

COMUNE DI PISCINAS

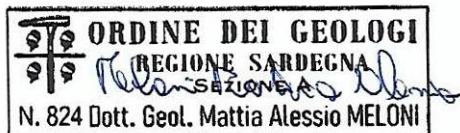
PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTO AGROFOTOVOLTAICO IMPIANTO DI PRODUZIONE ENERGIA ELETTRICA DA FONTE RINNOVABILE DI TIPO FOTOVOLTAICO INTEGRATO DA RIQUALIFICAZIONE AGRICOLA

Committente:

Green Genius Italy Utility 14 srl

Corso Giuseppe Garibaldi, 49
20121 Milano (MI)



Dott. Geol. Mattia Alessio Meloni

Via Veneto n.9, 09062 – Sadali (SU)

P.IVA 01582260913

Tel. 3937036350

Pec: meloni77@pec.it

mail: mattia77.mm@gmail.com

Spazio Riservato agli Enti:

REV	DATA	ESEGUITO	VERIFICA	APPROV	DESCRIZ
R0	02/02/2022	Dott. Geol. M.A. Meloni	Dott. Geol. M.A. Meloni	Ing. Balzano M.G.	Prima Emissione

Numero Commessa:

SV671

Data Elaborato:

02/02/2022

Revisione:

R0

Titolo Elaborato:

Relazione Geologica - Geotecnica e Sismica di Base

Progettista:

ing. Marco G. Balzano

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Bari n.9341

Professionista Antincendio Elenco Ministero degli Interni BA09341101837

Consulente Tecnico d'Ufficio (CTU) Tribunale Bari

Elaborato:

V.01

INDICE

1	GENERALITÀ.....	5
	SEZIONE I.....	6
1.1	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO ED UBICAZIONE DELL'AREA.....	7
1.2	OGGETTO DELL'INTERVENTO.....	11
1.3	INQUADRAMENTO NEL PIANO STRALCIO PER L'ASSETTO IDROGEOLOGICO (PAI).....	15
1.3.1	Pericolo Geomorfologico	18
1.3.2	Pericolo Idraulico	19
1.3.3	Piano Stralcio delle Fasce Fluviali (PSFF 2015).....	30
1.3.4	Vincolo Idrogeologico Sardegna Art. 1-9-18	31
1.4	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	32
	SEZIONE II.....	33
2	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	34
2.1	INQUADRAMENTO GEOLOGICO REGIONALE.....	34
2.2	INQUADRAMENTO GEOLOGICO DELL'AREA DI STUDIO.....	35
2.2.1	Basamento Paleozoico	35
2.2.2	Corteo filoniano	36
2.2.3	Successione Sedimentaria Paleogenica	36
2.2.4	Successione Vulcanica Miocenica	36
2.2.5	Depositi Quaternari.....	37
2.3	ASSETTO LITOSTRATIGRAFICO ALLA SCALA DEL SITO.....	40
2.4	ASSETTO GEOMORFOLOGICO.....	43
2.4.1	Assetto Morfologico dell'area di studio.....	45
2.4.2	Assetto Idrografico.....	48
2.4.3	Assetto Idrogeologico	50
	SEZIONE III.....	52

3	MODELLAZIONE GEOTECNICA	53
3.1	DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO	53
3.2	Prove Penetrometriche	54
3.2.1	Prova DIN 1	56
3.2.2	Prova DIN 2	61
3.2.3	Prova DIN3	65
3.2.4	Prova DIN 4	69
3.2.5	Prova di taglio diretto sui terreni	74
3.3	MODELLO GEOTECNICO	78
3.3.1	Suoli argillosi	78
3.3.2	Coltri eluvio-colluviali e depositi alluvionali	79
3.3.3	Vulcaniti Mioceniche.....	80
3.3.4	Scavabilità	81
3.4	RELAZIONE SULLA PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE	82
3.4.1	Classificazione sismica dell'area	82
3.4.2	Indagine Sismica.....	86
3.4.3	Apparecchiatura utilizzata	86
3.4.4	Geometria di acquisizione.....	87
3.4.5	Metodo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves).....	88
3.4.6	Elaborazione del dato acquisito	89
3.4.7	Calcolo della velocità equivalente	90
3.4.8	Risultanze dell'indagine	91
3.4.9	Categoria sismica di sottosuolo e condizioni topografiche	96
3.4.10	Parametri del nodo sismico di riferimento	97
3.4.11	Pericolosità sismica di base.....	99
3.4.12	Risposta sismica locale.....	99
3.5	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU).....	103

3.5.1	Fondazioni Superficiali	104
3.5.2	Determinazione del capacità portante della fondazione	105
SEZIONE IV	133
4	CONCLUSIONI	134

1 GENERALITÀ

Su incarico conferito allo scrivente dalla Società **Green Genius Italy Utility 14 s.r.l.**, con sede in Corso G. Garibaldi, 49 – 20121 Milano (MI), sono state analizzate le caratteristiche geologiche, geomorfologiche, idrogeologiche e geotecniche del sito interessato dalla **REALIZZAZIONE E MESSA IN ESERCIZIO DI UN PROGETTO AGRI-FOTOVOLTAICO DENOMINATO “PISCINAS-01”** oggetto del seguente studio, sito in agro di Piscinas (SU).

Il presente elaborato tecnico è stato redatto in conformità con quanto previsto dal D.M. 17.01.2018 “NORME TECNICHE SULLE COSTRUZIONI” e all’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3275 del 20.03.2003 “PRIMI ELEMENTI IN MATERIA DI CRITERI GENERALI PER LA CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL TERRITORIO NAZIONALE E DI NORMATIVE TECNICHE PER LE COSTRUZIONI IN ZONA SISMICA”.

Il presente documento RELAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA & SISMICA DI BASE è articolato in:

I PARTE - INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E UBICAZIONE DELL’AREA: illustra l’ubicazione dell’area in studio, in riferimento alla cartografia dell’Istituto Geografico Militare (IGM), alla cartografia Tecnica Regionale (CTR); analizza i vincoli derivanti dal Piano di Assetto Idrogeologico (PAI), esplicita i caratteri generali delle opere in progetto (in riferimento agli elaborati progettuali) e gli aspetti normativi che regolamentano la redazione del presente elaborato tecnico.

II PARTE - INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO: descrive i caratteri geologici e geomorfologici dell’area a contorno del sedime in studio, in riferimento alla Carta Geologica della Sardegna, e i caratteri litostratigrafici locali desunti sulla base delle osservazioni in situ. Definisce inoltre i caratteri idrologici generali in relazione allo sviluppo del reticolo idrografico superficiale e analizza l’idrogeologia locale in funzione delle caratteristiche di permeabilità dei terreni; analizza e descrive e analizza i fenomeni di dissesto in atto e/o potenziali.

III PARTE - MODELLAZIONE GEOTECNICA: analizza ed elabora in maniera critica le risultanze della campagna investigativa geognostica, al fine di pervenire alla definizione di un modello geotecnico rappresentativo del terreno di sedime. Viene anche analizzata la pericolosità sismica di base valutando i parametri generali legati alla sismicità dell’area dell’intervento, per poi passare al livello di importanza delle opere, e scendere infine nel dettaglio della progettazione sismica in termini di metodi di analisi e spettri di progetto adottati. Vengono condotte le Verifiche agli Stati limite Ultimi secondo le prescrizioni presenti nel Capitolo 6.0 “Progettazione Geotecnica” del Testo Unico sulle Costruzioni 17 Gennaio 2018, indicando i passaggi seguiti per condurre le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) nel rispetto dei principi e delle procedure.

IV PARTE - Vengono esposte le conclusioni finali.

SEZIONE I

INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E UBICAZIONE DELL'AREA

1.1 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO ED UBICAZIONE DELL'AREA

L'iniziativa agrofotovoltaica si collocherà in Sardegna, nell'agro del **Comune di Piscinas (SU)**. L'area di progetto, distinta in **due cluster elettricamente indipendenti**, ha un'estensione complessiva di **27,545** ha, in località Sa Gea De Antoni Serra, a nord del centro abitato.

. I riferimenti cartografici relativi all'ubicazione del sito sono i seguenti:

Cartografia Topografica

- Foglio n. 564 Sezione II Giba e Foglio 565 Sezione III Santadi - dell'I.G.M. scala 1: 25.000 (Figura 2);
- Foglio n. 564 Sezione 120 e Foglio n. 565 Sezione 090; - della Carta Tecnica Regionale scala 1:10.000 (Figura 3);

Cartografia catastale (Figura 1):

Titolarità	Ubicazione	Foglio	Particella	Classamento	Consistenza
NIEDDU ADRIANO NIEDDU GRAZIA MARIA NIEDDU GUIDO NIEDDU MARINA	PISCINAS (CA)	1	62	SEMINATIVO	2,7010
NIEDDU ADRIANO NIEDDU GRAZIA MARIA NIEDDU GUIDO NIEDDU MARINA	PISCINAS (CA)	1	63	SEMINATIVO	1,0170
NIEDDU ADRIANO NIEDDU GRAZIA MARIA NIEDDU GUIDO NIEDDU MARINA	PISCINAS (CA)	1	88	SEMINATIVO	1,1010
NIEDDU ADRIANO NIEDDU GRAZIA MARIA NIEDDU GUIDO NIEDDU MARINA	PISCINAS (CA)	1	89	SEMINATIVO	6,9400
NIEDDU ADRIANO NIEDDU GRAZIA MARIA NIEDDU GUIDO NIEDDU MARINA	PISCINAS (CA)	1	145	SEMINATIVO	0,1435
NIEDDU ADRIANO NIEDDU GRAZIA MARIA NIEDDU GUIDO NIEDDU MARINA	PISCINAS (CA)	1	232	SEMINATIVO	2,0740
NIEDDU ADRIANO NIEDDU GRAZIA MARIA NIEDDU GUIDO NIEDDU MARINA	PISCINAS (CA)	1	437	SEMINATIVO	2,2195
NIEDDU ADRIANO NIEDDU GRAZIA MARIA NIEDDU GUIDO NIEDDU MARINA	PISCINAS (CA)	1	438	CATASTO FABBRICATI - C/6	0,0055

Titolarità	Ubicazione	Foglio	Particella	Classamento	Consistenza
NIEDDU ADRIANO NIEDDU GRAZIA MARIA NIEDDU GUIDO NIEDDU MARINA	PISCINAS (CA)	4	25	PASCOLO	0,2815
NIEDDU ADRIANO NIEDDU GRAZIA MARIA NIEDDU GUIDO NIEDDU MARINA	PISCINAS (CA)	4	28	SEMINATIVO	4,5925
NIEDDU ADRIANO NIEDDU GRAZIA MARIA NIEDDU GUIDO NIEDDU MARINA	PISCINAS (CA)	4	29	SEMINATIVO	4,565

Titolarità	Ubicazione	Foglio	Particella	Classamento	Consistenza
NIEDDU ADRIANO NIEDDU GRAZIA MARIA NIEDDU GUIDO NIEDDU MARINA	PISCINAS (CA)	2	69	SEMINATIVO	1,5255
NIEDDU ADRIANO NIEDDU GRAZIA MARIA NIEDDU GUIDO NIEDDU MARINA	PISCINAS (CA)	2	154	PASCOLO	0,3845

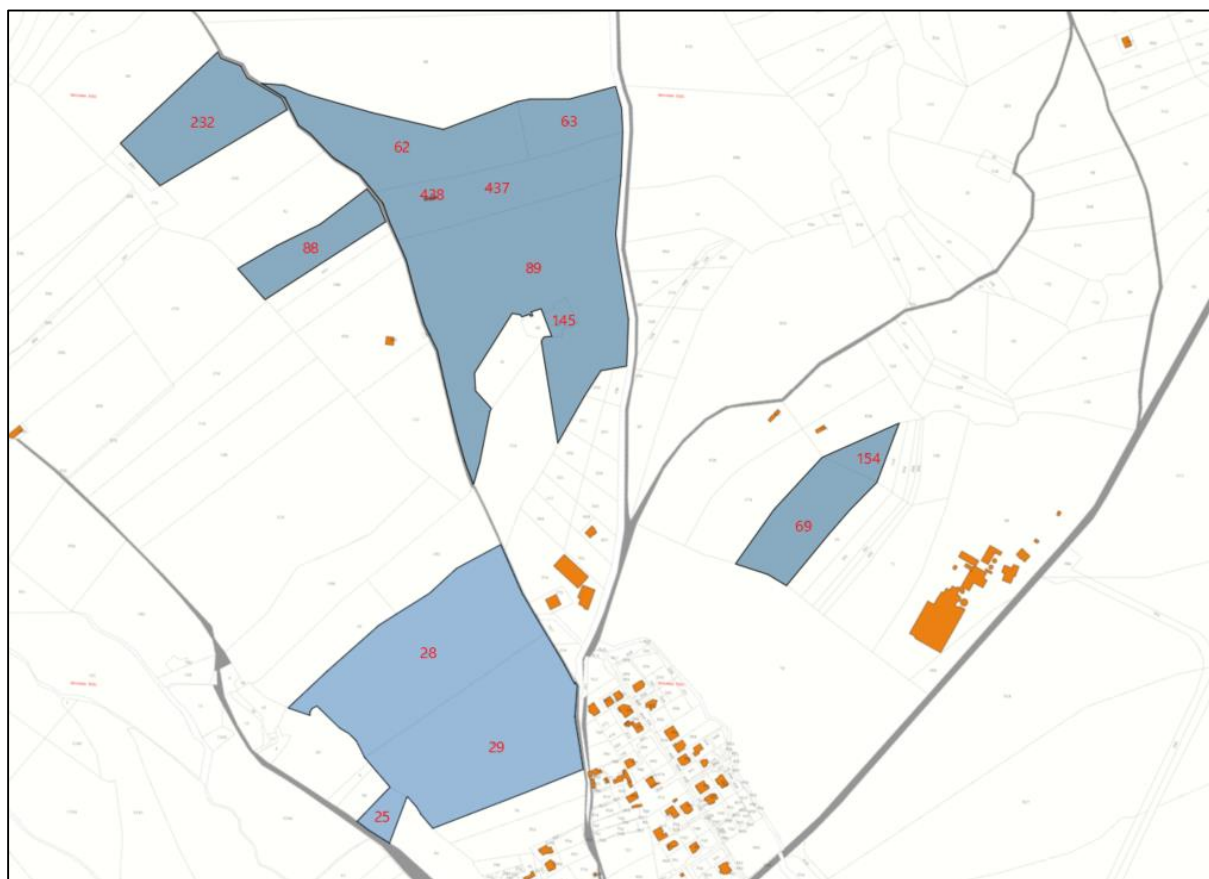


Figura 1 – Inquadramento catastale dell’area di studio.

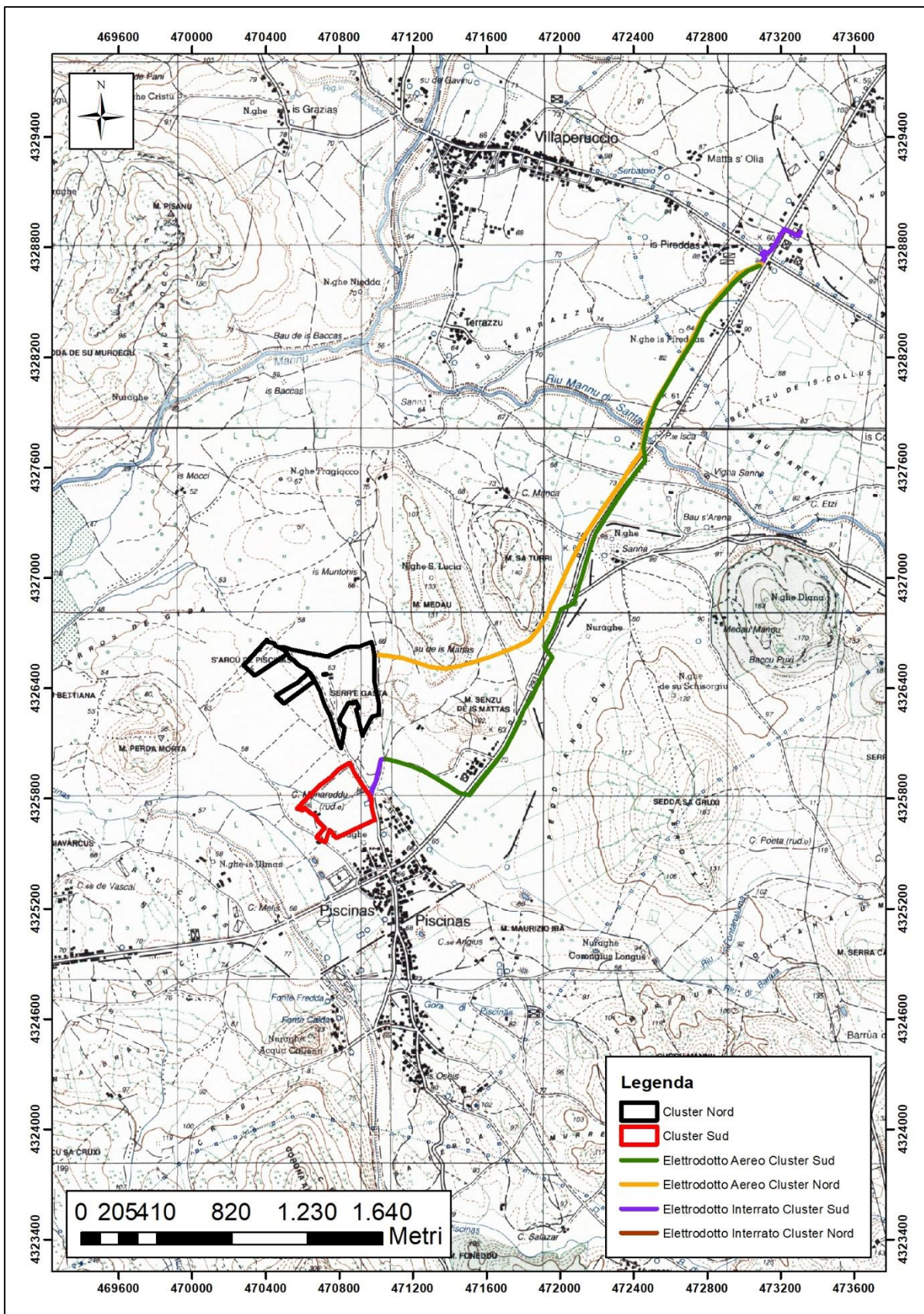


Figura 2 – Stralcio inquadramento dell'area di studio su base IGM scala 1:25.000 – Foglio n. 564 Sezione II Giba e Foglio 565 Sezione III Santadi.

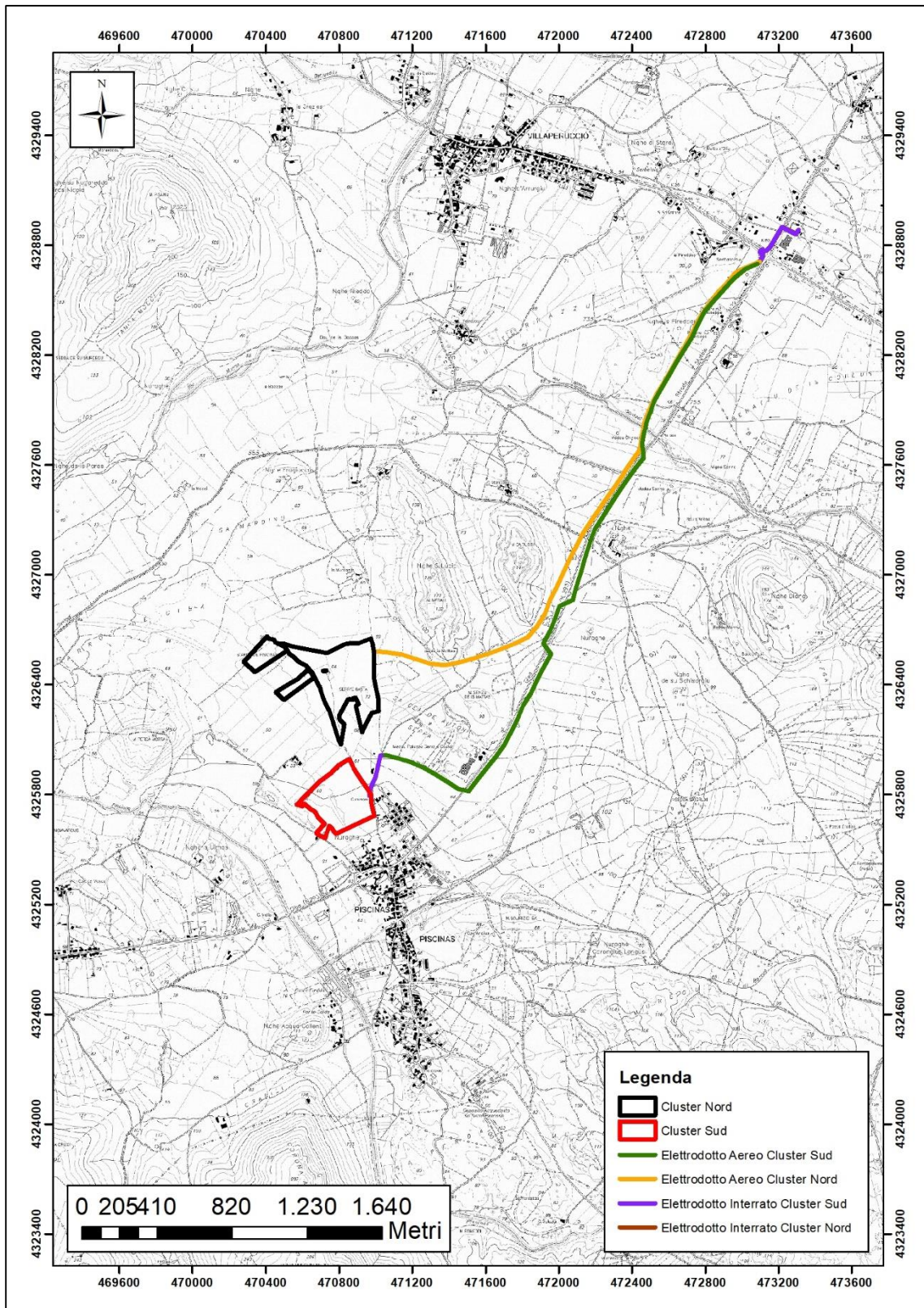


Figura 3 - Stralcio Carta Tecnica Regionale scala 1:10.000 – Foglio n. 564 Sezione 120 e Foglio n. 565 Sezione 090.

1.2 OGGETTO DELL'INTERVENTO

L'oggetto del seguente intervento è la realizzazione e messa in esercizio di un progetto Agri-Fotovoltaico denominato "Piscinas-01".

L'iniziativa prevede la realizzazione integrata di un impianto fotovoltaico destinato alla **produzione di energia elettrica da fonti rinnovabili e di un progetto agronomico.**

Il modello concettuale perseguito, meglio descritto nelle relazioni specialistiche, si prefigge l'obiettivo di utilizzare in modo **efficiente** il territorio, producendo **energia elettrica** pulita e garantendo, allo stesso tempo, una **produzione agronomica.**

Il costo della produzione energetica, mediante questa tecnologia, è concorrenziale alle fonti fossili, ma con tutti i vantaggi derivanti dalla tecnologia fotovoltaica.

L'impianto fotovoltaico produrrà energia elettrica utilizzando come energia primaria l'energia dei raggi solari. In particolare, l'impianto trasformerà, grazie all'esposizione alla luce solare dei moduli fotovoltaici realizzati in materiale semiconduttore, una percentuale dell'energia luminosa dei fotoni in energia elettrica sotto forma di corrente continua che, opportunamente trasformata in corrente alternata da apparati elettronici chiamati "inverter", sarà ceduta alla rete elettrica nazionale.

La tecnologia fotovoltaica presenta molteplici aspetti favorevoli:

1. sfrutta il sole, risorsa gratuita ed inesauribile;
2. non comporta emissioni inquinanti;
3. non comporta inquinamento acustico;
4. permette la diversificazione delle fonti energetiche e la riduzione del deficit elettrico;
5. presenta una estrema affidabilità e lunga vita utile (superiore a 30 anni);
6. comporta costi di manutenzione ridotti;
7. offre modularità di sistema;
8. si può integrare facilmente con sistemi di accumulo;
9. consente la delocalizzazione della produzione di energia elettrica.

L'impianto in progetto, sfruttando l'energia rinnovabile del sole, consente di produrre un significativo quantitativo di energia elettrica senza alcuna emissione di sostanze inquinanti, senza alcun inquinamento acustico e con un ridotto impatto visivo.

L'iniziativa si inquadra, pertanto, nel piano di realizzazione di impianti per la produzione di energia rinnovabile che la società intende realizzare nella Regione Sardegna per contribuire al soddisfacimento delle esigenze di energia pulita e sviluppo sostenibile sancite fin dal Protocollo Internazionale di Kyoto del 1997 e in anni più recenti dall'Accordo sul Clima delle Nazioni Unite (Parigi, Dicembre 2015), dal Piano Nazionale Energia e Clima (PNIEC - 2020) e dal Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza (PNRR - 2021), tutti concordi nel porre la priorità sulla transizione energetica dalle fonti fossili alle rinnovabili, con l'ulteriore vantaggio che le fonti energetiche rinnovabili possono contribuire a migliorare il tenore di vita e il reddito

nelle regioni più svantaggiate, periferiche e insulari, favorendo lo sviluppo interno, contribuendo alla creazione di posti di lavoro locali permanenti, con il risultato di conseguire una maggiore coesione economica e sociale.

In tale contesto nazionale ed internazionale lo sfruttamento dell'energia del sole costituisce una valida risposta alle esigenze economiche ed ambientali sopra esposte.

In questa ottica ed in ragione delle motivazioni sopra esposte si colloca e trova giustificazione il progetto dell'impianto fotovoltaico oggetto della presente relazione.

Per la parte energetica, l'opera prevista rientra nella categoria "impianti industriali non termici per la produzione di energia, vapore ed acqua calda" citata nell'All. IV articolo 2 lettera b) del D.Lgs 152/2006, aggiornato con il D.Lgs 4/2008 vigente dal 13 febbraio 2008.

Ai sensi dell'art. 4 comma 3 del D.Lgs. n.28 del 3.03.2011 "al fine di evitare l'elusione della normativa di tutela dell'ambiente, del patrimonio culturale, della salute e della pubblica incolumità, fermo restando quanto disposto dalla Parte quinta del decreto legislativo 3 aprile 2006, n. 152, e successive modificazioni, e, in particolare, dagli articoli 270, 273 e 282, per quanto attiene all'individuazione degli impianti e al convalidamento delle emissioni, le Regioni e le Province autonome stabiliscono i casi in cui la presentazione di più progetti per la realizzazione di impianti alimentati da fonti rinnovabili e localizzati nella medesima area o in aree contigue sono da valutare in termini cumulativi nell'ambito della valutazione di impatto ambientale".

Pertanto, in ottemperanza ai **punti I e IV della Deliberazione n.59/90 del 27.11.2020 Allegato f)** della **Regione Autonoma della Sardegna**, gli **impianti agri-fotovoltaici distanti 230 m circa**, pur essendo **elettricamente indipendenti, sono presentati congiuntamente nel procedimento autorizzativo.**

La progettazione è stata svolta utilizzando le **ultime tecnologie** con i migliori **rendimenti** ad oggi disponibili sul mercato; considerando che la tecnologia fotovoltaica è in rapido sviluppo, dal momento della progettazione definitiva alla realizzazione potranno cambiare le tipologie e le caratteristiche delle componenti principali (moduli fotovoltaici, inverter, strutture di supporto), ma resteranno invariate le caratteristiche complessive e principali dell'intero impianto in termini di potenza massima di produzione, occupazione del suolo e fabbricati.

Circa il **progetto agronomico**, da realizzare in consociazione con la produzione di energia elettrica da fonte rinnovabile, si è condotta un'approfondita analisi con lo scopo di:

- Attivare un progetto per favorire la biodiversità e la salvaguardia ambientale;
- Potenziare la copertura a verde dell'area, anche in compensazione di ambiti degradati dal punto di vista ambientale situati nei dintorni dell'area progetto;
- Preservare la producibilità colturale condotta sul fondo ed il contesto paesaggistico.

Per ottimizzare la produzione energetica, è stato scelto di realizzare l'impianto fotovoltaico mediante tracker monoassiali, ovvero inseguitori solari azionati da attuatori elettromeccanici capaci di massimizzare la produttività dei moduli fotovoltaici ed evitare il prolungato ombreggiamento del terreno sottostante (Figura 4).

