



COMUNE DI GONNOSTRAMATZA
Provincia di Oristano

**AMPLIAMENTO DEL
CIMITERO COMUNALE**
PROGETTO PRELIMINARE

Progettisti:

Resp. U.T.C. geom. **Sandro Tomasi**

dott. arch. **Claudio Zedda**

Geologo:

dott. Geol. Manconi Simone



Sindaco:

dott. **Alessio Mandis**

6

elaborato:

oggetto:

relazione geologica geotecnica e sismica

emissione: **giugno 2020**



COMUNE DI GONNOSTRAMATZA
LAVORI DI AMPLIAMENTO DEL CIMITERO COMUNALE

1.	Premessa.....	2
2.	Dati generali dell'intervento – Analisi del contesto normativo cogente.....	2
3.	Rilievo dello stato attuale e operazioni preliminari di tracciamento	5
4.	Analisi degli obiettivi.....	6
5.	Ubicazione dell'area in esame	6
6.	Inquadramento Geologico.....	7
7.	Inquadramento Geomorfológico.....	21
8.	Inquadramento Idrogeologico superficiale e sotterraneo	25
9.	Considerazioni sulle caratteristiche geotecniche dei terreni di sedime	26
10.	Analisi dei Parametri Sismici – D.M. 17.01.2018	37
11.	Analisi geotecnica dello stato deformativo del sottosuolo	40
12.	Considerazioni conclusive.....	73



1. Premessa

Nell'ambito del progetto dei lavori di ampliamento del cimitero comunale il Comune di Gonnostramatza ha affidato allo scrivente Dott. Geol. Simone Manconi, iscritto all'Ordine dei Geologi della Regione Sardegna al n. 513, l'incarico della redazione dello studio geologico geomorfologico e idrogeologico e modellazione geologico-geotecnica dell'area d'intervento ai sensi del D.P.R. 207/2010 Art. 26.

Nello studio geologico verranno identificate le formazioni presenti nel sito, verrà inoltre eseguito uno studio approfondito dei tipi litologici, della struttura e dei caratteri fisici del sottosuolo, la caratterizzazione degli aspetti stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici, nonché il conseguente livello di pericolosità geologica.

In funzione del tipo di opera e della complessità del contesto geologico, sono state eseguite delle specifiche indagini, finalizzate per lo più a documentare la ricostruzione del modello geologico di riferimento.

Esso verrà sviluppato in modo da costituire utile elemento di riferimento per il progettista per inquadrare i problemi geotecnici che verranno illustrati in una specifica relazione geotecnica a cui si rimanda.

In generale, le scelte tecnico - progettuali dovranno tener conto delle prestazioni attese delle opere, dei caratteri geologici del sito e delle condizioni ambientali al contorno, soprattutto in riferimento ai caratteri di pericolosità idrogeologica che dovessero emergere nel corso dell'indagine.

2. Dati generali dell'intervento – Analisi del contesto normativo cogente

Il progetto di ampliamento del cimitero rientra nell'ambito delle iniziative d'investimento intraprese dal Comune di Gonnostramatza e consiste essenzialmente nella realizzazione di nuovi loculi e campo di inumazione.

Considerata la conformazione dell'attuale cimitero, la disposizione planimetrica delle tombe e dei loculi, i volumi presenti nell'area, nonché l'orografia e idrografia dei terreni circostanti, si è convenuto che l'ampliamento si debba realizzare sul perimetro nord-est, in continuità con l'ampliamento già realizzato 50 anni fa.

L'estensione su questo lato permetterà un facile accesso alla nuova zona cimiteriale direttamente dal piazzale antistante il vecchio cimitero e senza dover accedere ad esso. Inoltre vecchio e nuovo cimitero potranno essere messi in comunicazione aprendo una breccia sull'attuale muro di cinta, nella zona nord-est.

La nuova ala cimiteriale avrà una superficie di circa 1.160 mq e avrà una forma a trapezio rettangolo, questo per meglio adattarsi all'orografia e all'idrografia dell'area di intervento.



COMUNE DI GONNOSTRAMATZA
LAVORI DI AMPLIAMENTO DEL CIMITERO COMUNALE

Nell'area saranno posizionati moduli cementizi prefabbricati per loculi e ossari oltre a garantire gli spazi per la realizzazione di tombe singole o abbinata ed eventuali sepolture a terra per complessivi 580 posti.

L'ampliamento cimiteriale verrà delimitato da un muro di cinta avente altezza 250 cm, realizzato con muratura armata in blocchi in cls faccia a vista di colore giallo, in continuità cromatica con il muro del vecchio cimitero. A protezione della muratura verrà posta una copertina realizzata con elementi prefabbricati di cls previa posa di una fascia impermeabilizzante.

La muratura poggerà su una fondazione a trave rovescia in cemento armato, dimensionata secondo i risultati che verranno riportati nella presente. Lungo il perimetro obliquo, sul lato ovest, verrà realizzato un canale di protezione attraverso uno scavo a sezione ristretta parallelo alla trave di fondazione che verrà opportunamente impermeabilizzata per proteggerla dagli agenti atmosferici e o fenomeni di dilavamento.

L'ingresso alla nuova area cimiteriale avverrà per mezzo di un cancello dotato di apertura automatizzata e temporizzata, al lato dell'ingresso verrà dedicata un'area per la realizzazione di servizi igienici e un'area coperta destinata a isola ecologica. Al centro della nuova area cimiteriale, in asse con il percorso centrale, verrà realizzata una tettoia aperta su tutti i lati e coperta da un tetto a doppia falda.

Relativamente alla questione progettuale, trattandosi di un ampliamento, le opere andranno realizzate in conformità delle norme cogenti, in particolare si dovrà fare esplicito riferimento a quanto disciplinato dalle disposizioni applicative in attuazione dell'Art. 2 della Legge Regionale n. 32 del 2 agosto 2018 "Norme in materia funebre e cimiteriale".

In particolare, tra i requisiti strutturali per l'ampliamento dei cimiteri esistenti la norma regionale stabilisce espressamente che in ogni cimitero siano presenti almeno:

- a) Un campo di inumazione;
- b) un campo d'inumazione speciale;
- c) una camera mortuaria;
- d) un ossario comune;
- e) un cinerario comune.

In relazione alle richieste della popolazione e secondo le tradizioni locali, nel cimitero potranno essere anche realizzati:

- a) loculi per la tumulazione di feretri;
- b) celle per la conservazione di cassette ossario;
- c) celle per la conservazione di urne cinerarie;
- d) uno spazio per la dispersione delle ceneri.

I cimiteri devono essere isolati dall'abitato mediante la zona di rispetto prevista dall'art. 338 del testo unico delle leggi sanitarie, approvato con regio decreto 27/07/1934, n. 1265, e successive modificazioni.



COMUNE DI GONNOSTRAMATZA
LAVORI DI AMPLIAMENTO DEL CIMITERO COMUNALE

La norma cogente prescrive che il terreno dell'area cimiteriale deve essere sciolto sino alla profondità di metri 2,50 o capace di essere reso tale con facili opere di scasso, deve essere asciutto e dotato di un adatto grado di porosità e di capacità per l'acqua, per favorire il processo di mineralizzazione dei cadaveri.

Tali condizioni possono essere artificialmente realizzate con riporto di terreni estranei.

La falda deve trovarsi a conveniente distanza dal piano di campagna e avere altezza tale da essere in piena o comunque col più alto livello della zona di assorbimento capillare, almeno a distanza di metri 0,50 dal fondo della fossa per inumazione (art. 57 DPR 285/90).

Il terreno del cimitero deve essere sufficientemente provveduto di scoli superficiali per il pronto smaltimento delle acque meteoriche e, ove sia necessario, di opportuno drenaggio, purché questo non provochi una eccessiva privazione dell'umidità del terreno destinato a campo di inumazione tale da nuocere al regolare andamento del processo di mineralizzazione dei cadaveri (art. 60 DPR 285/90).

Ogni cimitero deve essere recintato lungo tutto il suo perimetro da un muro o altra idonea recinzione avente un'altezza non inferiore a metri 2,50 dal piano esterno di campagna (art. 61 DPR 285/90).

Il cimitero deve essere approvvigionato di acqua potabile, rispondente ai requisiti previsti dalle norme in materia di tutela della salute e sicurezza nei luoghi di lavoro e alle norme per l'abbattimento delle barriere architettoniche e dotato di idonei servizi igienici a disposizione del pubblico e del personale addetto al cimitero (art. 60 DPR 285/90).

In merito alla sepoltura per inumazione, l'art. 33 della L.R. 32/2018 stabilisce:

1. L'inumazione è la sepoltura del feretro nel terreno, in fossa avente le caratteristiche definite dal regolamento di polizia mortuaria previsto dall'articolo 3, comma 1, lettera c), per il tempo necessario a consentire la completa mineralizzazione del cadavere, tempo definito in via ordinaria in dieci anni.
2. I campi di inumazione sono ubicati in suolo idoneo per struttura geologica e mineralogica, per proprietà meccaniche e fisiche e per livello della falda idrica.
3. I campi di inumazione, in relazione alla loro dimensione, sono suddivisi in quadri il cui utilizzo avviene procedendo senza soluzione di continuità, secondo le modalità stabilite dal regolamento comunale di polizia mortuaria.
4. I campi di inumazione speciale sono destinati alla inumazione dei feretri provenienti dalle esumazioni ed estumulazioni ordinarie al fine della completa mineralizzazione dei resti mortali; il periodo di rotazione del terreno dei campi di inumazione speciale può essere abbreviato a cinque anni.”.

Le fosse per inumazioni di cadaveri di persone di oltre dieci anni di età devono avere una profondità non inferiore a metri 2. Nella parte più profonda devono avere la lunghezza di metri 2,20 e la larghezza di metri 0,80 e devono distare l'una dall'altra almeno metri 0,50 da ogni lato (art. 72 DPR 285/90).



COMUNE DI GONNOSTRAMATZA
LAVORI DI AMPLIAMENTO DEL CIMITERO COMUNALE

Le fosse per inumazioni di cadaveri di bambini di età inferiore a dieci anni devono avere una profondità non inferiore a metri 2. Nella parte più profonda devono avere una lunghezza di metri 1,50 ed una larghezza di metri 0,50 e devono distare l'una dall'altra almeno metri 0,50 da ogni lato (art. 73 DPR 285/90).

La distanza tra le file deve consentire in ogni caso le normali operazioni cimiteriali. Il regolamento comunale di polizia mortuaria definisce la superficie della fossa priva di eventuale copertura lapidea al fine di favorire i processi naturali di mineralizzazione del cadavere.

I vialetti fra le fosse non possono invadere lo spazio destinato all'accoglimento delle salme, ma devono essere tracciati lungo il percorso delle spalle di metri 0,50 che separano fossa da fossa e devono essere provvisti di sistemi fognanti destinati a convogliare le acque meteoriche lontano dalle fosse di inumazione.

Per la sepoltura dei prodotti del concepimento, dei prodotti abortivi non dichiarati come nati morti dall'ufficiale dello stato civile per i quali è richiesta l'inumazione e per l'inumazione di parti anatomiche riconoscibili, le fosse devono avere una profondità non inferiore a 0,70 metri.

È ammessa la collocazione ipogea di una o più urne cinerarie in un apposito manufatto di contenimento, adeguatamente collocato all'interno del franco di terreno sopra un feretro inumato nel campo inumatorio, a condizione di non creare un carico sul feretro tale da provocarne nel tempo lo sfondamento e nel rispetto della volontà espressa degli aventi diritto.

Per le inumazioni si utilizzano casse di legno o altri contenitori biodegradabili e combustibili, autorizzati ai sensi dell'art. 31 del DPR 285/90.

3. Rilievo dello stato attuale e operazioni preliminari di tracciamento

La redazione dello studio geologico è stato preceduto da un incontro propedeutico con i tecnici dell'Amministrazione Comunale di Gonnostamatza e i progettisti incaricati, al fine di stabilire compiutamente il quadro delle esigenze tecnico - progettuali da soddisfare.

Dalla riunione tecnica è emersa l'esigenza di dover eseguire un rilievo di dettaglio dello stato dei luoghi necessario per la programmazione delle indagini geognostiche da eseguirsi, anche in funzione degli spazi disponibili esistenti.

Una volta stabilita l'esatta ubicazione dei punti da indagare, è stato eseguito un rilevamento geologico e plano-altimetrico dell'area, dal quale è emerso che i terreni presentano un andamento planimetrico complanare.

A tal fine, si è optato di eseguire delle indagini dirette consistenti in n°4 sondaggi geognostici con escavatore, denominati rispettivamente P1, P2, P3 e P4, che hanno raggiunto la profondità massima di circa 3.10 metri dal piano di campagna.



