



**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ**

Διατμηματικό Πρόγραμμα Μεταπτυχιακών Σπουδών

**ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΕΡΓΩΝ**

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**Αριθμητική και πιθανοτική διερεύνηση  
μεθόδων βελτίωσης εδαφών σε προβλήματα  
καθιζήσεων στείρων υλικών λιγνιτωρυχείων**

**ΔΗΜΗΤΡΙΟΣ Ν. ΤΣΙΑΓΚΑΣ**

Πολιτικός Μηχανικός, Πανεπιστήμιο Πατρών

Επιβλέπων: Ι. Ε. Ζευγώλης, Επίκουρος Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Αθήνα, Οκτώβριος 2022





**NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS**  
Interdisciplinary Postgraduate Programme  
**DESIGN AND CONSTRUCTION OF UNDERGROUND WORKS**

MASTER OF SCIENCE THESIS

**Numerical and probabilistic investigation of  
ground improvement methods on settlements  
issues of lignite spoil heaps**

**DIMITRIOS N. TSIAGKAS**

Diploma in Civil Engineering, University of Patras

Supervisor: I. E. Zevgolis, Assistant Professor N.T.U.A.

Athens, October 2022



Εγκρίθηκε από την τριμελή εξεταστική επιτροπή στις 24/10/2022

(Υπογραφή)

Ιωάννης Ε. Ζευγώλης, Επίκουρος Καθηγητής Ε.Μ.Π. ....

Ανδρέας Ε. Μπενάρδος, Αναπληρωτής Καθηγητής Ε.Μ.Π. ....

Πάυλος Π. Νομικός, Αναπληρωτής Καθηγητής Ε.Μ.Π. ....

(Υπογραφή)

.....

**ΔΗΜΗΤΡΙΟΣ Ν. ΤΣΙΑΓΚΑΣ**

Πολιτικός Μηχανικός, Πανεπιστήμιο Πατρών

© 2022 – All rights reserved



## ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η παρούσα μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία εκπονήθηκε υπό την επίβλεψη του κ. Ιωάννη Ε. Ζευγώλη, Επίκουρου Καθηγητή της Σχολής Μηχανικών Μεταλλείων – Μεταλλουργών του Ε.Μ.Π. στο πλαίσιο της φοίτησής μου στο Διατμηματικό Πρόγραμμα Μεταπτυχιακών Σπουδών (Δ.Π.Μ.Σ.) του Ε.Μ.Π. με τίτλο «Σχεδιασμός και Κατασκευή Υπογείων Έργων». Επιπρόσθετα το αντικείμενο με το οποίο πραγματεύεται η παρούσα μεταπτυχιακή εργασία αποτελεί μέρος της έρευνας που διεξήχθη κατά τη διάρκεια της συμμετοχής μου στο ερευνητικό πρόγραμμα RECPP: «Re-purposing Coal Power Plants during Energy Transition» του Ινστιτούτου Χημικών Διεργασιών και Ενεργειακών Πόρων (ΙΔΕΠ) του Εθνικού Κέντρου Έρευνας και Τεχνολογικής Ανάπτυξης (ΕΚΕΤΑ), το οποίο και χρηματοδοτήθηκε από την Ευρωπαϊκή Ένωση, μέσω του Research Fund for Coal and Steel (RFCS).

Θα ήθελα να ευχαριστήσω εγκάρδιως τον επιβλέποντα Καθηγητή μου για την εμπιστοσύνη που επέδειξε να μου αναθέσει το συγκεκριμένο υψηλού διεπιστημονικού και ερευνητικού ενδιαφέροντος θέμα δίνοντας μου τη δυνατότητα να εμβαθύνω στο γνωστικό αντικείμενο της Γεωτεχνικής Μηχανικής. Θα ήθελα να του εκφράσω την ευγνωμοσύνη μου για την εξαιρετική μας συνεργασία καθώς και για τις πολύτιμες γνώσεις και συμβουλές που μου μετέδωσε απλόχερα τόσο σε ακαδημαϊκό όσο και σε ανθρώπινο επίπεδο ενισχύοντας ακόμη περισσότερο την εκτίμησή μου προς το πρόσωπό του.

Οφείλω να ευχαριστήσω θερμά τον κ. Κούκουζα, Δρ. Γεωλόγο, Διευθυντή ερευνών του ΕΚΕΤΑ και υπεύθυνο του ερευνητικού προγράμματος RECPP, τόσο για τη συμβολή του στην εξέλιξη της επιστημονικής μου έρευνας όσο και για την άριστη συνεργασία μας καθ' όλη τη διάρκεια της συμμετοχής μου στο ερευνητικό πρόγραμμα.

Ιδιαίτερες ευχαριστίες οφείλω στον κ. Αλέξανδρο Θεοχάρη, Δρ. Πολιτικό Μηχανικό και συνεργαζόμενο ερευνητή του ΕΚΕΤΑ, για την άριστη και πολύ παραγωγική μας συνεργασία καθώς και για την καθημερινή καταλυτική του συμβολή σε όλα τα στάδια της εργασίας. Η απaráμιλλη διάθεση και υπομονή που επέδειξε σε οτιδήποτε χρειαζόμουν και η συνεχής και άρτια επιστημονική καθοδήγηση που μου παρείχε συνέβαλαν τα μέγιστα στη σύνθεση της παρούσας εργασίας.

Επιπλέον, θα ήθελα να εκφράσω τις ευχαριστίες μου στα μέλη της γεωτεχνικής ερευνητικής ομάδας του ΕΚΕΤΑ, κ. Αλέξανδρο Δεληβέρη, κ. Αντώνη Μικρούτσικο και κ. Γιώργο Παπαθεοδώρου, για όλες τις εποικοδομητικές συζητήσεις που είχαμε, τις εύλογες ιδέες, παρατηρήσεις και συμβουλές τους καθώς και για το ότι ήταν πάντα πρόθυμοι να με βοηθήσουν σε ό,τι χρειαζόμουν.

Τέλος θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τα υπόλοιπα μέλη της τριμελούς εξεταστικής επιτροπής και συγκεκριμένα τους κκ. Π. Νομικό και Α. Μπενάρδο, Καθηγητές της Σχολής Μηχανικών Μεταλλείων – Μεταλλουργών του Ε.Μ.Π., για την προθυμία και τη διάθεση του χρόνου τους να συμμετάσχουν στην εξέταση της μεταπτυχιακής διπλωματικής μου εργασίας αλλά κυρίως για τις – ανεκτίμητης αξίας – επιστημονικές γνώσεις, που αποκόμισα από τους ίδιους κατά τη διάρκεια των μεταπτυχιακών μου σπουδών και τις οποίες θα προσπαθήσω να αξιοποιήσω όσο το δυνατόν καλύτερα και πιο ολοκληρωμένα γίνεται στην περαιτέρω πορεία μου.





## ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία αφορά στην αριθμητική και πιθανοτική διερεύνηση εναλλακτικών μεθόδων βελτίωσης εδαφών με στόχο τη μείωση της συμπίεστότητας ενός μεγάλης έκτασης σχηματιζόμενου σωρού στείρων υλικών. Τα εν λόγω στείρα είναι υλικά απόθεσης που προέρχονται από τη φάση εξόρυξης των επιφανειακών λιγνιτωρυχείων Καρδιάς και Νοτίου Πεδίου στην περιοχή της Πτολεμαΐδας. Η έρευνα επικεντρώνεται στην ανάλυση ενός τυπικών διαστάσεων οδικού/σιδηροδρομικού επιχώματος επί του συγκεκριμένου σωρού ως πιθανή λύση στο πλαίσιο αξιοποίησής του κατά τη μετάβαση στη μεταλιγνιτική εποχή. Τα αποτελέσματα των εργαστηριακών δοκιμών κατέδειξαν ότι τα εν λόγω στείρα αποτελούνται από ποικιλία εδαφών με κυρίαρχη την παρουσία ύλης υψηλής πλαστιμότητας (MH). Επιπλέον διακρίνονται για την υψηλή εγγενή χωρική μεταβλητότητα ως προς τα φυσικά και τα μηχανικά τους χαρακτηριστικά και τη σημαντική συμπίεστότητά τους (χαμηλό μέτρο ελαστικότητας). Οι εξεταζόμενοι μέθοδοι βελτίωσης/ενίσχυσης είναι: η Δυναμική Συμπύκνωση, οι Χαλικοπάσσαλοι και η Βαθιά Εδαφική Ανάμιξη με χρήση ιπτάμενης τέφρας τύπου C. Στόχος είναι η μείωση της συμπίεστότητας των στείρων είτε μέσω αύξησης της εδαφικής δυσκαμψίας είτε μέσω εφαρμογής στοιχείων ενίσχυσης μεγαλύτερης δυσκαμψίας. Για το σκοπό αυτό πραγματοποιούνται διδιάστατες παραμετρικές αριθμητικές αναλύσεις με χρήση του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων Plaxis 2D V.20. Προκειμένου να ληφθεί υπόψη η υψηλή αβεβαιότητα των εδαφικών παραμέτρων των στείρων υλοποιούνται τόσο συμβατικές αιτιοκρατικές όσο και πιθανοτικές αναλύσεις με εφαρμογή της Μεθόδου Σημειακής Εκτίμησης (PEM). Εξαιτίας της χαοτικής δομής του σωρού των στείρων γίνεται η παραδοχή ενιαίου ομοιογενούς υλικού. Η ανάλυση υλοποιείται υπό συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης, θεωρούνται ξηρές εδαφικές συνθήκες και χρησιμοποιούνται τα καταστατικά προσομοιώματα Mohr – Coulomb (M-C) και Hardening Soil (HS) για  $m = 0.5$  και  $m = 1$ . Τα αποτελέσματα καταδεικνύουν μία σαφώς βελτιωμένη εικόνα από πλευράς μείωσης των καθιζήσεων στις αναλύσεις με HS συγκριτικά με αυτό με M-C, λόγω του ότι το HS λαμβάνει αύξηση της εδαφικής δυσκαμψίας με το βάθος συναρτήσεως της παραμέτρου  $m$ . Τέλος, τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων καταδεικνύουν ότι η μέθοδος βαθιάς εδαφικής ανάμιξης είναι αυτή που παρουσιάζει τη μεγαλύτερη βελτίωση αποδίδοντας τις μικρότερες τιμές  $\beta$  και  $P_f$  για κάθε καταστατικό προσομοίωμα.



## **ABSTRACT**

This master's thesis concerns the numerical and probabilistic investigation of ground improvement methods to improve the compressibility of a massive lignite spoil heap. These spoil materials come from the surface lignite mines of Kardia and South Field in Ptolemaida. The research focuses on the analysis of a road/railway embankment on the above-mentioned spoil heap as a possible solution in the context of valorization during the transition to the post-lignite era. The results of the laboratory tests showed that the spoil heap consists of a variety of soils with the representative material of high plasticity silt (MH). In addition, the spoil material is characterized by a high inherent spatial variability in terms of physical and mechanical properties and it is a soft soil material (with high compressibility). The considered ground improvement methods were: Dynamic Compaction, Stone Columns, and Deep Soil Mixing using Type C fly ash. The analysis of the above-mentioned methods focused on achieving a reduction in the compressibility of the spoil material under consideration either by improving its soil stiffness or through the application of reinforcement elements of greater stiffness than this. For this purpose, parametric numerical analyses are carried out using the finite element program Plaxis 2D V.20. Taking into account the above uncertainty of the spoil properties, the research utilized both conventional deterministic analyses and probabilistic analyses using the Point Estimation Method (PEM). Due to the complex and chaotic nature of the spoil heap, a single homogeneous material is assumed. The analysis was conducted in plane strain conditions, dry soil conditions, and using the constitutive models Mohr – Coulomb (M-C) and Hardening Soil (HS) for  $m = 0.5$  and  $m = 1$ . The results show a more improved state in terms of settlement reduction in the analyses with HS compared to those done with M-C because HS obtains an increase in soil stiffness with depth whose degree is proportional to the parameter  $m$ . Finally, the results of the numerical analyses demonstrates that the deep soil mixing method is the one that proves to have the lowest values of settlement reduction factor  $\beta$  and probability of exceedance  $P_f$  for each constitutive model.



# **EXTENDED ABSTRACT**

## ❖ Introduction

This master's thesis concerns the numerical and probabilistic investigation of ground improvement methods to improve the compressibility of a massive lignite spoil heap. These spoil materials come from the surface lignite mines of Kardias and South Field in Ptolemaida. The research focuses on the analysis of a road/railway embankment on the above-mentioned spoil heap as a possible solution in the context of valorization during the transition to the post-lignite era. The dimensions of the examined embankment were considered as follows:

- Height: 4 m
- Base width: 40 m
- Crowning width: 20 m
- Slope angle: V:H = 4:10 (m)  $\Rightarrow$  21.8° (is considered a small angle to avoid instability of the embankment)

The results of the laboratory tests conducted by the geotechnical research program demonstrated high spatial variability of spoil material concerning its physical and mechanical properties. Despite the spoil's significant variability, the most appropriate classification would be high plasticity silt (MH) according to the USCS. In addition, it is a soft soil material with high compressibility, which is attributed to the low value of the modulus of elasticity. Taking into account the above variability concerning the parameters of spoil material (and in particular the modulus of elasticity), both conventional deterministic and probabilistic analyses were conducted by using two-dimensional finite element numerical analysis with Plaxis 2D V.20 program. Specifically, the deterministic analyses were carried out by using the average values of spoil properties, while the probabilistic analyses by using the Point Estimate Method (PEM). The ground improvement methods examined were: Dynamic Compaction, Stone Columns and Deep Soil Mixing using fly ash type C. The analysis of the above-mentioned methods focused on achieving a reduction in the compressibility of the spoil material either by improving its stiffness or by application of elements with a higher stiffness than this. The assumptions used for the numerical simulation of each method are presented below.

### Dynamic Compaction

The influence of dynamic compaction was obtained by increasing the modulus of elasticity of the spoil as  $E_{DC} = (2\div 6) \cdot E_s$  and up to a depth of influence  $z = 2\div 10$  m (based on processing results from in-situ tests before and after applying the method in soft cohesive soil materials from the existing literature). In addition, a constant width of influence of the dynamic compaction method equal to 5 m on either side of the outer limits of the embankment was assumed.

## Stone Columns

From initial parametric numerical analyses conducted with the simulation of the unit cell model, under axisymmetric conditions, it emerged that the most critical parameters in terms of reducing settlements were the area replacement ratio  $\alpha_r$  and the length (or depth)  $L$  of the stone columns. Hereafter, the main parametric analyses were carried out where the stone columns were simulated as longitudinal gravel trenches under plane strain conditions. The range of the values of area replacement ratio and length of stone columns were taken as  $\alpha_r = 0.1 \div 0.5$  and  $L = 5 \div 20$  m respectively.

## Deep Soil Mixing with fly ash

The simulation of the deep soil mixing method was conducted with the exact same methodology as the stone columns using the longitudinal gravel trenches under plane strain conditions. In addition, it is taken into account an increase only the modulus of elasticity of the initial soil after mixing it with fly ash class C resulting in  $E_{DM} = (2 \div 10) \cdot E_s$ . The other properties remain the same as the initial soil. Furthermore, the range of the values of area replacement ratio and length of stone columns were taken as  $\alpha_r = 0.1 \div 0.5$  and  $L = 15 \div 25$  m respectively.

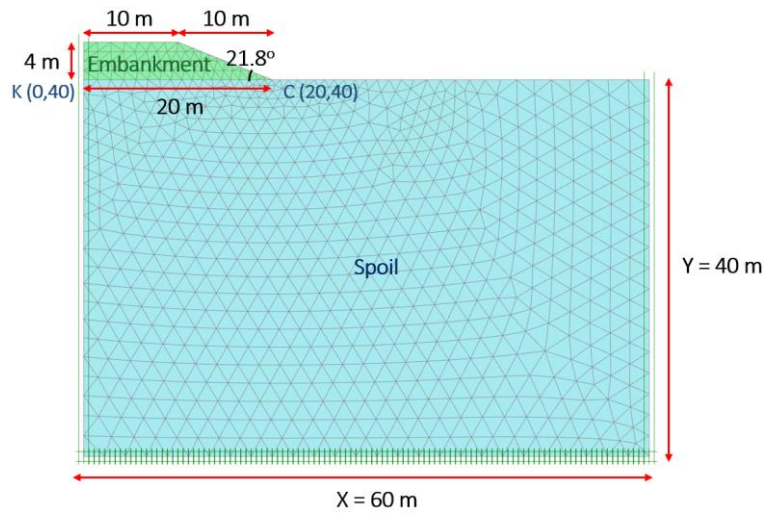
## ❖ Deterministic numerical analyses

- Assumptions of numerical analyses, geometrical characteristics of models, soil properties and range of values of parameters

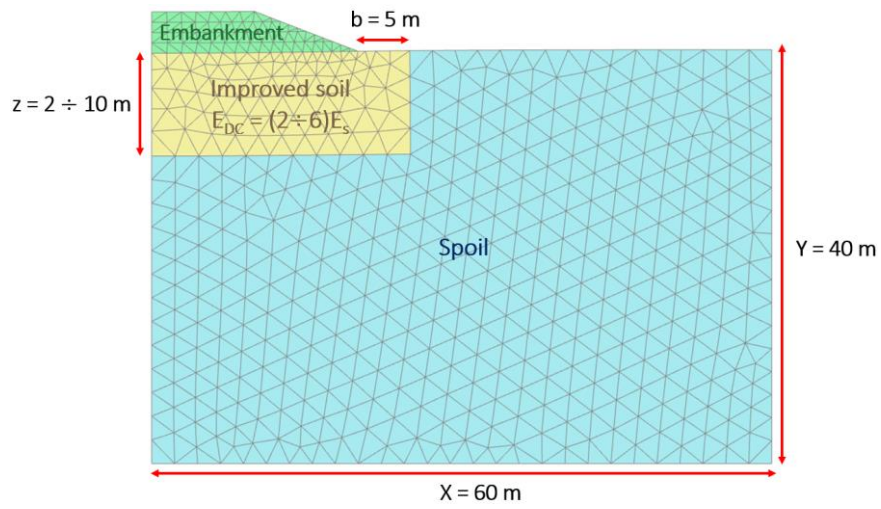
Given the difficulty of finding a distinct stratigraphy of the examined spoil heap, the assumption was made of the simulation through a single homogeneous soil material using the average values of its parameters. The main assumptions used to carry out the numerical analyses are summarized as follows:

1. Analyzing under plane strain conditions
2. Examining the symmetrical problem
3. Drained conditions (ignoring underground water table)
4. Model boundary conditions: Roller vertical conditions (normally fixed) for the lateral boundaries and the bottom boundary is fully fixed
5. 15-node triangular elements
6. Discretization: Very Fine Mesh
7. Calculation type: Plastic
8. Dimensions of model:  $X = 60$  m and  $Y = 40$  m

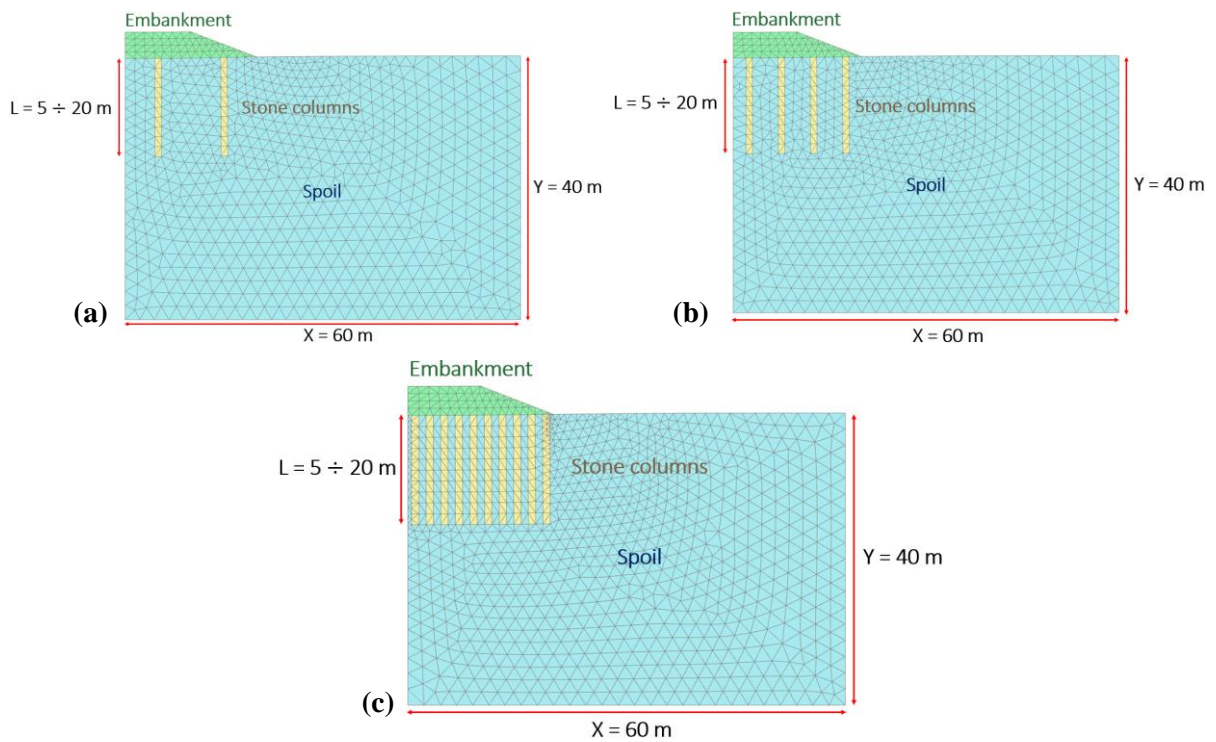
Figures 1 – 4 show the finite element models used to conduct the numerical analysis of both the original soil before improvement and the after improvement with dynamic compaction, stone columns, and deep soil mixing methods.



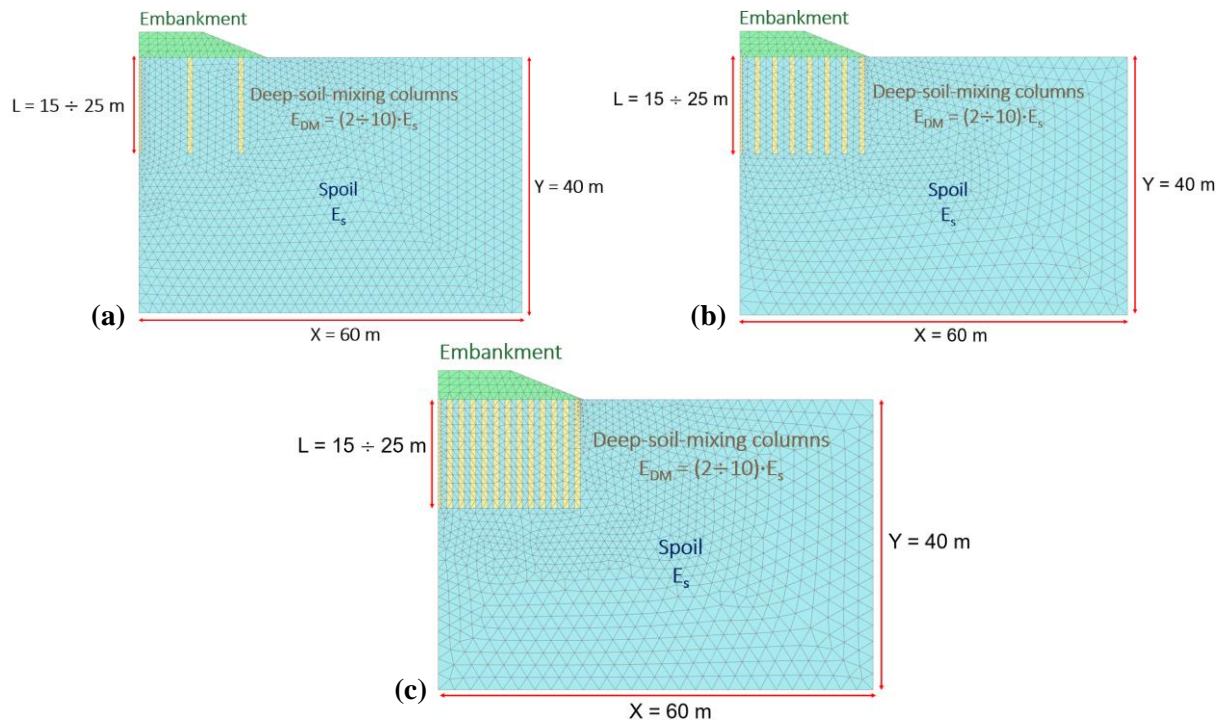
**Figure 1:** Finite element model before soil improvement



**Figure 2:** Finite element model using the dynamic compaction method



**Figure 3:** Finite element model of stone columns using (a)  $\alpha_r = 0.1$ , (b)  $\alpha_r = 0.3$  and (c)  $\alpha_r = 0.5$



**Figure 4:** Finite element model of deep soil mixing columns using (a)  $\alpha_r = 0.1$ , (b)  $\alpha_r = 0.3$  and (c)  $\alpha_r = 0.5$

To simulate the behavior of the soil elements both the linear elastic perfectly plastic Mohr – Coulomb model (M-C) and the more advanced non-linear Hardening Soil model (HS) with  $m = 0.5$  and  $m = 1$  are being used. The above Tables 1 – 4 summarize the soil properties, using the M-C and HS models, both the original soil before improvement and the after improvement with dynamic compaction, stone columns, and deep soil mixing methods.

**Table 1:** The properties of spoil and embankment using M-C and HS

Soil element	$\gamma_{\text{unsat}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\varphi$ (°)	c (kPa)	$K_o$	$\nu$	M-C		HS	
						E (MPa)	$E_{50,\text{ref}} = E_{\text{oed,ref}}$ (MPa)	$E_{\text{ur,ref}} = 3E_{50,\text{ref}}$ (MPa)	m
Spoil	16.9	25.2	17.6	0.574	0.3	5	5	15	0.5, 1
Embankment	20	35	1	0.426	0.2	15	15	45	0.5

*Notes:* The values of  $E_{\text{ur,ref}}$  (Elastic unloading / reloading modulus) are taken as three times more ( $\times 3$ ) of  $E_{50,\text{ref}} = E_{\text{oed,ref}}$  with the main goal of importing them to the program. These values are not affecting the results of the particular analyses because the dynamic loads are not examined hence in the following tables 2 – 4 are overlooked

**Table 2:** The improvement of the modulus of elasticity of spoil after the application of the dynamic compaction method using M-C and HS

Method	Degree of improvement	M-C		HS	
		$E_{\text{DC}}$ (MPa)	$E_{50,\text{ref}} = E_{\text{oed,ref}}$ (MPa)	$E_{\text{ur,ref}} = 3E_{50,\text{ref}}$ (MPa)	m
Dynamic compaction	$2xE_s$	10	10		
	$4xE_s$	20	20		0.5; 1
	$6xE_s$	30	30		



**Table 3:** The properties of stone columns using M-C and HS

Method	$\gamma_{\text{unsat}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	c (kPa)	$K_o$	$\nu$	M-C	HS	
						$E_c$ (MPa)	$E_{50,\text{ref}} = E_{\text{oed,ref}}$ (MPa)	m
Stone columns	20	35	1	0.426	0.2	60	60	0.5; 1

**Table 4:** The improvement of the modulus of elasticity of spoil using the deep soil mixing method with fly ash class C using M-C and HS

Method	Degree of improvement	M-C	HS	
		$E_{\text{DM}}$ (MPa)	$E_{50,\text{ref}} = E_{\text{oed,ref}}$ (MPa)	m
Deep soil mixing	2x $E_s$	10	10	0.5; 1
	6x $E_s$	30	30	
	10x $E_s$	50	50	

- Results of deterministic analyses

The improvement is expressed through the settlement reduction factor  $\beta$ :

$$\beta = \frac{S_f}{S_o}$$

Where:

$S_o$  : The initial settlement before improvement

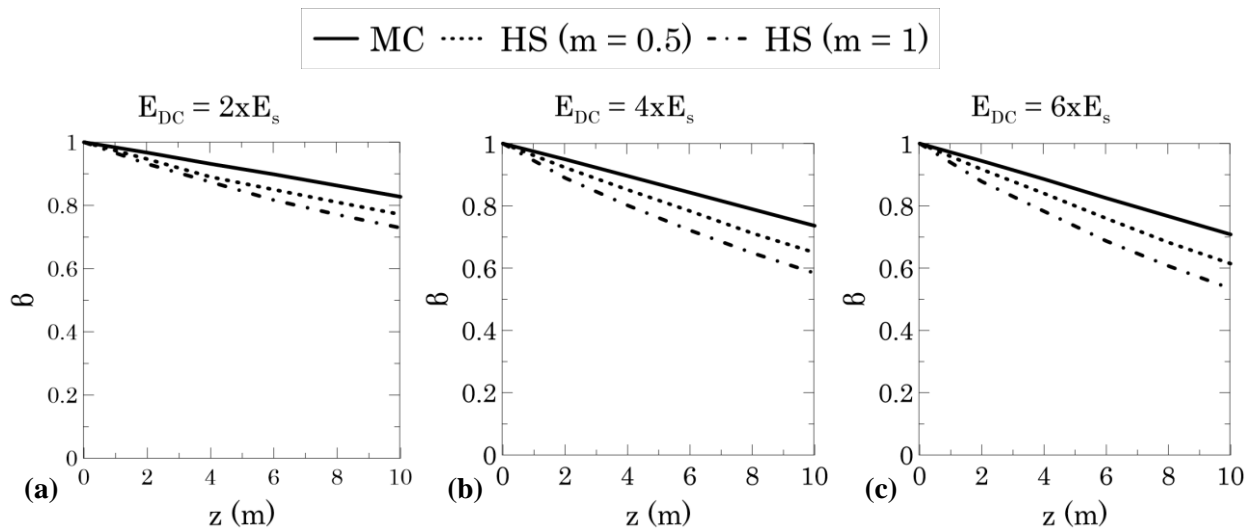
$S_f$  : The final settlement after improvement

Table 5 presents the settlements of point K (0,40) which corresponds to the central point of the base of the embankment (see Figure 1) using M-C and HS. Point K is considered representative of the determination of the degree of settlement reduction factor  $\beta$  after the application of the examined ground improvement methods.

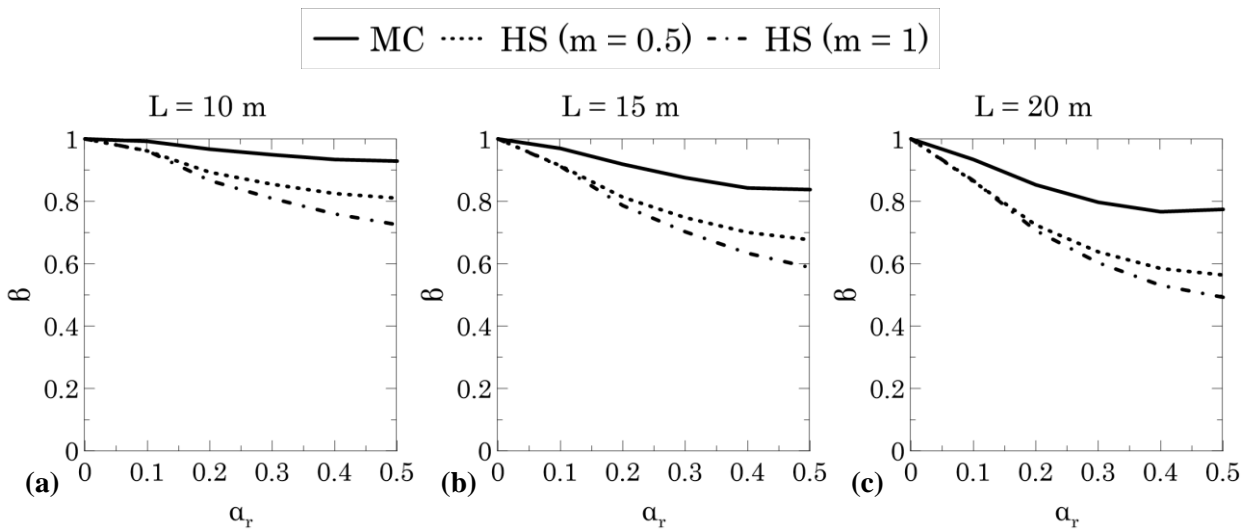
**Table 5:** Initial settlements (before improvement) of point K using M-C and HS

M-C	Settlement (m)	
	HS	
	m = 0.5	m = 1
0.394	0.337	0.262

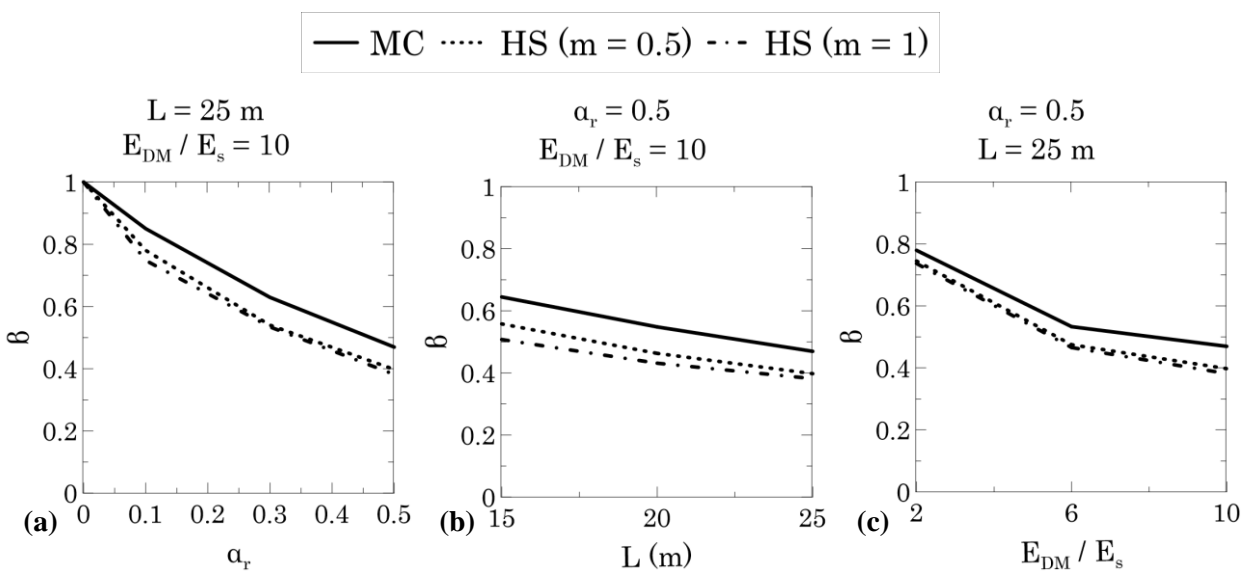
The following Figures 5 – 7 show some indicative diagrams of the settlement reduction factor  $\beta$  as a function of the most critical parameters in terms of improvement of each method in comparison for M-C and HS (m = 0.5, 1).



**Figure 5:** Comparison of M-C, HS ( $m = 0.5$ ) and HS ( $m = 1$ ) concerning the settlement reduction factor  $\beta$  as a function of the depth of influence  $z$  in the cases of (a)  $2xE_s$ , (b)  $4xE_s$  and (c)  $6xE_s$



**Figure 6:** Comparison of M-C, HS ( $m = 0.5$ ) and HS ( $m = 1$ ) concerning the settlement reduction factor  $\beta$  as a function of the area replacement ratio  $\alpha_r$  in the cases of (a)  $L = 10$  m, (b)  $L = 15$  m and (c)  $L = 20$  m of stone columns



**Figure 7:** Comparison of M-C, HS ( $m = 0.5$ ) and HS ( $m = 1$ ) concerning the settlement reduction factor  $\beta$  as a function of (a) the area replacement ratio  $\alpha_r$ , (b) the length  $L$  and (c) the ratio  $E_{DM}/E_s$  of deep soil mixing columns

❖ Probabilistic numerical analyses with the PEM method

• General

The probabilistic analyses calculate using the Point Estimate Method (PEM) the probabilities of failure  $P_f$ , which correspond to either the exceedance of the reference settlement  $U_{ref} = 0.4$  m or the differential reference settlement  $\Delta U_{ref} = 0.2$  m, by comparing them with the corresponding numerically calculated settlements  $U_{FEM,K}$  of the K point and the differential settlements  $\Delta U_{FEM,KC}$  between points K and C at the corner of the base of the embankment (see Figure 1). It is important to point out that the selection of those specific high values of  $U_{ref}$  and  $\Delta U_{ref}$  was purely indicative within the context of a preliminary investigation of the degree of settlement reduction after the application of each ground improvement method in terms of probabilities of failure  $P_f$  and do not correspond to the allowable settlements of the embankment and because of that they are defined as reference settlements.

• Assumptions of numerical analyses, geometrical characteristics of models, soil properties and range of values of parameters

The assumptions of these analyses and the simulation of the geometry of each finite element model are assumed to be the same as those of the deterministic analyses. The soil elements' behavior was simulated using only the Hardening Soil constitutive model with  $m = 0.5$  and  $m = 1$ . For the spoil properties  $\gamma$ ,  $c$  and  $\phi$  the average values of these were used exactly as they were obtained in the deterministic analyses (both for spoil material as well as for the embankment), while for the modulus of elasticity of the spoil material the average value  $\mu$ , the standard deviation  $\sigma$  and the coefficient of variability COV were used. The following Tables 6 – 8 summarize the values of  $\mu$ ,  $\sigma$  and COV of the modulus of elasticity of the spoil material before and after the application of the dynamic compaction and deep soil mixing methods. In the case of the stone columns method, only the variability of the modulus of elasticity of the examined spoil material before improvement  $E_s$  was considered with the assumption that the modulus of elasticity of the material of stone columns are generally predetermined and therefore the average values used for them were exactly as in the deterministic analyses (see Table 3). To calculate the probabilities of failure  $P_f$ , the PEM method was applied as follows:

1. Using a random variable  $X = E_s$ : Both the initial analyses before improvement and the analyses of the stone columns
2. Using two random variables  $X_1 = E_s$  and  $X_2 = E_{DC}$  or  $E_{DM}$ : Usage of both the analysis of dynamic compaction and deep soil mixing methods

**Table 6:** Variability of modulus of elasticity  $E_{DC}$  of spoil before improvement

Parameter	COV (%)	$\mu$ (MPa)	$\sigma$ (MPa)	$E_+$ (MPa)	$E_-$ (MPa)
$E_{50,ref} = E_{oed,ref}$	40	5	2	7	3

**Table 7:** Variability of modulus of elasticity  $E_{DC}$  of spoil after improvement using dynamic compaction method

Method	Degree of improvement	COV (%)	$E_{50,ref} = E_{oed,ref}$			
			$\mu$ (MPa)	$\sigma$ (MPa)	$E_+$ (MPa)	$E_-$ (MPa)
Dynamic compaction	$2xE_s$	40	10	4	14	6
	$4xE_s$		20	8	28	12
	$6xE_s$		30	12	42	18

**Table 8:** Variability of modulus of elasticity  $E_{DM}$  of deep soil mixing columns

Method	Degree of improvement	COV (%)	$E_{50,ref} = E_{oed,ref}$			
			$\mu$ (MPa)	$\sigma$ (MPa)	$E_+$ (MPa)	$E_-$ (MPa)
Deep soil mixing	$2xE_s$	40	10	4	14	6
	$6xE_s$		30	12	42	18
	$10xE_s$		50	20	70	30

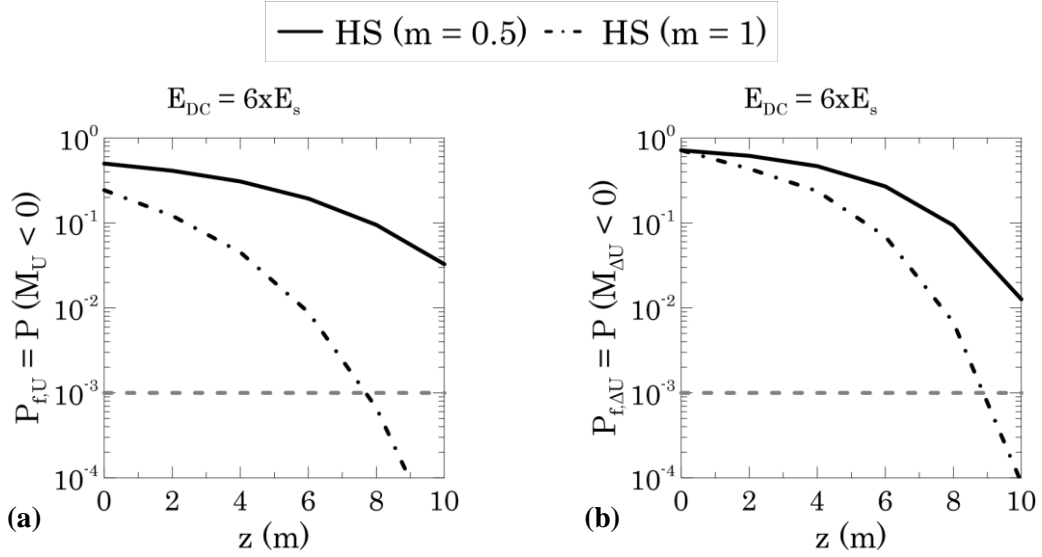
#### • Results of probabilistic analyses

Table 9 presents the "initial" probabilities of exceedance  $P_f$  of the settlements  $U_{ref}$  and  $\Delta U_{ref}$  before improvement using HS model with  $m = 0.5$  and  $m = 1$ . In addition, Figures 8 – 10 present some indicative diagrams of the reduction of probabilities of exceedance  $P_f$  of  $U_{ref}$  and  $\Delta U_{ref}$  as a function of the most critical parameters in terms of improvement concerning each method with the goal of comparing HS ( $m = 0.5$ ) with HS ( $m = 1$ ). The gray dotted line corresponds to the probability of failure for the case of embankments equal to  $10^{-3}$  (based on the existing literature).

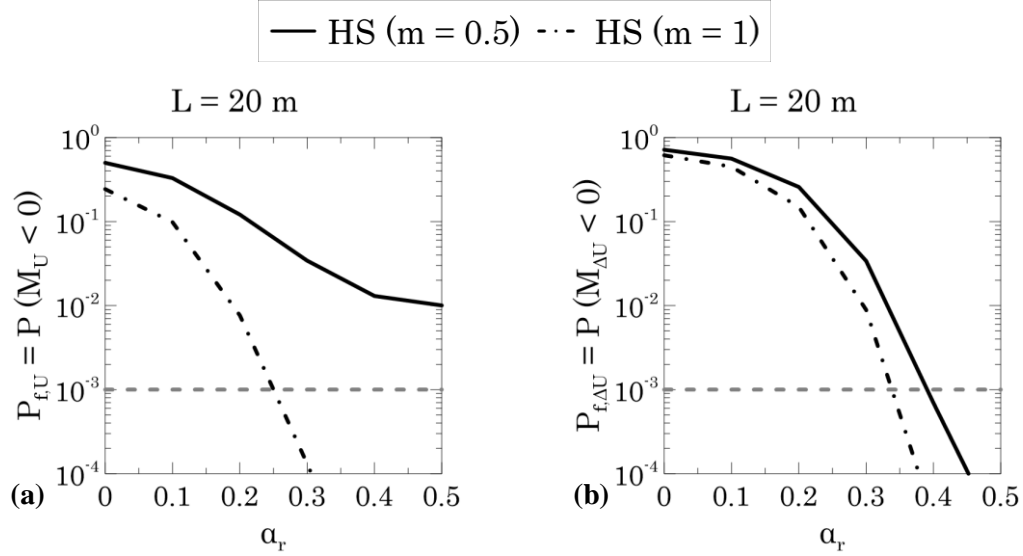
**Table 9:** probability of exceedance  $P_f$  of  $U_{ref}$ ,  $\Delta U_{ref}$  before improvement using HS ( $m = 0.5$ ) and HS ( $m = 1$ )

HS	Settlement of point K	Differential settlement between points K and C
	$P_{f,U}$	$P_{f,\Delta U}$
$m = 0.5$	50 %	72 %
$m = 1$	24 %	62 %

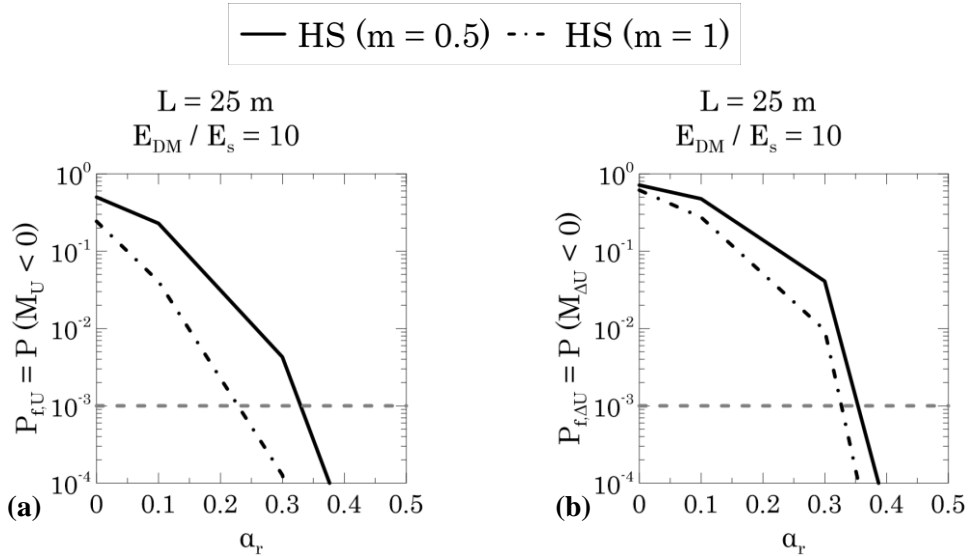
Notes:  $P_{f,U} = P(M_U < 0) = P(U_{ref} < U_{FEM,K})$  και  $P_{f,\Delta U} = P(M_{\Delta U} < 0) = P(\Delta U_{ref} < \Delta U_{FEM,KC})$



**Figure 8:** Comparison of HS ( $m = 0.5$ ) and HS ( $m = 1$ ) in the reduction of probability of exceedance  $P_f$  of (a)  $U_{ref}$  and (b)  $\Delta U_{ref}$  as a function of the depth of influence  $z$  in the case  $E_{DC} = 6E_s$



**Figure 9:** Comparison of HS ( $m = 0.5$ ) and HS ( $m = 1$ ) in the reduction of probability of exceedance  $P_f$  of (a)  $U_{ref}$  and (b)  $\Delta U_{ref}$  as a function of  $\alpha_r$  of stone columns for the case  $L = 20$  m



**Figure 10:** Comparison of HS ( $m = 0.5$ ) and HS ( $m = 1$ ) in the reduction of probability of exceedance  $P_f$  of (a)  $U_{ref}$  and (b)  $\Delta U_{ref}$  as a function of  $\alpha_r$  of deep soil mixing columns for the case  $\{L = 25$  m and  $E_{DM}/E_s = 10\}$

## ❖ Conclusions

The overall conclusions of this thesis are the following:

1. From the deterministic analyses, the lower values of the reduction settlement factor  $\beta$  (more improved in terms of settlement reduction) were observed in the analyses with the HS model compared to those done with the M-C model. This is due to the fact that the HS model obtains an increase in modulus soil stiffness with depth whose degree is proportional to the parameter  $m$ . Similarly, it was observed from the probabilistic analyses the clearly lower values of probabilities of exceedance  $P_f$  both  $U_{ref}$  and differential reference settlements  $\Delta U_{ref}$  in the analyses with HS ( $m = 1$ ) compared to those done with HS ( $m = 0.5$ ). Specifically:

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta_{HS(m=1)} < \beta_{HS(m=0.5)} < \beta_{M-C} \\ P_{f,HS(m=1)} < P_{f,HS(m=0.5)} \end{array} \right\}$$

2. In addition, from all three methods of improvement/reinforcement, a relatively satisfactory convergence was observed between the values of the reduction settlement factor  $\beta$  in the analyses with M-C and HS ( $m = 0.5$ ) ( $7 \div 27 \%$ ) as well as those with HS ( $m = 0.5$ ) and HS ( $m = 1$ ) ( $1 \div 13 \%$ ), while the corresponding values of  $\beta$  in M-C and HS ( $m = 1$ ) present a relatively larger deviation ( $12 \div 36 \%$ ).
3. Concerning the case of maximum possible improvement of each method, the lower possible values of  $\beta$  and  $P_f$  were achieved with the Deep Soil Mixing method. Specifically, the following emerged:

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta_{DM} < \beta_{SC} < \beta_{DC} \\ P_{f,DM} < P_{f,SC} < P_{f,DC} \end{array} \right\}$$

where:

DC: Dynamic Compaction, SC: Stone Columns and DM: Deep Soil Mixing

Finally, the following Table 10 summarizes the range of values of settlement reduction factor  $\beta$  and probability of exceedance  $P_f$  of the  $U_{ref}$  and the differential reference settlement  $\Delta U_{ref}$  for each ground improvement method.

**Table 10:** Range of values of  $\beta$  and  $P_f$  for each method

Ground improvement method	Range of values		
	$\beta = S_f / S_o$	$P_{f,U} = P(U_{ref} < U_{FEM,K})$	$P_{f,\Delta U} = P(\Delta U_{ref} < U_{FEM,KC})$
DC	0.53 $\div$ 0.97	$4 \cdot 10^{-1} \div 10^{-5}$	$6 \cdot 10^{-1} \div 9 \cdot 10^{-5}$
SC	0.49 $\div$ 0.99	$4 \cdot 10^{-1} \div 5 \cdot 10^{-8}$	$6 \cdot 10^{-1} \div 10^{-9}$
DM	0.38 $\div$ 0.96	$4 \cdot 10^{-1} \div 8 \cdot 10^{-11}$	$6 \cdot 10^{-1} \div 10^{-13}$

## ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

<b>1</b>	<b>ΕΙΣΑΓΩΓΗ</b> .....	<b>1</b>
1.1	ΓΕΝΙΚΑ.....	1
1.2	ΟΡΙΣΜΟΣ ΤΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ.....	7
1.3	ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ.....	8
1.3.1	<b>Βασικά στοιχεία</b> .....	<b>8</b>
1.3.2	<b>Αρχική προσέγγιση του προβλήματος</b> .....	<b>14</b>
1.4	ΔΙΑΡΘΡΩΣΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ.....	22
<b>2</b>	<b>ΜΕΘΟΔΟΙ ΒΕΛΤΙΩΣΗΣ ΜΑΛΑΚΩΝ ΕΛΑΦΩΝ – ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ</b>	
	<b>ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ</b> .....	<b>24</b>
2.1	ΓΕΝΙΚΑ.....	24
2.2	ΕΞΕΤΑΖΟΜΕΝΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΒΕΛΤΙΩΣΗΣ.....	26
2.2.1	<b>Μέθοδος δυναμικής συμπίκνωσης</b> .....	<b>27</b>
2.2.1.1	Περιγραφή μεθόδου.....	27
2.2.1.2	Πλαίσιο εφαρμογής.....	29
2.2.1.3	Ποσοτικοποίηση της βελτίωσης.....	30
2.2.2	<b>Μέθοδος χαλικοπασσάλων</b> .....	<b>33</b>
2.2.2.1	Περιγραφή μεθόδου.....	33
2.2.2.2	Πλαίσιο εφαρμογής – μέθοδοι κατασκευής.....	34
2.2.2.3	Βασικές παράμετροι σχεδιασμού.....	37
2.2.2.4	Ποσοτικοποίηση της βελτίωσης – εκτίμηση των καθιζήσεων.....	40
2.2.3	<b>Μέθοδος βαθιάς εδαφικής ανάμιξης</b> .....	<b>42</b>
2.2.3.1	Περιγραφή μεθόδου.....	42
2.2.3.2	Μέθοδοι κατασκευής.....	42
2.2.3.3	Πλαίσιο εφαρμογής.....	43
2.2.3.4	Χρήση ιπτάμενης τέφρας ως υλικό εδαφικής σταθεροποίησης.....	45
2.2.3.4.1	Γενικά στοιχεία.....	45
2.2.3.4.2	Ποσοτικοποίηση της βελτίωσης.....	47
<b>3</b>	<b>ΑΙΤΙΟΚΡΑΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΒΕΛΤΙΩΣΗΣ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ ΕΠΙΧΩΜΑΤΟΣ</b> .....	<b>50</b>

3.1	ΓΕΝΙΚΑ.....	50
3.2	ΑΡΧΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΜΕΘΟΔΩΝ ΒΕΛΤΙΩΣΗΣ.....	51
3.2.1	Ορισμός προσομοιώματος – παραδοχές ανάλυσης.....	51
3.2.2	Τιμές εδαφικών παραμέτρων .....	52
3.2.3	Αποτελέσματα αναλύσεων – καθιζήσεις.....	52
3.3	ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΜΕΘΟΔΩΝ ΒΕΛΤΙΩΣΗΣ .....	55
3.3.1	Δυναμική συμπίκνωση .....	55
3.3.1.1	Γεωμετρία προσομοιώματος – εύρος τιμών παραμετρικών αναλύσεων.....	56
3.3.1.2	Τιμές εδαφικών παραμέτρων.....	57
3.3.1.3	Αποτελέσματα αναλύσεων – βαθμός μείωσης των καθιζήσεων.....	57
3.3.2	Χαλικοπάσσαλοι .....	59
3.3.2.1	Αρχικές αναλύσεις (επικουρικού τύπου) με χρήση του προσομοιώματος unit cell 59	
3.3.2.2	Βασικό πρόγραμμα παραμετρικών αναλύσεων – ανάλυση επιχώματος.....	63
3.3.2.2.1	Γεωμετρία προσομοιώματος - εύρος τιμών παραμετρικών αναλύσεων .....	63
3.3.2.2.2	Τιμές εδαφικών παραμέτρων.....	65
3.3.2.2.3	Αποτελέσματα αναλύσεων – βαθμός μείωσης των καθιζήσεων.....	66
3.3.3	Βαθιά εδαφική ανάμιξη με χρήση ιπτάμενης τέφρας .....	67
3.3.3.1	Γεωμετρία προσομοιώματος – εύρος τιμών παραμετρικών αναλύσεων.....	67
3.3.3.2	Τιμές εδαφικών παραμέτρων.....	69
3.3.3.3	Αποτελέσματα αναλύσεων – βαθμός μείωσης των καθιζήσεων.....	69
3.3.4	Συγκριτική αξιολόγηση μεθόδων βελτίωσης.....	71
<b>4</b>	<b>ΠΙΘΑΝΟΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΒΕΛΤΙΩΣΗΣ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ ΕΠΙΧΩΜΑΤΟΣ.....</b>	<b>72</b>
4.1	ΓΕΝΙΚΑ.....	72
4.2	ΕΠΙΔΙΩΚΟΜΕΝΗ ΑΞΙΟΠΙΣΤΙΑ ΤΕΧΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ – ΑΠΟΔΕΚΤΗ ΠΙΘΑΝΟΤΗΤΑ ΑΣΤΟΧΙΑΣ .....	73
4.3	ΜΕΘΟΔΟΣ ΣΗΜΕΙΑΚΗΣ ΕΚΤΙΜΗΣΗΣ ΡΕΜ .....	74
4.4	ΠΙΘΑΝΟΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ ΕΠΙΧΩΜΑΤΟΣ ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ ΡΕΜ	77
4.4.1	Αρχικές αναλύσεις πριν την εφαρμογή μεθόδων βελτίωσης .....	78



4.4.1.1	Γεωμετρία προσομοιώματος, εύρος τιμών παραμετρικών αναλύσεων και εδαφικές παράμετροι .....	78
4.4.1.2	Αποτελέσματα πιθανοτικών αναλύσεων – εφαρμογή μεθόδου PEM .....	79
<b>4.4.2</b>	<b>Δυναμική συμπίκνωση .....</b>	<b>79</b>
4.4.2.1	Γεωμετρία προσομοιώματος, εύρος τιμών παραμετρικών αναλύσεων και εδαφικές παράμετροι .....	79
4.4.2.2	Αποτελέσματα πιθανοτικών αναλύσεων – εφαρμογή μεθόδου PEM .....	80
<b>4.4.3</b>	<b>Χαλικοπάσσαλοι .....</b>	<b>82</b>
4.4.3.1	Γεωμετρία προσομοιώματος, εύρος τιμών παραμετρικών αναλύσεων και εδαφικές παράμετροι .....	82
4.4.3.2	Αποτελέσματα πιθανοτικών αναλύσεων – εφαρμογή μεθόδου PEM .....	82
<b>4.4.4</b>	<b>Βαθιά εδαφική ανάμιξη με χρήση ιπτάμενης τέφρας .....</b>	<b>84</b>
4.4.4.1	Γεωμετρία προσομοιώματος, εύρος τιμών παραμετρικών αναλύσεων και εδαφικές παράμετροι .....	84
4.4.4.2	Αποτελέσματα πιθανοτικών αναλύσεων – εφαρμογή μεθόδου PEM .....	85
<b>4.4.5</b>	<b>Συγκριτική αξιολόγηση μεθόδων.....</b>	<b>88</b>
<b>5</b>	<b>ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΚΑΙ ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ.....</b>	<b>90</b>
5.1	ΣΥΝΟΨΗ.....	90
5.2	ΤΕΛΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΕΡΓΑΣΙΑΣ.....	91
5.3	ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΜΕΛΛΟΝΤΙΚΗ ΕΡΕΥΝΑ .....	92
<b>6</b>	<b>ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ .....</b>	<b>94</b>

## ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΣΧΗΜΑΤΩΝ

Σχήμα 1.1: Εξέλιξη εξόρυξης λιγνίτη κρατών μελών της ΕΕ την περίοδο 1990-2021 (EUROSTAT).....	3
Σχήμα 1.2: Ποσοστό εγχώριας εξόρυξης λιγνίτη κρατών μελών της ΕΕ επί της συνολικής ευρωπαϊκής παραγωγής την περίοδο 1990-2021 (EUROSTAT).....	3
Σχήμα 1.3: (α) Ποσοστά συνολικής παραγωγής ηλεκτρικής ενέργειας και θερμότητας από λιγνίτη και (β) Ποσοστά αξιοποίησης εναλλακτικών πόρων για την ηλεκτροπαραγωγή το έτος 2020 (EUROSTAT).....	3
Σχήμα 1.4: Ευρωπαϊκή παραγωγή και εισαγωγές λιγνίτη και ανθρακίτη (σε Mt) το έτος 2021 (Euracoal 2021).....	4
Σχήμα 1.5: Κατανομή ανεκμετάλλευτων λιγνιτικών αποθεμάτων στον Ελλαδικό χώρο το έτος 2018 .....	5
Σχήμα 1.6: Εξέλιξη της λιγνιτικής παραγωγής (σε Mt) των ορυχείων της ΔΕΗ σε σχέση με την εγκατεστημένη ισχύ των μονάδων ηλεκτροπαραγωγής (Roumpos C. et al., 2018).....	5
Σχήμα 1.7: Αξιοποίηση εναλλακτικών πόρων για την παραγωγή ηλεκτρικής ενέργειας στην Ελλάδα την περίοδο 1972 – 2017 (Roumpos C. et al., 2018).....	5
Σχήμα 1.8: Γενική άποψη της περιοχής μελέτης (Zevgolis I. E. et al., 2021) .....	9
Σχήμα 1.9: Αντιπροσωπευτική διατομή (A’–A’’) στον διαμήκη άξονα του σωρού απόθεσης (Zevgolis I. E. et al., 2021) .....	10
Σχήμα 1.10: Απλοποιημένη κάτοψη του αναχώματος και των θέσεων των δειγματοληπτικών γεωτρήσεων (Zevgolis I. E. et al., 2021) .....	10
Σχήμα 1.11: Ταξινόμηση εξεταζόμενου υλικού (στείρα) βάσει του USCS από τις κατά μήκος του αναχώματος δειγματοληπτικές γεωτρήσεις B1 έως B12 (Zevgolis I. E. et al., 2021).....	11
Σχήμα 1.12: Κοκκομετρικές καμπύλες από τρία εδαφικά δείγματα (βάθη: 2–2.5 m, 16–16.5 m και 30–30.5 m) (Zevgolis I. E. et al., 2021) .....	12
Σχήμα 1.13: Διάγραμμα ορίων πλαστιμότητας και υδαρότητας κατά Casagrande εξεταζόμενου υλικού (Zevgolis I. E. et al., 2021) .....	12
Σχήμα 1.14: Κατακόρυφη ομοιόμορφη επιφανειακή πίεση σε (α) κυκλική επιφάνεια και σε (β) απειρομήκη λωρίδα (Καββαδάς Μ., 2016) .....	15
Σχήμα 1.15: Κάναβος πεπερασμένων στοιχείων για (α) κυκλικό θεμέλιο (αξονοσυμμετρικές συνθήκες) και για (β) απειρομήκη λωρίδα (συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης).....	15
Σχήμα 1.16: Ολικές μετακινήσεις στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης (incremental displacements, $\Delta u$ ) στο στάδιο της φέρουσας ικανότητας – αστοχίας στο κυκλικό θεμέλιο για τις περιπτώσεις AVG και MIN για (α), (γ) M-C και (β), (δ) HS αντίστοιχα .....	17
Σχήμα 1.17: Ολικές μετακινήσεις στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης (incremental displacements, $\Delta u$ ) στο στάδιο της φέρουσας ικανότητας – αστοχίας στην απειρομήκη λωρίδα για τις περιπτώσεις AVG και MIN για (α), (γ) M-C και (β), (δ) HS αντίστοιχα.....	18
Σχήμα 1.18: Γενικός μηχανισμός αστοχίας ενός τυπικού επιφανειακού θεμελίου (Budhu Μ., 2010).....	18
Σχήμα 1.19: Διαγράμματα φορτίου – καθίζησης κυκλικού θεμελίου και σύγκριση με τις φέρουσες ικανότητες κατά EC7 για τις περιπτώσεις AVG, Xk, MIN και MAX για (α) M-C και (β) HS 20	
Σχήμα 1.20: Διαγράμματα φορτίου – καθίζησης απειρομήκους λωρίδας και σύγκριση με τις φέρουσες ικανότητες κατά EC7 για τις περιπτώσεις AVG, Xk, MIN και MAX για (α) M-C και (β) HS 20	
Σχήμα 2.1: Πλαίσιο αποτελεσματικής εφαρμογής μεθόδων βελτίωσης/ενίσχυσης εδαφών (Han J., 2015) ...	25

Σχήμα 2.2: Άποψη εφαρμογής της μεθόδου δυναμικής συμπίκνωσης (Nicholson P. G., 2014).....	27
Σχήμα 2.3: Στάδια εφαρμογής μεθόδου δυναμικής συμπίκνωσης (Han J., 2015 & Nicholson P. G., 2014) .	28
Σχήμα 2.4: Πλαίσιο εφαρμογής μεθόδου ανάλογα με την κοκκομετρική διαβάθμιση του εδάφους εδαφών (Lukas, 1986).....	29
Σχήμα 2.5: Κατανομές $N_{SPT}$ με το βάθος από δοκιμές SPT πριν και μετά τη δυναμική συμπίκνωση (α) Tsitsas G. et al. (2015) και (β) Rollins K. M. & Kim J. (2010) .....	30
Σχήμα 2.6: Κατανομές $q_c$ με το βάθος από δοκιμές CPT πριν και μετά τη δυναμική συμπίκνωση (α) Rodriguez A. T. P. et al. (2015) και (β) Rollins K. M. & Kim J. (2010) .....	31
Σχήμα 2.7: Κατανομές $P_L$ και $E_M$ και ποσοστό βελτίωσης με το βάθος από δοκιμές PMT πριν και μετά τη δυναμική συμπίκνωση (α) Hamidi B. et al. (2011) και (β) Hamidi B. et al. (2012) αντίστοιχα .....	31
Σχήμα 2.8: Εμπειρικές σχέσεις μεταξύ $E_s$ και $N_{SPT}$ (Παπαδόπουλος Β., 2021) .....	32
Σχήμα 2.9: Μέθοδος δονητικής συμπίκνωσης (vibro-compaction method) (Μπουκοβάλας, 2004).....	35
Σχήμα 2.10: Μέθοδος δονητικής αντικατάστασης (vibro-replacement method) (Μπουκοβάλας, 2004).....	35
Σχήμα 2.11: Πλαίσιο εφαρμογής μεθόδων δονητικής συμπίκνωσης (vibro-compaction method) και δονητικής αντικατάστασης (vibro-replacement method) ανάλογα με την κοκκομετρική διαβάθμιση του εδάφους (Han J., 2015) .....	35
Σχήμα 2.12: «Εκ των άνω» (υγρή) τροφοδοσία χαλίκων (Wet Top Feed) (Μπουκοβάλας, 2021).....	36
Σχήμα 2.13: «Εκ των κάτω» (ξηρή) τροφοδοσία χαλίκων (Dry Bottom Feed) (Μπουκοβάλας, 2021).....	36
Σχήμα 2.14: Ελληνική μέθοδος κατασκευής χαλικοπασσάλων (Ανδρέου Π. Σ., 2009) .....	36
Σχήμα 2.15: Ομάδα χαλικοπασσάλων και στοιχειώδης μονάδα χαλικοπασσάλου (unit cell) (Ανδρέου Π. Σ., 2009).....	38
Σχήμα 2.16: Ισοδύναμη διάμετρος επιρροής μεμονωμένου χαλικοπασσάλου ανάλογα με τη γεωμετρία της διάταξης.....	38
Σχήμα 2.17: Μορφές αστοχίας μεμονωμένου χαλικοπασσάλου επί ομογενούς μαλακού εδάφους (Μπουκοβάλας, 2004).....	39
Σχήμα 2.18: Ανάπτυξη αναλυτικών μεθόδων εκτίμησης των καθιζήσεων βασισμένες στο προσομοίωμα unit cell (Sexton et al., 2013) .....	40
Σχήμα 2.19: Κύρια γεωμετρικά μοντέλα προσομοίωσης του πραγματικού προβλήματος (ομάδα χαλικοπασσάλων) (Castro J., 2017b).....	41
Σχήμα 2.20: Τεχνολογίες εδαφικής ανάμιξης. (α) Υγρή ανάμιξη, (β) Ξηρή ανάμιξη, (γ) Ανάμιξη με τροχούς κοπής (Han J., 2015).....	42
Σχήμα 2.21: Υγρή εδαφική ανάμιξη. (α) Τοποθέτηση στελέχους (β) Διάτρηση και ανάμιξη σταθεροποιητή εντός του εδάφους (γ) Διάτρηση και ανάμιξη μέχρι το επιθυμητό βάθος (δ) Αντίστροφη ανάμιξη κατά την απόσυρση του στελέχους (ε) Ολοκλήρωση διαδικασίας (Han J., 2015) .....	43
Σχήμα 2.22: Ξηρή εδαφική ανάμιξη. (α) Τοποθέτηση στελέχους (β) Διάτρηση (γ) Διάτρηση μέχρι το επιθυμητό βάθος (δ) Έγχυση ξηρού συνδετικού υλικού σε σκόνη και ανάμιξη κατά την απόσυρση (ε) Ολοκλήρωση διαδικασίας (Han J., 2015) .....	43
Σχήμα 2.23: Εναλλακτικές διατάξεις βαθιάς εδαφικής ανάμιξης σε κάτοψη. (α) Μεμονωμένοι εδαφοπάσσαλοι (β) Μπλοκ (γ) Διάφραγμα (δ) Πλέγμα (Han J., 2015).....	44
Σχήμα 2.24: Σύσταση λιγνίτη (Κωνσταντινίδης Μ., 2012).....	46

