



**Finanziato  
dall'Unione europea**  
NextGenerationEU



## Settore Edilizia Scolastica e Patrimonio

Servizio Programmazione e Progettazione

LAVORI DI SOSTITUZIONE EDILIZIA DEL CORPO PALESTRA DELLA SEDE DEL LICEO CLASSICO  
"DANTE ALIGHIERI" SITO IN PIAZZA ANITA GARIBALDI N. 2 RAVENNA

CUP J61B22001420006

Missione 4 - Componente 1 - Investimento. 3.3

Piano di messa in sicurezza e riqualificazione dell'edilizia scolastica

### PROGETTO ESECUTIVO

Presidente: Michele de Pascale	Consigliere delegato Pubblica Istruzione - Edilizia Scolastica - Patrimonio: Maria Luisa Martinez
Dirigente responsabile del Settore: Ing. Marco Conti	Responsabile del Servizio: Arch. Giovanna Garzanti
RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO:	Arch. Giovanna Garzanti ..... firmato digitalmente
Professionisti esterni:	
PROGETTISTA COORDINATORE:	Arch. Matteo Battistini ..... firmato digitalmente
PROGETTISTA OPERE ARCHITETTONICHE:	Arch. Matteo Battistini
PROGETTISTA OPERE ARCHITETTONICHE:	Arch. Davide Agostini
PROGETTISTA OPERE ARCHITETTONICHE:	Arch. Francesco Ceccarelli
PROGETTISTA OPERE ARCHITETTONICHE:	Arch. Roberta Alessandrini
PROGETTISTA OPERE STRUTTURALI:	Ing. Marco Peroni
PROGETTISTA OPERE ACUSTICHE:	Per.ind. Enrico Zattoni
COORDINAMENTO DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:	Arch. Davide Agostini
PROGETTAZIONE IMPIANTI ELETTRICI:	Per. Ind. Gianpaolo Silvagni
PROGETTAZIONE IMPIANTI MECCANICI E IDRICO-SANITARI:	Per. Ind. Mirco Bondi
PROGETTAZIONE ANTINCENDIO:	Per. Ind. Enrico Zattoni

Rev.	Descrizione	Redatto:	Controllato:	Approvato:	Data:
0	EMISSIONE				07/07/2023
1					
2					
3					

TITOLO

ELABORATO: **RELAZIONE GEOLOGICA**  
ACQUISITA AGLI ATTI CON P.G. N PG 20532 DEL 14/07/2023

PROFESSIONISTA RESPONSABILE:  
Arch. Matteo Battistini (capogruppo RTP)

FIRMATO DIGITALMENTE

Timbro e firma del Professionista

Elaborato num: <b>S_B_5.1</b>	Revisione:	Data: <b>LUG 2023</b>	Scala:	Nome file: s_b_5.1_relazione geologica
-------------------------------------	------------	--------------------------	--------	--



# PROVINCIA DI RAVENNA

## COMUNE DI RAVENNA

INDAGINE GEOLOGICA E SISMICA SUL TERRENO DI FONDAZIONE DEI  
LAVORI DI SOSTITUZIONE EDILIZIA DEL CORPO PALESTRA DELLA SEDE DEL  
LICEO CLASSICO "DANTE ALIGHIERI" SITO IN PIAZZA ANITA GARIBALDI N.2  
- RAVENNA

### RELAZIONE GEOLOGICA

AGGIORNAMENTO AL D.M. 17.01.2018 (AGGIORNAMENTO DELLE  
«NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI»)

COMMITTENTE:

PROVINCIA DI RAVENNA



SETTORE LL.PP.

SERVIZIO EDILIZIA SCOLASTICA E PATRIMONIO

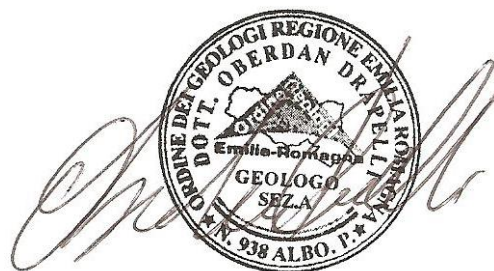
VIA DI ROMA, 118

48124 RAVENNA

REDAZIONE:

Dott. Geol. Oberdan Drapelli

N° 938 ORDINE DEI GEOLOGI DELL'EMILIA ROMAGNA



REV.	0	EMISSIONE APRILE 2021		
	1			
	2			
	3			

DRAPELLI DR. OBERDAN –GEOLOGO-  
STUDIO DI GEOLOGIA TECNICA ED AMBIENTALE  
RAVENNA, VIA CERCHIO, 57  
e-mail oberdandrapelli@gmail.com  
TEL E FAX 0544 202700 CELL 338 8439633  
C.F. DRP BDN 68T22 H199Z P.IVA 01442260392



## INDICE:

1. PREMESSA .....	2
2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO LOCALE .....	4
2.1. MODELLO GEOLOGICO LOCALE .....	6
3. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO .....	10
4. ASSETTO IDRAULICO E IDROGEOLOGIA .....	12
5. INDAGINI ESEGUITE SUL TERRENO .....	15
6. STRATIGRAFIA DEL SOTTOSUOLO .....	17
7. MODELLO GEOTECNICO.....	17
7.1 CARATTERIZZAZIONE FISICO-MECCANICA DEI TERRENI E MODELLO GEOTECNICO .....	17
7.2: VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI.....	18
7.3: SCELTA DELL'APPROCCIO DI PROGETTO .....	19
7.4: DETERMINAZIONE DEL VALORE DI PROGETTO DELLE AZIONI "ED" .....	20
7.5. STATO LIMITE ULTIMO - STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLU-SLE) .....	21
7.6 PREVISIONE DEGLI ASSESTAMENTI .....	23
8. SISMICITÀ DELL'AREA .....	25
8.1 Zone sismogenetiche d'interesse per la sismicità dell'Emilia-Romagna .....	25
8.2 PERICOLOSITÀ SISMICA DI RIFERIMENTO REGIONALE.....	25
8.3. INDAGINE GEOFISICA.....	26
8.4 PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE, CARATTERIZZAZIONE DA "APPROCCIO SEMPLIFICATO" DA TAB.3.2.II DM/NTC 2018, CATEGORIA DI SUOLO SISMICO C, CLASSE D'USO III: .....	30
8.5. STUDIO DI RISPOSTA SISMICA LOCALE RSL: .....	44
8.5.1. RISULTANZE DELLO STUDIO DI RSL .....	53
9 STIMA DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE .....	62



## 1. PREMESSA

La presente Relazione geologica, con parametrizzazione geotecnica del terreno, di cui al § 6.2.1 del D.M. 17.01.2018 "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni", viene redatta a completamento DEI LAVORI DI SOSTITUZIONE EDILIZIA DEL CORPO PALESTRA DELLA SEDE DEL LICEO CLASSICO "DANTE ALIGHIERI" SITO IN PIAZZA ANITA GARIBALDI N.2 - RAVENNA. L'area in esame è situata nei pressi della stazione ferroviaria della Città. Il presente studio inteso a verificare l'idoneità dell'area da un punto di vista geologico agli usi proposti, e' basato sull'analisi estesa ad un adeguato intorno degli aspetti geomorfologici, litologici, e idrologici in modo da caratterizzare l'area nel suo insieme in quanto rivestono particolare importanza ai fini della futura edificazione. Una volta definiti gli obbiettivi dell'indagine, si e' proceduto alla raccolta dei dati esistenti in bibliografia ed ai sopralluoghi di campagna. Per la redazione della relazione aggiornata si sono realizzate due prove cptu con piezocono elettrico spinte a 30 metri di profondità ciascuna. Si è inoltre realizzata una indagine geofisica mediante misura di H/V, ed una Masw realizzata dal dott geol Rolfini Marco. Poiché l'edificio risulta classificato in classe d'uso 3 si è inoltre provveduto alla elaborazione di una risposta sismica locale (RSL) come indicato nelle norme tecniche per le costruzioni.

Lo studio dal punto di vista sia geotecnico che sismico è stato condotto nel rispetto delle normative vigenti in materia, in particolare il D.M. 17.01.2018 (Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»).







## 2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO LOCALE

Le caratteristiche fisiche generali, la composizione litologica, l'assetto strutturale, le risorse naturali disponibili, il grado di stabilità attuale di un territorio sono la risultante e la sintesi della sua evoluzione geologica. Il territorio del Comune di Ravenna fa parte sia pure marginalmente dell'ampio bacino sedimentario padano di cui ha condiviso e condivide le vicissitudini geologiche. Nell'Oligocene e nel Miocene inferiore si accentua il processo di emersione di vaste aree: la catena Alpina è già quasi completamente emersa, mentre il Paleoappennino è in piena insorgenza e fra queste si imposta una fossa, che tenderà a sprofondare quanto più si innalzeranno le Alpi e l'Appennino, con un movimento non continuo, ma alternante ed articolato in più fasi. Inizialmente la fossa è interessata da una forte subsidenza e da una rapida sedimentazione dei materiali detritici, trasportati dai fiumi e derivanti dall'erosione delle terre emerse. Si ha così un imponente accumulo di sedimenti tendenzialmente grossolani, con granulometrie decrescenti da NW verso SE. Il fondo della fossa non è regolare ma articolato da una serie di pieghe, o dorsali, longitudinali, dovute sia a fenomeni di compressione sia a subsidenza differenziale. Con la fine del Miocene inferiore, durante il Langhiano, si registra una pausa dell'apporto clastico grossolano coincidente forse con una pausa dell'orogenesi e conseguente deposizione di marne e argille. Nel Miocene medio, riprende la subsidenza e continua il ripiegamento del fondo della fossa con locale emersione di alcune dorsali che costituiscono vere e proprie isole nel mare miocenico. Segue, nel Miocene superiore, una pausa della subsidenza e si instaura un ambiente lagunare ipersalino con sedimentazione di depositi evaporitici. Il passaggio Miocene-Pliocene corrisponde ad un'ulteriore fase tettonica con accentuazione dei fenomeni di piegamento e ad una trasgressione con emersione dal mare di vaste aree e di parte della dorsale del settore sud-orientale (dorsale ferrarese). Notevoli fenomeni erosivi modellano le aree emerse e vengono a scomparire, nelle aree più sollevate, spessori anche notevoli di sedimenti antichi. La subsidenza riprende nel Pliocene inferiore, con deposizione di sedimenti clastici grossolani nelle depressioni e di sedimenti a granulometria minore sulle dorsali sommerse, restano tuttavia ancora emergenti alcune delle culminazioni maggiori come ad esempio la dorsale ferrarese. Alla fine del Pliocene inferiore si verifica una nuova fase di emersioni e piegamento, senza segni evidenti di variazione dell'orientamento delle direttrici tettoniche. Con il



Pliocene medio riprende la subsidenza, più intensa nelle fosse, meno intensa nelle dorsali, e continua accentuandosi sino al quaternario, che è caratterizzato da una estensione del dominio marino per un abbassamento generale del bacino con valori massimi nella zona centrale ed orientale, mentre si accentua l'insorgenza dell'Appennino. Nel Quaternario più recente la sedimentazione prevale sulla subsidenza ed il mare si ritira progressivamente dalla pianura, mentre depositi alluvionali ricoprono i più antichi depositi marini. Tale fenomeno si accentua verso il limite orientale della Pianura per le variazioni eustatiche del livello marino durante le glaciazioni.



## 2.1. MODELLO GEOLOGICO LOCALE

Si inizierà la trattazione partendo dall'ultima glaciazione (WURM) che investì il nostro pianeta a partire da 60.000-70.000 anni fa e che durò, sia pure intervallata da periodi interglaciali fino a 17.000-20.000 anni fa col risultato di fare abbassare il livello marino ad un centinaio di metri al di sotto di quello attuale. Nel sottosuolo ravennate, ad una profondità di circa 80 m è stato possibile osservare che le faune marine fossili del Pleistocene superiore (TIRRENIANO) tendono a scomparire passando attraverso forme di ambiente lagunare, a sedimenti di ambiente sia terrestre che di acqua dolce. Lo spessore dei sedimenti continentali depositatisi in questa zona durante la regressione Wurmiana si aggira sui 50 m. Si tratta in prevalenza di limi argillosi con intercalazioni di argille e sabbie. In definitiva durante la regressione Wurmiana, a seguito dell'abbassamento del livello marino, l'alto Adriatico si era trasformato in una vasta piana alluvionale. Secondo studi eseguiti su scala mondiale sembra accertato che ad iniziare da 17.000 anni fa la temperatura media terrestre cominciò ad aumentare. Prese così avvio un miglioramento climatico che portò come conseguenza ad un generale ritiro dei ghiacciai e ad un aumento del livello marino che durante questa generale trasgressione si arrestò contro le prime colline a sud di Rimini. Nel corso della massima espansione della trasgressione Flandriana la linea di costa raggiunse posizioni nell'entroterra ravennate distanti una ventina di km. da quella attuale. Pertanto tutta una vasta area attorno a Ravenna fu occupata dal mare fino a circa 5-7000 anni b.p., quando ebbe inizio una generale regressione che portò, sia pure con alterne vicende, la linea di costa all'attuale posizione. Nel territorio ravennate la trasgressione è contrassegnata dalla presenza di limo dello spessore di poco più di un metro di ambiente lagunare cui segue sabbia di ambiente di spiaggia. Questa sabbia segna il passaggio della linea di costa che, dopo aver raggiunto le posizioni più occidentali, durante la fase della massima espansione della trasgressione, si ritirò su una posizione di qualche km più arretrata. Su questa nuova posizione la spiaggia si stabilizzò per qualche migliaia di anni, dando vita ad un corpo sabbioso spesso a 15 ai 25 m.; in questo corpo sabbioso si inseriscono anche strati ghiaiosi a causa di particolari condizioni di trasporto delle correnti di riva. Ad ovest di tale corpo sabbioso si ebbe invece una sedimentazione di limo sabbioso, limo, argilla e torba per l'instaurarsi di un ambiente prima lagunare poi vallivo. Infine, ad est dello stesso corpo sabbioso, dove la



sedimentazione avveniva via via in mare aperto sempre più lontano dalla costa, si aveva deposito di limo sabbioso, limo o argilla.

Esaminando la successione pleistocenico-aternaria tipica del territorio ravennate si evidenzia, durante la fase regressiva Wurmiana (60000-70000 anni fa) la deposizione di sedimenti continentali (40-50 m di potenza) costituiti da argille alluvionali, all'interno delle quali sono presenti corpi sabbiosi irregolari costituenti depositi fluviali di alveo o di esondazione. Al di sopra di questi depositi è presente localmente un livello di argilla molle di tipo palustre o lagunare testimoniante il riavvicinamento della linea costiera causato dalla trasgressione Flandriana (iniziata 17000 anni fa); detta trasgressione, dovuta all'innalzamento della temperatura di alcuni gradi centigradi su scala planetaria, ha causato l'arretramento della linea di costa dalla posizione di massima regressione Wurmiana (ad Est di Ancona) sino a 15-16 Km ad Ovest dell' attuale alla latitudine di Ravenna e 26-27 Km a quella dell'area di indagine ovvero al limite Nord della provincia di Ravenna (Carta Geologica d'Italia, foglio allegato al n° 223 Ravenna: ***"Tetto delle sabbie litorali dell' allomembro di Ravenna"*** - 1999; ente realizzatore: Regione Emilia Romagna; coordinatore scientifico: Domenico Preti - Ufficio Geologico). La trasgressione della linea di costa attraverso il territorio ravennate ha determinato la deposizione di sabbie fini di ambiente litorale, con frequenti intercalazioni limoso-argillose, di spessore relativamente modesto e sedimenti fini di bassa consistenza con lenti di sabbia fine tipici di un ambiente marino poco profondo in cui sfociavano i fiumi (da Nord) Po di Primaro, Lamone, Montone, Ronco, e Savio. Terminata la trasgressione Flandriana la linea di costa è rimasta per alcune migliaia di anni, pur con piccole oscillazioni, nella stessa posizione ovvero secondo una linea che corre, dal comune di Cervia verso Nord, parallela alla SS adriatica ed immediatamente a ponente di questa sino a Ravenna, per poi spostarsi più ad Ovest secondo la direzione Piangipane - Santerno – Alfonsine. Con l'ultima regressione infine, iniziata tra i 6000 ed i 7000 anni fa, la linea di costa è migrata verso Est (con episodi alterni) sino all'attuale posizione. Durante la fase regressiva Olocenica si è depositato un corpo sabbioso complesso formato dall'accostamento di cordoni litorali sabbiosi, via via successivi fino a quello attuale affiorante; al suo interno sono localmente inserite intercalazioni ghiaiose, con direzione all'incirca NO-SE (parallele all'antica linea di costa), deposte in seguito a particolari condizioni di trasporto delle correnti di riva. L'elevato spessore, fino a 10-15 m, della bancata formata dalla



progradazione di sedimenti sabbiosi, testimonia la lenta evoluzione della fase regressiva che ha provocato la migrazione verso Est della linea di spiaggia.

La formazione di un ambiente prima lagunare poi alluvionale è stata favorita anche dalla subsidenza naturale, che ha determinato un lento ma incessante abbassamento del suolo.

## SUCCESSIONE NEOGENICO - QUATERNARIA DEL MARGINE APPENNINICO PADANO

### **AES8 - Subsistema di Ravenna**

Ghiaie da molto grossolane a fini con matrice sabbiosa, sabbie e limi stratificati con copertura discontinua di limi argillosi, limi e limi sabbiosi, rispettivamente depositi di conoide ghiaiosa, intravallivi terrazzati e di interconoide. L'unità comprende più ordini di terrazzo nelle zone intravallive. Argille, limi ed alternanze limoso-sabbiose di tracimazione fluviale (piana inondabile, argine, e tracimazioni indifferenziate). Il tetto dell'unità è rappresentato dalla superficie deposizionale, per gran parte relitta, corrispondente al piano topografico. A tetto suoli, variabili da non calcarei a calcarei, a basso grado di alterazione con fronte di alterazione potente meno di 150 cm, e a luoghi parziale decarbonatazione; orizzonti superficiali di colore giallo-bruno. I suoli non calcarei e scarsamente calcarei hanno colore bruno scuro e bruno scuro giallastro, spessore dell'alterazione da 0,5 ad 1,5 m, contengono frequenti reperti archeologici di età del Bronzo, del Ferro e Romana. I suoli calcarei appartengono all'unità AES8a. nel sottosuolo della pianura: depositi argillosi e limosi grigi e grigio scuri, arricchiti in sostanza organica, di piana inondabile non drenata, palude e laguna passanti, verso l'alto, a limi-sabbiosi, limi ed argille bruni e giallastri di piana alluvionale. Il contatto di base è discontinuo, spesso erosivo e discordante, sugli altri subsistemi e sulle unità più antiche. Lo spessore massimo dell'unità è circa 20m. *Pleistocene sup. - Olocene*

### **AES8a - Unità di Modena**

Ghiaie prevalenti e sabbie, ricoperte da una coltre limoso argillosa discontinua, talora organizzate in corpi a geometrie lenticolari, nastroforni, tabulari e cuneiformi. Depositi alluvionali intravallivi, terrazzati (primo ordine dei terrazzi nelle zone intravallive), deltizi, litorali, di conoide e, localmente, di piana inondabile. Nella costa e nel Mare Adriatico sabbie di cordone litorale e di fronte deltizia passanti ad argille e limi di prodelta e di transizione alla piattaforma. Limite superiore coincidente con il piano



topografico dato da un suolo calcareo di colore bruno olivastro e bruno grigiastro. Il profilo di alterazione è di esiguo spessore (meno di 100 cm). Può ricoprire resti archeologici di età romana del VI secolo d.C. Lo spessore massimo dell'unità è generalmente di alcuni metri, talora plurimetrico. *Olocene*.



### 3. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

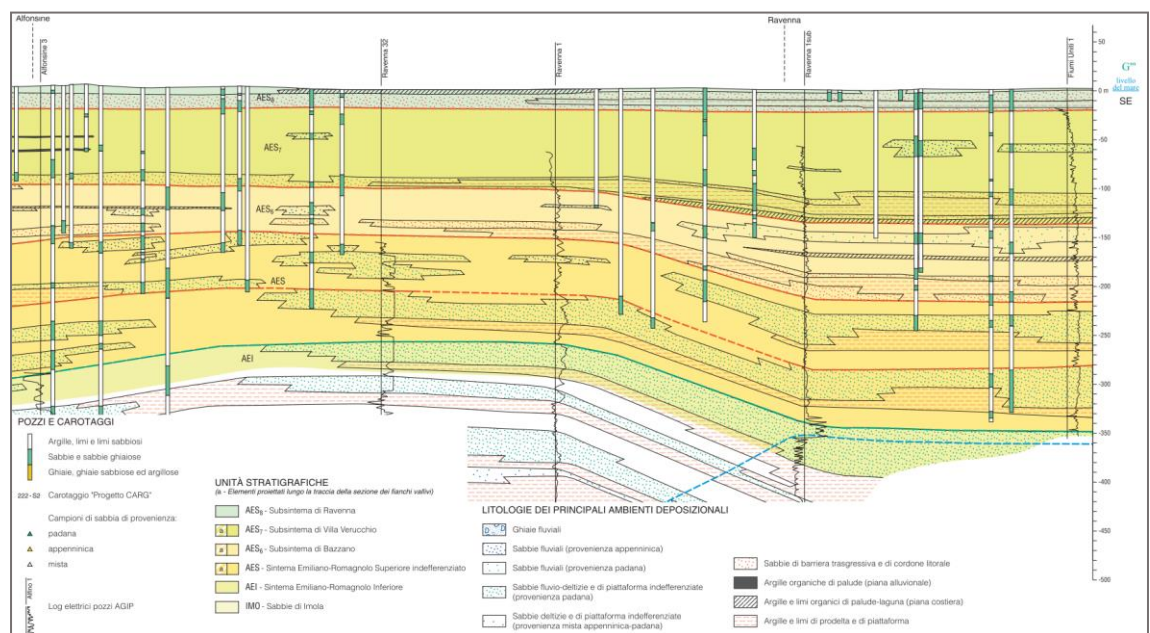
L'attuale configurazione morfologica dell'area compresa nel foglio Ravenna, è il risultato della complessa interazione dei processi fluviali, marini costieri che hanno caratterizzato la dinamica de posizionale tardo-olocenica. Gran parte dei caratteri morfologici osservabili nella parte settentrionale del foglio è interamente legata alle dinamiche evolutive del Fiume Po ed in particolare a quelle del suo canale distributore più meridionale, Il Primaro. La crescita del delta era accompagnata da un sistema costiero attraverso la sovrapposizione di cordoni sabbiosi di età via via più recenti. A sud del Primaro la sedimentazione avveniva in un ambiente di piana alluvionale.

Le tracce di pro gradazione degli apparati deltizi del Po sono riconoscibili oggi nei sistemi di cordoni litorali parzialmente sepolti che affiorano nel settore orientale della carta. Questi sono accompagnati da sistemi di dune per lo più spianate ad opera dell'uomo e presentano età progressivamente più giovani da ovest a est marcando le fasi successive di costruzione del delta. Nell'area oltre ai sistemi di cordoni litorali che marcano l'attuale linea di costa, sono ben sviluppati cordoni di Età Moderna. In posizione più occidentale sono localmente affioranti sistemi di cordoni di età etrusco romana. La progressiva migrazione verso mare della linea di costa nel tardo Olocene favorì lo sviluppo, nelle zone di retro duna, di una ampia pianura alluvionale dominata da fiumi di provenienza appenninica. Quest'area di grandi dimensioni, situata a sud di Primaro e delimitata ad est e separata dal mare Adriatico per mezzo dei cordoni litorali, era costituita da aree palustri e lagunari (le "valli") in cui sfociavano i principali fiumi della Romagna centro occidentale. La recente evoluzione della rete idrografica romagnola è testimoniata dai depositi alluvionali presenti. Si tratta di corpi nastriformi, allungati in prevalenza in direzione SW-NE la cui espressione morfologica è data da deboli rilievi di alcuni metri di elevazione. Da ovest verso est sono riconoscibili i sistemi di canale-argine riconducibili ai paleo percorsi dei fiumi Santerno, Senio, Lamone, Montone e Ronco. La maggior parte dei depositi alluvionali affioranti è tuttavia riconducibile alle rotte e alle divagazioni avvenute nel corso dell'Età Moderna(1500-1800) detta anche piccola Età Glaciale.





Carta Geologica - Geomorfologica (stralcio cartografia 1:50.000 del Servizio Geologico RER)





#### 4. ASSETTO IDRAULICO E IDROGEOLOGIA

Le problematiche relative al presente lavoro richiedono la valutazione dell'assetto della falda freatica superficiale. Pur tenendo conto che il livello della falda freatica subisce inevitabili oscillazioni in rapporto alle mutevoli condizioni climatiche stagionali ed annuali, tuttavia, il modello strutturale della falda sembra ben delineato nei suoi principali aspetti. Si è pertanto misurato il livello freaticometrico nel foro della prova ad una profondità di circa 2.80 m da piano campagna.

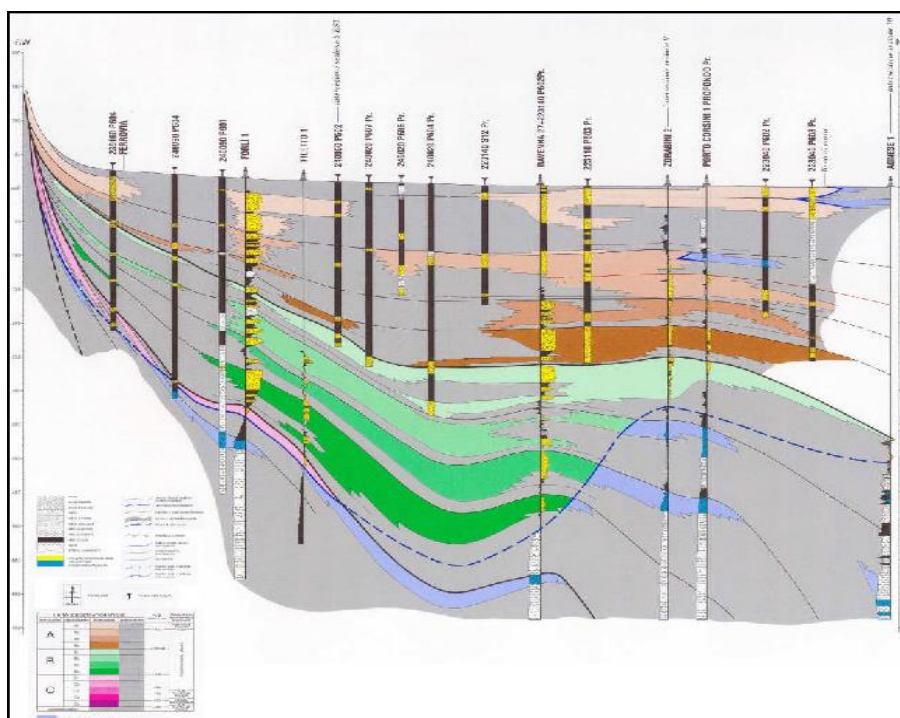
Per quanto riguarda l'**idrogeologia**, le caratteristiche degli acquiferi del territorio in esame vanno inquadrare nel modello evolutivo tridimensionale, sia idrogeologico che stratigrafico, dell'intera Pianura Padana Emiliano-Romagnola. A riguardo, secondo gli studi della Regione Emilia-Romagna e di Eni-Agip ("Riserve idriche sotterranee della Regione Emilia-Romagna", 1998) si distinguono, sia in superficie che nel sottosuolo 3 Unità Idrostratigrafiche di rango superiore (UIS), denominate Gruppi Acquiferi A, B e C, a loro volta suddivise in unità, gerarchicamente inferiori, denominate Complessi di Acquiferi. Esse affiorano sul margine meridionale del Bacino Idrogeologico della Pianura per poi immergersi verso nord al di sotto dei sedimenti depositati dal fiume Po e dai suoi affluenti negli ultimi 20.000 anni, contenenti acquiferi di scarsa estensione e potenzialità (Acquifero Superficiale).

Ciascun Gruppo Acquifero risulta idraulicamente separato, almeno per gran parte della sua estensione, da quelli sovrastanti e sottostanti, grazie a livelli argillosi di spessore plurimetrico sviluppati a scala regionale, denominati Barriere di Permeabilità Regionali. Il loro limite inferiore è dato dall'Acquitardo Basale, formato da unità complessivamente impermeabili.



PRINCIPALI UNITA' STRATIGRAFICHE					ETA' (milioni di anni)	SCALA CRONOSTRATIGRAFICA (milioni di anni)	UNITA' IDROSTRATIGRAFICHE												
AFFIORANTI			SEPOLTE				GRUPPO ACQUIFERO	COMPLESSO ACQUIFERO											
QUATERNARIO CONTINENTALE	TERRE ROSSE, DILUVIUM, ALLUVIUM, TERRAZZI E ALLUVIONI	DILUVIUM p.p.	FORMAZIONE FLUVIO - LACUSTRE	FORMAZIONE DI OLIVATELLO	UNITA' DI VILLA DEL BOSCO	UNITA' DI CA' DI SOLA	SUPERSISTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO SUPERIORE	UNITA' DI BORGOPANIGALE	CRIZZONE D'OROSOLLO	UNITA' ALLUVIONALE INFERIORE	ALLUVIONI / QUATERNARIO MARINO E SABBIE DI ASTI	~0.12	PLEISTOCENE SUPERIORE - OLOCENE	0.125	A	A1		
																	A2		
	A3																		
	A4																		
	QUATERNARIO MARINO	MILAZZANO SABBIE di CASTELVETRO p.p. SABBIE GALLE di IMOLA p.p.	MILAZZANO e CALABRIANO p.p. SABBIE di CASTELVETRO p.p. SABBIE GALLE di IMOLA p.p.	CALABRIANO p.p. SABBIE di MONTERICCO FORMAZIONE di TERRA del SOLE p.p.	CALABRIANO p.p. FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.								SUPERSISTEMA DEL QUATERNARIO MARINO	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 5	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3	SISTEMA QUATERNARIO MARINO 2	SISTEMA QUATERNARIO MARINO 1	SUPERSISTEMA DEL PLOCIENE MEDIO-SUPERIORE	PLOCIENE MEDIO SUPERIORE
B2																			
B3																			
B4																			
QUATERNARIO MARINO						MILAZZANO SABBIE di CASTELVETRO p.p. SABBIE GALLE di IMOLA p.p.	MILAZZANO e CALABRIANO p.p. SABBIE di CASTELVETRO p.p. SABBIE GALLE di IMOLA p.p.	CALABRIANO p.p. SABBIE di MONTERICCO FORMAZIONE di TERRA del SOLE p.p.	CALABRIANO p.p. FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.	SUPERSISTEMA DEL QUATERNARIO MARINO	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 5								
	C2																		
	C3																		
	C4																		
	C5																		
P2	FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.												~3.3-3.6	3.55					
													~3.9	PLOCIENE INFERIORE MIOCENE					
ACQUEDOTTO RASAI E																			

Schema idrostratigrafico della Pianura Emiliano-Romagnola (Eni-Agip, RE-R - 1998)



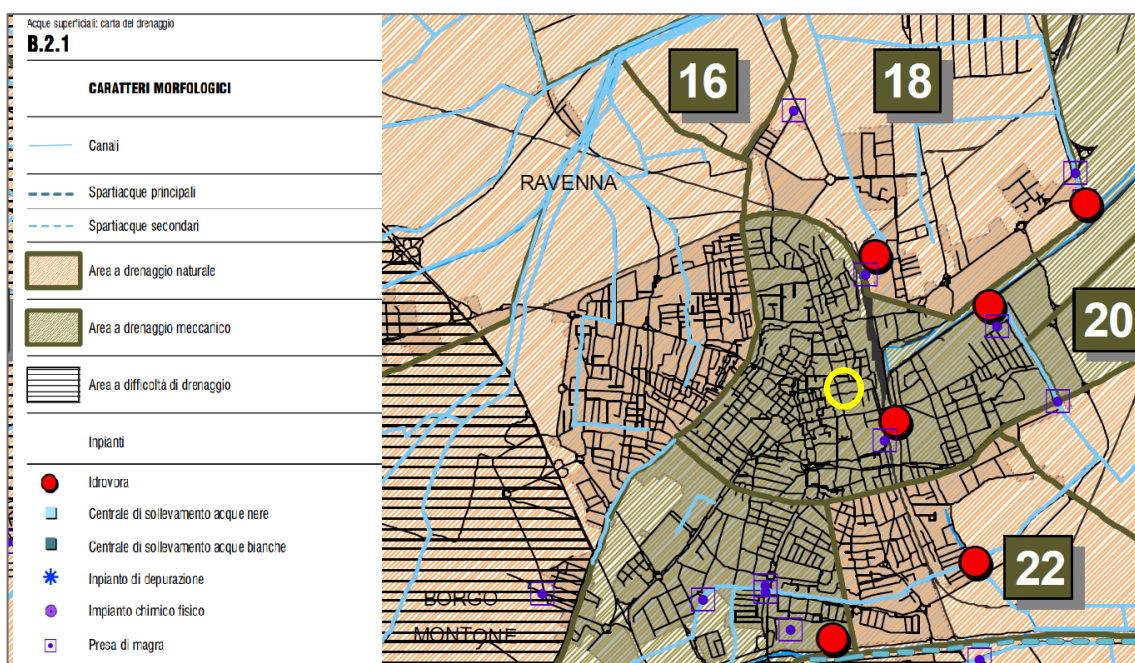
Schema geologico profondo - Sezione geologica e idrostratigrafica (da Eni-Agip e R.E.R., 1998)

Per il presente studio riveste importanza il Gruppo Acquifero A (Pleistocene Sup. - Olocene), a sua volta suddiviso in 4 Complessi Acquiferi A1, A2, A3 e A4.



Nella zona è presente una **falda superficiale** alimentata dall'infiltrazione diretta, dall'irrigazione e dalle perdite di subalveo del reticolo idrografico, regimata dalla rete di canali e scoli consorziali, controllata da impianti idrovori e, vista la scadente qualità, soggetta a modesti emungimenti.

L'area in analisi si trova nel centro storico di Ravenna, quindi un'area completamente antropizzata, dove la gestione delle acque superficiali deve essere regolamentata tramite drenaggio meccanico.



*Acque superficiali: Carta del drenaggio (Piano Strutturale Comunale 2003, Comune di Ravenna)*

Allo scopo di determinare la profondità del pelo libero e dell'andamento della falda, nell'area indagata, si è attinto a dati bibliografici, consultando i risultati di diverse indagini effettuate nei dintorni dell'area di interesse, che individuano la superficie di falda tra 1.80 e 2.50 m dal piano campagna. Tali dati sono concordi con quelli misurati durante le indagini penetrometriche eseguite, che attestano la falda a 2.50 m da p.c..

