



PROVINCIA AUTONOMA DI TRENTO
AGENZIA PROVINCIALE OPERE PUBBLICHE
SERVIZIO OPERE CIVILI

UFFICIO PROGETTAZIONE E DIREZIONE LAVORI



COMUNE DI TESERO

LAVORI PUBBLICI E AMBIENTE



**Lavori di adeguamento dello
stadio del fondo a Lago di Tesero**
UF1A - UF1B

FASE PROGETTO :

PROGETTO DEFINITIVO

CATEGORIA :

GEOLOGIA

TITOLO TAVOLA :

RELAZIONE GEOTECNICA

C. SIP.	C. SOC.	SCALA :	FASE PROGETTO :	TIPO ELAB. :	CATEGORIA :	PARTE D'OPERA :	N° PROGR.	REVISIONE :
E-90/000	5360	---	D	R	340	UF1A - UF1B	001	

PROGETTO ARCHITETTONICO: arch. Marco GIOVANAZZI	PROGETTO STRUTTURE e ANTINCENDIO: ing. Marco SONTACCHI 	Visto l'IL DIRIGENTE: ing. Marco GELMINI
---	---	--

PROGETTO IMPIANTI ELETTRICI: ing. Renato COSER	PROGETTO IMPIANTI TERMOMECCANICI: ing. Giovanni BETTI	Visto l'IL DIRETTORE DELL'UFFICIO : arch. Silvano TOMASELLI IL COORDINATORE DEL GRUPPO DI PROGETTO: ing. Gabriele DEVIGILI
--	---	---

CSP: ing. Piero MATTIOLI	RELAZIONE GEOLOGICA: geol. Mirko DEMOZZI	RELAZIONE ACUSTICA: ing. Matteo AGOSTINI
------------------------------------	--	--

NOME FILE : 5360-DR340-01 Relazione geotecnica.doc

DATA REDAZIONE : **LUGLIO 2022**

1 PREMESSA

Su incarico del **COMUNE DI TESERO** lo scrivente ha redatto la presente relazione geotecnica a supporto del progetto definitivo a cura del Servizio Opere Civili della P.A.T. per i lavori di adeguamento dello staio del fondo a Lago di Tesero in previsione delle olimpiadi Milano-Cortina 2026 Unità Funzionale 1.

La relazione geotecnica (NTC18) che ha lo scopo di definire il modello geotecnico del sito e valutare quindi le proposte progettuali e la loro compatibilità in relazione alle caratteristiche geotecniche dei terreni in sito ed eventualmente prescriverne le necessarie modifiche o integrazioni così come previsto dal D.M. 17 gennaio 2018 "Nuove Norme tecniche per le costruzioni" e relativa Circolare 2019 e dalla Normativa Provinciale.

Il lavoro è stato redatto nel mese di luglio 2022 ed espone i risultati ottenuti dai sopralluoghi di superficie effettuati dallo scrivente, dalla consultazione dei database e cartografie disponibili on-line presso il Servizio Geologico della Provincia di Trento, da precedenti studi effettuati nell'area.

Nella relazione sono inoltre illustrati e commentati i contenuti della nuova campagna geognostica di sito e di laboratorio per la raccolta di ulteriori parametri utili alla ricostruzione del modello geotecnico e della caratterizzazione geotecnica dei terreni.

Durante la stesura della relazione sono stati consultati in particolare anche i seguenti documenti:

- Relazione Geologica preliminare e definitiva di maggio e luglio 2022 a supporto del progetto in oggetto a firma del Geol. Mirko Demozzi;
- Relazione Geologica a firma del Collega Geol. Marco Del Din del 2009 a supporto del "Progetto definitivo dei lavori di adeguamento degli edifici del Centro del Fondo di Lago per i Mondiali di sci nordico 2013";
- Relazione Geologica e Geotecnica a firma del Collega Geol. Luigi Frassinella del 2000 a supporto del progetto per la sistemazione del centro del fondo a Lago di Tesero;

1.1 Quadro normativo di riferimento principale

Eurocodici di riferimento

- Eurocodice 7: Progettazione Geotecnica
- Eurocodice 8: Progettazione Strutture per la resistenza sismica Nazionale
- Decreto 17.01.2018: Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le Costruzioni»
- Circolare alle NTC2018 n. 7 21/01/2019
- D.P.R. 13 giugno 2017, n. 120 "Regolamento recante la disciplina semplificata della gestione delle terre e rocce da scavo, ai sensi dell'articolo 8 del decreto-legge 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla legge 11 novembre 2014" n. 164;

- D.L. 9 aprile 2008 n. 81: “Attuazione dell'articolo 1 della legge 3 agosto 2007, N. 123, in materia di tutela della salute e della sicurezza nei luoghi di lavoro”;
- D.L. 3 aprile 2006 n. 152: “Norme in materia Ambientale” e successive modifiche
- D.M. 11 Marzo 1988: “Norme Tecniche riguardanti le 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 collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.

Provincia di Trento

- D.G.P. 1317 del 04/09/2020 e All. "Carta di sintesi della Pericolosità"
- D.G.P. 1681 del 14/09/2018 e All. "Criteri e metodologia per la redazione e l'aggiornamento delle carte della pericolosità"
- D.G.P. 1629 del 07/09/2018 e All. "Disposizioni tecniche per la predisposizione della CSP"
- L.P. 15/2015 per il "Governo del Territorio"
- L.P. 4 marzo 2008: “Piano Urbanistico Provinciale (Provincia Autonoma di Trento)”

1.2 Sintesi degli interventi previsti dal progetto

Il progetto prevede una serie di interventi di potenziamento e di adeguamento dello Stadio di Fondo a Tesero in previsione delle olimpiadi invernali Milano Cortina del 2026. Oltre all'adeguamento degli edifici esistenti e delle piste limitrofe dedicate alle attività sportive invernali, il progetto propone la realizzazione di un interrato con accesso diretto allo stadio. Gli aggiornamenti del progetto preliminare, e quindi proposti nel progetto definitivo, risalgono a fine giugno 2022.

In particolare nel progetto definitivo l'Unità Funzionale 1, a cui fa da supporto la presente relazione geologica, prevede:

- ❖ STRUTTURA INTERRATA: la realizzazione dell'interrato per il potenziamento zona team con accesso diretto all'area di gara con 1 piano interrato e fondo scavo previsto attorno ai - 5/6 m dal p.c.;
 - ❖ TRIBUNA: la riqualificazione della tribuna esistente con ristrutturazione e ampliamento con nuova copertura;
 - ❖ CENTRO FIS: il centro FIS esistente con locali di sicurezza e soprastante sala muscolare
- Si rimanda alla documentazione progettuale per ulteriori dettagli.

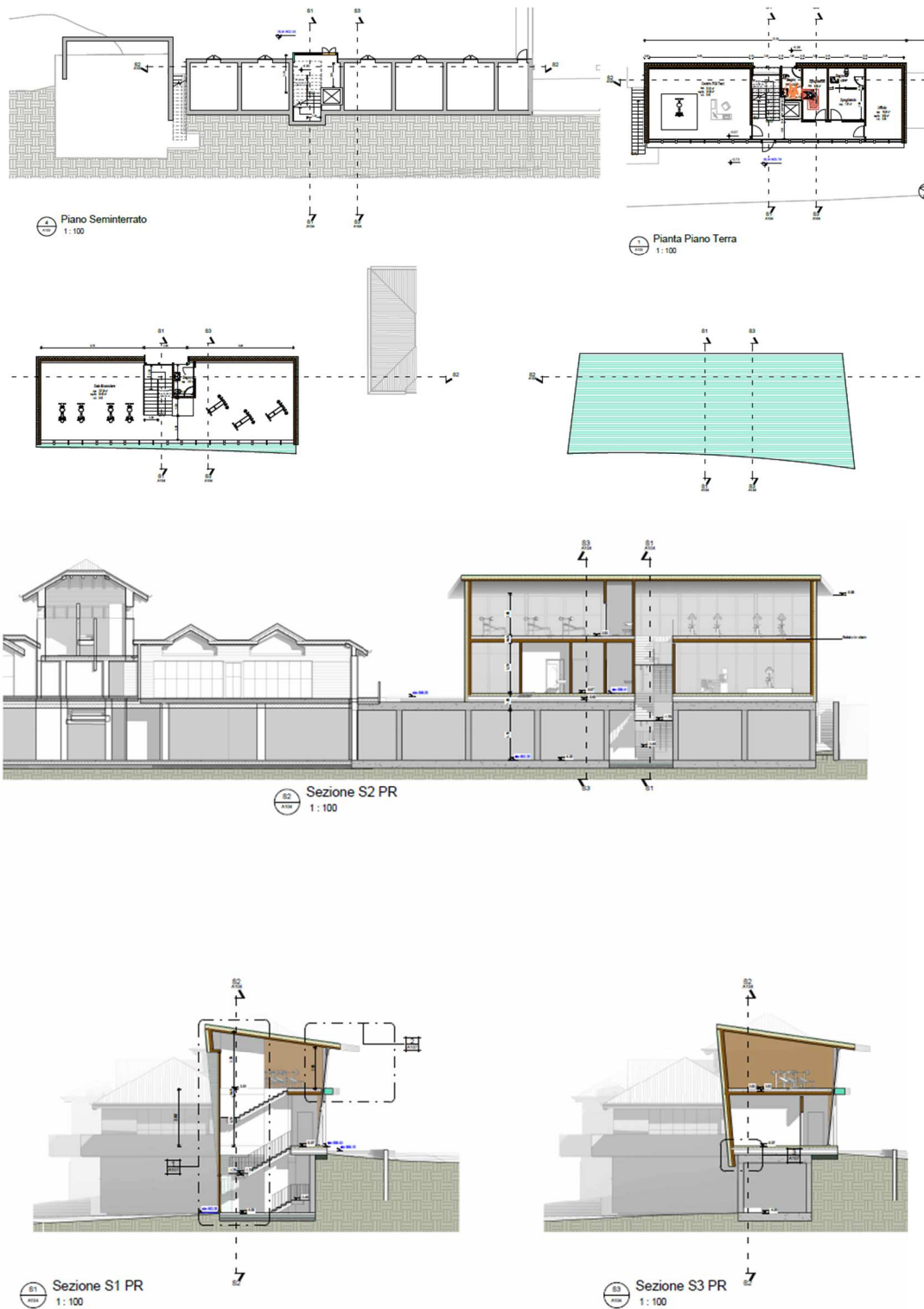


Immagine 1: planimetrie e sezione di progetto del centro FISL sviluppato su 2 piani

