

Μεθοδολογία Σχεδιασμού Επιφανειακών Θεμελιώσεων επί Ρευστοποιήσιμου Εδάφους με Αργιλική Επικάλυψη

Simplified Methodology for the Performance-based Design of Shallow Foundations on Liquefiable Soil with a Clay Crust

ΚΑΡΑΜΗΤΡΟΣ, Δ. Πολιτικός Μηχανικός, Υποψήφιος Διδάκτορας Ε.Μ.Π.
ΜΠΟΥΚΟΒΑΛΑΣ, Γ. Πολιτικός Μηχανικός, Καθηγητής Ε.Μ.Π.
ΧΑΛΟΥΛΟΣ, Ι. Πολιτικός Μηχανικός, Υποψήφιος Διδάκτορας Ε.Μ.Π.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ : Παρουσιάζεται μία απλοποιημένη αναλυτική μεθοδολογία για τον υπολογισμό της απομειωμένης μετασεισμικής φέρουσας ικανότητας και των αντίστοιχων καθιζήσεων θεμελιολωρίδων επί ρευστοποιήσιμου εδάφους, του οποίου υπέρκειται στρώση αργίλου. Η μεθοδολογία βασίστηκε στα αποτελέσματα πλήρως συζευγμένων παραμετρικών αναλύσεων, με ένα εξελιγμένο καταστατικό προσομοίωμα. Αρχικά γίνεται αξιολόγηση της ακρίβειας των αναλυτικών προβλέψεων έναντι πειραματικών δεδομένων και ακολούθως προτείνονται διαγράμματα σχεδιασμού. Τέλος, εξετάζεται η ύπαρξη κρίσιμου πάχους της επιφανειακής στρώσης, πέραν του οποίου η σεισμική απόκριση της θεμελίωσης δεν επηρεάζεται από ρευστοποίηση του υπεδάφους.

ABSTRACT : A simplified analytical methodology is presented, for the estimation of the post-shaking degraded bearing capacity and the accumulated settlements of strip foundations resting on liquefiable soil with a clay crust. The methodology was based on the results of fully coupled parametric numerical analyses, performed with a sophisticated constitutive model. After evaluating the accuracy of the analytical predictions against experimental data, easy to use design charts are proposed for quick applications. The existence of a critical depth for the non-liquefiable surface layer is consequently explored, beyond which, subsoil liquefaction does not affect the seismic response of surface foundations.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Σύμφωνα με τους ισχύοντες αντισεισμικούς κανονισμούς, η κατασκευή επιφανειακών θεμελιώσεων επί ρευστοποιήσιμων εδαφών επιτρέπεται μόνο μετά την εφαρμογή μέτρων εδαφικής βελτίωσης, που μπορεί να περιλαμβάνουν εδαφική συμπύκνωση ή χρήση στραγγιστηρίων για την εκτόνωση των αναπτυσσόμενων υπερπιέσεων πόρων. Η προσέγγιση αυτή είναι επιβεβλημένη, δεδομένου ότι μεγάλος αριθμός πειραμάτων φυγοκεντρική και σεισμικής τράπεζας (Liu & Dobry, 1997, Kawasaki et al, 1998, Acacio et al, 2001, Adalier et al, 2003 και Coelho et al, 2004), όπως και καταγραφές ιστορικών περιστατικών (Yoshimi & Tokimatsu, 1977, Ishihara et al, 1993, Sancio et al, 2002) αποδεικνύουν ότι η ρευστοποίηση

του υπεδάφους μπορεί να οδηγήσει σε απώλεια φέρουσας ικανότητας και σε συσσώρευση σεισμικών καθιζήσεων, σημαντικά μεγαλύτερων από τις καθιζήσεις υπό στατική φόρτιση.

Παρόλα αυτά, η παρουσία μιας επιφανειακής στρώσης (π.χ. αργίλου, πυκνής ή ξηρής άμμου, χαλίκων ή βελτιωμένου εδάφους), ικανού πάχους και διατμητικής αντοχής είναι πιθανό να περιορίσει την επίδραση της ρευστοποίησης του υπεδάφους στη συμπεριφορά της θεμελίωσης. Το ερώτημα που τίθεται σε αυτή την περίπτωση αφορά στο απαιτούμενο πάχος της «κρούστας» για το οποίο είναι δυνατός ο σχεδιασμός επιφανειακών θεμελιώσεων, χωρίς να απαιτείται η εφαρμογή μέτρων βελτίωσης. Για να απαντηθεί το ερώτημα αυτό, θα πρέπει να διατυπωθεί μία δόκιμη μεθοδολογία για τον υπολογισμό:

- α. της μετασεισμικής φέρουσας ικανότητας της θεμελίωσης και του αντίστοιχου απομειωμένου συντελεστή ασφαλείας FS_{deg} και
- β. των αναπτυσσόμενων δυναμικών καθιζήσεων ρ_{dyn} .

Ο συντελεστής ασφαλείας FS_{deg} αφορά μόνο ένα μικρό χρονικό διάστημα μετά το πέρας της διέγερσης, καθώς οι υπερπίεσεις πόρων στο ρευστοποιημένο έδαφος σύντομα θα μειωθούν και το έδαφος θα ανακτήσει τις αρχικές τιμές της διατμητικής του αντοχής. Επομένως, για το σχεδιασμό, μπορούν να γίνουν ανεκτές τιμές του FS_{deg} αρκετά μικρότερες από τις συμβατικές απαιτήσεις για στατική φόρτιση (π.χ. $FS_{deg}=1.00\pm 1.50$). Σε ότι αφορά στις επιτρεπόμενες καθιζήσεις ρ_{all} , αυτές σχετίζονται με τις απαιτήσεις λειτουργικότητας του έργου και αποτελούν επομένως συνάρτηση του τύπου της κατασκευής και της περιόδου επαναφοράς του υπό εξέταση σεισμού.