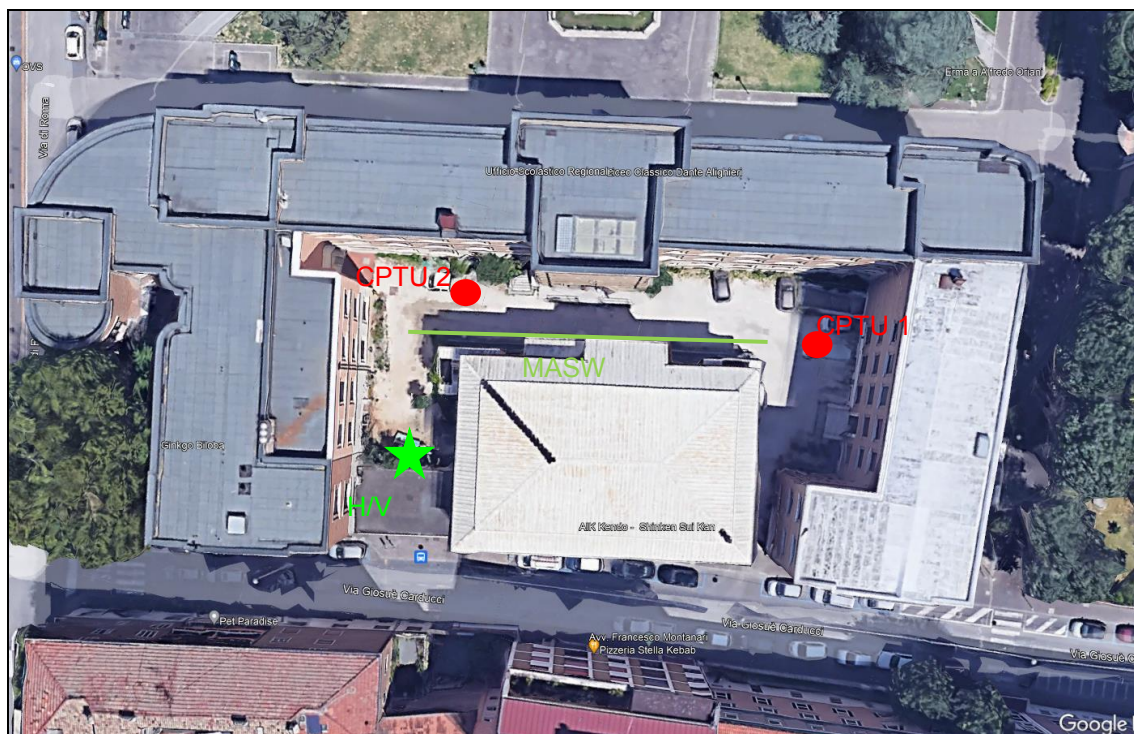


## 5. INDAGINI ESEGUITE SUL TERRENO

Per la redazione della presente relazione sono è realizzata 2 prove penetrometriche statiche elettriche con piezocono CPTU al fine di caratterizzare il substrato di fondazione del progetto; le prove sono state spinte alla profondità di 30 metri ciascuna. Il numero delle verticali d'indagine e la loro profondità è stata definita in funzione della finalità dell'indagine stessa, essendo necessarie la caratterizzazione litostratigrafia (modello geologico), la ricostruzione dei parametri geotecnici e la valutazione della liquefazione dei terreni di fondazione. Le prove sono state eseguite con attrezzo Pagani da 20 tonnellate di spinta massima con piezocono e cono sismico e consistono nell'infiggere nel terreno una punta conica a velocità di avanzamento costante misurando, ogni cm o ogni 2 cm a seconda della strumentazione, lo sforzo necessario per la penetrazione della punta  $q_c$  e l'attrito che sviluppa il manicotto/sensore posto al di sopra della punta  $f_s$ ;  $n$  e misura anche la pressione dei pori  $u$ . Si sono eseguite misure, ogni cm di avanzamento, di resistenza alla punta locale ( $q_c$ ) e misure di resistenza all'attrito laterale locale ( $f_s$ ) e della pressione interstiziale dei pori ( $u$ ), oltre che la velocità e il tilt. La prova penetrometrica statica consiste essenzialmente nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta elettrica di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante ( $v = 2 \text{ cm / sec} \pm 0,5 \text{ cm / sec}$ ). La penetrazione viene effettuata tramite un dispositivo di spinta (martinetto idraulico), opportunamente ancorato al suolo con coppie di coclee ad infissione, che agisce su una batteria doppia di aste (aste coassiali esterne cave e interne piene), alla cui estremità è collegata la punta. Lo sforzo necessario per l'infissione è misurato per mezzo di centraline elettroniche che collega la punta (piezocono) al computer. Sulla batteria di aste esterne può essere installato un anello allargatore per diminuire l'attrito sulle aste, facilitandone l'infissione. La punta utilizzata presenta le dimensioni standard europee: apertura di  $60^\circ$ , diametro di 35,7 mm e area di 10 cmq per la misura della pressione di rottura ( $Q_c$ ), manicotto di attrito per la misurazione delle resistenze di attrito laterale ( $f_s$ ) con superficie di 150 cmq, velocità di penetrazione della punta-manicotto pari a 2 cm/sec. La speciale attrezzatura utilizzata permette l'acquisizione dei dati ogni cm di avanzamento attraverso sensori di pressione elettrici. Inoltre erano attivi anche due inclinometri posti a  $90^\circ$ , per il controllo della deviazione delle aste dalla verticale (essenziale per prove in profondità), ed un sensore di temperatura (essenziale per correggere i valori di " $Q_c$ " ed



“fs” dal cambiamento di geometria della punta, imputabile alla deriva termica per attrito, durante la prova di penetrazione).



### *Ubicazione delle prove in situ 2023*

Per la caratterizzazione sismica del terreno si è realizzata una misura con tromografo digitale (HVSr), effettuate mediante acquisizione passiva del rumore sismico ambientale con strumento tromografico; inoltre si è effettuata una indagine geofisica mediante masw tali indagini sono state realizzate dal dott geol Rolfini e sono in calce allagate nella sua relazione tecnica.

*Per quanto riguarda la categoria del suolo di fondazione, secondo la nuova normativa di legge, si inserisce tale suolo nella categoria “C” **“depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina consistenti in spessori superiori a 30 metri caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche aventi una  $V_{s30}$  compresa tra 180 m/s e 360 m/s”.***

Questo valore si è ottenuto dall’indagine geofisica la cui metodologia ed i risultati sono in calce allegati. L’indagine ha messo in evidenza una  $V_{s30}$  di 208-214 m/sec



## 6. STRATIGRAFIA DEL SOTTOSUOLO

In questo studio si sono svolti approfondimenti in merito alla stratigrafia locale utilizzando le recenti prove penetrometriche CPTU, eseguite al piano di campagna attuale e così schematizzate.

1. DA - 0.00 A 1.00 METRI CIRCA: TERRENO DI RIPORTO ARGILLOSO SABBIOSO CON MACERIE.
2. DA - 1.00 A 3.00 METRI CIRCA: RIPORTO ARGILLOSO LIMOSO CON MACERIE
3. DA – 3.00 A 5.00 METRI CIRCA: LIMO ARGILLOSO
4. DA – 5.00 A 17.00 METRI CIRCA: SABBIA A TRATTI LIMOSA DA MEDIA A ADDENSATA
5. DA -17.00 A 30.00 METRI CIRCA: SABBIA ADDENSATA.

Il livello della falda è stato rilevato nei fori della prova ad una profondità di circa 2.00/2.60 dal piano campagna.

## 7. MODELLO GEOTECNICO

### 7.1 CARATTERIZZAZIONE FISICO-MECCANICA DEI TERRENI E MODELLO GEOTECNICO

Sono stati calcolati i valori caratteristici  $X_k$  dei parametri del terreno, acquisiti attraverso le indagini geognostiche e alle conoscenze dell'area in esame. I valori caratteristici  $X_k$  si definiscono calcolando il 5° percentile della distribuzione media della serie di dati ottenuti dalle prove CPT. Tale stima cautelativa indica un valore al di sotto del quale ci si può attendere che si collochi non più del 5% dei risultati ottenibili da una serie illimitata di prove, ossia al di sopra del quale troviamo il 95% dei valori della distribuzione media della serie di dati (coesione non drenata  $C_u$  e angolo d'attrito  $\phi$ ).

Successivamente applicando il fattore riduttivo  $\gamma_M$ , sono stati calcolati i valori di progetto della resistenza del terreno  $X_d$ .

I valori caratteristici sono:

- la coesione non drenata  $C_{uk}$  (per i terreni di natura coesiva)
- l'angolo di attrito interno efficace (per i terreni di natura granulare)  $\phi_k$

mentre i corrispondenti valori di progetto sono:

- la coesione non drenata  $C_{ud}$  (per i terreni di natura coesiva)
- l'angolo di attrito interno efficace (per i terreni di natura granulare)  $\phi_d$



## MODELLO GEOTECNICO E VALORI DEI PARAMETRI GEOTECNICI

Di seguito è riportato il modello stratigrafico ed i valori caratteristici e di progetto dei livelli litotecnici individuati.

Prof.da m a m.	qc	qc/fs	$\gamma(t/mc)$	$\gamma(t/mc)$	$\emptyset m$	$\emptyset k$	Cum (kpa)	Cuk (kpa)	Ed Kg/cm <sup>2</sup>	Ey Kg/cm <sup>2</sup>	Ni
0.00-1.00	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
1.00-3.00	32.0	11.5	1.90	1.96	24	22	65	60	88	45	0.30
3.00-5.00	8.00	14.5	1.88	1.94	20	18	48	45	50	45	0.35
5.00-17.00	106	58.3	2.00	2.06	33	31	--	--	140	98	0.30
17.00-30.00	137.4	78.7	2	2.05	34	32	--	--	185	98	0.30

In questa fase si danno indicazioni in riferimento a quanto descritto nel D.M. del 14.01.2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" e successive modifiche in particolare il D.M. 17.01.2018 (Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» all'approccio 2. In questo caso si fornisce il fattore di sicurezza (o fattore riduttivo)  $\gamma_M$  utilizzato nei calcoli è quello relativo all'**approccio 2** ( in questa quindi si usano i valori della colonna (M1)):

$\gamma_\phi = 1$  per i terreni granulari e  $\gamma_{cu} = 1$  per i terreni coesivi

**Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_\phi$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

## 7.2: VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative agli stati limite di esercizio (SLE), devono essere effettuate secondo le procedure illustrate nel D.M. del 14.01.2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" e successive modifiche in particolare il D.M. 17.01.2018 (Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»). Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione



$$E_d \leq R_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, mentre  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del terreno o del sistema geotecnico.

Il valore  $E_d$  si ricava dalla funzione

$$E_d = E \left[ \gamma_F \cdot F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad \text{ovvero} \quad E_d = \gamma_E \cdot E \left[ F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

dove:

$E_k$  = valore caratteristico dell'azione

$F_k$  = azione caratteristica di progetto

$X_k$  = parametro geotecnico caratteristico di progetto

$a_d$  = geometria di progetto

$\gamma_F$  = coefficiente parziale per le azioni

$\gamma_E$  = coefficiente parziale per l'effetto delle azioni

$\gamma_M$  = coefficiente parziale per il parametro geotecnico (coeff. di sicurezza)

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto  $\gamma_F F_k$ , dei parametri di progetto  $X_k/\gamma_M$  e della geometria di progetto  $a_d$ . L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come  $E_d = E_k \cdot \gamma_E$ .

Il valore  $E_d$  si ricava dalla funzione

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[ \gamma_F \cdot F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Nella formulazione della resistenza  $R_d$ , compare esplicitamente un coefficiente  $\gamma_R$  che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

### 7.3: SCELTA DELL'APPROCCIO DI PROGETTO

La verifica della suddetta condizione  $E_d \leq R_d$  deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi. Nell'approccio 2 si ha una sola combinazione.

Nella scelta dell'approccio di progetto bisogna tener conto che le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite (SLU di tipo geotecnico):



- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
- collasso per scorrimento sul piano di posa (nel caso di fondazioni isolate)
- stabilità globale

NTC 2008 e s.m. in particolare il D.M. 17.01.2018 (Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni») - *Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli SLU di fondazioni superficiali.*

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

#### 7.4: DETERMINAZIONE DEL VALORE DI PROGETTO DELLE AZIONI "ED"

Il comune di RAVENNA (RA) ricade in Zona 3, ai sensi del OPCM 3274 del 20 marzo 2003 e successive variazioni, quindi la combinazione delle azioni da impiegare per la verifica agli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E è la seguente (NTC 2008 e s.m in particolare il D.M. 17.01.2018 (Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2}$$

Dove:

- E sono le azioni derivanti da terremoti;
- G sono le azioni permanenti quali il peso proprio degli elementi strutturali e non, eventuali forze indotte dal terreno e forze risultanti dalla pressione dell'acqua;
- P è la pretensione o precompressione (se permanenti)
- Q azioni variabili nel tempo
- $\psi$  rappresenta la durata percentuale relativa ai livelli di intensità dell'azione variabile (quasi permanente, frequente, raro).

Quanto detto fin ora dovrà essere usato per il calcolo e la verifica dello stato limite ultimo ed applicato ai valori di  $E_d$  fornito dal progettista assieme agli altri fattori riferiti alla struttura vera e propria (carichi tipo di fondazione ecc.) e decidendo quale tipo di approccio si intende intraprendere.



## 7.5. STATO LIMITE ULTIMO - STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLU-SLE)

Per la determinazione della  $R_d$  si utilizza la formula di Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8). Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:  $E_d \leq R_d$  dove  $E_d$  è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa, mentre  $R_d$  è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici. Nella valutazione analitica del carico limite di progetto  $R_d$  si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

### IL CARICO LIMITE IN CONDIZIONI NON DRENATE E' CALCOLATO COME SEGUE:

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

$A' = B' L'$  area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

$c_u$  Coesione non drenata.

$q$  pressione litostatica totale sul piano di posa.

$s_c$  Fattore di forma

$s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$  per fondazioni rettangolari

$s_c = 1,2$  Per fondazioni quadrate o circolari.

$i_c$  Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico  $H$ .

$$i_c = 0,5 \left( 1 + \sqrt{1 - H / A' c_u} \right)$$

### Fattori di forma

$s_q = 1 + (B'/L') \tan \phi'$  per forma rettangolare

$s_q = 1 + \tan \phi'$  per forma quadrata o circolare

$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L')$  per forma rettangolare

$s_\gamma = 0,7$  per forma quadrata o circolare

$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$  per forma rettangolare, quadrata o circolare.



Il calcolo della stato limite ultimo viene effettuato sia in condizioni statiche (senza sisma) sia in condizioni dinamiche (con sisma)

Per modificare quanto sopra descritto con i parametri sismici, occorre inserire nella forma precedente i fattori correttivi .

### FATTORI CORRETTIVI SISMICI

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del qlim vengono introdotti i fattori correttivi z:

$$z_q = \left(1 - \frac{k_o}{tg\phi}\right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_o$$

$$z_\gamma = z_q$$

Dove  $k_o$  è il coefficiente sismico orizzontale.

Calcolo coefficienti sismici

Le NTC 2018 calcolano i coefficienti  $k_o$  e  $k_v$  in dipendenza di vari fattori:

$$k_o = a_{max}/g$$

$$k_v = \pm 0,5 \times k_h$$

Dove:

$a_{max}$  accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  accelerazione di gravità.

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{max} = S_S S_T a_g$$

$S_S$  (effetto di amplificazione stratigrafica):  $0.90 \leq S_S \leq 1.80$ ; è funzione di  $F_0$  (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

$S_T$  (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

Il valore di  $S_T$  varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:







TERRENI COESIVI		TORBOSI MOLTO COMPRIMIBILI		TERRENI GRANULARI	
Rp(kg/cm <sup>2</sup> )	$\alpha = Mo/Rp$	umidità W %	$\alpha = Mo/Rp$	Rp(kg/cm <sup>2</sup> )	$\alpha = Mo/Rp$
≤5	5.0	≤ %05	3.0	≤5	3
10	4.0	100%	1.5	100	3
15	3.3	200%	1.0	200	3

Applicando come sovraccarico al terreno di appoggio una fondazione diretta su PLATEA che scarica una pressione di esercizio di circa 0.70 kg/cm<sup>2</sup> (SI RICORDA CHE AI FINI DELLA SICUREZZA NON SI E' TENUTO IN CONSIDERAZIONE IL PESO DEL TERRENO TOLTO) si sono ottenuti i seguenti cedimenti:  **$S_{TOT} = 2.98/3.02$  cm**

Come previsto ci si può attendere cedimenti apprezzabili ma usuali per la tipologia del terreno e per la tipologia di intervento, rimanendo pur sempre entro limiti accettabili. Questo valore calcolato è riferito ad una fondazione di quel tipo impostata sul terreno naturale.



## 8. SISMICITÀ DELL'AREA

La vigente classificazione sismica mette il territorio del comune di RAVENNA in zona sismica 3 con accelerazione pari **a 0.15 g secondo la normativa nazionale**.

La sismicità della Regione Emilia-Romagna può però essere definita media relativamente alla sismicità nazionale, poiché i terremoti storici hanno avuto magnitudo massima compresa tra 5,5 e 6 della scala Richter e intensità del IXX grado della scala MCS. I maggiori terremoti (Magnitudo > 5,5) si sono verificati nel settore sudorientale, in particolare nell'Appennino Romagnolo e lungo la costa riminese. Altri settori interessati da sismicità frequente ma generalmente di minore energia (Magnitudo < 5,5) sono il margine appenninico padano tra la Val d'Arda e Bologna, l'arco della dorsale ferrarese e il crinale appenninico". Gli eventi del maggio 2012 hanno avuto magnitudo massima 5,9.

### 8.1 Zone sismogenetiche d'interesse per la sismicità dell'Emilia-Romagna

L'area RAVENNATE risente, seppure marginalmente, anche della sismicità delle zone sismogenetiche limitrofe, quali il settore appenninico e margine appenninico-padano (zona sismogenetica 914 della ZS9), il Mugello (zona 915 della ZS9), il riminese e l'alto Adriatico (zona 917 della ZS9); l'attività sismica dell'area risente, seppure marginalmente, anche della sismicità delle zone sismogenetiche limitrofe, quali il settore appenninico e margine appenninico-padano (zona sismogenetica 914 della ZS9), il Mugello (zona 915 della ZS9), il riminese e l'alto Adriatico (zona 917 della ZS9); l'attività sismica del Mugello è probabilmente legata all'attività di strutture estensionali mentre quella dell'alto Adriatico e del riminese sembra legata alle Pieghe Adriatiche (Pieri & Groppi, 1981).

### 8.2 PERICOLOSITÀ SISMICA DI RIFERIMENTO REGIONALE

La Regione Emilia-Romagna ha elaborato ed approvato (con Delibera dell'Assemblea Legislativa n.112 del maggio 2007) gli "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica", in coerenza con la L.R. n.20/2000 "Disciplina generale sulla tutela e l'uso del territorio".

Successivamente a queste linee di indirizzo è stata approvata la DGR 2193/15 da applicarsi in sede di pianificazione territoriale. Per ogni comune sono forniti i valori di accelerazione massima orizzontale di picco al suolo, cioè per  $T = 0$ , espressa in frazione



dell'accelerazione di gravità  $g$  ( $a_{refg}$ ). Per RAVENNA è definita una accelerazione di **0.163**. Gli effetti topografici possono essere trascurati in quanto il sito è ubicato in una ampia area pianeggiante che può essere classificata come appartenente alla **categoria T1**. Per tale categoria si assume quale valore del coefficiente di amplificazione topografica  $ST = 1,0$ .

### 8.3. INDAGINE GEOFISICA

#### Misura H/V agganciata alla MASW (di cui sopra):

di seguito si riporta la restituzione dell'indagine H/V localmente eseguita. Tale indagine ha "agganciato" i primi termini dell'"equazione" H/V a quanto indicato, appunto per i primi 15- 20 metri circa, dalla misura MASW di cui sopra.

#### H/V, Dott. O. Drapelli, RAVENNA LICEO 2023.

Instrument: TRZ-0002/01-09

Start recording: 27/03/00 09:28:21 End recording: 27/03/00 09:58:22

Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN

Trace length: 0h30'00". Analyzed 82% trace (manual window selection)

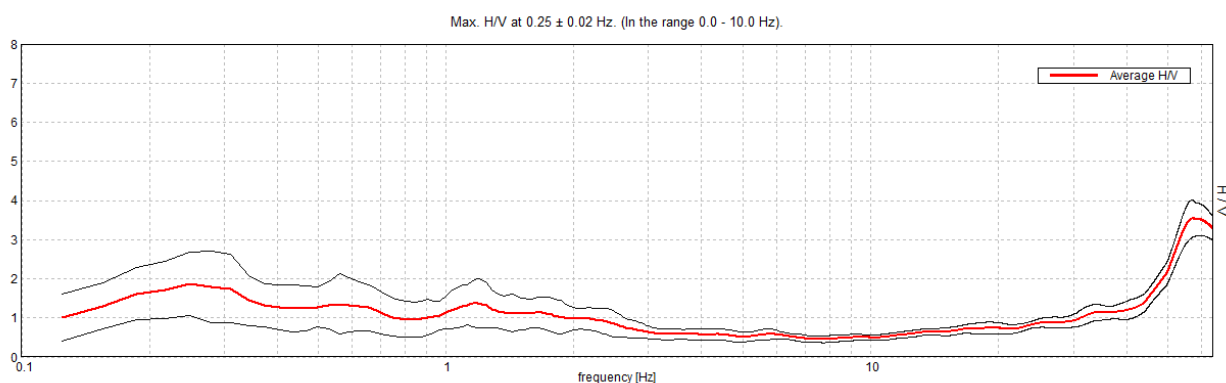
Sampling rate: 128 Hz

Window size: 20 s

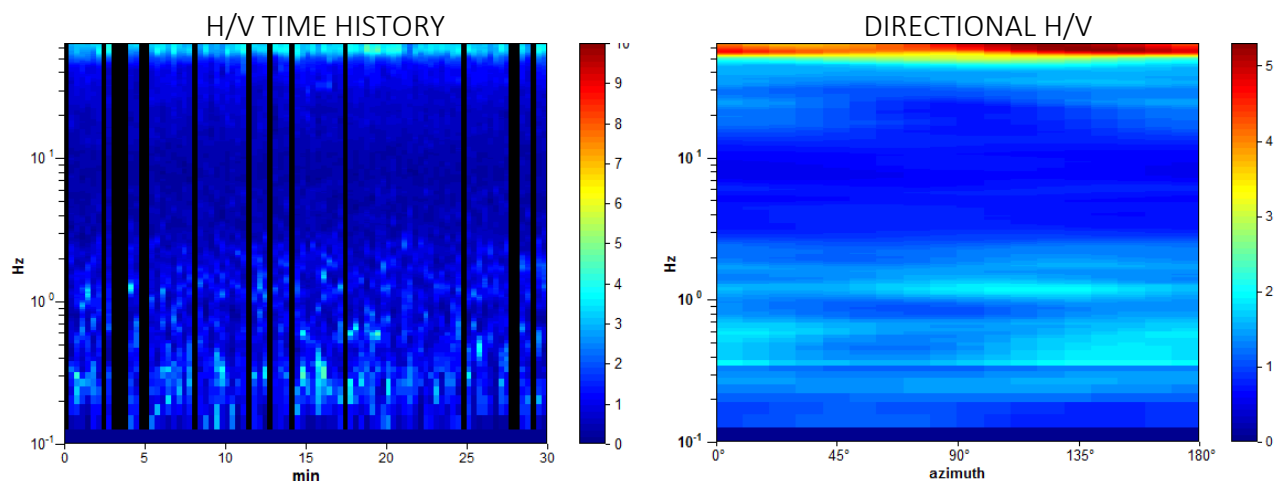
Smoothing type: Triangular window

Smoothing: 10%

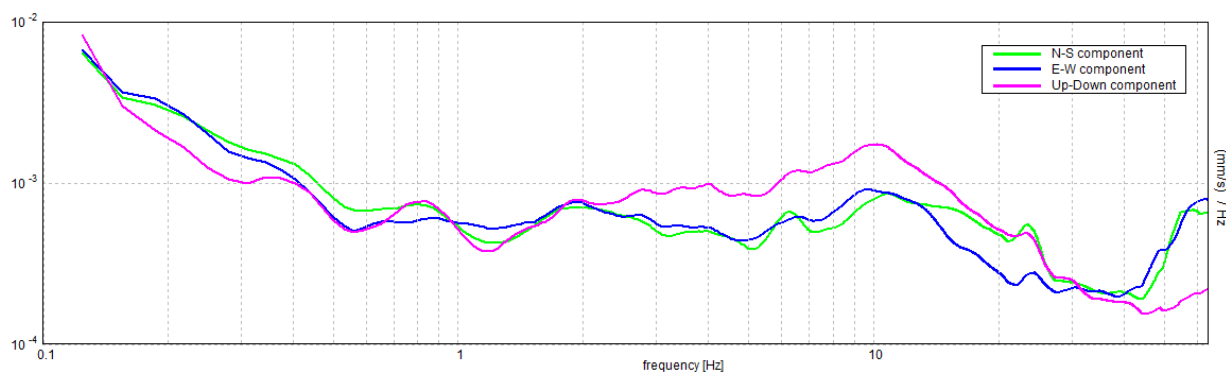
#### HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO





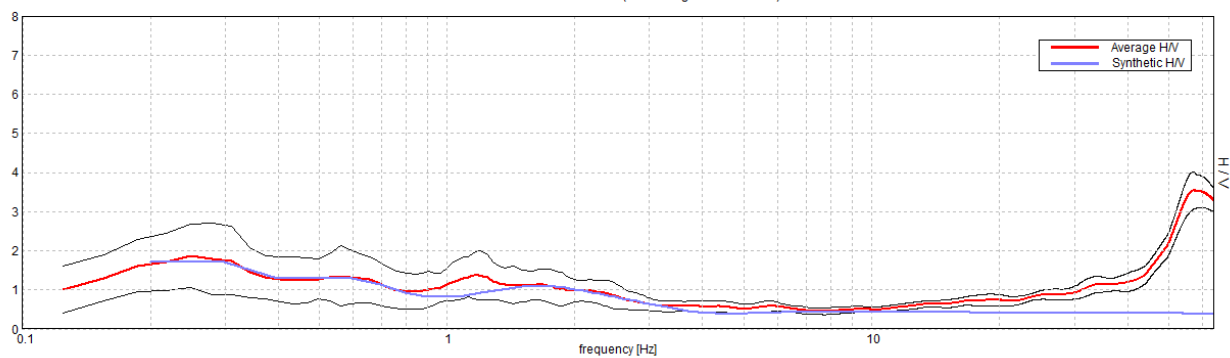


### SINGLE COMPONENT SPECTRA



### EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V

Max. H/V at  $0.25 \pm 0.02$  Hz. (In the range 0.0 - 10.0 Hz).

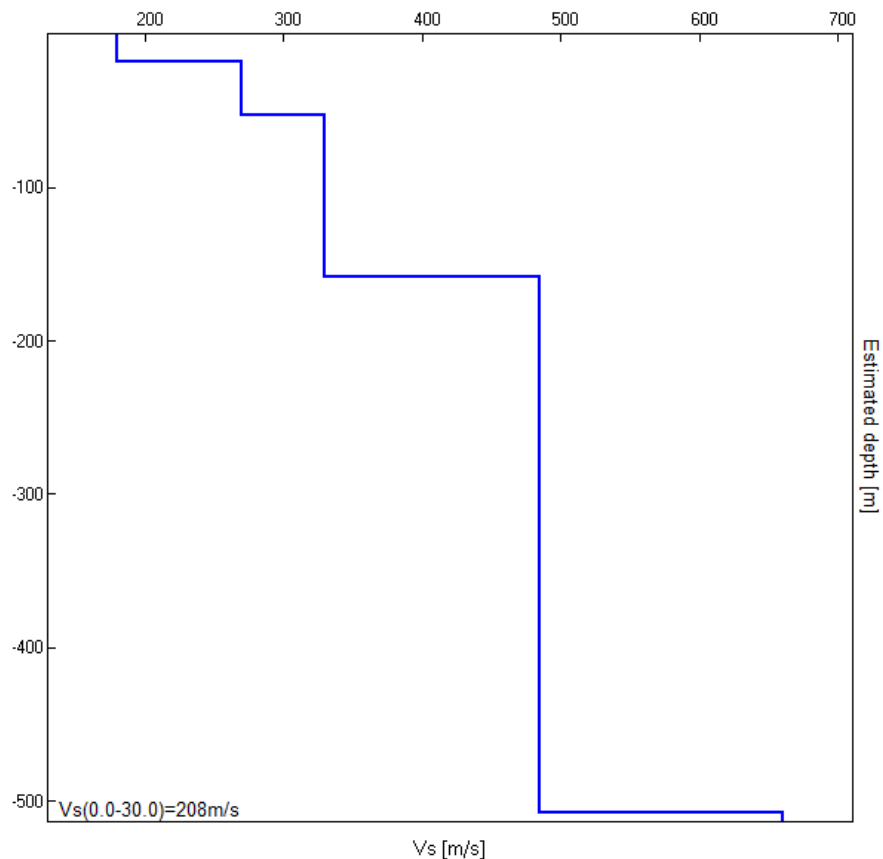




Si potrà constatare come l'aggancio con i valori di Vs discendenti dalla misura SCPTU abbia consentito una ottima ricostruzione della curva sintetica H/V.

Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
18.00	18.00	180	0.49
53.00	35.00	270	0.48
158.00	105.00	330	0.47
508.00	350.00	485	0.46
inf.	inf.	660	0.42

“stratigrafia sismica” da indagine H/V.



Restituzione grafica della “stratigrafia sismica” da indagine H/V.

Valore di Vs 30 da indagine H/V: **Vs(0.0-30.0)=208m/s**. Il valore è perfettamente in linea con quanto indicato dalla MASW che riportava valori compresi fra 209 e 214 m/s. Il valore rimanda ad una Categoria Sismica C da Tab. 3.2.II (di cui più oltre) ovvero da “Approccio Semplificato”.



### 3.2.2 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

#### Categorie di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio,  $V_s$ . I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità  $V_s$  per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo, di cui al § 6.2.2.

I valori di  $V_s$  sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio,  $V_{s,eq}$  (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}} \quad [3.2.1]$$

con:

$h_i$  spessore dell'i-esimo strato;

$V_{s,i}$  velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;

$N$  numero di strati;

$H$  profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da  $V_s$  non inferiore a 800 m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

Per depositi con profondità  $H$  del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{s,eq}$  è definita dal parametro  $V_{s,30}$ , ottenuto ponendo  $H=30$  m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II.

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Tabella 3.2.II da NTC 2018.

Valore di natural frequenza di vibrazione dei suoli, da misura diretta e locale  $H/V$ : **Max.**  $H/V$  at  $0.25 \pm 0.02$  Hz (in the range 0.0 - 10.0 Hz). Occorrerà comunque considerare anche le frequenze di 0.65 Hz circa e di 1,20 Hz circa.

Occorrerà evitare qualsiasi accoppiamento delle modalità vibratorie dell'edificio al riportato valore naturale, al quale sarà opportuno aggiungere l'intera fascia di frequenze comprese fra 0,35 e 1,00 Hz circa.



#### 8.4 PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE, CARATTERIZZAZIONE DA “APPROCCIO SEMPLIFICATO” DA TAB.3.2.II DM/NTC 2018, CATEGORIA DI SUOLO SISMICO C, CLASSE D’USO III:

##### Premessa:

Si è provveduto a caratterizzare l’area d’indagine secondo i contenuti delle N.T.C. Per le necessità della presente fase di caratterizzazione si è utilizzato il software Geostru PS Parametri Sismici ®, di GeoStru ©. Di seguito si riportano i vari parametri individuati relativi alla categoria C, Classe d’Uso III e sulla base delle assunzioni di seguito riportate; starà al progettista eventualmente modificarle, in tal caso si dovrà ritenere non più valido quanto di seguito riportato. Per valutare se un’opera strutturale è sicura bisogna far riferimento a degli stati limite, che possono verificarsi durante un determinato periodo di riferimento della stessa opera. Quindi per poter stimare l’azione sismica che dovrà essere utilizzata nelle verifiche agli stati limite o nella progettazione, bisognerà stabilire:

- in primo luogo la vita nominale dell’opera, che congiuntamente alla classe d’uso, permette di determinare il periodo di riferimento;
- una volta definito il periodo di riferimento e i diversi stati limite da considerare, dopo aver definito le relative probabilità di superamento è possibile stabilire il periodo di ritorno associato a ciascun stato limite;
- a questo punto è possibile definire la **pericolosità sismica di base** per il sito interessato alla realizzazione dell’opera, facendo riferimento agli studi condotti sul territorio nazionale dal Gruppo di Lavoro 2004 nell’ambito della convenzione-progetto S1 DPC-INGV 2004-2006 e i cui risultati sono stati promulgati mediante l’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri (OPCM) 3519/2006.

##### Vita Nominale, Classi D’uso e Periodo di Riferimento:

Nel **DM 17 gennaio 2018**-Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» il periodo di riferimento, che non può essere inferiore a 35 anni, è dato dalla seguente relazione:

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (2.1)$$

dove:

$V_R$  = periodo di riferimento



$V_N$  = vita nominale

$C_U$  = coefficiente d'uso

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$ , secondo le NTC 2018, è definita come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata e viene definita attraverso tre diversi valori, a seconda dell'importanza dell'opera e perciò delle esigenze di durabilità. I valori minimi di  $V_N$  da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella seguente Tabella. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Valori minimi della Vita nominale  $V_N$  di progetto per i diversi tipi di costruzioni.

Nel caso specifico  $V_N = 50$  anni. In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Le NTC 2018 prevedono quattro classi d'uso a ciascuna delle quali è associato un valore del coefficiente d'uso:

**Classe I:** Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.  $C_U = 0.7$ ;

**Classe II:** Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.  $C_U = 1.0$ ;

per il caso in esame si utilizzerà la **Classe III:** Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.  $C_U = 1.5$ ;

**Classe IV:** Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM



5/11/2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.  $C_U = 2.0$ ;

Nel caso in esame viene presa in considerazione la **classe d’uso III** a cui è associato il coefficiente d’uso  **$C_U = 1,50$** .

Ricavati i valori di  $V_N$  e  $C_U$ , è possibile calcolare il periodo di riferimento  $V_R$ , che qui vale:

$$V_R = 50 * 1,50 = 75 \text{ anni.}$$

#### **Stati Limite, Probabilità di Superamento e Periodo di Ritorno:**

Le NTC 2018 prendono in considerazione 4 possibili stati limite (SL) individuati facendo riferimento alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti: due sono stati limite di esercizio (SLE) e due sono stati limite ultimi (SLU). Uno stato limite è una condizione superata la quale l’opera non soddisfa più le esigenze per la quale è stata progettata. Più in particolare le opere e le varie tipologie strutturali devono essere dotate di capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (sicurezza nei confronti di SLE) e di capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e di dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l’incolumità delle persone o comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l’opera (sicurezza nei confronti di SLU). Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell’interruzione d’uso di parte delle apparecchiature.



Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Ad ogni stato limite è associata una probabilità di superamento  $P_{VR}$  (Tabella 3.1), ovvero la probabilità che, nel periodo di riferimento  $V_R$ , si verifichi almeno un evento sismico ( $n \geq 1$ ) di  $a_g$  prefissata ( $a_g$  = accelerazione orizzontale massima del suolo) avente frequenza media annua di ricorrenza  $\lambda = 1/T_R$  ( $T_R$  = periodo di ritorno).

Stato limite di esercizio: operatività	SLO	$P_{VR} = 81\%$
Stato limite di esercizio: danno	SLD	$P_{VR} = 63\%$
Stati limite ultimo: salvaguardia della vita	SLV	$P_{VR} = 10\%$
Stati limite ultimo: di prevenzione del collasso	SLC	$P_{VR} = 5\%$

Stati limite e rispettive probabilità di superamento, nel periodo di riferimento  $V_R$ .

Fissati  $V_R$  e  $P_{VR}$  associata ad ogni stato limite, è possibile calcolare il periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$ , espresso in anni, mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \quad (3.1)$$

Tale relazione tra  $P_{VR}$  (probabilità) e  $T_R$  (statistica) risulta biunivoca poiché utilizza la distribuzione discreta Poissoniana. Poiché è  $V_R = 50$  anni, il tempo di ritorno  $T_R$  sarà:

Stato limite di esercizio: operatività	SLO	$T_R = 45$
Stato limite di esercizio: danno	SLD	$T_R = 75$



Stati limite ultimo: salvaguardia della vita	SLV	$T_R = 712$
Stati limite ultimo: di prevenzione del collasso	SLC	$T_R = 1462$

Stati limite e rispettivi tempi di ritorno, nel periodo di riferimento  $V_R$ .

### Definizione della Pericolosità Sismica di Base:

La pericolosità sismica di base, cioè le caratteristiche del moto sismico atteso al sito di interesse, nelle NTC 2018, per una determinata probabilità di superamento, si può ritenere definita quando vengono designati un'accelerazione orizzontale massima ( $a_g$ ) ed il corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione, riferiti ad un suolo rigido e ad una superficie topografica orizzontale. Per poter definire la pericolosità sismica di base le NTC 2018 si rifanno ad una procedura basata sui risultati disponibili anche sul sito web dell'INGV <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>, nella sezione "Mappe interattive della pericolosità sismica". Secondo le NTC 2018 le forme spettrali sono definite per 9 differenti periodi di ritorno  $T_R$  (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975 e 2475 anni) a partire dai valori dei seguenti parametri riferiti a terreno rigido orizzontale, cioè valutati in condizioni ideali di sito, definiti nell'**Allegato A** alle NTC08:

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima;

$F_0$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T_C^*$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I tre parametri si ricavano per il 50° percentile ed attribuendo a:

$a_g$ , il valore previsto dalla pericolosità sismica S1

$F_0$  e  $T_C^*$  i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC08 scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica S1 (il minimo è ottenuto ai minimi quadrati, su valori normalizzati).

