



ΑΡΙΣΤΟΤΕΛΕΙΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗΣ  
ΤΜΗΜΑ ΓΕΩΛΟΓΙΑΣ  
ΤΟΜΕΑΣ ΤΕΚΤΟΝΙΚΗΣ, ΙΣΤΟΡΙΚΗΣ ΚΑΙ ΕΦΑΡΜΟΣΜΕΝΗΣ ΓΕΩΛΟΓΙΑΣ



ΑΛΕΞΙΑΔΟΥ ΑΡΓΥΡΟΥΛΑ

ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΔΥΝΑΜΙΚΟΥ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ ΜΕ ΒΑΣΗ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΠΟ  
ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΕΣ ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ ΜΕ ΕΠΙ ΤΟΠΟΥ ΔΟΚΙΜΕΣ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗ  
2023

[1]





ΑΛΕΞΙΑΔΟΥ ΑΡΓΥΡΟΥΛΑ  
Φοιτήτρια Τμήματος Γεωλογίας, ΑΕΜ: 5789

ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΔΥΝΑΜΙΚΟΥ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ ΜΕ ΒΑΣΗ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΠΟ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΕΣ  
ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ ΜΕ ΕΠΙ ΤΟΠΟΥ ΔΟΚΙΜΕΣ

Υποβλήθηκε στο Τμήμα Γεωλογίας, Τεκτονικής, Ιστορικής και Εφαρμοσμένης  
Γεωλογίας

**Επιβλέπων:**

Γεώργιος Παπαθανασίου, Επίκουρος καθηγητής του Τμήματος Γεωλογίας του  
Αριστοτελείου Πανεπιστημίου Θεσσαλονίκης



© Αλεξιάδου Αργυρούλα, Τμήμα Γεωλογίας Α.Π.Θ., Τομέας Τεκτονικής, Ιστορικής και Εφαρμοσμένης Γεωλογίας, 2023

Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος.

ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΔΥΝΑΜΙΚΟΥ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ ΜΕ ΒΑΣΗ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΠΟ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΕΣ ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ ΜΕ ΕΠΙ ΤΟΠΟΥ ΔΟΚΙΜΕΣ – *Διπλωματική Εργασία*

© Alexiadou Argyroula, School of Geology, Department of Dept. of Structural, Historical & Applied Geology, 2023

All rights reserved.

EVALUATION OF LIQUEFACTION BASED ON DATA FROM GEOTECHNICAL DRILLING WITH TESTS ON THE SPOT – *Bachelor Thesis*

Απαγορεύεται η αντιγραφή, αποθήκευση και διανομή της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό. Επιτρέπεται η ανατύπωση, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό την προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα. Ερωτήματα που αφορούν τη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς το συγγραφέα.

Οι απόψεις και τα συμπεράσματα που περιέχονται σε αυτό το έγγραφο εκφράζουν το συγγραφέα και δεν πρέπει να ερμηνευτεί ότι εκφράζουν τις επίσημες θέσεις του Α.Π.Θ.



## Περιεχόμενα

ΠΕΡΙΛΗΨΗ .....	6
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 <sup>ο</sup> : ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	6
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 <sup>ο</sup> : ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΩΝ .....	6
2.1 Μηχανισμός πρόκλησης ρευστοποίησης .....	7
2.2 Διαδικασία ρευστοποίησης .....	7
2.3 Προϋποθέσεις πρόκλησης ρευστοποίησης .....	9
2.3.1 Γεωμορφολογικά κριτήρια.....	9
2.3.2 Κοκκομετρική σύσταση και φυσικά χαρακτηριστικά των εδαφών .....	11
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 <sup>ο</sup> : ΜΕΘΟΔΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΚΙΝΔΥΝΟΥ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ .....	12
3.1 Μέθοδος εκτίμησης κινδύνου ρευστοποίησης βασιζόμενη σε εμπειρικές σχέσεις μεγέθους σεισμικής δόνησης και απόστασης.....	12
3.1.1 Συσχέτιση μεγέθους σεισμού με την επικεντρική απόσταση της θέσης εμφάνισης ρευστοποίησης.....	13
3.1.2 Συσχέτιση μεγέθους σεισμού με την απόσταση της θέσης εμφάνισης ρευστοποίησης από το σεισμογόνο ρήγμα .....	14
3.2 Ερωτήματα αναφορικά με την αξιοπιστία της παραπάνω μεθόδου .....	15
3.3 Μέθοδος εκτίμησης του κινδύνου ρευστοποίησης βασιζόμενη στην προσέγγιση των κυκλικών τάσεων (Cyclic stress approach).....	16
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 <sup>ο</sup> : ΕΔΑΦΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΙΣ– ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΕΙΣ ΛΟΓΩ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ .....	22
4.1 Εμπειρικές μέθοδοι υπολογισμού πλευρικών μετατοπίσεων .....	22
4.1.1 Μέθοδος Hamada et al. (1986) .....	22
4.1.2 Μέθοδος Youd και Perkins (1987) .....	23
4.1.3 Μέθοδος Youd et al. (2002).....	23
4.1.4 Μέθοδος Bardet et al. (1999) .....	24
4.2 Εδαφική ταλάντωση .....	25
4.3 Καθίζηση κορεσμένων άμμων .....	25
4.4 Επιφανειακές εμφανίσεις ρευστοποίησης – Κώνοι άμμου (Sand boils).....	26
4.4.1 Μέθοδος Ishihara (1985) .....	26
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 <sup>ο</sup> : ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗ ΣΤΟ CHRISTCHURCH ΤΗΣ ΝΕΑΣ ΖΗΛΑΝΔΙΑΣ .....	27
5.1 Η γεωλογία του Christchurch.....	27
5.2 Οι αλλουβιακές αποθέσεις στο Christchurch .....	29
5.2.1 Port Hills.....	29
5.2.2 Διαμόρφωση της πεδιάδας του Christchurch.....	30
5.3 Οι σεισμοί του Christchurch .....	31
5.4 Αστοχίες που προκάλεσαν οι σεισμοί.....	32
5.5 Ρευστοποίηση στο Christchurch.....	35

Η παρούσα πτυχιακή εργασία πραγματεύεται την αξιολόγηση του φαινομένου ρευστοποίησης με βάση στοιχεία από επί τόπου δοκιμές. Σκοπός αυτής της εργασίας ήταν η μελέτη του φαινομένου, οι προϋποθέσεις που πρέπει να πληρούνται για την εμφάνιση του, οι εδαφικοί σχηματισμοί που είναι επιδεκτικοί στο φαινόμενο και τέλος, οι αστοχίες λόγω του φαινομένου της ρευστοποίησης. Στο πρώτο μέρος αυτής της εργασίας, γίνεται μια εισαγωγή στο τι είναι η ρευστοποίηση, σε ποιους σχηματισμούς συναντάται και τι συνέπειες μπορεί να προκαλέσει το φαινόμενο, ανάλογα την ένταση του. Στο δεύτερο μέρος, αναλύονται τα φαινόμενα ρευστοποίησης στην πόλη του Christchurch της Νέας Ζηλανδίας. Ξεκινώντας από το γεωλογικό υπόβαθρο της περιοχής και τη γεωμορφολογία της, αναφέρονται οι τέσσερις μεγάλοι σεισμοί, οι οποίοι προκάλεσαν τη ρευστοποίηση, με τις αντίστοιχες αστοχίες υλικές και μη. Τέλος, παρουσιάζονται ενδεικτικά πέντε γεωτρήσεις από την ευρύτερη περιοχή του Christchurch, με τα χαρακτηριστικά τους. Με βάση τα χαρακτηριστικά αυτά, και τις μεθοδολογίες των Robertson (NCEER 2001), Robertson (2009), Idriss & Boulanger (2008), Moss et al. (2006), Boulanger & Idriss (2014), επισυνάπτονται τα διαγράμματα με το δυναμικό ρευστοποίησης και την καθίζηση, καθώς και επεξηγήσεις αυτών.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1<sup>ο</sup>: ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Κεφάλαιο 2: Αρχικά, περιγράφεται το φαινόμενο της ρευστοποίησης, καθώς και ο μηχανισμός πρόκλησης του. Στη συνέχεια, αναλύεται η διαδικασία ρευστοποίησης των εδαφικών σχηματισμών και οι παράγοντες πρόκλησης του φαινομένου. Στο τέλος του κεφαλαίου, επισημαίνεται η σημασία που έχουν τα γεωμορφολογικά κριτήρια στην επιδεκτικότητα ενός σχηματισμού σε ρευστοποίηση.

Κεφάλαιο 3: Η ρευστοποίηση ενός σχηματισμού προκαλείται είτε από τα χαρακτηριστικά της δόνησης (ένταση και διάρκεια), είτε από την επιδεκτικότητα ενός σχηματισμού σε αυτή. Προκειμένου να εκτιμηθεί η επικινδυνότητα του φαινομένου, έχουν εφαρμοστεί δύο μέθοδοι, οι οποίες αναλύονται στη συνέχεια του κεφαλαίου.

Κεφάλαιο 4: Σύμφωνα με επιστημονικές μελέτες καταγράφονται τέσσερις κατηγορίες εδαφικών παραμορφώσεων, με τους αντίστοιχους μηχανισμούς γένεσης κι επιπλέον, αναφέρονται οι επιπτώσεις του φαινομένου στους εδαφικούς σχηματισμούς, που είναι επιδεκτικοί σε ρευστοποίηση.

Κεφάλαιο 5: Το τελευταίο κεφάλαιο, έχει ως θέμα το φαινόμενο ρευστοποίησης στην πόλη του Christchurch της Νέας Ζηλανδίας. Γίνεται μια εισαγωγή στη γεωλογία της περιοχής, στη συνέχεια αναφέρονται με χρονολογική σειρά οι σεισμοί οι οποίοι έλαβαν χώρα στην περιοχή, καθώς και οι αστοχίες που προκλήθηκαν λόγω ρευστοποίησης. Τέλος, γίνεται αξιολόγηση του δυναμικού ρευστοποίησης και της καθίζησης, με βάση στοιχεία από γεωτρήσεις που έλαβαν χώρα στην περιοχή του Christchurch.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2<sup>ο</sup>: ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΩΝ

Πολλοί τεχνικογεωλόγοι έχουν αναπτύξει διάφορες θεωρίες για τα φαινόμενα ρευστοποίησης. Η ρευστοποίηση ορίζεται ως η μείωση της αντοχής ενός υλικού λόγω της αύξησης της πίεσης των πόρων, με αποτέλεσμα τη μετατροπή ενός κορεσμένου, χαλαρού κοκκώδους υλικού από στερεή σε ρευστή κατάσταση (Youd, 1973). Η απώλεια αντοχής μπορεί να οδηγήσει σε μόνιμη παραμόρφωση του εδάφους και αστοχία σε υπάρχουσες κατασκευές (Μελικουνάκης, 2021). Η ρευστοποίηση που συμβαίνει κάτω από κτήρια και άλλες κατασκευές μπορεί να προκαλέσει υλικές καταστροφές κατά τη διάρκεια σεισμών (Montalvo, 2020).

Για παράδειγμα, ο σεισμός του Niigata στην Ιαπωνία, τον Ιούνιο του 1964 προκάλεσε εκτεταμένη ρευστοποίηση στην περιοχή. Σημειώθηκαν 26 θάνατοι και 447 τραυματισμοί. Όσον αφορά τις αστοχίες σε κτήρια, ο αριθμός τους ανήλθε σε 522. Η Εικόνα 1 είναι μια εικόνα ενός συγκροτήματος πολυκατοικιών στο Kawagishi-cho στην πόλη Niigata, η οποία ελήφθη από αεροπλάνο. Παρατηρείται ότι ένα κτίριο στο κέντρο του χώρου έχει ανατραπεί εντελώς και όλα τα άλλα κτήρια έχουν πάρει κλίση προς διάφορες κατευθύνσεις. Αυτό το γεγονός της ανατροπής έκανε τον σεισμό της Niigata διαβόητο. Ένα ακόμη χαρακτηριστικό του σεισμού της Niigata ήταν η εμφάνιση ρωγμών στην επιφάνεια του εδάφους. Το πλάτος της μεγαλύτερης ρωγμής ήταν περίπου 2,5 μέτρα (Ohsaki, 1966).



Εικόνα 1: Αστοχία κτιρίου λόγω ρευστοποίησης (USGS, 2014)

Στην συνέχεια ακολουθεί μια πιο ολοκληρωμένη περιγραφή της ρευστοποίησης, όσον αφορά τον μηχανισμό πρόκλησης, την διαδικασία της ρευστοποίησης αλλά και τις βασικές αρχές του φαινομένου (Μελιγκουνάκης, 2021).

### 2.1 Μηχανισμός πρόκλησης ρευστοποίησης

Οι δονήσεις δυναμικού τύπου, όπως για παράδειγμα, οι σεισμικές ταλαντώσεις προκαλούν αύξηση της πίεσης των πόρων μη συνεκτικών κορεσμένων εδαφικών σχηματισμών, η οποία μπορεί να επιφέρει τη μείωση έως και την απώλεια της διατμητικής αντοχής του υλικού υπό αστράγγιστες συνθήκες, δημιουργώντας το φαινόμενο της ρευστοποίησης. Η διαδικασία αυτή παρατηρείται κυρίως σε ομοιόμορφα, χαλαρά, λεπτόκοκκα έως μεσοκοκκώδη ιζήματα. Ο όρος που χρησιμοποιείται για την περιγραφή αυτής της κατάστασης είναι ρευστοποίηση εδαφικών σχηματισμών. Στην πραγματικότητα με τον γενικό όρο της ρευστοποίησης περιγράφονται δύο διαφορετικές καταστάσεις οι οποίες διακρίνονται, με βάση το μηχανισμό σχηματισμού, σε δύο γενικές κατηγορίες: την εδαφική ροή (flow failure) και την ανακυκλιζόμενη κινητικότητα (cyclic mobility) (Μελιγκουνάκης, 2021).

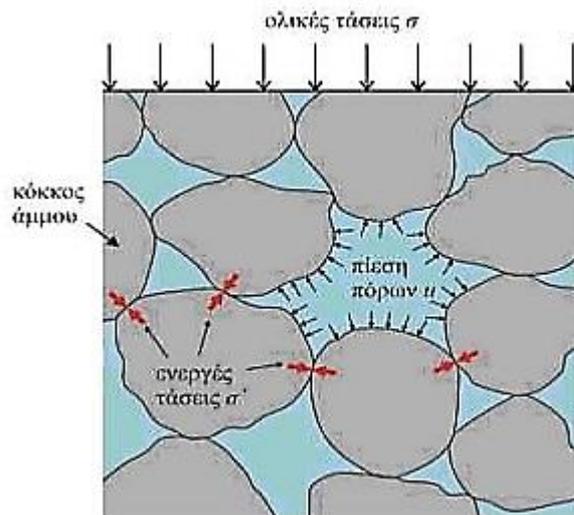
### 2.2 Διαδικασία ρευστοποίησης

Τα χαλαρά, κοκκώδη στρώματα του εδάφους τείνουν να συμπιέζονται ή να αλλάζουν με άλλο τρόπο τον όγκο όταν υποβάλλονται σε περιοδικές δονήσεις, όπως ένας σεισμός. Συγκεκριμένα, στοχεύει να μετακινήσει τα σωματίδια που αποτελούν το υλικό του εδάφους

προκειμένου να μειωθούν τα κενά μεταξύ τους. Ωστόσο, για κορεσμένα χαλαρά εδάφη σε αστράγγιστες συνθήκες, αυτή η κίνηση εμποδίζεται από την παρουσία νερού σε αυτά τα κενά. Ως αποτέλεσμα της μεταφοράς αυτής της πίεσης στο νερό των πόρων, παρατηρείται απότομη αύξηση της πίεσης των πόρων  $u$  λόγω μιας μη αναστρέψιμης κατάστασης χωρίς αποστράγγιση. Μια διαδοχική αύξηση στο  $u$  αντιστοιχεί σε μείωση της διατμητικής αντοχής του εδάφους έως ότου αυτή μηδενιστεί, σύμφωνα με το νόμο του Coulomb.

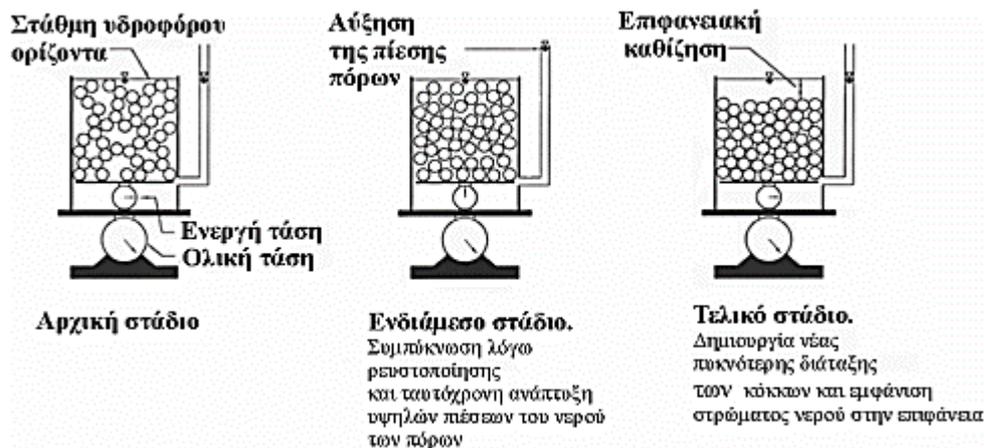
$$\tau = \sigma'_v \tan \phi' \quad (1)$$

όπου  $\sigma'_v = \sigma - u$ , ( $\sigma$ : τάση,  $\sigma'_v$ : ενεργή τάση),  $\phi'$ : ενεργή γωνία τριβής,  $u$ : πίεση πόρων. Εφόσον μιλάμε για μη συνεκτικά εδάφη, συνοχή  $c=0$ . Κατά τη διάρκεια αυτού του σταδίου, που ονομάζεται ολική ρευστοποίηση, η πίεση του νερού των πόρων που δεν έχει εξέλθει από το σχηματισμό διατηρεί τον όγκο του σχηματισμού σε απόκριση στην πίεση του υπερκείμενου σχηματισμού. Ταυτόχρονα, οι δυνάμεις συνοχής μεταξύ των σωματιδίων, που αποτελούν τη δομή του εδάφους, καταστράφηκαν και ως αποτέλεσμα, το έδαφος άρχισε να συμπεριφέρεται σαν υγρό.



Σχήμα 1: Ενεργές τάσεις εδάφους (Μελικουνάκης, 2021)

Τότε η εκτόνωση της πίεσης του νερού των πόρων οδηγεί σε αύξηση της πυκνότητας του εδάφους και ταυτόχρονη μείωση του όγκου του. Λόγω της μεγάλης υδραυλικής κλίσης, η ποσότητα του νερού που απομένει στα ιζήματα ρέει στην επιφάνεια, μεταφέροντας το υλικό του εδάφους. Ο χρόνος που χρειάζεται για να αποκατασταθεί η υδραυλική ισορροπία μέσα στη στήλη είναι ένας παράγοντας για το πόσο χρόνο χρειάζεται αυτή η ροή για να φτάσει στην επιφάνεια. Ως εκ τούτου, είναι πολύ συνηθισμένο η ροή αυτή να συνεχίζεται ακόμη και μετά το τέλος του σεισμού (Παπαθανασίου, 2006).



Σχήμα 2: Αναδιάταξη κόκκων εδαφικού σχηματισμού λόγω ρευστοποίησης του (Obermeier et al., 2005, τροποποιημένο από Παπαθανασίου, 2006)

### 2.3 Προϋποθέσεις πρόκλησης ρευστοποίησης

Η εκτίμηση του δυναμικού ρευστοποίησης ενός γεωλογικού σχηματισμού είναι μία από τις πιο σημαντικές γεωτεχνικές έρευνες που διεξάγονται στο πλαίσιο μελετών σεισμικού κινδύνου ανά περιοχή. Προκειμένου να εκτιμηθεί το δυναμικό ρευστοποίησης, το έδαφος πρέπει να πληροί ορισμένες προϋποθέσεις. Η μελέτη πρέπει να διεξαχθεί πριν την αξιολόγηση του δυναμικού ρευστοποίησης του εν λόγω σχηματισμού. Από το αποτέλεσμα της προκαταρκτικής μελέτης της επιδεκτικότητας σε ρευστοποίηση του σχηματισμού, λαμβάνεται απόφαση για το αν θα διερευνηθεί περαιτέρω ο κίνδυνος ρευστοποίησης των εδαφών αυτών. Επιδεκτικότητα ενός εδαφικού σχηματισμού σε ρευστοποίηση ορίζεται η ικανότητα του εδάφους να ρευστοποιείται υπό ορισμένες συνθήκες. Από μελέτες ιστορικών περιστατικών, κυρίως συσχετισμοί γεωλογικών, υδρογεωλογικών και γεωφυσικών ιδιοτήτων των εδαφικών υλικών, έχουν θεσπιστεί κριτήρια για την επιδεκτικότητα του εδάφους σε ρευστοποίηση και περιγράφονται λεπτομερώς παρακάτω (Μελιγκουνάκης, 2021).

#### 2.3.1 Γεωμορφολογικά κριτήρια

Σημαντικό ρόλο στην επιδεκτικότητα ενός σχηματισμού σε ρευστοποίηση παίζουν οι συνθήκες ιζηματογένεσης. Εάν οι συνθήκες επιτρέπουν την απόθεση ομοιόμορφου, ταξινομημένου σχηματισμού σε χαλαρή φάση, αυτό συνεπάγεται υψηλή επιδεκτικότητα στην απόθεση. Επομένως, ποτάμια, κολούβια και αιολικά ιζήματα όταν βρίσκονται σε στάδια κορεσμού, είναι επιδεκτικά σε ρευστοποίηση (Kramer, 1996). Φαινόμενα ρευστοποίησης έχουν βρεθεί σε σπάνιους αλλουβιακούς σχηματισμούς, αλλουβιακές πεδιάδες και αποθέσεις δέλτα. Τα ανθρωπογενή ιζήματα, δηλαδή τα επιχώματα, τα φίλτρα φραγμάτων κ.λπ., τα οποία δεν συμπιέζονται μετά την τοποθέτησή τους, ταξινομούνται ως εδάφη επιδεκτικά σε ρευστοποίηση, όταν είναι κορεσμένα. Παρακάτω, στον πίνακα 1 φαίνεται το δυναμικό ρευστοποίησης των στρωμάτων με βάση τις γεωμορφολογικές συνθήκες (τροποποιημένο από Παπαθανασίου, 2006).

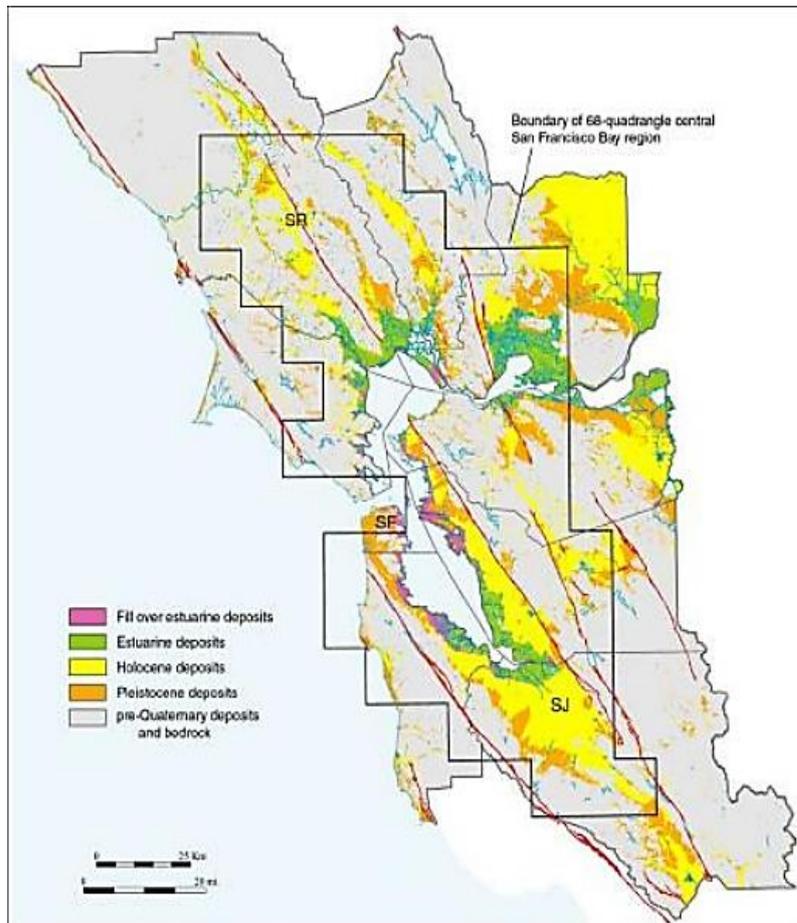
Κατηγορία	Γεωμορφολογικές ενότητες	Δυναμικό ρευστοποίησης
(Α)	Πρόσφατος ποτάμιος βυθός, παλιός ποτάμιος βυθός, βάλτος	Υψηλή πιθανότητα ρευστοποίησης

(Β)	Ριπίδια, ποτάμεις, προσχώσεις, πλημμυρικές πεδιάδες	Πιθανότητα ρευστοποίησης
(Γ)	Λόφοι βουνά	Μη ρευστοποιήσιμα

Πίνακας 1: Ταξινόμηση εδαφών ως προς την επιδεκτικότητα με βάση γεωμορφολογικά κριτήρια (Iwasaki, 1986)

### Γεωλογική ηλικία εδαφικών σχηματισμών

Τα χαλαρά ιζήματα και τα αμμώδη ιζήματα με κορεσμένα εδάφη είναι πιο επιδεκτικά σε ρευστοποίηση από ό,τι τα πυκνά ή πλαστικά εδάφη (Youd 1998). Τα εδάφη συμπυκνώνονται με την πάροδο του χρόνου (π.χ. από το βάρος των υπερκείμενων στρωμάτων), γεγονός που αυξάνει τη συνοχή των ιζημάτων και συνεπώς την αντίστασή τους σε ρευστοποίηση. Ως αποτέλεσμα, ιζήματα μικρής γεωλογικής ηλικίας είναι πιο επιδεκτικά σε ρευστοποίηση από ό,τι παλαιότερα ιζήματα. Η ρευστοποίηση σε εδάφη που σχηματίστηκαν κατά το Πλειστόκαινο είναι σπάνιο φαινόμενο, ενώ δεν έχει παρατηρηθεί ρευστοποίηση εδαφών που σχηματίστηκαν πριν από το Πλειστόκαινο (Obermeier, 1996). Στην πραγματικότητα, όσο παλαιότερα είναι τα εδάφη, τόσο μεγαλύτερη είναι η σεισμική δόνηση που απαιτείται για να προκληθεί ρευστοποίηση όταν είναι κορεσμένα (τροποποιημένο από Φαρμάκης, 2019).



Εικόνα 2: Χάρτης της περιοχής κόλπου του San Francisco, όπου φαίνεται η κατανομή των αποθέσεων του που είναι εν δυνάμει ρευστοποιήσιμες λόγω της ηλικίας και του περιβάλλοντος απόθεσής τους (Witter et al., 2006, τροποποιημένο από Φαρμάκης, 2019)

### Στάθμη Υδροφόρου Ορίζοντα

Απαραίτητη προϋπόθεση για την ρευστοποίηση ενός εδαφικού σχηματισμού, είναι να βρίσκεται σε κορεσμένη κατάσταση. Αυτό συμβαίνει όταν το έδαφος βρίσκεται υπό του

υδροφόρου ορίζοντα. Η ρευστοποίηση εκδηλώνεται, στις περισσότερες περιπτώσεις, όταν ο υδροφόρος ορίζοντας βρίσκεται κοντά στην στάθμη του εδάφους. Η επιδεκτικότητα προς ρευστοποίηση ενός εδαφικού σχηματισμού ελαττώνεται, όσο πιο χαμηλά είναι η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα (Φαρμάκης, 2019).

Από γεωτεχνικές έρευνες που διεξήχθησαν σε θέσεις εμφάνισης ρευστοποίησης, βγήκε το συμπέρασμα ότι η πλειονότητα των περιπτώσεων εξελίχθηκε σε περιοχές, όπου η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα βρισκόταν μέχρι τα 3 μέτρα βάθος από την επιφάνεια του εδάφους. Κάποιες εμφανίσεις συνδέονται με βάθος στάθμης μέχρι τα 10 μέτρα, ενώ ελάχιστα είναι τα περιστατικά ρευστοποίησης σε θέσεις, όπου η υδροστατική στάθμη ανέρχεται σε βάθη μεγαλύτερα των 15 μέτρων (Youd, 1998). Στη συνέχεια, ο Πίνακας 2 που ακολουθεί, εμφανίζει τη σχέση του βάθους της στάθμης του υδροφόρου ορίζοντα από την επιφάνεια με την επιδεκτικότητα σε ρευστοποίηση (Youd 1998, τροποποιημένο από Φαρμάκης, 2019).

Βάθος στάθμης υδροφόρου ορίζοντα από την επιφάνεια	Επιδεκτικότητα σε ρευστοποίηση
<3m	Πολύ υψηλή
3m έως 6m	Υψηλή
6m έως 10m	Μέτρια
10m έως 15m	Χαμηλή
>15m	Πολύ χαμηλή

Πίνακας 2: Επιδεκτικότητα σε ρευστοποίηση ανάλογα με το βάθος της στάθμης του υδροφόρου ορίζοντα (Youd, 1998, τροποποιημένο από Φαρμάκης, 2019)

### Ιστορικά Κριτήρια

Στοιχεία από ιστορικές καταγραφές σε όλο τον κόσμο δείχνουν ότι η ρευστοποίηση λαμβάνει χώρα συχνά στην ίδια περιοχή κατά τη διάρκεια δύο ή περισσότερων σεισμών (Φαρμάκης, 2019).

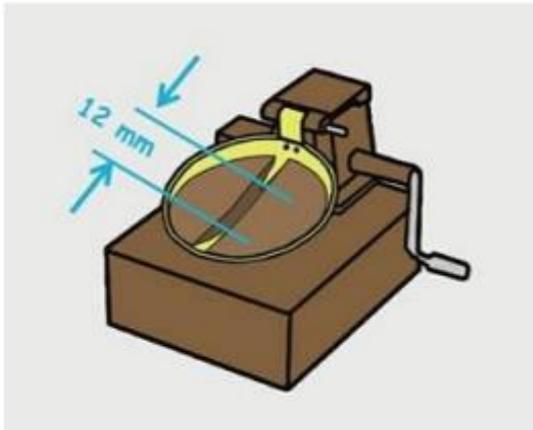
Πειραματικά στοιχεία δείχνουν ότι η διαδικασία ρευστοποίησης του εδάφους λαμβάνει χώρα σταδιακά από κάτω προς τα πάνω, με αποτέλεσμα τη στιγμή ενός σεισμού, να ρευστοποιείται μόνο ένα μικρό μέρος του στρώματος. Στη συνέχεια, συμπυκνώνεται κι έτσι, η ρευστοποίηση και η επακόλουθη συμπύκνωση μπορεί να επαναληφθεί πολλές φορές μέχρι να ολοκληρωθεί η διαδικασία συμπύκνωσης (μέχρι δηλαδή η σχετική πυκνότητα να φτάσει τη μέγιστη τιμή της  $Dr,max$ ), όπου το στρώμα έχει επαρκή πυκνότητα ώστε να μην υπόκειται πλέον σε ρευστοποίηση (Φαρμάκης, 2019).

### 2.3.2 Κοκκομετρική σύσταση και φυσικά χαρακτηριστικά των εδαφών

Τα κορεσμένα αμμώδη εδάφη με σχετικά μικρή περιεκτικότητα σε λεπτόκοκκα (ιλύς, άργιλος διαμέτρου ως  $0,075\text{ mm}$ ) είναι κατά κανόνα επιδεκτικά σε ρευστοποίηση όταν υποβάλλονται σε ανακυκλική/σεισμική φόρτιση υπό αστράγγιστες συνθήκες. Όσον αφορά τα πιο αδρόκοκκα εδάφη (χαλικώδεις σχηματισμοί), συμπεριφέρονται παρόμοια με τους αμμώδεις. Αυτό σημαίνει ότι είναι επίσης επιδεκτικοί στην ανάπτυξη υπερπίεσης των πόρων λόγω ανακυκλικής φόρτισης και κατ' επέκταση στην εκδήλωση ρευστοποίησης. Ωστόσο, θεωρούνται λιγότερο επιδεκτικοί από τους αμμώδεις σχηματισμούς, αφού διαφοροποιούνται ως προς την διαπερατότητα και το μέγεθος των κόκκων τους. Συγκεκριμένα, λόγω της μεγάλης διαπερατότητάς τους μπορούν να εκτονώσουν ακαριαία την πίεση του νερού των πόρων και επίσης, το μέγεθος των κόκκων τους καθιστά εξαιρετικά δύσκολο το σχηματισμό πολύ χαλαρών σχηματισμών κι επομένως πολύ υψηλής επιδεκτικότητας σε ρευστοποίηση.

Όριο υδαρότητας (LL):

Ορίζεται ως η περιεκτικότητα του εδάφους σε νερό κατά την χρονική στιγμή που το έδαφος μεταβαίνει από την πλαστική στην υδαρή κατάσταση (Παπαθανασίου, 2022). Το LL προσδιορίστηκε με χρήση της συσκευής Casagrande (ASTM D4318) (Κόφφα, 2012):



Εικόνα 3: Συσκευή Casagrande (ASTM D4318) (Παπαθανασίου, 2022)

Όριο πλαστικότητας (PL):

Αντιστοιχεί στο χαμηλότερο ποσοστό υγρασίας στο οποίο το έδαφος μεταβαίνει από την πλαστική στην ημιστερεή κατάσταση. Πέραν του σημείου αυτού χάνει τις πλαστικές του ιδιότητες (Παπαθανασίου, 2022). Ο προσδιορισμός γίνεται με την εύρεση της περιεχόμενης υγρασίας σε εδαφικό δείγμα (Κόφφα, 2012).

Δείκτης πλαστικότητας (PI):

Ορίζεται ως η περιοχή ανάμεσα στο όριο υδαρότητας και στο όριο πλαστικότητας ( $PI = LL - PL$ ), όπου το υλικό είναι εύπλαστο (Παπαθανασίου, 2022).

Δείκτης υδαρότητας (LI):

Ορίζεται ως η περιεκτικότητα του εδάφους σε νερό κατά την χρονική στιγμή που το έδαφος μεταβαίνει από την πλαστική στην υδαρή κατάσταση (Παπαθανασίου, 2022).

### ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3<sup>ο</sup>: ΜΕΘΟΔΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΚΙΝΔΥΝΟΥ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ

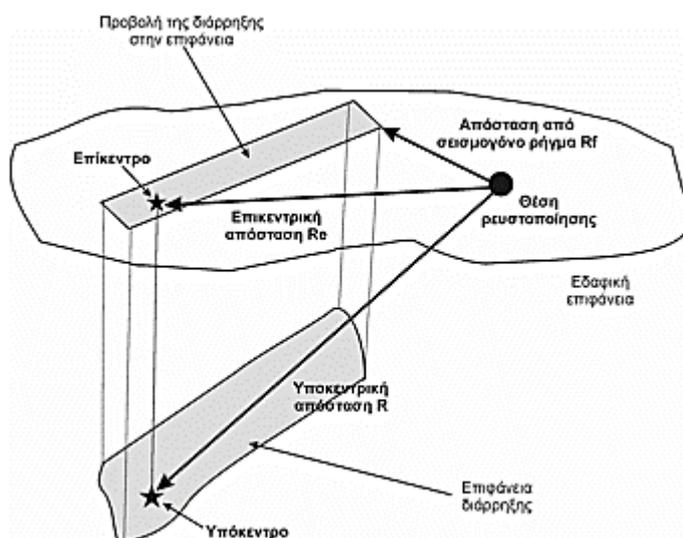
Δύο παράγοντες που μπορούν να προκαλέσουν ρευστοποίηση ενός σχηματισμού είναι τα χαρακτηριστικά της δόνησης (ένταση και διάρκεια) και η επιδεκτικότητα ενός συγκεκριμένου σχηματισμού στη ρευστοποίηση. Δύο μέθοδοι έχουν εφαρμοστεί ευρέως για την εκτίμηση του κινδύνου ρευστοποίησης. Η πρώτη μέθοδος βασίζεται σε εμπειρικές σχέσεις υπολογισμού του κινδύνου ρευστοποίησης των σχηματισμών σε μια τοποθεσία με βάση την απόσταση R από το επίκεντρο της μελλοντικής σεισμικής δόνησης μεγέθους M. Η δεύτερη έχει προκύψει από την επεξεργασία δεδομένων επί τόπου δοκιμών σε θέσεις εμφάνισης ή μη ρευστοποίησης και βασίζεται τόσο στα γεωτεχνικά χαρακτηριστικά των εδαφών όσο και στα χαρακτηριστικά της σεισμικής δόνησης (Παπαθανασίου, 2006).

#### 3.1 Μέθοδος εκτίμησης κινδύνου ρευστοποίησης βασιζόμενη σε εμπειρικές σχέσεις μεγέθους σεισμικής δόνησης και απόστασης

Ένα από τα βασικά βήματα για την οριστική εκτίμηση της επιδεκτικότητας ρευστοποίησης μιας περιοχής είναι η καταγραφή των σημείων όπου έχει εμφανιστεί ρευστοποίηση στο παρελθόν. Επιστήμονες σε όλο τον κόσμο μελετούν και διερευνούν την ρευστοποίηση που

προκαλείται από τη συσχέτιση μεταξύ της κατανομής αυτών των θέσεων και του μεγέθους της σεισμικής δόνησης. Στόχος αυτών των μελετών είναι να προσδιοριστεί η μέγιστη απόσταση από το επίκεντρο της σεισμικής δόνησης ή από το ρήγμα που προκαλεί τον σεισμό, των θέσεων όπου έχει εμφανιστεί ρευστοποίηση. Οι μεθοδολογίες που βασίζονται στον υπολογισμό της επικεντρικής απόστασης  $R_e$ , η οποία είναι η απόσταση μεταξύ της θέσης της ρευστοποίησης και του επικέντρου, είναι ανεπαρκείς για μικρούς σεισμούς, καθώς μικρές αποκλίσεις στη θέση του επικέντρου μπορεί να προκαλέσουν μεγάλα σφάλματα στον υπολογισμό της επικεντρικής απόστασης (Ambraseys, 1988)

Σύμφωνα με τον Ambraseys (1988), ως  $R_f$  ορίζεται η απόσταση από το ρήγμα που προκάλεσε τον σεισμό. Για τα ρήγματα οριζόντιας μετατόπισης και τα κανονικά ρήγματα, ως σεισμική πηγή ορίζεται ως το μήκος  $L$  του επιφανειακού ρήγματος. Εάν δεν υπάρχει επιφανειακό ρήγμα, το επίκεντρο είναι το μήκος του κεντρικού άξονα της περιοχής που καθορίζεται από την κατανομή των πηγών των μετασεισμών κατά την πρώτη ώρα της μετασεισμικής ακολουθίας. Για σεισμούς με ανάστροφα σεισμικά ρήγματα, το επίκεντρο είναι η περιοχή όπου σημειώθηκε ανύψωση λόγω της επιφάνειας του εδάφους (τροποποιημένο από Παπαθανασίου, 2006).



Σχήμα 3: Ερμηνευτικό σχήμα υπολογισμού της επικεντρικής απόστασης και της απόστασης από το σεισμικό ρήγμα (Παπαθανασίου, 2006)

### 3.1.1 Συσχέτιση μεγέθους σεισμού με την επικεντρική απόσταση της θέσης εμφάνισης ρευστοποίησης

Οι Papadopoulos και Lefkopoulos (1993) πρότειναν μια εξίσωση υπολογισμού της επικεντρικής απόστασης ρευστοποίησης έναντι του μεγέθους σεισμικής ροπής:

$$M_w = -0.44 + 3.10 - 8 \times R_{e_{max}} + 0.98 \log(R_{e_{max}}) \quad (2) \quad R_{e_{max}} \text{ σε cm}$$

Οι ίδιοι ερευνητές, προχώρησαν στη δημοσίευση (Papadopoulos και Lefkopoulos, 1993) εμπειρικών σχέσεων οι οποίες αφορούν μόνο τον ελληνικό χώρο και οι οποίες είναι:

$$M_s = 3.686 + 1.584 \log(R_{e_{max}}) \quad (M_s > 5.9) \quad (3) \quad R_{e_{max}} \text{ σε km}$$

$$M_s = 5.647 + 0.181 \log(R_{e_{max}}) \quad (5.8 < M_s < 5.9) \quad (4) \quad R_{e_{max}} \text{ σε km}$$

Ο Galli (2000) και οι Aydan et al. (2000), αφού επανεκτίμησαν τα σεισμικά χαρακτηριστικά δονήσεων οι οποίες σημειώθηκαν μετά το 1900 στην Ιταλία και στην Τουρκία αντίστοιχα, δημοσίευσαν τις ακόλουθες εξισώσεις υπολογισμού:

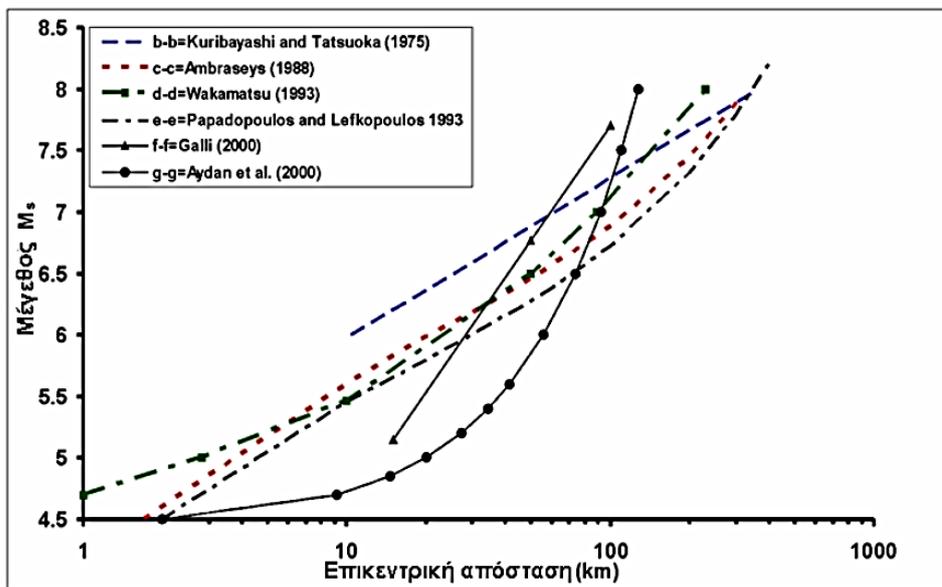
$$M_s = 1.5 + 3.1 \log(R_e) \quad (5) \quad R_e \text{ σε km (Galli, 2000)}$$

$$R = 36 M_s - 200 \quad (\text{καμπύλη κύριας τάσης}) \quad (6) \quad (\text{Aydan et al., 2000})$$

$$R = 36 M_s - 160 \quad (\text{ανώτερο όριο}) \quad (7) \quad (\text{Aydan et al., 2000})$$

$$R = 36 M_s - 240 \quad (\text{κατώτερο όριο}) \quad (8) \quad (\text{Aydan et al., 2000})$$

Στις παραπάνω εμπειρικές σχέσεις η επικεντρική απόσταση  $R_e$  αντιστοιχεί στην απόσταση μεταξύ της θέσης εμφάνισης φαινομένων ρευστοποίησης από το επίκεντρο της δόνησης ενώ η απόσταση  $R$ , στις προτεινόμενες από τους Aydan et al. (2000) σχέσεις, αντιστοιχεί στην υποκεντρική απόσταση. Για την προβολή των γραφικών παραστάσεων όλων των παραπάνω εξισώσεων σε ένα ενιαίο διάγραμμα, μετατράπηκαν τα διαφορετικά μεγέθη των σεισμών σε επιφανειακά μεγέθη  $M_s$  (Σχήμα 4) (Παπαθανασίου, 2006).



