



Provincia di Potenza - Edilizia e Patrimonio

Piazza Mario Pagano, 1 - 85100 Potenza (PZ)

**Realizzazione della palestra del Liceo pedagogico e scientifico
"Rosa-Gianturco" di Potenza - Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza.
Missione 4 – Istruzione e Ricerca –Componente 1 – Potenziamento
dell'offerta dei servizi di istruzione: dagli asili nido alle università –
Investimento 1.3: Piano per le infrastrutture per lo sport nelle scuole.
Cod. edificio 760630474; CUP H35E22000110006**



COMMITTENTE:

Provincia di Potenza - Edilizia e Patrimonio
Piazza Mario Pagano,1 - 85100 Potenza (PZ)
tel. 0971 417252 - fax 0971 417444
Pec: protocollo@pec.provinciapotenza.it

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

ing. Maria Mecca

maria.mecca@provinciapotenza.it

RTP PROGETTISTA

ING. GIUSEPPE SABELLA (capogruppo/mandatario)

Ordine degli Ingegneri di Potenza al n. 2860
Via Napoli n. 59, 85042, Lagonegro (PZ)
email: appalti@sabella.cloud

ING. DAVIDE COSENTINO (mandante)

GEOL. TOMMASO ZULLO (mandante)

IMPRESA ESECUTRICE

FASE

PROGETTAZIONE DEFINITIVA / ESECUTIVA

Relazione geotecnica e sismica

ELABORATO N.

PE.B.REL.3

SCALA

-

DATA

10/11/2023

REVISIONI

n°	DATA	DESCRIZIONE



Finanziato
dall'Unione europea



1	PREMESSA	2
1.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	2
2	INDAGINI GEOGNOSTICHE ESEGUITE	3
2.1	Prove in sito:	3
2.2	Prove di laboratorio:.....	3
2.3	Falda idrica.....	7
3	CARATTERIZZAIONE GEOTECNICA	8
3.1	Caratteristiche granulometriche	8
3.2	Caratteristiche fisiche	11
3.3	Caratteristiche meccaniche	16
3.3.1	Premessa	16
3.3.2	Prove triassiali in condizione drenate e non drenate	16
3.3.3	Caratteristiche di deformabilità - Prove edometriche	17
3.3.4	Prove Cross-Hole	19
4	MODELLO GEOTECNICO ASSUNTO NEI CALCOLI	25
4.1	Caratterizzazione geotecnica.....	25
4.2	Caratterizzazione sismica	25
5	BREVE DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA DI FONDAZIONE.....	28
5.1.1	Materiale costituente la fondazione	28
5.1.2	Azioni sulla fondazione provenienti dalla sovrastruttura.....	29
6	VERIFICHE SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE.....	30
7	VERIFICHE GEOTECNICHE	33
7.1	Meccanismi di collasso	33
7.2	Approccio di progetto.....	33
7.2.1	Requisiti di progetto	35
7.2.2	VERIFICHE in C.D. C.N.D.....	36
7.2.3	VERIFICHE SISMICHE.....	37
7.2.4	Verifiche di sicurezza alla luce dell'EC7 e delle NTC18	38
7.2.5	Capacità portante in condizioni sismiche	39
7.3	Capacità portante della fondazione nastriforme - Verifica in C.D. – limo argilloso	40
7.4	Capacità portante della fondazione nastriforme - Verifica in C.N.D. limo argilloso.....	43
7.5	Calcolo dei cedimenti	45



1 PREMESSA

Il presente elaborato costituisce la relazione geotecnica del progetto definitivo / esecutivo per la realizzazione della nuova palestra a servizio dell'istituto d'istruzione secondaria Liceo Scienze Umanane "Rosa Granturco", tra via Zara e via Pola nel Comune di Potenza.

La nuova palestra si compone di **due corpi giuntati a struttura portante di acciaio**, al cui interno vengono distribuite le diverse funzioni. Per la descrizione esauriente delle strutture di elevazione si rimanda agli specifici elaborati specialistici e grafici.

Strutturalmente i due corpi sono costituiti da telai portanti in acciaio. Il sistema fondale è di tipo diretto, su travi rovesce in c.a.

1.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il seguente progetto è stato realizzato nel rispetto della legge dello Stato n. 1086 del 5.11.1971, recante le *norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e da struttura metallica*; della legge n. 64 del giorno 02.02.1974, recante *provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni alle zone sismiche*; del DPR n. 380 del giorno 06.06.2001, Testo Unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia di edilizia.

Per quanto concerne le unità di misura, si utilizza il sistema di riferimento internazionale S.I., ai sensi del DPR 802/1982 e della Direttiva del Consiglio CEE del 18/10/1971 n. 71/1354/CEE (modificata il 27/07/1976 con 76/770/CEE).

In merito alla legislazione tecnica, il presente elaborato risponde alle disposizioni dettate dal D.M.17.01.2018: *Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"* promulgato dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (e di seguito indicato semplicemente con **NTC 2018**). Tale decreto raccoglie in forma unitaria le norme che disciplinano la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni al fine di garantire, per stabiliti livelli di sicurezza, la pubblica incolumità. Le suddette norme hanno un carattere prestazionale e spesso rimandano ad altre disposizioni per approfondimenti e regole di dettaglio. Secondo tale logica si è quindi fatto riferimento anche alla Circolare applicativa n. 7 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del giorno 21.01.2019, promulgata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici recante "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni» di cui al D.M. 17.01.2018" (di seguito denominata **CIRC 2019**) e pubblicata sul supplemento ordinario n. 5 alla Gazzetta ufficiale n. 35 dell'11.02.2019.



2 INDAGINI GEOGNOSTICHE ESEGUITE

Nell'ambito della presente progettazione, nel luglio 2023 la Provincia di Potenza – Ufficio Edilizia e Patrimonio, con determinazione N°01570/2023 del 19/07/2023, ha affidato alla ditta Fiumano Trivellazioni s.r.l. di Matera l'incarico di eseguire una campagna di indagini geognostiche e di laboratorio finalizzate alla definizione del modello geotecnico del sottosuolo e alla caratterizzazione sismica delle aree relativamente alla costruzione della nuova palestra scolastica dell'istituto "E. Gianturco" alla Via Zara in Potenza.

Tali indagini sono state integrate con precedenti indagini geotecniche che già a partire dagli inizi degli anni '90 hanno investigato il sottosuolo dell'area in oggetto. Si tratta di indagini, condotte a cura dell'amministrazione comunale, consistite in: i) sondaggi geognostici su sei verticali con relativo prelievo di campioni testati in laboratorio; ii) rilevazione della quota di falda.

Le indagini eseguite nel mese di luglio 2023 hanno previsto l'esecuzione di prove in sito e di laboratorio.

2.1 Prove in sito:

- n° 3 sondaggi a carotaggio continuo spinti fino a 32 m dal p.c. in corrispondenza rispettivamente del ciglio del muro di sostegno S1 e adiacenti al corpo del fabbricato scolastico esistente S2 ed S3 con prelievo complessivo di n°3 campioni indisturbati per ogni verticale per un totale di n°9 campioni indagati;
- n° 1 prova sismica in foro con tecnica Cross Hole effettuata nei fori di sondaggio esistenti S1 ed S2 della profondità di 32,0 m finalizzata alla determinazione delle caratteristiche sismo-stratigrafiche e idrologiche delle litologie che costituiscono il sottosuolo del sito in esame mediante valutazione delle velocità delle onde di taglio V_s , delle onde di compressione V_p e del parametro $V_{s,30}$ che ci fornisce informazioni riguardanti gli spessori e le velocità dei singoli sismo-strati, per definire l'azione sismica di progetto e la categoria del terreno di fondazione del sito oggetto di studio, così come previsto dalla normativa di riferimento (NTC 2018);

2.2 Prove di laboratorio:

- n° 9 prove di classificazione per la determinazione delle curve granulometriche;
- n° 9 prove di classificazione per la determinazione dei limiti di Atterberg e contenuto d'acqua;
- n° 9 prove per la valutazione di peso dell'unità di volume, di peso specifico dei grani;
- n° 3 prove edometriche relativamente al sondaggio S1;
- n° 3 prove triassiali in condizioni drenate TRX-CD relativamente al sondaggio S2;
- n° 3 prove triassiali in condizioni drenate TRX-UU relativamente al sondaggio S3.

Nelle tabelle da 1 a 4 sono sintetizzati i risultati delle prove in sito ed in laboratorio eseguite per la valutazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei litotipi presenti nelle differenti campagne di indagine.

Tabella 1 - Riepilogo indagini in sito– Campagna 1991

PROVE IN SITO					
	SONDAGGIO	UBICAZIONE	PROF falda. [m]	CAMP. IND.	INCL.
Campagna 1991	Pz1	Area parcheggio adiacente	9	--	-

RTP ing. Giuseppe Sabella (capogruppo)

sede legale: via Napoli n. 59, 85042, Lagonegro (PZ)

sede operativa: Galleria Umberto I, n. 50, 80132, Napoli (NA)

appalti@sabella.cloud ;

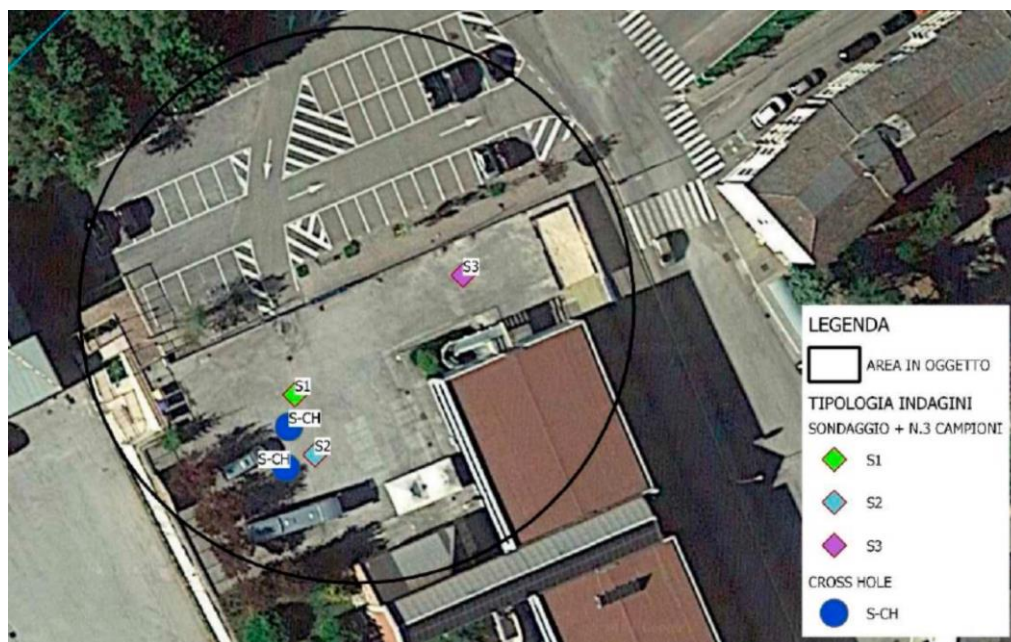


Tabella 2 - Riepilogo indagini- Campagna 2023

	Sondaggi	Ubicazione	Profondità (m)	Sondaggio	Riepilogo indagini su campioni indisturbati prelevati
Campagna luglio 2023	S1	Area fondazione della nuova palestra	32	Carotaggio continuo per la definizione del substrato	Caratteristiche fisiche, prova edometrica
	S2	Area fondazione della nuova palestra	32	Carotaggio continuo per la definizione del substrato	Caratteristiche fisiche, prova triassiale consolidata - drenata
	S3	Area piazzale scolastico	32	Carotaggio continuo per la definizione del substrato	Caratteristiche fisiche, prova triassiale non consolidata - non drenata

Tabella 3 - Riepilogo prove di laboratorio (caratteristiche fisiche)

	Sond.	Camp.	Profondità prelievo (m)		Prof. media	γ_v, γ_d	γ_{sat}, γ_s	W	S_r	e, n	IP	IC	Granul.	WI, Wp
			Inizio	Fine										
Campagna luglio 2023	S1	S1-C1	4,00	4,60	4,30	18.3-14.9	19.2-26.6	23.2	80.0	0.785-44.0	13.5	1.0	✓	36.7-23.2
		S1-C2	10,00	10,60	10,30	18.5-15.1	19.4-26.7	22.5	80.0	0.765-43.3	12.7	1.20	✓	37.8-25.1
		S1-C3	17,50	18,00	17,75	18.8-15.0	19.4-26.8	24.7	86.1	0.784-44	17.2	1.48	✓	50.1-32.9
	S2	S2-C1	4,00	4,60	4,30	19.4-16.0	19.9-26.4	21.1	87.3	0.650-39.4	15.3	1.31	✓	41.2-25.9
		S2-C2	8,00	8,60	8,30	19.2-15.6	19.6-26.5	23.4	89.8	0.702-41.3	13.1	1.11	✓	37.9-24.8
		S2-C3	15,00	15,50	15,25	19.1-15.3	19.4-26.4	25.0	92.0	0.733-42.3	14.5	1.10	✓	40.9-26.4
	S3	S3-C1	5,00	5,50	5,25	19.0-15.40	19.5-26.3	23.2	88.7	0.702-41.30	14.5	1.14	✓	39.7-25.2
		S3-C2	10,00	10,50	10,25	19.1-15.5	19.6-26.6	22.9	87.1	0.715-41.70	15.5	1.22	✓	41.9-26.4
		S3-C3	13,00	13,50	13,25	18.8-15.0	19.3-26.6	25.9	90.0	0.781-43.80	13.3	1.46	✓	45.3-32.0



Riepilogo prove di laboratorio (caratteristiche meccaniche)

RTP ing. Giuseppe Sabella (capogruppo)

sede legale: via Napoli n. 59, 85042, Lagonegro (PZ)

sede operativa: Galleria Umberto I, n. 50, 80132, Napoli (NA)

appalti@sabella.cloud ;



	Sond.	Camp.	Profondità prelievo (m)		Profondità à media*	EDO	TRX-CD	TRX-UU
			Inizio	Fine				
Campagna luglio 2023	S1	S1-C1	4,00	4,60	4,30	✓		
		S1-C2	10,00	10,60	10,30	✓		
		S1-C3	17,50	18,00	17,75	✓		
	S2	S2-C1	4,00	4,60	4,30		✓	
		S2-C2	8,00	8,60	8,30		✓	
		S2-C3	15,00	15,50	15,25		✓	
	S2	S3-C1	5,00	5,50	5,25			✓
		S3-C2	10,00	10,50	10,25			✓
		S3-C3	13,00	13,50	13,25			✓



RTP ing. Giuseppe Sabella (capogruppo)

sede legale: via Napoli n. 59, 85042, Lagonegro (PZ)

sede operativa: Galleria Umberto I, n. 50, 80132, Napoli (NA)

appalti@sabella.cloud ;



RTP ing. Giuseppe Sabella (capogruppo)

sede legale: via Napoli n. 59, 85042, Lagonegro (PZ)

sede operativa: Galleria Umberto I, n. 50, 80132, Napoli (NA)

appalti@sabella.cloud ;



2.3 Falda idrica

Lo studio del regime di falda è stato svolto facendo riferimento alle misure eseguite durante la campagna d'indagini risalente all'anno 1991 eseguita nelle immediate vicinanze del sito in oggetto dove è stata rilevata una falda acquifera la quale, pur considerando le variazioni stagionali, si attesta ad una profondità di 9.00 m dal piano campagna.



3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Sulla base dei dati acquisiti nel corso delle campagne di indagini eseguite è stato possibile ricostruire l'assetto lito-stratigrafico nell'intorno dell'area interessata, che risulta caratterizzato dalla seguente successione di litotipi:

- **Litotipo (STR-1):** corrispondente al materiale di natura antropica costituente il piazzale oggetto d'indagine, con spessori di circa 1.00 metro. Si tratta di uno strato piuttosto caotico derivante dalle operazioni di mescolamento dei terreni di scavo, prelevati presumibilmente durante la realizzazione dello strato di sottofondo del piazzale, con materiale di granulometria sabbio-ghiaiosa.
- **Litotipo (STR-2):** corrispondente allo strato di terreno in posto ed ha spessore pressoché costante e pari a 3.5 m ed è caratterizzato da una buona consistenza, in accordo con i risultati delle prove in sito e di laboratorio effettuate. Tale litotipo, piuttosto omogeneo, rappresenta la coltre di alterazione della formazione sottostante ed è costituito granulometricamente da limo con sabbia e argilla;
- **Litotipo (STR-3):** è lo strato di terreno che ha spessore pressoché costante e pari a 5 m ed è caratterizzato da una consistenza moderata delle argille con limo e sabbia che lo compongono;
- **Litotipo (STR-4):** corrispondente allo strato di terreno più profondo della formazione indagata e presenta anch'esso spessori nell'ordine dei 5 m, è caratterizzato anch'esso da una consistenza moderata; granulometricamente è costituito da argille con limo e sabbia in minor percentuale.