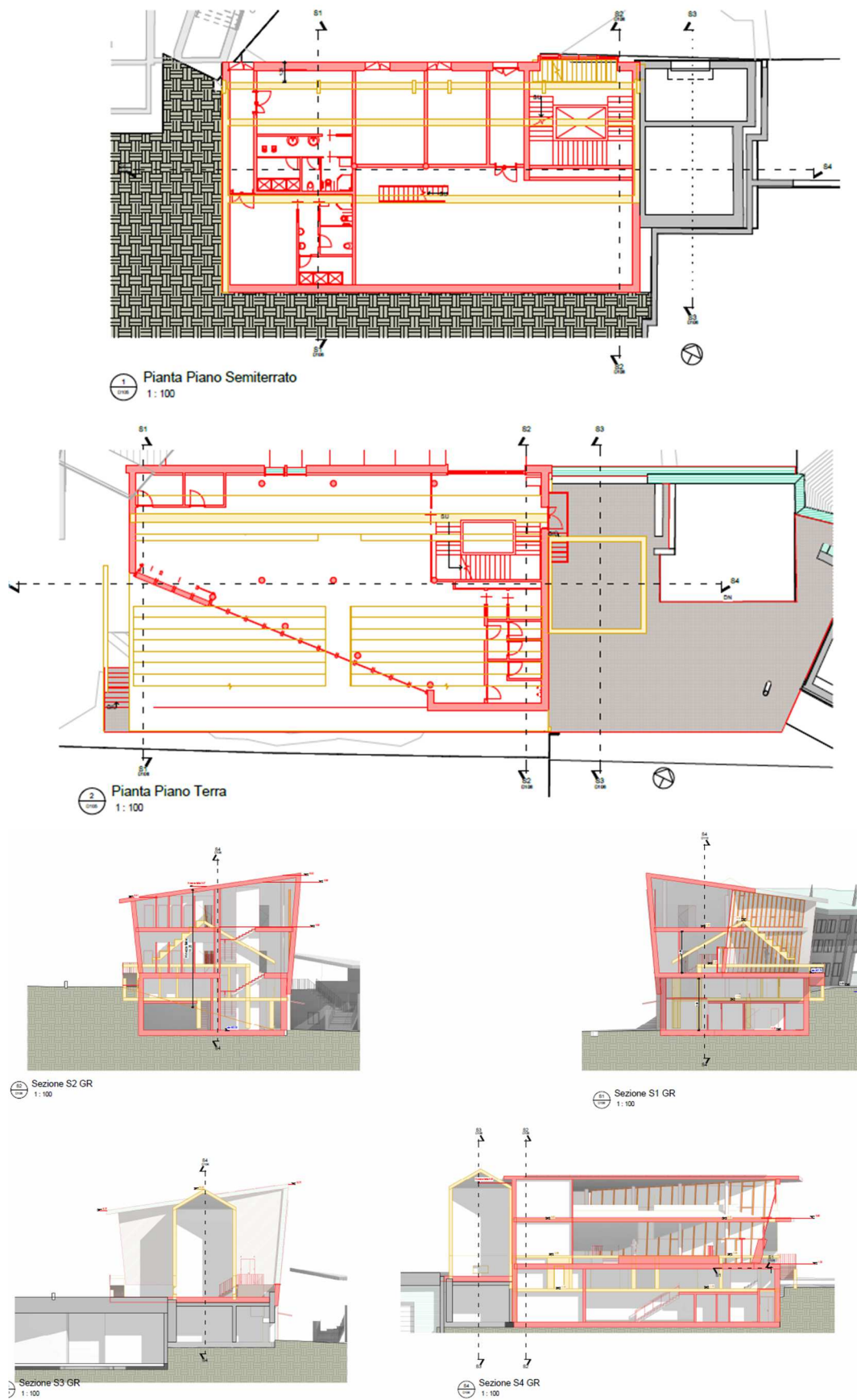
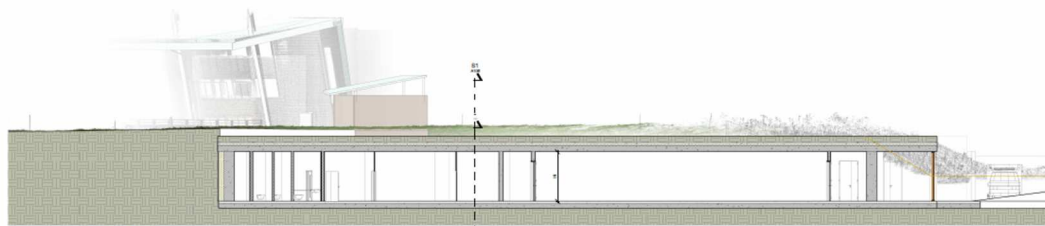
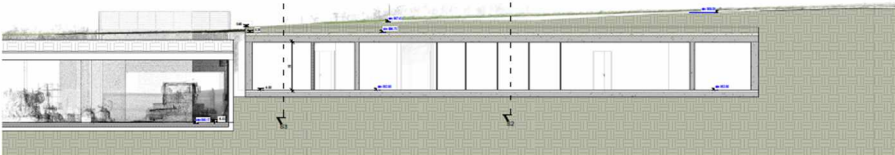


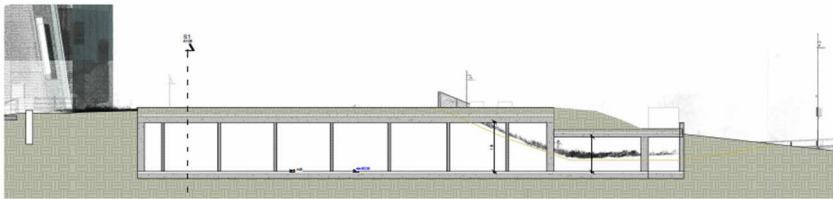
Immagine 2: planimetria e sezioni della ristrutturazione della tribuna



Sezione S2
1:100



Sezione S1
1:100



Sezione S3
1:100

Immagine 3: planimetria e sezioni di progetto della struttura interrata

2 COROGRAFIA

L'area oggetto d'intervento è collocata presso la frazione di Lago di Tesero in Val di Fiemme (Trento) sulla sponda in sinistra idrografica del Torrente Avisio.