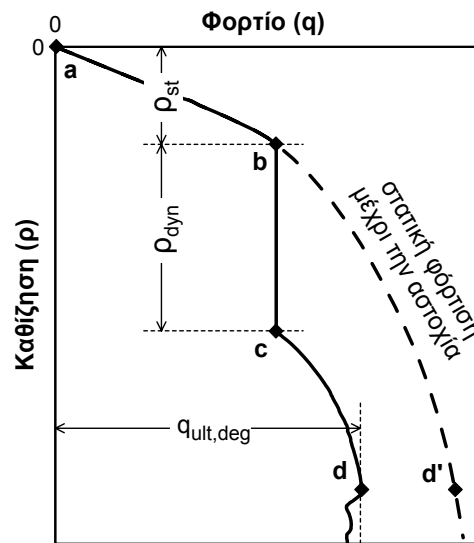
2. ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΗ ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ

2.1 Αριθμητικές αναλύσεις

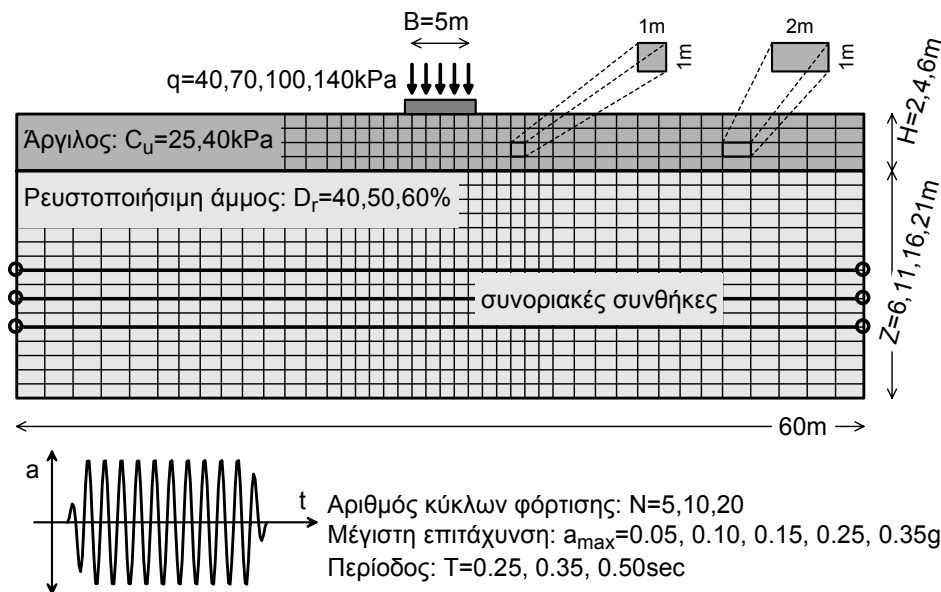
Για την απάντηση των παραπάνω ερωτημάτων πραγματοποιήθηκαν πλήρως συζευγμένες δυναμικές αναλύσεις ενεργών τάσεων, χρησιμοποιώντας την αριθμητική μεθοδολογία των Andrianopoulos et al (2007). Η συγκεκριμένη μεθοδολογία βασίζεται στην ενσωμάτωση μιας τροποποιημένης έκφρασης του καταστατικού προσομοιώματος των Papadimitriou & Bouck-

onalas (2002) στον εμπορικό κώδικα πεπερασμένων διαφορών FLAC.

Συγκρίσεις των προβλέψεων του καταστατικού προσομοιώματος με πειραματικά αποτελέσματα (Arulmoli et al, 1992) δείχνουν ότι επιτρέπει την ακριβή πρόβλεψη των βασικών στοιχείων της δυναμικής συμπεριφοράς, όπως η μείωση του μέτρου διάτμησης και η αύξηση της απόσβεσης με την αύξηση του εύρους ανακυκλικής διατμητικής παραμόρφωσης, καθώς και ο ρυθμός ανάπτυξης υδατικών υπερπίεσεων μέχρι τη ρευστοποίηση (Papadimitriou & Bouckonalas, 2002).



Σχήμα 1. Καμπύλη φορτίου-καθιζήσεων.
Figure 1. Load-settlement curve.



Σχήμα 2. Αριθμητικό προσομοίωμα παραμετρικών αναλύσεων και εύρος παραμέτρων.
Figure 2. Numerical model used for the parametric analyses and range of input parameters.

Παράλληλα, η ακρίβεια του αριθμητικού αλγορίθμου των Andrianoopoulos et al (2007) έχει επαληθευτεί μέσω εκτενούς σύγκρισης με πειραματικά αποτελέσματα δοκιμών φυγοκεντρική, όπως το πείραμα #12 του ερευνητικού προγράμματος VELACS (Arulmoli et al, 1992), που αφορά στη σεισμική συμπεριφορά άκαμπτου θεμελίου υπό καθεστώς ρευστοποίησης.

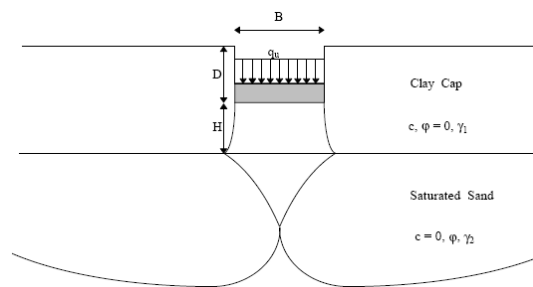
Πραγματοποιήθηκαν εβδομήντα τρεις (73) συνολικά παραμετρικές αναλύσεις («αριθμητικά πειράματα») που αφορούν στην απόκριση θεμελιολωρίδας πλάτους B που επιβάλλει φορτίο q στην επιφάνεια αργιλικής στρώσης πάχους H και αστράγγιστης διατμητικής αντοχής c_u . Της στρώσης αυτής υπόκειται ρευστοποιήσιμη στρώση άμμου Nevada, με σχετική πυκνότητα D_r και πάχος Z_{liq} . Κάθε ανάλυση περιελάμβανε τρία (3) βήματα, τα οποία παρουσιάζονται στην καμπύλη φορτίου-μετατόπισης του Σχήματος 1:

- Αρχική στατική φόρτιση, υπό στραγγιζόμενες συνθήκες (τμήμα ab της καμπύλης).
- Δυναμική φόρτιση, αποτελούμενη από N ημιτονοειδείς κύκλους με επιτάχυνση a_{max} και περίοδο T , εφαρμοζόμενη στη βάση του προσωμοιώματος, υπό συνθήκες μερικής στραγγίσης (τμήμα bc της καμπύλης).
- Μετά-σεισμική στατική φόρτιση μέχρι την αστοχία, υπό στραγγιζόμενες συνθήκες, διατηρώντας σταθερή την κατανομή των υπερπίεσεων πόρων που έχουν αναπτυχθεί αμέσως μετά το πέρας της διέγερσης (τμήμα cd της καμπύλης).

Η γεωμετρία του προσωμοιώματος, η διακρίτοποίηση που χρησιμοποιήθηκε και οι τιμές των παραμέτρων που εξετάστηκαν συνοψίζονται στο Σχήμα 2. Σημειώνεται ότι το θεμέλιο ήταν άκαμπτο και είχε μηδενική μάζα, ενώ η εφαρμοζόμενη τάση έδρασης αντιστοιχεί σε συντελεστές ασφαλείας έναντι αστοχίας φέρουσας ικανότητας $FS_o = 1.50 \div 5.00$. Για να προσομοιωθούν συνθήκες ελεύθερου πεδίου στα πλευρικά σύνορα, οι εκατέρωθεν αντίστοιχοι κόμβοι συνδέθηκαν με άκαμπτα στοιχεία, ώστε να έχουν την ίδια οριζόντια μετατόπιση, καθ' όλη τη διάρκεια της διέγερσης (tied-nodes).

2.2 Απομείωση φέρουσας ικανότητας

Ένας απλός μηχανισμός αστοχίας για τον υπολογισμό της απομειωμένης μετασεισμικής φέρουσας ικανότητας $q_{ult,deg}$ θεμελιολωρίδας πλάτους B , εδραζομένης σε ρευστοποιήσιμη άμμο, της οποίας υπέρκειται αργιλική στρώση



Σχήμα 3. Σύνθετος μηχανισμός αστοχίας.
Figure 3. Composite failure mechanism.

πάχους H και διατμητικής αντοχής c_u , έχει προταθεί από τους Cascone & Bouckovalas (1998). Η εν λόγω αναλυτική λύση βασίζεται στο σύνθετο μηχανισμό αστοχίας των Meyerhof & Hanna (1978), σύμφωνα με τον οποίο η επιφάνεια αστοχίας διέρχεται από την επιφανειακή κρούστα και αναπτύσσεται εντός της υποκείμενης στρώσης, που έχει μικρότερη διατμητική αντοχή (Σχήμα 3).

Σύμφωνα με τους Cascone & Bouckovalas (1998), η διατμητική αντοχή της ρευστοποιημένης άμμου μπορεί να εκφραστεί σε όρους απομειωμένης γωνίας τριβής, ως ακολούθως:

$$\phi = \tan^{-1}[(1-U)\tan\phi_o] \quad (1)$$

όπου ϕ_o είναι η αρχική γωνία τριβής της άμμου και $U = \Delta u / \sigma'_{vo}$ είναι ο λόγος υπερπίεσεων πόρων λόγω σεισμού, ο οποίος θεωρείται ομοιόμορφος. Έτσι, η απομειωμένη φέρουσα ικανότητα $q_{ult,deg}$ δίνεται από τη σχέση:

$$q_{ult,deg} = 2c_u \frac{H}{B} - \gamma' H + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma + \gamma' H N_q \quad (2)$$

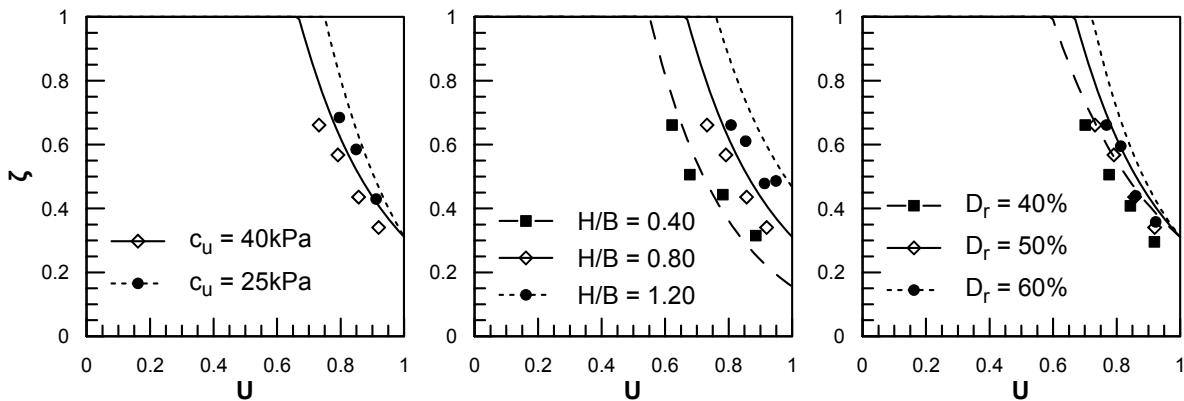
Οι συντελεστές φέρουσας ικανότητας N_γ και N_q υπολογίζονται συναρτήσει της απομειωμένης γωνίας τριβής ϕ :

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan\phi \quad (3)$$

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\tan\phi} \quad (4)$$

Στο Σχήμα 4 γίνεται σύγκριση των προβλέψεων της αναλυτικής μεθοδολογίας των Cascone & Bouckovalas (1998) με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων, σε όρους ενός συντελεστή ζ απομείωσης της φέρουσας ικανότητας, που ορίζεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$\zeta = \frac{q_{ult,deg}}{(\pi + 2)c_u} \quad (5)$$



Σχήμα 4. Σύγκριση αναλυτικών προβλέψεων και αριθμητικών αποτελεσμάτων σε όρους συντελεστή απομείωσης φέρουσας ικανότητας ζ .

