freeman RB, Brown ER. (2012). Evaluation of remaining fatigue life model for hot-mix asphalt airfield pavements. *International Journal of Pavement Engineering*, 13(4), 281-296.
- Benedetto A, Tosti F, Bianchini Ciampoli L, D’Amico F. (2017) An overview of ground-penetrating radar signal processing techniques for road inspections. *Signal processing* 132: 201-209.
- Bennett T, Williams SG. (2009) Precision of AASHTO TP62-07 for use in mechanistic-empirical pavement design guide for flexible pavements. *Transportation Research Record*, 2127, 115-126.
- Bhasin A, Castelo Branco VTF, Masad E, Little DN. (2009) Quantitative Comparison of Energy Methods to Characterize Fatigue in Asphalt Materials. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 21, 83-92.
- Bilodeau JP, Gagnon L, Doré G. (2017) Assessment of the relationship between the international roughness index and dynamic loading of heavy vehicles. *International Journal of Pavement Engineering*, 18, 693-701.

- Birgisson B, Sholar G, Roque R. (2005) Evaluation of a predicted dynamic modulus for Florida mixtures. *Transportation Research Record*, 1929, 200-207.
- Bodin D, Chupin O, Denneman E. (2017) Viscoelastic Asphalt Pavement Simulations and Simplified Elastic Pavement Models Based on an “Equivalent Asphalt Modulus” Concept, *Journal of Testing and Evaluation*, 45(6), 1887-1895.
- Bonaquist R. (2008) Refining the Simple Performance Tester for Use in Routine Practice, NCHRP Report 614, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D.C.
- Bonnaure F, Gest G, Gravois A, Uge P. (1977) A New Method of Predicting the Stiffness of Asphalt Paving Mixtures, Presented at the Annual Meeting of the Association of Asphalt Paving Technologists (AAPT), San Antonio, Texas, USA, February 21-23, 1977.
- Březina I, Stryk J, Grošek J. (2017) Using traffic speed deflectometer to measure deflections and evaluate bearing capacity of asphalt road pavements at network level. Brno, IOP Publishing.
- Brown SF, Darter M, Larson G, Witczak M, El-Basyouny MM. (2006) Independent review of the mechanistic-empirical pavement design guide and software. NCHRP research results digest (307), Transportation Research Board, Washington, D.C. USA.
- Brown SF, Tam WS, Brunton JM. (1987) Structural Evaluation and Overlay Design: Analysis and Implementation. *Proceedings of the 6th International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements*, 1, 1013-1028.
- Brown SF. (1973) Determination of Young’s modulus for bituminous materials in pavement design, *Highway Research Record*, 431, 38-49.
- Canestrari F, Paolo Ingrassia L. (2020) A review of top-down cracking in asphalt pavements: Causes, models, experimental tools and future challenges. *Journal of traffic and transportation engineering (English edition)*, 7(5), 541-572.
- Carpenter SH, Ghuzlan K, Shen S, (2003). A Fatigue Endurance Limit for Highway and Airport Pavement. *Transportation Research Record*, 1832(1), 131-138.
- Carpenter SH, Jansen M. (1997) Fatigue Behavior Under New Aircraft Loading Conditions, *Proceedings of Aircraft Pavement Technology in the Midst of Change*, 259- 271.
- Castro M, Sanchez JA. (2006) Fatigue and Healing of Asphalt Mixtures: Discriminate Analysis of Fatigue Curves, *Journal of Transportation Engineering, ASCE*, 132(2), 168-174.
- Cerni G, Bocci E, Cardone F, Corradini A. (2017) Correlation Between Asphalt Mixture Stiffness Determined Through Static and Dynamic Indirect Tensile Tests. *Arabian Journal for Science & Engineering*, 42, 1295-1303.
- Chabot A, Chupin O, Deloffre L, Duhamel D. (2010) ViscoRoute 2.0: a tool for the simulation of moving load effects on asphalt pavement. *Road Materials and Pavement Design*, 11(2), 227-250.
- Chandra S, Ravi Sekhar C, Kumar Bharti A, Kangadurai B. (2013) Relationship between Pavement Roughness and Distress Parameters for Indian Highways. *Journal of Transportation Engineering*, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)TE.1943-5436.0000512](https://doi.org/10.1061/(ASCE)TE.1943-5436.0000512).
- Chatti K, Kutay E, Lajnef N, Zaabar I, Varma S, Lee HS. (2017) Enhanced Analysis of Falling Weight Deflectometer Data for Use With Mechanistic-Empirical Flexible Pavement Design and Analysis and Recommendations for Improvements to Falling Weight Deflectometers, PUBLICATION NO. FHWA-HRT-15-063.
- Cheng H, Liu L, Sun L, Li Y, Hu Y. (2020) Comparative analysis of strain-pulse-based loading frequencies for three types of asphalt pavements via field tests with moving truck axle loading. *Construction and Building Materials*, 247, 118519.
- Clyne TR, Li X, Marastenu MO, Skok EL (2003) Dynamic and Resilient Modulus of Mn/DOT Asphalt Mixtures. Final Report MN/RC – 2003-09. University of Minnesota, Minneapolis, MN.
- Cocurullo A, Airey GD, Collop C, Sangiorgi C (2008) Indirect tensile versus two-point bending fatigue testing. *Transport*, 161, 207-220.
- Coppinger K, Keen M, Gissel J, Rainville L (2021) FHWA Research and Technology Evaluation: High Friction Surface Treatments, Report No. FHWA-HRT-21-014.
- Corte JF. (1997) French Design Manual for Pavement Structures: Guide Technique, LCPC-SETRA, Paris, France.
- Crook AL, Montgomery SR, Guthrie WS. (2012) Use of falling weight deflectometer data for network-level flexible pavement management. *Transportation Research Record*, 2304(1), 75–85.
- CROW record (1998) Deflection profile-not a pitfall anymore. Survey and interpretation methodology-falling weight deflection measurements, Crow, EDE, Netherlands.
- Di Benedetto H, Partl MN et al. (2001) Stiffness testing for bituminous mixtures. *Materials and Structures*, 34, 66-70.
- Doerr L, Dorn F, Gaebler S, Potrafke N. (2019) How new airport infrastructure promotes tourism: evidence from a synthetic control approach in German regions. *Regional Studies*, 54(10), 1402-1412.
- Dongre R, Myers L, D’Angelo J, Paugh C, Gudimettla J. (2005) Field Evaluation of Witczak and Hirsch Models for Predicting Dynamic Modulus of Hot-Mix Asphalt. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists: from the Proceedings of the Technical Sessions*, 74, 381-442.