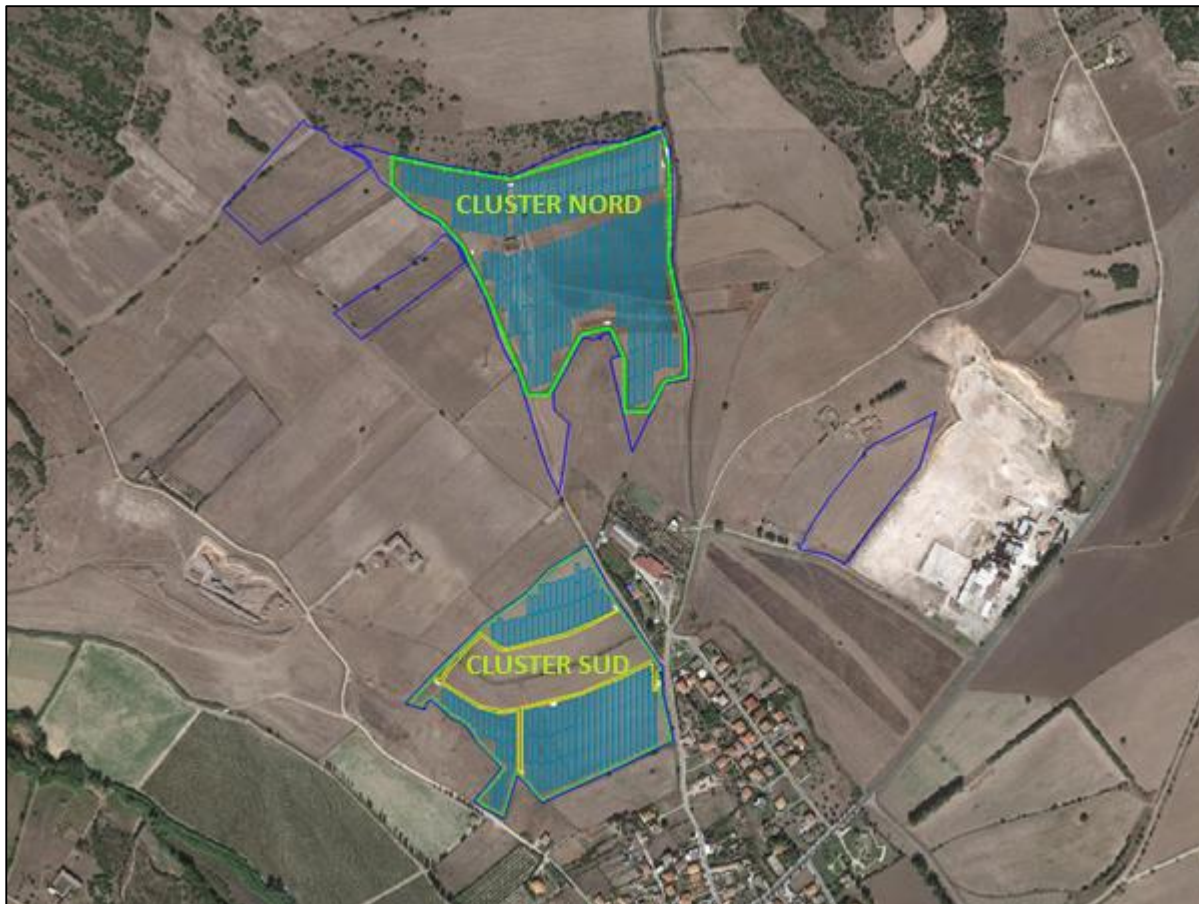


Figura 4 - Stato di progetto.

Per quel che concerne i dati tecnici degli impianti fotovoltaici, questi avranno una potenza di:

Cluster Nord: **6,000 MWn – 7,87968 MWp;**

Cluster Sud: **4,000 MWn – 4,70592 MWp.**

Gli inverter saranno connessi a gruppi a un trasformatore 800/15.000 V (*per i dettagli si veda lo schema unifilare allegato*).

Segue un riassunto generale dei dati relativi ai due impianti:

CLUSTER NORD

Potenza nominale: 6.000 kWn

Potenza picco: 7.879,68 kWp

Inverter: 24 unità

Strutture: 192 inseguitori monoassiali da **72** moduli

Moduli fotovoltaici: 13.824 u. x **570** Wp

CLUSTER SUD

Potenza nominale: 4.000 kWn

Potenza picco: 4.705,92 kWp

Inverter: 16 unità

Strutture: 102 inseguitori monoassiali da **72** moduli - **19** inseguitori monoassiali da **48** moduli

Moduli fotovoltaici: 8.256 u. x **570** Wp

Presso gli impianti verranno realizzate le rispettive cabine di campo e cabine principali di impianto. Gli impianti saranno collegati in M.T. alla Rete di Distribuzione gestita da E-Distribuzione S.p.A. attraverso due infrastrutture di rete elettricamente indipendenti in base alle soluzioni di connessione **STMG ENEL/P1311367 del 09/07/2021 – CODICE RINTRACCIABILITA' 280245644** per il cluster nord e **STMG ENEL/P1366488 del 09/08/2021 – CODICE RINTRACCIABILITA' 295343398** per il cluster sud, mediante la realizzazione di **nuove cabine di consegna** collegate in **antenna** con linee dedicate alla Cabina Primaria **AT/MT VILLAPERUCCIO**.

Le opere, data la loro specificità, sono da intendersi di interesse pubblico, indifferibili ed urgenti ai sensi di quanto affermato dall'art. 1 comma 4 della legge 10/91 e ribadito dall'art. 12 comma 1 del Decreto Legislativo 387/2003, nonché urbanisticamente compatibili con la destinazione agricola dei suoli come sancito dal comma 7 dello stesso articolo del decreto legislativo.

Per ogni approfondimento si rimanda agli elaborati tecnici di progetto.

1.3 INQUADRAMENTO NEL PIANO STRALCIO PER L'ASSETTO IDROGEOLOGICO (PAI)

Con deliberazione n. 45/57 in data 30.10.1990, la Giunta Regionale suddivide il Bacino Unico Regionale in sette Sub-Bacini, già individuati nell'ambito del Piano per il Razionale Utilizzo delle Risorse Idriche della Sardegna (Piano Acque redatto nel 1987), ognuno dei quali caratterizzato da generali omogeneità geomorfologiche, geografiche, idrologiche ma anche da forti differenze di estensione territoriale.

Sulla base di questa suddivisione, il Comune di **Piscinas** ricade nel **Sub-Bacino 1 Sulcis**.

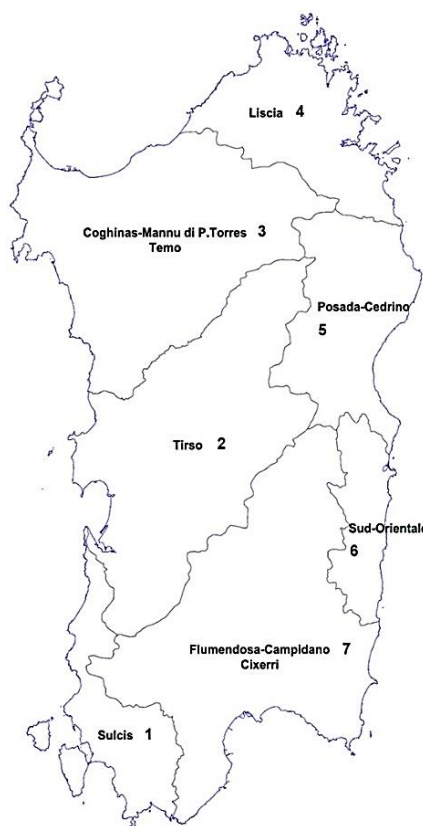
1. Il Piano stralcio di bacino per l'assetto idrogeologico del bacino unico della Regione Sardegna (inseguito denominato PAI) è redatto, adottato e approvato ai sensi:

- a. della legge 18.5.1989, n. 183, "Norme per il riassetto organizzativo e funzionale della difesa del suolo", ed in particolare dei suoi articoli 3, 17, 18, 20, 21 e 22;
- b. dell'articolo 1, commi 1, 4, 5 e 5-bis, del decreto legge 11.6.1998, n. 180, "Misure urgenti per la prevenzione del rischio idrogeologico ed a favore delle zone colpite da disastri franosi nella regione Campania", convertito con modificazioni dalla legge 3.8.1998, n. 267;
- c. dell'articolo 1-bis, commi 1-4, del decreto legge 12.10.2000, n. 279, "Interventi urgenti per le aree a rischio idrogeologico molto elevato e in materia di protezione civile, nonché a favore di zone colpite da calamità naturali", convertito con modificazioni dalla legge 11.12.2000, n. 365;
- d. del D.P.C.M. 29 settembre 1998, "Atto di indirizzo e coordinamento per l'individuazione dei criteri relativi agli adempimenti di cui all'art. 1, commi 1 e 2, del decreto-legge 11 giugno 1998, n. 180";
- e. della legge della Regione Sardegna 22.12.1989, n. 45, "Norme per l'uso e la tutela del territorio regionale", e successive modifiche e integrazioni, tra cui quelle della legge regionale 15.2.1996, n.9.

2. Le disposizioni e le leggi indicate nel precedente comma e le altre citate nei seguenti articoli si intendono richiamate insieme alle relative modifiche ed integrazioni.

3. Nelle aree di pericolosità idraulica e di pericolosità da frana il PAI ha le finalità di:

- a. garantire nel territorio della Regione Sardegna adeguati livelli di sicurezza di fronte al verificarsi di eventi idrogeologici e tutelare quindi le attività umane, i beni economici ed il patrimonio ambientale e culturale esposti a potenziali danni;



- b. inibire attività ed interventi capaci di ostacolare il processo verso un adeguato assetto idrogeologico di tutti i sottobacini oggetto del piano;
- c. costituire condizioni di base per avviare azioni di riqualificazione degli ambienti fluviali e di riqualificazione naturalistica o strutturale dei versanti in dissesto;
- d. stabilire disposizioni generali per il controllo della pericolosità idrogeologica diffusa in aree non perimetrate direttamente dal piano;
- e. impedire l'aumento delle situazioni di pericolo e delle condizioni di rischio idrogeologico esistenti alla data di approvazione del piano;
- f. evitare la creazione di nuove situazioni di rischio attraverso prescrizioni finalizzate a prevenire effetti negativi di attività antropiche sull'equilibrio idrogeologico dato, rendendo compatibili gli usi attuali o programmati del territorio e delle risorse con le situazioni di pericolosità idraulica e da frana individuate dal piano;
- g. rendere armonico l'inserimento del PAI nel quadro della legislazione, della programmazione e della pianificazione della Regione Sardegna attraverso opportune previsioni di coordinamento;
- h. offrire alla pianificazione regionale di protezione civile le informazioni necessarie sulle condizioni di rischio esistenti;
- i. individuare e sviluppare il sistema degli interventi per ridurre o eliminare le situazioni di pericolo e le condizioni di rischio, anche allo scopo di costituire il riferimento per i programmi triennali di attuazione del PAI;
- l. creare la base informativa indispensabile per le politiche e le iniziative regionali in materia di delocalizzazioni e di verifiche tecniche da condurre sul rischio specifico esistente a carico di infrastrutture, impianti o insediamenti.

4. Sono quindi contenuti nel PAI:

- a. l'individuazione e la delimitazione delle aree con pericolosità idraulica e con pericolosità da frana molto elevata, elevata, media e moderata;
- b. la rilevazione degli insediamenti, dei beni, degli interessi e delle attività vulnerabili nelle aree pericolose allo scopo di valutarne le specifiche condizioni di rischio;

Norme di Attuazione del P.A.I. aggiornate con Decreto del Presidente della Regione Sardegna n. 35 del 21 marzo 2008 6

- c. l'individuazione e la delimitazione delle aree a rischio idraulico e a rischio da frana molto elevato, elevato, medio e moderato;

- d. le norme di attuazione orientate sia verso la disciplina di politiche di prevenzione nelle aree di pericolosità idrogeologica allo scopo di bloccare la nascita di nuove situazioni di rischio sia verso la disciplina del controllo delle situazioni di rischio esistenti nelle stesse aree pericolose allo scopo di non consentire l'incremento del rischio specifico fino all'eliminazione o alla riduzione delle condizioni di rischio attuali;
 - e. lo sviluppo tipologico, la programmazione e la specificazione degli interventi di mitigazione dei rischi accertati o di motivata inevitabile rilocalizzazione di elementi a rischio più alto;
 - f. nuove opere e misure non strutturali per la regolazione dei corsi d'acqua del reticolo principale e secondario, per il controllo delle piene, per la migliore gestione degli invasi, puntando contestualmente alla valorizzazione della naturalità delle regioni fluviali;
 - g. nuove opere e misure non strutturali per la sistemazione dei versanti dissestati e instabili privilegiando modalità di intervento finalizzate alla conservazione e al recupero delle caratteristiche naturali dei terreni;
 - h. il tracciamento di programmi di manutenzione dei sistemi di difesa esistenti e di monitoraggio per controllare l'evoluzione dei dissesti.
5. La Regione Sardegna fino all'istituzione dell'Autorità di bacino regionale ed esercita le competenze di pianificazione di bacino idrografico attraverso i propri organi ed uffici.

1.3.1 Pericolo Geomorfologico

L'area di studio non ricade in aree a pericolosità da frana (Rev. Art. 8 del PAI) (Figura 5).

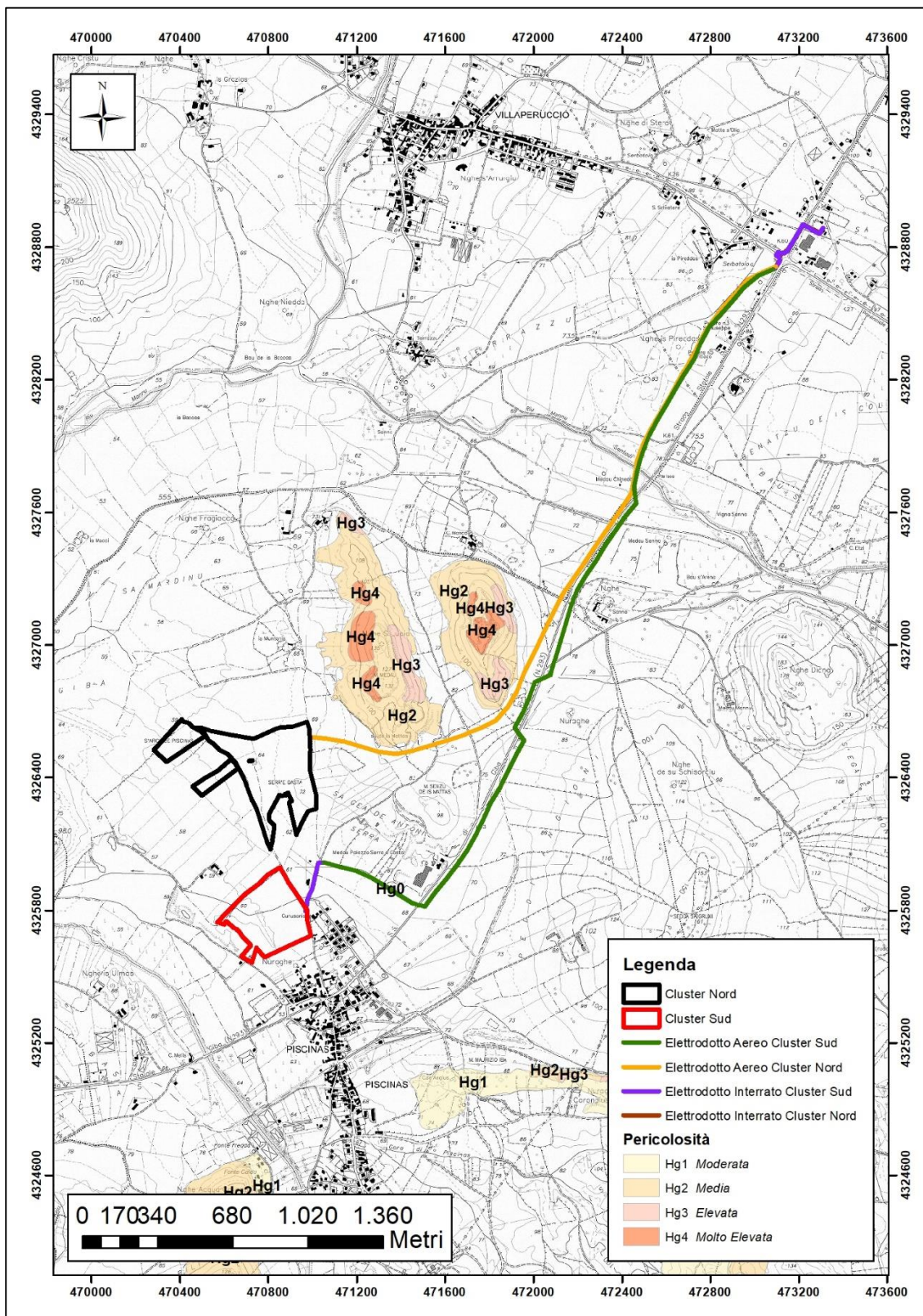


Figura 5 - Pericolosità da frana (Hg).

1.3.2 Pericolo Idraulico

- **Una Parte dell'area di studio, per la precisione una parte del CLUSTER SUD (Figura 6), ricade in fascia di pericolosità idraulica molto elevata Hi4, mentre per quanto concerne IL CLUSTER NORD NON RICADE in alcuna fascia di pericolosità idraulica (Rev. Art. 8 del PAI).**
- l'ART. 27, delle norme di attuazione del PAI disciplina le aree di pericolosità idraulica molto elevata (Hi4);
- al punto 4. è evidenziato che **nelle aree di pericolosità idraulica molto elevata resta comunque sempre vietato realizzare:**
 - a. strutture e manufatti mobili e immobili, ad eccezione di quelli a carattere provvisorio o precario indispensabili per la conduzione dei cantieri o specificamente ammessi dalle presenti norme;
 - b. protezioni di colture agricole con rilevati capaci di ostacolare il deflusso delle acque;
 - c. cambiamenti colturali o nuove colture arboree capaci di ostacolare il deflusso delle acque o di pregiudicare la stabilità degli argini;
 - d. nuovi impianti o ampliamenti di impianti di trattamento, smaltimento e di recupero dei rifiuti⁵⁰;
 - e51. nuovi impianti di trattamento delle acque reflue;
 - f. nuovi stabilimenti o ampliamenti di stabilimenti soggetti agli obblighi di cui agli articoli 6, 7 e 8 del decreto legislativo 17.8.1999, n. 334, "Attuazione della direttiva 96/82/CE relativa al controllo dei pericoli di incidenti rilevanti connessi con determinate sostanze pericolose";
 - g. nuovi impianti tecnologici fuori terra ad eccezione dei ripetitori e dei tralicci per il trasporto dell'energia elettrica e di quelli espressamente consentiti dalle presenti norme.

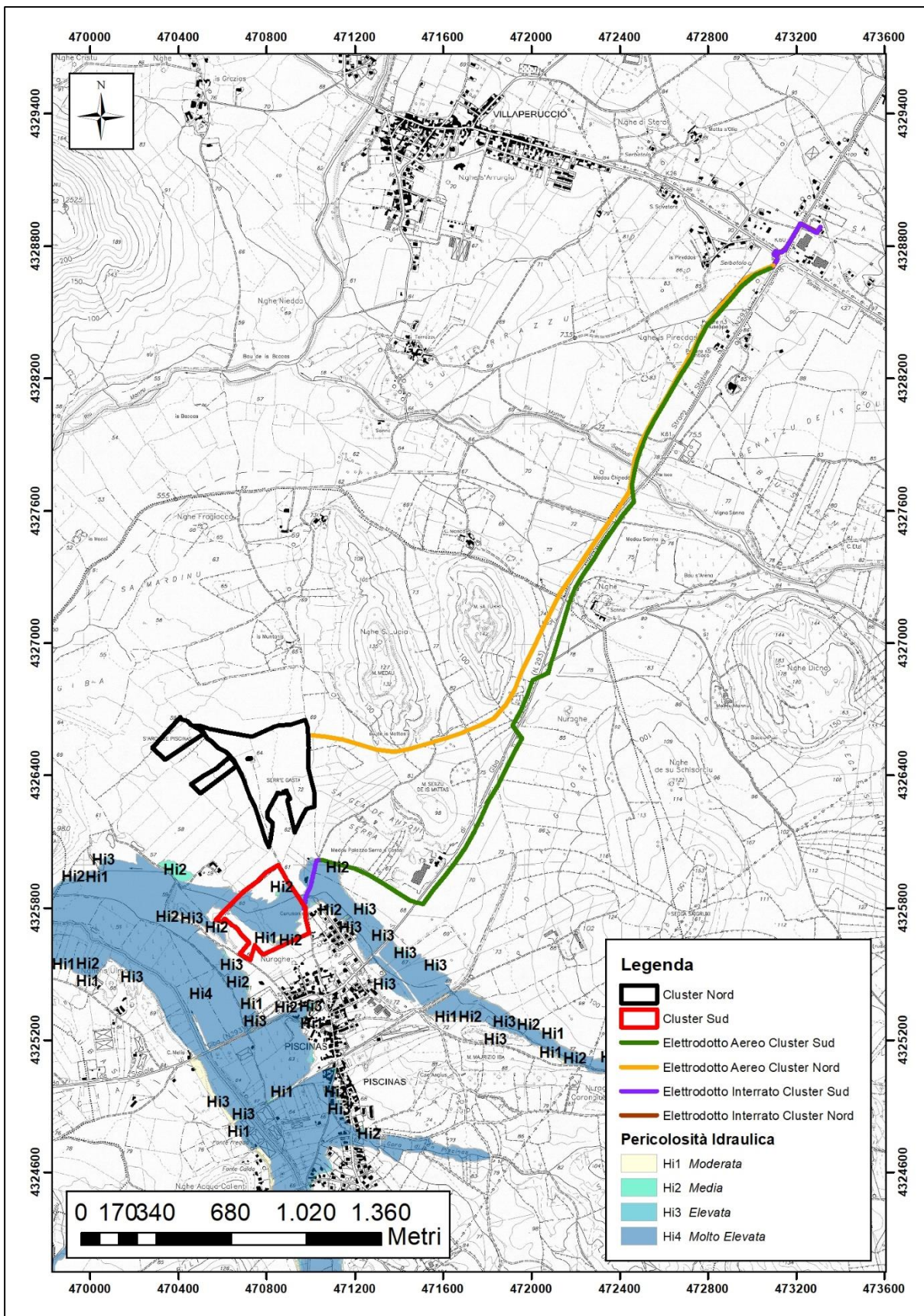


Figura 6 - Pericolosità Idraulica (Hi).

I dati riportati in Figura 7 riportano i valori delle portate al colmo e contributi unitari dello Studio di Compatibilità Idraulica della Variante Art. 8 del PAI, stimati per i tempi di ritorno di 50, 100, 200 e 500 anni per i bacini idrografici del Rio Funtana Luma.

River	Reach	progressiva	Portata TR_50	Portata TR_100	Portata TR_200	Portata TR_500
Rio Funtana Luma	Rio Funtana Luma	3077	35.05	41.76	48.59	57.74

Figura 7 - Portate di progetto in m³/s.

Lo studio di variante Art. 8 del PAI ha modellato il Rio Funtana Luma per una lunghezza pari a 3.1 km. I transetti, tracciati come previsto dalle Linee guida del PAI, sono stati complessivamente 35, con lunghezza compresa tra i 100 e i 330 metri circa. Dallo studio è emerso che è possibile individuare tre diverse aree di allagamento, sulla base dell'interferenza con l'edificato urbano.

La prima di queste è ubicata a monte della SS 293, in cui l'unica interferenza riscontrata è quella con la viabilità secondaria: l'area, priva di edificato ed insediamenti produttivi, presenta una larghezza iniziale di circa 60 m, per poi aumentare fino a 200 m nella sezione a monte dell'attraversamento sulla viabilità locale di cui sopra. A valle di esso, il fronte di allagamento si attesta sui 200 m di larghezza, con tiranti idrici di 0.8-1 m circa e velocità dell'ordine di 1.5 m/s, con condizioni di deflusso prossime allo stato critico.

Nel tratto successivo, invece, dove il corso d'acqua lambisce la parte nord dell'abitato, le aree di allagamento interessano alcuni lotti ed abitazioni di Via S'Olivariu, nonché la viabilità locale, prima di confluire sul Rio Piscinas. Le larghezze in oggetto sono dell'ordine di 100 m circa, con battenti idrici di circa 1 m, velocità dell'ordine di 1.5 m/s e condizioni di corrente lenta.

Infine, il tratto finale a monte della confluenza con il Rio Piscinas interessa esclusivamente aree agricole, con larghezze pari a 170 m circa, con esondazioni marcate prevalentemente in sinistra idraulica.