Per quanto concerne l'esecuzione delle indagini, il sottoscritto si è avvalso della collaborazione del Comune di Gonnostramatza che ha messo a disposizione una terna escavatore con operatore, con direzione dei lavori a cura del sottoscritto.

Le prove e i rispettivi risultati verranno illustrati successivamente in un altro paragrafo della presente relazione.

4. Analisi degli obiettivi

L'obiettivo progettuale è quello di realizzare l'ampliamento del cimitero comunale esistente compatibilmente con le condizioni geologiche, geomorfologiche e idrogeologiche dell'area e le normative cogenti recentemente approvate dalla Regione Sardegna.

Per quanto concerne la modellazione geologica del sito, essa avverrà mediante la ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio. Nel modello geotecnico sviluppato nella relazione geotecnica, verrà invece rappresentato lo schema delle condizioni stratigrafiche, del regime delle pressioni interstiziali e della caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce comprese nel volume significativo, finalizzato all'analisi quantitativa di uno specifico problema geotecnico riferito al tipo di opera.

Tale condizione è indispensabile per una progettazione il più possibile sicura ed affidabile, al riparo da eventuali imprevisti che possono essere legati alla natura geologica dei terreni.

L'ampiezza e l'approfondimento delle indagini sono state commisurate alla complessità geologica, alla vulnerabilità ambientale del sito, alla posizione e alle dimensioni delle opere d'arte principali.

In modo specifico, la scelta e la programmazione delle indagini è stata eseguita tenendo in considerazione la tipologia degli interventi e del presunto volume significativo, l'ampiezza e la profondità delle indagini stesse, la litologia e gli spessori dei materiali costituenti il sottosuolo, le caratteristiche idrogeologiche del sottosuolo e le conoscenze acquisite attraverso l'analisi geologica integrata.

5. Ubicazione dell'area in esame

L'area d'intervento si inserisce in una zona urbana del Comune di Gonnostramatza. Per la modellazione geologica di riferimento (MGR) si è fatto riferimento alla seguente cartografia:

- Foglio n. 539 "Mogoro", dell'I.G.M.I. (scala 1:50.000);
- Foglio n. 539, sez. III "Mogoro" dell'I.G.M.I. (scala 1:25.000);
- Foglio n. 539, sez. 100 "Mogoro" del CTR (scala 1:10.000);
- Cartografia tecnica Comunale CTN (scala 1:2000);
- Cartografia catastale (1:2.000);



COMUNE DI GONNOSTRAMATZA
LAVORI DI AMPLIAMENTO DEL CIMITERO COMUNALE

- Ortofoto Digitali Georeferenziate (1:10.000);
- Piano Urbanistico Comunale di Gonnostramatza;
- Piano Paesaggistico Regionale (P.P.R.);
- Piano Regionale Attività estrattive (P.R.A.E.);
- Piano Forestale della Sardegna (P.F.R.S.);
- Piano di Assetto Idrogeologico (PAI);
- Piano Stralcio Fasce Fluviali (P.S.F.F.);
- Piano di Gestione Rischio Alluvioni (P.G.R.A.);
- Reticolo idrografico ufficiale - Art. 30 Ter N.A. P.A.I.
- Elaborati Progettuali

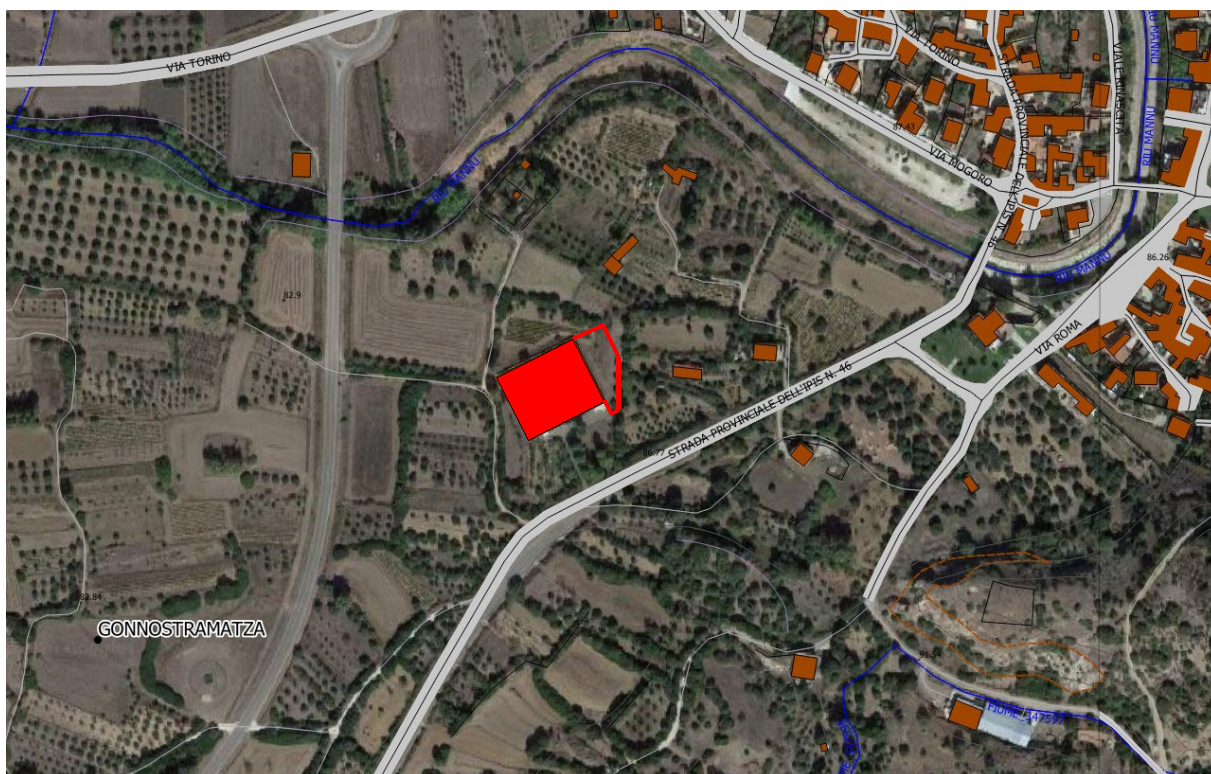


Fig.1: Aerofotogrammetria della zona e ubicazione dell'area d'intervento

6. Inquadramento Geologico

L'area d'indagine è situata in corrispondenza del settore centro-settentrionale della Fossa del Campidano, sistemata in una depressione valliva tra l'altopiano basaltico di Pranu Siddi e l'altopiano basaltico di Mogoro che costituiscono la copertura vulcanica effusiva delle formazioni marine mioceniche della Marmilla.



COMUNE DI GONNOSTRAMATZA
LAVORI DI AMPLIAMENTO DEL CIMITERO COMUNALE

La zona è molto caratteristica e risulta influenzata chiaramente dal deflusso del Rio Mannu affluente principale del Rio Mogoro. Proprio per la presenza di questo corso d'acqua si rilevano essenzialmente terreni incoerenti di facies alluvionale riconducibili al Plio-Quaternario.

Trattasi essenzialmente di depositi alluvionali terrazzati costituiti da prevalenti depositi sabbioso-ghiaiosi in matrice limosa con livelli conglomeratici cementati profondi.

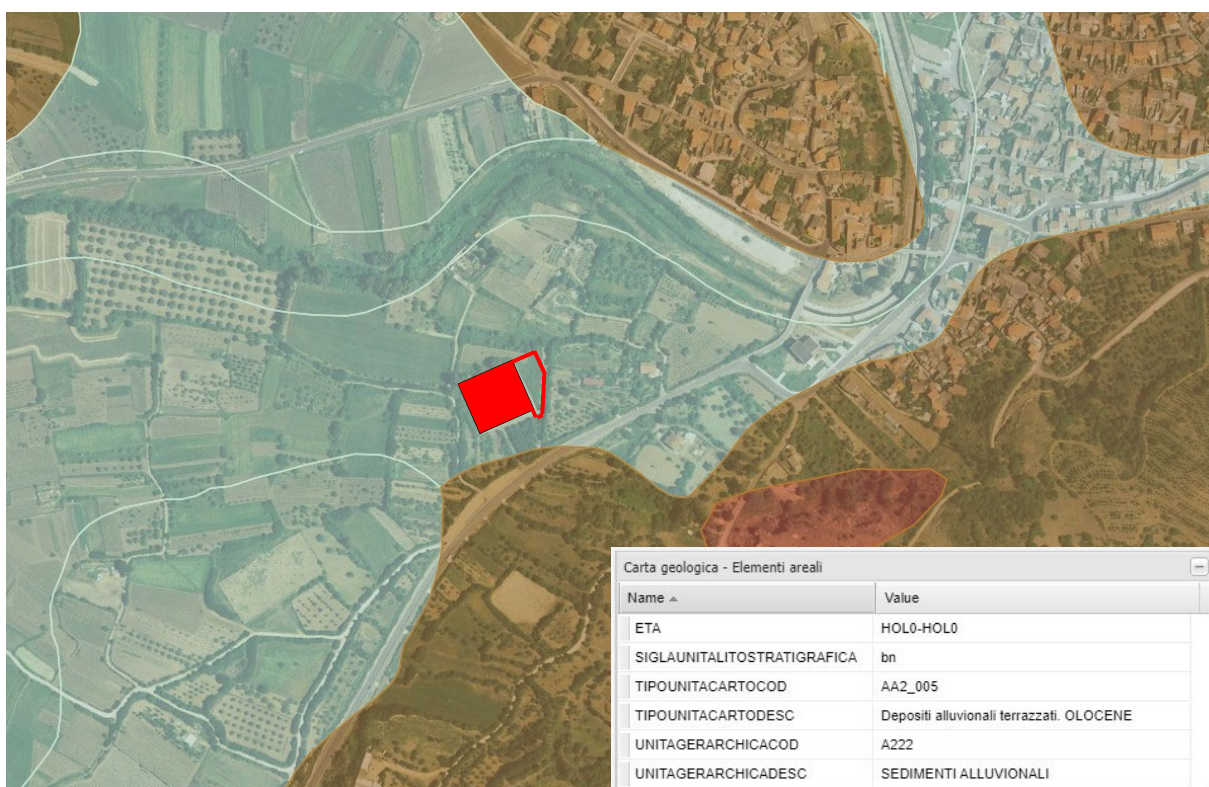


Fig.2: Inquadramento geologico dell'area d'intervento (Fonte dati: SIT Sardegna Geoportale)

Questi depositi alluvionali sono caratterizzati da una geometria lenticolare, e derivano principalmente dal rimaneggiamento delle formazioni mioceniche, precedentemente descritte e vulcaniti (basalti e vetri vulcanici tipo ossidiane).

Lo spessore delle sequenze alluvionali raggiunge i 3.50 metri di spessore, con intercalazioni di livelli argillosi, sabbie grossolane e conglomerati di spessore eterometrico, generalmente in eteropia di facies. Al di sotto di questi materiali di facies alluvionale si rilevano i depositi marini miocenici della Formazione della Marmilla, costituita da marne siltose alternate a livelli arenacei da mediamente grossolani a fini, talvolta con materiale vulcanico rimaneggiato.

A tal fine, per una migliore comprensione delle sequenze litologiche presenti, soprattutto in riferimento a quanto prescritto dalla normativa regionale in merito alle condizioni geologiche del



COMUNE DI GONNOSTRAMATZA
LAVORI DI AMPLIAMENTO DEL CIMITERO COMUNALE

sottosuolo nel caso di nuovi cimiteri o ampliamenti, sono state eseguite delle indagini dirette che hanno avuto l'obiettivo di definire gli aspetti stratigrafici in corrispondenza delle aree d'intervento.

Complessivamente sono state analizzate n° 4 verticali di indagine su cui è stato possibile eseguire anche delle correlazioni litostratigrafiche.

Dalle analisi in sito risulta evidente che la zona d'intervento e precisamente la zona adiacente il cimitero esistente risulta essere costituito in superficie da terreni mediamente addensati riconducibili a sabbie grossolane in matrice limosa aventi uno spessore massimo pari a circa 3.50 metri dal piano di campagna, con intercalazioni argillose e livelli conglomeratici con elementi litici prevalentemente silicei, talora con vetri vulcanici. In profondità i terreni cambiano in maniera sostanziale per la presenza del substrato miocenico, costituito essenzialmente da marne siltose alternate a livelli arenacei da mediamente grossolani a fini, talora disposte in giacitura piano parallela, da mediamente a molto cementate e di consistenza litoide. Di seguito viene rappresentata l'ubicazione delle indagini in sito condivise con il progettista incaricato dei lavori. A seguire verranno rappresentate le stratigrafie dell'area d'intervento elaborate in funzione dello stato di addensamento dei terreni e tarate sulla base di caratterizzazioni litostratigrafica dell'area del Cimitero di Gonnostramatza.

