

**Αποστραγγιστική Μελέτη από την
Κατασκευή και Λειτουργία Πολυώροφου Κτιρίου
γραφείων της εταιρείας CCSRE Real Estate
στη Λάρνακα**

ΑΠΟΣΤΡΑΓΓΙΣΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ



Ευπαλίνος Μελετητική ΕΠΕ

Ιανουάριος 2023

Table of Contents

1	Εισαγωγή.....	7
2	Λύσεις οι οποίες Εξετάστηκαν για τη Διάθεση των Νερών Αποστράγγισης.....	12
3	Μέθοδος αποστράγγισης και επανατοποθέτησης υγρού απόβλητου	14
3.1	Εισαγωγή.....	14
3.2	Εντοπισμός και κατανόηση της ροής των υπόγειων υδάτων.....	16
3.2.1	Νόμος του Darcy	18
3.2.2	Ταχύτητα υπόγειων υδάτων	21
3.2.3	Επιτόπου δοκιμές άντλησης.....	24
3.2.4	Άντληση με μια μόνο αντλία (Single Well Pumping Test).....	25
3.2.5	Φάση 1 - Παρακολούθηση πριν την έναρξη της διαδικασίας άντλησης “pre-pumping monitoring”	32
3.2.6	Φάση 2 - Έλεγχος του εξοπλισμού “Equipment test”	32
3.2.7	Φάση 3 - Δοκιμή βαθμιαίας ανάληψης (μερικές φορές παραλείπεται) “Step-drawdown test (sometimes omitted)”	33
3.2.8	Φάση 4 - Φάση άντλησης σταθερού ρυθμού “Constant rate pumping phase”	33
3.2.8.1	Διαπερατότητα.....	34
3.2.8.2	Μειωμένη στάθμη των υπόγειων υδάτων (lowered groundwater level)	34
3.3	Μετρήσεις κατά το στάδιο της συνεχόμενης άντλησης νερού	35
3.3.1	Καμπύλη μειωμένου υδροφόρου ορίζοντα.....	37
3.4	Εκτιμώμενη ροή	39
3.5	Καθορισμός Μεθόδου άντλησης των υπόγειων νερών	44
3.6	Μέθοδος Deerwells – Βαθιές γεωτρήσεις για αποστράγγιση του νερού.....	45
3.6.1	Στάδιο 1 ^ο – Εκτίμηση του Ρυθμού ροής Q.....	45
3.6.2	Στάδιο 2 ^ο - Υπολογισμός αριθμού αντλιών.....	47
3.7	Τοποθέτηση αντλούμενου νερού ξανά πίσω στον υδροφόρο ορίζοντα (artificial recharge system).....	49
3.7.1	Νομοθετικό πλαίσιο.....	49
3.7.2	Διαστασιολόγηση αντλίας επαναφόρτισης	49
3.7.3	Σημεία – θέσεις επαναφόρτισης.....	53
3.8	Όγκος υγρού απόβλητο.....	57
4	Παραρτήματα.....	59
4.1	Παράρτημα 1.....	59

4.2	Παράρτημα 2.....	60
4.3	Παράρτημα 3.....	61
4.4	Παράρτημα 4.....	63
4.5	Παράρτημα 5.....	67
4.6	Παράρτημα 6.....	68
4.7	Παράρτημα 7.....	70
4.8	Παράρτημα 8.....	71

Table of Figures

Εικόνα 1.1: Επίσημο Κτηματικό Σχέδιο.....	8
Εικόνα 1.2: Δορυφορική Εικόνα της Περιοχής Μελέτης.....	9
Εικόνα 1.3: Πρόσοψη και Τομή υπόγειου χώρου στάθμευσης.....	10
Εικόνα 1.4: Χωροθέτηση Υπόγειου Χώρου Στάθμευσης	11
Εικόνα 1.5: Απόσπασμα Γεωλογικής Μελέτης	12
Εικόνα 3.1: Δορυφορική Φωτογραφία των τεμαχίων όπου έχουν διεξαχθεί πειράματα και δοκιμές υπόγειων υδάτων.....	14
Εικόνα 3.2: Ενδιαφερόμενο σε σχέση με τα τεμάχια στα οποία έγιναν εργαστηριακές δοκιμές, μετρήσεις και πειράματα.....	15
Εικόνα 3.3: Θέση των γεωτρήσεων σε σχέση με το ενδιαφερόμενο τεμάχιο «απόσπασμα της Γεωλογικής Μελέτης».....	16
Εικόνα 3.4: Γεωλογική Τομή εντός του ενδιαφερόμενου Τεμαχίου	17
Εικόνα 3.5: Ροή υπόγειων υδάτων συναρτήσει του υψομέτρου.....	18
Εικόνα 3.6: Βαθύμετρο - Water Level Alarm for Well Depth Meter	19
Εικόνα 3.7: Κατανομή της πίεσης των πόρων του νερού σε σχέση με το βάθος [Pat M. Cashman et al (2021)]	20
Εικόνα 3.8: Δημιουργία Διαφραγματικού Τοίχου [Γεωλογική Μελέτη]	22
Εικόνα 3.9: Πορώδες εδαφικών υλικών	24
Εικόνα 3.10: Μέθοδοι ποσοτικής αξιολόγησης [Pat M. Cashman et al (2021)]	25
Εικόνα 3.11: Δορυφορική εικόνα με τις θέσεις των γεωτρήσεων	26
Εικόνα 3.12: Τυπική διάταξη και εξοπλισμός της ερευνητικής γεώτρησης [BS ISO 14686:2003]	31
Εικόνα 3.13: Μέγιστη απόδοση αντλίας (Maximum yield per unit wetted length of wells) [Pat M. Cashman et al (2021)]	33
Εικόνα 3.14: Χαρακτηριστικά και προτεινόμενοι χρόνοι εκτέλεσης των Φάσεων του πειράματος [Pat M. Cashman et al (2021)]	34
Εικόνα 3.15: Πείραμα άντλησης νερού από μία μόνο γεώτρηση [Pat M. Cashman et al (2021)].....	35
Εικόνα 3.16: Καμπύλη επηρεασμού, α) Κάτοψη και β) Τομή A-A	37
Εικόνα 3.17: Άντληση πέραν της μίας αντλίας [Pat M. Cashman et al (2021)].....	38
Εικόνα 3.18: Εκσκαφή και ύπαρξη περιμετρικού τοίχου [Pat M. Cashman et al (2021)].....	39
Εικόνα 3.19: Γεωμετρία της εκσκαφής του υπογείου [Pat M. Cashman et al (2021)].....	40
Εικόνα 3.20: Λογισμικό MathCAD, v14.0.0.163	41
Εικόνα 3.21: Γεωμετρία της εκσκαφής του Έργου	42
Εικόνα 3.22: Μαθηματικές πράξεις - Εξίσωση 3—1	43
Εικόνα 3.23: Μαθηματικές πράξεις - Εξίσωση 3—2	43
Εικόνα 3.24: Επιλογή του τρόπου άντλησης	44
Εικόνα 3.25: Γεωμετρία μεθόδου αποστράγγισης για το Έργο	45
Εικόνα 3.26: Στάδια κατασκευής διαφραγματικού τοίχου	45
Εικόνα 3.27: Μαθηματικοί υπολογισμοί ροής υγρού απόβλητου – Νότιος διαφραγματικός τοίχος μήκους 20.25m.....	46

Εικόνα 3.28: Μαθηματικοί υπολογισμοί ροής υγρού απόβλητου – Ανατολικός διαφραγματικός τοίχος μήκους 13m.....	46
Εικόνα 3.29: Δορυφορική φωτογραφία με τη θέση των αντλιών σε σχέση με την εκσκαφή και τα όρια του τεμαχίου	48
Εικόνα 3.30: Επαναφόρτιση με βαθιές αντλίες [<i>Pat M. Cashman et al (2021)</i>]	50
Εικόνα 3.31: Αντλία επαναφόρτισης [<i>Pat M. Cashman et al (2021)</i>].....	51
Εικόνα 3.32: Μεταλλικό Well Scree.....	52
Εικόνα 3.33: Ιστορική αναδρομή: Εκσκαφή υπογείου στο Cairo, Αίγυπτος	54
Εικόνα 3.34: Θέσεις Αποστράγγισης και Επαναφόρτισης – φάση 1.....	54
Εικόνα 3.35: Θέσεις Αποστράγγισης και Επαναφόρτισης – Φάση 2	55
Εικόνα 3.36: Θέσεις Αποστράγγισης και Επαναφόρτισης – Φάση 3	55
Εικόνα 3.37: Θέσεις Αποστράγγισης και Επαναφόρτισης – Φάση 4	56
Εικόνα 4.1: Γεωμετρία της εκσκαφής του Έργου λαμβάνοντας υπόψη τον ορίζοντα C.....	61
Εικόνα 4.2: Υπολογισμός ροής βάση του συντελεστή μ	62

Table of Tables

Πίνακας 3.1: Ποσοστό περιεκτικότητας των κόκκων του εδάφους (α) Ορίζοντα Β και (β) Ορίζοντα Γ [Γεωλογική Μελέτη]	21
Πίνακας 3.2: Διαπερατότητα εδάφους	22
Πίνακας 3.3: Διαδοχικές μετρήσεις σε σχέση με το χρόνο	35

Table of Blueprints

Σχεδιάγραμμα 3.1: Μετρήσεις στάθμης νερού (από το έδαφος) σε σχέση με το χρόνο άντλησης ...	36
--	----

Table of Graphs

Γράφημα 3—1: Μεταβολή στάθμης νερού στο φρεάτιο άντλησης	27
Γράφημα 3—2: Επαναφορά στάθμης νερού στο φρεάτιο άντλησης μετά τη διακοπή άντλησης νερού	28
Γράφημα 3—3: Μεταβολή στάθμης νερού στο φρεάτιο παρατήρησης αρ. 1 το οποίο απέχει 13 μέτρα από το φρεάτιο άντλησης	28
Γράφημα 3—4: Επαναφορά στάθμης νερού στο φρεάτιο παρατήρησης αρ. 1 μετά τη διακοπή άντλησης νερού.....	29
Γράφημα 3—5: Μεταβολή στάθμης νερού στο φρεάτιο παρατήρησης αρ. 2 το οποίο απέχει 26 μέτρα από το φρεάτιο άντλησης	29
Γράφημα 3—6: Επαναφορά στάθμης νερού στο φρεάτιο παρατήρησης αρ. 2 μετά τη διακοπή άντλησης νερού.....	30
Γράφημα 3—7: Μεταβολή στάθμης νερού στο φρεάτιο επαναφόρτισης	57

1 Εισαγωγή

Η παρούσα μελέτη αφορά την αποστράγγιση του υπόγειου νερού η οποία απαιτείται στα πλαίσια κατασκευής της προτεινόμενης ανάπτυξης της εταιρείας CCSRE Real Estate Company στην Επαρχία Λάρνακας. Το προτεινόμενο Έργο χωροθετείται εντός του τεμαχίου αρ. 868 του Φ/Σχ.: 41/490401 της Ενορίας "Χρυσοπολίτισσα" του Δήμου Λάρνακας (Βλέπε **Εικόνα 1.1** και **Εικόνα 1.2**). Το τεμάχιο 868 ανήκει στην Πολεοδομική Ζώνη Εβ1 (Περιοχές με Εμπορικές και Άλλες συναφείς δραστηριότητες εκτός αστικού εμπορικού κέντρου). Το συνολικό εμβαδόν της ακίνητης ιδιοκτησίας στην οποία προτείνεται να κατασκευαστεί το έργο ανέρχεται στα 347 m² περίπου. Το καθαρό εμβαδόν της προτεινόμενης ανάπτυξης παρουσιάζεται στα αρχιτεκτονικά σχέδια – εμβαστόγραμμα στο Παράρτημα 7 της μελέτης αυτής. Η προτεινόμενη ανάπτυξη θα καλύπτει σχεδόν ολόκληρη την επιφάνεια του τεμαχίου περίπου όπως παρουσιάζεται στα αρχιτεκτονικά σχέδια της ανάπτυξης.

Να σημειωθεί ότι ο Κύριος του Έργου έχει στείλει επιστολή προς το Τμήμα Περιβάλλοντος με αρ. Τ.Υ.Α64/21 Ε1037 και ημερομηνία 5/8/2022 αναφερόμενος στις ιδιαιτερότητες του Έργου. Το Τμήμα Περιβάλλοντος με επιστολή του με αρ. Φακ.: 02.10.011.014.003.070 και ημερομηνία 27/9/2022 αναφέρει την ανάγκη ετοιμασίας μελέτης αποστράγγισης υπόγειων υδάτων. Καθώς το τεμάχιο στο οποίο προτείνεται το Έργο, φιλοξενεί άλλη υφιστάμενη ανάπτυξη, η κάλυψη του είναι σχεδόν πλήρης και η συλλογή στοιχείων και η διεξαγωγή επιτόπου δοκιμών για ετοιμασία της μελέτης αποστράγγισης είναι δύσκολη έως αδύνατη. Για αυτό το λόγο, κατ' εξαίρεση το Τμήμα Περιβάλλοντος συμφωνεί όπως η συλλογή όλων των στοιχείων και απαραίτητων δοκιμών για την ετοιμασία της μελέτης βασιστούν στην άμεσα γειτονική περιοχή του Έργου με κοινά υδρολογικά χαρακτηριστικά. Σχετική είναι η πιο πάνω ταυτάριθμη επιστολή του Τμήματος Περιβάλλοντος η οποία παρουσιάζεται στο Παράρτημα 8 της έκθεσης αυτής.

Με βάση την εμπειρία μας από άλλα παρόμοιου τύπου Έργα στην περιοχή μελέτης, η εναπόθεση του υγρού απόβλητου από την αποστράγγιση σε Απορροφητική Τάφρο εντός του Τεμαχίου δεν είναι επιλογή, διότι η στάθμη του υπόγειου νερού βρίσκεται σε βάθος 1.50m κάτω από την επιφάνεια του εδάφους. Τονίζεται ότι το έδαφος στα 1.50m είναι πλήρως κορεσμένο και επιπλέον παρουσιάζονται διαφορές στον ορίζοντα εξόρυξης, με αποτέλεσμα το υγρό απόβλητο να μην προτείνεται προς εναπόθεση στον επιφανειακό ορίζοντα.

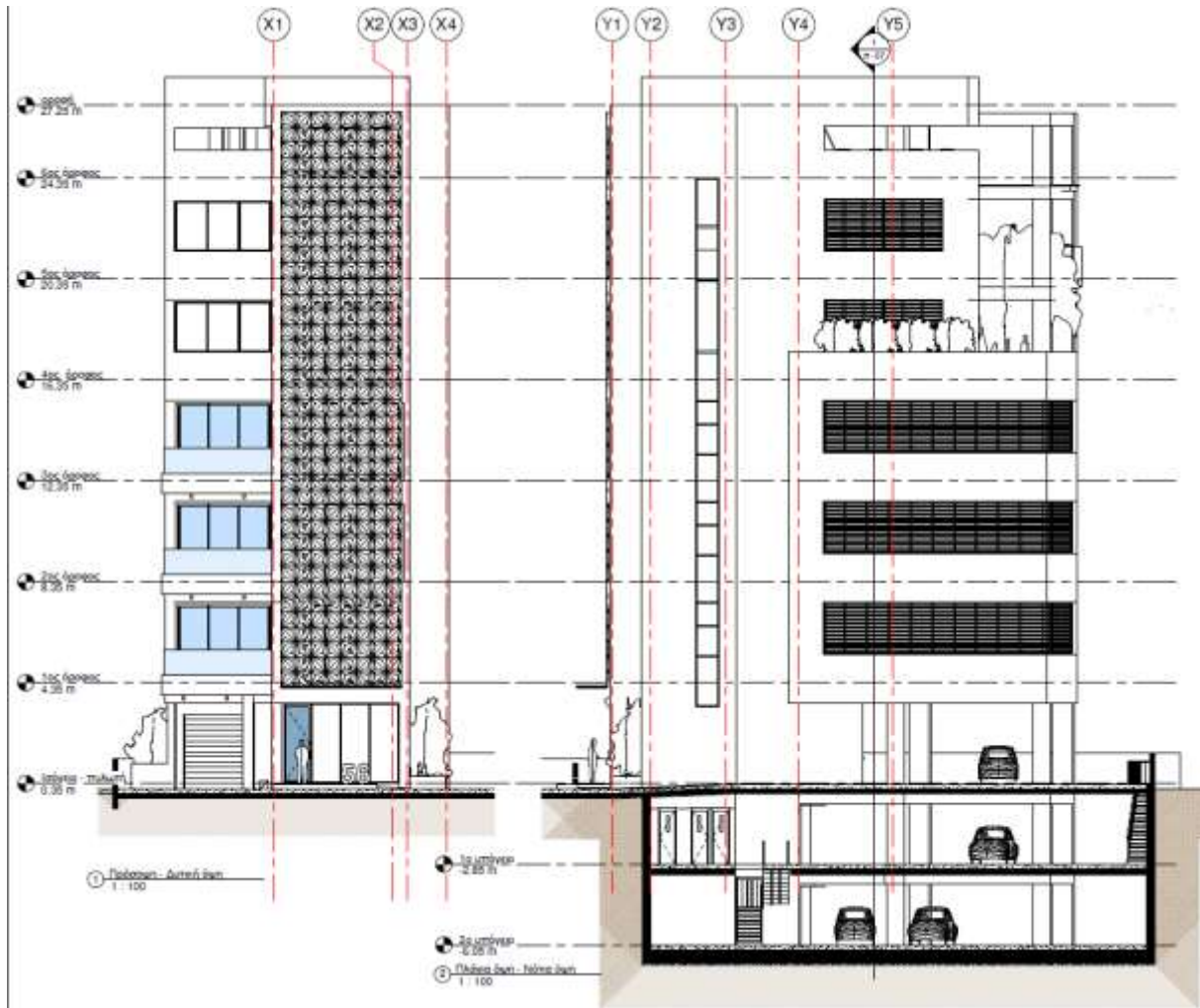


Εικόνα 1.1: Επίσημο Κτηματικό Σχέδιο

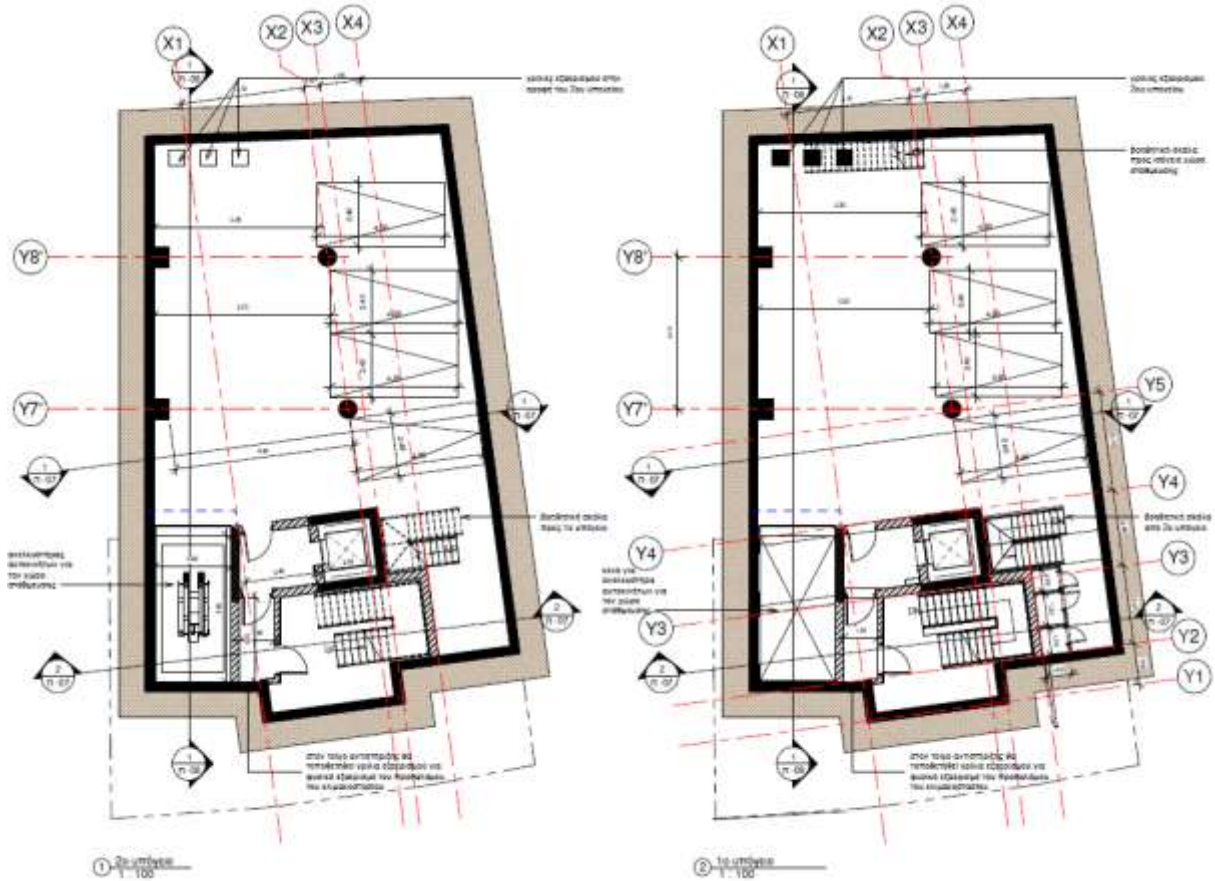


Εικόνα 1.2: Δορυφορική Εικόνα της Περιοχής Μελέτης

Το προτεινόμενο έργο αφορά την κατασκευή ενός πολυώροφου κτιρίου γραφείων (βλέπε **Εικόνα 1.3**) το οποίο θα αποτελείται από 6 ορόφους και δύο ορόφους υπόγειο χώρο στάθμευσης συνολικού ύψους 25-27 μέτρων περίπου. Συγκεκριμένα, η ανάπτυξη θα αποτελείται από έξι ορόφους γραφειακών εγκαταστάσεων, ισόγειο χώρο – πυλωτή, ένα μηχανολογικό όροφο και δύο υπόγειους ορόφους χώρων στάθμευσης βάθους 6 μέτρων περίπου. Μέρος του υπόγειου χώρου θα αποτελείται από τον ανελκυστήρα οχημάτων. Σημειώνεται ότι ο υπόγειος χώρος καταλαμβάνει επιφάνεια σχεδόν όση και η επιφάνεια του τεμαχίου. Στην **Εικόνα 1.4** που ακολουθεί παρουσιάζεται η επιφάνεια που θα καταλαμβάνει ο υπόγειος χώρος σε σχέση με την επιφάνεια την οποία θα καταλαμβάνει η προτεινόμενη ανάπτυξη εντός του τεμαχίου.

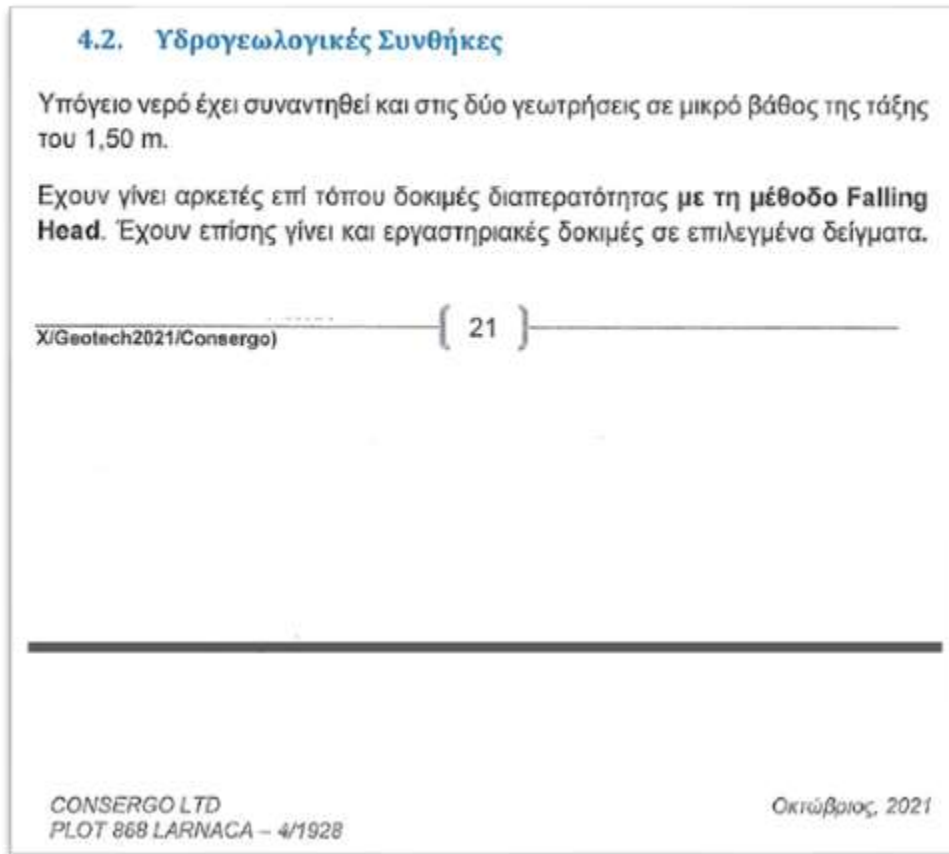


Εικόνα 1.3: Πρόσοψη και Τομή υπόγειου χώρου στάθμευσης



Εικόνα 1.4:Χωροθέτηση Υπόγειου Χώρου Στάθμευσης

Σύμφωνα με τη γεωλογική μελέτη η οποία διενεργήθηκε από την Εταιρεία CONSERGO LTD (Παράρτημα 1) το υπόγειο νερό - στατική στάθμη παρατηρήθηκε σε βάθος της τάξης των 1.5 μέτρων. Σχετικό είναι το απόσπασμα της Γεωλογικής Μελέτης στην εικόνα που ακολουθεί (Εικόνα 1.5).



Εικόνα 1.5: Απόσπασμα Γεωλογικής Μελέτης

Για το λόγο αυτό για την κατασκευή του υπόγειου χώρου απαιτείται αποστράγγιση του εδάφους από τα υπόγεια νερά κατά τη διάρκεια των κατασκευαστικών εργασιών ούτως ώστε το έδαφος να παραμείνει στεγνό διασφαλίζοντας την αντοχή και τη σταθερότητα της προτεινόμενης κατασκευής. Η εκσκαφή θα έχει μήκος 22 μέτρα περίπου και μέσο πλάτος 16.50 μέτρα περίπου. Το βάθος θα είναι περίπου 7.50 μέτρα εκτιμώντας και λαμβάνοντας υπόψη το πάχος θεμελίωσης της γενικής κοιτόστρωσης.

2 Λύσεις οι οποίες Εξετάστηκαν για τη Διάθεση των Νερών Αποστράγγισης

Για τον όγκο του νερού ο οποίος θα προκύψει από την αποστράγγιση των εδαφών έχουν εξεταστεί οι κάτωθι λύσεις:

1. Το υγρό απόβλητο να απορρίπτεται σε απορροφητική τάφρο εντός του τεμαχίου
2. Μεταφορά του νερού σε δεξαμενές εξάτμισης
3. Διάθεση του νερού στο σταθμό επεξεργασίας υγρών αποβλήτων στη Βαθιά Γωνιά
4. Επανατοποθέτηση του υγρού αποστράγγισης ξανά πίσω στον υδροφόρο ορίζοντα μέσω γεωτρήσεων (Discharge wells)

Για τις λύσεις 1, 2 και 3 έχει γίνει εκτενής προεργασία με αποτέλεσμα οι λύσεις αυτές να μην επαρκούν / μην μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τις ανάγκες του Έργου. Σημειώνεται ενδεικτικά ότι για την πρώτη λύση της τάφρου φαίνεται να μην είναι προτιμητέα από την επιτροπή αξιολόγησης

(εμπειρία από άλλες μελέτες αποστράγγισης που ετοίμασε το γραφείο μας) εάν υπάρχει εναλλακτική λύση καθώς υπάρχει η ανησυχία ότι το υγρό αυτό απόβλητο που παράγεται κατά το στάδιο των εργασιών κατασκευής του υπογείου, θα παραμένει στα αβαθή στρώματα της περιοχής με αποτέλεσμα να επηρεάζει την περιοχή των λουόμενων και του Λιμανιού της Λάρνακας.

Οι λύσεις 2 και 3 ήταν οικονομικά ασύμφορες και τεχνικά δύσκολες, διότι το οδικό δίκτυο στη περιοχή του Έργου είναι αρκετά βεβαρημένο και θεωρητικά κορεσμένο ειδικά η Λεωφόρος Αρχ. Μακαρίου Γ' η οποία συνδέεται άμεσα με την περιοχή μελέτης του Έργου.

Στην παρούσα μελέτη η λύση που εξετάζεται με μεγαλύτερη λεπτομέρεια είναι η επανατοποθέτηση του υγρού αποστράγγισης ξανά πίσω στον υδροφόρο ορίζοντα μέσω γεωτρήσεων (Discharge wells) για την οποία έγιναν προκαταρκτικές διαβουλεύσεις με το τμήμα Γεωλογικής Επισκόπησης.

Τα στοιχεία που ακολουθούν αφορούν τη λύση αριθμός 4 «Επανατοποθέτηση του υγρού αποστράγγισης ξανά πίσω στον υδροφόρο ορίζοντα μέσω γεωτρήσεων (Discharge wells)».

3 Μέθοδος αποστράγγισης και επανατοποθέτησης υγρού απόβλητου

3.1 Εισαγωγή

Όπως έχει προαναφερθεί πιο πάνω και λόγω της ιδιαιτερότητας του τεμαχίου, πολλά από τα στοιχεία που έχουν χρησιμοποιηθεί λήφθηκαν από δοκιμές οι οποίες έγιναν σε γειτονική περιοχή και όχι εντός του ενδιαφερόμενου τεμαχίου. Οι δοκιμές, πειράματα και έλεγχος των υπόγειων υδάτων έγινε στα τεμάχια με αριθμούς 317, 599(μέρος), 306 και 307. Στην **Εικόνα 3.1** που ακολουθεί παρουσιάζονται τα όρια των τεμαχίων σε σχέση με το Φύλλο / Σχέδιο ενώ στην **Εικόνα 3.2** παρουσιάζεται η θέση του ενδιαφερόμενου τεμαχίου (Κόκκινος κύκλος Βόρεια της εικόνας) σε σχέση με τα τεμάχια 317, 599(μέρος), 306 και 307 (Κόκκινος κύκλος Νότια της εικόνας).



Εικόνα 3.1: Δορυφορική Φωτογραφία των τεμαχίων όπου έχουν διεξαχθεί πειράματα και δοκιμές υπόγειων υδάτων



Εικόνα 3.2: Ενδιαφερόμενο τεμάχιο σε σχέση με τα τεμάχια στα οποία έγιναν εργαστηριακές δοκιμές, μετρήσεις και πειράματα

Βάση των πιο κάτω υπολογισμών και λόγω των ποσοτήτων υγρού απόβλητου που θα γίνει εξόρυξη κατά το στάδιο του διαφραγματικού τοίχου αλλά και της θεμελίωσης στον πυθμένα (Πάσσαλοι, γενική κοιτόστρωση, κτλ.), το υγρό απόβλητο θα επανατοποθετείται ξανά πίσω στο ίδιο γεωλογικό ορίζοντα αλλά σε μεγαλύτερο βάθος από αυτό της εξόρυξης. Η επανατοποθέτηση θα γίνεται με τη βοήθεια πρόσθετων γεωτρήσεων (Discharge wells).

Με βάση τα πιο πάνω, έχουμε εισακούσει τις απόψεις του Τμήματος Γεωλογικής Επισκόπησης με αποτέλεσμα στις ενότητες που ακολουθούν να παρουσιάζεται πρόταση και μεθοδολογία εναπόθεσης του υγρού αποστράγγισης ξανά πίσω στον υδροφόρο ορίζοντα με τη βοήθεια γεωτρήσεων και αντλιών εναπόθεσης. Η λύση αυτή προνοεί την προσθήκη όλου του υγρού αποστράγγισης ξανά πίσω στον υδροφόρο ορίζοντα λαμβάνοντας υπόψη συγκεκριμένη διαδικασία / πρακτική εφαρμογής η οποία έχει εφαρμοστεί σε άλλα μεγάλα Έργα σε Κύπρο, Ελλάδα αλλά και σε όλο το κόσμο.

Η βιβλιογραφική αναφορά στην οποία έχουμε βασιστεί για την πιο κάτω διαστασιολόγηση και πρακτική σωστής εφαρμογής είναι "Pat M. Cashman and Martin Preene (2021) Groundwater Lowering in Construction: A Practical Guide to Dewatering 3rd Edition".

Η μελέτη αποστράγγισης έγινε σύμφωνα με τις οδηγίες και αναφορές της πιο πάνω βιβλιογραφικής αναφοράς με αποτέλεσμα τα στοιχεία που παρουσιάζονται πιο κάτω να περιλαμβάνουν αποσπάσματα της πιο πάνω βιβλιογραφικής αναφοράς.

3.2 Εντοπισμός και κατανόηση της ροής των υπόγειων υδάτων

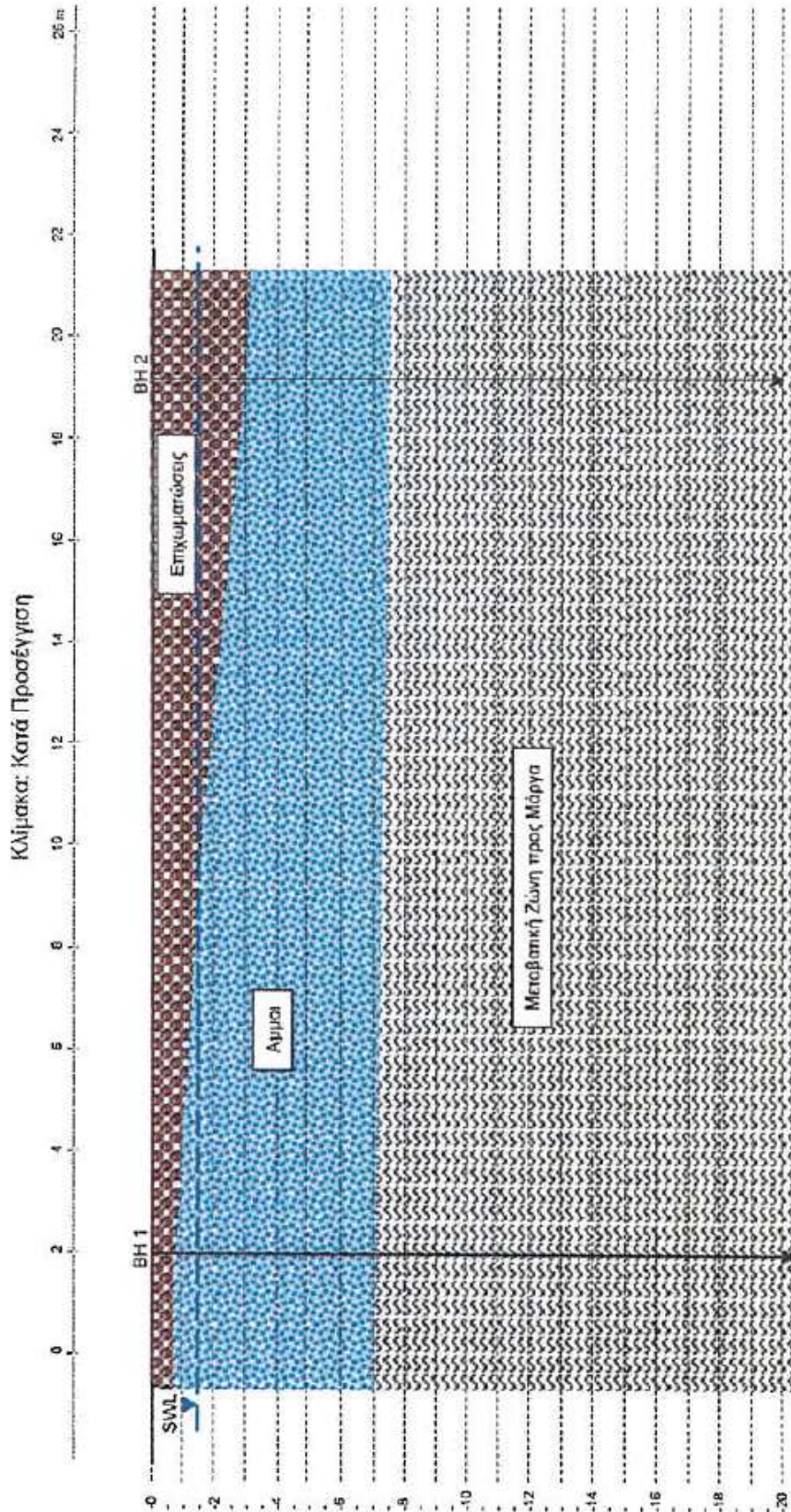
Για καλύτερη κατανόηση και για σκοπούς ορθής πρακτικής εφαρμογής αλλά και σωστών μαθηματικών υπολογισμών και ορθών παραδοχών, λάβαμε υπόψη την εμπειριστατωμένη γεωλογική μελέτη που έγινε για την περιοχή του Έργου και που αφορά το ενδιαφερόμενο τεμάχιο. Στο Παράρτημα 1 το οποίο βρίσκεται στο τέλος της έκθεσης αυτής, παρουσιάζεται η γεωλογική μελέτη σύμφωνα με την οποία έχουν διεξαχθεί 2 γεωτρήσεις βάθους 20 μέτρων περίπου (**Εικόνα 3.3**) εντός του ενδιαφερόμενου τεμαχίου . Με αυτό τον τρόπο δημιουργήθηκε η γεωλογική τομή υπεδάφους στην οποία παρουσιάζονται οι ομάδες / επίπεδα των εδαφών που απαντώνται στη περιοχή.



Εικόνα 3.3: Θέση των γεωτρήσεων σε σχέση με το ενδιαφερόμενο τεμάχιο «απόσπασμα της Γεωλογικής Μελέτης»

Στην εικόνα που ακολουθεί (**Εικόνα 3.4**) παρουσιάζεται η σχετική τομή του υπεδάφους.

Σύμφωνα με τους Pat M. Cashman et al (2021), είναι πολύ σημαντικό να κατανοήσουμε και αναγνωρίσουμε τη σπουδαιότητα του όρου διαπερατότητα (permeability) καθώς αυτός ο όρος συνδέεται άμεσα με την κίνηση των υπόγειων υδάτων μέσα από το έδαφος και το βράχο. Πιο κάτω παρουσιάζεται απόσπασμα της πιο πάνω βιβλιογραφικής αναφοράς *«The starting point for understanding groundwater flow is permeability. This is a critical parameter for the assessment of how water flows through soil and rocks (it is so important that it will be discussed in much more detail in Chapter 4, but here the basic concepts are introduced)»*.



Εικόνα 3.4: Γεωλογική Τομή εντός του ενδιαφερόμενου Τεμαχίου

Οι υπολογισμοί και οι μετρήσεις που ακολουθούν αφορούν την άμεσα γειτονική περιοχή του Έργου όπως φαίνεται στη **Εικόνα 3.2** πιο πάνω.

3.2.1 Νόμος του Darcy

Σύμφωνα με τον Pat M. Cashman et al (2021), για να μπορέσουμε να κατανοήσουμε το τρόπο μετακίνησης των υπόγειων υδάτων λαμβάνουμε υπόψη το νόμο του Henri Darcy (1856) – Darcy’s Law. Σύμφωνα με το νόμο του Darcy, η ροή των υπόγειων υδάτων εκφράζεται μέσω της πιο κάτω εξίσωσης (Equation 3—1):

$$Q = -k \left(\frac{\Delta h}{l} \right) A$$

Equation 3—1: Darcy’s law

Όπου

Q = the volumetric flow of water per unit time (the ‘flow rate’)

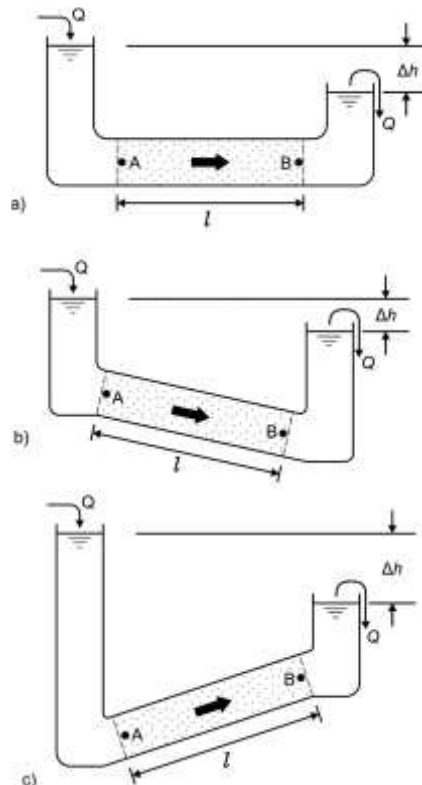
A = the cross-sectional area through which the water flows

l = the length of the flow path between the upstream and downstream ends

Δh = the difference in total hydraulic head between the upstream and downstream ends

k = the permeability of the porous medium through which the water flows

Η πιο πάνω εξίσωση αναγράφεται συνήθως συναρτήσει της υδραυλικής κλίσης (i) η οποία είναι το Hydraulic gradient $\left(\frac{\Delta h}{l} \right)$. Στην εικόνα (Εικόνα 3.5) πιο κάτω παρουσιάζονται οι 3 διαφορετικές μετακινήσεις που υπάρχουν στα υπόγεια ύδατα.



Εικόνα 3.5: Ροή υπόγειων υδάτων συναρτήσει του υψομέτρου

[Βιβλιογραφία: Pat M. Cashman et al (2021)]

Καθώς η συλλογή των στοιχείων για τη μελέτη αποστράγγισης έγινε από τεμάχια της άμεσα γειτονικής περιοχής του Έργου και συγκεκριμένα από 4 εφαιπτόμενα τεμάχια όπως φαίνεται στην **Εικόνα 3.1** (από τώρα θα καλείτε ως το διερευνητικό τεμάχιο), οι δοκιμές που έχουν διενεργηθεί είναι 3 διαφορετικές γεωτρήσεις σε 3 διαφορετικά βάθη για να διαπιστωθεί η πίεση του νερού σε κάθε βάθος και για να καταλάβουμε επίσης ποια είναι η ροή του υπόγειου νερού που βρίσκεται στη περιοχή του έργου.

Οι γεωτρήσεις έγιναν σε απόσταση μεταξύ τους 13 μέτρων (1^η με 2^η γεώτρηση) και 13 μέτρων (2^η με 3^η γεώτρηση).

Το βάθος των γεωτρήσεων ήταν στα 8 μέτρα για την 1^η γεώτρηση, 13 μέτρα για τη 2^η γεώτρηση και 18 μέτρα για την 3^η γεώτρηση.

Διεκπεραιωθήκαν μετρήσεις του ύψους του νερού στην κάθε γεώτρηση έτσι ώστε να καταλάβουμε τη ροή του νερού. Όπως αναφέρεται και πιο πάνω (Darcy's Law) η ροή του νερού μπορεί να έχει τις 3 διαφορετικές μετακινήσεις, ανοδική (**Εικόνα 3.5 c**), καθοδική (**Εικόνα 3.5 b**) και μη-κατακόρυφη ροή (**Εικόνα 3.5 a**).

Στην εικόνα (**Εικόνα 3.7**) που ακολουθεί φαίνεται επιγραμματικά η διαδικασία που έχει ακολουθηθεί ώστε να εντοπιστεί η κίνηση των υπόγειων υδάτων.

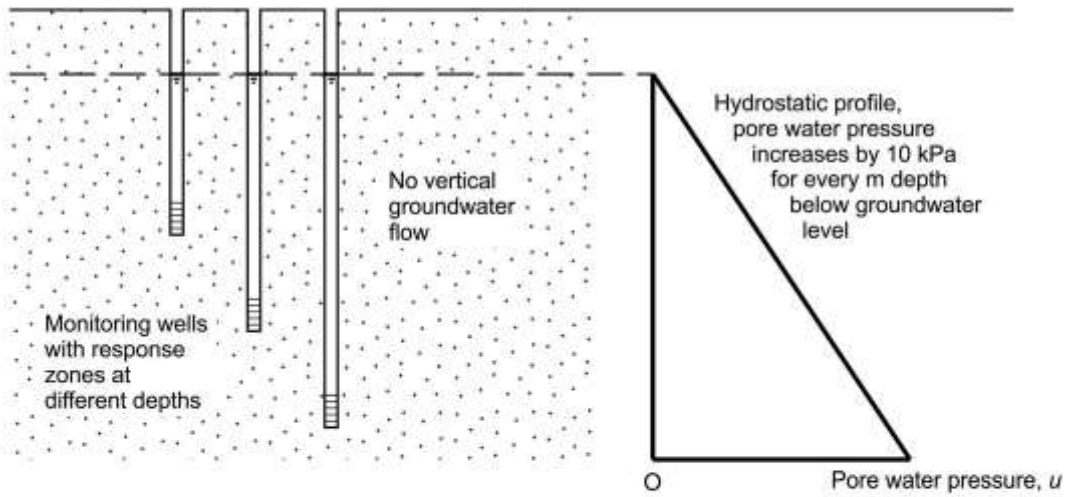
Στην 1^η γεώτρηση μετρήθηκε το βάθος του νερού (≈ 3 μέτρα) με τη βοήθεια βαθύμετρου (**Εικόνα 3.6**) όπου μετρήθηκε η στάθμη του νερού σε σχέση με το πάνω μέρος της γεώτρησης. Όταν το μέτρο ερχόταν σε επαφή με το νερό, ενεργοποιείτο η φωτεινή ένδειξη πάνω στη συσκευή και καταλαβαίναμε ότι εκεί βρίσκεται η στάθμη του νερού. Με την ίδια λογική μετρήθηκε η στάθμη του νερού και στις υπόλοιπες 2 γεωτρήσεις με τη στάθμη του νερού να ανεβαίνει αισθητά $\approx 2,80$ μέτρα για τη 2^η γεώτρηση και $\approx 2,30$ μέτρα για τη 3^η γεώτρηση.



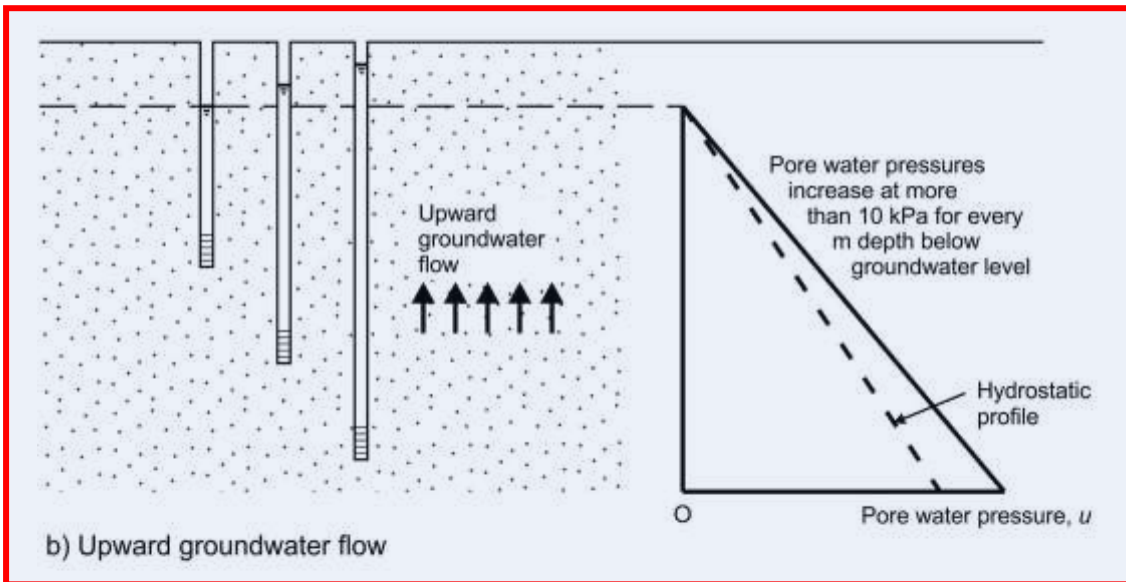
Εικόνα 3.6: Βαθύμετρο - Water Level Alarm for Well Depth Meter

Σύμφωνα με τις πιο πάνω ενδείξεις φαίνεται να υπάρχει μια εσωτερική πίεση του νερού με ανοδική πορεία (**Εικόνα 3.5 b**) με αποτέλεσμα αυτό να βοηθά στο να καταλάβουμε ότι κατά το στάδιο της εκσκαφής θα έχουμε μια ανοδική πορεία του νερού μέσα στον υπόγειο χώρο όπου θα πηγάζει από τον πυθμένα της εκσκαφής. Η έναρξη της ροής του νερού από τον πυθμένα, αναμένεται / εκτιμάται ότι θα αρχίζει από το βάθος εκσκαφής πέραν του 1.50 μέτρα (εκεί αρχίζει να παρουσιάζεται η στατική στάθμη του υπόγειου νερού – Σχετική είναι η **Εικόνα 1.5**).

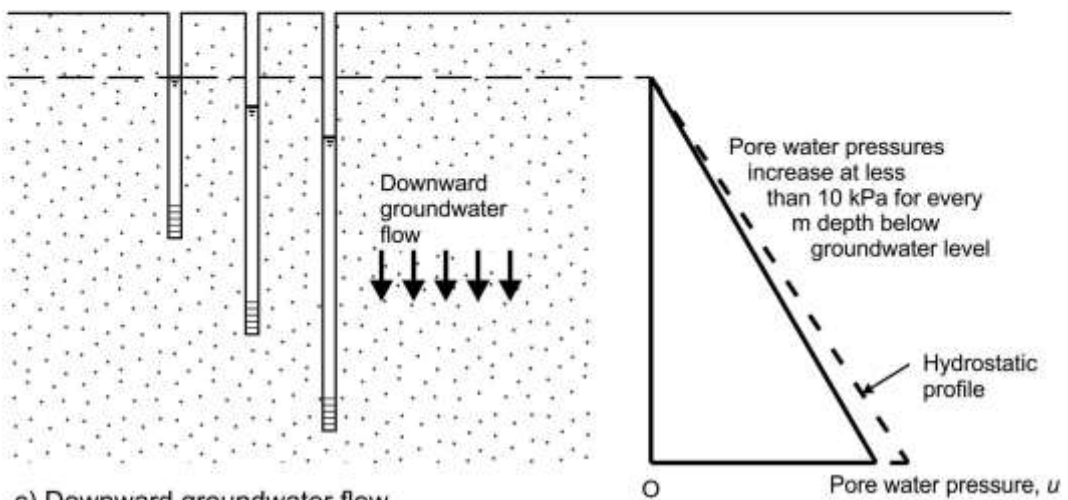
Συνεπώς η παρούσα μελέτη αποστράγγισης θα υπολογίσει και λάβει υπόψη και αυτό τον παράγοντα.



a) Hydrostatic conditions (no vertical flow of groundwater)



b) Upward groundwater flow



c) Downward groundwater flow

Εικόνα 3.7: Κατανομή της πίεσης των πόρων του νερού σε σχέση με το βάθος [Pat M. Cashman et al (2021)]

3.2.2 Ταχύτητα υπόγειων υδάτων

Άλλος σημαντικός παράγοντας που πρέπει να εντοπιστεί για το υπόγειο νερό είναι η ταχύτητα ροής του. Η ταχύτητα ροής εξαρτάται από διάφορους παράγοντες όπως τον τύπο του εδάφους, τη διαπερατότητα του, το πορώδες, την υδραυλική κλίση κτλ.

Για τον εντοπισμό της ταχύτητας ροής έχει ληφθεί υπόψη το ύψος του υπόγειου χώρου που θα κατασκευαστεί για χώρο στάθμευσης δύο υπόγειων ορόφων το οποίο ανέρχεται σε υπόγειο χώρο ύψους 6.00 μέτρων. Πέρα από το ύψος υπογείου υπάρχει και η θεμελίωση πάχους 0.50 μέτρων περίπου και επιπρόσθετη εκβάθυνση στο σημείο της εγκατάστασης του ανελκυστήρα οχημάτων ακόμα 0.60-0.70 μέτρων περίπου. Συνεπάγεται ότι υπάρχει ανάγκη για εκσκαφή βάθους 7.00 (6.0+0.5+0.5) μέτρα περίπου. Στη παρούσα μελέτη θεωρούμε ότι θα γίνει εκσκαφή 7.0 μέτρων και ότι η στάθμη του υπόγειου νερού πρέπει να μειωθεί 0.50 μέτρα κάτω από το βάθος εκσκαφής, δηλαδή στα 7.50 μέτρα από την επιφάνεια του εδάφους. Η Γεωλογική μελέτη προτείνει όπως η θεμελίωση γίνει στα 8.0 μέτρα από την επιφάνεια του εδάφους διότι εκεί συναντώνται καλύτερου τύπου εδαφικά υλικά.

Σύμφωνα με τη Γεωλογική μελέτη, στο επίπεδο εκσκαφής εντοπίζεται ο Ορίζοντας Β: Λεπτόκοκκες σύγχρονες παράκτιες / θαλάσσιες αποθέσεις / ιζήματα με τον τύπο του εδάφους να ποικίλει ανάλογα με το βάθος.

Σε βάθος εκσκαφής 8.00 μέτρων από την υφιστάμενη επιφάνεια, ο τύπος εδάφους που εντοπίζεται είναι η Μεταβατική Ζώνη προς Μάργα.

Με βάση τα πιο πάνω ευρήματα της γεωλογικής μελέτης κατανοούμε ότι ο τύπος εδάφους που μας ενδιαφέρει είναι οι Λεπτόκοκκες σύγχρονες παράκτιες αποθέσεις και η Μεταβατική Ζώνη προς Μάργα με την περιεκτικότητα σε Sand, Silt and Clay να παρουσιάζεται στον ακόλουθο πίνακα (Πίνακας 3.1)

α	Σύγχρονα Προσχωματικά, Επιφανειακά Εδάφη	Sand %	Silt %	Clay %
	No of tests		2	
	Minimum	81	5	7
	Maximum	88	12	7
	Average	84,5	8,5	7,0
	Standard Deviation	4,9	4,9	0,0
	COV%	6	58	0
β	Μάργες	Sand %	Silt %	Clay %
	No of tests		11	
	Minimum	1	38	4
	Maximum	58	69	54
	Average	15,8	51,3	32,9
	Standard Deviation	17,1	9,0	15,8
	COV%	108	18	48

Πίνακας 3.1: Ποσοστό περιεκτικότητας των κόκκων του εδάφους (α) Ορίζοντας Β και (β) Ορίζοντας Γ
[Γεωλογική Μελέτη]

Σύμφωνα με τη γεωλογική μελέτη στη σελίδα 32 όπως φαίνεται στην **Εικόνα 3.8** που ακολουθεί, προτείνεται περιμετρικά του τεμαχίου διαφραγματικός τοίχος ο οποίος θα υδατομονώνει την εκσκαφή και θα μειώσει δραματικά τις ποσότητες του υπόγειου νερού που θα εισέρχεται μέσα στην εκσκαφή.

4.3. Συνθήκες Εκσκαφής

Οι εκσκαφές για την κατασκευή του υπογείου και της θεμελίωσης της οικοδομής θα είναι γενικά εύκολες όσον αφορά όλα τα εδάφη που βρίσκονται στο χώρο και μπορούν να πραγματοποιηθούν με συμβατικούς εκσκαφείς. Τονίζεται όμως πως οι εκσκαφές θα πρέπει να γίνουν αφού πρώτα διασφαλισθεί η ευστάθεια τους με την λήψη των κατάλληλων μέτρων. Ένας περιμετρικός τοίχος αντιστήριξης που ταυτόχρονα θα πρέπει να υδατομονώνει την εκσκαφή θεωρείται απαραίτητος πριν αρχίσουν οι εκσκαφές. Ο τοίχος θα πρέπει να εισχωρεί τουλάχιστον 3 μέτρα κάτω από το επίπεδο έδρασης της κοιτόστρωσης. Με τον τρόπο αυτό θα μειωθούν δραματικά και οι ποσότητες που θα εισρέουν μέσα στην εκσκαφή, που θα περιοριστεί μόνο στη βάση της, και θα μπορούν να διοχετευτούν στον οχετό ομβρίων. Ο χημισμός του υπόγειου νερού στην προκειμένη περίπτωση δεν είναι απαγορευτικός. Πέραν της σχετικά υψηλής αλατότητας, δεν έχουν καταγραφεί άλλες ψηλές συγκεντρώσεις επικίνδυνων στοιχείων.

Εικόνα 3.8: Δημιουργία Διαφραγματικού Τοίχου [Γεωλογική Μελέτη]

Σύμφωνα με την πιο πάνω πρόταση της γεωλογικής μελέτης στη μελέτη αποστράγγισης θα περιληφθεί περιμετρικός διαφραγματικός τοίχος σε βάθος όπως προτείνεται στην Γεωλογική Μελέτη ως η **Εικόνα 3.8** πιο πάνω.

Σύμφωνα με τον Πίνακα πιο πάνω (**Πίνακας 3.1**) και με βάση την πρόταση της γεωλογικής μελέτης για θεμελίωση στα 8.0 μέτρα, φαίνεται να υπάρχουν δύο διαφορετικού τύπου στρώματα υπεδάφους, αυτό του ορίζοντα Β και αυτό του ορίζοντα Γ.

Τα χαρακτηριστικά του υπεδάφους σχετικά με τη διαπερατότητα του παρουσιάζονται στον πίνακα που ακολουθεί (**Πίνακας 3.2**).

Type of Soil	Permeability Value (cm/s)	Horizon
Άμμοι	3.3×10^{-3} cm/s or 2.85 m/day	B1
Χαλίκια	6.2×10^{-3} cm/s or 5.35 m/day	B2
Weathered, khaki Marl	5.9×10^{-7} cm/s or 0.0005 m/day	Γ
Fresh, grey Marl	5.0×10^{-7} cm/s or 0.0004 m/day	Γ

Πίνακας 3.2: Διαπερατότητα εδάφους

Βάση του πιο πάνω πίνακα και της κοκκομετρικής διαβάθμισης φαίνεται ότι η περιεκτικότητα του ορίζοντα Β σε άμμο επικρατεί των χαλικιών. Παρόλα αυτά, καθώς τα χαλίκια έχουν πολύ μεγαλύτερη διαπερατότητα από την άμμο, θεωρούμε ότι το 84.5% είναι άμμος και το υπόλοιπο 15.5% χαλίκια

όπως αναφέρεται στη Γεωλογική Μελέτη στη σελίδα 15. Συνεπώς, ο συνδυασμός άμμου και χαλικιών δίνει διαπερατότητα ίση με $k = 3,237 \text{ m/day}$ δηλαδή $k = 3,747 \times 10^{-5} \text{ m/sec}$ για τον Ορίζοντα Β. Για τον Ορίζοντα Γ- Μάργα, η διαπερατότητα του εδάφους είναι πολύ μικρή σε σχέση με τις υπόλοιπες βαθμίδες του εδάφους. Είναι δηλαδή, $k=0.0005 \text{ m/day}$ ή $k = 5,787 \times 10^{-9} \text{ m/sec}$.

Το πορώδες του υλικού αυτού και σύμφωνα με την εικόνα (**Εικόνα 3.9**) που ακολουθεί και θεωρώντας ότι το 84,5% είναι Άμμος / Sand, το 8,5% είναι Silt και το 7% είναι clay, το συνολικό πορώδες είναι **0.39** ($84.5\% \cdot 0.375 + 8.5\% \cdot 0.425 + 7\% \cdot 0.55$). Το 0.375 είναι ο μέσος όρος για το sand, το 0.425 είναι ο μέσος όρος για το Silt και το 0.55 είναι ο μέσος όρος για του clay.

Σύμφωνα με τον Pat M. Cashman et al (2021), η πιο κάτω εξίσωση μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την εκτίμηση του ρυθμού ροής των υπόγειων υδάτων:

$$v_x = -\frac{ki}{n}$$

Όπου:

Ki= διαπερατότητα εδάφους

n= πορώδες εδάφους

Σύμφωνα με τον Pat M. Cashman et al (2021), στην περίπτωση που υπάρχει η απουσία αντλίας απορρόφησης νερού, η υδραυλική κλίση κυμαίνεται από $\Delta h/l = 1/1000$ μέχρι $\Delta h/l = 1/100$.

Σχετική αναφορά παρουσιάζεται πιο κάτω όπως ακριβώς διατυπώνεται στη βιβλιογραφική αναφορά του Pat M. Cashman et al (2021).

«This equation can be used to estimate natural rates of groundwater flow. In the absence of pumping, it is unusual for a relatively permeable stratum to have a hydraulic gradient (for horizontal flow) of more than 1 in 1000 (0.001) to 1 in 100 (0.01). Assuming a soil porosity of 0.25, this implies: »

Ορίζοντας Β

Για υδραυλική κλίση ίση με 0.001, για διαπερατότητα $k = 3.237 \text{ m/day}$ και πορώδες ίσο με 0.39, η ταχύτητα του υπόγειου νερού είναι:

$$v_x = -\frac{ki}{n} = -\frac{3.237 \times 0.001}{0.39} = -0.0083 \text{ m/day}$$

Ενώ για υδραυλική κλίση ίση με 0.01, η ταχύτητα του υπόγειου νερού είναι:

$$v_x = -\frac{ki}{n} = -\frac{3.237 \times 0.01}{0.39} = -0.083 \text{ m/day}$$

Η πιο πάνω ταχύτητα του νερού εντός του εδάφους είναι στην απουσία βοηθητικών μηχανικών μέσων, π.χ. αντλία απορρόφησης. Στη περίπτωση της άντλησης, και σύμφωνα με τον Sichert (1928) ο ρυθμός ροής του υπόγειου νερού μεταβάλλεται σε μεγάλο βαθμό – αυξάνεται λογαριθμικά περίπου. Η σχετική μεταβολή παρουσιάζεται στις ενότητες που ακολουθούν.

Soil Type	Porosity, p_i
Unconsolidated deposits	
Gravel	0.25 - 0.40
Sand	0.25 - 0.50
Silt	0.35 - 0.50
Clay	0.40 - 0.70
Rocks	
Fractured basalt	0.05 - 0.50
Karst limestone	0.05 - 0.50
Sandstone	0.05 - 0.30
Limestone, dolomite	0.00 - 0.20
Shale	0.00 - 0.10
Fractured crystalline rock	0.00 - 0.10
Dense crystalline rock	0.00 - 0.05

Εικόνα 3.9: Πορώδες εδαφικών υλικών

3.2.3 Επιτόπου δοκιμές άντλησης

Για τον εντοπισμό και την ποσοτική αξιολόγηση του όγκου του νερού που θα απαιτηθεί να αντληθεί από την περιοχή μελέτης υπάρχουν 7 διαφορετικά είδη δοκιμών που μπορούν να διεκπεραιωθούν επιτόπου σύμφωνα με τον Pat M. Cashman et al (2021) - **Εικόνα 3.10**.

Method	Typical scale (Figure 4.8)
In situ methods	
Variable head tests in boreholes	Small
Variable head tests in standpipe piezometers	Small
Packer tests in boreholes	Small
Geophysical flowmeter logging	Small

Method	Typical scale (Figure 4.8)
Well pumping tests	Large
Groundwater control trials	Large/very large
Back calculation from full-scale projects	Very large

Εικόνα 3.10: Μέθοδοι ποσοτικής αξιολόγησης [Pat M. Cashman et al (2021)]

Μια από τις διάφορες μεθόδους ποσοτικής αξιολόγησης των Pat M. Cashman et al (2021) είναι η επιτόπου δοκιμή άντλησης με μία μόνο αντλία (Single Well Pumping test).

3.2.4 Άντληση με μια μόνο αντλία (Single Well Pumping Test)

Ο εξοπλισμός που χρησιμοποιήθηκε για τη διεκπεραίωση της πιο πάνω δοκιμής είναι:

1. Μετρητής ροής [με μονάδα μέτρησης τα m³]
2. Χρονόμετρο
3. Βαθύμετρο
4. Γεώτρηση μαζί με αντλία
5. Παρατηρητική Γεώτρηση αριθμός 1 (σε 13μ. απόσταση από τη γεώτρηση άντλησης - Observation Well 1)
6. Παρατηρητική Γεώτρηση αριθμός 2 (σε 26μ. απόσταση από τη γεώτρηση άντλησης - Observation Well 2)

Στην εικόνα που ακολουθεί (Εικόνα 3.11) παρουσιάζονται οι θέσεις των γεωτρήσεων σε σχέση με τις γεωτρήσεις στις οποίες έγιναν οι παρατηρήσεις της στάθμης του υπόγειου νερού.



Εικόνα 3.11: Δορυφορική εικόνα με τις θέσεις των γεωτρήσεων

Να σημειώσουμε εδώ ότι σύμφωνα με τους Pat M. Cashman et al (2021), δεν υπάρχει συγκεκριμένο πρότυπο ή μέθοδος σχεδιασμού και εκτέλεσης της δοκιμαστικής άντλησης. Παρόλα αυτά, το σύνηθες πλάνο και πρακτική που εφαρμόζεται για τη μέθοδο της μονής – άντλησης (single-well pumping) περιλαμβάνει τις εξής φάσεις:

Με χρώμα *μπλε* δίπλα από την κάθε φάση παρουσιάζεται η επίσημη ορολογία που χρησιμοποιείται από τους Pat M. Cashman et al (2021).

1. Παρακολούθηση πριν την έναρξη της διαδικασίας άντλησης *“pre-pumping monitoring”*
2. Έλεγχος του εξοπλισμού *“Equipment test”*
3. Δοκιμή βαθμιαίας ανάληψης (μερικές φορές παραλείπεται) *“Step-drawdown test (sometimes omitted)”*
4. Φάση άντλησης σταθερού ρυθμού *“Constant rate pumping phase”*
5. Φάση αποκατάστασης *“Recovery phase”*

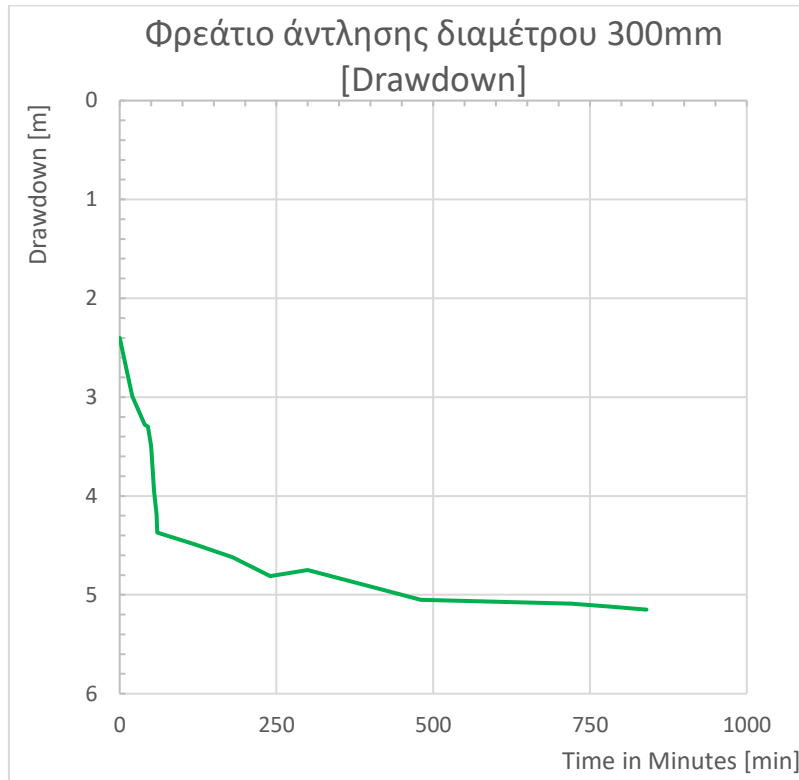
Για να υπάρχει μια σωστή και ορθή πρακτική για την ομαλή ροή και εκτέλεση των πιο πάνω φάσεων έχει χρησιμοποιηθεί το Βρετανικό πρότυπο *BS ISO 14686: 2003 “Hydrometric determinations – Pumping tests for water wells – Considerations and guidelines for design, performance and use”*.

Με βάση το πιο πάνω πρότυπο μπορέσαμε να σχεδιάσουμε το σχετικό πείραμα (Design of the test) με ορθά αποτελέσματα.

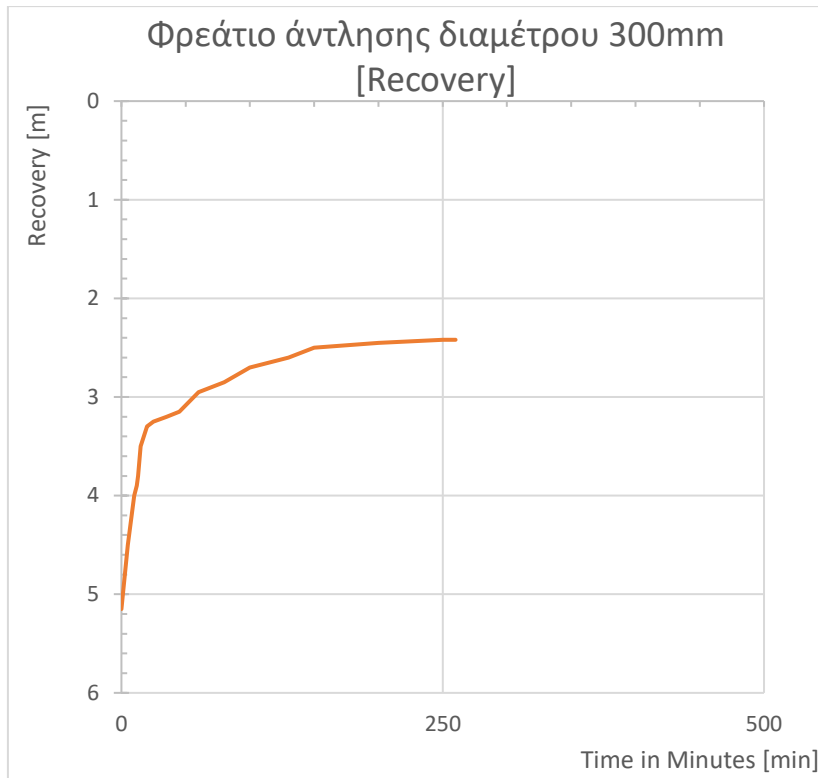
Να σημειώσουμε εδώ ότι το πρότυπο *BS ISO 14686: 2003* προτείνει όπως χρησιμοποιηθεί συγκεκριμένος εξοπλισμός όπως παρουσιάζεται στην εικόνα που ακολουθεί (Εικόνα 3.12). Στο

πείραμα που διεξάχθηκε τα σημεία από 18 έως 21 δεν έχουν τοποθετηθεί διότι θεωρήθηκε αχρείαστος εξοπλισμός.

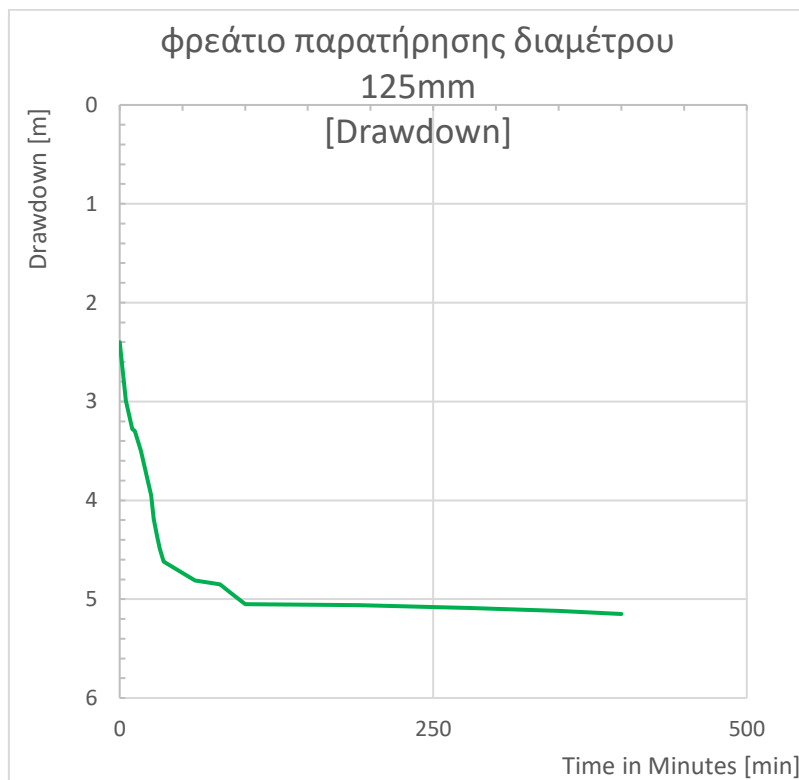
Το δοκιμαστικό φρεάτιο άντλησης είχε διάμετρο 300mm, ενώ τα φρεάτια παρατήρησης είχαν διάμετρο 125mm. Υπήρχαν 2 φρεάτια παρατήρησης, το πρώτο σε απόσταση 13 μέτρων από το δοκιμαστικό φρεάτιο άντλησης και το δεύτερο σε απόσταση 26 μέτρων από το δοκιμαστικό φρεάτιο άντλησης και 13 μέτρα από το πρώτο φρεάτιο παρατήρησης. Η δοκιμαστική άντληση έγινε με ρυθμό άντλησης 0.2 l/sec και διήρκησε 31 ώρες και τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στα γραφήματα που ακολουθούν (Γράφημα 3—1 έως Γράφημα 3—6).