	<i>Profondità (m)</i>	<i>Spessore (m)</i>	<i>Descrizione</i>	<i>Comportamento geomeccanico</i>
STR 1	0.00÷1.00	1.00	Asfalto – Materiale sabbioso Ghiaioso	--
STR 2	1.00÷4.50	3.50	Limo con sabbia e argilla	Consistente
STR 3	4.50÷10.00	5.50	Argilla con limo e sabbia	Moderatamente consistente
STR 4	10.00÷20.00	10.00	Argilla limo sabbiosa	Mediamente consistente

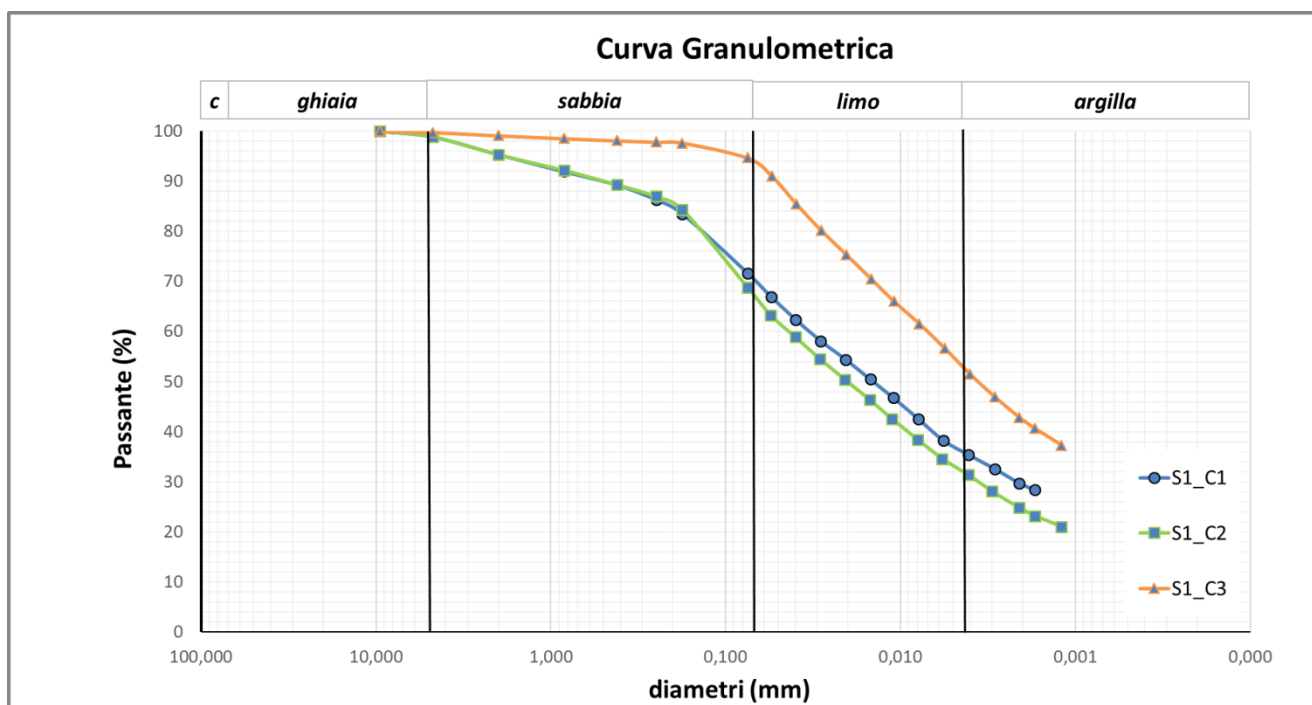
3.1 Caratteristiche granulometriche

Nelle figure che seguono sono riportate le curve granulometriche ricostruite per i campioni prelevati e testati durante la presente campagna di indagini.

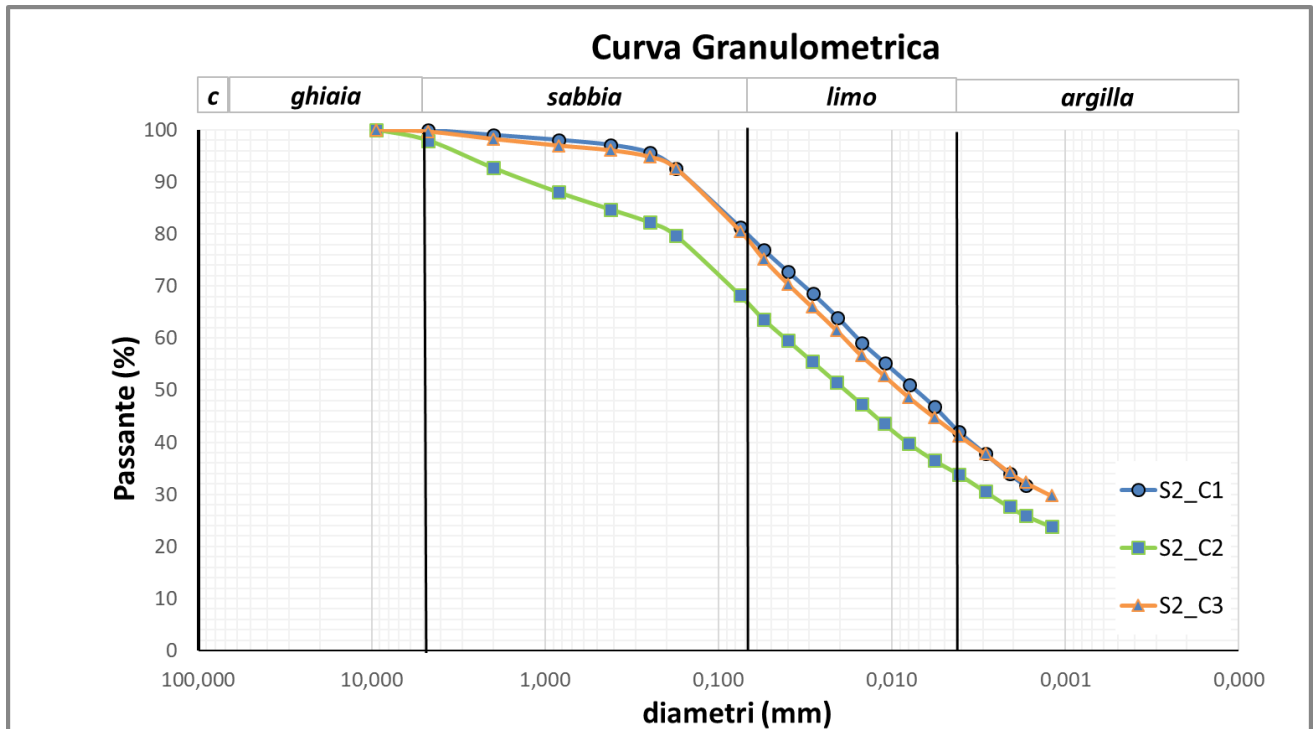


In particolare si può osservare che il litotipo **STR-2** è costituito da materiale di granulometria fine con sottili intercalazioni sabbiose, con una percentuale argillosa prossima al 40% ed una limosa prossima al 32%, quindi classificabile come *Argilla con limo e sabbia*. Anche il litotipo **STR-3** è classificabile come *Argilla con limo e sabbia* in quanto dalle analisi granulometriche si è potuto risalire ad una componente argillosa variabile tra il 35 ed il 43% ed una componente limosa di circa il 35%. La componente sabbiosa per entrambi i litotipi non è affatto trascurabile ed è rispettivamente prossima al 25% ed il 30%, mentre la componente ghiaiosa è sempre inferiore al 5%.

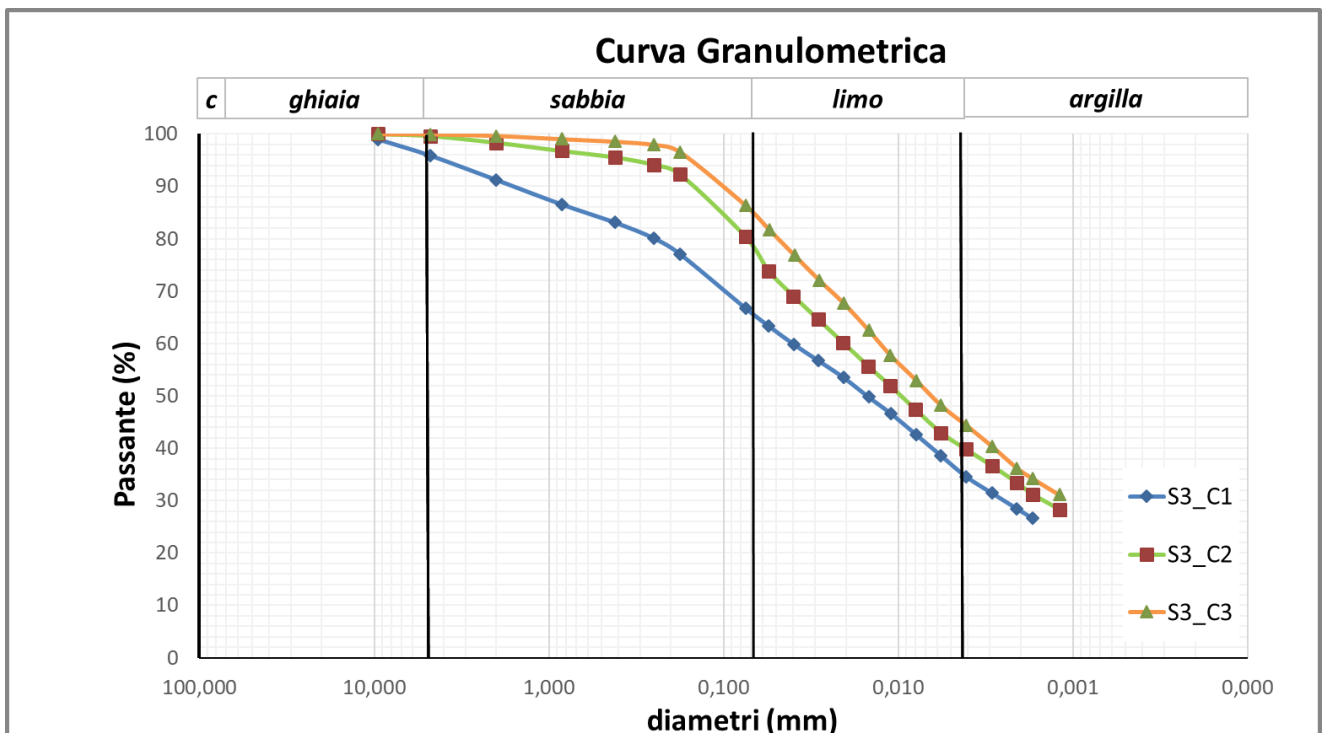
Il litotipo STR-4 è classificabile come Argilla con limo, sabbiosa, in quanto presenta una componente argillosa prossima al 50%, una componente limosa di circa il 40%, una componente sabbiosa variabile tra il 5% ed il 19% mentre la componente ghiaiosa è sempre inferiore al 1%.



Curve granulometriche per i tre litotipi principali sulla verticale del sondaggio S1



Curve granulometriche per i tre litotipi principali sulla verticale del sondaggio S2



Curve granulometriche per i tre litotipi principali sulla verticale del sondaggio S3

RTP ing. Giuseppe Sabella (capogruppo)

sede legale: via Napoli n. 59, 85042, Lagonegro (PZ)

sede operativa: Galleria Umberto I, n. 50, 80132, Napoli (NA)

appalti@sabella.cloud ;



3.2 Caratteristiche fisiche

I risultati delle prove di laboratorio hanno restituito, per ciascun litotipo, i valori delle caratteristiche fisiche indicate nella tabella seguenti e di seguito diagrammati con la profondità.

Come si può osservare, per il litotipo STR-2 il peso dell'unità di volume assume valori compresi tra $18,3 \div 19,4$ kN/m^3 , sostanzialmente pari al peso saturo dell'unità di volume, mentre il contenuto d'acqua w risulta prossimo al $21 \div 23\%$, con grado di saturazione S_r mediamente compreso tra 80% e 88% e porosità n pari al $40 \div 44\%$.

Con riferimento alle caratteristiche di plasticità e consistenza, si osserva che l'indice di plasticità I_p assume valori piuttosto confrontabili per i campioni appartenenti allo stesso litotipo, compresi tra 13% ed il 15% . Anche l'indice di consistenza I_c assume valori compresi tra $1,0$ (campione S1_C1) ed $1,3$ (campione S2_C1).

Con riferimento alla carta di Casagrande i campioni relativi al litotipo STR-2 possono essere classificati come argille inorganiche o come argille e limi inorganici di media compressibilità.

La caratterizzazione fisica per il litotipo STR-3 presenta un peso dell'unità di volume con valori prossimi ai 19 kN/m^3 , sostanzialmente prossimo al valore del peso saturo dell'unità di volume, mentre il contenuto d'acqua w risulta prossimo al $22,5 \div 23,5\%$, con grado di saturazione S_r mediamente compreso tra 80% e 90% e porosità n pari al $41 \div 43\%$.

Con riferimento alle caratteristiche di plasticità e consistenza, si osserva che l'indice di plasticità I_p assume valori piuttosto confrontabili per i campioni appartenenti allo stesso litotipo, compresi tra 13% ed il $15,5\%$. Anche l'indice di consistenza I_c assume valori compresi tra $1,10$ (campione S2_C2) ed $1,20$ (campione S2_C1).

Con riferimento alla carta di Casagrande, i campioni relativi al litotipo STR-3 possono essere classificati come argille inorganiche o come argille e limi inorganici di media compressibilità.

Infine, per quanto attiene alla caratterizzazione fisica per il litotipo STR-4 si è ricavato un valore del peso dell'unità di volume prossimo ai 19 kN/m^3 prossimo al valore del peso saturo dell'unità di volume, mentre il contenuto d'acqua w risulta compreso tra $24,7 \div 25,9\%$, con grado di saturazione S_r compreso tra 86% e 92% e porosità n pari al $42,3 \div 44\%$.

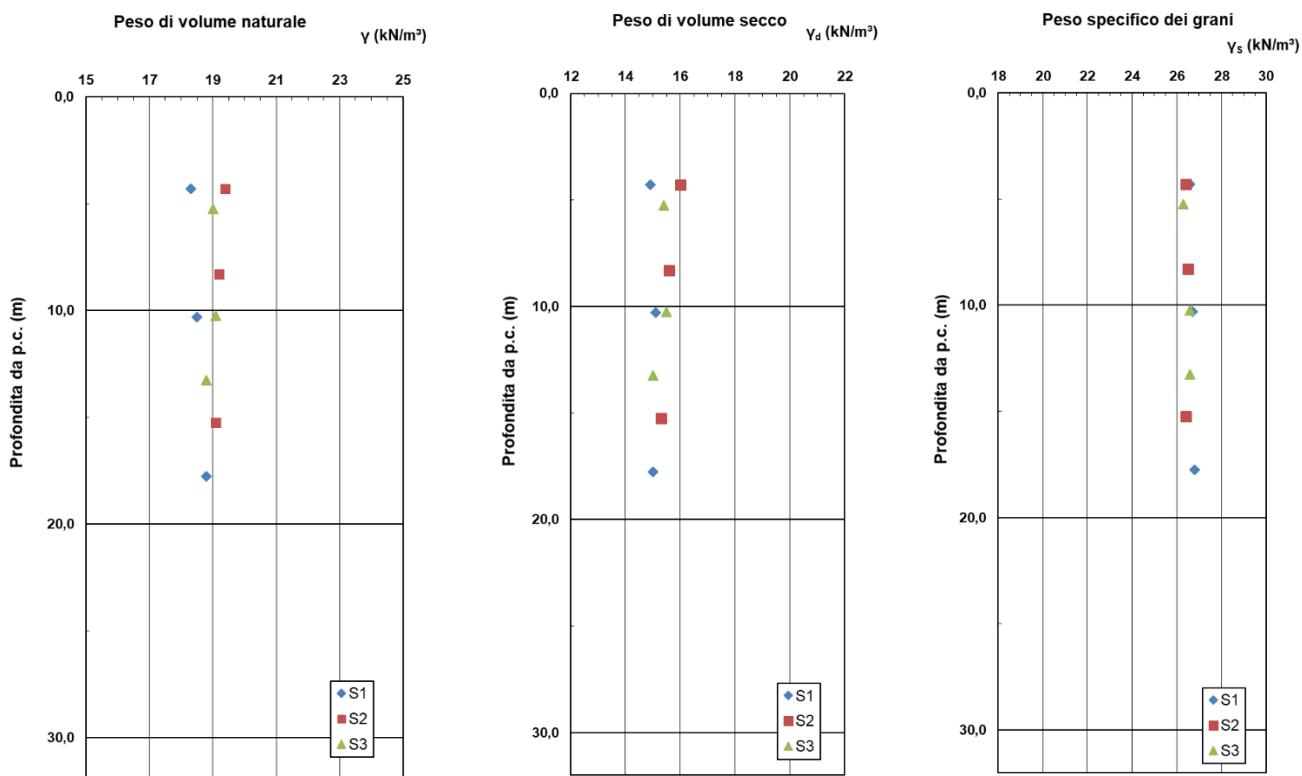
Con riferimento alle caratteristiche di plasticità e consistenza, si osserva che l'indice di plasticità I_p assume valori compresi tra 13% ed il 17% mentre l'indice di consistenza I_c assume valori compresi tra $1,10$ (campione S2_C3) ed $1,48$ (campione S1_C3).