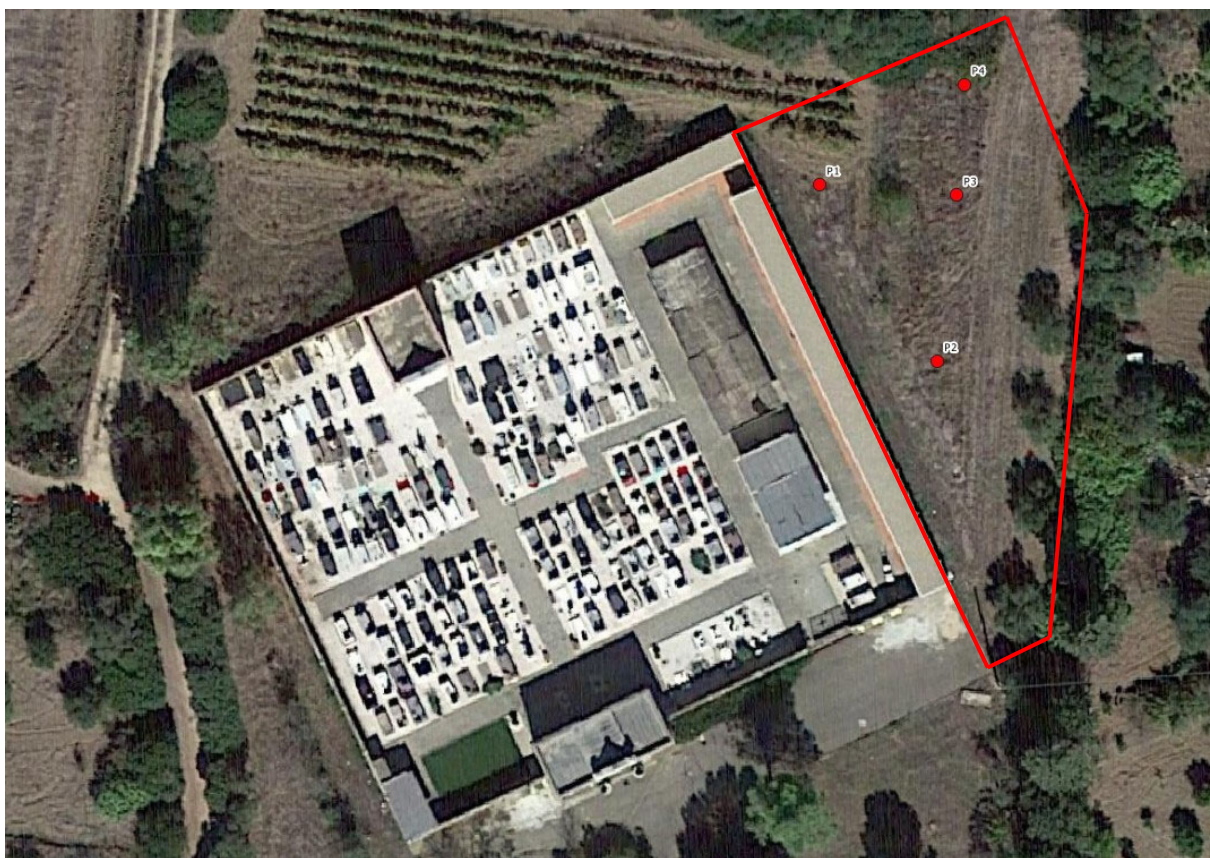


Fig.3: Planimetria delle indagini geognostiche eseguite nell'area di ampliamento cimiteriale



COMUNE DI GONNOSTRAMATZA
LAVORI DI AMPLIAMENTO DEL CIMITERO COMUNALE

Le indagini, effettuate in data 28.05.2020 sono stata eseguite con l'ausilio di una terna gommata messa a disposizione del Comune.

La profondità di scavo è stata funzione delle esigenze progettuale, pertanto, in alcune zone, i sondaggi hanno raggiunto altezze maggiori (fino ad un massimo di circa 3.50 m dal p.d.c.)

L'elaborazione dei dati acquisiti durante il corso degli scavi ha permesso di caratterizzare il suolo attraversato un'immagine *in continuo*, permettendo un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con le sequenze stratigrafiche rilevate negli altri punti di sondaggio geognostico.

A completamento delle attività è stato eseguito inoltre un campionamento dei materiali ed invio in laboratorio per la determinazione di alcune caratteristiche geomeccaniche essenziali quali peso di volume (γ), angolo di attrito (ϕ) e coesione (c).



