STUDIO DI GEOLOGIA TECNICA E AMBIENTALE
DELTAESSE
GEOLOGIA·GEOTECNICA·GEOLOGIA AMBIENTALE
·GEOLOGIA APPLICATA ALL'INGEGNERIA·

Geologo Francesco SCERRA
Via Napoli, 6 88900 CROTONE (KR)
tel/fax 0962 902765 cell. 320 0380861
e-mail: antonelloscerra@gmail.com;
PEC: scerra.francesco@geologicalabria.com

Lavori di completamento e manutenzione del capannone industriale via Avogadro snc ZI località Vela Passovecchio - Comune di Crotone

-Realizzazione di n. 2 vasche per riserva idrica antincendio e raccolta acque di prima pioggia-

Relazione Geologica

Richiedente: **ROCCA MARIA S.r.l.**
Via Amedeo Avogadro, snc (zona industriale)
88900 CROTONE (KR)

Allegati	Data elaboraz.	Descrizione	Rev.	Redatto Verificato	Timbro
TAVOLE - *TAV I Planimetria generale* - *TAV II Modello tecnico geologico del sito* ELABORATI INDAGINI GEOGNOSTICHE – *Prova penetrometrica dinamica superpesante DPSH* – *Prova sismica Masw* – *Verifica alla liquefazione*	Luglio 2020	Elaborato Relazione geologica	00	**Geologo Francesco SCERRA**	

Sommario

CAPITOLO 1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO **.....4**

CAPITOLO 2 BIBLIOGRAFIA **.....5**

CAPITOLO 3 PREMESSA **.....5**

CAPITOLO 4 UBICAZIONE DELL'AREA.....6

CAPITOLO 5 DESCRIZIONE DEL PROGETTO.....7

CAPITOLO 6 VINCOLI DI PIANIFICAZIONE TERRITORIALE.....7

Il sito nel contesto del rischio geomorfologico/idraulico PAI e dei vincoli di PRG..... 7

CAPITOLO 7 INDAGINI GEOGNOSTICHE 11

Indagini pregresse..... 12

CAPITOLO 8 INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO, IDROGEOLOGICO GENERALE.....13

GEOLOGIA..... 14

GEOMORFOLOGIA..... 16

IDROGEOLOGIA..... 16

CAPITOLO 9 IL MODELLO GEOLOGICO E GEOTECNICO DEL SITO DI PROGETTO.....18

Il quadro evolutivo dei processi morfologici ed idrologici..... 18

Stratigrafia geologica e geotecnica..... 18

Caratterizzazione geotecnica dei terreni..... 21

CAPITOLO 10 CARATTERIZZAZIONE SISMICA 25

Sismicità storica e classificazione 25

Pericolosità sismica..... 28

Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento 32

Stati limite, probabilità di superamento e periodo di ritorno 33

Coefficienti sismici..... 34

Pericolosità sismica di sito: categoria di sottosuolo e topografica 35

Stabilità nei confronti della liquefazione 37

Azione sismica sulla fondazione 38

Verifiche allo stato limite ultimo (SLV) e allo stato limite di esercizio (SLD)..... 38

Fondazioni superficiali..... 39

CAPITOLO 11 STABILITA' FRONTI SCAVO 39

Comportamento dello scavo in condizioni sismiche 40

CAPITOLO 12 ANALISI DELLA PERICOLOSITA' GEOLOGICA.....40

CAPITOLO 13 CONCLUSIONI 43

Capitolo 1 ***NORMATIVA DI RIFERIMENTO***

- *Circ. 21.01.2019 n. 7 C.S.LL.PP."Istruzioni per l'applicazione dell'<<Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al Decreto Ministeriale 17 Gennaio 2018 >>*
- *D.M. 17.01.2018 (G.U. n. 42 del 20.02.18, Suppl. Ord. n. 8) Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni - in vigore dal 22.03.2018*
- *Eurocodice 8 (1998) Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture – Parte 5: fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003)*
- *Eurocodice 7.1 (1997) Progettazione geotecnica – Parte I: Regole Generali – UNI*
- *Eurocodice 7.2 (2002) Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita da prove di laboratorio – UNI*
- *Eurocodice 7.3 (2002) Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita con prove in sito – UNI*
- *Consiglio Nazionale dei Geologi (CNG) "Raccomandazioni per la redazione della Relazione Geologica da NTC"- 2016*
- *Modifiche e integrazioni alla Legge Regionale 31 Dicembre 2015 n. 37 (Procedure per l'esecuzione di interventi di carattere strutturale e per la Pianificazione in prospettiva sismica) approv. Consiglio Regionale seduta 10 Ottobre 2019.*
- *Regolamento Regionale del 29.11.2016 "Procedure per la denuncia, il deposito e l'autorizzazione di interventi di carattere strutturale e per la pianificazione territoriale in prospettiva "sismica" di cui alla Legge Regionale 28 Dicembre 2015 n. 37" Approv. GR del 10.08.2017*
- *Legge Regionale n. 37 del 28.12.2015 e s.m.i.*
- *D.P.R. n. 207 del 05 Ottobre 2010 "Regolamento di esecuzione ed attuazione del decreto legislativo 12 aprile 2006, n. 163, recante «Codice dei contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture» art. 26 "Relazioni tecniche e specialistiche del progetto definitivo"*
- *Linee guida NTC 2008 Ordine dei Geologi*
- *Del. Consiglio Regionale n. 115 del 28.12.2001, DL 180/98 e successive mod."Piano Stralcio di Bacino per l'assetto idrogeologico (PAI)"*
- *Decreto Min. Lav. Pubblici 14 Febbraio 1997 (G.U. n. 54 del 6 Marzo 1997) Ordinanza Commissariale 97/k del 30 Aprile 1998 "Piano Versace"*
- *Legge n. 183 del 18.5.89 art. 17; L. n. 267 del 3.8.98 art. 1; L. n. 365/2000 (Piano stralcio Assetto Idrogeologico)*
- *Ordinanza del P.C. Min. n. 3274 del 20.3.2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" e succ. int./mod.*
- *Ordinanza del P.C. Min. n. 3519/2006 "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone (G.U. n. 108 del 11.05.2006)" relativo agli studi condotti sul territorio nazionale dal Gruppo di Lavoro 2004 nell'ambito della convenzione-progetto S1 DPC-INGV 2004-2006.*
- *DGR Regione Calabria del 10.02.2004 n. 47 "Prime disposizioni per l'attuazione dell'Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica"*
- *Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Pericolosita sismica e criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale – Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007*

- *D.M. Min. LL.PP. n. 47 del 11.3.88 "Indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il coll delle opere di sostegno delle terre.."*
- *DPR n. 380/2001 Rev 4 del 26.06.2019 "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia di edilizia" art. 89 (ex art. 13 della L 64/1974) – Parere sugli strumenti urbanistici*

Capitolo 2 ***BIBLIOGRAFIA***

- *Indagini geologiche eseguite per la caratterizzazione geologico - tecnica del sito (febbraio 2020)*
- *Studio geologico, geomorfologico, idrogeologico e sismico su siti limitrofi*
- *Carta Geologica della Calabria; Ed. Cassa per il Mezzogiorno, Foglio 238 Gabella Grande III NE, della Carta Geologica d'Italia 1:25.000 IGM; rilevamento geologico eseguito dalla compagnia aero-ricerche (1958-62) Marchetti M.P., Burton A.N., Hughes D.O*
- *Carta Geologica ISPRA "Progetto GARG" Foglio n. 571 scala 1:25.000*
- *Carta Geomorfologica d'Italia 1: 50.000 – Guida al rilevamento "Modifiche e le integrazioni a quanto pubblicato nel Quaderno, serie III, n. 4/1994, " Volume 13, Fascicolo I - Progetto CARG ISPRA: modifiche ed integrazioni al Quaderno n. 4/1994 - 2018*
- *"Indirizzi e criteri di microzonazione sismica" Dipartimento di Protezione Civile – anno 2009*
- *"Linee guida per la gestione del territorio in aree interessate da Faglie Attive e Capaci (FAC)" (Commissione Tecnica per la Microzonazione Sismica, OPCM 13 Novembre 2010 n. 3907).*
- *Dipartimento della Protezione Civile (2015) "Linee guida per la gestione del territorio in aree interessate da Faglie Attive e Capaci (FAC)"*
- *OPCM Ordinanza n.83 del 2 agosto 2019 "Approfondimenti conoscitivi in zone di attenzione per faglie attive e capaci, individuate con gli studi di microzonazione sismica condotti ai sensi dell'Ordinanza n. 24 del 12 maggio 2017.*
- *Estratto di mappa catastale Comune di Crotone foglio n. 25, particella 582*

Le tavole allegate sono state elaborate su supporto dello stralcio cartografico del rilievo aerofotogrammetrico numerico Regione Calabria, scala 1:5.000, anno 2008 (n.ro 571063)
In copertina: foto area di intervento della nuova proprietà Rocca Maria S.r.l. (2018)

Capitolo 3 ***PREMESSA***

Il presente elaborato geologico è stato redatto per la costruzione di n. 2 vasche per riserva idrica antincendio e raccolta acque di prima pioggia, in una nuova area di proprietà della ditta Rocca Maria S.r.l. posta in via Avogadro snc, zona industriale del Comune di Crotone (KR).
Per gli studi e le ricerche si è fatto riferimento ad una serie di dati esistenti, integrati con indagini effettuate a completamento delle informazioni necessarie alla elaborazione del modello geologico-tecnico di base.
Nel presente elaborato vengono forniti gli elementi necessari alla progettazione, ricavati dalle attività di caratterizzazione per la valutazione dell'idoneità del sito ad ospitare l'intervento di edificazione, secondo quanto stabilito dalla normativa vigente.
L'area di progetto è situata in una zona pianeggiante della pianura costiera posta a nord del centro cittadino, ricadente all'interno del nucleo di industrializzazione.
A seguito dell'analisi sui risultati delle indagini geognostiche eseguite è stato possibile inquadrare le problematiche emergenti nell'interazione con la superficie geologica/geotecnica significativa e, conseguentemente, formulare un giudizio sulla fattibilità dell'opera in relazione all'idoneità geologica del sito fornendo, tra l'altro, gli elementi necessari alle opportune verifiche delle azioni funzionali all'equilibrio dell'interazione della struttura con il terreno.

Capitolo 4 **UBICAZIONE DELL'AREA**

L'area di progetto si colloca in via Avogadro (zona industriale) in località Passovecchio (Vela), a 2 *km* a Nord-Ovest del centro cittadino di Crotone, in un'area della pianura costiera distante dal mare circa 1 km (*vedi TAV* I *Planimetria generale*).
Il lotto di terreno è inquadrato a livello cartografico nel foglio *n.* 238 Gabella Grande III NE della Carta Geologica d'Italia, nel Foglio n. 571 della Carta Geologica "Crotone" -Progetto Carg ISPRA, mentre nel NCT del Comune di Crotone è rappresentato nel Foglio n. 25, particella n. 582 (*v. Fig. 1*).
L'intervento sarà realizzato in un lotto di terreno individuato con il punto di coord. WGS84 (Lat. 39.1042252; Long. 17.0960274), di recente acquisito dalla richiedente azienda Rocca Maria S.r.l. per l'ampliamento del sito industriale (*v. Foto 1*)

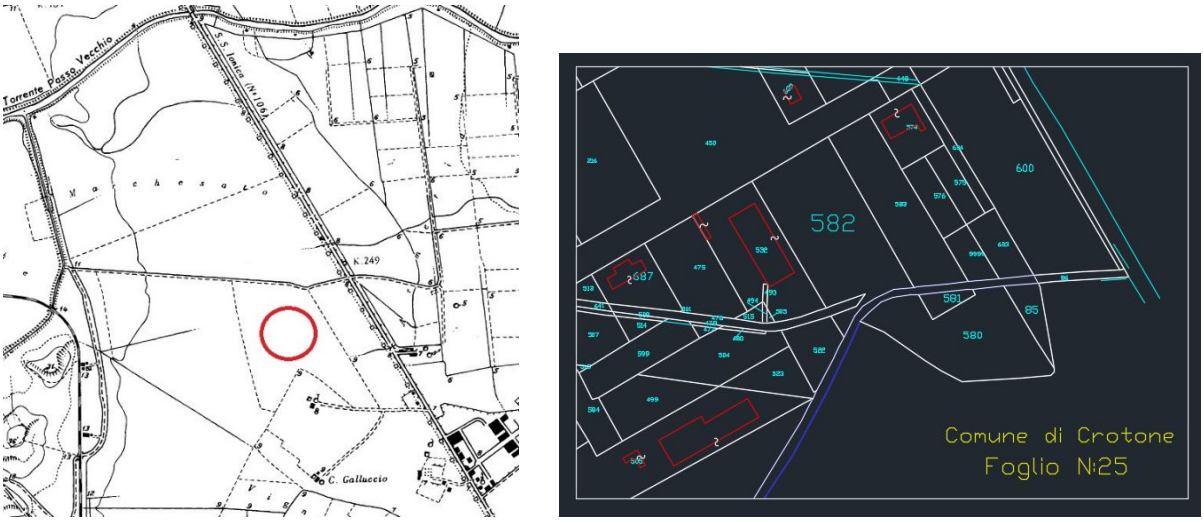


Fig. 1 Ubicazione dell'intervento (Foglio n. 238 III NE IGM Cassa per il Mezzogiorno; Foglio n. 25, particella n. 582; Coord.WGS84 Lat. 39.1042252; Long. 17.0960274)

Foto 1: il sito di intervento

Capitolo 5 **DESCRIZIONE DEL PROGETTO**

Il progetto prevede la costruzione di n. 2 strutture scatolari interrate in calcestruzzo armato per la realizzazione di vasche allungate di raccolta acque di servizio all'impianto antincendio e per la raccolta di acque di prima pioggia, all'interno di un lotto di terreno sede del nuovo capannone industriale di proprietà della ditta Rocca Maria S.r.l. che commercia nella demolizione, recupero, riciclo e trasporto di materiali ferrosi e non.
Le strutture scatolari saranno interrate fino alla quota di servizio del piazzale e avranno le seguenti dimensioni:

- vasca riserva acqua antincendio: L= 25.65 *m*; B = 3.30 *m*; H = 3.4 *m*
- vasca raccolta acque di prima pioggia: L = 23.0 *m*; B = 3.30 *m*; H = 3.4 *m*

Si prevede la realizzazione di una fondazione a platea adagiata a profondità di 3.0 *m* dal p.c. attuale (-40 cm, *vedi Foto 1*) in modo da interrare lo scatolare.
La fondazione e gli elementi strutturali in elevazione saranno realizzati in *c.a*. gettato in opera, in modo da soddisfare le caratteristiche di impalcato infinitamente rigido.
Le opere saranno realizzate nel rispetto dei criteri della nuova normativa in materia sismica (NTC 2018).

Capitolo 6 **VINCOLI DI PIANIFICAZIONE TERRITORIALE**

Il sito nel contesto del rischio geomorfologico/idraulico PAI e dei vincoli di PRG

Il sito di progetto ricade su di un'area di sedime dalla forma pianeggiante per cui non si segnalano fenomeni collegati a movimenti franosi.
Per quel che concerne il rischio idraulico, gli studi per il Piano di Assetto Idrogeologico PAI hanno evidenziato, la completa assenza della particolare problematica.
Il livello di rischio idraulico è riportato, alla scala di riferimento della cartografia specifica, sugli elaborati (TAV AV 101010/B: elaborato "*Aree Vulnerate ed Elementi a Rischio*" (*v. Fig. 2*) e nella TAV RI 101010/B: elaborato " *Perimetrazione Aree a Rischio Idraulico*" (*v. Fig. 3*)

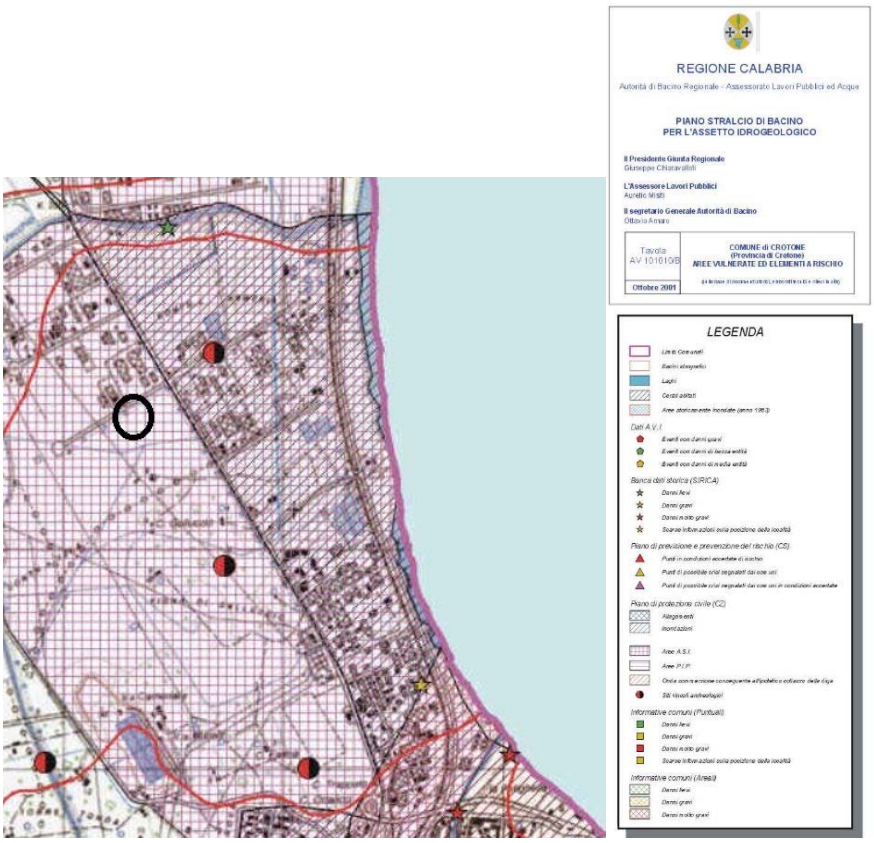


Fig. 2: Aree vulnerate ed elementi a rischio con in colore nero (cerchio) l'area di intervento

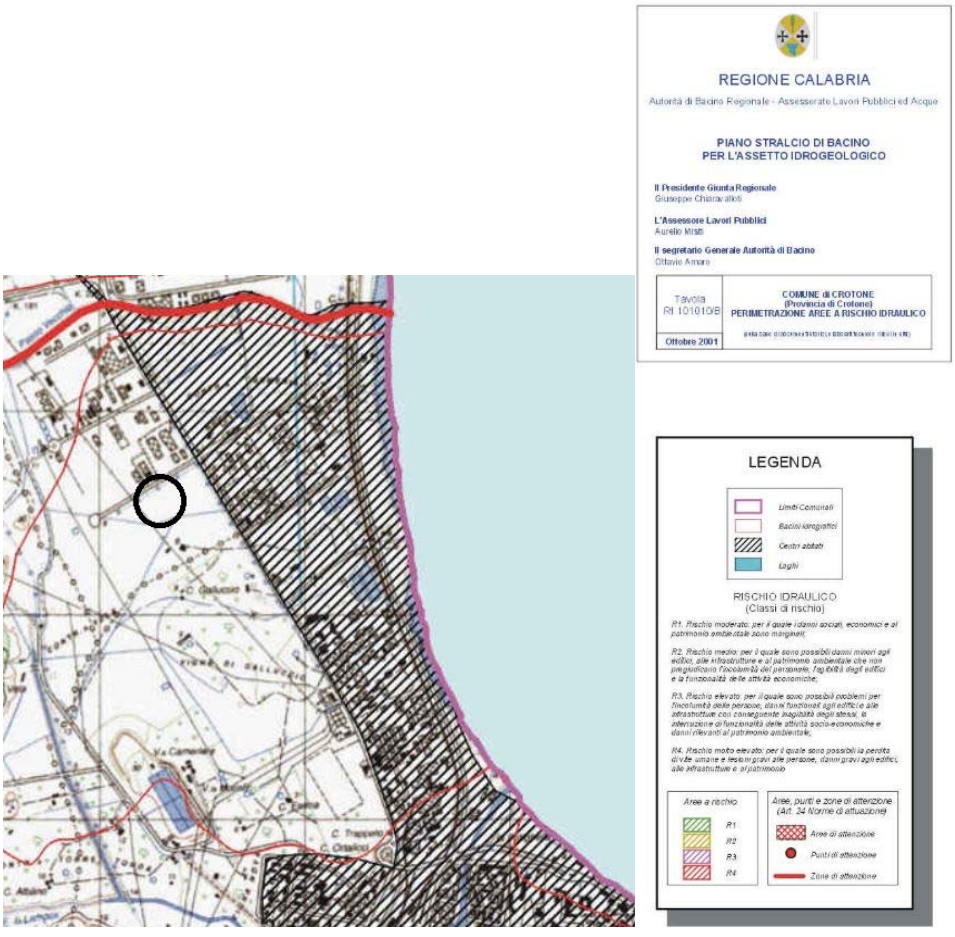


Fig. 3: Aree interessate a rischio idraulico con in cerchio nero l'area di intervento

Richiedente: ROCCA MARIA S.r.l.
Via Amedeo Avogadro, snc (zona industriale)
88900 CROTONE (KR)

Prog. GEOL: Studio di Geologia Tecnica & Ambientale DELTAESSE
Geol. Francesco SCERRA
via Napoli, 6 88900 - CROTONE
tel 0962 902765; cell 320 0380861
e-mail: *antonelloscerra@gmail.com;*
Pec:scerra.francesco@geologicalabria.com

Nella cartografia di sintesi del PRG di Crotone (Feb. 2001), infine, per il terreno in esame non sono riportate problematiche collegate ad inondazione delle piene del torrente Passovecchio e dei fossi minori Vela-Armeria.
Per le caratteristiche morfologiche del sito (area pianeggiante), in relazione all'utilizzazione dell'opera da realizzare, l'analisi del rischio idrogeologico è rivolta praticamente alla sola valutazione degli elementi di vulnerabilità collegati a potenziali fenomeni esondativi dei torrenti vicini (Passovecchio e fossi minori Vela-Armeria). A tale proposito, come anticipato, non sono da segnalare vincoli collegati a rischio idrogeologico di nessun genere.
L'opera da realizzare, inoltre, non comporta ostacoli o riduzione alle acque superficiali e sotterranee provenienti dal sistema idrologico – idraulico di pertinenza.
Gli studi per il Piano di Assetto Idrogeologico PAI 2001 riportati su scala di riferimento della cartografia specifica, elaborati dell'ABR Autorità di Bacino Regionale, confermano la completa assenza della particolare problematica di rischio idraulico e frane.
Nella cartografia di sintesi TV14 allegata al PRG di Crotone (2003), inoltre, non sono riportati rischi geologici legati a esondazioni e/o frane che abbiano interessato l'area di intervento per cui non sono previsti limitazioni/prescrizioni atti a eliminare/ridurre i rischi (*v. Fig. 4*).

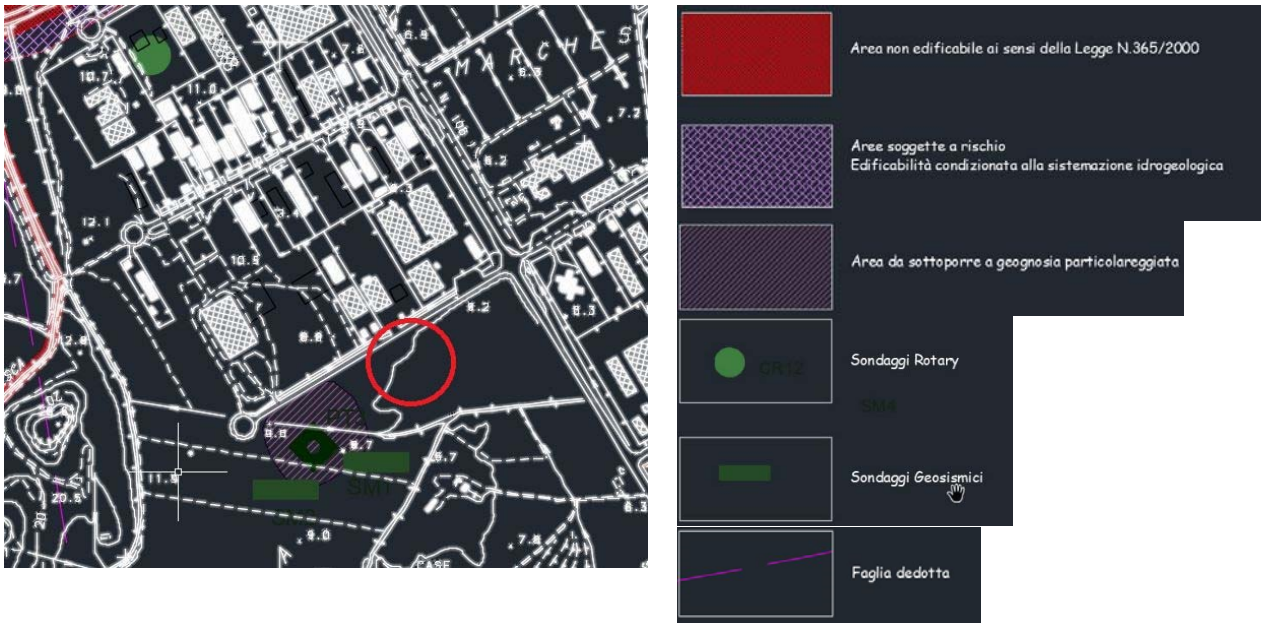


Fig. 4: Stralcio carta di sintesi TV14 PRG; in cerchio rosso l'area di intervento

Infine, da studi storici, si segnala la completa esclusione dell'area di studio da eventi alluvionali e di dissesto idrogeologico verificatesi sull'area di interesse.
L'opera da realizzare non comporta particolari ostacoli o riduzione delle acque superficiali e sotterranee provenienti dal sistema idrologico – idraulico di pertinenza.
Il sito in esame è situato a nord della strada consortile (via Avogadro), all'interno dell'area del Consorzio per il Nucleo Industriale, identificato nel catasto edilizio urbano nelle particelle n. 582 del foglio *n.* 25. e ricade nella zona normata dall'art. 19 "*Programmazioni e Pianificazioni in corso di attuazione*", comma 5 "*Area Nucleo di Industrializzazione di Crotone*" delle N.T.A. del P.R.G. in cui gli usi e le modalità di intervento sono previste nel Piano del Nucleo di Industrializzazione, all'interno delle zona A "*Aree per attività produttive industriali ed artigianali - aree ex artigianali PIP e/o AIP*" (art. 1-2).
Secondo l'ordinanza 97/k, che identifica le aree a rischio di inondazione su parte del territorio del Comune di Crotone interessato dagli eventi alluvionali del 1996, l'area non risente del rischio di inondazione per cui non

sono congruenti le verifiche di compatibilità idraulica della struttura interferente con i corsi d'acqua (*v. Fig. 5*)

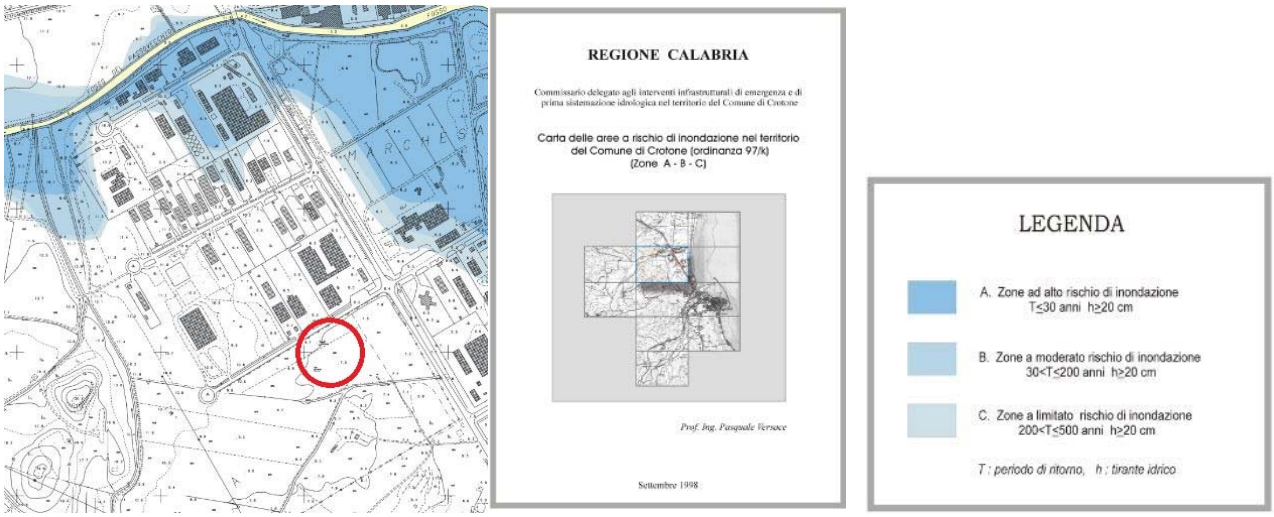


Fig. 5: Stralcio carte delle aree a rischio inondazione secondo la perimetrazione del "piano Versace"; in cerchio rosso l'area di intervento

Problematiche ambientali

A partire dalla fine del XVIII secolo il sito si è caratterizzato per un esclusivo utilizzo agricolo, come testimoniato da alcuni toponimi collegati alla coltura di uliveti e vigneti (*vigna Galluccio, Trappeto ecc.)* di località poste poco distanti.
L'utilizzazione agricola ha certamente comportato la preservazione da abbandoni incontrollati di rifiuti in genere e/o da inquinamenti diretti. In un recente passato (1975) cessa il suo utilizzo agricolo per essere destinato ad attività produttive del Nucleo.
La superficie del lotto risulta interessata dalla presenza di un capannone industriale di 5.069 *mq* la cui costruzione è iniziata nell'anno 2000, a seguito di Concessione Edilizia n. 159/NC del 27.06.2000, e mai completato.
La costruzione risulta costituita da elementi strutturali di elevazione e fondazione in *c.a*. e precompresso, con tompagni e copertura in pannelli in cemento prefabbricato; all'esterno la pavimentazione del piazzale è costituita da pannelli prefabbricati.
Il piazzale, per una parte, si sopraeleva di 40 *cm* rispetto alla quota stradale di entratata/uscita dal sito (via Avogadro), realizzato con materiale di riporto (*vedi TAV II Modello geologico tecnico*).
Dai sopralluoghi eseguiti non vengono rilevate presenze di inquinanti sul suolo, dispersione di liquidi ecc. tali da presupporre coinvolgimenti del terreno e della falda acquifera.
Il sito è stato oggetto della procedura di caratterizzazione dei siti inquinati secondo quanto indicato al *Titolo V Parte IV del D.Lgs. 152/06 e ss.mm.ii., art. 242* ed è stato rilasciato agli usi civici previsti per legge, come evidenziato con decreto direttoriale MATTM (Prot. 2567/TRI/DI del 27 gennaio 2011 "*Decreto direttoriale concernente il provvedimento finale di adozione, ex art. 14 ter della Legge n. 241/90 e s.m.i. svoltasi indata 20.12.2010*) in cui si attesta l'assenza di contaminazione nel suolo e nelle acque di falda.
La costruzione delle opere a servizio dell'attività industriale del capannone (vasche di raccolta) comporta una produzione di materiali di scavo per la messa in opera della fondazione e delle opere di urbanizzazione connesse.
Il materiale di risulta verrà riutilizzato all'interno dello stesso sito o, se è il caso, conferito all'esterno come terra da scavo secondo quanto indicato nel D.P.R. 13 giugno 2017 n. 120
Vista la profondità di attestazione della fondazione, lo scavo potrebbe interferire con la falda acquifera in profondità per cui durante l'esecuzione dello scavo si dovrà tenere conto, eventualmente, della gestione delle acque sotterranee.