I valori di questi parametri vengono forniti in tabella (Tabella 4.1), contenuta nell'**Allegato B** delle NTC08 (a cui le NTC 2018 fanno riferimento), per i 10751 punti di un reticolo di riferimento in cui è suddiviso il territorio nazionale, identificati dalle coordinate geografiche longitudine e latitudine. Qualora la pericolosità sismica del sito sul reticolo di riferimento non consideri il periodo di ritorno  $T_R$  corrispondente alla  $V_R$  e  $P_{V_R}$  fissate, il valore del generico parametro  $p$  ad esso corrispondente potrà essere



ricavato per interpolazione (Figura 4.1), a partire dai dati relativi ai tempi di ritorno previsti nella pericolosità di base, utilizzando la seguente espressione dell'Allegato A alle NTC08:

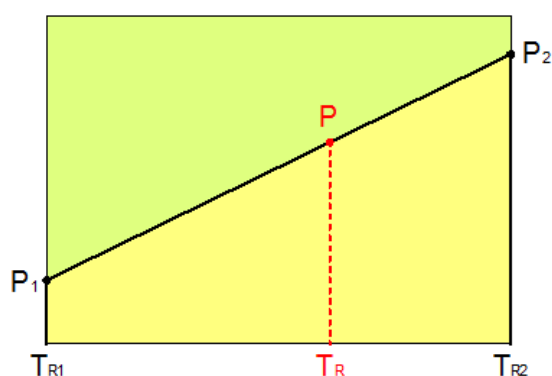
$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1} \quad (4.1)$$

nella quale  $p$  è il valore del parametro di interesse ( $a_g$ ,  $F_O$ ,  $T_C^*$ ) corrispondente al periodo di ritorno  $T_R$  desiderato, mentre  $p_1$ ,  $p_2$  è il valore di tale parametro corrispondente al periodo di ritorno  $T_{R1}$ ,  $T_{R2}$ .

Per un qualunque punto del territorio non ricadente nei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri  $p$  possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame, utilizzando l'espressione dell'Allegato A alle NTC08:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}} \quad (4.2)$$

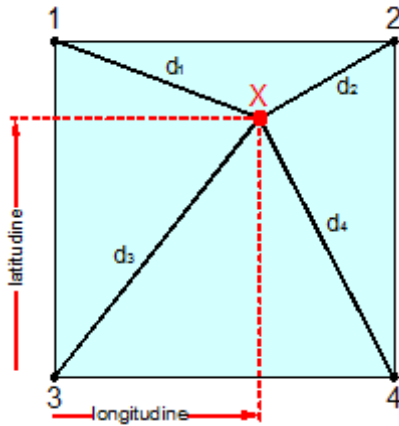
nella quale  $p$  è il valore del parametro di interesse ( $a_g$ ,  $F_O$ ,  $T_C^*$ ) corrispondente al punto considerato,  $p_i$  è il valore di tale parametro nell' $i$ -esimo vertice della maglia elementare contenente il punto in esame e  $d_i$  è la distanza del punto in esame dall' $i$ -esimo vertice della suddetta maglia.



Interpolazione dei periodi di ritorno, per ottenere i parametri di pericolosità sismica, in accordo alla procedura delle NTC08.

La procedura per interpolare le coordinate geografiche è schematizzata nella seguente Figura.





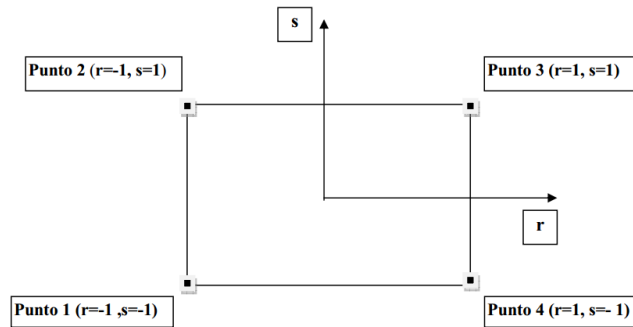
Interpolazione delle coordinate geografiche, per ottenere i parametri di pericolosità sismica, in accordo alla procedura delle NTC08.

Pertanto per poter procedere all'interpolazione delle coordinate geografiche, in accordo alla procedura delle NTC08, bisogna calcolare le distanze che intercorrono tra i 4 punti del reticolo e il punto di interesse. Questo calcolo può essere eseguito approssimativamente utilizzando le formule della trigonometria sferica, che danno la distanza geodetica tra due punti, di cui siano note le coordinate geografiche. Utilizzando quindi il teorema di Eulero, la distanza  $d$  tra due punti, di cui siano note latitudine e longitudine, espresse però in radianti, si ottiene dall'espressione seguente:

$$d = R \cdot \arccos[\sin(\text{lat}\beta) \cdot \sin(\text{lat}\alpha) + \cos(\text{lat}\beta) \cdot \cos(\text{lat}\alpha) \cdot \cos(\text{lon}\alpha - \text{lon}\beta)] \quad (4.3)$$

dove  $R = 6371$  è il raggio medio terrestre in km, mentre  $\text{lat}\alpha$ ,  $\text{lon}\alpha$ ,  $\text{lat}\beta$  e  $\text{lon}\beta$  sono la latitudine e la longitudine, espresse in radianti, di due punti A e B di cui si vuole calcolare la distanza. La formula di interpolazione sopra proposta, semplice da usare, presenta però l'inconveniente di condurre a valori di pericolosità lievemente diversi per punti affacciati ma appartenenti a maglie contigue. La modestia delle differenze (scostamenti in termini di PGA dell'ordine di  $\pm 0,01g$  ossia della precisione dei dati) a fronte della semplicità d'uso, rende tale stato di cose assolutamente accettabile. Qualora si vogliano rappresentazioni continue della funzione interpolata, si dovrà ricorrere a metodi di interpolazione più complessi, ad esempio i polinomi di Lagrange.





### Applicazione dell'interpolazione bilineare.

Definiti i 4 vertici di una generica maglia i polinomi di Lagrange sono così determinati:

$$h_1 = (1-r) \cdot (1-s)/4 \quad (4.4)$$

$$h_2 = (1-r) \cdot (1+s)/4 \quad (4.5)$$

$$h_3 = (1+r) \cdot (1+s)/4 \quad (4.6)$$

$$h_4 = (1+r) \cdot (1-s)/4 \quad (4.7)$$

Tra le coordinate  $x, y$  di un punto generico e le coordinate  $r, s$  dello stesso punto valgono le seguenti relazioni:

$$4x = \sum_{i=1}^4 h_i \cdot x_i = [(1-r) \cdot (1-s) \cdot x_1 + (1-r) \cdot (1+s) \cdot x_2 + (1+r) \cdot (1+s) \cdot x_3 + (1+r) \cdot (1-s) \cdot x_4] \quad (4.8)$$

$$4y = \sum_{i=1}^4 h_i \cdot y_i = [(1-r) \cdot (1-s) \cdot y_1 + (1-r) \cdot (1+s) \cdot y_2 + (1+r) \cdot (1+s) \cdot y_3 + (1+r) \cdot (1-s) \cdot y_4] \quad (4.9)$$

La soluzione del sistema di equazioni non lineari è ottenuta iterativamente e, tramite i valori di  $r$  ed  $s$ , si determinano i parametri  $a_g, F_0, T_c^*$  dall'equazione:

$$4p = \sum_{i=1}^4 h_i \cdot p_i = [(1-r) \cdot (1-s) \cdot p_1 + (1-r) \cdot (1+s) \cdot p_2 + (1+r) \cdot (1+s) \cdot p_3 + (1+r) \cdot (1-s) \cdot p_4] \quad (4.10)$$

Dove  $p$  rappresenta il parametro cercato.

### **Pericolosità sismica di sito:**

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono. Per la singola opera o per il singolo sistema geotecnico la risposta sismica locale consente di definire le modifiche che un segnale sismico subisce, a causa dei fattori anzidetti, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A, definito al § 3.2.2).



**Coefficienti sismici:**

I coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  dipendono del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi e del tipo di opera da calcolare. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno ( $T_R$ ) dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})} \quad (5.1)$$

Con  $V_R$  vita di riferimento della costruzione e  $P_{VR}$  probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso  $V_R$  non può essere inferiore a 35 anni.

**Stabilità dei pendii e fondazioni:**

Nel caso di stabilità dei pendii i coefficienti  $k_h$  e  $k_v$  sono così determinati:

$$k_h = \beta_s \cdot \left( \frac{a_{\max}}{g} \right) \quad (5.2)$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad (5.3)$$

Con:

$\beta_s$  coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

$a_{\max}$  accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  accelerazione di gravità.

I valori di  $\beta_s$  sono riportati nella seguente tabella:

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.20

Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa al sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (5.4)$$

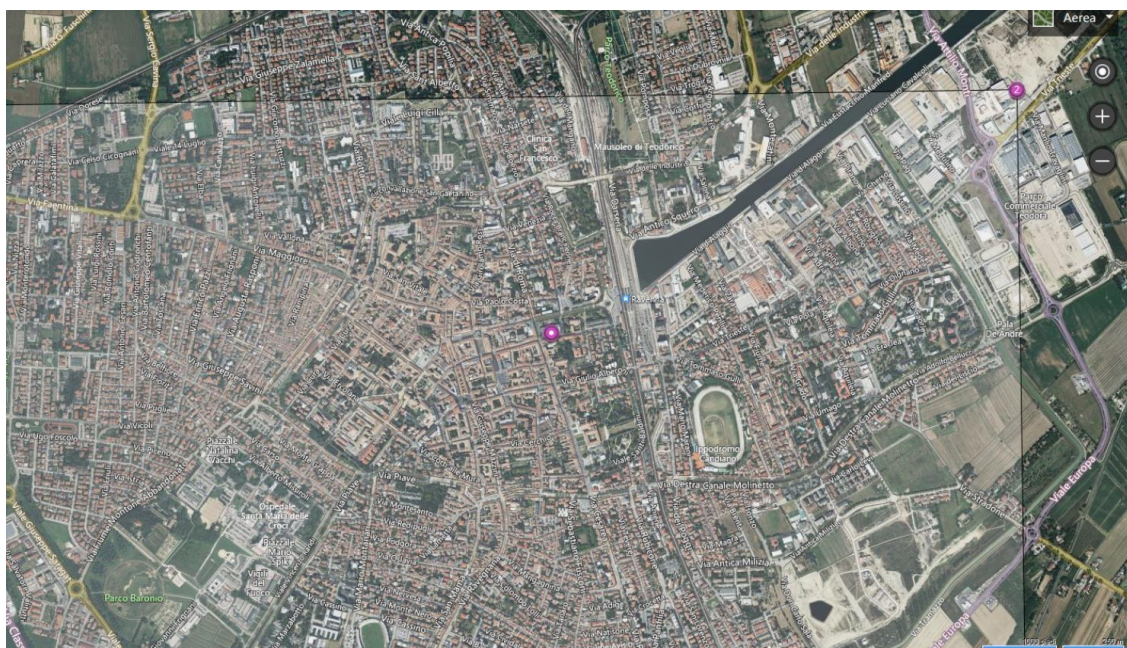
$S_S$  (effetto di amplificazione stratigrafica) ( $0.90 \leq S_S \leq 1.80$ ) è funzione di  $F_0$  (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria



di suolo (A, B, C, D, E). e del rapporto  $a_g/g$ .  $S_T$  (effetto di amplificazione topografica), varia con il variare delle quattro categorie topografiche:

**T1:**  $S_T = 1.0$ ; **T2:**  $S_T = 1.20$ ; **T3:**  $S_T = 1.20$ ; **T4:**  $S_T = 1.40$ .

Individuazione dei Parametri di Caratterizzazione da “Approccio Semplificato”, come da Tab. 3.2.II del DM/NTC 2018:



Ubicazione dell'area in esame sul “Reticolo Sismico Nazionale”, Scala Libera figura tratta dal software GEOSTRU ADVANCED PS.

Coefficiente d'uso (Cu):	1.5
Periodo di riferimento (Vr):	75 [anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLO:	45 [anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLD:	75 [anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLV:	712 [anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLC:	1462 [anni]
Tipo di interpolazione: Media ponderata	
Coordinate geografiche del punto	
Latitudine (WGS84):	44.4179192 [°]
Longitudine (WGS84):	12.2044544 [°]
Latitudine (ED50):	44.4188499 [°]
Longitudine (ED50):	12.2054262 [°]



Coordinate dei punti della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il sito e valori della distanza rispetto al punto in esame:

Punto	ID	Latitudine (ED50) [°]	Longitudine (ED50) [°]	Distanza [m]
1	17186	44.427430	12.160410	3700.01
2	17187	44.428180	12.230410	2238.86
3	17409	44.378200	12.231380	4968.30
4	17408	44.377430	12.161480	5779.61

**Punto d'indagine:**

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	45	0.057	2.476	0.275
SLD	75	0.072	2.465	0.284
SLV	712	0.190	2.521	0.283
SLC	1462	0.249	2.468	0.292

Parametri di pericolosità sismica per TR diversi da quelli previsti nelle NTC, per i nodi della maglia elementare del reticolo di riferimento:

**Punto 1:**

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
	30	0.048	2.446	0.261
SLO	45	0.057	2.479	0.274
	50	0.060	2.488	0.278
	72	0.071	2.469	0.283
SLD	75	0.072	2.471	0.283
	101	0.083	2.483	0.284
	140	0.099	2.461	0.283
	201	0.115	2.529	0.281
	475	0.163	2.544	0.280
SLV	712	0.191	2.521	0.283
	975	0.215	2.502	0.286
SLC	1462	0.249	2.474	0.291
	2475	0.302	2.438	0.298

**Punto 2:**

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
	30	0.046	2.457	0.262
SLO	45	0.055	2.481	0.275
	50	0.057	2.488	0.278
	72	0.068	2.475	0.284
SLD	75	0.069	2.476	0.284
	101	0.080	2.480	0.284
	140	0.094	2.506	0.280
	201	0.110	2.561	0.279
	475	0.158	2.565	0.278
SLV	712	0.185	2.535	0.282
	975	0.209	2.512	0.284
SLC	1462	0.242	2.483	0.289
	2475	0.294	2.445	0.296



**Punto 3:**

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
	30	0.049	2.444	0.263
SLO	45	0.057	2.476	0.276
	50	0.060	2.484	0.279
	72	0.072	2.437	0.284
SLD	75	0.074	2.440	0.285
	101	0.085	2.462	0.286
	140	0.099	2.492	0.284
	201	0.115	2.542	0.281
	475	0.164	2.549	0.281
SLV	712	0.192	2.513	0.284
	975	0.218	2.485	0.286
SLC	1462	0.252	2.457	0.292
	2475	0.305	2.421	0.299

**Punto 4:**

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
	30	0.051	2.446	0.262
SLO	45	0.061	2.460	0.275
	50	0.064	2.464	0.278
	72	0.074	2.461	0.284
SLD	75	0.076	2.457	0.284
	101	0.088	2.430	0.286
	140	0.103	2.438	0.288
	201	0.120	2.482	0.287
	475	0.170	2.518	0.284
SLV	712	0.199	2.492	0.286
	975	0.224	2.471	0.288
SLC	1462	0.260	2.434	0.299
	2475	0.314	2.386	0.315

**Pericolosità Sismica di Sito:**Coefficiente di smorzamento viscoso  $\xi$ : 5 %Fattore di alterazione dello spettro elastico  $\eta = [10/(5+\xi)]^{(1/2)}$ : 1.000**Categoria sottosuolo: C**

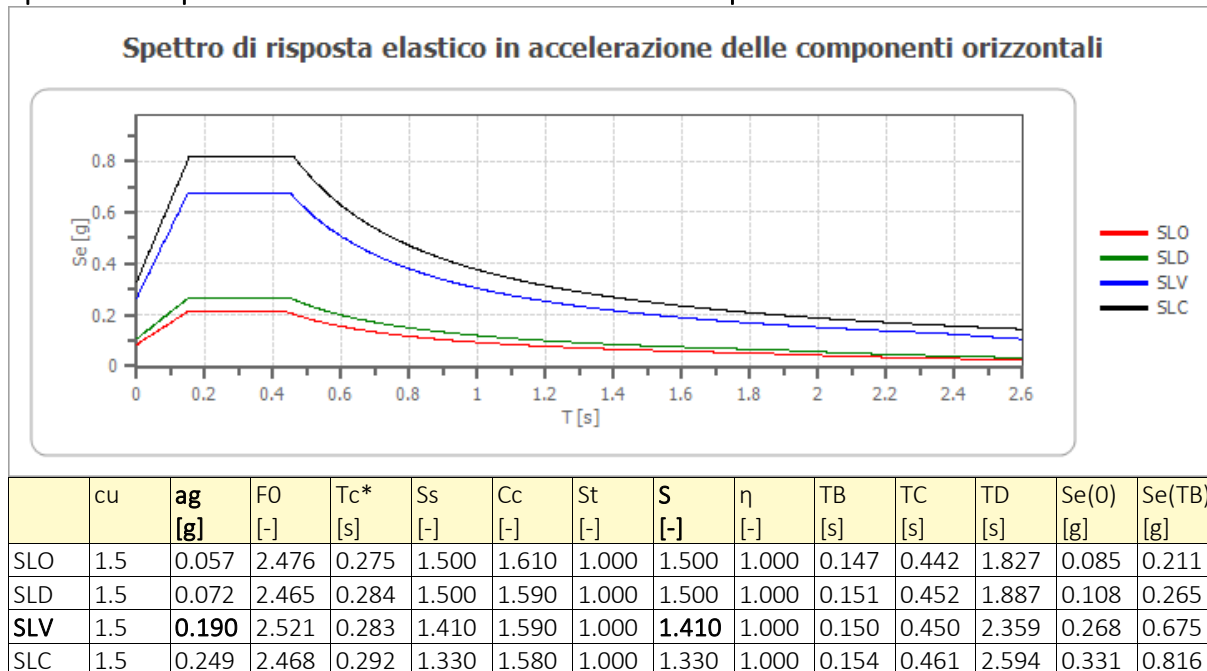
Categoria topografica: T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media minore o uguale a 15°

**Stabilità di pendii e fondazioni:**

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.017	0.022	0.064	0.093
kv	0.009	0.011	0.032	0.046
amax [m/s²]	0.836	1.056	2.625	3.242
Beta	0.200	0.200	0.240	0.280



Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali:



Valore di ancoraggio dello Spettro di Risposta Elastico in Accelerazione delle componenti orizzontali:  $PGA$ , ovvero  $S \times Ag/g = 1,41 \times 0,19 = 0,2679$  ovvero **0,27 g**.

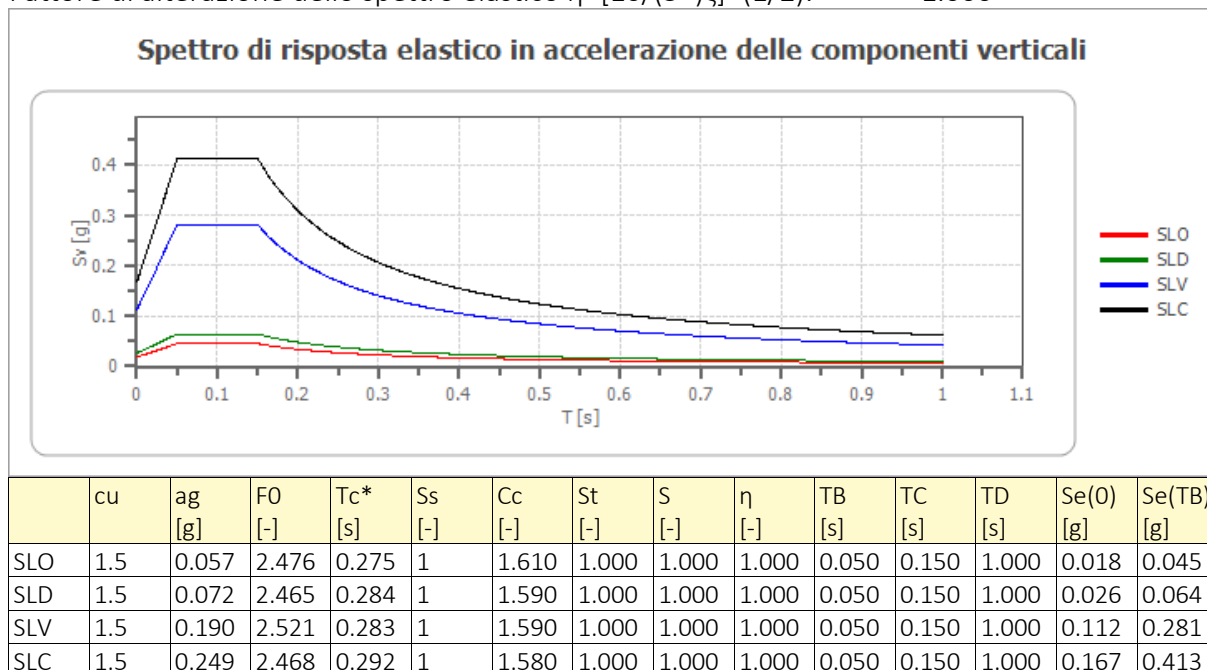
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali:

Coefficiente di smorzamento viscoso  $\xi$ :

5 %

Fattore di alterazione dello spettro elastico  $\eta = [10/(5+\xi)]^{(1/2)}$ :

1.000

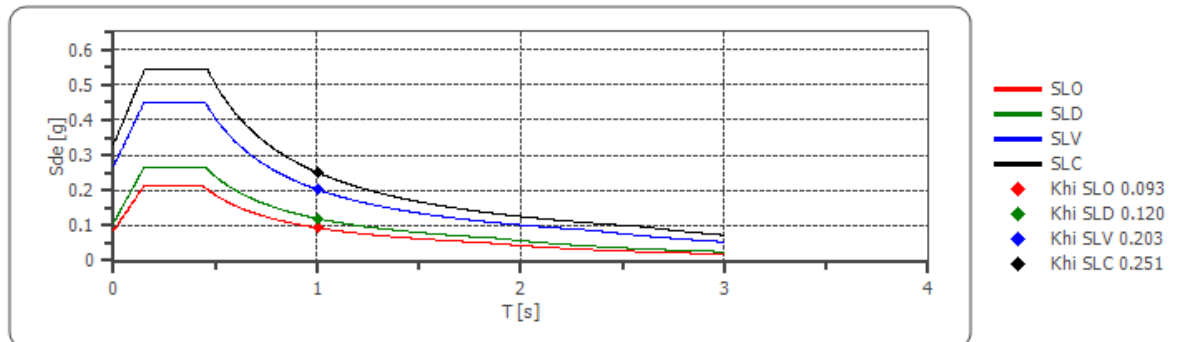
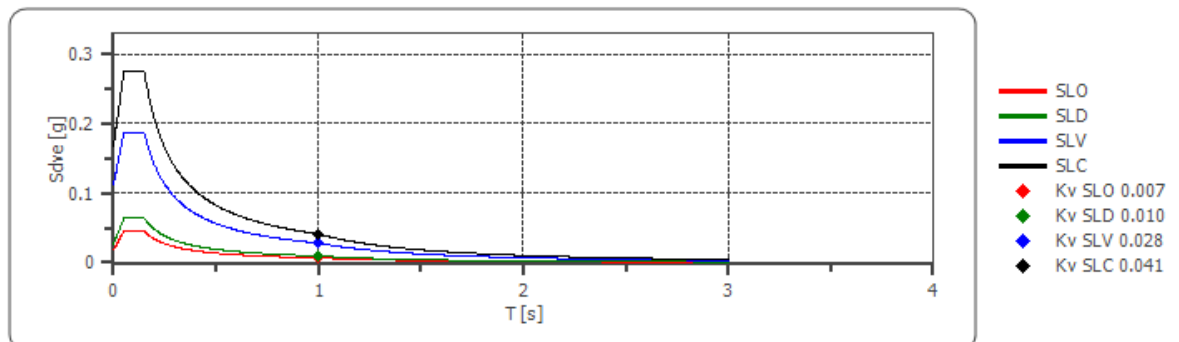




**Spettro di progetto:**

Fattore di struttura spettro orizzontale  $q$ : 1.50  
 Fattore di struttura spettro verticale  $q$ : 1.50  
 Periodo fondamentale  $T$ : 1.00 [s]

	SLO	SLD	SLV	SLC
$k_{hi} = S_{de}(T)$ Orizzontale [g]	0.093	0.120	0.203	0.251
$k_v = S_{dve}(T)$ Verticale [g]	0.007	0.010	0.028	0.041

**Spettro di progetto delle componenti orizzontali****Spettro di progetto delle componenti verticali**

	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	q [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Sd(0) [g]	Sd(TB) [g]
SLO orizzontale	1.5	0.057	2.476	0.275	1.500	1.610	1.000	1.500	1.000	0.147	0.442	1.827	0.085	0.211
SLO verticale	1.5	0.057	2.476	0.275	1.500	1.610	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.018	0.045
SLD orizzontale	1.5	0.072	2.465	0.284	1.500	1.590	1.000	1.500	1.000	0.151	0.452	1.887	0.108	0.265
SLD verticale	1.5	0.072	2.465	0.284	1.500	1.590	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.026	0.064
SLV orizzontale	1.5	0.190	2.521	0.283	1.410	1.590	1.000	1.410	1.500	0.150	0.450	2.359	0.268	0.450
SLV verticale	1.5	0.190	2.521	0.283	1.410	1.590	1.000	1.000	1.500	0.050	0.150	1.000	0.112	0.188
SLC orizzontale	1.5	0.249	2.468	0.292	1.330	1.580	1.000	1.330	1.500	0.154	0.461	2.594	0.331	0.544
SLC verticale	1.5	0.249	2.468	0.292	1.330	1.580	1.000	1.000	1.500	0.050	0.150	1.000	0.167	0.275



## 8.5. STUDIO DI RISPOSTA SISMICA LOCALE RSL:

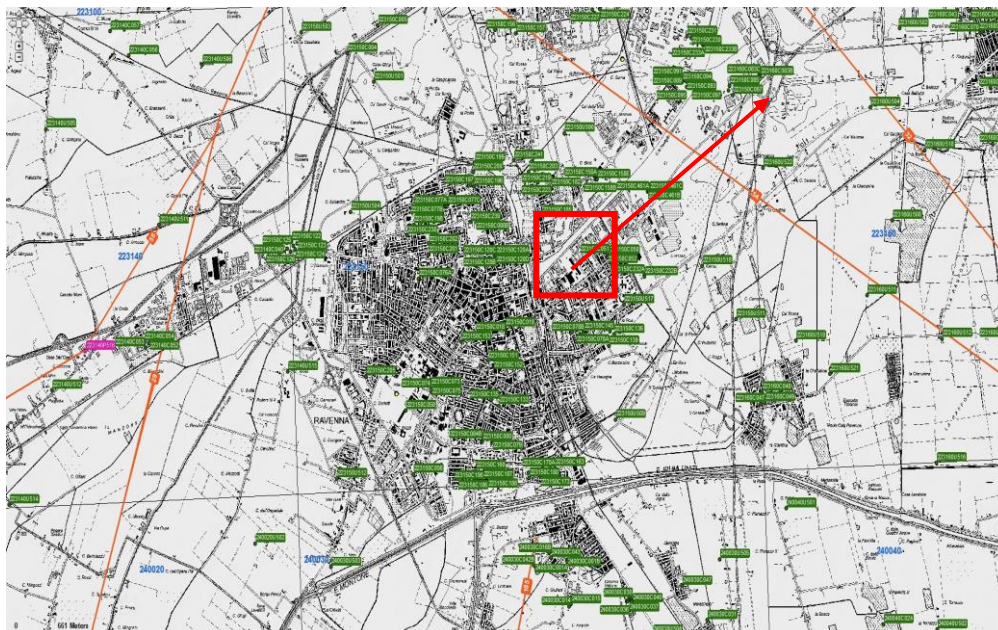
### Considerazioni preliminari:

per l'area in esame si riporterà apposito Studio di RSL, che viene di seguito illustrato e che supererà l' "Approccio Semplificato" da Tab. 3.2.I del DM/NTC 18 (precedentemente esposto in relazione). La redazione di uno studio di RSL richiede l'individuazione di un modello stratigrafico- "sismico" e debitamente profondo che possa essere ritenuto sufficientemente robusto. Per la Bassa Pianura Padana è questo un esercizio estremamente complicato. Normalmente infatti la profondità del *bed- rock* (o *bed- rock-like* come di seguito si intenderà) non è di facile individuazione e tale individuazione quasi mai è sufficientemente accurata. Altrettanto può dirsi per la conoscenza stratigrafica sino al *bed- rock*. Per la definizione di tali dati non ci si può che riferire a dati di bibliografia i quali però non sono dotati della necessaria accuratezza stratigrafica. Mancano anche altre importanti informazioni quali le caratterizzazioni geotecnico- "sismiche" riferibili alle singole deposizioni e/o ai terreni locali (intesi come deposizioni caratteristiche della Bassa Ferrarese e dell'area in esame). Altrettanto difficile è addivenire a profili profondi (oltre i 30 metri) dei valori di Vs. Di seguito si riportano alcuni dei dati discendenti dagli strumenti di Microzonazione Sismica (MS) del Comune di Formignana (ora Tresignana), i dati riportati non potranno che essere considerati come "qualitativi" ovvero di indicazione allo Studio di RSL che verrà di seguito riportato e per il quale comunque si è proceduto a favore di sicurezza, mediando tutti i dati a disposizione e le loro (a volte pure molto ampie) indeterminatezze ed utilizzando sempre il principio di cautela e penalizzazione.

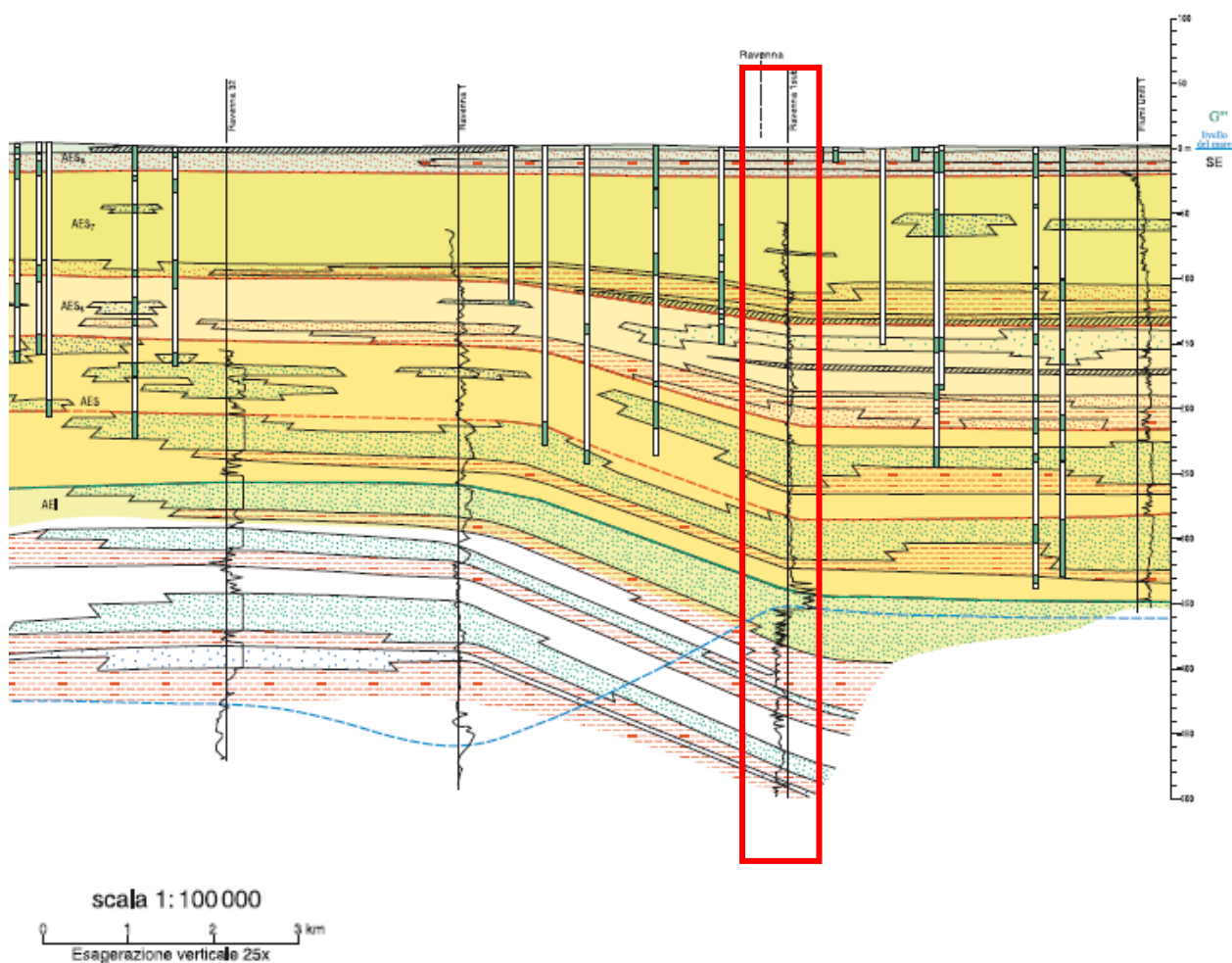
### Dati Geologici e Sismici da MS e da data- base regionale:

di seguito si riportano dati stratigrafici locali dai quali, unitamente al modello "stratigrafico- sismico" di cui alla misura H/V si è tratta la stratigrafia per lo Studio di RSL (che verrà più oltre illustrata all'apposita tabella).





Ubicazione a Scala Libera dell'area in esame rispetto alla Sezione 68 che verrà di seguito illustrata.





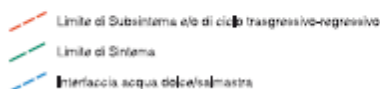
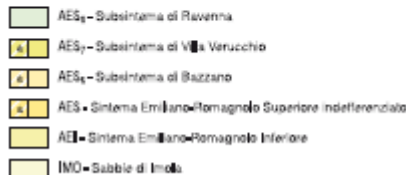
## SEZIONE GEOLOGICA PROFONDA

## POZZI E CAROTAGGI

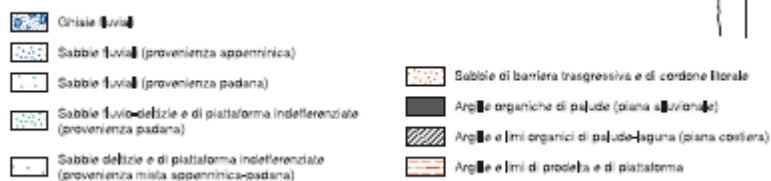


## UNITÀ STRATIGRAFICHE

(a - Elementi previsti lungo la traccia della sezione dei fianchi vallivi)



## LITOLOGIE DEI PRINCIPALI AMBIENTI DEPOSIZIONALI



Stralcio a Scala Libera della Sez. 54 e legenda ed ubicazione dell'area in esame. Sezione tratta dall'apposito data- base regionale. L'area in esame non è ubicata direttamente sulla sezione la quale tuttavia potrà essere considerata come "guida" qualitativa del modello stratigrafico dello Studio di RSL.

## Studio di RSL Introduzione, Procedura di calcolo:

La procedura di calcolo adoperata da RSL per la valutazione della funzione di trasferimento presuppone come base di partenza uno o più accelerogrammi, od uno spettro di risposta in accelerazione, e la conoscenza della stratigrafia del sito attraverso i seguenti parametri geotecnici per ogni strato:

- peso per unità di volume;
- velocità di propagazione delle onde di taglio;
- coefficiente di spinta laterale;
- modulo di taglio iniziale (opzionale);
- spessore;
- indice di plasticità.

La non linearità del calcolo è introdotta dalla dipendenza del modulo di deformazione al taglio e del coefficiente di smorzamento viscoso dalla deformazione.

Schematicamente la procedura è riassumibile nel seguente modo:

- Valutazione dello spettro di Fourier dell'accelerogramma (omessa nel caso si debba analizzare uno spettro);
- Ricerca di un errore relativo piccolo seguendo la procedura di:
  - Stima della funzione di trasferimento;



- Valutazione della deformazione indotta in ciascuno strato;
- Correzione del modulo di deformazione al taglio e del coefficiente di smorzamento viscoso per ogni strato;

Le operazioni 2.1, 2.2 e 2.3 sono ripetute fino a quando la differenza di deformazione tra un'iterazione e la precedente non rimane al di sotto di una soglia ritenuta accettabile;

- Trasformazione inversa di Fourier dello spettro precedentemente calcolato ed opportunamente pesato per mezzo della funzione di trasferimento calcolata.

Attraverso questa procedura è possibile “trasferire” l’accelerogramma dal bedrock in superficie. La deformazione per ciascuno strato viene corretta sulla base del rapporto fra deformazione effettiva e massima come suggerito dalla letteratura scientifica, ovvero:

$$\frac{\gamma_{eff}}{\gamma_{max}} = \frac{M - 1}{10}$$

dove  $M$  rappresenta la magnitudo del sisma.