1.3.2.1 ARTICOLO 27 DISCIPLINA DELLE AREE DI PERICOLOSITÀ IDRAULICA MOLTO ELEVATA (Hi4)

1. Fermo restando quanto stabilito negli articoli 23 e 24, in materia di interventi strutturali e non strutturali di sistemazione idraulica e riqualificazione degli ambienti fluviali - individuati dal PAI, dal programma triennale di attuazione o dalle competenti autorità regionali in osservanza di quanto stabilito dal PAI - nelle aree di pericolosità idraulica molto elevata sono consentiti esclusivamente:

- a. le opere e gli interventi idraulici per migliorare la difesa dalle alluvioni e la sicurezza delle aree interessate da dissesto idraulico;
- b. gli interventi per mantenere e recuperare le condizioni di equilibrio dinamico degli alvei dei corsi d'acqua;
- c. le attività di manutenzione idraulica compatibile, compresi i tagli di piante esclusivamente per garantire

il regolare deflusso delle acque e gli interventi eseguiti ai sensi del decreto del Presidente della Repubblica 14.4.1993 e della legislazione di settore della Regione Sardegna;

d. le opere di sistemazione e riqualificazione ambientale e fluviale dirette alla riduzione dei pericoli e dei danni potenziali da esondazione, rivolti a favorire la ricostituzione degli equilibri naturali, della vegetazione autoctona, delle cenosi di vegetazione riparia;

e. le opere urgenti degli organi di protezione civile o delle autorità idrauliche regionali competenti per la tutela di persone e beni in situazioni di rischio idraulico eccezionali.

f³⁷. nelle more della emanazione delle disposizioni di cui agli articoli 9, 10, 11 e 12 sono altresì ammessi gli interventi agro-silvo-pastorali comportanti modeste modificazioni all'assetto idrogeologico del territorio, conformi all'attuale destinazione e indispensabili per una corretta conduzione dei fondi, le recinzioni dei fondi agricoli prive di opere murarie e pervie al deflusso idrico e le linee di distribuzione irrigue aziendali totalmente interrato, previa valutazione positiva da parte dell'autorità idraulica competente per territorio sulla relazione di compatibilità idraulica e/o geologica- geotecnica.

g³⁸. gli interventi di bonifica ambientale di siti inquinati;

2³⁹. In materia di patrimonio edilizio pubblico e privato nelle aree di pericolosità idraulica molto elevata sono consentiti esclusivamente:

a. la demolizione di edifici sempre a condizione che i lavori non creino ostacoli al regolare deflusso delle acque;

b. la riparazione di edifici esistenti danneggiati da calamità naturali, compatibilmente con le norme nazionali e regionali vigenti, a condizione che non si tratti di ricostruzione anche parziale;

c. le opere di manutenzione ordinaria degli edifici e tutti gli altri interventi di edilizia libera di cui all'articolo 15 della LR 11 ottobre 1985, n. 23, comma 1 con esclusione di quelli di cui alle lettere d) e) j);

d. le opere di manutenzione straordinaria, restauro e risanamento conservativo degli edifici;

d1⁴⁰. gli interventi di manutenzione straordinaria che determinano frazionamenti o accorpamenti delle unità immobiliari con esecuzione di opere, anche se comportanti variazione delle superfici delle singole unità immobiliari, a condizione che, con apposita relazione asseverata del tecnico incaricato, si dimostri per il singolo caso la riduzione della vulnerabilità rispetto alla situazione ante intervento, anche prevedendo la realizzazione di interventi di adeguamento e di misure di protezione locale ed individuale, il non aumento del carico antropico mediante concreto accertamento del numero di abitanti e utilizzatori effettivamente insediabili negli edifici, con valutazione degli elementi relativi alla superficie abitabile (D.M. sanità 5 luglio 1975), alla tipologia di abitanti e/o di utilizzatori, alle differenti funzioni e modalità di utilizzo e alle fasce orarie diurne e/o notturne di prevalente utilizzo;

d2.⁴¹ con esclusione dei piani interrati e dei piani seminterrati, questi ultimi considerati con riferimento all'effettivo fenomeno di allagamento, e con esclusione degli interventi di demolizione e ricostruzione, gli interventi di ristrutturazione edilizia senza aumento della superficie abitabile (D.M. sanità 5 luglio 1975) delle singole unità immobiliari a destinazione residenziale, anche con modifiche ai prospetti, a condizione che con apposita relazione asseverata del tecnico incaricato, venga dimostrata per il singolo caso la riduzione della vulnerabilità rispetto alla situazione ante intervento, il non aumento del carico antropico mediante concreto accertamento del numero di abitanti, anche prevedendo nel caso dei piani terra la realizzazione di interventi di adeguamento e di misure di protezione locale ed individuale quali la sopraelevazione del piano di calpestio, le necessarie opere per rendere gli edifici impermeabili all'acqua e adattabili alle situazioni di piena;

d3⁴². con esclusione dei piani terra, interrati e seminterrati, gli ampliamenti delle singole unità immobiliari a destinazione residenziale ai sensi dell'art. 11 della LR 11 ottobre 1985, n. 23 e s.m.i e della direttiva di cui all'articolo 43 della LR n. 11 del 2017, con un limite massimo del 30 per cento del volume urbanistico esistente, a condizione che con apposita relazione asseverata del tecnico incaricato, venga dimostrato per il singolo caso, anche prevedendo la realizzazione di interventi di adeguamento e di misure di protezione locale ed individuale, il non aumento del carico antropico mediante concreto accertamento del numero di abitanti effettivamente insediabili negli edifici;

e. con la finalità di riqualificare il patrimonio esistente sotto l'aspetto dell'adattamento ai fenomeni di alluvione, di ridurre il consumo di suolo e di migliorare la tutela della pubblica incolumità, previa specifica deliberazione del Consiglio Comunale su proposta del privato interessato, gli interventi per ridurre la vulnerabilità degli edifici con destinazione residenziale esistenti nei centri edificati, anche mediante demolizione e ricostruzione, a condizione che lo studio di compatibilità dimostri la riduzione della vulnerabilità rispetto alla situazione ante intervento, il non aumento del carico antropico mediante concreto accertamento del numero di abitanti effettivamente insediabili negli edifici e senza aumento della superficie abitabile (D.M. sanità 5 luglio 1975); lo studio di compatibilità, inoltre, individua i necessari interventi di adattamento ai fenomeni di allagamento, di realizzazione di misure di protezione locale ed individuale, di sopraelevazione, anche con previsione di pilotis, del piano di calpestio a quota superiore alla piena con tempo di ritorno pari a 100 anni, di previsione di opere per la micro-laminazione diffusa mediante vasche di raccolta dell'acqua piovana, di divieto di nuovi locali interrati e seminterrati, di dismissione obbligatoria e irreversibile dei locali interrati e seminterrati esistenti e di realizzazione di altre misure di autoprotezione individuale, comprese quelle per rendere gli edifici impermeabili all'acqua e adattabili alle situazioni di piena, e quelle per la identificazione di luoghi sicuri per le persone posti al di sopra del livello della piena con tempo di ritorno pari a 500 anni.

f. gli interventi di adeguamento igienico-sanitario degli immobili adibiti a residenza anche stagionale o a servizi, con particolare riferimento a quelli resi obbligatori da norme di legge statale o regionale ovvero a quelli indispensabili per garantirne la funzione collegata alla destinazione d'uso, con realizzazione dei relativi volumi tecnici indispensabili;

g. le opere di adeguamento richieste dalla normativa in materia di protezione dai terremoti, sicurezza ed igiene sul lavoro, superamento delle barriere architettoniche, prevenzione degli incendi, tutela di beni archeologici, storici, artistici e culturali, con realizzazione dei relativi volumi tecnici indispensabili;

h.⁴³ i mutamenti di destinazione d'uso secondo la disciplina di cui all'art. 11 della LR 11 ottobre 1985, n. 23 e s.m.i. e della direttiva di cui all'articolo 43 della LR n. 11 del 2017, compatibili con gli elementi formali e strutturali degli edifici, a condizione che con apposita relazione asseverata del tecnico incaricato, venga dimostrata per il singolo caso la riduzione della vulnerabilità rispetto alla situazione ante intervento, anche prevedendo la realizzazione di interventi di adeguamento e di misure di protezione locale ed individuale, il non aumento del carico antropico mediante concreto accertamento del numero di abitanti e utilizzatori effettivamente insediabili negli edifici, con valutazione degli elementi relativi al non aumento della superficie abitabile (D.M. sanità 5 luglio 1975), alla tipologia di abitanti e/o di utilizzatori, alle differenti funzioni e modalità di utilizzo e alle fasce orarie diurne e/o notturne. Limitatamente alle unità immobiliari site al piano terra e ai piani interrati e/o seminterrati, aventi destinazioni d'uso diverse da quella residenziale è sempre escluso il mutamento di destinazione d'uso in residenziale, o turistico-ricettiva; per le unità immobiliari site al piano terra il suddetto mutamento è consentito nel rispetto dei presupposti sopra indicati, a condizione che non sia incrementato neppure uno dei fattori che concorrono a determinare il rischio specifico nella formulazione di cui al punto 2.1 del D.P.C.M. 29.09.1998.

i. i mutamenti di destinazione d'uso ai sensi dell'art. 11 della LR 11 ottobre 1985, n. 23 e s.m.i. la realizzazione e l'integrazione di impianti privati di depurazione, di apparecchiature tecnologiche, di impianti per l'impiego di fonti energetiche rinnovabili e per il contenimento dei consumi energetici, unitamente alla realizzazione dei connessi volumi tecnici, a condizione che si tratti di interventi a servizio di singoli edifici, conformi agli strumenti urbanistici e valutati indispensabili per la funzionalità degli edifici o vantaggiosi dall'autorità competente per la concessione o l'autorizzazione;

l.⁴⁴ le opere di sistemazione e manutenzione di superfici inedificate o scoperte di edifici, compresi rampe di accesso, recinzioni, muri a secco, contenimenti in pietrame, terrazzamenti, siepi, impianti a verde, pergole e coperture; m. la realizzazione di ricoveri mobili per animali da allevamento, di manufatti mobili adibiti a ricovero transitorio degli addetti alle attività pastorali, di manufatti per il foraggiamento della selvaggina.

3. In materia di infrastrutture a rete o puntuali pubbliche o di interesse pubblico, comprese le opere provvisorie temporanee funzionali agli interventi, nelle aree di pericolosità idraulica molto elevata sono consentiti esclusivamente⁴⁵:

STUDIO TECNICO DI GEOLOGIA – Dott. Geol. Mattia Alessio Meloni – Via Veneto, 9 – 09062 Sadali (SU)
e-mail: melonimattiaalessio@tiscali.it pec: meloni77@pec.it cell. 393 7036350

- a. gli interventi di manutenzione ordinaria;
- b. gli interventi di manutenzione straordinaria;
- c. gli interventi di adeguamento per l'integrazione di innovazioni tecnologiche;
- d. gli interventi di adeguamento per la sicurezza di esercizio richiesti da norme nazionali e regionali;
- e. gli interventi di ampliamento e ristrutturazione di infrastrutture a rete e puntuali riferite a servizi pubblici essenziali non delocalizzabili, che siano privi di alternative progettuali tecnicamente ed economicamente sostenibili e siano dichiarati essenziali;
- f. la ricostruzione di infrastrutture a rete distrutte o danneggiate da calamità naturali, fatti salvi i divieti di ricostruzione stabiliti dall'articolo 3-ter del decreto legge n. 279/2000 convertito con modificazioni dalla legge n. 365/2000;
- f bis⁴⁶**. A seguito di calamità naturali, ancorché già avvenute, cui siano conseguiti rilevanti danni a elementi delle infrastrutture a rete, pubbliche o di interesse pubblico, tali da aver determinato condizioni critiche nella accessibilità a centri abitati e a ampi comprensori caratterizzate da aziende o unità produttive in essi distribuite, previa specifica deliberazione della Giunta Regionale che, sulla base di motivata deliberazione dei consigli comunali degli enti locali interessati, dia atto delle condizioni di eccezionalità, urgenza e di rilevanza socio-economica, può essere assentita la realizzazione di opere provvisorie e temporanee di attraversamento dei corsi d'acqua e dei relativi elementi accessori, anche qualora non sia possibile il rispetto del franco idraulico e delle altre condizioni imposte dalla vigente normativa sulle costruzioni. La deliberazione comunale dovrà accertare che non vi siano alternative tecniche ed economiche sostenibili di immediata realizzabilità, stabilire che per le suddette opere sia identificato il periodo massimo di utilizzo in base al tempo necessario a realizzare interventi definitivi e ogni opportuno provvedimento atto a garantire l'esercizio dell'infrastruttura in condizioni di rischio residuo compatibile, mediante la previsione e l'approntamento di adeguate misure attive di protezione civile con particolare riferimento alla tutela della pubblica incolumità;
- g⁴⁷**. le nuove infrastrutture a rete o puntuali previste dagli strumenti di pianificazione territoriale e dichiarate essenziali e non altrimenti localizzabili; nel caso di condotte e di cavidotti, non è richiesto lo studio di compatibilità idraulica di cui all'articolo 24 delle presenti norme qualora sia rispettata la condizione che tra piano di campagna e estradosso ci sia almeno un metro di ricoprimento, che eventuali opere connesse emergano dal piano di campagna per una altezza massima di 50 cm, che per le situazioni di parallelismo non ricadano in alveo e area golenale e che il soggetto attuatore provveda a sottoscrivere un atto con il quale si impegna a rimuovere a proprie spese tali elementi qualora sia necessario per la realizzazione di opere di mitigazione del rischio idraulico;

h⁴⁸. allacciamenti a reti principali e nuovi sottoservizi a rete interrati lungo tracciati stradali esistenti, ed opere connesse compresi i nuovi attraversamenti; nel caso di condotte e di cavidotti, non è richiesto lo studio di compatibilità idraulica di cui all'articolo 24 delle presenti norme qualora sia rispettata la condizione che tra piano di campagna e estradosso ci sia almeno un metro di ricoprimento, che eventuali opere connesse emergano dal piano di campagna per una altezza massima di 50 cm e che il soggetto attuatore provveda a sottoscrivere un atto con il quale si impegna a rimuovere a proprie spese tali elementi qualora sia necessario per la realizzazione di opere di mitigazione del rischio idraulico;

i⁴⁹. i nuovi interventi di edilizia cimiteriale che prevedono la realizzazione di volumetrie, purché realizzati nelle porzioni libere interne degli impianti cimiteriali esistenti;

l. nuove infrastrutture, strutture di servizio ed insediamenti mobili, preferibilmente provvisori, destinati ad attrezzature per il tempo libero, la fruizione occasionale dell'ambiente naturale, le attività sportive e gli spettacoli all'aperto.

4. Nelle aree di pericolosità idraulica molto elevata resta comunque sempre vietato realizzare:

a. strutture e manufatti mobili e immobili, ad eccezione di quelli a carattere provvisorio o precario indispensabili per la conduzione dei cantieri o specificamente ammessi dalle presenti norme;

b. protezioni di colture agricole con rilevati capaci di ostacolare il deflusso delle acque;

c. cambiamenti colturali o nuove colture arboree capaci di ostacolare il deflusso delle acque o di pregiudicare la stabilità degli argini;

d. nuovi impianti o ampliamenti di impianti di trattamento, smaltimento e di recupero dei rifiuti⁵⁰;

e⁵¹. nuovi impianti di trattamento delle acque reflue;

f. nuovi stabilimenti o ampliamenti di stabilimenti soggetti agli obblighi di cui agli articoli 6, 7 e 8 del decreto legislativo 17.8.1999, n. 334, "Attuazione della direttiva 96/82/CE relativa al controllo dei pericoli di incidenti rilevanti connessi con determinate sostanze pericolose";

g. nuovi impianti tecnologici fuori terra ad eccezione dei ripetitori e dei tralicci per il trasporto dell'energia elettrica e di quelli espressamente consentiti dalle presenti norme.

5. Per gli impianti e gli stabilimenti di cui al comma precedente, lettere d., e., f., g., esistenti alla data di approvazione del PAI, sono ammessi:

a. l'adeguamento tecnico alle normative in vigore;

b. la manutenzione ordinaria o straordinaria;

c. l'ampliamento dei soli volumi tecnici non altrimenti localizzabili e senza alternative progettuali tecnicamente ed economicamente sostenibili necessari per migliorare le condizioni igienico-sanitarie, di esercizio, di efficiente funzionamento e di sicurezza, salve le verifiche di sicurezza di cui all'articolo 22;

c1⁵². completamenti di impianti esistenti di trattamento delle acque reflue, conformi alla pianificazione di settore (Piano di tutela delle acque), per i quali sia necessaria, ai fini dell'adeguamento alle normative comunitarie, nazionali e regionali vigenti, l'esecuzione di interventi di modifica, integrazione e potenziamento funzionale, a condizione che gli eventuali nuovi manufatti ricadano ordinariamente entro l'area dell'impianto esistente, previa redazione di uno studio di compatibilità idraulica di cui all'art 24. Nello studio sono anche ricomprese le misure strutturali e non strutturali atte alla gestione del rischio, comprese le regole comportamentali e gestionali da tenere in occasione di eventi alluvionali e di allerte per rischio idrogeologico e/o idraulico, anche identificando luoghi sicuri per le persone posti al di sopra della piena con tempo di ritorno pari a 500 anni;

d. gli adeguamenti tecnici per eliminare o mitigare i rischi idraulici, anche in relazione alle verifiche di cui all'articolo 22.

5.bis Sono inoltre consentiti le ricerche e i prelievi idrici purchè in tutte le aree pericolose le relative opere siano realizzate, attrezzate e mantenute in modo da non produrre erosione dei suoli, fenomeni di subsidenza o alterazioni permanenti della circolazione idrica naturale e comunque tali da non pregiudicare o aggravare la situazione esistente. Per tali attività, dovranno essere acquisiti tutti i nullaosta o autorizzazioni previste dalla normativa di settore.

6.⁵³ Lo studio di compatibilità idraulica di cui all'art.24:

a. è richiesto per tutti gli interventi consentiti dal comma 1, fatta eccezione per quelli di cui alla lettera e).

b. è richiesto per gli interventi di cui al comma 2, lettera e);

c. è richiesto per gli interventi di cui al comma 3, lettere e, f, f bis, g, h, i, l;

d. è richiesto per gli interventi di cui al comma 5, lettere a, c, c1, d;

e. è richiesto per gli interventi di cui al comma 5 bis.

6 bis⁵⁴. Gli interventi di cui al comma 2, lett. i) e l) sono corredati da relazione da parte del tecnico incaricato dal soggetto proponente che assevera motivatamente per il caso specifico il rispetto delle previsioni e finalità delle presenti norme di attuazione.

7.⁵⁵ Per gli interventi di cui al comma 1 lettera c), l'Autorità competente all'approvazione degli studi di compatibilità ai sensi della L.R. 33/2014, potrà richiedere, a suo insindacabile giudizio, lo studio di compatibilità idraulica o parte di esso, in relazione alla peculiarità dell'intervento.

ARTICOLO 27bis Disciplina delle attività delle aziende agricole, pastorali e selvicolturali nelle aree di pericolosità molto elevata (Hi4)⁵⁶

1. All'interno delle zone perimetrate per pericolosità idraulica molto elevata (Hi4) è consentito, in coerenza con le finalità e i principi generali stabiliti dagli articoli 10, 11 e 12 e in considerazione degli aspetti socio-economici, lo svolgimento delle attività e la realizzazione di fabbricati e di impianti delle aziende agricole, pastorali e selvicolturali senza aumento del rischio, ad eccezione dell'eventuale incremento intrinsecamente connesso a tali attività ed impianti.

2. Dalle previsioni del comma 1 sono escluse le fasce della profondità di 50 metri dal piede esterno degli argini dei corsi d'acqua.

3. Nelle aree di cui al comma 1 sono permesse le attività delle aziende agricole, zootecniche e selvicolturali e la realizzazione dei fabbricati e degli impianti connessi alla loro conduzione e alla valorizzazione e trasformazione dei prodotti aziendali, purché in condizioni di massima sicurezza idraulica possibile, previa presentazione da parte del proponente di studio di compatibilità e di sicurezza idraulica.

4. Lo studio di compatibilità e di sicurezza idraulica è redatto con i contenuti dell'articolo 24 e identifica, altresì, le adeguate misure e gli interventi per limitare la vulnerabilità degli edifici e dei manufatti e per consentire la tutela della pubblica incolumità. I fabbricati e gli impianti sono realizzabili qualora, compatibilmente con le esigenze aziendali, non siano localizzabili nell'ambito dell'azienda esternamente alle aree di pericolosità molto elevata (Hi4) e sia dimostrato il rispetto delle norme relative alle buone condizioni agronomiche e ambientali (BCAA) per gli aspetti legati alla manutenzione della rete idraulica aziendale e della baulatura e al mantenimento delle condizioni locali specifiche per limitare l'erosione.

5. Lo studio di compatibilità e di sicurezza idraulica, inoltre, individua gli interventi di adeguamento e di realizzazione delle misure di protezione locale ed individuale, la dismissione obbligatoria e irreversibile dei locali interrati e seminterrati eventualmente esistenti nell'azienda e le altre misure di autoprotezione individuale, comprese quelle per rendere gli edifici impermeabili all'acqua e adattabili alle situazioni di piena. Nello studio sono anche ricomprese le misure strutturali e non strutturali atte alla gestione del rischio, comprese le regole comportamentali e gestionali da tenere in occasione di eventi alluvionali e di allerte per rischio idrogeologico e/o idraulico, anche identificando luoghi sicuri per le persone posti al di sopra della piena con tempo di ritorno pari a 500 anni. In caso di emanazione di avviso di elevata criticità per rischio idrogeologico e/o idraulico (allerta rossa) sono vietate le attività lavorative dell'azienda, salvo quelle strettamente necessarie

per la sanità animale.

6. Al fine di limitare al massimo gli ostacoli per il deflusso della piena, nel rispetto delle norme urbanistiche vigenti per le zone agricole, i fabbricati e impianti di cui ai commi precedenti non possono eccedere la superficie coperta massima pari a 1500 mq nel caso di superficie aziendale superiore ai 100 ettari e pari a 1000 mq in tutti gli altri casi. Da tali limiti sono escluse le serre e gli altri sistemi di protezione delle colture. E', inoltre, sempre vietato realizzare nuovi edifici a destinazione residenziale, turistico-ricettiva e punti di ristoro nonché effettuare mutamenti di destinazione d'uso di edifici esistenti per adibirli a tali funzioni.

7. Le nuove costruzioni e gli incrementi di volume o di superficie utile sono consentiti a condizione che siano realizzati per sopraelevazione a quota superiore a m. 1,00 al piano di campagna e comunque a quote superiori a quelle della piena con tempo di ritorno pari a 100 anni, comprese le vie d'accesso, prevedendo idonee opere d'arte per renderle pervie. Sono escluse dall'obbligo della sopraelevazione le strutture per il ricovero e la custodia di attrezzi e macchinari e le serre purché siano realizzate con sistemi costruttivi pervi che consentano, per quanto possibile, il massimo deflusso delle acque, siano orientate e distanziate opportunamente in direzione parallela alla corrente prevalente e interrotte da idonei varchi trasversali al massimo ogni 75 metri.

8. Oltre a quanto previsto al precedente articolo 4, comma 8, in sede di rilascio di titolo abilitativo il soggetto attuatore è tenuto a sottoscrivere un atto liberatorio che escluda ogni responsabilità dell'amministrazione pubblica in ordine a risarcimenti e rimborsi nel caso di allerte e nel caso di eventuali futuri danni a cose o persone comunque derivanti dal dissesto segnalato.

9. I comuni sono obbligati ad adeguare i piani di protezione civile per tenere conto di tali aziende ubicate in aree di pericolosità molto elevata (Hi4).

1.3.3 Piano Stralcio delle Fasce Fluviali (PSFF 2015)

L'area di studio non ricade all'interno delle aree perimetrate dal Piano Stralcio delle Fasce Fluviali (PSS_2015) (Figura 8).

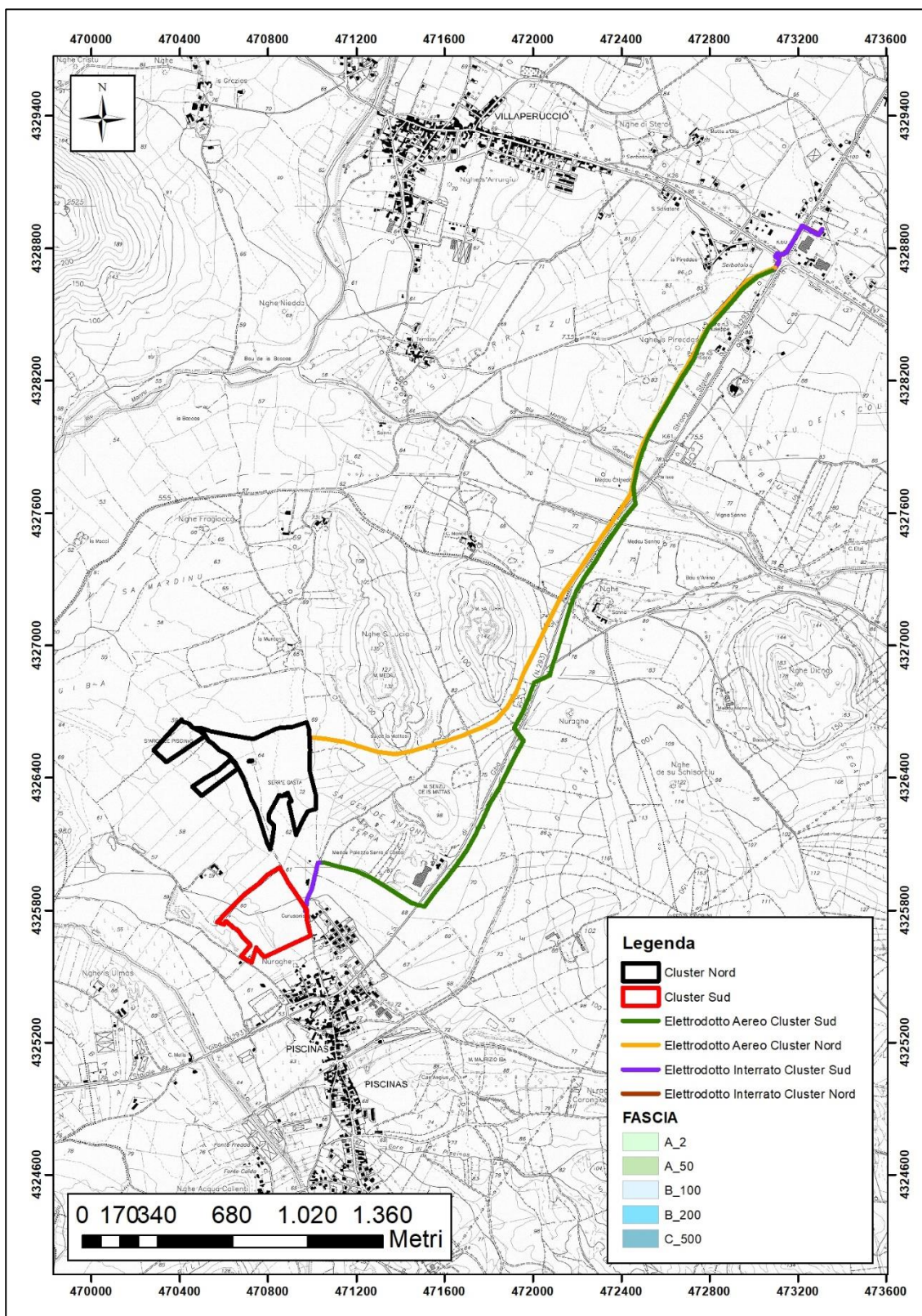


Figura 8 – Perimetrazione PFSS 2015 (Piana Stralcio delle Fasce Fluviali).

1.3.4 Vincolo Idrogeologico Sardegna Art. 1-9-18

L'area di studio non è assoggettata a vincolo idrogeologico ai sensi del R.D. 3267/1923 (Figura 9).

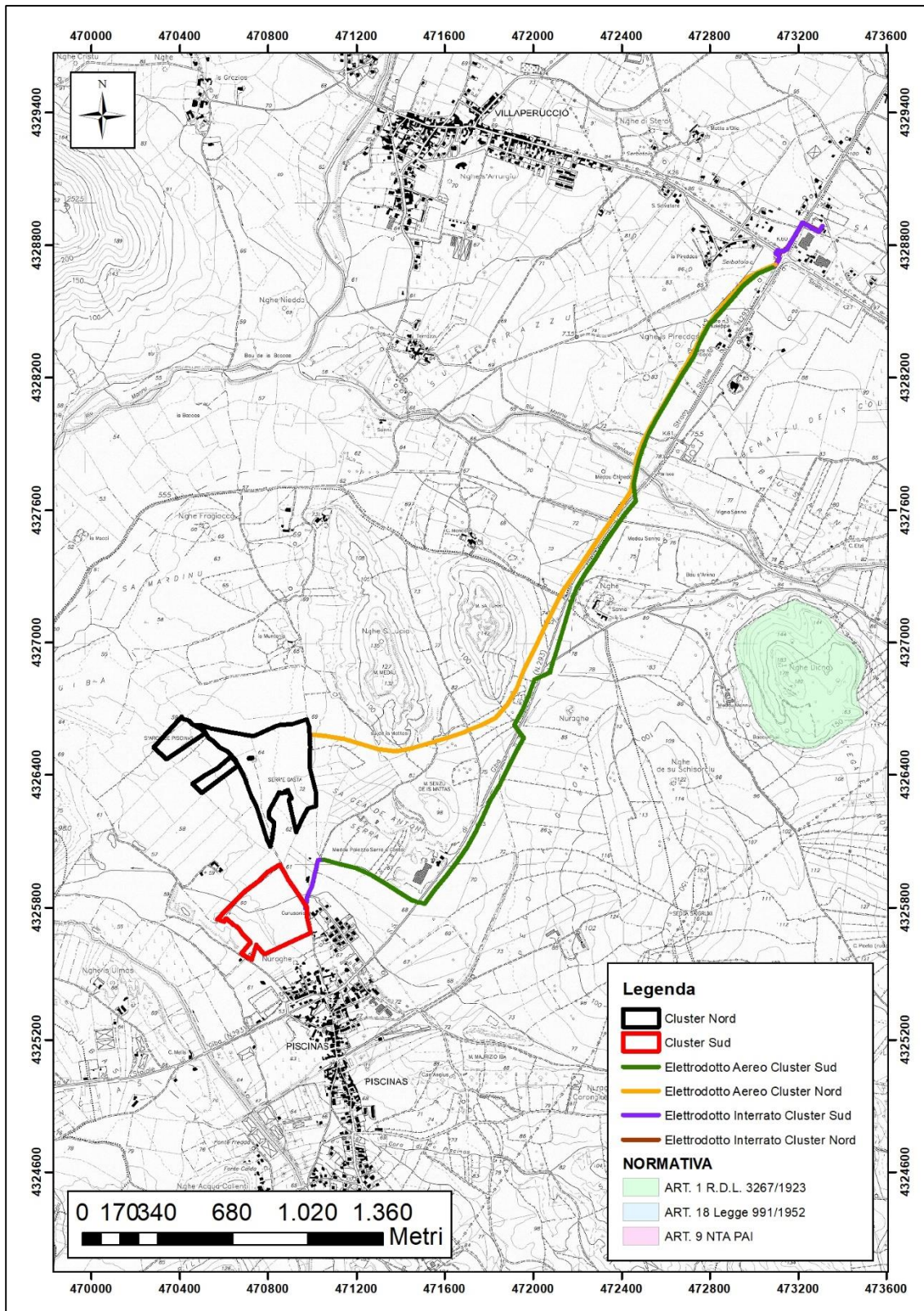


Figura 9 - Perimetrazione del vincolo idrogeologico ai sensi del R.D. 3267/1923.

