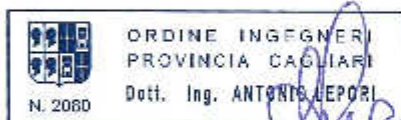




Ingegnere:

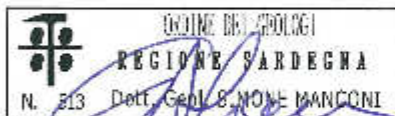


Handwritten signature of Antonio Lepori in blue ink.

Committente:



Geologo:



Handwritten signature of Simone Manconi in blue ink.

Scalar:

Data:

OTTOBRE 2014

Oggetto:

Variante al Piano Urbanistico Comunale per il cambio di destinazione urbanistica di un area, attualmente in zona E (agricola), in zona G, sita in loc. "Sa Nuscedda" e distinta nel N.C.T. al Foglio 20 mapp. 448 - COMUNE DI SAN SPERATE - PROVINCIA DI CAGLIARI.

Elaborato:

STUDIO DI COMPATIBILITA' GEOLOGICA E GEOTECCNICA

Ente Autorizzatore:

A.D.I.S. - REGIONE AUTONOMA DELLA SARDEGNA

STUDIO DI INGEGNERIA

DOTT. ING. ANTONIO LEPORI

Sede legale: CAGLIARI (CA), VIA STANTRA 10 - 09134
Sede operativa: CAGLIARI (CA) - VIA STANTRA 10 - 09134
e-mail: tecnico@aresholding.it

STUDIO DI GEOLOGIA TECNICA

DOTT. GEOL. SIMONE MANCONI

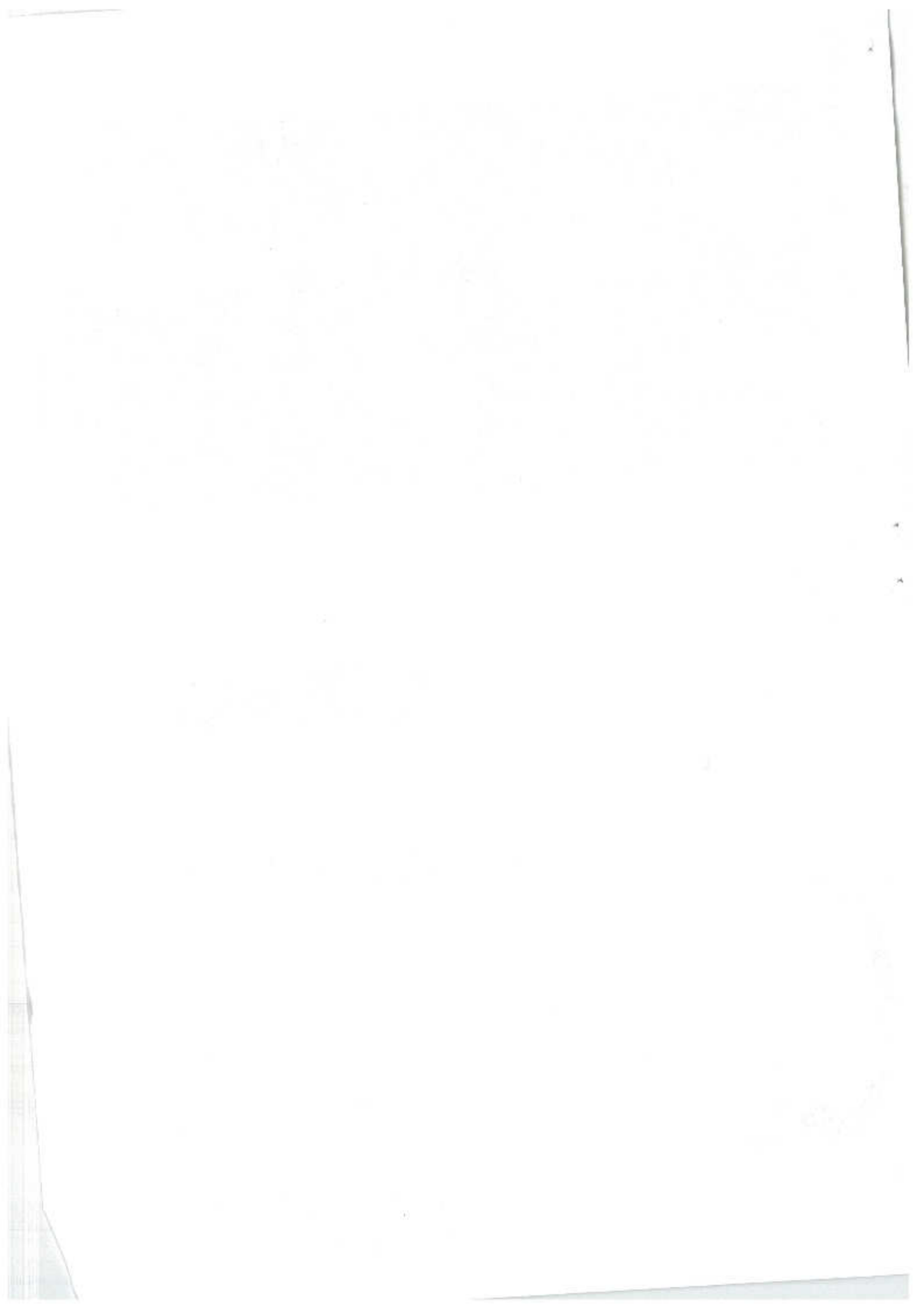
Sede legale: ASSEMBLEI (CA), VIA PAUCI 9 - 09032 TEL/FAX 3286513334
Sede operativa: CAGLIARI (CA) - VIA PONTANO 11 - 09128
e-mail: geologo@manconi@gmail.com

Aggiornamenti:

- Grid of 20 empty boxes for updates, arranged in 4 rows and 5 columns.

CGG

Elaborato di proprietà, sono vietate la riproduzione e divulgazione senza autorizzazione (art. n. 299 legge n. 633 del 22 aprile 1947)



INDICE

1.	Introduzione	3
2.	Analisi del Quadro di Riferimento normativo	4
3.	Ubicazione dell'area in esame	4
4.	Quadro di riferimento progettuale	5
5.	Quadro di riferimento programmatico	7
6.	Assetto geologico di inquadramento	9
7.	Assetto litostratigrafico locale	10
8.	Assetto geomorfologico locale	12
9.	Assetto geopedologico locale	12
10.	Schema della circolazione idrica superficiale	13
11.	Schema della circolazione idrica sotterranea	16
12.	Modello geotecnico del Sottosuolo	16
13.	Analisi geotecnica del sottosuolo	19
14.	Caratterizzazione della pericolosità sismica di base del sito oggetto d'intervento	24
15.	Verifiche della sicurezza e delle prestazioni: identificazione dei relativi Stati Limite e approcci di progetto	26
16.	Conclusioni	51

1. Introduzione

Nell'ambito del progetto inerente la variante al P.U.C. di San Sperate avente la finalità di un cambio di destinazione urbanistica di un lotto di terreno da zona agricola “E” a zona servizi “G”, è stato redatto uno studio di compatibilità geologica e geotecnica a firma dei professionisti Dott. Ing. Antonio Lepori, iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Cagliari al n. 2080, e Dott. Geol. Simone Manconi, iscritto all'Ordine dei Geologi della Sardegna al n. 513.

Tale documento è stato compilato secondo quanto disposto dall'art. 8 comma 2 delle N.A. del P.A.I. “Indirizzi per la pianificazione urbanistica e per l'uso di aree di costa”.

La norma richiamata stabilisce che: indipendentemente dall'esistenza di aree perimetrare dal PAI, in sede di adozione di nuovi strumenti urbanistici anche di livello attuativo e di varianti generali agli strumenti urbanistici vigenti i Comuni - tenuto conto delle prescrizioni contenute nei piani urbanistici provinciali e nel piano paesistico regionale relativamente a difesa del suolo, assetto idrogeologico, riduzione della pericolosità e del rischio idrogeologico - assumono e valutano le indicazioni di appositi studi di compatibilità idraulica e geologica e geotecnica, predisposti in osservanza dei successivi articoli 24 e 25, riferiti a tutto il territorio comunale o alle sole aree interessate dagli atti proposti all'adozione. Le conseguenti valutazioni comunali, poste a corredo degli atti di piano costituiscono oggetto delle verifiche di coerenza di cui all'articolo 32 commi 3, 5, della legge regionale 22.4.2002, n. 7 (legge finanziaria 2002). Il presente comma trova applicazione anche nel caso di variazioni agli strumenti urbanistici conseguenti all'approvazione di progetti ai sensi del DPR 18.4.1994, n. 383, “Regolamento recante disciplina dei procedimenti di localizzazione delle opere di interesse statale”.

Lo studio di compatibilità geologica e geotecnica, redatto secondo i criteri di cui all'allegato F delle norme di attuazione del P.A.I., avrà cura di dimostrare la coerenza con le finalità indicate nell'articolo 23, comma 6, e nell'articolo 25 delle norme di attuazione del PAI, in particolare, verrà dimostrato che l'intervento sottoposto all'approvazione è stato progettato rispettando il vincolo di non aumentare il livello di pericolosità e di rischio esistente - fatto salvo quello eventuale intrinsecamente connesso all'intervento ammissibile - e di non precludere la possibilità di eliminare o ridurre le condizioni di pericolosità e rischio.

La compatibilità geologica e geotecnica dell'intervento di variante proposto verrà verificata:

- a) in funzione dei dissesti in atto o potenziali che definiscono la pericolosità dell'area interessata in relazione alle destinazioni e alle trasformazioni d'uso del suolo collegate alla realizzazione dell'intervento stesso;
- b) in base agli effetti dell'intervento sull'ambiente, tenendo conto della dinamica evolutiva dei dissesti che interessano il contesto territoriale coinvolto in funzione delle condizioni al contorno (nel caso di comuni confinanti)

Complessivamente, l'obiettivo dello studio è stato quello di definire le condizioni geologiche e geotecniche dei terreni presenti in funzione dell'intervento di lottizzazione previsto in progetto.

L'analisi dei caratteri geologici e geotecnici nei terreni interessati dall'intervento viene desunta sia da conoscenze già disponibili in merito alla geologia della zona e riportate nella relazione, sia da indagini dirette, che sono state eseguite in corrispondenza dell'area d'intervento per ottenere elementi conoscitivi di dettaglio.

Considerata la tipologia costruttiva e il sito su cui dovrà sorgere il nuovo complesso edilizio, si sono valutati l'insieme di fattori che possono influire sul comportamento dei terreni, quali resistenza dei terreni allo stato limite ultimo, previsione dei cedimenti nel tempo, sotto-spinte idrauliche e fenomeni di liquefazione. Sulla base dei risultati ottenuti verrà inoltre eseguita una simulazione in back – analysis della stabilità delle opere fondali in ragione della successione stratigrafica rilevata.

