

COMUNE DI QUARTU SANT'ELENA

Città Metropolitana di Cagliari

STUDIO DEL COMPARTO IN ZONA B/S* - RESIDENZIALE

Approvato con Delibera del Consiglio Comunale n. 5 del 31/01/2008

VARIANTE ALLO STUDIO DI COMPARTO ATTUABILE PER STRALCI FUNZIONALI CONVENZIONABILI SEPARATAMENTE

Approvato con Delibera del Consiglio Comunale n. 83 del 08/10/2024

RICHIESTA DI ATTUAZIONE DELLO STRALCIO N.01

LOTTE COMPRESI TRA LE VIE D'AZEGLIO,
PIEMONTE, ORSINI, ROMANIA, FRANCIA

Fg. 33 mapp. 2392/2394 e altri - Fg. 53 mapp. 3956/2376 e altri

TAVOLA N.	SCALA	DATA	Aggiornamenti:
Allegato H	-	Aprile 2026	
OGGETTO:			
RELAZIONE GEOTECNICA			

PROGETTAZIONE A CURA DI:

Dott. Geol. Simone Manconi
Ordine Geologi della Sardegna n°513

Dott. Ing. Corrado Dessi
Ordine Ingegneri Provincia di Cagliari n° 5124

IL COMMITTENTE:

Finvit S.R.L.
Via L. Pierobon 46, 35010 - Limena (PD)

INDICE

1.	Premessa	3
2.	L'indagine	4
3.	Ubicazione dell'area in esame.....	4
4.	Analisi del quadro di riferimento progettuale	8
5.	Assetto geologico di inquadramento.....	16
6.	Modello geotecnico.....	28
7.	Analisi delle azioni di progetto e verifiche di sicurezza geotecnica piano di sedime nuovi fabbricati	34
8.	Analisi dello stato deformativo del sottosuolo	39
9.	Analisi geotecnica del sottofondo stradale e dimensionamento sovrastruttura	68
10.	Prescrizioni operative ed organizzazione delle fasi di cantiere.....	71
11.	Conclusioni	73

1. Premessa

La presente relazione esamina le questioni di carattere geotecnico connesse con il progetto di attuazione dello stralcio n.1 relativo allo *“Studio del comparto in zona B/S* “Residenziale” approvato con Delibera del Consiglio Comunale n. 5 del 31/01/2008 e successiva variante allo studio di comparto attuabile per stralci funzionali approvato con Delibera del Consiglio Comunale n. 83 del 08/10/2024”* da realizzarsi nel centro abitato del Comune di Quartu Sant'Elena e specificatamente nell'area sistemata tra la Via D'Azeglio, Via Piemonte, Via Orsini, Via Romania e la Via Francia.

L'intervento si rende attuabile in forza del fatto che la Società FINVIT S.r.l. è proprietaria esclusiva dei mappali 2392 e 2394 censiti al Catasto Terreni al foglio 33 e dei mappali 3956 e 2376 censiti al Catasto Terreni al foglio 53 che ricadono interamente nel Comparto; la Società è inoltre proprietaria di una quota indivisa (pari a 1/5) dei mappali 2400, 2398, 2506, 2450 del foglio 33.

Come meglio precisato nella relazione tecnica del progetto stralcio a firma dell' Ing. Corrado Dessì, la Società FINVIT S.r.l. ha manifestato da tempo la volontà di procedere alla realizzazione degli interventi previsti nello Studio di Comparto approvato, ma ha riscontrato l'impossibilità oggettiva di procedere alla realizzazione delle opere per mancanza di accordo con i proprietari delle aree ricomprese nel comparto.

A tal fine, la Società FINVIT S.r.l., ai sensi dell'art.3 comma 3 della L. R. n.20 del 01/07/1991 e ss.mm.ii., intende promuovere una rimodulazione dello studio dell'intero comparto edificatorio attuabile per stralci funzionali convenzionabili separatamente che consentano l'edificazione dei volumi di propria competenza sulle aree di sua proprietà esclusiva, senza incidere sulla potenzialità edificatoria e sui diritti altrui.

Facendo seguito alla Deliberazione del Consiglio Comunale n.83 del 08/10/2024 con la quale il comune di Quartu Sant'Elena autorizzava la società proponente alla predisposizione del Piano Attuativo in Variante si è proceduto alla redazione del progetto di attuazione dello Stralcio Funzionale n. 01.

Sulla base di queste premesse, la Soc. Finvit S.r.l. ha affidato allo scrivente Geologo Dott. Simone Manconi, iscritto all'Albo dei Geologi della Regione Sardegna al n. 513 l'incarico per lo studio e l'analisi dei caratteri geologici dei terreni interessati dall'intervento.

L'attività si è resa necessaria in riferimento all'istanza di integrazione del Comune di Quartu Sant'Elena – Settore 11 – Pianificazione Urbanistica, Pianificazione strategica, Fondi UE e Paesaggio con cui viene richiesta la relazione geologica e geotecnica ai sensi dell'Art.46 punto 9 del Regolamento Edilizio Comunale.

L'attività verrà eseguita attraverso degli approfondimenti di carattere geologico, geomorfologico e idrogeologico che saranno eseguite in corrispondenza dell'area d'intervento ed in un suo congruo intorno per ottenere elementi conoscitivi di dettaglio, anche facendo riferimento ad indagini e analisi e svolte direttamente dallo scrivente all'interno dell'area di intervento.

2. L'indagine

L'indagine, ha avuto l'obiettivo di analizzare e valutare l'insieme di fattori che possono influire sulla modellazione geotecnica del sottosuolo e sulla stabilità del complesso terreno-fondazione.

Verranno stabiliti i valori di resistenza del terreno agli stati limite, con la previsione dei cedimenti e loro andamento nel tempo, sottospinte idrauliche e, se presenti, verranno analizzate tutte quelle fenomenologie di dissesto riconducibili a criticità di tipo idro-geologiche.

Come previsto dal D.M. 17.01.2018, le scelte di progetto, i calcoli e le verifiche devono basarsi sulla caratterizzazione geotecnica del sottosuolo ottenuta per mezzo di rilievi, misurazioni, indagini e prove. In riferimento a quanto previsto dalla normativa vigente, l'analisi geotecnica definisce, alla luce di specifiche indagini, scelte in funzione del tipo di opera e delle modalità costruttive, il modello geotecnico del volume del terreno influenzato, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che a sua volta influenzerà il comportamento del manufatto stesso. Illustra inoltre i procedimenti impiegati per le verifiche geotecniche, per tutti gli stati limite previsti dalla normativa tecnica vigente, che si riferiscono al rapporto del manufatto con il terreno, e i relativi della risposta sismica locale, la relazione geotecnica deve comprendere l'illustrazione delle indagini effettuate a tal fine, dei procedimenti adottati e dei risultati ottenuti.

Nel complesso, lo studio verrà articolato secondo i seguenti punti:

- Ubicazione dell'area in esame
- Modello Geologico
- Modello Geotecnico del sottosuolo
- Analisi dello stato deformativo del sottosuolo

3. Ubicazione dell'area in esame

Il sito oggetto di intervento è ubicato nella zona urbana del Comune di Quartu Sant'Elena (CA), più precisamente nell'area sterrata sistemata tra la Via D'Azeglio, Via Piemonte, Via Orsini, Via Romania e la Via Francia.

L'area di studio risulta meglio identificata al N.C.T. del Comune di Quartu Sant'Elena al F.33 mappali 2392 e 2394 e al F.53 mappali 3956 e 2375.

Nell'eseguire i lavori relativi all'ubicazione, alla caratterizzazione geologica, geomorfologica ed idrogeologica, si è fatto riferimento alla seguente cartografia:

- Foglio n. 557 "Cagliari", dell'I.G.M.I. (scala 1:50.000);
- Foglio n. 557, sez. II "Quartu Sant' Elena", dell'I.G.M.I. (scala 1:25.000);
- Foglio n. 557, sez. 150 "Quartu Sant'Elena ", CTR (scala 1:10.000);
- Cartografia tecnica Comunale CTN (scala 1:2000);
- Cartografia Catastale Comune di Quartu Sant' Elena, Scala 1:2000;
- DTM 1 m RAS;
- Ortofoto Digitale Georeferenziate;

- P.U.C. Comune di Quartu Sant' Elena;
- Piano di Assetto Idrogeologico – Regione Sardegna (Approvato con Decreto Presidente Regione Sardegna n. 67 del 10.07.2006 e s.m.i.);
- Piano Stralcio delle fasce Fluviali - Regione Sardegna (Approvato con Deliberazione Comitato Istituzionale n. 2 del 17.12.2015);
- Piano di gestione del Rischio Alluvioni (P.G.R.A.) - Regione Sardegna - Approvato con Deliberazione Comitato Istituzionale n. 2 del 15.03.2016 e s.m.i. e con Decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri del 27/10/2016, pubblicato sulla Gazzetta ufficiale serie n. 30 del 06/02/2017 e s.m.i.
- Piano di Gestione del rischio alluvioni (P.G.R.A. 2019) – Regione Sardegna – Scenari di intervento strategico e coordinato;
- Piano di Gestione del rischio alluvioni (P.G.R.A. 2021) – Regione Sardegna- Deliberazione Comitato Istituzionale n° 1 del 14 del 21.12.2021
- Studio di Variante al P.A.I. ai sensi dell'art.37 c.3 lettera b) esteso a tutto il territorio di Quartu Sant'Elena e approvato con Determinazione del Segretario dell'Autorità di Bacino n° 60 del 17/04/2024 pubblicata sul BURAS n. 25 del 09/05/2024;
- Piano di Assetto Idrogeologico – Regione Sardegna – Adozione preliminare della variante al Piano di Assetto Idrogeologico (PAI) - parte frana derivante dallo studio di dettaglio e approfondimento del quadro conoscitivo della pericolosità e del rischio da frana nei sub bacini 1 (Sulcis) – 2 (Tirso) – 4 (Liscia) – 5 (Posada – Cedrino) – 6 (Sud-Orientale) – 7 (Flumendosa-Campidano-Cixerri) (Approvato preliminarmente con Deliberazione del Comitato Istituzionale n. 14 del 28.10.2024);
- Reticolo idrografico regionale e fasce di prima tutela Art. 30 ter NA PAI;
- Reticolo IGM storica serie 25V;
- DGBT10K 22 V04;
- Elaborati progettuali piano stralcio 01
- Rilievo drone APR

The map shows the city of Cagliari, Sardinia, with the Cagliari Airport highlighted in red. The airport is located in the central-eastern part of the city, near the district of BACCU SERRELI. The map also shows the city's layout, including the sea (MARE) and the city center (CAGLIARI). The airport is labeled 'AEROPORTO DI CAGLIARI' and 'CAGLIARI'.

Il presente elaborato è destinato esclusivamente alle attività di progettazione in oggetto per il Committente. E' vietato qualsiasi utilizzo, anche parziale, per scopi differenti o da parte di altri, senza il permesso scritto dell'Autore.

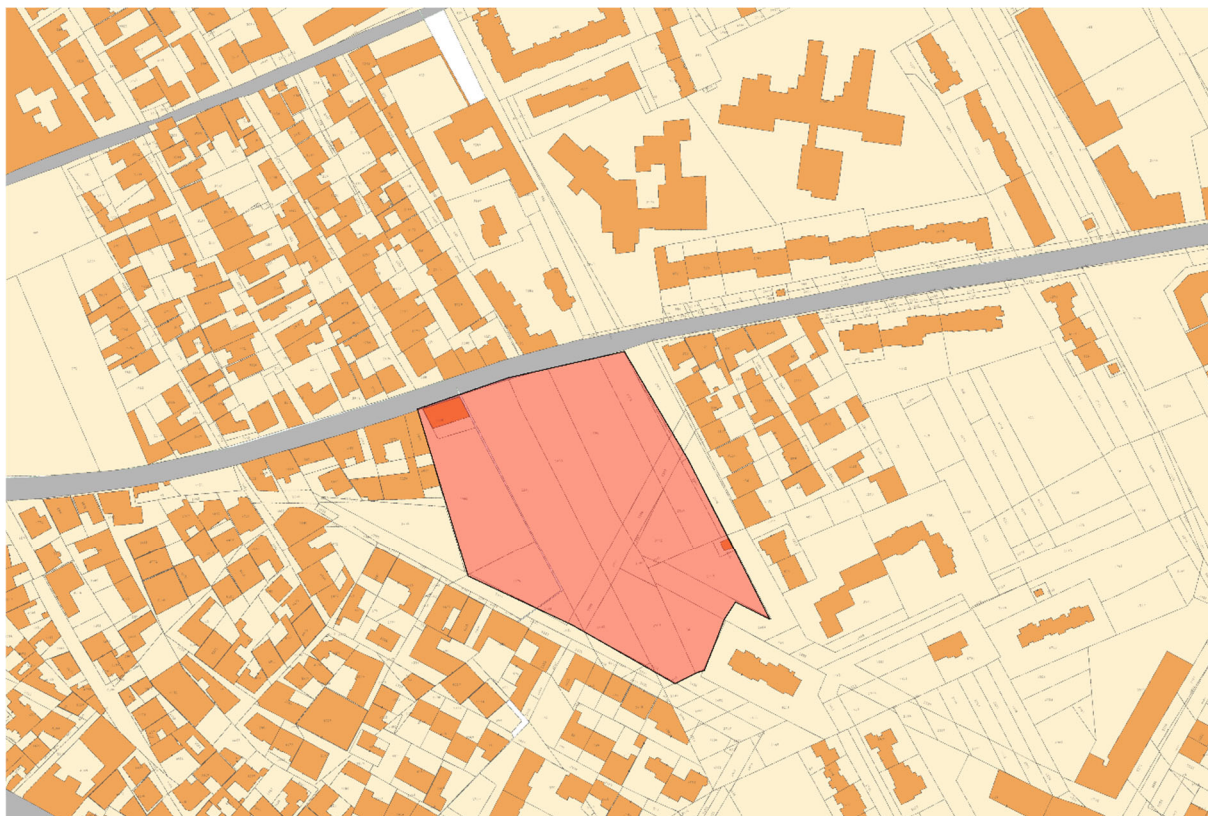


Fig. 3: Inquadramento catastale area di studio



Fig. 4: Ripresa drone APR area di studio



Fig. 5: Ripresa drone APR area di studio

4. Analisi del quadro di riferimento progettuale

Come meglio precisato negli elaborati progettuali dello stralcio 01 (Tav. 04 – Stralcio Funzionale 1) è prevista la realizzazione del Lotto 1-2 e di una quota parte delle opere di urbanizzazione (nella misura non inferiore a quella minima di competenza), che ricadono interamente su aree di proprietà esclusiva della Società FINVIT S.r.l..

La Società FINVIT S.r.l. è infatti proprietaria dei mappali 2392 e 2394 censiti al Catasto Terreni al foglio 33 e dei mappali 3956 e 2376 censiti al foglio 53, per una superficie complessiva reale pari a 4.851 mq. Con riferimento allo schema planivolumetrico rappresentato nella Tav. 04 i progettisti riferiscono che lo Stralcio n. 01 è funzionale non solo perché calza perfettamente con le proprietà esclusive della Società FINVIT S.r.l., ma perché nelle suddette aree trovano perfetta collocazione anche le aree verdi da cessione sulle quali poter realizzare i servizi previsti in progetto:

- Area A1: Area a verde con possibilità di realizzare il Parco Giochi nella sua interezza
- Area A1*: Area a verde con possibilità di realizzare uno dei due Fabbricati per Servizi pubblici collegato dalla viabilità esistente alle altre aree funzionali
- Area B1: Area a verde di mitigazione e arredo urbano per i fabbricati che si attestano sulla Via Romania
- Aree E1: Aree a verde di mitigazione e arredo urbano intorno al nuovo Lotto 1 e 2

La scelta di unificare i lotti 1 e 2 in un unico lotto edificatorio è dettata dalla maggior garanzia di edificare per intero lo stralcio 1 e di tutte le suo opere correlate.

Nella documentazione progettuale viene dichiarato che la Società FINVIT S.r.l. che opera nel settore delle infrastrutture e dell'edilizia intende avviare i lavori nell'immediato con fondi propri.

Con riferimento agli elaborati grafici di progetto (Tav. 08 e Tav. 09) le Opere di Urbanizzazione sono state suddivise e separate in stralci funzionali realizzabili separatamente.

Per finalità legate alla funzionalità degli stralci il Proponente dello Stralcio 1, la Società FINVIT S.r.l.si impegna a realizzare una quota parte delle opere di urbanizzazione di valore pari al 43%, superiore a quella di competenza pari al 33%.