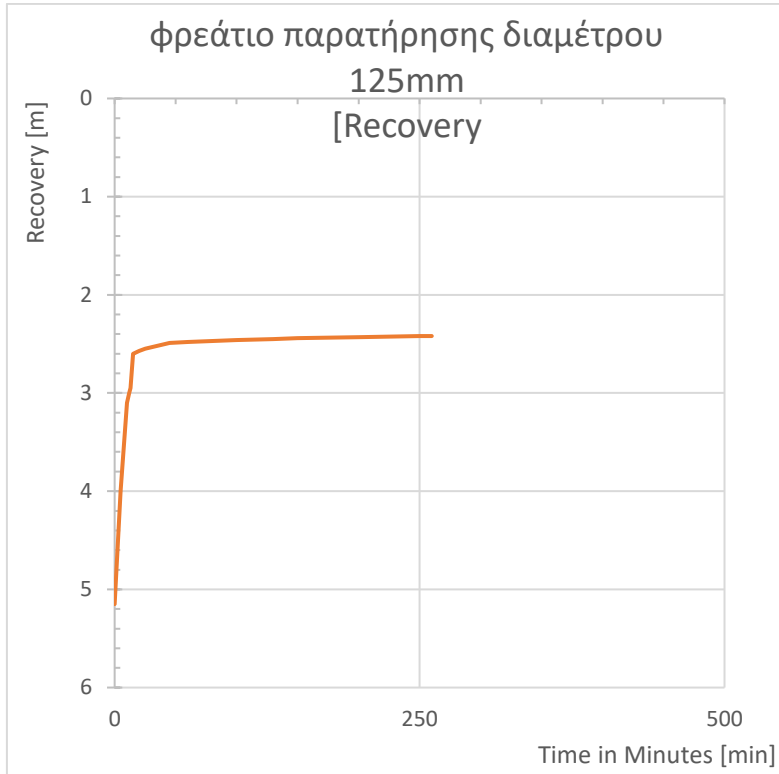
Γράφημα 3—1: Μεταβολή στάθμης νερού στο φρεάτιο άντλησης



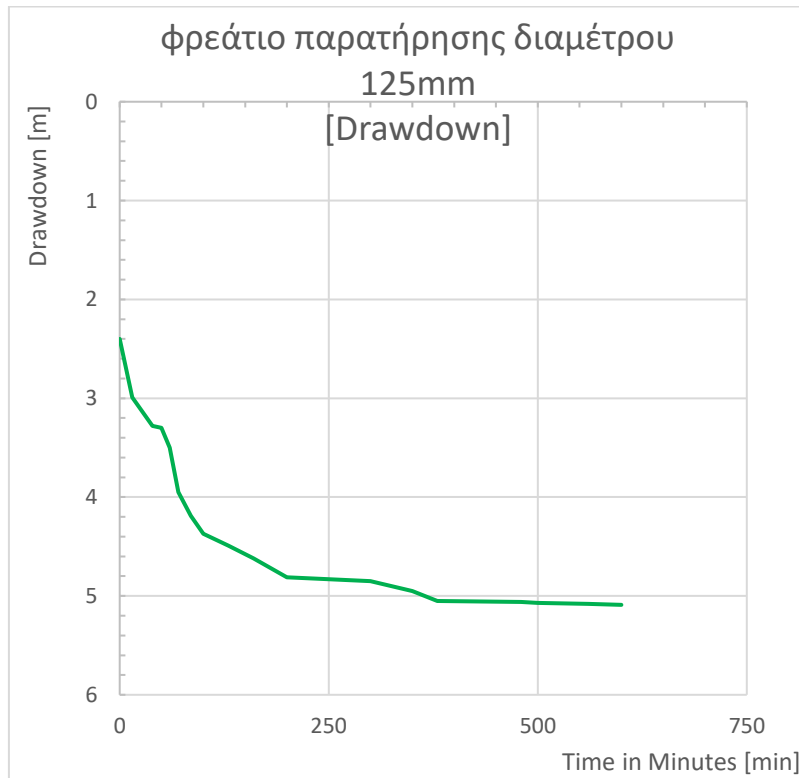
Γράφημα 3—2: Επαναφορά στάθμης νερού στο φρεάτιο άντλησης μετά τη διακοπή άντλησης νερού



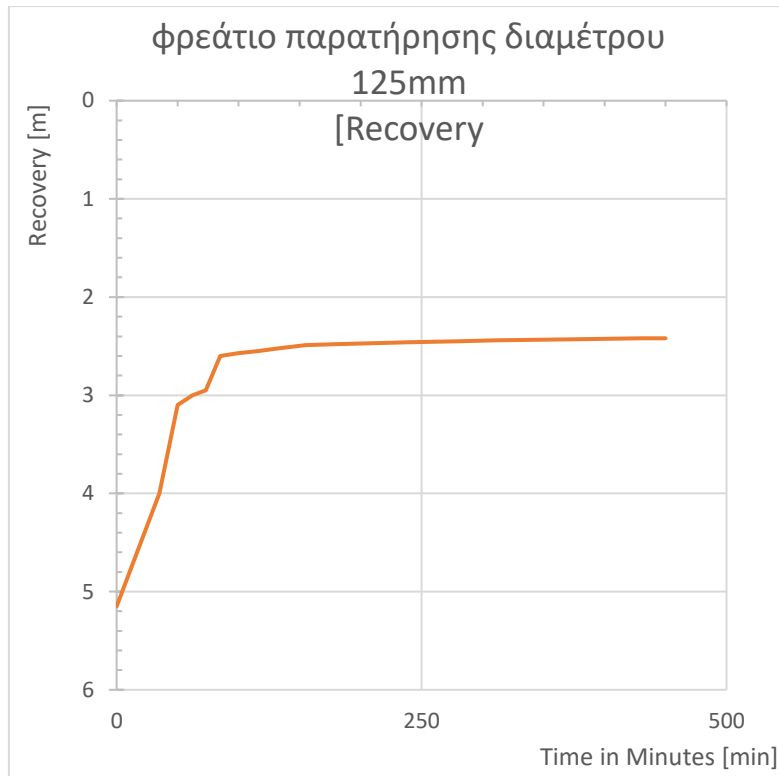
Γράφημα 3—3: Μεταβολή στάθμης νερού στο φρεάτιο παρατήρησης αρ. 1 το οποίο απέχει 13 μέτρα από το φρεάτιο άντλησης



Γράφημα 3—4: Επαναφορά στάθμης νερού στο φρεάτιο παρατήρησης αρ. 1 μετά τη διακοπή άντλησης νερού

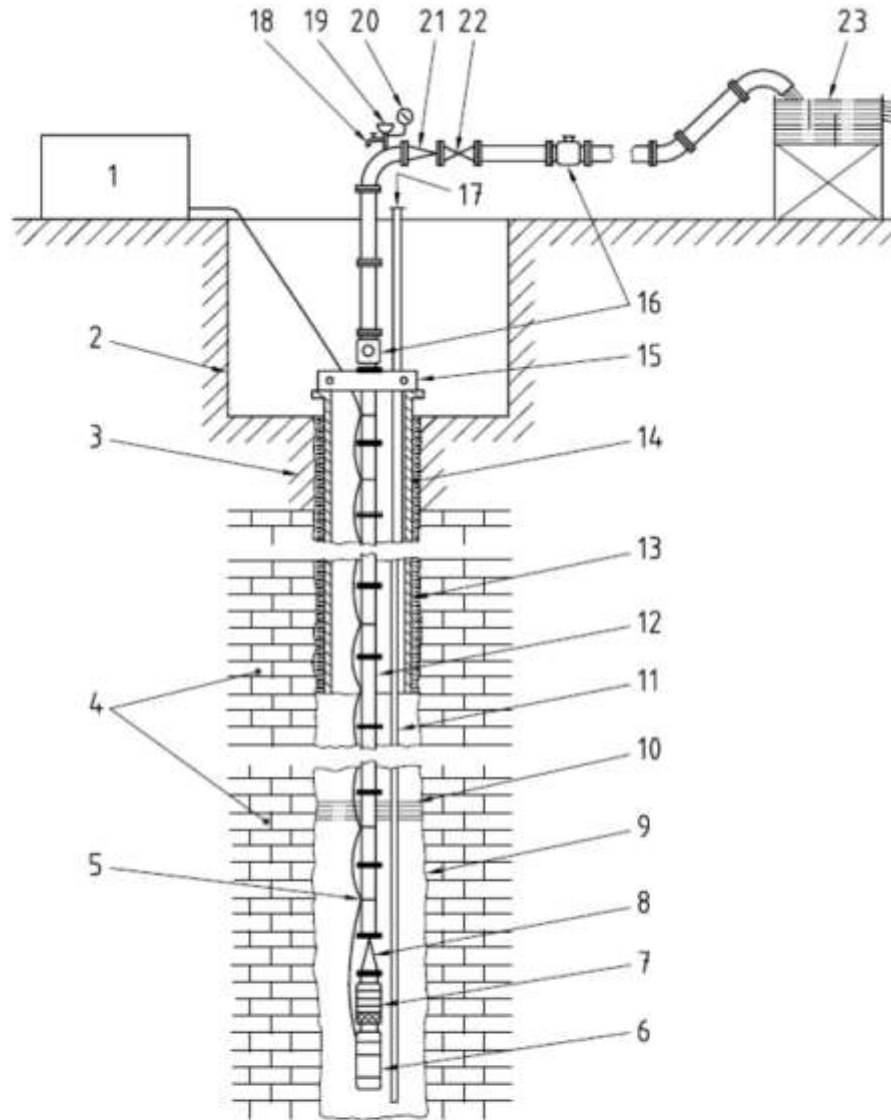


Γράφημα 3—5: Μεταβολή στάθμης νερού στο φρεάτιο παρατήρησης αρ. 2 το οποίο απέχει 26 μέτρα από το φρεάτιο άντλησης



Γράφημα 3—6: Επαναφορά στάθμης νερού στο φρεάτιο παρατήρησης αρ. 2 μετά τη διακοπή άντλησης νερού

BS ISO 14686:2003



Key

- | | |
|---|--|
| 1 power supply and pump starter | 13 lining tube |
| 2 surface pit if required | 14 grout |
| 3 surface deposits | 15 pipe hanger |
| 4 aquifer | 16 alternative water meter positions |
| 5 cable clipped to rising main | 17 well datum |
| 6 motor | 18 sample tap |
| 7 pump | 19 air valve |
| 8 foot valve | 20 pressure gauge |
| 9 unscreened zone of well | 21 non-return valve (if no foot valve) |
| 10 water surface | 22 control valve |
| 11 access tube | 23 weir tank |
| 12 rising main (column pipe), flanged or threaded | |

Εικόνα 3.12: Τυπική διάταξη και εξοπλισμός της ερευνητικής γεώτρησης [BS ISO 14686:2003]

3.2.5 Φάση 1 - Παρακολούθηση πριν την έναρξη της διαδικασίας άντλησης “pre-pumping monitoring”

Το στάδιο της παρακολούθησης πριν γίνει καμία δοκιμαστική άντληση άρχισε περίπου 1-2 μήνες μετά τη διάνοιξη των 3 γεωτρήσεων, περίοδος που θεωρήσαμε ότι επήλθε συνθήκη ηρεμίας στις γεωτρήσεις.

Η περίοδος παρακολούθησης των γεωτρήσεων (μετρήσεις ύψους του υδροφόρου ορίζοντα μέσα στις γεωτρήσεις), διήρκησε 2 με 3 εβδομάδες περίπου με τις μετρήσεις να επαναλαμβάνονται μεταξύ τους κάθε 2 με 3 ημέρες. Δηλαδή, η 1^η μέτρηση έγινε την ημέρα Τρίτη, η επόμενη 2^η μέτρηση την Πέμπτη και η επόμενη 3^η τη Δευτέρα κοκ. για περίπου 2 με 3 εβδομάδες. Ουσιαστικά το pre-monitoring έγινε με πιο ελεύθερα επιλεγμένο χρόνο. Σκοπός ήταν η παρακολούθηση των φυσικών επιπέδων των υπόγειων υδάτων για να εντοπιστούν τυχόν φυσικές ή / και τεχνητές παραλλαγές στη στάθμη του νερού που πιθανό να επηρεάζουν την πτώση του νερού (εντός της γεώτρησης) στο στάδιο της άντλησης.

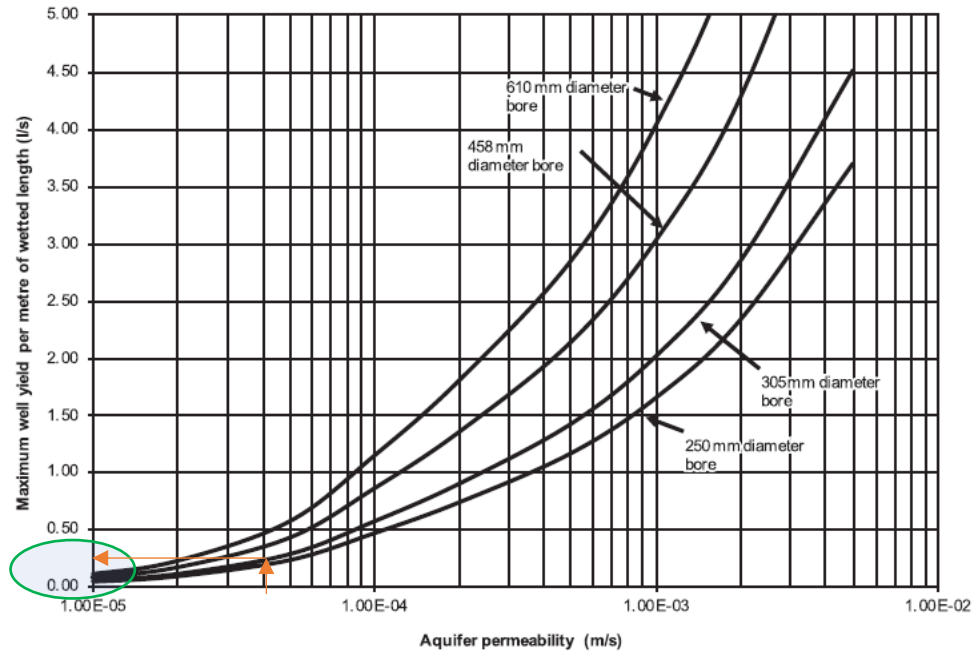
Με βάση τις μετρήσεις που έγιναν στις γεωτρήσεις, φάνηκε ότι η στάθμη του νερού ήταν σταθερή αν εκμηδενίσουμε το ανθρώπινο σφάλμα και την αξιοπιστία του βαθύμετρου. Το βάθος που μετρούσαμε κάθε φορά ήταν της τάξης των 2.23-2.25 μέτρων.

3.2.6 Φάση 2 - Έλεγχος του εξοπλισμού “Equipment test”

Με βάση το πρότυπο BS ISO 14686: 2003 προτείνεται όπως διεξαχθούν δοκιμές των οργάνων για να διαπιστωθεί αν αυτά δουλεύουν σωστά, αν τα λάστιχα έχουν την οποιαδήποτε διαρροή, κοκ. πριν από κάθε πειραματική διαδικασία.

Στον πιο πάνω έλεγχο ο οποίος διήρκησε μία με ενάμιση ώρα περίπου, έγινε η συνδεσμολογία της αντλίας με τους αγωγούς, με ηλεκτρικό ρεύμα και με τους σχετικούς διακόπτες έναρξης και λήξης. Σε αυτό τον έλεγχο καθορίστηκε μια σταθερή ροή άντλησης νερού (0.50 λίτρα το δευτερόλεπτο) η οποία ήταν η ίδια με αυτή που χρησιμοποιήθηκε και στο επόμενο στάδιο, το οποίο είναι αυτό της άντλησης σταθερού ρυθμού (Φάση 4).

Να σημειώσουμε εδώ ότι σύμφωνα με τους Pat M. Cashman et al (2021), η πιο πάνω σταθερή ροή άντλησης για τον τύπο εδάφους της περιοχής (διαπερατότητα $k = 3.237 \times 10^{-5} \text{ m/sec} < 1 \times 10^{-4} \text{ m/sec}$) επιβεβαιώνεται επίσης και από την εικόνα (Εικόνα 3.13) που ακολουθεί όπου αναλόγως της διαμέτρου της γεώτρησης και της διαπερατότητας του εδάφους υπολογίζεται η βέλτιστη / αποδοτικότερη ροή (well yield). Σημειώνεται ότι ο τύπος εδάφους με $k < 1 \times 10^{-4} \text{ m/sec}$ θεωρείται χαμηλής διαπερατότητας, συνεπώς το έδαφος στην περιοχή του Έργου καθορίζεται επίσης ως χαμηλής διαπερατότητας.



Εικόνα 3.13: Μέγιστη απόδοση αντλίας (Maximum yield per unit wetted length of wells)
 [Pat M. Cashman et al (2021)]

3.2.7 Φάση 3 - Δοκιμή βαθμιαίας ανάληψης (μερικές φορές παραλείπεται) *"Step-drawdown test (sometimes omitted)"*

Στη φάση αριθμός 2 καθορίστηκε η σταθερή ροή του νερού άντλησης με αποτέλεσμα να παραλείψουμε τη φάση 3.

3.2.8 Φάση 4 - Φάση άντλησης σταθερού ρυθμού *"Constant rate pumping phase"*

Η φάση αυτή είναι η πιο σημαντική και ουσιώδης για τη διαδικασία του πειράματος, διότι σε αυτό το σημείο γίνεται η άντληση νερού με σταθερό ρυθμό $0,2 \text{ L/sec}$ για μεγάλο χρονικό διάστημα. Να σημειώσουμε εδώ ότι η ερευνητική γεώτρηση δεν είναι τύπου υπερχειλίσης με αποτέλεσμα η ροή νερού αποστράγγισης να είναι τέτοια που να μην πέφτει η στάθμη του νερού στον πυθμένα της γεώτρησης. Η ροή καθορίστηκε στη φάση 2 με τέτοιο τρόπο που να μην δημιουργήσει πρόβλημα στην αντλία σε περίπτωση που το νερό στη γεώτρηση πέσει υπερβολικά. Σε αυτό το σημείο και με βάση το πρότυπο BS ISO 14686: 2003 χρειάστηκε να γίνει με ακρίβεια η μέτρηση της ροής αποστράγγισης. Ο τρόπος που έγινε αυτό ήταν η μέτρηση του χρόνου σε δευτερόλεπτα που χρειάστηκε να γεμίσουν 0.20 λίτρα. Η ροή ήταν τέτοια που δεν μπορούσε να γίνει εύκολα σε μικρά δοχεία (πλαστική μπουκάλια) με αποτέλεσμα να πάρουμε μεγάλο δοχείο των 2 λίτρων (κουβάς) το οποίο γεμίζει σε χρόνο 10 δευτερολέπτων. Με αυτό τον τρόπο καθορίσαμε τη σταθερή ροή αποστράγγισης της αντλίας για το πείραμα. Η ροή αυτή καθορίστηκε στο στάδιο ελέγχου των εξαρτημάτων και του εξοπλισμού όπως αναφέρεται πιο πάνω (Φάση 2).

Σύμφωνα με τους Pat M. Cashman et al (2021), η φάση αυτή για να αποδώσει ορθά αποτελέσματα, χρησιμοποιήθηκαν οι δύο επιπλέον παρατηρητικές γεωτρήσεις που φαίνονται στην **Εικόνα 3.11** και στις οποίες έγινε συνεχόμενη άντληση πέραν της ενάμιση ημέρας (από τις 10:00 AM μέχρι 17:00 PM της επόμενης ημέρας), δηλαδή 31 ώρες περίπου.

Ο χρόνος που προτείνεται από τους Pat M. Cashman et al (2021), είναι όπως φαίνεται στην **Εικόνα 3.14** που ακολουθεί (η εικόνα είναι απόσπασμα από τη βιβλιογραφική αναφορά των Pat M. Cashman et al (2021)):

Test type	Typical duration	Outline of typical test and test objective
Phases of conventional single well pumping test		
Equipment test	15–60 minutes	Short period of continuous pumping. Objective is to confirm pumps, pipework, etc. are functioning and to inform setting of pumping rates for later phases.
Yield test	1–8 hours	Single well pumped at nominal constant rate. Objective is to estimate well yield. Test duration is too short to determine hydrogeological conditions as reliably as can be achieved by longer constant rate test phases.
Step test	8–12 hours	Single well pumped in stepwise fashion with increasing flow rates (typically 60 to 100 min per step). Objective is to estimate well performance, including well yield.
Constant rate pumping test	1–60 days	Single well pumped at nominally constant rate. Objective is to assess drawdown in aquifer over a wide area and allow derivation of hydrogeological parameters and boundary conditions. Typical test durations up to 7 days for groundwater control design. Longer duration tests (>7 days) are more relevant to projects where external environmental impacts are a concern.

Εικόνα 3.14: Χαρακτηριστικά και προτεινόμενοι χρόνοι εκτέλεσης των Φάσεων του πειράματος [Pat M. Cashman et al (2021)]

Σκοπός της Φάσης αυτής είναι ο εντοπισμός 2 βασικών παραμέτρων: της διαπερατότητας του εδάφους και τη μορφής της μειωμένης στάθμης των υπόγειων υδάτων.

3.2.8.1 Διαπερατότητα

Η διαπερατότητα του εδάφους για τον ορίζοντα Β που εξετάζεται έχει καθοριστεί από τη Γεωλογική Μελέτη και είναι:

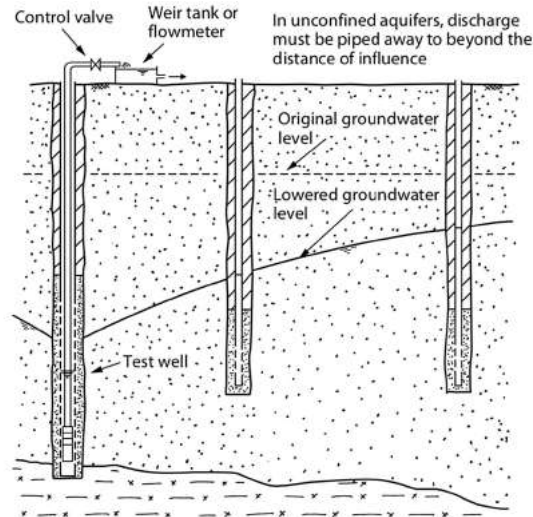
$$k = 3,747 \times 10^{-5} \text{ m/sec} = 3,237 \text{ m/day} \text{ (Βλέπε Παράρτημα 1) ενώ για τον Ορίζοντα Γ είναι}$$

$$k = 5,787 \times 10^{-9} \text{ m/sec} = 0.0005 \text{ m/day} \text{ (Βλέπε Παράρτημα 1)}$$

3.2.8.2 Μειωμένη στάθμη των υπόγειων υδάτων (lowered groundwater level)

Η μειωμένη στάθμη του υπόγειου νερού δημιουργείται λόγω της συνεχόμενης άντλησης νερού. Η άντληση του νερού γίνεται από τη γεώτρηση ελέγχου (Test Well) σύμφωνα με την **Εικόνα 3.11** στην ενότητα 3.2.4 πιο πάνω.

Στην εικόνα που ακολουθεί (**Εικόνα 3.15**) παρουσιάζεται επιγραμματικά ο ορισμός της μειωμένης στάθμης του υπόγειου νερού λόγω της συνεχούς άντλησης του νερού.



Εικόνα 3.15: Πείραμα άντλησης νερού από μία μόνο γεώτρηση [Pat M. Cashman et al (2021)]

Σύμφωνα με τους Pat M. Cashman et al (2021), ιδανικά το πείραμα αυτό γίνεται με μία γεώτρηση με άντληση νερού και 4 ερευνητικές γεωτρήσεις. Παρόλα αυτά, μπορεί να γίνει και με μία γεώτρηση άντλησης νερού και δύο ερευνητικές γεωτρήσεις. Στην περίπτωση αυτή, έχει εφαρμοστεί η μέθοδος της μίας γεώτρησης με άντληση νερού και 2 ερευνητικές γεωτρήσεις.

3.3 Μετρήσεις κατά το στάδιο της συνεχόμενης άντλησης νερού

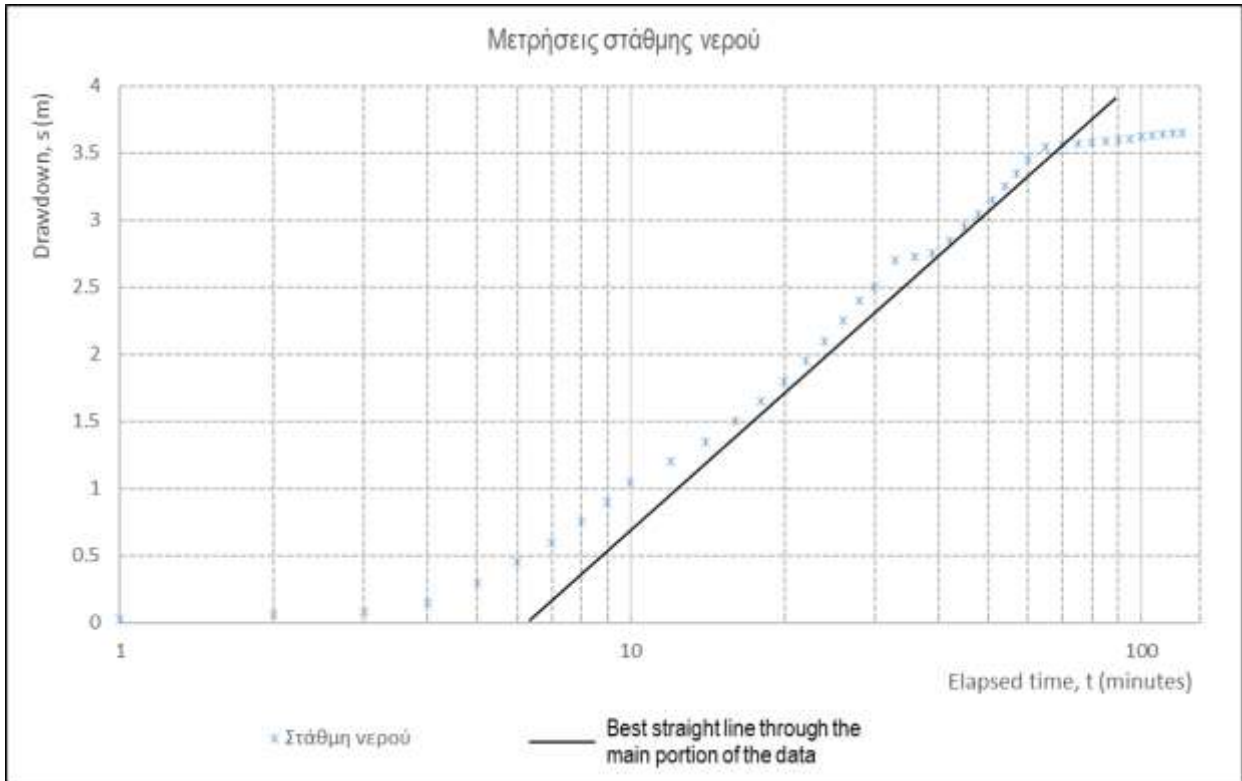
Η μέθοδος που ακολουθήσαμε για τη διεκπεραίωση των πιο κάτω μετρήσεων εντός της γεώτρησης άντλησης νερού ήταν σύμφωνα με τη μέθοδο που προδιαγράφεται στο πρότυπο BS ISO 14686: 2003 για το βαθύμετρο (για άλλο διαφορετικό εξοπλισμό, οι μετρήσεις διαφέρουν).

Βάση των πρότυπων στα πρώτα 10 λεπτά (0 – 10 λεπτά) της άντλησης νερού, οι μετρήσεις να είναι κάθε 1 λεπτό. Ακολούθως για τα επόμενα 20 λεπτά (10 – 30 λεπτά), οι μετρήσεις ήταν κάθε 2 λεπτά για τα επόμενα 30 λεπτά (30 – 60 λεπτά) ήταν κάθε 3 λεπτά, κοκ. Η διάρκεια των μετρήσεων από τη γεώτρηση άντλησης ήταν συνολικά 120 λεπτά με τις μετρήσεις να λαμβάνονται περιοδικά κάθε 1, 2, 3 και 5 λεπτά σύμφωνα με τον πίνακα που ακολουθεί (**Πίνακας 3.3**).

Time of Discharge [minutes]	Readings Every [minutes]
0 - 10	1
10 - 30	2
30 - 60	3
60 - 120	5

Πίνακας 3.3: Διαδοχικές μετρήσεις σε σχέση με το χρόνο

Σύμφωνα με τις μετρήσεις που πήραμε σε σχέση με το χρόνο των μετρήσεων το γράφημα που ετοιμάστηκε είναι το εξής (**Σχεδιάγραμμα 3.1**):



Σχεδιάγραμμα 3.1: Μετρήσεις στάθμης νερού (από το έδαφος) σε σχέση με το χρόνο άντλησης

Σκοπός του πειράματος ήταν ο εντοπισμός κυρίως του συντελεστή αποθήκευσης του όγκου του υδροφόρου ορίζοντα που επηρεάζεται από το πιο πάνω πείραμα. Στο ίδιο πείραμα μπορεί να εντοπιστεί και η διαπερατότητα του εδάφους. Καθώς η διαπερατότητα k , έχει δοθεί από τη Γεωλογική μελέτη για το συνδυασμό του ορίζοντα Β και ορίζοντα Γ, τότε λαμβάνουμε δεδομένη αυτή την τιμή $k = 3,747 \times 10^{-5} m/sec$ και $k = 5,787 \times 10^{-9} m/sec$ για ορίζοντα Β και Γ αντίστοιχα.

Ο συντελεστής αποθήκευσης του όγκου S , υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση:

Ορίζοντας Β

$$S = \frac{2.25k_B Dt_o}{r^2} = 2,962 \times 10^{-4}$$

Ορίζοντας Γ

$$S = \frac{2.25k_\Gamma Dt_o}{r^2} = 4,543 \times 10^{-8}$$

Όπου

k είναι η διαπερατότητα

D είναι το πάχος του υδροφόρου ορίζοντα (13m)

r είναι η απόσταση από το κέντρο της γεώτρησης που γίνεται η άντληση του νερού μέχρι το κέντρο της ερευνητικής γεώτρησης (observation well 13m and 26m).

t_o είναι η επέκταση της γραμμής που εφάπτεται σε χρόνο μηδέν (6.1 minutes ή 366 sec).

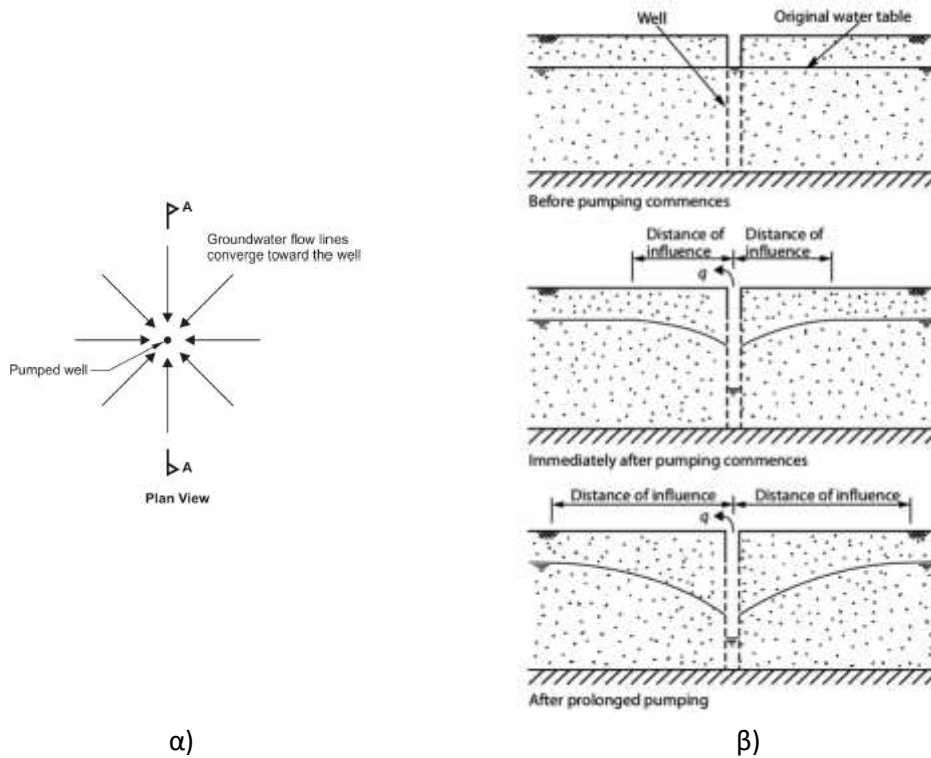
Σύμφωνα με τις τιμές του συντελεστή αποθήκευσης του όγκου (S) φαίνεται ότι όλη σχεδόν η αποθήκευση θα λαμβάνεται από τον ορίζοντα Β και ελάχιστη έως μηδενική από τον ορίζοντα Γ.

Με δεδομένα όλα τα πιο πάνω μπορούμε να υπολογίσουμε την καμπύλη του επηρεαζόμενου υδροφόρου ορίζοντα από μια μόνο γεώτρηση άντλησης νερού.

3.3.1 Καμπύλη μειωμένου υδροφόρου ορίζοντα

Η καμπύλη του μειωμένου υδροφόρου ορίζοντα είναι σημαντικό να βρεθεί καθώς θα μας βοηθήσει να κατανοήσουμε το μέγεθος επηρεασμού του υδροφόρου ορίζοντα, την απόσταση / ζώνη επηρεασμού και τον επηρεασμό του υψομετρικά.

Στην εικόνα που ακολουθεί (**Εικόνα 3.16**) παρουσιάζεται η εξέλιξη επηρεασμού της καμπύλης του υδροφόρου ορίζοντα περιμετρικά της άντλησης (Radial flow to a well).



Εικόνα 3.16: Καμπύλη επηρεασμού, α) Κάτοψη και β) Τομή Α-Α

Η καμπύλη επηρεασμού μπορεί να εντοπιστεί από τις άλλες δύο ερευνητικές γεωτρήσεις εντός του τεμαχίου. Οι μετρήσεις που έγιναν σε αυτές τις γεωτρήσεις άρχισαν πριν την έναρξη της άντλησης (μέτρηση υψόμετρου από την επιφάνεια του εδάφους – 1.05 m και στις δύο ερευνητικές γεωτρήσεις) και μετά από συνεχόμενη άντληση νερού πέραν των 24 ωρών το ύψος νερού στην πλησιέστερη ερευνητική γεώτρηση αριθμός 1 (απόσταση από την γεώτρηση άντλησης: 13 m) ήταν στα 2.8 m από το έδαφος, ενώ το ύψος νερού στην ερευνητική γεώτρηση αριθμός 2 (απόσταση από την γεώτρηση άντλησης: 26 m) ήταν 2.20 m.

Είναι σημαντικό να γνωρίζουμε το εύρος και το ύψος επηρεασμού της πιο πάνω καμπύλης καθώς αυτό θα βοηθήσει στη λήψη αποφάσεων ουσιαστικών κατασκευαστικών έργων για την εξασφάλιση της ασφάλειας των περιμετρικών οικοδομών. Να σημειώσουμε εδώ ότι η ευρύτερη περιοχή μελέτης αποτελείται από σχετικά ψηλά κτίρια (από 2 έως και 6 ορόφων έκαστο) τα οποία η θεμελίωση τους πρέπει να παραμείνει άθικτη. Σύμφωνα με τις πιο κάτω μετρήσεις φαίνεται ότι η καμπύλη επηρεασμού είναι της τάξης των 41 μέτρων περίπου, ίσως και λίγο περισσότερο με αποτέλεσμα η διώροφη οικοδομή νοτίως της προτεινόμενης ανάπτυξης αλλά και η πολυκατοικία βόρεια και δυτικά του τεμαχίου να επηρεάζονται (ελαφρώς) έμμεσα λόγω της αλλαγής της στάθμης του υδροφόρου ορίζοντα. Σύμφωνα με τους Pat M. Cashman et al (2021), ο επηρεασμός είναι σχετικά μικρός με

λιγοστό ρίσκο επηρεασμού. Ακολουθεί απόσπασμα από την πιο πάνω αναφορά «*Ground settlements are an unavoidable consequence of the effective stress increases that result from groundwater lowering. In most cases, the settlements are so small that there is little risk of damage or distortion to nearby buildings. However, if compressible soils (such as peat or normally consolidated alluvial clays and silt) are present, it is possible that damaging settlements may occur.*»

Ο επηρεασμός είναι συναρτήσε των τύπων των εδαφών που απαντώνται στην περιοχή. Για Άμμο και Silt το ρίσκο είναι μικρό, ενώ για Clay φαίνεται το ρίσκο αυτό να αυξάνεται αναλόγως των ποσοστών ύπαρξης των εδαφών αυτών.

Στη μελέτη αυτή υπολογίζεται το εύρος επηρεασμού του υδροφόρου ορίζοντα και προτείνονται λύσεις μετριασμού ή / και αποκατάστασης.

Το εύρος της καμπύλης επηρεασμού (περιμετρική - Radial) εκφράζεται από τη σχέση του *Sichardt (1928)* :

$$R_o = 3000 (H - h_w)\sqrt{k} = 110m$$

Όπου

$H-h_w$ είναι η μείωση του νερού μετρημένη σε μέτρα ($H=18.50m$, $h_w=12m$, $H-h_w=6.5m$) Βλέπε **Εικόνα 3.21** και

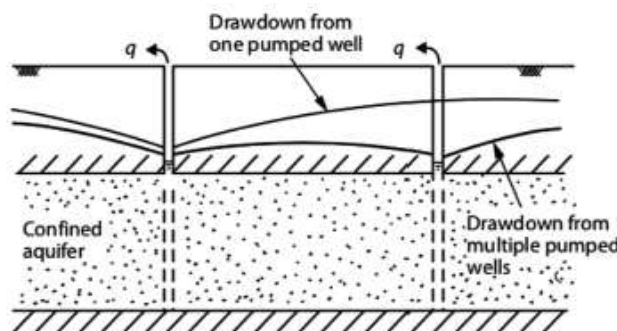
k είναι η διαπερατότητα ($k = 3.747 \times 10^{-5}m/sec$)

Σημειώνεται ότι σε όλες τις πράξεις λαμβάνουμε υπόψη τις μονάδες μέτρησης (π.χ. m vs cm, ect).

Σύμφωνα με τους Pat M. Cashman et al (2021), για μήκος ακτίνας μικρότερης των 30m ή μεγαλύτερης των 5000m είναι σπάνια.

Σημειώνεται ότι όλοι οι πιο πάνω υπολογισμοί αφορούν μία μόνο αντλία. Στη περίπτωση της εκσκαφής 20.50m μέσο όρο x13 m μέσο όρο x8 m περίπου (εξωτερικές διαστάσεις υπόγειου χώρου) και για επίτευξη κατάλληλων συνθηκών εργασίας υπάρχει η ανάγκη για περισσότερες από μία αντλίες.

Στην περίπτωση περισσότερων από μία αντλία άντλησης, η μείωση του υδροφόρου ορίζοντα αλλάζει σημαντικά. Σχετική είναι η εικόνα (**Εικόνα 3.17**) που ακολουθεί.



Εικόνα 3.17: Άντληση πέραν της μίας αντλίας [Pat M. Cashman et al (2021)]

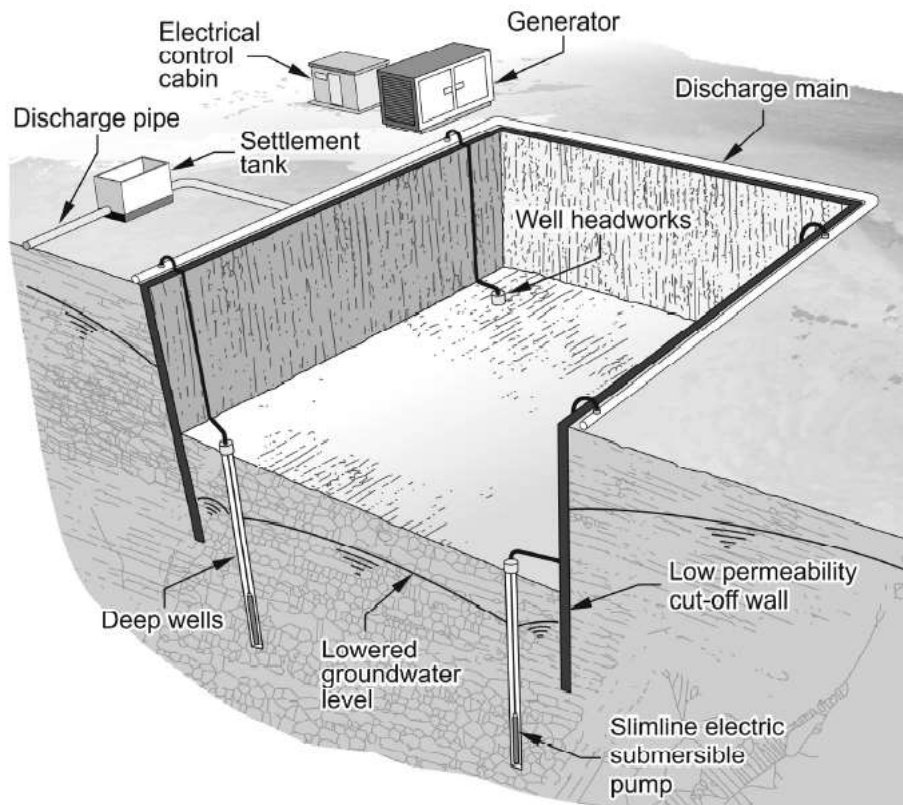
Βάση του πιο πάνω, το συνολικό ύψος μείωσης του νερού του υδροφόρου ορίζοντα λόγω περισσότερων αντλήσεων, π.χ. η αριθμός αντλήσεων υπολογίζεται από τη σχέση:

$$(H - h) = \sum_{i=1}^n \frac{q_i}{4\pi kD} \left\{ -0.5772 - \ln \left[\frac{r^2 S}{4kDt} \right] \right\}$$

Καθώς το βάθος της εκσκαφής είναι στα 8m και κατ' επέκταση το ύψος του μειωμένου υδροφόρου ορίζοντα είναι στα 6.5 m ($8.0\text{m} - 1.5\text{m} = 6.5\text{m}$), τότε η πιο πάνω σχέση αναλύεται με τέτοιο τρόπο ώστε να εντοπίσουμε τον αριθμό των αντλιών που θα απαιτηθούν για τη σχετική μείωση του υδροφόρου ορίζοντα.

3.4 Εκτιμώμενη ροή

Πριν προχωρήσουμε μαζί με τον υπολογισμό του αριθμού των αντλιών που απαιτούνται για μείωση του υδροφόρου ορίζοντα χρειάζεται να λάβουμε υπόψη μας ακόμα μία παράμετρο. Η παράμετρος αυτή είναι η ύπαρξη περιμετρικού τοίχου (Estimation of Flow Rate where cut-off walls are present) όπως φαίνεται από την εικόνα (Εικόνα 3.18) που ακολουθεί.



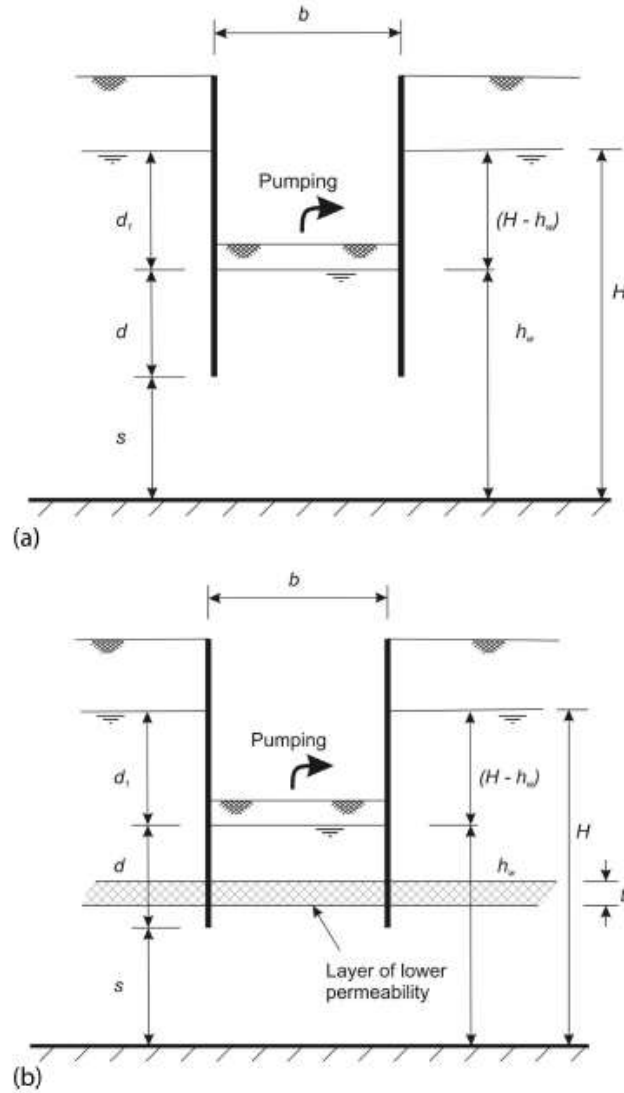
Εικόνα 3.18: Εκσκαφή και ύπαρξη περιμετρικού τοίχου [Pat M. Cashman et al (2021)]

Ο περιμετρικός τοίχος (cut-off wall) κατασκευάζεται με πασσάλους βάθους 3 μέτρων περίπου κάτω από τη στάθμη της θεμελίωσης με γενική κοιτόστρωση, οι οποίοι τοποθετούνται περιμετρικά της εκσκαφής του υπόγειου χώρου για λόγους στατικής επάρκειας, στήριξης των εδαφών και για μείωση του νερού άντλησης κατά το στάδιο της εκσκαφής. Η θέση των τοίχων παρουσιάζεται στην Εικόνα 1.4 πιο πάνω. Με έντονη σκούρα σκιαγράφιση είναι ο τοίχος σπλισμένου σκυροδέματος. Οι σχετικοί πάσσαλοι θα φτάνουν μέχρι τον ορίζοντα C (3 μέτρα κάτω από τη γενική κοιτόστρωση) όπου σύμφωνα με τη Γεωλογική Μελέτη, ο ορίζοντας αυτός είναι μια μεταβατική ζώνη προς τη Μάργα η οποία αποτελείται από σκληρά πετρώματα με πολύ χαμηλό δείκτη διαπερατότητας.

Λαμβάνοντας υπόψη τον περιμετρικό τοίχο θα πρέπει να λάβουμε υπόψη μας την κατακόρυφη ροή του νερού (vertical flow). Σύμφωνα με τους Pat M. Cashman et al (2021), θα πρέπει να χρησιμοποιηθούν αριθμητικά / μαθηματικά μοντέλα εδάφους ώστε να εντοπιστεί η σχετική ροή του

υπόγειου νερού με την ύπαρξη του περιμετρικού τοίχου και γίνεται παραπομπή στη μελέτη / έρευνα που έκανε ο Kanvadas et al. (1992).

Σύμφωνα με αυτή ο Kanvadas et al. (1992), έχει αναπτύξει αναλυτικό μαθηματικό μοντέλο στο οποίο εντοπίζεται η υπόγεια ροή του νερού στην παρουσία περιμετρικού τοίχου. Το σχετικό μοντέλο μαζί με το σχεδιάγραμμα (Εικόνα 3.19) παρουσιάζονται πιο κάτω.



Groundwater inflow to excavation where cut-off walls are present. (a) Uniform soil conditions. (b) Where a lower permeability layer is present.

Εικόνα 3.19: Γεωμετρία της εκσκαφής του υπογείου [Pat M. Cashman et al (2021)]

Το μαθηματικό μοντέλο που ανέπτυξε ο Kanvadas et al. (1992) για τη γεωμετρία που παρουσιάζεται στην πιο πάνω Εικόνα 3.19 είναι:

$$q = 0.85k(H - h_w) \left[1 - (0.2)^{s/0.5b} \right] \left(\frac{d}{0.5b} \right)^{-0.5} \left(\frac{d_1}{0.5b} \right)^{-0.125}$$

$$i_{\max} = 0.5 \left(\frac{H - h_w}{d} \right) \left[1 - (0.2)^{s/0.5b} \right] \left(\frac{d}{0.5b} \right)^{-1/3} \left(\frac{d_1}{0.5b} \right)^{-0.125}$$

Εξίσωση 3—1: Ροή ανά μονάδα μήκους και βαθμιαία κλίση [Pat M. Cashman et al (2021)]

Στην περίπτωση που εξετάζεται για το προτεινόμενο Έργο και σύμφωνα με τη Γεωλογική Μελέτη (Παράρτημα 1) ισχύει η γεωμετρία στην **Εικόνα 3.19 (b)**.

Να σημειώσουμε εδώ ότι ο συντελεστής μ αφορά ορισμένες στρώσεις εδάφους με διαφορετικό δείκτη διαπερατότητας. Συνεπώς το q και i_{max} στην **Εξίσωση 3—1** μετατρέπεται σε:

$$q_r = \frac{q}{\mu}$$

$$i_{maxr} = \frac{i_{max}}{\mu}$$

$$\mu = 1 + 0.25 \left(\frac{t}{d} \right) \left(\frac{k}{k_r} - 1 \right)$$

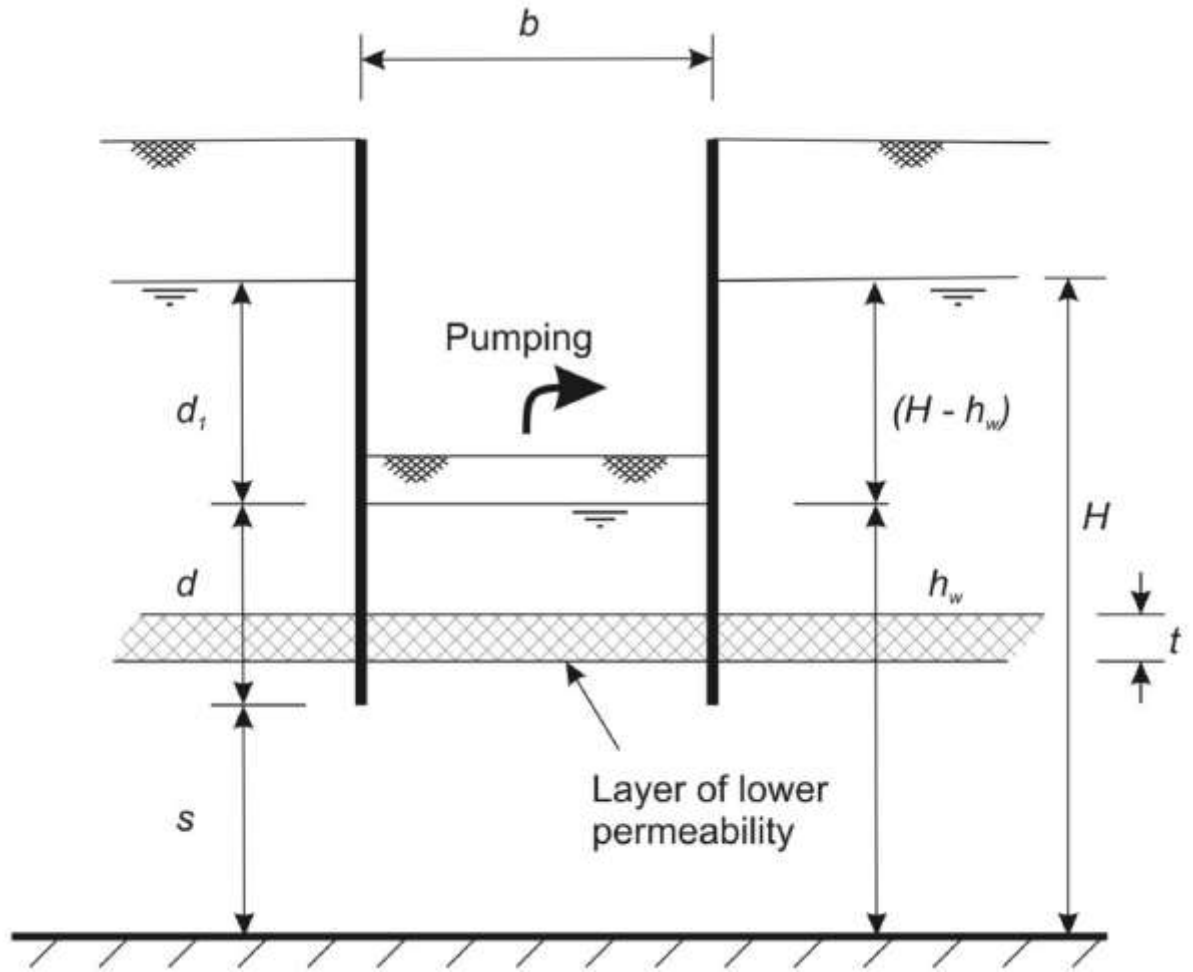
Εξίσωση 3—2: Ροή ανά μονάδα μήκους και βαθμιαία κλίση για διαφορετικά στρώματα υπεδάφους [Pat M. Cashman et al (2021)]

Σημειώνεται επίσης ότι ο ορίζοντας C έχει διαπερατότητα k_r ίσος με $k_r = 0.0005 \text{ m/day} = 5.787 \times 10^{-9} \text{ m/sec}$ (η τιμή αυτή παρουσιάζεται στη Γεωλογική Μελέτη η οποία είναι διαθέσιμη στο Παράρτημα 1).

Για να υπάρχει μια ορθή συνέχεια στους πιο πάνω υπολογισμούς και για να λάβουμε υπόψη τις μονάδες μέτρησης, έχει χρησιμοποιηθεί το μαθηματικό λογισμικό «MathCAD» το οποίο αντιλαμβάνεται τις μονάδες μέτρησης και υπολογίζει και μετατρέπει αυτόματα το αποτέλεσμα, ώστε να γίνονται σωστά οι μαθηματικές πράξεις. Απόσπασμα από το πιο πάνω λογισμικό παρουσιάζεται στην εικόνα που ακολουθεί (**Εικόνα 3.20**).



Εικόνα 3.20: Λογισμικό MathCAD, v14.0.0.163



Εικόνα 3.21: Γεωμετρία της εκσκαφής του Έργου

Όπου:

$a = 20.50$ m (μήκος – μέσος όρος)

$b = 13$ m (πλάτος - μέσος όρος)

$H = 18.5$ m

$h_w = 12$ m

$s = 9$ m

$d = 3$ m

$d_1 = 6.5$ m

Με βάση τα πιο πάνω μαθηματικά μοντέλα (Εξίσωση 3—1) και σύμφωνα με την Εικόνα 3.21, η ροή του υπόγειου νερού ανά μονάδα μήκους καθώς επίσης και η βαθμιαία κλίση είναι:

$$q = 0.272 \text{ L/sec ανά μονάδα μήκους}$$

$$i_{max} = 1.251$$

Οι πράξεις παρουσιάζονται στην εικόνα που ακολουθεί πιο κάτω (Εικόνα 3.22).

$$\begin{aligned}
 H &:= 18.5\text{m} & h_w &:= 12\text{m} & s &:= 9\text{m} & b &:= 13\text{m} & \text{co}_{f2} &:= \frac{1}{\text{m}} \\
 d &:= 3\text{m} & d_1 &:= 6.5\text{m} & \text{co}_f &:= 1\text{m} & a &:= 20.50\text{m} \\
 t_h &:= 7.5\text{m} & k &= 3.747 \times 10^{-5} \cdot \frac{\text{m}}{\text{sec}} & k_r &:= 0.0005 \cdot \frac{\text{m}}{\text{day}} = 5.787 \times 10^{-9} \frac{\text{m}}{\text{s}}
 \end{aligned}$$

$$q := 0.85k \cdot (H - h_w) \cdot \left[1 - (0.2) \frac{s}{0.5 \cdot b} \right] \cdot \left(\frac{d}{0.5 \cdot b} \right)^{-0.5} \cdot \left(\frac{d_1}{0.5 \cdot b} \right)^{-0.125} \cdot \text{co}_f = 0.272 \cdot \frac{\text{L}}{\text{s}}$$

$$i_{\max} := 0.5 \cdot \left(\frac{H - h_w}{d} \right) \cdot \left[1 - (0.2) \frac{s}{0.5 \cdot b} \right] \cdot \left(\frac{d}{0.5 \cdot b} \right)^{\frac{-1}{3}} \cdot \left(\frac{d_1}{0.5 \cdot b} \right)^{-0.125} = 1.251$$

Εικόνα 3.22: Μαθηματικές πράξεις - Εξίσωση 3—1

Στις πιο πάνω μαθηματικές πράξεις περιλαμβάνεται μόνο ο Ορίζοντας Β ο οποίος έχει μεγαλύτερη διαπερατότητα. Είναι δηλαδή, η αντίστοιχη **Εικόνα 3.19(a)**.

Για να περιλάβουμε και τον Ορίζοντα Γ ο οποίος έχει μικρότερη διαπερατότητα που είναι και η περίπτωση του υπεδάφους στην περιοχή μελέτης, τότε λαμβάνεται το πάχος της στρώσης με μικρότερη διαπερατότητα με σκοπό τον υπολογισμό του συντελεστή μ για εντοπισμό των q_r και $i_{\max,\mu}$. Οι πράξεις είναι οι εξής:

$$\mu := 1 + 0.25 \cdot \left(\frac{t_h}{d} \right) \cdot \left(\frac{k}{k_r} - 1 \right) = 4.047 \times 10^3$$

$$q_r := \frac{q}{\mu} = 6.719 \times 10^{-5} \cdot \frac{\text{L}}{\text{s}}$$

$$i_{\max,\mu} := \frac{i_{\max}}{\mu} = 3.091 \times 10^{-4}$$

Εικόνα 3.23: Μαθηματικές πράξεις - Εξίσωση 3—2

Συνεπώς είναι ξεκάθαρο ότι με διαφραγματικό τοίχο περιμετρικά της εκσκαφής η ροή του απόβλητου μειώνεται δραματικά.

3.5 Καθορισμός Μεθόδου άντλησης των υπόγειων νερών

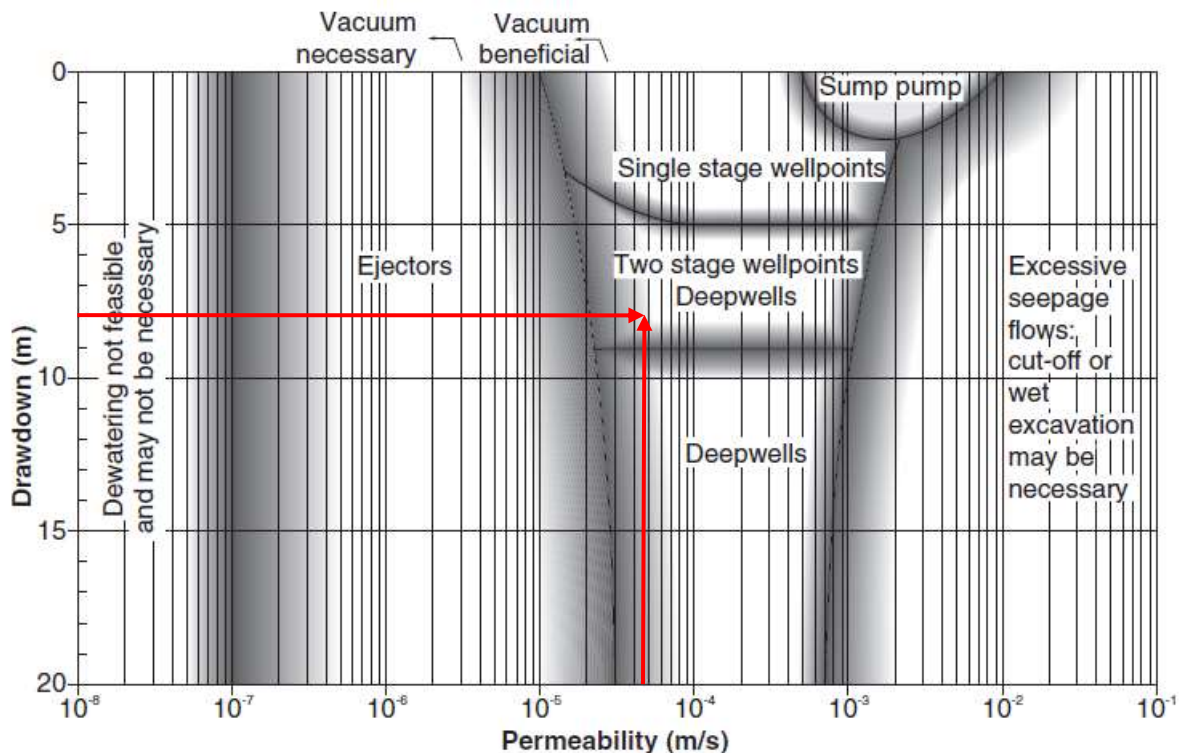
Σύμφωνα με τους Pat M. Cashman et al (2021) καθορίζεται αρχικά ο τρόπος / διαδικασία που θα γίνεται η άντληση του νερού και ακολούθως γίνεται ο εντοπισμός του αριθμού των αντλιών.

Υπάρχουν 19 διαφορετικοί τρόποι άντλησης νερού από το έδαφος. Όλοι οι τρόποι άντλησης αναγράφονται από τους Pat M. Cashman et al (2021) και παρουσιάζονται όπως ακριβώς έχουν διατυπωθεί στην πιο πάνω βιβλιογραφία στο Παράρτημα 4 της μελέτης αυτής.

Ορισμένοι τρόποι από αυτούς είναι: sump pumping, Wellpoints, Deep wells, Ejector Wells κτλ.

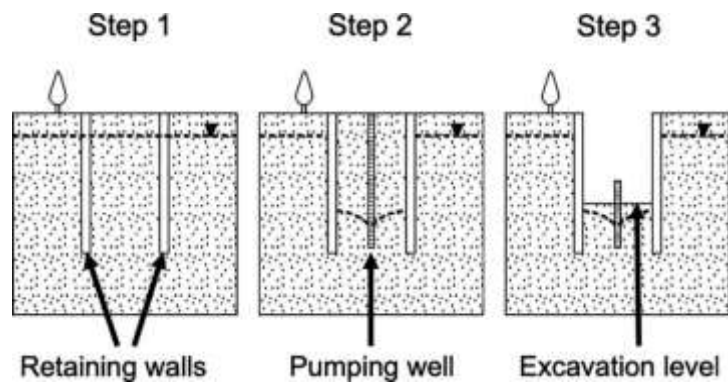
Σύμφωνα με το δείκτη διαπερατότητας του εδάφους και το βάθος που χρειάζεται να κατέβει ο υδροφόρος ορίζοντας καθορίζεται και η ανάλογη επιλογή της μεθόδου άντλησης. Στην εικόνα (**Εικόνα 3.24**) που ακολουθεί παρουσιάζεται γράφημα το οποίο συσχετίζει τη διαπερατότητα σε σχέση με τα μέτρα που πρέπει να "κατέβει" η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα και καθορίζει τη μέθοδο που προτείνεται να ακολουθηθεί. Σύμφωνα με την εικόνα αυτή η μέθοδος που προτείνεται είναι: Two Stage Wellpoints Deerwells. Ακόμα πιο αποτελεσματική μέθοδος είναι αυτή με Deerwells, όπου έχουν τη δυνατότητα για την ίδια διαπερατότητα να μπορούν να "κατεβάσουν" περισσότερο τη στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα και επίσης δεν χρειάζεται να γίνει παύση της εκσκαφής για να τοποθετηθεί το δεύτερο στάδιο αντλιών (δεύτερο σύστημα αντλιών στο βάθος των 3^{ων} μέτρων περίπου).

Για την αποστράγγιση των υπόγειων νερών στο Έργο, χρησιμοποιείται η Μέθοδος των Deerwells (Βαθιές γεωτρήσεις για άντληση νερού).



Εικόνα 3.24: Επιλογή του τρόπου άντλησης

3.6 Μέθοδος Deerwells – Βαθιές γεωτρήσεις για αποστράγγιση του νερού



Εικόνα 3.25: Γεωμετρία μεθόδου αποστράγγισης για το Έργο

3.6.1 Στάδιο 1^ο – Εκτίμηση του Ρυθμού ροής Q

Οι αντλίες θα τοποθετηθούν εσωτερικά του διαφραγματικού τοίχου (cut-off walls) όπως φαίνεται στην πιο πάνω εικόνα (Εικόνα 3.25) και ο αριθμός των αντλιών υπολογίζεται πιο κάτω λαμβάνοντας υπόψη το μέγεθος της εκσκαφής μόνο για τον περιμετρικό διαφραγματικό τοίχο, διότι θα προηγηθεί της συνολικής εκσκαφής και της συνολικής ροής της σχετικής εκσκαφής.

Ο διαφραγματικός τοίχος θα γίνει σε στάδια και όχι ολόκληρος μαζί στο σύνολο του. Συνεπώς και με βάση την Εικόνα 3.26 που ακολουθεί το πρώτο στάδιο θα είναι ο διαφραγματικός τοίχος στην ανατολική πλευρά της προτεινόμενης ανάπτυξης με χρώμα πράσινο, ακολουθεί ο Βόρειος τοίχος, ο Δυτικός και τέλος ο Νότιος. Η αξιολόγηση της ανάγκης για άντληση του υγρού απόβλητου γίνεται για τη δυσμενέστερη περίπτωση όπου είναι η μεγαλύτερη απόσταση μεταξύ Ανατολικού και Δυτικού τοίχου. Βάση των πιο πάνω εξισώσεων η άντληση του υγρού απόβλητου παρουσιάζεται στους πιο κάτω υπολογισμούς.



Εικόνα 3.26: Στάδια κατασκευής διαφραγματικού τοίχου

$$a_a = 20.25\text{m} \quad \text{μήκος τοίχου}$$

$$b_a = 0.20\text{m} \quad \text{πλάτος τοίχου}$$

$$q_a = 0.85k(H - h_w) \left[1 - (0.2) \frac{s}{0.5 \cdot b_a} \right] \left(\frac{d}{0.5 \cdot b_a} \right)^{-0.5} \left(\frac{d_1}{0.5 \cdot b_a} \right)^{-0.125} \cdot c\alpha_F = 0.022 \frac{\text{L}}{\text{s}}$$

$$i_{\max,a} = 0.5 \left(\frac{H - h_w}{d} \right) \left[1 - (0.2) \frac{s}{0.5 \cdot b_a} \right] \left(\frac{d}{0.5 \cdot b_a} \right)^{\frac{-1}{3}} \left(\frac{d_1}{0.5 \cdot b_a} \right)^{-0.125} = 0.207$$

$$Q_a = q_a \left[2 \cdot (a_a + b_a) \left[0.70 + 0.3 \left(1 - \frac{b_a}{a_a} \right) \right] \right] \cdot c\alpha_{F2} = 0.915 \frac{\text{L}}{\text{s}}$$

Εικόνα 3.27: Μαθηματικοί υπολογισμοί ροής υγρού απόβλητου – Νότιος διαφραγματικός τοίχος μήκους 20.25m

$$a_b = 13\text{m} \quad \text{μήκος}$$

$$b_b = 0.20\text{m} \quad \text{πλάτος}$$

$$q_b = 0.85k(H - h_w) \left[1 - (0.2) \frac{s}{0.5 \cdot b_b} \right] \left(\frac{d}{0.5 \cdot b_b} \right)^{-0.5} \left(\frac{d_1}{0.5 \cdot b_b} \right)^{-0.125} \cdot c\alpha_F = 0.022 \frac{\text{L}}{\text{s}}$$

$$i_{\max,b} = 0.5 \left(\frac{H - h_w}{d} \right) \left[1 - (0.2) \frac{s}{0.5 \cdot b_b} \right] \left(\frac{d}{0.5 \cdot b_b} \right)^{\frac{-1}{3}} \left(\frac{d_1}{0.5 \cdot b_b} \right)^{-0.125} = 0.207$$

$$Q_b = q_b \left[2 \cdot (a_b + b_b) \left[0.70 + 0.3 \left(1 - \frac{b_b}{a_b} \right) \right] \right] \cdot c\alpha_{F2} = 0.589 \frac{\text{L}}{\text{s}}$$

Εικόνα 3.28: Μαθηματικοί υπολογισμοί ροής υγρού απόβλητου – Ανατολικός διαφραγματικός τοίχος μήκους 13m

Όπου:

q_a = ροή υπόγειου νερού για την επιφάνεια εκσκαφής του Νότιου τοίχου

a_a = 20.25 m (μήκος Νότιου τοίχου – μέσος όρος)

b_a = 0.20 m (πλάτος Νότιου τοίχου)

q_b = ροή υπόγειου νερού για την επιφάνεια εκσκαφής του Ανατολικού τοίχου

a_b = 13 m (μήκος Ανατολικού τοίχου – μέσος όρος)

b_b = 0.20 m (πλάτος Ανατολικού τοίχου)

Ο Βόρειος διαφραγματικός τοίχος έχει περίπου ίδια μέτρα με το Νότιο και ο Ανατολικός διαφραγματικός τοίχος ίδια μέτρα με το Δυτικό, με αποτέλεσμα να εφαρμόζονται οι ροές του υγρού απόβλητου όπως φαίνεται πιο πάνω.

3.6.2 Στάδιο 2^ο - Υπολογισμός αριθμού αντλιών

Σύμφωνα με τον έλεγχο/δοκιμές άντλησης που έγιναν επιτόπου στη περιοχή μελέτης, υπενθυμίζουμε ότι το έδαφος στην περιοχή αποτελείται από δύο βασικά στρώματα, αυτό του ορίζοντα Β και αυτό του ορίζοντα Γ που το ένα έχει σχετικά ψηλό δείκτη διαπερατότητας $k= 3.747 \times 10^{-5}$ m/sec (Ορίζοντας Β) ενώ το άλλο στρώμα έχει σχετικά χαμηλό δείκτη διαπερατότητας $k= 5,787 \times 10^{-9}$ m/sec (Ορίζοντας Γ) και ως εκ τούτου, η ροή άντλησης για κάθε αντλία είναι καθορισμένη και ανέρχεται στα 0.20 λίτρα το δευτερόλεπτο. Σχετική είναι η **Εικόνα 3.13** στην ενότητα 3.2.6 πιο πάνω.

Σύμφωνα με τους Pat M. Cashman et al (2021), το ύψος νερού μέσα στο φρεάτιο γεώτρησης το οποίο είναι τόσο ώστε να μην "πέφτει" η στάθμη του νερού και να δημιουργηθεί πρόβλημα στις αντλίες είναι συνήθως τα 2/3 του συνολικού βάθους υδροφόρου ορίζοντα. Ακολουθεί η σχετική αναφορά όπως έχει διατυπωθεί από τους Pat M. Cashman et al (2021). "*In this case, the wetted length per well will be assumed to be XX meters (two-thirds of the aquifer thickness).*"

Λαμβάνοντας υπόψη την πιο πάνω αναφορά και αφού ο υδροφόρος ορίζοντας έχει πάχος / βάθος περίπου 18.50 μέτρα (Σχετική είναι η **Εικόνα 3.21**), το βάθος των αντλιών πρέπει να είναι λιγότερο από 18.50m, δηλαδή στα 13-15 μέτρα, επιλέγονται τα 13 μέτρα βάθος με αποτέλεσμα το wetted length να είναι κοντά στο **8.66 m** ($13 \times 2/3$), ώστε οι αντλίες να είναι σε ασφαλές βάθος και να υπάρχει πάντα νερό για αποστράγγιση. Συνεπώς, για ρυθμό ροής ίσο με 0.915 L/sec για το Νότιο διαφραγματικό τοίχο μήκους 20.25 m υπάρχει ανάγκη για σύστημα 5 αντλιών. Ομοίως και για το Βόρειο διαφραγματικό τοίχο. Να σημειώσουμε εδώ ότι η πιο πάνω ανάγκη θα είναι μέχρι να ολοκληρωθεί η εκσκαφή και δημιουργία του Βόρειου και Νότιου τμήματος του περιμετρικού διαφραγματικού τοίχου. Στο Δυτικό και Ανατολικό διαφραγματικού τοίχου η ανάγκη αντλιών είναι 3 αντλίες διότι το μήκος του είναι μικρότερο, με ροή 0.589 L/sec (Ο υπολογισμός της ροής εξαρτάται από το μέγεθος της εκσκαφής και οι υπολογισμοί παρουσιάζονται στις πιο πάνω εικόνες - **Εικόνα 3.27** και **Εικόνα 3.28**).

Ο αριθμός των αντλιών υπολογίστηκε ως εξής:

$$\frac{0.915 \text{ L/sec}}{0.20 \text{ L/sec}} = 4.575, \text{ δηλαδή } 5 \text{ αντλίες.}$$

Η απόσταση μεταξύ της κάθε αντλίας θεωρείται ίδια και υπολογίστηκε ως εξής:

Μήκος εκσκαφής: 20.25 m / 5 αντλίες=4 m

Συνεπώς μια αντλία ανά 4 μέτρα περίπου.

Κατά το στάδιο της εκσκαφής του εσωτερικού χώρου η ροή που θα εισέρχεται εντός της επιφάνειας εκσκαφής θα είναι μικρή σύμφωνα με την **Εικόνα 3.23** με αποτέλεσμα να υπάρχει ανάγκη για 2 αντλίες.

Στη εικόνα που ακολουθεί (**Εικόνα 3.29**) παρουσιάζονται οι θέσεις των αντλιών με χρώμα Magenta σε σχέση με την εκσκαφή της πρώτης φάσης (χρώμα πράσινο νοτίως του τεμαχίου) και τα όρια του τεμαχίου (χρώμα σκούρο πράσινο).



Εικόνα 3.29: Δορυφορική φωτογραφία με τη θέση των αντλιών σε σχέση με την εκσκαφή και τα όρια του τεμαχίου

3.7 Τοποθέτηση αντλούμενου νερού ξανά πίσω στον υδροφόρο ορίζοντα (artificial recharge system)

Σε αυτό το στάδιο εξετάζεται το ενδεχόμενο επαναφοράς του νερού που αντλείται από τον υδροφόρο ορίζοντα εντός του τεμαχίου του Έργου ξανά πίσω στον ίδιο υδροφόρο ορίζοντα.

Σύμφωνα με τους Pat M. Cashman et al (2021), η επαναφορά του νερού πίσω στον υδροφόρο ορίζοντα είναι η ίδια διαδικασία με τη μέθοδο αποστράγγισης, δηλαδή όπως αναφέρεται και όπως έχει αναλυθεί πιο πάνω αλλά με διαφορετική φορά της ροής του νερού. Παρόλα αυτά, η επαναφορά του νερού πίσω στον υδροφόρο ορίζοντα είναι δυσκολότερη και πιο πολύπλοκη από την αποστράγγιση. Πιο κάτω αναλύονται όλοι οι παράγοντες που καθορίζουν τη δυσκολία της επαναφοράς του νερού καθώς επίσης και η διαστασιολόγηση της διαδικασίας αυτής. Για λόγους καλύτερης κατανόησης, επιλέγεται όπως η μέθοδος τοποθέτησης του νερού που αντλείται ξανά πίσω στον ίδιο υδροφόρο ορίζοντα θα αναφέρεται ως "επαναφόρτιση".

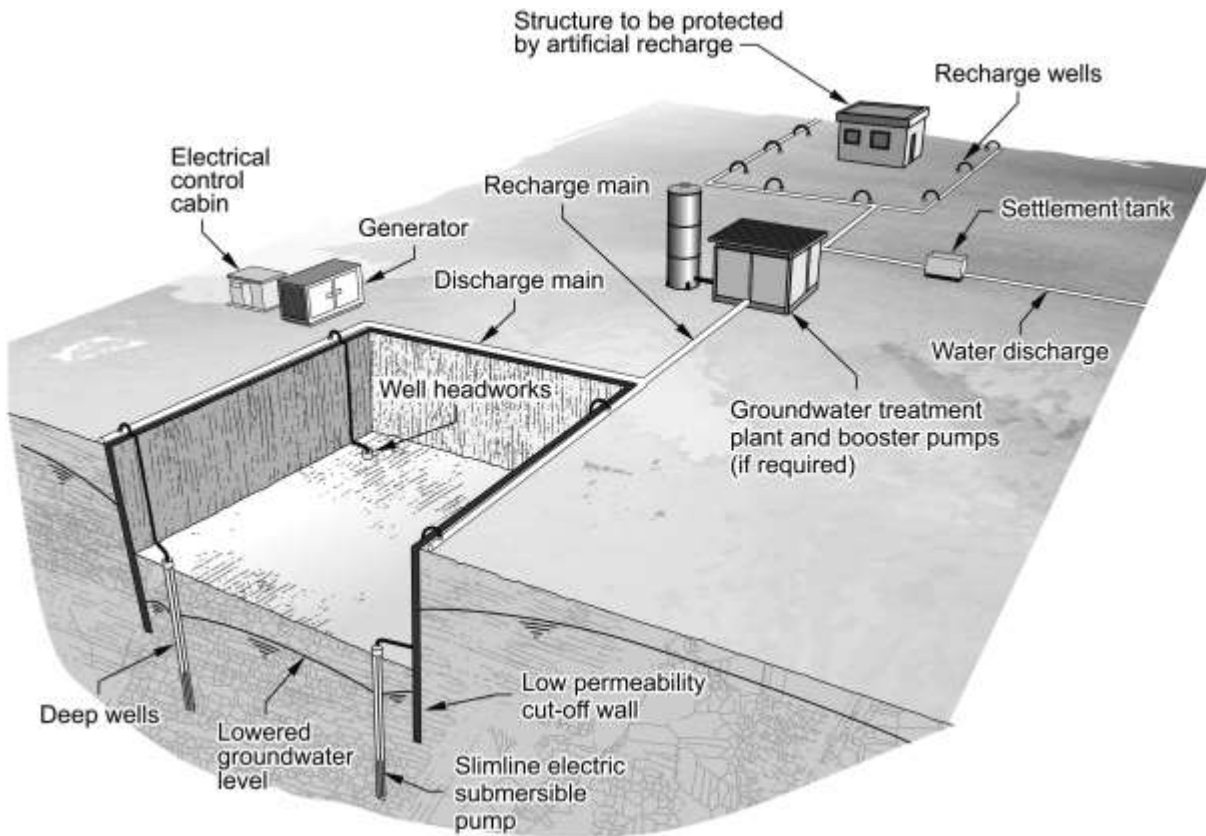
3.7.1 Νομοθετικό πλαίσιο

Η επιλογή της επαναφόρτισης του υδροφόρου ορίζοντα με βαθιές αντλίες εντάσσεται σε νομοθετικό πλαίσιο στο οποίο η πιο πάνω διαδικασία θα πρέπει να εγκριθεί από το Αρμόδιο τμήμα. Στην προκειμένη περίπτωση του Έργου, έχουμε πάρει μια τέτοια προέγκριση από το Τμήμα Γεωλογικής Επισκόπησης το οποίο είναι και το αρμόδιο τμήμα για τέτοιου είδους θέματα / έργα.

3.7.2 Διαστασιολόγηση αντλίας επαναφόρτισης

Σύμφωνα με τους Pat M. Cashman et al (2021), οι θέσεις επαναφόρτισης πρέπει να επιλεγούν με μεγάλη προσοχή και εύστοχα. Σχετικό είναι το απόσπασμα όπως αναγράφεται στην πιο πάνω βιβλιογραφική αναφορά *" Recharge wells or trenches must be located with care. If the system is intended to reduce drawdowns at specific locations, then the recharge points will generally be between the groundwater lowering system and the areas at risk. The recharge locations may be quite close to the pumping system, and much of the recharge water could recirculate back to the abstraction wells, leading to an increase in the pumping and recharge rate."*

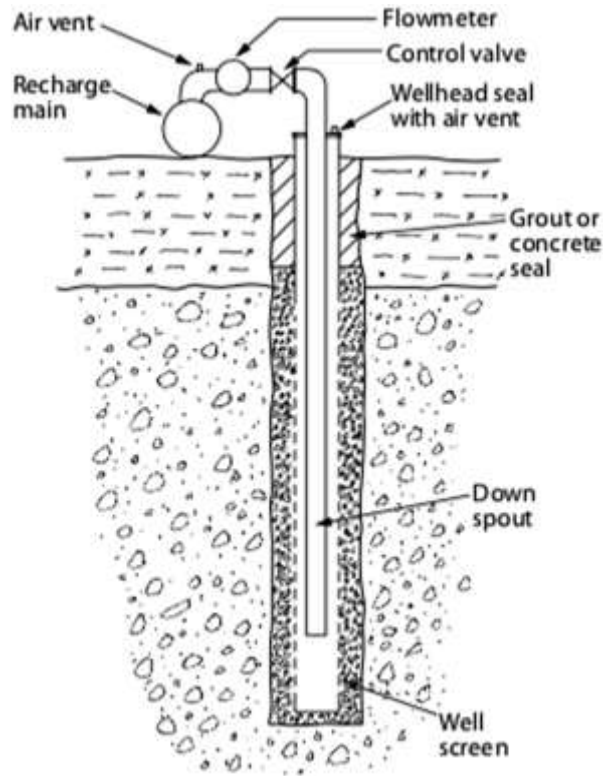
Οι θέσεις των γεωτρήσεων που θα γίνεται η επαναφόρτιση υπολογίστηκαν με τέτοιο τρόπο ώστε να προστατευτούν τα περιμετρικά τεμάχια και κτίρια. Σχετική με την πιο πάνω αναφορά είναι η εικόνα (Εικόνα 3.30) που ακολουθεί. Τα σημεία τοποθέτησης των αντλιών επαναφόρτισης παρουσιάζονται στην ενότητα που ακολουθεί.



Εικόνα 3.30: Επαναφόρτιση με βαθιές αντλίες [Pat M. Cashman et al (2021)]

Στην περιοχή του Έργου, υπάρχει ένας υδροφόρος ορίζοντας με αποτέλεσμα το αντλούμενο νερό να πηγαίνει ξανά πίσω στον ίδιο ορίζοντα. Αυτό είναι πολλές φορές το ιδανικότερο σενάριο σύμφωνα με τους Pat M. Cashman et al (2021), διότι με αυτό τον τρόπο δεν γίνεται ανάμιξη του αντλούμενου νερού με άλλο νερό που βρίσκεται σε άλλο υδροφόρο ορίζοντα. Συνήθως, τα υπόγεια νερά σε κάθε ορίζοντα έχουν ελαφρός διαφορετικές ιδιότητες. Σε περίπτωση ανάμιξης των νερών τότε η επαναφόρτιση γίνεται ακόμα πιο δύσκολη καθώς η αντλία αντιμετωπίζει την απόφραξη (βούλωμα - clogging).

Συνεπώς, κατά το στάδιο της επαναφόρτισης υπάρχει το συχνό φαινόμενο οι αντλίες να "βουλώνουν" γεγονός που καθιστά την επαναφόρτιση πιο δύσκολη από την αποστράγγιση. Για αυτό το λόγο οι αντλίες επαναφόρτισης θα πρέπει να σχεδιαστούν με τέτοιο τρόπο ώστε να αποφεύγεται όσο το δυνατό περισσότερο το φαινόμενο να βουλώνουν. Για να γίνει αυτό, οι αντλίες και γενικά ο συνδυασμός γεώτρησης και αντλίας επαναφόρτισης θα πρέπει να διαθέτει τον κατάλληλο εξοπλισμό ο οποίος παρουσιάζεται στην εικόνα που ακολουθεί (**Εικόνα 3.31**).