2. Analisi del Quadro di Riferimento normativo

In riferimento a quanto previsto dall'art. 24 e 26 del D.P.R. 207/2010, l'analisi geologico-tecnica si articola nei seguenti punti:

- Ubicazione dell'area in esame
- Assetto Geologico di Inquadramento
- Assetto Litostratigrafico Locale
- Assetto Geomorfologico locale
- Assetto Geostrutturale locale
- Assetto Geopedologico locale
- Schema della circolazione idrica superficiale e sotterranea
- Modello geotecnico del sottosuolo

3. Ubicazione dell'area in esame

Il sito oggetto di intervento ricade nella frazione periferica del Comune di San Sperate, più precisamente lungo la S.P. 5 di collegamento tra i Comuni di San Sperate e Decimomannu - .

Relativamente all'ubicazione, alla caratterizzazione geologica ed idrogeologica si è fatto riferimento alla seguente cartografia:

- Foglio n. 557 "Cagliari", dell'I.G.M.I. (scala 1:50.000);
- Foglio n. 557, sez. IV "San Sperate", dell'I.G.M.I. (scala 1:25.000);
- Foglio n. 556, sez. 040 "Villasor", CTR (scala 1:10.000);
- Foglio n. 557, sez. 010 "Monastir", CTR (scala 1:10.000);
- Foglio n. 557, sez. 050 "Azienda Agricola Picciau", CTR (scala 1:10.000);
- Piano di Assetto Idrogeologico – Regione Sardegna (Approvato con Decreto Presidente Regione Sardegna n. 67 del 10.07.2006);
- Elaborati Progettuali;
- Cartografia Catastale Comune di San Sperate Scala 1:2000;

- Ortofoto Digitale Georeferenziate;
- P.U.C del Comune di San Sperate
- Cartografia P.P.R.
- Piano Regionale delle attività estrattive (PRAE).
- Piano Forestale della Sardegna (P.F.R.S.)
- Piano delle Stralcio delle Fasce Fluviali (Approvato con Delibera del Comitato Istituzionale n°1 del 05.12.2013);



Fig. 1: Rappresentazione aerofotogrammetrica del settore oggetto di intervento

4. Quadro di riferimento progettuale

Nell'ambito dello sviluppo del quadro progettuale, si evince che la superficie totale del lotto è pari a 6440,08 mq e attualmente risulta inserita nell'attuale Piano Urbanistico Comunale in zona "E" agricola. Catastalmente l'area è distinta nel Catasto Terreni al Foglio 20 mappale 448.

L'area in progetto avrà come destinazione urbanistica "G" e più specificatamente "G15" con i seguenti parametri di zona:

- Cessione aree per servizi (area parcheggi) mq 588,06;
- Viabilità mq 85,35;
- Superficie in zona G15 mq 5766,68;

nel contesto urbanistico e progettuale, si ritiene specificare come il cambio di destinazione urbanistica dell'area è finalizzato alla presentazione di un progetto per la realizzazione di una struttura tesa ad accogliere anziani non autosufficienti con esiti di patologie fisiche, psichiche, sensoriali o miste, stabilizzate, non curabili a domicilio, nonché una struttura per accogliere minori e/o adolescenti, persone con disabilità o disturbo mentale che richiedono interventi a bassa intensità sanitaria, educativa e relazionale, minori ed adulti con problematiche affettive.

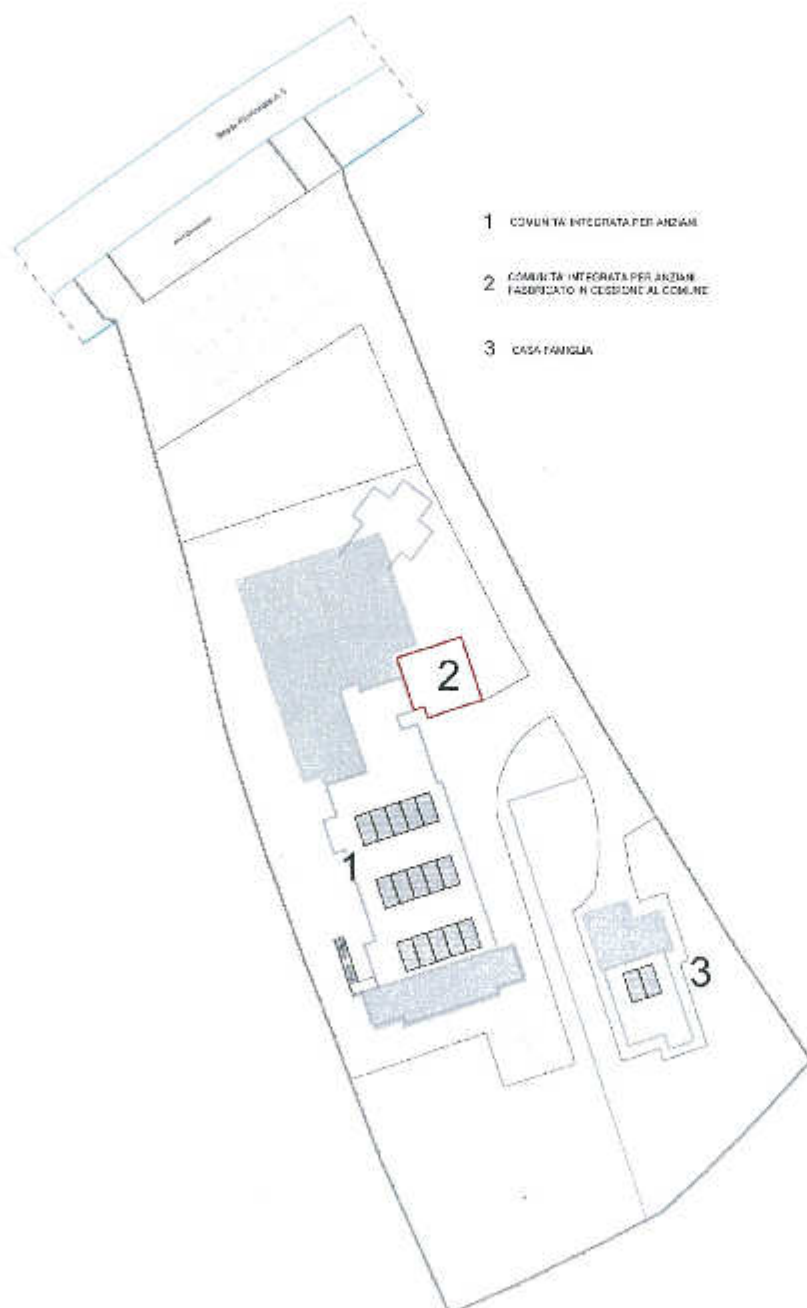


Fig. 2: Rappresentazione planimetrica degli interventi previsti in progetto

Come si evince dalla planimetria sopra riportata, la struttura sarà costituita da n. 2 nuovi corpi di fabbrica, inseriti all'interno di un contesto che prevede la viabilità interna e zone a verde per attività ludico – ricreative.

Complessivamente gli edifici avranno le seguenti destinazioni:

- CORPO 1: Comunità integrata per anziani destinata ad accogliere complessivamente n. 60 posti letto, di cui n° 6 gestiti autonomamente dall'amministrazione comunale all'interno di un locale autonomo. L'edificio avrà uno sviluppo complessivo su n. 2 piani fuori terra e altezza max pari a ml 6.30 dal p.d.c.
- CORPO 3: Casa Famiglia, come punto di riferimento per la ricostruzione di rapporti affettivi parentali di carenza o disgregazione del nucleo familiare naturale. Si svilupperà su n. 2 piani fuori terra con altezza max pari a ml 6.30.

5. Quadro di riferimento programmatico

Nell'ambito del quadro di riferimento programmatico, l'area in esame attualmente rientra in zona urbanistica “E” agricola.

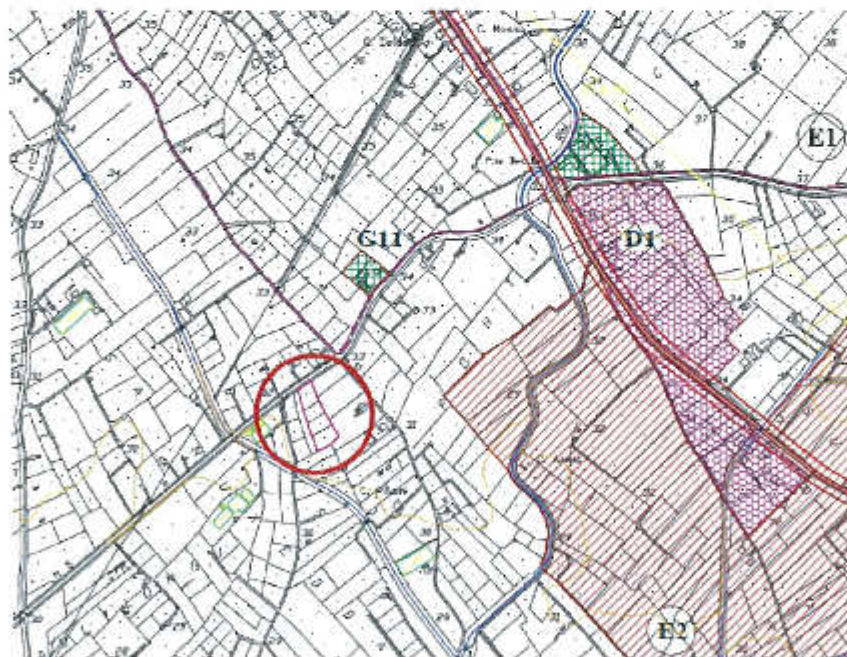


Fig. 3: Inquadramento Urbanistico dell'area d'intervento

Per quanto concerne l'aspetto vincolistico, l'area in esame attualmente non risulta inserita in alcuna area definita dal P.A.I., sia per quanto concerne la pericolosità idraulica, sia per quanto riguarda la pericolosità geologica e geomorfologica. A riguardo, si rileva che l'area d'intervento risulta distante circa 1,3 Km dalle aree perimetrate dal P.A.I. (Aree a pericolosità idraulica del Rio Flumineddu).



Fig. 4: Rappresentazione planimetrica delle aree a pericolosità idraulica del Rio Flumineddu – P.A.I.