Per la valutazione della funzione di trasferimento, RSL considera un suolo variamente stratificato composto da  $N$  strati orizzontali di cui l’ $N$ -esimo è il letto di roccia (bedrock). Ponendo come ipotesi che ciascuno strato si comporti come un solido di Kelvin-Voigt

$\left[ \tau = G\gamma + \eta \frac{\partial \gamma(z, t)}{\partial z \partial t} \right]$ , la propagazione delle onde di taglio che attraversano gli strati

verticalmente può essere definita dall’equazione dell’onda:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t} \quad (1)$$

dove:  $u$  rappresenta lo spostamento;  $t$  il tempo;  $\rho$  la densità;  $G$  il modulo di deformazione al taglio;  $\eta$  la viscosità. Per onde armoniche lo spostamento può essere scritto come:

$$u(z, t) = U(z) e^{i\omega t} \quad (2)$$

che sostituita nella (1) pone:

$$(G + i\omega\eta) \frac{d^2 U}{dz^2} = \rho \omega^2 U \quad (3)$$

dove  $\omega$  rappresenta la frequenza angolare. La (3) può essere riscritta come:

$$G^* \frac{d^2 U}{dz^2} = \rho \omega^2 U \quad (4)$$

avendo posto  $G^* = G + i\omega\eta$ , ovvero il modulo di deformazione al taglio *complesso*. Questo può essere ulteriormente riscritto come:

$$G^* = G(1 + 2i\xi) \quad (5)$$

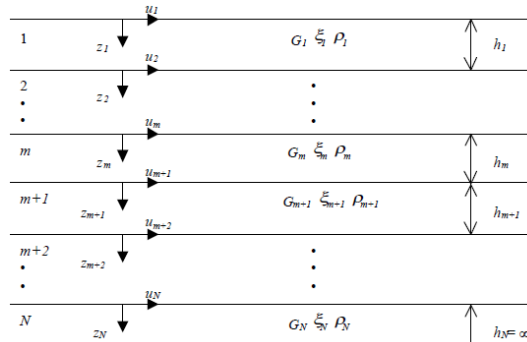


avendo posto:

$$\eta = \frac{2G}{\omega} \xi \quad (6)$$

dove  $\xi$  rappresenta il coefficiente di smorzamento viscoso. Ciò posto, e fatta convenzione che l'apice \* indica la natura complessa della variabili in gioco, la soluzione dell'equazione generica dell'onda è la seguente:

$$u(z, t) = E e^{i(\omega t + k^* z)} + F e^{i(\omega t - k^* z)} \quad (7)$$



Esempio di stratigrafia per riferimento.

dove E e F dipendono dalle condizioni al contorno e rappresentano l'ampiezza d'onda che viaggia rispettivamente verso l'alto (-z) e verso il basso (+z), mentre  $k^*$  rappresenta il numero d'onda complesso dato dalla seguente espressione:

$$k^* = \omega \sqrt{\frac{\rho}{G^*}} \quad (8)$$

Il taglio invece è dato da:

$$\tau(z, t) = G^* \frac{dU}{dz} e^{i\omega t} = ik^* G^* [E e^{i(\omega t + k^* z)} + F e^{i(\omega t - k^* z)}] e^{i\omega t} \quad (9)$$

Per il generico strato  $m$  di spessore  $h_m$  gli spostamenti, rispettivamente in sommità ( $z = 0$ ) ed al fondo ( $z = h_m$ ), sono:

$$u_m(0, t) = (E_m + F_m) e^{i\omega t} \quad (10)$$

$$u_m(h_m, t) = (E_m e^{ik_m^* h_m} + F_m e^{-ik_m^* h_m}) e^{i\omega t} \quad (11)$$

Poiché deve essere rispettata la congruenza sullo spostamento all'interfaccia tra gli strati, ovvero lo spostamento in sommità ad uno strato deve essere uguale allo spostamento sul fondo di quello immediatamente sopra, se ne deduce che:

$$u_m(z = h_m, t) = u_{m+1}(z = 0, t) \quad (12)$$

Usando la (10), (11) e la (12), ne consegue che:

$$E_{m+1} + F_{m+1} = E_m e^{ik_m^* h_m} + F_m e^{-ik_m^* h_m} \quad (13)$$



Il taglio in sommità ed al fondo dell' $m$ -esimo strato è dato da:

$$\tau_m(0, t) = ik_m^* G_m^* [E_m - F_m] e^{i\omega t} \quad (14)$$

$$\tau_m(h_m, t) = ik_m^* G_m^* [E_m e^{ik_m^* h_m} - F_m e^{-ik_m^* h_m}] e^{i\omega t} \quad (15)$$

Poiché fra uno strato e l'altro il taglio deve essere continuo si ha:

$$\tau_m(z = h_m, t) = \tau_{m+1}(z = 0, t) \quad (16)$$

Ovvero:

$$E_{m+1} - F_{m+1} = \frac{k_m^* G_m^*}{k_{m+1}^* G_{m+1}^*} (E_m e^{ik_m^* h_m} - F_m e^{-ik_m^* h_m}) \quad (17)$$

Sommando la (13) alla (17) e sottraendo la (17) alla (13) si ottiene:

$$E_{m+1} = \frac{1}{2} E_m (1 + \alpha_m^*) e^{ik_m^* h_m} + \frac{1}{2} F_m (1 - \alpha_m^*) e^{-ik_m^* h_m} \quad (18)$$

$$F_{m+1} = \frac{1}{2} E_m (1 - \alpha_m^*) e^{ik_m^* h_m} + \frac{1}{2} F_m (1 + \alpha_m^*) e^{-ik_m^* h_m} \quad (19)$$

dove  $\alpha_m^*$  rappresenta il coefficiente di impedenza complesso al contorno tra gli strati  $m$  ed  $m+1$ , ed è dato dalla seguente espressione:

$$\alpha_m^* = \frac{k_m^* G_m^*}{k_{m+1}^* G_{m+1}^*} \quad (20)$$

Poiché in superficie il taglio è nullo,

$$\tau_1(0, t) = ik_1^* G_1^* [E_1 - F_1] e^{i\omega t} = 0$$

si deduce che  $E_1 = F_1$ .

Le equazioni (18) e (19) possono essere successivamente applicate agli strati successivi da 2 ad  $m$ . La funzione di trasferimento  $A_{mn}$  che lega gli spostamenti in sommità degli strati  $m$  ed  $n$  è definita dalla seguente espressione:

$$A_{mn} = \frac{u_m}{u_n} = \frac{E_m + F_m}{E_n + F_n} \quad (21)$$

$A_{mn}$  rappresenta la funzione di trasferimento, ovvero la funzione che mette in relazione il modulo della deformazione tra i punti  $m$  e  $n$ .

In pratica lo stato deformativo di una stratigrafia rimane definito una volta nota la deformazione di un suo qualsiasi punto. Inoltre, poiché la velocità e l'accelerazione sono legati allo spostamento,



$$\dot{u}(z, t) = \frac{\partial u}{\partial t} = i\omega u(z, t) \quad \ddot{u}(z, t) = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = -\omega^2 u(z, t)$$

(22)

La funzione di trasferimento  $A_{mn}$  può essere espressa anche in funzione delle velocità e dell'accelerazione al tetto degli strati  $n$  ed  $m$ :

$$A_{mn}(\omega) = \frac{u_m}{u_n} = \frac{\dot{u}_m}{\dot{u}_n} = \frac{\ddot{u}_m}{\ddot{u}_n} = \frac{E_m + F_m}{E_n + F_n} \quad (23)$$

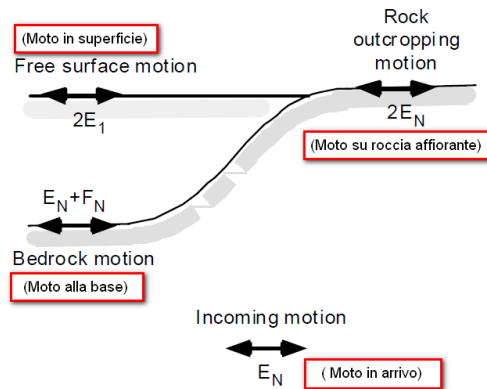
La deformazione tangenziale rimane definita alla profondità  $z$  e al tempo  $t$  dalla relazione:

$$\gamma(z, t) = \frac{\partial u}{\partial z} = ik^* (Ee^{ik^*z} - Fe^{-ik^*z}) e^{i\omega t} \quad (24)$$

E la corrispondente tensione tangenziale, dalla seguente espressione:

$$\tau(z, t) = G^* \gamma(z, t) \quad (25)$$

Ai fini di una corretta interpretazione del problema della risposta sismica locale, risulta utile riprodurre la rappresentazione schematica alla seguente Figura in cui è riportata la terminologia utilizzata per lo studio del moto sismico di un deposito che poggia su un basamento roccioso.



Schema di riferimento e terminologia utilizzata.

Le onde di taglio si propagano verticalmente attraverso il bedrock con ampiezza pari ad  $E_N$ ; al tetto del bedrock, sotto il deposito degli strati di terreno, il moto ha un'ampiezza pari a  $E_N + F_N$ . Sulla roccia affiorante, poiché le tensioni tangenziali sono nulle ( $E_N = F_N$ ), il moto avrà ampiezza pari a  $2E_N$ . La funzione di trasferimento dal bedrock al bedrock-affiorante è la seguente:

$$A_{NN}(\omega) = \frac{2E_N}{E_N + F_N} \quad (26)$$



A è non lineare poiché  $G$  è funzione di  $\gamma$ . Nella procedura di calcolo infatti, da una stima iniziale del modulo di deformazione al taglio, si ottiene la tensione ipotizzando un legame lineare, per poi ottenere un nuovo valore di  $\gamma$ . Grazie a questo valore aggiornato si valuta un nuovo modulo  $G$  così da ripetere la procedura fino a quando la differenza tra la deformazione aggiornata e quella ottenuta dalla precedente iterazione viene ritenuta accettabile. Il modello per  $G(\gamma)$  adoperato è quello suggerito da Ishibashi e Zhang (1993) che tiene conto degli effetti della pressione di confinamento e dell'indice di plasticità:

$$G = G_{max} \cdot K(\gamma, PI) (\sigma'_m)^{m(\gamma, PI) - m_0} \quad (24)$$

$$K(\gamma, PI) = 0.5 \left\{ 1 + \tanh \left[ \ln \left( \frac{0.000102 + n(PI)}{\gamma} \right)^{0.492} \right] \right\} \quad (25)$$

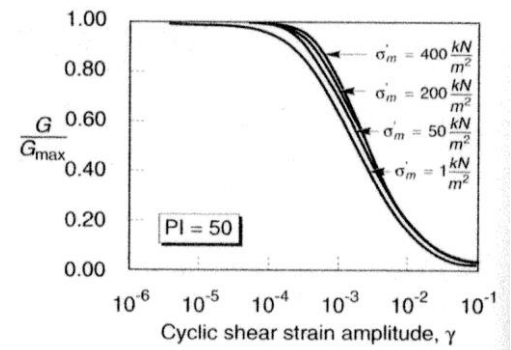
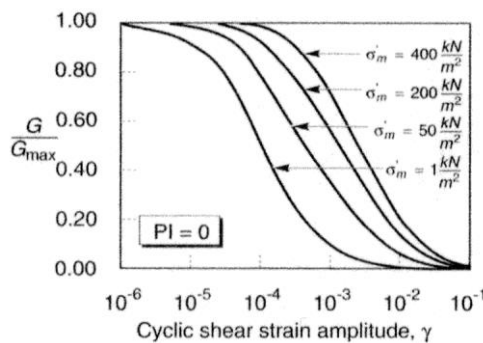
$$m(\gamma, PI) - m_0 = 0.272 \left\{ 1 - \tanh \left[ \ln \left( \frac{0.000556}{\gamma} \right)^{0.4} \right] \right\} \exp(-0.0145 PI^{1.3}) \quad (26)$$

$$n(PI) = \begin{cases} 0.0 & \text{per } PI = 0 \\ 3.37 \times 10^{-6} PI^{1.404} & \text{per } 0 < PI \leq 15 \\ 7.0 \times 10^{-7} PI^{1.976} & \text{per } 15 < PI \leq 70 \\ 2.7 \times 10^{-5} PI^{1.115} & \text{per } PI > 70 \end{cases} \quad (27)$$

dove  $G_{max}$  è dato dalla relazione:

$$G_{max} = \rho V_s^2 \quad (28)$$

dove  $\rho$  è la densità del terreno e  $V_s$  la velocità di propagazione delle onde di taglio nello stesso. La (28) fornisce il valore iniziale di  $G$  per la prima iterazione.



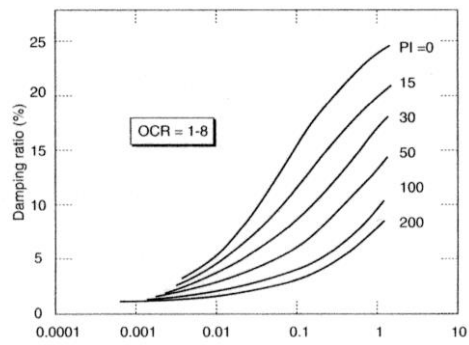
Influenza della pressione di confinamento e della plasticità sul modulo di deformazione al taglio.

Per quanto riguarda invece il coefficiente di smorzamento viscoso  $\xi$ , in conseguenza del modello introdotto dalla (24) si ha:

$$\xi = 0.333 \frac{1 + \exp(-0.0145 PI^{1.3})}{2} \left[ 0.586 \left( \frac{G}{G_{max}} \right)^2 - 1.547 \frac{G}{G_{max}} + 1 \right] \quad (29)$$

da cui si deduce che anche  $\xi$  deve essere ricalcolato ad ogni iterazione.





Influenza della plasticità sul coefficiente di smorzamento viscoso.



### 8.5.1. RISULTANZE DELLO STUDIO DI RSL

#### Dati generali:

Descrizione	RSL
Cantiere	Via G. Carducci Ravenna
Latitudine	44.41792[°]
Longitudine	12.2044544[°]

#### Stratigrafia:

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Terreno	Gmax [MPa]	Peso unità vol. [kN/m³]	Vs [m/s]	Tensione verticale [kPa]
1	--	5.0	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	48.28	18.5	160.0	46.3
2	5.0	21.0	EPRI Sand (1993) 15,54-36,57 metri	162.88	19.0	290.0	189.0
3	26.0	40.0	Idriss Clay (Idriss 1990)	237.26	19.0	350.0	469.3
4	66.0	20.0	Idriss (1990) Sand (Seed and Idriss 1970)	647.55	21.0	550.0	765.0
5	86.0	90.0	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	1261.47	22.0	750.0	1425.4
6	176.0	90.0	Seed et al. (1986) Sand - Upper Bound	1435.27	22.0	800.0	2522.5
7	oo	--	Idriss (1990) Rock	2023.96	22.0	950.0	3071.1

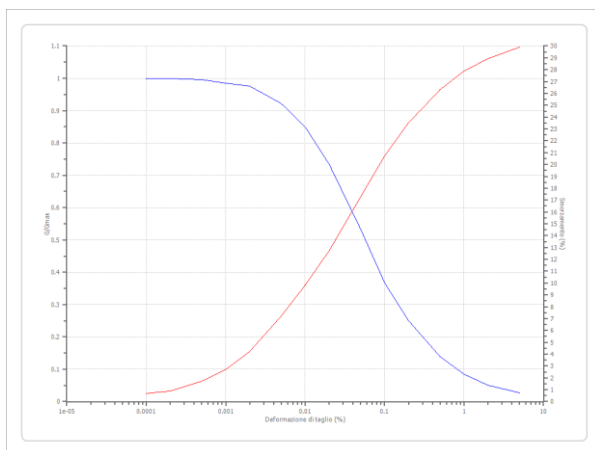
Strato con falda: 1  
Strato rilevamento accelerogramma: 7 Affiorante

#### Terreni:

Seed et al. (1986) Sand - Upper Bound:

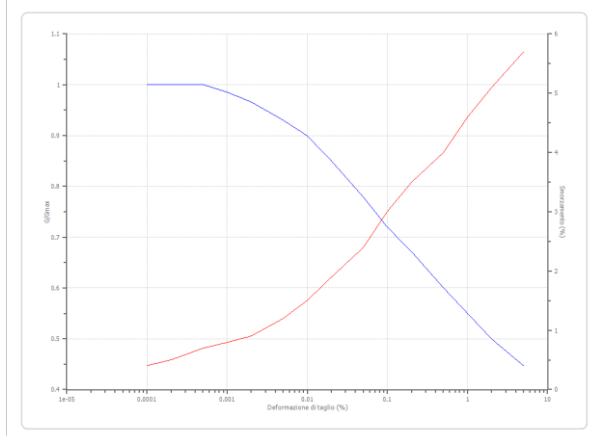
Deformazione %	G/Gmax	Deformazione %	Smorzamento %
0.0001	1.000	0.0001	0.700
0.0002	1.000	0.0002	0.900
0.0005	0.996	0.0005	1.700
0.001	0.984	0.001	2.700
0.002	0.975	0.002	4.200
0.005	0.922	0.005	7.200
0.010	0.850	0.010	9.800
0.020	0.734	0.020	12.700
0.050	0.532	0.050	17.300
0.100	0.367	0.100	20.700
0.200	0.250	0.200	23.500
0.500	0.139	0.500	26.300
1.000	0.085	1.000	27.900
2.000	0.051	2.000	28.900
5.000	0.027	5.000	29.900





Idriss (1990) Rock:

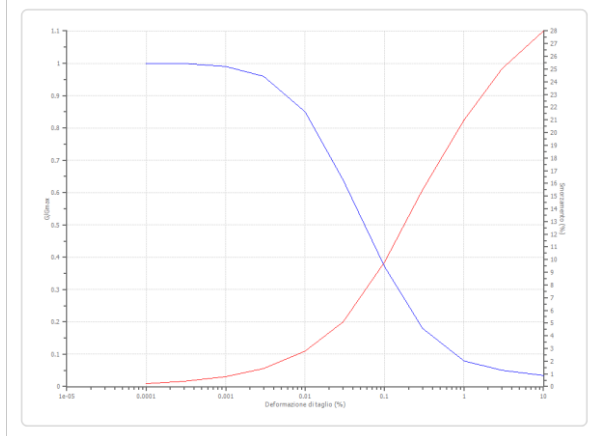
Deformazione %	G/Gmax	Deformazione %	Smorzamento %
0.0001	1.000	0.0001	0.400
0.0002	1.000	0.0002	0.500
0.0005	1.000	0.0005	0.700
0.001	0.986	0.001	0.800
0.002	0.966	0.002	0.900
0.005	0.931	0.005	1.200
0.010	0.900	0.010	1.500
0.020	0.850	0.020	1.900
0.050	0.779	0.050	2.400
0.100	0.720	0.100	3.000
0.200	0.671	0.200	3.500
0.500	0.600	0.500	4.000
1.000	0.550	1.000	4.600
2.000	0.500	2.000	5.100
5.000	0.447	5.000	5.700





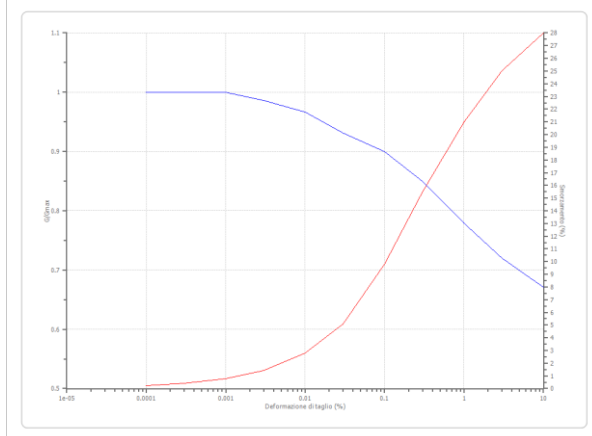
Idriss (1990) Sand (Seed and Idriss 1970):

Deformazione %	G/Gmax	Deformazione %	Smorzamento %
0.0001	1.000	0.0001	0.240
0.0003	1.000	0.0003	0.420
0.001	0.990	0.001	0.800
0.003	0.960	0.003	1.400
0.010	0.850	0.010	2.800
0.030	0.640	0.030	5.100
0.100	0.370	0.100	9.800
0.300	0.180	0.300	15.500
1.000	0.080	1.000	21.000
3.000	0.050	3.000	25.000
10.000	0.035	10.000	28.000



Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989):

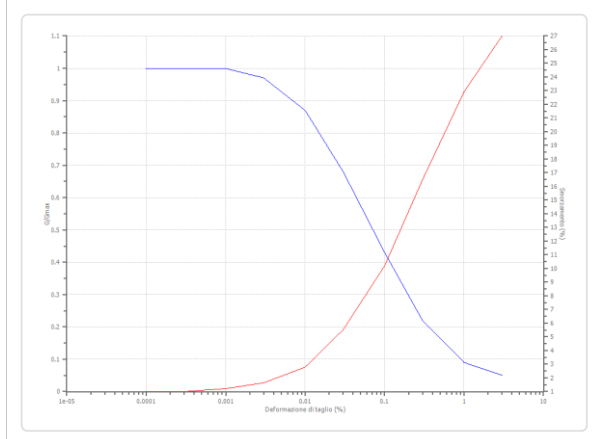
Deformazione %	G/Gmax	Deformazione %	Smorzamento %
0.0001	1.000	0.0001	0.240
0.0003	1.000	0.0003	0.420
0.001	1.000	0.001	0.800
0.003	0.986	0.003	1.400
0.010	0.966	0.010	2.800
0.030	0.931	0.030	5.100
0.100	0.900	0.100	9.800
0.300	0.850	0.300	15.500
1.000	0.779	1.000	21.000
3.000	0.720	3.000	25.000
10.000	0.671	10.000	28.000





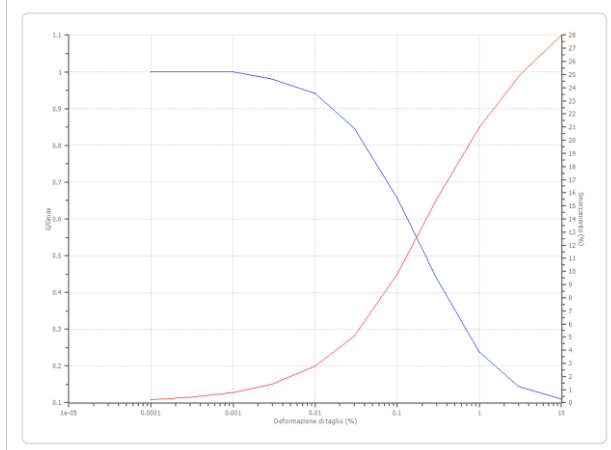
EPRI Sand (1993) 15,54-36,57 metri:

Deformazione %	G/Gmax	Deformazione %	Smorzamento %
0.0001	1.000	0.0001	1.000
0.0003	1.000	0.0003	1.000
0.001	1.000	0.001	1.200
0.003	0.970	0.003	1.640
0.010	0.870	0.010	2.800
0.030	0.680	0.030	5.490
0.100	0.430	0.100	10.200
0.300	0.220	0.300	16.500
1.000	0.090	1.000	22.900
3.000	0.050	3.000	27.000



Idriss Clay (Idriss 1990):

Deformazione %	G/Gmax	Deformazione %	Smorzamento %
0.0001	1.000	0.0001	0.240
0.0003	1.000	0.0003	0.420
0.001	1.000	0.001	0.800
0.003	0.981	0.003	1.400
0.010	0.941	0.010	2.800
0.030	0.847	0.030	5.100
0.100	0.656	0.100	9.800
0.300	0.438	0.300	15.500
1.000	0.238	1.000	21.000
3.000	0.144	3.160	25.000
10.000	0.110	10.000	28.000





**Elaborazione:**

Numero di iterazioni 50  
 Rapporto tra deformazione a taglio effettiva e deformazione massima 0.5  
 Tipo di modulo elastico Shake 91  
 Massimo errore percentuale di convergenza 1.55 E-04

**Fattori di amplificazione ICMS 2008:**

Tai 0.200 [s]  
 Tvi 0.920 [s]  
 Tao 0.170 [s]  
 Tvo 0.960 [s]  
 Sami 4.651 [m/s<sup>2</sup>]  
 Svmi 0.244 [m/s]  
 Samo 5.920 [m/s<sup>2</sup>]  
 Svmo 0.504 [m/s]  
**Fa 1.273 [-]**  
**Fv 2.062 [-]**  
 TB 0.178 [s]  
 TC 0.535 [s]  
 TD 2.360 [s]  
 SA(0) 0.241 [g]  
 SA(TB) 0.604 [g]

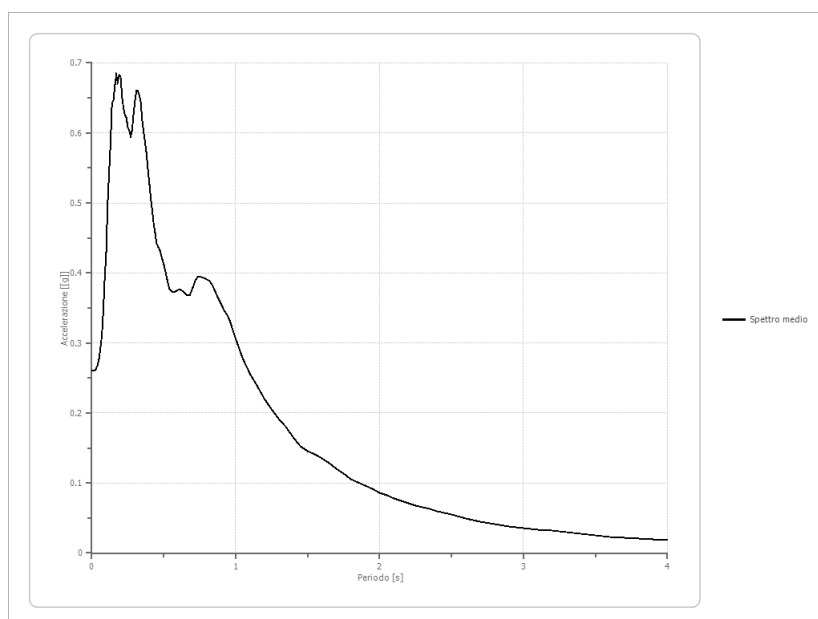
**Fattori di amplificazione su intensità spettrale:**

Periodo minino [s]	Periodo massimo [s]	Int. Housner input [m]	Int. Housner output [m]	Int. Housner input/output [m]	FA
0.100	0.500	0.068	0.097	0.200	1.431
0.500	1.000	0.118	0.221	0.500	1.870
0.100	1.500	0.304	0.543	0.067	1.789
0.100	2.500	0.527	0.901	0.040	1.710

**Spettro medio di risposta elastico:**

Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]
0.00	0.2598	0.26	0.6034	0.52	0.3937	0.98	0.3186	2.25	0.0678
0.01	0.2598	0.27	0.5958	0.53	0.3850	1.00	0.3056	2.30	0.0649
0.02	0.2606	0.28	0.6039	0.54	0.3767	1.05	0.2770	2.35	0.0624
0.03	0.2630	0.29	0.6269	0.55	0.3744	1.10	0.2551	2.40	0.0598
0.04	0.2676	0.30	0.6461	0.56	0.3728	1.15	0.2380	2.50	0.0545
0.05	0.2778	0.31	0.6594	0.57	0.3724	1.20	0.2194	2.60	0.0495
0.06	0.2931	0.32	0.6603	0.58	0.3733	1.25	0.2055	2.70	0.0449
0.07	0.3110	0.33	0.6540	0.60	0.3756	1.30	0.1912	2.80	0.0408
0.08	0.3464	0.34	0.6436	0.62	0.3758	1.35	0.1798	2.90	0.0374
0.09	0.3941	0.35	0.6186	0.64	0.3718	1.40	0.1652	3.00	0.0353
0.10	0.4292	0.36	0.6019	0.66	0.3683	1.45	0.1521	3.10	0.0332
0.11	0.4978	0.37	0.5862	0.68	0.3677	1.50	0.1457	3.20	0.0317
0.12	0.5431	0.38	0.5705	0.70	0.3780	1.55	0.1412	3.30	0.0299
0.13	0.5839	0.39	0.5481	0.72	0.3900	1.60	0.1349	3.40	0.0277
0.14	0.6430	0.40	0.5276	0.74	0.3947	1.65	0.1278	3.50	0.0255
0.15	0.6460	0.41	0.5068	0.76	0.3945	1.70	0.1208	3.60	0.0234
0.16	0.6673	0.42	0.4893	0.78	0.3933	1.75	0.1131	3.70	0.0216
0.17	0.6829	0.43	0.4701	0.80	0.3904	1.80	0.1058	3.80	0.0204
0.18	0.6724	0.44	0.4569	0.82	0.3884	1.85	0.1009	3.90	0.0195
0.19	0.6828	0.45	0.4427	0.84	0.3815	1.90	0.0962	4.00	0.0185
0.20	0.6803	0.46	0.4372	0.86	0.3727	1.95	0.0914		
0.21	0.6524	0.47	0.4347	0.88	0.3637	2.00	0.0864		
0.22	0.6353	0.48	0.4269	0.90	0.3549	2.05	0.0823		
0.23	0.6255	0.49	0.4188	0.92	0.3464	2.10	0.0783		
0.24	0.6216	0.50	0.4126	0.94	0.3406	2.15	0.0741		
0.25	0.6087	0.51	0.4032	0.96	0.3313	2.20	0.0710		

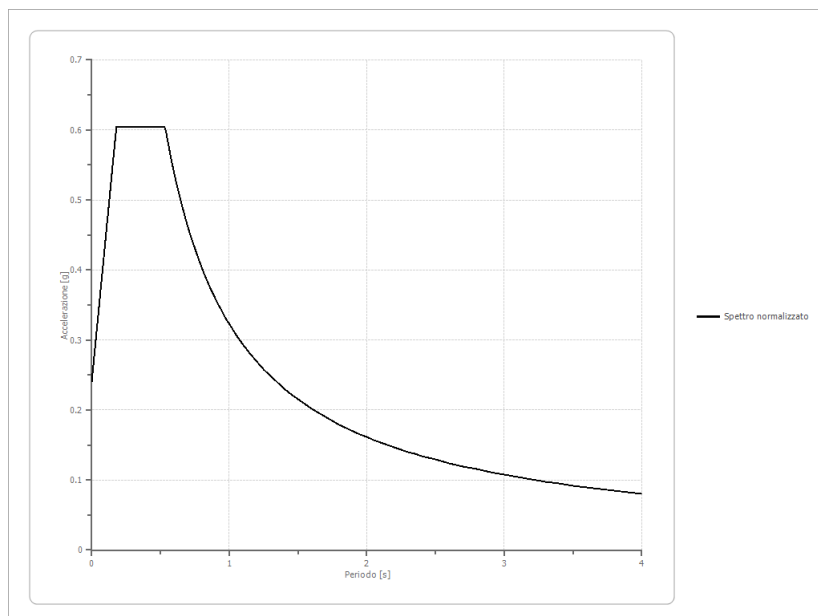




### Spettro normalizzato di risposta elastico:

Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]
0.00	0.2411	0.26	0.6035	0.52	0.6035	0.98	0.3292	2.25	0.1434
0.01	0.2614	0.27	0.6035	0.53	0.6035	1.00	0.3226	2.30	0.1403
0.02	0.2817	0.28	0.6035	0.54	0.5974	1.05	0.3072	2.35	0.1373
0.03	0.3021	0.29	0.6035	0.55	0.5865	1.10	0.2933	2.40	0.1344
0.04	0.3224	0.30	0.6035	0.56	0.5761	1.15	0.2805	2.50	0.1290
0.05	0.3428	0.31	0.6035	0.57	0.5660	1.20	0.2688	2.60	0.1241
0.06	0.3631	0.32	0.6035	0.58	0.5562	1.25	0.2581	2.70	0.1195
0.07	0.3835	0.33	0.6035	0.60	0.5377	1.30	0.2482	2.80	0.1152
0.08	0.4038	0.34	0.6035	0.62	0.5203	1.35	0.2390	2.90	0.1112
0.09	0.4241	0.35	0.6035	0.64	0.5041	1.40	0.2304	3.00	0.1075
0.10	0.4445	0.36	0.6035	0.66	0.4888	1.45	0.2225	3.10	0.1041
0.11	0.4648	0.37	0.6035	0.68	0.4744	1.50	0.2151	3.20	0.1008
0.12	0.4852	0.38	0.6035	0.70	0.4609	1.55	0.2081	3.30	0.0978
0.13	0.5055	0.39	0.6035	0.72	0.4481	1.60	0.2016	3.40	0.0949
0.14	0.5258	0.40	0.6035	0.74	0.4359	1.65	0.1955	3.50	0.0922
0.15	0.5462	0.41	0.6035	0.76	0.4245	1.70	0.1898	3.60	0.0896
0.16	0.5665	0.42	0.6035	0.78	0.4136	1.75	0.1843	3.70	0.0872
0.17	0.5869	0.43	0.6035	0.80	0.4032	1.80	0.1792	3.80	0.0849
0.18	0.6035	0.44	0.6035	0.82	0.3934	1.85	0.1744	3.90	0.0827
0.19	0.6035	0.45	0.6035	0.84	0.3840	1.90	0.1698	4.00	0.0806
0.20	0.6035	0.46	0.6035	0.86	0.3751	1.95	0.1654		
0.21	0.6035	0.47	0.6035	0.88	0.3666	2.00	0.1613		
0.22	0.6035	0.48	0.6035	0.90	0.3584	2.05	0.1574		
0.23	0.6035	0.49	0.6035	0.92	0.3506	2.10	0.1536		
0.24	0.6035	0.50	0.6035	0.94	0.3432	2.15	0.1500		
0.25	0.6035	0.51	0.6035	0.96	0.3360	2.20	0.1466		



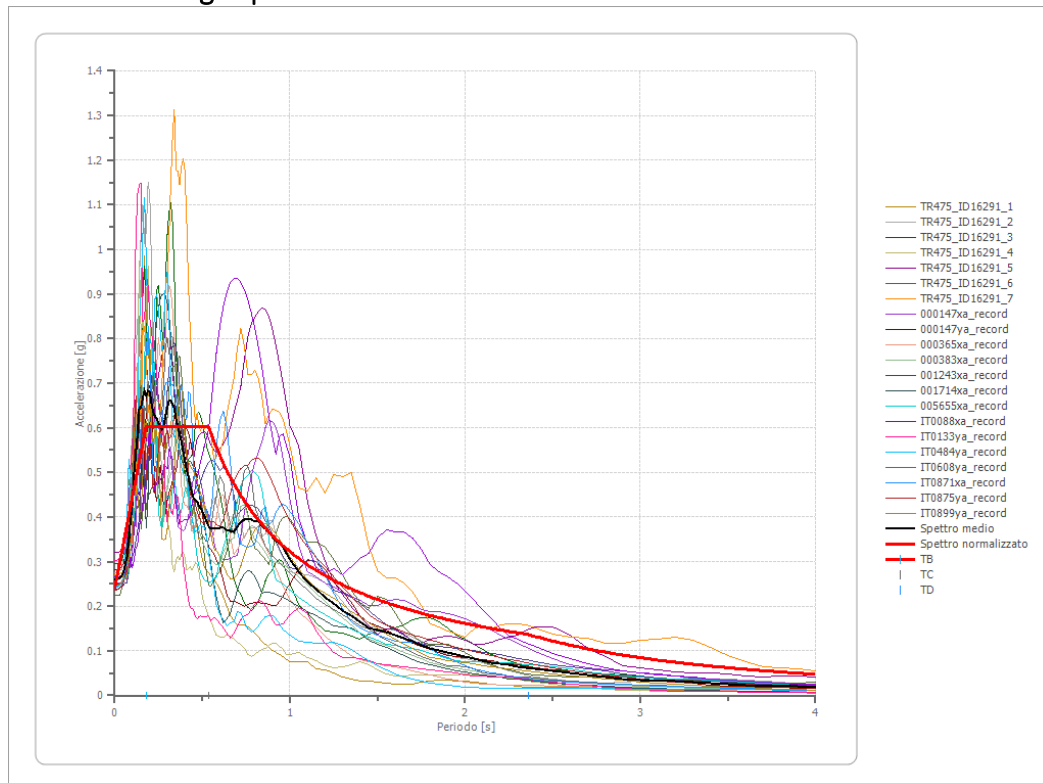


#### Parametri spettro normalizzato:

PGA- Ag [g]	F0	Tc*	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]	Il valore di S (già compreso in PGA- Ag) è pari a:
<b>0.241</b>	2.504	--	0.178	0.535	2.360	0.241	0.604	1.269

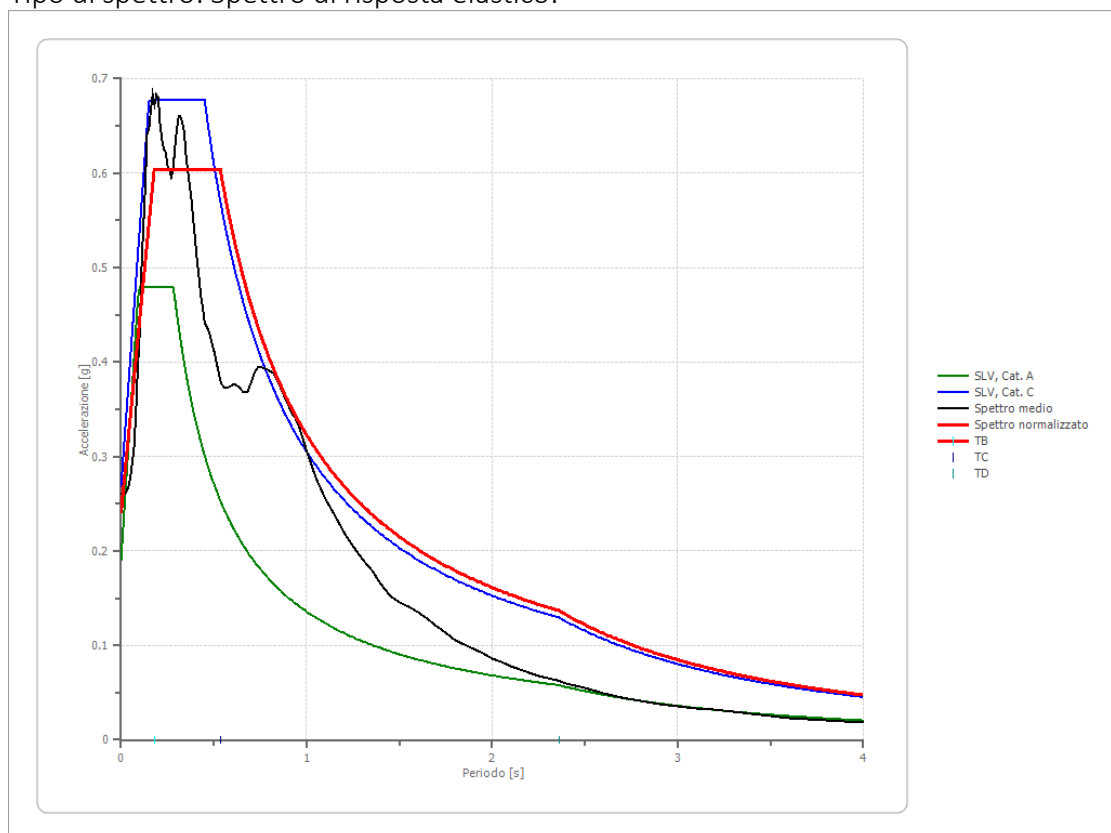


### Confronto tra gli spettri:



### Confronto spettro normativa:

Tipo di spettro: Spettro di risposta elastico:



Si potrà constatare come lo Spettro relativo alla Categoria Sismica **C** ("Approccio Semplificato" da Tab. 3.2.II del DM/NTC) sia leggermente penalizzante per l'area in esame.



