



## ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ ΣΕ ΒΑΘΕΙΣ ΕΚΣΚΑΦΕΣ ΣΕ ΑΡΓΙΛΙΚΟΥΣ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΥΣ ΕΝΤΟΣ ΤΟΥ ΑΣΤΙΚΟΥ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ ΜΕ ΤΗΝ ΧΡΗΣΗ ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΙΚΩΝ ΚΑΙ ΕΜΠΕΙΡΙΚΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ

### ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ ΤΟΥ ΠΑΝΑΓΙΩΤΗ ΑΜΕΡΙΚΑΝΟΥ



### ΕΠΙΒΛΕΠΟΝΤΕΣ

- Α. Αναγνωστόπουλος  
Ομ. Καθ. Πολ. Μηχανικός

- **Β. Παπαδόπουλος**  
Επ. Καθ. Πολ. Μηχανικός

**ΑΘΗΝΑ 2010**

## ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Για την ολοκλήρωση της εργασίας αυτής θα ήθελα να ευχαριστήσω τους επιβλέποντες καθηγητές κ. Β. Παπαδόπουλο και κ. Α. Αναγνωστόπουλο για την επιλογή και ανάθεση του θέματος αλλά και για την καθοδήγησή τους και την βοήθεια τους σε όλη τη διάρκεια της προσπάθειάς μου αυτής.

Επίσης ευχαριστώ τους συμφοιτητές και συναδέλφους για την σημαντική υποστήριξή τους σε ιδέες και γνώσεις, καθώς και για τις λύσεις που μου έδωσαν σε δύσκολες στιγμές. Ιδιαίτερα θέλω να ευχαριστήσω τις Κέλλυ Πυρπίλη και Κατερίνα Σακκοπούλου, χωρίς την βοήθεια των οποίων δεν θα ήταν δυνατή η ολοκλήρωση αυτής της εργασίας.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω και να αφιερώσω αυτή την εργασία στην γυναίκα μου, Ελένη καθώς και στα παιδιά μου Κίμωνα, Ηλία, Δήμητρα – Νεφέλη για την παρότρυνση και την υποστήριξη τους όλο το διάστημα αυτό.

Αθήνα, Οκτώβριος 2010

Π. Αμερικάνος

Πολ. Μηχανικός

## 1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Όσο ανοιχτές και βαθιές εκσκαφές πραγματοποιούνται σε αστικό περιβάλλον, είναι σημαντικό να μπορούν προβλεφθούν με ακρίβεια οι παραμορφώσεις λόγω της εκσκαφής τόσο στο μέτωπο του πετάσματος όσο και πίσω από αυτό. Αυτό, είναι απαραίτητο για να εκτιμηθούν οι συνέπειες των προκαλούμενων εδαφικών μετακινήσεων και να διερευνηθεί η πιθανότητα πρόκλησης ζημιών σε γειτονικές κατασκευές καθώς και στα δίκτυα κοινής ωφέλειας.

Το θέμα των βαθιών εκσκαφών έχει απασχολήσει πολλούς ερευνητές τα τελευταία σαράντα χρόνια η οποίοι έχουν προσεγγίσει το ζήτημα με εμπειρικά και ημι-εμπειρικά μοντέλα. Την τελευταία δεκαετία το πρόβλημα των εκσκαφών σε αργιλικά εδάφη έχει απασχολήσει πληθώρα μελετητών ιδιαίτερα μάλιστα σε ότι αφορά μάλιστα για εκσκαφές σε μέσης έως μέτριας συνεκτικότητας αργίλους. Η επίλυση ενός τέτοιου προβλήματος συναρτάται : α) από τη συμπεριφορά του εδάφους, και πιο συγκεκριμένα μικρές παραμορφώσεις που θα παρατηρηθούν και β) με φαινόμενα αλληλεπίδρασης εδάφους – κατασκευής. Σε μια τέτοια θεώρηση δεν θα πρέπει να αγνοηθούν σε καμμία περίπτωση προβλήματα όπως η ευστάθεια του πυθμένα της εκσκαφής όπως και φαινόμενα πιθανής δημιουργίας ροής υπογείων υδάτων περί τη βάση της εκσκαφής.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία αρχικά γίνεται μια βιβλιογραφική ανασκόπηση στην οποία αρχικά παρουσιάζονται οι πλέον διαδεδομένες μέθοδοι εκτίμησης μετακινήσεων και εν συνεχεία γίνεται αναφορά σε νεότερες προτάσεις, ειδικότερα για μαλακές έως μέσης συνεκτικότητας αργίλους.

Ακολούθως γίνεται σύγκριση της μετρηθείσας συμπεριφοράς σε πραγματικό παράδειγμα εκσκαφής σε άργιλο, με την αναμενόμενη υπολογιστικά συμπεριφορά χρησιμοποιώντας τόσο το ολλανδικό πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων Plaxis όσο και τις προαναφερθείσες μεθόδους.

Τέλος, συνοψίζονται τα σημαντικότερα συμπεράσματα που προέκυψαν από την παρούσα εργασία.

## 2. ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΚΤΙΜΗΣΗΣ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ

### 2.1.1. Μέθοδοι εκτίμησης των καθιζήσεων

Η εκτίμηση των μετακινήσεων μπορεί να γίνει με τις ακόλουθες μεθόδους:

- Εμπειρικές μέθοδοι και ημιεμπειρικές μέθοδοι
- Εκτιμήσεις με τη βοήθεια της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων (Finite Element Method)

Σύμφωνα με τους Hsieh & Ou (1998), οι μέθοδοι που βασίζονται στην χρήση των περασμένων στοιχείων μπορούν να προβλέψουν με ακρίβεια τη μετακίνηση των τοίχων που αντιστηρίζουν την εκσκαφή ανάγοντας το όλο θέμα σε πρόβλημα αλληλεπιδράσεως εδάφους κατασκευής αντιστηρίξεως η εκτίμηση όμως του μεγέθους των καθιζήσεων δεν είναι ακριβής.

Πιθανή αιτία του γεγονότος αυτού αποτελεί κατά πάσα πιθανότητα το γεγονός ότι η μοντελοποίηση της συμπεριφοράς του εδάφους εξαρτάται από τα εισαγόμενα χαρακτηριστικά της διεπιφάνειας τοίχου – εδάφους και την επιλογή των εδαφικών παραμέτρων.

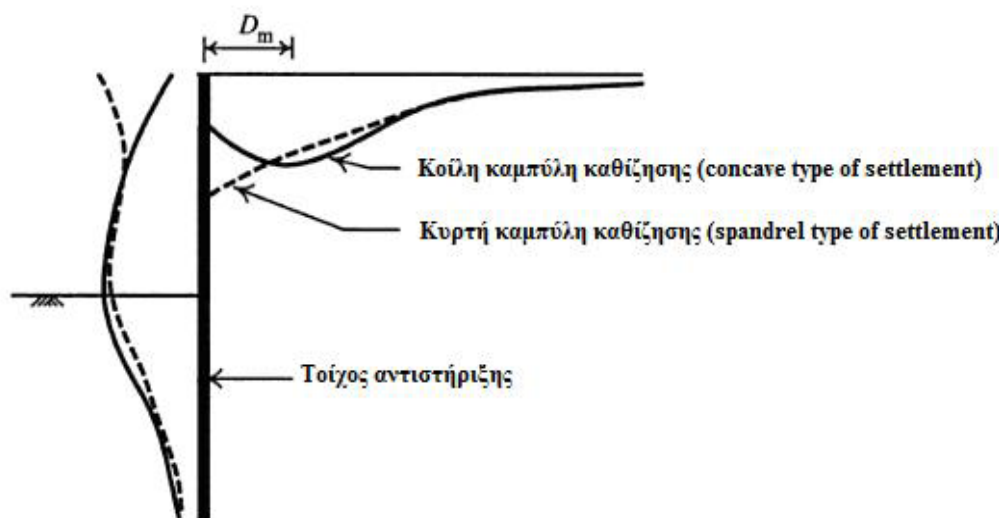
Οι εμπειρικές και ημιεμπειρικές μέθοδοι βασίζουν τις εκτιμήσεις τους σε μετρήσεις από πραγματικά έργα σε συγκεκριμένους τύπους εδαφών και τύπους αντιστηρίξεως. Με βάση τα στοιχεία αυτά έχουν χαραχθεί διαγράμματα τα οποία μπορούν να χρησιμοποιηθούν για μια πρώτη εκτίμηση των καθιζήσεων σε έργο με παρόμοιες εδαφικές συνθήκες και μέθοδο αντιστήριξης. Οι καθιζήσεις και μετακινήσεις δίδονται συνήθως ως ποσοστό του βάθους της εκσκαφής και συσχετίζονται με το λόγο της απόστασής τους από την εκσκαφή ως προς το βάθος της εκσκαφής.

### 2.1.2. Γενική μορφή του «προφίλ» του καθιζήσεων λόγω εκσκαφής

Όπως φαίνεται ακολούθως στο Σχ. 1 Υπάρχουν δύο κύριοι τύποι «προφίλ» καθιζήσεων που δημιουργούνται λόγω εκσκαφής:

- α) με μορφή κυρτή (spandrel type): σε αυτό το «προφίλ» η μέγιστη καθίζηση εμφανίζεται στην παρειά του τοίχου

β) με μορφή κοίλη (concave type): στο «προφίλ» αυτού του τύπου η μέγιστη καθίζηση εμφανίζεται σε κάποια απόσταση από τον τοίχο αντιστήριξης.



Σχ. 1: Τύποι προφίλ καθιζήσεων

Εάν στα αρχικά στάδια της εκσκαφής η μετακίνηση του τοίχου είναι μικρή σε σχέση με τη συνολική μετακίνηση κατά τη προχώρηση της εκσκαφής, η μετακίνηση στο άνω τμήμα του τοίχου συγκρατείται από τα τοποθετούμενα μέτρα υποστήριξης. Η πλευρική μετακίνηση του τοίχου αντιστήριξης τότε θα εμφανιστεί σε βαθύτερη στάθμη με αποτέλεσμα την εκδήλωση ενός «προφίλ» καθιζήσεων με μορφή κοίλη (concave type).

Το μέγεθος και η μορφή της μετακίνησης του τοίχου αντιστήριξης μπορεί να οδηγήσει σε διαφορετικούς τύπους «προφίλ» καθιζήσεων. Εάν κατά το αρχικό στάδιο της εκσκαφής επιτελεστεί σημαντικό μέρος της μετακίνησης και η μετακίνηση του τοίχου είναι σχετικά μικρή στα μεταγενέστερα στάδια ή εάν ο τοίχος έχει μετακίνηση τύπου προβόλου, το κυρτό «προφίλ» καθιζήσεων (spandrel type) είναι αυτό που συνήθως εκδηλώνεται.

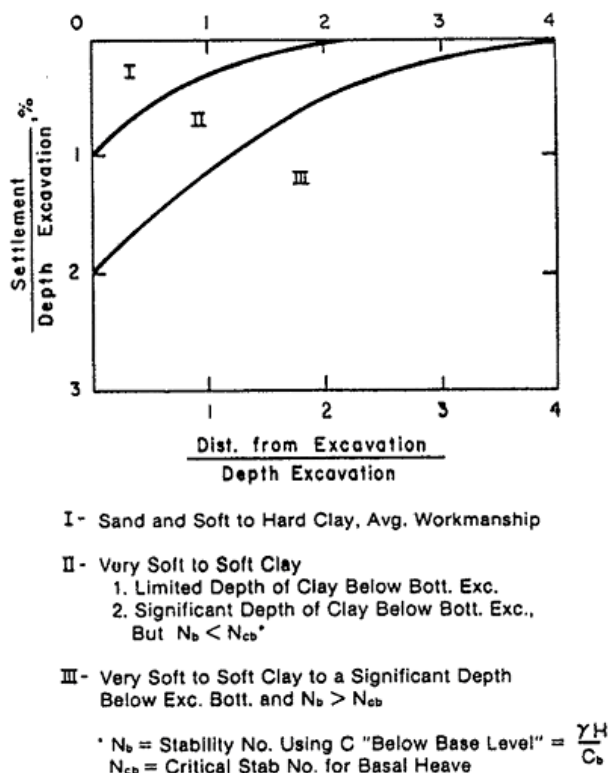
## 2.2. Εκτίμηση καθιζήσεων με εμπειρικές και ημιεμπειρικές μεθόδους

### 2.2.1. Η μέθοδος του Peck (1969)

Ο Peck (1969) ομαδοποίησε επί τόπου παρατηρήσεις επιφανειακών καθιζήσεων γύρω από εκσκαφές στο διάγραμμα του Σχ. 2.

Το διάγραμμα αυτό αποτελεί την πρώτη συστηματική προσπάθεια αντιμετώπισης του προβλήματος των μετακινήσεων και βασίζεται σε μετρήσεις καθιζήσεων από περιπτώσεις προσωρινών αντιστηρίξεων εκσκαφών με πασσαλοσανίδες και αντηρίδες ή αγκυρώσεις καθώς και πετάσματα μεταλλικών πασσάλων (soldier piles walls) με αντηρίδες ή αγκυρώσεις, σε εκσκαφές βάθους περί τα 10 -16m και για διάφορους τύπους εδαφών.

Η ποιότητα της τεχνολογίας της κατασκευής των αντιστηρίξεων χαρακτηρίζεται ως μέση.



Σχ. 2: Παρατηρηθείσες καθιζήσεις από εκσκαφές (Peck, 1969)

Στο ως άνω διάγραμμα ο Peck προτείνει τρεις περιοχές I-II-III για την εκτίμηση των καθιζήσεων ανάλογα με τον τύπο του εδάφους, οι οποίες πρέπει να θεωρηθούν ως η περιβάλλουσα των μετρήσεων για κάθε κατηγορία εδάφους.

Η κατηγορία I, αφορά σε άμμους, μαλακές αργίλους μικρού πάχους και σφιχτές αργίλους. Ο μέγιστος λόγος καθιζήσεως ως προς το βάθος της εκσκαφής στη κατηγορία 1 είναι 1% κοντά στην παρειά της αντιστήριξης. Για όλες τις κατηγορίες των εδαφών παρατηρείται ότι οι καθιζήσεις του εδάφους μειώνονται με την αύξηση της αποστάσεως από την παρειά της εκσκαφής.

Ο Peck κατά την εκτίμηση των καθιζήσεων στην περίπτωση των μαλακών ή πολύ μαλακών αργίλων λαμβάνει υπόψη του και την πιθανότητα δημιουργίας «ανυψώσεως του πυθμένα» με την βοήθεια του συντελεστού  $M_p = \frac{F_{\text{max}}}{c_{\text{ub}}}$ , (όπου  $c_{\text{ub}}$  η αστράγγιστη διατμητική αντοχή της αργίλου κάτω από τη στάθμη εδράσεως), καθώς το εν λόγω φαινόμενο αυξάνει τις καθιζήσεις λόγω ανάπτυξης πλαστικών ζωνών στην περιοχή του πυθμένα.

Γενικά για τις σύγχρονες συνθήκες όπου η τεχνολογία των αντιστηρίξεων έχει βελτιωθεί οι πραγματοποιούμενες μετατοπίσεις αναμένονται μικρότερες από αυτές που προτείνονται από τον Peck.

### 2.2.2. Η μέθοδος του O' Rourke (1981)

Ο O' Rourke το 1981 ομαδοποίησε τα αποτελέσματα από κατασκευές σε αντηριδωτές εκσκαφές σε άμμο και άργιλο και έκανε συστάσεις σε σχέση με τις αναμενόμενες μετακινήσεις του εδάφους λόγω της εκσκαφής και των κατασκευαστικών εργασιών.

Η μετακίνηση του τοίχου σύμφωνα με τον O' Rourke εκφράζεται από δύο παραμέτρους (βλ. και Σχ. 3):

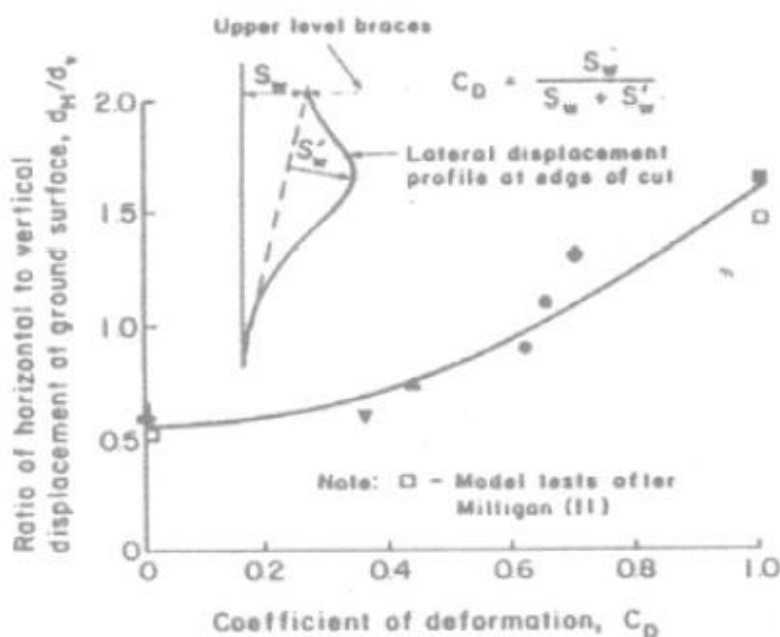
- α) την πλευρική μετατόπιση τύπου προβόλου  $s_w$ ,
- β) την διόγκωση (bulging) προς το μέρος της εκσκαφής  $s'_w$ .



Στη βάση των ως άνω μετακινήσεων ο O' Rourke ορίζει ένα συντελεστή μετακίνησης ως:

$$C_D = \frac{S_w}{S_w + S'_w}$$

Ο O' Rourke τονίζει πως ο συντελεστής παραμόρφωσης  $C_D$  πρέπει να χρησιμοποιείται προσεγγιστικά μόνο, ως μέτρο της σχετικής μετακίνησης του τοίχου.



Σχ. 3: Αναλογία πλευρικής και κατακόρυφης μετατόπισης του εδάφους συναρτήσει του συντελεστή παραμόρφωσης σε τοίχους αντιστήριξης (O' Rourke, 1981)

Όπως φαίνεται από το παραπάνω σχήμα η αναλογία της οριζόντιας προς την πλευρική μετατόπιση του εδάφους είναι 1,6 για πετάσματα προβόλους και 0,6 σε πετάσματα με στήριξη στην κεφαλή.

### 2.2.3. Η μέθοδος του Bowles (1988)

Ο Bowles προτείνει μια μέθοδο για την εκτίμηση του «προφίλ» καθιζήσεων με τη μορφή καμπύλου τριγώνου (spandrel type). Τα βήματα υπολογισμού των καθιζήσεων δίδονται ακολούθως:

α) Εκτίμηση της πλευρικής μετατόπισης του τοίχου

β) Υπολογισμός της απώλειας όγκου ( $V_s$ )

γ) Εκτίμηση της ζώνης επιρροής ( $D$ )

$$D = (H_w + H_p) \tan (45^\circ - \varphi/2) \text{ (Casper, 1966)}$$

όπου:

$H_w$  : το βάθος έως τη στάθμη εκσκαφής

$H_p$  : το βάθος έμπηξης το οποίο θεωρείται ίσο με  $B$  για συνεκτικά εδάφη

( $\varphi=0$ )

και ίσο με  $0,5 B \tan (45^\circ + \varphi/2)$  για μη συνεκτικά εδάφη  $\varphi-c$

δ) Υπολογισμός της μέγιστης καθίζησης της επιφάνειας του εδάφους  $\bar{\delta}_{vm}$  υποθέτοντας ότι η μέγιστη καθίζηση εμφανίζεται ως έγγυστα στον τοίχο.

$$\bar{\delta}_{vm} = 2 V_s / D$$

ε) Η μορφή της καμπύλης καθιζήσεων εκτιμάται ως παραβολική. Η καθίζηση ( $\bar{\delta}_v$ ) σε υπολογίζεται ως:

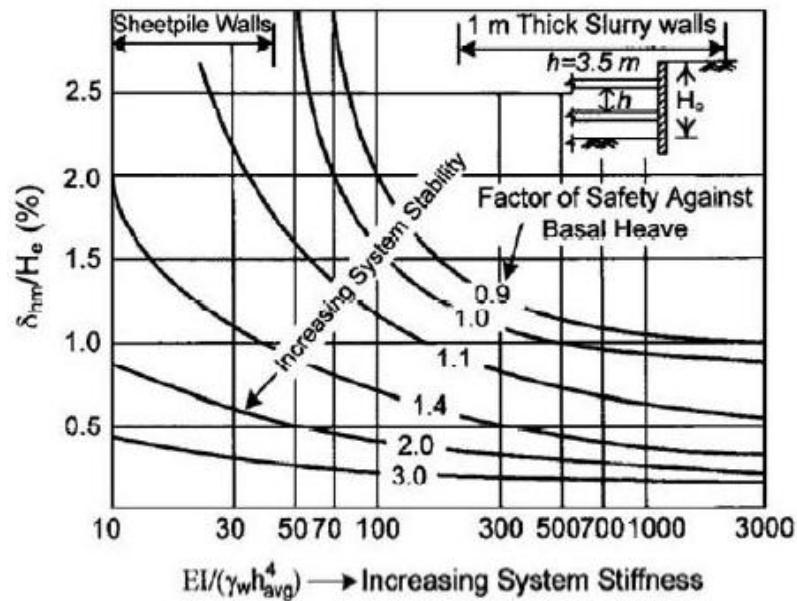
$$\bar{\delta}_v = \bar{\delta}_{vm} (x / D)^2$$

όπου:

$x$ : η απόσταση από τον τοίχο αντιστήριξης

#### 2.2.4. Η μέθοδος των Clough & O' Rourke (1990)

Βασιζόμενοι σε επί τόπου παρατηρήσεις οι Clough & O' Rourke (1990) ομαδοποίησαν τα αποτελέσματα από παραδείγματα εκσκαφών και παρουσίασαν σε ένα διάγραμμα τη σχετική πλευρική μετακίνηση σε σχέση με την ακαμψία του συστήματος αντιστήριξης.



Σχ. 4: Πλευρική μετακίνηση σε σχέση με την ακαμψία του συστήματος αντιστήριξης (Clough & O' Rourke, 1990)

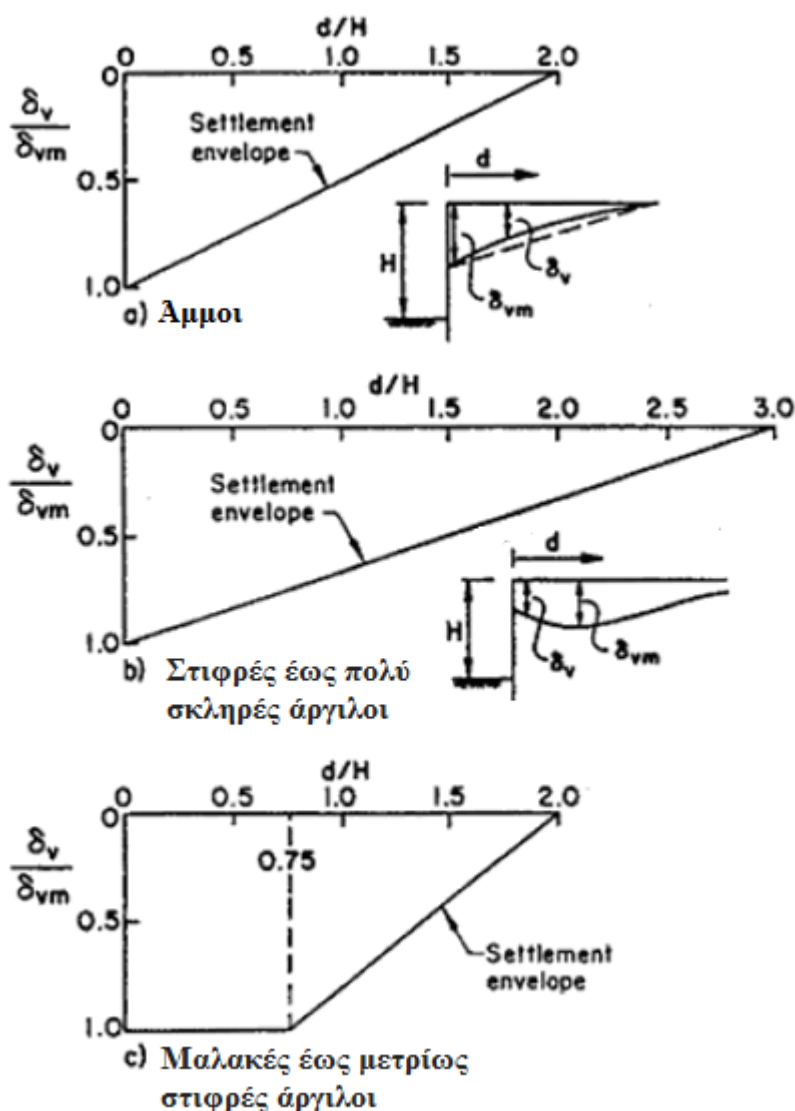
Στο διάγραμμα του Σχήματος 4 ο «συντελεστής ασφαλείας έναντι ανυψώσεως του πυθμένα» υπολογίζεται από την σχέση  $F.S._{basal} = \frac{s_{ub} N_c}{H \left( \gamma - \frac{s_{uu}}{0,7 B} \right)}$  (κατ'

αντιστοιχία με τη μέθοδο Peck) ενώ για τον υπολογισμό της ακαμψίας του συστήματος χρησιμοποιείται η σχέση  $\rho_s = EI/(\gamma_w h^4)$  όπου  $EI$ : το μέτρο ελαστικότητας πολλαπλασιασμένο με την ροπή αδράνειας,  $\gamma_w$ : το ειδικό βάρος του νερού,  $h$ : η μέση απόσταση ανάμεσα στις αντηρίδες.

Ταυτόχρονα πρότειναν ένα «προφίλ» καθιζήσεων τριγωνικής μορφής για την εκσκαφή σε αμμώδη εδάφη ή στιφρές αργίλους.

Η μέγιστη επιφανειακή καθίζηση θα εμφανιστεί στην παρειά του τοίχου αντιστήριξης. Τα αδιαστατοποιημένα «προφίλ» καθιζήσεων παρουσιάζονται στο Σχ. 5a και 5b, στα οποία οι αντίστοιχες ζώνες που επηρεάζονται λόγω καθιζήσεων είναι  $2H_e$  και  $3H_e$  αντίστοιχα.

Για εκσκαφή σε μαλακή έως μέτρια άργιλο η μέγιστη καθίζηση συνήθως εμφανίζεται σε κάποια απόσταση από τον τοίχο. Οι Clough & O' Rourke για αυτή την περίπτωση προτείνουν ένα αδιαστατοποιημένο «προφίλ» καθιζήσεων, τραπεζοειδούς μορφής το οποίο και παρουσιάζεται στο σχήμα 5c. Η ζώνη που επηρεάζεται λόγω καθιζήσεων είναι  $2H_e$ .



Σχ. 5: Αδιαστατοποιημένα «προφίλ» καθιζήσεων για την εκτίμηση καθιζήσεων λόγω παρακείμενων εκσκαφών (Clough & O' Rourke, 1981)

Το βάθος της εκσκαφής ( $H_e$ ) και η μέγιστη επιφανειακή καθίζηση ( $\delta_{vm}$ ) χρησιμοποιούνται ως χαρακτηριστικές παράμετροι σε αυτή τη μέθοδο. Η μέθοδος αυτή προσφέρει μια συντηρητική εκτίμηση των επιφανειακών καθιζήσεων που μπορούν να εμφανιστούν πίσω από τον τοίχο αντιστήριξης.

### 2.2.5. Η μέθοδος Ou et al (1993)

Βασιζόμενος σε 10 παραδείγματα στην Ταϊπέι, της Taiwan, οι Ou et al, παρατήρησαν ότι οι κατακόρυφες μετακινήσεις του εδάφους όπισθεν του τοίχου, δύνανται να εκτείνονται σε σημαντική απόσταση.

Η καθίζηση σε μια περιορισμένη απόσταση από τον τοίχο αντιστήριξης δεν είναι ομοιόμορφη και αυξάνεται όσο αυξάνεται το βάθος της εκσκαφής με πιθανή επίπτωση τη δημιουργία ζημιών σε κτίρια και δημόσιες εγκαταστάσεις σε αυτή τη ζώνη.

Η ζώνη αυτή ορίζεται από τους Ou et al ως η «εμφανής ζώνη επιρροής» (“Apparent influence zone” – “AIR” ). Η καθίζηση εκτός της “AIR“ είναι μικρή και δεν ελλοχεύει τον κίνδυνο πρόκλησης βλαβών στις κατασκευές.