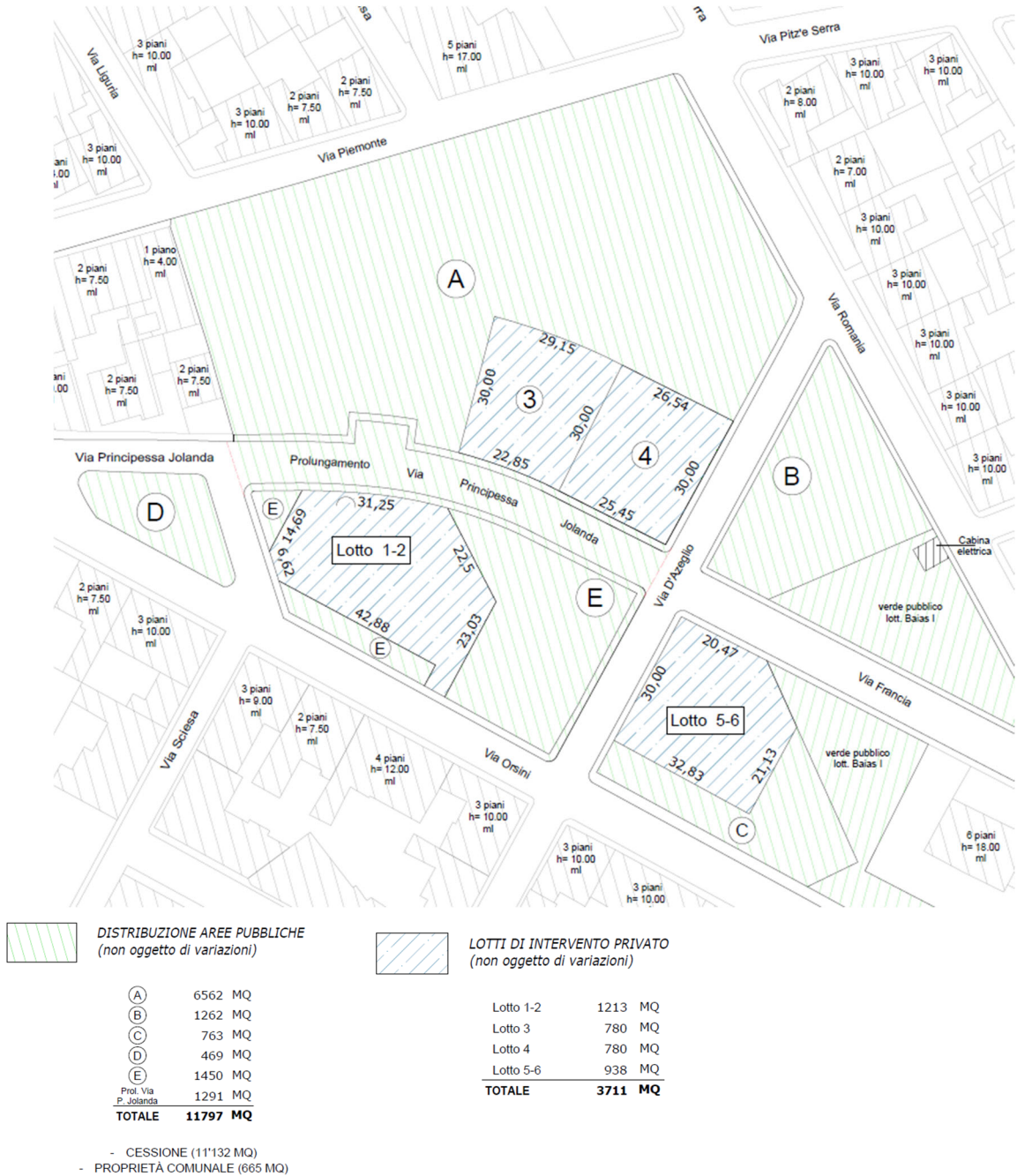


Fig. 6: Zonizzazione comparto B/S*

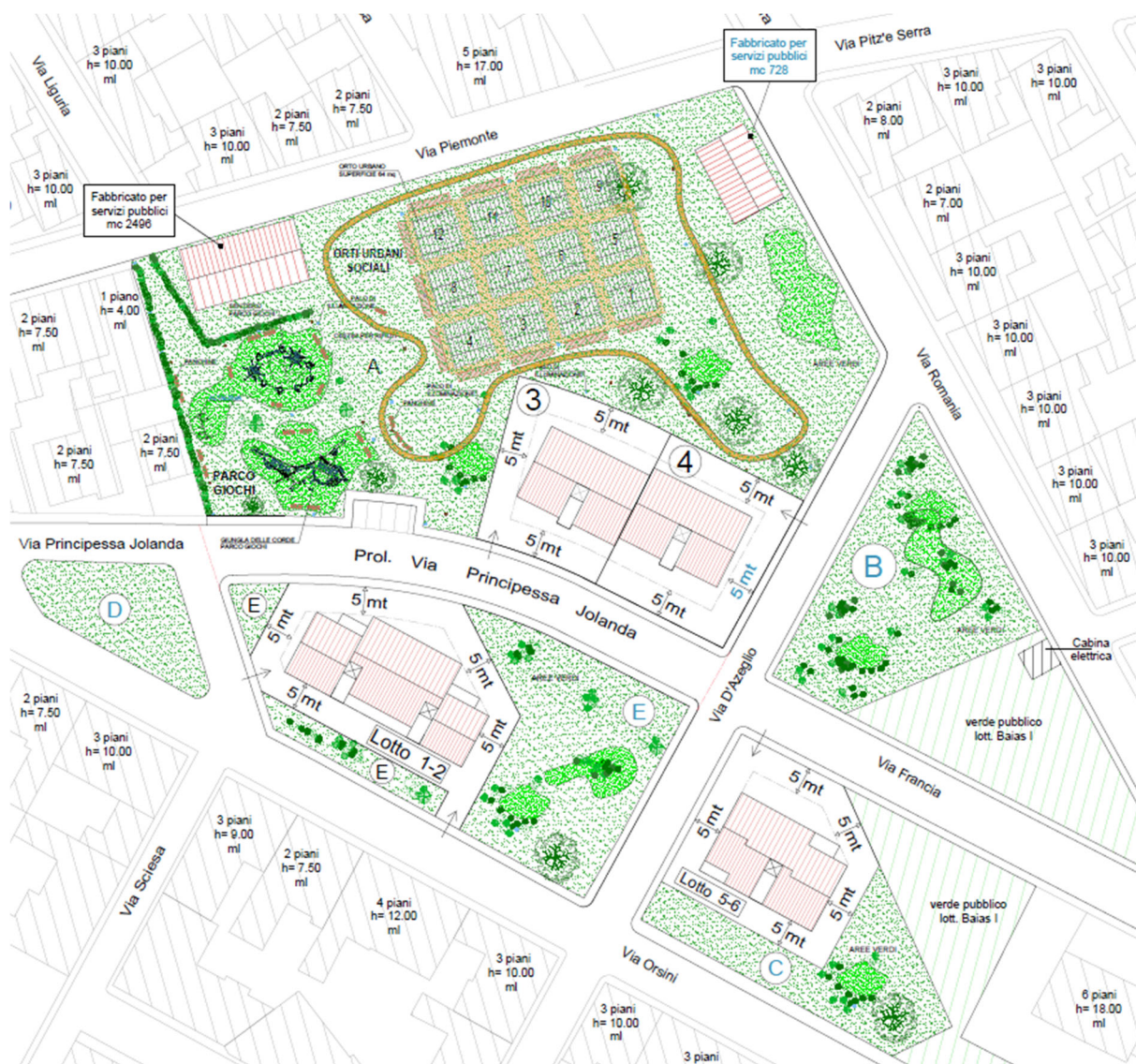
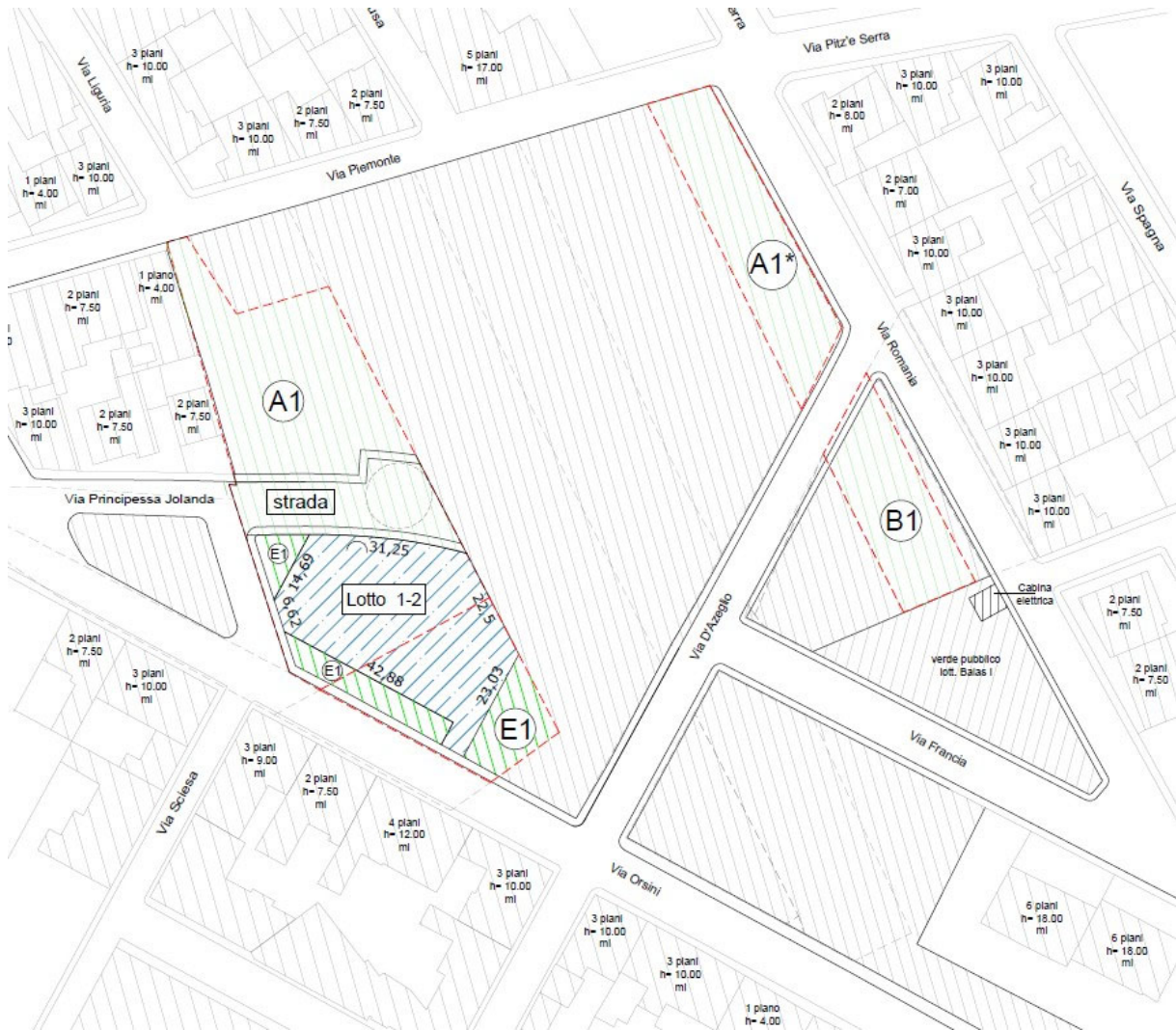


Fig. 7: Planivolumetrico comparto B/S*

COMPARTO PRIVATO							
	SUPERFICIE	VOLUME RESIDENZIALE	VOLUME PER SERVIZI CONNESSI	VOLUME TOTALE V_T	ALTEZZA MASSIMA	N.PIANI	SUPERFICIE PARCHEGGI L. n.122 - 24/03/1989
LOTTO 1	1213.00 MQ	5094.00 MC	1455.00 MC	6549.00 MC	17.00 MT	PT + 4P	$\frac{1}{10} V_T = 654.90 \text{ mq}$
LOTTO 2							
LOTTO 3	780.00 MQ	3276.00 MC	936.00 MC	4212.00 MC	17.00 MT	PT + 4P	$\frac{1}{10} V_T = 421.20 \text{ mq}$
LOTTO 4	780.00 MQ	3276.00 MC	936.00 MC	4212.00 MC	17.00 MT	PT + 4P	$\frac{1}{10} V_T = 421.20 \text{ mq}$
LOTTO 5	938.00 MQ	3939.00 MC	1126.00 MC	5065.00 MC	17.00 MT	PT + 4P	$\frac{1}{10} V_T = 506.50 \text{ mq}$
LOTTO 6							
TOTALE	3711.00 MQ	15585.00 MC	4453.00 MC	20038.00 MC			
N.B.: I PARCHEGGI PRIVATI SONO UBICATI NEI PIANI INTERRATI ESTESI ANCHE OLTRE LA SAGOMA DEI FABBRICATI (POSSONO ESSERE REALIZZATI STALLI ANCHE NELLE AREE SCOPERTE AL PIANO TERRA)							

Fig. 8: Planivolumetrico comparto B/S*



DISTRIBUZIONE AREE PUBBLICHE

- CESSIONE (3638 MQ)

(A1)	1187 MQ
(A1*)	830 MQ
(B1)	620 MQ
(E1)	436 MQ
Prol. Via P. Jolanda	565 MQ
TOTALE	3638 MQ



LOTTO DI INTERVENTO PRIVATO

Stralcio 1	Lotto 1-2	1213 MQ
TOTALE		1213 MQ

RIEPILOGO STRALCIO 1

Aree Pubbliche	3638 MQ
Aree Private Stralcio 1	1213 MQ
TOTALE STRALCIO	4851 MQ

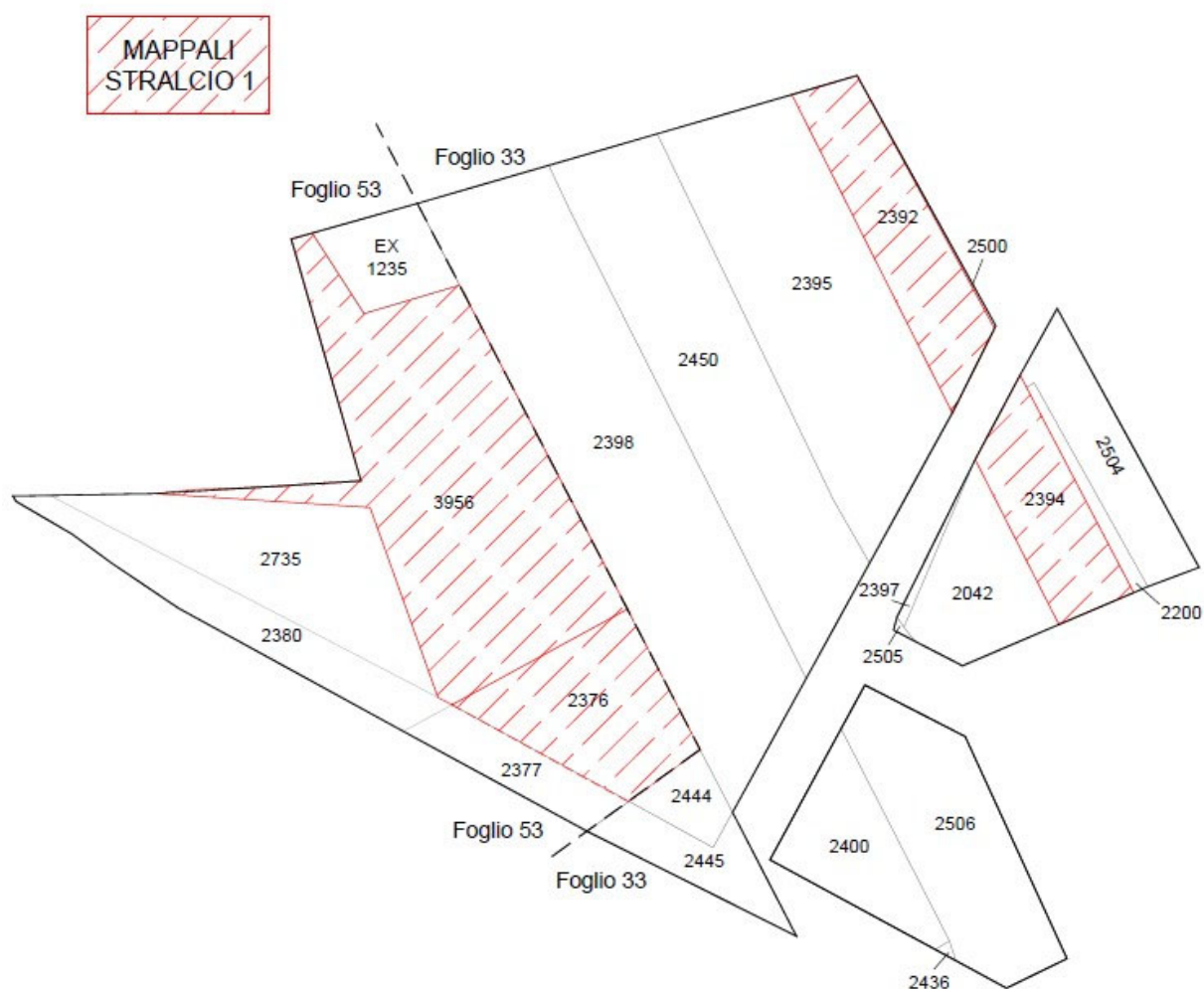
Fig. 9: Planivolumetrico stralcio 1



COMPARTO PRIVATO						
STRALCIO 1	SUPERFICIE	VOLUME RESIDENZIALE	VOLUME PER SERVIZI CONNESSI	VOLUME TOTALE	ALTEZZA MASSIMA	N.PIANI
LOTTO 1-2	1213.00 MQ	5094.00 MC	1455.00 MC	6549.00 MC	15.00 MT	PT + 4P

DATI STRALCIO 1					
SUPERFICIE STRALCIO 1				4 851,00	mq
VOLUMETRIA STRALCIO 1			4 851,00	mq	1,50
RIPARTIZIONE VOLUMETRIE STRALCIO 1					
VOLUMETRIA RESIDENZIALE STRALCIO 1			4 851,00	mq	1,05
VOLUMETRIA SERVIZI PRIVATI STRALCIO 1			4 851,00	mq	0,30
VOLUMETRIA SERVIZI PUBBLICI STRALCIO 1			4 851,00	mq	0,15
SUPERFICIE IN CESSIONE STRALCIO 1			4 851,00	mq	75%
SUPERFICIE FONDIARIA STRALCIO 1			4 851,00	mq	25%

Fig. 10: Planivolumetrico stralcio 1



ELENCO MAPPALI STRALCIO 1			
FOGLIO	mappale	superficie catastale	superficie reale
33	2394	620	
	2392	830	
TOTALE SUP. FOGLIO 33		1450	
53	3956 parte		2545
	2376	856	
TOTALE SUP. FOGLIO 53		3401	
totale STRALCIO 1		4851	

