



Programma Operativo
Complementare 2014/2020



**REGIONE
SICILIANA**

Assessorato regionale delle
infrastrutture e della Mobilità



Repubblica Italiana

Dipartimento delle Infrastrutture e della mobilità e dei trasporti Servizio 8 - Infrastrutture marittime e portuali



POTENZIAMENTO DELLE OPERE MARITTIME ESISTENTI PER LA MESSA IN SICUREZZA E PROLUNGAMENTO DIGA FORANEA DEL PORTO DI CASTELLAMMARE DEL GOLFO (TP)

PROGETTO DEFINITIVO

R.T.P.



Il Progettista

Mada Engineering s.r.l.
Ing. Daniele D. Cianciolo
a) civile e ambientale



Gruppo di Progettazione

Ing. Paolo Atzeni

Ing. Adamo Cali

Ing. Salvatore Torrisi

Il RUP

Geom. Giuseppe Bruno

*Dipartimento regionale delle
infrastrutture, della
Mobilità e dei Trasporti*

Il Dirigente del Servizio 8
Arch. Carmelo Ricciardo

Titolo elaborato:

RELAZIONE GEOTECNICA

CODICE ELABORATO: 01_ED_RE_13		REVISIONE: A		SCALA: -	
A	EMISSIONE A SEGUITO DI RAPPORTO DI VERIFICA	FEBBRAIO 2021	S. TORRISI	P. ATZENI	D. CIANCIOLO
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

Relazione geotecnica

INDICE

1.	PREMESSA.....	2
2.	Normative di riferimento	2
3.	Quadro progettuale.....	2
3.1.	Inquadramento geologico dell'area	2
3.2.	Aspetti geomorfologici.....	3
3.3.	Idrogeologia	4
4.	PARAMETRI E COEFFICIENTI SISMICI	4
4.1.	Parametri sismici.....	5
5.	Indagini geotecniche.....	8
6.	Caratterizzazione geotecnica dei terreni	9
6.1.	Prove di laboratorio.....	9
6.2.	Prove SPT.....	16
7.	Verifica a liquefazione	19
8.	CRITERI DI PROGETTAZIONE GEOTECNICA	22
9.	Risultati delle verifiche geotecniche	25
9.1.	Descrizione dei terreni	25
9.2.	Descrizione stratigrafia e falda.....	25
9.3.	Costante di Winkler.....	26
9.4.	Carichi agenti	26
9.5.	Normativa - Coefficienti di sicurezza.....	27
9.6.	Impostazioni di analisi.....	28
9.7.	Pali	28
9.8.	Risultati inviluppo	29

Relazione geotecnica

1. PREMESSA

Nell'ambito della progettazione definitiva del progetto di "Potenziamento delle opere marittime esistenti per la messa in sicurezza e prolungamento diga foranea del porto di Castellammare del Golfo (TP)" si redige la seguente relazione geotecnica.

La presente relazione geotecnica illustra ed interpreta i risultati delle indagini geotecniche eseguite nell'area interessata dal progetto.

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

[1] Legge nr. 1086 del 05/11/1971.

Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.

[2] Legge nr. 64 del 02/02/1974.

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

[3] Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (D.M. 17 Gennaio 2018)

[4] Circolare del 21/01/2019 n. 7

Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018.

3. QUADRO PROGETTUALE

Il presente capitolo riporta un breve inquadramento geologico, geomorfologico e idrogeologico dei terreni affioranti, sub superficiali e profondi interagenti con le opere in progetto.

Le informazioni riportate sono estrapolate dalla Relazione Geologica a cui si rimanda per un maggiore approfondimento.

3.1. Inquadramento geologico dell'area

Il territorio del Comune di Castellammare del Golfo è situato all'estremità occidentale della Piana di Partinico compresa tra i Monti di Palermo ed est ed i Monti del Trapanese ad ovest, caratterizzata da una potente placca arenitica che morfologicamente forma una pianura dolcemente inclinata verso costa ed incisa da diversi corsi d'acqua.

Relazione geotecnica

In particolare, la zona in esame, ricade in corrispondenza di una depressione tettonica indicata in letteratura geologica con il nome di “Graben di Castellammare” ed è compresa tra i rilievi di Monte Inici ad ovest e Calatubo- Monte Bonifato ad est, costituiti entrambi da dei depositi carbonatici neritici, calcareo-marnosi e terrigeni, di età terziarie. In quest’area i sedimenti del Pleistocene Inferiore, che poggiano in discordanza sui terreni afferenti alla formazione delle “Marne di San Cipirello” del Serravalliano Superiore – Tortoniano Inferiore, sono in contatto tettonico per faglia diretta con i calcari e le dolomie del Monte Inici (Trias sup. – Miocene inf.)

Di seguito le formazioni ed unità che interessano l’area:

- depositi di spiaggia
- detrito grossolano di falda
- conglomerati, sabbie e silt argillosi (Pleistocene Medio Sup.)
- calcareniti e calcirutiti bioclastiche (Pleistocene Inf.)
- argille, argille marnose e marne (Unità di Monte Bonifato – Langhiano Sup. – Tortoniano)
- calcareniti dolomitici, dolomie e calcilutiti (Unità di Monte Inici – Trias Sup. – Lias).

3.2. Aspetti geomorfologici

In linea di massima l’assetto geomorfologico del territorio circostante l’abitato di Castellammare è dato dall’insieme sia dei rilievi articolati che costituiscono la dorsale dei Monti di Capo San Vito, le colline di Monte Luziano - Monte Bosco e il massiccio di Monte Inici, che dalle grandi pianure che contraddistinguono la Piana di Castellammare ed i settori costieri settentrionali e occidentali della Penisola Capo San Vito.

In particolare la fascia costiera del Golfo presenta morfologie e paesaggi molto vari. Il principale elemento qui presente è la Penisola di Capo San Vito allungata in direzione N - S, che separa il grande Golfo di Castellammare ad est dal più piccolo Golfo del Cofano ad Ovest.

Il versante orientale della penisola di Capo San Vito presenta prevalentemente coste alte e rocciose, a volte a strapiombo sul mare, interrotte solo da poche, piccole insenature che ospitano spiagge ciottolose. Le alte falesie carbonatiche in alcuni tratti proseguono fin sotto il livello del mare fino alla profondità di diverse decine di metri; a luoghi sono invece presenti piccole piattaforme costiere che si sviluppano lungo la costa per alcune decine di metri.

All’estremità meridionale della penisola, in corrispondenza dell’abitato di Castellammare del Golfo, la costa cambia nuovamente direzione, assumendo un andamento circa ENE. In quest’ultimo tratto la costa si presenta bassa e sabbiosa, con una lunga spiaggia larga fino ad alcune decine di metri, interrotta solamente dalle foci dei fiumi che attraversano la Piana di Castellammare. Alle spalle della spiaggia si erge un ben sviluppato sistema di dune costiere, in parte fossili ma per lo più attuali.

Relazione geotecnica

La costa bassa si interrompe bruscamente in prossimità del centro abitato di Balestrate per la presenza di una falesia alta una ventina di metri modellata sugli affioramenti carbonatico-clastici quaternari.

In particolare l'area portuale è situata in una zona pianeggiante posta ad una quota media di circa m 2,5 s.l.m. e che quindi si può considerare morfologicamente stabile rientrando nella categoria topografica "T1" della Tabella 3.2.VI del D.M 17/01/2018.

3.3. Idrogeologia

Sulla scorta delle osservazioni di superficie può essere formulata una verosimile identificazione delle caratteristiche idrogeologiche del territorio in esame. Poiché la circolazione delle falde acquifere è condizionata dalla distribuzione e sovrapposizione di terreni a differente permeabilità e quindi dalla "trasmissività" delle varie formazioni presenti, vengono anzitutto qui di seguito brevemente accennate le loro caratteristiche di permeabilità.

Per maggiore comodità esplicativa viene effettuata una distinzione in ordine sia al tipo di permeabilità che alle classi dei terreni che presentano analoghe caratteristiche in tal senso; si possono così distinguere:

- terreni permeabili
- terreni a permeabilità variabile
- terreni impermeabili.

4. PARAMETRI E COEFFICIENTI SISMICI

Per il calcolo sismico dell'opera in esame si è fatto riferimento alle indicazioni del NTC 2018 che introducono il concetto di "*pericolosità sismica di base*" come elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. Tale pericolosità è quella relativa a condizioni ideali di sito con superficie topografica orizzontale e terreno di tipo rigido (Categoria A).

Le indicazioni sulla pericolosità sismica di base dell'intero territorio nazionale è fornita dalla predetta normativa, in termini di:

- a_g *accelerazione orizzontale massima del terreno;*
- 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;*

Per ciascun nodo del reticolo di riferimento con maglia di circa 10 km in cui è stato suddiviso l'intero territorio nazionale. Tali parametri sono forniti anche in funzione di ciascuno dei periodi di ritorno T_R considerati dalla pericolosità sismica; in particolare:

Relazione geotecnica

$T_R = 30; 50; 72; 101; 140; 201; 475; 975$ e 2475 anni.

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R è ricavabile mediante la relazione:

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

dove:

- V_R Vita di riferimento per l'azione sismica
- P_{V_R} Probabilità di superamento nel periodo di riferimento

Nel caso in cui la *pericolosità sismica* su *reticolo di riferimento* con contempra il periodo di ritorno T_R corrispondente alla V_R e alla P_{V_R} fissate, il generico parametro caratterizzante la *pericolosità sismica di base* può essere ricavato mediante interpolazione logaritmica.

La vita di riferimento per l'azione sismica V_R è funzione della *Vita nominale della struttura* V_N , intesa come il numero di anni le quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo cui è destinata; e della *classe d'uso* C_U della stessa:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

La probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} è funzione dello stato limite considerato:

Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} al variare dello stato limite considerato

Stati Limite		P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

4.1. Parametri sismici

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai soli pesi propri e sovraccarichi permanenti.

Nel caso in esame si è pertanto considerato:

Parametro	Valore	Descrizione	Rif. NTC18
Vita Nominale	$V_N = 100$ anni	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	§ 2.4.1
Classe d'uso	$C_I = IV$ -	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con	§ 2.4.2

Relazione geotecnica

Parametro	Valore	Descrizione	Rif. NTC18
		attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.	
Coefficiente d'uso	$C_U = 2.0$ -		§ 2.4.3
Periodo di Riferimento per l'azione sismica	$V_R = 200$ anni		§ 2.4.3
Smorzamento	$\xi = 5\%$		
Fattore di Struttura	$q = 1.5$		

Cui corrispondono:

Stato Limite			P_{VR}	T_R [anni]
Stati Limite di Esercizio	SLO	Operatività	81%	120
	SLD	Danno	63%	201
Stati Limite Ultimi	SLV	Salvaguardia della Vita	10%	1898
	SLC	Collasso	5%	2475

* per $T_R > 2475$ anni si assume $T_R = 2475$ come previsto dall'Allegato A delle NTC18

La pericolosità sismica di base così determinata viene poi tramutata in *risposta sismica locale*, mediante degli opportuni coefficienti di amplificazione. Essi apportano delle variazioni così da poter tener conto delle condizioni del sito di ubicazione dell'opera sia in termini di stratigrafia del sottosuolo che di morfologia della superficie.

In relazione alle modalità di calcolo dell'azione sismica secondo le NTC 2018, i parametri sismici ascrivibili al sito di ubicazione dell'opera (funzione tra l'altro proprio delle coordinate geografiche) sono riportati nella tabella seguente.

OPERA:	Banchina	
COMUNE:	Castellammare del Golfo	
PROVINCIA:	Trapani	
LATITUDINE:	38.0199	
LONGITUDINE:	12.8867	
CATEGORIA SOTTOSUOLO:	D	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
CATEGORIA TOPOGRAFICA:	T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$

Relazione geotecnica

Stato Limite			P_{VR}	T_R [anni]	a_d [g]	F_0 [-]	T^*_c [s]	S_s	S_T
Stati Limite di Esercizio	SLO	Operatività	81%	120	0.054	2.438	0.267	1.80	1.00
	SLD	Danno	63%	201	0.067	2.453	0.284	1.80	1.00
Stati Limite Ultimi	SLV	Salvaguardia della Vita	10%	1898	0.154	2.558	0.339	1.80	1.00
	SLC	Collasso	5%	2475	0.169	2.576	0.345	1.75	1.00
* per $T_R > 2475$ anni si assume $T_R = 2475$ come previsto dall'Allegato A delle NTC18									

In cui si è distinto tra i 4 differenti stati limite introdotti dalla normativa di riferimento, due *Stati Limite di Esercizio*:

- **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.

e due *Stati Limite Ultimi*:

- **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.

In merito alla scelta della categoria del sottosuolo D, si riportano alcune precisazioni. La serie stratigrafica individuata, pertanto, è risultata costituita da una serie, essenzialmente, detritica, di ambiente da paralico a continentale, che sormonta una formazione di calcari dolomitici e dolomie ascrivibili all'Unità di M.te Inici che appartiene alla formazione calcareo-dolomitico-selciosa del basamento autoctono siciliano databile dal Lias al Trias superiore. Per caratteristiche litologiche e spessore (fino a 400metri) tale formazione è identificabile con il substrato geologico.