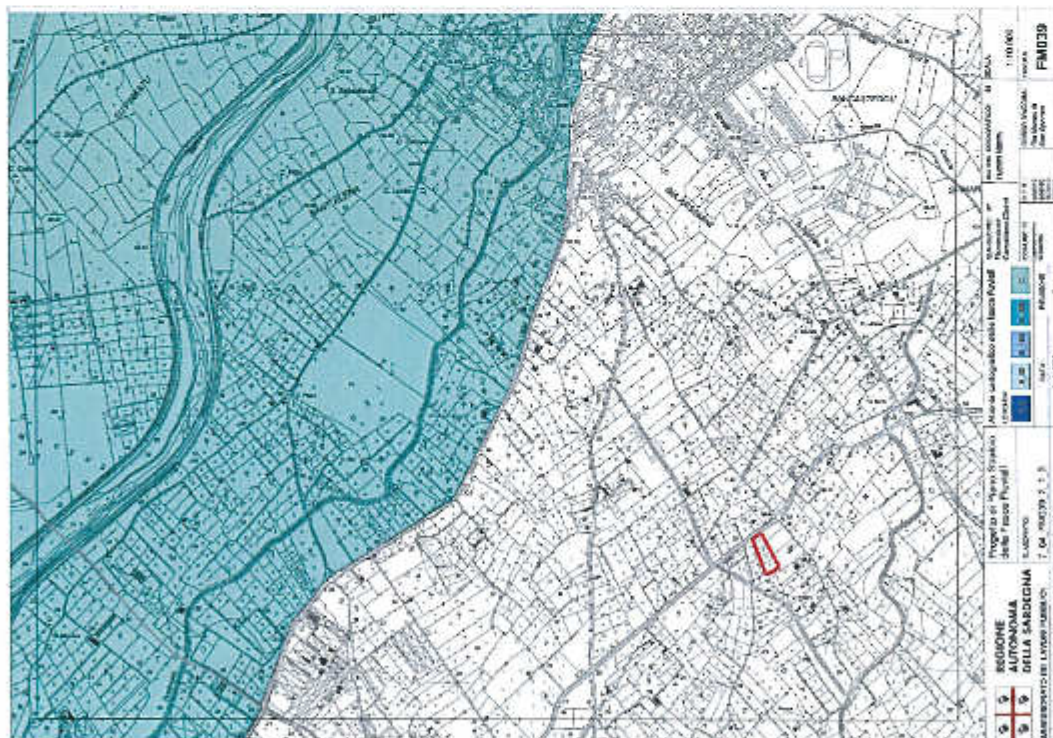


Fig. 5: Rappresentazione planimetrica delle aree a pericolosità idraulica del Rio Flumineddu – P.S.F.F.

Inoltre, appare molto importante far rilevare che l'area d'intervento risulta esterna perfino alla perimetrazione delle aree a pericolosità idraulica definite dal piano Stralcio delle Fasce Fluviali, approvato con Delibera del Comitato istituzionale n. 1 del 05.12.2013.

Tuttavia è comunque da segnalare la presenza di un compluvio, distante circa 70 metri dall'area d'intervento, corrispondente ad un canale di dreno del Consorzio di Bonifica della Sardegna Meridionale, avente la funzione di convogliare le acque zenitali di tutto il bacino, che verrà analizzato nel dettaglio nell'elaborato "Studio di Compatibilità idraulica" a cui si rimanda.



Fig. 6: Rappresentazione planimetrica canale del C.B.S.M.

6. Assetto geologico di inquadramento

L'attuale conformazione geologica e geomorfologica del settore d'indagine si allaccia in maniera evidente con l'evoluzione idrogeologica dei corsi d'acqua della zona, rappresentati dal Rio Mannu di San Sperate e dal Rio Flumineddu. L'area d'intervento come del resto tutto il territorio comunale, si imposta sulla piana alluvionale del Rio Mannu – Rio Flumineddu, aventi andamento NE-SW e direzione di deflusso SW verso lo Stagno di Santa Gilla la cui origine è correlabile con le fasi glaciali ed interglaciali che hanno caratterizzato il Quaternario.

Nel complesso, l'intero settore può essere inquadrato come una zona depressa su cui si sono accumulati i terreni di riempimento quaternari, ascrivibili con precisione al Pleistocene – Olocene.

7. Assetto litostratigrafico locale

Per la caratterizzazione dell'assetto litostratigrafico locale è stati eseguiti complessivamente n° 3 pozzetti geognostici con l'ausilio di una tema – escavatore.

I pozzetti hanno raggiunto una profondità massima di 2,10 m dal p.d.c, nei quali è stata rilevata una sequenza stratigrafica comune rappresentata dalla seguente stratigrafia:

- Depositi pedogenizzati comprendenti suoli più o meno evoluti (0,00 m – 0,90 m) (Quaternario Olocene);
- Depositi continentali di facies alluvionale, costituiti da ciottoli centimetrici appiattiti in matrice limo-sabbiosa - argillosa di colore rossastro (0,90 m – 2,10 m) (Quaternario Olocene);
- Depositi continentali di facies alluvionale, costituiti da alternanze conglomeratiche in matrice limo-argillosa di colore rossastro talora ferrettizzate (> 2,10 m) (Quaternario Olocene);

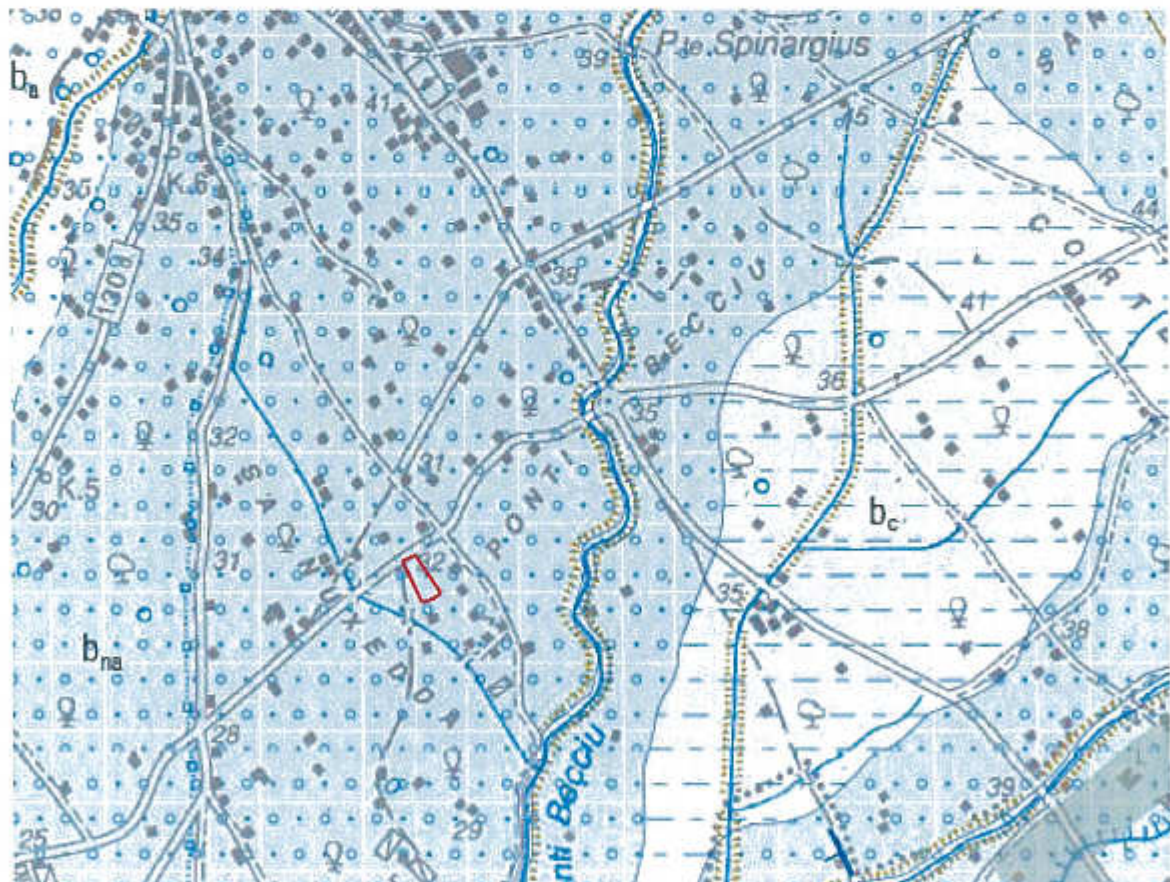


Fig. 7: Estratto Carta Geologica dell'area d'intervento – Fonte I.S.P.R.A- Progetto CARG – Scala 1:25000



Fig. 8: rappresentazione fotografica del Pozzetto P1 (-2.10 m) rappresentativo dell'area d'intervento

SCHEMA STRATIGRAFICO

QUATERNARIO (Attuale)	Depositi pedogenizzati frammistati a depositi alluvionali recenti ed attuali, costituiti da materiale limoso – sabbioso con interclusi ciottoli centimetrici.
QUATERNARIO (Olocene)	Depositi alluvionali recenti ed attuali costituiti da sequenze sabbioso – argillose con interclusi ghiaie e ciottoli centimetrici in matrice limoso – argillosa.
QUATERNARIO (Pleistocene inf-med.)	Depositi alluvionali antichi costituiti da sequenze deposizionali conglomeratiche da mediamente a molto cementate in matrice sabbioso-argillosa talora ferritizzata, disposte su terrazzi e conoidi alluvionali.

8. Assetto geomorfologico locale

Da un punto di vista geomorfologico, la zona d'intervento si colloca nel settore denominato Is Ponti Becciu, caratterizzato da un andamento morfologico planare, pendenze comprese tra il 2% e il 5%, quota media di 32,00 m.s.l.m e dislivelli maggiori nei settori sud-occidentali, corrispondenti all'alveo del Rio Flumineddu – Rio Mannu di San Sperate.

L'insieme delle litologie rilevate, mostrano nel complesso specifiche geomorfologiche simili e in ogni caso interconnesse con gli aspetti idrogeologici dell'area.

Il settore oggetto di intervento come del resto tutta l'area urbana comunale, risultano modellati dai corsi d'acqua della zona, i cui apporti solidi rappresentano di fatto la coltre sedimentaria principale rilevata in tutto l'abitato di San Sperate.

Le morfologie principali che si evincono nell'area d'intervento sono caratterizzate da orli di terrazzi fluviali del I° - II° ordine in corrispondenza dei corsi d'acqua del Rio Flumineddu e del Rio Mannu di San Sperate.

9. Assetto geopedologico locale

Per la determinazione delle caratteristiche geopedologiche dei terreni interessati nel sito oggetto di intervento, è stato eseguito un rilevamento specialistico di tipo geopedologico.