Fig. 11: Elenco mappali stralcio 1



Fig. 12: Schema prospettico lotti 1 e 2 – stralcio 1

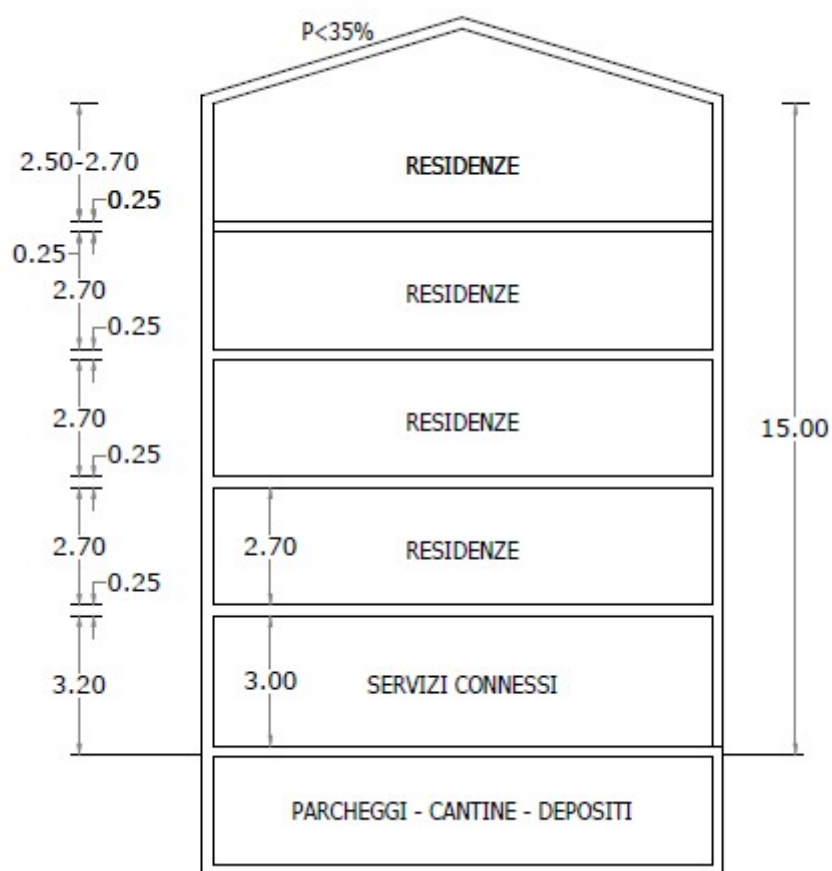


Fig. 13: Schema sezione lotti 1 e 2 – stralcio 1



Fig. 14: Planimetria generale allacci esistenti

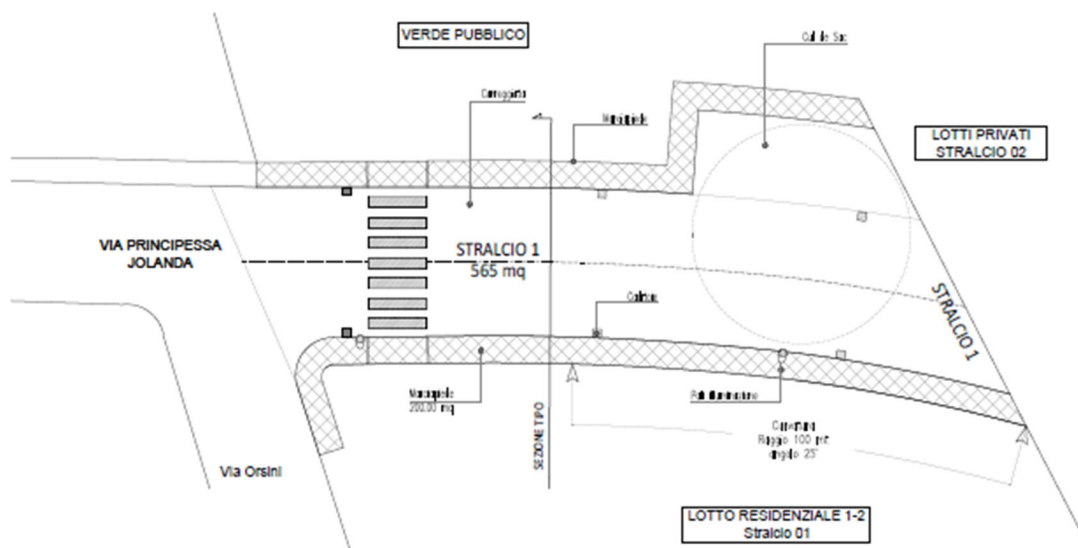


Fig. 15: Planimetria sistemazione Via Principessa Jolanda

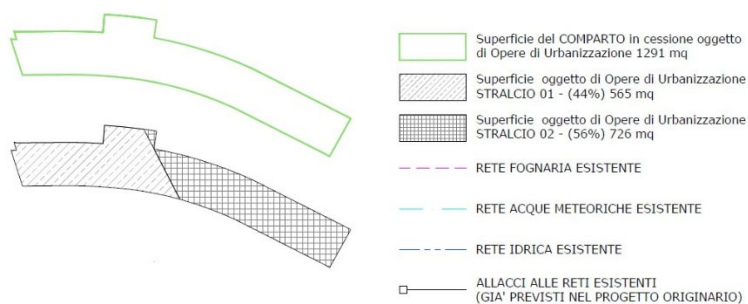


Fig. 16: Legenda superficie comparto in cessione e reti esistenti

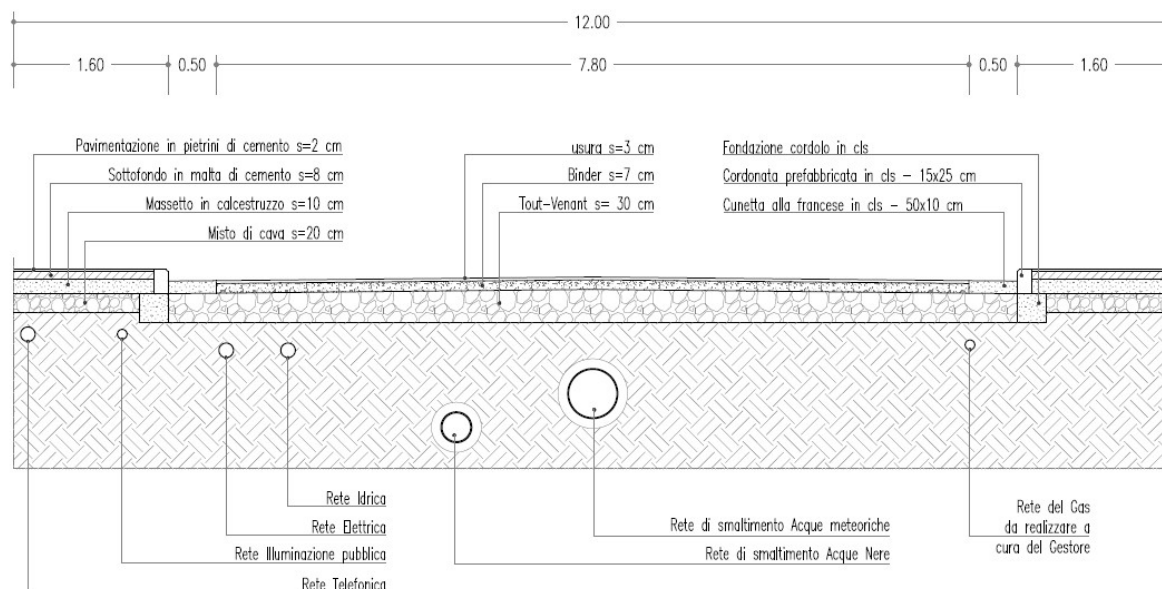


Fig. 17: Sezione stradale tipo

Come si evince dalla documentazione progettuale, tra le opere di urbanizzazione primaria è prevista la realizzazione del prolungamento stradale della Via Principessa Jolanda, la quale intersecherà l'area di studio fino a congiungersi con la Via Francia oltre che la sistemazione delle aree verdi.

Limitatamente all'attuazione dello stralcio 1, nei lotti 1 e 2 è prevista la realizzazione di due fabbricati adiacenti pluripiano ad uso civili abitazioni con accesso diretto sistemato lungo la Via Orsini.

5. Assetto geologico di inquadramento

L'attuale conformazione geologica e geomorfologica della zona d'indagine è strettamente connessa con l'evoluzione idrogeologica del Rio Is Cungiaus e del Rio Pirastu, nonché degli stagni di Quartu Sant'Elena (Bellarosa minore), la cui origine è correlabile alle fasi glaciali ed interglaciali che hanno caratterizzato tutta l'area urbana durante il Quaternario.

L'era Miocenica, è caratteristica nell'intero hinterland Quartese: l'ossatura profonda del substrato, è la formazione marnoso-argillosa dell'Acquitano – Burdigaliano, di facies marina pelagica, avente colore grigio-verdastro, giacitura degli strati sub-orizzontale e consistenza da plastica a semi-lapidea.

A tale formazione, si sovrappone una sequenza deposizionale arenacea, con grado di cementazione da forte a moderato, con composizione mineralogica quarzoso-feldspatica.

In tale successione, si rinvencono lenti limoso-argillose di potenza variabile, con rari ciottoli decimetrici e carbonati sotto forma di noduli e incrostazioni, la cui presenza è da attribuire alla risalita capillare dell'acqua freatica, con conseguente evaporazione in ambiente sub-arido. Alla formazione Miocenica, segue in discontinuità stratigrafica l'era Quaternaria, è caratterizzata dalla messa in posto

di depositi terrigeni in facies marina prodotti dall'eustatismo marino durante le fasi glaciali ed interglaciali che hanno caratterizzato la formazione degli stagni di Quartu.

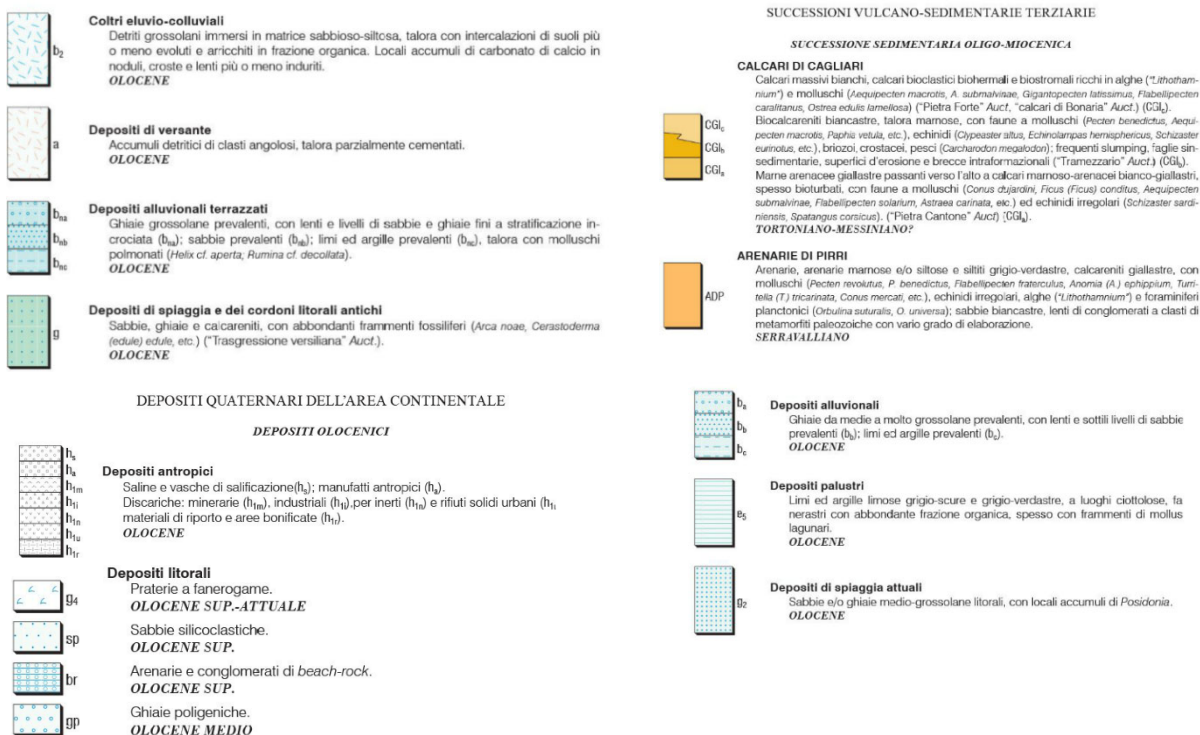
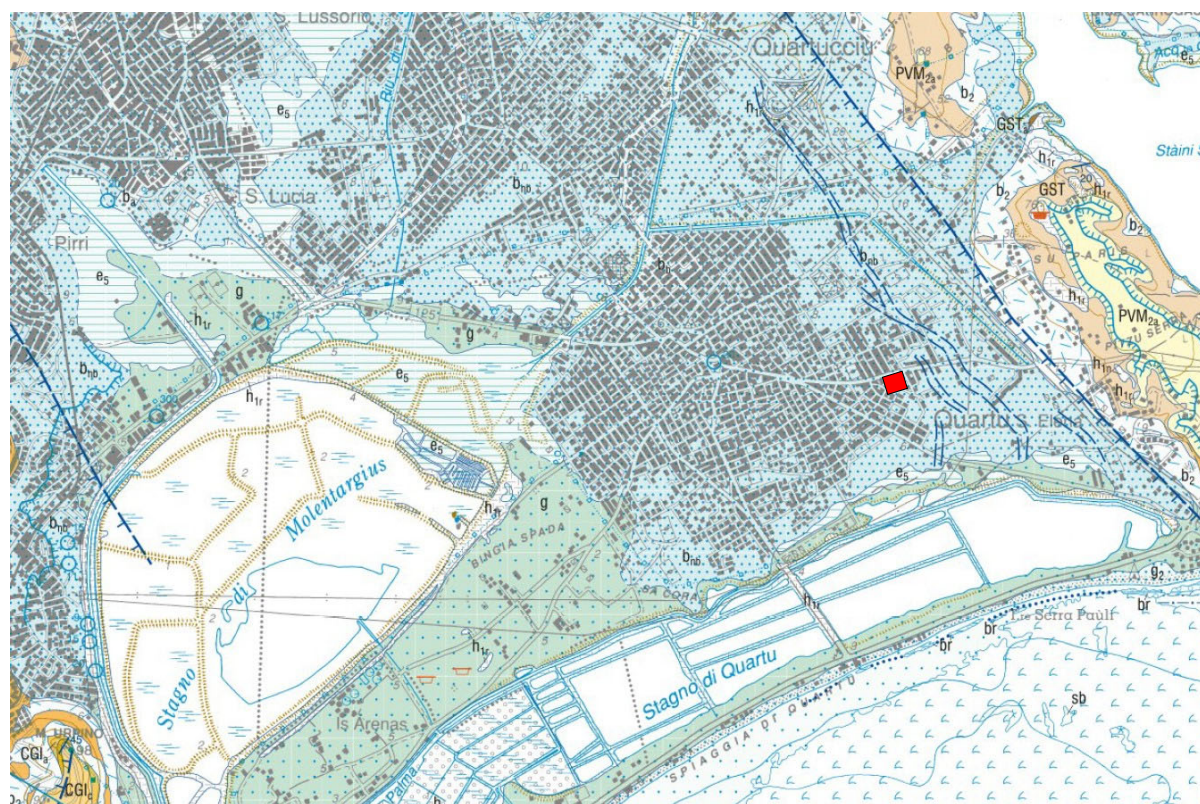


Fig. 18: Rappresentazione cartografica della sequenza deposizionale miocenica e quaternaria nell'abitato di Quartu Sant'Elena estratto dalla Cartografia Ufficiale dell'ISPRA – Progetto CARG

Questi materiali si presentano di spessore eterogeneo, maggiore nelle zone depresse, dove l'accumulo sedimentario ne ha favorito la formazione, minore alla base dei rilievi collinari miocenici per la presenza del substrato roccioso affiorante. Durante la prima fase interglaciale, nota con il nome di Tirreniano I, si depongono materiali sabbioso-limosi in facies litorale; durante la successiva fase glaciale, il livello del mare si abbassa, dando luogo alla formazione di stagni e paludi in cui si evince una deposizione di materiali argillosi con frazioni organiche.

Il conseguente aumento delle temperature, favorisce una nuova ingressione marina, nota con il nome di Tirreniano II, che raggiunge livelli più alti della prima fase interglaciale, dando luogo a fenomeni di rimaneggiamento del materiale precedentemente deposto, favorendo la deposizione di materiale arenaceo-conglomeratico, da mediamente a fortemente cementato, noto con il nome di Tirreniano II o Panchina Tirreniana.

La fase glaciale successiva, nota come Wurm, favorisce lo smantellamento dei materiali precedentemente deposti durante il Tirreniano II da parte dei corsi d'acqua della zona.

Durante la fase interglaciale Versiliana, il mare risale di qualche metro inserendosi parzialmente all'interno, depositando materiali di facies salmastra lagunare. La fase regressiva successiva, dà luogo allo stagno attuale di Quartu e al cordone litorale del Poetto.

Per la definizione degli aspetti lito-stratigrafici è stata eseguita una campagna di indagini dirette in sito mediante l'esecuzione di pozzetti geognostici che hanno raggiunto una profondità massima di 2.10 m dal p.d.c. meglio ubicati nello stralcio planimetrico sottostante



Fig. 19: Planimetria ubicazione pozzetti geognostici



Fig. 20: Ripresa fotografica pozzetto geognostico P1 (-1,80 m)



Fig. 21: Ripresa fotografica del materiale estratto dal pozzetto geognostico P1 (-1,80 m)



Fig. 22: Ripresa fotografica punto di ubicazione pozzetto geognostico P1 (-1,80 m)



Studio di geologia Tecnica Dott. Geol. Simone Manconi
Via dell'Artigianato 18 - 09122 Cagliari
C.F. MNCSMN74B13B354G
P.I. 02760610929

STRATIGRAFIA SONDAGGI GEOGNOSTICI

Committente Finvit Srl		Profondità raggiunta 1.80		Quota Ass. P.C. -		Certificato n° 1		Pagina 1					
Operatore Impresa Collu		Indagine Progetto Stralcio 1 - Comparto B/S*						Inizio/Fine Esecuzione Ottobre 2025					
Responsabile Dott. Geol. Manconi Simone		Sondaggio P1		Tipo Carotaggio Pozzetto Geognostico		Tipo Sonda Escavatore cingolato		Coordinate X Y					
Scala (mt)	Litologia	Descrizione	Quota	%Carotaggio R.Q.D.	S.P.T. (n° Colpi)	Pocket Test kg/cmq	Vane Test kg/cmq	Campioni	Metodo Perforazione	Metodo Stabilizzaz.	Cass. Catalog.	Falda	Altre prove
-0.50		Materiale di riporto costituito da limi-sabbiosi sciolti, con interclusi blocchi di cemento e macerie											
-1.00													
-1.50		Sequenza deposizionale di facies transizionale costituita da sabbie fini prevalenti in matrice limo-argillosa di colore beige, di consistenza medio-alta.	-1.30										
-1.80			-1.80										
-2.00													
-2.50													
-3.00													
-3.50													

Campioni: S-Pareti Sottili, O-Osterberg, M-Mazier, R-Rimaneggiato , Rs-Rimaneggiato da SPT
Perforazione: CS-Carotiere Semplice, CD-Carotiere Doppio, EC-Elica Continua
Stabilizzazione: RM-Rivestimento Metallico, FB-Fanghi Betonitici
Prove SPT: PA-Punta Aperta, PC-Punta Chiusa
Carotaggio: Pozzetto Geognostico
Sonda: Escavatore cingolato

Direzione Tecnica Sondaggi

Fig. 23: Stratigrafia pozzetto geognostico P1 (-1,80 m)



Fig. 24: Ripresa fotografica punto di ubicazione pozzetto geognostico P2 (-1,60 m)



Fig. 25: Ripresa fotografica materiale estratto dal pozzetto geognostico P2 (-1,60 m)



Fig. 26: Ripresa fotografica punto di ubicazione pozzetto geognostico P2 (-1,60 m)



Studio di geologia Tecnica Dott. Geol. Simone Manconi
Via dell'Artigianato 18 - 09122 Cagliari
C.F. MNCSMN74B13B354G
P.I. 02760610929

STRATIGRAFIA SONDAGGI GEOGNOSTICI

Committente Finvit Srl		Profondità raggiunta 1.60		Quota Ass. P.C. -		Certificato n° 1		Pagina 1					
Operatore Impresa Collu		Indagine Progetto Stralcio 1 - Comparto B/S*						Inizio/Fine Esecuzione Ottobre 2025					
Responsabile Dott. Geol. Manconi Simone		Sondaggio P2		Tipo Carotaggio Pozzetto Geognostico		Tipo Sonda Escavatore cingolato		Coordinate X Y					
Scala (mt)	Litologia	Descrizione	Quota	%Carotaggio R.Q.D.	S.P.T. (n° Colpi)	Pocket Test kg/cmq	Vane Test kg/cmq	Campioni	Metodo Perforazione	Metodo Stabilizzaz.	Cass. Catalog.	Falda	Altre prove
-0.50		Materiale di riporto costituito da limi-sabbiosi sciolti, con inclusi blocchi di cemento e macerie											
-1.00													
-1.20			-1.20										
-1.50		Sequenza deposizionale di facies transizionale costituita da sabbie fini prevalenti in matrice limo-argillosa di colore beige, di consistenza medio-alta											
-1.60			-1.60										
-1.40													
-1.60													
-2.00													
-2.50													
-3.00													
-3.50													

Campioni: S-Pareti Sottili, O-Osterberg, M-Mazier, R-Rimaneggiato , Rs-Rimaneggiato da SPT
Perforazione: CS-Carotiere Semplice, CD-Carotiere Doppio, EC-Elica Continua
Stabilizzazione: RM-Rivestimento Metallico, FB-Fanghi Betonitici
Prove SPT: PA-Punta Aperta, PC-Punta Chiusa
Carotaggio: Pozzetto Geognostico
Sonda: Escavatore cingolato

Direzione Tecnica Sondaggi

Fig. 27: Stratigrafia pozzetto geognostico P2 (-1,60 m)



Fig. 28: Ripresa fotografica pozzetto geognostico P3 (-2,10 m)



Fig. 29: Ripresa fotografica materiale estratto dal pozzetto geognostico P3 (-2,10 m)