Per quanto riguarda la categoria del suolo di fondazione, secondo la nuova normativa di legge, si inserisce tale suolo nella categoria "C" "depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina consistenti in spessori superiori a 30 metri caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche aventi una  $V_{s30}$  compresa tra 180 m/s e 360 m/s".

Questo valore si è ottenuto dall'indagine ha messo in evidenza una  $V_{s30}$  equivalente di 195 m/sec

### PARAMETRI SISMICI CLASSE D'USO 3

**Stati limite**

Stato Limite	$T_r$ [anni]	$A_g$ [g]	$F_0$	$T_c$ [s]
Operatività (SLO)	45	0.057	2.476	0.275
Danno (SLD)	75	0.072	2.465	0.284
<b>Salvaguardia vita (SLV)</b>	<b>712</b>	<b>0.190</b>	<b>2.521</b>	<b>0.283</b>
Prevenzione collasso (SLC)	1462	0.249	2.468	0.292
Periodo di riferimento per l'azione sismica	75			

**Coefficienti sismici**

Tipo: Stabilità dei pendii e fondazioni

☐ Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m): 1     $U_s$  (m): 0.1

Cat. Sottosuolo: C

Cat. Topografica: T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
<b>SS Amplificazione stratigrafica</b>	<b>1.50</b>	<b>1.50</b>	<b>1.41</b>	<b>1.33</b>
CC Coeff. funz. categoria	1.61	1.59	1.58	1.58
ST Amplificazione topografica	1.00	1.00	1.00	1.00

☐ Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]: 0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
$k_h$	0.017	0.022	0.064	0.093
$k_v$	0.009	0.011	0.032	0.046
$A_{max}$ [m/s²]	0.836	1.056	2.625	3.242
Beta	0.200	0.200	0.240	0.280

$$A_{max} = a_g * s_s = 0.190 * 1.41 = 0.27 \text{ DA NTC}$$

$$A_{max} = a_g * s_s = 0.190 * 1.27 = 0.24 \text{ DA RSL}$$



## 9 STIMA DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

Per liquefazione di un terreno si intende il quasi totale annullamento della sua resistenza al taglio con l'assunzione del comportamento meccanico caratteristico dei liquidi. Il fenomeno della liquefazione si può manifestare preferibilmente in depositi sciolti non coesivi posti sotto falda, in seguito ad eventi che producano un forte aumento della pressione interstiziale dell'acqua. Durante un terremoto il terreno può essere visto come sottoposto da una serie di cicli di carico variabili in intensità e numero in funzione della magnitudo del sisma stesso. In terremoti di elevata magnitudo è sufficiente un numero ridotto di cicli di carico per produrre la liquefazione del deposito, poiché ad ogni ciclo è associata una sollecitazione dinamica di maggiore intensità. In terremoti di minore magnitudo lo stesso effetto lo si ottiene con un numero superiore di cicli di carico. In definitiva, un'elevata magnitudo del sisma e una lunga durata dello stesso rendono più probabile l'iniziarsi della liquefazione in un deposito a prevalenza sabbiosa. Dall'analisi dei fattori che predispongono un terreno alla liquefazione, tra i quali la granulometria, la profondità del livello potenzialmente liquefacibile, il grado di addensamento dei depositi, in linea generale si possono ritenere potenzialmente liquefacibili quei depositi sciolti costituiti da sabbie da fini a medie con contenuto in fine variabile dallo 0 al 25%, si trovano sotto falda, sono da poco a mediamente addensati e si trovano a profondità relativamente basse (di solito inferiori a 15 metri). Per la presenza di depositi granulari/incoerenti con spessori  $> 1,00$  m e saturi d'acqua, si ritiene necessario eseguire la verifica a liquefazione.

Come indicato nelle delibere regionali, tra i metodi semplificati sono raccomandati quelli basati su prove CPTU e tra questi in particolare il metodo di Robertson.

Per il presente studio sono state quindi realizzate le verifiche della propensione alla liquefazione e dei cedimenti potenziali indotti da sisma sulle verticali delle recenti prove penetrometriche statiche CPTU eseguite. Per i calcoli è stato utilizzato il programma "Cliq 2.0" della Geologismiki Geotechnical Software, sviluppato in collaborazione con il Prof. Peter Robertson. L'algoritmo di calcolo utilizzato si basa sul metodo di Idriss & Boulanger, 2014. Le analisi eseguite seguono le procedure di riferimento dettate dall'NCEER. Lo stesso software esegue il calcolo dei cedimenti attesi secondo il metodo proposto da Zhang ed al. (2002), calcolando per tutti i livelli che hanno un fattore di sicurezza inferiore a 2. Il potenziale di liquefazione si ottiene eseguendo il calcolo del



fattore di sicurezza FSL, definito dal rapporto CRR su CSR. La metodologia utilizzata permette di esprimere la suscettibilità alla liquefazione del deposito attraverso il confronto tra le caratteristiche granulometriche e di addensamento del deposito, espresse dai valori della resistenza penetrometrica  $q_c$  normalizzati con lo sforzo tagliante indotto dal sisma (CRR e CSR). Il fattore di sicurezza alla liquefazione FSL è definito dal rapporto:

$FSL = CRR \cdot MSF / CSR$  (dove MSF è il coefficiente correttivo funzione della magnitudo del sisma). La liquefazione è in relazione al fattore di sicurezza nel seguente modo:

- $FS_L > 1,0$                       *liquefazione assente*
- $1,0 < FS_L < 1,25$               *liquefazione possibile*
- $FS_L < 1,00$                       *liquefazione molto probabile*

Secondo la normativa i livelli di sabbia presenti alle varie profondità potrebbero avere problematiche. E' necessario considerare che, secondo alcuni autori (Sherif-Ishibashi, 1978), occorre che i depositi siano costituiti da sabbie o sabbie limose con frazione fine inferiore al 25% che si trovino sotto il livello statico di falda e che siano sovrastati da livelli non liquefacibili con spessore inferiore a 3 metri. I valori dei fattori di sicurezza ottenuti dalle verifiche, comunque superiori all'unità, portano a concludere che i rischi in tal senso nell'area in esame si possono considerare estremamente ridotti.

Si segnala comunque che, nel caso specifico, alcuni livelli degli strati considerati presentano fattore di sicurezza inferiore a 1, e quindi inferiore al fattore di sicurezza e potenzialmente liquefacibili, anche se di spessore limitato. Pertanto, per maggiore dettaglio, si è proceduto alla Valutazione dell'indice del potenziale di liquefazione  $I_L$ , secondo quanto riportato nell'Allegato A3 della DAL 112/2007, e in seguito modificato dalla DGR 2193/2015.

Il rischio di liquefazione in base ai valori di tale indice risulta essere:

$I_L$  secondo l'Allegato A3 della DAL 112/2007:

$0 < I_L \leq 5 \rightarrow$  RISCHIO DI LIQUEFAZIONE "BASSO"

$5 < I_L \leq 15 \rightarrow$  RISCHIO DI LIQUEFAZIONE "ELEVATO"

$I_L > 15 \rightarrow$  RISCHIO DI LIQUEFAZIONE "ESTREMAMENTE ELEVATO"



$I_L$  secondo l'Allegato A3 della DGR 2193/2015:

$I_L =$  → NON LIQUEFACIBILE ( $F_l > 1$ )

$0 < I_L \leq 2$  → RISCHIO DI LIQUEFAZIONE "BASSO"

$2 < I_L \leq 5$  → RISCHIO DI LIQUEFAZIONE "MODERATO"

$5 < I_L \leq 15$  → RISCHIO DI LIQUEFAZIONE "ALTO"

$I_L > 15$  → RISCHIO DI LIQUEFAZIONE "MOLTO ALTO"

L'indice del potenziale di liquefazione,  $I_L$  è definito dalla seguente relazione:

$$I_L = \int_0^{20} F(z)w(z)dz$$

in cui  $z$  è la profondità dal piano campagna in metri e  $w(z) = 10 - 0.5z$ ; ad una data quota  $z$  il fattore  $F(z) = F$  vale:

$F = 1 - F_L$  se  $F_L \leq 1.0$

$F = 0$  se  $F_L > 1.0$

dove  $F_L$  è il fattore di sicurezza alla liquefazione alla quota considerata.

Per il calcolo dell'indice del potenziale di liquefazione  $I_L$  si sono effettuate le verifiche in tutte e 8 le prove effettuate ottenendo i seguenti risultati:

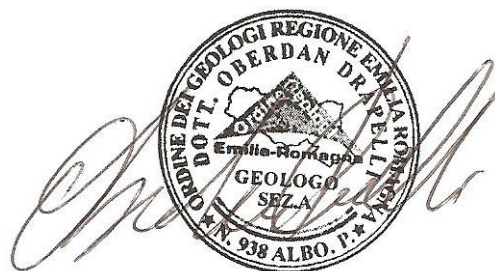
I dati di input sono i seguenti: AUTORE NCERR (1998) ROBERTSON (2009)

**FALDA = 2.00 m  $a_{max} = 0.24$  M = 6.14**

**IPL1 = 1.38**

**IPL2 = 2.91**

I risultati hanno dato un risultato soddisfacente sia se si utilizzasse lo spettro da normativa sia da RSL in quanto mediamente il pericolo di liquefazione risulta essere **Basso/Moderato**.





Dott. Geol. Marco Rolfini  
Consulenze Geologico Tecniche ed Ambientali  
Via Valle Sabbionchi 50, 44023 Lagosanto (FE)  
e-mail: [geologo.marcorolfini@gmail.com](mailto:geologo.marcorolfini@gmail.com)  
Tel: 340 4708522  
P.IVA: 01939920383; C.F. RLFMRC81H22C814Z

**Committente:** **GEOLOG SRL, via della Lirica 15,  
48124 Ravenna.**

**Cantiere:** **Comune di Ravenna via G.  
Carducci – Liceo Classico.**

**Progetto:** **Prospezione sismica tipo MASW  
mediante approccio HS<sup>®</sup>,  
esecuzione di una misura di  
rumore sismico HVSR.**



## INDICE

1.	INTRODUZIONE .....	3
1.1	Descrizione del sito in esame.....	5
2	RAPPORTI SPETTRALI H/V .....	6
3.	ANALISI CONGIUNTA HOLISURFACE®.....	9



## 1. INTRODUZIONE

Date le caratteristiche dell'area e in accordo con la committenza è stato sviluppato un programma di indagine finalizzato alla modellizzazione geologico-sismica sito specifica, articolato come di seguito indicato:

- ✓ Esecuzione di una prospezione sismica di superficie tipo M.A.S.W. mediante approccio HS®, al fine di identificare il profilo della velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ) nel sito.
- ✓ Una misura di rumore sismico tipo HVSR a stazione singola della durata di 30 minuti, al fine di identificare la frequenza fondamentale del sito e fornire informazioni circa la sequenza sismostratigrafica locale.

Al fine di caratterizzare il sito oggetto di indagine dal punto di vista sismico, è stata eseguita una ricostruzione del profilo della velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ), attraverso un unico geofono a tre componenti di tipo attivo, mediante metodologia HoliSurface®.

Gli spettri di *velocità di gruppo* dell'onda di Rayleigh sono stati definiti tramite l'approccio HoliSurface® (multicanale, multicomponente e singolo offset) un'evoluzione del metodo Multiple Filter Analysis (MFA, Dziewonsky et al., 1969) e Frequency – Time Analysis (FTAN, Natale et al., 2004), considerando un'acquisizione attiva con offset pari a 50 m. Tali metodi sono fondamentalmente molto simili e in sismologia sono da sempre il metodo più classico possibile per analizzare la dispersione delle onde di superficie. Considerando il lato pratico della trattazione matematica ("considerando la velocità di gruppo come la derivata prima della velocità di fase"), la velocità di gruppo viene determinata dal semplice rapporto tra spazio e tempo di arrivo dell'onda (frequenza per frequenza). Nel dettaglio si tratta di definire frequenza per frequenza il tempo impiegato dal segnale prodotto dalla sorgente (Martellata) per raggiungere il geofono posto ad una certa distanza, in modo tale da avere una misura assoluta (e non relativa) del tempo. Se per la velocità di fase non è strettamente rilevante conoscere il momento esatto dell'energizzazione (la velocità di fase è di fatto una pendenza, quindi non necessita della conoscenza del tempo zero), per la velocità di gruppo è fondamentale che il tempo zero (spesso definito dai sismologi *tempo di origine*) sia esattamente coincidente all'energizzazione, come nella sismica a rifrazione e/o riflessione.

Nella sua implementazione automatica, l'approccio HS è costituito dalle seguenti fasi:

- Calcolo delle tracce sintetiche delle componenti considerate, come le componenti verticale e radiale delle onde di Rayleigh (ZVF e RVF) e/o le onde di Love (THF).
- Determinazione degli spettri di velocità di gruppo delle tracce sintetiche calcolate.

I dati così ottenuti sono stati analizzati, modellati e invertiti in modo congiunto alla curva HVSR misurata in prossimità del profilo di acquisizione (Dal Moro, 2010; 2011; 2014; 2017; 2018).



Le acquisizioni sono state eseguite utilizzando un geofono triassiale modello “GS ONE LF” Geospace Technologies, cioè una terna *calibrata* con geofoni da 4,5Hz (frequenza propria), collegato ad un sismografo Pasi a 24 Bit e 24 canali modello” GEA 24”. Date le complesse caratteristiche logistiche del sito l’offset impiegato nelle prospezioni è stato pari a 50 m, utilizzando come sorgente una mazza dal peso di 8 Kg impiegata per generare una forza verticale (VF) e implementando uno stack verticale pari a 45. Successivamente, i dati acquisiti sono stati analizzati attraverso il software *HoliSurface* (*Eliosoft*). Le procedure adottate risultano in accordo a quanto prescritto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (DM 17 gennaio 2018).

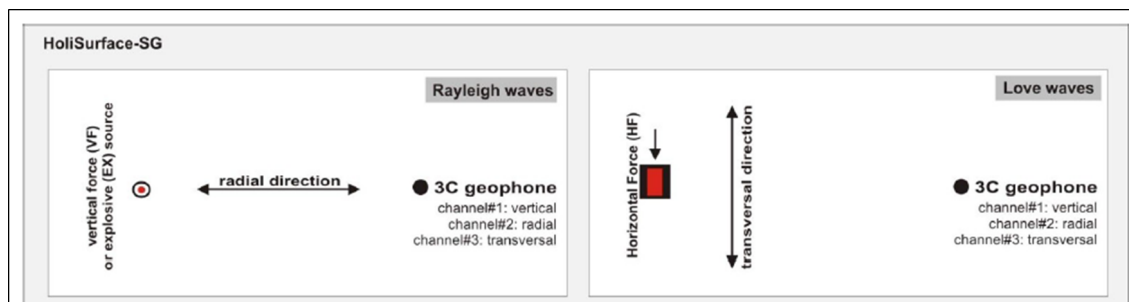


Figura 5.3: schema acquisizione dati.

Nell’ambito dell’indagine è stata eseguita una misura di rumore sismico, gli spettri di ciascuna delle 3 componenti spaziali ortogonali sono stati ricavati dall’analisi di Fourier del rumore sismico ambientale (microtremori), attraverso i quali è stato possibile calcolare il rapporto spettrale HVSR.

A titolo di approfondimento si rammenta come la frequenza fondamentale di un sito rappresenta un parametro fondamentale per il corretto dimensionamento degli edifici in termini di risposta sismica locale in quanto si dovrà cercare di progettarli con una frequenza di vibrazione diversa da quella/e di sito per evitare effetti di doppia risonanza. Un metodo per stimare tale frequenza è quello di determinare l’HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) secondo la tecnica inizialmente sviluppata da Nakamura. Tale tecnica si basa sul calcolo dei rapporti spettrali tra la componente orizzontale e quella verticale del segnale registrato (rapporto H/V), consentendo di identificare gli spettri e le relative frequenze del terreno e fornire informazioni circa la sequenza sismostratigrafica locale, nell’ipotesi che lo spettro della componente verticale simuli quello di un rumore “bianco”. Utilizzando un sistema di acquisizione composto da un sensore a tre componenti (verticale, Est-Ovest e Nord-Sud) e da un convertitore analogico digitale (sismografo), si registrano finestre di rumore ambientale dalle quali è possibile elaborare i rapporti H/V. Tali rapporti presentano un comportamento differente a seconda del sito considerato, l’esatto valore della frequenza fondamentale (o di risonanza) dipende da alcune caratteristiche dei litotipi di indagine, tra le più importanti si ricordano lo spessore delle coltri di copertura, caratterizzate da differenti parametri meccanici e sismici che definiscono il contrasto



di impedenza tra litotipi. Infatti, ciascuna sorgente genera un treno d'onde che raggiunge il punto di misura con caratteristiche che dipendono dall'entità delle sollecitazioni nelle componenti orizzontali e verticali del moto e dalle modalità di propagazione fra la sorgente e il sito, in funzione dei fenomeni di riflessione, rifrazione e diffrazione che hanno luogo in corrispondenza delle variazioni stratigrafiche nel sottosuolo. In genere, nel campo di rumore ambientale, saranno presenti sia onde di volume (P e VSH in quantità variabili) che onde superficiali (Love e Rayleigh).

### 1.1 Descrizione del sito in esame

Il sito in oggetto è localizzato nella porzione centro orientale del territorio urbano di Ravenna in via G. Carducci, di seguito si riportano le coordinate del sito riferite ad un punto centrale (WGS 84):

Latitudine: 44° 25' 06" N

Longitudine: 12° 12' 17" E

Nell'immagine seguente si riporta identificazione del sito su immagine orto fotografica.



Figura 1.1: orto-foto satellitare con identificazione area di indagine e traccia stendimento simico (Immagine da Google Earth).



## 2 RAPPORTI SPETTRALI H/V

Allo scopo di migliorare la definizione del profilo verticale Vs nelle porzioni più profonde, è stata eseguita una misura di microtremori, utile a definire il rapporto H/V. Il computo della direttività relativa alla misura è mostrato nella Figura 2.1, dove si può notare come nell'intervallo compreso tra 0,7 ÷ 0,8 Hz circa, siano presenti i valori massimi del rapporto HVSR con valori prossimi a 2,5. Si può notare inoltre come la misura sia caratterizzata da una direzionalità limitata nell'intervallo di frequenze considerato.

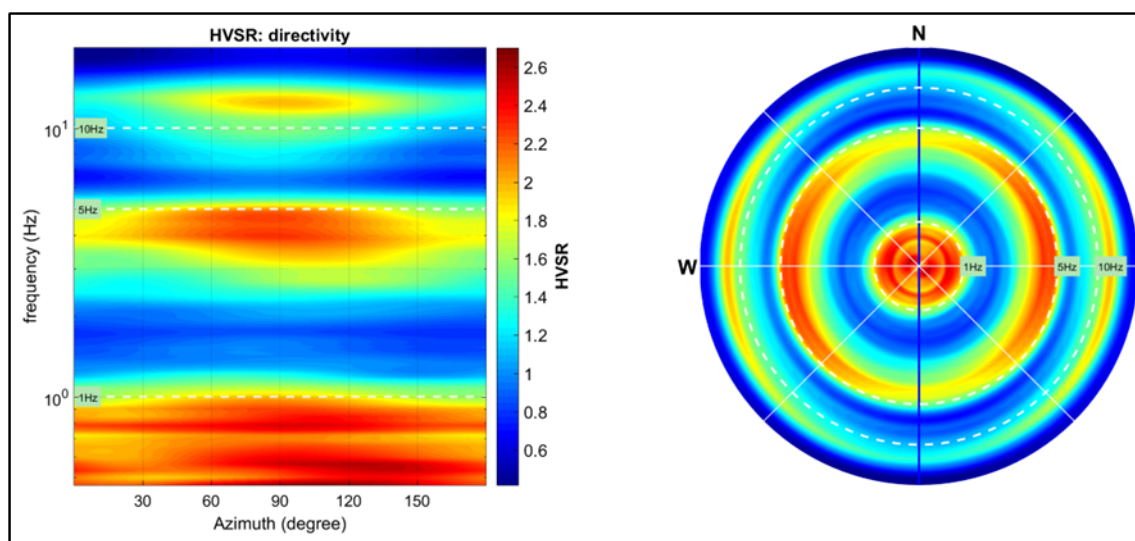


Figura 2.1: computo della direttività relativa alla HVSR.

La curva HVSR e gli spettri medi delle tre componenti (NS, EW e verticale) riportate in Figura 2.2, sono state ottenute attraverso l'analisi delle registrazioni acquisite ad una frequenza di 250 Hz e successivamente decimate a 64 Hz, considerando una finestra di larghezza pari a 20 secondi, liscio spettrale (smoothing) attraverso finestra triangolare avente ampiezza pari al 10 % della frequenza centrale e rimozione dei transienti sulla serie temporale H/V. L'analisi della curva HVSR mette in evidenza come il valore massimo del rapporto H/V risulta identificato alla frequenza di 0,8 Hz circa con valori prossimi a 2,5 con tutta probabilità tale fenomeno è legato alla potente coltre alluvionale che sovrasta i depositi molto profondi contraddistinti da un maggiore contrasto di impedenza.

Nel dettaglio il computo dei criteri SESAME (che definiscono la robustezza statistica della curva HVSR) relativi al valore massimo della curva HVSR identificato alla frequenza di 0,8 Hz circa e riferiti all'intervallo di frequenze comprese tra 0,5 ÷ 20 Hz sono riportati di seguito.



### HVSR Criteri SESAME (Peak 0,8Hz)

In the following the results considering the data in the 0.5-20Hz frequency range.

Peak frequency (Hz): 0.8 ( $\pm 0.5$ )

Peak HVSR value: 2.5 ( $\pm 0.4$ )

=== Criteria for a reliable H/V curve =====

#1. [ $f_0 > 10/Lw$ ]:  $1.3 > 0.5$  (OK)

#2. [ $nc > 200$ ]:  $2026 > 200$  (OK)

#3. [ $f_0 > 0.5\text{Hz}$ ;  $\sigma_A(f) < 2$  for  $0.5f_0 < f < 2f_0$ ] (OK)

=== Criteria for a clear H/V peak =====

#1. [exists  $f_-$  in the range [ $f_0/4, f_0$ ] |  $AH/V(f_-) < A_0/2$ ]: (OK)

#2. [exists  $f_+$  in the range [ $f_0, 4f_0$ ] |  $AH/V(f_+) < A_0/2$ ]: yes, at frequency 3.0Hz (OK)

#3. [ $A_0 > 2$ ]:  $2.5 > 2$  (OK)

#4. [ $f_{\text{peak}}[Ah/v(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$ ]: (NO)

#5. [ $\sigma_{\text{maf}} < \epsilon(f_0)$ ]:  $0.502 > 0.125$  (NO)

#6. [ $\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$ ]:  $0.323 < 1.78$  (OK)

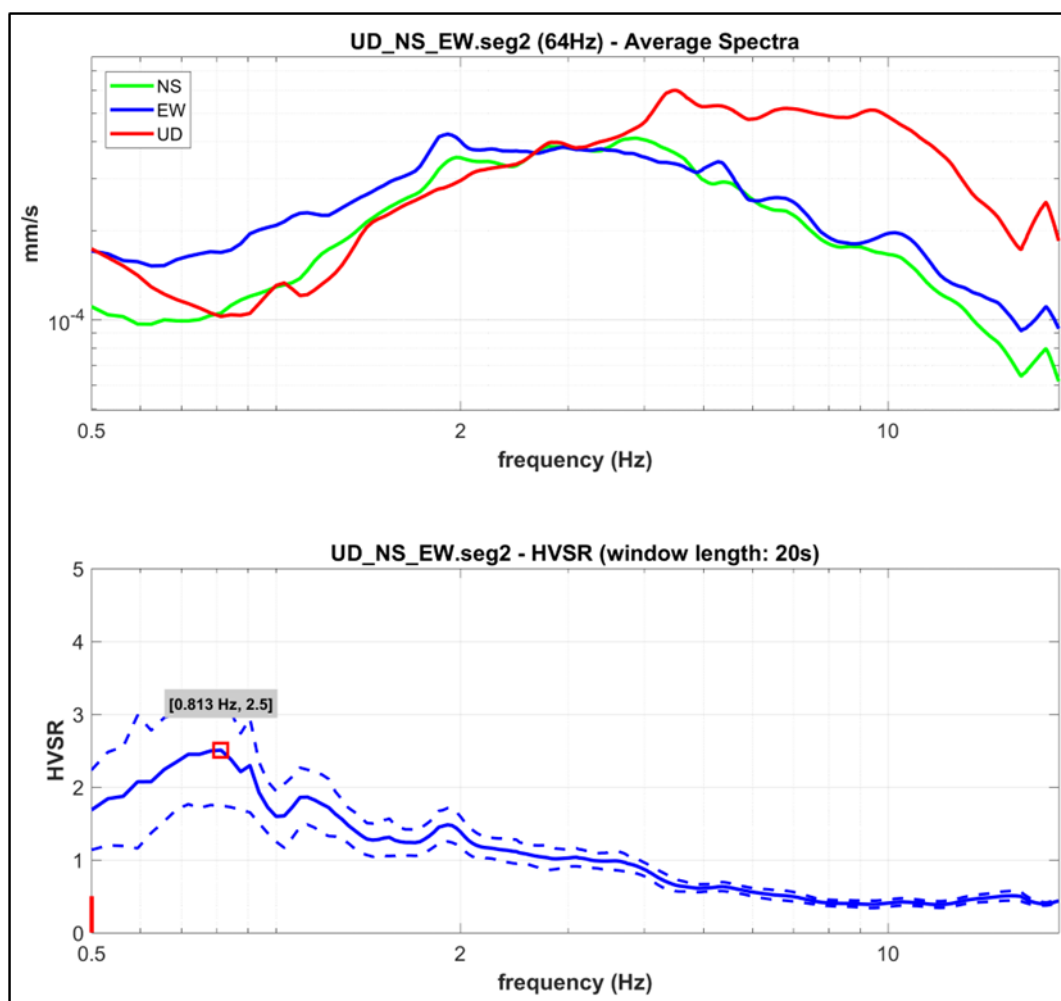


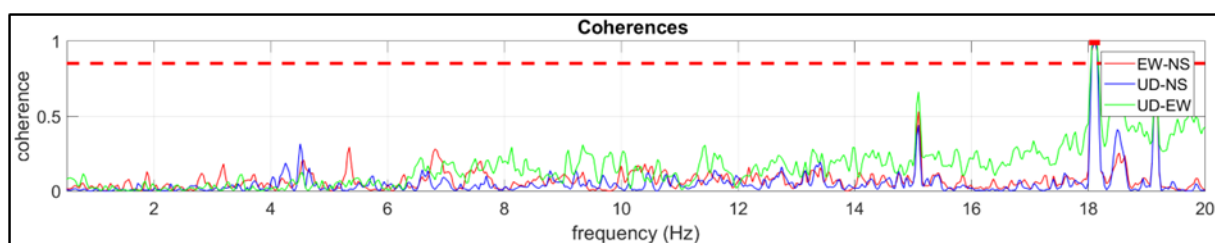
Figura 2.2: curva HVSR e spettri medi d'ampiezza delle singole componenti.



Sebbene dal punto di vista formale non siano soddisfatti i 5 criteri su 6 (suggeriti dai criteri SESAME), è comunque utile indicare come i valori massimi del rapporto HVSR risultino prossimi a 0,8 Hz circa. Occorre precisare come valori del rapporto H/V compresi tra 1 ÷ 3 rappresentano contrasti significativi sul piano sismologico, ma meno importanti dal punto di vista degli effetti sito specifici attesi (contrasto basso).

In conclusione, si rammenta come “l’ampiezza del massimo H/V non è correlabile all’amplificazione sismica in modo “semplice” (Mulargia, et al., 2007) e non costituisce, pertanto, una indicazione diretta della pericolosità connessa a ciascuna frequenza.

In relazione all’andamento della curva HVSR misurata, la figura 2.3 mostra in dettaglio il computo della funzione di coerenza sulle tre componenti acquisite, tale funzione è esprimibile (“semplificando”) come indice della bontà dell’andamento della curva HVSR nell’intervallo di frequenze considerato, soprattutto in riferimento a possibili segnali (rumore) di origine antropica.



*Figura 2.3: computo della funzione coerenza dei segnali acquisiti.*



### 3. ANALISI CONGIUNTA HOLISURFACE®

#### MASW

La Figura 3.1 riporta le tracce sismiche acquisite in modalità attiva e utilizzate per l'analisi della dispersione della componente verticale (ZVF) e Radiale (RVF) dell'onda di Rayleigh, in basso gli spettri di potenza delle rispettive velocità di gruppo, mentre in alto a destra è riportata la curva HVSR misurata.

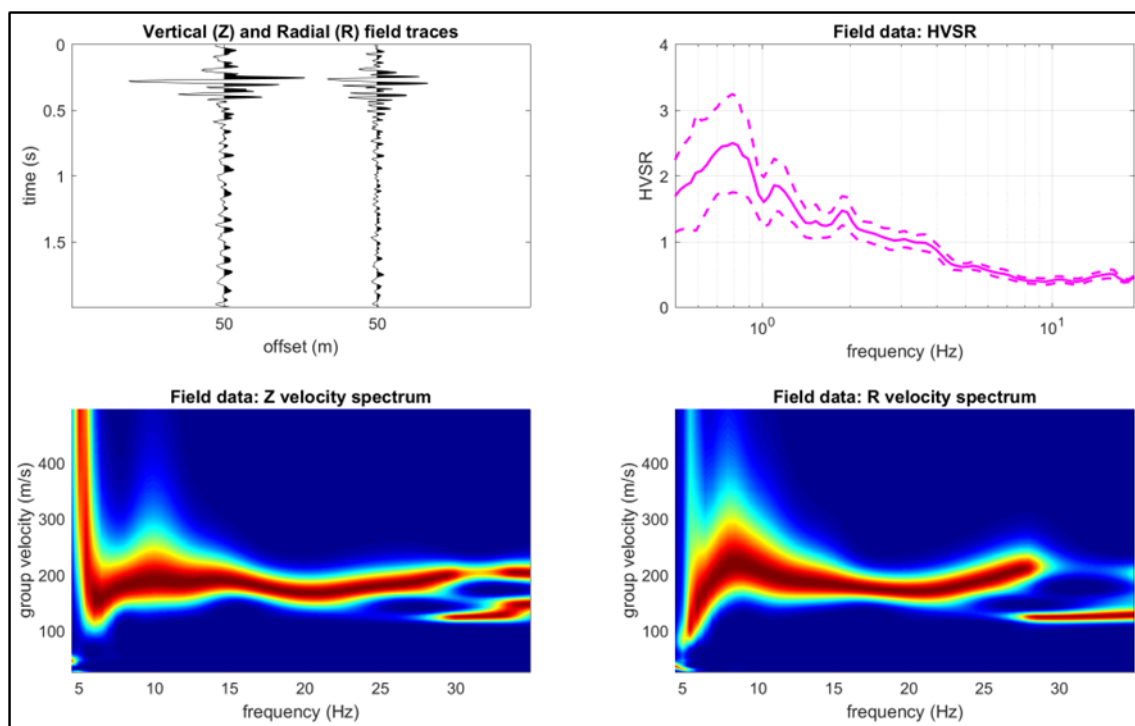


Figura 3.1: tracce sismiche componenti verticale e radiale onda di Rayleigh con relativi spettri di velocità di gruppo e curva HVSR osservata.

Di seguito si riporta il risultato dell'analisi e modellazione dei tre “oggetti” considerati: dispersione delle onde di Rayleigh – componenti verticale e radiale analizzate secondo la velocità di gruppo e curva HVSR.



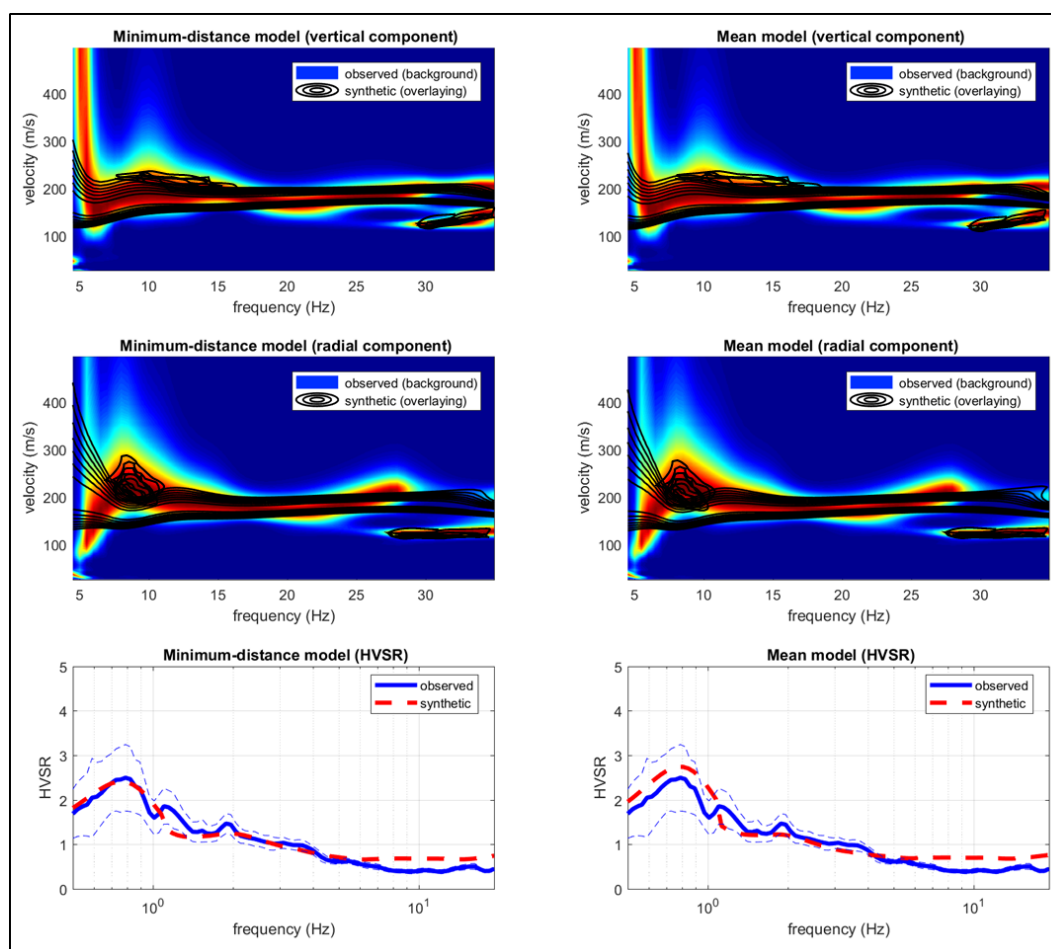


Figura 3.2: risultato analisi congiunta delle componenti ZVF, RVF e HVSF.