L'area rilevata si presenta urbanizzata con un livello pedogenizzato comunque rilevante tenuta presente la localizzazione geomorfologica del settore d'intervento.

Gli spessori maggiori dei suoli si rilevano nelle zone più depresse dove l'accumulo sedimentario, susseguitosi nel tempo ha reso possibile l'instaurarsi di fenomeni pedogenetici.

L'area oggetto di intervento è caratterizzata da uno spessore esiguo di tali depositi, con spessore

variabile tra 0,70 m : 1,20 m.

L'analisi geopedologica ha appurato che i suoli presenti nel sito oggetto di intervento si impostano essenzialmente su depositi alluvionali del Pleistocene e dell'Olocene, caratterizzati da aree da sub-pianeggianti a pianeggianti, con prevalente utilizzazione agricola.

I livelli pedogenizzati ascrivibili sono caratterizzati da profili di tipo A-Bt-C, A-Btg-Cg e subordinatamente A-C, profondi, da franco sabbiosi a franco sabbioso-argillosi in superficie, da franco sabbioso-argillosi ad argillosi in profondità, da permeabili a poco permeabili, da sub-acidi ad acidi, da saturi a desaturati.

Si rilevano altresì livelli pedogenizzati caratterizzati da profili A-C, e subordinatamente A-Bw-C e subordinatamente A-C, profondi, da sabbioso franchi a franco argillosi, da permeabili a poco permeabili, neutri e saturi. Nel complesso, per le due varietà di suoli rilevati, si evince eccesso di scheletro e drenaggio superficiale molto lento.

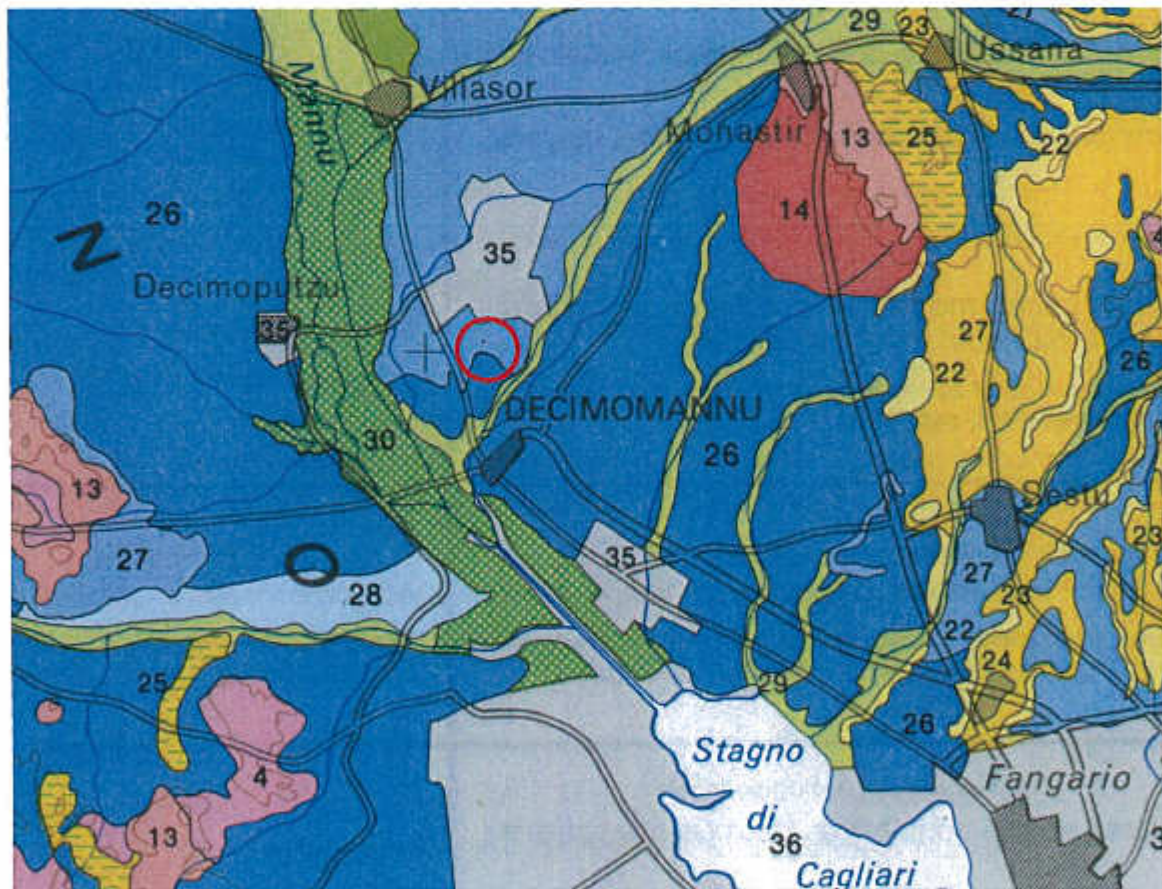


Fig. 9: Estratto Carta Geopedologica dell'area d'intervento – Fonte Carta dei Suoli della Sardegna – Scala 1:250000

10. Schema della circolazione idrica superficiale

L'analisi idrogeologica del sito oggetto di studio, ha messo in evidenza che nell'area rilevata

sussiste allo stato attuale un'idrografia superficiale, rappresentata dal reticolo idrografico dei corsi d'acqua del Rio Mannu e del Rio Flumineddu, aventi direzione di deflusso S-SW.

Nel complesso, il sito rilevato è parte integrante del bacino idrografico del Rio Flumini Mannu e nello specifico del Rio Mannu di S. Sperate a Decimomannu.

Le caratteristiche idrogeologiche di tale bacino, sono da correlare essenzialmente con le condizioni litologiche, morfologiche e tettoniche dei litotipi rilevati.

Pertanto lo studio dell'idrologia superficiale, è volto alla determinazione della superficie di pertinenza del bacino suddetto, della lunghezza complessiva delle aste fluviali e del coefficiente di deflusso medio relativo ai litotipi rilevati.

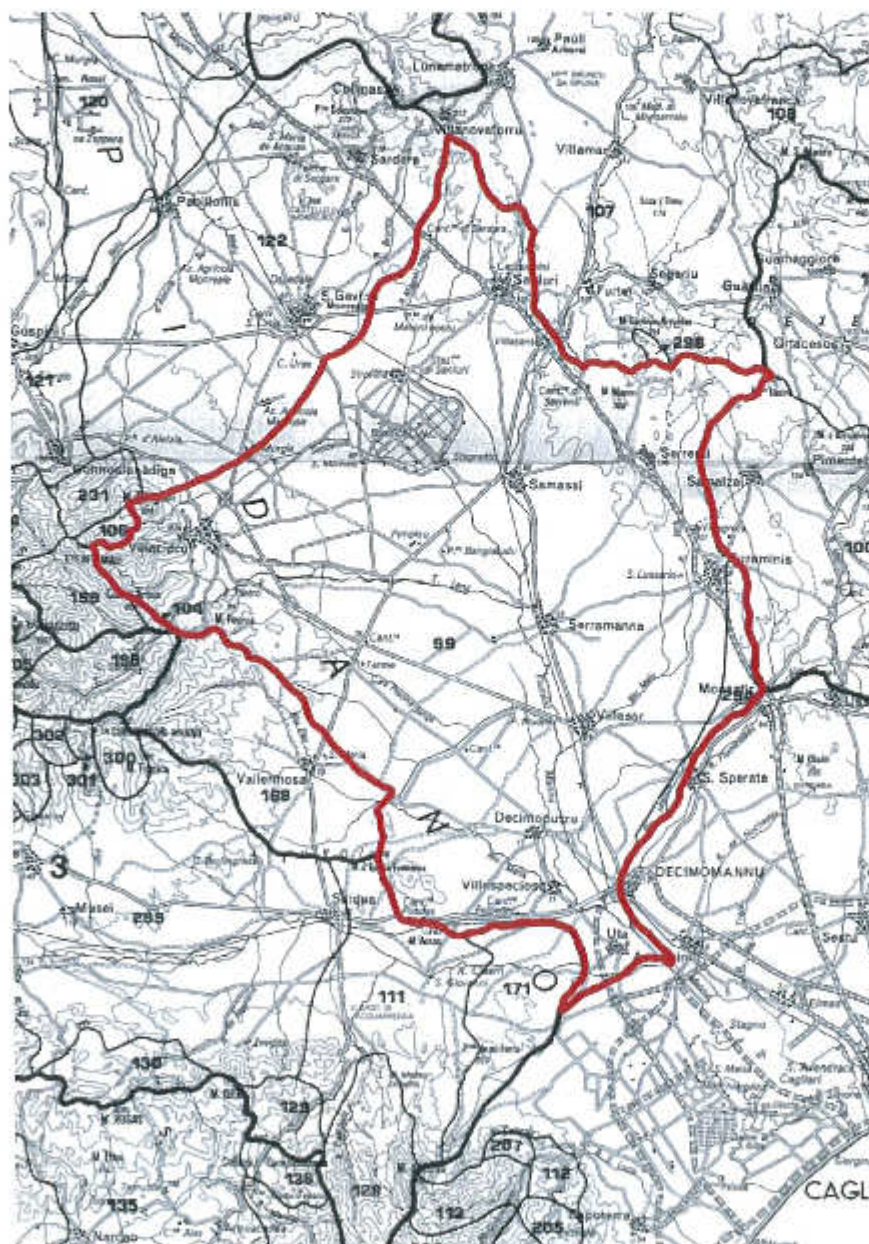


Fig. 10: Delimitazione Bacino idrografico del Rio Flumini Mannu a Santa Gilla

Nel complesso, la superficie complessiva del bacino risulta pari a 17,69 kmq. In questo contesto, lo studio idrogeologico, è volto alla determinazione dei coefficienti di permeabilità relativi ai litotipi affioranti (Porosità e fessurazione). Nell'area dei bacini suddetti, le linee di dispiuvio si sviluppano lungo la sommità dei principali rilievi: relativamente al settore rilevato, possiamo distinguere i seguenti spartiacque: M. Zara (226,00 m), M. Crabas (215,67 m), B. cu Su Cuccumenu (191,46 m), M. Oladri (234,60 m), Cucc. ru Mussu Lilippu (174,16 m), M. Agutzu (190,67 m).

L'analisi morfometrica, ha inoltre permesso di individuare e classificare i corsi d'acqua più rilevanti, tra cui si può citare certamente il Rio Flumineddu, localizzato a NW del sito, che rappresenta di fatto il corso d'acqua principale dell'area urbana e il Rio Mannu, localizzato più a N, sicuramente più importante del precedente e avente direzione di deflusso superficiale piano-parallela al corso d'acqua sopraccitato. Il complesso della rete idrografica superficiale è stato ragguagliato con i dati idrografici del R.A.S. in cui si evincono riscontri sostanziali con il settore oggetto di intervento.