Relazione geotecnica

Ancora il comparto apicale della successione è interessato da fenomeni di dolomitizzazione e fratturazione, conseguenti il sollevamento tettonico dislocativo nell'odierna posizione. Tali condizioni litologiche impediscono la coincidenza dell'orizzonte basale con il bedrock geofisico, definito come il livello al di sotto del quale le onde trasversali si spostano a velocità eguali o superiori a 800 m/s. Pertanto quest'ultimo va posto nelle isobate più interne della formazione dei calcari e dolomie triassiche, in cui sono raggiunti i minori valori del coefficiente di Poisson (0,1/0,2) e realizzate le anzidette condizioni geofisiche. L'assenza della formazione calcarea entro i 30 metri di profondità dal fondale marino, nell'area interessata dal progetto di cui trattasi, anche se non completamente esplorata dai sondaggi eseguiti, è stata determinata sulla base del dato geologico di superficie confermato anche da informazioni geognostiche disponibili in aree immediatamente adiacenti alla nostra e, segnatamente, dalle risultanze dell'indagine geofisica che ha rilevato velocità delle onde di taglio di 137 m/s oltre i 30 metri di profondità quindi molto lontane dal valore previsto per il bedrock geofisico. In queste condizioni la categoria di terreno può essere determinata dal calcolo del Vs30 che fornisce, a partire dal modello di velocità ottenuto con l'indagine MASW, il valore di 145,167 m/s. Sulla base di questo la colonna stratigrafica rientra nella categoria D di sottosuolo (Tabella 3.2.11 delle NTC).

Ulteriore conferma può essere ottenuta a partire dai valori ottenuti per le prove SPT che forniscono un valore NSPT $30 = 12.28$ quindi inferiore a 15 che è l'intervallo superiore previsto per classificare con questo calcolo la categoria di terreno D.

5. INDAGINI GEOTECNICHE

Nell'area interessata dalle opere in progetto la campagna di indagini geognostiche è stata effettuata dalla Ditta GHEA S.R.L. ed è consistita nell'esecuzione di tre sondaggi nel corso dei quali sono state effettuate otto prove di penetrazione dinamica Standard Penetration Test (SPT) e prelevati n. 11 campioni rimaneggiati da sottoporre a prove geotecniche di laboratorio. Inoltre, in aggiunta ai sondaggi, è stata eseguita una l'indagine sismica di tipo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) per la determinazione della categoria del profilo stratigrafico del suolo, impiegando un sismografo Dolang Jea Telemetry 24 bit con 24 canali.

I sondaggi, spinti sino alla profondità di 30 m dal piano banchina (pertanto, rispetto alla quota 0 m del livello del mare, sono stati spinti sino alle seguenti profondità: 28.50m, 29.00, 33.50m, rispettivamente per i sondaggi S1, S2 e S3), hanno avuto principalmente lo scopo di accertare la litologia dei terreni; le perforazioni sono state eseguite a rotazione con diametro del foro di 101 mm e a carotaggio continuo utilizzando una attrezzatura oleodinamica cingolata Beretta modello T46.

L'ubicazione delle indagini è riportata nell'Allegato 6 mentre le modalità esecutive, i dati particolareggiati dei sondaggi con le relative stratigrafie, l'elaborazione e l'interpretazione dei risultati ricavati dalla prospezione sismica sono riportati nell'elaborato "Relazione sulle indagini geognostiche".

Relazione geotecnica

Da una analisi dei dati dell'indagine sismica eseguita sulla diga foranea si può rilevare come la velocità delle onde S diminuisca con la profondità. Infatti si possono identificare grosso modo due sismo-strati: Il primo fino alla profondità di circa m 14 m con valori delle velocità delle onde V_s compresi tra 420 e 237 m/sec, verosimilmente attribuibili ai materiali che formano la struttura della stessa diga. Successivamente, in corrispondenza dei terreni sabbiosi del substrato, la velocità V_s diminuisce a 137 m/sec e si mantiene costante sino ad una profondità di circa 35m.

Escludendo i materiali che formano la struttura della diga foranea, in riferimento alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. Infrastrutture 17 Gennaio 2018) la presenza entro i 30 m di profondità di una successione di terreni con velocità di propagazione delle onde di taglio VS30 pari a 137 m/s determina che la tipologia del suolo di fondazione è assimilabile alla categoria "D" che definisce tali terreni come corrispondenti a: "Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} inferiori a 180 m/s (ovvero NSPT < 15 nei terreni a grana grossa e coesione non drenata $c_u < 70$ kPa nei terreni a grana fine)".

6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

In questo paragrafo viene effettuata la caratterizzazione geotecnica delle sabbie in quanto costituiscono il litotipo che prevale nel substrato di fondazione degli interventi previsti in progetto.

Questa si basa sia sui risultati di prove geotecniche di laboratorio eseguite su n. 11 campioni rimaneggiati che sull'elaborazione di n. 8 prove di penetrazione dinamica SPT ("Standard Penetration Test") effettuate in situ.

6.1. Prove di laboratorio

Sui campioni rimaneggiati prelevati a varie profondità nel corso dei tre sondaggi geognostici sono state effettuate dal laboratorio geotecnico "GEO.TEC. s.n.c." di Palermo delle prove consistenti nella determinazione delle caratteristiche fisiche, granulometriche e di taglio.

6.1.1. Parametri fisici

I parametri fisici determinati sui campioni rientrano nei seguenti intervalli:

- | | |
|------------------------------|--|
| - contenuto in acqua | $W_n = 9.30 \div 36.60\%$ |
| - peso di volume rimanente | $\gamma = 1.787 \div 2.071 \text{ Mg/m}^3$ |
| - peso specifico dei granuli | $\gamma_s = 2.631 \div 2.700 \text{ Mg/m}^3$ |

Relazione geotecnica

6.1.2. Analisi granulometrica

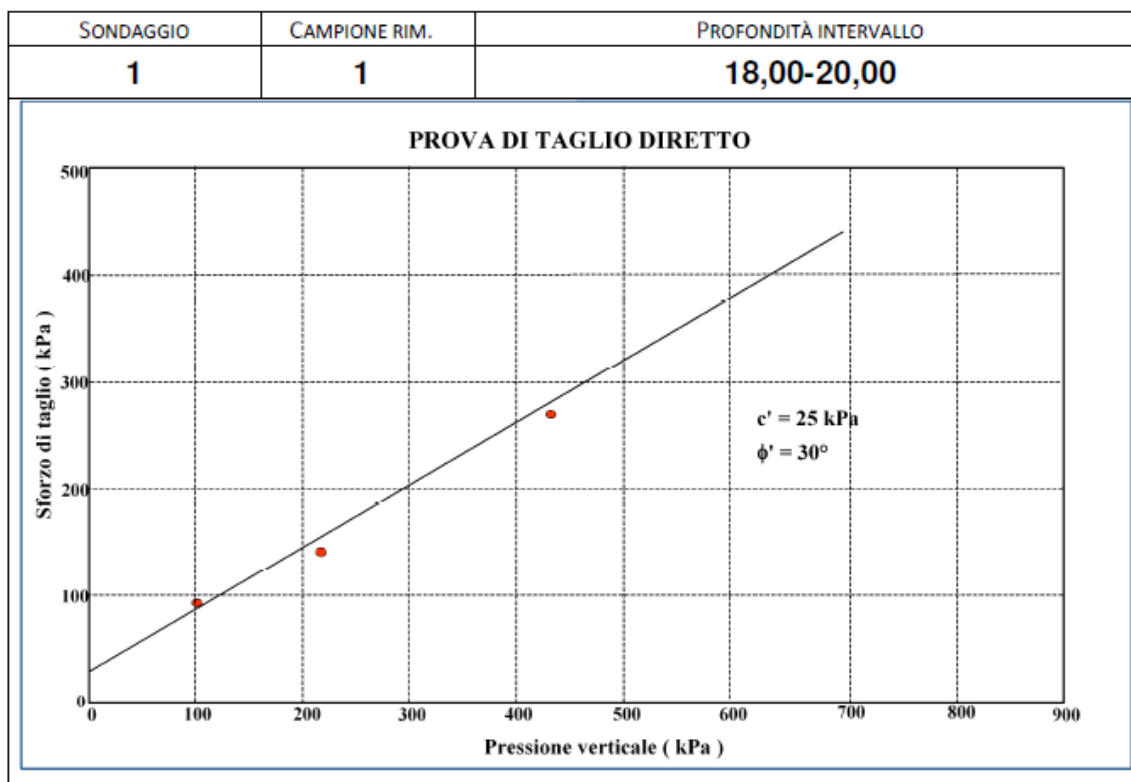
All'analisi granulometrica i campioni rientrano per lo più nei campi delle “sabbie limoso-argillose debolmente ghiaiose” e delle “sabbie debolmente limose con ghiaia”, con classi granulometriche comprese fra i seguenti intervalli di percentuale:

- ghiaia	1% ÷ 28%
- sabbia	60% ÷ 93%
- limo	6% ÷ 16%
- argilla	0% ÷ 15%

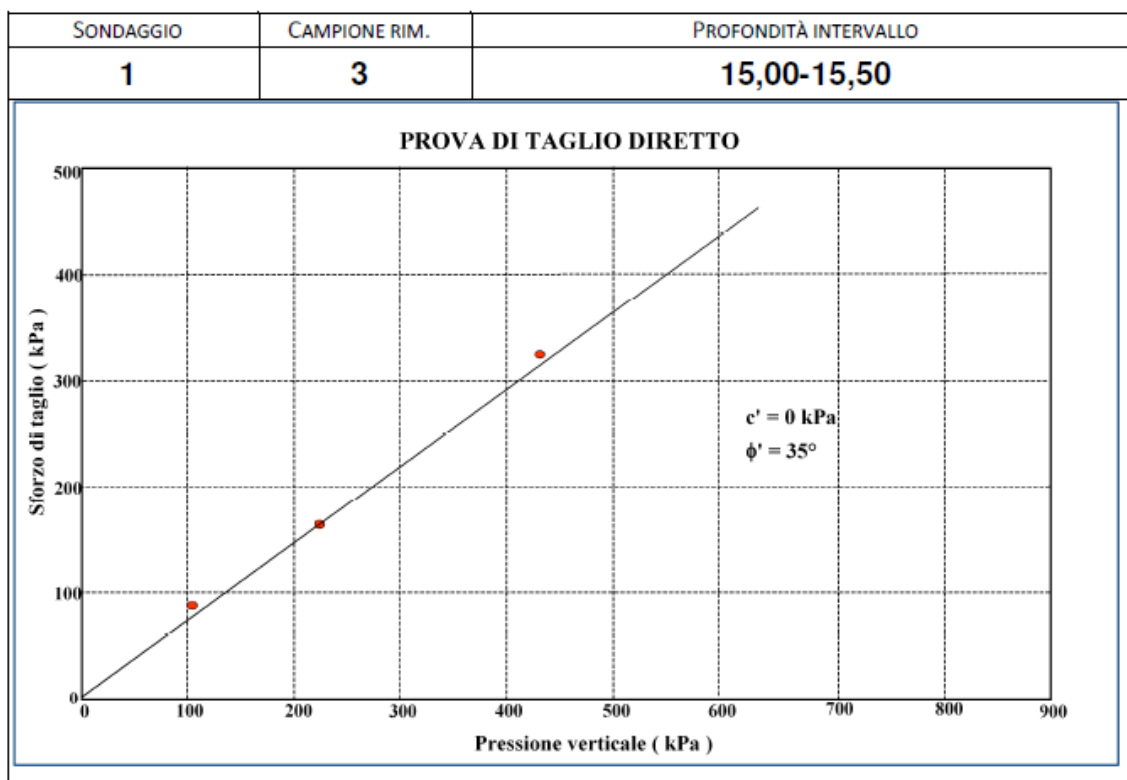
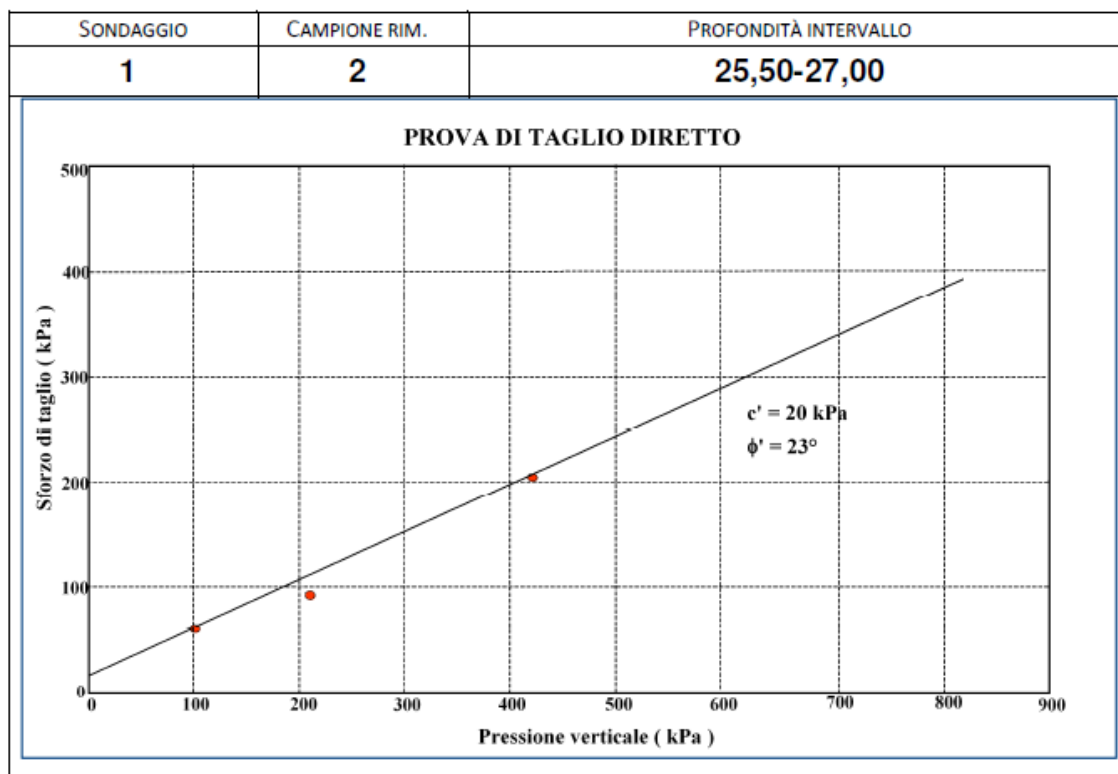
6.1.3. Parametri di taglio in termini di tensioni efficaci