Σχήμα 2.25: Σχηματική διάταξη καμίνου. A: Το καύσιμο εισάγεται στην κάμινο, B: Χώρος καύσης, C: Εξαγωγή τέφρας πυθμένα, D: Καπναέρια με αιωρούμενη ιπτάμενη τέφρα, E: Διαχωρισμός μέσω φίλτρου της τέφρας από τα καπναέρια, F: Εκπομπή καπναερίων (Ευθυμίου Σ., 2019)..	46
Σχήμα 2.26: Επιρροή ποσοστού τέφρας σε σχέση με το χρόνο ωρίμανσης στο μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης $E_{oed}$ σε δοκίμια (α) αργίλου CL (Μαντικός Β., 2012) και (β) αργίλου CH (Ευθυμίου Σ., 2019).....	48
Σχήμα 2.27: Επιρροή χρόνου ωρίμανσης και ποσοστού τέφρας στο μέτρο ανάκτησης $M_r$ σε δοκίμια (α) αργίλου CL (Edil T. B. et al., 2006), (β) ιλύος MH (Yu H. et al., 2017) και (γ) αργίλου CL και CH (Kang X. et al., 2015).....	49
Σχήμα 3.1: Γεωμετρία εξεταζόμενου επιχώματος.....	50
Σχήμα 3.2: Κάναβος πεπερασμένων στοιχείων αναλύσεων πριν την εφαρμογή βελτίωσης.....	51
Σχήμα 3.3: Κατανομές κατακόρυφων μετακινήσεων (καθιζήσεων) $U_y$ για κάθε καταστατικό προσομοίωμα.....	53
Σχήμα 3.4: Υπερβολικός νόμος τάσεων παραμορφώσεων στην περίπτωση στραγγιζόμενης τριαξονικής φόρτισης (PLAXIS, 2021).....	54
Σχήμα 3.5: Μεταβολή του (α) $E_i$ και του (β) $E_{50}$ με το βάθος $H$ για το M-C και το HS ( $m = 0.5, 1$ ).....	55
Σχήμα 3.6: Κάναβος πεπερασμένων στοιχείων προσομοίωσης της βελτίωσης της μεθόδου δυναμικής συμπίκνωσης.....	56
Σχήμα 3.7: Διαγράμματα μεταβολής του $\beta$ συναρτήσει του $z$ ανάλογα με το βαθμό αύξησης του $E_s$ με το καταστατικό προσομοίωμα (α) M-C, (β) HS ( $m = 0.5$ ) και (γ) HS ( $m = 1$ ).....	58
Σχήμα 3.8: Διαγράμματα μεταβολής του $\beta$ συναρτήσει του $z$ συγκριτικά για κάθε καταστατικό προσομοίωμα με αύξηση του μέτρου ελαστικότητας κατά (α) $2xE_s$ , (β) $4xE_s$ και (γ) $6xE_s$ .....	58
Σχήμα 3.9: Κάναβος προσομοιώματος unit cell αρχικών - «επικουρικών» αναλύσεων.....	59
Σχήμα 3.10: Επιρροή των (α) $L$ , (β) $E_c/E_s$ και (γ) $\varphi_c$ στο βαθμό μείωσης του $\beta$ για $\alpha_r = 0.1 \div 0.5$ και $q = 100$ kPa.....	61
Σχήμα 3.11: Επιρροή των (α) $L$ , (β) $E_c/E_s$ και (γ) $\varphi_c$ στο βαθμό μείωσης του $\beta$ για $q = \{100, 200, 300$ kPa} (περίπτωση αναφοράς).....	61
Σχήμα 3.12: Συνθήκες μονοδιάστατης παραμόρφωσης σε ομογενές συνεκτικό έδαφος (Καββαδάς Μ., 2016).....	62
Σχήμα 3.13: Σύγκριση βαθμού μείωσης των καθιζήσεων μεταξύ $H = 10$ m και $H = 20$ m συναρτήσει του $\alpha_r$ για $L = 4$ m και $L = 8$ m για φόρτιση $q = 100$ kPa.....	62
Σχήμα 3.14: Βοηθητικό σχήμα υπολογισμού της αξονικής απόστασης $s$ των χαλικοπασσάλων (λωρίδες) ...	64
Σχήμα 3.15: Κάναβοι πεπερασμένων στοιχείων προσομοιώματος χαλικοπασσάλων για (α) $\alpha_r = 0.1$ , (β) $\alpha_r = 0.2$ , (γ) $\alpha_r = 0.3$ , (δ) $\alpha_r = 0.4$ και (ε) $\alpha_r = 0.5$ .....	65
Σχήμα 3.16: Επιρροή του $\alpha_r$ στο βαθμό μείωσης του $\beta$ για τις διάφορες τιμές των $L$ των χαλικοπασσάλων με το καταστατικό προσομοίωμα (α) M-C, (β) HS ( $m = 0.5$ ) και (γ) HS ( $m = 1$ ).....	66
Σχήμα 3.17: Σύγκριση μεταξύ MC, HS ( $m = 0.5$ ) και HS ( $m = 1$ ) στο βαθμό μείωσης του $\beta$ συναρτήσει του $\alpha_r$ για (α) $L = 10$ m, (β) $L = 15$ m και (γ) $L = 20$ m των χαλικοπασσάλων.....	66
Σχήμα 3.18: Κάναβοι πεπερασμένων στοιχείων προσομοιώματος εδαφο-πασσάλων για (α) $\alpha_r = 0.1$ , (β) $\alpha_r = 0.3$ και (γ) $\alpha_r = 0.5$ .....	68
Σχήμα 3.19: Επιρροή $\alpha_r$ στο βαθμό μείωσης του $\beta$ για τις διάφορες τιμές των $L$ με το καταστατικό προσομοίωμα (α) M-C, (β) HS ( $m = 0.5$ ) και (γ) HS ( $m = 1$ ).....	69

Σχήμα 3.20: Επιρροή των L στο βαθμό μείωσης του β για διάφορες τιμές της αύξησης του E των εδαφο- πασσάλων και $\alpha_r = 0.5$ με το καταστατικό προσομοίωμα (α) M-C, (β) HS (m = 0.5) και (γ) HS (m = 1) .....	70
Σχήμα 3.21: Επιρροή $E_{DM}/E_s$ στο βαθμό μείωσης του β για διάφορες τιμές του $\alpha_r$ των εδαφο-πασσάλων με το καταστατικό προσομοίωμα (α) M-C, (β) HS (m = 0.5) και (γ) HS (m = 1).....	70
Σχήμα 3.22: Σύγκριση μεταξύ MC, HS (m = 0.5) και HS (m = 1) της επιρροής των (α) $\alpha_r$ , (β) L και (γ) $E_{DM}/E_s$ (περίπτωση αναφοράς) των εδαφο-πασσάλων.....	70
Σχήμα 4.1: Συσχέτιση μεταξύ $P_f$ και β ανάλογα με τη συνάρτηση κατανομής του Y (Baecher G. B. & Christian J. T., 2003).....	76
Σχήμα 4.2: Μείωση των $P_f$ συναρτήσει του z ανάλογα με το βαθμό αύξησης του $E_s$ μετά τη δυναμική συμπύκνωση για το καταστατικό προσομοίωμα HS (m = 0.5) και HS (m = 1) αντίστοιχα (α), (β) των απόλυτων καθιζήσεων $U_K$ και (γ), (δ) των διαφορικών $\Delta U_{KG}$ .....	81
Σχήμα 4.3: Σύγκριση των HS (m = 0.5) και HS (m = 1) στη μείωση των $P_f$ συναρτήσει του z για την περίπτωση $E_{DC} = 6E_s$ μετά τη δυναμική συμπύκνωση για (α) την απόλυτη καθίζηση $U_K$ και (β) την διαφορική $\Delta U_{KG}$ .....	81
Σχήμα 4.4: Μείωση των $P_f$ συναρτήσει του $\alpha_r$ για τις διάφορες τιμές των L των χαλικοπασσάλων με το καταστατικό προσομοίωμα HS (m = 0.5) και HS (m = 1) αντίστοιχα (α), (β) των απόλυτων καθιζήσεων $U_K$ και (γ), (δ) των διαφορικών $\Delta U_{KG}$ .....	83
Σχήμα 4.5: Σύγκριση των HS (m = 0.5) και HS (m = 1) στη μείωση των $P_f$ συναρτήσει του $\alpha_r$ των χαλικοπασσάλων για την περίπτωση L = 20 m για (α) την απόλυτη καθίζηση $U_K$ και (β) την διαφορική $\Delta U_{KG}$ .....	83
Σχήμα 4.6: Μείωση των $P_f$ των απόλυτων καθιζήσεων $U_K$ συναρτήσει του $\alpha_r$ για μήκη L = {15, 20, 25 m} των ενισχυμένων εδαφο-πασσάλων με HS (m = 0.5) και για λόγους (α) $E_{DM}/E_s = 2$ , (β) $E_{DM}/E_s$ = 6 και $E_{DM}/E_s = 10$ .....	85
Σχήμα 4.7: Μείωση των $P_f$ των απόλυτων καθιζήσεων $U_K$ συναρτήσει του $\alpha_r$ για μήκη L = {15, 20, 25 m} των ενισχυμένων εδαφο-πασσάλων με HS (m = 1) και για λόγους (α) $E_{DM}/E_s = 2$ , (β) $E_{DM}/E_s =$ 6 και (γ) $E_{DM}/E_s = 10$ .....	86
Σχήμα 4.8: Μείωση των $P_f$ των διαφορικών καθιζήσεων $\Delta U_K$ συναρτήσει του $\alpha_r$ για μήκη L = {15, 20, 25 m} των ενισχυμένων εδαφο-πασσάλων με HS (m = 0.5) και για λόγους (α) $E_{DM}/E_s = 2$ , (β) $E_{DM}/E_s$ = 6 και (γ) $E_{DM}/E_s = 10$ .....	86
Σχήμα 4.9: Μείωση των $P_f$ των διαφορικών καθιζήσεων $\Delta U_K$ συναρτήσει του $\alpha_r$ για μήκη L = {15, 20, 25 m} των ενισχυμένων εδαφο-πασσάλων με HS (m = 1) και για λόγους (α) $E_{DM}/E_s = 2$ , (β) $E_{DM}/E_s =$ 6 και (γ) $E_{DM}/E_s = 10$ .....	86
Σχήμα 4.10: Σύγκριση των HS (m = 0.5) και HS (m = 1) στη μείωση των $P_f$ συναρτήσει του $\alpha_r$ των ενισχυμένων εδαφο-πασσάλων για την περίπτωση L = 25 m και $E_{DM}/E_s = 10$ για (α) την απόλυτη καθίζηση $U_K$ και (β) την διαφορική $\Delta U_{KG}$ .....	87

## ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ

Πίνακας 1.1: Βασικές ιδιότητες γαιανθράκων (Ανδρίτσος Ν., 2008) .....	2
Πίνακας 1.2: Ενιαίο Σύστημα Κατάταξης Εδαφών (USCS) (Καββαδάς, 2016) .....	11
Πίνακας 1.3: Φυσικά χαρακτηριστικά του εξεταζόμενου υλικού (Zevgolis I. E. et al., 2021) .....	13
Πίνακας 1.4: Παράμετροι αντοχής και παραμορφωσιμότητας του εξεταζόμενου υλικού (Zevgolis I. E. et al., 2021) .....	13
Πίνακας 1.5: Ιδιότητες εδαφικού υλικού για το καταστατικό προσομοίωμα M-C .....	16
Πίνακας 1.6: Ιδιότητες εδαφικού υλικού για το καταστατικό προσομοίωμα HS .....	16
Πίνακας 1.7: Σύγκριση μεταξύ αριθμητικών τιμών φέρουσας ικανότητας και κατά EC7 (Κυκλικό θεμέλιο) .....	21
Πίνακας 1.8: Σύγκριση μεταξύ αριθμητικών τιμών φέρουσας ικανότητας και κατά EC7 (Απειρομήκης λωρίδα) .....	21
Πίνακας 2.1: Πλαίσιο αποτελεσματικής εφαρμογής μεθόδων βελτίωσης/ενίσχυσης εδαφών (Κάλτσιος Α., 2012) .....	26
Πίνακας 2.2: Συντελεστής $n_c$ ανάλογα με τον τύπο του προς βελτίωση εδάφους με τη μέθοδο της δυναμικής συμπίκνωσης (Han J., 2015) .....	28
Πίνακας 2.3: Ενδεικτικές τιμές του συντελεστή $\alpha$ κατά EN-1997-2 (Παπαδόπουλος Β., 2021) .....	32
Πίνακας 2.4: Τιμές συντελεστή $\alpha = E_M / E_{oed}$ (rheological factor) (Centre D'etudes Menard, 1975) .....	33
Πίνακας 2.5: Χαρακτηριστικά εδαφών που μπορούν να βελτιωθούν με τη μέθοδο των χαλικοπασσάλων (Ανδρέου Π. Σ., 2009) .....	34
Πίνακας 2.6: Καταλληλότητα εφαρμογής απλουστευμένων γεωμετρικών προσομοιώματων για την περίπτωση θεμελίωσης επιχώματος επί ενισχυμένου με χαλικοπασσάλους εδάφους (Castro J., 2017b) .....	41
Πίνακας 2.7: Σύνοψη βαθμού βελτίωσης $E_{oed}$ και $M_r$ μετά την προσθήκη ιπτάμενης τέφρας τύπου C σε αργιλικά και ιλύδη δείγματα .....	49
Πίνακας 3.1: Εδαφικές παράμετροι στείων και επιχώματος με το καταστατικό προσομοίωμα M-C .....	52
Πίνακας 3.2: Εδαφικές παράμετροι στείων και επιχώματος με το καταστατικό προσομοίωμα HS .....	52
Πίνακας 3.3: Αρχικές καθιζήσεις (πριν τη βελτίωση) σημείων στέψης, γωνίας και κεντρικού σημείου βάσης του επιχώματος για κάθε καταστατικό προσομοίωμα .....	55
Πίνακας 3.4: Εύρη τιμών παραμετρικών αναλύσεων δυναμικής συμπίκνωσης .....	56
Πίνακας 3.5: Εδαφικές παράμετροι βελτιωμένου εδάφους μετά τη δυναμική συμπίκνωση με το καταστατικό προσομοίωμα M-C .....	57
Πίνακας 3.6: Εδαφικές παράμετροι βελτιωμένου εδάφους μετά τη δυναμική συμπίκνωση με το καταστατικό προσομοίωμα HS .....	57
Πίνακας 3.7: Σύγκριση των τιμών $\beta$ μεταξύ M-C και HS για $z = 10$ m και $E_{DC} = \{2,4,6\} \times E_s$ .....	59
Πίνακας 3.8: Εδαφικές παράμετροι στείων και υλικού χαλικοπασσάλου για της αρχικές αναλύσεις με το προσομοίωμα unit cell .....	60
Πίνακας 3.9: Εύρη τιμών παραμετρικών αναλύσεων – προσομοίωμα unit cell .....	60
Πίνακας 3.10: Εύρη τιμών βασικού προγράμματος παραμετρικών αναλύσεων χαλικοπασσάλων – προσομοίωμα longitudinal gravel trenches .....	63
Πίνακας 3.11: Τιμές $N$ , $s$ και $s_{net}$ των χαλικοπασσάλων για $\alpha_r = 0.1 \div 0.5$ .....	64

Πίνακας 3.12: Εδαφικές παράμετροι υλικού χαλικοπασσάλου βασικού προγράμματος παραμετρικών αναλύσεων με το καταστατικό προσομοίωμα M-C .....	65
Πίνακας 3.13: Εδαφικές παράμετροι υλικού χαλικοπασσάλου βασικού προγράμματος παραμετρικών αναλύσεων με το καταστατικό προσομοίωμα HS.....	65
Πίνακας 3.14: Σύγκριση των τιμών $\beta$ μεταξύ M-C και HS για $L = \{10, 15, 20 \text{ m}\}$ και $\alpha_r = 0.5$ των χαλικοπασσάλων.....	67
Πίνακας 3.15: Εύρη τιμών παραμετρικών αναλύσεων βαθιάς εδαφικής ανάμιξης.....	68
Πίνακας 3.16: Τιμές $N$ , $s$ και $s_{net}$ των εδαφο-πασσάλων για $\alpha_r = \{0.1, 0.3, 0.5\}$ .....	68
Πίνακας 3.17: Εδαφικές παράμετροι τεχνητά βελτιωμένου μίγματος (στείρων – ιπτάμενης τέφρας) των εδαφο-πασσάλων με το καταστατικό προσομοίωμα M-C .....	69
Πίνακας 3.18: Εδαφικές παράμετροι τεχνητά βελτιωμένου μίγματος (στείρων – ιπτάμενης τέφρας) των εδαφο-πασσάλων με το καταστατικό προσομοίωμα HS.....	69
Πίνακας 3.19: Σύγκριση των τιμών $\beta$ μεταξύ M-C και HS για $L = \{15, 20, 25 \text{ m}\}$ , $E_{DM}/E_s = 10$ και $\alpha_r = 0.5$ των εδαφο-πασσάλων .....	71
Πίνακας 3.20: Συγκεντρωτικός πίνακας ελαχίστων τιμών του συντελεστή $\beta$ (μέγιστη δυνατή βελτίωση) της εκάστοτε μεθόδου για τα καταστατικά προσομοιώματα MC και HS ( $m = 0.5, 1$ ) .....	71
Πίνακας 4.1: Επιδωκόμενη αξιοπιστία τεχνικών έργων (Ζευγώλης Ι. Ε., 2019) .....	74
Πίνακας 4.2: Μεταβλητότητα μέτρου ελαστικότητας $E_s$ του εξεταζόμενου υλικού (στείρα) πριν την εφαρμογή βελτίωσης με το καταστατικό προσομοίωμα HS.....	79
Πίνακας 4.3: Πιθανότητες υπέρβασης $P_f$ των $U_{ref}$ , $\Delta U_{ref}$ πριν τη βελτίωση για HS ( $m = 0.5$ ) και HS ( $m = 1$ )	79
Πίνακας 4.4: Μεταβλητότητα μέτρου ελαστικότητας $E_{DC}$ του βελτιωμένου εδάφους μετά την εφαρμογή της δυναμικής συμπίκνωσης με το καταστατικό προσομοίωμα HS.....	80
Πίνακας 4.5: Ζεύγη τιμών $X_1$ , $X_2$ για τη διεξαγωγή των παραμετρικών αριθμητικών αναλύσεων και την εφαρμογή της μεθόδου PEM – Δυναμική συμπίκνωση .....	80
Πίνακας 4.6: Μεταβλητότητα μέτρου ελαστικότητας $E_{DM}$ των ενισχυμένων με ιπτάμενη τέφρα εδαφο-πασσάλων με το καταστατικό προσομοίωμα HS.....	84
Πίνακας 4.7: Ζεύγη τιμών $X_1$ , $X_2$ για τη διεξαγωγή των παραμετρικών αριθμητικών αναλύσεων και την εφαρμογή της μεθόδου PEM – Βαθιά εδαφική ανάμιξη.....	85
Πίνακας 4.8: Ελάχιστες τιμές πιθανοτήτων υπέρβασης $P_f$ απόλυτης $U_{ref}$ και διαφορικής καθίζησης αναφοράς $\Delta U_{ref}$ κάθε μεθόδου βελτίωσης για HS ( $m = 0.5$ ) και HS ( $m = 1$ ) .....	88





# 1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

## 1.1 ΓΕΝΙΚΑ

Οι ορυκτοί άνθρακες ή γαιάνθρακες (coals) είναι οργανικά ορυκτά ο σχηματισμός των οποίων προήλθε από την ενανθράκωση φυτικών υλών πριν από εκατομμύρια χρόνια. Αποτελούνται κατά το μεγαλύτερο ποσοστό τους από άνθρακα, η περιεκτικότητα του οποίου είναι συνάρτηση του είδους της προερχόμενης φυτικής ύλης, του βαθμού ενανθράκωσης και των συνθηκών της διεργασίας αυτής. Επιπλέον αποτελούνται από νερό, υδρογόνο, οξυγόνο, θείο και μικρή ποσότητα αζώτου και ανόργανων προσμείξεων. Οι γαιάνθρακες ανάλογα με την (κατά βάρος) περιεκτικότητά τους σε άνθρακα διακρίνονται στις εξής κατηγορίες:

1. ανθρακίτης (anthracite, hard coal) (τελικό στάδιο ενανθράκωσης)
2. πισσούχος ή βιτουμενιούχος άνθρακας ή λιθάνθρακας (bituminous coal)
3. υποπισσούχος ή υποβιτουμενιούχος άνθρακας (subbituminous coal) (αναφέρεται συχνά και ως ανώτερης ποιότητας λιγνίτης)
4. λιγνίτης (lignite/brown coal)
5. τύρφη (peat) (αρχικό στάδιο ενανθράκωσης)

Στον Πίνακα 1.1 παρουσιάζονται οι βασικές ιδιότητες των γαιανθράκων. Η ηλικία τους κυμαίνεται από 350 εκατομμύρια χρόνια για τους παλαιότερους άνθρακες έως λιγότερο από 30 εκατομμύρια χρόνια για τα κοιτάσματα τύρφης. Όσο μεγαλύτερος είναι ο χρόνος ενανθράκωσης τόσο μεγαλύτερος είναι ο βαθμός ενανθράκωσης (μεγαλύτερη περιεκτικότητα σε άνθρακα), αυξάνεται η περιεκτικότητα σε θείο, μειώνεται η περιεκτικότητα σε πτητικά συστατικά και οξυγόνο και επομένως τόσο μεγαλύτερη είναι η θερμογόνος ικανότητα του γαιάνθρακα. Αντίθετα όσο χαμηλότερος είναι ο βαθμός ενανθράκωσης και μεγαλύτερη η περιεκτικότητα σε πτητικά συστατικά και νερό, τόσο χαμηλότερη είναι θερμογόνος ικανότητα του γαιάνθρακα. Επισημαίνεται ότι η παρουσία του θείου, η περιεκτικότητα του οποίου ποικίλλει από τύπο σε τύπο γαιάνθρακα, οφείλεται κυρίως για τα προβλήματα περιβαλλοντικής ρύπανσης κατά την καύση των γαιανθράκων και ότι μέχρι και σήμερα δεν έχει βρεθεί κάποια σαφής μέθοδος απομάκρυνσής του πριν από την καύση.

**Πίνακας 1.1:** Βασικές ιδιότητες γαιανθράκων (Ανδρίτσος Ν., 2008)

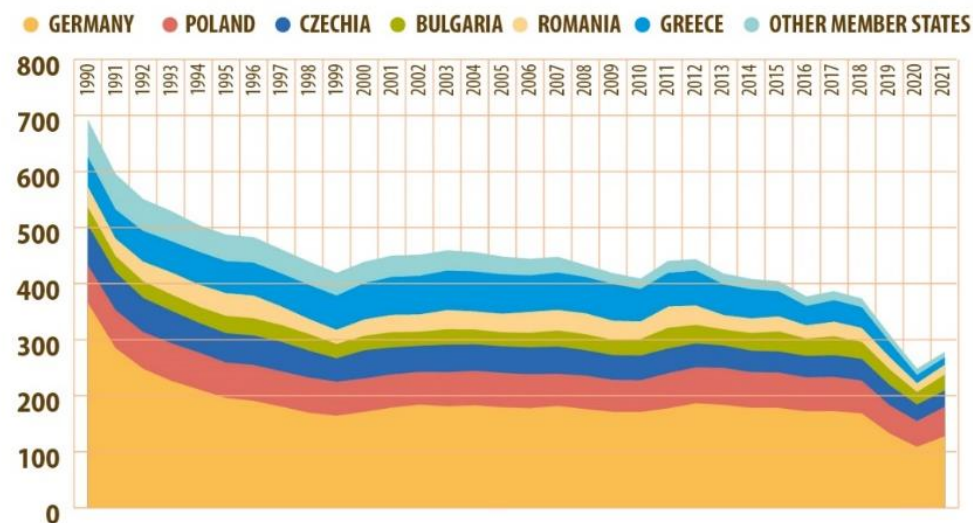
	Λιγνίτης	Υποπισσούχος άνθρακας	Πισσούχος άνθρακας	Ανθρακίτης
Ποιότητα	χαμηλή	χαμηλή	υψηλή	υψηλή
Ηλικία (10 <sup>6</sup> έτη)	50-100			350
% C	65-72	72-76	76-90	90-95
% H	~5			~2
% N		~1-2		
% O	~30			~1
% S	~1			0
% H <sub>2</sub> O	70-30	30-10	10-5	~5
Θερμογόνος δύναμη (MJ/kg)	~6-12	~22	25-30	~32

Ο λιγνίτης ανήκει στην κατηγορία των φτωχών γαιανθράκων λόγω της χαμηλής περιεκτικότητάς του σε άνθρακα (καύσιμο χαμηλής θερμογόνου ικανότητας). Παρά τη χαμηλή του θερμογόνο ικανότητα (και τις περιβαλλοντικές του επιπτώσεις κατά την καύση του), ο λιγνίτης είναι ένας από τους λίγους πρωτογενείς ενεργειακούς πόρους που είναι διαθέσιμος σε μεγάλες ποσότητες σε ορισμένα κράτη μέλη της ΕΕ (συμπεριλαμβανομένων και της Ελλάδας) γεγονός που καθιστά την εγχώρια αξιοποίησή του ως μία ανταγωνιστική λύση έναντι εισαγωγής άλλων ορυκτών καυσίμων.

Η συνεισφορά των ορυκτών ανθράκων στις παγκόσμιες ενεργειακές ανάγκες αποτελεί ύψιστης σημασίας αντιπροσωπεύοντας το 25% της παγκόσμιας ενεργειακής παραγωγής το 2000, το 30% το 2010 και το 27% το 2020 (BP, 2021). Σύμφωνα με τα στοιχεία της Ευρωπαϊκής Στατιστικής Υπηρεσίας (EUROSTAT), την περίοδο 1990 – 2021, το 90-95% του συνολικού λιγνίτη στην ΕΕ παρήχθη από τα εξής έξι κράτη μέλη: Γερμανία, Πολωνία, Τσεχία, Βουλγαρία, Ρουμανία και Ελλάδα (βλ. Σχήμα 1.1). Το 2021, η εγχώρια παραγωγή λιγνίτη στη Γερμανία (46%), την Πολωνία (19%), την Τσεχία (11%), τη Βουλγαρία (10%), τη Ρουμανία (6%) και την Ελλάδα (4%) αντιπροσώπευε το 97% της συνολικής παραγωγής της ΕΕ (βλ. Σχήμα 1.2). Χαρακτηριστικά το 1990, δεκατέσσερα κράτη μέλη παρήγαγαν συνολικά 671 Mt λιγνίτη, εν αντιθέσει με το 2021 όπου η συνολική παραγωγή ήταν 275 Mt λιγνίτη από εννέα κράτη μέλη. Παρατηρείται λοιπόν αξιοσημείωτη πτώση στην εξορυκτική δραστηριότητα με το πέρασμα των χρόνων η οποία σχετίζεται τόσο με την είσοδο εναλλακτικών πηγών ενέργειας (ανανεώσιμες πηγές ενέργειας, πετρέλαιο, φυσικό αέριο κλπ.) όσο και με τη τήρηση περιβαλλοντικών νόμων για τη μείωση εκπομπής των αερίων του θερμοκηπίου από την καύση του άνθρακα/λιγνίτη. Επισημαίνεται ότι το 2020 το 91.7% του συνολικά παραγόμενου λιγνίτη (ο οποίος παρήχθη από εννέα κράτη μέλη) αξιοποιήθηκε για παραγωγή ηλεκτρικής ενέργειας και θερμότητας (βλ. Σχήμα 1.3α). Σε Ευρωπαϊκή κλίμακα, το 2020 η πυρηνική ενέργεια και το φυσικό αέριο αντιπροσώπευαν το 25% και το 20% της συνολικής ακαθάριστης παραγωγής ηλεκτρικής ενέργειας αντίστοιχα ενώ σε επίπεδο κρατών μελών η εγχώρια λιγνιτική ηλεκτροπαραγωγική δραστηριότητα αντιπροσώπευε μεγάλο ποσοστό σε ορισμένα κράτη μέλη με τα υψηλότερα ποσοστά στην Τσεχία (36%) και τη Βουλγαρία (31%) (βλ. Σχήμα 1.3β). Επιπλέον, σύμφωνα με τα στοιχεία της Euracoal (European Association for coal and lignite) για το 2021, η συνολική παραγωγή ανθρακίτη (hard coal), των κρατών μελών της ΕΕ, ήταν αντίστοιχα 57 Mt ενώ οι συνολικές εισαγωγές τους σε ορυκτές καύσιμες ύλες ήταν 106 Mt (βλ. Σχήμα 1.4).

# Inland consumption of brown coal by EU Member States

(1990-2021, million tonnes)

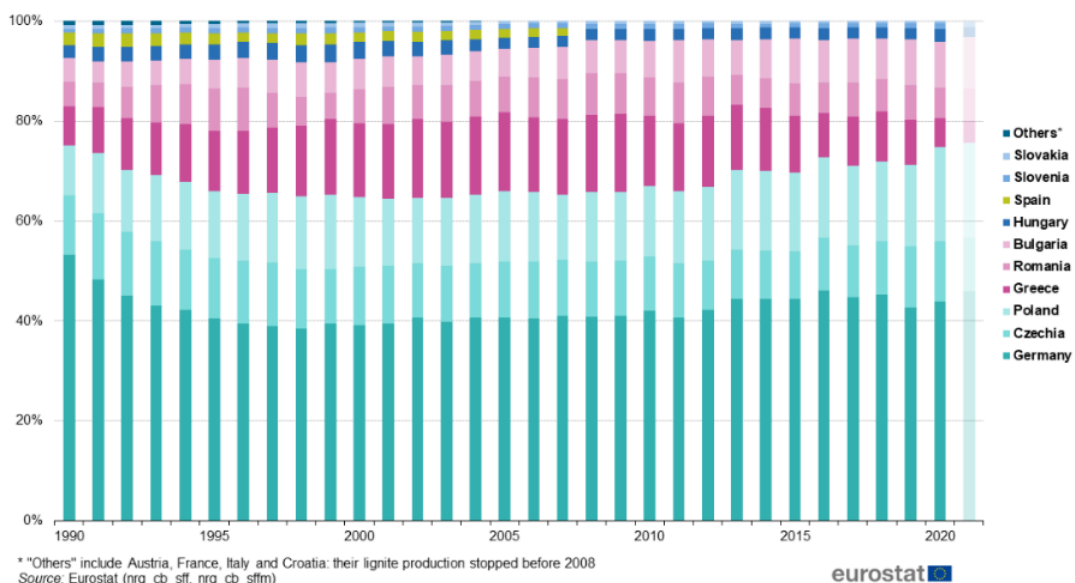


The 2021 figures are based on cumulated monthly data.

[ec.europa.eu/eurostat](https://ec.europa.eu/eurostat)

**Σχήμα 1.1:** Εξέλιξη εξόρυξης λιγνίτη κρατών μελών της ΕΕ την περίοδο 1990-2021 (EUROSTAT)

## Indigenous production of lignite in the EU since 1990 (% of total EU production)

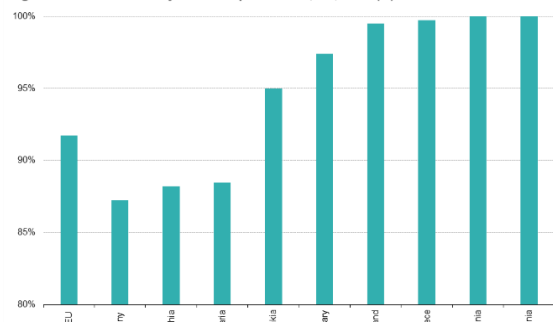


\* "Others" include Austria, France, Italy and Croatia: their lignite production stopped before 2008  
Source: Eurostat (nrg\_cb\_sff, nrg\_cb\_sftm)

eurostat

**Σχήμα 1.2:** Ποσοστό εγχώριας εξόρυξης λιγνίτη κρατών μελών της ΕΕ επί της συνολικής ευρωπαϊκής παραγωγής την περίοδο 1990-2021 (EUROSTAT)

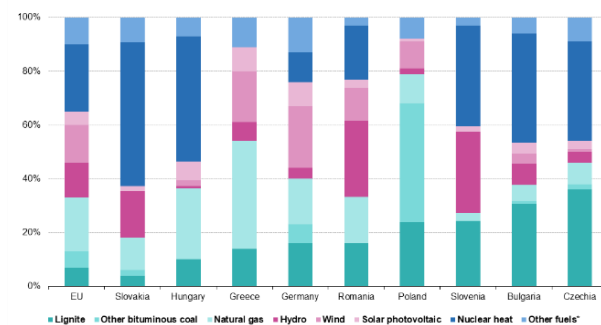
### Lignite used for electricity and heat production, EU, 2020 (%)



The percentage exceeds 100% in Romania due to a negative statistical difference  
Source: Eurostat (nrg\_cb\_sff)

eurostat

### Fuels in total electricity production in lignite producing Member States, 2020



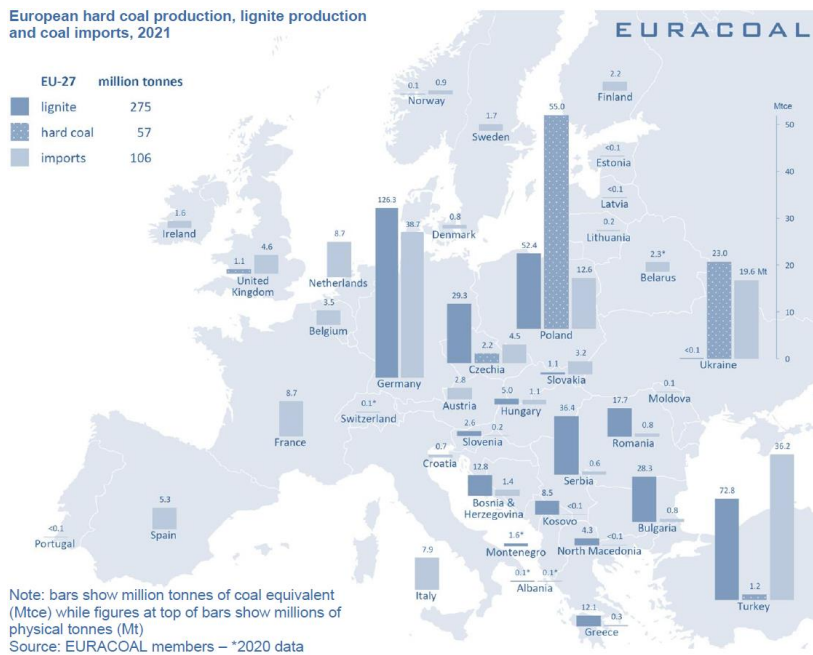
\*Other resources: Any other fuel listed under code nrg\_bal\_pehct, nrg\_bal\_pehft  
Source: Eurostat (nrg\_bal\_peh)

eurostat

(α)

(β)

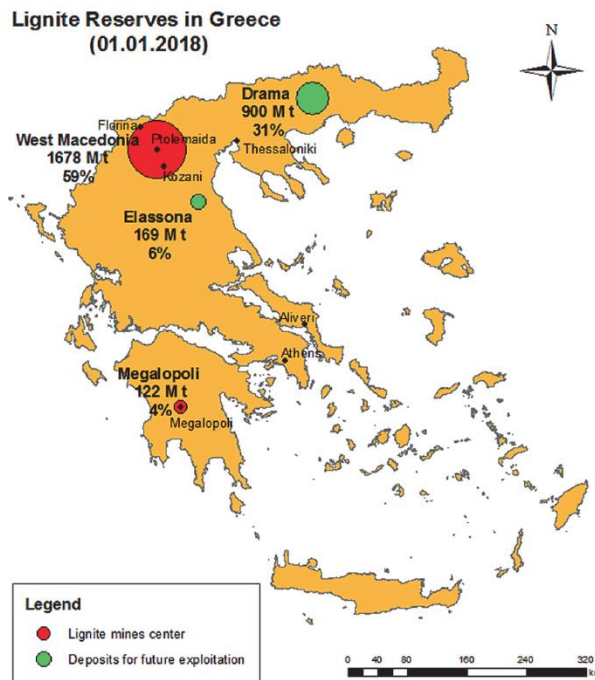
**Σχήμα 1.3:** (α) Ποσοστά συνολικής παραγωγής ηλεκτρικής ενέργειας και θερμότητας από λιγνίτη και (β) Ποσοστά αξιοποίησης εναλλακτικών πόρων για την ηλεκτροπαραγωγή το έτος 2020 (EUROSTAT)



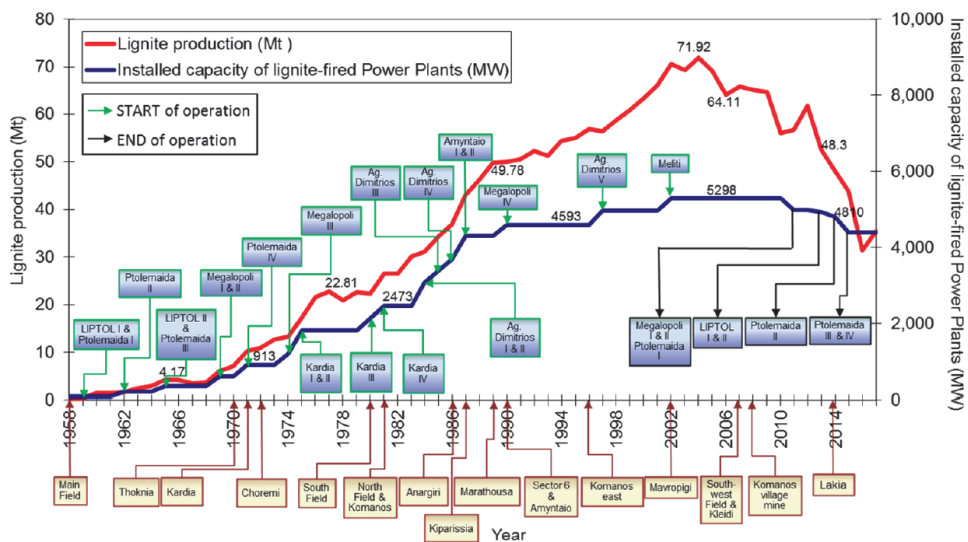
**Σχήμα 1.4:** Ευρωπαϊκή παραγωγή και εισαγωγές λιγνίτη και ανθρακίτη (σε Mt) το έτος 2021 (Euracoal 2021)

Η συνεισφορά του λιγνίτη ήταν καθοριστικής σημασίας για τη χώρα μας αναλαμβάνοντας τον εξηλεκτρισμό και την κοινωνικοοικονομική της πρόοδο, ιδιαίτερα στα δύσκολα χρόνια μετά το τέλος του 2<sup>ου</sup> Παγκοσμίου Πολέμου. Η Ελλάδα έχει τη τύχη να φιλοξενεί στο υπέδαφός της μεγάλες ποσότητες λιγνιτικών κοιτασμάτων εκ των οποίων εκτιμάται ότι έχει εξορυχθεί περίπου το 30% των ενεργειακά εκμεταλλεύσιμων αποθεμάτων για ηλεκτροπαραγωγή (το υπόλοιπο 70% των ενεργειακών αποθεμάτων παραμένει ανεκμετάλλευτο). Τα μεγαλύτερα ενεργειακά εκμεταλλεύσιμα αποθέματα λιγνίτη βρίσκονται στη Δυτική Μακεδονία και συγκεκριμένα στη λιγνιτοφόρο λεκάνη Πτολεμαΐδας, Αμυνταίου και Φλώρινας, ενώ στο κέντρο της Πελοποννήσου βρίσκεται η λιγνιτοφόρος λεκάνη της Μεγαλόπολης (βλ. Σχήμα 1.5). Μέχρι και σήμερα σημαντικό μέρος του Ελληνικού ηλεκτροπαραγωγικού συστήματος στηρίζεται στην εκμετάλλευση των εγχώριων λιγνιτικών κοιτασμάτων. Η λιγνιτο-ενεργειακή δραστηριότητα έχει συμβάλει τα μέγιστα στην ανάπτυξη της οικονομίας, στην αύξηση του Ακαθάριστου Εθνικού Προϊόντος καθώς και στην προσφορά δεκάδων χιλιάδων θέσεων εργασίας ιδιαίτερα στις περιοχές με αυξημένα ποσοστά ανεργίας. Αδιαμφισβήτητα ο λιγνίτης είναι ένα καύσιμο εθνικής και στρατηγικής σημασίας καθότι έχει χαμηλό κόστος εξόρυξης, εξασφαλίζει ενεργειακή αυτάρκεια και παρέχει σταθερότητα στις τιμές του εν αντιθέσει με τις έντονες διακυμάνσεις των υπολοίπων καυσίμων της διεθνούς αγοράς (πετρέλαιο, φυσικό αέριο κλπ.).

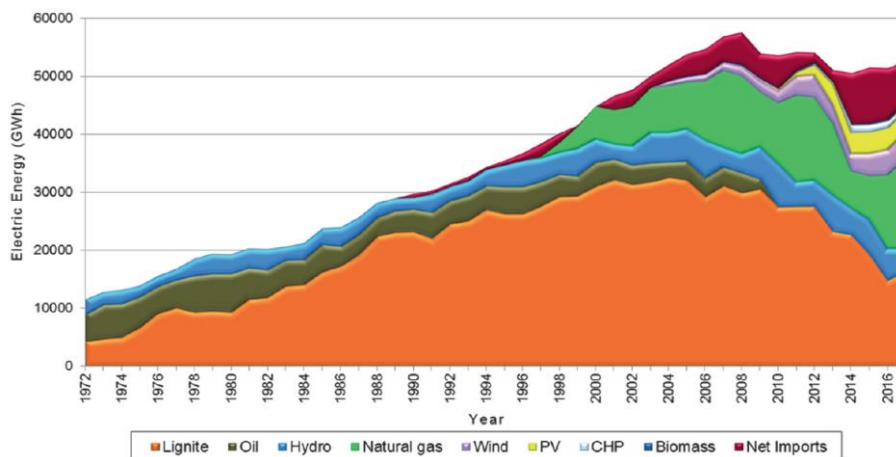
Στο Σχήμα 1.6 απεικονίζεται η εξέλιξη της εγχώριας παραγωγής λιγνίτη σε σχέση με τη σταδιακή εγκατάσταση των λιγνιτικών μονάδων ηλεκτροπαραγωγής στις περιοχές της Πτολεμαΐδας – Φλώρινας και Μεγαλόπολης από το 1958 (έναρξη εξορυκτικής λιγνιτικής δραστηριότητας) έως το 2017. Παρατηρείται σημαντική πτώση στην εγχώρια παραγωγή λιγνίτη από το 2010 και έπειτα λόγω διακοπής λειτουργίας ορισμένων λιγνιτικών Ατμοηλεκτρικών Σταθμών (ΑΗΣ) γεγονός που σχετίζεται με την κατεύθυνση αξιοποίησης εναλλακτικών πόρων για την παραγωγή ηλεκτρικής ενέργειας και τη στροφή προς την αειφόρο ανάπτυξη (βλ. Σχήμα 1.7).



Σχήμα 1.5: Κατανομή ανεκμετάλλευτων λιγνιτικών αποθεμάτων στον Ελλαδικό χώρο το έτος 2018 (Roumpos C. et al., 2018)



Σχήμα 1.6: Εξέλιξη της λιγνιτικής παραγωγής (σε Mt) των ορυχείων της ΔΕΗ σε σχέση με την εγκατεστημένη ισχύ των μονάδων ηλεκτροπαραγωγής (Roumpos C. et al., 2018)



Σχήμα 1.7: Αξιοποίηση εναλλακτικών πόρων για την παραγωγή ηλεκτρικής ενέργειας στην Ελλάδα την περίοδο 1972 – 2017 (Roumpos C. et al., 2018)

Τα νέα δεδομένα θέτουν επιτακτικά την ανάγκη για επανασχεδιασμό – εξορθολογισμό του ενεργειακού συστήματος προς ένα μοντέλο χαμηλών εκπομπών άνθρακα. Τόσο περιβαλλοντικοί όσο και οικονομικοί λόγοι οδηγούν σταδιακά στην απεξάρτηση του άνθρακα ως κύριο καύσιμο για την παραγωγή ηλεκτρικής ενέργειας (απανθρακοποίηση/απολιγνιτοποίηση). Η εναρμόνιση με τις πρόσφατες Ευρωπαϊκές νομοθετικές διατάξεις σε συνδυασμό με την είσοδο του φυσικού αερίου στην παραγωγή ηλεκτρικής ενέργειας δυσχεραίνει το μέλλον της λιγνιτο-ενεργειακής δραστηριότητας. Στο πλαίσιο της μετάβασης προς την μετά τον άνθρακα εποχή, η αποτελεσματική αξιοποίηση των εξαντλημένων ορυχείων αποτελεί πλέον παγκόσμια προτεραιότητα με κύριο γνώμονα την περιβαλλοντική τους διαχείριση σύμφωνα με τις αρχές της βιωσιμότητας και της αειφόρου ανάπτυξης. Η διαδικασία αποκατάστασης ενός ορυχείου είναι αναπόσπαστο μέρος κάθε εξορυκτικού έργου και περιλαμβάνει μια σειρά από δραστηριότητες που στοχεύουν στην επαναφορά του τοπίου και των υδάτινων ρευμάτων σε περιβαλλοντικά αποδεκτή κατάσταση (Mining Facts, 2017). Ειδικά στην περίπτωση των επιφανειακών ορυχείων, λόγω των μεγάλων περιοχών που συνήθως επηρεάζονται, απαιτείται μεγαλύτερης κλίμακας παρέμβαση για επαναφορά του τοπίου κοντά στη φυσική του μορφή.

Όλα τα παραπάνω θα πρέπει να συνδυαστούν με μία στρατηγικά σχεδιασμένη αναδιαμόρφωση του υφιστάμενου ενεργειακού συστήματος με κύριο στόχο την αξιοποίηση της πλουτοπαραγωγικής κληρονομιάς των περιοχών εξόρυξης και τη στήριξη του υφιστάμενου εργατικού δυναμικού προσωπικού μέσω δημιουργίας νέων θέσεων εργασίας και παροχής επιχειρηματικών ευκαιριών ιδρύοντας νέες, ανταγωνιστικές βιομηχανίες και υπηρεσίες. Η στενή συνεργασία μεταξύ εταιρειών, ρυθμιστικών αρχών, επενδυτών και τοπικών κοινοτήτων αποτελεί απαραίτητη προϋπόθεση για τον εντοπισμό βιώσιμων λύσεων για τη μεγιστοποίηση της κοινωνικοοικονομικής ανάπτυξης. Η στήριξη της τοπικής οικονομίας μπορεί να έρθει μέσω δημιουργίας νέων υποδομών όπως χώροι αναψυχής, μουσεία ή επιστημονικά κέντρα. Η υλοποίηση έργων που σχετίζονται με τον ενεργειακό τομέα θα συνεισφέρουν καθοριστικά στην ανάπτυξη της περιφέρειας. Για παράδειγμα η μετατροπή σε αιολικά ή ηλιακά πάρκα, θα μπορούσε να προσφέρει ευκαιρίες επαναπρόσληψης του υπάρχοντος προσωπικού των ορυχείων χωρίς να απαιτηθεί μεγάλη προσαρμογή των δεξιοτήτων τους καθώς οι υπάρχοντες ηλεκτρολογικές και μηχανικές δεξιότητες συνδυαστικά με την εργασιακή εμπειρία κάτω από δύσκολες συνθήκες εκτιμώνται ιδιαίτερα στις βιομηχανίες αιολικής και ηλιακής ενέργειας. Επιπλέον εφαρμογές γεωθερμικής ή υδροηλεκτρικής ενέργειας μπορούν αφενός να συνεισφέρουν ακόμα περισσότερο στην ίδρυση νέων θέσεων εργασίας και αφετέρου να εξασφαλίσουν πολλαπλά κοινωνικοοικονομικά οφέλη τόσο σε τοπικό όσο και σε εθνικό επίπεδο. Συνεπώς στις μέρες μας αποτελεί επιτακτική ανάγκη η λήψη κατάλληλων μέτρων προς την κατεύθυνση της μείωσης των εκπομπών αερίων του θερμοκηπίου σε χαμηλά ανεκτά επίπεδα, βελτίωσης της ενεργειακής απόδοσης για μεγαλύτερη εξοικονόμηση ενέργειας μέσω διεύθυνσης των Ανανεώσιμων Πηγών Ενέργειας (ΑΠΕ) και αξιοποίησης των εγχώριων ενεργειακών πόρων προκειμένου τελικώς να υλοποιηθεί μία εν συνόλω επιτυχημένη διαδικασία απανθρακοποίησης.

## 1.2 ΟΡΙΣΜΟΣ ΤΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ

Τα λιγνιτικά κοιτάσματα βρίσκονται σε βάθη που κυμαίνονται από 60 έως 250 m. Προκειμένου να γίνει η εκμετάλλευση τους θα πρέπει πρώτα να γίνει διακίνηση των υπερκείμενων ενδιάμεσων του κοιτάσματος εδαφικών στρώσεων που καλούνται ως άγωνα ή στείρα (spoil) υλικά εξόρυξης. Η αναλογία του όγκου των στείρων προς τη μάζα του λιγνιτικού κοιτάσματος είναι ένας δείκτης ο οποίος εκφράζει την απόδοση της εξορυκτικής δραστηριότητας και κυμαίνεται μεταξύ 2.2–9.5 m<sup>3</sup>/t με βάση τα στοιχεία που αφορούν την Ευρώπη (ΕΥ, 2014) και μεταξύ 4–5 m<sup>3</sup>/t σύμφωνα με στοιχεία της τελευταίας 15ετίας που αφορούν τα Ελληνικά λιγνιτωρυχεία (Roumpros C. et al. 2018). Η εξόρυξη τόσο του λιγνίτη όσο και των στείρων υλικών γίνεται με καδοφόρους εκσκαφείς, η μεταφορά υλοποιείται συνήθως με ταινιόδρομους και η απόθεσή τους με τη χρήση μεγάλων μηχανημάτων συνεχούς λειτουργίας (αποθέτες). Όσον αφορά τα στείρα υλικά, η απόθεσή τους γίνεται κυρίως στις περιοχές όπου έχει ολοκληρωθεί η φάση εξόρυξης ώστε να υπάρχει η δυνατότητα ανάπλασης των εξαντλημένων περιοχών με στόχο την ελάχιστη δυνατή περιβαλλοντική επίπτωση. Ωστόσο συνήθως δεν γίνεται πρόβλεψη της μελλοντικής τους διαχείρισης με αποτέλεσμα να σχηματίζονται κατά τη φάση της απόθεσής τους τεράστιοι σωροί (αναχώματα) από στείρα υλικά όπου σύμφωνα με εκτιμήσεις φτάνουν τα 1.45 Gt σε ετήσια βάση παγκοσμίως (Bian Z. et al., 2012).

Τα εν λόγω υλικά πρόκειται για ένα μίγμα εδαφών τα οποία έχουν αποτεθεί τυχαία σε διαφορετικές θέσεις και χρονικές περιόδους. Ως εκ τούτου τα φυσικά και τα μηχανικά τους χαρακτηριστικά διακρίνονται από πολύ υψηλό βαθμό μεταβλητότητας με την ορθή ποσοτικοποίηση των παραμέτρων τους να αποτελεί μία αρκετά πολύπλοκη διαδικασία που συνεπάγεται τη δυσκολία κατανόησης της ακριβούς συμπεριφοράς και των μηχανισμών που τα διέπουν. Αυτός είναι και ο βασικός λόγος για τον οποίο αποφεύγεται η εγκατάσταση δομικών συστημάτων υψηλών φορτίων και σχεδιαστικών απαιτήσεων επί των συγκεκριμένων εδαφών, με την αξιοποίησή τους να περιορίζεται κυρίως σε απλές διαμορφώσεις τοπίου με φυσική ή τεχνητή φυτοκάλυψη ή χρήσεις γεωργικής καλλιέργειας ή στη δημιουργία χώρων αναψυχής με τεχνητές λίμνες και ζώνες πρασίνου. Ωστόσο τα τελευταία χρόνια εξετάζονται πλέον όλο και περισσότερο εναλλακτικοί τρόποι πιο αποτελεσματικής αξιοποίησης των εκτάσεων αυτών όπως έργα ανανεώσιμων πηγών ενέργειας με εγκατάσταση φωτοβολταϊκών πάρκων, ανεμογεννητριών, συστημάτων αντλιών θερμότητας κλπ. (Alves Dias P. et al., 2018). Ο σχεδιασμός των συστημάτων αυτών επιφέρει πολλαπλές προκλήσεις ακόμη και για την περίπτωση έδρασης επί «κανονικών» εδαφικών συνθηκών πόσο μάλλον όταν πρόκειται για θεμελίωση επί ενός τόσο σύνθετου εδαφικού υλικού εκσκαφής με σημαντική ανομοιογένεια ως προς τα φυσικά και τα μηχανικά χαρακτηριστικά του.

Οι Skinner H. D. et al. (1997) εστίασαν στις γεωτεχνικές παραμέτρους στείρων υλικών ανθρακορυχείων που σχετίζονται με την φέρουσα ικανότητα και τις καθιζήσεις εξετάζοντας την πιθανή χρήση τους ως έδαφος θεμελίωσης. Τα υλικά αυτά όμως πέραν του υψηλού βαθμού μεταβλητότητας ως προς τις παραμέτρους τους χαρακτηρίζονται και από υψηλό βαθμό συμπίεστότητας (χαμηλό μέτρο ελαστικότητας) με αποτέλεσμα να προκύπτουν σημαντικά προβλήματα καθιζήσεων στις κατασκευές που πρόκειται να θεμελιωθούν επί αυτών.

Οι Masoudian M. S. et al. (2019) παρουσίασαν μία επισκόπηση των γεωτεχνικών ιδιοτήτων στείρων υλικών εκσκαφής από μία βάση ευρωπαϊκών λιγνιτωρυχείων καταδεικνύοντας ότι τα υλικά αυτά παρουσιάζουν μεγαλύτερη μεταβλητότητα ως προς τις ιδιότητες τους σε σχέση με τα τυπικά εδάφη. Η ανομοιογένεια αυτή είναι συνάρτηση αρκετών παραγόντων που σχετίζονται με τις φυσικές διεργασίες, τα στάδια εξόρυξης, μεταφοράς και απόθεσης αλλά και την προέλευση των εδαφών (π.χ. εάν προέρχονται από ένα ή περισσότερα ορυχεία με την ίδια ή διαφορετική γεωλογία). Η δυσκολία του ορθού ποσοτικού προσδιορισμού των ιδιοτήτων τους αντικατοπτρίζεται από μια σειρά σημαντικών αστοχιών σε πρηνή οι οποίες έχουν άμεσο περιβαλλοντικό αντίκτυπο και κίνδυνο απώλειας της ανθρώπινης ζωής (Ulusay R. et al., 1996; Dawson R. F. et al., 1998; Steiakakis E. et al., 2009; Poulsen B. et al., 2014).

Επομένως είναι σαφές ότι για την εφαρμογή ενός ασφαλούς, οικονομικά αποδοτικού και βιώσιμου σχεδιασμού υπό το πρίσμα των πρόσφατων τεχνολογικών εξελίξεων και με κριτήριο την μέγιστη δυνατή περιβαλλοντικά φιλική αξιοποίησή των σωρών των στείρων υλικών είναι απαραίτητη η διεξαγωγή ενός εμπειρισταωμένου προγράμματος γεωτεχνικής έρευνας του εξεταζόμενου εξαιρετικά ανομοιογενούς (και συμπιεστού) υλικού εκσκαφής.

### 1.3 ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

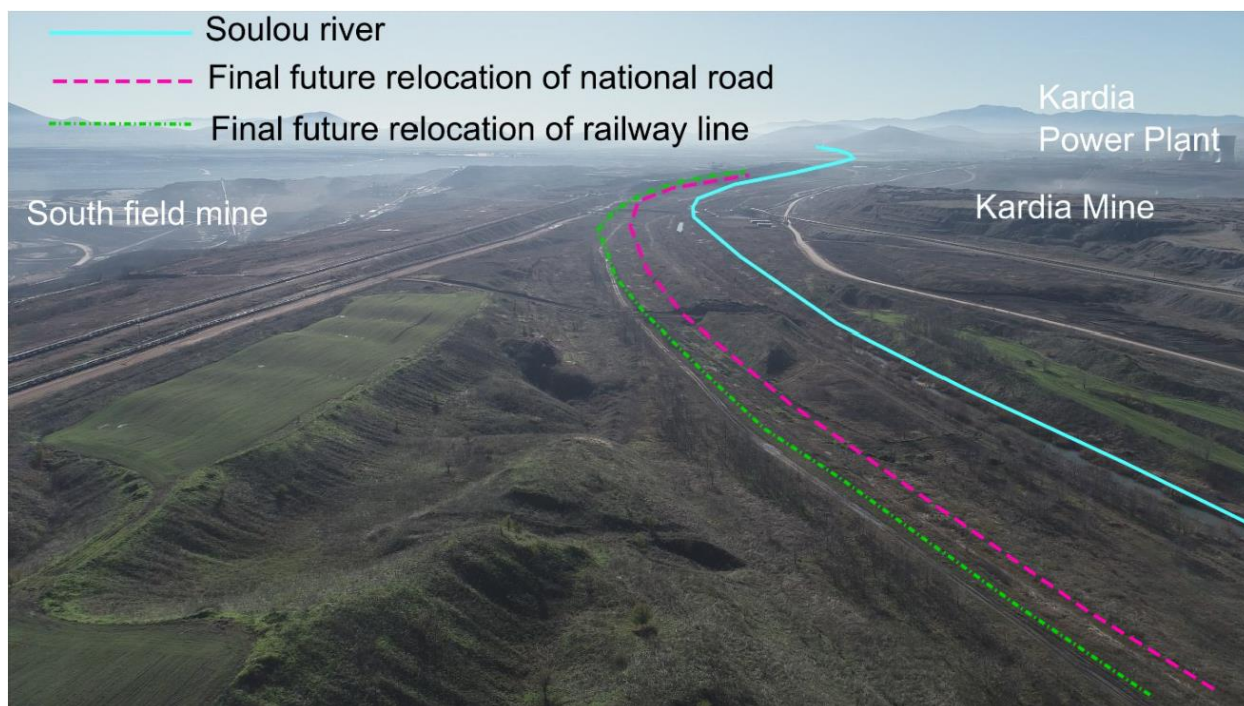
#### 1.3.1 Βασικά στοιχεία

Το αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας αφορά στην ανάλυση καθιζήσεων με εφαρμογή εναλλακτικών μεθόδων βελτίωσης εδαφών με στόχο τη μείωση της συμπιεστότητας ενός συμπιεστότητας ενός μεγάλης έκτασης σχηματιζόμενου σωρού (αναχώματος) στείρων υλικών. Τα εν λόγω στείρα είναι υλικά απόθεσης που προέρχονται από τη φάση εξόρυξης των επιφανειακών λιγνιτωρυχείων Καρδιάς και Νοτίου Πεδίου στην περιοχή της Πτολεμαΐδας. Η έρευνα επικεντρώνεται στη διερεύνηση εγκατάστασης ενός τυπικού οδικού/σιδηροδρομικού επιχώματος επί του συγκεκριμένου σωρού ως μία πιθανή λύση αξιοποίησής του κατά τη μετάβαση στην μεταλιγνιτική εποχή. Η ανάλυση των μεθόδων βελτίωσης εστίασε στην επίτευξη της μείωσης της συμπιεστότητας του εξεταζόμενου εδαφικού υλικού (στείρα) είτε μέσω βελτίωσης της εδαφικής του δυσκαμψίας είτε μέσω εφαρμογής στοιχείων ενίσχυσης μεγαλύτερης δυσκαμψίας από αυτό. Συγκεκριμένα εξετάζονται οι εξής τρεις μέθοδοι βελτίωσης/ενίσχυσης μαλακών (συμπιεστών) εδαφών:

1. Δυναμική Συμπύκνωση (Dynamic Compaction)
2. Χαλικοπάσσαλοι (Stone Columns)
3. Βαθιά εδαφική ανάμιξη με χρήση ιπτάμενης τέφρας (Deep Soil Mixing with Fly Ash)

Στο Σχήμα 1.8 παρουσιάζεται μία γενική άποψη της περιοχής μελέτης που περιλαμβάνει μέρος του αναχώματος το οποίο οριοθετείται κατά μήκος του ρέματος Σουλού μεταξύ των ορυχείων Νότιου Πεδίου (αριστερά) και Καρδιάς (δεξιά). Επιπλέον απεικονίζονται οι νέες μελλοντικές χαράξεις της εθνικής οδού Κοζάνης – Πτολεμαΐδας και της σιδηροδρομικής γραμμής οι οποίες πρόκειται να διασχίσουν τις εν λόγω αποθέσεις στείρων υλικών.





**Σχήμα 1.8:** Γενική άποψη της περιοχής μελέτης (Zevgolis I. E. et al., 2021)

Τα εδαφικά προφίλ κατά τη φάση της επιφανειακής εξόρυξης των ορυχείων Καρδιάς και Νοτίου Πεδίου κατέδειξαν την ύπαρξη μιας σχετικά παχιάς ζώνης υπερκειμένων στείων υλικών (τεταρτογενείς αποθέσεις) μέσου πάχους μερικών δεκάδων μέτρων η οποία είτε επικαλύπτει είτε εναλλάσσεται με τα λιγνιτικά κοιτάσματα (νεογενείς αποθέσεις). Τα στείρα υλικά αποτελούνται κυρίως από μάργες και αργίλους, συχνά στιφρές και κατά θέσεις από κορεσμένες άμμους.

Στο Σχήμα 1.9 παρουσιάζεται μια αντιπροσωπευτική διατομή (Α'–Α'') στον διαμήκη άξονα του αναχώματος όπως έχει διαμορφωθεί σε σχέση με τα διαδοχικά στάδια των αποθέσεων από το 1999 – 2016. Κατά την περίοδο 1999 – 2003, η διαδικασία της απόθεσης των στείων υλοποιούνταν με χρήση φορτηγών οχημάτων μεταφοράς (μη συνεχής εξοπλισμός μεταφοράς). Στη συνέχεια έλαβε χώρα πλευρική διεύρυνση του σωρού με χρήση εξοπλισμού συνεχούς μεταφοράς (ταινιόδρομοι), με εξαίρεση μια σχετικά μικρή περιοχή πάνω από τον αρχικό σωρό (1999 – 2003) που συνέχισε να κατασκευάζεται με χρήση φορτηγών οχημάτων μεταφοράς (Roumpros C. et al., 2014). Παρατηρείται ότι το εν λόγω ανάχωμα παρουσιάζει σημαντική εγγενή χωρική μεταβλητότητα η οποία οφείλεται στις διαφορετικές διαδικασίες σχηματισμού του κατά τη φάση της τυχαίας απόθεσης, είτε με φορτηγά οχήματα (μη συνεχής μεταφορά) είτε με ταινιοδρόμους (συνεχής μεταφορά). Το μέγιστο ύψος του αναχώματος σχηματίστηκε περίπου το 2009 και έκτοτε έλαβε χώρα μόνο πλευρική διεύρυνση. Οι διαστάσεις του αναχώματος όπως έχουν διαμορφωθεί από τις αποθέσεις κατά την περίοδο 1999 – 2016 είναι:

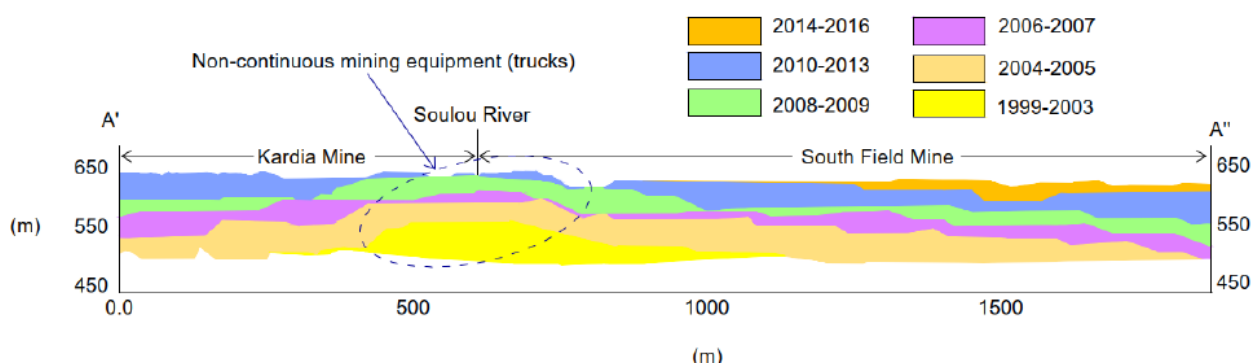
Ύψος: 150 – 170 m

Μήκος: 5 km

Πλάτος στη βάση: 0.4 – 2.1 km

Πλάτος στην κορυφή: 1.8 – 3.65 km

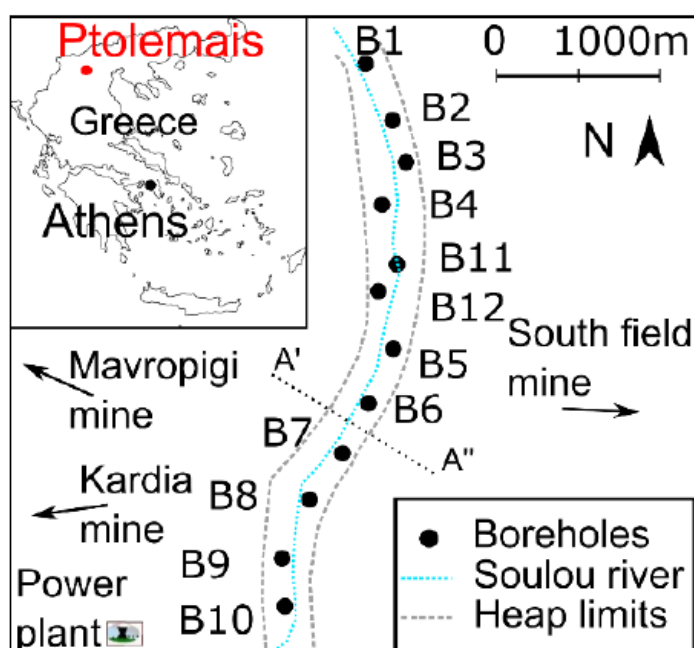
Ωστόσο, επισημαίνεται ότι το εν λόγω ανάχωμα ενδέχεται να έχει διευρυνθεί ακόμα περισσότερο από τις πιο πρόσφατες αποθέσεις, μετά το έτος 2016.



**Σχήμα 1.9:** Αντιπροσωπευτική διατομή (A'-A'') στον διαμήκη άξονα του σωρού απόθεσης (Zevgolis I. E. et al., 2021)

Είναι σαφές ότι πρόκειται για έναν σημαντικό μεγέθους σωρό αποθέσεων ο οποίος φέρει όλες τις σχετικές προκλήσεις που αναφέρθηκαν στην §1.2. Έχουν γίνει αρκετές προσπάθειες για την λήψη κατάλληλων μέτρων μακροπρόθεσμης διαχείρισης και αξιοποίησης του συγκεκριμένου αναχώματος. Ωστόσο, λόγω της εξαιρετικά υψηλής ανομοιογένειας που διακρίνει το εξεταζόμενο εδαφικό υλικό (εγγενής χωρική μεταβλητότητα ως προς τα φυσικά και τα μηχανικά χαρακτηριστικά) είναι δύσκολο να αντιμετωπισθούν σημαντικά ζητήματα που αφορούν αφενός τη δημιουργία ενός ορθού προσομοιώματος ανάλυσης του εν λόγω αναχώματος και αφετέρου την αξιοπιστία των αποτελεσμάτων της γεωμηχανικής του συμπεριφοράς.