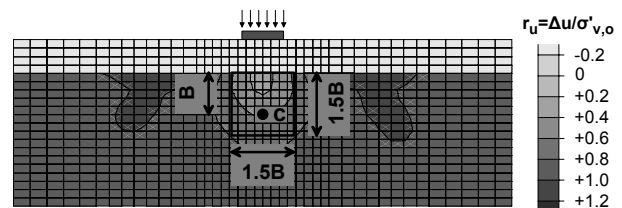
Figure 4. Comparison between analytically predicted and numerically evaluated bearing capacity degradation factors ζ .

Παρατηρείται ότι η αναλυτική μεθοδολογία όχι μόνο προβλέπει με ικανοποιητική ακρίβεια το συντελεστή απομείωσης ζ , αλλά και την ποιοτική και ποσοτική επίδραση των παραμέτρων H/B , c_u και D_r που υπεισέρχονται στη Σχέση 2.

2.3 Υπερπιέσεις πόρων στο ρευστοποιημένο έδαφος

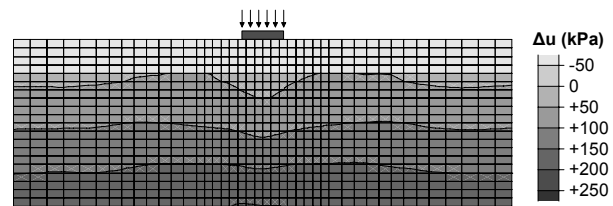
Ο ακριβής υπολογισμός της απομειωμένης φέρουσας ικανότητας $q_{ult,deg}$ προϋποθέτει την ακριβή εκτίμηση του λόγου υπερπιέσεων πόρων U . Σύμφωνα με τα αποτελέσματα μεγάλου αριθμού πειραμάτων φυγοκεντρική και σεισμικής τράπεζας (Arulmoli et al, 1992, Liu & Dobry, 1997, Kawasaki et al, 1998, Adalier et al, 2003 και Coelho et al, 2004), οι λόγοι υπερπιέσεων στην περιοχή κάτω από το θεμέλιο είναι μικρότεροι από τις αντίστοιχες τιμές στο ελεύθερο πεδίο. Σε συμφωνία με τα πειραματικά αποτελέσματα, στο Σχήμα 5 παρουσιάζεται μία τυπική κατανομή του λόγου υπερπιέσεων πόρων, όπως προβλέπεται από τις πραγματοποιηθείσες αριθμητικές αναλύσεις.

Σύμφωνα με τη θεωρία φέρουσας ικανότητας του Terzaghi (1943), η οποία και ενσωματώνεται στην αναλυτική λύση που υιοθετήθηκε παραπάνω, κατά την αστοχία επιφανειακής θεμελίωσης αναπτύσσονται μία περιοχή ενεργητικής αστοχίας κάτω από το θεμέλιο και μία περιοχή παθητικής αστοχίας στο ελεύθερο πεδίο. Για να ληφθούν λοιπόν υπόψη οι υπερπιέσεις και στις δύο αυτές περιοχές, ο λόγος υπερπιέσεων U λαμβάνεται ίσος με το ημίθροισμα του λόγου υπερπιέσεων U_{ff} στο ελεύθερο πεδίο, και της μέσης τιμής U_{foot} , σε μία περιοχή $1.5B \times 1.5B$ στο ρευστοποιημένο έδαφος κάτω από το θεμέλιο.



Σχήμα 5. Ισοκαμπύλες λόγου υπερπιέσεων.

Figure 5. Excess pore pressure ratio contours.

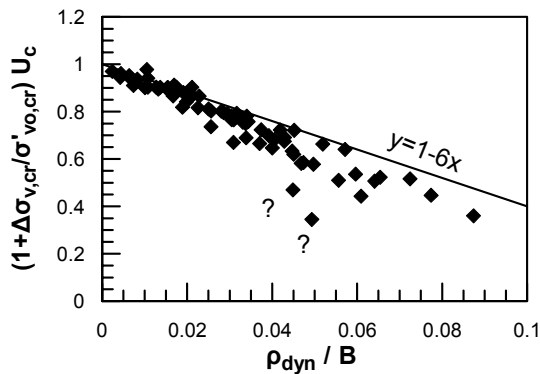


Σχήμα 6. Ισοκαμπύλες υπερπιέσεων πόρων.

Figure 6. Excess pore pressure contours.

Θεωρώντας ότι το έδαφος στο ελεύθερο πεδίο έχει ρευστοποιηθεί πλήρως, ο λόγος U_{ff} μπορεί να ληφθεί συντηρητικά ίσος με τη μονάδα. Ο ακριβής υπολογισμός του U_{foot} προϋποθέτει τη γνώση της κατανομής του λόγου υπερπιέσεων κάτω από τη θεμελίωση. Έτσι, για λόγους απλοποίησης, προσδιορίστηκε ένα «χαρακτηριστικό σημείο», σε βάθος $z_c = H+B$ κάτω από τον άξονα του θεμελίου, στο οποίο ο λόγος υπερπιέσεων U_c προσεγγίζει το μέσο λόγο U_{foot} στην περιοχή κάτω από το θεμέλιο (Καραμήτρος, 2010).

Στην προσπάθεια να διατυπωθεί μια απλή έκφραση για τον υπολογισμό του U_c , διαπιστώθηκε ότι, σε αντίθεση με τις τιμές του λόγου υπερπιέσεων $\Delta u/\sigma'_{v,0}$, οι απόλυτες τιμές των υπερπιέσεων πόρων Δu , αν και μεταβάλλονται σημαντικά με το βάθος, είναι σχετικά ομοιόμορφες κατά την οριζόντια διεύθυνση (Σχήμα 6). Συνεπώς, επιλέχθηκε να συσχετιστεί η τιμή των υπερπιέσεων πόρων στο χαρακτηριστικό



Σχήμα 7. Μεταβολή του συντελεστή a με τις αδιαστατοποιημένες δυναμικές καθιζήσεις ρ_{dyn}/B .