- Dynatest (2002) Evaluation of layer modulus and overlay design (ELMOD), User manual.

- Ebrahimi MG, Saleh M, Gonzalez MAM. (2014) Dynamic modulus determination from Australian IDT test. *Road & Transport Research: A Journal of Australian and New Zealand Research and Practice*, 23(4), 3-15.
- Elbagalati O, Elseifi MA, Gaspard K, et al. (2017) Implementation of the Structural Condition Index into the Louisiana Pavement Management System Based on Rolling Wheel Deflectometer Testing. Paper presented at 96th Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington, D.C. USA.
- El-Maaty AEA. (2017) Temperature change implications for flexible pavement performance and life. *International Journal of Transportation Engineering and Technology*, 3(1), 1–11.
- Elnashar G, Bhat RB, Sedaghati R. (2019) Modeling and dynamic analysis of a vehicle-flexible pavement coupled system subjected to road surface excitation. *Journal of Mechanical Science and Technology*, 33, 3115-3125.
- Elseifi MA, Abdel-Khalek AM, Gaspard K, Zhang Z, Ismail S. (2012) Evaluation of continuous deflection testing using the rolling wheel deflectometer in Louisiana. *Journal of Transportation Engineering*, 138(4), 414-422.
- EVERSERIES (2005) User guide in Pavement Analysis Computer Software and Case Studies, Washington State Department of Transportation.
- Fakhri M, Dezfoulian RS. (2019) Pavement structural evaluation based on roughness and surface distress survey using neural network model. *Construction and Building Materials*, 204, 768-780.
- Fakhri M, Ghanizadeh AR. (2014) Modelling of 3-D response pulse at the bottom of asphalt layer using a novel function and artificial neural network. *International Journal of Pavement Engineering*, 15, 671–688.
- Fan X, Lv S, Zhang N, Xia C, Li Y. (2019) Characterization of Asphalt Mixture Moduli under Different Stress States, *Materials*, 12, 397.
- Federal Aviation Administration, FAA (2011). Use of Nondestructive Testing in the Evaluation of Airport Pavements, Advisory Circular 150/5370-11B, U.S. Department of Transportation.
- Federal Aviation Administration, FAA (2016). Airport Pavement Design and Evaluation, Advisory Circular 150/5320-6F, U.S. Department of Transportation.
- FEHRL (1996). Harmonization of the use of the falling weight deflectometer on pavements part 1. harmonization of FWD measurements and data processing for flexible road pavement evaluation. FEHRL report No 1996/1.
- Flintsch GW, Loulizi A, Diefenderfer SD, Diefenderfer BK, Galal KA. (2008) Asphalt Material Characterization in Support of Mechanistic–Empirical Pavement Design Guide Implementation in Virginia. *Transportation Research Record*, 2057, 114-125.
- Flintsch GW, Valeri SM, Katicha SW et al. (2012) Probe vehicles used to measure road ride quality: pilot demonstration. *Transportation Research Record*, 2304, 158-165.
- Fontul S, Paixao A, Solla M, Pajewski L. (2018) Railway Track Condition Assessment at Network Level by Frequency Domain Analysis of GPR Data, *Remote sensing*, 10, 559.
- Francken L, Clauwaert C. (1988) Characterization and Structural Assessment of Bound Materials for Flexible Road Structures. Proceedings 6th International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Ann Arbor, University of Michigan, Ann Arbor, MI, USA, pp 130-144.
- Gamez A, Hernandez JA, Ozer H, Al-Qadi IL. (2018) Development of domain analysis for determining potential pavement damage. *Journal of Transportation Engineering, Part B: Pavements*, 144(3): 04018030(1-12).
- Garcia G, Thompson MR. (2009) Strain and pulse duration considerations for extended-life hot-mix asphalt pavement design. *Transportation Research Record*, 2087, 3–11.
- Garg N, Thompson MR. (1999) Structural Response of LVR Flexible Pavements at Mn/Road Project. *Journal of Transportation Engineering*, 125, 238-244.
- Georgouli K, Loizos A, Plati C. (2016) Calibration of dynamic modulus predictive model. *Construction and Building Materials*, 102, 65-75.
- Georgouli K, Loizos A. (2017) E* prediction algorithm for pavement quality control assessment. Paper presented at the 10th International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields (BCRRA), June 28-30, 2017, Athens, Greece, 799-805.
- Georgouli K, Pomoni M, Cliatt B, Loizos A. (2015) A simplified approach for the estimation of HMA dynamic modulus for in service pavements. In Proceedings of the 6th International Conference on Bituminous Mixtures and Pavements (ICONFBMP), Greece (2015), 661-670.
- Ghuzlan K, Carpenter SH. (2000) An Energy-Derived/Damage-Based Failure Criteria for Fatigue Testing. *Transportation Research Record*, 1723, 131- 141, 2000.
- Gibson N, Qi X, Shenoy A, Al-Khateeb G, et al. (2012) Performance Testing for Superpave and Structural Validation. No. FHWA-HRT-11-045. Federal Highway Administration, McLean, VA, USA.
- Gkyrtis K, Loizos A, Plati C. (2021) Integrating Pavement Sensing Data for Pavement Condition Evaluation. *Sensors*, 21, 3104.
- Gkyrtis K. (2016) Αριθμητική προσομοίωση απόκρισης οδοστρώματος με θεώρηση μη γραμμικής συμπεριφοράς ασύνδετων υλικών. Μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία στο πλαίσιο ΔΠΜΣ του ΕΜΠ «ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ», επίβλεψη: Καθ. Κ. Σπηλιόπουλος, Ιούλιος 2016.

- Goldberg DE. (1989) *Genetic Algorithms in Search, Optimization, and Machine Learning*, Addison - Wesley, Addison-Wesley Longman Publishing Co., Boston, MA.
- Gonzalez A, Bodin D, Jameson G, Oeser M, Vuong B. (2012) Development of a Nonlinear Finite Element Pavement Response to Load Model. Austroads Publication No. AP-T199-12. Austroads, Sydney, Australia.
- Grellet D, Dore G, Kerzreho JP, Piau JM, Chabot A, Horny P. (2012) Experimental and theoretical investigation of three dimensional strain occurring near the surface in asphalt concrete layers. In Proceedings of the 7th Rilem International Conference on Cracking in Pavements, France, SPRINGER, 1017-1027.