Capitolo 7 **INDAGINI GEOGNOSTICHE**

Per la costruzione del modello geologico-tecnico sono stati esaminati i seguenti dati:

- *Rilevamento geolitologico esteso alla zona di interesse*
- *Risultati delle indagini geognostiche eseguite nelle vicinanze del sito (aree storiche Rocca Maria)*
- *Risultati delle indagini geognostiche eseguite sul sito di studio (Maggio 2020)*

Nella campagna di indagine eseguita sul sito di studio sono state eseguite prove nei punti individuati su cartografia allegata (*v. TAV II Modello geologico-tecnico del sito*), ritenuti più significativi per la caratterizzazione geologico-tecnica degli strati di terreno interferenti con l'opera da realizzare (*v. Foto 2*) e, di seguito, elencate:

- *n. 1 stendimento sismico MASW eseguito lungo la direzione A – A'*
- *n. 2 sondaggi penetrometrici dinamici super pesante DPSH1 – DPSH2*

Lo stendimento sisimico MASW è stato ottenuto tramite *sismografo Sara Electronic Instruments S.r.l. di Perugia, con convertitore digitale a 16 bit reali e geofoni verticali Geospace da 4.5 Hz,* mentre il sondaggio penetrometrico super pesante DPSH1 è stato effettuato mediante strumentazione Pagani Emilia 20. I risultati ottenuti sono riportati negli allegati.
L'indagine sismica di tipo M.A.S.W. (*Multichannel Analysis of Surface Waves*) è stata condotta al fine di determinare la categoria sismica di terreno secondo quanto indicato nella normativa sismica (*OPCM 3519/06 e s.m.i.*) e dagli Eurocodici 7 "*Progettazione geotecnica*" e 8 "*Regole progettuali per le strutture antisismiche*".
Il metodo individua il profilo di velocita delle onde di taglio verticali Vs e si basa sulla misura delle onde superficiali in corrispondenza di diversi sensori (geofoni) posti sulla superficie del suolo. Il contributo predominante alle onde superficiali è dovuto alle onde di *Rayleigh* che viaggiano con una velocita correlata alla rigidezza della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde.
In un mezzo stratificato le onde di *Rayleigh* sono dispersive; si tratta di onde con diverse lunghezze d'onda che si propagano con diverse velocita di fase e velocita di gruppo. La natura dispersiva delle onde superficiali è correlabile al fatto che onde ad alta frequenza con lunghezza d'onda corta si propagano negli strati più superficiali e quindi danno informazioni sulla parte piu superficiale del suolo, invece onde a bassa frequenza si propagano negli strati piu profondi e quindi interessano gli strati piu profondi del suolo.

Foto 2: Le indagini geognostiche sul sito di progetto: esecuzione MASW e sondaggio penetrom. dinamico superpesante DPSH 1

Indagini pregresse

Il sito di progetto si inserisce in una zona che in un recente passato è stata oggetto di indagini geognostiche ai fini della caratterizzazione ambientale del suolo-sottosuolo e delle acque sotterranee e per la costruzione di opere connesse all'insediamento delle attività produttive presenti.
In particolare, per una prima indicazione sulla descrizione delle caratteristiche litostratigrafiche si è fatto riferimento ai dati ottenuti dalle indagini eseguite per la caratterizzazione ambientale ai fini della bonifica e per la riqualificazione per l'ampliamento dell'azienda (anno 2013 - 2016) che si colloca a pochi decine di metri dal sito di progetto, oltre che da indagini eseguite in un territorio più ampio posto nello stesso bacino idrogeologico di pertinenza.
Di seguito, viene riportata la planimetria con indicati i punti indagati (*v. Foto 3*) e alcune foto rappresentative delle litologie, utili per la ricostruzione delle caratteristiche litostratigrafiche del sito di progetto: le indagini pregresse si allineano molto bene con le indagini eseguite di recente confermando una buona omogeneità nei caratteri crono-litostratigrafici dei siti.

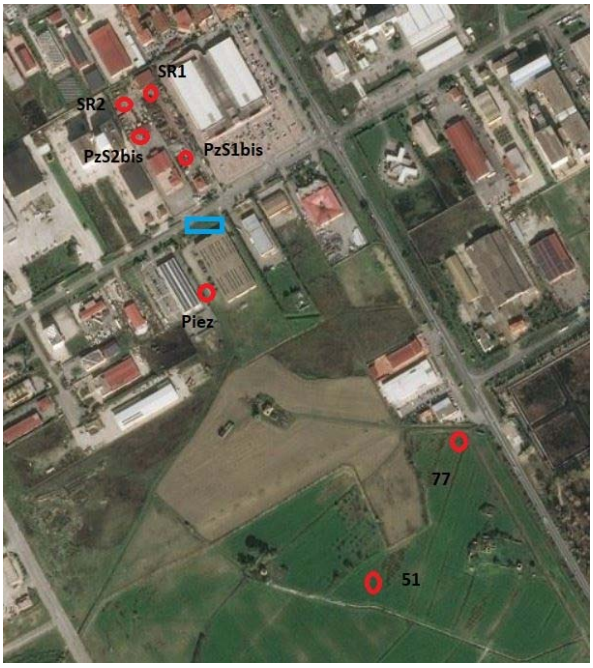


Foto 3: Ubicazione carotaggi indagini pregresse (colore rosso) e in colore azzurro il sito di progetto

Foto 4: Cassette catalogatrici con in evidenza i caratteri litostratigrafici delle litologie investigate nel corso delle indagini pregresse (carotaggi ubicati in Foto n. 3)

Capitolo 8 **INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO, IDROGEOLOGICO GENERALE**

Il sito ricade in una vasta area ubicata al margine orientale del bacino sedimentario crotonese interessato da un sistema di lineamenti tettonici a valenza locale e regionale con direttrici prevalenti *NE – SO* e *SE – NO.*
La sua origine è da mettere in relazione al colmamento di una paleoscarpata che delimitava un'antica linea di costa posta lungo l'allineamento SSE – NNO Piano S. Biagio – Silvestro– Tre Chiese – Neto.
I rilievi argillosi prospicienti posti in località Silvestro, ad ovest dell'area Rocca Maria S.r.l., rappresentano la parte sommatale di una pila sedimentaria, spessa almeno 3.000 *m,* poggiante sul substrato cristallino della Sila, con accrescimento iniziato nel Tortoniano e tutt'ora in atto.
Studi geologici effettuati su ampie porzioni della piana costiera a nord di Crotone hanno evidenziato la presenza di depositi alluvionali fluviali del torrente Passovecchio e dei fossi minori Vela-Armeria e marini costieri per azione delle correnti marine e del moto ondoso lungo la costa. I depositi si dispongono in trasgressione sulle argille grigio - azzurre del Pliocene che costituiscono il basamento rigido dell'area.
All'interno di questi depositi è presente una falda acquifera di notevole estensione.
Vengono, qui di seguito, esposti i principali aspetti geomorfologici, geologici e idrogeologici funzionali alla definizione del modello geologico di riferimento.

GEOLOGIA

L'area in esame ricade nel margine sud del bacino sedimentario crotonese che è stato interessato da sedimentazione marina dal Miocene medio-sup., al Pleistocene superiore, ad oggi.

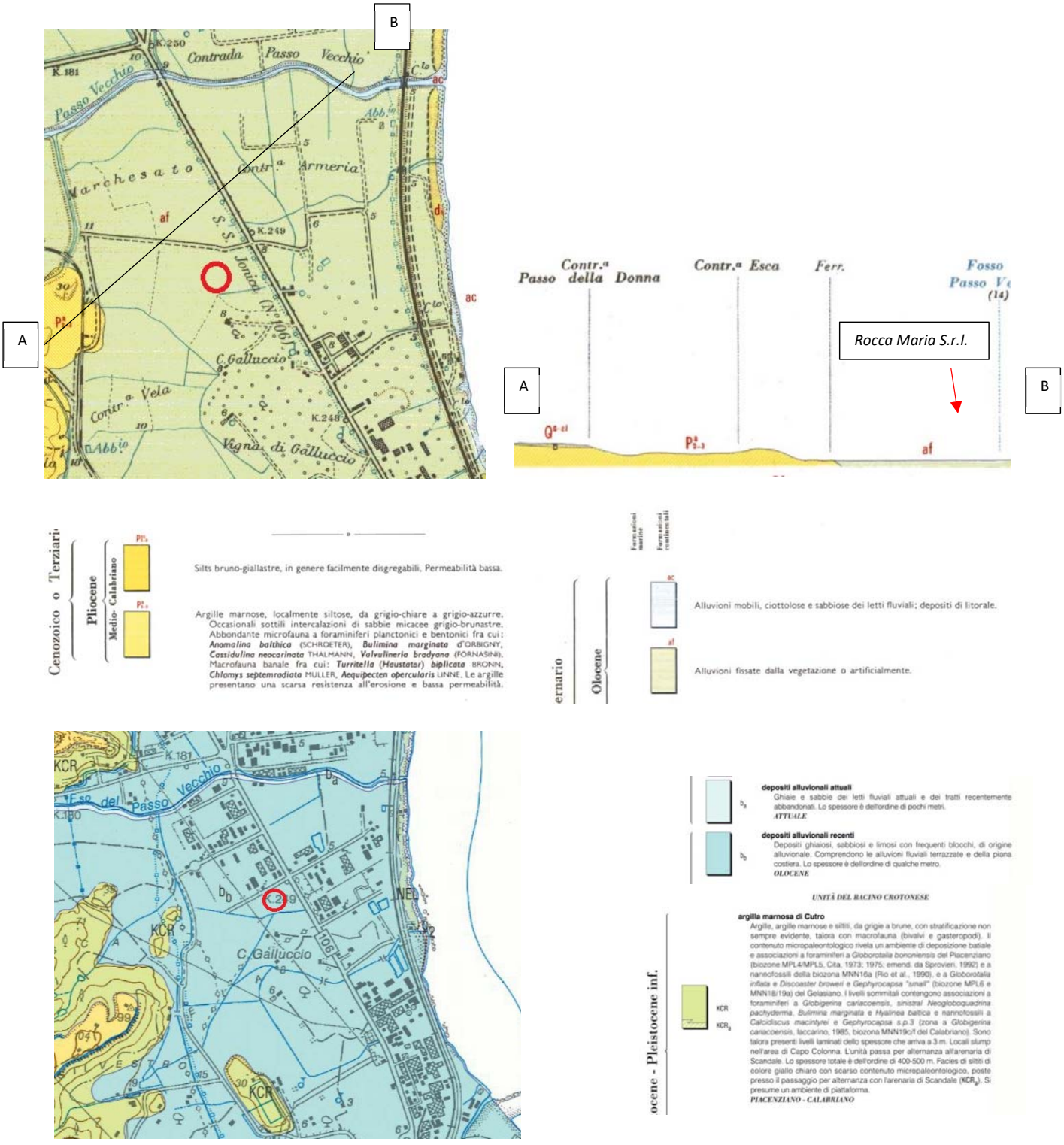


Fig. 4: Stralcio cartografico della carta geologica d'Italia scala 1:100.000 (*Foglio n. 238 III NE, Gabella grande) e scala 1:50.000 (Foglio n. 571 Carta Geologica Progetto GARG ISPRA*) con le formazioni presenti sulla superficie significativa del sito di interesse e, in basso, la sezione geologico - strutturale rappresentativa dell'alto dei rilievi di località Silvestro e la pianura costiera a valle, con indicato (freccia) il nuovo sito industriale Rocca Maria S.r.l.

Richiedente: ROCCA MARIA S.r.l.
Via Amedeo Avogadro, snc (zona industriale)
88900 CROTONE (KR)

Prog. GEOL: Studio di Geologia Tecnica & Ambientale DELTAESSE
Geol. Francesco SCERRA
via Napoli, 6 88900 - CROTONE
tel 0962 902765; cell 320 0380861
e-mail: *antonelloscerra@gmail.com;*
Pec:scerra.francesco@geologicalabria.com

I terreni presenti nel sito di progetto appartengono alle seguenti formazioni così rappresentate cronostratigraficamente dal basso verso l'alto:

- argille marnose, siltose di colore grigio-chiare e/o grigio-azzurre, sottili intercalazioni sabbiose (Pliocene medio sup – Pleistocene inf. Calabriano):

il litotipo (*formazione di Cutro*) rappresenta il basamento argilloso pliocenico sul quale si sono depositati i sedimenti alluvionali e marini recenti; la sua presenza in profondità è stata più volte accertata anche in altre indagini eseguite poco distante (*v. Foto n. 3, 4 sondaggi PzS2bis, SR1, SR2, 77, 51*) e affiora a formare i rilievi collinari posti ad ovest dell'area in esame, in località San Silvestro - Passo della Donna (oltre 400 *m* di distanza). Il litotipo presenta le caratteristiche granulometriche delle argille limose sfumando nella parte sommitale a una litologia che presenta intercalazioni sabbioso argillose. In *Fig. 4* è rappresentata con il simbolo **$P^{a}_{2\text{-}3}$/KCR**

-alluvioni ciottolose e sabbiose fluviali -depositi di litorale (Pleistocene superiore - Olocene)

la formazione, trasgressiva sulla sottostante formazione delle argille di Cutro; è composta da una commistione di depositi sabbiosi ciottolosi originatisi sia dalla deposizione alluvionale dei letti fluviali (terrazzamento fluviale) che dalla deposizione in ambiente litorale per azione delle correnti marine, del moto ondoso e del vento sotto costa, in relazione alla variazione del livello marino. La sua granulometria si distribuisce in lenti e/o livelli, variando così in senso sia verticale che orizzontale per cui risulta difficile o quasi impossibile correlare i vari tipi litologici costituenti la formazione nel suo complesso. Lo spessore *max* è di 20 *m* e nel sito in esame raggiunge i 10-12 *m* (*v. Foto n. 4, sondaggi PzS2bis, SR1-SR2*); il dato si allinea con l'andamento delle velocità delle onde sismiche Vs (*m/sec*) con la profondità dedotto dalla prospezione sismica MASW eseguita per il progetto. In *Fig. 4* è rappresentata con il simbolo **ac/b_b**

- *alluvioni fissate dalla vegetazione e/o artificialmente (Olocene - Recenti)*

la formazione detritica rappresenta il terreno sul quale saranno realizzate le opere previste.

E' costituita da depositi alluvionali recenti (**b_b**) (limi sabbiosi e/o argillosi, sabbie e sabbie ghiaiose) con spessore che cresce verso monte e può raggiungere e a volte superare anche gli 8 *m*. Gli studi e le ricerche geologiche eseguite sulla superficie significativa di pertinenza hanno più volte caratterizzato la formazione alluvionale, facendo rilevare che il suo spessore si assottiglia procedendo verso la costa dove sfuma ai depositi sabbiosi di litorale.

La sua origine origine è da mettere in relazione all'erosione eluviale/colluviale del bacino del torrente Passovecchio e dei fossi minori che tende in generale a smantellare i rilievi collinari posti a monte con conseguente accumulo dei detriti verso il fondo valle e verso la costa.

Il deposito in alcuni punti risulta ben assortito, mentre in altri può essere costituito da una sola frazione granulometrica. Nel sito di progetto lo spessore è di 6 *m* (*v. Foto 4),* dato che si allinea a quanto evidenziato dalle indagini DPSH 1 – DPSH2 e dallo stendimento MASW. In *Fig. 4* è rappresentata con il simbolo **a_f/b_b.**

Si schematizza qui di seguito, alla scala di dettaglio, il modello geologico del sito di progetto ricostruito sulla base dei dati geologico stratigrafici raccolti, costituito da *n.* 3 principali litotipi appartenenti alle formazioni distinte per caratteri lito, cronostratigrafici.

Tabella 1

FORMAZIONE	LITOTIPO (Descrizione)	SPESSORE (*m*)
Alluvioni fissate dalla vegetazione o artificialmente (Olocene) Ambiente deposizionale: continentale	*Sabbie, sabbie limose colore bruno chiaro con riporti in superficie*	*6.0*

Alluvioni ciottolose e sabbiose fluviali- depositi di litorale (Peistocene medio-Pleistocene superiore) *Ambiente deposizionale: continentale e marino costiero*	*Sabbia variabile da fine a grossa, colore avana con a luoghi intercalazoni limose e livelletti argillosi, sabbia ghiaiosa colore avana con occasionali livelletti di sabbia argillosa grigio brunastra*	*12.0*
Argille marnose, siltose di colore grigio chiare e/o grigio azzurre, sottili intercalazioni sabbiose (Pliocene medio sup – Pleistocene inf. Calabriano): *Ambiente deposizionale: marino*	*Sabbie argillose medio grosse, colore grigio con livelli argillosi, passante in profondità (30-32 m) ad argille limose grigio chiare*	*12.0*

Dalle caratteristiche geologico – stratigrafiche evidenziate, si ipotizza che il processo di sedimentazione sia stato abbastanza regolare, con una continuità stratigrafica e le giaciture dei limiti litologici sostanzialmente sub orizzontali e senza segnalare lineazioni tettoniche di una certa importanza.

GEOMORFOLOGIA

L'ambiente morfologico generale è caratterizzato da un'ampia pianura formatasi dalla sovrapposizione dei sedimenti alluvionali del torrente Passovecchio e fossi minori Vela-Armeria e, in concomitanza, della distribuzione dei sedimenti marini lungo la costa per effetto delle correnti marine e del moto ondoso.
Le forme di erosione in generale sono riconducibili prevalentemente al dilavamento delle acque correnti superficiali; in alcune zone poste a distanza dal lotto di progetto, dove è presente terreno libero, si evidenziano solchi, decorticazioni, ecc., forme create dai rivi delle acque meteoriche e tipiche dei terreni sabbiosi.
Il fenomeno è più pronunciato laddove il terreno rimane nelle condizioni originarie e privo di uno strato vegetale a protezione.
Il profilo morfologico, abbastanza regolare, degrada con debole pendenza verso est e verso il mare, con quote altimetriche comprese tra 8.0 e 9.0 *m s.l.m.* ((vedi TAV I *Planimetria generale*). L'area di sedime che ospiterà le opere è posta ad una quota di 7.9 *m s.l.m*. (quota ottenuta dalla sovrapposizone dei materiali e terreni riportati). La distanza dall'asta principale del torrente Passovecchio è di circa 400 *m*.
La sua superficie è ricompresa all'interno della particella 582, interessata da terreno libero, in aderenza con la recinzione del lotto.
La delimitazione del limite di proprietà è ben netta e nell'intorno sono presenti fabbricati ad uso industriale di recente costruzione.
Per il lotto in questione, non si evidenziano forme nel terreno particolari e tali da presupporre incipienti fenomenologie erosive e di instabilità del terreno; a tal proposito, non si segnalano segni (es. lesioni, fratture, ecc.) sulle strutture esistenti poste nelle immediate vicinanze del lotto di interesse.

IDROGEOLOGIA

Il sistema idrografico della piana costiera a nord di Crotone è caratterizzato da una rete di drenaggio organizzata secondo canali di bonifica che confluiscono direttamente a mare o verso le aste dei principali corsi d'acqua (torrente Passovecchio a nord, e fiume Esaro a sud).
Il sito di studio ricade nel bacino minore costiero del fosso Vela-Armeria che decorre a sud est, poco distante dal sito.

Le acque superficiali che scorrono all'interno del lotto sono attualmente prive di un sistema di raccolta e defluiscono in generale verso la zona d'ingresso e verso la via Avogadro dove sono presenti i collettori posti ai margini della carreggiata.
I terreni presenti nella parte sommitale della successione stratigrafica sono caratterizzati da una buona permeabilità (k (*cm/sec*) = 10 E – 3), favorendo la ricarica della falda acquifera.
Il meccanismo di ricarica si riconduce al modello idrogeologico di piana costiera dove tra i corpi idrici sussiste un continuo scambio di acqua attraverso orizzonti a permeabilità crescente con la profondità.
Nel caso in esame, comunque, sono da escludere le condizioni per la formazione di una prima falda acquifera sospesa nello spessore superficiale, vista l'assenza di un vero acquiclude posto tra strati permeabili di superficie e profondi per cui le acque sotterranee si organizzano secondo un unico livello che coincide con la superficie della falda acquifera principale, assumendo caratteristiche geometriche e idrauliche tipiche delle falde di pianura costiera in rapporto con il mare.
Nell'area di progetto, la falda acquifera attesta la soggiacenza intorno ai 5.3 *m* di profondità dal *p.c.*, (misura effettuata su piezometro sigla Piez di *Foto 3*), presentando una escursione fino a 1.6 *m* (4.5 *m* dal *p.c.*, *max* escursione segnalata). Il dato fa riferimento alla campagna di indagini geognostiche eseguita per la caratterizzazione ambientale ai fini della bonifica del sito Rocca Maria tra il 2013 e il 2016.

TABELLA MISURAZIONE LIVELLO FALDA

AREA " ROCCA MARIA foglio n.25, part. 968"

Punto di controllo livello falda acquiera piezometro PzS2Bis

Quota piano campagna (m s.l.m.)	Quota (m s.l.m.) Testa pozzetto metallico (piano di rif. misurazione)	Profondità livello statico dal testa pozzetto metallico (m)	Livello statico (m s.l.m.)	Misura eseguita	giorno
8.510	9.120	7.677	1.443	Dal p. rif.	05.07.13
"	"	7.685	1.435	"	12.09.13
"	"	7.618	1.502	"	25.10.13
"	"	7.476	1.644	"	13.11.13
"	"	6.999	2.121	"	09.12.13
"	"	6.413	2.707	"	16.01.14
"	"	6.005	3.115	"	17.02.14

Punto di controllo livello falda acquifera piezometro PzS1Bis

Quota piano campagna (m s.l.m.)	Quota testa pozzo metallico (m s.l.m.)	Profondità livello statico dal testa pozzo metallico (m)	Livello statico (m s.l.m.)	Misura eseguita	giorno
8.320	8.260	6.886	1.374	Dal p. rif	05.07.13
"	"	6.896	1.364	"	12.09.13
"	"	6.835	1.425	"	25.10.13
"	"	6.709	1.551	"	13.11.13
"	"	6.239	2.021	"	09.12.13
"	"	5.660	2.600	"	16.01.14
"	"	5.197	3.063	"	17.02.14

In evidenza (fondo grigio) i valori dei livelli statici utilizzati per la definizione (vedi TAV IV – MODELLO IDROGEOLOGICO DEFINITIVO) dell'andamento del flusso idrico sotterraneo (Feb. 2014)

Fig. 5: Tabella riassuntiva misurazioni livello falda acquifera su piezometri Pz1Bis – Pz2Bis di Foto n. 3

In superficie, viste le caratteristiche di permeabilità, nello spessore sabbioso limoso (fino a 2.0 *m* dal *p.c.),* si presentano stagionalmente piccoli accumuli idrici di impantanamento, maggiormente presenti dove aumenta la componente limo -argillosa posta all'interfaccia con le sabbie sottostanti.
Nel sito di progetto è presente l'unità idrogeologica dei

- *Depositi alluvionali del torrente Passovecchio e dei fossi minori – depositi di litorale*

L'unità include le formazioni detritiche costituenti i depositi sedimentari trasgressivi sul basamento argilloso; questi depositi sono di origine continentale e marino costiera, con spessore variabile all'interno del bacino, caratterizzati molto spesso da una notevole eterogeneità litologica ed una permeabilità variabile.
I rilievi eseguiti sul sito hanno messo in evidenza che questi depositi detritici si compongono di *n.* 2 strati a permeabilità crescente con la profondità: lo strato superficiale (primi 6.0 *m* coincidente con i depositi alluvionali recenti) composto da una matrice prevalentemente sabbioso limosa frammista a lenti sabbiose,

locali livelletti argillosi e, procedendo in profondità (oltre 6.0 m fino a 18.0 m), da uno strato sabbioso colore bruno avana con ghiaia e a luoghi livelletti limosi; indicativamente la permeabilità aumenta da valori medio - bassi di permeabilità dalla superficie (10^{-5} < K(*cm/sec*) < 10^{-3}) a valori di permeabilità elevata K(*cm/sec*) = 10^{-2} – 10 procedendo nello strato sabbioso ghiaioso posto in profondità.
Lo strato ospita la falda acquifera principale che attesta la sua soggiacenza mediamente intorno a 5.3 *m* di profondità dal *p.c.* e con *max* escursioni che tendono a fare risalire il livello piezometrico anche fino a 4.5 m dal *p.c.* (periodo invernale).
Nell'area in esame, Il corpo idrico viene alimentato sia dal flusso dell'acquifero profondo che da acque di infiltrazione superficiale, principalmente durante il periodo piovoso.
Le modalità descritte portano a concludere che l'area di progetto è interessata da falda acquifera posizionata nelle sabbie poste in profondità e, occasionalmente, da accumuli idrici superficiali che formano dei locali impantanamenti.
L'indagine geologica ha rilevato alla scala visiva un incremento del grado di saturazione legata all'azione di capillarità, a partire da 3.0 *m* di profondità.

Capitolo 9 **IL MODELLO GEOLOGICO E GEOTECNICO DEL SITO DI PROGETTO**

Per la definizione delle caratteristiche geologiche e geotecniche dei terreni presenti in profondità è stato eseguito un rilevamento di superficie e una campagna di indagini geognostiche *in situ*; è stato possibile ricostruire un modello del terreno, definendo così le particolarità geologico - stratigrafiche, sismiche e geomeccaniche, necessari alla progettazione.

Il quadro evolutivo dei processi morfologici ed idrologici

L'ambiente geomorfologico del sito di progetto è condizionato/vincolato dagli interventi di trasformazione del suolo che si susseguono di pari passo con l'espansione del tessuto produttivo artigianale - industriale.
Il deflusso delle acque superficiali appare ben organizzato, escludendo concentrazioni dell'azione dilavante tali da innescare processi erosivi.
I processi morfologici e idrologici in atto, comunque, non pregiudicano la conservazione del suolo che appare abbastanza stabile sia sull'area di sedime a diretto contatto con le opere da realizzare che in un congruo intorno della stessa.

Stratigrafia geologica e geotecnica

Le indagini geognostiche hanno confermato che in profondità è presente una tipica successione di terreni di piana alluvionale costiera con spessori *max* di 30-35 *m*, trasgressivi sul basamento argilloso e crescenti verso il mare (*v. TAV II Modello geologico).*
I dati ottenuti dalle indagini eseguite hanno evidenziato che il sottosuolo dell'area di studio investigato (30 - 34 *m*) è costituito da *n*. 3 litotipi dalla consistenza crescente con la profondità che si sovrappongono al basamento argilloso.
Vengono definiti, di seguito, gli strati geologici omogenei che interagiscono con la struttura da realizzare con visione dall'alto verso il basso:

- ✓ ***Sabbia limosa con intercalazioni sabbiose, colore bruno chiaro, con riporti in superficie (0 cm-540 cm)***

La sua granulometria si presenta principalmente sabbiosa con sporadici livelli limosi variamente distribuiti con la profondità.
Il litotipo presenta caratteristiche geotecniche disomogenee con inversione dello stato di addensamento da blando a moderato.
Si presenta in superficie con uno spessore originario costituito da terreno di riporto limoso rimaneggiato (0 – 30 *cm*), con uno stato di addensamento molto sciolto conseguente all'alterazione per esposizione superficiale e può modificare facilmente il suo comportamento meccanico (pseudocoerenza). Al suo interno,

nei primi 2.0 *m,* può rinvenirsi stagionalmente acqua meteorica, dando luogo anche ad importanti impantanamenti; questa informazione risulta utile per le necessarie verifiche di tenuta delle pareti di scavo, tenendo conto che il contenuto d'acqua aumenta con gradiente dipendente dalla granulometria e dalla profondità di soggiacenza della falda acquifera (max livello stagionale posto a 4.5 *m* dal *p.c*).
La struttura di fondazione prevista (fondazione a platea), vista la sua funzionalità, dovrà essere posizionata a profondità di 3.0 – 3.5 *m* per cui lo spessore di riporto e il primo strato dalle caratteristiche di resistenza basse (sabbia limosa) verranno bypassati, per poi immorsarsi nelle sabbie moderatamente addensate e con profilo di resistenza maggiore.
Di seguito vengono rappresentati gli strati geotecnici con indicati gli intervalli di variazione degli spessori per tutta l'area interessata dalle *n.* 2 vasche di raccolta

- Riporto limoso, sciolto (30 *cm*)
- Sabbia limosa, da sciolto a poco addensato (150-210 *cm*)
- Sabbia, da poco a moderatamente addensato (150-210 *cm*)
- Sabbia limosa, poco addensato (150-180 *cm*)

✓ ***Sabbia media, sabbia grossa con ghiaia, occasionali livelletti limosi e intercalazioni sabbioso argillose alla base, da poco addensato a molto addensato (540 cm – 1800 cm)***

Rappresenta lo spessore di terreno depositatosi in discordanza sulla formazione argillosa di Cutro. La granulometria e lo stato di addensamento aumentano con la profondità .
Di seguito il litotipo viene suddiviso in strati geotecnici di spessore costante/variabile indicato in parentesi.

- Sabbia media, poco addensato (180 *cm*)
- Sabbia grossa ghiaiosa, da moderatamente addensato ad addensato (360 *cm*)
- Sabbia con ghiaia, molto addensata (720 *cm*)*

** informazioni ottenute da altre campagne geognostiche eseguite nelle vicinanze*

✓ ***Sabbia argillosa con intercalazioni argillose, colore grigio, molto addensato (1800 cm - 3000 cm)***

Rappresenta la parte sommitale della formazione di Cutro; presenta un elevato stato di addensamento.

✓ ***Argilla limosa e silts, estremamente consistente (da 3000 cm)***

Rappresenta il top della formazione di Cutro, ultra consistente.

I risultati sono riportati nell'apposita *Tabella 1* in cui vengono definiti i valori Vs (*m/sec*) per la profondità di riferimento di 30 *m* a confronto con i dati NSPT ricavati nelle indagini.

Dalle caratteristiche geologico – stratigrafiche evidenziate, estese ad un congruo intorno del sito di progetto (superficie e volume significativo) si ipotizza che il processo di sedimentazione sia stato abbastanza regolare, con una continuità stratigrafica e le giaciture dei limiti litologici sostanzialmente sub orizzontali.
Dall'incrocio dei risultati ottenuti con la penetrometria e con la sismica, con il supporto anche dei dati preesistenti, si determina che 34 *m* il sottosuolo dell'area indagata è costituito (fino a 30 *m*) da *n.* 3 macrostrati a rigidità sismica crescente con la profondità.