Fig.4: Posizionamento punto di sondaggio P2



COMUNE DI GONNOSTRAMATZA
LAVORI DI AMPLIAMENTO DEL CIMITERO COMUNALE



Fig.5: Posizionamento punto di sondaggio P3



Fig.6: Posizionamento punto di sondaggio P4



COMUNE DI GONNOSTRAMATZA
LAVORI DI AMPLIAMENTO DEL CIMITERO COMUNALE

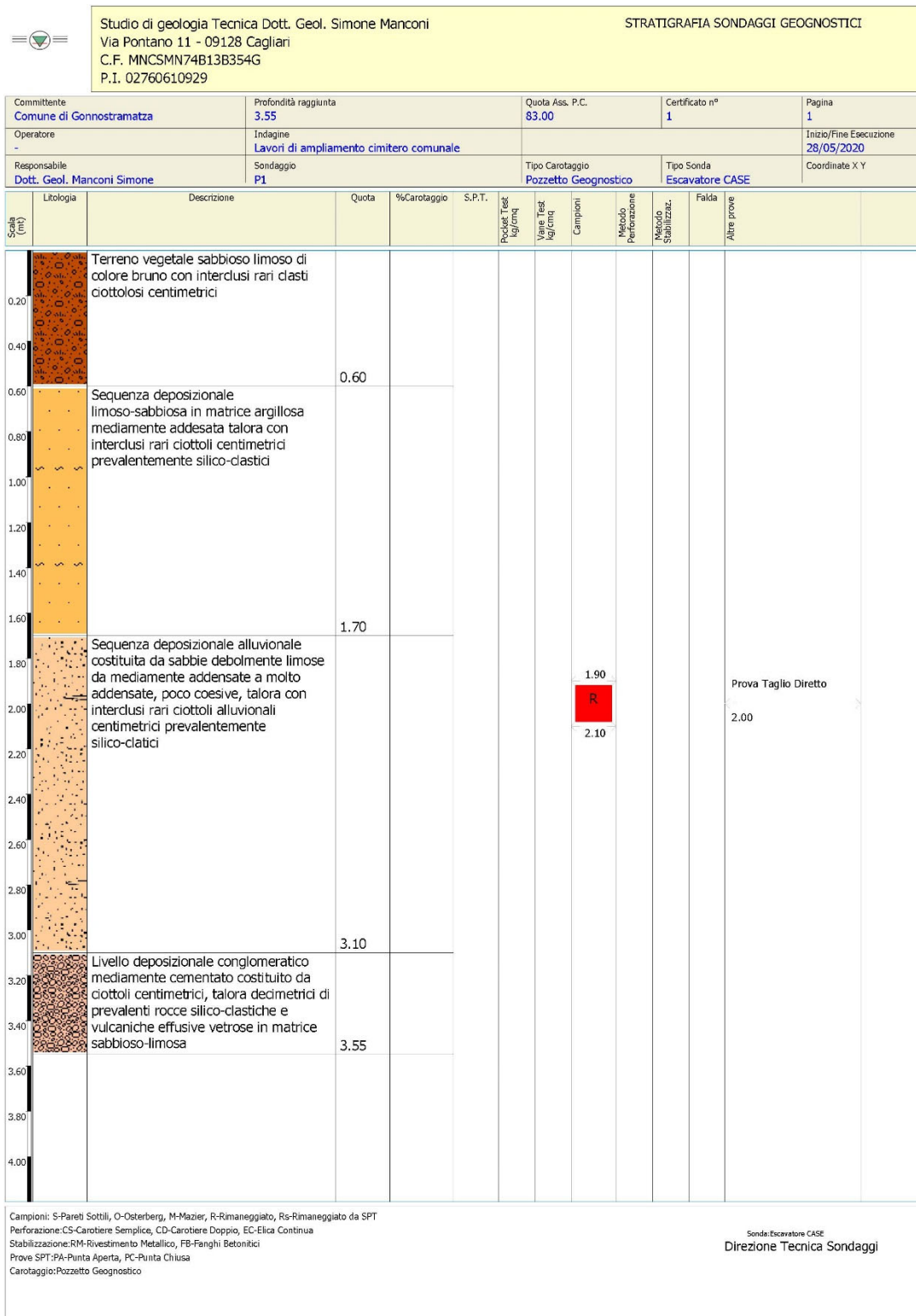


Fig.7: Stratigrafia pozzetto geognostico P1



COMUNE DI GONNOSTRAMATZA
LAVORI DI AMPLIAMENTO DEL CIMITERO COMUNALE



Fig.8: Ripresa fotografica pozzetto geonostico P1



COMUNE DI GONNOSTRAMATZA
LAVORI DI AMPLIAMENTO DEL CIMITERO COMUNALE

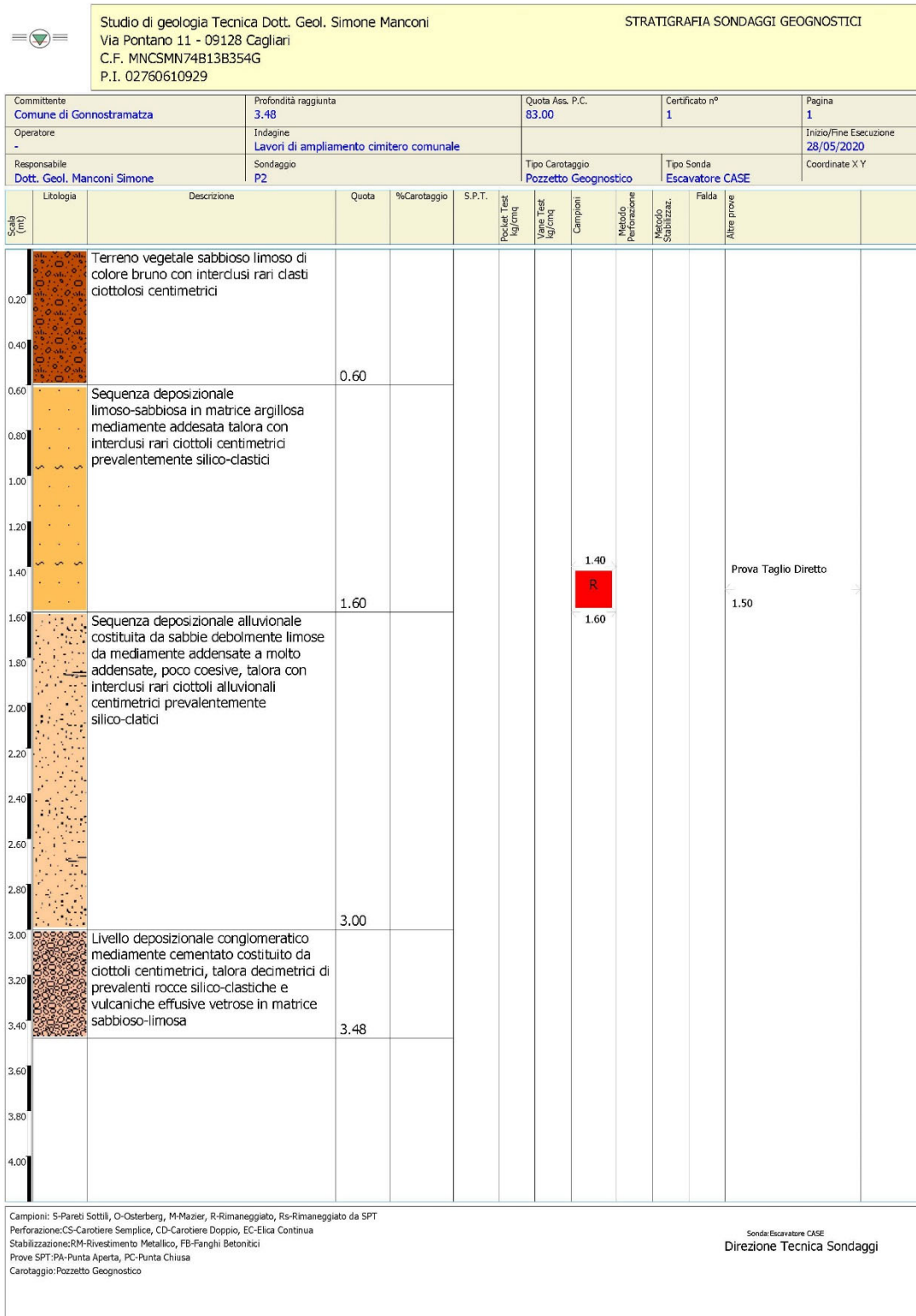


Fig.9: Stratigrafia pozzetto geognostico P2



COMUNE DI GONNOSTRAMATZA
LAVORI DI AMPLIAMENTO DEL CIMITERO COMUNALE



Fig.10: Ripresa fotografica pozzetto geognostico P2



COMUNE DI GONNOSTRAMATZA
LAVORI DI AMPLIAMENTO DEL CIMITERO COMUNALE

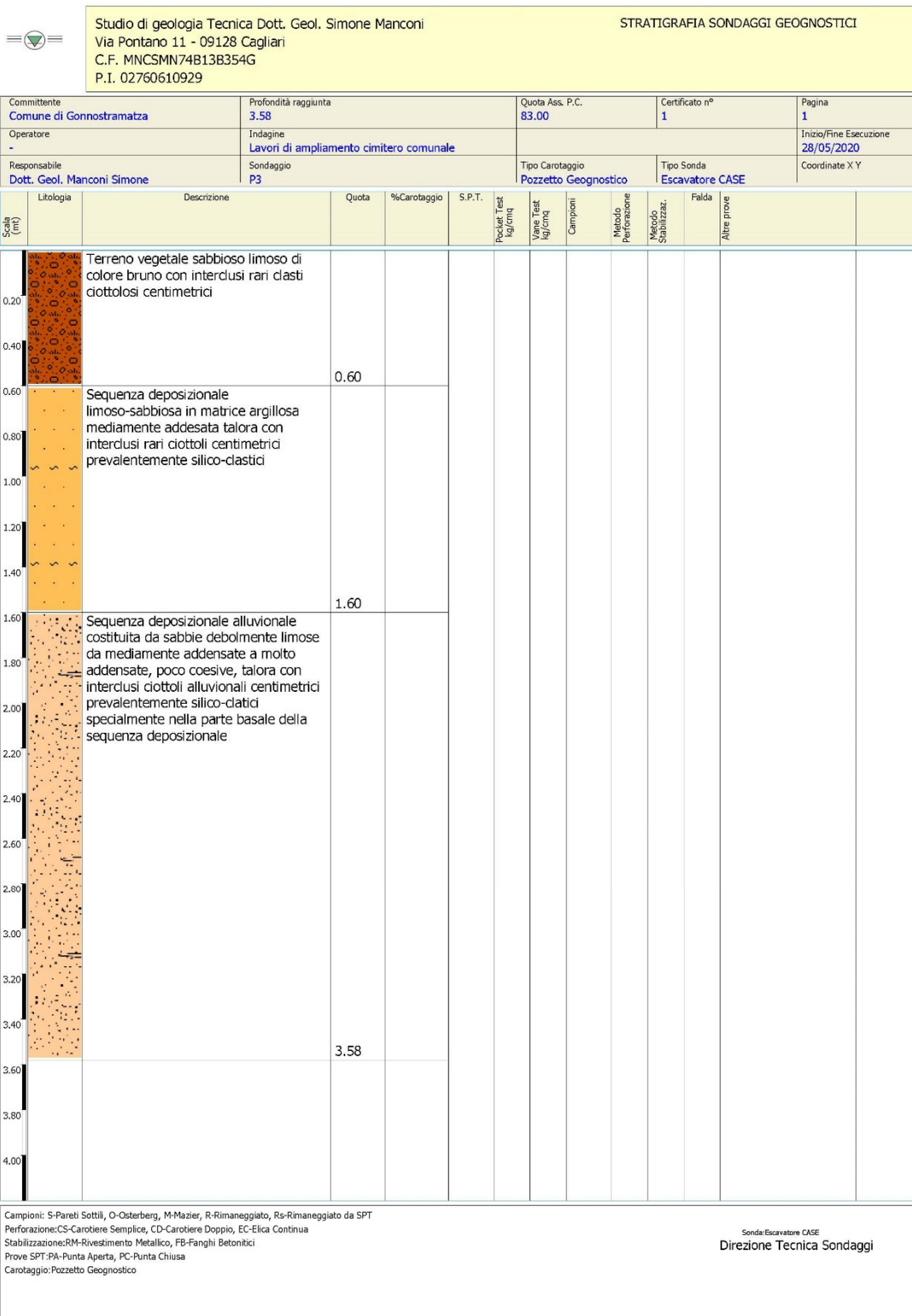


Fig.11: Ripresa fotografica del materiale estratto dal pozzetto geognostico P2



COMUNE DI GONNOSTRAMATZA
LAVORI DI AMPLIAMENTO DEL CIMITERO COMUNALE



Fig.12: Stratigrafia pozzetto geognostico P3



COMUNE DI GONNOSTRAMATZA
LAVORI DI AMPLIAMENTO DEL CIMITERO COMUNALE

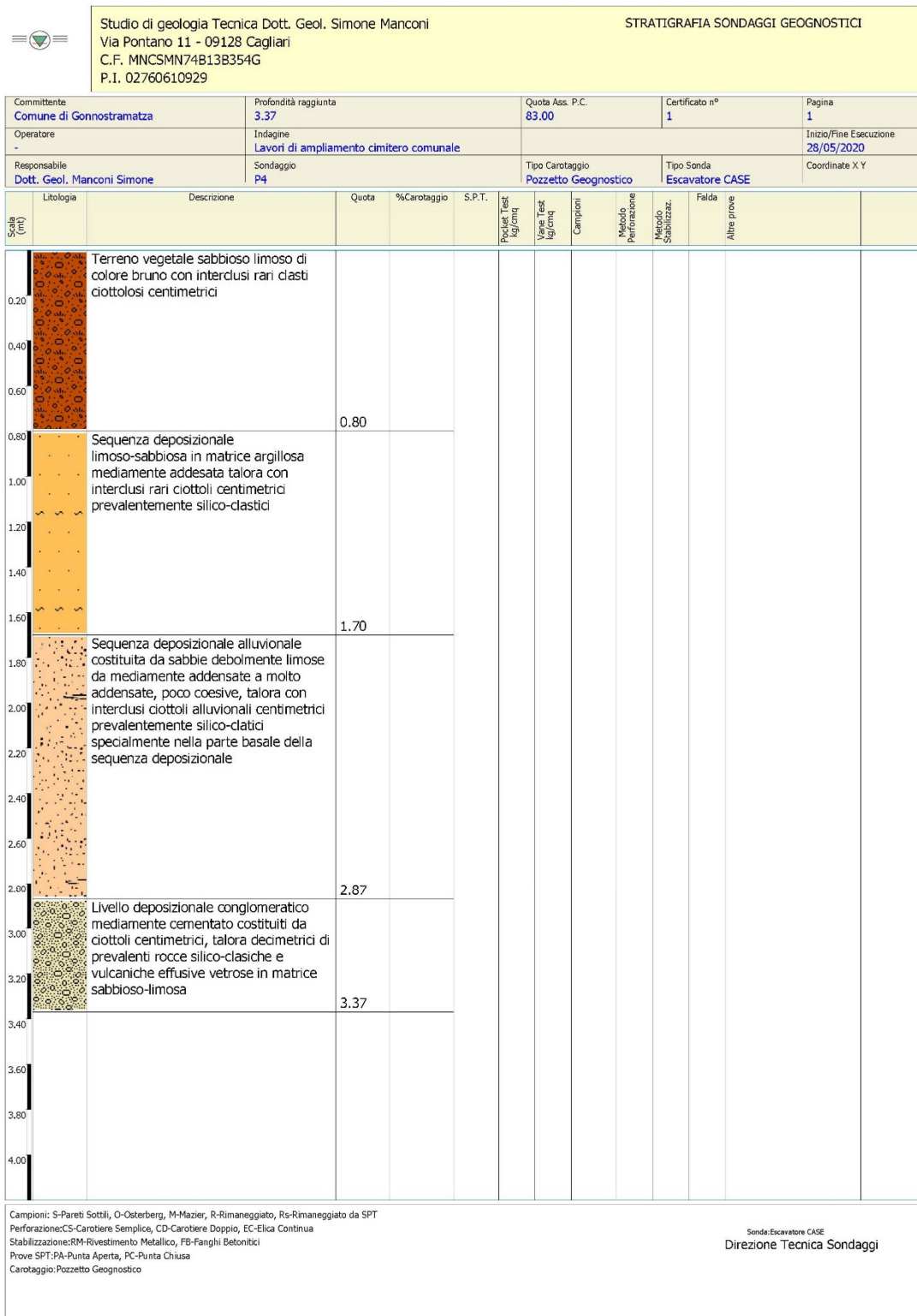


Fig.13: Ripresa fotografica pozzetto geognostico P4



COMUNE DI GONNOSTRAMATZA
LAVORI DI AMPLIAMENTO DEL CIMITERO COMUNALE



Fig.14: Ripresa fotografica del materiale estratto dal pozzetto geognostico P4



COMUNE DI GONNOSTRAMATZA
LAVORI DI AMPLIAMENTO DEL CIMITERO COMUNALE



Fig.15: Ripresa fotografica del materiale estratto dal pozzetto geognostico P1



Fig.16: Ripresa fotografica del materiale estratto dal pozzetto geognostico P2



Fig.17: Ripresa fotografica del materiale estratto dal pozzetto geognostico P3

7. Inquadramento Geomorfológico

Da un punto di vista geomorfologico, l'area di studio costituisce una zona morfologicamente rialzata rispetto all'alveo del Rio Flumini Mannu. Trattasi di una zona terrazzata avente una quota media di circa 83.00 m.s.l.m. la cui successione sedimentaria ricalca sostanzialmente i materiali di origine alluvionale (depositi terrazzati antichi) trasportati e deposti dal Rio Flumini Mannu.

L'evoluzione geomorfologica del settore è il risultato della combinazione dei processi di natura endogena ed esogena e come tale è quindi influenzata dalla struttura geologica e idrogeologica dell'area.

Da un punto di vista geomorfologico l'area in questione si sviluppa in una zona valliva sistemata al piede degli altipiani basaltici di Pranu Siddi e di Mogoro, che originariamente costituivano il fondo di un'antica valle, ma che poi a causa di un processo geomorfologico denominato "inversione di rilievo" costituiscono attualmente degli altipiani sub-pianeggianti.

Da un punto di vista strettamente geografico, nell'area d'intervento si evince un complesso geomorfico di tipo collinare e pianeggiante. Le strutture geologiche associate al complesso collinare sono rappresentate dagli apparati collinari terziari sedimentari, mentre il settore pianeggiante comprende le vaste aree interne del territorio specie a ridosso dei principali alvei fluviali.



COMUNE DI GONNOSTRAMATZA
LAVORI DI AMPLIAMENTO DEL CIMITERO COMUNALE

L'altimetria della zona di pianura si attesta ad una quota media di circa 83 m.s.l.m. con elevazioni in corrispondenza delle colline mioceniche che costituiscono l'ossatura principale di tutta la zona della Marmilla.

In corrispondenza delle aree a maggior pendenza, in cui gli affioramenti sono maggiormente esposti, per effetto delle condizioni giaciture, i materiali prodotti dall'erosione del substrato tendono a movimentarsi lungo i versanti e accumularsi formando delle coltri di ricoprimento superficiale che si depongono ai piedi dei rilievi.

Per quanto concerne i processi geomorfici si rileva che in corrispondenza del contatto stratigrafico tra le litologie mioceniche (marne arenacee) e quelle quaternarie (sabbie e conglomerati), è possibile l'innescio di fenomeni di erosione selettiva della componente terrigena sciolta.

Relativamente all'analisi di dettaglio dei dissesti riconducibili a criticità idrogeologiche, si rileva che attualmente l'area d'intervento risulta inclusa in area PAI. Nella fattispecie la zona d'intervento ricade in zona a pericolosità moderata da frana (Hg1)



Fig.18: Stralcio cartografia della pericolosità idraulica PAI rispetto all'area d'intervento

Per quanto concerne le zone a pericolosità idraulica, si rileva che attualmente la zona d'intervento non risulta inclusa in zona a rischio, come meglio rappresentato in Fig.18. Rispetto a quanto fissato dalle norme di attuazione del PAI, per le zone a pericolosità moderata da frana si deve fare esplicito



COMUNE DI GONNOSTRAMATZA
LAVORI DI AMPLIAMENTO DEL CIMITERO COMUNALE

riferimento a quanto stabilito dall'Art.34 il quale stabilisce espressamente che "Fermo restando quanto stabilito negli articoli 23 e 25, nelle aree di pericolosità moderata da frana compete agli strumenti urbanistici, ai regolamenti edilizi ed ai piani di settore vigenti disciplinare l'uso del territorio e delle risorse naturali, ed in particolare le opere sul patrimonio edilizio esistente, i mutamenti di destinazione, le nuove costruzioni, la realizzazione di nuovi impianti, opere ed infrastrutture a rete e puntuali pubbliche o di interesse pubblico, i nuovi insediamenti produttivi commerciali e di servizi, le ristrutturazioni urbanistiche e tutti gli altri interventi di trasformazione urbanistica ed edilizia, salvo in ogni caso l'impiego di tipologie e tecniche costruttive capaci di ridurre la pericolosità ed i rischi.