- Harichandran RS, Baladi GY, Yeh MS. (1989) MICH-PAVE User's Manual. Final Report, FHWA-MI-RD-89-023, Department of Civil and Environmental Engineering, Michigan State University, East Lansing, MI.
- Harvey JT, Deacon JA, Taybali AA, Leahy RB. (1997) A Reliability-Based Mix Design and Analysis System for Mitigating Fatigues Distress. Proceedings of the 8th International Conference on Asphalt Pavements, Vol. 1. University of Washington, Seattle, WA, pp. 301-323, August 1997.
- Hassan H, Mousa RM. (2003) Evaluation of non-destructive testing data using AASHTO and WESDEF backcalculation approaches. *Journal of Engineering and Applied Science*, 50, 75-93.
- Hellenic Technical Specification, ELOT (2017). Skid resistant asphalt concrete wearing course, Document No. 1501-05-03-12-01.
- Holland JH. (1975) *Adaptation in Natural and Artificial Systems*. University of Michigan Press, Ann Arbor, MI.
- Hopman PC, Kunst PAJC, Pronk AC. (1989) A Renewed Interpretation Method for Fatigue Measurements, Verification of Miner's Rule, Proceedings of 4th Eurobitume Symposium in Madrid, Vol. 1, pp. 557-561.
- Horak E, Emery S. (2006) Falling weight deflectometer bowl parameters as analysis tool for pavement structural evaluations. In: Proceedings of 22nd ARRB conference: research into practice: proceedings, Australia.
- Horak E. (2008) Benchmarking the structural condition of flexible pavements with deflection bowl parameters. *Journal of the South African Institution of Civil Engineers*, 50, 2-9.
- Hornyak N, Crovetti JA. (2009) Analysis of load pulse durations for Marquette interchange instrumentation project. *Transportation Research Record*, 2094, 53-61.
- Hossain Z, Zaman M. (2020) Prediction of Dynamic Modulus of Hot Mix Asphalts with Reclaimed Asphalt Pavement. *Advances in Civil engineering*, <https://doi.org/10.1155/2020/8672654>.
- Hou T, Underwood BS, Kim R. (2010) Fatigue Performance Prediction of North Carolina Mixtures Using the Simplified Viscoelastic Continuum Damage Model. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, 79, 35-73.
- Hu X, Walubita LF. (2009) Modelling tensile strain response in asphalt pavements. *Road Materials and Pavement Design*, 10(1), 125-154.
- Huang Y, Liu Z, Wang X, Li S. (2016). Comparative study on dynamic modulus of asphalt mix with two-point bend and uniaxial compression. In Proceedings of the 4th Chinese-European Workshop on Functional Pavement Design, 51-58.
- Huang Y. (1993) *Pavement Analysis and Design*. 1ST Edition, Prentice Hall, Upper River Saddle, New Jersey.
- Huang Y. (2004) *Pavement Analysis and Design*, 2ND Edition, Prentice-Hall, Upper River Saddle, New Jersey.
- Irfan M, Khurshid MB, Iqbal S, Khan A. (2015). Framework for airfield pavements management - an approach based on cost-effectiveness analysis. *European Transport Research Review*, 7, 13.
- Irwin LH, Yang WS, Stubstad RN (1989) Deflection Reading Accuracy and Layer Thickness Accuracy in Backcalculation of Pavement Layer Moduli. First international symposium on nondestructive testing of pavements and backcalculation of Moduli, ASTM STP 1026. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- Irwin LH. (2002) Backcalculation: an overview and perspective. Presented at the 2002 FWD User Group Annual Meeting, Roanoke, VA.
- Islam MD, Tarefder RA. (2013) Evaluating the longitudinal and the transverse horizontal strains at the bottom of hot mix asphalt. *International Journal of Scientific & Engineering Research*, 4(3), 1-6.
- Jacobs MMJ. (1995) *Crack Growth in Asphaltic Mixes*. PhD Thesis, Delft University of Technology, Netherlands.
- Jamshidi A, White G, Hosseinpour M. (2021) Revisiting the correlation between the dynamic modulus and the flexural modulus of hot mixture asphalt. *Construction and Building Materials*, 296, 123697.
- Ji R, Siddiki N, Nantung T, et al. (2014) Evaluation of resilient modulus of subgrade and base materials in Indiana and its implementation in MEPDG. *The Scientific World Journal*, Article ID: 372838.
- Joshaghani A, Shokrabadi M. (2021) Ground penetrating radar (GPR) applications in concrete pavements. *International Journal of Pavement Engineering*, <https://doi.org/10.1080/10298436.2021.1954182>.
- Jung FW. (1988) Direct calculation of maximum curvature and strain in asphalt concrete layers of pavements from load deflection basin measurements. *Transportation Research Record*, 1196, 125-132.
- Junior FE, Junior EP, Soares JB. (2005) Viscoelastic and elastic structural analysis of flexible pavements, CILAMCE conference 2005 – Espirito Santo, Brazil, 19th-21st October 2005.
- Kakara S, Chowdary V. (2020) Effect of Pavement Roughness and Transverse Slope on the Magnitude of Wheel Loads. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 45, 4405-4418.

- Kassem HA, Chehab GR, Najjar SS. (2018) Quantification of the inherent uncertainty in the relaxation modulus and creep compliance of asphalt mixes, *Mechanics of Time-Dependent Materials*, 22(3), 331-350.
- Kavussi A, Abbasghorbani M, Moghadas-Nejad F, et al. (2017) A new method to determine maintenance and repair activities at network level pavement management using falling weight deflectometer. *Journal of Civil Engineering and Management*, 23, 338-346.
- Kim D, Siddiki NZ. (2006) Simplification of resilient modulus testing for subgrades, Ph.D. Dissertation, School of Civil Engineering Purdue University.
- Kim M. (2007). Three-dimensional finite element analysis of flexible pavements considering nonlinear pavement foundation behavior, Ph.D. Dissertation, Graduate College of the University of Illinois at Urbana-Champaign.
- Kim MY, Kim DY, Murphy MR. (2013) Improved method for evaluating the pavement structural number with falling weight deflectometer deflections. *Transportation Research Record*, 2366, 120-126.
- Kim N. (1994) Development of performance prediction models for asphalt concrete layers. North Carolina State University.
- Kim RE, Kang S, Spencer BF, Al-Qadi IL, Ozer H. (2019) Impact on pavement roughness and deflection on fuel consumption using energy dissipation. *Journal of Engineering Mechanics*, 145, 04019080.