Figure 7. Variation of coefficient a with normalized dynamic settlements ρ_{dyn}/B .

σημείο κάτω από το θεμέλιο $\Delta u_{foot,c}$ με την αντίστοιχη τιμή Δu_{ff} σε ένα σημείο ίδιου βάθους, στο ελεύθερο πεδίο:

$$\Delta u_{foot,c} = a \Delta u_{ff} \quad (6)$$

Θεωρώντας ότι το έδαφος στο ελεύθερο πεδίο έχει ρευστοποιηθεί πλήρως ($\Delta u_{ff} = \sigma'_{v,o}$), προκύπτει ότι ο λόγος υπερπιέσεων στο χαρακτηριστικό σημείο U_c είναι ίσος με:

$$U_c = \frac{a}{1 + \Delta \sigma_{v,c} / \sigma'_{v,o}} \quad (7)$$

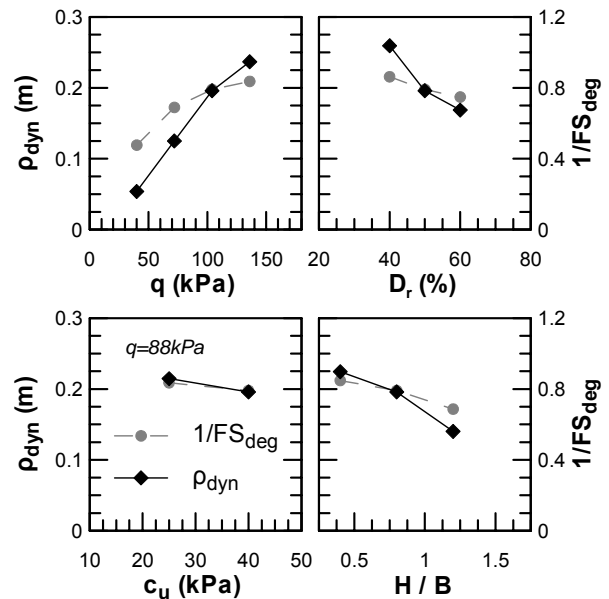
όπου $\sigma'_{v,o}$ είναι η ενεργός τάση σε βάθος z_c στο ελεύθερο πεδίο και $\Delta \sigma_{v,c}$ είναι η πρόσθετη κατακόρυφη τάση που ασκείται στο χαρακτηριστικό σημείο από τη θεμελίωση.

Σύμφωνα με τους Liu & Dobry (1993) και Adalier et al (2003), η καθίζηση του θεμελίου προκαλεί συσσώρευση διατμητικών παραμορφώσεων στο έδαφος κάτω από το θεμέλιο, με αποτέλεσμα την εμφάνιση διαστολικής συμπεριφοράς, η οποία είναι καθοριστική για την τελική διαμόρφωση του λόγου υπερπιέσεων πόρων. Έτσι, ο συντελεστής a συσχετίστηκε (Σχήμα 7) με τη συνολική δυναμική καθίζηση ρ_{dyn} , αδιαστατοποιημένη με το πλάτος B της θεμελιολωρίδας, σύμφωνα με τη σχέση:

$$a = 1 - 6.0 \rho_{dyn} / B \quad (8)$$

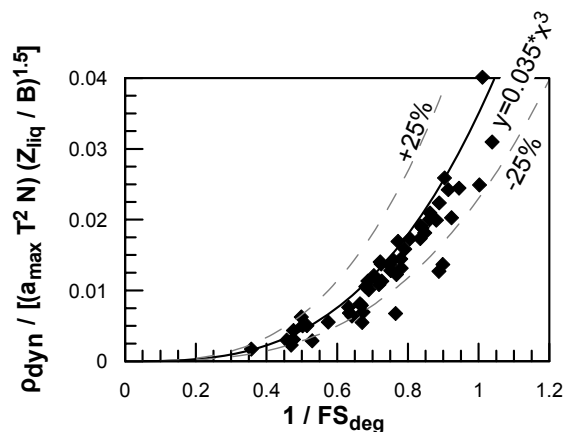
2.4 Δυναμικές Καθιζήσεις

Πέραν του απομειωμένου συντελεστή ασφαλείας, ο αντισεισμικός σχεδιασμός της



Σχήμα 8. Επίδραση των παραμέτρων q , D_r , c_u και H/B στις δυναμικές καθιζήσεις ρ_{dyn} και τον απομειωμένο συντελεστή ασφαλείας FS_{deg} .

Figure 8. Effect of parameters q , D_r , c_u and H/B on the dynamic settlements ρ_{dyn} and the degraded factor of safety FS_{deg} .



Σχήμα 9. Συσχέτιση των αδιαστατοποιημένων δυναμικών καθιζήσεων ρ_{dyn} με τον απομειωμένο συντελεστή ασφαλείας FS_{deg} .

Figure 9. Correlation of normalized dynamic settlements ρ_{dyn}/ρ_o to the degraded factor of safety FS_{deg} .

θεμελίωσης απαιτεί τον ακριβή υπολογισμό των δυναμικών καθιζήσεων. Στο Σχήμα 8 παρουσιάζεται η επίδραση των παραμέτρων q , D_r , c_u και H/B στις δυναμικές καθιζήσεις ρ_{dyn} και στο αντίστροφο του απομειωμένου συντελεστή ασφαλείας $1/FS_{deg}$. Από τα διαγράμματα αυτά διαπιστώνεται ποιοτική ομοιότητα στην επίδραση των εν λόγω παραμέτρων στα ρ_{dyn}

και $1/FS_{deg}$. Επομένως, οι δύο αυτές ποσότητες μπορούν να συσχετιστούν, οδηγώντας σε μία απλούστερη έκφραση για τον υπολογισμό των καθιζήσεων.