Το 2010, η ΔΕΗ προχώρησε στη διεξαγωγή ενός εκτεταμένου προγράμματος γεωτεχνικής έρευνας προκειμένου να προσδιορισθεί η στρωματογραφία του υπεδάφους καθώς και τα φυσικά και τα μηχανικά χαρακτηριστικά του εξεταζόμενου υλικού στην περιοχή του αναχώματος. Για το σκοπό αυτό η έρευνα περιλάμβανε την ανόρυξη 12 δειγματοληπτικών γεωτρήσεων (B1 έως B12), βάθους περίπου 40–50 m, κατά μήκος του αναχώματος (βλ. Σχήμα 1.10).



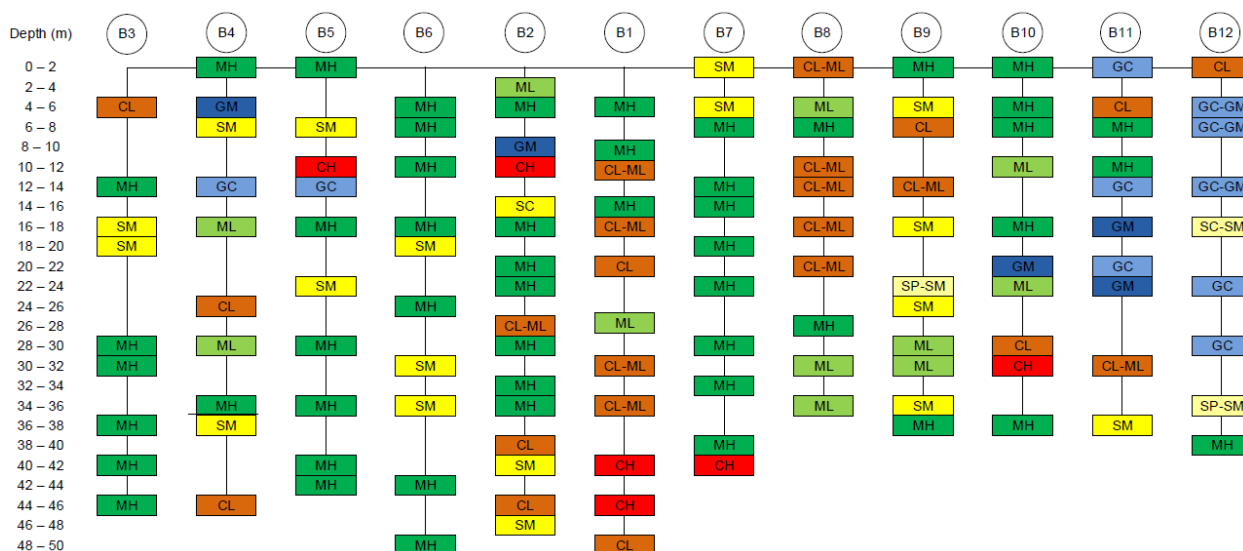
**Σχήμα 1.10:** Απλοποιημένη κάτοψη του αναχώματος και των θέσεων των δειγματοληπτικών γεωτρήσεων (Zevgolis I. E. et al., 2021)

Επιπλέον έγινε λήψη συγκεκριμένων δειγμάτων από τις γεωτρήσεις για την εκτέλεση ενός συνόλου εργαστηριακών δοκιμών όπως κοκκομετρική ανάλυση, προσδιορισμός ορίων Atterberg, περιεχόμενης υγρασίας, και υδατοπερατότητας καθώς και δοκιμές προσδιορισμού των παραμέτρων διατμητικής αντοχής (δοκιμή ανεμπόδιστης θλίψης, δοκιμές τριαξονικής θλίψης με μετρήσεις πίεσης πόρων και δοκιμές μονοδιάστατης παραμόρφωσης). Τα αποτελέσματα των εργαστηριακών δοκιμών αξιολογήθηκαν κατάλληλα με χρήση γεωστατιστικής ανάλυσης με υπολογισμό των βασικών στατιστικών μεγεθών κάθε παραμέτρου προκειμένου να ποσοτικοποιηθεί ο βαθμός μεταβλητότητας του υλικού. Στον Πίνακα 1.2 παρουσιάζεται το Ενιαίο Σύστημα Κατάταξης Εδαφών (Unified Soil Classification System – USCS).

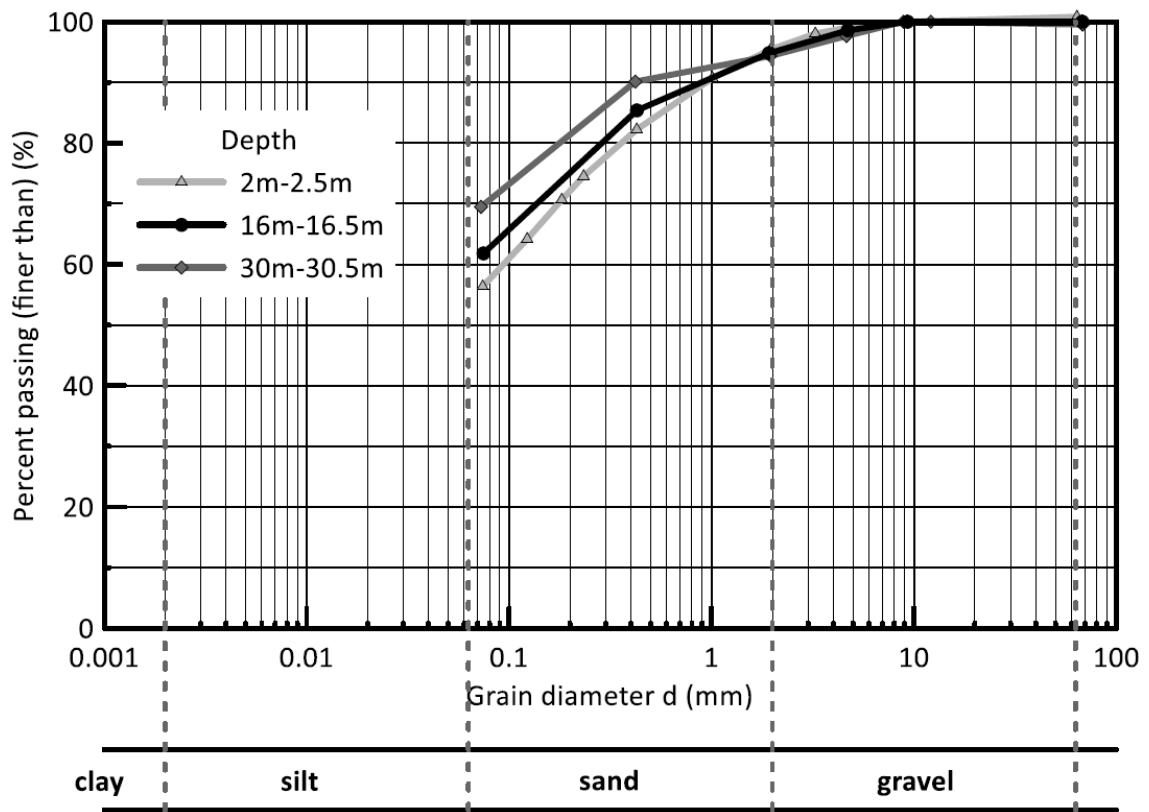
**Πίνακας 1.2:** Ενιαίο Σύστημα Κατάταξης Εδαφών (USCS) (Καββαδάς, 2016)

ΧΟΝΔΡΟΚΟΚΚΑ εδάφη: < 50% διέρχεται από το No. 200	ΧΑΛΙΚΕΣ: < 50% του χονδροκόκκου κλάσματος διέρχεται από το No. 4	ΚΑΘΑΡΟΙ ΧΑΛΙΚΕΣ: < 5% διέρχεται από το No. 200	ΚΑΛΩΣ ΔΙΑΒΑΘΜΙΣΜΕΝΟΙ ΧΑΛΙΚΕΣ: $C_u > 4$	GW
		ΧΑΛΙΚΕΣ ΜΕ ΛΕΠΤΟΚΟΚΚΟ υλικό: > 12% διέρχεται από το No. 200	ΚΑΚΩΣ ΔΙΑΒΑΘΜΙΣΜΕΝΟΙ ΧΑΛΙΚΕΣ: $C_u < 4$	GP
			ΙΑΥΩΔΕΙΣ ΧΑΛΙΚΕΣ: κάτω από τη γραμμή A, ή $I_p < 4$	GM
	ΑΜΜΟΙ: > 50% του χονδροκόκκου κλάσματος διέρχεται από το No. 4	ΑΡΓΙΛΩΔΕΙΣ ΧΑΛΙΚΕΣ: πάνω από τη γραμμή A, ή $I_p > 7$	GC	
		ΚΑΘΑΡΕΣ ΑΜΜΟΙ: < 5% διέρχεται από το No. 200	ΚΑΛΩΣ ΔΙΑΒΑΘΜΙΣΜΕΝΕΣ ΑΜΜΟΙ: $C_u > 6$	SW
		ΑΜΜΟΙ ΜΕ ΛΕΠΤΟΚΟΚΚΟ υλικό: > 12% διέρχεται από το No. 200	ΚΑΚΩΣ ΔΙΑΒΑΘΜΙΣΜΕΝΕΣ ΑΜΜΟΙ: $C_u < 6$	SP
	ΙΑΥΩΔΕΙΣ ΑΜΜΟΙ: κάτω από τη γραμμή A, ή $I_p < 5$	SM		
	ΑΡΓΙΛΩΔΕΙΣ ΑΜΜΟΙ: πάνω από τη γραμμή A, ή $I_p > 7$	SC		
ΛΕΠΤΟΚΟΚΚΑ εδάφη: > 50% διέρχεται από το No. 200	εδάφη ΧΑΜΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ: $w_L < 50\%$	ΑΡΓΙΛΟΙ ΧΑΜΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ: πάνω από τη γραμμή A	CL	
		ΙΛΕΙΣ ΧΑΜΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ: κάτω από τη γραμμή A	ML	
		ΟΡΓΑΝΙΚΕΣ ΙΛΕΙΣ ή ΑΡΓΙΛΟΙ ΧΑΜΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ	OL	
	εδάφη ΥΨΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ: $w_L > 50\%$	ΑΡΓΙΛΟΙ ΥΨΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ: πάνω από τη γραμμή A	CH	
		ΙΛΕΙΣ ΥΨΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ: κάτω από τη γραμμή A	MH	
		ΟΡΓΑΝΙΚΕΣ ΙΛΕΙΣ ή ΑΡΓΙΛΟΙ ΥΨΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ	OH	
Κυρίως ΟΡΓΑΝΙΚΑ υλικά			Pt	

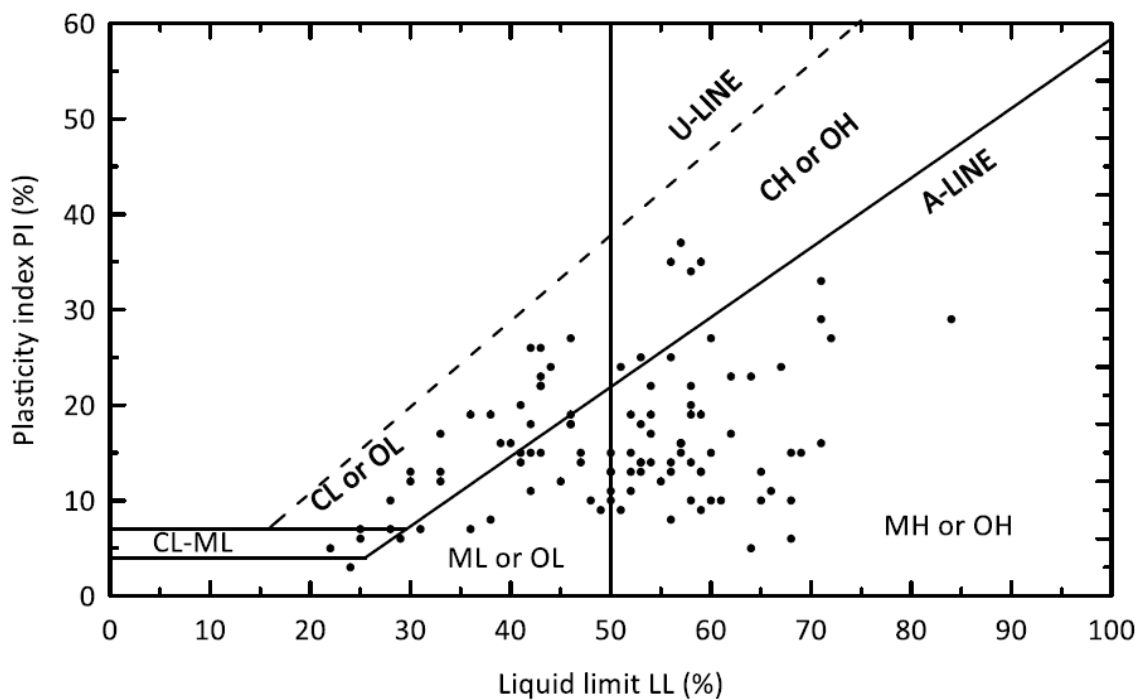
Στα Σχήματα 1.11–1.13 καθώς και στους Πίνακες 1.4 και 1.5 που ακολουθούν συνοψίζονται τα κυριότερα αποτελέσματα από τη διεξαγωγή της γεωτεχνικής έρευνας.



**Σχήμα 1.11:** Ταξινόμηση εξεταζόμενου υλικού (στείρα) βάσει του USCS από τις κατά μήκος του αναχώματος δειγματοληπτικές γεωτρήσεις B1 έως B12 (Zevgolts I. E. et al., 2021)



Σχήμα 1.12: Κοκκομετρικές καμπύλες από τρία εδαφικά δείγματα (βάθη: 2–2.5 m, 16–16.5 m και 30–30.5 m) (Zevgolis I. E. et al., 2021)



Σχήμα 1.13: Διάγραμμα ορίων πλαστιμότητας και υδαρότητας κατά Casagrande εξεταζόμενου υλικού (Zevgolis I. E. et al., 2021)

**Πίνακας 1.3:** Φυσικά χαρακτηριστικά του εξεταζόμενου υλικού (Zevgolis I. E. et al., 2021)

Παράμετρος	Ποσοστό κατά βάρος (%)			Ποσοστό υγρασία και όρια Atterberg (%)					$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$G_s$
	Χάλικες	Άμμοι	Λεπτόκοκκα (Ιλύες, άργιλοι)	w	LL	PL	PI	LI			
n	128	128	128	132	104	104	104	104	129	129	65
$\mu$	11	33	57	39	51	34	16	0.3	16.9	12.6	2.55
$\tilde{\mu}$	3	31	61	37	53	56	15	0.3	16.5	11.9	2.57
$\sigma$	14	12	17	18	12	12	7	0.7	2.2	3.1	0.15
$X_k$	5.5	27	48.5	30	45	28	12.5	-0.05	15.8	11.05	2.475
COV (%)	133	38	30	45	24	34	44	253	13	24	6
Min	0	6	9	9	22	16	3	-1.8	12.6	7	2.2
Max	60	91	94	81	84	62	37	1.9	22.3	20.3	2.8
Range	60	84	85	72	62	46	34	3.7	9.7	13.2	0.6

*Σημειώσεις:* n=αριθμός δειγμάτων,  $\mu$ =μέση τιμή,  $\tilde{\mu}$ =διάμεσος,  $\sigma$ =τυπική απόκλιση,  $X_k=\mu-0.5\sigma$ =χαρακτηριστική τιμή,  $COV=\sigma/\mu$ =συντελεστής μεταβλητότητας,  $Range=Max-Min$ =εύρος, w=ποσοστό υγρασίας, LL=όριο υδαρότητας, PL=όριο πλαστιμότητας, PI=δείκτης πλαστιμότητας, LI=δείκτης σχετικής υδαρότητας,  $\gamma$ =φαινόμενο ειδικό βάρος,  $\gamma_d$ =ξηρό φαινόμενο ειδικό βάρος

**Πίνακας 1.4:** Παράμετροι αντοχής και παραμορφωσιμότητας του εξεταζόμενου υλικού (Zevgolis I. E. et al., 2021)

Παράμετρος	$\phi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$q_u$ (kPa)	$c_c$	$c_r$	$E_{oed}$ (MPa)			
						$\Delta\sigma_v$ (kPa)			
						50-100	100-200	200-400	400-800
n	43	43	44	61	61	61	61	61	61
$\mu$	25.2	17.6	104	0.216	0.037	1.9	2.7	4.0	6.4
$\tilde{\mu}$	26.7	11.7	89	0.194	0.037	1.6	2.4	3.5	6.2
$\sigma$	6.8	18.7	80	0.081	0.015	1.1	1.4	1.8	2.7
$X_k$	21.8	8.3	64	0.176	0.030	1.35	2	3.1	5.05
COV (%)	27	106	77	38	41	58	51	45	42
Min	8.2	0	5	0.064	0.013	0.6	1.0	1.7	3.2
Max	39.2	72.4	407	0.398	0.090	5.7	8.1	11.3	18.7
Range	31	72.4	402	0.334	0.077	5.1	7.1	9.6	15.6

Τα αποτελέσματα της γεωτεχνικής έρευνας καταδεικνύουν ένα σημαντικό ανομοιογενές εδαφικό υλικό στο σύνολό του με υψηλό βαθμό μεταβλητότητας ως προς τα φυσικά και τα μηχανικά του χαρακτηριστικά. Το επικρατέστερο εδαφικό υλικό είναι ιλύς υψηλής πλαστιμότητας ΜΗ βάσει του USCS (βλ. Σχήμα 1.11 και Πίνακες 1.3, 1.4). Επιπλέον πρόκειται για ένα εδαφικό υλικό μεγάλης συμπίεσης δεδομένης της πολύ χαμηλής τιμής του μέτρου μονοδιάστατης συμπίεσης  $E_{oed}$  (μέση τιμή από 1.9 έως 6.4 MPa). Συνεπώς αναμένεται να εκδηλωθούν υψηλές καθιζήσεις στην επιφάνεια του αναχώματος κάτω από μικρές τιμές φορτίου γεγονός που επιβεβαιώνεται και από τα αποτελέσματα των αρχικών αριθμητικών αναλύσεων που διεξήχθησαν τα οποία παρουσιάζονται στην ακόλουθη ενότητα §1.3.2.

Επισημαίνεται ότι δεδομένης της υψηλής εγγενούς ανομοιογένειας του εξεταζόμενου εδαφικού υλικού (στείρα) και προκειμένου να γίνει εφικτή η αριθμητική τους προσομοίωση γίνεται η παραδοχή ενός ενιαίου ομοιογενούς εδαφικού υλικού λαμβάνοντας υπόψη τη μεταβλητότητα των εδαφικών παραμέτρων από τα αποτελέσματα της στατιστικής επεξεργασίας που προηγήθηκε (βλ. Πίνακες 1.3 και 1.4). Η υπόθεση αυτή αναλύθηκε σε βάθος από τους Zengolis I. E. et al. (2021), βάσει των αποτελεσμάτων των εργαστηριακών δοκιμών που παρουσιάστηκαν προηγουμένως (Σχήματα 1.11-1.13 και Πίνακες 1.3-1.4). Οι εκτεταμένες προσπάθειες για την εύρεση μίας συνολικής διακριτής στρωματογραφίας του αναχώματος ήταν ανεπιτυχείς. Επιπλέον, λόγω της παρουσίας μιας αρκετά μεγάλης ποικιλίας εδαφών σε τυχαία χωρικά διάταξη δεν ήταν δυνατός ο εντοπισμός ούτε μίας διακριτής στρωματογραφίας. Κατά συνέπεια είναι λογική η παραδοχή ενός ενιαίου ομοιογενούς εδαφικού υλικού σημαντικής μεταβλητότητας ως προς τις παραμέτρους του η οποία λαμβάνεται με τη χρήση κοινών στατιστικών μεγεθών αυτών.

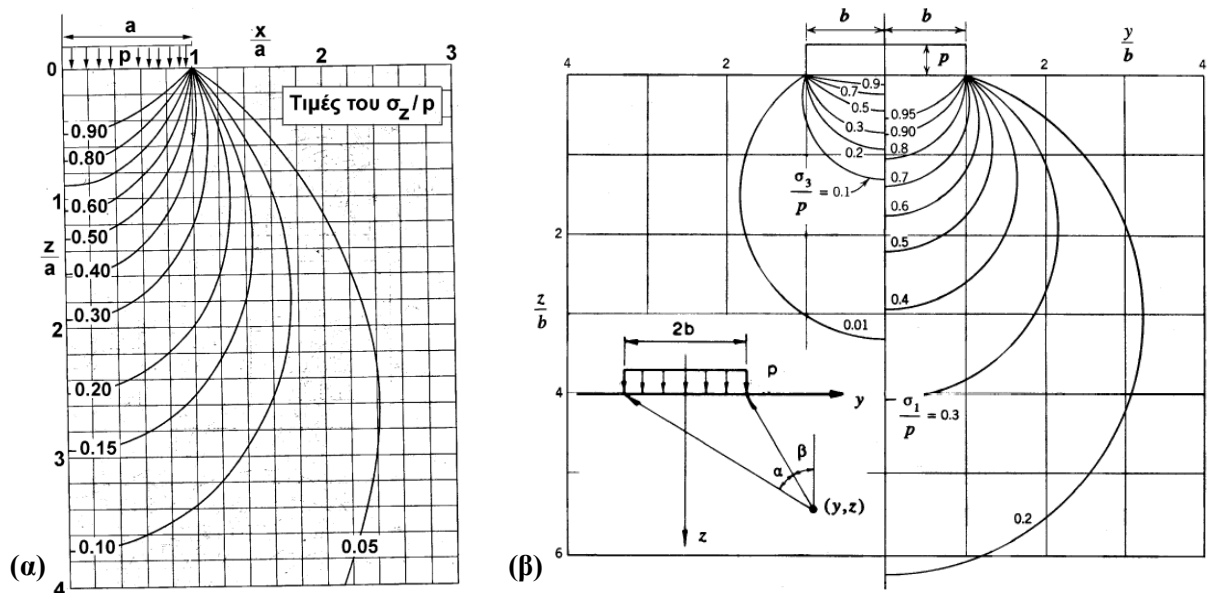
### 1.3.2 Αρχική προσέγγιση του προβλήματος

Προκειμένου λοιπόν να γίνει μία πρώτη αξιολόγηση της γεωτεχνικής συμπεριφοράς του εξεταζόμενου εδαφικού υλικού (στείρα) πραγματοποιήθηκαν μία σειρά από διδιάστατες αριθμητικές αναλύσεις με το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων Plaxis 2D V.20. Κύριος στόχος είναι αφενός ο υπολογισμός των επιφανειακών καθιζήσεων κάτω από συγκεκριμένες τιμές φορτίου και αφετέρου η κατανόηση των μηχανισμών αστοχίας στη φέρουσα ικανότητα. Για το σκοπό αυτό παρουσιάζονται δύο τυπικές εφαρμογές φόρτισης ενός κυκλικού επιφανειακού θεμελίου (υπό αξονοσυμμετρικές συνθήκες – axisymmetric analysis) και μίας απειρομήκουσ λωρίδας (υπό συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης – plane strain analysis) διαμέτρου και πλάτους  $D = B = 2$  m αντίστοιχα. Για χάρην απλούστευσης θεωρήθηκαν οι ακόλουθες παραδοχές:

1. Μελέτη συμμετρικού προβλήματος:  $D = D/2 = 1$  m, και  $B = B/2 = 1$  m
2. Ξηρές εδαφικές συνθήκες (αγνόηση υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα)
3. Μηδενικό βάθος θεμελίωσης
4. Πλήρως άκαμπα θεμέλια (επιβολή ομοιόμορφης επιφανειακής κατακόρυφης μετακίνησης)
5. Συνοριακές συνθήκες: Κυλίσεις (normally fixed) στα πλευρικά όρια και πάκτωση (fully fixed) στο κατώτατο όριο
6. Πύκνωση καννάβου - διακριτοποίηση: Very Fine
7. Τύπος ανάλυσης (Calculation type): Plastic

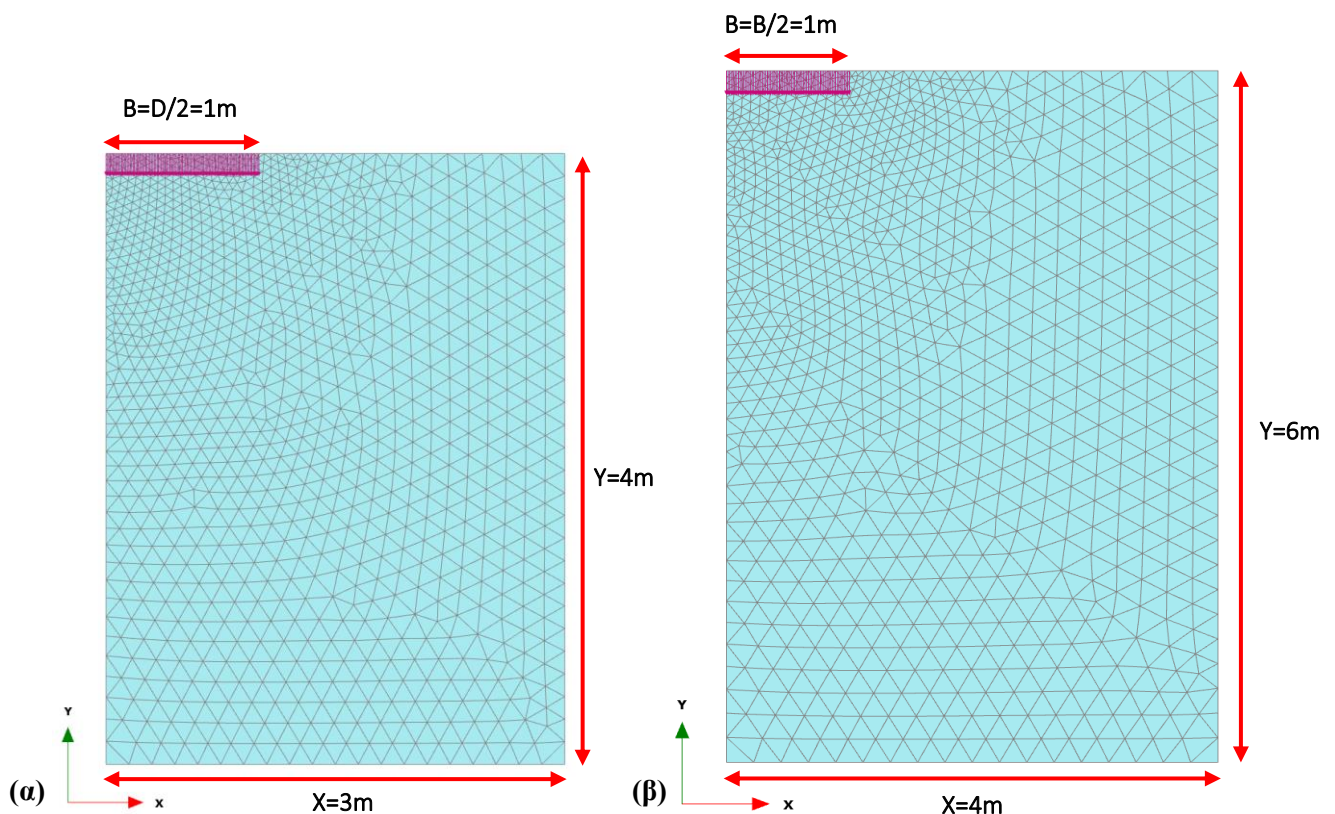
Οι διαστάσεις του προσομοιώματος ελήφθησαν με τρόπο ώστε αφενός να είναι μεγαλύτερες από τη ζώνη επιρροής που αντιστοιχεί σε κατακόρυφη τάση ίση με το  $10 \div 20$  % της επιβαλλόμενης πίεσης (βάσει της θεωρίας γραμμικής ισότροπης ελαστικότητας για ομοιόμορφη επιβαλλόμενη πίεση σε κυκλική επιφάνεια και σε απειρομήκη λωρίδα – βλ. Σχήμα 1.14) και αφετέρου ώστε να μην υπάρχει επιρροή των αποτελεσμάτων από τις διαστάσεις των ορίων του κανάβου. Συγκεκριμένα ελήφθησαν:

- Κυκλικό θεμέλιο:  $X = 3$  m,  $Y = 4$  m
- Απειρομήκη λωρίδα:  $X = 4$  m,  $Y = 6$  m



**Σχήμα 1.14:** Κατακόρυφη ομοιόμορφη επιφανειακή πίεση σε (α) κυκλική επιφάνεια και σε (β) απειρομήκη λωρίδα (Καββαδάς Μ., 2016)

Στο Σχήμα 1.15 απεικονίζονται οι κάναβοι των πεπερασμένων στοιχείων (τριγωνικά 15-κομβικά στοιχεία) για κυκλικό θεμέλιο και για απειρομήκη λωρίδα.



**Σχήμα 1.15:** Κάναβος πεπερασμένων στοιχείων για (α) κυκλικό θεμέλιο (αξονοσυμμετρικές συνθήκες) και για (β) απειρομήκη λωρίδα (συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης)

Τα καταστατικά προσομοιώματα που εξετάστηκαν ήταν τόσο το απλό γραμμικά ελαστικό απόλυτα πλαστικό Mohr – Coulomb (M-C) όσο και το πιο προηγμένο από πλευράς εδαφικής συμπεριφοράς μη γραμμικό υπερβολικού τύπου Hardening Soil (HS) προκειμένου να γίνει μία σύγκριση μεταξύ αυτών. Οι εδαφικές παράμετροι που θεωρήθηκαν συμπεριλαμβανομένων των βασικών στατιστικών μεγεθών τους ( $\mu$ : μέση τιμή,  $\sigma$ : τυπική απόκλιση,  $X_k$ : χαρακτηριστική τιμή,  $Min$ : ελάχιστη τιμή και  $Max$ : μέγιστη τιμή)

παρουσιάζονται συγκεντρωτικά στους Πίνακες 1.7 και 1.8 για το M-C και το HS αντίστοιχα. Να σημειωθεί ότι οι τιμές του μέτρου ελαστικότητας E προσδιορίστηκαν από το μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης  $E_{oed}$  για  $\Delta\sigma_v = 400$  kPa (400 – 800 kPa) μέσω της ακόλουθης σχέσης από τη θεωρία γραμμικής ισότροπης ελαστικότητας:

$$E_{oed} = \frac{(1 - \nu)}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} E \quad (1.1)$$

Όπου για  $\nu = 0.3$  είναι:

$$E = 0.743E_{oed}$$

Για χάριν απλούστευσης θεωρήθηκε σκόπιμο να θεωρηθεί μία ενιαία τιμή φαινόμενου ειδικού βάρους ίση με τη μέση τιμή  $\gamma_{unsat} = 16.9$  kN/m<sup>3</sup>. Επιπλέον θεωρήθηκε μηδενική γωνία διαστολικότητας  $\psi = 0^\circ$ , ενώ ο συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων λήφθηκε από την ακόλουθη σχέση (Jaky J., 1944):

$$K_o = 1 - \sin \varphi \quad (1.2)$$

**Πίνακας 1.5:** Ιδιότητες εδαφικού υλικού για το καταστατικό προσομοίωμα M-C

Παράμετρος	$\gamma_{unsat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\varphi$ (°)	c (kPa)	$\psi$ (°)	$K_o$	$\nu$	$\Delta\sigma_v$ (kPa)	
							400-800	
							$E_{oed}$ (MPa)	E (MPa)
$\mu$		25.2	17.6		0.57		6.4	5
$\sigma$		6.8	18.7		0.88		2.7	2
$X_k$	16.9	21.8	8.3	0	0.63	0.3	5.05	4
Min		8.2	1		0.37		3.2	2.5
Max		39.2	72.4		0.86		18.7	14

**Πίνακας 1.6:** Ιδιότητες εδαφικού υλικού για το καταστατικό προσομοίωμα HS

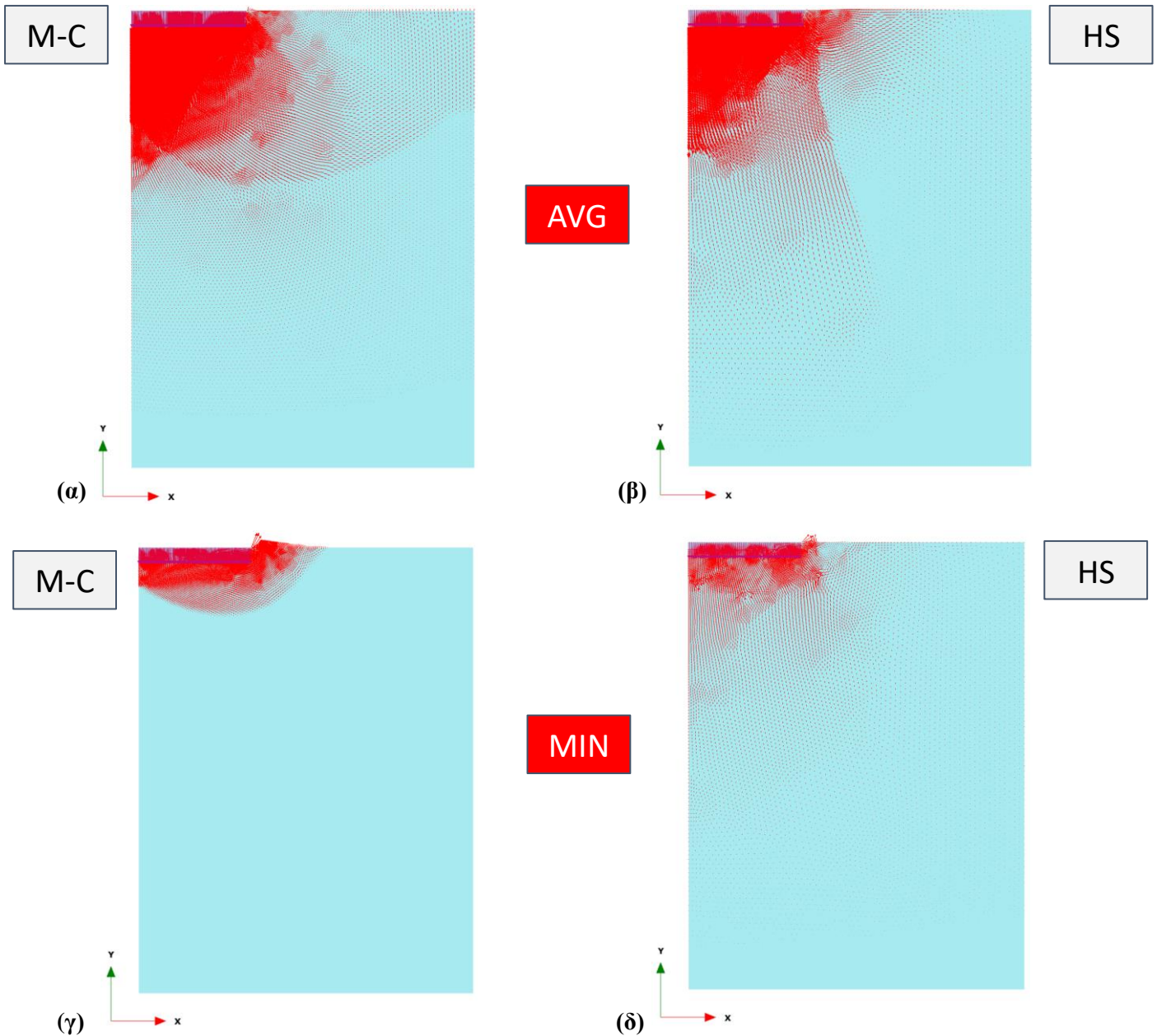
Παράμετρος	$\gamma_{unsat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\varphi$ (°)	c (kPa)	$\psi$ (°)	$K_o$	$\nu$	$E_{50,ref} = E_{oed,ref}$ (MPa)	$E_{ur,ref} = 3E_{50,ref}$ (MPa)	m
$\mu$		25.2	17.6		0.57		5	15	
$\sigma$		6.8	18.7		0.88		2	6	
$X_k$	16.9	21.8	8.3	0	0.63	0.3	4	12	0.5
Min		8.2	1		0.37		2.5	7.5	
Max		39.2	72.4		0.86		14	42	

Ακολούθως παρατίθενται κάποια από τα κυριότερα αριθμητικά αποτελέσματα των αναλύσεων που έγιναν με βάση την παρακάτω διάκριση ως προς τις τιμές του μέτρου ελαστικότητας E:

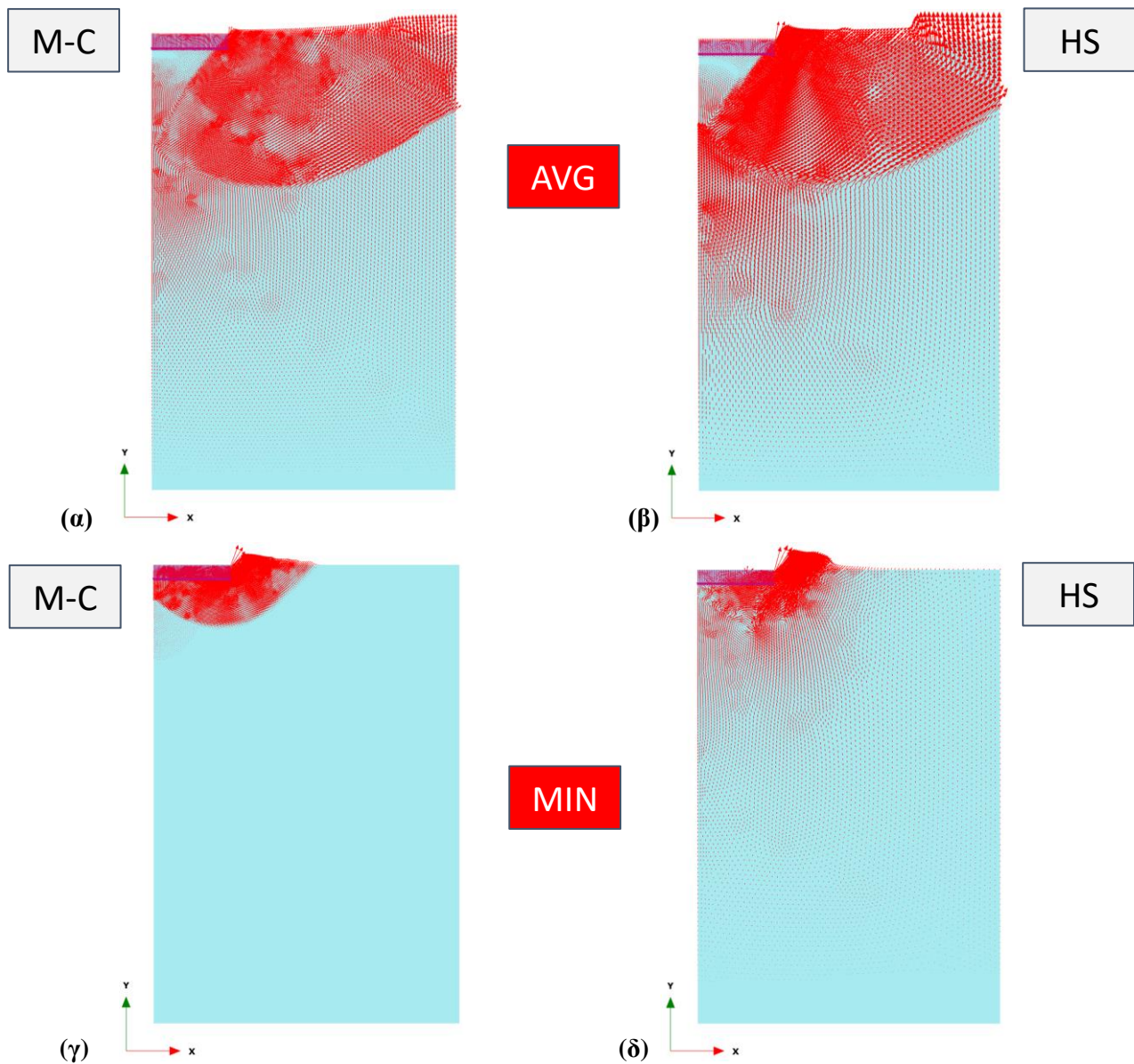
1. Μέση τιμή: AVG
2. Χαρακτηριστική τιμή:  $X_k$
3. Ελάχιστη τιμή: MIN
4. Μέγιστη τιμή: MAX



Στα Σχήματα 1.16 και 1.17 απεικονίζεται μία ενδεικτική εικόνα των αναπτυσσόμενων μηχανισμών αστοχίας για τις περιπτώσεις των μέσων (AVG) και των ελάχιστων τιμών (MIN) από τις κατανομές των ολικών μετακινήσεων στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης (incremental displacements,  $\Delta u$ ) για M-C και HS τόσο για το κυκλικό θεμέλιο όσο και για την απειρομήκη λωρίδα.

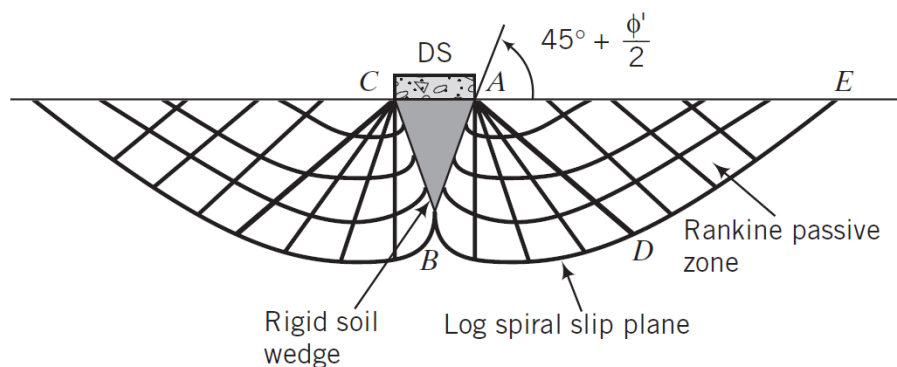


**Σχήμα 1.16:** Ολικές μετακινήσεις στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης (incremental displacements,  $\Delta u$ ) στο στάδιο της φέρουσας ικανότητας – αστοχίας στο κυκλικό θεμέλιο για τις περιπτώσεις AVG και MIN για (α), (γ) M-C και (β), (δ) HS αντίστοιχα



**Σχήμα 1.17:** Ολικές μετακινήσεις στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης (incremental displacements,  $\Delta u$ ) στο στάδιο της φέρουσας ικανότητας – αστοχίας στην απειρομήκη λωρίδα για τις περιπτώσεις AVG και MIN για (α), (γ) M-C και (β), (δ) HS αντίστοιχα

Ιδιαίτερα για την περίπτωση των ελάχιστων τιμών (MIN) παρατηρείται εμφανώς η ανάπτυξη γενικών μηχανισμών αστοχίας σπειροειδούς μορφής με κυκλικές επιφάνειες αστοχίας οι οποίοι συνάδουν με τον γενικό μηχανισμό θραύσης ενός επιφανειακού θεμελίου (τυπικών διαστάσεων) επί γραμμικά ελαστικού και ισότροπου εδάφους υπό συνθήκες φέρουσας ικανότητας με βάση τη βιβλιογραφία (βλ. Σχήμα 1.18).



**Σχήμα 1.18:** Γενικός μηχανισμός αστοχίας ενός τυπικού επιφανειακού θεμελίου (Budhu M., 2010)

Η εικόνα αυτή αποτυπώνεται πιο έντονα στην ανάλυση με M-C (και λιγότερο σε σχέση με την αντίστοιχη με HS) καθώς το εδαφικό υλικό προσομοιώνεται ως γραμμικό ελαστικό απόλυτα πλαστικό (linear elastic perfectly plastic). Το ίδιο ισχύει αλλά σε μικρότερο βαθμό και στην περίπτωση των μέσω τιμών (AVG) για την ανάλυση με M-C και λιγότερο για αυτή με HS.

Στο Σχήμα 1.19α,β και 1.19γ,δ παρουσιάζονται τα διαγράμματα φορτίου – καθίζησης ( $q - u_v$ ) για το κυκλικό θεμέλιο και την απειρομήκη λωρίδα αντίστοιχα τόσο για M-C όσο και για HS και γίνεται μία σύγκριση μεταξύ των αριθμητικά υπολογιζόμενων φερουσών ικανοτήτων  $q_{ult,FEM}$  με τις αντίστοιχες  $q_{ult,EC7}$  κατά EN 1997-1:2004 (EC7) (Παράρτημα Δ) για συνθήκες πλήρους στράγγισης ( $\varphi' \neq 0$ ):

$$q_{ult,EC7} = c' N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma \quad (1.3)$$

Όπου:

$$e = 0 \text{ (Ομοιόμορφη φόρτιση)} \Rightarrow B' = 2 \text{ m}$$

$$\alpha = 0 \text{ (Μηδενική γωνία κλίσης βάσης θεμελίωσης)} \Rightarrow b_c = b_q = b_\gamma = 1$$

$$\theta = 0 \text{ (Μηδενική γωνία κλίσης βάσης θεμελίωσης)} \Rightarrow i_c = i_q = i_\gamma = 1$$

$$D_f = 0 \text{ (Μηδενικό βάθος θεμελίωσης)} \Rightarrow q' = 0$$

$$s_c = s_q = s_\gamma = 1 \text{ (για την περίπτωση της απειρομήκους λωρίδας)}$$

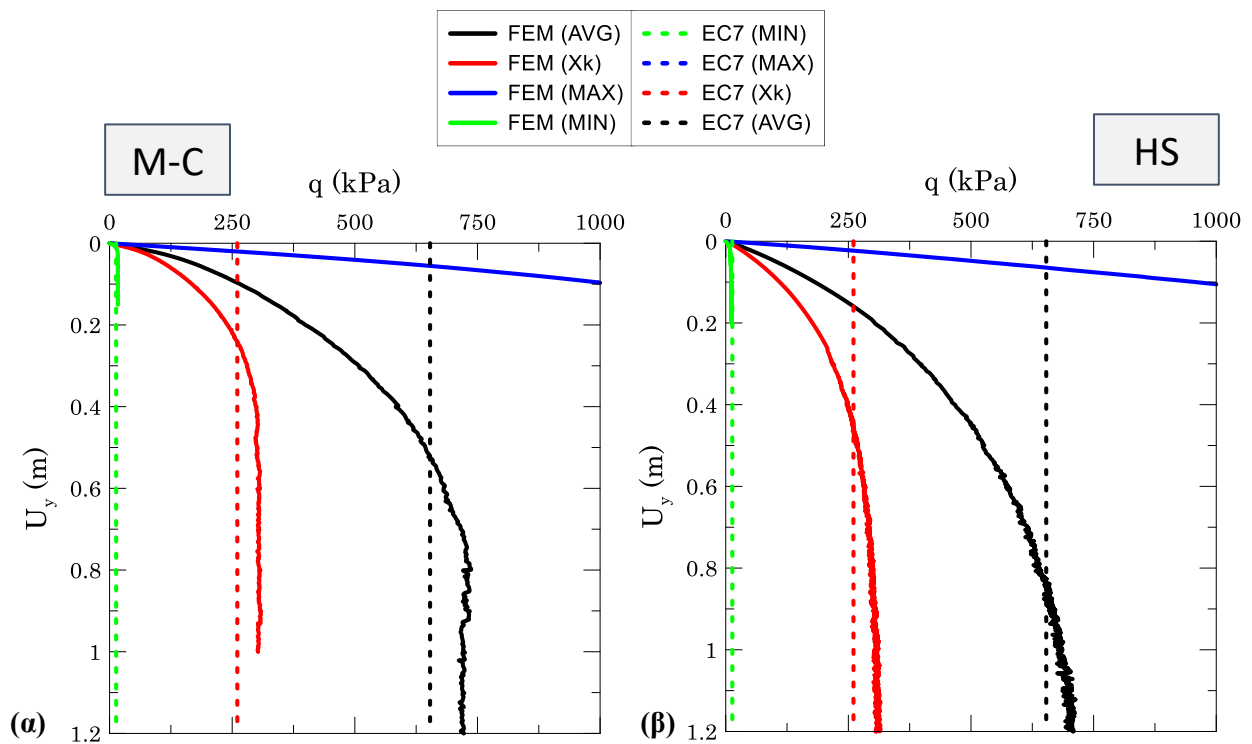
Να σημειωθεί ότι ο υπολογισμός των φορτίων (σε κάθε βήμα της ανάλυσης) για το κυκλικό θεμέλιο (αξονοσυμμετρικές συνθήκες) και την απειρομήκη λωρίδα (συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης) έγινε βάσει των ακόλουθων σχέσεων:

$$q_{axisymmetric} = 2\pi \cdot \frac{F_{Plaxis}}{A_f} \quad (1.4)$$

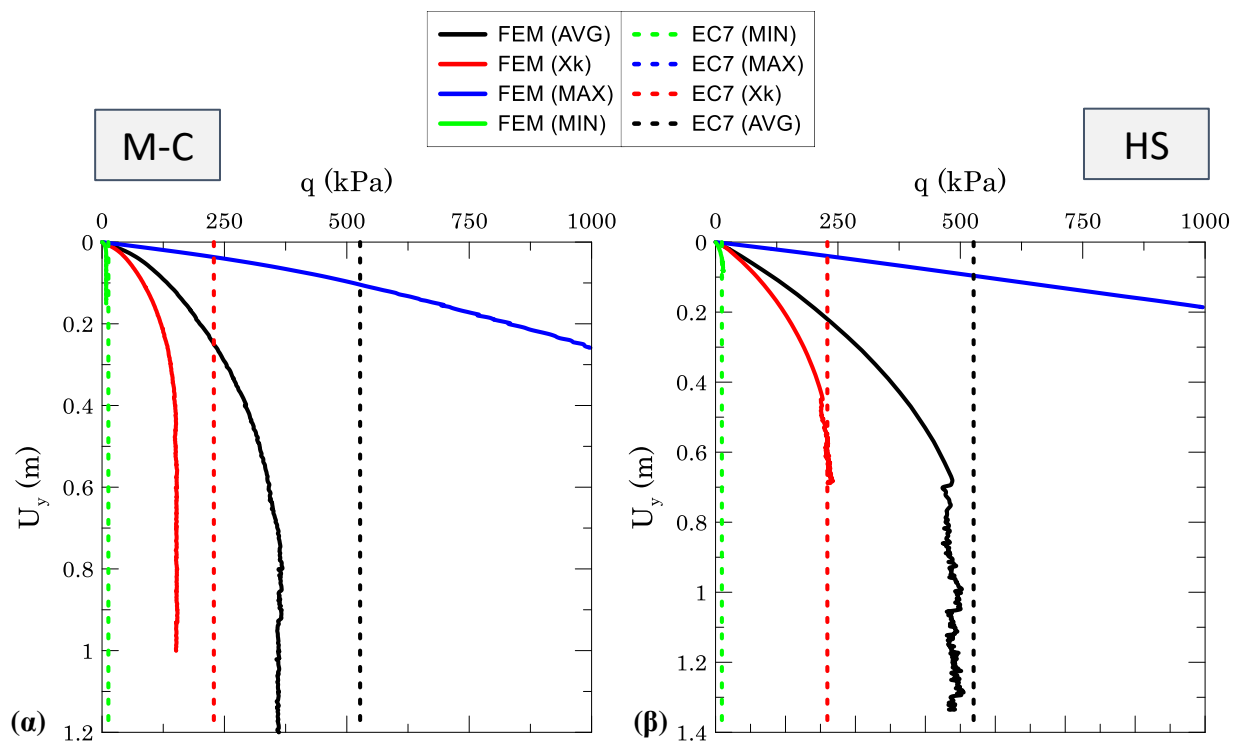
$$q_{planestrain} = 2 \cdot \frac{F_{Plaxis}}{A_f} \quad (1.5)$$

Όπου:

- $F_{Plaxis}$  : η τιμή της αναπτυσσόμενης δύναμης σε κάθε βήμα της ανάλυσης
- $A_f$  : η επιφάνεια του θεμελίου (για το κυκλικό θεμέλιο ίση με  $\pi D^2/4$  ενώ για την απειρομήκη λωρίδα ίση με  $B \times L = B \times 1 \text{ m} = B$ ).



**Σχήμα 1.19:** Διαγράμματα φορτίου – καθίζησης κυκλικού θεμελίου και σύγκριση με τις φέρουσες ικανότητες κατά EC7 για τις περιπτώσεις AVG, Xk, MIN και MAX για (α) M-C και (β) HS



**Σχήμα 1.20:** Διαγράμματα φορτίου – καθίζησης απειρομήκουσ λωρίδας και σύγκριση με τις φέρουσες ικανότητες κατά EC7 για τις περιπτώσεις AVG, Xk, MIN και MAX για (α) M-C και (β) HS

Στους Πίνακες 1.8 και 1.9 συγκεντρώνονται οι φέρουσες ικανότητες από τις αριθμητικές αναλύσεις και αυτές κατά EC7 καθώς και η μεταξύ τους απόκλιση για το κυκλικό θεμέλιο και την απειρομήκη λωρίδα αντίστοιχα για τις περιπτώσεις (AVG), (Xk), (MIN) και (MAX).

**Πίνακας 1.7:** Σύγκριση μεταξύ αριθμητικών τιμών φέρουσας ικανότητας και κατά EC7 (Κυκλικό θεμέλιο)

Περίπτωση	$q_{ult, EC7}$ (kPa)	$q_{ult, MC}$ (kPa)	$q_{ult, HS}$ (kPa)	Σχετική απόκλιση MC (%)	Σχετική απόκλιση HS (%)
AVG	653	722	705	10	7
$X_k$	260	305	300	15	13
MAX	9332	3200	4900	192	90
MIN	13	17	11	21	22

**Πίνακας 1.8:** Σύγκριση μεταξύ αριθμητικών τιμών φέρουσας ικανότητας και κατά EC7 (Απειρομήκης λωρίδα)

Περίπτωση	$q_{ult, EC7}$ (kPa)	$q_{ult, MC}$ (kPa)	$q_{ult, HS}$ (kPa)	Σχετική απόκλιση MC (%)	Σχετική απόκλιση HS (%)
AVG	527	360	500	46	5
$X_k$	228	150	240	52	5
MAX	6573	1600	3150	311	109
MIN	13	8,5	15	52	14

Τα κυριότερα συμπεράσματα των αρχικών αριθμητικών αναλύσεων παρουσιάζονται ακολούθως:

- Επιβεβαιώνεται η ανάπτυξη των εξαιρετικά υψηλών καθιζήσεων (μη αποδεκτές από πλευράς σχεδιασμού) ακόμα και για μικρές τιμές φορτίου γεγονός που οφείλεται στο μεγάλο βαθμό συμπιεστότητας (χαμηλές τιμές μέτρου ελαστικότητας) του εξεταζόμενου μαλακού εδαφικού υλικού (στείρα).
- Η φέρουσα ικανότητα είναι ανάλογη των μηχανικών χαρακτηριστικών του εδάφους όπως επιβεβαιώνεται:  $q_{ult, min} < q_{ult, Xk} < q_{ult, AVG} < q_{ult, max}$
- Για τις περιπτώσεις (AVG), ( $X_k$ ) και (MIN) παρατηρείται ικανοποιητική σύγκλιση μεταξύ των αριθμητικών τιμών της φέρουσας ικανότητας με τις αντίστοιχες τιμές κατά EC7 τόσο με MC όσο και με HS. Οι τιμές των HS είναι ελάχιστα πιο κοντά σε αυτές κατά EC7.
- Δεν ήταν δυνατό να προσδιοριστεί η αριθμητική τιμή της φέρουσας ικανότητας για την περίπτωση (MAX) λόγω ανάπτυξης τοπικής διατμητικής αστοχίας η οποία δε συνάδει με τον γενικό μηχανισμό αστοχίας στον οποίο έχει βασιστεί ο EC7. Αυτός είναι και ο λόγος της τεράστιας απόκλισης από την τιμή που προτείνει ο EC7.

Συνοψίζοντας προκειμένου να αντιμετωπισθεί ο υψηλός βαθμός συμπιεστότητας (εξαιρετικά υψηλές καθιζήσεις για μικρές τιμές φορτίου) επιχειρείται να διερευνηθεί η εφαρμογή εναλλακτικών μεθόδων βελτίωσης/ενίσχυσης του του εξεταζόμενου εδαφικού υλικού (στείρα) και συγκεκριμένα:

1. Δυναμική Συμπύκνωση (Dynamic Compaction)
2. Χαλικοπάσσαλοι (Stone Columns)
3. Βαθιά εδαφική ανάμιξη με χρήση ιπτάμενης τέφρας (Deep Soil Mixing with Fly Ash)

## 1.4 ΔΙΑΡΘΡΩΣΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Η παρούσα διπλωματική εργασία διαρθρώνεται από τα εξής κεφάλαια:

### **Κεφάλαιο 2:** Μέθοδοι βελτίωσης μαλακών εδαφών – Βιβλιογραφική ανασκόπηση

Το 2<sup>ο</sup> Κεφάλαιο περιλαμβάνει τα βασικά στοιχεία και τις αρχές των εξεταζόμενων μεθόδων βελτίωσης/ενίσχυσης (Δυναμική συμπύκνωση, Χαλικοπάσσαλοι και Βαθιά εδαφική ανάμιξη με χρήση ιπτάμενης τέφρας) μαλακών (συμπιεστών) εδαφικών υλικών, τα κριτήρια επιλογής (πλαίσιο εφαρμογής), τις κυριότερες παραμέτρους σχεδιασμού τους καθώς επίσης και την ποσοτικοποίηση του βαθμού βελτίωσης μετά την εφαρμογή τους.

### **Κεφάλαιο 3:** Αιτιοκρατικές αναλύσεις βελτίωσης καθιζήσεων επιχώματος

Στο 3<sup>ο</sup> Κεφάλαιο περιγράφονται οι διαδικασίες κατασκευής των αριθμητικών προσομοιωμάτων των πεπερασμένων στοιχείων καθώς και οι παραδοχές και μεθοδολογίες που εφαρμόστηκαν για την προσομοίωση κάθε μεθόδου βελτίωσης/ενίσχυσης (εύρη τιμών γεωμετρικών και εδαφικών παραμέτρων). Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των συμβατικών αιτιοκρατικών αναλύσεων (με χρήση των μέσων τιμών των εδαφικών παραμέτρων των στείρων) πριν και μετά την εφαρμογή της εκάστοτε μεθόδου βελτίωσης/ενίσχυσης εξετάζοντας το βαθμό μείωσης των καθιζήσεων μέσω του συντελεστή  $\beta = S_f/S_o$  (όπου  $S_f$ ,  $S_o$ : η τελική και η αρχική καθίζηση του σημείου K που αντιστοιχεί στο μέσο της βάσης του υπό μελέτη τυπικού οδικού/σιδηροδρομικού επιχώματος αντίστοιχα) με χρήση των καταστατικών προσομοιωμάτων Mohr – Coulomb και Hardening Soil για  $m = 0.5$  και  $m = 1$ .

### **Κεφάλαιο 4:** Πιθανοτικές αναλύσεις βελτίωσης καθιζήσεων επιχώματος

Στο 4<sup>ο</sup> Κεφάλαιο περιγράφονται οι αρχές της πιθανοτικής ανάλυσης (ανάλυση αξιοπιστίας) και περιγράφεται η διαδικασία εφαρμογής της χρησιμοποιούμενης αναλυτικής πιθανοτικής μεθόδου Σημειακής Εκτίμησης (Point Estimate Method – PEM). Έπειτα παρουσιάζεται η εφαρμογή της μέσω διεξαγωγής παραμετρικών αριθμητικών αναλύσεων λαμβάνοντας υπόψη την μεταβλητότητα του εξεταζόμενου εδαφικού υλικού (με χρήση της μέσης τιμής  $\mu$  και της τυπικής απόκλισης  $\sigma$  βάσει της στατιστικής επεξεργασίας των εργαστηριακών αποτελεσμάτων – Πίνακες 1.4 και 1.6) με σκοπό να εκτιμηθούν οι πιθανότητες υπέρβασης μίας ορισμένης απόλυτης καθίζησης (του σημείου K) και διαφορικής καθίζησης (μεταξύ του σημείου K και του σημείου Γ που αντιστοιχεί στη γωνία της βάσης του υπό μελέτη τυπικού οδικού/σιδηροδρομικού επιχώματος) αναφοράς του υπό μελέτη τυπικού οδικού/σιδηροδρομικού επιχώματος, με χρήση μόνο του Hardening Soil για  $m = 0.5$  και  $m = 1$ .

### **Κεφάλαιο 5:** Συμπεράσματα και προτάσεις

Στο 5<sup>ο</sup> Κεφάλαιο γίνεται μία σύνοψη των προηγούμενων κεφαλαίων, παρουσιάζονται τα τελικά συμπεράσματα της εργασίας και προτείνονται ορισμένες προτάσεις για μελλοντική επέκταση της έρευνας του υπό μελέτη προβλήματος.



# 2 ΜΕΘΟΔΟΙ ΒΕΛΤΙΩΣΗΣ ΜΑΛΑΚΩΝ

## ΕΔΑΦΩΝ – ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ

### 2.1 ΓΕΝΙΚΑ

Η ταχύτατη αστικοποίηση των τελευταίων δεκαετιών σε συνδυασμό με την ανάγκη κάλυψης των σύγχρονων κοινωνικοοικονομικών απαιτήσεων έχει μεταφραστεί στη δημιουργία μεγάλων αστικών υποδομών και μεταφορικών συστημάτων με στόχο την καλύτερη δυνατή και ποιοτικότερη διαβίωση. Ωστόσο, είτε λόγω έλλειψης χώρων (περιαστικές περιοχές) είτε λόγω αύξησης των μεγάλων έργων υποδομής καθίσταται πλέον ολοένα και περισσότερο επιτακτική η ανάγκη χρήσης μη ευνοϊκών από πλευράς γεωτεχνικών συνθηκών περιοχών για κατασκευή. Οι εναλλακτικές λύσεις για την αντιμετώπιση δυσμενών εδαφικών συνθηκών συνοψίζονται ακολούθως (Hausmann, 1990):

- (α) Αποφυγή του προβληματικού εδάφους μέσω μετεγκατάστασης του έργου σε μια καταλληλότερη για κατασκευή περιοχή ή κατασκευή βαθιάς θεμελίωσης
- (β) Αφαίρεση και αντικατάσταση εδάφους με κατάλληλο υλικό
- (γ) Σχεδιασμός ελαφριού τύπου κατασκευής η οποία μπορεί να θεμελιωθεί με ασφάλεια επί του συγκεκριμένου προβληματικού εδάφους
- (δ) Βελτίωση των ιδιοτήτων του εδάφους
- (ε) Εγκατάλειψη του έργου

Η επιλογή της βελτίωσης του προβληματικού εδάφους έχει ισχυροποιηθεί αρκετά τις τελευταίες πέντε δεκαετίες περίπου καθώς έχουν σημειωθεί αλματώδη βήματα προόδου στον τομέα των μεθόδων και τεχνικών ενίσχυσης μίας μεγάλης ποικιλίας εδαφών. Αποτελεί πλέον συνήθη πρακτική για ένα αρκετά ευρύ πεδίο εφαρμογών όπως: θεμελιώσεις, εκσκαφές, έργα οδοποιίας, σταθεροποιήσεις πρανών, κατασκευές συγκράτησης ή αποθήκευσης ύδατος, έργων περιβαλλοντικής προστασίας κλπ. Βασικός σκοπός είναι η αλλαγή των φυσικών ιδιοτήτων του ασθενούς εδάφους ή/και η βελτίωση των μηχανικών του χαρακτηριστικών προκειμένου τελικά να επιτευχθούν, ανάλογα την εφαρμοζόμενη μέθοδο, μία σειρά από τις παρακάτω ενέργειες:

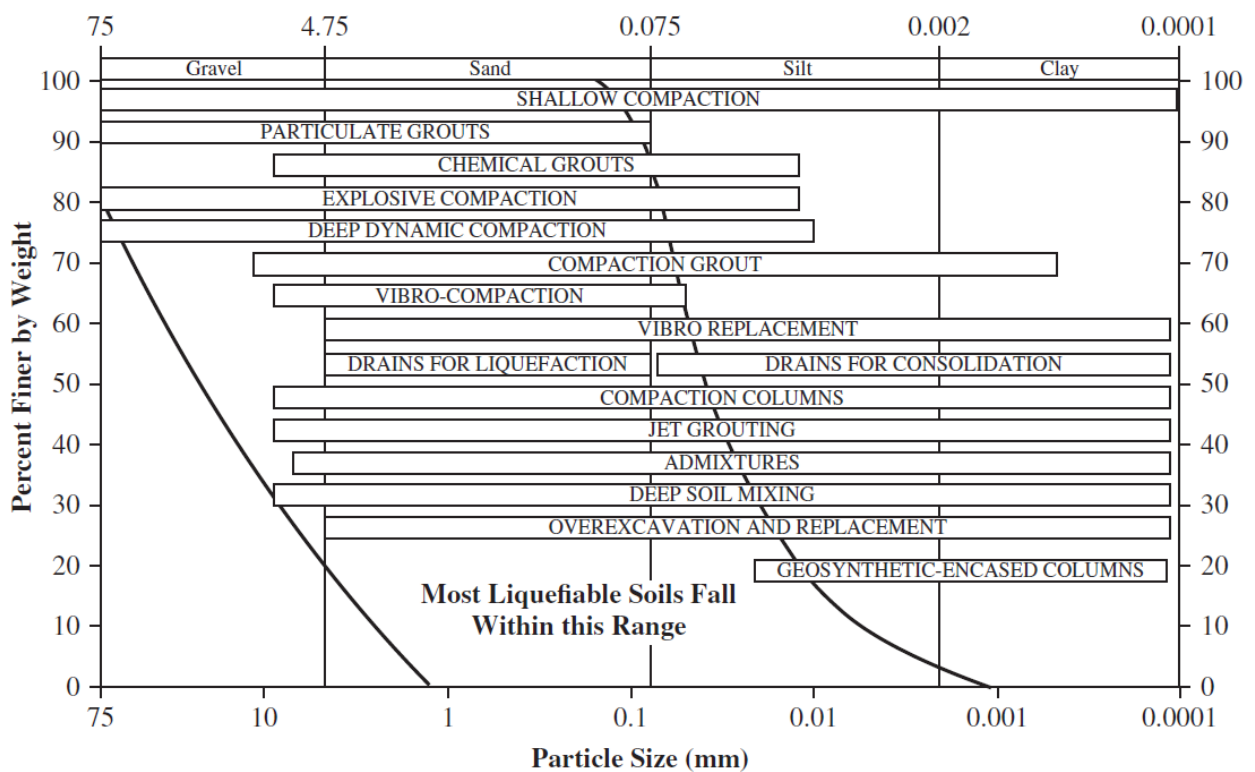
- Αύξηση της φέρουσας ικανότητας
- Μείωση της συμπιεστότητας για αποφυγή καθιζήσεων
- Αύξηση της διαπερατότητας για να επιτρέπεται η αποστράγγιση (επιτάχυνση φαινομένου στερεοποίησης)
- Μείωση της διαπερατότητας για περιορισμό της ροής των υπόγειων υδάτων
- Μείωση της πιθανότητας φαινομένου ρευστοποίησης κατά το σεισμό



Ο Van Impe W. F. (1989) διακρίνει τις μεθόδους βελτίωσης σε τρεις γενικές κατηγορίες:

- Προσωρινές (προφόρτιση, ηλεκτρική όσμωση, θέρμανση εδάφους, ψύξη εδάφους, κλπ.)
- Μόνιμες χωρίς την επιβολή στοιχείων ενίσχυσης (δυναμική συμπίκνωση, μέθοδοι μαζικής δόνησης κλπ.)
- Μόνιμες με την επιβολή στοιχείων ενίσχυσης (χαλικοπάσσαλοι, οπλισμένη γη, τσιμεντενέσεις, βαθιά εδαφική ανάμιξη με χρήση προσμίκτων όπως τσιμέντου, ασβέστου, μπετονίτη, ιπτάμενης τέφρας ή άλλων κλπ.)