Immagine 4: inquadramento dell'area su Google Maps

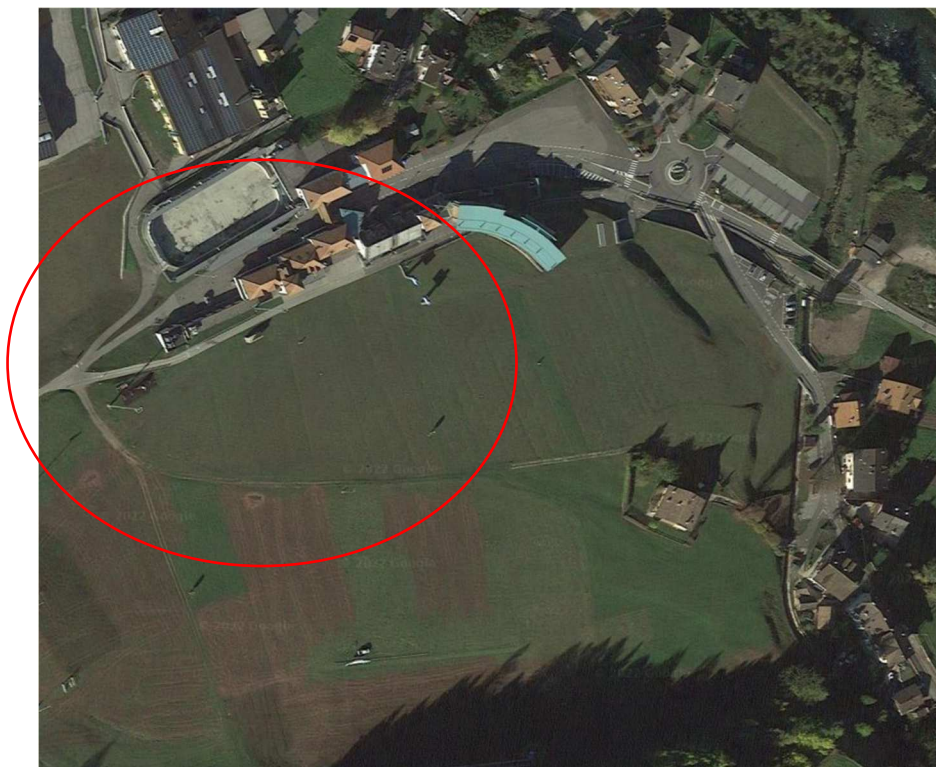


Immagine 5: zoom della foto precedente

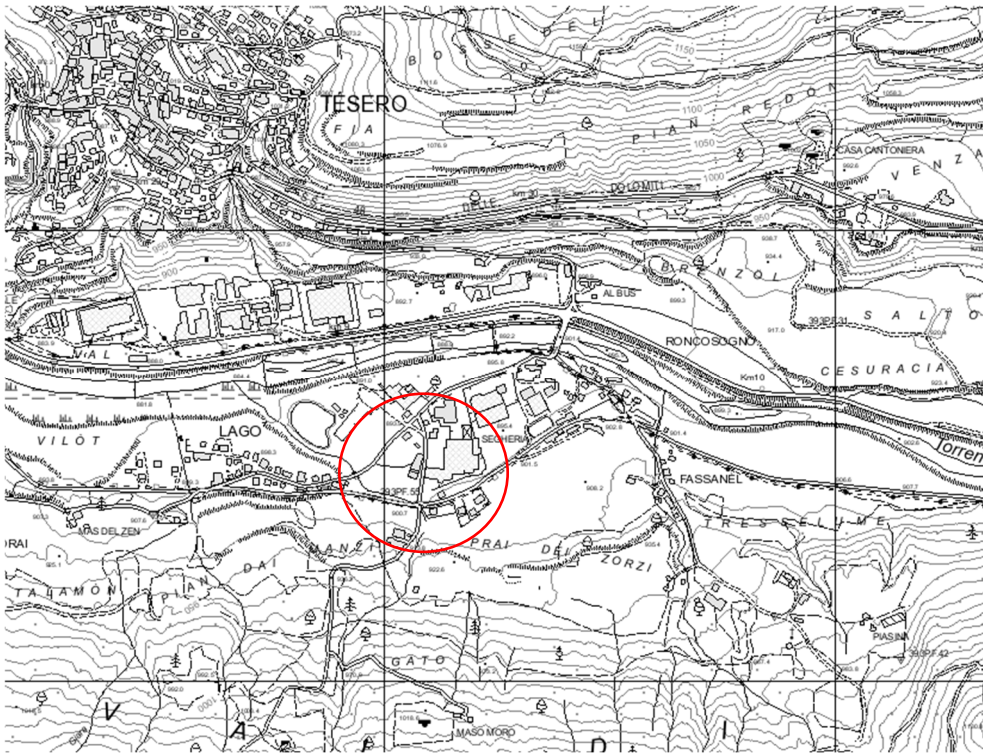


Immagine 6: corografia su CTP

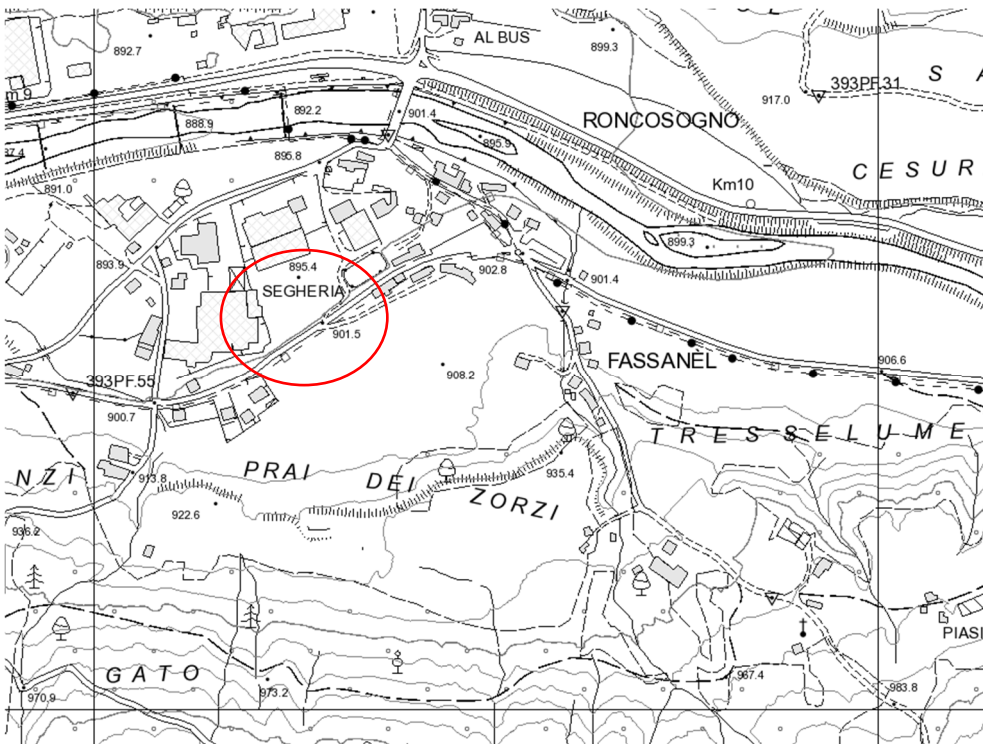


Immagine 7: zoom della C.T.P.



Immagine 8: panoramica dell'area d'intervento



Immagine 9: la zona a prato in cui è previsto l'interrato e gli edifici oggetto di ristrutturazione

3 MODELLO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO

Si rimanda alla relazione geologica del luglio 2022 a firma del Geol. Mirko Demozzi per la ricostruzione del modello geologico di dettaglio del sito.

Di seguito si riporta la sintesi del modello geologico proposto:

MODELLO GEOLOGICO: successione sedimentaria di origine fluviale e fluvioglaciale con spessori di diverse decine di metri formata da un livello superficiale di circa 5-5,5 m di materiale grossolano incoerente a cui seguono alternanze di materiale fine e coesivo.

Le principali Unità litostratigrafiche sono:

UNITÀ R: livello superficiale di suolo con diffusa presenza di radici e componente organica in generale. Permeabilità da discreta a buona, spessore variabile tra 0-20 cm.

UNITÀ A1_s: depositi sciolti fluviali, sabbia debolmente limosa con alternanze di ghiaia e sabbia grossolana. Spessore variabile di 2,20-2,40 m;

UNITÀ A1_g: depositi sciolti fluviali incoerenti con spessore variabile mediamente attestato tra i 2,9-3,1 m. Si tratta di ghiaie, ghiaie poligeniche con ciottoli;

UNITÀ A2_{al}: depositi sciolti fluviale fini coesivi tipici di un ambiente a bassa energia. L'interfaccia con la soprastante A1_g è irregolare ed è attestata attorno ai -5/5,5 m dal p.c. Questa unità insiste fino a -40 m di profondità. Si tratta di alternanze di argille, limi argillosi.

L'assetto idrogeologico dell'area è caratterizzato dalla presenza di un primo acquifero localizzato entro i depositi ghiaioso sabbiosi del corpo alluvionale dell'Unità A1, contenente una falda a superficie libera. Il piezometro, installato nel foro di sondaggio e finestrato per intercettare la presenza della falda freatica nell'unità A1, evidenzia il tetto della falda freatica estremamente variabile attorno ai 3/4 m dal p.c. La direzione di flusso è in prima approssimazione è verso nord, nord ovest ovvero in direzione del Fiume Avisio.

L'Unità A2 è invece interpretabile come il livello impermeabile che confina verso il basso l'acquifero dell'unità A1. Questa posizione superficiale della falda fa sì che l'oscillazione del livello piezometrico si fortemente influenzata dalla stagionalità con variazioni piuttosto rilevanti.

Substrato roccioso stimato a oltre i 50 m di profondità.

Per quanto riguarda la caratterizzazione sismica dei terreni dalla relazione geologica e dalle indagini condotte in sito è possibile assegnare **al sottosuolo una categoria sismica di tipo C con categoria topografica T1**. La stima di magnitudo massima prevista in sito (dal database DISS) è **variabile tra i 6,8-7,3** a seconda della sorgente sismogenica considerata.

4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

Di seguito si riporta in via preliminare la caratterizzazione dei terreni del sottosuolo sulla base dei dati bibliografici raccolti.

4.1 Definizione del volume significativo

Con riferimento alle “*Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche*” (AGI, 1977) riguardo all’ampiezza della campagna geognostica e alla definizione del volume significativo dei terreni di fondazione che si ritengono ragionevolmente influenzabili dall’opera in oggetto, si riscontra lo schema riportato di seguito per la campagna geognostica in programma. In riferimento al modello geologico ipotizzato e alle strutture previste dal progetto le fondazioni saranno a “platea” con il piano di appoggio compreso tra i -5/5,5 m dal p.c.

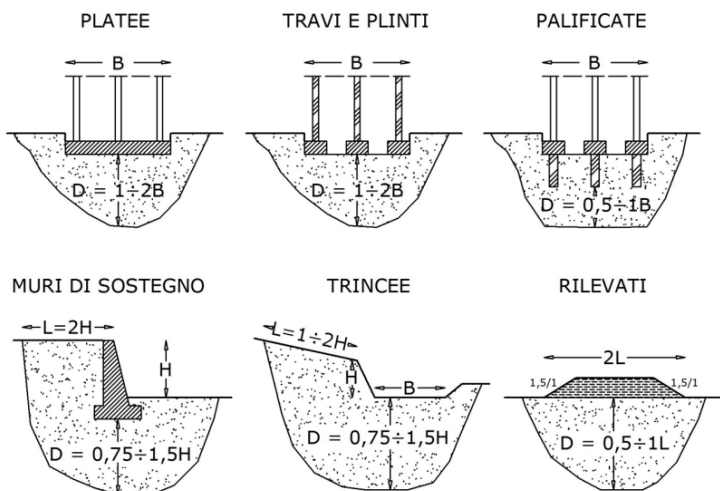


Immagine 10: stima delle dimensioni del volume significativo di terreno influenzato dalle opere in progetto (AGI 1977)

4.2 Indagini geognostiche del 2009

Si rimanda alla relazione geotecnica del 2009 a firma del Geol. Del Din per i dettagli della caratterizzazione geotecnica dei terreni presenti nel sottosuolo, di seguito si riporta un breve estratto.

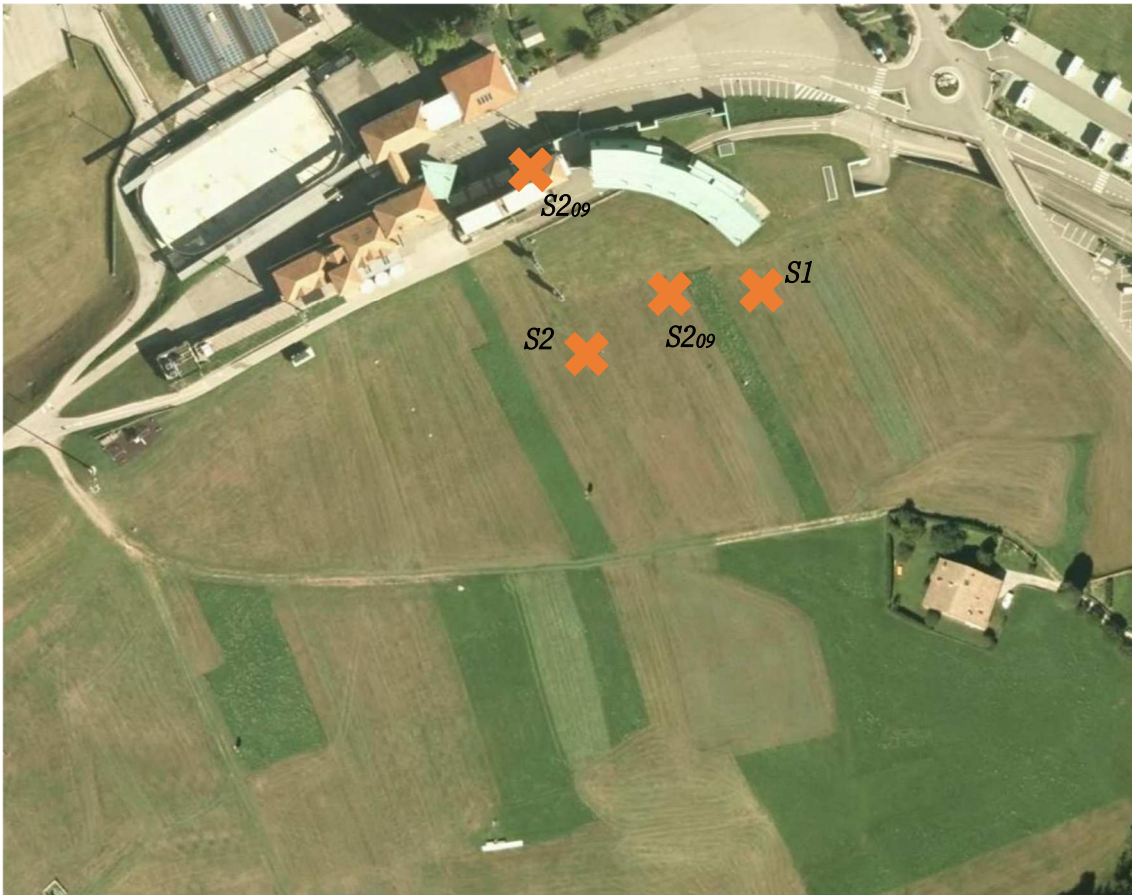


Immagine 11: corografia dei sondaggi S1, S2, S1₀₉ e S2₀₉

Le indagini condotte in sito nel 2009 riguardano 3 sondaggi e relative SPT in foro da cui sono stati dedotti i parametri geotecnici che di seguito si riassumono:

UNITA' GEOTECNICA 1: livello superficiale detritico incoerente: ghiaia e ciottoli, ghiaia con sabbia nella porzione superficiale, spessore stimato 5/5,5 m; parametri caratteristici:

- peso di volume [γ]: 18,5 - 19,0 kN/m³, in condizioni sature: 21,0-21,5 kN/m³
- angolo attrito interno [φ]: 31°-32°
- coesione efficace [c']: trascurabile (resistenza al taglio a lungo termine)
- resistenza non drenata stimata [c_u]: per brevi periodi di tempo: 4-5 kPa
- permeabilità stimata: 5×10^{-4} m/s.