1.4 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Il presente elaborato è stato redatto con esplicito riferimento alla seguente normativa dello Stato Italiano e della RAS:

- **Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.)** adottato dalla Giunta Regionale con D.G.R. n. 54/33 del 30.12.2004 e reso esecutivo con Decreto Assessoriale n. 3 del 21.02.2005 con pubblicazione nel BURAS n. 8 dell'11.03.2005, e relative Norme di Attuazione (aggiornamento del giugno 2020 - Allegato B alla Delib. G.R. n. 43/2 del 27.8.2020 – TESTO COORDINATO);
- **D.P.R. 13.06.2017 n. 120** – Regolamento recante la disciplina semplificata della gestione delle terre e rocce da scavo, ai sensi dell'art. 8 del decreto-legge 12 settembre 2014 n. 133, convertito, con modificazioni, dalla legge 11.11.2014 n. 164;
- **Decreto legislativo n.50 del 18 aprile 2016** - Attuazione delle direttive 2014/23/UE, 2014/24/UE e 2014/25/UE sull'aggiudicazione dei contratti di concessione, sugli appalti pubblici e sulle procedure d'appalto degli enti erogatori nei settori dell'acqua, dell'energia, dei trasporti e dei servizi postali, nonché per il riordino della disciplina vigente in materia di contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture;
- **UNI 11531-1 aprile 2014**- Costruzione e manutenzione delle opere civili delle infrastrutture;
- **Piano Stralcio delle Fasce Fluviali della Sardegna (PSFF)** adottato in via definitiva con Delibera n.1 del 20.06.2013.
- **Cir. C.S.LL.PP n. 617 2 febbraio 2009** - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;
- **D.M. 17.01.2018** – “Norme tecniche per le costruzioni” - Aggiornamento;
- **Decreto Legislativo del 3.04.2006 n. 152** – Norme in materia ambientale
- **Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20.03.2003** – “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzione in zona sismica” e ss. mm.ii;
- **Eurocodice 7 del 1994** – Parte 1 “Progettazione geotecnica – Regole generali”;
- **D.M.LL.PP. 16.01.1996**– Norme tecniche per la costruzione in zone sismiche;
- **D.M. LL.PP. 11.03.1988** - Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;
- **Legge n. 64 del 02.02.1974** – “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”, che prevede l'obbligatorietà dell'applicazione per tutte le opere, pubbliche e private, delle norme tecniche che saranno fissate con successivi decreti del Ministero LL.PP.;

SEZIONE II

INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

2.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO REGIONALE

La Sardegna possiede una storia geologica molto antica che parte dal Cambriano e arriva fino all'Olocene. Il basamento paleozoico sardo si configura come un segmento della catena varisica orientale sud-europea, separatosi dall'Europa all'inizio dell'Oligo-Miocene. La Sardegna può essere suddivisa in tre complessi geologici principali che sono: il basamento metamorfico ercinico, il complesso intrusivo tardo-varisico, le successioni sedimentarie e vulcaniche tardo-erciniche, mesozoiche e cenozoiche (Figura 10).

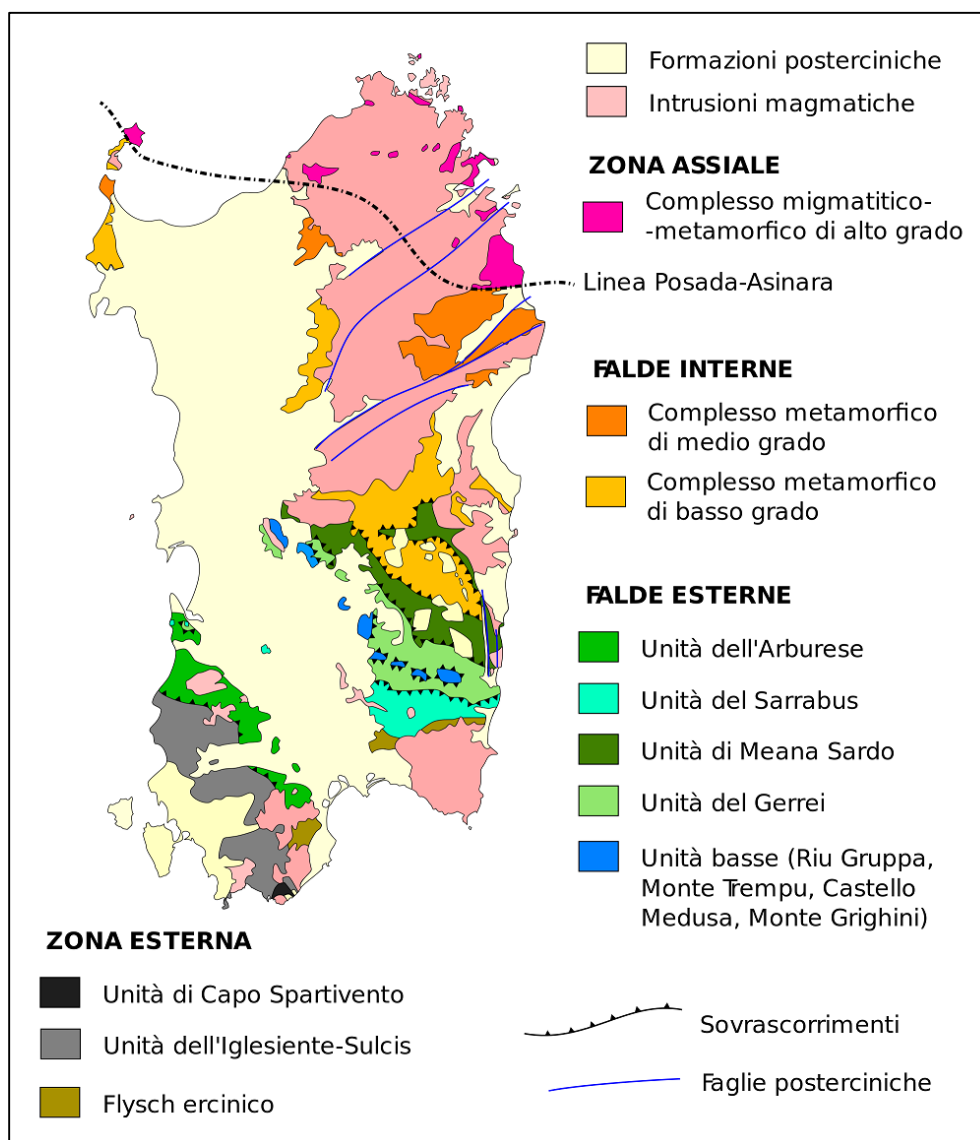


Figura 10 - Schema tettonico del Basamento varisico sardo.

La catena varisica europea è considerata da alcuni autori come il risultato di una catena collisionale associata a subduzione di crosta oceanica e metamorfismo di alta pressione durante il Siluriano, collisione continentale con importante ispessimento crostale, metamorfismo e magmatismo, durante il Devoniano e il Carbonifero. L'orogenesi varisica ha interessato tutto il basamento della Sardegna con intense

deformazioni, un metamorfismo sin-cinematico e un importante magmatismo post collisionale. In Sardegna affiora una sezione completa della catena varisica: dalle zone esterne della catena che affiorano nella Sardegna SW, fino a quelle interne che affiorano nella parte NE dell'isola. La catena varisica è caratterizzata da raccorciamenti e da una zonazione tettono-metamorfica tipica delle orogenesi da collisione continentale (CARMIGNANI et al., 1978; ARTHAUD & SAUNIAC, 1981). Il basamento sardo è costituito da un sistema di falde erciniche vergenti verso SW, in cui si distinguono: una Zona esterna, una Zona a falde e una Zona assiale (CARMIGNANI et al., 1987b).

2.2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO DELL'AREA DI STUDIO

L'area di interesse ricade in un'area il cui basamento geologico è costituito essenzialmente dalla SUCCESSIONE VULCANICA MIOCENICA e da DEPOSITI QUATERNARI. Alla base delle attività mirate alla definizione della Carta Geologica è stato eseguito un rilevamento geologico di dettaglio di tutta l'area di studio. Il rilievo è stato mirato alla definizione delle diverse componenti litologiche differenziando le unità dotate di caratteristiche litologiche, petrografiche e/o mineralogiche, sedimentologiche riconoscibili sul terreno e distinguibili da quelle adiacenti. Sono state inoltre definite oltre ai limiti tra Unità litologiche e terreni di copertura significativi le strutture principali.

Come strumento di base per lo studio geologico è stata utilizzata: la "Carta Geologica di base della Sardegna in scala 1:25.000" (Regione Autonoma della Sardegna); il rilevamento geologico dell'area, unitamente allo studio della documentazione bibliografica sopracitata, hanno permesso di definire con maggior dettaglio l'assetto geologico strutturale dell'area (Figura 11).

Di seguito viene elencata la successione stratigrafica presente in ordine cronostatigrafico partendo dalle formazioni più antiche verso le più recenti:

2.2.1 Basamento Paleozoico

(GMN) - Membro della Dolomia rigata (FORMAZIONE DI GONNESA). Dolomie grigio chiare ben stratificate e laminate, spesso con laminazioni stromatolitiche, con noduli e livelli di selce scura alla base. CAMBRIANO INF. (ATDABANIANO SUP.-LENIANO)

(GNN1) - Membro della Dolomia rigata (FORMAZIONE DI GONNESA). Dolomie grigio chiare ben stratificate e laminate, spesso con laminazioni stromatolitiche, con noduli e livelli di selce scura alla base. CAMBRIANO INF. (ATDABANIANO SUP.-LENIANO)

(GNN2) - Membro del Calcere ceroide (FORMAZIONE DI GONNESA). Calcari grigi massivi, talora nerastrati, spesso dolomitizzati. CAMBRIANO INF. (ATDABANIANO SUP. - LENIANO)

(NEB1) - Membro di Matoppa (FORMAZIONE DI NEBIDA). Metarenarie e metasiltiti, con laminazioni piano-parallele, alternate a bancate decimetriche di metarenarie quarzose, con rari livelli carbonatici. CAMBRIANO INF. (ATDABANIANO)

(NEB2) - Membro di Punta Manna (FORMAZIONE DI NEBIDA). Metarenarie quarzose e siltiti, con laminazioni incrociate e piano-parallele, verso l'alto alternanze di calcari, talvolta ricchi in archeociati, e dolomie con bioturbazioni, spesso silicizzate. CAMBRIANO INF

(CAB) - FORMAZIONE DI CABITZA. Alternanza ritmica di lamine centimetriche metasiltitiche e metargillitiche di colore rosso-violaceo e verde di origine tidale, lamine metasiltitiche gradate grigio-verdi e metarenarie quarzoso-feldspatiche grigie con laminazioni pianoparallele. CAMBRIANO MEDIO - ORDOVICIANO INFERIORE.

2.2.2 Corteo filoniano

(fi) - Filoni intermedio-basici a composizione andesitica o basaltica, a volte porfirici, con fenocristallidi Am, generalmente molto alterati, in massa di fondo da afirica a microcristallina. CARBONIFERO SUP. – PERMIANO

2.2.3 Successione Sedimentaria Paleogenica

(CIX) - FORMAZIONE DEL CIXERRI. Argille siltose di colore rossastro, arenarie quarzoso-feldspatiche in bancate con frequenti tracce di bioturbazione, conglomerati eterometrici e poligenici debolmente cementati. EOCENE MEDIO – OLIGOCENE?

2.2.4 Successione Vulcanica Miocenica

I depositi vulcanici sono costituiti da colate laviche, domi lavici e piroclastiti messi in posto in condizioni subaeree e da epiclastiti e subordinati filoni. Le distinzioni cartografiche tra le diverse unità vulcaniche si basano principalmente su caratteri macroscopici osservabili in campagna (poi confermati in sezione sottile), quali litologia, giacitura, caratteristiche stratigrafiche e petrografiche, etc., privilegiando, per quanto possibile, le distinzioni basate su discordanze angolari e paleosuoli.

(ENZ) - ANDESITI BASALTICHE DI MONTE ENNAZZA. Andesiti basaltiche e andesiti in brecce laviche autoclastiche in colate, spesso clasto-sostenute, subordinate colate laviche massive, sia spesse che sottili, lave in ammassi cupoliformi, porfiriche per Pl, Cpx, Opx. MIOCENE INFERIORE

(STP) - PIROCLASTITI ED EPICLASTITI DI SERRA 'E TEPUIS. Brecce caotiche generalmente matrice-sostenute con abbondanti clasti litici e subordinate pomici talora ben stratificate e con gradazione inversa (deposito di flusso piroclastico); brecce epiclastiche. MIOCENE INFERIORE

(MPL) - ANDESITI DI MONTE PALMAS. Andesiti in brecce autoclastiche a clasti subangolosi scoriacei grigio chiari, porfiriche per fenocristalli di Pl, Opx, Cpx, Hbl e Bt in massa di fondo ipocristallina, passanti verso l'alto a lave andesitico-dacitiche. BURDIGALIANO

(MPLa) - Litofacies nelle ANDESITI DI MONTE PALMAS. Alla base, bancate di brecce piroclastiche a matrice pomiceo-cineritica, intercalazioni di livelli epiclastici. BURDIGALIANO

(ACQ) - DACITI DI ACQUA SA CANNA. Depositi di flusso piroclastico in facies ignimbrítica a chimismo dacitico, da non saldati ad incipientemente saldati, e depositi piroclastici di caduta, di colore da grigio chiaro fino a rosato, con cristalli liberi di Pl, Bt e clasti lavici centimetrici. BURDIGLIANO SUPERIORE.

(CBU) - RIOLITI DI MONTE CROBU. Depositi di flusso piroclastico in facies ignimbrítica a chimismo riolitico, con cristalli liberi di Sa, Pl, e subordinati Px, Ol e Bt, da densamente saldati con tessitura eutassitica, a non saldati (tufi, tufi a lapilli. BURDIGLIANO SUPERIORE? – LANGHIANO?

(ULM) - RIOLITI IPERACALINE DI MONTE ULMUS. (Lipariti, Auct.). Depositi di flusso piroclastico in facies ignimbrítica, a chimismo riolitico iperalcalino, con cristalli liberi di Sa, Qtz, subordinati Cpx, Enigmatite, Bt, di colore grigio bruno. LANGHIANO

(SIO) - FORMAZIONE DI SERRA IS OLLASTUS. Depositi conglomeratici continentali poligenici ed eterometrici, a prevalenti clasti di rocce carbonatiche mesozoiche e scarsi clasti di andesiti e di rocce paleozoiche, in matrice argilloso-cineritica. LANGHIANO

(NUR) - RIOLITI DI NURAXI (Lipariti Auct.). Depositi di flusso piroclastico in facies ignimbrítica a chimismo riolitico, con cristalli liberi di Pl (con orlo di Sa), Sa, scarsi Opx, Cpx, Mag, di colore variabile da grigio ceruleo a bruno violaceo. LANGHIANO

(CDT) - COMENDITI AUCT. Depositi di flusso piroclastico in facies ignimbrítica di tipo composito, a chimismo riolitico comenditico, con cristalli liberi di Sa, Qtz, Arf, Aeg, da non saldati (tufi, tufi a lapilli) a densamente saldati, con tessitura eutassitica. LANGHIANO

2.2.5 Depositi Quaternari

(PVM2a) - Litofacies nel Subsistema di Portoscuso (SINTEMA DI PORTOVESME). Ghiaie alluvionali terrazzate da medie a grossolane, con subordinate sabbie. PLEISTOCENE SUPERIORE

(bna) - DEPOSITI ALLUVIONALI TERRAZZATI. Ghiaie con subordinate sabbie. OLOCENE

(ba) - DEPOSITI ALLUVIONALI. Ghiaie da grossolane a medie. OLOCENE

(b2) - COLTRI ELUVIO-COLLUVIALI. Detriti immersi in matrice fine, talora con intercalazioni di suoli più o meno evoluti, arricchiti in frazione organica. OLOCENE

(a) - DEPOSITI DI VERSANTE. Detriti con clasti angolosi, talora parzialmente cementati. OLOCENE

(h1u) - DEPOSITI ANTROPICI. Discariche per rifiuti solidi urbani. OLOCENE

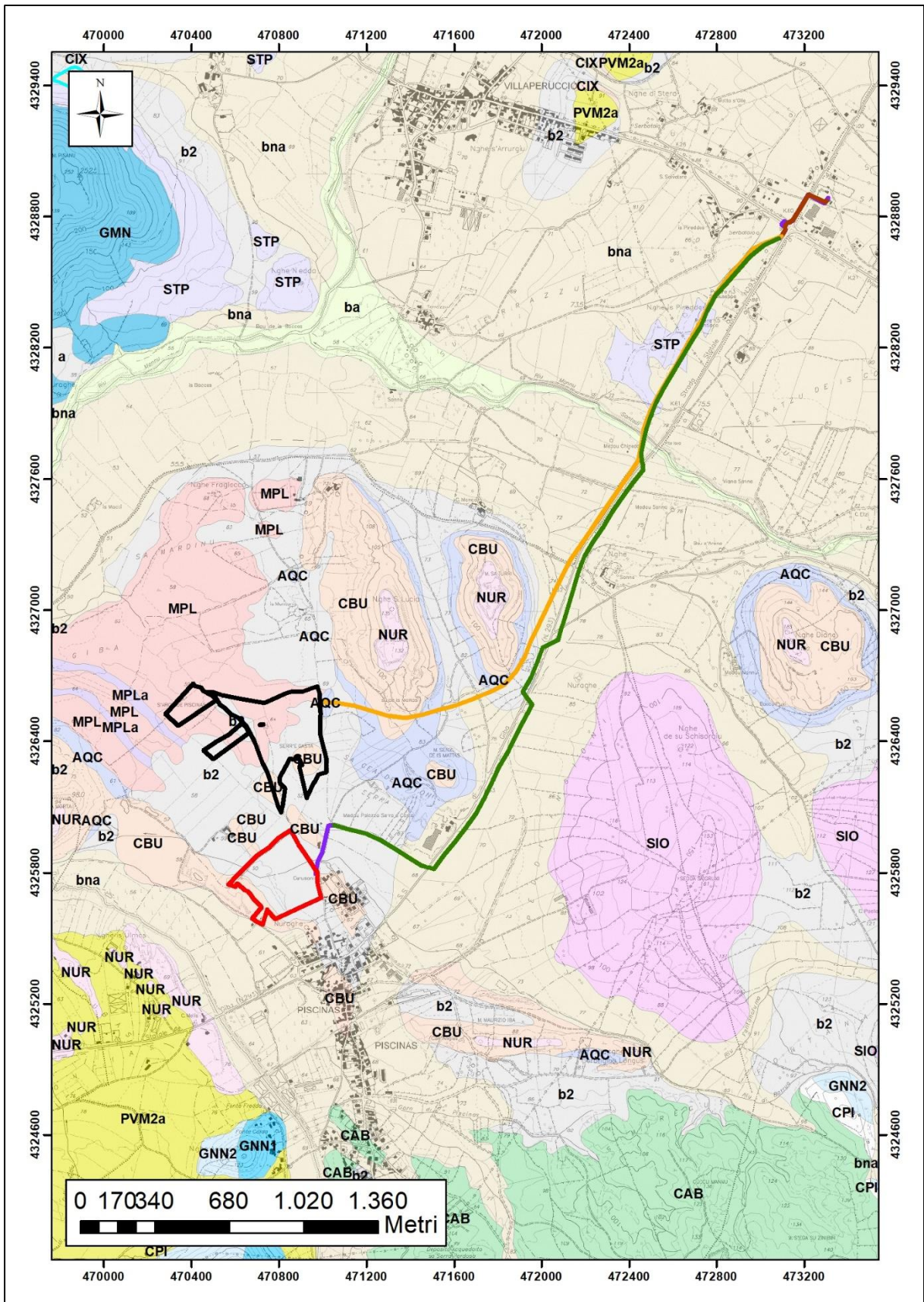


Figura 11 – Carta Geologica: in rosso e in nero sono evidenziate le aree di studio.

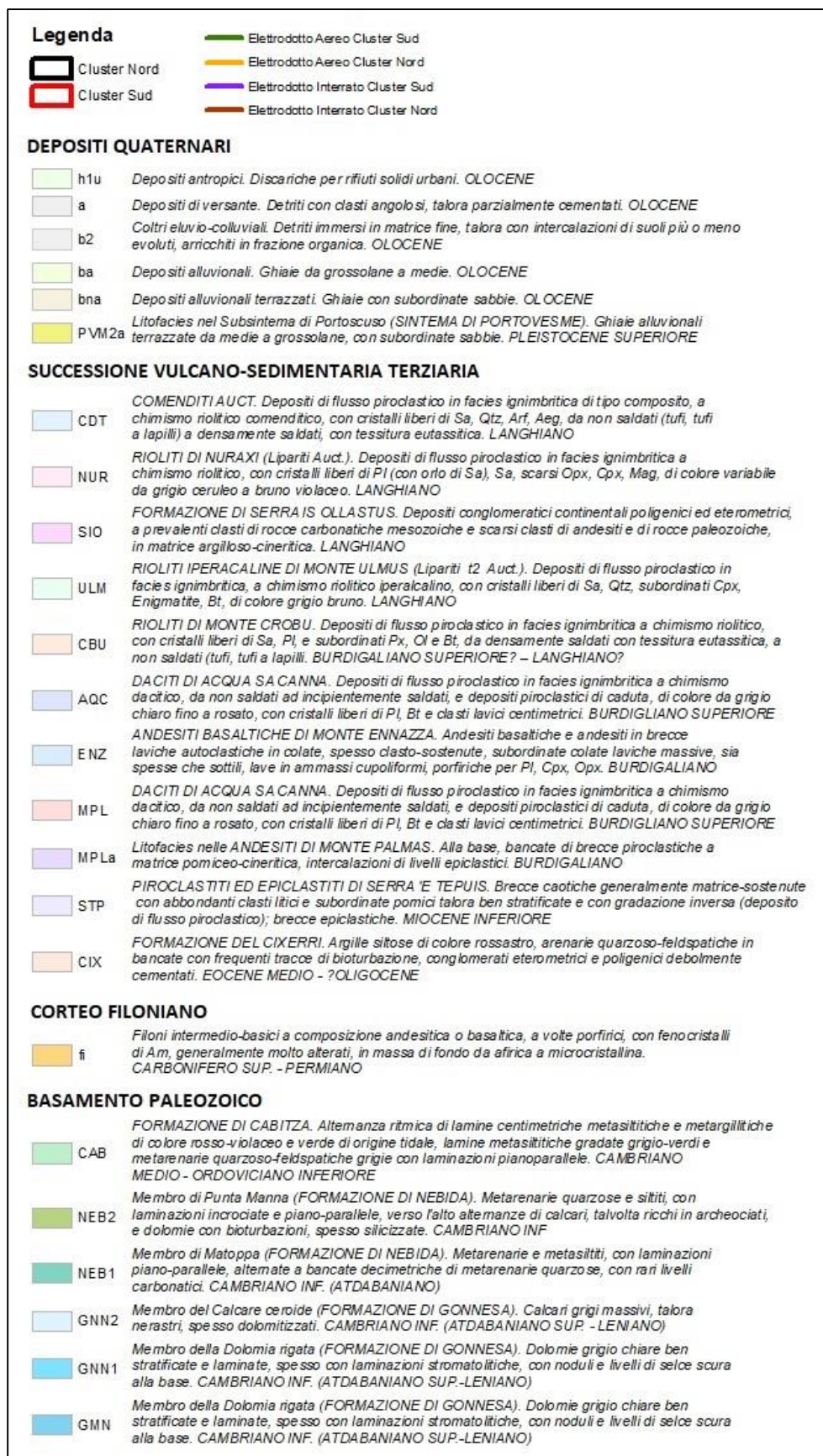


Figura 12 - Legenda Carta Geologica.

2.3 ASSETTO LITOSTRATIGRAFICO ALLA SCALA DEL SITO

La stratigrafia nell'area di studio è costituita da:

- **(MPL) - ANDESITI DI MONTE PALMAS.** La formazione è costituita da breccie laviche autoclastiche a composizione intermedio-acida (MPL) e da subordinate colate laviche autoclastiche e massive a composizione intermedio-basica (MPLb). In genere le breccie laviche poggiano su depositi piroclastici e localmente sono intercalate a livelli epiclastici (MPLa). Le breccie laviche autoclastiche sono costituite da elementi vescicolati grigio-chiari che localmente mostrano strutture di flusso con bande bruno-rossicce e grigio scure. Macroscopicamente si distinguono cristalli di Pl (abbondante) in glomeruli, anfiboli centimetrici, pirosseni e cristalli euedrali di Bt. Talvolta le lave contengono inclusi microgranulari femici centimetrici. In sezione sottile le breccie laviche sono porfiriche per Pl, Opx, Cpx, Hbl e Bt in pasta di fondo ipocristallina e hanno composizione andesitica. In alcuni campioni provenienti dalle porzioni superiori sono stati osservati fenocristalli anedrali di Qtz, che indicano una composizione dacitica per la parte alta della formazione. Questa unità affiora superficialmente fino al p.c. e mostra spessori apparenti di circa 60 m ma solitamente le singole colate hanno spessori di 8-10 m.;



Figura 13 - Ignimbriti affioranti nell'area di studio.

- **(ACQ) - DACITI DI ACQUA SA CANNA.** Le piroclastiti iniziano con depositi di caduta (tufi a lapilli) potenti circa 3 m e passano ad un deposito piroclastico di flusso non saldato potente circa 7-8 m. Il deposito è costituito da matrice cineritica biancastra o rosata nella quale sono disperse pomice giallastre con dimensioni massime centimetriche, cristalli millimetrici di plagioclasti, femici (pirosseni, biotite) e clasti litici lavici centimetrici. Anche questa unità affiora superficialmente fino al p.c. ed è caratterizzata da depositi di flusso piroclastico in facies ignimbratica a chimismo dacitico, da non saldati ad incipientemente saldati, e depositi piroclastici di caduta, di colore da grigio chiaro fino a rosato, con cristalli liberi di Pl, Bt e clasti lavici centimetrici (Figura 14). Gli spessori complessivi di questa formazione sono variabili: da oltre 30 m fino a pochi metri ma mediamente presenta spessori di circa 7-8 m.
- **(CBU) - RIOLITI DI MONTE CROBU.** Le rioliti di Monte Crobu sono generalmente riconducibili ad un'unità di flusso piroclastico principale. Questa formazione comprende anche depositi piro-clastici di caduta e di flusso non saldati di spessore metrico, affioranti a tetto in modo e depositi pomice di caduta di spessore decimetrico alla base del flusso principale. Questa unità affiora superficialmente fino al p.c. ed è caratterizzata da depositi di flusso piroclastico in facies ignimbratica a chimismo riolitico, con cristalli liberi di Sa, Pl, e subordinati Px, Ol e Bt, da densamente saldati con tessitura eutassitica, a non saldati (tufi, tufi a lapilli). Lo spessore complessivo è generalmente variabile da alcuni metri fino a qualche decina di metri.



Figura 14 – Ignimbriti affioranti nell'area di studio.

Le vulcaniti sopra citate presentano una coltre di alterazione di spessore variabile (solitamente da 0,5 a 1,0 m) soprattutto quando sono ricoperte da suoli, coltri eluvio-colluviali e depositi alluvionali;

- **(bna) - DEPOSITI ALLUVIONALI TERRAZZATI.** Questa unità affiora soprattutto in corrispondenza CLUSTER SUD. Sono costituiti in genere da ghiaie grossolane con lenti e livelli di sabbie e di ghiaie fini, a stratificazione incrociata concava e ghiaie massive a supporto di matrice, in prossimità dei versanti. La natura litologica dei clasti è rappresentata da metamorfiti paleozoiche e da rocce vulcano-sedimentarie terziarie. Questi depositi sono posti ai lati degli alvei attivi o dei tratti di alveo regimati dei corsi d'acqua principali e non sono interessati dalle ordinarie dinamiche fluviali. Lo spessore di questi sedimenti è in genere valutabile in alcuni metri ma può superare i 5 m.
- **(b2) - COLTRI ELUVIO-COLLUVIALI.** Questa unità affiora soprattutto in corrispondenza dei compluvi e nelle aree pianeggianti. Si tratta di depositi in cui sono presenti percentuali variabili di sedimenti fini (sabbie fini e silt) più o meno pedogenizzati, arricchiti di frazione organica e mescolati a sedimenti più grossolani, in genere detriti da fini a medi. L'elevata frazione organica indica sedimenti derivati dall'erosione del suolo durante l'Olocene, mescolati a sedimenti provenienti per degradazione fisica direttamente dal substrato. Localmente contengono suoli ad accumulo di carbonato di calcio in noduli, croste e lenti, più o meno induriti. La genesi di questi suoli è legata ad un clima caratterizzato da forte contrasto stagionale e scarsa copertura vegetale, in condizioni non dissimili da quelle attuali. Lo spessore è in genere inferiore al metro intorno a 0,5 a 0,8 m.



Figura 15 - Coltri eluvio-colluviali affioranti nell'area di studio.



Figura 16 – Coltri eluvio-colluviali e depositi alluvionali nell'area di studio.

2.4 ASSETTO GEOMORFOLOGICO

Il territorio al contorno dell'area di studio è prevalentemente pianeggiante (Figura 17), caratterizzato da un assetto geomorfologico condizionato dalla presenza di rocce vulcaniche, generalmente da tenere quando sono alterate a mediamente resistenti in condizioni sane; queste formano deboli rilievi subcollinari modellati dall'azione erosiva della rete drenante naturale in un contesto morfodinamico ad energia piuttosto blanda (quote assolute massime inferiori ai 200 m).