Tabella 2

Profondità (*m*)	Vs (*m/sec*)	STRATI LITOLOGICI	NSPT	STRATI GEOTECNICI *Spessore (cm)*
0 - 5.4	240-175-200	*Sabbia limosa con intercalazioni sabbiose, colore bruno chiaro con riporti in superficie*	0 -1	*Riporto limoso, sciolto (30)*
			2-4	*Sabbia limosa, da sciolto a poco addensato (150-210)*
			6-11	*Sabbia, da poco a moderatamente addensato (150-210)*
			6	*Sabbia limosa, poco addensato (150–180)*
5.4 – 18.0	200-255	*Sabbia media, sabbia grossa con ghiaia, colore avana occasionali livelletti limosi e intercalazioni sabbioso argillose alla base, colore grigio brunastro da poco addensato a molto addensato*	5-9	*Sabbia media, poco addensato (180)*
			22-40	*Sabbia grossa ghiaiosa, da moderatamente addensato ad addensato (360)*
			R*	*Sabbia con ghiaia, molto addensata (720)**
18.0 – 30.0	255-400	*Sabbia argillosa con intercalazioni argillose, colore grigio, molto addensato*	R*	*Sabbia argillosa con intercalazioni argillose, molto addensato (1200)**
Da 30.0 -	400-430	*Argilla limosa e silts*	R*	*Argille limose e silts, estremamente consistente (>> 200 cm)**

**Dati ricavati da letteratura*

Nello spessore superficiale del macrostrato 1 sono presenti fenomeni di alterazione naturale e plasticizzazione della componente limo argillosa dovuta all'impantanamento dell'acqua di infiltrazione che può localizzarsi tra – 1.0 *m* e – 2.0 *m* dal *p.c.* e, inoltre, tra le quote 4.5 – 6.1 *m* dal *p.c.* per le alterazioni dovute al franco di oscillazione della falda acquifera; presenta caratteristiche geomeccaniche generalmente omogenee mantenendo comunque nel complesso un basso grado di consistenza.
Il macrostrato 2 comprende i depositi sabbiosi e ghiaiosi immersi nella falda acquifera estesa a tutta la pianura costiera. Lo spessore presenta uno stato di addensamento medio ed una rigidità sismica crescente.
Il macrostrato 3 corrisponde al top della formazione di argillosa di Cutro (intercalazioni sabbiose argillose che sfumano in profondità ad argille limose e sits del basamento geologico);In generale la successione sedimentaria presenta un profilo delle velocità delle onde sismiche crescenti con la profondità.
Gli orizzonti presentano limiti ben netti, dividendo di fatto strati ad uguale rigidità sismica.
Per quanto concerne l'inversione di velocità presente nel profilo sismico del macrostrato 1 (*sabbie, sabbie limose colore bruno chiaro con riporti in superficie; prof. 0 – 5.4 m*) questa è da considerarsi poco significativa in quanto non sono contemporaneamente verificate le condizioni di seguito elencate:

- *terreno rigido in profondità sovrastante un terreno soffice con un rapporto Vs rig. / Vs sof. > 1.5;*
- *differenza tra le Vs dei due terreni > 200 m/s;*
- *spessore dello strato a velocità minore > 5 m;*
- *Vs dello strato più rigido ≥ a 500 m/s.*

per cui sono da escludere modalità di propagazione delle onde sismiche tra strati continui tali da generare amplificazioni importanti del moto del terreno.
Dai risultati ottenuti con le prove geognostiche si conferman una coerenza tra l'indagine strumentale effettuata con il SPT e la risposta sismica ottenuta con la stesa MASW.

Caratterizzazione geotecnica dei terreni

Le caratteristiche geotecniche dei terreni sono state determinate sulla scorta dell'analisi dei dati ottenuti dalle indagini geognostiche effettuate (maggio 2020) e da indagini storiche eseguite nel corso di studi e ricerche condotte nelle vicinanze del sito, tali comunque da garantire l'individuazione e caratterizzazione di una zona significativamente ampia che interagisce con le opere da realizzare.
Vengono definiti, di seguito, gli orizzonti geotecnici omogenei che interagiscono con le strutture da realizzare e i loro relativi parametri, ottenuti dall'elaborazione con *software Geostru Dynamic Probing 2020* e dall'elaborazione *Masw* così distinti e caratterizzati.
Il terreno in cui lo scatolare viene immerso è suddiviso in tre strati a cui è possibile assegnare differenti caratteristiche geotecniche (*v. Fig. 6*)

- ricoprimento gravante direttamente sul traverso (caso in esame spessore nullo)
- rinfianco a sinistra ed a destra dei due piedritti
- terreno di fondazione

Sottostante al terreno di fondazione è presente una falda idrica a profondità variabile (4.5– 6.1 *m dal p.c*)

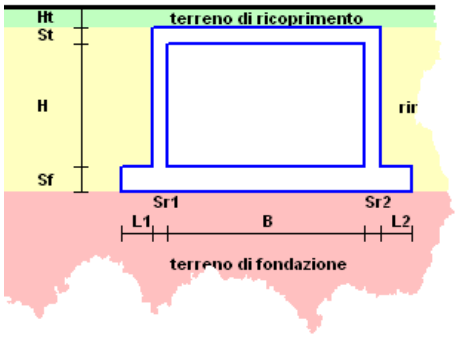


Fig. 6 Struttura scatolare in rapporto con i terreni del sottosuolo

Lo schema dei rapporti stratigrafici viene rappresentato in *TAV II Modello geologico – tecnico* allegato alla presente relazione.
Il profilo di avanzamento per N di colpi (NSPT) ottenuto dalla indaginie DPSH, pur presentando un andamento omogeneo con la profondità denota valori di resistenza collegati a strati geotecnici sostanzialmente differenti.
La scelta dei parametri rappresentativi del modello geologico-tecnico è ricaduta sul profilo NSPT della prova DPSH 2, ritenuta più cautelativa. Di seguito si riassumono gli strati geotecnici e i relativi parametri:

Spessori investigati con DPSH1- DPSH2 e con stesa MASW (0 < S(m)< 10.2)

✓ ***Riporto limoso, molto sciolto (0 -30 cm)***
Spessore - S (m) = 0.3
Numero colpi - NSPT = 1;
Angolo di resistenza al taglio – (ϕ'°) = 28
Modulo di Young - E (*Mpa*) = 0.78
Modulo Edometrico - Eed (*Mpa*) = 2.89
Peso unità di volume - γ (*KN/mc*) = 16.76
Peso unità di volume saturo - γ*sat* (*KN/mc*) = 18.33

✓ ***Sabbia limosa, da sciolto a poco addensato (30 cm - 180 cm)***

Spessore - S(m) = 1.50
Numero colpi - NSPT = 2
Densità relativa (%) = 40
Coesione C (kPa) ~ 0
Angolo di resistenza al taglio - ϕ'(°) = 28
Modulo di Young - E (*Mpa*) = 1.50
Modulo Edometrico - Eed (*Mpa*) = 3.09
Peso unità di volume - γ (*KN/mc*) = 13.72
Peso unità di volume saturo - γsat (*KN/mc*) = 18.33
Modulo di Poisson - ν = 0.35
Modulo di deformazione a taglio dinamico - G (*Mpa*) = 18.83
Velocità onde di taglio - Vs (*m/s*) = 78

✓ ***Sabbia, da poco a moderatamente addensato (180 cm - 390 cm)***

Spessore - S(m) = 2.10
Numero colpi - NSPT = 6
Densità relativa - Dr (%) = 51
Angolo di resistenza al taglio - ϕ'(°) = 30
Coesione C (kPa) ~ 0
Modulo di Young - E (*Mpa*) = 4.69
Modulo Edometrico - Eed (*Mpa*) = 6.34
Peso unità di volume - γ (*KN/mc*) = 15.49
Peso unità di volume saturo - γsat (*KN/mc*) = 18.53
Modulo di Poisson - ν = 0.34
Modulo di deformazione a taglio dinamico - G (*Mpa*) = 36.35
Velocità onde di taglio - Vs (*m/s*) = 114
****Costante di Winkler*- K (*daN/cmc*) = 4.03

✓ ***Sabbia limosa, poco addensato (390 cm – 570 cm)***

Spessore - S(m) = 1.80
Numero colpi - NSPT = 6
Densità relativa - Dr (%) = 42;
Coesione C (kPa) ~ 0
Angolo di resistenza al taglio - ϕ'(°) = 29
Modulo di Young - E (*Mpa*)= 4.33
Modulo Edometrico - Eed (*Mpa* = 6.14
Peso unità di volume - γ (*KN/mc*) = 15.29
Peso unità di volume saturo - γsat (*KN/mc*) = 18.53
Modulo di Poisson - ν = 0.34
Modulo di deformazione a taglio dinamico - G (*Mpa*) = 34.85
Velocità onde di taglio - Vs (*m/s*) = 144

✓ ***Sabbia media, poco addensato (570 cm – 750 cm)***

Spessore - S(m) = 1.80
**Numero colpi* – NSPT = 9
**Densità relativa* - Dr (%) = 49
**Angolo di resistenza al taglio* - ϕ'(°) = 31
**Coesione* C (kPa) ~ 0

**Modulo di Young* - E (*Mpa*) = 7.27
**Modulo Edometrico* - E*ed* (*Mpa*) = 7.78
**Peso unità di volume* - γ (*KN/mc*) = 16.67
**Peso unità di volume saturo* - γsat (*KN/mc*) = 18.73
***Modulo di Poisson* - ν = 0.34
**Modulo di deformazione a taglio dinamico* - G (*Mpa*) = 47.78
Velocità onde di taglio - Vs (*m/s*) = 197

Spessori invest. con stesa MASW e con indicazioni ricavate da indagini pregresse eseguite nelle vicinanze

✓ ***Sabbia grossa ghiaiosa, da moderatamente addensato ad addensato (750 cm – 1110 cm)***
Spessore - S(m) = 3.60
**Numero colpi* – NSPT = 40
**Densità relativa* - Dr (%) = 89
**Angolo di resistenza al taglio* - ϕ'(°) = 39
**Coesione* C (kPa) ~ 0
**Modulo di Young* - E (*Mpa*) = 46.41
**Modulo Edometrico* - E*ed* (*Mpa*) = 10.76
**Peso unità di volume* - γ (*KN/mc*) = 21.57
**Peso unità di volume saturo* - γsat (*KN/mc*) = 20.59
***Modulo di Poisson* - ν = 0.27
**Modulo di deformazione a taglio dinamico* - G (*Mpa*) = 116.84
Velocità onde di taglio - Vs (*m/s*) = 200

✓ ***Sabbia con ghiaia, molto addensato (1110 cm - 1800)****
Spessore - S(m) = 6.9
**Numero colpi* – NSPT = Rif.
**Densità relativa* - Dr (%) = 90
**Angolo di resistenza al taglio* - ϕ'(°) = 39
**Coesione* C (kPa) ~ 0
**Modulo di Young* - E (*Mpa*) = 56.45
**Modulo Edometrico* - E*ed* (*Mpa*) = 12.90
**Peso unità di volume* - γ (*KN/mc*) = 21.78
**Peso unità di volume saturo* - γsat (*KN/mc*) = 20.65
Velocità onde di taglio - V (*m/s*) = 200

✓ ***Sabbia argillosa con intercalazioni argillose, molto addensato (1800 cm - 3000 cm)****
Spessore - S(m) = 12.0
**Numero colpi* - NSPT= Rif.
**Angolo di resistenza al taglio* - ϕ_u(°)= 0; ϕ'(°)= 18;
**Coesione non drenata* - c_u *(kPa)* > 250; c' (kPa) > 100
**Modulo di Young* - E (Mpa)= 42.00
**Modulo Edometrico* - E*ed* (*Mpa*) = 21.00
**Peso unità di volume* - γ (*KN/mc*) = 21.50
**Peso unità di volume saturo* - γsat (*KN/mc*) = 22.50
**Modulo di Poisson* - ν = 0.32
Velocità onde di taglio - V (*m/s*) = 400

✓ ***Argilla limosa e silts, estremamentr consistente (>> 200 cm)****
Spessore - S(m) = da 30 m di prof.
**Numero colpi* - NSPT= Rif.

**Angolo di resistenza al taglio* - ϕ_u(°) = 0; ϕ'(°) = 13;
**Coesione non drenata* - c_u *(kPa)* > 250; c' (kPa) > 100
**Modulo di Young* - E (Mpa) = 50.00
**Modulo Edometrico* - E*ed* (*Mpa*) = 23.00
**Peso unità di volume* - γ (*KN/mc*) = 21.50
**Peso unità di volume saturo* - γ*sat* (*KN/mc*) = 22.50
**Modulo di Poisson* - ν = 0.32
***Velocità onde di taglio* - V (*m/s*) = 430-

* *Valori ricavati da letteratura geotecnica (altre indagini eseguiti sul sito Rocca Maria S.r.l.)*
** *Valori indicativi ottenuti dall'elaborazione Masw*
*** *costante di Winkler (stima secondo il metodo Bowles) ottenuta da data base - fonte terreni Geostru software Geoutility*

S (*m*) = *Spessore dello strato attraversato*
γ_{nat} (*KN/mc*) = *peso dell'unità di volume (correlazione: Meyerhof ed altri)*
γ_{sat} (*KN/mc*) = *peso dell'unità di volume saturo (correlazione Terzaghi-Peck 1948-1967)*
D_r (%) = *densità relativa (correlazione Schultze & Menzenbach 1961)*
NSPT = *Numero di colpi della prova Standard Penetration Test*
c' (KPa) = *coesione (correlazione: Terzaghi - Peck)*
ϕ'(°) = *angolo d'attrito in condizioni drenate (correlazione: Sowers 1961 – Shioi-Fukuni 1982 Road Bridge Specification)*
E (MPa) = *Modulo di Young (correlazione: Schmertmann, 1978 (sabbia); Schulze - Melzenbach (sabbie ghiaiose)*
E_{ed} (MPa) = *Modulo edometrico (correlazione: Begemann 1974 (ghiaia con sabbia) , Menzenbach Malcev (sabbia media)*
G (MPa) = *Modulo di deformazione a taglio dinamico (correlazione: Robertson & Campanella 1983 - Imai & Tonouchi 1982*
ν = *Modulo di Poisson (correlazione: AGI)*
K (*KN/mc*) = *Costante di Winkler (valore da "Calcolo capacità portante del terreno di fondazione")secondo schema Database Geoutility : fonte Geostru software)*

Sulla base dei rilievi eseguiti, di seguito, è riportata la *Tabella 3,* indicativa dei principali parametri geotecnici degli spessori di terreno impegnati dalla interazione con l'opera da realizzare

PARAMETRAZIONE GEOTECNICA

STRATO 1 – Riporto limoso, molto sciolto (fino a 0.3 *m* dal p.c.)
STRATO 2 - Sabbia limosa, da sciolto a poco addensato (da 0.3 - 1.80 *m* dal p.c.)
STRATO 3 – Sabbia, da poco a moderatamente addensato (da 1.80 – 3.90 *m* dal p.c.)
STRATO 4 – sabbia limosa, poco addensato (3.90 – 5.70 m);
STRATO 5 - Sabbia media, poco addensato (5.70 – 7.50 m)
STRATO 6 - Sabbia grossa ghiaiosa, da moderatamente addensato ad addensato
(da 7.50 – 11.10 m dal p.c.)
STRATO 7 – Sabbia con ghiaia, molto addensato (11.10 – 18.0 m)
STRATO 8- Sabbia argillosa con intercalazioni argillose, molto addensato (da 18.0 - 30.0 m)
STRATO 9 - Argilla limosa e silts, estremamente consistente (basamento geologico) (da 30.0 m)

Tabella 3

	STRATO 1	STRATO 2	**STRATO 3**	STRATO 4	STRATO 5	STRATO 6	STRATO 7	STRATO 8	STRATO 9
Spess. (m)	0.3	1.50	**2.10**	1.80	1.80	3.60	6.9	12.0	>> 2.0
γ (KN/mc)	13.23	13.72	**15.49**	15.29	16.67	21.57	21.78	21.50	21.50
γsat (KN/mc)	18.24	18.33	**18.53**	18.53	18.73	20.59	20.65	22.50	22.50
Dr (%)	-	40	**51**	42	49	89	90	-	-
*Clayfr (%)**	3	3	**0**	2	1	1	0	20	35
NSPT	1	2	**6**	6	9	40	Rif	Rif	Rif
C'(KPa)	-	0	**0**	0	0	0	0	>100	>100
Cu (KPa)	-	-	**-**	-	-	-	-	>250	>250
ϕ' (°)	28	28	**30**	29	31	39	39	18	13
ϕu (°)	-	-	**-**	-	-	-	-	0	0
Eed (Mpa)	2.89	3.09	**6.34**	6.14	7.78	10.76	12.90	21.0	23.00
Ey (Mpa)	0.78	1.50	**4.69**	4.33	7.27	46.4	56.4	42.0	50.0
G (Mpa)	-	18.83	**36.35**	34.85	47.78	116.84	-	-	-
V (m/sec)	-	78	**114**	144	197	200	400	430	-
μ	-	0.35	**0.34**	0.34	0.34	0.27	-	-	-
*K (daN/cmc)**	-	-	**4.03**	**-**	**-**	-	-	-	-

** valori indicativi da lett. scientifica*

In neretto i valori dei parametri dello strato interferente direttamente con la fondazione (STRATO 3) TERRENO DI FONDAZIONE
Elaborazione dati DPSH effettuata con programma *Dynamic Probing 2020 Geostru Software*
Strumento utilizzato Penetrometro Dinamico Super pesante GeoDeepDrill (Emilia 30)

Nella verifica del carico ammissibile in condizioni statiche e dinamiche, bisogna fare riferimento ai parametri geotecnici degli strati richiamati in *par. 9.3 Caratterizzazione geotecnica dei terreni*.
Per fondazione posizionata a 3.4 m dal p.c. può essere assunta indicativamente una pressione ammissibie pari a 82.37 *kPa* (*rif. Elaborato Dynamic Probing 2020, Metodo Herminier – Olandesi con riduzione*).

Capitolo 10 **CARATTERIZZAZIONE SISMICA**

Il sito in esame si inserisce nel contesto sismotettonico dell'arco calabro che pone in connessione strutturale la catena nord africana e siciliana delle Magrebidi a sud-ovest e quella appenninica a nord. L'arco calabro e l'associata zona di subduzione traggono origine dalla collisione tra la placca africana e quella europea avvenuta negli ultimi 70 *mln* di anni.
Dati geologici e geofisici suggeriscono che negli ultimi 700.000 *anni* l'evoluzione geodinamica dell'arco calabro è stata dominata da imponenti movimenti verticali; si tratta comunque di un sollevamento residuale legato a processi geodinamici a grande scala e solo in piccola parte a movimenti riconducibili all'attività di faglie sismogenetiche.

Sismicità storica e classificazione

L'area in esame rientra nel settore centrale della zona sismogenetica 930, nella posizione indicativa riportata in *Fig. 7* ed in prossimità di altre zone sismogenetiche, alcune delle quali caratterizzate da un tasso di sismicità annuo relativamente basso (parametro ν nella *Tabella 4*) ma da magnitudo tra le massime temibili per l'area mediterranea.
La zona sismogenetica del Marchesato e del Crotonese comprende il versante orientale della Sila e del Bacino Crotonese, arrivando a contenere anche parte dell'*offshore* jonico.
Storicamente la zona è stata interessata da due forti terremoti di grande energia (9 giugno 1638, Imax = 10; 8 marzo 1832, Imax =10) mentre mancano attendibili informazioni sulla sismicità di minore energia.
Entrambi questi eventi furono preceduti da scosse premonitrici che limitarono il numero delle vittime.
La Zona è stata soggetta dal 1986 a n. 33 scosse con mw>3.0, di cui n. 4 con mw superiore a 4.0.
Tra queste ricordiamo le n. 2 scosse del 24 gennaio 1990 (mw=4.5; mw=4.1). Il terremoto del 23 agosto 1993 (mw=4.0) ha avuto profondità focale di 65 *km*, per cui gli effetti macrosismici sono stati modesti; va anche

ricordato il terremoto di Crotone del 15 agosto 1977, di mw 5.5, localizzato a 50 *km* di profondità e con meccanismo focale compressivo. Questi eventi subcrostali sono da mettere in relazione alla flessura della litosfera ionica ed appartengono quindi ad un diverso contesto sismotettonico rispetto alle scosse superficiali, correlate alle faglie normali che separano la Sila dal Bacino Crotonese (*Moretti, 1993*) o ad elementi trascorrenti di trasferimento. La distribuzione nel tempo della sismicità è piuttosto costante; analogamente alla zona dell'alto ionio, le scosse maggiori non sono state seguite da un apprezzabile numero di repliche. La profondità degli ipocentri mostra un evidente massimo tra 15 – 20 *km*, mentre consistenti rilasci di energia sono localizzati fino a 50 *km* e, sporadicamente, fino a 90 *km* nella zona di flessura.

Tabella 4

Nome	ZS	Mwmin	Mwmax	b	ν
CALABRIA TIRRENICA	929	4.76	7.29	0.82	0.17
CALABRIA IONICA	**930**	**4.76**	**6.60**	**0.98**	**0.17**
EOLIE – PATTI	932	4.76	6.14	1.21	0.21
IBLEI	935	4.76	7.29	0.72	0.12
ETNA	936	4.76	5.45	1.63	0.33

Tabella 4
Principali parametri adottati per l'elaborazione probabilistica ai fini della redazione della mappa di pericolosità del territorio italiano relativi alle ZS influenti sulla sismicità del Comune di Crotone.
Mwmin=magnitudo minima considerata nel catalogo; Mwmax=magnitudo massima per la ZS; b=parametro della relazione di Gutenberg-Richter; =numero di terremoti per anno di magnitudo superiore da Mwmin

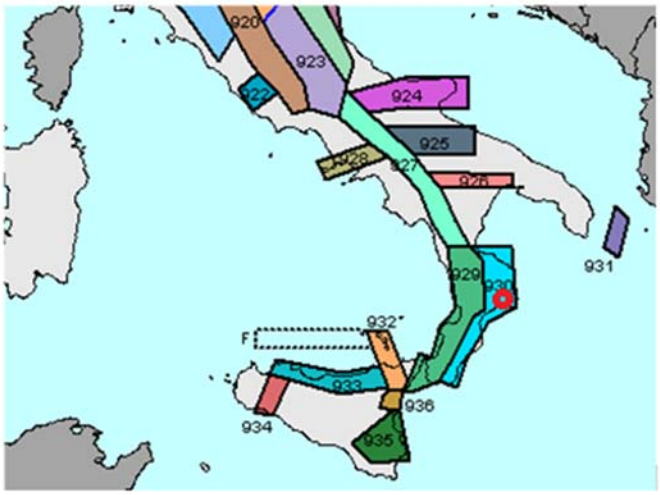


Fig. 7 Mappa delle zone sismogenetiche nel Centro-Sud Italia. Il pallino rosso mostra la posizione indicativa del territorio comunale di Crotone dove ricade l'area di progetto

Il quadro conoscitivo della sismicità evidenzia con chiarezza l'elevata pericolosità dell'area a fronte di una relativamente modesta conoscenza delle strutture tettoniche.
Tutte le analisi recenti mostrano infatti che la pericolosità della Calabria è quantomeno pari a quella caratteristica di altre regioni italiane ad elevata sismicità, come ad esempio la Sicilia Orientale, l'Irpinia, l'Umbria, il Friuli; uno stato di cose ulteriormente aggravato dalle caratteristiche energetiche dei terremoti calabresi (spesso prossimi alla magnitudo 7) e dalla generalizzata fragilità geologica del territorio regionale.
La limitata conoscenza delle strutture sismogenetiche è dovuta sia al fatto che alcune di queste sono "cieche", ovvero non arrivano a interessare direttamente la superficie topografica, e sono quindi più difficili da indagare con metodi diretti di terreno, sia al fatto che alcuni grandi terremoti sono stati generati da strutture sismogenetiche posizionate in mare, come nei casi dei terremoti del 1905 e del 1947.
Sulla base della bibliografia geologico - strutturale eseguita sulla Calabria centro-settentrionale è stato identificato un sistema di faglie attive e capaci e/o potenzialmente attive e capaci (*v. Fig. 8*).

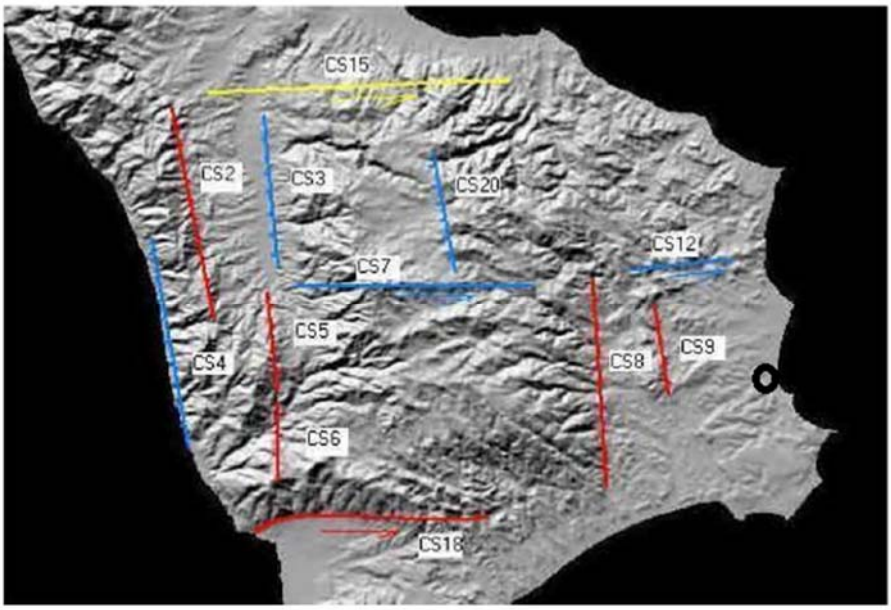


Fig. 8 Mappa delle principali faglie sismogenetiche della Calabria centro-settentrionale. In rosso le faglie con evidenti dislocazioni nel Pleistocene superiore-olocene, in azzurro le faglie per le quali non sono evidenti dislocazioni (Tratta da "Il database delle faglie capaci della Calabria: stato attuale delle conoscenze" – Moretti A., 2000). In cerchio nero il sito di studio.

In particolare per la Faglia del Marchesato (*identificata con la sigla CS9 in Fig. 6*) varie fonti storiche parlano di dislocazioni avvenute in concomitanza del grande terremoto del 9 giugno 1638 (IMAX= X-XI MCS, MW=6.7) con risentimento nel Comune di Crotone pari al X -XI grado della scala Mercalli-Cancani -Sieberg. La stessa struttura è verosimilmente la sorgente sismogenetica del terremoto del 21 marzo 1744 al quale viene attribuita una magnitudo pari a 6.2 (*Scionti e Galli – 2005*).
L'area, come già accennato, è stata inoltre interessata da un forte terremoto avvenuto l'8 marzo del 1832 (MW=6.5) il cui epicentro è localizzabile in una zona non direttamente interessata da sistemi di faglie con evidenze morfologiche superficiali (Struttura di Cutro).

Le ricerche condotte sulla sismicità storica del territorio crotonese evidenziano la particolare predisposizione di queste aree a subire violenti *schoks* sismici; vengono di seguito riportati in rappresentazione cronologica i vari eventi sismici e gli effetti provocati sull'ambiente delle principali crisi geosismiche più vicine ai tempi nostri che hanno coinvolto il Marchesato di Crotone.
Nella *Tabella 5* seguente sono riportati gli eventi sismici rilevanti per il territorio del Comune di Crotone estratti dal Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani, con epicentro entro una distanza di 100 *km* e magnitudo maggiore di 5.50, e quelli compresi nella base dati di osservazioni macrosismiche DBMI04

Tabella 5

Anno	Mese	Giorno	Area epicentrale	Lat	Lon	Imx	Io	Maw	Daw	ZS9
951	-	-	Rossano	39.57	16.63	90	90	6.00	0.26	930
1184	5	24	Valle del Crati	39.43	16.25	90	90	6.00	0.26	929
1609	7	20	Nicastro	38.968	16.353	80	80	5.57	0.19	929
1626	4	4	Girifalco	38.82	16.42	100	90	6.08	0.20	929
1638	3	27	Calabria	39.03	16.28	110	110	7.00	0.13	929
1638	6	8	Crotonese	39.28	16.82	100	95	6.60	0.17	930
1659	11	5	Calabria centrale	38.7	16.25	100	100	6.50	0.17	929
1743	12	7	Calabria meridionale	38.58	16.139	75	75	5.79	0.15	929
1767	7	14	Cosentino	39.38	16.28	85	85	5.83	0.13	929
1783	2	7	Calabria	38.58	16.2	105	105	6.59	0.10	929
1783	3	1	Calabria centrale	38.77	16.3	95	90	5.92	0.11	929
1783	3	28	Calabria	38.78	16.47	110	100	6.94	0.09	929
1791	10	13	Calabria centrale	38.63	16.27	90	90	5.92	0.10	929
1824	12	11	Rossano	39.54	16.588	75	75	5.53	0.22	929
1832	3	8	Crotonese	39.07	16.9	100	95	6.48	0.16	930
1835	10	12	Cosentino	39.33	16.3	100	90	5.91	0.13	929
1836	4	25	Calabria settentrionale	39.57	16.73	100	90	6.16	0.13	930
1854	2	12	Cosentino	39.25	16.3	100	95	6.15	0.14	929
1870	10	4	Cosentino	39.22	16.33	100	95	6.16	0.15	929
1886	3	6	Cosentino	39.338	16.191	75	75	5.56	0.20	929
1887	12	3	Calabria settentrionale	39.57	16.22	90	80	5.52	0.08	929
1905	9	8	Calabria	38.67	16.07	105	110	7.06	0.09	929
1913	6	28	Calabria settentrionale	39.53	16.23	85	80	5.65	0.04	929
1917	6	12	Mar Ionio	39.662	16.877	50	-	5.50	0.03	930
1932	1	2	Crotonese	39.096	16.958	60	65	5.62	0.05	930
1947	5	11	Calabria centrale	38.65	16.52	90	80	5.71	0.04	930

Tabella 5 – Estratto dal catalogo parametrico dei terremoti italiani (CPTI, 2004) degli eventi con epicentro entro 100 km dal Comune di Crotone e con magnitudo maggiore di 5.50. Imx=intensità massima; Io=intensità epicentrale; Maw=magnitudo momento; Daw=errore associato alla stima di Maw; ZS9=zona sorgente.