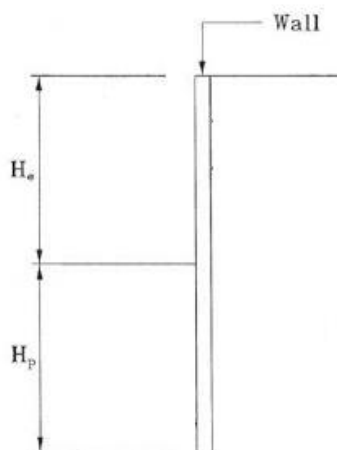
Σύμφωνα με μελέτες των Ou et al η “AIR” είναι σχεδόν ίση με την απόσταση που ορίζεται από την ενεργό ζώνη. Το άνω όριο είναι μια απόσταση ίση με το βάθος του τοίχου ( $H_e + H_p$ ) έτσι:

$$AIR = (H_e + H_p) \tan (45^\circ - \varphi/2) \leq (H_e + H_p)$$

όπου:

$H_e$ : το βάθος της εκσκαφής

$H_p$ : το βάθος έμπηξης του τοίχου



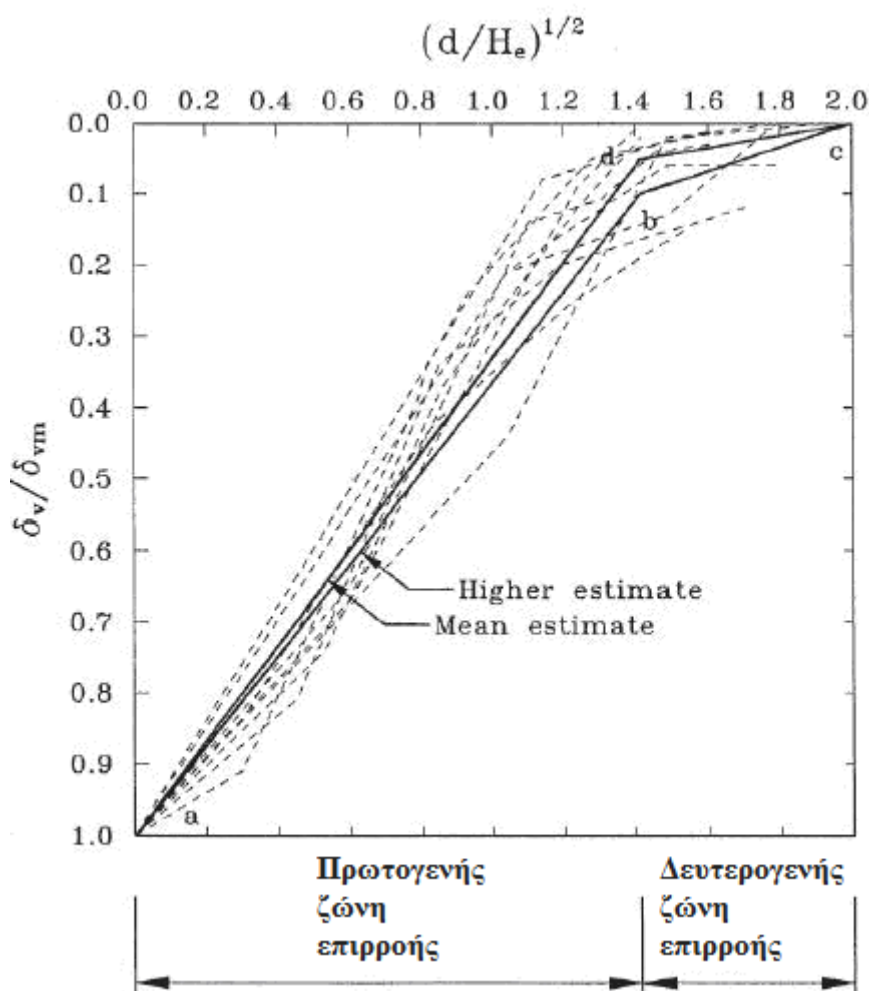
Σχ. 6: Σκαρίφημα επεξήγησης του βάθους εκσκαφής και έμπηξης

## 2.2.6. Η Μέθοδος Pao – Go Hsieh & Chang – Yu Ou (1998)

### 2.2.6.1. Το κυρτό προφίλ καθιζήσεων (spandrel type)

Δεδομένου του γεγονότος ότι το βάθος έμπηξης είναι μία αυθαίρετη παράμετρος οι Hsieh & Ou χρησιμοποιούν σαν παράμετρο το βάθος εκσκαφής  $H_e$ , αντί του συνολικού βάθους του τοίχου ή του βάθους έμπηξης του τοίχου που είχαν χρησιμοποιήσει οι Ou et al το 1993.

Στην κανονικοποιημένη σχέση καθίζησης - απόστασης που φαίνεται στο σχήμα Σχ.7. που ακολουθεί οι καμπύλες των καθιζήσεων από διάφορα παραδείγματα εκσκαφών συμπίπτουν με ένα μικρό σχετικά εύρος διακύμανσης παρόλο που παράγοντες όπως οι εδαφικές συνθήκες, η γεωμετρία της εκσκαφής και ο τρόπος αντιστήριξης, διαφέρουν.



Σχ. 7: Προτεινόμενη μέθοδος για τον υπολογισμό του προφίλ καθιζήσεων κυρτής μορφής (spandrel type). Κάθε διακεκομμένη γραμμή αναπαριστά ένα πραγματικό παράδειγμα.

Από το ως άνω σχήμα μπορεί να εξαχθεί η «μέση» τεθλασμένη γραμμή α – d – c και η «άνω» γραμμή α – b – c που προκύπτει ως η μέση συν την τυπική απόκλιση.

Οι γραμμές α – b και b – c προκύπτουν από τις ακόλουθες εξισώσεις:

- Για την γραμμή α – b 
$$\delta_v = \left( -0.636 \sqrt{\frac{d}{H_e}} + 1 \right) \delta_{vm} \quad \text{εάν} \quad \frac{d}{H_e} \leq 2$$
- Για την γραμμή b – c 
$$\delta_v = \left( -0.171 \sqrt{\frac{d}{H_e}} + 0.342 \right) \delta_{vm} \quad \text{εάν} \quad 2 \leq \frac{d}{H_e} \leq 4$$

όπου:

$\delta_v$ : είναι η καθίζηση του εδάφους

d: η απόσταση από τον τοίχο αντιστήριξης.

Όπως είναι προφανές από το παραπάνω σχήμα η γραμμή α – b έχει σχετικά απότομη κλίση, γεγονός που μπορεί να προκαλέσει σημαντική γωνιακή παραμόρφωση στα κτίρια εάν το  $\delta_{vm}$  είναι σημαντικό και ο έλεγχος ασφάλειας των κτιρίων δεν πρέπει να παραλείπεται.

Η ζώνη αυτή ονοματίζεται από τους Hsieh & Ou σαν «κύρια ζώνη επιρροής» και είναι ίση με δύο φορές το βάθος εκσκαφής κατ' απόλυτη αναλογία με την αντίστοιχη ζώνη που παρατηρήθηκε από τους Clough & O' Rourke. Η γραμμή b – c έχει πιο ήπια κλίση και οι παρακείμενες κατασκευές επηρεάζονται σαφώς λιγότερο. Αυτή η ζώνη είναι η «δευτερεύουσα ζώνη επιρροής» η οποία εκτείνεται έως τέσσερις φορές το βάθος εκσκαφής.

Για οικονομικούς λόγους ο σχεδιασμός του τοίχου εν συνεχεία θα πρέπει να ακολουθήσει τη μεθοδολογία πετάσματος – προβόλου ("free-earth support") (NAVFAC 1982) σύμφωνα με την οποία ο πόδας του τοίχου αντιστήριξης μπορεί να κινείται ελεύθερα.

Σύμφωνα με πληθώρα παραδειγμάτων (Woo & Moh 1990) ο λόγος του βάθους εκσκαφής προς το βάθος του τοίχου κυμαίνεται από 1,6 έως 2,2 ανάλογα και με τη στρωματογραφία του εδάφους.

### 2.2.6.2. Το προφίλ καθιζήσεων κοίλης μορφής (concave type)

Στο κοίλης μορφής «προφίλ» καθιζήσεων είναι απαραίτητο να γνωρίζουμε τη ζώνη επιρροής, την μετακίνηση του τοίχου και το σημείο της μέγιστης μετακίνησης του τοίχου για να μπορέσουμε να το ορίσουμε πλήρως.

Σύμφωνα με τους Ου (1993) και Nicholson (1987) η απόσταση από την παρειά του τοίχου όπου εμφανίζεται η μέγιστη καθίζηση του εδάφους είναι περίπου ίση με του ήμισυ του βάθους όπου εμφανίζεται η μέγιστη πλευρική μετατόπιση. Στις περισσότερες περιπτώσεις η εν λόγω μέγιστη πλευρική μετατόπιση εμφανίζεται κοντά στον πυθμένα της εκσκαφής οπότε μπορεί να θεωρηθεί ότι η μέγιστη καθίζηση του εδάφους εμφανίζεται σε απόσταση ίση με το ήμισυ του τελικού βάθους εκσκαφής.

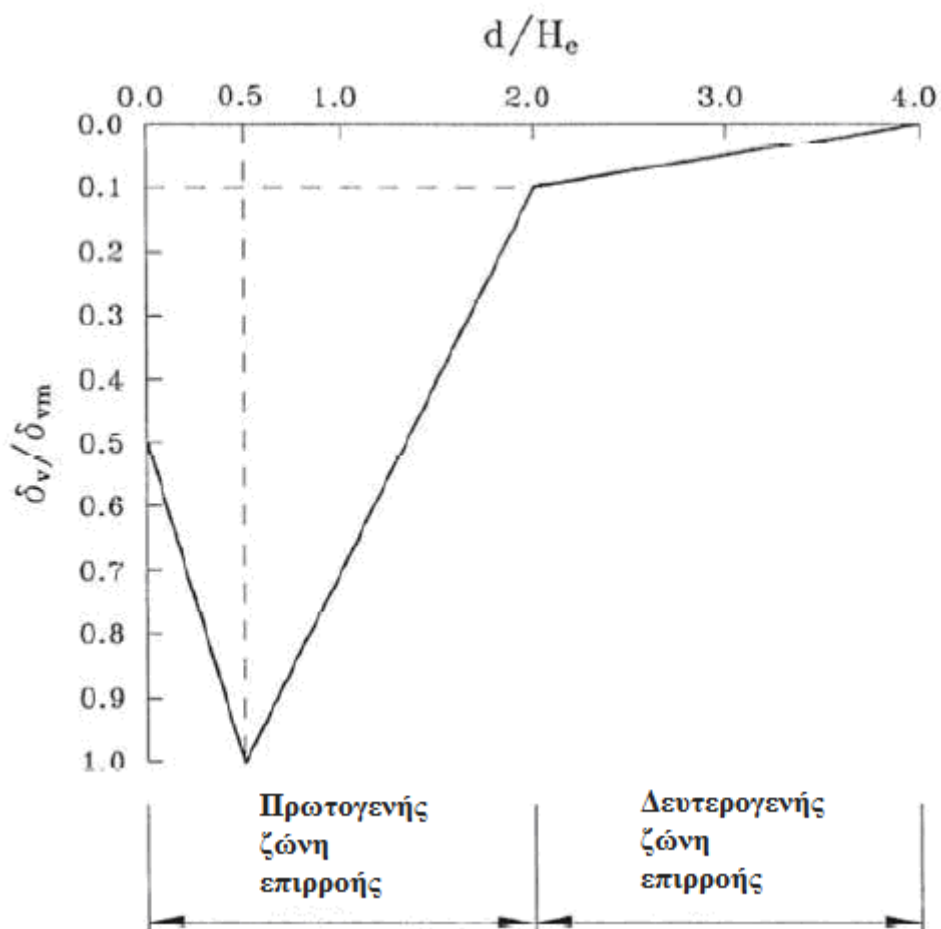
Τα συλλεχθέντα από τους Clough & O' Rourke (1990) πραγματικά παραδείγματα καταδεικνύουν ότι η μετακίνηση του τοίχου για μαλακή έως μέτρια άργιλο κυμαίνεται από  $0,5 \delta_{vm}$  έως  $0,7 \delta_{vm}$ . Παρατήρησαν ακόμα ότι το μέγεθος της καθίζησης έχει ελάχιστη επιρροή στο «προφίλ» των καθιζήσεων, ενώ η καθίζηση στη θέση του τοίχου έχει τιμή περίπου ίση με  $0,5 \delta_{vm}$ .

Σύμφωνα με την αρχή του Saint – Venant (Timonshenko & Goodier, 1951) εάν η κατανομή των δυνάμεων που δρουν στη επιφάνεια ενός σώματος αντικατασταθεί από μια διαφορετική κατανομή στο ίδιο σημείο της επιφάνειας, τότε η επίδραση των δύο διαφορετικών κατανομών φορτίου «μακριά» από την επιφάνεια που αυτό δρα, είναι ουσιαστικά ίδιες. Θεωρητικά, διαφορετικές μέθοδοι εκσκαφής και εδαφικό προφίλ (δηλαδή διαφορετικά κατανεμημένες δυνάμεις) θα οδηγήσουν στην ίδια ενεργό ζώνη επιρροής μακριά από τον τοίχο ανεξαρτήτως του τύπου του προφίλ των καθιζήσεων.

Έτσι η καθίζηση σε απόσταση  $2H_e$  από τη θέση του τοίχου τίθεται με τιμή ίση με  $0,1\delta_{vm}$  (σημείο b του σχ.8) και πρακτικά ασήμαντη σε απόσταση  $4H_e$  (σημείο c του σχ.8).



Για λόγους ευκολίας ανάμεσα κάθε χαρακτηριστικό σημείο της καμπύλης θεωρείται γραμμική σχέση (βλ. Σχ.8).



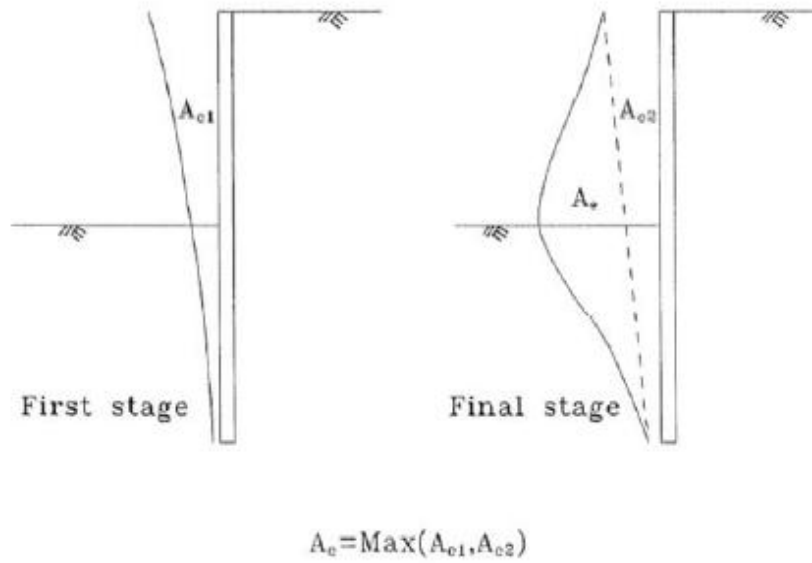
Σχ. 8: Προτεινόμενη μέθοδος για τον υπολογισμό του κοίλου προφίλ καθιζήσεων (concave type).

### 2.2.6.3. Μεθοδολογία υπολογισμού

Προκειμένου να εξακριβωθεί από τα προαναφερθέντα προφίλ καθιζήσεων αναμένεται πρέπει να είναι γνωστή ή να έχει εκτιμηθεί η πλευρική μετακίνηση του τοίχου αντιστήριξης.

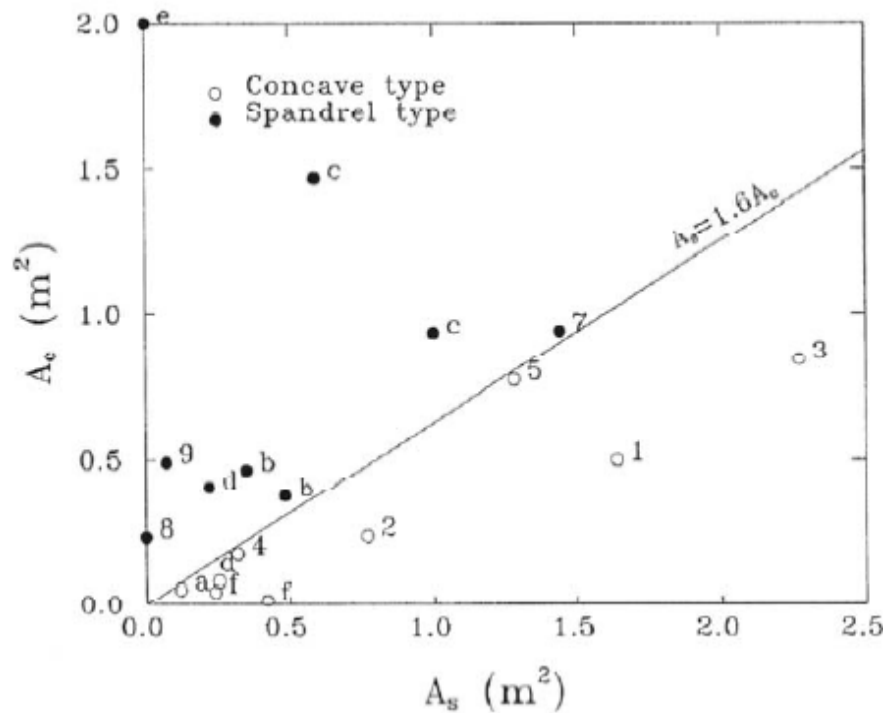
Η μετακίνηση του τοίχου αναλύεται σε δύο συνιστώσες (βλ. και Σχ. 9):

- α) την πλευρική μετατόπιση για πέτασμα -πρόβολο  $A_c$ , όπου  $A_c = \max(A_{c1}, A_{c2})$
- β) την καμπύλωση (bulging) προς το μέρος της εκσκαφής  $A_s$



Σχ. 9: Σκαρίφημα επεξήγησης των μεγεθών  $A_c$  και  $A_s$

Αρκετές έρευνες έχουν καταδείξει ότι εάν  $A_s \geq 1,6 A_c$  εμφανίζεται το προφίλ κοίλου τύπου προβόλου άλλως το προφίλ κυρτού τύπου.



Σχ. 10: Σχέση μεταξύ των μεγεθών  $A_c$  και  $A_s$  και αντιστοιχησή τους με τύπο προφίλ καθιζήσεων

Τα βήματα της μεθοδολογίας υπολογισμού έχουν ως ακολούθως

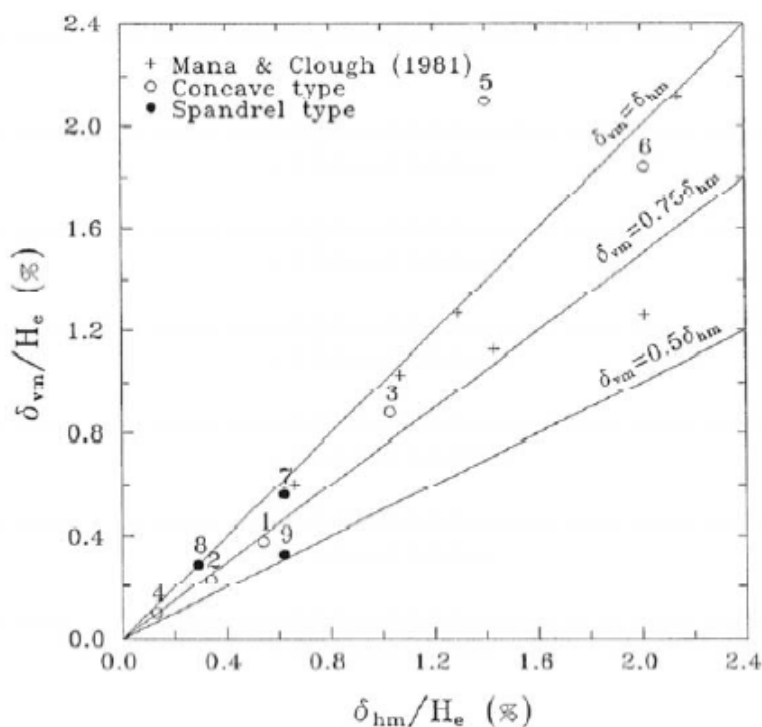
α. Εκτίμηση της πλευρικής μετατόπισης του τοίχου ( $\delta_{hm}$ ) με πεπερασμένα στοιχεία ή/και μέθοδο δοκού επί ελαστικού εδάφους

Αν οι προαναφερθείσες αναλύσεις δεν είναι εφικτό να εκτελεστούν, μπορεί να χρησιμοποιηθεί και το διάγραμμα των Clough & O' Rourke (1990) για μια χονδροειδή και μόνο εκτίμηση.

Μολαταύτα, η εμπειρία από επί τόπου παρατηρήσεις και έρευνας με πεπερασμένα στοιχεία (π.χ. Finnο & Harahap 1991) καταδεικνύουν ότι ο τύπος του προφίλ των καθιζήσεων εμφανίζεται από τα πρώτα στάδια της εκσκαφής, οπότε και τα κτίρια δεν είναι σε κρίσιμη κατάσταση. Η κρίσιμη καθίζηση του τελικού σταδίου επαναληπτικά σύμφωνα με τις επί τόπου παρατηρήσεις κάθε σταδίου εκσκαφής.

β. Καθορισμός του τύπου προφίλ καθιζήσεων από τον υπολογισμό των συνιστωσών  $A_c$  και  $A_s$  και το Σχ. 10

γ. Εκτίμηση της μέγιστης καθίζησης του εδάφους ( $\delta_{vm}$ ) με χρήση του Σχ.11 που ακολουθεί.



Σχ. 11: Σχέση μεταξύ της μέγιστης καθίζησης του εδάφους ( $\delta_{vm}$ ) και της πλευρικής μετακίνησης

δ. Εκτίμηση του προφίλ των καθιζήσεων, ανάλογα με τον τύπο, από τα Σχ. 7 και 8 που προηγήθηκαν.

### 2.2.7. Απλοποιημένο μοντέλο Kung et al (2007), το μοντέλο KJHH

Ένα ημιεμπειρικό μοντέλο παρουσιάστηκε πρόσφατα από τους Kung et al (2007) με την ονομασία «Απλοποιημένο μοντέλο για την μετακίνηση του τοίχου και την επιφανειακή καθίζηση του εδάφους σε αντηριδωτές εκσκαφές σε αργίλους»<sup>1</sup>

Για την εφαρμογή του μοντέλου KJHH ακολουθήθηκαν τα ακόλουθα βήματα:

- Αρχικά αξιολογήθηκε μια πληθώρα παραδειγμάτων (33 παραδείγματα) με μετρήσεις υψηλής ακρίβειας
- Στη συνέχεια, στη βάση των μετρηθέντων στοιχείων των παραδειγμάτων πραγματοποιήθηκαν αναστροφές αναλύσεις με χρήση περασμένων στοιχείων και καταστατικό μοντέλο μικρών παραμορφώσεων (small – strain model)
- Τα αποτελέσματα των αναστροφών αναλύσεων με πεπερασμένα στοιχεία οδήγησαν στον εντοπισμό των παραγόντων που επηρεάζουν την μέγιστη μετακίνηση του τοίχου αντιστήριξης.
- Τέλος για την Πληθώρα τεχνητών δεδομένων μετακινήσεων υπό τη μορφή υπολογισμών με πεπερασμένα στοιχεία

Σύμφωνα με τους ερευνητές του συγκεκριμένου μοντέλου οι παράγοντες που κατά μείζονα λόγω επηρεάζουν την μετακίνηση του τοίχου αντιστήριξης είναι:

- Το βάθος της εκσκαφής  $(H_e)$
- Η ακαμψία του συστήματος αντιστήριξης  $(EI / \gamma h_{avg}^4)$
- Το πλάτος της εκσκαφής  $(B)$
- Η κανονικοποιημένη (relative) αστράγγιστη διατμητική αντοχή ανηγμένη ως προς την κατακόρυφη ενεργό τάση  $(s_u / \sigma'_v)$
- Το κανονικοποιημένο (relative) μέτρο ελαστικότητας του εδάφους σε μικρές παραμορφώσεις ανηγμένο ως προς την κατακόρυφη ενεργό τάση  $(E_t / \sigma'_v)$

---

<sup>1</sup> Ακριβής αγγλικός τίτλος: “Simplified Model for Wall Deflection and Ground-Surface Settlement Caused by Braced Excavation in Clays”

Η συνάρτηση μετασχηματισμού που ακολουθεί χρησιμοποιήθηκε για κάθε μία από τις παραπάνω μεταβλητές ώστε να επιτευχθεί μια γραμμική σχέση ανάμεσα στην μέγιστη μετακίνηση του τοίχου και τις εν λόγω μεταβλητές.

$$X_i = a_{1i}x_i^2 + a_{2i}x_i + a_{3i}$$

Βασιζόμενοι οι ερευνητές στην παραπάνω συνάρτηση μετασχηματισμού, εκτελέστηκαν παλινδρομικές αναλύσεις για τη διερεύνηση της επιρροής κάθε μιας εκ των πέντε μεταβλητών.

Η πλευρική μετακίνηση χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η πιθανή παρουσία σκληρού στρώματος υπολογίζεται από την ακόλουθη εξίσωση:

$$\delta_{h \max}^{no \ hard \ stratum} = b_0 + b_1X_1 + b_2X_2 + b_3X_3 + b_4X_4 + b_5X_5 + b_6X_1X_2 + b_7X_1X_3 + b_8X_1X_5$$

Οι συντελεστές παρουσιάζονται ακολούθως:

$i$	$x_i$	$a_{1i}$	$a_{2i}$	$a_{3i}$	Applicable range of $x_i$
1	$H_e$	-0.4	24	-50	0-30
2	$\ln(EI/(\gamma h_{avg}^4))$	11.5	-295	2000	$\leq 0$
3	$B/2$	-0.04	4	90	$0 \leq B \leq 100$ (m)
4	$s_u/\sigma'_{vert}$	3225	-2882	730	0.2-0.4
5	$E_f/\sigma'_{vert}$	0.00041	-1	500	200-1200

$i$	0	1	2	3	4	5	6	7	8
$b_i$	-13.4197	-0.49351	-0.09872	0.06025	0.23766	-0.15406	0.00093	0.00285	0.00198

Για τη συνεκτίμηση της παρουσίας σκληρού στρώματος υιοθετείται ο μειωτικός συντελεστής K.

$$\delta_{h \max} = \frac{\delta_{h \max}^{no \ hard \ stratum}}{K}$$

όπου:

$K=1,5 (T/B) + 0,4$  εάν  $(T/B) \leq 0,4$  αλλιώς  $K=1, 0$

T: η απόσταση του σκληρού στρώματος από την εκάστοτε βαθμίδα εκσκαφής

B: το πλάτος της εκσκαφής

Μετά από την εύρεση του  $\delta_{hmax}$  δύναται να υπολογιστεί ο λόγος R της κατακόρυφης προς την οριζόντια παραμόρφωση από την εξίσωση:

$$R = c_0 + c_1 Y_1 + c_2 Y_2 + c_3 Y_3 + c_4 Y_1 Y_2 + c_5 Y_1 Y_3 + c_6 Y_2 Y_3 + c_7 Y_3^3 + c_8 Y_1 Y_2 Y_3$$

όπου:

$$Y_1 = \Sigma H_{clay} / H_{wall}$$

$$Y_2 = s_u / \sigma'_v$$

$$Y_3 = E_i / 1000 \sigma'_v$$

Οι συντελεστές παρουσιάζονται ακολούθως:

$i$	0	1	2	3	4	5	6	7	8
$c_i$	4.55622	-3.40151	-7.37697	-4.99407	7.14106	4.60055	8.74863	0.38092	-10.5896

Δεδομένου του γεγονότος ότι σε αντηριδωτές εκσκαφές σε αργίλους συνήθως παρατηρείται το προφίλ καθιζήσεων κοίλου τύπου οι μελετητές χρησιμοποίησαν τα διαγράμματα των Hsieh & Ou και κατέληξαν στις ακόλουθες εξισώσεις για τον υπολογισμό του προφίλ καθιζήσεων:

$$\delta_{vert}(x) = R \cdot \delta_{hmax} \begin{cases} 1.6 \frac{x}{H_e} + 0.2 & \text{for } 0 \leq \frac{x}{H_e} \leq 0.5 \\ -0.6 \frac{x}{H_e} + 1.3 & \text{for } 0.5 \leq \frac{x}{H_e} \leq 2.0 \\ -0.05 \frac{x}{H_e} + 0.2 & \text{for } 2.0 \leq \frac{x}{H_e} \leq 4.0 \end{cases}$$

όπου:

x: η απόσταση από τον τοίχο

$H_e$ : το βάθος εκσκαφής

$\delta_{vert}$ : η καθίζηση σε απόσταση x από τον τοίχο

## 2.2.8. Κατανομή των εδαφικών μετακινήσεων παράλληλα με την εκσκαφή

Υπάρχουν διάφορες εμπειρικές και ημιεμπειρικές μέθοδοι που βασίζονται σε διδιάστατες θεωρήσεις για την εκτίμηση των καθιζήσεων λόγω εκσκαφών, κάποιες εκ των οποίων παρουσιάζονται στην παρούσα διπλωματική εργασία.

Μολαταύτα, έχει καταδειχθεί σε πολλές περιπτώσεις ότι τα τρισδιάστατα φαινόμενα που αναπτύσσονται δεν πρέπει να αγνοούνται. Η αυξημένη τιμή της ακαμψίας των μέτρων αντιστήριξης στις γωνίες οδηγεί στην εμφάνιση μικρών παραμορφώσεων στις γωνίες της εκσκαφής και μεγαλύτερες μετακινήσεις στο κέντρο του τοίχου αντιστήριξης.