I colori in sottofondo rappresentano lo spettro di velocità di gruppo del dato di campagna (componenti ZVF e RVF), mentre le contour lines nere in sovrapposizione rappresentano lo spettro di velocità di gruppo del modello identificato (sintetico). La curva HVSF di colore blu rappresenta il dato osservato, mentre la curva con tratteggio rosso quella modellata.

Si è quindi proceduto all'inversione congiunta degli spettri di velocità e dell'HVSF attraverso due tipologie di modelli, quello a distanza minima dal punto utopico (minimum-distance model) e quello medio, determinato come media di tutti i modelli del fronte dell'algoritmo genetico Pareto (mean model). I risultati vengono riportati di seguito.

### Minimum-distance (from the utopia point) model

*Vs30 and VsE (m/s): 209.*

*Velocità onde s (m/s): 117, 191, 172, 202, 173, 165, 191, 255, 305, 366, 557.*

*Spessori (m): 0.3, 0.5, 1.6, 2.4, 0.9, 4.3, 5.2, 11.4, 18.0, 36.0, 66.0.*

*Seismic/Dynamic Shear modulus (MPa) (approximate values): 31, 67, 52, 95, 57, 47, 68, 119, 175, 131, 653, 982.*



## Mean model

*V<sub>s30</sub> and V<sub>sE</sub> (m/s): 214.*

*Velocità onde s (m/s): 108, 185, 172, 202, 161, 174, 199, 260, 302, 398, 534.*

*Spessori (m): 0.3, 0.4, 1.5, 2.2, 1.0, 4.2, 5.2, 11.2, 17.3, 34.6, 57.4.*

*Seismic/Dynamic Shear modulus (MPa) (approximate values): 25, 63, 53, 93, 48, 53, 73, 126, 172, 167, 598, 1032.*

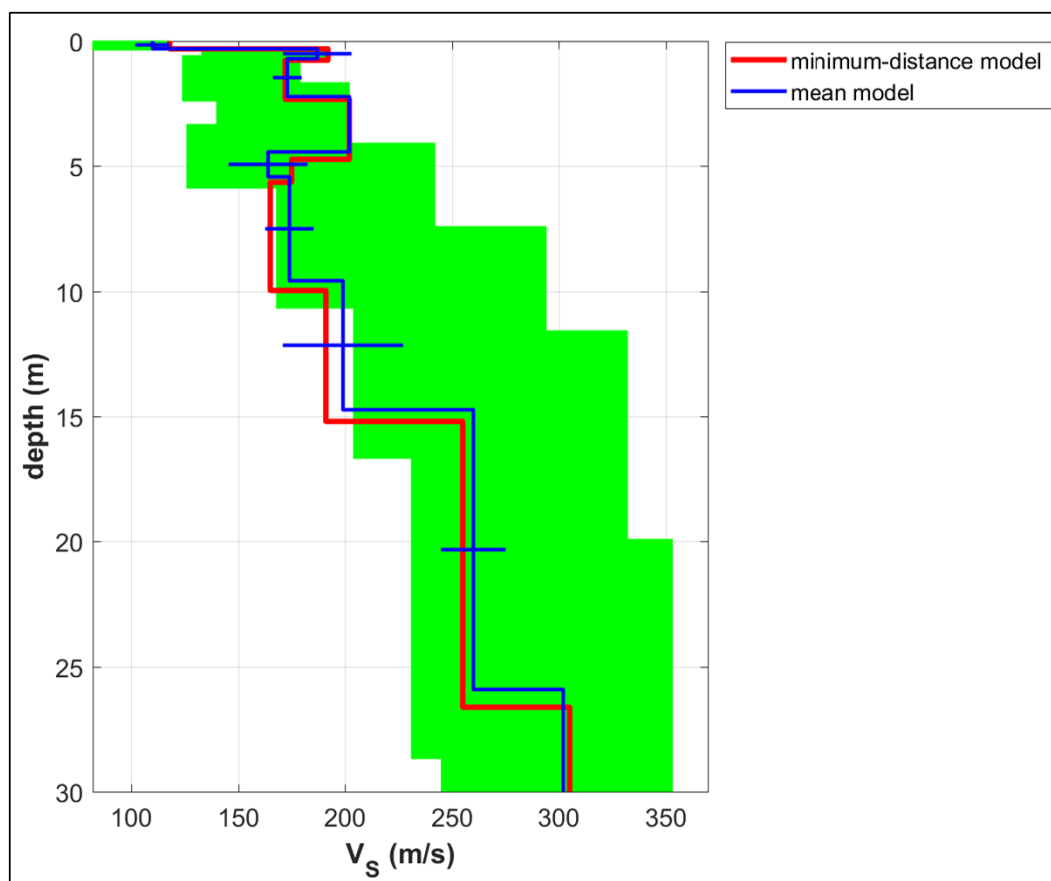


Figura 3.3: modellazione profilo Vs, ottenuto da analisi congiunta delle componenti ZVF, RVF e HVSR.

Dall'analisi del profilo di velocità, è stato possibile stimare il modello sismico del sito esaminato partendo dalla quota di piano campagna (1D).

Il modello sismico del sottosuolo è stato definito sulla base della variazione con la profondità della velocità delle onde di taglio Vs ricavate, attraverso le quali è stata quindi determinata la velocità equivalente delle onde di taglio (primi 30 m), definita dalla seguente espressione:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{V_{s_i}}}$$

dove:



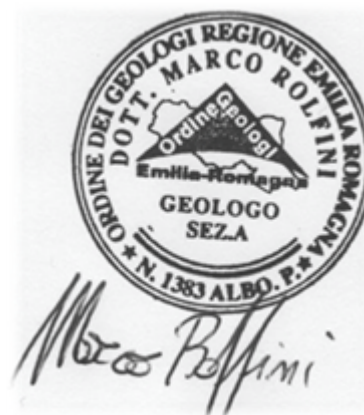
$h_i$  è lo spessore (in metri) dell' $i$ -esimo strato compreso nei primi 30 m di profondità  
 $V_i$  è la velocità delle onde di taglio nell' $i$ -esimo strato  
 $N$  è il numero di strati di terreni compresi nei primi 30 m di profondità.

Dai calcoli si ottiene una velocità equivalente  $V_{s_{eq}} = V_{s_{30}}$ :  $209 \div 214$  m/s.

In riferimento alla tabella 3.2.II (NTC 2018) – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato, il sito esaminato presenta un sottosuolo di **tipo C** ovvero: *“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s”.*

Lagosanto, 13 aprile 2023

dott. geol. Marco Rolfini





**Riferimenti bibliografici relativi ai metodi di calcolo utilizzati.**

Effective Active and Passive Seismics for the Characterization of Urban and Remote Areas: Four Channels for Seven Objective Functions (Dal Moro G., 2018). Pure and Applied Geophysics, in press

Improved Holistic Analysis of Rayleigh Waves for Single- and Multi-Offset Data: Joint Inversion of Rayleigh-wave Particle Motion and Vertical- and Radial-Component Velocity Spectra (Dal Moro G., Al-Arifi N., Moustafa S.R., 2017), Pure and Applied Geophysics, on-line: <https://link.springer.com/content/pdf/10.1007%2Fs00024-017-1694-8.pdf>

Single- and multi-component inversion of surface waves acquired by a single 3-component geophone: an illustrative case study (Dal Moro G. and Puzilli L.M.), Acta Geodyn. Geomater., 14, 4 (188), 431-444, online: [https://www.irms.cas.cz/materialy/acta\\_content/2017\\_doi/DalMoro\\_AGG\\_2017\\_0024.pdf](https://www.irms.cas.cz/materialy/acta_content/2017_doi/DalMoro_AGG_2017_0024.pdf)

Analysis of Rayleigh-Wave Particle Motion from Active Seismics (Dal Moro G., Al-Arifi N., Moustafa S.R., 2017) Bulletin of the Seismological Society of America (BSSA), 107, 51-62

Shear-wave velocity profiling according to three alternative approaches: a comparative case study (Dal Moro G., Keller L., Al-Arifi N., Moustafa S.R., 2016), Journal of Applied Geophysics, 134, 112y124

Four Geophones for seven possible objective functions: active and passive seismics for tricky areas (Dal Moro G.) Invited presentation and Extended Abstract for the Urban Geophysics workshop of the 22nd EAGE Near Surface Geoscience conference (4-8 September 2016 - Barcelona, Spain)

Less is more: from van der Rohe to the 4-channel system for the efficient and holistic acquisition and analysis of surface waves. An urban case study. (Dal Moro G., Moustafa S.R., Al-Arifi N., 2015). Proceedings of the GNGTS (Gruppo Nazionale Geofisica della Terra Solida - ogs.trieste.it) congress (17-19 November 2015 - Trieste, Italy)

Geophysikalische In-situ-Bestimmung der Eingangsparameter in die seismischen Standortanalysen am Beispiel des Ambassador House Opfikon (Keller L., Weber T., Dal Moro G., 2015). Proceedings of the 14th D-A-CH conference of the Swiss Society for Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Zurich, August 21-21, SIA D0255, ISBN 978-3-03732-060-0

A Comprehensive Seismic Characterization via Multi-Component Analysis of Active and Passive Data (Dal Moro G., Keller L., Poggi V., 2015), First Break, 33, 45-53

Efficient acquisition and holistic analysis of Rayleigh waves (Dal Moro G., Moustafa S.R., Al-Arifi N.), Proceedings of the Near-Surface EAGE 2015 congress (Turin - Italy) [having received a very high score from the reviewers, the work was invited to be published in Near Surface Geophysics]

Joint Inversion of Rayleigh-Wave Dispersion and HVSR of Lunar Seismic Data from the Apollo 14 and 16 sites (Dal Moro G., 2015), ICARUS, 254, 338-349.

Unconventional Optimized Surface Wave Acquisition and Analysis: Comparative Tests in a Perilagoon Area (Dal Moro G., Ponta R., Mauro R., 2015), Appl. Geophysics, 114, 158-167.

Surface Wave Analysis for Near Surface Applications (Dal Moro G., 2014), Elsevier, ISBN 978-0-12-800770-9, 252pp (theory, field practice and advanced joint analysis) [see in particular paragraphs 2.2, 7.2 and case studies #2, 6, 8, 12 and 14]

GHM method [building vibration modes].

Gaussian-filtered Horizontal Motion (GHM) plots of non-synchronous ambient microtremors for the identification of flexural and torsional modes of a building (Dal Moro G., Weber T., Keller L., 2018). Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 112, 243y255

Influenza della modellazione degli edifici sulla determinazione della loro vulnerabilità sismica (Sancin L., Dal Moro G., Amadio C., Romanelli F., Vaccari F., 2018). Atti convegno GNGTS 2018 (gngts.ogs.trieste.it).

Surface Wave Analysis for Near Surface Applications (Dal Moro G., 2014), Elsevier, ISBN 978-0-12-800770-9, 252pp (theory, field practice and advanced joint analysis) [see in particular paragraphs 2.2, 7.2 and case studies #2, 6, 8, 12 and 14].

Unconventional Optimized Surface Wave Acquisition and Analysis: Comparative Tests in a Perilagoon Area (Dal Moro G., Ponta R., Mauro R., 2015), Appl. Geophysics, 114, 158-167.

Efficient acquisition and holistic analysis of Rayleigh waves (Dal Moro G., Moustafa S.R., Al-Arifi N.), Proceedings of the Near-Surface EAGE 2015 congress (Turin - Italy) [having received a very high score from the reviewers, the work was invited to be published in Near Surface Geophysics].

A Comprehensive Seismic Characterization via Multi-Component Analysis of Active and Passive Data (Dal Moro G., Keller L., Poggi V., 2015), First Break, 33, 45-53.

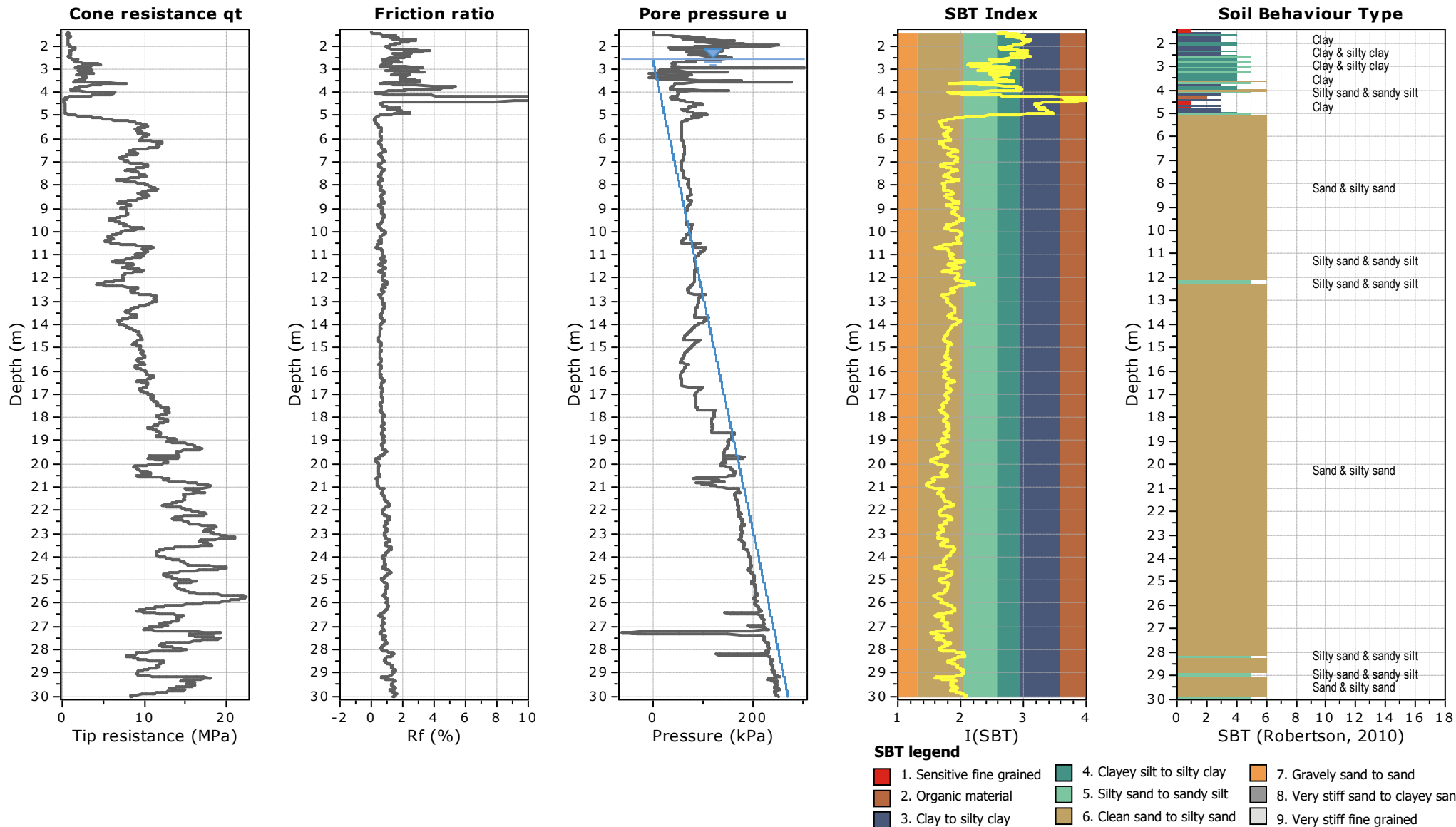
Four Geophones for seven possible objective functions: active and passive seismics for tricky areas (Dal Moro G.) Invited presentation and Extended Abstract for the Urban Geophysics workshop of the 22nd EAGE Near Surface Geoscience conference (4-8 September 2016 - Barcelona, Spain).

Analysis of Rayleigh-Wave Particle Motion from Active Seismics (Dal Moro G., Al-Arifi N., Moustafa S.R., 2017) Bulletin of the Seismological Society of America (BSSA), 107, 51-62.

Single- and multi-component inversion of surface waves acquired by a single 3-component geophone: an illustrative case study (Dal Moro G. and Puzilli L.M.), Acta Geodyn. Geomater., 14, 4 (188), 431-444, online: [https://www.irms.cas.cz/materialy/acta\\_content/2017\\_doi/DalMoro\\_AGG\\_2017\\_0024.pdf](https://www.irms.cas.cz/materialy/acta_content/2017_doi/DalMoro_AGG_2017_0024.pdf).

Improved Holistic Analysis of Rayleigh Waves for Single- and Multi-Offset Data: Joint Inversion of Rayleigh-wave Particle Motion and Vertical- and Radial-Component Velocity Spectra (Dal Moro G., Al-Arifi N., Moustafa S.R., 2017), Pure and Applied Geophysics, on-line: <https://link.springer.com/content/pdf/10.1007%2Fs00024-017-1694-8.pdf>.