UNITA' GEOTECNICA 2: livello fine coesivo: alternanze di argilla, argilla limosa, spessore stimato oltre i 20 m (riscontrata fino a -40 m dal p.c.); parametri caratteristici:

- peso di volume [γ]: 19,0 - 20 kN/m³, in condizioni sature: 21,0-21,5 kN/m³
- angolo attrito interno [φ]: 20°-21°
- coesione non drenata [c_u]: 83 kPa

4.3 Nuove indagini giugno 2022

Le nuove indagini in sito hanno visto la realizzazione di altri 2 sondaggi spinti fino alla profondità di 40 dal p.c. con l'esecuzione in entrambe i fori di SPT e raccolta campioni per analisi geotecniche di laboratorio.

In particolare sono state condotte le seguenti indagini (si veda allegato alla relazione geologica):

- a) **Sondaggi stratigrafici S1 e S2** (recupero di carota) spinti alla profondità di -40 m dal p.c. attuale nell'area dove è prevista la struttura interrata;
- b) **prove SPT in foro nei sondaggi S1 e S2 secondo il seguente schema:**
S1: 13 SPT a partire da -3 m dal p.c.
S2: 13 SPT a partire da 1,5 dal p.c.
- c) **Raccolta campioni per analisi di laboratorio (granulometria, taglio diretto-prova triassiale, peso di volume)** con campionatore Shelby nei livelli coesivi:
S1: 7 campioni a 9/9,5 m, 12/12,5 m, 18/18,6 m, 21/21,6 m, 24/24,6 m, 27/27,5 m, 30/30,5 da p.c.;
S2: 7 campioni a 7,5/8 m, 10,5/11 m, 13,5/14 m, 16,5/17 m, 19,5/20 m, 22,5/23,1 m, 25,5/26,1 m, da p.c.;
- d) **Piezometro:** nel sondaggio S2 è stato installato un piezometro fessurato nel tratto 3-5 m dal piano campagna utile a misurare la falda nei terreni grossolani incoerenti;
- e) **Prove di permeabilità:** nel sondaggio S2 sono state eseguite nei terreni coesivi 3 prove di Lefranc per la stima della permeabilità: 19,5/20,5 25,5/26 e 34,5/35 dal p.c.
- f) **Terre e Rocce da Scavo:** realizzazione di 2 sondaggi B1 e B2 con recupero carota spinti alla profondità di 10 m dal p.c. con la ricostruzione di campioni di terreno per ogni metro di sondaggio (totale 20 campioni). I campioni sono stati ricostruiti prelevando diverse aliquote nel metro di riferimento dalle carote dei rispettivi 2 sondaggi.
- g) **Stendimento sismico tipo MASW integrata con un'indagine passiva HVSR** n. 2 prove MASW, abbinate a un'analisi HVSR per il calcolo del parametro V_{s30} o V_{seq} , n. 2 indagini stratigrafiche a sismica a rifrazione.

Alla data di redazione della presente relazione, i risultati delle prove geotecniche sui campioni di terreni inviati al laboratorio del Servizio Geologico della PAT non sono ancora disponibili, pertanto la caratterizzazione geotecnica del sottosuolo si limiterà all'uso dei dati raccolti dalle SPT in foro.

La relazione geotecnica sarà integrata non appena saranno disponibili di dati delle prove geotecniche di laboratorio.

Le perforazioni sono state realizzate dalla Geoland srl con sonda "Nenzi Gelma 1" con carotiere semplice a diametro 101 mm e rivestimento 127 mm. Nel dettaglio le prove in sito sono state le seguenti:

Sondaggio S1 (profondità raggiunta -40 m dal p.c.)

- ✓ SPT in foro realizzate a 3- 6-15-19,5-22,5-25,5-28,5-31,5-33-36 m dal p.c. Sono stati raccolti 7 campioni indisturbati a 9-12-18-21-24-27-30 m da p.c. ed inviati al laboratorio;

Sondaggio S2 (profondità raggiunta -40 m dal p.c.)

- ✓ SPT in foro realizzate a 1,5-3-4,5-6-9-12-13,5-15-18-21-24-27-30-33-36 m dal p.c. Sono stati raccolti 7 campioni indisturbati a 7,5-10,5-13,5-16,5-19,5-22,5-25,5 m da p.c. ed inviati al laboratorio.

Sintesi della stratigrafia:

Sondaggio S1

<i>Profondità [m]</i>	<i>Stratigrafia</i>
<i>0,00 – 2,20</i>	<i>Alternanze di ghiaia poligenica e sabbia grossolana debolmente limosa</i>
<i>2,20÷5,10</i>	<i>Ghiaia grossolana poligenica eterometrica con frequenti ciottoli e sabbia grossolana</i>
<i>5,10÷40,00</i>	<i>Alternanze metriche di argilla e limi argillosi colo nocciola</i>

Sondaggio S2

<i>Profondità [m]</i>	<i>Stratigrafia</i>
<i>0,00 – 2,00</i>	<i>Alternanze di ghiaia poligenica e sabbia grossolana debolmente limosa</i>
<i>2,00÷5,40</i>	<i>Ghiaia grossolana poligenica eterometrica con frequenti ciottoli e sabbia grossolana</i>
<i>5,40÷40,00</i>	<i>Alternanze metriche di argilla e limi argillosi colo nocciola</i>

Si rimanda all'allegato della Relazione Geologica per una visione completa della stratigrafia e delle fotografie delle carote nelle cassette catalogatrici.

4.4 Interpretazione stratigrafica delle prove SPT in foro

La prova SPT in foro consiste nel contare il numero di colpi necessari per infiggere la punta nel terreno per 3 tratti contigui in foro, ciascuno di 15 cm, per un totale di 45 cm (3 infissioni, con maglio da 63,5 Kg predisposto per la caduta da un'altezza di 76 cm). Il valore di NSPT è dato dalla somma dei colpi ottenuti nel 2° e 3° tratto (ultimi 30 cm). Il raggiungimento di "rifiuto" si determina per un numero di colpi superiore a 50 per l'infissione nel primo oppure un numero di colpi superiore a 100 per l'infissione nel II e III tratto (ultimi 30 cm).

Sondaggio 1

Prof. (m)	N1	N2	N3	Nspt
1,50	-	-	-	-
3,00	R	R	R	--
4,50	-	-	-	-
6,00	3	5	7	12
9,00	-	-	-	-
12,00	-	-	-	-
15,00	6	6	7	13
18,00	-	-	-	-
19,50	5	5	6	11
21,00	-	-	-	-
22,50	7	7	5	12
24,00	-	-	-	-
25,50	5	6	5	11
27,00	-	-	-	-
28,50	4	3	3	6
30,00	-	-	-	-
31,50	7	7	9	16
33,00	8	9	11	20
36,00	17	15	12	27
39,00	-	-	-	-

Sondaggio 2

Prof. (m)	N1	N2	N3	Nspt
1,50	8	7	5	12
3,00	31	R	R	-
4,50	R	R	R	-
6,00	4	4	5	9
9,00	5	4	5	9
12,00	4	3	3	6
15,00	3	4	4	8
18,00	5	5	6	11
19,50	-	-	-	-
21,00	6	5	7	12
22,50	-	-	-	-
24,00	5	4	6	10
25,50	-	-	-	-
27,00	6	6	7	13
28,50	-	-	-	-
30,00	3	5	7	12
31,5	-	-	-	-
33,00	5	6	6	12
36,00	9	10	9	19
39,00	9	11	10	21

I valori a rifiuto (R dove $N > 50$) della prova SPT si ritiene di escluderli dalle successive correlazioni visto la presenza nell'Unità Geologica 2 (terreni grossolani incoerenti) di ciottoli che potrebbero aver alterato la prova. La prova SPT è stata eseguita con punta conica nei sedimenti grossolani superficiali, mentre nei terreni incoerenti (Unità Geologica A1) è stata utilizzata la punta aperta (le righe color verde chiaro indicano i livelli stratigrafici caratterizzati da materiale incoerente).

Per quanto riguarda quindi lo strato superficiale incoerente grossolano si terranno presente i valori già proposti dalla relazione geotecnica del 2009 e dai dati della SPT a 150 cm dal piano campagna.

L'interpretazione invece dei livelli di terreno coesivo (oltre i 5/5,5 m dal p.c.) avviene con l'interpretazione dei valori di SPT in foro.

Il valore di N è correlabile a diversi parametri geotecnici del terreno, ma a seguito di una normalizzazione e correzione.