Fig. 30: Ripresa fotografica punto di ubicazione pozzetto geognostico P3 (-2,10 m)

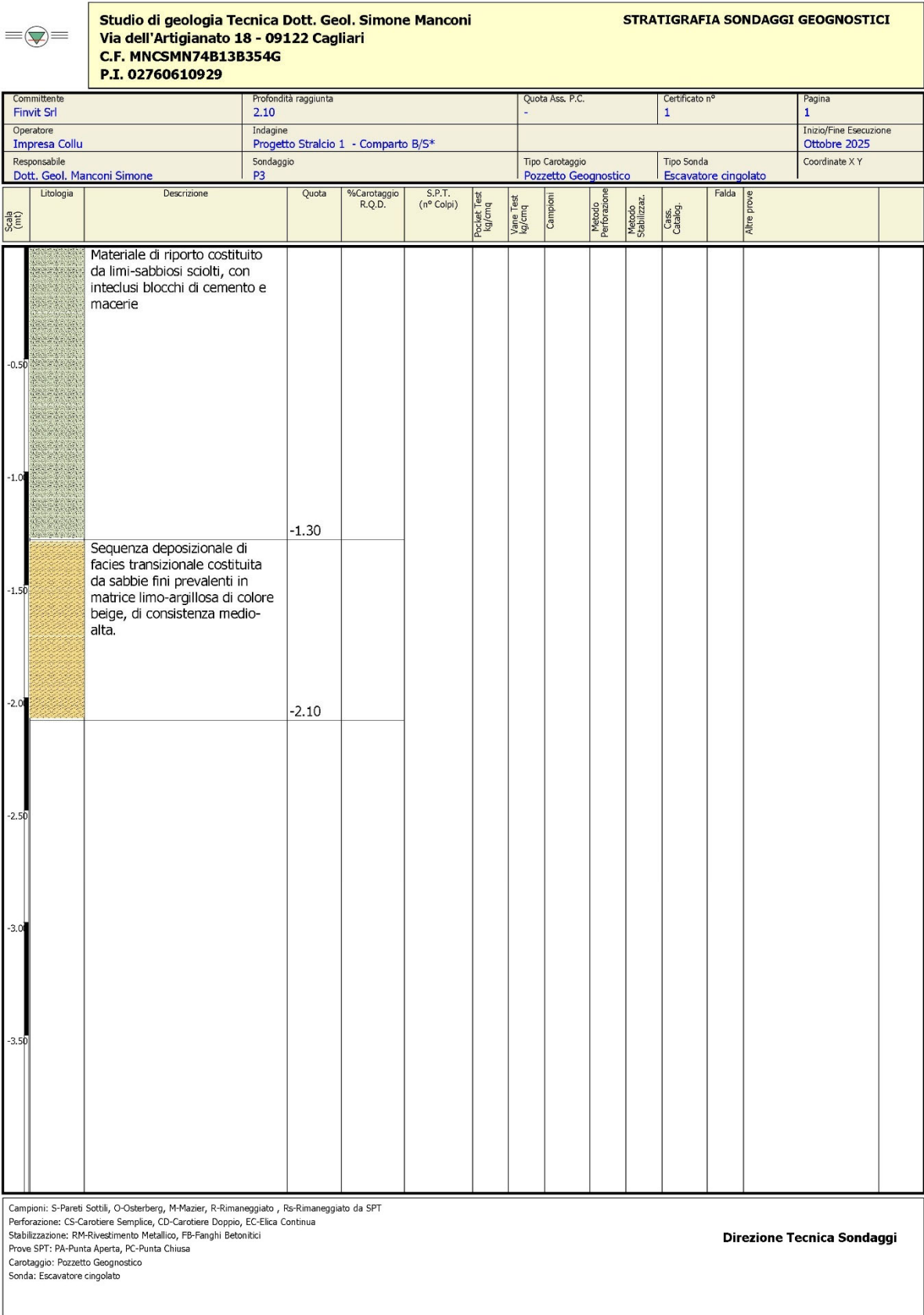


Fig. 31: Stratigrafia pozzetto geognostico P3 (-2.10 m)

Come si evince dai risultati delle indagini eseguite, In tutta l'area d'intervento si ritrova una coltre di materiale detritico e di riporto incoerente, a prevalente componente sabbiosa, con interclusi ciottoli e macerie.

Lo spessore di questa formazione è superiore al metro con zone che raggiungono anche 1.30 m di spessore (pozzetto geognostico P1).

A riguardo si ritiene che questa zona costituisca una vecchia area di colmata con materiale di riporto proveniente da diverse zone dell'abitato.

Al di sotto di questo livello si rinvenivano le sequenze deposizionali plio-pleistoceniche del tirreniano con prevalenza di sabbie limose talora in matrice argillosa (Pozzetto P1 e Pozzetto P2) da mediamente a molto consistenti e talora sciolte (Pozzetto P3).

Sulla base delle verifiche eseguite in sito, la successione litostratigrafica presente nell'area risulta così costituita:

- Materiale di riporto costituito da coltri eluvio-detritiche frammiste a ciottoli con spessore variabile da un minimo di 1,10 m fino ad un massimo di 1.30 m dal p.d.c. (Attuale)
- Livello deposizionale costituito da sabbie quarzoso-feldspatiche prevalenti, talora in matrice limo-argillosa, riconducibili alle sequenze deposizionali trasgressive dell'interglaciale Tirreniano durante il quale si ha la formazione di sedimenti sabbiosi di facies marina (Panchina Tirreniana) Quaternario (Pleistocene) (1.30 m – 10.00 m)

6. Modello geotecnico

Per lo sviluppo del modello geotecnico del sottosuolo, è stata riprodotta la successione litostratigrafica dei terreni presenti e contestualmente sono state definite le caratteristiche geomeccaniche dei terreni di sedime a seguito di una campagna di prove di laboratorio eseguite sia sui terreni di sedime che costituiranno sia il sottofondo stradale corrispondente al nuovo tratto di Via Principessa Jolanda, sia sul piano di sedime dei nuovi fabbricati previsti in progetto, corrispondenti ai lotti 1 e 2 dello stralcio 1, per il quale è stato redatto lo studio geotecnico

Nello specifico, si è avuto modo di determinare il modulo C.B.R. del sottofondo stradale attualmente esistente e i valori del peso di volume (γ) dell'angolo di attrito interno (ϕ) e della coesione efficace (c') dei terreni di sedime corrispondenti al piano fondale dei nuovi fabbricati in progetto.

Inoltre sono state eseguite le classificazioni delle terre ai sensi della norma CNR UNI 10006.

Le prove sono state eseguite dal laboratorio geotecnico Soiltech di Quartu Sant'Elena che ha refertato i rapporti di prova di seguito allegati.

Nel complesso le analisi e verifiche geotecniche sono state necessarie per definire l'interazione delle opere con il contesto geologico ed in particolare:

- Definire il profilo geotecnico dei terreni interessati dalle opere (infrastrutture primarie e nuovi fabbricati);
- Determinare, con analisi in sito ed in laboratorio, i parametri geotecnici necessari a definire l'interazione opera-terreno.

soiltech s.n.c.
geologia e geotecnica

Dott. Geol. Paolo Caula - Dott. Geol. Ignazio Dessì

Via Parini, 71a/b - 09045 Quartu Sant'Elena (CA)

Tel. 070862381 - Fax 070/4512057 - Cell. P. Caula 3477167780 I. Dessì 3687853386

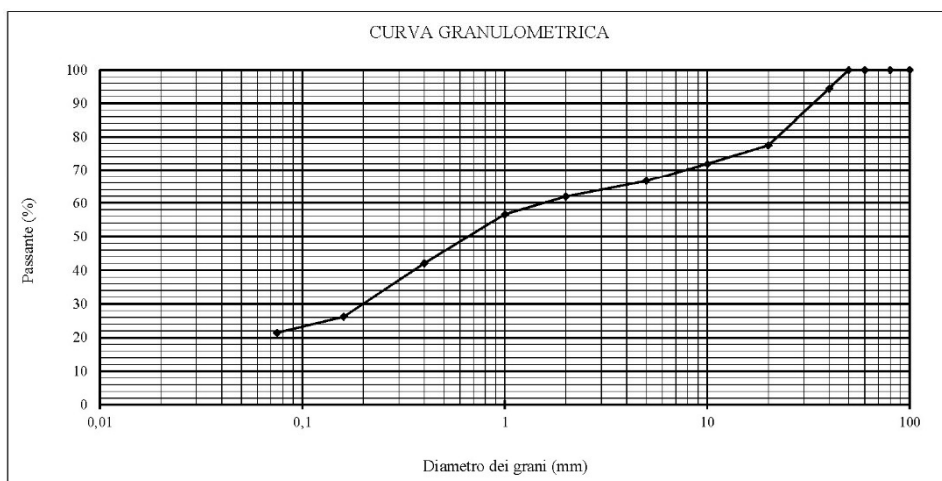
CERTIFICATO DI PROVA

Data inizio prove:	13-ott-25	Rif. laboratorio:	16875/25
COMMITTENTE: Dott. Geol. Simone Manconi			
CANTIERE: Lottizzazione Stralcio Attuativo 1 - Via Orsini Principessa Jolanda - Quartu Sant'Elena (CA)			
Data del campionamento:	11-ott-25	Ubicazione pozzetto n°:	1
Sigla del campione:	C1 P1	Profondità prelievo m. p.c.:	0,80

ANALISI GRANULOMETRICA - LIMITI DI ATTERBERG - CLASSIFICAZIONE

ASTM D421 D422 D2217 - ASTM 4318 - CNR UNI 10006 - CNR UNI 10008

Analisi granulometrica eseguita per setacciatura (via umida) "a" e per sedimentazione "b"				Umidità:	%	13,2
				Peso netto:	g	3385,0
				Rapporto 0,075/0,4		0,51
				Limite liquido:	%	30
				Limite plastico:	%	17
				Indice plastico:	%	13
				Contenuto in ghiaia:	%	38,1
				Contenuto in sabbia:	%	40,5
				Contenuto in limo e argilla:	%	21,4
				CLASSIFICAZIONE CNR UNI:		A2-6
				Descrizione tecnica del campione (Racc. AGI):		Sabbia e ghiaia limosa debolmente argillosa



Quartu Sant'Elena, 27 ottobre 2025

soiltech s.n.c.
Laboratorio prove geotecniche
Il Responsabile della Sperimentazione
Dott. Geol. Ignazio Dessì

Fig. 32: Classificazione CNR UNI 10006 Campione C1P1 Pozzetto P1 (-0.80 m) – Materiale di riporto

soiltech s.n.c.
geologia e geotecnica

Dott. Geol. Paolo Caula - Dott. Geol. Ignazio Dessì

Via Parini, 71a/b - 09045 Quartu Sant'Elena (CA)

Tel. 070862381 - Fax 070/4512057 - Cell. P. Caula 3477167780 I. Dessì 3687853386

CERTIFICATO DI PROVA

Data inizio prove: 13-ott-25 Rif. laboratorio: 16877/25

COMMITTENTE: Dott. Geol. Simone Manconi

CANTIERE: Lottizzazione Stralcio Attuativo 1 - Via Orsini Principessa Jolanda - Quartu Sant'Elena (CA)

Data del campionamento: 11-ott-25 Ubicazione pozzetto n°: 2
Sigla del campione: C1 P2 Profondità prelievo m. p.c.: 1,10

ANALISI GRANULOMETRICA - LIMITI DI ATTERBERG - CLASSIFICAZIONE

ASTM D421 D422 D2217 - ASTM 4318 - CNR UNI 10006 - CNR UNI 10008

Analisi granulometrica eseguita
per setacciatura (via umida) "a" e per sedimentazione "b"

a		b	
Aperture	Pass. cum.	Diam. grani	Sed. cum.
mm	%	mm	%
100	100,0		
80	100,0		
60	100,0		
50	100,0		
40	96,2		
20	93,6		
10	92,0		
5	91,4		
2	89,9		
1	87,0		
0,4	78,2		
0,16	57,9		
0,075	50,7		

a		b	
Aperture	Pass. cum.	Diam. grani	Sed. cum.
mm	%	mm	%
100	100,0		
80	100,0		
60	100,0		
50	100,0		
40	96,2		
20	93,6		
10	92,0		
5	91,4		
2	89,9		
1	87,0		
0,4	78,2		
0,16	57,9		
0,075	50,7		

Umidità: % 21,8
Peso netto: g 3412,0

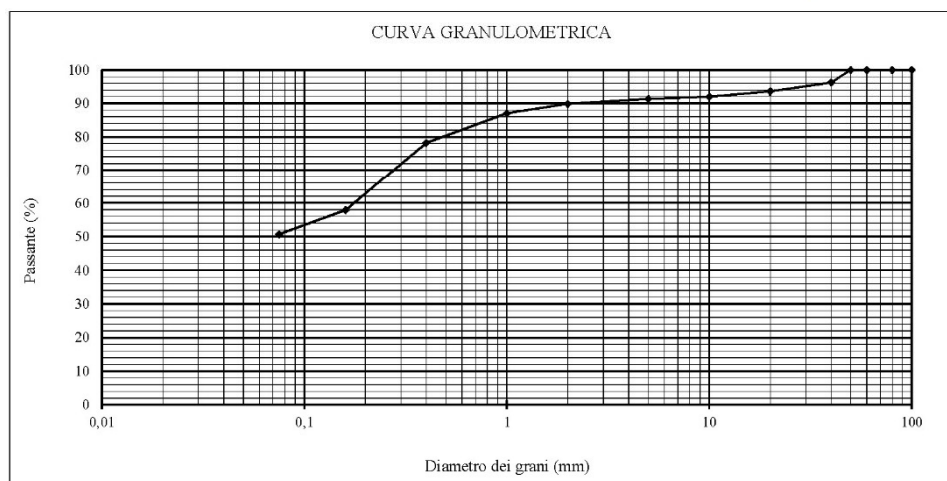
Rapporto 0,075/0,4 0,65

Limite liquido: % 57
Limite plastico: % 28
Indice plastico: % 29

Contenuto in ghiaia: % 10,1
Contenuto in sabbia: % 39,2
Contenuto in limo e argilla: % 50,7

CLASSIFICAZIONE CNR UNI: A7-6

Descrizione tecnica del campione (Racc. AGI):
Argilla e limo sabbioso ghiaioso



Quartu Sant'Elena, 27 ottobre 2025

soiltech s.n.c.
Laboratorio prove geotecniche
Il Responsabile della Sperimentazione
Dott. Geol. Ignazio Dessì

33: Classificazione CNR UNI 10006 Campione C1P2 Pozzetto P2 (-1.10 m) – Sottofondo naturale

DOCUMENTO DI PROVA

Data inizio prova: 13-ott-25 Rif. laboratorio: 16874/25

COMMITTENTE: Dott. Geol. Simone Manconi

CANTIERE: Lottizzazione Stralcio Attuativo 1 - Via Orsini Principessa Jolanda - Quartu Sant'Elena (CA)

Data del campionamento: 11-ott-25 Ubicazione pozzetto n°: 1
Sigla del campione: C1 P1 Profondità prelievo m.p.c.: 0,80
Descrizione sint. del campione: Sabbia e ghiaia limosa debolmente argillosa

PROVA DI PENETRAZIONE CBR

CNR UNI 10009 - ASTM D 1883-87, D 4429-84

Il provino è stato costipato con il procedimento Proctor modificato ed è stato immerso in acqua per saturazione per 96 ore.

Penetrazione (mm)

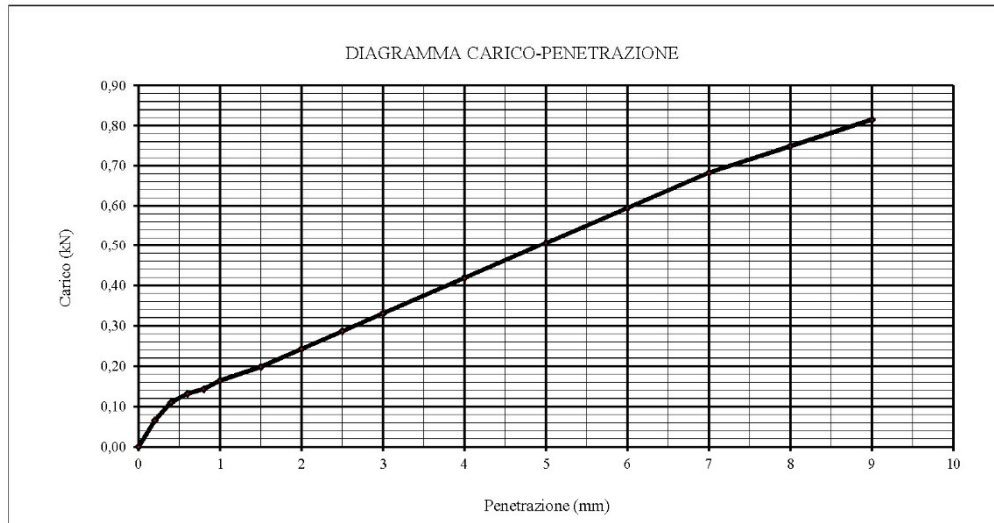
0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

Carico (kN)

0,0660	0,1101	0,1321	0,1433	0,1641	0,1982	0,2422	0,2863	0,3303	0,4185	0,5066	0,5947	0,6828	0,7488	0,8149
--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

Risultati della prova

I(2,5): 2,16 I(5,0): 2,54 CBR: 2,54 W iniz. (%): 9,80 W fin. (%): 13,20 γ (g/cmc): 2,081



Nota: il provino è stato costipato a umidità ottimale e immerso in acqua ha mostrato un rigonfiamento di 0,6 mm (0,52%)

Quartu Sant'Elena, 23 ottobre 2025



Fig. 34: Indice CBR Campione C1P1 Pozzetto P1 (-0.80 m) – Materiale di riporto

soiltech s.n.c.
geologia e geotecnica

Dott. Geol. Paolo Caula - Dott. Geol. Ignazio Dessì

Via Parini, 71a/b - 09045 Quartu Sant'Elena (CA)

Tel. 070862381 - Fax 070/4512057 - Cell. P. Caula 3477167780 I. Dessì 3687853386

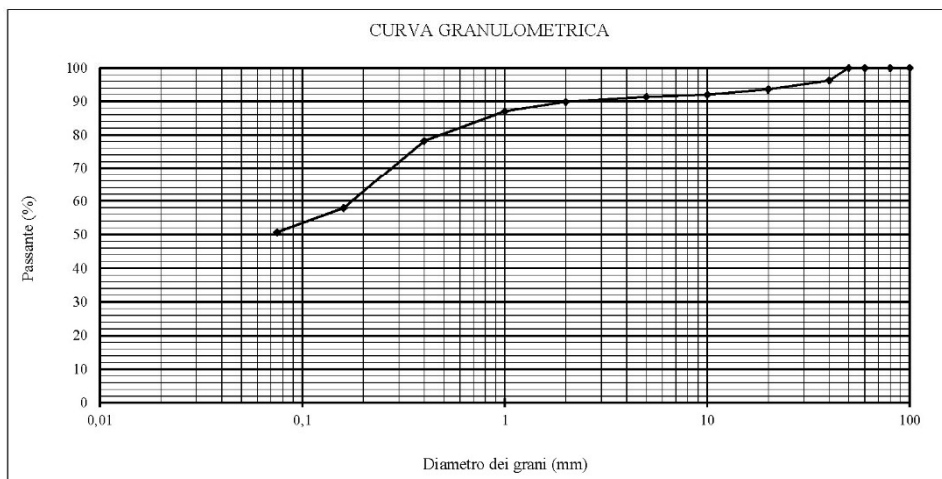
CERTIFICATO DI PROVA

Data inizio prove:	13-ott-25	Rif. laboratorio:	16877/25
COMMITTENTE: Dott. Geol. Simone Manconi			
CANTIERE: Lottizzazione Stralcio Attuativo 1 - Via Orsini Principessa Jolanda - Quartu Sant'Elena (CA)			
Data del campionamento:	11-ott-25	Ubicazione pozzetto n°:	2
Sigla del campione:	C1 P2	Profondità prelievo m. p.c.:	1,10