- Kim Y, Kim YR, et al. (1997) In-Situ Evaluation of Fatigue Damage Growth and Healing of Asphalt Concrete Pavements Using Stress Wave Method, *Transportation Research Record*, 1568, 106-113.
- Kim YR, Little DN, Lytton RL. (2003) Fatigue and healing characterization of asphalt mixtures. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 15(1), 75-83.
- Kim YR, Park H. (2002) Use of FWD Multi-Load Data for Pavement Strength Estimation. Report No. FHWA/NC/2002-006, North Carolina Department of Transportation.
- Koohmishi M. (2013) Comparison of pavement layers responses with considering different models for asphalt concrete viscoelastic properties. *Slovak journal of civil engineering*, 21(2), 15-20.
- Kumar Singh D, Gundaliya PJ. (2018) Flexible pavement evaluation using profilometer for unevenness. *International Research Journal of Engineering and Technology*, 5, 1024-1028.
- Kumar SS, Sridhar R, Reddy KS, Bose S. (2008) Analytical investigation on the influence of loading and temperature on top-down cracking in bituminous layers. *Journal of Indian Roads Congress*, 69, 71-77.
- Kutay ME, Chatti K, Lei L. (2011) Backcalculation of Dynamic Modulus from FWD Deflection Data. *Transportation Research Record*, 2227(3), 87-96.
- Lagos-Varas M, Movilla-Quesada D, et al. (2019) Study of the mechanical behavior of asphalt mixtures using fractional rheology to model their viscoelasticity. *Construction and Building Materials*, 200, 124-134.
- Lai WWL, Dérobert X, Annan P. (2018) A review of Ground Penetrating Radar application in civil engineering: A 30-year journey from Locating and Testing to Imaging and Diagnosis. *NDT and E International*, 96, 58-78.
- Lee K, Pape S, Castorena C, Kim YR. (2017) Evaluation of Small Specimen Geometries for Asphalt Mixture Performance Testing and Pavement Performance Prediction. *Transportation Research Record*, 2631, 74-82.
- Leiva-Villacorta F. (2012) Advanced Computing Techniques in Structural Evaluation of Flexible Pavement Using the Falling Weight Deflectometer. Doctoral Dissertation. Auburn University.
- Leng Z, Al-Qadi IL, Lahouar S. (2011) Development and validation for in-situ asphalt mixture density prediction model. *NDT&E International*, 44, 369-375.
- Leng Z, Al-Qadi IL. (2014) An innovative method for measuring pavement dielectric constant using the extended CMP method with two air-coupled GPR systems. *NDT & E International*, 66, 90-98.
- Li L, Liu J, Zhang X. (2010) Resilient modulus characterization of Alaskan granular base materials, University of Alaska Fairbanks, Fairbanks.
- Li M, Wang H. (2018) Prediction of asphalt pavement responses from FWD surface deflections using soft computing methods. *Journal of Transportation Engineering, Part B: Pavements*, 144(1–12), 04018014.
- Little DN, Lytton RL, Williams D, Chen CW. (2001) Microdamage Healing in Asphalt and Asphalt Concrete, Volume I: Microdamage and Microdamage Healing Project Summary Report, Report Number FHWA-RD-98-141.
- Liu P, Wang D, Hu J, Oeser M. (2017) SAFEM – Software with Graphical User Interface for Fast and Accurate Finite Element Analysis of Asphalt Pavements. *Journal of Testing and Evaluation*, 45(4), 1301-1315.
- Liu P, Wang D, Oeser M. (2015) Application of semi-analytical finite element method coupled with infinite element for analysis of asphalt pavement structural response. *Journal of Traffic and Transportation Engineering (English Edition)*, 2(1), 48-58.
- Liu P, Xing Q, Wang D, Oeser M. (2018) Application of Linear Viscoelastic Properties in Semi-analytical Finite Element Method with Recursive Time Integration to Analyze Asphalt Pavement Structure. *Advances in Civil Engineering*, <https://doi.org/10.1155/2018/9045820>.
- Loizos A, Armeni A, Plati C. (2017) Evaluation of Airfield Pavements Using FAARFIELD, Proceedings of the International Conference on Highway Pavements and Airfield Technology, Transportation & Development Institute (T&DI), American Society of Civil Engineers (ASCE), Philadelphia, Pennsylvania, August 27-30, 82-91.

- Loizos A, Plati C. (2008) An alternative approach to pavement roughness evaluation. *International Journal of Pavement Engineering*, 9, 69-78.
- Loizos A, Spiliopoulos K, Cliatt B, Gkyrtis K. (2017) Structural pavement responses using nonlinear finite element analysis of unbound materials. *Proceedings of the 10th International Conference on Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields (BCRRA)*, June 28-30, 2017, Athens, Greece, pp. 1343-1350.
- Loizos A. (2006) Assessment and upgrading of in-service heavy duty pavements to long life. *International Journal of Pavement Engineering*, 7(2) 133-144.
- Losa M, Bacci R, Leandri P. (2008) A statistical model for prediction of critical strains in pavements from deflection measurements. *Road Materials and Pavement Design*, 9, 373-396.
- Losa M, Di Natale A. (2012). Evaluation of Representative Loading Frequency for Linear Elastic Analysis of Asphalt Pavements. *Transportation Research Record*, 2305, 150-161.
- Losa M, Di Natale A. (2014) Accuracy in predicting viscoelastic response of instrumented asphalt pavements. In *Proceedings of Sustainability, Eco-efficiency and Conservation in Transportation Infrastructure Asset Management*, 339-346.
- Loulizi A, Al-Qadi IL, Elseifi M. (2006) Difference between in situ flexible pavement measured and calculated stresses and strains. *Journal of Transportation Engineering*, 132, 574-579.
- Loulizi A, Al-Qadi IL, Lahouar S, Freeman TE. (2002) Measurement of vertical compressive stress pulse in flexible pavements: Representation for dynamic loading tests. *Transportation Research Record*, 1816, 125-136.
- Loulizi A, Flintsch GW, McGhee K. (2007) Determination of In-Place Hot-Mix Asphalt Layer Modulus for Rehabilitation Projects by a Mechanistic–Empirical Procedure. *Transportation Research Record*, 2037, 53-62.
- Lundy J, Sandoval-Gil J, Brickman A, Patterson B. (2005) Asphalt Mix Characterization Using Dynamic Modulus and APA Testing, Oregon Department of Transportation Research Unit and Federal Highway Administration.
- Luo X, Gu F, Ling M. et al. (2018) Review of mechanistic empirical modeling of top-down cracking in asphalt pavements. *Construction and Building Materials*, 191, 1053-1070.