Per la definizione dei parametri di taglio in termini di tensioni efficaci sono state eseguite n. 11 prove di taglio diretto in condizioni consolidate e drenate con apparecchio di Casagrande su tre provini.

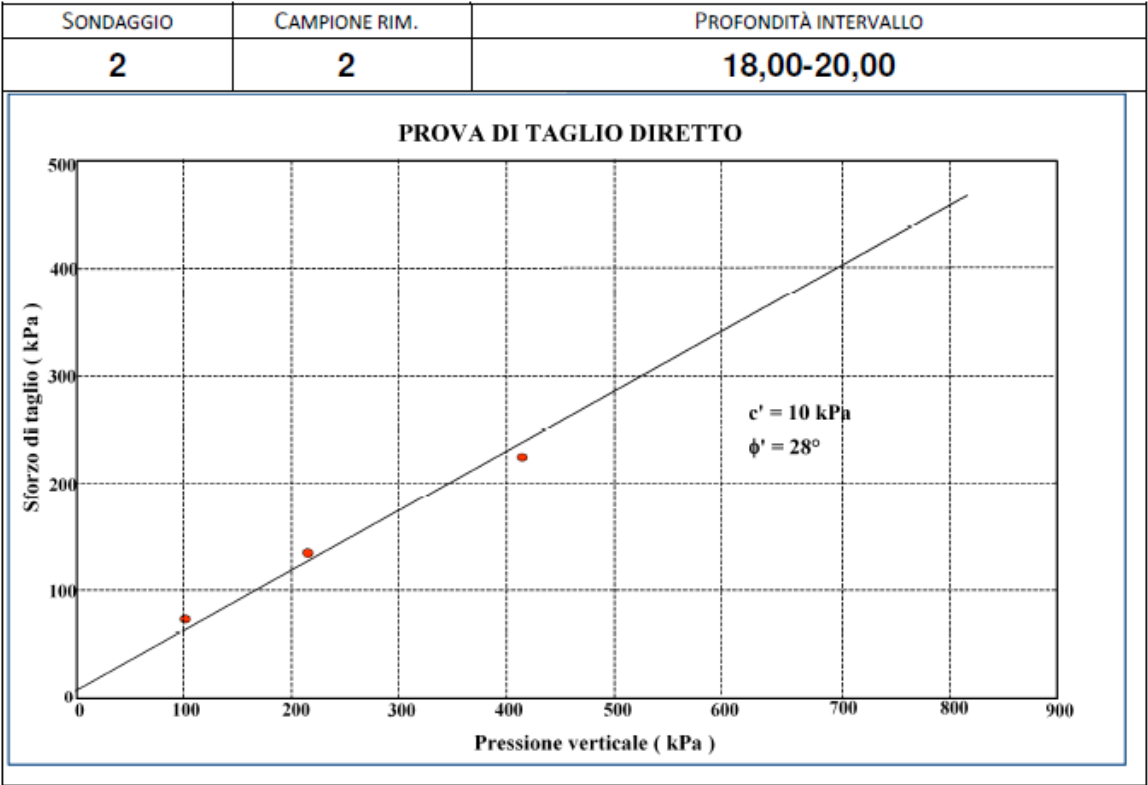
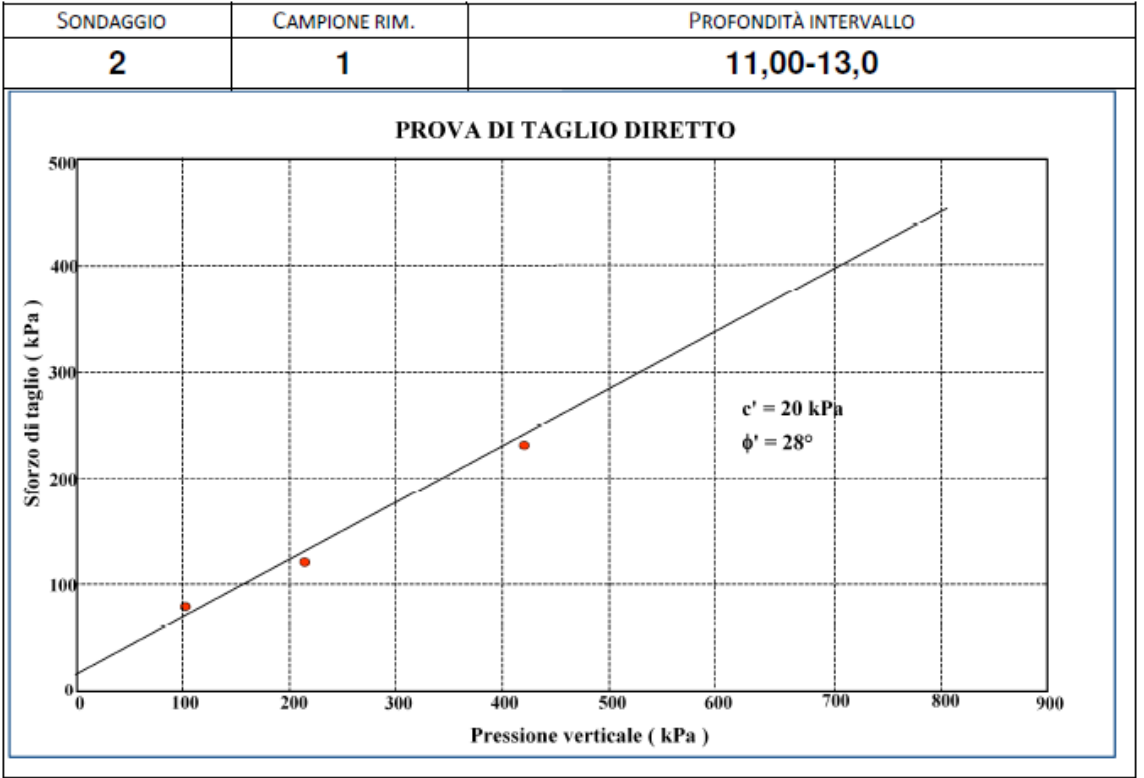
Dai risultati ottenuti, compendati nell'elaborato “Prove di Laboratorio”, sono stati ricavati per ciascun campione i seguenti diagrammi in modo da poter valutare i valori della coesione (c') e dell'angolo di attrito interno (ϕ'):



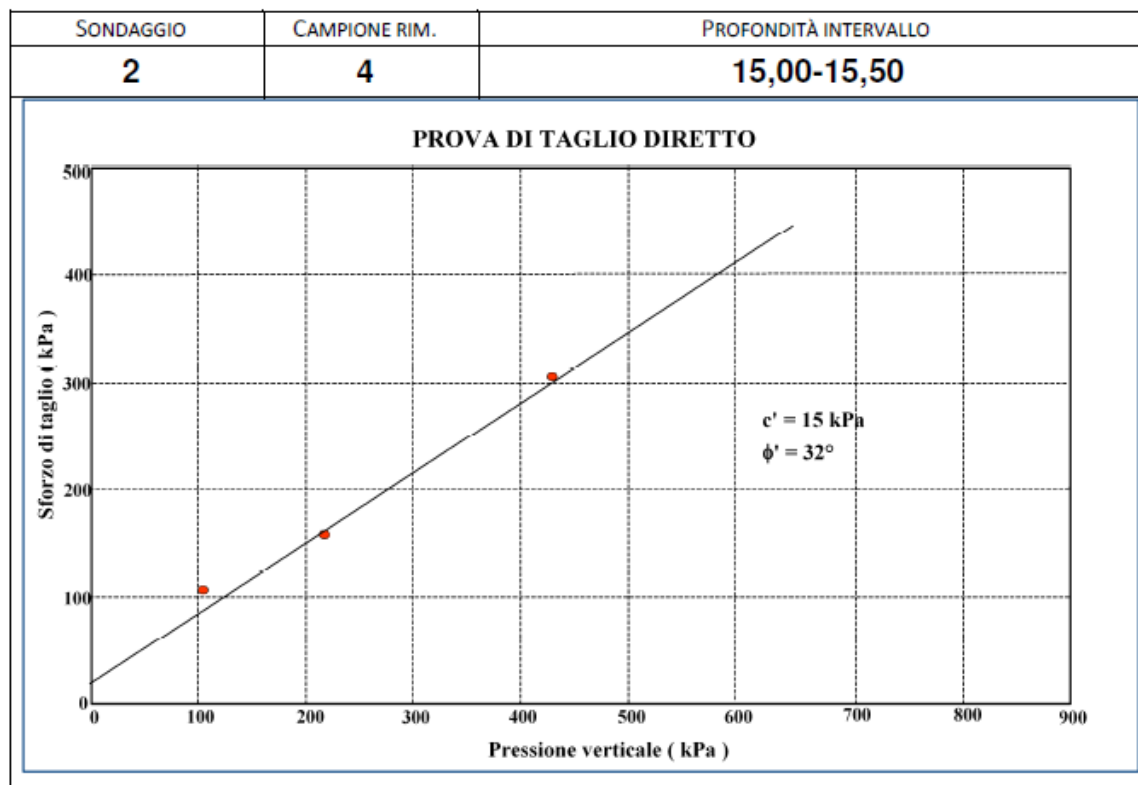
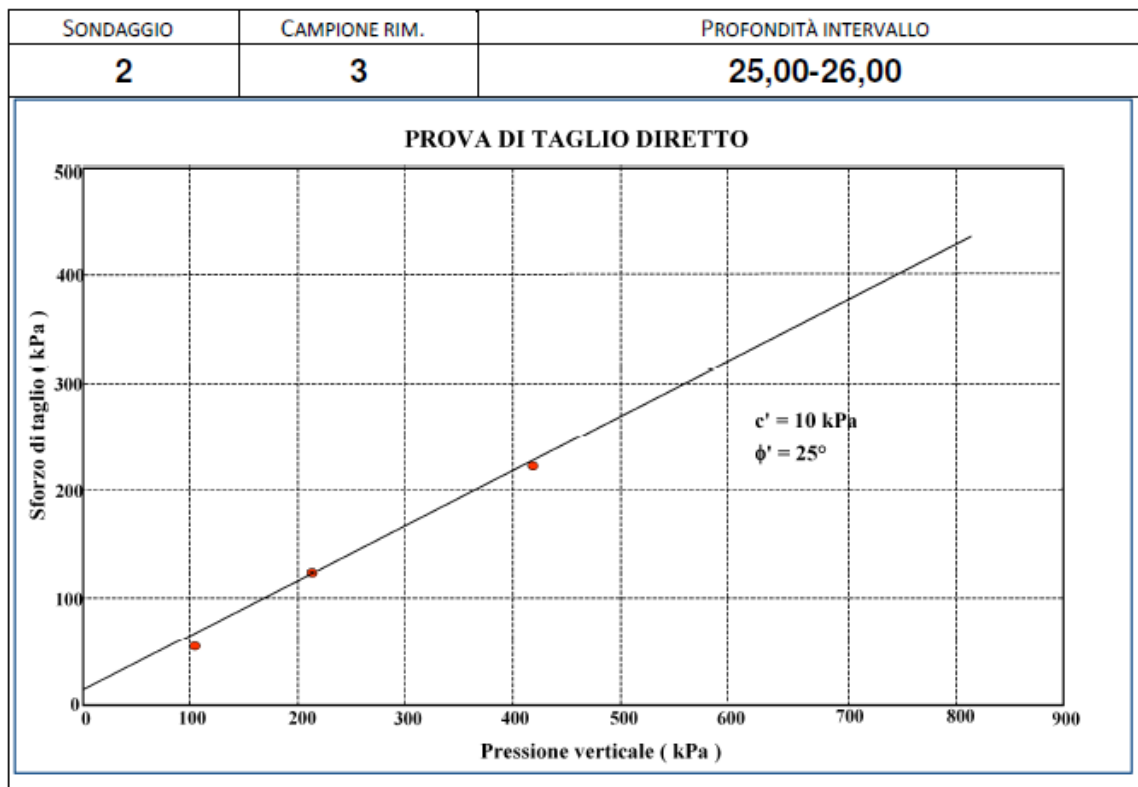
Relazione geotecnica