Per cercare di uniformare e standardizzare i risultati, Skempton (1986) propone una serie di fattori di correzione da applicare al valore di N misurato in sito, riportando il valore di N a un'energia standardizzata al 60% secondo la seguente relazione (da "Prove Geotecnica in situ" Bruschi 2010):

$$N_{60} = N \times C_{EX} \times C_{BX} \times C_{SX} \times C_R$$

e secondo la seguente relazione:

$$C_E = E_R / 60$$

dove:

N= numero di colpi per l'affondamento di 30 cm misurato nella prova

N_{60} = valore di N corretto per una efficienza del 60%

C_E =correzione per il rapporto di energia

C_B =correzione per il diametro del foro

C_S =correzione per il metodo di campionamento

C_R =correzione per la lunghezza delle aste

E_R =rendimento del sistema di battitura secondo la norma ASTM D-4633-86

e i coefficienti C_B , C_S , C_R assumono i seguenti valori

Tabella 2.1. Correzione per il diametro del foro

Diametro del sondaggio (mm)	C_B
65 + 115	1,00
150	1,05
200	1,15

Tabella 2.2. Correzione per il metodo di campionamento

Campionatore	C_S
Standard	1,00
Con portacampioni (sabbie dense)	0,8
Con portacampioni (sabbie sciolte)	0,9

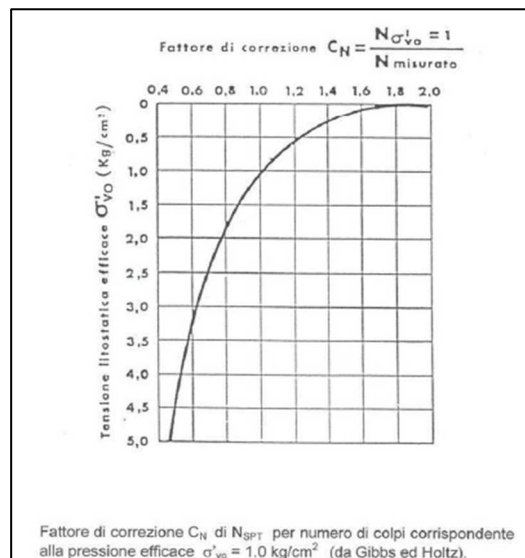
Tabella 2.3. Correzione per la lunghezza delle aste

Lunghezza delle aste sotto la testa di battuta (m)	C_R
3 + 4	0,75
4 + 6	0,85
6 + 10	0,95
> 10	1,00

Mentre E_R , con il dispositivo di sganciamento automatico del maglio in uso in Italia, assume valori vicino o leggermente superiori al 60%, con un valore quindi di C_E di circa 1,00-1,08. L'assenza di correzione per riferire i valori misurati a quello di riferimento è quindi in genere a favore della sicurezza (secondo Cestari, 1996).

Nel caso di studio pertanto, considerando solo i livelli di terreno coesivo, la normalizzazione di N secondo porta ai seguenti valori (coefficienti usati: 1, 1, 1, e C_R a seconda della profondità della prova - $C_R > 10$ m, Liao e Whitman 1986).

Il valore di N_{60} così ottenuto va normalizzato per la pressione litostatica efficace introducendo un fatto di correzione C_N e ottenendo in tal modo il valore di $N_{1(60)}$. C_N nell'applicazione pratica non può essere superiore a 2 e preferibilmente non deve essere superiore a 1,5. La correzione C_N va applicata solo per il calcolo della densità relativa e dell'angolo di resistenza a taglio, non va applicata al calcolo dei parametri non drenati e di deformabilità:



$$N_{1(60)} = C_N * N_{60}$$

Per il calcolo di $(N_1)_{60}$ si è considerato un peso di volume pari a $20,0 \text{ kN/m}^3$ seguendo la tabella proposta da British Standards 8002-1994 (sostituito dalle EN1997-1):

Table 1 — Unit weights of soils (and similar materials)

Material	γ_m : moist bulk weight (kN/m^3)		γ_s : saturated bulk weight (kN/m^3)	
	Loose	Dense	Loose	Dense
A – Granular				
Gravel	16.0	18.0	20.0	21.0
Well graded sand and gravel	19.0	21.0	21.5	23.0
Coarse or medium sand	16.5	18.5	20.0	21.5
Well graded sand	18.0	21.0	20.5	22.5
Fine or silty sand	17.0	19.0	20.0	21.5
Rock fill	15.0	17.5	19.5	21.0
Brick hardcore	13.0	17.5	16.5	19.0
Slag fill	12.0	15.0	18.0	20.0
Ash fill	6.5	10.0	13.0	15.0
B – Cohesive				
Peat (very variable)	12.0		12.0	
Organic clay	15.0		15.0	
Soft clay	17.0		17.0	
Firm clay	18.0		18.0	
Stiff clay	19.0		19.0	
Hard clay	20.0		20.0	
Stiff or hard glacial clay	21.0		21.0	

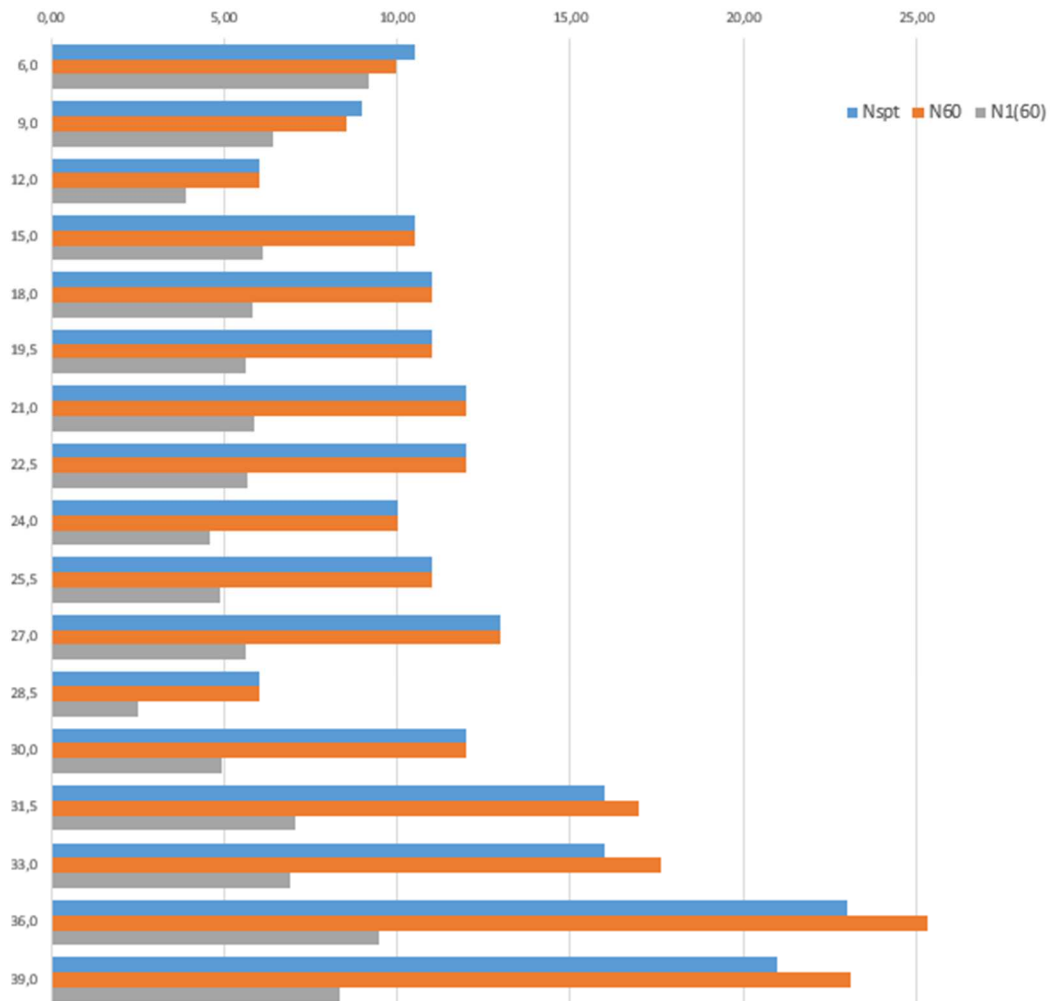
Sondaggio 1

Prof. (m)	Nspt	N ₆₀ Skempton 1986	(N ₁) ₆₀ Liao & Whitman 1986
6,00	12	11,40	10,48
9,00	-	-	-
12,00	-	-	-
15,00	13	13,00	7,56
18,00	-	-	-
19,50	11	11,00	5,61
21,00	-	-	-
22,50	12	12,00	5,69
24,00	-	-	-
25,50	11	11,00	4,90
27,00	-	-	-
28,50	6	6,00	2,53
30,00	-	-	-
31,50	16	17,00	7,06
33,00	20	22,00	8,62
36,00	27	29,70	11,14
39,00	-	-	-

Sondaggio 2

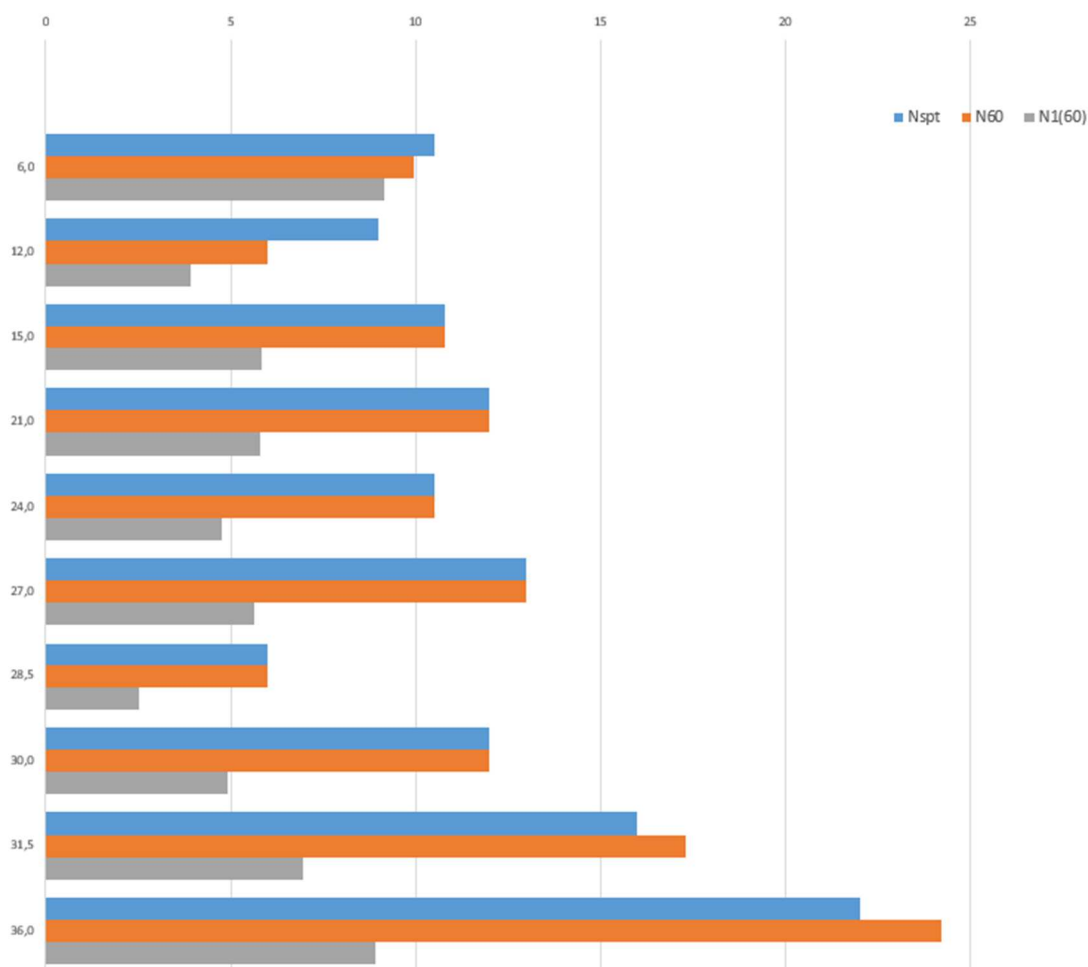
Prof. (m)	Nspt	N ₆₀ Skempton 1986	(N ₁) ₆₀ Liao & Whitman 1986
6,00	9	8,55	7,86
9,00	9	8,55	6,41
12,00	6	6,00	3,90
15,00	8	8,00	4,65
18,00	11	11,00	5,84
19,50	-	-	-
21,00	12	12,00	5,89
22,50	-	-	-
24,00	10	10,00	4,59
25,50	-	-	-
27,00	13	13,00	5,63
28,50	-	-	-
30,00	12	12,00	4,93
31,5	-	-	-
33,00	12	13,20	5,17
36,00	19	20,90	7,84
39,00	21	23,10	8,33