- Lv S, Peng X, Liu C, Ge D, Tang M, Zheng J. (2020) Laboratory investigation of fatigue parameters characteristics of aging asphalt mixtures: A dissipated energy approach. *Construction and Building Materials*, 230, 116972.
- Lytton RL, Uzan J, Fernando EM, Roque R, Hiltunen D, Stoffels SM. (1993) Development and Validation of Performance Prediction Models and Specifications for Asphalt Binders and Paving Mixes. SHRP Report A-357, SHRP/NRC, Washington DC, USA.
- Mactutis JA, Alavi SH, Ott WC. (2000) Investigation of relationship between roughness and pavement surface distress based on WesTrack project. *Transportation Research Record*, 1699, 107-113.
- Maggiore C, Airey G, Marsac P. (2014) A dissipated energy comparison to evaluate fatigue resistance using 2-point bending. *Journal of Traffic and Transportation Engineering (English Edition)*, 1(1), 49-54.
- Maher A, Gucunski N, Bennert T. (2005) Implementation of Mechanistic Pavement Design: field and laboratory implementation, Center for Advanced Infrastructure & Transportation (CAIT) Rutgers, The State University Piscataway, NJ, USA.
- Marecos V, Fontul S, Antunes ML, Solla M. (2017) Evaluation of a highway pavement using non-destructive tests: Falling Weight Deflectometer and Ground Penetrating Radar. *Construction and Building Material*, 154, 1164-1172.
- Marvin Flores J, Le Van P, et al. (2017) Development of a frequency temperature correction model for FWD back-calculated moduli based on frequency-temperature superposition principle. In *Proceedings of the 10th International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields (BCRRA)*, Greece, 757-763.
- Masad E, Tashman L, Little D, Zbib H. (2005) Viscoelastic modeling of asphalt mixes with the effects of anisotropy, damage and aggregate characteristics, *Mechanics of Materials*, 37(12), 1242-1256.
- Maser KR, Scullion T. (1991) Automated Pavement Subsurface Profiling Using Radar: Case Studies of Four Experimental Field Sites. *Transportation Research Record*, 148-154.
- Medani TO, Huurman M. (2003) Constructing the Stiffness Master Curves for Asphaltic Mixes. Road and Railroad Research Laboratory, Faculty of Civil Engineering and GeoSciences, Delft University of Technology.
- Mei H, Satvati S, Leng W. (2021) Experimental study on permanent deformation characteristics of coarse-grained soil under repeated dynamic loading. *Railway Engineering Science*, 29(1), 94-107.
- Meljun L, Judycki J, Dolzycki B. (2017) Comparison of elastic and viscoelastic analysis of asphalt pavement at high temperature. *Procedia Engineering*, 172, 746-753.
- Meyer FJ, Ajadi OA, Hoppe EJ. (2020) Studying the Applicability of X-Band SAR Data to the Network-Scale Mapping of Pavement Roughness on US Roads. *Remote Sensing*, 12, 1507.
- Mirza MW, Witczak MW. (1995) Development of a global aging system for short and long term aging of asphalt cements. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, 64, 393-418.
- Misaghi S, Tirado C, Nazarian S, Carasco C. (2021) Impact of pavement roughness and suspension systems on vehicle dynamic loads on flexible pavements. *Transportation Engineering*, 3, 100045.

- Mohammad LN, Saadeh S, Obulareddy S, Cooper S. (2007) Characterization of Louisiana Asphalt Mixtures Using Simple Performance Tests. In Proceedings of the 86th Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington, DC.
- Molenaar AAA. (2006) Structural Evaluation and Strengthening of Flexible Pavements Using Deflection Measurements and Visual Condition Surveys. In Structural Design of Pavements – Part IV, 2006.
- Mollenhauer K, Wistuba M, Rabe R. (2009) Loading Frequency and Fatigue: In situ conditions & Impact on Test Results. 2nd Workshop on Four Point Bending, Pais (ed.), 261-276.
- Mora O, Palomino F, Figueroa M, Borrero D, Castro A, Cordoba C, Heilbron J. (2021) Comparative analysis on strains in asphalt pavement design using linear elastic and viscoelastic theories. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, 1126, 012028: 1-9.
- Morey RM. (1998) Ground Penetrating Radar for Evaluating Subsurface Conditions for Transportation Facilities, NCHRP Synthesis 255 (National Academy Press: Washington, DC).
- Mshali MRS, JvdM Steyn M. (2020) Effect of truck speed on the response of flexible pavement systems to traffic loading, International Journal of Pavement Engineering, <https://doi.org/10.1080/10298436.2020.1797733>.
- Nasimifar M, Siddharthan RV, Rada GR, et al. (2017) Dynamic analyses of traffic speed deflection devices. International Journal of Pavement Engineering, 18(5), 381-390.
- Nasimifar M, Thyagarajan S, Siddharthan RV, et al. (2016) Robust Deflection Indices from Traffic-Speed Deflectometer Measurements to Predict Critical Pavement Responses for Network-Level Pavement Management System Application. Journal of Transportation Engineering, 142, 04016004(1-11).
- National Roads Authority (2000). Guidelines for the use of the Falling Weight Deflectometer in Ireland, Dublin: Transport Infrastructure Ireland (TII).
- NCHRP (2004). Final Report: Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures, NCHRP 1-37A Project, Transportation Research Board National Council, Washington D.C.
- Nejad FM, Notash M, Forough SA. (2015) Evaluation of Healing Potential in Unmodified and SBS-Modified Asphalt Mixtures Using a Dissipated-Energy Approach. Journal of Materials in Civil Engineering, 27, 04015060.
- OECD – Organization for Economic Co-operation and Development (2013) Understanding the value of transport infrastructure: Guidelines for macro-level measurement of spending and assets, The International Transport Forum, Task Force Report 2013.
- Oeser M, Pellinen T, Scarpas T, Kasbergen C. (2008) Studies on creep and recovery of rheological bodies based upon conventional and fractional formulations and their application on asphalt mixture. International Journal of Pavement Engineering, 9(5), 373-386.
- Oh JH, Fernando EG, Lee SI, Holzschuher C. (2012) Correlation of Asphalt Concrete Layer Moduli Determined from Laboratory and Nondestructive Field Tests. Journal of Transportation Engineering, 138(3), 361-370.
- Olard F, Di Benedetto H. (2003) General “2S2P1D” model and relation between the linear viscoelastic behaviors of bituminous binders and mixes. Road Materials and Pavement Design, 4(2), 185-224.