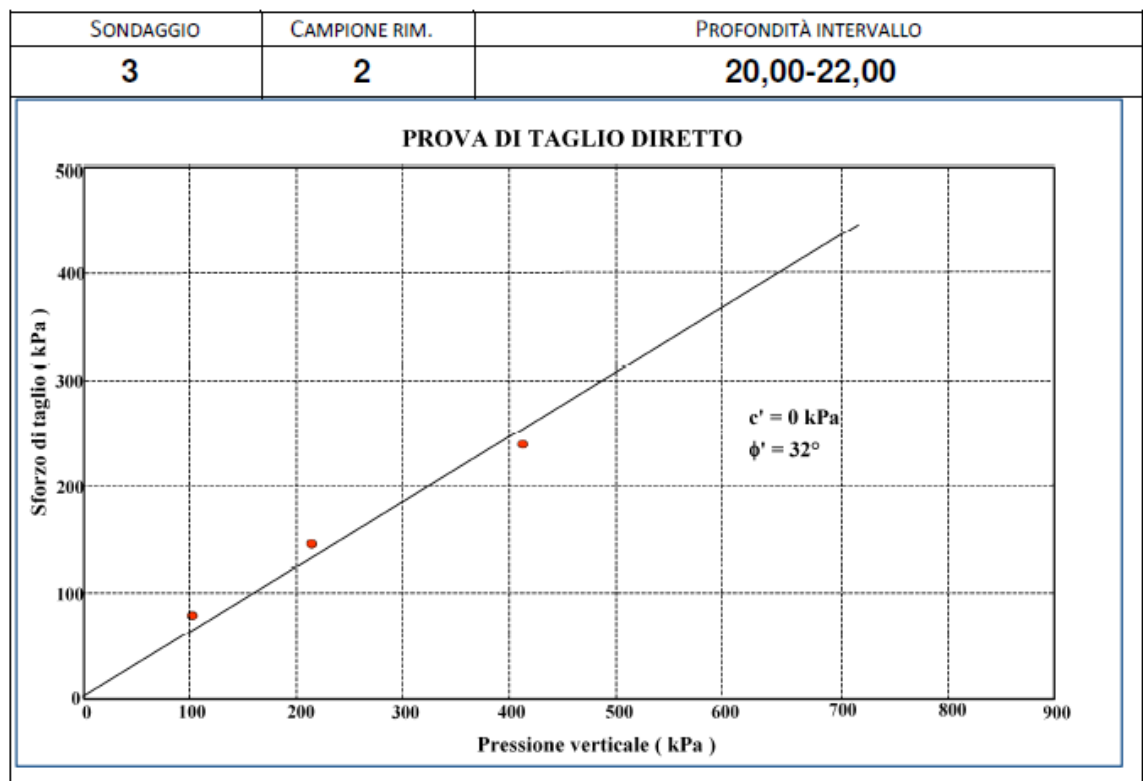
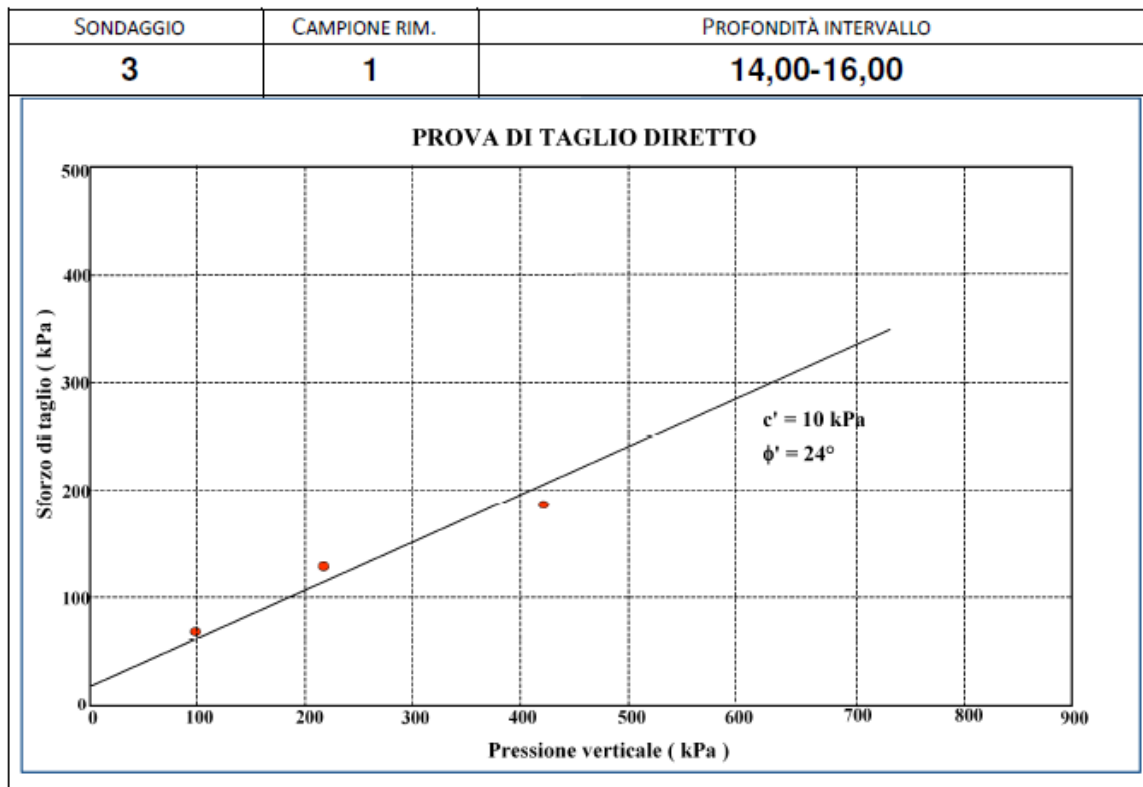
Relazione geotecnica



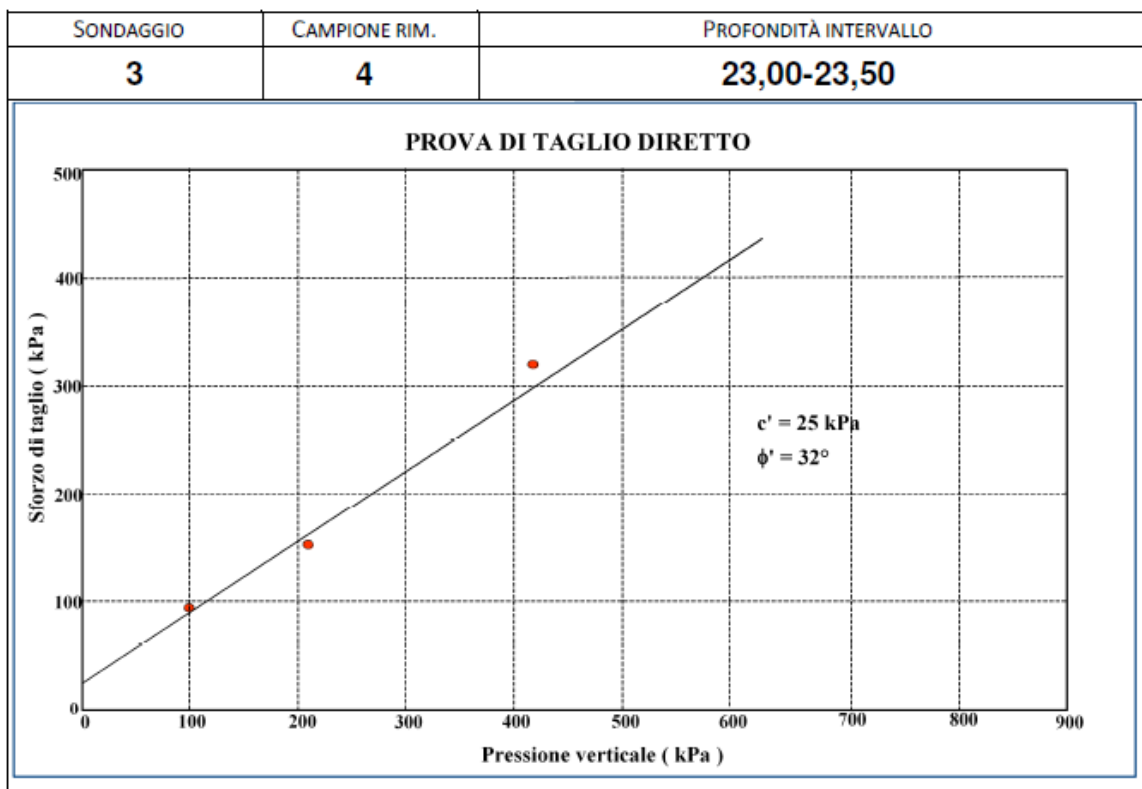
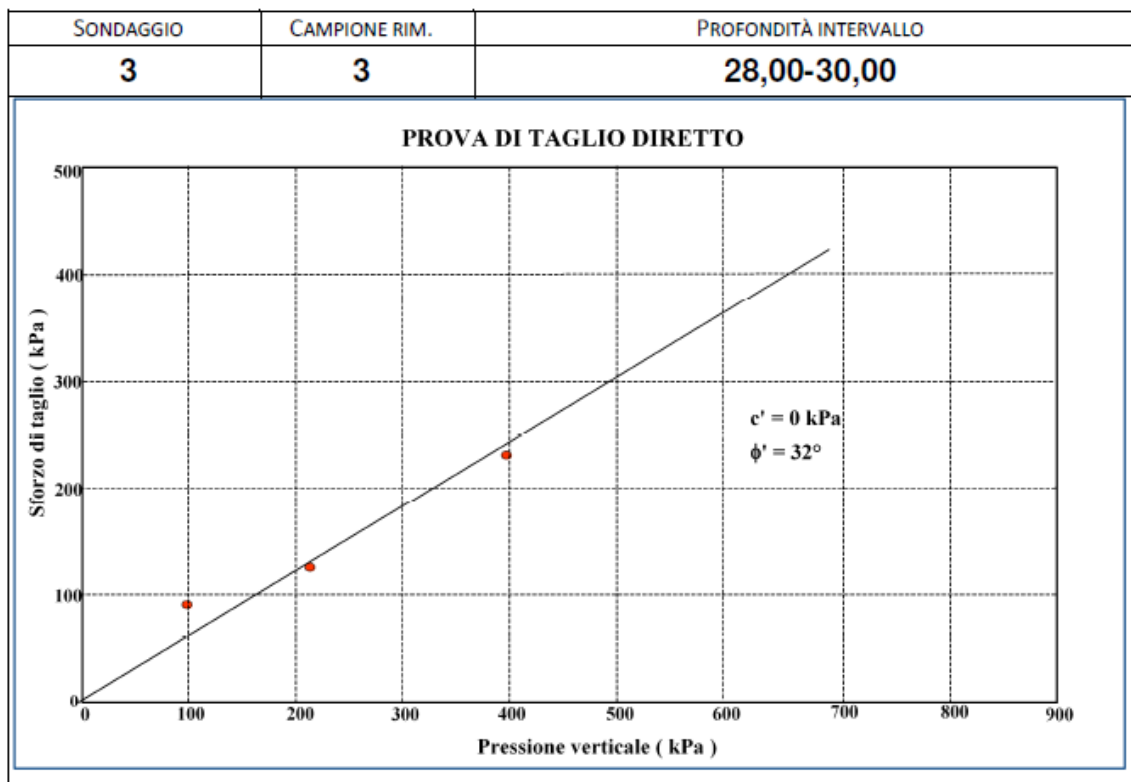
Relazione geotecnica



Relazione geotecnica



Relazione geotecnica



Da come si evince dai diagrammi le prove di taglio hanno fornito dei parametri, in termini di tensioni efficaci, rientranti nell'ambito dei seguenti valori:

Relazione geotecnica

- coesione $c' = 0 \div 25 \text{ kPa}$
- angolo di attrito interno $\varphi' = 24^\circ \div 35^\circ$

6.2. Prove SPT

Nei livelli più sabbiosi sono state effettuate nel corso dei sondaggi n. 8 prove di penetrazione dinamica "Standard Penetration Test" i cui risultati sono riportati nella seguente tabella.