Con riferimento alla carta di Casagrande, i campioni relativi al litotipo STR-4 possono essere classificati come limi inorganici o come argille e limi organici di medio/alta compressibilità.

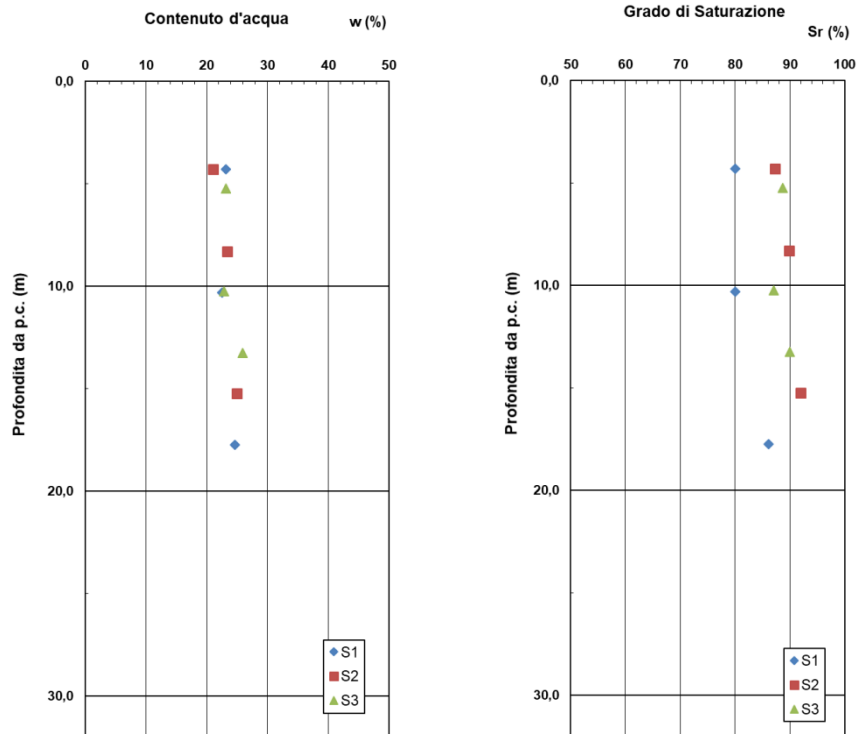


Litotipo STR 2÷4: Caratteristiche fisiche

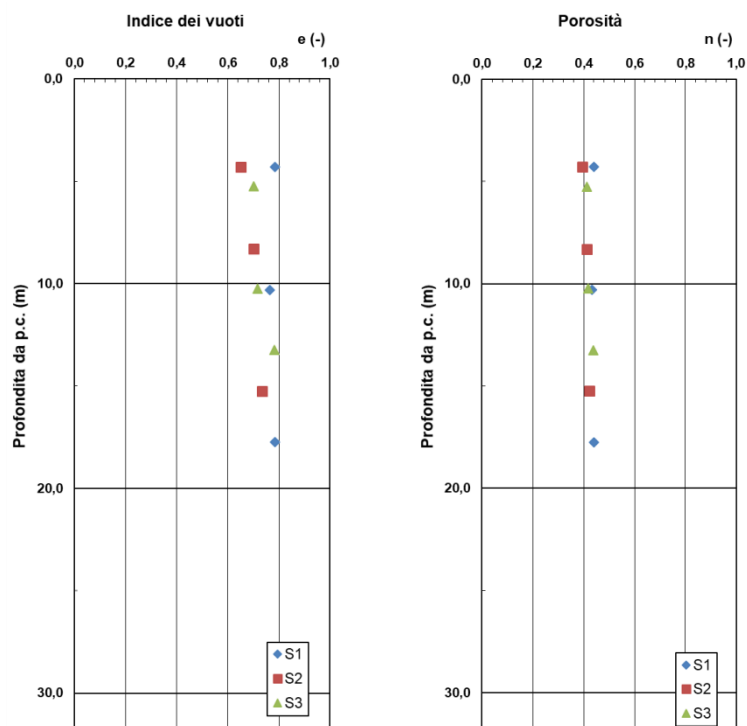
	Sond.	Camp.	Profondità prelievo (m)		Prof. media	LITOTI PO	γ_v, γ_d	γ_{sat}, γ_s	W	S_r	e, n	IP	IC	WI, Wp
			Inizio	Fine										
Campagna luglio 2023	S1	S1-C1	4,00	4,60	4,30	STR-2	18.3-14.9	19.2-26.6	23.2	80.0	0.785-44.0	13.5	1.0	36.7-23.2
		S1-C2	10,00	10,60	10,30	STR-3	18.5-15.1	19.4-26.7	22.5	80.0	0.765-43.3	12.7	1.20	37.8-25.1
		S1-C3	17,50	18,00	17,75	STR-4	18.8-15.0	19.4-26.8	24.7	86.1	0.784-44.0	17.2	1.48	50.1-32.9
	S2	S2-C1	4,00	4,60	4,30	STR-2	19.4-16.0	19.9-26.4	21.1	87.3	0.650-39.4	15.3	1.31	41.2-25.9
		S2-C2	8,00	8,60	8,30	STR-3	19.2-15.6	19.6-26.5	23.4	89.8	0.702-41.3	13.1	1.11	37.9-24.8
		S2-C3	15,00	15,50	15,25	STR-4	19.1-15.3	19.4-26.4	25.0	92.0	0.733-42.3	14.5	1.10	40.9-26.4
	S2	S3-C1	5,00	5,50	5,25	STR-2	19.0-15.40	19.5-26.3	23.2	88.7	0.702-41.30	14.5	1.14	39.7-25.2
		S3-C2	10,00	10,50	10,25	STR-3	19.1-15.5	19.6-26.6	22.9	87.1	0.715-41.70	15.5	1.22	41.9-26.4
		S3-C3	13,00	13,50	13,25	STR-4	18.8-15.0	19.3-26.6	25.9	90.0	0.781-43.80	13.3	1.46	45.3-32.0



Caratteristiche fisiche – γ , γ_d e γ_s per i tre litotipi investigati



Caratteristiche fisiche – contenuto d'acqua w e Grado di saturazione S_r per i tre litotipi investigati



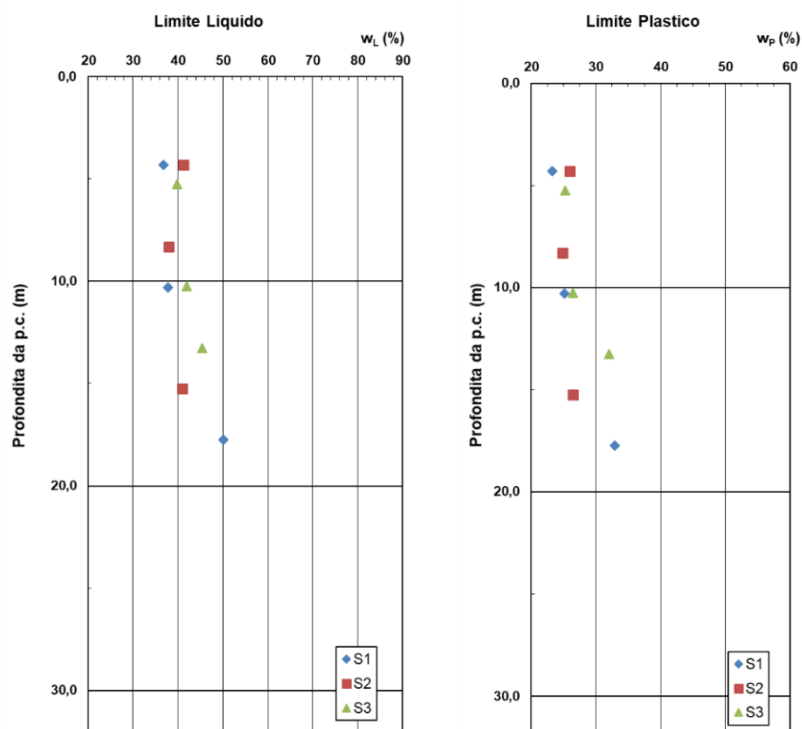
Caratteristiche fisiche – indice dei vuoti e , porosità n per i tre litotipi investigati

RTP ing. Giuseppe Sabella (capogruppo)

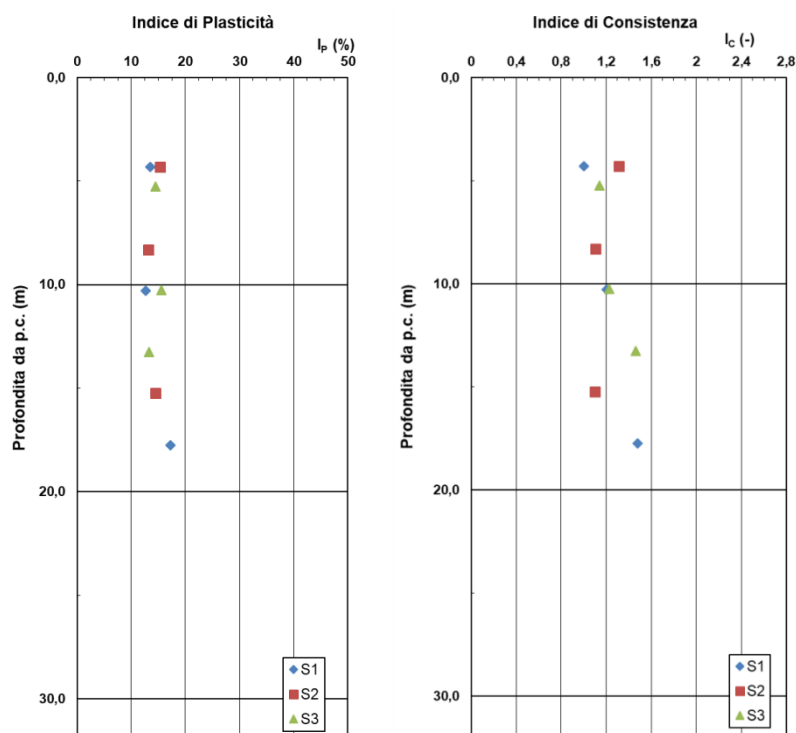
sede legale: via Napoli n. 59, 85042, Lagonegro (PZ)

sede operativa: Galleria Umberto I, n. 50, 80132, Napoli (NA)

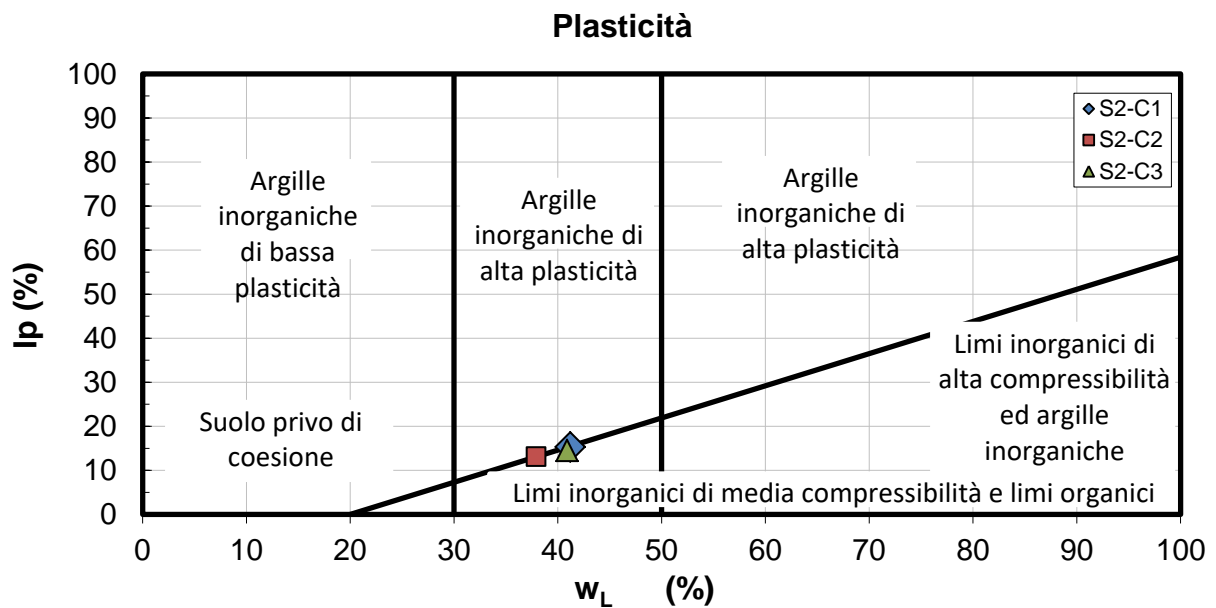
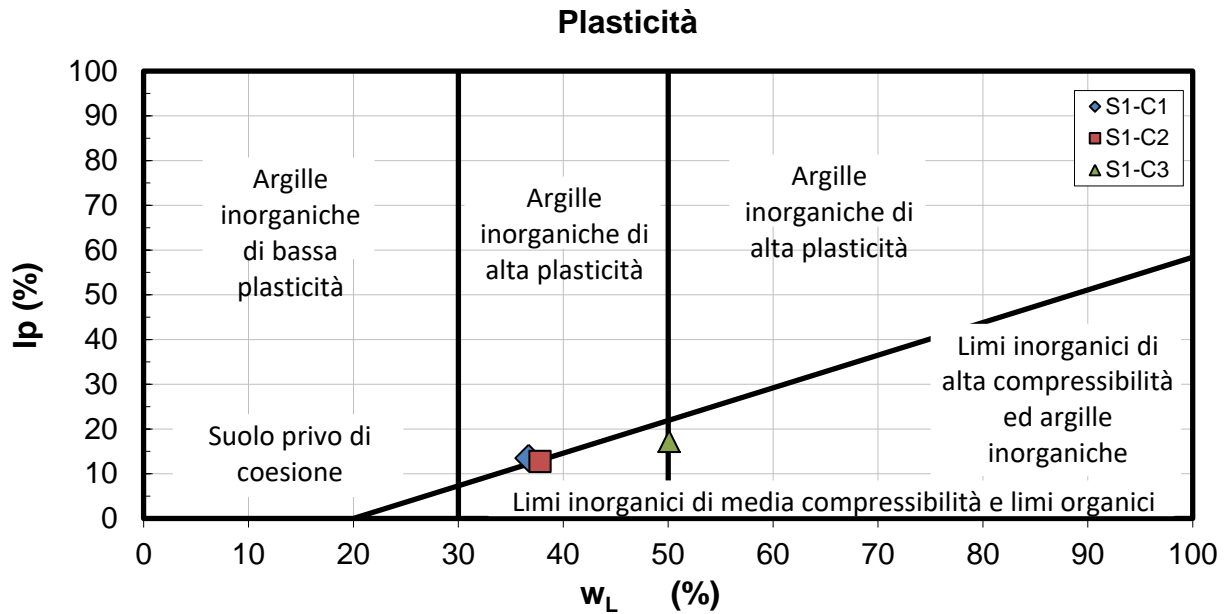
appalti@sabella.cloud ;

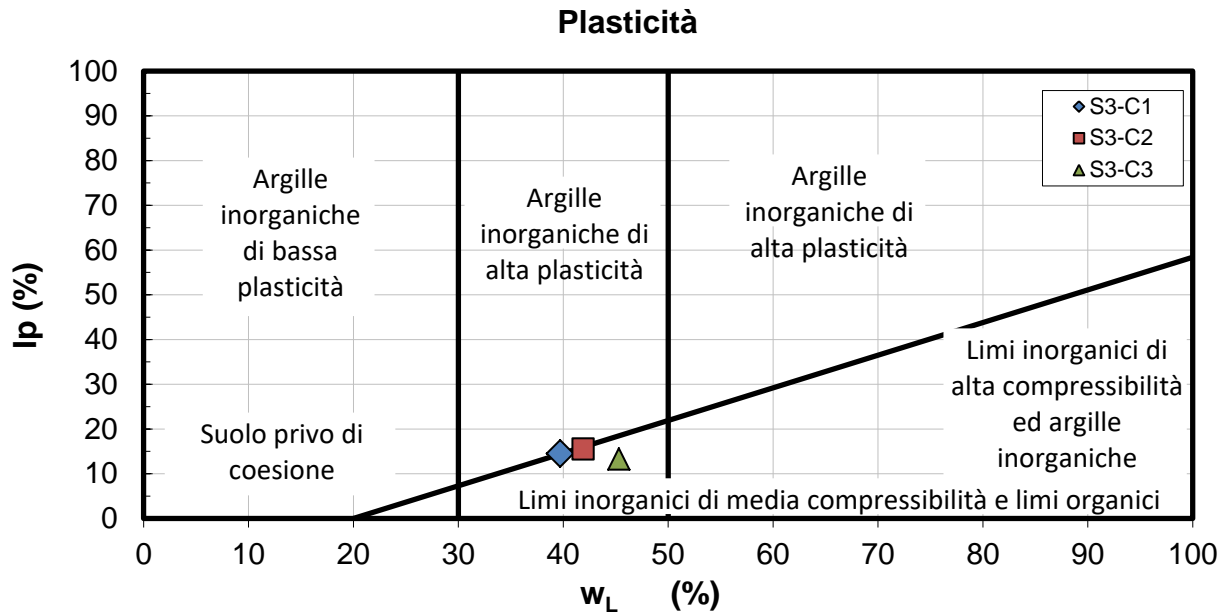


Caratteristiche fisiche – limite liquido w_L e limite plastico w_p i tre litotipi investigati



Caratteristiche fisiche – indice di plasticità I_p e di consistenza I_c per i tre litotipi investigati





Caratteristiche fisiche – Carta di Casagrande per i tre litotipi investigati

Come si evince dai grafici, i campioni investigati ricadono nelle zone a cavallo tra le argille inorganiche di media compressibilità e limi inorganici di media compressibilità o argille e limi organici.