- Pais J, Santos C, Pereira P, Kaloush K. (2018) The adjustment of pavement deflections due to temperature variations. International Journal of Pavement Engineering, <https://doi.org/10.1080/10298436.2018.1557334>.
- Pan E, Sangghaleh A, Molavi A, Zhao Y, Yi P. (2012) An Efficient and Accurate Genetic Algorithm for Backcalculation of Flexible Pavement Layer Moduli. Department of Civil Engineering, The University of Akron, Ohio.
- Park HJ, Kim YR. (2013) Investigation into top-down cracking of asphalt pavement in North Carolina, Transport Research Record, 2368, 45-55.
- Park K, Thomas NE, Wayne Lee K. (2007) Applicability of the International Roughness Index as a Predictor of Asphalt Pavement Condition. Journal of Transportation Engineering, 133, 706-709.
- Pell PS, Cooper KE. (1975) The Effect of Testing and Mix Variables on The Fatigue Performance of Bituminous Materials. Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists (AAPT), 44, 1-37.
- Pellinen T, Witczak MW, Bonaquist R. (2002) Master Curve Construction Using Sigmoidal Fitting Function with Non-linear Least Squares Optimization Technique. Proceedings of the 15th ASCE Engineering Mechanics Division Conference, Columbia University, June, New York.
- Pellinen T. (2001) Investigation of the Use of Dynamic Modulus as an Indicator of Hot-Mix Asphalt Performance. PhD dissertation, Arizona State University, Tempe, Arizona.
- Pellinen TK, Witczak MW, Bonaquist RF. (2004) Asphalt mix master curve construction using sigmoidal fitting function with non-linear least squares optimization. Recent Advances in Materials Characterization and Modeling of Pavement Systems, 83–101.
- Pellinen TK, Witczak MW. (2002) Stress Dependent Master Curve Construction for Dynamic (Complex) Modulus. Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, 71, 281-309.
- Pereira P, Pais J. (2017) Main flexible pavement and mix design methods in Europe and challenges for the development of an European method. Journal of Traffic and Transportation Engineering (English Edition), 4(4), 316-346.

- Perera R, Kohn S. (2004) Effects of Variation in Quarter-Car Simulation Speed on International Roughness Index Algorithm. *Transportation Research Record*, 1889, 144-151.
- Phillips MC. (1998) Multi-Step Models for Fatigue and Healing, and Binder Properties Involved in Healing, *Proceedings of Eurobitume Workshop on Performance Related Properties for Bituminous*, No. 115.
- Ping WV, Xiao Y. (2007) Evaluation of the Dynamic Complex Modulus Test and Indirect Diametral Test for Implementing the AASHTO 2002 Design Guide for Pavement Structures in Florida. Final Report, Florida Department of Transportation, BC-352-12, Tallahassee, FL.
- Plati C, Gkyrtis K, Loizos A. (2021) Integrating non-destructive testing data to produce asphalt pavement critical strains. *Nondestructive Testing and Evaluation*, 36 (5), 546-570.
- Plati C, Loizos A, Gkyrtis K. (2020a) Integration of non-destructive testing methods to assess asphalt pavement thickness. *NDT & E International*, <https://doi.org/10.1016/j.ndteint.2020.102292>.
- Plati C, Pomoni M, Georgouli K. (2020b) Quantification of skid resistance seasonal variation in asphalt pavements. *Journal of Traffic and Transportation Engineering (English edition)*, 7(2), 237-248.
- Plati C, Loizos A. (2012) Using ground-penetrating radar for assessing the structural needs of asphalt pavements, *Nondestructive Testing and Evaluation*, 27(3), 273-284.
- Plati C, Pomoni M, Stergiou T. (2017) Development of a mean profile depth to mean texture depth shift factor for asphalt pavements. *Transportation research record*, 2641, 156–63.
- Poulikakos LD, Pittet M, Dumont AG, Partl MN. (2015) Comparison of the two point bending and four point bending test methods for aged asphalt concrete field samples. *Materials and Structures*, 48, 2901-2913.
- Požarycki A, Górnaś P, Wanatowski D. (2019) The influence of frequency normalisation of FWD pavement measurements on backcalculated values of stiffness moduli, *Road Materials and Pavement Design*, 20(1), 1-19.
- Pronk AC. (1996) Theory of the Four Point Dynamic Bending Test, Research Report, DWW, The Netherlands.
- Qin X, Ma L, Wang H. (2019) Comparison analysis of dynamic modulus of asphalt mixture: indirect tension and uniaxial compression test. *Transportmetrica A: Transport Science*, 15(1), 165-178.
- Rada GR, Perera R, Prabhakar V. (2012) Relating Ride Quality and Structural Adequacy for Pavement Rehabilitation / Design Decisions, Report no. FHWAHRT-12-035, FHWA, Washington, DC (USA), 2012.
- Redles TA, Ali AW, Mehta YA, Cleary D. (2018) Estimating fatigue endurance limits of flexible airfield pavements. *International Journal of Pavement Engineering*, 19(6), 534-542.
- Robbins MM, Timm DH. (2009) Investigation into strain pulse durations on full-scale instrumented pavement. *Transportation Research Board 88th Annual Meeting*, Washington, D.C., 2009.
- Robbins MM. (2009) An Investigation into Dynamic Modulus of Hot-Mix Asphalt and its Contributing Factors. PhD dissertation, Auburn University, Auburn, Alabama.
- Roque R, Zou J, Kim YR, et al. (2010) Top-down Cracking of Hot-Mix Asphalt Layers: Models for Initiation and Propagation. NCHRP Project 1e42A. NCHRP, Washington DC.
- Saarenketo T, Scullion T. (2000) Road evaluation with ground penetrating radar. *Journal of Applied Geophysics*, 43, 119-138.
- Saarenketo T. (2006) Electrical properties of road materials and subgrade soils and the use of ground penetrating radar in traffic infrastructure surveys. PhD dissertation, University of Oulu, 2006.
- Saboo N, Pratim Das B, Kumar P. (2016) New phenomenological approach for modeling fatigue life of asphalt mixes. *Construction and Building Materials*, 121, 134-142.
- Sayegh G. (1967) Viscoelastic Properties of Bituminous Mixtures. *Proceedings 2nd International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements*, Ann Arbor, MI, USA, University of Michigan, pp. 743-755.
- Sayers MW. (1995) On the calculation of international roughness index from longitudinal road profile. *Transportation Research Record*, 1501, 1-12.