Τόσο στο Σχήμα 2.1 όσο και στον Πίνακα 2.1 παρουσιάζεται το πλαίσιο αποτελεσματικής εφαρμογής των κυριότερων μεθόδων βελτίωσης/ενίσχυσης εδαφών ανάλογα με τα όρια της κοκκομετρικής διαβάθμισης του εδάφους.



Σχήμα 2.1: Πλαίσιο αποτελεσματικής εφαρμογής μεθόδων βελτίωσης/ενίσχυσης εδαφών (Han J., 2015)

**Πίνακας 2.1:** Πλαίσιο αποτελεσματικής εφαρμογής μεθόδων βελτίωσης/ενίσχυσης εδαφών (Κάλτσιος Α., 2012)

ΠΕΡΙΟΧΕΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΤΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ ΒΕΛΤΙΩΣΗΣ				
Έδαφος / μέγεθος κόκκων	Χάλικες 30 - 2,5 (mm)	Άμμος 2,5 - 0,07 (mm)	Ιλύς 0,07 - 0,0017 (mm)	Άργιλος 0,0017 - 0,0001 (mm)
Προφόρτιση	✓	✓	✓	✓ (> 0,0002 mm)
Δυναμική συμπίκνωση	✓	✓	✓	✓ (> 0,0005 mm)
Τσιμεντένεσες	✓	✓ (> 0,7 mm)	✗	✗
Ενέσεις αργίλου	✓	✓ (> 0,17 mm)	✗	✗
Ενέσεις με χημικά πρόσθετα	✓	✓	✓	✓ (> 0,0006 mm)
Ενέσεις εκτόπισης ή συμπίκνωσης	✗	✓ (> 0,2 mm)	✓	✓ (> 0,00014 mm)
Δόνηση στήλης	✓	✓	✓ (> 0,03 mm)	✗
Συμπύκνωση με πασσάλους	✓ (< 9 mm)	✓	✓ (> 0,07 mm)	✗
Εκρηκτικά	✓ (< 14 mm)	✓	✓ (> 0,016 mm)	✗
Ηλεκτρική όσμωση	✗	✗	✓	✓ (> 0,00014 mm)
Θερμική δράση	✗	✗	✓ (< 0,016 mm)	✓ (> 0,00014 mm)
Συμπύκνωση σε στρώσεις (μόνο με υγρασία)	✓	✓	✓	✓
Συμπύκνωση σε στρώσεις με τσιμέντο ή χημικά πρόσθετα	✓ (< 11 mm)	✓	✓	✓ (> 0,00026 mm)
Οπλισμένη γη	✓ (< 30 mm)	✓	✓ (> 0,028 mm)	✗

## 2.2 ΕΞΕΤΑΖΟΜΕΝΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΒΕΛΤΙΩΣΗΣ

Στην παρούσα εργασία διερευνάται η εφαρμογή των ακόλουθων ευρέως χρησιμοποιούμενων μεθόδων βελτίωσης (τα κυριότερα χαρακτηριστικά των οποίων και οι λόγοι επιλογής τους αναλύονται στη συνέχεια):

1. Δυναμική Συμπύκνωση (Dynamic Compaction)
2. Χαλικοπάσσαλοι (Stone Columns)
3. Βαθιά εδαφική ανάμιξη με χρήση ιπτάμενης τέφρας (Deep Soil Mixing with Fly Ash)

Οι συγκεκριμένες μέθοδοι βελτίωσης έχουν κατάλληλη εφαρμογή σε περιπτώσεις μαλακών – συμπιεστών εδαφικών σχηματισμών όπως είναι τα στείρα λιγνιτωρυχείων. Στις ενότητες που θα ακολουθήσουν γίνονται ακόμα πιο σαφείς οι λόγοι επιλογής τους.

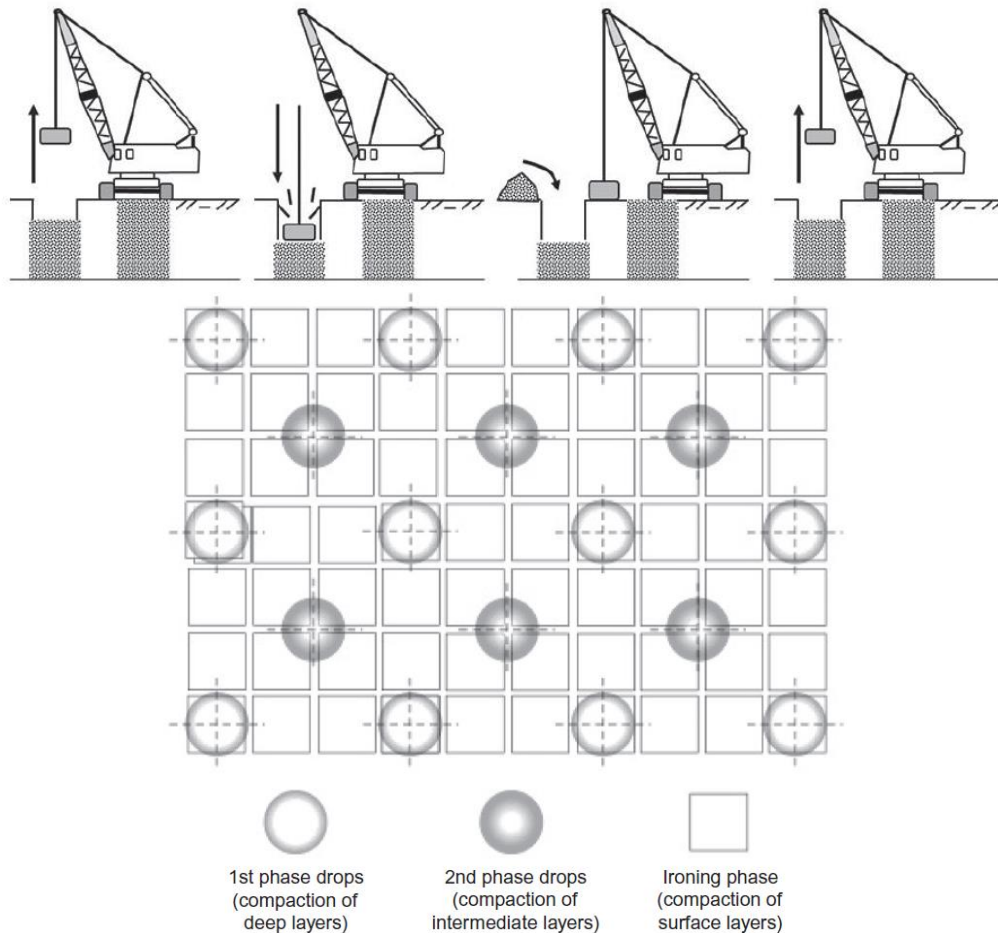
## 2.2.1 Μέθοδος δυναμικής συμπίκνωσης

### 2.2.1.1 Περιγραφή μεθόδου

Η μέθοδος της Δυναμικής Συμπύκνωσης (Dynamic Compaction) περιλαμβάνει την εφαρμογή διαδοχικών ελεύθερων πτώσεων σφύρας μάζας  $10 \div 40$  ton από ένα ύψος  $10 \div 40$  m. Στο Σχήμα 2.2 απεικονίζεται μία άποψη από την εφαρμογή της μεθόδου δυναμικής συμπίκνωσης. Αρχικά καθορίζεται το ακριβές πρόγραμμα πτώσεων όπου εκτιμάται η εφαρμοζόμενη ενέργεια κατά την πτώση της σφύρας προκειμένου να επιτευχθεί συμπίκνωση του εδάφους σε ένα βάθος επιρροής μέχρι περίπου 10 m. Από τις πτώσεις της σφύρας επιτυγχάνεται μία μέση καθίζηση στην επιφάνεια από  $50 \div 80$  cm (δημιουργία κρατήρων – οπών). Αναλυτικότερα η εκτέλεση της δοκιμής γίνεται σε τρεις φάσεις σε έναν συνεχή κάναβο (συνήθων) αποστάσεων  $3 \div 7$  m. Κατά την 1<sup>η</sup> φάση επιτυγχάνεται βελτίωση των βαθύτερων εδαφικών στρωμάτων ενώ κατά τη 2<sup>η</sup> φάση γίνεται βελτίωση των ενδιάμεσων στρωμάτων και η οποία εκτελείται στις ενδιάμεσες θέσεις της 1<sup>ης</sup> φάσης. Τέλος ακολουθεί η 3<sup>η</sup> φάση (τελική φάση συμπίκνωσης), αυτή του «σιδερώματος» (ironing phase), κατά την οποία επιτυγχάνεται συμπίκνωση των επιφανειακών στρωμάτων μέσω πτώσης από ένα μικρότερο ύψος  $5 \div 8$  m στις ενδιάμεσες θέσεις των δύο προηγούμενων φάσεων. Μετά το τέλος της δυναμικής συμπίκνωσης, γίνεται επιπέδωση της επιφάνειας του εδάφους με ισοπεδωτήρα (grader) και συμπίκνωση με δονητικό οδοστρωτήρα βαρέως τύπου. Ακολουθεί διάστρωση υλικού κατηγορίας E4 στο οποίο εφαρμόζεται συμπίκνωση με δονητικό οδοστρωτήρα βαρέως τύπου. Τέλος τοποθετείται γεώπλεγμα συγκεκριμένων προδιαγραφών το οποίο καλύπτεται με υλικό κατηγορίας E4 το οποίο συμπυκνώνεται εκ νέου με δονητικό οδοστρωτήρα βαρέως τύπου. Στο Σχήμα 2.3 απεικονίζονται ενδεικτικά τα στάδια της μεθόδου δυναμικής συμπίκνωσης.



Σχήμα 2.2: Άποψη εφαρμογής της μεθόδου δυναμικής συμπίκνωσης (Nicholson P. G., 2014)



**Σχήμα 2.3:** Στάδια εφαρμογής μεθόδου δυναμικής συμπίκνωσης (Han J., 2015 & Nicholson P. G., 2014)

Ο υπολογισμός του βάθους επιρροής  $z$  της βελτίωσης μετά την εφαρμογή της δυναμικής συμπίκνωσης γίνεται από την ακόλουθη εμπειρική σχέση (η οποία έχει προκύψει από επεξεργασία μετρήσεων από δοκιμές πεδίου):

$$z = n_c \sqrt{MH} \quad (2.1)$$

Όπου:

$z$  (m): βάθος βελτίωσης

$M$  (ton): μάζα σφύρας

$H$  (m): ύψος πτώσης σφύρας

$n_c$ : συντελεστής που εξαρτάται από τον τύπο του προς βελτίωση εδάφους βάσει του Πίνακα 2.2

**Πίνακας 2.2:** Συντελεστής  $n_c$  ανάλογα με τον τύπο του προς βελτίωση εδάφους με τη μέθοδο της δυναμικής συμπίκνωσης (Han J., 2015)

Soil Type <sup>a</sup>	Degree of Saturation	$n_c$
Pervious soil deposits—granular soils	High	0.5
	Low	0.5–0.6
Semipervious deposits—primary silts with $PI < 8$	High	0.35–0.4
	Low	0.4–0.5
Semipervious deposits—primary clayey soils with $PI > 8$	High	Not recommended
	Low ( $w < PL$ )	0.35–0.4

<sup>a</sup> $PI$  = plasticity index,  $w$  = moisture content, and  $PL$  = plastic limit. For  $W_t H_d = 1-3 \text{ MJ/m}^2$  and a tamper drop using a single cable.

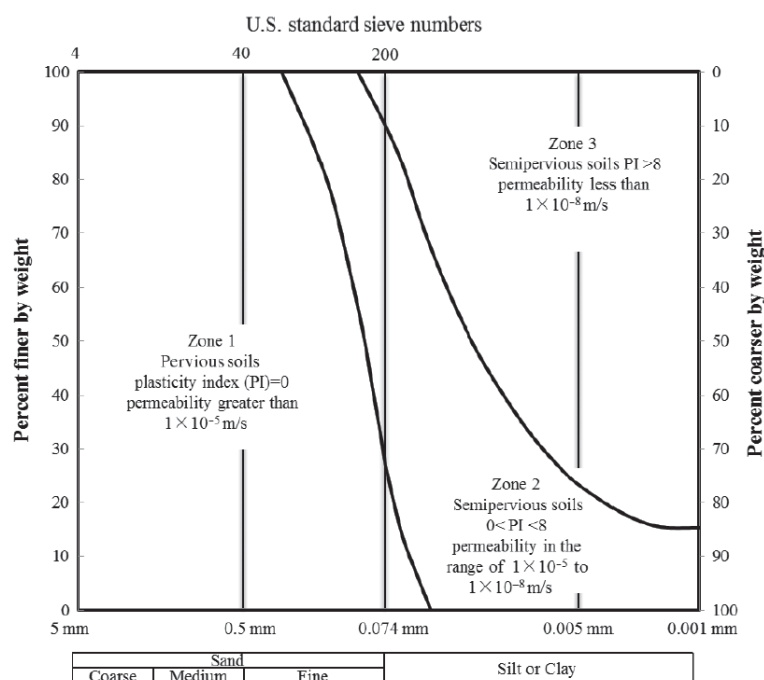
Για την εφαρμογή της μεθόδου απαιτείται ο παρακάτω μηχανικός εξοπλισμός:

- Χωματογικά μηχανήματα για την εκτέλεση των πάσης φύσεων εργασιών πριν, κατά και μετά την εφαρμογή της δυναμικής συμπίκνωσης όπως εκσκαφείς, φορτωτές, φορητά αυτοκίνητα, προωθητές (bulldozer), διαμορφωτές κλπ.
- Ερπυστριοφόροι ανυψωτικοί γερανοί ανυψωτικής ικανότητας > 50 ton.
- Χαλύβδινες σφύρες βάρους 10 ÷ 40 ton ικανών διαστάσεων π.χ. 2 x 3 m τετραγωνικής ή κυκλικής διατομής.
- Εξοπλισμός των γεωτεχνικών εργασιών επί τόπου ελέγχου μετά την εφαρμογή της μεθόδου (π.χ. διατρητικά μηχανήματα, πενετρόμετρα, πρεσσιόμετρα κλπ).

Επισημαίνεται ότι κατά τη διαδικασία της συμπίκνωσης είναι αναπόφευκτη η δημιουργία θορύβων και δονήσεων. Επομένως η μέθοδος θα πρέπει να εφαρμόζεται σε απόσταση μεγαλύτερη των 30 m περίπου από παρακείμενα κτίρια, υποδομές, δίκτυα κοινής ωφέλειας για την αποφυγή βλαβών. Ο έλεγχος των αποδεκτών ορίων θορύβου και κραδασμών γίνεται με χρήση συστημάτων ενόργανης παρακολούθησης.

### 2.2.1.2 Πλαίσιο εφαρμογής

Στο Σχήμα 2.4 παρουσιάζεται το πλαίσιο εφαρμογής του τύπου των εδαφών για τα οποία μπορεί να εφαρμοστεί αποτελεσματικά η μέθοδος της δυναμικής συμπίκνωσης.



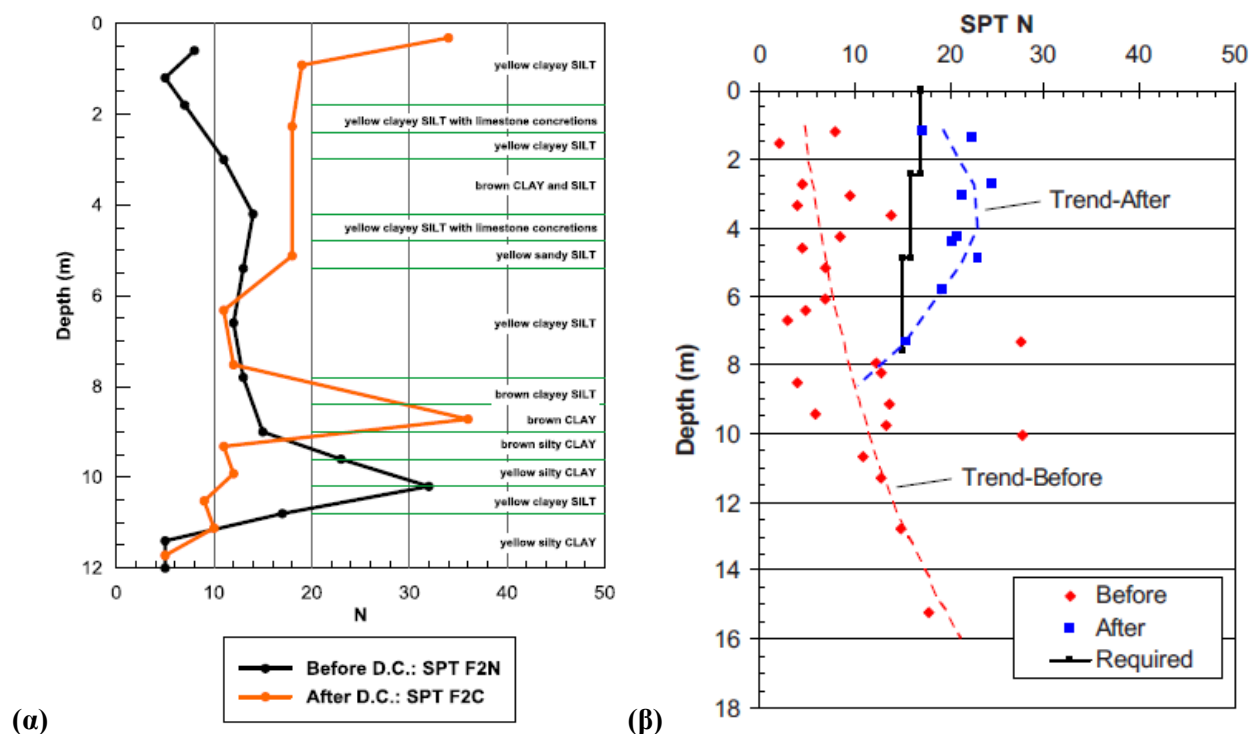
**Σχήμα 2.4:** Πλαίσιο εφαρμογής μεθόδου ανάλογα με την κοκκομετρική διαβάθμιση του εδάφους εδαφών (Lukas, 1986)

Η μέθοδος ενδείκνυται για την εφαρμογή μαλακών – συμπιεστών εδαφικών σχηματισμών με ποσοστό λεπτόκοκκων < 15% και με δυνατότητα εύκολης αποστράγγισης. Είναι λιγότερο αποτελεσματική για αργιλικά εδάφη υψηλού δείκτη πλαστιμότητας ( $PI > 8$ ) και υψηλού ποσοστού υγρασίας (ωστόσο με την κατασκευή ορυγμάτων μικρού πλάτους μπορεί να γίνει συγκέντρωση του εξερχόμενου νερό και στη συνέχεια να αφαιρεθεί με άντληση). Ακόμη η μέθοδος είναι κατάλληλη για την περίπτωση τεχνητών

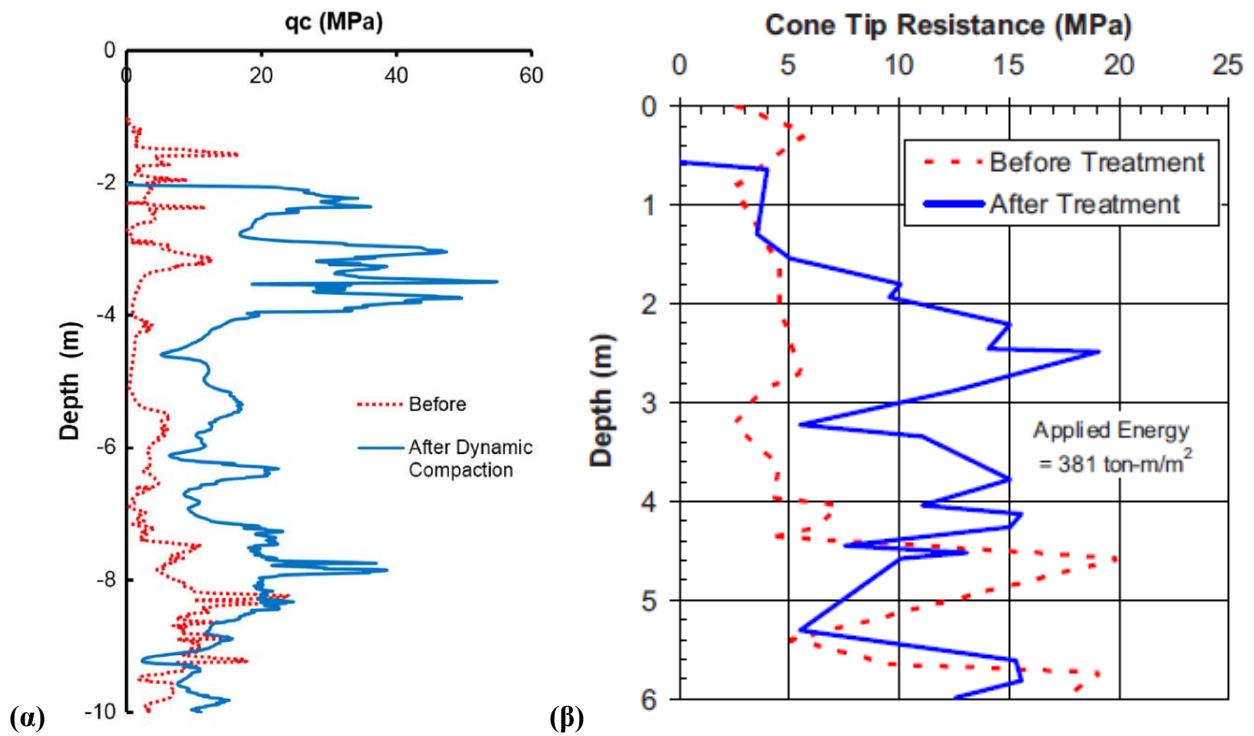
επιχώσεων που έχουν δημιουργηθεί με τυχαία απόρριψη (όπως στην προκειμένη περίπτωση του σωρού στείρων υλικών) με στόχο τη βελτίωση των μηχανικών χαρακτηριστικών και την αναίρεση της ανομοιογένειας των ιδιοτήτων του εδάφους (το υλικό συμπυκνώνεται και γίνεται πιο ομοιόμορφο). Τέλος η μέθοδος είναι οικονομικά αποδοτική για την περίπτωση βελτίωσης μεγάλων εκτάσεων (> 5000 m<sup>2</sup>) (Han J., 2005). Επομένως με βάση τα όσα αναφέρθηκαν παρατηρείται ότι το εξεταζόμενο μαλακό και κατά βάση συνεκτικό (κυρίως ιλύς υψηλής πλαστιμότητας – ΜΗ) εδαφικό υλικό (στείρα) βρίσκεται εντός του πλαισίου εφαρμογής της μεθόδου δυναμικής συμπίκνωσης.

### 2.2.1.3 Ποσοτικοποίηση της βελτίωσης

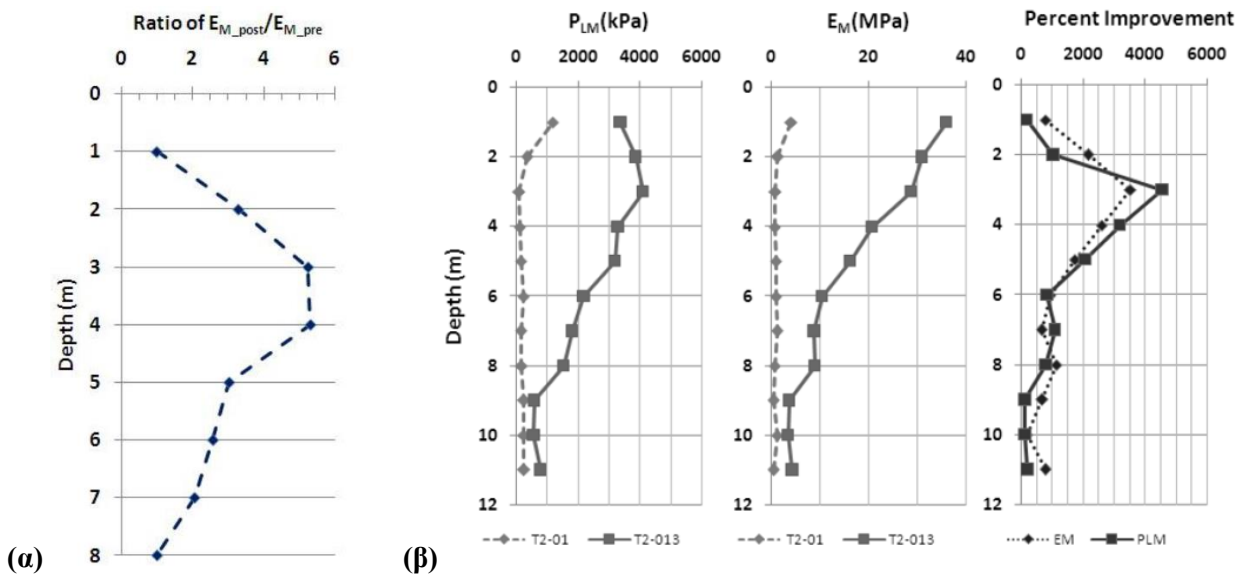
Η επιτυχανόμενη βελτίωση μετά την εφαρμογή της δυναμικής συμπίκνωσης προσδιορίζεται στο πεδίο από μια σειρά επιτόπου δοκιμών όπως SPT (Standard Penetration Test – Πρότυπη Δοκιμή Διείδυσης), CPT (Cone Penetrometer Test – Δοκιμή Στατικής Πενετρομέτρησης), PMT (Pressuremeter Test – Δοκιμή Πρεσσιομέτρησης) από τις οποίες προκύπτουν αντίστοιχα οι βασικές παράμετροί τους: ο αριθμός κρούσεων  $N_{SPT}$ , η αντοχή αιχμής  $q_c$  και η οριακή πίεση  $P_L$  ή το μέτρο ελαστικότητας κατά Menard,  $E_M$ . Στα ακόλουθα Σχήματα 2.5 – 2.7 παρουσιάζονται ορισμένες κατανομές των βασικών παραμέτρων  $N_{SPT}$ ,  $q_c$  και  $P_L$  (ή  $E_M$ ) με το βάθος πριν και μετά την εφαρμογή της δυναμικής συμπίκνωσης από περιπτώσεις εφαρμογής της σε μαλακούς – συμπιεστούς εδαφικούς σχηματισμούς με βάση τη διεθνή βιβλιογραφία.



Σχήμα 2.5: Κατανομές  $N_{SPT}$  με το βάθος από δοκιμές SPT πριν και μετά τη δυναμική συμπίκνωση (α) Tsitsas G. et al. (2015) και (β) Rollins K. M. & Kim J. (2010)



Σχήμα 2.6: Κατανομές  $q_c$  με το βάθος από δοκιμές CPT πριν και μετά τη δυναμική συμπίκνωση (α) Rodriguez A. T. P. et al. (2015) και (β) Rollins K. M. & Kim J. (2010)



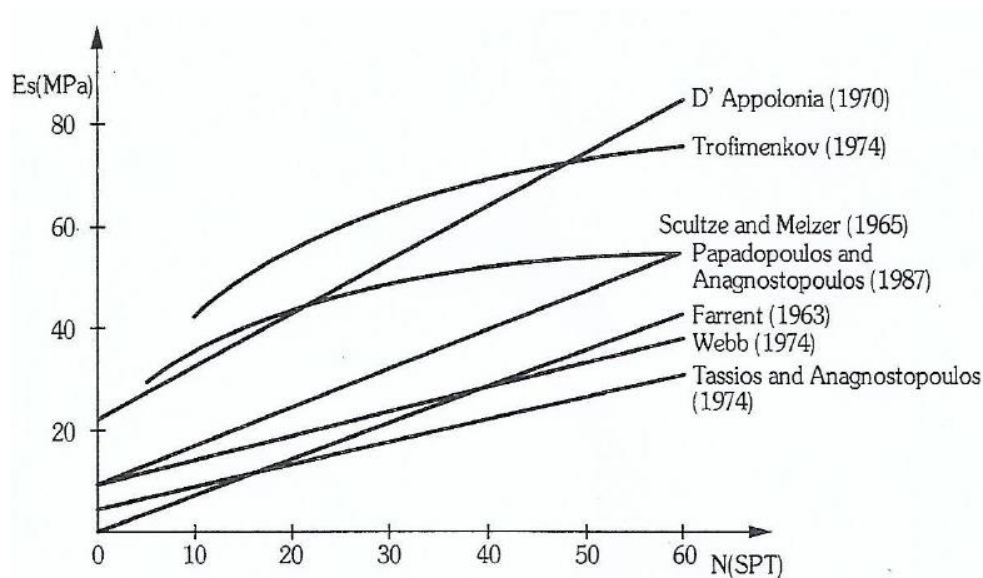
Σχήμα 2.7: Κατανομές  $P_L$  και  $E_M$  και ποσοστό βελτίωσης με το βάθος από δοκιμές PMT πριν και μετά τη δυναμική συμπίκνωση (α) Hamidi B. et al. (2011) και (β) Hamidi B. et al. (2012) αντίστοιχα

Από τα Σχήματα 2.5 – 2.7 παρατηρείται μία αύξηση των παραμέτρων  $N_{SPT}$ ,  $q_c$  και  $E_M$ , μέχρι ένα βάθος επιρροής  $z = 10\text{ m}$ , μετά την εφαρμογή της δυναμικής συμπίκνωσης ως ακολούθως:

$$z = 2 \div 10\text{m} \quad (2.2)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{SPT,DC} = (2 \div 4) \cdot N_{SPT,PRE} \\ q_{c,DC} = (2 \div 4) \cdot q_{c,PRE} \\ E_{M,DC} = (2 \div 6) \cdot E_{M,PRE} \end{array} \right\} \quad (2.3)$$

Στο Σχήμα 2.8 και στους Πίνακες 2.7, 2.8 παρουσιάζονται ορισμένες από τις εμπειρικές συσχετίσεις του μέτρου μονοδιάστατης συμπίεσης  $E_{oed}$  ( $= E_s$ ) με τις παραμέτρους  $N_{SPT}$ ,  $q_c$  και  $E_M$ .



**Σχήμα 2.8:** Εμπειρικές σχέσεις μεταξύ  $E_s$  και  $N_{SPT}$  (Παπαδόπουλος Β., 2021)

Οι εμπειρικές σχέσεις του Σχήματος 2.8 υποδεικνύουν μία σχεδόν γραμμική συσχέτιση μεταξύ του μέτρου μονοδιάστατης συμπίεσης  $E_{oed}$  και του αριθμού των κρούσεων  $N_{SPT}$ . Συνεπώς μπορεί να θεωρηθεί κατά προσέγγιση μία αναλογική αύξηση του  $E_{oed}$  μετά τη δυναμική συμπίκνωση από 2 έως 4 φορές της αρχικής του τιμής (όπως προέκυψε από τη σχέση 2.3 για το  $N_{SPT}$ ):

$$N_{SPT,DC} = (2 \div 4) \cdot N_{SPT,PRE} \Rightarrow E_{oed,DC} = (2 \div 4) \cdot E_{oed,PRE} \quad (2.4)$$

Επιπλέον η ακόλουθη εμπειρική σχέση (Sangerlat, 1972) συσχετίζει γραμμικά το μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης  $E_{oed}$  με την αντοχής αιχμής  $q_c$  (από τη δοκιμή CPT). Συνεπώς μπορεί να θεωρηθεί μία αναλογική αύξηση του  $E_{oed}$  μετά τη δυναμική συμπίκνωση από 2 έως 4 φορές της αρχικής τιμής (όπως προέκυψε από τη σχέση (2.3) για το  $q_c$ ).

$$E_{oed} = a \cdot q_c \quad (2.5)$$

Ο συντελεστής  $a$  καθορίζεται κατά EN-1997-2 ανάλογα με τον τύπο του εδάφους βάσει του Πίνακα 2.3.

**Πίνακας 2.3:** Ενδεικτικές τιμές του συντελεστή  $a$  κατά EN-1997-2 (Παπαδόπουλος Β., 2021)

ΤΥΠΟΣ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ	$q_c$ (MPa)	$a$
Άργιλος χαμηλής πλαστικότητας (CL)	< 0,7	3-8
	0,7-2	2-5
	> 2	1-2,5
Ιλύς χαμηλής πλαστικότητας (ML)	<2	3-6
	> 2	1-2
Ιλύς και άργιλος υψηλής πλαστικότητας (MH, CH)	< 2	2-6
Πολύ πλαστική ιλύς (MH)	> 2	1-2
Οργανική ιλύς	< 1,2	2-8
Τύρφη και οργανική άργιλος υψηλής πλαστικότητας (Pt, OH)	< 0,7	
	50 < w < 100 (%)	1,5-4
	100 < w < 200 (%)	1-1,5
	w > 300 (%)	<0,4
Τάλκης (Chalk)	2-3	2-4
	>3	1,5-3



Επομένως από τις σχέσεις (2.3), (2.5) θεωρώντας μία αναλογική αύξηση του  $E_{oed}$ , όπως αυτή του  $q_c$ , είναι:

$$q_{c,DC} = (2 \div 4) \cdot q_{c,PRE} \Rightarrow E_{oed,DC} = (2 \div 4) \cdot E_{oed,PRE} \quad (2.6)$$

Το μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης  $E_{oed}$  σχετίζεται γραμμικά με το μέτρο ελαστικότητας Menard  $E_M$  κατά τη δοκιμή πρεσσιομέτρου (PMT) από την ακόλουθη εμπειρική σχέση (Centre D'études Menard, 1975):

$$E_M = a \cdot E_{oed} \quad (2.7)$$

Ο συντελεστής  $a$  καθορίζεται ανάλογα με τον τύπο του εδάφους βάσει του Πίνακα 2.4.

**Πίνακας 2.4:** Τιμές συντελεστή  $a = E_M / E_{oed}$  (rheological factor) (Centre D'études Menard, 1975)

Type of Soil	Peat		Clay		Silt		Sand		Sand and Gravel	
	$E_M/\rho_1$	$\alpha$	$E_M/\rho_1$	$\alpha$	$E_M/\rho_1$	$\alpha$	$E_M/\rho_1$	$\alpha$	$E_M/\rho_1$	$\alpha$
Over-consolidated			> 16	1	> 14	$\frac{2}{3}$	> 12	$\frac{1}{2}$	> 10	$\frac{1}{3}$
Normally consolidated		1	9-16	$\frac{2}{3}$	8-14	$\frac{1}{2}$	7-12	$\frac{1}{3}$	6-10	$\frac{1}{4}$
Weathered and remoulded			7-9	$\frac{1}{2}$		$\frac{1}{2}$		$\frac{1}{3}$		$\frac{1}{4}$

Ομοίως θεωρώντας μία αναλογική αύξηση του  $E_{oed}$  όπως αυτή του  $E_M$  από τις σχέσεις (2.3), (2.7) είναι:

$$E_{M,DC} = (2 \div 6) \cdot E_{M,PRE} \Rightarrow E_{oed,DC} = (2 \div 6) \cdot E_{oed,PRE} \quad (2.8)$$

Από τη σχέση της θεωρίας γραμμικής ισότροπης ελαστικότητας που συνδέει το μέτρο ελαστικότητας  $E$  με το μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης  $E_{oed}$  μέσω του λόγου Poisson  $\nu$  (σχέση 1.1 - §1.3.2) μπορεί να θεωρηθεί μία αναλογική αύξηση για το  $E$  μετά την εφαρμογή της δυναμικής συμπίκνωσης. Επομένως με βάση τη διεθνή βιβλιογραφία μπορεί να θεωρηθεί σε στάδιο προκαταρκτικής ανάλυσης μία αύξηση του  $E$  από 2 έως 6 φορές της αρχικής του τιμής μετά την εφαρμογή της δυναμικής συμπίκνωσης, δηλαδή:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{SPT,DC} = (2 \div 4) \cdot N_{SPT,PRE} \\ q_{c,DC} = (2 \div 4) \cdot q_{c,PRE} \\ E_{M,DC} = (2 \div 6) \cdot E_{M,PRE} \end{array} \right\} \Rightarrow E_{DC} = (2 \div 6) \cdot E_{PRE} \quad (2.9)$$

Οι σχέσεις (2.2) και (2.9) θα αποτελέσουν τη βάση των παραμετρικών αριθμητικών αναλύσεων που θα ακολουθήσουν στα Κεφάλαια 3 και 4.

## 2.2.2 Μέθοδος χαλικοπασσάλων

### 2.2.2.1 Περιγραφή μεθόδου

Η μέθοδος των χαλικοπασσάλων (stone columns ή gravel piles) είναι μια ευρέως εφαρμοζόμενη μέθοδος βελτίωσης για συμπιεστούς – μαλακούς εδαφικούς σχηματισμούς. Χρησιμοποιείται κατά κόρον στην πράξη σε μία μεγάλη ποικιλία γεωτεχνικών έργων όπως θεμελιώσεις μεγάλων κτηρίων, βάθρων γεφυρών, δεξαμενών αποθήκευσης, ανεμογεννητριών καθώς και σε επιχώματα αυτοκινητοδρόμων, αντιστηρίξεις

κλπ. Η τεχνική αυτή βασίζεται στην αντικατάσταση τμήματος  $10 \div 40$  % περίπου (Ng K. S., & Tan S. A., 2015) του *in situ* εδάφους μέσω δημιουργίας μίας κατακόρυφης κυλινδρικής οπής και πλήρωσής της με αδρομερές υλικό (συνήθως αμμοχάλικο θραυστό λατομείου) υψηλότερων μηχανικών χαρακτηριστικών. Αποτέλεσμα αυτού είναι η διαμόρφωση ενός δύσκαμπτου δικτύου χαλικοπασσάλων – περιβάλλοντος ασθενούς εδάφους η συμπεριφορά του οποίου εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά τόσο του υλικού πλήρωσης όσο και του υπό βελτίωση εδάφους. Η χρήση της μεθόδου των χαλικοπασσάλων αποσκοπεί στα εξής:

- Αύξηση της διατμητικής αντοχής του εδάφους λόγω της μερικής αντικατάστασης του αρχικού ασθενούς εδάφους με υλικό μεγαλύτερων μηχανικών χαρακτηριστικών
- Μείωση του μεγέθους των καθιζήσεων δεδομένου ότι λόγω της κατά πολύ μεγαλύτερης δυσκαμψίας (μέτρο ελαστικότητας) των χαλικοπασσάλων σε σχέση με το περιβάλλον ασθενές εδαφικό υλικό αναλαμβάνουν μεγαλύτερες τάσεις από αυτό μειώνοντας την αρχική υψηλή του συμπιεστότητα
- Επιτάχυνση της εξέλιξης του φαινομένου στερεοποίησης των αργιλικών εδαφών μέσω οριζόντιας ροής του νερού των πόρων και μείωσης των υπερπίεσεων
- Μείωση της πιθανότητας ρευστοποίησης κατά το σεισμό

#### 2.2.2.2 Πλαίσιο εφαρμογής – μέθοδοι κατασκευής

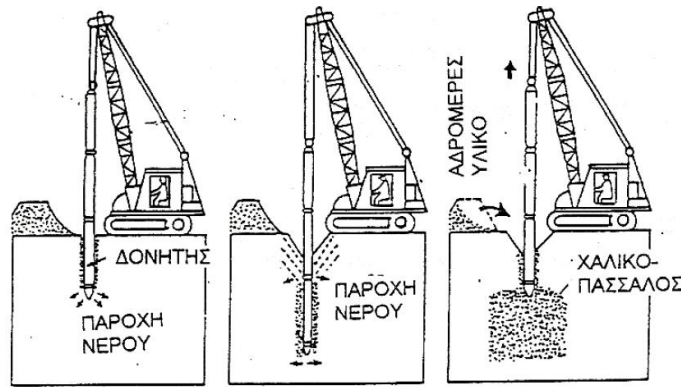
Η μέθοδος των χαλικοπασσάλων μπορεί να εφαρμοστεί κατάλληλα σε μαλακά, μη οργανικά εδάφη (άργιλος, ιλύς) και λεπτόκοκκες αργιλόδεις ή ιλυώδεις άμμους με τα χαρακτηριστικά που παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.5. Δεν συνιστάται η εφαρμογή της σε οργανικά εδάφη διότι η συνοχή που απαιτείται για να αποτρέψει την πλευρική διόγκωση του χαλικιού δεν διατηρείται σε βάθος χρόνου.

**Πίνακας 2.5:** Χαρακτηριστικά εδαφών που μπορούν να βελτιωθούν με τη μέθοδο των χαλικοπασσάλων (Ανδρέου Π. Σ., 2009)

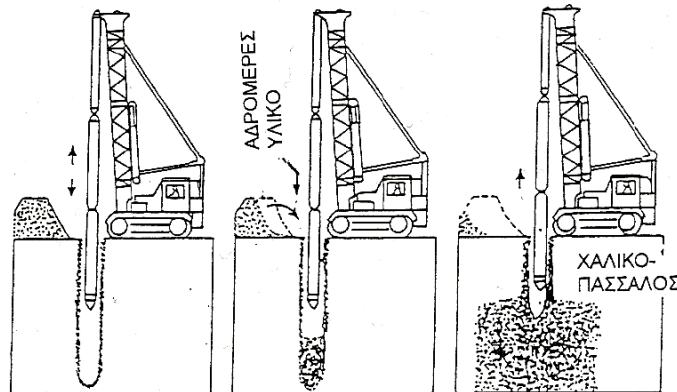
Έδαφος	$p_L$ (kPa)	$q_c$ (MPa)	$N_{SPT}$ (kPa)	$c_u$ (kPa)
Άργιλος	150-400	0.6-1.2	4-6	25-50
Ιλύς	150-400	0.6-1.2	4-6	25-50
Λεπτή άμμος	150-400	0.6-1.2	4-6	-

Σύμφωνα με τις οδηγίες κατά CORPEC (2001) για να μπορεί να εφαρμοστεί κατάλληλα η μέθοδος θα πρέπει η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους και η οριακή πίεση από τη δοκιμή πρεσσιομέτρου να είναι:  $c_{u,s} > 40\text{kPa}$  και  $p_{L,s} > 220\text{kPa}$ . Ωστόσο στην πράξη η μέθοδος έχει εφαρμοστεί με επιτυχία σε περιπτώσεις επιχωμάτων και εύκαμπτων κοιτοστρώσεων σε εδαφικά υλικά με  $c_u = 7 \div 15\text{kPa}$  ενώ σύμφωνα με τους Barksdale & Bachus (1983) η μέθοδος αποδίδει τα μέγιστα σε εδάφη με  $c_u = 15 \div 50\text{kPa}$ .

Η μέθοδος δονητικής συμπίκνωσης (*vibro-compaction method*) (βλ. Σχήμα 2.9) αποτελεί την πρώτη μέθοδο συμπίκνωσης η οποία εφαρμόστηκε σε μη συνεκτικά εδάφη (όπως άμμοι, χάλικες και ιλυώδεις άμμοι με ποσοστό ιλύος  $< 15\%$ ). Με την είσοδο πιο σύγχρονου μηχανικού εξοπλισμού, η μέθοδος της δονητικής συμπίκνωσης εξελίχθηκε στη μέθοδο της βαθιάς δονητικής αντικατάστασης (*vibro-replacement method*) (βλ. Σχήμα 2.10) διευρύνοντας την εφαρμογή και σε συνεκτικά εδάφη με ποσοστό ιλύος  $> 15\%$ .

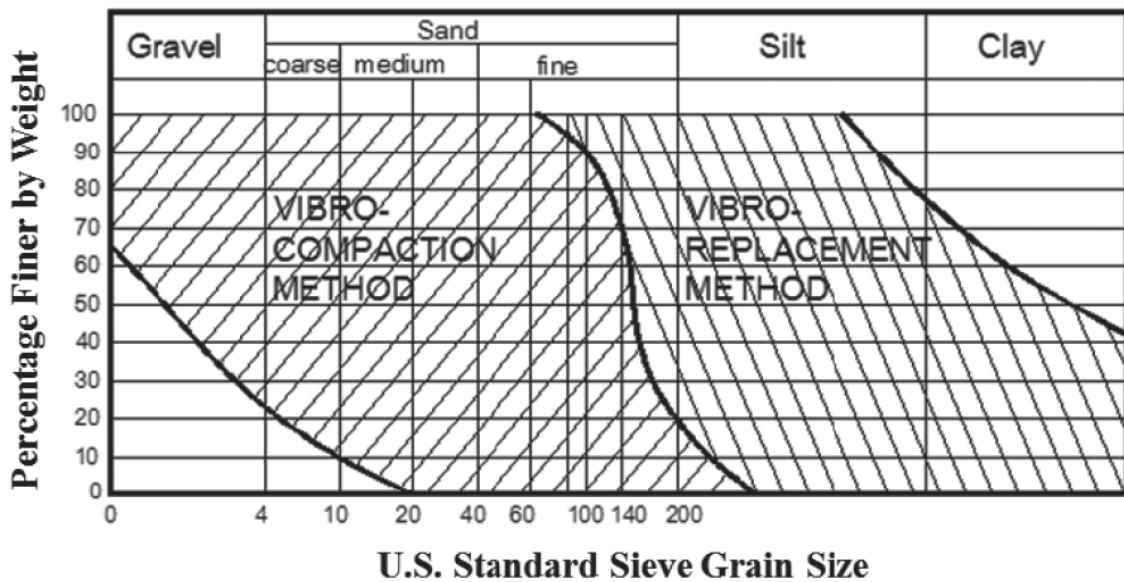


Σχήμα 2.9: Μέθοδος δονητικής συμπίκνωσης (vibro-compaction method) (Μπουκοβάλας, 2004)



Σχήμα 2.10: Μέθοδος δονητικής αντικατάστασης (vibro-replacement method) (Μπουκοβάλας, 2004)

Στο Σχήμα 2.11 παρουσιάζεται το πλαίσιο εφαρμογής των μεθόδων δονητικής συμπίκνωσης και δονητικής αντικατάστασης ανάλογα με την κοκκομετρική διαβάθμιση του εδάφους.

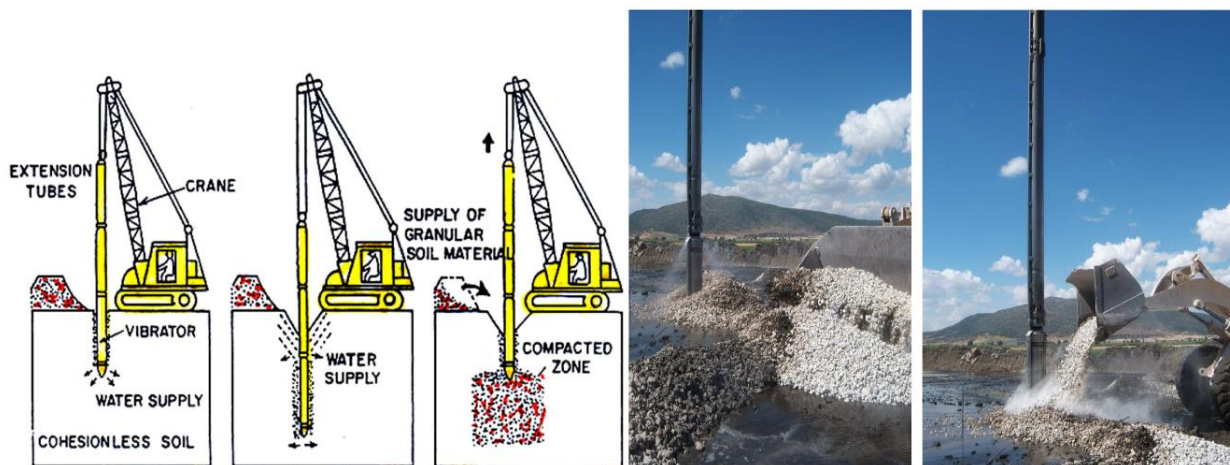


Σχήμα 2.11: Πλαίσιο εφαρμογής μεθόδων δονητικής συμπίκνωσης (vibro-compaction method) και δονητικής αντικατάστασης (vibro-replacement method) ανάλογα με την κοκκομετρική διαβάθμιση του εδάφους (Han J., 2015)

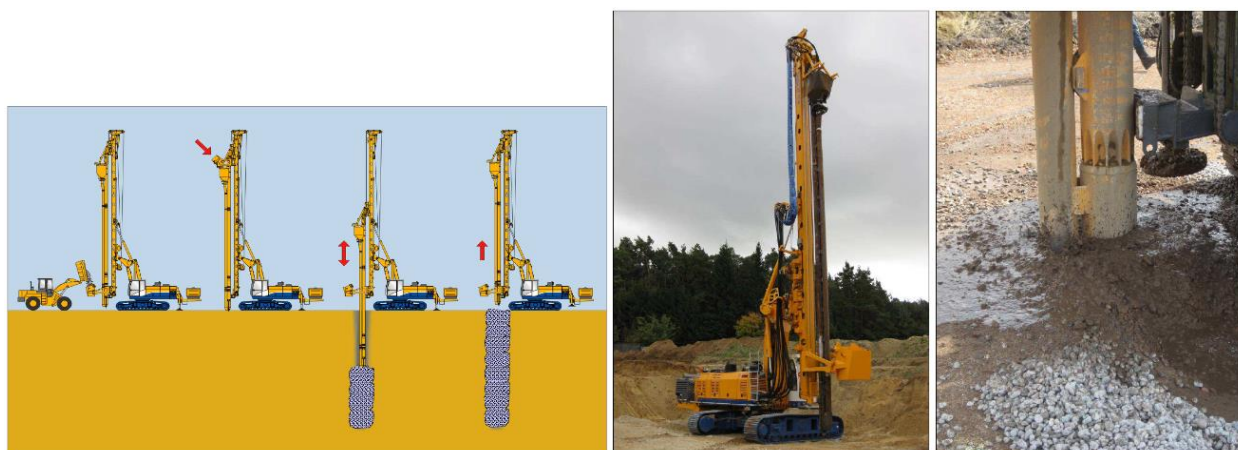
Ανάλογα με τη χρησιμοποιούμενη μέθοδο κατασκευής διακρίνονται οι εξής κατηγορίες χαλικοπασσάλων:

- «Εκ των άνω» (υγρή) τροφοδοσία χαλίκων (Wet Top Feed Method) (βλ. Σχήμα 2.12)
- «Εκ των κάτω» (ξηρή) τροφοδοσία χαλίκων (Dry Bottom Feed Method) (βλ. Σχήμα 2.13)
- Με έμπηξη κλειστού σωλήνα – Ελληνική μέθοδος (παρόμοια με τη μέθοδο κατασκευής με πασσαλόπηκτες έγχυτων πασσάλων εκτόπισης εδάφους) (βλ. Σχήμα 2.14)

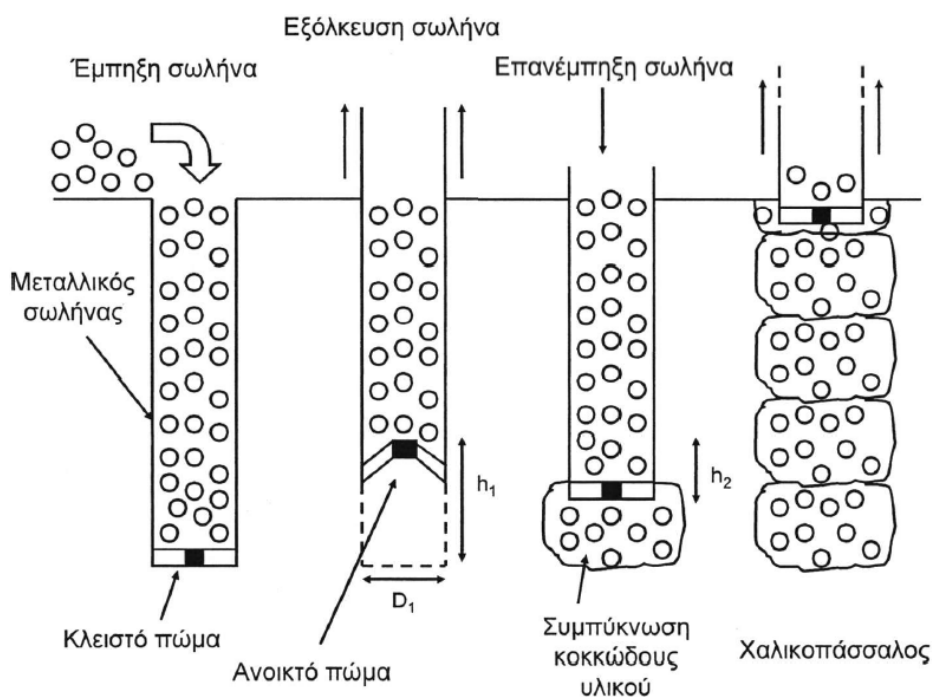
Εν κατακλείδι με βάση τα όσα αναφέρθηκαν η μέθοδος των χαλικοπασσάλων ενδείκνυται για την εφαρμογή της βελτίωσης του εξεταζόμενου μαλακού και κατά βάση συνεκτικού (κυρίως ιλύς υψηλής πλαστικότητας – ΜΗ) εδαφικού υλικού (στείρα λιγνιτωρυχείων).



Σχήμα 2.12: «Εκ των άνω» (υγρή) τροφοδοσία χαλίκων (Wet Top Feed) (Μπουκοβάλας, 2021)



Σχήμα 2.13: «Εκ των κάτω» (ξηρή) τροφοδοσία χαλίκων (Dry Bottom Feed) (Μπουκοβάλας, 2021)



Σχήμα 2.14: Ελληνική μέθοδος κατασκευής χαλικοπασσάλων (Ανδρέου Π. Σ., 2009)

### 2.2.2.3 Βασικές παράμετροι σχεδιασμού

Οι παράγοντες που επηρεάζουν τη μηχανική συμπεριφορά των χαλικοπασσάλων είναι οι εξής:

- ❖ Διάμετρος χαλικοπασσάλων ( $D_c$ ): Κυμαίνεται συνήθως μεταξύ 0.5 ÷ 1.2 m και εξαρτάται από το βαθμό της επιθυμητής συμπύκνωσης, τη μέθοδο κατασκευής, το υλικό πλήρωσης καθώς και από τη συνοχή του ασθενούς εδάφους.
- ❖ Ποσοστό αντικατάστασης (area replacement ratio) ( $a_r$ ): Πρόκειται για το ποσοστό αντικατάστασης του εδάφους με το αδρομερές υλικό πλήρωσης των χαλικοπασσάλων. Κυμαίνεται συνήθως μεταξύ 10÷40% αλλά μπορεί να πάρει και μεγαλύτερες τιμές ανάλογα με το βαθμό της επιθυμητής βελτίωσης. Ορίζεται βάσει της ακόλουθης σχέσης και με τη βοήθεια των Σχημάτων 2.15 και 2.16:

$$a_r = \frac{A_{c,tot}}{A_f} = \frac{A_c}{A_e} = \left(\frac{D_c}{D_e}\right)^2 = C \cdot \left(\frac{D_c}{s}\right)^2 \quad (2.10)$$

Όπου:

$$A_c = \frac{\pi \cdot D_c^2}{4} : \text{επιφάνεια μεμονωμένου χαλικοπασσάλου}$$

$$A_{c,tot} = N \cdot A_c : \text{άθροισμα επιφανειών χαλικοπασσάλων}$$

$A_f$  : συνολική επιφάνεια θεμελίωσης βελτιωμένης με χαλικοπασσάλους

$$A_e = \frac{\pi \cdot D_e^2}{4} : \text{ισοδύναμη κυκλική επιφάνεια επιρροής μεμονωμένου χαλικοπασσάλου}$$

$s$  : αξονική απόσταση μεταξύ χαλικοπασσάλων

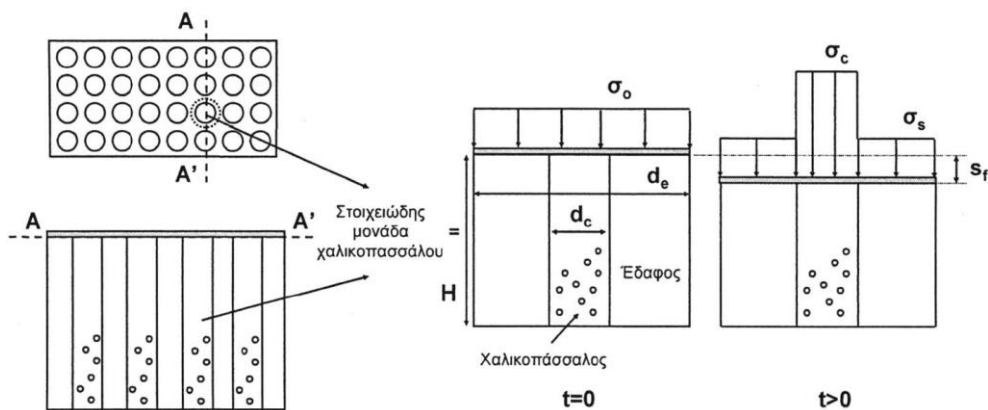
Ο συντελεστής  $C$  ορίζεται ανάλογα με τη γεωμετρία της διάταξης (βλ. Σχήμα 2.16) ως:

$$- \text{Τριγωνική: } C = \pi / 2\sqrt{3} \Rightarrow D_e = 1.05 \cdot s \quad (2.11)$$

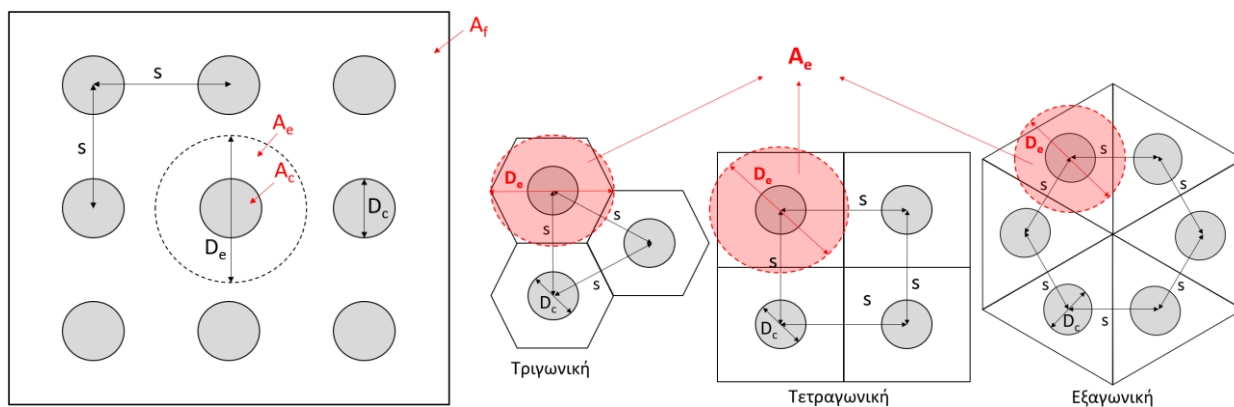
$$- \text{Τετραγωνική: } C = \pi / 4 \Rightarrow D_e = 1.13 \cdot s \quad (2.12)$$

$$- \text{Εξαγωνική: } C = \pi / 3\sqrt{3} \Rightarrow D_e = 1.29 \cdot s \quad (2.13)$$

Για να γίνει πιο κατανοητός ο ορισμός του ποσοστού αντικατάστασης  $a_r$  θα πρέπει πρώτα να ερμηνευθεί η αρχή διαστολής κυλινδρικής κοιλότητας εντός ελαστικού μέσου (Vesic, 1972). Κατά την αρχή αυτή γίνεται θεώρηση μίας επιφάνειας φόρτισης πολύ μεγάλων διαστάσεων η οποία επιβάλλει ομοιόμορφη κατακόρυφη πίεση  $\sigma_0$  σε έδαφος ενισχυμένο από μία μεγάλη ομάδα χαλικοπασσάλων (όπως είναι λογικό η θεώρηση αυτή δεν ισχύει για την περίπτωση μεμονωμένων πεδύλων ή πεδילוδοκών). Με την παραδοχή μηδενικών ακτινικών παραμορφώσεων εδάφους στη θέση  $r = R_e$ , δηλαδή  $u_r(r = R_e) = 0$ , μπορεί να γίνει ανάλυση της ομάδας μέσω ιδεατής απομόνωσης μίας μεμονωμένης στοιχειώδους κυκλινδρικής μονάδας χαλικοπασσάλου – περιβάλλοντος εδάφους (unit cell) διαμέτρου  $D_e$  (βλ. Σχήμα 2.15).



Σχήμα 2.15: Ομάδα χαλικοπασσάλων και στοιχειώδης μονάδα χαλικοπασσάλου (unit cell) (Ανδρέου Π. Σ., 2009)

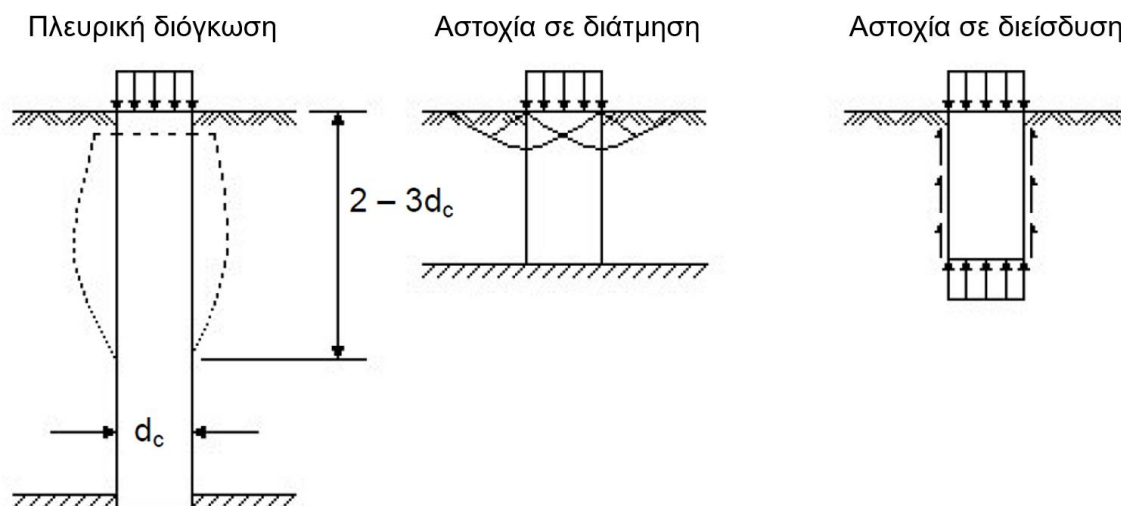


Σχήμα 2.16: Ισοδύναμη διάμετρος επιρροής μεμονωμένου χαλικοπασσάλου ανάλογα με τη γεωμετρία της διάταξης

- ❖ Γωνία εσωτερικής τριβής κοκκώδους υλικού χαλικοπασσάλων ( $\phi_c$ ): Ανάλογα με το υλικό πλήρωσης των χαλικοπασσάλων κυμαίνεται συνήθως από  $35^\circ \div 50^\circ$ .
- ❖ Αστράγγιστη διατμητική αντοχή περιβάλλοντος εδάφους ( $c_{u,s}$ ): Καθορίζει τη διάμετρο, τη φέρουσα ικανότητα του χαλικοπασσάλου και το βαθμό της τελικής βελτίωσης του αρχικού εδάφους.
- ❖ Λόγος μέτρων ελαστικότητας υλικού χαλικοπασσάλου προς ασθενούς εδάφους ( $E_c/E_s$ ): Όσο μεγαλύτερη είναι η ακαμψία (μέτρο ελαστικότητας  $E_c$ ) του υλικού των χαλικοπασσάλων τόσο μεγαλύτερη θα είναι η συγκέντρωση των τάσεων στην κεφαλή του πασσάλου και μικρότερη στην επιφάνεια του εδάφους. Ανάλογα με το υλικό πλήρωσης ο λόγος  $E_c/E_s$  κυμαίνεται μεταξύ από 10 έως 25, ενώ το μέτρο ακαμψίας – ελαστικότητας του υλικού του χαλικοπασσάλου μπορεί να πάρει τιμές από 25 έως 100 MPa (ενδεικτικές).
- ❖ Συντελεστής συγκέντρωσης τάσεων ( $n$ ): Ορίζεται ως ο λόγος της κατακόρυφης τάσης που κατανέμεται στον χαλικοπάσσαλο προς την κατακόρυφη τάση που ασκείται στο περιβάλλον ασθενές έδαφος  $n = \sigma_c / \sigma_s$ . Μεταβάλλεται από τιμή  $n = 1$  ( $\sigma_c = \sigma_s$ ), στην αρχή της φόρτισης, και μπορεί να φτάσει από  $n = 2 \div 6$  για εύκαμπτες επιφάνειες φόρτισης (Mitchell, 1981) μέχρι και  $n=9$  για δύσκαμπτες επιφάνειες φόρτισης (Bergado et al., 1984).
- ❖ Μήκος (ή βάθος) χαλικοπασσάλων ( $L$ ): Κυμαίνεται συνήθως μεταξύ  $10 \div 20$  m. Το ανηγμένο μήκος ως προς τη διάμετρο των χαλικοπασσάλων  $L/D_c$  καθορίζει σε μεγάλο βαθμό τον μηχανισμό αστοχίας ενός μεμονωμένου χαλικοπασσάλου.