Στατιστική ανάλυση της επίδρασης των υπόλοιπων παραμέτρων a_{max} , T , N και Z_{liq} στην τιμή των δυναμικών καθιζήσεων ρ_{dyn} οδήγησε τελικώς στην ακόλουθη σχέση (Σχήμα 9):

$$\rho_{dyn} = 0.035a_{max} T^2 N \left(\frac{Z_{liq}}{B} \right)^{1.5} \left(\frac{1}{FS_{deg}} \right)^3 \quad (9)$$

3. ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑΣ

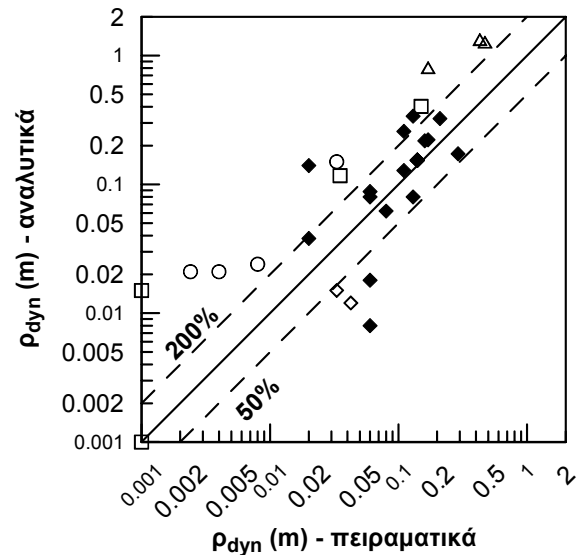
Η ακρίβεια της προτεινόμενης αναλυτικής μεθοδολογίας αξιολογήθηκε μέσω της σύγκρισης, σε όρους καθιζήσεων, με τα αποτελέσματα 38 πειραμάτων φυγοκεντριστή και σεισμικής τράπεζας (Yoshimi & Tokimatsu, 1977, Liu & Dobry, 1997, Kawasaki et al, 1998, Acacio et al, 2001, Adalier et al, 2003 και Coelho et al, 2004). Σημειώνεται ότι στην πλειοψηφία των ανωτέρω πειραμάτων δεν παρεμβάλλεται μη ρευστοποιήσιμη στρώση μεταξύ του θεμελίου και του ρευστοποιήσιμου υπεδάφους και συνεπώς, η μεθοδολογία χρησιμοποιείται στα όρια του πεδίου εφαρμογής της. Η σύγκριση φαίνεται στο Σχήμα 10, όπου διαπιστώνεται ικανοποιητική εν γένει συμφωνία μεταξύ πειραματικών αποτελεσμάτων και αναλυτικών προβλέψεων.

4. ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Με βάση τις ανωτέρω αναλυτικές σχέσεις κατασκευάστηκαν απλοποιημένα διαγράμματα σχεδιασμού, τα οποία μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την άμεση εκτίμηση των σεισμικών καθιζήσεων ρ_{dyn} , αδιαστατοποιημένων ως προς το πλάτος του θεμελίου B , συναρτήσει των παρακάτω αδιάστατων παραμέτρων:

- τη μέση επιβαλλόμενη τάση $q/\gamma \cdot B$,
- το πάχος της μη ρευστοποιήσιμης εδαφικής στρώσης H/B ,
- τη διατμητική αντοχή της στρώσης αυτής $c_u/\gamma \cdot H$, και
- την ένταση του σεισμού και την έκταση της ρευστοποίησης του εδάφους, εκφρασμένης ως $\rho_o^* = (a_{max} T^2 N/B) (Z_{liq}/B)^{1.5}$.

Η γωνία εσωτερικής τριβής αποτελεί επίσης παράμετρο του προβλήματος, αλλά για συνήθεις τιμές (π.χ. $\phi=32^\circ \pm 38^\circ$) η επίδρασή της είναι σχετικά μικρή, και επομένως τα διαγράμματα κατασκευάστηκαν για μία μέση τιμή $\phi=35^\circ$.



Σχήμα 10. Σύγκριση αναλυτικών προβλέψεων με πειραματικά αποτελέσματα.

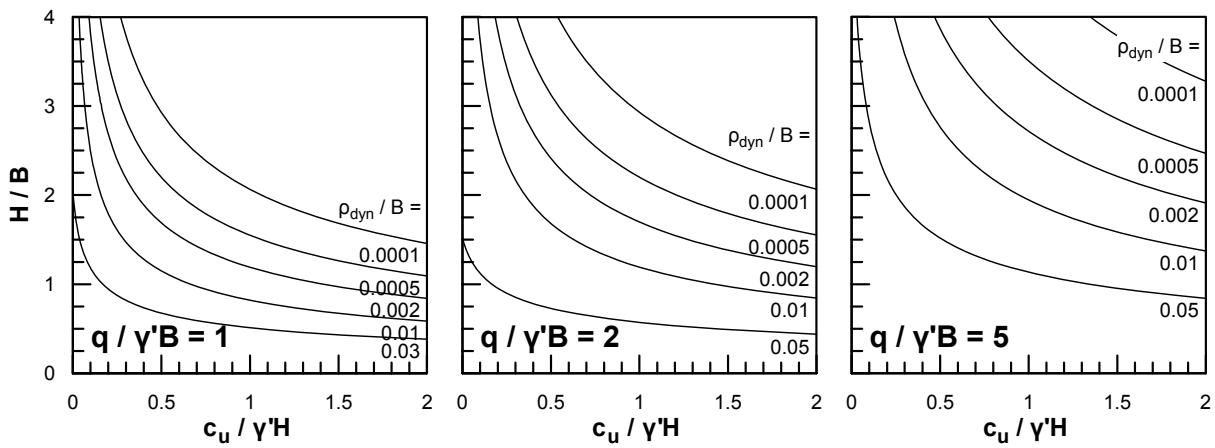
Figure 10. Comparison between analytical predictions and experimental results.