Secondo la classificazione sismica del territorio nazionale (Ord. n. 3274 del 20.3.2003 e succ. mod ed int.) il territorio del Comune di Crotone è riportato con il codice ISTAT 2001 col n° 18101010, ricadente nella **zona sismica 2** in cui possono verificarsi terremoti abbastanza forti, con un'intensità massima osservata riferita alla Scala MCS >=10 e con un elevato indice di rischio sismico pari a 0,1779, indice questo che si attesta su valori decisamente elevati (ben al di sopra della media nazionale) che è pari a 0.0455
Secondo le nuove norme NTC 2018 il sito rientra in zone a sismicità ordinaria.

Pericolosità sismica

Per la pericolosità sismica locale sono state poste in rilievo le particolari condizioni geologiche e geomorfologiche che in occasione di eventi sismici possono produrre effetti diversi rispetto alla pericolosità sismica generale già riconosciuta per l'area.
Dall'analisi del profilo della velocità delle onde sismiche con la profondità, i fenomeni di risonanza che si possono originare all'interfaccia degli strati a diversa rigidità sono modesti e comportano di conseguenza di ritenere poco significative l'amplificazione sotto scuotimento sismico per cui per la determinazione dell'azione sismica, per il particolare assetto sismostratigrafico, ci si può ricondurre all'approccio semplificato costituito dall'utilizzo delle categorie di sottosuolo.

Sulla base dalla valutazione delle caratteristiche geologico-sismiche di sito (microzonazione) si schematizza, per il sito in esame, la presenza o meno di effetti prodotti dall'azione sismica siddividendo nelle seguenti categorie:

- **Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali**

La configurazione topografica e l'assenza di un substrato sismico nei primi 30 m rende il contrasto di velocità di propagazione delle onde di taglio all'interno dei depositi alluvionali di copertura tale da ritenersi trascurabile ai fini dell'amplificazione degli effetti sismici.
Nella zona di progetto affiorano depositi di copertura caratterizzati da velocità di propagazione delle onde di taglio graduale con la profondità, Vs ≤ 800 m/s e con spessori superiore ai 30 m denotano per cui in caso di evento sismico sono attese amplificazioni del moto, come effetto dell'assetto litostratigrafico e morfologico locale, senza peraltro manifestare amplificazioni indotte da particolari condizioni di risonanza per contrasti di rigidità sismica all'interno degli strati.

- **Zone suscettibili di amplificazioni per effetti topografici e morfologici**

In prossimità degli elementi sotto elencati si associano amplificazioni anche sensibili per effetto della focalizzazione delle onde sismiche. Per l'area in esame si riassume di seguito:
-orlo di scarpata morfologica con altezza compresa tra 10 e 20 *m*: NON APPLICABILE
-orlo di scarpata morfologica con altezza maggiore di 20 *m*: NON APPLICABILE
-linee di cresta: NON APPLICABILE
-picco isolato: NON APPLICABILE

- **Zone suscettibili di instabilità (effetti cosismici)**

Per gli effetti sismici attesi e predominanti si possono manifestare delle deformazioni permanenti. In particolare, relativamente alle seguenti tipologie di instabilità si riscontra per il sito di progetto:
-zona attenzione ZA $_{FAC-PFAC}$ faglia attiva e capace e/o potenzialmente attiva e capace: NON APPLICABILE

Nei depositi che caratterizzano il sito di studio non si evidenziano lineamenti e/o dislocazioni di parti di terreno collegati a faglie tettoniche. Il principale sistema di faglie presunte riportate in cartografia geologica ISPRA n. 571 sono da considerarsi come potenzialmente attive e capaci FPAC e decorrono lungo il corso del fiume Esaro e del torrente Lamps. Il sistema si è originato in età quaternaria, collegato alla formazione dei terrazzi morfologici (*v. Fig. 4*) e, comunque, obliterato da depositi più antichi di 40 *Ka*, tale da rendersi a bassa pericolosità di riattivazione.
Ad ogni modo, la distanza è di oltre 400 *m* a sud e, di conseguenza, la zona di attenzione resta a distanza maggiore di 400 *m* per cui non sono necessari approfondimenti degli studi e delle ricerche per individuare modalità di mitigazione del rischio e/o controlli in continuo. La conoscenza approfondita e la precisa collocazione spaziale delle faglie in grado di produrre una significativa deformazione tettonica permanente in superficie (faglie attive e capaci FAC), assume un ruolo chiave per la mitigazione del rischio. L'importanza di valutare la pericolosità in termini di *ground rupture* viene indicata anche in Eurocodice 8 (nella parte 5 sulle fondazioni).
. Secondo quanto cartografato nel più recente aggiornamento della mappatura ITHACA (*ITaly HAzard from CApable faults*) in cui sono raccolte le informazioni disponibili sulle faglie attive e capaci, il sito risulta distante 5,58 miglia da una faglia attiva capace che decorre lungo la litoranea della città di Crotone e 9,38 miglia dalla faglia capace di San Mauro Marchesato (da Catalogo delle Faglie Capaci ITHACA - Fault Code 36200 - Alto di Steccato (*v. Fig. 9*).
La tranquillità sismica del sito di progetto, come già accennato, viene supportata dall'assenza di fenomeni cosismici (deformate, fagliazioni superficiali, sollevamenti) collegati alla presenza di faglie attive e capaci di determinare la rottura del terreno superficiale e tali da indurre seri danni agli edifici e alle infrastrutture e quindi rappresentare una rilevante fonte di pericolosità.

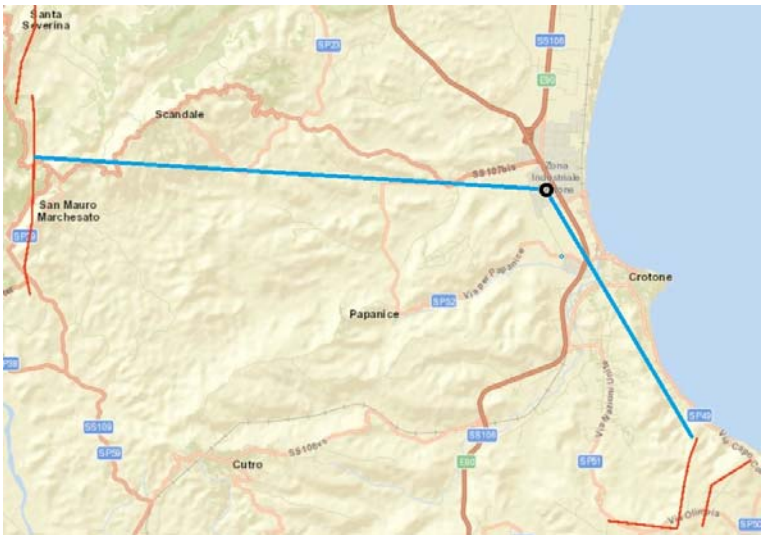


Fig. 9: Rappresentazione cartografica da "catalogo delle faglie capaci ITHACA". Vengono riportate con linea rossa le faglie attive e capaci FAC (Fault Code) presenti nella zona di studio con la più vicina zona di attenzione Z_A (litoranea per Capocolonna) distante dal sito di progetto 5,58 miglia (cerchio nero)

- stabilità nei confronti del fenomeno della liquefazione : NON SUSCETTIBILE IN CASO DI EVENTO SISMICO
-sinkhole: NON SUSCETTIBILE IN CASO DI EVENTO SISMICO
-Instabilità di versante: NON APPLICABILE

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "**pericolosità sismica di base**" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.
Per quanto riguarda la pericolosità sismica di base nel sito di progetto il valore medio della accelerazione massima al suolo in condizione di sito roccioso, stimato per una probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (corrispondente ad un periodo di ritorno TR=475 anni), risulta compreso tra 0.125 g e 0.200 g.
A questo si devono sovrapporre gli effetti di disaggregazione della pericolosità sismica citati nello studio a corredo degli indirizzi e criteri per la microzonazione sismica per la Presidenza del Consiglio dei Ministri-Dipartimento *Protezione civile*.
La disaggregazione della pericolosità sismica è un'operazione che consente di valutare i contributi di diverse sorgenti sismiche alla pericolosità di un sito. La forma di disaggregazione bidimensionale in magnitudo e distanza (M-R) permette di definire il contributo di sorgenti sismogenetiche a distanza R capaci di generare terremoti di magnitudo M. Il processo di disaggregazione in M-R fornisce il terremoto che domina lo scenario di pericolosità (terremoto di scenario) inteso come l'evento di magnitudo M a distanza R dal sito oggetto di studio che contribuisce maggiormente alla pericolosità sismica del sito stesso.
Per la definizione del contributo di diverse sorgenti sismogenetiche a distanza R capaci di generare terremoti con magnitudo M a distanza R con periodi di ritorno T = 475 anni, suggeriscono per il Comune di Crotone (zona industriale9 i seguenti valori medi e modali di M ed R - (*(Mmedia=5,390 Rmedia=11.20,* $v = 0.639$*) - (Mmoda=4,75-Rmoda=5)*
Il valore modale M è quello che fornisce il maggior contributo alla pericolosità.
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(categoria **A**) e ad una superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente ***Se(T)***, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza ***PVR*** nel periodo di riferimento ***VR***.

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 cui le NTC 2018 fanno riferimento):

a_g = accelerazione orizzontale massima;

F_O = 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_O e **T_C^*** i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC 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 dalla tabella 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.

Sono di seguito definiti i parametri sismici per il sito in esame:

Ubicazione sito di progetto: Latitudine **39,1042252 (°);** Longitudine **17,0960274 (°)** coord. WGS84

Latitudine (ED50): **39,1052399** ; Longitudine (ED50): **17,0968151**

Le coordinate dei punti della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il sito e valori della distanza rispetto al punto in esame sono (*Tabella 6*):

Punto	ID	Latitudine (ED50) [°]	Longitudine (ED50) [°]	Distanza [m]
1	40571	39,125970	17,095580	2307,54
2	40572	39,123840	17,159900	5822,39
3	40794	39,073890	17,157100	6262,78
4	40793	39,076020	17,092830	3267,25

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

Tabella 6-1 Punto 1

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,043	2,366	0,280
SLD	50	0,057	2,361	0,310
	72	0,069	2,371	0,322
	101	0,081	2,391	0,333
	140	0,096	2,379	0,341
	201	0,114	2,370	0,349
SLV	475	0,166	2,390	0,365
SLC	975	0,220	2,447	0,377
	2475	0,311	2,499	0,392

Tabella 6-2 Punto 2

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,039	2,403	0,273
SLD	50	0,051	2,356	0,314
	72	0,061	2,416	0,324
	101	0,072	2,399	0,338
	140	0,084	2,409	0,348
	201	0,099	2,409	0,358
SLV	475	0,143	2,412	0,374
SLC	975	0,187	2,458	0,387
	2475	0,259	2,528	0,400

Tabella 6-3 Punto 3

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,039	2,400	0,273
SLD	50	0,051	2,355	0,314
	72	0,061	2,417	0,324
	101	0,072	2,399	0,337
	140	0,084	2,410	0,348
	201	0,099	2,408	0,358
SLV	475	0,144	2,409	0,373
SLC	975	0,189	2,454	0,385
	2475	0,263	2,521	0,398

Tabella 6-4 Punto 4

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,043	2,364	0,280
SLD	50	0,057	2,356	0,310
	72	0,068	2,366	0,322
	101	0,081	2,392	0,333
	140	0,096	2,381	0,341
	201	0,114	2,370	0,349
SLV	475	0,167	2,386	0,364
SLC	975	0,221	2,443	0,376
	2475	0,313	2,495	0,391

Tabella 6-5 Punto d'indagine

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,042	2,377	0,278
SLD	50	0,055	2,358	0,311
SLV	475	0,159	2,395	0,367
SLC	975	0,211	2,448	0,379

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:

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

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 Tabella 6.
Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

Tabella 7 – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

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

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, specificatamente all'opera da realizzare, la classe d'uso seguente con associato un valore del coefficiente d'uso C_U.

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*.

Nel caso in esame alla **classe d'uso II** è associato il coefficiente d'uso **C_U = 1.0**
Ricavati i valori di V_N, C_U è possibile calcolare il periodo di riferimento V_R, che qui vale: **V_R = 50*1 = 50 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 rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza 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 8*), ovvero la probabilità che, nel periodo di riferimento V_R, si verifichi almeno un evento sismico (n ≥ 1) di $\mathbf{a_g}$ prefissata ($\mathbf{a_g}$ = accelerazione orizzontale massima del suolo) avente frequenza media annua di ricorrenza $\boldsymbol{\lambda}$= 1/T_R ($\mathbf{T_R}$ = periodo di ritorno).

Tabella 8- Stati limite e rispettive probabilità di superamento, nel periodo di riferimento V_R

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%**

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 (*Tabella 9*):

Tabella 9 - Stati limite e rispettivi tempi di ritorno, nel periodo di riferimento VR

Stato limite di esercizio: operatività	SLO	**T_R = 30**
Stato limite di esercizio: danno	SLD	**T_R = 50**
Stati limite ultimo: salvaguardia della vita	SLV	**T_R = 475**
Stati limite ultimo: di prevenzione del collasso	SLC	**T_R = 975**

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 PVR 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 di pendii e fondazioni

Tabella 10

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,013	0,017	0,056	0,082
kv	0,006	0,008	0,028	0,041
amax [m/s²]	0,615	0,811	2,298	2,871
Beta	0,200	0,200	0,240	0,280

Pericolosità sismica di sito: categoria di sottosuolo e topografica

Ai fini della determinazione dell'azione sismica di progetto, assumendo che questa viene descritta tramite accelerazione massima del suolo, si definiscono gli effetti della risposta sismica locale tramite il metodo semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio Vs.
Attraverso le particolari condizioni stratigrafiche e topografiche, la risposta sismica locale viene definita con la modifica dello spettro di risposta in accelerazione del moto sismico di riferimento, come indicato nel § 3.2.2. del NTC 2018 e nel C.3.2.2. della Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 del CS.LL.PP.
La categoria di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.II e 3.2.III) del NTC 2018 viene di seguito individuata attraverso l'elaborazione dei dati di stesa sismica *Masw* che consiste nel determinare il profilo di rigidezza del sito tramite la misura della velocità di propagazione delle onde di superficie e, successivamente, stimare indirettamente la distribuzione della velocità delle onde di taglio Vs.
La prova ha individuato n. 3 macrostrati di terreno a diverso comportamento sismico, abbastanza continui su tutta l'area che si presentano limiti ben netti, dividendo di fatto strati ad uguale rigidità sismica.
L'azione sismica di progetto si è definita, secondo la classificazione sismica del territorio nazionale (Ord. n. 3274 e succ. mod. ed integr.), in riferimento ai valori del parametro $V_{s,}$ in profondità, di sottosuolo.
La Normativa applicata è il D.M. 17 Gennaio 2018 "NTC Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni"
Vista la profondità del substrato sismico con velocità Vs non inferiore a 800 m/sec (H > 30 m) e considerata l'ipotesi di calcolo con profondità a partire da 3 *m* dal *p.c.* (profondità di imposta dell'opera di fondazione superficiale a platea)**,** si è calcolato per una profondità di 30 *m* il valore di Vs,eq=Vs,30 di **267 *m/s*** per cui il tipo di suolo secondo Normativa NTC 17.01.2018 ricade nella

Categoria C
"Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con profondità del substrato superiore a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,eq (velocità equivalente) compresi tra 180 m/s e 360 m/s"

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico ST in funzione delle categoria topografica di riferimento nell'ubicazione dell'opera da realizzare.
Per il sito di progetto la categoria topografica di riferimento è la seguente:

Categoria topografica:
T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media minore o uguale a 15° = 1.0

Assumendo che la fondazione sia di dimensioni limitate e che le sue fondazioni siano sufficientemente rigide e resistenti si può assumere che il moto sia lo stesso per tutti i punti al di sotto della costruzione.
La rappresentazione di riferimento per le componenti dell'azione sismica è lo spettro di risposta elastico in accelerazione per uno smorzamento convenzionale del 5%.
Per il sito di riferimento di seguito elencati i relativi valori e gli spettri di risposta elastica in componenti orizzontali e verticali e lo spettro di progetto per lo stato limite SLO.

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali e verticali
Coefficiente di smorzamento viscoso ξ = 5 %
Fattore che altera lo spettro elastico η = 1,000

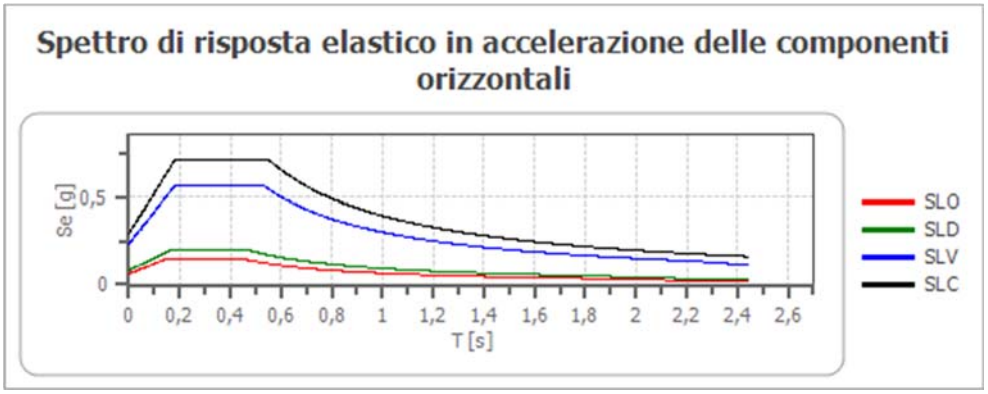
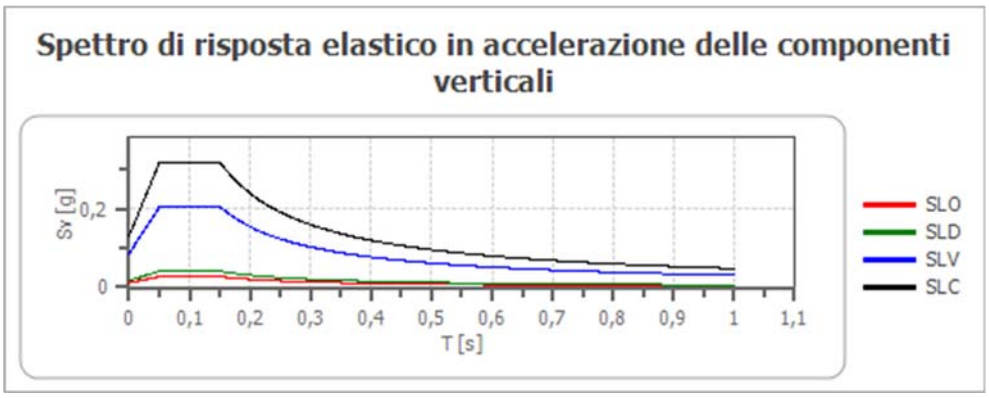


Tabella 11

	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1,0	0,042	2,377	0,278	1,500	1,600	1,000	1,500	1,000	0,148	0,445	1,767	0,063	0,149
SLD	1,0	0,055	2,358	0,311	1,500	1,540	1,000	1,500	1,000	0,160	0,480	1,820	0,083	0,195
SLV	1,0	0,159	2,395	0,367	1,470	1,460	1,000	1,470	1,000	0,179	0,536	2,238	0,234	0,561
SLC	1,0	0,211	2,448	0,379	1,390	1,450	1,000	1,390	1,000	0,183	0,550	2,442	0,293	0,717



Spettro di progetto

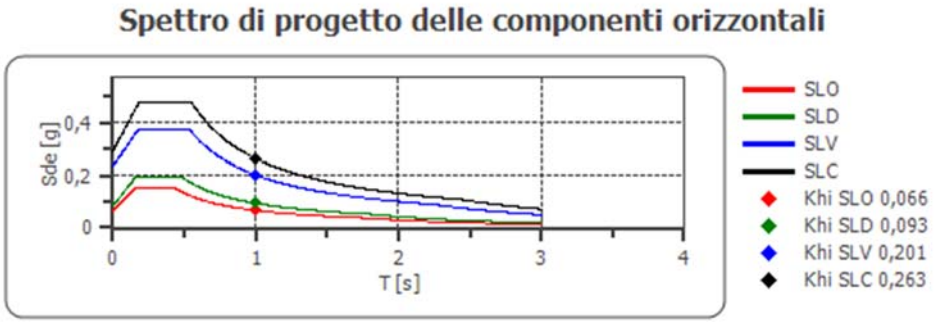
Tabella 12

	SLO	SLD	SLV	SLC
khi = Sde(T) Oriz [g]	0,066	0,093	0,201	0,263
kv = Sdve(T) Vert [g]	0,004	0,006	0,021	0,032

Coefficiente di struttura q per lo spettro orizzontale = 1.5
η per lo spettro orizzontale = 0,667
Coefficiente di struttura q per lo spettro verticale = 1.5
η per lo spettro verticale = 0,667 Stato limite: SLO

Tabella 13

	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1,0	0,042	2,377	0,278	1	1,600	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,012	0,027
SLD	1,0	0,055	2,358	0,311	1	1,540	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,017	0,041
SLV	1,0	0,159	2,395	0,367	1	1,460	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,086	0,206
SLC	1,0	0,211	2,448	0,379	1	1,450	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,130	0,319



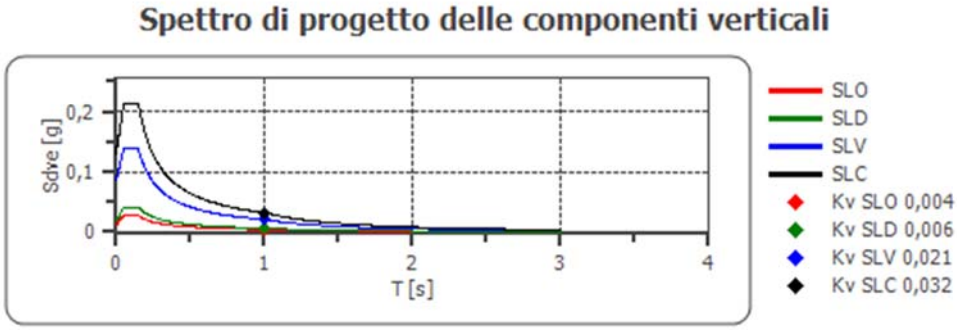


Tabella 14

	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	q [-]		TB [s]	TC [s]	TD [s]	Sd(0) [g]	Sd(TB) [g]
SLO or	1,0	0,042	2,377	0,278	1,500	1,600	1,000	1,500	1,000		0,148	0,445	1,767	0,063	0,149
SLO ve	1,0	0,042	2,377	0,278	1,500	1,600	1,000	1,000	1,000		0,050	0,150	1,000	0,012	0,027
SLD or	1,0	0,055	2,358	0,311	1,500	1,540	1,000	1,500	1,000		0,160	0,480	1,820	0,083	0,195
SLD ve	1,0	0,055	2,358	0,311	1,500	1,540	1,000	1,000	1,000		0,050	0,150	1,000	0,017	0,041
SLV or	1,0	0,159	2,395	0,367	1,470	1,460	1,000	1,470	1,500		0,179	0,536	2,238	0,234	0,374
SLV ve	1,0	0,159	2,395	0,367	1,470	1,460	1,000	1,000	1,500		0,050	0,150	1,000	0,086	0,137
SLC or	1,0	0,211	2,448	0,379	1,390	1,450	1,000	1,390	1,500		0,183	0,550	2,442	0,293	0,478
SLC ve	1,0	0,211	2,448	0,379	1,390	1,450	1,000	1,000	1,500		0,050	0,150	1,000	0,130	0,213

Stabilità nei confronti della liquefazione

Il sito presso il quale saranno realizzati i n. 2 manufatti scatolari (vasche) non ha mai segnalato notizie storiche su fenomeni cosismici rilevati in superficie e collegati a liquefazione.
Ciò premesso, per la stabilità del terreno nei confronti della liquefazione si è proceduto attraverso l'analisi quantitativa mediante metodo semplificato (*modello di Seed Idriss, 1982 e Tokimatsu-Yoshimi, 1983*), utilizzando il *software Geostru Liquiter 2021* i cui risultati si allegano al presente elaborato.
Visto la granulometria, lo stato di addensamento, la posizione della falda acquifera, il sito in questione può ritenersi escluso da eventuale propensione alla liquefazione, risultando poco probabile che si possano manifestare assestamenti sotto scuotimento sismico e tali da determinare danneggiamenti della sovrastruttura.

Azione sismica sulla fondazione

L'azione del sisma per la fondazione superficiale si traduce in accelerazioni nel sottosuolo *(effetto cinematico)* e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione *(effetto inerziale)*. Nell'analisi pseudo-statica, modellando l'azione sismica attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati Khi e Kh, il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito.
L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico Khi e viene portato in conto impiegando le formule comunemente adottate per calcolare i coefficienti correttivi del carico limite in funzione dell'inclinazione, rispetto alla verticale, del carico agente sul piano di posa. L'effetto cinematico modifica il solo coefficiente Ng in funzione del coefficiente sismico Khk; il fattore Nγ viene quindi moltiplicato sia per il coefficiente correttivo dell'effetto inerziale, sia per il coefficiente correttivo per l'effetto cinematico.
La struttura da realizzare (scatolare) ha un comportamento sismico non dissipativo ed essendo incassata nel terreno per oltre l'80% si assume l'ipotesi che essa si muova con il suolo per cui le forze d'inerzia di progetto vengono determinate sulla base di un'accelerazione pari ad $a_g \cdot S$ (§7.9.5.4.2 NTC 2018).
Sismicamente lo scatolare viene schematizzato in analogia ad un ponticello con la travata collegata a due spalle che sostengono il terreno naturale per più dell'80% dell'altezza della spalla (ultimo comma § 7.9.5.4.2 NTC).
Si ammette, di consegiuenza, che lo scatolare si muova insieme al terreno per cui le forze d'inerzia di progetto vengono sempre determinate moltiplicando le masse interessate per l'accelerazione pari a $a_g \cdot S$ in cui a_g è la massima accelerazione dello spettro orizzontale elastico del sito calcolata per il 10% di probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R assegnato. $S = S_S \cdot S_T$ è il coefficiente del sottosuolo di cui alla formula (3.2.5) delle NTC.
Le pressioni sismiche (in aggiunta a quelle statiche) agenti sui piedritti vengono calcolate sulla base del coefficiente sismico orizzontale K_h di cui al § 7.11.6.2.1 NTC. Il diagramma di tali pressioni viene cioè considerato uniforme e di intensità costante pari a $q = K_h \cdot q_0 + K_h \cdot g \cdot H$ in cui q_0 è la pressione prodotta dal sovraccarico sismico, $K_h = ß_m \cdot a_g/g \cdot S$ è il coeff. sismico orizzontale, g è il peso di volume del terreno, H è l'altezza del rinfianco.
Dette pressioni dovranno essere assunte agenti nella stessa direzione (rispett. per sisma +X e -X) per entambi i piedritti. L'espressione $a_g/g \cdot S$ che si utilizza per il calcolo delle forze d'inerzia non è altro che il coeff. sismico K_h utilizzato per la spinta sismica del rinfianco in cui $ß_m=1$.
Nel caso specifico, se le scelte di progetto prevedono immorsamento della fondazione oltre la quota di 3.5 m dal p.c., bisogna tenere conto delle pressioni idrodinamiche la cui intensità è data da $7/12 * K_h * g_W * H'^2$ in cui è g_W è il peso specifico dell'acqua (la formula è la (E.17) dell'EC8 parte 5.
Nel caso in cui nelle combinazioni sismiche sia presente un battente d'acqua alto h all'interno dello scatolare, alla spinta idrostatica viene automaticamente aggiunta un diagramma di spinta idrodinamica di intensità pari a $7/8 K_h * g_W$ Srq(h z) in cui z è l'ordinata (in valore assoluto) del punto di calcolo del diagramma rispetto alla superficie dell'acqua (formula (E.18) EC8 parte 5).

Verifiche allo stato limite ultimo (SLV) e allo stato limite di esercizio (SLD)

Stato Limite Ultimo (SLV) per carico limite
Le azioni derivano dall'analisi della struttura in elevazione come specificato al § 7.2.5. delle NTC 2018. Le resistenze sono i corrispondenti valori limite che producono il collasso del complesso fondazione-terreno; esse sono valutabili mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica, tenendo conto dell'effetto dell'inclinazione e dell'eccentricità delle azioni in fondazione. Il corrispondente valore di progetto si ottiene applicando il coefficiente γR di *Tabella 15* 7.11.II. delle NTC 2018. Se, nel calcolo del carico limite, si considera esplicitamente l'effetto delle azioni inerziali sul volume di terreno significativo, il coefficiente γR può essere ridotto a 1.8.

Stato Limite Ultimo (SLV) per scorrimento sul piano di posa

Per azione si intende il valore della forza agente parallelamente al piano di scorrimento, per resistenza si intende la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano, sommata, in casi particolari, alla risultante delle tensioni limite agenti sulle superfici laterali della fondazione. Specificamente, si può tener conto della resistenza lungo le superfici laterali nel caso di contatto diretto fondazione terreno in scavi a sezione obbligata o di contatto diretto fondazione-calcestruzzo o fondazione-acciaio in scavi sostenuti da paratie o palancole. In tali casi, il progettista deve indicare l'aliquota della resistenza lungo le superfici laterali che intende portare in conto, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni e ai criteri costruttivi dell'opera. Ai fini della verifica allo scorrimento, si può considerare la resistenza passiva solo nel caso di effettiva permanenza di tale contributo, portando in conto un'aliquota non superiore al 50%.

Tabella 15 : *Coefficienti parziali γR per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche - 7.11.II del NTC 2018*

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

Stato Limite di Esercizio (SLD)

A meno dell'impiego di specifiche analisi dinamiche, in grado di fornire la risposta deformativa del sistema terreno-fondazione, la verifica nei confronti dello stato limite di danno può essere ritenuta soddisfatta impiegando le azioni corrispondenti allo SLD e determinando il carico limite di progetto con il coefficiente γR diportato nella tabella 7.11.II del NTC 2018.

Fondazioni superficiali

La capacità del complesso fondazione-terreno deve essere verificata con riferimento allo stato limite ultimo (SLV) nei confronti del raggiungimento della resistenza per carico limite e per scorrimento, nel rispetto della condizione [6.2.1] *Caratterizzazione e modellazione geologica del sito* delle NTC 2018 e adottando i coefficienti parziali della Tabella 7.11.II. (*v. Tabella 15*). A queste va aggiunta la verifica al galleggiamento se ne sussistono le condizioni di interazione della struttura scatolare con la falda acquifera tenendo conto della posizione del livello *max* raggiungibile. In tutte le verifiche, la procedura adottata per il calcolo della resistenza deve essere congruente con quella adottata per il calcolo delle azioni.
Più precisamente, la resistenza può essere valutata con approcci di tipo pseudostatico se la determinazione delle azioni discende da un'analisi pseudo-statica o di dinamica modale.