Le vallecole del reticolo torrentizio attualmente attivo dell'area risultano infatti a conca molto ampia, con lievi pendenze e spesso caratterizzati da vaste aree di ristagno o perlomeno di deflusso impedito. Tale aspetto è favorito anche dalla elevata frazione argillosa dei suoli, spesso derivante dall'alterazione della componente vulcanica presente nelle rocce che nonostante la presenza più o meno rilevante di sabbie, determina una notevole diminuzione della porosità dei suoli e una conseguente difficoltà di drenaggio.

Molte delle vallecole presenti Senorbì infatti, in condizioni naturali non mostrano una evidente linea di deflusso idrico superficiale ma piuttosto una fascia più o meno ampia di possibile divagazione delle acque ruscellanti dipendente dall'entità delle piogge e dalla loro durata.

Sono perciò diverse le aree sub-pianeggianti nelle quali è possibile osservare numerose canalette di drenaggio e alvei artificialmente rettificati funzionalmente alla distribuzione delle proprietà e alle esigenze di trasferimento d'acqua per uso agricolo.

Tutto il settore oggetto di studio mostra perciò un certo grado di antropizzazione che non si limita esclusivamente all'area urbana di Piscinas.

A fronte di una prevalenza di pendenze non superiori al 10%, sono nettamente subordinate le aree con acclività del 20÷35%. Le pendenze massime (> del 50% sino alla verticale) sono altresì circoscritte nelle aree

al contorno delle sommità dei rilievi maggiori Monte Medau 132 m s.l.m., Nuraghe Santa Lucia 135 m e Monte Sa Turri m s.l.m.). Tale aspetto clivometrico generale fa sì che le condizioni predisponenti a dissesto geologico-idraulico di rilevante entità, in particolar modo per quanto concerne fenomeni di dissesto per frana, siano molto improbabili a causa del basso valore di energia del rilievo.



Figura 17 – Assetto pianeggiante dell'area di studio, nello sfondo i rilievi collinari di Nuraghe Santa Lucia e Monte Medau.

2.4.1 Assetto Morfologico dell'area di studio

L'area di studio si trova in un'area pianeggiante in periferia del tessuto urbano di Piscinas; l'area circostante dove sorgerà l'intervento in progetto presenta un acclività medio bassa (tra i 2,6° e i 6,2°) (Figura 19, Figura 20).



Figura 18 - Assetto pianeggiante dell'area di studio.

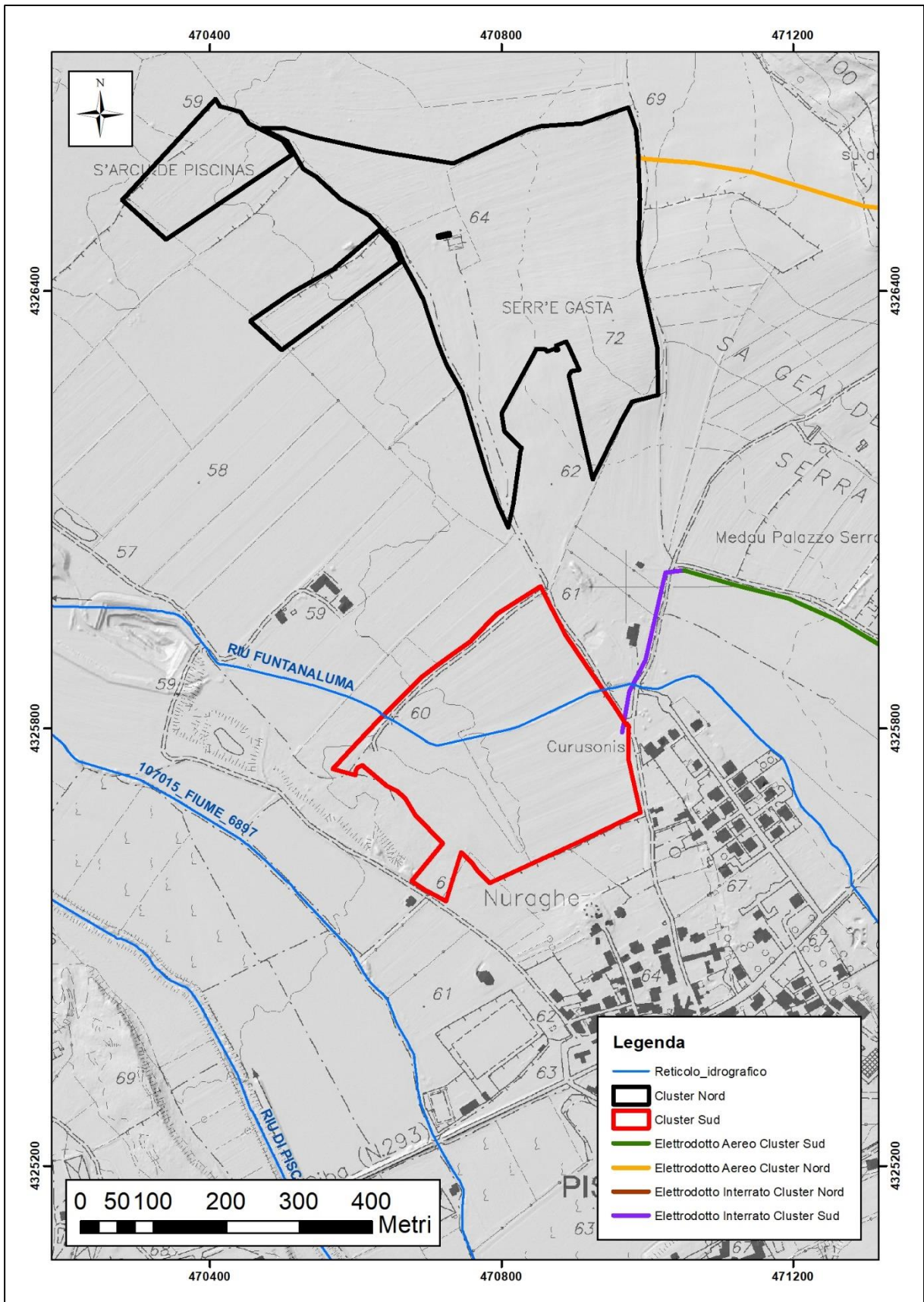


Figura 19 – Hillshade.

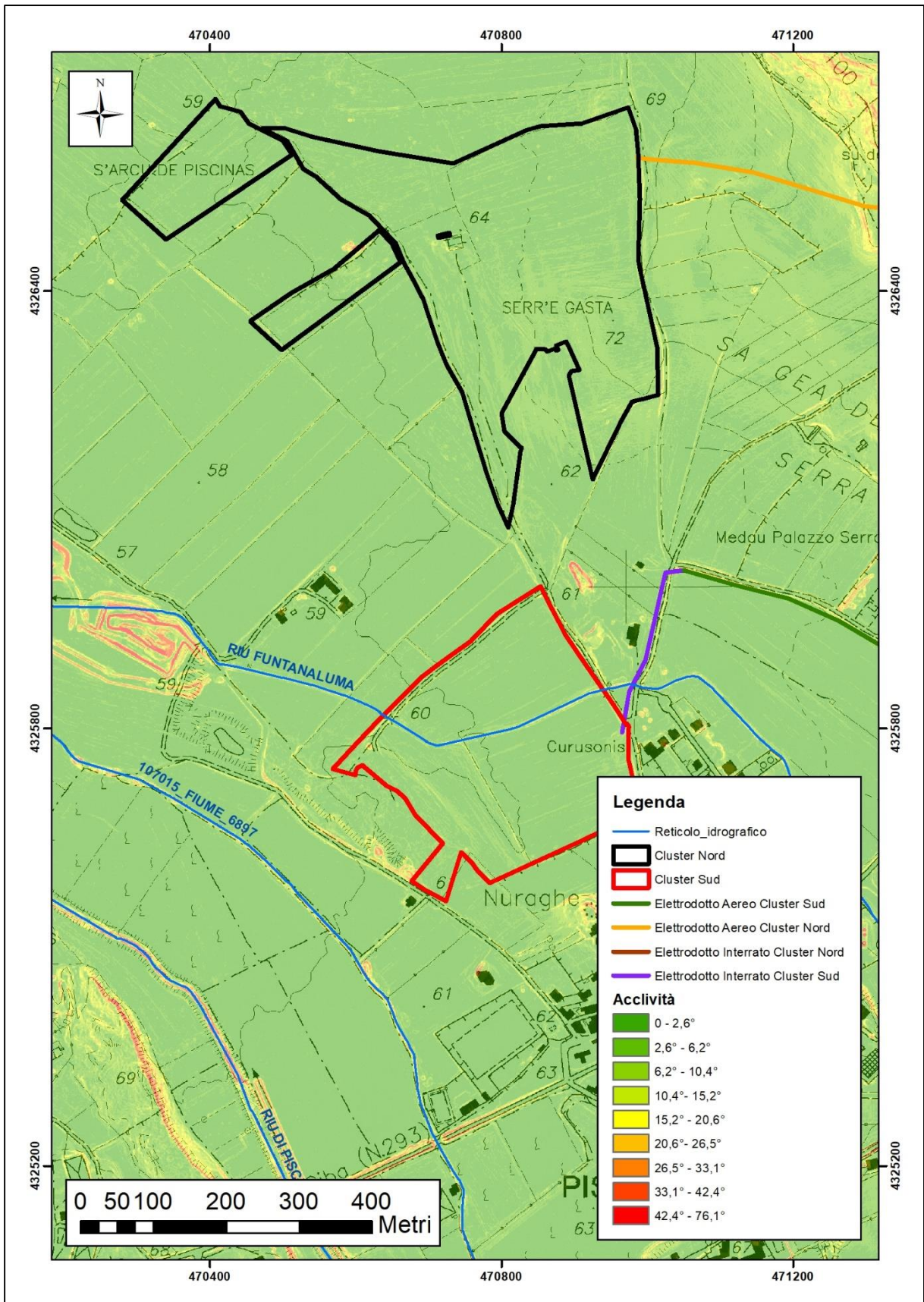


Figura 20 - Carta dell'acclività.

2.4.2 Assetto Idrografico

La rete idrografica si sviluppa principalmente nel settore centro-meridionale del territorio comunale di Piscinas, con un reticolo poco ramificato che attraversa l'area in direzione sud-nord ed est-ovest, individuando un corso d'acqua principale (Rio Piscinas, altrimenti denominato Riu Palmas) e fiumi secondari con alveo scarsamente inciso e poco definito, in cui risulta difficoltoso definire i compluvi di appartenenza. L'idrografia dell'area di studio è costituita principalmente dal Rio Funtana Luma, che a sua volta converge nel Rio Piscinas (Figura 22); è caratterizzata da compluvi di lunghezza piuttosto modesta, con acclività medie dell'ordine del 4% intorno ai 70 m s.l.m.

Rio Funtana Luma

Il bacino idrografico del Rio Funtana Luma è un bacino secondario del Rio Piscinas, che si sviluppa però in destra idraulica del Rio Piscinas. Esso ha origine in territorio di Santadi ad una quota di 295 m, l'asta fluviale ha una lunghezza di 3415 metri e si sviluppa con una forma regolare in direzione sud-est nord-ovest interessando la porzione centro orientale del territorio di Piscinas. Si tratta di un bacino di modeste dimensioni, di superficie pari a 5.5 kmq, che si presenta poco acclive, con una pendenza del bacino con valori prossimi al 6%, e in gran parte inferiore al 2% e pendenza media dell'asta principale dell'ordine del 4%. Si tratta di aree sede di attività agricola e di qualche edificio sparso, ma prive di edificato continuo e di elementi di particolare pregio.



Figura 21 - Rio Funtana Luma nei pressi dell'abitato di Piscinas.

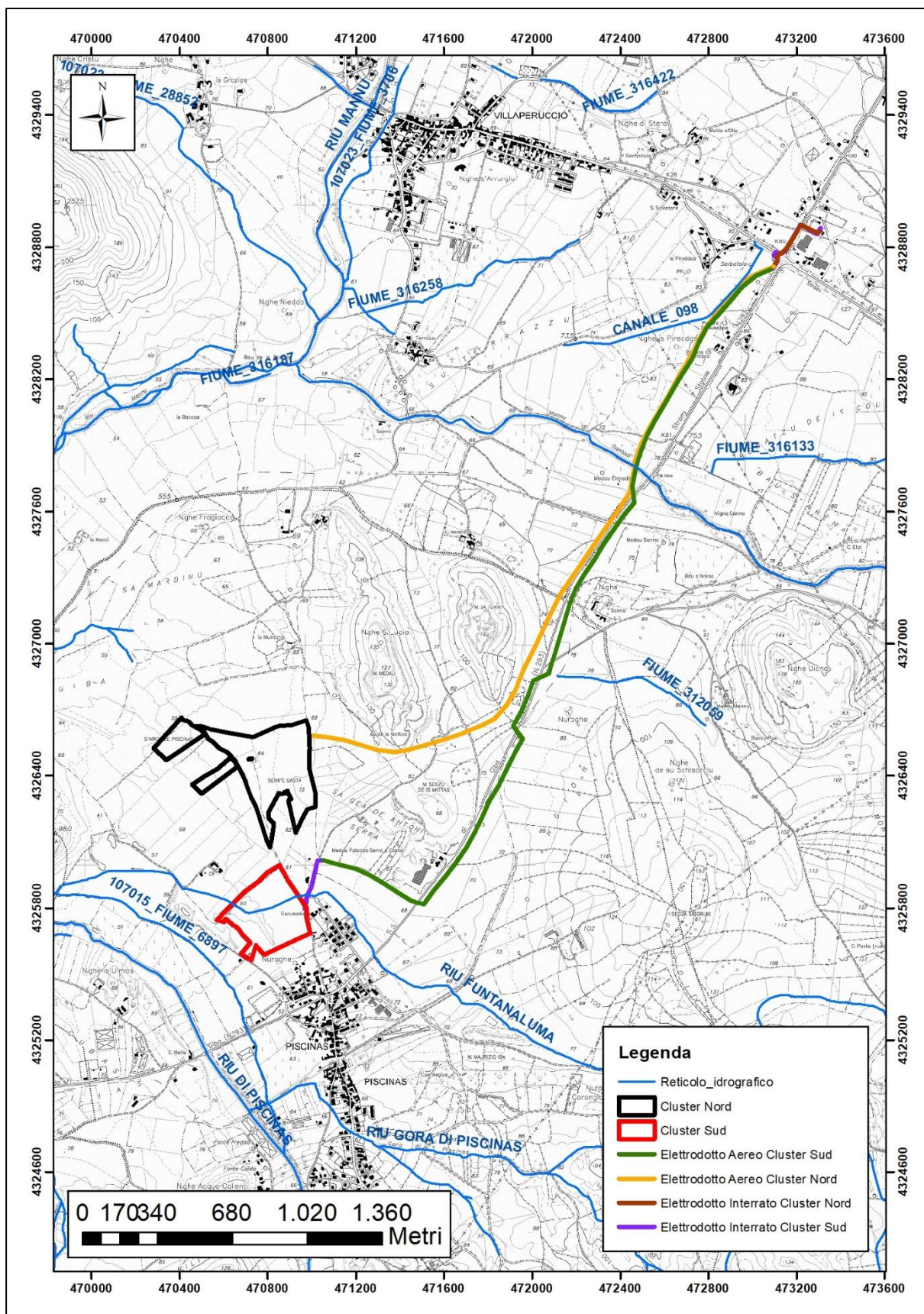


Figura 22 - Reticolo idrografico.

2.4.3 Assetto Idrogeologico

L'area di studio si caratterizza per la presenza di due principali unità idrogeologiche: quella più profonda è formata da rocce vulcaniche (vulcaniti mioceniche) a permeabilità da bassa a molto bassa mentre l'altra, superficiale e a maggiore permeabilità per porosità primaria, caratterizza invece la coltre detritica dei riferibile al Quaternario recente (Olocene). Tale assetto, fa sì che le acque meteoriche, perlomeno in ambiti "naturali", scorrono in prevalenza su superfici blandamente acclivi e rese vulnerabili nei confronti dell'erosione a causa dell'impoverimento della vegetazione erbaceo-arbustiva nativa e dalle periodiche arature.

Solo una parte dell'acqua di ruscellamento, per infiltrazione, scorre sulla superficie di contatto tra coltre detritica e roccia e ancor meno prosegue il suo cammino in profondità entro l'ammasso roccioso a causa della permeabilità molto bassa di quest'ultimo tanto da costituire un limite di tamponamento inferiore al flusso freatico: tale aspetto perlomeno nel limitato contorno dell'abitato di Senorbì, non favorisce perciò l'alimentazione di corpi idrici entro in basamento litificato né tantomeno una continuità tra acquiferi superficiali e profondi.

Le caratteristiche litologiche delle formazioni rilevate in alcune zone dell'area oggetto di studio danno luogo ad alcune manifestazioni sorgentizie generalmente di scarsa entità. Seguendo lo schema riportato nelle linee guida della R.A.S sono state distinte diverse regioni in base ai diversi caratteri di permeabilità delle rocce (Unità Idrogeologiche), caratterizzate da quattro livelli con grado diverso di permeabilità: Impermeabile ($K < 10^{-7}$ cm/sec); Bassa Permeabilità ($10^{-4} > K > 10^{-7}$ cm/sec); Media Permeabilità ($10 > K > 10^{-4}$ cm/sec); Alta Permeabilità ($K > 10$ cm/sec) (Figura 23).

Distinguendo tre tipi differenti di permeabilità: per porosità; per fessurazione.

UNITÀ IDROGEOLOGICA	FORMAZIONE GEOLOGICA	DESCRIZIONE
Depositi Quaternari	Coltri eluvio-colluviali, Depositi alluvionali, Depositi alluvionali terrazzati, Litofacies nel Subsistema di Portoscuso.	Permeabilità per porosità da medio bassa nei livelli argillosi a medio alta nei livelli a matrice più grossolana.
Vulcaniti Mioceniche	Andesiti di Monte Palmas, Daciti di acqua Sa Canna, Rioliti di Monte Crobu	Permeabilità per fessurazione medio bassa.

La falda superficiale si sviluppa in genere dove lo spessore dei depositi quaternari è superiore ai 2.0 m legata alla circolazione idrica stagionale limitata alla stagione piovosa e alla tarda primavera, per poi scomparire nei mesi estivi.

L'area di studio risente della circolazione idrica superficiale a carattere freatico o semifreatico che stagionalmente va a saturare i Depositi Quaternari. Mentre pare evidente la presenza di una falda più profonda all'interno delle vulcaniti fratturate.

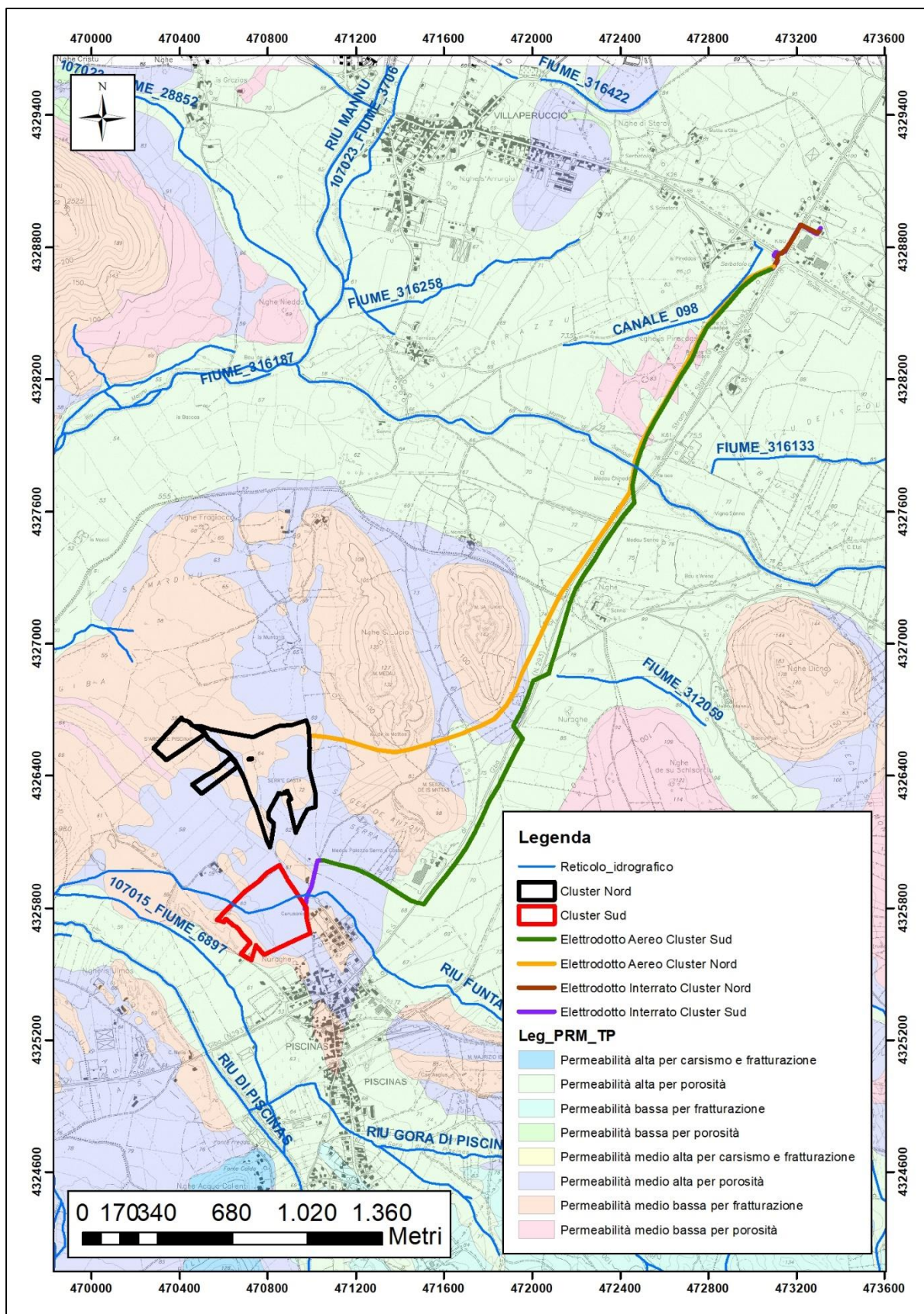


Figura 23 - Carta della permeabilità.

SEZIONE III

MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SITO

3 MODELLAZIONE GEOTECNICA

3.1 DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

Il Modello Geotecnico ragionevolmente più vicino alla reale situazione del tratto oggetto di intervento è stato realizzato attraverso n. 4 prove penetrometriche dinamiche, n. 2 prove di taglio diretto e una caratterizzazione sismica attraverso il metodo MASV attraverso la conoscenza del profilo di velocità delle onde di taglio Vs degli strati di terreno presenti nel sito (Figura 24).

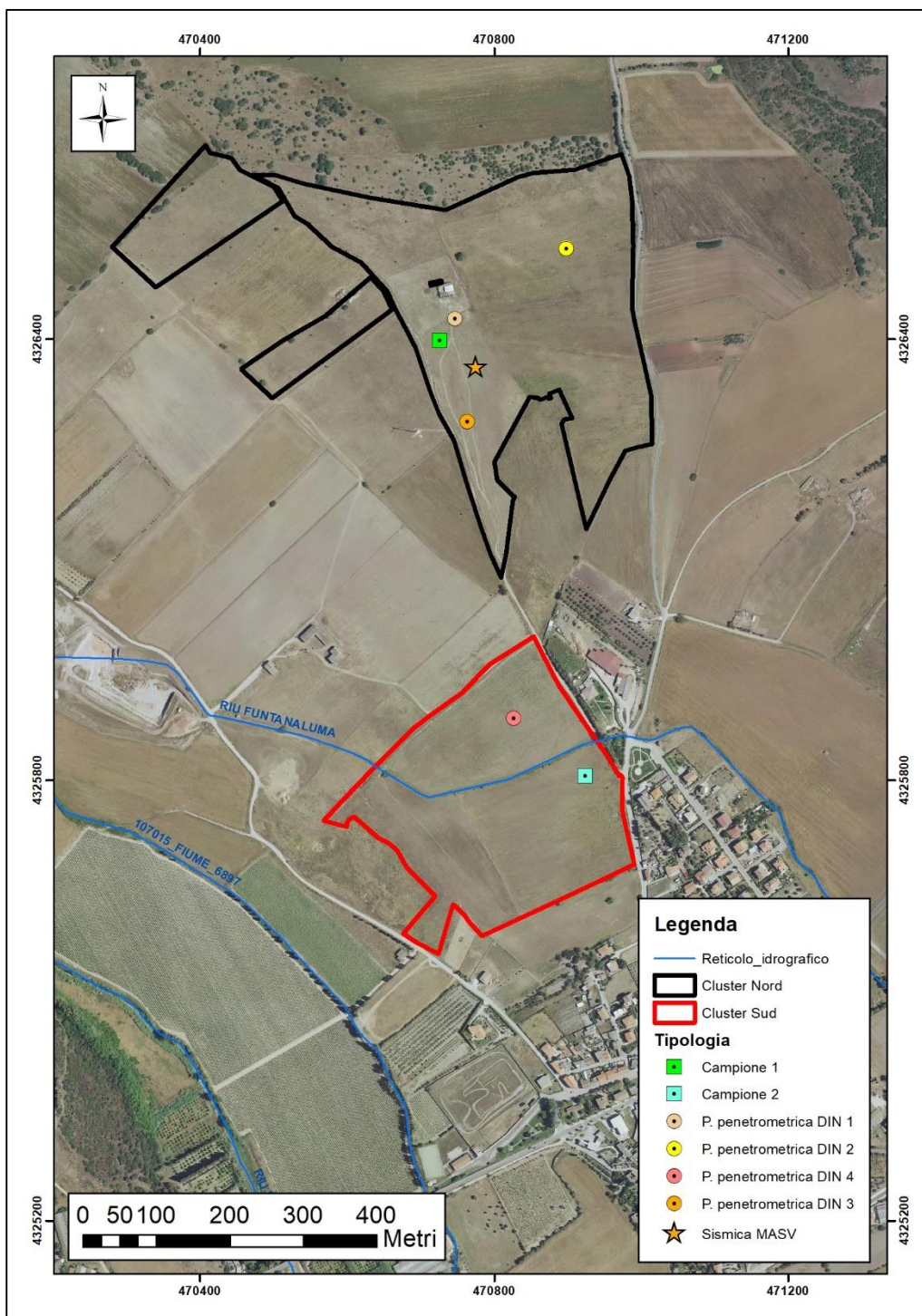


Figura 24 - Tipologia delle prove eseguite e loro localizzazione nell'area di studio.

I terreni direttamente interessati dalle opere in progetto sono stati associati a vulcaniti mioceniche rioliti (CBU), daciti (ACQ), e andesiti (MPL), ad un deposito detritico di genesi mista, eluvio-colluviale e alluvionale (b2 e bna), costituente la coltre di copertura del basamento vulcanico miocenico. Lo spessore della coltre di alterazione è variabile da circa 2 m nelle coltre alluvionale fino a pochi decimetri nelle coltri eluvio-colluviali; il basamento litoide in alcuni casi affiora superficialmente di conseguenza le opere di fondazione (-0,6 -0,8 m dal p.c.) potrebbero interessarlo.

3.2 PROVE PENETROMETRICHE

Le prove penetrometriche DIN1, DIN2, DIN3 e DIN4, (Figura 24) sono state eseguite con un penetrometro dinamico medio-leggero (mod. DM 30 – Deep Drill), con lo scopo di caratterizzare la coltre di alterazione sul substrato a litologie granitiche; la stessa è stata eseguita fino a conseguire il rifiuto.

- La prova penetrometrica DIN1 (Figura 25) ha attraversato la coltre eluvio-colluviale e quella di alterazione delle vulcaniti con rifiuto strumentale a -1,2 m dal p.c.



Figura 25 - Penetrometro mod. DM 30 – Deep Drill durante l'esecuzione della prova DIN 1.

- La prova DIN2 (Figura 26) ha attraversato la coltre eluvio-colluviale e quella di alterazione delle vulcaniti arrivando a -1,2 m dal p.c. con rifiuto strumentale.



Figura 26 - Penetrometro mod. DM 30 – Deep Drill durante l'esecuzione della prova DIN 2.

- La prova DIN3 ha attraversato la coltre eluvio-colluviale arrivando a -0,5 m dal p.c. con rifiuto strumentale.
- La prova DIN4 (Figura 27) ha attraversato la i depositi alluvionali con la coltre di alterazione delle vulcaniti arrivando a -1,7 m dal p.c. con rifiuto strumentale.



Figura 27 – Penetrometro mod. DM 30 – Deep Drill durante l'esecuzione della prova penetrometrica DIN 4.

Tabella 1 - Caratteristiche tecniche penetrometro dinamico impiegato.