3.3 Caratteristiche meccaniche

3.3.1 Premessa

La campagna di indagini svolta tra i mesi di luglio e agosto 2023 ha permesso di approfondire la conoscenza delle caratteristiche meccaniche dei litotipi di interesse tecnico, sia con riferimento ai parametri di resistenza, in condizioni drenate e non drenate, sia con riferimento ai parametri di deformabilità. Nei paragrafi seguenti si illustreranno i risultati ottenuti. In generale, le indagini svolte riguardano la caratterizzazione sismostrutturale delle aree di interesse, pertanto, nell'areale di studio, sono state effettuate opportune e puntuali indagini d'ordine geofisico e geotecnico.

3.3.2 Prove triassiali in condizione drenate e non drenate

Per i litotipi indagati, caratterizzati da una granulometria argillosa e limosa con piccole percentuali sabbiose, e quindi con comportamento meccanico prevalentemente di tipo coesivo, la stima dei valori dei parametri di resistenza in condizioni drenate e non drenate è stata eseguita su campioni indisturbati prelevati a sulla base di prove di laboratorio, e precisamente:



- Prove triassiali consolidate drenate (Trx-CD su S2)
- Prove triassiali non consolidate non drenate (Trx-UU su S3)

Per il litotipo STR-2, nel corso della campagna di indagine sono state eseguite 3 prove triassiali in condizioni drenate, i cui risultati sono rappresentati attraverso gli involucri di rottura nel piano τ - σ . I punti sperimentali si dispongono, in maniera molto ben correlata ($r^2 \approx 1$), intorno ad una retta caratterizzata da un angolo di attrito in condizioni drenate, circa pari a $\phi' = 14^\circ$ e valori di coesione in condizioni drenate e non drenate che si attestano rispettivamente intorno ai 2 e 23 kPa.

Per i litotipi STR-3 e STR-4 sono stati ottenuti, rispettivamente, valori dell'angolo d'attrito rispettivamente di circa 15° e 17° per i due litotipi, valori di coesione $c'_3 = 4$ kPa e $c'_4 = 6$ kPa in condizioni drenate e valori di $c_{u,3} = 33$ kPa e $c_{u,4} = 120$ kPa.

I parametri geotecnici sono stati ricavati da una costruzione aderente il più possibile alla realtà e considerando i valori più cautelativi relativamente all'intervallo prodotto dai tre provini ricavati per ogni campione.

3.3.3 Caratteristiche di deformabilità - Prove edometriche

La relazione sforzi-deformazioni dei terreni risulta marcatamente non lineare, anche a livelli deformativi relativamente modesti. Il manifestarsi delle deformazioni plastiche richiederebbe in linea di principio l'adozione di modelli costitutivi relativamente complessi per la valutazione degli stati di esercizio delle opere geotecniche. Nella pratica corrente, in presenza di carichi monotoni, è tuttavia usuale fare ricorso a modelli semplificati che utilizzano moduli elastici operativi, che in qualche misura tengono conto del decadimento del modulo con il livello deformativo.

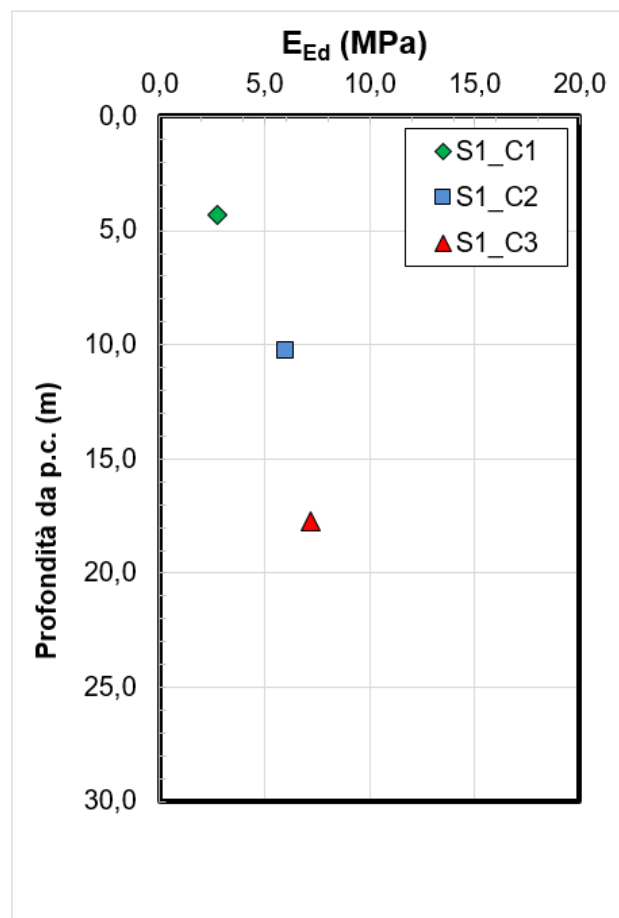
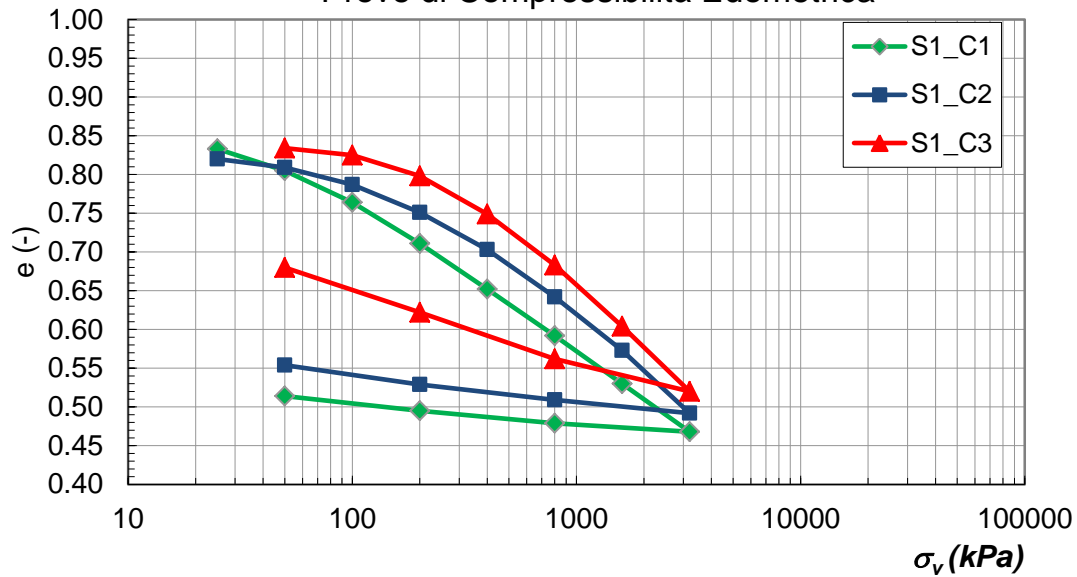
In particolare, nel caso delle argille, la possibilità di utilizzare dati sperimentali ricavati da prove di laboratorio su campioni indisturbati consente la valutazione dei cedimenti utilizzando approcci semplificati che trasferiscono le osservazioni effettuate tramite prove di laboratorio alla scala dell'opera.

La stima delle caratteristiche di deformabilità dei terreni presenti nell'area di interesse è stata eseguita mediante prove in sito ed in laboratorio eseguite nel corso della campagna di indagini.

La deformabilità per i tre litotipi in condizioni edometriche (E_{ed}) è stata determinata attraverso il prelievo di tre campioni indisturbati lungo il sondaggio S1. Nelle figure seguenti sono rappresentati l'andamento delle curve e - $\log \sigma_v$ ed E_{ed} - $\log \sigma_v$ ottenuti nel corso delle prove edometriche eseguite sui campioni S1_C1 (prof. media 4.3m), S1_C2 (prof. media 10.3m) ed S1_C3 (prof. media 17.75m). Come si può osservare, per questo terreno, caratterizzato da un grado di pre-consolidazione circa pari all'unità, la stima del modulo edometrico è stata eseguita considerando la curva di carico e - $\log \sigma_v$ in corrispondenza della tensione di sovra-consolidazione, ottenendo un valore prossimo ai 6 MPa sulla media delle profondità investigate. Per la caratterizzazione sismica è stata realizzata una prova di sismica in foro, eseguita nei fori di sondaggio appositamente attrezzati con tubi in PVC adeguatamente cementati, in cui sono stati acquisiti dati con tecnica Cross-Hole, metodologia che consente di ottenere un modello verticale delle onde di compressione V_p e delle onde di taglio V_s . La prova è stata svolta nei fori di sondaggio denominati S1 e S2, tutti spinti alla profondità di 32.00 m e ubicate come riportato in planimetria.



Prove di Compressibilità Edometrica





3.3.4 Prove Cross-Hole

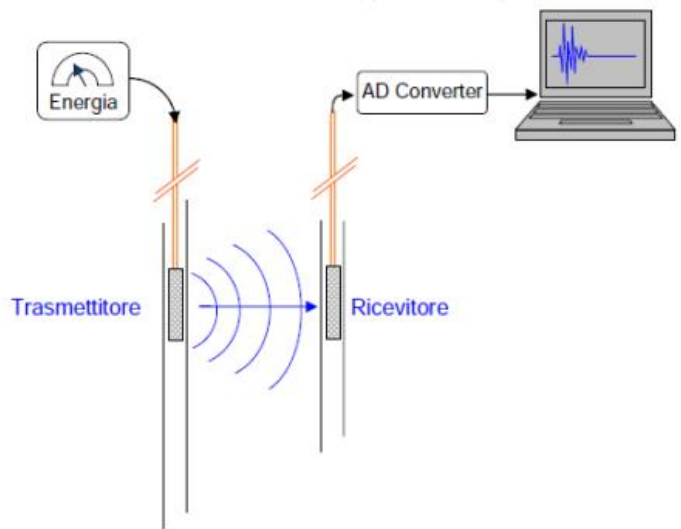
Un'ulteriore stima dei parametri di rigidezza è stata ottenuta a partire dai risultati della prova sismica in foro di tipo Cross-Hole eseguita durante la presente campagna di indagine. Si tratta di un metodo di controllo non distruttivo basato sulla registrazione di in continuo di impulsi ultrasonici tra due sonde, una trasmittente ed una ricevente che attraversano le sezioni di terreno entro fori che corrono longitudinalmente dalla testa al piede del foro di sondaggio preventivamente condizionati da tubi in pvc.

Per la rilevazione, la coppia di sonde, trasmittente e ricevente, viene calata simultaneamente all'interno dei tubi. Le sonde sono collegate ad uno strumento ad ultrasuoni che provvede a generare il segnale sonico impulsivo (sonda trasmittente) e a visualizzare-registrare il tempo impiegato all'impulso per raggiungere la sonda ricevente. Il sistema di acquisizione registra il tempo di propagazione dell'onda relativo a ciascun impulso, insieme alla posizione delle sonde al momento dell'acquisizione.

Le sonde vengono recuperate mediante uno speciale argano e le misurazioni vengono eseguite misure con passo di campionamento pari a 1m.

Le due sonde, T ed R, collocate in due tubi distinti, vengono spostate contemporaneamente in modo da trovarsi sulla stessa congiungente orizzontale o leggermente sfalsate come mostrato in figura.

L'elaborazione dei segnali C-H consiste in una serie di operazioni volte all'esaltazione del rapporto segnale/rumore e quindi alla più corretta individuazione dei tempi di primo arrivo (già preliminarmente letti in campagna). Tali operazioni possono comprendere la verifica della sincronizzazione dei segnali, il filtraggio in frequenza con isolamento di una banda attinente ai segnali di interesse e l'applicazione di funzioni di gain.



Schema di misura cross-hole

Una volta definiti i tempi di arrivo delle onde soniche, ed essendo nota la distanza fra il trasmettitore ed il ricevitore (ricavata tramite rilievo inclinometrico), si calcolano le velocità delle onde longitudinali (V_p) e trasversali (V_s).

Le misure sismiche effettuate utilizzando tecniche di registrazione attive ed i parametri calcolati con la strumentazione adoperata, possono essere utilizzati nell'ambito della nuova normativa vigente in materia di costruzioni ("NTC 2018", D.M. 17 gennaio 2018), anche per quanto riguarda le opere di fondazione, sostegno e scavo.

I risultati si rappresentano sotto forma di diagrammi di velocità in funzione della profondità. Indicando con V_p e V_s rispettivamente la velocità delle onde longitudinali e trasversali e con ρ la massa volumica del materiale, è possibile calcolare:

- ν_d : coefficiente di Poisson dinamico;
- E_d : modulo elastico longitudinale dinamico;



- G_d : modulo elastico trasversale dinamico;
- K_d : modulo di compressibilità dinamico.

$$v_d = \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{2 \left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}$$

$$E_d = V_p^2 \rho \frac{(1 + v_d)(1 - 2v_d)}{(1 - v_d)}$$

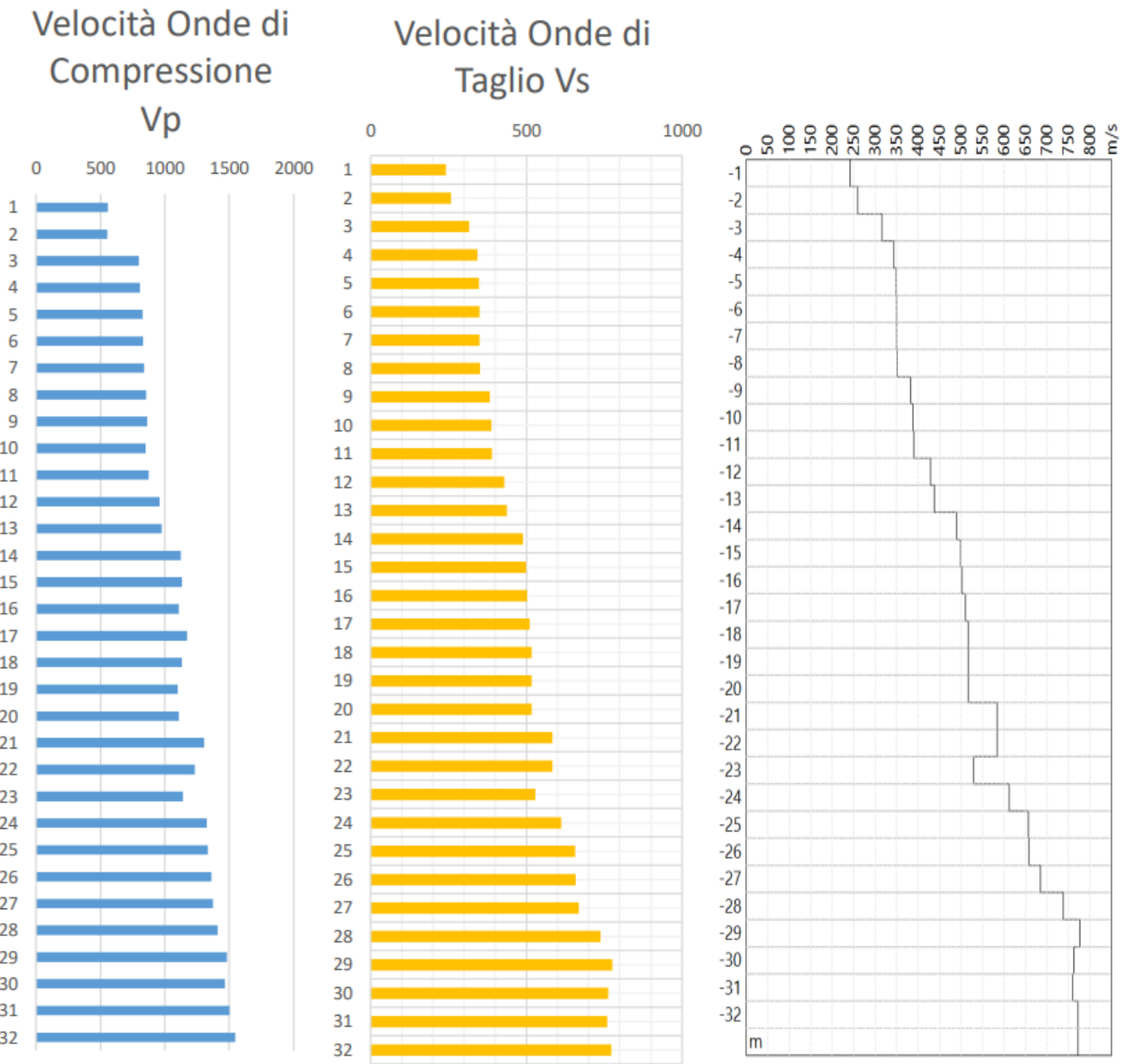
$$G_d = V_s^2 \rho$$

$$K_d = \frac{E_d}{3(1 - 2v_d)}$$

In questo lavoro sono stati impiegati un sismografo multicanale, tre geofoni tridimensionale da foro e un energizzatore sismico per Cross-Hole di onde di taglio Vs e onde di compressione Vp. La geometria della linea sismica messa in opera nel piazzale di parcheggio dell'istituto, presenta una distanza tra i fori di sondaggio pari a 4,7 m con passo di campionamento di 1,0 m. I segnali sono stati campionati con una frequenza di sampling di 8000 Hz (con una lunghezza del record di 2000 ms).