Sondaggio n.	Prova n.	Quota prova (m)	Numero dei colpi	Indice $N_{\text{spt}30}$
S 1	1	19,50	6 – 5 - 5	10
S 1	2	26,15	12 – 6 - 5	11
S 2	1	12,50	11 – 15 - 23	38
S 2	2	18,50	17 – 24 - 31	55
S 2	3	25,00	20 – 22 - 23	45
S 3	1	15,00	5 – 7 - 8	15
S 3	2	21,00	8 – 9 - 9	18
S 3	3	29,00	7 – 9 - 10	19

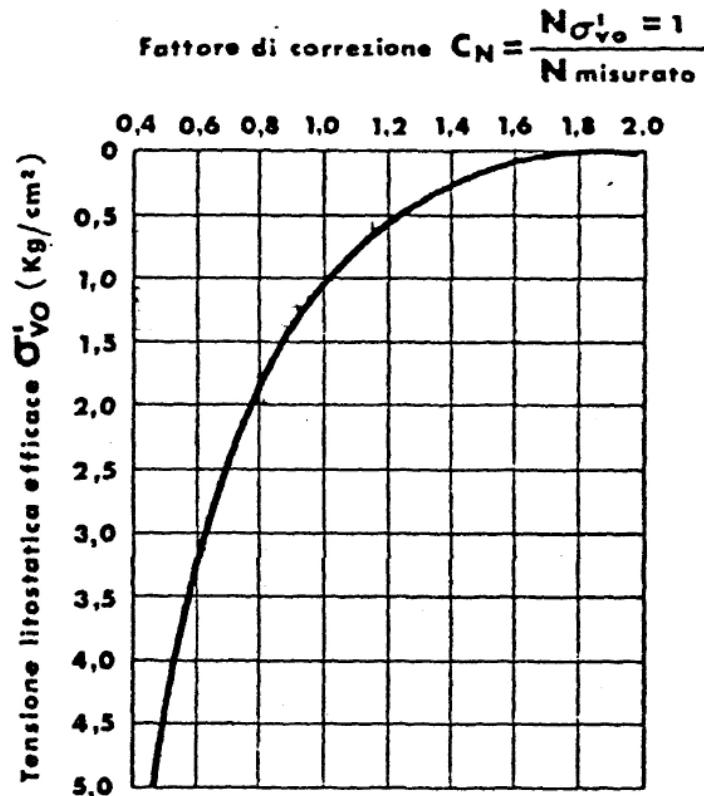
Le prove S.P.T. consentono di risalire al comportamento meccanico dei terreni, in particolare quelli incoerenti, sulla scorta di numerose correlazioni proposte da vari AA. tra i parametri geotecnici essenziali ed il valore $N_{\text{spt}30}$ (numero dei colpi necessari all'infissione degli ultimi due tratti di 15 cm).

La scelta dei valori $N_{\text{spt}30}$ va fatta tenendo conto di numerosi elementi che influenzano i risultati della prova stessa, i principali sono:

- profondità della prova
- presenza d'acqua
- granulometria dei sedimenti

La profondità della prova influenza il risultato N_{spt} , giacché al variare della profondità varia anche la tensione litostatica efficace ($\sigma_v = \gamma \times h$); tra le tante proposte formulate da vari Autori quella che sembra correntemente più convalidata è quella di GIBBS & HOLTZ (1957), i quali introducono un fattore di correzione "CN" ricavabile dal grafico (da Cestelli Guidi), al fine di riportare tutte le prove ad una tensione litostratigrafica di riferimento pari ad 1 Kg/cm^2 .

Relazione geotecnica



La presenza d'acqua nei terreni formati in prevalenza da sabbie limose addensate, come nel caso in esame, ha influenza sui valori N_{spt30} . Infatti TERZAGHI & PECK (1948), GIBBS & HOLTZ (1957), BAZARAA & PECK (1967 – 1969) consigliano di apportare la seguente correzione:

$$N_{corretto} = 15 + 0.5(N_{spt30} - 15) \text{ con } N_{spt30} > 15$$

La granulometria dei sedimenti influenza decisamente i risultati delle prove S.P.T.; numerosi studi sono stati effettuati in tal senso (GIBBS & HOLTZ, 1957; BURMISTER, 1962; DESAI, 1970; MARCUSON & BIEGANOUSKI, 1977; CERRUTI, 1979) senza però portare ad una definizione quantitativa del problema.

La valutazione dell'angolo di attrito interno in termini di tensione efficace φ' , per i terreni incoerenti, può essere eseguita adottando la correlazione proposta da YUKITAKE SHIOI & JIRO FUKUNI (1982) ed utilizzata in Giappone dallo ROAD BRIDGE SPECIFICATION e dallo JAPANESE NATIONAL RAILWAY:

$$\varphi' = 0.3N_{spt30} + 27$$

Relazione geotecnica

Sondaggio n.	Prova n.	Quota prova (m)	Numero dei colpi	Indice N_{spt30}	Indice $N_{spt30cor.}$	φ' (di picco)
S 1	1	19,50	6 – 5 - 5	10	6	29°
S 1	2	26,15	12 – 6 - 5	11	6	29°
S 2	1	12,50	11 – 15 -	38	31	36°
S 2	2	18,50	17 – 24 -	55	35	37°
S 2	3	25,00	20 – 22 -	45	26	35°
S 3	1	15,00	5 – 7 - 8	15	11	30°
S 3	2	21,00	8 – 9 - 9	18	10	30°
S 3	3	29,00	7 – 9 - 10	19	10	30°

Per quanto concerne invece il grado di addensamento dei terreni incoerenti una valutazione può essere fatta ricorrendo alla relazione proposta da MEYERHOF (1957), basata sui dati sperimentali di GIBBS & HOLTZ (1957), che fornisce il valore “stimato” della densità relativa con $\sigma'_v = 1 \text{ Kg/cm}^2$:

$$Dr = 21 \sqrt{N_{spt30} / (\sigma'_v + 0.7)}$$

Infine, il modulo di compressibilità può essere valutato sulla scorta della correlazione proposta da DENVER (1982):

$$E = s_1 N_{spt30} + s_2$$

in cui s_1 ed s_2 sono costanti che dipendono dalla granulometria dei sedimenti e, nel caso dei terreni in esame $s_1 = 0,478 \text{ MPa}$ ed $s_2 = 7,17 \text{ MPa}$ (WEBB, 1970) Il valore medio corretto $N_{spt30cor.}$ ricavato dalle prove effettuate nell'ambito dei terreni sabbioso-limosi ed utilizzabile per le correlazioni risulta pari a circa:

$$N_{spt30cor.} = 17$$

a cui corrispondono i seguenti parametri:

- angolo di attrito interno $\varphi' = 32^\circ$
- densità relativa $Dr = 66\%$
- modulo di compressibilità $E = 15.30 \text{ MPa}$

Si tratta quindi di materiali discretamente addensati a cui può verosimilmente essere assegnato un peso di volume: pari a:

Relazione geotecnica

$$\gamma = 1.9 \text{ Mg/m}^3$$

Per quanto riguarda il materiale di riempimento, in assenza di prove geotecniche finalizzate alla valutazione dei parametri di taglio, si possono cautelativamente affidare alla matrice ghiaioso-sabbiosa i seguenti parametri:

- | | |
|-----------------------------|-------------------------------|
| - peso di volume | $\gamma = 2.0 \text{ Mg/m}^3$ |
| - coesione | $c' = 0 \text{ MPa}$ |
| - angolo di attrito interno | $\varphi' = 38^\circ$ |

7. VERIFICA A LIQUEFAZIONE

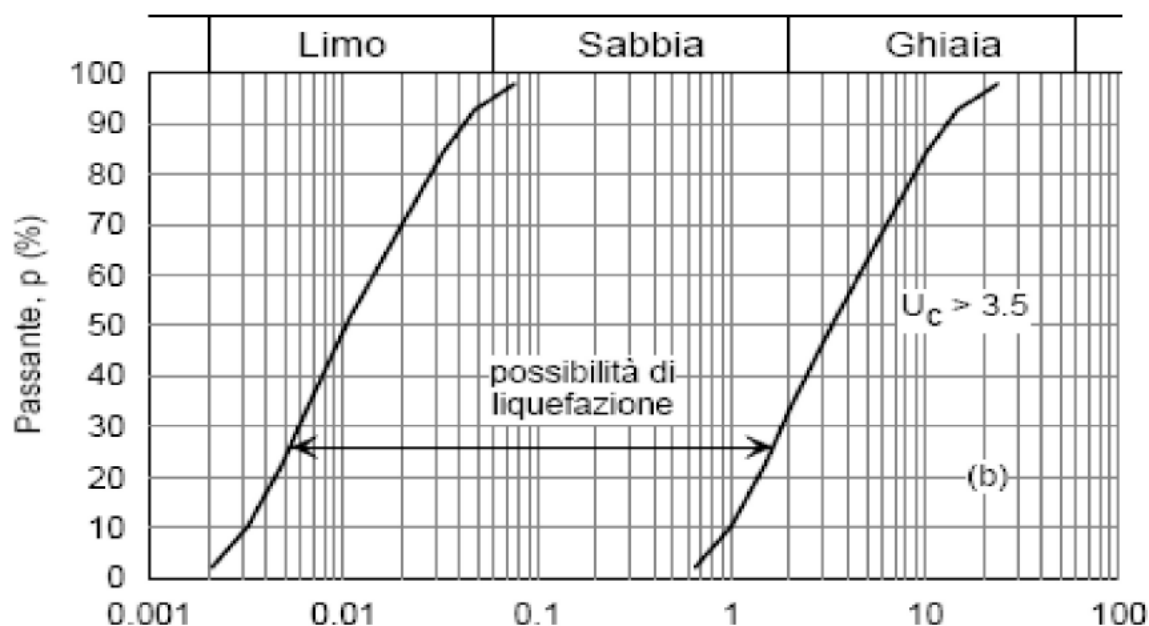
Come già riportato nel paragrafo “Caratteristiche litologiche” geologica, le stratigrafie dei sondaggi geognostici effettuati nell’area in studio hanno permesso di accertare come il substrato di fondazione delle opere in progetto sia costituito in prevalenza da sedimenti costituiti da sabbie a tratti limose con ghiaia, in cui le associazioni granulometriche più rappresentative, determinate con le analisi di laboratorio, sono date da “sabbie limoso-argillose debolmente ghiaiose” e da “sabbie debolmente limose con ghiaia”, con un coefficiente di uniformità U_c compreso tra i seguenti valori:

$$6 \leq U_c \leq 400$$

dove $U_c = D_{60} / D_{10}$, e D_{60} e D_{10} corrispondono al diametro delle particelle al 60% e al 10% del passante nella curva granulometrica cumulativa.

In riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni (D. M. 17/01/2018) nel paragrafo “7.11.3.4-Stabilità nei confronti della Liquefazione” vengono indicate le circostanze in cui la verifica a liquefazione può essere omessa (7.11.3.4.2 – Esclusione della verifica a liquefazione) e al punto 4 è contemplato il caso in cui “la distribuzione granulometrica risulti esterna alla zona Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$ ”

Relazione geotecnica



Dal confronto dei dati ricavati dalle distribuzioni granulometriche dei terreni sabbiosi presenti nel substrato del prolungamento della diga foranea e il fuso granulometrico riportato nella figura precedente si può dedurre l'esclusione della verifica nel caso in esame.

Pur tuttavia questa viene effettuata qui di seguito con il metodo semplificato di Youd e Idris (2001) basato sulle prove dinamiche SPT effettuate in corrispondenza dei terreni sabbiosi rappresentati nella sezione litologica N. 2.

Come già esposto nel precedente paragrafo in corrispondenza nei sondaggi S2 ed S3 sono state eseguite n. 6 le prove di penetrazione dinamica "Standard Penetration Test" i cui risultati vengono riproposti nella seguente tabella.

Sondaggio n.	Prova n.	Quota prova (m)	Numero dei colpi	Indice N_{spt30}
S 2	1	12,50	11 – 15 - 23	38
S 2	2	18,50	17 – 24 - 31	55
S 2	3	25,00	20 – 22 - 23	45
S 3	1	15,00	5 – 7 - 8	15
S 3	2	21,00	8 – 9 - 9	18
S 3	3	29,00	7 – 9 - 10	19

Relazione geotecnica

Tali valori N_{spt30} , normalizzati secondo quanto indicato nel precedente paragrafo al fine di riportare tutte le prove ad una tensione litostratigrafica di riferimento pari ad 1 Kg/cm², hanno dato un valore medio corretto di

$$N_{spt30cor.} = 19$$

utilizzabile per la valutazione del potenziale di liquefazione.

La valutazione viene effettuata utilizzando un foglio di calcolo che permette di verificare le condizioni di liquefazione dei terreni conoscendo il numero corretto dei colpi $N_{spt30cor.}$, la relativa profondità di prova, il peso specifico, la profondità della falda, le caratteristiche granulometriche e la magnitudo.