Σχήμα 4: Διάγραμμα επικεντρικής απόστασης σε σχέση με το μέγεθος σεισμικής δόνησης όπου προβάλλονται οι γραφικές παραστάσεις των προτεινόμενων εξισώσεων υπολογισμού μέγιστης επικεντρικής απόστασης στην οποία παρατηρούνται φαινόμενα ρευστοποίησης (Παπαθανασίου, 2006)

### 3.1.2 Συσχέτιση μεγέθους σεισμού με την απόσταση της θέσης εμφάνισης ρευστοποίησης από το σειсмоγόνο ρήγμα

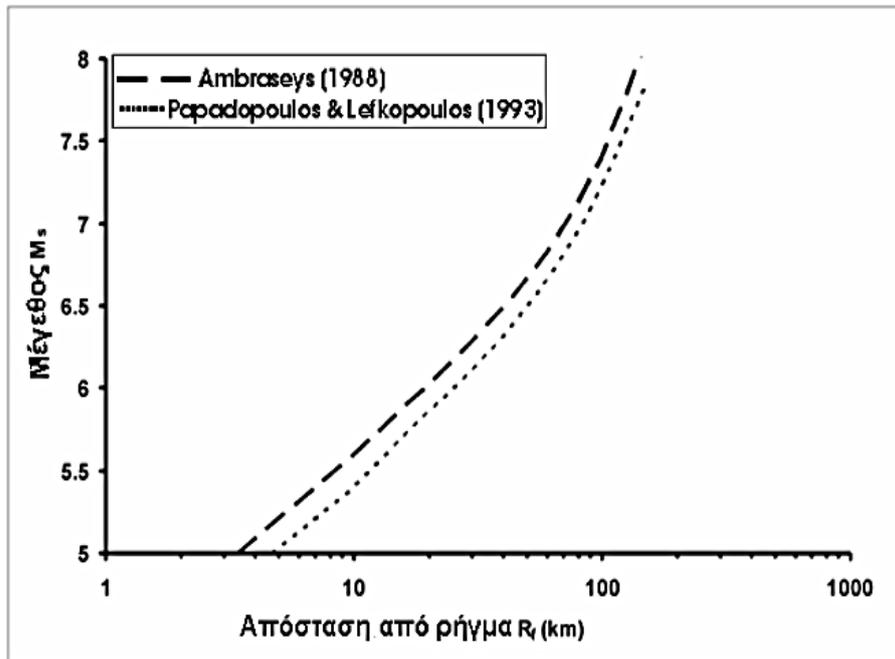
Σε περιπτώσεις σεισμών μεγάλου μεγέθους, οι αποκλίσεις των θέσεων των επικέντρων δεν επηρεάζουν σημαντικά τον υπολογισμό των επικεντρικών αποστάσεων των θέσεων εμφάνισης φαινομένων ρευστοποίησης, σε αντίθεση με τις περιπτώσεις όπου οι σεισμικές δονήσεις είναι μικρού μεγέθους, όπου οι εμφανίσεις ρευστοποίησης εντοπίζονται λίγα χιλιόμετρα μακριά από το επίκεντρο του σεισμού.

Ο Youd (1977) και οι Youd και Perkins (1978), πρότειναν τον προσδιορισμό της απόστασης από το σειсмоγόνο ρήγμα αντί της επικεντρικής απόστασης για την αποφυγή πιθανών σφαλμάτων (Σχήμα 5). Η προτεινόμενη από τον Ambraseys (1988) εξίσωση συσχέτισης του μεγέθους σεισμού  $M_w$  με την απόσταση από το ρήγμα  $R_f$  είναι:

$$M_w = 0.18 + 9.2 \times 10^{-8} \times R_{fmax} + 0.9 \times \log(R_{fmax}), \quad R_{fmax} \text{ σε cm} \quad (9)$$

ενώ η τροποποιημένη από τους Papadopoulos και Lefkopoulos (1993) είναι:

$$M_w = -2.5 \times 10^{-3} + 9.25 \times 10^{-8} \times R_{fmax} + 0.9 \log(R_{fmax}), \quad R_{fmax} \text{ σε cm} \quad (10)$$



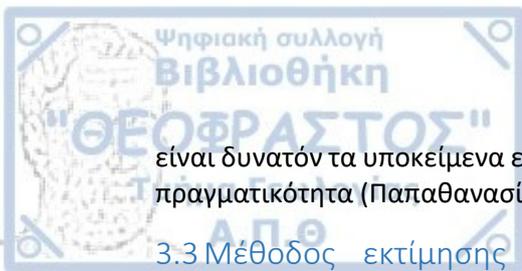
Σχήμα 5: Διάγραμμα απόστασης θέσης εμφάνισης ρευστοποίησης από το ρήγμα σε σχέση με το επιφανειακό μέγεθος σεισμικής δόνησης. Στο σχήμα προβάλλονται οι γραφικές παραστάσεις των προτεινόμενων εξισώσεων υπολογισμού της μέγιστης απόστασης από το σεισμογόνο ρήγμα στην οποία παρατηρούνται φαινόμενα ρευστοποίησης (Παπαθανασίου, 2006).

### 3.2 Ερωτήματα αναφορικά με την αξιοπιστία της παραπάνω μεθόδου

Η ακρίβεια της εκτίμησης του κινδύνου ρευστοποίησης μιας θέσης με αυτόν τον τρόπο είναι αμφισβητήσιμη, δεδομένων των διαφορετικών τρόπων με τους οποίους υπολογίζονται τα μεγέθη των σεισμών από διαφορετικούς επιστήμονες και της διαδικασίας συλλογής περιγραφών.

Σαφώς, σε περιοχές όπου ο ανθρώπινος παράγοντας φαίνεται να είναι πάντα παρών και όπου υπάρχει πληθώρα κειμένων και αναφορών για σεισμούς, είναι δυνατόν να χρησιμοποιηθούν προηγούμενα γεγονότα ρευστοποίησης σε μια τοποθεσία προκειμένου να εξαχθούν σχετικά αξιόπιστα συμπεράσματα σχετικά με την επιδεκτικότητα σε ρευστοποίηση της εν λόγω τοποθεσίας. Χαρακτηριστικό παράδειγμα είναι η περιοχή του Αιγαίου Πελάγους, όπου η διαρκή παρουσία του ανθρώπινου πολιτισμού αποτελεί σημαντικό παράγοντα για την εύρεση περιγραφών δευτερογενών σεισμικών γεγονότων που χρονολογούνται από τον 5ο αιώνα π.Χ.

Από την άλλη πλευρά, περιοχές με μικρότερες χρονικές περιόδους που καλύπτονται από τέτοιες περιγραφές είναι λιγότερο αξιόπιστες όσον αφορά την ταξινόμηση ως επιδεκτικές ή μη επιδεκτικές σε ρευστοποίηση. Ωστόσο, η απουσία ιστορικών ενδείξεων ρευστοποίησης δεν θα πρέπει να θεωρηθεί ως απόδειξη ότι η ρευστοποίηση είναι απίθανο να συμβεί εκεί. Μια τυπική περίπτωση αυτής της κατηγορίας είναι οι Ηνωμένες Πολιτείες. Επιπλέον, τα δεδομένα που χρησιμοποιήθηκαν για την ανάπτυξη των εμπειρικών σχέσεων που περιγράφονται παραπάνω προέκυψαν αποκλειστικά από μακροσκοπικές παρατηρήσεις των επιφανειακών εκδηλώσεων ρευστοποίησης, όπως οι κώννοι άμμου, οι εδαφικές αστοχίες με την εμφάνιση λεπτόκοκκου υλικού και τα φαινόμενα πλευρικής μετατόπισης. Ωστόσο, όπως θα συζητηθεί στο επόμενο κεφάλαιο, τα στρώματα έχουν την ικανότητα να ρευστοποιούνται μέχρι ένα ορισμένο βάθος ακόμη και αν τα παραπάνω φαινόμενα ρευστοποίησης δεν εμφανίζονται στην επιφάνεια. Επομένως, ακόμη και σε θέσεις στη δεξιά πλευρά της καμπύλης του προηγούμενου σχήματος που θεωρείται ότι δεν ρευστοποιούνται,



είναι δυνατόν τα υποκείμενα εδαφικά στρώματα στις θέσεις αυτές να ρευστοποιούνται στην πραγματικότητα (Παπαθανασίου, 2006).

### 3.3 Μέθοδος εκτίμησης του κινδύνου ρευστοποίησης βασιζόμενη στην προσέγγιση των κυκλικών τάσεων (Cyclic stress approach)

Μετά τους σεισμούς της Αλάσκας και του Niigata στις ΗΠΑ το 1964, οι γνώσεις σχετικά με την ρευστοποίηση και τους μηχανισμούς της έχουν αναπτυχθεί σημαντικά. Η έρευνα για την κατανόηση αυτών των μηχανισμών έχει επικεντρωθεί στον υπολογισμό των σεισμικών φορτίων που απαιτούνται για τη δημιουργία των φαινομένων. Τα σεισμικά φορτία εκφράζονται ως κυκλικές διατμητικές τάσεις και το δυναμικό ρευστοποίησης εκτιμάται με βάση το πλάτος και τον αριθμό των κύκλων της σεισμικής δόνησης. Η εκτίμηση του δυναμικού ρευστοποίησης ενός σχηματισμού με τη μέθοδο των κυκλικών τάσεων βασίζεται στη σύγκριση της κυκλικής διατμητικής τάσης του σεισμικού φορτίου με την αντίσταση σε ρευστοποίηση του εν λόγω σχηματισμού, η οποία εκφράζεται ως κυκλική διατμητική τάση (Kramer, 1996). Η ρευστοποίηση προκαλείται όταν το σεισμικό φορτίο υπερβαίνει την αντίσταση, δηλαδή όταν ο λόγος των δύο είναι μικρότερος από ένα (τροποποιημένο από Παπαθανασίου, 2006).

Το μέγεθος του σεισμικού φορτίου και η αντίσταση ενός σχηματισμού σε ρευστοποίηση μπορούν να υπολογιστούν με εργαστηριακές δοκιμές σε δείγματα εδάφους ή με εμπειρικές σχέσεις που προκύπτουν από συσχετίσεις μεταξύ της παρατηρούμενης συμπεριφοράς του εδάφους και των αντίστοιχων παραμέτρων των επιτόπιων δοκιμών (Seed et al., 2003). Η χρήση των εργαστηριακών δοκιμών περιπλέκεται από τα προβλήματα που παρουσιάζονται κατά την αποθήκευση και την επεξεργασία των εργαστηριακών δειγμάτων. Επιπλέον, είναι πολύ δύσκολο και ανακριβές να αναπαραχθεί η σεισμική δόνηση στο εργαστήριο (Seed et al., 2003), αλλά αυτό δεν σημαίνει ότι οι δοκιμές δεν μπορούν να πραγματοποιηθούν. Τα προβλήματα αυτά μπορούν να μετριαστούν εν μέρει με τη χρήση ειδικών τεχνικών, όπως η απόψυξη με ψύξη κατά τη διάρκεια της εκσκαφής, αλλά αυτό αυξάνει σημαντικά το κόστος. Η χρήση εμπειρικών σχέσεων βασίζεται σε συνδυασμό παρατηρούμενης αστοχίας του εδάφους και αποτελεσμάτων δοκιμών επί τόπου (Seed et al., 2003).

Σύμφωνα με τους Youd και Idriss (2001), υπάρχουν σήμερα τέσσερις μεθοδολογίες που αντιστοιχούν σε δοκιμές επί τόπου και παρέχουν αξιόπιστα αποτελέσματα για την εκτίμηση του δυναμικού ρευστοποίησης του εδάφους: SPT, CPT, Vs και BPT. Ιδιαίτερη έμφαση δίνεται στη μέθοδο SPT (τροποποιημένο από Παπαθανασίου, 2006).

#### Εκτίμηση δυναμικού ρευστοποίησης με βάση επιτόπου δοκιμές

Τα αποτελέσματα των επιτόπιων δοκιμών SPT χρησιμοποιήθηκαν από τους Seed και Idriss (1971) σε περιοχές ρευστοποίησης για την καθιέρωση μιας εμπειρικής σχέσης για την εκτίμηση του δυναμικού ρευστοποίησης των εδαφικών στρωμάτων σε βάθος  $z$  από την επιφάνεια του εδάφους με βάση τη σύγκριση των σεισμικών φορτίων και των τιμών των παραμέτρων των δοκιμών SPT.

Η μέθοδος αυτή είναι γνωστή ως απλοποιημένη διαδικασία και χρησιμοποιείται ακόμη και σήμερα μετά από τις απαραίτητες αναθεωρήσεις από διάφορους επιστήμονες (Seed et al., 1985, Youd and Idriss, 1997, Youd et al., 2001, Seed et al.). Οι αναθεωρήσεις αυτές βασίζονται σε νέα δεδομένα από επιτόπιες δοκιμές σε τοποθεσίες επιδεκτικές σε ρευστοποίηση ή σε επαναξιολόγηση παλαιότερων δεδομένων.

Προκειμένου να εκτιμηθεί η πιθανότητα ρευστοποίησης, πρέπει να υπολογιστεί ένας συντελεστής ασφαλείας  $F$ . Αυτός ο συντελεστής ασφαλείας  $F$  ορίζεται ως ο λόγος του λόγου του κυκλικού υπολειμματικού λόγου CRR (cyclic residual ratio) προς το λόγο των αναπτυσσόμενων κυκλικών τάσεων CSR (cyclic stress ratio),

$$F = \frac{CRR}{CSR} \quad (11)$$

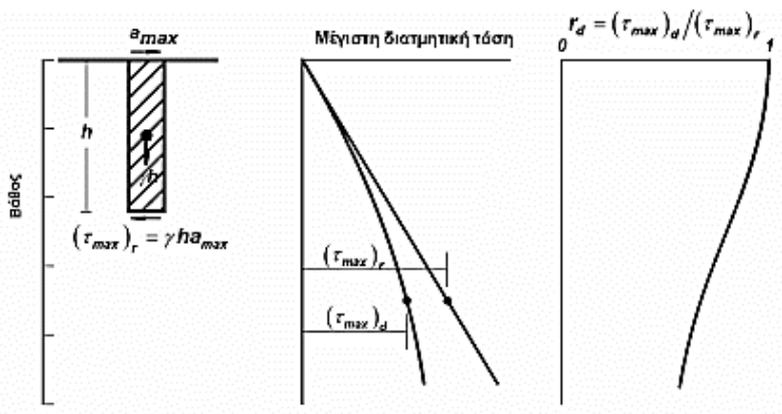
δηλαδή ο λόγος της αντίστασης σε ρευστοποίηση του εδαφικού σχηματισμού (capacity) προς τον κίνδυνο της αναμενόμενη σεισμικής εδαφικής ταλάντωσης (seismic demand). Για τιμές του  $F > 1$  το έδαφος χαρακτηρίζεται ως μη ρευστοποιήσιμο ενώ για  $F \leq 1$  ως ρευστοποιήσιμο (Παπαθανασίου, 2006).

### Προσδιορισμός δυναμικού σεισμικής εδαφικής ταλάντωσης CSR (seismic demand)

Η δυνατότητα σεισμικής κίνησης χαρακτηρίζεται από το πλάτος και τη διάρκειά της (σεισμική εδαφική ταλάντωση). Το πλάτος μπορεί να προσδιοριστεί επιτυχώς με ενδελεχή ανάλυση της σεισμικής κίνησης ή με την εκτίμηση του αναπτυσσόμενου λόγου κυκλικών τάσεων (CSR) χρησιμοποιώντας μια απλουστευμένη προσέγγιση. Σύμφωνα με τους Seed και Idriss (1971), ο αναπτυσσόμενος λόγος κυκλικών τάσεων μιας σεισμικής δόνησης μεγέθους  $M 7,5$  σε ένα στρώμα σε βάθος  $z$  (CSR) μπορεί να προσδιοριστεί για επίπεδα ή χαμηλής κλίσης στρώματα με την ακόλουθη εξίσωση: (Παπαθανασίου, 2006)

$$CSR_{7,5} = 0,65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} r_d \quad (12)$$

όπου  $a_{max}$  = η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA),  $g$  = η επιτάχυνση της βαρύτητας,  $\sigma_{vo}$  = ολική κατακόρυφη τάση,  $\sigma'_{vo}$  = ενεργή τάση,  $r_d$  = συντελεστής μείωσης της τάσης με το βάθος  $z$ . Ένας συντελεστής 0,65 χρησιμοποιείται για τη μετατροπή της μέγιστης τιμής του CSR κατά τη διάρκεια της φόρτισης σε μια αντιπροσωπευτική τιμή του CSR για ολόκληρη την περίοδο της σεισμικής φόρτισης.



Σχήμα 6: Απεικόνιση του τρόπου εκτίμησης της διατμητικής τάσης  $\tau_{max}$  και του συντελεστή αναγωγής τάσης (Idriss και Boulanger, 2006, τροποποιημένο από Παπαθανασίου, 2006)

### Συντελεστής αναγωγής τάσης $r_d$ (stress reduction factor)

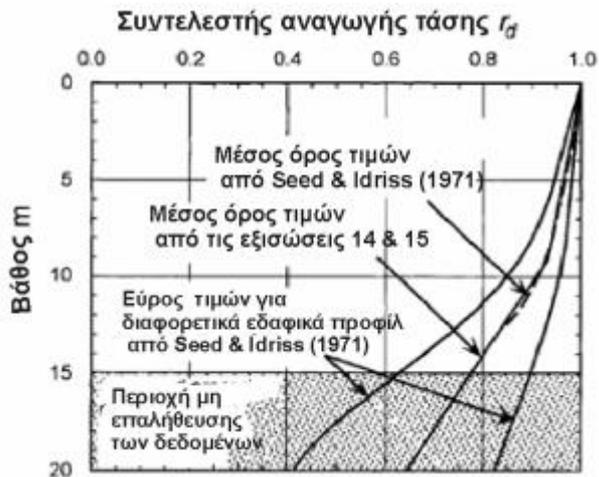
Ο συντελεστής  $r_d$  αντιπροσωπεύει την ευκαμψία του εδάφους, ο υπολογισμός του οποίου προτάθηκε από τους Seed και Idriss (1971) με βάση μια διατομή γεώτρησης που αποτελείται από σεισμική κίνηση και το πρώτο μισό των 15 m λεπτόκοκκης άμμου- σύμφωνα με τα αποτελέσματα του συνεδρίου NCEER 1998 (Youd et al. 2001), η τιμή του είναι παρόμοια με εκείνη των Liao και Whitman (1986) και μπορεί να υπολογιστεί με βάση τον τύπο που δημοσίευσε ο Whitman (1986): (τροποποιημένο από Παπαθανασίου, 2006)

$$r_d = 1,0 - 0,00765z \quad \text{για } z \leq 9,15\text{m} \quad (13)$$

$$r_d = 1,174 - 0,0267z \quad \text{για } 9,15\text{m} < z < 23\text{m} \quad (14)$$

όπου  $z$  = βάθος κάτω από την επιφάνεια του εδάφους σε μέτρα.

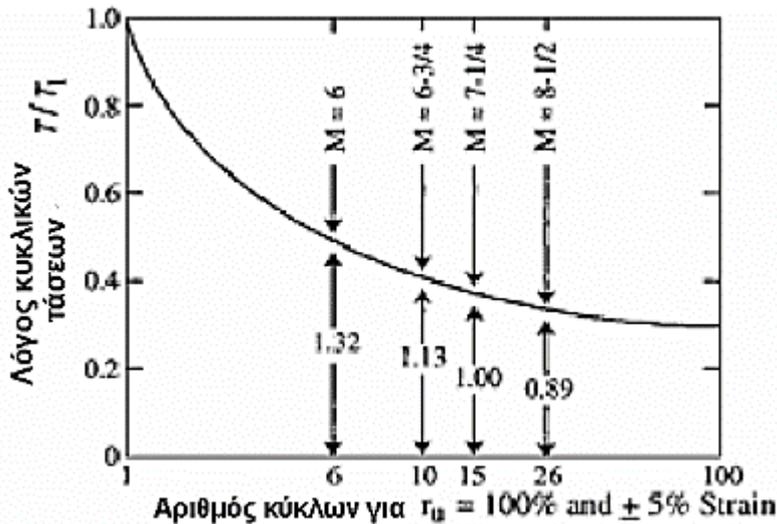
Το παρακάτω διάγραμμα δείχνει τις κύριες τιμές του  $r_d$  σε σχέση με το βάθος, όπως εξηγούνται από τους Youd και Idriss (2001) και υπολογίζονται από τον παραπάνω τύπο, καθώς και τις προτεινόμενες τιμές με τις αντίστοιχες προσαυξήσεις τους που αναπτύχθηκαν από τους Seed και Idriss (1971) (Παπαθανασίου, 2006).



Σχήμα 7: Μεταβολή του  $r_d$  σε σχέση με το βάθος (από Youd και Idriss, 2001, τροποποιημένο από Παπαθανασίου, 2006)

#### Συντελεστής αναγωγής μεγέθους MSF (magnitude scaling factor)

Η διάρκεια της σεισμικής δόνησης συσχετίζεται με το μέγεθος  $M$  με τη βοήθεια του συντελεστή MSF (magnitude scaling factor). Λόγω του μικρού αριθμού δεδομένων, οι Seed και Idriss (1982) ανέπτυξαν αντιπροσωπευτικές καμπύλες ορίων μεταξύ ρευστοποιημένων και μη περιοχών, για διαφορετικά μεγέθη  $M$  σειμών, τιμές του MSF με τη βοήθεια των μέσων όρων κυκλικών φορτίσεων προκαλούμενων από σεισμούς και εργαστηριακές δοκιμές. Στο Σχήμα 8 παρουσιάζεται η αντιπροσωπευτική καμπύλη του αριθμού των κυκλικών φορτίσεων που απαιτούνται για την πρόκληση ρευστοποίησης για συγκεκριμένο CSR (Seed και Idriss, 1982) μαζί με το μέσο όρο των κυκλικών φορτίσεων για διάφορες σεισμικές δονήσεις. Οι πρώτες τιμές του MSF προέκυψαν από τη διαίρεση των τιμών CSR της αντιπροσωπευτικής καμπύλης για τον αριθμό των κυκλικών φορτίσεων σεισμικής δόνησης συγκεκριμένου μεγέθους με την τιμή του CSR για 15 κυκλικές φορτίσεις (οι οποίες αντιστοιχούν σε σεισμό μεγέθους 7.5). Έτσι, κατά την εκτίμηση του δυναμικού ρευστοποίησης θα πρέπει η τιμή του CSR του μεγέθους  $M$  της αναμενόμενης σεισμικής δόνησης να ανάγεται με τη βοήθεια του MSF στην τιμή CSR 7.5.



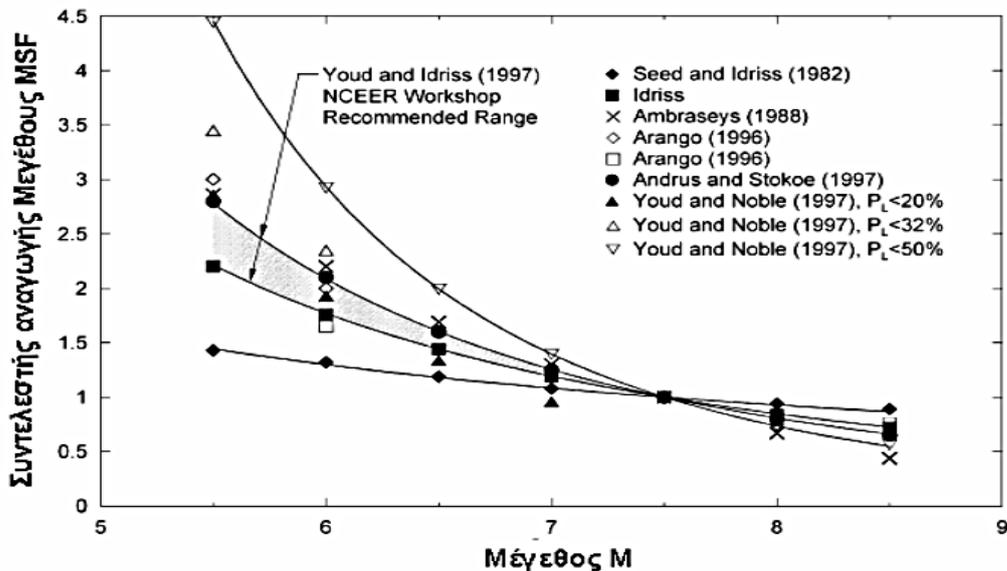
Σχήμα 8: Μεταβολή του CRR σε σχέση με τον αριθμό των απαιτούμενων για την πρόκληση ρευστοποίησης κυκλικών φορτίσεων (από Youd και Idriss, 2001, τροποποιημένο από Παπαθανασίου, 2006)

Αρκετοί ερευνητές (Seed και Idriss, 1982, Ambraseys, 1988, Arango, 1996, Andrus και Stokoe, 1997, Youd και Noble, 1997) πρότειναν σχέσεις υπολογισμού του συντελεστή MSF. Οι προτεινόμενες από την επιτροπή NCEER-1998 για χρήση σχέσεις, είναι οι προτεινόμενες από τον Idriss (1995) και τους Andrus και Stokoe (1997):

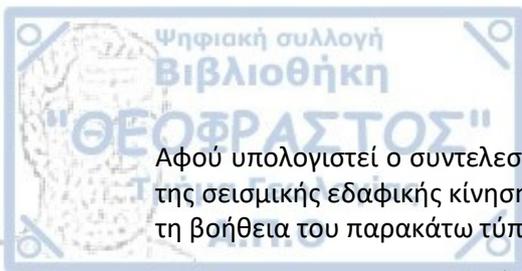
$$MSF = \frac{10^{2,24}}{M^{2,56}} = \left(\frac{MW}{7,5}\right)^{-2,56} \quad (15) \text{ Idriss (1995) για } M > 8$$

$$MSF = \left(\frac{M}{7,5}\right)^{-3,3} \quad (16) \text{ Andrus και Stokoe (1997) για } M > 7,5$$

Ενώ, για σεισμικές δονήσεις μεγέθους  $M < 7,5$  θα πρέπει να λαμβάνεται ως κατώτερο όριο της επιτρεπόμενης διακύμανσης του MSF, γραμμοσκιασμένη περιοχή (Σχήμα 9), η γραφική παράσταση της προτεινόμενης από τον Idriss (1995) εξίσωσης.



Σχήμα 9: Προτεινόμενες γραφικές παραστάσεις μεταβολής της τιμής του MSF σε σχέση με το μέγεθος της σεισμικής δόνησης (από Youd και Idriss, 2001, τροποποιημένο από Παπαθανασίου, 2006)



Αφού υπολογιστεί ο συντελεστής MSF, τότε είναι δυνατή η τελική εκτίμηση του δυναμικού της σεισμικής εδαφικής κίνησης (seismic demand), για σεισμική δόνηση μεγέθους M 7.5, με τη βοήθεια του παρακάτω τύπου:

$$CSR_{7.5} = 0,65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} rd \frac{1}{MSF} \quad (17)$$

### **Προσδιορισμός της αντίστασης σε ρευστοποίηση του εδαφικού σχηματισμού CRR (capacity)**

Αφού έχει υπολογιστεί η ένταση της σεισμικής εδαφικής φόρτισης για σεισμική δόνηση μεγέθους M 7,5 ως λόγος των αναπτυσσόμενων κυκλικών τάσεων, CSR<sub>7,5</sub>, απομένει ο υπολογισμός της αντίστασης σε ρευστοποίηση των εδαφικών σχηματισμών CRR στη συγκεκριμένη θέση για να είναι εφικτός ο χαρακτηρισμός ενός εδαφικού σχηματισμού ως ρευστοποιήσιμου ή μη ρευστοποιήσιμου με τη βοήθεια του συντελεστή ασφάλειας F=CRR/CSR. Στη συνέχεια αναλύεται αυτή η διαδικασία προσδιορισμού του CRR για την δοκιμή SPT (Παπαθανασίου, 2006).

### **Δοκιμή Πρότυπης Διείσδυσης (Standard Penetration Test – SPT)**

Η δοκιμή αυτή είναι μία από τις περισσότερο διαδεδομένες επιτόπου δοκιμές, όχι τόσο για την ακρίβεια των αποτελεσμάτων της, όσο λόγω της πολυετούς εφαρμογής της και των ποικίλων (εμπειρικών) συσχετίσεων των αποτελεσμάτων της με μηχανικές ιδιότητες του εδάφους (αντοχή, γωνία τριβής, συμπίεστότητα, σχετική πυκνότητα κλπ). Η δοκιμή βασίζεται στην προχώρηση του ειδικού διαιρετού δειγματολήπτη. Κατά τη δοκιμή μετράται ο αριθμός των πτώσεων (N=αντίσταση διείσδυσης) που απαιτείται για την προώθηση του δειγματολήπτη κατά 30 cm (μετά από μία αρχική προώθηση 15 cm, κατά την οποία δεν συνυπολογίζεται ο αριθμός πτώσεων). Μετά το τέλος της δοκιμής, από το εσωτερικό του δειγματολήπτη ανακτάται και (διαταραγμένο) εδαφικό δείγμα (Καββαδάς, 2006).

Η τιμή της αντίστασης του εδάφους CRR έναντι ρευστοποίησης εξαρτάται από:

- τη τιμή (N1)60 που είναι η διορθωμένη τιμή των κτύπων κατά τη δοκιμή SPT,
- την περιεκτικότητα του εδάφους σε λεπτόκοκκα και
- το μέγεθος του σεισμού M

Για την αναγωγή του N (αριθμού κρούσεων) σε (N1)60 πραγματοποιούνται διορθώσεις για τη κανονικοποίηση του N. Ο αριθμός των κρούσεων κατά τη δοκιμή SPT διορθώνεται λόγω ενεργών τάσεων υπερκειμένων στο βάθος δοκιμής, ενέργειας κρούσης του βάρους του εξοπλισμού, διαμέτρου της γεώτρησης, μήκους του σκοινιού ανύψωσης του βάρους και λόγω του τύπου του δειγματολήπτη κατά τη δοκιμή SPT μέσω κατάλληλων συντελεστών διόρθωσης και δίνεται από τον τύπο (Ιωαννίδη, 2017):

$$(N1)60 = N_{SPT} \times C_N \times C_E \times C_B \times C_R \times C_S \quad (18)$$

όπου:

N<sub>SPT</sub>: αριθμός κρούσεων για διείσδυση 30cm κατά τη δοκιμή SPT

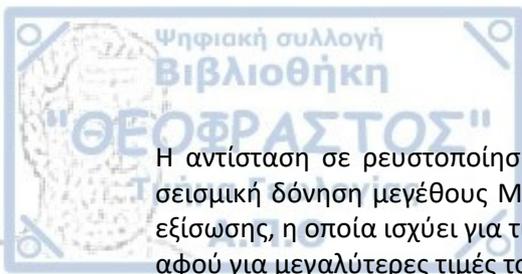
C<sub>N</sub>: συντελεστής διόρθωσης λόγω ενεργών τάσεων υπερκειμένων

C<sub>E</sub>: συντελεστής διόρθωσης λόγω ενέργειας κρούσης του βάρους SPT

C<sub>B</sub>: συντελεστής διόρθωσης λόγω διαμέτρου της γεώτρησης

C<sub>R</sub>: συντελεστής διόρθωσης λόγω μήκους σκοινιού ανύψωσης βάρους SPT

C<sub>S</sub>: συντελεστής διόρθωσης λόγω τύπου δειγματολήπτη



Η αντίσταση σε ρευστοποίηση ενός εδάφους με ποσοστό λεπτόκοκκων  $FC < 5\%$ , CRR, για σεισμική δόνηση μεγέθους M 7.5, δίνεται σε σχέση με τον αριθμό N μέσω της παρακάτω εξίσωσης, η οποία ισχύει για τιμές του συντελεστή διόρθωσης,  $(N1)60cs$ , μικρότερες του 30, αφού για μεγαλύτερες τιμές του N το έδαφος χαρακτηρίζεται ως μη ρευστοποιήσιμο.

$$CRR_{7.5} = \frac{(a+cx+ex^2+gx^3)}{(1+bx+dx^2+fx^3+hx^4)} \quad (19) \quad (\text{Youd, 1998})$$

Όπου:  $a=0.048$ ,  $b=-0.1248$ ,  $c=-0.004721$ ,  $d=0.009578$ ,  $e=0.0006136$ ,  $f=-0.0003285$ ,  $g=-1.674E-05$ ,  $h=3.714E-06$  και  $x = (N1)_{60cs}$ , η διορθωμένη τιμή του N.

Κατά την ημερίδα του NCEER το 1998, τα αποτελέσματα της οποίας δημοσιεύτηκαν από τους Youd και Idriss (2001), προτάθηκε μια διαφορετική σχέση για τον υπολογισμό του CRR:

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34-(N1)60cs} + \frac{(N1)60cs}{135} + \frac{50}{[10(N1)60cs + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (20)$$

$$CRR_{7.5} = \exp \left[ \frac{(N1)60cs}{14.1} \right] + \left[ \frac{(N1)60cs}{126} \right]^2 - \left[ \frac{(N1)60cs}{23.6} \right]^3 + \left[ \frac{(N1)60cs}{25.4} \right]^4 - 2.8 \quad (21) \quad (\text{Boulanger and Idriss, 2004})$$

### Δοκιμή Διείσδυσης Κώνου (CPT)

Η δοκιμή αυτή, χρησιμοποιείται για τη μέτρηση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής μαλακών έως στιφρών αργίλων και της σχετικής πυκνότητας άμμων (Καββαδάς, 2006). Τυποποιημένος κώνος αιχμής  $10\text{cm}^2$  προωθείται εντός του εδάφους με συνεχή υδραυλική πίεση, μέσω λεπτών στελεχών. Σε μανόμετρο καταγράφονται κάθε  $20\text{cm}$  οι ασκούμενες πιέσεις. Από τη δοκιμή ορίζονται τα ακόλουθα μεγέθη: i) αντίσταση αιχμής κώνου  $qc = \frac{Qc}{Ac}$  (22),

όπου  $Qc$ : η αιχμή του κώνου (ανά  $20\text{cm}$ ),  $Ac$ : εμβαδόν αιχμής κώνου, ii) πλευρική τριβή στον μανδύα  $fs = \frac{Qs}{As}$  (23), όπου  $Qs$ : η πλευρική τριβή στον μανδύα (ανά  $20\text{cm}$ ),  $As$ : εμβαδόν πλευρικής επιφάνειας μανδύα και iii) λόγος τριβής  $FR$  ή  $Rf = \frac{fs}{qc}$  (24) (Μαρίνος, 2011).

Τα τελευταία χρόνια, από μετρήσεις πεδίου, σε περιοχές όπου εντοπίστηκαν φαινόμενα ρευστοποίησης, έχουν καταγραφεί δεδομένα με τη μέθοδο CPT. Αυτά τα δεδομένα, επιτρέπουν τον άμεσο υπολογισμό του CRR, χωρίς να χρειάζεται η διαδικασία που εφαρμόζεται με τη μέθοδο SPT, για τον υπολογισμό του (Robertson and Wride, 1998).

$$CRR_{7.5} = 0.833 \left[ \frac{(qc1N)cs}{1000} \right] + 0.05 \quad (25), \text{ για } (qc1N)cs < 50$$

$$CRR_{7.5} = 93 \left[ \frac{(qc1N)cs}{1000} \right]^3 + 0.08 \quad (26), \text{ για } 50 \leq (qc1N)cs < 160$$

Όπου:

$(qc_{1N})_{cs}$ : η αντίσταση διείσδυσης κώνου άμμου, κανονικοποιημένη στα  $100\text{ kPa}$  ( $1\text{ atm}$ ) και υπολογίζεται από τους τύπους:

$$qc_{1N} = CQ \left( \frac{qc}{Pa} \right) \quad (27)$$

$$CQ = \left( \frac{Pa}{\sigma'_{vo}} \right)^n \quad (28)$$

$Cq$ : κανονικοποιημένος παράγοντας για την αντίσταση διείσδυσης κώνου,  $Pa=100\text{ kPa}$  ( $1\text{ atm}$ ),  $qc$ : η αντίσταση διείσδυσης κώνου μετρημένη στην άκρη,  $\sigma'_{vo}$ : η ενεργή τάση,  $n$ :



εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά των εδαφών και κυμαίνεται από 0,5 για καθαρές άμμους, μέχρι 1,0 για αργίλους (Robertson and Wride, 1998).

#### **Συντελεστής διόρθωσης για την πίεση των υπερκείμενων στρωμάτων $K\sigma$ (Correction for high overburden stress)**

Πειράματα σε ισότροπα συμπυκνωμένα αμμώδη δείγματα που υποβάλλονται σε κυκλική φόρτιση επιβεβαιώνουν ότι η αντίσταση σε ρευστοποίηση αυξάνεται όσο αυξάνεται η εγκάρσια ισοτροπική τάση. Αυτή η μεταβολή πρέπει να λαμβάνεται υπόψη κατά τον προσδιορισμό της CRR, έτσι ώστε η τιμή της CRR να μπορεί να προεκταθεί στην αποτελεσματική υπερκείμενη τάση του εδάφους σε 1 atm O Seed (1983) θεώρησε το λόγο της τιμής της εγκάρσιας ισοτροπικής τάσης προς την CRR για πίεση 100 kPa (1 atm) και διόρθωση για τον παράγοντα  $K\sigma$  καμπύλης και αρκετοί επιστήμονες πρότειναν στη συνέχεια τροποποιήσεις της για τον ακριβέστερο προσδιορισμό της τιμής- η επιτροπή NCEER-1998 κατέληξε στο συμπέρασμα ότι ο πιο αξιόπιστος τρόπος υπολογισμού του  $K\sigma$  ήταν η χρήση του τύπου που πρότειναν οι Hynes και Olsen (1999):

$$K\sigma = \frac{\sigma'_{vo}}{Pa f^{-1}} \quad (29)$$

Όπου  $\sigma'_{vo}$  είναι η ενεργή τάση, Pa η ατμοσφαιρική πίεση και f ένας δείκτης ο οποίος εξαρτάται από την σχετική πυκνότητα, την ηλικία και τον λόγο υπερστερεοποίησης του εδαφικού σχηματισμού (τροποποιημένο από Παπαθανασίου, 2006).

#### **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4<sup>ο</sup>: ΕΔΑΦΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΙΣ– ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΕΙΣ ΛΟΓΩ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ**

Οι Bartlett και Youd (1992), Kramer (1996), Cooke και Mitchell (1999) έχουν αναφέρει τέσσερις κατηγορίες εδαφικών παραμορφώσεων λόγω ρευστοποίησης, με αντίστοιχους μηχανισμούς γένεσης: πλευρική εξάπλωση (lateral spreading), καθίζηση (settlement), εδαφική ταλάντωση (ground oscillation) και εδαφική ροή (flow failure). Έχοντας ως κύρια αρχή ταξινόμησης το μέγεθος των παραμορφώσεων, οι Seed et al. (2003) χωρίζουν τις αστοχίες λόγω ρευστοποίησης σε δύο κατηγορίες: η πρώτη ονομάζεται «μικρού έως μεσαίου μεγέθους» και σε αυτήν ανήκουν οι μετατοπίσεις μέχρι ενός μέτρου, είτε σε οριζόντια (πλευρική μετατόπιση) είτε σε κατακόρυφη κατεύθυνση (καθίζηση), και στη δεύτερη «μεγάλου μεγέθους» παραμορφώσεις μεγαλύτερες του 1 μέτρου. Στη συνέχεια, εξετάζεται ο μηχανισμός γένεσης των φαινομένων ρευστοποίησης, ξεχωριστά για κάθε κατηγορία, και αναφέρονται οι μέχρι τώρα δημοσιευμένες μέθοδοι που έχουν αναπτυχθεί και αξιοποιηθεί για την εκτίμηση των παραμορφώσεων ή αστοχιών που είναι πιθανό να προκύψουν από την εκδήλωση του φαινομένου.

##### **4.1 Εμπειρικές μέθοδοι υπολογισμού πλευρικών μετατοπίσεων**

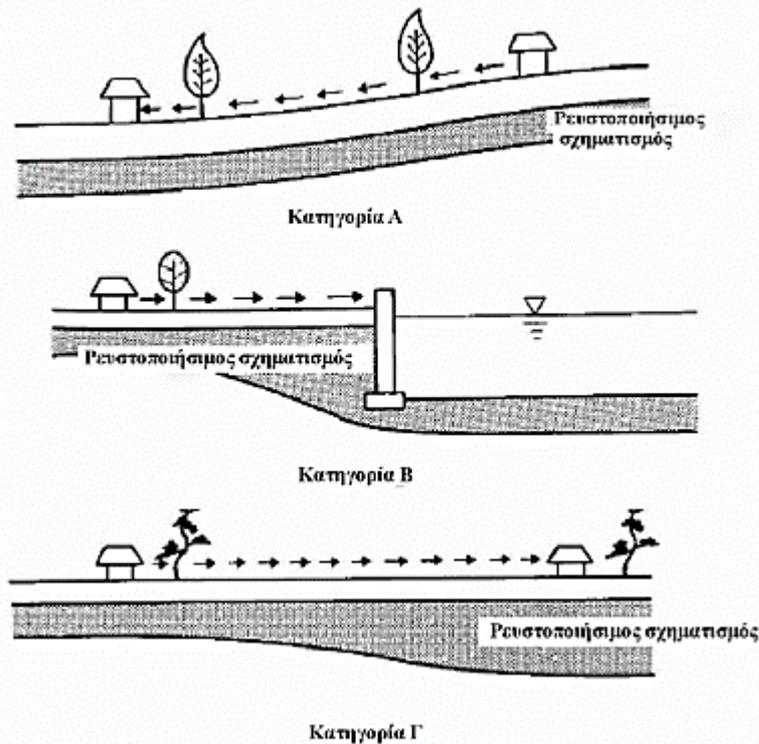
Ο υπολογισμός της μόνιμης παραμόρφωσης λόγω πλευρικής μετατόπισης έχει μελετηθεί από πολλούς ερευνητές, λαμβάνοντας υπόψη ιστορικά δεδομένα. Οι μέθοδοι που βασίζονται σε προηγούμενα γεγονότα ρευστοποίησης αναφέρονται ως εμπειρικές μέθοδοι. Στη συνέχεια, οι μέθοδοι αυτές αναλύονται με χρονολογική σειρά δημοσίευσης και συζητούνται τα χαρακτηριστικά τους (Παπαθανασίου, 2006).

###### **4.1.1 Μέθοδος Hamada et al. (1986)**

Αρχικά, τα δεδομένα τους ταξινομήθηκαν σε τρεις κατηγορίες ανάλογα με τις τοπογραφικές συνθήκες (Σχήμα 10): i) εδαφικοί σχηματισμοί με μικρή κλίση, ii) οριζόντια διάταξη στρωμάτων με περιορισμένη οριζόντια επέκταση και iii) οριζόντια διατεταγμένοι σχηματισμοί, όπου η βάση του ρευστοποιήσιμου στρώματος παρουσιάζει ελαφριά κλίση. Σύμφωνα με τους Hamada et al. (1986), το μέγεθος των μόνιμων πλευρικών παραμορφώσεων, επηρεάζεται από τις τοπογραφικές και γεωλογικές συνθήκες που

επικρατούν στην περιοχή όπως το πάχος του εν δυνάμει ρευστοποιήσιμου στρώματος  $H$  και η κλίση της επιφάνειας  $\theta$ . Ο υπολογισμός του γίνεται με τη βοήθεια του παρακάτω τύπου: (Χαράλαμπος Μελιγκουνάκης, 2021)

$$DH = 0.75 H^{0.5} \times \theta^{0.33} \quad (30)$$



Σχήμα 10: Κατηγορίες μόνιμων εδαφικών πλευρικών παραμορφώσεων (Hamada et al. 1986, τροποποιημένο από Παπαθανασίου, 2006)

#### 4.1.2 Μέθοδος Youd και Perkins (1987)

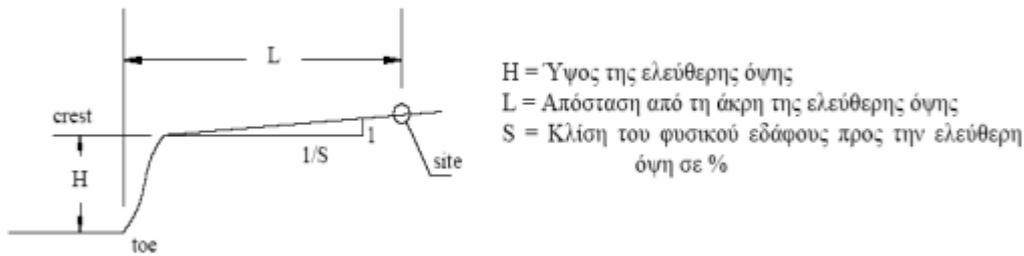
Οι Youd και Perkins (1987) συγκέντρωσαν δεδομένα πλευρικής μετατόπισης ενός έτους από γεγονότα ρευστοποίησης στις δυτικές ΗΠΑ και προσδιόρισαν το μέγεθος της παραμόρφωσης με βάση έναν δείκτη σοβαρότητας ρευστοποίησης (LSI). Ο δείκτης αυτός λαμβάνει τιμές από 0 έως 100 και εφαρμόζεται σε μελέτες δελταϊκών αποθέσεων και ποτάμιων αποθέσεων χαμηλής κλίσης του Ανώτερου Ολοκαίνου. Τα συμπεράσματα που εξάγονται από το σύστημα αυτό θεωρούνται συντηρητικά (Kramer, 1996) η εξίσωση βάσει της οποίας υπολογίζεται ο LSI έχει ως εξής:

$$\text{Log} (LSI) = -3.49 - 1.85 \log R + 0.98 Mw \quad (31)$$

Όπου  $R$  είναι η οριζόντια απόσταση της θέσης από την εστία του σεισμού σε km και  $Mw$  το μέγεθος σεισμικής ροπής. (Παπαθανασίου, 2006)

#### 4.1.3 Μέθοδος Youd et al. (2002)

Η μέθοδος βασίζεται σε μια βάση δεδομένων ιστορικών πλευρικών μετατοπίσεων που σχετίζονται με την ρευστοποίηση και αναπτύχθηκαν από κοινού από τους Bartlett και Youd (1992). Τα δεδομένα ταξινομήθηκαν σε δύο κατηγορίες: πλευρικές μετατοπίσεις περιοχών με ελεύθερη όψη και μετατοπίσεις περιοχών με χαμηλή κλίση χωρίς ελεύθερη όψη.