Il report della prova consiste in un grafico e tabelle nelle quali, alle diverse profondità, vengono riportati i tempi di percorrenza dell'impulso ultrasonico ed essendo nota la distanza reciproca dei tubi si ricava immediatamente il valore della velocità di propagazione dell'onda ultrasonica alle varie profondità, velocità che è direttamente correlata alle caratteristiche meccaniche del mezzo attraversato.

SISMICHE A RIFRAZIONE – MASW – ERT – DOWN HOLE					
STENDIMENTO SISMICO	N° Geofoni	Distanza fori di sondaggio	Profondità indagine	Passo ci campionamento	Tipo Onde Sismiche
CH – S1-S2	3	4.7 m	32 m	1.0 m	P - S





Strato	Spessore strato	Vp m/s	poisson	Vs m/s	γ	G ₀ Kg/cm ²	E _d Kg/cm ²	R T/m ²	K Kg/cm ²
1	1.0	558	0.38	242	1.8	1053	2915	435	4206
2	1.0	554	0.36	259	1.9	1274	3466	492	4131
3	1.0	798	0.41	316	2.0	2003	5636	633	10077
4	1.0	807	0.39	343	2.0	2353	6541	686	9892
5	1.0	828	0.39	349	2.1	2553	7110	732	11005
6	1.0	831	0.39	350	2.1	2573	7166	735	11085
7	1.0	838	0.39	350	2.1	2573	7176	735	11303
8	1.0	854	0.40	351	2.1	2594	7254	738	11854
9	1.0	865	0.38	383	2.1	3078	8483	804	11606
10	1.0	850	0.37	388	2.1	3165	8662	815	10960
11	1.0	876	0.38	390	2.2	3351	9223	859	12423
12	1.0	961	0.38	429	2.2	4055	11154	945	14900
13	1.0	977	0.37	438	2.2	4227	11616	964	15379
14	1.0	1123	0.38	490	2.2	5278	14592	1078	20684
15	1.0	1134	0.38	499	2.2	5482	15129	1098	20976
16	1.0	1109	0.37	502	2.2	5545	15205	1104	19665
17	1.0	1172	0.38	510	2.2	5726	15838	1122	22573
18	1.0	1133	0.37	517	2.2	5874	16080	1137	20427
19	1.0	1101	0.36	517	2.3	6141	16689	1188	19704
20	1.0	1107	0.36	517	2.3	6141	16710	1188	19981
21	1.0	1306	0.37	584	2.3	7854	21597	1344	28775
22	1.0	1233	0.36	584	2.3	7854	21285	1344	24473
23	1.0	1139	0.36	529	2.3	6439	17544	1217	21245
24	1.0	1325	0.36	612	2.3	8616	23513	1408	28918
25	1.0	1335	0.34	657	2.3	9936	26627	1512	27735
26	1.0	1362	0.35	658	2.3	9952	26828	1513	29392
27	1.0	1371	0.34	668	2.4	10721	28825	1604	30847
28	1.0	1411	0.31	738	2.4	13057	34262	1770	30371
29	1.0	1484	0.31	776	2.4	14470	37951	1864	33531
30	1.0	1466	0.31	762	2.4	13944	36667	1829	32987
31	1.0	1501	0.33	760	2.6	15028	39896	1977	38512
32	1.0	1548	0.33	772	2.6	15501	41370	2008	41643

attraverso la relazione:

$$E_0 = 2 \rho V_s^2 (1 + \nu)$$

dove:

ρ= densità del terreno;

V_s= velocità delle onde di taglio;

ν= coefficiente di Poisson assunto pari a 0,35.

La classificazione del terreno di fondazione viene effettuata sulla base del valore di V_s,eq valutato dalla seguente espressione:

RTP ing. Giuseppe Sabella (capogruppo)

sede legale: via Napoli n. 59, 85042, Lagonegro (PZ)

sede operativa: Galleria Umberto I, n. 50, 80132, Napoli (NA)

appalti@sabella.cloud ;



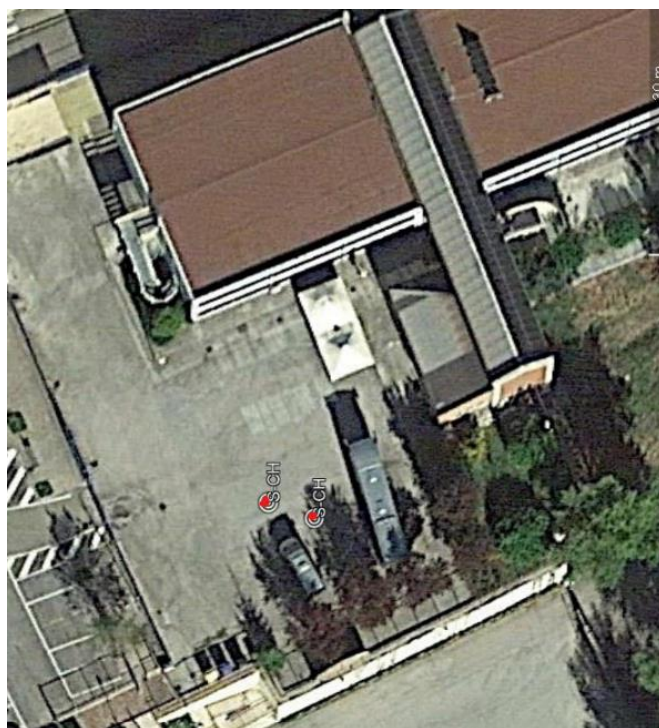
$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{h_i}{V_{S,i}} \right)}$$

Nell'espressione riportata, h_i è lo spessore dell' i -esimo strato, $V_{S,i}$ è la velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato, N è il numero di strati, H è la profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.

Il modello di $V_{S,eq}$ ci dà informazioni riguardanti gli spessori e le velocità dei singoli sismostrati, per definire l'azione sismica di progetto e la categoria del terreno di fondazione del sito oggetto di studio.

In materia di microzonazione sismica, nel sito oggetto di studio sono stati determinati con le metodologie sopra citate i valori di $V_{S,eq}$, partendo dal piano campagna, che risultano essere di **447m/s**.

Pertanto il sottosuolo indagato rientra nella categoria B, terreni descritti come "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s" alla luce delle categorie previste dalle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", D.M. 17 gennaio 2018



RTP ing. Giuseppe Sabella (capogruppo)

sede legale: via Napoli n. 59, 85042, Lagonegro (PZ)

sede operativa: Galleria Umberto I, n. 50, 80132, Napoli (NA)

appalti@sabella.cloud ;



Geofono tridimensionale da foro PASI GFA-100



Energizzatore sismico per Cross-Hole "P/S waves"



4 MODELLO GEOTECNICO ASSUNTO NEI CALCOLI

4.1 Caratterizzazione geotecnica

Sintetizzando quanto ampiamente descritto nei precedenti paragrafi, ai quali si rimanda per maggiori dettagli, il sottosuolo è caratterizzabile dal punto di vista geotecnico assumendo la seguente stratigrafia:

	Prof. dal p.c. (m)	Spessore (m)	γ	γ_{SAT}	φ'		$c'-c_u$		E_d		
			kN/m ³	kN/m ³	(°)		(kPa)		MPa	MPa	MPa
					CID	CIU	CID	CIU	EDO	CH	CIU
STR-2	1.00÷4.50	3.5	19	19.5	14.1	-	2	23	2.7	-	-
STR-3	4.50÷10.00	5.5	20	19.5	15.3	-	4	33	6	-	-
STR-4	10.0÷32.0	10	21	19.5	17.0	-	6	120	7.2	-	-

Modello geotecnico di sottosuolo adoperato nelle verifiche di stabilità

Dal punto di vista sismico, i valori di $V_{s,eq}$ nei primi 30 m di profondità partendo dal piano campagna sono risultati pari **447m/s**. Pertanto **il sottosuolo indagato rientra nella categoria B**, terreni descritti come “Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s” alla luce delle categorie previste dalle “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, D.M. 17 gennaio 2018

4.2 Caratterizzazione sismica

Dal momento che l'area da gioco della Palestra presenta anche gli spalti per il pubblico (**n. 80 persone**), la struttura in esame rientra nella **Classe d'Uso III** (cui corrisponde un coefficiente d'uso $C_U=1,5$); inoltre è caratterizzata da una vita nominale $V_N = 50$ anni, ciò che dà luogo a un periodo di riferimento V_R rispetto al quale calcolare l'azione sismica pari a $V_R = C_U \times V_N = 1,5 \times 50 = 75$ anni.

Atteso che lo Stato Limite Ultimo di Salvaguardia della Vita (SLV) ha una probabilità di superamento pari al 10%, il periodo di ritorno T_R dell'azione sismica vale, nel caso in esame:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{75}{\ln(0,9)} = 712 \text{ anni}$$

Come detto la costruzione è ubicata nella città di Potenza alla **via Zara**. In particolare, il sito è individuato dalle seguenti **coordinate geografiche: 40,6430556° latitudine nord; 15,8002778° longitudine est**.

Note le coordinate e il periodo di ritorno, è possibile desumere i valori dei seguenti parametri della pericolosità sismica di base, **riferiti all'azione orizzontale allo SLV**:

- Accelerazione orizzontale massima al sito $a_g = 0,237 \text{ g}$;
- Massimo fattore di amplificazione spettro $F_0 = 2,440$;
- Periodo di inizio del tratto a velocità costante $T_c^* = 0,387 \text{ s}$.



Note le coordinate e il periodo di ritorno, è possibile desumere i valori dei seguenti parametri della pericolosità sismica di base, **riferiti all'azione orizzontale allo SLD:**

- Accelerazione orizzontale massima al sito $a_g = 0,089 \text{ g};$
- Massimo fattore di amplificazione spettro $F_0 = 2,367;$
- Periodo di inizio del tratto a velocità costante $T_c^* = 0,324 \text{ s}.$

Note le coordinate e il periodo di ritorno, è possibile desumere i valori dei seguenti parametri della pericolosità sismica di base, **riferiti all'azione orizzontale allo SLO:**

- Accelerazione orizzontale massima al sito $a_g = 0,069 \text{ g};$
- Massimo fattore di amplificazione spettro $F_0 = 2,329;$
- Periodo di inizio del tratto a velocità costante $T_c^* = 0,307 \text{ s}.$

Note le coordinate e il periodo di ritorno, è possibile desumere i valori dei seguenti parametri della pericolosità sismica di base, **riferiti all'azione orizzontale allo SLC:**

- Accelerazione orizzontale massima al sito $a_g = 0,307 \text{ g};$
- Massimo fattore di amplificazione spettro $F_0 = 2,447;$
- Periodo di inizio del tratto a velocità costante $T_c^* = 0,415 \text{ s}.$

Una volta individuate le categorie di sottosuolo e topografica per il sito in oggetto, è possibile valutare i coefficienti di amplificazione stratigrafica S_s e C_c e del coefficiente di amplificazione topografica S_t necessari per modificare l'azione sismica di base.

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

Il parametro $V_{s,eq}$ è stato valutato a partire dalle velocità V_s misurate attraverso la prova sismica in foro di tipo Cross-Hole che ha restituito un valore della velocità equivalente delle onde di taglio nei primi 30m pari a 447m/s, pertanto il sito oggetto di intervento è stato caratterizzato da una categoria di Sottosuolo B (Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti).

Per quanto riguarda le caratteristiche topografiche, tenendo conto della morfologia della zona indagata, è stata attribuita una categoria T2 considerando un profilo originario del pendio con pendenza media oscillante prossima ai 15°.



Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

I coefficienti di amplificazione stratigrafica S_s , di funzione di categoria C_c e di amplificazione topografica S_t , sono indicati nelle tabelle che segue. È quindi possibile valutare l'accelerazione massima attesa nel sito di progetto (A_{max}), e dei coefficienti di spinta orizzontale k_h e verticale k_v da utilizzare nei calcoli di verifica, raccolti nelle tabelle.

A partire dai valori dei parametri sismici innanzi definiti è possibile calcolare l'accelerazione massima attesa nel sito di progetto (a_{max}), e dei coefficienti di spinta orizzontale k_h e verticale k_v da utilizzare nei calcoli di verifica secondo le espressioni indicate in normativa al par. 7:

$$a_{max} = S a_g = S_s S_t a_g$$

$$k_h = \beta_s \frac{a_{max}}{g}$$

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

dove:

S è un coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e topografica (S_t);

a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa sul sito rigido;

β_s è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g è l'accelerazione di gravità.

	S_s	C_c	S_t	S	k_h	k_v	A_{max}	β_s
	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[m/s ²]	[-]
Operatività (SLO)	1,20	1,39	1,20	1,440	0,020	0,010	0,958	0,200
Danno (SLD)	1,20	1,38	1,20	1,440	0,025	0,013	1,242	0,200
Salvaguardia della vita (SLV)	1,17	1,33	1,20	1,404	0,092	0,046	3,222	0,280
Prevenzione dal collasso (SLC)	1,10	1,31	1,20	1,320	0,111	0,056	0,280	0,280

Tabella ... – Valori dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica, parametri sismici



5 BREVE DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA DI FONDAZIONE

La Fondazione diretta

La fondazione scelta nel caso di specie (per entrambi i corpi di fabbrica) è di tipo diretta ed è formata da una struttura resistente di sezione rettangolare a formare un graticcio di travi rovesce interposte tra il terreno e la sovrastruttura con il compito di trasferire al terreno i carichi derivanti dal peso proprio e dalle azioni applicate alla sovrastruttura ripartendoli opportunamente in modo da evitare la rottura del complesso struttura-terreno, contenendo entro limiti accettabili i cedimenti assoluti e differenziali.

Per una simile struttura di fondazione, i carichi vengono trasferiti al terreno prevalentemente attraverso le tensioni normali di contatto, essendo generalmente trascurabile l'attrito che si sviluppa lungo le superfici laterali.

Il sottosuolo ricadente nell'area di interesse è formato da stratificazioni limose e argillose pertanto si è scelto di considerare uno schema di fondazione continuo sia per minimizzare i cedimenti differenziali della sovrastruttura sia per garantire adeguati margini di sicurezza nei confronti del collasso del sistema struttura-terreno, distribuendo i carichi su superfici di contatto maggiori

Per il progetto della struttura di fondazione e la determinazione del carico unitario ammissibile che essa è in grado di trasferire al terreno, si è tenuto conto di diversi aspetti, tra i quali i più rilevanti, da un punto di vista geotecnico, sono senza dubbio i seguenti:

- garantire adeguati margini di sicurezza nei confronti di possibili **meccanismi di collasso** del complesso fondazione-terreno (verifiche di stato limite ultimo);
- i **cedimenti** assoluti e differenziali delle fondazioni non devono superare i limiti accettabili per la funzionalità della struttura (verifiche di stato limite di servizio).

Ovviamente il progetto delle fondazioni deve tener conto anche di altri aspetti, oltre a quelli succitati, quali per esempio: la resistenza degli elementi strutturali, le limitazioni al grado di fessurazione, la durabilità, la fattibilità e i costi della soluzione, i tempi di esecuzione.

Gli obiettivi della presente relazione sono le verifiche di carattere geotecnico (verifica di capacità portante, verifica a scorrimento e previsione dei cedimenti), sviluppate in accordo con il metodo semiprobabilistico agli stati limite adottato dall'Eurocodice 7 (EC7) e dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC18).

5.1.1 Materiale costituente la fondazione

Nell'esecuzione degli elementi strutturali di fondazione in c.a. previsti in progetto saranno impiegati i seguenti materiali:

Calcestruzzo elementi in fondazione

- Resistenza cubica caratteristica: R_{ck} 30 MPa (C25/30)

RTP ing. Giuseppe Sabella (capogruppo)

sede legale: via Napoli n. 59, 85042, Lagonegro (PZ)

sede operativa: Galleria Umberto I, n. 50, 80132, Napoli (NA)

appalti@sabella.cloud ;



- Classe di esposizione: XC2 adatto per fondazioni e strutture interrate soggette ad essere bagnate e raramente asciutte (ai sensi delle linee guida sul calcestruzzo strutturale approvate dall'Assemblea Generale del Consiglio Superiore dei LL.PP. con voto n.316 del 19/11/1996);
- Classe di consistenza (UNI 206-2006 e 11104 - 2004) S4 –fluida.