Al fine di poter schematizzare di dati raccolti e poter suddividere il volume significativo in livelli geotecnici omogenei sono stati utilizzati dei grafici a barre orizzontali:



Da cui è possibile ricostruire la **sezione geotecnica di riferimento** suddivisa in livelli si terreno con caratteristiche geotecniche analoghe:

Prof. (m)	N strato	Tipo di terreno	Spessore (m)	Nspt	N ₆₀ Skempton 1986	(N ₁) ₆₀ Liao & Whitman 1986
Da 0,00 a 5,50	1	Incoerente	5,5	--	--	--
Da 5,5 a 9,0	2	Coesivo	3,0	10,5	9,97	9,17
Da 9,0 a 12,0	3	Coesivo	3,0	9,0	8,55	6,41
Da 12,0 a 15,0	4	Coesivo	3,0	6,0	6,00	3,90
Da 15,0 a 21,0	5	Coesivo	6,0	10,8	10,80	5,85
Da 21,0 a 24,0	6	Coesivo	3,0	12,0	12,00	5,79
Da 24,0 a 27,0	7	Coesivo	3,0	10,5	10,50	4,74
Da 27,0 a 28,5	8	Coesivo	1,5	13,0	13,00	5,63
Da 28,5 a 30,0	9	Coesivo	1,5	6,0	6,00	2,53
Da 30,0 a 31,5	10	Coesivo	1,5	12,0	12,00	4,93
Da 31,5 a 36,0	11	Coesivo	4,5	16,0	17,30	6,97
Da 36,0 a 40,0	12	Coesivo	4,0	22,0	24,20	8,91
		Terreno incoerente grossolano (ghiaia con ciottoli, ghiaia con sabbia)				
		Terreno coesivo fine (argille, limi argillosi)				
Falda a -3/4 m dal p.c.						



4.5 Caratterizzazione geotecnica del sottosuolo: parametri caratteristici e di progetto

I parametri di resistenza di picco della porzione granulare del sottosuolo (parte superficiale: primi 5,5 metri) a comportamento incoerente sono stati ricavati utilizzando i dati dell'indagine del 2003 avendo ottenuto valori a rifiuto nelle prove SPT (quindi con l'incertezza che la punta conica abbia impattato contro dei ciottoli durante la prova in foro, ciottoli peraltro apparsi frequenti in questi primi metri nelle carote raccolte dai sondaggi).

I parametri di resistenza e di deformabilità della parte più coesiva (a profondità superiori dei 5,5 m dal p.c. e fino ai 40 m) sono invece ricavati dalle prove SPT, ma in questo caso si rimane in attesa dei dati delle prove di laboratorio dei campioni di terreno coesivo.

Sulla base dei dati ricavati dalle prove SPT e della sezione schematica del sottosuolo è possibile ora correlare i valori di N_{60} e $(N_1)_{60}$ con i parametri geotecnici validi per i terreni di tipo coesivo.

Mentre i valori di N_{60} e $(N_1)_{60}$ sono utilizzati per le correlazioni con i parametri geotecnici di terreni granulari, per quanto riguarda terreni fini coesivi è possibile utilizzare il valori di resistenza non drenata delle argille o argille limose secondo le relazioni proposte da Terzaghi e Peck (1967):

$$c_u \text{ [kPa]} = 6,7 \times N$$

Prof. (m)	N strato	Tipo di terreno	Spessore (m)	Cu [kPa] Terzaghi e Peck 1967	Cu [kPa] Sanglerat 1972	Cu [kPa] Medio
Da 0,00 a 5,50	1	Incoerente	5,5	--		
Da 5,5 a 9,0	2	Coesivo	3,0	70,35	105	87,68
Da 9,0 a 12,0	3	Coesivo	3,0	60,30	90	75,15
Da 12,0 a 15,0	4	Coesivo	3,0	40,2	60	50,10
Da 15,0 a 21,0	5	Coesivo	6,0	72,36	108	90,18
Da 21,0 a 24,0	6	Coesivo	3,0	80,40	120	100,2
Da 24,0 a 27,0	7	Coesivo	3,0	70,35	105	87,68
Da 27,0 a 28,5	8	Coesivo	1,5	87,10	130	108,55
Da 28,5 a 30,0	9	Coesivo	1,5	40,20	60	50,10
Da 30,0 a 31,5	10	Coesivo	1,5	80,40	120	100,20
Da 31,5 a 36,0	11	Coesivo	4,5	107,20	160	133,60
Da 36,0 a 40,0	12	Coesivo	4,0	147,40	220	183,70

4.6 Caratterizzazione geotecnica del sottosuolo: correlazione indagine geofisica e parametri geotecnici

In letteratura sono disponibili numerose formule sperimentali di correlazione tra i risultati delle prove geofisiche con i parametri geotecnici del terreno analizzato (si rimanda all'allegato per ulteriori dettagli).

Per le aree indagate, la relazione tecnica sull'indagine geofisica applica le correlazioni utili per:

1. Calcolo del peso di volume in funzione della velocità delle onde S ($\gamma-V_s$)

2. Calcolo dell'angolo di attrito interno in funzione della velocità delle onde S normalizzate (φ - V_{s1})
3. Calcolo del modulo di taglio iniziale in funzione velocità delle onde S (G_{MAX} - V_s)

Profondità caratteristiche	Tipologia di terreno
0,5 m	Ghiaie torrentizie insature superficiali a basso grado di addensamento
3 m	Ghiaie torrentizie a vario grado di saturazione maggiormente compatte
10 m	Limi e argille blandamente addensate di recente deposizione
28 m	Limi e argille a progressivo maggior grado di addensamento

Il peso di volume saturo viene calcolato in funzione di V_s e della profondità tramite le relazioni proposte rispettivamente da Mayne et al. (1999) e Mayne (2001) come limite superiore e inferiore:

$$\gamma_{sat} = 8,32 \cdot \log(V_s) - 1,61 \cdot \log(z)$$

$$\gamma_{sat} = 8,63 \cdot \log(V_s) - 1,18 \cdot \log(z) - 0,53$$

Profondità[m]	Peso di volume medio [KN/mc]	Densità media(p) [ton/mc]
0,5	18,45	1,88
3,0	19,4	1,97
10	18,1	1,85
28	18,5	1,89

L'angolo di attrito interno per i materiali sciolti può essere calcolato sulla base del valore delle velocità delle onde S normalizzato per la pressione litostatica. Le equazioni utilizzate per la definizione dei valori massimi e minimi sono quelle proposte da Uzielli et. Al(2013) e Mayne(2014).

La definizione della V_{s1} viene definita mediante l'equazione:

$$V_{s1} = V_s \cdot (p_a / \sigma' v)^{0,25}$$

Dove

p_a = densità equivalente strati superiori

$\sigma' v$ = pressione litostatica alla profondità indagata

Profondità	V_s normalizzata alla profondità (V_{s1}) [m/s]	Angolo di attrito minimo (°)	Angolo di attrito massimo (°)
0,5	170	31	37
3	190	33	39
10	122	26	32
28	121,7	26	32

Per piccole deformazioni il modulo di taglio iniziale ($G_{MAX}=G_0$) si ritiene valida l'equazione:

$$G_{MAX} = \rho \cdot V_s^2 = (\gamma / g) \cdot V_s^2$$

e tenuto conto che, secondo Keceli (2012) risulta:

$$\gamma = 4,3 \cdot V_s^{0,25}$$

si ottiene:

$$G_{MAX} = 0,44 \cdot V_s^{2,25}$$

Profondità [m]	Vs strato (da MASW e H/V) [m/s]	G _{MAX} [kPa]
0,5	143	31100
3	250	109350
10	217	79522
28	280	141110

4.7 Modello geotecnico di sintesi

Sulla base delle elaborazioni riportate nei capitoli precedenti e con riferimento al modello geologico, si riporta la sezione geotecnica tipo considerando che le unità omogenee così come individuate su base stratigrafica assumono rilevanza anche per la modellazione geotecnica.

UNITA' GEOTECNICHE

UNITÀ A1_{sg}: depositi sciolti fluviali, sabbia debolmente limosa con alternanze di ghiaia e sabbia grossolana. Spessore variabile di 2,20-2,40 m; seguono depositi sciolti fluviali incoerenti con spessore variabile attorno ai 2,9-3,1 m. Si tratta di ghiaie, ghiaie poligeniche con ciottoli. Spessore complessivo: 5,5 m.

- peso di volume [γ]: 18,5 - 19,0 kN/m³, in condizioni sature: 21,0-21,5 kN/m³
- angolo attrito interno di picco [ϕ]: 34°
- coesione efficace [c']: trascurabile (resistenza al taglio a lungo termine)
- resistenza non drenata stimata [c_u]: per brevi periodi di tempo: 5-10 kPa
- permeabilità stimata: 5×10^{-4} m/s.