Εικόνα 3.31: Αντλία επαναφόρτισης [Pat M. Cashman et al (2021)]

Σύμφωνα με την πιο πάνω εικόνα (**Εικόνα 3.31**) κάθε επιμέρους στοιχείο / εξάρτημα είναι αναγκαίο και επιβάλλεται να χρησιμοποιηθεί. Ο αεραγωγός (air valve και well head seal with air vent) βοηθά στο να αφαιρεθεί ο αέρας από το σύστημα, το flow meter και control valve είναι για να γίνεται έλεγχος και ρύθμιση της ροής επαναφόρτισης, το Grout ή Concrete seal είναι για να αποτρέπει τον στροβιλισμό και να επαναφέρει το νερό ξανά πίσω στο πυθμένα της γεώτρησης, το Down spout είναι για να αποτρέπει το νερό να πέφτει στον πυθμένα της γεώτρησης και να δημιουργεί φυσαλίδες και το well screen είναι για να στηρίζει το έδαφος μέσα στη γεώτρηση ώστε να μην κλίσει η γεώτρηση. Το well screen (**Εικόνα 3.32**) προτείνεται όπως είναι μεταλλικό ώστε να υπάρχει μεγαλύτερη στήριξη και κυρίως μεγαλύτερη αντοχή στις πιέσεις του νερού. Το μεταλλικό αυτό στοιχείο πρέπει να διαστασιολογηθεί με τέτοιο τρόπο που να περιορίζει το φαινόμενο του βουλώματος της αντλίας. Σύμφωνα με τον Sterrett (2008), η ταχύτητα της ροής επαναφόρτισης μέσα στη γεώτρηση πρέπει να είναι λιγότερο από 0.015 m/s. Συνεπώς το well screen προτείνεται όπως έχει μήκος οπής: 30χιλ. και πλάτος οπής: 6χιλ. και θα έχει τη μορφή σύμφωνα με την εικόνα που ακολουθεί (**Εικόνα 3.32**).



Εικόνα 3.32: Μεταλλικό Well Scree

Οι συνηθέστεροι παράγοντες που δημιουργούν το βούλωμα στις αντλίες κατά το στάδιο της επαναφόρτισης είναι η χημική αντίδραση και η ύπαρξη των αιωρούμενων στερεών μέσα στο νερό με αποτέλεσμα να αυξάνεται το ιξώδες του υγρού (γίνεται παχύρρευστο). Για αποτροπή του φαινομένου της λάσπης, επιβάλλεται η αφαίρεση των σωματιδίων αυτών η οποία μπορεί να επιτευχθεί είτε με φίλτρο άμμου είτε με φίλτρο φυσιγγίων (cartridge filters). Για μειωμένο ρυθμό ροής επαναφόρτισης, το ιδανικότερο τεχνικό μέσο φιλτραρίσματος σύμφωνα με τους Pat M. Cashman et al (2021) είναι το φίλτρο με άμμο (sand filter systems).

Σύμφωνα με τους Pat M. Cashman et al (2021), αναφέρουν συγκεκριμένα ότι η εμπειρία τους έδειξε ότι για κάθε αντλία αποστράγγισης του υγρού, θα χρειάζονται 2 με 3 αντλίες επαναφόρτισης ξανά πίσω στον ίδιο υδροφόρο ορίζοντα λόγω του φαινομένου του "βουλώματος" που παρουσιάζεται κατά το στάδιο αυτό. Ακολουθεί, η σχετική αναφορά όπως διατυπώνεται στην πιο πάνω βιβλιογραφία "*Experience has shown that it is much harder to artificially recharge water into the ground than it is to abstract it. There are various rules of thumb which say that to recharge water back into the same aquifer from which it came, two or three recharge wells will be needed for every abstraction well.*"

Για το συγκεκριμένο Έργο επιλέγεται ότι το βούλωμα στις αντλίες θα είναι αναπόφευκτο με αποτέλεσμα ο σχεδιασμός της μεθόδου επαναφόρτισης του νερού πίσω στον υδροφόρο ορίζοντα έχει βασιστεί στο συνδυασμό των εξής δύο μεθόδων αντιμετώπισης:

1. Η πρώτη μέθοδος που προτείνεται είναι η πιστή εφαρμογή της διάταξης της αντλίας επαναφόρτισης μαζί με όλα τα επιμέρους εξαρτήματα όπως αυτά παρουσιάζονται στην **Εικόνα 3.31** πιο πάνω.
2. Η δεύτερη μέθοδος είναι η πρόνοια περισσότερων εφεδρικών αντλιών επαναφόρτισης σε περίπτωση που πέσει η απόδοση κάποιας αντλίας, προκειμένου να αντιμετωπιστεί με την εφεδρική μέχρι να γίνει η επαναφοράς της αρχικής αντλίας – Mitigation of clogging.

Η επαναφορά απαιτεί χρόνο (περίπου 3-5 ώρες) και επαναφόρτιση με μικρότερη παροχή της ροής που εξυπακούεται και στη μείωση του οξυγόνου μέσα στο υγρό επαναφοράς.

Για την αντιμετώπιση της χημικής αντίδρασης απαιτείται χημική δοσολογία για μείωση των προβληματικών ανθρακικών αλάτων ή ενώσεων σιδήρου και μαγγανίου. Αυτό γίνεται με τη διακοπτόμενη ή συνεχόμενη δοσολογία χλωρίου του νερού για μείωση της βακτηριακής δράσης. Η μέθοδος αυτή της απολύμανσης της γεώτρησης επαναφόρτισης είναι κοινή πρακτική για τη διαδικασία αποστράγγισης.

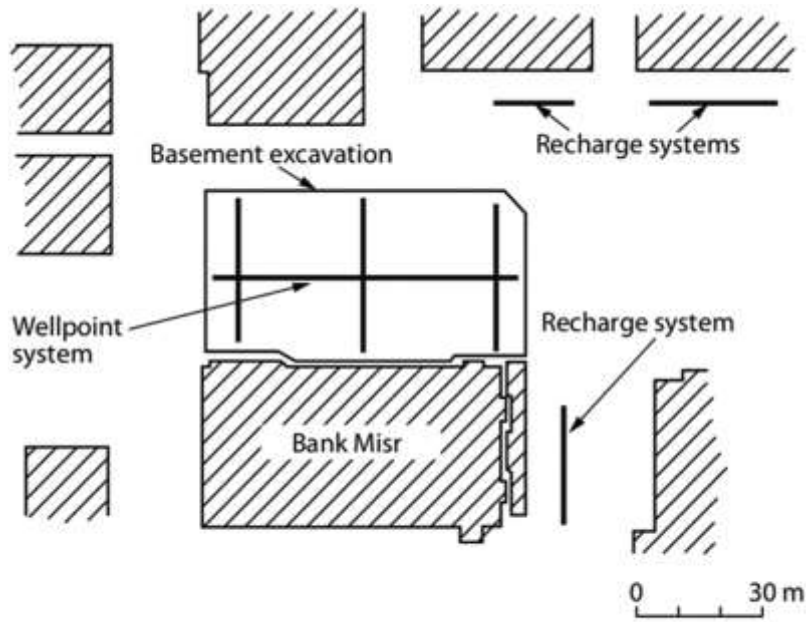
Διαστασιολόγηση:

1. Για κάθε αντλία αποστράγγισης (5 συνολικά αντλίες αποστράγγισης) προτείνεται η τοποθέτηση 1 αντλίας επαναφόρτισης και 1 εφεδρικής, δηλαδή 5 αντλίες επαναφόρτισης και 5 εφεδρικές σε βάθος δύο μέτρων κάτω από τις αντλίες αποστράγγισης δηλαδή στα 15 μέτρα βάθος.
2. Όπως αναφέρεται στο σημείο αριθμός 1, προτείνονται 5 επιπλέον εφεδρικές αντλίες σε περίπτωση που εμφανιστεί το φαινόμενο του clogging.
3. Εισαγωγή δεξαμενής καθίζησης των αιωρούμενων στερεών δυναμικότητας 40 κυβικών (2 κυκλικές δεξαμενές διαμέτρου 3 μέτρων και ύψους 3 μέτρων περίπου – συγκοινωνούνται δοχεία ώστε να μπορούν να καθαρίζονται διαδοχικά και όταν το σύστημα βρίσκεται σε πλήρη λειτουργία).

Η λάσπη που θα δημιουργείται θα παραλαμβάνεται από αδειοδοτημένη μονάδα παραλαβής και επεξεργασίας τέτοιου είδους αποβλήτων. Η παραλαβή θα γίνεται περίπου μια φορά την εβδομάδα.

3.7.3 Σημεία – θέσεις επαναφόρτισης

Σύμφωνα με τους Pat M. Cashman et al (2021), δεν υπάρχει συγκεκριμένος τρόπος ή πρακτική που πρέπει να ακολουθηθεί για να εξακριβωθεί η θέση και ο τρόπος τοποθέτησης των αντλιών επαναφόρτισης, καθώς η κάθε περίπτωση εξετάζεται διαφορετικά και είναι στη κρίση του Μηχανικού να αποφασίσει. Για αυτό το λόγο στην πιο πάνω βιβλιογραφία παρουσιάζονται διάφορα Ιστορικά γεγονότα και μέθοδοι πρακτικής από άλλα μεγάλα έργα που έγιναν μέχρι σήμερα. Ένα από αυτά είναι η εκσκαφή υπογείου χώρου δίπλα από τη MISR Bank στο Cairo, Αίγυπτο. Το παράδειγμα αυτό μας βοήθησε να αποφασίσουμε για το Έργο που εξετάζεται, τις θέσεις των αντλιών επαναφόρτισης. Στην περίπτωση της MISR Bank οι θέσεις επαναφόρτισης τοποθετήθηκαν μπροστά από το κάθε σημαντικό υφιστάμενο κτίριο μεταξύ της εκσκαφής και του υφιστάμενου κτιρίου. Σχετική είναι η εικόνα που ακολουθεί (**Εικόνα 3.33**).



Notes:
Recharge system consisted of recharge wells at 3 m centers
Pumping system consisted of wellpoints at 3 m centers

Εικόνα 3.33: Ιστορική αναδρομή: Εκσκαφή υπογείου στο Cairo, Αίγυπτος

Για την προτεινόμενη ανάπτυξη που εξετάζεται, οι θέσεις επαναφόρτισης που προτείνονται για κάθε φάση, παρουσιάζονται στις ακόλουθες δορυφορικές φωτογραφίες (Εικόνα 3.34, Εικόνα 3.35 και Εικόνα 3.36).



Εικόνα 3.34: Θέσεις Αποστράγγισης και Επαναφόρτισης – φάση 1



Εικόνα 3.35: Θέσεις Αποστράγγισης και Επαναφόρτισης – Φάση 2

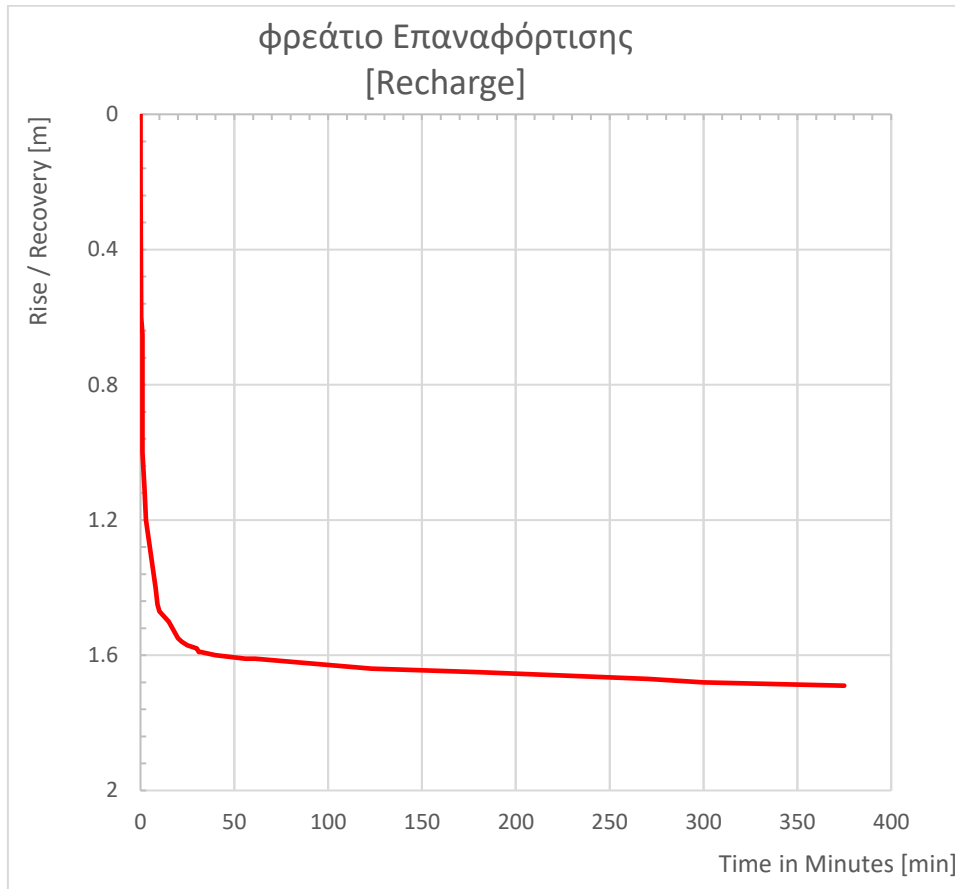


Εικόνα 3.36: Θέσεις Αποστράγγισης και Επαναφόρτισης – Φάση 3



Εικόνα 3.37: Θέσεις Αποστράγγισης και Επαναφόρτισης – Φάση 4

Στο γράφημα που ακολουθεί παρουσιάζονται τα αποτελέσματα από την επαναφόρτιση του αντλούμενου νερού πίσω στον ίδιο υδροφόρο ορίζοντα μέσω φρεατίου επαναφόρτισης.



Γράφημα 3—7: Μεταβολή στάθμης νερού στο φρεάτιο επαναφόρτισης

3.8 Όγκος υγρού απόβλητο

Ο συνολικός όγκος υγρού απόβλητου που πρέπει να τύχει αποστράγγισης εξαρτάται από το χρόνο των κατασκευαστικών εργασιών.

Συγκεκριμένα, αν θεωρήσουμε ότι ο χρόνος υλοποίησης της εργασίας κατασκευής του διαφραγματικού τοίχου θα είναι περίπου 14 ημέρες (70 μέτρα περίμετρος της προτεινόμενης ανάπτυξης δια 5 μέτρα την ημέρα για την κατασκευή του τοίχου).

Για την εκσκαφή του εσωτερικού χώρου επιφάνειας 275 τετραγωνικά μέτρα περίπου, ο χρόνος εκσκαφής και προσωρινής στήριξης του περιμετρικού τοίχου εκτιμάται στις 20-25 ημέρες. Εκ του ασφαλούς επιλέγεται η εκτέλεση της παραπάνω εργασίας εκσκαφής σε 25 ημέρες.

α/α	Δραστηριότητα	Εκτιμώμενες ημέρες ολοκλήρωσης	Ροή Νερού Q [L/sec]	Συνολικός όγκος υγρού απόβλητου [m ³]
1	Περιμετρικός Διαφραγματικός Τοίχος	14 ημέρες	3.008 (2*0.915+2*0.589)	3638.79
2	Εκσκαφή υπόγειου χώρου στάθμευσης	25 ημέρες	3.645·10 ⁻³	7.87

Συνολικοί όγκοι υγρού απόβλητου σε σχέση με το χρόνο διεκπεραίωσης όλης της εργασίας εκσκαφής συμπεριλαμβανομένου του διαφραγματικού τοίχου και της εσωτερικής εκσκαφής ανέρχεται σε 3646.66 κυβικά μέτρα υγρού απόβλητου.

Ο όγκος του πιο πάνω υγρού απόβλητου θα επανατοποθετηθεί ξανά πίσω στον υδροφόρο ορίζοντα όπως αναφέρθηκε στην ενότητα 3.7 πιο πάνω.

4 Παραρτήματα

4.1 Παράρτημα 1

Γεωλογική Μελέτη

ΓΕΩΛΟΓΙΚΗ – ΓΕΟΤΕΧΝΙΚΗ ΕΡΕΥΝΑ ΣΤΟ ΧΩΡΟ ΤΗΣ ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΗΣ
ΑΝΑΠΤΥΞΗΣ ΣΤΟ ΤΕΜΑΧΙΟ 868 Φ/Σ 41/490401 ΣΤΗΝ ΕΝΟΡΙΑ
ΧΡΥΣΟΠΟΛΙΤΙΣΣΑΣ ΣΤΗ ΛΑΡΝΑΚΑ

Altamira 
doValue Group



ΟΚΤΩΒΡΙΟΣ 2021

APPLIED GEOLOGY – GEOTECHNICS – MATERIALS TESTING
ENVIRONMENTAL ENGINEERING

Αγαπητοί κύριοι,

**Γεωλογική – Γεωτεχνική Έρευνά στο Χώρο της Προτεινόμενης Ανάπτυξης στο Τεμάχιο
868 Φ/Σ 41/490401 Στην Ενορία Χρυσοπολίτισσας Στη Λάρνακα**

Αναφορικά με το πιο πάνω θέμα, σας υποβάλλουμε τεχνική έκθεση που ετοίμασαν οι μελετητές της εταιρείας μας.

Η έκθεση αυτή, ετοιμάστηκε μετά από σχετική έρευνα στην οποία περιλαμβάνονται, μελέτη των γεωλογικών και γεωτεχνικών στοιχείων της ευρύτερης περιοχής, ανόρυξη μιας γεώτρησης βάθους 20 μέτρων, επιτόπου και εργαστηριακές δοκιμές και αναλύσεις. Η έκθεση αποτελεί εκτίμηση των συνθηκών του υπεδάφους στην τοποθεσία του σκοπούμενου έργου.

Η εταιρεία μας παραμένει στη διάθεση σας για οποιοσδήποτε διευκρινήσεις, επιπρόσθετες πληροφορίες και για μελλοντική συνεργασία.

Με εκτίμηση,
Δια της Consergo Ltd,

Georgia Konstantinou 

Γεωργία Κωνσταντίνου (Χημ. Μηχ)
Διευθύντης

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	4
2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΧΩΡΟΥ.....	4
2.1. Θέση – Μορφολογία.....	4
2.2. Γεωλογία Ευρύτερης Περιοχής.....	7
3. ΕΡΕΥΝΑ ΥΠΕΔΑΦΟΥΣ – ΕΚΤΕΛΕΣΘΕΙΣΑ ΕΡΓΑΣΙΑ	9
3.1. Εργασίες.....	9
3.1.1. Εργασίες Υπαίθρου	9
3.1.2. Εργαστηριακές Δοκιμές – Αναλύσεις	9
Τριαξονικές Δοκιμές Διάτμησης.....	10
3.1.3. Αξιολόγηση των αποτελεσμάτων, Έκθεση.....	12
4. ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΥΠΕΔΑΦΟΥΣ ΣΤΟ ΧΩΡΟ ΜΕΛΕΤΗΣ.....	13
4.1. Γεωτεχνικά Χαρακτηριστικά του Υπεδάφους στο χώρο μελέτης	13
4.1.1. Ενότητα (Α) - Επιχωματώσεις.....	15
4.1.2. Ενότητα (Β) – Λεπτόκοκκες Σύγχρονες παράκτιες/θαλάσσιες αποθέσεις/ιζήματα	15
4.1.3. Ενότητα (Γ): Μεταβατική Ζώνη προς Μάργα	18
4.2. Υδρογεωλογικές Συνθήκες.....	21
4.3. Συνθήκες Εκσκαφής.....	22
4.4. Συνθήκες Θεμελίωσης.....	23
4.4.1. Ενότητα Α – Επιχωματώσεις	23
4.4.2. Ενότητα Β – Λεπτόκοκκα, κοκκώδη μη συνεκτικά εδάφη παράκτιων, θαλάσσιων αποθέσεων	23
4.4.3. Ενότητα (Γ) Συνεκτικά εδάφη – Μάργες.....	24
4.5. Βάθος και τύπος Θεμελίωσης.....	27
Σεισμολογικά στοιχεία	28
Κίνδυνος Ρευστοποίησης.....	28
4.7. Συνοπτικοί πίνακες παραμέτρων σχεδιασμού.....	29
5.0. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ – ΕΙΣΗΓΗΣΕΙΣ.....	31
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 1	
ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΔΥΝΑΤΟΤΗΤΑΣ & ΠΙΘΑΝΟΤΗΤΑΣ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ	
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 2	

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΩΝ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ ΚΟΙΤΟΣΤΡΩΣΗΣ ΚΑΙ ΠΑΣΣΑΛΩΝ ΚΑΙ ΕΝΔΕΙΚΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΠΑΣΣΑΛΩΝ.....	37
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 3	38
ΓΕΩΛΟΓΙΚΕΣ ΠΕΡΙΓΡΑΦΕΣ ΤΩΝ ΓΕΩΤΡΗΣΕΩΝ	38
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 4	39
ΓΡΑΦΙΚΕΣ ΠΑΡΑΣΤΑΣΕΙΣ ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΑΚΩΝ ΔΟΚΙΜΩΝ	39

ΠΙΝΑΚΕΣ

Πίνακας 1: Stratigraphic relationship	8
Πίνακας 2: Εργαστηριακές Δοκιμές και Πρότυπα	12
Πίνακας 3: Κοκκομετρική διαβάθμιση – Ενότητα Β.....	15
Πίνακας 4: Χαρακτηριστικά Πλαστικότητας – Ενότητα Β	16
Πίνακας 5: Μηχανικές Παράμετροι – Ενότητα Β	16
Πίνακας 6: Προτεινόμενοι Συντελεστές Εδάφους – Ενότητα Β	17
Πίνακας 7: Χημικά Χαρακτηριστικά – Ενότητα Β	17
Πίνακας 8: Κοκκομετρική Διαβάθμιση – Ενότητα Γ.....	18
Πίνακας 9: Χαρακτηριστικά Πλαστικότητας – Ενότητα Γ.....	18
Πίνακας 10: Μηχανικές Παράμετροι – Ενότητα Γ	19
Πίνακας 11: Rock Classification on the basis of UCS in accordance with BS 5930:1999+A2:2010	19
Πίνακας 12: Αντοχή/Συνοχή με βάση τις δοκιμές SPT.....	20
Πίνακας 13: Παράμετροι Στερεοποίησης και Διόγκωσης – Ενότητα Γ	21
Πίνακας 14: Χημικά Χαρακτηριστικά – Ενότητα Γ.....	21
Πίνακας 15: Προτεινόμενοι Συντελεστές Εδάφους – Ενότητα Γ.....	21
Πίνακας 16: Laboratory permeability results.....	22
Πίνακας 17: Permeability and drainage characteristics of soil (Terzaghi et al., 1996)	22
Πίνακας 18: Χημικά Χαρακτηριστικά του υπόγειου νερού.....	22
Πίνακας 19: ΜΕΓΙΣΤΗ ΕΠΙΤΡΕΠΤΗ ΦΟΡΤΙΣΗ (ALLOWABLE BEARING PRESSURES- ABP) (Corrections in accordance with CYS EN 1998-5:2004 (E).....	24
Πίνακας 20. Επιτρεπόμενες φορτίσεις κοιτόστρωσης.....	25
Πίνακας 21. Vertical Bearing Capacity and Settlement results for piles, verified according to EN 1997	25
Πίνακας 22. Horizontal Pile Capacity.....	26
Πίνακας 23. Vertical Bearing Capacity results, verified using Safety Factors (ASD method).....	26
Πίνακας 24: Ground Types in accordance with CYS EN 1998-1	28
Πίνακας 25: Προτεινόμενοι Συντελεστές Εδάφους.....	29

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΩΝ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ ΚΟΙΤΟΣΤΡΩΣΗΣ ΚΑΙ ΠΑΣΣΑΛΩΝ ΚΑΙ ΕΝΔΕΙΚΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΠΑΣΣΑΛΩΝ.....	
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 3	
ΓΕΩΛΟΓΙΚΕΣ ΠΕΡΙΓΡΑΦΕΣ ΤΩΝ ΓΕΩΤΡΗΣΕΩΝ	
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 4	
ΓΡΑΦΙΚΕΣ ΠΑΡΑΣΤΑΣΕΙΣ ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΑΚΩΝ ΔΟΚΙΜΩΝ	

ΠΙΝΑΚΕΣ

Πίνακας 1: Stratigraphic relationship	8
Πίνακας 2: Εργαστηριακές Δοκιμές και Πρότυπα	12
Πίνακας 3: Κοκκομετρική διαβάθμιση – Ενότητα Β.....	15
Πίνακας 4: Χαρακτηριστικά Πλαστικότητας – Ενότητα Β	16
Πίνακας 5: Μηχανικές Παράμετροι – Ενότητα Β	16
Πίνακας 6: Προτεινόμενοι Συντελεστές Εδάφους – Ενότητα Β	17
Πίνακας 7: Χημικά Χαρακτηριστικά – Ενότητα Β	17
Πίνακας 8: Κοκκομετρική Διαβάθμιση – Ενότητα Γ.....	18
Πίνακας 9: Χαρακτηριστικά Πλαστικότητας – Ενότητα Γ.....	18
Πίνακας 10: Μηχανικές Παράμετροι – Ενότητα Γ	19
Πίνακας 11: Rock Classification on the basis of UCS in accordance with BS 5930:1999+A2:2010	19
Πίνακας 12: Αντοχή/Συνοχή με βάση τις δοκιμές SPT.....	20
Πίνακας 13: Παράμετροι Στερεοποίησης και Διόγκωσης – Ενότητα Γ	21
Πίνακας 14: Χημικά Χαρακτηριστικά – Ενότητα Γ	21
Πίνακας 15: Προτεινόμενοι Συντελεστές Εδάφους – Ενότητα Γ.....	21
Πίνακας 16: Laboratory permeability results.....	22
Πίνακας 17: Permeability and drainage characteristics of soil (Terzaghi et al., 1996)	22
Πίνακας 18: Χημικά Χαρακτηριστικά του υπόγειου νερού.....	22
Πίνακας 19: ΜΕΓΙΣΤΗ ΕΠΙΤΡΕΠΤΗ ΦΟΡΤΙΣΗ (ALLOWABLE BEARING PRESSURES- ABP) (Corrections in accordance with CYS EN 1998-5:2004 (E).....	24
Πίνακας 20. Επιτρεπόμενες φορτίσεις κοιτόστρωσης.....	25
Πίνακας 21. Vertical Bearing Capacity and Settlement results for piles, verified according to EN 1997	25
Πίνακας 22. Horizontal Pile Capacity.....	26
Πίνακας 23. Vertical Bearing Capacity results, verified using Safety Factors (ASD method).....	26
Πίνακας 24: Ground Types in accordance with CYS EN 1998-1	28
Πίνακας 25: Προτεινόμενοι Συντελεστές Εδάφους.....	29

Πίνακας 26: Angle of internal friction	29
Πίνακας 27: Angle of internal friction, the design compressive strength and the cohesion established on the basis of RQD and Unconfined Compressive Strength for rocks (MARL) – (After Tomlinson).	29
Πίνακας 28: Effective cohesion and Angle of internal friction of marl, established on the basis of SPT	30
Πίνακας 29: Προτεινόμενοι Συντελεστές Διαπερατότητας.....	30
Πίνακας 30: Proposed Specific Gravity, Bulk Density and Unit Weight	30
Πίνακας 31: Συνοπτικός πίνακας των γεωτεχνικών χαρακτηριστικών των εδαφών.....	34
Πίνακας 32: Δοκιμές Αντοχής στην Ανεμπόδιση Θλίψη	35

Σχέδια

Σχέδιο 1. Θέση Χώρου Μελέτης	5
Σχέδιο 2. Τομή Εργου.....	6
Σχέδιο 3. Μέρος Γεωτεχνικού Χάρτη της Λάρνακας (ΤΓΕ, 1993)	7
Σχέδιο 4. Θέσεις Γεωτρήσεων και Γεωλογικής Τομής	14
Σχέδιο 5. Γεωλογική Τομή 1 – 1'	14
Σχέδιο 6: Σεισμικές Ζώνες της Κύπρου	

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η έκθεση αυτή παρουσιάζει τα αποτελέσματα της γεωλογικής/γεωτεχνικής έρευνας, που έχει διεξαχθεί κατά τον Οκτώβριο 2021 από την εταιρεία GEOINVEST LTD - ΓΕΩΕΡΕΥΝΑ στο χώρο της σκοπούμενης ανάπτυξης στην περιοχή Χρυσοπολίτισσας στη Λάρνακα. Το έργο προνοεί κτίριο με διώροφο υπόγειο, ισόγειο και 6 ορόφους.

Η ανάθεση της έρευνας έγινε από την εταιρεία CONSERGO LTD.

Οι εργασίες έχουν εκτελεστεί με βάση τα ευρωπαϊκά (Eurocode 7) και αγγλικά ES BS 5930:1999, ES BS1377 πρότυπα. Οι εργασίες υπαίθρου έγιναν κατά τις 18-19 Ιουνίου 2020.

Βασικός σκοπός της έρευνας ήταν η διακρίβωση:

- των γεωλογικών/ γεωτεχνικών συνθηκών του υπεδάφους,
- των υδρογεωλογικών χαρακτηριστικών (στάθμη των υπόγειων υδάτων, διαπερατότητα των διαφόρων εδαφολογικών οριζόντων, συνθήκες στράγγισης της εκσκαφής),
- των μηχανικών χαρακτηριστικών των διαφόρων εδαφολογικών οριζόντων και
- των συνθηκών θεμελίωσης.

Τα πιο πάνω στοιχεία στόχο έχουν να βοηθήσουν τους μελετητές μηχανικούς του έργου να εκτιμήσουν τις συνθήκες του υπεδάφους στις ορθές τους διαστάσεις, να αξιολογηθεί η καταλληλότητα του υπεδάφους στον χώρο, όπου θα κατασκευαστεί το έργο και να προχωρήσουν στο σχεδιασμό της θεμελίωσης του και του τρόπου αποστράγγισης της εκσκαφής.

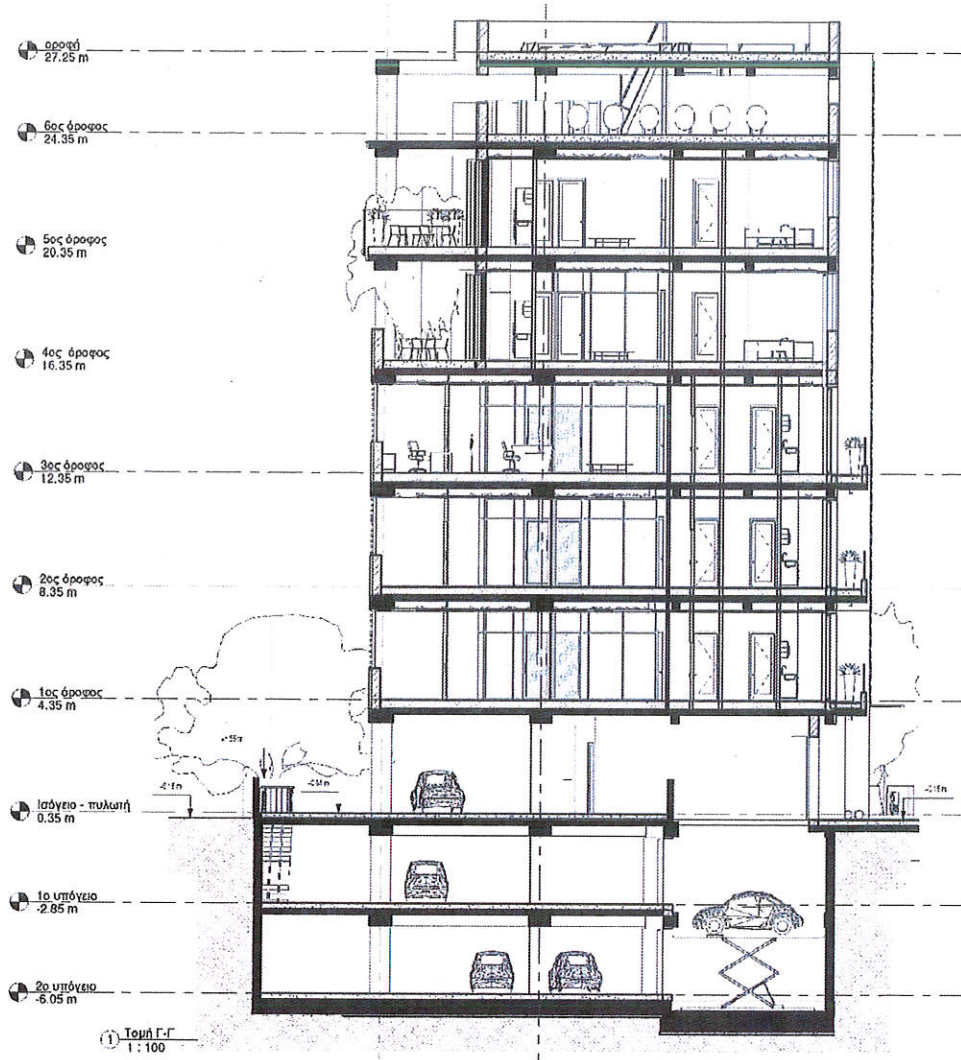
2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΧΩΡΟΥ

2.1. Θέση – Μορφολογία

Ο χώρος μελέτης έχει εμβαδό περίπου 347 m² και βρίσκεται 500 περίπου μέτρα νοτιοδυτικά της εισόδου του λιμανιού Λάρνακας, επί της λεωφόρου Αρχιεπισκόπου Μακαρίου Γ', μεταξύ των οδών Σαλαμίνος και Μαραθώνος στην εννοία Χρυσοπολίτισσας στη Λάρνακα. Ο χώρος είναι γενικά επίπεδος. Η γεωγραφική θέση του τεμαχίου παρουσιάζεται στα Σχέδια 1 και 2. Στο χώρο υπάρχει παλιά κατοικία.



Σχέδιο 1. Θέση Χώρου Μελέτης



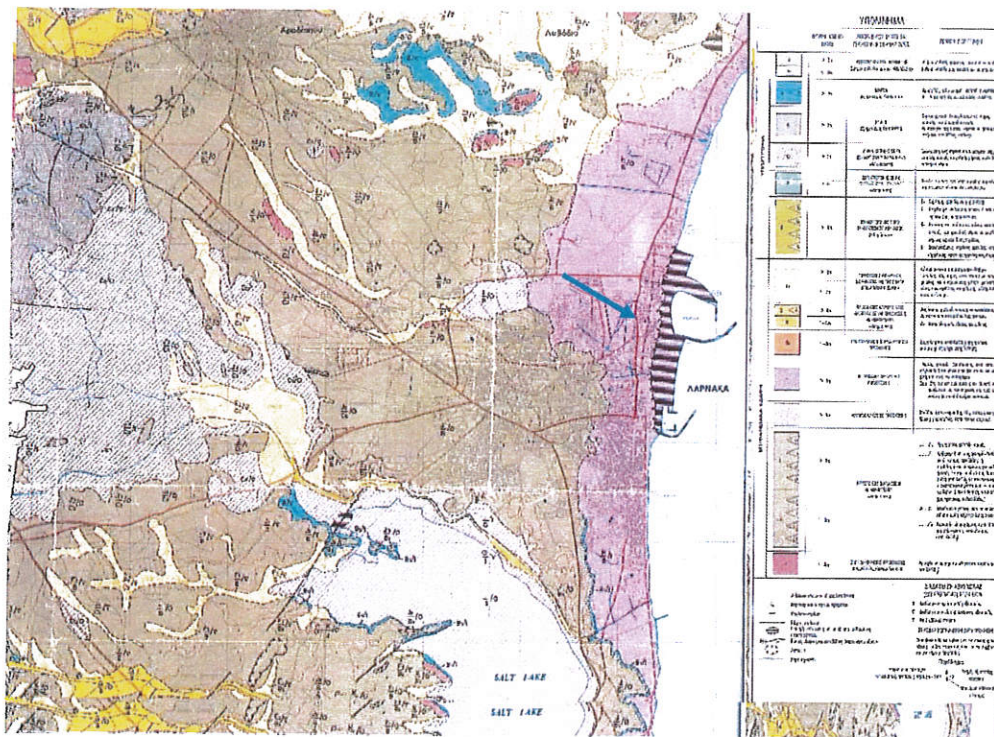
Σχέδιο 2. Τομή Εργου

2.2. Γεωλογία Ευρύτερης Περιοχής

Από γεωλογικής σκοπιάς, η ευρύτερη περιοχή δομείται από δύο γεωλογικούς σχηματισμούς, όπως φαίνεται πιο κάτω:

- (Α) Σύγχρονες παράκτιες/θαλάσσιες αποθέσεις σημαντικού πάχους, αποτέλεσμα της “γεωλογικής” δράσης των επιφανειακών νερών - διάβρωσης και μεταφοράς, «επεξεργασίας» από τη συνεχή δράση της θάλασσας.
- (Β) Βαθιάς θάλασσας, πελαγικά ιζήματα του γεωλογικού σχηματισμού «Λευκωσίας», που αντιπροσωπεύονται από Μάργες, αμμούχες Μάργες και κατά τόπους Ψαμμίτες Πλειοκαίνου ηλικίας.

Ο γεωλογικός συσχετισμός των πιο πάνω με τη γενικότερη γεωλογική δομή της περιοχής παρουσιάζεται στο πίνακα 1, ενώ η γεωλογία της παραλιακής ζώνης Λάρνακας και η σχέση της με τη ευρύτερη περιοχή παρουσιάζονται στο Σχέδιο 3 που ακολουθεί.



Σχέδιο 3. Μέρος Γεωτεχνικού Χάρτη της Λάρνακας (ΤΓΕ, 1993)

Πίνακας 1: Stratigraphic relationship

Approximate Geological Age	Unit Code	Sub-Unit Code	Formal lithostratigraphic classification	General description
Quaternary-Recent (Pleistocene to Present)	1		Man Made Ground	Made ground
		a	In situ deposits	Superficial deposits: eluvial and colluvial deposits
		b	Modern Alluvium and Recent Marine Deposits	Heterogeneous non-terrace, fluvial, deltaic and beach/marine deposits: sand, silt, gravel and cobbles
Quaternary (Pleistocene)		c	Older Alluvium River Terrace Deposits, Recent, Deltaic and beach/marine dep.	Gravelly facies: terrace deposits characterized by a predominant gravel/cobble fraction Sandy/silty facies: terrace or recent deposits characterized by a predominant sand and silt fraction with frequent gravel/cobble lenses Deposits with surficial secondary carbonate cementation
Tertiary-Quaternary (Pliocene- lower Pleistocene)	2		Athalassa member of Nicosia Formation	Thinly to thickly laminated sandy marl Conglomerate and cemented gravel with sand, marl matrix
Tertiary (Pliocene)			Nicosia Formation	Massive to thickly laminated marl and sandy marl
Tertiary (Upper Miocene/ Messinian)	3		Pakhna/Kalavassos Formation	Gypsum bodies, Marl, sandy marl and chalky marl, locally gypsum bearing
Tertiary (Upper Miocene)	4		Pakhna/Koronia Limestone	Reef Limestone
Middle to Upper Miocene			Pakhna Upper Sequence	Limestone, Calcarenite Silty Sandstone, Marls, Sandy Limestones, Chalks (Shale – Limestone of Pantazis)
Middle Miocene			Pakhna Chalk and Marl sequence	Chalk and Marl
		Pakhna Lower Sequence	Massive and Cleaved Chalk	
Paleocene to Eocene	5		Lefkara Formation	Upper Marl, Chalk and Marl Upper Chalks Chalk and Chert Lower Marl
Upper Campanian/ Maastrichtian	6		Moni Melange	Olistholiths / Older blocks of quartz sandstone, siltstone, serpentinite and lavas in a bentonitic clay and silty matrix.

3. ΕΡΕΥΝΑ ΥΠΕΔΑΦΟΥΣ – ΕΚΤΕΛΕΣΘΕΙΣΑ ΕΡΓΑΣΙΑ

3.1. Εργασίες

Η έρευνα περιέλαβε :

- Συλλογή και αξιολόγηση των γεωλογικών και γεωτεχνικών πληροφοριών που αφορούν την ευρύτερη περιοχή.
- Ανόρυξη 2 γεωτρήσεων συνεχούς δειγματοληψίας, βάθους 20.00-20.5 μέτρων, συνολικού βάθους 40.50 μέτρων.
- Επί τόπου δοκιμές πρότυπης διείσδυσης και διαπερατότητας.
- Δειγματοληψία Εργαστηριακές δοκιμές
- Αξιολόγηση των αποτελεσμάτων και ετοιμασία της παρούσας τεχνικής έκθεσης

3.1.1. Εργασίες Υπαίθρου

Οι γεωτρήσεις ανορύχθηκαν με:

- τη μέθοδο της συνεχούς δειγματοληψίας σε συνδυασμό με επί τόπου δοκιμές προτύπου διεισδύσεως-Standard Penetration Tests-SPT, που είναι γενικά παραδεκτό ότι δίνουν αξιόπιστες πληροφορίες για την φέρουσα ικανότητα των κοκκωδών εδαφών και επί τόπου δοκιμές διαπερατότητας για καθορισμό των συνθηκών στράγγισης της εκσκαφής,
- περιστροφικό γεωτρήσιμο τύπου HANJIN με χρήση ειδικού δειγματολήπτη για πυρηνοληψία. Οι δοκιμές SPT έχουν γίνει με ειδικό εξοπλισμό που πληροί τις προδιαγραφές BS EN ISO 22476-3:2005+A1:2011. Κατά την ανόρυξη των γεωτρήσεων λαμβάνονταν συνεχόμενα δείγματα, που τοποθετούνταν στα ειδικά κιβώτια.

3.1.2. Εργαστηριακές Δοκιμές – Αναλύσεις

Οι εργαστηριακές δοκιμές και αναλύσεις επιλεγμένων, αντιπροσωπευτικών δειγμάτων από τις γεωτρήσεις, περιέλαβαν κοκκομετρικές αναλύσεις, όρια Atterberg, φυσική και ξηρή πυκνότητα, ειδικό βάρος, φυσική υγρασία, αντοχή στην ανεμπόδιστη θλίψη, αντοχή στη διάτμηση, στερεοποίηση και διόγκωση.

Κοκκομετρικές Διαβαθμίσεις

Κοκκομετρικές διαβαθμίσεις έχουν γίνει σε διάφορα αντιπροσωπευτικά δείγματα με συνδυασμό υγρής κοκκομέτρησης και αραιόμετρου, σύμφωνα με τις απαιτήσεις των ευρωπαϊκών προτύπων CEN ISO/TS 17892-3:2015. Σαν διαλύτης - για αποκόλληση των κόκκων - στη δοκιμή με το αραιόμετρο χρησιμοποιήθηκε το εξαμεταφωσφορικό νάτριο.

Όρια Atterberg

Οι δοκιμές αυτές έγιναν σύμφωνα με τις απαιτήσεις του Ευρωπαϊκού προτύπου CEN ISO/TS 17892-12:2004. Τα όρια υδαρότητας καθορίζονται σύμφωνα με τη μέθοδο του κώνου διείσδυσης. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται και στο διάγραμμα πλαστικότητας Casagrande.

Μονοαξονικές Δοκιμές - Ανεμπόδιστης Θλίψης

Έχουν γίνει αρκετές τέτοιες δοκιμές σε αδιατάρακτα δείγματα. Η ετοιμασία των δειγμάτων έγινε σύμφωνα με τα CEN ISO/TS 17892-7:2016. Η τοποθέτηση του δείγματος στη μηχανή θλίψης είχε την ίδια κατεύθυνση όπως και στη γη.

Τριαξονικές Δοκιμές Διάτμησης

Οι δοκιμές έγιναν χωρίς αποστράγγιση (Quick Undrained) σύμφωνα με CEN ISO/TS 17892-8:2006. Τα δοκίμια έχουν ελεγχθεί στην τριαξονική μηχανή θλίψης, που αναφέρεται πιο πάνω. Με βάση τις πληροφορίες που λήφθηκαν από τις δοκιμές αυτές έχει επίσης υπολογισθεί και το μέτρο συμπίεσης.

Δοκιμές Στερεοποίησης και Διόγκωσης

Οι δοκιμές έγιναν σε δείγματα από πυρήνα, όπως απαιτούν οι προδιαγραφές CEN ISO/TS 17892-5:2017 με φορτίσεις που κυμαίνονται μεταξύ 201 – 1589 kN/m² και με δύο στάδια αποφόρτισης. Καταγράφονται έτσι οι δυνατότητες διόγκωσης και οι σχετικές πιέσεις που είναι δυνατό να εξασκηθούν. Κατά την εκτέλεση της δοκιμής δείγμα συγκεκριμένου πάχους (15-20 mm) τοποθετείται στο oedometer (laterally confined specimen) και του δίνεται δυνατότητα απορρόφησης νερού. Αμέσως μετά αρχίζει σταδιακή φόρτιση με σκοπό να αποφευχθεί η οποιαδήποτε διόγκωση με τη βοήθεια μετρητή μεγάλης ακρίβειας 0,00X - 0.0X mm. Η διαδικασία αυτή μπορεί να διαρκέσει από μερικές ώρες μέχρι και 1-2 μέρες ανάλογα με τις δυνατότητες διόγκωσης της αργίλου. Αφού πια σταματήσει η τάση προς διόγκωση (επιτυγχάνεται δηλαδή η εξισορρόπηση της τάσης προς διόγκωση με τη πίεση που προκαλεί το φορτίο και καθορίζεται έτσι η κατακόρυφη πίεση που χρειάζεται να εξασκηθεί στο συγκεκριμένο, υπό δοκιμή, δείγμα που βρίσκεται μέσα στο δακτύλιο του oedometer για να αποφευχθεί η διόγκωση i.e. Swelling pressure), αρχίζει η καταμέτρηση της διόγκωσης με τη σταδιακή αφαίρεση του φορτίου. Στη συνέχεια ακολουθεί η δοκιμή στερεοποίησης όπως περιγράφεται πιο πάνω.

Έχουν ετοιμαστεί διαγράμματα (Compression vs Time plots) για κάθε ακολουθία φόρτισης, όπως και διαγράμματα e Vs $\log P$ (παράρτημα 4). Στα διαγράμματα αυτά παρουσιάζονται επίσης και τα φυσικά χαρακτηριστικά του δείγματος, όπως η αρχική και τελική υγρασία, αρχική υγρή πυκνότητα (bulk density), το ειδικό βάρος, οι διαστάσεις του δακτυλίου κλπ.

Οι τιμές α_v and m_v (συντελεστής στερεοποίησης και συντελεστής κατ' όγκον στερεοποίησης (coefficient of compressibility and coefficient of volume compres-

sibility αντίστοιχα) που αντιπροσωπεύουν διάφορες φορτίσεις παρουσιάζονται σε πίνακα στο διάγραμμα e Vs $\log P$. Ο λόγος υπερστερεοποίησης (overconsolidation ratio-OCR) έχει επίσης υπολογισθεί με βάση τη τεχνική Casagrande. Με τη βοήθεια των αποτελεσμάτων των δοκιμών αυτών έχει υπολογισθεί και το μέτρο συμπίεσης τα οποία σε γενικές γραμμές συμφωνούν με εκείνα των τριαξονικών δοκιμών.

Η δοκιμή διόγκωσης (swelling pressure) παρουσιάζονται σε διαγράμματα (cumulative weight Vs time) στο παράρτημα 4 μαζί με τις δοκιμές στερεοποίησης.

Χημικές Αναλύσεις

Έχει καθορισθεί η περιεκτικότητα σε μοντμοριλλονίτη σε δείγματα μάργας και τα υδατοδιαλυτά άλατα και συγκεκριμένα χλωριούχα και θειούχα άλατα, η περιεκτικότητα σε ανθρακικό ασβέστιο και το pH στα διάφορα εδάφη αλλά και στο υπόγειο νερό, για το οποίο καθορίστηκε επίσης η ηλεκτρική αγωγιμότητα και τα συνολικά διαλυτά άλατα.

3.1.3. Αξιολόγηση των αποτελεσμάτων, Έκθεση.

Τα αποτελέσματα της μελέτης αξιολογήθηκαν από τους ειδικούς της εταιρείας μας και ετοιμάστηκε η Τεχνική Έκθεση στην οποία παρουσιάζονται οι εργασίες που έγιναν, η μεθοδολογία που ακολουθήθηκε και τα αποτελέσματα στη βάση των οποίων έχουν εξαχθεί τα συμπεράσματα και οι εισηγήσεις μας.

Πίνακας 2: Εργαστηριακές Δοκιμές και Πρότυπα

Classification Tests	<i>Particle Size Distribution by means of both wet sieving and hydrometer</i>	CYS CEN ISO/TS 17892-4:2014
	<i>Bulk and Dry Density</i>	CYS CEN ISO/TS 17892-2:2014
	<i>Natural Moisture Content</i>	CYS CEN ISO/TS 17892-1:2014
	<i>Atterberg Limits</i>	CYS CEN ISO/TS 17892-12:2004
	<i>Linear Shrinkage</i>	CYS CEN ISO/TS 17892-12:2004
	<i>Specific Gravity/Particle Density</i>	CYS CEN ISO/TS 17892-3:2015
Strength Tests	<i>Unconfined/Uniaxial Compressive Strength</i>	CYS CEN ISO/TS 17892-7:2017
	<i>Direct Shear Strength Tests</i>	CYS CEN ISO/TS 17892-10:2006
Consolidation and Swelling tests	<i>One Dimensional Consolidation</i>	CYS CEN ISO/TS 17892-5:2017
	<i>Swelling Pressure</i>	CYS CEN ISO/TS 17892-5:2017
	<i>Swelling Measurement</i>	CYS CEN ISO/TS 17892-5:2017
Electrochemical Tests for Soils	<i>Sulphates</i>	BS EN 1377-3:1990
	<i>Chlorides</i>	BS EN 1377-3:1990
	<i>pH</i>	BS EN 1377-3:1990
	<i>Montmorillonite Content</i>	BS EN 13925-1:2003
Electrochemical Tests for Water	<i>Sulphates</i>	BS EN 1377-3:1990
	<i>Chlorides</i>	BS EN 1377-3:1990
	<i>CaCO₃</i>	BS EN 1377-3:1990
	<i>pH</i>	BS EN 1377-3:1990
	<i>EC</i>	BS EN 27888:1993
	<i>TDS</i>	BS EN 1377-3:1990

4. ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΥΠΕΔΑΦΟΥΣ ΣΤΟ ΧΩΡΟ ΜΕΛΕΤΗΣ

4.1. Γεωτεχνικά Χαρακτηριστικά του Υπεδάφους στο χώρο μελέτης

Από γεωτεχνικής άποψης ο χώρος χαρακτηρίζεται από 3 γεωτεχνικές ενότητες:

- (Α) Επιχωματώσεις
- (Β) Λεπτόκοκκες Σύγχρονες παράκτιες/θαλάσσιες αποθέσεις/ιζήματα και
- (Γ) Μάργες, βαθιάς θάλασσας ιζήματα του Σχηματισμού «Λευκωσίας».

Οι παράκτιες θαλάσσιες αποθέσεις έχουν στο χώρο του έργου πάχος της τάξης των 7,00 – 7,50 m, περιλαμβανομένης και της επιχωμάτωσης. Ως γνωστό, οι αποθέσεις αυτές λόγω της δημιουργίας τους μέσα σε ένα δυναμικό περιβάλλον (αυξομειώσεις της ροής των ποταμών/χειμάρρων, πλημμύρες, εναλλαγές στη στάθμη και των ρευμάτων της θάλασσας, κλπ) χαρακτηρίζονται από συχνές εναλλαγές των διαφόρων εδαφολογικών τύπων. Αυτές ακριβώς οι ιδιομορφίες χαρακτηρίζουν και την υπό μελέτη περιοχή. Όπως γίνεται αντιληπτό και από τη γεωλογική τομή στο σχέδιο 5, οι διάφορες εδαφολογικές στρώσεις έχουν εξ' ανάγκης ομαδοποιηθεί για σκοπούς παρουσίασης σε τομή και για να γίνεται εύκολα αντιληπτή η κατάσταση του υπεδάφους. Στην πραγματικότητα όμως η κατάσταση είναι αρκετά πιο πολύπλοκη λόγω των συχνών εναλλαγών (απτόμων ή/και σταδιακών) τόσο σε οριζόντια όσο και κατακόρυφη κατεύθυνση. Έχει δηλαδή αναπτυχθεί, κατά τόπους πιο έντονα και κατά τόπους λιγότερο έντονα, στρωμάτωση η οποία είναι αποτέλεσμα των αλλαγών της κοκκομετρικής διαβάθμισης, του χρώματος και λιγότερο της πυκνότητας των εδαφών.

Στη συγκεκριμένη περιοχή η μετάβαση από τα σύγχρονα παράκτια και θαλάσσια ιζήματα στα παλαιότερα ιζήματα του σχηματισμού Λευκωσίας φαίνεται να είναι σταδιακή. Παρατηρείται μια σταδιακή μείωση της άμμου με ταυτόχρονη αύξηση της αργίλου και της ιλύος αυξανόμενου του βάθους. Αυτό παρατηρείται στα πρώτα 10-15 μέτρα, πάνω από τη μάργα. Από εκεί και κάτω αρχίζει να αυξάνεται και η συνοχή και η σταδιακή μετάβαση προς την αμμούχα μάργα με ενστρώσεις ή/και φακούς από άμμους, αραιά και από χαλίκια.

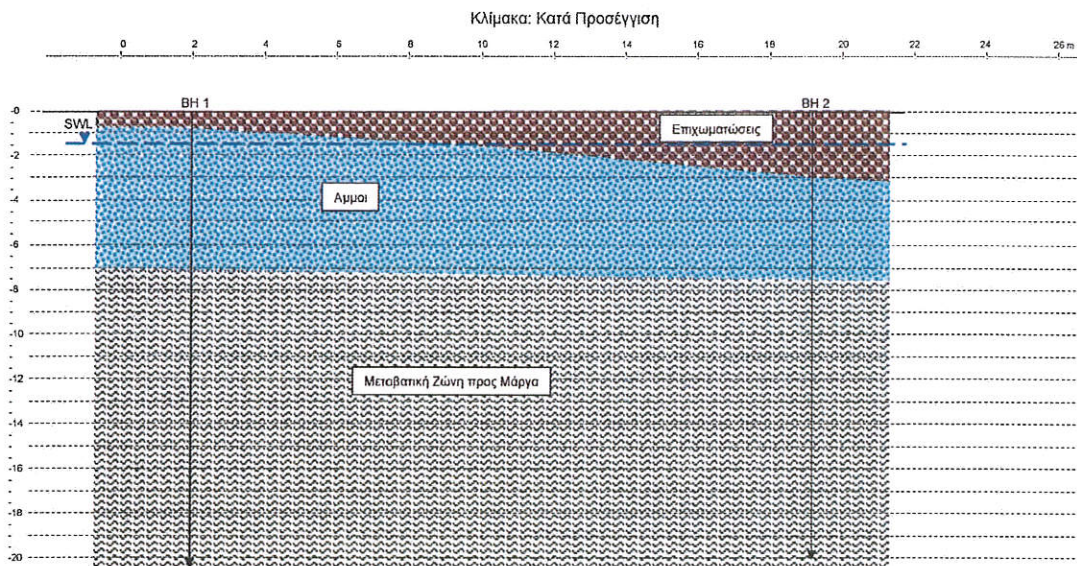
Από γεωτεχνικής άποψης, πέραν της κοκκομετρικής διαβάθμισης, παρατηρούνται μεγάλες διαφοροποιήσεις στα μηχανικά χαρακτηριστικά των πιο πάνω γεωτεχνικών ενότητων και συγκεκριμένα όσον αφορά τη πυκνότητα, τις πλαστικές ιδιότητες και την διαπερατότητα, αλλά και τη χημική σύσταση. Οι μηχανικές παράμετροι των πιο πάνω εδαφών μπορούν να καταταγούν σε τέσσερις ομάδες :

- Δοκιμές Κατάταξης,
- Στερεοποίηση/Διόγκωση,
- Πυκνότητα/Αντοχή και
- Χημικά χαρακτηριστικά,

που παρουσιάζονται στις επόμενες παραγράφους.



Σχέδιο 4. Θέσεις Γεωτρήσεων και Γεωλογικής Τομής



Σχέδιο 5. Γεωλογική Τομή 1 – 1'

4.1.1. Ενότητα (A) - Επιχωματώσεις

Οι επιχωματώσεις εμφανίζονται σε ολόκληρο το χώρο και εκτείνονται σε βάθη μέχρι τα 0,80 – 3,0 μέτρα στους χώρους των γεωτρήσεων. Αποτελούνται από ένα χαλαρό μίγμα υλικών διαφόρων μεγεθών. Περαιτέρω αναφορά στον ορίζοντα αυτό δεν κρίνεται απαραίτητη, αφού στο έργο προβλέπεται διώροφο υπόγειο, οπότε τα εδάφη αυτά θα απομακρυνθούν.

4.1.2. Ενότητα (B) – Λεπτόκοκκες Σύγχρονες παράκτιες/θαλάσσιες αποθέσεις/ιζήματα

Τα λεπτόκοκκα υλικά εμφανίζονται κάτω από τις επιχωματώσεις και εκτείνονται μέχρι το βάθος των 7,00 – 7,50 μέτρων. Αποτελούνται κυρίως από άμμους, ενώ κατά τόπους περιέχουν χαλίκια και φύκια σε μερική αποσύνθεση.

Δοκιμές Κατάταξης

Από άποψης κοκκομετρικής διαβάθμισης κατατάσσονται στις:

- Ομοιόμορφες, λεπτόκοκκες κυρίως, Άμμους σε ποσοστό ~81 – 88 % με πολύ μικρά ποσοστά αργίλου και ιλύος, της τάξης του <7 και <12% αντίστοιχα. Το ανώτερο μέρος είναι πλούσιο σε χαλίκια.

Η κοκκομετρική διαβάθμιση παρουσιάζεται στον πίνακα που ακολουθεί.

Πίνακας 3: Κοκκομετρική διαβάθμιση – Ενότητα B

Σύγχρονα Προσχωματικά, Επιφανειακά Εδάφη	Sand %	Silt %	Clay %
No of tests		2	
Minimum	81	5	7
Maximum	88	12	7
Average	84,5	8,5	7,0
Standard Deviation	4,9	4,9	0,0
COV%	6	58	0

Τα **Ορια Υδαρότητας LL** είναι της τάξης του 0% με δείκτη πλαστικότητας της τάξης του 0%, κατατάσσοντας τα στα μη πλαστικά εδάφη (χωρίς πλαστικότητα, Τύπος εδάφους ML στο διάγραμμα πλαστικότητας Casagrande). Σε περίπτωση πλήρους αφαίρεσης της υγρασίας και με βάση τη σχετική δοκιμή η συρρίκνωση (Linear Shrinkage) που μπορεί να επέλθει είναι της τάξης του 0%. Με βάση το διάγραμμα Skempton για κατάταξη των εδαφών στις διάφορες κατηγορίες κινδύνου από την παρουσία πλαστικών αργιλικών ορυκτών τα εδάφη της ενότητας αυτής θεωρούνται σαν μη δραστικά (inactive to normal).

Πίνακας 4: Χαρακτηριστικά Πλαστικότητας – Ενότητα Β

Σύγχρονα Προσχωματικά, Επιφανειακά Εδάφη	LL %	PL %	PI %	LS %	Soil type	Moisture Content %
No of tests	2					
Minimum	0	0	0	0	ML	12 – 28
Maximum	0	0	0	0		
Average	0,0	0,0	0,0	0,0		
Standard Deviation	0,0	0	0,0	0,0		
COV%	-	-	-			

Η Φυσική Υγρασία είναι της τάξης του 12 – 28 %.

Παράμετροι Πυκνότητας και Αντοχής

Το **Ειδικό Βάρος** της τάξης των 2,632 – 2,671 g/cm³, η Φαινόμενη Πυκνότητα (**Bulk Density**) της τάξης των 1,670 – 1,915 g/cm³ με **Unit Weight** της τάξης του 16,4 – 18,8 kN/m³.

Με βάση τις δοκιμές **SPT** τα υλικά της ενότητας Β κατατάσσονται στα πολύ χαλαρά έως πυκνά εδάφη με αριθμό κτύπων ανά 30cm διείσδυσης της τάξης του 2 – 37. Οι ψηλές τιμές οφείλονται στην, κατά τόπους, παρουσία χαλικιών.

Έγιναν δύο Δοκιμές Απευθείας Διάτμησης, σε, εν μέρει αναζυμωμένα δοκίμια, στη συσκευή (small shearbox) και έδωσαν γωνία εσωτερικής τριβής της τάξης των 31 – 33°. Με βάση τις δοκιμές SPT, η μέση γωνία εσωτερικής τριβής είναι της τάξης των 30°, που σε γενικές γραμμές συμφωνά με τις πιο πάνω δοκιμές.

Δοκιμές στην Ανεμπόδιση Θλίψη αλλά και Τριαξονικές Δοκιμές Διάτμησης δεν ήταν δυνατό να εκτελεστούν, λόγω της πολύ φτωχής, πρακτικά ανύπαρκτης συνοχής τους.

Πίνακας 5: Μηχανικές Παράμετροι – Ενότητα Β

Σύγχρονα Προσχωματικά, Επιφανειακά Εδάφη	SPT N-values	φ ⁰ (Shear Box)	φ ⁰ (SPT)	Bulk Density g/cm ³	Unit Weight kN/m ³	Specific Gravity g/cm ³
No of tests	6	2	7	6	6	2
Minimum	2	31	26	1,670	16,4	2,632
Maximum	37	33	37	1,915	18,8	2,671
Average	13,5	32,0	30	1,794	17,6	2,652
Stand. Dev.	13,2	1,4		0,1	1,2	0,03
COV%	98	4		7	7	1

Παράμετροι Ελαστικότητας - Παραμορφωσιμότητας

Το μέτρο συμπίεσης (Stress Strain, Elastic Modulus - Es) και ο συντελεστής Εδάφους Ks (coefficient of subgrade reaction) είναι με βάση τον Bowles, 1986, Retif και τις εργαστηριακές δοκιμές, της τάξης των 12,000 – 80,000 kN/m² και 25,000 – 100,000 kN/m³ αντίστοιχα.

Πίνακας 6: Προτεινόμενοι Συντελεστές Εδάφους – Ενότητα Β

Σύγχρονα Λεπτόκοκκα Προσχωματικά, Επιφανειακά Εδάφη	Vertical Subgrade Reaction Ks (MN/m ³)*	Lateral Subgrade Reaction Ks' (MN/m ³)**	Es (MN/m ²)	Poisson Ratio
Range	25 – 100		12 – 80	0.30
Προτεινόμενοι	30	31	25	0.30

* Γενική ένδειξη. Συγκεκριμένοι υπολογισμοί γίνονται από το μηχανικό όταν είναι γνωστή η μορφή και διαστασιολόγηση των θεμελίων, το βάρος της οικοδομής και το βάθος έδρασης της θεμελίωσης. Το Ks σε τέτοιες περιπτώσεις μπορεί να καθορισθεί με βάση τα in situ plate bearing tests, και να υπολογιστεί με βάση τη μορφή και διάσταση των πεδίων ή με βάση τις επιτρεπόμενες φορτίσεις, που πάλι θα ληφθεί υπόψη η μορφή και διαστάσεις των πεδίων. Υπάρχει επίσης και άμεση σχέση με τα χαρακτηριστικά ελαστικότητας, Es, αλλά χρειάζεται επίσης η μορφή και διαστάσεις των πεδίων. Είναι προτιμότερο, για σκοπούς υπολογισμού των καθιζήσεων, να χρησιμοποιείται το Es (stress strain modulus-elastic modulus) και το void ratio, μ, που προσδιορίζονται και με εργαστηριακές δοκιμές. Τα in situ plate bearing tests μπορούν να γίνουν στο επίπεδο έδρασης της θεμελίωσης, πράγμα που επομένως δεν μπορεί να γίνει τώρα, στα πλαίσια της γεωτεχνικής έρευνας, εκτός και εάν, από την αρχή είναι γνωστό και προσβάσιμο το βάθος έδρασης της.

** Μήκος πασσάλου 8 m, διάμετρος 1 m

Χημικά Χαρακτηριστικά

Το pH της ενότητας αυτής κυμαίνεται μεταξύ 7,5 – 7,7. Η περιεκτικότητα σε SO₄, που είναι της τάξης του 0,03 – 0,05% θεωρείται χαμηλή ως οριακά ψηλή, όπως και η περιεκτικότητα σε χλωριόντα, που είναι της τάξης του <0,01%.

Η περιεκτικότητα σε μοντμοριλλονίτη (αργιλικό ορυκτό με χαρακτηριστικά μεγάλες δυνατότητες διόγκωσης και συρρίκνωσης) είναι της τάξης του <3% και θεωρείται χαμηλό.

Πίνακας 7: Χημικά Χαρακτηριστικά – Ενότητα Β

Sulphates % of SO ₄	Chlor Ions %	pH Content	Montmorillonite %
0,03 – 0,05	<0,01	7,5 – 7,7	<3

4.1.3. Ενότητα (Γ): Μεταβατική Ζώνη προς Μάργα

Η μεταβατική ζώνη προς Μάργα εμφανίζεται κάτω από τα σύγχρονα θαλάσσια/παράκτια ιζήματα σε βάθη μεγαλύτερα των 7,00 – 7,50 m περίπου στους χώρους των γεωτρήσεων. Είναι χρώματος χακί/υπόλευκου ανοικτού καφέ με κατά τόπους γκρι αποχρώσεις.

Δοκιμές Κατάταξης

Από άποψης **κοκκομετρικής διαβάθμισης** κατατάσσονται στις ελαφρά αμμούχες ως αμμούχες, αργιλλικές ως πολύ αργιλικές Ιλύες και Αργιλλοϊλύες και στις αργιλλικές ως πολύ αργιλλικές αμμούχες Ιλύες ως αμμοϊλύες.

Πίνακας 8: Κοκκομετρική Διαβάθμιση – Ενότητα Γ

Μάργες	Sand %	Silt %	Clay %
No of tests	11		
Minimum	1	38	4
Maximum	58	69	54
Average	15,8	51,3	32,9
Standard Deviation	17,1	9,0	15,8
COV%	108	18	48

Τα **Όρια Υδαρότητας LL** των πιο πάνω υλικών είναι της τάξης του 34 – 65%, με δείκτη πλαστικότητας της τάξης του 5 – 42%, που τα κατατάσσουν στα εδάφη χαμηλής μέσης και ψηλής πλαστικότητας (Τύπος εδάφους CL/MI/CI/CH στο διάγραμμα πλαστικότητας Cassagrande – Παράρτημα 4). Σε περίπτωση πλήρους αφαίρεσης και με βάση τη σχετική δοκιμή η συρρίκνωση (Linear Shrinkage) που μπορεί να επέλθει είναι της τάξης του 2 – 17 %.

Με βάση το διάγραμμα Skempton για κατάταξη των εδαφών στις διάφορες κατηγορίες κινδύνου από την παρουσία πλαστικών αργιλικών ορυκτών τα εδάφη της ενότητας αυτής θεωρούνται σαν μη δραστικές ως δραστικές (Inactive to Active- σχετικό διάγραμμα στο παράρτημα 4). Με βάση το Νοτιοαφρικανικό διάγραμμα κατάταξης δυνητικότητας διόγκωσης αργίλου (expansive clay classification chart) έχει Χαμηλή ως πολύ ψηλή (Low to Very High) δυνητικότητα διόγκωσης (σχετικό διάγραμμα στο παράρτημα 4).

Πίνακας 9: Χαρακτηριστικά Πλαστικότητας – Ενότητα Γ

Μάργες	LL %	PL %	PI %	LS %	Soil type (Cassagrande)	Moisture Content %	
No of tests	11						
Minimum	34	18	5	2	CL/ MI/ CI/CH	24 – 44	
Maximum	65	33	42	17			
Average	46,7	23,6	23,1	10,5			
Standard Deviation	12,0	4,1	12,7	4,6			
COV%	26	17	55	44			

Η Φυσική Υγρασία είναι της τάξης του 22 – 44%.

Παράμετροι Πυκνότητας και Αντοχής

Το **Ειδικό Βάρος** της τάξης των 2,672 – 2,729, g/cm³, η Φαινόμενη Πυκνότητα (**Bulk Density**) της τάξης των 1,788 – 1,967 g/cm³ με τα αντίστοιχο Φαινόμενο Βάρος (**Unit Weight**) της τάξης του 17,6 – 19,3 kN/m³.

Με βάση τις δοκιμές **SPT** οι μάργες κατατάσσονται στα σιφρά, πολύ σιφρά ως σκληρά εδάφη με αριθμό κτύπων ανά 30 cm διείσδυσης της τάξης των 9 – 41.

Έγιναν 10 δοκιμές σε αντοχή στην ανεμπόδιση θλίψη που έδωσαν αποτελέσματα της τάξης των 133 – 465 kPa με μέσο όρο 268 kPa. Οι τριαξονικές δοκιμές (Unconsolidated Undrained) έδωσαν αντοχή στη διάτμηση της τάξης των 195 – 352 kPa.

Για καθορισμό της γωνίας εσωτερικής τριβής έγιναν δοκιμές απ' ευθείας βραδείας διάτμησης με αποτελέσματα της τάξης των 30 – 32°.

Πίνακας 10: Μηχανικές Παράμετροι – Ενότητα Γ

Μάργες	SPT N-values	Triaxial Cohesion (QU) kPa	φ° (Shearbox)	UCS _{quc} kPa	Specific Gravity kg/m ³	Bulk Density kg/m ³	Unit Weight kN/m ³
No of tests	14	2	2	10	4	23	23
Minimum	9	195	30	133	2,672	1,788	17,6
Maximum	41	352	32	465	2,729	1,967	19,3
Average	22,2	273,5	31,0	268,3	2,700	1,878	18,5
Standard Deviation	10,7	111,0	1,4	111,0	0,03	0,1	0,6
COV%	48	41	5	41	1	3	3

Πίνακας 11: Rock Classification on the basis of UCS in accordance with BS 5930:1999+A2:2010

Term for use in field or based on measurement	Definition for field use	Definition on basis of Unconfined Compressive Strength measurements MPa
Extremely weak	Can be indented by thumbnail. Gravel sized lumps crush between finger and thumb.	0.6 – 1.0
Very weak	Crumbles under firm blows with point of geological hammer. Can be peeled by a pocket knife	1 – 5
Weak	Can be peeled by a pocket knife with difficulty. Shallow indentations made by firm blow with the point of geological hammer.	5 – 25
Medium strong	Cannot be scraped with pocket knife. Can be fractured with a single firm blow of geological hammer.	25 – 50
Strong	Requires more than one blow of geological hammer to fracture.	50 – 100
Very strong	Requires many blows of geological hammer to fracture.	100 – 250
Extremely Strong	Can only be chipped with geological hammer.	>250

Based on BS EN ISO 146891:2003 4.2.7, Table 5.

Η αντοχή και ενεργή αντοχή καθορίσθηκαν επίσης και με βάση τις δοκιμές πρότυπης διεύθυνσης και έχουν ως πιο κάτω:

Πίνακας 12: Αντοχή/Συνοχή με βάση τις δοκιμές SPT

BH	Depth	N (measured)	Strength kPa	Effective Strength kPa
1	7,50	26	130	43
	9,30	28	140	47
	10,50	36	180	60
	12,00	12	60	20
	15,00	13	65	22
	16,50	21	105	35
	18,00	39	195	65
2	8,00	41	205	68
	10,00	25	125	42
	12,00	9	45	15
	12,45	10	50	17
	13,50	17	85	28
	15,00	18	90	30
	18,00	16	80	27
MARL			Strength	Effective
min			45	15
max			205	68
Average			111	37

Παράμετροι Στερεοποίησης και Διόγκωσης

Μία δοκιμή για πίεση διόγκωσης, ποσοστού διόγκωσης και για στερεοποίηση που έγινε σε δείγμα πυρήνα έδωσε πίεση διόγκωσης της τάξης των 54 kPa και μέτρο στερεοποίησης (OCR) 2,0. Έχουν ετοιμαστεί διαγράμματα (Compression vs Time plots) για κάθε ακολουθία φόρτισης, όπως και διαγράμματα e Vs $\log P$ (παράρτημα 4).

Οι τιμές c_v and m_v (συντελεστής στερεοποίησης και συντελεστής κατ' όγκον στερεοποίησης (coefficient of compressibility and coefficient of volume compressibility αντίστοιχα) που αντιπροσωπεύουν διάφορες φορτίσεις παρουσιάζονται σε πίνακα στο διάγραμμα e Vs $\log P$. Η καθίζηση για παράδειγμα κάτω από φορτίσεις της τάξης των 200 kPa είναι της τάξης των 3,35mm/m. Η δοκιμή διόγκωσης (swelling pressure) παρουσιάζεται σε διάγραμμα (cumulative weight Vs time) μαζί με τη δοκιμή στερεοποίησης στο παράρτημα 4. Η πιθανή διόγκωση σε περίπτωση πλήρους κορεσμού του δείγματος σε νερό έδωσε αποτελέσματα της τάξης του 1,18 %.

Τα αποτελέσματα των δοκιμών μέτρησης της πιθανής διόγκωσης (swelling measurement) παρουσιάζονται σε διαγράμματα Time Vs Swelling και Pressure Vs Void Ratio στο παράρτημα 4.

Πίνακας 13: Παράμετροι Στερεοποίησης και Διόγκωσης – Ενότητα Γ

Swelling Pressure, kPa	Swelling Measurement, %	Settlement (@200kPa) mm	O.C.R
54	1,18	3,35	2.0

Χημικά Χαρακτηριστικά

Το pH του ορίζοντα κυμαίνεται μεταξύ 8,6-8,8. Η περιεκτικότητα σε SO₄, που είναι της τάξης του 0,017-0,023%, θεωρείται χαμηλή, όπως και η περιεκτικότητα σε χλωρίοντα, που είναι της τάξης του <0,009%.

Η περιεκτικότητα σε **μοντμοριλλονίτη** (αργιλικό ορυκτό με χαρακτηριστικά μεγάλες δυνατότητες διόγκωσης και συρρίκνωσης) είναι ψηλό της τάξης του 12 – 14%.

Πίνακας 14: Χημικά Χαρακτηριστικά – Ενότητα Γ

Sulphates % of SO ₄	Chlor Ions %	Montmorillonite %	pH Content
0,017 – 0,023	< 0,009	12 – 14	8,6 – 8,8

Παράμετροι Ελαστικότητας

Με βάση τη μέθοδο όπως αυτή περιγράφεται από τον J. E. Bowles, 1988, αλλά και εργαστηριακές δοκιμές, το μέτρο συμπίεσης υπολογίστηκε ότι είναι της τάξης των >100,000 kN/m². Μελέτες σε άλλες περιοχές με τις ίδιες γεωλογικές συνθήκες με τη χρήση πρεσσιομετρήσεων έδωσαν τιμές αρκετά πιο ψηλές, πέραν των 200 kN/m². Ο δείκτης εδάφους (coefficient of subgrade reaction) είναι, με βάση τον Bowles, της τάξης των 50->150,000 kN/m³ ανάλογα με το σημείο της θεμελίωσης, το συνολικό βάρος της οικοδομής και το βάθος της θεμελίωσης.

Πίνακας 15: Προτεινόμενοι Συντελεστές Εδάφους – Ενότητα Γ

	Vertical Subgrade Reaction Ks (MN/m ³)*	Lateral Subgrade Reaction Ks' (MN/m ³)*	Es (MN/m ²)	Poisson Ratio
Marl	Proposed >100	126	Lab: 2 – 146 Press. T. 130-470 Proposed >100	0.35

* Ενδεικτικά. Βλέπε επίσης σημείωση κάτω από πίνακα 6.

** For piles 8m long and 1.0m dia

4.2. Υδρογεωλογικές Συνθήκες

Υπόγειο νερό έχει συναντηθεί και στις δύο γεωτρήσεις σε μικρό βάθος της τάξης του 1,50 m.

Έχουν γίνει αρκετές επί τόπου δοκιμές διαπερατότητας με τη μέθοδο **Falling Head**. Έχουν επίσης γίνει και εργαστηριακές δοκιμές σε επιλεγμένα δείγματα.

Τα αποτελέσματα, με βάση και με άλλες μελέτες στη περιοχή, έχουν ως ακολούθως :

Πίνακας 16: Laboratory permeability results

Type of Soil	Permeability Value (cm/s)	Horizon
Άμμοι	3.3×10^{-3} cm/s or 2.85 m/day	B1
Χαλίκια	6.2×10^{-3} cm/s or 5.35 m/day	B2
Weathered, khaki Marl	5.9×10^{-7} cm/s or 0.0005 m/day	Γ
Fresh, grey Marl	5.0×10^{-7} cm/s or 0.0004 m/day	Γ

Πίνακας 17: Permeability and drainage characteristics of soil (Terzaghi et al., 1996)

cm/s	10 ⁰	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹	10 ⁻¹⁰
				Sa	Si+Sa			Marl			
			Sand+Gravel								
Drainage	Good						Poor		Practically Impervious		
Soil types	Clean Gravel	Clean sands, clean sand and gravel mixtures					Very fine sands, organic and inorganic silts, mixtures of sand silt and clay, glacial till, stratified clay deposits etc		"Impervious" soils, e.g. homogenous clays below zone of weathering.		
						"Impervious" soils modified by effects of vegetation and weathering.					

Με βάση τα πιο πάνω θα μπορούσε να εξαχθεί το συμπέρασμα πως η ενότητα Β έχει υψηλή διαπερατότητα, μερικών μέτρων την ημέρα και η ενότητα Γ έχει πολύ χαμηλή και πρακτικά θεωρείται σχεδόν μη περατή.

Ένα δείγμα υπόγειου νερού έχει ελεγχθεί για Ηλεκτρική Αγωγιμότητα, pH, υδατοδιαλυτά άλατα χλωρίου και θείου με τα πιο κάτω αποτελέσματα, που θεωρούνται χαμηλά, ενδεχομένως λόγω του πρόσφατου εμπλουτισμού του από τις βροχές.

Πίνακας 18: Χημικά Χαρακτηριστικά του υπόγειου νερού.

BH	Cl ⁻ (mg/L)	SO ₄ (mg/L)	pH	Electrical Conductivity (μS/cm)	TDS (μg/L)
1	795	1023	7.4	2967	1912

4.3. Συνθήκες Εκσκαφής

Οι εκσκαφές για την κατασκευή του υπογείου και της θεμελίωσης της οικοδομής θα είναι γενικά εύκολες όσον αφορά όλα τα εδάφη που βρίσκονται στο χώρο και μπορούν να πραγματοποιηθούν με συμβατικούς εκσκαφείς. Τονίζεται όμως πως οι εκσκαφές θα πρέπει να γίνουν αφού πρώτα διασφαλισθεί η ευστάθεια τους με την λήψη των κατάλληλων μέτρων. Ένας περιμετρικός τοίχος

αντιστήριξης που ταυτόχρονα θα πρέπει να υδατομονώνει την εκσκαφή θεωρείται απαραίτητος πριν αρχίσουν οι εκσκαφές. Οι τοίχος θα πρέπει να εισχωρεί τουλάχιστον 3 μέτρα κάτω από το επίπεδο έδρασης της κοιτόστρωσης. Με τον τρόπο αυτό θα μειωθούν δραματικά και οι ποσότητες που θα εισρέουν μέσα στην εκσκαφή, που θα περιοριστεί μόνο στη βάση της, και θα μπορούν να διοχετευτούν στον οχετό ομβρίων. Ο χημισμός του υπόγειου νερού στην προκειμένη περίπτωση δεν είναι απαγορευτικός. Πέραν της σχετικά ψηλής αλατότητας, δεν έχουν καταγραφεί άλλες ψηλές συγκεντρώσεις επικίνδυνων στοιχείων.