Assegnando i seguenti parametri:

$\gamma = 2,7 \text{ g/cm}^3$ (peso specifico del terreno)

$z = 500 \text{ cm}$ (profondità dello strato di riferimento relativo ad una tensione litostratigrafica pari ad 1 Kg/cm²)

$N_{spt30cor.} = 19$ (numero dei colpi normalizzato N_{160})

$z_1 = 500 \text{ cm}$ (profondità della falda)

$N_r = 5$ (fattore in funzione del CF > 0,1)

$a_{max}/g = 0,25$ (valore di accelerazione orizzontale al suolo per zona sismica 2)

$r_d = 0,96175$ (coefficiente in funzione della profondità)

dall'elaborazione dei dati si ricava un fattore di sicurezza verificato nei confronti della potenzialità di liquefazione dei terreni in esame pari a circa:

$$F_s = 2.08$$

Relazione geotecnica

VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE					
(da prove dinamiche SPT)					
Metodo semplificato					
Metodo di Youd e Idris (2001)					
PARAMETRI:					
γ	=	2,7	g/cm ³		
σ_{vo}	=	1,35	kg/cm ²		
$\sigma_{vo'}$	=	1,35	kg/cm ²		
profondità della prova	=	500	cm		
N_{SPT}	=	19			
profondità falda	=	500	cm		
γ_{H_2O}	=	1,0	g/cm ³		
Pressione neutra	=	0,0	kg/cm ²		
z	=	5	m		
FORMULE:					
Na = $N_{SPT} * (1,7 / (\sigma_{vo'} + 0,7)) + N_f$				=	20,75609756
N_f =					
R = $0,2565 * [0,16 * RadQNa + (0,2133 * RadQNa)^{14}]$				=	0,325068393
T = $0,65 * ((a_{max}/g) * (\sigma_{vo}/\sigma_{vo'})) * r_d$				=	0,156284375
a_{max}/g =					
r_d =					
Fs=R/T > 1,3 Sabbie sciolte				=	2,079980118
> 1,5 Sabbie mediamente addensate				=	Verificato Fs
"Software Freeware distribuito da geologi.it" Studio Geologico Dott. Sebastiano Giovanni Monaco Via Torrente Trapani n. 13 - MESSINA (ME) - 98121 - E mail: sg.monaco@libero.it - Tel: 3394103820					

8. CRITERI DI PROGETTAZIONE GEOTECNICA

È stata eseguita una Analisi Lineare della struttura condotta con l'ausilio del noto programma *API Full* della *Aztec informatica*. L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

Per le strutture di fondazione il terreno viene modellato con una serie di molle alla Winkler non reagenti a trazione. Il calcolo delle tensioni indotte nele terreno può essere condotto con i metodi di Boussinesq, Westergaard o Frohlich. Il calcolo dei cedimenti può essere eseguito con il metodo edometrico (con il modulo edometrico o con la curva edometrica) o elastico. Il calcolo della portanza può essere fatto con i metodi di Terzaghi, Meyerhof, Hansen o Vesic.

In presenza di pali viene eseguito il calcolo di portanza verticale (di punta e laterale) e trasversale (portanza per carichi orizzontali).

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 17/01/2018.

Relazione geotecnica

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

8.1.1. *Analisi dei pali*

Per l'analisi della capacità portante dei pali occorre determinare alcune caratteristiche del terreno in cui si va ad operare. In particolare bisogna conoscere l'angolo d'attrito ϕ e la coesione c . Per pali soggetti a carichi trasversali è necessario conoscere il modulo di reazione laterale o il modulo elastico laterale.

La capacità portante di un palo viene valutata come somma di due contributi: portata di base (o di punta) e portata per attrito laterale lungo il fusto. Cioè si assume valida l'espressione:

$$Q_T = Q_P + Q_L - W_P$$

dove:

Q_T portanza totale del palo

Q_P portanza di base del palo

Q_L portanza per attrito laterale del palo

W_P peso proprio del palo

e le due componenti Q_P e Q_L sono calcolate in modo indipendente fra loro.

Dalla capacità portante del palo si ricava il carico ammissibile del palo Q_A applicando il coefficiente di sicurezza della portanza alla punta η_p ed il coefficiente di sicurezza della portanza per attrito laterale η_l .

Palo compresso:

$$Q_A = Q_P / \eta_p + Q_L / \eta_l - W_p$$

Palo teso:

$$Q_A = Q_L / \eta_l + W_p$$

Capacità portante di punta

In generale la capacità portante di punta viene calcolata tramite l'espressione:

$$Q_P = A_P(cN'_c + qN'_q)$$

Relazione geotecnica

dove A_p è l'area portante efficace della punta del palo, c è la coesione, q è la pressione geostatica alla quota della punta del palo, γ è il peso di volume del terreno, D è il diametro del palo ed i coefficienti N'_c N'_q sono i coefficienti delle formule della capacità portante corretti per tener conto degli effetti di forma e di profondità. Possono essere utilizzati sia i coefficienti di Hansen che quelli di Vesic con i corrispondenti fattori correttivi per la profondità e la forma.

Il parametro η che compare nell'espressione assume il valore:

$$\eta = \frac{1 + 2K_0}{3}$$

quando si usa la formula di Vesic e viene posto uguale ad 1 per le altre formule.

K_0 rappresenta il coefficiente di spinta a riposo che può essere espresso come:

$$K_0 = 1 - \sin\phi.$$

Capacità portante per resistenza laterale

La resistenza laterale è data dall'integrale esteso a tutta la superficie laterale del palo delle tensioni tangenziali palo-terreno in condizioni limite:

$$Q_L = \int \tau_a dS$$

dove τ_a è dato dalla relazione di Coulomb

$$\tau_a = c_a + \sigma_h \tan\delta$$

dove c_a è l'adesione palo-terreno, δ è l'angolo di attrito palo-terreno, γ è il peso di volume del terreno, z è la generica quota a partire dalla testa del palo, L e P sono rispettivamente la lunghezza ed il perimetro del palo, K_s è il coefficiente di spinta che dipende dalle caratteristiche meccaniche e fisiche del terreno dal suo stato di addensamento e dalle modalità di realizzazione del palo.

Portanza trasversale dei pali - Analisi ad elementi finiti

Nel modello di terreno alla Winkler il terreno viene schematizzato come una serie di molle elastiche indipendenti fra di loro. Le molle che schematizzano il terreno vengono caratterizzate tramite una costante elastica K espressa in Kg/cm²/cm che rappresenta la pressione (in Kg/cm²) che bisogna applicare per ottenere lo spostamento di 1 cm.

Il palo viene suddiviso in un certo numero di elementi di eguale lunghezza. Ogni elemento è caratterizzato da una sezione avente area ed inerzia coincidente con quella del palo.

Il terreno viene schematizzato come una serie di molle orizzontali che reagiscono agli spostamenti nei due versi. La rigidità assiale della singola molla è proporzionale alla costante di Winkler orizzontale del terreno, al diametro del palo ed alla lunghezza

Relazione geotecnica

dell'elemento. La molla, però, non viene vista come un elemento infinitamente elastico ma come un elemento con comportamento del tipo elastoplastico perfetto (diagramma sforzi-deformazioni di tipo bilatero). Essa presenta una resistenza crescente al crescere degli spostamenti fino a che l'entità degli spostamenti si mantiene al di sotto di un certo spostamento limite, X_{max} oppure fino a quando non si raggiunge il valore della pressione limite. Superato tale limite non si ha un incremento di resistenza. È evidente che assumendo un comportamento di questo tipo ci si addentra in un tipico problema non lineare che viene risolto mediante una analisi al passo.

9. RISULTATI DELLE VERIFICHE GEOTECNICHE

9.1. Descrizione dei terreni

Simbologia adottata

Descrizione	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
γ_{sat}	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
ϕ	Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi
δ	Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi
c	Coesione del terreno espressa in [kPa]
ca	Adesione del terreno espressa in [kPa]
τ_l	Tensione tangenziale, per calcolo portanza micropali con il metodo di Bustamante-Doix, espressa in [kPa]
α	Coeff. di espansione laterale

Descrizione	γ	γ_{sat}	Parametri	ϕ	δ	c	ca	τ_l	α
	[kN/mc]	[kN/mc]		[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	
Terreno	18.630	18.630	Caratteristici	32.00	21.33	0.0	0.0	0.0	1.00
			Minimi	32.00	21.33	0.0	0.0	0.0	
			Medi	32.00	21.33	0.0	0.0	0.0	

9.2. Descrizione stratigrafia e falda

Simbologia adottata

N	Identificativo strato
Z1	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°1 espressa in [m]
Z2	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°2 espressa in [m]
Z3	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°3 espressa in [m]
Terreno	Terreno associato allo strato
Ks	Coefficiente di spinta
Kw	Costante di Winkler orizzontale espressa in [Kg/cm ² /cm]
α	Coeff. di sbulbatura

Relazione geotecnica

N	Z1	Z2	Z3	Terreno	Ks	Kw	α
	[m]	[m]	[m]			[Kg/cm ² /cm]	
1	-33.5	-33.5	-33.5	Terreno	1.000	3.090	1.000

Falda

Profondità dal piano campagna 0.00 [m]

9.3. Costante di Winkler

Direzione	Simbolo	Kw
		[Kg/cm ² /cm]
Verticale	Kwv	0.000
Orizzontale	Kwo	Calcolata dal programma ($Kwo=Kwv*\tan(\phi)$)

9.4. Carichi agenti

Dal modello ottenuto con il software Midas Gen si sono estratte le sollecitazioni in testa ai pali e tra queste si sono prese quelle che di volta in volta massimizzano le singole componenti delle sollecitazioni.

Condizione	N	Mx	My	Tx	Ty
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
1	1754.940	-621.850	0.000	0.000	-133.710
2	944.810	842.730	-730.360	-197.670	278.520
3	1712.900	-1180.740	-761.880	-203.910	-294.960
4	980.940	1043.920	-516.960	-140.020	339.110
5	1570.560	-494.590	-783.680	-208.240	-101.460
6	1436.910	-872.840	23.130	4.800	-212.750
7	1712.900	-1180.740	-761.880	-203.910	-294.960
8	1220.810	534.860	8.380	1.440	196.320
9	1570.560	-494.590	-783.680	-208.240	-101.460
10	1436.910	-872.840	23.130	4.800	-212.750
11	1712.900	-1180.740	-761.880	-203.910	-294.960
12	980.940	1043.920	-516.960	-140.020	339.110
13	1275.070	-376.880	0.000	0.000	-75.740
14	468.990	593.020	-487.630	-131.920	187.420
15	1234.360	-797.330	-509.190	-136.190	-197.100
16	493.080	727.150	-345.360	-93.490	227.810
17	1154.320	-339.730	-522.750	-138.890	-68.070
18	1050.370	-592.060	16.690	3.450	-142.300
19	1234.360	-797.330	-509.190	-136.190	-197.100
20	906.300	346.410	6.860	1.210	130.410
21	1154.320	-339.000	-522.750	-138.890	-68.070
22	1050.370	-592.060	16.690	3.450	-142.300

Relazione geotecnica

Condizione	N	Mx	My	Tx	Ty
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
23	1234.360	-797.330	-509.190	-136.190	-197.100
24	493.080	727.150	-345.360	-93.490	227.810
25	683.370	94.110	98.230	25.670	46.130
26	683.370	94.110	78.700	21.810	46.130
27	861.350	-196.610	27.560	7.330	-36.790
28	861.350	-196.610	-27.560	-7.330	-36.790
29	763.970	-257.430	-78.720	-21.810	-53.830
30	763.970	-257.430	-98.250	-25.680	-53.830
31	763.970	-257.430	-98.250	-25.680	-53.830
32	762.500	-256.350	-78.700	-21.810	-53.570
33	763.430	-257.430	-78.720	-21.810	-53.830
34	852.800	-131.480	-12.120	3.220	-18.180
35	852.800	-131.480	-12.120	-3.220	-18.180
36	705.000	-3.630	48.680	12.380	18.300
37	740.870	-158.610	-29.150	-8.510	-25.750
38	740.870	-158.610	-48.680	-12.380	-25.750
39	705.400	-3.920	48.680	12.380	18.230
40	740.460	-158.320	-48.680	-12.380	-25.680
41	705.400	-3.930	29.150	8.510	18.230
42	740.460	-158.310	-29.150	-8.510	-25.680

9.5. Normativa - Coefficienti di sicurezza

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale	(A1) - STR
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1,fav}$	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1,sfav}$	1.30
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2,fav}$	0.80
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	$\gamma_{G2,sfav}$	1.50
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi,fav}$	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qi,sfav}$	1.50
Variabili traffico	Favorevole	$\gamma_{Q,fav}$	0.00
Variabili traffico	Sfavorevole	$\gamma_{Q,sfav}$	1.35

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA	Coefficiente parziale	(M1)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.00
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.00
Resistenza non drenata	C_{uk}	γ_{cu}	1.00

Relazione geotecnica

Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche (Pali trivellati)