Χάριν συντομίας, στο Σχήμα 11 παρουσιάζονται διαγράμματα σχεδιασμού για $\rho_o^* = 2.0$. Η τιμή αυτή είναι ενδεικτική είτε για ισχυρή σεισμική διέγερση με $a_{max} = 0.30g$, $T = 0.40sec$, $N = 8$ και πάχος ρευστοποιήσιμης στρώσης $Z_{liq} = 5m$, είτε για ασθενέστερη διέγερση με $a_{max} = 0.20g$, $T = 0.30sec$, $N = 6$ και πάχος ρευστοποιήσιμης στρώσης $Z_{liq} = 8m$.

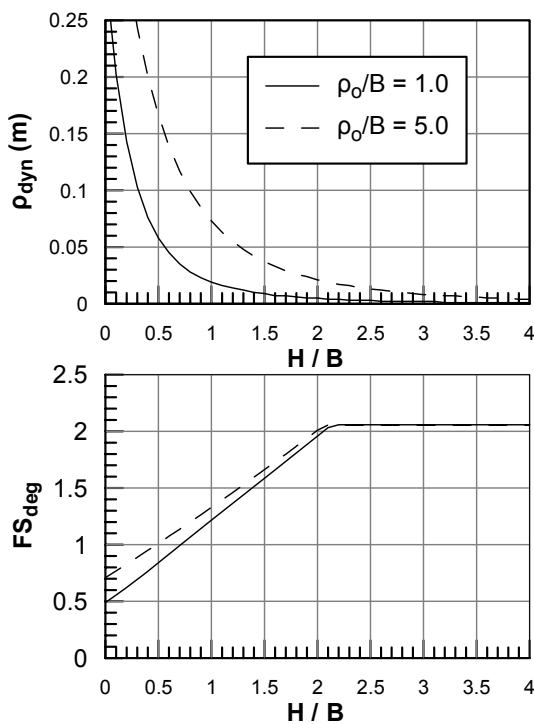
Από το Σχήμα 11 γίνεται φανερό ότι οι δυναμικές καθιζήσεις μειώνονται σημαντικά όταν αυξάνεται το πάχος ή η διατμητική αντοχή της επιφανειακής μη ρευστοποιήσιμης στρώσης.

Επιπρόσθετα, προκειμένου να αναδειχθεί η θετική επίδραση της εν λόγω στρώσης, στο Σχήμα 12 παρουσιάζονται η μεταβολή των σεισμικών καθιζήσεων ρ_{dyn} και του απομειωμένου συντελεστή ασφαλείας FS_{deg} , με το αδιάστατο πάχος H/B μη ρευστοποιήσιμης στρώσης με $c_u = 40kPa$, για ένα τυπικό παράδειγμα θεμελιολωρίδας πλάτους $B = 3.0m$, που επιβάλλει φορτίο $q = 100kPa$, και για τιμές $\rho_o^* = 1.0$ και 5.0 .

Έτσι, παρατηρείται ότι υπάρχει ένα κρίσιμο πάχος μη ρευστοποιήσιμης εδαφικής κρούστας $(H/B)_{cr}$, πέραν του οποίου ο απομειωμένος συντελεστής ασφαλείας FS_{deg} παραμένει σταθερός, ενώ οι δυναμικές καθιζήσεις παραμένουν μικρότερες από μία κρίσιμη τιμή $(\rho_{dyn}/B)_{cr}$.



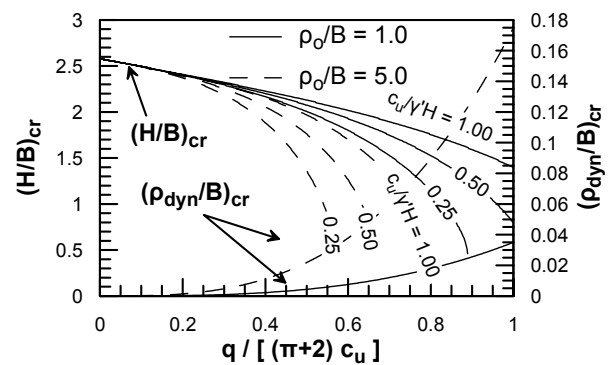
Σχήμα 11. Διαγράμματα σχεδιασμού.
Figure 11. Design charts.



Σχήμα 12. Επίδραση του αδιαστατοποιημένου πάχους H/B της αργιλικής στρώσης στις δυναμικές καθιζήσεις ρ_{dyn} και τον απομειωμένο συντελεστή ασφαλείας FS_{deg} .

Figure 12. Effect of the normalized thickness H/B of the clay crust to the dynamic settlements ρ_{dyn} and the degraded factor of safety FS_{deg} .

Το κρίσιμο πάχος $(H/B)_{cr}$ αντιστοιχεί στην περίπτωση όπου η φέρουσα ικανότητα που προκύπτει από το σύνθετο μηχανισμό αστοχίας των Meyerhof & Hanna (1978) γίνεται ίση με τη φέρουσα ικανότητα αν ο μηχανισμός αστοχίας αναπτυχθεί εντός της μη ρευστοποιήσιμης επιφανειακής στρώσης.



Σχήμα 13. Αδιαστατοποιημένο κρίσιμο πάχος $(H/B)_{cr}$ της μη ρευστοποιήσιμης επιφανειακής στρώσης και δυναμικές καθιζήσεις $(\rho_{dyn}/B)_{cr}$.

Figure 13. Normalized critical depth $(H/B)_{cr}$ of the non-liquefiable surface layer and dynamic settlements $(\rho_{dyn}/B)_{cr}$.