Οι μηχανισμοί αστοχίας ενός μεμονωμένου χαλικοπασσάλου είναι συνάρτηση διαφόρων παραγόντων όπως η γεωμετρία (διάμετρος, μήκος), τα μηχανικά χαρακτηριστικά τόσο του εδάφους όσο και του υλικού πλήρωσης κλπ. Οι κύριοι τύποι αστοχίας που παρατηρούνται σε έναν μεμονωμένο χαλικοπάσσαλο επί ομογενούς μαλακού εδάφους υπό συνθήκες οριακής κατακόρυφης φόρτισης (φέρουσας ικανότητας) απεικονίζονται στο Σχήμα 2.17 και είναι οι εξής:

1. Αστοχία σε πλευρική διόγκωση (bulging failure): Είναι η συνηθέστερη μορφή αστοχίας ανεξάρτητα από το αν πρόκειται για πάσσαλο αιχμής/εδραζόμενο επί στερεού υποβάθρου (end-bearing) ή τριβής/αιωρούμενο (floating) (Madhav, 2006). Παρατηρείται στην περίπτωση που το μήκος του ισούνται με 4 έως 6 φορές τη διάμετρο αυτού (Barksdale & Bachus, 1983). Οφείλεται στο γεγονός ότι η επιβαλλόμενη πίεση ξεπερνά την πλευρική παρεμπόδιση με αποτέλεσμα να εξαντλείται η αντοχή του υλικού του χαλικοπασσάλου και να επέρχεται αστοχία υπό μορφή πλευρικής διόγκωσης. Η αστοχία αυτή αναπτύσσεται κοντά στην επιφάνεια, δεδομένου ότι η πλευρική πίεση αυξάνεται με το βάθος (Madhav & Miura, 1994) και επεκτείνεται μέχρι ένα βάθος περίπου 2 έως 3 φορές τη διάμετρο τους (Μπουκοβάλας, 2004).
2. Αστοχία σε διάτμηση (shear failure): Δεν παρατηρείται συχνά στην πράξη. Αναπτύσσεται στην περίπτωση ενός εδραζόμενου επί στερεού υποβάθρου χαλικοπασσάλου που το μήκος του σε σχέση με τη διάμετρό του είναι μικρό. Η συμπεριφορά αυτή μπορεί να προσομοιωθεί με εκείνη ενός επιφανειακού θεμελίου που αστοχεί σε διάτμηση.
3. Αστοχία σε διείδυση (punching failure): Αν το επιβαλλόμενο φορτίο παραληφθεί εξ ολοκλήρου από τον χαλικοπάσσαλο ή αν η καθίζησή του είναι μεγαλύτερη από εκείνη του εδάφους τότε οι αναπτυσσόμενες διατμητικές δυνάμεις στη διεπιφάνεια μπορούν να υπερβούν την πλευρική αντίσταση τριβής και την αντίσταση αιχμής (η οποία είναι μικρή για την περίπτωση χαλικοπασσάλων τριβής/αιωρούμενων) με αποτέλεσμα να επέλθει αστοχία με τη μορφή διείδυσης του χαλικοπασσάλου. Η αστοχία αυτή παρατηρείται κατά βάση σε αιωρούμενους χαλικοπασσάλους (μη εδραζόμενους επί στερεού υποβάθρου) με μήκος μικρότερο από τέσσερις φορές τη διάμετρό τους ( $L < 4 \cdot D_c$ ) (Ανδρέου Π. Σ., 2009).



Σχήμα 2.17: Μορφές αστοχίας μεμονωμένου χαλικοπασσάλου επί ομογενούς μαλακού εδάφους (Μπουκοβάλας, 2004)

## 2.2.2.4 Ποσοτικοποίηση της βελτίωσης – εκτίμηση των καθιζήσεων

Η ποσοτικοποίηση της βελτίωσης εκφράζεται μέσω του συντελεστή μείωσης των καθιζήσεων:

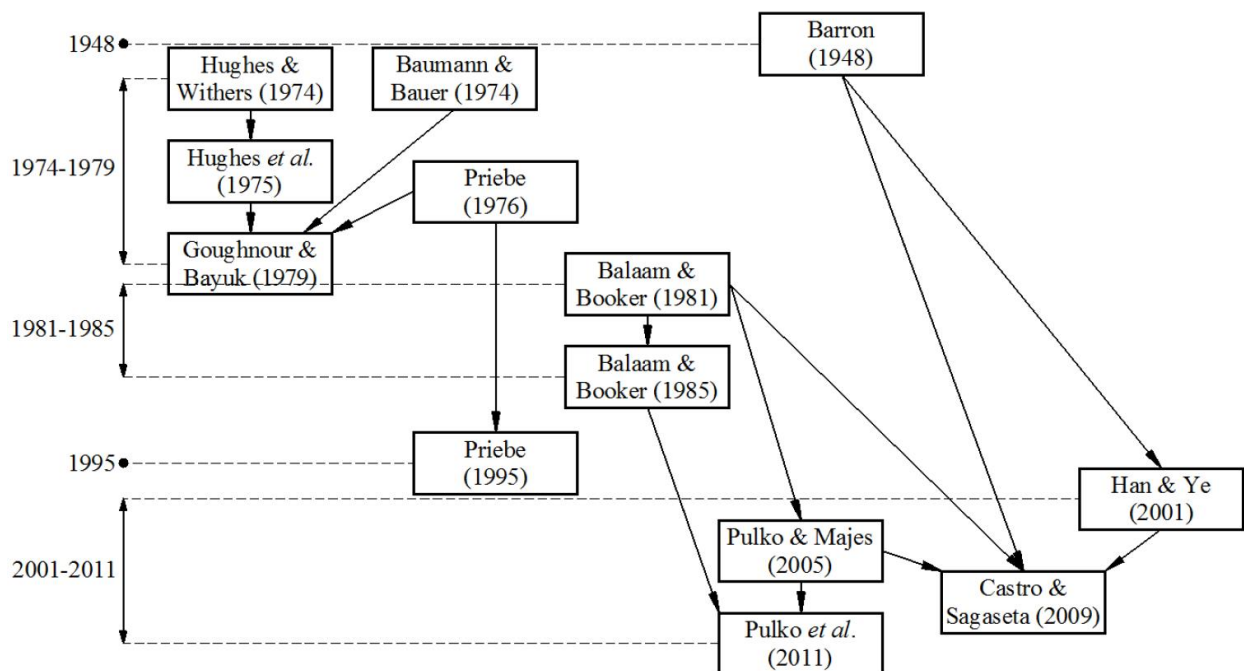
$$\beta = \frac{S_f}{S_o} \quad (2.14)$$

Όπου:

- $S_f$  : Τελική καθίζηση εδάφους μετά τη βελτίωση
- $S_o$  : Αρχική καθίζηση εδάφους πριν τη βελτίωση

Η τιμή του συντελεστή β εξαρτάται από διάφορους παράγοντες όπως τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών, την προσομοίωση και το σχεδιασμό των χαλικοπασσάλων, τα επιβαλλόμενα φορτία, τον χρησιμοποιούμενο εξοπλισμό κλπ.

Ο υπολογισμός των τελικών καθιζήσεων του ενισχυμένου με χαλικοπασσάλους εδάφους μπορεί να γίνει είτε με τη χρήση αναλυτικών μεθόδων είτε με τη χρήση προηγμένων προγραμμάτων αριθμητικής ανάλυσης. Οι περισσότερες από τις πιο διαδεδομένες αναλυτικές μεθοδολογίες εκτίμησης των καθιζήσεων βασίζονται στην αρχή διαστολής κυλινδρικής κοιλότητας (unit cell) σε ελαστικό μέσο (Vesic, 1972) ορισμένες από τις οποίες συνοψίζονται στο διάγραμμα ροής του Σχήματος 2.18.



**Σχήμα 2.18:** Ανάπτυξη αναλυτικών μεθόδων εκτίμησης των καθιζήσεων βασισμένες στο προσομοίωμα unit cell (Sexton et al., 2013)

Προκειμένου να απλοποιηθεί και να αντιμετωπισθεί όσο το δυνατόν καλύτερα και ακριβέστερα η ανάλυση της συνολικής συμπεριφοράς του πραγματικού προβλήματος (ομάδα σημαντικού πλήθους χαλικοπασσάλων) υιοθετούνται τα ακόλουθα γεωμετρικά προσομοιώματα (βλ. Σχήμα 2.19):

(α) Τρισδιάστατη προσομοίωση του πραγματικού προβλήματος (βλ. Σχήμα 2.19α) – Three dimensional (3D) model of real problem



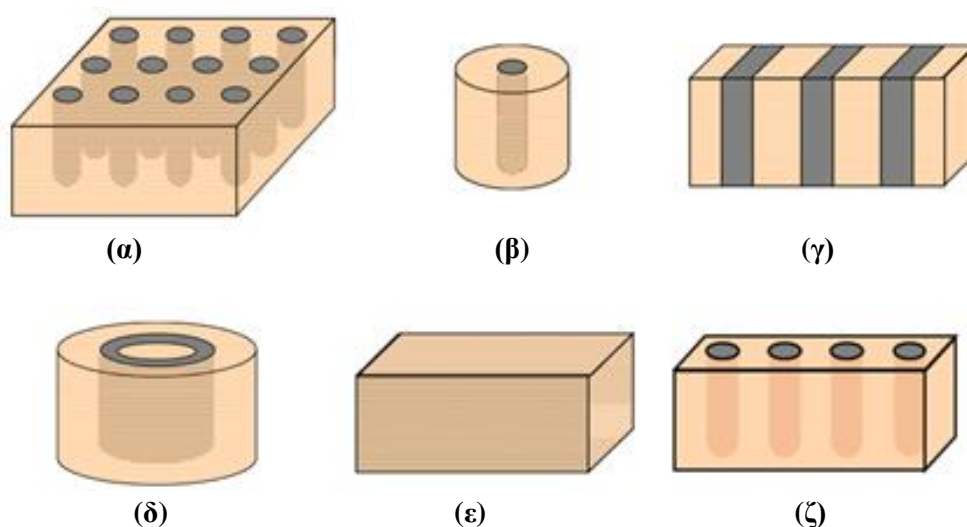
(β) Διδιάστατη προσομοίωση στοιχειώδους κυλινδρικής μονάδας χαλικοπασσάλου υπό αξονοσυμμετρικές συνθήκες (βλ. Σχήμα 2.19β) – Unit cell

(γ) Διδιάστατη προσομοίωση με κατακόρυφες διαμήκειες συστοιχίες χαλικοπασσάλων (λωρίδες) υπό συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης (βλ. Σχήμα 2.19γ) – Longitudinal gravel trenches

(δ) Διδιάστατη προσομοίωση με ισοδύναμους κυλινδρικούς δακτυλίους υπό αξονοσυμμετρικές συνθήκες (βλ. Σχήμα 2.19δ) – Cylindrical rings of gravel

(ε) Μετατροπή του σύνθετου εδάφους (σύστημα χαλικοπασσάλων – περιβάλλοντος εδάφους) σε ομοιογενές έδαφος με ισοδύναμες βελτιωμένες ιδιότητες και μηχανικά χαρακτηριστικά (βλ. Σχήμα 2.19ε) – Homogenization or equivalent homogeneous soil

(ζ) Τριδιάστατη προσομοίωση μίας μεμονομένης σειράς της συνολικής ομάδας των χαλικοπασσάλων (βλ. Σχήμα 2.19ζ) – Three dimensional (3D) model of a row or slice of stone columns



**Σχήμα 2.19:** Κύρια γεωμετρικά μοντέλα προσομοίωσης του πραγματικού προβλήματος (ομάδα χαλικοπασσάλων) (Castro J., 2017b)

Στον Πίνακα 2.6 παρουσιάζεται μία ενδεικτική αξιολόγηση ως προς την καταλληλότητα εφαρμογής των παραπάνω γεωμετρικών προσομοιώματων (β), (γ), (ε) και (ζ) στην περίπτωση θεμελίωσης επιχώματος επί ενισχυμένου με χαλικοπασσάλους εδάφους για τον υπολογισμό των τελικών καθιζήσεων, την ανάλυση στερεοποίησης καθώς και τον έλεγχο ευστάθειας.

**Πίνακας 2.6:** Καταλληλότητα εφαρμογής απλουστευμένων γεωμετρικών προσομοιώματων για την περίπτωση θεμελίωσης επιχώματος επί ενισχυμένου με χαλικοπασσάλους εδάφους (Castro J., 2017b)

Προσομοίωμα	Τελικές καθιζήσεις	Στερεοποίηση	Ευστάθεια
Unit cell	***	***	-
Gravel trenches	**	**	**
Homogenization	**	*	*
3D slice	***	***	***

\*\*\*Απολύτως κατάλληλο, \*\*Μέτρια κατάλληλο, \*Όχι τόσο κατάλληλο, \*Ακατάλληλο

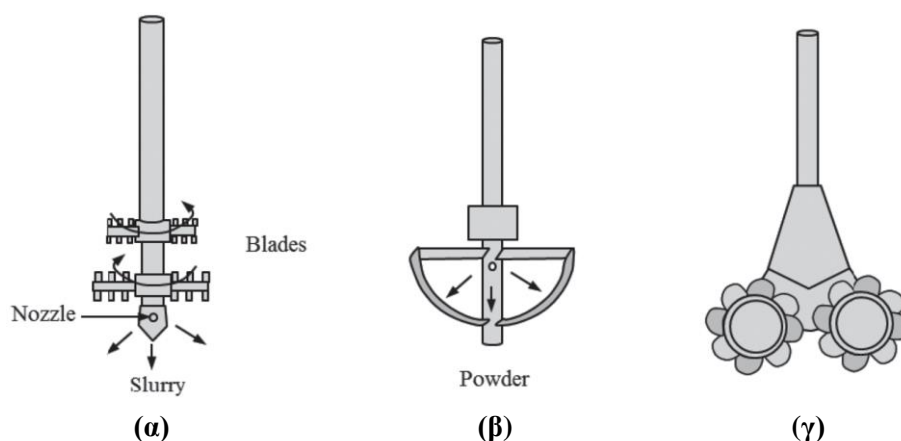
## 2.2.3 Μέθοδος βαθιάς εδαφικής ανάμιξης

### 2.2.3.1 Περιγραφή μεθόδου

Η μέθοδος της βαθιάς εδαφικής ανάμιξης (Deep Soil Mixing, DSM) πρόκειται ουσιαστικά για τη δημιουργία μίας ομάδας ενισχυμένων «εδαφο-πασσάλων» μέσω επί τόπου ανάμιξης με χρήση περιστρεφόμενου στελέχους και εισαγωγή προκαθορισμένης ποσότητας υλικού «σταθεροποίησης» με χρήση ειδικού σωλήνα με στόχο τη βελτίωση των φυσικών και μηχανικών χαρακτηριστικών του εδάφους. Τα συνηθέστερα υλικά σταθεροποίησης που χρησιμοποιούνται στην πράξη είναι το τσιμέντο και ο μπετονίτης αλλά μπορεί να γίνει χρήση και άλλων προσμίκτων όπως άσβεστο (lime), ιπτάμενης τέφρας (fly ash), σκωρίας υψικαμίνου (blast furnace slag) ή και συνδυασμός μεταξύ αυτών. Η μέθοδος εφαρμόστηκε για πρώτη φορά το 1968 για τις ανάγκες θεμελίωσης θαλάσσιων κατασκευών στην Ιαπωνία (Kitazume M., & Terashi M., 2013) όπου επετεύχθη βελτίωση του μαλακού αργιλικού εδάφους μέσω βαθιάς ανάμιξης με χρήση άσβεστου.

### 2.2.3.2 Μέθοδοι κατασκευής

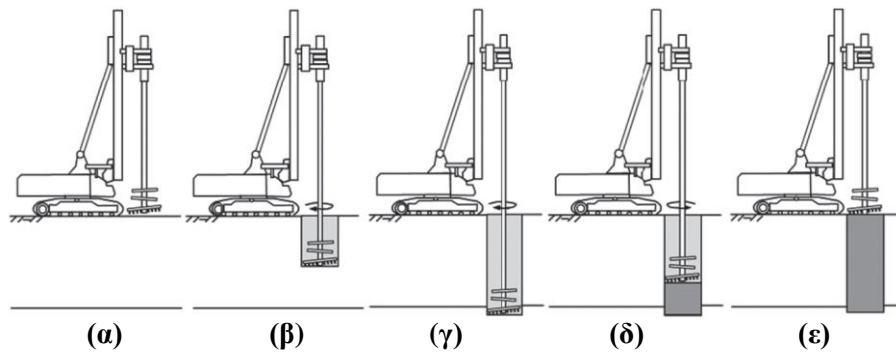
Η διαδικασία της βαθιάς εδαφικής ανάμιξης μπορεί να γίνει είτε με την υγρή είτε με την ξηρή μέθοδο. Κατά την υγρή μέθοδο χρησιμοποιείται το συνδετικό υλικό (σταθεροποιητής) υπό μορφή πολτού (slurry) (βλ. Σχήμα 2.20α) ενώ η ξηρή μέθοδος χρησιμοποιεί το συνδετικό υλικό υπό μορφή σκόνης (powder) (βλ. Σχήμα 2.20β). Επιπλέον υπάρχει και η μέθοδος βαθιάς ανάμιξης με χρήση μηχανήματος υδραυλικής υδροφρέζας προσαρμοσμένης με τροχούς κοπής όπου κατά τη διάρκεια της εκσκαφής γίνεται χρήση μπετονιτικού αιωρήματος. Η συγκεκριμένη τεχνολογία απαιτεί τη διάθεση συστήματος μπετονιτικού συγκροτήματος και είναι η πλέον κατάλληλη για την κατασκευή διαφραγματικών τοίχων (βλ. Σχήμα 2.20γ).



**Σχήμα 2.20:** Τεχνολογίες εδαφικής ανάμιξης. (α) Υγρή ανάμιξη, (β) Ξηρή ανάμιξη, (γ) Ανάμιξη με τροχούς κοπής (Han J., 2015)

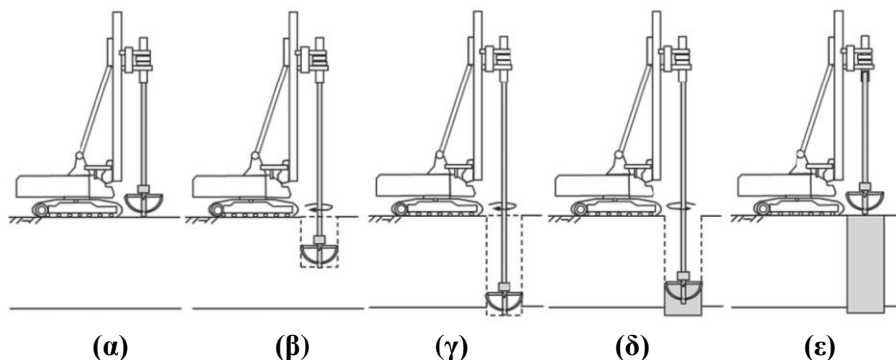
Στο Σχήμα 2.21 παρουσιάζονται τα στάδια εφαρμογής της υγρής μεθόδου (wet method). Ο εξοπλισμός της αποτελείται από έναν έως οκτώ περιστροφικούς κοίλους άξονες με εργαλεία κοπής και λεπίδες (blades)

ανάμιξης. Σε κάθε κοίλο άξονα εισάγεται το συνδετικό υλικό υπό μορφή πολτού και εξέρχεται από το ακροφύσιο (nozzle) ενώ ταυτόχρονα ο άξονας πραγματοποιεί διάτρηση ή απόσυρση.



**Σχήμα 2.21:** Υγρή εδαφική ανάμιξη. (α) Τοποθέτηση στελέχους (β) Διάτρηση και ανάμιξη σταθεροποιητή εντός του εδάφους (γ) Διάτρηση και ανάμιξη μέχρι το επιθυμητό βάθος (δ) Αντίστροφη ανάμιξη κατά την απόσυρση του στελέχους (ε) Ολοκλήρωση διαδικασίας (Han J., 2015)

Στο Σχήμα 2.22 παρουσιάζονται τα στάδια εφαρμογής της ξηρής μεθόδου (dry method). Ο εξοπλισμός για την ξηρή μέθοδο μπορεί να έχει μονούς ή διπλούς περιστροφικούς άξονες με εργαλεία κοπής και λεπίδες ανάμιξης. Το ξηρό συνδετικό υλικό εισάγεται στο έδαφος υπό μορφή σκόνης μέσω κάθε κοίλου άξονα και του ακροφυσίου με πίεση αέρα.



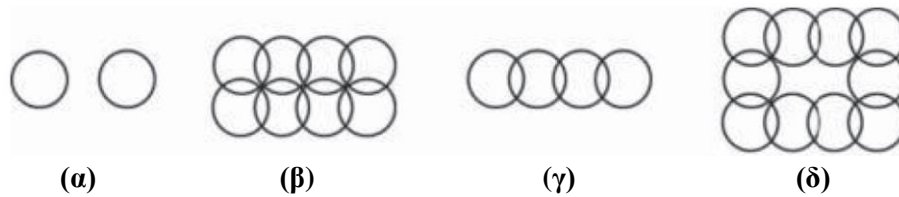
**Σχήμα 2.22:** Ξηρή εδαφική ανάμιξη. (α) Τοποθέτηση στελέχους (β) Διάτρηση (γ) Διάτρηση μέχρι το επιθυμητό βάθος (δ) Έγχυση ξηρού συνδετικού υλικού σε σκόνη και ανάμιξη κατά την απόσυρση (ε) Ολοκλήρωση διαδικασίας (Han J., 2015)

### 2.2.3.3 Πλαίσιο εφαρμογής

Η μέθοδος της βαθιάς εδαφικής ανάμιξης εφαρμόζεται κυρίως για τη βελτίωση μαλακών συνεκτικών εδαφών. Ωστόσο χρησιμοποιείται ορισμένες φορές προκειμένου να επιτευχθεί μείωση της διαπερατότητας ή για να περιοριστεί το φαινόμενο ρευστοποίησης σε μη συνεκτικά εδάφη. Στην περίπτωση που το έδαφος είναι πολύ άκαμπτο ή πολύ πυκνό ή περιέχει ογκόλιθους είναι δύσκολη η διαδικασία της ανάμιξης. Μπορεί να εφαρμοστεί σε βάθος έως και 70 m για την περίπτωση θαλάσσιων έργων και έως 40 m για χερσαίες κατασκευές ανάλογα με τα φορτία επιβολής και τις μέγιστες αποδεκτές παραμορφώσεις της υπό μελέτη κατασκευής. Η αλματώδης εξέλιξη της τεχνολογίας του μηχανικού εξοπλισμού οφείλεται σε μεγάλο βαθμό στη σημερινή ευρεία εφαρμογή της μεθόδου σε μία μεγάλη ποικιλία έργων όπως οδικά και σιδηροδρομικά επιχώματα, αντιστηρίξεις πρανών, θεμελιώσεις κτηρίων, γεφυρών, μεγάλων δεξαμενών αποθήκευσης, ανεμογεννητριών, λιμενικών έργων (κρηπιδότοιχοι, κυματοθραύστες) κλπ. Η δράση της κατασκευής ενισχυμένων εδαφο-πασσάλων επιτυγχάνει τα εξής:

- Αύξηση της φέρουσας ικανότητας
- Μείωση των καθιζήσεων μέσω αύξησης της ακαμψίας του συστήματος
- Βελτίωση ευστάθειας
- Παροχή πλευρικής στήριξης
- Συγκράτηση της υπόγειας ροής μέσω μείωσης της διαπερατότητας
- Περιορισμός φαινομένου ρευστοποίησης

Στο Σχήμα 2.23 απεικονίζονται διάφορες εναλλακτικές διατάξεις ανάλογα με το σκοπό της βελτίωσης και το είδος της κατασκευής που πρόκειται να εδρασθεί.



**Σχήμα 2.23:** Εναλλακτικές διατάξεις βαθιάς εδαφικής ανάμιξης σε κάτοψη. (α) Μεμονωμένοι εδαφο-πάσσαλοι (β) Μπλοκ (γ) Διάφραγμα (δ) Πλέγμα (Han J., 2015)

Η περίπτωση των μεμονωμένων εδαφο-πασσάλων (βλ. Σχήμα 2.23α) χρησιμοποιείται κυρίως για την αύξηση της φέρουσας ικανότητας και της μείωσης των καθιζήσεων και το ποσοστό αντικατάστασής τους είναι μικρότερο ή ίσο από 50% (Han J., 2015). Η διάταξη τύπου μπλοκ (βλ. Σχήμα 2.23β) χρησιμοποιείται για την ανάληψη σημαντικών κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων με ποσοστό αντικατάστασης άνω του 50% και έχει εφαρμοστεί για τη βελτίωση μεγάλων θαλάσσιων κατασκευών. Η περίπτωση του διαφράγματος (πάνελ) (βλ. Σχήμα 2.23γ) χρησιμοποιείται συνήθως για την κατασκευή διαφραγματικών τοίχων για παροχή πλευρικής στήριξης, ενώ η διάταξη τύπου πλέγματος (βλ. Σχήμα 2.23δ) χρησιμοποιείται τόσο για τις περιπτώσεις των τύπου μπλοκ και διαφράγματος αλλά έχει αποκλειστική εφαρμογή στην περίπτωση του περιορισμού του φαινομένου ρευστοποίησης σε αμμώδη εδάφη.

Τα κυριότερα πλεονεκτήματα της μεθόδου είναι τα εξής:

- Οικονομική για έργα μεγάλης έκτασης
- Κατάλληλη για τους περισσότερους τύπους εδαφών συμπεριλαμβανομένων των μαλακών – συμπιεστών εδαφικών σχηματισμών
- Δεν προκαλούνται μεγάλοι θόρυβοι και δονήσεις κατά την ανάμιξη – δεν υπάρχει κίνδυνος βλαβών σε υφιστάμενες κοντινές κατασκευές
- Οι μέθοδοι ξηρής ανάμιξης παράγουν μικρούς όγκους φθοράς του υλικού ανάμιξης
- Το υλικό ανάμιξης από τη φθορά των μεθόδων υγρής ανάμιξης μπορεί να χρησιμεύσει ως εξαιρετικό υλικό εξυγίανσης τελικών επιφανειών
- Υψηλός και σταθερός ρυθμός παραγωγής υπό ορισμένες συνθήκες
- Η σημαντική γνώση που έχει αποκτηθεί από ένα μεγάλο όγκο εργαστηριακών αποτελεσμάτων και δοκιμών πεδίου διευκολύνει και λειτουργεί συμπληρωματικά στα στάδια του σχεδιασμού

Ωστόσο η μέθοδος παρουσιάζει και τα εξής μειονεκτήματα:

- Αβεβαιότητα του αποτελέσματος μετά την ανάμιξη
- Έλλειψη τυποποιημένων μεθόδων ποιοτικού ελέγχου
- Σχετικά υψηλό κόστος εγκατάστασης εξοπλισμού
- Λόγω του μεγέθους του εξοπλισμού της η μέθοδος απαιτεί μεγάλη διαθεσιμότητα χώρου τόσο σε έκταση όσο και σε ύψος.

Οι ιδιότητες του τελικού μίγματος εδάφους – συνδετικού υλικού μετά την ανάμιξη εξαρτώνται από διάφορους παράγοντες οι οποίοι συνοψίζονται ως ακολούθως (Terashi M., 2003):

1. Χαρακτηριστικά συνδετικού υλικού

- Τύπος συνδετικού υλικού
- Ποιότητα συνδετικού υλικού
- Πρόσθετα
- Ποσότητα συνδετικού υλικού

2. Χαρακτηριστικά και συνθήκες εδάφους

- Φυσικές, χημικές και ορυκτολογικές ιδιότητες
- Περιεχόμενο σε οργανικά
- pH νερού πόρων
- Ποσοστό υγρασίας

3. Συνθήκες σκλήρυνσης

- Θερμοκρασία
- Χρόνος ωρίμανσης
- Υγρασία
- Κύκλοι διαβροχής – ξήρανσης

4. Συνθήκες ανάμιξης

- Τύπος κοπτικών ανάμιξης
- Βαθμός ανάμιξης
- Ανάμιξη νερού

## 2.2.3.4 Χρήση ιπτάμενης τέφρας ως υλικό εδαφικής σταθεροποίησης

### 2.2.3.4.1 Γενικά στοιχεία

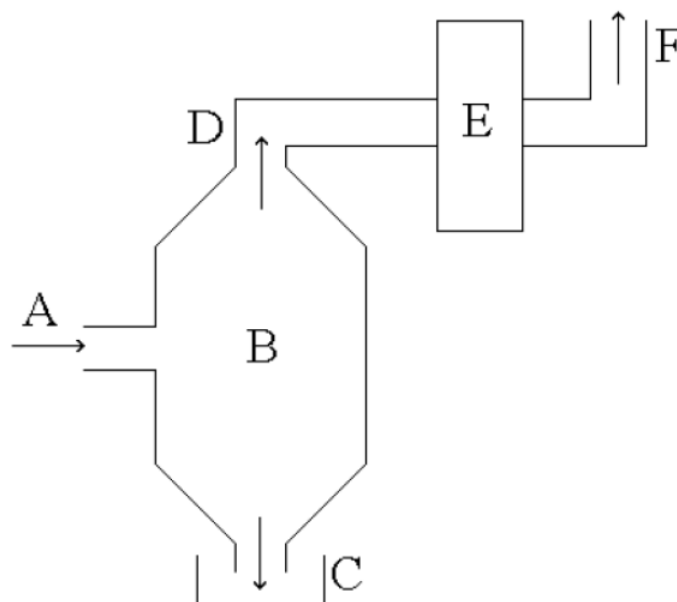
Ο λόγος για τον οποίο επιχειρείται να διερευνηθεί στην παρούσα έρευνα η επιρροή της προσθήκης της ιπτάμενης τέφρας (fly ash) ως συνδετικό υλικό εδαφικής «σταθεροποίησης» κατά την βαθιά εδαφική ανάμιξη είναι διότι αυτή συναντάται σε πολύ μεγάλες ποσότητες στα λιγνιτωρυχεία της Δυτικής Μακεδονίας στην περιοχή της Πτολεμαΐδας οι οποίες παράγονται από την καύση του λιγνίτη στις θερμικές μονάδες παραγωγής ηλεκτρικής ενέργειας της ΔΕΗ. Ο λιγνίτης αποτελείται από περίπου 50% νερό, 30%

καύσιμη ύλη και 20% από ανόργανα συστατικά το σύνολο των οποίων καλούνται ως τέφρα (βλ. Σχήμα 2.24).



Σχήμα 2.24: Σύσταση λιγνίτη (Κωνσταντινίδης Μ., 2012)

Κατά την διαδικασία της καύσης ένα ποσοστό γίνεται θερμότητα (η οποία αξιοποιείται για παραγωγή ενέργειας), ένα άλλο καυσαέρια ενώ το υπόλοιπο μέρος γίνεται στερεά απόβλητα. Από τα στερεά απόβλητα ένα μέρος αυτών αποτελεί την ιτάμενη τέφρα τα σωματίδια της οποίας συμπαρασύρονται από το ρεύμα των καυσαερίων και συγκρατούνται από τα ηλεκτροστατικά φίλτρα ενώ το υπόλοιπο κατακάθεται και αποτελεί την τέφρα πυθμένα. Το Σχήμα 2.26 απεικονίζει μία τυπική διάταξη καμίνου.



Σχήμα 2.25: Σχηματική διάταξη καμίνου. A: Το καύσιμο εισάγεται στην κάμινου, B: Χώρος καύσης, C: Εξαγωγή τέφρας πυθμένα, D: Καπναέρια με αιωρούμενη ιτάμενη τέφρα, E: Διαχωρισμός μέσω φίλτρου της τέφρας από τα καπναέρια, F: Εκπομπή καπναερίων (Ευθυμίου Σ., 2019)

Είναι σημαντικό να αναφερθεί ότι μόλις το 10÷15% περίπου της ετήσιας παραγόμενης τέφρας των λιγνιτικών κέντρων της χώρας μας χρησιμοποιείται στις βιομηχανίες παραγωγής τσιμέντου, ένα 20%

χρησιμοποιείται για άλλες χρήσεις ενώ το υπόλοιπο 70% περίπου παραμένει αναξιοποίητο και αποτελεί σοβαρό οικονομικό, χωροταξικό και περιβαλλοντικό ζήτημα διαχείρισης. Οι τεράστιες αυτές ποσότητες τέφρας που δεν αξιοποιούνται απαιτούν αφενός μεγάλους χώρους αποθήκευσης και αφετέρου πολύ υψηλά κόστη μετακίνησης σε περιοχές μακριά από τα κέντρα παραγωγής. Ταυτόχρονα μπορούν να αποτελέσουν κίνδυνο για τη δημόσια υγεία καθώς μπορεί να απελευθερωθούν κάτω από διάφορες συνθήκες τοξικά συστατικά τα οποία μπορεί να είναι επικίνδυνα σε μικρές συγκεντρώσεις.

Το πρότυπο ASTM C618-93 κατατάσσει τις ιπτάμενες τέφρες από την καύση άνθρακα στις εξής δύο κατηγορίες:

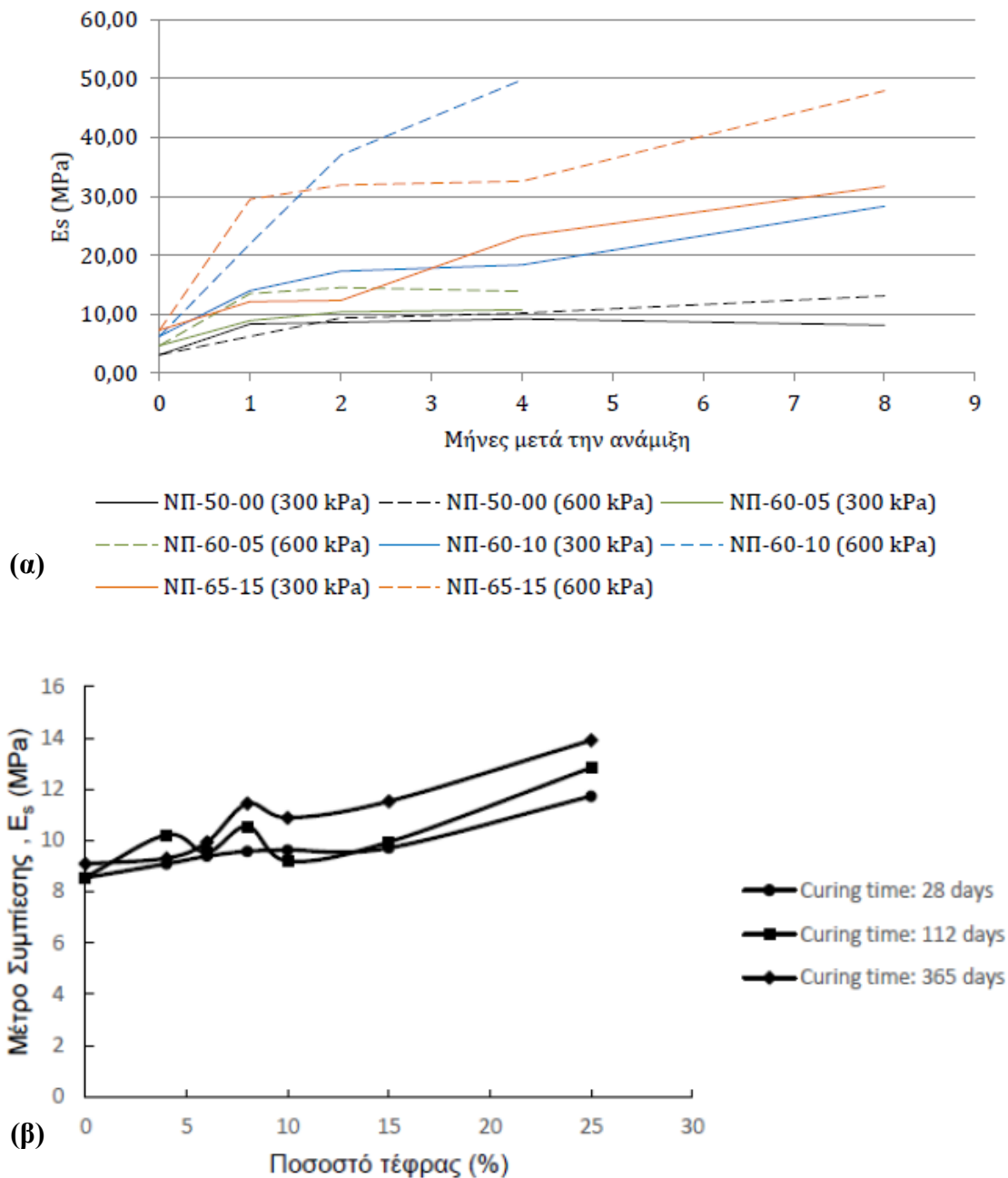
- **Κατηγορία F** (χαμηλής περιεκτικότητας σε άβεςτο): Παράγονται από την καύση ανθρακίτη ή βιτουμινούχου γαιάνθρακα. Περιέχει  $\text{SiO}_2$ ,  $\text{Al}_2\text{O}_3$ , και  $\text{Fe}_2\text{O}_3$  σε ποσοστό μεγαλύτερο από 70%, ποσοστό  $\text{SO}_3$  μικρότερο από 5%, ποσοστό υγρασίας μικρότερο από 3% και περιέχει συνήθως  $\text{CaO}$  σε ποσοστό μικρότερο από 10% συνήθως. Παρουσιάζει ποζολανικές ιδιότητες (χρήση στο σκυρόδεμα).
- **Κατηγορία C** (υψηλής περιεκτικότητας σε άβεςτο): Παράγονται από την καύση λιγνίτη ή υποβιτουμινούχου γαιάνθρακα. Περιέχει  $\text{SiO}_2$ ,  $\text{Al}_2\text{O}_3$ , και  $\text{Fe}_2\text{O}_3$  σε ποσοστό μεταξύ 50% και 70%,  $\text{SO}_3$  σε ποσοστό μικρότερο από 5%, ποσοστό υγρασίας μικρότερο από 3% και περιέχει συνήθως  $\text{CaO}$  σε ποσοστό 10-40%. Παρουσιάζει ποζολανικές, υδραυλικές καθώς και ιδιότητες σιμέντωσης (όταν αντιδρά με το νερό, σκληρύνεται χωρίς την προσθήκη κάποιου άλλου πρόσμικτου).

Η ιπτάμενη τέφρα που παράγεται στους ΑΗΣ της Πτολεμαΐδας είναι κατηγορίας C. Η υψηλή περιεκτικότητά της σε  $\text{CaO}$  επιτρέπει την απόκτηση ιδιοτήτων σκλήρυνσης όταν αντιδρά με το νερό χωρίς την προσθήκη κάποιου πρόσθετου συνδετικού υλικού. Αυτός είναι και ο βασικός λόγος για τον οποίο εξετάζεται η χρήση της ως υλικό σταθεροποίησης μαλακών εδαφικών σχηματισμών όπως στην εξεταζόμενη περίπτωση. Πιο συγκεκριμένα διερευνάται η επιρροή της προσθήκης ιπτάμενης τέφρας τύπου C στη μείωση της συμπίεστικότητας (αύξηση μέτρου ελαστικότητας μετά την ανάμιξη) με στόχο τον περιορισμό των καθιζήσεων. Μετά την εδαφική ανάμιξη αναμένεται να υπάρξει μία αύξηση στη συνοχή του εδάφους λόγω της δημιουργίας μία ισχυρότερης δομής μέσω τεχνητής σιμέντωσης (συγκόλλησης) που προκύπτει από το συνδυασμό ανάπτυξης των ποζολανικών αντιδράσεων και των αντιδράσεων ενυδάτωσης της ιπτάμενης τέφρας τύπου C. Ωστόσο η συνοχή έχει μικρότερη επίδραση στη μείωση της συμπίεστικότητας του εδάφους σε σχέση με το μέτρο ελαστικότητας και για αυτό δεν εξετάζεται κάποια πιθανή αύξησή της. Κατά συνέπεια η παρούσα έρευνα εστιάζει στην αύξηση του μέτρου ελαστικότητας μετά την εδαφική ανάμιξη με τη χρήση ιπτάμενης τέφρας τύπου C.

#### 2.2.3.4.2 Ποσοτικοποίηση της βελτίωσης

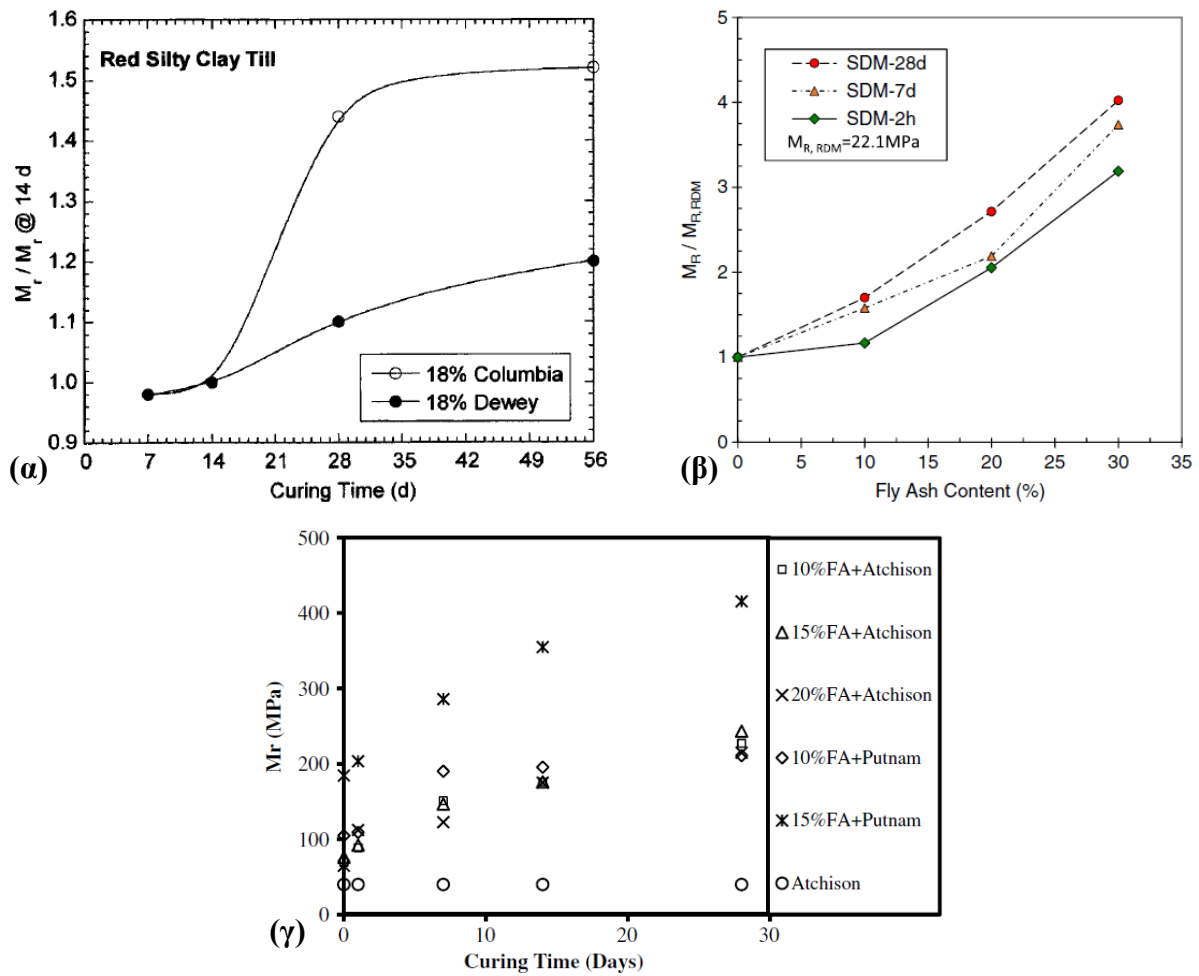
Στην παρούσα ενότητα γίνεται μία προσπάθεια επισκόπησης κυρίως από αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών με σκοπό να εκτιμηθεί η μείωση του βαθμού συμπίεστικότητας (αύξηση του μέτρου ελαστικότητας) από την ανάμιξη χρήση ιπτάμενης τέφρας τύπου C κυρίως σε αργιλικά και ιλυώδη δείγματα. Τα ακόλουθα διαγράμματα (Σχήμα 2.26, 2.27) παρουσιάζουν ορισμένα ενδεικτικά αποτελέσματα από εργαστηριακές

δοκιμές είτε προσδιορισμού του μέτρου μονοδιάστατης συμπίεσης  $E_{oed}$  είτε του μέτρου ανάκτησης  $M_r$  (Resilient Modulus) (από δοκιμές κυκλικής φόρτισης κυρίως σε εφαρμογές σταθεροποίησης οδοστρωμάτων). Συγκεκριμένα παρουσιάζεται η επίδραση τόσο του ποσοστού τέφρας όσο και του χρόνου ωρίμανσης στο μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης  $E_{oed}$  και στο μέτρο ανάκτησης  $M_r$  αντίστοιχα. Στον Πίνακα 2.7 συνοψίζονται οι βαθμοί αύξησης τόσο του  $E_{oed}$  όσο και του  $M_r$  μετά την προσθήκης ιπτάμενης τέφρας τύπου C για τις αναφορές που χρησιμοποιήθηκαν.



**Σχήμα 2.26:** Επίρροή ποσοστού τέφρας σε σχέση με το χρόνο ωρίμανσης στο μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης  $E_{oed}$  σε δοκίμια (α) αργίλου CL (Μαντικός Β., 2012) και (β) αργίλου CH (Ευθυμίου Σ., 2019)





**Σχήμα 2.27:** Επιρροή χρόνου ωρίμανσης και ποσοστού τέφρας στο μέτρο ανάκτησης  $M_r$  σε δοκίμια (α) αργίλου CL (Edil T. B. et al., 2006), (β) ιλύος MH (Yu H. et al., 2017) και (γ) αργίλου CL και CH (Kang X. et al., 2015)

**Πίνακας 2.7:** Σύνοψη βαθμού βελτίωσης  $E_{oed}$  και  $M_r$  μετά την προσθήκη ιπτάμενης τέφρας τύπου C σε αργιλικά και ιλυώδη δείγματα

Βιβλιογραφική αναφορά	Συγγραφείς	Τύπος εδάφους	Ποσοστό ιπτάμενης τέφρας (%)	Χρόνος ωρίμανσης (μέρες)	Παράμετρος	Βαθμός αύξησης
1	Μαντίκος Β. (2012)	CL	5, 10, 15	240	$E_{oed}$	2 - 10
2	Ευθυμίου Σ. (2019)	CH	4, 6, 8, 10, 15, 20, 25	365		1 - 1.5
3	Edil T. B. et al. (2006)	CL	10, 18	14	$M_r$	1 - 6
4	Kang X. et al. (2015)	CL, CH	10, 15, 20	28		2 - 5
5	Yu H. et al. (2017)	MH	10, 20, 30	28		2 - 4

Από την υπάρχουσα και άλλη διεθνή βιβλιογραφία μπορεί να θεωρηθεί σε στάδιο προκαταρκτικής ανάλυσης μία αναλογική αύξηση για το μέτρο ελαστικότητας  $E_{DM}$  (Deep Mixing) του ενισχυμένου εδάφους με ιπτάμενη τέφρα τύπου C μετά την εφαρμογή της βαθιάς εδαφικής ανάμιξης από 2 έως 10 φορές του αρχικού  $E_{PRE}$  δηλαδή:

$$E_{DM} = (2 \div 10) \cdot E_{PRE} \quad (2.15)$$

Η σχέση 2.15 θα χρησιμοποιηθεί ως βάση για τις παραμετρικές αριθμητικές αναλύσεις που θα ακολουθήσουν στα Κεφάλαια 3 και 4.

# 3

## ΑΙΤΙΟΚΡΑΤΙΚΕΣ

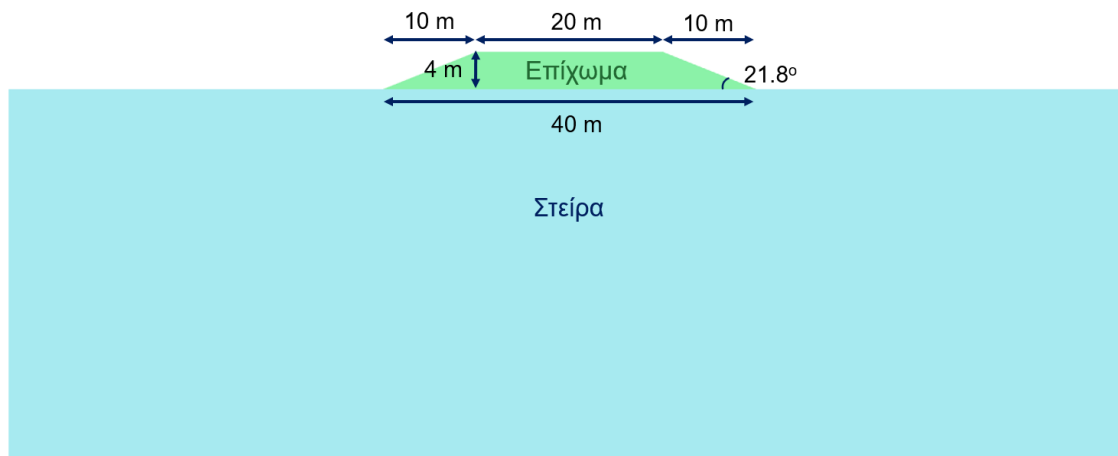
## ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ

### ΒΕΛΤΙΩΣΗΣ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ ΕΠΙΧΩΜΑΤΟΣ

#### 3.1 ΓΕΝΙΚΑ

Σε αυτό το Κεφάλαιο επιχειρείται να γίνει μία διδιάστατη παραμετρική αριθμητική διερεύνηση της βελτίωσης των καθιζήσεων ενός τυπικού οδικού/σιδηροδρομικού επιχώματος επί του εξεταζόμενου εδαφικού υλικού (στείρα λιγνιτωρυχείων) με εφαρμογή των μεθόδων Δυναμικής Συμπύκνωσης, Χαλικοπασσάλων και Βαθιάς εδαφικής ανάμιξης με χρήση ιπτάμενης τέφρας τύπου C που αναλύθηκαν στο Κεφάλαιο 2. Οι διαστάσεις του επιχώματος θεωρήθηκαν ως ακολούθως (βλ. Σχήμα 3.1):

- Ύψος: 4 m
- Πλάτος βάσης: 40 m
- Πλάτος στέψης: 20 m
- Γωνία κλίσης παρειών:  $V:H = 4:10 \text{ (m)} \Rightarrow 21.8^\circ$  (θεωρήθηκε μικρή ώστε να μην υπάρχουν προβλήματα ευστάθειας του επιχώματος)



Σχήμα 3.1: Γεωμετρία εξεταζόμενου επιχώματος

Όλες οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν με το εξειδικευμένο λογισμικό διδιάστατης αριθμητικής ανάλυσης Πεπερασμένων Στοιχείων Plaxis 2D V.20 το οποίο χρησιμοποιείται ευρύτατα για την επίλυση πολυάριθμων προβλημάτων γεωτεχνικής μηχανικής. Προκειμένου να προσδιορισθεί ο τελικός βαθμός βελτίωσης σε όρους μείωσης των αρχικών καθιζήσεων, προηγείται η παρουσίαση των υπολογιζόμενων καθιζήσεων πριν τη βελτίωση. Συγκεκριμένα η ποσοτικοποίηση της βελτίωσης της εκάστοτε μεθόδου εκφράζεται μέσω του συντελεστή μείωσης των καθιζήσεων  $\beta$  (βλ. §2.2.2.4 – σχέση 2.14):

$$\beta = \frac{s_f}{s_o} \quad (3.1)$$

Όπου:

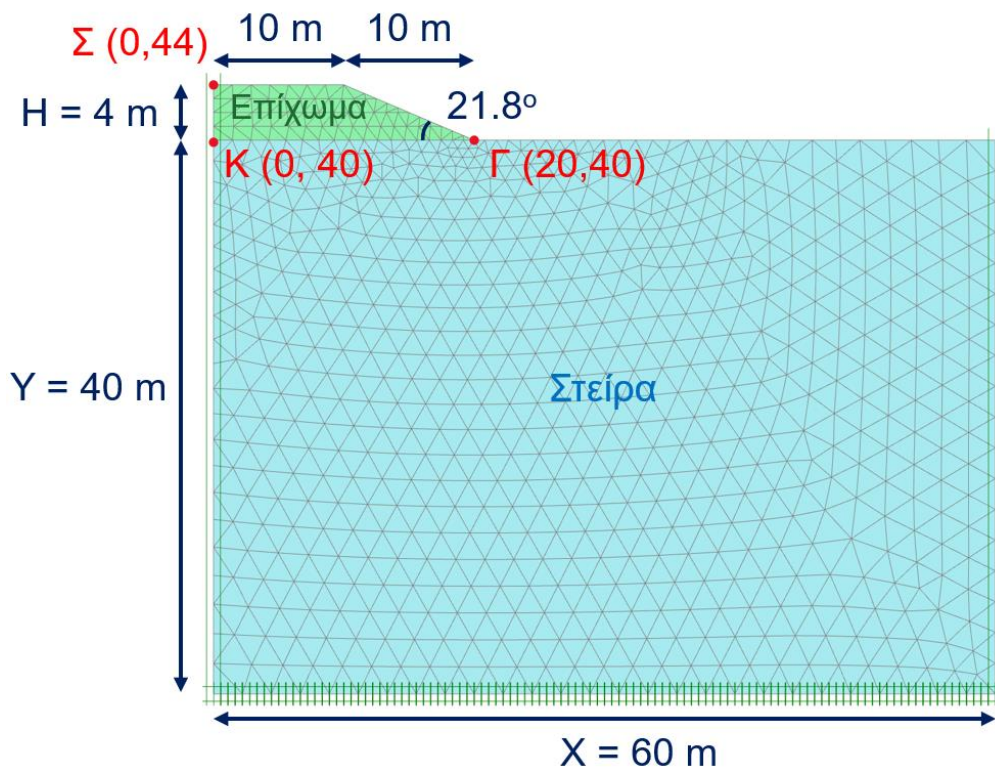
- $S_f$  : Τελική καθίζηση εδάφους μετά τη βελτίωση
- $S_o$  : Αρχική καθίζηση εδάφους πριν τη βελτίωση

Με τον όρο Αιτιοκρατικές (ή Ντετερμινιστικές) αναλύσεις νοούνται οι συμβατικές αναλύσεις με τη χρήση μοναδικών και επακριβώς ορισμένων τιμών των παραμέτρων σχεδιασμού. Στην παρούσα έρευνα έγινε χρήση των μέσων τιμών των εδαφικών παραμέτρων του εξεταζόμενου υλικού (στείρα) βάσει των αποτελεσμάτων των εργαστηριακών δοκιμών (βλ. §1.3.1 – Πίνακες 1.3, 1.4).

## 3.2 ΑΡΧΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΜΕΘΟΔΩΝ ΒΕΛΤΙΩΣΗΣ

### 3.2.1 Ορισμός προσομοιώματος – παραδοχές ανάλυσης

Στο Σχήμα 3.2 παρουσιάζεται ο κανάβος των πεπερασμένων στοιχείων.



Σχήμα 3.2: Κανάβος πεπερασμένων στοιχείων αναλύσεων πριν την εφαρμογή βελτίωσης

Οι βασικές παραδοχές που χρησιμοποιήθηκαν για τη διεξαγωγή των αριθμητικών αναλύσεων είναι οι εξής:

1. Θεώρηση συνθηκών επίπεδης παραμόρφωσης (plane strain analysis)
2. 15-κομβικά τριγωνικά πεπερασμένα στοιχεία
3. Μελέτη συμμετρικού προβλήματος
4. Ήερές εδαφικές συνθήκες (αγνόηση υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα)
5. Συνοριακές συνθήκες: Κυλίσεις (normally fixed) στα πλευρικά όρια και πάκτωση (fully fixed) στο κατώτατο όριο
6. Πύκνωση κανάβου - διακριτοποίηση: Very Fine

### 7. Τύπος ανάλυσης (Calculation type): Plastic

Οι διαστάσεις του προσομοιώματος θεωρήθηκαν με τέτοιο τρόπο ώστε να μην υπάρχει επιρροή των αποτελεσμάτων από τις διαστάσεις των ορίων του κανάβου. Κατά συνέπεια ελήφθησαν:

$X = 60$  m και  $Y = 40$  m (βλ. Σχήμα 3.2).

### 3.2.2 Τιμές εδαφικών παραμέτρων

Η συμπεριφορά των εδαφικών στοιχείων προσομοιώθηκε τόσο με το απλό γραμμικά ελαστικό απόλυτα πλαστικό Mohr – Coulomb (M-C) όσο και με το πιο προηγμένο (από πλευράς εδαφικής συμπεριφοράς) μη γραμμικό (υπερβολικού τύπου) καταστατικό προσομοίωμα Hardening Soil (HS) τόσο για  $m = 0.5$  όσο και για  $m = 1$ , ώστε να γίνει μία σύγκριση μεταξύ αυτών. Στους Πίνακες 3.1 και 3.2 συνοψίζονται οι εδαφικές παράμετροι για το M-C και το HS αντίστοιχα όπως θεωρήθηκαν κατά τις αριθμητικές αναλύσεις χρησιμοποιώντας τις μέσες τιμές για το εξεταζόμενο εδαφικό υλικό – στείρα (βλ. §3.1). Επιπλέον θεωρήθηκε μηδενική γωνία διαστολικότητας  $\psi=0^\circ$  ενώ ο συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων  $K_0$  λήφθηκε βάσει της προαναφερθείσας σχέσης 1.2 (βλ. §1.3.2). Οι ιδιότητες του επιχώματος λήφθηκαν με τρόπο ώστε να αντιστοιχούν σε αυτές μίας πυκνής άμμου αποδίδοντας μία πολύ μικρή (μη μηδενική) τιμή για τη συνοχή  $c = 1$  kPa ώστε να μην υπάρξουν προβλήματα αριθμητικού τύπου κατά την ανάλυση.

**Πίνακας 3.1:** Εδαφικές παράμετροι στείρων και επιχώματος με το καταστατικό προσομοίωμα M-C

Εδαφικό στοιχείο	$\gamma_{\text{unsat}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	$c$ (kPa)	$K_0$	$\nu$	$E$ (MPa)
Στείρα	16.9	25.2	17.6	0.574	0.3	5
Επίχωμα	20	35	1	0.426	0.2	15

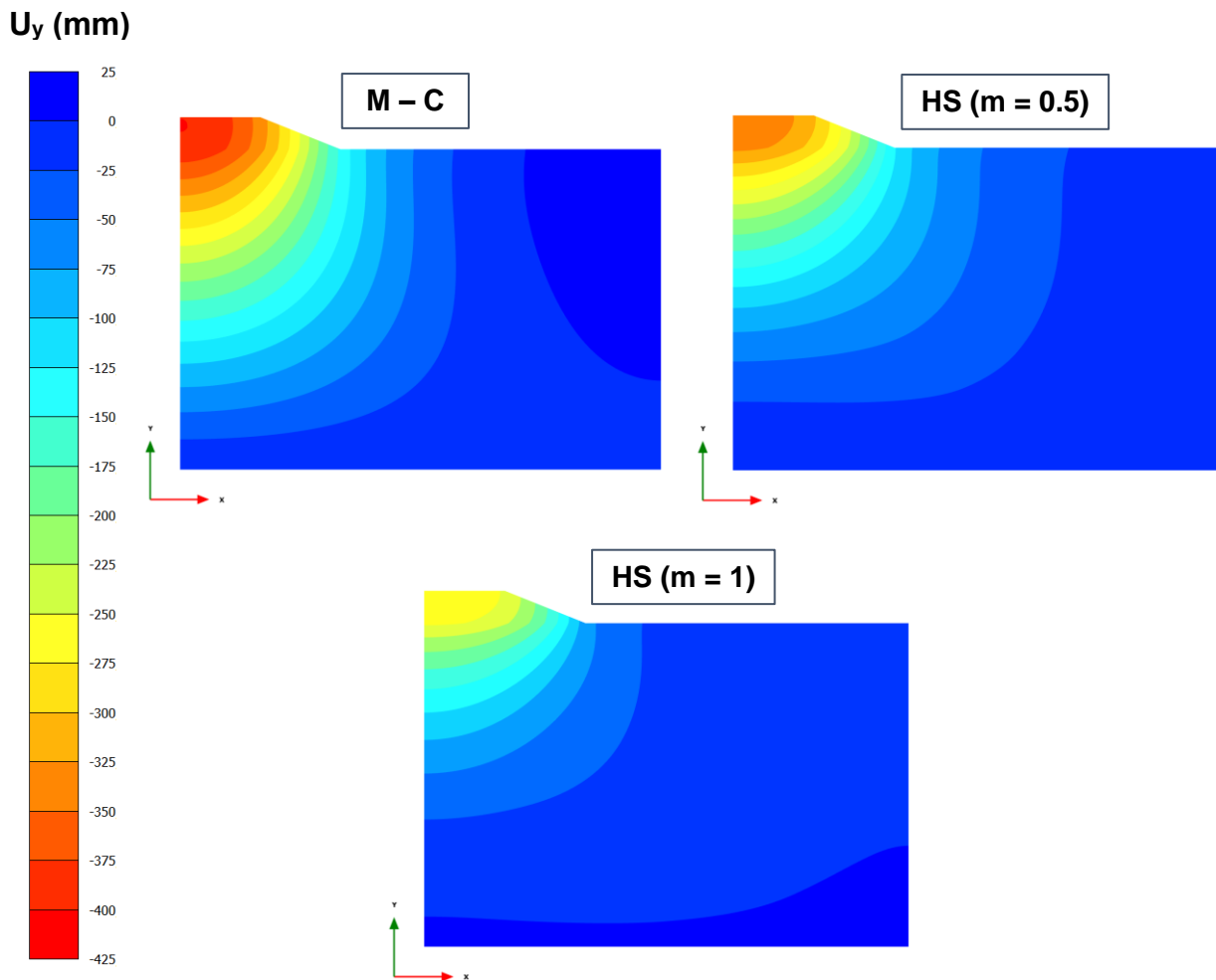
**Πίνακας 3.2:** Εδαφικές παράμετροι στείρων και επιχώματος με το καταστατικό προσομοίωμα HS

Εδαφικό στοιχείο	$\gamma_{\text{unsat}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	$c$ (kPa)	$K_0$	$\nu$	$E_{50,\text{ref}} = E_{\text{oed,ref}}$ (MPa)	$E_{\text{ur,ref}} = 3E_{50,\text{ref}}$ (MPa)	$m$
Στείρα	16.9	25.2	17.6	0.574	0.3	5	15	0.5, 1
Επίχωμα	20	35	1	0.426	0.2	15	45	0.5

*Σημείωση:* Οι τιμές των  $E_{\text{ur,ref}}$  (μέτρο ελαστικότητας αποφόρτισης/επαναφόρτισης) ελήφθησαν ως οι τριπλάσιες ( $\times 3$ ) των  $E_{50,\text{ref}} = E_{\text{oed,ref}}$  προκειμένου να γίνει η εισαγωγή τους και μόνο - δεν επηρεάζουν τα αποτελέσματα των συγκεκριμένων αναλύσεων καθότι δεν εξετάζονται δυναμικά φορτία και γι' αυτό στους επόμενους Πίνακες 3.6, 3.13, 3.18 γίνεται παράλειψη παρουσίασης των τιμών τους

### 3.2.3 Αποτελέσματα αναλύσεων – καθιζήσεις

Στο Σχήμα 3.3 παρουσιάζονται οι κατανομές των κατακόρυφων μετακινήσεων (καθιζήσεων)  $U_y$  για κάθε καταστατικό προσομοίωμα. Παρατηρείται ότι οι τιμές των  $U_y$  είναι σαφώς μεγαλύτερες στο προσομοίωμα M-C σε σχέση με αυτές που προκύπτουν με το HS. Επιπλέον οι καθιζήσεις στο HS ( $m = 1$ ) είναι μικρότερες σε σχέση με αυτές του HS ( $m = 0.5$ ).



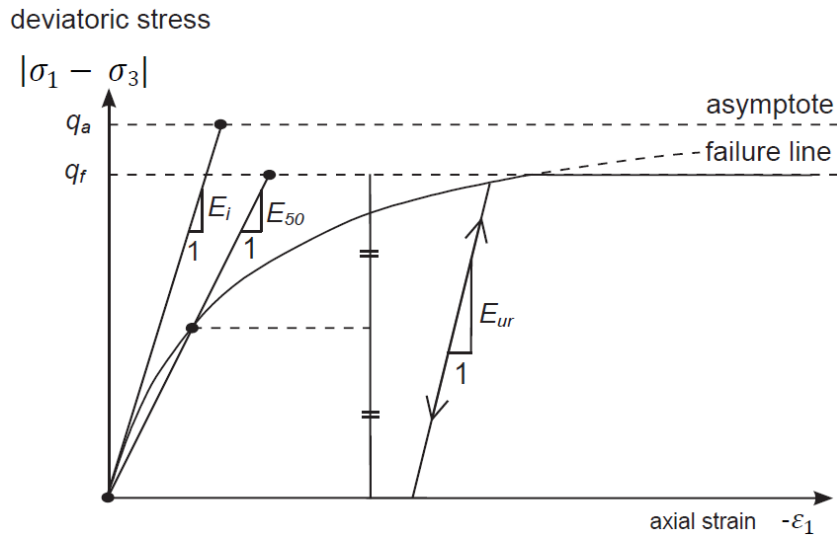
**Σχήμα 3.3:** Κατανομές κατακόρυφων μετακινήσεων (καθιζήσεων)  $U_y$  για κάθε καταστατικό προσομοίωμα

Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι σε αντίθεση με το γραμμικά ελαστικό απόλυτα πλαστικό M-C, το HS είναι ένα προηγμένο προσομοίωμα συμπεριφοράς διαφόρων τύπων εδαφών το οποίο εκτός του ότι θεωρεί μη γραμμική (υπερβολική) σχέση μεταξύ τάσεων – παραμορφώσεων λαμβάνει υπόψη του και την εξάρτηση της εδαφικής δυσκαμψίας από το επίπεδο των τάσεων. Το βασικό μέτρο δυσκαμψίας που χρησιμοποιεί το HS είναι το  $E_{50}$  που αντιστοιχεί στο 50% της μέγιστης αποκλίνουσας τάσης  $q_f = \sigma_1 - \sigma_3$  (βλ. Σχήμα 3.4), το οποίο εξαρτάται από την ελάχιστη οριζόντια ενεργό τάση  $\sigma'_3$  από την ακόλουθη σχέση:

$$E_{50} = E_{50,ref} \cdot \left( \frac{\sigma'_3 + c \cdot \cot \varphi}{p_{ref} + c \cdot \cot \varphi} \right)^m \quad (3.1)$$

Όπου:

- $p_{ref} = 100kPa$  : πίεση αναφοράς
- $E_{50,ref}$  : μέτρο ελαστικότητας (ή δυσκαμψίας) στο 50% της μέγιστης αποκλίνουσας τάσης σε πίεση ίση με την πίεση αναφοράς  $p_{ref}$
- $c, \varphi$  : συνοχή και γωνία εσωτερικής τριβής εδαφικού στοιχείου αντίστοιχα
- $\sigma'_3$  : ελάχιστη ενεργός οριζόντια τάση
- $m$ : παράμετρος εξάρτησης της εδαφικής δυσκαμψίας. Κυμαίνεται μεταξύ 0 και 1. Συνήθως λαμβάνεται  $m = 0.5$  αλλά μπορεί να ληφθεί και  $m = 1$  για περιπτώσεις μαλακών αργίλων.