Fig.19: Stralcio cartografia della pericolosità da frana PAI rispetto all'area d'intervento (Zona a pericolosità moderata da frana Hg1)

A tal fine, non risulta necessaria la predisposizione di uno studio di compatibilità geologica e idraulica come espressamente stabilito dall'art.24 e 25 delle N.A. del P.A.I.

Con Deliberazione di Giunta Regionale n° 35 del 27.04.2018 pubblicata Sul B.U.R.A.S. n°23 del 03.05.2018 sono state istituite delle "Fasce di Prima Tutela" ai sensi dell'Art. 30 ter delle N.A. del PAI.

L'Art.30 ter comma 1 delle N.A. del PAI stabilisce chiaramente che: per i singoli tratti dei corsi d'acqua appartenenti al reticolo idrografico dell'intero territorio regionale per i quali non siano state ancora determinate le aree di pericolosità idraulica, con esclusione dei tratti le cui aree di esondazione



COMUNE DI GONNOSTRAMATZA
LAVORI DI AMPLIAMENTO DEL CIMITERO COMUNALE

sono state determinate con il solo criterio geomorfologico di cui all'articolo 30 bis, quale misura di prima salvaguardia finalizzata alla tutela della pubblica incolumità, è istituita una fascia su entrambi i lati a partire dall'asse, di profondità L variabile in funzione dell'ordine gerarchico del singolo tratto.

ORDINE GERARCHICO (Numero di Horton-Strahler)	PROFONDITA' L (Metri)
1	10
2	25
3	50
4	75
5	100
6	150
7	250
8	400

In effetti, le fasce di pericolosità esistenti comprendono tutti gli elementi idrici presenti, pertanto, si ritiene che l'Art. 30 ter al caso in specie non debba essere applicato considerato che tutti i corsi d'acqua risultano perimetrati e pertanto non riconducibili a contesti di "prima tutela".

Da un'analisi dello stato dei luoghi, attualmente non si evincono ulteriori processi geomorfologici e/o fenomeni di pericolosità idraulica in atto o potenziali, sia in riferimento al P.A.I. sia in riferimento agli altri strumenti di pianificazioni quali sono il P.G.R.A., il P.S.F.F. e il progetto I.F.F.I.

Unica eccezione è rappresentata dal vincolo idrogeologico forestale attualmente cogente per l'area d'intervento, come da Determinazione del Servizio Ripartimentale di Oristano n° 388 del 25.07.2011, che si rifà sostanzialmente all'Art.9 delle N.A. del PAI, essendo l'area d'intervento inclusa in zona a pericolosità moderata da frana secondo quanto stabilito dal PAI.

Sostanzialmente, tutte le aree ricadenti in zona a pericolosità PAI per criticità dovute a fenomeni di instabilità per frana sono perimetrare da un punto di vista idrogeologico-forestale ai sensi del R.D. 3267/1923, coerentemente a quanto disposto dall'articolo 9 delle N.A. del P.A.I.

Per quanto concerne le condizioni topografiche, tutta l'area d'intervento è inquadrabile in categoria T1, ovvero "*Superfici pianeggianti, pendii e rilievi isolati con inclinazione $i \leq 15^\circ$* ".

Per quanto attiene la definizione delle categorie di sottosuolo ai sensi del D.M. 17/01/2018, l'area d'intervento è da ritenersi attribuibile alla categoria "E": *Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.*



Fig.20: Stralcio perimetro Vincolo Idrogeologico forestale rispetto all'area d'intervento

8. Inquadramento Idrogeologico superficiale e sotterraneo

Come già riportato in precedenza, l'idrografia superficiale è caratterizzata dal Rio Mannu di Gonnostamatza che costituisce l'affluente principale del Rio Mogoro. Il Rio Mannu si presenta con un deflusso a tipico regime fluviale con portate da modeste a elevate durante il periodo autunnale/invernale e scarse o nulle durante il periodo estivo. Dall'esame dell'idrografia superficiale si evince che il bacino idrografico di riferimento si presenta in parte sub-dendritico e in parte meandriforme quindi tipico di aree caratterizzate da una media – alta impermeabilità per la presenza di un substrato poco permeabile. I corsi d'acqua hanno subito comunque subito nel corso del tempo interventi di bonifiche e canalizzazioni che ne hanno modificato l'assetto originario. Per quanto concerne l'assetto idrogeologico sotterraneo si rileva che nella zona d'intervento non è stata rilevata alcuna falda acquifera superficiale fino a profondità di circa 3.60 m dal p.d.c. A riguardo, si precisa che i pozzi eseguite nelle immediate vicinanze (Censiti nell'ambito della L.464/1984) presentano acquiferi la cui falda si attesta a profondità di \cong 10.00 m ÷ 14.00 m dal p.d.c. A tal fine, nell'ambito di quelli che sono gli interventi previsti in progetto, non si individuano criticità dovute alla presenza dia acquiferi freatici superficiali. Per tale ragione le zone destinate alle inumazioni non risentiranno della presenza di falde acquifere superficiali.



9. Considerazioni sulle caratteristiche geotecniche dei terreni di sedime

Per quanto concerne le caratteristiche geotecniche dei terreni di sedime, oltre ad essere stati eseguiti dei pozzetti geognostici per la definizione delle caratteristiche litostratigrafiche dell'area, è stato eseguito un campionamento dei terreni per l'invio in un laboratorio geotecnico specializzato al fine di definirne le caratteristiche geomeccaniche.

Le caratteristiche geomeccaniche dei terreni sono state determinate con una prova di taglio diretto, che ha permesso la determinazione dei seguenti parametri:

- 1) Peso di volume naturale del terreno (γ)
- 2) Angolo di attrito dei terreni (ϕ)
- 3) Coesione (c)

I campioni di terreno sono stati analizzati dal laboratorio geotecnico Soiltech snc di Quartu Sant'Elena e copia dei certificati di laboratorio vengono allegati alla presente per farne parte integrale e sostanziale (Certificato n°11325/20 e 11326/20)

Altri parametri geomeccanici quali modulo edometrico (Ed) e modulo elastico (Ey) sono stati determinati in modo indiretto sulla base di altre analisi eseguite direttamente dallo scrivente sulla stessa tipologia di terreni.

Nell'ambito della caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni si fa sempre riferimento a quello che viene comunemente definito "volume significativo del terreno" ossia quella porzione del sottosuolo che viene influenzato direttamente o indirettamente dall'azione di progetto trasmessa dal manufatto.

In effetti, come tutti i materiali, anche nei terreni, la risposta alle sollecitazioni varia in funzione delle proprietà meccaniche di resistenza e dello sforzo a cui sono soggetti.

Con la prova di taglio diretto, non si fa altro che riprodurre artificialmente questa dinamica di sforzo in condizioni drenate, ossia in presenza d'acqua.

PARAMETRI GEOTECNICI DEI TERRENI DI SEDIME IN CONDIZIONE DI ROTTURA

Pozzetto	Campione	Profondità (m)	Tipo litologico	P.V. (Kg/cm ²)	C (Kg/cm ²)	ϕ (°)
P1	P1	2.00	Sabbia limo-argillosa di colore bruno, sciolta	1.750	0.003	30.45
P2	P2	1.50	Limo argilloso-sabbioso di colore grigio scuro, sciolto	1.570	0.026	24.88



COMUNE DI GONNOSTRAMATZA
LAVORI DI AMPLIAMENTO DEL CIMITERO COMUNALE

Soiltech s.n.c

del Dott. Geol. Paolo Caula e del Dott. Geol. Ignazio Dessì

GEOLOGIA E GEOTECNICA

Via G. Parini 71a/b, Quartu' Sant'Elena (CA)

Iscrizione Camera di Commercio: REA 240223 - P.IVA 03018780928

DOCUMENTO DI PROVA

Rif. Lab. : 11325/20

Committente: Dott. Geol. Simone Manconi Data consegna campione: 01/06/20

Provenienza campione : Lavori di ampliamento del cimitero comunale di Gonnostamatza.

Campione : P1 Profondità (m dal p.c.): 2,0

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

(Direct Shear Test Under Consolidated Drained Conditions)

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

Descrizione visiva del campione : Sabbia limo- argillosa di colore bruno, sciolta

Caratteristiche della prova : Consolidata drenata su provini ricostruiti

Immersione in acqua del provino durante la consolidazione e la fase di taglio : sì no

Caratteristiche del provino	Provino n°	1	2	3	4
Contenuto d'acqua iniziale	%	18,2			
Peso di volume umido iniziale	g/cmc	1,766	1,783	1,742	1,733

DATI DELLA CURVA DI CONSOLIDAZIONE

	Provino n°	1	2	3	4
Tempo al 100% della consolidazione primaria	min	7,3			
Tempo minimo di durata della prova	min	92,6			
Velocità massima di esecuzione calcolata	mm/min	0,0864			

TAGLIO

Tensione verticale applicata	kPa	53	103	199	304
Resistenza massima al taglio	kPa	36,1	53,9	119,3	179,2
Deformazione orizzontale alla rottura	%	13,7	11,3	12,8	15,0
Velocità di prova	mm/min	0,0800			

PARAMETRI DI RESISTENZA DI PICCO

ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO
30,45 °

COESIONE
0,3 kPa

Data : 11/06/2020

Pag. : 1/2

soiltech s.n.c.
Laboratorio prove geotecniche
Il Responsabile della Sperimentazione
Dott. Geol. Paolo Caula

Tel. 070862381 - P. Caula 3477167780 - I. Dessì 3392176992-soiltech@tiscali.it - www.soiltech.it

Fig.21: Certificato di laboratorio – Prova di taglio diretto campione P1



COMUNE DI GONNOSTRAMATZA
LAVORI DI AMPLIAMENTO DEL CIMITERO COMUNALE

Soiltech s.n.c

del Dott. Geol. Paolo Caula e del Dott. Geol. Ignazio Dessì

GEOLOGIA E GEOTECNICA

Via G. Parini 71a/b, Quartu Sant'Elena (CA)

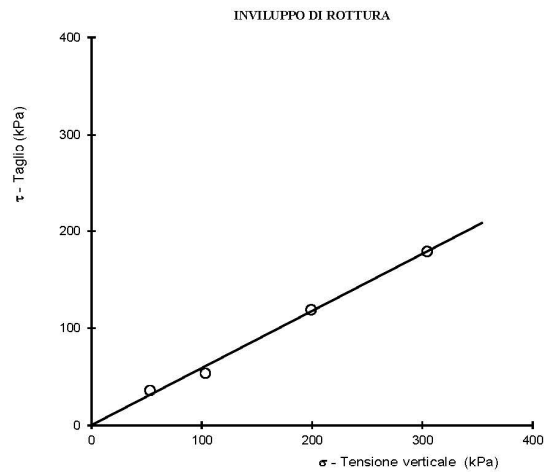
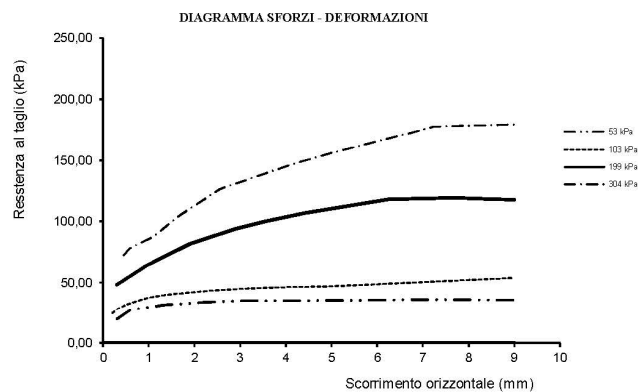
Iscrizione Camera di Commercio: REA 240223 - P.IVA 03018780928

Rif. Lab. : 11325/20

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

ASTM D 3080 - 98

(Direct Shear Test Under Consolidated Drained Conditions)



Data : 11/06/2020

Pag. : 2/2

soiltech s.n.c.
Laboratorio prove geotecniche
Il Responsabile della Sperimentazione
Dott. Geol. Paolo Caula

Tel. 070862381 - P. Caula 3477167780 - I. Dessì 3392176992-soiltech@tiscali.it - www.soiltech.it

Fig.22: Certificato di laboratorio – Prova di taglio diretto campione P1



COMUNE DI GONNOSTRAMATZA
LAVORI DI AMPLIAMENTO DEL CIMITERO COMUNALE

Soiltech s.n.c

del Dott. Geol. Paolo Caula e del Dott. Geol. Ignazio Dessì

GEOLOGIA E GEOTECNICA

Via G. Parini 71a/b, Quartu Sant'Elena (CA)

Iscrizione Camera di Commercio: REA 240223 - P.IVA 03018780928

DOCUMENTO DI PROVA

Rif. Lab. : 11326/20

Committente: Dott. Geol. Simone Manconi Data consegna campione: 01/06/20

Provenienza campione : Lavori di ampliamento del cimitero comunale di Gonnostamatza.