UNITÀ A2_{ai}: depositi sciolti fluviale fini coesivi tipici di un ambiente a bassa energia. Si tratta di alternanze di argille, limi argillosi. L'Unità è stata suddivisa nelle seguenti sub unità secondo la C_u proposta dalla correlazione di Terzaghi e Peck (1967) e scegliendo il parametro più basso (o dati sono stati elaborati utilizzando il software Dynamic della Geostru e tabelle di calcolo proposte da geol. F. Cetraro autore del libro "Ingegneria geotecnica e geologica applicata" 2020-2021):

Subunità A2a_{ai}: da 5,5 a 12 m, spessore 6,5 m. N_{spt}: 9,75

- o Classificazione AGI (1977): depositi consistenti
- o peso di volume [γ]: 19,5-20,0 kN/m³, in condizioni sature: 21-22 kN/m³
- o resistenza non drenata [c_u]: 75-87 kPa

Subunità A2b_{ai}: da 12 m a 15 m, spessore 3 m. N_{spt}: 6,0

- o Classificazione AGI (1977): depositi consistenti, moderatamente consistenti
- o peso di volume [γ]: 19,5-20,0 kN/m³, in condizioni sature: 21-22 kN/m³
- o resistenza non drenata [c_u]: 50,10 kPa

Subunità A2c_{ai}: da 15 m a 28,5 m, spessore 13,5 m. N_{spt}: 11,57

- o Classificazione AGI (1977): depositi consistenti

- o peso di volume $[\gamma]$: 19,5-20,0 kN/m³, in condizioni sature: 21-22 kN/m³
- o resistenza non drenata $[c_u]$: 87-108 kPa

Subunità A2d_{ai}: da 28,8 m a 30 m, spessore 1,2 m. N_{spt}: 6,0

- o Classificazione AGI (1977): depositi moderatamente consistenti
- o peso di volume $[\gamma]$: 19,5-20,0 kN/m³, in condizioni sature: 21-22 kN/m³
- o resistenza non drenata $[c_u]$: 50,10 kPa

Subunità A2e_{ai}: da 30 m a 36 m, spessore 6 m. N_{spt}: 14

- o Classificazione AGI (1977): depositi consistenti, molto consistenti
- o peso di volume $[\gamma]$: 19,5-20,0 kN/m³, in condizioni sature: 21-22 kN/m³
- o resistenza non drenata $[c_u]$: 100-133 kPa

Subunità A2f_{ai}: oltre i 36. N_{spt}: 22

- o Classificazione AGI (1977): depositi molto consistenti
- o peso di volume $[\gamma]$: 19,5-20,0 kN/m³, in condizioni sature: 21-22 kN/m³
- o resistenza non drenata $[c_u]$: 183 kPa

Il Modulo di taglio per le unità A2_{ai} e A2_{bi} è stimato attorno ai 79500 kPa.

Parametri resistenza in condizioni drenate.

In condizioni drenate si fa riferimento all'angolo di resistenza al taglio, che sulla base delle prove geofisiche per questi terreni coesivi (le Unità A2) è valutabile attorno ai 24°/26° con una coesione efficace di 5 kPa.

I **parametri di progetto** si ricavano applicando i coefficienti parziali delle NTC18 ai **parametri caratteristici** di cui sopra e saranno utilizzati nelle combinazioni a seconda delle verifiche richieste:

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coazione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{c_u}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

La Normativa Tecnica prevede nelle verifiche (SLU) nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) due approcci progettuali:

APPROCCIO 1 (DA1)

APPROCCIO 2 (DA2)

entrambi prevedono la combinazione di coefficienti parziali $\square\square$

$\mathbf{A}(\gamma_F)$ per l'amplificazione delle azioni (A1 o A2);

\mathbf{yM} per la riduzione della resistenza dei materiali (M1 o M2);

$\mathbf{\gamma R}$ resistenza globale del sistema (R1, R2 o R3).

nel seguente modo

DA1c1 (combinazione 1): A1+M1+R1 (STR)

DA1c2 (combinazione 2): A2+M2+R2 (GEO)

DA2c (combinazione 1): A1+M1+R3

Le principali combinazioni previste dalle NTC2018:

- ❖ **Pendii naturali:** parametri caratteristici (M1)
- ❖ **Fronti di scavo, rilevati, pendii artificiali, argini, sponde:** DA1c2 (A2+M2+R2: R2 in condizione statiche 1.1; R2 in condizioni sismiche 1.2 e A2 e M2 1);
- ❖ **Fondazioni superficiali:** DA2c (A1+M1+R3) e relativa stabilità globale: DA1c2 (A2+M2+R2)
- ❖ **Fondazioni su pali:** DA2c (A1+M1+R3) e relativa stabilità globale: DA1c2 (A2+M2+R2)
- ❖ **Muri di sostegno:** DA2c (A1+M1+R3) e relativa stabilità globale: DA1c2 (A2+M2+R2)

Nelle analisi di stabilità (A2+M2+R2) il valore di γ_{R2} assumerà i seguenti valori:

- ❖ Muri, Paratie, berlinesi, fronti di scavo, rilevati, argini, terre armate:
 - $\gamma_{R2} = 1,1$ in cond. statiche
 - $\gamma_{R2} = 1,2$ in cond. sismiche
- ❖ Fondazioni superficiali e profonde su pendio:
 - $\gamma_{R2} = 1,1$ in cond. statiche e sismiche

4.8 Verifiche preliminari di ordine geotecnico in base alle NTC 2018

Le Norme Tecniche per le Costruzioni, approvate con D.M. 17 gennaio 2018, prevedono la valutazione della sicurezza e le verifiche da effettuare riferendosi agli Stati Limite Ultimi (SLU).

Questa verifica è espressa dalla seguente equazione:

$R_d \geq E_d$ - dove:

- ✓ R_d : è la capacità di progetto in termini di resistenza, duttilità e/o spostamento della struttura o della membratura strutturale, funzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali che la compongono e dei valori nominali delle grandezze geometriche interessate;
- ✓ E_d : è il valore di progetto della domanda, funzione dei valori di progetto delle azioni e dei valori nominali delle grandezze geometriche della struttura interessata.

La valutazione delle condizioni di sicurezza deve essere effettuata seguendo diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, definiti in funzione alle azioni (A1, A2), ai parametri geotecnici del terreno (M1, M2) e alle resistenze (R1, R2 e R3).

A tal proposito si riportano le tabelle contenenti i differenti approcci possibili e i relativi valori dei coefficienti (A, M e R) da utilizzare in funzione alle diverse tipologie di opera. In particolare si

evidenziano, in relazione alle opere di progetto, gli approcci previsti per le verifiche geotecniche (GEO) e si riportano i valori da attribuire ai diversi coefficienti.

Per soddisfare l'equazione $E_d \leq R_d$ richiesta dalle verifiche delle NTC 2018, occorre che il valore di progetto dell'azione (E_d calcolato secondo la relazione 2.5.1 NTC2018 par. 2.5.3 tenendo conto dei coefficienti parziali A1 dovuti agli effetti permanenti/permanenti non strutturali/variabili sia favorevoli che sfavorevoli, tab. 6.2.I) sia inferiore al valore di R_d calcolato.

Per quanto emerso nei capitoli precedenti e considerando gli interventi previsti in oggetto, le problematiche geotecniche dovute alle interazioni terreno-struttura sono le seguenti:

- Capacità portante dei terreni (si rimanda alla relazione geotecnica dello strutturista);
- Verifica nei confronti della liquefazione dei terreni (si rimanda alla Relazione Geologica);
- Stabilità dei fronti di scavo

4.8.1 Stabilità fronti di scavo

La realizzazione del locale interrato necessita di uno scavo per la preparazione del piano di fondazione con altezza complessiva tra i 5 ed i 6 m. Sulla base delle stratigrafie lo scavo interesserà completamente l'unità A1_{sg} raggiungendo sostanzialmente l'interfaccia con la sottostante unità A2_{al}.

Il tipo di terreno scavato sarà quindi essenzialmente grossolano (ghiaia, ghiaia con sabbia), ma con la presenza di una falda attestata attorno ai 3-4 metri dal p.c.

E' quindi necessario che in fase realizzativa si predispongano dei sistemi di pompaggio e smaltimento delle acque che molto probabilmente interesseranno il fondo scavo.

La verifica della stabilità dei fronti di scavo aperti deve essere effettuata secondo le nuove norme NTC 2018. La normativa prescrive che sia soddisfatta la condizione $E_d \leq R_d$ dove E_d è il valore di progetto dell'azione, mentre R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico. Questa verifica va effettuata con diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2, R3).

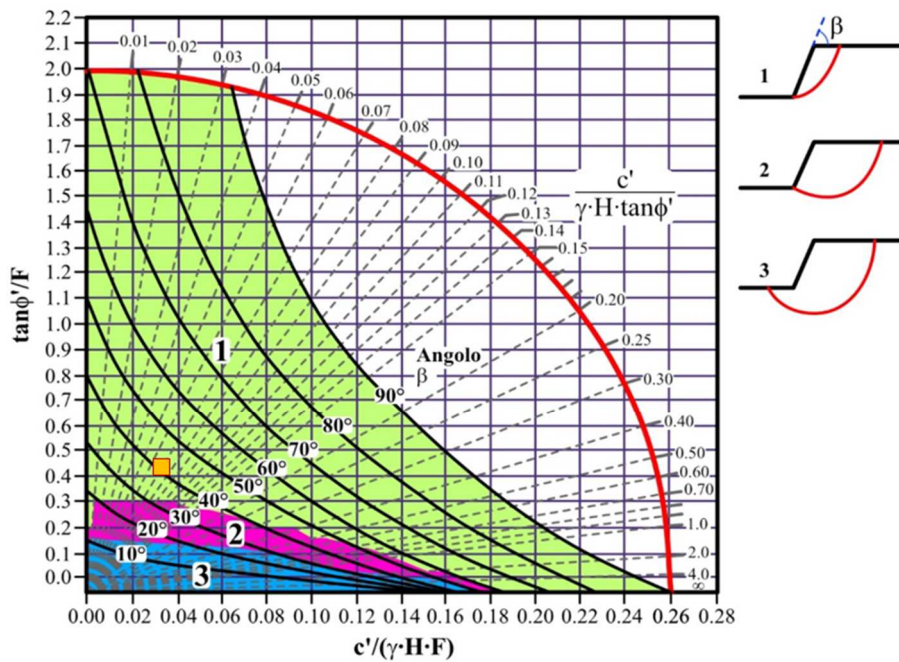
I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di 2 approcci progettuali distinti e alternativi.

L'Approccio 2 (A1+M1+R3) prevede un'unica combinazione da adottare sia nelle verifiche strutturali che in quelle geotecniche. Come previsto dalle NTC 2018 la verifica per la stabilità dei versanti agli SLU deve essere effettuata secondo la **Combinazione 2: A2+M2+R2** tenendo conto dei coefficienti delle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I dove il coefficiente per le verifiche di sicurezza γ_R per R2 è pari a 1.1.

La Normativa precisa al punto 2.4.1 che in caso di opere provvisorie in fase costruttiva con durata inferiore ai 2 anni (come lo sono in questo caso l'apertura dei fronti di scavo) si può omettere la verifica sismica e quindi è autorizzato il solo utilizzo dei coefficienti in condizione statica.

La verifica quindi dei fronti di scavo è stata eseguita non considerando l'azione sismica, ma applicando ai **parametri geotecnici caratteristici all'unità A1_{gs}** i coefficienti della tabella 6.2.II (M2) e quindi trasformandoli in **parametri geotecnici di progetto**. Per la verifica è stato utilizzato un valore di coesione caratteristico (valido per brevi periodi di tempo) pari a 5 kPa ridotto a parametro di progetto utilizzando il coefficiente proposto dalle NTC2018 (1,25).