Οι Roboski & Fino (2006) παρουσίασαν μια εξίσωση που περιγράφει τη διαφοροποίηση των εδαφικών μετακινήσεων κατά μήκος του τοίχου αντιστήριξης. Η σχέση αυτή βασίστηκε σε καλά τεκμηριωμένα παραδείγματα εκσκαφών και την εργασία του Schmidt (1969).

$$\delta(x) = \delta_{max} \left[ 1 - \frac{1}{2} \operatorname{erfc} \left( \frac{2.8 \left( x + L \left( 0.015 + 0.035 \cdot \ln \left( \frac{H_e}{L} \right) \right) \right)}{0.5 - L \left( 0.015 + 0.035 \cdot \ln \left( \frac{H_e}{L} \right) \right)} \right) \right]$$

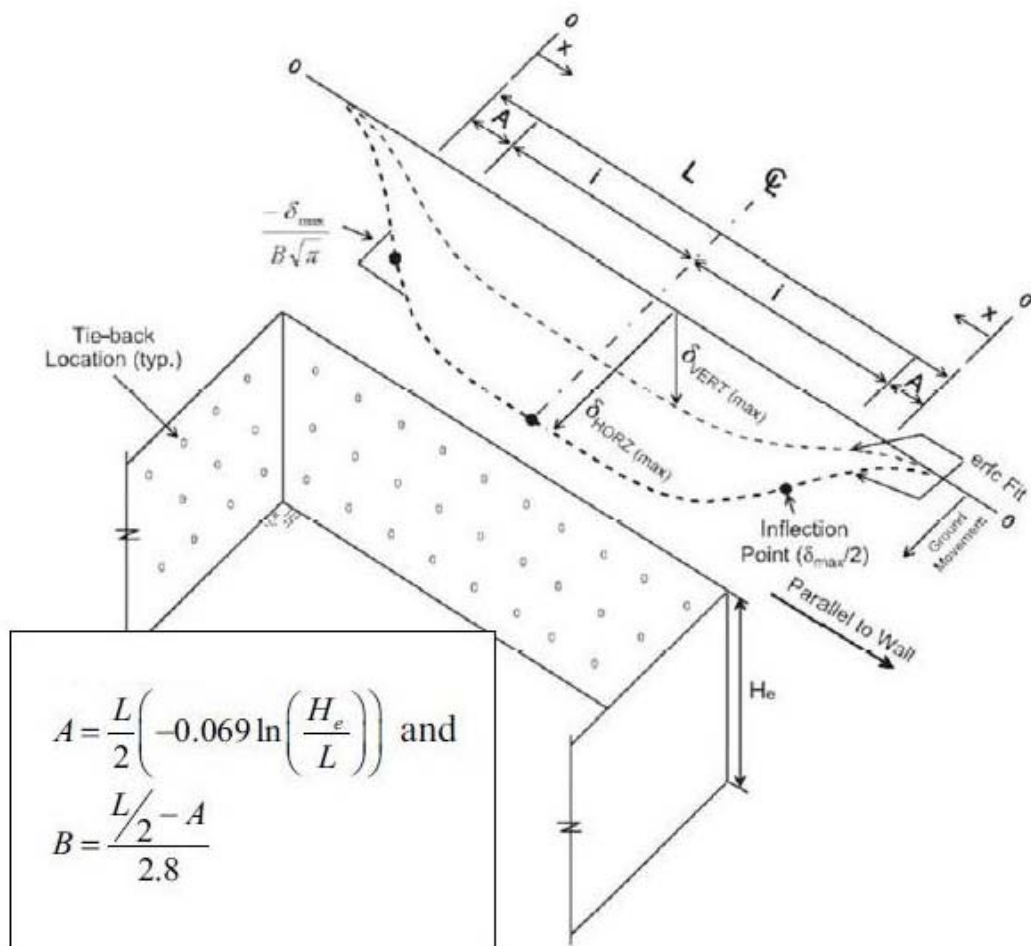
όπου:

$x$ : η απόσταση από την γωνία του τοίχου αντιστήριξης

$L$ : το μήκος της εκσκαφής

$H_e$ : το βάθος της εκσκαφής

$\delta_{max}$ : η παραμόρφωση στο κέντρο της εκσκαφής.



Σχ. 12: Παραμορφώσεις κατά μήκος του τοίχου αντιστήριξης κατά τους Roboski & Finno (2006)

Η μέθοδος δεν συνιστάται για εκσκαφές δίπλα σε κατασκευές με βαθιά θεμελίωση καθώς η αλλάζει η κατανομή των παραμορφώσεων. Αντίθετα, το γεγονός αυτό δεν αποτελεί πρόβλημα όταν εξετάζονται παλαιά ή διατηρητέα κτίρια τα οποία κατά κύριο λόγο έχουν αβαθή θεμελίωση



### 3. ΘΕΩΡΙΑ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΚΤΙΡΙΩΝ ΣΕ ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ ΠΡΟΚΑΛΟΥΜΕΝΕΣ ΛΟΓΩ ΓΕΙΤΟΝΙΚΩΝ ΕΚΣΚΑΦΩΝ

#### 3.1. Γενικοί Ορισμοί

Με τον όρο καθίζηση μίας ανωδομής εννοούμε την κατακόρυφη μετακίνηση της. Σύμφωνα με μεγάλο αριθμό παρατηρήσεων προκύπτει ότι οι βλάβες που προκαλούνται σε κτίρια οφείλονται κυρίως στα διαφορετικά μεγέθη των καθιζήσεων που αναπτύσσονται στα διάφορα σημεία της κατόψεως της θεμελίωσης των, παρά στην υπέρβαση μίας συγκεκριμένης απόλυτης τιμής της μεμονωμένης καθιζήσεως. Δηλαδή οι διαφορικές καθιζήσεις είναι αυτές οι οποίες προκαλούν τις βλάβες στα κτίρια και στις διάφορες κατασκευές.

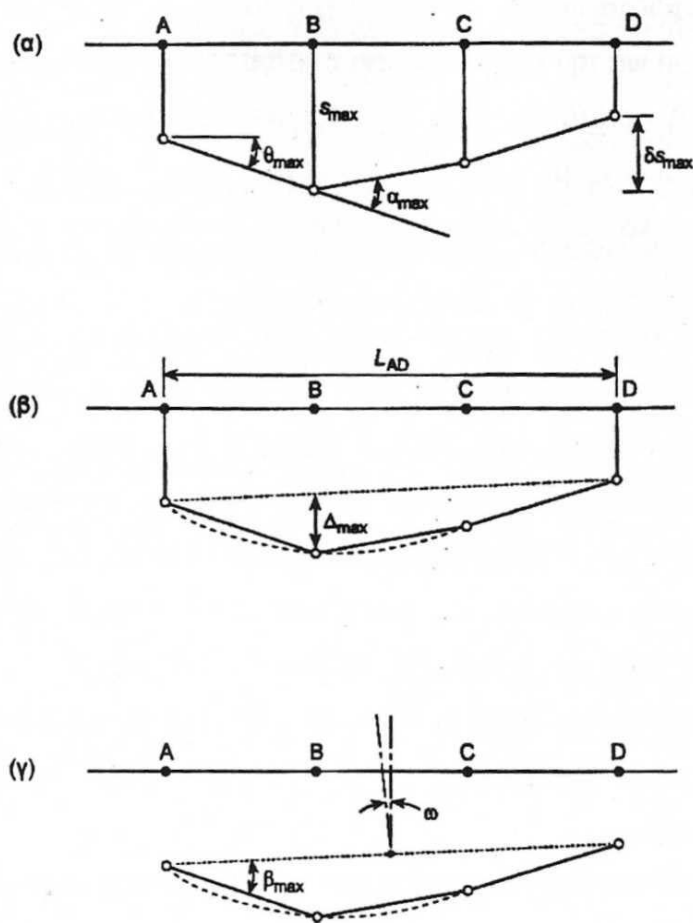
Επιτρεπόμενη διαφορική καθίζηση ενός έργου ονομάζεται η διαφορική καθίζηση την οποία αυτό μπορεί να παραλάβει χωρίς να είναι δυνατόν να επηρεασθεί δυσμενώς η στατική λειτουργία, αλλά και οι γενικότερες απαιτήσεις λειτουργικότητας του.

Μία γενική θεώρηση του καθορισμού των ορίων των επιτρεπομένων διαφορικών καθιζήσεων συνήθως περιλαμβάνει την απαίτηση ικανοποίησης των κριτηρίων δομοστατικής ασφαλείας, αλλά και των κριτηρίων λειτουργικότητας των κτιρίων με βάση την αισθητική, όπως π.χ. η αποφυγή κλίσεως για υψηλά οικοδομικά ή κτιριακά έργα, η αποφυγή μικρορηγματώσεων σε τοίχους πληρώσεως κ.α.

Τελικά ο καθορισμός του μεγέθους της επιτρεπόμενης διαφορικής καθιζήσεως εξαρτάται από παράγοντες, όπως:

- α) ο τύπος της ανωδομής,
- β) το υλικό της κατασκευής της,
- γ) η ακαμψία της,
- δ) οι απαιτήσεις λειτουργικότητας της,
- ε) η θέση της σε σχέση με άλλες κατασκευές,
- στ) τα μεγέθη των εκτιμώμενων μεμονωμένων καθιζήσεων,
- ζ) ο ρυθμός αναπτύξεως των καθιζήσεων, καθώς και
- η) η εκτιμώμενη κατανομή των μεμονωμένων καθιζήσεων.

Για την καλύτερη κατανόηση των πιθανών μετατοπίσεων των διαφόρων κατασκευαστικών στοιχείων μίας ανωδομής, καθώς και των μετρήσεων - σχετικά με τις καθιζήσεις, αλλά και τις οριζόντιες μετακινήσεις - που αναφέρονται στη διεθνή αλληλογραφία, οι Burland, Broms, De Mello (1977) και Wahls (1981) ορίζουν τα διάφορα μεγέθη του προβλήματος, ως ακολούθως (Σχήμα 13):



Σχ. 13: Ορισμοί των εδαφικών μετακινήσεων και των μετακινήσεων της θεμελίωσης, δηλ. (α) καθίζηση  $s$ , διαφορική καθίζηση  $\delta s$ , στροφή  $\theta$ , γωνιακή παραμόρφωση  $\alpha$ , (β) μετατόπιση  $\Delta$ , λόγος σχετικής μετατόπισης  $\Delta/L$ , (γ) απόκλιση θεμελίωσης  $\omega$  και σχετική στροφή  $\beta$ .

- s:** καθίζηση (ολική κατακόρυφη μετακίνηση) ενός σημείου της θεμελίωσης (π.χ. Α ή Β ή C κλπ.) του κτιρίου,
- $\delta s$ :** διαφορική καθίζηση, μεταξύ δύο σημείων της θεμελίωσης του κτιρίου

- θ:** αλλαγή της κλίσης της γραμμής που συνδέει δύο σημεία αναφοράς της θεμελίωσης (π.χ. Α και Β),
- α:** γωνιακή παραμόρφωση σημείου θεμελίωσης . Είναι θετική για συνθήκες κάμψης (δηλ. εφόσον η καμπύλη των καθιζήσεων έχει τα κοίλα προς τα άνω) και αρνητική για συνθήκες κύρτωσης (δηλ. εφόσον η καμπύλη των καθιζήσεων έχει τα κοίλα προς τα κάτω). Η γωνιακή παραμόρφωση είναι χρήσιμη για την πρόβλεψη του πλάτους των ρηγματώσεων των κτιρίων.
- Δ:** σχετική μετατόπιση δύο σημείων της θεμελίωσης σε οριζόντια μεταξύ τους απόσταση  $L$ , με αναφορά την ευθεία που τα συνδέει. Για τη σήμανση της ισχύουν τα όμοια για τη σήμανση της  $\alpha$ , αναφορικά με τις συνθήκες κάμψης ή κύρτωσης.
- Δ/L:** λόγος σχετικής μετατοπίσεως δύο σημείων της θεμελίωσης απέχοντα οριζοντίως απόσταση  $L$ . Με τον όρο αυτό εκφράζεται προσεγγιστικά η καμπυλότητα της καμπύλης, η οποία περιγράφει τις εκδηλωθείσες καθιζήσεις σημείων μιας θεμελίωσης. Για τη σήμανση του ισχύουν τα όμοια για τη σήμανση των  $\alpha$  και  $\Delta$ , αναφορικά με τις συνθήκες κάμψης ή κύρτωσης.
- ω:** απόκλιση - στροφή της θεμελιώσεως του κτιρίου ως στερεού σώματος. Το Σχήμα 13 γ υποδεικνύει τον τρόπο προσδιορισμού του εν λόγω μεγέθους για την περίπτωση θεμελιώσεως τύπου γενικής κοιπόστρωσης. Ειδικότερα για την περίπτωση θεμελίωσης με μεμονωμένα πέδιλα το Σχήμα 13 γ δεν είναι κατάλληλο.
- β:** γωνιακή στροφή δύο σημείων της θεμελίωσης σχετικά με την απόκλιση -στροφή  $\omega$  της θεμελίωσης. Ισχύει ότι  $\beta = \delta_s/L - \omega$ , όπου  $\delta_s$  είναι η διαφορική καθίζηση μεταξύ των δύο γειτονικών σημείων της θεμελιώσεως, τα οποία απέχουν μεταξύ τους απόσταση  $L$ .
- ε<sub>h</sub>:** μέση οριζόντια παραμόρφωση, η οποία ορίζεται ως η μεταβολή  $\delta_i$  ενός οριζοντίου μήκους  $L$  της θεμελίωσης. Η μείωση του μήκους (συνθήκες θλίψεως) προκαλεί θετική οριζόντια παραμόρφωση.

### 3.2. Κριτήρια επιτρεπόμενων καθιζήσεων

Τα κριτήρια των επιτρεπόμενων καθιζήσεων των έργων, λόγω κυρίως των ιδίων φορτίσεων τους προέκυψαν από το συσχετισμό μεταξύ παρατηρηθεισών βλαβών σε μεγάλο αριθμό διαφόρων τύπων έργων και αντιστοίχων μετρήσεων καθιζήσεων.

Οι Terzaghi και Peck (1948,1967) παρατήρησαν σε κτίρια, που εδράζονταν σε κοκκώδεις σχηματισμούς ότι τα περισσότερα μπορούσαν να αναλάβουν με ασφάλεια διαφορικές καθιζήσεις, μεταξύ των υποστυλωμάτων τους, περί τα 20 mm. Με δεδομένο, όμως, ότι οι διαφορικές καθιζήσεις δεν υπερβαίνουν συνήθως το 75% των ολικών μεμονωμένων καθιζήσεων, έδωσαν το γενικό κανόνα - για συνήθη κτίρια επί μεμονωμένων πεδίων - ότι το ασφαλές ανώτατο όριο συνολικής μεμονωμένης καθιζήσεως είναι περί τα 25 mm. Ειδικά για την ειδική περίπτωση θεμελίωσης τύπου γενικής κοπόστρωσης το προαναφερθέν όριο ανέρχεται στα 50 mm.

Οι Skempton και Mac Donald (1956) καθόρισαν τα ασφαλή όρια της γωνιακής στροφής και τα συσχέτισαν με τα ασφαλή όρια της μέγιστης μεμονωμένης και τη διαφορικής καθιζήσης διαφόρων τύπων θεμελίωσης κτιριακών έργων. Έτσι έδωσαν τον κατωτέρω Πίνακα 1, ο οποίος παρουσιάζει τα ασφαλή όρια καθιζήσεων και γωνιακής στροφής για κτιριακά έργα.

<b>Κριτήριο</b>	<b>Μεμονωμ. Πέδιλα</b>	<b>Γενικές Κοιτοστρώσεις</b>
Γωνιακή στρόφη	1/300	1/300
Μέγιστη καθίζηση		
• Άργιλοι	3 in	3-5 in
• Άμμοι	2 in	2-3 in
Μέγιστη διαφορική καθίζηση:		
• Άργιλοι	1*4 in	
• Άμμοι	1 <sup>1,4</sup> in	

Πίνακας 1: Ασφαλή όρια καθιζήσεων και γωνιακής στροφής

Επισημαίνεται ότι τα ανωτέρω όρια εξασφαλίζουν κυρίως την ασφάλεια του φέροντος οργανισμού των κτιρίων. Εφόσον όμως είναι επιθυμητή η αποφυγή κάθε μικρορηγματώσεως σε τοίχους πληρώσεως, τότε η γωνιακή στροφή θα πρέπει να είναι μικρότερη από 1/500. Θα πρέπει επίσης να σημειωθεί ότι οι προτάσεις των Skempton και Mac Donald είναι αξιόπιστες κυρίως για πλαισιωτές κατασκευές και όχι για κατασκευές από άοπλη τοιχοποιία.

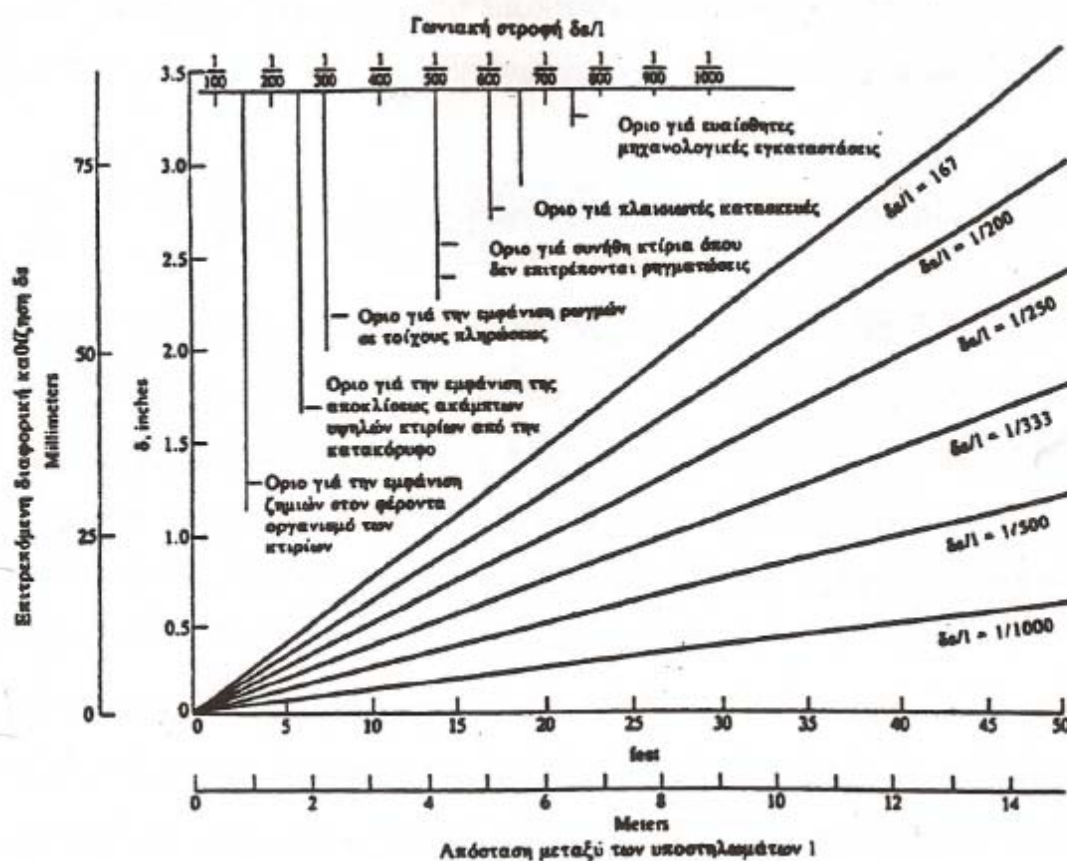
Ο Bjerrum (1963) συμπληρώνοντας τα στοιχεία των Skempton και Mac Donald και με πρόσθετες παρατηρήσεις ζημιών και μετρήσεις εκδηλωθεισών καθιζήσεων, καθόρισε τις επιτρεπόμενες τιμές γωνιακής στροφής  $\beta$  του Πίνακα 2 για διάφορα είδη κατασκευών. Επίσης έκανε προτάσεις για την εκτίμηση του μεγέθους της πιθανής διαφορικής καθιζήσεως  $\delta_s$  συναρτήσει της μέγιστης μεμονωμένης καθίζησης  $s_{max}$ , λόγω κυρίως της ανομοιογένειας που παρατηρείται στους εδαφικούς σχηματισμούς. Έτσι από τον Bjerrum προτείνεται ότι για τις αργίλους  $\delta_s = (0,3 - 0,5) s_{max}$  ενώ για τις άμμους  $\delta_s = (0,5 - 1) s_{max}$ .

Είδος κατασκευής	Επιτρεπόμενη γωνιακή στροφή $\beta$
• Ευαίσθητες μηχανολογικές εγκαταστάσεις	1/750
• Πλαισιωτές κατασκευές	1/600
• Συνήθη κτίρια, όπου δεν γίνονται ανεκτές οι ρηγματώσεις σε τοίχους πληρώσεως	1/500
• Συνήθη κτίρια για τα οποία επιτρέπονται μικρορηγματώσεις στους τοίχους πληρώσεως	1/300
• Άκαμπτα κτίρια, με επιτρεπόμενη απόκλιση από την κατακόρυφο	1/250
• Όριο για το οποίο είναι δυνατόν να παρουσιασθούν ζημιές στο φέροντα οργανισμό	1/150
• Εύκαμπτες πλινθοδομές με $H/L < 1/4$ , άνευ ρηγματώσεως ( $H/L$ είναι ο λόγος του ύψους προς το μήκος του τοίχου)	1/150

**Πίνακας 2: Συσχέτιση του τύπου της κατασκευής και της επιτρεπόμενης γωνιακής στροφής  $\beta$  θεμελίωσης του (Bjerrum 1963)**

Το διάγραμμα του σχήματος 14 (NAVFAC DM - 71/1982) προσφέρει τη δυνατότητα εκτιμήσεως των μεγεθών της διαφορικής καθιζήσεως και της γωνιακής στροφής των θεμελιώσεων κατασκευών σε διαφορετικά όρια

λειτουργικότητας, έως και το όριο εμφάνισης βλαβών στον φέροντα οργανισμό τους



Σχ. 14: Όρια διαφορικών καθιζήσεων και γωνιακών στροφών

Ο Tomlinson (1980), αξιολογώντας και αυτές τις διάφορες προτάσεις κριτηρίων, δίνει τελικά τον ακόλουθο Πίνακα 3, ο οποίος συνοψίζει τα επιτρεπόμενα όρια γωνιακής στρόφης και λόγου σχετικής μετατόπισης θεμελιώσεων κτιρίων με σκελετό και φέρουσες τοιχοποιίες (οπλισμένες και άοπλες), εξαιρώντας την περίπτωση μεγάλων και άκαμπτων δοκών, ή υποστυλωμάτων με περιορισμούς σε στρόφη.

Ο Πίνακας 3 αναφέρεται και στη σχετική ειδική έκδοση της CIRIA, No 27/1983 των Padfield και Sharrock που αφορά τις καθιζήσεις σε άργιλο.

Τύπος κατασκευής	Τύπος ζημιάς	Επιτρεπόμενα όρια			
		Επιτρεπόμενες τιμές γωνιακής στροφής β			
		Skempton & Mac Donald (1956)	Meyerhof (1947)	Polshin & Tokar (1957)	Bjerrum (1963)
Κτίρια με σκελετό και οπλισμένες φέρουσες τοιχοποιίες	Βλάβη στον φέροντα οργανισμό	1/150	1/250	1/150	1/150
	Ρηγματώσεις στους τοίχους	1/300 (συνίσταται και 1/500)	1/500	1/500	1/500
Τύπος κατασκευής	Τύπος ζημιάς	Επιτρεπόμενες λόγου σχετικής μετατόπισης Δ/L			
		Meyerhof (1947)	Pulshin & Tokar (1957)	Burland & Wroth (1974)	
Μη οπλισμένες φέρουσες τοιχοποιίες	Ρωγμές λόγω κοίλης παραμορφώσεως του τοίχου (συνθήκες κάμψης)	1/2500	L/H*=0,3	Δ/L=1/3333 έως 1/2500	L/H=1, Δ/L=1/2500
					L/H=5, Δ/L=1/1250
	Ρωγμές λόγω κυρτής παραμορφώσεως του τοίχου (συνθήκες κύρτωσης)				L/H=1, Δ/L=1/5000
					L/H=5, Δ/L=1/2500

Πίνακας 3: Προτεινόμενα επιτρεπόμενα όρια γωνιακής στροφής και λόγου σχετικής μετατόπισης (Tomlinson, 1980)

### 3.3. Κριτήρια οριακών εφελκυστικών παραμορφώσεων και κατηγορίες βλαβών κτιρίων λόγω υπογείων εκσκαφών

Η καθιέρωση των επιτρεπόμενων τιμών παραμορφώσεων (μετακινήσεων) για διαφορετικούς τύπους κτιρίων, βασίσθηκε σε παρατηρήσεις, οι οποίες συνδύαζαν τα μεγέθη των εκδηλωθεισών οριζοντίων και κατακόρυφων μετακινήσεων με το βαθμό της σοβαρότητας των προκληθεισών βλαβών στα εν λόγω κτίρια.

Η πιο διαδεδομένη μεθοδολογία η οποία ακολουθείται για την μελέτη της επιδράσεως των μετακινήσεων λόγω εκσκαφής σε ένα κτίριο είναι αυτή των Burland και Wroth (1974) κατά την οποία το κτίριο (ή ένας φέρον τοίχος του κτιρίου) θεωρείται ότι συμπεριφέρεται ως μία ισοδύναμη αβαρής «υψίκορμος δοκός» επί του εδάφους με πλάτος  $L$ , ύψος  $H$  και μοναδιαίο πάχος .

Μολονότι τα συνήθη κτίρια έχουν πολύ πιο πολύπλοκες μορφές, θεωρείται ότι η ανωτέρω απλοποιητική απεικόνιση διευκολύνει κατά πολύ την κατανόηση των διαφόρων παραγόντων, οι οποίοι υπεισέρχονται στο πρόβλημα της ρηγματώσεως τους, λόγω των προκαλούμενων (από τις εργασίες υπόγειας εκσκαφής) μετακινήσεων στην περιοχή θεμελίωσής τους, με την προϋπόθεση ότι τα γεωμετρικά μεγέθη  $L$  και  $H$  των ιδεατών «δοκών» έχουν ορισθεί καταλλήλως με βάση τις διαστάσεις των κτιρίων που προσομοιάζουν.

Πιο συγκεκριμένα, το θεωρούμενο ύψος της «δοκού»  $H$  λαμβάνεται ίσο με το ύψος από τη στάθμη θεμελίωσης έως το κατώτερο μέρος της στέγης του κτιρίου (σχήμα 15), ενώ το πλάτος της  $L$  ταυτίζεται με το άνοιγμα του κτιρίου, το οποίο επηρεάζεται από τις εργασίες διάνοιξης της σήραγγας και ένα τμήμα του είναι δυνατόν να βρίσκεται σε συνθήκες κάμψης ( $L_s$ ), ενώ το υπόλοιπο να βρίσκεται σε συνθήκες κύρτωσης ( $L_h$ ). Τα εν λόγω τμήματα του κτιρίου περιορίζονται από το σημείο καμπής και από την έκταση της καμπύλης των καθιζήσεων επιφανείας αντιστοίχως (σχήμα 16).

Είναι αυτονόητο ότι με την ανωτέρω μεθοδολογία ουσιαστικά επιτρέπεται σε κάθε κτίριο να εξετάζεται ξεχωριστά το τμήμα του, το οποίο βρίσκεται δεξιά ή αριστερά από το σημείο καμπής της καμπύλης των καθιζήσεων. Σημειώνεται



επίσης ότι εάν μέρος του ανοίγματος του κτιρίου εκτείνεται και πέραν της συνολικής έκτασης που καταλαμβάνει η καμπύλη των καθιζήσεων, τότε αυτό δεν λαμβάνεται υπόψη στην υλοποίηση του αντιστοίχου απλοποιητικού προσομοιώματος της ιδεατής «δοκού».

Η «δοκός» θεωρείται ότι είναι ισότροπη με γραμμικά ελαστική συμπεριφορά και ότι η διεύθυνση του άξονα της είναι κάθετη προς τον άξονα της σήραγγας. Κατά τους Burland και Wroth (1974) και Polishin και Tokar (1975) η έναρξη του μηχανισμού ρηγματώσεως της «δοκού» (δηλαδή του κτιρίου) οφείλεται στην εκδήλωση εφελκυστικών παραμορφώσεων. Ωστόσο, είναι η υπέρβαση της κρισίμου εφελκυστικής παραμόρφωσης  $\epsilon_{crit}$ , ή της οριακής εφελκυστικής παραμόρφωση  $\epsilon_{lim}$  (όπως τελικώς έχει καθιερωθεί ο όρος από τους Burland et al (1977) η οποία έχει ως αποτέλεσμα τη δημιουργία εμφανών ρηγματώσεων στη «δοκό» (δηλ. στο κτίριο).

Κατά συνέπεια είναι αναγκαίο να υπολογισθούν αρχικά οι τιμές των αναπτυσσόμενων εφελκυστικών παραμορφώσεων του προσομοιώματος της δοκού και στη συνέχεια να καθορισθούν εκείνες οι οριακές τιμές τους η υπέρβαση των οποίων συνδυάζεται με την παρουσία εμφανών ρηγματώσεων της.

Οι Burland και Wroth (1974) διατύπωσαν τις ακόλουθες σημαντικές παρατηρήσεις σχετικά με τις τιμές των οριακών εφελκυστικών παραμορφώσεων για διάφορους τύπους κατασκευών:

1. Οι μέσες τιμές οριακών εφελκυστικών παραμορφώσεων,  $\epsilon_{lim}$  για τις οποίες παρατηρήθηκαν εμφανείς ρηγματώσεις σε κτίρια με φέρουσα τοιχοποιία ήταν της τάξεως 0.05% έως 0.1%.
2. Σε δοκούς από οπλισμένο σκυρόδεμα η έναρξη δημιουργίας ορατών ρωγμών συνέβαινε για τιμές των εφελκυστικών παραμορφώσεων μικρότερες από 0.03% έως 0.05%.
3. Η δημιουργία εμφανών ρηγματώσεων δεν αντιπροσωπεύει απαραίτητως ένα αυστηρό όριο λειτουργικότητας των κτιρίων με βάση την αποδοχή της αισθητικής των. Κατά συνέπεια είναι δυνατόν να γίνει αποδεκτή η ανάπτυξη εφελκυστικών παραμορφώσεων σε ένα κτίριο, μεγαλύτερων

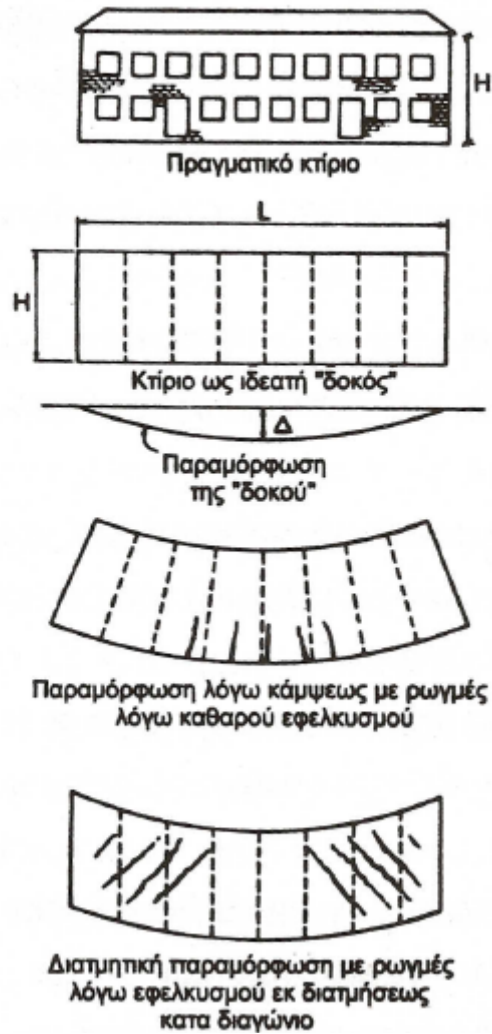
από εκείνες που καθορίζουν την εμφάνιση ορατών ρωγμών, εφόσον οι εν λόγω ρηγματώσεις ελέγχονται ως προς την εξέλιξη του μεγέθους των.