ANALISI GRANULOMETRICA - LIMITI DI ATTERBERG - CLASSIFICAZIONE

ASTM D421 D422 D2217 - ASTM 4318 - CNR UNI 10006 - CNR UNI 10008

Analisi granulometrica eseguita per setacciatura (via umida) "a" e per sedimentazione "b"				Umidità:	%	21,8
				Peso netto:	g	3412,0
				Rapporto 0,075/0,4		0,65
				Limite liquido:	%	57
				Limite plastico:	%	28
				Indice plastico:	%	29
				Contenuto in ghiaia:	%	10,1
				Contenuto in sabbia:	%	39,2
				Contenuto in limo e argilla:	%	50,7
				CLASSIFICAZIONE CNR UNI:		A7-6
				Descrizione tecnica del campione (Racc. AGI):		Argilla e limo sabbioso ghiaioso



Quartu Sant'Elena, 27 ottobre 2025

soiltech s.n.c.
Laboratorio prove geotecniche
Il Responsabile della Sperimentazione
Dott. Geol. Ignazio Dessì

Fig. 35: Indice CBR Campione C1P2 Pozzetto P2 (-1.10 m) – Sottofondo naturale

soiltech s.n.c.
geologia e geotecnica

Dott. Geol. Paolo Caula - Dott. Geol. Ignazio Dessì

Via Parini, 71a/b - 09045 Quartu Sant'Elena (CA)

Tel. 070862381 - Fax 070/4512057 - Cell. P. Caula 3477167780 I. Dessì 3687853386

DOCUMENTO DI PROVA

Data inizio prova: 16-ott-25 Rif. laboratorio: 16874/25

Committente: Dott. Geol. Simone Manconi

Cantiere: Lottizzazione Stralcio Attuativo 1 - Via Orsini Principessa Jolanda - Quartu Sant'Elena (CA)

Data del campionamento: 13-ott-25 Ubicazione pozzetto: P2

Sigla del campione: C1P2 Profondità prelievo dal p.o. (mt): 2,00

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

Apparecchio di Casagrande ASTM D 3080 - 98 / UNI CEN ISO/TS 17892-10

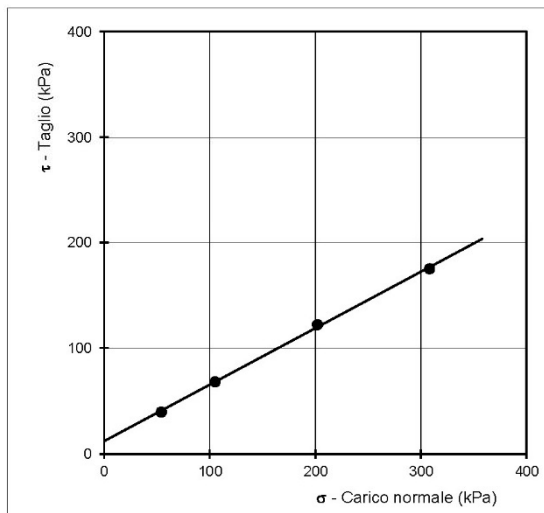
Descrizione sintetica del provino: Materiale a forte componente sabbiosa, debolmente ghiaioso a matrice argillosa

Caratteristiche della prova: CD su provini ricostituiti per rimozione degli elementi di diametro superiore a 5 mm

Dimensioni della cella (mm): L 60,00 H 30,00 Velocità di esecuzione (mm/min): 0,050

Caratteristiche del provino	Provino n°	1	2	3	4
Contenuto d'acqua iniziale	%	19,4			
Peso di volume	g/cm ³	1,623	1,623	1,623	1,623
Determinazioni della prova	Carico kPa	54,00	105,00	202,00	308,00
Tempo di consolidazione	ore	24			
Resistenza massima al taglio	kPa	39,66	68,20	122,32	175,00

Angolo d'attrito: 28,11
Coesione: kPa 12,0



Quartu Sant'Elena, 17 ottobre 2025

soiltech s.n.c.
Laboratorio prove geotecniche
Il Responsabile della Sperimentazione
Dott. Geol. Ignazio Dessì

Fig. 36: Prova di taglio diretto Campione C1P2 Pozzetto P2 (-1.60 m) – Piano di sedime naturale

Nel complesso, dalle analisi fin qui eseguite, il modello geotecnico dei terreni di sedime può essere così rappresentato (dalla superficie):

- *Materiale di riporto costituito da coltri eluvio-detritiche frammiste a ciottoli con spessore variabile da un minimo di 1,10 m fino ad un massimo di 1,30 m dal p.d..c*

Peso di Volume naturale γ_N : 2081 Kg/m³

Peso di Volume naturale γ_S : 2200 Kg/m³

Angolo di Attrito Φ : 28.00°

Coesione C : 0.00 Kg/cm²

Modulo di compressibilità Elastica E_y : 70 Kg/cm²

Modulo di compressibilità Edometrica E_d : 80 Kg/cm²

- *Livello deposizionale sabbioso – limoso in matrice argillosa con intercluse ghiaie e talora rari ciottoli centimetrici (1.30 ÷ 10.00 metri dal piano di campagna):*

Peso di Volume naturale γ_N : 1946.0 Kg/m³

Peso di Volume naturale γ_S : 1950.0 Kg/m³

Angolo di Attrito Φ : 28.11°

Coesione C : 0.12 Kg/cm²

Modulo di compressibilità Elastica E_y : 150 Kg/cm²

Modulo di compressibilità Edometrica E_d : 110 Kg/cm²

7. Analisi delle azioni di progetto e verifiche di sicurezza geotecnica piano di sedime nuovi fabbricati

Per quanto concerne la tipologia di fondazione dei nuovi fabbricati si è assunta per ipotesi la realizzazione di una fondazione continua a piastra per la quale è stata valutata un'azione di progetto massima di 30000 Kg/m² (3.00 Kg/cm²) allo SLU e di 20000 Kg/m² (2.00 Kg/cm²) allo SLE trattandosi di un fabbricato pluripiano con piano interrato.

Nella modellazione si è proceduto alla verifica della resistenza di progetto (R_d) dei terreni allo stato limite di esercizio (SLE) e allo stato limite ultimo (SLU) secondo il metodo del secondo approccio combinazione UNICA (A1+M1+R3) (STR+GEO) delle N.T.C. 2018 e s.m.i.

Nell'ambito delle verifiche di sicurezza agli SLU, si possono effettuare diverse verifiche:

EQU: (S.L. "di Equilibrio") perdita di equilibrio statico della struttura o del terreno.

UPL: (S.L. "di Sollevamento") perdita di equilibrio dovuta al sollevamento causato dalla pressione dell'acqua o da altre azioni verticali.

HYD: (S.L. "per Gradienti Idraulici") collasso dovuto a gradienti idraulici.

STR:(S.L. "Strutturale") collasso o eccessiva deformazione degli elementi strutturali.

GEO: (S.L. "Geotecnico") collasso o eccessiva deformazione del terreno.

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE) devono essere effettuate nel rispetto dei principi e delle procedure indicate al § 2.6 .

Per ogni stato limite per perdita di equilibrio (EQU), come definito al §2.6.1, deve essere rispettata la condizione:

$$E_{inst,d} \leq E_{stb,d}$$

dove $E_{inst,d}$ è il valore di progetto dell'azione instabilizzante, $E_{stb,d}$ è il valore di progetto dell'azione stabilizzante.

La verifica della suddetta condizione deve essere eseguita impiegando come fattori parziali per le azioni i valori γ_F riportati nella colonna EQU della tabella 6.2.I.

Per ogni stato limite ultimo che preveda il raggiungimento della resistenza di un elemento strutturale (STR) o del terreno (GEO), come definiti al § 2.6.1, deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

Essendo E_d il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, definito dalle relazioni seguenti:

$$E_d = E \cdot \left[\gamma_f F_k; \frac{x_k}{\gamma_m}; a_d \right]$$

$$E_d = \gamma_E \cdot E \cdot \left[F_k; \frac{x_k}{\gamma_m}; a_d \right]$$

e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico definito dalla relazione

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot R \cdot \left[\gamma_f F_k; \frac{x_k}{\gamma_m}; a_d \right]$$

Effetto delle azioni e resistenza di progetto sono espresse nelle formule sopra riportate, rispettivamente in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri geotecnici di progetto x_k/γ_m e dei parametri geometrici di progetto a_d .

Il coefficiente parziale di sicurezza γ_R opera direttamente sulla resistenza del sistema. L'effetto delle azioni di progetto può anche essere valutato direttamente con i valori caratteristici delle azioni con $\gamma_E = \gamma_F$.

La verifica della condizione $E_d \leq R_d$ deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

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

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto. Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti.

Per le verifiche nei confronti di stati limite ultimi, nell'ambito della progettazione geotecnica si utilizza l'Approccio 1 con le due combinazioni (A1+M1+R1) e (A2+M2+R2).

I fattori parziali per il gruppo R1 sono sempre unitari; quelli del gruppo R2 possono essere maggiori o uguali all'unità e, in assenza di indicazioni specifiche per lo stato limite ultimo considerato, devono essere scelti dal progettista in relazione alle incertezze connesse con i procedimenti adottati.

APPROCCIO 1 (DA1)

Combinazione 1 (A1+M1+R1) (STR)

Combinazione 2 (A2+M2+R2) (GEO)

Le *Combinazioni* sono formate da gruppi di coefficienti parziali con:

A = Azioni y F

M = resistenza dei materiali (terreno) y M

R = Resistenza globale del sistema y R

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

-Tabella 6.2.1 - coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni -

γ_{G1} = coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti;

γ_{G2} = coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_{Qi} = coefficiente parziale delle azioni variabili.

Per quanto concerne il valore della resistenza R_d può essere calcolato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva tabella e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei para-grafi relativi a ciascun tipo di opera.

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

-Tabella 6.2.II - coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità strutturali.

Il valore di progetto della resistenza si ottiene, per il caso (a), applicando al valore caratteristico della resistenza unitaria al taglio γ_R un coefficiente parziale $\gamma_{tr} = 1,0$ (M1) e $\gamma_{tr} = 1,25$ (M2) oppure procedendo come previsto ai punti b) e c) di cui sopra.

Le opere geotecniche devono anche essere verificate nei confronti dei possibili stati limite di sollevamento o di sifonamento.

A tal fine, nella valutazione delle pressioni interstiziali e delle quote piezometriche caratteristiche, si devono assumere le condizioni più sfavorevoli, considerando i possibili effetti delle condizioni stratigrafiche.

Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante $V_{inst,d}$, ovvero sia della risultante delle pressioni idrauliche ottenuta considerando separatamente la parte permanente ($G_{inst,d}$) e quella variabile ($Q_{inst,d}$), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb,d}$) e delle resistenze (R_d):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

Dove:

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d}$$

Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella Tabella 6.2.III. Al fine del calcolo della resistenza di progetto R_d , tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M2).

Ove necessario, il calcolo della resistenza va eseguito in accordo a quanto indicato nei successivi paragrafi per le fondazioni su pali e per gli ancoraggi.

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

-Tabella 6.2.III - coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti degli stati limite al sollevamento

In condizioni di flusso prevalentemente verticale:

- a) nel caso di frontiera di efflusso libera, la verifica a sifonamento si esegue controllando che il gradiente idraulico i risulti non superiore al gradiente idraulico critico ic diviso per un coefficiente parziale $\gamma_R = 3$, se si assume come effetto delle a-zioni il gradiente idraulico medio, e per un coefficiente parziale $\gamma_R = 2$ nel caso in cui si consideri il gradiente idraulico di efflusso;
- b) in presenza di un carico imposto sulla frontiera di efflusso, la verifica si esegue controllando che la pressione interstiziale in eccesso rispetto alla condizione idrostatica risulti non superiore alla tensione verticale efficace calcolata in assenza di filtrazione, divisa per un coefficiente parziale $\gamma_R = 2$.

Relativamente alle fondazioni superficiali, nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve che a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
- collasso per scorrimento sul piano di posa
- stabilità globale (fondazione su pendio)

SLU di tipo strutturale (STR)

- collasso per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata obbligatoriamente secondo l'*Approccio 1* - Combinazione 2: (A2+M2+R2) tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 6.4.I - coefficienti parziali γ_r per le verifiche agli stati limite di fondazioni superficiali

RIEPILOGO AZIONI DI PROGETTO	
STATO LIMITE DI ESERCIZIO SLU	
INVILUPPO AZIONE DI PROGETTO SLU	3.00 Kg/cm ²
INVILUPPO AZIONE DI PROGETTO SLE	2.00 Kg/cm ²

8. Analisi dello stato deformativo del sottosuolo

In considerazione dei carichi generati dalla struttura prevista in progetto, è stata eseguita una modellazione dello stato deformativo del sottosuolo con determinazione della resistenza del terreno di sedime secondo quanto disposto dal D.M. 17/01/2018 e s.m.i.

Secondo quanto disposto dalle NTC 2018, gli **stati limite ultimi** per sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni (GEO) riguardano:

- a) collasso per carico limite nei terreni di fondazione;
- b) scorrimento sul piano di posa.

In tali verifiche, tutte le azioni su un elemento di fondazione possono essere ricondotte a una forza risultante applicata al piano di posa. Per le verifiche agli stati limite ultimi di tipo geotecnico (GEO) per carico limite e per scorrimento si deve fare riferimento all'approccio 2.

L'analisi deve essere condotta con la Combinazione (A1+M1+R3), nella quale i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari, i coefficienti parziali sulle azioni (A1) sono indicati dalla tabella 6.2.I e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti γ_R del gruppo R3 riportati in tab. 6.4.I.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti G_2 ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

(1) Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale
----------	-----------------------

	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2.3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.1$

Stati Limite di Esercizio (SLE)

La capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (SLE) deve essere verificata confrontando il valore limite di progetto associato a ciascun aspetto di funzionalità esaminato (Cd), con il corrispondente valore di progetto dell'effetto delle azioni (Ed), attraverso la seguente espressione formale:

$$Ed < Cd$$

Ed = valore di progetto dell'azione o degli effetti dell'azione

Cd = valore limite dell'effetto delle azioni (spostamenti e deformazioni che possano compromettere la funzionalità di una struttura).

I valori degli spostamenti e delle distorsioni andranno calcolati considerando le combinazioni di carico per gli SLE specificate al §2.5.3:

- Combinazione frequente
- Combinazione quasi permanente s.l.t.

Le verifiche relative alle deformazioni (cedimenti) e agli spostamenti si effettuano adoperando i valori caratteristici dei parametri (fk).

Nelle analisi, devono essere impiegati i valori caratteristici delle proprietà meccaniche e pertanto i relativi coefficienti parziali di sicurezza devono sempre essere assunti unitari ($f_k = f_d$): si adottano i valori caratteristici dei moduli di deformazione dei terreni (E'_k , E_{edk}).

Sotto l'effetto **dell'azione sismica** di progetto le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio già definiti in precedenza (§ 3.2.1 NTC), con i requisiti di sicurezza indicati nel § 7.1.

Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo **pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici** e impiegando **le resistenze di progetto**, con i coefficienti parziali γ_R indicati nel presente Capitolo 7 oppure con i γ_R indicati nel Capitolo 6 laddove non espressamente specificato

Stato Limite Ultimo (SLV) per carico limite (§ 7.11.5.3.1)

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

Stato Limite Ultimo (SLV) per scorrimento sul piano di posa (§ 7.11.5.3.1)

Per azione si intende il valore della forza agente parallelamente al piano di scorrimento, per resistenza si intende la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano, sommata, in casi particolari, alla risultante delle tensioni limite agenti sulle superfici laterali della fondazione.

Specificamente, si può tener conto della resistenza lungo le superfici laterali nel caso di contatto diretto fondazione-terreno in scavi a sezione obbligata o di contatto diretto fondazione-calcestruzzo o fondazione-acciaio in scavi sostenuti da paratie o palancole.

In tali casi, il progettista deve indicare l'aliquota della resistenza lungo le superfici laterali che intende portare in conto, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni e ai criteri costruttivi dell'opera.

Ai fini della verifica allo scorrimento, si può considerare la resistenza passiva solo nel caso di effettiva permanenza di tale contributo, portando in conto un'aliquota non superiore al 50%.

Stato limite di esercizio (SLE)

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

Tab. 7.11.II - Coefficienti parziali g_R per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche

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

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi). Prandtl ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$T = c + \sigma \times \tan \varphi \text{ valida anche per i terreni.}$$

Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

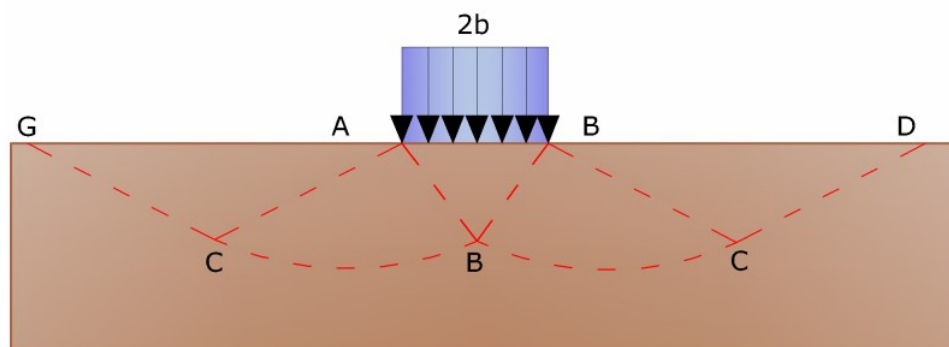
- Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- Comportamento rigido – plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $T = c + \sigma \times \tan \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie GFBCD.

Nel triangolo AEB la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di $45^\circ + \varphi/2$ rispetto all'orizzontale.

Nelle zone ABF e EBC la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti A ed E e l'altra da archi di due famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti A ed E. Nei triangoli AFG e ECD la rottura avviene su segmenti inclinati di $\pm (45^\circ + \varphi/2)$ rispetto alla verticale.



Meccanismo di rottura di Prandtl

Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

Si arriva quindi ad una equazione $q = B \times c$, dove il coefficiente B dipende soltanto dall'angolo di attrito ϕ del terreno.

$$B = \cot g \varphi \left[e^{\pi \tan \varphi \tan^2 (45^\circ + \varphi/2)} - 1 \right]$$

Per $\varphi = 0$ il coefficiente B risulta pari a 5.14, quindi $q = 5.14 \times c$.

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ($c=0$, $\gamma \neq 0$) risulta $q=0$, secondo la teoria di Prandtl, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente. Da questa teoria, anche se non applicabile praticamente, hanno preso le mosse tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti Caquot si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità h , con $h \leq 2b$; il terreno compreso tra la superficie e la profondità h ha le seguenti caratteristiche: $\gamma \neq 0$, $\varphi = 0$, $c=0$ e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza. Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \cdot \gamma_1 + B \cdot c$$

che è sicuramente un passo avanti rispetto a Prandtl, ma che ancora non rispecchia la realtà.