4.4. Συνθήκες Θεμελίωσης

Από εδαφοτεχνική άποψη ο χώρος προσφέρεται για έδραση οικοδομών, νοουμένου ότι θα ληφθούν υπόψη οι ιδιαιτερότητες και τα μηχανικά χαρακτηριστικά του υπεδάφους.

4.4.1. Ενότητα Α – Επιχωματώσεις

Οι επιχωματώσεις βρίσκονται σε βάθη μέχρι 0,80 – 3,00 m και θα απομακρυνθούν αφού υπάρχει πρόνοια για διώροφο υπόγειο. Προσοχή θα πρέπει όμως να δοθεί στην χαμηλή τους ευστάθεια σε περίπτωση κατακόρυφων εκσκαφών.

4.4.2. Ενότητα Β – Λεπτόκοκκα, κοκκώδη μη συνεκτικά εδάφη παράκτιων, θαλάσσιων αποθέσεων

(a) Ο καθορισμός των επιτρεπόμενων φορτίσεων έχει καθορισθεί με τη βοήθεια των προτύπων δοκιμών διείδυσης λαμβάνοντας υπόψη τη σχέση καθίζησης και φόρτισης. Με βάση τη μέθοδο αυτή έχουν καθορισθεί οι επιτρεπόμενες φορτίσεις για διάφορα βάθη όπως προνοεί ο Ευρωκώδικας Νο 7. Προς εξουδετέρωση του προβλήματος της διαφορετικότητας που παρατηρείται στα συγκεκριμένα εδάφη, μπορεί να επιλεγεί σαν μέγιστη επιτρεπόμενη φόρτιση, εκείνη που μπορεί να προκαλέσει μέγιστη καθίζηση 25 mm στο πέδιλο που θα υποστεί τη μεγαλύτερη φόρτιση, χρησιμοποιώντας τη χαμηλότερη τιμή που λαμβάνεται από τις πρότυπες δοκιμές διείδυσης. Με αυτό το τρόπο ακόμα και το πέδιλο με τη πιο μεγάλη φόρτιση δεν θα προκαλέσει μεγαλύτερη καθίζηση από 25 mm. Στην πραγματικότητα δε η διαφορά των καθιζήσεων μεταξύ των πεδίων θα είναι μικρότερη από 25 mm εφ' όσον όλα τα πέδιλα θα υποστούν στο τέλος κάποια καθίζηση. Τέτοιου μεγέθους καθιζήσεις θεωρούνται ανεκτές, ιδιαίτερα στα μη συνεκτικά εδάφη, όπου οι καθιζήσεις είναι ουσιαστικά άμεσες, και πραγματοποιούνται κατά την διάρκεια της ανέγερσης της οικοδομής.

Οι επιτρεπόμενες φορτίσεις, με βάση τις δοκιμές αυτές παρουσιάζουν μεγάλες διακυμάνσεις ανάλογα με τη πυκνότητα τους, τη παρουσία νερού, χαλικιών ή οργανικών. Λόγω των μεγάλων διακυμάνσεων και της απρόβλεπτης παρουσίας των πολύ χαλαρών οργανικών δεν θεωρούνται αξιόπιστα εδάφη για έδραση βαριών κατασκευών.

Οι επιτρεπόμενες φορτίσεις κυμαίνονται μεταξύ 20 και 550 kPa, με τις χειρότερες να βρίσκονται στα 3 – 5 μέτρα, όπου εντοπίζονται χαλαρές άμμοι με φύκια. Σ' αυτό το βάθος εκτιμάται πως ήταν παλιά ο βυθός της θάλασσας μερικές χιλιάδες χρόνια πριν. Αργότερα ακολούθησε η φυσική επίχωση με προσχώσεις και πολύ πρόσφατα με την δράση του ανθρώπου.

Πίνακας 19: ΜΕΓΙΣΤΗ ΕΠΙΤΡΕΠΤΗ ΦΟΡΤΙΣΗ (ALLOWABLE BEARING PRESSURES-ABP) (Corrections in accordance with CYS EN 1998-5:2004 (E))

BH	Depth	N (measured)	N1 (60)	A.B.P (kPa)
1	1,50	37	50	550
	3,00	18	22	240
	4,50	15	17	180
2	3,00	2	2	20
	4,50	3	3	30
	4,95	6	7	75

4.4.3. Ενότητα (Γ) Συνεκτικά εδάφη – Μάργες

Σε συνθήκες συνεκτικών, αργιλικών εδαφών, οι μέγιστες επιτρεπόμενες φορτίσεις καθορίζονται με μεγαλύτερη αξιοπιστία :

(a) **Από τη διατμητική αντοχή τους.** Στις δυσμενέστερες συνθήκες που θα μπορούσαν να επικρατούν σε τέτοιου είδους εδάφη, δηλαδή συνθήκες μη περατών εδαφών, κορεσμού σε νερό και μη αποστράγγισης η γωνία εσωτερικής τριβής θεωρείται μηδενική και η διατμητική αντοχή του εδάφους λαμβάνεται σαν η μέγιστη επιτρεπόμενη φόρτιση. Στη συγκεκριμένη περίπτωση η διατμητική αντοχή, όπως καθορίσθηκε με τις τριαξονικές δοκιμές **για αστράγγιστες συνθήκες είναι της τάξης των 195 – 352 kPa**. Η γωνία εσωτερικής τριβής με βάση τις δοκιμές απ' ευθείας βραδείας διάτμησης είναι της τάξης των **30 – 32°**.

b) **Από την αντοχή στην ανεμπόδιση θλίψη** και με τη βοήθεια των διαγραμμάτων που ετοιμάστηκαν από διάφορους μελετητές (Peck, Hanson, Thornburn, 1973) καθορίζεται η επιτρεπόμενη φόρτιση (net allowable bearing pressure) στα 210 kPa για το ανώτερο της μέρος για πέλματα με πλάτος >1 m.

(c) Έγιναν επίσης υπολογισμοί οι οποίοι επαληθεύτηκαν βάσει του Ευρωκώδικα 7 τόσο για θεμελίωση με κοιτόστρωση όσο και με πασσάλους. Για τους πασσάλους έγινε επίσης επαλήθευση και με τη μέθοδο των συντελεστών

ασφαλείας (ASD) Οι υπολογισμοί για την επιτρεπόμενη φέρουσα ικανότητα της κοιτόστρωσης έγινε με τη βοήθεια του λογισμικού SO-Foundation της εταιρίας Soil Office ενώ οι υπολογισμοί για τους πασσάλους έγιναν με το λογισμικό GEO5 – Single Pile της εταιρίας Fine.

Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται συνοπτικά στους πιο κάτω πίνακες και αναλυτικά στο παράρτημα 2.

Πίνακας 20. Επιτρεπόμενες φορτίσεις κοιτόστρωσης

q_{all-sh} [kPa]	q_{set} [kPa]	q_{all} [kPa]	S_{q-all} [m]
4.236.47	507.09	507.09	0.0500

q_{all-sh} : allowable bearing capacity according to the shear failure criterion

q_{set} : allowable bearing capacity according to the allowable settlement

q_{all} : proposed allowable settlement occurring from $\min \{ q_{all-sh} , q_{set} \}$

S_{q-all} : allowable settlement

Πίνακας 21. Vertical Bearing Capacity and Settlement results for piles, verified according to EN 1997

Location	BH1	
	PILE DIMENSIONS	
Diameter, m	1.0	
Depth, m	20.0	
Effective depth of pile, m	12.0	
	LOADS	
	Design	Service*
Vertical Load, V, kN	1000	714.3
Horizontal Load, Hx, kN	250	178.6
Horizontal Load, Hy, kN	250	178.6
Moment, Mx, kNm	150	107.1
Moment, My, kNm	150	107.1
	VERTICAL BEARING CAPACITY	
Pile Skin Bearing Capacity, Rs, kN	1337.0	
Pile Base Bearing Capacity, Rb, kN	1253.1	
Pile Bearing Capacity, Rc, kN	2590.1	
	SETTLEMENT for design/service loads	
Load at the onset of mobilization of skin friction, Ryu, kN	3683.3/2578.3	
Settlement for Ryu, mm	13.2/9.3	
Bearing Capacity corresponding to 25mm settlement, Rbu, kN	1332.7	
Total Resistance, Rc, kN	4310.9/3417.5	
Settlement at Vertical Design/Service Load (1000/714.3kN), mm	1.0/0.7	

*Service loads created from the design loads divided by the coefficient 1.40

Πίνακας 22. Horizontal Pile Capacity

Location		BH1
		PILE DIMENSIONS
Diameter		1.0
Depth		20.0
		HORIZONTAL BEARING CAPACITY
Max. Pile Displacement, mm		5.8
Max. Shear Force, kN		353.6
Max. Moment, kNm		551.6
Satisfactory , %	Shear	22.5
	Bending and Compression	22.1
	Reinforcement ratio	22.6

Τα φορτία, οι καθιζήσεις και η οριζόντια φέρουσα ικανότητα είναι τα ίδια και στις δύο μεθόδους επαλήθευσης. Μόνο η κατακόρυφη φέρουσα ικανότητα αλλάζει με τα αποτελέσματα να παρουσιάζονται πιο κάτω.

Πίνακας 23. Vertical Bearing Capacity results, verified using Safety Factors (ASD method)

Location		BH2
		PILE DIMENSIONS
Diameter, m		1.0
Depth, m		16.0
Effective depth of pile, m		12.0
		VERTICAL BEARING CAPACITY
Pile Skin Bearing Capacity, R_s , kN		1470.7
Pile Base Bearing Capacity, R_b , kN		1378.4
Pile Bearing Capacity, R_c , kN		2849
SAFETY FACTOR		2.85 < 2.00

(d) Με την εφαρμογή της φόρμουλας $q_a = (q_u N_c) / 6$, όπου

- q_a : μέγιστη επιτρεπόμενη φόρτιση (ΜΕΦ),
- q_u : αντοχή στην ανεμπόδιση θλίψη
- N_c : συντελεστής αντοχής εδάφους (Bearing Capacity Factor), που καθορίζεται από το βάθος και το πλάτος της θεμελίωσης

Η τελική εισήγηση για τη ΜΕΦ γίνεται αφού ληφθούν υπόψη τόσο οι πιο πάνω μέθοδοι όσο και η εμπειρία και κρίση των ειδικών για τη συμπεριφορά των εδαφών στο σύνολο τους και ιδιαίτερα τα χαρακτηριστικά πλαστικότητας, οι δυνατότητες διόγκωσης/ συρρίκνωσης, η δυνατότητα παρουσίας νερού, η δυνατότητα αλλαγής της φυσικής υγρασίας του εδάφους, ο τύπος και το βάθος της θεμελίωσης και τα φορτία που θα μεταφερθούν στο έδαφος.

Με βάση τα πιο πάνω η φέρουσα ικανότητα της ενότητας Γ, όπως καθορίζεται από το διάγραμμα των Peck, Hanson, Thornburn 1973,

- ✓ λαμβανομένων υπόψη και των αποτελεσμάτων των δοκιμών SPT,
- ✓ της αντοχής στην ανεμπόδιστη θλίψη,
- ✓ της αντοχής στη διάτμηση,
- ✓ των συντελεστών K_s ($>100,000 \text{ KN/m}^3$) και E_s ($>100,000 \text{ KN/m}^2$),
- ✓ αλλά και των γενικότερων γεωλογικών και υδρογεωλογικών συνθηκών καθορίζεται στα **280 kPa στο ανώτερο μέρος της μάργας**, όπου η μάργα είναι εξαλλοιωμένη και σε κάποιο βαθμό σαθρή, ενώ **σε μεγαλύτερα βάθη, πέραν των 15 μέτρων**, όπου η μάργα είναι υγιής και πιο συνεκτική, οι επιτρεπόμενες φορτίσεις μπορούν να αυξηθούν στα **>350kPa** και σταδιακά ακόμα περισσότερο.

4.5. Βάθος και τύπος Θεμελίωσης

Ο τύπος και το βάθος της θεμελίωσης καθορίζεται με βάση τον τύπο, το μέγεθος, βάρος και τη χρήση των κατασκευών καθώς και τους διάφορους γεωλογικούς κινδύνους. Εφ' όσον πρόκειται για ψηλό κτήριο, θα πρέπει να ληφθούν υπόψη, πέραν των επιτρεπόμενων φορτίσεων του εδάφους, και τα πλευρικά φορτία λόγω ανέμων. Τα φορτία αυτά σε συνδυασμό με άλλες συνθήκες/κινδύνους όπως π.χ. χαμηλή τριβή, ψηλή στάθμη υπογείου νερού, πιθανότητα ρευστοποίησης κτλ. μπορεί και να προκαλέσουν ανύψωση αβαθών θεμελιών. Επομένως, στις περιπτώσεις βαριών και ψηλών οικοδομών, μια από τις λύσεις που επιβάλλεται να μελετηθούν είναι και η μεταφορά των φορτίων ή μέρους των φορτίων σε μεγάλα βάθη, με τη χρήση έγχυτων πασσάλων, το βάθος των οποίων θα εξαρτηθεί από το συνολικό φορτίο της κατασκευής, τον αριθμό και διάμετρο των πασσάλων και εν πάση περιπτώση όχι λιγότερο από 3 φορές τη διάμετρο τους μέσα στη Μάργα. Μια πιθανή λύση είναι όπως τα φορτία μεταφερθούν με πασσάλους τριβής/αιχμής κατά κύριο λόγο σε βάθη της τάξης των 14 τουλάχιστον μέτρων. Έχει γίνει και μια ενδεικτική ανάλυση πασσάλου με τη μέθοδο των ελατηρίων καθώς και με αναλυτική μέθοδο και παρουσιάζονται στο παράρτημα 2.

Η απόφαση για τον τύπο και το βάθος της θεμελίωσης επαφίεται στους μηχανικούς μελετητές του έργου, που είναι και γνώστες επακριβώς των σχεδίων και των λεπτομερειών της οικοδομής και πιο συγκεκριμένα της κατανομής των φορτίων της.

4.6. Γεωκίνδυνοι

Σεισμολογικά στοιχεία

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα του Ευροκώδικα CYS EN 1998-1: 2004 η υπό μελέτη περιοχή κατατάσσεται στη σεισμική ζώνη 3 με μέγιστη επιτάχυνση εδάφους 0.25 g.

Στην υπό μελέτη περιοχή τα παράκτια/θαλάσσια εδάφη μπορούν να καταταγούν στην κατηγορία εδαφών E με χαρακτηριστικά της κατηγορίας C και οι μάργες στην κατηγορία εδαφών A με συντελεστή γηπέδου (S) 1,4 και 1,0 αντίστοιχα (Σεισμολογικά στοιχεία επισυνάπτονται στο σχέδιο 6 και στους πίνακες 3.1, 3.2 που το ακολουθούν).

Πίνακας 24: Ground Types in accordance with CYS EN 1998-1

Ground Type	Description of Soil Horizon and depth	Parameters		
		V _{s30} (m/s)	NSPT	C _u (kPa)
C	Unit B – Recent Marine Coastal Deposits Encountered between 0,8-3,0 and ~7.50 m	180 – 360	2 – 37	20 – 370*
B	Unit C: Marl of Nicosia Formation >7.50 m	>800	9 – 41	133 – 465
* On the basis of SPT N values				
Proposed Ground Type: C				

Η περιοχή μελέτης επηρεάζεται κυρίως από τη σεισμική δραστηριότητα που παρουσιάζει η νότια και νοτιοανατολική Κύπρος. Οι σεισμοί αυτοί που είναι συνήθως μικρού και αραιότερα μέσου μεγέθους έχουν το επίκεντρό τους σε βάθη μέχρι, ενδεχομένως, και πέραν των τριάντα χιλιομέτρων.

Η περιοχή επηρεάζεται και από την ενεργή σεισμική ζώνη που περνά μεταξύ αεροδρομίου και της πόλης της Λάρνακας. Ειδικές μελέτες που έγιναν για το Τμήμα Γεωλογικής Επισκόπησης από E.Gahardo and J. Makris, 1995-1999, έχουν δώσει τα πιο κάτω αποτελέσματα:

Peak ground acceleration 0.21 g, for 50 years service life, T=310 years, Acceptable risk : 10%.

Shear wave velocities for soft soils : 150 m/sec.

Shear wave velocities for stiff soils : 300 m/sec.

Κίνδυνος Ρευστοποίησης

Σε περιπτώσεις όπου εμφανίζονται κορεσμένες σε νερό, χαλαρές άμμοι με ποσοστό λεπτόκοκκων υλικών μεγέθους ιλύος και αργίλου <35% και σε βάθη <10-15 μέτρων, υπάρχει μεγάλη πιθανότητα ρευστοποίησης του εδάφους σε περίπτωση ισχυρού σεισμού.

Έχει γίνει έλεγχος για ρευστοποίηση εδάφους με στοιχεία που λήφθηκαν από τις γεωτρήσεις BH1 και BH2, με τη χρήση του λογισμικού Nonliq της εταιρίας Novotech. Η αξιολόγηση έγινε με τη χρήση των παρακάτω τεσσάρων

διαφορετικών μεθόδων: NCEER Workshop (1997), Boulanger – Idriss (2014), Vancouver Task Force (2007) και Seed et al. (1983).

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα φαίνεται ότι σε περίπτωση ισχυρού σεισμού με μέγεθος σεισμικής ροπής M_w της τάξης του 7,0, ενδέχεται να υπάρξει πρόβλημα σε βάθη της τάξης των 3,45 – 5,25 μέτρων περίπου, όπου εμφανίζονται οι χαλαρές έως μέσης πυκνότητας και κορεσμένες σε νερό άμμοι με μικρά ποσοστά λεπτόκοκκων υλικών αλλά και οργανικών ουσιών. Οι δείκτες ασφαλείας σε αυτά τα βάθη είναι της τάξης του 0,43 – 0,58 και οι αντίστοιχες πιθανότητες ρευστοποίησης είναι της τάξης του 33 – 43%.

Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται πιο αναλυτικά στο παράρτημα 1.

Πλημύρα: Ο κίνδυνος αυτός είναι χαμηλός, ιδιαίτερα με την κατασκευή της Λεωφόρου Τιμάγια, μέσω της οποίας αποστραγγίζεται μεγάλο μέρος της περιοχής.

Καρστικά: Δεν υπάρχει τέτοιος κίνδυνος εφ' όσον δεν υπάρχουν πετρώματα επιρρεπή στην αποκάρσωση μέχρι το βάθος των 60 τουλάχιστον μέτρων, που έχουν ανορυχθεί γεωτρήσεις στην άμεση περιοχή.

4.7. Συνοπτικοί πίνακες παραμέτρων σχεδιασμού

Οι παράμετροι αυτοί καθορίστηκαν στη βάση διαφόρων μεθόδων βασιζόμενων στα SPT, στα εργαστηριακά αποτελέσματα και σε διάφορες εμπειρίες. Παρουσιάζονται στον πιο κάτω πίνακα.

Πίνακας 25: Προτεινόμενοι Συντελεστές Εδάφους

Soil Type	Vertical Subgrade Reaction K_s (MN/m ³) (Proposed)	Lateral Subgrade Reaction* K_s' (MN/m ³) (Proposed)	E_s (MN/m ²) Proposed	Poisson Ratio
Παράκτια/θαλάσσια	30	31	25	0.30
Μάργα	>100	126	>100	0.35

* Pile diameter 1.0 m, Pile length 8 m

Πίνακας 26: Angle of internal friction

Παράκτια/Θαλάσσια Ιζήματα	31 – 33°	Overall Proposed: 30°
Μάργα	30 – 32°	Overall Proposed: 30°

Πίνακας 27: Angle of internal friction, the design compressive strength and the cohesion established on the basis of RQD and Unconfined Compressive Strength for rocks (MARL) – (After Tomlinson).

RQD	Design Compressive Strength kPa	Cohesion kPa	Angle of Friction
0 – 70	0.33 q	0.1 q	30
	Lower value: 44	Lower value: 13	
	Max. value: 153	Max. value: 47	
	Aver. Value: 89	Aver. Value: 27	
	Proposed: 89	Proposed: 27	Proposed: 30

q: Unconfined Compressive Strength

Ο πιο πάνω πίνακας θα πρέπει να αξιολογηθεί με όλες τις επιφυλάξεις, λαμβάνοντας υπόψη πως η μάργα στη προκειμένη περίπτωση βρίσκεται στα όρια μεταξύ σκληρού, συνεκτικού εδάφους και εξαιρετικά ασθενούς πετρώματος.

Πίνακας 28: Effective cohesion and Angle of internal friction of marl, established on the basis of SPT

Cohesion kPa – 5*SPT	Effective Cohesion kPa	Effective Angle of Friction
Lower value: 45 Max. value: 205 Aver. Value: 111	Lower value: 15 Max. value: 68 Aver. Value: 37	17 – 30
Proposed: 111	Proposed: 37	Proposed: 28

Πίνακας 29: Προτεινόμενοι Συντελεστές Διαπερατότητας

Description	k(cm/sec)
Άμμοι	3.3×10^{-3}
Χαλίκια	6.2×10^{-3}
Διαβρωμένη Μάργα	5.9×10^{-7}
Υγιής Μάργα	5.0×10^{-7}

Πίνακας 30: Proposed Specific Gravity, Bulk Density and Unit Weight

	Specific Gravity kg/m ³	Bulk Density kg/m ³	Unit Weight kg/m ³
Λεπτόκοκκα/Σύγχρονα Παράκτια ιζήματα	2,652	1,794	17,6
Μάργα	2,700	1,878	18,5

5.0. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ – ΕΙΣΗΓΗΣΕΙΣ

Από γεωτεχνικής άποψης ο χώρος χαρακτηρίζεται από 3 γεωτεχνικές ενότητες:

(Α) Επιχωματώσεις, που έχουν μικρό πάχος, λιγότερο από 3 μέτρα.

(Β) Σύγχρονες παράκτιες/θαλάσσιες αποθέσεις/ιζήματα που έχουν φθάνουν μέχρι τα 7,00 – 7,50m περίπου και χαρακτηρίζονται από συχνές εναλλαγές των διαφόρων εδαφολογικών τύπων. Έχει δηλαδή αναπτυχθεί, κατά τόπους πιο έντονα και κατά τόπους λιγότερο έντονα, στρωμάτωση η οποία είναι αποτέλεσμα των αλλαγών της κοκκομετρικής διαβάθμισης, του χρώματος και λιγότερο πυκνότητας των εδαφών.

(Γ) Μάργες, βαθιάς θάλασσας ιζήματα του Σχηματισμού «Λευκωσίας», που χαρακτηρίζονται από τη παρουσία αμμούχας μάργας με ενστρώσεις ή/και φακούς από άμμους και εντοπίζονται σε βάθη πέραν των 7,00 – 7,50 m μέτρων. Στη προκειμένη περίπτωση μέχρι τα 20 μέτρα που έχουν ανορυχθεί οι γεωτρήσεις δεν έχει εντοπισθεί η τυπική μάργα, αλλά η μεταβατική φάση από τα παράκτια ιζήματα στα βαθιάς θάλασσας ιζήματα του σχηματισμού Λευκωσίας.

Οι δύο πρώτες ενότητες, δηλαδή μέχρι το βάθος των 7,00 – 7,50 m, δεν προσφέρουν για ψηλές και βαριές οικοδομές αξιόπιστες συνθήκες θεμελίωσης, λόγω της κατά τόπους χαμηλής πυκνότητας, της παρουσίας ψηλού ποσοστού χαλαρών οργανικών, της ψηλής συμπίεστότητας τους, της παρουσίας υπόγειου νερού σε μικρό βάθος και γενικά των μεγάλων διακυμάνσεων των μηχανικών τους χαρακτηριστικών.

Ο τύπος και το βάθος της θεμελίωσης καθορίζεται με βάση τον τύπο και τη χρήση των κατασκευών, των γεωτεχνικών συνθηκών και του κόστους. Στη προκειμένη περίπτωση απαιτείται η εφαρμογή σκληρού και άκαμπτου τύπου θεμελίωσης. Οι πιο πιθανοί τύποι είναι οι πιο κάτω:

- Κοιτόστρωση
- Συνδυασμός κοιτόστρωσης και έγχυτων πασσάλων αιχμής και τριβής.

Η πρώτη, μπορεί να εδρασθεί στο βάθος των 8 περίπου μέτρων, και φαίνεται να είναι ικανοποιητική για τον τύπο και μέγεθος του κτηρίου, αλλά και η δεύτερη λύση μπορεί να εφαρμοσθεί σε περίπτωση που κριθεί απαραίτητη, ανάλογα με το συνολικό φορτίο και την κατανομή του στο υπέδαφος και τις οριζόντιες πιέσεις που μπορεί να υποστεί το κτήριο. Στη δεύτερη περίπτωση το βάθος των πασσάλων θα πρέπει να υπολογισθεί ανάλογα με τη κατανομή των φορτίων, τη διάμετρος τους και το ποσοστό των φορτίων που μπορεί να ληφθεί από τη

τριβή. Θα μπορούσε, ενδεχομένως, να φθάσει μέχρι και τα 16 μέτρα. Τονίζεται πως η διαστασιολόγηση και το βάθος εδρασης των πασσάλων είναι μέρος της μελέτης του μηχανικού μελετητή. Εφ' όσον πρόκειται για ψηλό κτήριο, θα πρέπει να ληφθούν επίσης υπόψη, πέραν των επιτρεπόμενων φορτίσεων του εδάφους, και τα πλευρικά φορτία λόγω ανέμων. Τα φορτία αυτά σε συνδυασμό με άλλες συνθήκες όπως π.χ αρνητική ή χαμηλή τριβή, ψηλή στάθμη υπογείου νερού, χαλαρά στρώματα κορεσμένης σε νερό άμμου και ο κίνδυνος ρευστοποίησης σε περίπτωση ισχυρού σεισμού, μπορεί και να προκαλέσουν ανύψωση ή ανατροπή αβαθών θεμελίων.

Συνοπτικά, από πλευράς συνθηκών εδάφους μπορούν να τονισθούν τα πιο κάτω :

- Ο χώρος δεν προσφέρει μεν πολύ καλές συνθήκες θεμελίωσης για ψηλές και βαριές κατασκευές μέχρι το βάθος των 7.5 μέτρων, λόγω των προβλημάτων που αναφέρονται πιο πάνω, με την αξιοποίηση όμως των πληροφοριών που έχουν συλλεχθεί, τα προβλήματα αυτά μπορούν να ελαχιστοποιηθούν ή/και εξουδετερωθούν με την εφαρμογή του ορθού τύπου και βάθους θεμελίωσης και της ορθής κατανομής των φορτίων. Θα πρέπει, επομένως, να ληφθούν σοβαρά υπόψη τα μηχανικά χαρακτηριστικά των εδαφών και γενικότερα οι γεωτεχνικές συνθήκες του υπεδάφους.
- Τονίζεται πως παρατηρούνται στον χώρο σημαντικές ανομοιομορφίες στην κοκκομετρική διαβάθμιση και πυκνότητα των εδαφών στους πρώτους δύο οριζόντες. Πέραν αυτών, σε συνδυασμό με τη ψηλή σεισμική επικινδυνότητα και κατά τόπους την ομοιομορφία της άμμου και του κορεσμού της σε νερό, υπάρχει ο κίνδυνος της ρευστοποίησης των εδαφών με τους δείκτες ασφαλείας και την πιθανότητα ρευστοποίησης να κυμαίνονται μεταξύ 0,43 – 0,58 και 33 – 43% αντίστοιχα σε βάθη μεταξύ 3,45 και 5,25 μέτρων.
- Οι επιτρεπόμενες φορτίσεις στο βάθος των 8-16,00 μέτρων, όπου θα μπορούσε να εδρασθεί το σημαντικότερο μέρος των φορτίων του κτηρίου είναι της τάξης των 280 κι 350 kPa αντίστοιχα.
- Η στάθμη του υπογείου νερού είναι πολύ ψηλά, της τάξης του 1,50 m.
- Οι εκσκαφές είναι γενικά εύκολες όσον αφορά όλα τα εδάφη που βρίσκονται στο χώρο. Τονίζεται όμως πως οι εκσκαφές θα πρέπει να γίνουν αφού πρώτα διασφαλισθεί η ευστάθεια τους με την λήψη των κατάλληλων μέτρων. Ένας περιμετρικός τοίχος αντιστήριξης που ταυτόχρονα θα πρέπει να υδατομονώνει την εκσκαφή θεωρείται απαραίτητος πριν αρχίσουν οι εκσκαφές για να μειωθούν δραματικά και οι ποσότητες του υπόγειου νερού που θα εισρέουν μέσα στην εκσκαφή, και θα μπορούν να διοχετευτούν στον

οχετό ομβρίων. Ο χημισμός του υπόγειου νερού στην προκειμένη περίπτωση δεν είναι απαγορευτικός. Πέραν της σχετικά υψηλής αλατότητας, δεν έχουν καταγραφεί άλλες ψηλές συγκεντρώσεις επικίνδυνων στοιχείων.

Από τους γεωκινδύνους, σημαντικό είναι να αναφερθεί η υψηλή σεισμικότητα και κατ' επέκταση και η πιθανότητα ρευστοποίησης των εδαφών κάτω από συνθήκες σεισμού.

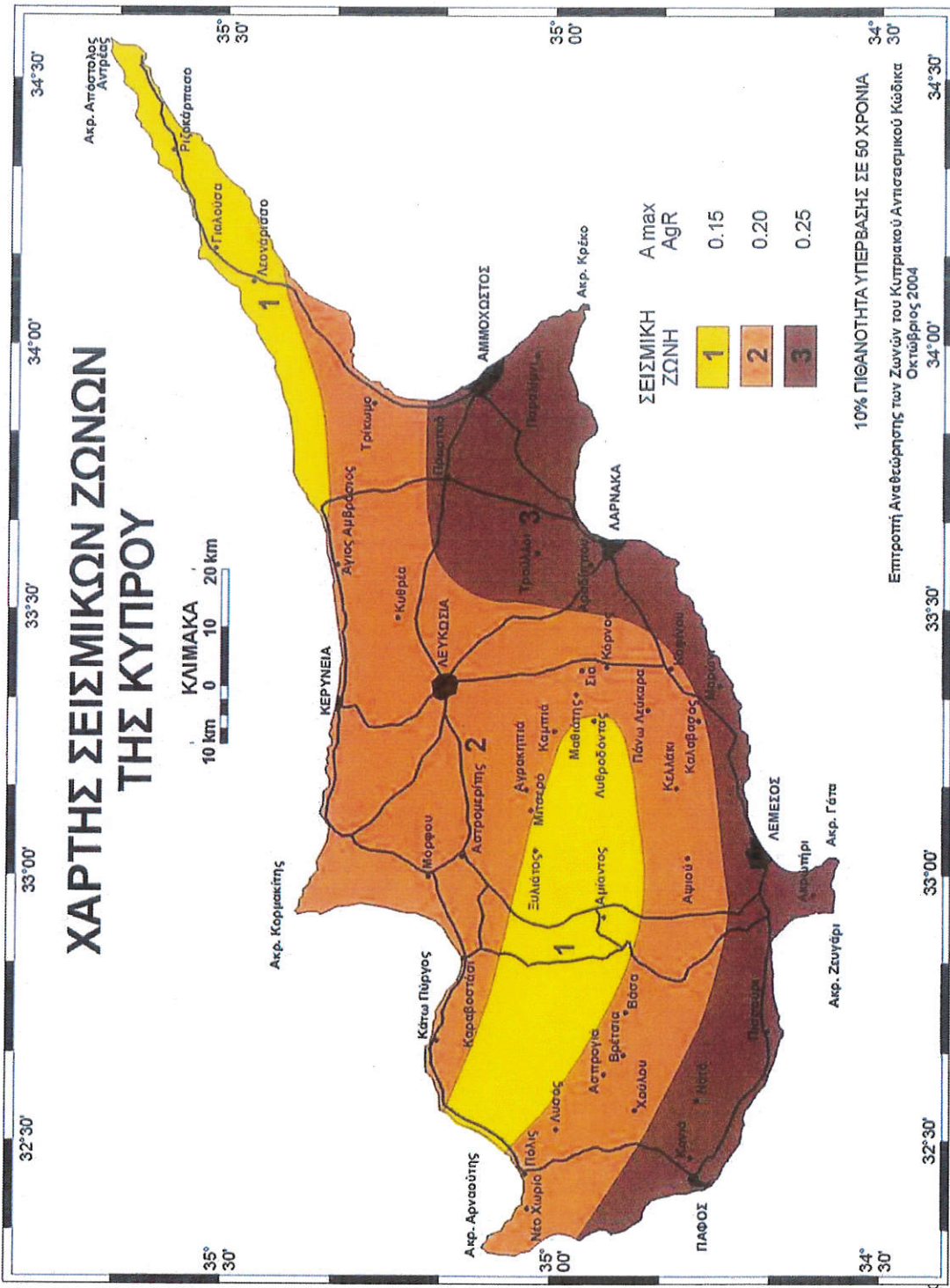
Η πιθανότητα πλημμύρας είναι χαμηλή ως μέτρια, ενώ δεν προβλέπεται πρόβλημα με καρστικά φαινόμενα, εφ' όσον πετρώματα επιρρεπή στην αποκάρσωση δεν έχουν εντοπισθεί μέχρι το βάθος των 60 μέτρων που έχουν ανορυχθεί γεωτρήσεις στη περιοχή.

Πίνακας 31: Συνοπτικός πίνακας των γεωτεχνικών χαρακτηριστικών των εδαφών

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ	ΕΝΟΤΗΤΑ Β Λεπτόκοκκες Σύγχρονες Παράκτιες/ Θαλάσσιες αποθέσεις/ Ιζήματα	ΕΝΟΤΗΤΑ Γ Μεταβατική Ζώνη προς Μάργα
SPT	2 – 37	9 – 41
Φ	31 – 33 ^ο Proposed: 30 ^ο	Proposed: 30 ^ο
Liquid Limits %	0	34 – 65
Plasticity Index %	0	5 – 42
Linear Shrinkage%	0	2 – 17
Activity Classific. (Skempton)	Inactive to Normal	Inactive to Active
Expansion Class (South African stds)	Low	Low to Very High
Unconfined Compressive Strength	-	133 – 465 kPa
Shear Strength/Cohesion Based on triaxial results, kPa	-	195 – 352
Max. Allowable Bearing Pressure	See table 19	280 kPa στο ανώτερο μέρος της Μάργας 350kPa σε μεγαλύτερα βάθη
Modulus of Subgrade Reaction Ks (MN/m ³)	25 – 100 Proposed: 30	>100
Lateral Subgrade Reaction Ks' (MN/m ³)	31	126
Modulus of Elasticity Es (MN/m ²)	12 – 80 Proposed: 25	>100
Poison Ratio (μ)	0.30	0.35
pH	7.5 – 7.7	8.6 – 8.8
SO ₄ %	0.03 – 0.05	0.017 – 0.023
Cl ⁻ %	< 0.01	< 0.009
Montmorillonite %	< 3	12 – 14
Φυσική Υγρασία %	12 – 28	24 – 44
Ειδικό Βάρος (g/cm ³)	2.632 – 2.671	2.672 – 2.729
Bulk Density (g/cm ³)	1.670 – 1.915	1.788 – 1.967
Unit weight (kN/m ³)	16.4 – 18.8	17.6 – 19.3
Swelling Pressure	-	54
Swelling Measurement	-	1.18
OCR	-	2.0

Πίνακας 32: Δοκιμές Αντοχής στην Ανεμπόδιση Θλίψη

BH	Depth (m)	DESCRIPTION	Diameter (mm)	Length (mm)	M. C. (%)	Bulk Density g/cm ³	U.C.S. (kPa)
1	7.00-7.50	Marl	99.7	208.9	32.2	1.861	395
1	10.00-10.40	Marl	85.5	172.7	39.1	1.814	380
1	13.50-13.80	Marl	84.5	176.0	30.7	1.940	133
1	17.20-17.60	Marl	85.0	177.1	31.5	1.952	217
1	19.80-20.00	Marl	84.3	174.1	35.0	1.923	465
2	7.60-8.00	Sandy Clay and Silt	98.0	228.4	27.2	1.791	308
2	11.00-11.30	Sandy Marl	86.5	139.3	28.6	1.895	200
2	12.70-13.00	Sandy Silt	84.8	156.4	30.4	1.798	180
2	14.60-15.00	Sandy Silt	84.0	177.7	29.4	1.893	210
2	18.00-18.45	Very clayey, very sandy Silt to very clayey Sand and Silt	36.2	72.6	28.0	1.967	195
Performed on Multiplex Triaxial Machine							



ΣΧΕΔΙΟ 6
ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΖΩΝΕΣ ΤΗΣ ΚΥΠΡΟΥ

Table 3.1: Ground Types

Ground Type	Description of stratigraphic profile	Parameters		
		v_{s30} (m/s)	N_{SPT} (Blows/30cm)	C_u (kPa)
A	Rock or other rock-like geological formation, including at most 5m of weaker material at the surface.	>800	-	-
B	Deposits of very dense sand, gravel, or very stiff clay at least several tens of metres in thickness, characterized by a gradual increase of mechanical properties with depth.	360-800	>50	>250
C	Deep deposits of dense or medium-dense sand, gravel or stiff clay with thickness from several tens to many hundreds of metres.	180-360	15-50	70-250
D	Deposits of loose-to-medium cohesionless soil (with or without some soft cohesive layers), or of predominantly soft-to-firm cohesive soil.	<180	<15	<70
E	A soil profile consisting of a surface alluvium layers with v_s values of type C or D and thickness varying between about 5m and 20m, underlain by stiffer material with $v_s > 800$ m/s.			
S_1	Deposits consisting, or containing a layer at least 10m thick, of soft clays/silts with a high plasticity index ($PI > 40$) and high water content.	<100 (indicative)	-	10-20
S_2	Deposits of liquefiable soils, of sensitive clays, or any other soil profile not included in types A-E or S_1 .			

National Annex to CYS EN 1998-1:2004 Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance
Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings

Table 3.2 (CYS): Values of the parameters describing the Type 1 elastic response spectrum

Ground Type	S	T_B (S)	T_C (S)	T_D (S)
A	1.0	0.15	0.4	2.0
B	1.2	0.15	0.5	2.0
C	1.15	0.20	0.6	2.0
D	1.35	0.20	0.8	2.0
E	1.4	0.15	0.5	2.0

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 1

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΔΥΝΑΤΟΤΗΤΑΣ & ΠΙΘΑΝΟΤΗΤΑΣ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ

LIQUEFACTION ANALYSIS

Soil liquefaction and related ground failures are commonly associated with large earthquakes. In common usage, liquefaction refers to the loss of strength in saturated, cohesionless soils due to the build-up of pore water pressures during dynamic loading. Sladen et al. (1985) defined liquefaction as: "Liquefaction is a phenomenon where in a mass of soil loses a large percentage of its shear resistance, when subjected to monotonic, cyclic, or shock loading, and flows in a manner resembling a liquid until the shear stresses acting on the mass are as low as the reduced shear resistance".

Evaluating the liquefaction resistance of soils is an important step in the engineering design of new structures and the retrofit of existing structures in earthquake-prone regions. The evaluation procedure widely used throughout the world is termed the simplified procedure. This simplified procedure was originally developed by Seed and Idriss (1971) using blow counts from the Standard Penetration Test (SPT) correlated with a parameter representing the seismic loading on the soil, called the Cyclic Stress Ratio (CSR). This parameter is compared to Cyclic Resistance Ratio (CRR) of the soil and if it exceeds CRR, the soil is likely to be liquefied.

A safety factor against liquefaction is defined as ratio of CRR to CSR:

$$\text{Safety Factor} = \text{CRR} / \text{CSR} * K_{\sigma} * K_{\alpha}$$

$$\text{CRR} = \text{CRR}_{7.5(\text{ave})} * \text{MSF}$$

Where:

CRR_{7.5(ave)}: calculated cyclic resistance ratio (average of all selected methods at a desired depth) for an earthquake with magnitude equal to M

MSF: Magnitude Scaling Factor, according to Idriss (NCEER 1997)

K_σ: overburden stress correction factor; only applied to the following analysis methods:

- Vancouver Task Force Report (2007)
- NCEER (1996)
- Idriss & Boulanger (2004)

Each of the above-mentioned methods has its own equation for calculating K_σ.

K_α: ground slope correction (is considered 1.0 in NovoLiq)

Liquefaction Potential

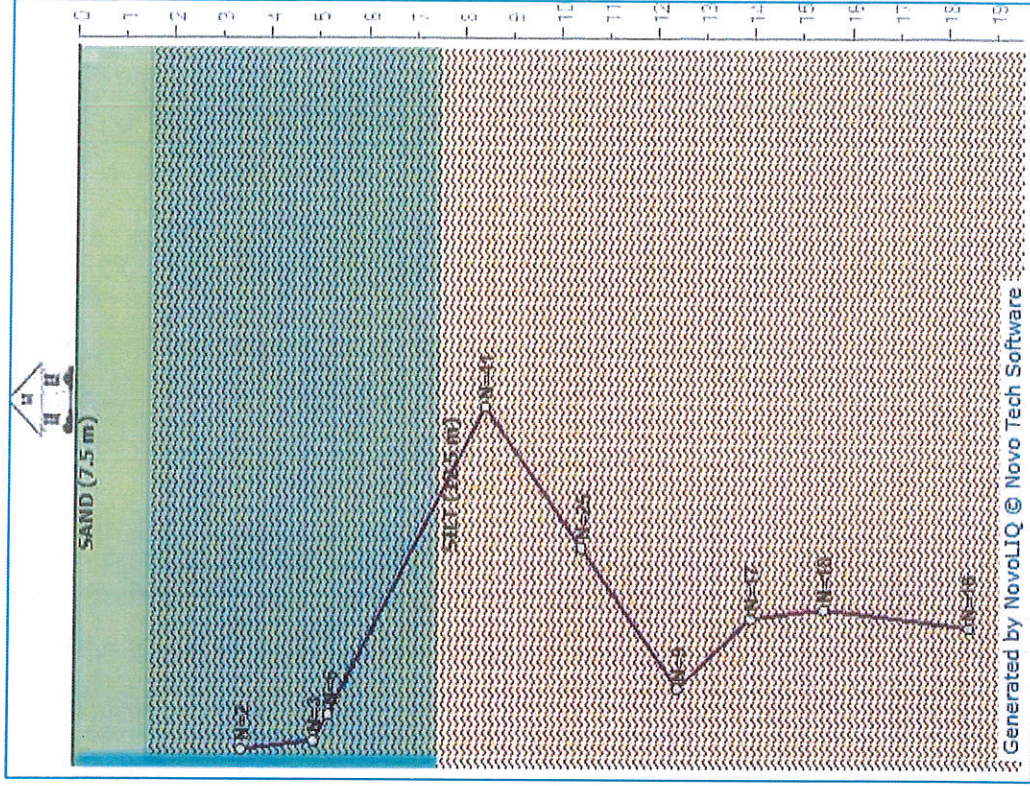
BH2: The smallest safety factor is of the order of 0.43 - 0.58 with the corresponding probability after an earthquake of magnitude M=7.0, being equal to 33.0 – 43.2% at the depth of 3.45 – 5.25m. A detailed presentation of the results and the values of the parameters used for the calculations can be found in Appendix 1.0.

LIQUEFACTION ANALYSIS

BH2

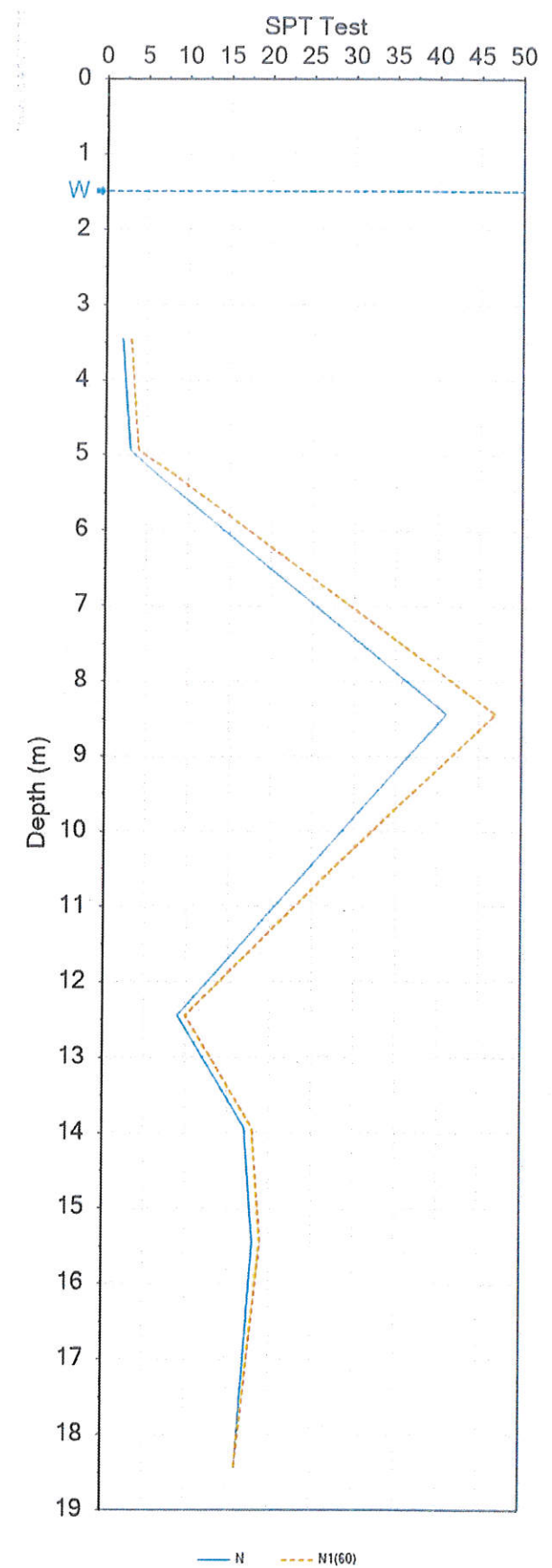
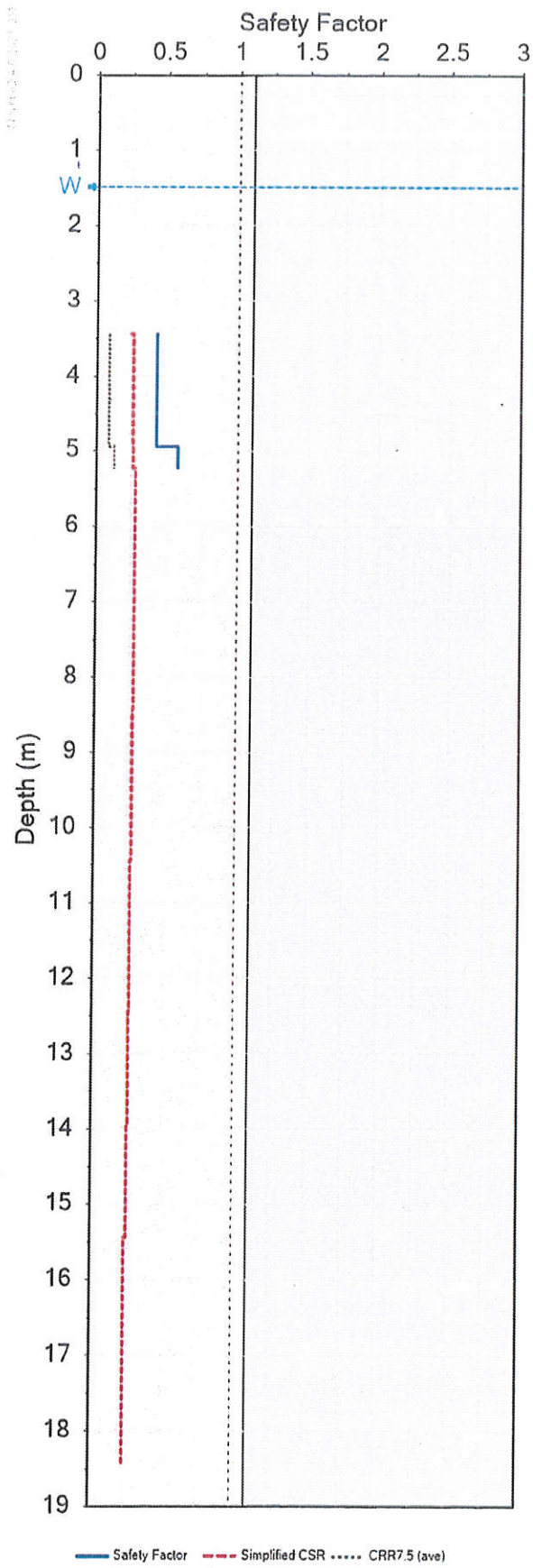
Depth to groundwater table (m): 1,5

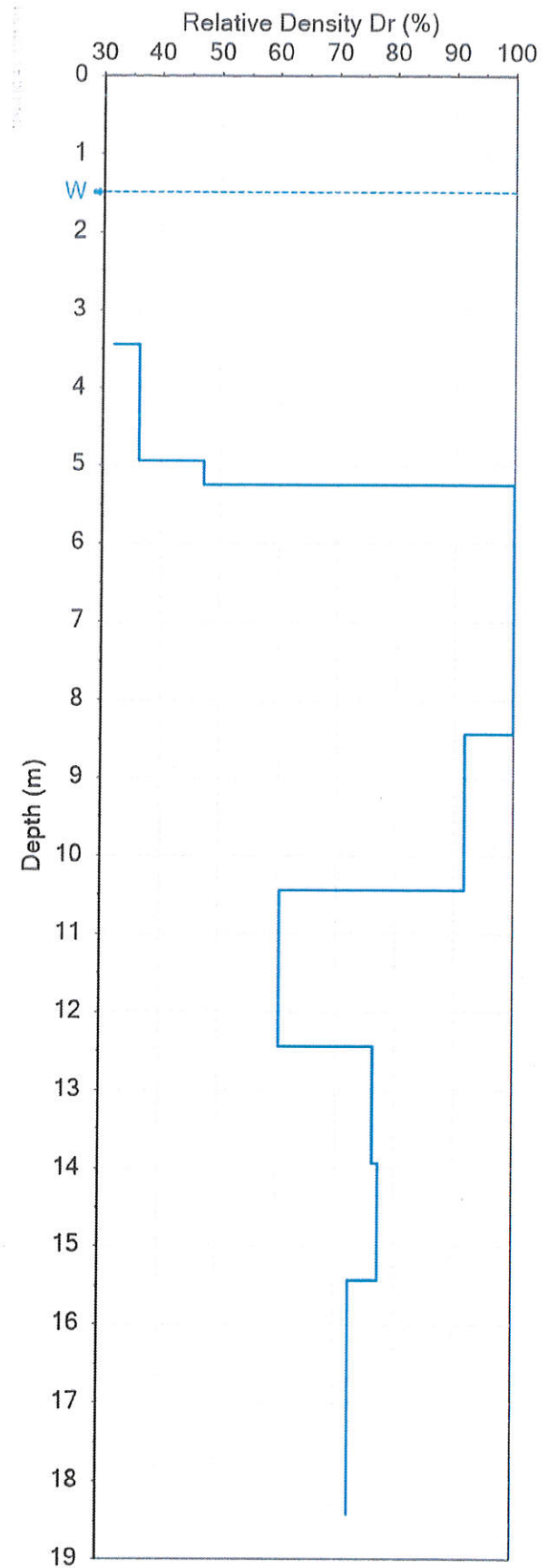
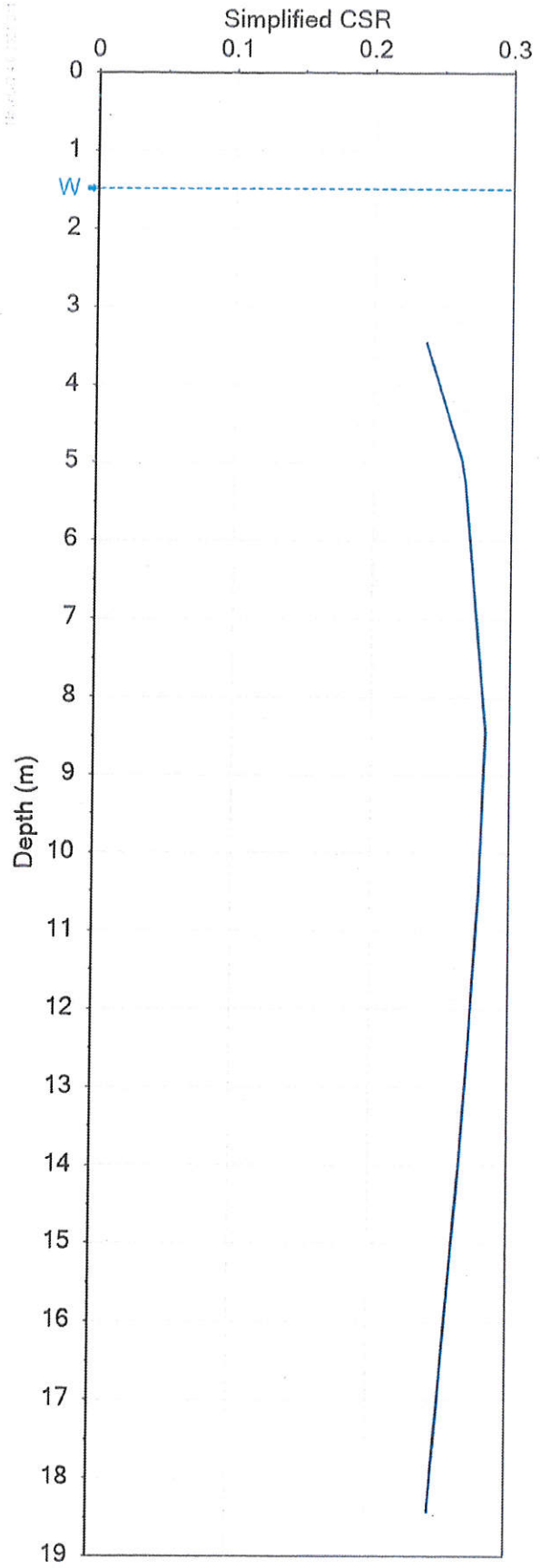
Depth (m)	Layer Thickness (m)	Soil Type	Unit Weight (kN/m ³)	Fines Content	Su (kPa)
0,00 - 7,50	7,50	SAND	16,4	12	0
7,50 - 20,00	12,5	SILT	17,6	42	195

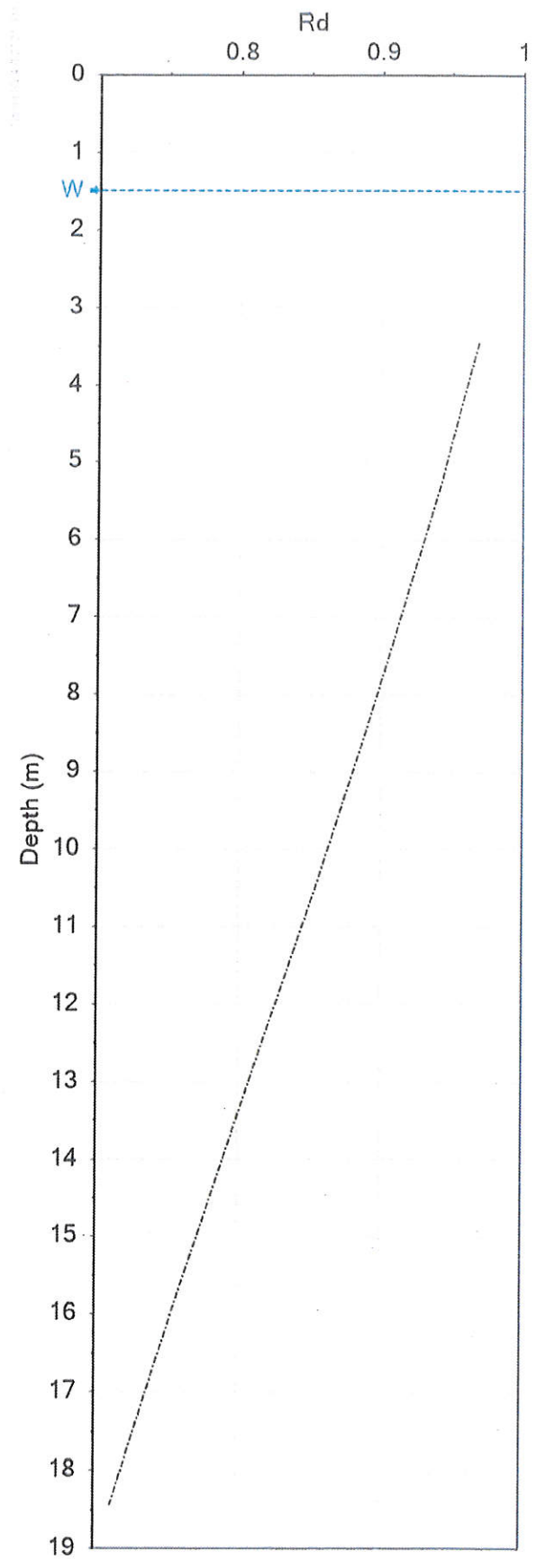
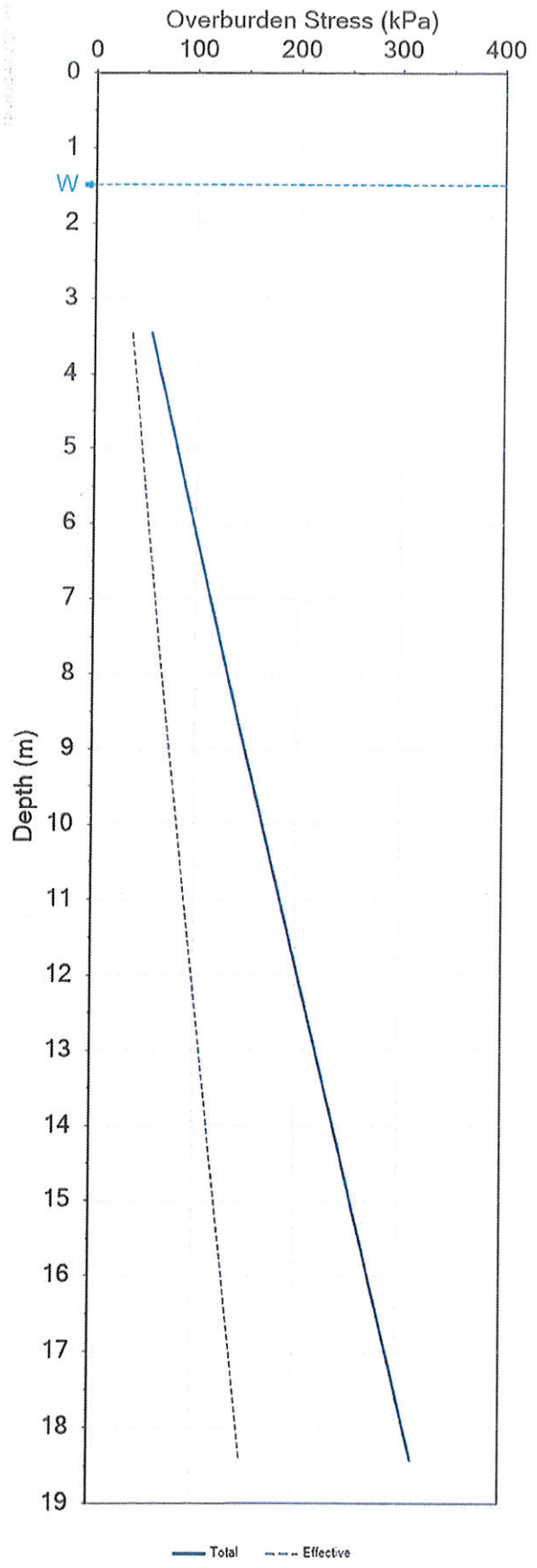


Liquefaction Analysis Results Table

Depth (m)	Rd	Rd _{I&B}	Overburden Stress (kPa)		Fines Content (%)	SPT Test			Relative Density Dr (%)	Simp. CSR	CSR _{I & B}	CRR7.5			CRR7.5 (ave)	Safety Factor			Probability of Liquefaction PL (%)					
			Total	Effective		N	Co	Cn				NL(60)	NCEER Workshop (1997)	Boulanger & Idriss (2014)		Vancouver Task Force (2007)	NCEER Workshop (1997)	Boulanger & Idriss (2014)		Vancouver Task Force (2007)	Seed et al. (1983)	Seed et al. (1983)	Safety Factor	Safety Factor
3,45	0,969	0,969	56,58	37,46	12	2	0,95	1,56	3	31,7	0,238	0,238	0,06	0,09	0,06	0,15	0,09	0,29	0,44	0,29	0,44	0,74	0,44	43,2
4,95	0,947	0,947	81,18	47,35	12	3	1,08	1,34	4	36,3	0,264	0,264	0,07	0,1	0,07	0,15	0,09	0,3	0,43	0,3	0,43	0,68	0,43	38,9
5,25	0,943	0,943	86,1	49,32	12	6	1,08	1,31	8	47,3	0,267	0,267	0,11	0,12	0,11	0,18	0,13	0,48	0,56	0,48	0,56	0,81	0,53	33







ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 2

**ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΩΝ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ
ΚΟΙΤΟΣΤΡΩΣΗΣ ΚΑΙ ΠΑΣΣΑΛΩΝ
ΚΑΙ
ΕΝΔΕΙΚΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΠΑΣΣΑΛΩΝ**

**ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΩΝ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ
ΚΟΙΤΟΣΤΡΩΣΗΣ**

Name	Client	Location	Code	Date
PLOT 868 LARNACA	CONSERGO LTD	CHRYSOPOLITISSA/LARNACA		2021-10-27

Notes

No.	USCS	Bounds [m]	γ [kN/m ³]	ϕ [deg.]	c [kPa]	E_s [kPa]	v	Consolidation	C_c	C_s	e_0	Auto	Sublayers
1	Others	0.0-0.80	17.50	28.00	0.00	7.500.0	0.250	False	-	-	-	-	1
2	Others	0.80-2.20	20.50	33.00	0.00	80.000.0	0.250	False	-	-	-	-	1
3	Others	2.20-7.00	18.00	30.00	0.00	25.000.0	0.300	False	-	-	-	-	1
4	Others	7.00-20.0	20.00	30.00	195.00	100.000.0	0.350	False	-	-	-	-	1

General	g [m/s ²]	T [m]	D [m]	D_w [m]	Footing type	B [m]	L/B
	9.80	0.8	8.0	8.0	Mat	14.0	1.40

Shear failure	Method	Failure type	F.S.	RF_s	RF_c	Water effect	Large footing effect
	Eurocode	General	3.00	-	-	Bowles	True

Settlement	Basic	Allowable settlement [m]	Effective stratum depth	Criteria	Method	Value [%]
		0.0500		Pressure isobars	Boussinesq	10.00
	Elastic	Es Method	Excavation effect	Influence factor	Rigidity	Criteria
	Weighted average	E_r/E_s	1.0	Steinbrenner	Flexible	Center
Consolidation	P'e method	Loading effects		α_{cons}	Excavation effect	
	Auto	Westergaard	$(T+4M+B)/6$	1.00	True	

1- Shear failure criterion (q_{all-sh})

Wedge zone depth (H) and other equivalent parameters for shear failure calculations are computed:

$$H = 0.5B \times \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \xrightarrow{\text{Iteration}} \begin{cases} H = 12.12 [m] \\ \phi = 30.00 [deg.] \end{cases} \rightarrow \begin{cases} c = \frac{\sum_{i=1}^n c_i H_i}{\sum_{i=1}^n H_i} = 195.00 [kPa] \\ \gamma = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_i H_i}{\sum_{i=1}^n H_i} = 20.00 [kN/m^3] \end{cases}$$

Eurocode bearing capacity

$$q_{ult} = cN_c s_c + \bar{q}N_q s_q + 0.5\gamma_e B N_\gamma s_\gamma r_\gamma$$

Modification for water table: Bowles' method

$$d_w = 0.0 [m] \rightarrow \gamma_e = \gamma' = 10.20 [kN/m^3]$$

$$\gamma_{uf} = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_i H_i}{\sum_{i=1}^n H_i} = 18.64 [kN/m^3]$$

$$\text{Footing type} = \text{Mat} \rightarrow \bar{q} = \gamma_{uf} \times D \rightarrow \bar{q} = 149.10 [kPa]$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) = 18.40$$

$$N_c = \begin{cases} \pi + 2 & \phi = 0 [deg.] \\ (N_q - 1) \cot \phi & \phi > 0 [deg.] \end{cases} \rightarrow N_c = 30.14$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi = 20.09$$

$$s_c = \begin{cases} 1 + 0.2 \frac{B}{L} & \phi = 0 [deg.] \\ \frac{S_q N_q - 1}{N_q - 1} & \phi > 0 [deg.] \end{cases} \rightarrow s_c = 1.38$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \sin \phi = 1.36$$

$$s_\gamma = 1 - 0.3 \frac{B}{L} = 0.79$$

$$\text{Large footing effect} = \text{True} \left. \begin{array}{l} B \geq 2 [m] \end{array} \right\} \rightarrow r_\gamma = 1 - \frac{1}{4} \times \log\left(\frac{B}{2}\right) = 0.79$$

$$\begin{aligned} q_{ult} &= cN_c s_c + \bar{q}N_q s_q + 0.5\gamma_e B N_\gamma s_\gamma r_\gamma \\ &= (8.096.86) + (3.723.47) + (889.07) = 12.709.40 [kPa] \end{aligned}$$

$$q_{all-sh} = \frac{q_{ult-sh}}{F.S.} = \frac{12.709.40}{3.00} = 4.236.47 [kPa]$$

2- Settlement criterion (q_{set})

In the current section, the needed pressure (q_{set}) leading to the tolerable settlement of the footing (0.0500 [m] as specified by the user) is assumed, which will be later verified.

$$q_{set} = 507.09 \text{ [kPa]}$$

Effective stratum depth is considered equal to $Z_{I(\%)}$ which is calculated by the use of "Boussinesq" method.

$$Z_{I(\%)} = 34.49 \text{ [m]} \xrightarrow{\text{verification}} \left\{ \begin{array}{l} M_B = \frac{B'}{Z} = \frac{7.00}{34.49} = 0.20 \\ N_B = \frac{L'}{Z} = \frac{9.80}{34.49} = 0.28 \\ m = 4 \end{array} \right\} \rightarrow I = 10.00 \text{ [\%]}$$

$$Z = Z_{I(\%)} = 34.49 \text{ [m]}$$

- Elastic Settlement (S_e)**

$$Z = 34.49 \text{ [m]} \rightarrow v = \frac{\sum_{i=1}^n v_i H_i}{\sum_{i=1}^n H_i} = 0.350$$

$$\rightarrow E_s = \frac{\sum_{i=1}^n E_i H_i}{\sum_{i=1}^n H_i} = 100.000.0 \text{ [kPa]}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_{St} = \frac{L'}{B'} = \frac{9.80}{7.00} = 1.40 \\ N_{St} = \frac{Z}{B'} = \frac{34.49}{7.00} = 4.93 \end{array} \right\} \rightarrow \left. \begin{array}{l} I_1 = 0.484 \\ I_2 = 0.043 \end{array} \right\} \rightarrow I_{sf} = I_1 + \frac{1-2v}{1-v} I_2 = 0.504$$

$$\left. \begin{array}{l} D/B = 0.57 \\ L/B = 1.40 \\ v = 0.350 \end{array} \right\} \rightarrow I_F = 0.796$$

- Consolidation Settlement (S_c)**

No.	Bounds [m] (Below footing)	P'_0 [kPa]	P'_c [kPa]	I_{center}	Δq_{center} [kPa]	Calc. Type	I_{corner}	Δq_{corner} [kPa]	Calc. Type
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

- Settlement verification**

$$S = S_e$$

$$S = \frac{q_{set}}{E_s} \times B' \times (1 - v^2) \times I_{sf} \times I_F \times m$$

$$S = \frac{507.09}{100.000.0} \times 7.00 \times (1 - 0.350^2) \times 0.504 \times 0.796 \times 4$$

$$= 0.0500 + 0.0000$$

$$= 0.0500 \text{ [m]}$$

Comparison between the resulting settlement and the value specified by the user, verifies the earlier assumption for " q_{set} ".

3- Allowable Bearing Capacity (q_{all})

$$q_{all} = \min(q_{set}, q_{all-sh}) = \min(507.09, 4.236.47) = 507.09 \text{ [kPa]}$$

4- Settlement due to the allowable bearing capacity (S_{q-all})

$$S_{q-all} = \frac{507.09}{100.000.0} \times 7.00 \times (1 - 0.350^2) \times 0.504 \times 0.796 \times 4$$

$$= 0.0500 \text{ [m]}$$

5- Modulus of Subgrade Reaction (k_s)

- $k_{s-center}$

$$k_{s-center} = \frac{\min(q_{ult-sh}, q_{set})}{S_{k_s-center}}$$

$$S_{k_s-center} = \frac{507.09}{100.000.0} \times 7.00 \times (1 - 0.350^2) \times 0.504 \times 0.796 \times 4$$

$$= 0.0500 \text{ [m]}$$

$$k_{s-center} = \frac{507.09}{0.0500} = 10.141.8 \text{ [kN/m}^3\text{]}$$

- $k_{s-corner}$

$$k_{s-corner} = \frac{\min(q_{ult-sh}, q_{set})}{S_{k_s-corner}}$$

$$S_{k_s-corner} = \frac{507.09}{100.000.0} \times 14.00 \times (1 - 0.350^2) \times 0.377 \times 0.796$$

$$= 0.0187 \text{ [m]}$$

$$k_{s-corner} = \frac{507.09}{0.0187} = 27.099.1 \text{ [kN/m}^3\text{]}$$

- $k_{s-average}$

$$k_{s-average} = \frac{4 \times k_{s-center} + k_{s-corner}}{5} = 13.533.3 \text{ [kN/m}^3\text{]}$$

6- Summary of Results

q_{all-sh} [kPa]	q_{set} [kPa]	q_{all} [kPa]	S_{q-all} [m]	$k_{s-center}$ [kN/m ³]	$k_{s-corner}$ [kN/m ³]	$k_{s-average}$ [kN/m ³]
4.236.47	507.09	507.09	0.0500	10.141.8	27.099.1	13.533.3

Note: Full details regarding calculation methods and parameters' definitions are presented in the scientific manual, downloadable at www.soiloffice.com.

**ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΩΝ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ
ΠΑΣΣΑΛΩΝ ΣΕ ΣΥΝΔΙΑΣΜΟ ΜΕ ΚΟΙΤΟΣΤΡΩΣΗ**

Pile verification

Input data

Project

Task : Pile Analysis
Customer : Consergo Ltd
Date : 27/10/2021
Project ID : PLOT 868 LARNACA - 4/1928

Settings

CYS NA ANNEX EN 1997-1

Materials and standards

Concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)
Coefficients EN 1992-1-1 : standard
Steel structures : EN 1993-1-1 (EC3)
Partial factor on bearing capacity of steel cross section : $\gamma_{M0} = 1.00$
Timber structures : EN 1995-1-1 (EC5)
Partial factor for timber property : $\gamma_M = 1.30$
Modif. factor of load duration and moisture content : $k_{mod} = 0.50$
Coeff. of effective width for shear stress : $k_{cr} = 0.67$




Pile

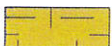
Analysis for undrained conditions : Tomlinson
Load settlement curve : nonlinear (Masopust)
Horizontal bearing capacity : Elastic subsoil (p-y method)
Verification methodology : according to EN 1997
Design approach : 2 - reduction of actions and resistances

Partial factors on actions (A)			
Permanent design situation			
		Unfavourable	Favourable
Permanent actions :	$\gamma_G =$	1.10 [-]	0.90 [-]





Partial factors for resistances (R)			
Permanent design situation			
Partial factor on shaft resistance :	$\gamma_s =$	1.10 [-]	
Partial factor on base resistance :	$\gamma_b =$	1.10 [-]	
Partial factor on resistance in tension :	$\gamma_{st} =$	1.15 [-]	





Basic soil parameters

No.	Name	Pattern	γ [kN/m ³]	ν [-]
1	FILL		16.00	0.25
2	SAND and GRAVEL		19.00	0.25
3	SAND		16.50	0.25





No.	Name	Pattern	γ [kN/m ³]	ν [-]
4	MARL		18.50	0.35

All soils are considered as cohesionless for at rest pressure analysis.

No.	Name	Pattern	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [-]
1	FILL		-	3.00	17.50	-	-
2	SAND and GRAVEL		-	25.00	20.50	-	-
3	SAND		-	10.00	18.00	-	-
4	MARL		-	35.00	20.00	-	-

No.	Name	Pattern	c_u [kPa]	α [-]
1	FILL		0.00	-
2	SAND and GRAVEL		0.00	-
3	SAND		0.00	-
4	MARL		195.00	-

Parameters of soils to compute modulus of subsoil reaction

No.	Name	Pattern	E
1	FILL		7.50
2	SAND and GRAVEL		80.00
3	SAND		25.00
4	MARL		100.00

Soil parameters

FILL

Unit weight : $\gamma = 16.00 \text{ kN/m}^3$
Poisson's ratio : $\nu = 0.25$
Deformation modulus : $E_{\text{def}} = 3.00 \text{ MPa}$
Saturated unit weight : $\gamma_{\text{sat}} = 17.50 \text{ kN/m}^3$
Elastic modulus : $E = 7.50 \text{ MPa}$
Cohesion of soil : $c_u = 0.00 \text{ kPa}$

SAND and GRAVEL

Unit weight : $\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$
Poisson's ratio : $\nu = 0.25$
Deformation modulus : $E_{\text{def}} = 25.00 \text{ MPa}$
Saturated unit weight : $\gamma_{\text{sat}} = 20.50 \text{ kN/m}^3$
Elastic modulus : $E = 80.00 \text{ MPa}$
Cohesion of soil : $c_u = 0.00 \text{ kPa}$

SAND

Unit weight : $\gamma = 16.50 \text{ kN/m}^3$
Poisson's ratio : $\nu = 0.25$
Deformation modulus : $E_{\text{def}} = 10.00 \text{ MPa}$
Saturated unit weight : $\gamma_{\text{sat}} = 18.00 \text{ kN/m}^3$
Elastic modulus : $E = 25.00 \text{ MPa}$
Cohesion of soil : $c_u = 0.00 \text{ kPa}$

MARL

Unit weight : $\gamma = 18.50 \text{ kN/m}^3$
Poisson's ratio : $\nu = 0.35$
Deformation modulus : $E_{\text{def}} = 35.00 \text{ MPa}$
Saturated unit weight : $\gamma_{\text{sat}} = 20.00 \text{ kN/m}^3$
Elastic modulus : $E = 100.00 \text{ MPa}$
Cohesion of soil : $c_u = 195.00 \text{ kPa}$

Geometry

Pile profile: circular

Dimensions

Diameter $d = 1.00 \text{ m}$

Length $l = 12.70 \text{ m}$

Calculated cross-sectional characteristics

Area $A = 7.85\text{E-}01 \text{ m}^2$

Moment of inertia $I = 4.91\text{E-}02 \text{ m}^4$

Location

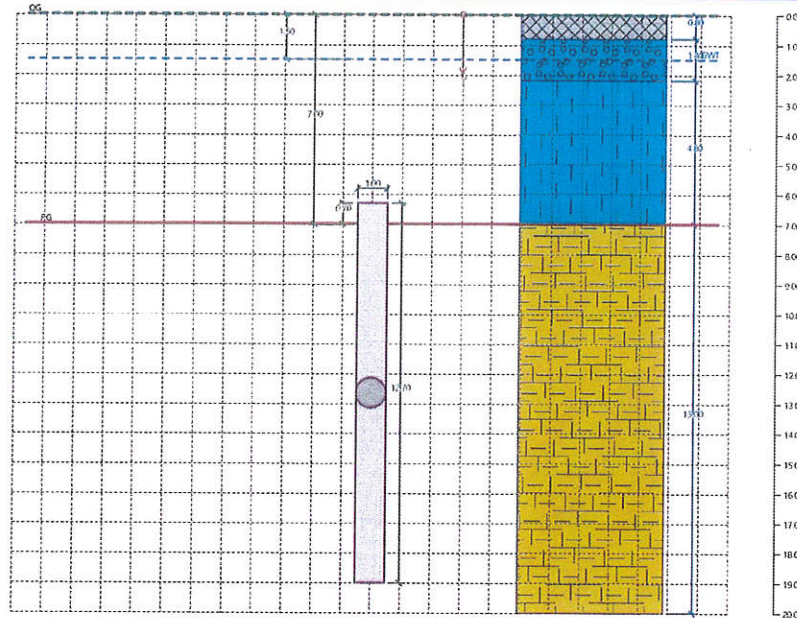
Off ground height $h = 0.70 \text{ m}$

Depth of finished grade $h_z = 7.00 \text{ m}$

Technology: Bored piles

Name : Geometry

Stage - analysis : 1 - 0



Modulus of subsoil reaction considered according to Vesič.

Material of structure

Unit weight $\gamma = 24.00 \text{ kN/m}^3$

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992-1-1 (EC2).

Concrete: C 30/37

Cylinder compressive strength $f_{ck} = 30.00 \text{ MPa}$

Tensile strength $f_{ctm} = 2.90 \text{ MPa}$

Elasticity modulus $E_{cm} = 33000.00 \text{ MPa}$

Shear modulus $G = 13750.00 \text{ MPa}$

Longitudinal steel: B500B

Yield strength $f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$

Transverse steel: B500B

Yield strength $f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$

Geological profile and assigned soils

No.	Thickness of layer t [m]	Depth z [m]	Assigned soil	Pattern
1	0.80	0.00 .. 0.80	FILL	
2	1.40	0.80 .. 2.20	SAND and GRAVEL	
3	4.80	2.20 .. 7.00	SAND	
4	13.00	7.00 .. 20.00	MARL	
5	-	20.00 .. ∞	MARL	

Load

No.	Load		Name	Type	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]
	new	change							
1	Yes		Load No. 1	Design	1000.00	150.00	150.00	250.00	250.00
2	Yes		Load No. 1 - service	Service	714.29	107.14	107.14	178.57	178.57

Ground water table

The ground water table is at a depth of 1.50 m from the original terrain.