Για τον καθορισμό του μεγέθους της οριακής εφελκυστικής παραμορφώσεως  $\epsilon_{lim}$  και συνεπώς του κριτηρίου έναρξης των εμφανών ρηγματώσεων πρέπει να προσδιορίσουμε τον τρόπο παραμορφώσεως της «δοκού».

Όπως γνωρίζουμε, δύο είναι οι οριακοί μηχανισμοί παραμόρφωσης μιας δοκού, οι οποίοι προκαλούν σε αυτήν την ανάπτυξη εφελκυσμού:

- α) εξαιτίας καθαρής κάμψης, όπου η μέγιστη εφελκυστική παραμόρφωση εμφανίζεται στην κατώτερη εξωτερική «ίνα» της δοκού και
- β) εξαιτίας καθαρής διατμήσεως, όπου η μέγιστη εφελκυστική παραμόρφωση συμβαίνει κατά τη διαγώνιο της δοκού.

Στην πράξη, συνήθως, και οι δύο αυτοί μηχανισμοί παραμορφώσεως της δοκού λαμβάνουν χώρα ταυτόχρονα. Για την απλοποίηση όμως των σχετικών υπολογισμών οι δύο ανωτέρω αιτίες πρόκλησης του μηχανισμού δημιουργίας των εφελκυστικών παραμορφώσεων, θεωρούνται χωριστά (Σχήμα 15).

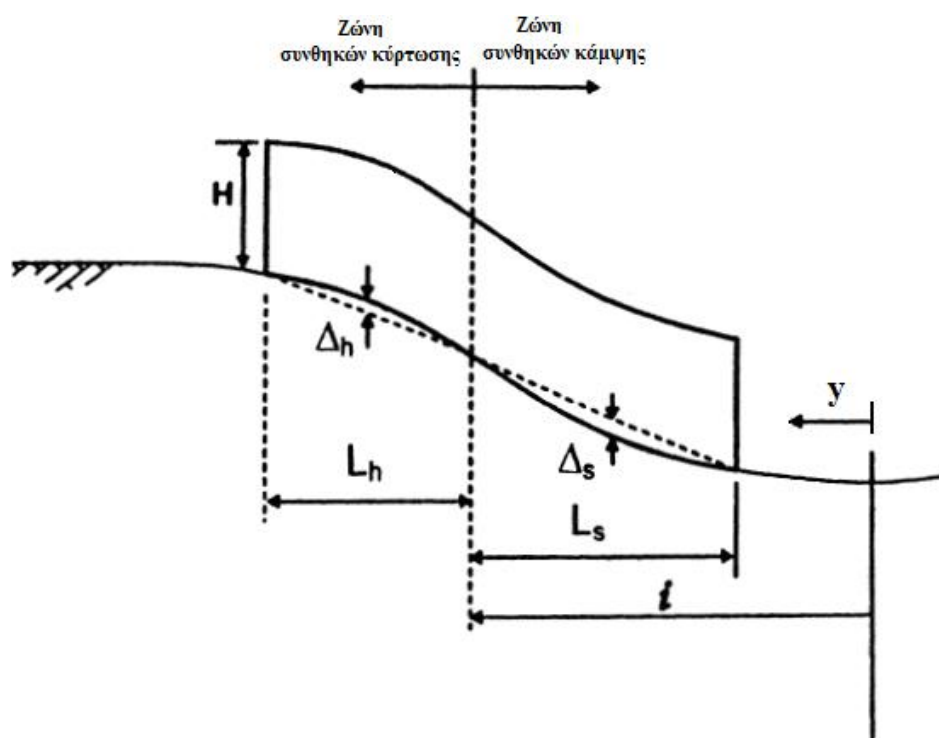


Σχ. 15: Ρηγμάτωση «δοκού» λόγω κάμψης και εκ διατηρήσεως.

Πρέπει να σημειωθεί ότι ιδιαίτερη σημασία για τους υπολογισμούς έχει η θεώρηση της θέσεως του ουδέτερου άξονα της «δοκού» (δηλ. του απλουστευτικού προσομοιώματος του κτιρίου) κατά την παραμόρφωση της (π.χ. λόγω καθιζήσεων κατά τις εργασίες δημιουργίας υπόγειας εκσκαφής).

Οι Burland και Wroth (1974) δέχονται ότι κατά την παραμόρφωση ενός κτιρίου, εφ' όσον η ιδεατή καμπύλη των καθιζήσεων που συνδέει τα στοιχεία της θεμελιώσεως έχει τα κοίλα προς τα κάτω (συνθήκες κύρτωσης), ο ουδέτερος άξονας του προσομοιώματος της «δοκού» θεωρείται ότι συμπίπτει με το κατώτερο μέρος της.

Η εν λόγω παραδοχή αιτιολογείται από το γεγονός ότι τα στοιχεία της θεμελιώσεως παρουσιάζουν ικανή ακαμψία κατά την παραμόρφωση της. Στην περίπτωση αυτή οι καθιζήσεις στα άκρα της «δοκού» (κτιρίου) είναι μεγαλύτερες από αυτές που αντιστοιχούν περί το μέσον του. Αντίθετα εάν η ιδεατή καμπύλη των καθιζήσεων που συνδέει τα στοιχεία της θεμελιώσεως έχει τα κοίλα προς τα άνω (συνθήκες κάμψης), ο ουδέτερος άξονας του προσομοιώματος της «δοκού» θεωρείται ότι βρίσκεται στο μέσον του ύψους της. Στην περίπτωση αυτή οι καθιζήσεις περί το μέσον της «δοκού» (κτιρίου) είναι μεγαλύτερες από εκείνες που αντιστοιχούν στα άκρα του.



Σχ. 16: Γενική μορφή παραμόρφωσης κτιρίου σε ζώνη κάμψης και κύρτωσης

Οι Burland, Broms και De Mello (1977) χρησιμοποιώντας αρχές της Τεχνικής Μηχανικής έδωσαν τις ακόλουθες μαθηματικές σχέσεις για τον προσδιορισμό του λόγου της σχετικής μετατόπισης  $\Delta/L$  ενός κτιρίου (το οποίο όπως έχει ήδη αναφερθεί εξομοιώνεται με μια ιδεατή «δοκό», με τις ίδιες διαστάσεις), συναρτήσει της γεωμετρίας του κτιρίου ( $L$ ,  $H$ ) των ελαστικών ιδιοτήτων του υλικού κατασκευής του κτιρίου ( $E$ ,  $G$ ) και των αναπτυσσόμενων μέγιστων εφελκυστικών παραμορφώσεων για μηχανισμούς καθαρής κάμψης ( $\epsilon_{bmax}$ ) και καθαρής διάτμησης ( $\epsilon_{dmax}$ )

$$\frac{\Delta}{L} = \left\{ \frac{L}{12t} + \frac{3EI}{2tLHG} \right\} \varepsilon_{b \max}$$

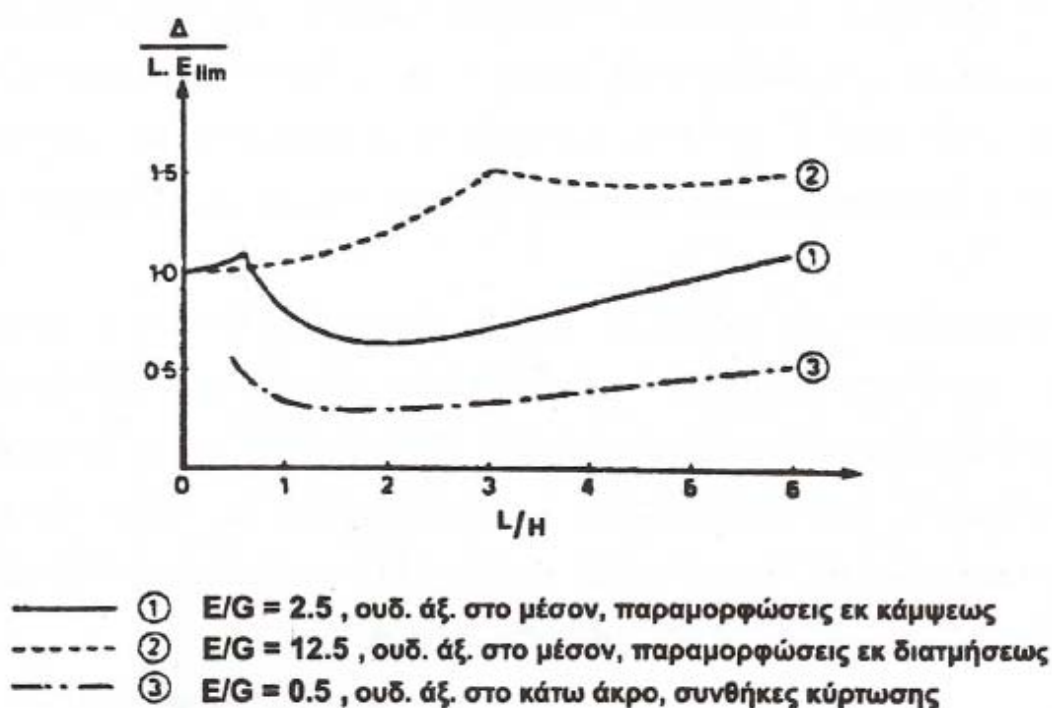
$$\frac{\Delta}{L} = \left\{ 1 + \frac{HL^2G}{18EI} \right\} \varepsilon_{d \max}$$

- H: το ύψος του κτιρίου
- L : το άνοιγμα του κτιρίου
- E και G: το μέτρο ελαστικότητας και το μέτρο διάτμησης του υλικού κατασκευής κτιρίου (το οποίο προσομοιώνεται ως «δοκός»). Για κτίρια φέρουσας τοιχοποιίας είναι δυνατόν να ληφθεί E/G=2.6, (με την σιωπηρή αποδοχή ότι το υλικό τους θεωρείται ισότροπο, οπότε ο λόγος Poisson  $\nu = 0.3$ ), ενώ για κτίρια με σκελετό από οπλισμένο σκυρόδεμα επί μεμονωμένων πεδίων λαμβάνεται E/G=12.5 (με τη θεώρηση ισοδύναμης ακαμψίας των κτιρίων, λαμβανομένου υπόψη και των «ανοιγμάτων» τους)
- I: η ροπή αδρανείας της ισοδύναμου «δοκού» μοναδιαίου πάχους, η οποία λαμβάνεται ως  $H^3/12$  στην περίπτωση που η καμπύλη των καθιζήσεων έχει τα κοίλα προς τα άνω (συνθήκες κάμψης) και  $H^3/3$  στην περίπτωση όπου έχει τα κοίλα προς τα κάτω (συνθήκες κύρτωσης).
- t : μέγιστη απόσταση από τον ουδέτερο άξονα στο άκρο της δοκού, η οποία λαμβάνεται ως  $H/2$  στην περίπτωση καμπύλης καθιζήσεων με τα κοίλα προς τα άνω (συνθήκες κάμψης) και  $H$  στην περίπτωση καμπύλης καθιζήσεων με τα κοίλα προς τα κάτω (συνθήκες κύρτωσης).

Με βάση τα αποτελέσματα σχετικών αναλύσεων αποδεικνύεται ότι οι μέγιστες εφελκυστικές παραμορφώσεις επηρεάζονται σημαντικά από την τιμή του λόγου  $\Delta/L$  και σχεδόν καθόλου από το είδος της φόρτισης επί της «δοκού». Από επί τόπου παρατηρήσεις έχει προκύψει ότι οι μέγιστες εφελκυστικές παραμορφώσεις εκ κάμψεως,  $\varepsilon_{b \max}$ , και εκ διατμήσεως (κατά τη διαγώνιο)  $\varepsilon_{d \max}$ , λαμβάνουν συνήθως χώρα στο κέντρο και στο τέταρτο του μήκους της «δοκού» αντιστοίχως, καθώς και ότι σε συνθήκες κύρτωσης προκαλούνται σημαντικότερες βλάβες από ότι σε συνθήκες κάμψης.

Αντικαθιστώντας στις παραπάνω σχέσεις τις τιμές  $\epsilon_{bmax}$  και  $\epsilon_{dmax}$ , με την οριακή τιμή της εφελκυστικής παραμόρφωσης  $\epsilon_{lim}$  δύναται να εκτιμηθεί η οριακή τιμή του λόγου της σχετικής μετατοπίσεως  $(\Delta/L)_{lim}$  του κτιρίου, ως η μικρότερη υπολογισθείσα τιμή εκ των προαναφερθεισών σχέσεων.

Η καμπύλη 1 του σχήματος 17 απεικονίζει τη μεταβολή του μεγέθους  $\Delta/L\epsilon_{lim}$  συναρτήσει των τιμών  $L/H$  ενός προσομοιώματός «δοκού» υπό συνθήκες κάμψης με  $E/G=2.5$ , ενώ οι καμπύλες 2 και 3 συνιστούν επίσης τις γραφικές παραστάσεις της σχέσης  $\Delta/L\epsilon_{lim} = F(L/H)$  μιας «δοκού» με  $E/G=12.5$  έως 0.5 υπό συνθήκες κάμψης και κύρτωσης αντιστοίχως.



Σχ. 17: Επίδραση παραγόντων στη ρηγματώση προσομοιώματος «δοκού»

Το προκύπτον συμπέρασμα από την αξιολόγηση των καμπυλών 1, 2 και 3 είναι ότι ακόμη και με ένα απλό κριτήριο ενάρξεως εμφανίσεως των ρηγματώσεων, όπως αυτό του απλουστευτικού προσομοιώματος της «δοκού», το οποίο συνδέει το λόγο  $\Delta/L$  με την εμφάνιση ρηγματώσεων, ο κρίσιμος λόγος  $\Delta/L$  μπορεί να μεταβάλλεται σημαντικά, εξαρτώμενος από παράγοντες όπως η μορφή της παραμόρφωσης, η ακαμψία  $E/G$  καθώς επίσης και οι διαστάσεις  $L/H$  της «δοκού».

Οι Boscardin και Cording (1989) συμπεριέλαβαν στις αναλύσεις τους και την ύπαρξη οριζοντίων παραμορφώσεων  $\varepsilon_h$ , επαλληλίζοντας τις με τις μέγιστες εφελκυστικές παραμορφώσεις εκ καθαρής κάμψης ( $\varepsilon_{bmax}$ ) και εκ καθαρής διατμήσεως ( $\varepsilon_{dmax}$ ), προσδιορίζοντας έτσι τις συνολικές (συνιστάμενες) εφελκυστικές παραμορφώσεις των παρακάτω σχέσεων:

- Η συνολική εφελκυστική παραμόρφωση εκ καθαρής κάμψεως είναι:

$$\varepsilon_{br} = \varepsilon_{bmax} + \varepsilon_h$$

- Η συνολική εφελκυστική παραμόρφωση (κατά τη διαγώνιο) εκ καθαρής διατμήσεως είναι:

$$\varepsilon_{dr} = \varepsilon_h \left( \frac{1-\nu}{2} \right) + \sqrt{\varepsilon_h^2 \left( \frac{1+\nu}{2} \right)^2 + \varepsilon_{dmax}^2}$$

όπου  $\nu$  ο λόγος Poisson του υλικού κατασκευής της «δοκού».

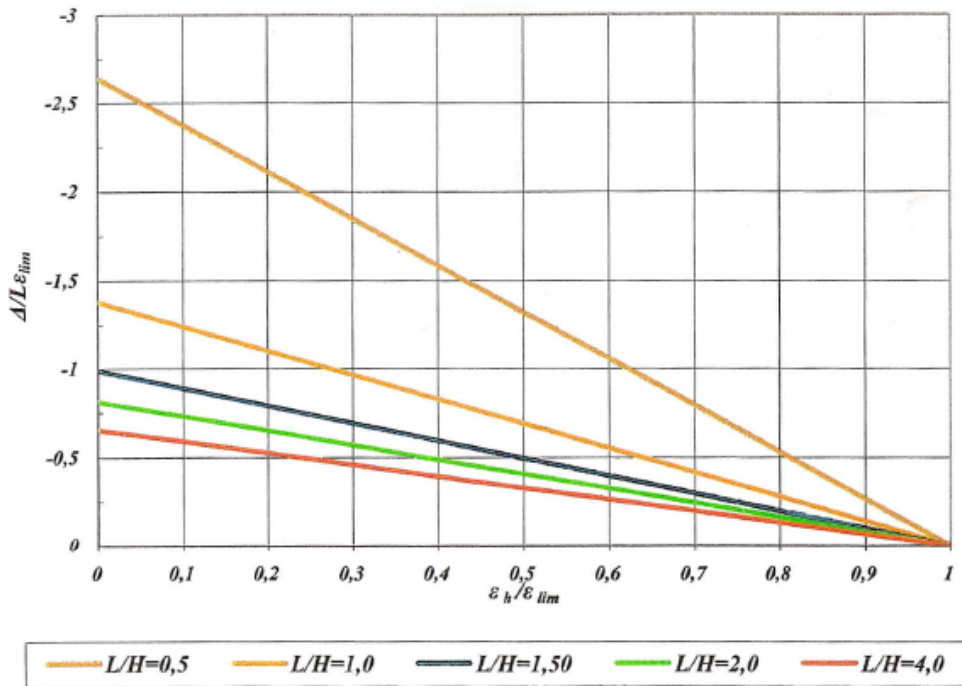
Εφαρμόζοντας τις παραπάνω σχέσεις για ένα προσομοίωμα «δοκού» σε συνθήκες κύρτωσης με  $E/G=2.60$ ,  $\nu=0.30$  και θέτοντας  $\varepsilon_{br}=\varepsilon_{lim}$ ,  $\varepsilon_{dr}=\varepsilon_{lim}$  καθορίζονται οι παρακάτω εξισώσεις, μέσω των οποίων διερευνάται η επίδραση της εφελκυστικής παραμόρφωσης  $\varepsilon$ , στον οριακό σχετικό λόγο μετατόπισης  $\Delta/L$  της εν λόγω «δοκού» για μηχανισμούς παραμόρφωσης καθαρής κάμψης και καθαρής διάτμησης αντιστοίχως.

$$\frac{\Delta}{L\varepsilon_{lim}} = \left( 1 - \frac{\varepsilon_h}{\varepsilon_{lim}} \right) \left( \frac{L}{12H} + \frac{1.30H}{L} \right)$$

$$\frac{\Delta}{L\varepsilon_{lim}} = \sqrt{1 - 0.70 \frac{\varepsilon_h}{\varepsilon_{lim}} - 0.30 \left( \frac{\varepsilon_h}{\varepsilon_{lim}} \right)^2} \left( 1 + 0.064 \left( \frac{L}{H} \right)^2 \right)$$

Για μηχανισμό παραμόρφωσης καθαρής κάμψης εκ του σχήματος 18 προκύπτει ότι η αύξηση της  $\varepsilon_h$  προς την οριακή τιμή παραμόρφωσης  $\varepsilon_{lim}$  έχει ως αποτέλεσμα την γραμμική μείωση της οριακής τιμής του  $\Delta/L$  για κάθε τιμή του λόγου  $L/H$  (έως και της μηδενικής τιμής για  $\varepsilon_h=\varepsilon_{lim}$ )

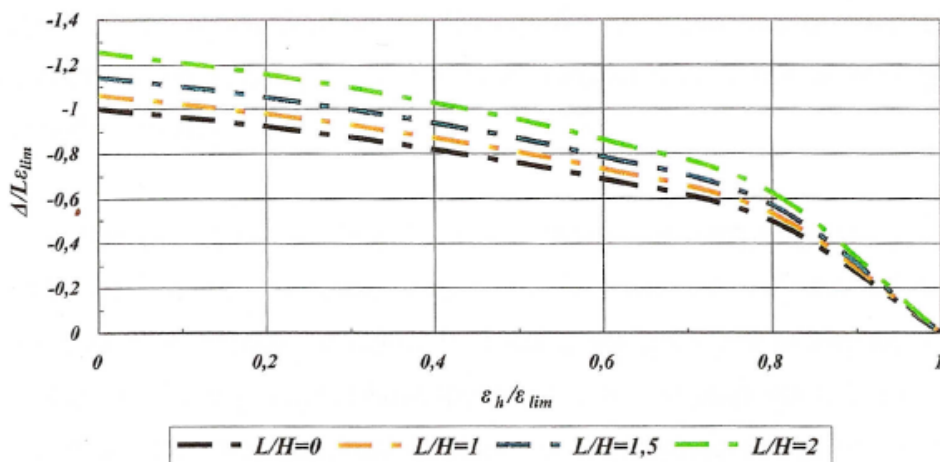
Προσομοίωμα "δοκού" με  $E/G=2.60$ ,  $\nu=0.30$  σε συνθήκες κόντωσης - Επιρροή της οριζόντιας παραμόρφωσης στον λόγο  $\Delta/L\epsilon_{lim}$  για καθαρή κάμψη



Σχ. 18: Επιρροή της  $\epsilon_h$  στο λόγο  $\Delta/L_{lim}$  για καθαρή κάμψη

Για μηχανισμό παραμόρφωσης καθαρής διάτμησης εκ του σχήματος 19 προκύπτει ότι η αύξηση της  $\epsilon_h$  έχει ως αποτέλεσμα τη μη γραμμική μείωση της οριακής τιμής του  $\Delta/L$  με αυξανόμενο ρυθμό προς τη μηδενική τιμή. Επιπλέον παρατηρείται η μικρή ευαισθησία των οριακών τιμών του  $\Delta/L$  για τις εξετασθείσες τιμές του λόγου  $L/H=0.1, 1.5$  και  $2$ .

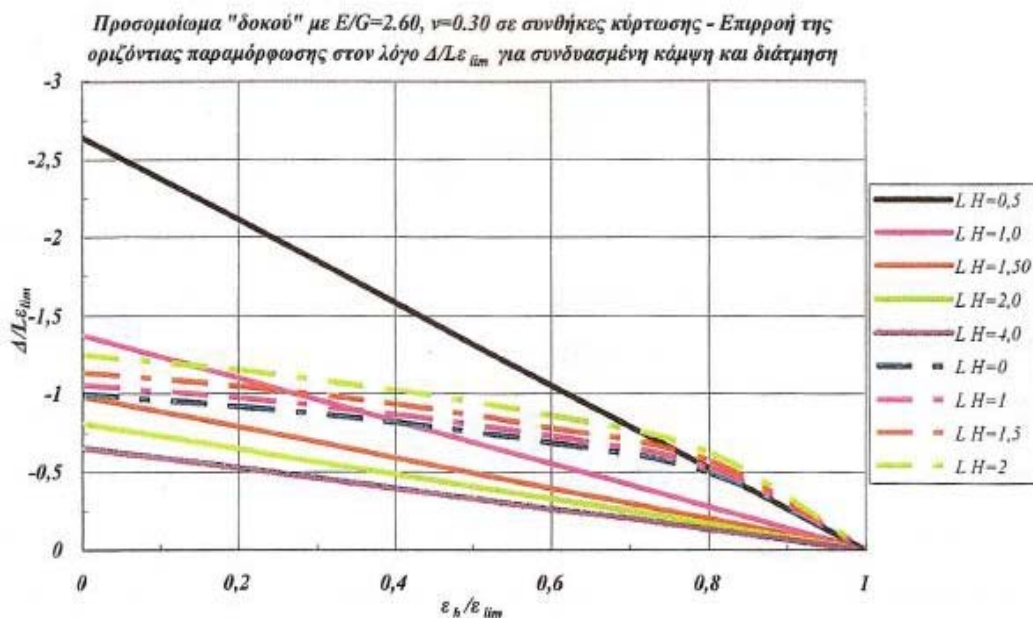
Προσομοίωμα "δοκού" με  $E/G=2.60$ ,  $\nu=0.30$  σε συνθήκες κόντωσης - Επιρροή της οριζόντιας παραμόρφωσης στον λόγο  $\Delta/L\epsilon_{lim}$  για καθαρή διάτμηση



Σχ. 19: Επιρροή της  $\epsilon_h$  στο λόγο  $\Delta/L_{lim}$  για καθαρή διάτμηση



Εκ του σχήματος 20 προκύπτει ότι για τιμές  $L/H > 1.5$  ο μηχανισμός της καθαρής κάμψης είναι ο καθοριστικός για την εμφάνιση ρηγματώσεων, ενώ για μικρότερες τιμές του  $L/H$  προκύπτει ότι η προοδευτική αύξηση της  $\varepsilon_h$  μεταβάλλει τον καθοριστικό μηχανισμό για την εμφάνιση ρηγματώσεων από καθαρή διάτμηση σε καθαρή κάμψη.



**Σχ. 20:** Επιρροή της  $\varepsilon_h$  στο λόγο  $\Delta/L_{lim}$  για συνδυασμό κάμψης και διάτμησης

Επισημαίνεται ότι όλα τα προαναφερθέντα ισχύουν για ένα προσομοίωμα ισότροπης «δοκού» σε συνθήκες κύρτωσης με  $E/G=2.60$  και  $\nu=0.30$ . Για διαφορετικές συνθήκες και για διαφορετικά χαρακτηριστικά «δοκού» θα πρέπει να εκτιμηθούν εκ νέου οι εξισώσεις.

3.4.

#### 4. ΣΥΝΗΘΕΙΣ ΒΛΑΒΕΣ ΚΤΙΡΙΩΝ ΚΑΙ ΤΡΟΠΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΑΥΤΩΝ

##### 4.1. Συνήθεις βλάβες κτιρίων από καθιζήσεις προκαλούμενες λόγω γειτονικών εκσκαφών

Για την εκτίμηση του κινδύνου εκδήλωσης βλαβών στα κτίρια εξαιτίας εδαφικών μετακινήσεων είναι απολύτως αναγκαίο να υπάρχει μία όσο το δυνατόν πιο σαφής κατάταξη αυτών των βλαβών. Ο Πίνακας 4, που ακολουθεί, προσφέρει την εν λόγω κατάταξη καθορίζοντας έξι κατηγορίες βλαβών από 0 έως 5 με αυξανόμενο βαθμό επικινδυνότητας.

Οι κατηγορίες ορατών βλαβών του Πίνακα 4 επηρεάζουν:

- i. την εξωτερική αισθητική,
- ii. την λειτουργικότητα και
- iii. την στατική ευστάθεια ενός κτιρίου.

Συνήθως οι κατηγορίες βλαβών 0, 1 και 2 αφορούν την αισθητική των κτιρίων, οι 3 και 4 καθορίζουν το βαθμό λειτουργικότητας των κτιρίων και η 5 επηρεάζει τη στατική ευστάθεια και επάρκεια των κτιρίων. Η παραπάνω διακριτοποίηση είχε αρχικώς προταθεί από τους Burland et al (1977) με βάση τα συμπεράσματα σχετικών εργασιών των Jennings και Kerrich (1962), του UK National Coal Board (1975) και των MacLeod και Littlejohn (1974). Έκτοτε έχει υιοθετηθεί με ελάχιστες τροποποιήσεις από το BRE (1981 και 1990) καθώς και από το Ινστιτούτο Δομοστατικών Μηχανικών του Ην. Βασιλείου ( 1978, 1989, 1994 και 2000).

Ο Πίνακας 4 για καθεμία κατηγορία βλάβης δίδει το βαθμό επικινδυνότητας της, την περιγραφή της, την ευκολία επιδιόρθωσης της, καθώς κα. το εύρος μεταβολής της οριακής εφελκυστικής παραμόρφωσης, η οποία την προκάλεσε. Επισημαίνεται ότι τα εύρη των τιμών της οριακής εφελκυστικής παραμόρφωσης έχουν καθορισθεί από τους Boscardin και Cording (1989) με βάση σημαντικό αριθμό παρατηρήσεων από πραγματικά συμβάντα.

Ο διαχωρισμός μεταξύ των κατηγοριών βλαβών 2 και 3 είναι ιδιαίτερος σημαντικός. Μεγάλος αριθμός μελετών σε πολλά κτίρια έχουν καταδείξει ότι η κατάταξη στην κατηγορία 2 οφείλεται σε μεγάλη ποικιλία αιτίων, εκτός των εδαφικών μετακινήσεων (π.χ. θερμοκρασιακές μεταβολές του σκελετού των κτιρίων, αλλαγές φυσικής υγρασίας κ.α.). Ωστόσο ο ακριβής καθορισμός των αιτίων που προκαλούν την εν λόγω κατηγορία βλαβών είναι ιδιαίτερα δύσκολος και στην πραγματικότητα αποτελεί συνδυασμό αιτίων που σχετίζονται με το σκελετό του κτιρίου και την εκδήλωση εδαφικών μετακινήσεων.