Specifiche di confezionamento:

- Cemento: pozzolanico (rif. Norme UNI 197-1);
 - acqua: potabile (priva di sali: cloruri e solfuri);
 - rapporto A/C ≤ 0.60 ;
 - contenuto min. di cemento: $3,2 \text{ kN/m}^3$;
 - Inerti: sabbia lavata e ghiaia vagliata;
 - d_{\max} inerti: 25 mm.
-
- | | |
|--|--------------------------------|
| - Calcestruzzo di classe di resistenza: | $R_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$; |
| - resistenza cilindrica di calcolo | $f_{cd} = 14,17 \text{ MPa}$; |
| - resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%) | $f_{ctk} = 1,80 \text{ MPa}$; |
| - resistenza media trazione per flessione | $f_{cfm} = 3,08 \text{ MPa}$. |

Acciaio per cemento armato elementi di fondazione

- Barre ad aderenza migliorata controllate in stabilimento tipo **B450C**;
- resistenza caratteristica di snervamento $f_{yk} = 450,0 \text{ MPa}$
- Resistenza ultima di progetto $f_{yd} = 391,3 \text{ MPa}$.

La scelta progettuali dei suddetti materiali costruttivi, richiede di operare nei calcoli strutturali con le seguenti caratteristiche meccaniche:

Diagramma di calcolo sforzi-deformazioni

- **Calcestruzzo**: Diagramma parabola-rettangolo con $\alpha = 0,85$
- $\gamma_c = 1,50$ epsilon limite $\epsilon_{c1} = 2,0 \text{ ‰}$ - $\epsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$.
- **Acciaio**: diagramma elastico-perfettamente plastico
- $\gamma_s = 1,15$ epsilon limite $\epsilon_{sy} = 1.86 \text{ ‰}$.

5.1.2 Azioni sulla fondazione provenienti dalla sovrastruttura

Dddddddddd





6 VERIFICHE SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE

WINKLER

Quando la finalità dell'analisi è lo studio delle caratteristiche della sollecitazione nella struttura di fondazione, il problema generale dell'interazione viene semplificato in uno studio dell'interazione fra due sole componenti: il terreno di fondazione e la struttura di fondazione. La sovrastruttura non viene considerata esplicitamente nell'analisi e i carichi da essa trasmessi alla fondazione, che vengono determinati attraverso un'analisi della sovrastruttura supposta a vincoli fissi o con una semplice analisi dei carichi per aree di influenza, vengono determinati assumendo che essi non siano influenzati dai cedimenti della fondazione stessa. Queste assunzioni sono valide, a rigore, solo nel caso di sovrastruttura staticamente determinata, oppure se la struttura è caratterizzata da una rigidità molto inferiore a quella della struttura di fondazione. Negli altri casi esse sono da considerare alla stregua di approssimazioni.

Altre ipotesi di carattere generale che vengono fatte quasi sempre nello studio dell'interazione terreno-fondazione sono:

- le sollecitazioni al contatto tra fondazione e terreno sono solo tensioni normali (ipotesi di "fondazione liscia") anche se in realtà sulla superficie di contatto fra fondazione e terreno si generano anche tensioni tangenziali, come conseguenza di spostamenti orizzontali sia del terreno che della fondazione; tuttavia numerose ricerche in materia hanno mostrato che la mancata considerazione di tali azioni comporta un errore sulle caratteristiche della sollecitazione di qualche unità per cento ed a vantaggio di sicurezza;
- il contatto tra fondazione e terreno viene supposto agire come un vincolo bilaterale, e cioè capace di resistere anche a trazione, oltre che a compressione. Questa ipotesi, chiaramente infondata dal punto di vista fisico, non ha rilievo pratico perché, nella stragrande maggioranza dei casi, le tensioni di contatto sono di compressione per fondazioni correttamente progettate. In linea di principio, non vi sarebbero particolari difficoltà a trattare il problema nella ipotesi di vincolo unilaterale; in questo caso, però, il fenomeno diviene non lineare, con tutte le complicazioni che ne derivano (necessità di approccio incrementale o iterativo, inapplicabilità del principio di sovrapposizione degli effetti).

Lo studio dell'interazione tra terreno e fondazione richiede che vengano soddisfatte, nei due componenti ed all'interfaccia, le condizioni di equilibrio e congruenza. A tal fine è necessario schematizzare ciascuno dei due elementi con un modello semplificato, che ne consenta l'analisi.

Come sempre, nella scelta del modello ci si fa guidare dalla fedeltà della risposta del modello al comportamento del prototipo, dalla trattabilità del modello con i mezzi (analitici, numerici, analogici) propri dell'ingegneria, requisito che ha assunto un'importanza determinante di recente e dal significato fisico dei parametri che caratterizzano il modello.

La struttura di fondazione (trave) è, in genere, un elemento strutturale relativamente semplice e per il quale il modello di trave o piastra elastica inflessa è senz'altro adeguato, e ben conosciuto e studiato. Il problema si pone quindi essenzialmente nella modellazione del terreno. L'equazione differenziale che descrive il comportamento della trave di fondazione è la ben nota equazione della trave inflessa:

$$E_f J = \frac{d^4 w}{dx^4} = [q(x) - p(x)] B$$



Determinazione di k

Dal punto di vista fisico il mezzo alla Winkler può essere assimilato a un letto di molle elastiche mutuamente indipendenti, o meglio a un liquido di peso specifico k nel quale la fondazione galleggi.

In effetti il coefficiente di reazione del terreno è, per definizione, il rapporto tra carico e cedimento.

In un terreno reale, come abbiamo visto, il cedimento dipende, oltre che dai valori del carico e dalle proprietà del terreno, anche dalla forma e dalle dimensioni della fondazione e dalla costituzione del sottosuolo.

È evidente, quindi, che il coefficiente di reazione del terreno k non è una proprietà del terreno, e quindi non ha alcun senso fornirne valori tipici per tipo di terreno.

L'uso del metodo di Winkler nelle applicazioni richiede pertanto un'attenta valutazione di un appropriato valore di k da adottare, caso per caso, in funzione di fattori quali il modello di sottosuolo e la dimensione e forma della fondazione.

L'approccio più razionale a questo problema consiste nel calcolare il cedimento w della fondazione in progetto, adottando il metodo più appropriato per la particolare situazione in esame e quindi facendo uso di tutte le informazioni acquisite attraverso le indagini geotecniche in sito e/o in laboratorio, e nel valutare k come rapporto fra il carico unitario medio ed il cedimento: $k=p/w$. Così operando, si tiene conto al meglio di tutti i fattori significativi (che sono: forma e dimensioni della fondazione, carichi agenti, costituzione del sottosuolo, natura e caratteristiche dei terreni di fondazione).

In caso di sottosuolo omogeneo, sono possibili valutazioni più semplici, anche se di prima approssimazione, del valore di k . Ad esempio, per un mezzo elastico omogeneo il cedimento di una fondazione di larghezza B soggetta ad un carico unitario p può essere espresso come:

$$w = \frac{pB}{E} (1 - \nu^2) I$$

dove I è un coefficiente il cui valore dipende dalla forma della fondazione e dallo spessore dello strato deformabile. In via di prima approssimazione può porsi:

$$w \approx \frac{pB}{E_{ed}} = \frac{(kw)B}{E_{ed}} \rightarrow k = \frac{E_{ed}}{B}$$

Così la stima di k viene ricondotta alla stima di un valore medio equivalente del modulo di compressione edometrica.

Alternativamente si può fare ricorso al valore di k determinato con prove di carico su piastre standard ricavando il valore di k_1 che dipende solo dalle caratteristiche del terreno di fondazione e pertanto, prima di essere usati per l'analisi di una fondazione di forma e dimensioni diverse, devono essere opportunamente modificati.

Valori tipici di k_1 espressi in N/cm^3 e per terreni coesivi sovraconsolidati sono elencati nella tabella seguente:

Consistenza	Compatta ($C_u = 50 \div 100$ kPa)	Molto compatta ($C_u = 100 \div 200$ kPa)	Dura ($C_u > 200$ kPa)
Campo	18÷35	35÷70	> 70
Valore consigliato	25	50	100

In prima approssimazione, e nel campo di profondità di interesse per una fondazione diretta, un terreno coesivo sovraconsolidato può essere assimilato ad un mezzo elastico omogeneo. Per un mezzo siffatto, il cedimento w_1 della piastra standard di lato $b=30$ cm ed il cedimento di una trave di fondazione di larghezza B , da cui si ricava il valore di k tenendo conto dei valori dei coefficienti I_1 (quadrato, cerchio) ed I (striscia indefinita), valgono:

RTP ing. Giuseppe Sabella (capogruppo)

sede legale: via Napoli n. 59, 85042, Lagonegro (PZ)

sede operativa: Galleria Umberto I, n. 50, 80132, Napoli (NA)

appalti@sabella.cloud ;



$$\begin{cases} w_1 = \frac{pb}{E} (1 - \nu^2) I_1 \\ w = \frac{pB}{E} (1 - \nu^2) I \end{cases} \rightarrow \frac{k}{k_1} = \frac{w_1}{w} = \frac{bI_1}{BI} \rightarrow k = k_1 \frac{b}{1.5 B}$$

Il metodo di Winkler, se usato con giudizio, nella maggior parte delle applicazioni fornisce risultati senz'altro accettabili ma, per una sua corretta applicazione, occorre una stima ragionevole del valore di k . Fortunatamente, i risultati del calcolo in termini di caratteristiche della sollecitazione, non sono molto sensibili ai valori di k , pertanto non è indispensabile una valutazione molto accurata del parametro ma basta, appunto, una stima ragionevole.



7 VERIFICHE GEOTECNICHE

7.1 Meccanismi di collasso

Se una fondazione diretta viene sottoposta a carichi via via crescenti, osservazioni sperimentali indicano che il raggiungimento del carico limite si può manifestare con uno dei seguenti meccanismi:

- Rottura di tipo generale, caratterizzata dalla localizzazione delle deformazioni e dalla formazione di superfici di scorrimento che, partendo dai bordi della fondazione, si sviluppano fino a raggiungere il piano campagna. È il caso di terreni a grana fine dove il collasso in condizioni non drenate per l'assunta incompressibilità del mezzo può verificarsi solo con un simile meccanismo di rottura. In tale meccanismo il carico di rottura è definito in modo univoco.

- Rottura per punzonamento: il comportamento dell'insieme fondazione-terreno non denuncia un ben definito punto di collasso, perché la fondazione affonda progressivamente per effetto dell'elevata compressibilità del terreno, senza fenomeni di rifluimento in superficie.

- Rottura locale: meccanismo intermedio rispetto ai primi due, con formazione di superfici di rottura che si sviluppano al di sotto della fondazione ma senza raggiungere la superficie. La curva carico cedimento rimane di tipo incrudente, senza un ben definito carico di rottura.

Per stimare il carico di collasso della fondazione diretta si tiene conto dell'analisi delle condizioni presenti all'istante del collasso, assimilando la risposta del terreno a quella di un mezzo plastico ideale ricorrendo ai teoremi della teoria della plasticità.

7.2 Approccio di progetto

Una volta operata la scelta del valore caratteristico, i coefficienti di sicurezza parziali in campo geotecnico possono essere applicati ai parametri di resistenza al taglio o alla resistenza (capacità) del sistema struttura-terreno. Con riferimento per esempio al calcolo del carico limite di una fondazione diretta, i coefficienti di sicurezza possono essere applicati all'angolo di resistenza al taglio e alla coesione, oppure possono essere applicati alla fine del processo al valore del carico limite.

Questi possibili e tra loro diversi modi di procedere vengono configurati nell'ambito dell'EC7 sotto forma di approcci di progetto (anche se forse andrebbero ridefiniti più propriamente come approcci di verifica), sovente presentati in alternativa.

La normativa in vigore riserva all'approccio 2 il compito di verifica di fondazioni e muri di sostegno.

Va inoltre osservato come per tutte le opere e gli interventi la progettazione debba rispettare le prescrizioni contenute sia nel Capitolo 6, esplicitamente dedicato alla progettazione geotecnica, sia nel Capitolo 7, in particolare nel paragrafo 7.11, per quanto riguarda gli aspetti sismici.

Gli approcci DA1 e DA2 e i relativi coefficienti parziali stabiliti dai documenti di applicazione nazionali (NAD)



L'Eurocodice 7 e le NTC18 prevedono diverse categorie di Stati Limite Ultimi (SLU) per ognuna delle quali sono prescritti specifici gruppi di coefficienti parziali:

- stato limite ultimo per raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali (compresi gli elementi delle fondazioni);
- stato limite ultimo per raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura, con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura;
- stato limite ultimo per perdita di equilibrio della struttura o del terreno dovuta alla sottospinta dell'acqua (verifica a sollevamento);
- stato limite ultimo causato dall'erosione e dal sifonamento del terreno per elevati gradienti idraulici di filtrazione.

Per ogni stato limite ultimo i requisiti di sicurezza sono soddisfatti se viene rispettata la condizione: $E_d \leq R_d$, dove E_d è il valore di progetto dell'azione (o dell'effetto dell'azione) ed R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema. Entrambe le grandezze dipendono dai valori di progetto delle azioni ($\gamma_F F_k$), dai valori di progetto dei parametri dei materiali (X_k/γ_M) e dalla geometria di progetto (a_d), per cui simbolicamente si pone:

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

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

Si noti che per gli SLU-GEO è stato introdotto un coefficiente di sicurezza parziale γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema, mentre l'effetto delle azioni può essere valutato anche applicando un coefficiente parziale $\gamma_E = \gamma_F$ direttamente al valore ottenuto considerando le azioni con i loro valori caratteristici.

La combinazione delle azioni da adottare per le verifiche agli stati limite ultimi è definita combinazione fondamentale ed è espressa dalla scrittura:

$$Y_{G1} G_1 + Y_{G2} G_2 + Y_P P + Y_{Q1} Q_{K1} + Y_{Q2} \psi_{02} Q_{K2} + Y_{Q2} \psi_{02} Q_{K2} + Y_{Q3} \psi_{03} Q_{K3} + \dots$$

dove i coefficienti di combinazione ψ che moltiplicano le azioni variabili Q sono elencati in Tabella 2.5.I delle NTC18 e tengono conto della ridotta probabilità che le diverse azioni agiscano contemporaneamente con il loro valore massimo. La scelta dei gruppi di coefficienti di sicurezza parziali per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3) dipende dall'approccio progettuale.

I valori da impiegare sono riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II delle NTC18. Appare opportuno precisare che i carichi permanenti G_2 , che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche, dovranno essere trascurati nel caso di situazioni transitorie che prevedano la possibilità di assenza dei carichi G_2 a seguito di alterazioni e modifiche dell'opera.

L'approccio progettuale da adottare è definito in base alla tipologia di opera e alla verifica da eseguire, contestualmente ai coefficienti parziali per la resistenza R1, R2 e R3: nel caso in esame, per le fondazioni



superficiali l'approccio proposto è il DA2 e i coefficienti parziali R3 proposti sono elencati nella Tabella 6.4.I delle NTC18).

I due approcci progettuali, distinti e alternativi, presentano differenti peculiarità. Il primo approccio (DA1) prevede due diverse combinazioni: la prima è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

I gruppi di coefficienti di sicurezza parziali da impiegare vengono indicati con la scrittura:

$$\text{DA1 - C1: } (A1 + M1 + R1)$$

$$\text{DA1 - C2: } (A2 + M2 + R2)$$

dove si intende che, nella prima combinazione, si adottino per le azioni i coefficienti della colonna A1, per i parametri geotecnici i coefficienti della colonna M1 e per la resistenza globale i coefficienti della colonna R1, mentre per la seconda combinazione si considerino i coefficienti delle colonne A2, M2 e R2.

Nel secondo approccio (DA2) è prevista una sola combinazione, sia per le verifiche geotecniche che strutturali:

$$\text{DA2: } (A1 + M1 + R3)$$

7.2.1 Requisiti di progetto

La realizzazione di una qualunque opera richiede che siano soddisfatti alcuni requisiti generali di progetto. In particolare, con riferimento alle opere di fondazione, i principali requisiti di progetto si possono così riassumere:

- accertare la sussistenza di prefissati margini di sicurezza nei confronti della rottura dell'insieme fondazione-terreno;
- verificare che i cedimenti assoluti e differenziali garantiscano la funzionalità della struttura. Per le opere di fondazione quasi sempre la limitazione dei cedimenti costituisce il principale requisito di progetto;
- accertare che lo stato di sforzo nella struttura di fondazione sia compatibile con i requisiti strutturali riguardanti la resistenza dei materiali, l'insorgere di stati di fessurazione, la durabilità;
- garantire che la soluzione progettuale sia realizzabile in modo sicuro e agevole, rispondendo a criteri di economia.

Pur nel rispetto di questi requisiti, la soluzione progettuale conserva comunque un suo carattere di soggettività, poiché la scelta di una tipologia anziché di un'altra dipende da molti fattori, tra i quali assumono rilevanza: le specifiche condizioni del sito (accessibilità, presenza di altri edifici, vincoli imposti da servizi di varia natura), la posizione della falda, il tempo disponibile per l'esecuzione dei lavori, le incertezze connesse con la realizzazione di ciascuna possibile soluzione. Tutto ciò porta a configurare il progetto come una successione delle seguenti fasi:

- definizione ed esecuzione del programma di indagini;
- scelta della tipologia della fondazione e predimensionamento della stessa, sulla base dei dati acquisiti e sulla base delle esigenze funzionali della struttura;
- verifica dei requisiti di sicurezza, di funzionalità e ottimizzazione della soluzione;

RTP ing. Giuseppe Sabella (capogruppo)

sede legale: via Napoli n. 59, 85042, Lagonegro (PZ)

sede operativa: Galleria Umberto I, n. 50, 80132, Napoli (NA)

appalti@sabella.cloud ;



- studio delle modalità esecutive. Questa fase è particolarmente delicata per le strutture di fondazione per le sue implicazioni nell'organizzazione del lavoro (interventi di scavo, eventuale abbassamento della falda, presidio di strutture esistenti).