Σχήμα 11: Σχηματική απεικόνιση των παραμέτρων της προτεινόμενης εξίσωσης (Πιτιλάκης και Αργυρούδης, 2004, τροποποιημένο από Παπαθανασίου, 2006)

Διατηρώντας την ταξινόμηση αυτή, προστέθηκαν στη βάση δεδομένων νέα δεδομένα από πρόσφατους σεισμούς και οι Youd et al. (2002) προσπάθησαν να βελτιστοποιήσουν τις μεταβλητές της αντίστοιχης μεθόδου. Οι εξισώσεις που προτείνουν ως κατάλληλες για τον υπολογισμό των μετατοπίσεων λόγω ρευστοποίησης είναι οι εξής:

Θέσεις ελεύθερης όψης:

$$\log DH = -16.713 + 1.532 M - 1.406 \log R \times (-0.012)R + 0.592 \log W + 0.540 \log T_{15} + 3.413 \log (100 - F_{15}) - 0.795 \log (D50_{15} + 0.1mm) \quad (32)$$

Θέσεις με μικρή κλίση:

$$\log DH = -16.213 + 1.532 M - 1.406 \log R^* - 0.012 R + 0.338 \log S + 0.540 \log T_{15} + 3.413 \log (100 - F_{15}) - 0.795 \log (D50_{15} + 0.1mm) \quad (33)$$

Όπου DH: η υπολογιζόμενη πλευρική μετατόπιση (m), Mw: το μέγεθος σεισμικής ροπής,  $R^* = R + R_0$  ( $R_0 = 10^{(0.89M-5.64)}$ ), R: η οριζόντια απόσταση της θέσης από την εστία του σεισμού (km), W: ο λόγος του ύψους της ελεύθερης όψης προς την οριζόντια απόσταση μεταξύ της βάσης της ελεύθερης όψης και του σημείου μελέτης  $W = (H/L) \times 100$  σε ποσοστό %,  $T_{15}$ : το αθροιστικό πάχος των κορεσμένων κοκκωδών στρωμάτων με  $(N_1)_{60} < 15$  σε μέτρα,  $F_{15}$ : η μέση τιμή του ποσοστού των λεπτόκοκκων στα κοκκώδη στρώματα που συμμετέχουν στον υπολογισμό του  $T_{15}$  και  $D50_{15}$ : η μέση τιμή του μεγέθους των κόκκων (mm) των σχηματισμών που διαμορφώνουν το  $T_{15}$ .

#### 4.1.4 Μέθοδος Bardet et al. (1999)

Οι Bardet et al. (1999) ανέπτυξαν ένα πιθανό μοντέλο για την πρόβλεψη της μόνιμης πλευρικής μετατόπισης χρησιμοποιώντας την υπάρχουσα βάση δεδομένων των Bartlett και Youd (1992). Για τους σκοπούς της παρούσας εμβάθυνσης, τα δεδομένα χωρίστηκαν σε i) όλα τα δεδομένα για μετατοπίσεις όλων των μεγεθών και ii) δεδομένα για μετατοπίσεις μικρότερες των 2m από την τροποποιημένη βάση των Youd et al. (2002). Με τη μέθοδο αυτή, ισχύει επίσης ο διαχωρισμός μεταξύ των περιπτώσεων χαμηλής κλίσης και ελεύθερης κλίσης. Οι εξισώσεις για τις πλευρικές παραμορφώσεις τόσο για τις θέσεις χαμηλής κλίσης όσο και για τις θέσεις ελεύθερης κλίσης δίνονται παρακάτω και οι τιμές των έξι συντελεστών για τις κατηγορίες i και ii δίνονται στον Πίνακα 3. (Παπαθανασίου, 2006)

$$\log(D + 0.01) = b_o + b_{off} + b_1 M_w + b_2 \log R + b_3 R + b_4 \log W + b_5 \log S + b_6 \log TL \quad (34)$$

Όπου D είναι η υπολογιζόμενη εδαφική μετακίνηση (m),  $M_w$  το μέγεθος σεισμικής ροπής, R είναι η οριζόντια απόσταση από την εστία του σεισμού, S είναι η κλίση του εδάφους και TL είναι το πάχος του ρευστοποιήσιμου στρώματος. (Παπαθανασίου, 2006)

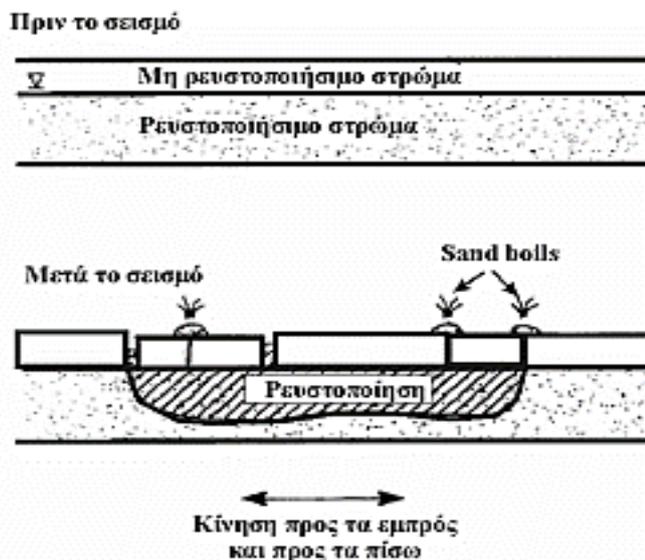
	$b_0$	$b_{off}$	$b_1$	$b_2$	$b_3$	$b_4$	$b_5$	$b_6$
i	-6,815	-0,465	1,017	-0,278	-0,026	0,497	0,454	0,558
ii	-6,747	-0,162	1,001	-0,289	-0,021	0,090	0,203	0,289

Πίνακας 3: Τιμές των παραμέτρων της σχέσης των Bardet et al. (1999) (Παπαθανασίου, 2006)

Η στατιστική επεξεργασία των δεδομένων για τις δύο κατηγορίες έχει ως εξής. Για τις κορεσμένες άμμους, οι αντίστοιχοι χρόνοι πήξης εξαρτώνται τόσο από τη διαπερατότητα, την ικανότητα πήξης (σχετική πυκνότητα) όσο και από το μέγεθος της σεισμικής πίεσης πόρων (Παπαθανασίου, 2006).

#### 4.2 Εδαφική ταλάντωση

Το φαινόμενο της εδαφικής ταλάντωσης εξελίσσεται σε θέσεις με οριζόντια επίπεδη επιφάνεια στις οποίες δεν εμφανίζονται φαινόμενα πλευρικής μετατόπισης (lateral spreading). Κατά τη σεισμική δόνηση, το ενιαίο εδαφικό κάλυμμα (πριν το σεισμό), διασπάται σε περισσότερα του ενός τμήματα και δημιουργούνται ρωγμές από τις κινήσεις των υπερκείμενων μη ρευστοποιήσιμων εδαφικών σχηματισμών λόγω πλευρικών δυνάμεων προς τα εμπρός και πίσω. Τα τμήματα αυτά συνεχίζουν να κινούνται προς διαφορετικές κατευθύνσεις μεταξύ τους ενώ είναι πιθανή η ανάδυση, μέσω των ρωγμών, λεπτόκοκκου υλικού του ρευστοποιήσιμου σχηματισμού στην επιφάνεια. Η εδαφική ταλάντωση προκαλεί μικρές παραμορφώσεις και μετατοπίσεις και αφορούν κατασκευές με επιφανειακές θεμελιώσεις και πεζόδρομους (Cooke και Mitchell, 1999). Αναφορικά με τον Youd (1993), οι εδαφικές μετατοπίσεις είχαν ως αποτέλεσμα τη θραύση και κάμψη των πεζόδρομων στην περιοχή της μαρίνας του San Francisco κατά τη διάρκεια της σεισμικής δόνησης του 1989, προκλήθηκαν λόγω της εδαφικής ταλάντωσης. Στο Σχήμα 12, εμφανίζεται εδαφική ταλάντωση σε μια στρωματογραφική στήλη όπως αποδόθηκε από τον Youd (1984β, τροποποιημένο από Παπαθανασίου, 2006).



Σχήμα 12: Παραμόρφωση λόγω εδαφικής ταλάντωσης (Youd, 1984, τροποποιημένο από Παπαθανασίου, 2006)

#### 4.3 Καθίζηση κορεσμένων άμμων

Η σεισμική δόνηση μπορεί να προκαλέσει πλευρική παραμόρφωση και συμπίεση των σχηματισμών και συνακόλουθες μεταβολές στον όγκο. Οι αλλαγές αυτές προκαλούν καθιζήσεις. Με άλλα λόγια, παραμορφώνεται η κατακόρυφη διεύθυνση της γήινης

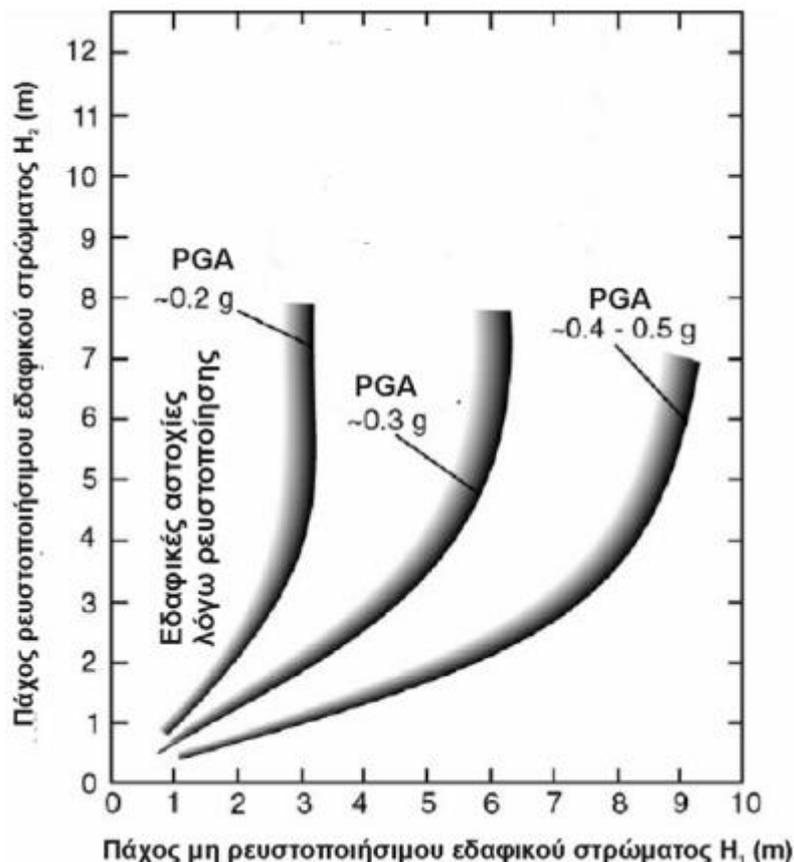
επιφάνειας και καταστρέφονται κατασκευές που βασίζονται στην επιφάνεια της γης και εγκαταστάσεις κοινής ωφέλειας σε μικρά βάθη (Παπαθανασίου, 2006).

#### 4.4 Επιφανειακές εμφανίσεις ρευστοποίησης – Κώννοι άμμου (Sand boils)

Η ρευστοποίηση των στρωμάτων μπορεί να προκαλέσει την εμφάνιση κωνικών εξάρσεων άμμου στην επιφάνεια του εδάφους. Τέτοια φαινόμενα θεωρούνται ενδείξεις ρευστοποίησης των υποκείμενων στρωμάτων και υποδηλώνουν την εμφάνιση υπερπίεσης του υποκείμενου νερού των πόρων. Είναι επίσης δυνατό να προσδιοριστεί η προέλευση του σχηματισμού από το μέγεθος των κόκκων του. Η εμφάνιση κώννων άμμου θεωρείται απόδειξη ρευστοποίησης, αλλά η έλλειψη εμφάνισης δεν πρέπει να οδηγεί σε αντίθετο συμπέρασμα, καθώς η εμφάνισή της εξαρτάται από διάφορους παράγοντες. Η κύρια προϋπόθεση είναι η αύξηση της πίεσης του νερού των πόρων, η οποία μετριάζεται από την επιφανειακή ροή του νερού των πόρων (Παπαθανασίου, 2006).

##### 4.4.1 Μέθοδος Ishihara (1985)

Ο Ishihara (1985), συγκέντρωσε στοιχεία από επιφανειακές εμφανίσεις ρευστοποίησης, κώννων άμμου και εδαφικών διαρρήξεων και ανέπτυξε μια μέθοδο πρόβλεψης η οποία στηρίζεται στο πάχος του εν δυνάμει ρευστοποιήσιμου H<sub>2</sub> και το πάχος του υπερκείμενου μη ρευστοποιήσιμου σχηματισμού H<sub>1</sub>. Ο χαρακτηρισμός σύμφωνα με τον Ishihara (1985), ενός σχηματισμού ως ρευστοποιήσιμου ή όχι απεικονίζεται στο Σχήμα 13 που ακολουθεί.



Σχήμα 13: Διάγραμμα εκτίμησης επιφανειακών εμφανίσεων ρευστοποίησης σε σχέση με την τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης (Ishihara, 1985, τροποποιημένο από Παπαθανασίου, 2006)

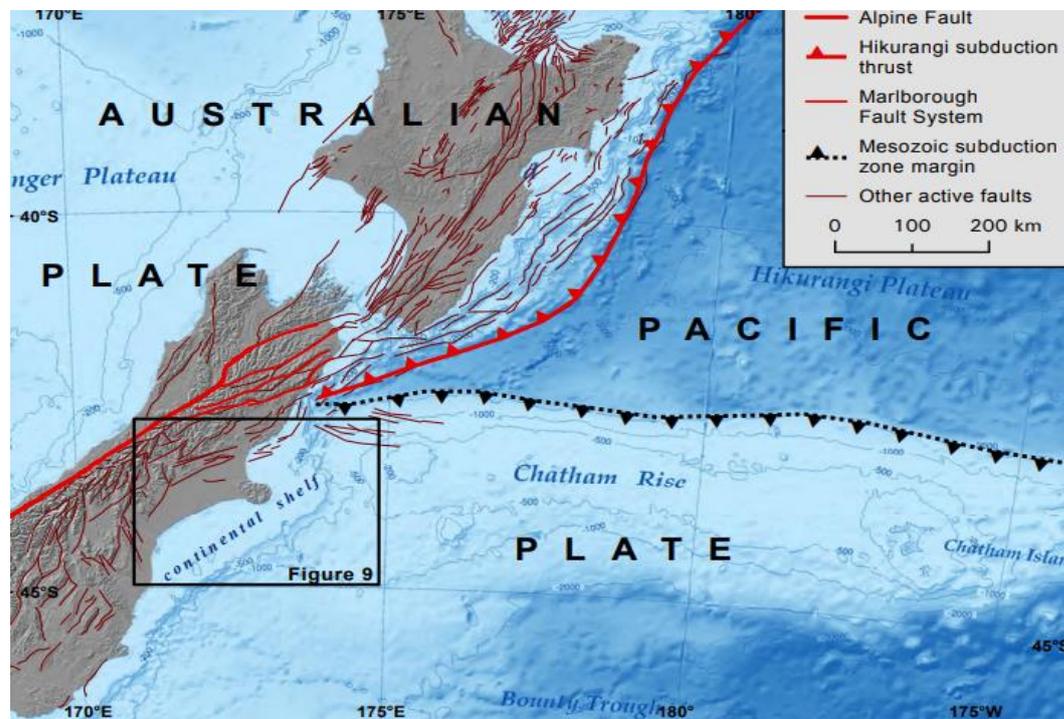
Με βάση αυτά τα κριτήρια προχώρησε στη δημοσίευση ενός διαγράμματος με το οποίο μπορεί να προβλεφθεί η επιφανειακή εμφάνιση ρευστοποίησης ανάλογα με την

αναμενόμενη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA. Οι Youd και Garris (1995), εφαρμόζοντας την παραπάνω μέθοδο σε ιστορικά περιστατικά επιφανειακών εμφανίσεων ρευστοποίησης κατέληξαν στο συμπέρασμα ότι η προτεινόμενη από τον Ishihara (1985) μέθοδος, δεν ισχύει σε περιπτώσεις εδαφικής παραμόρφωσης λόγω πλευρικών μετατοπίσεων ή εδαφικής ταλάντωσης των σχηματισμών.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5<sup>ο</sup> : ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗ ΣΤΟ CHRISTCHURCH ΤΗΣ ΝΕΑΣ ΖΗΛΑΝΔΙΑΣ

### 5.1 Η γεωλογία του Christchurch

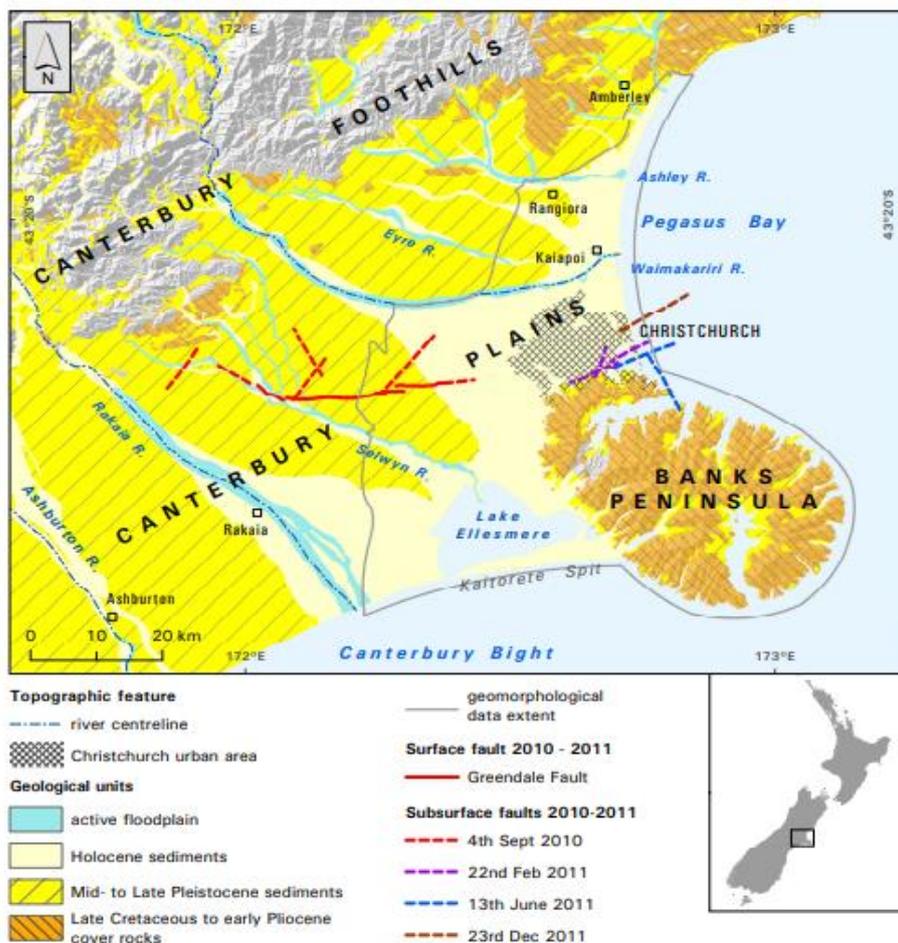
Η Νέα Ζηλανδία βρίσκεται στη ζώνη μεταξύ δύο μεγάλων τεκτονικών πλακών της Γης, της Αυστραλιανής πλάκας και του Ειρηνικού. Η παρουσία της Νέας Ζηλανδίας ως νεοσχηματισμένη, εξ ολοκλήρου στις πιέσεις που ασκούνται στο όριο των πλακών. Τα κύρια στοιχεία του σημερινού ορίου των τεκτονικών πλακών απεικονίζονται στο Σχήμα 14.



Σχήμα 14: Τεκτονική πλάκα του βόρειου Canterbury (Litchfield et al., 2014, τροποποιημένο από Begg et al., 2015)

Το αρχείο της πρώιμης γεωλογίας του βόρειου Canterbury αρχίζει από το Πέρμιο και συνεχίζεται μέχρι το τέλος του Κάτω Κρητιδικού (περίπου 100-300 Ma), όταν η περιοχή βρισκόταν στο ανατολικό περιθώριο της υπερηπειρού Γκοντβάνα. Κατά τη διάρκεια αυτής της περιόδου, η σύγκλιση των πλακών είχε ως αποτέλεσμα την καταβύθιση του ωκεάνιου φλοιού του Ειρηνικού κάτω από τον ηπειρωτικό φλοιό της Γκοντβάνα. Όταν αυτό το σύστημα ήταν ενεργό κατά τη διάρκεια του Μεσοζωικού, τα ιζήματα που βρίσκονταν πάνω στην καταδυόμενη πλάκα αποκολλήθηκαν και συσσωρεύτηκαν στο περιθώριο της Γκοντβάνα, συμπιέστηκαν και διατηρούνται σήμερα ως το σύνθετο Torlesse Composite Terrane, αποτελούμενο από ψαμμίτη "γκρίζου τύπου" και ψαμμίτη "αργλικό" ιλυόλιθο. Τουλάχιστον τρία διαφορετικά στοιχεία είναι εμφανή στα πετρώματα Torlesse, που αναγνωρίζονται ως Rakaia Terrane, Kaweka Terrane και Pahau Terrane. Η συσσώρευση κατά το Πέρμιο έως το Τριαδικό παρήγαγε τα πετρώματα του Rakaia Terrane. Τα πετρώματα αυτά υπέστησαν μεταμόρφωση χαμηλού βαθμού, καθώς και κάποια ανύψωση και διάβρωση που οδήγησαν σε μη θαλάσσια ιζηματογενή πετρώματα του Clent Hills Group και του σχηματισμού Wakaera που αποτέθηκαν από πάνω κατά τη διάρκεια του Μέσου Ιουρασικού. Το δεύτερο και το τρίτο

στοιχείο σχηματίστηκαν κατά τη διάρκεια του Άνω Ιουρασικού έως το Κάτω Κρητιδικό. Τα πετρώματα Torlesse αποτελούν το γεωλογικό "υπόβαθρο" του Βόρειου Canterbury. Πιστεύεται ότι κάτω από το μεγαλύτερο μέρος της περιοχής του Canterbury, τα πετρώματα Torlesse βρίσκονται κάτω από το έδαφος, σε περίπου 10 km βάθος, από πετρώματα του ωκεάνιου πυθμένα που αντιπροσωπεύουν το καταβυθιζόμενο τμήμα του οροπεδίου Hikurangi (Reyners) (Begg et al., 2015). Η υποβύθιση σταμάτησε στα μέσα της Κρητιδικής περιόδου (περίπου 100 Ma). Η παύση της καταβύθισης και η έναρξη του σχηματισμού των τελικών πετρωμάτων ακολουθήθηκε από τη διάσπαση της Γκοντβάνα, συμπεριλαμβανομένου του ανοίγματος της θάλασσας Tasman, και η μετανάστευση της ηπείρου της Νέας Ζηλανδίας (Zealandia), μακριά από την Αυστραλία και την Ανταρκτική σε μια απομονωμένη θέση στον Ειρηνικό Ωκεανό. Ο διαχωρισμός έλαβε χώρα ύστερα από αργή καταβύθιση της ηπειρωτικής Ζηλανδίας, με πολλά ρήγματα τάσης και τη δημιουργία λεκανών μέσα στις οποίες συσσωρεύτηκαν ιζήματα. Κατά τη διάρκεια μιας περιόδου 70 εκατομμυρίων ετών η περιοχή της Zealandia σταδιακά βυθίστηκε κάτω από τη θάλασσα, ενώ η ιζηματογένεση γινόταν όλο και περισσότερο επηρεασμένη από τη θάλασσα και με αποκορύφωμα την εκτεταμένη απόθεση ασβεστόλιθων στα μέσα του Τριτογενούς. Εκείνη την εποχή, το μεγαλύτερο μέρος της Νέας Ζηλανδίας ήταν βυθισμένο. Η ανάπτυξη ενός νέου ορίου πλακών προανήγγειλε την αρχή της ανύψωσης της ξηράς, την υποχώρηση της θάλασσας, και μια προοδευτική μετάβαση από ρηχά θαλάσσια σε μη θαλάσσια ιζηματογένεση σε όλη την αναπτυσσόμενη Νέα Ζηλανδία. Η ανύψωση της οροσειράς του Canterbury και των Νότιων Άλπεων δυτικότερα στην ενδοχώρα, συνοδεύτηκε από διάβρωση που διοχέτευσε μεγάλους όγκους ιζημάτων, που προέρχονταν σε μεγάλο βαθμό από τα πετρώματα Torlesse, προς τα κάτω στους ποταμούς προς τις πεδινές περιοχές και τις παρακείμενες ρηχές θάλασσες, σχηματίζοντας σημαντικές συσσωρεύσεις ψαμμίτη, ιλυόλιθου και κροκαλοπαγή που αποτελούν το νεότερο τμήμα στην ακολουθία των πετρωμάτων. Η ηφαιστειακή δραστηριότητα επικράτησε τοπικά κατά τη διάρκεια του Μέσου-Άνω Μειοκαινού, κυρίως με σχηματισμό ενός πολύ μεγάλου σύνθετου ηφαιστείου, του οποίου η χερσόνησος Banks είναι το μερικώς διαβρωμένο άκρο του. Στις πλευρές του ηφαιστειακού συμπλέγματος, ηφαιστειακές αποθέσεις υπερκαλύπτουν Μειοκαινικά και παλαιότερα στρώματα και με τη σειρά τους θάβονται κάτω από στρώματα του Μειοκαινού και του Πλειοκαινού (Begg et al., 2015). Η απόθεση των ποτάμιων ιζημάτων στις πεδιάδες και τις υπεράκτιες περιοχές ενισχύθηκε μετά την έναρξη της Τεταρτογενούς Περιόδου (~2,6 Ma έως σήμερα) από κύκλους παγετωδών και μεσοπαγετωδών περιόδων. Ένα βασικό χαρακτηριστικό των παγετωδών περιόδων ήταν η επίδρασή τους στην παγκόσμια στάθμη της θάλασσας. Μεγάλοι όγκοι νερού συσσωρεύτηκαν μέσα στα ηπειρωτικά στρώματα πάγου κατά τη διάρκεια ψυχρών περιόδων, με αποτέλεσμα σημαντικές μειώσεις της στάθμης της θάλασσας, η οποία ανέκαμψε όταν τα στρώματα πάγου έλιωσαν κατά τη διάρκεια της μεσοπαγετώδους περιόδου. Οι διακυμάνσεις της στάθμης της θάλασσας παρήγαγαν μια χαρακτηριστική εναλλαγή ψυχρών και θερμών κλιματικών αποθέσεων στα παράκτια περιθώρια των χερσαίων μαζών. Αυτό φαίνεται ιδιαίτερα κάτω από τις παράκτιες περιοχές ανατολικά του Canterbury, όπου ένα καθεστώς αργής καθίζησης με την πάροδο του χρόνου όπου ποτάμια ιζήματα εναποτίθενται κάτω από το χαμηλό επίπεδο της θάλασσας κατά τη διάρκεια της ψυχρής περιόδου και κυρίως αμμώδη ή λασπώδη ιζήματα που αποτέθηκαν σε εκβολές ποταμών κατά τη διάρκεια των υψηλών επιπέδων της θάλασσας των θερμών περιόδων. Στο Νότιο Νησί, τα ψυχρά κλιματικά επεισόδια ήταν αρκετά έντονα ώστε να σχηματιστούν μεγάλοι παγετώνες στις Νότιες Άλπεις, βοηθώντας τη διάβρωση και τη μεταφορά ιζημάτων προς τις ακτές. Απόθεση κατά τη διάρκεια των κλιματικών διακυμάνσεων των τελευταίων 600.000 ετών είχε ως αποτέλεσμα την τεράστια συσσώρευση ποτάμιων χαλικιών που σχηματίζει τις πεδιάδες του Canterbury (Σχήμα 15) (Begg et al., 2015).



Σχήμα 15: Γεωλογία του Canterbury στο Τεταρτογενές (Begg et al., 2015) (Τοπογραφικά χαρακτηριστικά: κεντρική γραμμή ποταμού, η αστική περιοχή του Christchurch, γεωμορφολογικά δεδομένα, Γεωλογικές ενότητες: ενεργή προσχωσιγενής πεδιάδα, Ολοκαινικά ιζήματα, Μέσο-Κάτω Πλειστοκαινικά ιζήματα, Κάτω Κρητιδικά-Άνω Πλειοκαινικά κροκαλοπαγή, Επιφάνεια ρήγματος 2010-2011: Ρήγμα Greendale, Επιφάνειες ρηγμάτων 2010-2011: 4 Σεπτεμβρίου 2010, 22 Φεβρουαρίου 2011, 13 Ιουνίου 2011, 23 Δεκεμβρίου 2011).

## 5.2 Οι αλλουβιακές αποθέσεις στο Christchurch

Το Christchurch βρίσκεται στη νότια άκρη του Pegasus Bay στο ανατολικό άκρο εκτεταμένων αμμοχάλικων που προέρχονται από τις Νότιες Άλπεις. Η πόλη είναι χτισμένη σε ένα πολύ πρόσφατο παράκτιο περιθώριο που πλαισιώνεται από τα ηφαιστειακά πετρώματα της χερσονήσου των Τρανκς, με τον φαρδύ ποταμό με μαιανδρισμούς Waimakariri στα βόρεια της πόλης. Η πόλη του Christchurch βρίσκεται σε μια περιοχή που κάποτε ήταν κυρίως βάλτος και βρίσκεται πίσω από αμμόλοφους, εκβολές και λιμνοθάλασσες. Το χαλίκι, η άμμος και η ιλύς των ποτάμιων καναλιών και των αποθέσεων των πλημμυρών από τις όχθεις του ποταμού Waimakariri, αποτελούν τα κυρίως χαρακτηριστικά των εδαφών, με περιοχές που συναντάται τύρφης. Εκτεταμένες περιοχές αμμόλοφων και παλαιών κορυφογραμμών αμμόλοφων απαντώνται σε όλη την περιοχή της ανατολικής πόλης προς την ακτή (Murray, Rafferty, 2021).

### 5.2.1 Port Hills

Οι πλαγιές μεταξύ της πόλης Christchurch και της χερσονήσου των Τρανκς είναι οι λόφοι Port Hills. Πρόκειται για υπολείμματα του ηφαιστείου του Lyttelton, αποτελούμενο από έντονα διαβρωμένα στρώματα βασάλτη, πυριτόλιθου και τέφρας, ηλικίας από 9,8 έως 12 εκατομμυρίων ετών. Τα εδάφη των Port Hills αποτελούνται γενικά από λεπτά στρώματα ηφαιστειακού κολλούβιου, με ένα κάλυμμα κίτρινης-καφέ ιλύος που μεταφέρθηκε και



αποτέθηκε από τον άνεμο, γνωστή ως loess. Η loess εμφανίζεται κυρίως στα χαμηλότερα επίπεδα στις πλαγιές, αλλά εμφανίζεται επίσης ως υλικό απόπλυσης που συσσωρεύεται σε στρώσεις στα ρέματα και στις εκβολές. Το πάχος της loess είναι συνήθως δύο μέτρα, αλλά μπορεί να φτάσει έως και 20 μέτρα πάχος στις πιο αποσαθρωμένες πλαγιές των υψηλότερων κορυφογραμμών. Αυτά τα εδάφη είναι επιδεκτικά στη διάβρωση και κατά συνέπεια η προστασία των εδαφών αποτελεί σημαντικό ζήτημα για τη διαχείριση των Port Hills (Murray, Rafferty, 2021).

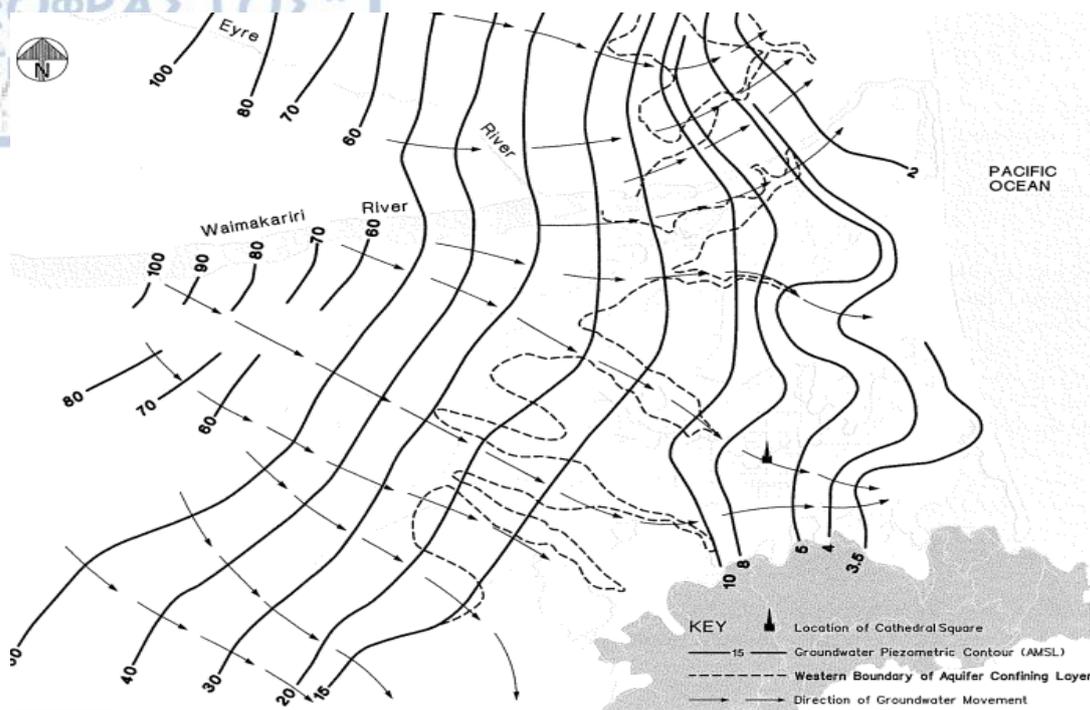
### 5.2.2 Διαμόρφωση της πεδιάδας του Christchurch

Οι πεδινές εκτάσεις του Christchurch περιλαμβάνουν πάνω από το 90% της περιοχής εντός των ορίων της πόλης. Η επιφάνεια διαμορφώθηκε από τη δυναμική του ποταμού Waimakariri σε συνδυασμό με τις παράκτιες μετακινήσεις που οφείλονται στην απόθεση και την άνοδο της στάθμης της θάλασσας (Murray, Rafferty, 2021).

Το υπέδαφος της πεδιάδας του Christchurch σχηματίζεται από αλλουβιακές αποθέσεις και περιλαμβάνει οκτώ ονομαστούς σχηματισμούς στα ανώτερα 150 μέτρα. Είναι διαπερατοί χαλικώδεις σχηματισμοί που βρίσκονται ανάμεσα σε ιλυώδεις αμμώδεις υδροφορείς. Από αυτούς τους διαπερατούς υδροφόρους ορίζοντες, η πόλη προμηθεύεται το νερό της και από τους οποίους οι πηγές ρέουν συνεχώς. Το δυτικό όριο του επιφανειακού στρώματος και η γενική κατεύθυνση της ροής των υπόγειων υδάτων παρουσιάζεται στο Σχήμα 16 (Murray, Rafferty, 2021).

Προς το τέλος της τελευταίας παγετώδους περιόδου, η στάθμη της θάλασσας ανέβηκε αρκετά μέτρα μέχρι πριν από περίπου 6.000 χρόνια, οπότε και έφθασε σε ένα επίπεδο πολύ κοντά στο σημερινό επίπεδο. Από τότε, η στάθμη της θάλασσας παρέμεινε σχετικά σταθερή, αλλά η ακτογραμμή μετακινήθηκε αρκετά χιλιόμετρα προς τα ανατολικά ως αποτέλεσμα των ποτάμιων και θαλάσσιων αποθέσεων. Αυτό οδήγησε σε μια διαδοχή θαλάσσιων αποθέσεων παραλίας, αμμοθινών, εκβολές ποταμών, λιμνοθάλασσες και βάλτους. Κατά καιρούς υπήρξαν εισβολές από τον ποταμό Waimakariri στην περιοχή των θαλάσσιων αποθέσεων, με αποτέλεσμα την απόθεση αλλουβίων, άμμου και ιλύος (Murray, Rafferty, 2021).

Βάλτοι που αναπτύχθηκαν σε πεδινές περιοχές πίσω από σειρά παράκτιων αμμόλοφων ή αναχωμάτων που σχηματίζονται από ρέματα. Τα περισσότερα από αυτά επιβίωσαν αρκετά ώστε να συσσωρευτεί τύρφη. Στο μεγαλύτερο μέρος της πεδινής αστικής περιοχής του Christchurch υπάρχουν γενικά εδάφη με μικρή αντοχή με υδροφόρο ορίζοντα συνήθως ένα έως δύο μέτρα κάτω από την επιφάνεια του εδάφους, το οποίο αυξάνεται στα τέσσερα μέτρα στις δυτικές περιοχές (Murray, Rafferty, 2021).

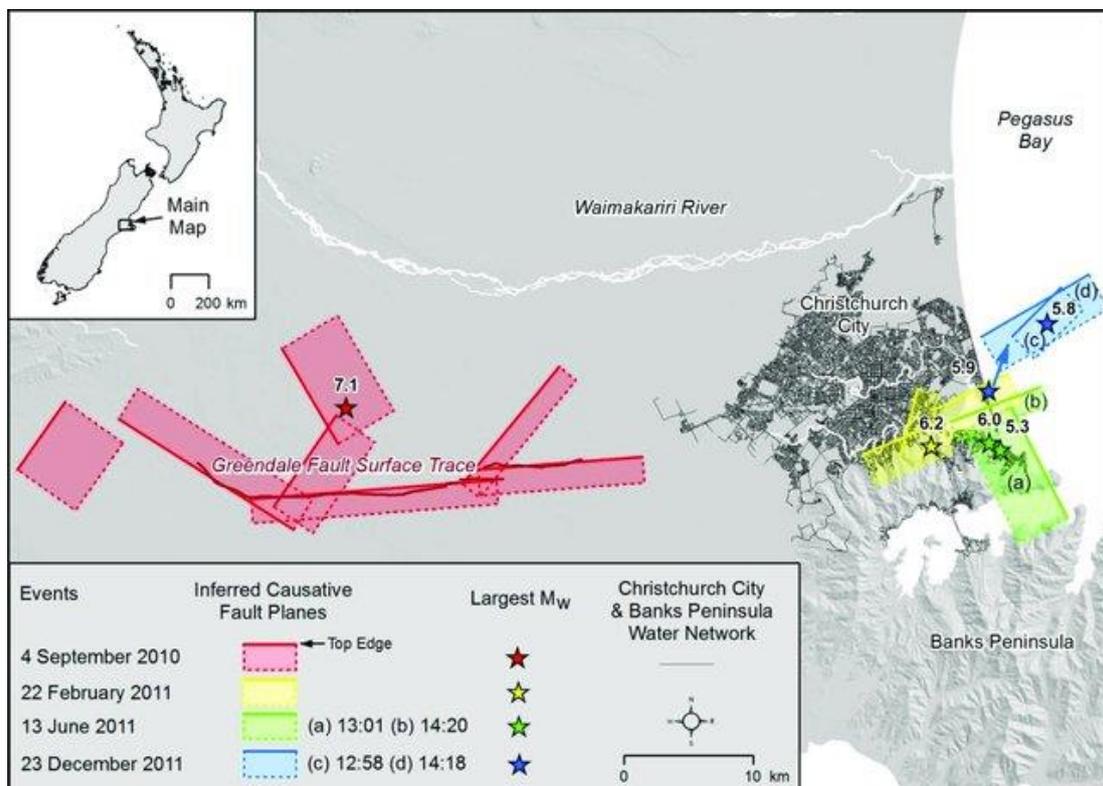


Σχήμα 16: Περιγράμματα υπόγειων υδάτων πιεζομετρικής επιφάνειας (σε μέτρα πάνω από τη μέση στάθμη της θάλασσας) και κατεύθυνση ροής (Talbot et al, 1986).

### 5.3 Οι σεισμοί του Christchurch

Οι σεισμοί του Christchurch το έτος 2010-11, γνωστοί και ως σεισμοί του Canterbury, ήταν μια σειρά δονήσεων που σημειώθηκαν στην πόλη Christchurch της Νέας Ζηλανδίας και στην περιοχή Canterbury από τις αρχές Σεπτεμβρίου 2010 έως τα τέλη Δεκεμβρίου 2011 (Murray, Rafferty, 2021). Ο σεισμός Mw 7,1 Darfield σημειώθηκε σε ένα ρήγμα που ήταν προηγουμένως άγνωστο, το Greendale. Το ρήγμα δεν είχε χαρτογραφηθεί πριν από το 2010 και οι μετατοπίσεις κατά μήκος του ρήγματος κατά τη διάρκεια του σεισμού της 4ης Σεπτεμβρίου αποκάλυψαν μια γραμμή που διαρρηγνύει την επιφάνεια του εδάφους. Η επιφάνεια ρήγματος εκτείνεται για ~29,5 χλμ. Η μετατόπιση ήταν κυρίως οριζόντια (ολίσθηση) μετατοπίζοντας αγροτικούς φράχτες, δρόμους, γραμμές μεταφοράς ηλεκτρικής ενέργειας και σιδηροδρομικές γραμμές με δεξιόστροφη κατεύθυνση. Πληροφορίες από σειсмоγράφους, GPS και επεξεργασμένα δορυφορικά δεδομένα από ραντάρ (InSAR) έδειξαν ότι το ρήγμα που χαρτογραφήθηκε δεν ήταν το μόνο ρήγμα που σχετίζεται με το Mw 7,1 του σεισμού του Darfield. Ο σεισμός ήταν στην πραγματικότητα μια σύνθετη διαδικασία που περιλάμβανε διάρρηξη πολλών τμημάτων, συμπεριλαμβανομένων άγνωστων έως τότε ανάστροφων ρηγματών και οριζόντιας ολίσθησης. Οι εδαφικές κινήσεις του σεισμού στην ευρύτερη περιοχή κατά τη διάρκεια του γεγονότος της 4<sup>ης</sup> Σεπτεμβρίου ήταν πολύ υψηλές. Οι εδαφικές επιταχύνσεις έφθασαν 1,26 φορές την τιμή της γήινης επιτάχυνσης ( $1g=9,8 \text{ m/sec}^2$ ) κοντά στο ρήγμα, και μέχρι 0,3g στο κέντρο του Christchurch, πάνω από 35 χλμ. από το επίκεντρο. Οι επιταχύνσεις είναι κυρίως  $<1g$  και οι περισσότερες  $<0,3g$ , ασυνήθιστα υψηλές κινήσεις για κύματα μικρής περιόδου παρατηρήθηκαν σε ένα προάσιο στα νότια της πόλης. Αυτές οι υψηλότερες επιταχύνσεις θα μπορούσαν να οφείλονται σε ενίσχυση από τα τοπικά, μη συνεκτικά εδάφη και τη δομή της λεκάνης (το βάθος και οι αλλαγές στο βάθος της ιζηματογενούς λεκάνης μπορεί να επηρεάσουν την ενίσχυση των κυμάτων). Ο σεισμός Mw 6,2 της 22<sup>ης</sup> Φεβρουαρίου του Christchurch ήταν μακράν ο πιο καταστροφικός σεισμός της ακολουθίας του Canterbury, με την κίνηση του εδάφους να λαμβάνει χώρα σε μεγάλο μέρος του πόλης. Ο σεισμός σημειώθηκε σε ένα ρήγμα βορειοανατολικού-νοτιοδυτικού προσανατολισμού και με το επίκεντρο να βρίσκεται στα 7 km βάθος. Το ρήγμα ήταν πλάγιο ανάστροφο. Επειδή το ρήγμα δεν διέρρηξε το έδαφος, δεν μπορούσε να μετρηθεί η

μετατόπιση στο πεδίο, αλλά με βάση γεωδαιτικά και σεισμολογικά δεδομένα, το ρήγμα παρήγαγε μέγιστη ολίσθηση 2,5-4,0m σε βάθος 4-5km. Οι εδαφικές κινήσεις στην πόλη Christchurch ήταν εξαιρετικά υψηλές κατά τη διάρκεια του συμβάντος του Φεβρουαρίου, έφτασαν τις 2,2 φορές την επιτάχυνση της βαρύτητας της Γης (g) κοντά στο επίκεντρο και έως και 0,8 g στο CBD (Central Business District). Σε περιοχές κοντά στο ρήγμα (λιγότερο 5 km μακριά) οι οριζόντιες επιταχύνσεις ήταν ισχυρότερες στο σεισμό του Christchurch από ό,τι στους Darfield (Berryman, 2012). Οι επιταχύνσεις που καταγράφηκαν κατά τη διάρκεια της 22<sup>ης</sup> Φεβρουαρίου ήταν μεγαλύτερες από εκείνες που αναμένονταν και που εν τέλει χρησιμοποιήθηκαν στο σχεδιασμό των κατασκευών της Νέας Ζηλανδίας, δηλαδή για το σχεδιασμό κτιρίων. Ορισμένοι παράγοντες που πιστεύεται ότι συνέβαλαν στις υψηλές επιταχύνσεις που σημειώθηκαν στο Christchurch ήταν η κοντινή απόσταση και το μικρό βάθος του επίκεντρου, η μείωση τάσης και η κατευθυντικότητα του ρήγματος προς την πόλη. Το επίκεντρο του σεισμού Mw 6,0 στις 13 Ιουνίου 2011 εντοπίστηκε πιο μακριά στο ανατολικά του σεισμού της 22ας Φεβρουαρίου (Σχήμα 17).