Modello	Deep Drill DM30
Tipo	DMP (medio)

Peso massa battente	M = kg 30
Altezza caduta libera	H = cm 20
Peso sistema di battuta	Pp = kg 13
Diametro punta conica	D = mm 35,70
Area base punta conica	A = cmq 10,00
Angolo apertura punta	$\alpha = 60^\circ$
Lunghezza aste	L = m 1,00
Peso aste per metro	P = kg 3
Lunghezza tratto di infissione	$\delta = \text{cm } 10$

Procedure di riferimento:

- Raccomandazioni AGI Associazione Geotecnica Italiana (1977)
- ISSMFE (International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering) 1988 dell'Associazione Geotecnica Internazionale.

Attraverso l'interpretazione del log penetrometrici, numero di colpi/profondità, si ottiene il valore di Rpd (resistenza di rottura dinamica alla punta) (kg/cm²). Tale valore deriva dall'applicazione della formula degli Olandesi: **Rpd = M² H / A e (M + P + Pp) [kg/cm²]** Dove:

M = Peso massa battente (kg)

A = Area base punta conica (cm²)

P = Peso aste per metro lineare (kg)

H = Altezza caduta libera (cm)

e = Infissione per colpo = 10/N (cm)

Pp = Peso sistema di battuta (kg).

3.2.1 Prova DIN 1

Strumento utilizzato DPM (DL030 10) (Medium)
 Prova eseguita in data 12/02/2022
 Profondità prova 1,20 mt
 Falda non rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Nr. Colpi Rivestimento	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,10	3	0	0,857	8,58	10,02	0,43	0,50
0,20	3	0	0,855	8,56	10,02	0,43	0,50
0,30	2	0	0,853	5,70	6,68	0,28	0,33
0,40	2	0	0,851	5,68	6,68	0,28	0,33
0,50	3	0	0,849	8,50	10,02	0,43	0,50

0,60	21	0	0,747	52,39	70,13	2,62	3,51
0,70	23	0	0,745	57,23	76,81	2,86	3,84
0,80	27	0	0,743	67,02	90,17	3,35	4,51
0,90	17	0	0,792	42,64	53,87	2,13	2,69
1,00	23	0	0,740	53,92	72,89	2,70	3,64
1,10	50	0	0,638	101,09	158,45	5,05	7,92
1,20	50	0	0,636	100,82	158,45	5,04	7,92

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA DIN 1

TERRENI COESIVI

Coesione non drenata

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Cu (Kg/cm ²)
Strato 1	1,98	0,50	Terzaghi-Peck	0,12
Strato 2	16,89	1,00	Terzaghi-Peck	1,14
Strato 3	38,05	1,20	Terzaghi-Peck	2,57

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Qc (Kg/cm ²)
Strato 1	1,98	0,50	Robertson (1983)	3,96
Strato 2	16,89	1,00	Robertson (1983)	33,78
Strato 3	38,05	1,20	Robertson (1983)	76,10

Modulo Edometrico

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Eed (Kg/cm ²)
Strato 1	1,98	0,50	Stroud e Butler (1975)	9,08
Strato 2	16,89	1,00	Stroud e Butler (1975)	77,49
Strato 3	38,05	1,20	Stroud e Butler (1975)	174,57

Modulo di Young

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Ey (Kg/cm ²)
Strato 1	1,98	0,50	Apollonia	19,80
Strato 2	16,89	1,00	Apollonia	168,90
Strato 3	38,05	1,20	Apollonia	380,50

Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione
Strato 1	1,98	0,50	Classificaz. A.G.I. (1977)	PRIVO DI CONSISTENZA
Strato 2	16,89	1,00	Classificaz. A.G.I. (1977)	MOLTO CONSISTENTE
Strato 3	38,05	1,20	Classificaz. A.G.I. (1977)	ESTREM. CONSISTENTE

Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m ³)
Strato 1	1,98	0,50	Meyerhof ed altri	1,56
Strato 2	16,89	1,00	Meyerhof ed altri	2,08
Strato 3	38,05	1,20	Meyerhof ed altri	2,42

Peso unità di volume saturo

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
Strato 1	1,98	0,50	Bowles 1982, Terzaghi-Peck 1948/1967	1,85
Strato 2	16,89	1,00	Bowles 1982, Terzaghi-Peck 1948/1967	1,96
Strato 3	38,05	1,20	Bowles 1982, Terzaghi-Peck 1948/1967	2,66

TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Densità relativa (%)
Strato 1	1,98	0,50	1,98	Gibbs & Holtz 1957	34,37
Strato 2	16,89	1,00	16,89	Gibbs & Holtz 1957	94,73
Strato 3	38,05	1,20	38,05	Gibbs & Holtz 1957	100

Angolo di resistenza al taglio

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato 1	1,98	0,50	1,98	Meyerhof (1965)	30,37
Strato 2	16,89	1,00	16,89	Meyerhof (1965)	36,1
Strato 3	38,05	1,20	38,05	Meyerhof (1965)	41,18

Modulo di Young

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm ²)
Strato 1	1,98	0,50	1,98	Bowles (1982) Sabbia Media	56,06
Strato 2	16,89	1,00	16,89	Bowles (1982) Sabbia Media	159,45
Strato 3	38,05	1,20	38,05	Bowles (1982) Sabbia Media	265,25

Modulo Edometrico

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)
Strato 1	1,98	0,50	1,98	Farrent 1963	14,06
Strato 2	16,89	1,00	16,89	Farrent 1963	119,92
Strato 3	38,05	1,20	38,05	Farrent 1963	270,15

Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
Strato 1	1,98	0,50	1,98	Classificazione A.G.I. 1977	SCIOLTO
Strato 2	16,89	1,00	16,89	Classificazione A.G.I. 1977	MODERATAMENTE ADDENSATO
Strato 3	38,05	1,20	38,05	Classificazione A.G.I. 1977	ADDENSATO

Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma (t/m ³)
Strato 1	1,98	0,50	1,98	Meyerhof ed altri	1,40
Strato 2	16,89	1,00	16,89	Meyerhof ed altri	1,93
Strato 3	38,05	1,20	38,05	Meyerhof ed altri	2,19

Peso unità di volume saturo

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma Saturo (t/m ³)
Strato 1	1,98	0,50	1,98	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,87
Strato 2	16,89	1,00	16,89	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,96
Strato 3	38,05	1,20	38,05	Terzaghi-Peck 1948-1967	2,30

Modulo di Poisson

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
Strato 1	1,98	0,50	1,98	(A.G.I.)	0,35
Strato 2	16,89	1,00	16,89	(A.G.I.)	0,32
Strato 3	38,05	1,20	38,05	(A.G.I.)	0,28

Modulo di deformazione a taglio

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	G (Kg/cm ²)
Strato 1	1,98	0,50	1,98	Ohsaki (Sabbie pulite)	123,53
Strato 2	16,89	1,00	16,89	Ohsaki (Sabbie pulite)	926,58
Strato 3	38,05	1,20	38,05	Ohsaki (Sabbie pulite)	1988,14

Velocità onde

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Velocità onde m/s
Strato 1	1,98	0,50	1,98		77,39
Strato 2	16,89	1,00	16,89		226,04
Strato 3	38,05	1,20	38,05		339,27

Liquefazione

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Potenziale Liquefazione
Strato 1	1,98	0,50	1,98	Seed (1979) (Sabbie e ghiaie)	< 0.04
Strato 2	16,89	1,00	16,89	Seed (1979) (Sabbie e ghiaie)	0.04-0.10
Strato 3	38,05	1,20	38,05	Seed (1979) (Sabbie e ghiaie)	> 0.35

Modulo di reazione Ko

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Ko
Strato 1	1,98	0,50	1,98	Navfac 1971-1982	0,26
Strato 2	16,89	1,00	16,89	Navfac 1971-1982	3,49
Strato 3	38,05	1,20	38,05	Navfac 1971-1982	6,65

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Qc (Kg/cm ²)
Strato 1	1,98	0,50	1,98	Robertson 1983	3,96
Strato 2	16,89	1,00	16,89	Robertson 1983	33,78
Strato 3	38,05	1,20	38,05	Robertson 1983	76,10

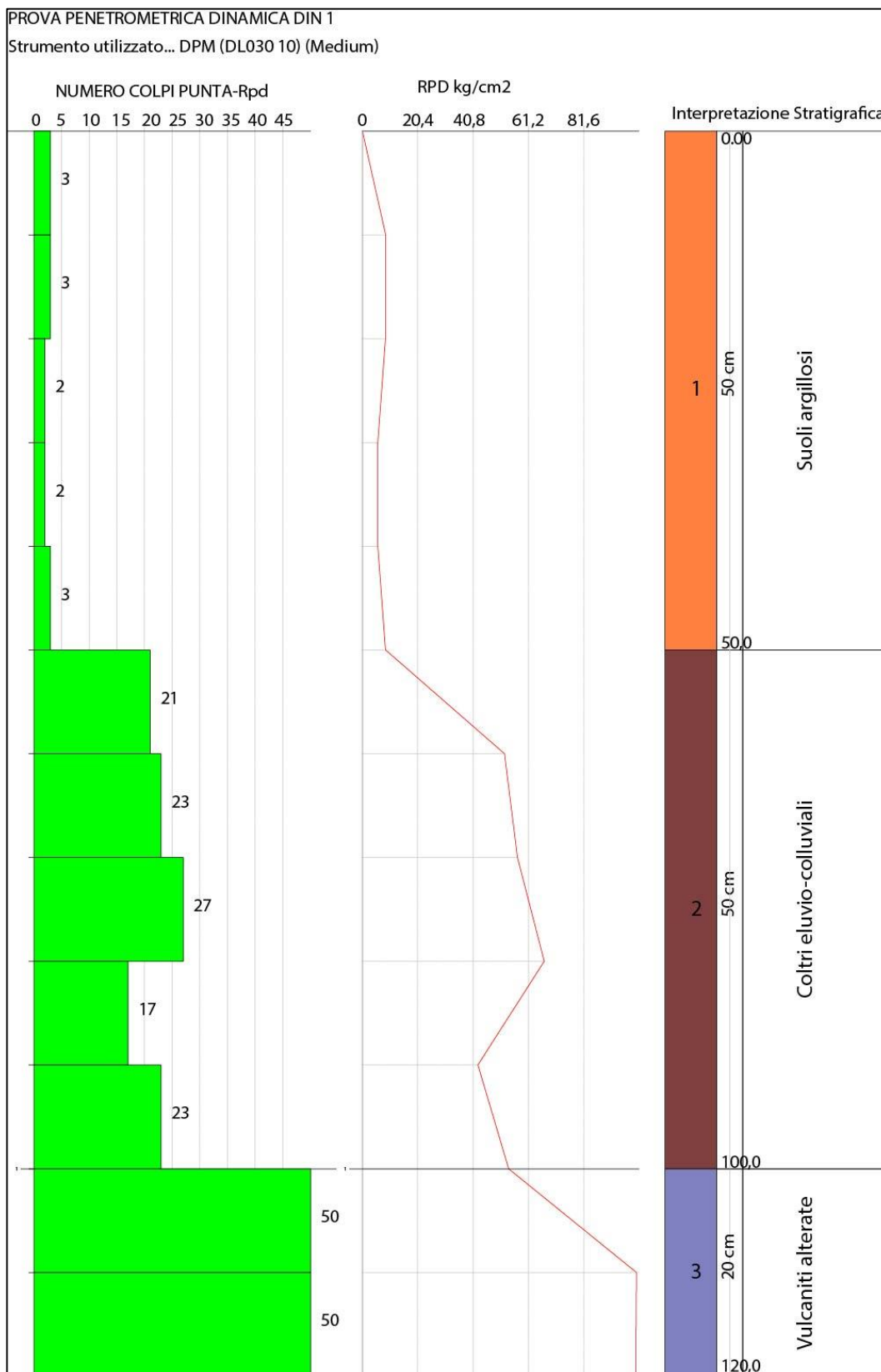


Figura 28 - Risultati della prova penetrometrica DIN 1.

3.2.2 Prova DIN 2

Strumento utilizzato DPM (DL030 10) (Medium)
 Prova eseguita in data 16/02/2022
 Profondità prova 1,20 mt
 Falda non rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Nr. Colpi Rivestimento	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,10	5	0	0,857	14,30	16,70	0,72	0,83
0,20	2	0	0,855	5,71	6,68	0,29	0,33
0,30	1	0	0,853	2,85	3,34	0,14	0,17
0,40	1	0	0,851	2,84	3,34	0,14	0,17
0,50	1	0	0,849	2,83	3,34	0,14	0,17
0,60	2	0	0,847	5,66	6,68	0,28	0,33
0,70	3	0	0,845	8,47	10,02	0,42	0,50
0,80	4	0	0,843	11,27	13,36	0,56	0,67
0,90	20	0	0,792	50,17	63,38	2,51	3,17
1,00	45	0	0,640	91,23	142,61	4,56	7,13
1,10	45	0	0,638	90,98	142,61	4,55	7,13
1,20	50	0	0,636	100,82	158,45	5,04	7,92

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA DIN 2

TERRENI COESIVI

Coesione non drenata

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Cu (Kg/cm ²)
Strato 1	1,81	0,80	Terzaghi-Peck	0,11
Strato 2	30,44	1,20	Terzaghi-Peck	2,06

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Qc (Kg/cm ²)
Strato 1	1,81	0,80	Robertson (1983)	3,62
Strato 2	30,44	1,20	Robertson (1983)	60,88

Modulo Edometrico

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Eed (Kg/cm ²)
Strato 1	1,81	0,80	Stroud e Butler (1975)	8,30
Strato 2	30,44	1,20	Stroud e Butler (1975)	139,66

Modulo di Young

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Ey (Kg/cm ²)
Strato 1	1,81	0,80	Apollonia	18,10
Strato 2	30,44	1,20	Apollonia	304,40

Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato	Correlazione	Classificazione
--	------	--------------	--------------	-----------------

		(m)		
Strato 1	1,81	0,80	Classificaz. A.G.I. (1977)	PRIVO DI CONSISTENZA
Strato 2	30,44	1,20	Classificaz. A.G.I. (1977)	ESTREM. CONSISTENTE

Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m ³)
Strato 1	1,81	0,80	Meyerhof ed altri	1,55
Strato 2	30,44	1,20	Meyerhof ed altri	2,17

Peso unità di volume saturo

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
Strato 1	1,81	0,80	Bowles 1982, Terzaghi-Peck 1948/1967	1,85
Strato 2	30,44	1,20	Bowles 1982, Terzaghi-Peck 1948/1967	2,39

TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Densità relativa (%)
Strato 1	1,81	0,80	1,81	Gibbs & Holtz 1957	32,37
Strato 2	30,44	1,20	30,44	Gibbs & Holtz 1957	100

Angolo di resistenza al taglio

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato 1	1,81	0,80	1,81	Meyerhof (1965)	30,29
Strato 2	30,44	1,20	30,44	Meyerhof (1965)	39,77

Modulo di Young

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm ²)
Strato 1	1,81	0,80	1,81	Bowles (1982) Sabbia Media	55,02
Strato 2	30,44	1,20	30,44	Bowles (1982) Sabbia Media	227,20

Modulo Edometrico

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)
Strato 1	1,81	0,80	1,81	Farrent 1963	12,85
Strato 2	30,44	1,20	30,44	Farrent 1963	216,12

Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
Strato 1	1,81	0,80	1,81	Classificazione A.G.I. 1977	SCIOLTO
Strato 2	30,44	1,20	30,44	Classificazione A.G.I. 1977	ADDENSATO

Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma (t/m ³)
Strato 1	1,81	0,80	1,81	Meyerhof ed altri	1,39
Strato 2	30,44	1,20	30,44	Meyerhof ed altri	2,14

Peso unità di volume saturo

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma Saturo (t/m ³)
Strato 1	1,81	0,80	1,81	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,87
Strato 2	30,44	1,20	30,44	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,97

Modulo di Poisson

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
Strato 1	1,81	0,80	1,81	(A.G.I.)	0,35
Strato 2	30,44	1,20	30,44	(A.G.I.)	0,29

Modulo di deformazione a taglio

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	G (Kg/cm ²)
Strato 1	1,81	0,80	1,81	Ohsaki (Sabbie pulite)	113,54
Strato 2	30,44	1,20	30,44	Ohsaki (Sabbie pulite)	1611,95

Velocità onde

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Velocità onde m/s
Strato 1	1,81	0,80	1,81		73,99
Strato 2	30,44	1,20	30,44		303,45

Liquefazione

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Potenziale Liquefazione
Strato 1	1,81	0,80	1,81	Seed (1979) (Sabbie e ghiaie)	< 0.04
Strato 2	30,44	1,20	30,44	Seed (1979) (Sabbie e ghiaie)	0.10-0.35

Modulo di reazione Ko

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Ko
Strato 1	1,81	0,80	1,81	Navfac 1971-1982	0,22
Strato 2	30,44	1,20	30,44	Navfac 1971-1982	5,67

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Qc (Kg/cm ²)
Strato 1	1,81	0,80	1,81	Robertson 1983	3,62
Strato 2	30,44	1,20	30,44	Robertson 1983	60,88

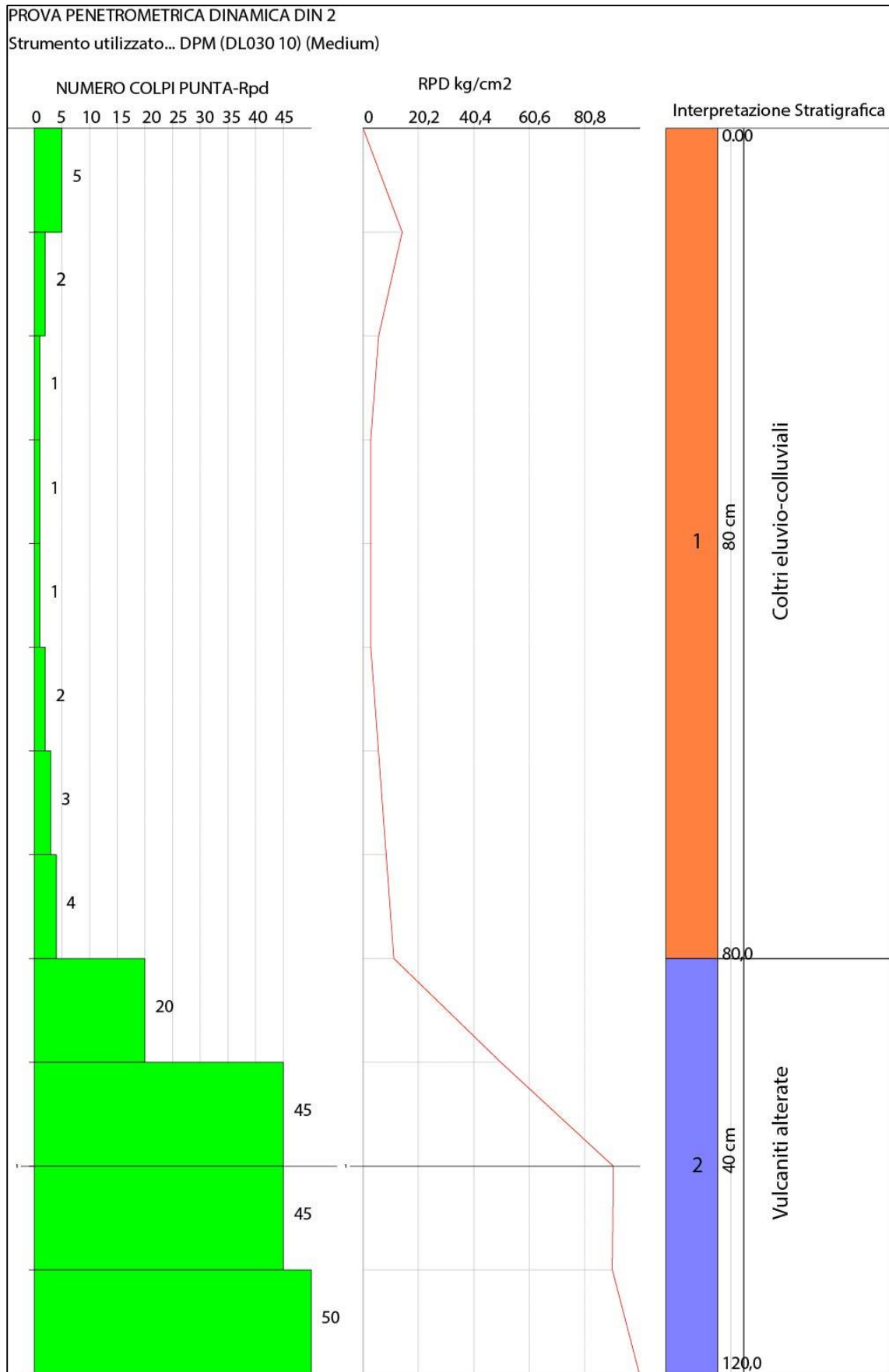


Figura 29 – Risultati della prova penetrometrica DIN2.

3.2.3 Prova DIN3

Strumento utilizzato DPM (DL030 10) (Medium)
 Prova eseguita in data 16/02/2022
 Profondità prova 0,50 mt
 Falda non rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Nr. Colpi Rivestimento	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,10	10	0	0,857	28,61	33,40	1,43	1,67
0,20	7	0	0,855	19,98	23,38	1,00	1,17
0,30	5	0	0,853	14,24	16,70	0,71	0,83
0,40	7	0	0,851	19,89	23,38	0,99	1,17
0,50	50	0	0,649	108,35	166,98	5,42	8,35

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA DIN3

TERRENI COESIVI

Coesione non drenata

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Cu (Kg/cm ²)
Strato 1	5,52	0,40	Terzaghi-Peck	0,35
Strato 2	38,05	0,50	Terzaghi-Peck	2,57

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Qc (Kg/cm ²)
Strato 1	5,52	0,40	Robertson (1983)	11,04
Strato 2	38,05	0,50	Robertson (1983)	76,10

Modulo Edometrico

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Eed (Kg/cm ²)
Strato 1	5,52	0,40	Stroud e Butler (1975)	25,33
Strato 2	38,05	0,50	Stroud e Butler (1975)	174,57

Modulo di Young

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Ey (Kg/cm ²)
Strato 1	5,52	0,40	Apollonia	55,20
Strato 2	38,05	0,50	Apollonia	380,50

Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione
Strato 1	5,52	0,40	Classificaz. A.G.I. (1977)	MODERAT. CONSISTENTE
Strato 2	38,05	0,50	Classificaz. A.G.I. (1977)	ESTREM. CONSISTENTE

Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m ³)

Strato 1	5,52	0,40	Meyerhof ed altri	1,79
Strato 2	38,05	0,50	Meyerhof ed altri	2,42

Peso unità di volume saturo

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
Strato 1	5,52	0,40	Bowles 1982, Terzaghi-Peck 1948/1967	1,88
Strato 2	38,05	0,50	Bowles 1982, Terzaghi-Peck 1948/1967	2,66

TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Densità relativa (%)
Strato 1	5,52	0,40	5,52	Gibbs & Holtz 1957	57,52
Strato 2	38,05	0,50	38,05	Gibbs & Holtz 1957	100

Angolo di resistenza al taglio

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato 1	5,52	0,40	5,52	Meyerhof (1965)	31,89
Strato 2	38,05	0,50	38,05	Meyerhof (1965)	41,18

Modulo di Young

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm ²)
Strato 1	5,52	0,40	5,52	Bowles (1982) Sabbia Media	49,89
Strato 2	38,05	0,50	38,05	Bowles (1982) Sabbia Media	265,25

Modulo Edometrico

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)
Strato 1	5,52	0,40	5,52	Farrent 1963	39,19
Strato 2	38,05	0,50	38,05	Farrent 1963	270,15

Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
Strato 1	5,52	0,40	5,52	Classificazione A.G.I. 1977	POCO ADDENSATO
Strato 2	38,05	0,50	38,05	Classificazione A.G.I. 1977	ADDENSATO

Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma (t/m ³)
Strato 1	5,52	0,40	5,52	Meyerhof ed altri	1,56
Strato 2	38,05	0,50	38,05	Meyerhof ed altri	2,19

Peso unità di volume saturo

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma Saturo (t/m ³)
Strato 1	5,52	0,40	5,52	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,89
Strato 2	38,05	0,50	38,05	Terzaghi-Peck 1948-1967	2,12

Modulo di Poisson

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
Strato 1	5,52	0,40	5,52	(A.G.I.)	0,34
Strato 2	38,05	0,50	38,05	(A.G.I.)	0,28

Modulo di deformazione a taglio

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	G (Kg/cm ²)
Strato 1	5,52	0,40	5,52	Ohsaki (Sabbie pulite)	323,84
Strato 2	38,05	0,50	38,05	Ohsaki (Sabbie pulite)	1988,14

Velocità onde

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Velocità onde m/s
Strato 1	5,52	0,40	5,52		129,22
Strato 2	38,05	0,50	38,05		339,27

Liquefazione

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Potenziale Liquefazione
Strato 1	5,52	0,40	5,52	Seed (1979) (Sabbie e ghiaie)	< 0.04
Strato 2	38,05	0,50	38,05	Seed (1979) (Sabbie e ghiaie)	> 0.35

Modulo di reazione Ko

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Ko
Strato 1	5,52	0,40	5,52	Navfac 1971-1982	1,11
Strato 2	38,05	0,50	38,05	Navfac 1971-1982	6,65

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Qc (Kg/cm ²)
Strato 1	5,52	0,40	5,52	Robertson 1983	11,04
Strato 2	38,05	0,50	38,05	Robertson 1983	76,10

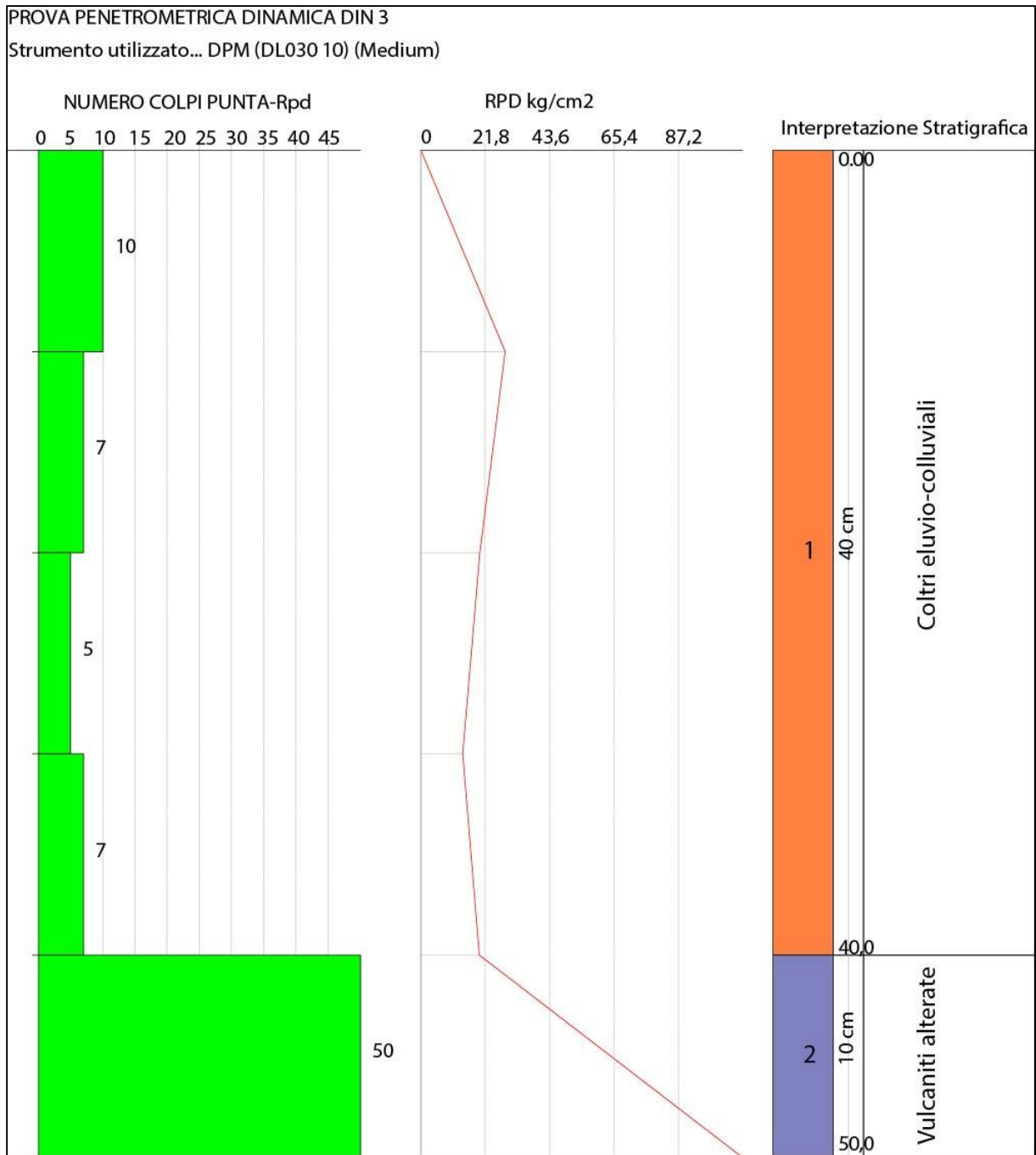


Figura 30 - Risultati della prova penetrometrica DIN 3.