Κατηγορία ορατών βλαβών	Συνήθης βαθμός κινδύνου	Οριακή Εφελκυστική παραμόρφωση $\epsilon_{lim}(\%)$	Περιγραφή τυπικής βλάβης* / Ευκολία επισκευής
0	Αμελητέος	0 - 0,05	Τριχοειδείς ρωγμές μικρότερες του 0.1 mm περίπου
1	Πολύ μικρός	0,05 - 0,075	Λεπτές ρωγμές οι οποίες ευκόλως αντιμετωπίζονται με βάψιμο. Η βλάβη περιορίζεται γενικώς στα "τελειώματα" εσωτερικής τοιχοποιίας. Επιθεώρηση από κοντινή απόσταση είναι δυνατόν να αποκαλύψα μερικές ρωγμές σε εξωτερικά τούβλα ή εξωτερική τοιχοποιία. Τυπικά εύρη ρωγμών έως 1mm.
2	Μικρός	0,075-0,15	Ρωγμές ευκόλως πληρούμενες. Συνήθως απαιτείται βάψιμο. Επαναδιανοιχθείσες ρωγμές είναι δυνατόν να καλυφθούν με κατάλληλα υλικά. Οι ρωγμές είναι ορατές εξωτερικά και μπορεί να απαιτηθεί καθαρισμός και πλήρωση για λόγους υδατοστεγανότητας. Πόρτες και παράθυρα μπορεί να παρουσιάζουν μικρή δυσκολία σε άνοιγμα/κλείσιμο. Τυπικά εύρη ρωγμών έως 5mm.
3	Μέτριος	0,15-0,3	Οι ρωγμές απαιτούν μερική αποκάλυψη (άνοιγμα) και μπορεί να επιδιορθωθούν από εξειδικευμένους τεχνίτες. Καθαρισμός των εξωτερικών τούβλων και πιθανώς μικρός αριθμός τούβλων θα πρέπει να αντικατασταθεί. Πόρτες και παράθυρα δεν ανοιγοκλείνουν. Οι σωληνώσεις μπορεί να σπάσουν. Η υδατοστεγανότητα συνήθως έχει τρωθεί. Τυπικά εύρη ρωγμών μεταξύ 5 και 15 mm. Μερικές φορές ο» ανωτέρω βλάβες μπορεί να παρουσιαστούν και για ρωγμές εύρους 3mm.
4	Σοβαρός	>0,3	Εκτεταμένες εργασίες επανακατασκευής, συμπεριλαμβανομένων αντικατάστασης τμημάτων τοιχοποιίας κυρίως επάνω από πόρτες και παράθυρα. Πόρτες και παράθυρα παραμορφώνονται και το δάπεδο παρουσιάζει σημαντική κλίση**. Οι τοίχοι αποκλίνουν σημαντικά από την κατακόρυφο ή εμφανίζουν φουσκώματα, μερική απώλεια στήριξης των δοκών. Σπάσιμο σωληνώσεων. Τυπικά εύρη ρωγμών μεταξύ 15mm έως 25mm, αλλά εξαρτάται επίσης και από το πλήθος των ρωγμών
5	Πολύ Σοβαρός		Απαιτούνται σημαντικές επιδιορθώσεις συμπεριλαμβανόμενης μερικής ή πλήρους επανακατασκευής. Οι δοκοί έχουν απωλέσει τις στηρίξεις των, οι τοίχοι παρουσιάζουν σημαντική κλίση και χρειάζονται υποστήριξη. Τα παράθυρα έχουν σπάσει λόγω παραμόρφωσης. Κίνδυνος αστάθειας. Τυπικά εύρη ρωγμών μεγαλύτερα των 25mm, αλλά εξαρτάται και από το πλήθος των ρωγμών.

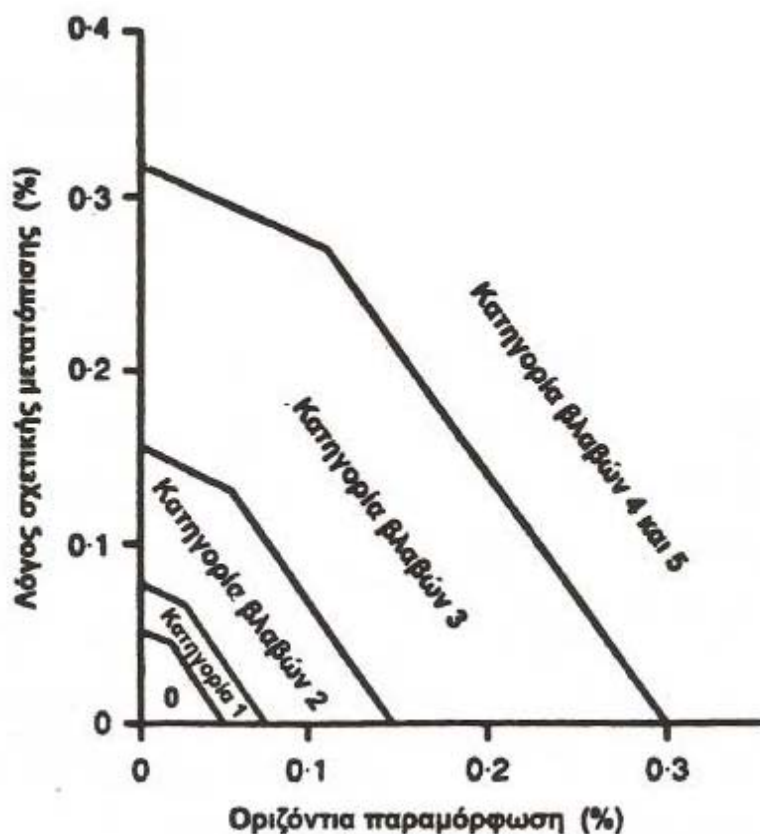
\* Το εύρος ρωγμής είναι ένας μόνον εκ των παραγόντων για την εκτίμηση της κατηγορίας βλάβης και δεν πρέπει να χρησιμοποιείται σαν το μοναδικό κριτήριο.

\*\* Τοπικές αποκλίσεις της κλίσης ως προς την οριζόντιο ή την κατακόρυφο μεγαλύτερες του 1/100 είναι συνήθως εύκολα ορατές. Συνολικές αποκλίσεις μεγαλύτερες του 1/150 είναι ανεπιθύμητες.

Πίνακας 4: Κατηγορίες βλαβών κτιρίων με αναφορά στην ευκολία επισκευής τους και το εύρος εφελκυστικής παραμόρφωσης

Οι περιπτώσεις βλαβών που κατατάσσονται στην κατηγορία 3 συνηθέστατα σχετίζονται με εδαφικές μετακινήσεις και απαιτούν ιδιαίτερη προσοχή και αναλυτική μελέτη, στην οποία θα πρέπει να συνεκτιμηθούν οι επιπτώσεις από την μεθοδολογία κατασκευής, τη γεωμετρία του κτιρίου κ.α.

Με βάση τα προτεινόμενα εύρη τιμών κρίσιμης εφελκυστικής παραμόρφωσης του Πίνακα 4, η συσχέτιση της οριζόντιας εφελκυστικής παραμόρφωσης  $\epsilon_h$  με την κατηγορία βλάβης και τον λόγο σχετικής μετατόπισης του κτιρίου  $\Delta/L$  είναι δυνατόν να πραγματοποιηθεί μέσω διαγραμμάτων, όπως του σχήματος 21 (Burland, 1995).



Σχ. 21: Συσχέτιση κατηγορίας βλάβης με την κρίσιμη ή οριακή εφελκυστική παραμόρφωση και τη μέγιστη σχετική μετατόπιση υπό συνθήκες κύρτωσης ( $L/H=1.0$ ).

#### 4.2 Μέθοδος υπολογισμού φθορών σε κτίρια κατά το CIRIA C580

Στο CIRIA C580 παρουσιάζεται μια μέθοδος τριών σταδίων για την προσέγγιση πιθανών ζημιών σε κτίρια κοντά σε εκσκαφές η οποία και παρουσιάζεται στο διάγραμμα ροής που ακολουθεί.

##### Στάδιο 1<sup>ο</sup>:

Εκτιμώνται οι καθιζήσεις πίσω από τον τοίχο αντιστήριξης με μια εκ των μεθόδων που αναφέρεται σε προηγούμενα κεφάλαια θεωρώντας συνθήκες χωρίς πρόσθετα φορτία πχ. αγνοώντας την παρουσία κτισμάτων στην επιφάνεια. Σχεδιάζονται οι καμπύλες των καθιζήσεων και καθορίζεται μια ζώνη επιρροής από συγκεκριμένα κριτήρια καθίζησης και παραμόρφωσης. Πρέπει να ταυτοποιηθούν όλα τα κτίρια εντός της ζώνης επιρροής

##### Στάδιο 2<sup>ο</sup>:

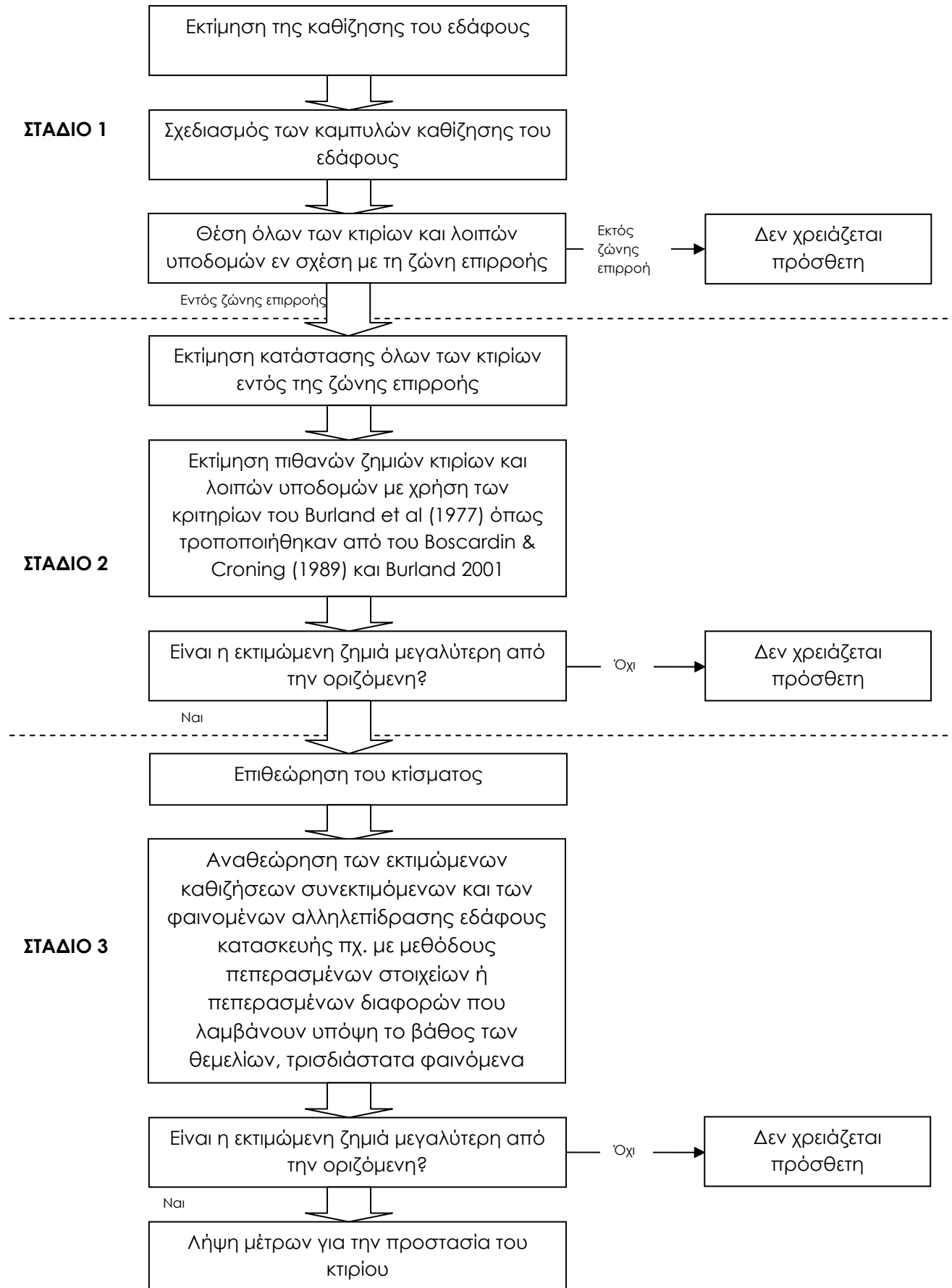
Πριν την έναρξη των εργασιών πρέπει να διεξαχθούν επιθεωρήσεις όλων των κτιρίων εντός της ζώνης επιρροής. Το κτίριο θεωρείται ότι ακολουθεί το έδαφος (αμελητέα ακαμψία) άρα οι παραμορφώσεις του κτιρίου μπορούν να υπολογιστούν. Η μέθοδος υπολογισμού πρέπει να γίνεται σύμφωνα με τα κριτήρια μέγιστης εφελκυστικής παραμόρφωσης των Burland et al (1977), Boscardin & Cording (1989) και των Burland (2001) σύμφωνα με τον πίνακα 4 που προηγήθηκε.

Κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι πιο εύκαμπτα σε διάτμηση από τα αντίστοιχα από λιθοδομής και ως εκ τούτου λιγότερο ευάλωτα σε ζημιές. Παρόλα αυτά στο παρόν στάδιο εκτίμησης των ζημιών όλα τα κτίρια πρέπει να θεωρούνται ως κτίρια από λιθοδομή

##### Στάδιο 3<sup>ο</sup>:

Πρέπει να διεξαχθούν επιθεωρήσεις των κτιρίων που κατά το δεύτερο στάδιο παρουσιάζουν ζημιές μεγαλύτερες από τις οριζόμενες. Πρέπει να γίνει αναθεώρηση των εκτιμώμενων καθιζήσεων συνεκτιμώμενων και των φαινομένων αλληλεπίδρασης εδάφους κατασκευής πχ. με μεθόδους πεπερασμένων στοιχείων ή πεπερασμένων διαφορών που λαμβάνουν υπόψη το βάθος των θεμελίων, τρισδιάστατα φαινόμενα λόγω γεωμετρίας, μη

γραμμική συμπεριφορά του εδάφους, ακαμψία του κτιρίου. Η ανταπόκριση του κτιρίου πρέπει να εκτιμηθεί σύμφωνα με τις ακριβείς συνθήκες, τα υλικά και τον τρόπο κατασκευής που θέτει σε κίνδυνο το κτίριο. Η ποιότητα της εργασίας κατά την κατασκευή δύναται να επηρεάσει σημαντικά την ακαμψία του κτιρίου και την ικανότητά του να ανθίσταται σε μετακινήσεις.





## 5. ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ: ΑΝΑΚΑΙΝΙΣΗ ΥΠΟΓΕΙΟΥ ΣΤΑΘΜΟΥ ΣΤΟ CHICAGO

### 5.1. Τεχνικά χαρακτηριστικά του έργου

Το παράδειγμα εφαρμογής (case study) που χρησιμοποιείται στην παρούσα διπλωματική εργασία υλοποιήθηκε στα πλαίσια των εργασιών ανακαίνισης ενός υπόγειου σταθμού στο Chicago των Ηνωμένων Πολιτειών Αμερικής.

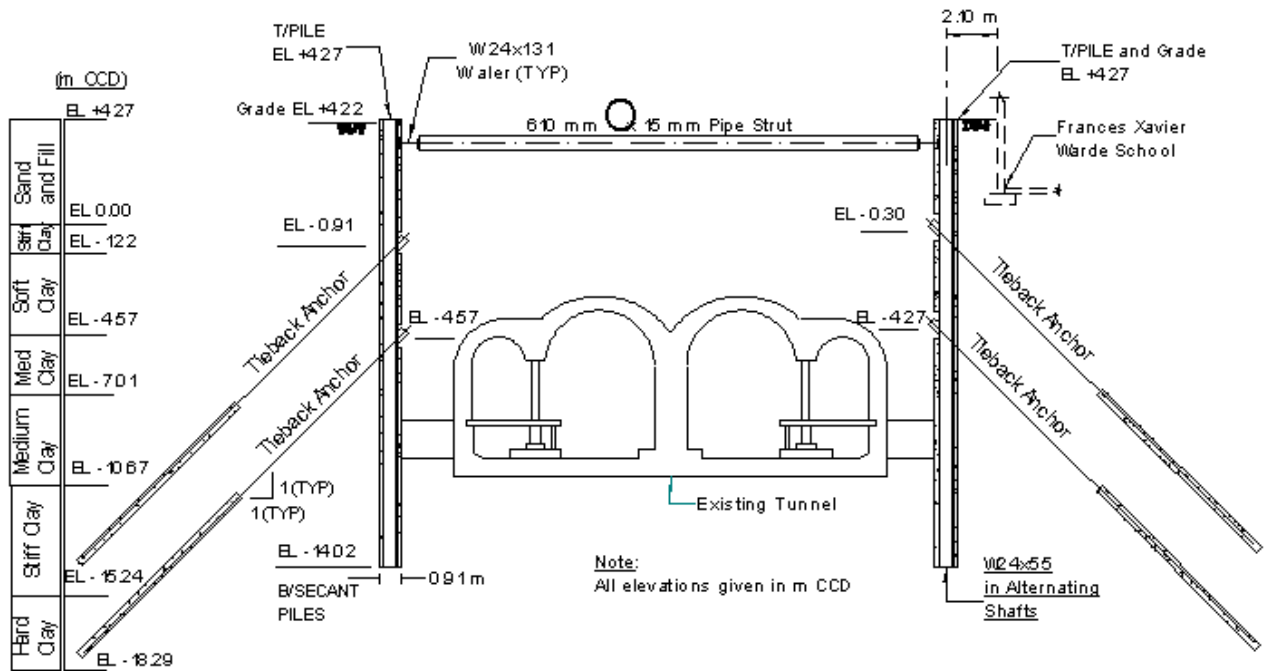
Η εργασίες στον υπόγειο σταθμό ξεκίνησαν τον Ιούνιο του 1999 από το Υπουργείο Μεταφορών του Chicago<sup>2</sup>. Οι εργασίες περιελάμβαναν την εκσκαφή 12,20μ. σε μαλακές έως μέτριες αργίλους και την αποκάλυψη του υπόγειου σταθμού για τη διενέργεια των αναγκαίων ανακαίνισεων (δημιουργία χώρων καταστημάτων και προσβάσεων σε Α.Μ.Ε.Α.)

Εν επαφή σχεδόν με την εκσκαφή, σε απόσταση 2,10m. από τον τοίχο αντιστήριξης, εβρίσκετο παρακείμενο σχολείο (Frances Xavier Warde School) υποστηριζόμενο σε επιφανειακή θεμελίωση μικρού σχετικά βάθους. Οι εδαφικές μετακινήσεις καταγράφονταν κατά τη διάρκεια της κατασκευής ώστε να είναι εφικτή η εκτέλεση παρεμβάσεων για την ελαχιστοποίηση τυχών ζημιών στο διατηρητέο σχολείο.

Στο Σχήμα 22 που ακολουθεί παρουσιάζεται μια ενδεικτική τομή της εκσκαφής και του χρησιμοποιούμενου συστήματος αντιστήριξης.

---

<sup>2</sup> Chicago Department of Transportation (CDOT)



**Σχ. 22: Ενδεικτική τομή της εκσκαφής και του χρησιμοποιούμενου συστήματος αντιστήριξης**

Οι εικόνες που ακολουθούν παρουσιάζουν την εκσκαφή από την οροφή του Frances Xavier Warde School κατά τη διάρκεια εκτέλεσης των εργασιών.

Στη φωτογραφία διακρίνονται οι αντηρίδες που χρησιμοποιούνται που είναι το πρώτο επίπεδο αντιστήριξης κατά την εκσκαφή καθώς και οι αγκυρώσεις στο 2<sup>ο</sup> και 3<sup>ο</sup> επίπεδο εκσκαφής.



**Σχ. 23: Άποψη της εκσκαφής από την οροφή του Frances Xavier Warde School**

Οι μεταλλικές αντηρίδες στο πρώτο επίπεδο αντιστήριξης είχαν διάμετρο 610mm και πάχος τοιχωμάτων 17mm. Η από κέντρο σε κέντρο οριζόντια απόστασή τους ήταν 6,1 m.

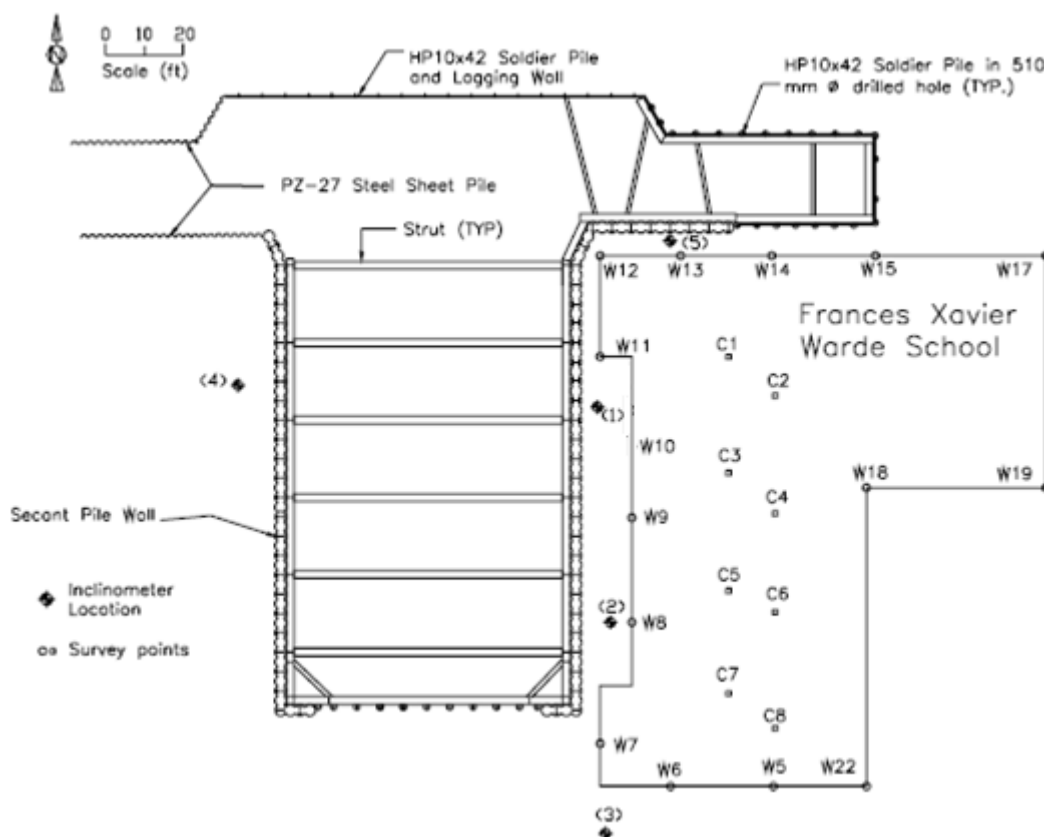
Τα αγκύρια στο 2<sup>ο</sup> και 3<sup>ο</sup> επίπεδο εκσκαφής τοποθετήθηκαν υπό γωνία 45 μοιρών και είχαν πακτωμένα μήκη 9,1m και 10,7m. Τα ελεύθερο μήκος ήταν τουλάχιστον 9,1m. Αποτελούνταν από 4 έως 5 καλώδια των 15mm, αντοχής 1860MPa. Τα αγκύρια πακτώνονταν στην σιφρή άργιλο στη στάθμη -12.5 m CCD<sup>3</sup>.

Στην περιοχή του έργου εκτελέστηκε ένα εκτεταμένο πρόγραμμα μετρήσεων για την παρακολούθηση της επίδρασης της εκσκαφής στα παρακείμενα κτίρια. Οι θέσεις των αποκλισιομέτρων αλλά και των θέσεων στις οποίες

---

<sup>3</sup> CCD: Chicago City Datum. Στάθμη αναφοράς που αφορά στη μέση στάθμη της λίμνης του Chicago. Η στάθμη της εκσκαφής εν προκειμένω ταυτίζεται με το +4,3m (+14ft) CCD

έγιναν οι κατακόρυφες μετρήσεις φαίνονται σε κάτοψη στο Σχήμα 24 που ακολουθεί



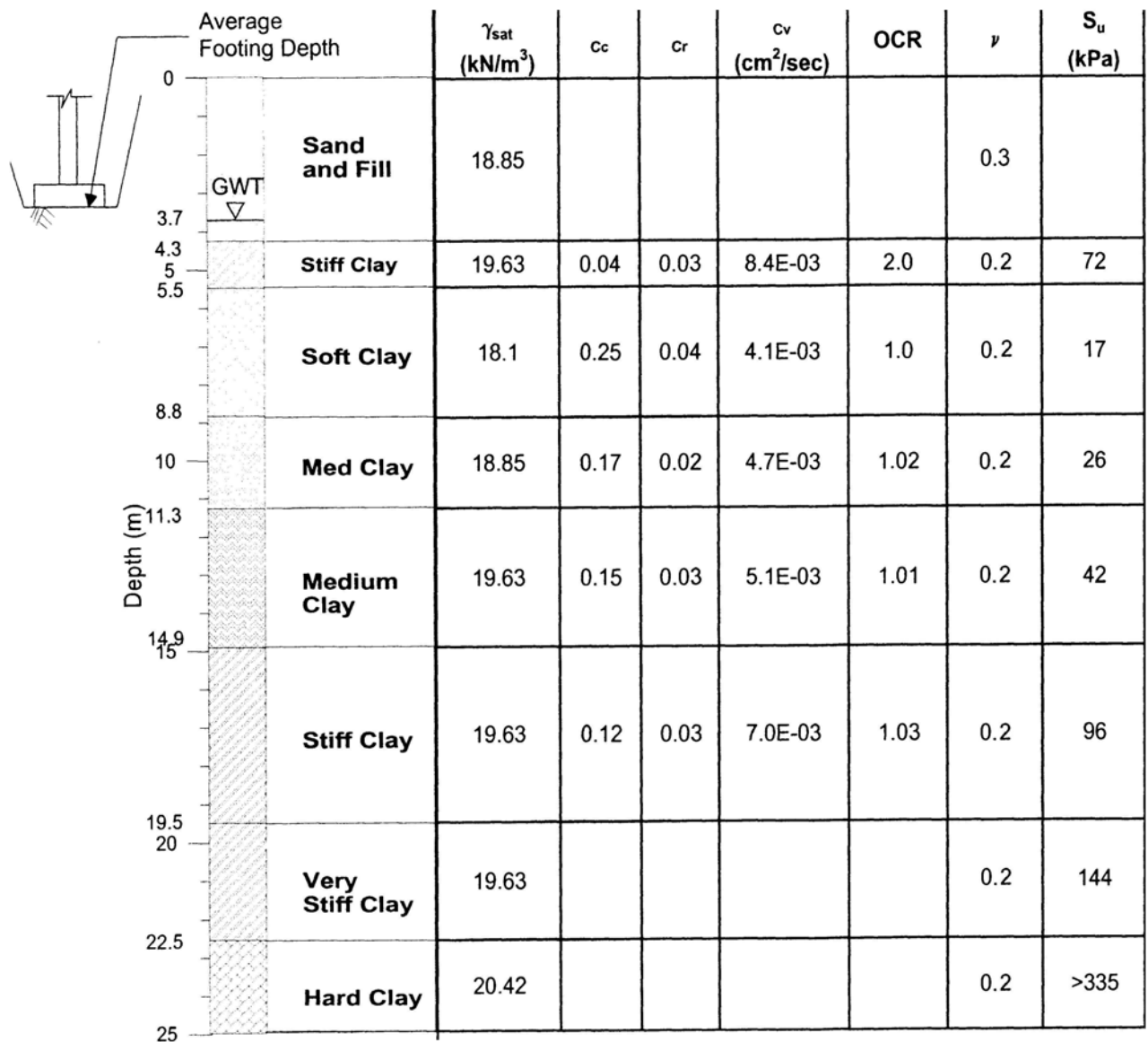
**Σχ. 24: Κάτοψη της περιοχής του έργου στην οποία διακρίνονται οι θέσεις των αποκλισιομέτρων και των κατακόρυφων μετρήσεων**

Το τριώροφο Frances Xavier Warde School χτίστηκε κατά τη δεκαετία του 60 και αποτελείται από σκελετό εκ οπλισμένου σκυροδέματος επί αβαθών θεμελίων. Οι δοκοί του πατώματος αποτελούνται στηρίζονται σε κολόνες στο εσωτερικό του κτιρίου και σε φέροντα λιθόκτιστα τοιχεία περιμετρικά. Ο τοίχος του υπογείου έχει ύψος 2,8 m, πάχος 400mm και στηρίζεται σε πεδιλοδοκό πλάτους 1,2 m. Το μέσο βάθος των θεμελίων είναι -3,7 m από τη στάθμη του εδάφους.

Ο προς ανακαίνιση υπόγειος σταθμός κατασκευάστηκε στις αρχές τις δεκαετίας του '40. Αποτελείται από δίδυμες σήραγγες και πλατφόρμες αποβίβασης επιβατών και είναι συμμετρικός. Ο σταθμός εδράζεται στη στάθμη -9m από τη CCD σε απόσταση 4,5 m από το Frances Xavier Warde School.

## 5.2. Γεωτεχνικά χαρακτηριστικά της περιοχής του έργου

Στο σχήμα που ακολουθεί δίδεται τομή με τα βασικά χαρακτηριστικά του υπεδάφους της περιοχής του έργου όπως αυτά είχαν προκύψει από τη γεωτεχνική αξιολόγηση του έργου:



Σχ. 25: Γεωτεχνική τομή

### 5.3. Εκτίμηση των παραμορφώσεων στην περιοχή του έργου

Δεδομένου του γεγονότος ότι στο συγκεκριμένο έργο υπήρχαν αξιόπιστες μετρήσεις τόσο των οριζόντιων μετακινήσεων του τοίχου αντιστήριξης όσο και των καθιζήσεων του εδάφους πίσω από τον τοίχο, επιχειρούμε την εκτίμηση τους και με εμπειρικές και ημι-εμπειρικές μεθόδους που παρουσιάστηκαν στο Κεφάλαιο 1 αλλά και με το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων Plaxis.