Global settings

Analysis of vertical bearing capacity : analytical solution

Analysis type : analysis for undrained conditions

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Verification methodology : without reduction of soil parameters

Verification No. 1

Verification of pile bearing capacity according to Tomlinson - partial results

Pile base bearing capacity:

Design undrained shear strength $c_u = 195.00$ kPa

Area of pile transverse cross-section $A_p = 7.85E-01$ m²

Pile shaft resistance:

Depth [m]	Thickness [m]	c_{ud} [kPa]	α [-]	R_{si} [kN]
12.00	12.00	195.00	0.20	1336.99

Verification of bearing capacity : Tomlinson

Analysis carried out with automatic selection of the most unfavourable load cases.

Effective length $D = 12.00$ m

Verification of compressive pile:

Most unfavorable load case No. 1. (Load No. 1)

Pile skin bearing capacity $R_s = 1336.99$ kN

Pile base bearing capacity $R_b = 1253.07$ kN

Pile bearing capacity $R_c = 2590.05$ kN

Ultimate vertical force $V_d = 1000.00$ kN

$$R_c = 2590.05 \text{ kN} > 1000.00 \text{ kN} = V_d$$

Pile bearing capacity is SATISFACTORY

Verification No. 1

Analysis of load settlement curve - input data

Layer No.	Origin [m]	End [m]	Thickness [m]	E_s [MPa]	Coefficient a	Coefficient b
1	0.00	0.00	0.00	15.00	62.00	20.00
2	0.00	12.00	12.00	40.00	97.00	108.00

Type of load : design

Shaft protection factor $m_2 = 1.00$

Maximum pile settlement $s_{lim} = 25.0$ mm

Regression coefficient $e = 988.00$

Regression coefficient $f = 1084.00$

Analysis of load settlement curve - partial results

Pile shaft ultimate force

$$R_{sy} = 2978.23 \text{ kN}$$

The strength in the base for R_{sy}

$$q_0 = 897.67 \text{ kPa}$$

Average skin friction

$$q_s = 79.00 \text{ kPa}$$

Average secant modulus of deformation

$$E_s = 40.00 \text{ MPa}$$

Transfer coefficient of load into base

$$\beta = 0.19$$

Influence coefficients of settlement :

Basic - dependent on ratio l/d

$$I_0 = 0.13$$

Correction factor for pile compressibility

$$R_k = 1.10$$

Correction factor for finite depth of layer on a rigid base

$$R_h = 1.00$$

The points of load settlement curve

Settlement [mm]	Load [kN]
0.0	0.00
2.5	1601.39
5.0	2264.71
7.5	2773.69
10.0	3202.78
12.5	3580.82
15.0	3777.86
17.5	3911.13
20.0	4044.40
22.5	4177.67
25.0	4310.94

Analysis of load settlement curve - results

Load at the onset of mobilization of skin friction

$$R_{yu} = 3683.26 \text{ kN}$$

The settlement for the force R_{yu}

$$s_y = 13.2 \text{ mm}$$

Bearing capacity corresponding to settlement 25.0 mm :

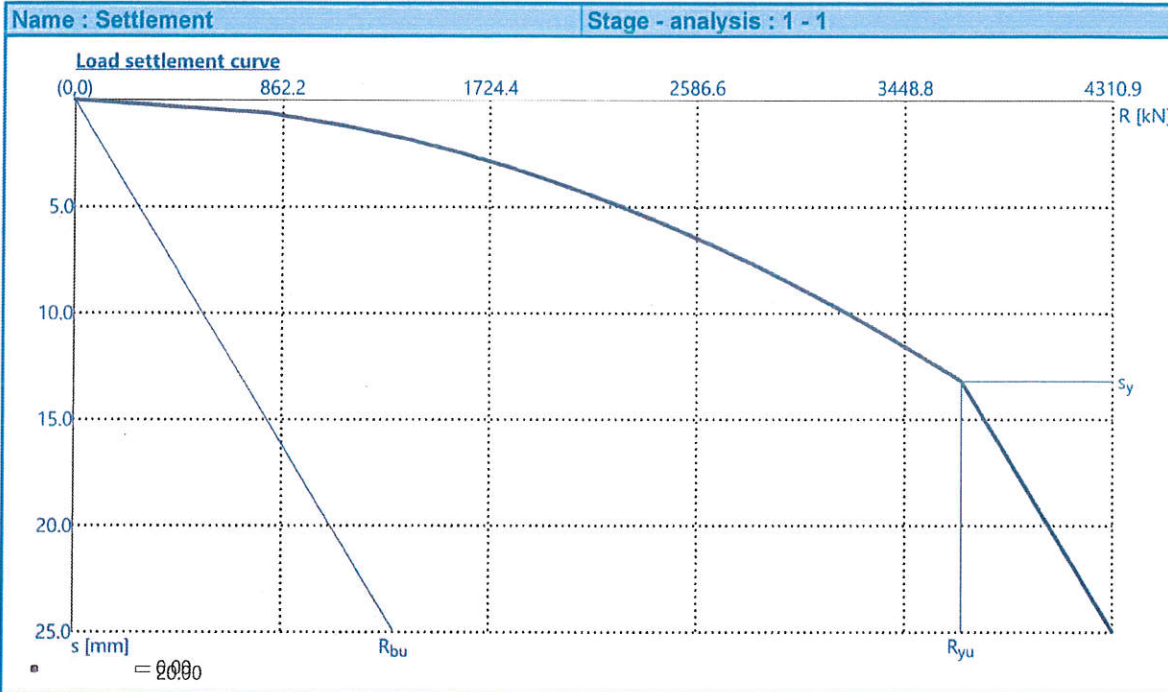
Base bearing capacity

$$R_{bu} = 1332.71 \text{ kN}$$

Total resistance

$$R_c = 4310.94 \text{ kN}$$

Loading $Q = 1000.00$ kN yields pile settlement 1.0 mm



Verification No. 2

Analysis of load settlement curve - input data

Layer No.	Origin [m]	End [m]	Thickness [m]	E_s [MPa]	Coefficient a	Coefficient b
1	0.00	0.00	0.00	15.00	62.00	20.00
2	0.00	12.00	12.00	40.00	97.00	108.00

Type of load : service

Shaft protection factor $m_2 = 1.00$

Maximum pile settlement $s_{lim} = 25.0$ mm

Regression coefficient $e = 988.00$

Regression coefficient $f = 1084.00$

Analysis of load settlement curve - partial results

Pile shaft ultimate force

$$R_{sy} = 2084.76 \text{ kN}$$

The strength in the base for R_{sy}

$$q_0 = 897.67 \text{ kPa}$$

Average skin friction

$$q_s = 79.00 \text{ kPa}$$

Average secant modulus of deformation

$$E_s = 40.00 \text{ MPa}$$

Transfer coefficient of load into base

$$\beta = 0.19$$

Influence coefficients of settlement :

Basic - dependent on ratio l/d

$$I_0 = 0.13$$

Correction factor for pile compressibility

$$R_k = 1.10$$

Correction factor for finite depth of layer on a rigid base

$$R_h = 1.00$$

The points of load settlement curve

Settlement [mm]	Load [kN]
0.0	0.00
2.5	1339.82
5.0	1894.79
7.5	2320.64
10.0	2617.85
12.5	2751.12
15.0	2884.39
17.5	3017.66
20.0	3150.93
22.5	3284.20
25.0	3417.47

Analysis of load settlement curve - results

Load at the onset of mobilization of skin friction
The settlement for the force R_{yu}

$$R_{yu} = 2578.28 \text{ kN}$$

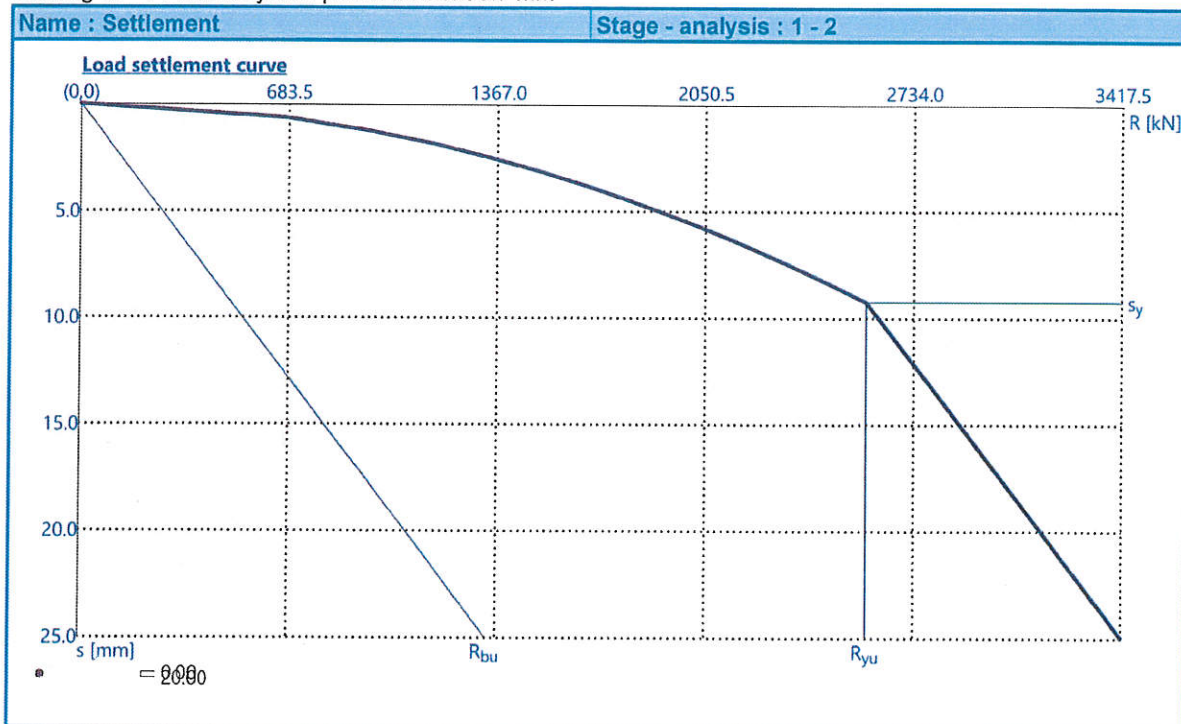
$$s_y = 9.3 \text{ mm}$$

Bearing capacity corresponding to settlement 25.0 mm :
Base bearing capacity
Total resistance

$$R_{bu} = 1332.71 \text{ kN}$$

$$R_c = 3417.47 \text{ kN}$$

Loading $Q = 714.29 \text{ kN}$ yields pile settlement 0.7 mm



Verification No. 1

Input data to compute pile horizontal bearing capacity

Analysis carried out with automatic selection of the most unfavourable load cases.
Horizontal bearing capacity verified in the direction of maximum load effect.

Distributions of internal forces and displacement of pile

Pile displacements and internal forces distributions - maximum values

Dist. [m]	Modulus k [MN/m ³]	Displacement [mm]	Rotat. [mRad]	Stress [kPa]	Shear Force [kN]	Moment [kNm]
0.00	0.00	5.80	1.59	0.00	353.55	212.13
0.64	0.00	4.71	1.50	0.00	353.55	308.75
1.27	58.73	3.68	1.35	172.86	223.07	437.88
1.90	58.73	2.76	1.16	125.94	103.34	498.19
2.54	58.73	1.95	0.96	86.25	39.66	507.48
3.17	58.73	1.29	0.77	53.93	60.88	481.75
3.81	58.73	0.75	0.59	34.01	86.74	434.03
4.44	58.73	0.35	0.43	19.04	98.58	374.55
5.08	58.73	0.14	0.30	7.69	100.17	310.99
5.70	58.73	0.21	0.19	9.16	94.86	250.26
5.72	58.73	0.22	0.19	9.40	94.67	248.83
6.35	58.73	0.31	0.12	17.07	84.70	191.70
6.99	58.73	0.35	0.07	21.24	72.29	141.78
7.62	58.73	0.36	0.03	22.77	58.99	100.08
8.26	58.73	0.34	0.03	22.37	45.92	66.81
8.89	58.73	0.30	0.06	20.65	33.87	41.55
9.53	58.73	0.26	0.08	18.06	23.33	25.52
10.16	58.73	0.21	0.09	14.96	14.60	14.53
10.79	58.73	0.15	0.09	11.59	9.14	7.13
11.43	58.73	0.10	0.09	8.09	4.99	2.70
12.06	58.73	0.07	0.10	4.54	1.94	0.56
12.70	58.73	0.04	0.10	2.11	0.00	0.00

Pile displacements and internal forces distributions - minimum values

Dist. [m]	Modulus k [MN/m ³]	Displacement [mm]	Rotat. [mRad]	Stress [kPa]	Shear Force [kN]	Moment [kNm]
0.00	0.00	-4.83	-1.72	0.00	-250.00	-150.00
0.64	0.00	-3.85	-1.68	0.00	-250.00	-224.51
1.27	58.73	-2.94	-1.55	-216.40	-170.74	-412.41
1.90	58.73	-2.14	-1.37	-161.83	-95.93	-514.21
2.54	58.73	-1.47	-1.16	-114.71	-39.32	-550.50
3.17	58.73	-0.92	-0.94	-75.57	-44.03	-540.27
3.81	58.73	-0.58	-0.74	-44.29	-81.69	-499.30
4.44	58.73	-0.32	-0.55	-20.30	-101.83	-440.23
5.08	58.73	-0.13	-0.39	-8.15	-108.82	-372.76
5.70	58.73	-0.16	-0.26	-12.62	-106.58	-305.61
5.72	58.73	-0.16	-0.26	-12.79	-106.44	-304.00
6.35	58.73	-0.29	-0.15	-18.10	-97.83	-238.89
6.99	58.73	-0.36	-0.07	-20.59	-85.51	-180.54
7.62	58.73	-0.39	-0.03	-21.00	-71.41	-130.67

Dist. [m]	Modulus k [MN/m ³]	Displacement [mm]	Rotat. [mRad]	Stress [kPa]	Shear Force [kN]	Moment [kNm]
8.26	58.73	-0.38	-0.04	-19.94	-57.00	-89.91
8.89	58.73	-0.35	-0.06	-17.89	-43.28	-58.13
9.53	58.73	-0.31	-0.08	-15.23	-30.96	-34.65
10.16	58.73	-0.25	-0.08	-12.21	-20.45	-18.43
10.79	58.73	-0.20	-0.09	-9.02	-12.01	-8.23
11.43	58.73	-0.14	-0.09	-5.76	-5.76	-2.71
12.06	58.73	-0.08	-0.09	-3.93	-1.75	-0.44
12.70	58.73	-0.04	-0.09	-2.19	-0.00	-0.00

Maximum internal force and deformation :

Max. pile displacement = 5.8 mm
 Max. shear force = 353.55 kN
 Maximum moment = 551.62 kNm

Verification of cross section in bending and compression:

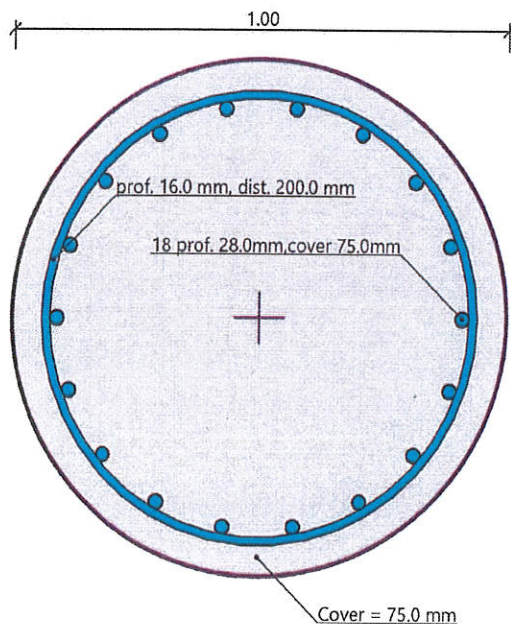
Cross-section: circular, d = 1.00 m
 Reinforcement - 18 pc bars 28.0 mm; cover 75.0 mm
 Type of structure (reinforcement ratio) : pile
 Reinforcement ratio $\rho = 1.411 \% > 0.318 \% = \rho_{min}$
 Load : $N_{Ed} = 1000.00$ kN (compression) ; $M_{Ed} = 551.62$ kNm
 Bearing capacity : $N_{Rd} = 4527.37$ kN; $M_{Rd} = 2497.41$ kNm

Designed pile reinforcement is **SATISFACTORY**

Verification of cross section in shear:

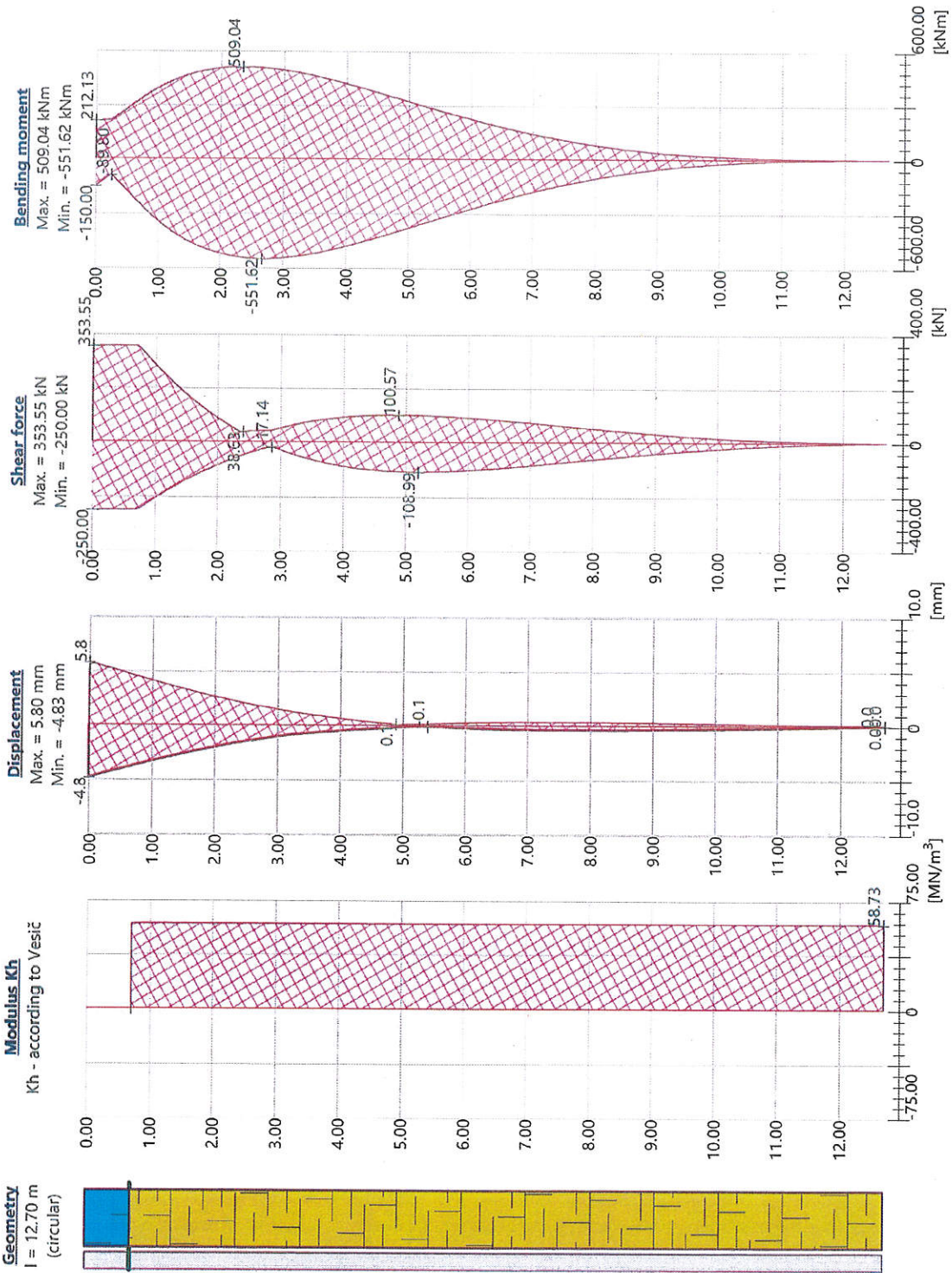
Shear reinf. - 2 profile 16.0 mm; distance 200.0 mm
 $A_{sw} = 2010.6$ mm²
 Ultimate shear force: $V_{Rd} = 1573.53$ kN > 353.55 kN = V_{Ed}
 Cross-section is **SATISFACTORY**.
 only minimal shear reinforcement

Reinforcement drawing



Name : Horizontal cap.

Stage - analysis : 1 - 1



ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 3

ΓΕΩΛΟΓΙΚΕΣ ΠΕΡΙΓΡΑΦΕΣ ΤΩΝ ΓΕΩΤΡΗΣΕΩΝ

BOREHOLE LOG

BH No1

Sheet No: 1 of 2

Project: PLOT 868 LARNACA - 4/1928 **Drilling method /Drilling Tool type/Diam** **Date started:** 12/10/2021
Client: CONSERGO LTD **Coring:** From 0.0 to 20.50m 116/90 mm **Date Com/ed:** 12/10/2021
Location: CHRYSOPOLITISSA/LARNACA Double Tube **Orientation:** Vertical
Coordinates: **Total Depth:** 20.50 m **Flushing system:** water
Elevation: a.m.s.l. **Casing:** From 0.0m to 7.50m

Depth b.g.l m	Graphic Log	DESCRIPTION OF STRATA	SPT/M.C. GRAPHIC PRESENTATION				SPT
			10*	20	30	40	
			CORE RUN	TCR %	SCR %	RQD %	
0.80		FILL material consisting of havarized, very silty Sand with Concrete and fragments of Stones.					
1.0							
2.0		Dense, dark grey, greenish brown to greyish pale yellow, medium to coarse GRAVEL and SAND turning to very fine grained, clayey, silty SAND.					1.50-1.95 6-18-19 N=37 (300mm)
2.20							
3.0		Medium dense, pale greyish yellow, clayey, silty, fine to coarse SAND					3.00-3.45 8-10-8 N=18 (300mm)
4.0		Medium dense, dark grey, fine to medium grained, clayey, silty SAND, occasionally some gravel.					
4.50			4.50				4.50-4.95 5-7-8 N=15 (300mm)
5.0							
6.0		As above, with variable amounts of seaweeds.		17	17	17	
7.0							
7.50		Stiff, khaki MARL (SILT and CLAY). (Transition to Nicosia Marl)	7.50				7.50-7.95 9-11-15 N=26 (300mm)
8.0							
9.0		Very Stiff, khaki to pale yellow and pale brown, MARL as above (SILT and CLAY).		100	100	100	
9.30			9.30				9.30-9.75 12-13-15 N=28 (300mm)
10.0		As above of pale grey to khaki color.		100	100	100	

Logged by: P.XZ, **Checked by:** A.S
G/W observations: SWL AT 1.5 m
REMARKS:

BOREHOLE LOG

BH No1

Sheet No: 2 of 2

Project: PLOT 868 LARNACA - 4/1928 Drilling method /Drilling Tool type/Diam Date started: 12/10/2021
 Client: CONSERGO LTD Coring: From 0.0 to 20.50m 116/90 mm Date Com/ed: 12/10/2021
 Location: CHRYSOPOLITISSA/LARNACA Double Tube Orientation: Vertical
 Coordinates: Total Depth: 20.50 m Flushing system: water
 Elevation: a.m.s.l. Casing: From 0.0 m to 7.50 m

Depth b.g.l m	Gra- phic Log	DESCRIPTION OF STRATA	SPT/M.C. GRAPHIC PRESENTATION				SPT
			10*	20	30	40	
			CORE RUN	TCR %	SCR %	RQD %	
10.50		SILT and CLAY as above, of pale grey to khaki color					
11.0		Dense, pale brown, silty SAND of very poor cementation.	10.50				10.50-10.95 6-8-28 N=36 (300mm)
12.0			12.00				12.00-12.45 3-4-8 N=12 (300mm)
13.0		Stiff, pale yellow MARL (SILT and CLAY) in places sandy. The sand content increases gradually with depth.					
14.0							
15.0			15.00				15.00-15.45 5-6-7 N=13 (300mm)
16.0							
17.0		Stiff to very stiff, pale yellow MARL (SILT and CLAY) with thin to medium layers rich in SAND (silt and sand). The sand content increases gradually with depth.	16.50				16.50-16.95 6-10-11 N=21 (300mm)
18.0			18.00				18.00-18.45 11-21-18 N=39 (300mm)
19.0		Hard, khaki to pale yellow, with layers of orange, brown, very fine SAND.					
20.0		END OF BH AT 20.50 m bgl	20.00				

Logged by: P.XZ, Checked by: A.S
 G/W observations: SWL AT 1.5 m
 REMARKS:



BH1 (0.00 – 5.00m)



BH1 (5.00 – 9.00m)

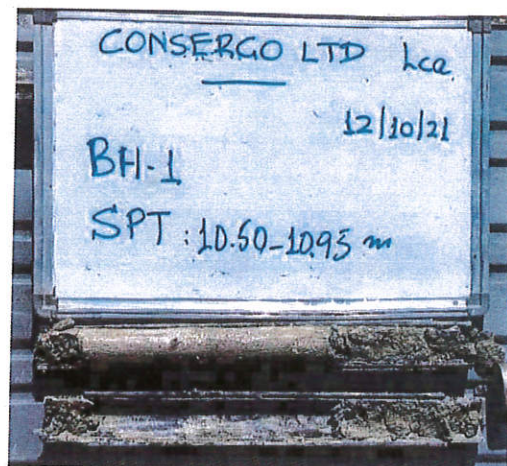
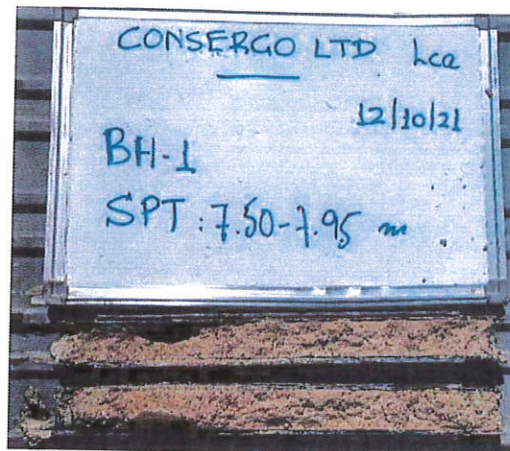
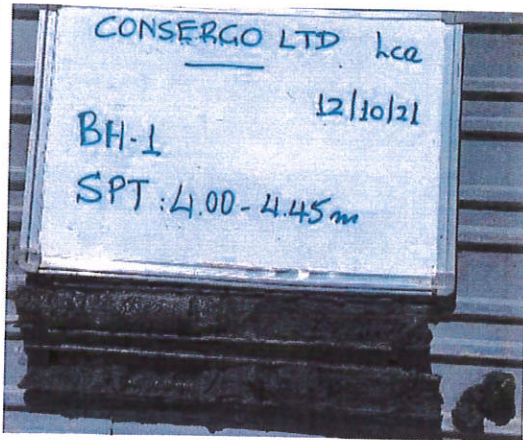
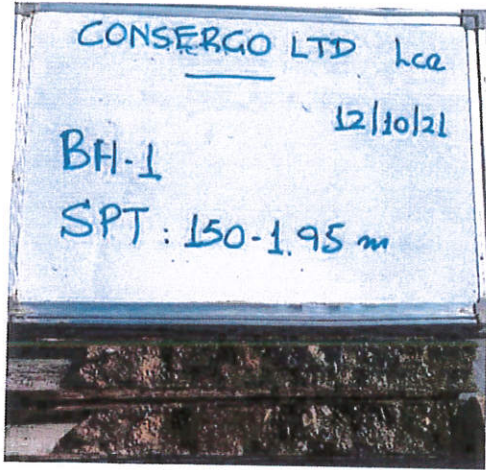


BH1 (10.00 – 15.70m)

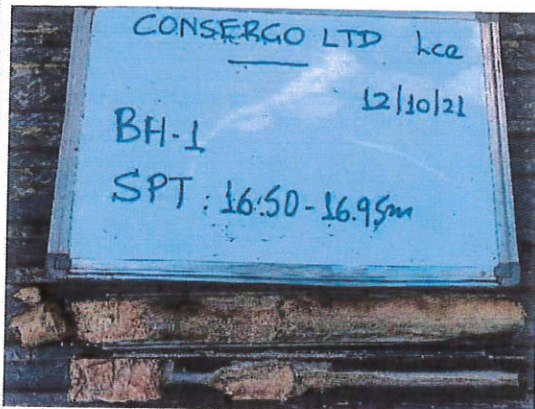
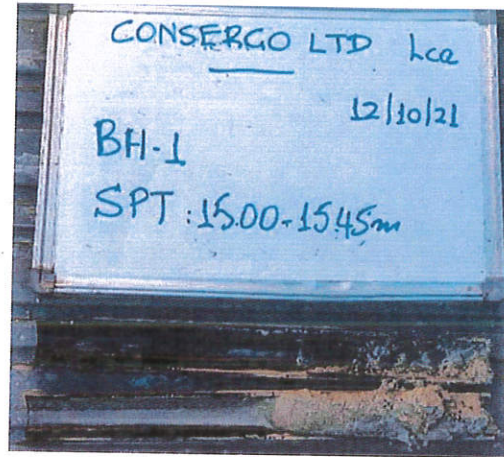
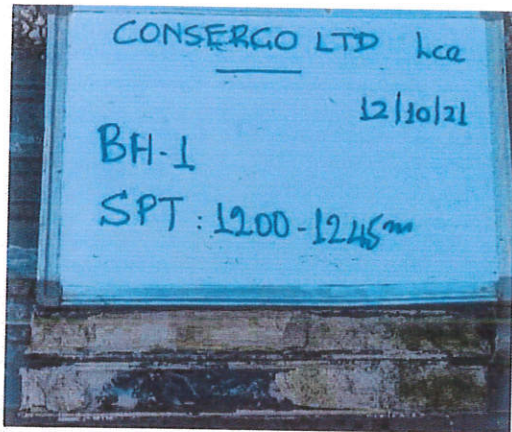


BH1 (15.70 – 20.50m)

SELECTED SPT SAMPLES



SELECTED SPT SAMPLES



BOREHOLE LOG

BH No2

Sheet No: 1 of 2

Project: PLOT 868 LARNACA - 4/1928 Drilling method /Drilling Tool type/Diam Date started: 13/10/2021
 Client: CONSERGO LTD Coring: From 0.0 to 20.00m 116/90 mm Date Com/ted:13/10/2021
 Location: CHRYSOPOLITISSA/LARNACA Double Tube Orientation: Vertical
 Coordinates: Total Depth: 20.00 m Flushing system: water
 Elevation: a.m.s.l. Casing: From 0.0m to 7.50m

Depth b.g.l m	Grap- hic Log	DESCRIPTION OF STRATA	SPT/M.C. GRAPHIC PRESENTATION				SPT
			10*	20	30	40	
			CORE RUN	TCR %	SCR %	ROD %	
0.10		CONCRETE slab					
		FILL material consisting of a mixture of Silt, Clay, and Sand and fragments of concrete and sedimentary rocks.					
1.0							
1.20							
		Looe to medium dense, not compacted, dark grey, greenish brown to greyish pale yellow, medium to coarse GRAVEL and SAND disturbed due to excavations for the sewerage pipeline network.					1.50-1.95 2-4-2 N=6 (300mm)
2.0							
3.0							
		Very loose to loose, dark grey, clayey, silty, fine SAND with partially decomposed seaweeds.					3.00-3.45 1-1-1 N=2 (300mm)
4.0							
4.50			4.50				4.50-4.95 1-1-2 N=3 (300mm)
5.0							4.95-5.25 2-3-3 N=6 (300mm)
6.0							
		From 6 m less seaweeds.		100	23	23	
7.0							
7.50							
		Very stiff, bluish grey, sandy, CLAY and SILT. Transition					
8.0		TRTRANSITION TYPES TO NICOSIA MARL	8.00				8.00-8.45 11-19-22 N=41 (300mm)
9.0		Hard, pale grey to pale yellow, sandy MARL (SILT and CLAY).					
10.0			10.00				

Logged by: P.XZ, Checked by: A.S
 G/W observations: SWL AT 1.5 m
 REMARKS:

BOREHOLE LOG

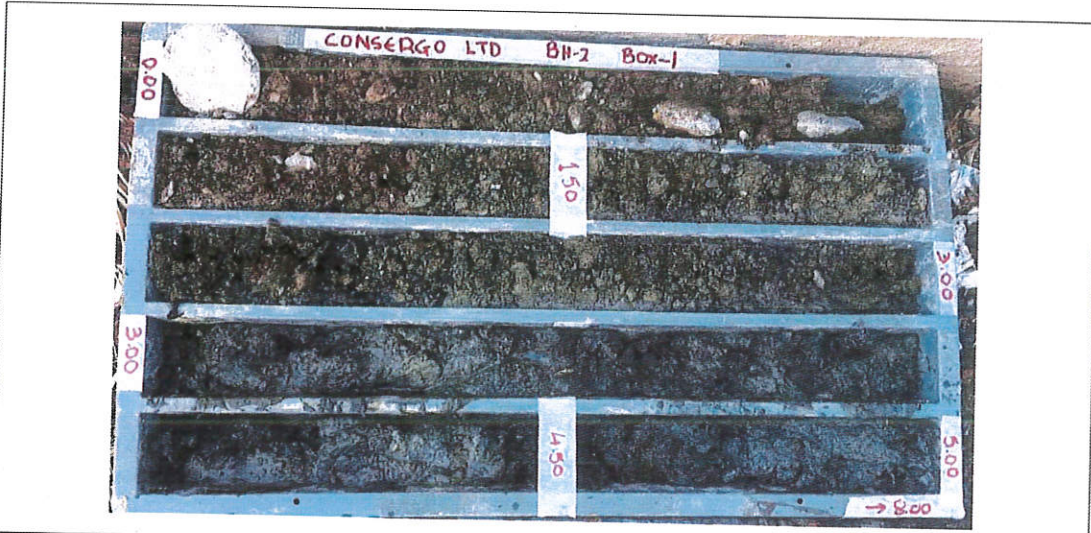
BH No2

Sheet No: 2 of 2

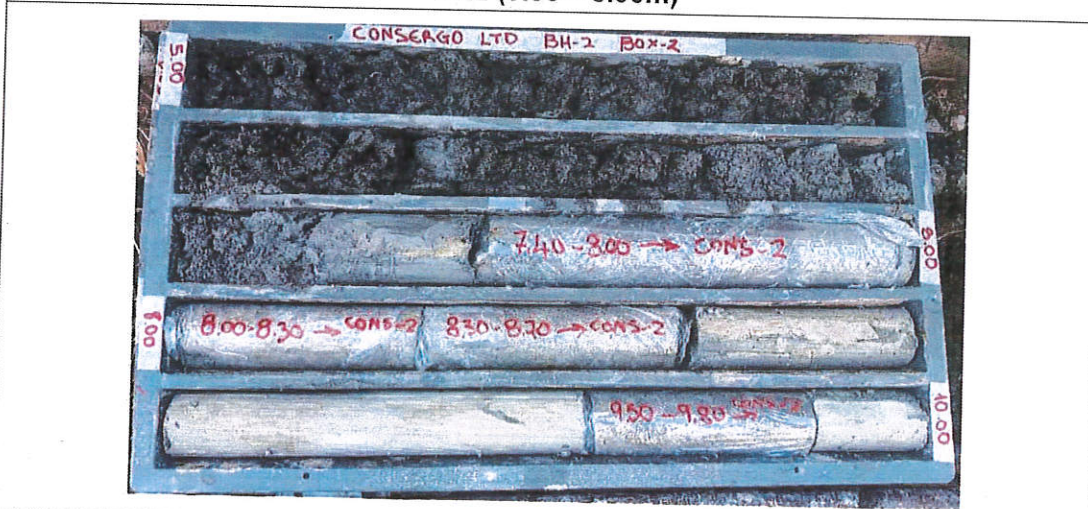
Project: PLOT 868 LARNACA - 4/1928 **Drilling method /Drilling Tool type/Diam** **Date started:** 13/10/2021
Client: CONSERGO LTD **Coring:** From 0.0 to 20.00m 116/90 mm **Date Com/ed:** 13/10/2021
Location: CHRYSOPOLITISSA/LARNACA **Double Tube** **Orientation:** Vertical
Coordinates: **Total Depth:** 20.00 m **Flushing system:** water
Elevation: a.m.s.l. **Casing:** From 0.0 m to 7.50 m

Depth b.g.l m	Gra- phic Log	DESCRIPTION OF STRATA	SPT/M.C. GRAPHIC PRESENTATION				SPT
			10*	20	30	40	
			CORE RUN	TCR %	SCR %	ROD %	
							10.00-10.45
							10-11-14
							N=25 (300mm)
11.0		Very stiff, pale grey to pale yellow, sandy MARL (sandy, very clayey SILT).		100	80	80	
12.0			12.00				
		Firm to stiff, sand rich layer					12.00-12.45
							4-4-5
							N=9 (300mm)
12.70				100	100	100	12.45-12.75
13.0							5-5-5
							N=10 (300mm)
			13.50				
14.0		Very stiff, khaki/pale yellow, clayey, very sandy SILT.		100	86	86	13.50-13.95
							5-7-10
							N=17 (300mm)
15.0			15.00				
							15.00-15.45
							6-9-9
							N=18 (300mm)
16.0				100	100	100	
17.0							
18.0		Very stiff, pale yellow, very clayey, very sandy SILT to very clayey SAND and SILT	18.00				18.00-18.45
							4-5-11
							N=16 (300mm)
19.0				100	100	100	
20.0		END OF BH AT 20.00 m bgl	20.00				

Logged by: P.XZ, **Checked by:** A.S
G/W observations: SWL AT 1.5 m
REMARKS:



BH2 (0.00 – 5.00m)



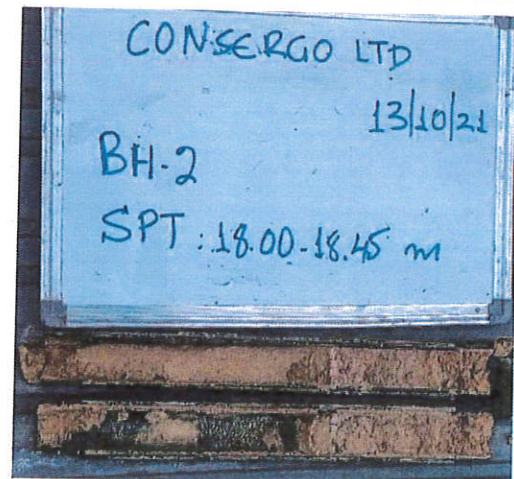
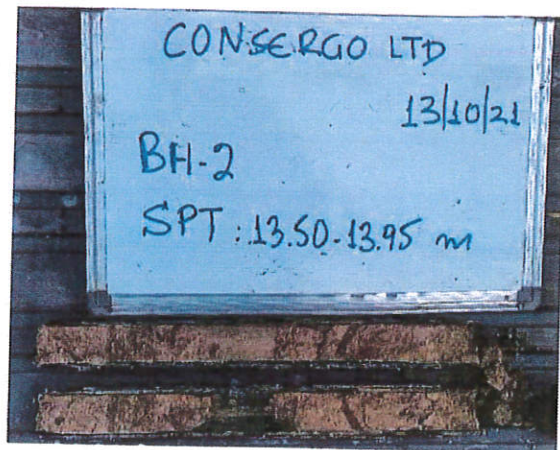
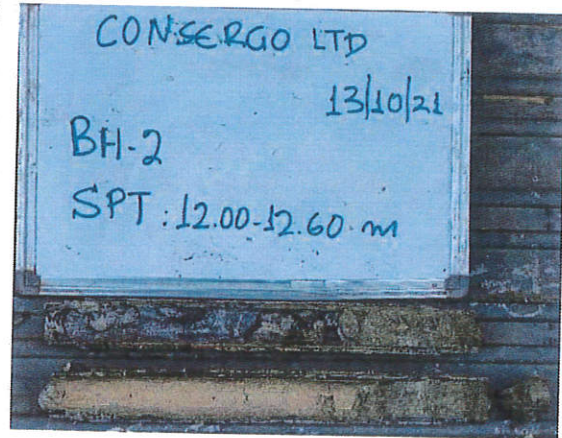
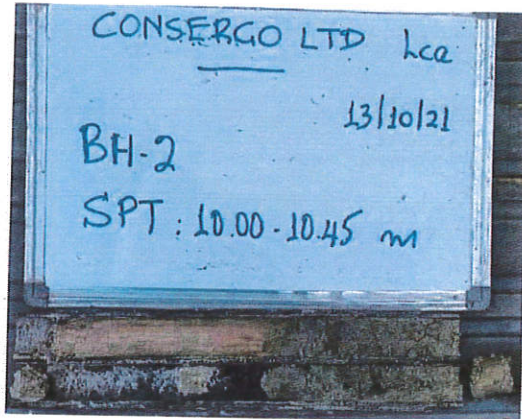
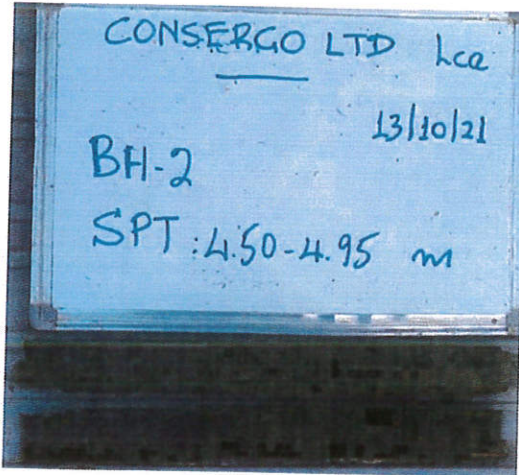
BH2 (5.00 – 10.00m)



BH2 (10.00 – 15.00m)



SELECTED SPT SAMPLES



ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 4

ΓΡΑΦΙΚΕΣ ΠΑΡΑΣΤΑΣΕΙΣ ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΑΚΩΝ ΔΟΚΙΜΩΝ

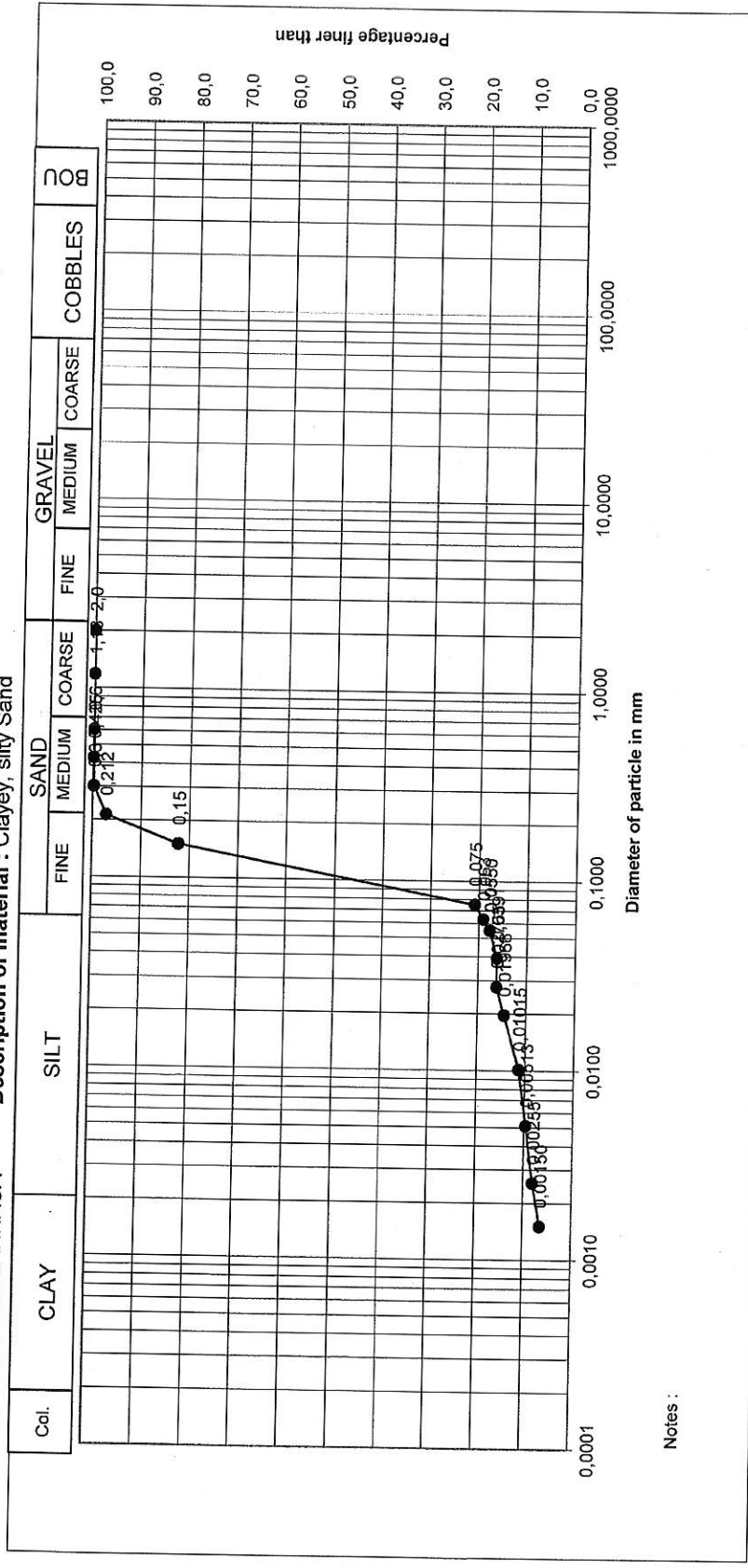
PARTICLE SIZE DISTRIBUTION

CEN ISO/TS 17892-4: 2004

CONSERGO LTD
 Project: PLOT 868 LARNACA - 4/1928
 Site : CHRYSOPOLITISSA/LARNACA

Operator : L.P.
 Date of test completion : 18/10/2021
 Description of material : Clayey, silty Sand

BH No. : 1
 Depth : 4,00-4,30 m



Notes :

PARTICLE SIZE DISTRIBUTION

CEN ISO/TS 17892-4: 2004

CONSERGO LTD
 Project: PLOT 868 LARNACA - 4/1928
 Site : CHRYSOPOLITISSA/LARNACA

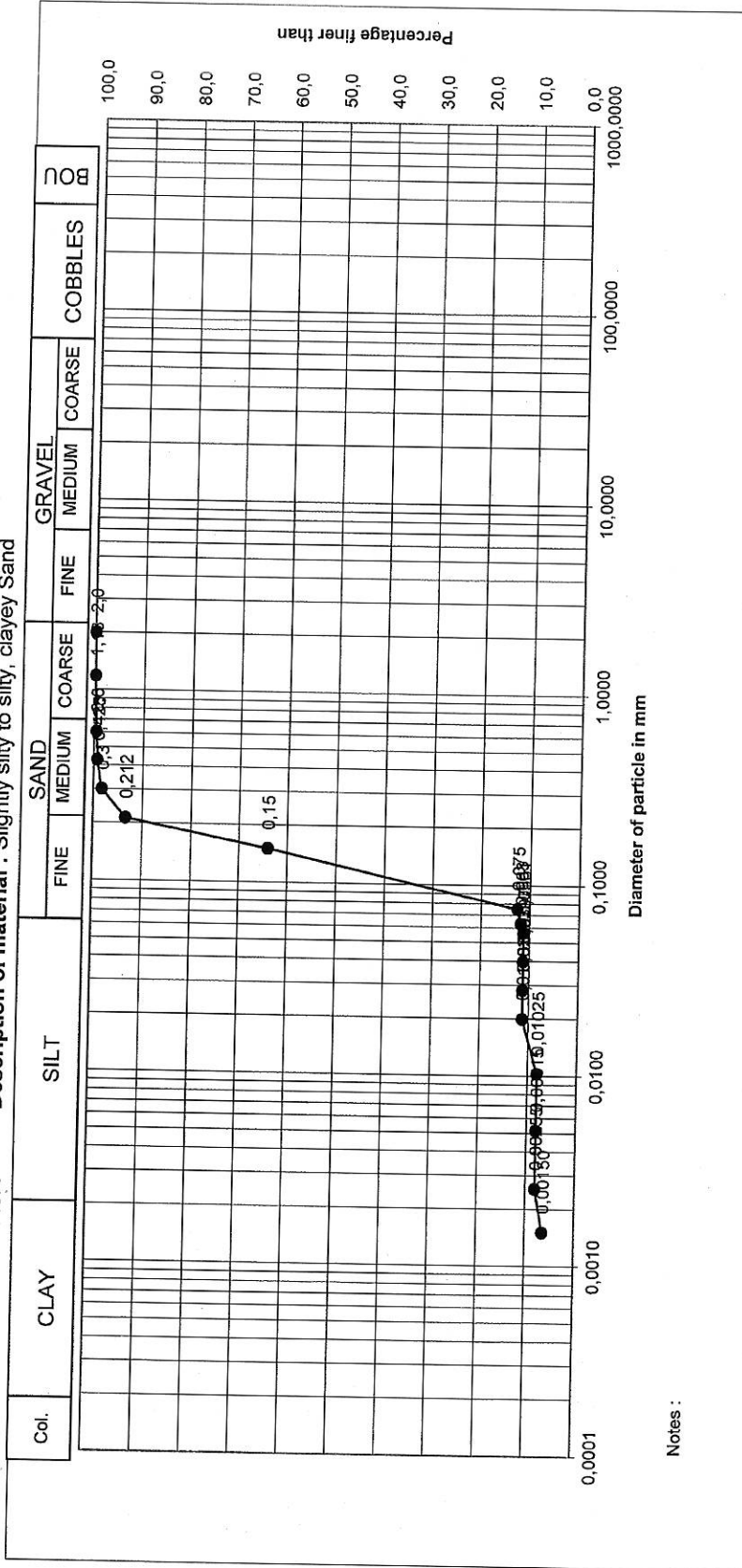
Operator : L.P.

Date of test completion : 18/10/2021

Description of material : Slightly silty to silty, clayey Sand

BH No. : 1

Depth : 5,00-5,30 m



Notes :

PARTICLE SIZE DISTRIBUTION

CEN ISO/TS 17892-4: 2004

CONSERGO LTD
 Project: PLOT 868 LARNACA - 4/1928
 Site : CHRYSOPOLITISSA/LARNACA

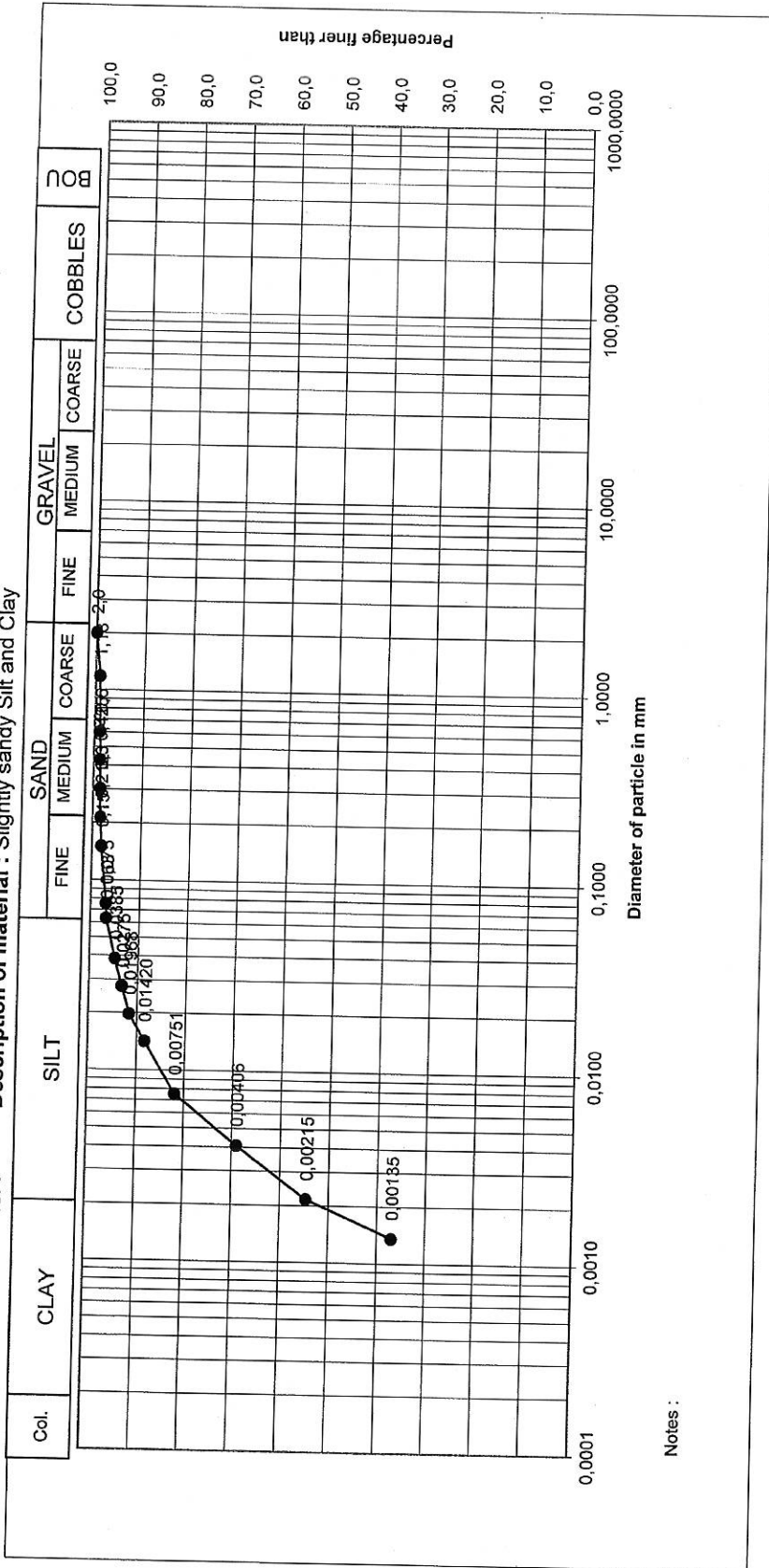
Operator : L.P.

Date of test completion : 18/10/2021

Description of material : Slightly sandy Silt and Clay

BH No. : 1

Depth : 7,50-7,80 m



PARTICLE SIZE DISTRIBUTION

CEN ISO/TS 17892-4: 2004

CONSERGO LTD
Project: PLOT 868 LARNACA - 4/1928
Site: CHRYSOPLITISSA/LARNACA

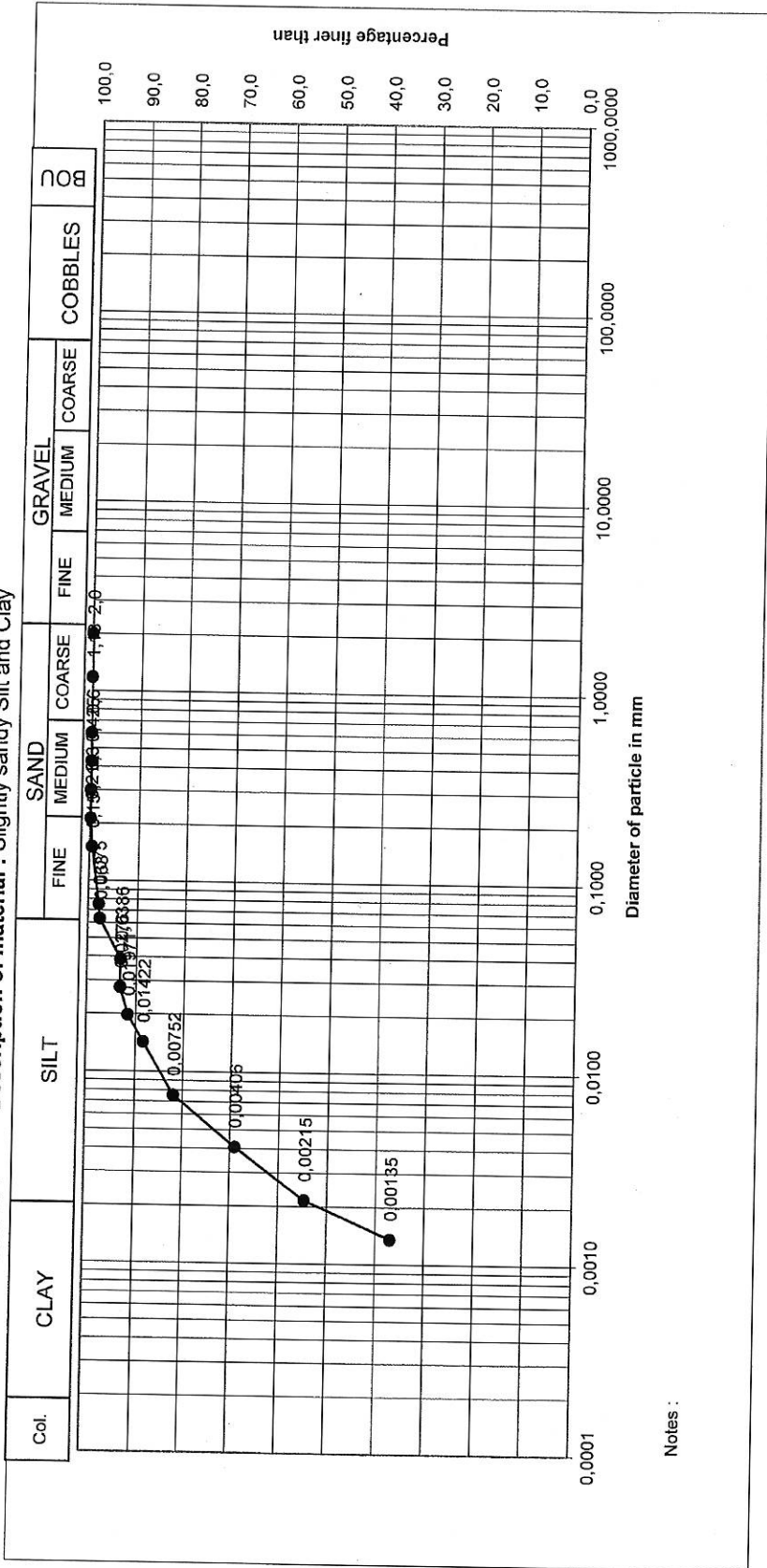
Operator: L.P.

Date of test completion: 18/10/2021

Description of material: Slightly sandy Silt and Clay

BH No.: 1

Depth: 9,30-9,60 m



Notes :

PARTICLE SIZE DISTRIBUTION

CEN ISO/TS 17892-4: 2004

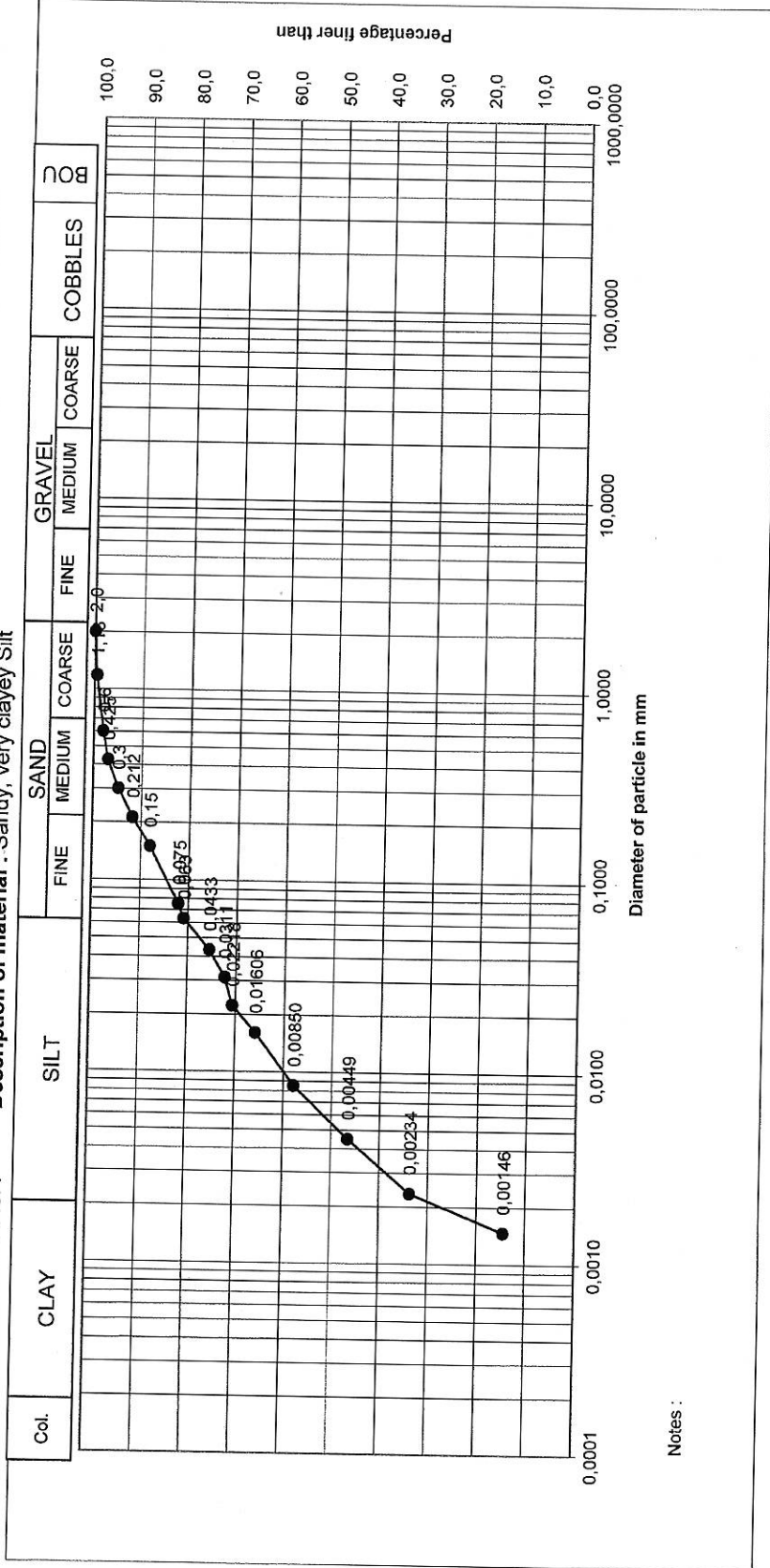
CONSERGO LTD
 Project: PLOT 868 LARNACA - 4/1928
 Site : CHRYSOPOLITISSALARNACA

Operator : L.P.

Date of test completion : 18/10/2021

Description of material : Sandy, very clayey Silt

BH No. : 1
 Depth : 11,60-11,90 m



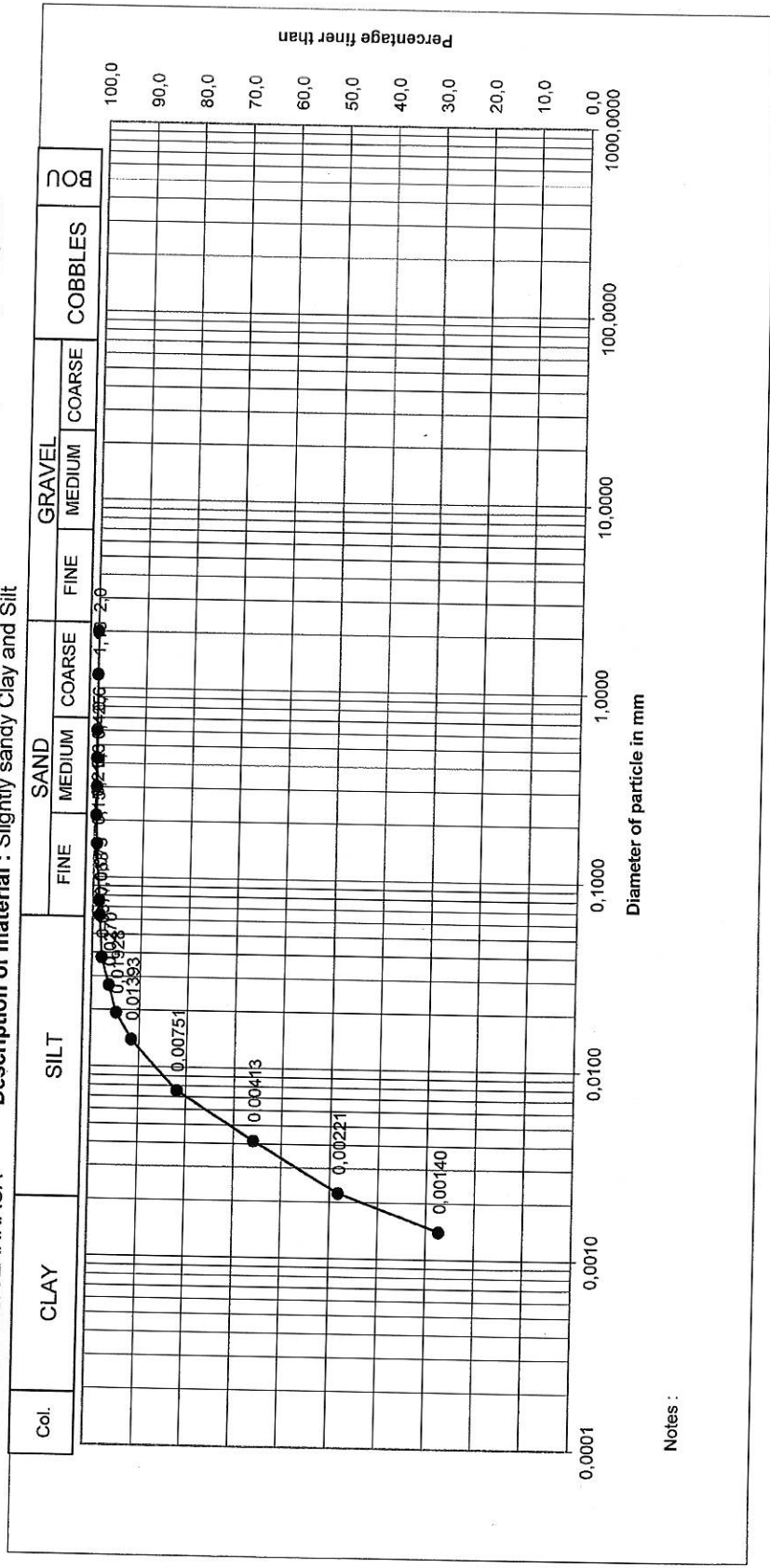
Notes :

PARTICLE SIZE DISTRIBUTION CEN ISO/TS 17892-4: 2004

CONSERGO LTD
 Project: PLOT 868 LARNACA - 4/1928
 Site : CHRYSOPOLITISSA/LARNACA

Operator : L.P.
 Date of test completion : 18/10/2021
 Description of material : Slightly sandy Clay and Silt

BH No. : 1
 Depth : 12,70-13,00 m



Notes :

PARTICLE SIZE DISTRIBUTION

CEN ISO/TS 17892-4: 2004

CONSERGO LTD
Project: PLOT 868 LARNACA - 4/1928
Site : CHRYSOPOLITISSA/LARNACA

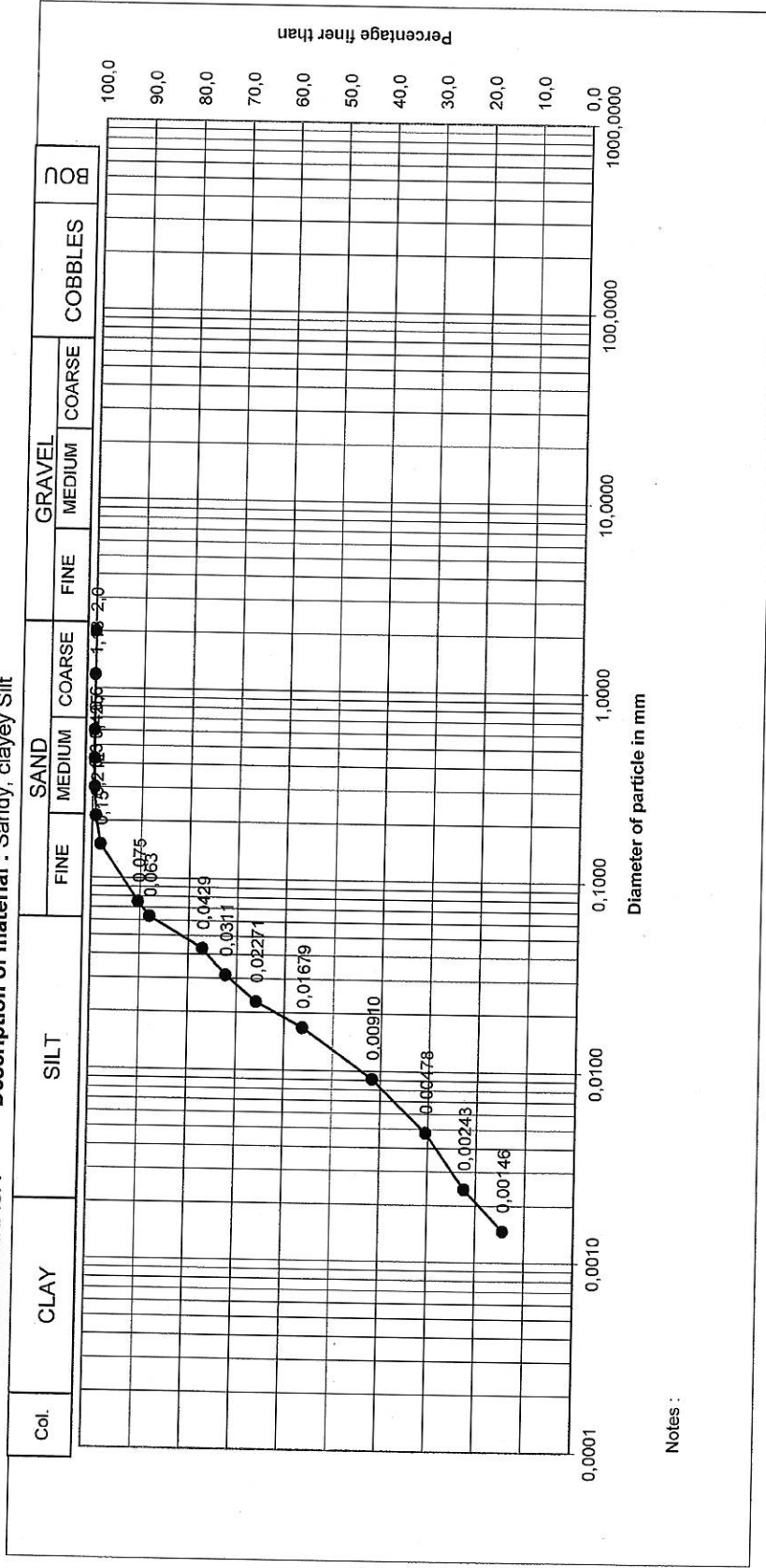
Operator : L.P.

Date of test completion : 18/10/2021

Description of material : Sandy, clayey Silt

BH No. : 1

Depth : 15,40-15,70 m



Notes :

PARTICLE SIZE DISTRIBUTION

CEN ISO/TS 17892-4: 2004

CONSERGO LTD
Project: PLOT 868 LARNACA - 4/1928
Site : CHRYSOPOLITISSA/LARNACA

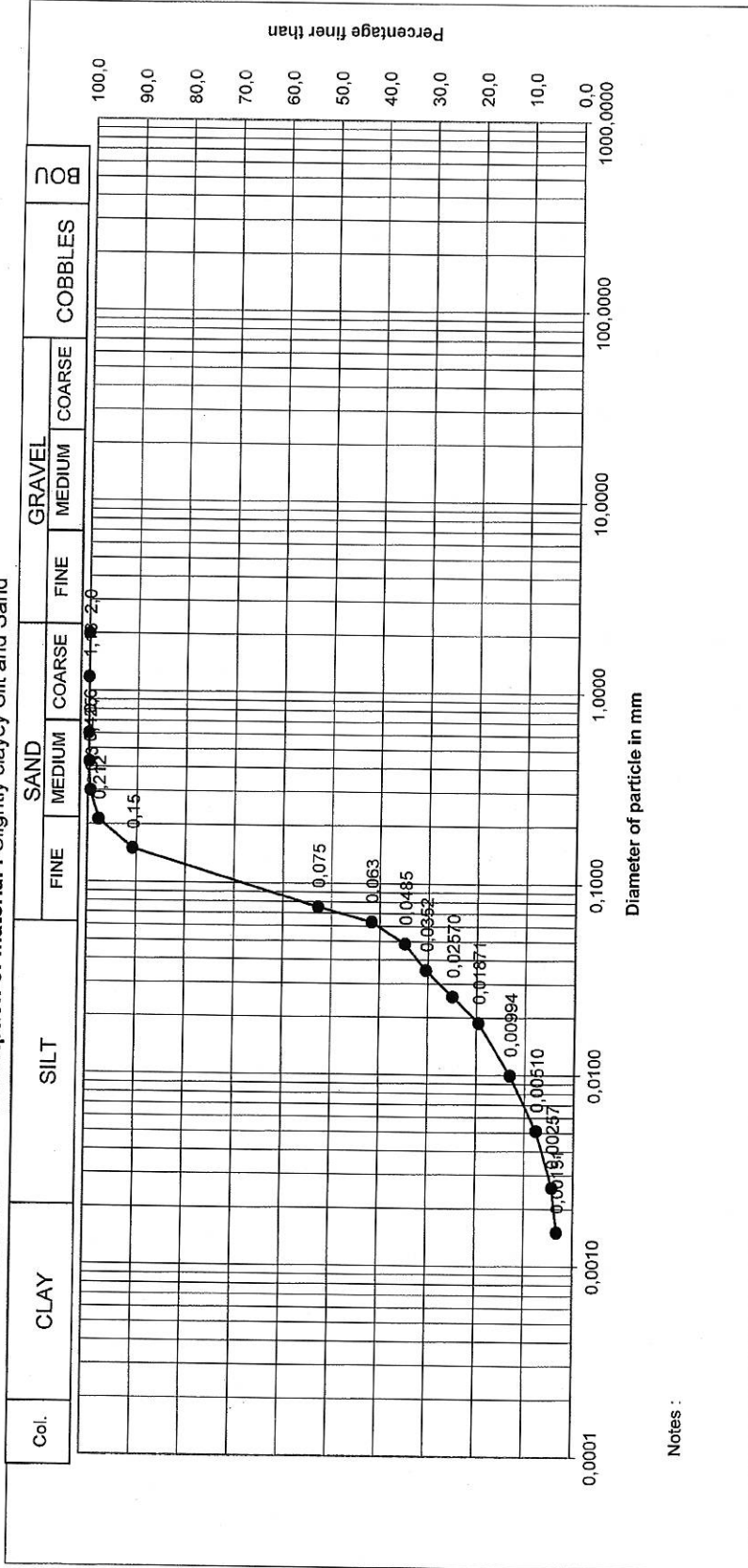
Operator : L.P.