In corrispondenza dell'abitato di Decimomannu, è presente una stazione pluviometrica ad una quota di circa 15,00 m.s.l.m. con un'altezza da suolo di 4,00 m e dati rilevati dal 1922 fino al 1988. Da tali tabelle si deduce che i valori delle precipitazioni più importanti rientrano nei mesi di novembre e dicembre con altezze di precipitazione rispettivamente di 68,10 mm e 69,80 mm.

Per contro, durante la stagione secca, da giugno ad agosto, i corsi d'acqua appaiono con un modesto deflusso superficiale.

Nell'ambito della classificazione idrogeologica dei litotipi affioranti nell'area d'intervento, è stato distinto il grado ed il tipo di permeabilità: nello specifico, si evincono due complessi idrogeologici, caratterizzato dalle seguenti specifiche:

ETA' GEOLOGICA		GRADO DI PERMEABILITA'				LITOLOGIA E IDROGEOLOGIA
		AP	MP	SP	IM	
QUATERNARIO	Olocene	□				<p>COMPLESSO DELLE ALLUVIONI OLOCENICHE</p> <p>Alluvioni recenti ed attuali. Permeabilità variabile, alta negli orizzonti più grossolani e dilavati, bassa nei livelli argillosi.</p>
QUATERNARIO	Pleistocene	□				<p>COMPLESSO DELLE ALLUVIONI PLEISTOCENICHE</p> <p>Alluvioni antiche. Permeabilità variabile, alta negli orizzonti più grossolani e dilavati, bassa nei conglomeratici cementati.</p>

Grado di permeabilità relativa	Coefficienti di permeabilità (m/s)
Alto	$K > 10^{-2}$
Medio	$10^{-2} > K > 10^{-4}$
Scarso	$10^{-4} > K > 10^{-9}$
Impermeabile	$10^{-9} > K$

Al “Complesso delle alluvioni Oloceniche” vi appartengono i depositi alluvionali recenti e attuali, caratterizzati da permeabilità medio-alta e comunque variabile: maggiore nei livelli ghiaioso-sabbiosi, minore nei livelli argillosi e conglomeratici cementati.

Al “Complesso delle alluvioni Pleistoceniche” vi appartengono i depositi alluvionali antichi, caratterizzati da un coefficiente di permeabilità medio: la presenza di livelli conglomeratici cementati in matrice argillosa, alternati a livelli sabbioso argillosi sovra-consolidati ne contraddistinguono caratteri di scarsa trasmissività idraulica. Dalle indagini eseguite fino ad ora, risulta evidente che dal punto di vista geologico ed idrogeologico il sito rilevato si presenta privo di fenomeni di instabilità in atto.

11. Schema della circolazione idrica sotterranea

L’alternanza di livelli geolitologici differenti, oltre che la presenza di un sistema di discontinuità rappresenta una caratteristica fondamentale per la circolazione delle acque sotterranee. Risulta evidente che tra strati a diversa permeabilità sia presente una marcata percolazione.

Date le caratteristiche idrogeologiche del sito, al fine della determinazione delle specifiche geotecniche dei litotipi, si è indagato il sottosuolo al fine dell’intercettazione della falda acquifera superficiale e profonda.

Come si evince dalla documentazione fotografica, non è stata intercettata alcuna falda freatica superficiale fino alla profondità di scavo eseguita (-2.10 m dal p.d.c.).

E’ da rilevare comunque che la falda freatica esiste, a seguito di misura diretta in un pozzo, nel quale il livello piezometrico risulta attestarsi ad una quota di ~ 4,00 m dal p.d.c.

A riguardo è necessario sottolineare che la misurazione è stata eseguita nel mese di settembre 2013, pertanto è prevedibile un aumento del livello piezometrico durante le stagioni piovose, con una variabilità di ~ 1,00 m rispetto alla quota attuale.

12. Modello geotecnico del Sottosuolo

Nell’ambito descrittivo del modello geotecnico del sottosuolo, è stata riprodotta la successione litostratigrafica dei terreni rilevati e l’analisi geotecnica degli stessi mediante l’esecuzione di prove geotecniche di laboratorio.

Nello specifico, è stato prelevato un campione di terreno a fondo foro (profondità di - 2,10 m dal p.d.c.) per la determinazione dell’angolo di attrito del terreno, del contenuto d’acqua, del peso

specifico e della coesione.

Complessivamente, la successione litotecnica rinvenuta nell'area di indagine, presenta termini granulari di facies continentale, più specificatamente:

- Livello pedogenizzato, di colore bruno scuro, sabbioso-argilloso, con interclusi clasti ciottolosi, poligenici ed eterometrici (Spessore 0,90 m);
- Livello sabbioso – ghiaioso con interclusi, ciottoli alluvionali poligenici ed eterometrici, in matrice limosa - argillosa (Spessore 1,20 m);
- Livello conglomeratico da mediamente a molto cementato, costituito da ciottoli alluvionali arrotondati, poligenici ed eterometrici, in matrice sabbioso-argillosa rossastra (Spessore > 2,10 m);

Le indagini geotecniche eseguite in sito si sono rese necessarie per definire l'interazione delle opere in progetto con il contesto geologico ed in particolare:

- Definire il profilo geotecnico dei terreni interessati dalle opere.
- Determinare, con analisi in sito ed in laboratorio, i parametri geotecnici necessari a definire l'interazione opera-terreno.

Determinazione della capacità portante del sottosuolo e determinazione dei cedimenti

- Angolo d'attrito
- Coesione
- Contenuto d'acqua
- Peso specifico
- Modulo edometrico
- Classificazione del terreno
- Resistenza del Terreno
- Comportamento D'insieme Della Sequenza geologica

I dati raccolti durante la campagna di indagini ed i risultati delle elaborazioni sono illustrati nel presente documento e nei relativi allegati. Le indagini comprendenti i rilievi geotecnici e le prove di laboratorio, sono stati effettuati nel mese di Settembre 2013.

Nel settore oggetto di intervento, sono stati realizzati complessivamente:

- N° 3 Pozzetti geognostici eseguiti con escavatore cingolato fino ad una profondità di ~ 2,10 m dal piano di campagna;
- Estrazione meccanica di campione eseguita con escavatore cingolato;
- Classificazione del campione;
- Prelievo del campione ed invio in laboratorio geotecnico autorizzato per la

caratterizzazione geomeccanica;

- Rilievo livello piezometrico falda acquifera superficiale.

Durante le indagini eseguite in sito, è stato prelevato un campione granulare, rappresentativo dell'area oggetto di indagine e denominato C1P1, prelevato a fondo scavo ad una profondità di m 2.10.

Stabilito che il campione suddetto risulta correlabile sia da un punto di vista stratigrafico sia da un punto di vista granulometrico ad altri campioni analizzati in aree limitrofe, sono stati utilizzati in via preliminare i dati ottenuti dalle analisi di laboratorio su campioni prelevati in aree circostanti. Nello specifico sono stati utilizzati i seguenti parametri geotecnici:

- determinazione dell'umidità (ψ);
- determinazione del peso specifico (γ);
- determinazione dell'angolo di attrito (φ);
- determinazione della coesione (c)

I principali parametri ottenuti con le prove di laboratorio sono riportati nella seguente tabella riepilogativa :

<i>Pozzetto</i>	<i>Campione</i>	<i>Profondità (m)</i>	<i>Tipo litologico</i>	<i>c (Kg/cm²)</i>	<i>φ (°)</i>
P1	C1	2,10	Deposito sabbioso frammisto a clasti ciottolosi poligenici ed eterometrici di dimensioni centimetriche in matrice limoso - argillosa.	0,0031	33,25

<i>Prelievo</i>	<i>Campione</i>	<i>Profondità (m)</i>	<i>Tipo litologico</i>	<i>ψ (%)</i>	<i>γ (g/cm³)</i>
P1	C1	2,10	Deposito sabbioso frammisto a clasti ciottolosi poligenici ed eterometrici di dimensioni centimetriche in matrice limoso - argillosa.	27,6	1,716

Sulla base dei dati geotecnici desunti dalle prove di laboratorio, si evince che il campione prelevato dal sondaggio P1, palesa specifiche tipiche dei materiali ghiaioso-sabbiosi, caratterizzati da valori di portanza da buoni a eccellenti.

13. Analisi geotecnica del sottosuolo

L'esame dei dati rilevati nel corso dell'indagine ha consentito di specificare nell'ambito dell'area di intervento il modello geologico tecnico del sottosuolo: in virtù delle scelte progettuali, è stata riprodotta la litostratigrafia dell'area in funzione delle indagini dirette ed indirette svolte.

Nel complesso, la sequenza geologica presente nel sito è la seguente (dalla superficie):

- *Sequenza deposizionale pedogenizzata di spessore metrico, costituita da sabbie ghiaiose prevalenti in matrice limoso – argillosa con interclusi ciottoli eterometrici prevalentemente quarzosi, delle sequenze alluvionali pleistoceniche - oloceniche. (0,00 + 0,90 metri dal piano di campagna):*
Peso di Volume naturale γ : 1690 Kg/m³
Angolo di Attrito Φ : 28.00°
Coesione C : 0,10 Kg/cm²
Modulo di compressibilità Elastica E_y : 150 Kg/cm²
Modulo di compressibilità Edometrica E_d : 120 Kg/cm²

- *Sequenza deposizionale alluvionale di spessore pluri-metrico costituita da ghiaie sabbiose prevalenti in matrice argillosa con interclusi ciottoli quarzosi eterometrici delle sequenze alluvionali pleistoceniche – oloceniche disposte in terrazzi e conoidi alluvionali. (0,90 + 2,10 metri dal piano di campagna):*
Peso di Volume naturale γ : 1716 Kg/m³
Angolo di Attrito Φ : 33.25°
Coesione C : 0.0031 Kg/cm²
Modulo di compressibilità Elastica E_y : 280 Kg/cm²
Modulo di compressibilità Edometrica E_d : 220 Kg/cm²

- *Sequenza conglomeratica di spessore metrico costituita da ghiaie sabbiose in matrice sabbiosa - argillosa talora ferritizzata con interclusi ciottoli quarzosi eterometrici delle sequenze alluvionali pleistoceniche – oloceniche disposte in terrazzi e conoidi alluvionali. (> 2,10 metri dal piano di campagna):*
Peso di Volume naturale γ : 1786 Kg/m³
Angolo di Attrito Φ : 36.00°
Coesione C : 0.0031 Kg/cm²
Modulo di compressibilità Elastica E_y : 400 Kg/cm²
Modulo di compressibilità Edometrica E_d : 390 Kg/cm²

Relativamente alle tipologie d'opere da realizzarsi, verranno ora prese in esame le azioni di progetto alla base delle strutture di fondazione, così come fornite dal progettista:

$$\text{Ed (azione di progetto)} = 12.000 \text{ Kg (mq)} = 1.20 \text{ Kg cmq}$$

Di seguito, si procederà alla verifica della resistenza di progetto (R_d) dei terreni allo stato limite ultimo (SLU) ed allo stato limite di esercizio (SLE) secondo il metodo del secondo approccio combinazione UNICA (A1+M1+R3) (STR+GEO) delle N.T.C. 2008.