L'ideazione e la realizzazione dell'opera parte dal quadro di riferimento nel quale l'opera stessa si inserisce, che si concretizza nella relazione geologica e che fornisce al progettista utili elementi di riferimento per la definizione dei modelli geotecnici da porre a base delle verifiche di sicurezza e delle prestazioni dell'opera.

Per definire i suddetti modelli geotecnici c'è comunque stato bisogno di utilizzare altri dati che scaturiscono dalla natura e dalle caratteristiche dell'opera e dalle prestazioni ad essa richieste. Pertanto la campagna di indagini geotecniche è stata mirata alla caratterizzazione dei terreni compresi nel volume significativo, con indagini e prove riferite esplicitamente alle opere in progetto ed ai corrispondenti stati limite.

Si comprende dunque come le indagini geotecniche siano distinte dalle indagini geologiche (per le diverse scale di interesse e per le finalità) e queste ultime devono necessariamente precedere quelle geotecniche, in quanto, come esplicitamente richiamato dalle norme, il quadro geologico costituisce elemento di riferimento.

Infine, in relazione alle modalità esecutive, va ricordato come in presenza di opere importanti o in presenza di criticità sia necessario predisporre un programma di misure e controlli che consentano di appurare, in fase di realizzazione, la rispondenza tra configurazione reale e previsioni progettuali, soprattutto in relazione ai possibili scenari di rischio.

7.2.2 VERIFICHE in C.D. C.N.D.

Benché i terreni siano mezzi particellari, l'approccio usato per descriverne e predirne il comportamento meccanico li assimila ad un mezzo continuo, se si è in presenza di una sola fase, o a continui sovrapposti, nel caso siano presenti due o più fasi. Un esempio ricorrente è quello del mezzo poroso saturo di acqua, il cui comportamento può immaginarsi equivalente a quello di un continuo, che rappresenta lo scheletro solido, al quale si sovrappone un secondo mezzo continuo che rappresenta la fase liquida. I due continui occupano simultaneamente la stessa regione spaziale e quindi, a rigore, i problemi affrontati nella meccanica delle terre si presentano come accoppiati e richiedono la contemporanea descrizione del campo di moto delle due fasi.

È tuttavia possibile individuare delle circostanze nelle quali si può evitare la risoluzione del problema accoppiato e che corrispondono a due configurazioni estreme, definite condizioni drenate e non drenate alle quali si farà riferimento in seguito.

A differenza di quanto avviene nei terreni a grana grossa in cui l'elevata conducibilità idraulica porta sempre a soddisfare il problema statico, nei terreni a grana fine come quelli in esame la ridotta permeabilità causa l'insorgere di regimi transitori di sovrappressioni interstiziali indotte da carichi esterni e quindi diventa importante la distinzione tra comportamento a breve e lungo termine.

Nei terreni a grana fine (limi e argille), considerata la loro bassissima conducibilità idraulica, solo se la velocità di applicazione dei carichi è estremamente lenta si può pensare che siano soddisfatti i requisiti richiesti dalla definizione di condizione drenata. In pratica però l'applicazione delle sollecitazioni avviene di norma in condizione non drenata, intendendosi come tale la circostanza nella quale, localmente, l'elemento di volume non scambia massa di acqua con l'esterno (l'acqua interstiziale è quindi supposta ferma nei pori). Se il



materiale è saturo e si introduce l'ipotesi che le particelle solide e l'acqua interstiziale possano considerarsi incompressibili, la suddetta definizione coincide con quella di assenza di variazioni di volume.

L'assenza di variazione di volume costituisce un vincolo cinematico interno e, come reazione a tale vincolo, si genera una sovrappressione interstiziale, che rende le tensioni efficaci non più coincidenti con le tensioni totali.

7.2.3 VERIFICHE SISMICHE

Le differenti peculiarità che caratterizzano la progettazione e la verifica di opere e sistemi geotecnici sottoposti ad azione sismica, comportano la necessità di introdurre, nell'ambito delle norme tecniche internazionali (Eurocodice 8) e nazionali (NTC18, Cap. 7.11.) una trattazione specifica del problema.

Le NTC18 prevedono, innanzitutto, una differente combinazione delle azioni da adottare per le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E+G1+G2+P+ \psi_{21} Q_{K1} + \psi_{22} Q_{K2} + \dots$$

dove i coefficienti di combinazione ψ sono elencati nella Tabella 2.5.1 delle NTC18.

Per ogni stato limite ultimo considerato, le verifiche di sicurezza possono ritenersi soddisfatte nel caso in cui sia rispettata la condizione $E_d \leq R_d$. La differenza sostanziale rispetto alle verifiche in condizioni statiche è data dai coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici dei materiali. Per quanto concerne le resistenze di progetto, i coefficienti parziali γ_R sono generalmente indicati in funzione del tipo di opera e della tipologia di verifica.

Le motivazioni alla base di tali disposizioni vanno ricercate nella complessa risposta dei terreni sotto l'effetto di carichi dinamici. A differenza delle situazioni tipiche della progettazione in campo statico, nelle analisi in campo dinamico non sempre è semplice una stima cautelativa dei parametri pertinenti allo stato limite considerato. Una stima per difetto dei parametri di resistenza e rigidezza caratteristici del comportamento dei materiali non comporta necessariamente una scelta progettuale cautelativa, così come non risulta immediato definire quali azioni statiche concorrano favorevolmente o meno alla verifica del sistema struttura-terreno. Basti pensare come un incremento del livello deformativo, causato ad esempio dall'impiego di coefficienti parziali sulle azioni o da una stima in difetto dei parametri di rigidezza, comporti una maggiore dissipazione di energia e quindi una maggiore attenuazione del moto sismico.

L'adozione di coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici permette invece di cogliere adeguatamente l'effettiva risposta meccanica dei terreni, tenendo comunque in conto le incertezze insite nel modello di calcolo mediante l'impiego di coefficienti parziali sulle resistenze. Analogamente a quanto indicato nelle verifiche statiche, le verifiche sismiche in condizioni di esercizio sono condotte in relazione agli effetti delle azioni agenti. In particolare, la funzionalità della struttura deve essere garantita a seguito di eventi meno severi, ma più frequenti, caratteristici degli stati limite di esercizio.



7.2.4 Verifiche di sicurezza alla luce dell'EC7 e delle NTC18

L'Eurocodice 7 e le NTC18 richiedono che per le fondazioni dirette vengano soddisfatte le verifiche di sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi indotti dallo sviluppo di meccanismi di collasso dovuti sia alla mobilitazione della resistenza del terreno (SLU-GEO), sia al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa (SLU-STR). Nel seguito verranno presi in esame solo gli stati limite ultimi di tipo geotecnico. Per le verifiche di tipo geotecnico devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine. Devono inoltre essere considerati i possibili meccanismi di collasso in presenza di azioni sismiche. Gli stati limite ultimi di tipo geotecnico presi in esame riguardano:

- la verifica di capacità portante dell'insieme fondazione-terreno;
- la verifica a scorrimento sul piano di posa.

Per ogni stato limite ultimo dev'essere verificata la condizione $E_d \leq R_d$, dove E_d rappresenta il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e R_d il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico, valutata con l'espressione:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_K ; \frac{X_K}{\gamma_M} ; a_d \right]$$

dove compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

Le verifiche di capacità portante e di scorrimento devono essere effettuate adottando l'approccio progettuale DA2, per il quale è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti da adottare sia nelle verifiche strutturali, sia nelle verifiche geotecniche.

Per la verifica di capacità portante il valore dell'azione di calcolo E_d è la componente normale al piano di posa N_d del carico agente in fondazione, che dev'essere confrontata con la componente normale della resistenza ultima del sistema fondazione-terreno, per cui la condizione da soddisfare diventa:

$$N_d \leq R_d = \frac{q_{lim} A_R}{\gamma_R}$$

dove q_{lim} è il carico unitario limite, valutato con i metodi discussi nel paragrafo precedente e con i valori di calcolo dei parametri del terreno, A_R è l'area della base ridotta della fondazione.

Per la verifica a scorrimento il valore dell'azione di calcolo E_d è la componente parallela al piano di posa H_d del carico risultante in fondazione, da confrontare con la componente parallela al piano di posa della forza che esprime la resistenza del terreno:

$$H_d \leq R_d = \frac{N_d \tan \delta_d}{\gamma_R}$$

dove δ_d rappresenta l'angolo di attrito tra fondazione e terreno, che solitamente viene assunto pari al valore di stato critico φ'_{cv} dell'angolo di resistenza al taglio del terreno.

Una trattazione specifica è riservata alle verifiche di stato limite ultimo (SLV) di fondazioni dirette in condizioni sismiche. In tal caso, le azioni agenti sulla fondazione sono quelle derivanti dalla struttura in elevazione definite considerando le componenti inerziali rappresentative dell'azione sismica, mentre le resistenze devono essere valutate tenendo conto dell'effetto dell'inclinazione e dell'eccentricità del carico in fondazione.



Al riguardo, si noti che non è noto a priori per quale verso della componente sismica verticale la verifica risulti maggiormente gravosa. Di conseguenza le verifiche di stabilità devono necessariamente essere condotte adottando le sollecitazioni risultanti da entrambi gli schemi di calcolo strutturale, realizzati secondo l'ipotesi di azione agente verso l'alto o verso il basso.

Per quanto concerne le modalità di verifica, le NTC18 prevedono l'adozione di coefficienti di sicurezza parziali unitari sulle azioni e sui parametri caratteristici dei materiali, che devono quindi essere adottati come valori di progetto. Il coefficiente di sicurezza γ_R sulla resistenza del sistema è invece definito in base al tipo di verifica ed è posto pari a 2,3 per le verifiche a carico limite e pari a 1,1 per le verifiche a scorrimento.

Particolare attenzione è infine posta all'effetto delle azioni inerziali sul volume di terreno potenzialmente interessato dalla rottura per carico limite. Nel caso in cui tale effetto sia esplicitamente considerato nelle verifiche di capacità portante, seguendo ad esempio il succitato approccio proposto da Paolucci e Pecker (1997), il coefficiente γ_R potrà essere ridotto a 1,8.

7.2.5 Capacità portante in condizioni sismiche

Per quanto riguarda le verifiche di capacità portante di una fondazione diretta in condizioni sismiche, sarà necessario introdurre gli effetti inerziali sia nella valutazione delle sollecitazioni agenti, sia nel calcolo del carico limite della fondazione.

In primo luogo, le componenti inerziali agenti sulla struttura in elevazione comportano un notevole incremento delle azioni in fondazione. Tale effetto deve essere valutato sul modello di calcolo strutturale seguendo le indicazioni riportate nelle NTC18 al punto 7.2.5. La maggiore inclinazione ed eccentricità del carico in fondazione generalmente causano una riduzione di capacità portante.

D'altra parte, gli effetti inerziali agiscono anche sul terreno sottostante la fondazione interessato dalla formazione del meccanismo di rottura. Tale fenomeno comporta un incremento delle tensioni tangenziali mobilitate e una conseguente riduzione del carico limite della fondazione.

L'effetto inerziale sul volume di terreno può essere valutato, in via semplificata, introducendo degli ulteriori coefficienti correttivi nell'equazione trinomia generale proposta da Brinch Hansen. A tal riguardo in letteratura si ritrovano numerosi contributi (si faccia ad esempio riferimento a Cascone e Casablanca, 2016).

Facendo riferimento all'approccio proposto da Paolucci e Pecker (1997), che ne forniscono una stima basata sui risultati da loro ottenuti mediante l'applicazione del teorema dell'estremo superiore dell'analisi limite, gli effetti inerziali possono essere considerati attraverso i seguenti coefficienti correttivi:

$$z_\gamma = z_q = \left(1 - \frac{k_h}{\tan\varphi'}\right)^{0.35} ; \quad z_c = (1 - 0,32 \cdot k_h)$$

dove k_h è il coefficiente sismico orizzontale. Si noti che la relazione perde di significato nel caso di azioni sismiche particolarmente severe, tali per cui risulti $k_h > \tan\varphi'$.

La valutazione degli spostamenti massimi ammissibili della fondazione è piuttosto complessa. Lo sviluppo di spostamenti differenziali potrebbe infatti comportare danni irreparabili alla sovrastruttura, in termini di funzionalità e sicurezza. Si assume quindi che la risposta del sistema sia fragile e, di conseguenza, si pone unitario il coefficiente β riduttivo dell'azione sismica. La riduzione di capacità portante dovuta agli effetti inerziali agenti sul terreno è generalmente contenuta, pari al massimo al 15-20%, per valori ragionevoli



dell'azione sismica (Paolucci e Pecker, 1997). Le norme vigenti permettono quindi di trascurarla purché sia assunto un opportuno coefficiente di sicurezza parziale sulla resistenza globale.

$$S_S = 1.4 - 0.4 \cdot F_0 \frac{a_g}{g} = 1.39 \rightarrow S_S = 1.2$$
$$a_{max} = S_S S_T a_g = 1.404 g$$
$$k_h = \beta \frac{a_{max}}{g} = 0.092$$

Si precisa che, in caso di terreni saturi che tendano a sviluppare sovrappressioni interstiziali sotto l'effetto dell'azione sismica, sarà necessario tenere conto di tali sovrappressioni nella valutazione della capacità portante.

La verifica può essere condotta valutando esplicitamente la riduzione del carico limite dovuta agli effetti inerziali agenti sul volume di terreno sottostante la fondazione o trascurando tali effetti.

Considerando i parametri meccanici: $\gamma_t=19 \text{ KN/m}^3$; $\phi'k=10^\circ$; $c'k=2 \text{ kPa}$

Il valore del carico limite è dato da:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma d_\gamma z_\gamma + q N_q d_q z_q + c' N_c d_c z_c = 14.79 + 85.39 + 33.32 = 133.50 \text{ kPa}$$

Il carico agente ottenuto applicando i coefficienti A1 sulle azioni allo SLU, trasferito e distribuito sul terreno è ragionevolmente prossimo ai 55 kPa, pertanto la verifica si esplicita come segue:

$$N_{lim} = \frac{q_{lim}}{\gamma_R} = \frac{133.5}{1.8} = 74.2 \text{ kPa}$$

La verifica è soddisfatta in quanto $E_d = N_d = 55 \text{ kPa} < 74.2 \text{ kPa} = N_{lim} = R_d$.

7.3 Capacità portante della fondazione nastriforme - Verifica in C.D. – limo argilloso

Quando l'applicazione dei carichi in fondazione avviene lentamente, consentendo la contestuale dissipazione delle sovrappressioni neutre, l'analisi è effettuata in condizioni drenate.

Il terreno viene assimilato ad un mezzo plastico ideale e si assume come criterio di rottura quello di Mohr-Coulomb.

Se si considera il caso di una **fondazione nastriforme**, priva di attrito, approfondita rispetto al piano campagna e soggetta ad un carico centrato normale al piano di posa, il problema viene analizzato assumendo che la frontiera del semispazio coincida con il piano di posa e sostituendo la fondazione con una distribuzione di carico costante q_{lim} e il terreno ai lati della fondazione con un sovraccarico equivalente $q = \gamma D$.

Supponendo che in condizioni di collasso si formino al disotto della fondazione due zone in condizioni di equilibrio limite alla Rankine delimitate dai cunei di spinta attiva P_A e di resistenza passiva P_p , è possibile calcolare i loro valori sulla parete di confine; esprimendo H in funzione della larghezza B della fondazione e dell'angolo di resistenza al taglio ϕ' e imponendo $P_A = P_p$ si ottiene, per il carico unitario limite q_{lim} , la seguente espressione:



$$\begin{cases} P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_A + q_{lim} H K_A - 2c'H \sqrt{K_A} \\ P_P = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_P + q H K_P + 2c'H \sqrt{K_P} \end{cases} \rightarrow q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + c' N_c + q N_q$$

dove K_A e K_P sono i coefficienti di spinta attiva e di resistenza passiva, funzioni dell'angolo di resistenza al taglio ϕ' del terreno e N_γ , N_c ed N_q sono definiti coefficienti di capacità portante e sono dei coefficienti che dipendono solo dall'angolo di resistenza al taglio ϕ' del terreno.

L'equazione trinomia ha validità generale e mette in evidenza la dipendenza della capacità portante da tre contributi: il peso del terreno all'interno della superficie di scorrimento, la coesione agente lungo la superficie di scorrimento e il sovraccarico applicato ai lati della fondazione.