Capitolo 11 **STABILITA' FRONTI SCAVO**

Le verifiche di stabilità del fronte di scavo devono essere condotte conformemente a quanto previsto dal *D.M. 17.01.2018 (G.U. n. 42 del 20.02.18, Suppl. Ord. n. 8) Aggiornamento delle Norme Tecniche Costruzioni - in vigore dal 22.03.2018, par 6.8.6 Fronti scavo* e della Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. *"Istruzioni per l'applicazione dell'<<Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al Decreto Ministeriale 17 Gennaio 2018 >>*
La posa in opera della fondazione implica la realizzazione di uno scavo di profondità di 3.5 *m* da eseguirsi nel rispetto delle condizioni di cui al *par. 6.2.4. dello stesso NTC 2018.*
Per le caratteristiche geologico-tecniche del terreno da scavare l'avanzamento dovrà avvenire con angoli bassi di scarpa mantenuti per profondità variabili (profilatura mista), a secondo delle caratteristiche locali di resistenza.

L'altezza ammissibile a pareti verticali da realizzare per raggiungere lo strato di imposta della fondazione può essere posta indicativamente pari a 1.0 – 1.5 *m*, mentre per procedere in profondità si dovranno adottare pendenze contenute su *max* 35°.
Diversamente, se si procede a parete verticale si dovranno adottare opere provvisionali di contenimento delle pareti (paratie, palancole), opportunamente dimensionate con un progetto di scavo dedicato in cui dovranno essere eseguite le necessarie verifiche di stabilità.
Il progetto dovrà tener conto dell'esistenza di opere e sovraccarichi in prossimità dello scavo e si dovrà esaminare l'influenza sul regime delle pressioni interstiziali in modo da garantire la stabilità e la funzionalità delle costruzioni preesistenti nell'area interessata.
Le verifiche devono essere svolte nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) e nei confronti degli stati limite di servizio (SLE), quando pertinenti.
La responsabilità nella scelta della tecnica di avanzamento in profondità, se con o senza ausilio di strutture temporanee di sostegno delle scarpate, è lasciata in generale alla direzione dei lavori e all'impresa esecutrice.
Durante la movimentazione del terreno, infine, si dovrà provvedere a realizzare superfici/solchi provvisori dotati di pendenza in modo da allontanare le acque meteoriche che precipitano o convergono in prossimità dello scavo.

Comportamento dello scavo in condizioni sismiche

Il comportamento in condizioni sismiche dello scavo può essere analizzato con gli stessi metodi impiegati per i pendii naturali; specificamente mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi avanzati di analisi dinamica.
Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile. Le componenti orizzontale e verticale di tale forza devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e della capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.
In mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale della forza statica equivalente possono esprimersi come

Fh = kh·W ed **Fv = kv·W**

con kh e kv rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale definiti nel § 7.11.3.5.2 delle NTC 2018 e adottando i seguenti valori del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito:

βs = 0.38 nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV)
βs = 0.47 nelle verifiche dello stato limite di esercizio (SLD).

Nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni (condizione [6.2.1]) impiegando lo stesso approccio di cui al § 6.8.2 delle NTC 2018 per le opere di materiali sciolti e fronti di scavo, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) delle NTC 2018 e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a γR = 1.2. Si deve inoltre tener conto della presenza di manufatti interagenti con l'opera.

Capitolo 12 **ANALISI DELLA PERICOLOSITA' GEOLOGICA**

L'analisi della pericolosità geologica è rivolta principalmente alla valutazione di quegli elementi di vulnerabilità dipendenti dalle caratteristiche geomeccaniche, geosismiche, geoidrologiche.
Per lo scopo sono state condotte le necessarie verifiche in un congruo intorno del sito di progetto, estese alla superficie ed al volume significativo posto in profondità.

Oltre alle indagini, sono state utilizzate le informazioni disponibili dell'Autorità di Bacino circa il coinvolgimento dell'area in dissesti idrogeologici e/o i relativi livelli di rischio idraulico segnalato.
La definizione delle tipologie dei fenomeni geologici presenti sull'area di studio e la loro intensità è stata determinata facendo riferimento allo schema proposto nelle linee guida regionali utilizzando tutte le informazioni di base e di dettaglio disponibili, al fine di individuare zone omogenee che presentano stessa pericolosità o potenziale.
Di seguito vengono elencati i coinvolgimenti dell'area di studio secondo le tipologie di pericolosità di seguito riportate:

Pericolosità da frane, instabilità del terreno
L'area di studio si presenta pianeggiante complessivamente stabile e priva di significativi fenomeni in atto e/o potenziali NON APPLICABILE

Pericolosità idraulica
L'ubicazione dell'area di sedime nel contesto del bacino idraulico di pertinenza, esclude di fatto coinvolgimenti in scenari di pericolosità idraulica.
Vista la presenza di una falda acquifera a profondità di 5.3 *m* dal p.c. si deve tenere conto dell'influenza del franco di oscillazione nel computo dell'eventuale sottospinta di galleggiamento ai fini del potenziamento del peso della fondazione (zavorramento) per cui nell'analisi delle condizoni/combinazioni di carico si dovrà tenere conto dello scenario di max escursione stagionale (-0.8 m) da quello misurato (5.3 m dal p.c.) portando così il livello a -4.5 *m dal p.c.*

Pericolosità sismica
Il sito in esame risente del rischio collegato all'attività sismica testimoniata da terremoti storici anche di una certa intensità, mentre non si riscontra la pericolosità per la interferenza con faglie attive e capaci FAC o potenzialmente PFAC (ISPRA - Catalogo ITHACA) per cui non rientra in quelle fasce di salvaguardia di territorio che in occasione di terremoti possono essere soggetti a possibili effetti cosismici come deformazioni del terreno, fagliature superficiali del suolo.
In particolare, il sistema di faglie rappresentate in *Fig. 7* di *pag. 28* impegna fasce di territorio (*Zona di attenzione* $ZA_{FAC-PFAC}$) che sono poste a distanza comunque maggiore di 400 *m* dal sito di progetto.
Inoltre, Le verifiche in ordine alla stabilità' del sito nei confronti della liquefazione, eseguite in accordo alla normativa vigente, hanno consentito di considerare i depositi presenti come non liquefacibili e poco cedevoli per effetto di fenomeni di maggior addensamento a seguito eventi sismici.
Gli studi e le ricerche eseguite ai fini della fattibilità dell'opera non hanno evidenziato fenomeni in atto o potenziali tali da costituire pericolosità, per cui non sono necessari approfondimenti degli studi e delle ricerche per individuare modalità di mitigazione del rischio e/o controlli in continuo.
L'area di studio rientra nella classe di fattibilità che non presenta limitazioni in quanto si presenta stabile, esente da dissesti in atto o potenziali e senza evidenziare problematiche di carattere geologico-tecnico.
Il terreno di studio può essere interessato da edificabilità adottando le normali tecniche costruttive, con le dovute precauzioni e gli interventi ammissibili.
Per gli elementi di giudizio ricavati da studi e ricerche sul sito in relazione all'utilizzazione dell'opera da realizzare, l'analisi del rischio è rivolta alla sola valutazione degli elementi di vulnerabilità collegati alla capacità di tenuta sotto carico in condizioni statiche e dinamiche.
Gli strati geologici caratterizzati si presentano sostanzialmente omogenei e continui, senza apprezzabili variazioni laterali delle caratteristiche litologiche e geomeccaniche, risultando così poco probabile la possibilità che si possano verificare cedimenti differenziali, quanto più i carichi saranno distribuiti nel sottosuolo.
Lo spessore superficiale (mediamente tra 0 – 1.0/1.5 *m*), è composto terreno sabbioso limoso sciolto; al suo interno si possono rinvenire localmente, principalmente durante la stagione delle piogge, acque impantanate anche a profondità di 2.0 m, mentre la risalita per capillarità della frangia di umidità può interessare anche

spessori *max* di 1 *m*, sopra il livello di max escursione della falda (4.5 *m* dal p.c.); questo comporta che l'umidità per risalita può, in queste condizioni, essere manifesta già a partire da -3.0/3.5 *m* dal *p.c.*
La composizione granulometrica del terreno a diretto contatto con la fondazione è costituita principalmente da sabbia e sabbia limosa da poco a moderatamente addensato fino a 5.7 *m* dal p.c., costituendo un terreno dalla discreta capacità di tenuta sotto carico e bassa compressibilità.

Capitolo 13 **CONCLUSIONI**

Il presente documento descrive le caratteristiche geologico – tecniche ottenute attraverso un dettagliato accertamento degli elementi di base funzionali alla definizione del

"Lavori di completamento e manutenzione del capannone industriale in via Avogadro snc ZI località Vela – Passovecchio Comune di Crotone – Realizzazione di n. 2 vasche per riserva idrica antincendio e raccolta acqua di prima pioggia".

Richiedente: ROCCA Maria S.r.l. via Avogadro snc ZI 88900 Crotone

I rilievi eseguiti hanno restituito le informazioni inerenti la superficie e il volume significativo interagente con l'opera da realizzare, tali da definire un modello geologico-tecnico di base in linea con la normativa per le costruzioni in zona sismica, secondo quanto indicato nelle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018.

L'area di intervento ricade in località Vela - Passovecchio, in una zona del tessuto industriale consolidato di recente, a circa 600 *m* a sud corso del torrente Passovecchio e a oltre 1 *km* a ovest della linea di costa (v. *Tav I Planimetria generale*); ivi, affiorano depositi alluvionali di recente deposizione, originatisi dall'azione del mare sui quali si sovraimpongono i depositi alluvionali recenti trasportati dall'erosione.

Le forme ed i processi morfogenetici presenti sono tipici del paesaggio di pianura alluvionale in rapporto con l'andamento dei corsi d'acqua, riconducibili principalmente alle acque incanalate dei sistemi fluviali, in relazione alla presenza di vegetazione e di superfici urbanizzate.

Il lotto di terreno, posto ad una quota originale di 7.9 *m s.l.m*, non rileva elementi di vulnerabilità collegati a rischio idrogeologico; in particolare, studi storici e cartografie di sintesi non riportano elementi di rischio associato ad esondazione del torrente Passovecchio e dei fossi minori (*v. Cap. 6, pag. 7*).

Il deflusso delle acque superficiali appare ben organizzato, escludendo concentrazioni dell'azione dilavante tali da innescare processi erosivi; inoltre, l'opera da realizzare non comporterà particolari ostacoli o riduzione delle acque superficiali e sotterranee provenienti dal sistema idrologico – idraulico di pertinenza.

I processi morfologici e idrologici in atto, in definitiva, non pregiudicano la conservazione del suolo che appare abbastanza stabile, senza presentare segni particolari (es. deformate, sollevamenti, ecc.) collegabili ad instabilità del terreno, sia sull'area di sedime a diretto contatto con la fondazione da realizzare che in un congruo intorno della stessa.

Gli studi e le ricerche hanno evidenziato la presenza di una successione di terreni sedimentari di origine continentale e marina in trasgressione su un substrato geologico, formata da strati continui originatisi da regolare deposizione nel bacino di sedimentazione dal Pliocene medio-sup., al Pleistocene, ad oggi e, inoltre, un sistema di lineamenti tettonici a valenza locale e regionale con direttrici prevalenti *NE – SO* e *SE – NO* di età quaternaria, collegato al sollevamento dell'area che, conseguentemente, ha dato origine agli alti strutturali di Passo della Donna - Silvestro (*v. Fig. 4, pag. 14*).

Nel sito di progetto, in particolare, non si evidenziano in superficie lineamenti e/o dislocazioni di parti di terreno, tali da rappresentare una rilevante fonte di pericolosità.

I depositi alluvionali, di età relativamente recente (<40 Ka) e posti in trasgressione sul basamento argilloso, non evidenziano disturbi tettonici e indicano che il sistema presenta una bassa pericolosità di riattivazione.

Per la costruzione del modello geologico-tecnico si è fatto riferimento ai risultati ottenuti da una campagna geognostica eseguita all'occorrenza e ai dati esistenti ricavati da altre campagne eseguite nelle vicinanze, oltre che ai dati di bibliografia.

Sul sito in esame, in particolare, sono stati eseguiti *n.* 1 stendimento sismico Masw e *n.* 2 sondaggi penetrometrici dinamici (super pesante DPSH), in posizioni ritenute significative per la caratterizzazione del volume di terreno interagente con l'opera da realizzare (*v. Foto 2, pag. 11*). L'ubicazione delle prove è riportata su cartografia allegata (*v. TAV II Modello geologico-tecnico del sito*).

Le indagini geognostiche hanno rilevato la presenza di una tipica successione di terreni alluvionali di piana costiera in trasgressione sul basamento argilloso, con spessore complessivo di *max* di 30 - 35 *m*, crescente verso est e verso mare (*v. TAV II Modello geologico – tecnico del sito*).

La granulometria dei terreni rappresentativi della superficie e del volume significativo è costituita prevalentemente da sabbia (*max* 70 %) e ghiaie (*max* 35%), con *max* il 20 % di frazione limosa, presentando a luoghi variazioni anche in senso laterale nelle percentuali delle componenti granulometriche mentre,

procedendo con la profondità, si assiste ad un graduale aumento della frazione sabbiosa grossolana e ghiaiosa (*max* 90 %).
I terreni investigati presentano un crescente miglioramento dello stato di addensamento con la profondità, con blanda inversione di resistenza e di velocità delle onde sismiche posizionata nei primi 2-3 m di profondità, dovuta a bruschi cambiamenti di granulometria e/o alla presenza di acqua, comunque poco significativa per generare amplificazioni sismiche importanti del moto del terreno.
Nello spessore in superficie il terreno è interessato a fenomeni di alterazione naturale e da plasticizzazione della componente limo-argillosa dovuta alla presenza di acqua impantanata che può localizzarsi tra – 1.0 *m* e – 2.0 *m* dal *p.c*., mentre da quota 5.3 *m* dal *p.c.* è presente la falda acquifera estesa a tutta la pianura costiera, con escursioni che comportano un incremento stagionale della soggiacenza anche fino ai 4.5 *m* dal *p.c.*
L'informazione risulta utile per le necessarie considerazioni in sede esecutiva, preventivamente all'esecuzione dello scavo, per le verifiche di tenuta delle pareti ed, eventualmente, per la verifica al galleggiamento per le azioni della pressione idrodinamica sulla fondazione.
Il sottosuolo dell'area indagata è costituito principalmente da n. 3 macrostrati a rigidità sismica crescente sovrastanti il macrostrato di base costituito dal substrato geologico argilloso del Pliocene inferiore – medio che viene indicativamente posto a partire da 30 *m* dal p.c.
Il sito in esame si inserisce nel contesto sismotettonico dell'arco calabro con evoluzione negli ultimi 700.000 anni dominata da imponenti movimenti verticali riconducibili a processi geodinamici a grande scala e solo in piccola parte a movimenti riconducibili all'attività di faglie sismogenetiche.
Il rischio sismico è testimoniato da terremoti storici anche di una certa intensità, mentre non si riscontra la pericolosità per la presenza di faglie attive e capaci FAC o potenzialmente PFAC (ISPRA - Catalogo ITHACA), per cui il sito non rientra in quelle fasce di territorio a salvaguardia che, in occasione di terremoti, possono essere soggetti a effetti cosismici (deformazioni del terreno, fagliature superficiali del suolo, sollevamenti, ecc).
Le verifiche in ordine alla stabilità' del sito nei confronti della liquefazione, eseguite in accordo alla normativa vigente, hanno consentito di considerare i depositi presenti come non liquefacibili per effetto di fenomeni di maggior addensamento a seguito eventi sismici.
Attraverso l'elaborazione dei dati di stesa sismica Masw è stata individuata la categoria di sottosuolo di riferimento applicando la normativa D.M. 17 Gennaio 2018 "NTC Norme Tecniche per le Costruzioni".
Vista la profondità del substrato sismico con velocità Vs non inferiore a 800 m/sec (H >> 30 m) e, considerata l'ipotesi di calcolo con profondità a partire da 3 *m* dal *p.c.* (profondità di imposta dell'opera di fondazione dei n. 2 scatolari)**,** si è calcolato per una profondità di 30 *m* il valore di Vs,eq=Vs,30 di **267 *m/s*** per cui il tipo di suolo secondo Normativa NTC 17.01.2018 ricade nella

Categoria C

"Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con profondità del substrato superiore a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,eq (velocità equivalente) compresi tra 180 m/s e 360 m/s"

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico ST in funzione delle categoria topografica di riferimento nell'ubicazione dell'opera da realizzare.
Per il sito di progetto la categoria topografica di riferimento è la seguente:

Categoria topografica:

T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media minore o uguale a 15° = 1.0

Gli strati caratterizzati si presentano sostanzialmente omogenei e continui, senza apprezzabili variazioni laterali delle caratteristiche litologiche e geomeccaniche.
La composizione granulometrica del terreno a diretto contatto con la fondazione è costituita principalmente da sabbia, sabbia limosa fino a 5.7 *m* dal p.c., costituendo un terreno dalla discreta capacità di tenuta sotto carico e bassa compressibilità, con cedimenti in fondazione sostanzialmente immediati e abbastanza contenuti; eventuali cedimenti nel tempo dovuti alla presenza, eventualmente, di locali livelli limo -argillosi potranno essere dissipati dalla forma e rigidezza della fondazione che può adattarsi reagendo con deformazioni di tipo visco-plastico.

La capacità del complesso fondazione-terreno deve essere verificata con riferimento allo stato limite ultimo (SLV) nei confronti del raggiungimento della resistenza per carico limite e per scorrimento, nel rispetto della condizione [6.2.1] *Caratterizzazione e modellazione geologica del sito* delle NTC 2018 e adottando i coefficienti parziali della Tabella 7.11.II. (*v. Tabella 15*). A queste va aggiunta la verifica al galleggiamento se sussistono le condizioni di interazione della struttura scatolare con la falda acquifera, tenendo conto della sua escursione stagionale.

I parametri geotecnici caratteristici dovranno essere ricavati sulla base dei parametri geotecnici nominali ricavati dalle prove in *situ* e richiamati in *Tabella 3 pag. 25* del paragrafo *"Caratterizzazione geotecnica dei terreni".*

Un altro aspetto importante circa le problematiche dell'interazione terreno - struttura riguarda il comportamento del sistema sotto sollecitazione tellurica; in caso di sisma, possono manifestarsi accelerazioni orizzontali di una certa intensità per cui occorre prevedere un orizzontamento strutturale della fondazione resistente alle forze sismiche e tali da impedire spostamenti.

La struttura da realizzare (scatolare) ha un comportamento sismico non dissipativo ed essendo incassata nel terreno per oltre l'80% si assume l'ipotesi che essa si muova con il suolo per cui le forze d'inerzia di progetto si determineranno sulla base di un'accelerazione pari ad $a_g \cdot S$ (§7.9.5.4.2 NTC 2018).

Per le caratteristiche geologico-tecniche riscontrate e per l'azione di disturbo portata dall'azione di scavo, al fondo dovrà prevedersi il miglioramento dello stesso mediante compattazione e, se è il caso, il ricarico con nuovo terreno inerte granulare.

L'altezza ammissibile a pareti verticali da realizzare per raggiungere lo strato di imposta della fondazione può essere posta indicativamente inferiore a 1.0 – 1.5 *m*, mentre più in profondità, nel caso si proceda oltre, si dovranno adottare pendenze contenute su *max* 35°. In caso di profondità verticali maggiori di 1.5 *m* si dovrà procedere adottando opere provvisionali (paratie, palancole) di contenimento delle pareti, opportunamente dimensionate tramite le dovute verifiche geotecniche del caso.

Durante la movimentazione del terreno, infine, si dovrà provvedere a realizzare superfici/solchi provvisori dotati di pendenza in modo da allontanare le acque meteoriche che precipitano o convergono in prossimità dello scavo.

In conclusione, gli studi e le ricerche sul sito non hanno evidenziato elementi di giudizio tali da precludere la fattibilità e l'utilizzazione dell'opera per cui, visto il livello di pericolosità geologica, il terreno di studio può essere interessato da edificabilità.

L'area di studio, infatti, non presenta limitazioni in quanto si presenta stabile, senza evidenziare particolari problematiche di carattere geologico-tecnico, ad eccezione dei semplici inconvenienti che possono sorgere in corso d'opera ed essere gestiti adottando le normali tecniche costruttive, ovviamente sempre con le dovute precauzioni e gli interventi ammissibili.

Infine, si raccomanda di avvalersi dell'assistenza di un geotecnico (geologo o ingegnere) in sede esecutiva, con particolare riguardo alla fase di scavo per la posa in opera della fondazione, al fine di consentire una verifica ed un puntuale accertamento delle caratteristiche geologico – tecniche dei terreni fondali e, conseguentemente, consentire un miglioramento nelle scelte delle procedure esecutive.

Poste le dovute attenzioni alle problematiche testé richiamate, si conclude che il sito risulta idoneo ad ospitare l'opera prevista dal progetto.

STUDIO DI GEOLOGIA TECNICA E AMBIENTALE
DELTAESSE
GEOLOGIA·GEOTECNICA·GEOLOGIA AMBIENTALE
·GEOLOGIA APPLICATA ALL'INGEGNERIA·

Geologo Francesco SCERRA
Via Napoli, 6 88900 CROTONE (KR)
tel/fax 0962 902765 cell. 320 0380861
e-mail: antonelloscerra@gmail.com;
PEC: scerra.francesco@geologicalabria.com

Lavori di completamento e manutenzione del capannone industriale via Avogadro snc ZI località Vela Passovecchio - Comune di Crotone
-Realizzazione di n. 2 vasche per riserva idrica antincendio e raccolta acque di prima pioggia-

ALLEGATI:

TAVOLE

TAV I Planimetria generale
TAV II Modello geologico tecnico del sito

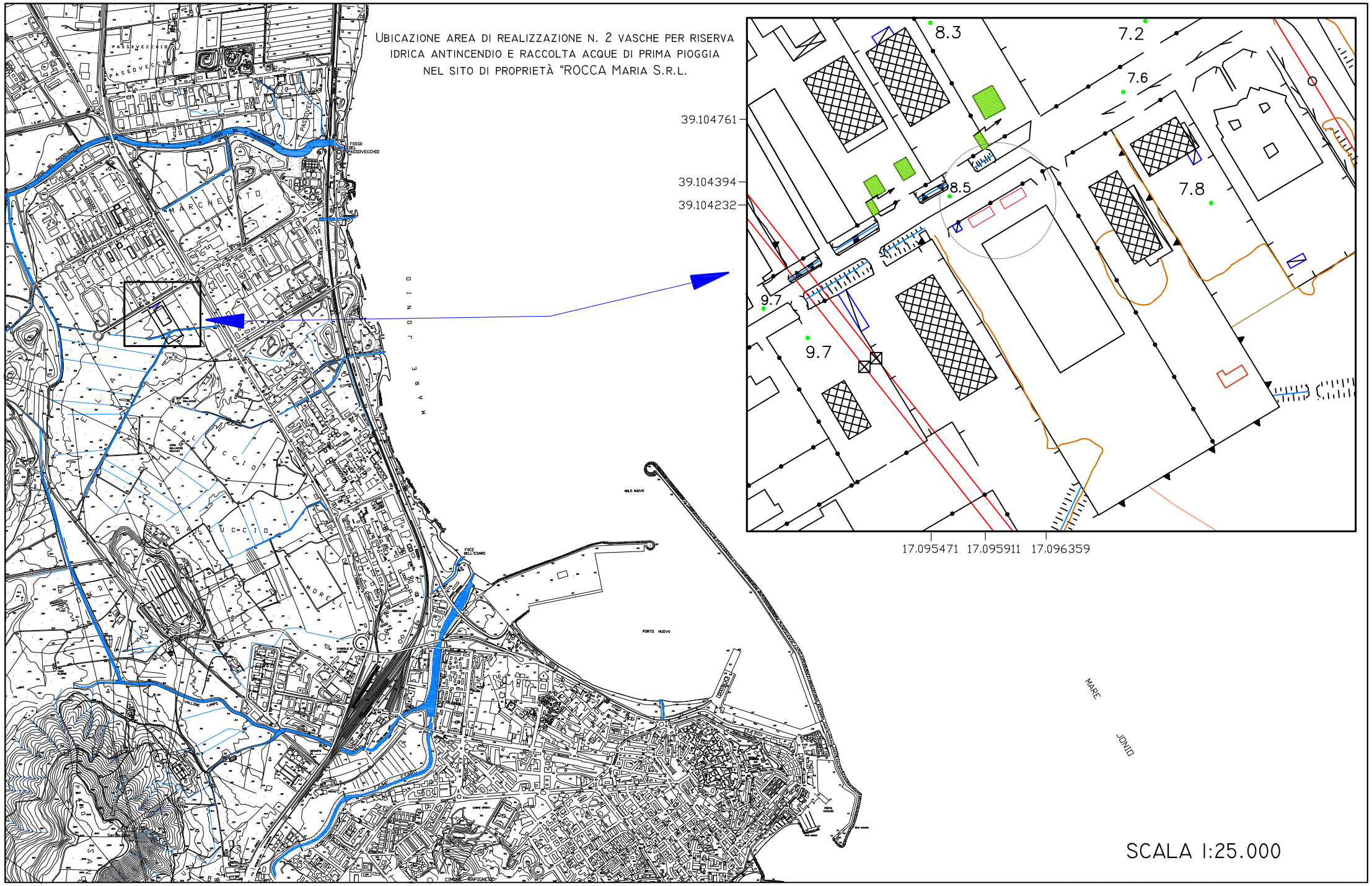
ELABORATI INDAGINI GEOGNOSTICHE

Prove penetrometriche DPSH
Prova Masw
Verifica alla liquefazione

Richiedente: **ROCCA MARIA S.r.l.**
Via Amedeo Avogadro, snc (zona industriale)
88900 CROTONE (KR)

Lavori di completamento e manutenzione del capannone industriale in via Avogadro snc ZI località Vela Passovecchio
Comune di Crotone - Realizzazione di n. 2 vasche per riserva idrica antincendio e raccolta acque di prima pioggia
RELAZIONE GEOLOGICA

TAV I
PLANIMETRIA GENERALE



RICHIEDENTE: **ROCCA MARIA S.r.l.**
via Avogadro, zona Industriale (Loc. Passovecchio) - 88900 CROTONE
Tel/Fax 0962 930486; e - mail: *roccamariasrl@libero.it*

PROG. GEO: STUDIO DI GEOLOGIA TECNICA E AMBIENTALE -DELTAESSE-
Geol. Francesco SCERRA
geologia - geotecnica - idrogeologia applicata - ingegneria naturalistica geologia ambientale - geologia applicata all'ingegneria
via Napoli, 6 88900 CROTONE
tel/fax 0962 902765 cell. 320 0380861
e-mail: *antonelloscerra@gmail.com*
pec: scerra.francesco@geologicalabria.com

RIPORTO LIMOSO, MOLTO SCIOLTO
Strato 1

SABBIA LIMOSA, DA SCIOLTO A POCO ADDENSATO
Strato 2

SABBIA, DA POCO A MODERATAMENTE ADDENSATO
Strato 3

SABBIA LIMOSA, POCO ADDENSATO
Strato 4

RIPORTO GHIAIOSO

SABBIA MEDIA, POCO ADDENSATO
Strato 5

SABBIA GROSSA GHIAIOSA, DA MODERATAMENTE ADDENSATO AD ADDENSATO
Strato 6

SABBIA CON GHIAIA, MOLTO ADDENSATO
Strato 7

SABBIA ARGILLOSA CON INTERCALAZIONI ARGILLOSE, MOLTO ADDENSATO
Strato 8

ARGILLA LIMOSA E SILTS, ESTREMAMENTE CONSISTENTE (BASAMENTO GEOLOGICO)
Strato 9

DELIMITAZIONE SITO INDUSTRIALE ROCCA MARIA Sr.l.

PzS1bis PIEZOMETRI ESISTENTI

NUOVO CAPANNONE

LINEA STENDIMENTO SISMICO MASW

DPSH1 PROVE DPSH

PALAZZINA UFFICI ROCCA MARIA S.r.l.

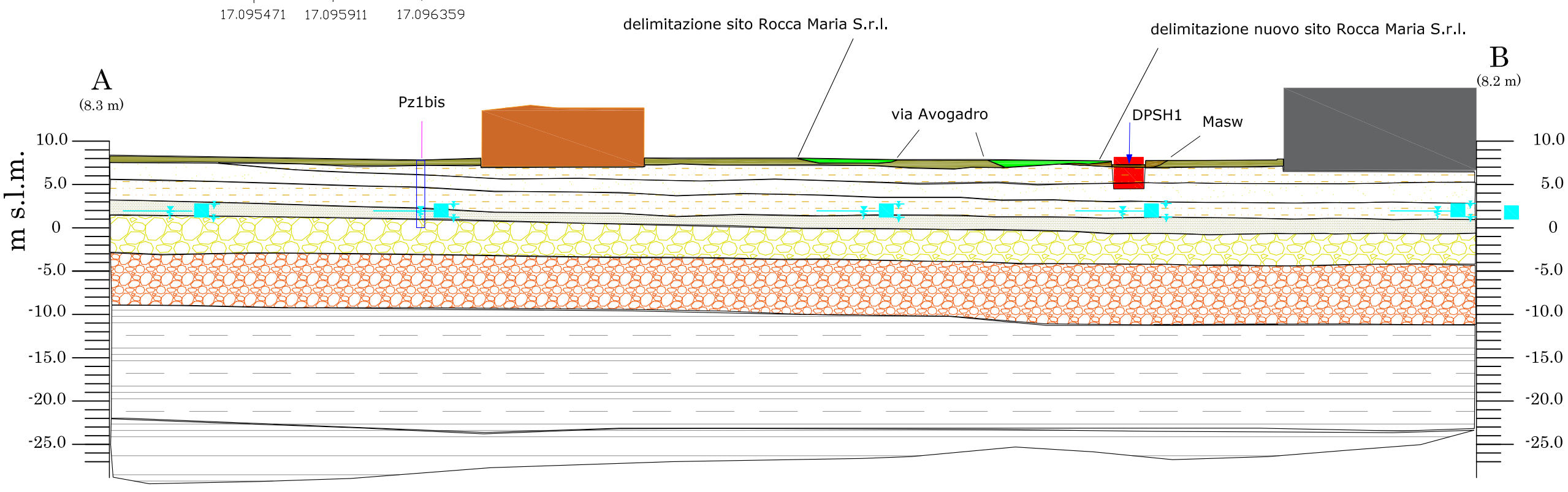
VASCHE DA REALIZZARE

A TRACCIA DELLA SEZIONE GEOLOGICA

TERRENO VEGETALE LIMOSO

LIVELLO PIEZOMETRICO

MAX ESCURSIONE LIVELLO FALDA ACQUIFERA NEL SITO (= 1,65 m)
PERIODO DI RILEVAMENTO (Luglio - Febbraio '14; Agosto - Maggio '15)
LIVELLO MEDIO FALDA ACQUIFERA 5.3 m dal p.c. (misurazione Maggio 2020)



RICHIEDENTE: **ROCCA MARIA S.r.l.**
via Avogadro, zona industriale (loc. Passovecchio)- 88900 CROTONE
Tel/ Fax 0962 930486; e - mail: ***roccamariasrl@libero.it***

PROG. GEO: STUDIO DI GEOLOGIA TECNICA E AMBIENTALE -DELTAESSE-
Geol. Francesco SCERRA
geologia - geotecnica - idrogeologia applicata - ingegneria naturalistica geologia ambientale - geologia applicata all'ingegneria
via Napoli, 6 88900 CROTONE
tel/fax 0962 902765 cell. 320 0380861
e-mail: antonelloscerra@gmail.com
pec: scerra.francesco@geologicalabria.com

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Committente: Rocca Maria S.r.l. Descrizione: Costruzione di n. 2 vasche per la raccolta di acqua ad uso industriale Località: Crotone - via Avogadro zona industriale	Codice commessa: A32E Numero certificati allegati: 0

Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: EMILIA (30)

Rif. Norme	DIN 4094	
Peso Massa battente	63,5	Kg
Altezza di caduta libera	0,75	m
Peso sistema di battuta	30	Kg
Diametro punta conica	50,46	mm
Area di base punta	20	cm²
Lunghezza delle aste	1	m
Peso aste a metro	6	Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0,80	m
Avanzamento punta	0,30	m
Numero colpi per punta	N(30)	
Rivestimento/fanghi	No	
Angolo di apertura punta	60	°

Signature 1 Signature 2

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE CONTINUE
(DYNAMIC PROBING)
DPSH – DPM (... scpt ecc.)