Metodo di Terzaghi (1955)

Terzaghi, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno.

Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto Terzaghi assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione Ψ rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di Ψ in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione. L'ipotesi $\gamma_2 = 0$ per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A \cdot \gamma_1 \cdot h + B \cdot c + C \cdot \gamma \cdot b$$

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito φ del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo φ prima definito; b è la semi-larghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, Terzaghi passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma. Un ulteriore contributo è stato apportato da Terzaghi sull'effettivo comportamento del terreno. Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, Terzaghi invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.

In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico);

la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale). In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti. Per i terreni molto sciolti, Terzaghi consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$\tan \varphi_{rid} = \frac{2}{3} \tan \varphi \quad c_{rid} = \frac{2}{3} c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di Terzaghi può essere scritta:

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cdot \cos^2(45 + \varphi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \varphi/2) \tan \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \varphi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$$

Formula di Meyerhof (1963)

Meyerhof propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di Terzaghi.; le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma.

Egli introdusse un coefficiente s_q che moltiplica il fattore N_q , fattori di profondità d_i e di pendenza i_i per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti N furono ottenuti da Meyerhof ipotizzando vari archi di prova BF (v. meccanismo Prandtl), mentre il taglio lungo i piani AF aveva dei valori approssimati.

I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

Carico verticale

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma$$

Carico inclinato

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$$

$$N_q = e^{(0.75\pi - \varphi/2)} \cdot \tan^2(45 + \varphi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4 \cdot \varphi)$$

fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot k_p \cdot \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot k_p \cdot \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi = 0$$

fattore di profondità:

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{k_p} \cdot \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{k_p} \cdot \frac{D}{B} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \varphi > 10$$

inclinazione

$$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90} \right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi} \right)^2 \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \varphi = 0$$

dove:

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$$

θ = Inclinazione della risultante sulla verticale.

Formula di Hansen (1970)

E' una ulteriore estensione della formula di Meyerhof; le estensioni consistono nell'introduzione di b_j che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore g_i per terreno in pendenza.

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori di $D/B < 1$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(1 - \sin \varphi)^2 \cdot \frac{D}{B}$$

Per valori $D/B > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(1 - \sin \varphi)^2 \cdot \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

Nel caso $\phi = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $\phi=0$.

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 \text{ per fondazioni nastriformi}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fattori di inclinazione del carico

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^5$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

$$i_q = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta / 450) \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

$$g'_c = \frac{\beta}{147}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$$

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)

$$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q \exp(-2\eta \cdot \tan \varphi)$$

Formula di Vesic (1975)

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con N_q ed N_c come per la formula di Meyerhof ed N_γ come sotto riportato:

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi$$

I fattori di forma e di profondità che compaiono nelle formule del calcolo della capacità portante sono uguali a quelli proposti da Hansen; alcune differenze sono invece riportate nei fattori di inclinazione del carico, del terreno (fondazione su pendio) e del piano di fondazione (base inclinata).

Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici. Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

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

$$\frac{R}{A'} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot s_c \cdot i_c + q$$

Dove:

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

c_u Coesione non drenata.

q pressione litostatica totale sul piano di posa.

s_c Fattore di forma

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

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

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

$$i_c = 0.5 + 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A'_f \cdot c_a}}$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$\frac{R}{A'} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi'} \cdot \tan^2 (45 + \varphi' / 2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \tan \varphi'$$

Fattori di forma

$s_q = 1 + (B'/L') \cdot \sin \varphi'$ per forma rettangolare

$s_q = 1 + \sin \varphi'$ per forma quadrata o circolare

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

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

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

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi'} \right)^m$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi'} \right)^{m+1}$$

$$i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

Dove:

$$m = m_B = \frac{\left[2 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]} \quad \text{con } H // B'$$

$$m = m_L = \frac{\left[2 + \left(\frac{L'}{B'} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{L'}{B'} \right) \right]} \quad \text{con } H // L'$$

Se H forma un angolo θ con la direzione di L' , l'esponente "m" viene calcolato con la seguente espressione:

$$m = m_\theta = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

Meyerhof e Hanna (1978)

Tutta l'analisi teorica sviluppata per la determinazione del carico limite è stata basata sull'ipotesi che il terreno sia isotropico ed omogeneo fino a notevole profondità.

Tale ipotesi però non rispecchia la realtà perchè il terreno è generalmente non omogeneo con miscele di sabbia, limo e argilla in proporzioni diverse.

Le relazioni per la stima del carico limite, ricavate dall'ipotesi di terreno omogeneo risultano essere molto approssimative se il terreno è stratificato, soprattutto se le superfici di rottura interferiscono con i limiti degli strati del terreno.

Si consideri un sistema costituito da due strati di terreno distinti ed una fondazione posizionata sullo strato superiore a una profondità D dal piano campagna, le superfici di rottura a carico limite possono svilupparsi completamente sullo strato superiore oppure coinvolgere anche il secondo strato.

Può accadere che lo strato superiore sia più resistente rispetto allo strato inferiore o viceversa.

In entrambi i casi verrà presentata un'analisi generale per ($c = 0$) e si dimostrerà sarà valida anche nel caso di terreni sabbiosi o argillosi.

Lo studio della capacità portante di un sistema a strati è stato affrontato da diversi autori: Button (1953), Vesic (1975), Meyerhof (1974), Meyerhof e Hanna (1978)

Meyerhof (1974) ha analizzato un sistema a due strati composto da sabbia densa su argilla morbida e sabbia sciolta su argilla rigida e ha supportato il suo studio con alcuni test su modello. Successivamente Meyerhof e Hanna (1978) hanno integrato lo studio di Meyerhof (1974) includendo nelle analisi il terreno privo di coesione.

Si riporta la trattazione di Meyerhof (1974) e Meyerhof e Hanna (1978).

Nella figura 12.16 (a) è rappresentata una fondazione di larghezza B approfondita D in uno strato di terreno resistente (strato 1).

Lo strato debole si trova a distanza H dal piano di posa della fondazione.

Se la distanza H non è sufficiente oppure in condizioni di carico eccezionali una parte di esso verrà trasferito oltre il livello mn.

Questa condizione indurrà il formarsi di superfici di rottura anche nello strato più debole (strato 2). Se la distanza H è relativamente grande, le superfici di rottura si svilupperanno completamente nello strato 1 come evidenziato in figura seguente.

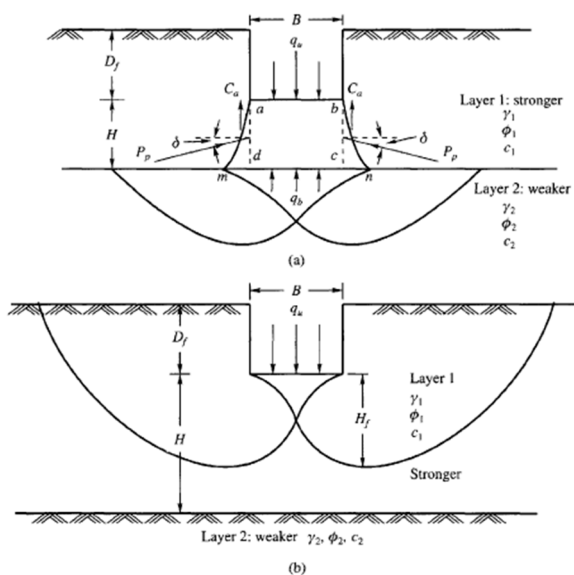


Figure 12.16 Failure of soil below strip footing under vertical load on strong layer overlying weak deposit (after Meyerhof and Hanna, 1978)

Il carico limite negli strati 1 e 2 può essere espresso dalle seguenti relazioni:

Strato 1

$$q_1 = c_1 \cdot N_{c1} + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma1}$$

Strato 2

$$q_2 = c_2 \cdot N_{c2} + \frac{1}{2} \gamma_2 \cdot B \cdot N_{\gamma 2}$$

Dove:

$N_{c1}, N_{\gamma 1}$ = fattori di capacità portante dello strato 1 con angolo di resistenza a taglio φ_1

$N_{c2}, N_{\gamma 2}$ = fattori di capacità portante dello strato 2 con angolo di resistenza a taglio φ_2

Se il piano di posa della fondazione si trova ad una distanza D_f rispetto al piano campagna e la distanza H è relativamente grande l'espressione del carico limite è la seguente:

$$q_u = q_t = c_1 \cdot N_{c1} + q'_0 \cdot N_{q1} + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma 1}$$

Se q_1 è molto maggiore di q_2 e se la distanza H non è sufficiente a formare una condizione di plasticizzazione completa nello strato 1, allora la rottura è legata alla spinta del terreno che si sviluppa dallo strato più debole allo strato più resistente. La formulazione per la stima del carico limite diventa:

$$q_u = q_b + \frac{2 \cdot (c_a + P_p \sin \delta)}{B} - \gamma_1 \cdot H$$

Dove:

q_b = carico limite nello strato 2

P_p = spinta passiva

C_a = adesione

δ = inclinazione della spinta passiva rispetto all'orizzontale

$$P_p = \frac{\gamma_1 \cdot H^2}{2 \cos \delta} \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \cdot K_p$$

Metodo di Richards et. Al.

Richards, Helm e Budhu (1993) hanno sviluppato una procedura che consente, in condizioni sismiche, di valutare sia il carico limite sia i cedimenti indotti, e quindi di procedere alle verifiche di entrambi gli stati limite (ultimo e di danno).

La valutazione del carico limite viene perseguita mediante una semplice estensione del problema del carico limite al caso della presenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione dovute al sisma, mentre la stima dei cedimenti viene ottenuta mediante un approccio alla Newmark (cfr. Appendice H di "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica" – Associazione Geotecnica Italiana). Gli autori hanno esteso la classica formula trinomia del carico limite:

$$q_L = \frac{\gamma_1 \cdot H^2}{2 \cos \delta} \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \cdot K_p$$

$$q_L = N_q \cdot q + N_c \cdot c + 0.5 N_{\gamma} \cdot \gamma \cdot B$$

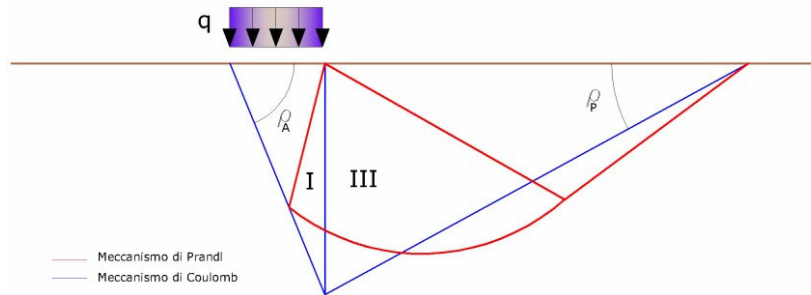
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\phi)$$

$$N_q = \frac{K_{pE}}{K_{AE}}$$

$$N_\gamma = \left(\frac{K_{pE}}{K_{AE}} - 1 \right) \cdot \tan(\rho_{AE})$$

Esaminando con un approccio da equilibrio limite, un meccanismo alla Coulomb e portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. In campo statico, il classico meccanismo di Prandtl può essere infatti approssimato come mostrato nella figura che segue, eliminando la zona di transizione (ventaglio di Prandtl) ridotta alla sola linea AC, che viene riguardata come una parete ideale in equilibrio sotto l'azione della spinta attiva e della spinta passiva che riceve dai cunei I e III:



Schema di calcolo del carico limite (qL)

Gli autori hanno ricavato le espressioni degli angoli ρ_A e ρ_P che definiscono le zone di spinta attiva e passiva, e dei coefficienti di spinta attiva e passiva K_A e K_P in funzione dell'angolo di attrito interno ϕ del terreno e dell'angolo di attrito δ terreno – parete ideale:

$$\rho_A = \phi + \tan^{-1} \left\{ \frac{\sqrt{\tan \phi \cdot (\tan \phi \cdot \cot \phi) \cdot (1 + \tan \delta \cdot \cot \phi)} - \tan \phi}{1 + \tan \delta \cdot (\tan \phi + \cot \phi)} \right\}$$

$$\rho_P = -\phi + \tan^{-1} \left\{ \frac{\sqrt{\tan \phi \cdot (\tan \phi \cdot \cot \phi) \cdot (1 + \tan \delta \cdot \cot \phi)} + \tan \phi}{1 + \tan \delta \cdot (\tan \phi + \cot \phi)} \right\}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

E' comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo $\varphi=0.5 \delta$, conduce a valore dei coefficienti di carico limite molto prossimi a quelli basati su un analisi alla Prandtl. Richards et. Al. hanno quindi esteso l'applicazione del meccanismo di Coulomb al caso sismico, portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura.

Tali forze di massa, dovute ad accelerazioni $k_h g$ e $k_v g$, agenti rispettivamente in direzione orizzontale e verticale, sono a loro volta pari a $k_h \gamma$ e $k_v \gamma$. Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di p_a e p_p , nonché di K_A e K_P , rispettivamente indicate come p_{AE} e p_{PE} e come K_{AE} e K_{PE} per denotare le condizioni sismiche:

$$p_{AE} = (\varphi - \theta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \theta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \theta) \cdot \cot(\varphi - \theta)]} - \tan(\varphi - \theta)}{1 + \tan(\delta + \theta) \cdot (\tan(\varphi - \theta) + \cot(\varphi - \theta))} \right\}$$

$$p_{PE} = -(\varphi - \theta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \theta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \theta) \cdot \cot(\varphi - \theta)]} - \tan(\varphi - \theta)}{1 + \tan(\delta + \theta) \cdot (\tan(\varphi - \theta) + \cot(\varphi - \theta))} \right\}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \cos(\delta + \theta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right\}^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \cos(\delta + \theta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right\}^2}$$

I valori di N_q e N_γ sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli p_{AE} e p_{PE} e dei coefficienti K_{AE} e K_{PE} relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo θ definito come:

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

Nella tabella che segue sono mostrati i fattori di capacità portante calcolati per i seguenti valori dei parametri:

$$- \quad \phi = 30^\circ \quad \delta = 15^\circ$$

Per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

kh/(1-kv)	Nq	N	Nc
0	16.51037	23.75643	26.86476
0.087	13.11944	15.88906	20.9915
0.176	9.851541	9.465466	15.33132
0.268	7.297657	5.357472	10.90786
0.364	5.122904	2.604404	7.141079
0.466	3.216145	0.879102	3.838476
0.577	1.066982	1.103E-03	0.1160159

Tabella dei fattori di capacità portante per $\Phi=30^\circ$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLE FONDAZIONE (SLU)

La verifica a carico limite delle fondazioni secondo l'approccio SLU si esegue con la seguente disequaglianza:

$$E_d \leq \frac{R_d}{\gamma_{RV}}$$

Dove:

E_d - pressioni agenti alla base della fondazione

R_d - capacità portante di calcolo

γ_{RV} - coefficiente riduttivo della capacità portante verticale

Le pressioni agenti alla base della fondazione si calcolano con dalla seguente espressione:

$$E_d = \frac{N_d}{A_{ef}}$$

Dove:

N_d -azione normale di progetto

$A_{ef} = BR \cdot L'$ -area ridotta

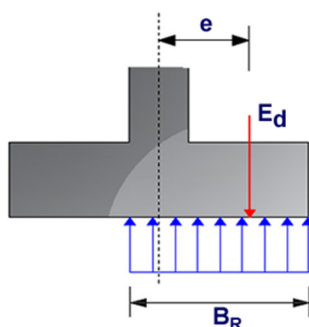
Fondazioni quadrate o rettangolari

L'area ridotta risulta $A_{ef}=B' \times L'$

$$L' = L - 2e_x; B' = B - e_y; e_x = \frac{M_x}{N}; e_y = \frac{M_y}{N}$$

Per le verifiche a carico limite allo SLU è lecito considerare la "plasticizzazione" del terreno, in tal caso si può assumere una distribuzione uniforme delle pressioni agenti sul piano di posa.

Come evidenziato nella seguente immagine, la distribuzione delle pressioni si considera estesa sulla base "ridotta" $BR=B-2e$.



Dove:

$e = Nd/Md$ - eccentricità dei carichi

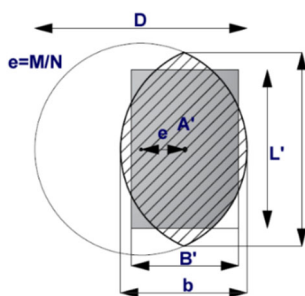
Fondazioni circolari

Una fondazione circolare sottoposta ad un carico verticale applicato con un'eccentricità $e = Md / Nd$ può essere considerata equivalente ad una fondazione fittizia con un carico applicato centralmente (Figura seguente), come suggerito da Meyerhof (1953) e Vesic (1973). In questo caso, l'area della fondazione fittizia, A' , può essere calcolata con questa espressione:

$$A' = \frac{D^2}{2} \left(\arccos \frac{2e}{D} - \frac{2e}{D} \sqrt{1 - \left(\frac{2e}{D} \right)^2} \right)$$

Il rapporto delle lunghezze dei lati della fondazione rettangolare equivalente può essere approssimato al rapporto tra le lunghezze b ed l , si ricava da:

$$\frac{B}{L'} = \frac{b}{l} = \sqrt{\frac{D - 2e}{D + 2e}}$$



Metodo di calcolo delle dimensioni equivalenti di una fondazione circolare soggetta a carico non baricentrico

VERIFICA A SLITTAMENTO

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità di un plinto di fondazione deve essere verificata rispetto al collasso per slittamento oltre a quello per rottura generale.

Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene valutata come somma di una componente dovuta all'adesione e una dovuta all'attrito fondazione-terreno; la resistenza laterale derivante dalla

spinta passiva del terreno può essere messa in conto secondo una percentuale indicata dell'utente.
La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

$$F_{Rd} = N_{sd} \tan \delta + c_a A'$$

Nella quale N_{sd} è il valore di calcolo della forza verticale, δ è l'angolo di resistenza a taglio alla base del plinto, c_a è l'adesione plinto-terreno e A' è l'area della fondazione efficace, intesa, in caso di carichi eccentrici, come area ridotta al centro della quale è applicata la risultante.

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU ROCCIA

Per la valutazione della capacità portante ammissibile delle rocce si deve tener conto di di alcuni parametri significativi quali le caratteristiche geologiche, il tipo di roccia e la sua qualità, misurata con l'RQD. Nella capacità portante delle rocce si utilizzano normalmente fattori di sicurezza molto alti e legati in qualche modo al valore del coefficiente RQD: ad esempio, per una roccia con RQD pari al massimo a 0.75 il fattore di sicurezza varia tra 6 e 10.

Per la determinazione della capacità portante di una roccia si possono usare le formule di Terzaghi, usando angolo d'attrito e coesione della roccia, o quelle proposte da Stagg e Zienkiewicz (1968) in cui i coefficienti della formula della capacità portante valgono:

$$\begin{aligned} N_q &= \tan^6 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \\ N_c &= 5 \tan^4 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \\ N_\gamma &= N_q + 1 \end{aligned}$$

Con tali coefficienti vanno usati i fattori di forma impiegati nella formula di Terzaghi.