Σχήμα 17: Θέσεις ρηγμάτων από τα οποία προκλήθηκαν οι σεισμοί, καθώς και τα μεγέθη τους (Hughes, 2014).

Οι τελευταίοι σεισμοί του έτους συνέβησαν στις 23 Δεκεμβρίου 2011 με μεγέθη Mw=5,8 και Mw=5,9 (Murray, Rafferty, 2021).

#### 5.4 Αστοχίες που προκάλεσαν οι σεισμοί

Τα κτήρια και οι δρόμοι σε ολόκληρη την περιοχή του Christchurch, που είχαν αποδυναμωθεί από το φαινόμενο του Σεπτεμβρίου και τους μετασεισμούς του, υπέστησαν σοβαρές αστοχίες ή καταστράφηκαν κατά το σεισμό του Φεβρουαρίου. Το κέντρο της πόλης Christchurch επλήγη ιδιαίτερα και εκκενώθηκε. Κατά τη διάρκεια των μηνών που ακολούθησαν, διαπιστώθηκε ότι περισσότεροι από 180 άνθρωποι έχασαν τη ζωή τους από τον σεισμό- πολλοί από αυτούς σκοτώθηκαν ακαριαία καθώς κατέρρευσαν τα κτήρια και τα συντρίμμια έπεσαν στους δρόμους, συνθλίβοντας αυτοκίνητα και λεωφορεία. Ένα από τα χειρότερα περιστατικά ήταν η κατάρρευση του κτιρίου της Τηλεόρασης του Canterbury (CTV),

στο κέντρο της πόλης, το οποίο ισοπεδώθηκε σχεδόν εξ ολοκλήρου. Υπολογίζεται ότι 100 ή περισσότεροι άνθρωποι βρίσκονταν στο κτίριο τη στιγμή του σεισμού.



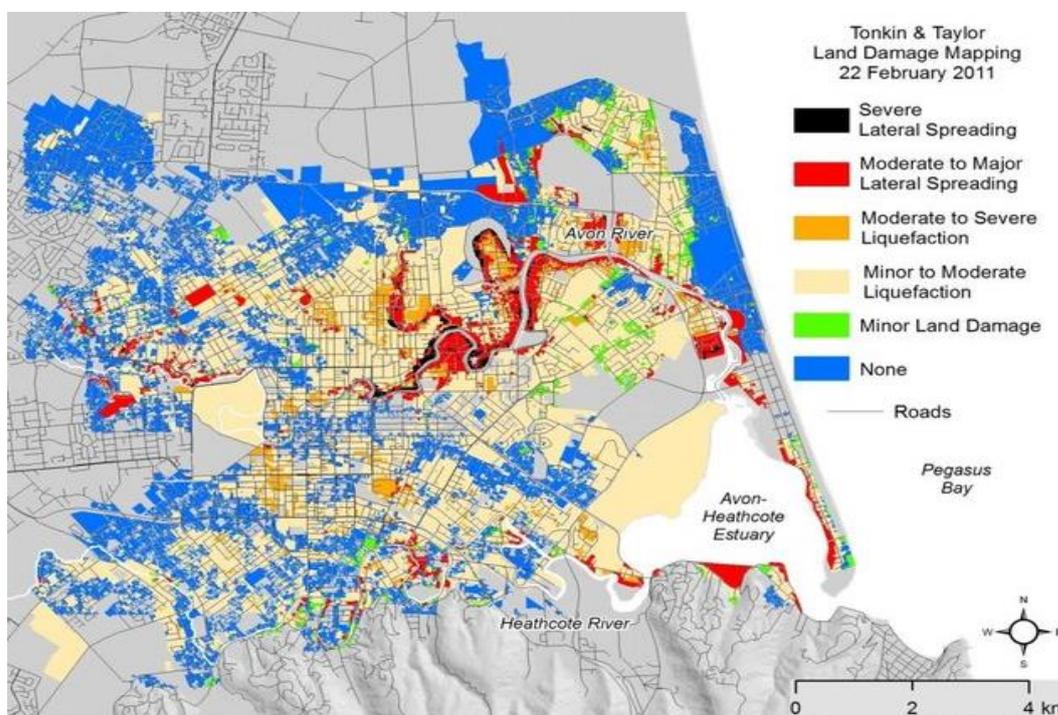
Εικόνα 6: Ρευστοποίηση στο ανατολικό Christchurch που προκύπτει από το σεισμό της από την 22<sup>ης</sup> Φεβρουαρίου (Tonkin & Taylor Ltd, 2011)



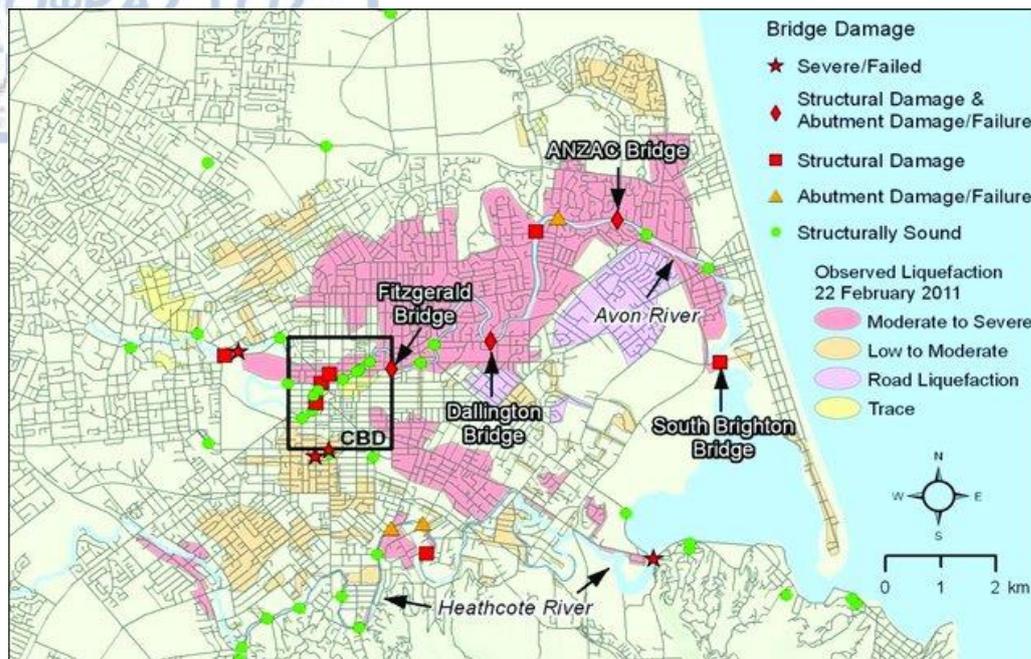
Εικόνα 7: Αυτοκίνητο που βυθίστηκε από ρευστοποίηση. Κατά τη διάρκεια της ρευστοποίησης μετά τον σεισμό του Christchurch της 22<sup>ης</sup> Φεβρουαρίου 2011, το έδαφος άνοιξε κάτω από αυτό το κινούμενο αυτοκίνητο στο Canterbury. Ο οδηγός βγήκε, αλλά το αυτοκίνητο έμεινε κολλημένο (Maurer, 2021)

k

Ο καθολικός καθεδρικός ναός του Christchurch υπέστη σοβαρές αστοχίες. Άλλες πόλεις στην περιοχή γύρω από το Christchurch επλήγησαν σοβαρά, αν και χάθηκαν λιγότερες ζωές. Η πόλη Lyttelton, κοντά στο επίκεντρο του σεισμού, υπέστη εκτεταμένες αστοχίες σε κτήρια, προβλήτες και άλλες υποδομές. Το Bexley και άλλα προάστια πλημμύρισαν μετά από ρήξη του δικτύου ύδρευσης, αφού υποχώρησαν τα νερά, οι κατεστραμμένοι από τον σεισμό δρόμοι και τα σπίτια παρέμειναν καλυμμένα με λάσπη. Οι συνεχόμενοι μετασεισμοί τις ημέρες μετά την 22<sup>η</sup> Φεβρουαρίου αποδυνάμωσαν περαιτέρω τις δομές σε όλη την περιοχή και τμήματα αρκετών προαστίων χρειάστηκε να εκκενωθούν. Εκατοντάδες κτήρια στην κεντρική επιχειρηματική περιοχή και περίπου 10.000 κατοικίες κρίθηκαν ακατάλληλες και αναμενόταν ότι θα έπρεπε να κατεδαφιστούν. Επιπλέον, προβλέφθηκε ότι, επειδή ο σεισμός είχε καταστήσει το έδαφος μικρής αντοχής σε ορισμένα σημεία, ορισμένες περιοχές ίσως έπρεπε να εγκαταλειφθούν εντελώς. Πράγματι, πιστεύεται ότι μέχρι τη στιγμή των μετασεισμών της 13ης Ιουνίου, περίπου 50.000 πρώην κάτοικοι του Christchurch είχαν ήδη μετακομίσει μόνιμα σε άλλα μέρη της Νέας Ζηλανδίας ή στην Αυστραλία. Τον Μάρτιο του 2012 ανακοινώθηκε ότι, λόγω των πρόσθετων ζημιών που είχε υποστεί από τους μετασεισμούς, ο καθεδρικός ναός δε γινόταν να αποκατασταθεί και θα κατεδαφιζόταν (Murray, Rafferty, 2021).



Εικόνα 8: Χαρτογράφηση της ρευστοποίησης και των ζημιών στο έδαφος για το σεισμό της 22ας Φεβρουαρίου 2011 στο Christchurch. Εκτιμήσεις ζημιών γης που διενεργήθηκαν από τους Tonkin and Taylor για την Επιτροπή Σεισμών (Hughes, 2014).



Εικόνα 9: Ταξινόμηση ζημιών σε γέφυρες μετά την 22<sup>η</sup> Φεβρουαρίου 2011. Παρουσιάζονται επίσης οι παρατηρήσεις ρευστοποίησης (Cubrinovski et al., 2012, τροποποιημένο από Hughes, 2014).

### 5.5 Ρευστοποίηση στο Christchurch

Στην ευρύτερη περιοχή του Christchurch, έλαβαν χώρα περίπου 10.000 γεωτρήσεις.

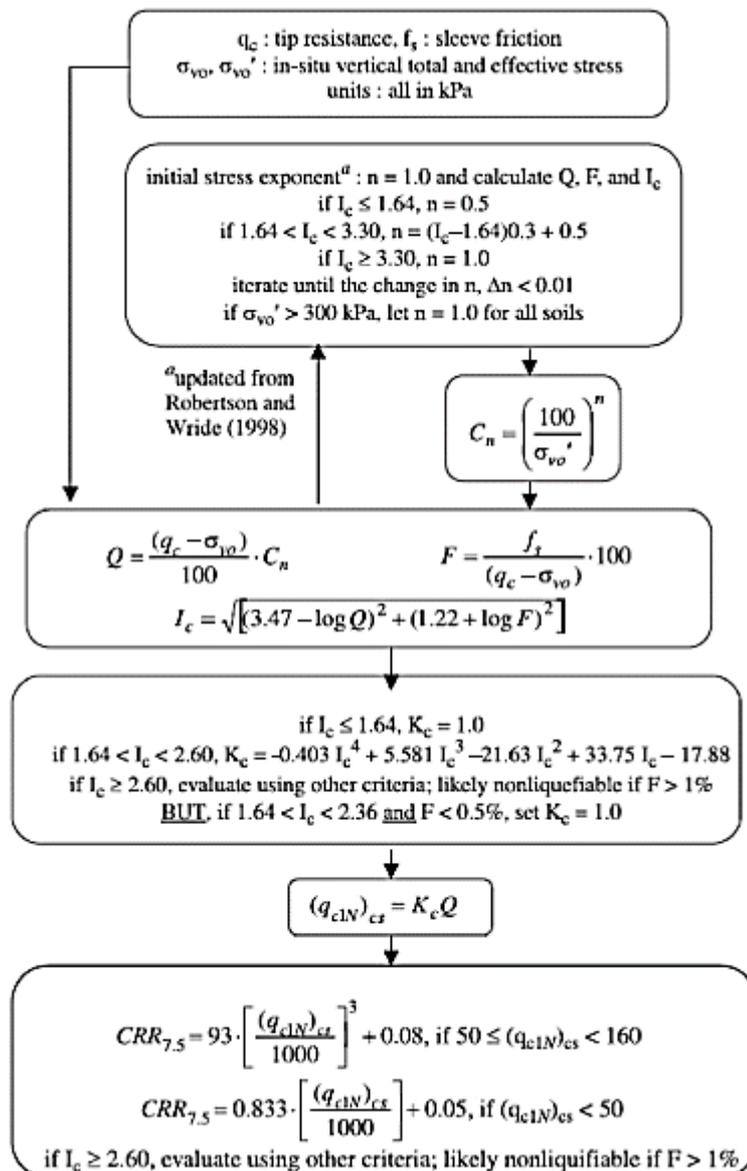
Στην διπλωματική διερευνήθηκαν ενδεικτικά πέντε από αυτές. Αυτές οι πέντε είναι CPT\_37\_AGS01, CPT\_92\_AGS01, CPT\_101\_AGS01, CPT\_270\_AGS01, CPT\_312\_AGS01, τα χαρακτηριστικά των οποίων καταγράφονται στον παρακάτω πίνακα:

	<b>CPT-AVD-03</b> (CPT_37_AGS01)	<b>CPT-AVL-03</b> (CPT_92_AGS01)	<b>CPT-AVS-07</b> (CPT_101_AGS01)	<b>CPT-BUR-06</b> (CPT_270_AGS01)	<b>CPT-BUR-52</b> (CPT_312_AGS01)
Project	Darfield 2010 Earthquake - EQC Ground Investigations				
T&T Ref	51731,001	51731,001	51731,001	51731,001	51731,001
Location	Avondale	Avon Loop	Avonside	Burwood	Burwood
CPT ID No	1703	2103	1407	1106	1152
Test Date	19-Noε-10	6-Δεκ-10	16-Noε-10	9-Noε-10	29-Noε-10
Easting	2484401,00mE (NZMG)	2481679,63mE (NZMG)	2482623,00mE (NZMG)	2484226,43mE (NZMG)	2483543,28mE (NZMG)
Northing	5744726,55mN (NZMG)	5742615,49mN (NZMG)	5742811,64mN (NZMG)	5744873,98mN (NZMG)	5745494,32mN (NZMG)
Pre-Drill:	0,8m below ground level	1,2m below ground level	0,8m below ground level	0,8m below ground level	1,2m below ground level
Assumed GWL	2m below ground level	1,1m below ground level	1,9m below ground level	1,6m below ground level	2m below ground level

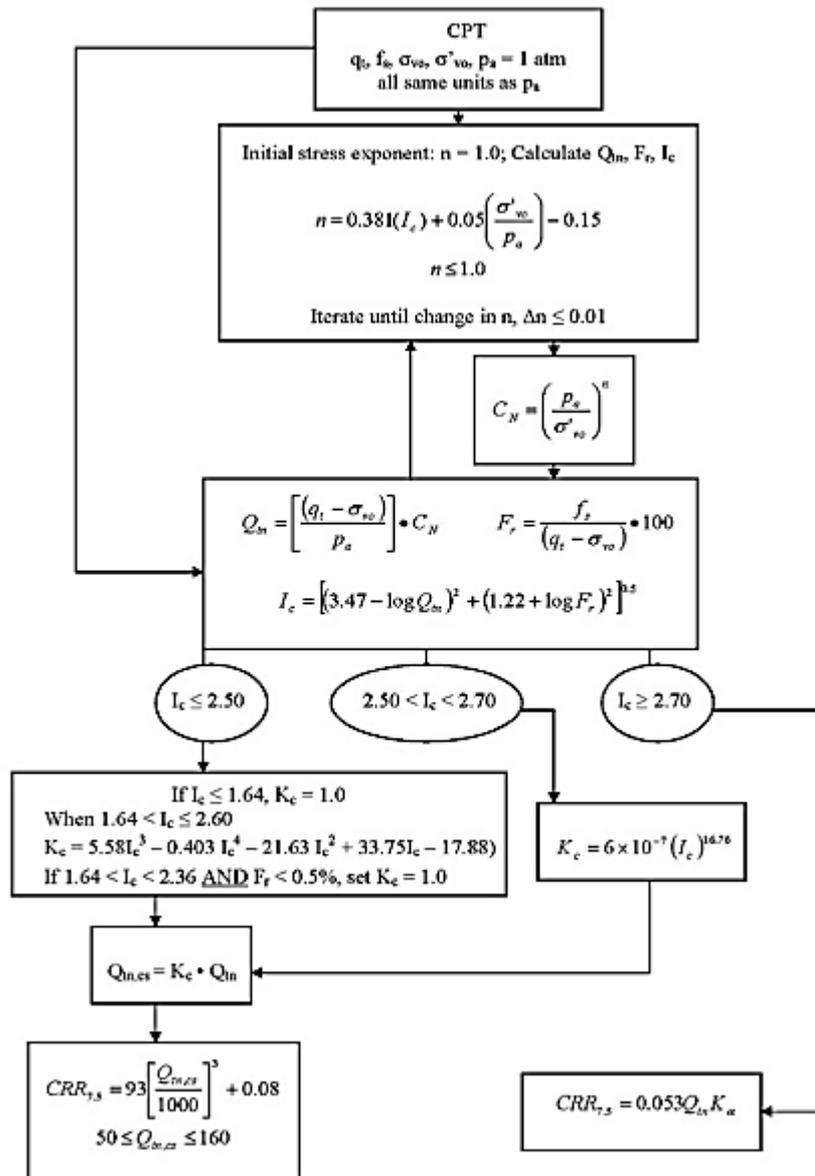
Max Depth	19,05m below ground level	13,21m below ground level	22,55m below ground level	22,88m below ground level	10,62m below ground level
-----------	---------------------------	---------------------------	---------------------------	---------------------------	---------------------------

Πίνακας 4: Χαρακτηριστικά των γεωτρήσεων στην ευρύτερη περιοχή του Christchurch

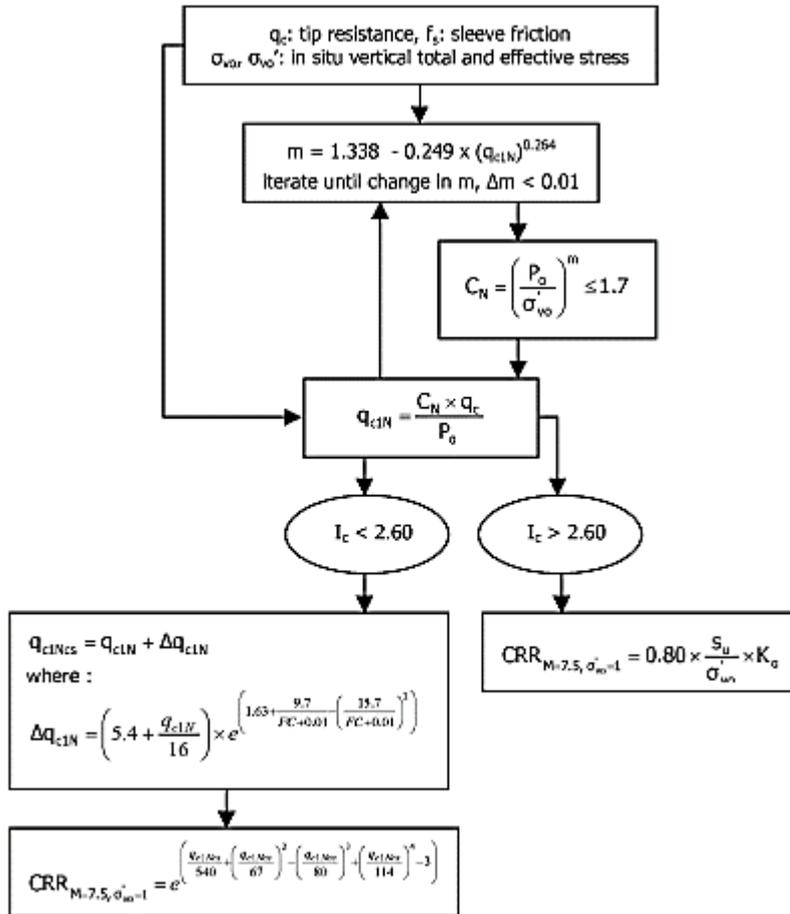
Όλα τα δεδομένα επεξεργάστηκαν μέσω του λογισμικού CLiq. Το λογισμικό CLiq, παρέχει στους χρήστες εύκολη γραφική απεικόνιση, προσαρμοσμένο για CPT δοκιμές. Το CLiq παρέχει αποτελέσματα και διαγράμματα για κάθε βήμα υπολογισμού, ξεκινώντας από την ερμηνεία των βασικών δεδομένων CPT έως τα τελικά διαγράμματα συντελεστή ασφάλειας, δείκτη δυναμικού ρευστοποίησης και μετασεισμικά αποτελέσματα, όπως η καθίζηση και η πλευρική εξάπλωση. Το CLiq παρέχει αξιόπιστα αποτελέσματα με βάση τις μεθοδολογίες των Robertson (NCEER 2001), Robertson (2009), Idriss & Boulanger (2008), Moss et al. (2006), Boulanger & Idriss (2014). Όλες οι μεθοδολογίες παρατίθενται σχηματικά παρακάτω.



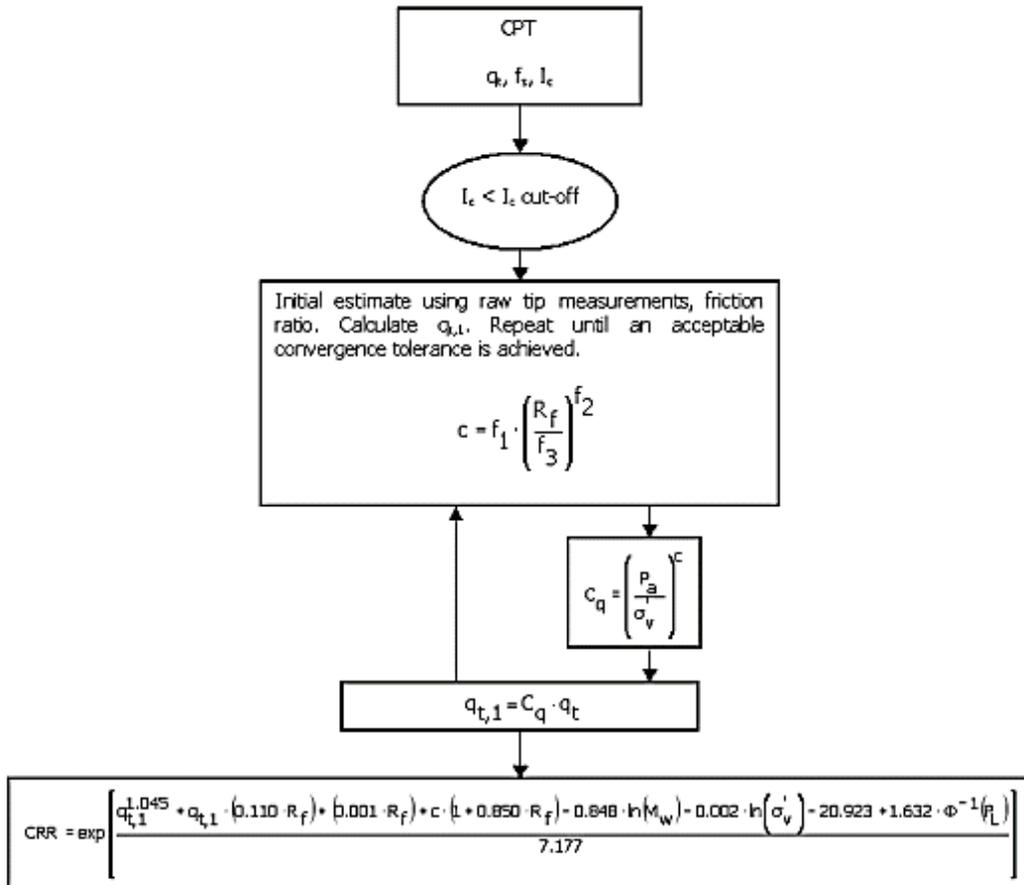
Σχήμα 18: Υπολογισμός CRR (NCEER, 2001)



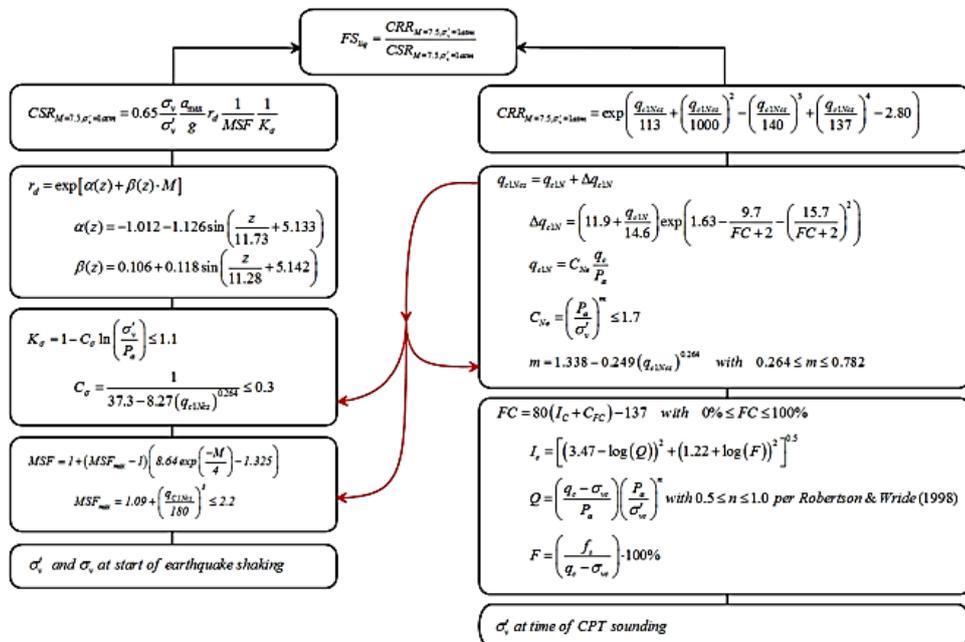
Σχήμα 19: Υπολογισμός CRR, για όλα τα εδάφη (Robertson, 2010)



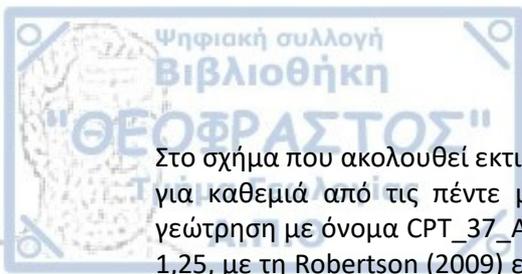
Σχήμα 20: Υπολογισμός CRR ( Idriss & Boulanger (2008)



Σχήμα 21: Υπολογισμός CRR (Moss et al., 2006)



Σχήμα 22: Υπολογισμός συντελεστή ασφαλείας (Boulanger & Idriss, 2014)



Στο σχήμα που ακολουθεί εκτιμάται το δυναμικό ρευστοποίησης για κάθε μία γεώτρηση και για καθεμιά από τις πέντε μεθοδολογίες. Αρχικά, παρατηρείται στο σχήμα ότι για τη γεώτρηση με όνομα CPT\_37\_AGS01, το LPI με τη μέθοδο Robertson (NCEER 2001) είναι στο 1,25, με τη Robertson (2009) είναι στο 1,30, με την Idriss & Boulanger (2008) είναι στο 3,95, με τη μέθοδο Moss et al. (2006) στο 2,15 και με τη Boulanger & Idriss (2014) στο 1,80. Συνεπώς, με τη χρήση οποιασδήποτε μεθόδου, στη συγκεκριμένη γεώτρηση, υπάρχει χαμηλό δυναμικό ρευστοποίησης.

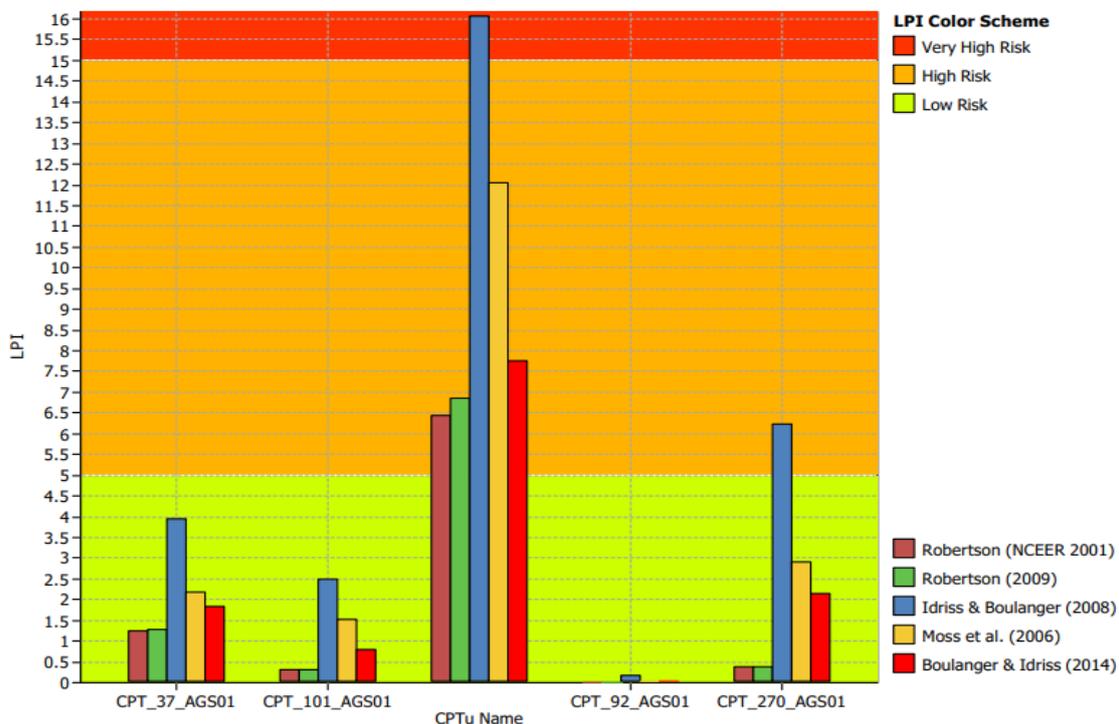
Στη συνέχεια, για τη γεώτρηση με όνομα CPT\_101\_AGS01, το LPI με τη μέθοδο Robertson (NCEER 2001) είναι στο 0,30, με τη Robertson (2009), επίσης είναι στο 0,30, με την Idriss & Boulanger (2008) είναι στο 2,50, με τη μέθοδο Moss et al. (2006) στο 1,55 και με τη Boulanger & Idriss (2014) στο 0,80. Συνεπώς, με τη χρήση οποιασδήποτε μεθόδου, στη συγκεκριμένη γεώτρηση, υπάρχει χαμηλό δυναμικό ρευστοποίησης.

Επιπλέον, για τη γεώτρηση με όνομα CPT\_312\_AGS01, το LPI με τη μέθοδο Robertson (NCEER 2001) είναι 6,45, με τη Robertson (2009), είναι 6,90, με την Idriss & Boulanger (2008) είναι στο 16,10, με τη μέθοδο Moss et al. (2006) στο 12,10 και με τη Boulanger & Idriss (2014) στο 7,75. Συνεπώς, με τη χρήση όλων των μεθόδων, υπάρχει υψηλό δυναμικό ρευστοποίησης, εκτός της μεθόδου Idriss & Boulanger (2008), όπου το δυναμικό ρευστοποίησης χαρακτηρίζεται πολύ υψηλό.

Επίσης, για τη γεώτρηση με όνομα CPT\_92\_AGS01, το LPI με τη μέθοδο Robertson (NCEER 2001) είναι μηδενικό, με τη Robertson (2009), επίσης είναι μηδενικό, με την Idriss & Boulanger (2008) είναι στο 0,15, με τη μέθοδο Moss et al. (2006) στο 0,02 και με τη Boulanger & Idriss (2014) στο 0,05. Συνεπώς, με τη χρήση οποιασδήποτε μεθόδου, στη συγκεκριμένη γεώτρηση, υπάρχει πολύ χαμηλό δυναμικό ρευστοποίησης.

Τέλος, για τη γεώτρηση με όνομα CPT\_270\_AGS01, το LPI με τη μέθοδο Robertson (NCEER 2001) είναι στο 0,40, με τη Robertson (2009), επίσης είναι στο 0,40, με την Idriss & Boulanger (2008) είναι στο 6,25, με τη μέθοδο Moss et al. (2006) στο 2,90 και με τη Boulanger & Idriss

(2014) στο 2,15. Σε αυτήν την περίπτωση, το δυναμικό ρευστοποίησης είναι χαμηλό με τη χρήση όλων των μεθοδολογιών, εκτός της Idriss & Boulanger (2008), όπου είναι υψηλό.



Σχήμα 23: Εκτίμηση δυναμικού μέσω των μεθοδολογιών των Robertson (NCEER 2001), Robertson (2009), Idriss & Boulanger (2008), Moss et al. (2006), Boulanger & Idriss (2014).

Στη γεώτρηση με όνομα CPT\_37\_AGS01, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα, η καθίζηση σε cm με τη μέθοδο Robertson (NCEER 2001) είναι στα 3,70, με τη Robertson (2009), είναι στα 3,60, με την Idriss & Boulanger (2008) είναι στα 12,50, με τη μέθοδο Moss et al. (2006) στο 3,50 και με τη Boulanger & Idriss (2014) στο 4,60. Συνεπώς, με τη χρήση όλων των μεθόδων, δημιουργείται μικρής κλίμακας καθίζηση, εκτός της μεθόδου Idriss & Boulanger (2008), όπου παρατηρείται μεγαλύτερη καθίζηση.

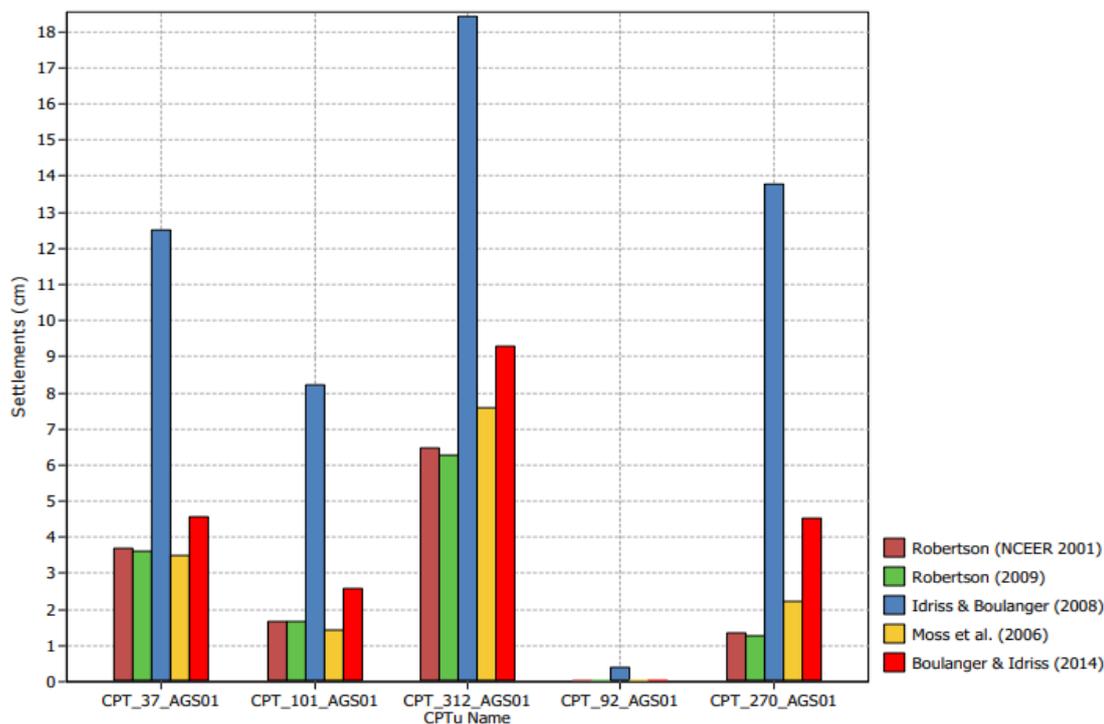
Στη γεώτρηση με όνομα CPT\_101\_AGS01, η καθίζηση σε cm με τη μέθοδο Robertson (NCEER 2001) είναι στα 1,70, με τη Robertson (2009), επίσης είναι στα 1,70, με την Idriss & Boulanger (2008) είναι στα 8,20, με τη μέθοδο Moss et al. (2006) στα 1,50 και με τη Boulanger & Idriss (2014) στα 2,60. Οπότε, με τη χρήση όλων των μεθόδων, δημιουργείται μικρής κλίμακας καθίζηση, εκτός της μεθόδου Idriss & Boulanger (2008), όπου η καθίζηση είναι μεσαίας κλίμακας.

Στη γεώτρηση με όνομα CPT\_312\_AGS01, η καθίζηση σε cm με τη μέθοδο Robertson (NCEER 2001) είναι στα 6,45, με τη Robertson (2009), είναι στα 6,30, με την Idriss & Boulanger (2008) είναι στα 18,40, με τη μέθοδο Moss et al. (2006) στα 7,60 και με τη Boulanger & Idriss (2014) στα 9,30. Συνεπώς, με τη χρήση όλων των μεθόδων, δημιουργείται μεσαίας κλίμακας καθίζηση, εκτός της μεθόδου Idriss & Boulanger (2008), όπου η καθίζηση είναι μεγάλη.

Στη γεώτρηση με όνομα CPT\_92\_AGS01, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα, η καθίζηση σε cm με τη μέθοδο Robertson (NCEER 2001) είναι στα 0,05, με τη Robertson (2009), είναι στα 0,02, με την Idriss & Boulanger (2008) είναι στα 0,30, με τη μέθοδο Moss et al. (2006) στα

0,02 και με τη Boulanger & Idriss (2014) στα 0,07. Συνεπώς, με τη χρήση όλων των μεθόδων, δημιουργείται πολύ μικρή καθίζηση.

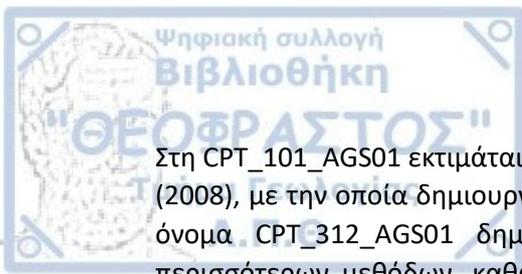
Τέλος, στη γεώτρηση με όνομα CPT\_270\_AGS01, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα, η καθίζηση σε cm με τη μέθοδο Robertson (NCEER 2001) είναι στα 1,30, με τη Robertson (2009), είναι στα 1,20, με την Idriss & Boulanger (2008) είναι στα 13,80, με τη μέθοδο Moss et al. (2006) στα 2,20 και με τη Boulanger & Idriss (2014) στα 4,50. Συνεπώς, με τη χρήση όλων των μεθόδων, δημιουργείται μικρής ή μεσαίας κλίμακας καθίζηση, εκτός της μεθόδου Idriss & Boulanger (2008), όπου η καθίζηση είναι μεγάλη.



Σχήμα 24: Μέγεθος καθιζήσεων μέσω των μεθοδολογιών των Robertson (NCEER 2001), Robertson (2009), Idriss & Boulanger (2008), Moss et al. (2006), Boulanger & Idriss (2014).

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6<sup>ο</sup>: ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Αντικείμενο της διπλωματικής, ήταν η αξιολόγηση δυναμικού ρευστοποίησης και καθίζησης από την μελέτη επί τόπου δοκιμών από γεωτεχνικές γεωτρήσεις. Στο πρώτο διάγραμμα εκτιμάται το δυναμικό ρευστοποίησης LPI για κάθε γεώτρηση και με τη βοήθεια 5 διαφορετικών μεθοδολογιών. Όπου το LPI είναι χαμηλό, υπάρχει χαμηλό δυναμικό ρευστοποίησης, όπου είναι υψηλό, υπάρχει υψηλό δυναμικό και συνεπώς, όταν το LPI είναι πολύ υψηλό, τότε το δυναμικό είναι κι αυτό ανάλογο. Πιο αναλυτικά, η γεώτρηση CPT\_37\_AGS01 έχει χαμηλό LPI με τη χρήση οποιασδήποτε μεθόδου. Η CPT\_101\_AGS01 έχει επίσης χαμηλό LPI με τη χρήση οποιασδήποτε μεθόδου. Η CPT\_312\_AGS01 έχει υψηλό LPI με τη χρήση όλων των μεθόδων εκτός της Idriss & Boulanger (2008), σύμφωνα με την οποία, το LPI χαρακτηρίζεται πολύ υψηλό. Επίσης, στη γεώτρηση CPT\_92\_AGS01 υπάρχει πολύ χαμηλό LPI. Τέλος, στη CPT\_270\_AGS01, το LPI είναι χαμηλό με τη χρήση οποιασδήποτε μεθοδολογίας. Στο δεύτερο διάγραμμα, εκφράζεται σχηματικά η σχέση των 5 γεωτρήσεων με το μέγεθος καθιζήσεων σε cm με τη χρήση καθεμίας από τις 5 μεθόδους ξεχωριστά. Πιο συγκεκριμένα, το μέγεθος καθίζησης στη γεώτρηση με όνομα CPT\_37\_AGS01 με τη χρήση των περισσότερων μεθόδων είναι μικρής κλίμακας, με μόνη εξαίρεση τη μέθοδο Idriss & Boulanger (2008), με τη χρήση της οποίας, παρατηρείται μεγαλύτερης κλίμακας καθίζηση.



Στη CPT\_101\_AGS01 εκτιμάται μικρή καθίζηση με κάθε μέθοδο, εκτός της Idriss & Boulanger (2008), με την οποία δημιουργείται μεσαίας κλίμακας καθίζηση. Επιπλέον, η γεώτρηση με όνομα CPT\_312\_AGS01 δημιουργεί μεσαίας κλίμακας καθίζηση με τη χρήση των περισσότερων μεθόδων, καθώς με τη χρήση της μεθόδου Idriss & Boulanger (2008), η καθίζηση είναι μεγάλου μεγέθους. Ακόμα, στη γεώτρηση με όνομα CPT\_92\_AGS01 δημιουργείται πολύ μικρού βεληνεκούς καθίζηση με τη διενέργεια οποιασδήποτε μεθόδου. Ολοκληρώνοντας, με τη CPT\_270\_AGS01 παρατηρείται με οποιαδήποτε μεθοδολογία, μικρής ή μεσαίας κλίμακας καθίζηση, με μόνη εξαίρεση τη μέθοδο Idriss & Boulanger (2008), με τη χρήση της οποίας δημιουργείται πολλών εκατοστών καθίζηση.

## **ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ**

Ambraseys, N. N. (1988). Engineering seismology. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 11(8), 1–105. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290170101>

Andrus, R.D., Stokoe, K.H., (1997). Liquefaction resistance based on shear wave velocity, NCEER Workshop on evaluation of liquefaction resistance of soils, Nat. Ctr for earthquake Engrg. Res., Univ. of New York, pp. 89-128

Aydan, O., Ulusay, R., Kumsar, H., & Tuncay, E. (2000). Site investigation and engineering evaluation of the Duzce-Bolu earthquake of November 12, 1999. Turkish Earthquake Foundation, Istanbul. Report No. TDV/DR 09-51.

Bardet, J.P., Mace, T., Tobita, T. and Hu, J., (1999). Large scale modelling of liquefaction-induced ground deformation Part I: A four-parameter MLR model, Proc. of the 7<sup>th</sup> U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistant design of lifelines facilities and Countermeasures against soil liquefaction, Technical Report No. MCEER-00-0019, Mid-America Center of Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York.

Bartlett, S.F., Youd, T.L., (1992). Empirical analysis of horizontal ground displacement generated by liquefaction-induced lateral spreads, Technical report NCEER-92-0021, State University of New York at Buffalo.