3.2.4 Prova DIN 4

Strumento utilizzato DPM (DL030 10) (Medium)
 Prova eseguita in data 16/02/2022
 Profondità prova 1,70 mt
 Falda non rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Nr. Colpi Rivestimento	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,10	5	0	0,857	14,30	16,70	0,72	0,83
0,20	4	0	0,855	11,42	13,36	0,57	0,67
0,30	2	0	0,853	5,70	6,68	0,28	0,33
0,40	4	0	0,851	11,36	13,36	0,57	0,67
0,50	3	0	0,849	8,50	10,02	0,43	0,50
0,60	3	0	0,847	8,49	10,02	0,42	0,50
0,70	6	0	0,845	16,93	20,04	0,85	1,00
0,80	14	0	0,793	37,09	46,75	1,85	2,34
0,90	14	0	0,792	35,12	44,37	1,76	2,22
1,00	12	0	0,840	31,93	38,03	1,60	1,90
1,10	39	0	0,638	78,85	123,59	3,94	6,18
1,20	45	0	0,636	90,74	142,61	4,54	7,13
1,30	50	0	0,635	100,55	158,45	5,03	7,92
1,40	46	0	0,633	92,26	145,77	4,61	7,29
1,50	46	0	0,631	92,01	145,77	4,60	7,29
1,60	50	0	0,630	99,75	158,45	4,99	7,92
1,70	50	0	0,628	99,50	158,45	4,97	7,92

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA DIN 4

TERRENI COESIVI

Coesione non drenata

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Cu (Kg/cm ²)
Strato 1	2,94	0,70	Terzaghi-Peck	0,18
Strato 2	15,03	1,10	Terzaghi-Peck	1,02
Strato 3	36,4	1,70	Terzaghi-Peck	2,46

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Qc (Kg/cm ²)
Strato 1	2,94	0,70	Robertson (1983)	5,88
Strato 2	15,03	1,10	Robertson (1983)	30,06
Strato 3	36,4	1,70	Robertson (1983)	72,80

Modulo Edometrico

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Eed (Kg/cm ²)
Strato 1	2,94	0,70	Stroud e Butler (1975)	13,49
Strato 2	15,03	1,10	Stroud e Butler (1975)	68,96
Strato 3	36,4	1,70	Stroud e Butler (1975)	167,00

Modulo di Young

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Ey (Kg/cm ²)
Strato 1	2,94	0,70	Apollonia	29,40
Strato 2	15,03	1,10	Apollonia	150,30
Strato 3	36,4	1,70	Apollonia	364,00

Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione
Strato 1	2,94	0,70	Classificaz. A.G.I. (1977)	POCO CONSISTENTE
Strato 2	15,03	1,10	Classificaz. A.G.I. (1977)	MOLTO CONSISTENTE
Strato 3	36,4	1,70	Classificaz. A.G.I. (1977)	ESTREM. CONSISTENTE

Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m ³)
Strato 1	2,94	0,70	Meyerhof ed altri	1,63
Strato 2	15,03	1,10	Meyerhof ed altri	2,07
Strato 3	36,4	1,70	Meyerhof ed altri	2,34

Peso unità di volume saturo

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
Strato 1	2,94	0,70	Bowles 1982, Terzaghi-Peck 1948/1967	1,86
Strato 2	15,03	1,10	Bowles 1982, Terzaghi-Peck 1948/1967	1,96
Strato 3	36,4	1,70	Bowles 1982, Terzaghi-Peck 1948/1967	2,59

TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Densità relativa (%)
Strato 1	2,94	0,70	2,94	Gibbs & Holtz 1957	41,38
Strato 2	15,03	1,10	15,03	Gibbs & Holtz 1957	88,02
Strato 3	36,4	1,70	36,4	Gibbs & Holtz 1957	100

Angolo di resistenza al taglio

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato 1	2,94	0,70	2,94	Meyerhof (1965)	30,79
Strato 2	15,03	1,10	15,03	Meyerhof (1965)	35,48
Strato 3	36,4	1,70	36,4	Meyerhof (1965)	40,91

Modulo di Young

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm ²)

Strato 1	2,94	0,70	2,94	Bowles (1982) Sabbia Media	45,03
Strato 2	15,03	1,10	15,03	Bowles (1982) Sabbia Media	150,15
Strato 3	36,4	1,70	36,4	Bowles (1982) Sabbia Media	257,00

Modulo Edometrico

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)
Strato 1	2,94	0,70	2,94	Farrent 1963	20,87
Strato 2	15,03	1,10	15,03	Farrent 1963	106,71
Strato 3	36,4	1,70	36,4	Farrent 1963	258,44

Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
Strato 1	2,94	0,70	2,94	Classificazione A.G.I. 1977	SCIOLTO
Strato 2	15,03	1,10	15,03	Classificazione A.G.I. 1977	MODERATAMENTE ADDENSATO
Strato 3	36,4	1,70	36,4	Classificazione A.G.I. 1977	ADDENSATO

Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma (t/m ³)
Strato 1	2,94	0,70	2,94	Meyerhof ed altri	1,45
Strato 2	15,03	1,10	15,03	Meyerhof ed altri	1,88
Strato 3	36,4	1,70	36,4	Meyerhof ed altri	2,18

Peso unità di volume saturo

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma Saturo (t/m ³)
Strato 1	2,94	0,70	2,94	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,87
Strato 2	15,03	1,10	15,03	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,95
Strato 3	36,4	1,70	36,4	Terzaghi-Peck 1948-1967	2,02

Modulo di Poisson

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
Strato 1	2,94	0,70	2,94	(A.G.I.)	0,35
Strato 2	15,03	1,10	15,03	(A.G.I.)	0,32
Strato 3	36,4	1,70	36,4	(A.G.I.)	0,28

Modulo di deformazione a taglio

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	G (Kg/cm ²)
Strato 1	2,94	0,70	2,94	Ohsaki (Sabbie pulite)	179,13
Strato 2	15,03	1,10	15,03	Ohsaki (Sabbie pulite)	830,34
Strato 3	36,4	1,70	36,4	Ohsaki (Sabbie pulite)	1906,99

Velocità onde

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Velocità onde m/s
Strato 1	2,94	0,70	2,94		94,31
Strato 2	15,03	1,10	15,03		213,23
Strato 3	36,4	1,70	36,4		331,83

Liquefazione

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Potenziale Liquefazione
Strato 1	2,94	0,70	2,94	Seed (1979) (Sabbie e ghiaie)	< 0.04
Strato 2	15,03	1,10	15,03	Seed (1979) (Sabbie e ghiaie)	0.04-0.10
Strato 3	36,4	1,70	36,4	Seed (1979) (Sabbie e ghiaie)	0.10-0.35

Modulo di reazione Ko

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Ko
Strato 1	2,94	0,70	2,94	Navfac 1971-1982	0,50
Strato 2	15,03	1,10	15,03	Navfac 1971-1982	3,13
Strato 3	36,4	1,70	36,4	Navfac 1971-1982	6,45

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Qc (Kg/cm ²)
Strato 1	2,94	0,70	2,94	Robertson 1983	5,88
Strato 2	15,03	1,10	15,03	Robertson 1983	30,06
Strato 3	36,4	1,70	36,4	Robertson 1983	72,80

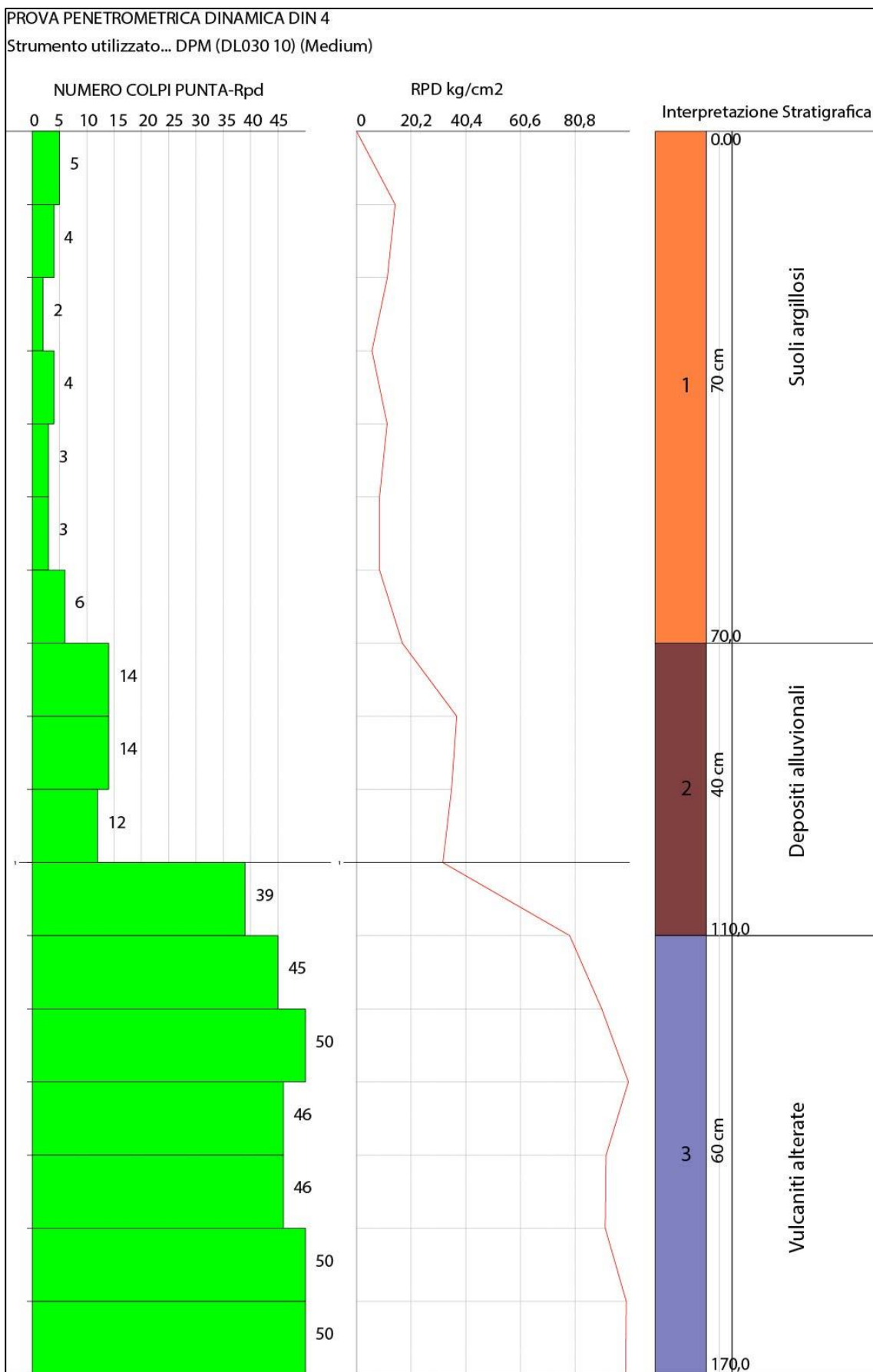


Figura 31 - Risultati della prova penetrometrica DIN 4.

3.2.5 Prova di taglio diretto sui terreni

In un terreno sottoposto lungo un suo piano di scorrimento ad una pressione normale costante e ad una tensione tangenziale crescente, la relazione tra la resistenza al taglio τ_f e la tensione normale σ_n è così espressa: $\tau_f = c + \sigma_n \tan\phi$.

I parametri fondamentali di questa relazione sono la coesione c e l'angolo d'attrito f , rappresentati nel diagramma degli sforzi σ_n - τ rispettivamente come ordinata all'origine e pendenza della retta di equazione $\tau_f = c + \sigma_n \tan\phi$.

Tali parametri sono fondamentali per descrivere il comportamento meccanico di un terreno sollecitato a sforzi tangenziali e sono ricavati in laboratorio attraverso la prova di taglio diretto. La prova si effettua con l'impiego di speciali macchine costituite da un sistema di applicazione della pressione verticale, un sistema di applicazione dello sforzo tangenziale e da un sistema di misura di forze e deformazioni.

Il provino viene posizionato in una speciale cella detta scatola di Casagrande, che è costituita da due semiscatole per consentire lo scivolamento della parte superiore rispetto a quella inferiore. La prova viene condotta su almeno tre provini appartenenti allo stesso campione di terreno, preventivamente consolidati a tre valori di pressione differenti. Alla fine della fase di consolidazione, documentata attraverso la lettura dei cedimenti nel tempo, si procede con la fase del taglio imponendo una velocità di deformazione e registrando lo sforzo che ne consegue. Per determinare i parametri di resistenza al taglio in condizioni drenate, la velocità di taglio deve essere sufficientemente contenuta affinché durante la fase di rottura non si riproducano sovrappressioni nei pori. Tale velocità dipende dalla permeabilità del suolo in esame ed è quindi correlata con la velocità di consolidazione. Per ogni provino si ottengono tre diversi valori di resistenza al taglio, proporzionali alle tre diverse pressioni di consolidazione applicate.

I valori ottenuti sono:

- **Angolo d'attrito = 13,39°**
- **Coesione = 13,1 kPa**
- **Peso di volume naturale 18,24 kN/m³.**

Il campione C1 è stato prelevato con un campionatore ed una fustella standard ad una profondità di -0,5 m circa dal p.c. all'interno dei suoli. Facendo riferimento ai parametri geotecnici ottenuti dalla prova si nota come i valori ottenuti sono particolarmente bassi; per tale motivo si consiglia, per opere di fondazione di una certa entità, di oltrepassare l'orizzonte argilloso fino ad arrivare fino alle vulcaniti sottostanti.



Figura 32 - Campionatore per la prova di taglio diretto.

I risultati ottenuti dalla prova di taglio eseguiti per il campione C1 sono rappresentati in Figura 33 e Figura 34.

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. : 13079/22

Committente: Dott. Geol. Mattia Meloni **Data consegna campione:** 14/02/22

Progetto: Impianto di produzione energia elettrica da fonte rinnovabile di tipo fotovoltaico integrato ra riqualificazione agricola, Comune di Piscinas (CI)

Campione: C1 **Profondità (m dal p.c.):** 0,6

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 : Argilla bruna plastica di moderata consistenza,

Caratteristiche della prova : Consolidata drenata su provini non 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	%			35,5	
Peso di volume umido iniziale	g/cmc	1,574	1,571	1,597	1,582

DATI DELLA CURVA DI CONSOLIDAZIONE

	Provino n°	1	2	3	4
Tempo al 100% della consolidazione primaria	min			30,3	
Tempo minimo di durata della prova	min			384,2	
Velocità massima di esecuzione calcolata	mm/min			0,0078	

TAGLIO

	kPa	53	103	199	304
Tensione verticale applicata	kPa	25,9	37,0	60,8	85,2
Resistenza massima al taglio	%	12,8	9,4	5,8	6,3
Deformazione orizzontale alla rottura	mm/min			0,0075	
Velocità di prova					

PARAMETRI DI RESISTENZA DI PICCO

ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO
13,38 °

COESIONE
13,1 kPa

Data : 17/02/2022
 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

Figura 33 - Risultati della prova di taglio diretto.

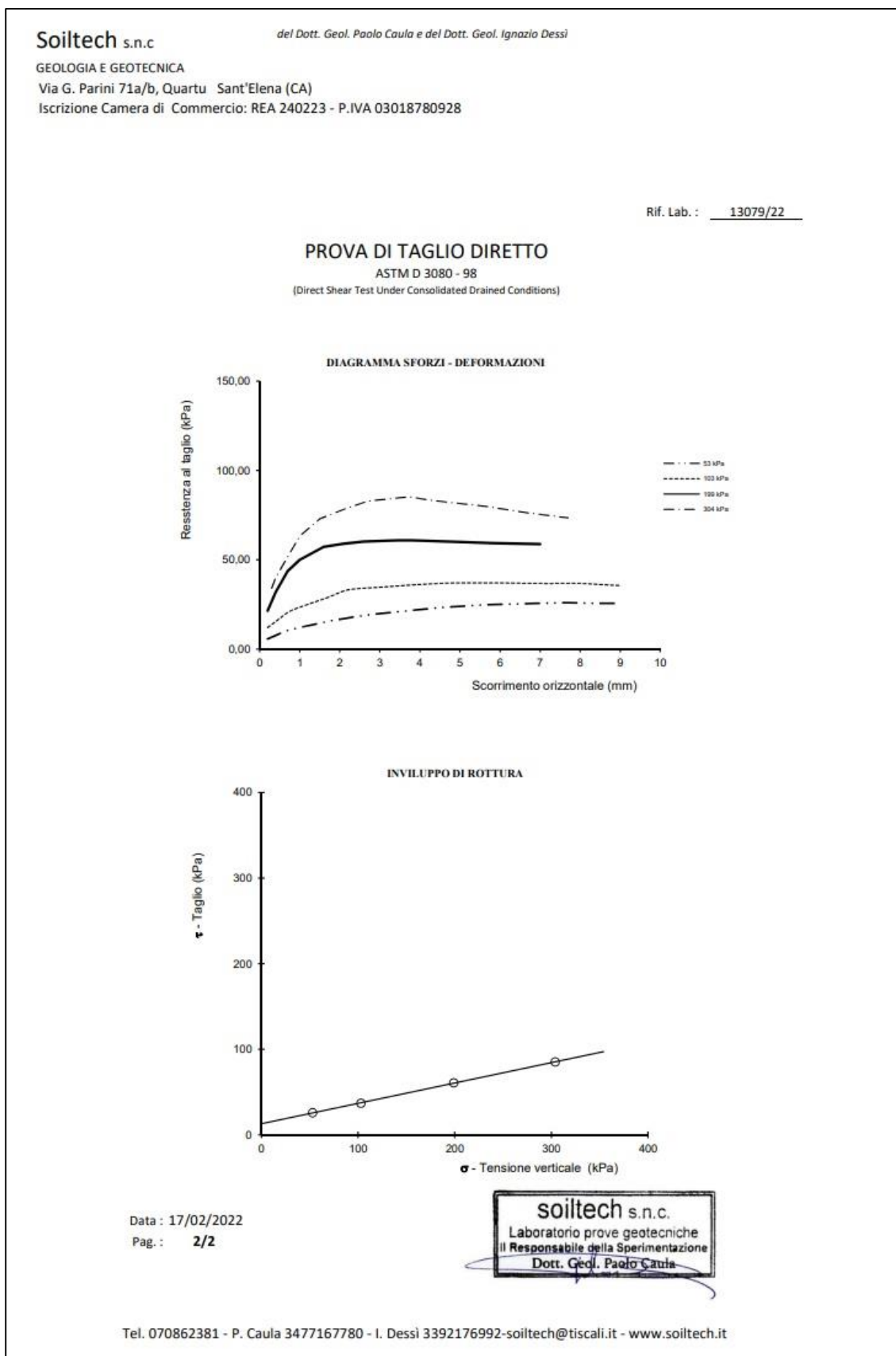


Figura 34 - Risultati della prova di taglio diretto.

3.3 MODELLO GEOTECNICO

Il **MODELLO GEOTECNICO** ragionevolmente più vicino alla reale situazione del sedime del tratto oggetto di intervento è stato realizzato attraverso n.4 prove penetrometriche (fino a -1,7 m dal p.c.) e n. 2 prove di taglio eseguite su due campioni prelevati a -0,5 m dal p.c. (Figura 35).

I risultati delle prove sono stati mediati e rivalutati anche attraverso analisi realizzate da studi precedenti in aree di studio limitrofe a quella di studio.

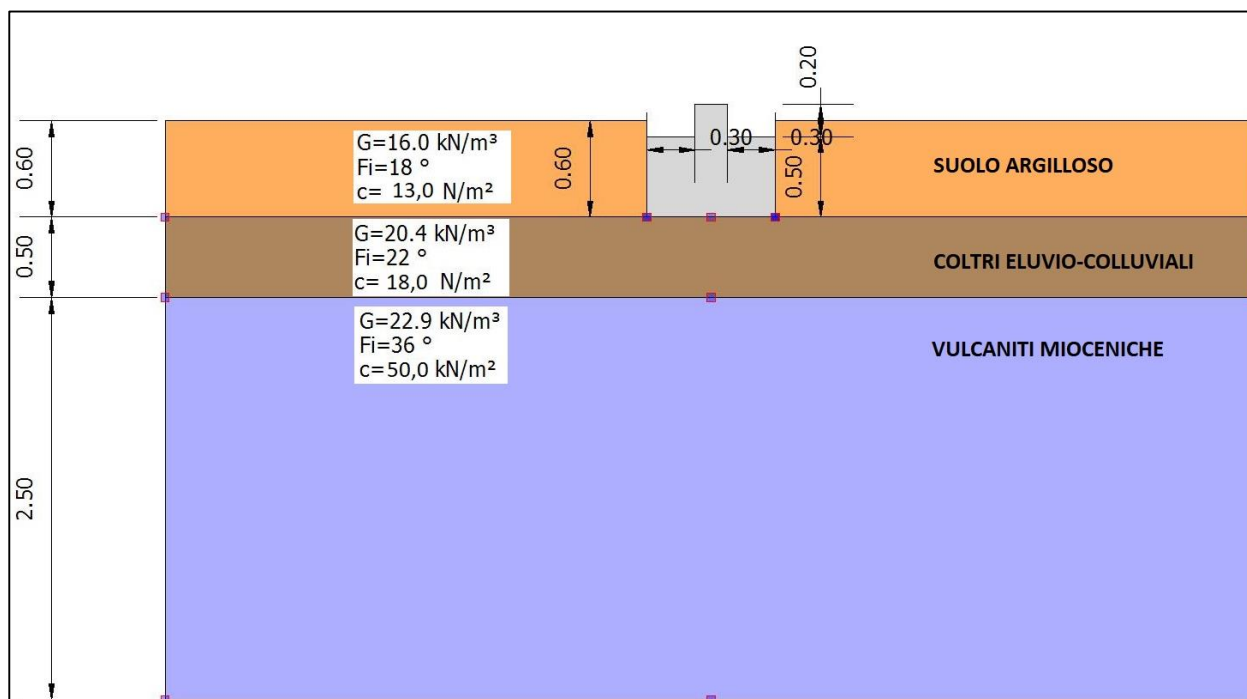


Figura 35 - Modello Geotecnico dell'area di studio.

3.3.1 Suoli argillosi

Sono presenti suoli argillosi la cui tessitura è composta da oltre il 18% in argilla sul totale della terra fine, la frazione granulometrica prevalente, l'argilla, è rappresentata da minerali argillosi, silice, idrossidi di ferro e alluminio e dall'humus. Localmente contengono suoli ad accumulo di carbonato di calcio in noduli, croste e lenti, più o meno induriti. La genesi di questi suoli è legata ad un clima caratterizzato da forte contrasto stagionale e scarsa copertura vegetale, in condizioni non dissimili da quelle attuali.

Spessore max verificato: 0,6 m.

La caratterizzazione geotecnica è stata eseguita attraverso le prove penetrometriche e dall'analisi di altra documentazione inerente a prove eseguite al contorno in condizioni analoghe, si ritiene opportuno attribuire a questa unità la seguente parametrizzazione cautelativa in virtù del comportamento plastico in condizioni sature durante il periodo invernale:

Peso di volume naturale γ : 16 KN/m ³
Angolo di attrito $\Phi = 18^\circ$
Coesione $C = 13,6$ KN/m ²

Si consiglia di asportare la copertura di suolo più superficiale in quanto non adatta come terreno di fondazione viste le sue caratteristiche geotecniche e di utilizzarla per usi diversi in funzione della granulometria.

3.3.2 Coltri eluvio-colluviali e depositi alluvionali

Questa unità affiora superficialmente fino a circa -0,6 -1,1 m dal p.c. è caratterizzata da depositi in cui sono presenti percentuali variabili di sedimenti fini (sabbie fini e silt) più o meno pedogenizzati (suoli), arricchiti di frazione organica e mescolati a sedimenti più grossolani, in genere detriti da fini a medi. L'elevata frazione organica indica sedimenti derivati dall'erosione del suolo durante l'Olocene, mescolati a sedimenti provenienti per degradazione fisica direttamente dal substrato.

I depositi alluvionali affiorano da circa -0,6 m fino a circa -1,4 m dal p.c. soprattutto in corrispondenza dei compluvi ed in prossimità del Rio Funtana Luma, si tratta di depositi costituiti da ghiaie grossolane con lenti e livelli di sabbie e di ghiaie fini, a stratificazione incrociata concava e ghiaie massive a supporto di matrice, in prossimità dei versanti. La natura litologica dei clasti è rappresentata da metamorfiti paleozoiche e da rocce vulcano-sedimentarie terziarie. Questi depositi sono posti ai lati degli alvei attivi o dei tratti di alveo regimati dei corsi d'acqua principali e non sono interessati dalle ordinarie dinamiche fluviali.

Spessore max verificato: 0,8 m.

Sulla base delle risultanze dei test penetrometrici appositamente eseguiti e dell'analisi di altra documentazione inerente a prove eseguite al contorno in condizioni analoghe, si ritiene opportuno attribuire a questa unità la seguente parametrizzazione cautelativa:

Peso di volume naturale γ : 20,4 KN/m ³
Angolo di attrito $\Phi = 22^\circ$
Coesione $C = 18$ KPa

Questo orizzonte stratigrafico risulta adatto come terreno di fondazione e la profondità di incasso dovrà interessare il terreno ad una quota compresa tra -0,6 -0,8 m dal p.c.

3.3.3 Vulcaniti Mioceniche

Superficialmente le vulcaniti possono presentarsi alterate dai -0,4 a -1,0 m dal p.c. Questo livello di alterazione è costituito da uno scheletro clastico disperso in matrice argillosa.

Spessore max verificato: 0,6 m.

Sulla base delle risultanze dei test penetrometrici appositamente eseguiti e dell'analisi di altra documentazione inerente a prove eseguite al contorno in condizioni analoghe, si ritiene opportuno attribuire a questa unità la seguente parametrizzazione cautelativa:

Peso di volume naturale γ : 22,9 KN/m ³
Angolo di attrito Φ = 36 °
Coesione C = 50 KPa

Questo orizzonte stratigrafico risulta adatto come terreno di fondazione e la profondità di incasso dovrà interessare il terreno ad una quota compresa tra -0,6 -0,8 m dal p.c.

Le vulcaniti sane invece possono affiorare superficialmente in alcune aree, dai 0,0 m fino a -1,2 – 1,8 m dal p.c., si tratta di depositi vulcanici (rioliti, daciti, e andesiti) costituiti da colate laviche, domi lavici e piroclastiti messi in posto in condizioni subaeree e da epiclastiti. Presentano caratteristiche geomeccaniche da mediocri a discrete a seconda del grado di alterazione e fratturazione.

Spessore max verificato: da metrico a decametrico.

Da analisi condotte da studi precedenti nei pressi dell'area di studio si possono desumere i seguenti parametri geomeccanici per le vulcaniti mioceniche affioranti:

Tabella 2 - Risultati Point Load test e classificazione ISRM delle vulcaniti mioceniche.

Resistenza media (MPa)	Classificazione ISRM (1981)
58 - 77	Media (50-100 MPa)
81 - 96	Media (50-100 MPa)
34 - 105	Da Media (50-100 MPa) a Alta (100-200 Mpa)

Tabella 3 - Principali caratteristiche Geomeccaniche delle vulcaniti mioceniche.

RMR corretto	SMR	RMI (MPa)	Resistenza a compressione (Mpa)
52	39	34	58 - 77

RMR corretto	SMR	RMI (MPa)	Resistenza a compressione (Mpa)
47	33	30	81 - 96
54	41	42	34 - 105

Questo orizzonte stratigrafico risulta adatto come terreno di fondazione viste le sue caratteristiche geomeccaniche.

3.3.4 Scavabilità

Tutte unità direttamente o indirettamente interessate dalle lavorazioni, afferenti alla categoria terre coesive o moderatamente incoerenti riportate di seguito, si caratterizzano per una elevata scavabilità:

- Coltri eluvio-colluviali;
- Depositi alluvionali;

Queste terre possono essere scavate con facilità mediante mezzi meccanici normali (es: escavatore terna), anche a sezione obbligata.

- Le vulcaniti mioceniche invece possono essere scavate solo superficialmente nella parte alterata;
- Le vulcaniti sane invece per essere scavate hanno bisogno mezzi adeguati alle lavorazioni su roccia.