Campione : P2 Profondità (m dal p.c.): 1,5

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

(Direct Shear Test Under Consolidated Drained Conditions)

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

Descrizione visiva del campione : Limo- argilloso sabbioso di colore grigio-bruno, sciolto

Caratteristiche della prova : Consolidata drenata su provini ricostruiti

Immersione in acqua del provino durante la consolidazione e la fase di taglio : sì no

Caratteristiche del provino	Provino n°	1	2	3	4
Contenuto d'acqua iniziale	%	17,3			
Peso di volume umido iniziale	g/cmc	1,539	1,551	1,613	1,568

DATI DELLA CURVA DI CONSOLIDAZIONE

	Provino n°	1	2	3	4
Tempo al 100% della consolidazione primaria	min	11,6			
Tempo minimo di durata della prova	min	146,8			
Velocità massima di esecuzione calcolata	mm/min	0,0545			

TAGLIO

Tensione verticale applicata	kPa	53	103	199	304
Resistenza massima al taglio	kPa	27,4	49,4	96,1	143,1
Deformazione orizzontale alla rottura	%	14,3	15,0	15,0	10,2
Velocità di prova	mm/min	0,0500			

PARAMETRI DI RESISTENZA DI PICCO

ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO
24,88 °

COESIONE
2,6 kPa

Data : 11/06/2020

Pag. : 1/2

soiltech s.n.c.
Laboratorio prove geotecniche
Il Responsabile della Sperimentazione
Dott. Geol. Paolo Caula

Tel. 070862381 - P. Caula 3477167780 - I. Dessì 3392176992-soiltech@tiscali.it - www.soiltech.it

Fig.23: Certificato di laboratorio – Prova di taglio diretto campione P2



COMUNE DI GONNOSTRAMATZA
LAVORI DI AMPLIAMENTO DEL CIMITERO COMUNALE

Soiltech s.n.c

del Dott. Geol. Paolo Caula e del Dott. Geol. Ignazio Dessì

GEOLOGIA E GEOTECNICA

Via G. Parini 71a/b, Quartu Sant'Elena (CA)

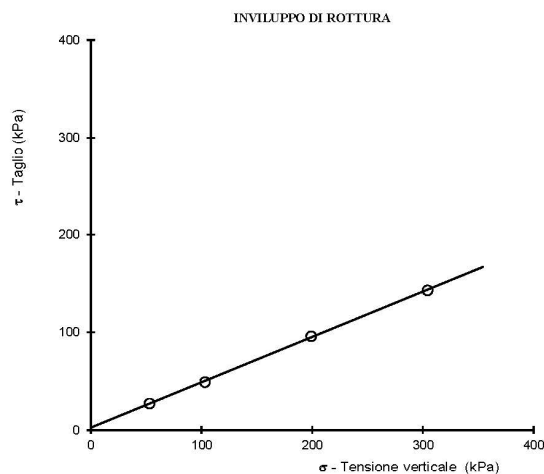
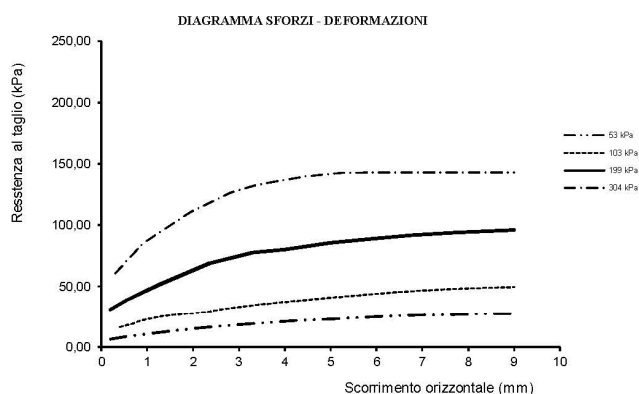
Iscrizione Camera di Commercio: REA 240223 - P.IVA 03018780928

Rif. Lab. : 11326/20

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

ASTM D 3080 - 98

(Direct Shear Test Under Consolidated Drained Conditions)



Data : 11/06/2020

Pag. : 2/2

soiltech s.n.c.
Laboratorio prove geotecniche
Il Responsabile della Sperimentazione
Dott. Geol. Paolo Caula

Tel. 070862381 - P. Caula 3477167780 - I. Dessì 3392176992-soiltech@tiscali.it - www.soiltech.it

Fig.24: Certificato di laboratorio – Prova di taglio diretto campione P2



COMUNE DI GONNOSTRAMATZA
LAVORI DI AMPLIAMENTO DEL CIMITERO COMUNALE

Come si evince dalle prove di laboratorio, il campione di terreno presente nell'area d'intervento è riconducibile ai materiali sabbioso - limosi, caratterizzati da proprietà meccaniche buone che migliorano in profondità.

Sulla base dei dati sopra riportati, il valore caratteristico del parametro geotecnico riconducibile ai terreni presenti nell'area di intervento deve intendersi quello riportato nei certificati di laboratorio, poiché determinato nelle condizioni più sfavorevoli (condizione drenata) ossia in presenza d'acqua.

Sulla base delle indagini svolte in corrispondenza dell'area d'intervento, il modello geotecnico presente nel sito può essere così rappresentato (dalla superficie):

- *Suolo limoso-sabbioso in matrice argillosa di colore bruno scuro con interclusi rari ciottoli centimetrici* (0,00 m ÷ 0.60 m dal piano di campagna);
Peso di Volume naturale γ : 1570 Kg/m³
Peso di Volume naturale γ : 1710 Kg/m³
Angolo di Attrito Φ : 24.88°
Coesione C : 0.026 Kg/cm²
Modulo di compressibilità Edometrica E_d : 120 Kg/cm²
Modulo di compressibilità Elastica E_y : 110 Kg/cm²

- *Sequenza deposizionale sabbioso - limosa mediamente cementata, con interclusi rari ciottoli centimetrici in matrice argillosa* (0.60 m ÷ 3.10 m dal piano di campagna):
Peso di Volume naturale γ : 1750.0 Kg/m³
Peso di Volume naturale γ : 1890.0 Kg/m³
Angolo di Attrito Φ : 30.45°
Coesione C : 0.003 Kg/cm²
Modulo di compressibilità Edometrica E_d : 400 Kg/cm²
Modulo di compressibilità Elastica E_y : 350 Kg/cm²

- *Sequenza deposizionale conglomeratica in matrice sabbiosa-limosa* (3.10 m ÷ 5.00 m dal piano di campagna):
Peso di Volume naturale γ : 2350.0 Kg/m³
Peso di Volume naturale γ : 2550.0 Kg/m³
Angolo di Attrito Φ : 40.00°
Coesione C : 0,002 Kg/cm²
Modulo di compressibilità Edometrica E_d : 500 Kg/cm²
Modulo di compressibilità Elastica E_y : 500 Kg/cm²



Relativamente alle tipologie d'opere da realizzarsi (loculi e murature perimetrali), in ragione delle dimensioni delle strutture di fondazione e dell'azione di progetto (Ed), si procederà alla verifica della resistenza di progetto (Rd) 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 risultanze delle verifiche fatte, si avrà modo di verificare se l'attuale struttura di fondazione risulta adeguata alle prestazioni attese.

Relativamente alle tipologie d'opere da realizzarsi, considerata la tipologia di materiali presenti per le strutture fondali delle nuove opere, si è ipotizzata la realizzazione di fondazioni continue tipo travi rovesce per una distribuzione dei carichi più omogenea.

Si procederà pertanto alla verifica della resistenza di progetto 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.

Dalle risultanze delle verifiche fatte, si avrà modo di verificare la resistenza di progetto dei terreni (Rd) rispetto all'azione di progetto.

Nell'ambito della definizione degli 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 γF 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

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

y G2 = coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

y Qi = coefficiente parziale delle azioni variabili.

	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 -

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.



COMUNE DI GONNOSTRAMATZA
LAVORI DI AMPLIAMENTO DEL CIMITERO COMUNALE

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.



COMUNE DI GONNOSTRAMATZA
LAVORI DI AMPLIAMENTO DEL CIMITERO COMUNALE

	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:

- nel caso di frontiera di efflusso libera, la verifica a sifonamento si esegue controllando che il gradiente idraulico i risultati non superiore al gradiente idraulico critico i_c 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;
- 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	
AZIONE DI PROGETTO SU FONDAZIONE	15.000 Kg/m ²

10. Analisi dei Parametri Sismici – D.M. 17.01.2018

Stante l'esigenza di applicare le Nuove Norme Tecniche sulle Costruzioni, si è provveduto alla determinazione dei parametri sismici in considerazione del fatto che la struttura in oggetto ricade in **classe di utilizzo IV**:

“Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica” che prevede una vita utile di riferimento ≥ 100 anni.

L'analisi sismica viene effettuata secondo i seguenti indici:



COMUNE DI GONNOSTRAMATZA
LAVORI DI AMPLIAMENTO DEL CIMITERO COMUNALE

- Tipologia di opera;
- Periodo di Ritorno
- Latitudine Nord
- Longitudine Est
- Spettro
- Probabilità di superamento della Vita di Riferimento
- Vita Nominale
- Classe di Utilizzo
- Vita di Riferimento

SP46, 09093 Gonnostramatza OR, Italia CERCA

VITA NOMINALE: (anni) CLASSE DI UTILIZZO:

VITA DI RIFERIMENTO: SPETTRO:

PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO DELLA VITA DI RIFERIMENTO: % PERIODO DI RITORNO: (anni)

LATITUDINE: LONGITUDINE:

RISULTATI:

AG/G:	F0:	TC:
0.0703	3.06	0.39

Fig. 25: Tabella parametri sismici SLE per il Sito d'indagine

▪ Regione	R =	Sardegna
▪ Comune	C =	Gonnostramatza
▪ Zona Sismica	Zs =	4
▪ Spettro Sismico		SLE
▪ Vita nominale	Vn =	100 anni
▪ Vita di riferimento	VR =	200 anni



COMUNE DI GONNOSTRAMATZA
LAVORI DI AMPLIAMENTO DEL CIMITERO COMUNALE

▪ Classe di utilizzo	Cu =	IV
▪ Tempo di ritorno	Tr =	1898 anni
▪ Latitudine	N =	39.67987
▪ Longitudine	E =	8.82828
▪ Accelerazione orizzontale massima attesa sul bedrock,		ag/g = 0.0703
▪ Fattore di amplificazione spettrale massima		FO= 3.06
▪ Periodo corrispondente all'inizio del tratto a Vcost.		TC = 0.39

SP46, 09093 Gonnostamatza OR, Italia CERCA

VITA NOMINALE: 100 (anni) CLASSE DI UTILIZZO: Classe IV

VITA DI RIFERIMENTO: 200 SPETTRO: SLD 63%

PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO DELLA VITA DI RIFERIMENTO: 63 % PERIODO DI RITORNO: 201 (anni)

LATITUDINE: 39.67987 LONGITUDINE: 8.82828

RISULTATI:

AG/G:	FO:	TC:
0.0393	2.82	0.32

Fig. 26: Tabella parametri sismici SLU per il Sito d'indagine

▪ Regione	R =	Sardegna
▪ Comune	C =	Gonnostamatza
▪ Zona Sismica	Zs =	4
▪ Spettro Sismico		SLU
▪ Vita nominale	Vn =	100 anni
▪ Vita di riferimento	VR =	200 anni
▪ Classe di utilizzo	Cu =	IV



▪ Tempo di ritorno	Tr =	201 anni
▪ Latitudine	N =	39.67987
▪ Longitudine	E =	8.82828
▪ Accelerazione orizzontale massima attesa sul bedrock,		ag/g = 0.0393
▪ Fattore di amplificazione spettrale massima		FO= 2.82
▪ Periodo corrispondente all'inizio del tratto a Vcost.		TC = 0.32

Per l'elaborazione del modello geotecnico si è operato per fasi successive di approfondimento, utilizzando come base di riferimento il modello geologico, differenziando poi gli strati rilevati sulla base delle specifiche geomeccaniche dei materiali presenti.

Le informazioni acquisite nel corso dei rilievi, e la correlazione lito-stratigrafica, hanno consentito di definire con una buona precisione la situazione stratigrafica della zona interessata dalle opere previste in progetto.