Date of test completion : 20/10/2021

Description of material : Slightly clayey Silt and Sand

BH No. : 1

Depth : 16,20-16,50 m



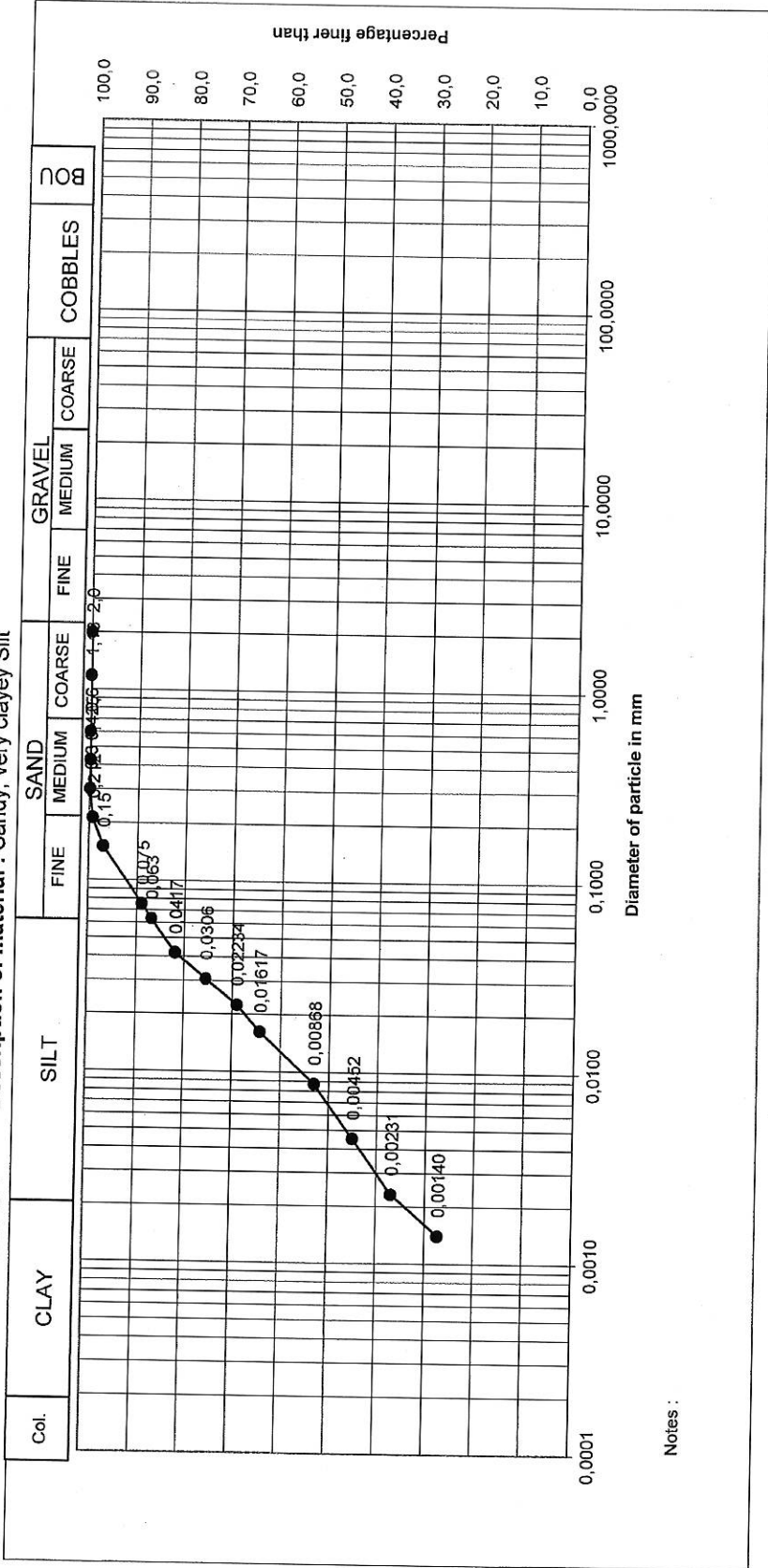
PARTICLE SIZE DISTRIBUTION

CEN ISO/TS 17892-4: 2004

CONSERGO LTD
 Project: PLOT 868 LARNACA - 4/1928
 Site : CHRYSOPOLITISSA/LARNACA

Operator : L.P.
 Date of test completion : 18/10/2021
 Description of material : Sandy, very clayey Silt

BH No.: 1
 Depth : 18,70-19,00 m



PARTICLE SIZE DISTRIBUTION

CEN ISO/TS 17892-4: 2004

CONSERGO LTD
Project: PLOT 868 LARNACA - 4/1928
Site: CHRYSOPOLITISSA/LARNACA

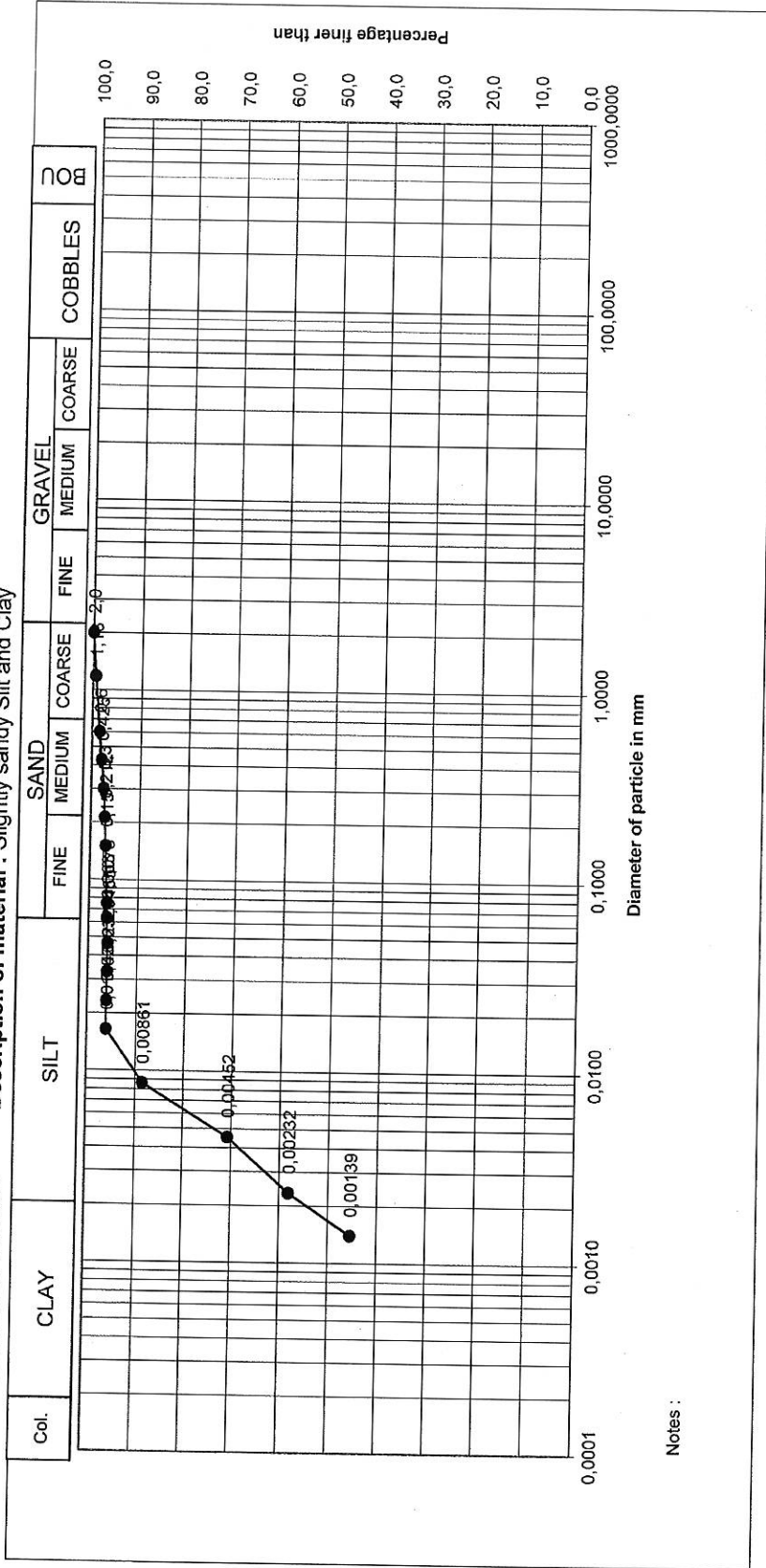
Operator: L.P.

Date of test completion: 20/10/2021

Description of material: Slightly sandy Silt and Clay

BH No.: 2

Depth: 8,70-9,00 m



Notes :

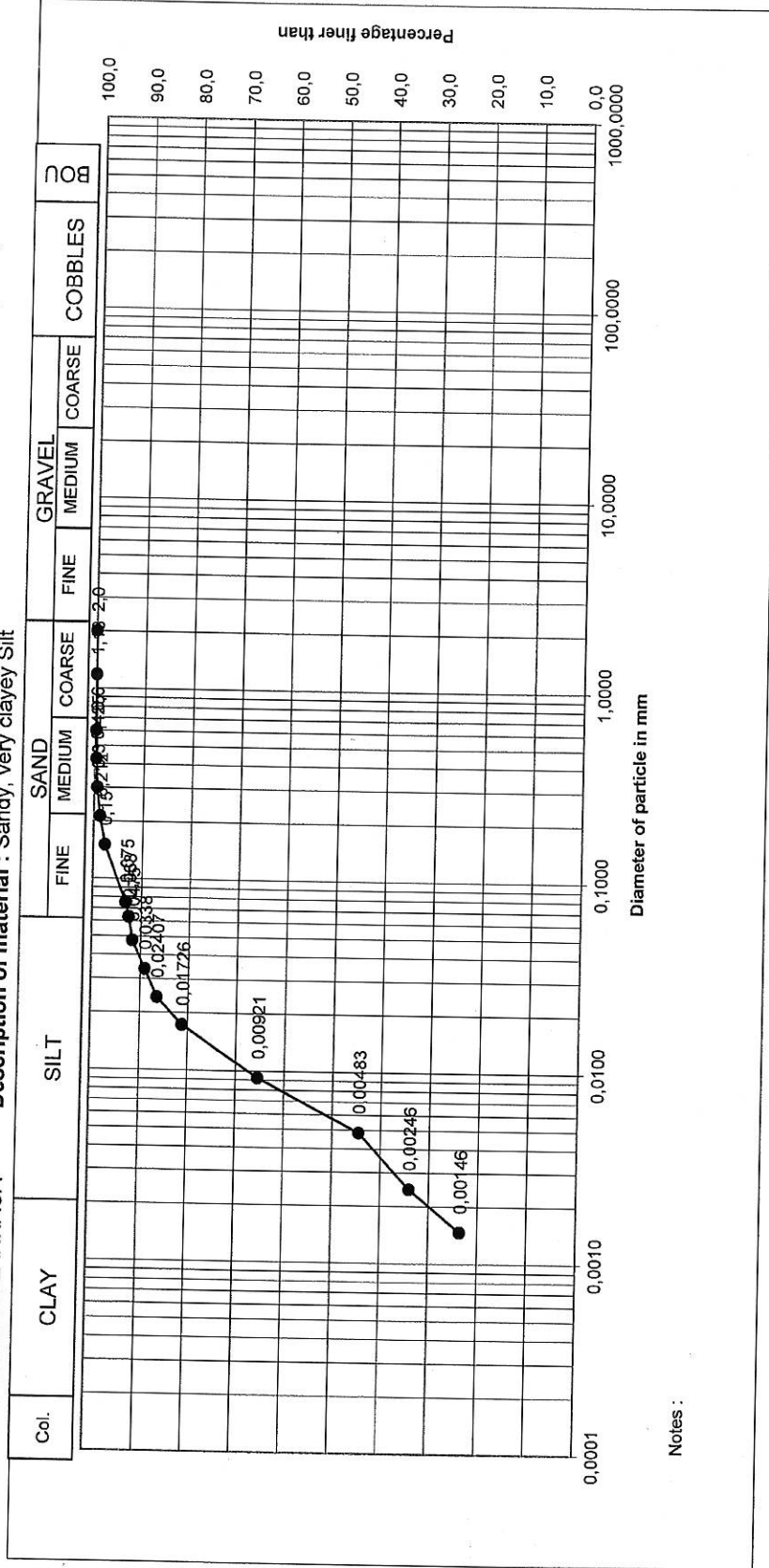
PARTICLE SIZE DISTRIBUTION

CEN ISO/TS 17892-4: 2004

Project: PLOT 868 LARNACA - 4/1928
Site: CHRYSOPOLITISSALARNACA

Operator: L.P.
Date of test completion: 20/10/2021
Description of material: Sandy, very clayey Silt

BH No.: 2
Depth: 14,40-14,60 m



Notes:

PARTICLE SIZE DISTRIBUTION

CEN ISO/TS 17892-4: 2004

CONSERGO LTD
Project: PLOT 868 LARNACA - 4/1928
Site: CHRYSOPOLITISSA/LARNACA

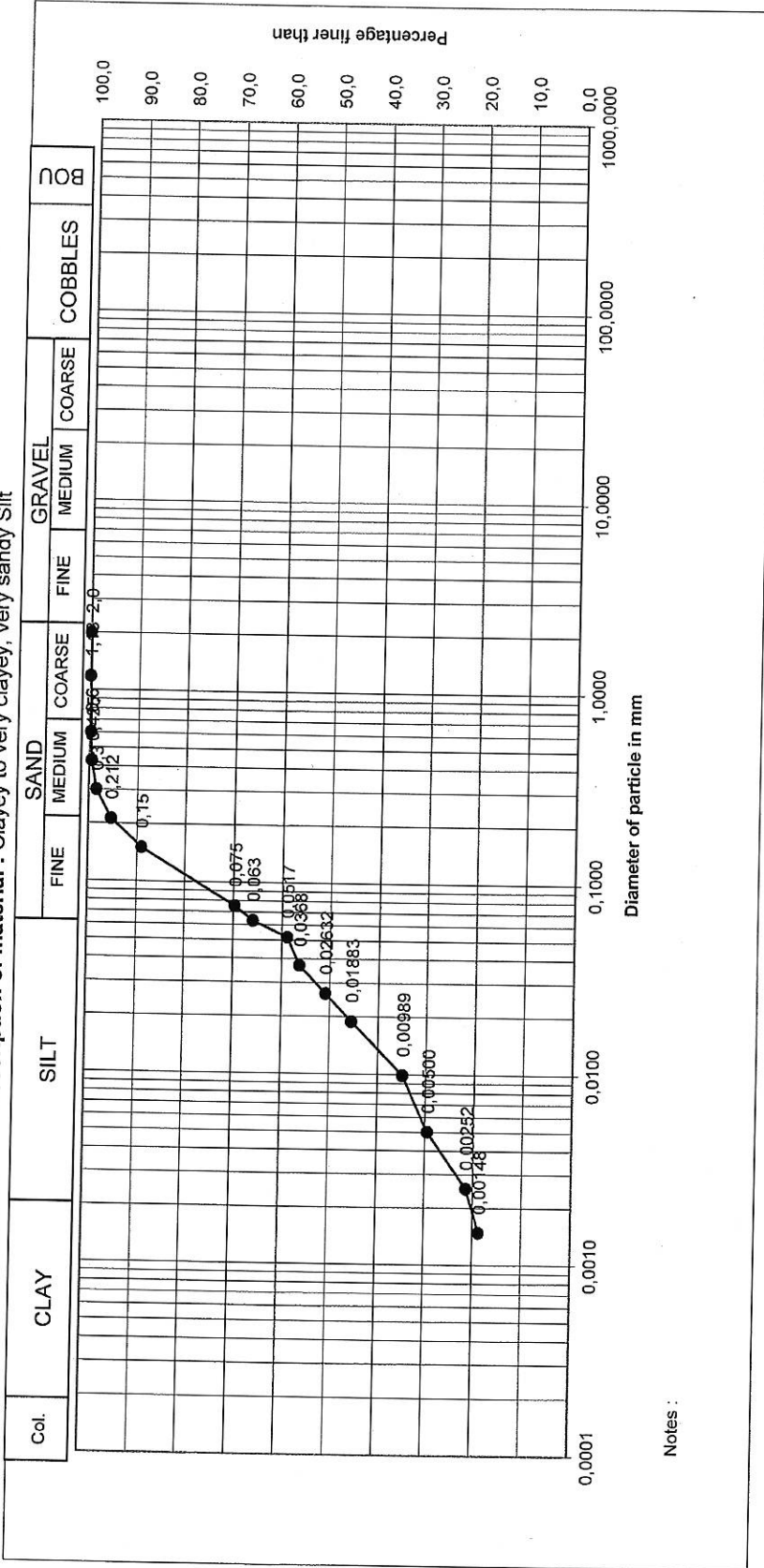
Operator: L.P.

Date of test completion: 20/10/2021

Description of material: Clayey to very clayey, very sandy Silt

BH No.: 2

Depth: 15,60-16,00 m

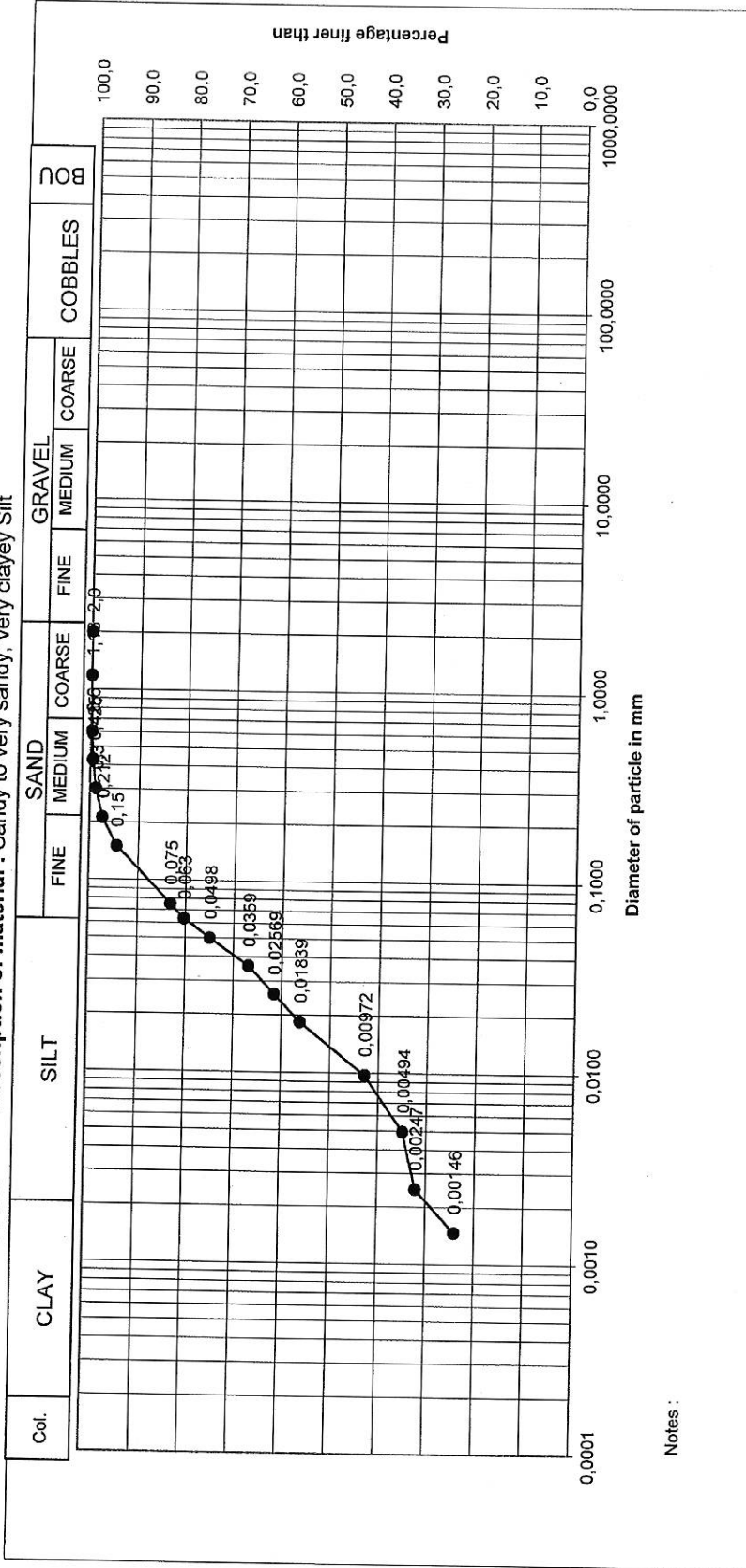


PARTICLE SIZE DISTRIBUTION

CEN ISO/TS 17892-4: 2004

Project: PLOT 868 LARNACA - 4/1928
Site: CHRYSOPLITISSA/LARNACA
Operator: L.P.
Date of test completion: 20/10/2021
Description of material: Sandy to very sandy, very clayey Silt

BH No.: 2
Depth: 19,00-19,40 m



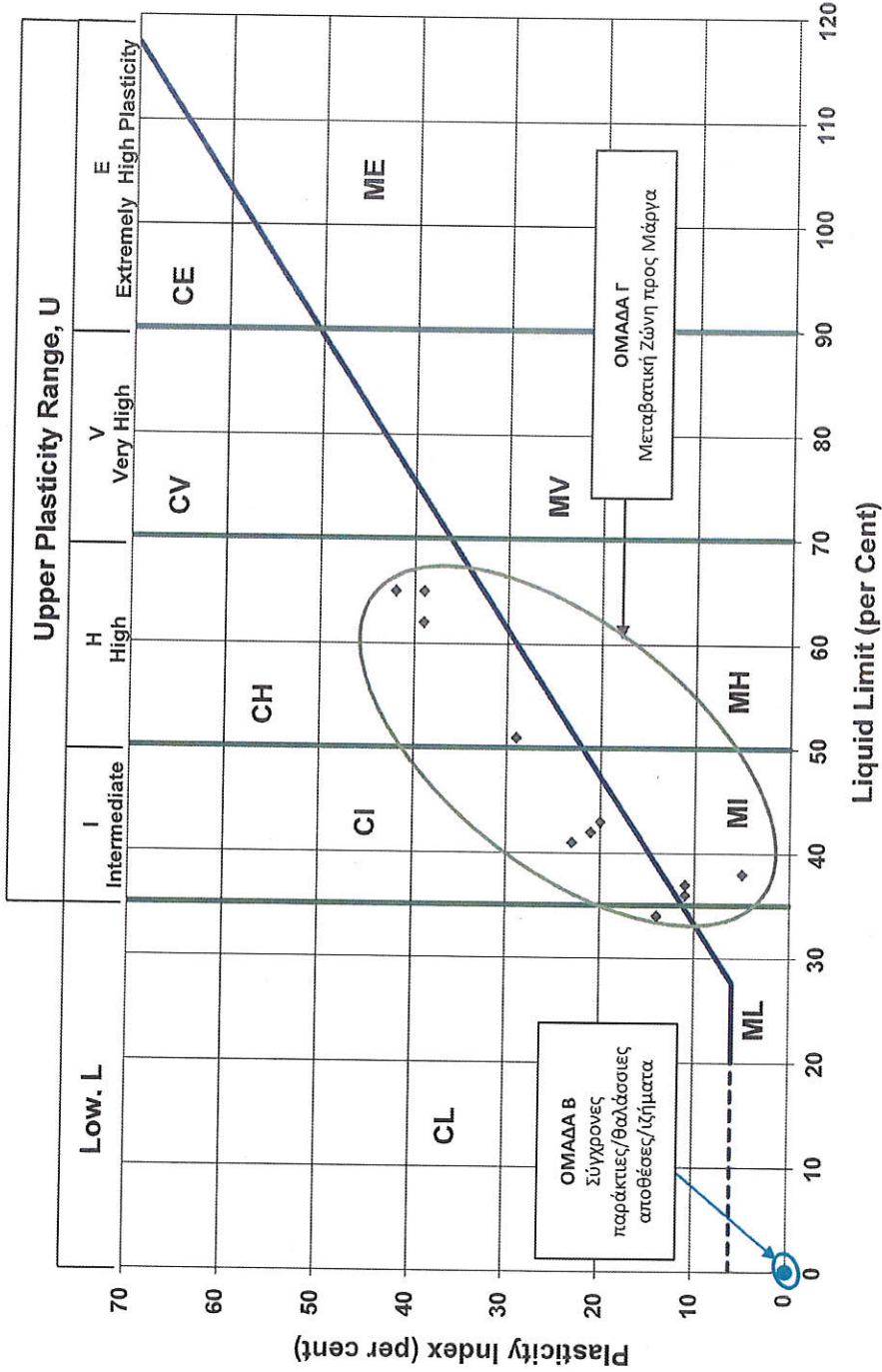
Notes :

Plasticity Chart for the Classification of Fine Soils and Finer Part of Coarse Soils

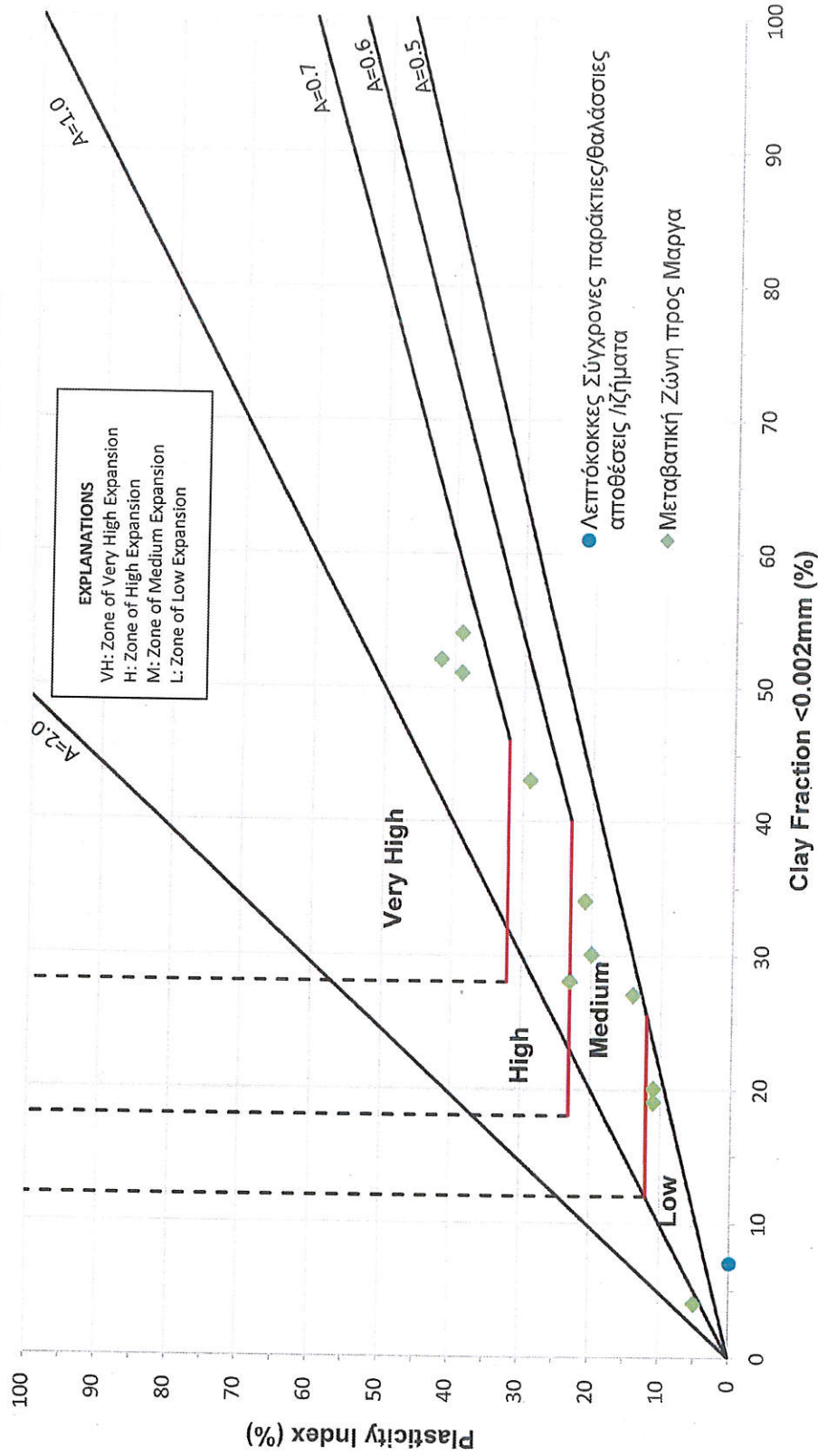
According to BS 5930:1999

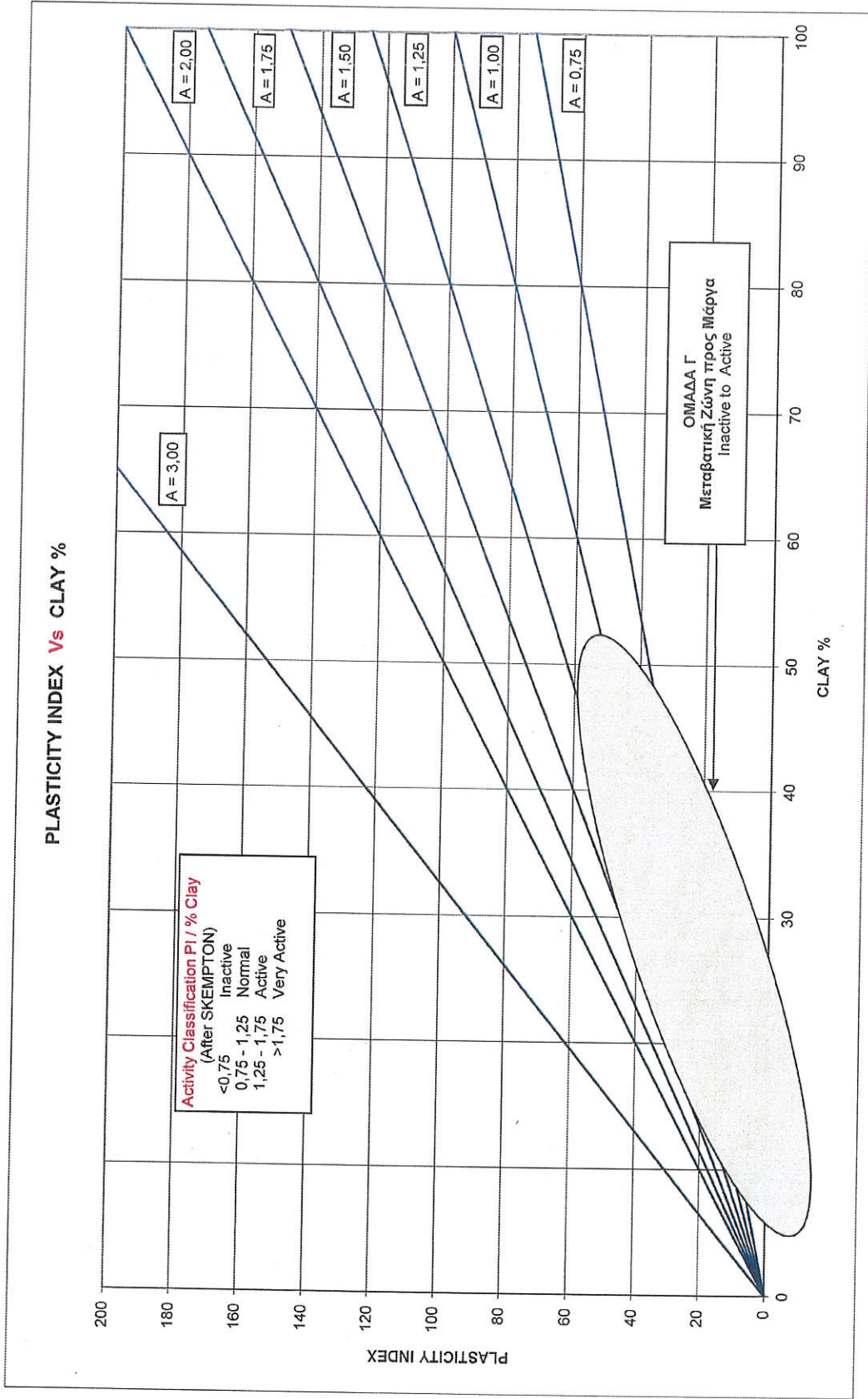
M Silt (M-Soil) - Below A-Line
 C Clay - Above A-Line

M and C may be combined as F, FINE SOIL

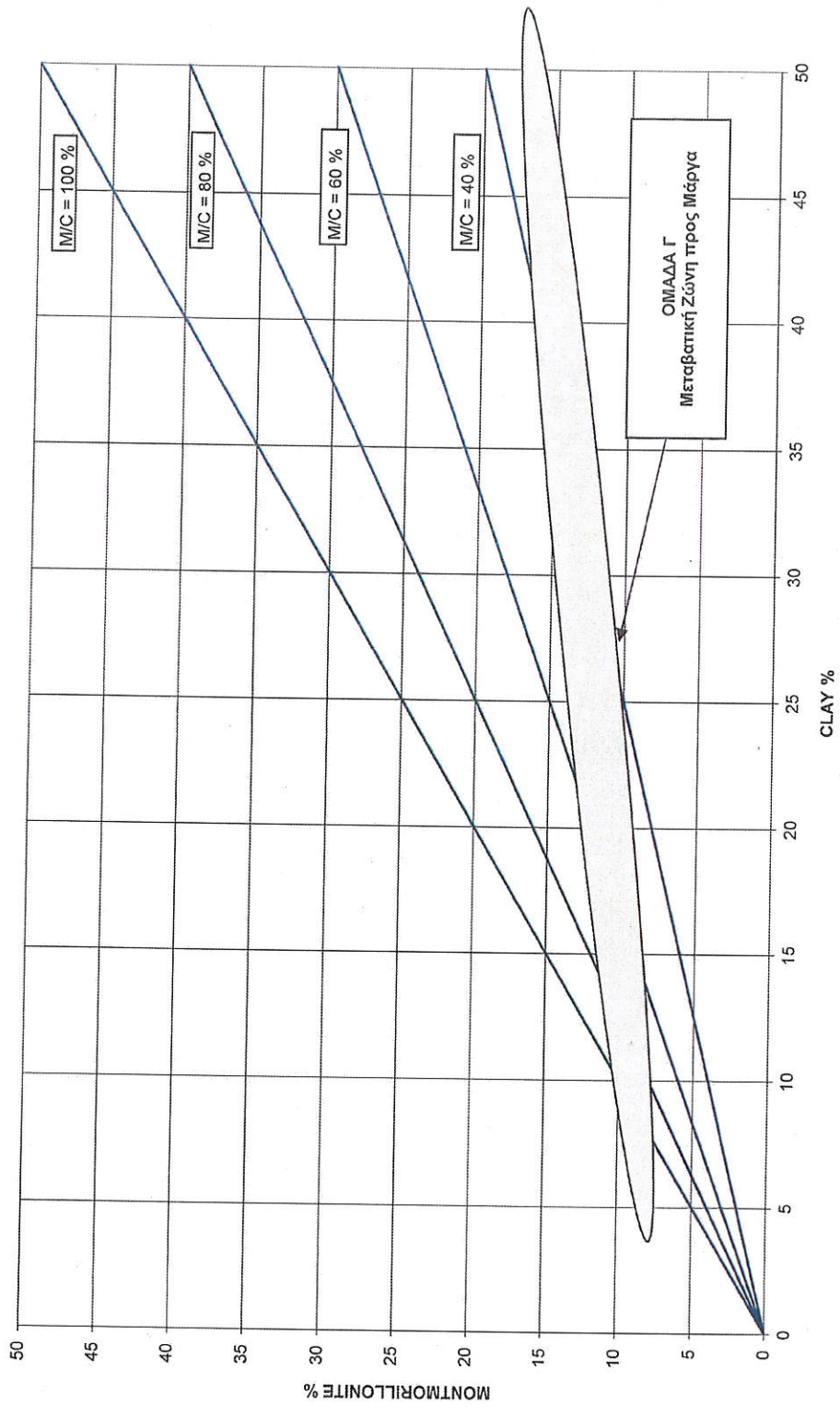


SOUTH AFRICAN EXPANSIVE CLAY CLASSIFICATION CHART
ΝΟΤΙΟΑΦΡΙΚΑΝΙΚΟ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΚΑΤΑΤΑΞΗΣ (ΔΥΝΗΤΙΚΟΤΗΤΑΣ) ΔΙΟΓΚΩΣΗΣ ΑΡΓΙΛΟΥ





MONTMORILLONITE CONTENT % Vs CLAY %



DETERMINATION OF ATTERBERG LIMITS

GEN ISO/TS 17892-12: 2004

Fall Cone Method - 80g/30°

CONSERGO LTD

Project: PLOT 868 LARNACA - 4/1928

Site : CHRYSOPOLITISSA/LARNACA

Borehole No : 1

Depth : 4,00-4,30m

Condition of sample : Natural State

Date of test completion : 20/10/2021

Description of material : Clayey, silty Sand

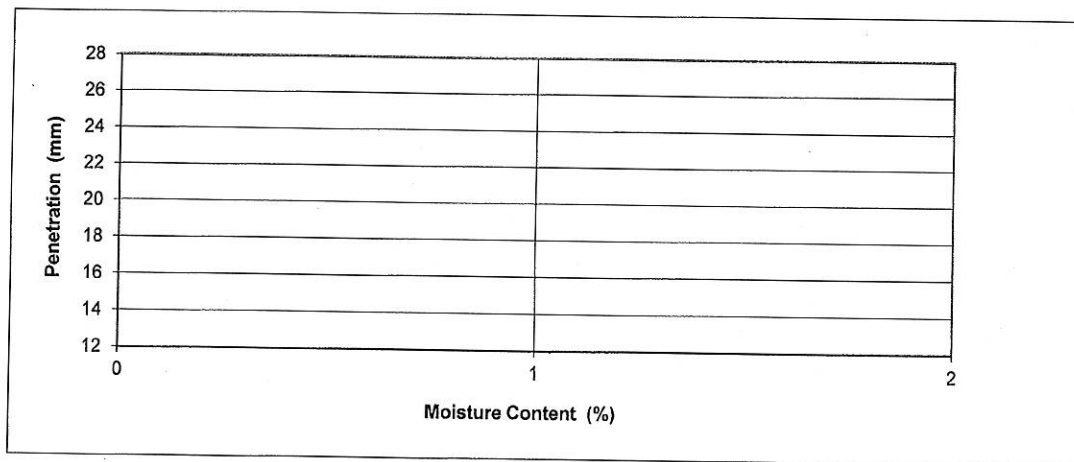
Proportion of sample on 425 µm BS test sieve, %

Soil equilibrated with water for 24 h.

Operator : P.H.

Test No.	1	2	3	4	5	6
Mass of wet soil + container g						
Mass of dried soil + container g						
Mass of container g						
Mass of moisture g						
Mass of dry soil g						
Moisture content (w) %						
Cone Penetration mm						
P.L.						

NOT PLASTIC



L.L. = (y+b)/a	P.I. = L.L.-P.L.	CLASSIFICATION	MOISTURE CONTENT
y = 20	L.L. = N.PLASTIC	ML Inorganic silt of low compressibility	
a =	P.L. = N.PLASTIC		
b =	P.I. = N.PLASTIC		
LINEAR SHRINKAGE %			0

DETERMINATION OF ATTERBERG LIMITS

CEN ISO/TS 17892-12: 2004

Fail Cone Method - 80g/30°

CONSERGO LTD

Project: PLOT 868 LARNACA - 4/1928

Site : CHRYSOPOLITISSA/LARNACA

Borehole No : 1

Depth : 5,00-5,30m

Condition of sample : Natural State

Date of test completion : 20/10/2021

Description of material : Slightly silty to silty, clayey Sand

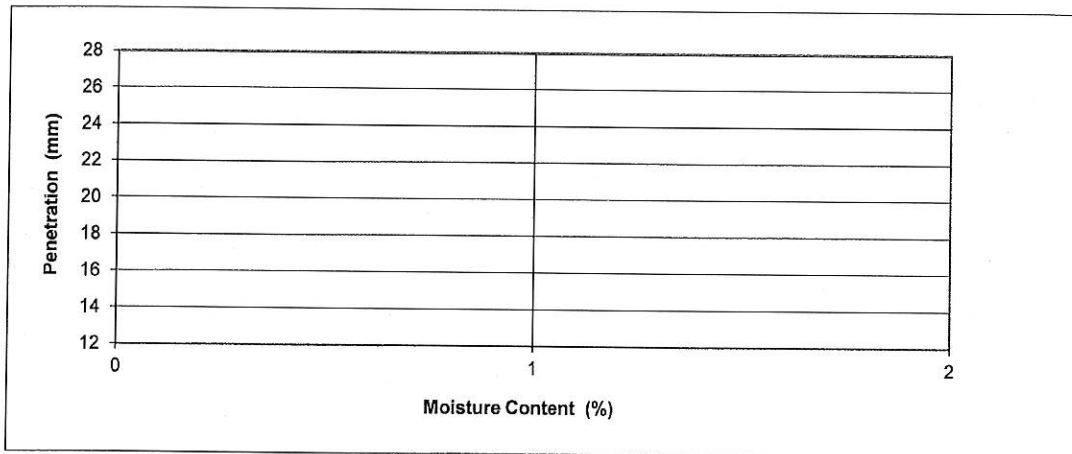
Proportion of sample on 425 µm BS test sieve, %

Operator : P.H.

Soil equilibrated with water for 24 h.

Test No.	1	2	3	4	5	6
Mass of wet soil + container g						
Mass of dried soil + container g						
Mass of container g						
Mass of moisture g						
Mass of dry soil g						
Moisture content (w) %						
Cone Penetration mm						
P.L.						

NOT PLASTIC



L.L. = (y+b)/a	P.I. = L.L.-P.L.	CLASSIFICATION	MOISTURE CONTENT
y = 20	L.L. = N.PLASTIC	ML Inorganic silt of low compressibility	
a =	P.L. = N.PLASTIC		
b =	P.I. = N.PLASTIC		
LINEAR SHRINKAGE %		0	

DETERMINATION OF ATTERBERG LIMITS

CEN ISO/TS 17892-12: 2004

Fall Cone Method - 80g/30°

CONSERGO LTD

Project: PLOT 868 LARNACA - 4/1928

Site : CHRYSOPOLITISSA/LARNACA

Borehole No : 1

Depth : 7.50-7.80 m

Condition of sample : Natural State

Date of test completion : 20/10/2021

Date of sampling :

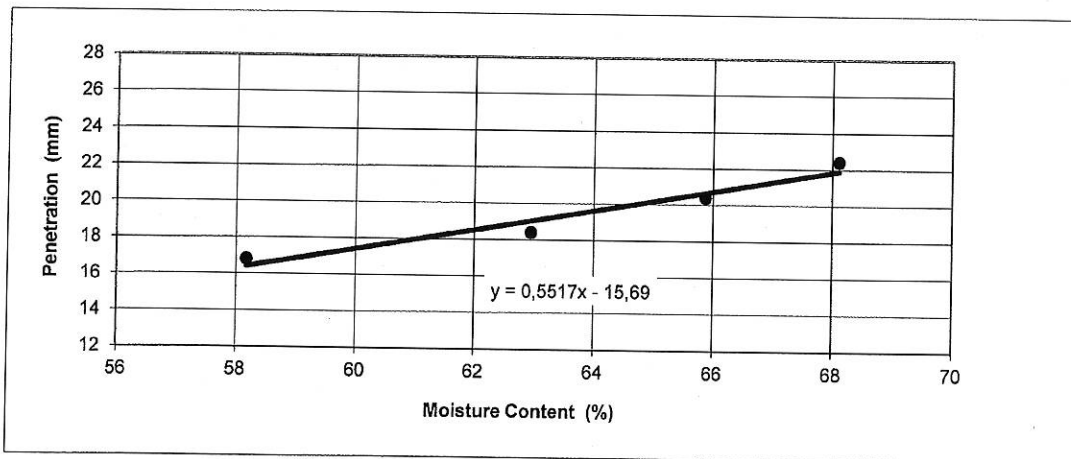
Description of material : Slightly sandy Silt and Clay

Proportion of sample passing 425 µm BS test sieve, %

Soil equilibrated with water for 24 h.

Operator : P.H.

Test No.	1	2	3	4	5	6
Mass of wet soil + container g	50,08	50,77	53,60	55,30	28,64	29,30
Mass of dried soil + container g	41,15	41,22	42,48	42,76	28,07	28,48
Mass of container g	25,80	26,05	25,60	24,35	25,45	25,07
Mass of moisture g	8,93	9,55	11,12	12,54	0,57	0,82
Mass of dry soil g	15,35	15,17	16,88	18,41	2,62	3,41
Moisture content (w) %	58,18	62,95	65,88	68,12	21,76	24,05
Cone Penetration mm	16,8	18,4	20,4	22,4		
P.L.					22,9	



L.L. = (y+b)/a		P.I. = L.L.-P.L.		CLASSIFICATION	MOISTURE CONTENT
y =	20	L.L. =	65		
a =	0,5517	P.L. =	23		
b =	15,69	P.I. =	42		
LINEAR SHRINKAGE %				17	

DETERMINATION OF ATTERBERG LIMITS

GEN ISO/TS 17892-12: 2004

Fall Cone Method - 80g/30°

CONSERGO LTD

Project: PLOT 868 LARNACA - 4/1928

Site : CHRYSOPOLITISSA/LARNACA

Borehole No : 1

Depth : 9.30-9.60 m

Condition of sample : Natural State

Date of test completion : 20/10/2021

Date of sampling :

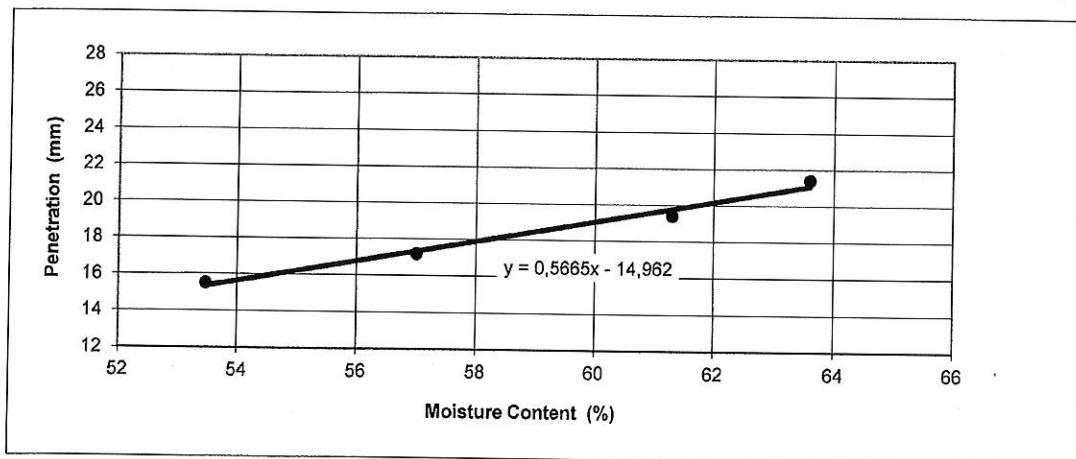
Description of material : Slightly sandy Clay and Silt

Proportion of sample passing 425 µm BS test sieve, %

Soil equilibrated with water for 24 h.

Operator : P.H.

Test No.	1	2	3	4	5	6
Mass of wet soil + container g	53,01	54,05	51,96	52,98	31,11	29,05
Mass of dried soil + container g	43,53	44,00	41,98	42,06	30,32	28,32
Mass of container g	25,80	26,37	25,70	24,89	26,76	25,04
Mass of moisture g	9,48	10,05	9,98	10,92	0,79	0,73
Mass of dry soil g	17,73	17,63	16,28	17,17	3,56	3,28
Moisture content (w) %	53,47	57,01	61,30	63,60	22,19	22,26
Cone Penetration mm	15,5	17,2	19,4	21,4		
P.L.					22,2	



L.L. = (y+b)/a	P.I. = L.L.-P.L.	CLASSIFICATION CH Inorganic Clay of high plasticity	MOISTURE CONTENT
y = 20	L.L. = 62		
a = 0,5665	P.L. = 22		
b = 14,962	P.I. = 39		
LINEAR SHRINKAGE %		16	

DETERMINATION OF ATTERBERG LIMITS

CEN ISO/TS 17892-12: 2004

Fall Cone Method - 80g/30°

CONSERGO LTD

Project: PLOT 868 LARNACA - 4/1928

Site : CHRYSOPOLITISSA/LARNACA

Borehole No : 1

Depth : 11.60-11.90 m

Condition of sample : Natural State

Date of test completion : 20/10/2021

Date of sampling :

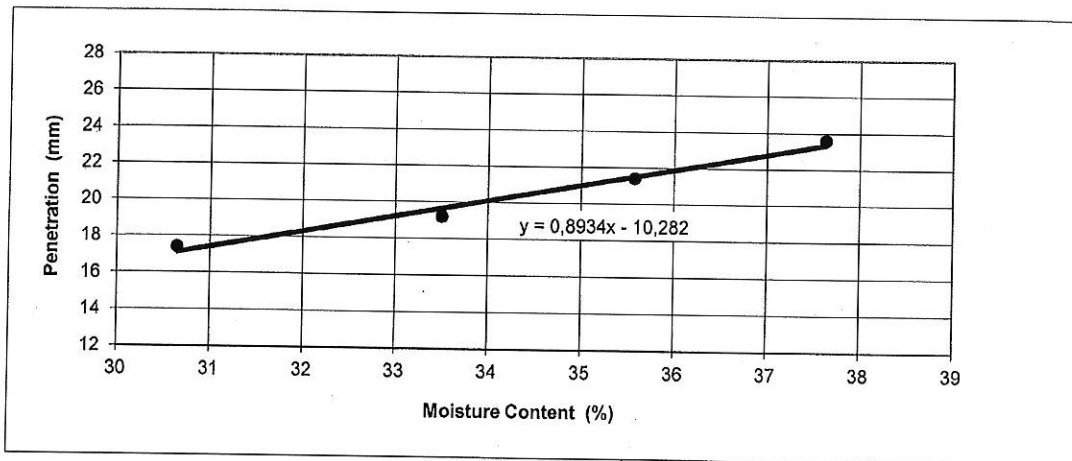
Description of material : Sandy, very clayey Silt

Proportion of sample passing 425 µm BS test sieve, %

Soil equilibrated with water for 24 h.

Operator : P.H.

Test No.	1	2	3	4	5	6
Mass of wet soil + container g	54,33	51,06	52,59	51,05	32,11	32,24
Mass of dried soil + container g	47,89	44,61	45,14	44,20	31,07	31,19
Mass of container g	26,88	25,36	24,20	26,00	25,81	25,94
Mass of moisture g	6,44	6,45	7,45	6,85	1,04	1,05
Mass of dry soil g	21,01	19,25	20,94	18,20	5,26	5,25
Moisture content (w) %	30,65	33,51	35,58	37,64	19,77	20,00
Cone Penetration mm	17,4	19,2	21,4	23,6		
P.L.					19,9	



L.L. = (y+b)/a	P.I. = L.L.-P.L.	CLASSIFICATION		MOISTURE CONTENT
y = 20	L.L. = 34	CL Inorganic Clay of low plasticity		
a = 0,8934	P.L. = 20			
b = 10,282	P.I. = 14			
LINEAR SHRINKAGE %	9			

DETERMINATION OF ATTERBERG LIMITS

CEN ISO/TS 17892-12: 2004

Fail Cone Method - 80g/30°

CONSERGO LTD

Project: PLOT 868 LARNACA - 4/1928

Site : CHRYSOPOLITISSA/LARNACA

Borehole No : 1

Depth : 12.70-13.00 m

Condition of sample : Natural State

Date of test completion : 20/10/2021

Date of sampling :

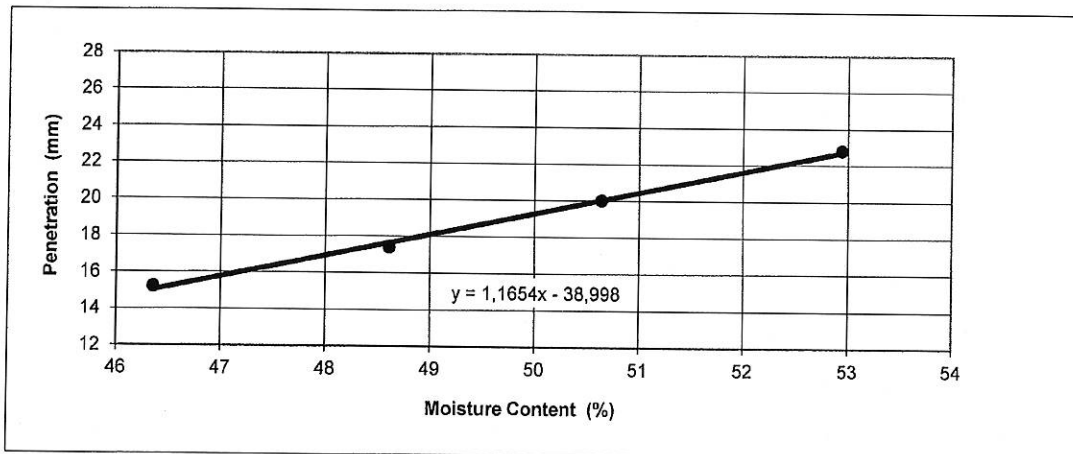
Description of material : Slightly sandy Clay and Silt

Proportion of sample passing 425 µm BS test sieve, %

Operator : P.H.

Soil equilibrated with water for 24 h.

Test No.	1	2	3	4	5	6
Mass of wet soil + container g	52,96	53,73	55,98	55,81	28,47	28,32
Mass of dried soil + container g	44,56	44,64	46,16	45,46	27,96	27,87
Mass of container g	26,44	25,94	26,77	25,91	25,60	25,82
Mass of moisture g	8,40	9,09	9,82	10,35	0,51	0,45
Mass of dry soil g	18,12	18,70	19,39	19,55	2,36	2,05
Moisture content (w) %	46,36	48,61	50,64	52,94	21,61	21,95
Cone Penetration mm	15,2	17,4	20,0	22,8		
P.L.					21,8	



L.L. = (y+b)/a	P.I. = L.L.-P.L.	CLASSIFICATION	MOISTURE CONTENT
y = 20	L.L. = 51		
a = 1,1654	P.L. = 22	CH Inorganic Clay of high plasticity	
b = 38,998	P.I. = 29		
LINEAR SHRINKAGE %		12	

DETERMINATION OF ATTERBERG LIMITS

CEN ISO/TS 17892-12: 2004

Fall Cone Method - 80g/30°

CONSERGO LTD

Project: PLOT 868 LARNACA - 4/1928

Borehole No : 1

Site : CHRYSOPOLITISSA/LARNACA

Depth : 15.40-15.70 m

Condition of sample : Natural State

Date of sampling :

Date of test completion : 20/10/2021

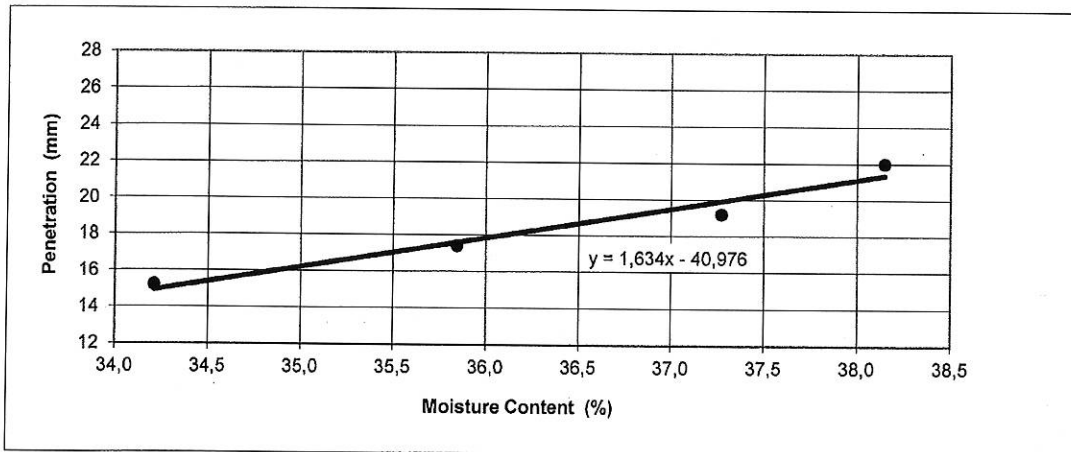
Description of material : Sandy, clayey Silt

Proportion of sample passing 425 µm BS test sieve, %

Operator : P.H.

Soil equilibrated with water for 24 h.

Test No.	1	2	3	4	5	6
Mass of wet soil + container g	55,77	56,26	56,44	54,16	30,05	30,31
Mass of dried soil + container g	48,11	48,41	48,27	46,42	29,28	29,43
Mass of container g	25,72	26,51	26,35	26,13	26,36	26,15
Mass of moisture g	7,66	7,85	8,17	7,74	0,77	0,88
Mass of dry soil g	22,39	21,90	21,92	20,29	2,92	3,28
Moisture content (w) %	34,21	35,84	37,27	38,15	26,37	26,83
Cone Penetration mm	15,2	17,4	19,2	22,0		
P.L.					26,6	



L.L. = (y+b)/a	P.I. = L.L.-P.L.	CLASSIFICATION MI Inorganic silt of intermediate compressibility	MOISTURE CONTENT
y = 20	L.L. = 37		
a = 1,634	P.L. = 27		
b = 40,976	P.I. = 11		
LINEAR SHRINKAGE %		5	

DETERMINATION OF ATTERBERG LIMITS

CEN ISO/TS 17892-12: 2004

Fall Cone Method - 80g/30°

CONSERGO LTD

Project: PLOT 868 LARNACA - 4/1928

Site : CHRYSOPOLITISSA/LARNACA

Borehole No : 1

Depth : 16.20-16.90 m

Condition of sample : Natural State

Date of test completion : 20/10/2021

Date of sampling :

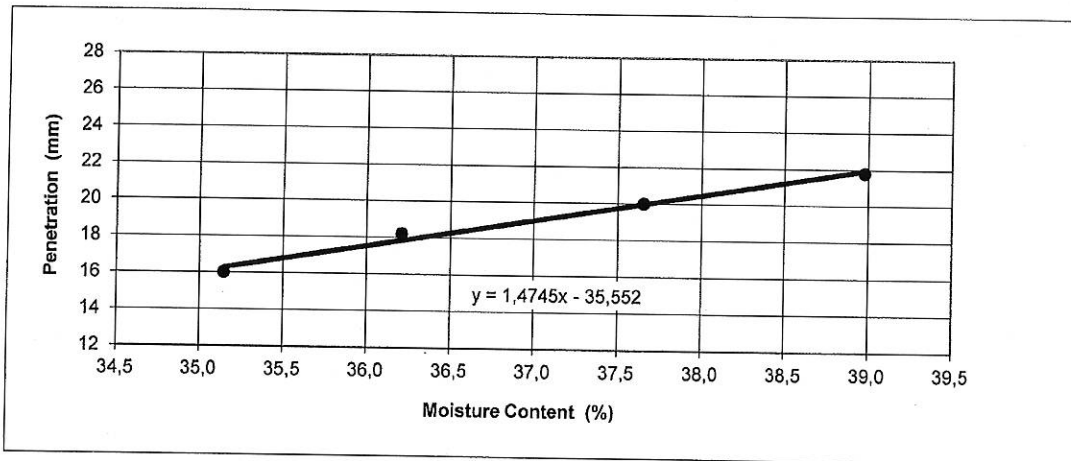
Description of material : Slightly clayey Silt and Sand

Proportion of sample passing 425 µm BS test sieve, %

Operator : P.H.

Soil equilibrated with water for 24 h.

Test No.	1	2	3	4	5	6
Mass of wet soil + container g	56,45	55,80	52,34	54,51	27,49	27,25
Mass of dried soil + container g	48,12	47,45	45,08	46,04	27,10	26,80
Mass of container g	24,42	24,39	25,80	24,31	25,78	25,56
Mass of moisture g	8,33	8,35	7,26	8,47	0,39	0,45
Mass of dry soil g	23,70	23,06	19,28	21,73	1,32	1,24
Moisture content (w) %	35,15	36,21	37,66	38,98	29,55	36,29
Cone Penetration mm	16,0	18,2	20,0	21,8		
P.L.					32,9	



L.L. = (y+b)/a	P.I. = L.L.-P.L.	CLASSIFICATION MI Inorganic silt of intermediate compressibility	MOISTURE CONTENT
y = 20	L.L. = 38		
a = 1,4745	P.L. = 33		
b = 35,552	P.I. = 5		
LINEAR SHRINKAGE %		2	

DETERMINATION OF ATTERBERG LIMITS

CEN ISO/TS 17892-12: 2004

Fall Cone Method - 80g/30°

CONSERGO LTD

Project: PLOT 868 LARNACA - 4/1928

Site : CHRYSOPOLITISSA/LARNACA

Borehole No : 1

Depth : 18.70-19.00 m

Condition of sample : Natural State

Date of test completion : 20/10/2021

Date of sampling :

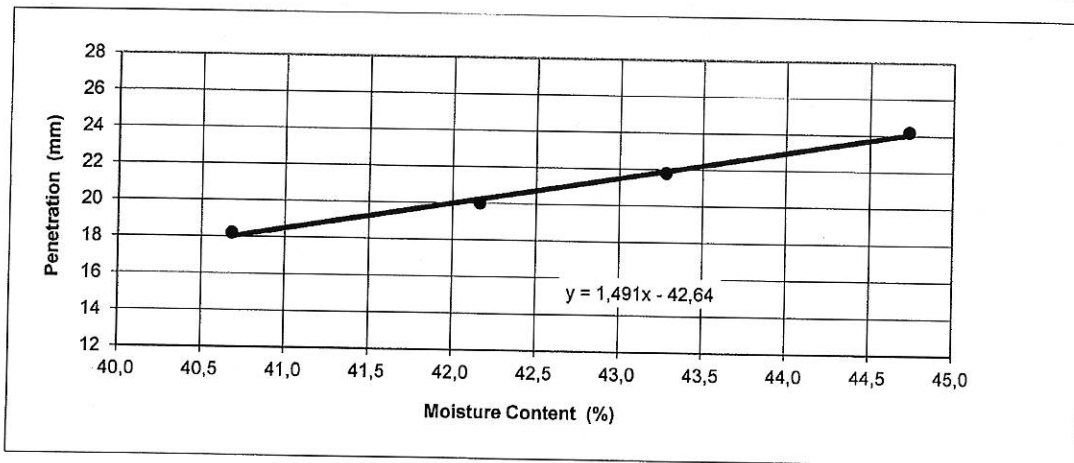
Description of material : Sandy, very clayey Silt

Proportion of sample passing 425 µm BS test sieve, %

Soil equilibrated with water for 24 h.

Operator : P.H.

Test No.	1	2	3	4	5	6
Mass of wet soil + container g	52,84	56,05	55,95	51,42	31,90	32,04
Mass of dried soil + container g	45,00	47,25	46,64	43,14	30,81	30,95
Mass of container g	25,73	26,38	25,13	24,63	25,52	25,87
Mass of moisture g	7,84	8,80	9,31	8,28	1,09	1,09
Mass of dry soil g	19,27	20,87	21,51	18,51	5,29	5,08
Moisture content (w) %	40,69	42,17	43,28	44,73	20,60	21,46
Cone Penetration mm	18,2	20,0	21,8	24,2		
P.L.					21,0	



L.L. = (y+b)/a		P.I. = L.L.-P.L.		CLASSIFICATION	MOISTURE CONTENT
y =	20	L.L. =	42		
a =	1,491	P.L. =	21		
b =	42,64	P.I. =	21		
LINEAR SHRINKAGE %				11	

DETERMINATION OF ATTERBERG LIMITS

CEN ISO/TS 17892-12: 2004

Fall Cone Method - 80g/30°

CONSERGO LTD

Project: PLOT 868 LARNACA - 4/1928

Site : CHRYSOPOLITISSA/LARNACA

Borehole No : 2

Depth : 8,70-9,00m

Condition of sample : Natural State

Date of test completion : 25/10/2021

Date of sampling :

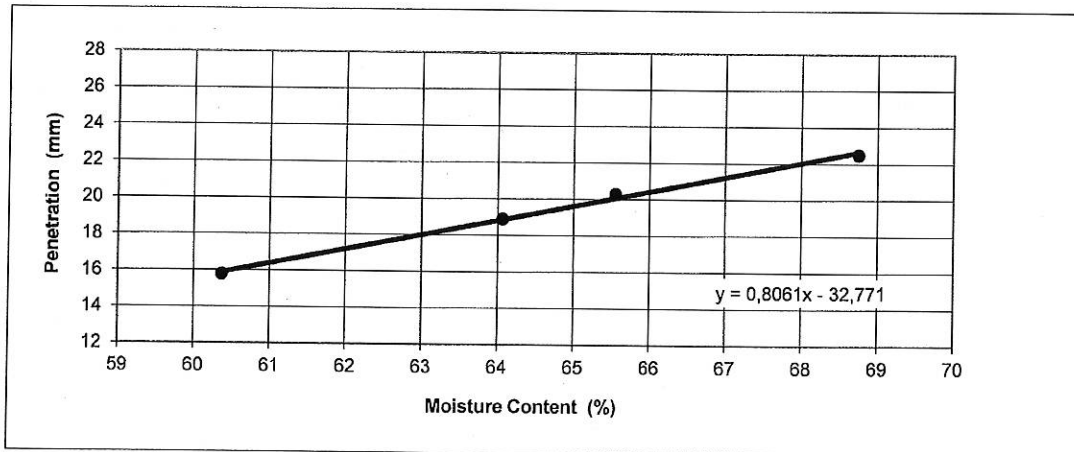
Description of material : Slightly sandy Silt and Clay

Proportion of sample passing 425 µm BS test sieve, %

Soil equilibrated with water for 24 h.

Operator : P.H.

Test No.	1	2	3	4	5	6
Mass of wet soil + container g	53,35	51,57	54,46	54,65	28,57	29,83
Mass of dried soil + container g	42,73	41,46	43,12	42,33	27,86	28,98
Mass of container g	25,14	25,68	25,82	24,41	25,09	25,81
Mass of moisture g	10,62	10,11	11,34	12,32	0,71	0,85
Mass of dry soil g	17,59	15,78	17,30	17,92	2,77	3,17
Moisture content (w) %	60,38	64,07	65,55	68,75	25,63	26,81
Cone Penetration mm	15,8	18,9	20,3	22,5		
P.L.					26,2	



L.L. = (y+b)/a	P.I. = L.L.-P.L.	CLASSIFICATION CH Inorganic clay of high plasticity	MOISTURE CONTENT
y = 20	L.L. = 65		
a = 0,8061	P.L. = 26		
b = 32,771	P.I. = 39		
LINEAR SHRINKAGE %		15	

DETERMINATION OF ATTERBERG LIMITS

CEN ISO/TS 17892-12: 2004

Fall Cone Method - 80g/30°

CONSERGO LTD

Project: PLOT 868 LARNACA - 4/1928

Site : CHRYSOPOLITISSA/LARNACA

Borehole No : 2

Depth : 14,40-14,60 m

Condition of sample : Natural State

Date of test completion : 25/10/2021

Date of sampling :

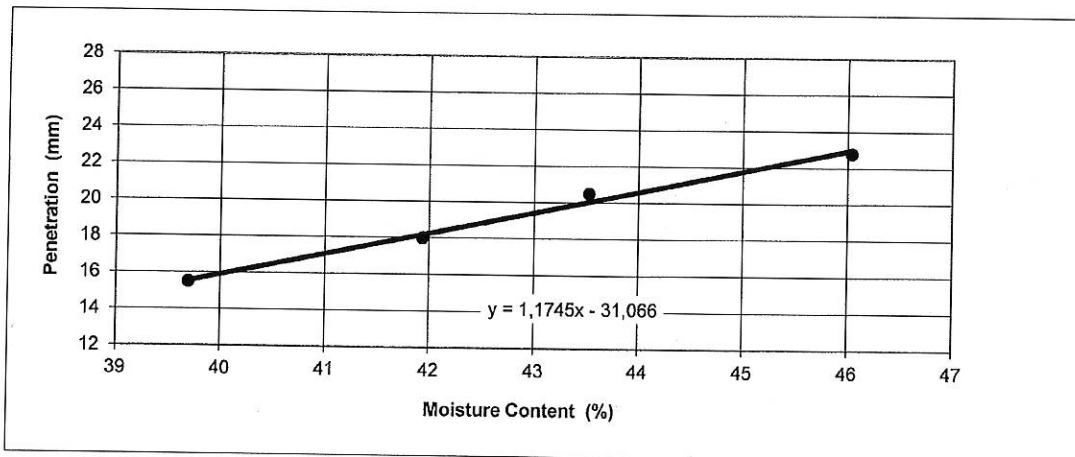
Description of material : Sandy, very clayey Silt

Proportion of sample passing 425 µm BS test sieve, %

Soil equilibrated with water for 24 h.

Operator : P.H.

Test No.	1	2	3	4	5	6
Mass of wet soil + container g	50,21	57,51	58,29	54,79	32,39	30,36
Mass of dried soil + container g	42,89	48,33	48,37	45,96	31,31	29,35
Mass of container g	24,45	26,44	25,58	26,78	26,73	24,95
Mass of moisture g	7,32	9,18	9,92	8,83	1,08	1,01
Mass of dry soil g	18,44	21,89	22,79	19,18	4,58	4,40
Moisture content (w) %	39,70	41,94	43,53	46,04	23,58	22,95
Cone Penetration mm	15,5	18,0	20,5	22,8		
P.L.					23,3	



L.L. = (y+b)/a		P.I. = L.L.-P.L.		CLASSIFICATION	MOISTURE CONTENT
y =	20	L.L. =	43		
a =	1,1745	P.L. =	23		
b =	31,066	P.I. =	20		
LINEAR SHRINKAGE %					10

DETERMINATION OF ATTERBERG LIMITS

CEN ISO/TS 17892-12: 2004

Fall Cone Method - 80g/30°

: CONSERGO LTD

Project: PLOT 868 LARNACA - 4/1928

Borehole No : 2

Site : CHRYSOPOLITISSA/LARNACA

Depth : 15,60-16,00 m

Condition of sample : Natural State

Date of sampling :

Date of test completion : 25/10/2021

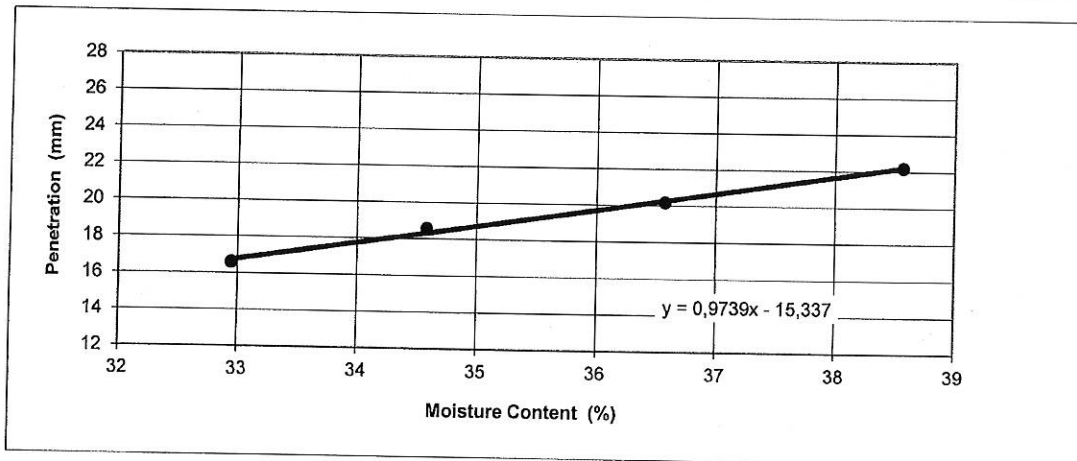
Description of material : Clayey to very clayey, very sandy Silt

Proportion of sample passing 425 µm BS test sieve, %

Operator : P.H.

Soil equilibrated with water for 24 h.

Test No.	1	2	3	4	5	6
Mass of wet soil + container g	53,63	58,57	56,10	55,15	30,85	30,89
Mass of dried soil + container g	46,72	50,33	47,56	47,09	29,78	29,54
Mass of container g	25,75	26,50	24,21	26,19	25,56	24,26
Mass of moisture g	6,91	8,24	8,54	8,06	1,07	1,35
Mass of dry soil g	20,97	23,83	23,35	20,90	4,22	5,28
Moisture content (w) %	32,95	34,58	36,57	38,56	25,36	25,57
Cone Penetration mm	16,6	18,6	20,2	22,2		
P.L.					25,5	



L.L. = (y+b)/a		P.I. = L.L.-P.L.		CLASSIFICATION	MOISTURE CONTENT
y =	20	L.L. =	36		
a =	0,9739	P.L. =	25		
b =	15,337	P.I. =	11		
LINEAR SHRINKAGE %				7	

DETERMINATION OF ATTERBERG LIMITS

CEN ISO/TS 17892-12: 2004

Fall Cone Method - 80g/30°

CONSERGO LTD

Project: PLOT 868 LARNACA - 4/1928

Borehole No : 2

Site : CHRYSOPOLITISSA/LARNACA

Depth : 19,00-19,40m

Condition of sample : Natural State

Date of sampling :

Date of test completion : 25/10/2021

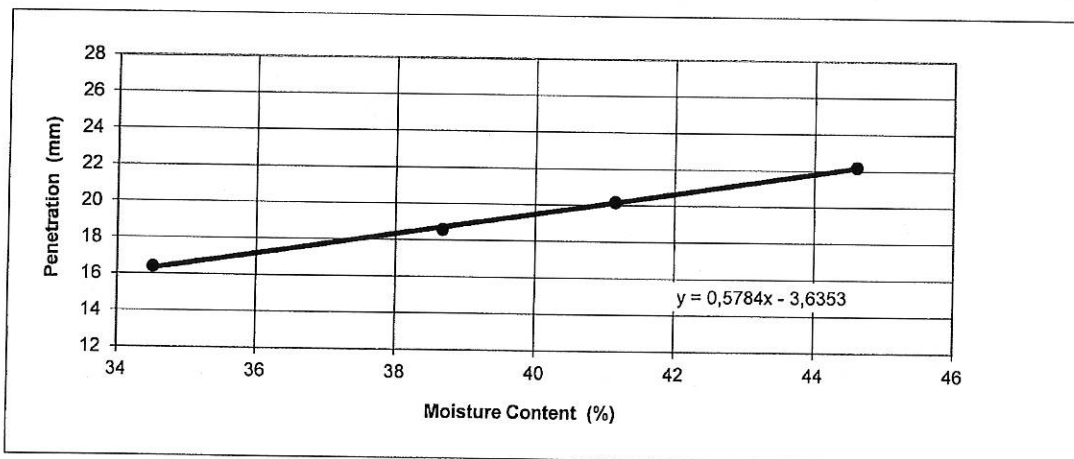
Description of material : Sandy to very sandy, very clayey Silt

Proportion of sample passing 425 µm BS test sieve, %

Operator : P.H.

Soil equilibrated with water for 24 h.