**Σχήμα 3.4:** Υπερβολικός νόμος τάσεων παραμορφώσεων στην περίπτωση στραγγιζόμενης τριαξονικής φόρτισης (PLAXIS, 2021)

Από τη σχέση (3.1) παρατηρούμε αύξηση της εδαφικής δυσκαμψίας ( $E_{50}$ ) με την ελάχιστη οριζόντια ενεργό τάση  $\sigma'_3$  και επομένως με το βάθος  $H$  της εδαφικής στρώσης ( $\sigma'_3 = K_o \cdot \sigma'_1 = K_o \cdot \gamma \cdot H$ ). Ο βαθμός της αύξησης του  $E_{50}$  εξαρτάται από την παράμετρο  $m$ . Συγκεκριμένα όσο μεγαλύτερη είναι η τιμή της παραμέτρου  $m$  τόσο μεγαλύτερη θα είναι και η αύξηση του  $E_{50}$  (αύξηση της εδαφικής δυσκαμψίας) με το βάθος  $H$ . Αυτός είναι και ο λόγος για τον οποίο παρατηρούνται μικρότερες καθιζήσεις στις αναλύσεις με HS συγκριτικά με τις M-C αλλά και μεταξύ των HS ( $m = 1$ ) και HS ( $m = 0.5$ ). Για να γίνει ακόμα πιο αντιληπτό αυτό, στο Σχήμα 3.5 παρουσιάζεται η εξάρτηση του μέτρου ελαστικότητας – δυσκαμψίας  $E_i$  (μέτρο ελαστικότητας στην αρχή της φόρτισης) και του  $E_{50}$  με το βάθος  $H$  της εδαφικής στρώσης του προσομοιώματος ( $Y = 40$  m) τόσο για το M-C ( $E_{50} = E_i = 5$  MPa,  $m = 0$ ) όσο και για το HS ( $m = 0.5, 1$ ). Το  $E_i$  συνδέεται με το  $E_{50}$  βάσει της ακόλουθης σχέσης:

$$E_i = \frac{2 \cdot E_{50}}{2 - R_f} \quad (3.2)$$

Όπου:

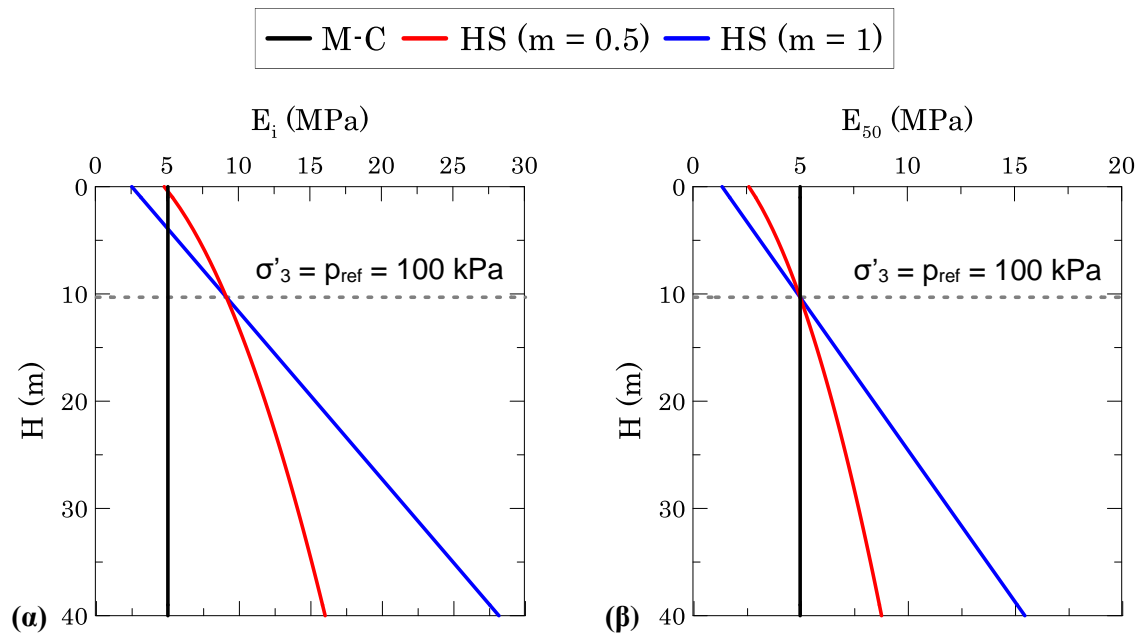
$$R_f = \frac{q_f}{q_a} \leq 1: \text{Είναι ο λόγος των αποκλινοσών τάσεων } q_a, q_f \text{ (βλ. Σχήμα 3.4) και λαμβάνεται ίσος με 0.9}$$

(προεπιλεγμένη τιμή).

Από τη σχέση (3.1), το βάθος  $H$  για το οποίο ισχύει  $E_{50} = E_{50,ref} = 5$  MPa είναι:

$$\left\{ \begin{array}{l} E_{50} = E_{50,ref} \cdot \left( \frac{\sigma'_3 + c \cdot \cot \varphi}{p_{ref} + c \cdot \cot \varphi} \right)^m \\ E_{50} = E_{50,ref} \end{array} \right\} \Rightarrow \left( \frac{\sigma'_3 + c \cdot \cot \varphi}{p_{ref} + c \cdot \cot \varphi} \right)^m = 1 \Rightarrow \sigma'_3 = p_{ref}$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma'_3 = p_{ref} = 100kPa \\ \sigma'_3 = K_o \cdot \sigma'_1 \\ \sigma'_1 = \gamma_{moist} \cdot H \\ \gamma_{moist} = 16.9kN / m^3, K_o = 0.574 \end{array} \right\} \Rightarrow H = 10.3m$$



**Σχήμα 3.5:** Μεταβολή του (α)  $E_i$  και του (β)  $E_{50}$  με το βάθος  $H$  για το M-C και το HS ( $m = 0.5, 1$ )

Στον Πίνακα 3.3 παρουσιάζονται οι τιμές των καθιζήσεων  $U_y$  στο κεντρικό σημείο της στέψης, της βάσης και της γωνίας (στη βάση) του επιχώματος με συντεταγμένες  $\Sigma$  (0,44),  $K$  (0,40) και  $\Gamma$  (20,40) αντίστοιχα (βλ. Σχήμα 3.2) για κάθε καταστατικό προσομοίωμα. Ωστόσο στην παρούσα ανάλυση εξετάστηκε μόνο το σημείο  $K$  (0,40) ως αντιπροσωπευτικό για τον προσδιορισμό του βαθμού μείωσης των καθιζήσεων μετά την εφαρμογή της εκάστοτε μεθόδου βελτίωσης.

**Πίνακας 3.3:** Αρχικές καθιζήσεις (πριν τη βελτίωση) σημείων στέψης, γωνίας και κεντρικού σημείου βάσης του επιχώματος για κάθε καταστατικό προσομοίωμα

Θέση	Συντεταγμένες σημείων	Καθίζηση $U_y$ (m)		
		M-C	HS	
			$m = 0.5$	$m = 1$
Στέψη	$\Sigma$ (0,44)	0.4	0.352	0.282
Κέντρο	$K$ (0,40)	0.394	0.337	0.262
Γωνία	$\Gamma$ (20,40)	0.114	0.12	0.073

### 3.3 ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΜΕΘΟΔΩΝ ΒΕΛΤΙΩΣΗΣ

Για αποφυγή σύγχυσης με το μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης  $E_s = E_{oed}$ , από εδώ και στο εξής ο συμβολισμός  $E_s$  ( $= E_{soil}$ ) θα χρησιμοποιείται για το αρχικό μέτρο ελαστικότητας (Young) του εδάφους πριν τη βελτίωση (ο δείκτης  $s$  από το soil).

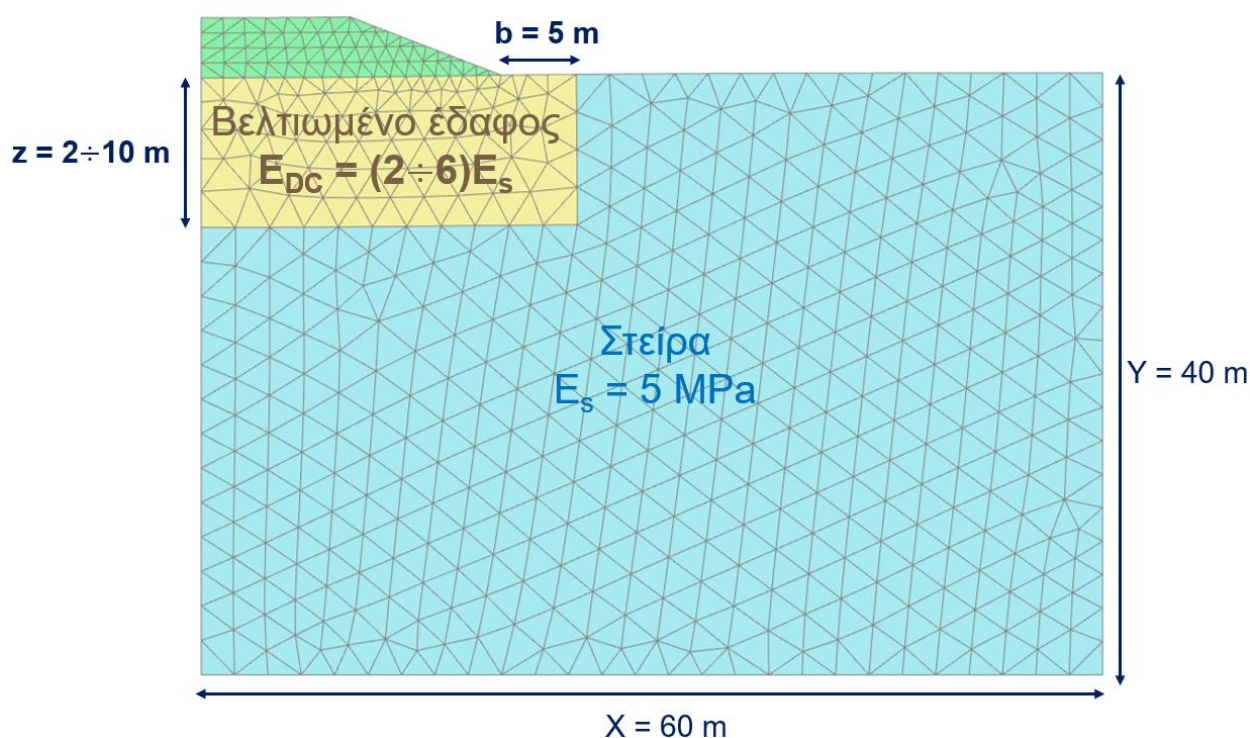
#### 3.3.1 Δυναμική συμπύκνωση

Με βάση των όσων αναφέρθηκαν στην §2.2.1.3 γίνεται η συντηρητική παραδοχή ότι μετά την εφαρμογή της δυναμικής συμπύκνωσης θα γίνει αύξηση μόνο του μέτρου ελαστικότητας  $E$  χωρίς να λαμβάνεται υπόψη οποιαδήποτε πιθανή αύξηση της γωνίας εσωτερικής τριβής  $\phi'$  λόγω αύξησης της επιτόπου

πυκνότητας του εδάφους μετά την εφαρμογή της συμπίκνωσης. Επιπλέον η γωνία εσωτερικής τριβής έχει μικρότερη επίδραση στη μείωση των καθιζήσεων σε σχέση με το μέτρο ελαστικότητας. Συγκεκριμένα θεωρείται μία αύξηση του μέτρου ελαστικότητας του εξεταζόμενου υλικού (στείρα)  $E_s$  από 2 έως 6 φορές της αρχικής του τιμής και μέχρι ένα βάθος επιρροής από 2 έως 10 m (βλ. σχέσεις 2.2 και 2.9).

### 3.3.1.1 Γεωμετρία προσομοιώματος – εύρος τιμών παραμετρικών αναλύσεων

Στο Σχήμα 3.6 παρουσιάζεται ο κানাβος των πεπερασμένων στοιχείων προσομοίωσης του βελτιωμένου εδαφικού υλικού (μεγαλύτερο μέτρο ελαστικότητας  $E_{DC}$ ) μετά τη δυναμική συμπίκνωση (με κίτρινο χρώμα). Χρησιμοποιήθηκαν οι ίδιες ακριβώς παραδοχές με αυτές των αρχικών αναλύσεων πριν τη βελτίωση (βλ. §3.2.1).



**Σχήμα 3.6:** Κানাβος πεπερασμένων στοιχείων προσομοίωσης της βελτίωσης της μεθόδου δυναμικής συμπίκνωσης

Προκειμένου να διερευνηθεί ο βαθμός επιρροής της βελτίωσης μετά την δυναμική συμπίκνωση έγινε διεξαγωγή προγράμματος παραμετρικών αναλύσεων ως προς το μέτρο ελαστικότητας μετά τη δυναμική συμπίκνωση  $E_{DC}$  και το βάθος επιρροής της δυναμικής συμπίκνωσης  $z$  των οποίων τα εύρη παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.4. Επιπλέον έγινε η παραδοχή σταθερού πλάτους επιρροής της δυναμικής συμπίκνωσης ίσου με  $b = 5$  m εκατέρωθεν των εξωτερικών ορίων του επιχώματος (βλ. Σχήμα 3.6).

**Πίνακας 3.4:** Εύρη τιμών παραμετρικών αναλύσεων δυναμικής συμπίκνωσης

Παράμετρος	Τιμές
$E_{DC}$ (MPa)	$(2, 4, 6) \cdot E_s$
$z$ (m)	2, 4, 6, 8, 10

*Σημείωση:  $E_s = E_{soil} = 5$  MPa (μέσο μέτρο ελαστικότητας στείρων)*



### 3.3.1.2 Τιμές εδαφικών παραμέτρων

Στους Πίνακες 3.5 και 3.6 συνοψίζονται οι εδαφικές παράμετροι που θεωρήθηκαν για το βελτιωμένο έδαφος μετά τη δυναμική συμπίκνωση τόσο για το M-C όσο και για το HS αντίστοιχα. Οι τιμές των παραμέτρων τόσο του μη βελτιωμένου εδάφους (στείρα) όσο και του υλικού του επιχώματος ελήφθησαν ακριβώς ίδιες με τις τιμές των Πινάκων 3.1 και 3.2.

**Πίνακας 3.5:** Εδαφικές παράμετροι βελτιωμένου εδάφους μετά τη δυναμική συμπίκνωση με το καταστατικό προσομοίωμα M-C

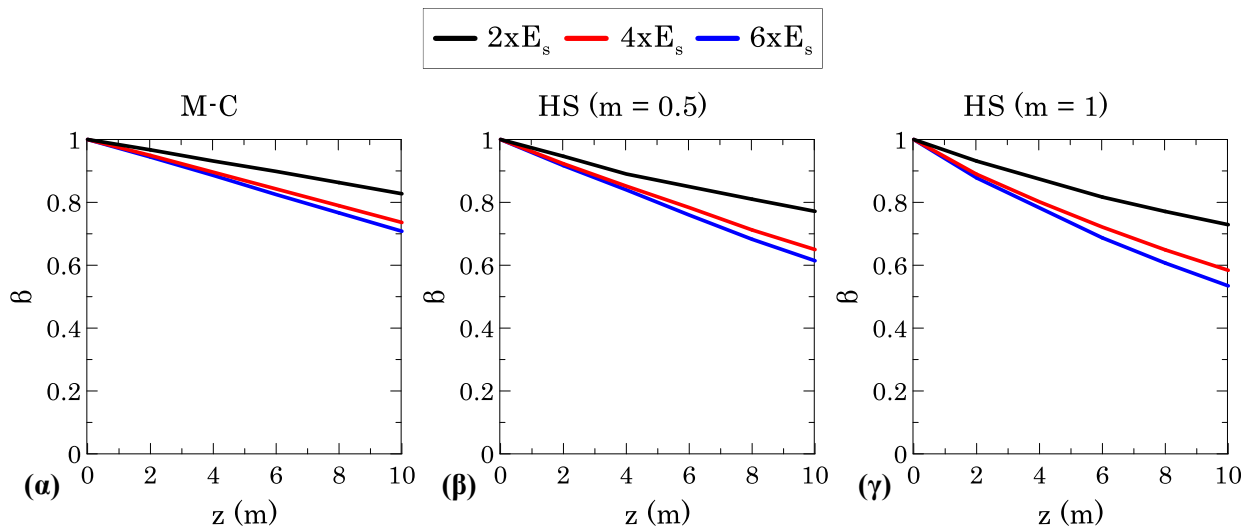
Εδαφικό στοιχείο	Βελτίωση	$\gamma_{\text{unsat}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	c (kPa)	$K_o$	$\nu$	E (MPa)
Βελτιωμένο έδαφος	2xE <sub>s</sub>	16.9	25.2	17.6	0.574	0.3	10
	4xE <sub>s</sub>						20
	6xE <sub>s</sub>						30

**Πίνακας 3.6:** Εδαφικές παράμετροι βελτιωμένου εδάφους μετά τη δυναμική συμπίκνωση με το καταστατικό προσομοίωμα HS

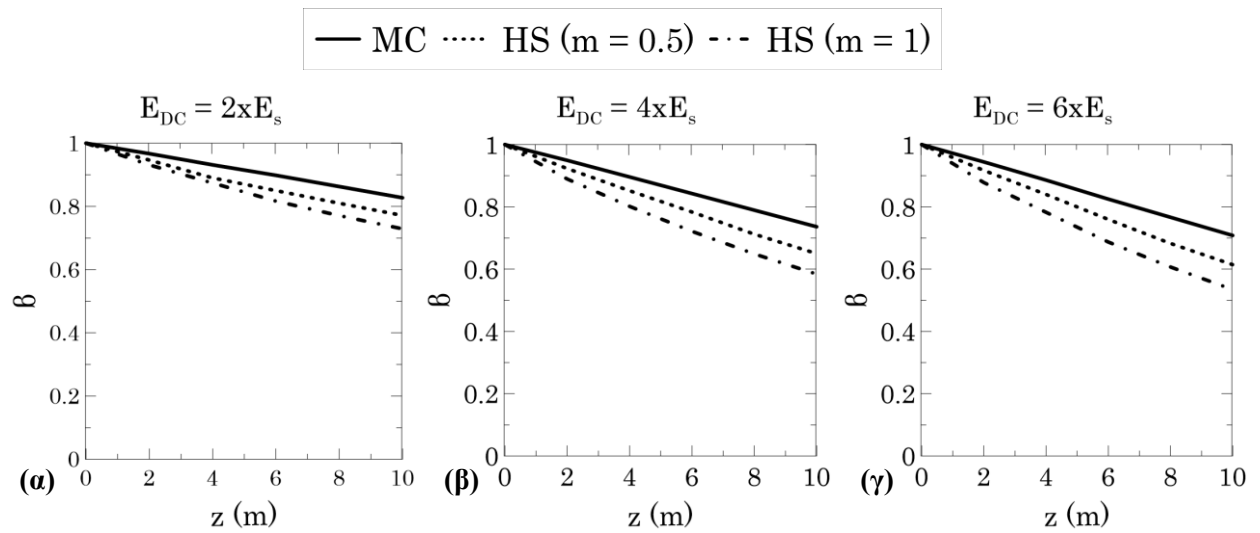
Εδαφικό στοιχείο	Βελτίωση	$\gamma_{\text{unsat}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	c (kPa)	$K_o$	$\nu$	$E_{50,\text{ref}} = E_{\text{oed,ref}}$ (MPa)	m
Βελτιωμένο έδαφος	2xE <sub>s</sub>	16.9	25.2	17.6	0.574	0.3	10	0.5, 1
	4xE <sub>s</sub>						20	
	6xE <sub>s</sub>						30	

### 3.3.1.3 Αποτελέσματα αναλύσεων – βαθμός μείωσης των καθιζήσεων

Στο Σχήμα 3.7 παρουσιάζεται η μεταβολή του συντελεστή β συναρτήσει του βάθους επιρροής z της δυναμικής συμπίκνωσης ανάλογα με την αύξηση του αρχικού μέτρου ελαστικότητας  $E_{DC} = (2, 4, 6) \cdot E_s$  για κάθε καταστατικό προσομοίωμα, ενώ στο Σχήμα 3.8 γίνεται η σύγκριση μεταξύ των M-C, HS (m = 0.5) και HS (m = 1). Παρατηρείται μία αρκετά ικανοποιητική μείωση των αρχικών καθιζήσεων μετά τη δυναμική συμπίκνωση και σε βάθος επιρροής z = 10 m κατά (17 ÷ 29 %), (23 ÷ 39 %) και (27 ÷ 47 %) για  $E_{DC} = (2 \div 6) \cdot E_s$  με τις αναλύσεις με M-C, HS (m = 0.5) και HS (m = 1) αντίστοιχα.



**Σχήμα 3.7:** Διαγράμματα μεταβολής του  $\beta$  συναρτήσει του  $z$  ανάλογα με το βαθμό αύξησης του  $E_s$  με το καταστατικό προσομοίωμα (α) M-C, (β) HS ( $m = 0.5$ ) και (γ) HS ( $m = 1$ )



**Σχήμα 3.8:** Διαγράμματα μεταβολής του  $\beta$  συναρτήσει του  $z$  συγκριτικά για κάθε καταστατικό προσομοίωμα με αύξηση του μέτρου ελαστικότητας κατά (α)  $2xE_s$ , (β)  $4xE_s$  και (γ)  $6xE_s$

Στον Πίνακα 3.7 γίνεται μία ενδεικτική σύγκριση των αποτελεσμάτων των συντελεστών  $\beta$  για την περίπτωση βάθους επιρροής  $z = 10$  m μεταξύ MC και HS όπου παρουσιάζονται οι μεταξύ τους σχετικές αποκλίσεις των τιμών του συντελεστή  $\beta$  επί τοις εκατό. Παρατηρείται ικανοποιητική σύγκλιση ( $5 \div 14$  %) στις τιμές του  $\beta$  τόσο μεταξύ των M-C και HS ( $m = 0.5$ ) όσο και μεταξύ των HS ( $m = 0.5$ ) και HS ( $m = 1$ ) καθώς και μία σχετικά υψηλότερη απόκλιση ( $12 \div 25$  %) στις τιμές του  $\beta$  μεταξύ των M-C και HS ( $m = 1$ ). Αυτό οφείλεται στην σαφώς πιο βελτιωμένη εικόνα από πλευράς καθιζήσεων στις αναλύσεις με HS συγκριτικά με τις M-C δεδομένου ότι το HS λαμβάνει μία αύξηση της εδαφικής δυσκαμψίας με το βάθος της οποίας ο βαθμός είναι ανάλογος της παραμέτρου  $m$  (βλ. Σχήμα 3.5).

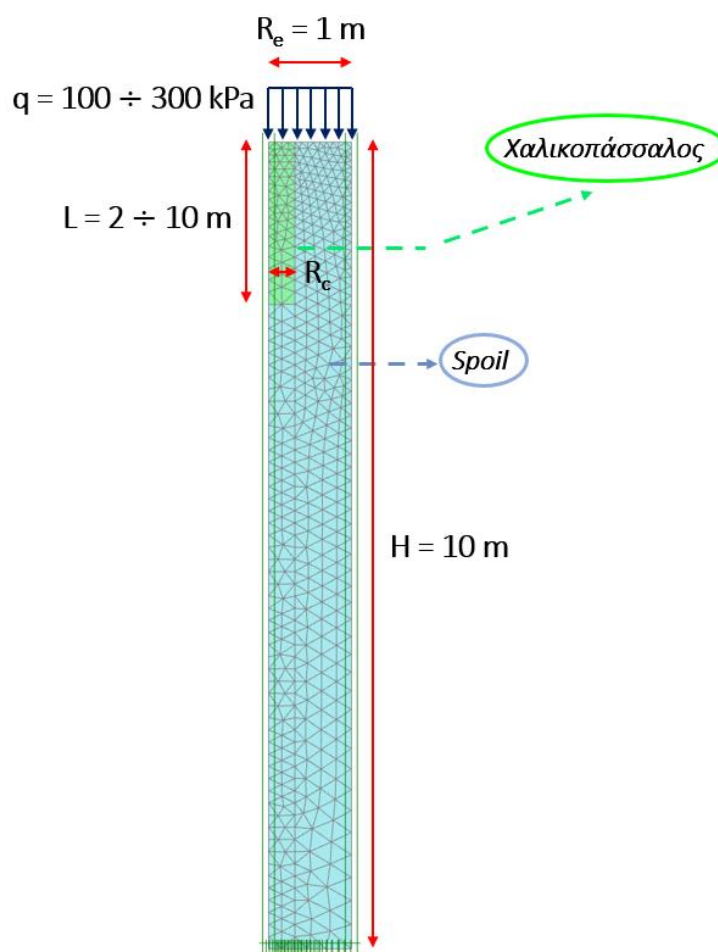
**Πίνακας 3.7:** Σύγκριση των τιμών  $\beta$  μεταξύ M-C και HS για  $z = 10$  m και  $E_{DC} = \{2,4,6\} \times E_s$

Βελτίωση	Συντελεστής $\beta = S_f / S_o$			Σχετική απόκλιση των $\beta$ (%)		
	M-C ( $S_o = 0.394$ m)	HS (m = 0.5) ( $S_o = 0.337$ m)	HS (m = 1) ( $S_o = 0.262$ m)	M-C & HS (m = 0.5)	HS (m = 0.5) & HS (m = 1)	M-C & HS (m = 1)
$2 \times E_s$	0.83	0.77	0.73	7	5	12
$4 \times E_s$	0.74	0.65	0.58	12	11	22
$6 \times E_s$	0.71	0.61	0.53	14	13	25

### 3.3.2 Χαλικοπάσσαλοι

#### 3.3.2.1 Αρχικές αναλύσεις (επικουρικού τύπου) με χρήση του προσομοιώματος unit cell

Στο σημείο αυτό κρίνεται σκόπιμο να γίνει μία σύντομη «παρένθεση» - η οποία θα λειτουργήσει με συμπληρωματικά για τη διεξαγωγή του κύριου προγράμματος παραμετρικών αναλύσεων που θα ακολουθήσει στη συνέχεια – προκειμένου να παρουσιαστούν ορισμένες αρχικές παραμετρικές αναλύσεις που έγιναν με χρήση του προσομοιώματος της στοιχειώδους κυκλινδρικής μονάδας χαλικοπασσάλου – περιβάλλοντος εδάφους (unit cell), το οποίο συζητήθηκε στην §2.2.2.3. Στο Σχήμα 3.9 απεικονίζεται ο κানাβος των πεπερασμένων στοιχείων του προσομοιώματος unit cell.



**Σχήμα 3.9:** Κানাβος προσομοιώματος unit cell αρχικών - «επικουρικών» αναλύσεων

Οι παραδοχές που χρησιμοποιήθηκαν ήταν ακριβώς ίδιες με αυτές που παρουσιάστηκαν στην §3.2.1 με τη μόνη διαφορά ότι το προσομοίωμα υποβλήθηκε υπό αξονοσυμμετρικές συνθήκες (axisymmetric analysis). Η συμπεριφορά τόσο του εδάφους όσο και του υλικού του χαλικοπασσάλου προσομοιώθηκε με το καταστατικό προσομοίωμα M-C των οποίων οι εδαφικές παράμετροι παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.8. Να σημειωθεί ότι τιμές των παραμέτρων του υλικού πλήρωσης των χαλικοπασσάλων αντιστοιχούν στα χαρακτηριστικά ενός πυκνού αμμοχάλικου. Ωστόσο προκειμένου να μην υπάρξουν προβλήματα αριθμητικού τύπου κατά την ανάλυση επιλέχθηκε μία πολύ μικρή (μη μηδενική) τιμή συνοχής  $c = 1$  kPa.

**Πίνακας 3.8:** Εδαφικές παράμετροι στειρών και υλικού χαλικοπασσάλου για της αρχικές αναλύσεις με το προσομοίωμα unit cell

Εδαφικό στοιχείο	$\gamma_{\text{unsat}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	$c$ (kPa)	$K_o$	$\nu$	$E$ (MPa)
Στείρα	16.9	25.2	17.6	0.574	0.3	5
Υλικό χαλικοπασσάλων	20	35 ÷ 50	1	0.426	0.2	25 ÷ 100

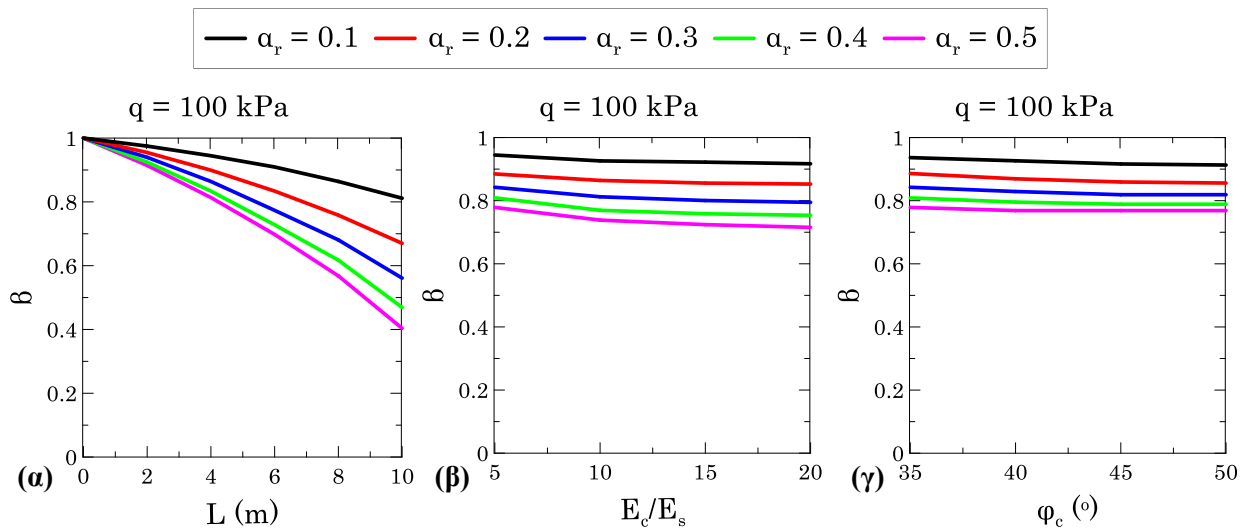
Έγινε θεώρηση σταθερής ακτίνας επιρροής  $R_e = 1$  m με μεταβολή της ακτίνας  $R_c$  του χαλικοπασσάλου ανάλογα με το ποσοστό αντικατάστασης  $\alpha_r$  βάσει της σχέσης (2.10) (βλ. §2.2.2.3) και λήφθηκε σταθερό βάθος εδαφικής συμπίεστης στρώσης  $H = 10$  m. Η επιρροή του μήκους του χαλικοπασσάλου  $L$  διερευνήθηκε με την παραδοχή της μη έδρασης επί στερεού υποβάθρου (floating column) δεδομένου ότι στην προκειμένη περίπτωση πρόκειται για κατασκευή χαλικοπασσάλων εντός σωρού πολύ μαλακού – συμπίεστου εδαφικού υλικού (στείρα) μεγάλου ύψους (150 ÷ 180 m). Επιπλέον η επιρροή του μέτρου ελαστικότητας  $E_c$  και της γωνίας εσωτερικής τριβής  $\phi_c$  του υλικού των χαλικοπασσάλων λήφθηκε μέσω επιλογής ενός κατάλληλου εύρους τιμών τους. Στον Πίνακα 3.9 παρουσιάζονται τα εύρη των παραμέτρων που ελήφθησαν για τη διεξαγωγή των παραμετρικών αριθμητικών αναλύσεων με το προσομοίωμα unit cell.

**Πίνακας 3.9:** Εύρη τιμών παραμετρικών αναλύσεων – προσομοίωμα unit cell

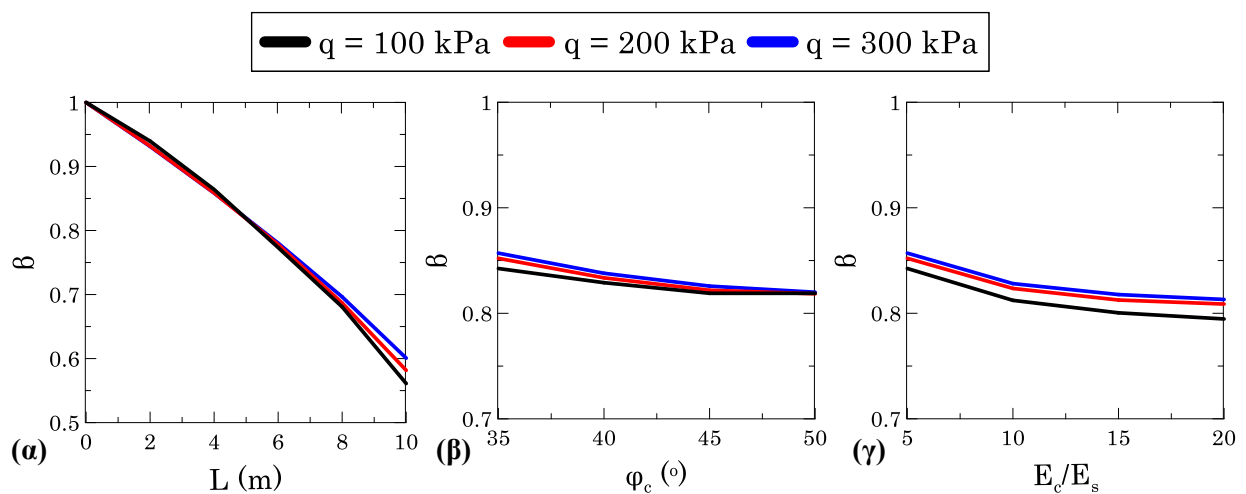
Παράμετρος	Τιμές
$\alpha_r$	0.1, 0.2, <b>0.3</b> , 0.4, 0.5
$L$ (m)	2, <b>4</b> , 6, 8, 10
$E_c/E_s$	<b>5</b> , 10, 15, 20
$\phi_c$ (°)	<b>35</b> , 40, 45, 50
$q$ (kPa)	100, 200, 300

*Σημείωση:* Με έντονο (bold) χρώμα σημειώνονται οι τιμές της περίπτωσης αναφοράς (reference case)  
 $E_s = 5$  MPa (μέσο μέτρο ελαστικότητας στειρών)

Στο Σχήμα 3.10 παρουσιάζεται η μεταβολή του συντελεστή μείωσης των καθιζήσεων  $\beta$  συναρτήσει των  $L$ ,  $E_c/E_s$  και  $\phi_c$  για  $\alpha_r = 0.1 \div 0.5$  και για φόρτιση ίση με  $q = 100$  kPa, ενώ στο Σχήμα 3.11 παρουσιάζεται η επίδραση της φόρτισης  $q$  στη μείωση του  $\beta$ . Να σημειωθεί ότι ο υπολογισμός της φόρτισης  $q$  έγινε μέσω της προαναφερθείσας σχέσης (1.4) (βλ. §1.3.2) όπου  $A_f = A_e$ .



Σχήμα 3.10: Επιρροή των (α)  $L$ , (β)  $E_c/E_s$  και (γ)  $\varphi_c$  στο βαθμό μείωσης του  $\beta$  για  $\alpha_r = 0.1 \div 0.5$  και  $q = 100$  kPa



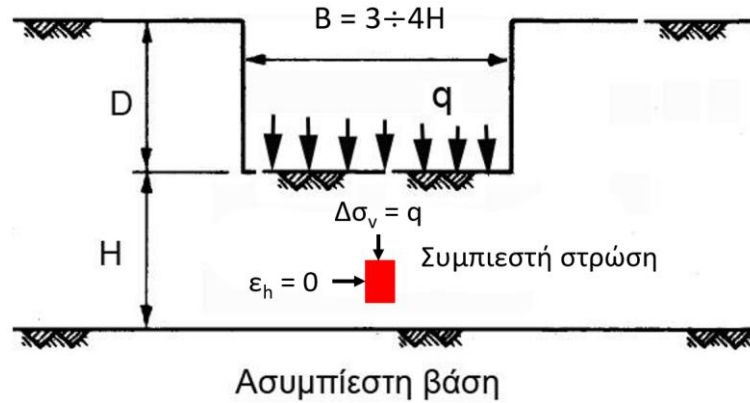
Σχήμα 3.11: Επιρροή των (α)  $L$ , (β)  $E_c/E_s$  και (γ)  $\varphi_c$  στο βαθμό μείωσης του  $\beta$  για  $q = \{100, 200, 300$  kPa} (περίπτωση αναφοράς)

Παρατηρείται σημαντική επίδραση του ποσοστού αντικατάστασης  $\alpha_r$  (μικρότερες αποστάσεις μεταξύ των χαλικοπασσάλων δηλαδή πυκνότερη και πιο ενισχυμένη διάταξη) και του μήκους  $L$  των χαλικοπασσάλων στο βαθμό μείωσης των καθιζήσεων σε αντίθεση με το μέτρο ελαστικότητας  $E_c$  και της γωνίας εσωτερικής τριβής  $\varphi_c$  του υλικού των χαλικοπασσάλων των οποίων η επιρροή είναι σχεδόν αμελητέα. Συνεπώς οι κρίσιμότερες παράμετροι από πλευράς μείωσης των καθιζήσεων (αύξησης της βελτίωσης) είναι το  $\alpha_r$  και το  $L$  και είναι αυτές που θα εξετασθούν στο κύριο πρόγραμμα παραμετρικών αναλύσεων που θα εξετασθεί στην §3.3.2.2.

Είναι σημαντικό να επισημανθεί ότι η θεώρηση του μικρού βάθους  $H = 10$  m της συμπιεστής εδαφικής στρώσης έγινε στο πλαίσιο μίας αρχικής προκαταρκτικής εκτίμησης – διερεύνησης του βαθμού επιρροής των παραμέτρων σχεδιασμού των χαλικοπασσάλων ως προς τη βελτίωση της συμπεριφοράς του εξεταζόμενου εδάφους. Δεδομένου ότι το προσομοίωμα unit cell υποβάλλεται σε φόρτιση υπό συνθήκες μονοδιάστατης παραμόρφωσης (θεώρηση μηδενικών οριζόντιων παραμορφώσεων  $\epsilon_h = 0$  και μεγάλης επιφάνειας φόρτισης σε σχέση με το βάθος  $H$ ) συνεπάγεται την αύξηση των καθιζήσεων αναλογικά με το βάθος  $H$  της συμπιεστής εδαφικής στρώσης. Αυτό μπορεί να γίνει εύκολα αντιληπτό από την ακόλουθη γνωστή σχέση υπολογισμού της καθίζησης σε ομοιογενές συνεκτικό εδαφικό υλικό (μπορεί

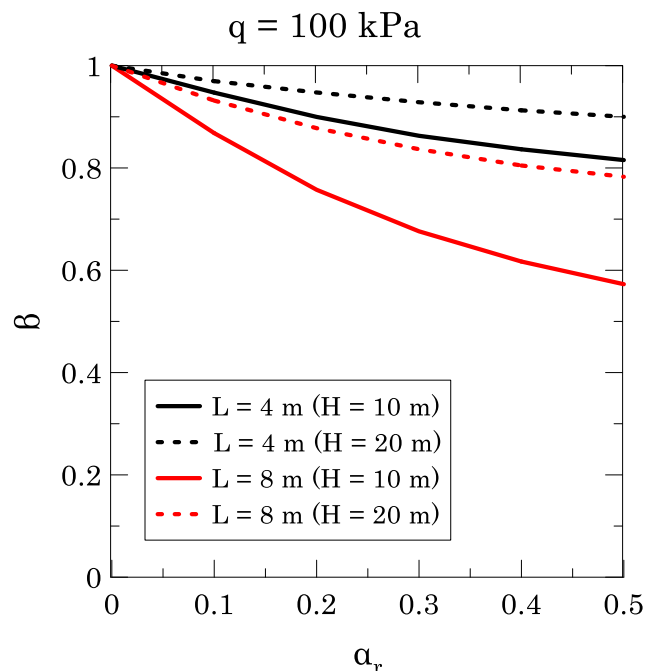
να γενικευτεί και για περισσότερα εδαφικά στρώματα) με την παραδοχή γραμμικής εδαφικής συμπεριφοράς στο οποίο ισχύουν συνθήκες μονοδιάστατης παραμόρφωσης (βλ. Σχήμα 3.12):

$$S_{oed} = \frac{q \cdot H}{E_{oed}} \quad (3.3)$$



**Σχήμα 3.12:** Συνθήκες μονοδιάστατης παραμόρφωσης σε ομογενές συνεκτικό έδαφος (Καββαδάς Μ., 2016)

Από τη σχέση (3.3) παρατηρούμε ότι η καθίζηση είναι ανάλογη του βάθους  $H$  της συμπιεστής εδαφικής στρώσης. Αυτό μπορεί να επιβεβαιωθεί και από τη διεξαγωγή αριθμητικών αναλύσεων θεωρώντας ένα μεγαλύτερο βάθος  $H > 10\text{ m}$  για τη συμπιεστή εδαφική στρώση. Στο Σχήμα 3.13 παρουσιάζεται μία σύγκριση μεταξύ των περιπτώσεων  $H = 10\text{ m}$  και  $H = 20\text{ m}$  ως προς το βαθμό μείωσης των καθιζήσεων μέσω του συντελεστή  $\beta$  συναρτήσει του ποσοστού αντικατάστασης  $\alpha_r$  για δύο ενδεικτικά μήκη χαλικοπασσάλων  $L = 4\text{ m}$  και  $L = 8\text{ m}$  όπου παρατηρείται μία σαφώς μεγαλύτερη βελτίωση (μικρότερες τιμές  $\beta \rightarrow$  μικρότερες τελικές καθιζήσεις  $S_t$ ) στην περίπτωση  $H = 10\text{ m}$  σε σχέση με την  $H = 20\text{ m}$  για τα ίδια μήκη χαλικοπασσάλων.



**Σχήμα 3.13:** Σύγκριση βαθμού μείωσης των καθιζήσεων μεταξύ  $H = 10\text{ m}$  και  $H = 20\text{ m}$  συναρτήσει του  $\alpha_r$  για  $L = 4\text{ m}$  και  $L = 8\text{ m}$  για φόρτιση  $q = 100\text{ kPa}$

Εν κατακλείδι θα πρέπει να τονισθεί ότι οι συνθήκες μονοδιάστατης παραμόρφωσης ισχύουν στις περιπτώσεις όπου το πλάτος  $B$  της επιφάνειας φόρτισης είναι αρκετά μεγαλύτερο σε σχέση με το πάχος  $H$  της συμπιεστής εδαφικής στρώσης (π.χ. μεγάλη επιφάνεια θεμελίωσης - μεγάλου πλήθους ομάδα χαλικοπασσάλων). Κατά συνέπεια προκύπτει το ζήτημα του κατά πόσο ισχύουν οι συνθήκες αυτές στην προκειμένη περίπτωση του μεγάλου σε ύψος σωρού μαλακών – συμπιεστών στειρών υλικών (μεγάλο πάχος συμπιεστής στρώσης  $H$ ) και κατά συνέπεια το πόσο αξιόπιστες είναι οι τιμές των καθιζήσεων που προκύπτουν με χρήση του προσομοιώματος unit cell δεδομένου του ότι δεν είναι απόλυτα γνωστό το πάχος της συμπιεστής εδαφικής στρώσης  $H$  που θα πρέπει να θεωρηθεί στην προκειμένη περίπτωση.

### 3.3.2.2 Βασικό πρόγραμμα παραμετρικών αναλύσεων – ανάλυση επιχώματος

Η προσομοίωση των χαλικοπασσάλων αποφασίστηκε να γίνει με κατακόρυφες διαμήκειες συστοιχίες χαλικοπασσάλων (λωρίδες) (longitudinal gravel trenches) υπό συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης (plane strain) (βλ. Σχήμα 2.19γ - §2.2.2.4) δεδομένου ότι στην προκειμένη περίπτωση μελετάται επίχωμα. Το συγκεκριμένο προσομοίωμα δίνει ικανοποιητικά αποτελέσματα από πλευράς ανάλυσης των καθιζήσεων (βλ. Πίνακα 2.6 - §2.2.2.4) και χρησιμοποιείται κατά κόρον από διάφορους ερευνητές. Επισημαίνεται ωστόσο ότι το συγκεκριμένο προσομοίωμα αποτελεί ένα πιο ισχυρό σύστημα βελτίωσης καθότι οι χαλικοπάσσαλοι προσομοιώνονται υπό μορφή λωρίδων (δεν αντιστοιχεί στην πραγματική διάταξη της ομάδας μεμονωμένων χαλικοπασσάλων). Κατά συνέπεια οι υπολογιζόμενες καθιζήσεις αναμένονται να είναι μικρότερες από αυτές που θα υπολογίζονταν με ένα ακριβέστερο αριθμητικό προσομοίωμα (π.χ. τριδιάστατη ανάλυση ομάδας χαλικοπασσάλων).

#### 3.3.2.2.1 Γεωμετρία προσομοιώματος - εύρος τιμών παραμετρικών αναλύσεων

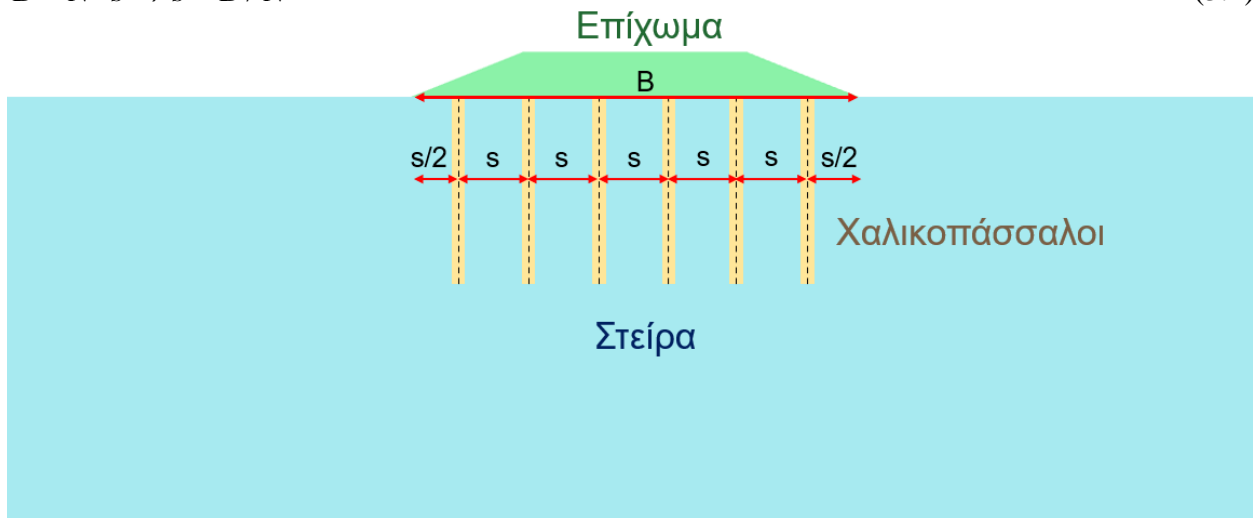
Δεδομένης της σχεδόν αμελητέας επίδρασης του μέτρου ελαστικότητας  $E_c$  και της γωνίας εσωτερικής τριβής  $\varphi_c$  του υλικού των χαλικοπασσάλων που προέκυψε από τις παραμετρικές αναλύσεις με χρήση του προσομοιώματος unit cell (βλ. Σχήμα 3.9) εξετάζεται μόνο η επίδραση του ποσοστού αντικατάστασης  $\alpha_r$  και του βάθους  $L$  των χαλικοπασσάλων καθότι αυτές αποδείχθηκαν ως κρισιμότερες από πλευράς μείωσης των καθιζήσεων (αύξησης της βελτίωσης) (βλ. Σχήμα 3.10). Κατά συνέπεια επιλέχθηκαν οι σταθερές τιμές  $E_c = 60 \text{ MPa}$  και  $\varphi_c = 35^\circ$ . Επιπλέον θεωρήθηκε σταθερό το πλάτος των λωρίδων των χαλικοπασσάλων  $D_c = 1.0 \text{ m}$  μεταβάλλοντας των αριθμών τους  $N$  ανάλογα με το ποσοστό αντικατάστασης  $\alpha_r$  βάσει της σχέσης (2.10) (βλ. §2.2.2.3). Στον Πίνακα 3.10 παρουσιάζονται τα εύρη των παραμέτρων που θεωρήθηκαν κατά τη διεξαγωγή του βασικού προγράμματος των αριθμητικών αναλύσεων των χαλικοπασσάλων.

**Πίνακας 3.10:** Εύρη τιμών βασικού προγράμματος παραμετρικών αναλύσεων χαλικοπασσάλων – προσομοίωμα longitudinal gravel trenches

Παράμετρος	Τιμές
$\alpha_r$	0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5
$L$ (m)	5, 10, 15, 20

Ο υπολογισμός των αξονικών αποστάσεων  $s$  μεταξύ των χαλικοπάσσων εξαρτάται από το πλάτος  $B$  της επιφάνειας φόρτισης (επιχώμα) και από τον αριθμό  $N$  των χαλικοπασσών (λωρίδων) και έγινε με χρήση της ακόλουθης σχέσης (βάσει του Σχήματος 3.14):

$$B = N \cdot s \Rightarrow s = B / N \quad (3.4)$$



**Σχήμα 3.14:** Βοηθητικό σχήμα υπολογισμού της αξονικής απόστασης  $s$  των χαλικοπασσών (λωρίδες)

Ο αριθμός  $N$  των χαλικοπασσών επιλέχθηκε με τρόπο ώστε από τη σχέση (2.10) το ποσοστό αντικατάστασης να παίρνει τις τιμές  $\alpha_r = \{0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5\}$  δηλαδή:

$$a_r = \frac{A_{c,tot}}{A_f} = \frac{N \cdot A_c}{A_f} = \frac{N \cdot (\pi D_c^2 / 4)}{B} \Rightarrow N = \frac{4B}{\pi D_c^2} \cdot a_r \quad (3.5)$$

Όπου:

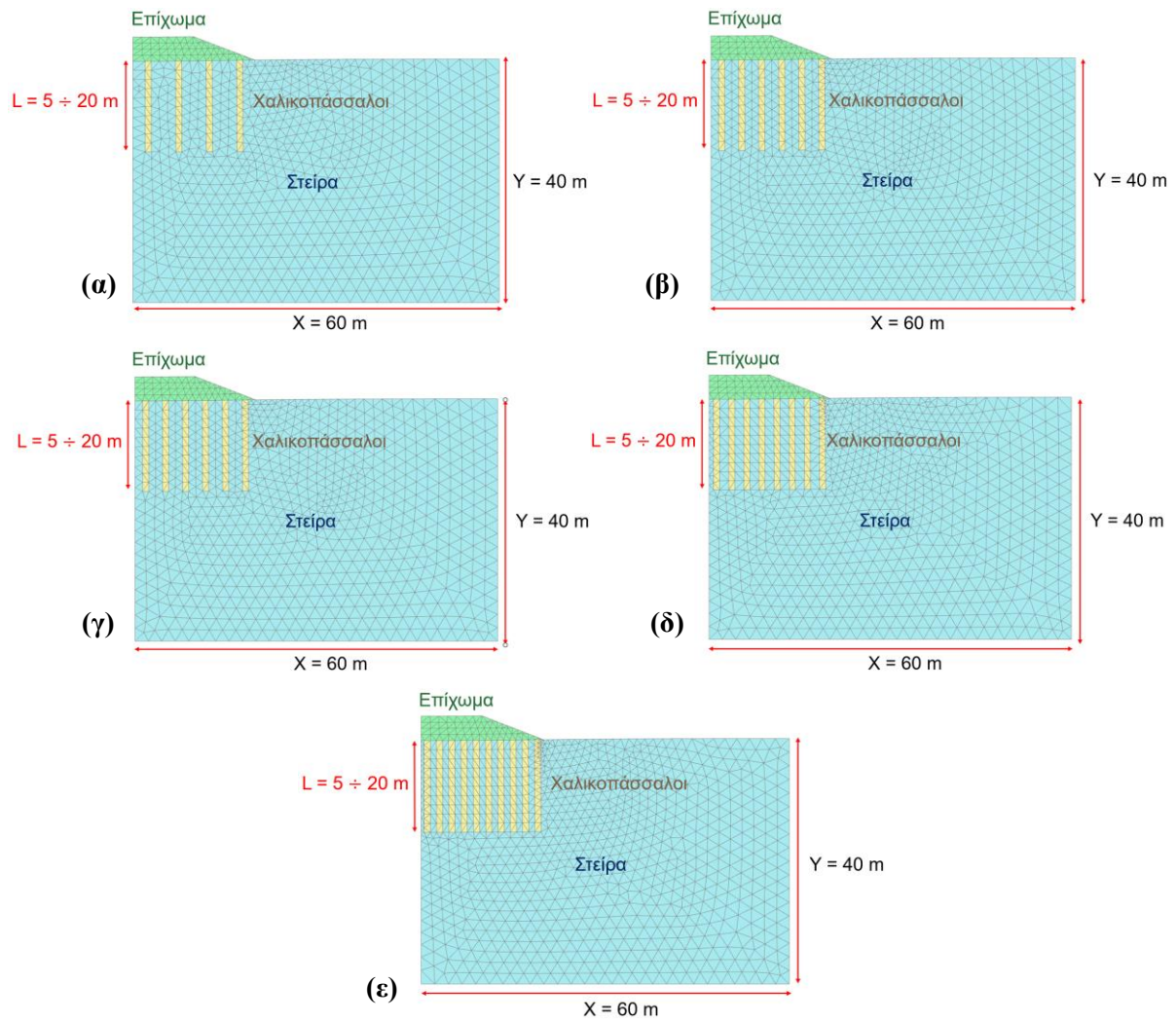
$A_f = B \times l_m = B$ : η επιφάνεια του επιχώματος σε ένα τρέχον μέτρο μήκους του επιχώματος και  $B = 40$  m το πλάτος της βάσης του.

Στον Πίνακα 3.11 παρουσιάζεται ο συνολικός αριθμός  $N$  των χαλικοπασσών καθώς και οι τιμές των αξονικών αποστάσεων  $s$  και των καθαρών αποστάσεων  $s_{net}$  (από παρειά σε παρειά) μεταξύ των χαλικοπασσών για  $\alpha_r = 0.1 \div 0.5$ .

<b>Πίνακας 3.11:</b> Τιμές $N$ , $s$ και $s_{net}$ των χαλικοπασσών για $\alpha_r = 0.1 \div 0.5$				
Περίπτωση	$\alpha_r$	$N$	$s$ (m)	$s_{net}$ (m) = $s - D_c$
1	0.1	4	10	9
2	0.2	8	5	4
3	0.3	12	3.3	2.3
4	0.4	16	2.5	1.5
5	0.5	20	2	1

Στο Σχήμα 3.15 απεικονίζονται οι κάναβοι των πεπερασμένων στοιχείων προσομοίωσης των χαλικοπασσών για  $\alpha_r = 0.1 \div 0.5$





**Σχήμα 3.15:** Κάναβοι πεπερασμένων στοιχείων προσομοιώματος χαλικοπασσάλων για (α)  $\alpha_r = 0.1$ , (β)  $\alpha_r = 0.2$ , (γ)  $\alpha_r = 0.3$ , (δ)  $\alpha_r = 0.4$  και (ε)  $\alpha_r = 0.5$

### 3.3.2.2.2 Τιμές εδαφικών παραμέτρων

Στους Πίνακες 3.12 και 3.13 παρουσιάζονται οι τιμές των εδαφικών παραμέτρων του υλικού του χαλικοπασσάλου τόσο για M-C όσο και για HS αντίστοιχα. Οι τιμές των παραμέτρων τόσο των στειρών (στείρα) όσο και του υλικού του επιχώματος ελήφθησαν ακριβώς ίδιες με τις τιμές των Πινάκων 3.1 και 3.2.

**Πίνακας 3.12:** Εδαφικές παράμετροι υλικού χαλικοπασσάλου βασικού προγράμματος παραμετρικών αναλύσεων με το καταστατικό προσομοίωμα M-C

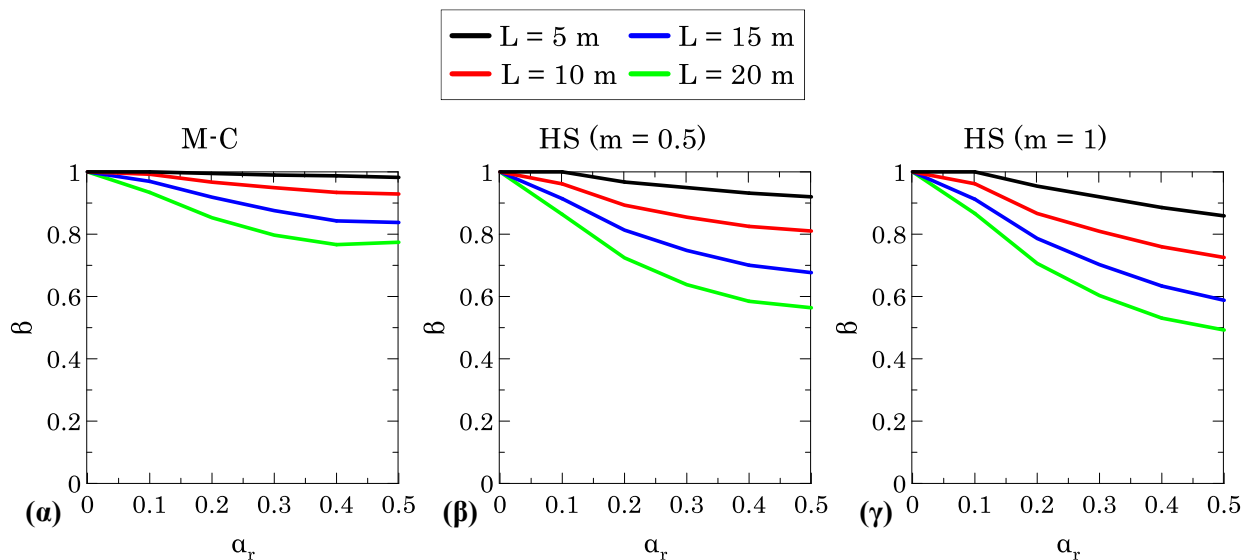
Εδαφικό στοιχείο	$\gamma_{\text{unsat}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	c (kPa)	$K_o$	$\nu$	$E_c$ (MPa)
Υλικό χαλικοπασσάλων	20	35	1	0.426	0.2	60

**Πίνακας 3.13:** Εδαφικές παράμετροι υλικού χαλικοπασσάλου βασικού προγράμματος παραμετρικών αναλύσεων με το καταστατικό προσομοίωμα HS

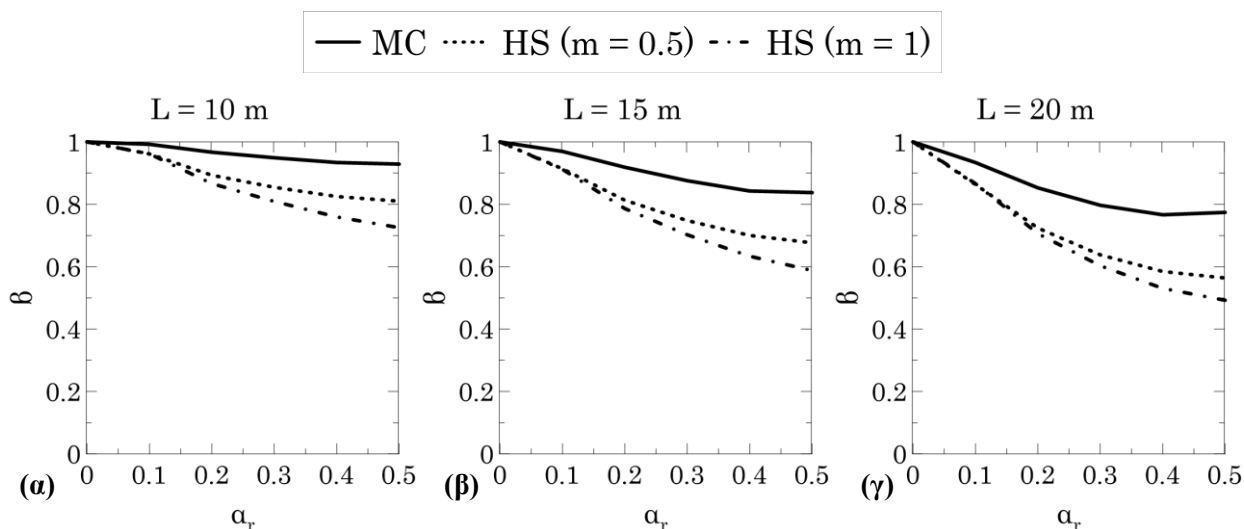
Εδαφικό στοιχείο	$\gamma_{\text{unsat}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	c (kPa)	$K_o$	$\nu$	$E_{50,\text{ref}} = E_{\text{oed,ref}}$ (MPa)	m
Υλικό χαλικοπασσάλων	20	35	1	0.426	0.3	60	0.5, 1

### 3.3.2.2.3 Αποτελέσματα αναλύσεων – βαθμός μείωσης των καθιζήσεων

Στο Σχήμα 3.16 παρουσιάζεται η επιρροή του ποσοστού αντικατάστασης  $\alpha_r$  στο βαθμό μείωσης των καθιζήσεων για διάφορα μήκη  $L$  των χαλικοπασσάλων για κάθε καταστατικό προσομοίωμα, ενώ στο Σχήμα 3.17 γίνεται η σύγκριση μεταξύ των M-C, HS ( $m = 0.5$ ) και HS ( $m = 1$ ) για  $L = \{10, 15, 20\} \text{ m}$ .



**Σχήμα 3.16:** Επιρροή του  $\alpha_r$  στο βαθμό μείωσης του  $\beta$  για τις διάφορες τιμές των  $L$  των χαλικοπασσάλων με το καταστατικό προσομοίωμα (α) M-C, (β) HS ( $m = 0.5$ ) και (γ) HS ( $m = 1$ )



**Σχήμα 3.17:** Σύγκριση μεταξύ MC, HS ( $m = 0.5$ ) και HS ( $m = 1$ ) στο βαθμό μείωσης του  $\beta$  συναρτήσει του  $\alpha_r$  για (α)  $L = 10\text{m}$ , (β)  $L = 15 \text{ m}$  και (γ)  $L = 20 \text{ m}$  των χαλικοπασσάλων

Παρατηρείται ότι οι αναλύσεις με τα πιο προηγμένα (από πλευράς εδαφικής συμπεριφοράς) καταστατικά προσομοιώματα HS δίνουν μικρότερους συντελεστές  $\beta$  δηλαδή μικρότερες τελικές καθιζήσεις και άρα μεγαλύτερη βελτίωση σε σχέση με το απλούστερο M-C. Συγκεκριμένα παρατηρείται μία αρκετά ικανοποιητική μείωση των αρχικών καθιζήσεων για  $\alpha_r = 0.5$  μήκη χαλικοπασσάλων  $L = 10 \div 20 \text{ m}$  κατά (7 ÷ 23 %), (19 ÷ 44 %) και (27 ÷ 51 %) με τις αναλύσεις με M-C, HS ( $m = 0.5$ ) και HS ( $m = 1$ ) αντίστοιχα, ενώ η περίπτωση  $L = 5 \text{ m}$  έδωσε πολύ μικρή μείωση των καθιζήσεων - σχεδόν αμελητέα βελτίωση (έως 14% για  $\alpha_r = 0.5$  με HS ( $m = 1$ )). Επιπλέον παρατηρείται ότι το ποσοστό αντικατάστασης  $\alpha_r$

= 0.1 δεν προσδίδει κάποια βελτίωση ( $\beta \approx 1$  για κάθε μήκος L), ενώ τα ποσοστά  $\alpha_r = 0.4$  και  $\alpha_r = 0.5$  δίνουν σχεδόν την ίδια βελτίωση.

Στον Πίνακα 3.14 γίνεται σύγκριση των τιμών του συντελεστή  $\beta$  για κάθε καταστατικό προσομοίωμα μέσω υπολογισμού των σχετικών αποκλίσεων τους επί τοις εκατό. Όπως και στη μέθοδο της δυναμικής συμπίκνωσης παρατηρείται και εδώ μία ικανοποιητική σύγκλιση ( $10 \div 27\%$ ) στις τιμές του  $\beta$  τόσο μεταξύ των M-C και HS ( $m = 0.5$ ) όσο και μεταξύ των HS ( $m = 0.5$ ) και HS ( $m = 1$ ) καθώς και μία σχετικά υψηλή απόκλιση ( $22 \div 36\%$ ) στις τιμές του  $\beta$  μεταξύ των M-C και HS ( $m = 1$ ). Αυτό οφείλεται στην σαφώς πιο βελτιωμένη εικόνα από πλευράς καθιζήσεων στις αναλύσεις με HS συγκριτικά με τις M-C δεδομένου ότι το HS λαμβάνει μία αύξηση της εδαφικής δυσκαμψίας με το βάθος της οποίας ο βαθμός είναι ανάλογος της παραμέτρου  $m$  (βλ. Σχήμα 3.5).

**Πίνακας 3.14:** Σύγκριση των τιμών  $\beta$  μεταξύ M-C και HS για  $L = \{10, 15, 20\text{ m}\}$  και  $\alpha_r = 0.5$  των χαλικοπασσάλων

L (m)	Συντελεστής $\beta = S_f / S_o$			Σχετική απόκλιση των $\beta$ (%)		
	M-C ( $S_o = 0.394\text{ m}$ )	HS ( $m = 0.5$ ) ( $S_o = 0.337\text{ m}$ )	HS ( $m = 1$ ) ( $S_o = 0.262\text{ m}$ )	M-C & HS ( $m=0.5$ )	HS ( $m=0.5$ ) & HS ( $m=1$ )	M-C & HS ( $m=1$ )
5	0.98	0.92	0.86	6	7	12
10	0.93	0.81	0.73	13	10	22
15	0.84	0.68	0.59	19	13	30
20	0.77	0.56	0.49	27	13	36

### 3.3.3 Βαθιά εδαφική ανάμιξη με χρήση ιπτάμενης τέφρας

Με βάση των όσων αναφέρθηκαν στην §2.2.3.4.2 γίνεται η συντηρητική παραδοχή ότι μετά την εφαρμογή της βαθιάς εδαφικής ανάμιξης με χρήση ιπτάμενης τέφρας τύπου C θα γίνει αύξηση μόνο του μέτρου ελαστικότητας  $E$ . Πιο συγκεκριμένα θεωρείται μία αύξηση του μέτρου ελαστικότητας  $E_{DM}$  του ενισχυμένου μίγματος εδάφους – ιπτάμενης τέφρας τύπου C από 2 έως 10 φορές του αρχικού (πριν την ενίσχυση)  $E_s$  (βλ. Σχέση 2.15). Δεδομένου ότι η μέθοδος της βαθιάς εδαφικής ανάμιξης μπορεί να εφαρμοστεί σε αρκετά μεγάλα βάθη (έως και 40 m για ειδικές περιπτώσεις χειρσαίων έργων) επιλέχθηκε να διερευνηθεί η επιρροή της εγκατάστασης των τεχνητά σιμεντωμένων εδαφο-πασσάλων σε λίγο μεγαλύτερα βάθη σε σχέση με αυτά των χαλικοπασσάλων (έως και 25 m) που εξετάστηκαν προηγουμένως.

#### 3.3.3.1 Γεωμετρία προσομοιώματος – εύρος τιμών παραμετρικών αναλύσεων

Η προσομοίωση των εδαφο-πασσάλων έγινε ακριβώς με τον ίδιο τρόπο με αυτή των χαλικοπασσάλων (θεώρηση κατακόρυφων διαμήκων συστοιχιών – λωρίδων υπό συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης) με τη διαφορά της θεώρησης της αύξησης του μέτρου ελαστικότητας  $E_{DM}$  ( $DM = \text{Deep Mixing}$ ) από 2 έως 10 φορές του  $E_s$  και τη διερεύνηση ενός μεγαλύτερου βάθους (έως 25 m). Το πλάτος των λωρίδων των εδαφο-πασσάλων θεωρήθηκε σταθερό και ίσο με  $D_{DM} = 0.8\text{ m}$  μεταβάλλοντας των αριθμών τους  $N$  ανάλογα με το ποσοστό αντικατάστασης  $\alpha_r$  βάσει της σχέσης (2.10) (βλ. §2.2.2.3) με την ίδια ακριβώς διαδικασία που

εφαρμόστηκε και στους χαλικοπασσάλους. Στον Πίνακα 3.15 παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα εύρη των τιμών των μεγεθών που θεωρήθηκαν για τις παραμετρικές αναλύσεις.