Dalle risultanze delle verifiche fatte, si procederà alla scelta della tipologia di fondazione più idonea per garantire una distribuzione uniforme dei carichi sul terreno agli stati limite.

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.

La verifica della sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) di resistenza si ottiene tramite l'equazione

$$Ed \leq Rd$$

Ed= valore di progetto dell'effetto delle azioni;

Rd= resistenza di progetto.

Nelle verifiche (**SLU**) nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali:

APPROCCIO 1 (DA1)

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

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

APPROCCIO 2 (DA2)

Combinazione 1 o Unica (A1+M1+R3) (STR + 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

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

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

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

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

γ_{Qi} = coefficiente parziale delle azioni variabili.

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)

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

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) [con R2 = 1.1] 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.

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.I - coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_1$	γ_φ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{ub}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

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

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, seguendo almeno uno dei due approcci:

APPROCCIO 1 (DA1)

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

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

APPROCCIO 2 (DA2)

Combinazione 1 o Unica (A1+M1+R3) (STR + GEO)

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

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

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

Sulla base delle indicazioni risultanti dalla relazione di calcolo, tutte le verifiche verranno eseguite utilizzando il metodo del primo approccio nelle combinazioni di calcolo riferite rispettivamente alle verifiche strutturali (STR) ed alle verifiche geotecniche (GEO) , vale a dire:

APPROCCIO 1 (DA1)

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

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

Facendo riferimento alle schede di progetto allegate, si sono considerate le seguenti combinazioni di carico:

- **Stato limite ultimo: SLU – STR A1**

$$F_d = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{1k} + \gamma_q \cdot \psi(Q_{2k} + Q_{3k})$$

dove:

$\gamma_g = 1.3$ (1.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

$\gamma_q = 1.5$ (0.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

$\psi = 0.6$ (vento)

G_k = valore caratteristico azioni permanenti (peso palo ed installazioni)

Q_{1k} = valore caratteristico azioni di base (vento senza ghiaccio)

Q_{2k} = valore caratteristico azioni di base (vento sul ghiaccio)

Q_{3k} = valore caratteristico azioni di base (peso ghiaccio)

Stato limite ultimo: SLU – GEO A2

dove:

$\gamma_g = 1.0$ (1.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

$\gamma_q = 1.3$ (0.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

Stato limite ultimo: SLU – EQU

dove:

$\gamma_g = 1.1$ (0.9 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

$\gamma_q = 1.5$ (0.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

SLE – Stato limite di esercizio: SLE

14. Caratterizzazione della pericolosità sismica di base del sito oggetto d'intervento

La pericolosità sismica di base costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La determinazione è stata eseguita secondo l'approccio semplificato previsto dal § 3.2.2 delle NTC.

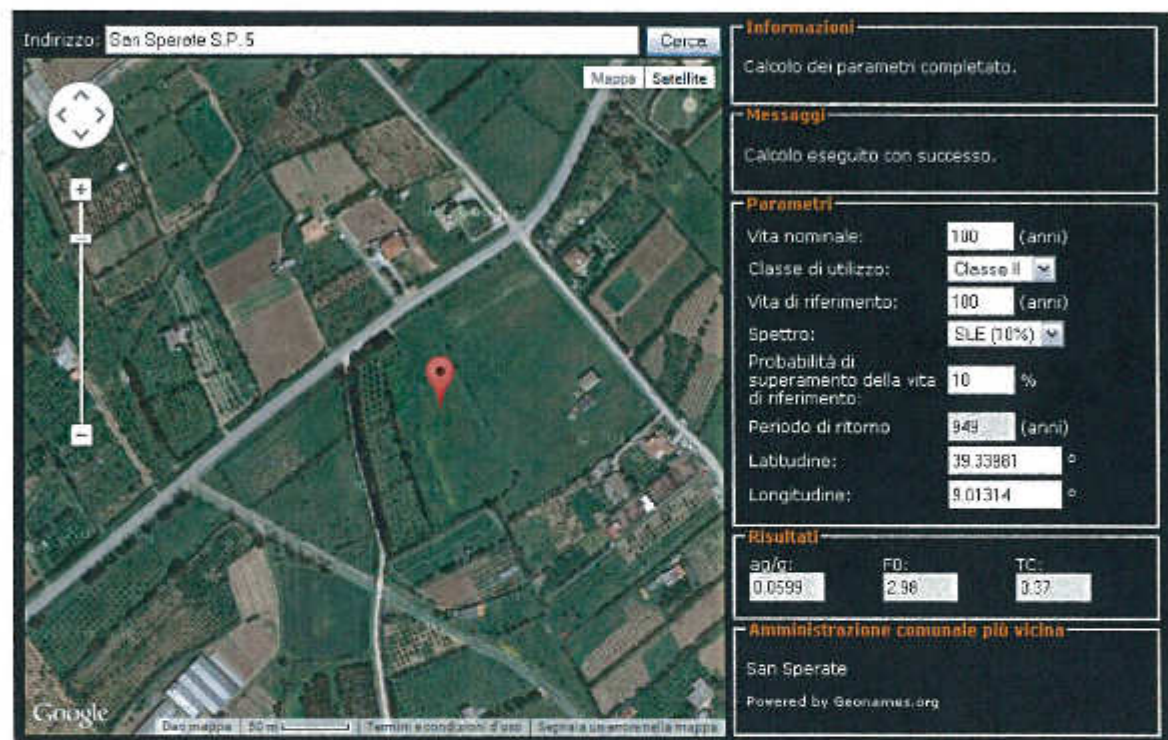


Fig. 11: Inquadramento Sismico SLE area d'intervento

- Vita nominale, $V_n =$ **100 anni**
- Vita di riferimento, $V_R =$ **100 anni**
- Spettro Sismico: **SLE**
- Tempo di ritorno SLE, $T_r =$ **949 anni**
- Accelerazione orizzontale massima attesa sul bedrock, $a_{g/g} =$ **0.0599**
- Fattore di amplificazione spettrale massima $FO =$ **2.98**
- Periodo corrispondente all'inizio del tratto a V_{cst} . $TC =$ **0,37**

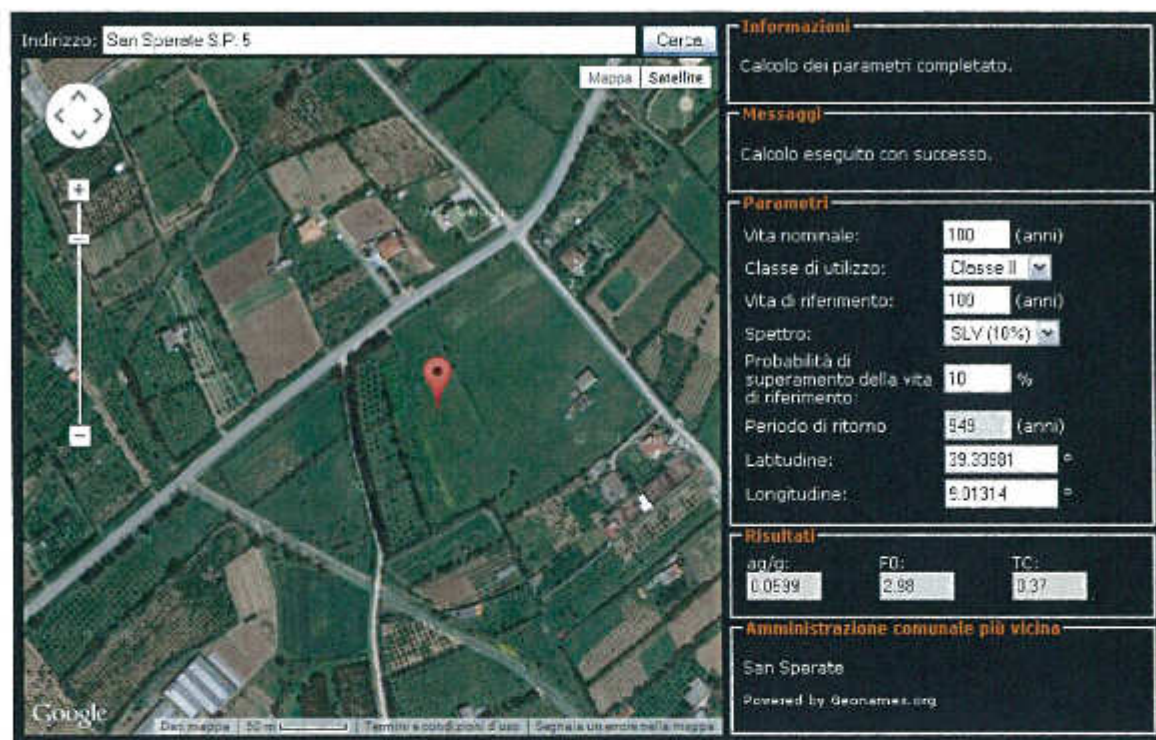


Fig. 12: Inquadramento Sismico SLE area d'intervento

- Vita nominale, $V_n = 100$ anni
- Vita di riferimento, $V_R = 100$ anni
- Spettro Sismico: **SLU**
- Tempo di ritorno SLE, $T_r = 949$ anni
- Accelerazione orizzontale massima attesa sul bedrock, $a_{g/g} = 0.0599$
- Fattore di amplificazione spettrale massima $FO = 2.98$
- Periodo corrispondente all'inizio del tratto a V_{cost} $TC = 0,37$

- **Classificazione della categoria di sottosuolo secondo quanto previsto nella tabella 3.2.II delle NTC:** il sottosuolo, a partire dal livello del piano di posa delle fondazioni, può essere assimilato a **categoria 'C'**: "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu_{30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)".
- **Classificazione delle condizioni topografiche secondo quanto previsto nelle tabelle 3.2.IV e 3.2.VI delle NTC:** la superficie topografica può essere classificata come appartenente alla categoria T1, in quanto il sito è ubicato in un altipiano granitico.
- **Coordinate geografiche della località in esame:**

Latitudine°: 39.3381

Longitudine°: 9.01314

- **Vita nominale della struttura:** $V_n = 50$ Anni
- **Classe d'uso della struttura, C_U :** II (*"costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali"*)

	CATEGORIE DI SOTTOSUOLO	
	A	B - C - D - E
	β_s	β_s
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.20

Tabella coefficiente moltiplicativo β_s in funzione dell'accelerazione sismica rilevata e categoria di suolo

Per l'analisi dello SLE, i coefficienti sismici orizzontali K_h e verticali K_v si ottengono dalle seguenti formule:

$$K_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad K_h = 0,20 \cdot 0,0599 = 0,01198$$

$$K_v = \pm 0,5_s \cdot K_h \quad K_v = 0,50 \cdot 0,01198 = 0,00599$$

Per l'analisi dello SLU, i coefficienti sismici orizzontali K_h e verticali K_v si ottengono dalle seguenti formule:

$$K_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad K_h = 0,20 \cdot 0,0599 = 0,01198$$

$$K_v = \pm 0,5_s \cdot K_h \quad K_v = 0,50 \cdot 0,01198 = 0,00599$$

15. Verifiche della sicurezza e delle prestazioni: identificazione dei relativi Stati Limite e approcci di progetto

In considerazione dei carichi generati dalla struttura prevista in progetto, è stata riprodotta una simulazione delle sollecitazioni sul terreno con determinazione della resistenza del terreno secondo quanto disposto dal D.M. 14/01/2008 in ragione della tipologia di fondazione scelta.