Nel complesso, il sedime si presenta sommariamente omogeneo arealmente, mentre mostra alcune differenze negli spessori dei singoli strati identificati, soprattutto nelle zone più depresse e meno inclinate laddove il substrato risulta essere più profondo.

Durante i lavori di indagine, il livello idrico non stato intercettato in tutte le verticali indagate, pertanto, attualmente la falda si attesta ad una quota > 10.00 dal p.d.c, tenendo presente che comunque tale livello può variare considerevolmente durante la stagione invernale, sollevando la quota della superficie piezometrica.

Per quanto concerne l'analisi geotecnica del sottosuolo, in questo paragrafo si avrà modo di analizzare nel dettaglio lo stato deformativo del sottosuolo in ragione dei carichi trasmessi dalle nuove strutture previste in progetto.

Sulla base del quadro di riferimento progettuale verrà eseguita una simulazione in back analysis dello stato tensionale del sottosuolo, sulla base di alcune note preliminari allegate al progetto.

11. **Analisi geotecnica dello stato deformativo del sottosuolo**

In considerazione dei carichi generati più gravosi provenienti dalle strutture prevista in progetto, è stata riprodotta una modellazione della resistenza di progetto dei terreni secondo quanto disposto dal D.M. 17/01/2008 in ragione della tipologia di fondazione scelta.

In quest'ottica, la normativa di riferimento è la seguente:

Norme tecniche per le Costruzioni 2018

Aggiornamento alle Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018.



COMUNE DI GONNOSTRAMATZA
LAVORI DI AMPLIAMENTO DEL CIMITERO COMUNALE

Gli **stati limite ultimi** per sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni (**GEO**) riguardano:

- collasso per carico limite nei terreni di fondazione;
- 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 gR 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 (f_k).

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 g_R indicati nel presente Capitolo 7 oppure con i g_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 g_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 g_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:

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



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

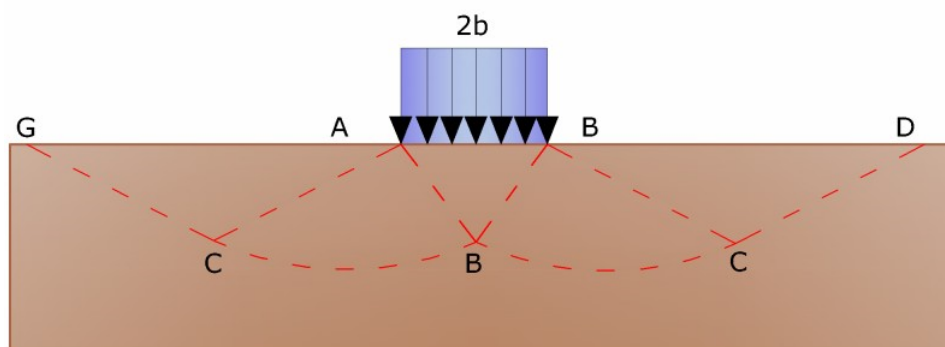
- Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- Comportamento rigido – plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $T=c + \sigma \times \text{tg } \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato di deformazione 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.

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

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_j 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

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



COMUNE DI GONNOSTRAMATZA
LAVORI DI AMPLIAMENTO DEL CIMITERO COMUNALE

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

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

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

fattore di forma:

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

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

fattore di profondità:

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

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

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

inclinazione

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

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

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

dove:

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

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

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

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



COMUNE DI GONNOSTRAMATZA
LAVORI DI AMPLIAMENTO DEL CIMITERO COMUNALE

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:

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

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

$s_c = 1$ 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:



COMUNE DI GONNOSTRAMATZA
LAVORI DI AMPLIAMENTO DEL CIMITERO COMUNALE

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

Dove:

$A' = B' L'$ 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

$s_q = 1 + (B'/L') \cdot \text{sen} \varphi'$ per forma rettangolare

$s_q = 1 + \text{sen} \varphi'$ 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.

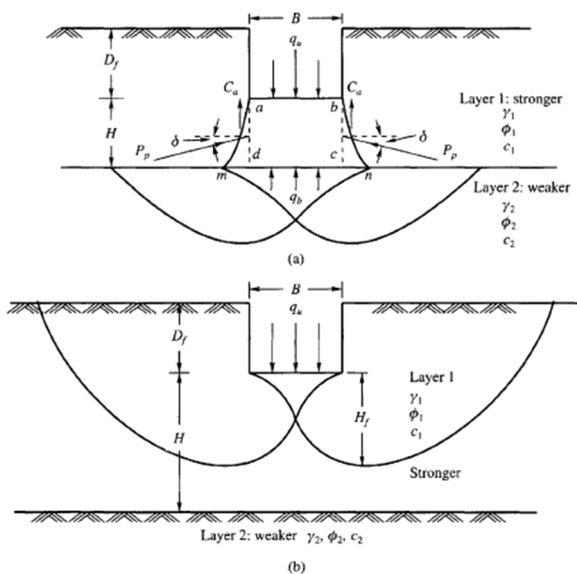


Figure 12.16 Failure of soil below strip footing under vertical load on strong layer overlying weak deposit (after Meyerhof and Hanna, 1978)



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

$$q_2 = c_2 \cdot N_{c2} + \frac{1}{2} \gamma_2 \cdot B \cdot N_{\gamma2}$$

Dove:

N_{c1} , $N_{\gamma1}$ = fattori di capacità portante dello strato 1 con angolo di resistenza a taglio ϕ_1

N_{c2} , $N_{\gamma2}$ = 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:

$$q_u = q_t = c_1 \cdot N_{c1} + q'_0 \cdot N_{q1} + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma1}$$

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:

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

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

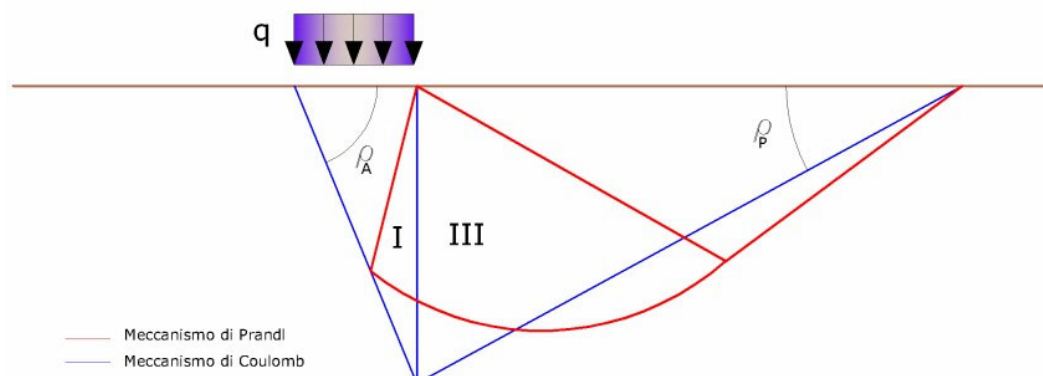
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

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

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

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

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:

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

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

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

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

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 ρ_{AE} e ρ_{PE} e come K_{AE} e K_{PE} per denotare le condizioni sismiche:

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



COMUNE DI GONNOSTRAMATZA
LAVORI DI AMPLIAMENTO DEL CIMITERO COMUNALE

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

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

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

I valori di N_q e N_γ sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli ρ_{AE} e ρ_{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:

$k_h/(1-k_v)$	N_q	N_γ	N_c
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 diseuguaglianza:

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

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

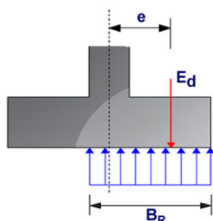
Fondazioni quadrate o rettangolari

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

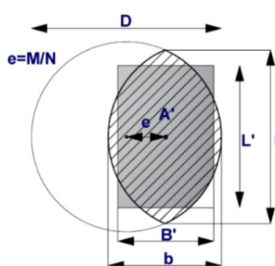
Fondazioni circolari

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 baricentri

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, ca 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:

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

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 :

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{\text{tg}\phi} \right)^{0,35}$$
$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$
$$z_\gamma = z_q$$



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 EDMETRICI

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



COMUNE DI GONNOSTRAMATZA
LAVORI DI AMPLIAMENTO DEL CIMITERO COMUNALE

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 N_{AV} 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 ;



COMUNE DI GONNOSTRAMATZA
LAVORI DI AMPLIAMENTO DEL CIMITERO COMUNALE

R3 = 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	0.80 m
Lunghezza fondazione	1.00 m
Altezza fondazione	0.25 m
Profondità piano di posa	0.60 m
Altezza di incastro	0.60 m

AZIONE SISMICA

Parametri di riferimento su sito rigido orizzontale

Accelerazione orizzontale massima al sito di riferimento rigido **0.0393 m/sec²**

Parametri di Zona

Categoria sottosuolo **E**
Categoria topografica **T1**

Coefficienti

Amplificazione stratigrafica **1.0**
Amplificazione topografica **1.0**

Accelerazione orizzontale massima attesa al sito **0.0393 m/sec²**

Coefficiente sismico orizzontale Khk **0.00786**

Coefficiente sismico verticale Khi **0.00393**

STRATIGRAFIA

DH (m)	Gam (Kg/m ³)	Gams (Kg/m ³)	Fi (°)	c (Kg/cm ²)	Ey (Kg/cm ²)	Ed (Kg/cm ²)
0.60	1570.0	1710.0	24.88	0.03	120.0	110.0
2.50	1750.0	1890.0	30.45	0.003	400.0	350.0
1.90	2350.0	2550.0	40.0	0.002	500.0	500.0

Legenda:

DH: Spessore dello strato;



COMUNE DI GONNOSTRAMATZA
LAVORI DI AMPLIAMENTO DEL CIMITERO COMUNALE

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	A1+M1+R3	1.50	-	-	-	-	-	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 1750.0 Kg/m³
Peso unità di volume saturo 1890.0 Kg/m³
Angolo di attrito 30.45 °
Coesione 0.003 Kg/cm²

Fattore [Nq] 19.37
Fattore [Nc] 31.25
Fattore [Ng] 16.2



COMUNE DI GONNOSTRAMATZA
LAVORI DI AMPLIAMENTO DEL CIMITERO COMUNALE

Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.3
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]	1.21
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.68
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 4.15 Kg/cm²

Resistenza di progetto 1.8 Kg/cm²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	1750.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	1890.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	30.45 °
Coesione	0.003 Kg/cm ²

=====

Fattore [Nq]	23.68
Fattore [Nc]	38.58
Fattore [Ng]	21.34
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0



COMUNE DI GONNOSTRAMATZA
LAVORI DI AMPLIAMENTO DEL CIMITERO COMUNALE

Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

=====
Carico limite 3.84 Kg/cm²

Resistenza di progetto 1.67 Kg/cm²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume 1750.0 Kg/m³
Peso unità di volume saturo 1890.0 Kg/m³
Angolo di attrito 30.45 °
Coesione 0.003 Kg/cm²

=====

Fattore [Nq] 19.37
Fattore [Nc] 31.25
Fattore [Ng] 16.91
Fattore forma [Sc] 1.49
Fattore profondità [Dc] 1.26
Fattore inclinazione carichi [Ic] 1.0
Fattore forma [Sq] 1.24
Fattore profondità [Dq] 1.13
Fattore inclinazione carichi [Iq] 1.0
Fattore forma [Sg] 1.24
Fattore profondità [Dg] 1.13
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 4.41 Kg/cm²

Resistenza di progetto 1.92 Kg/cm²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====



COMUNE DI GONNOSTRAMATZA
LAVORI DI AMPLIAMENTO DEL CIMITERO COMUNALE

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	1750.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	1890.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	30.45 °
Coesione	0.003 Kg/cm ²

=====

Fattore [Nq]	19.37
Fattore [Nc]	31.25
Fattore [Ng]	23.95
Fattore forma [Sc]	1.5
Fattore profondità [Dc]	1.23
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]	1.21
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.68
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	4.57 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1.99 Kg/cm ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

=====



COMUNE DI GONNOSTRAMATZA
LAVORI DI AMPLIAMENTO DEL CIMITERO COMUNALE

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	1750.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	1890.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	30.45 °
Coesione	0.003 Kg/cm ²

=====

Fattore [Nq]	19.37
Fattore [Nc]	31.25
Fattore [Ng]	21.6
Fattore forma [Sc]	1.43
Fattore profondità [Dc]	1.23
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.41
Fattore profondità [Dq]	1.21
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.76
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 4.43 Kg/cm²

Resistenza di progetto 1.92 Kg/cm²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====



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

=====

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq] 19.37

Fattore [Nc] 31.25

Fattore [Ng] 5.0

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq] 64.2

Fattore [Nc] 75.31

Fattore [Ng] 23.0

Carico limite strato 2 (qb) 50.86 Kg/cm²

Carico limite strato 1 (qt) 3.42 Kg/cm²

Incremento carico limite strato 1 6.8 Kg/cm²

Coefficiente di punzonamento (ks) 5.7

Rapporto (q1/q2) 5.21

=====

Carico limite 3.42 Kg/cm²

Resistenza di progetto 1.49 Kg/cm²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES - WINLER (1982)

=====

k 3,77 Kg/cm³

=====

CEDIMENTI ELASTICI

=====

Pressione normale di progetto 1.0 Kg/cm²

Spessore strato 0.6 m

Profondità substrato roccioso 10.0 m

Modulo Elastico 400.0 Kg/cm²

Coefficiente di Poisson 0.3

=====

Coefficiente di influenza I1 0.22

Coefficiente di influenza I2 0.09

Coefficiente di influenza Is 0.27



COMUNE DI GONNOSTRAMATZA
LAVORI DI AMPLIAMENTO DEL CIMITERO COMUNALE

=====
Cedimento al centro della fondazione 0.64 mm
=====

Coefficiente di influenza I1 0.09
Coefficiente di influenza I2 0.09
Coefficiente di influenza Is 0.14
Cedimento al bordo 0.16 mm
=====

CEDIMENTI EDOMETRICI

=====
Pressione normale di progetto **1.50 Kg/cm²**
Cedimento dopo T anni **0.01**
Cedimento totale **0.036 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	1.85	0.313	0.181	Edometrico	0.1291	--	0.1291
3	4.05	0.755	0.028	Edometrico	0.0107	--	0.0107

Legenda:

Z: Profondità media dello strato;

Dp: Incremento di tensione;

Wc: Cedimento di consolidazione;

Ws: Cedimento secondario (deformazioni viscosi);

Wt: Cedimento totale.