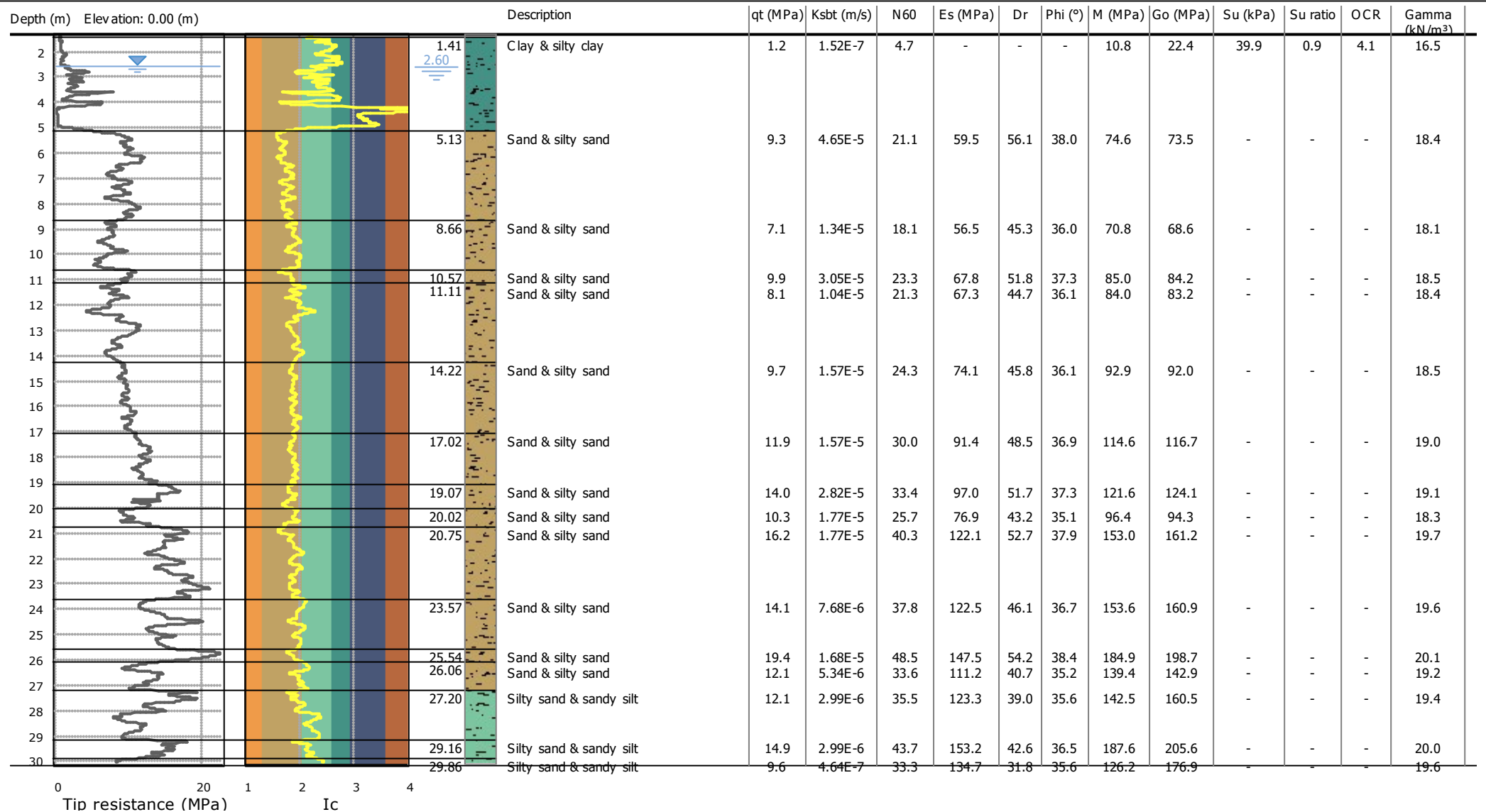




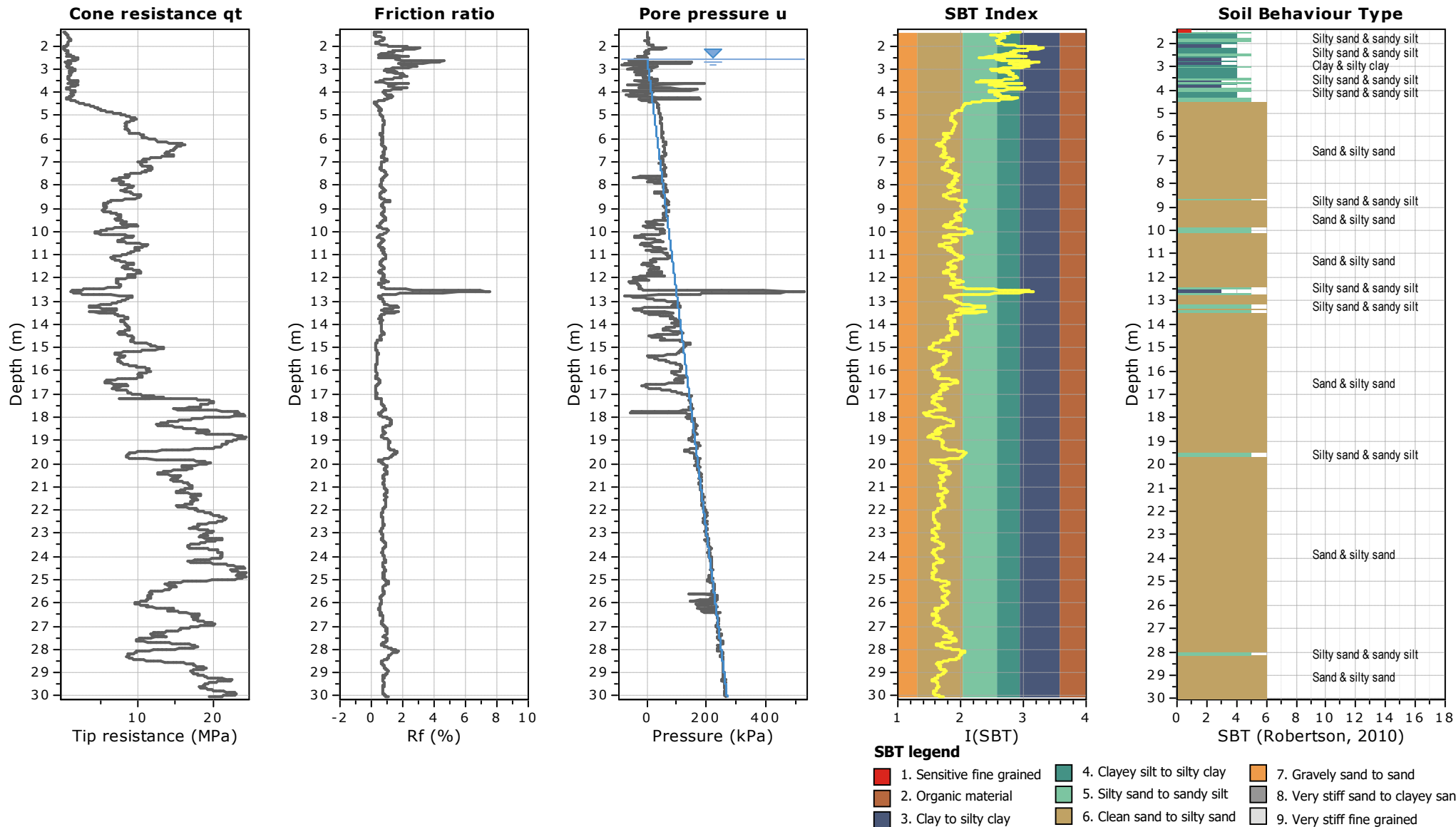


**Project: DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE PALESTRA LICEO**

**Location: RAVENNA VIA CARDUCCI**



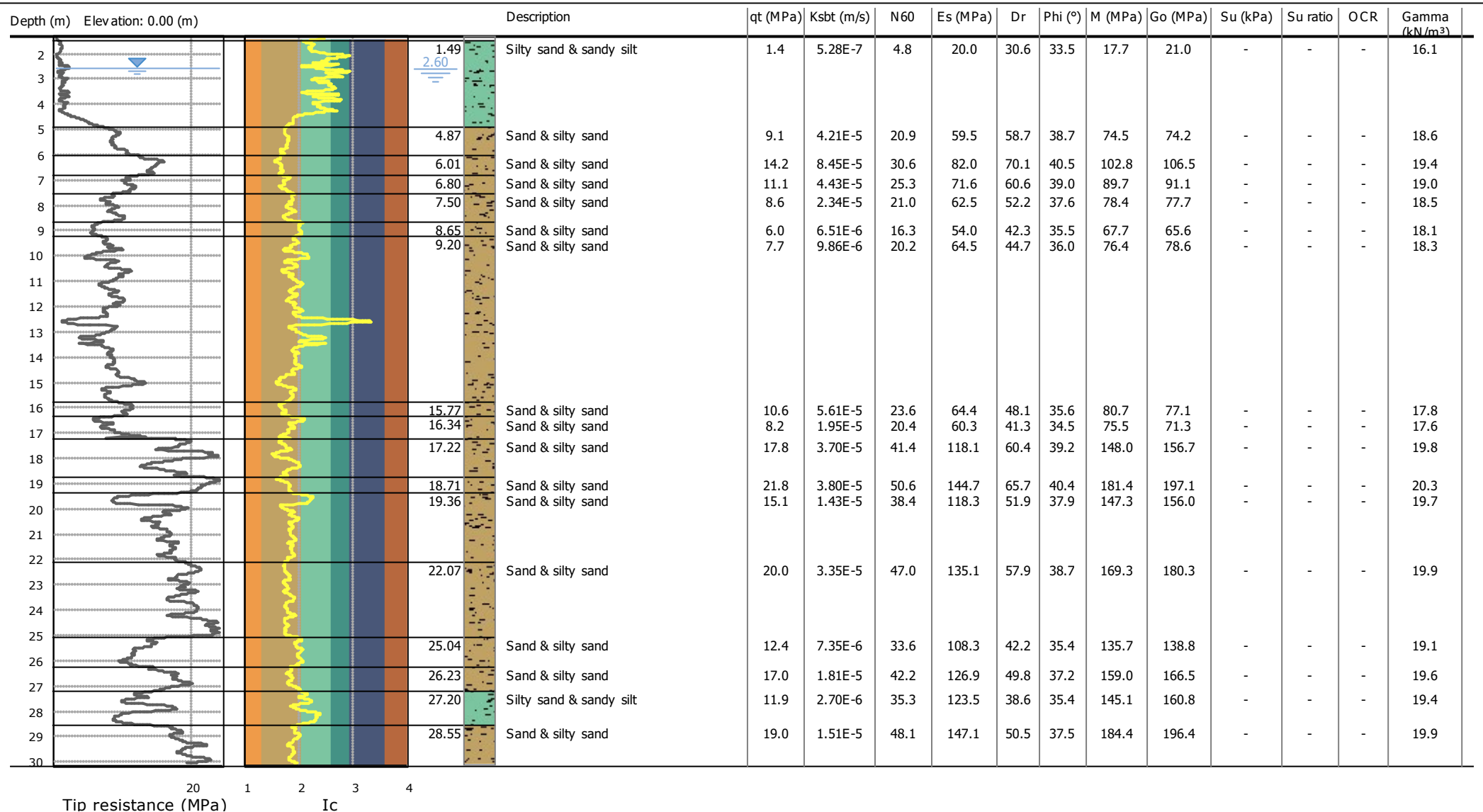






**Project: DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE PALESTRA LICEO**

**Location: RAVENNA VIA CARDUCCI**

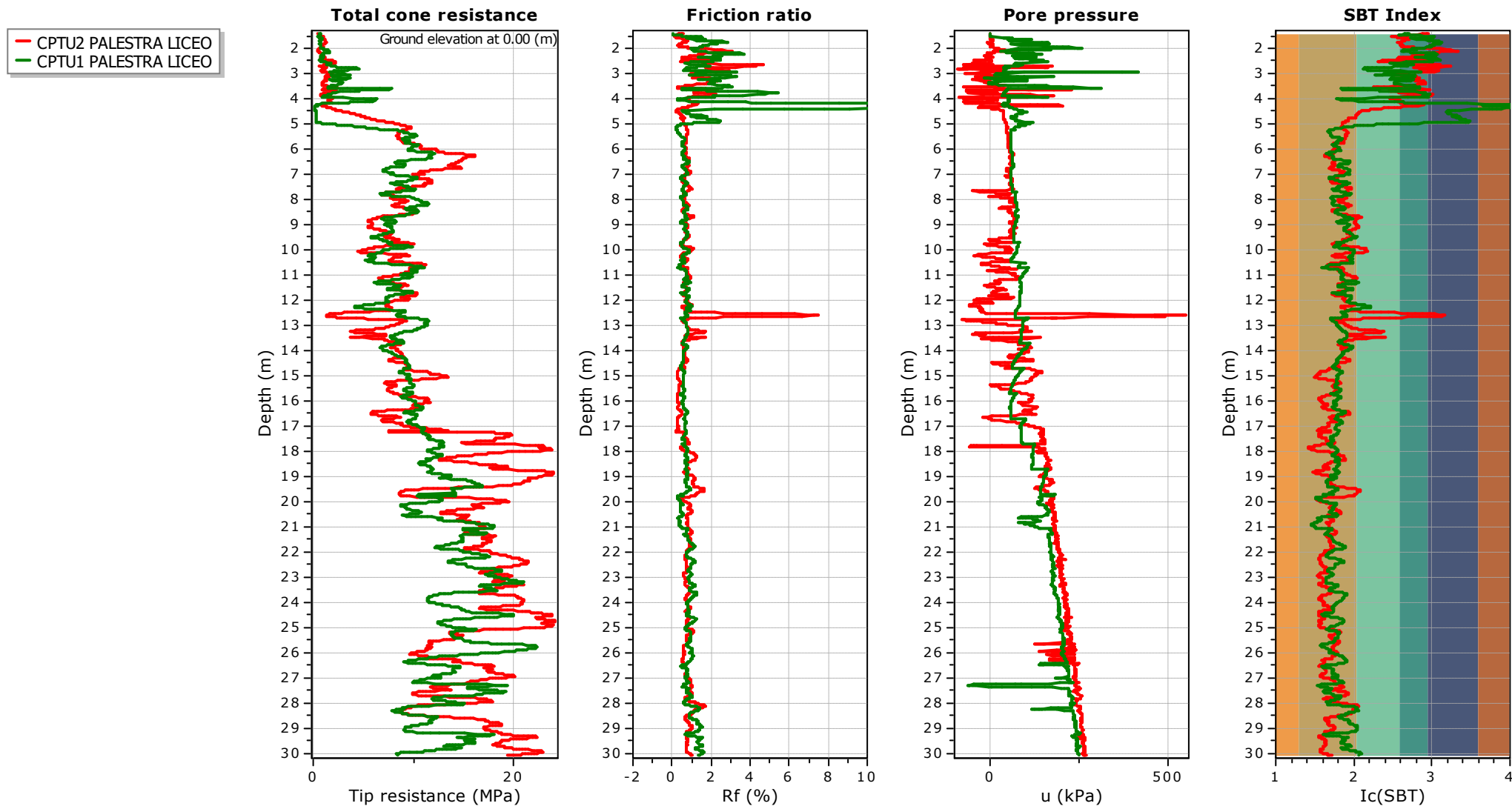




**Project: DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE PALESTRA LICEO**

**Location: RAVENNA VIA CARDUCCI**

### Overlay basic interpretation plots

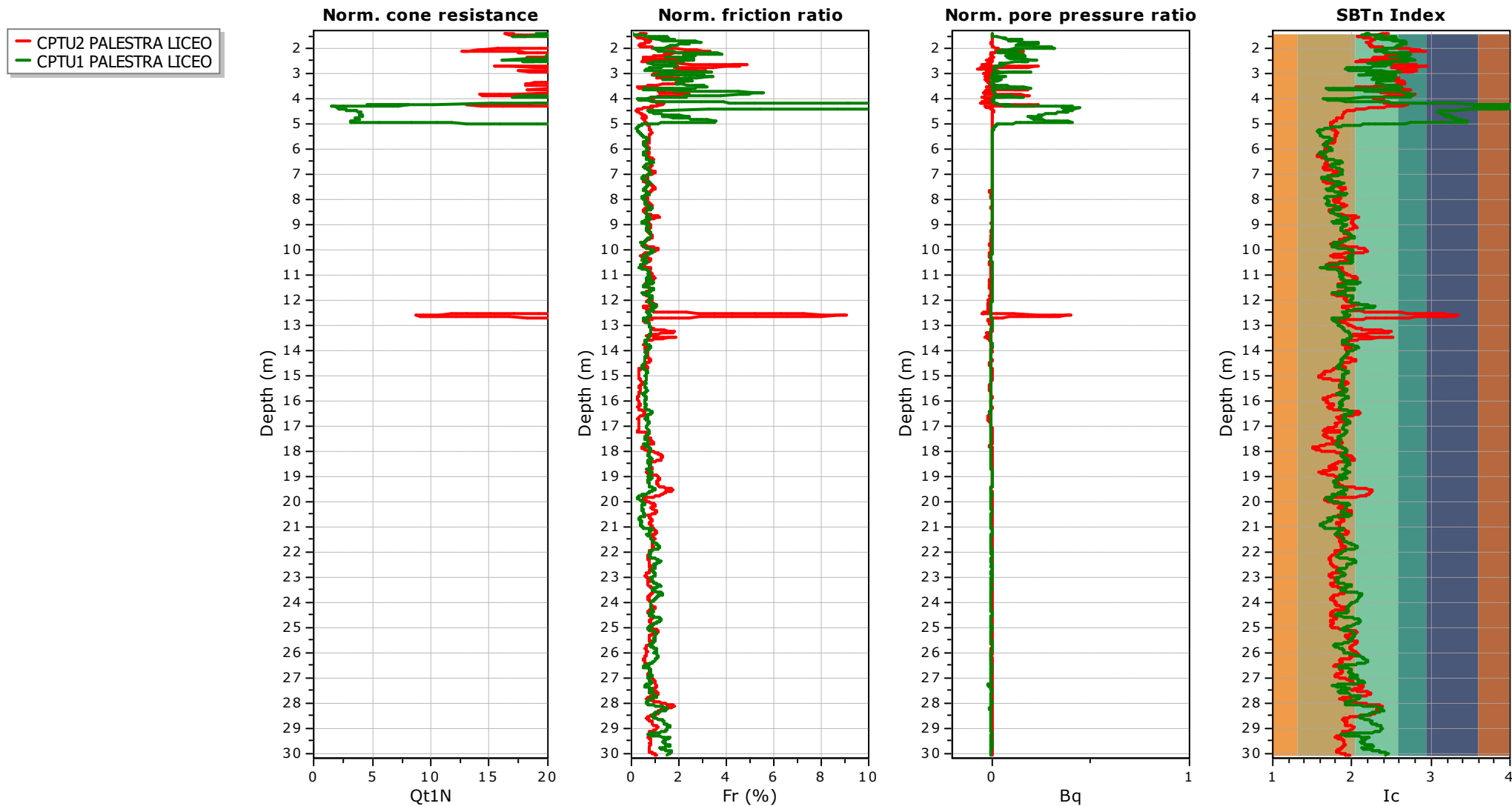




**Project: DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE PALESTRA LICEO**

**Location: RAVENNA VIA CARDUCCI**

### Normalized basic plots

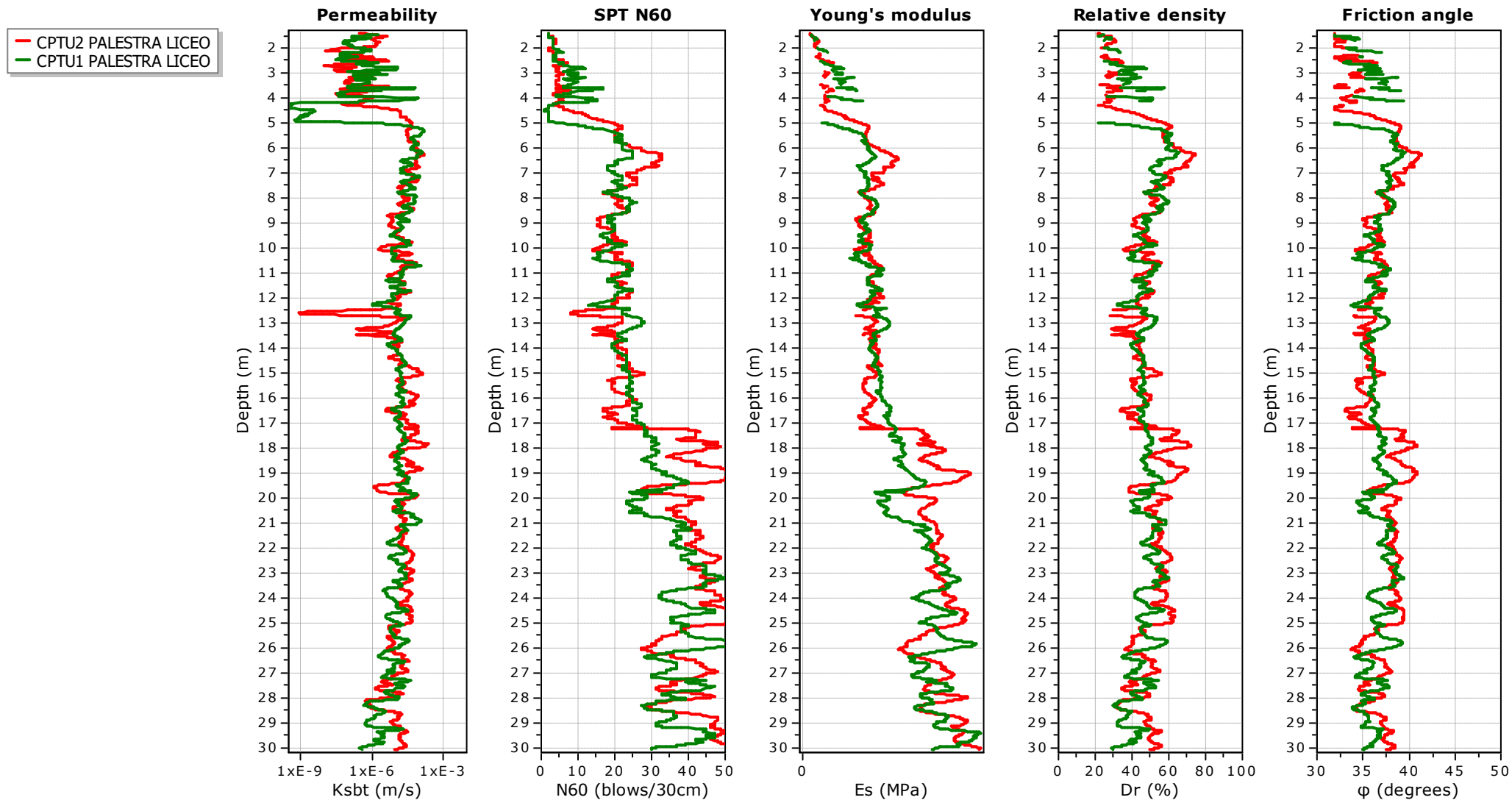




**Project: DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE PALESTRA LICEO**

**Location: RAVENNA VIA CARDUCCI**

### Overlay estimation plots (1)

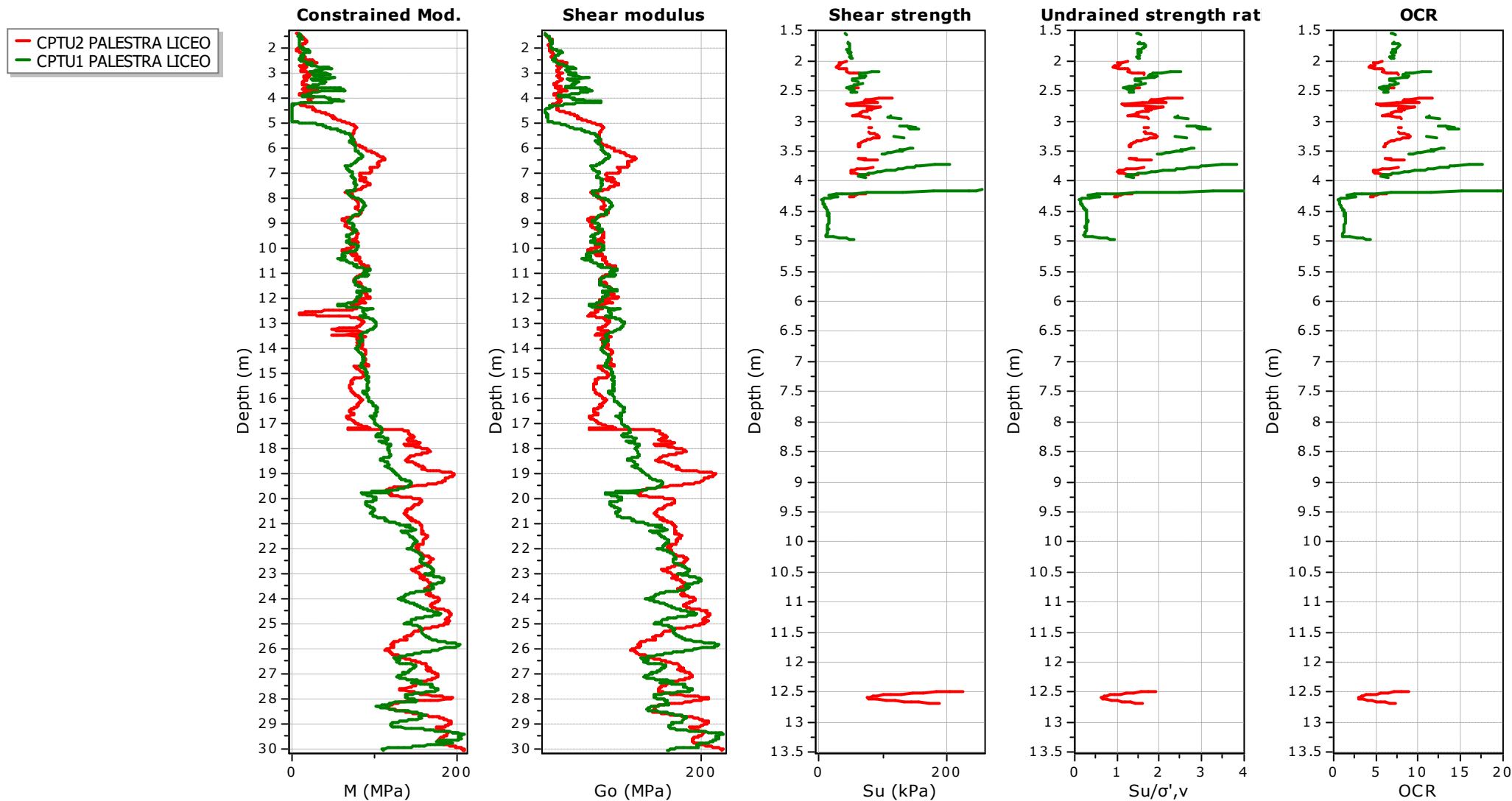




**Project: DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE PALESTRA LICEO**

**Location: RAVENNA VIA CARDUCCI**

## Overlay estimation plots (2)

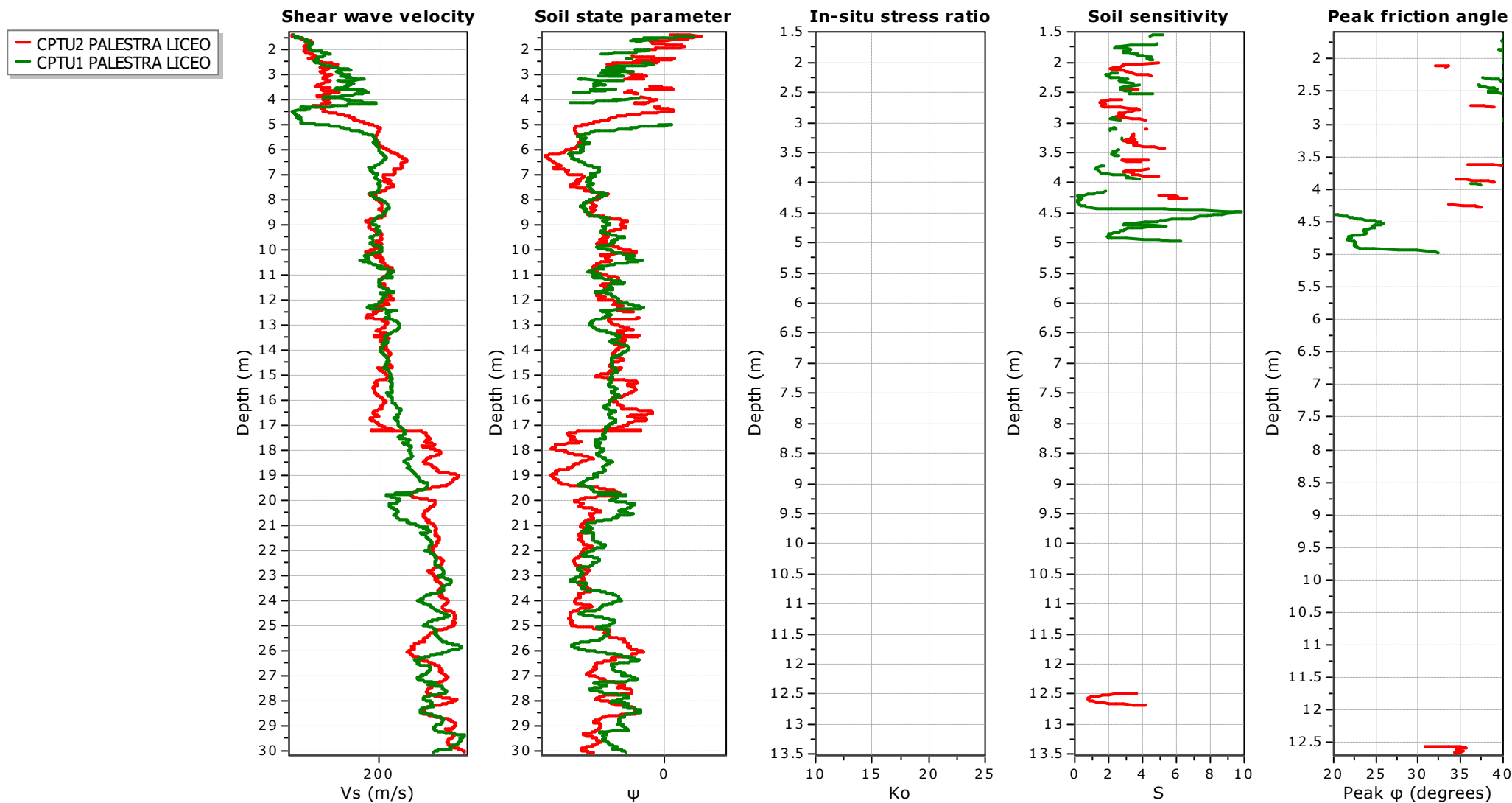




**Project: DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE PALESTRA LICEO**

**Location: RAVENNA VIA CARDUCCI**

### Overlay estimation plots (3)

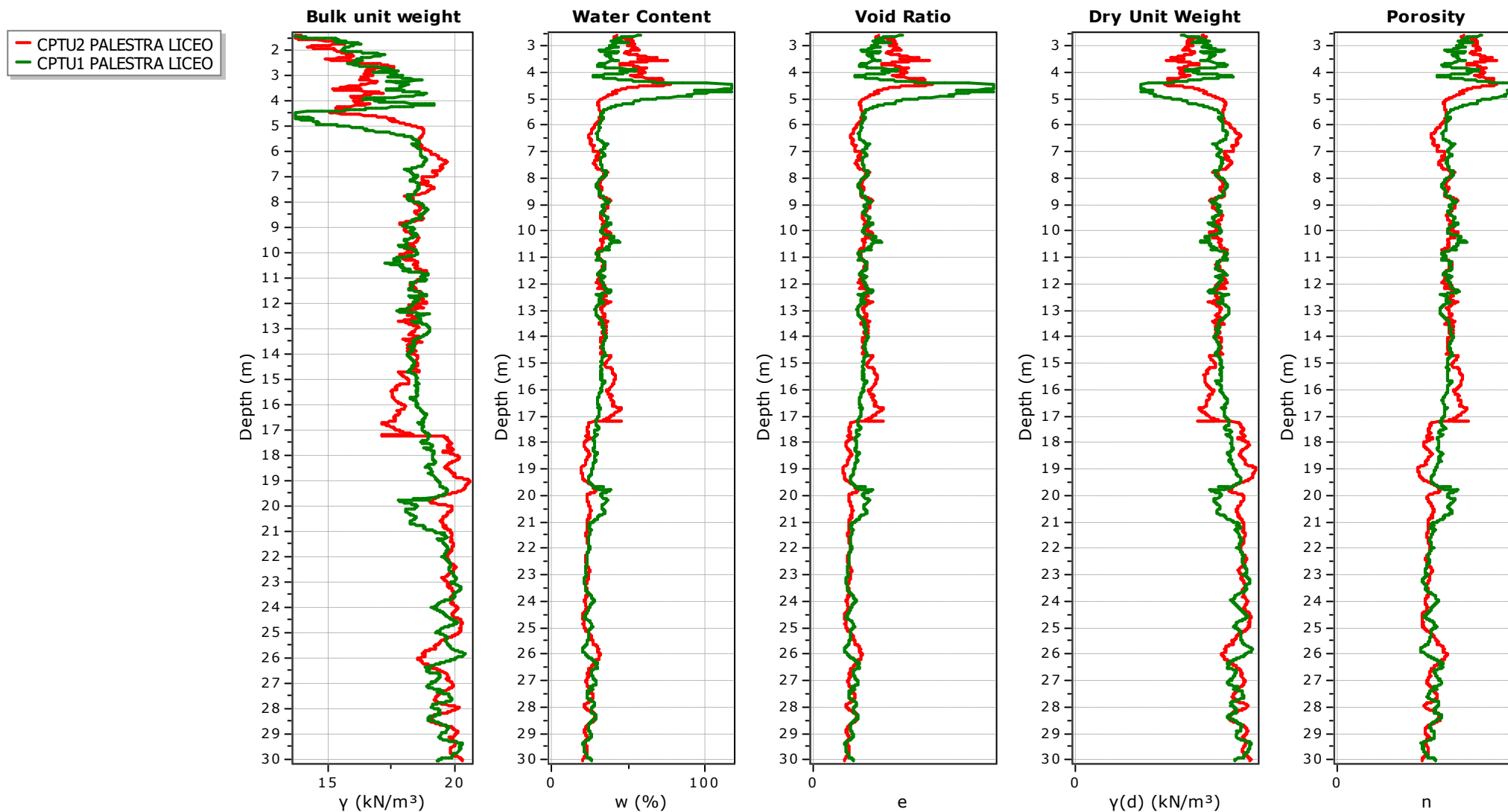




**Project: DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE PALESTRA LICEO**

**Location: RAVENNA VIA CARDUCCI**

### Overlay estimation plots (4)

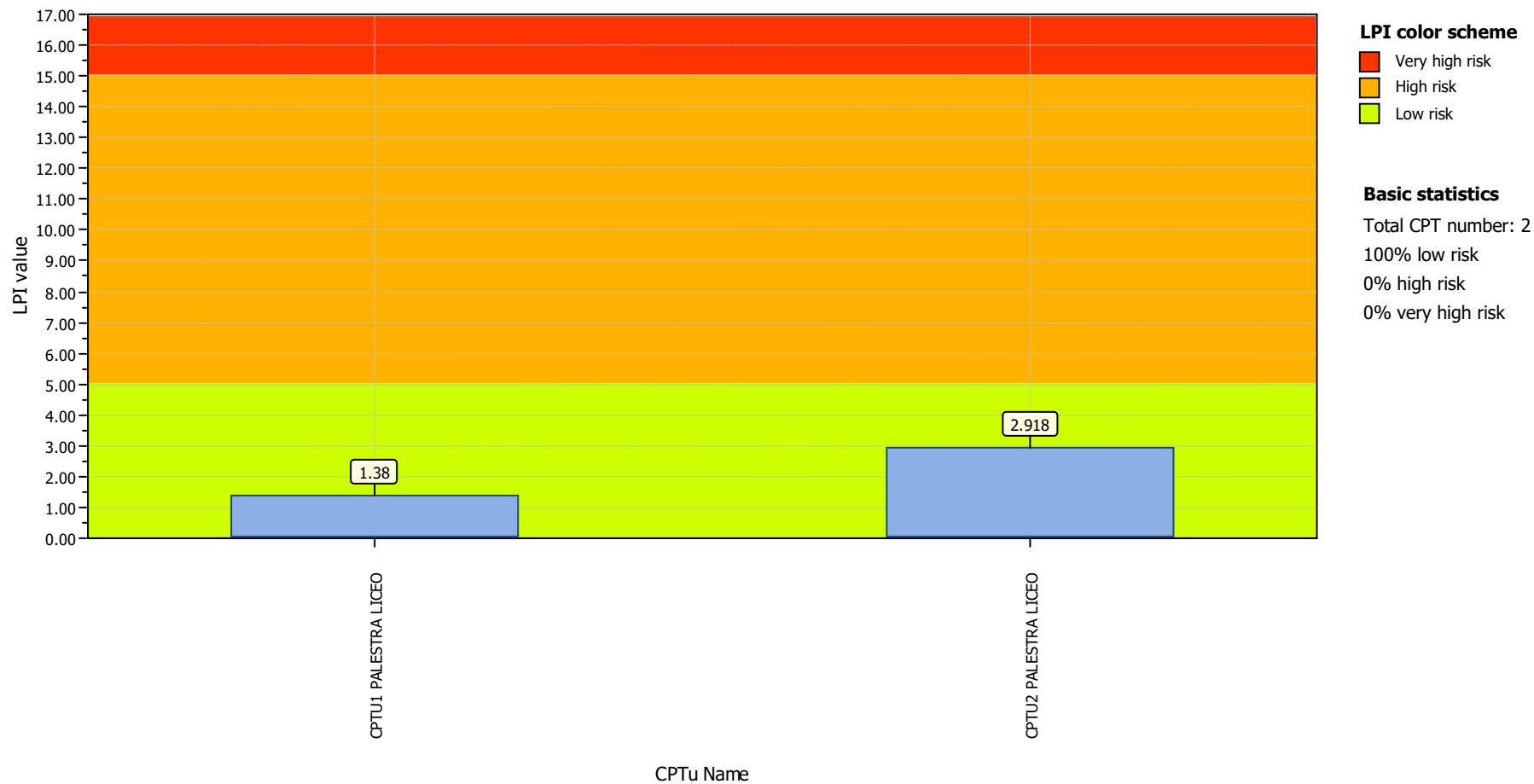




**Project title :**

**Location :**

### Overall Liquefaction Potential Index report





## LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

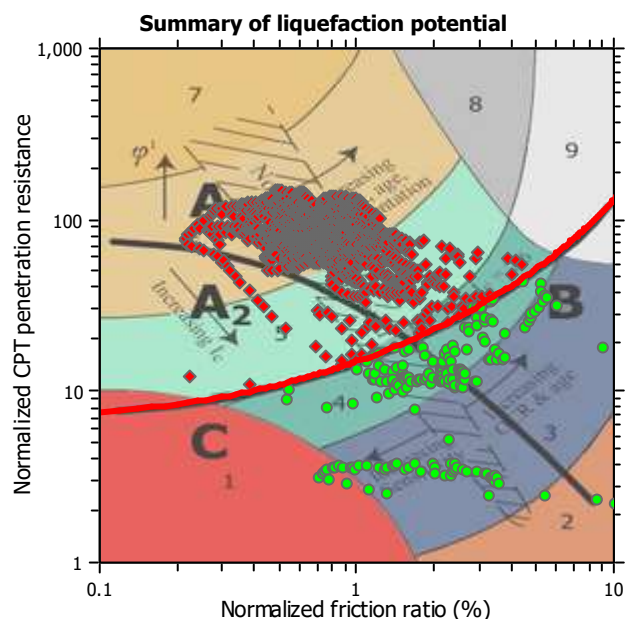
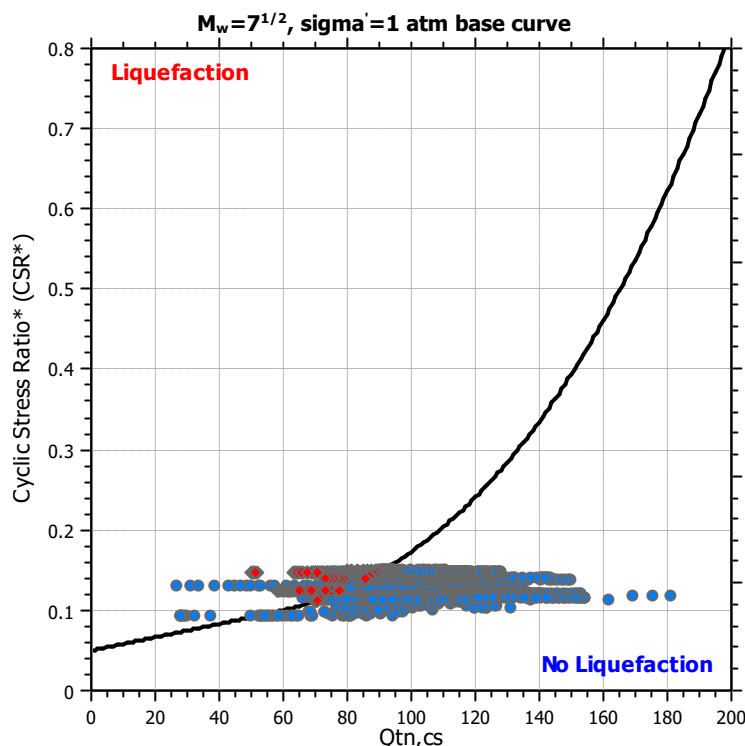
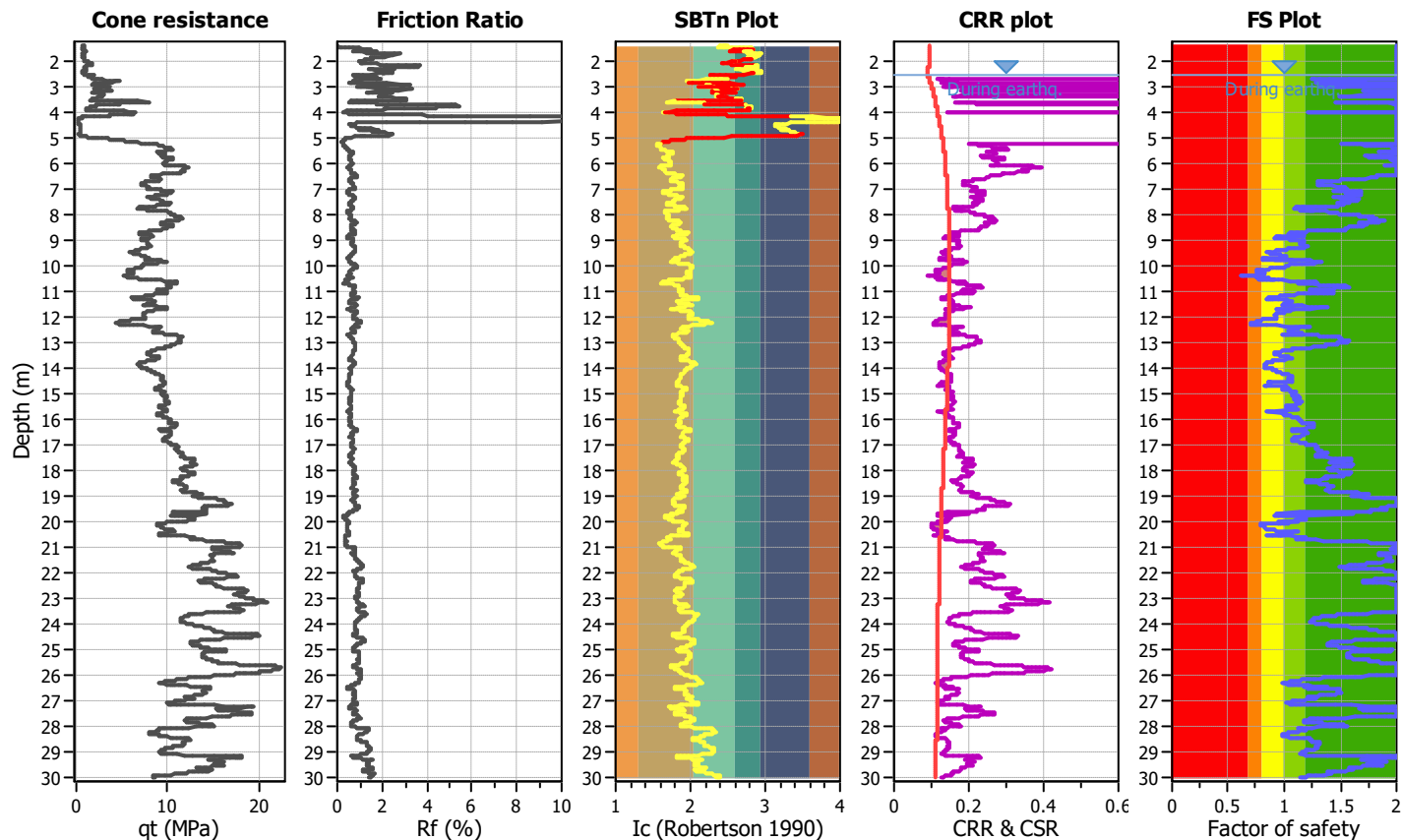
**Project title :**

**Location :**

**CPT file : CPTU1 PALESTRA LICEO**

### Input parameters and analysis data

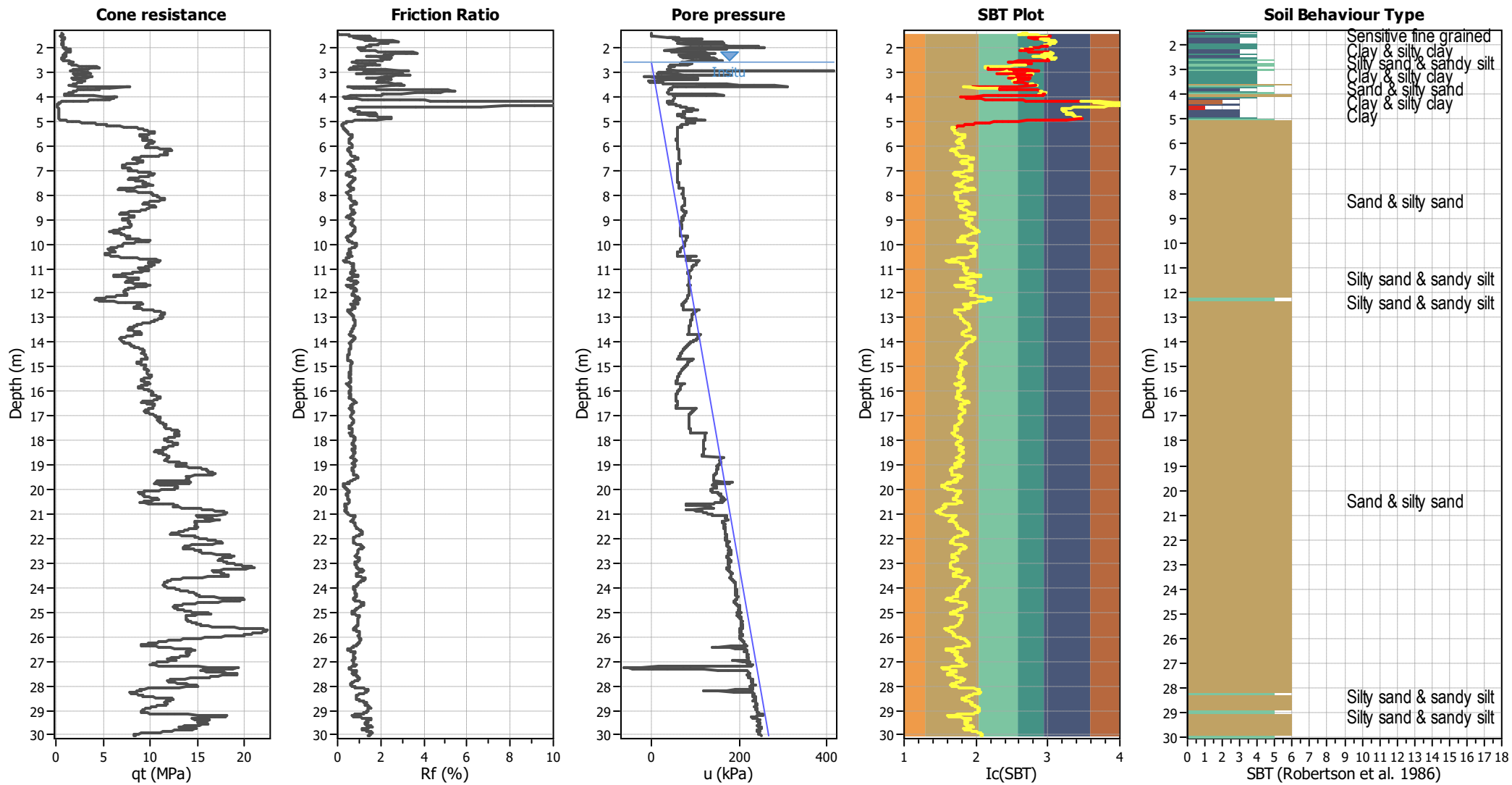
Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	2.60 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	2.60 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	No
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	Yes	Limit depth:	N/A
Peak ground acceleration:	0.24	Unit weight calculation:	Based on SBT	$K_0$ applied:	Yes	MSF method:	Method based



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

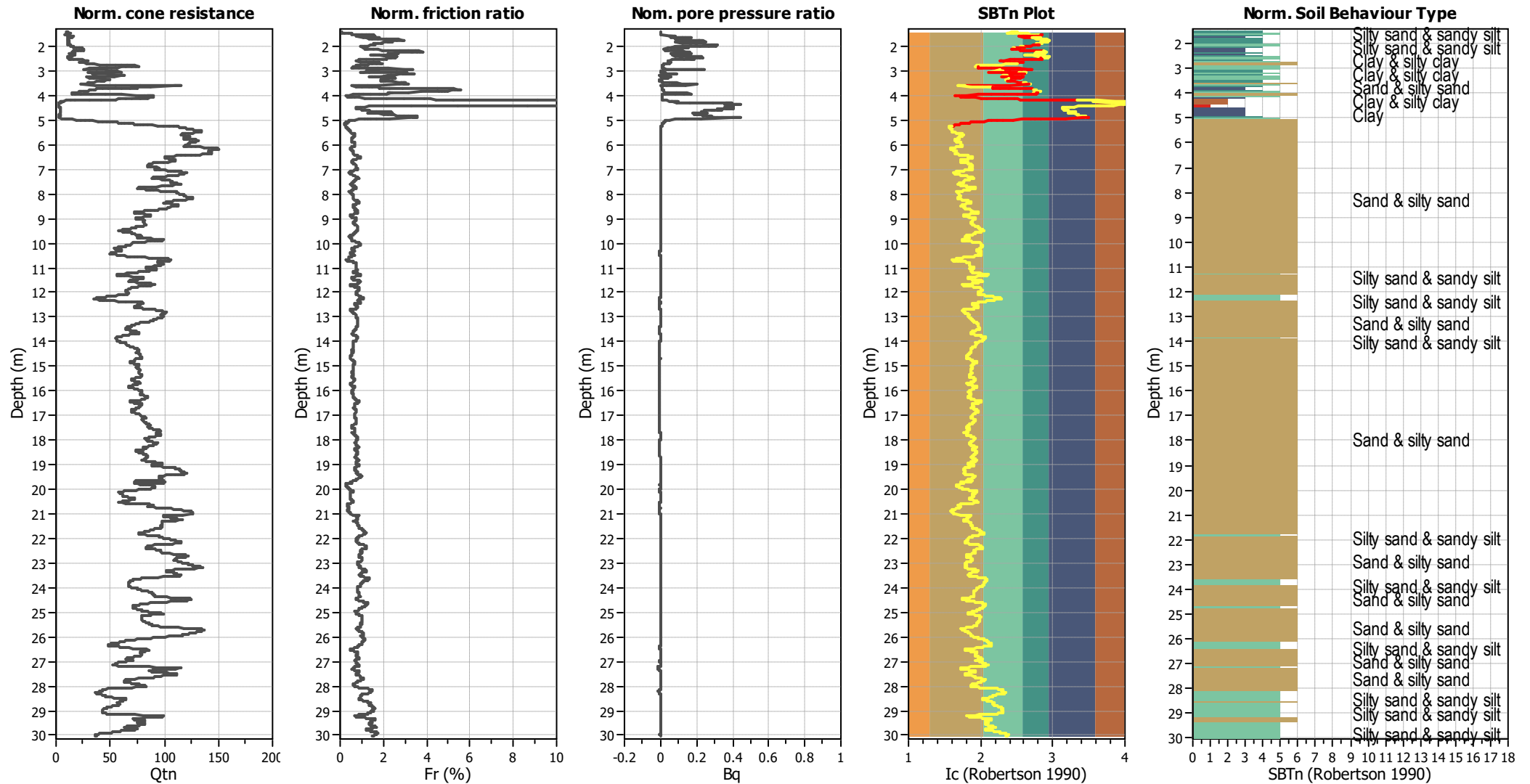
Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (erthq.):	2.60 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K <sub>0</sub> applied:	Yes
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	6.14	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):	2.60 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

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

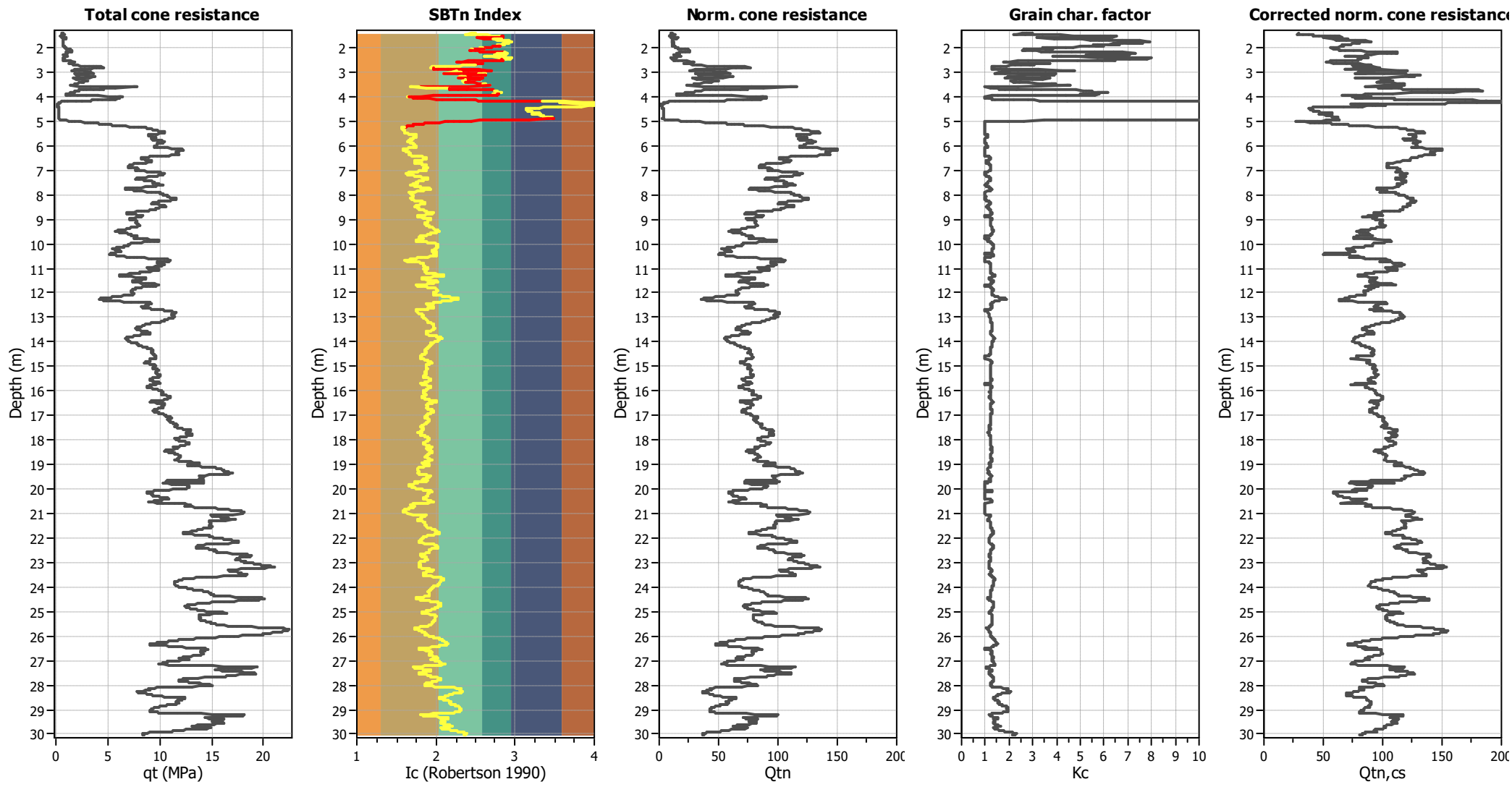
Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (erthq.):	2.60 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	$K_0$ applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	Unit weight 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):	2.60 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