Resistenza	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1.00	1.70	1.35
Laterale in compressione	γ_s	1.00	1.45	1.15
Totale	γ_t	1.00	1.60	1.30
Laterale in trazione	γ_{st}	1.00	1.60	1.25

Coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

γ_T	(R1)	(R2)	(R3)
γ_T	1.00	1.60	1.30

9.6. Impostazioni di analisi

Portanza verticale pali

Metodo calcolo portanza: Vesic

Andamento pressione verticale con la profondità per calcolo portanza di punta: Pressione geostatica

Andamento pressione verticale con la profondità per calcolo portanza laterale: Pressione geostatica

Portanza trasversale pali

Costante di Winkler: da strato

Rottura palo-terreno: Pressione limite pari alla pressione passiva con moltiplicatore pari a 3.00

9.7. Pali

Simbologia adottata

N_p	Identificativo del palo
D	diametro espresso in [cm]
L	lunghezza espressa in [m]
N	sforzo normale espresso in [kN]
T_x, T_y	taglio in fase di esercizio (direzione X ed Y) espresso in [kN]
T	risultante taglio espresso in [kN]
T_u	Taglio ultimo espresso in [kN]

Relazione geotecnica

M_x, M_y	momento in fase di esercizio (direzione X ed Y) espresso in [kNm]
M_u	Momento ultimo espresso in [kNm]
M_{sez}	Momento ultimo della sezione espresso in [kNm]
A_f	Area di armatura espressa in [cmq]
N_c, N_q	fattori di capacità portante
N'_c, N'_q	fattori di capacità portante corretti
Pl_{med}, Pl_{min}	portanza per attrito e aderenza laterale in [kN]
Pp_{med}, Pp_{min}	portanza di punta in [kN]
P_d	portanza di progetto in [kN]
A_{neg}	Attrito negativo in [kN]
u	spostamento orizzontale in esercizio espresso in [cm]
u_r	spostamento orizzontale limite espresso in [cm]
p	pressione in esercizio espressa in [kPa]
p_r	pressione limite espressa in [kPa]
w	cedimento in testa espresso in [cm]

9.8. Risultati inviluppo

9.8.1. Spostamenti

Simbologia adottata

In	Indice sezione
Y	ordinata palo espressa in [m]
Ur	spostamento limite espresso in [cm]
Pr	pressione limite espressa in [kPa]
Ue	spostamento in esercizio espresso in [cm]
Pe	pressione in esercizio espressa in [kPa]

n°	Y	Ue	Ur	Pe	Pr
	[m]	[cm]	[cm]	[kPa]	[kPa]
1	0.00	0.3432 (4)	1.1644 (20)	0.0 (0)	0.0 (0)
11	2.00	0.2753 (4)	0.8449 (20)	83.4 (4)	256.0 (20)
21	4.00	0.1637 (4)	0.4630 (20)	49.6 (4)	140.3 (20)
31	6.00	0.0721 (4)	0.1805 (20)	21.9 (4)	54.7 (20)
41	8.00	0.0166 (4)	0.0294 (4)	5.0 (4)	8.9 (4)
51	10.00	-0.0085 (4)	-0.0410 (20)	-2.6 (4)	-12.4 (20)
61	12.00	-0.0149 (4)	-0.0512 (20)	-4.5 (4)	-15.5 (20)
71	14.00	-0.0125 (4)	-0.0388 (20)	-3.8 (4)	-11.7 (20)
81	16.00	-0.0074 (4)	-0.0208 (20)	-2.2 (4)	-6.3 (20)
91	18.00	-0.0020 (4)	-0.0041 (4)	-0.6 (4)	-1.2 (4)
101	20.00	0.0032 (4)	0.0126 (20)	1.0 (4)	3.8 (20)

9.8.2. Sollecitazioni

Simbologia adottata

n°	Identificativo sezione
----	------------------------

Relazione geotecnica

Y	ordinata della sezione a partire dalla testa positiva verso il basso, espressa in [m]
Nr	sforzo normale a rottura, espresso in [kN]
Ne	sforzo normale in esercizio, espresso in [kN]
Tr	taglio a rottura, espresso in [kN]
Te	taglio in esercizio, espresso in [kN]
Mr	momento a rottura, espresso in [kNm]
Me	momento in esercizio, espresso in [kNm]

n°	Y	Ne	Nr	Te	Tr	Me	Mr
	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
1	0.00	1767.44 (1)	4930.81 (1)	366.88 (4)	887.54 (20)	758.65 (4)	1754.32 (1)
11	2.00	1795.35 (1)	4882.70 (1)	196.03 (4)	523.12 (20)	169.89 (4)	291.15 (4)
21	4.00	1802.07 (1)	4779.50 (1)	66.36 (4)	147.46 (4)	-94.21 (4)	-448.09 (20)
31	6.00	1787.60 (1)	4633.00 (1)	-0.63 (4)	-39.06 (20)	-157.62 (4)	-540.36 (20)
41	8.00	1751.93 (1)	4443.21 (1)	-24.07 (4)	-90.13 (20)	-129.92 (4)	-401.13 (20)
51	10.00	1695.07 (1)	4210.13 (1)	-24.55 (4)	-79.01 (20)	-78.97 (4)	-224.95 (20)
61	12.00	1617.02 (1)	3933.75 (1)	-16.63 (4)	-49.00 (20)	-36.44 (4)	-93.15 (20)
71	14.00	1517.78 (1)	3614.07 (1)	-8.15 (4)	-21.54 (20)	-11.08 (4)	-23.23 (4)
81	16.00	1397.34 (1)	3251.10 (1)	-2.23 (4)	-4.51 (4)	-0.62 (4)	4.27 (20)
91	18.00	1255.70 (1)	2844.83 (1)	0.43 (4)	2.84 (20)	0.91 (4)	4.39 (20)
101	20.00	1092.88 (1)	0.00 (0)	0.10 (4)	0.38 (20)	0.00 (0)	0.00 (41)

9.8.3. Carico limite

Simbologia adottata

n°	Indice palo
N	Carico verticale agente alla testa del palo, espresso in [kN]
Pd	Portanza di progetto, espresso in [kN]
FS _v	Fattore di sicurezza (Pd/N). Tra parentesi l'indice della combinazione con fattore di sicurezza minimo.
T	Carico orizzontale agente alla testa del palo, espresso in [kN]
Td	Portanza trasversale di progetto, espresso in [kN]
FS _o	Fattore di sicurezza (Vd/V). Tra parentesi l'indice della combinazione con fattore di sicurezza minimo.

n°	N	Pd	FS _v	T	Td	FS _o
	[kN]	[kN]		[kN]	[kN]	
1	1767.44	1953.78	1.105 (1)	366.88	652.61	1.779 (4)

Dettagli calcolo portanza verticale

Simbologia adottata

n°	Indice palo
Oggetto	Oggetto di appartenenza del palo (Piastra, Plinto o Trave)
Nc, Nq	Coeff. di capacità portante
N'c, N'q	Coeff. di capacità portante corretti

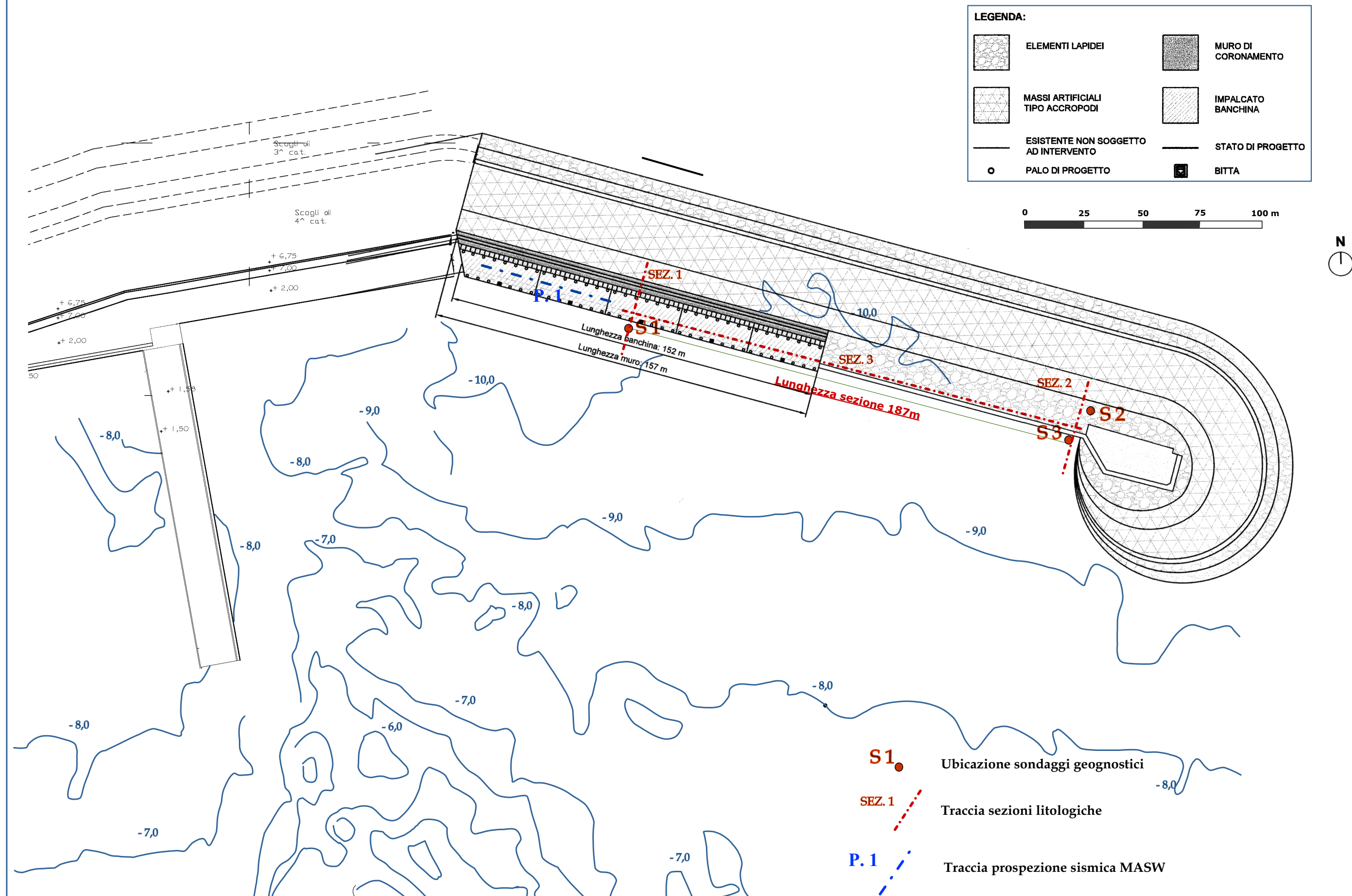
Relazione geotecnica

Zc Profondità andamento pressione geostatica, espressa in [m]

Pp, PI Portanza di punta e laterale caratteristica, espresse in [kN]

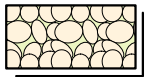
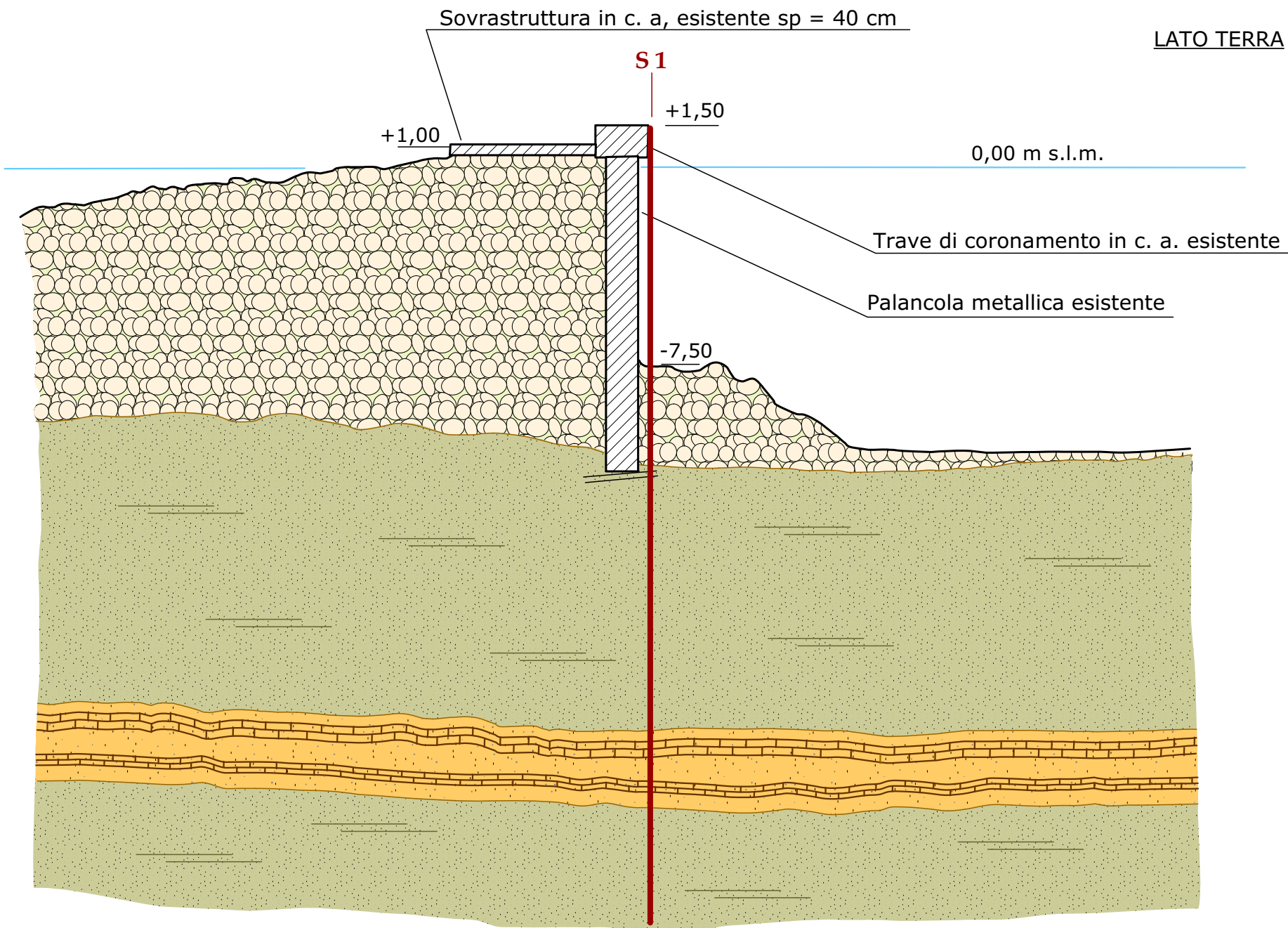
A Attrito negativo, espresso in [kN]