COMUNE DI GONNOSTRAMATZA
LAVORI DI AMPLIAMENTO DEL CIMITERO COMUNALE

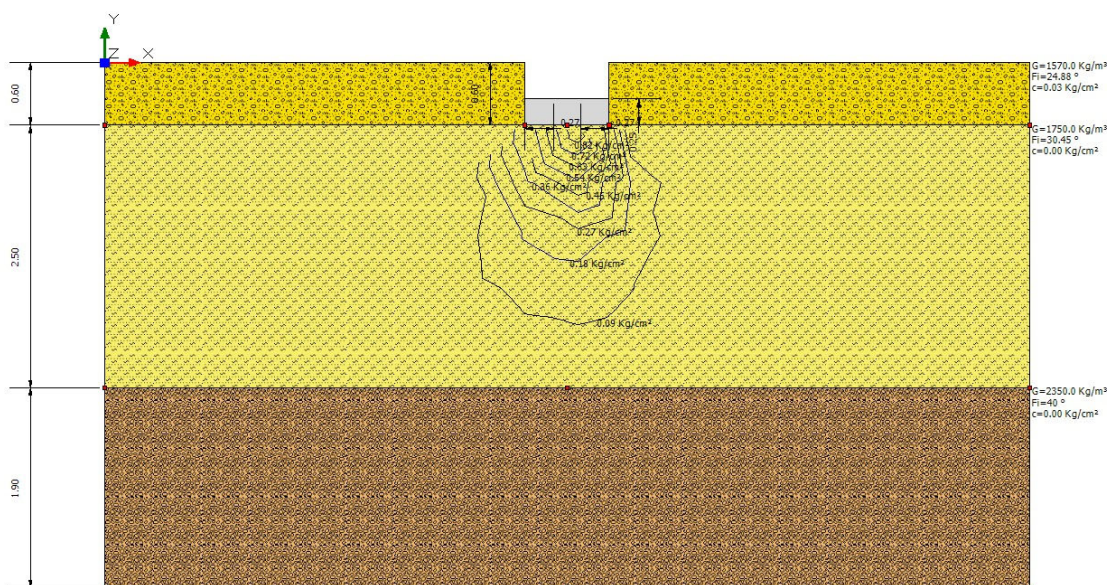


Fig. 27: Stratigrafia geotecnica per il sito d'indagine

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 E_d è inferiore alla resistenza di progetto R_d .

Più specificatamente, il valore di resistenza di progetto agli stati limite ultimi, ottenuto secondo la formula di Meyerhof and Hanna è di 1.49 Kg/cm^2 , contro un'azione di progetto di 1.00 Kg/cm^2 allo SLU.

12. Considerazioni conclusive

La presente relazione geologica-geomorfologica e idrogeologica è stata redatta per illustrare il quadro geologico, geomorfologico, idrogeologico e geotecnico presente nelle aree in cui è previsto l'ampliamento del cimitero attualmente esistente nel Comune di Gonnostramatza (OR).

Per quanto è stato possibile analizzare, appare evidente che l'area oggetto di studio risultano idonee sotto il profilo geologico, geomorfologico, idrogeologico e geotecnico relativamente all'esecuzione degli interventi previsti in progetto.

Nel corso dell'indagine è stato accertato che il l'area su cui dovrà sorgere l'ampliamento insiste su terreni riconducibili al quaternario: nella fattispecie trattasi di sedimenti alluvionali sabbiosi-limosi con interclusi clasti ciottolosi centimetrici, talora decimetrici in matrice argillosa. La giacitura della successione è orizzontale o debolmente inclinata.



COMUNE DI GONNOSTRAMATZA
LAVORI DI AMPLIAMENTO DEL CIMITERO COMUNALE

Per una migliore comprensione delle sequenze litologiche presenti, soprattutto in riferimento a quanto prescritto dalla normativa regionale in merito alle condizioni geologiche del sottosuolo nel caso di nuovi cimiteri o ampliamenti, sono state eseguite delle indagini dirette che hanno avuto l'obiettivo di definire gli aspetti stratigrafici in corrispondenza delle aree d'intervento.

Complessivamente sono state analizzate n° 4 verticali di indagine su cui è stato possibile eseguire anche delle correlazioni litostratigrafiche.

Dalle analisi in sito risulta evidente che la zona d'intervento e precisamente la zona in cui è previsto l'ampliamento del cimitero esistente risulta essere costituito in superficie da terreni poco addensati riconducibili a sabbie limose mediamente pedogenizzate aventi uno spessore massimo pari a circa 0.60 metri dal piano di campagna.

In profondità i terreni diventano sabbioso - limosi, da moderatamente a molto addensati, con livelli conglomeratici basali rilevati ad una profondità di circa 3.10 m dal p.d.c.

L'area d'intervento, si presenta come una superficie complanare con una altimetria media di circa 83.00 m.s.l.m., e quote che degradano in maniera graduale verso NE in corrispondenza dell'alveo del Rio Mannu.

Per quanto concerne le condizioni topografiche, tutta l'area d'intervento è inquadrabile in categoria T1, ovvero "*Superfici pianeggianti, pendii e rilievi isolati con inclinazione $i \leq 15^\circ$* "

Per quanto attiene la definizione delle categorie di sottosuolo ai sensi del D.M. 17/01/2018, l'area d'intervento è da ritenersi attribuibile alla categoria "E": *Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.*

Relativamente all'analisi di dettaglio dei dissesti riconducibili a criticità idrogeologiche, si rileva che attualmente l'area d'intervento ricade in zona a pericolosità moderata da frana (Hg1) per le quali l'art.34 delle N.A. del PAI stabilisce che "Fermo restando quanto stabilito negli articoli 23 e 25, nelle aree di pericolosità moderata da frana compete agli strumenti urbanistici, ai regolamenti edilizi ed ai piani di settore vigenti disciplinare l'uso del territorio e delle risorse naturali, ed in particolare le opere sul patrimonio edilizio esistente, i mutamenti di destinazione, le nuove costruzioni, la realizzazione di nuovi impianti, opere ed infrastrutture a rete e puntuali pubbliche o di interesse pubblico, i nuovi insediamenti produttivi commerciali e di servizi, le ristrutturazioni urbanistiche e tutti gli altri interventi di trasformazione urbanistica ed edilizia, salvo in ogni caso l'impiego di tipologie e tecniche costruttive capaci di ridurre la pericolosità ed i rischi. A tal fine, non risulta necessaria la predisposizione di uno studio di compatibilità geologica e idraulica come espressamente stabilito dall'art.24 e 25 delle N.A. del P.A.I.

Da un'analisi dello stato dei luoghi, attualmente non si evincono ulteriori processi geomorfologici e/o fenomeni di pericolosità idraulica in atto o potenziali, sia in riferimento al P.A.I. sia in riferimento agli altri strumenti di pianificazioni quali sono il P.G.R.A., il P.S.F.F. e il progetto I.F.F.I.



COMUNE DI GONNOSTRAMATZA
LAVORI DI AMPLIAMENTO DEL CIMITERO COMUNALE

Unica eccezione è rappresentata dal vincolo idrogeologico forestale attualmente cogente per l'area d'intervento, come da Determinazione del Servizio Ripartimentale di Oristano n° 388 del 25.07.2011, che si rifà sostanzialmente all'Art.9 delle N.A. del PAI, essendo l'area d'intervento inclusa in zona a pericolosità moderata da frana secondo quanto stabilito dal PAI.

Sostanzialmente, tutte le aree ricadenti in zona a pericolosità PAI per criticità dovute a fenomeni di instabilità per frana sono perimetrate da un punto di vista idrogeologico-forestale ai sensi del R.D. 3267/1923, coerentemente a quanto disposto dall'articolo 9 delle N.A. del P.A.I.

Da un punto di vista dell'assetto idrogeologico, nell'ambito di quelli che sono gli interventi previsti in progetto, non si individuano criticità dovute alla presenza di acquiferi freatici superficiali. Per tale ragione, le zone destinate alle inumazioni non risentiranno della presenza di falde acquifere.

Per quanto concerne lo smaltimento delle acque zenitali, il terreno del cimitero deve essere sufficientemente provveduto di scoli e, ove sia necessario, di opportuno drenaggio, purché questo non provochi una eccessiva privazione dell'umidità del terreno destinato a campo di inumazione tale da nuocere al regolare andamento del processo di mineralizzazione delle salme.

Per quanto concerne gli aspetti geotecnici dei terreni di sedime, è stato eseguito un campionamento dei terreni e contestuale invio in laboratorio per la determinazione delle caratteristiche geomeccaniche.

Il risultato delle analisi confermano la presenza di livelli sabbioso-limosi in superficie, riconducibili a depositi alluvionali del Rio Mannu.

A Tal fine, i risultati delle prove di laboratorio sono state assunti come riferimento caratteristici per la verifica geotecnica dei terreni di fondazione.

Dalla verifica dello stato deformativo del sottosuolo si evince come la resistenza di progetto dei terreni è complessivamente maggiore dell'azione di progetto.

Più specificatamente, il valore di resistenza di progetto agli stati limite ultimi, ottenuto secondo la formula di Meyerhof and Hanna è di 1.49 Kg/cm², contro un'azione di progetto di 1.00 Kg/cm² allo SLU.

Dalle verifiche fin qui eseguite, appare evidente che la tipologia di opere previste (ampliamento di una zona cimiteriale esistente) non producono significative modificazioni dell'uso del suolo, trattandosi di aree che ricadono nelle fasce di rispetto cimiteriale.

Per quanto concerne le prescrizioni operative date dalla normativa cogente è stato dimostrato come:

- 1) I terreni presenti sono da intendersi sciolti sino alla profondità di metri 3.55 m dal piano di campagna o comunque capaci di essere resi tali con facili opere di scasso (anche con benna escavatore);
- 2) I terreni analizzati sono stati rilevati asciutti e si presentano con un certo grado di porosità e di capacità di imbibizione, per favorire il processo di mineralizzazione delle salme;
- 3) La falda acquifera in tutte le verticali di indagine non è stata mai rilevata, pertanto la profondità



COMUNE DI GONNOSTRAMATZA
LAVORI DI AMPLIAMENTO DEL CIMITERO COMUNALE

- è da ritenersi compatibile col più alto livello della zona di assorbimento capillare, a distanza di metri 0,50 dal fondo della fossa per inumazione
- 4) L'area d'intervento è da intendersi libera da processi riconducibili a criticità idrogeologiche di cui al Piano di Assetto Idrogeologico e studi connessi (Art. 8 comma 2 – P.S.F.F. – P.G.R.A. – Art.8 comma 2 P.A.I.);
 - 5) I terreni presenti nell'area d'intervento sono riconducibili essenzialmente a sabbie limose in matrice argillosa le cui caratteristiche geotecniche rendono necessaria la realizzazione di strutture fondali continue tali da garantire una distribuzione ottimale dei carichi previsti in progetto.
 - 6) Complessivamente si ritiene che le aree oggetto di studio risultano idonee sotto il profilo geologico, geomorfologico e idrogeologico relativamente all'esecuzione degli interventi previsti in progetto.

Data: Giugno 2020

Il Geologo