Επομένως:

$$(FS_{deg})_{cr} = \frac{(\pi + 2)c_u}{q} \quad (10)$$

$$(\rho_{dyn}/B)_{cr} = 0.035\rho_o^* (FS_{deg})_{cr}^{-3.0} \quad (11)$$

Η μεταβολή του κρίσιμου πάχους $(H/B)_{cr}$ και των αντίστοιχων δυναμικών καθιζήσεων $(\rho_{dyn}/B)_{cr}$ με την αδιάστατη παράμετρο $q/(\pi + 2)c_u$ παρουσιάζεται στο Σχήμα 13, για $\rho_o^* = 1.0$ και 5.0 και για σταθερή γωνία τριβής $\varphi = 35^\circ$.

Το εν λόγω διάγραμμα μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε πρακτικές εφαρμογές, για να ελεγχθεί, σε πρώτη φάση, κατά πόσο η ρευστοποίηση του υπεδάφους επηρεάζει τη θεμελίωση, για δεδομένα χαρακτηριστικά μη ρευστοποιήσιμης επιφανειακής στρώσης (H/B και c_u), ένταση του σεισμού και έκταση ρευστοποίησης. Αν το πάχος H/B είναι μικρότερο της κρίσιμης τιμής $(H/B)_{cr}$, ή η καθίζηση $(\rho_{dyn}/B)_{cr}$ ξεπερνά την επιτρεπόμενη τιμή, τότε η τάση έδρασης θα πρέπει να μειωθεί ακολουθώντας την αναλυτική μεθοδολογία ή τα διαγράμματα σχεδιασμού που παρουσιάζονται παραπάνω.

5. ΤΕΛΙΚΕΣ ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ - ΣΧΟΛΙΑ

Από την παρουσίαση που προηγήθηκε προκύπτει ότι είναι δυνατός ο σχεδιασμός επιφανειακών θεμελιώσεων επί ρευστοποιήσιμου εδάφους, υπό την προϋπόθεση της ύπαρξης μη ρευστοποιήσιμης επιφανειακής στρώσης ικανού πάχους και διατμητικής αντοχής. Σε αντίθετη περίπτωση, η προτεινόμενη μεθοδολογία μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τον υπολογισμό του απαιτούμενου πάχους βελτίωσης, ώστε να εξασφαλίζεται ότι ο απομειωμένος μετασεισμικός συντελεστής ασφαλείας και οι αντίστοιχες δυναμικές καθιζήσεις βρίσκονται εντός των επιτρεπόμενων ορίων.

Τονίζεται, τέλος, ότι στην παρούσα μορφή της, η αναπτυχθείσα μεθοδολογία αναφέρεται σε απειρομήκεις θεμελιολωρίδες, υποβαλλόμενες σε ημιτονοειδή διέγερση. Δε λαμβάνει δηλαδή υπόψη παράγοντες όπως η κυματομορφή της σεισμικής διέγερσης και το σχήμα του θεμελίου. Η επίδραση των ανωτέρω παραμέτρων αναλύεται διεξοδικά στη διδακτορική διατριβή του Καραμήτρου (2010).

6. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Acacio, A.A., Kobayashi, Y., Towhata, I., Bautista, R.T., Ishihara, K. (2001): "Subsidence of building foundation resting upon liquefied subsoil case studies and assessment", *Soils and Found.*, 41(6), pp.111-128.

Adalier, K., Elgamal, A., Meneses, J., Baez, J.I. (2003): "Stone columns as liquefaction countermeasure in non-plastic silty soils", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 23 (7), pp. 571-584.

Andrianopoulos, K. (2006): "Numerical simulation of static and dynamic loading on elastoplastic soils", PhD Thesis, National Technical University of Athens, School of Civil Engineering, Geotechnical Division.

Arulmoli, K., Muraleetharan, K.K., Hossain, M.M., Fruth, L.S. (1992): "VELACS: Verification of Liquefaction Analyses by Centrifuge Studies; Laboratory Testing – Soil Data Report", Research Report, The Earth Technology Corporation

Cascone, E., Bouckovalas, D. (1998): "Seismic bearing capacity of footings on saturated sand with a clay cap", Proc. of the 11th Eur. Conf. on Earthquake Eng., Paris, France.

Coelho, P.A.L.F., Haigh, S.K., Madabhushi, S.P.G. (2004): "Centrifuge modelling of the effects of earthquake-induced liquefaction on bridge foundations", Proc. of the 11th ICSDEE, University of California, Berkeley.

Ishihara, K., Acacio, A., Towhata, I. (1993): "Liquefaction-induced ground damage in Dagupan in the July 16, 1990 Luzon earthquake", *Soils and Found.*, 33(1), pp.133-154.

Karamitros D. (2010): "Development of a numerical algorithm for the dynamic elastoplastic analysis of geotechnical structures in two (2) and three (3) dimensions", PhD Thesis, National Technical University of Athens, School of Civil Engineering, Geotechnical Division.

Kawasaki, K., Sakai, T., Yasuda, S., Satoh, M. (1998): "Earthquake-induced settlement of an isolated footing for power transmission tower", *Centrifuge 98*, pp. 271-276.

Liu, L., Dobry, R. (1997): "Seismic response of shallow foundation on liquefiable sand", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123 (6), pp. 557-566.

Meyerhof, G.G., Hanna, A.M. (1978): "Ultimate bearing capacity of foundations on layered soils under inclined load", *Canadian Geotechnical Journal*, 15 (4), pp. 565-572.

Papadimitriou, A.G., Bouckovalas, G.D. (2002): "Plasticity model for sand under small and large cyclic strains: a multiaxial formulation", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22 (3), pp. 191-204.

Richards Jr, R., Elms, D.G., Budhu, M. (1993): "Seismic bearing capacity and settlements of foundations", *Journal of Geotechnical Engineering - ASCE*, 119 (4), pp. 662-674.

Sancio, R.B., Bray, J.D., Stewart, J.P., Youd, T.L., Durgunoglu, H.T., Ohalp, A., Seed, R.B., Christensen, C., Baturay, M.B., Karadayilar, T. (2002): "Correlation between ground failure and soil conditions in Adapazari, Turkey", *Soil Dyn. and Earthquake Eng.*, 22 (9-12), pp. 1093-1102.