Note illustrative - Diverse tipologie di penetrometri dinamici

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi δ) misurando il numero di colpi N necessari.

Le Prove Penetrometriche Dinamiche sono molto diffuse ed utilizzate nel territorio da geologi e geotecnici, data la loro semplicità esecutiva, economicità e rapidità di esecuzione.

La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di "catalogare e parametrizzare" il suolo attraversato con un'immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica.

La sonda penetrometrica permette inoltre di riconoscere abbastanza precisamente lo spessore delle coltri sul substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii, e la consistenza in generale del terreno.

L'utilizzo dei dati, ricavati da correlazioni indirette e facendo riferimento a vari autori, dovrà comunque essere trattato con le opportune cautele e, possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona.

Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti:

- peso massa battente M;
- altezza libera caduta H;
- punta conica: diametro base cono D, area base A (angolo di apertura α);
- avanzamento (penetrazione) δ ;
- presenza o meno del rivestimento esterno (fanghi bentonitici).

Con riferimento alla classificazione ISSMFE (1988) dei diversi tipi di penetrometri dinamici (vedi tabella sotto riportata) si rileva una prima suddivisione in quattro classi (in base al peso M della massa battente) :

- tipo LEGGERO (DPL);
- tipo MEDIO (DPM);
- tipo PESANTE (DPH);
- tipo SUPERPESANTE (DPSH).

Classificazione ISSMFE dei penetrometri dinamici:

Tipo	**Sigla di riferimento**	**peso della massa M** *(kg)*	**prof. max indagine battente** *(m)*
Leggero	DPL (Light)	$M \leq 10$	8
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$	20-25
Pesante	DPH (Heavy)	$40 \leq M < 60$	25
Super pesante (Super Heavy)	DPSH	$M \geq 60$	25

penetrometri in uso in Italia

In Italia risultano attualmente in uso i seguenti tipi di penetrometri dinamici (non rientranti però nello Standard ISSMFE):

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-30) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)
massa battente M = 30 kg, altezza di caduta H = 0.20 m, avanzamento δ = 10 cm, punta conica (α=60-90°), diametro D 35.7 mm, area base cono A=10 cm^2 rivestimento / fango bentonitico : talora previsto;

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-20) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)
massa battente M = 20 kg, altezza di caduta H=0.20 m, avanzamento δ = 10 cm, punta conica (α= 60-90°), diametro D 35.7 mm, area base cono A=10 cm^2 rivestimento / fango bentonitico : talora previsto;

- DINAMICO PESANTE ITALIANO (SUPERPESANTE secondo la classifica ISSMFE)
massa battente M = 73 kg, altezza di caduta H=0.75 m, avanzamento δ=30 cm, punta conica (α = 60°), diametro D = 50.8 mm, area base cono A=20.27 cm^2 rivestimento: previsto secondo precise indicazioni;

- DINAMICO SUPERPESANTE (Tipo EMILIA)
massa battente M=63.5 kg, altezza caduta H=0.75 m, avanzamento δ=20-30 cm, punta conica conica (α = 60°-90°) diametro D = 50.5 mm, area base cono A = 20 cm^2, rivestimento / fango bentonitico : talora previsto.

Correlazione con Nspt

Poiché la prova penetrometrica standard (SPT) rappresenta, ad oggi, uno dei mezzi più diffusi ed economici per ricavare informazioni dal sottosuolo, la maggior parte delle correlazioni esistenti riguardano i valori del numero di colpi Nspt ottenuto con la suddetta prova, pertanto si presenta la necessità di rapportare il numero di colpi di una prova dinamica con Nspt. Il passaggio viene dato da:

$$NSPT = \beta_t \cdot N$$

Dove:

$$\beta_t = \frac{Q}{Q_{SPT}}$$

in cui Q è l'energia specifica per colpo e Qspt è quella riferita alla prova SPT.

L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

$$Q = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot \delta \cdot (M + M')}$$

in cui

M	peso massa battente.
M'	peso aste.
H	altezza di caduta.
A	area base punta conica.
δ	passo di avanzamento.

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd

Formula Olandesi

$$Rpd = \frac{M^2 \cdot H}{[A \cdot e \cdot (M + P)]} = \frac{M^2 \cdot H \cdot N}{[A \cdot \delta \cdot (M + P)]}$$

Rpd	resistenza dinamica punta (area A).
e	infissione media per colpo (δ/ N).
M	peso massa battente (altezza caduta H).
P	peso totale aste e sistema battuta.

Calcolo di $(N_1)_{60}$

$(N_1)_{60}$ è il numero di colpi normalizzato definito come segue:

$$(N_1)_{60} = CN \cdot N60 \text{ con } CN = \sqrt{(Pa/'\sigma_{vo})} \quad CN < 1.7 \quad Pa = 101.32\,kPa$$ *(Liao e Whitman 1986)*

$$N_{60} = N_{SPT} \cdot (ER/60) \cdot C_S \cdot C_r \cdot C_d$$

ER/60	rendimento del sistema di infissione normalizzato al 60%.
C_s	parametro funzione della controcamicia (1.2 se assente).
C_d	funzione del diametro del foro (1 se compreso tra 65-115mm).
C_r	parametro di correzione funzione della lunghezza delle aste.

Metodologia di Elaborazione.

Le elaborazioni sono state effettuate mediante un programma di calcolo automatico Dynamic Probing della *GeoStru Software.*

Il programma calcola il rapporto delle energie trasmesse (coefficiente di correlazione con SPT) tramite le elaborazioni proposte da Pasqualini (1983) - Meyerhof (1956) - Desai (1968) - Borowczyk-Frankowsky (1981).

Permette inoltre di utilizzare i dati ottenuti dall'effettuazione di prove penetrometriche per estrapolare utili informazioni geotecniche e geologiche.

Una vasta esperienza acquisita, unitamente ad una buona interpretazione e correlazione, permettono spesso di ottenere dati utili alla progettazione e frequentemente dati maggiormente attendibili di tanti dati bibliografici sulle litologie e di dati geotecnici determinati sulle verticali litologiche da poche prove di laboratorio eseguite come rappresentazione generale di una verticale eterogenea disuniforme e/o complessa.

In particolare consente di ottenere informazioni su:

- l'andamento verticale e orizzontale degli intervalli stratigrafici,
- la caratterizzazione litologica delle unità stratigrafiche,
- i parametri geotecnici suggeriti da vari autori in funzione dei valori del numero dei colpi e delle resistenza alla punta.

Valutazioni statistiche e correlazioni

Elaborazione Statistica

Permette l'elaborazione statistica dei dati numerici di Dynamic Probing, utilizzando nel calcolo dei valori rappresentativi dello strato considerato un valore inferiore o maggiore della media aritmetica dello strato (dato comunque maggiormente utilizzato); i valori possibili in immissione sono :

Media

Media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media minima

Valore statistico inferiore alla media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Massimo

Valore massimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Minimo

Valore minimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Scarto quadratico medio

Valore statistico di scarto dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media deviata

Valore statistico di media deviata dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

***Media* (+ s)**

Media + scarto (valore statistico) dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

***Media* (– s)**

Media - scarto (valore statistico) dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Distribuzione normale R.C.

Il valore di $N_{spt,k}$ viene calcolato sulla base di una distribuzione normale o gaussiana, fissata una probabilità di non superamento del 5%, secondo la seguente relazione:

$$Nspt_{,k} = Nspt_{,medio} - 1.645 \cdot (\sigma_{Nspt})$$

dove σ_{Nspt} è la deviazione standard di Nspt

Distribuzione normale R.N.C.

Il valore di Nspt,k viene calcolato sulla base di una distribuzione normale o gaussiana, fissata una probabilità di non superamento del 5%, trattando i valori medi di Nspt distribuiti normalmente:

$$Nspt_{,k} = Nspt_{,medio} - 1.645 \cdot (\sigma_{Nspt}) / \sqrt{n}$$

dove n è il numero di letture.

Pressione ammissibile

Pressione ammissibile specifica sull'interstrato (con effetto di riduzione energia per svergolamento aste o no) calcolata secondo le note elaborazioni proposte da Herminier, applicando un coefficiente di sicurezza (generalmente = 20-22) che corrisponde ad un coefficiente di sicurezza standard delle fondazioni pari a 4, con una geometria fondale standard di larghezza pari a 1 m ed immorsamento d = 1 m.

Correlazioni geotecniche terreni incoerenti

Liquefazione

Permette di calcolare utilizzando dati Nspt il potenziale di liquefazione dei suoli (prevalentemente sabbiosi).

Attraverso la relazione di *SHI-MING (1982)*, applicabile a terreni sabbiosi, la liquefazione risulta possibile solamente se Nspt dello strato considerato risulta inferiore a Nspt critico calcolato con l'elaborazione di *SHI-MING*.

Correzione Nspt in presenza di falda

$$Nspt\ corretto = 15 + 0.5 \cdot (Nspt - 15)$$

Nspt è il valore medio nello strato

La correzione viene applicata in presenza di falda solo se il numero di colpi è maggiore di 15 (la correzione viene eseguita se tutto lo strato è in falda).

Angolo di Attrito

- Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof (1956) - Correlazione valida per terreni non molli a prof. < 5 m; correlazione valida per sabbie e ghiaie rappresenta valori medi. - Correlazione storica molto usata, valevole per prof. < 5 m per terreni sopra falda e < 8 m per terreni in falda (tensioni < 8-10 t/mq)
- Meyerhof (1956) - Correlazioni valide per terreni argillosi ed argillosi-marnosi fessurati, terreni di riporto sciolti e coltri detritiche (da modifica sperimentale di dati).
- Sowers (1961)- Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. < 4 m. sopra falda e < 7 m per terreni in falda) σ >5 t/mq.
- De Mello - Correlazione valida per terreni prevalentemente sabbiosi e sabbioso-ghiaiosi (da modifica sperimentale di dati) con angolo di attrito < 38° .
- Malcev (1964) - Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. > 2 m e per valori di angolo di attrito < 38°).
- Schmertmann (1977)- Angolo di attrito (gradi) per vari tipi litologici (valori massimi). N.B. valori spesso troppo ottimistici poiché desunti da correlazioni indirette da Dr %.
- Shioi-Fukuni (1982) - ROAD BRIDGE SPECIFICATION, Angolo di attrito in gradi valido per sabbie - sabbie fini o limose e limi siltosi (cond. ottimali per prof. di prova > 8 m sopra falda e > 15 m per terreni in falda) σ >15 t/mq.
- Shioi-Fukuni (1982) - JAPANESE NATIONALE RAILWAY, Angolo di attrito valido per sabbie medie e grossolane fino a ghiaiose.
- Angolo di attrito in gradi (Owasaki & Iwasaki) valido per sabbie - sabbie medie e grossolane-ghiaiose (cond. ottimali per prof. > 8 m sopra falda e > 15 m per terreni in falda) s>15 t/mq.

- Meyerhof (1965) - Correlazione valida per terreni per sabbie con % di limo < 5% a profondità < 5 m e con (%) di limo > 5% a profondità < 3 m.
- Mitchell e Katti (1965) - Correlazione valida per sabbie e ghiaie.

Densità relativa (%)

- Gibbs & Holtz (1957) correlazione valida per qualunque pressione efficace, per ghiaie Dr viene sovrastimato, per limi sottostimato.
- Skempton (1986) elaborazione valida per limi e sabbie e sabbie da fini a grossolane NC a qualunque pressione efficace, per ghiaie il valore di Dr % viene sovrastimato, per limi sottostimato.
- Meyerhof (1957).
- Schultze & Menzenbach (1961) per sabbie fini e ghiaiose NC , metodo valido per qualunque valore di pressione efficace in depositi NC, per ghiaie il valore di Dr % viene sovrastimato, per limi sottostimato.

Modulo Di Young (E_y)

- Terzaghi - elaborazione valida per sabbia pulita e sabbia con ghiaia senza considerare la pressione efficace.
- Schmertmann (1978), correlazione valida per vari tipi litologici .
- Schultze-Menzenbach , correlazione valida per vari tipi litologici.
- D'Appollonia ed altri (1970) , correlazione valida per sabbia, sabbia SC, sabbia NC e ghiaia.
- Bowles (1982), correlazione valida per sabbia argillosa, sabbia limosa, limo sabbioso, sabbia media, sabbia e ghiaia.

Modulo Edometrico

Begemann (1974) elaborazione desunta da esperienze in Grecia, correlazione valida per limo con sabbia, sabbia e ghiaia

- Buismann-Sanglerat , correlazione valida per sabbia e sabbia argillosa.
- Farrent (1963) valida per sabbie, talora anche per sabbie con ghiaia (da modifica sperimentale di dati).
- Menzenbach e Malcev valida per sabbia fine, sabbia ghiaiosa e sabbia e ghiaia.

Stato di consistenza

- Classificazione A.G.I. 1977

Peso di Volume

- Meyerhof ed altri, valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso.

Peso di volume saturo

- Terzaghi-Peck (1948-1967)

Modulo di poisson

- Classificazione A.G.I.

Potenziale di liquefazione *(Stress Ratio)*

- Seed-Idriss (1978-1981) . Tale correlazione è valida solamente per sabbie, ghiaie e limi sabbiosi, rappresenta il rapporto tra lo sforzo dinamico medio τ e la tensione verticale di consolidazione per la valutazione del potenziale di liquefazione delle sabbie e terreni sabbio-ghiaiosi attraverso grafici degli autori.

Velocità onde di taglio *Vs (m/s)*

- Tale correlazione è valida solamente per terreni incoerenti sabbiosi e ghiaiosi.

Modulo di deformazione di taglio *(G)*

- Ohsaki & Iwasaki – elaborazione valida per sabbie con fine plastico e sabbie pulite.
- Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982) elaborazione valida soprattutto per sabbie e per tensioni litostatiche comprese tra 0,5 - 4,0 kg/cmq.

Modulo di reazione *(Ko)*

- Navfac (1971-1982) - elaborazione valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso.

Resistenza alla punta del Penetrometro Statico *(Qc)*

- Robertson (1983) - Qc

Correlazioni geotecniche terreni coesivi

Coesione non drenata

- Benassi & Vannelli- correlazioni scaturite da esperienze ditta costruttrice Penetrometri SUNDA (1983).
- Terzaghi-Peck (1948-1967), correlazione valida per argille sabbiose-siltose NC con Nspt < 8 , argille limose-siltose mediamente plastiche, argille marnose alterate-fessurate.
- Terzaghi-Peck (1948). *C*u (min-max).
- Sanglerat , da dati Penetr. Statico per terreni coesivi saturi , tale correlazione non è valida per argille sensitive con sensitività > 5, per argille sovraconsolidate fessurate e per i limi a bassa plasticità.
- Sanglerat , (per argille limose-sabbiose poco coerenti), valori validi per resistenze penetrometriche < 10 colpi, per resistenze penetrometriche > 10 l'elaborazione valida è comunque quella delle "argille plastiche " di Sanglerat.
- (U.S.D.M.S.M.) U.S. Design Manual Soil Mechanics Coesione non drenata per argille limose e argille di bassa media ed alta plasticità , (Cu-Nspt-grado di plasticità).

- Schmertmann (1975), Cu (Kg/cmq) (valori medi), valida per **argille** e **limi argillosi** con Nc = 20 e Qc/Nspt = 2.
- Schmertmann (1975), Cu (Kg/cmq) (valori minimi), valida per argille NC .
- Fletcher (1965), (Argilla di Chicago) . Coesione non drenata Cu (Kg/cmq), colonna valori validi per argille a medio-bassa plasticità.
- Houston (1960) - argilla di media-alta plasticità.
- Shioi-Fukuni (1982), valida per suoli poco coerenti e plastici, argilla di media-alta plasticità.
- Begemann.
- De Beer.

***Resistenza alla punta del Penetrometro Statico** (Qc)*

- Robertson (1983) - Qc

***Modulo Edometrico-Confinato** (Mo)*

- Stroud e Butler (1975),- per litotipi a media plasticità, valida per litotipi argillosi a media-medio-alta plasticità - da esperienze su argille glaciali.
- Stroud e Butler (1975), per litotipi a medio-bassa plasticità (IP < 20), valida per litotipi argillosi a medio-bassa plasticità (IP < 20) - da esperienze su argille glaciali .
- Vesic (1970), correlazione valida per argille molli (valori minimi e massimi).
- Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner Modulo Confinato -Mo (Eed) (Kg/cmq)-, valida per litotipi argillosi e limosi-argillosi (rapporto Qc/Nspt=1.5-2.0).
- Buismann- Sanglerat, valida per argille compatte (Nspt < 30) medie e molli (Nspt < 4) e argille sabbiose (Nspt = 6-12).

***Modulo Di Young** (E_Y)*

- Schultze-Menzenbach - (Min. e Max.), correlazione valida per limi coerenti e limi argillosi con I.P. > 15.
- D'Appollonia ed altri (1983), correlazione valida per argille sature-argille fessurate.

Stato di consistenza

- Classificazione A.G.I. 1977.

Peso di Volume

- Meyerhof ed altri, valida per argille, argille sabbiose e limose prevalentemente coerenti.

Peso di volume saturo

- Meyerhof ed altri.

Strumento utilizzato... EMILIA (30)
Prova eseguita in data 03/06/2020
Profondità prova 10,20 mt
Falda rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0,30	0	0,853	0,00	0,00	0,00	0,00
0,60	4	0,847	17,16	20,26	0,86	1,01
0,90	4	0,842	16,08	19,11	0,80	0,96
1,20	2	0,836	7,99	9,56	0,40	0,48
1,50	4	0,831	15,88	19,11	0,79	0,96
1,80	3	0,826	11,84	14,33	0,59	0,72
2,10	4	0,822	14,86	18,08	0,74	0,90
2,40	7	0,817	25,86	31,64	1,29	1,58
2,70	12	0,813	44,09	54,25	2,20	2,71
3,00	11	0,809	38,16	47,19	1,91	2,36
3,30	9	0,805	31,07	38,61	1,55	1,93
3,60	10	0,801	34,35	42,90	1,72	2,14
3,90	15	0,747	45,74	61,22	2,29	3,06
4,20	8	0,794	25,91	32,65	1,30	1,63
4,50	7	0,790	22,58	28,57	1,13	1,43
4,80	5	0,787	16,06	20,41	0,80	1,02
5,10	6	0,784	18,31	23,35	0,92	1,17
5,40	5	0,781	15,20	19,46	0,76	0,97
5,70	2	0,778	6,06	7,78	0,30	0,39
6,00	4	0,775	11,54	14,88	0,58	0,74
6,30	4	0,773	11,50	14,88	0,57	0,74
6,60	5	0,770	14,33	18,60	0,72	0,93
6,90	8	0,768	21,88	28,50	1,09	1,42
7,20	8	0,766	21,82	28,50	1,09	1,42
7,50	11	0,763	29,91	39,18	1,50	1,96
7,80	15	0,711	38,00	53,43	1,90	2,67
8,10	21	0,659	47,31	71,76	2,37	3,59
8,40	16	0,707	38,67	54,67	1,93	2,73
8,70	22	0,655	49,27	75,18	2,46	3,76
9,00	30	0,653	64,37	98,51	3,22	4,93
9,30	25	0,652	53,50	82,09	2,67	4,10
9,60	24	0,650	51,22	78,81	2,56	3,94
9,90	27	0,648	55,31	85,32	2,77	4,27
10,20	31	0,597	58,44	97,96	2,92	4,90

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm²)	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unità di volume (t/m³)	Peso unità di volume saturo (t/m³)	Tensione efficace (Kg/cm²)	Coeff. di correlaz. con Nspt	NSPT	Descrizione
0,3	0	0	Incoeren	1	1,3	1,86	0,02	1,01	0	Riporto

			te							
2,4	4	18,87	Incoerente	3	1,5	1,88	0,2	1,01	4,04	Sabbia limosa
3,9	11,4	48,83	Incoerente	1	1,78	1,93	0,49	1,01	11,51	Sabbia
5,4	6,2	24,89	Incoerente	2	1,59	1,89	0,74	1,01	6,26	Sabbia limosa
7,2	5,17	18,86	Incoerente	0	1,55	1,89	1,04	1,01	5,22	Sabbia media
10,2	22,2	73,69	Incoerente	0	2,04	1,99	1,51	1,01	22,42	Sabbia grossa e gh

Liquefazione Metodo di Shi-Ming (1982)

Strato	VII Nspt critico	VIII Nspt critico	IX Nspt critico	X Nspt critico	Condizione
Strato 1	0	0	0	0	
Strato 2	0	0	0	0	
Strato 3	0	0	0	0	
Strato 4	8,295	13,825	22,12	33,18	Liquefazione possibile al VII° Mercalli
Strato 5	33,18	33,18	33,18	33,18	
Strato 6	33,18	33,18	33,18	33,18	

TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

	NSPT	Prof. Strato (m)	Gibbs & Holtz 1957	Meyerhof 1957	Schultze & Menzenbach (1961)	Skempton 1986
[1] - Riporto	0	0,30	0	0	0	6,23
[2] - Sabbia limosa	4,04	2,40	19,2	44,58	51,1	18,23
[3] - Sabbia	11,51	3,90	34,44	65,38	66,43	36,23
[4] - Sabbia limosa	6,26	5,40	19,23	43,78	44,5	24,12
[5] - Sabbia media	5,22	7,20	13,03	36,33	37,28	21,42
[6] - Sabbia grossa e gh	22,42	10,20	35,74	66,84	67,9	54,65

Angolo di resistenza al taglio

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	Meyerhof (1956)	Sowers (1961)	Malcev (1964)	Meyerhof (1965)	Schmertmann (1977) Sabbie	Mitchell & Katti (1981)	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	Japanese National Railway	De Mello	Owasaki & Iwasaki
[1] - Riporto	0	0,30	0	27	20	28	33,55	29,47	0	<30	0	27	0	15
[2] - Sabbia limosa	4,04	2,40	4,04	28,15	21,15	29,13	30,79	31,26	0	<30	22,78	28,21	24,29	23,99
[3] - Sabbia	11,51	3,90	11,51	30,29	23,29	31,22	30,52	34,23	37,15	<30	28,14	30,45	28,26	30,17
[4] - Sabbia limosa	6,26	5,40	6,26	28,79	21,79	29,75	28,62	32,19	0	<30	24,69	28,88	25,95	26,19
[5] - Sabbia media	5,22	7,20	5,22	28,49	21,49	29,46	27,58	31,76	0	<30	23,85	28,57	25,27	25,22
[6] - Sabbia grossa e	22,42	10,20	22,42	33,41	26,41	34,28	29,14	37,77	37,36	30-32	33,34	33,73	30,79	36,18

gh													

Modulo di Young (Kg/cm²)

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Terzaghi	Schmertmann (1978) (Sabbie)	Schultze-Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	D'Appollonia ed altri 1970 (Sabbia)	Bowles (1982) Sabbia Media
[1] - Riporto	0	0,30	0	---	---	---	---	---
[2] - Sabbia limosa	4,04	2,40	4,04	---	32,32	---	---	---
[3] - Sabbia	11,51	3,90	11,51	242,16	92,08	136,52	266,33	132,55
[4] - Sabbia limosa	6,26	5,40	6,26	---	50,08	---	---	---
[5] - Sabbia media	5,22	7,20	5,22	---	41,76	---	---	---
[6] - Sabbia grossa e gh	22,42	10,20	22,42	337,98	179,36	265,26	348,15	187,10

Modulo Edometrico (Kg/cm²)

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Buisman-Sanglerat (sabbie)	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	Farrent 1963	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)
[1] - Riporto	0	0,30	0	---	27,46	---	38,00
[2] - Sabbia limosa	4,04	2,40	4,04	---	35,76	28,68	56,02
[3] - Sabbia	11,51	3,90	11,51	69,06	51,11	81,72	89,33
[4] - Sabbia limosa	6,26	5,40	6,26	---	40,32	44,45	65,92
[5] - Sabbia media	5,22	7,20	5,22	---	38,19	37,06	61,28
[6] - Sabbia grossa e gh	22,42	10,20	22,42	134,52	73,52	159,18	137,99

Classificazione AGI

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
[1] - Riporto	0	0,30	0	Classificazione A.G.I	SCIOLTO
[2] - Sabbia limosa	4,04	2,40	4,04	Classificazione A.G.I	POCO ADDENSATO
[3] - Sabbia	11,51	3,90	11,51	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO
[4] - Sabbia limosa	6,26	5,40	6,26	Classificazione A.G.I	POCO ADDENSATO
[5] - Sabbia media	5,22	7,20	5,22	Classificazione A.G.I	POCO ADDENSATO
[6] - Sabbia grossa e gh	22,42	10,20	22,42	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO

Peso unità di volume

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Peso Unità di Volume (t/m³)
[1] - Riporto	0	0,30	0	Meyerhof et al.	1,30
[2] - Sabbia limosa	4,04	2,40	4,04	Meyerhof et al.	1,50
[3] - Sabbia	11,51	3,90	11,51	Meyerhof et al.	1,78
[4] - Sabbia limosa	6,26	5,40	6,26	Meyerhof et al.	1,59
[5] - Sabbia media	5,22	7,20	5,22	Meyerhof et al.	1,55
[6] - Sabbia grossa e gh	22,42	10,20	22,42	Meyerhof et al.	2,04

Peso unità di volume saturo

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Peso Unità Volume Saturo (t/m³)
[1] - Riporto	0	0,30	0	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,86
[2] - Sabbia limosa	4,04	2,40	4,04	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,88
[3] - Sabbia	11,51	3,90	11,51	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,93
[4] - Sabbia limosa	6,26	5,40	6,26	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,89
[5] - Sabbia media	5,22	7,20	5,22	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,89
[6] - Sabbia grossa e gh	22,42	10,20	22,42	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,99

Modulo di Poisson

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
[1] - Riporto	0	0,30	0	(A.G.I.)	0,35
[2] - Sabbia limosa	4,04	2,40	4,04	(A.G.I.)	0,35
[3] - Sabbia	11,51	3,90	11,51	(A.G.I.)	0,33
[4] - Sabbia limosa	6,26	5,40	6,26	(A.G.I.)	0,34
[5] - Sabbia media	5,22	7,20	5,22	(A.G.I.)	0,34
[6] - Sabbia grossa e gh	22,42	10,20	22,42	(A.G.I.)	0,31

Modulo di deformazione a taglio dinamico (Kg/cm²)

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Ohsaki (Sabbie pulite)	Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982)
[1] - Riporto	0	0,30	0	---	---
[2] - Sabbia limosa	4,04	2,40	4,04	241,50	293,37
[3] - Sabbia	11,51	3,90	11,51	646,14	556,19
[4] - Sabbia limosa	6,26	5,40	6,26	364,50	383,37
[5] - Sabbia media	5,22	7,20	5,22	307,27	343,09
[6] - Sabbia grossa e gh	22,42	10,20	22,42	1209,24	835,89

Velocità onde di taglio

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Velocità onde di taglio (m/s)
[1] - Riporto	0	0,30	0	Ohta & Goto (1978) Limi	0
[2] - Sabbia limosa	4,04	2,40	4,04	Ohta & Goto (1978) Limi	92,3
[3] - Sabbia	11,51	3,90	11,51	Ohta & Goto (1978) Limi	130,28
[4] - Sabbia limosa	6,26	5,40	6,26	Ohta & Goto (1978) Limi	126,4
[5] - Sabbia media	5,22	7,20	5,22	Ohta & Goto (1978) Limi	129,88
[6] - Sabbia grossa e gh	22,42	10,20	22,42	Ohta & Goto (1978) Limi	177,87

Liquefazione

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Fs Liquefazione
[1] - Riporto	0	0,30	0	Seed e Idriss (1971)	--
[2] - Sabbia limosa	4,04	2,40	4,04	Seed e Idriss (1971)	--
[3] - Sabbia	11,51	3,90	11,51	Seed e Idriss (1971)	--
[4] - Sabbia limosa	6,26	5,40	6,26	Seed e Idriss (1971)	--
[5] - Sabbia media	5,22	7,20	5,22	Seed e Idriss (1971)	--
[6] - Sabbia grossa e gh	22,42	10,20	22,42	Seed e Idriss (1971)	--

Coefficiente spinta a Riposo K0=SigmaH/P0

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	K0
[1] - Riporto	0	0,30	0		---
[2] - Sabbia limosa	4,04	2,40	4,04		---
[3] - Sabbia	11,51	3,90	11,51		---
[4] - Sabbia limosa	6,26	5,40	6,26		---
[5] - Sabbia media	5,22	7,20	5,22		---
[6] - Sabbia grossa e gh	22,42	10,20	22,42		---

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Qc (Kg/cm²)
[1] - Riporto	0	0,30	0		---
[2] - Sabbia limosa	4,04	2,40	4,04		---
[3] - Sabbia	11,51	3,90	11,51		---
[4] - Sabbia limosa	6,26	5,40	6,26		---
[5] - Sabbia media	5,22	7,20	5,22		---
[6] - Sabbia grossa e gh	22,42	10,20	22,42		---