n°	Nc	N'c	Nq	N'q	Zc	Pp	PI	A
					[m]	[kN]	[kN]	[kN]
1	27.860	71.255	16.443	16.109	--	2418.72 2418.72	2512.15 2512.15	0.00

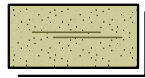


SEZIONE GEOTECNICA N.1 (STATO DI FATTO)

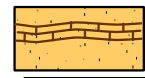
Scala 1 : 200



Conglomerato calcarenitico in grossi blocchi di riporto



Sabbie bruno-verdastre debolmente limose



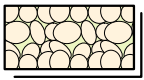
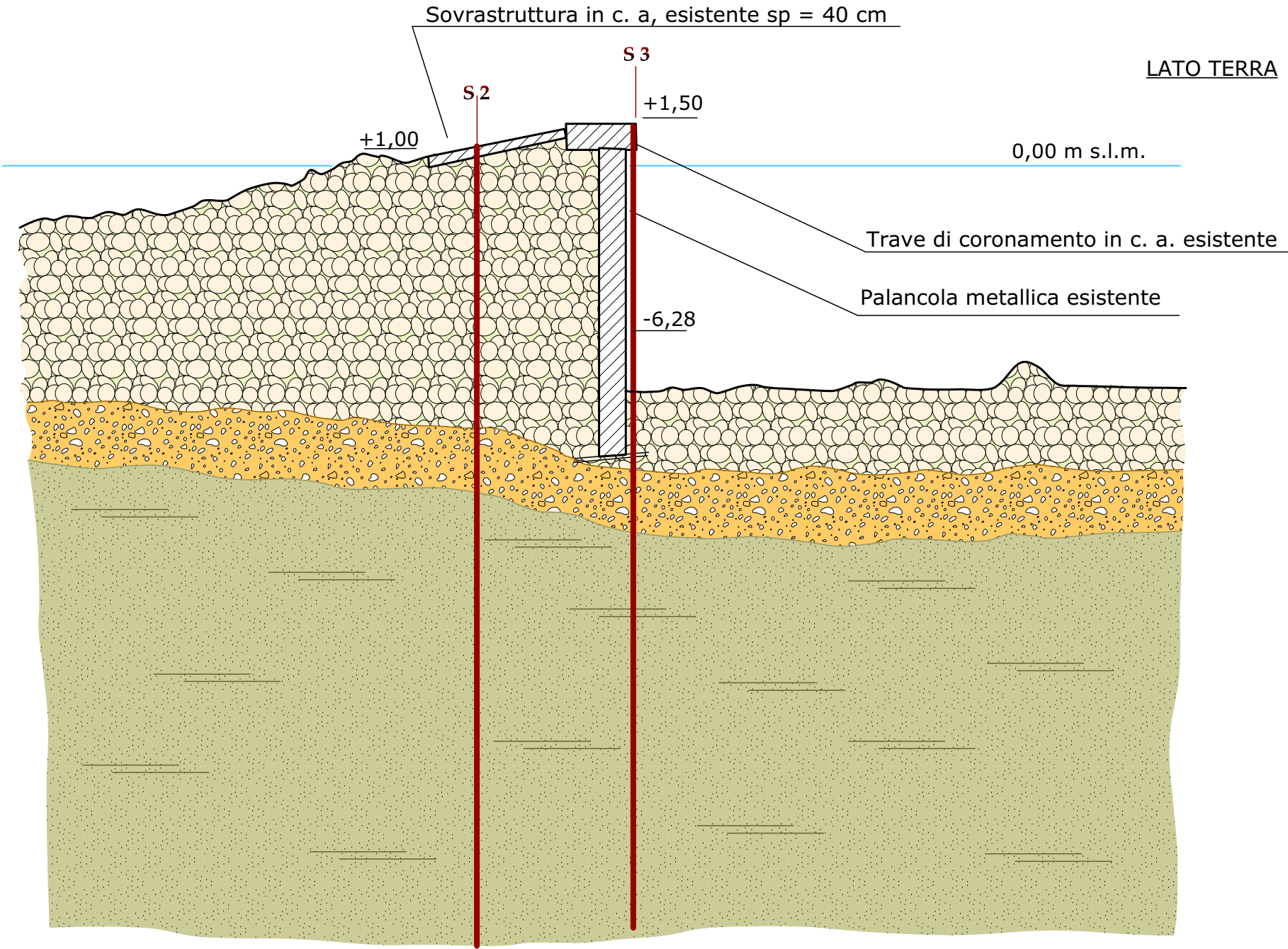
Sabbie brune alternate a piccoli strati di calcareniti

S1

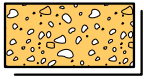
Ubicazione sondaggio geognostico

SEZIONE GEOTECNICA N.2 (STATO DI FATTO)

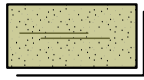
Scala 1 : 200



Conglomerato calcarenitico in grossi blocchi di riporto



Sabbie brune miste a frammenti calcarei



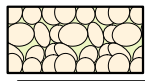
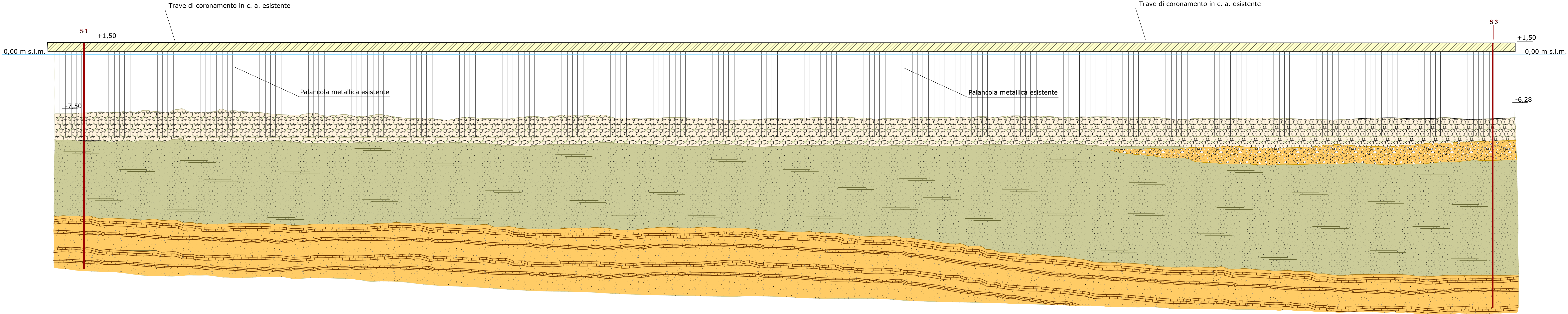
Sabbie bruno-verdastre debolmente limose

S 2

Ubicazione sondaggio geognostico

SEZIONE GEOTECNICA LONGITUDINALE (STATO DI FATTO)

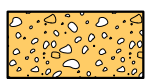
Scala 1 : 200



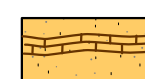
Conglomerato calcarenitico in grossi blocchi di riporto



Sabbie bruno-verdastre debolmente limose



Sabbie brune miste a frammenti calcarei



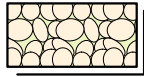
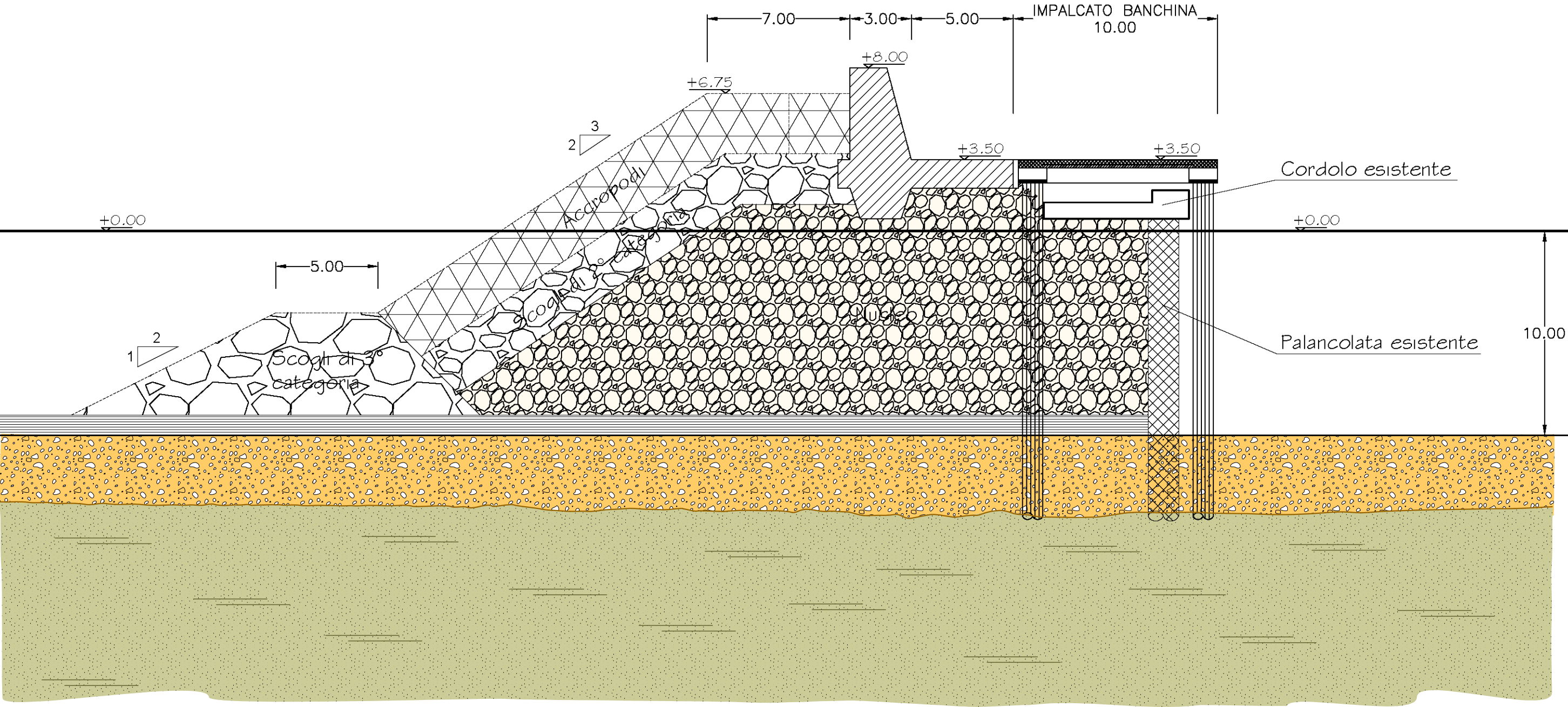
Sabbie brune alternate a piccoli strati di calcareniti

S1

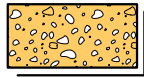
Ubicazione sondaggio geognostico

SCHEMA DI SEZIONE GEOTECNICA TRASVERSALE DI PROGETTO

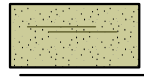
Scala 1 : 200



Conglomerato calcarenitico in grossi blocchi di riporto



Sabbie brune miste a frammenti calcarei



Sabbie bruno-verdastre debolmente limose