Test No.	1	2	3	4	5	6
Mass of wet soil + container g	54,21	54,69	56,35	55,92	29,91	30,24
Mass of dried soil + container g	46,75	46,60	47,45	46,20	29,19	29,55
Mass of container g	25,14	25,68	25,82	24,41	25,09	25,81
Mass of moisture g	7,46	8,09	8,90	9,72	0,72	0,69
Mass of dry soil g	21,61	20,92	21,63	21,79	4,10	3,74
Moisture content (w) %	34,52	38,67	41,15	44,61	17,56	18,45
Cone Penetration mm	16,4	18,6	20,2	22,2		
P.L.					18,0	



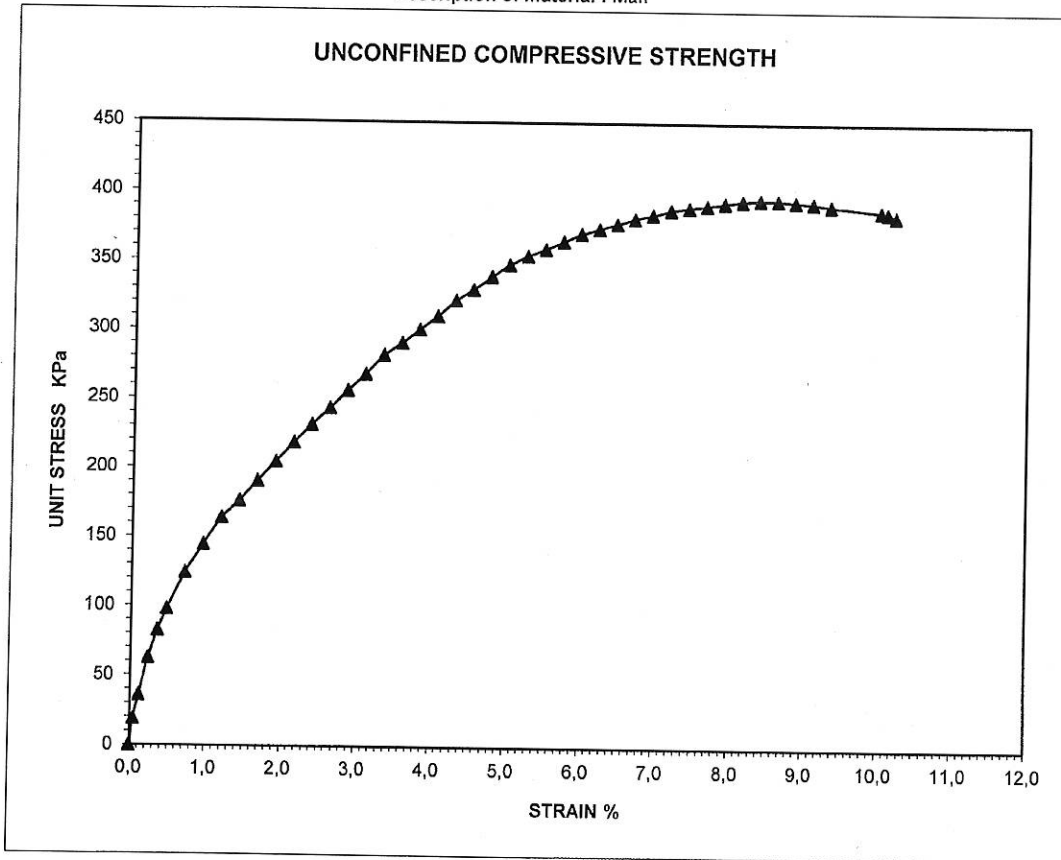
L.L. = (y+b)/a	P.I. = L.L.-P.L.	CLASSIFICATION CI Inorganic clay of intermediate plasticity	MOISTURE CONTENT
y = 20	L.L. = 41		
a = 0,5784	P.L. = 18		
b = 3,6353	P.I. = 23		
LINEAR SHRINKAGE %		11	

UNCONFINED COMPRESSIVE STRENGTH
CEN ISO/ TS 17892-7: 2004

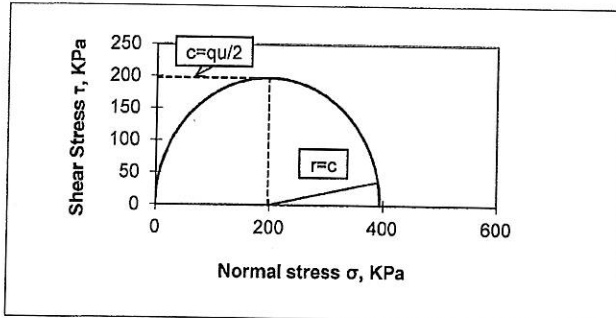
CONSERGO LTD
 Project: PLOT 868 LARNACA - 4/1928
 Site : CHRYSOPOLITISSA/LARNACA
 Date of test compl. : 19/10/2021
 Rate of strain: 1mm/min

Borehole No.: 1
 Depth: 7,00-7,50 m
 Equipment used: MultiPlex 50
 Max Compression: 10kN
 Operator : L.P.
 Description of material : Marl

Dia.(mm)= 99,7
 Length (mm) = 208,9
 Moist.Cont: 32,2%
 Strain (ε) : 8,4%
 σ_1 : 0,39 N/mm²
 Bulk Density: 1,861 gr/cm³
 Dry Density: 1,408 gr/cm³



Unc. Compr. Strength $q_u = 395$ KPa cohesion = $q_u/2 = 197$ kPa
 Stress - Strain Modulus, $E_s = 11$ MPa



Mode of failure

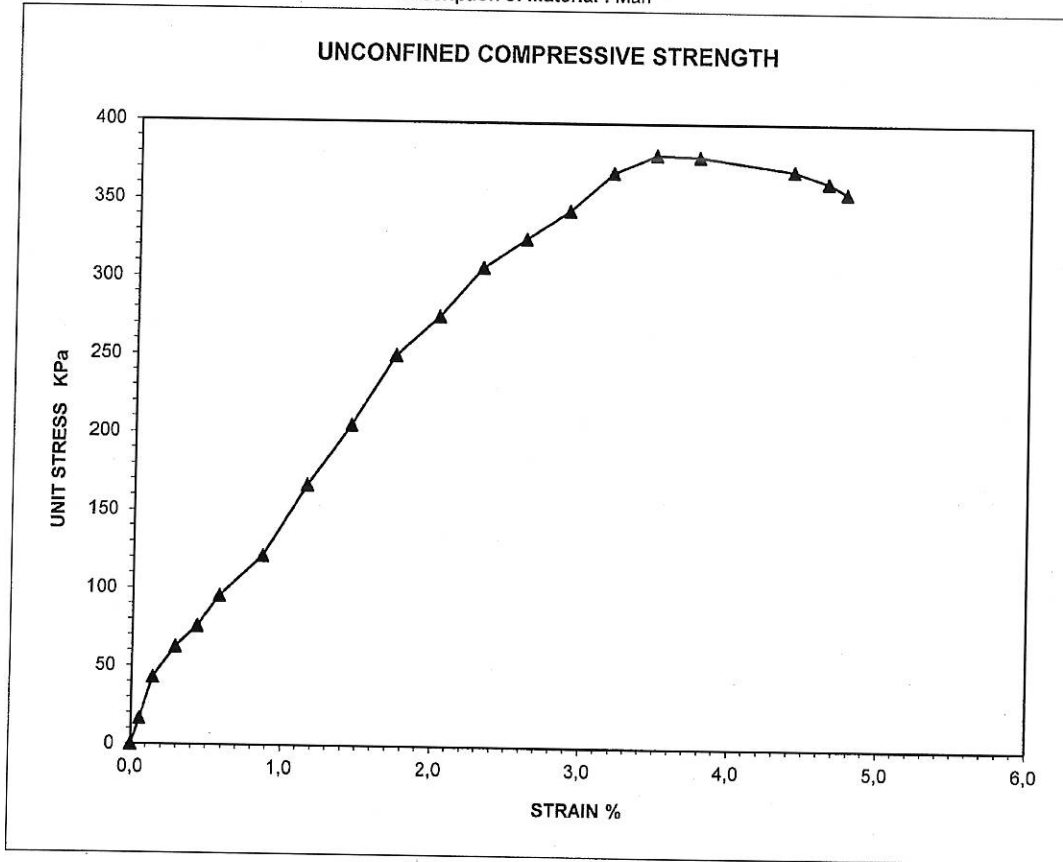


UNCONFINED COMPRESSIVE STRENGTH
CEN ISO/ TS 17892-7: 2004

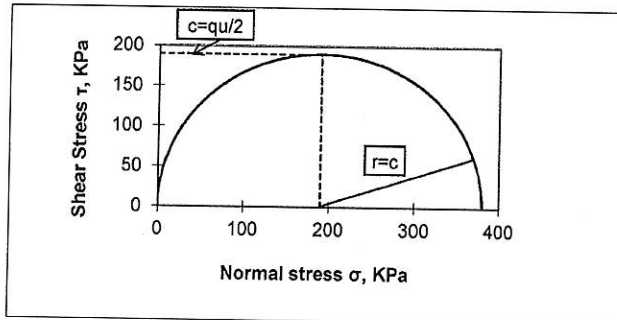
CONSERGO LTD
 Project: PLOT 868 LARNACA - 4/1928
 Site : CHRYSOPOLITISSA/LARNACA
 Date of test compl. : 19/10/2021
 Rate of strain: 1mm/min

Borehole No.: 1
 Depth: 10,00-10,40 m
 Equipment used: MultiPlex 50
 Max Compression: 10kN
 Operator : L.P.
 Description of material : Marl

Dia.(mm)= 85,5
 Length (mm) = 172,7
 Moist.Cont: 39,1%
 Strain (ε) : 3,5%
 σ_1 : 0,38 N/mm²
 Bulk Density: 1,814 gr/cm³
 Dry Density: 1,304 gr/cm³



Unc. Compr. Strength $q_u = 380$ KPa cohesion = $q_u/2 = 190$ kPa
 Stress - Strain Modulus, $E_s = 14$ MPa



Mode of failure

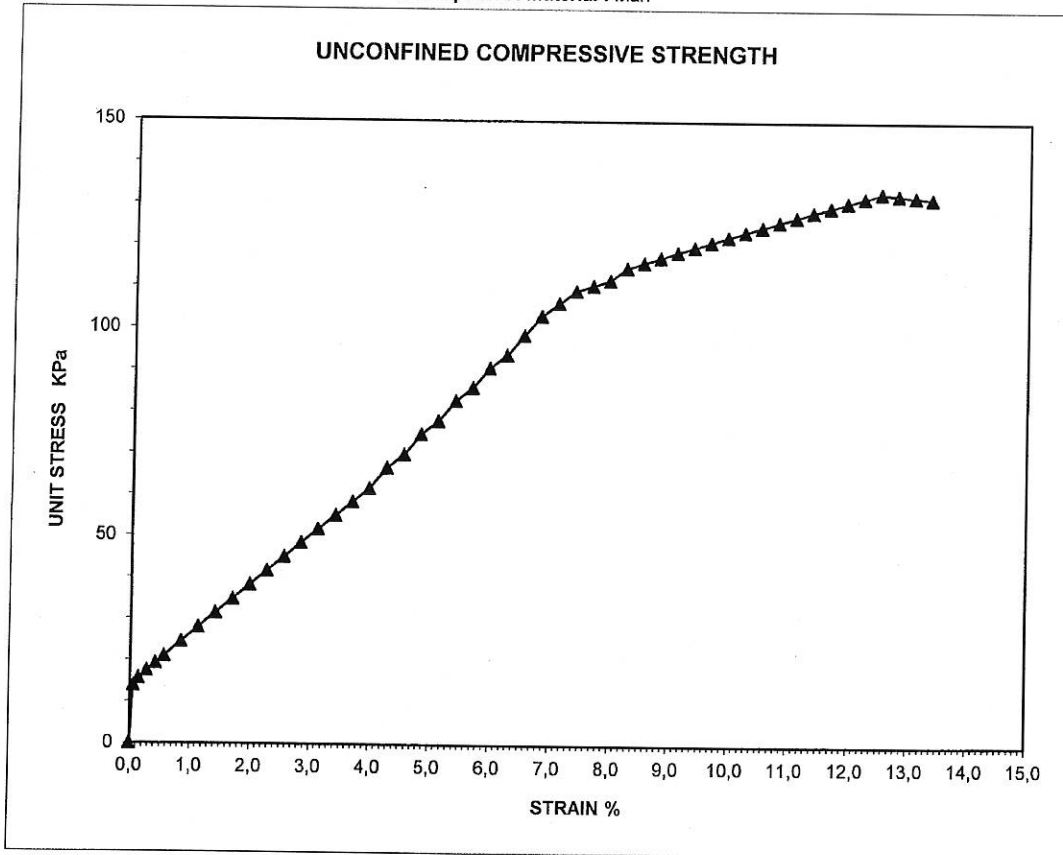


UNCONFINED COMPRESSIVE STRENGTH
CEN ISO/ TS 17892-7: 2004

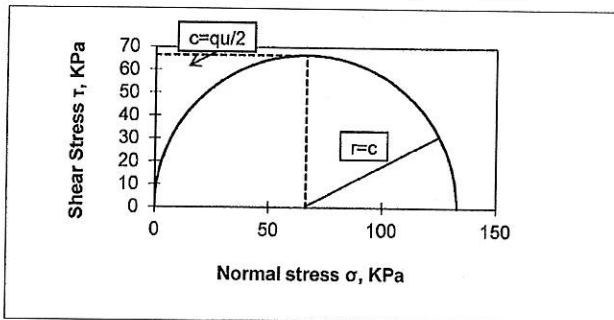
CONSERGO LTD
 Project: PLOT 868 LARNACA - 4/1928
 Site : CHRYSOPOLITISSA/LARNACA
 Date of test compl. : 19/10/2021
 Rate of strain: 1mm/min

Borehole No.: 1 Dia.(mm)= 84,5
 Depth: 13,50-13,80 m Length (mm) = 176,0
 Equipment used: MultiPlex 50
 Max Compression: 10kN
 Operator : L.P.
 Description of material : Marl

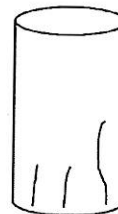
Moist.Cont: 30,7%
 Strain (ε) : 12,5%
 σ_1 : 0,13 N/mm²
 Bulk Density: 1,940 gr/cm³
 Dry Density: 1,484 gr/cm³



Unc. Compr. Strength $q_u =$ 133 KPa cohesion = $q_u/2 =$ 66 kPa
 Stress - Strain Modulus, $E_s =$ 2 MPa



Mode of failure

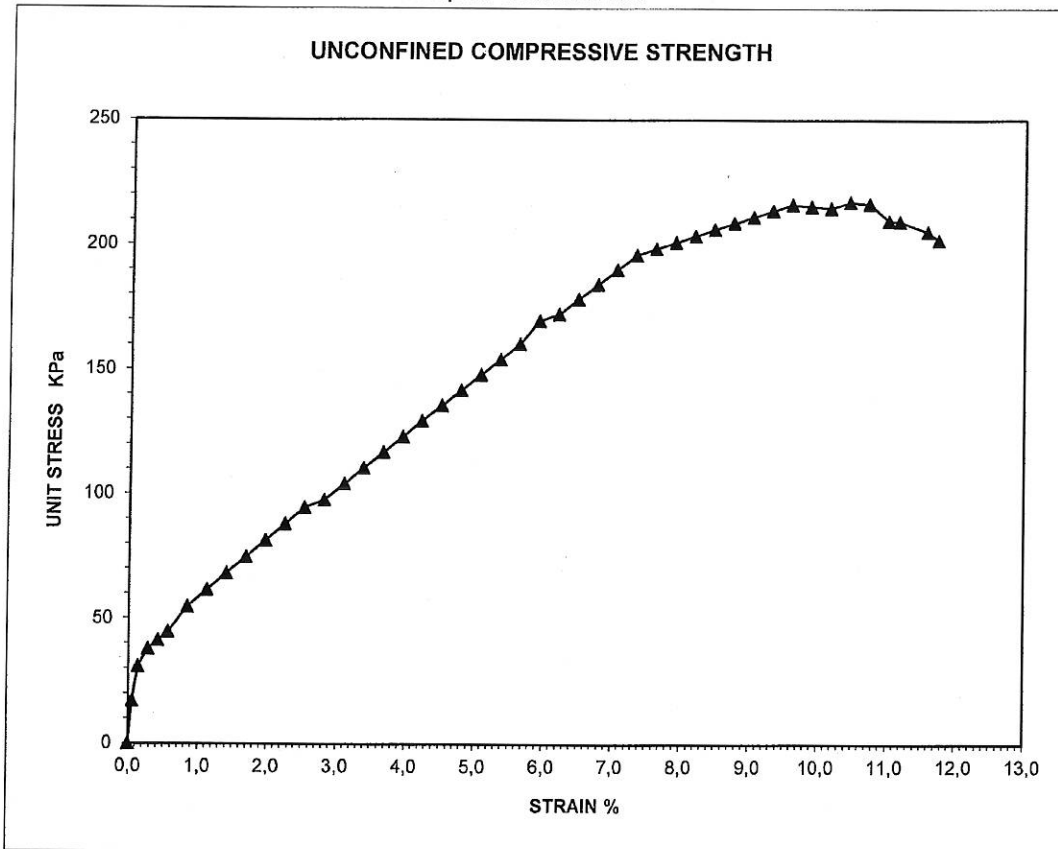


UNCONFINED COMPRESSIVE STRENGTH
CEN ISO/ TS 17892-7: 2004

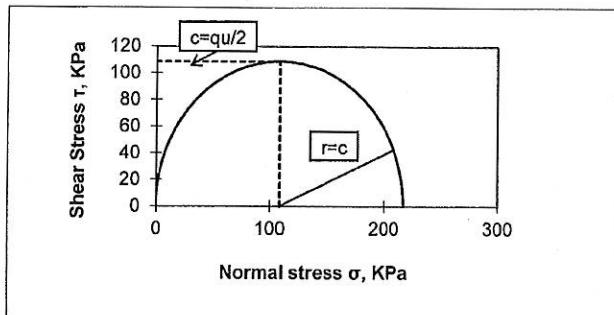
CONSERGO LTD
 Project: PLOT 868 LARNACA - 4/1928
 Site : CHRYSOPOLITISSA/LARNACA
 Date of test compl. : 19/10/2021
 Rate of strain: 1mm/min

Borehole No.: 1
 Depth: 17,20-17,60 m
 Equipment used: MultiPlex 50
 Max Compression: 10kN
 Operator : L.P.
 Description of material : Marl

Dia.(mm)= 85,0
 Length (mm) = 177,1
 Moist.Cont: 31,5%
 Strain (ε) : 10,4%
 σ_1 : 0,22 N/mm²
 Bulk Density: 1,952 gr/cm³
 Dry Density: 1,484 gr/cm³



Unc. Compr. Strength $q_u = 217$ KPa cohesion = $q_u/2 = 109$ kPa
 Stress - Strain Modulus, $E_s = 3$ MPa

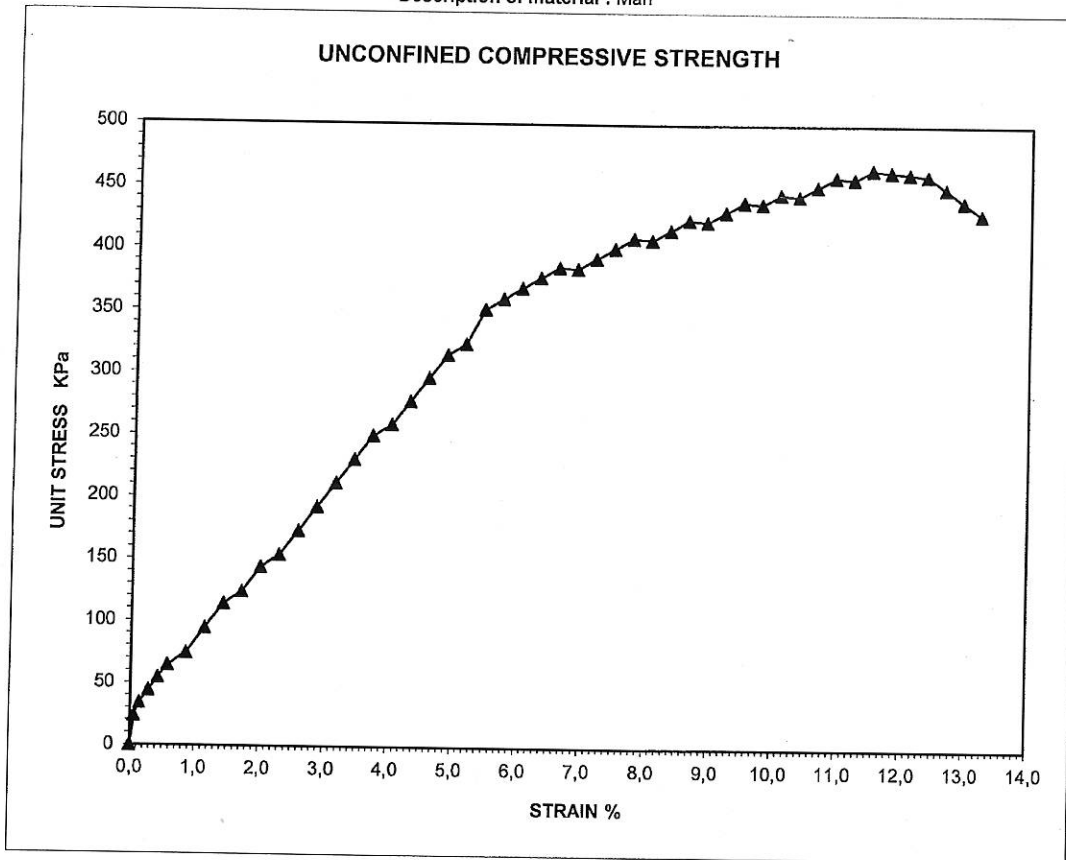


UNCONFINED COMPRESSIVE STRENGTH
CEN ISO/ TS 17892-7: 2004

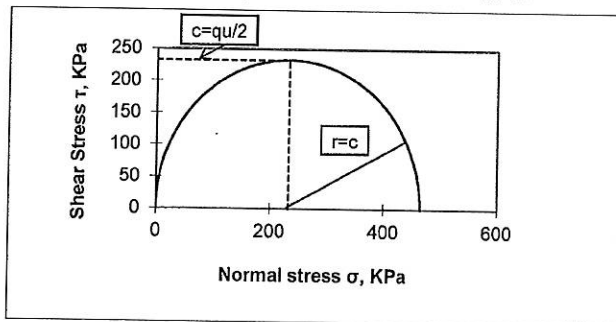
CONSERGO LTD
 Project: PLOT 868 LARNACA - 4/1928
 Site : CHRYSOPOLITISSA/LARNACA
 Date of test compl. : 19/10/2021
 Rate of strain: 1mm/min

Borehole No.: 1 Dia.(mm)= 84,3
 Depth: 19,80-20,00 m Length (mm) = 174,1
 Equipment used: MultiPlex 50
 Max Compression: 10kN
 Operator : L.P.
 Description of material : Marl

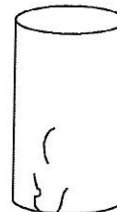
Moist.Cont: 35,0%
 Strain (ε) : 11,5%
 σ_1 : 0,47 N/mm²
 Bulk Density: 1,923 gr/cm³
 Dry Density: 1,425 gr/cm³



Unc. Compr. Strength $q_u =$ 465 KPa cohesion = $q_u/2 =$ 233 kPa
 Stess - Strain Modulus, $E_s =$ 7 MPa



Mode of failure



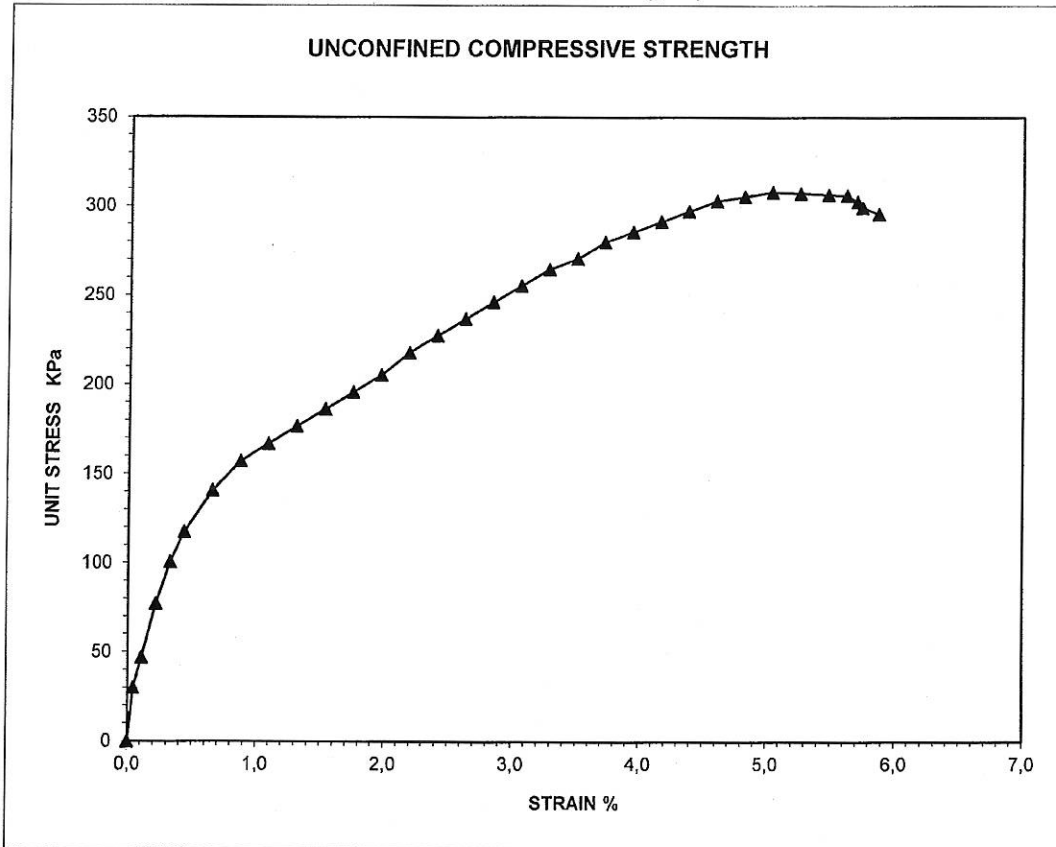
UNCONFINED COMPRESSIVE STRENGTH

CEN ISO/ TS 17892-7: 2004

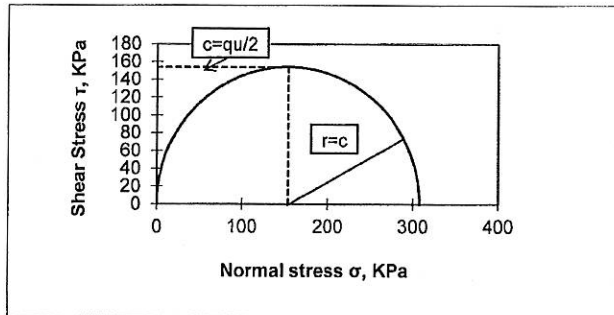
CONSERGO LTD
 Project: PLOT 868 LARNACA - 4/1928
 Site : CHRYSOPOLITISSA/LARNACA
 Date of test compl. : 19/10/2021
 Rate of strain: 1mm/min

Borehole No.: 2
 Depth: 7,60-8,00m
 Equipment used: MultiPlex 50
 Max Compression: 28kN
 Operator : L.P.
 Description of material : Sandy, Clay and Silt

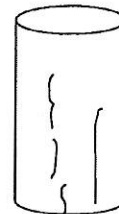
Dia.(mm)= 98,0
 Length (mm) = 228,4
 σ_1 : 0,31 N/mm²
 Bulk Density: 1,791 gr/cm³
 Dry Density: 1,408 gr/cm³
 Moist.Cont: 27,2%
 Strain (ϵ) : 5,0%



Unc. Compr. Strength $q_u = 308$ KPa cohesion = $q_u/2 = 154$ kPa
 Stess - Strain Modulus, $E_s = 19$ MPa



Mode of failure



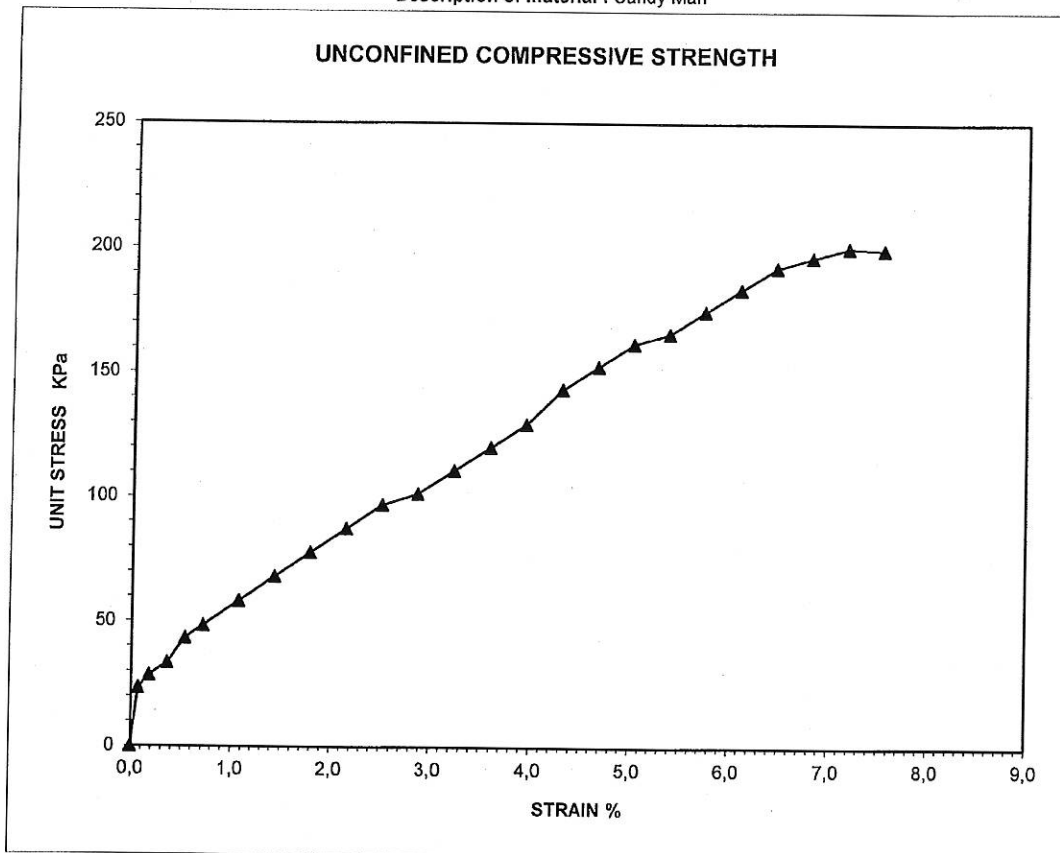
UNCONFINED COMPRESSIVE STRENGTH

CEN ISO/ TS 17892-7: 2004

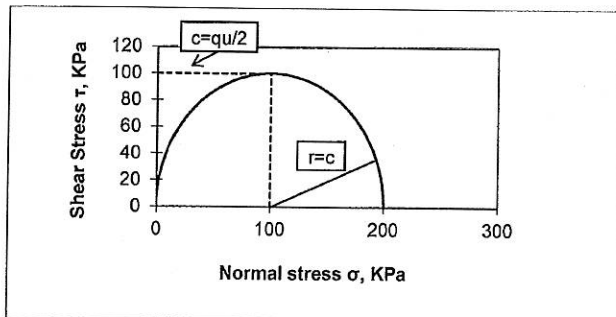
CONSERGO LTD
 Project: PLOT 868 LARNACA - 4/1928
 Site : CHRYSOPOLITISSA/LARNACA
 Date of test compl. : 19/10/2021
 Rate of strain: 1mm/min

Borehole No.: 2
 Depth: 11,00-11,30 m
 Equipment used: MultiPlex 50
 Max Compression: 10kN
 Operator : L.P.
 Description of material : Sandy Marl

Dia.(mm)= 86,5
 Length (mm) = 139,3
 Moist.Cont: 28,6%
 Strain (ε) : 7,2%
 σ_1 : 0,20 N/mm²
 Bulk Density: 1,895 gr/cm³
 Dry Density: 1,474 gr/cm³



Unc. Compr. Strength $q_u = 200$ KPa cohesion = $q_u/2 = 100$ kPa
 Stress - Strain Modulus, $E_s = 4$ MPa



Mode of failure

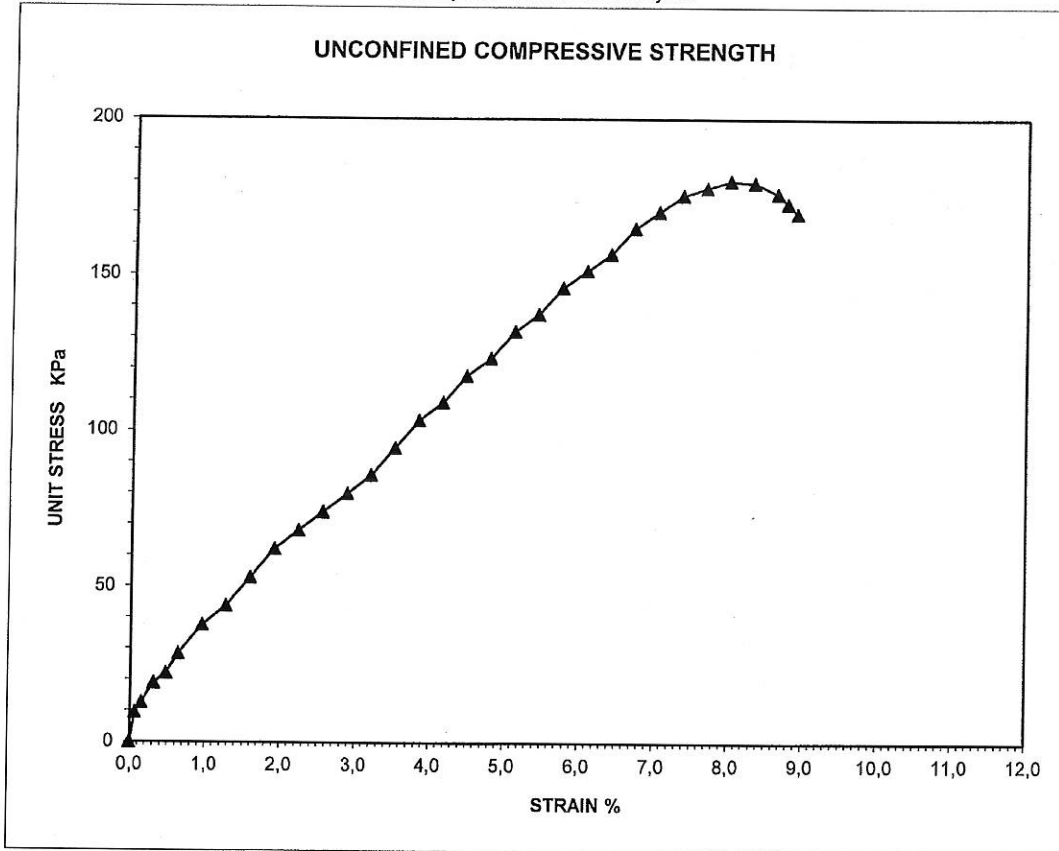


UNCONFINED COMPRESSIVE STRENGTH
CEN ISO/ TS 17892-7: 2004

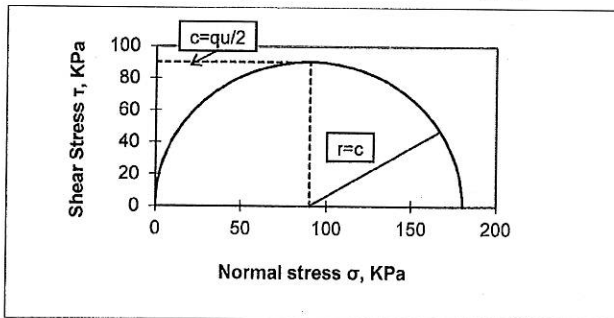
CONSERGO LTD
Project: PLOT 868 LARNACA - 4/1928
Site : CHRYSOPOLITISSA/LARNACA
Date of test compl. : 19/10/2021
Rate of strain: 1mm/min

Borehole No.: 2
Depth: 12,70-13,00 m
Equipment used: MultiPlex 50
Max Compression: 10kN
Operator : L.P.
Description of material : Sandy Silt

Dia.(mm)= 84,8
Length (mm) = 156,4
Moist.Cont: 30,4%
Strain (ε) : 8,0%
σ1: 0,18 N/mm²
Bulk Density: 1,798 gr/cm³
Dry Density: 1,379 gr/cm³



Unc. Compr. Strength $qu = 180$ KPa cohesion = $qu/2 = 90$ kPa
Stress - Strain Modulus, $Es = 3$ MPa

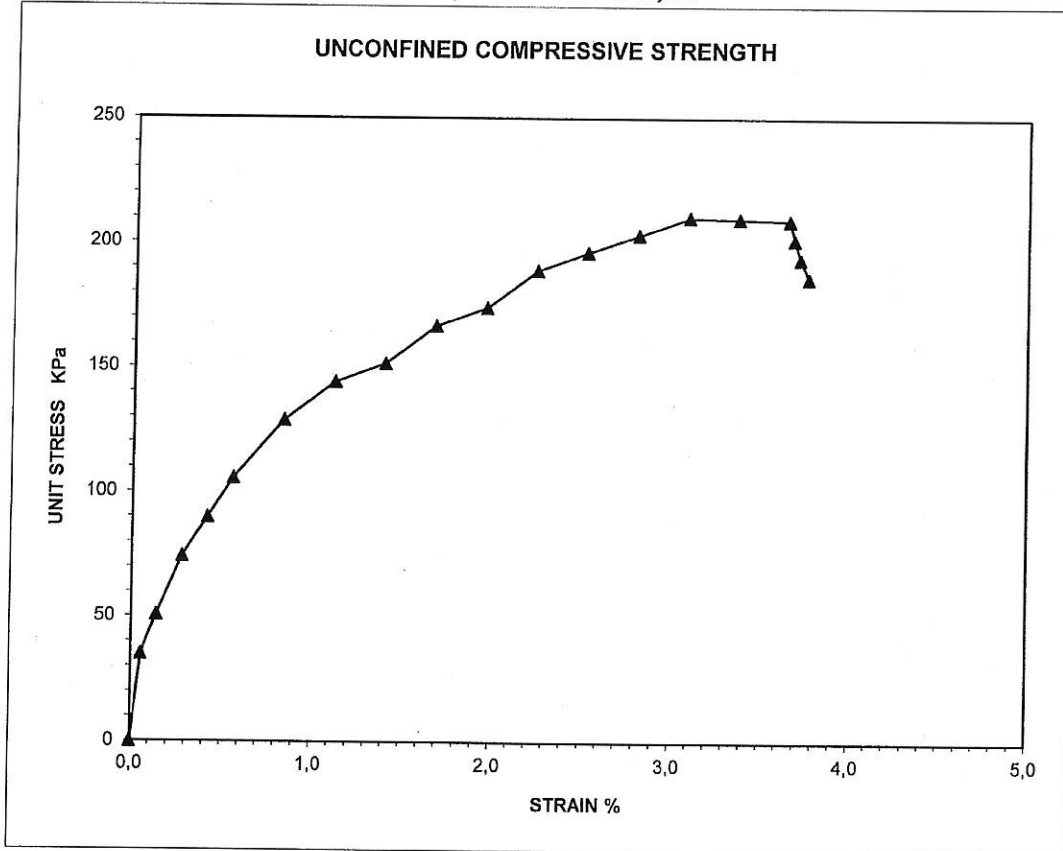


UNCONFINED COMPRESSIVE STRENGTH
CEN ISO/ TS 17892-7: 2004

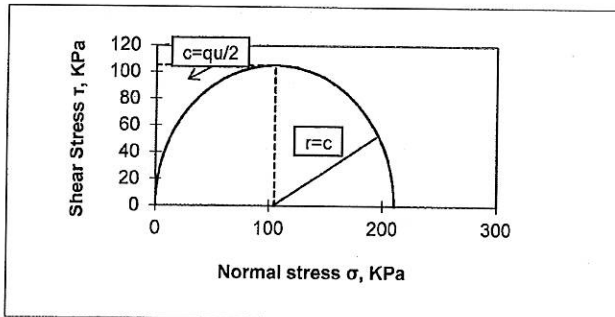
CONSERGO LTD
 Project: PLOT 868 LARNACA - 4/1928
 Site : CHRYSOPOLITISSA/LARNACA
 Date of test compl. : 19/10/2021
 Rate of strain: 1mm/min

Borehole No.: 2 Dia.(mm)= 84,0
 Depth: 14,60-15,00 m Length (mm) = 177,7
 Equipment used: MultiPlex 50
 Max Compression: 10kN
 Operator : L.P.
 Description of material : Sandy Silt

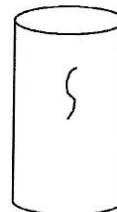
Moist.Cont: 29,4%
 Strain (ε) : 3,1%
 σ_1 : 0,21 N/mm²
 Bulk Density: 1,893 gr/cm³
 Dry Density: 1,463 gr/cm³



Unc. Compr. Strength $q_u = 210$ KPa cohesion = $q_u/2 = 105$ kPa
 Stress - Strain Modulus, $E_s = 19$ MPa



Mode of failure

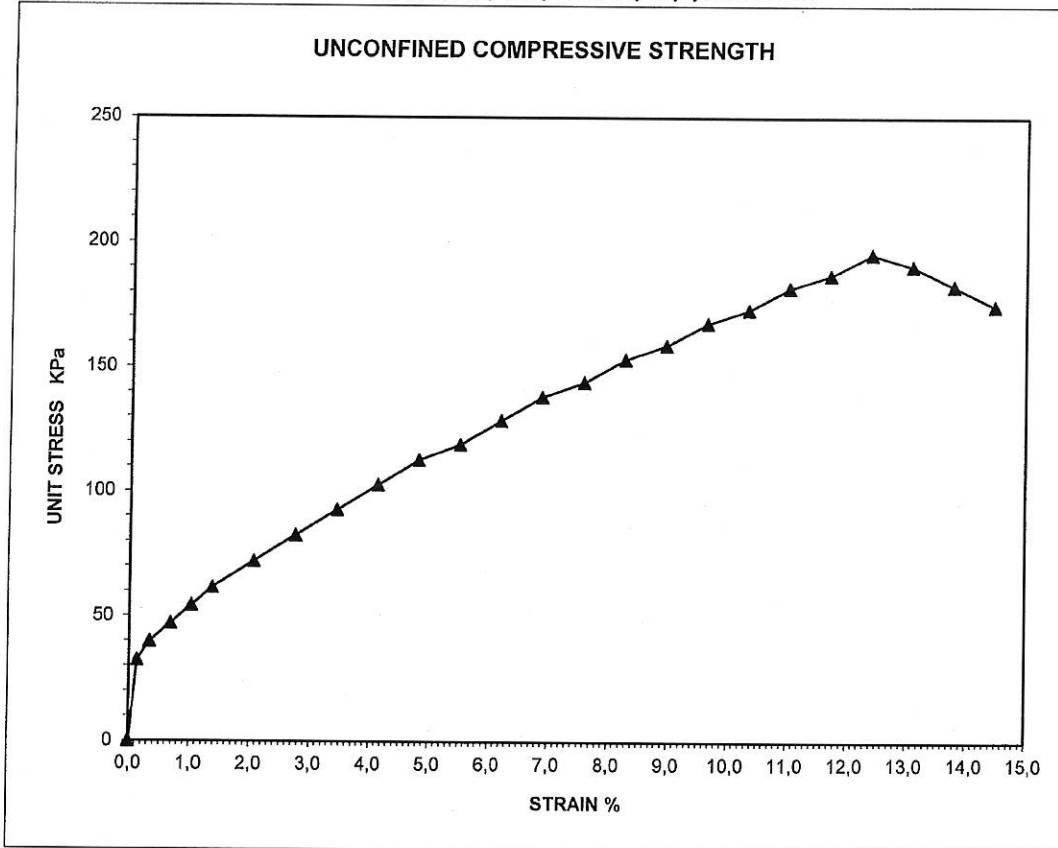


UNCONFINED COMPRESSIVE STRENGTH

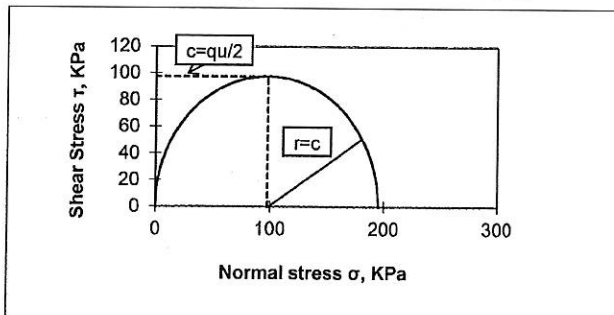
CEN ISO/ TS 17892-7: 2004

CONSERGO LTD	Borehole No.: 2	Dia.(mm)= 36,2	Moist.Cont: 28,0%
Project: PLOT 868 LARNACA - 4/1928	Depth: 18,00-18,45 m	Length (mm) = 72,6	Strain (ε) : 12,4%
Site : CHRYSOPOLITISSA/LARNACA	Equipment used: MultiPlex 50		σ ₁ : 0,20 N/mm ²
Date of test compl. : 19/10/2021	Max Compression: 10kN	Bulk Density: 1,967	gr/cm ³
Rate of strain: 1mm/min	Operator : L.P.	Dry Density: 1,537	gr/cm ³

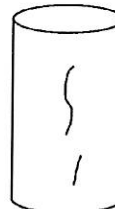
Description of material : Very clayey, very sandy Silt to very clayey Sand and Silt



Unc. Compr. Strength $q_u =$ 195 KPa cohesion = $q_u/2 =$ 98 kPa
 Stress - Strain Modulus, $E_s =$ 3 MPa



Mode of failure



**Shear Strength by direct shear (small shearbox)
CEN ISO/TS 17892-10: 2004**

CONSERGO LTD
Project: PLOT 868 LARNACA - 4/1928
Site : CHRYSOPOLITISSA/LARNACA

Borehole No. : 1
Depth : 2,00-2,50 m
Description of material: Sand
Date of test completion: 14/10/2021

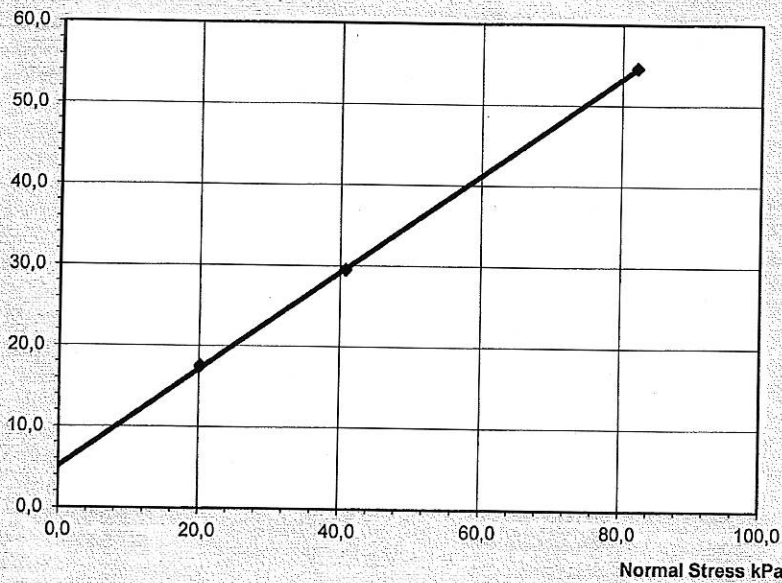
Operator : L.P.

Reference	A	B	C
Applied Normal Stress	20,2 kPa	40,8 kPa	82,2 kPa
Peak Strength	17,5 kPa	29,5 kPa	54,6 kPa
Residual Shear Stress			
Rate(s) of Shear	Stage 1:	Stage 1:	Stage 1:
Displacement	0,8692mm/min	0,8772mm/min	0,8869mm/min
Final Height	19,9 mm	19,94 mm	19,99 mm
Bulk Density	1,670 Mg/m ³	1,697 Mg/m ³	1,682 Mg/m ³
Dry Density	1,378 Mg/m ³	1,400 Mg/m ³	1,389 Mg/m ³
Moisture Content	21,2 %	21,2 %	21,1 %
Number of Traverses	1	1	1

Condition of sample: Remoulded
Area : 60 mm x 60 mm

Maximum Shear Stress vs Normal Stress

Peak Shear Stress kPa



Peak
 Angle of Shear Resistance
 31.04 Degrees
 Cohesion
 5.1 kPa

Shear Strength by direct shear (small shearbox)
CEN ISO/TS 17892-10: 2004

CONSERGO LTD
Project: PLOT 868 LARNACA - 4/1928
Site : CHRYSOPOLITISSA/LARNACA

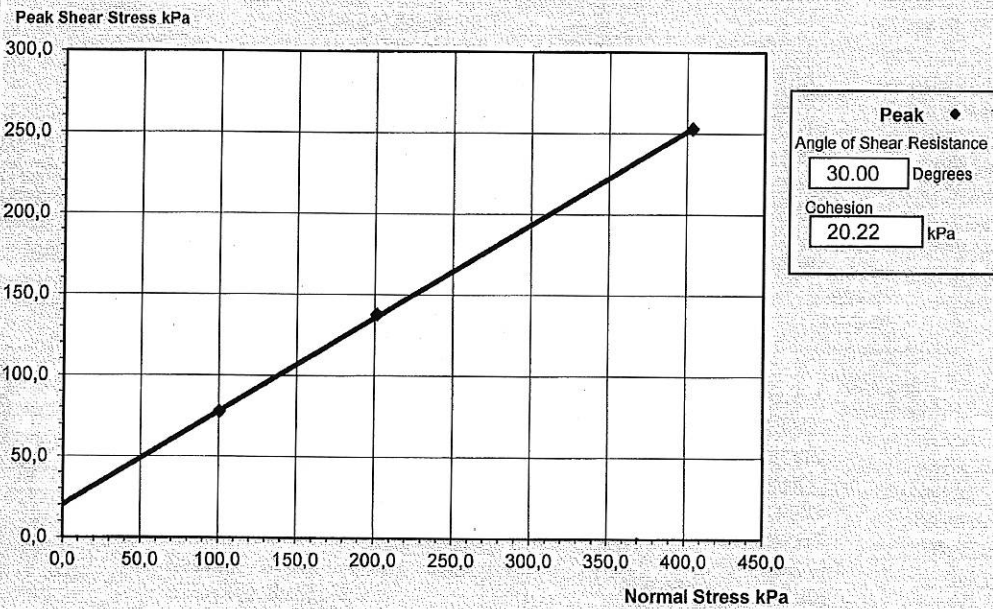
Borehole No. : 1
Depth : 10,00-10,40 m
Description of material: Sandy, very clayey Silt
Date of test completion : 14/10/2021

Operator : L.P.

Reference	A	B	C
Applied Normal Stress	100,5 kPa	201,6 kPa	404,0 kPa
Peak Strength	77,8 kPa	137,7 kPa	253,0 kPa
Residual Shear Stress			
Rate(s) of Shear	Stage 1:	Stage 1:	Stage 1:
Displacement	0,9462mm/min	0,9687mm/min	0,9232mm/min
Final Height	19,95 mm	19,99 mm	19,97 mm
Bulk Density	1,856 Mg/m ³	1,826 Mg/m ³	1,839 Mg/m ³
Dry Density	1,335 Mg/m ³	1,313 Mg/m ³	1,322 Mg/m ³
Moisture Content	39,0 %	39,1 %	39,1 %
Number of Traverses	1	1	1

Condition of sample: Core
 Area : 60 mm x 60 mm

Maximum Shear Stress vs Normal Stress



Shear Strength by direct shear (small shearbox)
CEN ISO/TS 17892-10: 2004

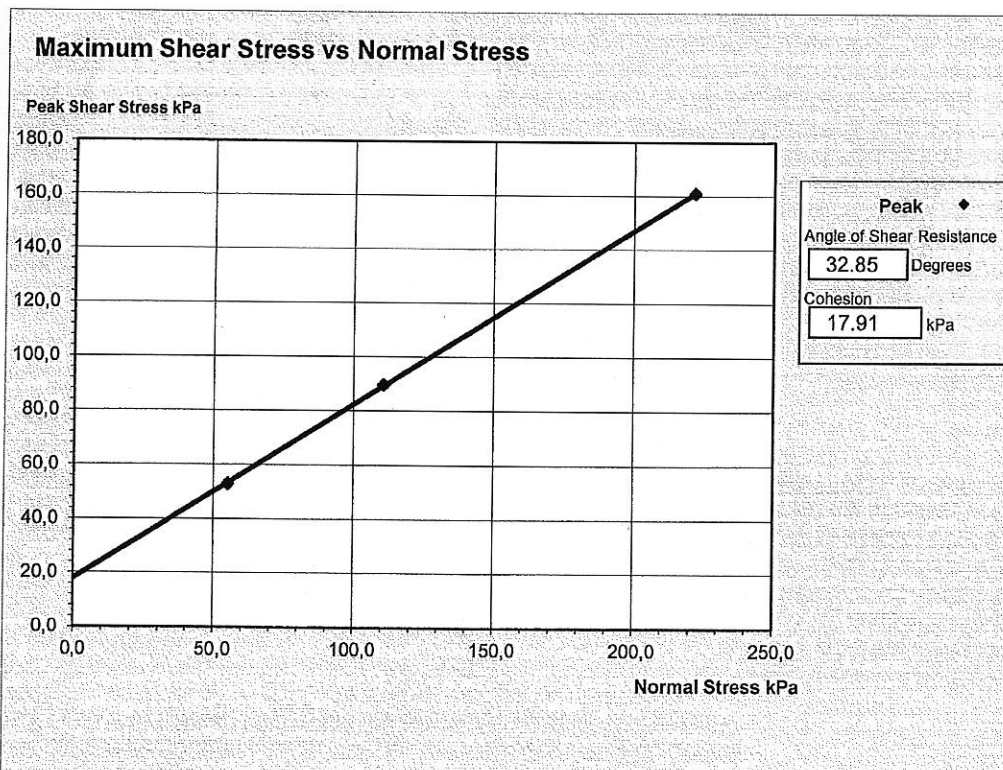
CONSERGO LTD
Project: PLOT 868 LARNACA - 4/1928
Site : CHRYSOPOLITISSA/LARNACA

Borehole No. : 2
Depth : 5,50-6,00 m
Description of material: Sand
Date of test completion: 15/10/2021

Operator : L.P.

Reference	A	B	C
Applied Normal Stress	55,0 kPa	110,5 kPa	221,8 kPa
Peak Strength	53,0 kPa	89,7 kPa	161,0 kPa
Residual Shear Stress			
Rate(s) of Shear	Stage 1:	Stage 1:	Stage 1:
Displacement	0,8760mm/min	0,8652mm/min	0,8499mm/min
Final Height	19,99 mm	19,98 mm	20,00 mm
Bulk Density	1,894 Mg/m ³	1,915 Mg/m ³	1,906 Mg/m ³
Dry Density	1,521 Mg/m ³	1,539 Mg/m ³	1,532 Mg/m ³
Moisture Content	24,5 %	24,4 %	24,4 %
Number of Traverses	1	1	1

Condition of sample: Remoulded
 Area : 60 mm x 60 mm



**Shear Strength by direct shear (small shearbox)
CEN ISO/TS 17892-10: 2004**

CONSERGO LTD
Project: PLOT 868 LARNACA - 4/1928

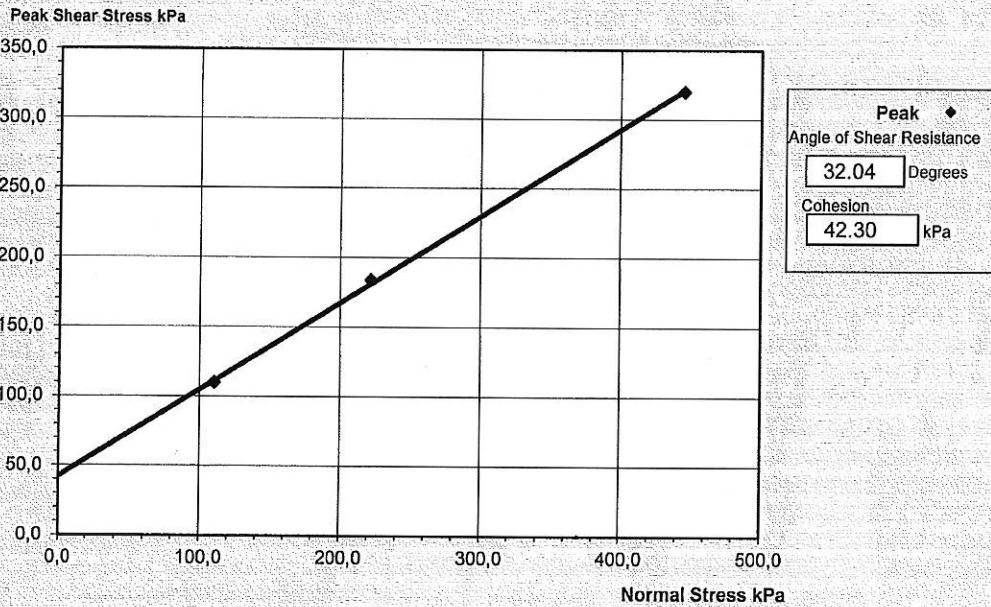
Borehole No. : 2
Depth : 11,00-11,30 m
Description of material: Sandy, very clayey Silt
Date of test completion: 15/10/2021

Operator : L.P.

Reference	A	B	C
Applied Normal Stress	110,5 kPa	222,0 kPa	445,4 kPa
Peak Strength	110,0 kPa	184,0 kPa	320,0 kPa
Residual Shear Stress			
Rate(s) of Shear	Stage 1:	Stage 1:	Stage 1:
Displacement	0,8705mm/min	0,8677mm/min	0,8801mm/min
Final Height	19,92 mm	19,95 mm	19,99 mm
Bulk Density	1,899 Mg/m ³	1,905 Mg/m ³	1,902 Mg/m ³
Dry Density	1,477 Mg/m ³	1,481 Mg/m ³	1,479 Mg/m ³
Moisture Content	28,6 %	28,6 %	28,6 %
Number of Traverses	1	1	1

Condition of sample: Core
Area : 60 mm x 60 mm

Maximum Shear Stress vs Normal Stress



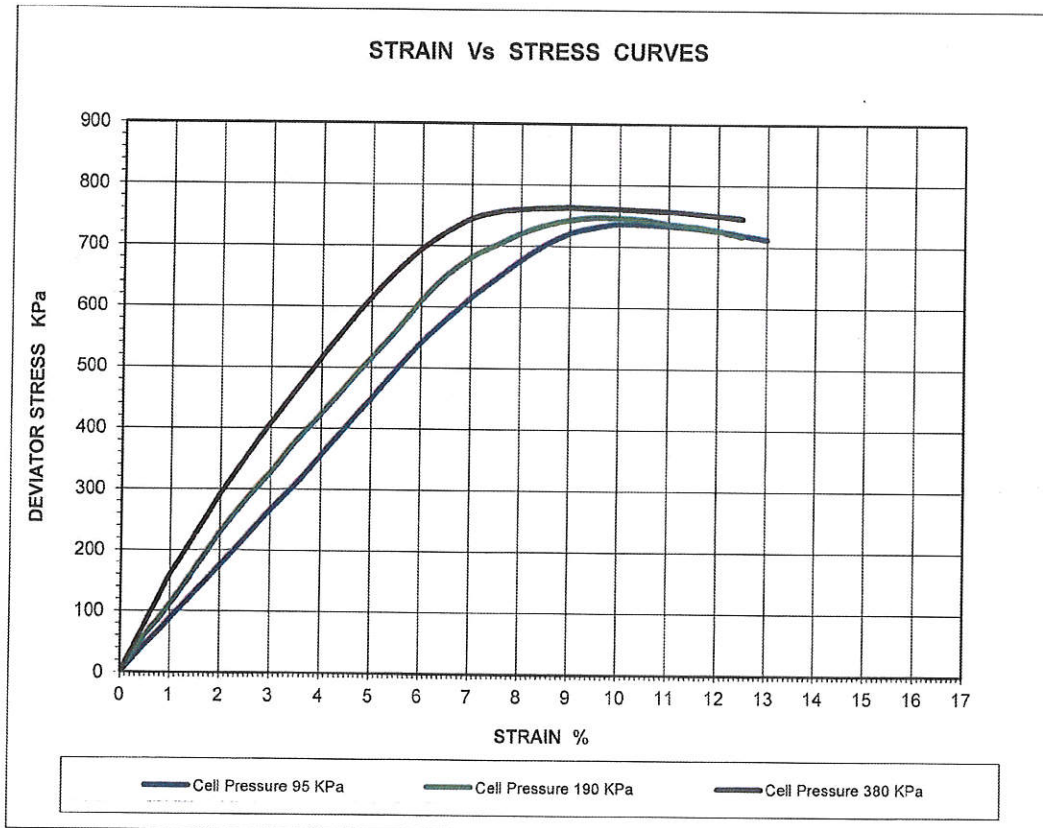
TRIAXIAL TEST QU

According to CEN ISO/TS 17892-8:2004

CONSERGO LTD
 Project: PLOT 868 LARNACA - 4/1928
 Site : CHRYSOPOLITISSA/LARNACA

Date of test completion : 18/10/2021
 Borehole No : 1 Depth : 9,50-10,00 m
 Operator : L.P.

DATA			
	$\sigma_v/2$	σ_v	σ_v^2
Length L_0 (mm)	75,1	75,3	75,0
Diameter (mm)	38	38	38
Area A_0 (mm ²)	1134	1134	1134
Volume V_0 (mm ³)	85172	85399	85059
Moisture Content (%)	28,9%	28,7%	28,8%
Bulk Density (kN/m ³)	1,896	1,858	1,877
Descript. of material			
Load Rate (mm/min)	1,0	1,0	1,0
Load Ring Con. N/Div			
C for 95 kPa Cell Pressure (kPa)	736		
C for 190 kPa Cell Pressure (kPa)		746	
C for 380 kPa Cell Pressure (kPa)			763
Stress - Strain Modulus, E_s (MPa)	9	11	14

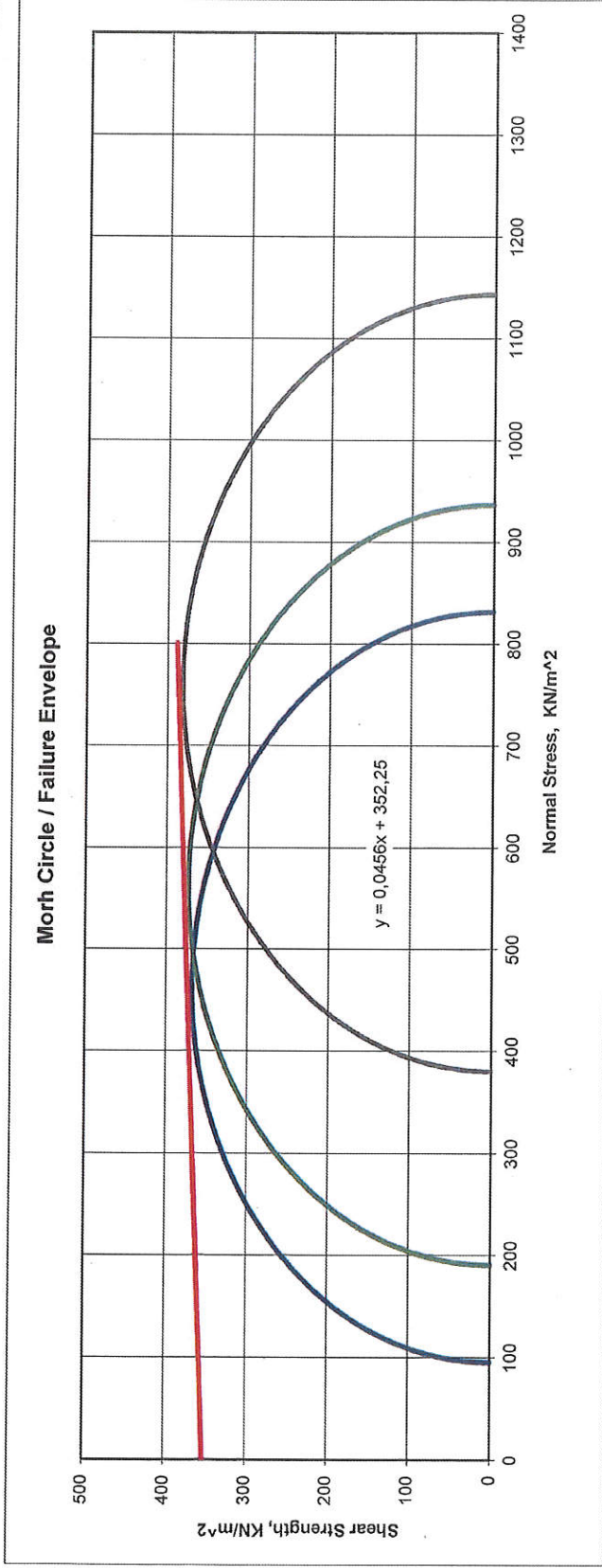


TRIAXIAL TEST QU

According to CEN ISO/TS 17892-8:2004

CONSERGO LTD		Borehole No. : 1
Project: PLOT 868 LARNACA - 4/1928		Depth : 9,50-10,00 m
Site : CHRYSOPOLITISSA/LARNACA		Description of material : Sandy, very clayey Silt
Operator : L.P.		Date of test completion : 18/10/2021

Diameter : 38 mm	Length Lo : 75,1, 75,3, 75,0 mm	Moisture Content : 28,9, 28,7, 28,8 %
Load Rate : 1,0 mm/min	Area Ao : 1134 mm ²	Bulk Density : 1,896, 1,858, 1,877 kN/m ³
Load Ring Constant : 25,99 N/Div.	Volume Vo : 85172, 85399, 85059 mm ³	Cell Pressure : 95, 190, 380 kPa



$Y = aX + b$ $Y = 0,0456X + 352,25$
 $a = 0,0456$ $b = 352,25$
 $b = 352,25$ $Cu = 352 \text{ KN/m}^2$

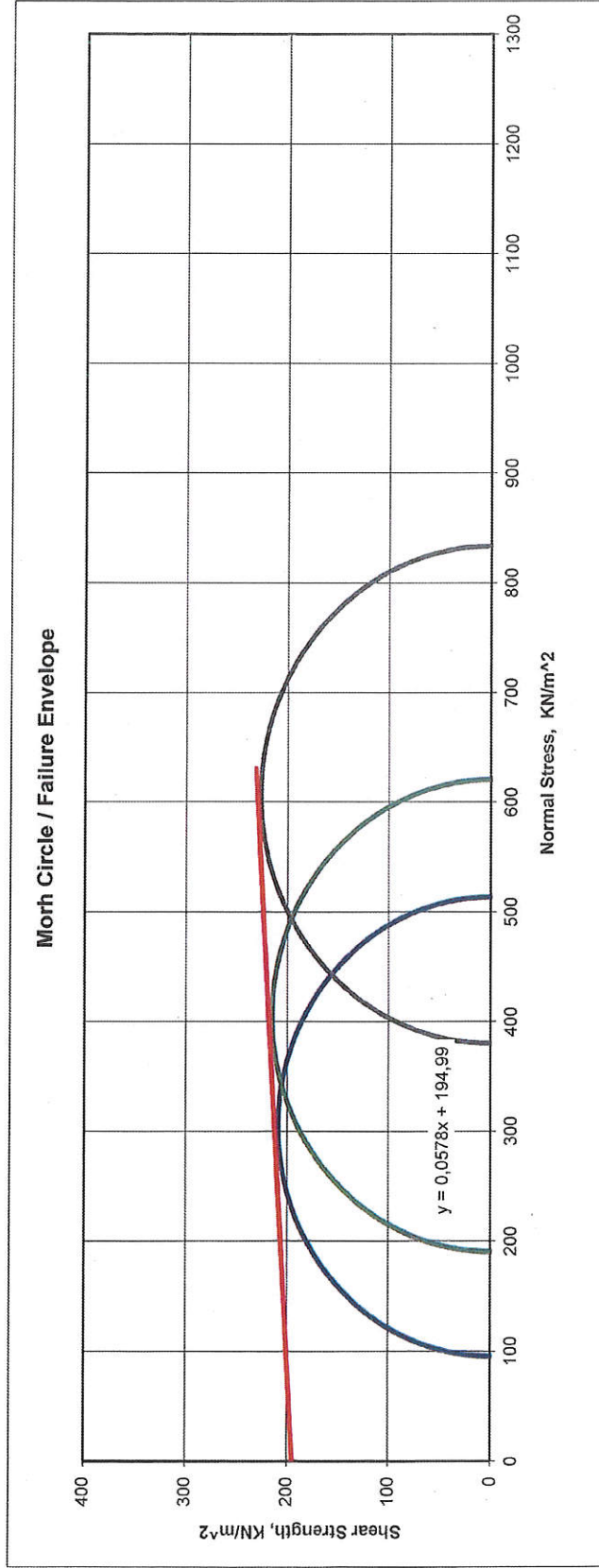
ANGLE OF INTERNAL FRICTION = 2,6 deg.

TRIAxIAL TEST QU

According to CEN ISO/TS 17892-8:2004

CONSERGO LTD		Borehole No. : 2
Project: PLOT 868 LARNACA - 4/1928		Depth : 9,50-9,80 m
Site : CHRYSOPOLITISSA/LARNACA		Description of material : Sandy, very clayey Silt
Operator : L.P.		Date of test completion : 21/10/2021

Diameter : 38 mm	Length Lo : 74,9, 75,3, 75,2 mm	Moisture Content : 28,5, 28,4, 28,6 %
Load Rate : 1,0 mm/min	Area Ao : 1134 mm ²	Bulk Density : 1,909, 1,898, 1,911 kN/m ³
Load Ring Constant : 25,99 N/Div.	Volume Vo : 84945, 85399, 85285 mm ³	Cell Pressure : 95, 190, 380 kPa



$Y = aX + b$ $Y = 0,0578X + 194,99$
 $a = 0,0578$ \rightarrow ANGLE OF INTERNAL FRICTION = 3,3 deg.
 $b = 194,99$ \rightarrow $C_u = 195 \text{ KN/m}^2$

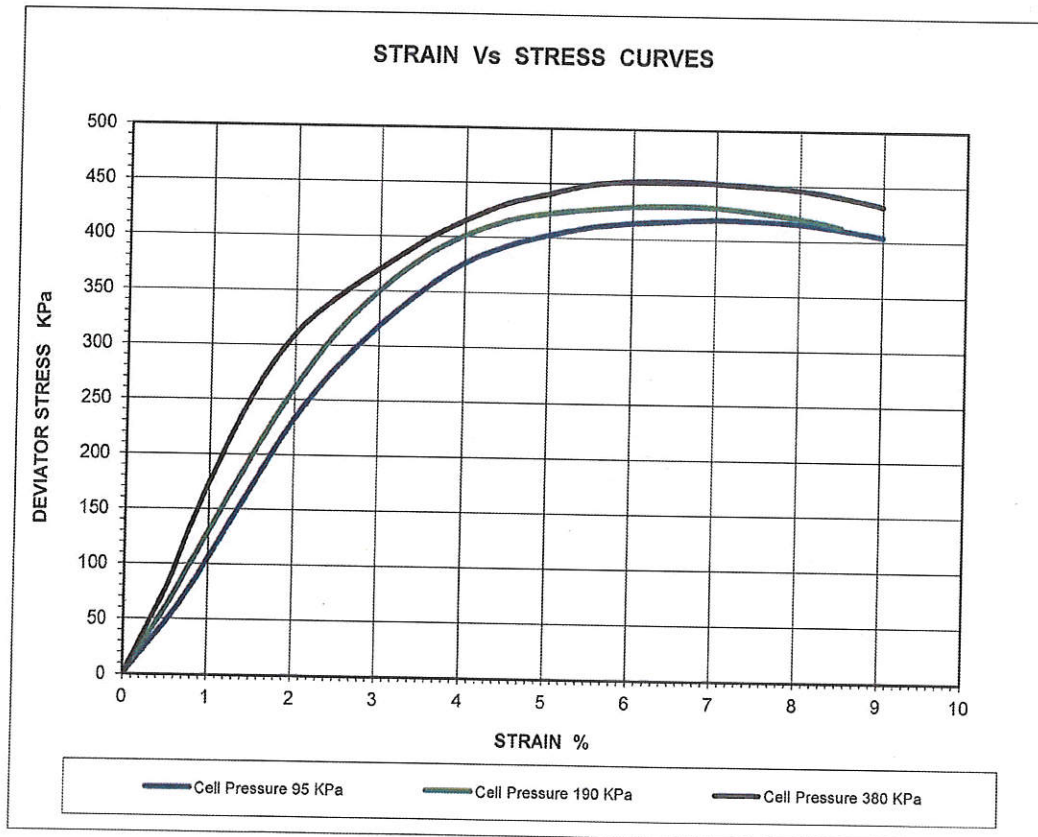
TRIAxIAL TEST QU

According to CEN ISO/TS 17892-8:2004

CONSERGO LTD
 Project: PLOT 868 LARNACA - 4/1928
 Site : CHRYSOPOLITISSA/LARNACA

Date of test completion : 19/10/2021
 Borehole No : 2 Depth : 9,50-9,80 m
 Operator : L.P.

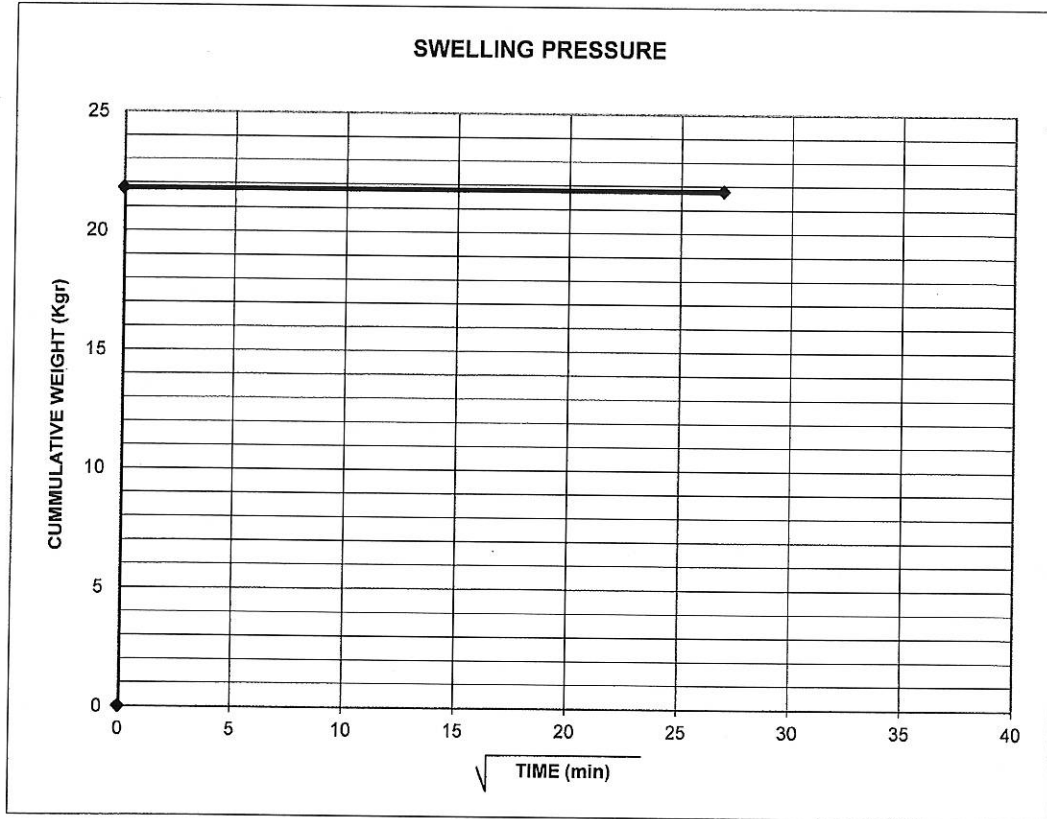
DATA			
	$\sigma_v/2$	σ_v	σ_v^*2
Length Lo (mm)	74,9	75,3	75,2
Diameter (mm)	38	38	38
Area Ao (mm ²)	1134	1134	1134
Volume Vo (mm ³)	84945	85399	85285
Moisture Content (%)	28,5%	28,4%	28,6%
Bulk Density (kN/m ³)	1,909	1,898	1,911
Descript. of material			
Load Rate (mm/min)	1,0	1,0	1,0
Load Ring Con. N/Div			
C for 95 kPa Cell Pressure (kPa)	418		
C for 190 kPa Cell Pressure (kPa)		430	
C for 380 kPa Cell Pressure (kPa)			453
Stress - Strain Modulus, Es (MPa)	12	13	17



SWELLING PRESSURE

CONSERGO LTD
Project: PLOT 868 LARNACA - 4/1928
Site : CHRYSOPOLITISSA/LARNACA
Condition of sample: Core

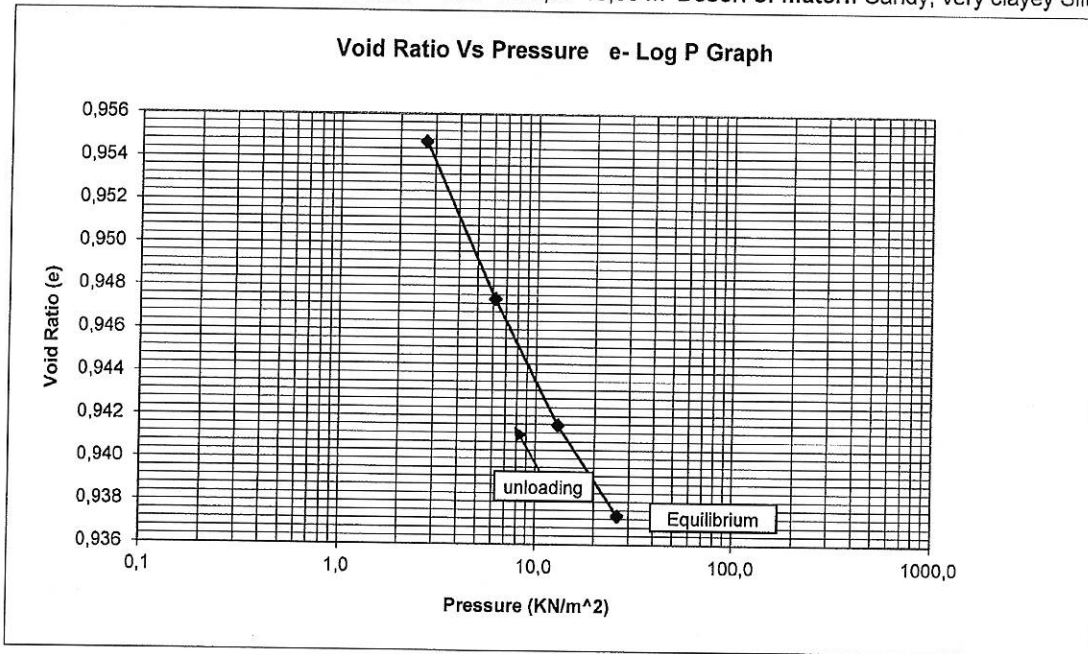
Operator : A.S. BH.: 1
Date of test compl.: 14/10/2021 Depth: 9,50-10,00m
Descr. of material: Sandy, very clayey Silt



SWELLING PRESSURE : 54 KPa

SWELLING MEASUREMENT

CONSERGO LTD BH No: 1 Date of testing: 14-26/10/2021
 Project: PLOT 868 LARNACA - 4/1928 DEPTH: 9,50-10,00 m Descr. of mater.: Sandy, very clayey Silt



Equilibrium conditions established after 725 min at 21.786 Kg

Unload * (Kg)	0,954	0,415	0,139	0
(KN/m ²)	26	13	6	3
Swelling (mm)	-0,0215	-0,0435	-0,06	-0,0749
Net Total Swelling (ΔH)	-0,0215	-0,065	-0,125	-0,1999

* Initial loading (1,096 Kg) not included

Initial moisture content : 28,9 %
 Final moisture content : 29,6 %
 Initial Bulk Density : 1,788 Mg/m³
 Sp. Gravity : 2,685
 Diameter of sample : 71,1 mm
 Thickness of sample : 17,9 mm
 Condition of sample : Core

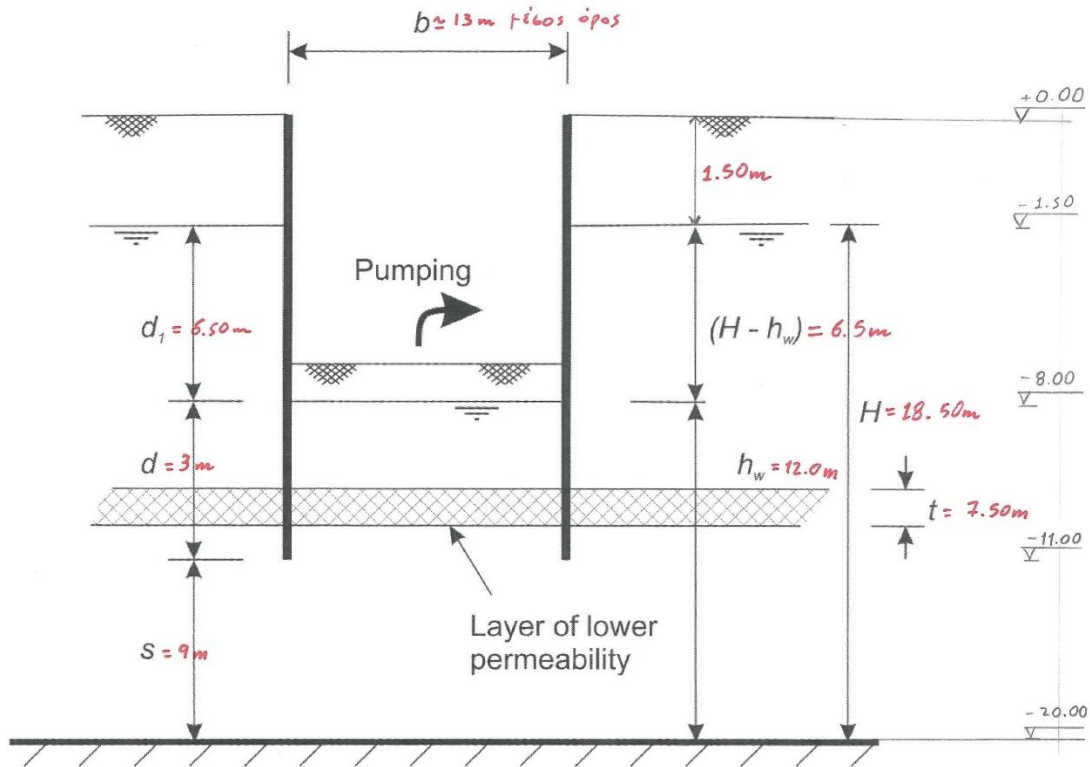
4.2 Παράρτημα 2

Βιβλιογραφία

- Pat M. Cashman and Martin Preen (2021). *Groundwater Lowering in construction*, 3rd edition. CRC Press Taylor & Francis group
- Sterrett, R. (2008). *Groundwater and Wells*, 3rd edition. Johnson Division, St Paul Minesota.
- Kavvadas, M, Giolas, A and Papacharambous, G. (1992). Drainage of supported excavations. *Geotechnical and Geological Engineering*, 10, 2, pp. 141–157.
- British Standard ISO 14686: 2003 (2006), Hydrometric determinations — Pumping tests for water wells — Considerations and guidelines for design, performance and use, UK.

4.3 Παράρτημα 3

Υπολογισμοί της ροής του νερού λαμβάνοντας υπόψη το στρώμα εδάφους του Οριζοντα Γ με δείκτη διαπερατότητας ίσο με: $k_r = 5,787 \times 10^{-9} \text{ cm/sec} = 0.0005 \text{ m/day}$



Εικόνα 4.1: Γεωμετρία της εκσκαφής του Έργου λαμβάνοντας υπόψη τον ορίζοντα C

Με βάση το χαμηλότερο δείκτη διαπερατότητας (Ορίζοντα C στη Γεωλογική Μελέτη στο Παράρτημα 1), η Εξίσωση 3—1 μεταβάλλεται ελαφρώς καθώς διαιρείται με ένα συντελεστή μ ο οποίος λαμβάνει υπόψη του τη διαπερατότητα του Οριζοντα C. Ο συντελεστής μ υπολογίστηκε από την ακόλουθη εξίσωση και είναι ίσος με: $\mu = 4.047 \times 10^3$

$$q_r = \frac{q}{\mu}$$

$$i_{maxr} = \frac{i_{max}}{\mu}$$

$$\mu = 1 + 0.25 \left(\frac{t}{d} \right) \left(\frac{k}{k_r} - 1 \right)$$

Εξίσωση 4—1: Ροή ανά μονάδα μήκους και βαθμιαία κλίση στην παρουσία δεύτερης διαπερατότητας [Pat M. Cashman et al (2021)]

Λαμβάνοντας τη γεωμετρία στην πιο πάνω εικόνα ο ρυθμός ροής, η βαθμιαία κλίση και η συνολική ροή είναι ως εξής:

$$q_r = 6.719 \times 10^{-5} \text{ L/sec}$$

$$i_{max,r} = 3,091 \times 10^{-4}$$

$$Q_r = 3,645 \times 10^{-3} \text{ L/sec}$$

Με βάση τα πιο πάνω νούμερα φαίνεται ότι ροή έχει σχετικά πολύ χαμηλή τιμή και αυτό είναι λογικό καθώς η διαπερατότητα του εδάφους είναι εξαιρετικά χαμηλή με αποτέλεσμα να μην αφήνει το νερό να περάσει μέσα από τους πόρους του εδάφους του Οριζοντα C.