PROVA ... Nr.2

Strumento utilizzato... EMILIA (30)
Prova eseguita in data 04/06/2020

Profondità prova 10,20 mt
Falda rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0,30	1	0,853	4,32	5,07	0,22	0,25
0,60	0	0,847	0,00	0,00	0,00	0,00
0,90	3	0,842	12,06	14,33	0,60	0,72
1,20	2	0,836	7,99	9,56	0,40	0,48
1,50	3	0,831	11,91	14,33	0,60	0,72
1,80	2	0,826	7,90	9,56	0,39	0,48
2,10	7	0,822	26,00	31,64	1,30	1,58
2,40	5	0,817	18,47	22,60	0,92	1,13
2,70	5	0,813	18,37	22,60	0,92	1,13
3,00	7	0,809	24,28	30,03	1,21	1,50
3,30	5	0,805	17,26	21,45	0,86	1,07
3,60	5	0,801	17,18	21,45	0,86	1,07
3,90	7	0,797	22,78	28,57	1,14	1,43
4,20	6	0,794	19,44	24,49	0,97	1,22
4,50	6	0,790	19,35	24,49	0,97	1,22
4,80	5	0,787	16,06	20,41	0,80	1,02
5,10	5	0,784	15,26	19,46	0,76	0,97
5,40	6	0,781	18,24	23,35	0,91	1,17
5,70	4	0,778	12,12	15,57	0,61	0,78
6,00	6	0,775	17,31	22,32	0,87	1,12
6,30	8	0,773	23,00	29,76	1,15	1,49
6,60	5	0,770	14,33	18,60	0,72	0,93
6,90	9	0,768	24,62	32,06	1,23	1,60
7,20	12	0,766	32,73	42,74	1,64	2,14
7,50	13	0,713	33,04	46,31	1,65	2,32
7,80	19	0,711	48,14	67,68	2,41	3,38
8,10	34	0,609	70,78	116,18	3,54	5,81
8,40	40	0,557	76,17	136,69	3,81	6,83
8,70	53	0,555	100,58	181,11	5,03	9,06
9,00	41	0,553	74,51	134,63	3,73	6,73
9,30	37	0,602	73,10	121,49	3,66	6,07
9,60	42	0,550	75,84	137,91	3,79	6,90
9,90	40	0,548	69,30	126,40	3,47	6,32
10,20	34	0,597	64,10	107,44	3,21	5,37

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm²)	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unità di volume (t/m³)	Peso unità di volume saturo (t/m³)	Tensione efficace (Kg/cm²)	Coeff. di correlaz. con Nspt	NSPT	Descrizione
0,3	1	5,07	Incoerente	1	1,35	1,86	0,02	1	1	Riporto
1,8	2	9,56	Incoerente	3	1,4	1,87	0,15	1,01	2,02	Sabbia limosa
3,9	5,86	25,48	Incoerente	0	1,58	1,89	0,42	1,02	5,98	Sabbia
5,7	5,33	21,29	Incoerente	3	1,56	1,89	0,72	1,04	5,53	Sabbia limosa
7,5	8,83	31,96	Incoerente	0	1,7	1,91	1,05	1,05	9,27	Sabbia media
10,2	37,78	125,5	Incoerente	0	2,2	2,1	1,51	1,06	40,05	Sabbia gros con ghia

Liquefazione Metodo di Shi-Ming (1982)

Strato	VII Nspt critico	VIII Nspt critico	IX Nspt critico	X Nspt critico	Condizione
Strato 1	0	0	0	0	
Strato 2	0	0	0	0	
Strato 3	0	0	0	0	
Strato 4	8,22	13,7	21,92	32,88	Liquefazione possibile al VII° Mercalli
Strato 5	32,88	32,88	32,88	32,88	
Strato 6	32,88	32,88	32,88	32,88	

TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

	NSPT	Prof. Strato (m)	Gibbs & Holtz 1957	Meyerhof 1957	Schultze & Menzenbach (1961)	Skempton 1986
[1] - Riporto	1	0,30	0,58	24,74	47,55	9,36
[2] - Sabbia limosa	2,02	1,80	8,68	32,46	39,69	12,44
[3] - Sabbia	5,98	3,90	22,7	48,6	50,62	23,4
[4] - Sabbia limosa	5,53	5,70	17,28	41,4	42,21	22,23
[5] - Sabbia media	9,27	7,50	22,85	48,27	48,93	31,36
[6] - Sabbia gros con ghia	40,05	10,20	48,94	89,39	89,65	72,41

Angolo di resistenza al taglio

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	Meyerhof (1956)	Sowers (1961)	Malcev (1964)	Meyerhof (1965)	Schmertmann (1977) Sabbie	Mitchell & Katti (1981)	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	Japanese National Railway	De Mello	Owasaki & Iwasaki
[1] - Riporto	1	0,30	1	27,29	20,29	28,28	33,47	29,93	0	<30	18,87	27,3	19	19,47
[2] - Sabbia limosa	2,02	1,80	2,02	27,58	20,58	28,57	30,32	30,38	0	<30	20,5	27,61	21,67	21,36
[3] - Sabbia	5,98	3,90	5,98	28,71	21,71	29,67	29,8	32,08	0	<30	24,47	28,79	25,78	25,94
[4] - Sabbia limosa	5,53	5,70	5,53	28,58	21,58	29,55	28,48	31,89	0	<30	24,11	28,66	25,48	25,52
[5] - Sabbia media	9,27	7,50	9,27	29,65	22,65	30,6	28,49	33,39	0	<30	26,79	29,78	27,44	28,62
[6] - Sabbia gros con ghia	40,05	10,20	40,05	38,44	31,44	39,21	30,08	41,48	40,51	35-38	39,51	39,01	32,99	43,3

Modulo di Young (Kg/cm²)

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Terzaghi	Schmertmann (1978) (Sabbie)	Schultze-Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	D'Appollonia ed altri 1970 (Sabbia)	Bowles (1982) Sabbia Media
[1] - Riporto	1	0,30	1	---	8,00	---	---	---
[2] - Sabbia limosa	2,02	1,80	2,02	---	16,16	---	---	---
[3] - Sabbia	5,98	3,90	5,98	---	47,84	---	---	---
[4] - Sabbia limosa	5,53	5,70	5,53	---	44,24	---	---	---
[5] - Sabbia media	9,27	7,50	9,27	---	74,16	110,09	---	---
[6] - Sabbia gros con ghia	40,05	10,20	40,05	451,72	320,40	473,29	480,38	275,25

Modulo Edometrico (Kg/cm²)

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Buisman-Sanglerat (sabbie)	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	Farrent 1963	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)
[1] - Riporto	1	0,30	1	---	29,52	7,10	42,46
[2] - Sabbia limosa	2,02	1,80	2,02	---	31,61	14,34	47,01
[3] - Sabbia	5,98	3,90	5,98	---	39,75	42,46	64,67
[4] - Sabbia limosa	5,53	5,70	5,53	---	38,82	39,26	62,66
[5] - Sabbia media	9,27	7,50	9,27	---	46,51	65,82	79,34
[6] - Sabbia gros con ghia	40,05	10,20	40,05	240,30	109,73	284,35	216,62

Classificazione AGI

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
[1] - Riporto	1	0,30	1	Classificazione A.G.I	SCIOLTO
[2] - Sabbia limosa	2,02	1,80	2,02	Classificazione A.G.I	SCIOLTO

[3] - Sabbia	5,98	3,90	5,98	Classificazione A.G.I	POCO ADDENSATO
[4] - Sabbia limosa	5,53	5,70	5,53	Classificazione A.G.I	POCO ADDENSATO
[5] - Sabbia media	9,27	7,50	9,27	Classificazione A.G.I	POCO ADDENSATO
[6] - Sabbia gros con ghia	40,05	10,20	40,05	Classificazione A.G.I	ADDENSATO

Peso unità di volume

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Peso Unità di Volume (t/m³)
[1] - Riporto	1	0,30	1	Meyerhof et al.	1,35
[2] - Sabbia limosa	2,02	1,80	2,02	Meyerhof et al.	1,40
[3] - Sabbia	5,98	3,90	5,98	Meyerhof et al.	1,58
[4] - Sabbia limosa	5,53	5,70	5,53	Meyerhof et al.	1,56
[5] - Sabbia media	9,27	7,50	9,27	Meyerhof et al.	1,70
[6] - Sabbia gros con ghia	40,05	10,20	40,05	Meyerhof et al.	2,20

Peso unità di volume saturo

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Peso Unità Volume Saturo (t/m³)
[1] - Riporto	1	0,30	1	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,86
[2] - Sabbia limosa	2,02	1,80	2,02	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,87
[3] - Sabbia	5,98	3,90	5,98	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,89
[4] - Sabbia limosa	5,53	5,70	5,53	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,89
[5] - Sabbia media	9,27	7,50	9,27	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,91
[6] - Sabbia gros con ghia	40,05	10,20	40,05	Terzaghi-Peck 1948-1967	2,10

Modulo di Poisson

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
[1] - Riporto	1	0,30	1	(A.G.I.)	0,35
[2] - Sabbia limosa	2,02	1,80	2,02	(A.G.I.)	0,35
[3] - Sabbia	5,98	3,90	5,98	(A.G.I.)	0,34
[4] - Sabbia limosa	5,53	5,70	5,53	(A.G.I.)	0,34
[5] - Sabbia media	9,27	7,50	9,27	(A.G.I.)	0,34
[6] - Sabbia gros con ghia	40,05	10,20	40,05	(A.G.I.)	0,27

Modulo di deformazione a taglio dinamico (Kg/cm²)

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Ohsaki (Sabbie pulite)	Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982)
[1] - Riporto	1	0,30	1	65,00	125,00
[2] - Sabbia limosa	2,02	1,80	2,02	125,88	192,08
[3] - Sabbia	5,98	3,90	5,98	349,15	372,80
[4] - Sabbia limosa	5,53	5,70	5,53	324,40	355,40
[5] - Sabbia media	9,27	7,50	9,27	527,19	487,30
[6] - Sabbia gros con ghia	40,05	10,20	40,05	2086,22	1191,52

Velocità onde di taglio

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Velocità onde di taglio (m/s)
[1] - Riporto	1	0,30	1	Ohta & Goto (1978) Limi	47,44
[2] - Sabbia limosa	2,02	1,80	2,02	Ohta & Goto (1978) Limi	77,99
[3] - Sabbia	5,98	3,90	5,98	Ohta & Goto (1978) Limi	114,1
[4] - Sabbia limosa	5,53	5,70	5,53	Ohta & Goto (1978) Limi	124,48
[5] - Sabbia media	9,27	7,50	9,27	Ohta & Goto (1978) Limi	144,74
[6] - Sabbia gros con ghia	40,05	10,20	40,05	Ohta & Goto (1978) Limi	197,3

Liquefazione

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Fs Liquefazione
[1] - Riporto	1	0,30	1	Seed e Idriss (1971)	--
[2] - Sabbia limosa	2,02	1,80	2,02	Seed e Idriss (1971)	--
[3] - Sabbia	5,98	3,90	5,98	Seed e Idriss (1971)	--
[4] - Sabbia limosa	5,53	5,70	5,53	Seed e Idriss (1971)	--
[5] - Sabbia media	9,27	7,50	9,27	Seed e Idriss (1971)	--
[6] - Sabbia gros con ghia	40,05	10,20	40,05	Seed e Idriss (1971)	--

Coefficiente spinta a Riposo K0=SigmaH/P0

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	K0
[1] - Riporto	1	0,30	1		---
[2] - Sabbia limosa	2,02	1,80	2,02		---
[3] - Sabbia	5,98	3,90	5,98		---
[4] - Sabbia limosa	5,53	5,70	5,53		---
[5] - Sabbia media	9,27	7,50	9,27		---
[6] - Sabbia gros con ghia	40,05	10,20	40,05		---

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Qc (Kg/cm²)
[1] - Riporto	1	0,30	1		---
[2] - Sabbia limosa	2,02	1,80	2,02		---
[3] - Sabbia	5,98	3,90	5,98		---
[4] - Sabbia limosa	5,53	5,70	5,53		---
[5] - Sabbia media	9,27	7,50	9,27		---
[6] - Sabbia gros con ghia	40,05	10,20	40,05		---

Indice

1.PROVA ... Nr.1	10
2.PROVA ... Nr.2	14
Indice	18

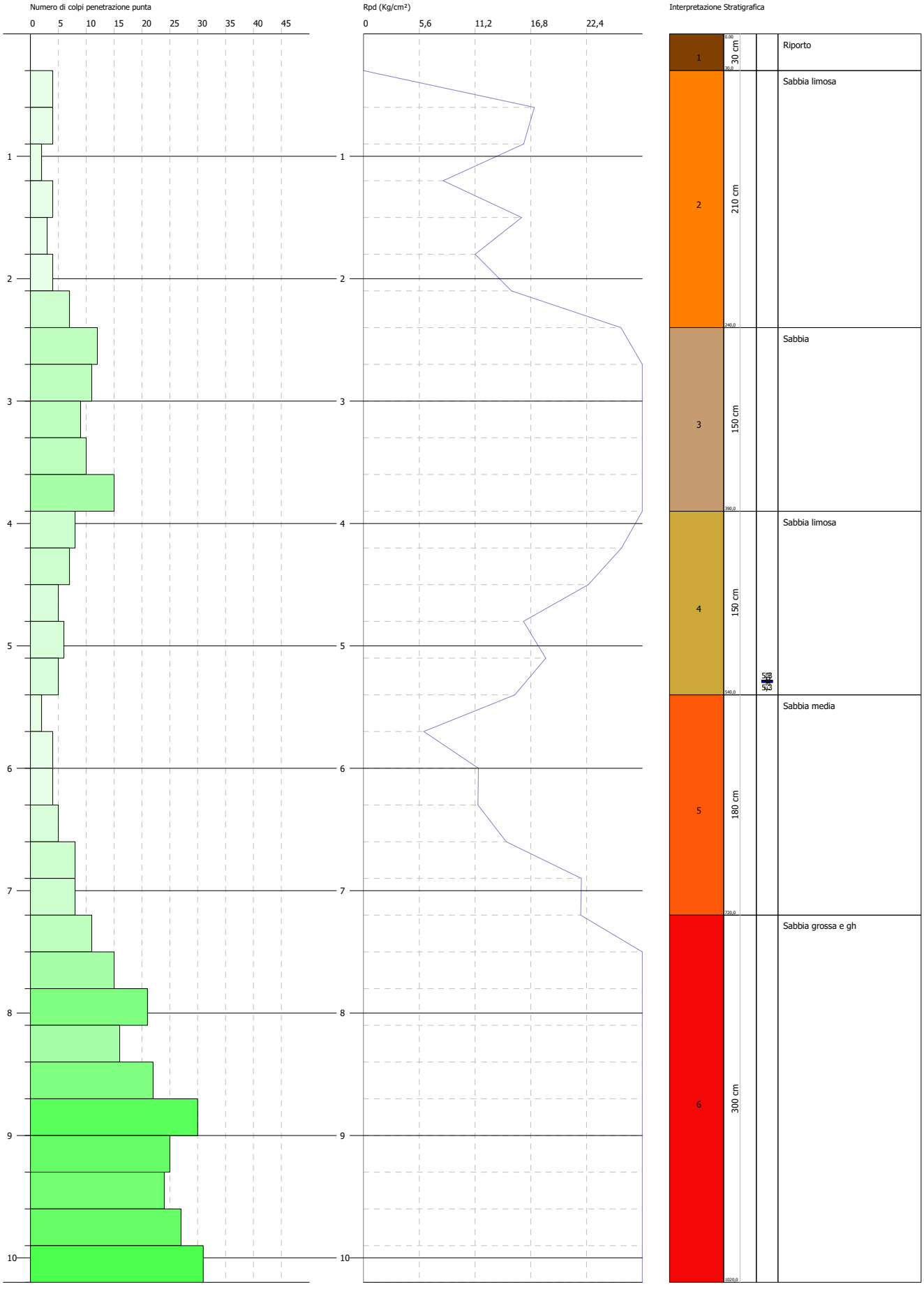
GEOSTRU
CHANGES FROM: PREFERENCES OPTIONS
COMPANY
....

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.1
Strumento utilizzato... EMILIA (30)

Committente: Rocca Maria S.r.l.
Descrizione: Costruzione di n. 2 vasche per la raccolta di acqua ad uso industriale
Località: Crotone - via Avogadro zona industriale

Data: 03/06/2020

Scala 1:44



SIGNATURE 1

SIGNATURE 2

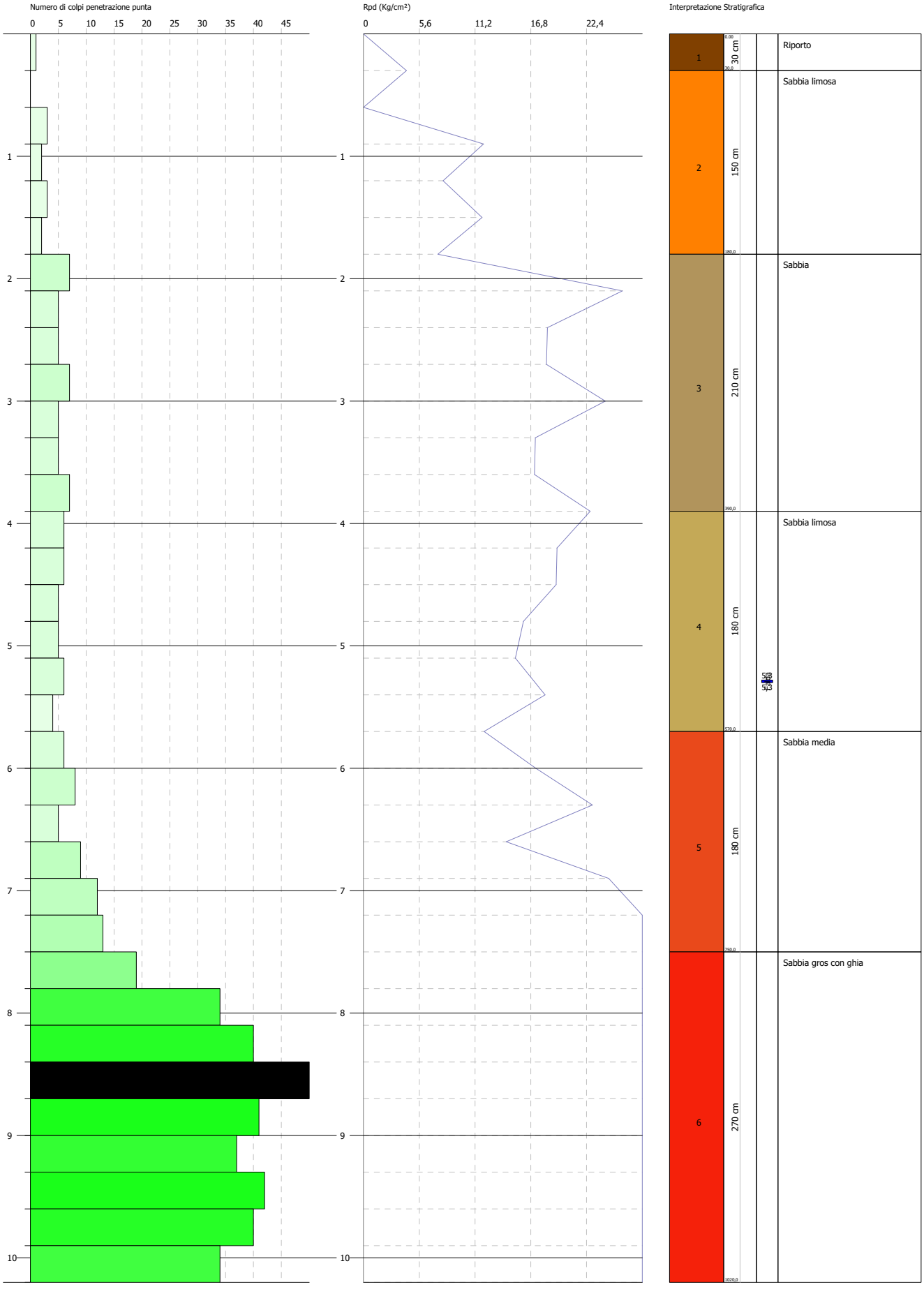
GEOSTRU
CHANGES FROM: PREFERENCES OPTIONS
COMPANY
....

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.2
Strumento utilizzato... EMILIA (30)

Committente: Rocca Maria S.r.l.
Descrizione: Costruzione di n. 2 vasche per la raccolta di acqua ad uso industriale
Località: Crotone - via Avogadro zona industriale

Data: 04/06/2020

Scala 1:44



SIGNATURE 1

SIGNATURE 2

Risultati delle analisi MASW

Autore: Scerra-Basile
Sito: Rocca Maria S.r.l. (Nuovo capannone via Avogadro)
Data: 20 Maggio 2020

Redatto da MASW
(c) Vitantonio Roma. All rights reserved.

1 - Dati sperimentali

Nome del file delle tracce .....
Numero di ricevitori.....32
Distanza tra i sensori:.....1m
Numero di campioni temporali 2000
Passo temporale di acquisizione 1ms
Numero di ricevitori usati per l'analisi 32
L'intervallo considerato per l'analisi comincia a..... 0ms
L'intervallo considerato per l'analisi termina a 1999ms
I ricevitori non sono invertiti (l'ultimo ricevitore è l'ultimo per l'analisi)

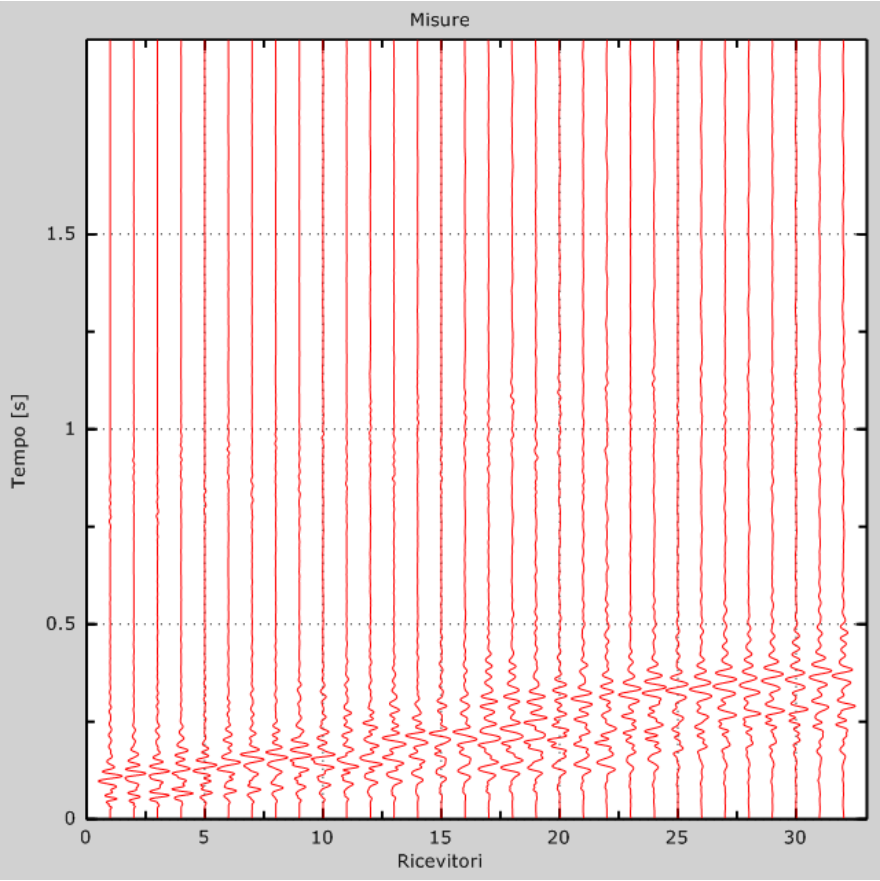


Figura 1: Tracce sperimentali

2 - Risultati delle analisi

Frequenza finale 70Hz
Frequenza iniziale 2Hz

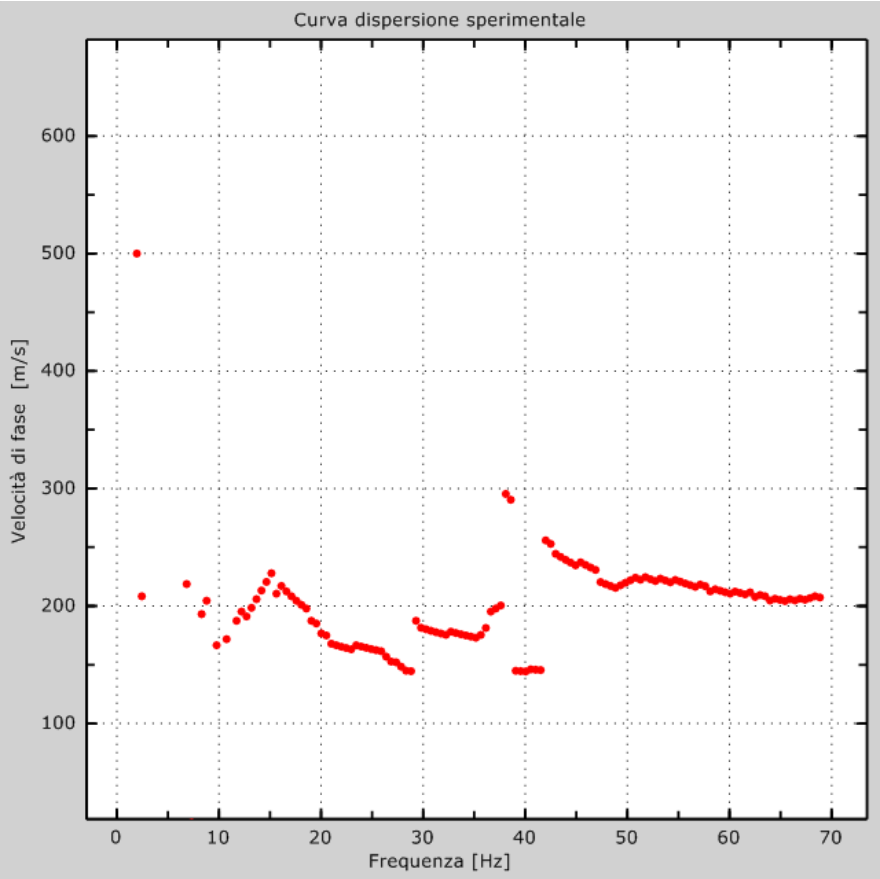


Figura 2: Curva dispersione sperimentale

3 - Curva di dispersione

Tabella 1:Curva di dispersione

Freq. [Hz]	V. fase [m/s]	V. fase min [m/s]	V. fase Max [m/s]
4.46195	354.731	337.624	371.838
6.21994	263.065	235.74	290.389
8.48853	198.48	171.155	225.804
12.2803	194.692	175.223	214.161
15.7227	211.842	190.658	233.026
19.165	186.921	168.229	205.613
22.6074	163.958	147.562	180.354
26.0498	159.972	143.975	175.97
29.4922	185.119	166.607	203.631
32.9346	177.693	159.924	195.462
39.8193	144.491	130.042	158.94
43.2617	242.886	218.598	267.175
46.7041	231.495	208.346	254.645
50.1465	221.336	199.203	243.47
53.5889	222.171	199.954	244.388
57.0312	217.91	196.119	239.701
60.4736	212.072	190.865	233.279
63.916	205.052	184.547	225.557
67.3584	205.406	184.865	225.946

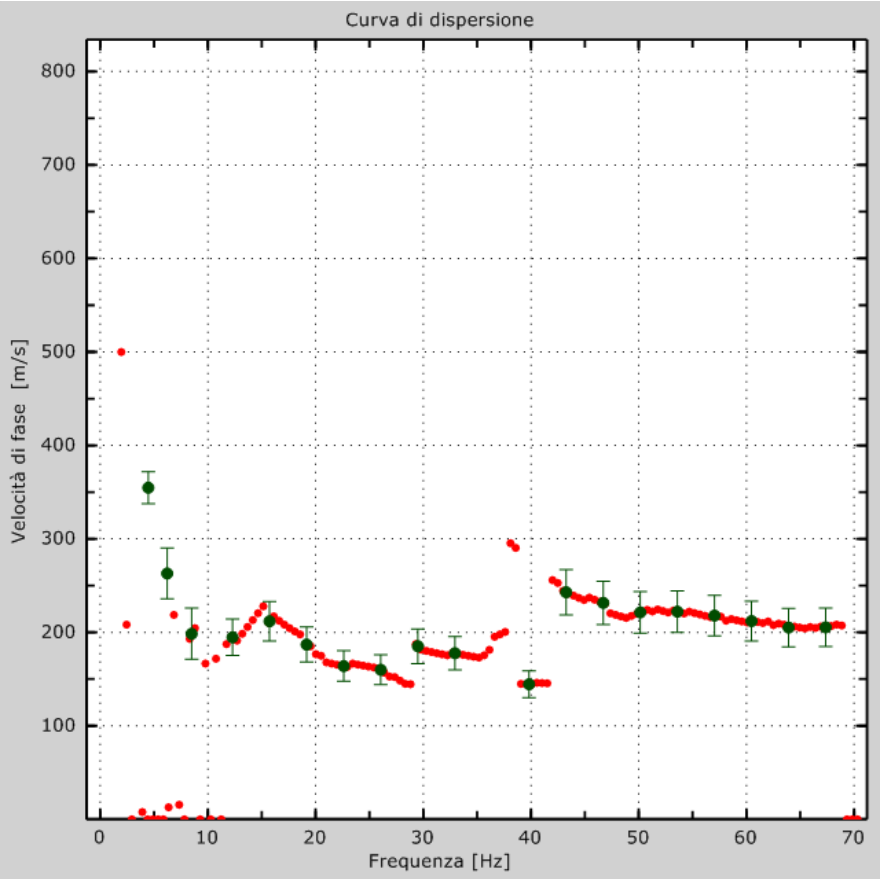


Figura 3: Curva di dispersione

4 - Profilo in sito

Numero di strati (escluso semispazio) 5
Spaziatura ricevitori [m] 1m
Numero ricevitori.....32
Numero modi 10
Numero iterazioni 10
Massimo errore [%] 1.000000e-001
Consenti forti contrasti di rigidezza tra 2 strati consecutivi

Strato 1

h [m].....3
z [m] ..... -3
Densità [kg/m^3].....1550
Poisson 0.42
Vs [m/s].....240
Vp [m/s] 646
Vs min [m/s] 114
Vs max [m/s].....360
Vs fin.[m/s] 240

Strato 2

h [m].....2
z [m] ..... -5
Densità [kg/m^3].....1600
Poisson 0.48
Vs [m/s].....175
Vp [m/s] 892
Vs min [m/s] 104
Vs max [m/s].....263
Vs fin.[m/s] 175

Strato 3

h [m].....5
z [m] ..... -10
Densità [kg/m^3].....1600
Poisson 0.48
Vs [m/s].....201
Vp [m/s] 1025
Vs min [m/s] 108
Vs max [m/s].....302
Vs fin.[m/s] 201

Strato 4

h [m] 13
z [m] ..... -23
Densità [kg/m^3] 1700
Poisson 0.48
Vs [m/s] 255
Vp [m/s] 1300
Vs min [m/s] 110
Vs max [m/s] 383
Vs fin.[m/s] 255

Strato 5

h [m] 10
z [m] ..... -33
Densità [kg/m^3] 1800
Poisson 0.45
Vs [m/s] 400
Vp [m/s] 1327
Vs min [m/s] 146
Vs max [m/s] 600
Vs fin.[m/s] 400

Strato 6

h [m] 0
z [m] ..... -oo
Densità [kg/m^3] 1800
Poisson 0.45
Vs [m/s] 430
Vp [m/s] 1426
Vs min [m/s] 197
Vs max [m/s] 645
Vs fin.[m/s] 430