- Scarpas A. (2005) CAPA-3D: A Mechanics Based Computational Platform for Pavement Engineering, PhD dissertation, TU Delft, Delft, Netherlands, 2005.
- Schmalzer PN. (2006) Long-term pavement performance program manual for falling weight deflectometer measurements. Report No. FHWA-HRT-06-132, United States.
- Schwartz CW, Gibson NH, Schapery RA. (2002) Time-temperature superposition for asphalt concrete at large compressive strains. *Transportation Research Record*, 1789, 101–112.
- Seo J, Kim Y, Cho J, Jeong S. (2013) Estimation of in situ dynamic modulus by using MEPDG dynamic modulus and FWD data at different temperatures. *International Journal of Pavement Engineering*, 14(4), 343-353.
- Shadman M, Ziari H. (2017) Laboratory evaluation of fatigue life characteristics of polymer modified porous asphalt: A dissipated energy approach. *Construction and Building Materials*, 138, 434-440.
- Shahadan Z, Hamzah MO, Yahya AS, Jamshidi A. (2013) Evaluation of the dynamic modulus of asphalt mixture incorporating reclaimed asphalt pavement. *Indian Journal of Engineering and Materials Sciences*, 20(5), 376-384.

- Shakiba M, Gamez A, Al-Qadi IL, Little DN. (2017) Introducing realistic tire-pavement contact stresses into Pavement Analysis using Nonlinear Damage Approach (PANDA). *International Journal of Pavement Engineering*, 18(11), 1027-1038.
- Shangguan P, Al-Qadi IL, Leng Z, Schmitt R, Faheen A. (2013) Innovative Approach for Asphalt Pavement Compaction Monitoring Using Ground Penetrating Radar. *Transportation Research Record*, 2425, 79-87.
- Shangguan P, Al-Qadi IL. (2015) Calibration of FDTD Simulation of GPR Signal for Asphalt Pavement Compaction Monitoring. *IEEE transactions on geoscience and remote sensing*, 53(3), 1538-1548.
- Shell (1998) Shell pavement design method, BISAR PC user manual, Shell International Petroleum, London.
- Shen S, Airey GD, Carpenter SH, Huang H. (2006) A Dissipated Energy Approach to Fatigue Evaluation. *Road Materials and Pavement Design*, 7(1), 47-69.
- Shen S, Carpenter SH. (2007) Development of an asphalt fatigue model based on energy principles. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, 76, 525-574.
- Shu B, Zhou M, Yang T. et al. (2021) The Properties of Different Healing Agents Considering the Micro-Self-Healing Process of Asphalt with Encapsulations. *Materials*, 14, 16.
- Siddhartan R, Krishnamenon N, Sebaaly P. (2000) Pavement Response Evaluation Using Finite-Layer Approach. *Transportation Research Record*, 1709, 43-49.
- Smith KD, Bruinsma JE, Wade MJ, Chatti K, Vandenbossche JM, Yu HT. (2017) Using falling weight deflectometer data with mechanistic-empirical design and analysis, volume I: final report. Report No. FHWA-HRT-16-009. Federal Highway Administration, McLean, VA.
- Solanki UJ, Gundaliya PJ, Barasara MD. (2016) Structural evaluation of flexible pavement using Falling Weight Deflectometer. In book: *Multi-disciplinary Sustainable Engineering: Current and Future Trends*.
- Solatifar N, Kavussi A, Abbasghorbani M, Katicha SW. (2019) Development of dynamic modulus master curves of in-service asphalt layers using MEPDG models. *Road Materials and Pavement Design*, 20(1), 225-243.
- Solatifar N, Kavussi A, Abbasghorbani M. (2021). Dynamic Modulus Predictive Models for In-Service Asphalt Layers in Hot Climate Areas. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 33(2), 0402038: 1-14.
- Solla M, Gonzalez-Jorge H, Lorenzo H, Arias P. (2013) Uncertainty evaluation of the 1 GHz GPR antenna for the estimation of concrete asphalt thickness. *Measurement*, 46, 3032-3040.
- Sollazo G, Fwa TF, Bosurgi G. (2017) An ANN model to correlate roughness and structural performance in asphalt pavements. *Construction and Building Materials*, 134, 684-693.
- Stathas A, Spiliopoulos K. (2017) Estimation of shakedown loads of flexible pavements. *Proceedings of the 10th International Conference on Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields (BCRRA)*, June 28-30, 2017, Athens, Greece, pp. 57-63.
- Steven BD. (2005) The development and verification of a pavement response and performance model for unbound granular pavements, Ph.D. Dissertation, University of Canterbury, New Zealand.
- Sun L, Wang G, Zhang H, et al. (2018) Initiation and propagation of top-down cracking in asphalt pavement. *Applied Sciences*, 8(5), 774-787.
- Suresh S. (1998) *Fatigue of materials*. 2nd edition, Cambridge University Press, Cambridge, UK.
- Svasdisant T, Schorsch M, Baladi GY, Pinyosunun, S. (2002) Mechanistic analysis of top-down cracks in asphalt pavements. *Transport Research Record*, 1809, 128-136.
- Tarefder RA, Ahmed MU. (2013) Consistency and accuracy of selected FWD backcalculation software for computing layer modulus of airport pavements. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 7(1), 21-35.
- Tashman L, Elangovan MA. (2007) Dynamic Modulus Test - Laboratory Investigation and Future Implementation in the State of Washington. Report No. WA-RD 704.1, Washington State Transportation Center, Washington.
- Tayebali AA, Coplantz JS, Harvey JT, Monismith CL. (1992) Interim Report on Fatigue Response of Asphalt-Aggregate Mixtures, SHRP project A-003A, TM-UCB-A-003A-92-1, Asphalt Research Program, Institute of Transportation Studies, University of California-Berkeley, Berkeley, CA, 1992.
- Tayebali AA, Deacon JA, Coplantz JS, Harvey JT, Monismith CL. (1994) Mix and Mode-of Loading Effects on Fatigue Response of Asphalt-Aggregate Mixes, *Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists (AAPT)*, 63, 118- 151.
- Tonkin & Taylor Ltd (1998). *Pavement Deflection measurement & interpretation for the design of rehabilitation treatments*, Auckland: Transit New Zealand.
- Tosti F, Bianchini Ciampoli L, D'Amico F, Alani AM, Benedetto A. (2018) An experimental-based model for the assessment of the mechanical properties of road pavements using ground-penetrating radar. *Construction and Building Materials*, 165, 966-974.