#### 5.3.1. Εκτίμηση με τη μέθοδο των Clough & O' Rourke (1990)

Για την εκτίμηση των μετακινήσεων χρησιμοποιούνται τα ακόλουθα στοιχεία:

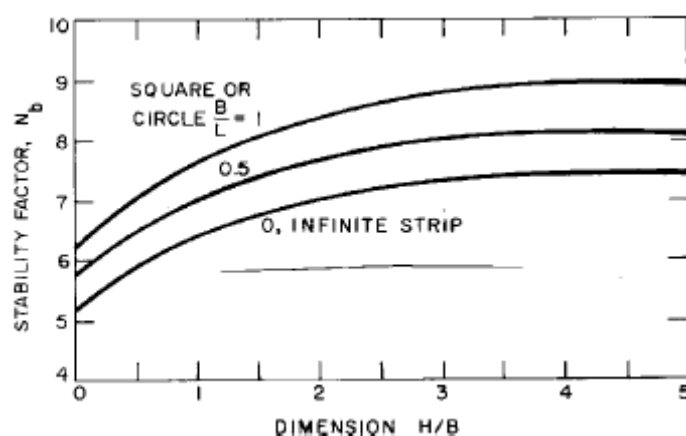
- Ως προς το τελικό βάθος εκσκαφής  $H$ , το πλάτος της εκσκαφής  $B$ , το μήκος της εκσκαφής  $L$  και το βάθος του σκληρού στρώματος  $D$

Σύμφωνα με την τεχνική περιγραφή του έργου το τελικό βάθος εκσκαφής ήταν -12,2 m. κάτω από τη στάθμη του εδάφους, το πλάτος 24 m και το μήκος 40m.

Επομένως έχουμε  $H=12,2$  m,  $B=24$ m,  $L=40$ m  $\rightarrow H/B= 0,51$ ,  $B/L= 0,6$

Σε ότι αφορά στο βάθος του επόμενου σκληρού στρώματος το βρίσκεται -14,9m. κάτω από τη στάθμη του εδάφους επομένως  $D = 14,9-12,2=2,7$ m

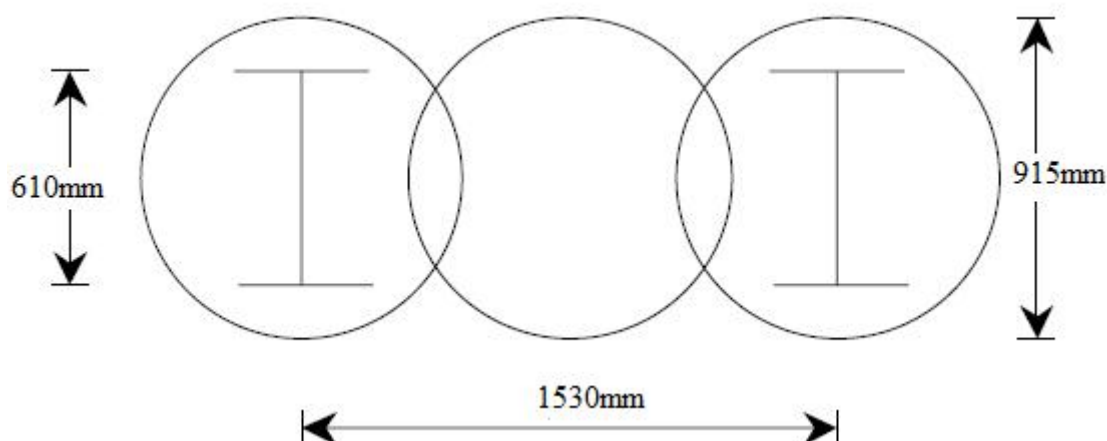
- Ως προς το συντελεστή  $N$



Σύμφωνα με το ως άνω διάγραμμα των Bjerrum & Eide (1956) για  $H/B= 0,51$  και  $B/L= 0,6$  προκύπτει  $N=6,5$

- Ως προς την ακαμψία του τοίχου αντιστήριξης

Ο τοίχος αντιστήριξης στην περίπτωση του υπό εξέταση έργο αποτελείται από αλληλοτεμνόμενους πασσάλους δι' εκκαφής και αφαίρεσης υλικού, διαμέτρου 915mm . Η επικάλυψη ανάμεσα σε δύο γειτονικούς πασσάλους είναι της τάξης των 150mm. Μια σιδηρά διατομή W24x55<sup>4</sup> τοποθετήθηκε πάσσαλο παρά πάσσαλο ώστε να προσδώσει πρόσθετη ακαμψία στον τοίχο αντιστήριξης.



Για τον υπολογισμό της ακαμψίας της σύνθετης διατομής γίνεται η ακόλουθη

$$\text{θεώρηση } EI_{\text{comp}} = E_s I_s + E_c I_c$$

$$E_s = 200 \times 10^6 \text{ KN/m}^2$$

$$I_s = 1350 \times 0,0254^4 \text{ m}^4 / 1,53 \text{ m} = 1,72 \times 10^{-4} \text{ m}^4/\text{m}$$

$$E_c = 10^6 \text{ KN/m}^2$$

$$I_c = 80\% [1/4 \pi (0,915/2)^4] \text{ m}^4 / (1,53/2) \text{ m} = 3,6 \times 10^{-2} \text{ m}^4/\text{m}$$

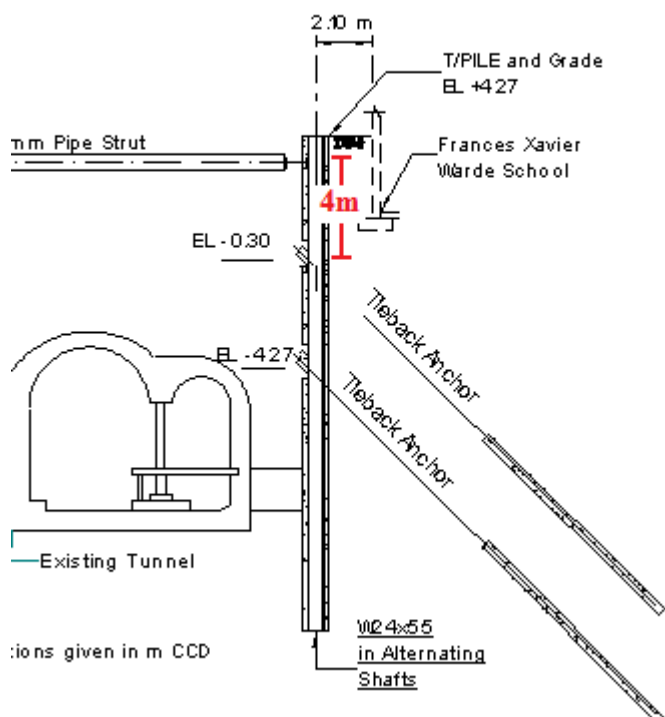
$$EI_{\text{comp}} = 70.400 \text{ KN m}^2/\text{m}$$

<sup>4</sup> Ακολούθως παρατίθενται τα στοιχεία διατομών τύπου W24 x 55

(in x lb/ft)	Depth h (in)	Width w (in)	Web Thickness s (in)	Sectional Area (in <sup>2</sup> )	Weight (lb/ft)	I <sub>x</sub> (in <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> (in <sup>4</sup> )	W <sub>x</sub> (in <sup>3</sup> )	W <sub>y</sub> (in <sup>3</sup> )
W 24 x 55	23,6	7,01	0,395	16.2	55	1350	29.1	114	8.3

- Ως προς την μέση απόσταση των αντηρίδων

Η διατομή στην εν λόγω εκσκαφή αποτελείται τόσο από αντηρίδες όσο και από αγκύρια.



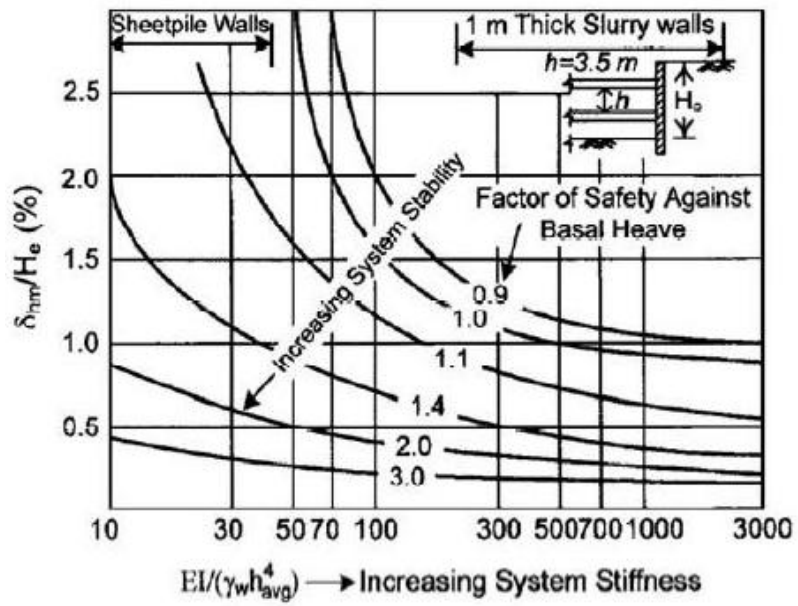
Γίνεται η παραδοχή ότι η μέση απόσταση των αντηρίδων που χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό της ακαμψίας του συστήματος αντιστήριξης είναι ίση με 4m.

Σύμφωνα με τα παραπάνω η ακαμψία του συστήματος αντιστήριξης  $EI / \gamma h_{avg}^4$  προκύπτει ίση με  $EI / \gamma h_{avg}^4 = 28$

Σε ότι αφορά στο συντελεστή ασφαλείας έχουμε:  $F.S._{basal} = \frac{s_{ub} N_c}{H \left( \gamma - \frac{s_{ub}}{D} \right)} = 5,5$



Από το διάγραμμα του Clough (1990) το οποίο παρατίθεται και εδώ για λόγους εποπτείας έχουμε:



$$F.S._{basal}=5,5, \quad EI / \gamma_w h_{avg}^4 = 28 \rightarrow \delta_{hm}/H_e = 0,38\% \rightarrow \delta_{hm} = 48,8\text{mm}$$

### 5.3.2. Εκτίμηση με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων

Για την προσέγγιση του προβλήματος χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων Plaxis 8.2.

Η χρήση του προγράμματος έγινε με την παραδοχή συνθηκών επίπεδης παραμόρφωσης (plane strain analysis). Η προσομοίωση του εδάφους πραγματοποιήθηκε με τριγωνικά πεπερασμένα στοιχεία 15-κόμβων.

Το λογισμικό λαμβάνει υπόψη την μη γραμμική συμπεριφορά των εδαφικών υλικών. Στις αναλύσεις χρησιμοποιήθηκε το μη γραμμικό ελαστοπλαστικό κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb, σύμφωνα με το οποίο η συμπεριφορά των εδαφικών υλικών είναι ελαστική σε πρώτο στάδιο και στη συνέχεια τέλεια πλαστική.

- Χρησιμοποιούμενες παράμετροι γεωυλικών

Οι βασικές παράμετροι που σύμφωνα με το M-C εισάγονται στο πρόγραμμα είναι το μέτρο ελαστικότητας  $E$ , ο λόγος του Poisson  $\nu$ , η συνοχή  $c$ , η γωνία τριβής  $\phi$  και η διαστολικότητα  $\psi$ .

Σύμφωνα και με τη γεωτεχνική αξιολόγηση για την προσομοίωση του υπεδάφους στην περιοχή του έργου χρησιμοποιήθηκαν οκτώ (8) στρώματα.

Δεδομένου του γεγονότος ότι πρόκειται για εκσκαφή σύμφωνα και με τις οδηγίες χρήσης του προγράμματος αντί του μέτρου ελαστικότητας  $E_{50}$  χρησιμοποιήθηκε το μέτρο ελαστικότητας αποφόρτισης - επαναφόρτισης  $E_{ur}$  για την εκάστοτε στάθμη.

Στον πίνακα 5 που ακολουθεί φαίνονται οι ιδιότητες των υλικών όπως αυτές εισήχθησαν στο πρόγραμμα Plaxis 8.2.

Κάθε στρώμα αντιπροσωπεύεται από αντίστοιχο χρώμα.

		1	2	3	4	5	6	7	8
		sand fill	crust	layer 1	layer 2	layer 3	layer 4	layer 5	Hardpan
type		drained	drained	drained	drained	drained	drained	drained	drained
gam_dry	[KN/m <sup>3</sup> ]	18,85	19,63	18,1	18,1	18,85	19,63	19,63	20,42
gam_wet	[KN/m <sup>3</sup> ]	18,85	19,63	18,1	18,1	18,85	19,63	19,63	20,42
K_x	[m/day]	0,835152	0	0	0	0	0	0	0
K_y	[m/day]	3,05E+14	3,05E+14	3,05E+14	3,05E+14	3,05E+14	3,05E+14	3,05E+14	3,05E+14
nu	[-]	0,33	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
E_ref	[MPa]	30	21,6	6,8	10,4	16,8	38,4	57,6	134,0
c_ref	[KPa]	1	30	15	20	25	30	60	150
phi	[o]	35	20	20	20	20	25	28	32
psi	[o]	5	0	0	0	0	0	0	0
E_incr	[KPa]	0	0	0	0	0	0	0	0
c_incr	[KPa]	0	0	0	0	0	0	0	0
y_ref	[ft]	2,75	0	0	0	0	0	0	0
C_k	[-]	1E+15	1E+15	1E+15	1E+15	1E+15	1E+15	1E+15	1E+15
e_init	[-]	1	1	1	1	1	1	1	1
T-str	[KPa]	0	0	0	0	0	0	0	0
R_inter	[-]	1	1	1	1	1	0,5	0,5	0,5
Inter.	[-]	neutral	neutral	neutral	neutral	neutral	neutral	neutral	neutral

Πίνακας 5: Παράμετροι γεωυλικών

- Χρησιμοποιούμενες παράμετροι αγκυρίων

Η προσομοίωση των αγκυρίων πραγματοποιήθηκε με συνδυασμό των πεπερασμένων στοιχείων “node to node anchor” και “Geogrid”.

Το “node to node anchor” είναι στοιχείο δικτυώματος αξονικής δυσκαμψίας EA/L όπου

E: το μέτρο ελαστικότητας του υλικού

A: η διατομή του αγκυρίου

L: το μήκος του αγκυρίου

Το στοιχείο αυτό συνδέεται και αλληλεπιδρά με τον υπόλοιπο φορέα μόνο μέσω των δύο ακραίων κόμβων του (κεφαλή αγκύρωσης – σημείο πάκτωσης αγκυρίου) και για τον λόγο αυτόν είναι κατάλληλο για την προσομοίωση του ελεύθερου μήκους αγκύρωσης όπου δεν αναπτύσσονται διατμητικές τάσεις κατά μήκος της διεπιφάνειας αυτού .

Στον πίνακα 6 που ακολουθεί φαίνονται οι ιδιότητες των αγκυρίων όπως αυτές εισήχθησαν στο πρόγραμμα Plaxis 8.2.

Identification		anchors
EA	[KN]	190000
F_max	[KN]	4,45E+12
L_s	[m]	1,5

**Πίνακας 6: Παράμετροι ελεύθερου μήκους αγκυρίων**

Το δεύτερο στοιχείο “Geotextile” είναι πεντακομβικό γραμμικό στοιχείο το οποίο λειτουργεί μόνο εφελκυστικά. Από την σύνδεση των εσωτερικών κόμβων του με τον υπόλοιπο φορέα είναι δυνατή η ανάπτυξη διατμητικών τάσεων κατά μήκος της διεπιφάνειας αυτού και για τον λόγο αυτό είναι κατάλληλο για την προσομοίωση του πακτωμένου τμήματος του αγκυρίου. Οι τάσεις όμως που αναπτύσσονται στην διεπιφάνεια του πακτωμένου τμήματος του αγκυρίου δεν πρέπει να λαμβάνονται υπόψη διότι η προσομοίωση πραγματοποιείται σε δύο διαστάσεις με αποτέλεσμα να υπολογίζονται οι τάσεις που αναπτύσσονται στην άνω και κάτω διεπιφάνεια του τμήματος

πάκτωσης - εδάφους της προσομοίωσης. Στην πραγματικότητα ισχύει τρισδιάστατη κατανομή τάσεων γύρω από το σώμα του πακτωμένου τμήματος. Μολονότι όμως μία τέτοια ακριβής προσομοίωση δεν είναι εφικτή σε δισδιάστατη ανάλυση επίπεδης παραμόρφωσης, είναι δυνατόν με την μέθοδο αυτή να εκτιμηθούν η κατανομή τάσεων, παραμορφώσεων και η ευστάθεια της κατασκευής σε συνολικό επίπεδο.

Στον πίνακα 7 που ακολουθεί φαίνονται οι ιδιότητες του πακτωμένου μήκους των αγκυρίων όπως αυτές εισήχθησαν στο πρόγραμμα Plaxis 8.2.

Identification		anchors grout
EA	[KN/m]	247520
nu	[-]	0,2

**Πίνακας 7: Παράμετροι πακτωμένου μήκους αγκυρίων**

- Χρησιμοποιούμενες παράμετροι αντηρίδων

Η προσομοίωση των αντηρίδων πραγματοποιήθηκε με τη βοήθεια των πεπερασμένων στοιχείων “node to node anchor”.

Στον πίνακα 8 που ακολουθεί φαίνονται οι ιδιότητες των αντηρίδων όπως αυτές εισήχθησαν στο πρόγραμμα Plaxis 8.2.

Identification		strut
EA	[KN]	6605900
F_max	[KN]	4,45E+12
L_s	[m]	6,0

**Πίνακας 8: Παράμετροι αγκυρίων**

- Χρησιμοποιούμενες παράμετροι για την προσομοίωση του υπόγειου σταθμού

Η ύπαρξη του υπόγειου σταθμού των αντηρίδων πραγματοποιήθηκε με τη βοήθεια των πεπερασμένων στοιχείων “plate”. Η προσομοίωση της ύπαρξης του υπόγειου σταθμού, κρίθηκε απαραίτητη καθώς η μάζα του και η ακαμψία του στον πάτο της εκσκαφής αυξάνουν την γενική ευστάθεια.

Για τη μόνιμη υποστήριξη έχουμε:

Μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος:  $E = 2 \times 10^7$  KPa

Σύμφωνα με τα στοιχεία κατασκευής του υπόγειου σταθμού για ένα μέσο πάχος υποστήριξης 0,85m. έχουμε`

Identification		tunnel
TYPE		elastic
EA	[KN/m]	16783500
EI	[KNm <sup>2</sup> /m]	94450
w	[KN/m/m]	1,5
nu	[-]	0,2

- Χρησιμοποιούμενες παράμετροι για την προσομοίωση του παρακείμενου σχολείου

Η ύπαρξη του υπόγειου σταθμού των αντηρίδων πραγματοποιήθηκε με τη βοήθεια των πεπερασμένων στοιχείων “plate”.

Μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος:  $E = 2 \times 10^7$  KPa

Σύμφωνα με τα στοιχεία κατασκευής του υπόγειου σταθμού για ένα μέσο πάχος των εξωτερικών δοκών έχουμε

Identification		school
TYPE		elastic
EA	[KN/m]	8815000
EI	[KNm <sup>2</sup> /m]	13650
w	[KN/m/m]	1,5
nu	[-]	0,2

- Προσομοίωση του υπογείου ορίζοντα

Η αρχική στάθμη του υπογείου ορίζοντα τίθεται στα -3,7 κάτω από τη στάθμη του εδάφους και καταβιβάζεται σταδιακά 0,5m. κάτω από την εκάστοτε στάθμη εκσκαφής, θεωρώντας φυσικά ότι οι εργασίες γίνονται εν ξηρώ. Η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα εκατέρωθεν της εκσκαφής θεωρούμε απλοποιητικά και υπέρ της ασφαλείας ότι παραμένει αμετάβλητη.

- Διεπιφάνειες

Στα εκ σκυροδέματος στοιχεία που επιτρέπεται η σχετική μετακίνηση εδάφους υλικού όπως τον τοίχο, τη σήραγγα και το σχολείο κρίθηκε σκόπιμη η τοποθέτηση διεπιφανειών

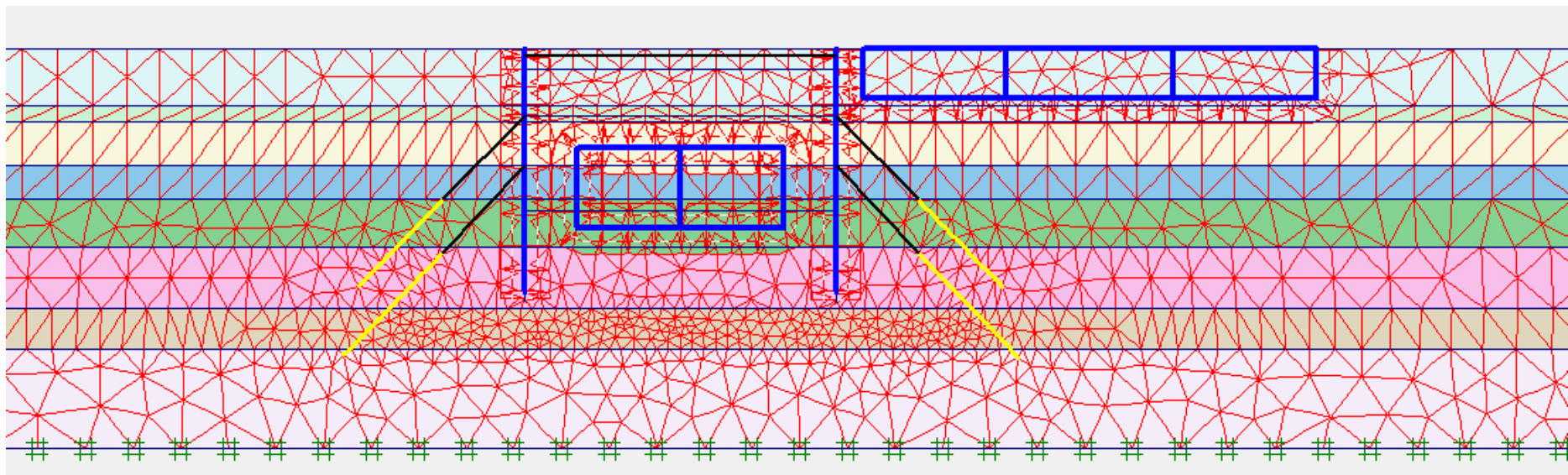
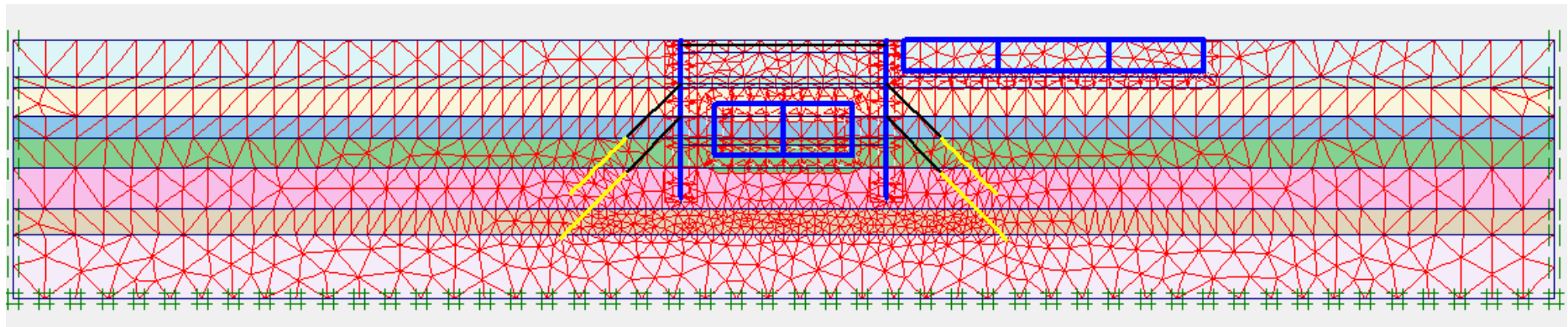
- Κάνναβος πεπερασμένων στοιχείων

Ο κάνναβος των πεπερασμένων στοιχείων έχει διαστάσεις (180x30m) είναι δηλαδή σημαντικά μεγαλύτερος από την ζώνη επιρροής σύμφωνα με τους Hsieh & Ou (1998).

Σαν συνοριακές συνθήκες του δικτύου των πεπερασμένων στοιχείων τέθηκαν πακτώσεις στον πυθμένα και κυλίσεις στα πλευρικά όρια του καννάβου. Οι κυλίσεις αυτές, δεν επιτρέπουν κατακόρυφη μετακίνηση, αλλά μόνο οριζόντια.

Αφού δόθηκαν οι ιδιότητες των εδαφικών υλικών και των άλλων κατασκευαστικών στοιχείων, πραγματοποιήθηκε η αυτόματη κατασκευή του καννάβου των δεκαπεντάκομβων τριγωνικών πεπερασμένων στοιχείων.

Στην κρίσιμη περιοχή του προβλήματος, δηλαδή στην περιοχή που αναμένουμε εντονότερες τάσεις και παραμορφώσεις, πραγματοποιήθηκε πύκνωση του καννάβου.



Σχ. 26: Γενική και κοντινή άποψη του καννάβου πεπερασμένων στοιχείων



- Προσομοίωση της διαδικασίας κατασκευής

Τα στάδια κατασκευής τα οποία χρησιμοποιήθηκαν κατά την προσομοίωση του προβλήματος είναι τα ακόλουθα:

Στάδιο	Περιγραφή
1	Αρχική κατάσταση εδάφους με τον υπολογισμό των γεωστατικών τάσεων
2	Εκσκαφή μέχρι βάθος -1,5m και τοποθέτηση της αντηρίδας
3	Εκσκαφή μέχρι βάθος -5,0m και τοποθέτηση του πρώτου αγκυρίου
4	Προένταση του 1 <sup>ου</sup> αγκυρίου
5	Εκσκαφή μέχρι βάθος -9,0m και τοποθέτηση του δεύτερου αγκυρίου
6	Προένταση του 2 <sup>ου</sup> αγκυρίου
7	Εκσκαφή μέχρι βάθος -12,2m

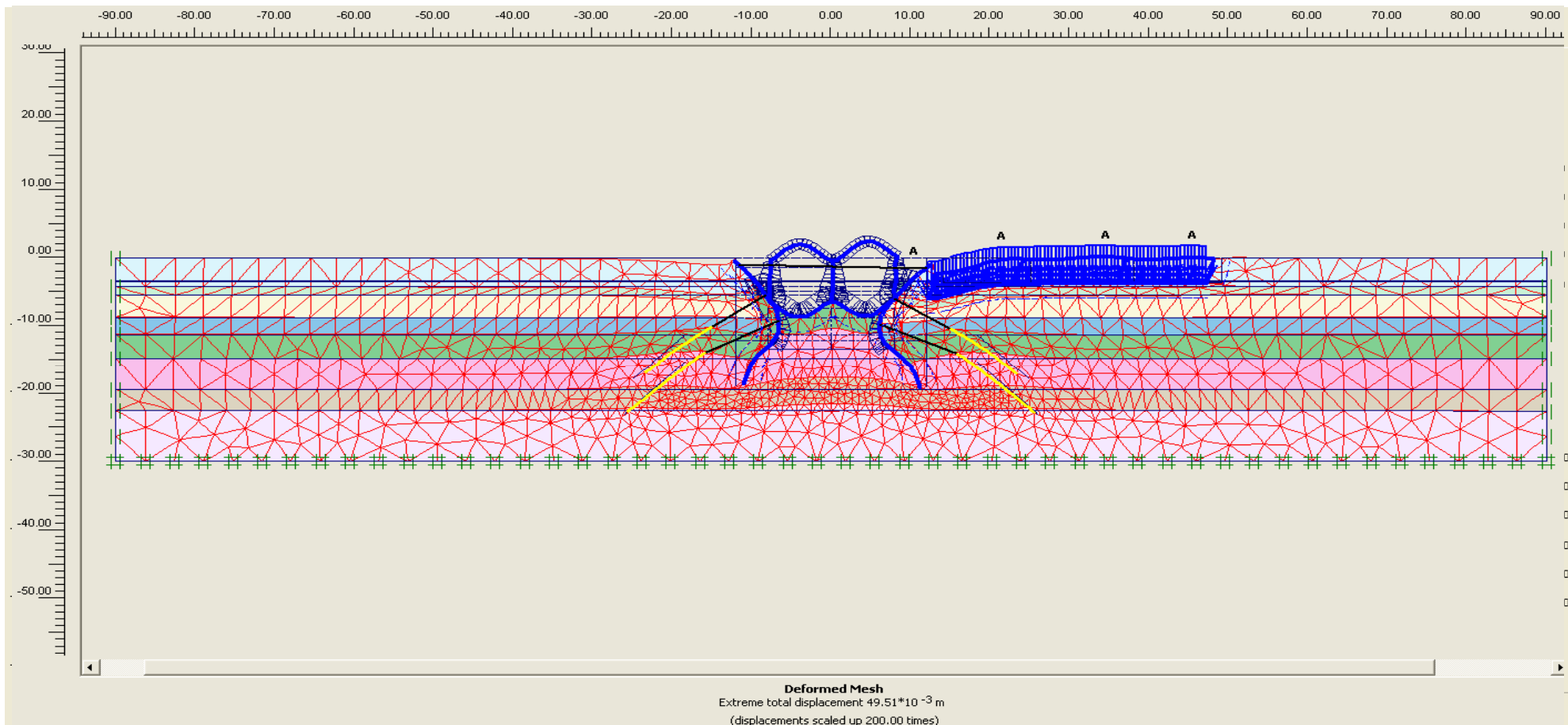
Πρέπει σε αυτό το σημείο να σημειωθεί ότι στο αρχικό βήμα θέτουμε τις αρχικές παραμορφώσεις λόγω του σχολείου και της σήραγγας ίσες με το μηδέν, καθότι έχουν περάσει δεκαετίες από την κατασκευή τους και στην περιοχή έχει επέλθει ισορροπία.