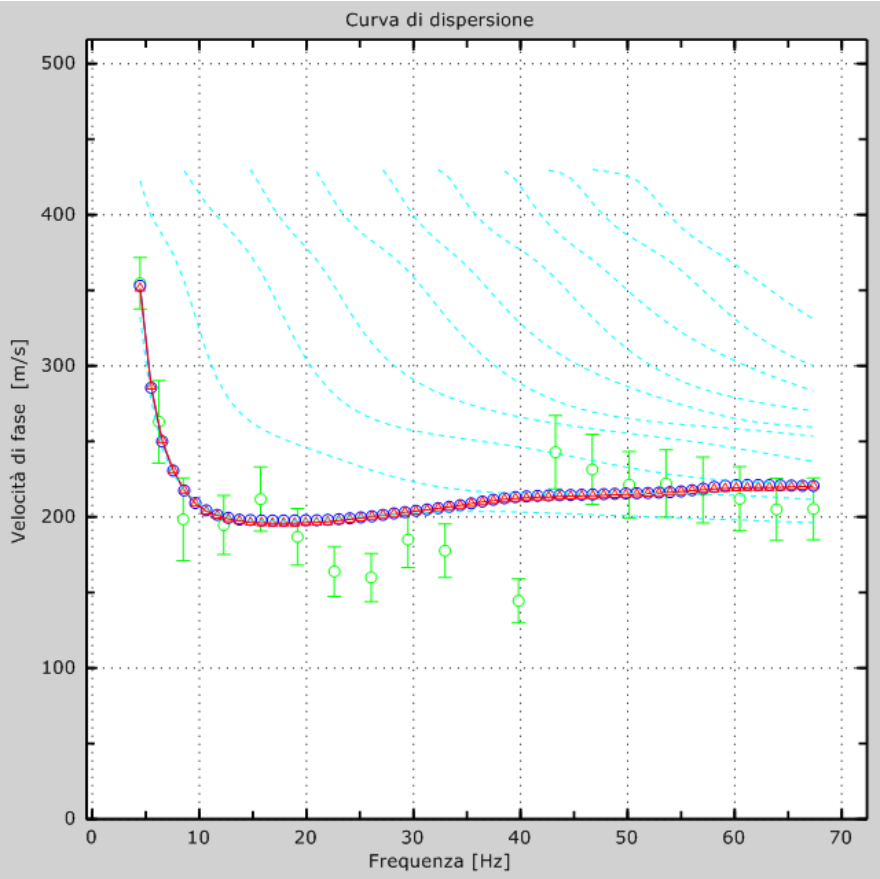


Figura 4: Velocità numeriche – punti sperimentali (verde), modi di Rayleigth (ciano), curva apparente(blu), curva numerica (rosso)

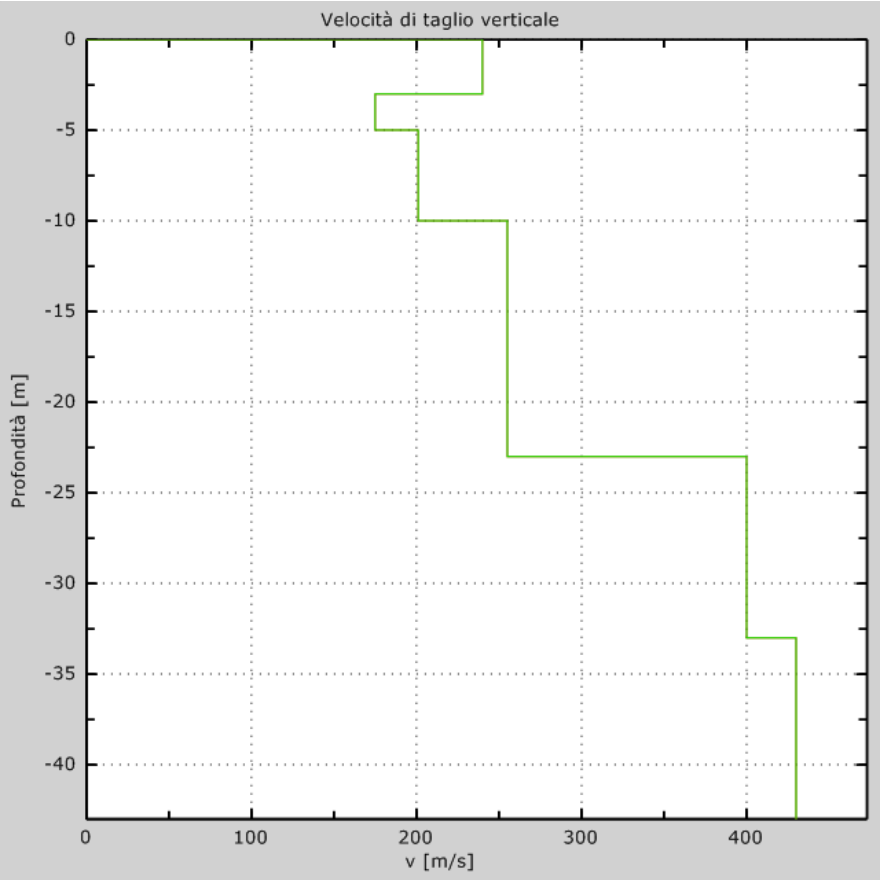


Figura 5: Velocità

Sintesi profondità-VS

Profondità dal p.c. (al centro della stesa sismica)	Velocità delle onde di taglio VS
- 3,00 m	240 m/sec
- 5,00 m	175 m/sec
- 10,0 m	201 m/sec
- 23,0 m	255 m/sec
- 33,0 m	400 m/sec
- oo	430 m/sec

MASW:

Per la generazione delle onde superficiali è stato impiegato un sistema di energizzazione costituito da una mazza di 12 kg, battente su una piastra circolare in acciaio.

L'interpretazione è stata impostata a 32 tracce con geofoni ogni 1.00 m, derivante da registrazioni sismiche eseguite a più energizzazioni poste a diverse distanze dallo stendimento sismico Masw.

Tuttavia, le tracce sismiche sono state confrontate sia singolarmente con 16 canali di registrazione e geofoni ogni 2.00 m, ed energizzazioni poste a 5 m, a 9 m ed a 10 m dal primo geofono, e sia interlacciate ed interpretate a 32 tracce con geofoni ogni 1.00 m (relative agli shot 9÷10 m).

Alla fine sono state considerate sempre risultanze accettabili.

Il software MASW considera anche il contributo dei modi superiori.

Le tracce sono state rappresentate sul diagramma "frequenze - velocità di fase", individuando come zone di massima ampiezza gli allineamenti attribuibili alle onde di Rayleigh, da cui scaturisce la variazione di tali velocità al variare della loro frequenza o lunghezza d'onda. Successivamente, col d'inversione è stato dedotto il profilo verticale delle velocità.

La curva apparente viene calcolata combinando insieme tutti i modi superiori; ciò può essere indispensabile nel caso di siti inversamente dispersivi, ovvero nel caso di litologie con strati soffici o rigidi o anche con forti contrasti di rigidezza.

Il profilo del terreno è suddiviso in più strati, ciascuno dei quali contraddistinto da valori di Vs, e da valori orientativi delle velocità delle onde longitudinali "Vp", della Densità del terreno e del Coefficiente di Poisson.

STRUMENTAZIONE UTILIZZATA

Per l'acquisizione dei dati è stato utilizzato un sismografo della Sara electronic instruments s.r.l. di Perugia, con convertitore digitale a 16 bit reali, e geofoni verticali

della Geospace da 4.5 Hz. La strumentazione è composta da un cavo sismico lungo il quale sono disposti i digitalizzatori, con relative prolunghe dotate di connettori XLR a quattro poli, il tutto collegati ad una unità d'interfaccia "DoReMi master". I dati arrivano direttamente sul pc con frequenze da 200 a 20000 campioni al secondo.

Le principali caratteristiche tecniche della strumentazione utilizzata vengono riassunte come segue:

Tipo Convertitore A/D:	SAR
Input span del convertitore:	5V
Bit:	16
Rapporto segnale rumore @ 500 SPS, gain 27dB	90dB
Rapporto segnale rumore @ 1000 SPS, gain 27dB	88dB
Rapporto segnale rumore @ 10000 SPS, gain 27dB	86dB
Tipo di ingresso:	differenziale non bipolare
Impedenza d'ingresso:	>100kohm
Reiezione di modo comune:	>60dB
Frequenza massima di campionamento:	20000 Hz
Filtro passa basso:	4 poli 200Hz
Filtro passa alto:	1 polo 2Hz
Microprocessore:	8 bit RISC
Frequenza di clock:	11.0592Mhz
Massima sfasatura di campionamento fra i canali :	<30ppm
Massimo errore di trigger fra i canali:	630 nanosecondi
Memoria per canale:	64k
Numero massimo campioni:	30000
Frequenze di campionamento:	200,300,500,1000,1500,2000,3000, 4000,5000,6000,8000,10000,20000 Hz
Numero massimo di canali collegabili:	255
Velocità di comunicazione:	115200 baud N,8,1

IPOTESI DI CALCOLO DEL Vs,eq DALLA SISMICA DI SUPERFICIE MASW
PER LA DEFINIZIONE DELLA CATEGORIA DI SOTTOSUOLO
(vedi tabella NTC 2018)

TIPO PROVA DIRETTA: PROVA MASW

Vs,eq = Vs,30 = 255 m/sec → Ipotesi 1 con profondità dal piano campagna
Vs,eq = Vs,30 = 259 m/sec → Ipotesi 2 con profondità a partire da 1 m dal p.c.
Vs,eq = Vs,30 = 263 m/sec → Ipotesi 3 con profondità a partire da 2 m dal p.c.
Vs,eq = Vs,30 = 267 m/sec → Ipotesi 4 con profondità a partire da 3 m dal p.c.

DATI GENERALI

PROGETTO E LOCALIZZAZIONE
Titolo lavoro: Lavori di completamento e manutenzione del capannone indistriale in via Avogadro_Realizzazione di n. 2 vasche per riserva idrica antincendio e raccolta acque di prima pioggia
Codice identificativo A171
Cliente: Rocca Maria S.r.l.
Indirizzo, Coordinate: Via Avogadro snc (zona industriale)
Data 02/07/2020
Normativa: Norme Tecniche Costruzioni, D.M. 17.01.2018

Fattore sicurezza normativa 1.25

FALDA
Profondità falda idrica 5.3 m
CARICHI SUL PIANO CAMPAGNA
Base 3.3 m
Lunghezza 25.65 m
Carico in superficie 54.42 kPa
Metodo calcolo stato tensionale Bussinesq
Coefficiente di Poisson 0.34

DATI SIMICI
Accelerazione Bedrock 0.25
Fattore amplificazione 2.395

Tipo Suolo: C-Sabbie, ghiaie mediamente addensate, argille di media consistenza Vs30=180-360
Morfologia: T1-Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i<=15°

Coefficiente amplificazione stratigrafica (SS) 1.5
Coefficiente amplificazione topografica (ST) 1
Magnitudo momento sismico (Mw) 5.39
Distanza epicentro 11.2 Km
Peak ground acceleration (PGA) 0.375

PARAMETRI GEOTECNICI

Strato Nr	Descrizione	Quota iniziale (m)	Quota finale (m)	Peso unià volume (KN/mc)	Peso unità volume saturo (KN/mc)	Numero colpi medio (Nspt)	D50 granuli (mm)	Resistenza qc (KPa)	Resistenza attrito laterale fs (KPa)	Velocità onde di taglio Vs (m/s)
1	Riporto limoso	0	0.3	13.23	18.24	1	0	0	0	0
2	Sabbia limosa	0.3	1.8	13.72	18.33	2	0	0	0	78
3	Sabbia	1.8	3.9	15.49	18.53	6	0	0	0	114
4	Sabbia	3.9	5.7	15.29	18.53	6	0	0	0	144

	limosa									
5	Sabbia media	5.7	7.5	16.67	18.73	9	0	0	0	197
6	Sabbia grossa	7.5	11.1	21.57	20.59	40	0	0	0	200
7	Sabbia con ghiaia	11.1	18	21.78	20.65	70	0	0	0	400
8	Sabbia argillosa	18	30	21.5	22.5	80	0	0	0	430

Seed H. B. Idriss I. M. (1982)

Strato Nr.	Dr (%)	Validità
1-Riporto limoso	0	3
2-Sabbia limosa	40	2
3-Sabbia	51	2
4-Sabbia limosa	42	2
5-Sabbia media	49	2
6-Sabbia grossa	89	2
7-Sabbia con ghiaia	90	1
8-Sabbia argillosa	0	3

Nr.	Profondità dal p.c. (m)	Pressione litostatica totale (KPa)	Pressione verticale effettiva (KPa)	Correzione per la pressione litostatica efficace (CN)	Numero colpi corretto (N1,60)	Coefficiente riduttivo (rd)	Resistenza alla liquefazione (CRR)	Sforzo di taglio normalizzato (CSR)	Coefficiente di sicurezza Fs	Suscettibilità di liquefazione
1	5.50	90.689	88.727	1.068	13.908	0.918	0.155	0.098	1.57	Terreno non suscettibile di liquefazione
2	5.70	94.193	90.270	1.058	17.021	0.915	0.189	0.100	1.89	Terreno non suscettibile di liquefazione
3	5.90	97.744	91.860	1.048	16.930	0.912	0.188	0.101	1.85	Terreno non suscettibile di

										liquefazione
4	6.10	101.302	93.456	1.038	16.841	0.909	0.187	0.103	1.82	Terreno non suscettibile di liquefazione
5	6.30	104.866	95.059	1.028	16.754	0.906	0.186	0.105	1.78	Terreno non suscettibile di liquefazione
6	6.50	108.437	96.669	1.019	16.669	0.903	0.185	0.106	1.75	Terreno non suscettibile di liquefazione
7	6.70	112.014	98.284	1.010	16.586	0.900	0.184	0.107	1.72	Terreno non suscettibile di liquefazione
8	6.90	115.596	99.906	1.001	16.505	0.897	0.183	0.109	1.69	Terreno non suscettibile di liquefazione
9	7.10	119.185	101.533	0.992	16.425	0.894	0.183	0.110	1.66	Terreno non suscettibile di liquefazione
10	7.30	122.779	103.166	0.983	16.347	0.891	0.182	0.111	1.64	Terreno non suscettibile di liquefazione
11	7.50	126.378	104.804	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non suscettibile di liquefaz

										ione
12	7.70	130.355	106.819	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non suscettibile di liquefazione
13	7.90	134.336	108.839	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non suscettibile di liquefazione
14	8.10	138.322	110.864	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non suscettibile di liquefazione
15	8.30	142.313	112.893	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non suscettibile di liquefazione
16	8.50	146.307	114.926	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non suscettibile di liquefazione
17	8.70	150.306	116.964	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non suscettibile di liquefazione
18	8.90	154.309	119.005	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non suscettibile di liquefazione
19	9.10	158.316	121.050	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non suscettibile di liquefazione

20	9.30	162.326	123.099	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non suscettibile di liquefazione
21	9.50	166.339	125.151	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non suscettibile di liquefazione
22	9.70	170.356	127.207	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non suscettibile di liquefazione
23	9.90	174.376	129.265	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non suscettibile di liquefazione
24	10.10	178.399	131.327	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non suscettibile di liquefazione
25	10.30	182.425	133.392	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non suscettibile di liquefazione
26	10.50	186.454	135.459	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non suscettibile di liquefazione
27	10.70	190.485	137.529	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non suscettibile di liquefazione
28	10.90	194.519	139.601	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno

										non suscettibile di liquefazione
29	11.10	198.555	141.676	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non suscettibile di liquefazione
30	11.30	202.605	143.765	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non suscettibile di liquefazione
31	11.50	206.658	145.857	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non suscettibile di liquefazione
32	11.70	210.713	147.950	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non suscettibile di liquefazione
33	11.90	214.770	150.046	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non suscettibile di liquefazione
34	12.10	218.829	152.144	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non suscettibile di liquefazione
35	12.30	222.890	154.243	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non suscettibile di liquefazione
36	12.50	226.952	156.344	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non

										suscettibile di liquefazione
37	12.70	231.017	158.447	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non suscettibile di liquefazione
38	12.90	235.083	160.552	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non suscettibile di liquefazione
39	13.10	239.150	162.658	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non suscettibile di liquefazione
40	13.30	243.219	164.766	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non suscettibile di liquefazione
41	13.50	247.290	166.876	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non suscettibile di liquefazione
42	13.70	251.362	168.986	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non suscettibile di liquefazione
43	13.90	255.436	171.098	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non suscettibile di liquefazione
44	14.10	259.511	173.212	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non suscetti

										bile di liquefazione
45	14.30	263.587	175.327	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non suscettibile di liquefazione
46	14.50	267.664	177.443	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non suscettibile di liquefazione
47	14.70	271.743	179.560	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non suscettibile di liquefazione
48	14.90	275.822	181.678	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non suscettibile di liquefazione
49	15.10	279.903	183.798	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non suscettibile di liquefazione
50	15.30	283.985	185.919	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non suscettibile di liquefazione
51	15.50	288.068	188.040	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non suscettibile di liquefazione
52	15.70	292.152	190.163	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non suscettibile di

										liquefazione
53	15.90	296.237	192.287	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non suscettibile di liquefazione
54	16.10	300.323	194.411	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non suscettibile di liquefazione
55	16.30	304.410	196.537	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non suscettibile di liquefazione
56	16.50	308.497	198.663	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non suscettibile di liquefazione
57	16.70	312.586	200.790	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non suscettibile di liquefazione
58	16.90	316.675	202.918	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non suscettibile di liquefazione
59	17.10	320.766	205.047	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non suscettibile di liquefazione
60	17.30	324.857	207.177	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non suscettibile di liquefaz

										ione
61	17.50	328.948	209.307	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non suscettibile di liquefazione
62	17.70	333.041	211.438	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non suscettibile di liquefazione
63	17.90	337.134	213.570	0.975	16.271	0.888	0.181	0.112	1.61	Terreno non suscettibile di liquefazione
64	18.10	341.413	215.888							Terreno non suscettibile di liquefazione
65	18.30	345.877	218.391							Terreno non suscettibile di liquefazione
66	18.50	350.343	220.895							Terreno non suscettibile di liquefazione
67	18.70	354.808	223.399							Terreno non suscettibile di liquefazione
68	18.90	359.275	225.904							Terreno non suscettibile di liquefazione

69	19.10	363.742	228.410	Terreno non suscettibile di liquefazione
70	19.30	368.210	230.917	Terreno non suscettibile di liquefazione
71	19.50	372.678	233.423	Terreno non suscettibile di liquefazione
72	19.70	377.147	235.931	Terreno non suscettibile di liquefazione
73	19.90	381.616	238.439	Terreno non suscettibile di liquefazione

IPL (Iwasaki)=0 Zcrit=20 m Rischio=Molto basso

DATI GENERALI

PROGETTO E LOCALIZZAZIONE
Titolo lavoro: Lavori di completamento e manutenzione del capannone indistriale in via Avogadro_Realizzazione di n. 2 vasche per riserva idrica antincendio e raccolta acque di prima pioggia
Codice identificativo A171
Cliente: Rocca Maria S.r.l.
Indirizzo, Coordinate: Via Avogadro snc (zona industriale)
Data 02/07/2020
Normativa: Norme Tecniche Costruzioni, D.M. 17.01.2018

Fattore sicurezza normativa 1.25

FALDA
Profondità falda idrica 5.3 m
CARICHI SUL PIANO CAMPAGNA
Base 3.3 m
Lunghezza 25.65 m
Carico in superficie 54.42 kPa
Metodo calcolo stato tensionale Bussinesq
Coefficiente di Poisson 0.34

DATI SIMICI
Accelerazione Bedrock 0.25
Fattore amplificazione 2.395

Tipo Suolo: C-Sabbie, ghiaie mediamente addensate, argille di media consistenza Vs30=180-360
Morfologia: T1-Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i<=15°

Coefficiente amplificazione stratigrafica (SS) 1.5
Coefficiente amplificazione topografica (ST) 1
Magnitudo momento sismico (Mw) 5.39
Distanza epicentro 11.2 Km
Peak ground acceleration (PGA) 0.375

PARAMETRI GEOTECNICI

Strato Nr	Descrizione	Quota iniziale (m)	Quota finale (m)	Peso unià volume (KN/mc)	Peso unità volume saturo (KN/mc)	Numero colpi medio (Nspt)	D50 granuli (mm)	Resistenza qc (KPa)	Resistenza attrito laterale fs (KPa)	Velocità onde di taglio Vs (m/s)
1	Riporto limoso	0	0.3	13.23	18.24	1	0	0	0	0
2	Sabbia limosa	0.3	1.8	13.72	18.33	2	0	0	0	78
3	Sabbia	1.8	3.9	15.49	18.53	6	0	0	0	114
4	Sabbia	3.9	5.7	15.29	18.53	6	0	0	0	144

	limosa									
5	Sabbia media	5.7	7.5	16.67	18.73	9	0	0	0	197
6	Sabbia grossa	7.5	11.1	21.57	20.59	40	0	0	0	200
7	Sabbia con ghiaia	11.1	18	21.78	20.65	70	0	0	0	400
8	Sabbia argillosa	18	30	21.5	22.5	80	0	0	0	430

Tokimatsu-Yoshimi (1983)

Strato Nr.	Consistenza terreno	Validità
1-Riporto limoso	1	3
2-Sabbia limosa	1	2
3-Sabbia	1	2
4-Sabbia limosa	1	2
5-Sabbia media	2	1
6-Sabbia grossa	2	2
7-Sabbia con ghiaia	2	1
8-Sabbia argillosa	2	3

	Profondità dal p.c. (m)	Pressione litostatica totale (KPa)	Pressione verticale effettiva (KPa)	Coefficiente riduttivo (rd)	Coefficiente correttivo (rn)	Resistenza alla liquefazione (CRR)	Sforzo di taglio normalizzato (CSR)	Coefficiente di sicurezza Fs	Suscettibilità di liquefazione
1	5.50	90.689	88.727	0.918	0.439	0.141	0.100	1.40	Terreno non suscettibile di liquefazione
2	5.70	94.193	90.270	0.915	0.439	0.127	0.102	1.24	Terreno suscettibile di liquefazione
3	5.90	97.744	91.860	0.912	0.439	0.126	0.104	1.22	Terreno suscettibile di liquefazione
4	6.10	101.302	93.456	0.909	0.439	0.125	0.105	1.19	Terreno suscettibile di liquefazi

									one
5	6.30	104.866	95.059	0.906	0.439	0.125	0.107	1.17	Terreno suscettibile di liquefazione
6	6.50	108.437	96.669	0.903	0.439	0.124	0.108	1.15	Terreno suscettibile di liquefazione
7	6.70	112.014	98.284	0.900	0.439	0.124	0.110	1.13	Terreno suscettibile di liquefazione
8	6.90	115.596	99.906	0.897	0.439	0.123	0.111	1.11	Terreno suscettibile di liquefazione
9	7.10	119.185	101.533	0.894	0.439	0.122	0.112	1.09	Terreno suscettibile di liquefazione
10	7.30	122.779	103.166	0.891	0.439	0.122	0.113	1.07	Terreno suscettibile di liquefazione
11	7.50	126.378	104.804	0.888	0.439	0.121	0.115	1.06	Terreno suscettibile di liquefazione
12	7.70	130.355	106.819	0.885	0.439	28.415	0.116	246.02	Terreno non suscettibile di liquefazione
13	7.90	134.336	108.839	0.882	0.439	26.491	0.116	227.54	Terreno non suscettibile di liquefazione
14	8.10	138.322	110.864	0.879	0.439	24.715	0.117	210.72	Terreno

									non suscettibile di liquefazione
15	8.30	142.313	112.893	0.876	0.439	23.077	0.118	195.40	Terreno non suscettibile di liquefazione
16	8.50	146.307	114.926	0.873	0.439	21.563	0.119	181.42	Terreno non suscettibile di liquefazione
17	8.70	150.306	116.964	0.870	0.439	20.164	0.120	168.64	Terreno non suscettibile di liquefazione
18	8.90	154.309	119.005	0.867	0.439	18.869	0.120	156.95	Terreno non suscettibile di liquefazione
19	9.10	158.316	121.050	0.864	0.439	17.671	0.121	146.23	Terreno non suscettibile di liquefazione
20	9.30	162.326	123.099	0.861	0.439	16.561	0.121	136.39	Terreno non suscettibile di liquefazione
21	9.50	166.339	125.151	0.858	0.439	15.532	0.122	127.36	Terreno non suscettibile di liquefazione
22	9.70	170.356	127.207	0.855	0.439	14.577	0.122	119.05	Terreno non

									suscettibile di liquefazione
23	9.90	174.376	129.266	0.852	0.439	13.691	0.123	111.39	Terreno non suscettibile di liquefazione
24	10.10	178.399	131.327	0.849	0.439	12.868	0.123	104.33	Terreno non suscettibile di liquefazione
25	10.30	182.425	133.392	0.846	0.439	12.103	0.124	97.82	Terreno non suscettibile di liquefazione
26	10.50	186.454	135.459	0.843	0.439	11.391	0.124	91.79	Terreno non suscettibile di liquefazione
27	10.70	190.485	137.529	0.840	0.439	10.728	0.124	86.22	Terreno non suscettibile di liquefazione
28	10.90	194.519	139.601	0.837	0.439	10.111	0.125	81.07	Terreno non suscettibile di liquefazione
29	11.10	198.555	141.676	0.834	0.439	9.536	0.125	76.29	Terreno non suscettibile di liquefazione
30	11.30	202.605	143.765	0.831	0.439	156.524	0.125	1249.78	Terreno non suscettibi

									le di liquefazione
31	11.50	206.658	145.857	0.828	0.439	146.165	0.125	1165.04	Terreno non suscettibile di liquefazione
32	11.70	210.713	147.950	0.825	0.439	136.574	0.126	1086.91	Terreno non suscettibile di liquefazione
33	11.90	214.770	150.046	0.822	0.439	127.688	0.126	1014.81	Terreno non suscettibile di liquefazione
34	12.10	218.829	152.144	0.819	0.439	119.451	0.126	948.23	Terreno non suscettibile di liquefazione
35	12.30	222.890	154.243	0.816	0.439	111.811	0.126	886.68	Terreno non suscettibile di liquefazione
36	12.50	226.952	156.344	0.813	0.439	104.719	0.126	829.73	Terreno non suscettibile di liquefazione
37	12.70	231.017	158.447	0.810	0.439	98.132	0.126	777.01	Terreno non suscettibile di liquefazione
38	12.90	235.083	160.552	0.807	0.439	92.011	0.126	728.15	Terreno non suscettibile di

									liquefazione
39	13.10	239.150	162.658	0.804	0.439	86.319	0.126	682.84	Terreno non suscettibile di liquefazione
40	13.30	243.219	164.766	0.801	0.439	81.024	0.126	640.79	Terreno non suscettibile di liquefazione
41	13.50	247.290	166.876	0.798	0.439	76.094	0.126	601.73	Terreno non suscettibile di liquefazione
42	13.70	251.362	168.986	0.795	0.439	71.503	0.126	565.42	Terreno non suscettibile di liquefazione
43	13.90	255.436	171.098	0.792	0.439	67.223	0.126	531.65	Terreno non suscettibile di liquefazione
44	14.10	259.511	173.212	0.789	0.439	63.232	0.126	500.21	Terreno non suscettibile di liquefazione
45	14.30	263.587	175.327	0.786	0.439	59.509	0.126	470.92	Terreno non suscettibile di liquefazione
46	14.50	267.664	177.443	0.783	0.439	56.033	0.126	443.63	Terreno non suscettibile di liquefazi

									one
47	14.70	271.743	179.560	0.780	0.439	52.786	0.126	418.16	Terreno non suscettibile di liquefazione
48	14.90	275.822	181.678	0.777	0.439	49.752	0.126	394.40	Terreno non suscettibile di liquefazione
49	15.10	279.903	183.798	0.774	0.439	46.915	0.126	372.20	Terreno non suscettibile di liquefazione
50	15.30	283.985	185.919	0.771	0.439	44.261	0.126	351.45	Terreno non suscettibile di liquefazione
51	15.50	288.068	188.040	0.768	0.439	41.777	0.126	332.05	Terreno non suscettibile di liquefazione
52	15.70	292.152	190.163	0.765	0.439	39.450	0.126	313.89	Terreno non suscettibile di liquefazione
53	15.90	296.237	192.287	0.762	0.439	37.271	0.126	296.89	Terreno non suscettibile di liquefazione
54	16.10	300.323	194.411	0.759	0.439	35.228	0.125	280.97	Terreno non suscettibile di liquefazione

55	16.30	304.410	196.537	0.756	0.439	33.312	0.125	266.03	Terreno non suscettibile di liquefazione
56	16.50	308.497	198.663	0.753	0.439	31.514	0.125	252.03	Terreno non suscettibile di liquefazione
57	16.70	312.586	200.790	0.750	0.439	29.826	0.125	238.89	Terreno non suscettibile di liquefazione
58	16.90	316.675	202.918	0.747	0.439	28.241	0.125	226.54	Terreno non suscettibile di liquefazione
59	17.10	320.766	205.047	0.744	0.439	26.752	0.124	214.95	Terreno non suscettibile di liquefazione
60	17.30	324.857	207.177	0.741	0.439	25.352	0.124	204.05	Terreno non suscettibile di liquefazione
61	17.50	328.948	209.307	0.738	0.439	24.036	0.124	193.79	Terreno non suscettibile di liquefazione
62	17.70	333.041	211.438	0.735	0.439	22.797	0.124	184.14	Terreno non suscettibile di liquefazione
63	17.90	337.134	213.570	0.732	0.439	21.631	0.124	175.06	Terreno

									non suscettibile di liquefazione
64	18.10	341.413	215.888	0.729	0.439	51.664	0.123	419.08	Terreno non suscettibile di liquefazione
65	18.30	345.877	218.391	0.726	0.439	48.606	0.123	395.33	Terreno non suscettibile di liquefazione
66	18.50	350.343	220.895	0.723	0.439	45.754	0.123	373.14	Terreno non suscettibile di liquefazione
67	18.70	354.808	223.399	0.720	0.439	43.092	0.122	352.41	Terreno non suscettibile di liquefazione
68	18.90	359.275	225.904	0.717	0.439	40.605	0.122	333.01	Terreno non suscettibile di liquefazione
69	19.10	363.742	228.410	0.714	0.439	38.282	0.122	314.86	Terreno non suscettibile di liquefazione
70	19.30	368.210	230.917	0.711	0.439	36.110	0.121	297.86	Terreno non suscettibile di liquefazione
71	19.50	372.678	233.423	0.708	0.439	34.078	0.121	281.93	Terreno non

									suscettibile di liquefazione
72	19.70	377.147	235.931	0.705	0.439	32.175	0.121	267.00	Terreno non suscettibile di liquefazione
73	19.90	381.616	238.439	0.702	0.439	30.394	0.120	252.99	Terreno non suscettibile di liquefazione

IPL (Iwasaki)=0 Zcrit=20 m Rischio=Molto basso