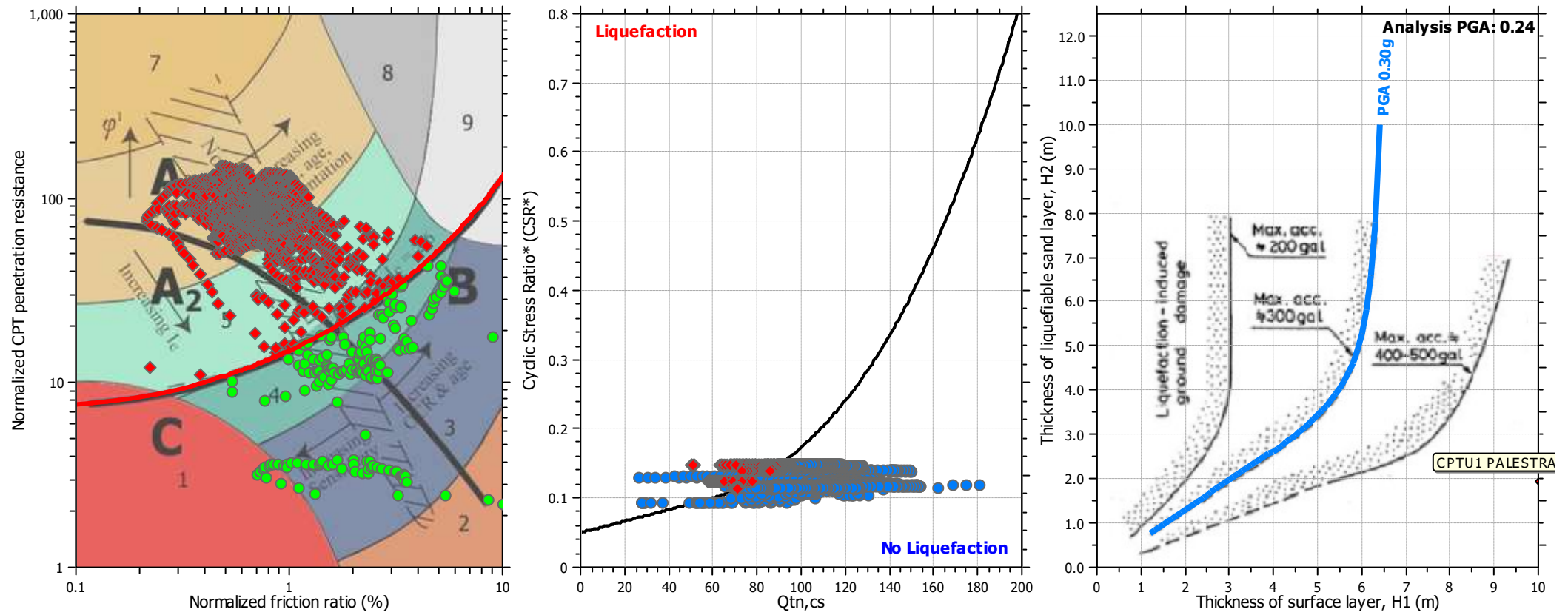
Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (erthq.):	2.60 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K <sub>σ</sub> applied:	Yes
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	6.14	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):	2.60 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A







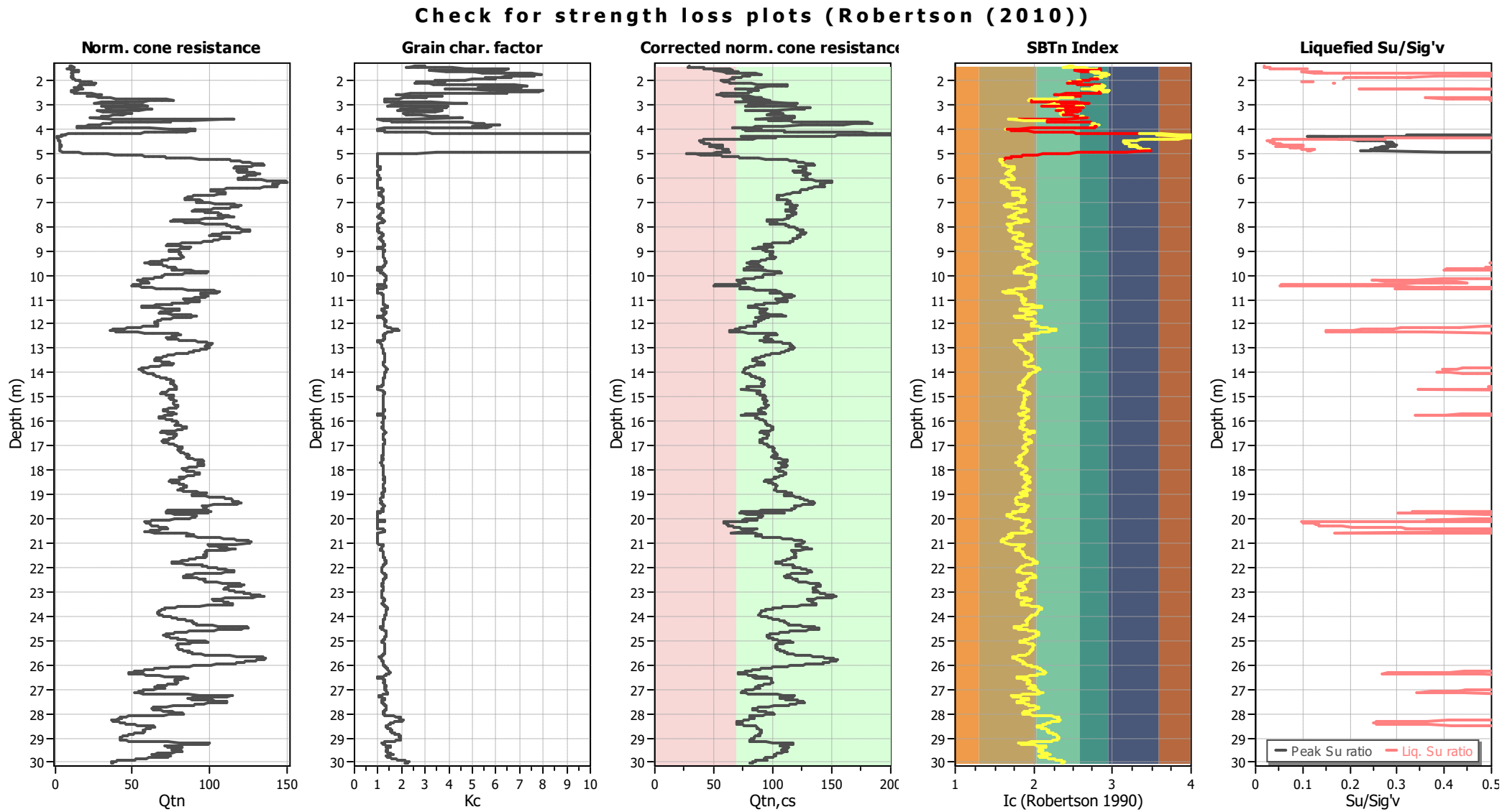
## Liquefaction analysis summary plots



### Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (earthq.):	2.60 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on $I_c$ value	$I_c$ cut-off value:	2.60	$K_G$ applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	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):	2.60 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A





Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (erthq.):	2.60 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K <sub>o</sub> applied:	Yes
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	6.14	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):	2.60 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A



## LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

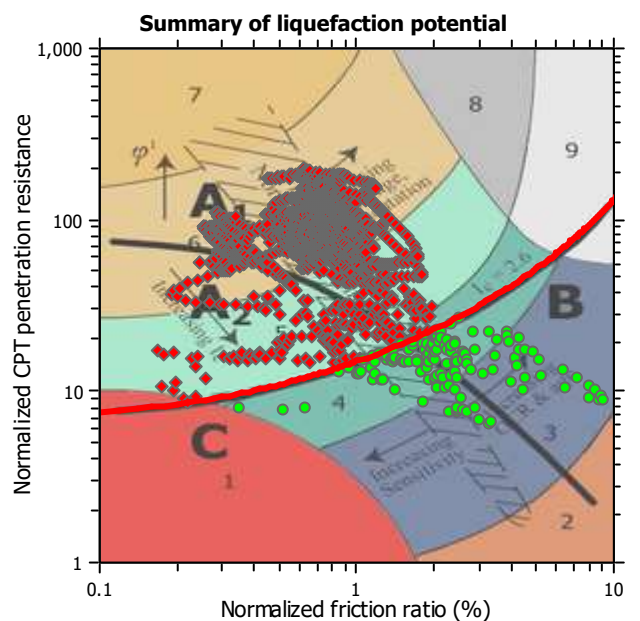
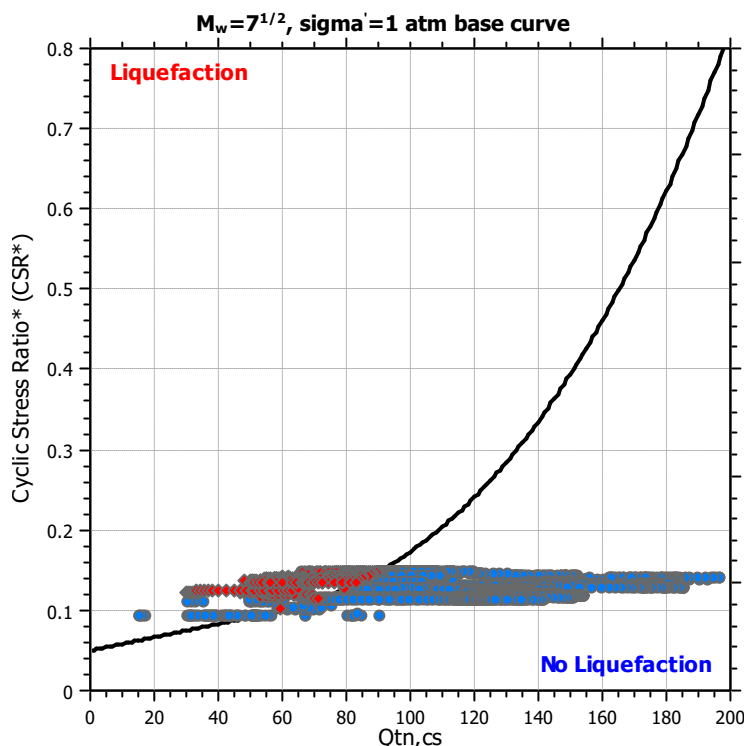
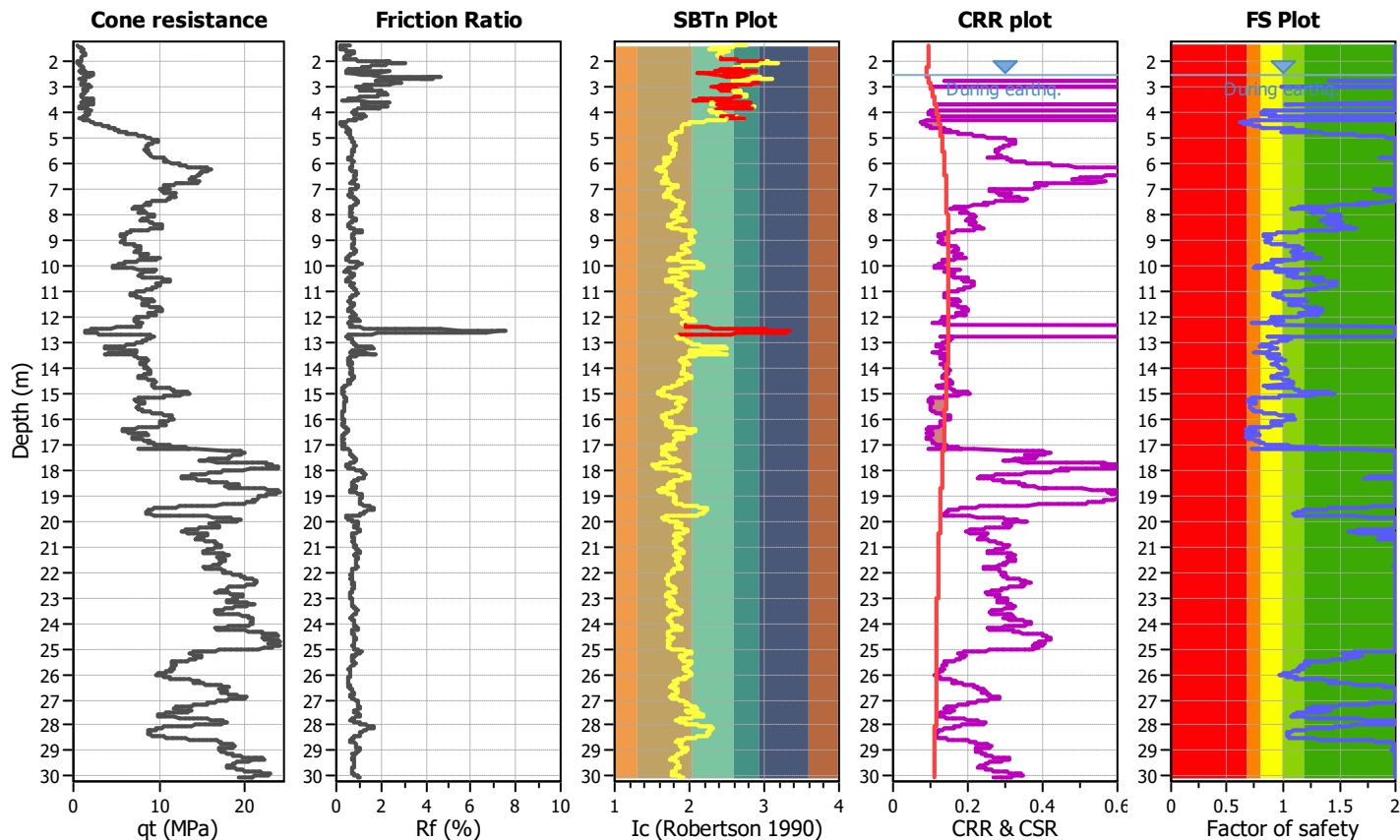
**Project title :**

**Location :**

**CPT file : CPTU2 PALESTRA LICEO**

### Input parameters and analysis data

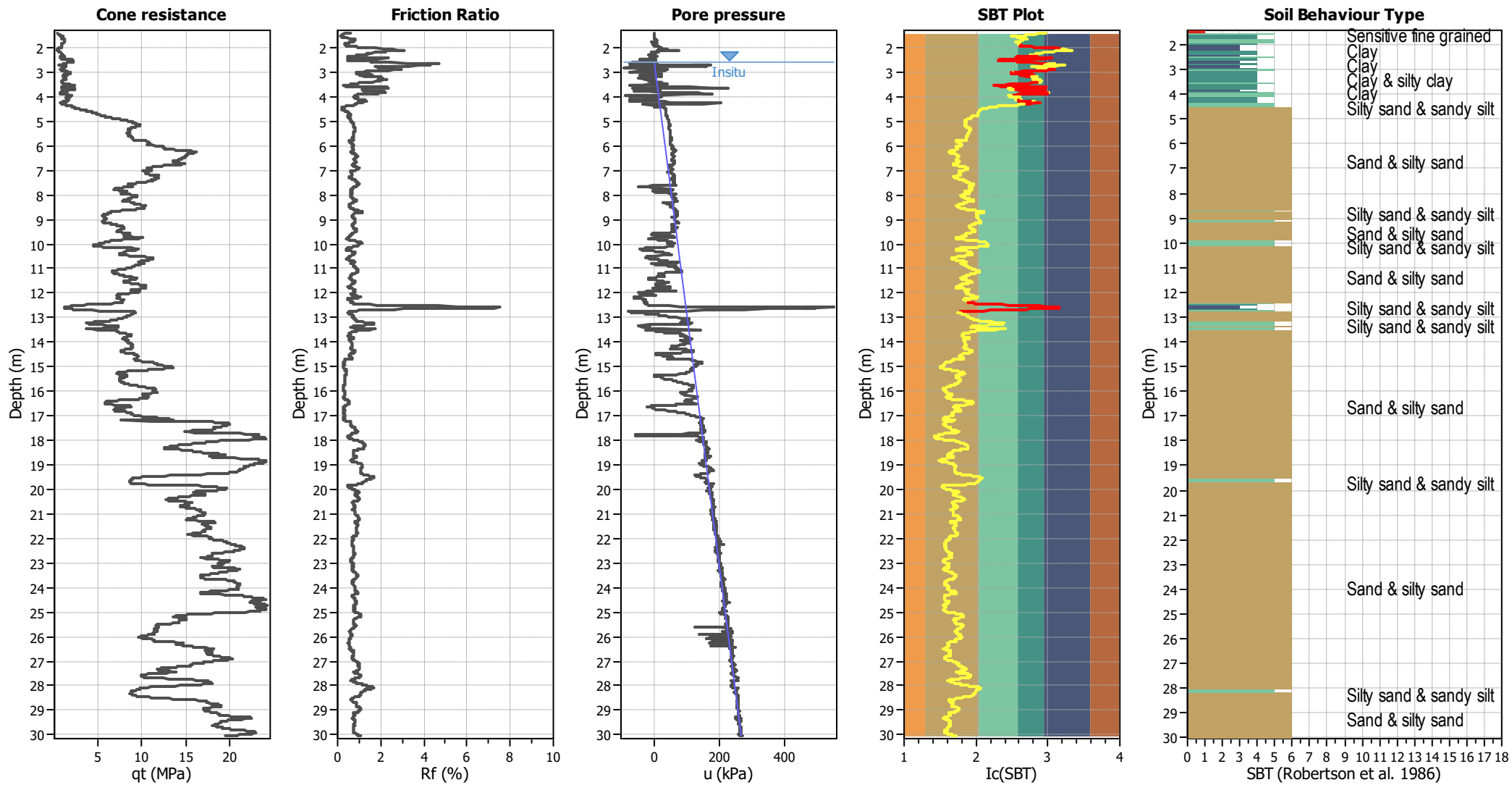
Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	2.60 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	2.60 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	No
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	Yes	Limit depth:	N/A
Peak ground acceleration:	0.24	Unit weight calculation:	Based on SBT	$K_0$ applied:	Yes	MSF method:	Method based



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

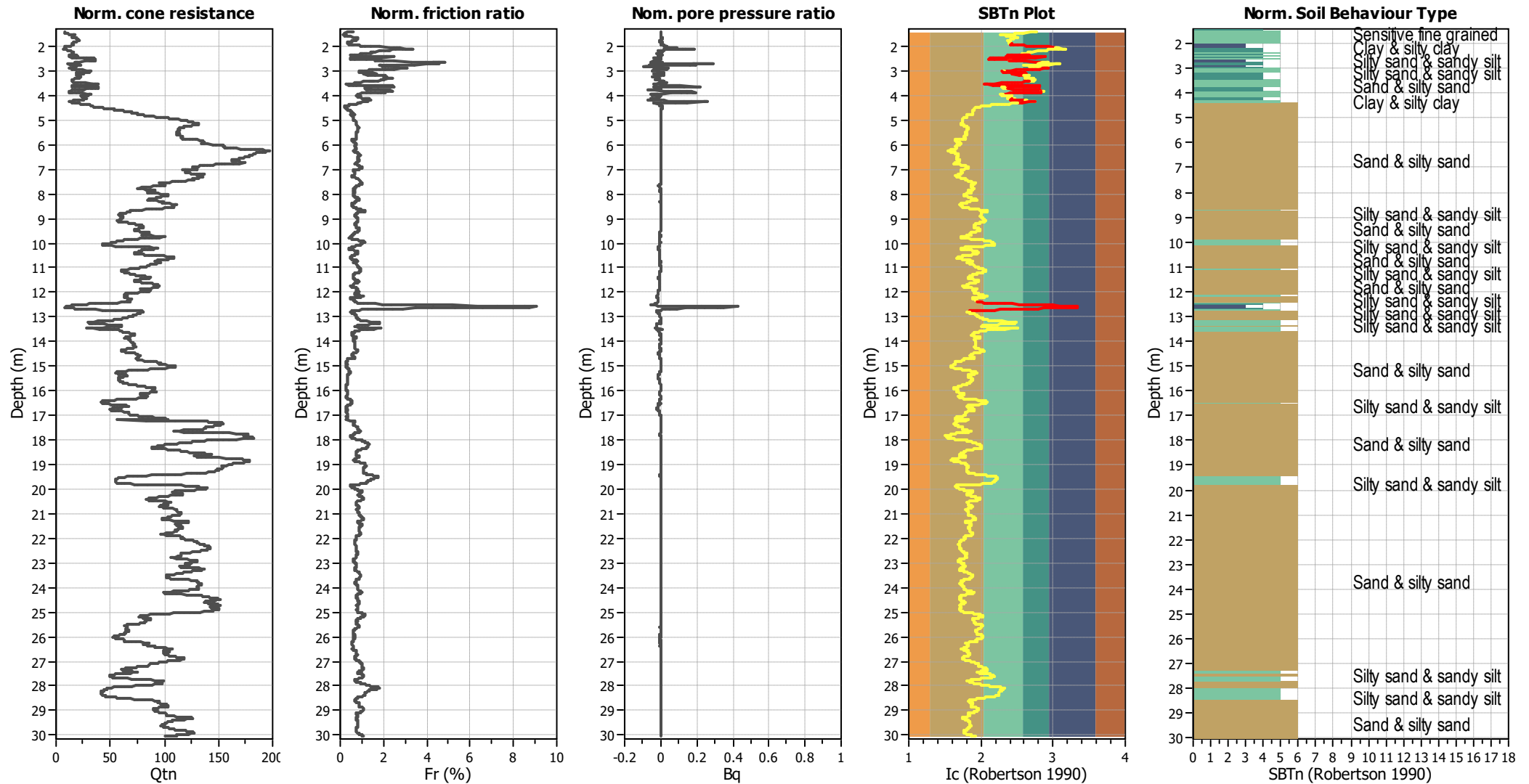
Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (erthq.):	2.60 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on $I_c$ value	$I_c$ cut-off value:	2.60	$K_\sigma$ applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	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):	2.60 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

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

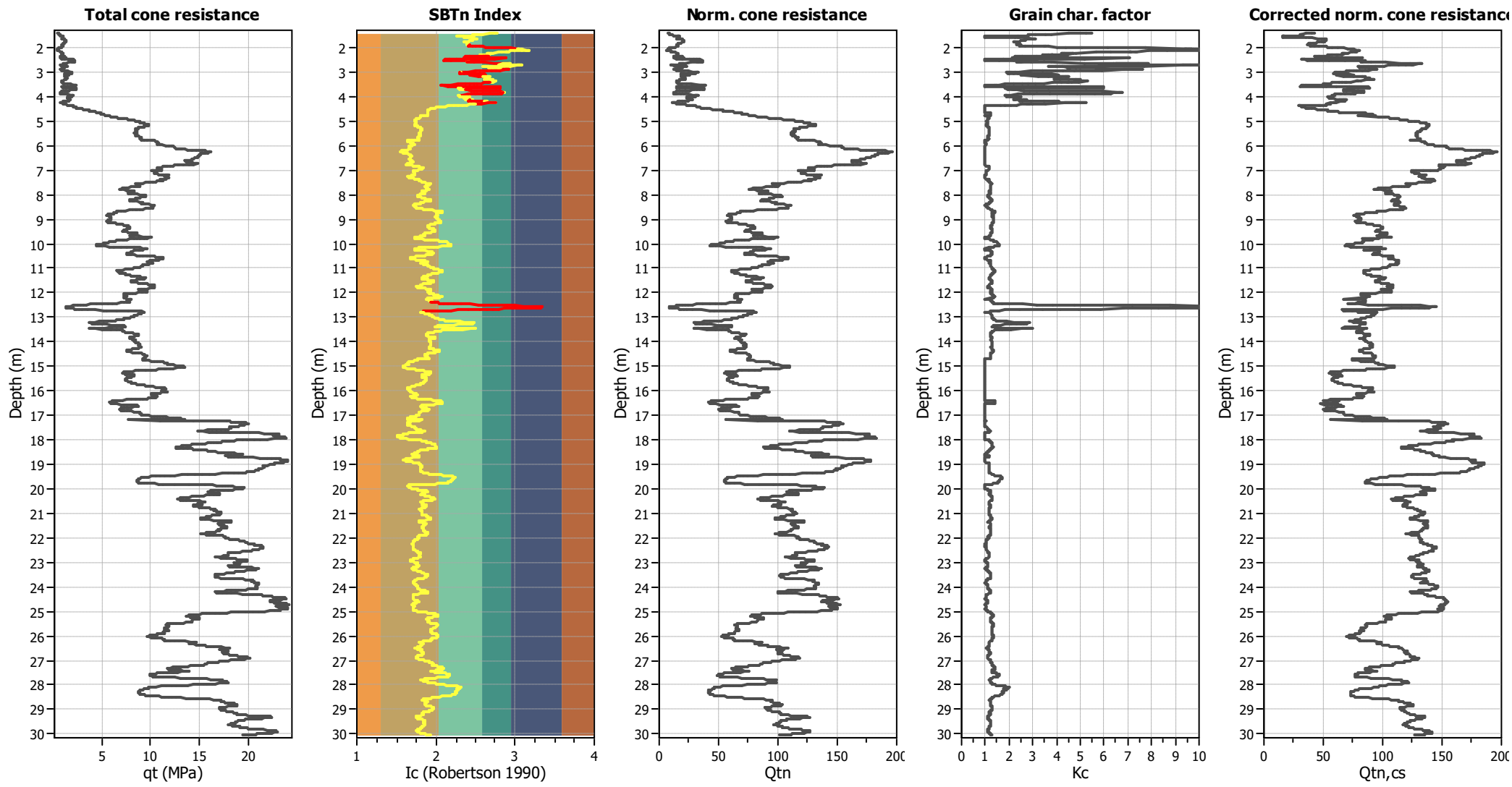
Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (earthq.):	2.60 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K <sub>0</sub> applied:	Yes
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	6.14	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):	2.60 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

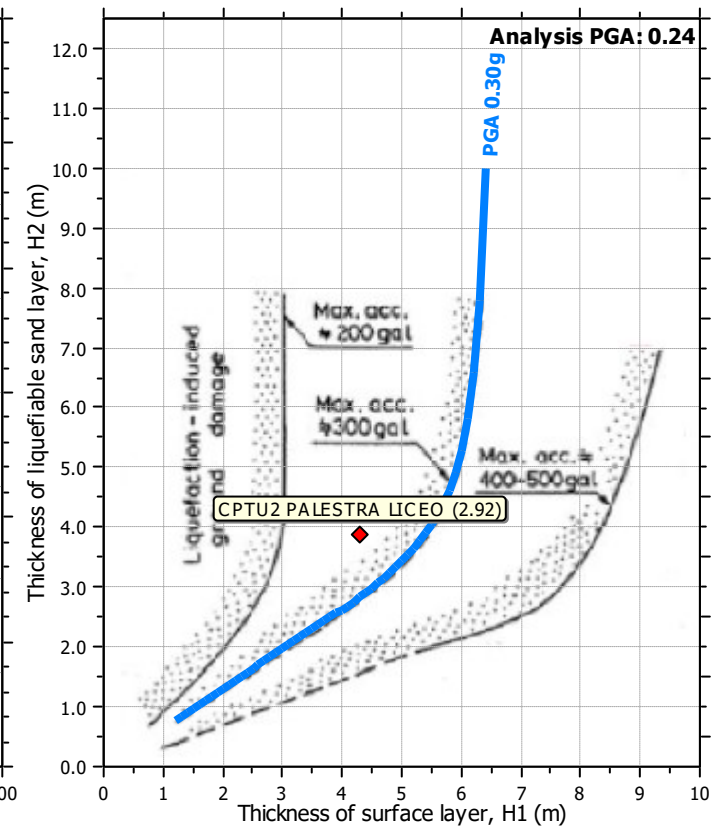
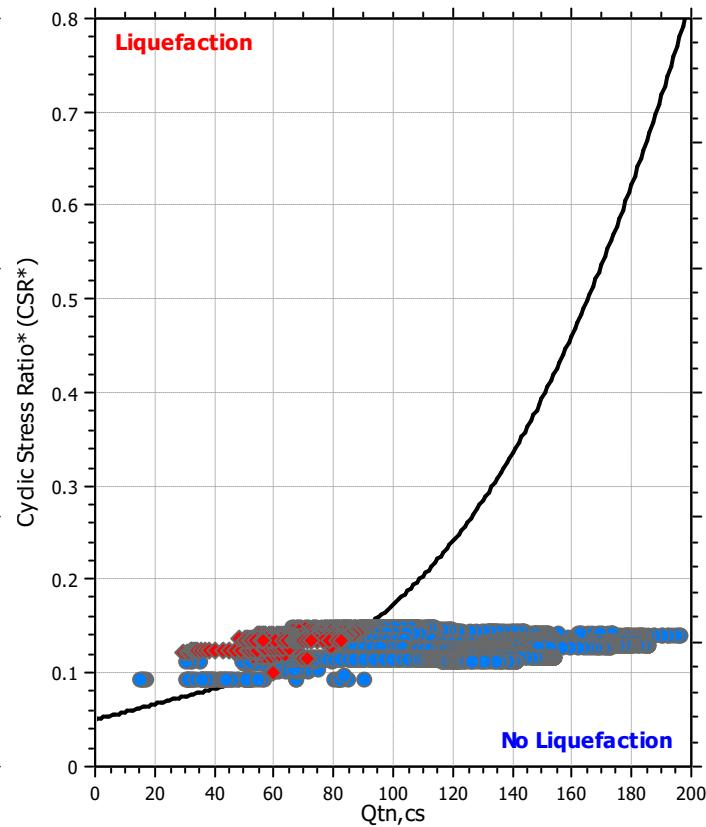
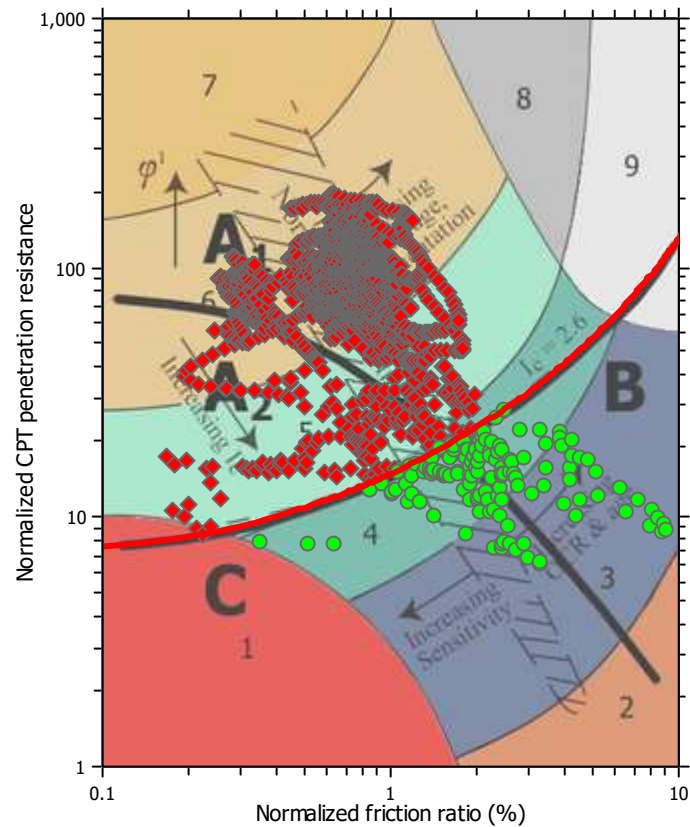
Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (erthq.):	2.60 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K <sub>σ</sub> applied:	Yes
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	6.14	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):	2.60 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A







## Liquefaction analysis summary plots

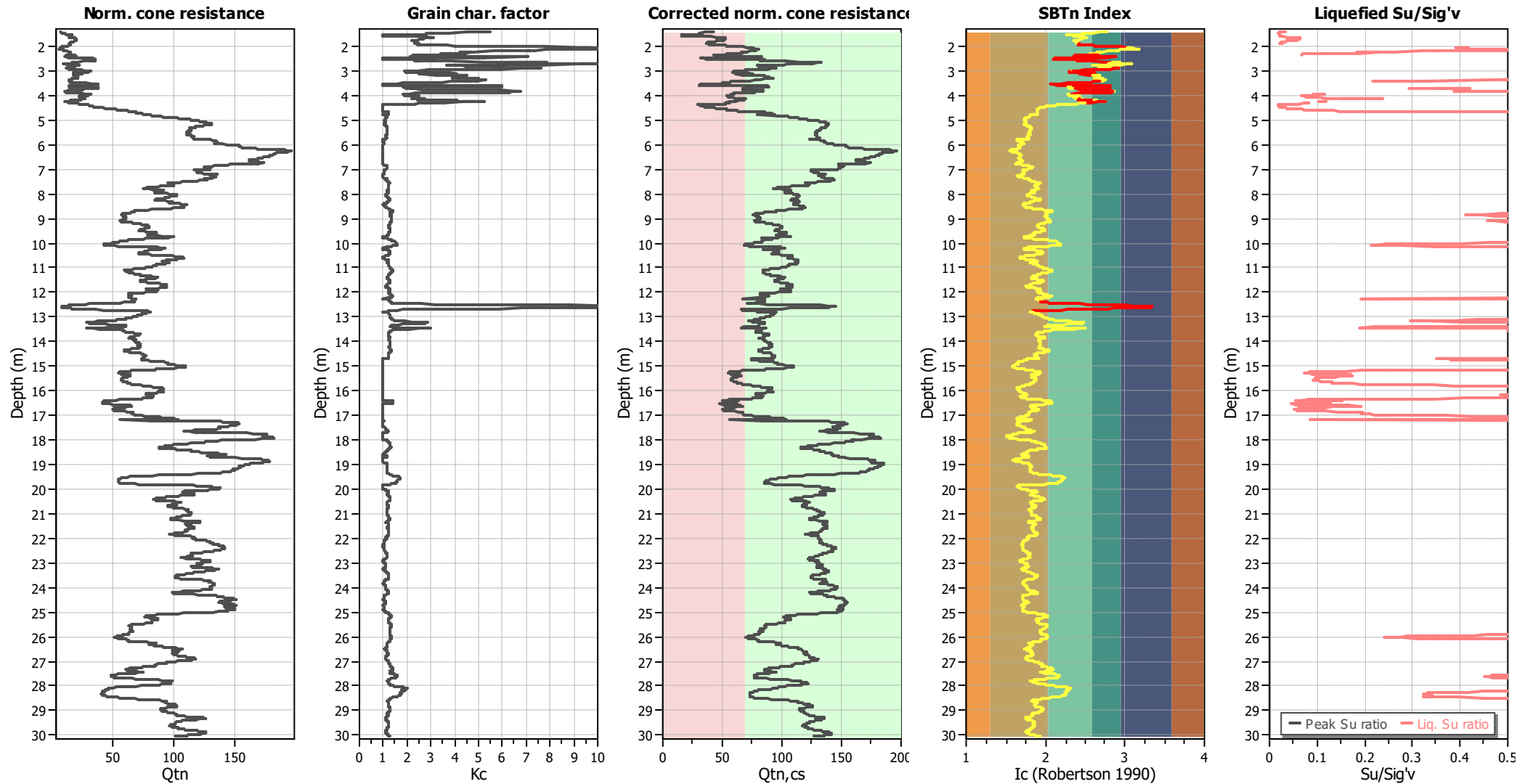


### Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (erthq.):	2.60 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	Yes
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> :	6.14	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):	2.60 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A



### Check for strength loss plots (Robertson (2010))



#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (erthq.):	2.60 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on $I_c$ value	$I_c$ cut-off value:	2.60	$K_{\sigma}$ applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	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):	2.60 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A