Begg et al., (2015). Geology and geomorphology of urban Christchurch, Research Gate, pp. 17-23

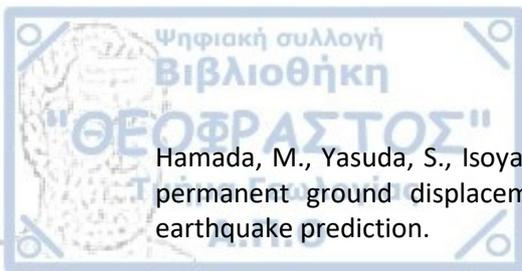
Berryman, 2012, The Canterbury Earthquake Sequence of 2010-2011, New Zealand: a review of seismology, damage observations and consequences, MAPFRE RE, pp. 20-23

Boulanger, R., & Idriss, I. (2004). Evaluating the potential for liquefaction or cyclic failure of silts and clays. <https://doi.org/UCD/CGM-04/01>

Cooke, C.H., Mitchell, K.J., (1999). Guide to Remedial Measures for Liquefaction Mitigation at Existing Highway Bridge Sites, Technical report MCEER-99-0015, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, Virginia

Cubrinovski, M., Henderson, D., Bradley, B., (2012). LIQUEFACTION IMPACTS IN RESIDENTIAL AREAS IN THE 2010-2011 CHRISTCHURCH EARTHQUAKES, University of Canterbury, pp. 2-12

Galli, P. (2000). New empirical relationships between magnitude and distance for liquefaction. *Tectonophysics*, 324(3), 169–187. [https://doi.org/10.1016/S0040-1951\(00\)00118-9](https://doi.org/10.1016/S0040-1951(00)00118-9)



Hamada, M., Yasuda, S., Isoyama, R., and Emoto, K., (1986). Study on liquefaction induced permanent ground displacement, Report for the Association for the development of earthquake prediction.

Hughes, (2014). Auditory distraction: A duplex-mechanism account, Research Gate, pp. 30-41

Hynes, M. E., & Olsen, R. S. (1999). Influence of confining stress on liquefaction resistance. In Proc., Int. Workshop on Phys. and Mech. of Soil Liquefaction, Balkema, Rotterdam, The Netherlands (pp. 145–152).

Ishihara, K. (1985). Stability of natural deposits during earthquakes. In Proc. 11th international conference on soil mechanics and foundation engineering, San Francisco, CA, USA. Vol. 1 (pp. 321–376). Retrieved from

[https://www.issmge.org/uploads/publications/1/34/1985\\_01\\_0007.pdf](https://www.issmge.org/uploads/publications/1/34/1985_01_0007.pdf)

Iwasaki, T. (1986). Soil liquefaction studies in Japan: state-of-the-art. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. [https://doi.org/10.1016/0267-7261\(86\)90024-2](https://doi.org/10.1016/0267-7261(86)90024-2)

Kramer, S. L. (1996). [BOOK] Geotechnical Earthquake Engineering. Prentice-Hall, Inc. <https://doi.org/10.1016/j.nedt.2011.11.013>

Montalvo, T., (2020). Liquefaction During the 1964 Niigata Earthquake, Geoengineer

Murray, Rafferty, (2021). Christchurch earthquakes of 2010–11, New Zealand, Britannica

Obermeier, S. F., Olson, S. M., & Green, R. A. (2005). Field occurrences of liquefaction-induced features: A primer for engineering geologic analysis of paleoseismic shaking. Engineering Geology. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2004.07.009>

Ohsaki, Y., (1966). Niigata Earthquakes, 1964 Building Damage and Soil Condition, Science Direct, pp. 1-16

Papadopoulos, G. A., & Lefkopoulos, G. (1993). Magnitude-distance relations for liquefaction in soil from earthquakes. Bulletin - Seismological Society of America, 83(3), 925–938.

Papathanassiou, G. (2008). LPI-based approach for calibrating the severity of liquefaction-induced failures and for assessing the probability of liquefaction surface evidence. Engineering Geology. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2007.10.005>

Robertson, P. K., & Wride, C. (Fear). (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. Canadian Geotechnical Journal. <https://doi.org/10.1139/t98-017>

Seed, H. B., Tokimatsu, K., Harder, L. F., & Chung, R. M. (1985). Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations. Journal of Geotechnical Engineering. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1985\)111:12\(1425\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1985)111:12(1425))

Seed, H. B., & Idriss, I. M. (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, 97(9), 1249–1273.

Seed, H. B., & Idriss, I. M. (1982). Ground Motion and Soil Liquefaction During Earthquakes. Monograph Series.

Seed, R.B., Cetin, O.K., Moss, R.E.S., Kammerer, A.M., Wu, J., Pestana, J.M., Riemer, M.F., Sancio, R.B., Bray, J.D., Kayen, R.E., Faris, A., (2003). Recent advances in soil liquefaction



engineering: a unified and consistent framework, 26<sup>th</sup> annual ASCE L.A. Geot. Spring Sem., Long Beach, California, April 30, 71 pp.

Talbot et al, (1986). A 40-year record of carbon-14 and tritium in the Christchurch groundwater system, New Zealand: Dating of young samples with carbon-14, Science Direct, pp. 50-68

Witter, R. C., Knudsen, K. L., Sowers, J. M., Wentworth, C. M., Koehler, R. D., & Randolph, C. E. (2006). Maps of Quaternary Deposits and Liquefaction Susceptibility in the Central San Francisco Bay Region, California: U.S. Geological Survey, Open-File Report 2006-1037, Version 1.1. Retrieved from <https://pubs.usgs.gov/of/2006/1037/>

Youd, T.L., (1977). Brief review of liquefaction during earthquakes in Japan, discussion, Soils and Foundation 17, pp. 82-85

Youd, T.L., Perkins, D.M., (1978). Mapping of liquefaction induced ground failure potential, J. Geotechnical Engineering Division, Am. Soc. Civ. Engrg., Vol 104, 4, pp. 433-446

Youd, T. L. (1998). Screening guide for rapid assessment of liquefaction hazard at highway bridge site, Technical Report MCEER-98-0005.

Youd, T.L., Garris, C.T., (1995). Liquefaction induced ground surface disruption. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, 121 (11), pp. 805-809

Youd, T.L., Perkins, D.M., (1987). Mapping of Liquefaction Severity Index, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 113, No 11, pp. 1374-1392

Youd, T.L., Hansen, C.M., and Bartlett, S.F., (2002). Revised MLR equations for prediction of lateral Spread displacement, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 128, No. 12, pp. 1-7-1017

Youd, T.L., (1977). Brief review of liquefaction during earthquakes in Japan, discussion, Soils and Foundation 17, pp. 82-85

Youd, T. L., Idriss, I. M., Andrus, R. D., Arango, I., Castro, G., Christian, J. T., ... Stokoe, K. H. (2001). Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 127(10), 817–833. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2001\)127:10\(817\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2001)127:10(817))

Μαρίνος, Β., (2011). Δειγματοληπτικές γεωτρήσεις για γεωτεχνικούς σκοπούς, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης, Τμήμα Γεωλογίας, Τεχνική Γεωτρήσεων, σελ. 50-51

Μελικουνάκης Χ., (2021). ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΣΤΗΝ ΑΝΑΤΡΟΠΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ TERVELER ΣΤΟΝ ΣΕΙΣΜΟ ΤΟΥ 1999 ΣΤΗΝ ΤΟΥΡΚΙΑ, ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ, ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ, ΤΟΜΕΑΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ, σελ. 8-12

Φαρμάκης, Δ., (2019), Αξιολόγηση επιδεκτικότητας και εκτίμηση δυναμικού ρευστοποίησης εδαφικών σχηματισμών με βάση δεδομένα από επί τόπου δοκιμές, Ελληνικό Ανοικτό Πανεπιστήμιο, Σχολή Θετικών Επιστημών και Τεχνολογίας, σελ. 9-33

Ιωαννίδη, Α., (2017). Γεωτεχνική αξιολόγηση υπεδάφους για θεμελίωση νέων μονάδων κατεργασίας αποβλήτων των Βυρσοδεψιών Θεσσαλονίκης, ΕΘΝΙΚΟ ΚΑΙ ΚΑΠΟΔΙΣΤΡΙΑΚΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΑΘΗΝΩΝ,



ΤΜΗΜΑ ΓΕΩΛΟΓΙΑΣ ΚΑΙ ΓΕΩΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ,  
ΤΟΜΕΑΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ, ΤΕΚΤΟΝΙΚΗΣ ΚΑΙ ΕΦΑΡΜΟΣΜΕΝΗΣ ΓΕΩΛΟΓΙΑΣ, σελ. 69-70

Καββαδάς, Μ., (2006). Η έρευνα του υπεδάφους, ΣΥΜΕΩΝ ΕΚΔΟΣΕΙΣ, ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ, Κεφ. 11, σελ. 5-11

Κόφφα, (2017). Διερεύνηση της καταλληλότητας γεωυλικού από το μανδύα αποσάθρωσης φυλλιτών για τη κατασκευή τάπητα σε Χ.Υ.Τ.Α., Πολυτεχνείο Κρήτης, Τμήμα Μηχανικών Ορυκτών Πόρων, σελ. 51-96

Παπαθανασίου, Γ., (2006), Φαινόμενα Ρευστοποίησης Εδαφών στον Ελληνικό Χώρο, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης

Παπαθανασίου, Γ., (2022). Φυσικές ιδιότητες εδαφών/πλαστικότητα, Τμήμα Γεωλογίας, Εργαστήριο Τεχνικής Γεωλογίας & Υδρογεωλογίας, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης, σελ. 22-26

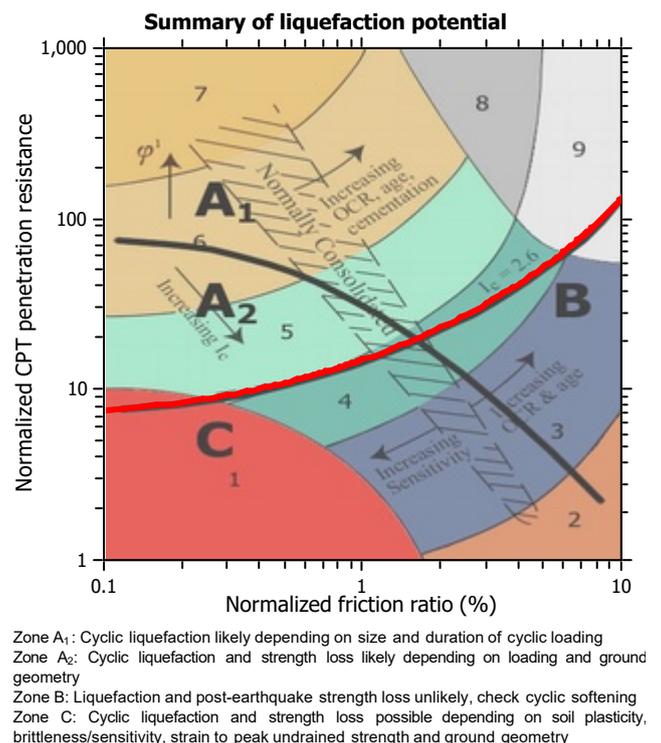
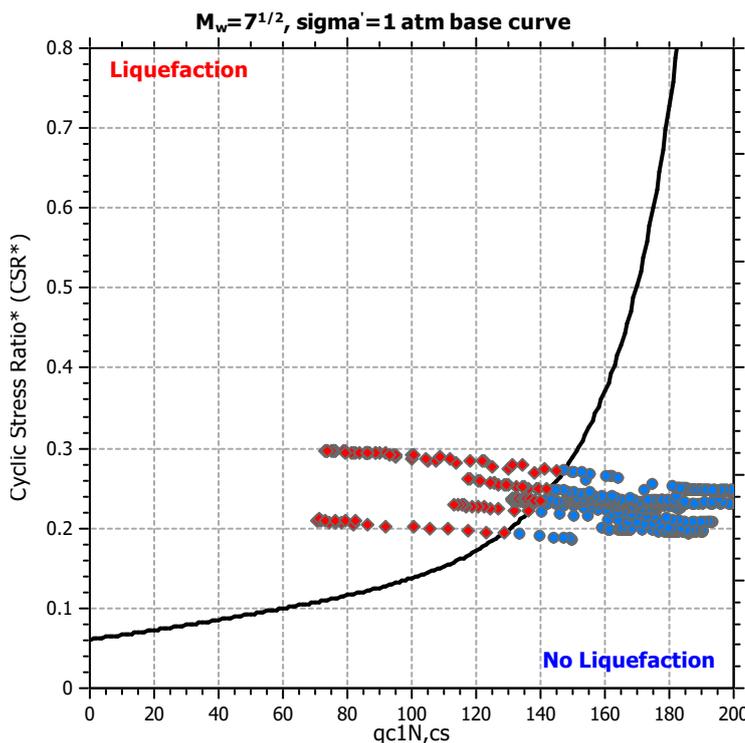
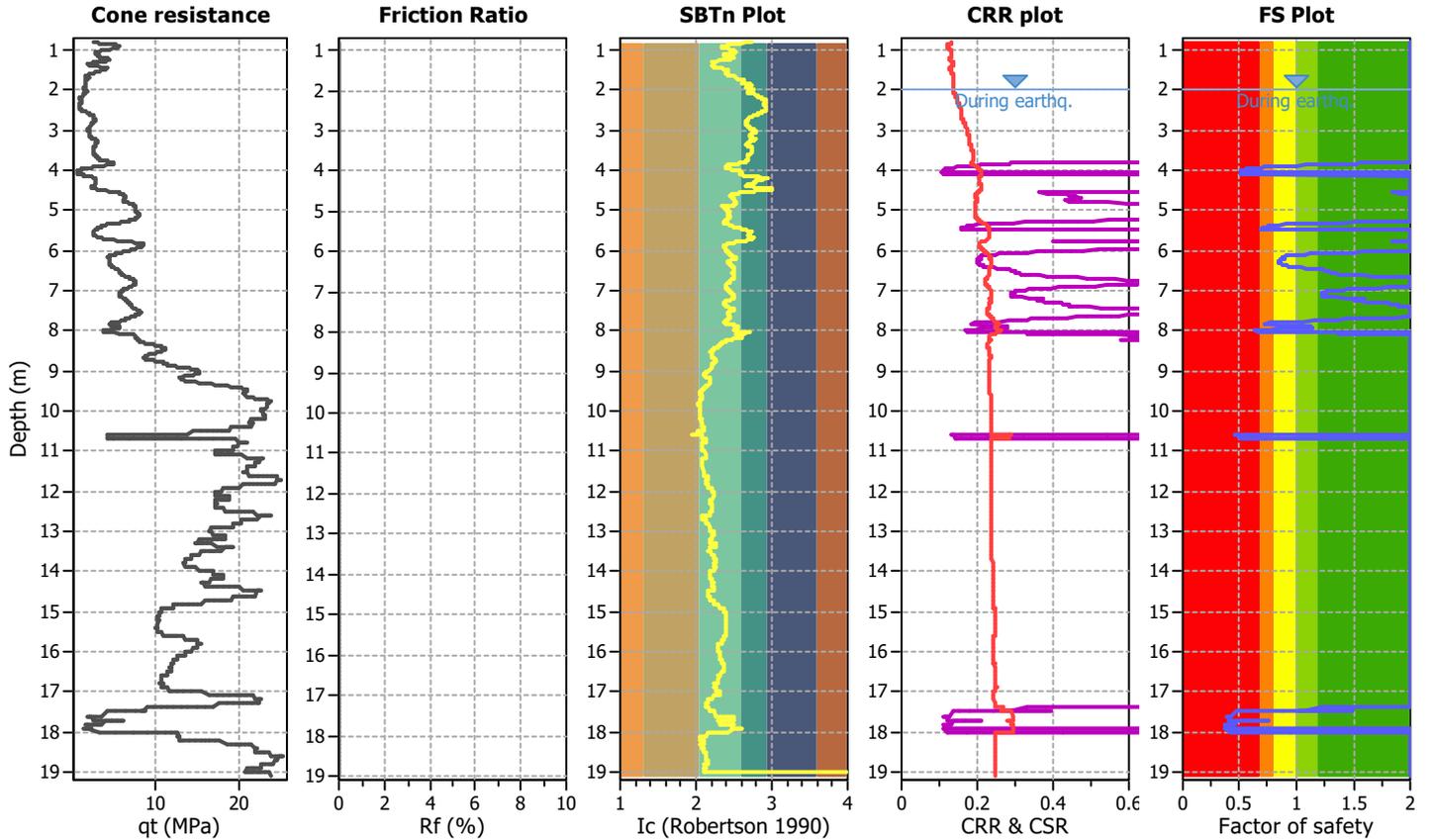
**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

**Project title :**  
**CPT file : CPT\_37\_AGS01**

**Location :**

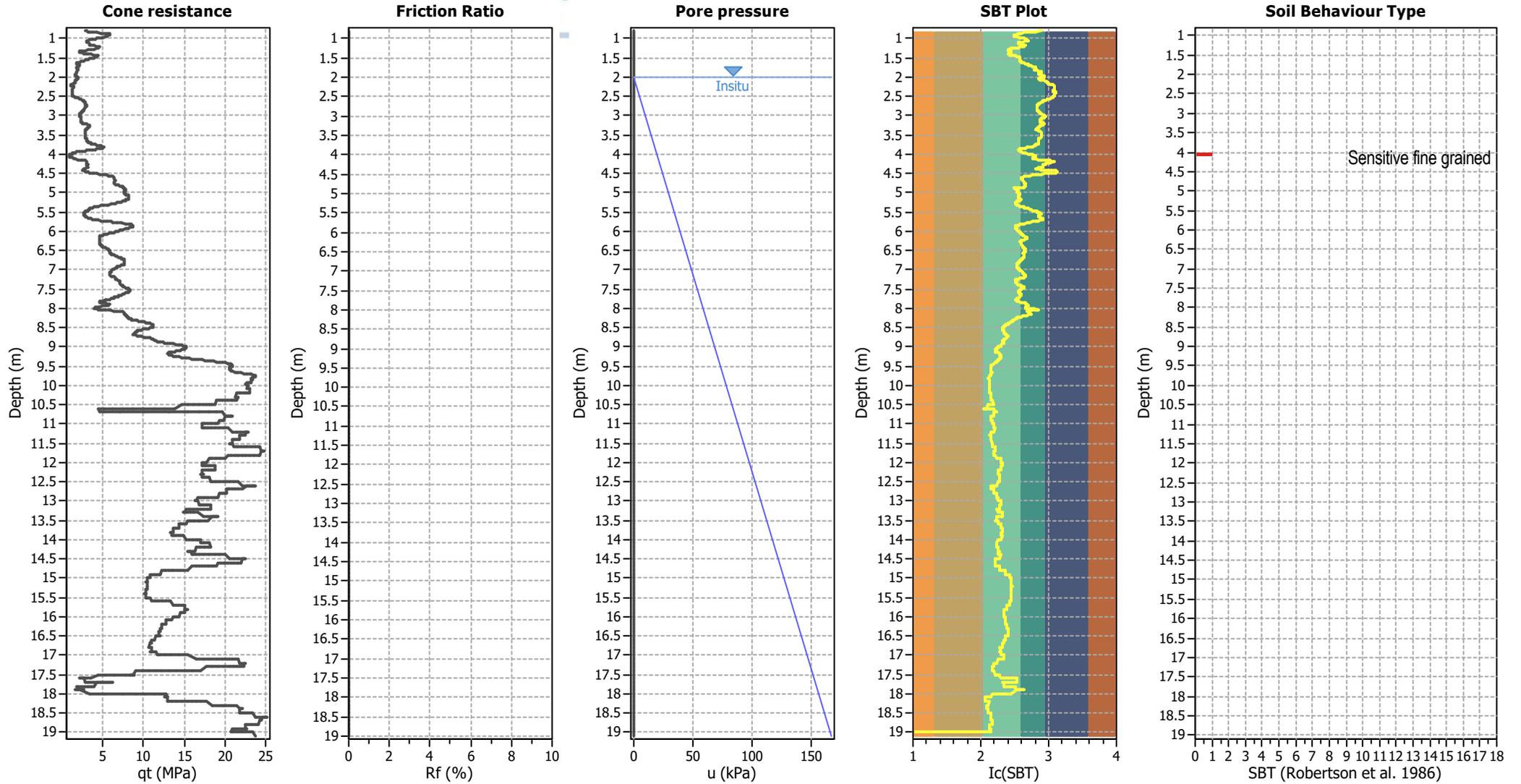
**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	B&I (2014)	G.W.T. (in-situ):	2.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior applied:	Sands only
Fines correction method:	B&I (2014)	G.W.T. (earthq.):	2.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth:	N/A
Earthquake magnitude $M_w$ :	7.00	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	MSF method:	Method based
Peak ground acceleration:	0.24	Unit weight calculation:	Based on SBT	$K_\sigma$ applied:	Yes		





### CPT basic interpretation plots



#### Input parameters and analysis data

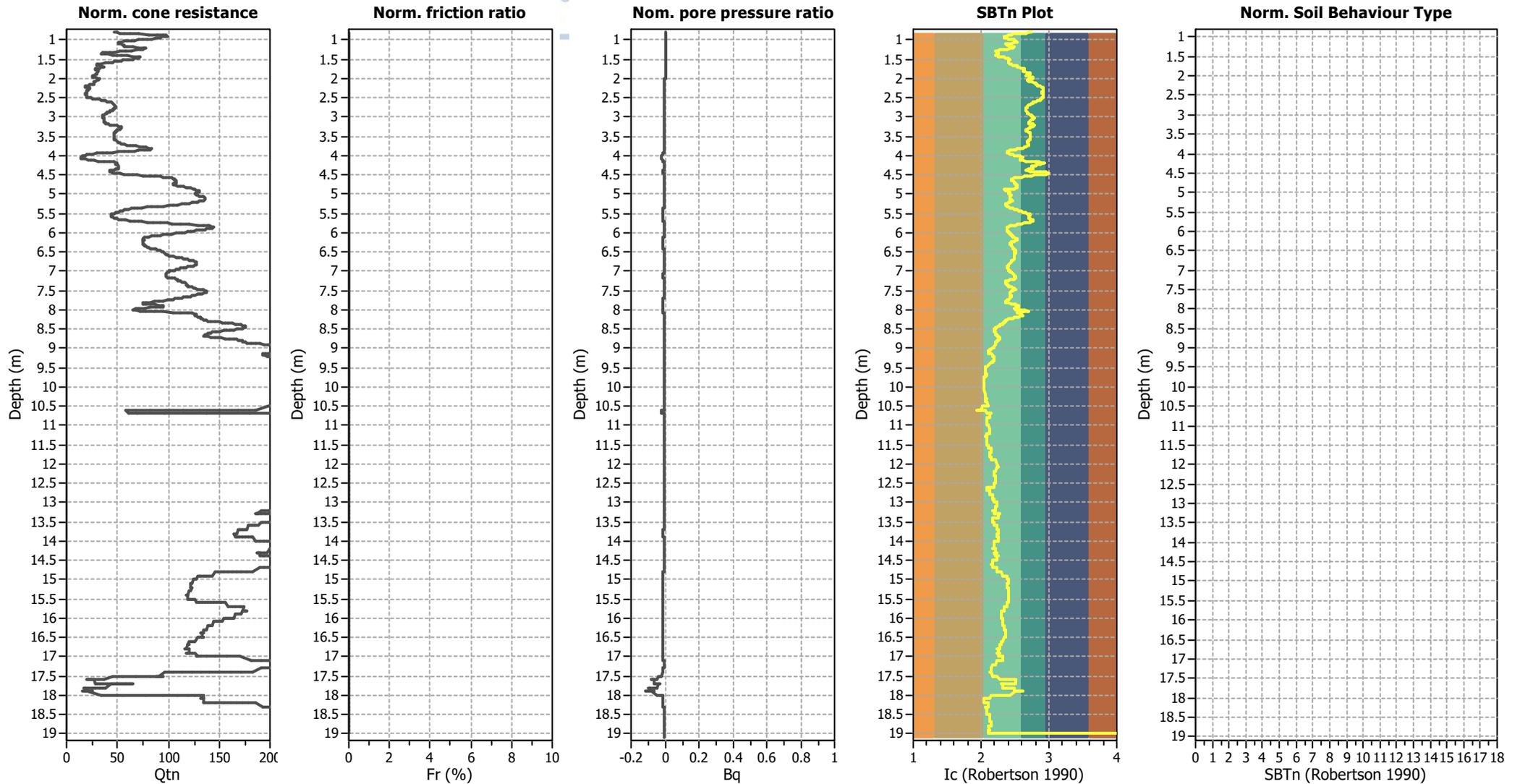
Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	2.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	$K_g$ applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	7.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.24	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	2.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

#### SBT legend

<span style="color: red;">■</span> 1. Sensitive fine grained	<span style="color: teal;">■</span> 4. Clayey silt to silty	<span style="color: orange;">■</span> 7. Gravely sand to sand
<span style="color: brown;">■</span> 2. Organic material	<span style="color: lightgreen;">■</span> 5. Silty sand to sandy silt	<span style="color: grey;">■</span> 8. Very stiff sand to
<span style="color: blue;">■</span> 3. Clay to silty clay	<span style="color: tan;">■</span> 6. Clean sand to silty sand	<span style="color: lightgrey;">■</span> 9. Very stiff fine grained



### CPT basic interpretation plots (normalized)



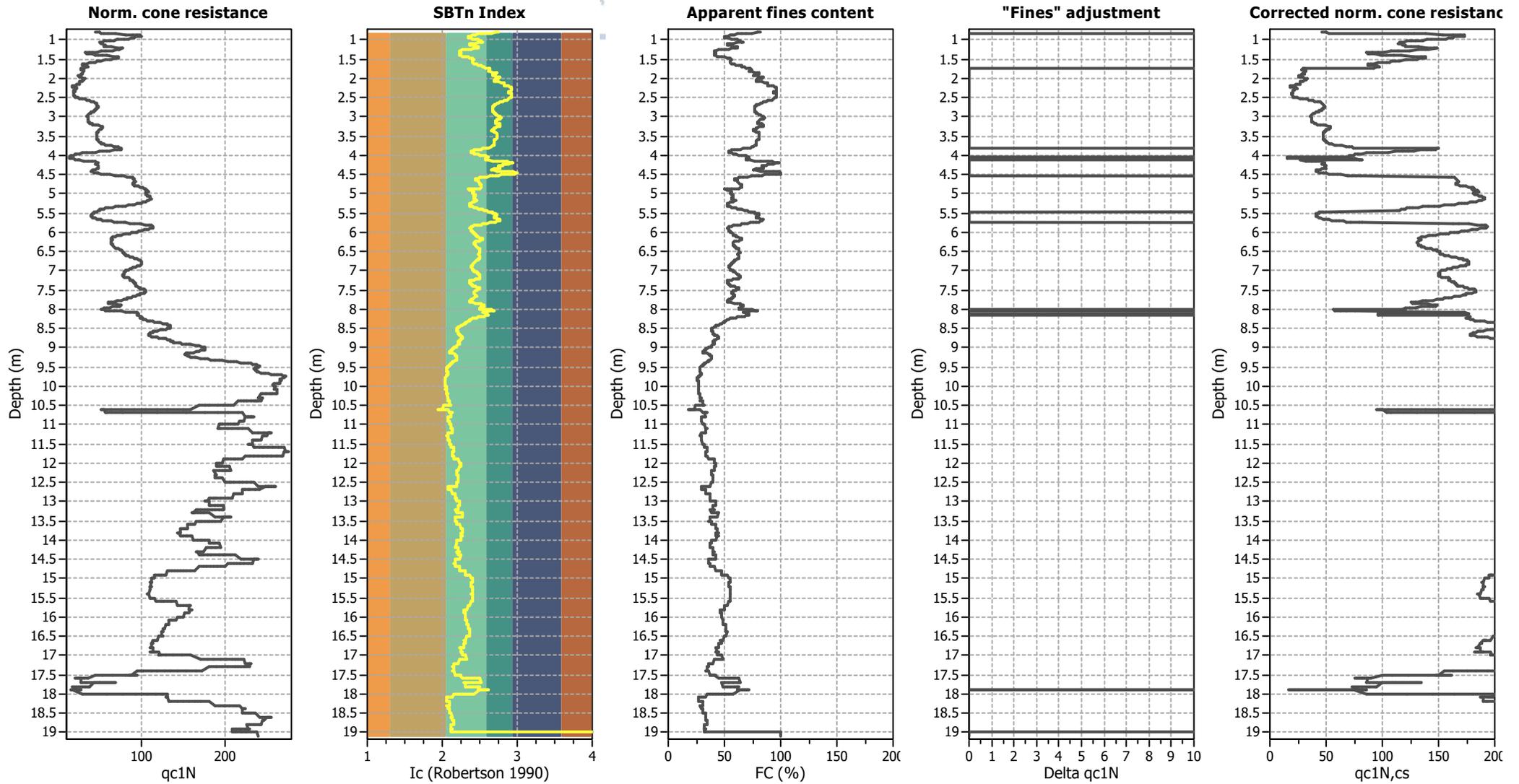
#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	2.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K <sub>g</sub> applied:	Yes
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	7.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.24	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	2.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

#### SBTn legend

1. Sensitive fine grained	4. Clayey silt to silty	7. Gravely sand to sand
2. Organic material	5. Silty sand to sandy silt	8. Very stiff sand to
3. Clay to silty clay	6. Clean sand to silty sand	9. Very stiff fine grained

### Liquefaction analysis overall plots (intermediate results)

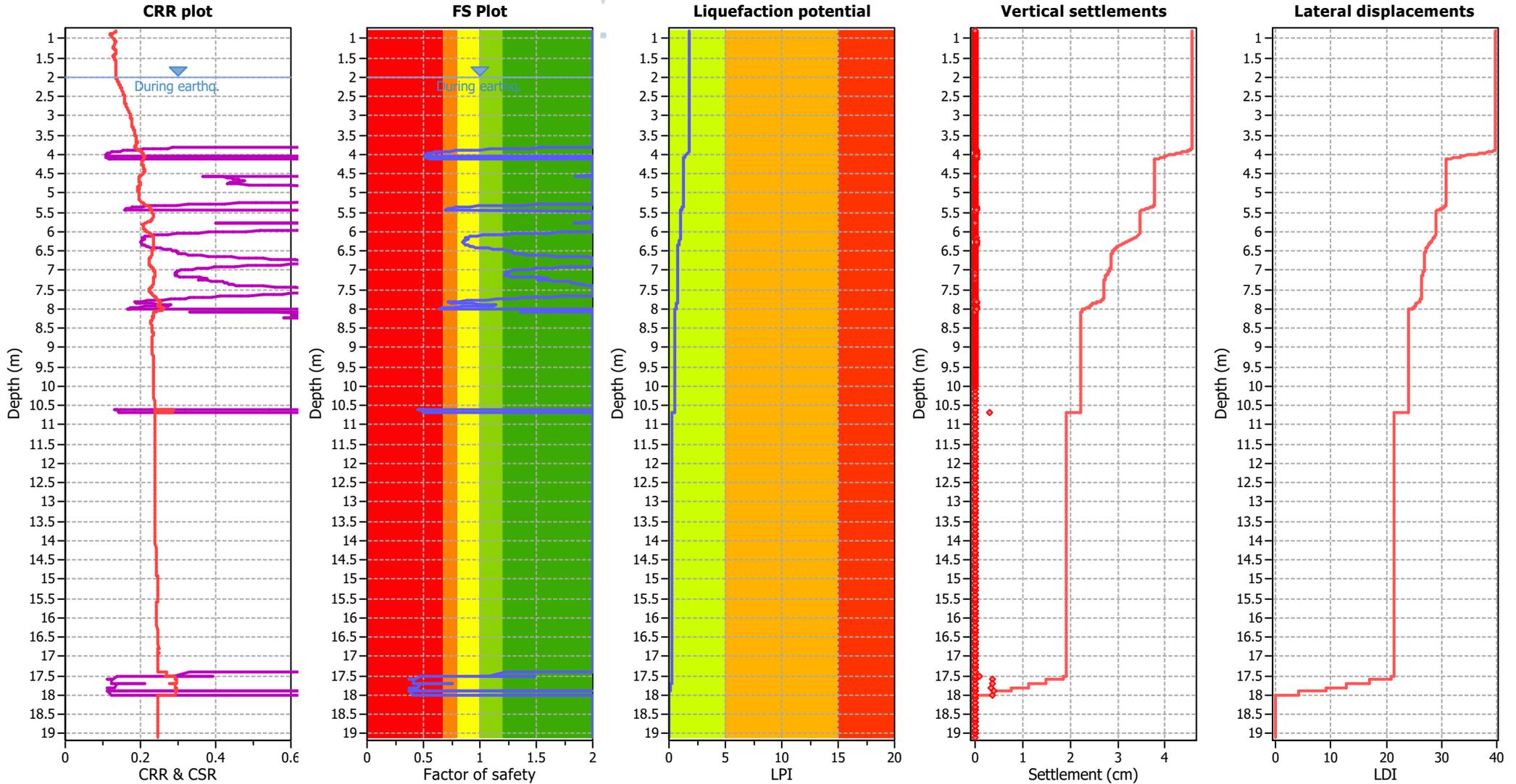


#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	2.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K <sub>σ</sub> applied:	Yes
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	7.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.24	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	2.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A



### Liquefaction analysis overall plots



#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	2.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	$K_0$ applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	7.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.24	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	2.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

#### F.S. color scheme

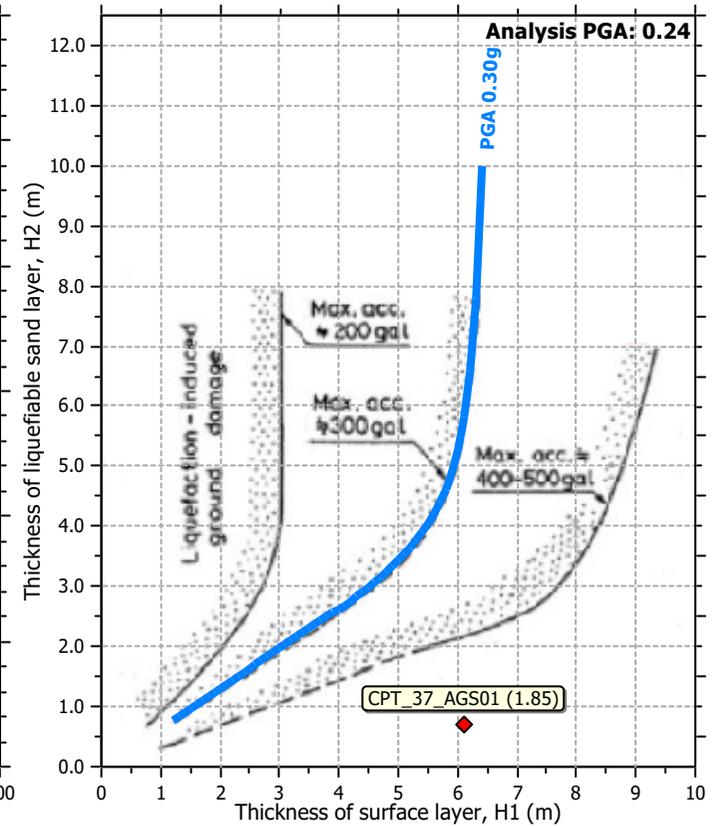
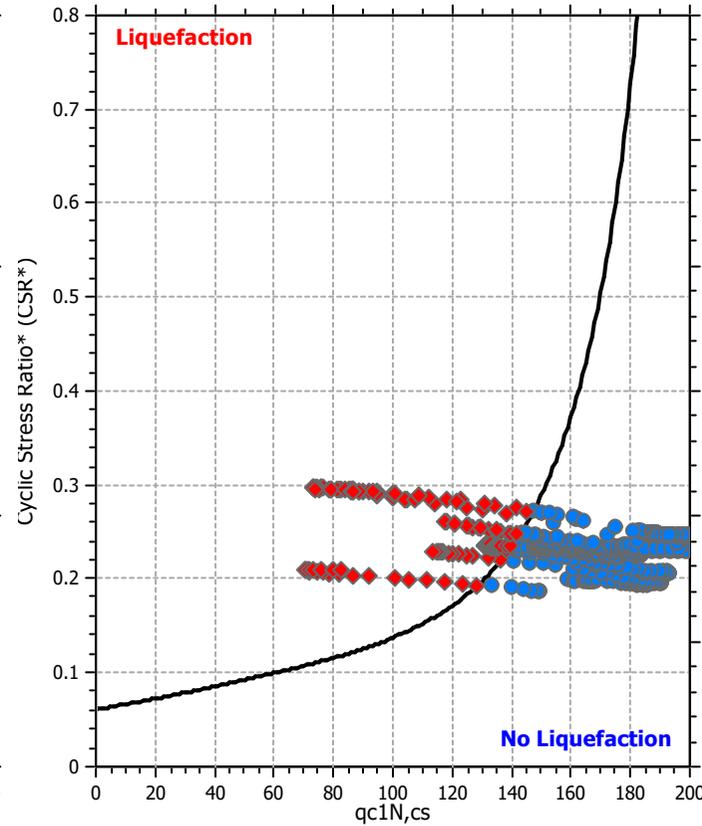
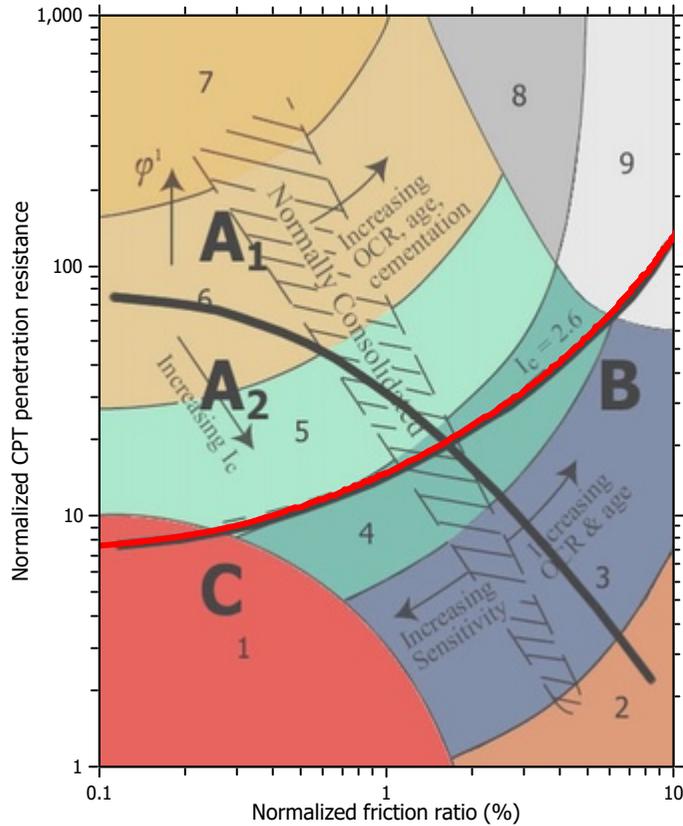
- Almost certain it will liquefy
- Very likely to liquefy
- Liquefaction and no liq. are equally likely
- Unlike to liquefy
- Almost certain it will not liquefy

#### LPI color scheme

- Very high risk
- High risk
- Low risk



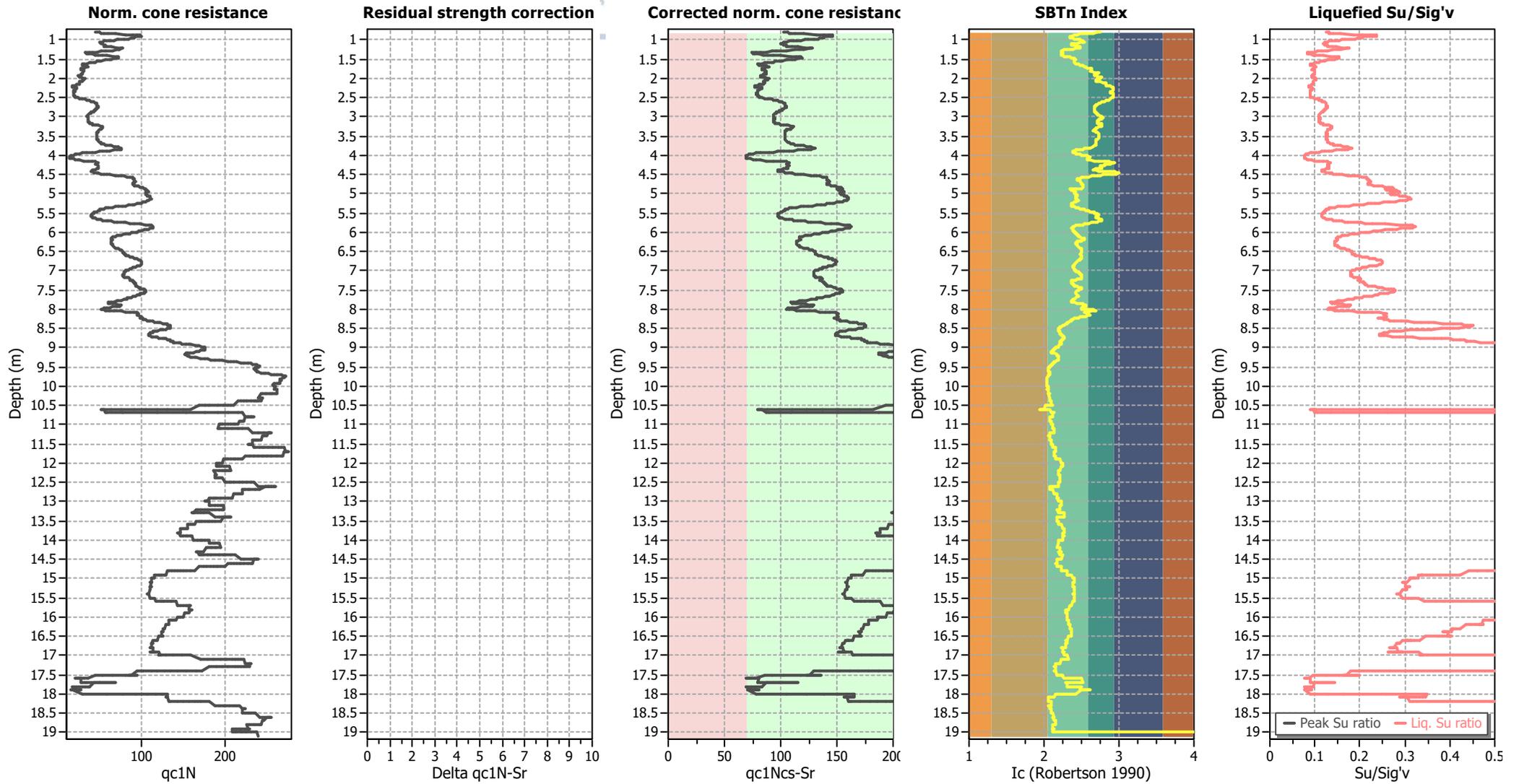
### Liquefaction analysis summary plots



#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	2.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	$K_{\phi}$ applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	7.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.24	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	2.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

### Check for strength loss plots (Idriss & Boulanger (2008))



#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	2.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K <sub>0</sub> applied:	Yes
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	7.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.24	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	2.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