**Πίνακας 3.15:** Εύρη τιμών παραμετρικών αναλύσεων βαθιάς εδαφικής ανάμιξης

Παράμετρος	Τιμές
$\alpha_r$	0.1, 0.3, 0.5
L (m)	15, 20, 25
$E_{DM} / E_s$	2, 6, 10

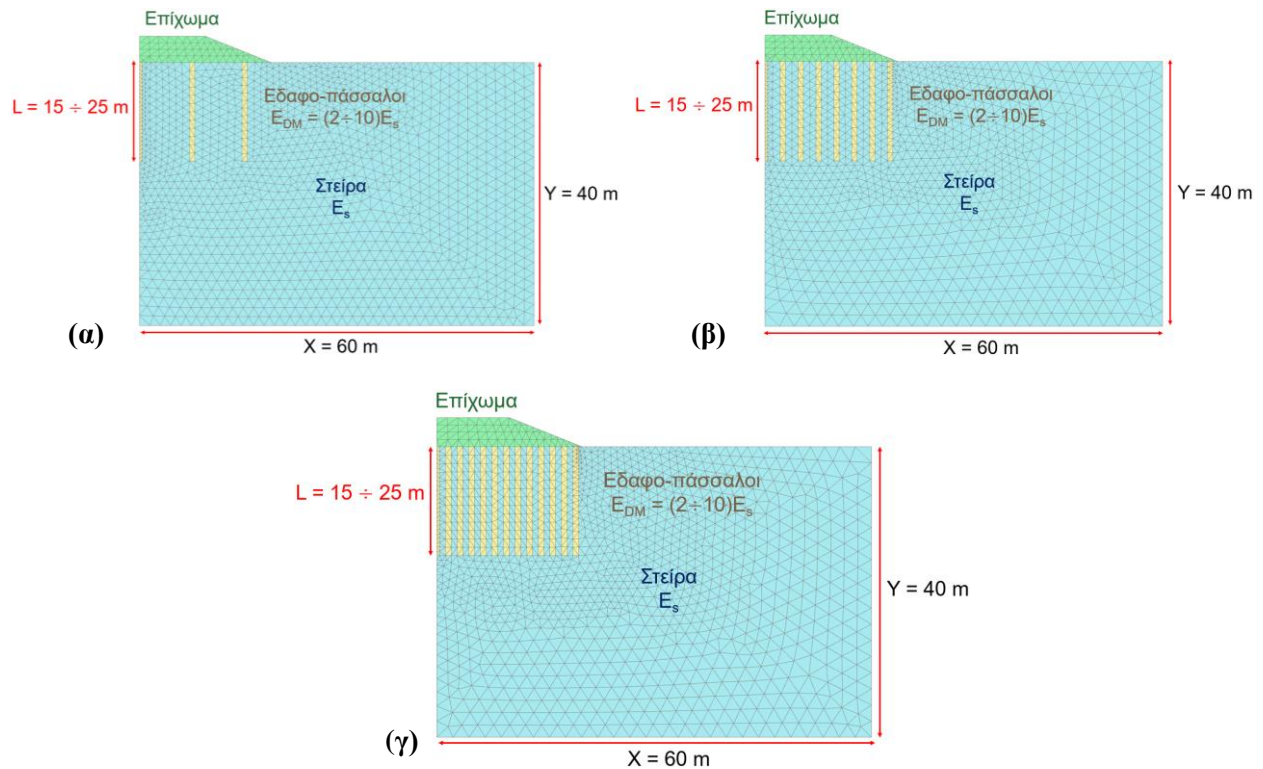
*Σημείωση:*  $E_s = 5 \text{ MPa}$  (μέσο μέτρο ελαστικότητας στείρων)

Στον Πίνακα 3.16 παρουσιάζεται ο συνολικός αριθμός των εδαφο-πασσάλων N καθώς και οι τιμές των αξονικών αποστάσεων s και των καθαρών αποστάσεων  $s_{net}$  (από παρειά σε παρειά) μεταξύ εδαφο-πασσάλων για  $\alpha_r = 0.1 \div 0.5$ .

**Πίνακας 3.16:** Τιμές N, s και  $s_{net}$  των εδαφο-πασσάλων για  $\alpha_r = \{0.1, 0.3, 0.5\}$

Περίπτωση	$\alpha_r$	N	s (m)	$s_{net} = s - D_{DM}$ (m)
1	0.1	5	8	7.2
2	0.3	15	2.67	1.87
3	0.5	25	1.6	0.8

Στο Σχήμα 3.18 απεικονίζονται οι κάναβοι των πεπερασμένων στοιχείων προσομοίωσης της μεθόδου βαθιάς εδαφικής ανάμιξης για  $\alpha_r = \{0.1, 0.3, 0.5\}$ .



**Σχήμα 3.18:** Κάναβοι πεπερασμένων στοιχείων προσομοίωματος εδαφο-πασσάλων για (α)  $\alpha_r = 0.1$ , (β)  $\alpha_r = 0.3$  και (γ)  $\alpha_r = 0.5$

### 3.3.3.2 Τιμές εδαφικών παραμέτρων

Στους Πίνακες 3.17 και 3.18 παρουσιάζονται οι τιμές των εδαφικών παραμέτρων των τεχνητά βελτιωμένων με ιπτάμενη τέφρα εδαφο-πασσάλων τόσο για το M-C όσο και για το HS αντίστοιχα με την παραδοχή της αύξησης μόνο του αρχικού μέτρου ελαστικότητας  $E_s$ . Οι τιμές των παραμέτρων τόσο των στείρων όσο και του υλικού του επιχώματος ελήφθησαν ακριβώς ίδιες με τις τιμές των Πινάκων 3.1 και 3.2.

**Πίνακας 3.17:** Εδαφικές παράμετροι τεχνητά βελτιωμένου μίγματος (στείρων – ιπτάμενης τέφρας) των εδαφο-πασσάλων με το καταστατικό προσομοίωμα M-C

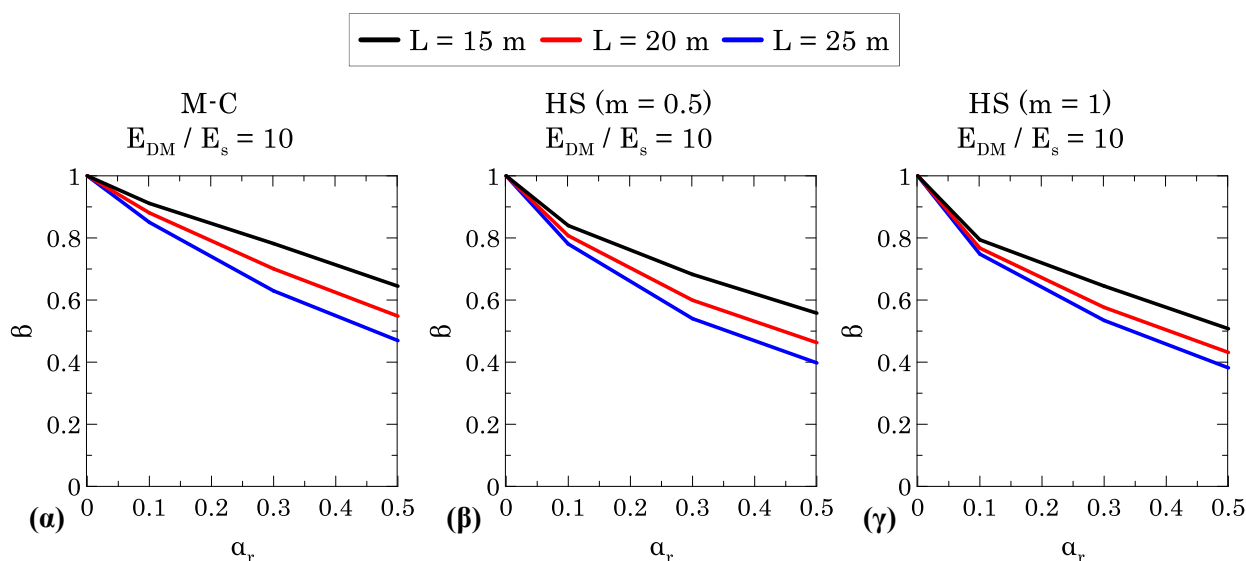
Εδαφικό στοιχείο	Βελτίωση	$\gamma_{\text{unsat}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	c (kPa)	$K_o$	$\nu$	E (MPa)
Εδαφο-πάσσαλος	2xE <sub>s</sub>						10
	6xE <sub>s</sub>	16.9	25.2	17.6	0.574	0.3	30
	10xE <sub>s</sub>						50

**Πίνακας 3.18:** Εδαφικές παράμετροι τεχνητά βελτιωμένου μίγματος (στείρων – ιπτάμενης τέφρας) των εδαφο-πασσάλων με το καταστατικό προσομοίωμα HS

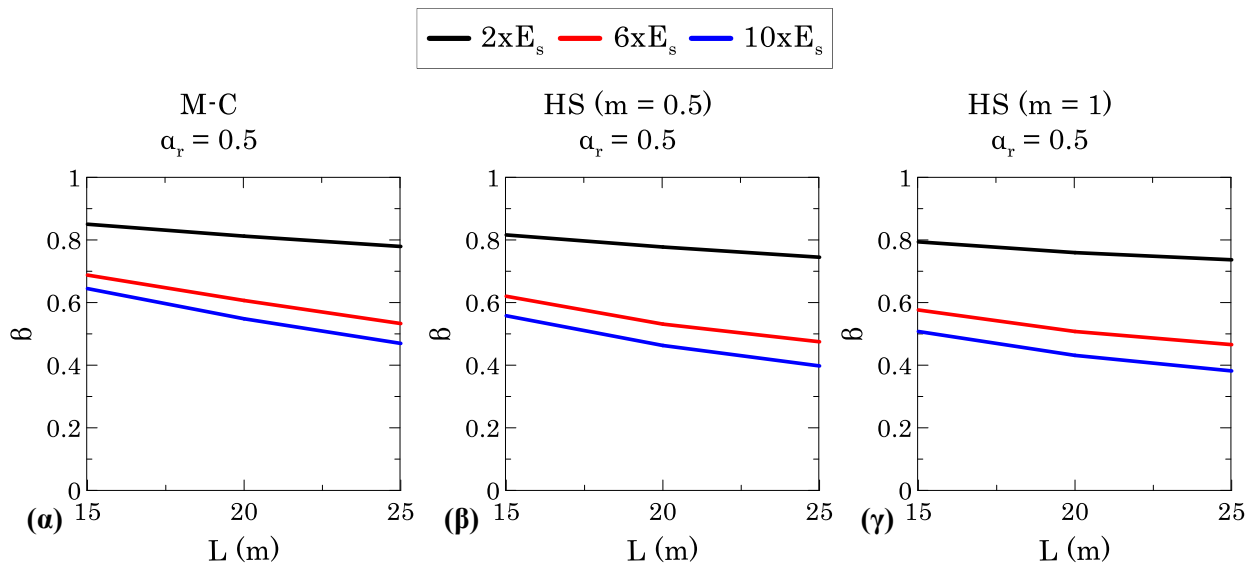
Εδαφικό στοιχείο	Βελτίωση	$\gamma_{\text{unsat}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	c (kPa)	$K_o$	$\nu$	$E_{50,\text{ref}} = E_{\text{oed,ref}}$ (MPa)	m
Εδαφο-πάσσαλος	2xE <sub>s</sub>						10	
	6xE <sub>s</sub>	16.9	25.2	17.6	0.574	0.3	30	0.5, 1
	10xE <sub>s</sub>						50	

### 3.3.3.3 Αποτελέσματα αναλύσεων – βαθμός μείωσης των καθιζήσεων

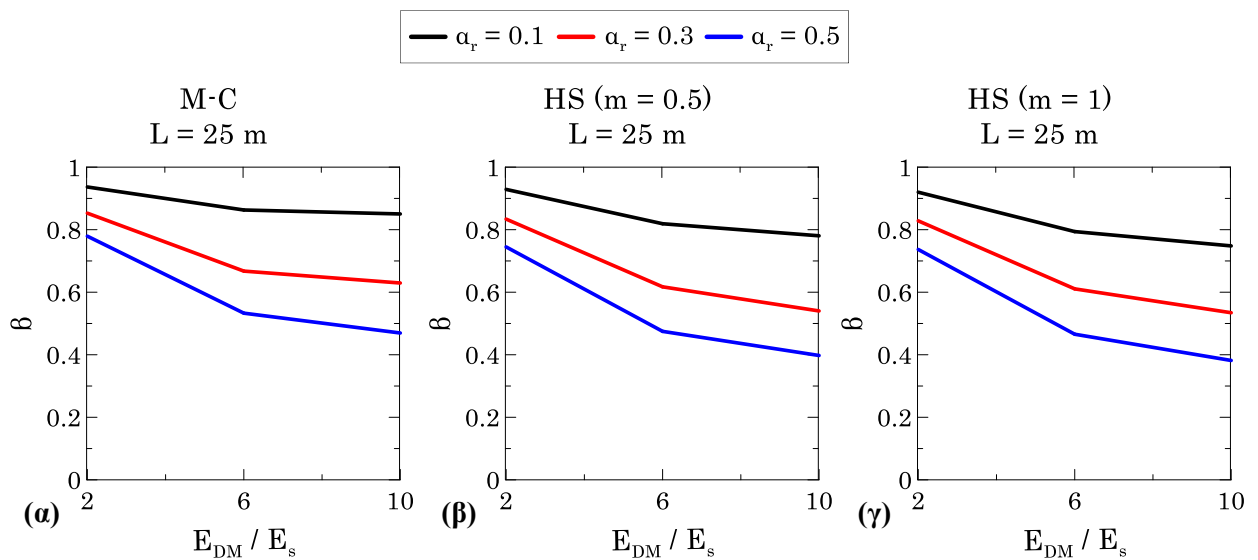
Στα Σχήματα 3.19, 3.20 και 3.21 παρουσιάζεται η επιρροή του ποσοστού αντικατάστασης  $\alpha_r$ , του μήκους L και του μέτρου ελαστικότητας του βελτιωμένου υλικού των ενισχυμένων εδαφο-πασσάλων  $E_{DM}$  σε σχέση με το αρχικό του εδάφους  $E_s$  στο βαθμό μείωσης των καθιζήσεων για κάθε καταστατικό προσομοίωμα αντίστοιχα, ενώ στο Σχήμα 3.22 γίνεται η σύγκριση μεταξύ των MC και HS ( $m = 0.5, 1$ ).



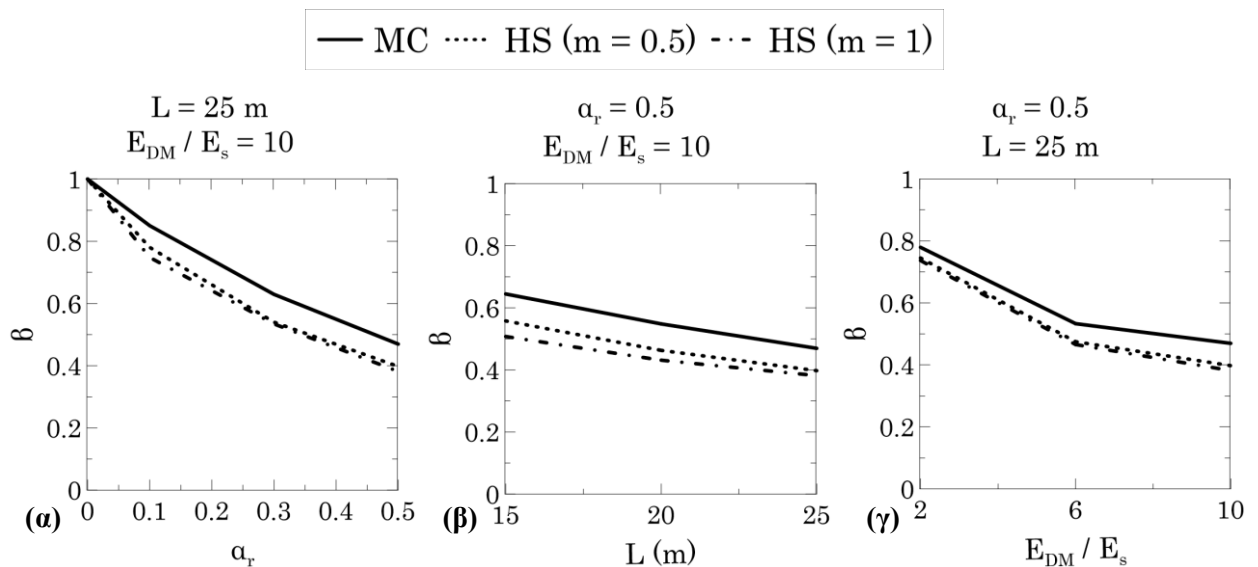
**Σχήμα 3.19:** Επιρροή  $\alpha_r$  στο βαθμό μείωσης του  $\beta$  για τις διάφορες τιμές των L με το καταστατικό προσομοίωμα (α) M-C, (β) HS ( $m = 0.5$ ) και (γ) HS ( $m = 1$ )



**Σχήμα 3.20:** Επιρροή των  $L$  στο βαθμό μείωσης του  $\beta$  για διάφορες τιμές της αύξησης του  $E$  των εδαφο-πασσάλων και  $\alpha_r = 0.5$  με το καταστατικό προσομοίωμα (α) M-C, (β) HS (m = 0.5) και (γ) HS (m = 1)



**Σχήμα 3.21:** Επιρροή  $E_{DM}/E_s$  στο βαθμό μείωσης του  $\beta$  για διάφορες τιμές του  $\alpha_r$  των εδαφο-πασσάλων με το καταστατικό προσομοίωμα (α) M-C, (β) HS (m = 0.5) και (γ) HS (m = 1)



**Σχήμα 3.22:** Σύγκριση μεταξύ MC, HS (m = 0.5) και HS (m = 1) της επιρροής των (α)  $\alpha_r$ , (β)  $L$  και (γ)  $E_{DM}/E_s$  (περίπτωση αναφοράς) των εδαφο-πασσάλων

Παρατηρείται η θετική επίδραση και των τριών εξεταζόμενων παραμέτρων  $\alpha_r$ ,  $L$  και  $E_{DM}$  στη μείωση του συντελεστή  $\beta$  (μείωση των αρχικών καθιζήσεων – αύξηση της βελτίωσης). Συγκεκριμένα διακρίνεται μία αρκετά υψηλή μείωση των αρχικών καθιζήσεων για την περίπτωση  $\{E_{DM}/E_s = 10$  και  $\alpha_r = 0.5\}$  κατά  $(36 \div 53 \%)$ ,  $(44 \div 60 \%)$  και  $(49 \div 62 \%)$  για μήκη εδαφο-πασσάλων  $L = 15 \div 25$  m με τις αναλύσεις με M-C, HS ( $m = 0.5$ ) και HS ( $m = 1$ ) αντίστοιχα.

Στον Πίνακα 3.19 παρουσιάζεται μία ενδεικτική σύγκριση των τιμών του συντελεστή  $\beta$  για κάθε καταστατικό προσομοίωμα και οι μεταξύ τους σχετικές αποκλίσεις επί τοις εκατό για  $L = \{15, 20, 25$  m} για την περίπτωση  $\{E_{DM}/E_s = 10$  και  $\alpha_r = 0.5\}$ . Ομοίως με τις προηγούμενες δύο μεθόδους (δυναμική συμπίκνωση και χαλικοπάσσαλοι) παρατηρείται και εδώ μία ικανοποιητική σύγκλιση  $(15 \div 22 \%)$  στις τιμές του  $\beta$  τόσο μεταξύ των M-C και HS ( $m = 0.5$ ) η οποία γίνεται ακόμα υψηλότερη στις αναλύσεις μεταξύ HS ( $m = 0.5$ ) και HS ( $m = 1$ )  $(1 \div 9 \%)$  με την αύξηση του βάθους  $L$  των εδαφοπασσάλων (περίπου ίδιες τιμές  $\beta$ ). Επιπλέον παρατηρείται μία υψηλότερη απόκλιση  $(19 \div 22 \%)$  στις τιμές του  $\beta$  μεταξύ των M-C και HS ( $m = 1$ ). Το γεγονός αυτό αποδίδεται στην σαφώς πιο βελτιωμένη εικόνα από πλευράς μείωσης των καθιζήσεων στις αναλύσεις με HS συγκριτικά με τις M-C καθότι το HS λαμβάνει μία αύξηση της εδαφικής δυσκαμψίας με το βάθος της οποίας ο βαθμός είναι ανάλογος της παραμέτρου  $m$  (βλ. Σχήμα 3.5).

**Πίνακας 3.19:** Σύγκριση των τιμών  $\beta$  μεταξύ M-C και HS για  $L = \{15, 20, 25$  m},  $E_{DM}/E_s = 10$  και  $\alpha_r = 0.5$  των εδαφο-πασσάλων

L (m)	Συντελεστής $\beta = S_f / S_o$			Σχετική απόκλιση των $\beta$ (%)		
	M-C ( $S_o = 0.394$ m)	HS ( $m = 0.5$ ) ( $S_o = 0.337$ m)	HS ( $m = 1$ ) ( $S_o = 0.262$ m)	M-C & HS ( $m=0.5$ )	HS ( $m=0.5$ ) & HS ( $m=1$ )	M-C & HS ( $m=1$ )
15	0.64	0.56	0.51	22	9	20
20	0.55	0.46	0.43	16	7	22
25	0.47	0.40	0.38	15	1	19

### 3.3.4 Συγκριτική αξιολόγηση μεθόδων βελτίωσης

Στον Πίνακα 3.20 παρουσιάζονται συγκεντρωτικά οι ελάχιστες τιμές του συντελεστή  $\beta$  που επιτεύχθηκαν από κάθε μέθοδο για τα καταστατικά προσομοιώματα M-C και HS ( $m = 0.5, 1$ ) οι οποίες αντιστοιχούν στη μέγιστη δυνατή βελτίωση δηλαδή: DC:  $\{z = 10$  m &  $E_{DC}/E_s = 6\}$ , SC:  $\{\alpha_r = 0.5$  &  $L = 20$  m}, DM:  $\{\alpha_r = 0.5, L = 20$  m &  $E_{DM}/E_s = 10\}$ . Από τις τιμές του Πίνακα 3.20 παρατηρούμε ότι η μέθοδος της βαθιάς εδαφικής ανάμιξης είναι η πιο αποτελεσματική από πλευράς μείωσης των καθιζήσεων συγκριτικά με τις άλλες δύο για την κοινή περίπτωση της μέγιστης δυνατής βελτίωσης.

**Πίνακας 3.20:** Συγκεντρωτικός πίνακας ελαχίστων τιμών του συντελεστή  $\beta$  (μέγιστη δυνατή βελτίωση) της εκάστοτε μεθόδου για τα καταστατικά προσομοιώματα MC και HS ( $m = 0.5, 1$ )

Μέθοδος βελτίωσης/ενίσχυσης	$\beta_{\min} = S_{f,\min} / S_o$		
	M-C ( $S_o = 0.394$ m)	HS ( $m = 0.5$ ) ( $S_o = 0.337$ m)	HS ( $m = 1$ ) ( $S_o = 0.262$ m)
DC	0.71	0.61	0.53
SC	0.77	0.56	0.49
DM	0.47	0.4	0.38

*Σημείωση:* DC: Δυναμική Συμπύκνωση (Dynamic Compaction - DC), SC: Χαλικοπάσσαλοι (Stone Columns - SC), DM: Βαθιά εδαφική ανάμιξη (Deep Mixing - DM)

# 4

## ΠΙΘΑΝΟΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΒΕΛΤΙΩΣΗΣ

### ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ ΕΠΙΧΩΜΑΤΟΣ

Κατά τις συμβατικές αιτιοκρατικές αναλύσεις δεν λήφθηκε υπόψη η υψηλή εγγενής μεταβλητότητα των γεωτεχνικών παραμέτρων του εξεταζόμενου εδαφικού υλικού (στείρα) καθότι κατά τη διεξαγωγή τους έγινε χρήση μονοσήμαντα αποδιδόμενων (μέσων) τιμών. Στο Κεφάλαιο αυτό παρουσιάζονται οι πιθανοτικές (ή πιθανολογικές ή πιθανοκρατικές ή αναλύσεις αξιοπιστίας) που έγιναν προκειμένου να αντιμετωπισθεί η παραπάνω αβεβαιότητα και συγκεκριμένα του μέτρου ελαστικότητας (το οποίο αποτελεί την καθοριστική παράμετρο από πλευράς επιρροής των καθιζήσεων) με χρήση της τυπικής απόκλισης και του συντελεστή μεταβλητότητας COV αυτού από τα αποτελέσματα των εργαστηριακών δοκιμών που παρουσιάστηκαν στην §1.3.1 (βλ. Πίνακες 1.3, 1.4 και 1.6). Είναι σημαντικό να επισημανθεί ότι οι αναλύσεις αξιοπιστίας λειτουργούν συμπληρωματικά με σκοπό να προσδώσουν ακόμα περισσότερα βοηθητικά στοιχεία για ένα ασφαλή και τεχνικά βέλτιστο σχεδιασμό. Στόχος τους είναι ο υπολογισμός της πιθανότητας αστοχίας  $P_f$  όπου ως αστοχία στην εξεταζόμενη περίπτωση ορίζεται η υπέρβαση μίας καθορισμένης απόλυτης ή διαφορικής καθίζησης αναφοράς  $\{U_{ref}, \Delta U_{ref}\}$  του εν λόγω τυπικού επιχώματος που εξετάστηκε στο Κεφάλαιο 3. Ο υπολογισμός των  $P_f$  γίνεται με τη συνδυαστική εφαρμογή διδιάστατων αριθμητικών αναλύσεων και της αναλυτικής μεθόδου Σημειακής Εκτίμησης (Point Estimate Method, PEM) η μεθοδολογία της οποίας αναλύεται διεξοδικά στην §4.3.

#### 4.1 ΓΕΝΙΚΑ

Ως αστοχία ορίζεται μία κατάσταση ή ένα γεγονός που μπορεί να οδηγήσει ένα έργο στην μη τήρηση - ικανοποίηση της επιτελεστικότητάς του. Με άλλα λόγια ο όρος αστοχία δεν συνεπάγεται αποκλειστικά και μόνο την κατάρρευση μίας κατασκευής (ή ενός συστήματος) αλλά μπορεί να σημαίνει την αδυναμία επίτευξης της προσδοκώμενης απόδοσης - συμπεριφοράς ενός έργου η οποία μπορεί να οφείλεται όχι μόνο σε θέματα οριακής κατάστασης αστοχίας αλλά και σε προβλήματα λειτουργικότητας (όπως καθιζήσεις).

Ο προσδιορισμός της πιθανότητα αστοχίας  $P_f$  μπορεί να γίνει με τη χρήση διαφόρων πιθανοτικών μεθόδων (μέθοδος σημειακής εκτίμησης – PEM, μέθοδος 1<sup>ης</sup> τάξης 2<sup>ης</sup> ροπής – FOSM, μέθοδος αξιοπιστίας 1<sup>ης</sup> τάξης – FORM, μέθοδος προσομοίωσης Monte Carlo – MCS) μέσω υπολογισμού του δείκτη αξιοπιστίας  $\beta$  ο οποίος ισούνται με τον συντελεστή μεταβλητότητας του επιδιωκόμενου περιθωρίου ασφάλειας (Margin of Safety – M). Το επιδιωκόμενο περιθώριο ασφάλειας (Margin of Safety – M) ορίζεται ως:

$$M = R - Q \quad (4.1)$$



Όπου:

- $R$ : η παρεχόμενη αντίσταση
- $Q$ : η επιβαλλόμενη φόρτιση

Επειδή στην παρούσα εργασία εξετάζεται η υπέρβαση μίας καθορισμένης απόλυτης ή διαφορικής καθίζησης  $\{U_{ref}, \Delta U_{ref}\}$  το περιθώριο ασφαλείας  $M$  ορίζεται αντίστοιχα για κάθε περίπτωση ως ακολούθως:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_U = U_{ref} - U_{FEM} \\ M_{\Delta U} = \Delta U_{ref} - \Delta U_{FEM} \end{array} \right\}$$

Όπου:

- $\{U_{ref}, \Delta U_{ref}\}$ : η απόλυτη και η διαφορική καθίζηση αναφοράς (η υπέρβαση των οποίων συνεπάγεται την μη επιτελεστικότητα του εν λόγω επιχώματος)
- $U_{FEM} = U_{FEM,K}$ : η αριθμητικά υπολογιζόμενη καθίζηση στο μέσο της βάσης του επιχώματος – σημείο K (βλ. Σχήμα 3.2)
- $\Delta U_{FEM} = \Delta U_{FEM,K\Gamma} = U_{FEM,K} - U_{FEM,\Gamma}$ : η αριθμητικά υπολογιζόμενη διαφορική καθίζηση μεταξύ του μέσου της βάσης του επιχώματος – σημείο K και της γωνίας του επιχώματος – σημείο Γ (βλ. Σχήμα 3.2)

## 4.2 ΕΠΙΔΙΩΚΟΜΕΝΗ ΑΞΙΟΠΙΣΤΙΑ ΤΕΧΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ – ΑΠΟΔΕΚΤΗ ΠΙΘΑΝΟΤΗΤΑ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

Ο Meyerhof (1995) βασιζόμενος σε μετρήσεις πεδίου, στην εμπειρία προηγούμενων αστοχιών καθώς και σε αναλύσεις με τη χρήση ημι-πιθανοτικών μεθόδων, κατέληξε στο συμπέρασμα ότι για τη συνολική διάρκεια ζωής ενός έργου (50 έως 100 έτη), η πιθανότητα αστοχίας  $P_f$  έναντι ευστάθειας για θεμελιώσεις ανοιχτής θάλασσας είναι περίπου  $10^{-2}$  (1%), για χωμάτινες κατασκευές (επιχώματα κλπ.) και έργα αντιστήριξης  $10^{-3}$  (0.1%) αλλά και για απλές αβαθείς θεμελιώσεις  $10^{-4}$  (0.01%). Οι Cardoso & Fernandes (2001) έχοντας βασιστεί στα αποτελέσματα του Meyerhof παρουσίασαν τον ακόλουθο συγκεντρωτικό Πίνακα 4.1 της επιδιωκόμενης αξιοπιστίας των τεχνικών έργων με τις πιθανότητες που αντιστοιχούν σε οριακή κατάσταση αστοχίας των έργων  $P_f$  και τους αντίστοιχους δείκτες αξιοπιστίας  $\beta$ . Επισημαίνεται ότι η παρούσα έρευνα δεν έχει σκοπό να εξετάσει την οριακή κατάσταση αστοχίας, δηλαδή την μη υπέρβαση της πιθανότητας αστοχίας. Αντιθέτως έχει ως στόχο αφενός την ποσοτικοποίηση του βαθμού της βελτίωσης σε όρους πιθανοτήτων υπέρβασης των καθιζήσεων  $U_{ref}$  και  $\Delta U_{ref}$  και αφετέρου να γίνει μία σύγκριση μεταξύ των εξεταζόμενων μεθόδων βελτίωσης.

**Πίνακας 4.1:** Επιδιωκόμενη αξιοπιστία τεχνικών έργων (Ζευγώλης Ι. Ε., 2019)

Είδος κατασκευής	Πιθανότητα αστοχίας	Δείκτης αξιοπιστίας $\beta$
Γεωτεχνικά έργα		
Θεμελιώσεις ανοιχτής θάλασσας	$10^{-2} - 4 \times 10^{-3}$	2,3 - 2,7
Χωμάτινες κατασκευές	$4 \times 10^{-3} - 10^{-3}$	2,7 - 3,1
Κατασκευές αντιστήριξης	$10^{-3} - 4 \times 10^{-4}$	3,1 - 3,4
Θεμελιώσεις (χερσαίες)	$4 \times 10^{-4} - 10^{-4}$	3,4 - 3,7
Κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος	$5 \times 10^{-4} - 10^{-5}$	3,3 - 4,3
Μεταλλικές κατασκευές	$< 10^{-4}$	$> 3,7$

### 4.3 ΜΕΘΟΔΟΣ ΣΗΜΕΙΑΚΗΣ ΕΚΤΙΜΗΣΗΣ PEM

Η μέθοδος PEM (Point Estimate Method – PEM) αναπτύχθηκε από τον Rosenblueth (1975) και έχει ευρεία εφαρμογή σε θέματα ανάλυσης διακινδύνευσης στην γεωτεχνική μηχανική. Η μέθοδος βασίζεται στις ακόλουθες αρχές:

Εάν  $Y$  είναι μία τυχαία μεταβλητή η οποία είναι συνάρτηση των παραμέτρων  $X_1, X_2, \dots, X_n$ , δηλαδή  $Y = Y(X_1, X_2, \dots, X_n)$ , των οποίων οι κατανομές μπορεί να είναι συμμετρικές (ως προς τη μέση τιμή) και σχετιζόμενες μεταξύ τους, τότε με γνωστές τις τρεις πρώτες ροπές (μέση τιμή, διακύμανση και ασυμμετρία) των  $X_1, X_2, \dots, X_n$  μπορεί να υπολογισθούν τα  $E[Y]$  και  $\sigma[Y]$  χωρίς την απαίτηση παραδοχής κάποιας στατιστικής κατανομής για τα  $X_1, X_2, \dots, X_n$  και τελικά να προσδιοριστεί ο δείκτης αξιοπιστίας  $\beta$  μέσω του οποίου εκτιμάται η πιθανότητα αστοχίας  $P_f$ . Για περιορισμένο αριθμό μεταβλητών η μέθοδος PEM υπερέχει σε υπολογιστικό κόστος έναντι μίας ανάλυσης με τη μέθοδο προσομοίωσης Monte Carlo (MCS). Οι Griffiths et al. (2010) αναφέρουν ότι τα αποτελέσματα της μεθόδου είναι αναξιόπιστα για συναρτήσεις με υψηλή μη γραμμική συμπεριφορά και για τυχαίες μεταβλητές μη συμμετρικές ως προς τη μέση τιμή.

Ακολούθως παρουσιάζεται η μεθοδολογία εφαρμογής της μεθόδου για τις δύο περιπτώσεις που πρόκειται να εξετασθούν στην παρούσα έρευνα όπου η τυχαία μεταβλητή  $Y = M = U_{ref} - U_{FEM}$  είναι συνάρτηση είτε μίας τυχαίας μεταβλητής  $X = E_s$  (μέτρο ελαστικότητας εδάφους) είτε δύο τυχαίων μεταβλητών  $X_1 = E_s, X_2 = E_{POST} (=E_{DC} \text{ ή } E_{DM})$  (μέτρο ελαστικότητας εδάφους μετά τη βελτίωση).

Περίπτωση 1 – Μία τυχαία μεταβλητή  $X = E_s$ :  $Y = Y(X)$

Με γνωστές τις τρεις πρώτες ροπές της παραμέτρου  $X$  ( $\mu_X, \sigma^2_X, v_X = \mu^3_X/\sigma^3_X$ ) θα πρέπει να ικανοποιούνται οι ακόλουθες σχέσεις:

$$\left\{ \begin{array}{l} P_+ + P_- = 1 \\ P_+ X_+ + P_- X_- = \mu_X \\ P_+ \cdot (X_+ - \mu_X)^2 + P_- \cdot (X_- - \mu_X)^2 = \sigma^2_X \\ P_+ \cdot (X_+ - \mu_X)^3 + P_- \cdot (X_- - \mu_X)^3 = v_X \sigma^3_X \end{array} \right\} \quad (4.2)$$

Μία πιο απλοποιημένη μορφή των παραπάνω σχέσεων (Rosenblueth, 1981) είναι η ακόλουθη:

$$\left\{ \begin{array}{l} X_+ = \mu_X + \left[ \frac{v_X}{2} + \sqrt{1 + \left(\frac{v_X}{2}\right)^2} \right] \cdot \sigma_X \\ X_- = \mu_X + \left[ \frac{v_X}{2} - \sqrt{1 + \left(\frac{v_X}{2}\right)^2} \right] \cdot \sigma_X \\ P_+ = \frac{1}{2} \cdot \left[ 1 - \frac{v_X}{2} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{v_X}{2}\right)^2}} \right] \\ P_- = 1 - P_+ \end{array} \right\} \quad (4.3)$$

Θεωρώντας μηδενική ή αμελητέα την ασυμμετρία (3<sup>η</sup> ροπή) του  $X$  δηλαδή:  $v_X = 0$ , τότε η κατανομή του  $X$  είναι συμμετρική ως προς τη μέση τιμή και στην περίπτωση αυτή οι παραπάνω σχέσεις (4.3) μπορούν να απλοποιηθούν ακόμα περισσότερο ως ακολούθως:

$$\left\{ \begin{array}{l} P_- = P_+ = 1/2 \\ X_+ = \mu_X + \sigma_X \\ X_- = \mu_X - \sigma_X \end{array} \right\} \quad (4.4)$$

Είναι:

$$\left\{ \begin{array}{l} Y_+ = U_{ref} + U_{FEM+}(X_+) \\ Y_- = U_{ref} + U_{FEM-}(X_-) \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Y^2_+ = (U_{ref} + U_{FEM+})^2 \\ Y^2_- = (U_{ref} - U_{FEM+})^2 \end{array} \right\} \quad (4.5)$$

Ο υπολογισμός των  $Y_+$  και  $Y_-$  απαιτεί τον αριθμητικό υπολογισμό των  $U_{FEM+}$  και  $U_{FEM-}$  με εφαρμογή των  $X_+$  και  $X_-$  αντίστοιχα (έχοντας τα υπολογίσει από τη σχέση 4.4 με γνωστή τη μέση τιμή  $\mu_X$  και την τυπική απόκλιση  $\sigma_X$ ).

Η αναμενόμενη τιμή του  $Y$ ,  $E[Y]$ , ισούνται με:

$$E[Y] = P_+ Y_+ + P_- Y_- \stackrel{(4.5)}{=} \frac{1}{2} \cdot (Y_+ + Y_-) \quad (4.6)$$

Επιπλέον είναι:

$$\left\{ \begin{array}{l} E[Y^2] = P_+ Y_+^2 + P_- Y_-^2 = \frac{1}{2} \cdot (Y_+^2 + Y_-^2) \\ E[Y]^2 = (P_+ Y_+ + P_- Y_-)^2 = \frac{1}{4} (Y_+ + Y_-)^2 \end{array} \right\} \quad (4.7)$$

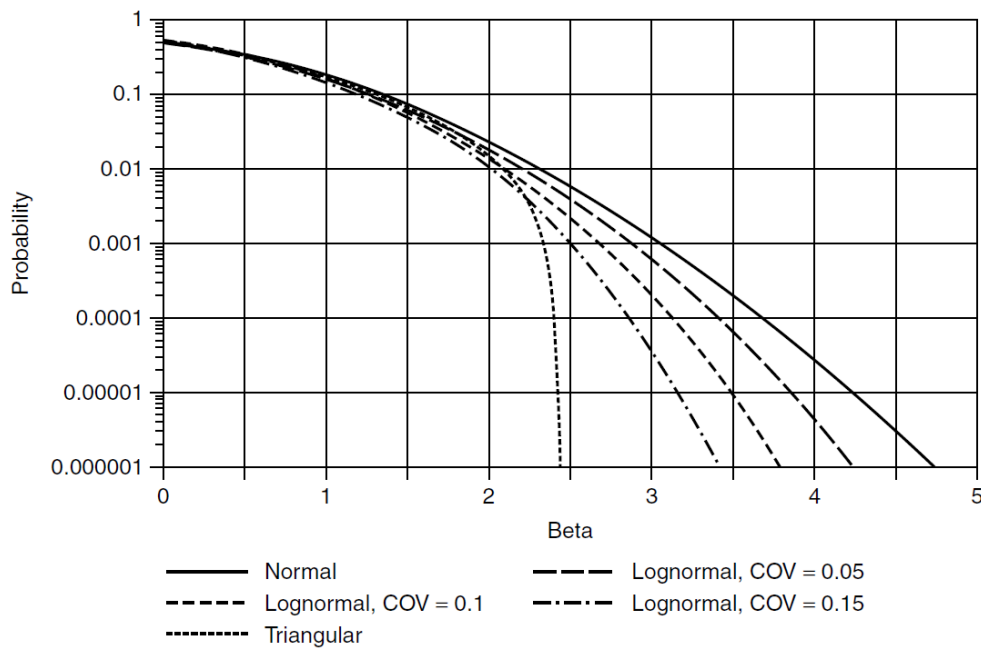
Με τη βοήθεια των σχέσεων (4.7) υπολογίζεται η διακύμανση του  $Y$ ,  $\sigma^2[Y]$ , και εν συνεχεία η τυπική απόκλιση του  $Y$ ,  $\sigma[Y]$ , ως ακολούθως:

$$\sigma^2[Y] = E[Y^2] - (E[Y])^2 \Rightarrow \sigma[Y] = \sqrt{\sigma^2[Y]} \quad (4.8)$$

Τέλος γίνεται ο υπολογισμός του δείκτη αξιοπιστίας  $\beta$  ως ακολούθως:

$$\beta = COV[M] = COV[Y] = \frac{E[Y]}{\sigma[Y]} \quad (4.9)$$

Στο Σχήμα 4.1 παρουσιάζεται το διάγραμμα συσχέτισης της πιθανότητας αστοχίας  $P_f$  με τον δείκτη αξιοπιστίας  $\beta$  ανάλογα με το αν η συνάρτηση κατανομής του  $Y$  είναι κανονική, λογαριθμοκανονική ή τριγωνική.



**Σχήμα 4.1:** Συσχέτιση μεταξύ  $P_f$  και  $\beta$  ανάλογα με τη συνάρτηση κατανομής του  $Y$  (Baecher G. B. & Christian J. T., 2003)

Στην προκειμένη περίπτωση, ο υπολογισμός των  $P_f$  έγινε μέσω της ακόλουθης εντολής του Excel, με την παραδοχή ότι η συνάρτηση του  $Y$  ακολουθεί την κανονική κατανομή:

$$P_f = 1 - NORMDIST(\beta) \quad (4.10)$$

Περίπτωση 2 – Δύο τυχαίες μεταβλητές  $X_1 = E_s$  και  $X_2 = E_{POST}$  ( $= E_{DC}$  ή  $E_{DM}$ ):  $Y = Y(X_1, X_2)$

Με γνωστές τις τρεις πρώτες ροπές των παραμέτρων  $X_1, X_2$  και με την παραδοχή ότι οι κατανομές τους είναι συμμετρικές τότε:

$$\begin{cases} P_{++} = P_{--} = (1 + \rho) / 4 \\ P_{+-} = P_{-+} = (1 - \rho) / 4 \end{cases} \quad (4.11)$$

Όπου  $\rho$  ο συντελεστής συσχέτισής τους. Εάν θεωρήσουμε ότι οι  $X_1, X_2$  είναι ανεξάρτητες ( $\rho = 0$ ) τότε:

$$P_{++} = P_{--} = P_{+-} = P_{-+} = \frac{1}{4} \quad (4.12)$$

Για κάθε μία παράμετρο  $X_1, X_2$  είναι:

$$\begin{cases} X_{1+} = E[X_1] + \sigma[X_1] \\ X_{1-} = E[X_1] - \sigma[X_1] \end{cases}, \begin{cases} X_{2+} = E[X_2] + \sigma[X_2] \\ X_{2-} = E[X_2] - \sigma[X_2] \end{cases} \quad (4.13)$$

και

$$\begin{cases} Y_{++} = Y(X_{1+}, X_{2+}) \\ Y_{--} = Y(X_{1-}, X_{2-}) \\ Y_{+-} = Y(X_{1+}, X_{2-}) \\ Y_{-+} = Y(X_{1-}, X_{2+}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Y_{++} = U_{ref} - U_{FEM}(X_{1+}, X_{2+}) \\ Y_{--} = U_{ref} - U_{FEM}(X_{1-}, X_{2-}) \\ Y_{+-} = U_{ref} - U_{FEM}(X_{1+}, X_{2-}) \\ Y_{-+} = U_{ref} - U_{FEM}(X_{1-}, X_{2+}) \end{cases} \quad (4.14)$$

Η αναμενόμενη τιμή του  $Y$ ,  $E[Y]$ , ισούνται με:

$$E[Y] = P_{++}Y_{++} + P_{+-}Y_{+-} + P_{-+}Y_{-+} + P_{--}Y_{--} \stackrel{(4.14)}{=} \frac{1}{4} \cdot (Y_{++} + Y_{+-} + Y_{-+} + Y_{--}) \quad (4.15)$$

Επιπλέον είναι:

$$\left. \begin{cases} E[Y^2] = P_{++}Y_{++}^2 + P_{+-}Y_{+-}^2 + P_{-+}Y_{-+}^2 + P_{--}Y_{--}^2 \stackrel{(4.14)}{=} \frac{1}{4} \cdot (Y_{++}^2 + Y_{+-}^2 + Y_{-+}^2 + Y_{--}^2) \\ (E[Y])^2 = (P_{++}Y_{++} + P_{+-}Y_{+-} + P_{-+}Y_{-+} + P_{--}Y_{--})^2 \stackrel{(4.14)}{=} \frac{1}{16} \cdot (Y_{++} + Y_{+-} + Y_{-+} + Y_{--})^2 \end{cases} \right\} \quad (4.16)$$

Από τη σχέση (4.8) υπολογίζεται η τυπική απόκλιση του  $Y$ ,  $\sigma[Y]$ , και εν συνεχεία από τη σχέση (4.9) ο δείκτης αξιοπιστίας  $\beta$ . Ομοίως με θεώρηση κανονικής κατανομής για το  $Y$  γίνεται υπολογισμός των πιθανοτήτων αστοχίας  $P_f$  μέσω του Excel με χρήση της εντολής που δίνεται από τη σχέση (4.10).

#### 4.4 ΠΙΘΑΝΟΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ ΕΠΙΧΩΜΑΤΟΣ ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ PEM

Στην παρούσα ενότητα περιγράφεται αναλυτικά η διαδικασία που ακολουθήθηκε για τη διεξαγωγή των παραμετρικών πιθανοτικών – αριθμητικών αναλύσεων των καθιζήσεων του εξεταζόμενου τυπικού επιχώματος με εφαρμογή της μεθόδου PEM παρουσιάζοντας και ερμηνεύοντας τα αποτελέσματά τους. Η έρευνα εστιάζει αποκλειστικά στη μεταβλητότητα της κρισιμότερης εδαφικής παραμέτρου από πλευράς

συμπίεστικότητας που είναι το μέτρο ελαστικότητας του εξεταζόμενου εδαφικού υλικού (στείρα) πριν ( $E_s$ ) και μετά την εφαρμογή της βελτίωσης ( $E_{POST} = E_{DC}$  ή  $E_{DM}$ ) όπου χρησιμοποιείται η μέση τιμή  $\mu$  και η τυπική απόκλιση  $\sigma$  (μέσω του συντελεστή μεταβλητότητας COV) αυτού από τα αποτελέσματα των εργαστηριακών δοκιμών που παρουσιάστηκαν στην §1.3.1 (βλ. Πίνακες 1.5, 1.7 και 1.8) προκειμένου να ληφθεί υπόψη η εν λόγω μεταβλητότητα στον υπολογισμό των καθιζήσεων. Για τις υπόλοιπες εδαφικές παραμέτρους έγινε χρήση των μέσων τιμών αυτών θεωρώντας μικρή την επιρροή της μεταβλητότητάς τους στην ανάλυση των καθιζήσεων. Κατά τη διεξαγωγή του προγράμματος των πιθανοτικών – αριθμητικών αναλύσεων χρησιμοποιήθηκαν ακριβώς οι ίδιες παραδοχές, γεωμετρίες κανάβων των πεπερασμένων στοιχείων και εύρη τιμών των εξεταζόμενων παραμέτρων με αυτών των αιτιοκρατικών αναλύσεων που έγιναν στο Κεφάλαιο 3. Η μόνη διαφορά είναι στο ότι για την προσομοίωση της συμπεριφοράς των εδαφικών στοιχείων επιλέχθηκε να χρησιμοποιηθεί μόνο το καταστατικό προσομοίωμα Hardening Soil για  $m = 0.5$  και  $m = 1$  παραλείποντας τη χρήση του απλούστερου (από πλευράς εδαφικής συμπεριφοράς) Mohr – Coulomb.

Η επιλογή των τιμών της απόλυτης  $U_{ref}$  και της διαφορικής καθιζήσης  $\Delta U_{ref}$  είναι καθαρά ενδεικτική, έχοντας κυρίως διερευνητικό χαρακτήρα χωρίς να αντιστοιχούν στις επιτρεπόμενες καθιζήσεις κατά το σχεδιασμό γι' αυτό και ορίζονται ως *καθιζήσεις αναφοράς*. Σκοπός των αναλύσεων αυτών ήταν να γίνει μία προκαταρκτική αξιολόγηση του βαθμού βελτίωσης του υπό εξέταση μαλακού εδαφικού υλικού (στείρα), από την εφαρμογή των μεθόδων δυναμικής συμπύκνωσης, χαλικοπασσάλων και βαθιάς εδαφικής ανάμιξης με χρήση ιπτάμενης τέφρας, σε όρους πιθανοτήτων υπέρβασης  $P_f$ . Κατά συνέπεια, στο πλαίσιο αυτό και δεδομένου των υψηλών υπολογιζόμενων καθιζήσεων τόσο πριν όσο και μετά τη βελτίωση λαμβάνονται οι εξίσου υψηλές τιμές καθιζήσεων αναφοράς ως ακολούθως:

$$\left\{ \begin{array}{l} U_{ref} = 0.4m \\ \Delta U_{ref} = 0.2m \end{array} \right\}$$

#### 4.4.1 Αρχικές αναλύσεις πριν την εφαρμογή μεθόδων βελτίωσης

##### 4.4.1.1 Γεωμετρία προσομοιώματος, εύρος τιμών παραμετρικών αναλύσεων και εδαφικές παράμετροι

Οι παραδοχές της ανάλυσης (βλ. §3.2.1) καθώς και η γεωμετρία του προσομοιώματος (βλ. Σχήμα 3.2 - §3.2.1) θεωρήθηκαν ακριβώς όπως και στις αιτιοκρατικές αναλύσεις που διεξήχθησαν στο Κεφάλαιο 3. Η μέση τιμή  $\mu$ , η τυπική απόκλιση  $\sigma$  καθώς και ο συντελεστής μεταβλητότητας COV του μέτρου ελαστικότητας (Young) του εξεταζόμενου υλικού πριν την βελτίωση  $E_s$  ελήφθησαν βάσει του Πίνακα 1.8 (βλ. §1.3.2) και παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.2. Για όλες τις υπόλοιπες εδαφικές παραμέτρους ( $\gamma$ ,  $c$ ,  $\phi$ ) χρησιμοποιήθηκαν οι μέσες τιμές αυτών όπως ακριβώς ελήφθησαν και στις αιτιοκρατικές αναλύσεις (τόσο για τα στείρα όσο και για το επίχωμα) (βλ. Πίνακα 3.2 - §3.2.2).

**Πίνακας 4.2:** Μεταβλητότητα μέτρου ελαστικότητας  $E_s$  του εξεταζόμενου υλικού (στείρα) πριν την εφαρμογή βελτίωσης με το καταστατικό προσομοίωμα HS

Παράμετρος	COV (%)	$\mu$ (MPa)	$\sigma$ (MPa)	$E_+$ (MPa)	$E_-$ (MPa)
$E_{50,ref} = E_{oed,ref}$	40	5	2	7	3

*Σημείωση:* Οι τιμές των  $\mu$ ,  $\sigma$  των  $E_{ur,ref}$  ελήφθησαν ως οι τριπλάσιες (x3) των  $E_{50,ref} = E_{oed,ref}$  προκειμένου να γίνει η εισαγωγή τους και μόνο καθώς (όπως αναφέρθηκε στο Κεφάλαιο 3) δεν επηρεάζουν τα αποτελέσματα των αναλύσεων (δεν εξετάζονται δυναμικά φορτία) γι' αυτό και παραλείπεται η παρουσίασή τους. Οι τιμές  $E_+$ ,  $E_-$  προκύπτουν από τη σχέση (4.5)

#### 4.4.1.2 Αποτελέσματα πιθανοτικών αναλύσεων – εφαρμογή μεθόδου PEM

Στην προκειμένη περίπτωση η μοναδική εξεταζόμενη μεταβλητή είναι το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους πριν τη βελτίωση  $E_s$ . Από τη διεξαγωγή αριθμητικών αναλύσεων με εφαρμογή των τιμών  $E_+$  και  $E_-$  του Πίνακα 4.1 υπολογίζονται τόσο οι απόλυτες καθιζήσεις των σημείων K (μέσο βάσης επιχώματος) και Γ (γωνία επιχώματος)  $\{U_{FEM,K\pm}, U_{FEM,\Gamma\pm}\}$  όσο και η διαφορική τους  $\{\Delta U_{FEM,K\Gamma\pm}\}$  για HS ( $m = 0.5$ ; 1). Στη συνέχεια εφαρμόζεται η μέθοδος PEM για την 1<sup>η</sup> περίπτωση (μία τυχαία μεταβλητή  $X = E_s$ ) με χρήση των σχέσεων (4.5) – (4.10) και (4.12). Στον Πίνακα 4.3 παρουσιάζονται οι «αρχικές» πιθανότητες υπέρβασης των  $U_{ref}$ ,  $\Delta U_{ref}$  πριν τη βελτίωση για HS ( $m = 0.5$ ; 1)

**Πίνακας 4.3:** Πιθανότητες υπέρβασης  $P_f$  των  $U_{ref}$ ,  $\Delta U_{ref}$  πριν τη βελτίωση για HS ( $m = 0.5$ ) και HS ( $m = 1$ )

Καταστατικό προσομοίωμα Hardening Soil	Απόλυτη καθίζηση σημείου K	Διαφορική καθίζηση μεταξύ K και Γ
	$P_{f,U}$	$P_{f,\Delta U}$
$m = 0.5$	50 %	72 %
$m = 1$	24 %	62 %

*Σημείωση:*  $P_{f,U} = P(M_U < 0) = P(U_{ref} < U_{FEM,K})$  και  $P_{f,\Delta U} = P(M_{\Delta U} < 0) = P(\Delta U_{ref} < \Delta U_{FEM,K\Gamma})$

### 4.4.2 Δυναμική συμπίκνωση

#### 4.4.2.1 Γεωμετρία προσομοιώματος, εύρος τιμών παραμετρικών αναλύσεων και εδαφικές παράμετροι

Οι παραδοχές της ανάλυσης (βλ. §3.2.1), η γεωμετρία του προσομοιώματος (βλ. Σχήμα 3.5) καθώς και τα εύρη των εξεταζόμενων τιμών (Πίνακας 3.4) θεωρήθηκαν ακριβώς ίδια με αυτών των αιτιοκρατικών αναλύσεων που παρουσιάστηκαν στην §3.3.1. Στην περίπτωση της μεθόδου *δυναμικής συμπίκνωσης* εξετάστηκαν δύο μεταβλητές και συγκεκριμένα το μέτρο ελαστικότητας του υλικού που δεν επηρεάζεται από τη βελτίωση (εκτός της ζώνης επιρροής της δυναμικής συμπίκνωσης) και πρακτικά παραμένει ίδιο (όσο ήταν πριν τη βελτίωση)  $X_1 = E_s$  καθώς και του μέτρου ελαστικότητας του βελτιωμένου μετά τη δυναμική συμπίκνωση εδάφους  $X_2 = E_{DC} = (2 \div 6) \cdot E_s$ . Στον Πίνακα 4.4 παρουσιάζεται η μέση τιμή, η τυπική απόκλιση και ο συντελεστής μεταβλητότητας του  $X_2 = E_{DC}$  (οι αντίστοιχες τιμές του  $X_1 = E_s$

ελήφθησαν ίδιες με αυτές του Πίνακα 4.2). Να σημειωθεί ότι ο συντελεστής μεταβλητότητας του  $E_{DC}$  (μετά τη βελτίωση) θεωρήθηκε ίδιος με του  $E_s$  (πριν τη βελτίωση).

**Πίνακας 4.4:** Μεταβλητότητα μέτρου ελαστικότητας  $E_{DC}$  του βελτιωμένου εδάφους μετά την εφαρμογή της δυναμικής συμπύκνωσης με το καταστατικό προσομοίωμα HS

Εδαφικό στοιχείο	Βελτίωση	COV (%)	$E_{50,ref} = E_{oed,ref}$			
			$\mu$ (MPa)	$\sigma$ (MPa)	$E_+$ (MPa)	$E_-$ (MPa)
Βελτιωμένο έδαφος	$2xE_s$	40	10	4	14	6
	$4xE_s$		20	8	28	12
	$6xE_s$		30	12	42	18

Στον Πίνακα 4.5 παρουσιάζονται τα ζεύγη των τιμών  $X_{1\pm} = E_{s\pm}$  και  $X_{2\pm} = E_{DC\pm}$  που χρησιμοποιήθηκαν για τον υπολογισμό των  $\{U_{FEM,K\pm}, U_{FEM,\Gamma\pm}\}$  και  $\{\Delta U_{FEM,K\Gamma\pm}\}$  για HS ( $m = 0.5$ ) και HS ( $m = 1$ ) και για την εν συνεχεία εφαρμογή της 2<sup>ης</sup> περίπτωσης της PEM (δύο τυχαίες μεταβλητές  $X_1 = E_s$  και  $X_2 = E_{DC}$ ) με χρήση των σχέσεων (4.9), (4.10), (4.12) και (4.13) – (4.17).

**Πίνακας 4.5:** Ζεύγη τιμών  $X_1, X_2$  για τη διεξαγωγή των παραμετρικών αριθμητικών αναλύσεων και την εφαρμογή της μεθόδου PEM – Δυναμική συμπύκνωση

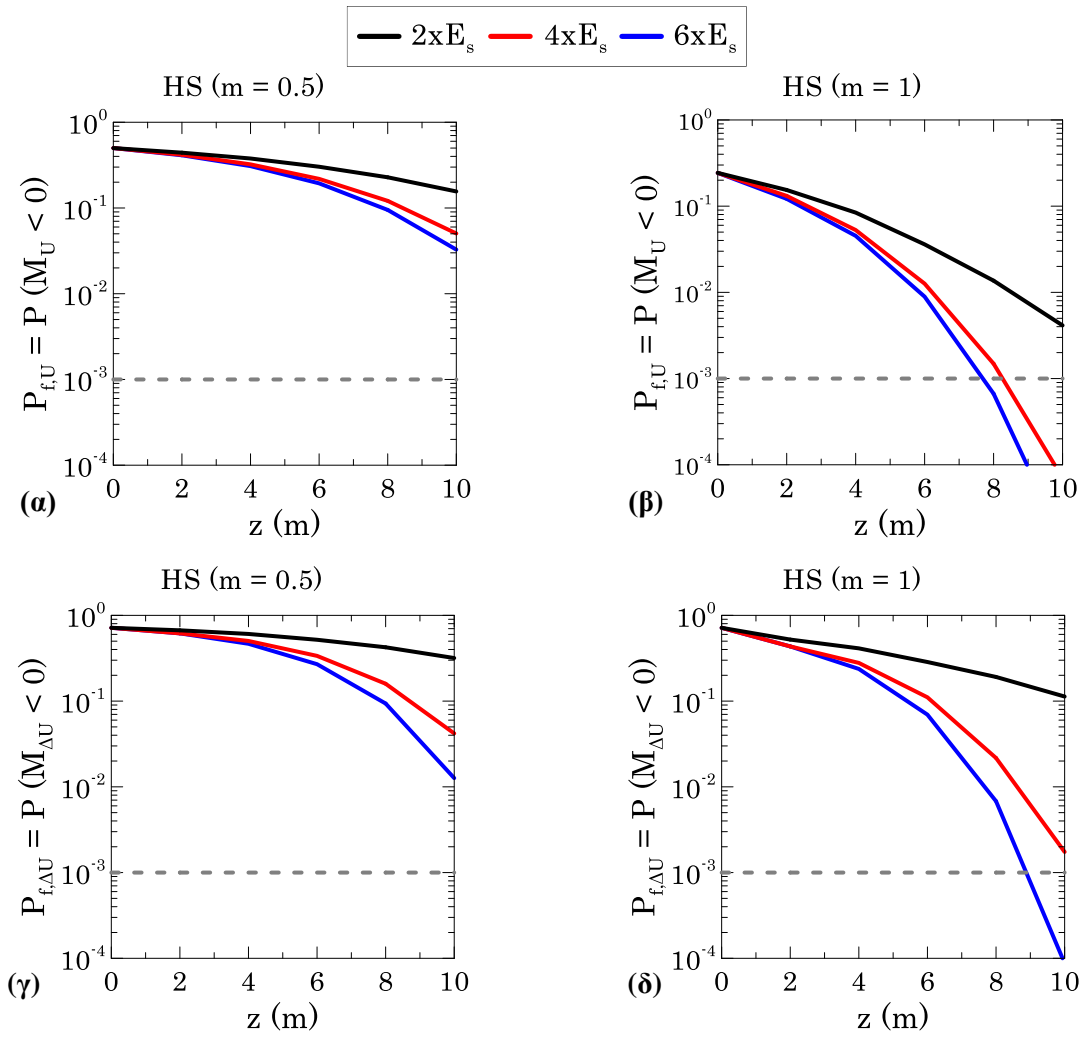
Βαθμός βελτίωσης	Ζεύγη $X_1, X_2$ (Στείρα, DC) (MPa)			
	++	+-	-+	--
$2xE_s$	7, 14	7, 6	3, 14	3, 6
$4xE_s$	7, 28	7, 12	3, 28	3, 12
$6xE_s$	7, 42	7, 18	3, 42	3, 18

#### 4.4.2.2 Αποτελέσματα πιθανοτικών αναλύσεων – εφαρμογή μεθόδου PEM

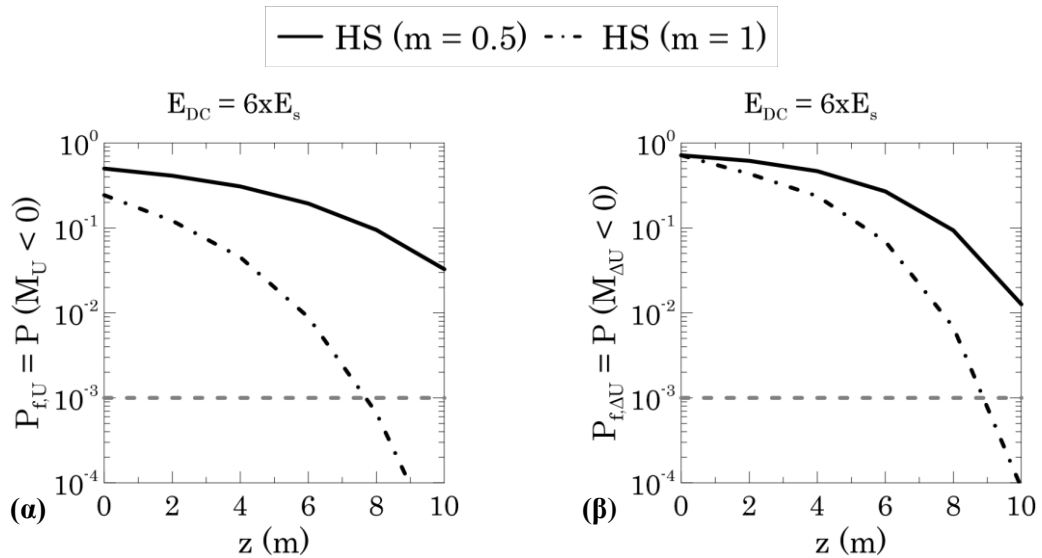
Στο Σχήμα 4.2 παρουσιάζονται οι πιθανότητες υπέρβασης  $P_f$  της απόλυτης  $U_{ref}$  (από τις αντίστοιχες  $U_{FEM,K}$ ) και της διαφορικής  $\Delta U_{ref}$  (από τις αντίστοιχες  $\Delta U_{FEM,K\Gamma}$ ) καθίζησης συναρτήσει του βάθους επιρροής  $z$  της δυναμικής συμπύκνωσης για αύξηση του αρχικού μέτρου ελαστικότητας του εδάφους (στείων) κατά  $E_{DC} = \{2, 4, 6\}E_s$  τόσο με το HS ( $m = 0.5$ ) όσο και με το HS ( $m = 1$ ).

Επιπλέον στο Σχήμα 4.3 παρουσιάζεται μία ενδεικτική σύγκριση μεταξύ HS ( $m = 0.5$ ) και HS ( $m = 1$ ) για την περίπτωση  $E_{DC} = 6 \cdot E_s$ . Η γκρι διακεκομμένη γραμμή αντιστοιχεί στην οριακή κατάσταση αστοχίας χωμάτων κατασκευών όπως επιχώματα (βλ. Πίνακα 4.1) η οποία αντιστοιχεί σε πιθανότητα αστοχίας (ίση με  $10^{-3}$ ). Είναι σημαντικό να επισημανθεί ότι η απεικόνιση του ορίου του  $10^{-3}$  είναι καθαρά ενδεικτική καθότι στην παρούσα ανάλυση δεν εξετάζεται η οριακή κατάσταση αστοχίας του επιχώματος.





**Σχήμα 4.2:** Μείωση των  $P_f$  συναρτήσεως του  $z$  ανάλογα με το βαθμό αύξησης του  $E_s$  μετά τη δυναμική συμπίκνωση για το καταστατικό προσομοίωμα HS ( $m = 0.5$ ) και HS ( $m = 1$ ) αντίστοιχα (α), (β) των απόλυτων καθιζήσεων  $U_K$  και (γ), (δ) των διαφορικών  $\Delta U_{KΓ}$



**Σχήμα 4.3:** Σύγκριση των HS ( $m = 0.5$ ) και HS ( $m = 1$ ) στη μείωση των  $P_f$  συναρτήσεως του  $z$  για την περίπτωση  $E_{DC} = 6E_s$  μετά τη δυναμική συμπίκνωση για (α) την απόλυτη καθίσηση  $U_K$  και (β) την διαφορική  $\Delta U_{KΓ}$

Από το Σχήμα 4.2 παρατηρούνται υψηλές τιμές πιθανοτήτων υπέρβασης ( $P_f > 10^{-3}$ ) τόσο της  $U_{ref}$  όσο και της  $\Delta U_{ref}$  για κάθε αύξηση του  $E_s$  στις αναλύσεις με HS ( $m = 0.5$ ). Οι δε αναλύσεις με HS ( $m = 1$ ) δίνουν μικρές τιμές πιθανοτήτων υπέρβασης ( $P_f < 10^{-3}$ ) για την  $U_{ref}$  στις περιπτώσεις  $\{z = 10 \text{ m και } E_{DC} = 4 \cdot E_s\}$  και  $\{8 \text{ m} \leq z \leq 10 \text{ m και } E_{DC} = 6 \cdot E_s\}$  ενώ για την  $\Delta U_{ref}$  μόνο στην περίπτωση  $\{z = 10 \text{ m και } E_{DC} = 6 \cdot E_s\}$ .