Le soluzioni esatte dei coefficienti di capacità portante N_q ed N_c , derivano dalle analisi di Prandtl (1921) mentre per N_γ sono disponibili soluzioni approssimate e l'espressione più accreditata è quella riportata di seguito proposta da Caquot e Kérisel (1953):

$$N_q = \frac{1 + \tan \phi'}{1 - \tan \phi'} e^{\pi \cdot \tan \phi'} ; \quad N_c = (N_q - 1) \cot \phi' ; \quad N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$$

Infine per tener conto di tutti i fattori fin qui trascurati nel ricavare la soluzione generale, sono stati introdotti dei coefficienti aggiuntivi che verranno descritti nel seguito, giungendo alla scrittura di un'espressione generale, nota come formula di Brinch-Hansen che è la seguente:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

Volendo rimuovere l'ipotesi di carico baricentrico, occorre inoltre introdurre il concetto di base ridotta, definita come la minima superficie rispetto alla quale il carico risulta centrato (Meyerhof, 1953). Nel caso di fondazione nastriforme di larghezza reale B_R soggetta ad un carico con eccentricità $e = M/N$, la larghezza di calcolo da considerare è $B = B_R - 2e$ (per una fondazione rettangolare occorre tener conto dell'eccentricità nelle due direzioni; se la fondazione o la base ridotta abbiano forme diverse, occorre ricondursi a una fondazione rettangolare equivalente).

I coefficienti s_γ , s_q ed s_c (Meyerhof, 1951) di valore superiore all'unità si introducono per rimuovere l'ipotesi di fondazione infinitamente lunga (problema piano nelle deformazioni) per tener conto del fatto che il meccanismo di rottura passa da piano a tridimensionale.

I coefficienti i_γ , i_q ed i_c (Vesic 1973) si considerano per rimuovere l'ipotesi di carico normale al piano di posa, la presenza di una componente di sforzo tangenziale H comporta una riduzione della capacità portante che può essere valutata con i coefficienti correttivi, minori dell'unità.

In aggiunta, in presenza di una componente H tangenziale al piano di posa, occorre verificare che non si instauri un meccanismo di rottura per scorrimento lungo il piano di posa, valutando la resistenza del sistema con l'espressione:

$$H_{lim} = N \cdot \tan \phi'_{cv}$$

che assume implicitamente che all'interfaccia tra terreno e fondazione in calcestruzzo l'angolo di attrito possa assumersi pari all'angolo ϕ' di resistenza al taglio allo stato critico.

Per le fondazioni di edifici l'obliquità dei carichi è modesta e la suddetta verifica viene solitamente omessa; al contrario essa può risultare la verifica più severa per le fondazioni delle opere di sostegno.



In tali opere, quando sussiste la necessità di assorbire elevate componenti orizzontali caratterizzate da un verso univoco, può risultare vantaggioso inclinare la base di fondazione di un angolo α rispetto all'orizzontale riducendo l'obliquità del carico rispetto al piano di posa.

In questo caso, oltre a considerare le componenti normale N e tangenziale H al piano di posa, è necessario introdurre i coefficienti correttivi suggeriti da Brinch-Hansen (1970):

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \varphi'} ; \quad b_\gamma = b_q = (1 - \alpha \cdot \tan \varphi')^2$$

Quando la fondazione è inserita in un pendio avente inclinazione ω rispetto all'orizzontale la riduzione del carico limite può essere valutata con i coefficienti correttivi proposti da Brinch-Hansen (1970):

$$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan \varphi'} ; \quad g_\gamma = g_q = (1 - \tan \omega)^2$$

Da un punto di vista teorico, quando la fondazione è posta alla profondità D , il contributo fornito dal terreno ai lati non si riduce al solo peso proprio (come fin qui assunto), ma comprende anche la resistenza al taglio del terreno che si trova al di sopra del piano di posa. Volendo tener conto di tale contributo, si possono adottare i coefficienti correttivi, maggiori dell'unità, proposti da Brinch-Hansen (1970) e Vesic (1973):

$$\begin{cases} d_q = 1 + 2 \cdot \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 \cdot \frac{D}{B} & (D \leq B) \\ d_q = 1 + 2 \cdot \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 \cdot \tan^{-1} \frac{D}{B} & (D > B) \end{cases}$$
$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_q - 1} ; \quad d_\gamma = 1$$

tuttavia bisogna considerare che l'effettiva disponibilità del corrispondente incremento di capacità portante richiede che il terreno al di sopra del piano di posa presenti caratteristiche meccaniche almeno analoghe a quelle del terreno di fondazione.

Infine, qualora il livello della falda si trovi ad una quota pari o superiore a quella del piano di posa della fondazione, l'equazione generale di partenza fornisce il valore efficace q'_{lim} del carico a rottura, a patto di sostituire al peso di volume γ del terreno il peso di volume alleggerito γ' e di prendere in conto il valore efficace del sovraccarico q' agente ai lati della fondazione.

Nel caso in esame si discute una fondazione nastriforme poggianti su terreno limo argilloso e soggetta a carico verticale e si esegue la verifica a capacità portante secondo l'approccio progettuale DA2 (A1+M1+R1).

I parametri meccanici ricavati dalle prove sui terreni sono e riferiti agli strati di terreno interessati dallo sviluppo del meccanismo sono i seguenti:

$$\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3 ; \quad \varphi'_k = 10^\circ ; \quad c'_k = 2 \text{ kPa}$$

Il carico agente ottenuto applicando i coefficienti A1 sulle azioni allo SLU, trasferito e distribuito sul terreno è ragionevolmente pari a 55 kPa.



Il valore di progetto dell'angolo di resistenza a taglio, considerando che $\gamma_{\phi}=1$, vale:

$$\varphi'_d = \varphi'_k = 10^\circ \rightarrow N_{\gamma} = 2.14 ; N_q = 4.09$$

I coefficienti proposti da Vesic sono molto adatti a questo tipo di problema dal momento che tengono conto dell'elevato valore di lunghezza della fondazione nastriforme, oltre a considerare la dipendenza del carico limite dai coefficienti di profondità D/B determinati come riportato precedentemente. I coefficienti di forma e di inclinazione del carico risultano essere tutti unitari in questo caso.

Il sovraccarico a lato della fondazione alla profondità $z=D$, considerando il ricoprimento laterale, vale:

$$q = \gamma D = 19 \cdot 1.0 = 19,0 \text{ kPa.}$$

Il carico limite unitario della fondazione risulta pari a:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} d_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c + q N_q d_q = 17.38 + 34.33 + 100.32 = 152.03 \text{ kPa}$$

$$N_{lim} = \frac{q_{lim}}{\gamma_R} = \frac{152.03}{2.3} = 66.01 \text{ kPa}$$

La verifica è soddisfatta in quanto $E_d = q_d = 55 \text{ KPa} < 66.10 \text{ kPa} = N_{lim} = R_d$.

7.4 Capacità portante della fondazione nastriforme - Verifica in C.N.D. limo argilloso

Nel caso di fondazioni su terreni a grana fine, per le difficoltà legate alla previsione degli incrementi di pressione neutra, è prassi condurre l'analisi in termini di tensioni totali. Essa viene definita analisi a breve termine e il criterio di rottura assunto per il terreno è quello proposto da Tresca per un materiale puramente coesivo, dotato di una resistenza non drenata $\tau = c_u$.

L'applicazione dei teoremi della plasticità fornisce la soluzione esatta del coefficiente di capacità portante $N_c = (2 + \pi)$ e l'equazione trinomia generale si modifica nella seguente espressione:

$$q_{lim} = c_u N_c s_c^0 d_c^0 i_c^0 b_c^0 g_c^0 + \frac{1}{2} \gamma B \left(1 - 0,4 \frac{B}{L} \right) (-2\omega)$$

I coefficienti correttivi per l'analisi in condizioni non drenate, hanno lo stesso significato già illustrato in precedenza, si applicano al solo termine coesivo.

L'analisi dei percorsi di sollecitazione conduce alla conclusione che, nel caso di argille tenere o poco consistenti, le condizioni critiche per la stabilità di una fondazione sono quelle iniziali non drenate, da analizzare con la procedura appena descritta.

I parametri meccanici sono i seguenti: $\gamma_t = 19 \text{ KN/m}^3$; $c_{u,k} = 30 \text{ kPa}$

Il ricoprimento della fondazione è assunto equivalente ad un sovraccarico laterale pari a: $q = \gamma D = 19 \cdot 1.0 = 19 \text{ kPa}$.

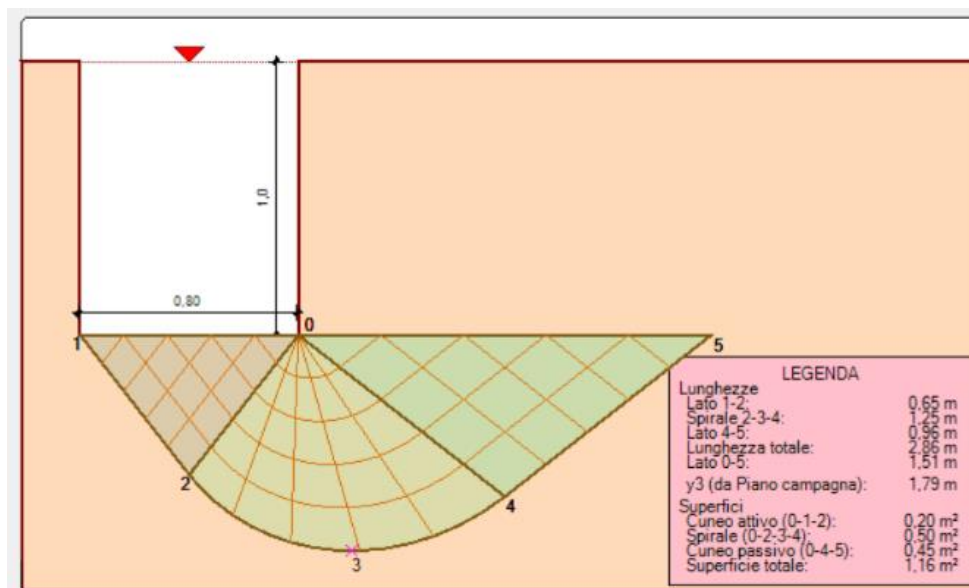
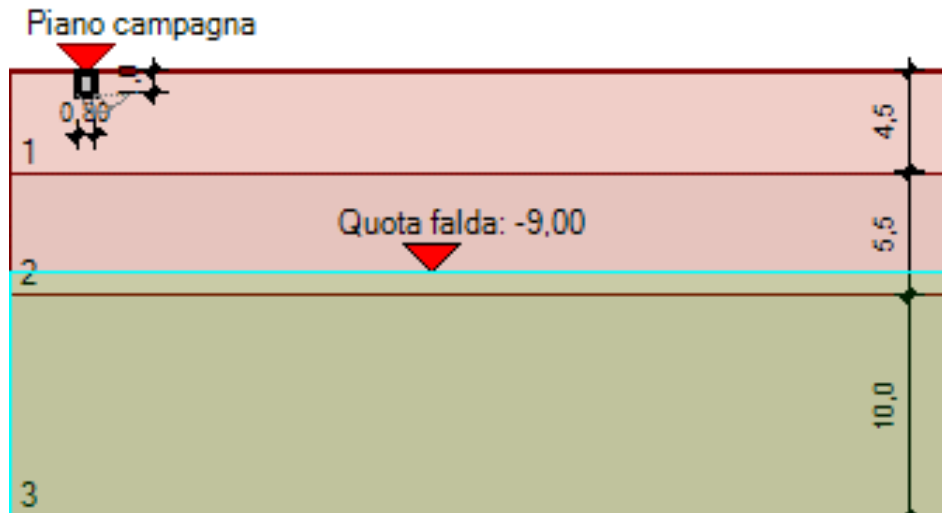
Il valore di progetto della resistenza a taglio, valutato con l'approccio DA2, è pari a:

$$q_{lim} = c_{u,d} N_c s_c d_c i_c + q = 208.6 + 15.2 = 163.02 \text{ kPa} \rightarrow N_{lim} = \frac{q_{lim}}{\gamma_R} = \frac{223.80}{2.3} = 97.31 \text{ KN/m}$$



La verifica a breve termine della capacità portante è soddisfatta in quanto risulta:

$$E_d = N_d = 55 \text{ kPa} < 97.31 \text{ kPa} = N_{lim} = R_d.$$





7.5 Calcolo dei cedimenti

L'Eurocodice 7 e le NTC18 richiedono che la scelta tipologica e il dimensionamento delle fondazioni siano tali da garantire, oltre ad adeguati margini di sicurezza nei confronti dei possibili stati limite ultimi, la funzionalità della sovrastruttura, limitando i cedimenti assoluti e differenziali delle fondazioni entro valori accettabili.

A tale scopo richiedono che il progetto espliciti le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili e le prestazioni attese per la struttura in elevazione.

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la solita condizione:

$$E_d \leq C_d$$

dove E_d , è il valore di progetto dell'effetto delle azioni mentre C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni, da stabilire in funzione del comportamento della struttura in elevazione

A differenza dello stato limite ultimo, che rappresenta uno scenario che ci si augura rimanga remoto dalla realtà, lo stato limite di servizio rappresenta uno scenario reale, che può verificarsi nel corso della vita utile della struttura.

Pertanto mentre per le analisi a stato limite ultimo il progettista può basarsi su modelli semplici e di immediata applicazione basati sulla teoria della plasticità (purché conservativi), con stime prudenziali dei parametri di resistenza dei materiali e combinazioni sfavorevoli delle azioni, nelle analisi di stato limite di servizio deve fare assunzioni che siano il più possibile aderenti alla realtà.

La previsione del comportamento in esercizio delle strutture può essere condotta seguendo metodologie diverse:

Si può ad esempio adottare un modello costitutivo avanzato in grado di cogliere gli aspetti più significativi del comportamento reale del terreno con una maggior complessità delle analisi oppure, in alternativa, si può pensare di utilizzare modelli più semplici che consentono soluzioni più immediate, ma che richiedono che la stima dei parametri venga fatta in relazione al problema da analizzare, tenendo conto del livello di sforzo, del percorso di carico, delle condizioni di deformazione e di drenaggio che caratterizzano il problema in esame, in particolare, per la previsione dei cedimenti di fondazioni su terreni a grana fine si adotta il metodo edometrico (Terzaghi, 1943).

Secondo il metodo, il cedimento osservato al termine della fase di carico (cedimento immediato), è dovuto a deformazioni di taglio, visto che le deformazioni di volume sono trascurabili per l'assunta incomprimibilità delle fasi. Il processo di dissipazione delle sovrappressioni interstiziali (che convenzionalmente si assume inizi al termine della fase di carico) determina un'evoluzione nel tempo dei cedimenti che può essere prevista con la teoria della consolidazione e l'incremento di cedimento dovuto alla dissipazione delle sovrappressioni interstiziali viene definito cedimento di consolidazione ed è l'aliquota di maggior interesse.

Al termine del processo di consolidazione, il progressivo incremento del cedimento è dovuto alla natura viscosa del terreno e viene definito cedimento secondario.

L'applicazione del metodo edometrico prevede di suddividere il banco di terreno compressibile (argille) in un conveniente numero di strati aventi spessore iniziale H e, in corrispondenza della mezzera di ciascuno, si



calcola la tensione efficace geostatica σ'_{v0} e si definisce, in base ai risultati di prove edometriche, la tensione di preconsolidazione σ'_p .

In corrispondenza della mezzeria di ogni strato si calcola l'incremento $\Delta\sigma'_z$, prodotto dall'applicazione del carico unitario netto trasmesso dalla fondazione, determinato con il carico più sfavorevole agente sulla fondazione valutato con la combinazione a SLE quasi permanente corrispondente a $q=32,5$ kPa, è così determinato:

$$q_N = q - \gamma D = 13.5 \text{ kPa}$$

Attraverso l'abaco di Bjerrum, conoscendo il valore di z/B , si risale al valore del rapporto $\Delta\sigma'_v/q$. A questo punto

si calcola l'accorciamento di ciascuno strato, assumendo che le deformazioni dell'elemento di volume siano esclusivamente monodimensionali, utilizzando i rapporti o indici di compressibilità RR , CR , C , C_c , desunti da prove edometriche. In particolare, il valore del rapporto di ricomprensione si esplicita, per ogni livello considerato, come segue:

$$RR = 2,3 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{E_{ed}}$$

Con questa assunzione, se si indica con H l'altezza iniziale di ciascun strato e verificando che $\sigma'_f < \sigma'_p$, per ogni strato, il cedimento è dato dalla somma dei contributi per ciascuno strato:

$$\Delta w_i = H_i \cdot RR \cdot \log_{10} \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_{v0}} \right) \rightarrow w_{tot} = \sum \Delta w_i$$

strato	z_i [m]	ΔH [m]	H_i [m]	z/B	$\Delta\sigma'_v / \Delta q$	$\Delta\sigma'_v$ [kPa]	σ'_{v0} [kPa]	σ'_p [kPa]	σ'_f [kPa]	RR	$\Delta\sigma'_z$ [kPa]	E_{ed} [kPa]	Δw_i [mm]
STR2	2.75	3.5	1	3.44	0.19	2.60	19.0	76.7	21.56	0.0445	2.57	2700	2.45
STR3	7.25	5.5	5.5	9.06	0.1	1.35	104.5	228.3	105.9	0.0528	1.35	6000	1.62
STR4	12.5	10	10	15.63	0.06	0.81	190	263.0	190.8	0.0758	0.81	7200	1.40

Il cedimento complessivo, valutato lungo l'asse verticale baricentrico alla fondazione e dovuto al consolidamento dello strato argilloso risulta pari a **$W_{tot}=5,50$ mm.**