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

Norme tecniche per le Costruzioni 2008

Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008.

Eurocodice 7

Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8

Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

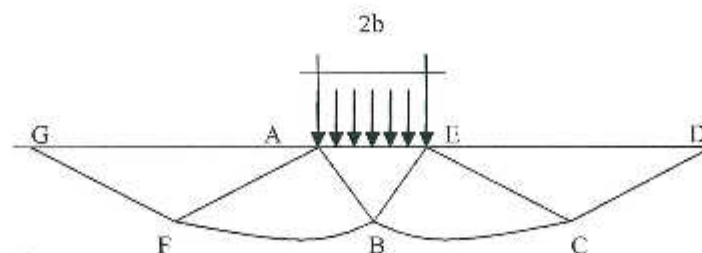
Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il 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:

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

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 $\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi$
- 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 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.

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.

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

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 $h < 2b$; 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:

$$q = A \times \gamma + B \times c$$

che è sicuramente è 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:

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

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 semilarghezza 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:

$$t_{g\phi rd} = 2/3 \times t_{g\phi} \text{ e } c_{rd} = 2/3 \times c$$

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

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

dove:

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

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

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

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_p \gamma}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

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

Carico inclinato $q_{ult} = c \times N_c \times i_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times i_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma$

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

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

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

fattore di forma: $s_c = 1 + 0.2 k_p \frac{B}{L}$ per $\varphi > 10$

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

fattore di profondità: $d_c = 1 + 0.2 \sqrt{k_p} \frac{D}{B}$

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

$$d_q = d_\gamma = 1$$
 per $\varphi = 0$

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

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

$$i_\gamma = 0$$
 per $\varphi = 0$

dove ;

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

θ = Inclinazione della risultante sulla verticale.

Formula di Hansen (1970)

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

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B, quindi sia per fondazioni superficiali che

profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori di $D/B < 1$

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

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

Per valori $D/B > 1$:

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

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

Nel caso $\varphi = 0$

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 $\varphi=0$.

Fattore di forma:

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

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

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

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

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

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)k$$

$$d_\gamma = 1 \quad \text{per qualsiasi } \varphi$$

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} > 1$$

Fattori di inclinazione del carico

$$i_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$$

$$i_e = i_g - \frac{1 - i_g}{N_q - 1}$$

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

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

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

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

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

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

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

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)

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

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

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

$$b_\gamma = \exp(-2.7\eta \tan \varphi)$$

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:

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

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:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

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.

$$i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - H/A' c_u} \right)$$

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

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

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

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

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

Fattori di forma

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

$$s_q = 1 + \text{sen} \phi' \text{ per forma quadrata o circolare}$$

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

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

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

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L'

$$i_q = i_c - 1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = [1 - 0,7H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^2$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^2$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

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).

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:

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

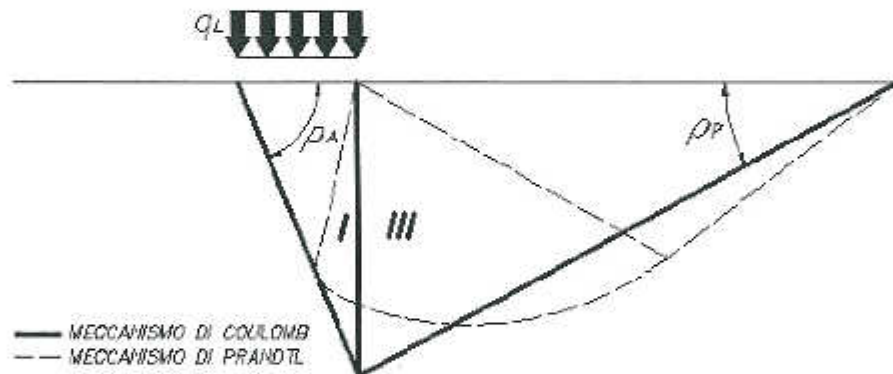
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

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

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

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

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 f del terreno e dell'angolo di attrito d terreno – parete ideale:

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

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

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^3}$$

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

E' comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo $\phi=0.5\delta$, conduce a valore dei coefficienti di carico limite molto prossimi a quelli basati su un analisi alla Prandtl. Richards et. Al. hanno quindi esteso l'applicazione del meccanismo di Coulomb al caso sismico, portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. Tali forze di massa, dovute ad accelerazioni $k_h g$ e $k_v g$, agenti rispettivamente in direzione orizzontale e verticale, sono a loro volta pari a $k_h \gamma$ e $k_v \gamma$. Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di p_a e p_p , nonché di K_A e K_P , rispettivamente indicate come p_{AE} e p_{PE} e come K_{AE} e K_{PE} per denotare le condizioni sismiche:

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

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

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

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

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

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

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

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

Per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

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

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

VERIFICA A SLITTAMENTO

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

Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene valutata come somma di una componente dovuta all'adesione e una dovuta all'attrito fondazione-terreno; la resistenza laterale derivante dalla spinta passiva del terreno può essere messa in conto secondo una percentuale indicata dell'utente.

La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

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

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

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU ROCCIA

Per la valutazione della capacità portante ammissibile delle rocce si deve tener conto di di alcuni parametri significativi quali le caratteristiche geologiche, il tipo di roccia e la sua qualità, misurata con l'RQD. Nella capacità portante delle rocce si utilizzano normalmente fattori di sicurezza molto alti e legati in qualche modo al valore del coefficiente RQD: ad esempio, per una roccia con RQD pari al massimo a 0.75 il fattore di sicurezza varia tra 6 e 10. Per la determinazione della capacità portante di una roccia si possono usare le formule di Terzaghi, usando angolo d'attrito e coesione della roccia, o quelle proposte da Stagg e Zienkiewicz (1968) in cui i coefficienti della formula della capacità portante valgono:

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

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:

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{tg\phi} \right)^{0,55}$$
$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$
$$z_\gamma = z_q$$

Dove k_h è il coefficiente sismico orizzontale.

Calcolo coefficienti sismici

Le NTC 2008 calcolano i coefficienti k_h e k_v in dipendenza di vari fattori:

$$k_h = \beta \times (a_{max}/g)$$

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

β = coefficiente di riduzione accelerazione massima attesa al sito;
 a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
 g = accelerazione di gravità;

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{max} = S_S S_T a_g$$

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica): $0,90 < S_S < 1,80$; è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

S_T (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

Il valore di S_T varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

$$T1 (S_T = 1.0) \quad T2 (S_T = 1.20) \quad T3 (S_T = 1.20) \quad T4 (S_T = 1.40).$$

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -VR / \ln(1 - PVR)$$

Con VR vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso VR dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni. Per l'applicazione dell'Eurocodice 8 (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$K_h = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S / (g)$$

a_{gR} : accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante,

γ_I : fattore di importanza,

S : soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$$

è la "design ground acceleration on type A ground".

Il coefficiente sismico verticale K_v è definito in funzione di K_h , e vale:

$$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$$

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)):

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

dove:

q_0 = Intensità della pressione di contatto

B' = Minima dimensione dell'area reagente,

E e μ = Parametri elastici del terreno.

I_1 e I_2 = 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 :

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

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

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

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'_{vp} ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v < \sigma'_{vp}$).

Se invece il terreno è normal-consolidato ($\sigma'_{v0} = \sigma'_{vp}$) 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:

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

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

CEDIMENTO SECONDARIO

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

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

in cui:

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

C_{α} è il coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva cedimento-logaritmo tempo;

T tempo in cui si vuole il cedimento secondario;

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

CEDIMENTI DI SCHMERTMANN

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

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

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

nella quale:

Δq rappresenta il carico netto applicato alla fondazione;

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

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

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

e vale

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

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

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

Δz_i rappresenta lo spessore dello strato i -esimo;

C_1 e C_2 sono due coefficienti correttivi.

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

Il termine q_c che interviene nella determinazione di E rappresenta la resistenza alla punta fornita dalla prova CPT.

Le espressioni dei due coefficienti C_1 e C_2 sono:

$$C_1 = 1 - 0.5 \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\Delta q} > 0.5$$

che tiene conto della profondità del piano di posa.