Επιπρόσθετα από το Σχήμα 4.3 παρατηρούνται για την περίπτωση της αύξησης  $E_{DC} = 6 \cdot E_s$  σαφώς μικρότερες τιμές των  $P_f$  με HS ( $m = 1$ ) συγκριτικά με HS ( $m = 0.5$ ) τόσο της  $U_{ref}$  όσο και της  $\Delta U_{ref}$  που οφείλεται στην αναλογική αύξηση του βαθμού της εδαφικής δυσκαμψίας με την παράμετρο  $m$  και το βάθος. Επιπλέον παρατηρείται μεγαλύτερη μείωση των  $P_f$  με την αύξηση του  $z$  για τις απόλυτες καθιζήσεις σε σχέση με τις διαφορικές. Χαρακτηριστικά η περίπτωση  $z = 10 \text{ m}$  αποδίδει κατά 3 τάξεις μεγέθους μικρότερες τιμές των  $P_f$  με HS ( $m = 1$ ) συγκριτικά με HS ( $m = 0.5$ ) τόσο για την απόλυτη ( $10^{-5}$  έναντι  $10^2$ ) όσο και για τη διαφορική καθίζηση ( $9 \cdot 10^{-5}$  έναντι  $3 \cdot 10^{-2}$ ).

### 4.4.3 Χαλικοπάσσαλοι

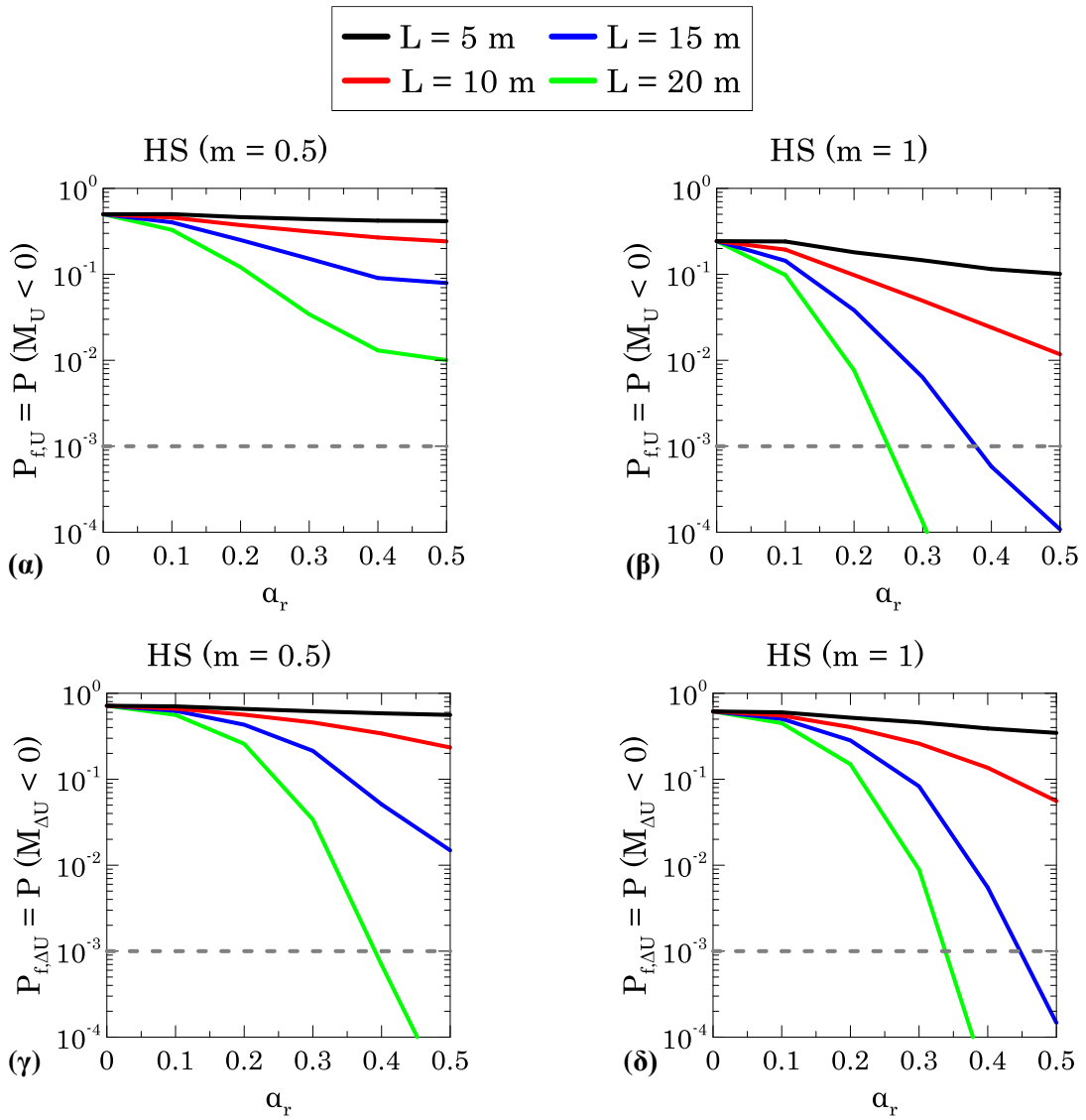
#### 4.4.3.1 Γεωμετρία προσομοιώματος, εύρος τιμών παραμετρικών αναλύσεων και εδαφικές παράμετροι

Οι παραδοχές της ανάλυσης (βλ. §3.2.1), η γεωμετρία του προσομοιώματος (βλ. Σχήμα 3.15) καθώς και τα εύρη των εξεταζόμενων τιμών (Πίνακες 3.10 – 3.11) θεωρήθηκαν ακριβώς ίδια με αυτών των αιτιοκρατικών αναλύσεων που παρουσιάστηκαν στην §3.2.2.2. Στην περίπτωση της μεθόδου των χαλικοπασσάλων εξετάστηκε μόνο η μεταβλητότητα του μέτρου ελαστικότητας του εξεταζόμενου εδαφικού υλικού πριν την βελτίωση  $E_s$  (βλ. Πίνακα 4.2) με την παραδοχή ότι οι παράμετροι του υλικού των χαλικοπασσάλων είναι σε γενικές γραμμές προκαθορισμένες και ως εκ τούτου χρησιμοποιήθηκαν οι μέσες τιμές αυτών όπως ακριβώς έγινε και στις αιτιοκρατικές αναλύσεις (βλ. Πίνακα 3.13). Συγκεκριμένα εφαρμόστηκε η 1<sup>η</sup> περίπτωση (μία τυχαία μεταβλητή  $X = E_s$ ) της μεθόδου PEM από την οποία προσδιορίστηκαν οι πιθανότητες υπέρβασης  $P_f$  της απόλυτης  $U_{ref}$  όσο και της διαφορικής καθίζησης  $\Delta U_{ref}$  βάσει των υπολογιζόμενων από τις αριθμητικές αναλύσεις  $U_{FEM,K}$  και  $\Delta U_{FEM,KΓ}$  αντίστοιχα.

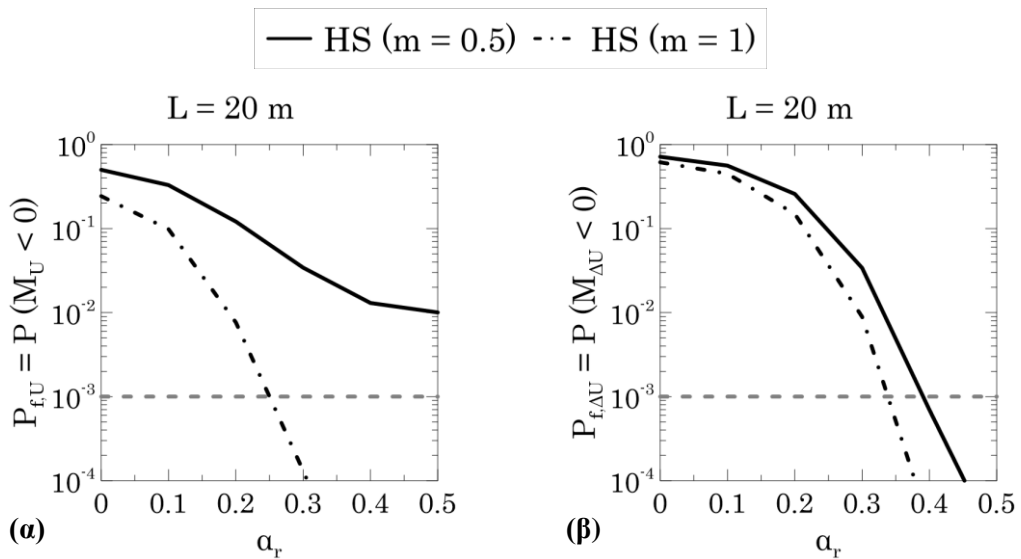
#### 4.4.3.2 Αποτελέσματα πιθανοτικών αναλύσεων – εφαρμογή μεθόδου PEM

Στο Σχήμα 4.2 παρουσιάζονται οι πιθανότητες υπέρβασης  $P_f$  της απόλυτης  $U_{ref}$  (από τις αντίστοιχες  $U_{FEM,K}$ ) και της διαφορικής  $\Delta U_{ref}$  (από τις αντίστοιχες  $\Delta U_{FEM,KΓ}$ ) καθίζησης συναρτήσει του ποσοστού αντικατάστασης  $\alpha_r$  των χαλικοπασσάλων για μήκη  $L = \{5, 10, 15, 20\}$  τόσο με το HS ( $m = 0.5$ ) όσο και με το HS ( $m = 1$ ).

Επιπλέον στο Σχήμα 4.5 παρουσιάζεται μία ενδεικτική σύγκριση μεταξύ HS ( $m = 0.5$ ) και HS ( $m = 1$ ) για την περίπτωση  $L = 20 \text{ m}$  στη μείωση των  $P_f$  συναρτήσει του  $\alpha_r$  τόσο για την απόλυτη  $U_{FEM,K}$  όσο και για την διαφορική καθίζηση  $\Delta U_{FEM,KΓ}$ .



**Σχήμα 4.4:** Μείωση των  $P_f$  συναρτήσει του  $\alpha_r$  για τις διάφορες τιμές των  $L$  των χαλικοπασσάλων με το καταστατικό προσομοίωμα HS ( $m = 0.5$ ) και HS ( $m = 1$ ) αντίστοιχα (α), (β) των απόλυτων καθιζήσεων  $U_K$  και (γ), (δ) των διαφορικών  $\Delta U_{KG}$



**Σχήμα 4.5:** Σύγκριση των HS ( $m = 0.5$ ) και HS ( $m = 1$ ) στη μείωση των  $P_f$  συναρτήσει του  $\alpha_r$  των χαλικοπασσάλων για την περίπτωση  $L = 20$  m για (α) την απόλυτη καθιζήση  $U_K$  και (β) την διαφορική  $\Delta U_{KG}$

Από το Σχήμα 4.4 παρατηρούνται αρκετά υψηλές τιμές πιθανοτήτων υπέρβασης ( $P_f > 10^{-1}$ ) τόσο για την  $U_{ref}$  όσο και για την  $\Delta U_{ref}$  για  $L = \{5, 10 \text{ m}\}$  ιδίως στις αναλύσεις με HS ( $m = 0.5$ ). Οι δε αναλύσεις με HS ( $m = 1$ ) δίνουν αρκετά μικρότερες τιμές πιθανοτήτων υπέρβασης ( $P_f < 10^{-3}$ ) για την  $U_{ref}$  στις περιπτώσεις  $\{0.4 \leq \alpha_r \leq 0.5 \text{ και } L = 15 \text{ m}\}$  και  $\{0.3 \leq \alpha_r \leq 0.5 \text{ και } L = 20 \text{ m}\}$  ενώ για την  $\Delta U_{ref}$  για τις περιπτώσεις  $\{\alpha_r = 0.5 \text{ και } L = 15 \text{ m}\}$  και  $\{0.4 \leq \alpha_r \leq 0.5 \text{ και } L = 20 \text{ m}\}$ .

Επιπρόσθετα από το Σχήμα 4.5 παρατηρούνται για την περίπτωση  $L = 20 \text{ m}$  οι σαφώς μικρότερες πιθανότητες υπέρβασης  $P_f$  των HS ( $m = 1$ ) σε σχέση με το HS ( $m = 0.5$ ) που οφείλεται στην αναλογική αύξηση του βαθμού της εδαφικής δυσκαμψίας με την αύξηση της παραμέτρου  $m$  (βλ. Σχήμα 3.5). Επιπλέον παρατηρείται μεγαλύτερη μείωση των  $P_f$  με την αύξηση του  $\alpha_r$  για τις απόλυτες καθιζήσεις σε σχέση με τις διαφορικές. Χαρακτηριστικά η περίπτωση  $\alpha_r = 0.5$  αποδίδει κατά 6 τάξεις μεγέθους μικρότερες τιμές των  $P_f$  με HS ( $m = 1$ ) σε σχέση με HS ( $m = 0.5$ ) για την απόλυτη καθίζηση ( $5 \cdot 10^{-8}$  έναντι  $10^{-2}$ ) και κατά 4 τάξεις μικρότερες τιμές των  $P_f$  για την διαφορική ( $10^{-9}$  έναντι  $2 \cdot 10^{-5}$ ).

#### 4.4.4 Βαθιά εδαφική ανάμιξη με χρήση ιπτάμενης τέφρας

##### 4.4.4.1 Γεωμετρία προσομοιώματος, εύρος τιμών παραμετρικών αναλύσεων και εδαφικές παράμετροι

Οι παραδοχές της ανάλυσης (βλ. §3.2.1), η γεωμετρία του προσομοιώματος (βλ. Σχήμα 3.18) καθώς και τα εύρη των εξεταζόμενων τιμών (Πίνακες 3.15 – 3.16) θεωρήθηκαν ακριβώς ίδια με αυτών των αιτιοκρατικών αναλύσεων που έγιναν στην §3.3.3. Στην περίπτωση της μεθόδου *βαθιάς εδαφικής ανάμιξης με χρήση ιπτάμενης τέφρας* εξετάστηκαν δύο μεταβλητές και συγκεκριμένα το μέτρο ελαστικότητας των στερίων  $X_1 = E_s$  καθώς και αυτό του ενισχυμένου μίγματος εδάφους – ιπτάμενης τέφρας τύπου C μετά τη βελτίωση  $X_2 = E_{DM} = (2 \div 10) \cdot E_s$ . Στον Πίνακα 4.6 παρουσιάζονται η μέση τιμή, η τυπική απόκλιση και ο συντελεστής μεταβλητότητας του  $X_2 = E_{DM}$  (οι αντίστοιχες τιμές του  $X_1 = E_s$  ελήφθησαν ίδιας με αυτές του Πίνακα 4.2). Να σημειωθεί ότι ο συντελεστής μεταβλητότητας του  $E_{DM}$  (μετά τη βελτίωση) θεωρήθηκε ίδιος με του  $E_s$  (πριν τη βελτίωση) ακριβώς όπως και στη μέθοδο της δυναμικής συμπίκνωσης.

**Πίνακας 4.6:** Μεταβλητότητα μέτρου ελαστικότητας  $E_{DM}$  των ενισχυμένων με ιπτάμενη τέφρα εδαφο-πασσάλων με το καταστατικό προσομοίωμα HS

Εδαφικό στοιχείο	Βελτίωση	COV (%)	$E_{50,ref} = E_{oed,ref}$			
			$\mu$ (MPa)	$\sigma$ (MPa)	$E_+$ (MPa)	$E_-$ (MPa)
Εδαφο-πάσσαλος	$2xE_s$	40	10	4	14	6
	$6xE_s$		30	12	42	18
	$10xE_s$		50	20	70	30

Στον Πίνακα 4.7 παρουσιάζονται τα ζεύγη των τιμών  $X_{1\pm} = E_{s\pm}$  και  $X_{2\pm} = E_{DM\pm}$  που χρησιμοποιήθηκαν για τον υπολογισμό των  $\{U_{FEM,K\pm}, U_{FEM,\Gamma\pm}\}$  και  $\{\Delta U_{FEM,K\Gamma\pm}\}$  για HS ( $m = 0.5$ ) και HS ( $m = 1$ ) για την

εφαρμογή της 2<sup>ns</sup> περίπτωσης της μεθόδου PEM (δύο τυχαίες μεταβλητές  $X_1 = E_s$  και  $X_2 = E_{DC}$ ) με χρήση των σχέσεων (4.9), (4.10), (4.12) και (4.13) – (4.17).

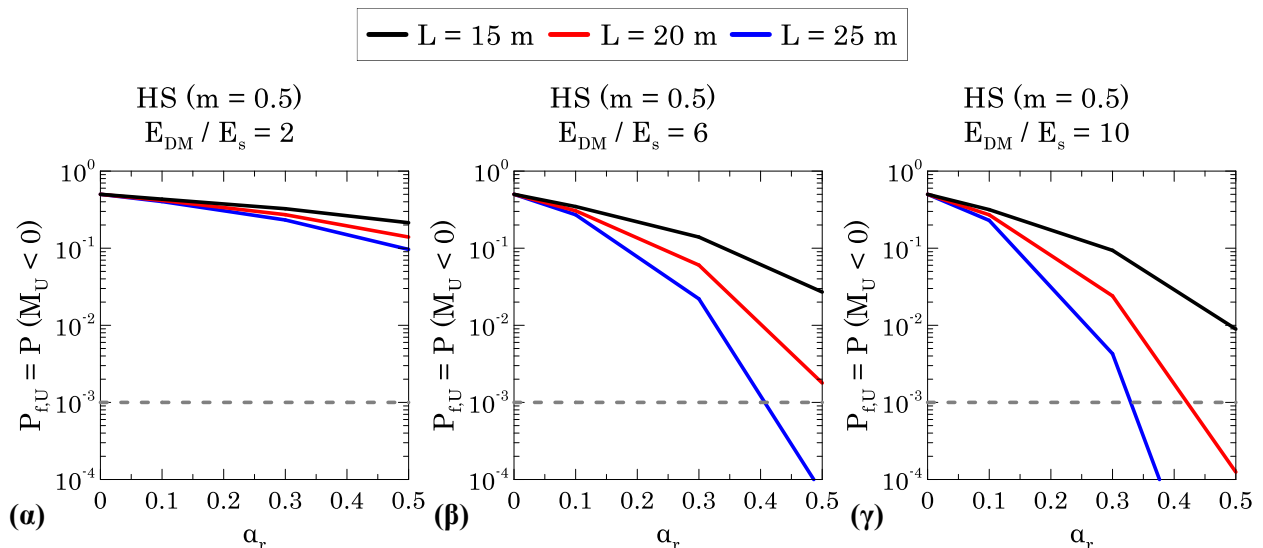
**Πίνακας 4.7:** Ζεύγη τιμών  $X_1, X_2$  για τη διεξαγωγή των παραμετρικών αριθμητικών αναλύσεων και την εφαρμογή της μεθόδου PEM – Βαθιά εδαφική ανάμιξη

Βαθμός βελτίωσης	Ζεύγη $X_1, X_2$ (Στείρα, DM) (MPa)			
	++	+-	-+	--
	$2xE_s$	7, 14	7, 6	3, 14
$6xE_s$	7, 42	7, 18	3, 42	3, 18
$10xE_s$	7, 70	7, 30	3, 70	3, 30

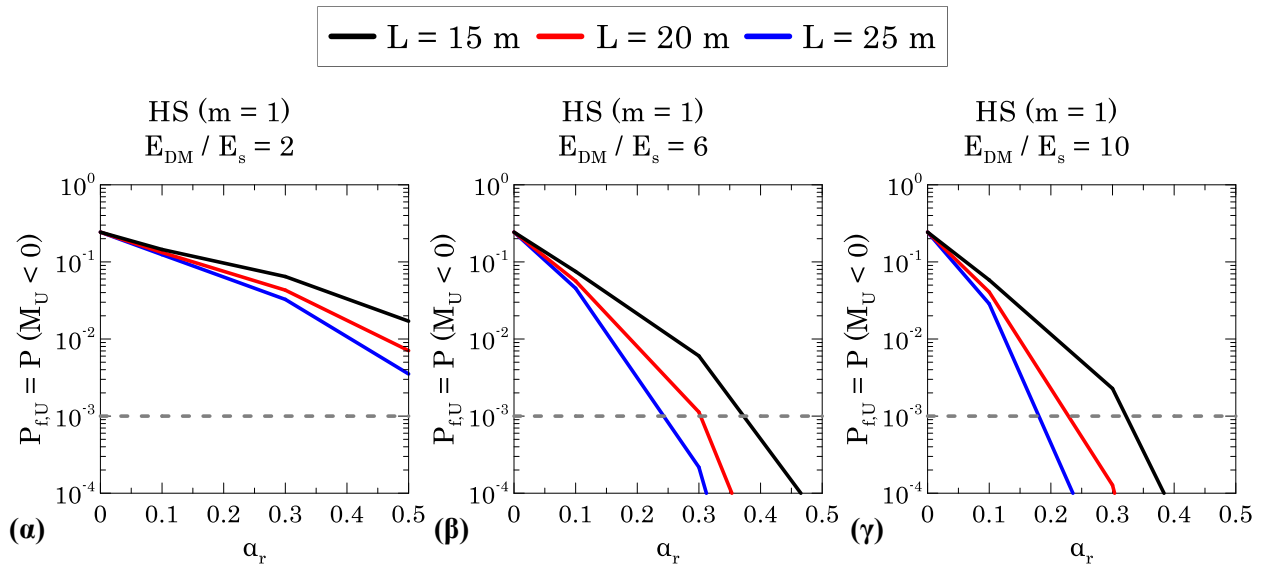
#### 4.4.4.2 Αποτελέσματα πιθανοτικών αναλύσεων – εφαρμογή μεθόδου PEM

Στα Σχήματα 4.6 και 4.7 παρουσιάζονται οι πιθανότητες υπέρβασης  $P_f$  της απόλυτης καθίζησης  $U_{ref}$  (από τις αντίστοιχες  $U_{FEM,K}$ ) με HS ( $m = 0.5$ ) και HS ( $m = 1$ ) αντίστοιχα συναρτήσει του ποσοστού αντικατάστασης  $\alpha_r$  των ενισχυμένων εδαφο-πασσάλων για μήκη  $L = \{15, 20, 25\}$  και για λόγους  $\{E_{DM}/E_s = 2, 6, 10\}$ . Ομοίως στα Σχήματα 4.8 και 4.9 παρουσιάζονται οι πιθανότητες υπέρβασης  $P_f$  της διαφορικής καθίζησης αναφοράς  $\Delta U_{ref}$  (από τις αντίστοιχες  $\Delta U_{FEM,K}$ ) με HS ( $m = 0.5$ ) και HS ( $m = 1$ ) αντίστοιχα.

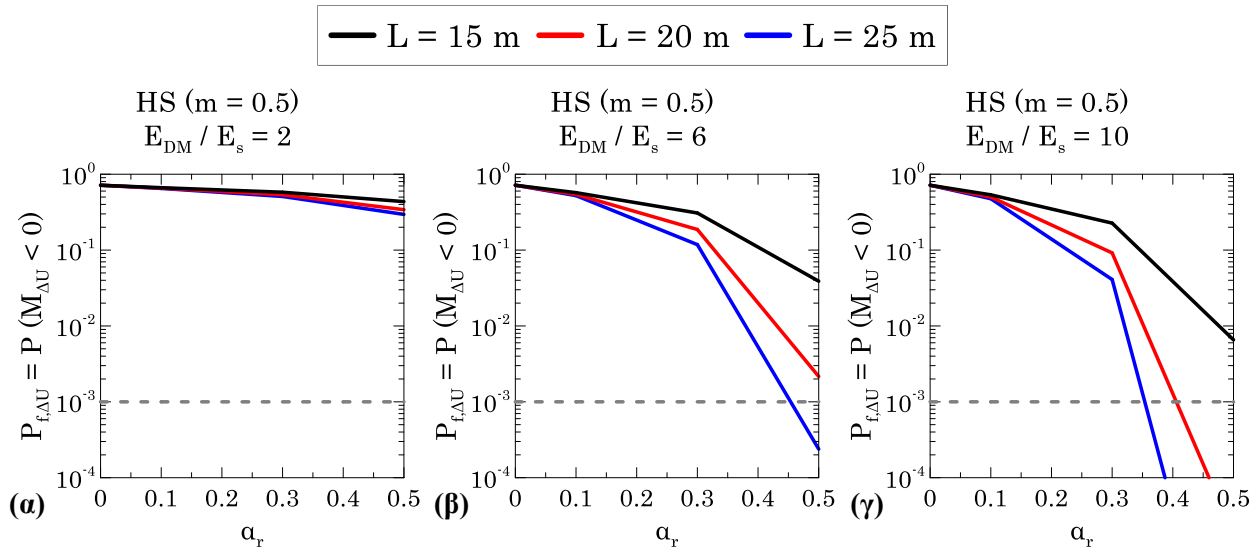
Επιπλέον στο Σχήμα 4.10 γίνεται μία ενδεικτική σύγκριση μεταξύ HS ( $m = 0.5$ ) και HS ( $m = 1$ ) για την περίπτωση  $\{L = 25 \text{ m και } E_{DM}/E_s = 10\}$  στη μείωση των  $P_f$  συναρτήσει του  $\alpha_r$  τόσο για την απόλυτη καθίζηση  $U_{FEM,K}$  όσο και για την διαφορική  $\Delta U_{FEM,K}$ .



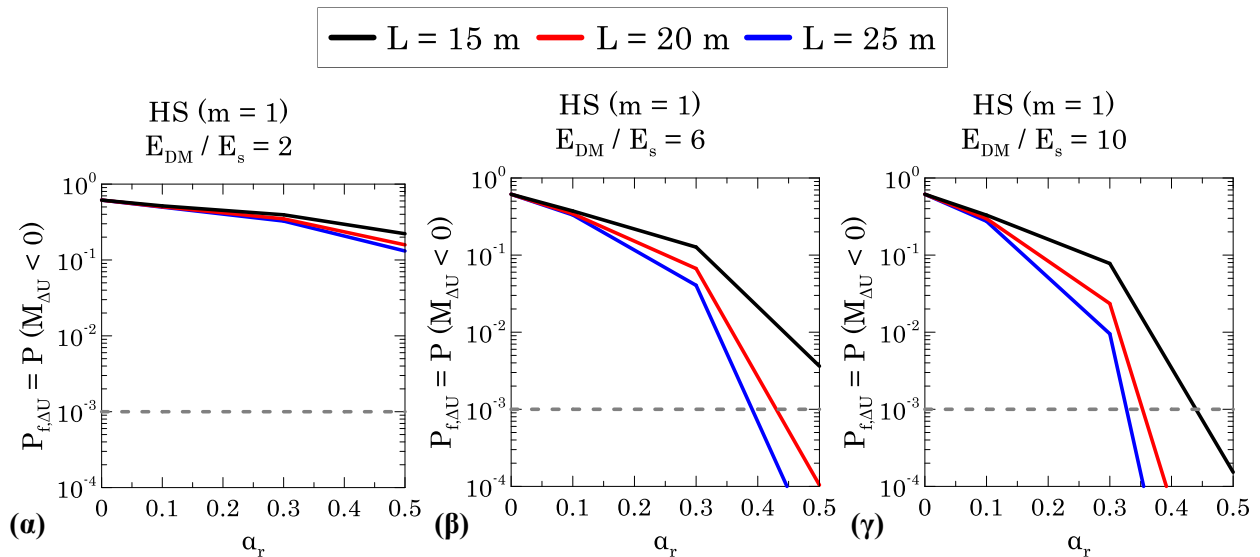
**Σχήμα 4.6:** Μείωση των  $P_f$  των απόλυτων καθιζήσεων  $U_K$  συναρτήσει του  $\alpha_r$  για μήκη  $L = \{15, 20, 25 \text{ m}\}$  των ενισχυμένων εδαφο-πασσάλων με HS ( $m = 0.5$ ) και για λόγους (α)  $E_{DM}/E_s = 2$ , (β)  $E_{DM}/E_s = 6$  και (γ)  $E_{DM}/E_s = 10$



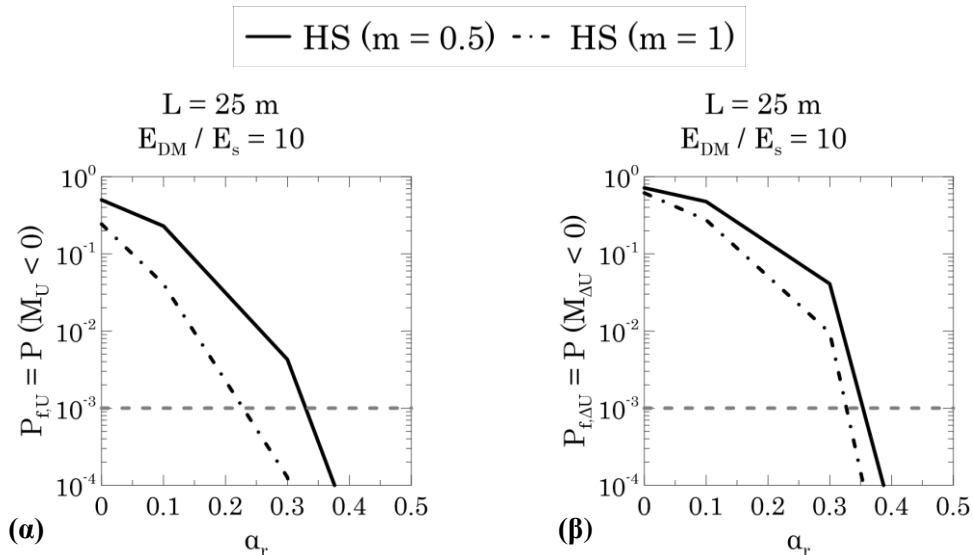
**Σχήμα 4.7:** Μείωση των  $P_f$  των απόλυτων καθιζήσεων  $U_K$  συναρτήσει του  $\alpha_r$  για μήκη  $L = \{15, 20, 25\}$  m των ενισχυμένων εδαφο-πασσάλων με HS (m = 1) και για λόγους (α)  $E_{DM}/E_s = 2$ , (β)  $E_{DM}/E_s = 6$  και (γ)  $E_{DM}/E_s = 10$



**Σχήμα 4.8:** Μείωση των  $P_f$  των διαφορικών καθιζήσεων  $\Delta U_K$  συναρτήσει του  $\alpha_r$  για μήκη  $L = \{15, 20, 25\}$  m των ενισχυμένων εδαφο-πασσάλων με HS (m = 0.5) και για λόγους (α)  $E_{DM}/E_s = 2$ , (β)  $E_{DM}/E_s = 6$  και (γ)  $E_{DM}/E_s = 10$



**Σχήμα 4.9:** Μείωση των  $P_f$  των διαφορικών καθιζήσεων  $\Delta U_K$  συναρτήσει του  $\alpha_r$  για μήκη  $L = \{15, 20, 25\}$  m των ενισχυμένων εδαφο-πασσάλων με HS (m = 1) και για λόγους (α)  $E_{DM}/E_s = 2$ , (β)  $E_{DM}/E_s = 6$  και (γ)  $E_{DM}/E_s = 10$



**Σχήμα 4.10:** Σύγκριση των HS (m = 0.5) και HS (m = 1) στη μείωση των  $P_f$  συναρτήσει του  $\alpha_r$  των ενισχυμένων εδαφο-πασσάλων για την περίπτωση  $L = 25 \text{ m}$  και  $E_{DM}/E_s = 10$  για (α) την απόλυτη καθίζηση  $U_K$  και (β) την διαφορική  $\Delta U_{KG}$

Από τα Σχήματα 4.6 – 4.9 παρατηρείται ότι για την περίπτωση  $E_{DM}/E_s = 2$  οι τιμές των  $P_f$  είναι αρκετά κοντά μεταξύ τους για τις διάφορες τιμές των  $L$ . Επιπλέον παρατηρείται ότι με την αύξηση του  $E_{DM}/E_s$  (από 2 έως 10) παρατηρείται μεγαλύτερη μείωση των  $P_f$  με την αύξηση των  $L$ . Οι τιμές των  $P_f$  για  $L = 20, 25 \text{ m}$  μειώνονται εξαιρετικά πολύ με την αύξηση  $E_{DM}/E_s$  και του  $\alpha_r$ . Αναλυτικότερα στις αναλύσεις με HS (m = 0.5) προκύπτουν σχετικά υψηλές τιμές  $P_f$  ( $> 10^{-3}$ ) τόσο για την απόλυτη  $U_{ref}$  όσο και για την διαφορική καθίζηση αναφοράς  $\Delta U_{ref}$  για αύξηση  $E_{DM} = 2 \cdot E_s$  και αρκετά μικρότερες τιμές  $P_f$  ( $< 10^{-3}$ ) τόσο για την  $U_{ref}$  όσο και για την  $\Delta U_{ref}$  για  $E_{DM} = 6 \cdot E_s$  στην περίπτωση  $\{\alpha_r = 0.5 \text{ και } L = 25 \text{ m}\}$  και για  $E_{DM} = 10 \cdot E_s$  στις περιπτώσεις  $\{\alpha_r = 0.5 \text{ και } L = 20 \text{ m}\}$  και  $\{\alpha_r = 0.5 \text{ και } L = 25 \text{ m}\}$ . Στις δε αναλύσεις με HS (m = 1) η περίπτωση  $E_{DM} = 2 \cdot E_s$  δίνει σχετικά υψηλές τιμές  $P_f$  ( $> 10^{-3}$ ) τόσο της  $U_{ref}$  όσο και της  $\Delta U_{ref}$  ενώ δίνει αρκετά μικρότερες τιμές  $P_f$  ( $< 10^{-3}$ ) για την  $U_{ref}$  για  $E_{DM} = 6 \cdot E_s$  στις περιπτώσεις  $\{\alpha_r = 0.5 \text{ και } L = 15 \text{ m}\}$ ,  $\{\alpha_r = 0.5 \text{ και } L = 20 \text{ m}\}$  και  $\{0.4 \leq \alpha_r \leq 0.5 \text{ και } L = 25 \text{ m}\}$  καθώς και για  $E_{DM} = 10 \cdot E_s$  στις περιπτώσεις  $\{\alpha_r = 0.5 \text{ και } L = 15 \text{ m}\}$ ,  $\{0.4 \leq \alpha_r \leq 0.5 \text{ και } L = 20 \text{ m}\}$  και  $\{0.4 \leq \alpha_r \leq 0.5 \text{ και } L = 25 \text{ m}\}$ . Όσον αφορά τις  $\Delta U_{ref}$  οι αναλύσεις με HS (m = 1) δίνουν αρκετά μικρές τιμές  $P_f$  ( $< 10^{-3}$ ) για  $E_{DM} = 6 \cdot E_s$  στις περιπτώσεις  $\{\alpha_r = 0.5 \text{ και } L = 20 \text{ m}\}$  και  $\{\alpha_r = 0.5 \text{ και } L = 25 \text{ m}\}$  καθώς και για  $E_{DM} = 10 \cdot E_s$  στις περιπτώσεις  $\{\alpha_r = 0.5 \text{ και } L = 15 \text{ m}\}$ ,  $\{\alpha_r = 0.5 \text{ και } L = 20 \text{ m}\}$  και  $\{\alpha_r = 0.5 \text{ και } L = 25 \text{ m}\}$ .

Επιπρόσθετα από το Σχήμα 4.10 παρατηρείται ότι για την περίπτωση  $L = 25 \text{ m}$  και  $E_{DM} = 10 \cdot E_s$  προκύπτουν σαφώς μικρότερες πιθανότητες υπέρβασης των HS (m = 1) σε σχέση με το HS (m = 0.5) με εντονότερη μείωση των  $P_f$  με την αύξηση του  $\alpha_r$  για τις απόλυτες καθιζήσεις συγκριτικά με τις διαφορικές. Χαρακτηριστικά η περίπτωση  $\alpha_r = 0.3$  αποδίδει κατά 3 τάξεις μεγέθους μικρότερες τιμές των  $P_f$  με HS (m = 1) συγκριτικά με HS (m = 0.5) για την απόλυτη ( $7 \cdot 10^{-6}$  έναντι  $4 \cdot 10^{-3}$ ) ενώ οι αντίστοιχες  $P_f$  για την διαφορική καθίζηση είναι της ίδιας τάξης μεγέθους ( $4 \cdot 10^{-2}$  έναντι  $10^{-2}$ ).

#### 4.4.5 Συγκριτική αξιολόγηση μεθόδων

Στον Πίνακα 4.8 παρουσιάζονται συγκεντρωτικά οι ελάχιστες τιμές των πιθανοτήτων υπέρβασης  $P_f$  της απόλυτης  $U_{ref}$  και της διαφορικής καθίζησης αναφοράς  $\Delta U_{ref}$  για HS ( $m = 0.5, 1$ ) οι οποίες αντιστοιχούν στη μέγιστη δυνατή βελτίωση κάθε μεθόδου δηλαδή στην περίπτωση:

DC:  $\{z = 10\text{m} \ \& \ E_{DC}/E_s = 6\}$ , SC:  $\{\alpha_r = 0.5 \ \& \ L = 20 \text{ m}\}$ , DM:  $\{\alpha_r = 0.5, L = 20 \text{ m} \ \& \ E_{DM}/E_s = 10\}$

**Πίνακας 4.8:** Ελάχιστες τιμές πιθανοτήτων υπέρβασης  $P_f$  απόλυτης  $U_{ref}$  και διαφορικής καθίζησης αναφοράς  $\Delta U_{ref}$  κάθε μεθόδου βελτίωσης για HS ( $m = 0.5$ ) και HS ( $m = 1$ )

Μέθοδος βελτίωσης/ενίσχυσης	$P_{f,U,\min} = P(U_{ref} < U_{FEM,K})$		$P_{f,\Delta U,\min} = P(\Delta U_{ref} < \Delta U_{FEM,KI})$	
	HS ( $m = 0.5$ ) ( $P_{f,o} = 5 \cdot 10^{-1}$ )	HS ( $m = 1$ ) ( $P_{f,o} = 2.4 \cdot 10^{-1}$ )	HS ( $m = 0.5$ ) ( $P_{f,o} = 7.2 \cdot 10^{-1}$ )	HS ( $m = 1$ ) ( $P_{f,o} = 6.2 \cdot 10^{-1}$ )
DC	$3 \cdot 10^{-2}$	$10^{-5}$	$10^{-2}$	$9 \cdot 10^{-5}$
SC	$10^{-2}$	$5 \cdot 10^{-8}$	$2 \cdot 10^{-5}$	$10^{-9}$
DM	$2 \cdot 10^{-7}$	$8 \cdot 10^{-11}$	$4 \cdot 10^{-8}$	$10^{-13}$

Σημείωση: DC: Δυναμική Συμπύκνωση (Dynamic Compaction - DC), SC: Χαλικοπάσσαλοι (Stone Columns – SC), DM: Βαθιά εδαφική ανάμιξη (Deep Mixing – DM),  $P_{f,o}$  είναι οι αντίστοιχες αρχικές πιθανότητες υπέρβασης πριν τη βελτίωση (βλ. Πίνακα 4.3) και με κόκκινο χρώμα οι τιμές οι οποίες είναι μικρότερες του αποδεκτού ορίου  $10^{-3}$

Σύμφωνα με τις τιμές του Πίνακα 4.8 παρατηρείται ότι η μέθοδος της βαθιάς εδαφικής ανάμιξης είναι η πιο αποτελεσματική από πλευράς μείωσης των  $P_f$  (ομοίως όπως προέκυψε και από τις τιμές των συντελεστών  $\beta$  στις αιτιοκρατικές αναλύσεις – βλ. Σχήμα 3.20) σε σχέση με τις άλλες δύο μεθόδους για την κοινή περίπτωση της μέγιστης δυνατής βελτίωσης.





# 5

## ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΚΑΙ ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ

### 5.1 ΣΥΝΟΨΗ

Σκοπός της παρούσας εργασίας ήταν η αριθμητική πιθανοτική διερεύνηση εφαρμογής εναλλακτικών μεθόδων βελτίωσης/ενίσχυσης εδαφών ενός μεγάλων διαστάσεων σχηματιζόμενου σωρού στείρων υλικών. Τα εν λόγω υλικά αποτελούν αποθέσεις οι οποίες προέρχονται κατά τη φάση εξόρυξης των κύριων επιφανειακών λιγνιτωρυχείων Καρδιάς και Νοτίου Πεδίου στην περιοχή της Πτολεμαΐδας. Εν προκειμένω διερευνήθηκε η εγκατάσταση ενός τυπικού οδικού/σιδηροδρομικού επιχώματος επί του συγκεκριμένου σωρού ως μία πιθανή επιλογή αποτελεσματικής αξιοποίησής του. Τα αποτελέσματα των εργαστηριακών δοκιμών (από το πρόγραμμα της γεωτεχνικής έρευνας) κατέδειξαν ότι το εν λόγω εδαφικό υλικό χαρακτηρίζεται από υψηλή εγγενή χωρική μεταβλητότητα ως προς τα φυσικά και τα μηχανικά χαρακτηριστικά. Το υλικό που επικρατεί είναι η ύψης υψηλής πλαστιμότητας (MH). Επιπλέον τα εργαστηριακά αποτελέσματα από τις δοκιμές οιδημέτρου κατέδειξαν πολύ χαμηλές τιμές μέτρου μονοδιάστατης παραμόρφωσης  $E_{oed}$ . Κατά συνέπεια πρόκειται για ένα μαλακό εδαφικό υλικό (υψηλής συμπίεστότητας) γεγονός που επιβεβαιώθηκε και στις αρχικές αριθμητικές αναλύσεις (έδραση κυκλικού θεμελίου και απειρομήκους λωρίδας) από τις οποίες παρατηρούνται υψηλές τιμές καθιζήσεων για μικρές τιμές φορτίου.

Οι εξεταζόμενοι μέθοδοι βελτίωσης/ενίσχυσης ήταν: η Δυναμική Συμπύκνωση, οι Χαλικοπάσσαλοι και η Βαθιά Εδαφική Ανάμιξη με χρήση ιπτάμενης τέφρας τύπου C (η οποία προτιμήθηκε να διερευνηθεί λόγω του ότι αυτή συναντάται σε τεράστιες αναξιοποίητες παραγόμενες ποσότητες από την καύση του λιγνίτη). Το υπό μελέτη τυπικό επίχωμα αναλύθηκε υπό συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης (plane strain conditions), ενώ η προσομοίωση της εδαφικής συμπεριφοράς έγινε με την παραδοχή ενός ομοιογενούς εδαφικού υλικού με χρήση των καταστατικών προσομοιωμάτων Mohr – Coulomb (M-C) και Hardening Soil (HS) για  $m = 0.5$  και  $m = 1$ . Προκειμένου να ληφθεί υπόψη η παραπάνω αβεβαιότητα των παραμέτρων των στείρων (και ιδίως του μέτρου ελαστικότητας) διεξήχθησαν τόσο συμβατικές αιτιοκρατικές (με χρήση των μέσων τιμών των εδαφικών παραμέτρων) όσο και πιθανοτικές αριθμητικές αναλύσεις με τη μέθοδο Σημειακής Εκτίμησης (Point Estimate Method – PEM) με χρήση του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων Plaxis 2D V.20. Η ανάλυση των μεθόδων βελτίωσης εστίασε στην επίτευξη της μείωσης της συμπίεστότητας του εξεταζόμενου μαλακού εδαφικού υλικού είτε μέσω βελτίωσης της δυσκαμψίας του είτε μέσω εφαρμογής στοιχείων ενίσχυσης μεγαλύτερης δυσκαμψίας από αυτό. Η επιρροή της Δυναμικής Συμπύκνωσης λήφθηκε υπόψη, βάσει διαφόρων αποτελεσμάτων επί τόπου δοκιμών πεδίου από τη διεθνή βιβλιογραφία, μέσω αύξησης του αρχικού μέτρου ελαστικότητας από 2 έως 6 φορές,  $E_{DC} = (2 \div 6) \cdot E_s$ , και (λαμβάνοντας την αύξηση αυτή) μέχρι ενός βάθους επιρροής της συμπύκνωσης  $z = 2 \div 10$  m. Όσον αφορά τη μέθοδο των χαλικοπασσάλων, από αρχικές (επικουρικού τύπου) διδιάστατες αριθμητικές αναλύσεις με

το προσομοίωμα “unit cell” (στοιχειώδης κυκλινδρική μονάδα χαλικοπασσάλου – περιβάλλοντος εδάφους) προέκυψε ότι οι κρίσιμότερες παράμετροι από πλευράς μείωσης των καθιζήσεων ήταν το ποσοστό αντικατάστασης  $\alpha_r$  και το μήκος (ή βάθος)  $L$  των χαλικοπασσάλων. Τα εύρη των τιμών τους ελήφθησαν ως  $\alpha_r = 0.1 \div 0.5$  και  $L = 5 \div 20$  m (με βάση τη διεθνή βιβλιογραφία). Προκειμένου αφενός να γίνει εφικτή μία όσο το δυνατόν καλύτερη σύγκριση μεταξύ των μεθόδων αποφασίστηκε η προσομοίωση των χαλικοπασσάλων να γίνει χρήση με κατακόρυφες διαμήκεις συστοιχίες (λωρίδες) (longitudinal gravel trenches) υπό συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης (plane strain). Το συγκεκριμένο προσομοίωμα αντιστοιχεί σε ένα πιο βελτιωμένο σύστημα χαλικοπασσάλων, δεδομένου ότι προσομοιώνονται υπό μορφή λωρίδων και όχι ως μεμονωμένοι χαλικοπάσσαλοι (οι υπολογιζόμενες καθιζήσεις είναι μικρότερες από αυτές που θα υπολογίζονταν με ένα πιο αξιόπιστο τριδιάστατο αριθμητικό προσομοίωμα). Ωστόσο το συγκεκριμένο προσομοίωμα έχει χρησιμοποιηθεί από διάφορους ερευνητές σε περιπτώσεις ανάλυσης επιχωμάτων καθότι δίνει αρκετά ικανοποιητικά αποτελέσματα. Με όμοιο τρόπο έγινε και η προσομοίωση των ενισχυμένων, με ιπτάμενη τέφρα τύπου C, εδαφο-πασσάλων (μέθοδος βαθιάς εδαφικής ανάμιξης) το μέτρο ελαστικότητας των οποίων θεωρήθηκε ως  $E_{DC} = (2 \div 10) \cdot E_s$ . Το εύρος τιμών του ποσοστού αντικατάστασης καθώς και του μήκους των ενισχυμένων εδαφο-πασσάλων ελήφθησαν (βάσει της βιβλιογραφίας) ως  $\alpha_r = 0.1 \div 0.5$  και  $L = 15 \div 25$  m (μεγαλύτερο βάθος σε σχέση με τους χαλικοπασσάλους) αντίστοιχα.

Η ποσοτικοποίηση της βελτίωσης μετά την εφαρμογή της εκάστοτε μεθόδου εκφράστηκε για τις μεν αιτιοκρατικές μέσω του συντελεστή μείωσης των καθιζήσεων  $\beta = S_f/S_o$  (όπου  $S_f, S_o$ : η τελική και η αρχική απόλυτη καθίζηση του σημείου K στο μέσο της βάσης του επιχώματος αντίστοιχα) και για τις δε πιθανοτικές αναλύσεις μέσω υπολογισμού των πιθανοτήτων υπέρβασης  $P_f$  τόσο της απόλυτης  $U_{ref} = 0.4$  m όσο και της διαφορικής καθιζήσης αναφοράς  $\Delta U_{ref} = 0.2$  m συγκρίνοντάς τες με τις αντίστοιχες αριθμητικά υπολογιζόμενες απόλυτες καθιζήσεις του σημείου K ( $U_{FEM,K}$ ) και τις διαφορικές καθιζήσεις μεταξύ του σημείου K και του σημείου Γ στη γωνία της βάσης του επιχώματος  $\Delta U_{FEM,KΓ}$ . Επισημαίνεται ότι η επιλογή των συγκεκριμένων υψηλών τιμών των  $U_{ref}$  και  $\Delta U_{ref}$  ήταν καθαρά ενδεικτική στο πλαίσιο μίας προκαταρκτικής διερεύνησης του βαθμού μείωσης των καθιζήσεων μετά την εφαρμογή της εκάστοτε μεθόδου βελτίωσης σε όρους πιθανοτήτων υπέρβασης  $P_f$  και δεν αντιστοιχούν στις επιτρεπόμενες καθιζήσεις κατά το σχεδιασμό γι’ αυτό και ορίζονται ως καθιζήσεις αναφοράς.

## 5.2 ΤΕΛΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Τα συνολικά συμπεράσματα της εργασίας είναι τα ακόλουθα:

1. Από τις αιτιοκρατικές αναλύσεις παρατηρήθηκαν μικρότερες τιμές του συντελεστή  $\beta$  (πιο βελτιωμένη εικόνα από πλευράς μείωσης των καθιζήσεων) στις αναλύσεις με HS συγκριτικά με αυτών που έγιναν με M-C. Το γεγονός αυτό οφείλεται στο ότι το HS λαμβάνει μία αύξηση της εδαφικής δυσκαμψίας με το βάθος ο βαθμός της οποίας είναι ανάλογος της παραμέτρου  $m$ . Όμοια εικόνα παρατηρήθηκε και από τις πιθανοτικές αναλύσεις όπου προέκυψαν σαφώς μικρότερες τιμές των πιθανοτήτων υπέρβασης

$P_f$  (τόσο της απόλυτης όσο και της διαφορικής καθίζησης) στις αναλύσεις με HS ( $m = 1$ ) σε σχέση με αυτές που έγιναν με HS ( $m = 0.5$ ). Συγκεκριμένα:

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta_{HS(m=1)} < \beta_{HS(m=0.5)} < \beta_{M-C} \\ P_{f,HS(m=1)} < P_{f,HS(m=0.5)} \end{array} \right\}$$

2. Επιπλέον και από τις τρεις μεθόδους βελτίωσης/ενίσχυσης παρατηρήθηκε μία σχετικά ικανοποιητική σύγκλιση μεταξύ των τιμών του συντελεστή  $\beta$  στις αναλύσεις με M-C και HS ( $m = 0.5$ ) ( $7 \div 27$  %) καθώς και αυτών με HS ( $m = 0.5$ ) και HS ( $m = 1$ ) ( $1 \div 13$  %) ενώ οι αντίστοιχες μεταξύ τους τιμές του  $\beta$  στις M-C και HS ( $m = 1$ ) παρουσιάζουν μία σχετικά μεγαλύτερη απόκλιση ( $12 \div 36$  %).
3. Τα εύρη των τιμών του συντελεστή  $\beta$  και των πιθανοτήτων υπέρβασης  $P_f$  της απόλυτης  $U_{ref}$  και της διαφορικής καθίζησης αναφοράς  $\Delta U_{ref}$  για κάθε μέθοδο βελτίωσης παρουσιάζονται ως ακολούθως:

$$DC: \beta = 0.53 \div 0.97, P_{f,U} = 4 \cdot 10^{-1} \div 10^{-5}, P_{f,\Delta U} = 6 \cdot 10^{-1} \div 9 \cdot 10^{-5}$$

$$SC: \beta = 0.49 \div 0.99, P_{f,U} = 4 \cdot 10^{-1} \div 5 \cdot 10^{-8}, P_{f,\Delta U} = 6 \cdot 10^{-1} \div 10^{-9}$$

$$DM: \beta = 0.38 \div 0.96, P_{f,U} = 4 \cdot 10^{-1} \div 8 \cdot 10^{-11}, P_{f,\Delta U} = 6 \cdot 10^{-1} \div 10^{-13}$$

Όπου:

- DC: Δυναμική Συμπύκνωση (Dynamic Compaction – DC)
  - SC: Χαλικοπάσσαλοι (Stone Columns – SC)
  - DM: Βαθιά εδαφική ανάμιξη (Deep Mixing – DM)
4. Οι μικρότερες δυνατές τιμές  $\beta$  και  $P_f$  για την περίπτωση της μέγιστης δυνατής βελτίωσης επιτεύχθηκαν με τη μέθοδο της βαθιάς εδαφικής ανάμιξης. Συγκεκριμένα προέκυψαν:

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta_{DM} < \beta_{SC} < \beta_{DC} \\ P_{f,DM} < P_{f,SC} < P_{f,DC} \end{array} \right\}$$

### 5.3 ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΜΕΛΛΟΝΤΙΚΗ ΕΡΕΥΝΑ

Η παρούσα εργασία εστίασε στην ανάλυση συγκεκριμένων μεθόδων βελτίωσης/ενίσχυσης εδαφών (Δυναμική συμπύκνωση, Χαλικοπάσσαλοι και Βαθιά εδαφική ανάμιξη με χρήση ιπτάμενης τέφρας τύπου C) εδαφών με στόχο τη μείωση της συμπίεστικότητας του σχηματιζόμενου σωρού στείρων υλικών λιγνιτωρυχείων προκειμένου να εγκατασταθεί επί αυτού ένα οδικό/σιδηροδρομικό επίχωμα τυπικών διαστάσεων. Είναι σαφές ότι η σημαντική εγγενής ανομοιογένεια, ως προς το είδος των εδαφών και μεταβλητότητα ως προς τα φυσικά και τα μηχανικά χαρακτηριστικά των στείρων αποτελούν βασικά αντικείμενα για επέκταση της έρευνας δεδομένης της πολυπλοκότητας που διακρίνει το συγκεκριμένο εδαφικό υλικό. Κύριος στόχος αποτελεί αφενός η καλύτερη δυνατή κατανόηση της γεωτεχνικής συμπεριφοράς του σωρού των στείρων προκειμένου να επιτευχθεί μία αποτελεσματική αξιοποίηση αυτού σύμφωνα με τις αρχές της βιωσιμότητας και της αειφόρου ανάπτυξης στο πλαίσιο κατά τη μετάβαση στη μετά τον λιγνίτη εποχή. Προς την κατεύθυνση αυτή μπορεί ενδεικτικά να βοηθήσουν οι ακόλουθες προτάσεις:

- ❖ Ανάλυση εναλλακτικών μεθόδων βελτίωσης ή/και συνδυασμός αυτών.
- ❖ Ανάλυση έδρασης διαφορετικών κατασκευών επί του εξεταζόμενου εδαφικού υλικού στείρα λιγνιτωρυχείων.
- ❖ Αναλύσεις ελαχιστοποίησης κόστους (optimization – “calculated risk”) ώστε να γίνει μία πιο ολοκληρωμένη σύγκριση – αξιολόγηση των μεθόδων βελτίωσης.
- ❖ Χρήση εναλλακτικών αριθμητικών προσομοιωμάτων ανάλυσης των μεθόδων των χαλικοπασσάλων και της βαθιάς εδαφικής ανάμιξης. Είτε διδιάστατων υπό αξονοσυμμετρικές συνθήκες είτε μέσω διεξαγωγής πιο αξιόπιστων τριδιάστατων αριθμητικών αναλύσεων.
- ❖ Μελέτη φαινομένου στερεοποίησης για τον υπολογισμό του χρόνου ολοκλήρωσης των καθιζήσεων δεδομένου ότι τα εν λόγω εδαφικά υλικά είναι κατά βάση ιλυώδη (συνεκτικά).
- ❖ Εξέταση εναλλακτικών καταστατικών προσομοιωμάτων της εδαφικής συμπεριφοράς των στειρών (π.χ. Modified Cam-Clay ή Soft Soil).

# 6

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Ανδρέου Π. Σ. (2009). Προσομοίωση της συμπεριφοράς εδαφών βελτιωμένων με χαλικοπασσάλους. Διδακτορική διατριβή. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο (ΕΜΠ). Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών. Τομέας Γεωτεχνικής.
2. Ανδρίτσος Ν. (2008). Ενέργεια και Περιβάλλον: Διδακτικές σημειώσεις. Βόλος: Τμήμα Μηχανολόγων Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας.
3. Ευθυμίου Σ. (2019). Εργαστηριακή διερεύνηση της μηχανικής συμπεριφοράς αργιλικών εδαφών βελτιωμένων με ιπτάμενη τέφρα. Διδακτορική διατριβή. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο (ΕΜΠ). Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών. Τομέας Γεωτεχνικής.
4. Ζευγώλης Ι. Ε. (2019). Αναλύσεις αξιοπιστίας τεχνικών έργων. Σημειώσεις. Δημοκρίτειο Πανεπιστήμιο Θράκης (ΔΠΘ). Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών. Τομέας Γεωτεχνικής Μηχανικής. Ξάνθη.
5. Καββαδάς Μ. (2016). Στοιχεία εδαφομηχανικής. Εκδόσεις ΤΣΟΤΡΑΣ, 2η Έκδοση.
6. Κάλτσιος Α. (2012). Βελτίωση & ενίσχυση εδαφών. ΚΤΙΡΙΟ. Τεύχος 08. Σελίδα 81.
7. Κωνσταντινίδης Μ. (2012). Εργαστηριακή και συγκριτική μελέτη υλικών με δομή. Διπλωματική εργασία. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο (ΕΜΠ). Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών. Τομέας Γεωτεχνικής.
8. Μαντικός Β. (2012). Πειραματική διερεύνηση της ανάμιξης ποζολανικής ιπτάμενης τέφρας στη συμπεριφορά αποθέσεων αγόνων. Διπλωματική εργασία. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο (ΕΜΠ). Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών. Τομέας Γεωτεχνικής.
9. Μπαρουλάκη Μ. Σ. (2011). Παραμετρική Διερεύνηση της Συμπεριφοράς Αργιλικού Εδάφους Ενισχυμένου με Χαλικοπασσάλους. Διπλωματική εργασία. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο (ΕΜΠ). Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών. Τομέας Γεωτεχνικής.
10. Μπουκοβάλας Γ. (2004). Σημειώσεις σε Ειδικά Θέματα Θεμελιώσεων. Εκδόσεις ΕΜΠ.
11. Μπουκοβάλας Γ. (2021). Διαδικτυακές διδακτικές σημειώσεις μαθήματος «Ειδικά Θέματα Θεμελιώσεων». Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο (ΕΜΠ). Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών.
12. Παπαδόπουλος Β. (2021). Διαδικτυακές διδακτικές σημειώσεις μεταπτυχιακού μαθήματος «Γεωτεχνική και Γεωφυσική Έρευνα Υπεδάφους». ΔΠΜΣ «Σχεδιασμός και Κατασκευή Υπογείων Έργων». ΕΜΠ.
13. Alves Dias P., Kanellopoulos K., Medarac H., Kapetaki Z., Miranda-Barbosa E., Shortall R., Czako V., Telsnig T., Vazquez-Hernandez C., Lacal Arántegui R., Nijs W., Gonzalez Aparicio I., Trombetti

- M., Mandras G., Peteves E. & Tzimas E. (2018). EU coal regions: opportunities and challenges ahead - EUR 29292 EN. Luxembourg: Publications Office of the European Union.
14. Baecher G. B. & Christian J. T. (2003). Reliability and statistics in geotechnical engineering. John Wiley & Sons.
  15. Barksdale R. D. & Bachus R. C. (1983). Design and construction of stone columns, vol. I (No. FHWA/RD-83/026; SCEGIT-83-104). Turner-Fairbank Highway Research Center.
  16. Bergado D. T., Rantucci G. & Widodo S. (1984). Full scale load tests of granular piles and sand drains in the soft of Bangkok clay. In *Renforcement en place des sols et des roches. Colloque international*. pp. 111-118.
  17. Bian Z., Miao X., Lei S., Chen S. E., Wang W. & Struthers S. (2012). The challenges of reusing mining and mineral-processing wastes. *Science*, 337(6095), 702-703.
  18. Budhu M. (2015). *Soil mechanics fundamentals*. John Wiley & Sons.
  19. Cardoso A. S. & Fernandes M. M. (2001). Characteristic values of ground parameters and probability of failure in design according to Eurocode 7. *Geotechnique*, 51(6): 519-531.
  20. Castro J. (2017). Modeling stone columns. *Materials*, 10(7), 782.
  21. Centre D'etudes Menard (1975). The Menard Pressuremeter. D60. *Sols Soils*. 26. 5-43.
  22. Dawson R. F., Morgenstern N. R. & Stokes A. W. (1998). Liquefaction flowslides in Rocky Mountain coal mine waste dumps. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(2), 328-343.
  23. Edil T. B., Acosta H. A. & Benson C. H. (2006). Stabilizing soft fine-grained soils with fly ash. *Journal of materials in civil engineering*, 18(2), 283-294.
  24. Errard A., Stylianidou N. & Goll M. (2020). Production of lignite in the EU-statistics. Eurostat. [https://ec.europa.eu/eurostat/statistics-explained/index.php?title=Production\\_of\\_lignite\\_in\\_the\\_EU\\_-\\_statistics](https://ec.europa.eu/eurostat/statistics-explained/index.php?title=Production_of_lignite_in_the_EU_-_statistics)
  25. European Association for Coal and Lignite. EURACOAL STATISTICS. Annual Report 2021. <https://public.euracoal.eu/download/Public-Archive/Library/Annual-Reports/EURACOAL-Annual-Report-2021-rev04-WEB.pdf>
  26. EY (2014). European lignite mines benchmarking—sanitized report.
  27. Hamidi B., Varaksin S. & Nikraz H. (2011). Predicting Menard modulus using dynamic compaction induced subsidence. In *Proceedings of the International Conference on Advances in Geotechnical Engineering* (pp. 221-226). Australian Geomechanics Society.
  28. Hamidi B., Nikraz H. & Varaksin S. (2012). The application of dynamic compaction on Marjan Island. In *Proceedings of the 11th Australia-New Zealand Conference on Geomechanics (ANZ 2012)* (pp. 1202-1207). The Australian Geomechanical Society and New Zealand Geotechnical Society.

29. Han J. (2015). Principles and practice of ground improvement. John Wiley & Sons.
30. Huasmann M. R. (1990). Engineering principles of ground modification. McGraw-Hill. New York.
31. Jaky J. (1944). The coefficient of earth pressure at rest. J. of the Society of Hungarian Architects and Engineers. 355-358.
32. Kitazume M. & Terashi M. (2013). The deep mixing method (Vol. 21). London: CRC press.
33. Kang X., Kang G. C., Chang K. T. & Ge L. (2015). Chemically stabilized soft clays for road-base construction. Journal of Materials in Civil Engineering. 27(7). 04014199.
34. Lukas R. G. (1986). Dynamic compaction for highway construction. Volume I: Design and construction guidelines. Final report (No. FHWA/RD-86/133).
35. Madhav M. R. & Miura N. (1994). Stone columns. In International conference on soil mechanics and foundation engineering (pp. 163-164).
36. Madhav M. R. (2006). Engineering of ground by stone columns/granular piles. Proc. ATC-7 Workshop on Stone Column in Soft Deposits. ISSMGE ATC-7. Busan, Korea. 1-17.
37. Masoudian M. S., Zevgolis I. E., Deliveris A. V., Marshall A. M., Heron C. M. & Koukouras N. C. (2019). Stability and characterisation of spoil heaps in European surface lignite mines: a state-of-the-art review in light of new data. Environmental Earth Sciences. 78(16). 1-18.
38. Meyerhof G. G. (1995). Development of geotechnical limit state design. Canadian Geotechnical Journal. 32(1): 128-136.
39. Mining Facts. (2017). What happens to mine sites after a mine is closed? Retrieved from <https://www.fraserinstitute.org/categories/mining>.
40. Mitchell J. K. (1981). Soil improvement-state of the art report. In Proc. 11th Int. Conf. on SMFE. Vol. 4. pp. 509-565.
41. Mokhtari M. & Kalantari B. (2012). Soft Soil Stabilization using Stone Column-A Review. Electronic journal of Geotechnical engineering. 17. 1459-1466.
42. Nicholson P. G. (2014). Soil improvement and ground modification methods. Butterworth-Heinemann.
43. Ng K. S. & Tan S. A. (2015). Stress transfer mechanism in 2D and 3D unit cell models for stone column improved ground. International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering. 1(1). 1-9.
44. PLAXIS 2D, V2020. Material Model Manual.
45. Poulsen B., Khanal M., Rao A. M., Adhikary D. & Balusu R. (2014). Mine overburden dump failure: a case study. Geotechnical and Geological Engineering. 32(2). 297-309.



46. Rodriguez A. T. P., Montejano J. C. & Sanz R. V. (2015). Dynamic compaction evaluation using in situ test. Proceedings of the XVI ECSMGE. Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development.
47. Rollins K. M. & Kim J. (2010). Dynamic compaction of collapsible soils based on US case histories. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 136(9). 1178-1186.
48. Rosenblueth E. (1975). Point estimates for probability moments. Proceedings of the National Academy of Sciences. 72(10). 3812-3814.
49. Rosenblueth E. (1981). Two-point estimates in probabilities. Applied Mathematical Modelling. 5(5). 329-335.
50. Roumpos C., Partsinevelos P., Agioutantis Z., Makantasis K. & Vlachou A. (2014). The optimal location of the distribution point of the belt conveyor system in continuous surface mining operations. Simulation Modelling Practice and Theory. 47. 19-27.
51. Roumpos C., Pavloudakis F., Liakoura A., Nalmpanti D. & Arampatzis K. (2018). Utilisation of lignite resources within the context of a changing electricity generation mix. In Proceedings of the 10th Jubilee Intl. Brown Coal Mining Congress: "Brown Coal Today and in the Future". Bełchatów. Poland (pp. 16-18).
52. Sexton B. G., McCabe B. A. & Castro J. (2014). Appraising stone column settlement prediction methods using finite element analyses. Acta Geotechnica. 9(6). 993-1011.
53. Skinner H. D., Watts K. S. & Charles J. A. (1997). Building on colliery spoil: some geotechnical considerations. Ground Engineering. 30(5).
54. Steiakakis E., Kavouridis K. & Monopolis D. (2009). Large scale failure of the external waste dump at the "South Field" lignite mine, Northern Greece. Engineering Geology, 104(3-4), 269-279.
55. Terashi, M. (2003). The state of practice in deep mixing methods. In Grouting and ground treatment. ASCE GSP 120. L. F. Johnsen, D. A. Bruce, and M. J. Byle (eds.). Reston. VA. 25-49.
56. Theocharis A. I., Zevgolis I. E., Roumpos C. & Koukouzas N. C. (2022). 3D Numerical Analysis for the Valorization Potential of Spoil Heaps by Shallow Foundations. Sustainability. 14(12). 7363.
57. Tsitsas G. V., Dimitriadi D., Zekkos M., Dumitru R. Ciortan & Manea S. (2015). Dynamic compaction of collapsible soils – case study from a motorway project in Romania. Proceedings of the XVI ECSMGE. Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development.
58. Ulusay R., Çaglan D., Arİkan F. & Yoleri M. F. (1996). Characteristics of biplanar wedge spoil pile instabilities and methods to improve stability. Canadian geotechnical journal. 33(1). 58-79.
59. Van Impe W. F. (1989). Soil improvement techniques and their evolution.
60. Vesic A. S. (1972). Expansion of cavities in infinite soil mass. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE. vol. 98. N° SM3. pp. 265-290.

61. Yu H., Yin J., Soleimanbeigi A. & Likos W. J. (2017). Effects of curing time and fly ash content on properties of stabilized dredged material. *Journal of Materials in Civil Engineering*. 29(10). 04017199.
62. Zevgolis I. E., Koukouzas N. C., Roumpos, C., Deliveris A. V. & Marshall A. M. (2018). Evaluation of geotechnical property variability: the case of spoil material from surface lignite mines. In 5th international civil protection conference – SafeKozani.
63. Zevgolis I. E., Theocharis A. I., Deliveris A. V., Koukouzas N. C., Roumpos C. & Marshall A. M. (2021). Geotechnical characterization of fine-grained spoil material from surface coal mines. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 147(7).