- Αποτελέσματα της προσομοίωσης

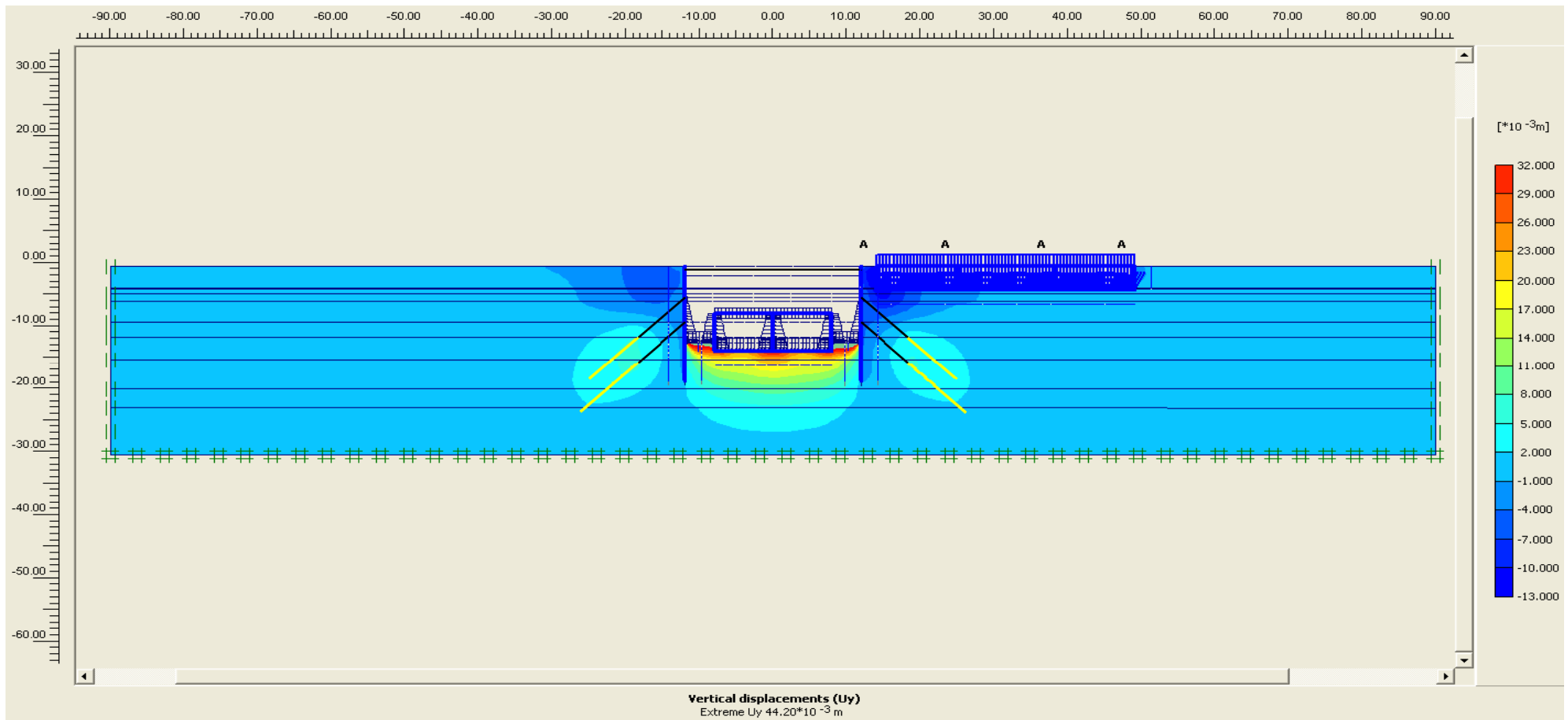
Τα αποτελέσματα της προσομοίωσης παρουσιάζονται στα σχήματα που ακολουθούν με τον εποπτικό τρόπο της χρωματικής απεικόνισης.



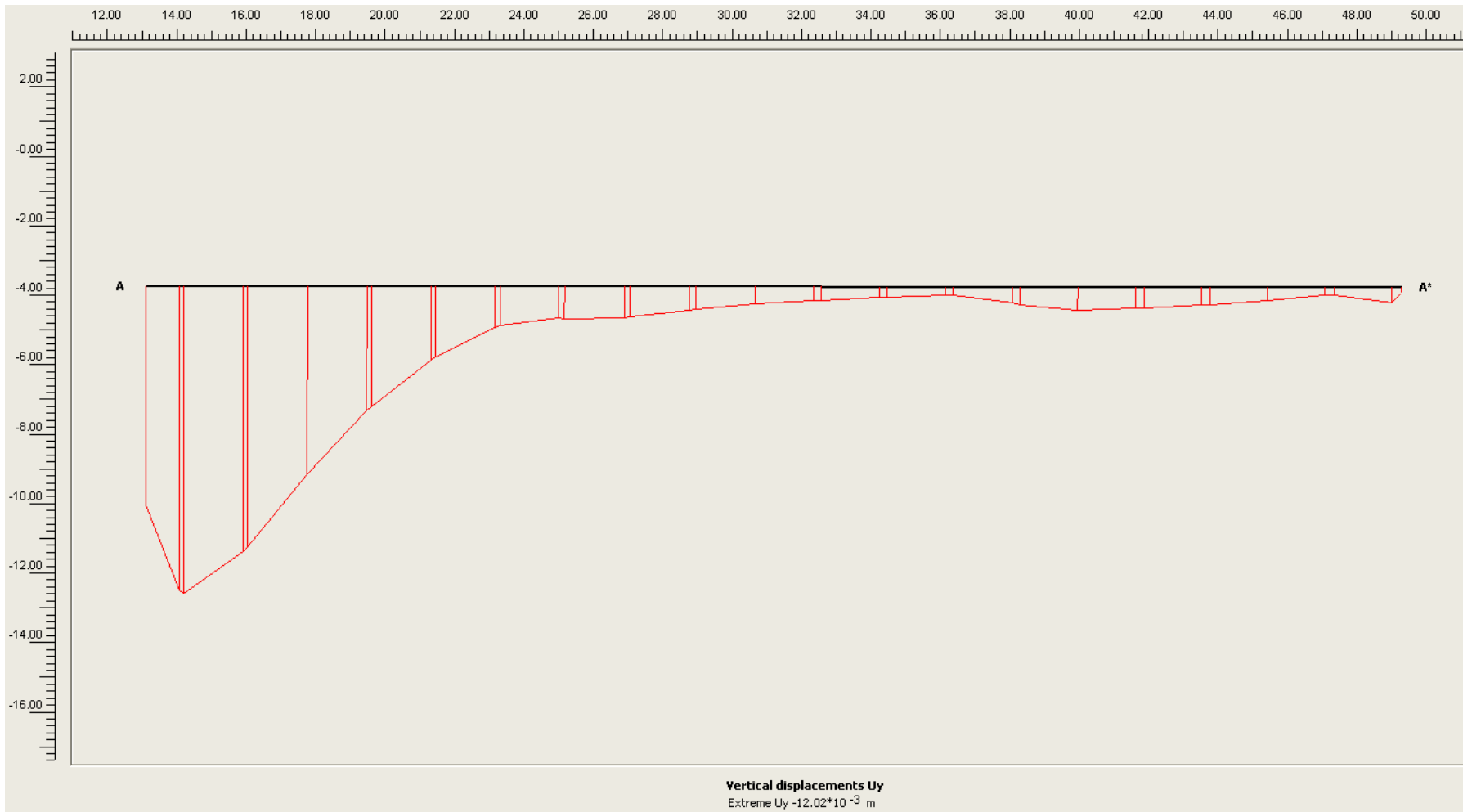
Σχ. 27: Χρωματική απεικόνιση του παραμορφωμένου καννάβου στη θέση του αποκλισιομέτρου 1 όπως προέκυψε από την εκτέλεση του προγράμματος



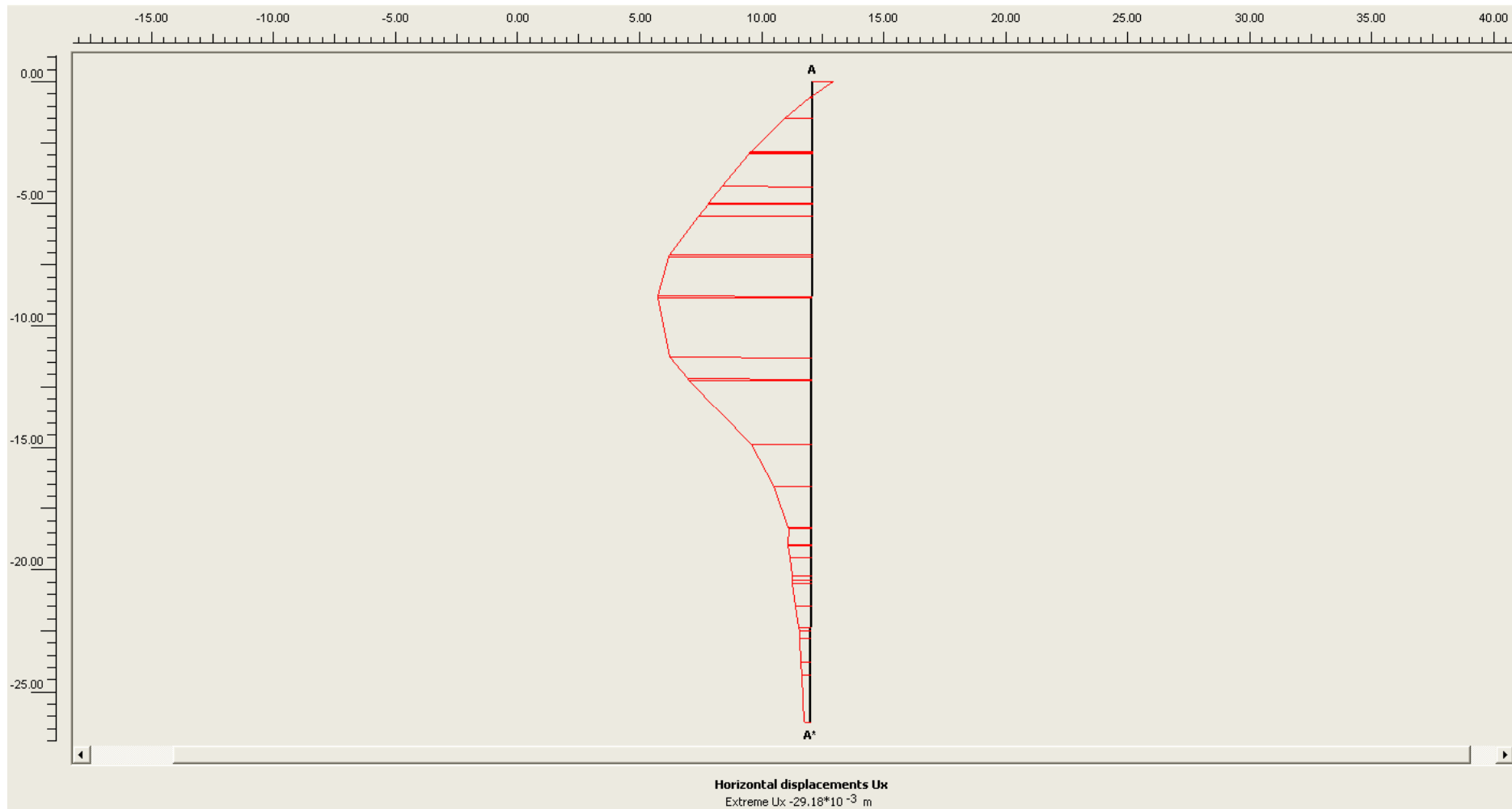
**Σχ. 28: Χρωματική απεικόνιση των οριζοντίων μετακινήσεων στη θέση του αποκλισιομέτρου 1 όπως προέκυψαν από την εκτέλεση του προγράμματος**



Σχ. 29: Χρωματική απεικόνιση των κατακόρυφων μετακινήσεων στη θέση του αποκλισιομέτρου 1 όπως προέκυψαν από την εκτέλεση του προγράμματος



**Σχ. 30: Απεικόνιση των κατακόρυφων μετακινήσεων κάτω από σχολείο όπως προέκυψαν από την εκτέλεση του προγράμματος**



Σχ. 31: Απεικόνιση των οριζόντιων μετακινήσεων πίσω από τον τοίχο όπως προέκυψαν από την εκτέλεση του προγράμματος



### 5.3.3. Εκτίμηση με τη μέθοδο των Pao – Go Hsieh & Chang – Yu Ou (1998)

Για την εκτίμηση των μετακινήσεων χρησιμοποιούνται τα ακόλουθα στοιχεία:

- Εκτίμηση της πλευρικής μετατόπισης του τοίχου ( $\delta_{hm}$ )

Η εκτίμηση της πλευρικής μετατόπισης του τοίχου  $\delta_{hm}$  σύμφωνα με τις οδηγίες εφαρμογής της μεθόδου μπορεί να γίνει είτε μέσω πεπερασμένων στοιχείων είτε μέσω του διαγράμματος του Clough εάν δεν υπάρχει τέτοια ανάλυση.

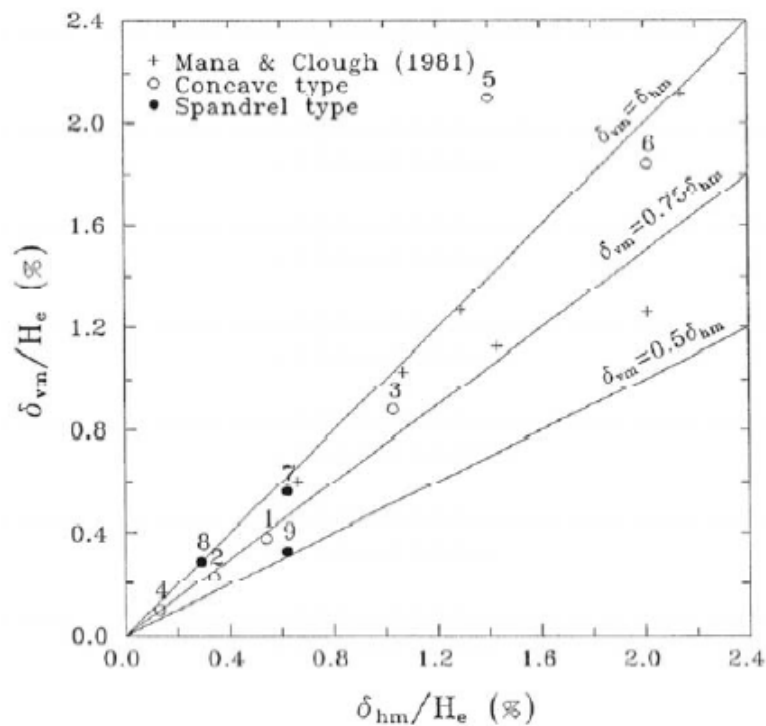
Εν προκειμένω ως  $\delta_{hm}$  χρησιμοποιείται το αποτέλεσμα που προέκυψε από τον υπολογισμό με πεπερασμένα στοιχεία στο πρόγραμμα Plaxis.

- Καθορισμός του τύπου προφίλ καθιζήσεων

Επί τη βάση των αποτελεσμάτων των πεπερασμένων στοιχείων και της προβλεπόμενης παραμόρφωσης του τοίχου το προφίλ καθιζήσεων θα είναι κοίλης μορφής (concave type) ως αναμένονταν για μαλακές αργίλους.

- Εκτίμηση της μέγιστης καθίζησης του εδάφους ( $\delta_{vm}$ )

Επί τη βάση των αποτελεσμάτων των πεπερασμένων στοιχείων και της προβλεπόμενης παραμόρφωσης του τοίχου το προφίλ καθιζήσεων θα είναι κοίλης μορφής (concave type) ως αναμένονταν για μαλακές αργίλους.

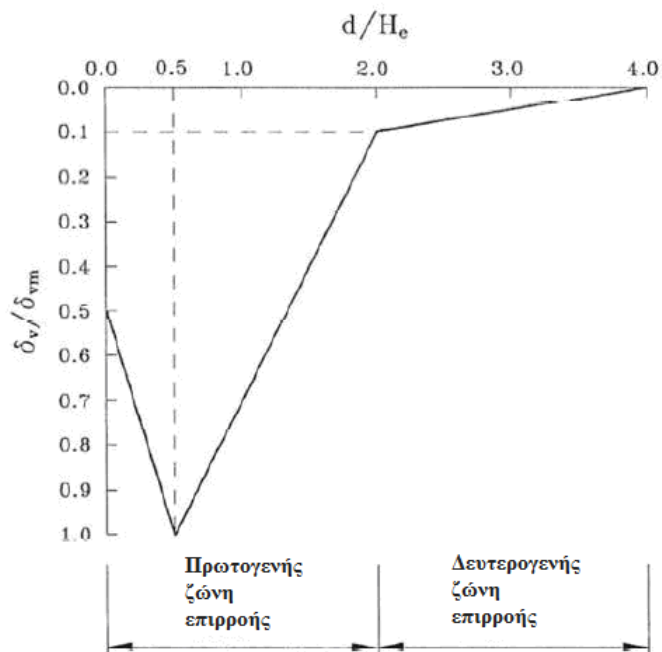


Σχέση μεταξύ της μέγιστης καθίζησης του εδάφους ( $\delta_{vm}$ ) και της πλευρικής μετακίνησης

Έχουμε  $\delta_{hm}/H_e = 0,24\%$  → Για την περίπτωση  $\delta_{vm} = 0,8 \delta_{hm}$  προκύπτει  $\delta_{vm} = 25,62\text{mm}$

- Εκτίμηση της κατανομής των καθίσεων του εδάφους ( $\delta_{vm}$ )

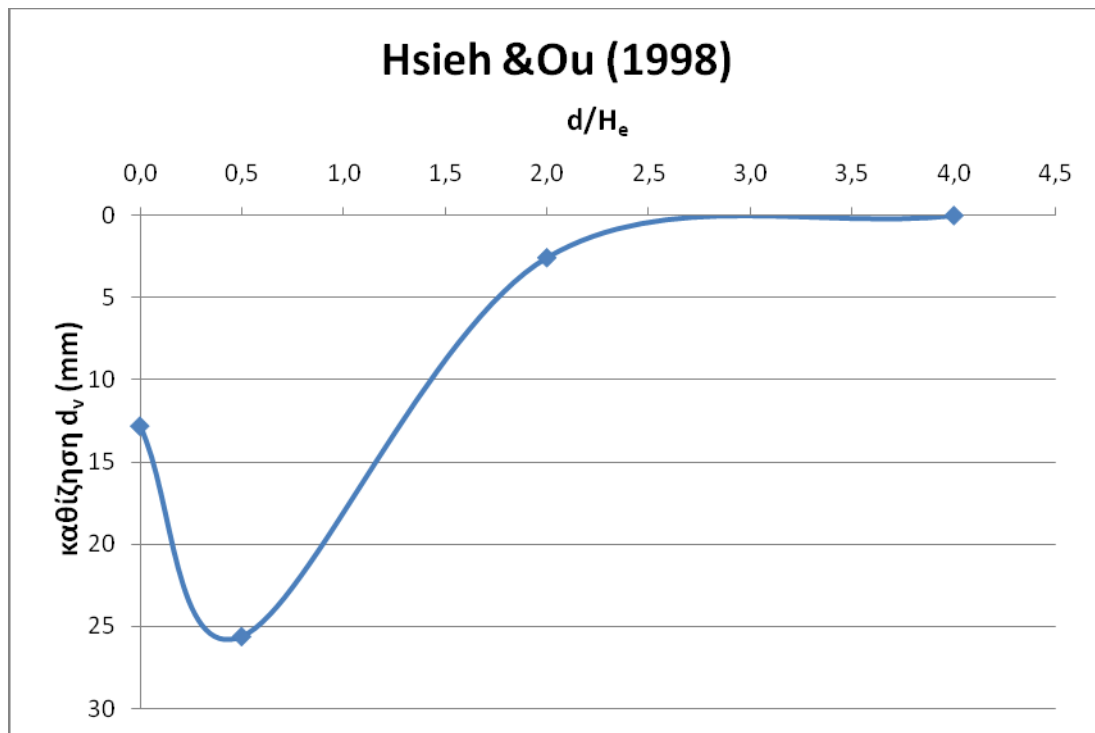
Από το διάγραμμα της εικόνας που ακολουθεί έχουμε:



Προτεινόμενη μέθοδος για τον υπολογισμό του κοίλου προφίλ καθιζήσεων (concave type).

$d/H_e$	$d_v/d_{vm}$	$d_v(\text{mm})$
0,0	0,5	12.81
0,5	1,0	25.62
2,0	0,1	2.562
4,0	0,0	0

Πίνακας 9: Πίνακας κατανομής των καθιζήσεων του εδάφους πίσω από τον τοίχο κατά Hsieh & Ou



Σχ. 32: Απεικόνιση των κατακόρυφων μετακινήσεων κάτω από σχολείο όπως προέκυψαν από την εκτέλεση του προγράμματος

#### 5.3.4. Εκτίμηση με το μοντέλο ΚJHH (2007)

Για την εφαρμογή της μεθόδου ΚJHH ελήφθησαν οι ακόλουθες παραδοχές:

- Ως προς την ακαμψία του τοίχου αντιστήριξης

Όπως υπολογίστηκε και ανωτέρω για τη μέθοδο Clough & O' Rourke (1990) →  $EI_{\text{comp}} = 70.400 \text{ KN m}^2/\text{m}$

- Ως προς την μέση απόσταση των αντηρίδων

Όπως υπολογίστηκε και ανωτέρω για τη μέθοδο Clough & O' Rourke (1990) →  $h = 4\text{m}$

- Ως προς το τελικό βάθος εκσκαφής, το πλάτος της εκσκαφής και το βάθος του σκληρού στρώματος

Σύμφωνα με την τεχνική περιγραφή του έργου το τελικό βάθος εκσκαφής ήταν -12,2 m. κάτω από τη στάθμη του εδάφους και το πλάτος 24 m.

Σε ότι αφορά στο βάθος του σκληρού στρώματος το βρίσκεται -22,6 m. κάτω από τη στάθμη του εδάφους επομένως  $T=22,6-12,2=10,4 \text{ m}$

- Ως το μήκος των αργιλικών στρωμάτων

Σύμφωνα με τους μελετητές του ΚJHH  $\Sigma_{\text{hclay}} = H_{\text{clay1}} + H_{\text{clay2}} + \dots$ . Έως το βάθος έμπηξης του τοίχου αντιστήριξης. ενώ για εκσκαφή σε αμιγώς αργιλικό έδαφος  $\Sigma_{\text{hclay}} / H_{\text{wall}} = 1$ .

Εν προκειμένω έχουμε  $\Sigma_{\text{hclay}} = 3,3+2,5+3,6+3,4=12,8\text{m}$ ,  $H_{\text{wall}}=18,3\text{m}$   
 $\Sigma_{\text{hclay}} / H_{\text{wall}}=0,70$ .

- Ως προς την κανονικοποιημένη αστράγγιστη διατμητική αντοχή

Στα διάφορα στρώματα αργίλου η αστράγγιστη διατμητική αντοχή και η ενεργός τάση κυμαίνονται επί τη βάση της γεωτεχνικής αξιολόγησης, ως ακολούθως:

Αριθμός αργιλικής στρώσης	$s_u$ (KPa)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	βάθος m (bgs) <sup>5</sup>	$\sigma_v'$ (KPa)	$s_u/\sigma_v'$
1	17	18,1	5,5	92,83982	0,18
2	26	18,1	8,8	120,5146	0,22
3	42	18,85	11,3	147,136	0,29
4	96	19,63	14,9	186,1585	0,52
5	144	19,63	19,5	223,6487	0,64
6	335	20,42	22,6	484,8205	0,69

Δεδομένου ότι ο τοίχος φθάνει σε βάθος -18,3m κάτω από τη στάθμη του εδάφους για την κανονικοποιημένη αστράγγιστη διατμητική αντοχή θα χρησιμοποιηθεί ένας σταθμισμένος μέσος όρος.

$$s_u/\sigma_v' = \frac{3,3 \cdot 0,18 + 2,5 \cdot 0,22 + 3,6 \cdot 0,29 + 3,4 \cdot 0,52}{3,3 + 2,5 + 3,6 + 3,4} = 0,307$$

Η τιμή αυτή είναι εντός των ορίων 0,2 – 0,4 που τίθενται από τους μελετητές του μοντέλου KJHH και αποτελεί μια συνήθη τιμή

- Ως προς το κανονικοποιημένο μέτρο ελαστικότητας σε μικρές παραμορφώσεις

Στα διάφορα στρώματα αργίλου το μέτρο ελαστικότητας και η ενεργός τάση κυμαίνονται επί τη βάση της γεωτεχνικής αξιολόγησης, ως ακολούθως:

<sup>5</sup> bgs = "below ground surface", Κάτω από τη στάθμη του εδάφους.

Αρ. Στρώσης	E1 (KPa)	γ(KN/m <sup>3</sup> )	βάθος (bgs)	σν' (KPa)	Ei / σν'
1	6800	18,1	5,5	92,84	73,24
2	10400	18,1	8,8	120,51	86,30
3	16800	18,85	11,3	147,14	114,18
4	38400	19,63	14,9	186,16	206,27
5	57600	19,63	19,5	223,65	257,55

Δεδομένου ότι ο τοίχος φθάνει σε βάθος -18,3m κάτω από τη στάθμη του εδάφους για το κανονικοποιημένο μέτρο ελαστικότητας σε μικρές παραμορφώσεις μπορεί να χρησιμοποιηθεί και σε αυτή την περίπτωση ένας σταθμισμένος μέσος όρος.

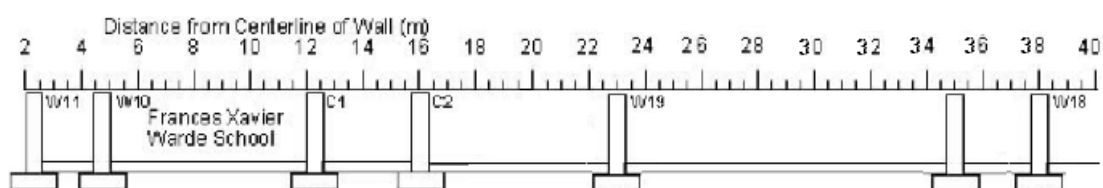
$$E_i/\sigma_v' = 147,51$$

Η τιμή αυτή είναι εκτός των ορίων 200 – 1200 που τίθενται από τους μελετητές του μοντέλου ΚJHH και επομένως ατυχώς το νέο αυτό και πολλά υποσχόμενο μοντέλο υπολογισμού δεν τυγχάνει εφαρμογής στο συγκεκριμένο παράδειγμα. Θα μπορούσε ίσως να χρησιμοποιηθεί το μοντέλο ΚJHH μόνο για τα αργιλικά υλικά σε μεγάλα βάθη στο συγκεκριμένο παράδειγμα όπου η τιμή  $E_i / \sigma_v'$  είναι εντός των ορίων.

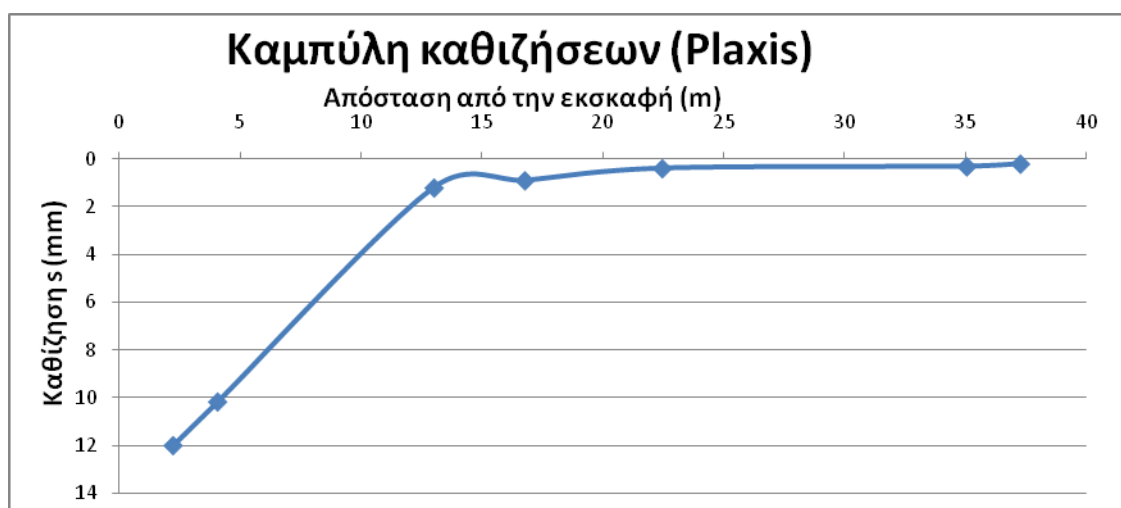
Πρέπει να σημειωθεί σε αυτό το σημείο φυσικά ότι η βασική δυσκολία εφαρμογής του ΚJHH έγκειται κυρίως στο γεγονός ότι δεν διατίθενται εύκολα μετρήσεις του μέτρου ελαστικότητας σε μικρές παραμορφώσεις  $E_i$ .