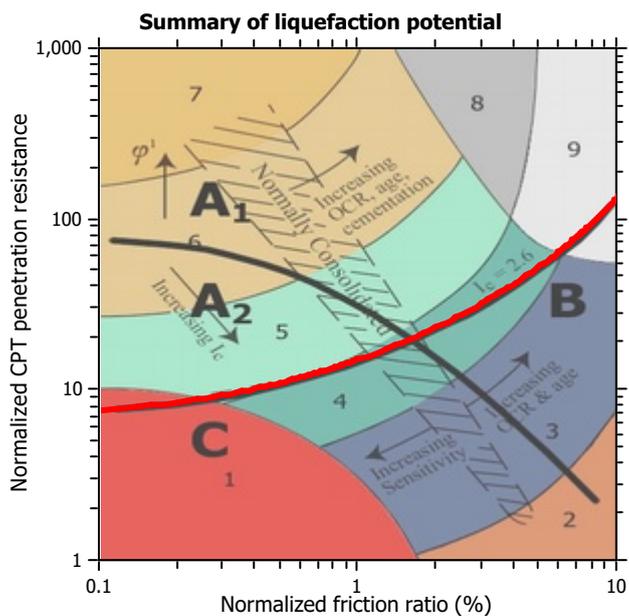
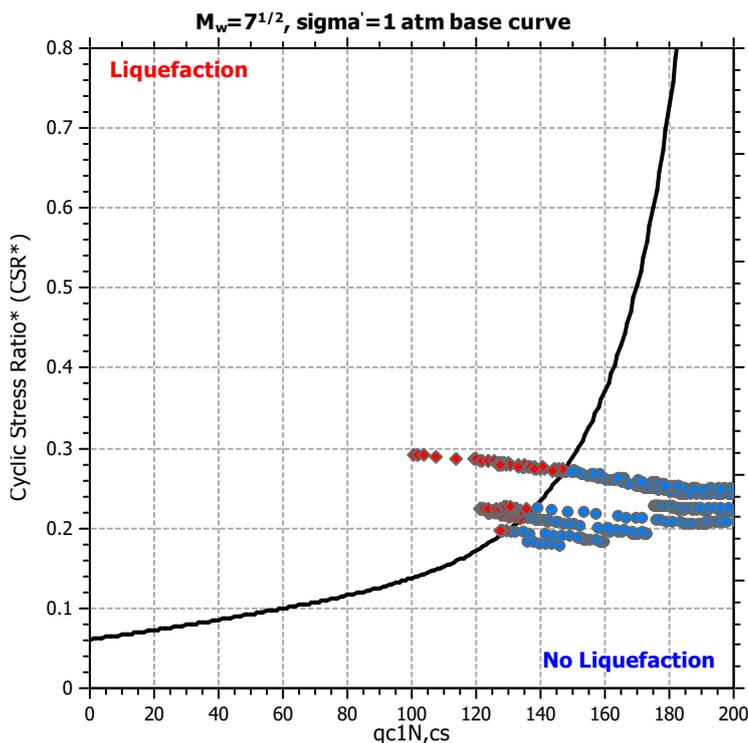
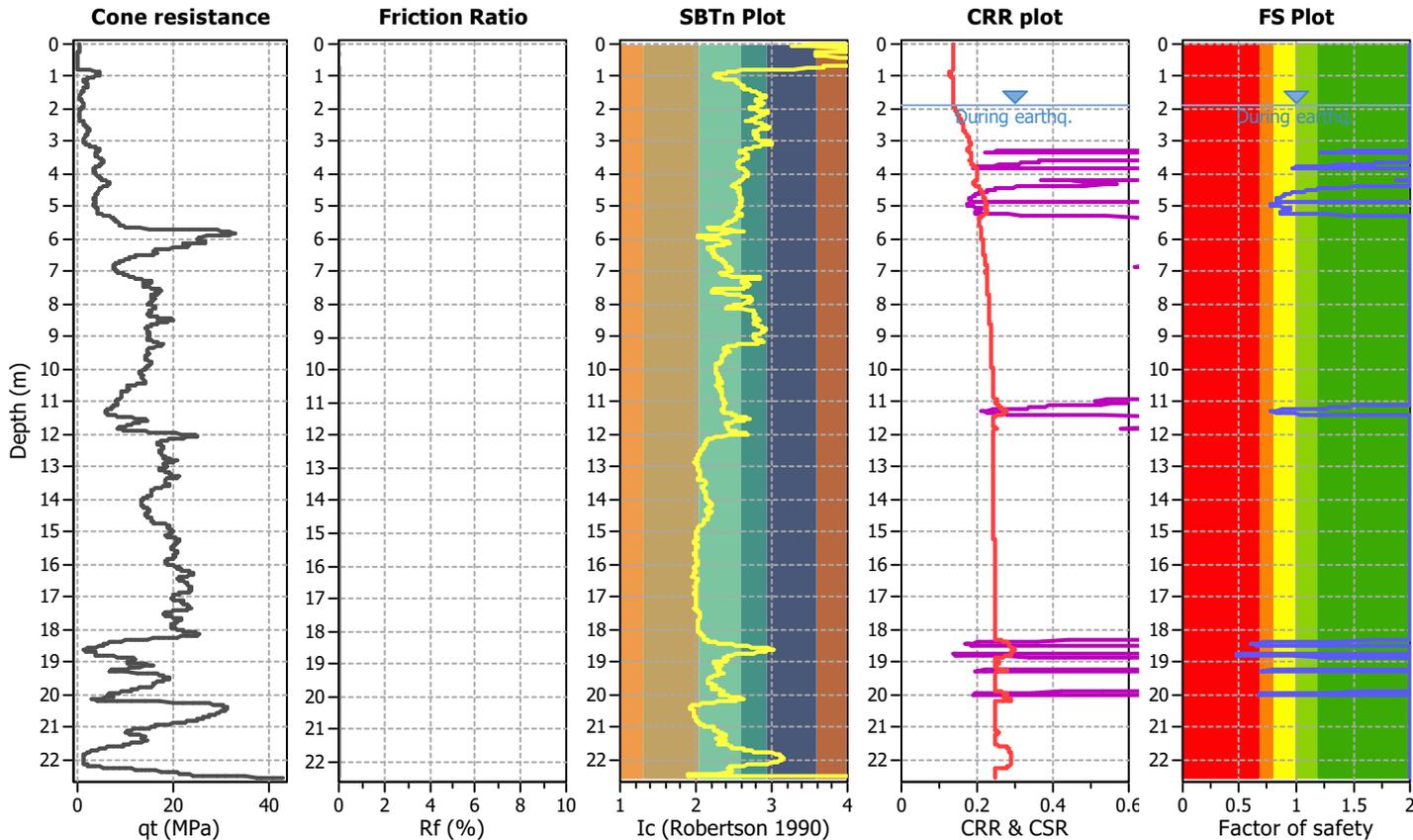
**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

**Project title :**  
**CPT file : CPT\_101\_AGS01**

**Location :**

**Input parameters and analysis data**

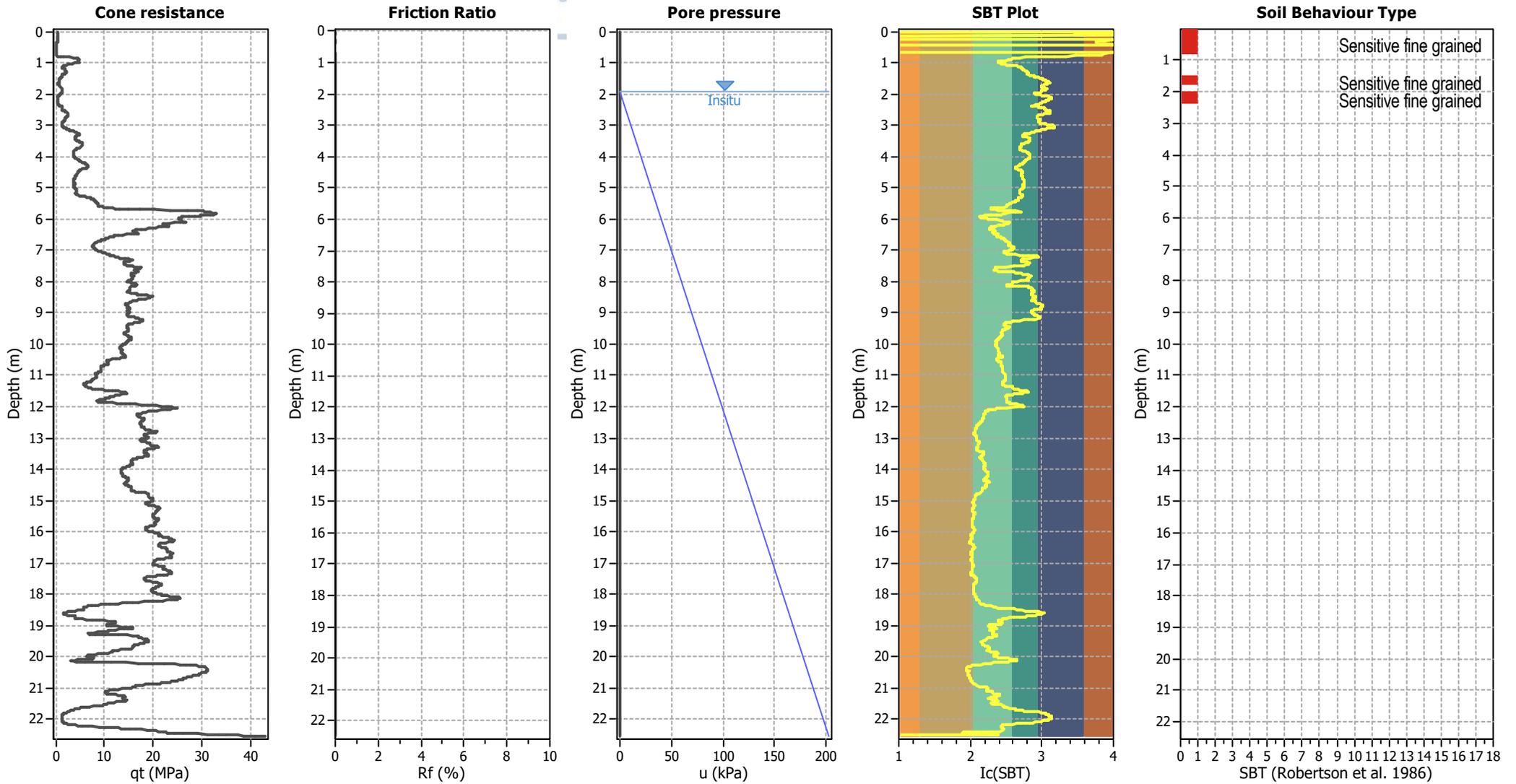
Analysis method:	B&I (2014)	G.W.T. (in-situ):	1.90 m	Use fill:	No	Clay like behavior applied:	Sands only
Fines correction method:	B&I (2014)	G.W.T. (earthq.):	1.90 m	Fill height:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth:	20.00 m
Earthquake magnitude $M_w$ :	7.00	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	MSF method:	Method based
Peak ground acceleration:	0.24	Unit weight calculation:	Based on SBT	$K_\sigma$ applied:	Yes		



Zone A<sub>1</sub>: Cyclic liquefaction likely depending on size and duration of cyclic loading  
 Zone A<sub>2</sub>: Cyclic liquefaction and strength loss likely depending on loading and ground geometry  
 Zone B: Liquefaction and post-earthquake strength loss unlikely, check cyclic softening  
 Zone C: Cyclic liquefaction and strength loss possible depending on soil plasticity, brittleness/sensitivity, strain to peak undrained strength and ground geometry



### CPT basic interpretation plots



#### Input parameters and analysis data

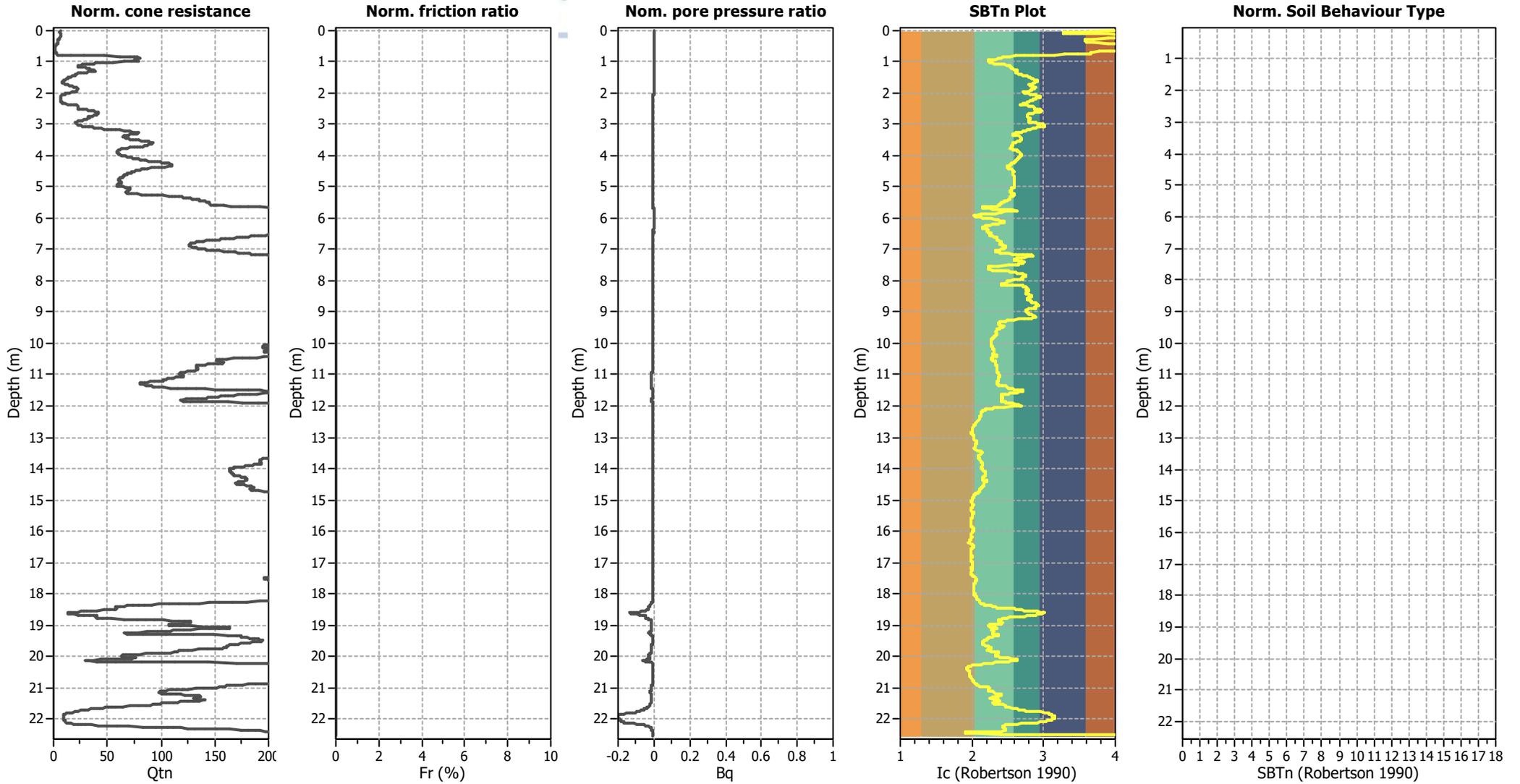
Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	1.90 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	$K_g$ applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	7.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.24	Use fill:	No	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (insitu):	1.90 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	20.00 m

#### SBT legend

1. Sensitive fine grained	4. Clayey silt to silty	7. Gravely sand to sand
2. Organic material	5. Silty sand to sandy silt	8. Very stiff sand to
3. Clay to silty clay	6. Clean sand to silty sand	9. Very stiff fine grained



### CPT basic interpretation plots (normalized)



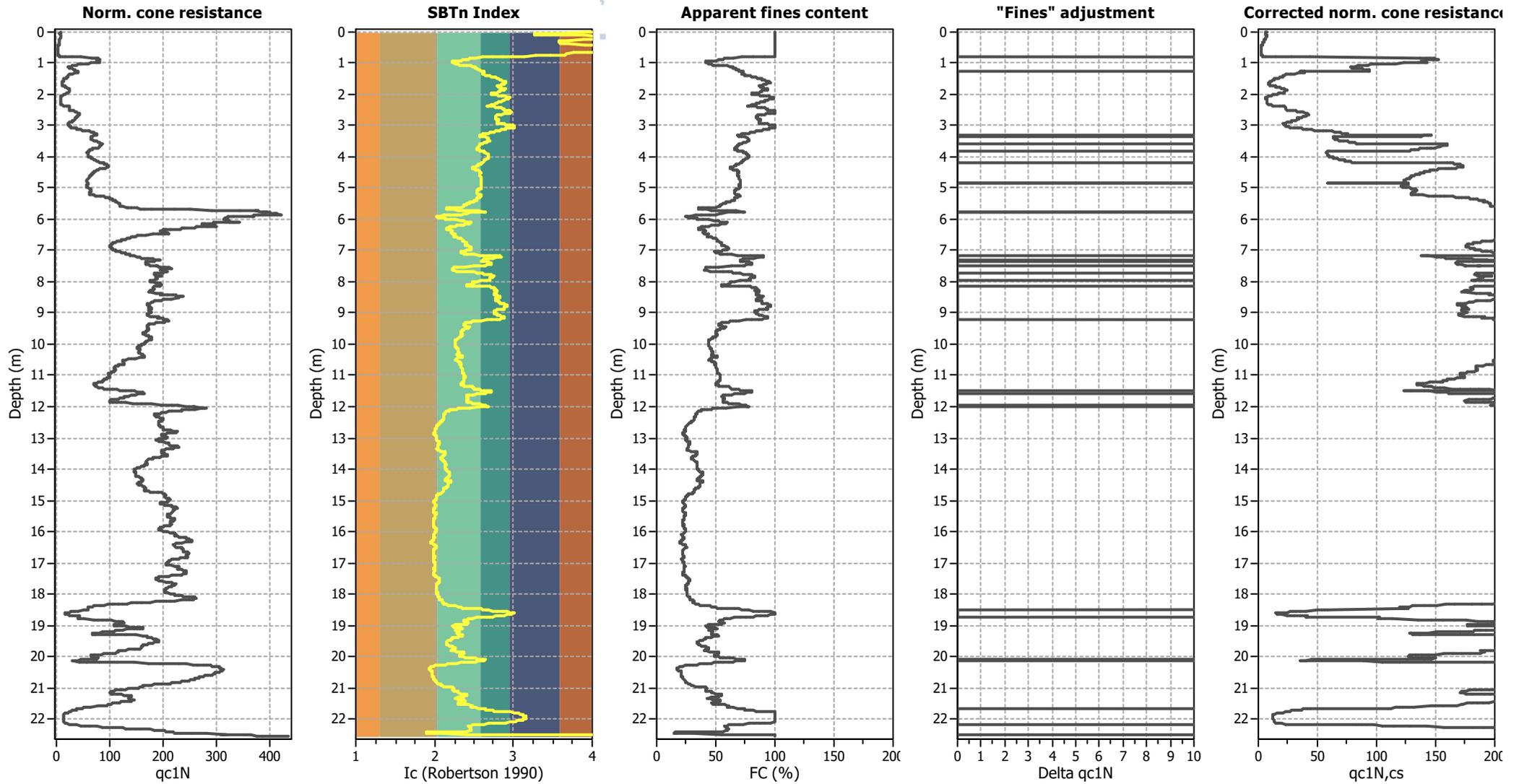
#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	1.90 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	$K_g$ applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	7.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.24	Use fill:	No	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (insitu):	1.90 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	20.00 m

#### SBTn legend

<span style="color: red;">■</span> 1. Sensitive fine grained	<span style="color: teal;">■</span> 4. Clayey silt to silty	<span style="color: orange;">■</span> 7. Gravely sand to sand
<span style="color: brown;">■</span> 2. Organic material	<span style="color: lightgreen;">■</span> 5. Silty sand to sandy silt	<span style="color: grey;">■</span> 8. Very stiff sand to
<span style="color: blue;">■</span> 3. Clay to silty clay	<span style="color: tan;">■</span> 6. Clean sand to silty sand	<span style="color: lightgrey;">■</span> 9. Very stiff fine grained

### Liquefaction analysis overall plots (intermediate results)

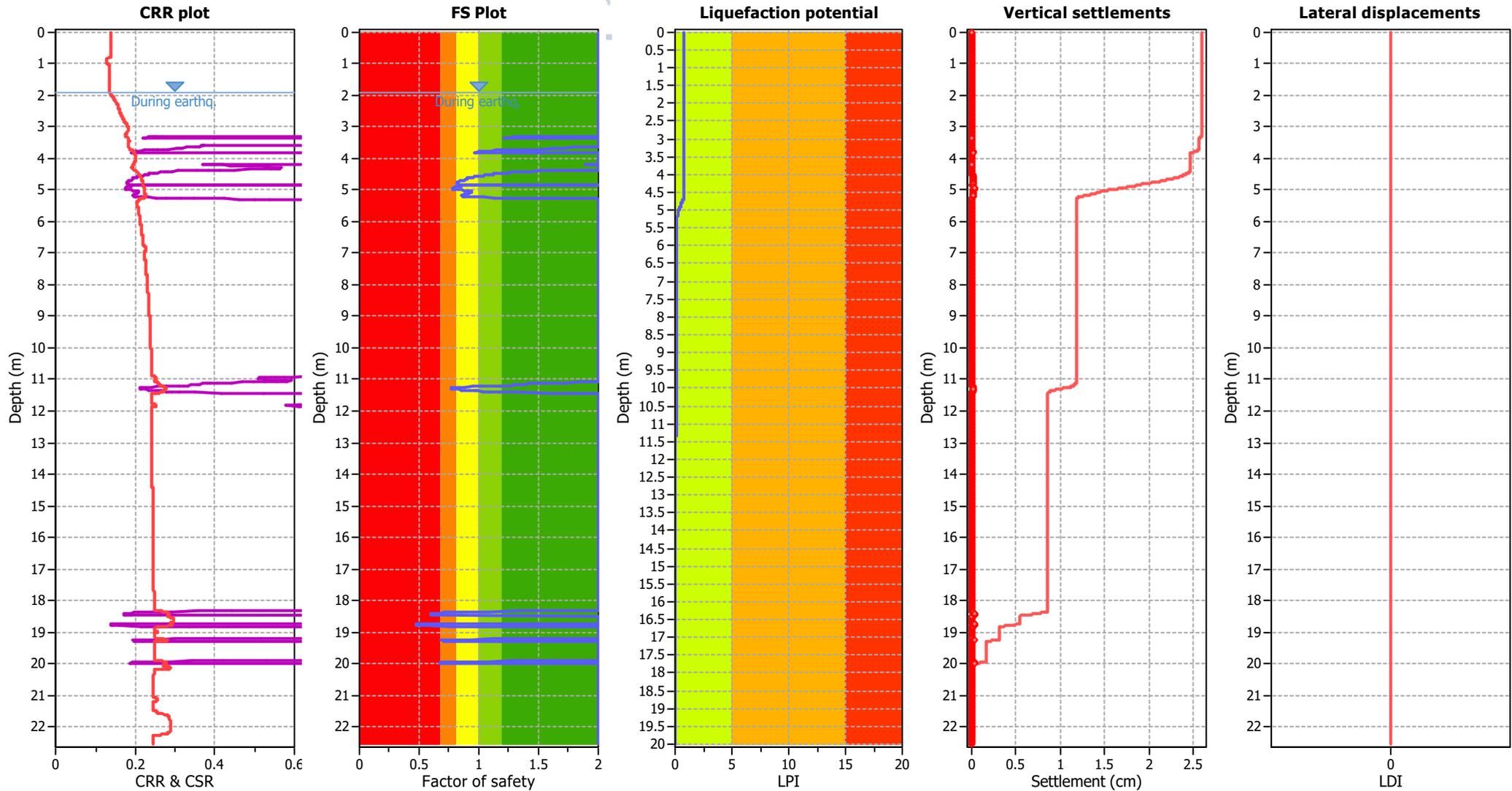


#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	1.90 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K <sub>σ</sub> applied:	Yes
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	7.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.24	Use fill:	No	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (insitu):	1.90 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	20.00 m



### Liquefaction analysis overall plots



#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (earthq.):	1.90 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on I <sub>c</sub> value	I <sub>c</sub> cut-off value:	2.60	K <sub>σ</sub> applied:	Yes
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	7.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.24	Use fill:	No	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (insitu):	1.90 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	20.00 m

#### F.S. color scheme

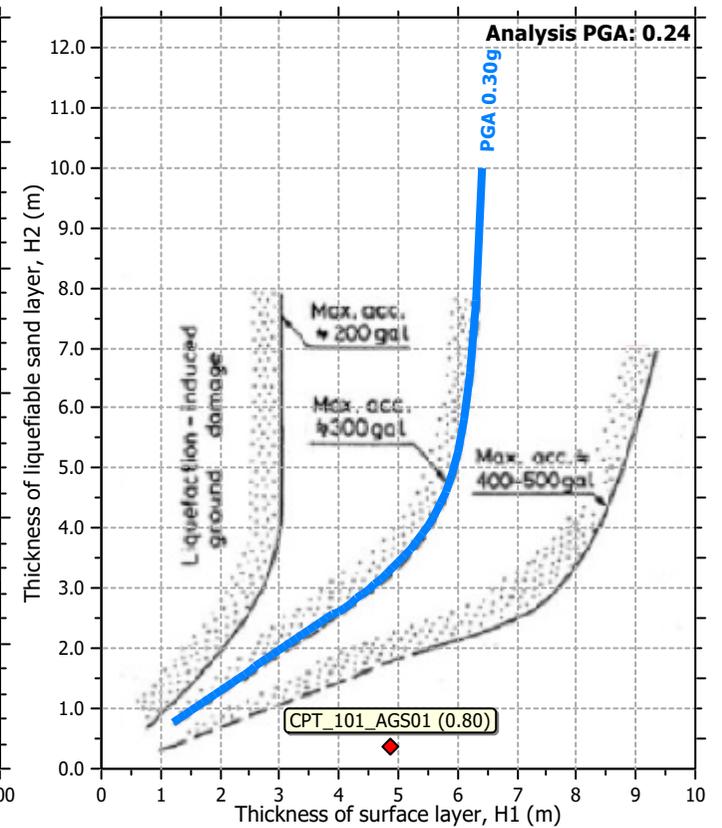
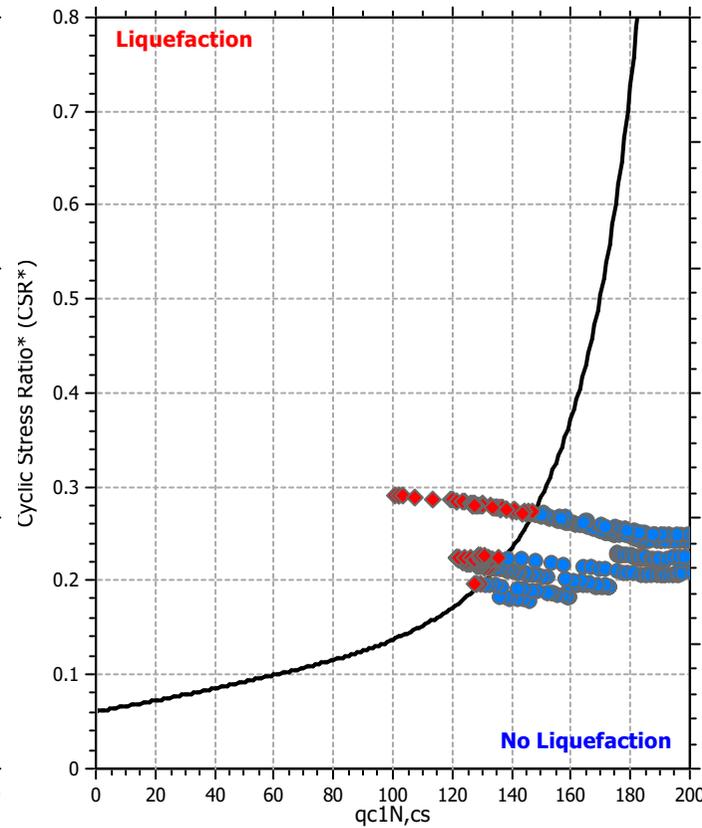
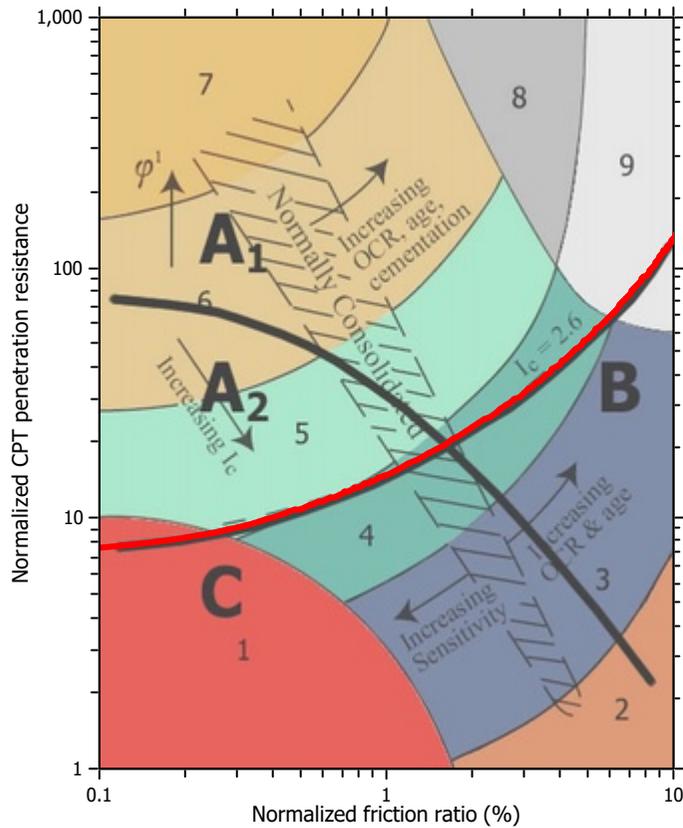
- Almost certain it will liquefy
- Very likely to liquefy
- Liquefaction and no liq. are equally likely
- Unlike to liquefy
- Almost certain it will not liquefy

#### LPI color scheme

- Very high risk
- High risk
- Low risk



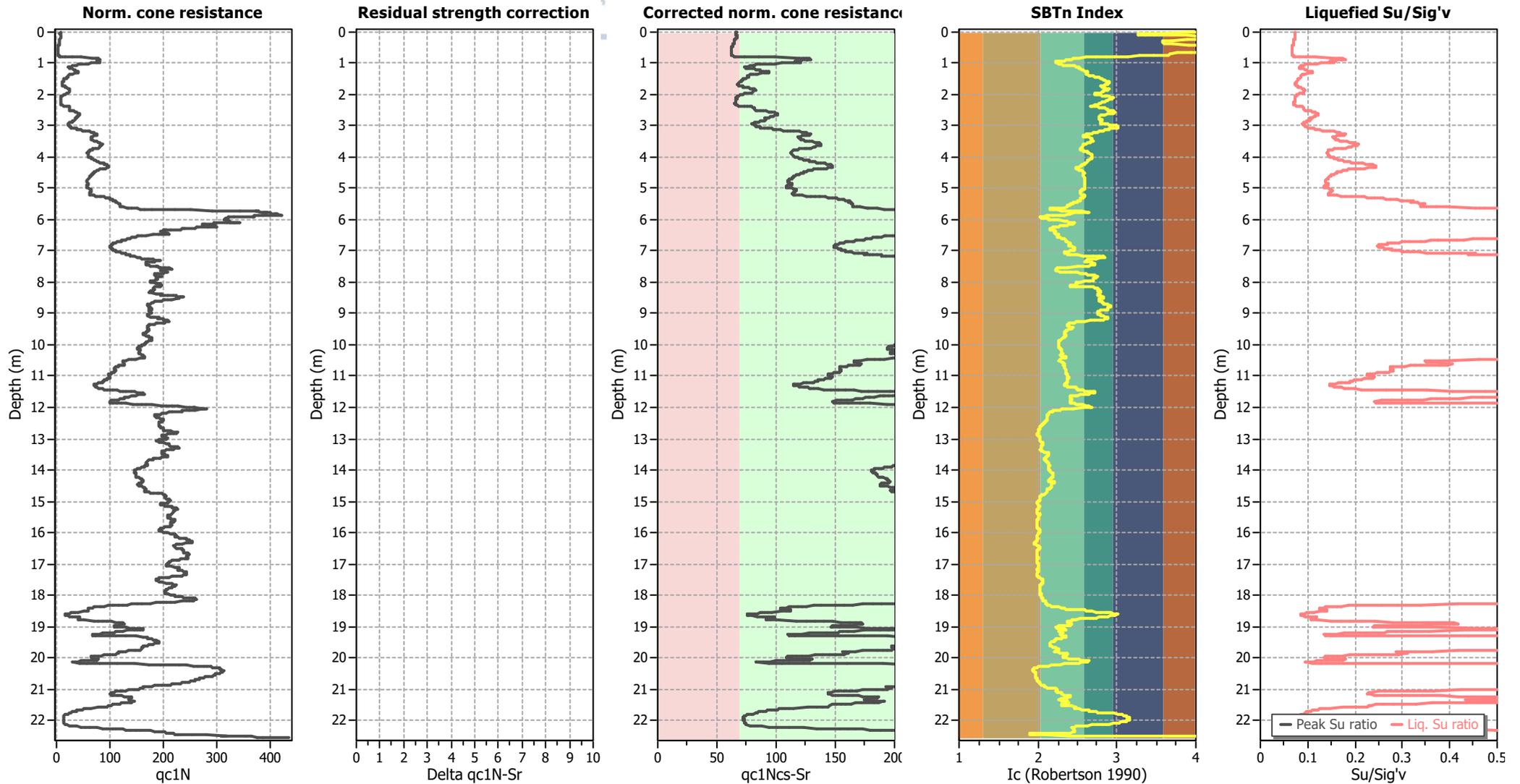
### Liquefaction analysis summary plots



#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	1.90 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	$K_{\phi}$ applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	7.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.24	Use fill:	No	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (insitu):	1.90 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	20.00 m

### Check for strength loss plots (Idriss & Boulanger (2008))



#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	1.90 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K <sub>0</sub> applied:	Yes
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	7.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.24	Use fill:	No	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (insitu):	1.90 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	20.00 m

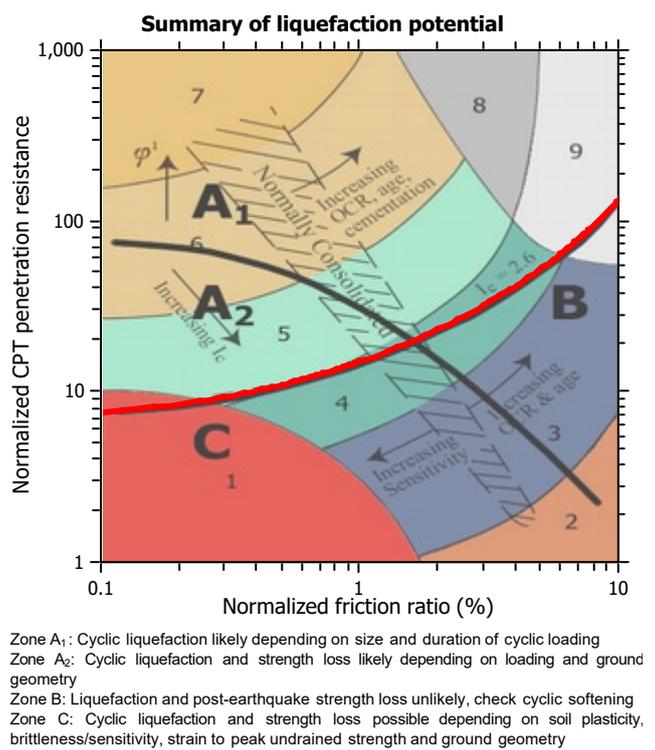
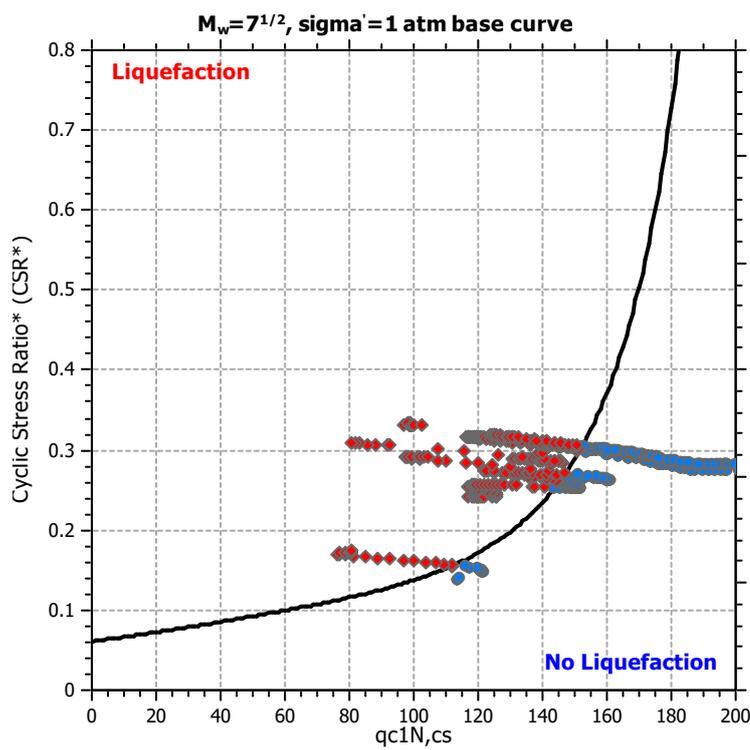
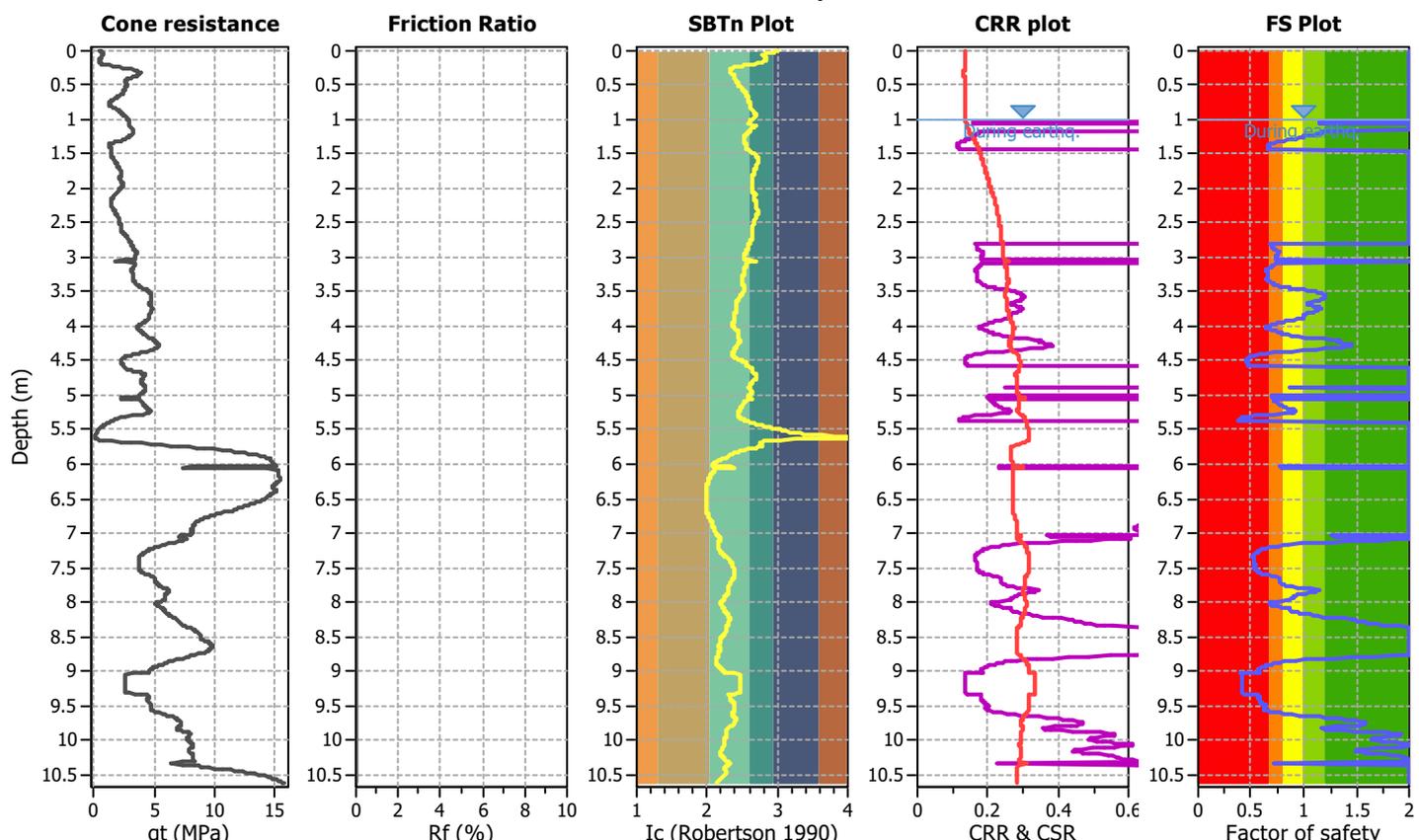
**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

**Project title :**  
**CPT file : CPT\_312\_AGS01**

**Location :**

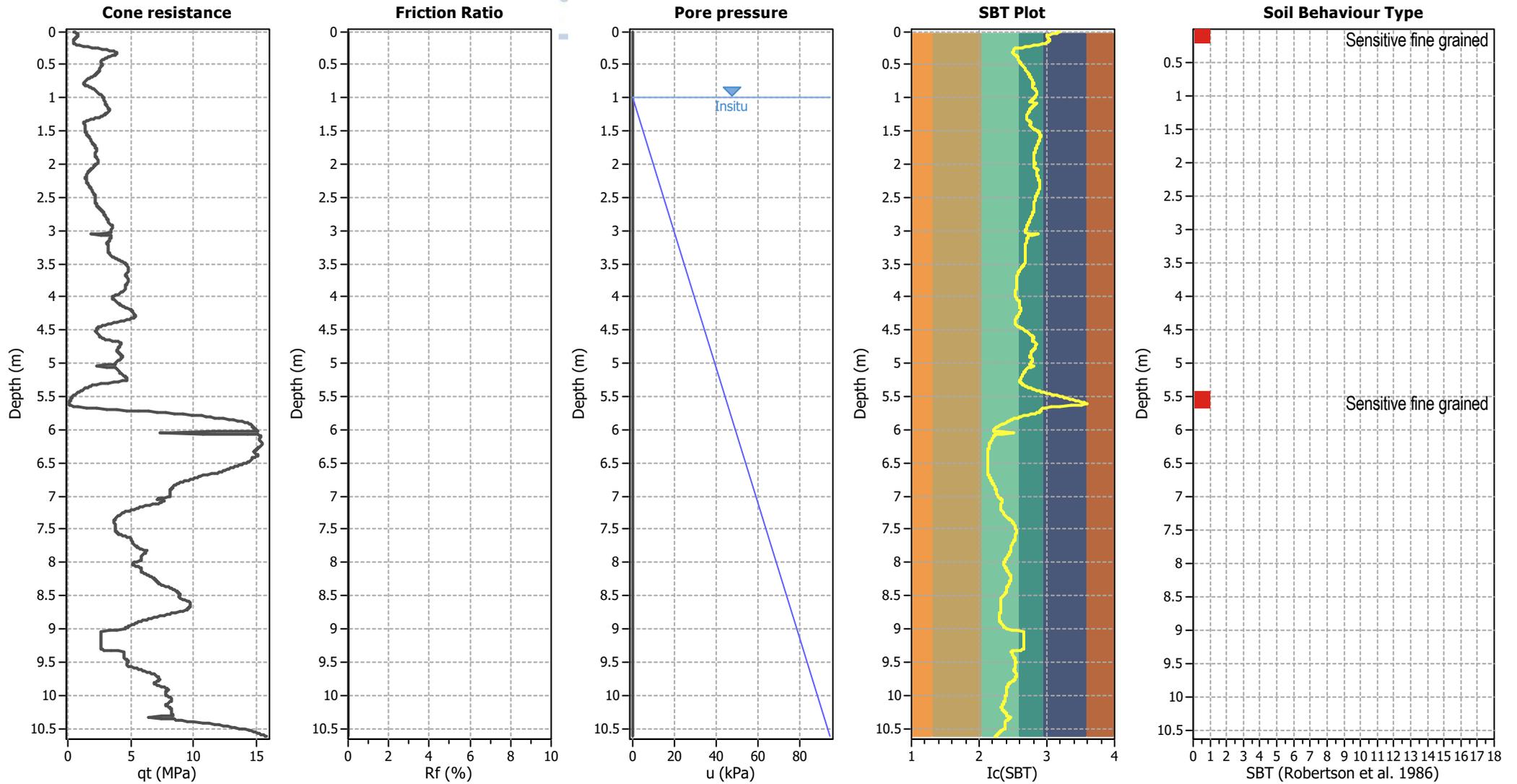
**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	B&I (2014)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior applied:	Sands only
Fines correction method:	B&I (2014)	G.W.T. (earthq.):	1.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth:	N/A
Earthquake magnitude $M_w$ :	7.00	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	MSF method:	Method based
Peak ground acceleration:	0.24	Unit weight calculation:	Based on SBT	$K_\sigma$ applied:	Yes		