Utilizzando la carta di stabilità dei pendii omogenei di Taylor rivisitato (da Steward. Sivakugan. Shukla e Das, 2011) e ipotizzando uno scavo con altezza complessiva pari a 5/6 metri in assenza di falda si ottiene un angolo massimo da assegnare al fronte di scavo pari a 40°:



$H =$	6,00	[m]	$\gamma =$	18,50	[kN/m ³]
$\beta =$	40,00	[°gradi]	$c' =$	4,00	[kN/m ²]
			$\phi' =$	26,50	[°gradi]

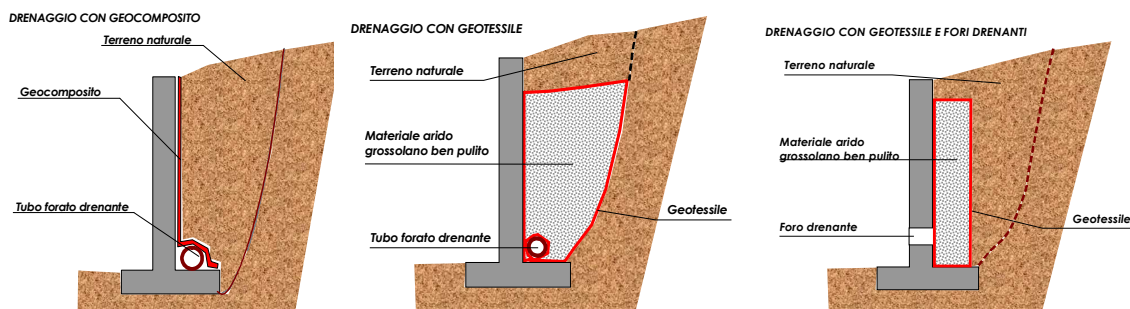
Per altezze superiori dei fronti di scavo e nei tratti di scavo limitrofi alle strutture, al fine di **garantire idonee condizioni di stabilità, sarà quindi necessario optare per la realizzazione di opere di sostegno che consentano di mantenere un fronte subverticale in sicurezza e che allo stesso tempo garantiscano la stabilità dei terreni e delle strutture limitrofe.**

Al fine di garantire comunque la stabilità del ciglio superiore dei fronti di scavo anche se in presenza di opere di sostegno si consiglia di:

1. proteggere i fronti di scavo con teli di nylon;
2. evitare il posizionamento di sovraccarichi in prossimità del ciglio di scavo e il passaggio in adiacenza allo stesso di mezzi meccanici, prevedendo una fascia di interdizione, opportunamente delimitata;

3. evitare il transito e la sosta di autoveicoli nell'area prossima alla zona degli scavi nel periodo richiesto dalla realizzazione degli stessi ed alla messa in opera dei muri definitivi che fungeranno da muri di contenimento, periodo che dovrà essere comunque limitato

Infine per garantirne condizioni di assenza di umidità, un sistema drenante opportunamente dimensionato per raccogliere e smaltire tali acque di falda, ad esempio secondo lo schema riportato. Si preveda quindi la realizzazione di un setto drenante formato da materiale grossolano arido (ad esempio ciottoli di porfido) separato dal terreno circostante da un foglio di geotessile che impedisca alle particelle fini di entrare nel dreno e diminuirne la capacità drenante.



Il drenaggio dell'acqua nel terreno dovrà essere garantito anche in occasione della realizzazione dei sistemi di sostegno dei fronti di scavo realizzando un setto drenante (vedi sopra) tra il terreno naturale e l'opera di sostegno.

5 CONCLUSIONI E PRESCRIZIONI

Su incarico del **COMUNE DI TESERO** lo scrivente ha redatto la presente relazione geotecnica a supporto del progetto definitivo a cura del Servizio Opere Civili della P.A.T. per i lavori di adeguamento dello stajo del fondo a Lago di Tesero in previsione delle olimpiadi Milano-Cortina 2026 Unità Funzionale 1.

Di seguito si riporta una sintesi dei capitoli precedenti. Si rimanda alle pagine precedenti per gli approfondimenti.

Capitolo 4-Caratterizzazione geotecnica dei terreni

Il Modello Geotecnico è stato ricostruito facendo riferimento alle indagini in sito del 2009 e a quelle eseguite a luglio 2022:

UNITA' GEOTECNICHE

UNITÀ A1_{sg}: depositi sciolti fluviali, sabbia debolmente limosa con alternanze di ghiaia e sabbia grossolana. Spessore variabile di 2,20-2,40 m; seguono depositi sciolti fluviali incoerenti con spessore variabile attorno ai 2,9-3,1 m. Si tratta di ghiaie, ghiaie poligeniche con ciottoli. Spessore complessivo: 5,5 m.

- peso di volume [γ]: 18,5 - 19,0 kN/m³, in condizioni sature: 21,0-21,5 kN/m³
- angolo attrito interno di picco [ϕ]: 33°-35°
- coesione efficace [c']: trascurabile (resistenza al taglio a lungo termine)
- resistenza non drenata stimata [c_u]: per brevi periodi di tempo: 5-10 kPa
- permeabilità stimata: 5×10^{-4} m/s.

UNITÀ A2_{ai}: depositi sciolti fluviale fini coesivi tipici di un ambiente a bassa energia. Si tratta di alternanze di argille, limi argillosi. L'Unità è stata suddivisa nelle seguenti sub unità secondo la C_u proposta dalla correlazione di Terzaghi e Peck (1967) e scegliendo il parametro più basso (o dati sono stati elaborati utilizzando il software Dynamic della Geostru e tabelle di calcolo proposte da geol. F. Cetraro autore del libro "Ingegneria geotecnica e geologica applicata" 2020-2021):

Subunità A2a_{ai}: da 5,5 a 12 m, spessore 6,5 m. N_{spt}: 9,75

- o Classificazione AGI (1977): depositi consistenti
- o peso di volume [γ]: 19,5-20,0 kN/m³, in condizioni sature: 21-22 kN/m³
- o resistenza non drenata [c_u]: 75-87 kPa

Subunità A2b_{ai}: da 12 m a 15 m, spessore 3 m. N_{spt}: 6,0

- o Classificazione AGI (1977): depositi consistenti, moderatamente consistenti
- o peso di volume [γ]: 19,5-20,0 kN/m³, in condizioni sature: 21-22 kN/m³
- o resistenza non drenata [c_u]: 50,10 kPa

Subunità A2c_{ai}: da 15 m a 28,5 m, spessore 13,5 m. N_{spt}: 11,57

- o Classificazione AGI (1977): depositi consistenti
- o peso di volume [γ]: 19,5-20,0 kN/m³, in condizioni sature: 21-22 kN/m³
- o resistenza non drenata [c_u]: 87-108 kPa

Subunità A2d_{ai}: da 28,8 m a 30 m, spessore 1,2 m. N_{spt}: 6,0

- o Classificazione AGI (1977): depositi moderatamente consistenti
- o peso di volume [γ]: 19,5-20,0 kN/m³, in condizioni sature: 21-22 kN/m³
- o resistenza non drenata [c_u]: 50,10 kPa

Subunità A2e_{ai}: da 30 m a 36 m, spessore 6 m. N_{spt}: 14

- o Classificazione AGI (1977): depositi consistenti, molto consistenti
- o peso di volume [γ]: 19,5-20,0 kN/m³, in condizioni sature: 21-22 kN/m³
- o resistenza non drenata [c_u]: 79-80 kPa

Subunità A2f_{ai}: oltre i 36. N_{spt}: 22

- o Classificazione AGI (1977): depositi molto consistenti
- o peso di volume [γ]: 19,5-20,0 kN/m³, in condizioni sature: 21-22 kN/m³
- o resistenza non drenata [c_u]: 183 kPa

Il Modulo di taglio per le unità A2_{ai} e A2_{bi} è stimato attorno ai 79500 kPa.

Parametri resistenza in condizioni drenate.

In questo caso l'angolo di resistenza al taglio è pari a 24°/26° con una coesione efficace di 5 kPa.

I **parametri di progetto** si ricavano applicando i coefficienti parziali delle NTC18 ai **parametri caratteristici** di cui sopra e saranno utilizzati nelle combinazioni a seconda delle verifiche richieste dalle NTC2018.

5.1 Prescrizioni e Raccomandazioni

Sulla base di tutto quanto esposto nella Relazione Geologica **lo scrivente esprime quindi parere favorevole al progetto di adeguamento dello stadio del fondo a Lago di Tesero nel rispetto delle seguenti indicazioni:**

- ✓ il progetto strutturale-esecutivo dovrà tener conto del Modello Geotecnico;
- ✓ rispetto della Normativa sull'Azione Sismica (vedi Relazione Geologica);
- ✓ si consiglia l'utilizzo di fondazioni a platea che dovranno essere ammorsate sui terreni detritici asportando completamente eventuali livelli a granulometria fine che e quindi dovranno essere sostituiti con un riporto di materiale grossolano ben rullato e compattato. Al termine della compattazione lo strato di terreno grossolano, sopra il quale sarà realizzata il magrone e quindi la fondazione a platea, dovrà avere almeno 50-60 cm di spessore;
- ✓ rispetto della Normativa e delle linee guida e indicazioni sulla riduzione del rischio incidente a persone o cose nelle attività edili e di scavo;
- ✓ si ricorda che ai sensi delle NTC2018 punto 6.4.2 "*Il piano di fondazione deve essere situato sotto la coltre di terreno vegetale nonché sotto lo strato interessato dal gelo e da significative variazioni stagionali del contenuto d'acqua*";
- ✓ l'indagine geologica ha evidenziato come la falda freatica si attesti tra i 3-5 metri dal p.c., è quindi prevedere in fase progettuale idonei sistemi per il pompaggio e smaltimento dell'acqua di falda riscontrata nello scavo;
- ✓ i fronti di scavo dovranno essere adeguatamente scarpati (**inclinazione non superiore ai 40° per fronti di altezza massima di 5/6 m**) oppure sostenuti da sistemi di sostegno quali micropali, muri, muri in gabbioni o paratie. Si richiama l'attenzione allo scavo limitrofo alla struttura interrata già presente prevedendo opere di protezione anche se il fondo scavo sarà circa 2 m più in alto delle fondazioni del locale interrato esistente;
- ✓ nella costruzione dei locali interrati si ritiene fondamentale l'utilizzo del sistema "vasca bianca" per garantire una impermeabilizzazione continua e integra.

Alla data di redazione della presente Relazione Geotecnica si rimane in attesa delle seguenti indagini in sito e di laboratorio:

- risultati delle prove geotecniche dei campioni di terreno consegnati al laboratorio del Servizio Geologico della PAT

La presente relazione sarà integrata con i risultati ottenuti.