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

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

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

CEDIMENTI DI BURLAND e BURBIDGE

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

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

nella quale:

q' = pressione efficace lorda;

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

B = larghezza della fondazione;

I_c = indice di compressibilità;

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

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

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

Per quanto riguarda i valori di N_{spt} da utilizzare nel calcolo del valore medio 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;

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

Larghezza fondazione	1.00 m
Lunghezza fondazione	1.00 m
Profondità piano di posa	1.00 m
Altezza di fondazione	0.50 m
Tipologia di fondazione	Trave Rovescia

AZIONE SISMICA

Parametri di riferimento su sito rigido orizzontale

Accelerazione orizzontale massima al sito di riferimento rigido	0.0599 m/sec ²
Valore massimo fattore di amplificazione spettro in accelerazione orizzontale	0.010
Periodo di inizio tratto a velocità costante spettro in accelerazione orizzontale	0.00599

Parametri di Zona

Categoria sottosuolo	C
Categoria topografica	T1

Coefficienti

Amplificazione stratigrafica	1.0
Amplificazione topografica	1.0
Accelerazione orizzontale massima attesa al sito	0.0599 m/sec ²
Accelerazione massima (ag/g)	0.0599
Coefficiente riduzione acceler. massima attesa al sito	0.20
Coefficiente sismico orizzontale	0.01198
Coefficiente sismico verticale	0.01198

STRATIGRAFIA

Comune di Sa Sperate - Provincia di Cagliari

VARIANTE AL P.U.C. DI S. SPERATE – CAMBIO DI DESTINAZIONE URBANISTICA DI UNA ZONA “E” IN ZONA “G” – “LOC. SA NUSCEDDA” – FOGLIO 20 – MAPPALE 448

DH (m)	Gam (Kg/m ³)	Gams (Kg/m ³)	Fi (°)	c (Kg/cm ²)	Ey (Kg/cm ²)	Ed (Kg/cm ²)
0.9	1690.0	1790.0	28.0	0.1	150.0	120.0
1.2	1716.0	1858.0	33.25	0.031	280.0	220.0
5.0	1950.0	2100.0	36.0	0.001	400.0	390.0

Legenda:

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

CARICHI DI PROGETTO AGENTI SULLA FONDAZIONE

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto (Kg/cm ²)	N (Kg)	Mx (Kg·m)	My (Kg)·m	Hx (Kg)	Hy (Kg)	Tipo
1	A1+M1+R3	1.20	-	-	-	-	-	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) STR + GEO

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	26.89
Fattore [Nc]	39.48
Fattore [Ng]	25.46
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.4
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.66
Fattore profondità [Dq]	1.27
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.6
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	12.57 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	5.46 Kg/cm²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	33.24
Fattore [Nc]	49.18
Fattore [Ng]	33.19
Fattore forma [Sc]	1.3
Fattore forma [Sg]	0.8
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	9.88 Kg/cm ²
---------------	-------------------------

Resistenza di progetto 4.3 Kg/cm²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

=====

Fattore [Nq]	26.89
Fattore [Nc]	39.48
Fattore [Ng]	27.33
Fattore forma [Sc]	1.69
Fattore profondità [Dc]	1.37
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.34
Fattore profondità [Dq]	1.19
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.34
Fattore profondità [Dg]	1.19
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 13.79 Kg/cm²

Resistenza di progetto 6.0 Kg/cm²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

=====

Fattore [Nq]	26.89
Fattore [Nc]	39.48
Fattore [Ng]	36.57
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.4
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.66
Fattore profondità [Dq]	1.27
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0

Comune di Sa Sperate - Provincia di Cagliari

VARIANTE AL P.U.C. DI S. SPERATE – CAMBIO DI DESTINAZIONE URBANISTICA DI UNA ZONA “E” IN ZONA “G” – “LOC. SA NUSCEDDA” – FOGLIO 20 – MAPPALE 448

Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.6
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	13.14 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	5.71 Kg/cm²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	26.89
Fattore [Nc]	39.48
Fattore [Ng]	33.94
Fattore forma [Sc]	1.57
Fattore profondità [Dc]	1.4
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.55
Fattore profondità [Dq]	1.27
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.7
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	13.65 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	5.94 Kg/cm²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES - WINLER (1982)

=====

k 3,95 Kg/cm³

=====

CEDIMENTI ELASTICI

=====

Pressione normale di progetto 1.2 Kg/cm²

Spessore dello strato 1.2 m

Profondità substrato roccioso 2.1 m

Modulo Elastico 280.0 Kg/cm²

Coefficiente di Poisson 0.3

=====

Coefficiente di influenza I1 0.32

Coefficiente di influenza I2 0.06

Coefficiente di influenza Is 0.35

=====

Cedimento al centro della fondazione 1.54 mm

=====

Coefficiente di influenza I1 0.18

Coefficiente di influenza I2 0.08

Coefficiente di influenza Is 0.22

Cedimento al bordo 0.49 mm

=====

CEDIMENTI EDOMETRICI

=====

Pressione normale di progetto 1.20 Kg/cm²

Cedimento dopo T anni 15.0

Cedimento totale 0.39 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	1.5	0.256	0.422	Edometrico	0.6	–	0.6

Legenda:

Z: Profondità media dello strato;

Dp: Incremento di tensione;

Wc: Cedimento di consolidazione;

Ws: Cedimento secondario (deformazioni viscosi);

Wt: Cedimento totale.

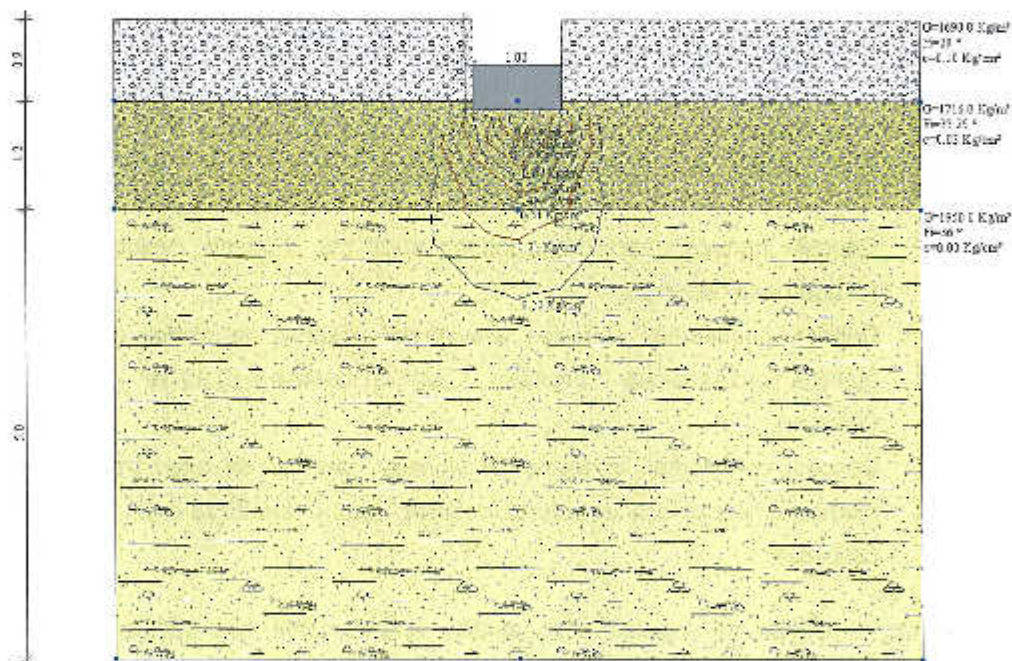


Fig. 13: Rappresentazione schematica della sezione geotecnica

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 Terzaghi è di $4,30 \text{ Kg/cm}^2$.

16. Conclusioni

Dalle indagini eseguite fino ad ora, risulta evidente che dal punto di vista geologico e geotecnico il sito oggetto di intervento si presenta privo di fenomeni di instabilità in atto o potenziale riconducibili a frane o sink-hole.

La successione dei terreni sottoposti ad analisi rispecchia parte della sequenza sedimentaria alluvionale ghiaioso-sabbiosa Pleistocenica - Olocenica che caratterizza tutto il compendio Comunale di San Sperate.

Sulla base di questo schema programmatico e progettuale, lo studio di compatibilità geologica e geotecnica ha avuto riguardo di verificare il rispetto del requisito minimo di sicurezza in merito alla resistenza di progetto dei terreni di fondazione rispetto all'azione di progetto ($Ed < Rd$) dovuta alla realizzazione dei nuovi fabbricati.

Dal punto di vista della pericolosità geologica, il sito non ricade in ambito P.A.I., neppure in ambito P.S.F.F. Tuttavia per quanto attiene gli aspetti della pericolosità idraulica, si rimanda allo Studio di Compatibilità Idraulica.

Nell'ambito della definizione del modello geologico di riferimento (MGR), come riportato nel log stratigrafico, la successione rilevata risulta costituita da:

- Depositi pedogenizzati comprendenti suoli più o meno evoluti (0.00 m – 0.90 m) (Quaternario Olocene);
- Depositi continentali di facies alluvionale, costituiti da ciottoli centimetrici appiattiti in matrice limo-sabbiosa - argillosa di colore rossastro (0.90 m – 2.10 m) (Quaternario Olocene);
- Depositi continentali di facies alluvionale, costituiti da alternanze conglomeratiche in matrice limo-argillosa di colore rossastro talora ferrettizzate (> 2.10 m) (Quaternario Olocene);

Come si evince dai risultati delle analisi, relativamente alla definizione delle categorie di sottosuolo ai sensi del D.M. 14/01/2008, l'area d'intervento è classificabile in categoria “C” ovvero: *“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_s,30$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT,30 < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu,30 < 250$ kPa nei terreni a grana fina)”*.

Per ciò che concerne le condizioni topografiche il sito è classificabile come “T1”, ossia: “Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ”.

Relativamente alle tipologie d'opere da realizzarsi, in ragione delle azioni di progetto (Ed), si è proceduto alla verifica della resistenza di progetto (Rd) dei terreni allo stato limite ultimo (SLU) ed allo stato limite di esercizio (SLE) secondo il metodo del secondo approccio combinazione UNICA (A1+M1+R3) (STR+GEO) delle N.T.C. 2008.

Comune di Sa Sperate - Provincia di Cagliari

VARIANTE AL P.U.C. DI S. SPERATE – CAMBIO DI DESTINAZIONE URBANISTICA DI UNA ZONA “E” IN ZONA “G” – “LOC. SA NUSCEDDA” – FOGLIO 20 – MAPPALE 448

Considerando una tipologia di fondazione continua a trave rovescia di sezione 1,00 m x 1,00 m x h = 0,50 ed un azione di Progetto Ed = 1,20 kg/cm^q, dalle verifiche eseguite risulta che:

- Il valore di resistenza minima di progetto agli stati limite, ottenuto secondo la formula di Hansen nella Combinazione (A1+M1+R3) è di **4,30 Kg/cm²**.
- il modulo di sottofondazione di Bowles - Winkler è pari a **3,95 Kg/cm³**;
- I cedimenti totali risultano < 1,0 cm, (trascurabili);

In relazione a quanto sopra esposto si è dimostrato che l'intervento sottoposto all'approvazione è stato progettato rispettando il vincolo di non aumentare il livello di pericolosità e di rischio esistente - fatto salvo quello eventuale intrinsecamente connesso all'intervento ammissibile - e di non precludere la possibilità di eliminare o ridurre le condizioni di pericolosità e rischio

Nel complesso, da un'analisi accurata dello stato dei luoghi si rileva che il comportamento d'insieme della sequenza geologica è tale da non pregiudicare nel complesso la stabilità dei fabbricati previsti in progetto.

Il Geologo

Dott. Geol. Simone Manconi

L'ingegnere

Dott. Ing. Antonio Lepori