- Tutu KA, Timm DH. (2018) Comparison of flexible pavement responses computed from dynamic and backcalculated moduli. *Proceedings 97th Transportation Research Board Annual Meeting*, Washington DC, USA.
- Tutumluer E. (1995) Predicting Behavior of Flexible Pavements with Granular Bases. Ph.D. Dissertation, School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Atlanta, GA.

- Uhlmeier JS, Willoughby K, Pierce LM, et al. (2000) Top-down cracking in Washington State asphalt concrete wearing courses. *Transportation Research Record*, 1730, 110-116.
- Ullidtz P. (1987) *Pavement analysis*, Developments in Civil Engineering, Elsevier, Amsterdam.
- Ullidtz P. (2000) Will Non-Linear Backcalculation Help? *Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli*. 3. ASTM STP 1375. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- Ulloa A, Hajj EY, Siddhartan R, Sebaaly PE. (2013). Equivalent Loading Frequencies for Dynamic Analysis of Asphalt Pavements. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 25(9), 1162-1170.
- Underwood BS, Ashouri M, Kim YR. (2011) Effect on dynamic modulus measurement protocol on predicted pavement performance. In *Asphalt Paving Technology: Association of Asphalt Paving Technologists-Proceedings of the Technical Sessions*, 80, 65-98.
- Uzan J. (1994) *Advanced Backcalculation Techniques*. *Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli*. 2. ASTM STP 1198. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- Van-Geem C, Nigro P, Berlemont B. (2015) The use of deflection measurements in pavement management of the primary road network of Wallonia, Belgium. *Proceedings of the 9th International Conference on Managing Pavement Assets (ICMPA)*; 2015 May 18- 21; United States.
- Varela-Gonzalez M, Solla M, Martínez-Sánchez J, Arias P. (2014) A semi-automatic processing and visualisation tool for ground-penetrating radar pavement thickness data. *Automation in Construction*, 45, 42-49.
- Varma S, Kutay ME, Chatti K. (2013) Data Requirements from Falling Weight Deflectometer Tests for Accurate Backcalculation of Dynamic Modulus Master Curve of Asphalt Pavements. *2013 Airfield & Highway Pavement Conference*, Los Angeles, CA.
- Wang H, Al-Qadi IL. (2010) Near-surface pavement failure under multiaxial stress state in thick asphalt pavement. *Transport Research Record*, 2154, 91-99.
- Wang H, Li M, Garg N, Zhao J. (2020) Multi-wheel gear loading effect on load-induced failure potential of airfield flexible pavement. *International Journal of Pavement Engineering*, 21(6), 805-816.
- Wang ZJ, Zhao P, Ai T, Yang GY, Wang Q. (2011) Microwave absorbing characteristics of asphalt mixes with carbonyl iron powder. *Progress in Electromagnetics Research M*, 19, 197-208.
- White G. (2016) Potential causes of top-down cracking of Australian runway surfaces, 27th ARRB Conference – Linking people, places and opportunities, Melbourne, Victoria 2016.
- Willis JR, Timm D. (2009) Repeatability of Asphalt Strain Measurements under Falling Weight Deflectometer Loading. *Transportation Research Record*, 2094, 3-11.
- Witczak M, Bari J. (2004) Development of a Master Curve (E*) Database for Lime Modified Asphaltic Mixtures. *Ira A. Fulton School of Engineering, Department of Civil and Environmental Engineering*, 75, 381-424.
- Witczak M, Kaloush K, Von Quintus H. (2002) Pursuit of the Simple Performance Test for Asphalt Mixture Rutting. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologies*, 71, 671-691.
- Witczak MW, Fonseca OA. (1996) Revised Predictive Model for Dynamic (Complex) Modulus of Asphalt Mixtures. *Transportation Research Record*, 1540, 15-23.
- Xiao D. (2017) State-of-the-art and prospect for self-healing asphalt concrete. *AIP Conference Proceedings*, 1864, 020074.
- Xu Q, Solaimanian M. (2009) Modelling linear viscoelastic properties of asphalt concrete by the Huet-Sayegh model. *International Journal of Pavement Engineering*, 10(6), 401-422.
- Xu S, Liu X, Tabakovic A, Schlangen E. (2020) A novel self-healing system: Towards a sustainable porous asphalt. *Journal of cleaner production*, 259, 120815.
- Yang B, Fang L, Li Q, Li J. (2012) Automated extraction of road markings from mobile LiDAR point clouds. *Photogrammetric Engineering and Remote Sensing*, 784, 331-338.
- You L, Yan K, Liu N. (2020) Assessing artificial neural network performance for predicting interlayer conditions and layer modulus of multi-layered flexible pavement. *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, 14(2), 487-500.
- You T, Kim Y-R, Rami KZ, Little DN. (2018) Multiscale Modeling of Asphaltic Pavements: Comparison with Field Performance and Parametric Analysis of Design Variables. *Journal of Transportation Engineering, Part B: Pavements*, 144(2): 04018012.
- Zeiada W. (2012) *Endurance Limit for HMA Based on Healing Phenomenon Using Viscoelastic Continuum Damage Analysis*. PhD dissertation, Arizona State University.
- Zeiada WA, Gudipudi P, Underwood BS, Souliman MI. (2018) Effect of Loading Waveform Pattern and Rest Period on Fatigue Life of Asphalt Concrete Using Viscoelastic Continuum Damage Model. *Transportation Research Record*, 2672, 451-461.
- Zhang Z, Claros G, Manuel L, et al. (2003) Evaluation of the pavement structural condition at network level using falling weight deflectometer (FWD) Data. Paper presented at 82nd Annual Meeting of the Transportation Research Board, 12–16 January 2003, Washington, D.C. USA.

- Zhao S, Al-Qadi IL, Wang S. (2018) Prediction of thin asphalt concrete overlay thickness and density using nonlinear optimization of GPR data. *NDT and E International*, 100, 20-30.
- Zhou C, Haung B, Shu X, Dong Q. (2015) Soil resilient modulus regressed from physical properties and influence of seasonal variation on asphalt pavement performance. *Journal of Transportation Engineering*, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)TE.1943-5436.0000727](https://doi.org/10.1061/(ASCE)TE.1943-5436.0000727).
- Zofka A, Sudyka J, Sybilski D. (2017) Assessment of pavement structures at traffic speed. *Proceedings of the 10th International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields (BCRRA)*; 2017 June 28-30 Athens. Loizos et al. (eds.) 585–585.
- Zou J, Roque R. (2011) Top-down cracking: enhanced performance model and improved understanding of mechanisms. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, 80, 255-288.