### CPT basic interpretation plots



#### Input parameters and analysis data

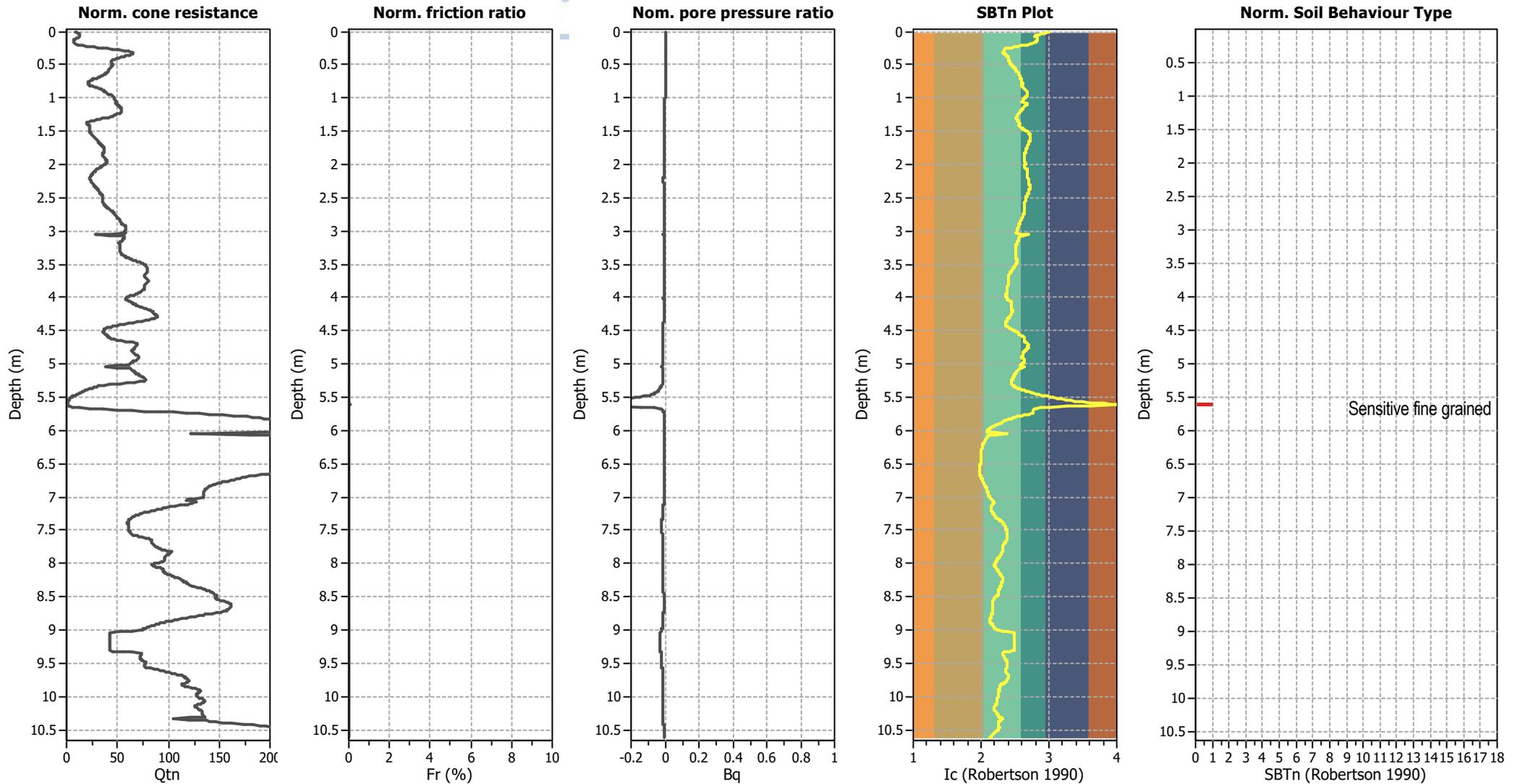
Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	1.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	$K_g$ applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	7.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.24	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	1.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

#### SBT legend

<span style="color:red">■</span> 1. Sensitive fine grained	<span style="color:teal">■</span> 4. Clayey silt to silty	<span style="color:orange">■</span> 7. Gravely sand to sand
<span style="color:brown">■</span> 2. Organic material	<span style="color:lightgreen">■</span> 5. Silty sand to sandy silt	<span style="color:grey">■</span> 8. Very stiff sand to
<span style="color:blue">■</span> 3. Clay to silty clay	<span style="color:tan">■</span> 6. Clean sand to silty sand	<span style="color:lightgrey">■</span> 9. Very stiff fine grained



### CPT basic interpretation plots (normalized)



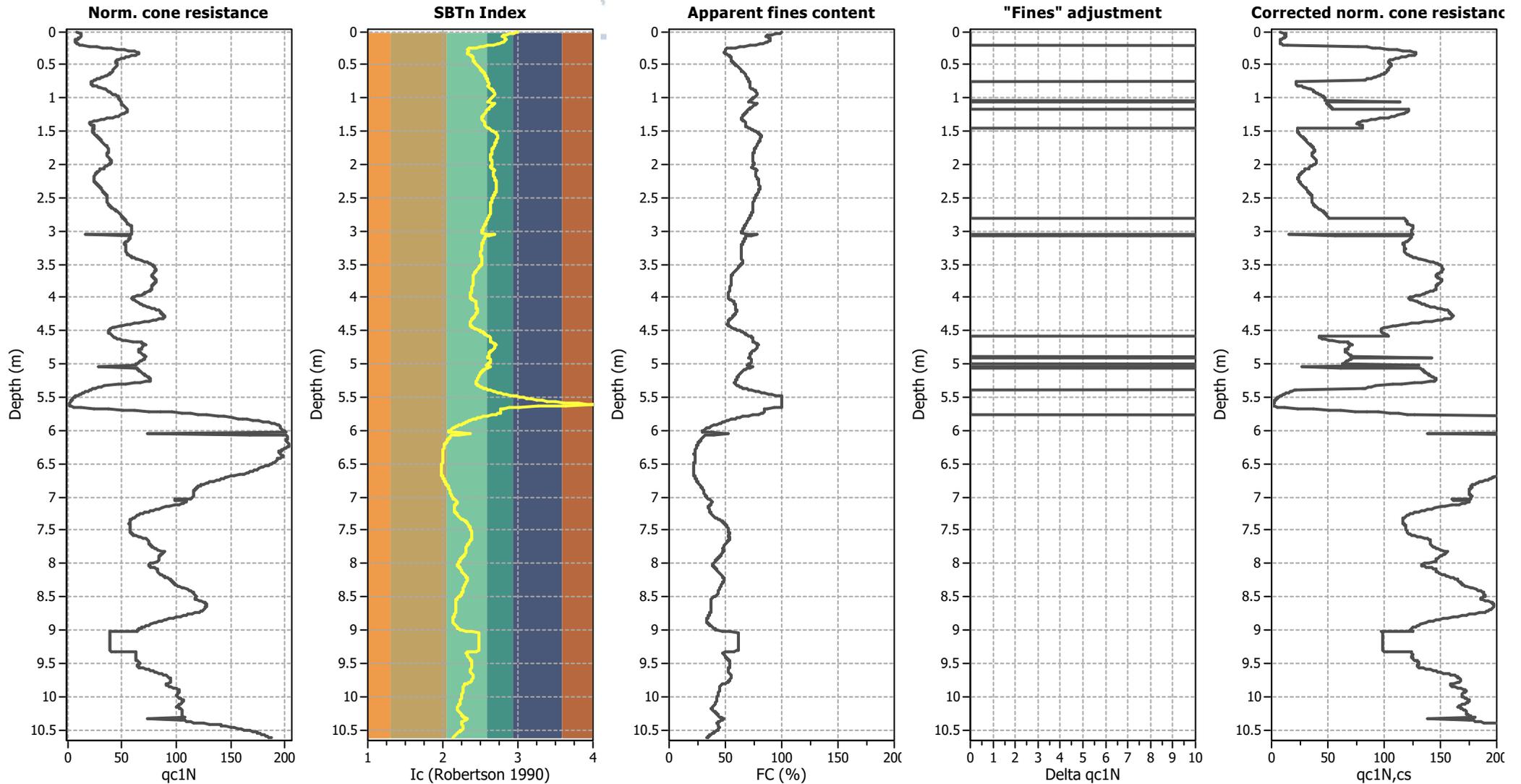
#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	1.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	$K_g$ applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	7.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.24	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	1.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

#### SBTn legend

<span style="color:red">■</span> 1. Sensitive fine grained	<span style="color:teal">■</span> 4. Clayey silt to silty	<span style="color:orange">■</span> 7. Gravely sand to sand
<span style="color:darkred">■</span> 2. Organic material	<span style="color:green">■</span> 5. Silty sand to sandy silt	<span style="color:grey">■</span> 8. Very stiff sand to
<span style="color:blue">■</span> 3. Clay to silty clay	<span style="color:yellow">■</span> 6. Clean sand to silty sand	<span style="color:lightgrey">■</span> 9. Very stiff fine grained

### Liquefaction analysis overall plots (intermediate results)

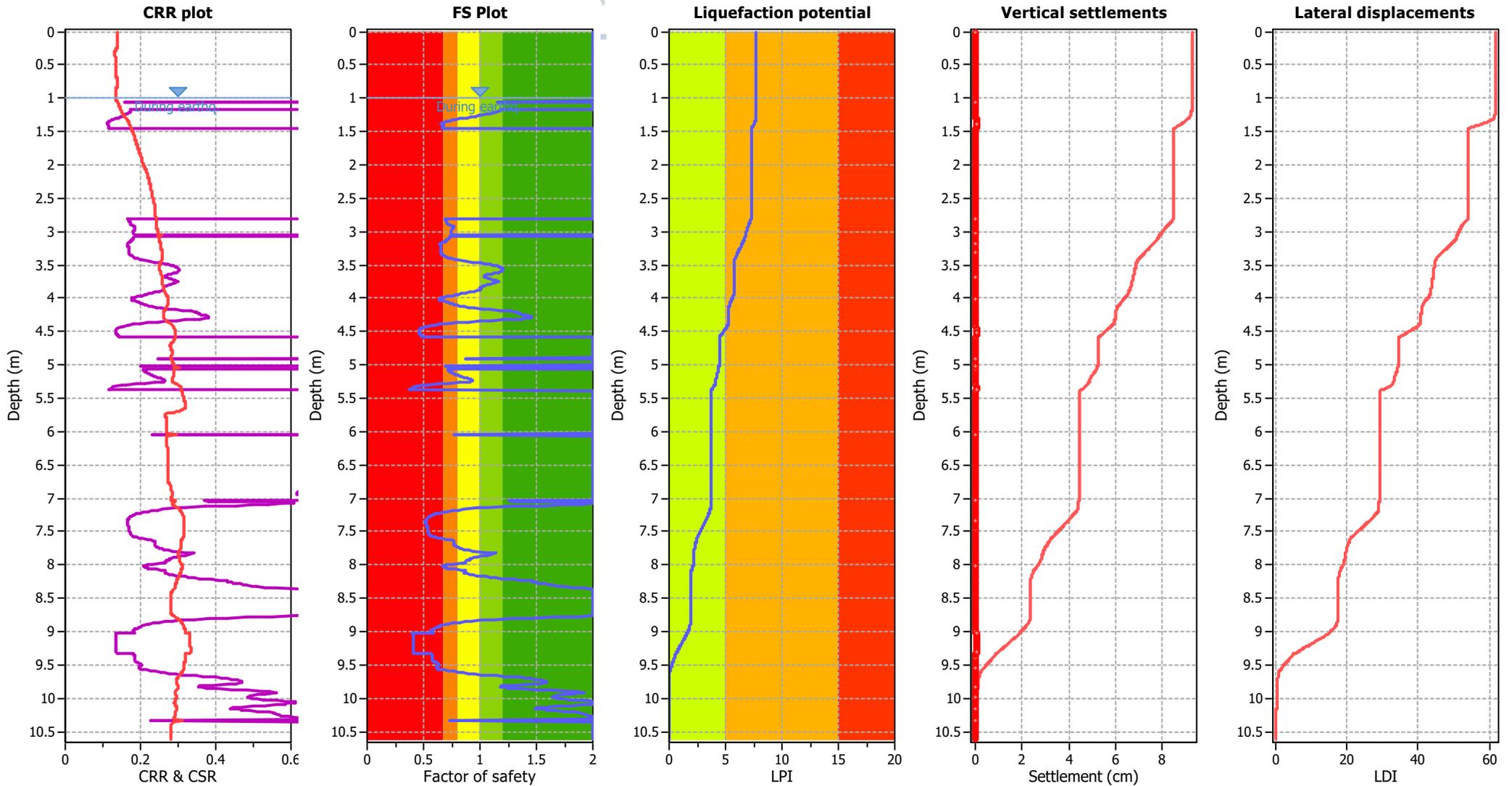


#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	1.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K <sub>σ</sub> applied:	Yes
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	7.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.24	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	1.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A



## Liquefaction analysis overall plots



### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	1.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	$K_0$ applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	7.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.24	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	1.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

### F.S. color scheme

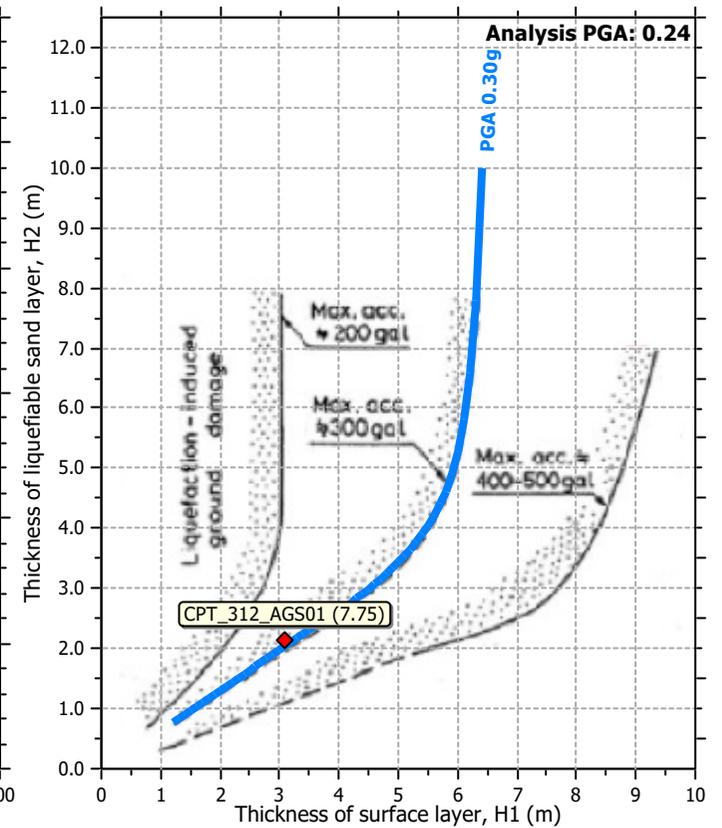
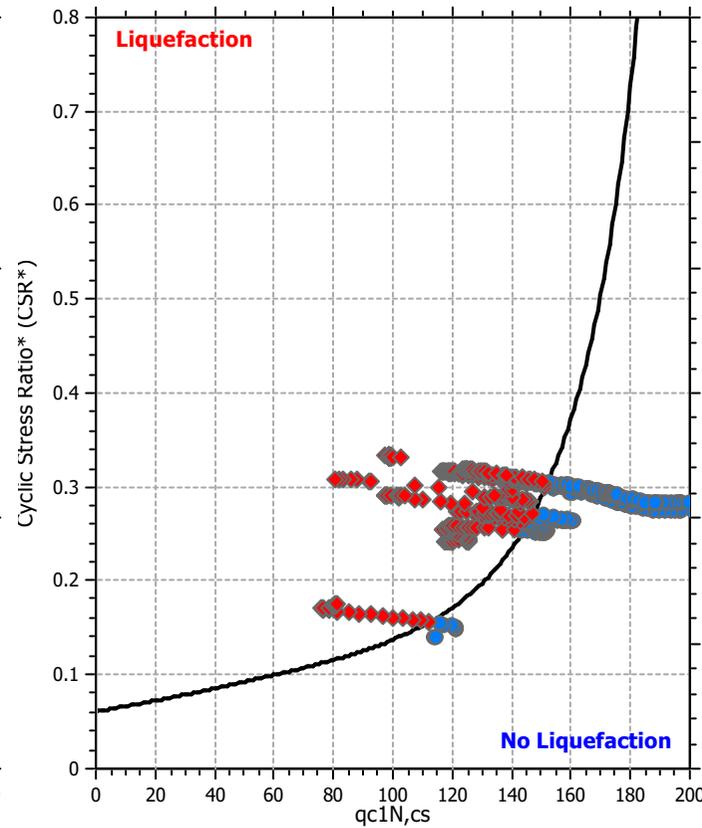
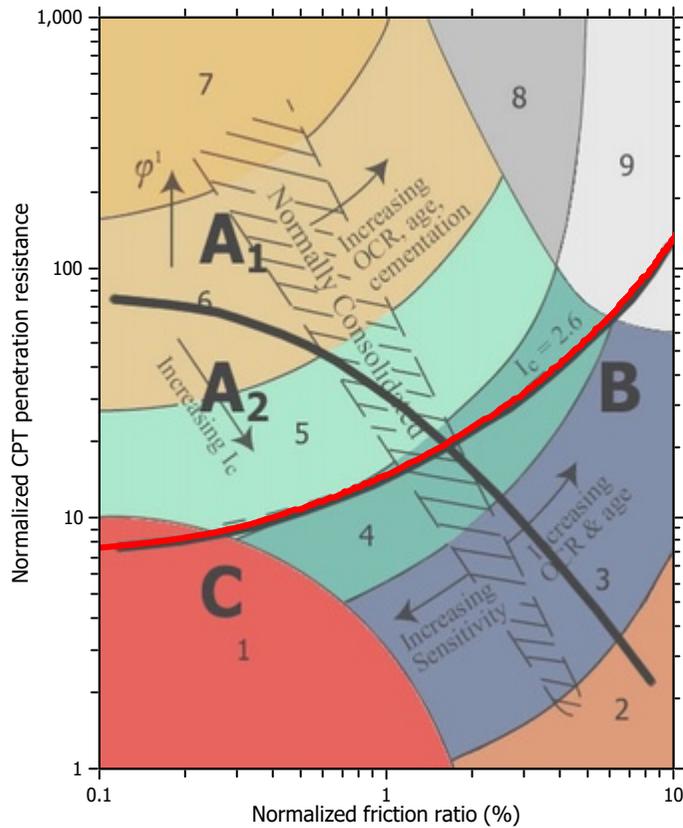
<span style="color: red;">■</span>	Almost certain it will liquefy
<span style="color: orange;">■</span>	Very likely to liquefy
<span style="color: yellow;">■</span>	Liquefaction and no liq. are equally likely
<span style="color: lightgreen;">■</span>	Unlike to liquefy
<span style="color: green;">■</span>	Almost certain it will not liquefy

### LPI color scheme

<span style="color: red;">■</span>	Very high risk
<span style="color: orange;">■</span>	High risk
<span style="color: yellow;">■</span>	Low risk



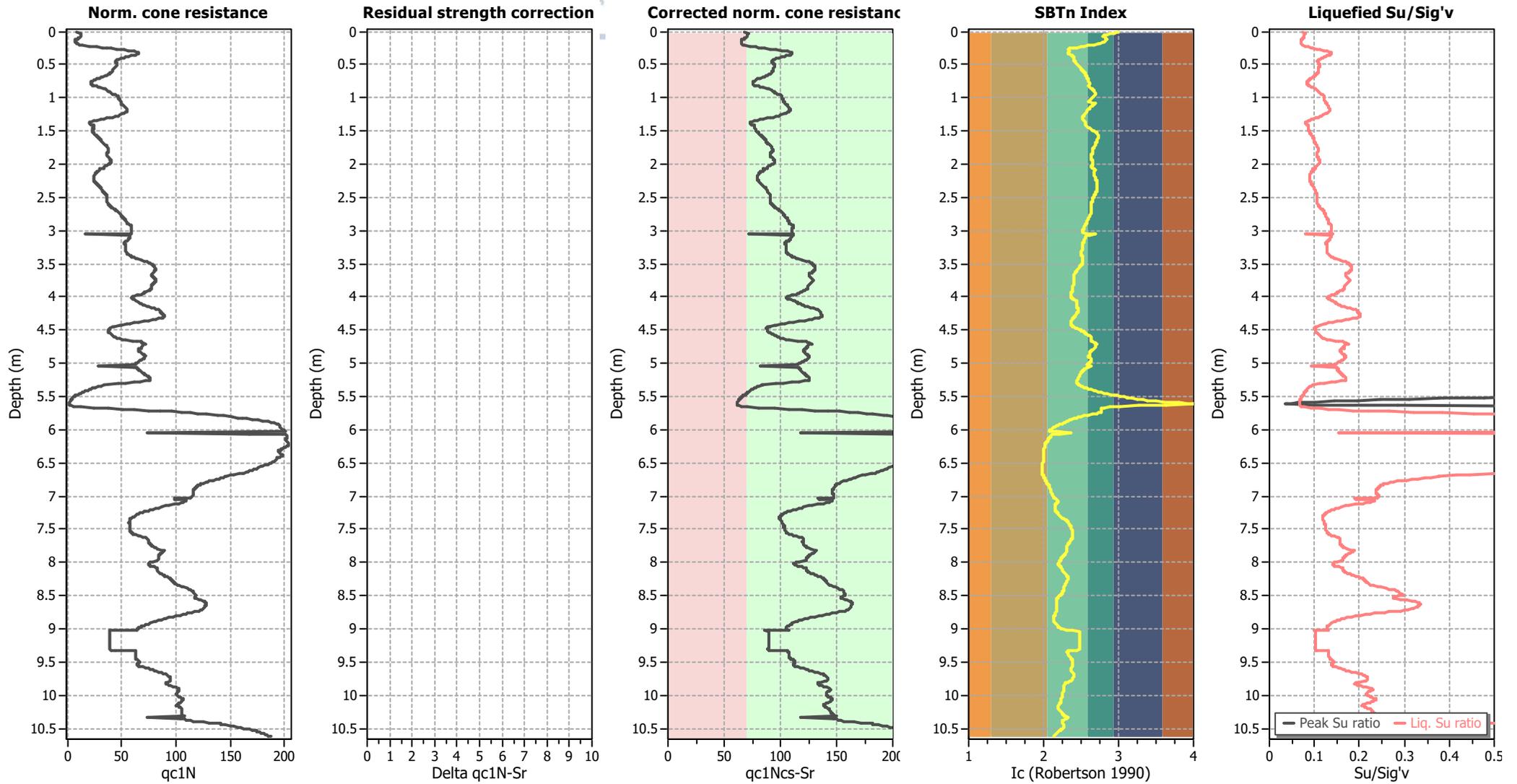
### Liquefaction analysis summary plots



#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	1.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	$K_{\phi}$ applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	7.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.24	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	1.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

### Check for strength loss plots (Idriss & Boulanger (2008))



#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	1.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K <sub>σ</sub> applied:	Yes
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	7.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.24	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	1.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

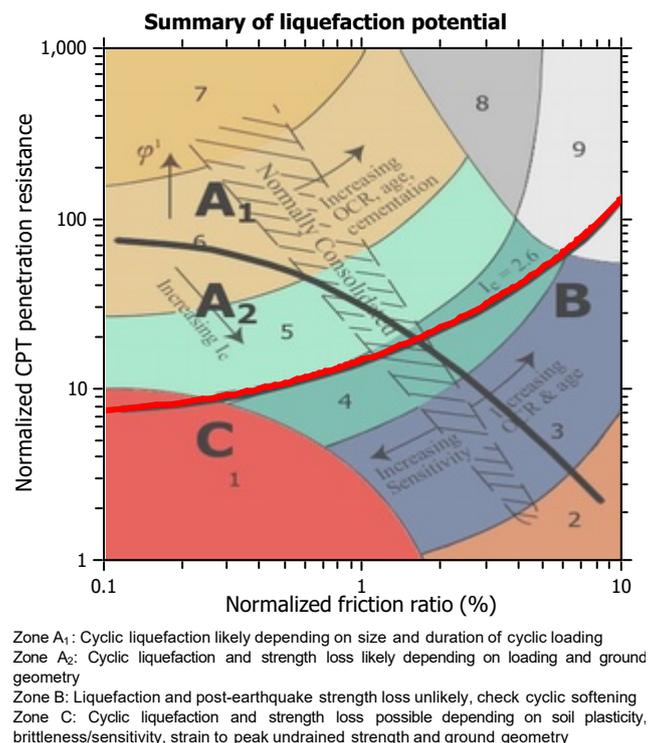
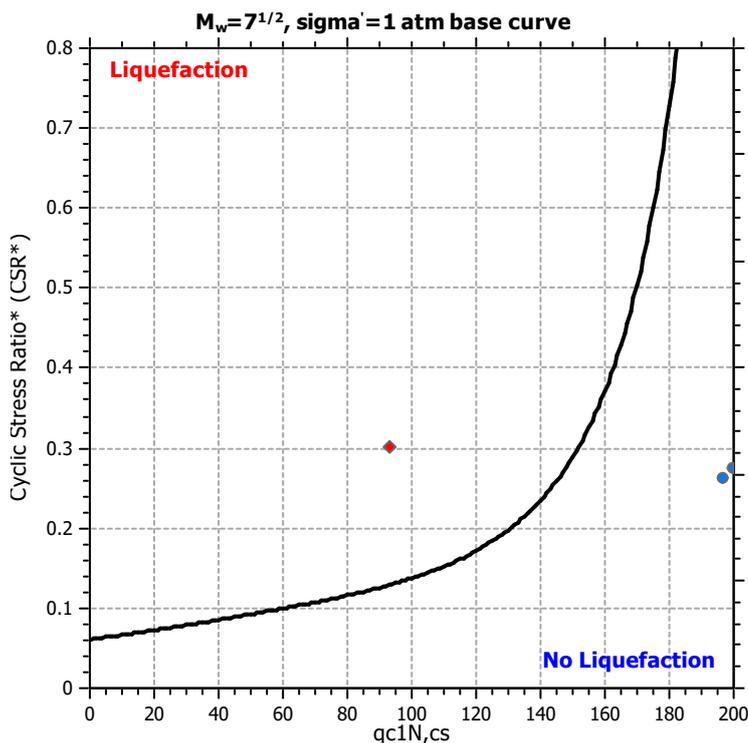
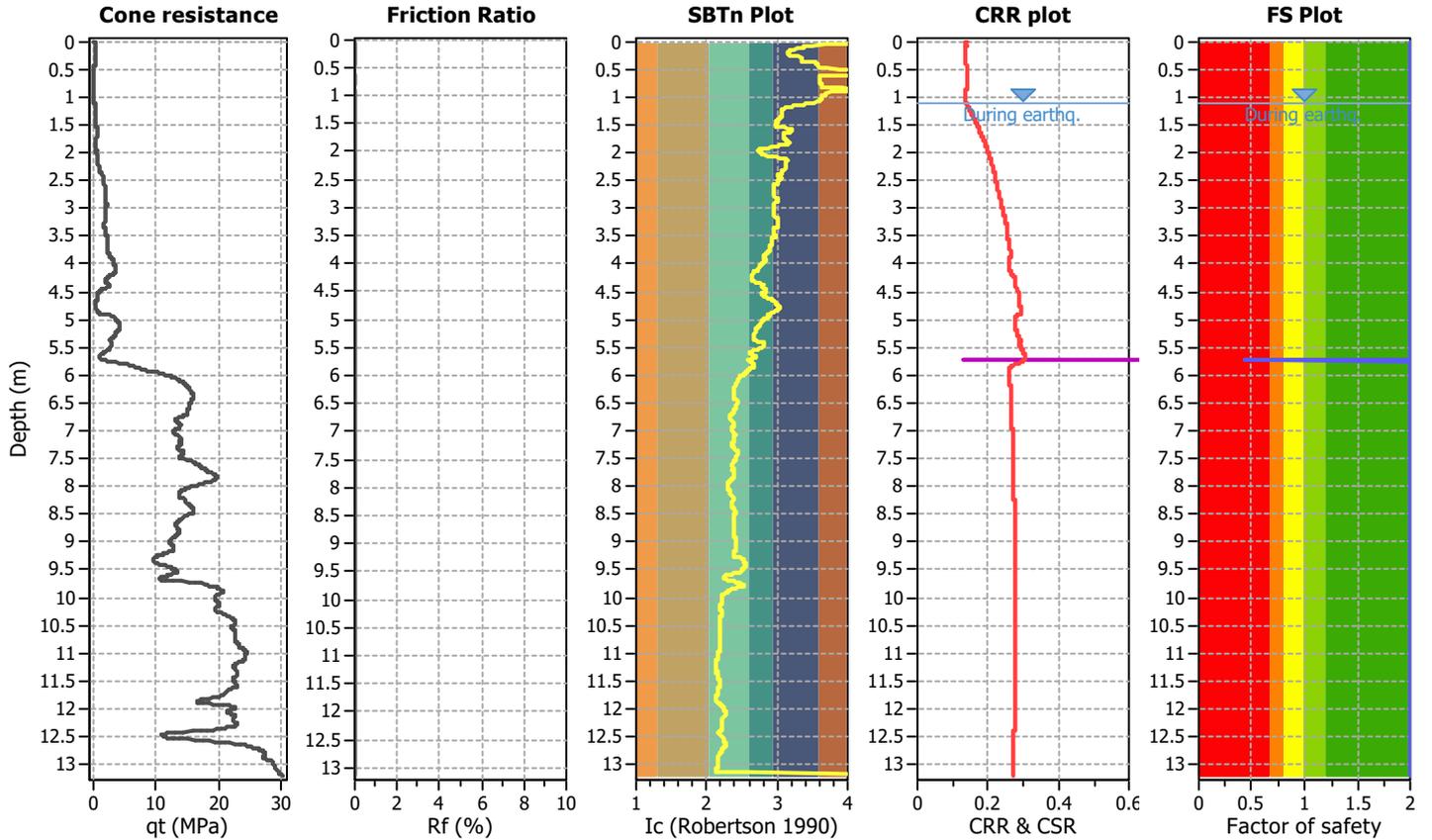
**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

**Project title :**  
**CPT file : CPT\_92\_AGS01**

**Location :**

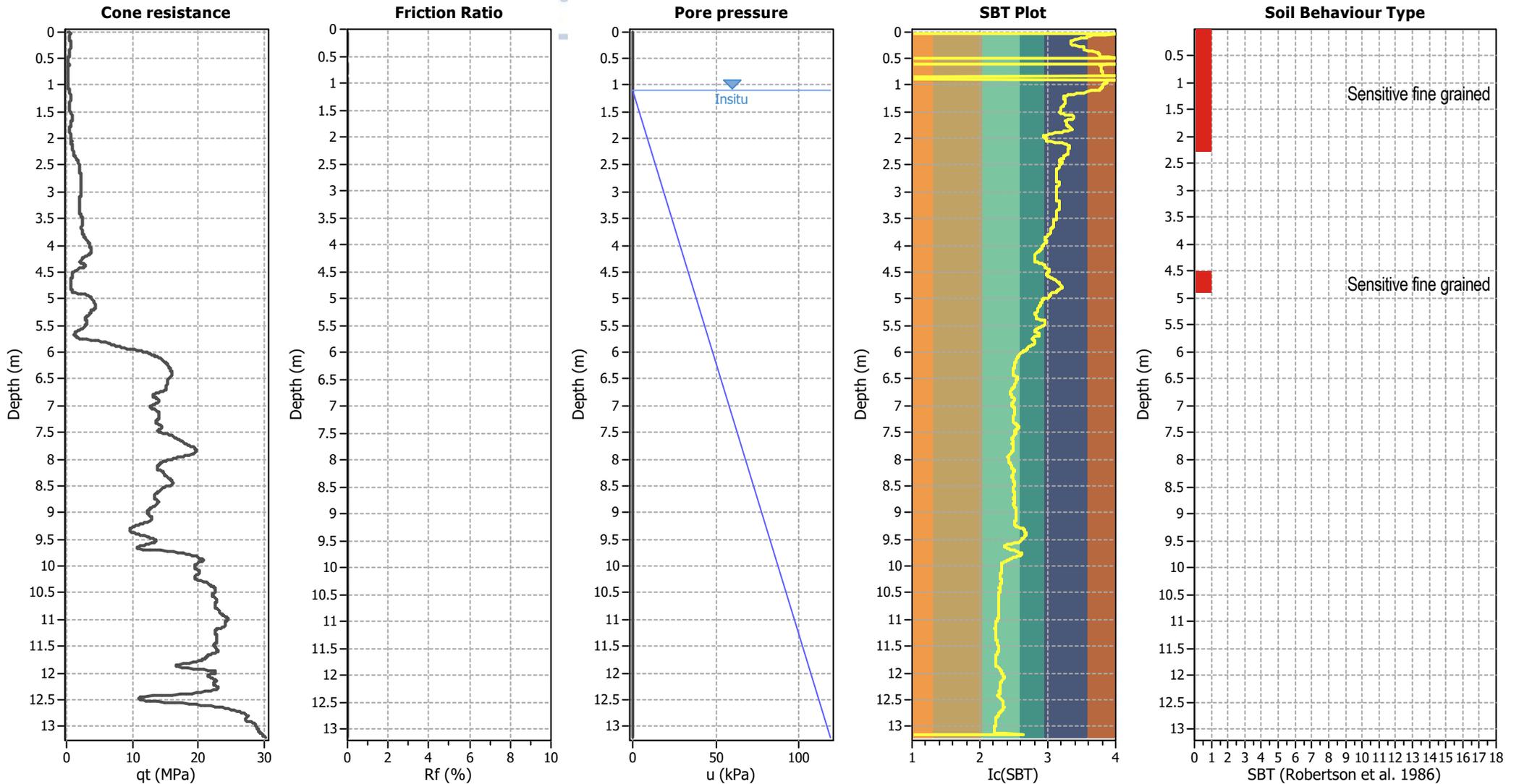
**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	B&I (2014)	G.W.T. (in-situ):	1.10 m	Use fill:	No	Clay like behavior applied:	Sands only
Fines correction method:	B&I (2014)	G.W.T. (earthq.):	1.10 m	Fill height:	N/A	Limit depth applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth:	N/A
Earthquake magnitude $M_w$ :	7.00	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	MSF method:	Method based
Peak ground acceleration:	0.24	Unit weight calculation:	Based on SBT	$K_\sigma$ applied:	Yes		





### CPT basic interpretation plots



#### Input parameters and analysis data

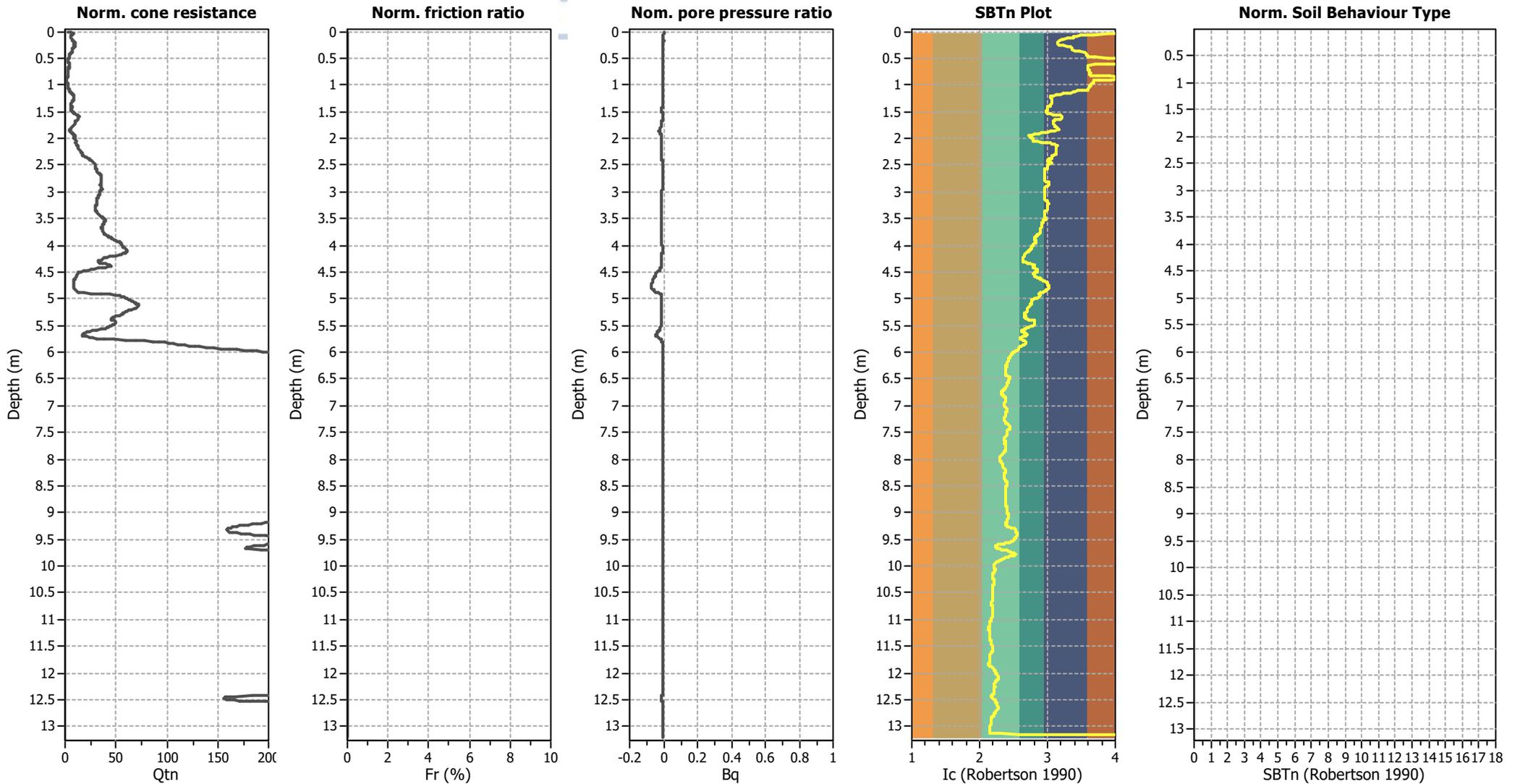
Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	1.10 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	$K_{\sigma}$ applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	7.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.24	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	1.10 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

#### SBT legend

<span style="color: red;">■</span> 1. Sensitive fine grained	<span style="color: teal;">■</span> 4. Clayey silt to silty	<span style="color: orange;">■</span> 7. Gravely sand to sand
<span style="color: brown;">■</span> 2. Organic material	<span style="color: lightgreen;">■</span> 5. Silty sand to sandy silt	<span style="color: grey;">■</span> 8. Very stiff sand to
<span style="color: blue;">■</span> 3. Clay to silty clay	<span style="color: tan;">■</span> 6. Clean sand to silty sand	<span style="color: lightgrey;">■</span> 9. Very stiff fine grained



### CPT basic interpretation plots (normalized)



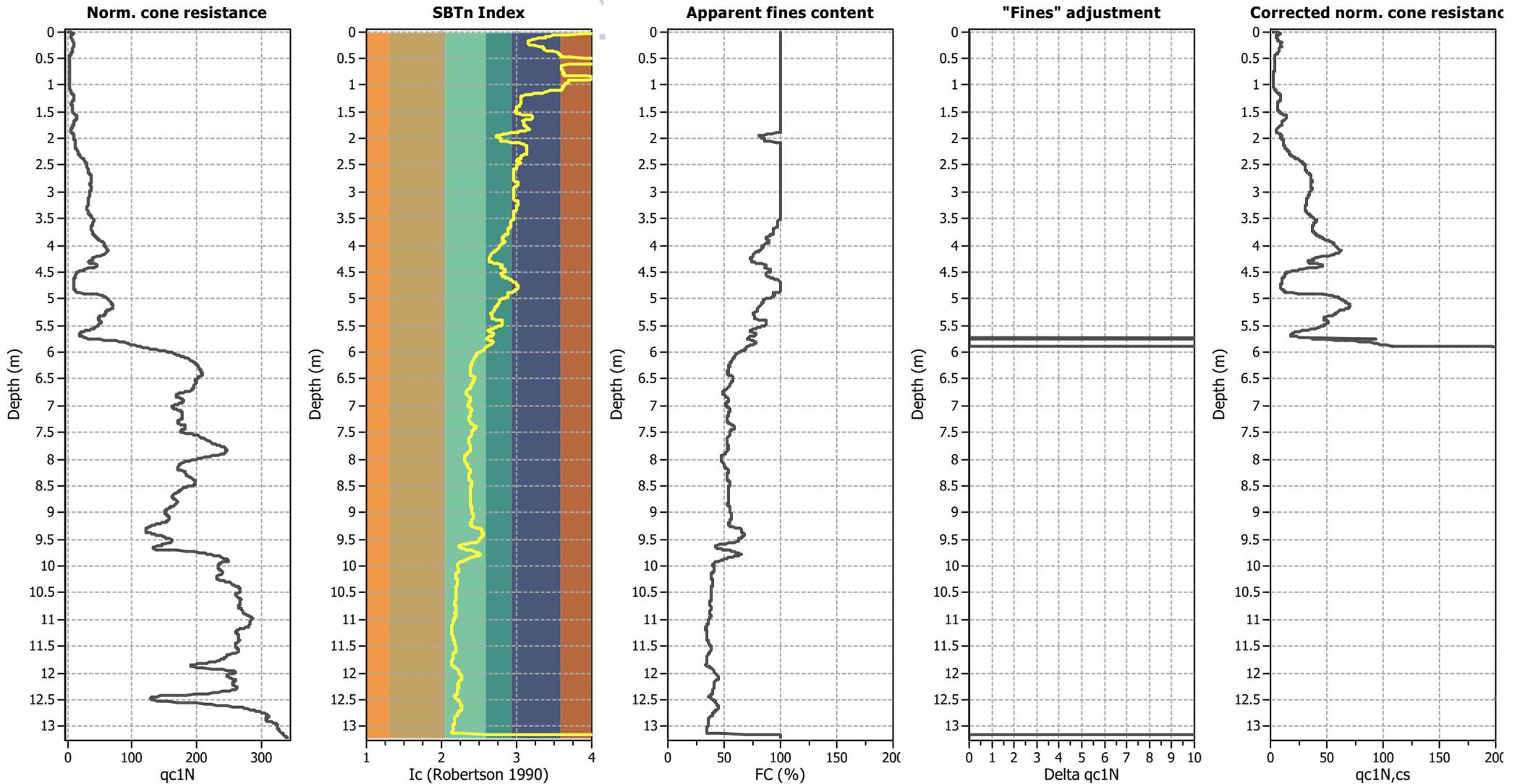
#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	1.10 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K <sub>σ</sub> applied:	Yes
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	7.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.24	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	1.10 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

#### SBTn legend

1. Sensitive fine grained	4. Clayey silt to silty	7. Gravely sand to sand
2. Organic material	5. Silty sand to sandy silt	8. Very stiff sand to
3. Clay to silty clay	6. Clean sand to silty sand	9. Very stiff fine grained

### Liquefaction analysis overall plots (intermediate results)

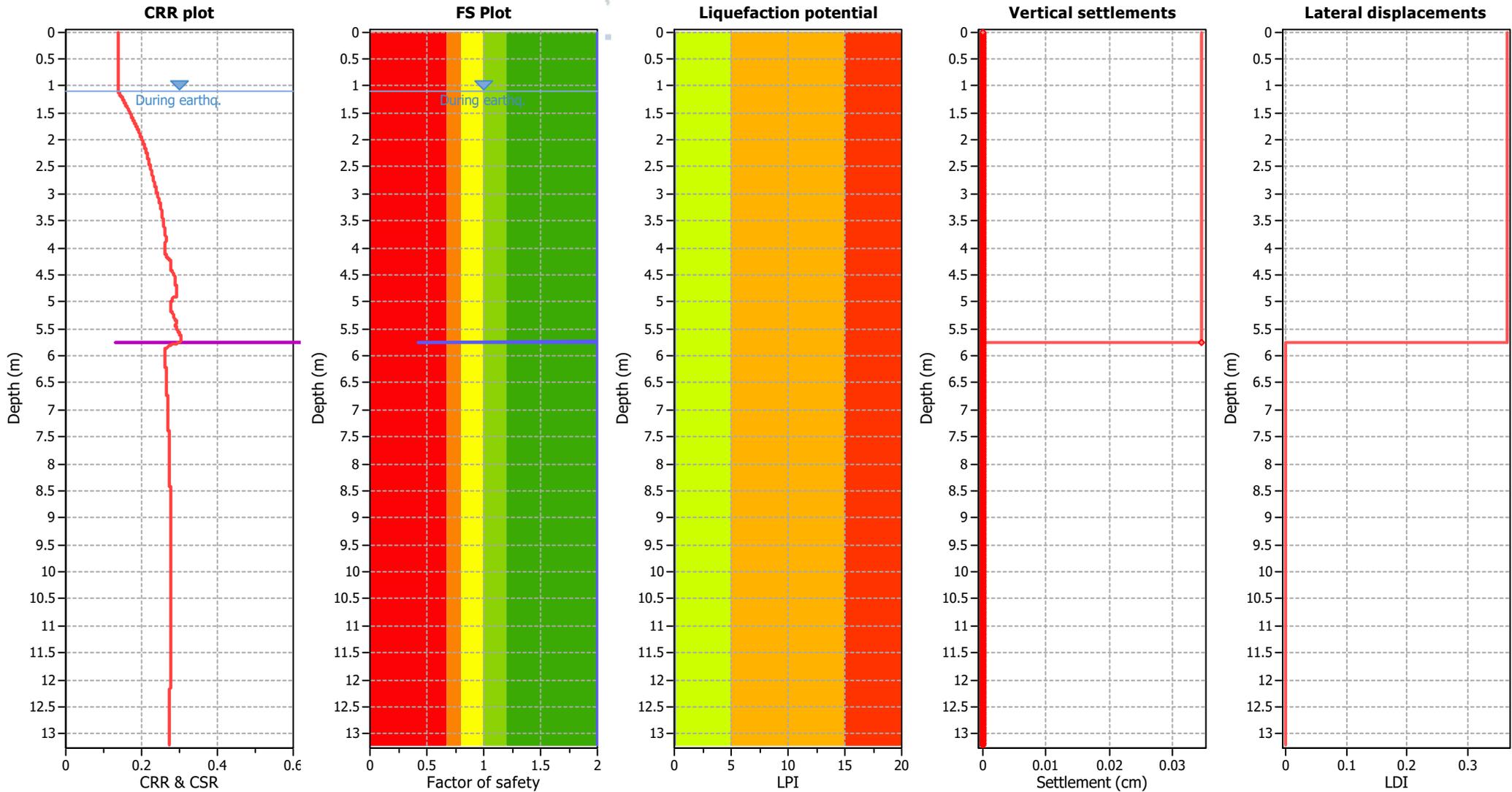


#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	1.10 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K <sub>σ</sub> applied:	Yes
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	7.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.24	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	1.10 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A