La capacità portante ultima calcolata è comunque funzione del coefficiente RQD secondo la seguente espressione:

$$q' = q_{ult} (RQD)^2$$

Se il carotaggio in roccia non fornisce pezzi intatti (RQD tende a 0), la roccia viene trattata come un terreno stimando al meglio i parametri c e ϕ

FATTORI CORRETTIVI SISMICI: PAOLUCCI E PECKER

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del q_{lim} vengono introdotti i fattori correttivi z :

$$\begin{aligned} z_q &= \left(1 - \frac{k_h}{\tan \phi} \right)^{0,35} \\ z_c &= 1 - 0,32 \cdot k_h \end{aligned}$$

$$z_{\gamma} = z_q$$

Dove K_h è il coefficiente sismico orizzontale.

CEDIMENTI ELASTICI

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni $B \times L$ posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base ad una equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier (1951)):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s} \left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \right) \cdot I_F \quad (1)$$

dove:

q_0 = Intensità della pressione di contatto

B' = Minima dimensione dell'area reagente,

E e μ = Parametri elastici del terreno.

I_1 = Coefficienti di influenza dipendenti da: L'/B' , spessore dello strato H , coefficiente di Poisson μ , profondità del piano di posa D ;

I coefficienti I_1 e I_2 si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da Steinbrenner (1934) (V. Bowles), in funzione del rapporto L'/B' ed H/B , utilizzando $B'=B/2$ e $L'=L/2$ per i coefficienti relativi al centro e $B'=B$ e $L'=L$ per i coefficienti relativi al bordo.

Il coefficiente di influenza I_F deriva dalle equazioni di Fox (1948), che indicano il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di Poisson e del rapporto L/B .

In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente I_S :

$$I_S = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} \cdot I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

$$\Delta H = q_0 \cdot B' \frac{1-\mu^2}{E_s} \cdot I_S \cdot I_F$$

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo.

Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a $5B$, se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore.

A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di E pari a 10 volte dello strato soprastante. Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

CEDIMENTI EDOMETRICI

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica.

Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

1. il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
2. la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ($OCR > 1$), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione σ'_p ($\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v < \sigma'_p$). Se invece il terreno è normal-consolidato ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione e il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

dove:

RR Rapporto di ricomprensione;

CR Rapporto di compressione;

H_0 spessore iniziale dello strato;

σ'_{v0} tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico.

$\Delta \sigma_v$ incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri RR e CR si fa riferimento al modulo edometrico M ; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ($\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v$) significativo per il problema in esame. L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

1. la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore (< 2.00 m);
2. la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;
3. il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

Molti usano le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione tanto per le argille quanto per le sabbie di granulometria da fina a media, perché il modulo di elasticità impiegato è ricavato direttamente da prove di consolidazione. Tuttavia, per terreni a grana più grossa le dimensioni dei provini edometrici sono poco significative del comportamento globale dello strato e, per le sabbie, risulta preferibile impiegare prove penetrometriche statiche e dinamiche.

CEDIMENTO SECONDARIO

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

$$\Delta H_s = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

in cui:

H_c è l'altezza dello strato in fase di consolidazione;

C_α è il coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva cedimento-logaritmo tempo;

T tempo in cui si vuole il cedimento secondario;

T_{100} tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

CEDIMENTI DI SCHMERTMANN

Un metodo alternativo per il calcolo dei cedimenti è quello proposto da Schmertmann (1970) il quale ha correlato la variazione del bulbo delle tensioni alla deformazione. Schmertmann ha quindi proposto di considerare un diagramma delle deformazioni di forma triangolare in cui la profondità alla quale si hanno deformazioni significative è assunta pari a 4B, nel caso di fondazioni nastriformi, e pari a 2B per fondazioni quadrate o circolari.

Secondo tale approccio il cedimento si esprime attraverso la seguente espressione:

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

nella quale:

Δq rappresenta il carico netto applicato alla fondazione;

I_z è un fattore di deformazione il cui valore è nullo a profondità di 2B, per fondazione circolare o quadrata, e a profondità 4B, per fondazione nastriforme.

Il valore massimo di I_z si verifica a una profondità rispettivamente pari a:

- B/2 per fondazione circolare o quadrata
- B per fondazioni nastriformi

e vale

$$I_{z\max} = 0.5 + 0.1 \cdot \left(\frac{\Delta q}{\sigma'_{vi}} \right)^{0.5}$$

dove σ'_{vi} rappresenta la tensione verticale efficace a profondità B/2 per fondazioni quadrate o circolari, e a profondità B per fondazioni nastriformi.

E_i rappresenta il modulo di deformabilità del terreno in corrispondenza dello strato i-esimo considerato nel calcolo;

Δz_i rappresenta lo spessore dello strato i-esimo;

C_1 e C_2 sono due coefficienti correttivi.

Il modulo E viene assunto pari a $2.5 q_c$ per fondazioni circolari o quadrate e a $3.5 q_c$ per fondazioni nastriformi. Nei casi intermedi, si interpola in funzione del valore di L/B .

Il termine q_c che interviene nella determinazione di E rappresenta la resistenza alla punta fornita dalla prova CPT. Le espressioni dei due coefficienti C_1 e C_2 sono:

$$C_1 = 1 - 0.5 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{\Delta q} > 0.5$$

che tiene conto della profondità del piano di posa.

$$C_2 = 1 + 0.2 \cdot \log \frac{t}{0.1}$$

che tiene conto delle deformazioni differite nel tempo per effetto secondario.

Nell'espressione t rappresenta il tempo, espresso in anni dopo il termine della costruzione, in corrispondenza del quale si calcola il cedimento.

CEDIMENTI DI BURLAND e BURBIDGE

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità I_c al risultato N della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_s \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_c / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_c \right]$$

nella quale:

q' = pressione efficace lorda;

σ'_{v0} = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

B = larghezza della fondazione;

I_c = indice di compressibilità;

f_s, f_H, f_t = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità I_c è legato al valore medio N_{AV} di N_{spt} all'interno di una profondità significativa z:

$$I_c = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Per quanto riguarda i valori di N_{spt} da utilizzare nel calcolo del valore medio NAV va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e $N_{spt} > 15$, secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948)

$$N_c = 15 + 0.5 (N_{spt} - 15)$$

dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi f_s , f_H ed f_t sono rispettivamente:

$$f_s = \left(\frac{1.25 \cdot L / B}{L / B + 0.25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

Con:

t = tempo in anni > 3 ;

R_3 = costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;

R = 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

DATI GENERALI STRUTTURA DI FONDAZIONE

=====	
Larghezza fondazione	1.00 m
Lunghezza fondazione	1.00 m
Altezza fondazione	0.50 m
Profondità piano di posa (da p.d.c.)	3.50 m
Altezza di incastro	3.00 m
=====	

AZIONE SISMICA

=====

Parametri di riferimento su sito rigido orizzontale

Accelerazione orizzontale massima al sito di riferimento rigido **0.05 m/sec²**

Parametri di Zona

Categoria sottosuolo **C**

Categoria topografica **T1**

Coefficienti

Amplificazione stratigrafica **1.0**

Amplificazione topografica **1.0**
 Accelerazione orizzontale massima attesa al sito **0.05 m/sec²**
 Coefficiente sismico orizzontale Khk **0.010**
 Coefficiente sismico verticale Khi **0.005**

STRATIGRAFIA

DH (m)	Gam (Kg/m ³)	Gams (Kg/m ³)	Fi (°)	c (Kg/cm ²)	Ey (Kg/cm ²)	Ed (Kg/cm ²)
1.30	2081.0	2200.0	28.00	0.00	70.0	80.0
10.0	1620.0	1750.0	28.00	0.12	150.0	110.0

Legenda:

DH: Spessore dello strato;
 Gam: Peso unità di volume;
 Gams: Peso unità di volume saturo;
 Fi: Angolo di attrito;
 c: Coesione;
 Ey: Modulo Elastico;
 Ed: Modulo Edometrico;
 Ni: Coefficiente di Poisson;

CARICHI DI PROGETTO AGENTI SULLA FONDAZIONE

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto (Kg/cm ²)	N (Kg)	Mx (Kg·m)	My (Kg)·m	Hx (Kg)	Hy (Kg)	Tipo
1	SLU	3.00	-	-	-	-	-	Progetto
2	SLE	2.00	-	-	-	-	-	Progetto

SISMA + COEFF. PARZIALI PARAMETRI GEOTECNICI TERRENO + RESISTENZE

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid.Ca pacità portante orizzontale
1	Si	1	1	1	1	1	2.3	1.1

CARICO LIMITE FONDAZIONE 2°APPROCCO COMB. UNICA (A1+M1+R3) SLU

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	1620.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	1750.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	28.0 °
Coesione	0.12 Kg/cm ²

Fattore [Nq]	14.72
Fattore [Nc]	25.8
Fattore [Ng]	10.94
Fattore forma [Sc]	1.57
Fattore profondità [Dc]	1.52
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.53
Fattore profondità [Dq]	1.39
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.6
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	24.26 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	10.55 Kg/cm²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	1620.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	1750.0 Kg/m ³

Angolo di attrito	28.0 °
Coesione	0.12 Kg/cm ²

Fattore [Nq]	17.81
Fattore [Nc]	31.61
Fattore [Ng]	15.15
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	14.33 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	6.23 Kg/cm²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	1620.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	1750.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	28.0 °
Coesione	0.12 Kg/cm ²

Fattore [Nq]	14.72
Fattore [Nc]	25.8
Fattore [Ng]	11.19
Fattore forma [Sc]	1.55
Fattore profondità [Dc]	2.16
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.28
Fattore profondità [Dq]	1.58
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.28
Fattore profondità [Dg]	1.58
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	27.8 Kg/cm ²
---------------	-------------------------

Resistenza di progetto **12.09 Kg/cm²**

Condizione di verifica [Ed<=Rd] **Verificata**

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	1620.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	1750.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	28.0 °
Coesione	0.12 Kg/cm ²

Fattore [Nq]	14.72
Fattore [Nc]	25.8
Fattore [Ng]	16.72
Fattore forma [Sc]	1.57
Fattore profondità [Dc]	1.42
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.53
Fattore profondità [Dq]	1.39
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.6
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	24.04 Kg/cm ²
---------------	--------------------------

Resistenza di progetto **10.45 Kg/cm²**

Condizione di verifica [Ed<=Rd] **Verificata**

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	1620.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	1750.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	28.0 °
Coesione	0.12 Kg/cm ²

=====

Fattore [Nq]	14.72
Fattore [Nc]	25.8
Fattore [Ng]	14.59
Fattore forma [Sc]	1.5
Fattore profondità [Dc]	1.42
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.47
Fattore profondità [Dq]	1.39
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.7
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

=====

Carico limite	23.1 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	10.04 Kg/cm²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

=====

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione drenata)

=====

Peso unità di volume	1620.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	1750.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	28.0 °
Coesione	0.12 Kg/cm ²

=====

Strato 1 sopra, strato 2 sotto
Fattori di capacità portante strato 1
Fattore [Nq]

14.72

Fattore [Nc]	25.8
Fattore [Ng]	3.42
Fattori di capacità portante strato 2	
Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Carico limite strato 2 (qb)	1.83 Kg/cm ²
Carico limite strato 1 (qt)	13.2 Kg/cm ²
Incremento carico limite strato 1	10.84 Kg/cm ²
Coefficiente di punzonamento (ks)	0.9
Rapporto (q1/q2)	0.0

Carico limite	11.41 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4.96 Kg/cm²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES - WINLER (1982)

k	9.24 Kg/cm³
----------	-------------------------------

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	2.0 Kg/cm²
Spessore strato	0.0 m
Profondità substrato roccioso	0.0 m
Modulo Elastico	150.0 Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0.35

Coefficiente di influenza I1	0.47
Coefficiente di influenza I2	0.02
Coefficiente di influenza Is	0.48

Cedimento al centro della fondazione	3.71 mm
---	----------------

Coefficiente di influenza I1	0.39
Coefficiente di influenza I2	0.04
Coefficiente di influenza Is	0.41

Cedimento al bordo	1.57 mm
---------------------------	----------------

CEDIMENTI EDOMETRICI

Pressione normale di progetto	2.0 Kg/cm²
--------------------------------------	------------------------------

Cedimento dopo T anni 15.0
Distanza 0.03 m
Angolo 33.68 °
Cedimento totale 0.297 cm

=====

TABELLA CEDIMENTI EDOMETRICI PER STRATO

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	7.4	1.259	0.042	Edometrico	0.3	--	0.3

Legenda:

Z: Profondità media dello strato;
Dp: Incremento di tensione;
Wc: Cedimento di consolidazione;
Ws: Cedimento secondario (deformazioni viscosi);
Wt: Cedimento totale.

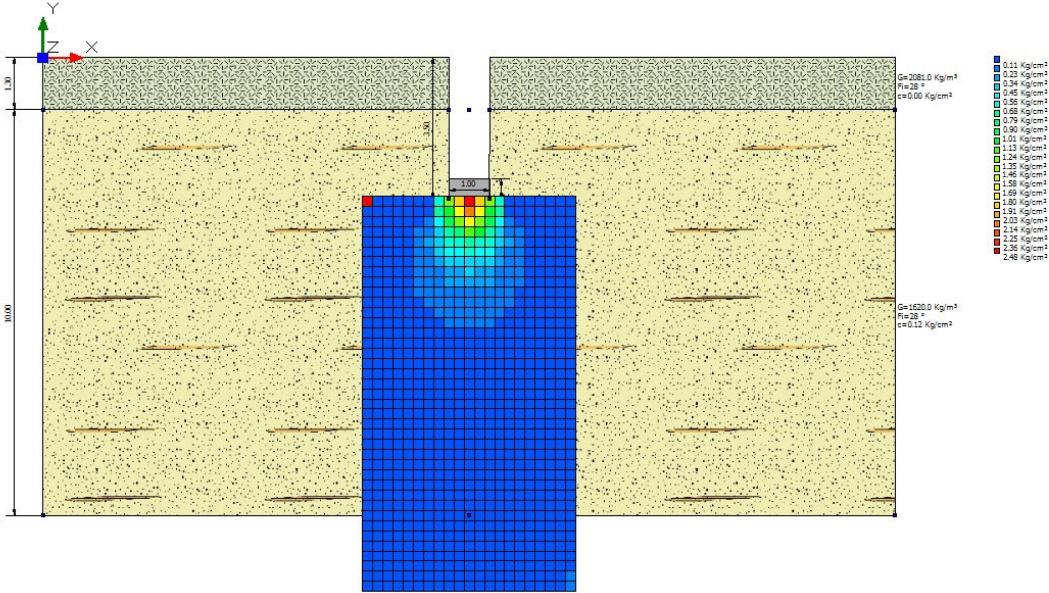


Fig. 37: Bulbo pressioni per il sito d'indagine

In merito alla modellazione dello stato deformativo del sottosuolo è stato considerato un segmento di piastra di fondazione si 1.00 m² su cui è stato applicato uno sforzo normale allo SLU pari

a 3.00 Kg/cm² e allo SLE di 2.00 Kg/cm² per la determinazione dei cedimenti totali (edometrici ed elastici).

Per quanto concerne la verifica di sicurezza geotecnica, è stata eseguita un'analisi dello stato deformativo del terreno con determinazione della resistenza di progetto dei terreni. Come si evince dalle risultanze del calcolo effettuato secondo il metodo dell'approccio n. 2 – combinazione unica (A1+M1+R3), risulta verificata la condizione per cui l'azione di progetto Ed è inferiore alla resistenza di progetto Rd.

Più specificatamente, il valore di resistenza di progetto agli stati limite ultimi, ottenuto secondo la formula di Meyerhof and Hanna è di 4.96 Kg/cm², contro un'azione massima di progetto di 3.00 Kg/cm² allo SLU.

Resta inteso che trattandosi alla realizzazione di un edificio con piano seminterrato, sarà necessario sistemare un telo impermeabile in HDPE sul fondo e sui fianchi dello scavo, da utilizzarsi sia per le opere di fondazione sia per i muri di sostegno. Inoltre, in corrispondenza dei punti di richiamo dei ferri di armatura e in generale nei giunti strutturali occorrerà prevedere la fornitura e posa in opera di un doppio cordoncino bentonitico per eliminare moti di filtrazione dell'acqua verso il piano seminterrato del fabbricato trattandosi di materiali molto permeabili. E' comunque fatto salvo l'utilizzo di un calcestruzzo con additivo impermeabilizzante.

Si precisa che le determinazioni di cui sopra sono da intendersi preliminari, pertanto in fase di progettazione definitiva-esecutiva occorrerà ripetere le verifiche di sicurezza in funzione di dati progettuali più aggiornati rispetto a quelli della presente relazione.

9. Analisi geotecnica del sottofondo stradale e dimensionamento sovrastruttura

Per il dimensionamento della sovrastruttura stradale corrispondente al nuovo tratto della Via Principessa Jolanda si è fatto riferimento al metodo empirico del CBR.

Dall' esame delle tipologie di terreno presenti nel sottofondo stradale su cui andrà eseguito l'intervento di realizzazione della nuova strada, si ritiene di dover utilizzare un valore di portanza del sottofondo espressa in termini di CBR pari al 2,54%, relativo all'indice più basso rilevato nel campione C1P1 che corrisponde alla coltre di materiale detritico e di riporto diffuso in tutta l'area d'intervento.

Con questo metodo si calcola lo spessore complessivo della sovrastruttura a partire dal valore del CBR del sottofondo e successivamente lo spessore dello strato di base e di fondazione conoscendo l'indice CBR dei materiali di cui sono composti questi strati.