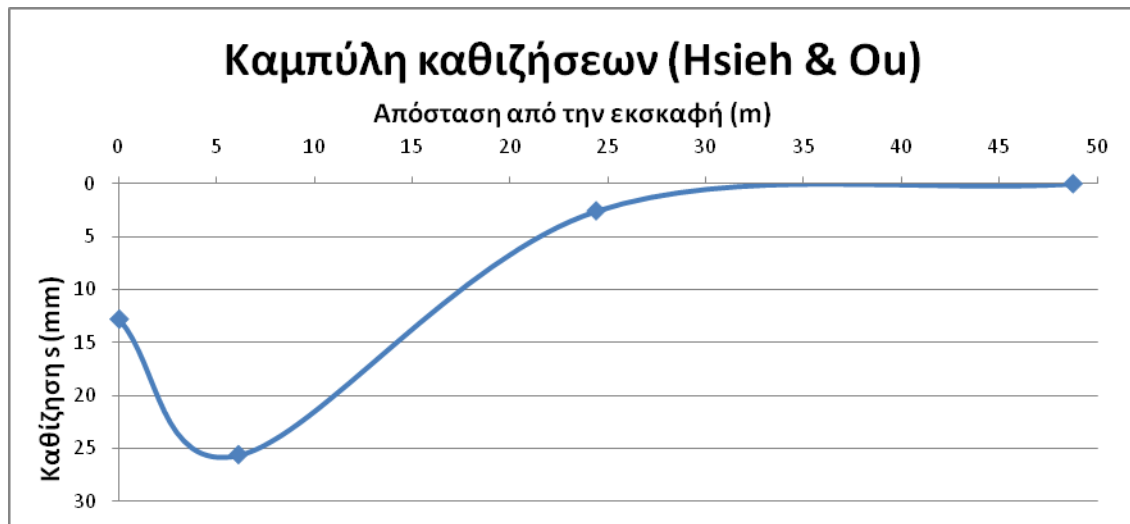
#### 5.4. Εκτίμηση βλαβών στα παρακείμενα κτίσματα

Στο παρόν κεφάλαιο μετά την εκτίμηση των οριζόντιων μετακινήσεων του τοίχου αντιστήριξης και των καθιζήσεων του εδάφους πίσω από τον τοίχο, επιχειρούμε την εκτίμηση τους ζημιών στο γειτονικό με την εκσκαφή «Frances Xavier Warde School». Η εκτίμηση θα γίνει επί τη βάση τόσο των αποτελεσμάτων των πεπερασμένων στοιχείων όσο και της μεθόδου Hsieh & Ou (1998).



Σχ. 30: Θέσεις θεμελίων υπό το «Frances Xavier Warde School»





Σχ. 33: Καμπύλες καθιζήσεων όπως προέκυψαν από το Plaxis και τη μέθοδο Hsieh & Ου (1998)

#### 5.4.1. Εκτίμηση βλαβών με κριτήρια επιτρεπόμενων καθιζήσεων

Εξετάζουμε κατά πόσο πληρούνται τα όρια που τίθενται από τον Πίνακα των Skempton & McDonald (1956)

	Plaxis	Hsieh & Ου	Επί τόπου μετρήσεις	Όριο
$\theta$	0,0010	0,0021	0,0027	<1/300
$s_{max}$ (mm)	12.02	25.62	27,43	<75
$\bar{\delta}_s$ (mm)	8.98	23.06	19,2	<45

Παρατηρούμε και στις δύο περιπτώσεις σύμφωνα με το ως άνω κριτήριο βρισκόμαστε στην ασφαλή περιοχή.



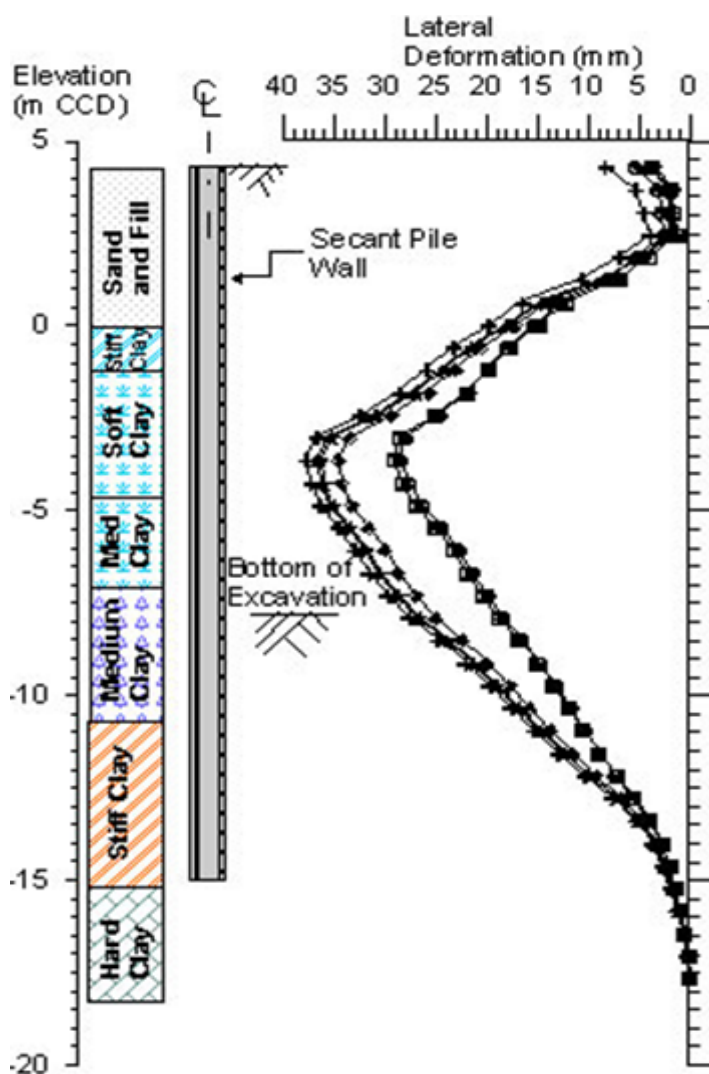
## 6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Για την εξαγωγή συμπερασμάτων από τις αναλύσεις που προηγήθηκαν ακολουθεί σύγκριση αποτελεσμάτων των υπολογισθέντων μεγεθών και των αποτελεσμάτων των μετρήσεων.

### 6.1. Συμπεράσματα από το παράδειγμα εφαρμογής

#### 6.1.1. Σύγκριση οριζόντιων παραμορφώσεων του τοίχου αντιστήριξης

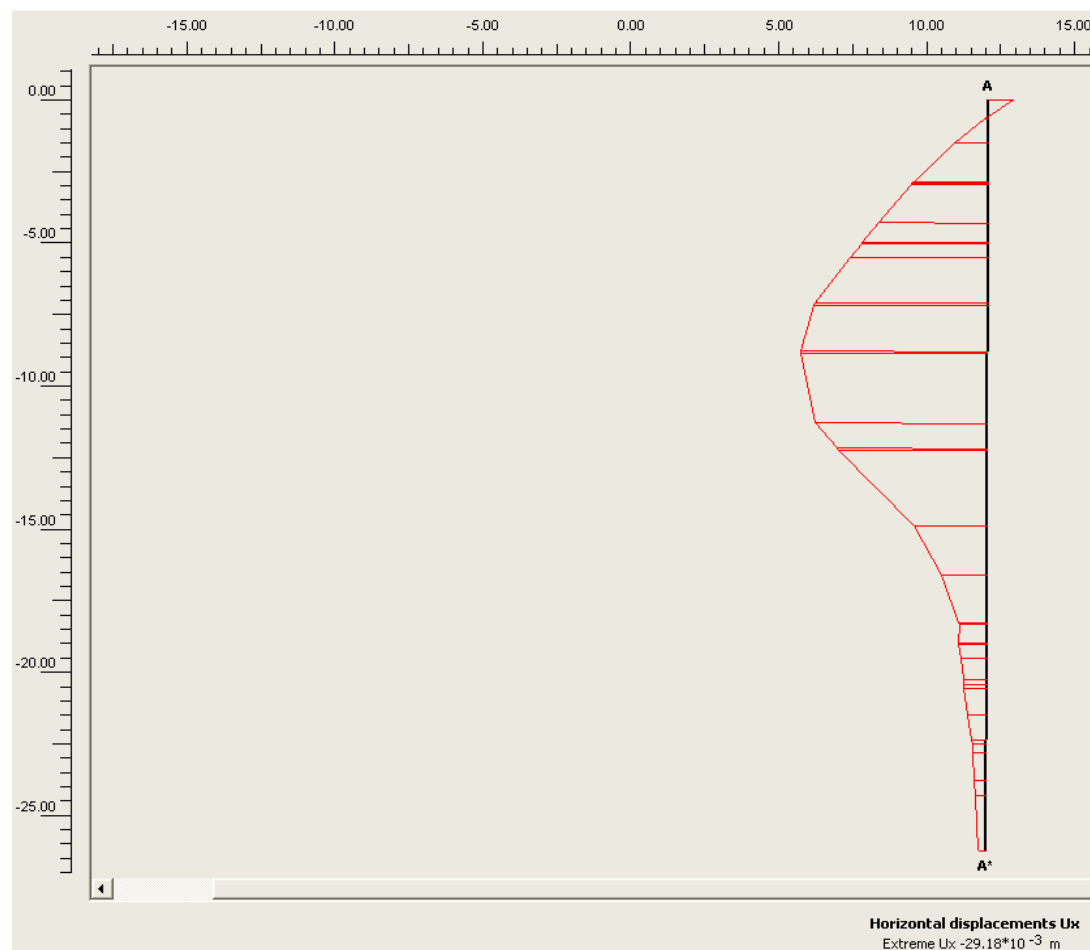
Στο Σχήμα 33 που ακολουθεί παρουσιάζονται οι οριζόντιες παραμορφώσεις του τοίχου αντιστήριξης όπως αυτές μετρήθηκαν στο αποκλισιόμετρο 1 κατά τα διάφορα στάδια εκσκαφής.



Σχ. 34: Μετρούμενες οριζόντιες παραμορφώσεις

Τα στοιχεία του αποκλισιομέτρου 2 δεν μπορούν να έδωσαν αξιόπιστα αποτελέσματα, ενώ το αποκλισιόμετρο 4 στην δυτική παρειά της εκσκαφής καταστράφηκε πριν η εκσκαφή φτάσει στην τελική της στάθμη.

Στο Σχήμα που ακολουθεί παρουσιάζονται ακόμα μια φορά οι οριζόντιες παραμορφώσεις του τοίχου αντιστήριξης όπως αυτές υπολογίσθηκαν από το πρόγραμμα Plaxis.



Συγκρίνοντας τα δύο διαγράμματα παρατηρούμε ότι δεν υπάρχει πλήρης ταύτιση των αποτελεσμάτων ως προς τη μέγιστη μετρούμενη οριζόντια παραμόρφωση, αλλά σημαντικές αποκλίσεις ως προς τη μορφή του διαγράμματος στη θέση ειδικά της αντηρίδας. Πιθανή αιτία της απόκλισης είναι η εγγύτητα της θέσης του αποκλισιομέτρου με την αντηρίδα.

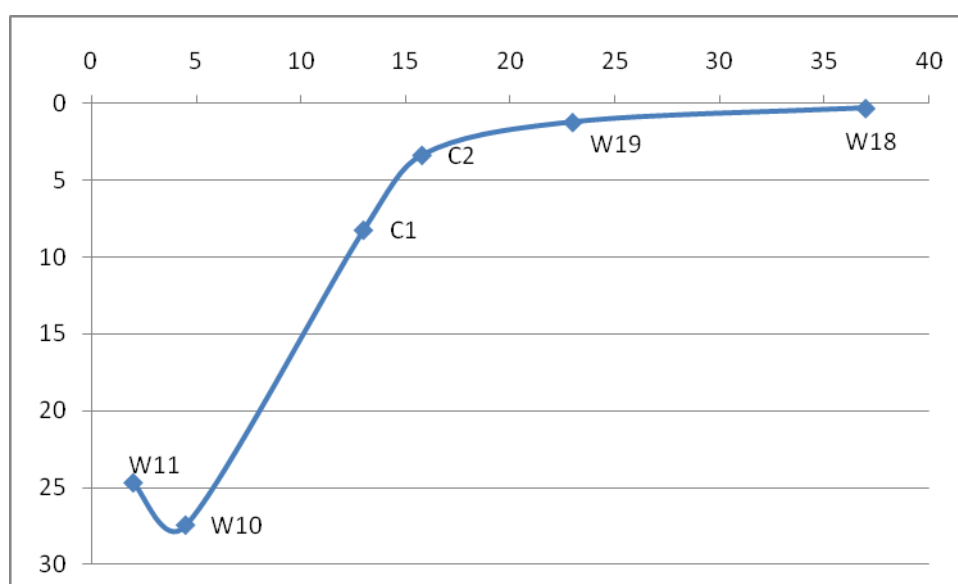
Επιπλέον η εμπειρική εκτίμηση των 48,8mm της μεθόδου Clough & O' Rourke σαν πρώτη συντηρητική προσέγγιση κρίνεται ικανοποιητική

### 6.1.2. Σύγκριση κατακόρυφων παραμορφώσεων όπισθεν της εκσκαφής

Στον πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζονται οι κατακόρυφες παραμορφώσεις όπισθεν του τοίχου αντιστήριξης όπως αυτές μετρήθηκαν στις θέσεις που παρουσιάστηκαν παραπάνω στο Σχήμα 24.

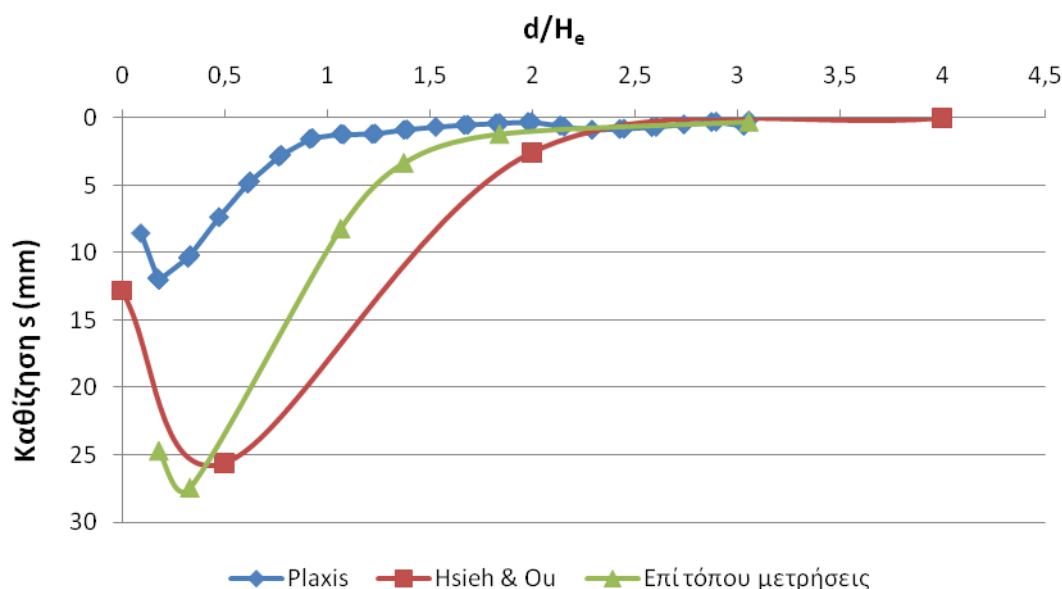
CONSTRUCTION	W11	W10	W11	C1	C2	W19	W18
DAYS	DEF (MM)	DEF (MM)	DEF (MM)	DEF (MM)	DEF (MM)	DEF (MM)	DEF (MM)
9	6.401	9.144	6.401	0.305	0.000	0.000	0.000
15	7.925	9.449	7.925	1.219	0.610	0.305	0.305
29	9.144	10.363	9.144	2.438	2.438	0.914	0.305
49	9.754	11.278	9.754	3.048	2.438	0.914	0.305
61	9.754	11.278	9.754	3.048	2.438	0.914	0.305
70	9.754	11.278	9.754	3.048	2.438	0.914	0.305
74	9.754	11.278	9.754	3.048	2.438	0.914	0.305
86	14.326	15.850	14.326	4.572	3.353	0.914	0.305
103	20.117	24.079	20.117	5.791	3.353	0.914	0.305
111	24.079	26.518	24.079	8.230	3.353	1.219	0.305
117	24.689	27.432	24.689	8.230	3.353	1.219	0.305

**Πίνακας 10: Μετρούμενες καθιζήσεις σε χαρακτηριστικά σημεία όπισθεν του τοίχου αντιστήριξης**



**Σχ. 35: Διαγραμματική απεικόνιση των κατακόρυφων παραμορφώσεων όπως αυτές μετρήθηκαν**

Στο διάγραμμα που ακολουθεί έχουν σχεδιαστεί μαζί οι καμπύλες των καθιζήσεων όπως αυτές προέκυψαν από τις επί τόπου μετρήσεις, την προσομοίωση με το Plaxis και τη μέθοδο Hsieh & Ou



Συγκρίνοντας τα δύο διαγράμματα παρατηρούμε τα ακόλουθα:

- Το μοντέλο Hsieh & Ou προσεγγίζει καλύτερα την μέγιστη καθίζηση ενώ η ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία υποεκτιμά τη μέγιστη καθίζηση.
- Η ζώνη επιρροής εκτείνεται σε μικρή απόσταση ( $d/H_e=2.5$ ) και προσεγγίζεται καλύτερα από το μοντέλο Hsieh & Ou.
- Οι καθιζήσεις που προκύπτουν από την ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία είναι πολύ μικρότερες, της τάξης του 50% των πραγματικών, και η μείωση τους γίνεται σε μικρή απόσταση ( $d/H_e=1.0$ ) από το μέτωπο, αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι δεν λήφθηκε υπόψη κατά την ανάλυση το δίκτυο ροής του νερού, επομένως ο καταβιβασμός της στάθμης θα είχε ως συνέπεια αυξημένες καθιζήσεις της επιφάνειας.

Οι βασικοί παράγοντες αποκλίσεων της μετρηθείσας από την υπολογισθείσα συμπεριφορά στο παράδειγμα μας είναι:

- Οι γεωτεχνικές παράμετροι που λήφθηκαν υπόψιν στο συγκεκριμένο παράδειγμα για τα εδαφικά υλικά
- Η επίδραση τρισδιάστατων φαινομένων

- Η απλοποιητική προσομοίωση των υπαρχουσών κατασκευών, καθώς παρότι οι έχει επέλθει ισορροπία η παρουσία τους έχει μεταβάλλει σημαντικά τις επί τόπου τάσεις.

## 6.2. Γενικά συμπεράσματα από τη βιβλιογραφική ανασκόπηση

Από τη βιβλιογραφική ανασκόπηση αλλά και το παράδειγμα εφαρμογής εξάγονται τα ακόλουθα γενικά συμπεράσματα:

- Οι οριζόντιες μετακινήσεις ενός τοίχου αντιστήριξης συνήθως μπορούν να προβλεφθούν με ακρίβεια μέσω προσομοιώσεων με πεπερασμένα στοιχεία με ικανοποιητική ακρίβεια. Αντιθέτως, η πρόβλεψη των καθιζήσεων του εδάφους που προκύπτουν από την εκσκαφή δεν είναι εξίσου ακριβής.
- Για το κοίλο προφίλ καθιζήσεων η μέθοδος των Clough & O'Rourke (1990) δίνει μια καλή εκτίμηση της μέγιστης καθίζησης αλλά υποεκτιμά το εύρος της ζώνης που επηρεάζεται.
- Για το κυρτό προφίλ καθιζήσεων η μέθοδος του Peck(1969) υπερεκτιμά την καθίζηση σε σημαντικό βαθμό
- Η μέθοδος του Bowles (1988) υποεκτιμά τη γωνιακή στροφή στα κτίρια και υπερεκτιμά το μέγεθος της καθίζησης
- Οι εκτιμήσεις επί τη βάσει της μέθοδου των Hsieh & Ou (1998) συνήθως πλησιάζουν σημαντικά την πραγματικότητα τόσο για το κυρτό όσο και για το κοίλο προφίλ καθιζήσεων σε ότι αφορά στη γωνιακή στροφή και τη μέγιστη καθίζηση.
- Το μοντέλου KJHH (2007), το οποίο θα μπορούσε να αποτελέσει ένα χρήσιμο εργαλείο για μια αρχική προσέγγιση τόσο των οριζόντιων παραμορφώσεων όσο και των καθιζήσεων, παρουσιάζει δυσκολίες καθώς αφενός μεν έχει όρια στην εφαρμογή, αφετέρου δε σπάνια διατίθενται μετρήσεις του μέτρου ελαστικότητας σε μικρές παραμορφώσεις το οποίο αποτελεί σημαντική παράμετρο για την εφαρμογή του.

- 

## 7. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Αναγνωστόπουλος, Α., Μιχάλης, Η. (2004) Σημειώσεις αντιστηρίξεων και καθιζήσεων λόγω εκσκαφών. Ε.Μ.Π.: σελ.127
- Addenbrooke, T.Potts, D. and Dabee. B.(2000).Displacement Flexibility Number for Multipropped Retaining Wall Design. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 126(8): p.718 -726.
- Bjerrum, L.& Aitchison, G. (1973). Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils. Proc. Of International conference on soil mechanics and foundation engineering, Moscow: p. 111-190
- Bjerrum, L.& Eide, O. (1956). Stability of strutted excavations in clay. Geotechnique 6(1):p.32-47
- Boone, S. (1996). Ground Movement Related Building Damage. Journal of Geotechnical Engineering 122(11):p.886-896
- Boscardin, M. & Cording E. (1989). Building response to excavation induced settlement. Journal of Geotechnical Engineering 115(1):p.1-21
- Bowles, J. (1996). Foundation analysis and design McGraw-Hill: 1003pp.
- Brinkgreve R.B.J. and Vermeer P.A. (2002). Finite Element Code for Soil and Rock Analysis. PLAXIS 7.0 manual. Balkema. 635pp.
- Burland,J. & Wroth,C. (1974). Allowable and differential settlement of structures, including damage and soil-structure interaction. Proc. Of the Conference of the British Geotechnical Society, Cambridge, Pentech Press, London p. 611-764
- Calvello,M. (2002). Inverse analysis of supported excavations through Chicago glacial clays. PhD Thesis, Northwestern University, Evanston,IL.
- Caspe M.S. (1966) Surface settlement adjacent to braced open cuts. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 92, p. 51-59.
- Chung C.K. and Finno R.J. (1992). Influence of Depositional Processes on the Geotechnical Parameters of Chicago Glacial Clays. Engineering Geology, Vol. 32, p. 225-242.

- Clough G.W., Hansen L. (1981). Clay anisotropy and braced wall behavior. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 107(7), p. 893-913.
- Clough G.W., & O'Rourke T. (1990). Construction induced movements of insitu walls. *Design and Performance of Earth Retaining Structures*, ASCE, Geotechnical Special Publication 25 p. 439-470.
- Clough G.W., Smith E.M. & Sweeney B.P. (1989). Movement control of excavation support systems by iterative design. *Proceedings, Foundation Engineering: Current Principles and Practices*, ASCE, Vol. 2, p. 869-884.
- Duncan J.M. and Chang Y-Y (1970). Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 96, p. 1629-1653.
- Finno R.J. (1983). Response of cohesive soil to advanced shield tunneling. PhD Thesis, Stanford University, CA.
- Finno R.J. and Chung C.K. (1992). Stress-strain-strength responses of compressible Chicago glacial clays. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 118, No. 10, p.1607-1625.
- Finno R.J. and Harahap I.S. (1991). Finite element analysis for the HDR-4 excavation. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 117, No.8, p. 1045-1064.
- Hashash Y.,(1992). Analysis of deep excavations in clay. Department of Civil and Environmental Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge: 337pp.
- Hashash Y.& Whittle A. (1996). Ground movement prediction for Deep Excavations in Soft Clay. . *Journal of Geotechnical Engineering*, 126(6), , p. 474-486.
- Hsieh P.G. and Ou C.Y. (1998). Shape of ground surface settlement profiles caused by excavation. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 35, p. 1004-1017.
- Kulhawy, F.(1992). Some thoughts on the evaluation of undrained shear strength for design. *Proc. Of Predictive soil mechanics. Wroth memorial symposium*, Oxford p. 394-403
- Kulhawy F.H. and Phoon K.K (1996). Engineering judgment in the evolution from deterministic to reliability-based foundation design.

Proceeding of Uncertainty '96. Uncertainty in the geologic environment: from theory to practice, ASCE, Geotechnical special publication No. 58, pp 29-48.

- Kung, G.T.C., Juang, C., Hsiao E.C.L. and Hashash Y.M.A. (2007) “Simplified Model for Wall Deflection and Ground – Surface Settlement Caused by Braced Excavation in Clays” Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 133(6): P.731-747
- Lambe T.W. and Whitman R.V. (1969). Soil mechanics. John Wiley and Sons. New York.
- Mana, A. and Clough, G. (1981). Prediction of movements for braced cuts in clay. ASCE Geotechnical Engineering Division, Journal,107(6), p. 759-777.
- Otto G.H. (1942). An interpretation of the glacial stratigraphy of the city of Chicago. PhD Thesis, University of Chicago, Chicago, IL.
- Ou C.Y. and Tang Y.G. (1994). Soil parameter determination for deep excavation analysis by optimization. Journal of the Chinese Institute of Engineers, Vol. 17, No.5, p. 671-688
- Peck R.B. and Reed W.C. (1954). Engineering properties of Chicago subsoils. Bulletin No. 423, Engineering Experiment Station, University of Illinois, Urbana, IL.
- Roboski J. (2001). Soil Parameters for Constitutive Models of Compressible Chicago Glacial Clays. MS Thesis, Northwestern University, Evanston, IL.
- Viggiani G. and Atkinson J. (1995). Stiffness of fine grained soils at very small strains. Geotechnique, Vol. 45, p. 249-265.
- Withman R.V. (1996). Organizing and evaluating uncertainty in geotechnical engineering. Proceeding of Uncertainty '96. Uncertainty in the geologic environment: from theory to practice, ASCE, Geotechnical special publication No. 58, p. 1-28.



## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ .....	4
2. ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΚΤΙΜΗΣΗΣ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ.....	5
2.1.1. Μέθοδοι εκτίμησης των καθιζήσεων.....	5
2.1.2. Γενική μορφή του «προφίλ» του καθιζήσεων λόγω εκσκαφής .....	5
2.2. Εκτίμηση καθιζήσεων με εμπειρικές και ημιεμπειρικές μεθόδους.....	7
2.2.1. Η μέθοδος του Peck (1969).....	7
2.2.2. Η μέθοδος του O' Rourke (1981).....	8
2.2.3. Η μέθοδος του Bowles (1988).....	9
2.2.4. Η μέθοδος των Clough & O' Rourke (1990) .....	10
2.2.5. Η μέθοδος Ou et al (1993) .....	13
2.2.6. Η Μέθοδος Pao – Go Hsieh & Chang – Yu Ou (1998) .....	14
2.2.7. Απλοποιημένο μοντέλο Kung et al (2007), το μοντέλο ΚJHH .....	20
2.2.8. Κατανομή των εδαφικών μετακινήσεων παράλληλα με την εκσκαφή .....	23
3. ΘΕΩΡΙΑ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΚΤΙΡΙΩΝ ΣΕ ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ ΠΡΟΚΑΛΟΥΜΕΝΕΣ ΛΟΓΩ ΓΕΙΤΟΝΙΚΩΝ ΕΚΣΚΑΦΩΝ .....	25
3.1. Γενικοί Ορισμοί .....	25
3.2. Κριτήρια επιτρεπόμενων καθιζήσεων.....	28
3.3. Κριτήρια οριακών εφελκυστικών παραμορφώσεων και κατηγορίες βλαβών κτιρίων λόγω υπογείων εκσκαφών .....	32
4. ΣΥΝΗΘΕΙΣ ΒΛΑΒΕΣ ΚΤΙΡΙΩΝ ΚΑΙ ΤΡΟΠΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΑΥΤΩΝ .....	42
4.1. Συνήθεις βλάβες κτιρίων από καθιζήσεις προκαλούμενες λόγω γειτονικών εκσκαφών.....	42
4.2. Μέθοδος υπολογισμού φθορών σε κτίρια κατά το CIRIA C580.....	46
5. ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ: ΑΝΑΚΑΙΝΙΣΗ ΥΠΟΓΕΙΟΥ ΣΤΑΘΜΟΥ ΣΤΟ CHICAGO .....	49
5.1. Τεχνικά χαρακτηριστικά του έργου .....	49
5.2. Γεωτεχνικά χαρακτηριστικά της περιοχής του έργου .....	53
5.3. Εκτίμηση των παραμορφώσεων στην περιοχή του έργου.....	54

5.3.1.	Εκτίμηση με τη μέθοδο των Clough & O' Rourke (1990).....	54
5.3.2.	Εκτίμηση με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων .....	58
5.3.3.	Εκτίμηση με τη μέθοδο των Pao – Go Hsieh & Chang – Yu Ou (1998) .....	73
5.3.4.	Εκτίμηση με το μοντέλο KJHH (2007) .....	76
5.4.	Εκτίμηση βλαβών στα παρακείμενα κτίσματα .....	79
5.4.1.	Εκτίμηση βλαβών με κριτήρια επιτρεπόμενων καθιζήσεων .....	80
6.	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	81
6.1.	Συμπεράσματα από το παράδειγμα εφαρμογής.....	81
6.1.1.	Σύγκριση οριζόντιων παραμορφώσεων του τοίχου αντιστήριξης.....	81
6.1.2.	Σύγκριση κατακόρυφων παραμορφώσεων όπισθεν της εκσκαφής .....	83
6.2.	Γενικά συμπεράσματα από τη βιβλιογραφική ανασκόπηση.....	85
7.	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ .....	86