## Liquefaction analysis overall plots



### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	1.10 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on I <sub>c</sub> value	I <sub>c</sub> cut-off value:	2.60	K <sub>σ</sub> applied:	Yes
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	7.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.24	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	1.10 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

### F.S. color scheme

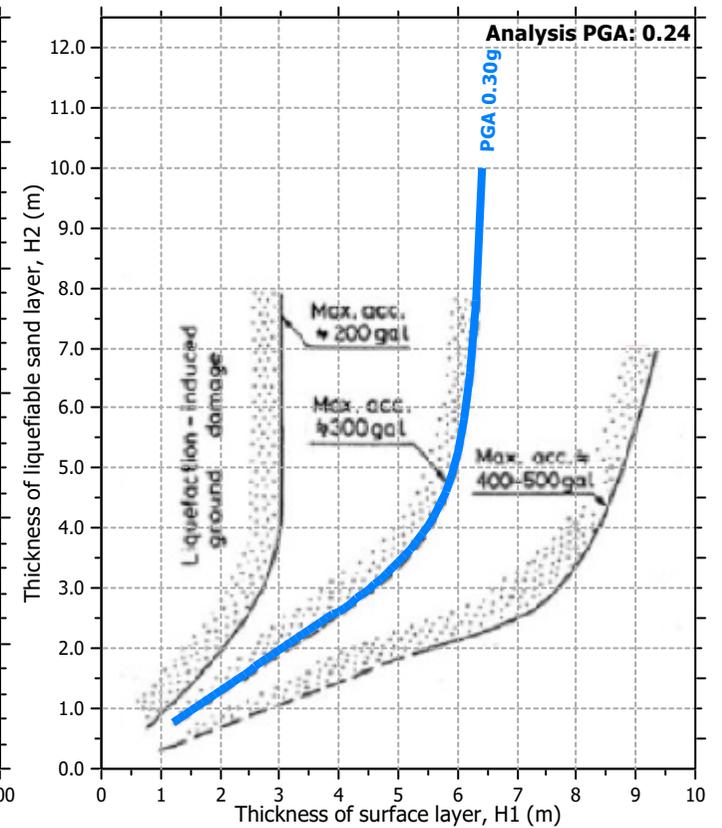
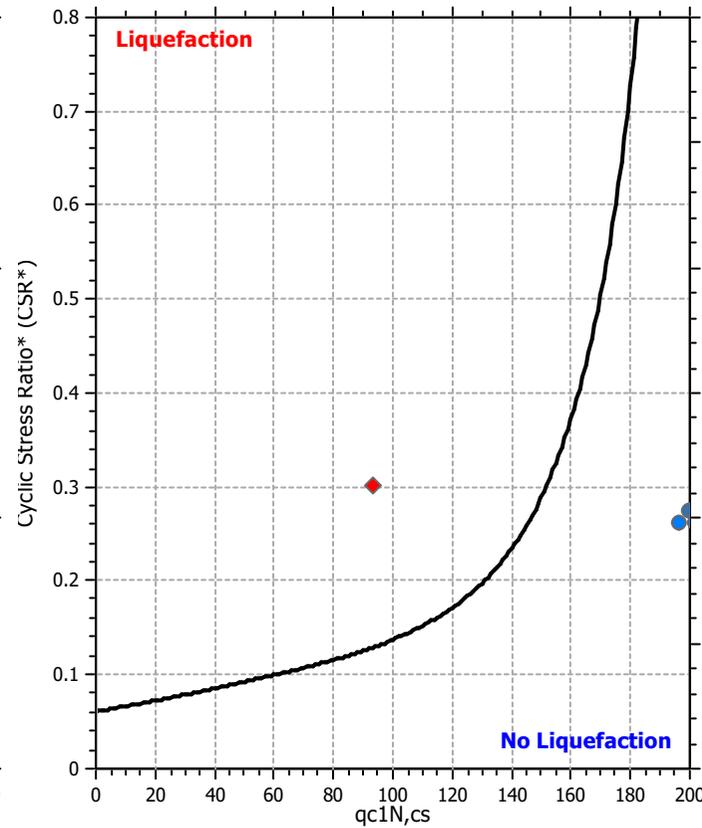
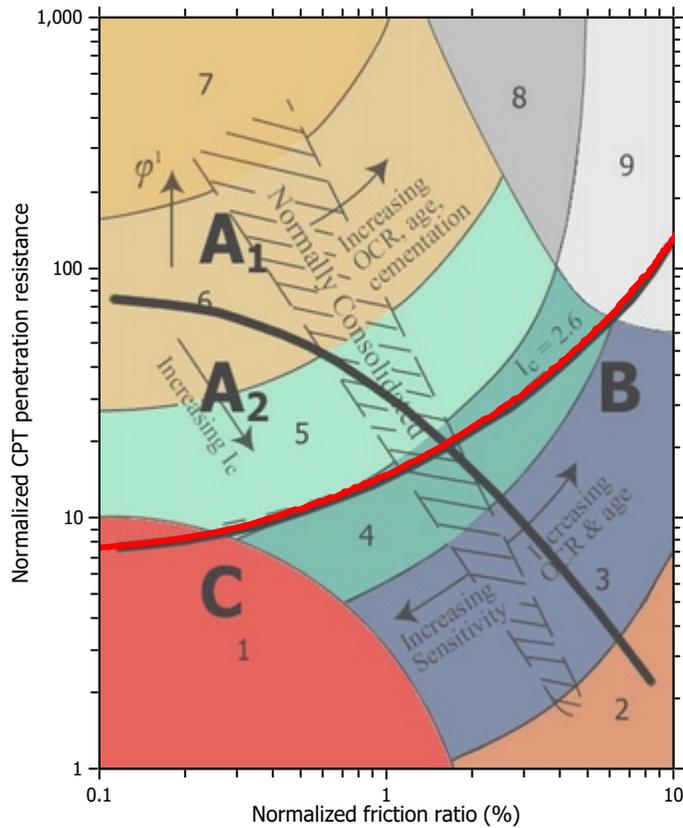
<span style="color: red;">■</span>	Almost certain it will liquefy
<span style="color: orange;">■</span>	Very likely to liquefy
<span style="color: yellow;">■</span>	Liquefaction and no liq. are equally likely
<span style="color: lightgreen;">■</span>	Unlike to liquefy
<span style="color: green;">■</span>	Almost certain it will not liquefy

### LPI color scheme

<span style="color: red;">■</span>	Very high risk
<span style="color: orange;">■</span>	High risk
<span style="color: yellow;">■</span>	Low risk



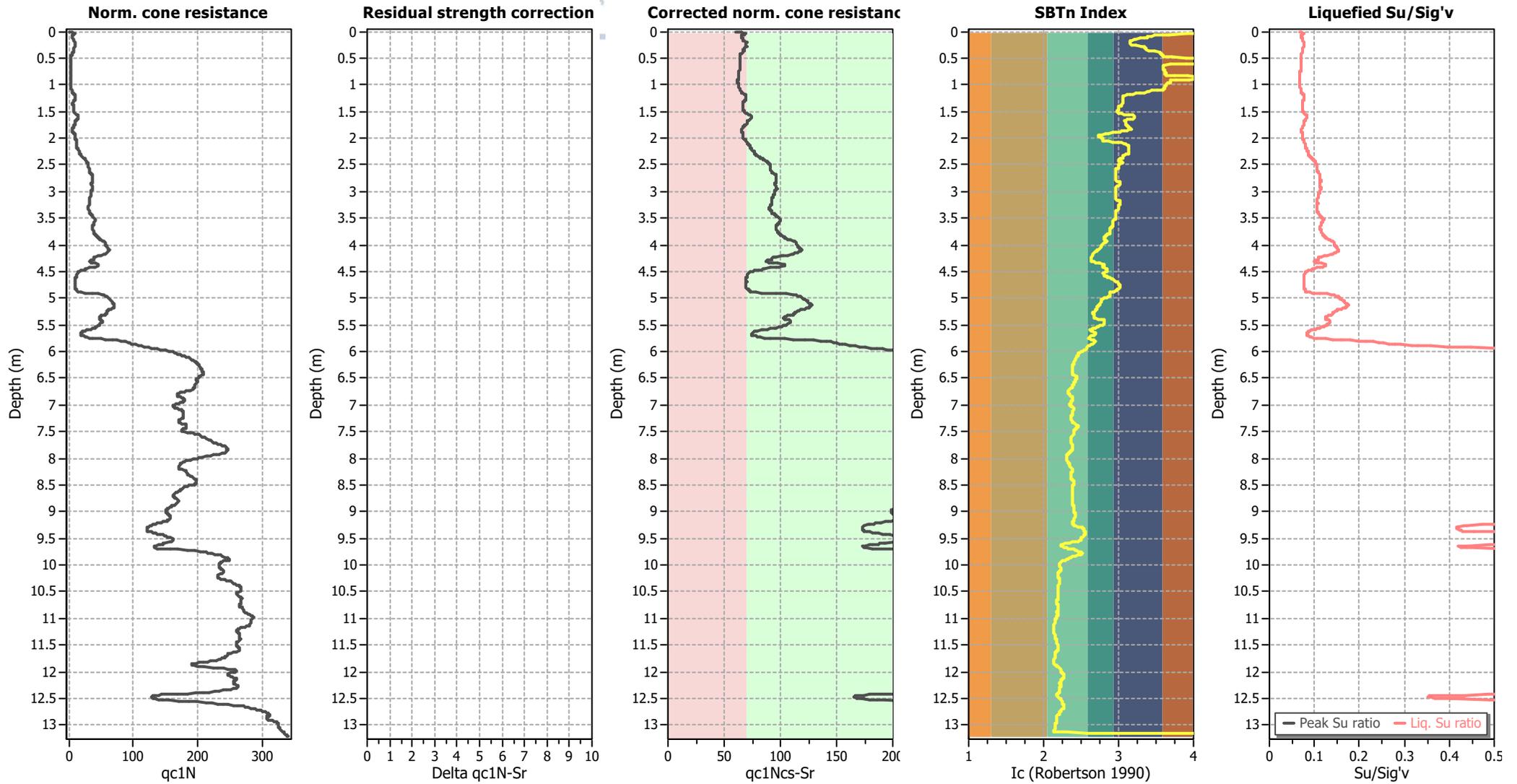
### Liquefaction analysis summary plots



#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	1.10 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	$K_{\phi}$ applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	7.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.24	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	1.10 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

### Check for strength loss plots (Idriss & Boulanger (2008))



#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	1.10 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K <sub>σ</sub> applied:	Yes
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	7.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.24	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	1.10 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

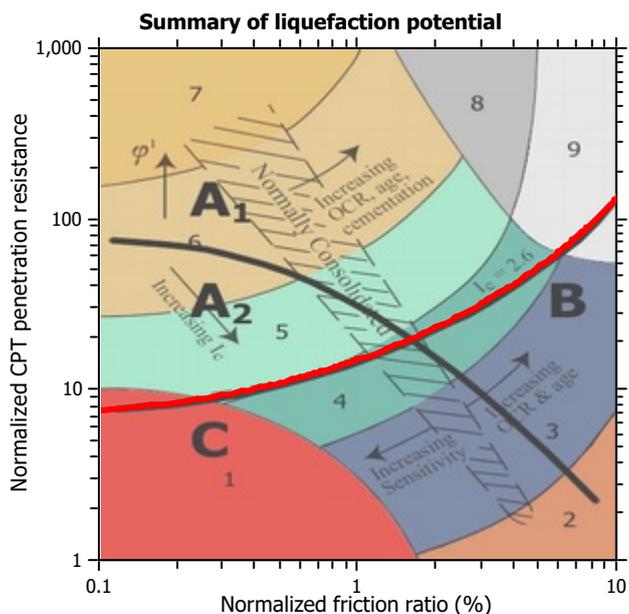
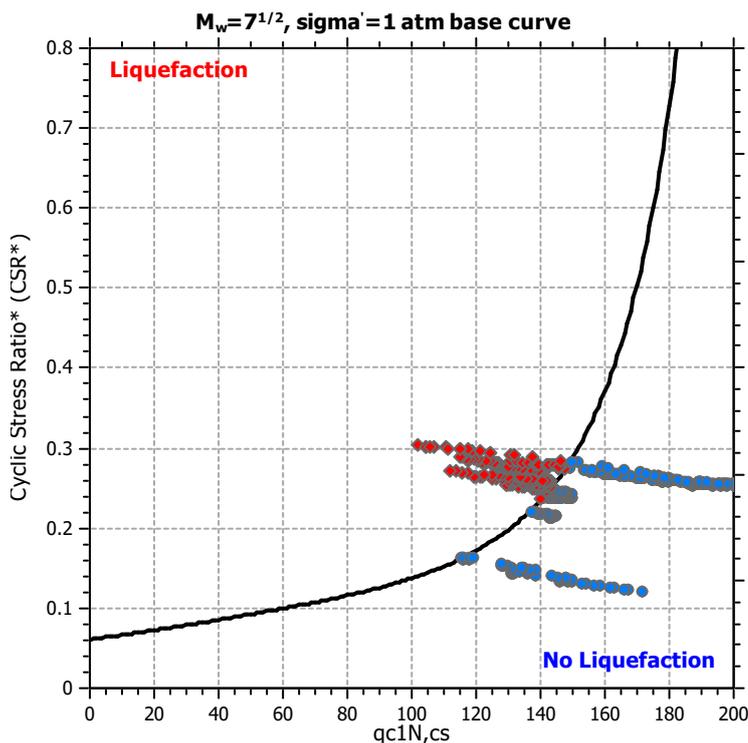
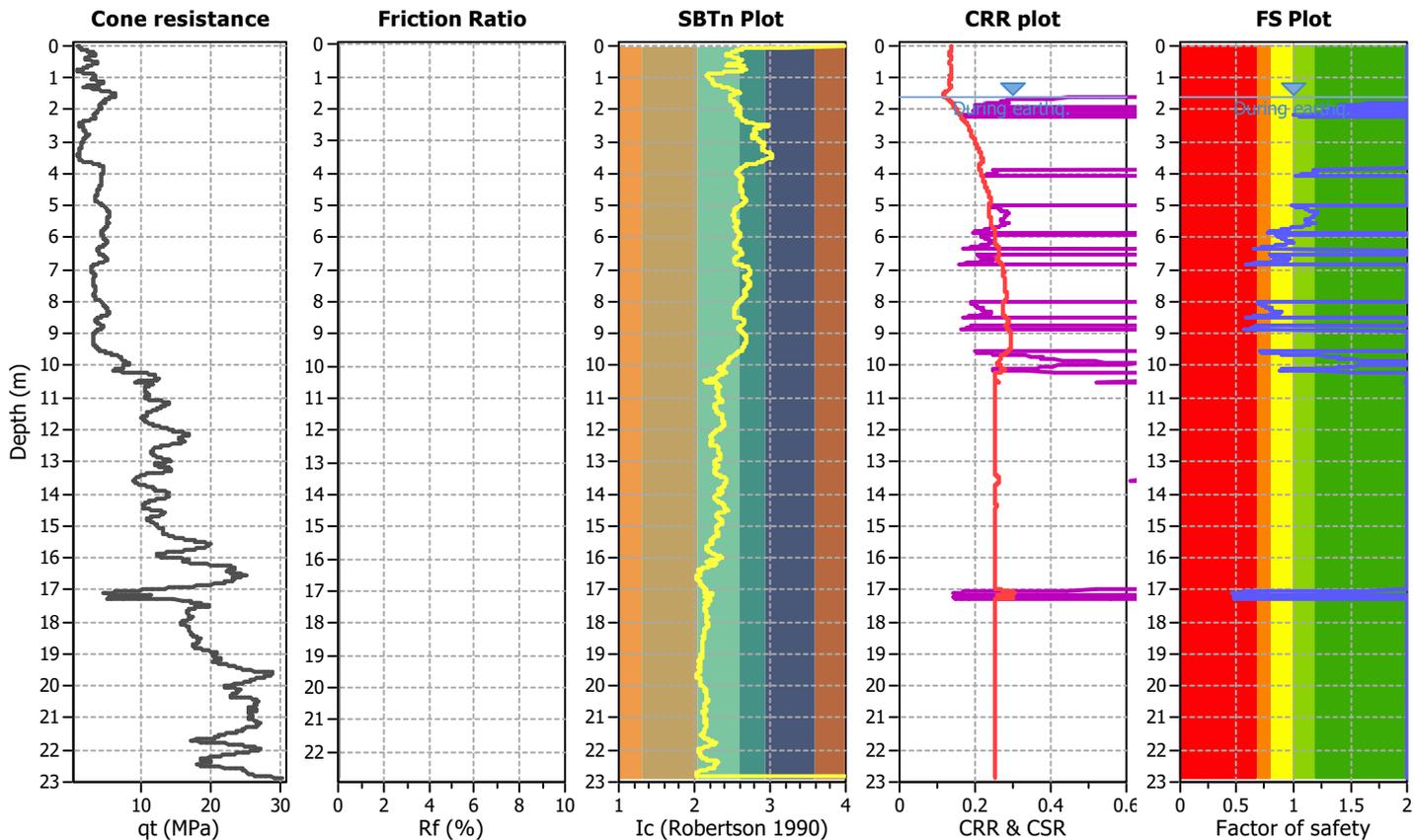
**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

**Project title :**  
**CPT file : CPT\_270\_AGS01**

**Location :**

**Input parameters and analysis data**

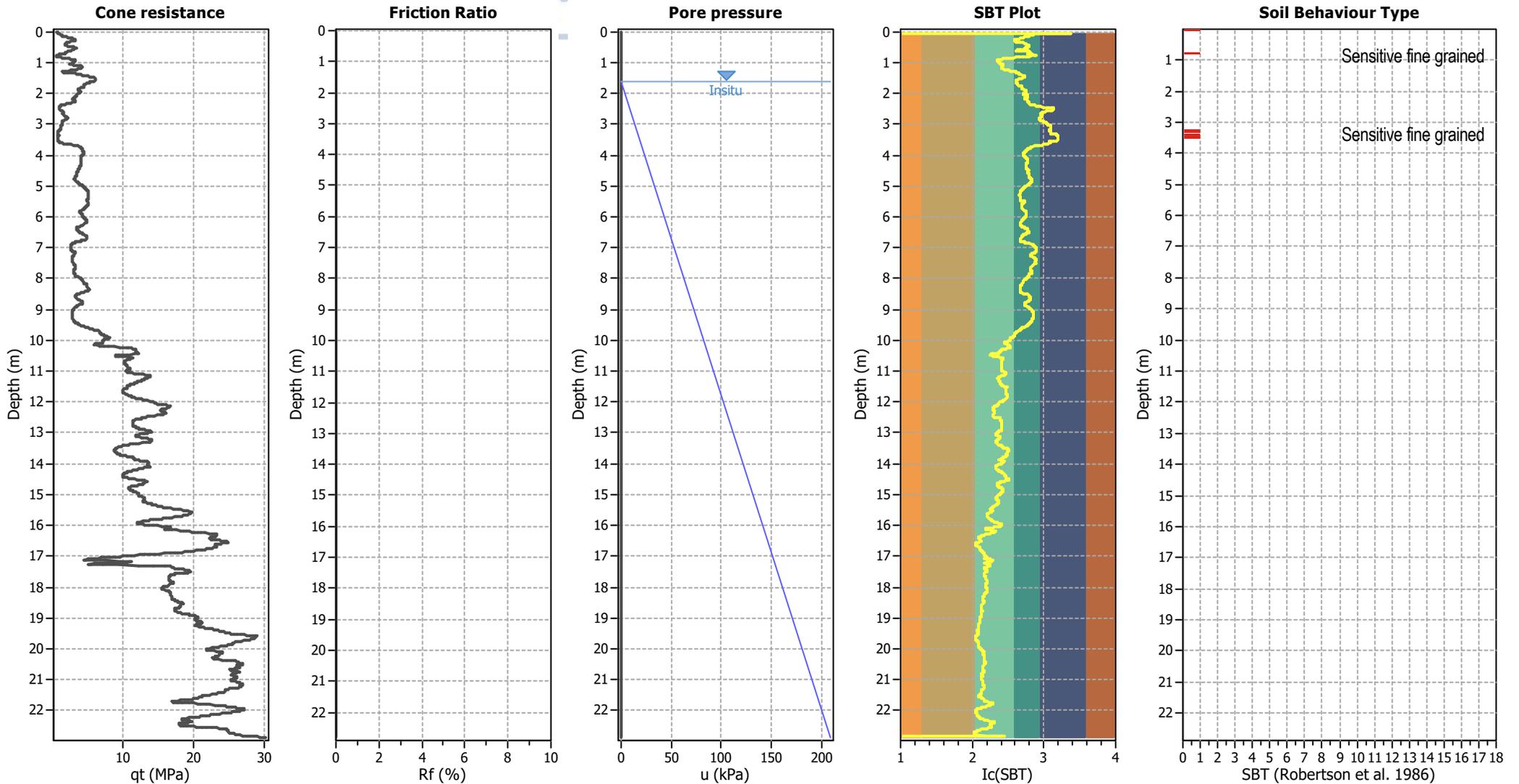
Analysis method:	B&I (2014)	G.W.T. (in-situ):	1.60 m	Use fill:	No	Clay like behavior applied:	Sands only
Fines correction method:	B&I (2014)	G.W.T. (earthq.):	1.60 m	Fill height:	N/A	Limit depth applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth:	N/A
Earthquake magnitude $M_w$ :	7.00	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	MSF method:	Method based
Peak ground acceleration:	0.24	Unit weight calculation:	Based on SBT	$K_\sigma$ applied:	Yes		



Zone A<sub>1</sub>: Cyclic liquefaction likely depending on size and duration of cyclic loading  
 Zone A<sub>2</sub>: Cyclic liquefaction and strength loss likely depending on loading and ground geometry  
 Zone B: Liquefaction and post-earthquake strength loss unlikely, check cyclic softening  
 Zone C: Cyclic liquefaction and strength loss possible depending on soil plasticity, brittleness/sensitivity, strain to peak undrained strength and ground geometry



### CPT basic interpretation plots



#### Input parameters and analysis data

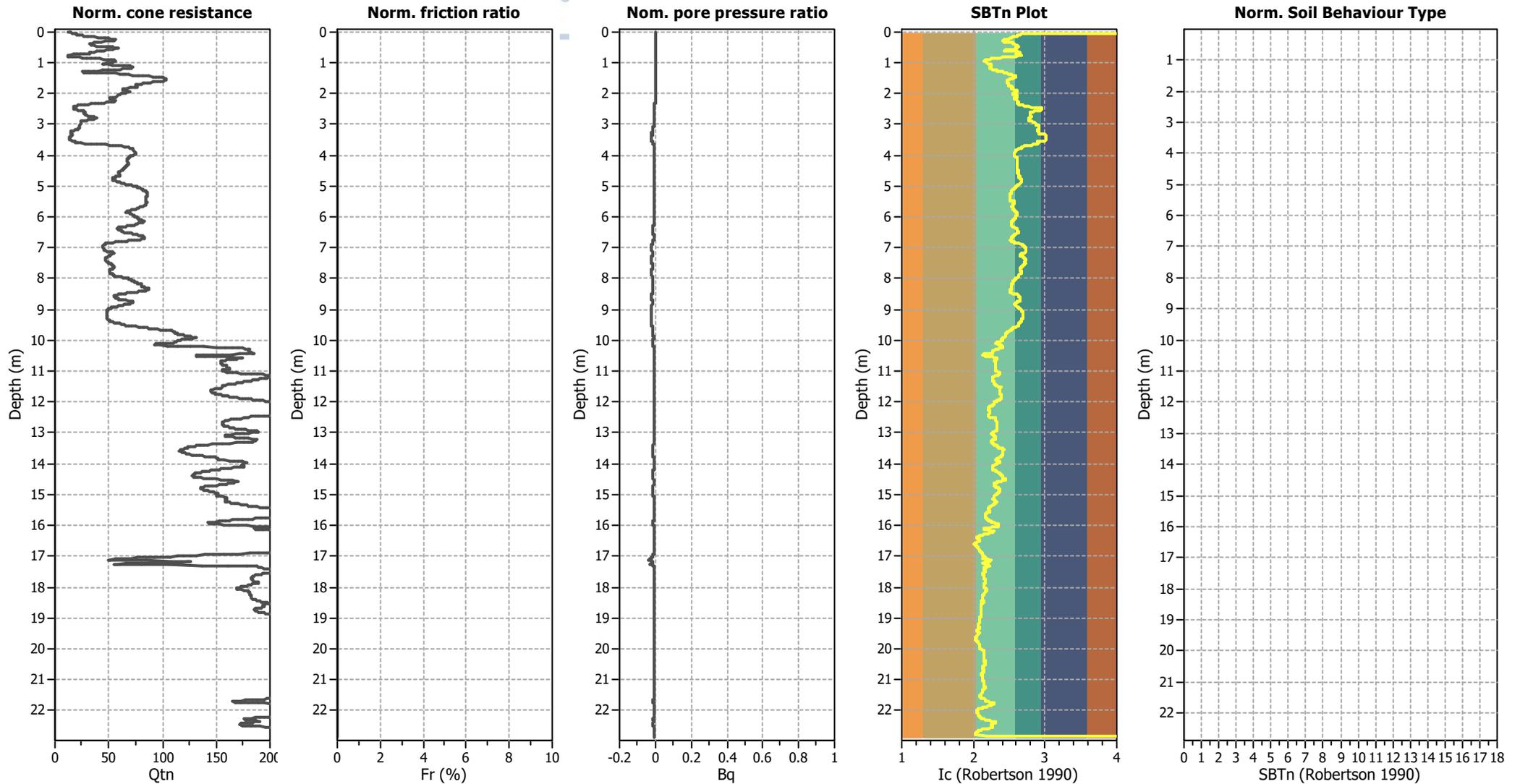
Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	1.60 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	$K_g$ applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	7.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.24	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	1.60 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

#### SBT legend

<span style="color:red">■</span> 1. Sensitive fine grained	<span style="color:teal">■</span> 4. Clayey silt to silty	<span style="color:orange">■</span> 7. Gravely sand to sand
<span style="color:darkred">■</span> 2. Organic material	<span style="color:lightgreen">■</span> 5. Silty sand to sandy silt	<span style="color:grey">■</span> 8. Very stiff sand to
<span style="color:blue">■</span> 3. Clay to silty clay	<span style="color:yellow">■</span> 6. Clean sand to silty sand	<span style="color:lightgrey">■</span> 9. Very stiff fine grained



### CPT basic interpretation plots (normalized)



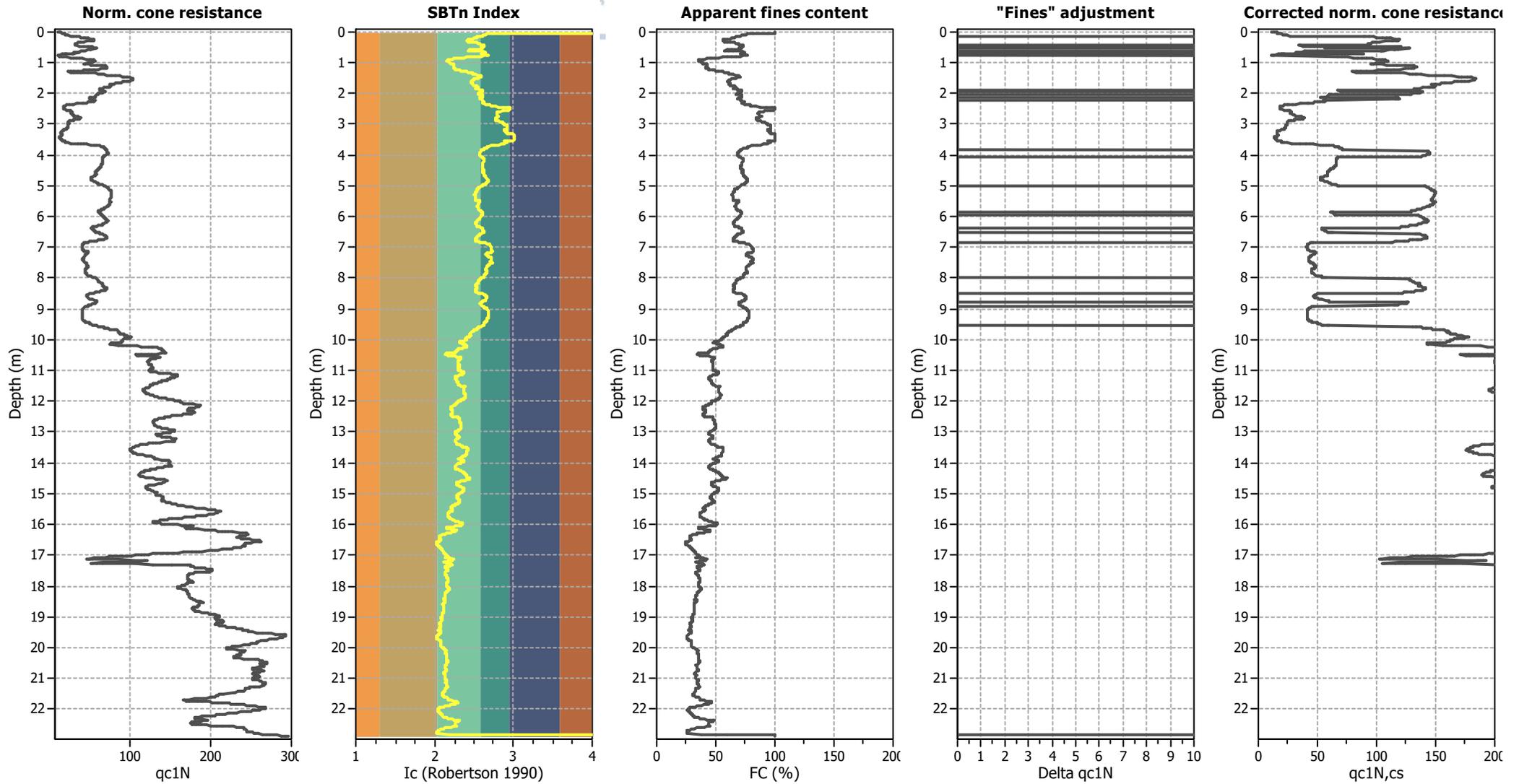
#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	1.60 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	$K_g$ applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	7.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.24	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	1.60 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

#### SBTn legend

<span style="color: red;">■</span> 1. Sensitive fine grained	<span style="color: teal;">■</span> 4. Clayey silt to silty	<span style="color: orange;">■</span> 7. Gravely sand to sand
<span style="color: brown;">■</span> 2. Organic material	<span style="color: lightgreen;">■</span> 5. Silty sand to sandy silt	<span style="color: grey;">■</span> 8. Very stiff sand to
<span style="color: blue;">■</span> 3. Clay to silty clay	<span style="color: tan;">■</span> 6. Clean sand to silty sand	<span style="color: lightgrey;">■</span> 9. Very stiff fine grained

### Liquefaction analysis overall plots (intermediate results)

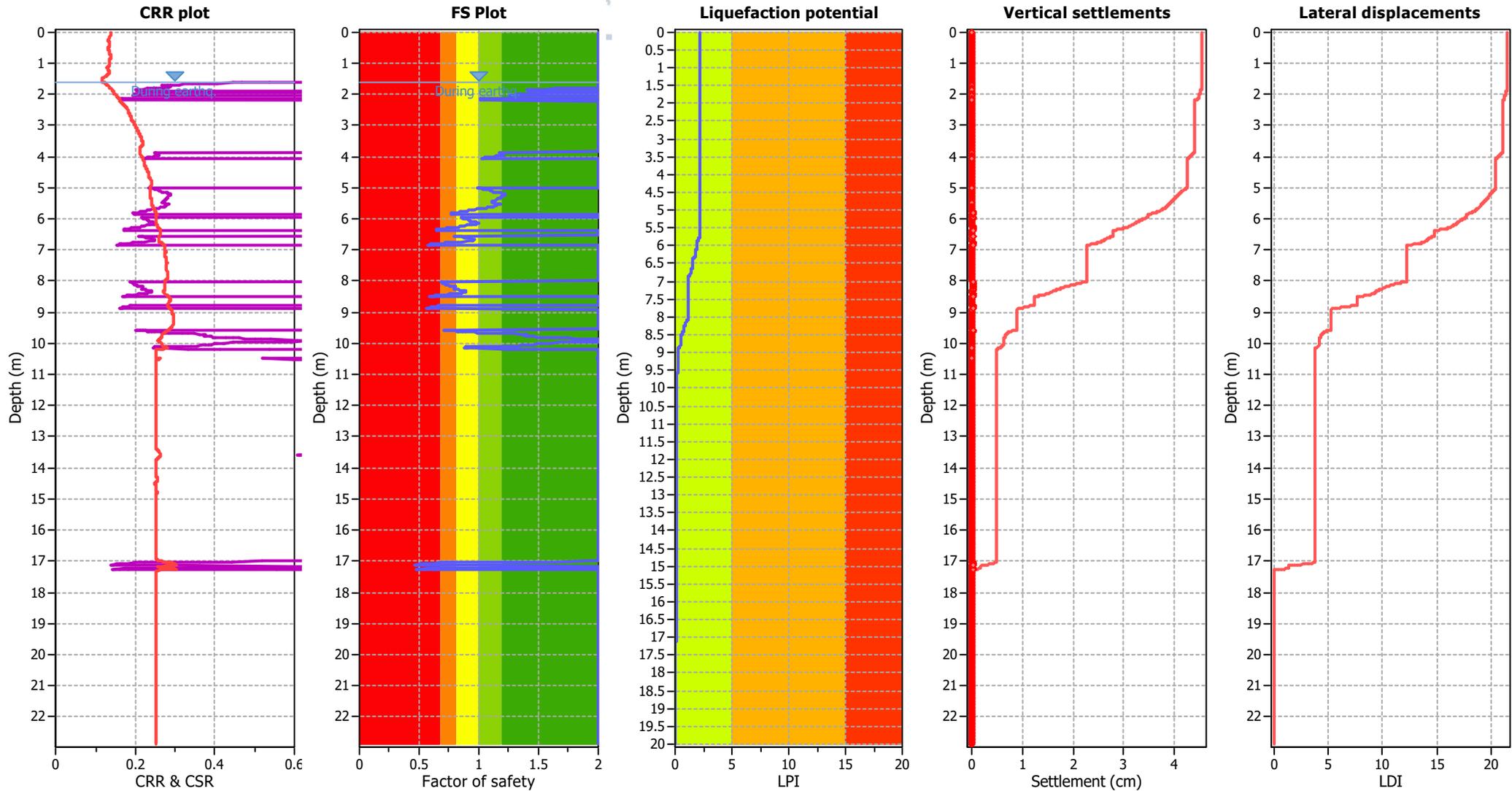


#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	1.60 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K <sub>σ</sub> applied:	Yes
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	7.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.24	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	1.60 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A



## Liquefaction analysis overall plots



### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	1.60 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	$K_0$ applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	7.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.24	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	1.60 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

### F.S. color scheme

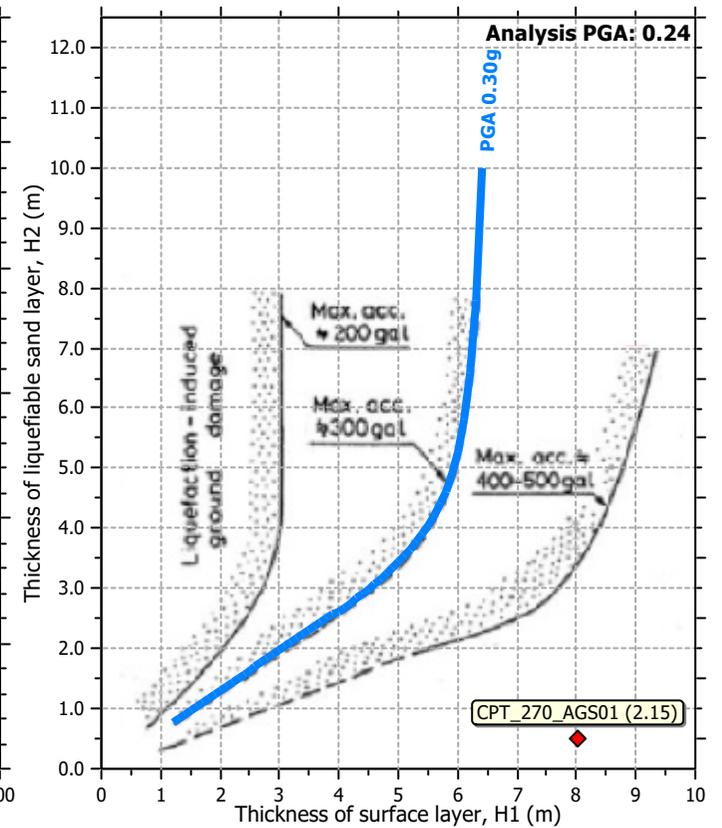
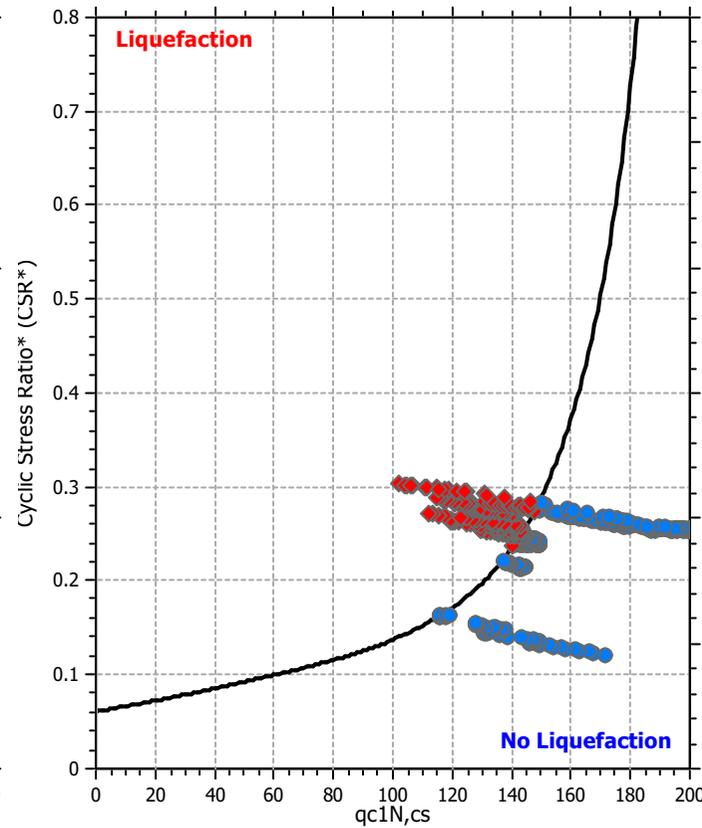
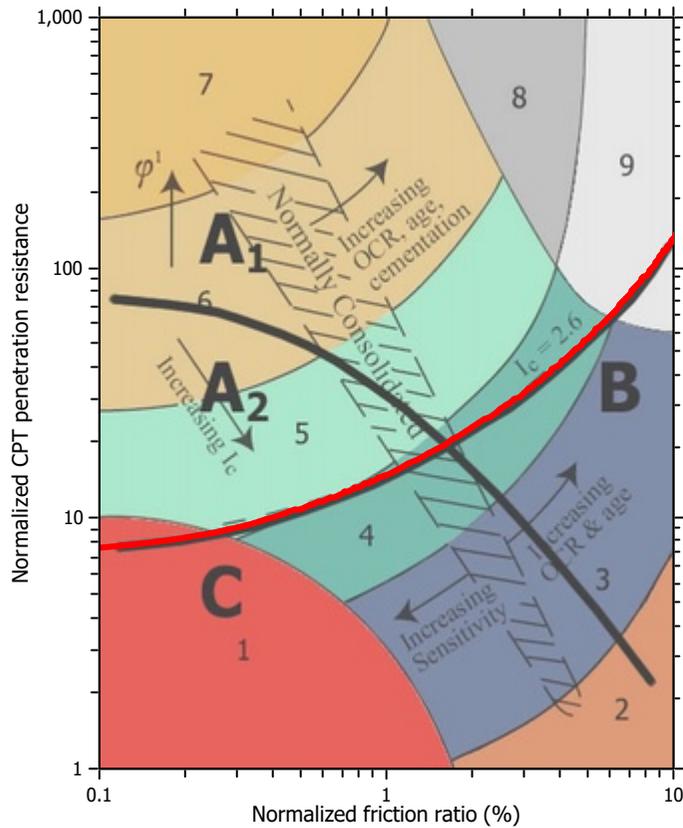
<span style="color: red;">■</span>	Almost certain it will liquefy
<span style="color: orange;">■</span>	Very likely to liquefy
<span style="color: yellow;">■</span>	Liquefaction and no liq. are equally likely
<span style="color: lightgreen;">■</span>	Unlike to liquefy
<span style="color: green;">■</span>	Almost certain it will not liquefy

### LPI color scheme

<span style="color: red;">■</span>	Very high risk
<span style="color: orange;">■</span>	High risk
<span style="color: yellow;">■</span>	Low risk



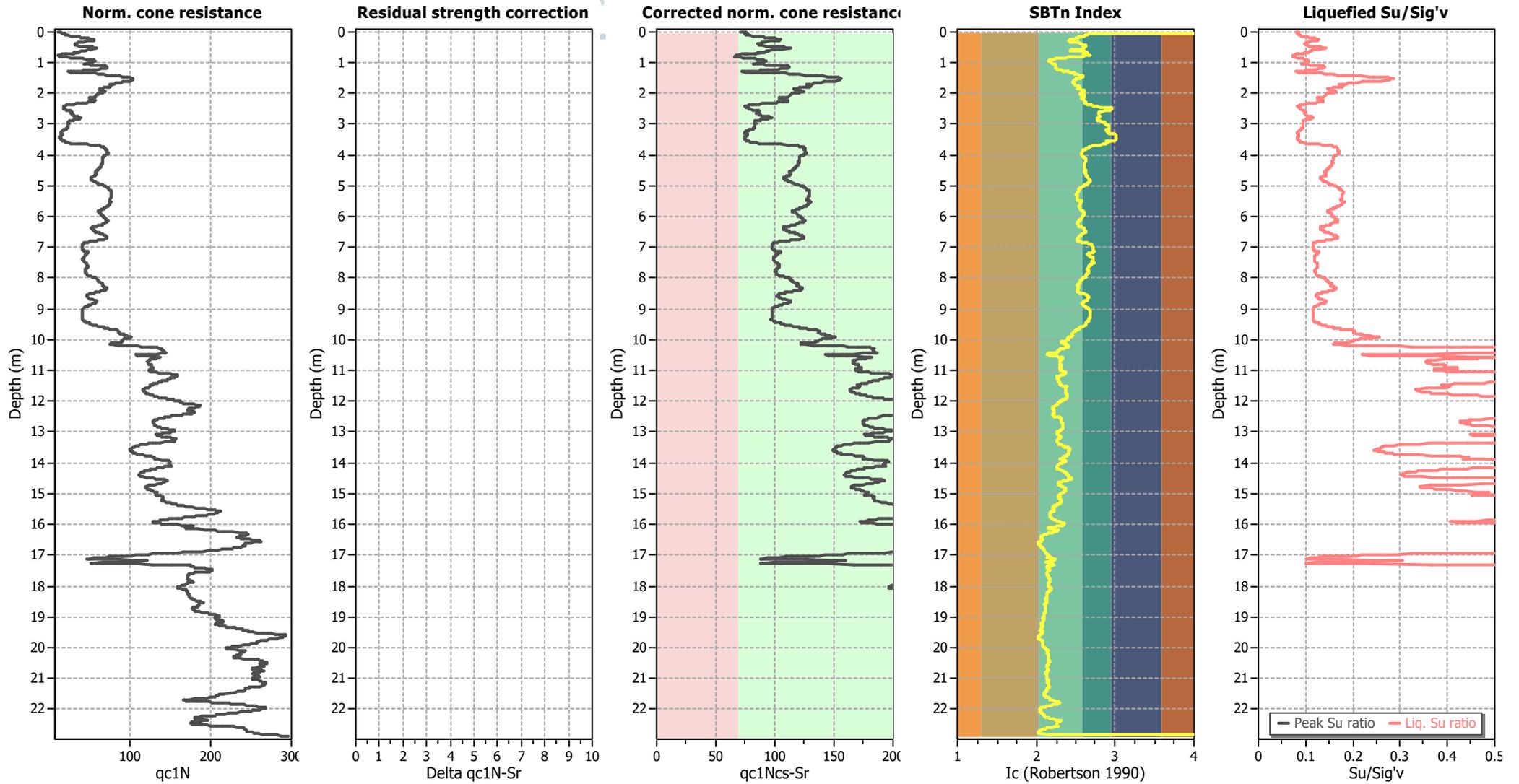
### Liquefaction analysis summary plots



#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	1.60 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	$K_{\phi}$ applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	7.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.24	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	1.60 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

### Check for strength loss plots (Idriss & Boulanger (2008))



#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	1.60 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K <sub>σ</sub> applied:	Yes
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	7.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.24	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	1.60 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A