Utilizzando il monogramma presente nel testo del Tesoriere Vol. 2, con il valore dell'indice di portanza CBR, si ottiene lo spessore complessivo della sovrastruttura costituito da strato superficiale (S₁) "usura + collegamento", strato di base (S₂) e fondazione (S₃).

$$S_t = S_1 + S_2 + S_3$$

Utilizzando il monogramma presente nel testo del Tesoriere Vol. 2, con un CBR del sottofondo di 3, si ottiene uno spessore complessivo della sovrastruttura di $S_t = 52$ cm costituito da strato superficiale (S_1) "usura + collegamento", strato di base (S_2) e fondazione (S_3)

$$S_t = S_1 + S_2 + S_3$$

Considerata l'entità di traffico, gli intendimenti progettuali prevedono di realizzare una sovrastruttura stradale con le seguenti caratteristiche:

S1 _b :	Strato di Usura o Tappetino	Sp = (3.00 cm)
S1 _a :	Strato di collegamento o Binder	Sp = (7.00 cm)
S2:	Strato di base in misto bitumato/cementato	Sp = (10.0 cm)
S3:	Strato di Fondazione o Massicciata	Sp = (30.00 cm)
S1:	Sottofondo	

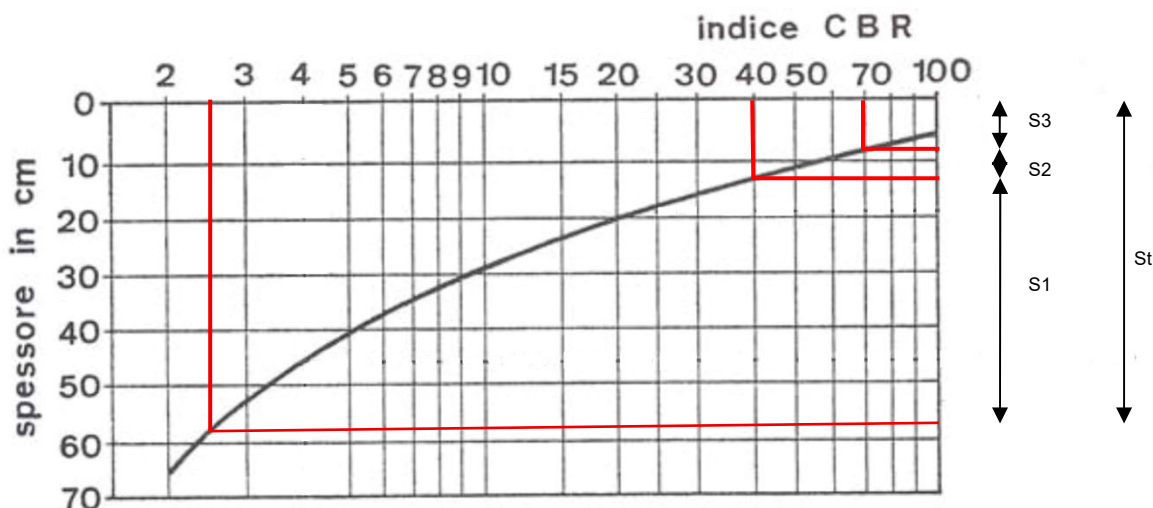


Fig. 38 – Diagramma Indice C.B.R. – spessore sovrastruttura stradale (Tesoriere Vol.2)

Assegnando ora un CBR 40 allo strato di fondazione (misto di cava arido o misto *tout venant*) e un CBR 70 allo strato superficiale (usura + collegamento) (Conglomerato Bituminoso) e imponendo che lo strato più superficiale formato da usura + collegamento assolve all'assorbimento dei carichi tangenziali, si ricavano gli spessori S3 e S1, imponendo le seguenti condizioni:

$$S_1 / S_3 = 40 / 70$$

Posto

$$S_t = 58 \text{ cm}$$

Si ricava

$$S_3 = (S_t) / (1 + 40/70) = 33,00 \text{ cm} \quad (\text{spessore strato di fondazione o massicciata})$$

$$S_2 = 10,00 \text{ cm}$$

$$S_1 = S_t - (S_3 + S_2) = 58,00 - (33,00 + 10,00) = 15,00 \text{ cm} \quad (\text{strato di usura + collegamento})$$

Questa condizione vale in presenza di uno strato di fondazione con un CBR pari a 40, che, usando la correlazione di RAFIROIU corrisponde al seguente prodotto:

$$Md \text{ (Mpa)} = 5 * \text{CBR (Terreni non coesivi)}$$

$$Md \text{ (Mpa)} = 3 * \text{CBR (Terreni coesivi)}$$

Pertanto, nel nostro caso, trattandosi di terreni non coesivi vale la relazione: $Md \text{ (Mpa)} = 5 * \text{CBR}$

$$Md \text{ (Mpa)} = 5 * 40 = 2000 \text{ Mpa} = 2039 \text{ Kg/cm}^2$$

Stabilito che nei capitolati tecnici ANAS, per lo strato di fondazione viene richiesto un modulo di deformazione $Md = 800 \text{ Kg/cm}^2 \div 1000 \text{ Kg/cm}^2$, per uno strato di fondazione con CBR 40 la verifica si ritiene più che soddisfatta.

Pertanto, ipotizzando ora uno strato di fondazione con CBR = 20 (più scadente) avremo:

$$S1 / S3 = 20 / 70$$

Posto

$$St = 58 \text{ cm}$$

Si ricava

$$S3 = (St) / (1 + 20/70) = 40,00 \text{ cm} \quad (\text{spessore strato di fondazione o massicciata})$$

$$S2 = 10,00 \text{ cm}$$

$$S1 = St - (S3 + S2) = 58,00 - (40,00 + 10,00) = 8,00 \text{ cm} \quad (\text{strato di usura + collegamento})$$

Pertanto, nel nostro caso, trattandosi di terreni prevalentemente non coesivi vale la relazione: $Md \text{ (Mpa)} = 5 * \text{CBR}$

$$Md \text{ (Mpa)} = 5 * 20 = 1000 \text{ Mpa} = 1019 \text{ Kg/cm}^2$$

Utilizzando ora la correlazione di RAFIROIU per il sottofondo naturale presente nell'area d'intervento:

$$Md \text{ (Mpa)} = 5 * \text{CBR (Terreni non coesivi)}$$

$$Md \text{ (Mpa)} = 5 * 3 = 15 \text{ Mpa} = 153 \text{ Kg/cm}^2$$

Appare pertanto molto evidente come il Modulo di deformazione del sottofondo sia insufficiente secondo la norma CNR B.U. n° 146/92, la quale stabilisce che durante le prove di piastra, al primo ciclo di carico, nell'intervallo compreso tra $0,05 \div 0,15 \text{ N/mm}^2$, il Modulo di deformazione non deve risultare inferiore a $30 \text{ N/mm}^2 \sim 305 \text{ Kg/cm}^2$, quando la distanza del piano di posa degli strati di sottofondo rispetto al piano di appoggio della sovrastruttura sia compresa tra 0,50 m e 1,00 m.

Pertanto, appare evidente che sarà necessario prevedere in fase di progetto le seguenti lavorazioni:

- Bonifica dello strato superiore del sottofondo naturale per un'altezza complessiva di 0,60 m;

- Stabilizzazione a freddo con cemento del sottofondo e rullatura;
- Stesa di un telo Geotessile tipo tessuto non tessuto;
- Posa in opera di un geosintetico di rinforzo tipo geogriglia;
- Formazione del nuovo sottofondo in materiale misto arido di cava, per strati non superiori a 30 cm con indice CBR > 20;
- Formazione della nuova sovrastruttura stradale con spessore finito pari a 60 cm.

10. Prescrizioni operative ed organizzazione delle fasi di cantiere

Nell'ambito dell'esecuzione dell'opera vengono di seguito riportate le prescrizioni operative e relative specifiche tecniche per la realizzazione a regola d'arte delle opere.

Per quanto concerne le azioni da intraprendere prima e durante l'esecuzione dell'opera, queste possono riassumersi nelle seguenti fasi:

- **Bonifica** dello strato superiore del sottofondo naturale per un'altezza complessiva di 0,60 m, stabilizzazione del sottofondo naturale mediante correzione a freddo con cemento (2%), rullatura, e formazione del piano di posa dello strato di sottofondo;
- **Consolidamento del sottofondo** mediante la posa in opera di un telo Geotessile tipo tessuto non tessuto grammatura 200 gr/mq;
- **Formazione dello strato di fondazione in misto tout-venant spessore 40 cm;**
- **Formazione dello strato di base in misto bitumato**
- **Formazione dello strato di collegamento e usura.**

BONIFICA E FORMAZIONE DEL PIANO DI POSA DELLA NUOVA SOVRASTRUTTURA

La fase di Bonifica prevista consiste nella rimozione del terreno di riporto esistente per uno spessore di almeno 60 cm a cui seguirà un livellamento e costipazione del sottofondo mediante rullo in modalità statica, per uno spessore non inferiore a cm 30, in modo da raggiungere una densità secca pari ad almeno il 95% della densità massima AASHO modificata determinata in laboratorio, modificando il grado di umidità delle terre fino a raggiungere il grado di umidità ottima (Optimum Proctor) prima di eseguire il compattamento.

CONSOLIDAMENTO DEL SOTTOFONDO

Alla fase di bonifica del sottofondo verrà abbinata la stabilizzazione a freddo con cemento in misura del 2% di peso del materiale.

La compattazione del sottofondo dovrà avvenire in modo da raggiungere una densità secca pari ad almeno il 95% della densità massima AASHO modificata determinata in laboratorio, modificando il grado di umidità delle terre fino a raggiungere il grado di umidità ottima (Optimum Proctor).

La verifica della portanza del sottofondo bonificato dovrà avvenire mediante la misurazione del modulo di compressibilità M_d (N/mm²) determinato con piastra circolare avente diametro ϕ 30 cm

(Norme Svizzere VSS-SNV 670317 – C.N.R., B.U.n.146 del 14/12/1992), il cui valore al primo ciclo di carico nell'intervallo 1.5 Kg/cm² – 2.5 Kg /cm² dovrà non essere < 50 Mpa.

FORMAZIONE DELLO STRATO DI FONDAZIONE

La formazione dello strato di fondazione dovrà essere preceduta dalla scelta del materiale, che dovrà avere le seguenti caratteristiche tecniche:

- Indice di plasticità < 6;
- Pezzatura ≤ 70 mm;
- Assortimento secondo le seguenti percentuali di classe granulometrica secondo CNR

70 mm	(100%)
30 mm	(70 $\pm$ 100%)
10 mm	(35 $\pm$ 67%)
5 mm	(25 $\pm$ 55%)
2 mm	(15 $\pm$ 40%)
0.4 mm	(7 $\pm$ 22%)
0.075 mm	(2 $\pm$ 10%)

La compattazione dello strato di fondazione dovrà avvenire per strati di spessore non superiore a cm 30, in modo da raggiungere una densità secca pari ad almeno il 98% della densità massima AASHO modificata determinata in laboratorio, variando il grado di umidità delle terre fino a raggiungere l'Optimum Proctor.

La verifica dello strato di fondazione dovrà avvenire mediante la misurazione del modulo di compressibilità M_d (N/mm²) determinato con piastra circolare avente diametro ϕ 30 cm (Norme Svizzere VSS-SNV 670317 – C.N.R., B.U.n.146 del 14/12/1992), il cui valore al primo ciclo di carico nell'intervallo 1.5 Kg/cm² – 2.5 Kg /cm² dovrà essere compreso nell'intervallo 80 Mpa $\leq M_d \leq$ 100 Mpa.

Per la verifica della qualità del materiale da utilizzarsi come strato di fondazione, dovranno necessariamente essere eseguite una serie di analisi dirette, sia in sito sia in laboratorio.

Per quanto concerne le analisi in sito:

- N° 5 Prove di carico su piastra circolare Φ 30 cm (Standard ASTM D1196-93 e D1195-93)
- N° 5 Prova di densità in situ per la verifica del raggiungimento del 98 % della densità secca ottenuta mediante prova AASHO mod. in laboratorio;

Per quanto concerne le analisi in laboratorio:

- N° 5 Classificazioni secondo la norma CNR UNI 1006 (Per le terre costituenti il riempimento del sottofondo bonificato);

- N° 5 Classificazioni secondo la norma CNR UNI 1006 (Per le terre costituenti lo strato di fondazione);
- N° 5 Prova AASHO modificata;

11. Conclusioni

La presente relazione ha avuto l'obiettivo di definire le questioni di carattere geotecnico a supporto del progetto di attuazione dello stralcio n.1 relativo allo *"Studio del comparto in zona B/S* Residenziale"* approvato con *Delibera del Consiglio Comunale n. 5 del 31/01/2008 e successiva variante allo studio di comparto attuabile per stralci funzionali approvato con Delibera del Consiglio Comunale n. 83 del 08/10/2024* da realizzarsi nel centro abitato del Comune di Quartu Sant'Elena e specificatamente nell'area sistemata tra la Via D'Azeglio, Via Piemonte, Via Orsini, Via Romania e la Via Francia.

Sulla base di questo quadro di riferimento progettuale è stato redatto il presente documento, il cui fine è stato quello di verificare la compatibilità dell'intervento con le condizioni fisico – meccaniche dei terreni di fondazione e calcolare la resistenza di progetto dei terreni di fondazione in funzione delle opere previste.

L'analisi dei caratteri geotecnici dei terreni interessati dall'intervento è stata eseguita sulla base di rilevamenti eseguiti direttamente dallo scrivente all'interno dell'area d'intervento per ottenere elementi conoscitivi di dettaglio, anche facendo riferimento ad analisi specifiche svolte all'interno dell'area integrate da prove geotecniche di laboratorio.

Le attività di indagine si sono rese necessarie per definire l'interazione delle opere in progetto con il contesto geologico ed in particolare:

- Definire il profilo geotecnico dei terreni interessati dalle opere.
- Determinare i parametri geotecnici necessari a definire l'interazione opera-terreno.

Come si evince dai risultati delle indagini eseguite, In tutta l'area d'intervento si ritrova una coltre di materiale detritico e di riporto incoerente, a prevalente componente sabbiosa, con interclusi ciottoli e macerie.

Lo spessore di questa formazione è superiore al metro con zone che raggiungono anche 1.30 m di spessore (pozzetto geognostico P1).

A riguardo si ritiene che questa zona costituisca una vecchia area di colmata con materiale di riporto proveniente da diverse zone dell'abitato.

Al di sotto di questo livello si rinvenivano le sequenze deposizionali plio-pleistoceniche del tirreniano con prevalenza di sabbie limose talora in matrice argillosa (Pozzetto P1 e Pozzetto P2) da mediamente a molto consistenti e talora sciolte (Pozzetto P3).

Sulla base delle verifiche eseguite in sito, la successione litostratigrafica presente nell'area risulta così costituita:

- Materiale di riporto costituito da coltri eluvio-detritiche frammiste a ciottoli con spessore variabile da un minimo di 1,10 m fino ad un massimo di 1.30 m dal p.d.c. (Attuale)
- Livello deposizionale costituito da sabbie quarzoso-feldspatiche prevalenti, talora in matrice limo-argillosa, riconducibili alle sequenze deposizionali trasgressive dell'interglaciale Tirreniano durante il quale si ha la formazione di sedimenti sabbiosi di facies marina (Panchina Tirreniana) Quaternario (Pleistocene) (1.30 m – 10.00 m)

Per lo sviluppo del modello geotecnico del sottosuolo, è stata riprodotta la successione litostratigrafica dei terreni presenti e contestualmente sono state definite le caratteristiche geomeccaniche dei terreni di sedime a seguito di una campagna di prove di laboratorio eseguite sia sui terreni di sedime che costituiranno sia il sottofondo stradale corrispondente al nuovo tratto di Via Principessa Jolanda, sia sul piano di sedime dei nuovi fabbricati previsti in progetto, corrispondenti ai lotti 1 e 2 dello stralcio 1, per il quale è stato redatto lo studio geotecnico

Nello specifico, si è avuto modo di determinare il modulo C.B.R. del sottofondo stradale attualmente esistente e i valori del peso di volume (γ) dell'angolo di attrito interno (ϕ) e della coesione efficace (c') dei terreni di sedime corrispondenti al piano fondale dei nuovi fabbricati in progetto.

Inoltre sono state eseguite le classificazioni delle terre ai sensi della norma CNR UNI 10006.

Le prove sono state eseguite dal laboratorio geotecnico Soiltech di Quartu Sant'Elena che ha refertato i rapporti di prova di seguito allegati.

Nel complesso, dalle analisi fin qui eseguite, il modello geotecnico dei terreni di sedime può essere così rappresentato (dalla superficie):

- *Materiale di riporto costituito da coltri eluvio-detritiche frammiste a ciottoli con spessore variabile da un minimo di 1,10 m fino ad un massimo di 1.30 m dal p.d.c*
Peso di Volume naturale γ_N : 2081 Kg/m³
Peso di Volume naturale γ_s : 2200 Kg/m³
Angolo di Attrito Φ : 28.00°
Coesione C : 0.00 Kg/cm²
Modulo di compressibilità Elastica E_y : 70 Kg/cm²
Modulo di compressibilità Edometrica E_d : 80 Kg/cm²
- *Livello deposizionale sabbioso – limoso in matrice argillosa con intercluse ghiaie e talora rari ciottoli centimetrici (1.30 ÷ 10.00 metri dal piano di campagna):*
Peso di Volume naturale γ_N : 1946.0 Kg/m³
Peso di Volume naturale γ_s : 1950.0 Kg/m³
Angolo di Attrito Φ : 28.11°
Coesione C : 0.12 Kg/cm²
Modulo di compressibilità Elastica E_y : 150 Kg/cm²
Modulo di compressibilità Edometrica E_d : 110 Kg/cm²

Per quanto concerne la tipologia di fondazione dei nuovi fabbricati si è assunta per ipotesi la realizzazione di una fondazione continua a piastra per la quale è stata valutata un'azione di progetto massima di 30000 Kg/m^2 (3.00 Kg/cm^2) allo SLU e di 20000 Kg/m^2 (2.00 Kg/cm^2) allo SLE trattandosi di un fabbricato pluripiano con piano interrato.

Nella modellazione si è proceduto alla verifica della resistenza di progetto (R_d) dei terreni allo stato limite di esercizio (SLE) e allo stato limite ultimo (SLU) secondo il metodo del secondo approccio combinazione UNICA (A1+M1+R3) (STR+GEO) delle N.T.C. 2018 e s.m.i.

Dalle analisi svolte si è potuto rilevare che il valore di resistenza di progetto agli stati limite ultimi, ottenuto secondo la formula di Meyerhof and Hanna è di 4.96 Kg/cm^2 , contro un'azione massima di progetto di 3.00 Kg/cm^2 allo SLU.

Resta inteso che trattandosi alla realizzazione di un edificio con piano seminterrato, sarà necessario sistemare un telo impermeabile in HDPE sul fondo e sui fianchi dello scavo, da utilizzarsi sia per le opere di fondazione sia per i muri di sostegno. Inoltre, in corrispondenza dei punti di richiamo dei ferri di armatura e in generale nei giunti strutturali occorrerà prevedere la fornitura e posa in opera di un doppio cordoncino bentonitico per eliminare moti di filtrazione dell'acqua verso il piano seminterrato del fabbricato trattandosi di materiali molto permeabili. E' comunque fatto salvo l'utilizzo di un calcestruzzo con additivo impermeabilizzante.

Si precisa che le determinazioni di cui sopra sono da intendersi preliminari, pertanto in fase di progettazione definitiva-esecutiva occorrerà ripetere le verifiche di sicurezza in funzione di dati progettuali più aggiornati rispetto a quelli della fase attuale.

Si precisa che le determinazioni di cui sopra sono da intendersi preliminari, pertanto in fase di progettazione definitiva-esecutiva occorrerà ripetere le verifiche di sicurezza in funzione di dati progettuali più aggiornati rispetto a quelli della presente relazione.

Nell'ambito dell'esecuzione dell'opera vengono di seguito riportate le prescrizioni operative e relative specifiche tecniche per la realizzazione a regola d'arte delle opere.

Per quanto concerne le azioni da intraprendere prima e durante l'esecuzione dell'opera, queste possono riassumersi nelle seguenti fasi:

- Bonifica dello strato superiore del sottofondo naturale per un'altezza complessiva di 0,60 m, stabilizzazione del sottofondo naturale mediante correzione a freddo con cemento (2%), rullatura, e formazione del piano di posa dello strato di sottofondo;
- Consolidamento del sottofondo mediante la posa in opera di un telo Geotessile tipo tessuto non tessuto grammatura 200 gr/mq;
- Formazione dello strato di fondazione in misto tout-venant spessore 40 cm;
- Formazione dello strato di base in misto bitumato
- Formazione dello strato di collegamento e usura.

Esaminata la natura e le caratteristiche geotecniche dell'area, dalle verifiche eseguite e sulla base delle prescrizioni assegnate, si ritiene di aver dimostrato con la presente che l'intervento di attuazione dello stralcio 1 (Lotti 1 e 2) è stato progettato rispettando la condizione di verifica di sicurezza di cui alle NTC 2018 nelle condizioni allo SLU allo SLE.