Οι σχετικοί υπολογισμοί παρουσιάζονται στην εικόνα (Εικόνα 4.2) που ακολουθεί.

The screenshot shows a Mathcad worksheet with the following calculations:

- $H := 18.5\text{m}$ $h_w := 12\text{m}$ $s := 9\text{m}$ $b := 13\text{m}$ $co_{f2} := \frac{1}{\text{m}}$
- $d := 3\text{m}$ $d_1 := 6.5\text{m}$ $co_f := 1\text{m}$ $a := 20.50\text{m}$
- $t_h := 7.5\text{m}$ $k = 3.747 \times 10^{-5} \frac{\text{m}}{\text{sec}}$ $k_r := 0.0005 \frac{\text{m}}{\text{day}} = 5.787 \times 10^{-9} \frac{\text{m}}{\text{s}}$
- $q := 0.85k(H - h_w) \left[1 - (0.2) \left(\frac{s}{0.5b} \right) \right] \left(\frac{d}{0.5b} \right)^{-0.5} \left(\frac{d_1}{0.5b} \right)^{-0.125} \cdot co_f = 0.272 \frac{\text{L}}{\text{s}}$
- $i_{max} := 0.5 \left(\frac{H - h_w}{d} \right) \left[1 - (0.2) \left(\frac{s}{0.5b} \right) \right] \left(\frac{d}{0.5b} \right)^{-\frac{1}{3}} \left(\frac{d_1}{0.5b} \right)^{-0.125} = 1.251$
- $Q := q \left[2(a + b) \left[0.70 + 0.3 \left(1 - \frac{b}{a} \right) \right] \right] \cdot co_{f2} = 14.752 \frac{\text{L}}{\text{s}}$
- $\mu := 1 + 0.25 \left(\frac{t_h}{d} \right) \left(\frac{k}{k_r} - 1 \right) = 4.047 \times 10^3$
- $q_r := \frac{q}{\mu} = 6.719 \times 10^{-5} \frac{\text{L}}{\text{s}}$
- $i_{max,\mu} := \frac{i_{max}}{\mu} = 3.091 \times 10^{-4}$
- $Q_r := q_r \left[2(a + b) \left[0.70 + 0.3 \left(1 - \frac{b}{a} \right) \right] \right] \cdot co_{f2} = 3.645 \times 10^{-3} \frac{\text{L}}{\text{s}}$

Εικόνα 4.2: Υπολογισμός ροής βάση του συντελεστή μ

4.4 Παράρτημα 4

Βασικές μέθοδοι άντλησης υπόγειων υδάτων με μηχανικά μέσα – αντλίες όπως τους διατυπώνουν οι Pat M. Cashman et al (2021):

Control of Surface Water and Groundwater 215

Method	Brief description	Typical applications	Notes
Active drainage methods (open pumping methods)			
Drainage pipes or ditches (e.g. French drains) used with pumped sumps	Pipes, ditches and trenches are pumped to divert or remove surface water or shallow groundwater from the working area, including slopes and batters.	Control of surface water run-off and shallow groundwater (including perched water and residual seepages into excavation) in rock and coarse-grained soils.	Pipes, ditches and trenches may obstruct construction traffic and will not control groundwater at depth. Unlikely to be effective in reducing pore water pressures in fine-grained soils. May generate silt or sediment-laden discharge water, causing environmental problems if pumped water is not adequately treated prior to discharge.
Sump pumping	Water is collected in pits or low points (sumps) within the excavation, from where it is pumped away.	Shallow excavations in clean coarse-grained soils or stable fractured rock for control of groundwater and surface water.	May not give sufficient drawdown to prevent seepage from emerging on the cut face of a slope, possibly leading to loss of fines and instability. May generate silt or sediment-laden discharge water, causing environmental problems if pumped water is not adequately treated prior to discharge.
Active drainage methods (pre-drainage methods)			
Wellpoints	Lines or rings of closely spaced small-diameter wells are installed around an excavation and pumped by a suction system.	Generally shallow, open excavations in sandy gravels down to fine sands and possibly silty sands. Deeper excavations (requiring >5-6 m drawdown) will require multiple stages of wellpoints to be installed.	Quick and easy to install in sands. Suitable for progressive trench excavations. Maximum drawdown is ~5-6 m for a single stage in sandy gravels and fine sands but may only be ~4 m in silty sands.
Horizontal wellpoints laid by trenching machine	Horizontal drainage pipe is laid by specialist trenching machines and pumped by suction pumps.	Generally shallow trench or pipeline excavations or large open excavations in sands and possibly silty sands.	Suitable for long runs of trench excavations outside urban areas, where very rapid installation is possible.
Deep wells with electric submersible pumps	Slimline electrically driven borehole submersible pumps are used to pump from bored wells.	Deep excavations and shafts in sandy gravels to fine sands and water-bearing fractured rocks.	No limit on drawdown in appropriate hydrogeological conditions. Installation costs of wells are significant, but fewer wells may be required compared with most other methods. Close control can be exercised over well screen and filter.

(Continued)

Table 9.2 (Continued) Principal Methods for Groundwater Control by Pumping

Method	Brief description	Typical applications	Notes
Deep wells with electric submersible pumps and vacuum	Slimline electrically driven borehole submersible pumps are used to pump from bored wells with a separate vacuum system used to apply vacuum to the wells.	Deep excavations and shafts in silty fine sands, where drainage from the soil into the well may be slow, or rock of low permeability in which pore water pressure control is required.	Number of wells may be dictated by the requirement to achieve an adequate drawdown between wells, rather than the flow rate, and an ejector well system may be more economical.
Shallow bored wells with suction pumps	Bored wells are pumped by surface suction pumps.	Shallow excavations in sandy gravels to silty fine sands and water-bearing fractured rocks.	Particularly suitable for coarse materials of high permeability, where flow rates are likely to be high. Useful where correct filtering is important, as closer control can be exercised over the well filter than with wellpoints. Drawdowns limited to ~4–8 m depending on soil conditions.
Ejector wells	Low-capacity wells are pumped by a nozzle and venturi system.	Excavations in silty fine sands, silts or laminated or fissured clays, or rock of low permeability in which pore water pressure control is required.	Drawdowns generally limited to 20–50 m depending on equipment. Low energy efficiency, but this is not a problem if flow rates are low. In sealed wells, a vacuum is applied to the soil, promoting drainage. Also known as eductor wells.
Passive drainage methods			
Drainage pipes or ditches (e.g. French drains)	Pipes, ditches and trenches are arranged to flow by gravity to divert or remove surface water or shallow groundwater from the working area, including slopes and batters.	Control of surface water run-off and shallow groundwater (including perched water and residual seepages into excavation) in rock and coarse-grained soils.	Pipes, ditches and trenches may obstruct construction traffic and will not control groundwater at depth. Unlikely to be effective in reducing pore water pressures in fine-grained soils.
Relief wells	Boreholes or wells are used to create a vertical upward flowpath for water to enter the excavation from deeper strata.	Relief of pore water pressure in confined aquifers (including fractured rocks) or sand lenses below the base of the excavation to ensure basal stability.	Water overflowing from relief wells must then be directed to sumps and be pumped away. Used for both temporary and permanent applications.

(Continued)

Table 9.2 (Continued) Principal Methods for Groundwater Control by Pumping

Method	Brief description	Typical applications	Notes
Vertical drains	Artificial vertical flow pathways (either wells, sand-filled boreholes or pre-fabricated vertical drains [PVDs]) are used to create a vertical downward flowpath for water to drain from soil or rock into deeper strata where groundwater levels are lower.	Drainage of perched or shallow groundwater downwards into strata with lower groundwater levels to reduce seepages into excavation slopes.	May be applied in combination with active drainage methods used to lower groundwater levels in deeper strata.
Sub-horizontal drains	Sub-horizontal drill holes are used to form artificial flow pathways to allow water to drain into the excavation from slopes or behind excavation faces.	Drainage of perched or trapped groundwater in low-permeability soils and rocks.	Water overflowing from drains must then be directed to sumps and pumped away. Used for both temporary and permanent applications.
Slope drainage	Passive drains (of similar design to French drains) are arranged to collect seepages from slopes, to flow by gravity to toe drains, where water may be pumped away by sumps.	Slope drainage and landslide stabilization in soils/rocks of low permeability.	Used for both temporary and permanent applications.
Drainage tunnels and adits	Tunnels, adits or headings are driven below groundwater level and then allowed to continue to drain by gravity (if topography allows) to lower groundwater levels over a wide area.	Long-term groundwater drainage for engineering and mining projects.	Temporary groundwater control may be required during driving of the tunnels, adits or headings. Typically used for large-scale and long-term applications. Drainage holes may be drilled outwards from the main adits. Used for both temporary and permanent applications.
Siphon drains	Self-priming siphon systems are installed in large-diameter wells.	Long-term slope drainage and landslide stabilization in soils and weak rocks of low permeability.	Can allow passive drainage of slopes without the need for pumping. Used for both temporary and permanent applications.
Specialist pumping methods			
Collector wells	Sub-horizontal wells (laterals) are drilled radially outwards from central pumping shaft.	Tunnels or deep excavations in relatively permeable soils (such as sands and gravels and sands) and rock, where surface access does not allow the installation of large numbers of wells.	Each collector well is expensive to install, but relatively few wells may produce large flow rates and be able to dewater large areas.

(Continued)

218 Groundwater Lowering in Construction

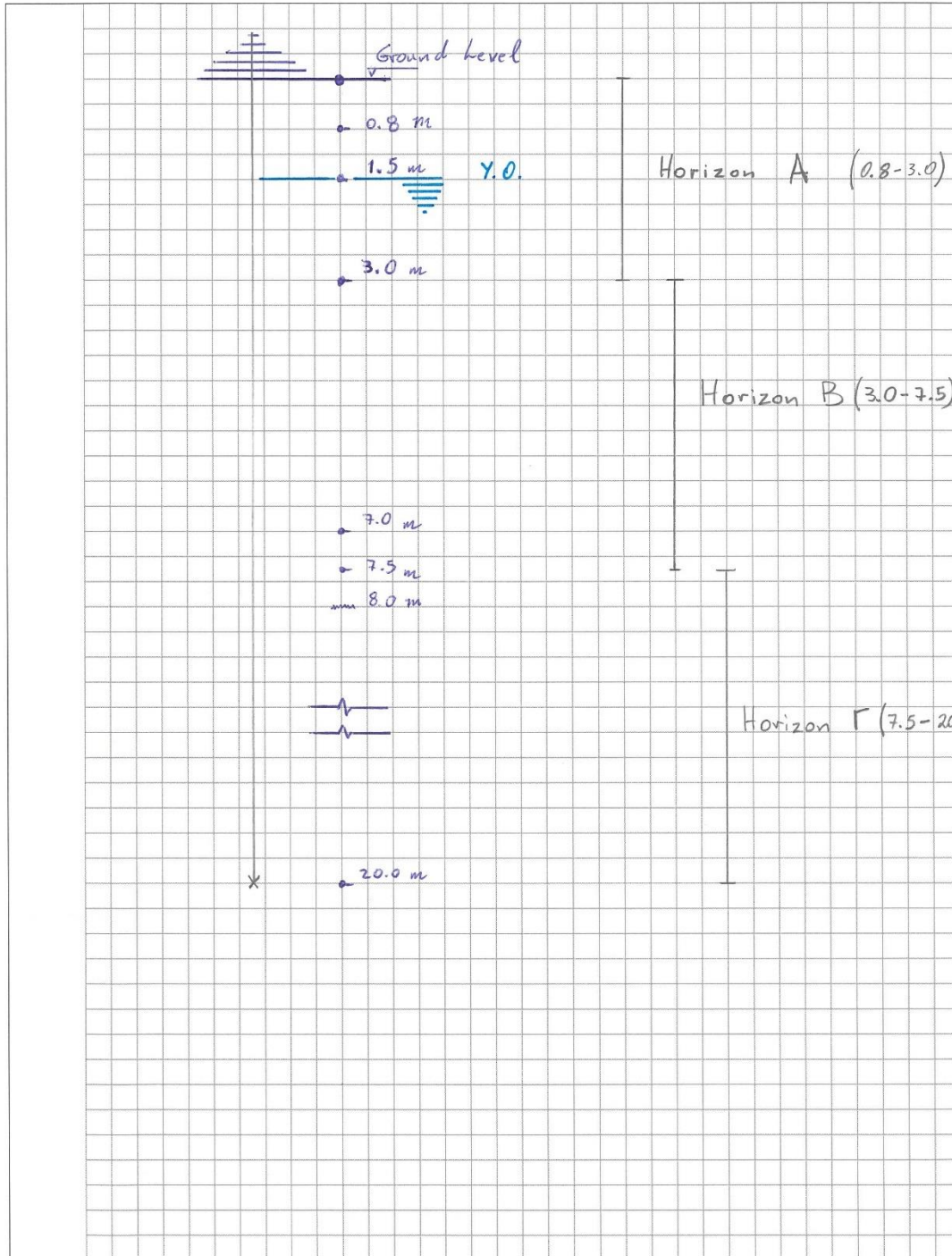
Table 9.2 (Continued) Principal Methods for Groundwater Control by Pumping

Method	Brief description	Typical applications	Notes
Horizontal directionally drilled (HDD) wells	Specialist HDD rigs are used to drill steered sub-horizontal wells, within which screens and filters are installed.	Groundwater control for linear infrastructure projects or for lowering groundwater levels in areas where surface access for vertical wells is restricted.	Wells can be pumped or be allowed to flow passively if topography allows.
Electro-osmosis	A system of anodes and cathodes is used to apply electrical potential gradients to promote groundwater flow in materials of very low permeability.	Soils of very low permeability, e.g. clays, silts and some peats.	Very specialized technique. Only generally used for pore water pressure control or ground improvement when considered as an alternative to artificial ground freezing. Installation and running costs are comparatively high.
Artificial recharge	Pumped groundwater is re-injected back into the ground, under careful control, via trenches or wells.	Soils of moderate to high permeability and fractured rocks, where lowering of groundwater is to be controlled so that environmental impacts can be mitigated. Can also be used as a means to dispose of dewatering water where other discharge routes are not available.	Typically complex to operate and maintain. Recharge wells and trenches often suffer from clogging due to water chemistry and bacterial growth effects and may require periodic backflushing and cleaning.

4.5 Παράρτημα 5

Πάχη των στρωμάτων του Ορίζοντα Α, Β, C.

	Project	Sheet			of
	Designed by	Subject	Checked by	Date	Drg. No
	Date				Project

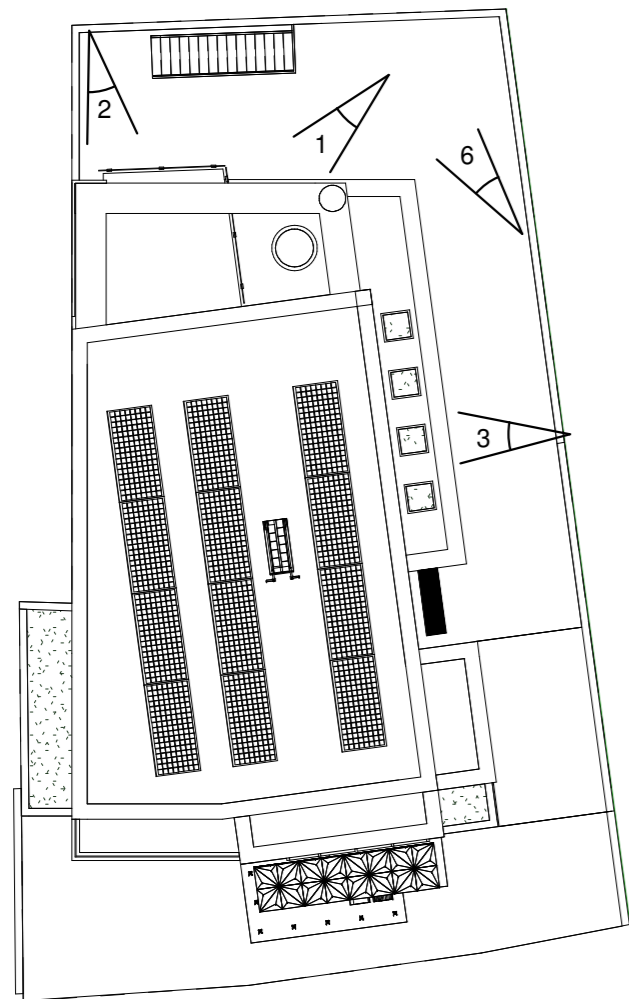


4.6 Παράρτημα 6

Φωτογραφική απεικόνιση στο στάδιο των δοκιμών και καταγραφής δεδομένων.







2



4



5



1



3



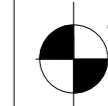
6

ΓΕΝΙΚΗ ΣΗΜΕΙΩΣΗ:

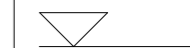
Οι ακριβείς διαστάσεις θα μετρηθούν επί τόπου. Τα σχέδια θα διαβάζονται και πριν την έναρξη των εργασιών θα γίνεται συνεννόηση με τον Αρχιτέκτονα.

ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ:

 υφιστάμενο υψόμετρο

 προτεινόμενο υψόμετρο

υφιστάμενο υψόμετρο



προτεινόμενο υψόμετρο



Ελενα Χριστοδουλου Λιασιδου

ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΑΣ & μελετήτριας εσωτερικού χώρου
I.U.A.V. ΙΤΑΛΙΑΣ

**KENENTY 67, νρ. 102
1076 - ΛΕΥΚΩΣΙΑ**

τηλ. 22446666, 99606370 φας, 22446668
e-mail: ellech@cytanet.com.cy

Η μελέτη είναι πνευματική ιδιοκτησία του αρχιτέκτονα και βάση του νόμου απαγορεύεται αντιγραφή του έργου ή μέρους του.

ΤΥΠΟΣ ΜΕΛΕΤΗΣ:

**Κτίριο γραφείων στην
Λάρνακα**

ΕΡΓΟΔΟΤΗΣ:

CCSRE

ΑΡΙΘΜΟΣ ΜΕΛΕΤΗΣ:

2006

ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ:

Φωτογραφίες

ΚΑΙΜΑΚΑ:

1 : 200

ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ ΥΠΟΒΟΛΗΣ:

Μάρτιος 2021

ΣΧΕΔΙΑΣΗ:

N.X.

ΕΛΕΓΧΟΣ:

E.X.

ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ:

Π - 12

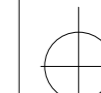
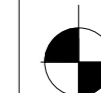


4.7 Παράρτημα 7

Αρχιτεκτονικά Σχέδια της Προτεινόμενης Ανάπτυξης.

ΓΕΝΙΚΗ ΣΗΜΕΙΩΣΗ:

Οι ακριβείς διαστάσεις θα μετρηθούν επί τόπου. Τα σχέδια θα διαβάζονται και πριν την έναρξη των εργασιών θα γίνεται συνεννόηση με τον Αρχιτέκτονα.

ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ:

-  υφιστάμενο υψόμετρο
-  προτεινόμενο υψόμετρο
-  υφιστάμενο υψόμετρο
-  προτεινόμενο υψόμετρο

Ελενα Χριστοδουλου Λιασιδου
 ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΑΣ & μελετήτης εσωτερικού χώρου
 I.U.A.V ΙΤΑΛΙΑΣ

**KENENTY 67, νρ. 102
 1076 - ΛΕΥΚΩΣΙΑ**
 τηλ. 22446666, 99606370 φας.22446668
 e-mail: ellech@cytanet.com.cy

Η μελέτη είναι πνευματική ιδιοκτησία του αρχιτέκτονα και βάσει του νόμου απαγορεύεται αντιγραφή του έργου ή μέρους του.

ΤΥΠΟΣ ΜΕΛΕΤΗΣ:
Κτίριο γραφείων στην Λάρνακα

ΕΡΓΟΔΟΤΗΣ:
CCSRE

ΑΡΙΘΜΟΣ ΜΕΛΕΤΗΣ:
2006

ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ:
Κατόψεις

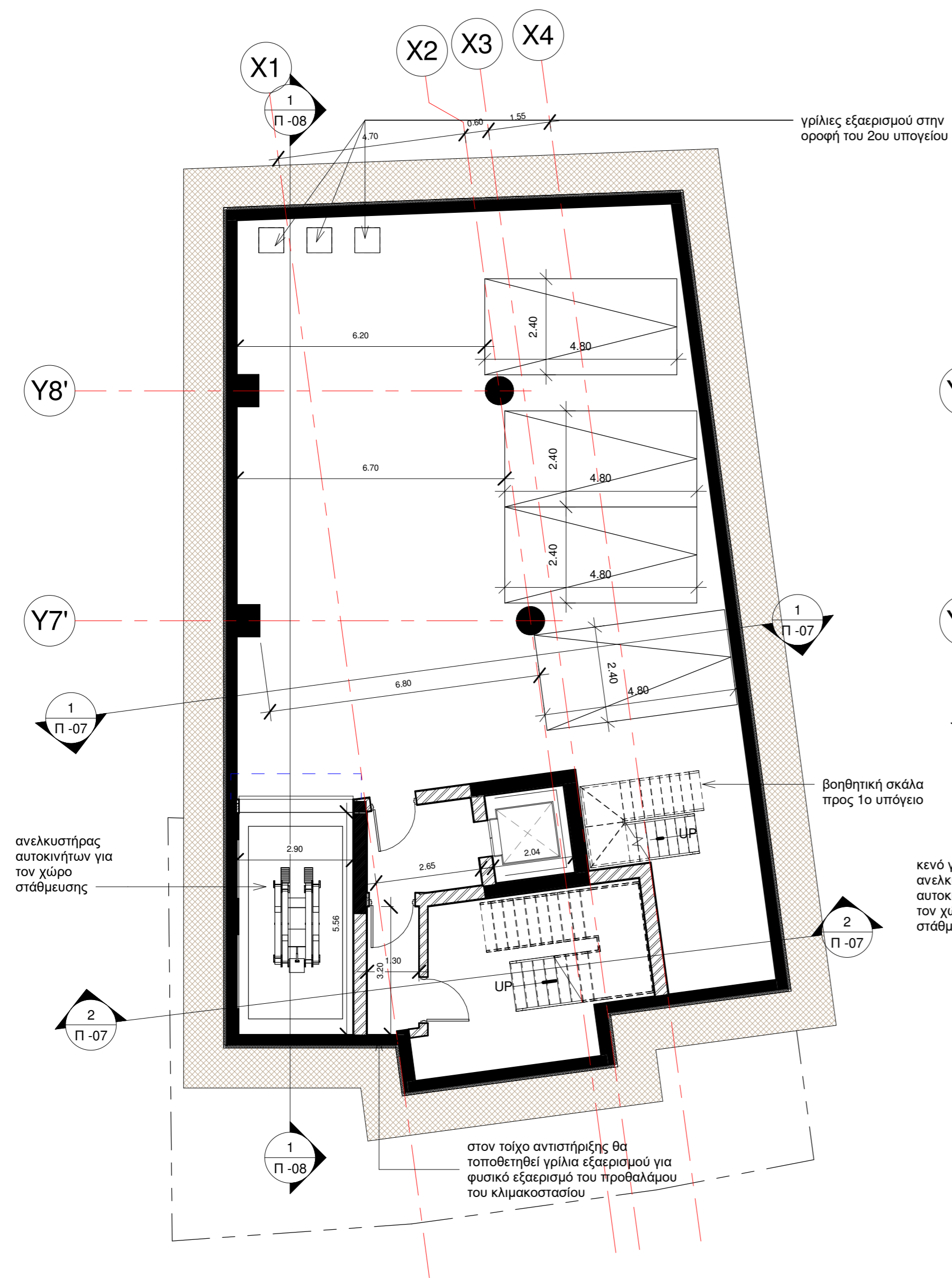
ΚΛΙΜΑΚΑ:
1 : 100

ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ ΥΠΟΒΟΛΗΣ:
Μάρτιος 2021

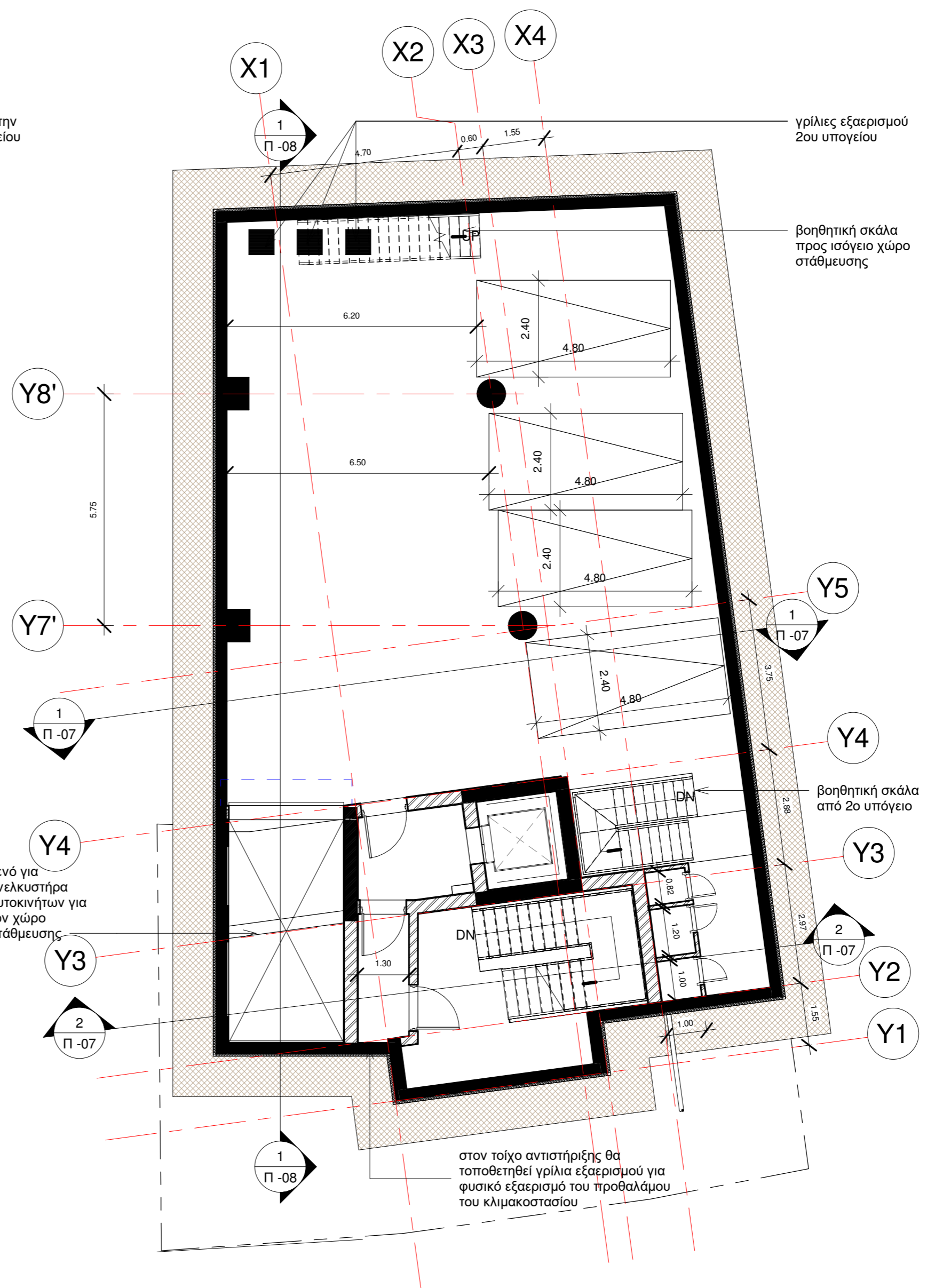
ΣΧΕΔΙΑΣΗ:
E.X.

ΕΛΕΓΧΟΣ:
E.X.

ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ:
Π -01



1 2ο υπόγειο
 1 : 100



2 1ο υπόγειο
 1 : 100

ΓΕΝΙΚΗ ΣΗΜΕΙΩΣΗ:

Οι ακριβείς διαστάσεις θα μετρηθούν επί τόπου. Τα σχέδια θα διαβάζονται και πριν την έναρξη των εργασιών θα γίνεται συνεννόηση με τον Αρχιτέκτονα.

ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ:

- υφιστάμενο υψόμετρο
- ◐ προτεινόμενο υψόμετρο
- ▽ υφιστάμενο υψόμετρο
- ◑ προτεινόμενο υψόμετρο

Ελενα Χριστοδουλου Λιασιδου

ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΑΣ & μελετήτης εσωτερικού χώρου
I.U.A.V ΙΤΑΛΙΑΣ

**KENENTY 67, νρ. 102
1076 - ΛΕΥΚΩΣΙΑ**

τηλ. 22446666, 99606370 φας.22446668
e-mail: ellech@cytanet.com.cy

Η μελέτη είναι πνευματική ιδιοκτησία του αρχιτέκτονα και βάση του νόμου απαγορεύεται αντιγραφή του έργου ή μέρους του.

ΤΥΠΟΣ ΜΕΛΕΤΗΣ:

**Κτίριο γραφείων στην
Λάρνακα**

ΕΡΓΟΔΟΤΗΣ:

CCSRE

ΑΡΙΘΜΟΣ ΜΕΛΕΤΗΣ:

2006

ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ:

Κατόψεις

ΚΑΙΜΑΚΑ:

1 : 100

ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ ΥΠΟΒΟΛΗΣ:

Μάρτιος 2021

ΣΧΕΔΙΑΣΗ:

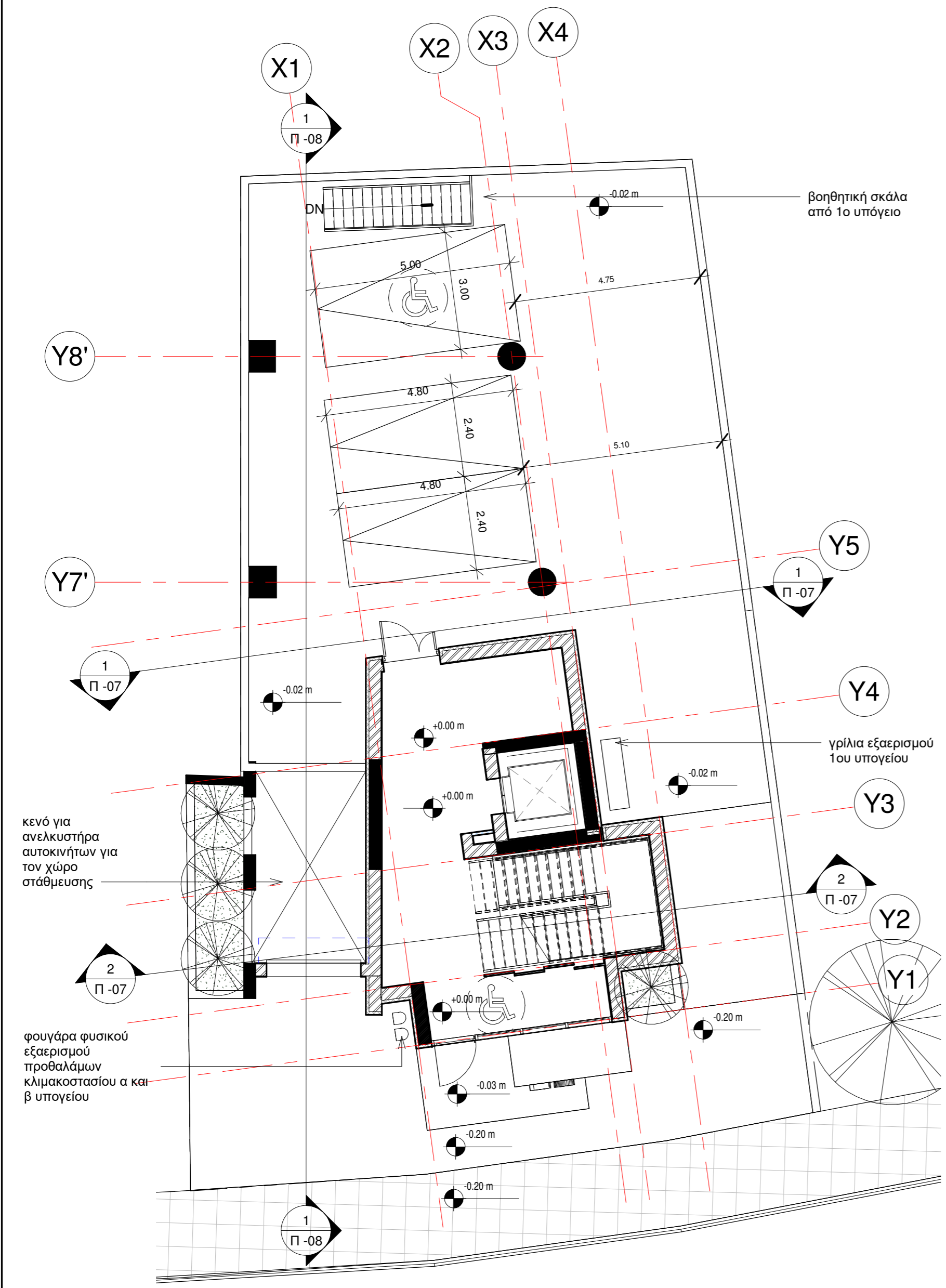
E.X.

ΕΛΕΓΧΟΣ:

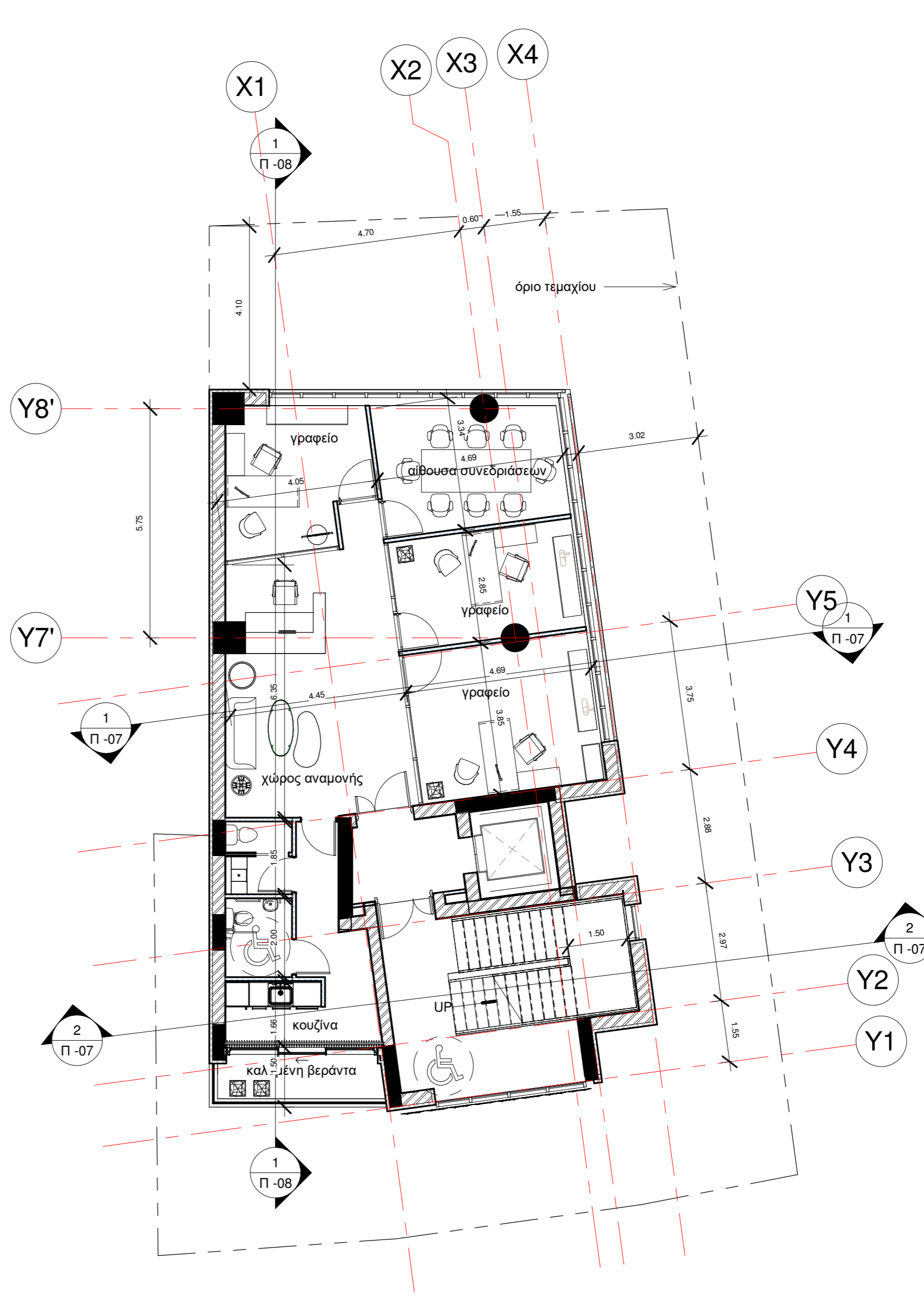
E.X.

ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ:

Π -02



1 Ισόγειο - πυλωτή
1 : 100



2 1ος - 2ος -3ος όροφος
1 : 100

κενό για ανεκυστήρα αυτοκινήτων για τον χώρο στάθμευσης

φουγάρα φυσικού εξαερισμού προθαλάμων κλιμακοστασίου α και β υπογείου

βοηθητική σκάλα από 1ο υπόγειο

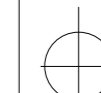
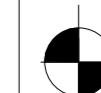


γρίλια εξαερισμού 1ου υπογείου

όριο τεμαχίου

ΓΕΝΙΚΗ ΣΗΜΕΙΩΣΗ:

Οι ακριβείς διαστάσεις θα μετρηθούν επί τόπου. Τα σχέδια θα διαβάζονται και πριν την έναρξη των εργασιών θα γίνεται συνεννόηση με τον Αρχιτέκτονα.

ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ:

-  υφιστάμενο υψόμετρο
-  προτεινόμενο υψόμετρο
-  υφιστάμενο υψόμετρο
-  προτεινόμενο υψόμετρο

Ελενα Χριστοδουλου Λιασιδου

ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΑΣ & μελετήτης εσωτερικού χώρου
I.U.A.V ΙΤΑΛΙΑΣ

**KENENTY 67, νρ. 102
1076 - ΛΕΥΚΩΣΙΑ**

τηλ. 22446666, 99606370 φας, 22446668
e-mail: ellech@cytanet.com.cy

Η μελέτη είναι πνευματική ιδιοκτησία του αρχιτέκτονα και βάση του νόμου απαγορεύεται αντιγραφή του έργου ή μέρους του.

ΤΥΠΟΣ ΜΕΛΕΤΗΣ:
Κτίριο γραφείων στην Λάρνακα

ΕΡΓΟΔΟΤΗΣ:
CCSRE

ΑΡΙΘΜΟΣ ΜΕΛΕΤΗΣ:
2006

ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ:
Κατόψεις

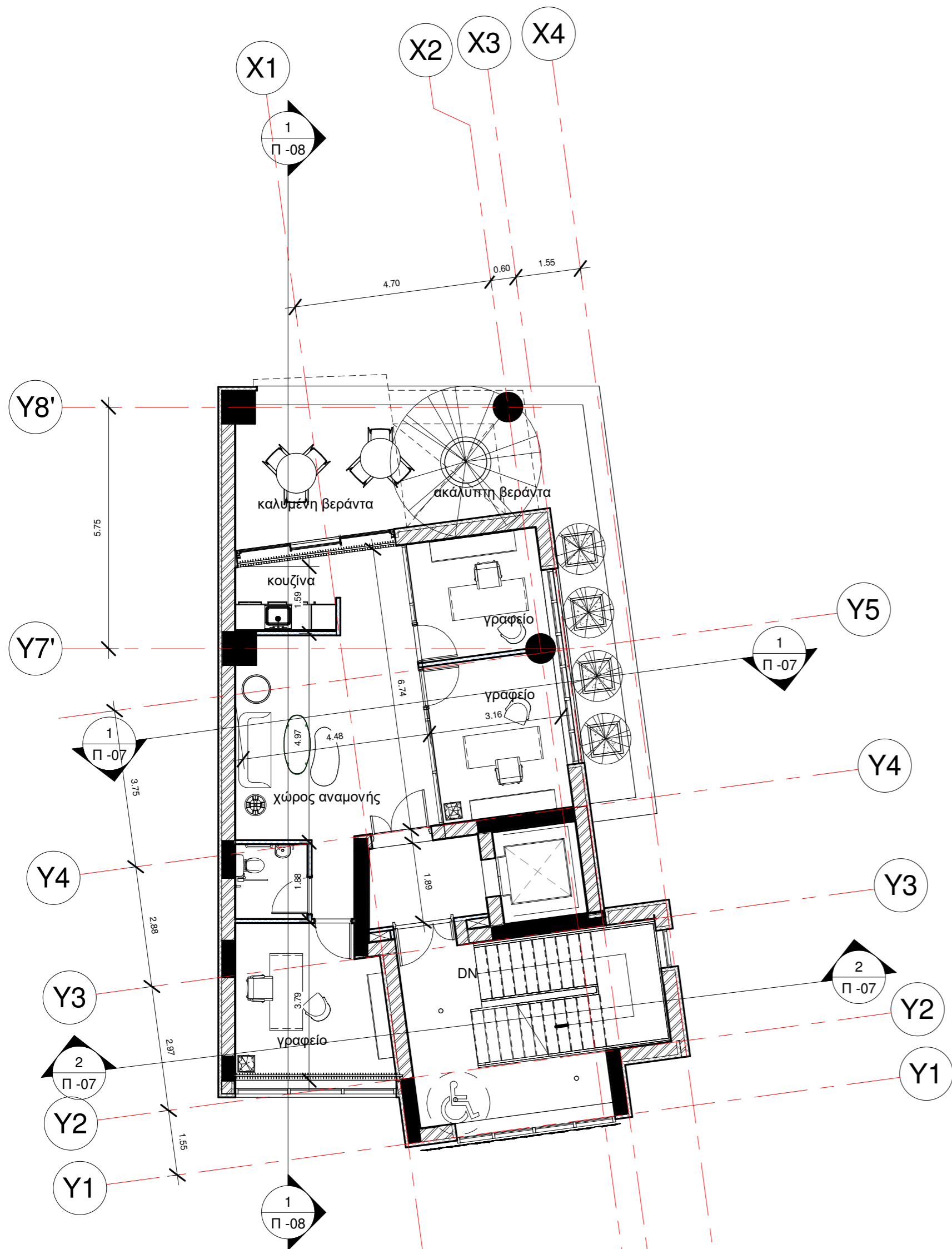
ΚΑΙΜΑΚΑ:
1 : 100

ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ ΥΠΟΒΟΛΗΣ:
Μάρτιος 2021

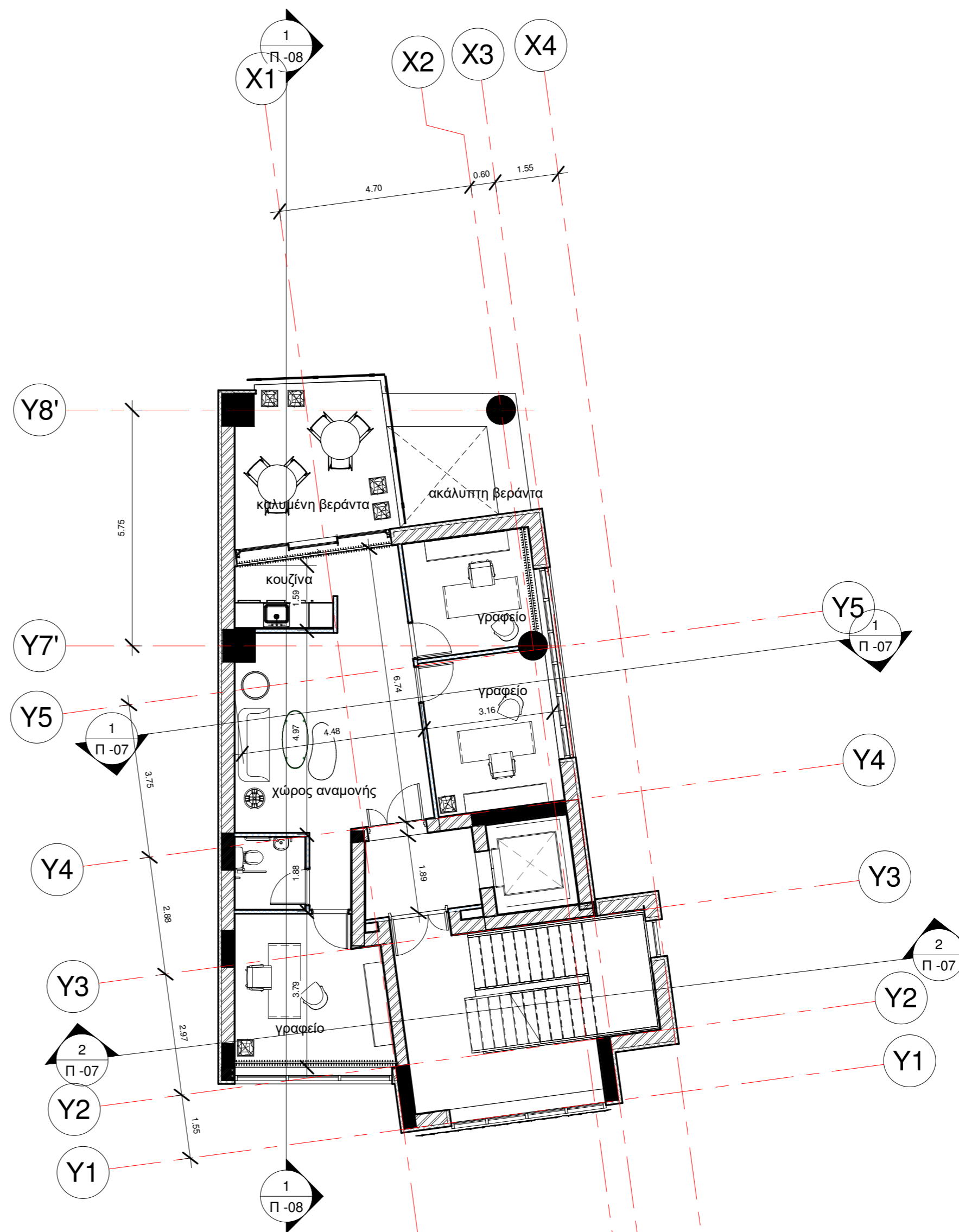
ΣΧΕΔΙΑΣΗ:
E.X.

ΕΛΕΓΧΟΣ:
E.X.

ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ:
Π -03



1 4ος όροφος
1 : 100

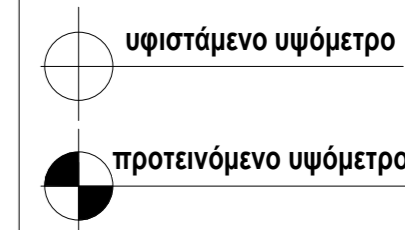


2 5ος όροφος
1 : 100

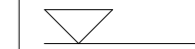
ΓΕΝΙΚΗ ΣΗΜΕΙΩΣΗ:

Οι ακριβείς διαστάσεις θα μετρηθούν επί τόπου. Τα σχέδια θα διαβάζονται και πριν την έναρξη των εργασιών θα γίνεται συνεννόηση με τον Αρχιτέκτονα.

ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ:



υφιστάμενο υψόμετρο



προτεινόμενο υψόμετρο



Ελενα Χριστοδουλου Λιασιδου

ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΑΣ & μελετήτης εσωτερικού χώρου
I.U.A.V ΙΤΑΛΙΑΣ

**KENENTY 67, νρ. 102
1076 - ΛΕΥΚΩΣΙΑ**

τηλ. 22446666, 99606370 φας.22446668
e-mail: ellech@cytanet.com.cy

Η μελέτη είναι πνευματική ιδιοκτησία του αρχιτέκτονα και βάση του νόμου απαγορεύεται αντιγραφή του έργου ή μέρους του.

ΤΥΠΟΣ ΜΕΛΕΤΗΣ:

**Κτίριο γραφείων στην
Λάρνακα**

ΕΡΓΟΔΟΤΗΣ:

CCSRE

ΑΡΙΘΜΟΣ ΜΕΛΕΤΗΣ:

2006

ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ:

Κατόψεις

ΚΛΙΜΑΚΑ:

1 : 100

ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ ΥΠΟΒΟΛΗΣ:

Μάρτιος 2021

ΣΧΕΔΙΑΣΗ:

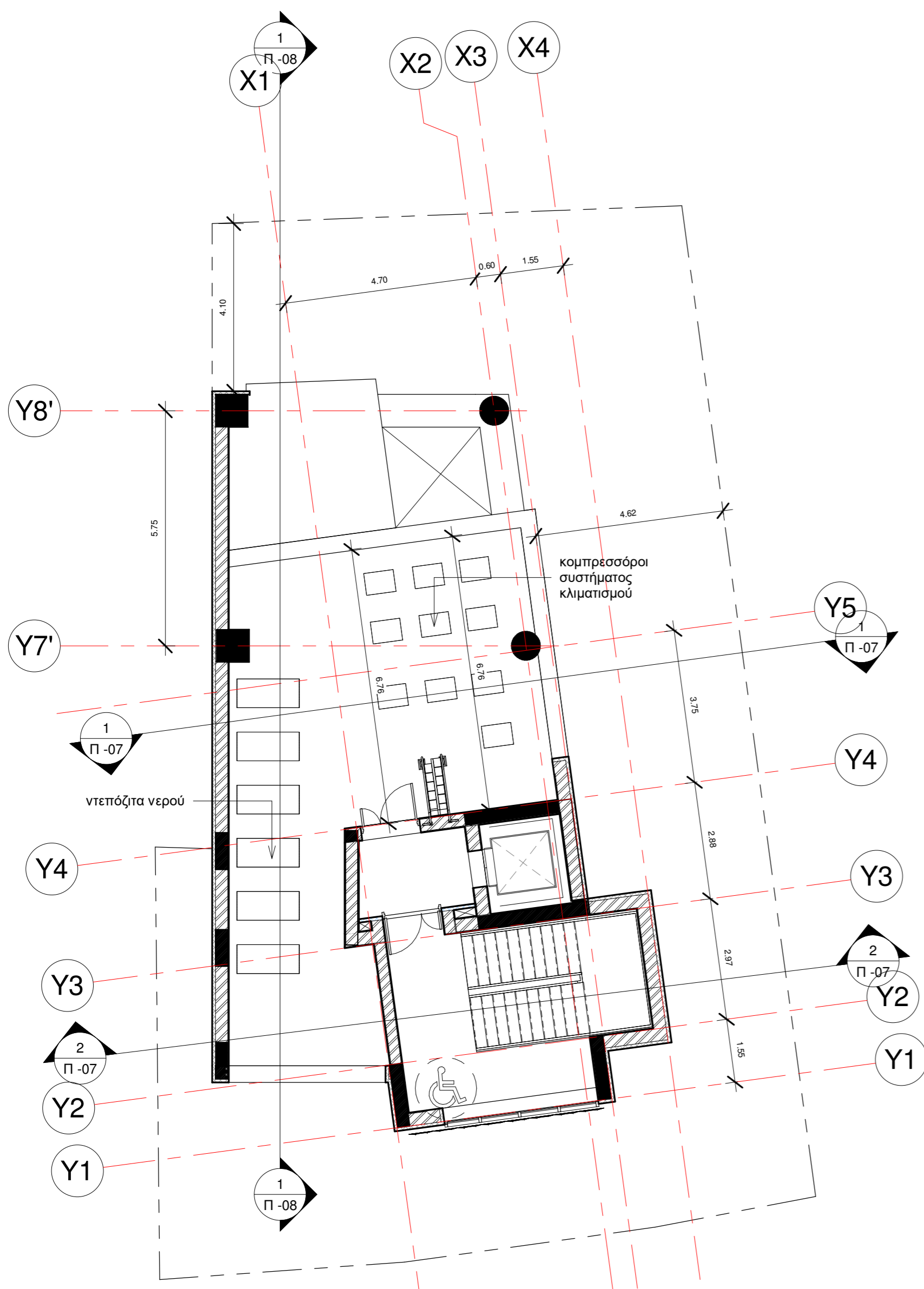
E.X.

ΕΛΕΓΧΟΣ:

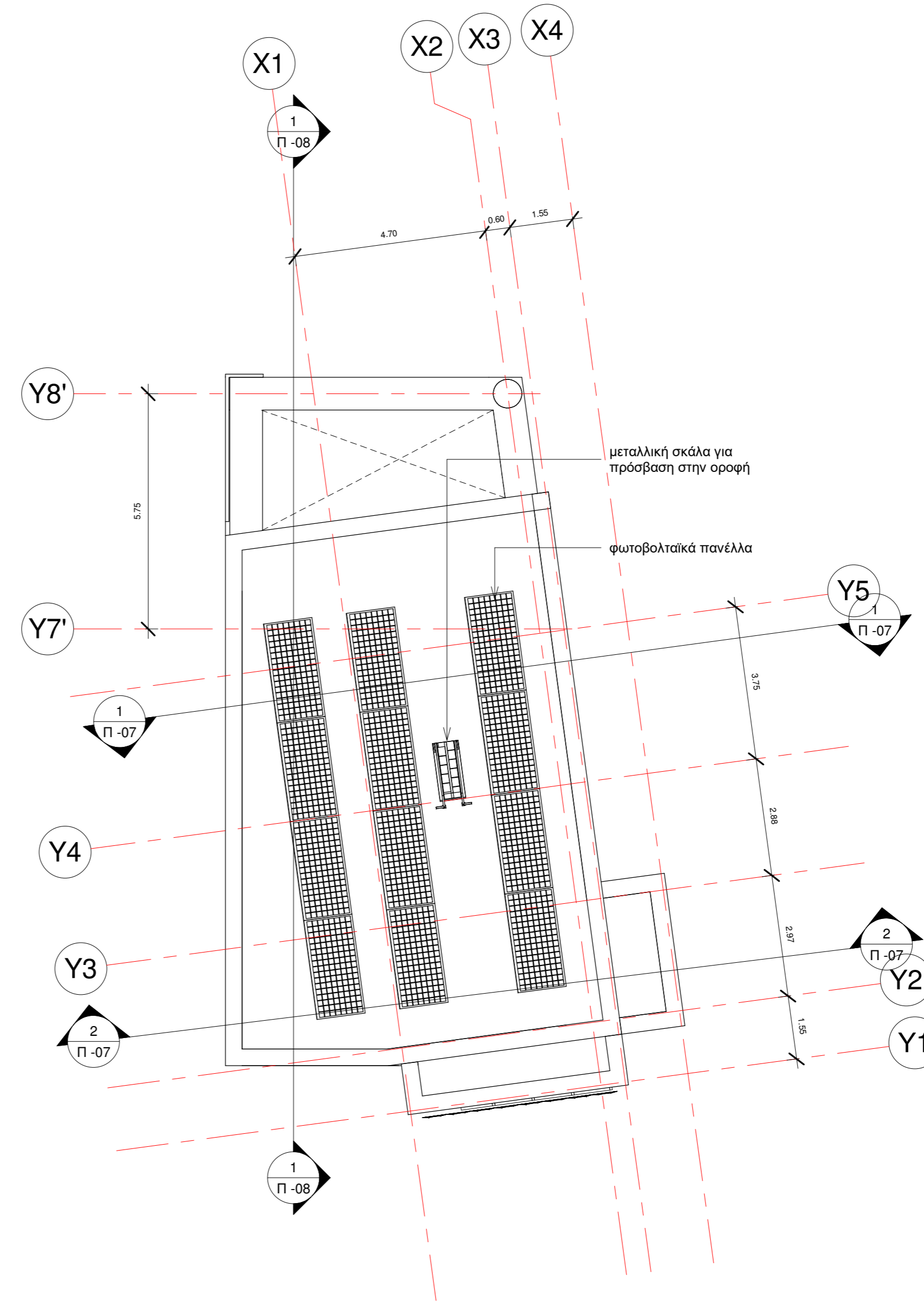
E.X.

ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ:

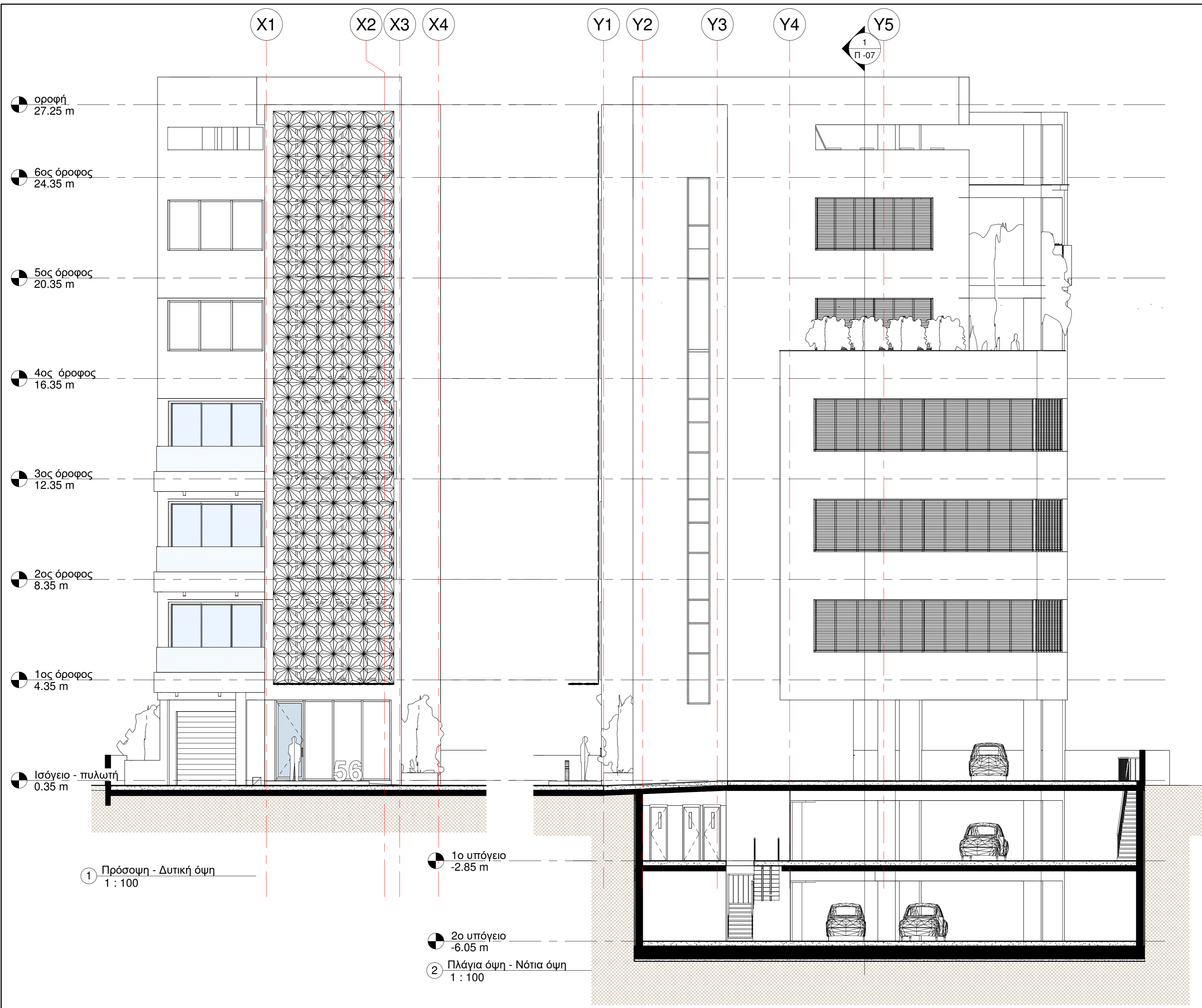
Π -04



2ος όροφος - Μηχανολογικός όροφος
1 : 100







1 οροφή
1 : 100



ΓΕΝΙΚΗ ΣΗΜΕΙΩΣΗ:
 Οι ακριβείς διαστάσεις θα μετρηθούν επί τόπου. Τα σχέδια θα διαβάζονται και πριν την έναρξη των εργασιών θα γίνεται συνεννόηση με τον Αρχιτέκτονα.

ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ:

 υφιστάμενο υψόμετρο
 προτεινόμενο υψόμετρο
 υφιστάμενο υψόμετρο
 προτεινόμενο υψόμετρο

Ελενα Χριστοδουλου Λιασιδου
 ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΑΣ & μελετήτης εσωτερικού χώρου
 I.U.A.V ΙΤΑΛΙΑΣ

KENENTY 67, νρ. 102
1076 - ΛΕΥΚΩΣΙΑ
 τηλ. 22446666, 99606370 φας, 22446668
 e-mail: ellech@cytanet.com.cy

Η μελέτη είναι πνευματική ιδιοκτησία του αρχιτέκτονα και βάση του νόμου απαγορεύεται αντιγραφή του έργου ή μέρους του.

ΤΥΠΟΣ ΜΕΛΕΤΗΣ:
Κτίριο γραφείων στην Λάρνακα

ΕΡΓΟΔΟΤΗΣ:
CCSRE

ΑΡΙΘΜΟΣ ΜΕΛΕΤΗΣ:
2006

ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ:
Όψεις

ΚΑΙΜΑΚΑ:
1 : 100

ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ ΥΠΟΒΟΛΗΣ:
Μάρτιος 2021

ΣΧΕΔΙΑΣΗ:
E.X.

ΕΛΕΓΧΟΣ:
E.X.

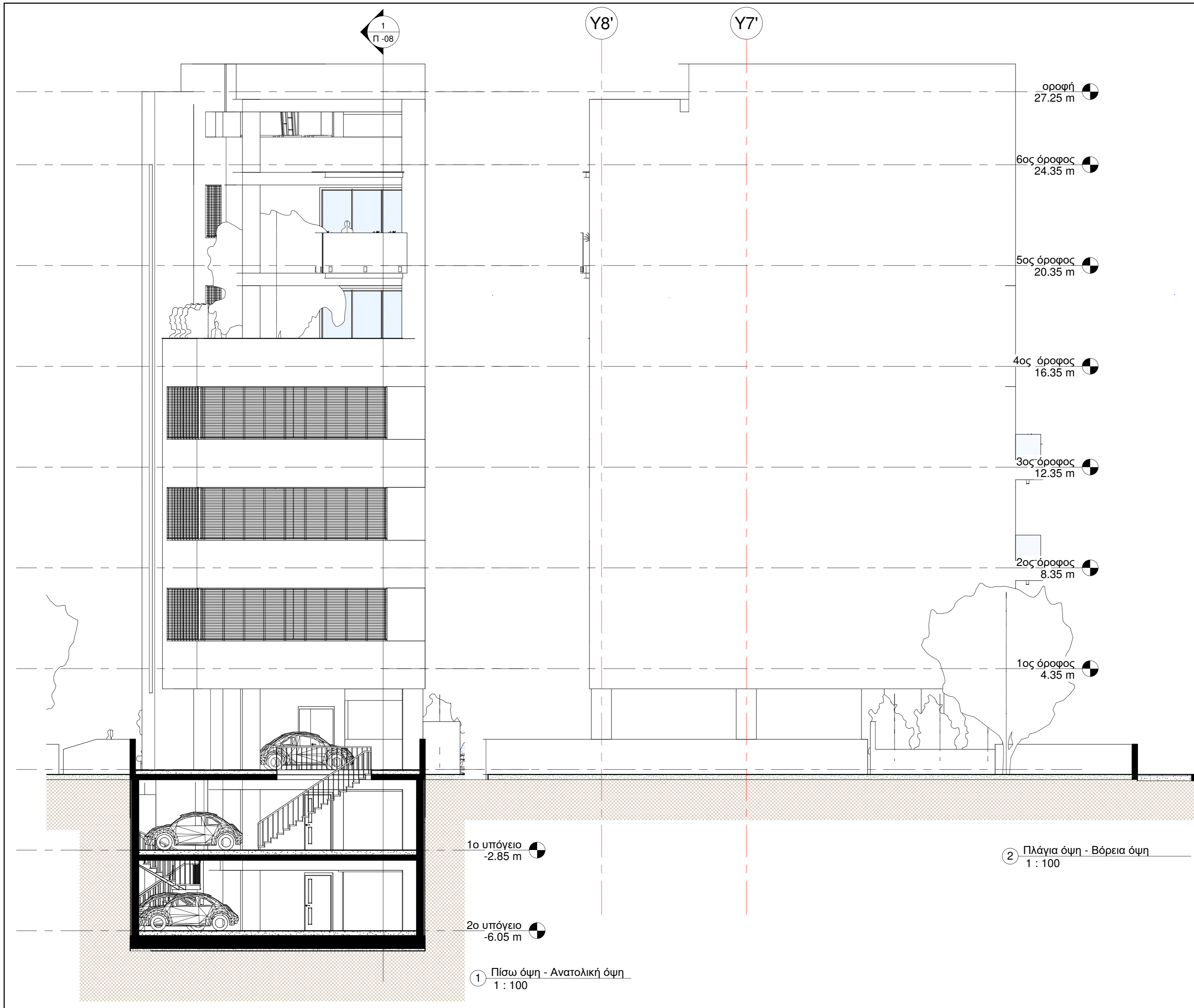
ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ:
Π -05

1 Πρόσοψη - Δυτική όψη
 1 : 100

1ο υπόγειο
 -2.85 m

2ο υπόγειο
 -6.05 m

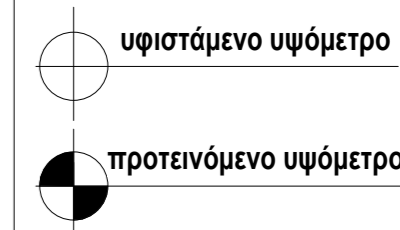
2 Πλάγια όψη - Νότια όψη
 1 : 100



ΓΕΝΙΚΗ ΣΗΜΕΙΩΣΗ:

Οι ακριβείς διαστάσεις θα μετρηθούν επί τόπου. Τα σχέδια θα διαβάζονται και πριν την έναρξη των εργασιών θα γίνεται συνεννόηση με τον Αρχιτέκτονα.

ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ:



υφιστάμενο υψόμετρο

προτεινόμενο υψόμετρο



**Ελενα
Χριστοδουλου
Λιασιδου**

ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΑΣ & μελετητής εσωτερικού χώρου
I.U.A.V ΙΤΑΛΙΑΣ

**KENENTY 67, νρ. 102
1076 - ΛΕΥΚΩΣΙΑ**

τηλ. 22446666, 99606370 φας, 22446668
e-mail: ellech@cytanet.com.cy

Η μελέτη είναι πνευματική ιδιοκτησία του αρχιτέκτονα και βάση του νόμου απαγορεύεται αντιγραφή του έργου ή μέρους του.

ΤΥΠΟΣ ΜΕΛΕΤΗΣ:

**Κτίριο γραφείων στην
Λάρνακα**

ΕΡΓΟΔΟΤΗΣ:

CCSRE

ΑΡΙΘΜΟΣ ΜΕΛΕΤΗΣ:

2006

ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ:

Όψεις

ΚΑΙΜΑΚΑ:

1 : 100

ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ ΥΠΟΒΟΛΗΣ:

Μάρτιος 2021

ΣΧΕΔΙΑΣΗ:

E.X.

ΕΛΕΓΧΟΣ:

E.X.

ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ:

Π -06



ΓΕΝΙΚΗ ΣΗΜΕΙΩΣΗ:
 Οι ακριβείς διαστάσεις θα μετρηθούν επί τόπου. Τα σχέδια θα διαβάζονται και πριν την έναρξη των εργασιών θα γίνεται συνεννόηση με τον Αρχιτέκτονα.

ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ:

υφιστάμενο υψόμετρο
 προτεινόμενο υψόμετρο
 υφιστάμενο υψόμετρο
 προτεινόμενο υψόμετρο

Ελενα Χριστοδουλου Λιασίδου
 ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΑΣ & μελετήτριας εσωτερικού χώρου
 Ι.Υ.Α.Υ. ΙΤΑΛΙΑΣ

KENENTY 67, νρ. 102 1076 - ΛΕΥΚΩΣΙΑ
 τηλ. 22446666, 99606370 φας, 22446668
 e-mail: ellech@cytanet.com.cy

Η μελέτη είναι πνευματική ιδιοκτησία του αρχιτέκτονα και βάση του νόμου απαγορεύεται αντιγραφή του έργου ή μέρους του.

ΤΥΠΟΣ ΜΕΛΕΤΗΣ:
Κτίριο γραφείων στην Λάρνακα

ΕΡΓΟΔΟΤΗΣ:
CCSRE

ΑΡΙΘΜΟΣ ΜΕΛΕΤΗΣ:
2006

ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ:
Τομές

ΚΑΙΜΑΚΑ:
1 : 100

ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ ΥΠΟΒΟΛΗΣ:
Μάρτιος 2021

ΣΧΕΔΙΑΣΗ:
E.X.

ΕΛΕΓΧΟΣ:
E.X.

ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ:
Π -07

οροφή
27.25 m

6ος όροφος
24.35 m

5ος όροφος
20.35 m

4ος όροφος
16.35 m

3ος όροφος
12.35 m

2ος όροφος
8.35 m

1ος όροφος
4.35 m

ισόγειο - πυλωτή
0.35 m

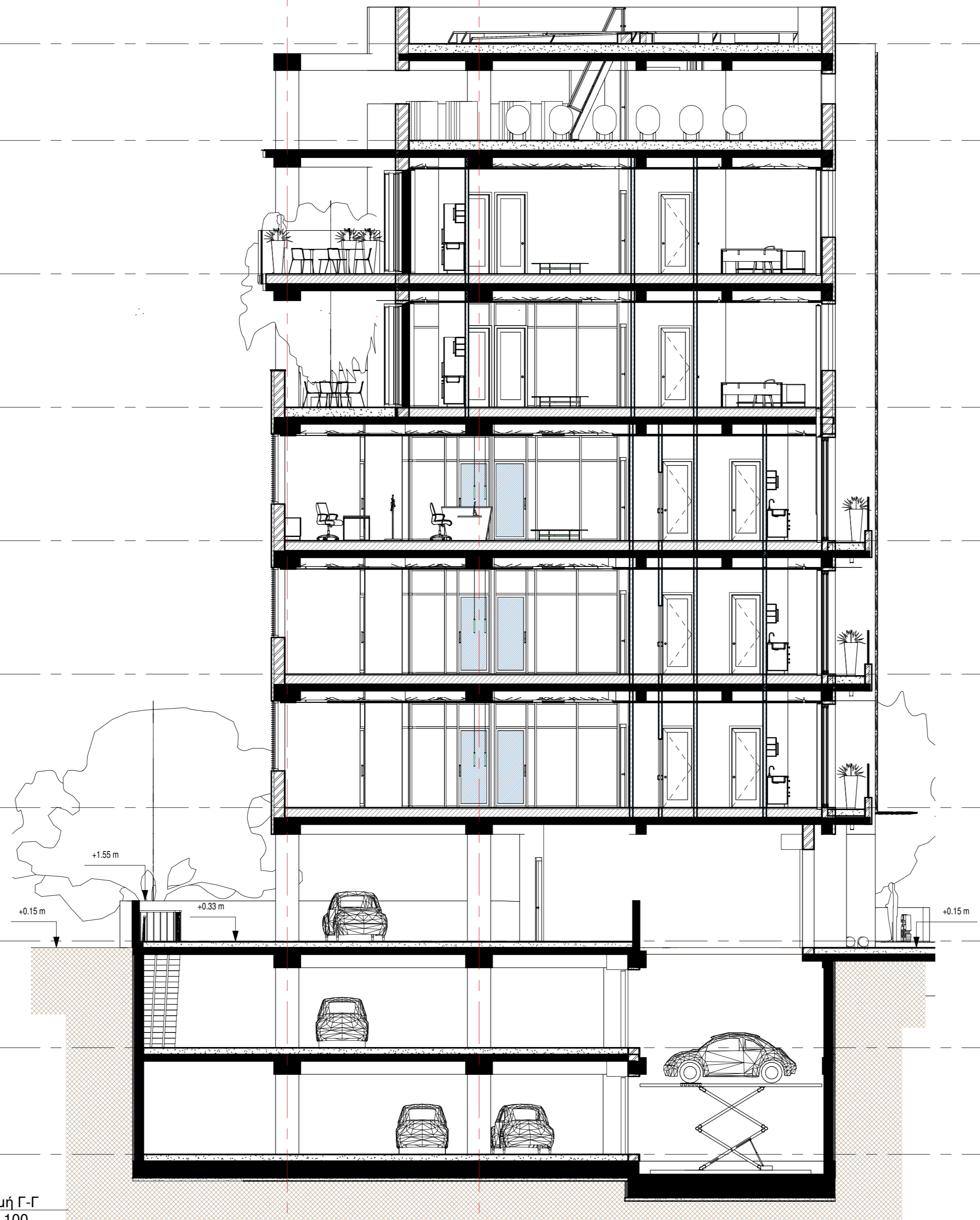
1ο υπόγειο
-2.85 m

2ο υπόγειο
-6.05 m

1 Τομή Γ-Γ
1 : 100

Y8'

Y7'



ΓΕΝΙΚΗ ΣΗΜΕΙΩΣΗ:

Οι ακριβείς διαστάσεις θα μετρηθούν επί τόπου. Τα σχέδια θα διαβάζονται και πριν την έναρξη των εργασιών θα γίνεται συνεννόηση με τον Αρχιτέκτονα.

ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ:

οφιστάμενο υψόμετρο

προτεινόμενο υψόμετρο

οφιστάμενο υψόμετρο

προτεινόμενο υψόμετρο

Ελενα
Χριστοδουλου
Λιασιδου

ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΑΣ & μελετητής εσωτερικού χώρου
I.U.A.V. ΙΤΑΛΙΑΣ

KENENTY 67, νρ. 102
1076 - ΛΕΥΚΩΣΙΑ

τηλ. 22446666, 99606370 φας, 22446668
e-mail: ellech@cytanet.com.cy

Η μελέτη είναι πνευματική ιδιοκτησία του αρχιτέκτονα και βάση του νόμου απαγορεύεται αντιγραφή του έργου ή μέρους του.

ΤΥΠΟΣ ΜΕΛΕΤΗΣ:

Κτίριο γραφείων στην
Λάρνακα

ΕΡΓΟΔΟΤΗΣ:

CCSRE

ΑΡΙΘΜΟΣ ΜΕΛΕΤΗΣ:

2006

ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ:

Τομές

ΚΛΙΜΑΚΑ:

1 : 100

ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ ΥΠΟΒΟΛΗΣ:

Μάρτιος 2021

ΣΧΕΔΙΑΣΗ:

E.X.

ΕΛΕΓΧΟΣ:

E.X.

ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ:

Π -08

4.8 Παράρτημα 8

Επιστολή του Τμήματος Περιβάλλοντος



ΚΥΠΡΙΑΚΗ ΔΗΜΟΚΡΑΤΙΑ

ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΓΕΩΡΓΙΑΣ, ΑΓΡΟΤΙΚΗΣ ΑΝΑΠΤΥΞΗΣ

ΚΑΙ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ

ΤΜΗΜΑ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ

1498 ΛΕΥΚΩΣΙΑ

Αρ. Φακ.: 02.10.011.014.003.070

Αρ. Τηλ.: 22408986

E-mail: pcharalambous@environment.moa.gov.cy

27 Σεπτεμβρίου 2022

ΜΕ ΗΛ. ΤΑΧΥΔΡΟΜΕΙΟ

Δημοτικό Μηχανικό Δήμου Λάρνακας (municipality@larnaka.com)

Θέμα: Ανέγερση εξαώροφης οικοδομής γραφειακής χρήσης της CCSRE Real Estate Company, στη Λάρνακα - Ανάγκη για Μελέτη Αποστράγγισης – Α64/21

Σε συνέχεια της επιστολής σας, με αρ. Τ.Υ.Α64/21 Ε1037 και ημερ. 05.08.2022, αναφορικά με το εν λόγω θέμα, έχω οδηγήσει να σας ενημερώσω για τα κάτωθι:

1. Στα πλαίσια της αξιολόγησης των περιβαλλοντικών επιπτώσεων που δύναται να έχει το εν λόγω έργο, αυτές πρέπει να εξεταστούν στη ολότητά τους και πριν την έκδοση της πολεοδομικής άδειας. Συνεπώς, η αξιολόγηση των πιθανών περιβαλλοντικών επιπτώσεων από τις εργασίες αποστράγγισης που θα λάβουν χώρα καθώς και τα μέτρα μετριασμού τους είναι απαραίτητα στοιχεία που πρέπει να ληφθούν υπόψη στο στάδιο αξιολόγησης της ΜΕΕΠ.
2. Τονίζεται ότι η Περιβαλλοντική Αρχή χρειάζεται στοιχεία που να είναι τεχνικώς επαρκή και επιστημονικά εμπειριστατωμένα ώστε να είναι σε θέση να ολοκληρώσει την αξιολόγηση των δυνητικών επιπτώσεων του έργου. Η ευθύνη παροχής αυτών των στοιχείων βαραίνει τον Κύριο του Έργου.
3. Αναγνωρίζοντας τα κωλύματα και τις ιδιαιτερότητες που αφορούν την συλλογή αυτών των στοιχείων για το εν λόγω έργο, κατ' εξαίρεση, το Τμήμα Περιβάλλοντος θα μπορούσε να βασιστεί στα απαραίτητα στοιχεία από την άμεσα γειτονική περιοχή του έργου, τα οποία να φέρουν κοινά υδρογεωλογικά χαρακτηριστικά, ώστε οι εκτιμήσεις που θα εκπορεύονται από αυτά να είναι αξιόπιστες.



4. Με βάση τα πιο πάνω στοιχεία πρέπει να ετοιμαστεί η Μελέτη Αποστράγγισης για το εν λόγω έργο, σύμφωνα με τον οδηγό του Τμήματος Περιβάλλοντος για την συγγραφή των μελετών που αφορούν έργα αποστράγγισης, που βρίσκεται αναρτημένος στην ιστοσελίδα του Τμήματος στην ακόλουθη διεύθυνση:

<http://www.moa.gov.cy/moa/environment/environmentnew.nsf/All/E5465AE94FFB2C80C225856F002AF890?OpenDocument>

Παρακαλείστε όπως ενημερώσετε τον Κύριο του Έργου για την ανάγκη υποβολής των πιο πάνω στοιχείων σε τρία (3) αντίγραφα σε έντυπη μορφή και τρία (3) αντίγραφα σε ηλεκτρονική μορφή, μέσω της Πολεοδομικής Αρχής.



Παναγιώτης Χαραλάμπους,

για Διευθυντή

Κοιν.: Έλενα Χριστοδούλου (elena@eclarchitects.com)