3.4 RELAZIONE SULLA PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

3.4.1 Classificazione sismica dell'area

Il panorama legislativo in materia sismica è stato profondamente trasformato dalle recenti normative nazionali ovvero dall'Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20.03.2003 «*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*» che è entrata in vigore dal 25.10.2005, data coincidente con la pubblicazione della prima stesura delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14.10.2005) e dalla successiva O.P.C.M. n. 3519/2006.

La classificazione sismica prevede che tutto il territorio nazionale sia classificato sulla base della Mappa di Pericolosità Sismica riportate in Figura 36, Figura 37, Figura 38. In relazione alla pericolosità sismica - espressa in termini di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita a suoli rigidi - il territorio nazionale è stato suddiviso in quattro zone con livelli decrescenti di pericolosità, funzione di quattro differenti valori di accelerazione orizzontale massima al suolo (**ag475**), ossia quella riferita al 50esimo percentile, ad una vita di riferimento di 50 anni e ad una probabilità di superamento del 10% attribuiti a suoli rigidi caratterizzati da $V_{s30} > 800$ m/s alle quali si applicano norme tecniche differenziate per quanto concerne le costruzioni. L'appartenenza ad una delle quattro zone viene stabilita rispetto alla distribuzione sul territorio dei valori di ag475 con una tolleranza 0,025g.

Come si evince dalla Tabella 4, a ciascuna zona o sottozona è attribuito un valore di pericolosità di base, espressa in termini di accelerazione massima su suolo rigido (ag). Tale valore di pericolosità di base non ha però influenza sulla progettazione. Infatti, le nuove Norme Tecniche per le costruzioni hanno modificato il ruolo che la classificazione sismica aveva ai fini progettuali.

Tabella 4 – Valori di accelerazione orizzontale massima al suolo.

ZONA	ag475
1	$ag475 \geq 0,25g$
2	$0,25g < ag475 \leq 0,15g$
3	$0,15g < ag475 \leq 0,05g$
4	$ag475 < 0,05g$



ISTITUTO NAZIONALE DI GEOFISICA E VULCANOLOGIA

Mapa di pericolosità sismica del territorio nazionale

(riferimento: Ordinanza PCM del 28 aprile 2006 n.3519, All.1b)

espressa in termini di accelerazione massima del suolo

con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni

riferita a suoli rigidi ($V_{s30} > 800$ m/s; cat.A, punto 3.2.1 del D.M. 14.09.2005)

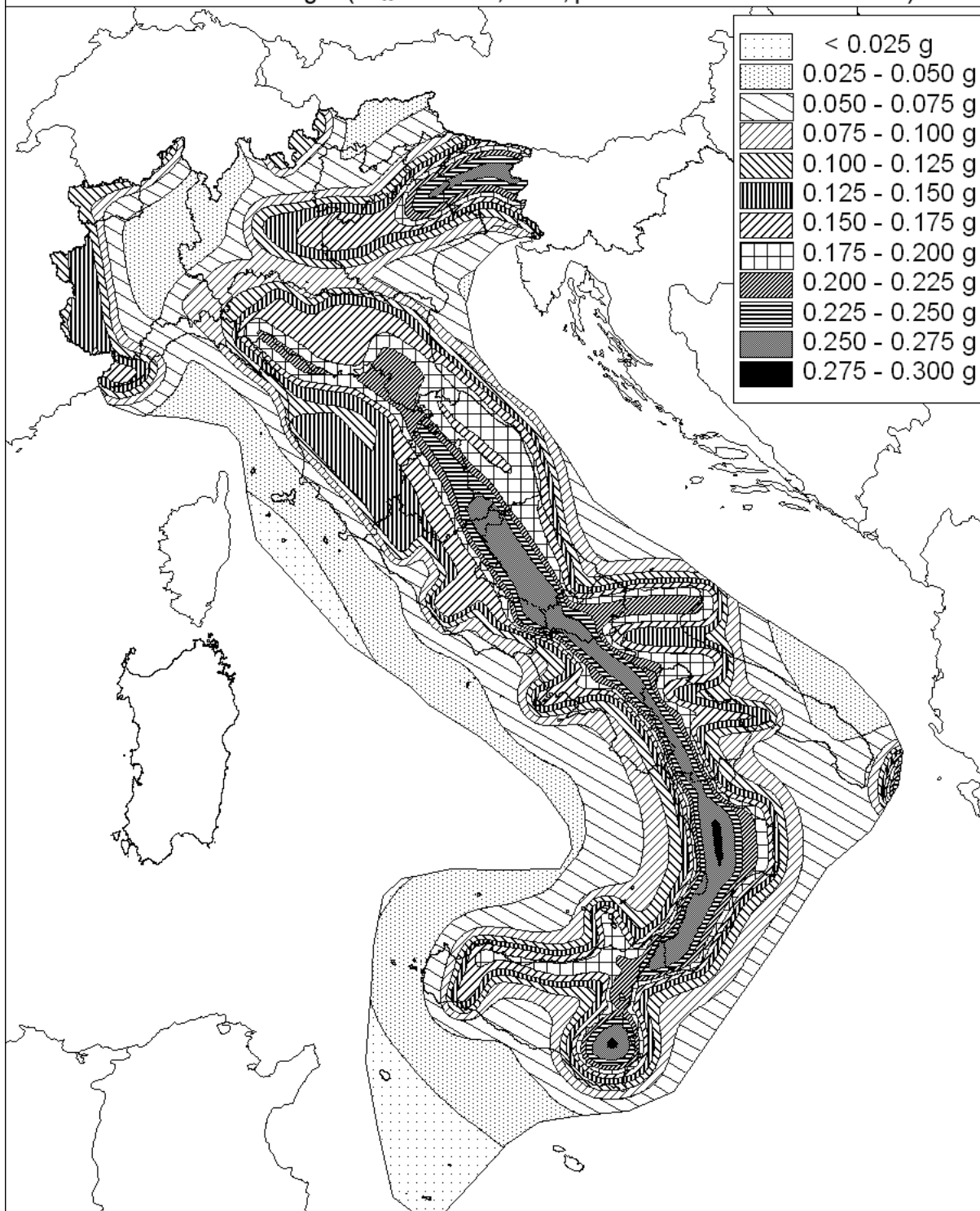


Figura 36- Mapa di pericolosità sismica del territorio nazionale.

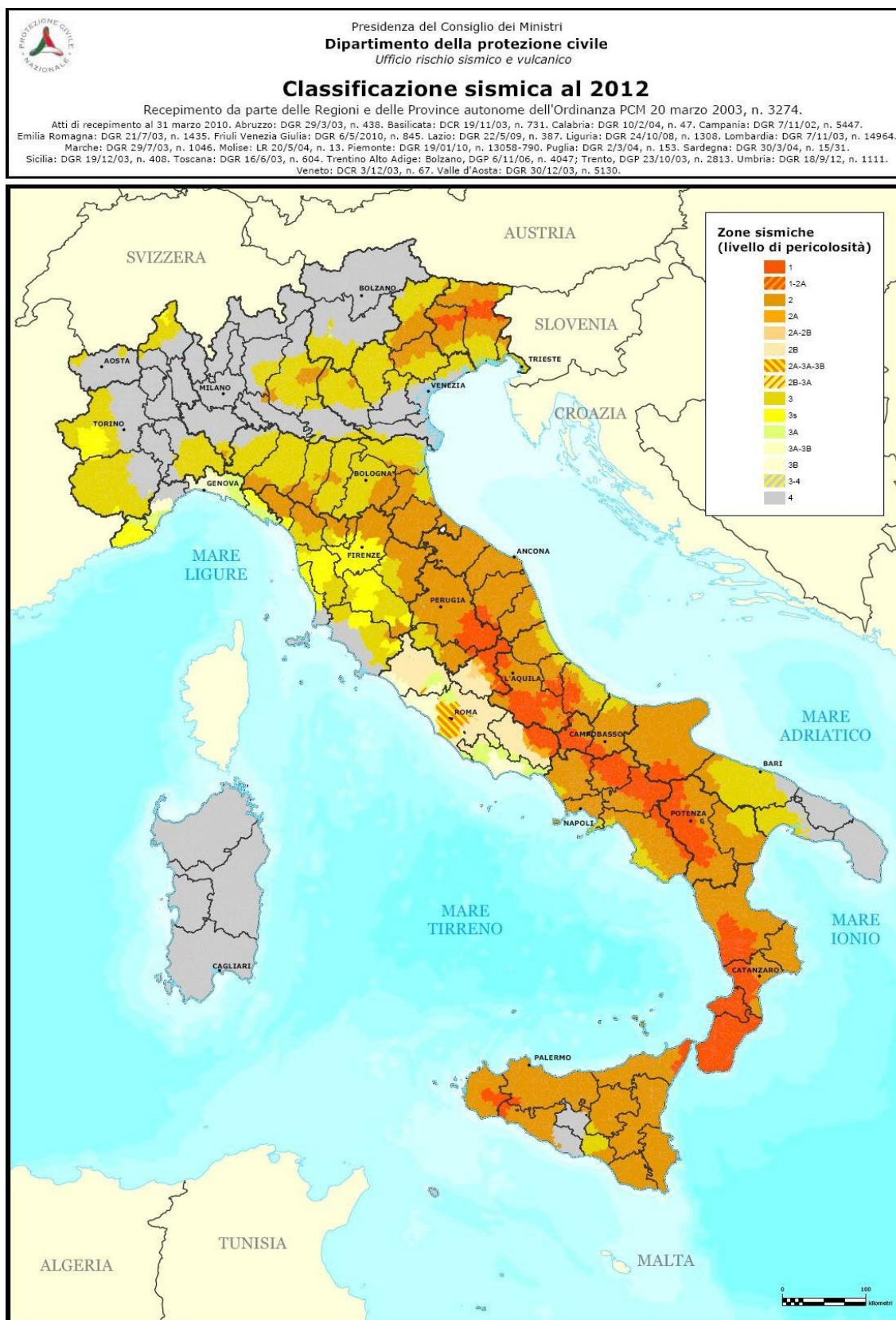


Figura 37 - Classificazione sismica del territorio nazionale (fonte Dipartimento Protezione Civile).

In precedenza, per ciascuna zona veniva fornito un valore di accelerazione di picco e quindi di spettro di risposta elastico da utilizzare per il calcolo delle azioni sismiche. Dal 1° luglio 2009 invece, con l'entrata in vigore delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008, per ogni costruzione ci si deve riferire ad una accelerazione di riferimento "propria" individuata sulla base delle coordinate geografiche dell'area di progetto e in funzione della vita nominale dell'opera.

Un valore di pericolosità di base, dunque, definito per ogni punto del territorio nazionale, indipendentemente dai confini amministrativi comunali. La classificazione sismica (zona sismica di appartenenza del comune) rimane utile solo per la gestione della pianificazione e per il controllo del territorio da parte degli enti preposti (Regione, Genio Civile, etc.).

La Regione Autonoma della Sardegna ha recepito la zonizzazione del territorio nazionale con D.G.R. 30.03.2004, n. 15/31 «*Disposizioni preliminari in attuazione dell'O.P.C.M. 20.03.2003, n. 3274*» (B.U. Sardegna 21.08.2004, n. 23).

Il Comune di Piscinas, come tutto il territorio regionale ricade in Zona sismica 4, ovvero quella meno pericolosa a cui corrisponde la normativa antisismica meno severa, per la quale al parametro a_g è assegnato un valore convenzionale di 0,05 g da adottare nella progettazione.

Per quanto riguarda la massima intensità macrosismica I_{max} (che rappresenta una misura degli effetti che il terremoto ha prodotto sull'uomo, sugli edifici e sull'ambiente) si fa riferimento alla classificazione del Gruppo Nazionale per la Difesa dei Terremoti (G.N.D.T.). Per i comuni della Sardegna, così come per quelli ove si segnalano intensità massime molto basse o non esiste alcun dato osservato, è stato assegnato un valore "ponderato" di intensità (**$I_{max/pon}$**), stimato per estrapolazione dai valori osservati nei comuni limitrofi oppure calcolando un risentimento massimo a partire dal catalogo NT.3 mediante opportune leggi di attenuazione. Ad ogni comune risulta quindi associato un valore di intensità massima osservata (**$I_{max/oss}$**), oppure "ponderata" (**$I_{max/pon}$**).

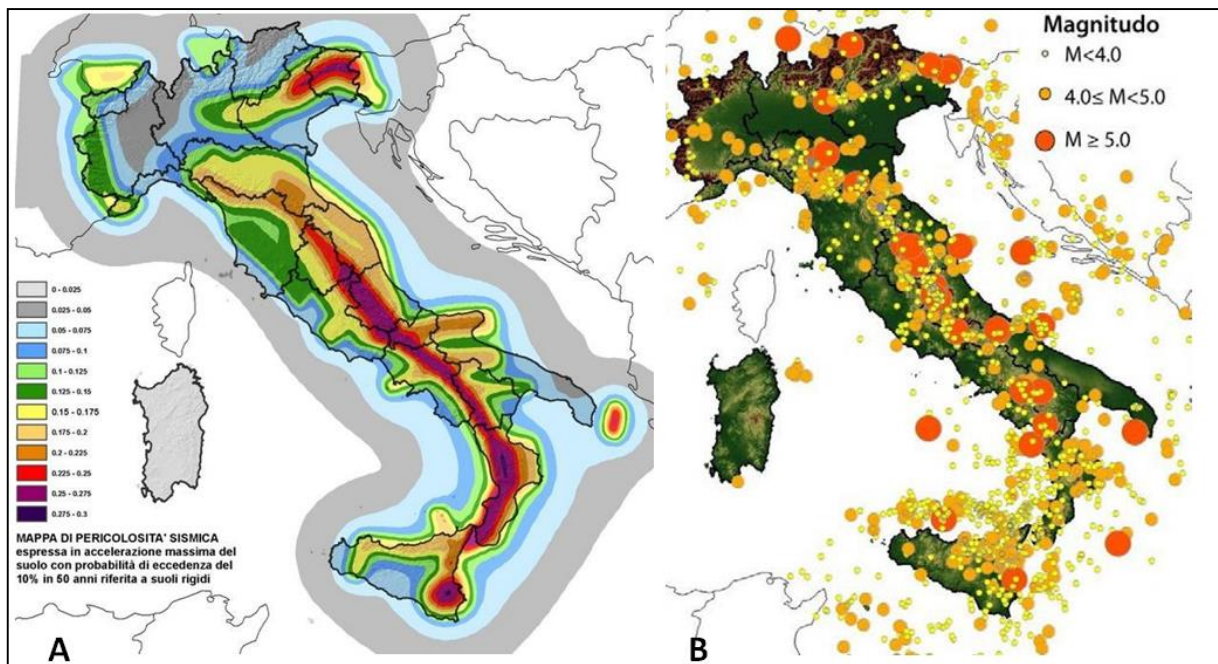


Figura 38 – A: Carta della pericolosità sismica espressa in accelerazione massima del suolo; B: Carta degli eventi sismici (1981÷2011) in Italia e loro magnitudo.

Dei 375 comuni della Sardegna, meno del 5% ha comunicato al G.N.D.T. i dati relativi all'intensità macrosismica MCS: nella totalità delle rilevazioni, i valori sono comunque risultati sempre minori di 6 (Figura 38).

In ogni caso non si esclude, stante appunto la scarsa documentazione relativa a terremoti avvenuti in Sardegna in epoca storica nonché di recente, che eventi sismici di eccezionale intensità localizzati in vari settori dell'area tirrenica, possano indurre in alcuni areali dell'isola, vibrazioni i cui effetti sulle strutture in argomento potrebbero verosimilmente ritenersi di non trascurabile entità in funzione delle specifiche caratteristiche costruttivo/strutturali.

3.4.2 Indagine Sismica

L'indagine sismica con il metodo MASW è un'indagine non invasiva che si basa sulla misura della velocità di dispersione delle onde di superficie Vs. Attraverso la definizione delle Vs dei singoli sismostrati si calcola il parametro V_{seq} che in riferimento alla Tabella 3.2.II, delle NTC 2018 consente di definire la categoria di sottosuolo indagata. Nelle pagine seguenti sono descritte le attività e le metodologie impiegate nella campagna investigativa.

3.4.3 Apparecchiatura utilizzata

L'apparecchiatura necessaria per le prospezioni è quella classica, costituita da un sistema digitale di acquisizione dotato di sismometri (geofoni), amplificatori, filtri, convertitore A/D e supporto di visualizzazione e memorizzazione dei dati in formato digitale.

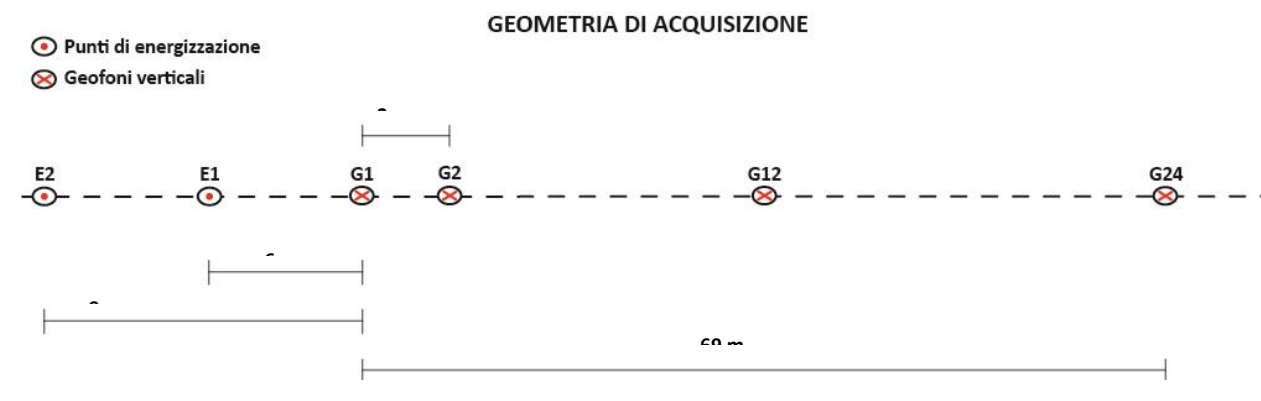
In particolare, è stato utilizzato il sismografo PASI con 24 canali di acquisizione, dotato di filtri analogici e digitali, filtro notch a 50 Hz, AGC, con dinamica di base a 24 bit. Le registrazioni vengono acquisite tramite PC esterno collegato direttamente allo strumento. I sensori di ricezione, utilizzati per la misura, sono 24 geofoni verticali di tipo elettromagnetico a bobina mobile con frequenza propria di 4.5 Hz, connessi tramite cavo alla centralina di acquisizione. La sorgente di onde sismiche è costituito da una grave (maglio) di 8 kg lasciato cadere sul terreno. Il sistema di trigger utilizza un sensore (geofono starter) posizionato in prossimità del punto energizzato.

3.4.4 Geometria di acquisizione

Compatibilmente con la logistica dell'area in studio le acquisizioni possono essere realizzate adottando uno stendimento con *group interval* (distanza intergeofonica) compreso tra 1,5 e 3,0 m, configurazioni ritenute ottimali per l'acquisizione delle onde di superficie. Il numero di energizzazioni (*shot*) è pari a 4, queste vengono condotte secondo il metodo diretto-inverso, che consiste nell'energizzare il terreno in 2 differenti punti su entrambe le estremità dello stendimento. La distanza delle due energizzazioni dal primo e/o dall'ultimo geofono viene definita in funzione *group interval* scelto. L'acquisizione su più punti dello stendimento (diretta-inversa), consente di ridurre la mancanza di unicità delle soluzioni che caratterizza la procedura di inversione della curva di dispersione sperimentale, agevolando l'estrazione della curva di dispersione sperimentale. Inoltre, questa procedura permette di valutare la presenza di rilevanti scostamenti dalle ipotesi di semispazio unidimensionale, assunte per l'analisi dei risultati. Per attenuare il rumore incoerente, l'acquisizione vien fatta mediante uno *stacking* verticale, operazione che consente di sommare più acquisizioni pertinenti esattamente allo stesso stendimento (distanza intergeofonica e offset minimo invariati), che in funzione della strumentazione può essere settato da un minimo di 2 fino ad un massimo di 10. L'analisi spettrale dei dati sismici e il processo di inversione sono stati eseguiti con l'ausilio del software SWAN® (Surface Waves Analysis).

Le acquisizioni sono state effettuate utilizzando la seguente configurazione:

CONFIGURAZIONE STENDIMENTI	
Lunghezza dello stendimento	69 m
Distanza intergeofonica (<i>group interval</i>)	3 m
Numero di canali/geofoni	24
Geofoni	verticali da 4,5 Hz
Distanza sorgente-primo geofono (<i>Offset minimo</i>)	6/9 m
Acquisizione	diretta/inversa
Sorgente	maglio 8 Kg (forza verticale)
Intervallo di campionamento (dt)	125 μ s
Tempo di registrazione	1024 ms
Segnale registrato	componente verticale onde di Rayleigh



3.4.5 Metodo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves)

La tecnica consiste nella registrazione multicanale di segnali sismici generati da sorgenti impulsive all'interfaccia della superficie libera del terreno. Si tratta di una prova non invasiva basata sulla propagazione di onde di superficie (Rayleigh e Love) per la stima del profilo di velocità delle onde di taglio V_s , nell'ipotesi di semispazio monodimensionale, caratterizzato da legame costitutivo (visco-) elastico lineare. Le prove per onde superficiali sfruttano le caratteristiche dispersive dei mezzi stratificati. In altre parole, in presenza di un mezzo multistrato, la velocità di fase e di gruppo del segnale risulta dipendente dalla frequenza di eccitazione. Per questo motivo, le componenti spettrali ad alta frequenza forniscono informazioni sugli strati più superficiali, perché caratterizzate da una minor capacità penetrativa, a causa della maggiore attenuazione subita durante il percorso all'interno del mezzo di propagazione. Viceversa, le componenti a grande lunghezza d'onda e bassa frequenza permettono di ricavare informazioni circa le proprietà dei terreni più profondi, così come schematizzato in Figura 39. Il profilo di velocità $V_s(z)$ in funzione della profondità z viene determinato attraverso la soluzione di un problema inverso.

L'analisi MASW dei segnali sismici può essere sintetizzata in alcuni passi fondamentali: la prima fase consiste nell'estrazione, mediante *picking*, della curva di dispersione sperimentale a partire dall'analisi spettrale del segnale nel dominio di Fourier. In altre parole, dopo aver selezionato l'intervallo caratterizzato da massima ampiezza nello spettro f-k (frequenza-numero d'onda) o f-V (frequenza-velocità) si ricostruisce la curva V(f) (velocità – frequenza) o S=S(f) (lentezza – frequenza). La seconda fase di elaborazione consiste nella soluzione del problema inverso. Solitamente si parte da un modello di partenza con un numero prestabilito di strati sovrapposti, ciascuno caratterizzato da un proprio valore di velocità Vs.

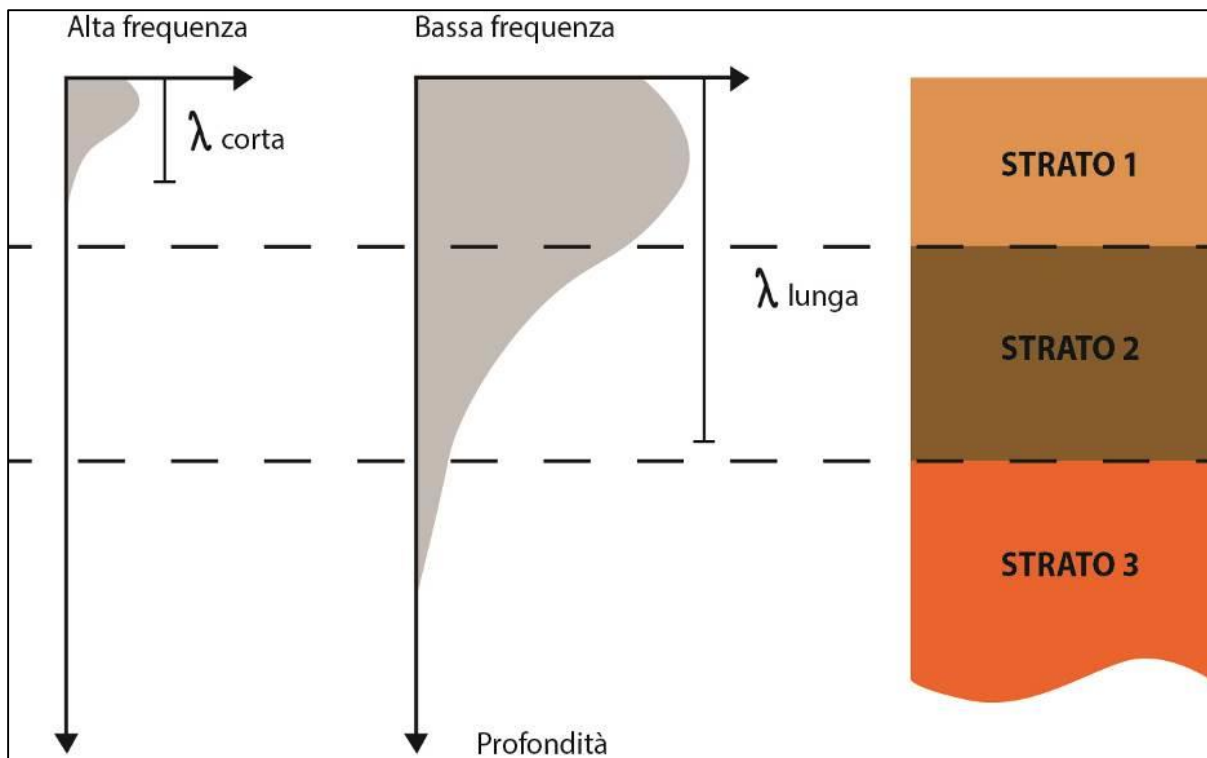


Figura 39 - Rappresentazione schematica di due componenti di un'onda di superficie che consentono porzioni diverse del terreno; la componente ad alta frequenza (piccola lunghezza d'onda) sente solamente la parte più superficiale, mentre la componente a bassa frequenza (grande lunghezza d'onda) arriva a maggiore profondità.

3.4.6 Elaborazione del dato acquisito

I dati acquisiti nel dominio del tempo relativi al *dataset* sismico, da cui è possibile osservare la separazione delle onde superficiali in funzione della frequenza di propagazione del segnale nel terreno, vengono elaborati mediante la trasformata di Fourier, nel dominio frequenza-velocità (FV), da cui si possono ricavare le proprietà dispersive del segnale registrato.

Dallo spettro *f-v* si estrae mediante *picking* la curva di dispersione sperimentale che deve essere cercata sui massimi dello spettro *f-v*. Il *picking* tiene conto delle massime ampiezze spettrali, nell'ipotesi che siano correlate principalmente all'energia associata alle onde di superficie (circa il 67% dell'energia elastica è infatti trasportata da queste fasi).

Una volta identificata la curva di dispersione sperimentale che descrive il modo fondamentale del terreno, si procede con l'inversione del dato; in questa fase si deve trovare un modello sintetico della stratigrafia del terreno tale da essere associabile ad una curva di dispersione teorica che sia una buona approssimazione della curva di dispersione sperimentale. Dal *fitting* tra le due curve dispersione (sperimentale e teorica) si ottiene un profilo monodimensionale di velocità delle onde di taglio (V_s).

3.4.7 Calcolo della velocità equivalente

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto è necessario classificare i terreni compresi tra il piano di imposta delle fondazioni (delle opere in progetto) ed un substrato rigido di riferimento (*bedrock*).

L'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, in alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tabella 5, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_s .

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{s,eq}$ (in m/s). Per velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio si intende la media pesata delle velocità delle onde S negli strati nei primi metri di profondità dal piano di posa della fondazione, secondo la relazione: definita dall'espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

con:

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

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità. Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato (H) è riferita al piano di imposta delle stesse.

Fermo restando le indicazioni riportate in questo elaborato, che definisce in riferimento alla Tabella 3.2.II, delle NTC 2018 (Tabella 5), la CATEGORIA DI SOTTOSUOLO per ogni singola area indagata, la scelta della corretta categoria di sottosuolo spetta al Progettista sulla base delle proprie conoscenze e valutazioni geologiche del sito.

CATEGORIA	CARATTERISTICHE DELLA SUPERFICIE TOPOGRAFICA
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>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.</i>

Tabella 5 - Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato (Tab. 3.2.II, delle NTC 2018).

3.4.8 Risultanze dell'indagine

Nelle pagine seguenti vengono riportate le risultanze dell'elaborazione dei dati sismici acquisiti in situ sviluppati secondo il metodo MASW, per la definizione della $V_{s,eq}$ (m/s).

UBICAZIONE DELL'AREA DI INDAGINE			
COMUNE	Piscinas		
LOCALITÀ	Serr'e Casta		
COORDINATE (WGS-84 UTM 32 N)	Al centro dello stendimento	470932 - E	4326285 - N

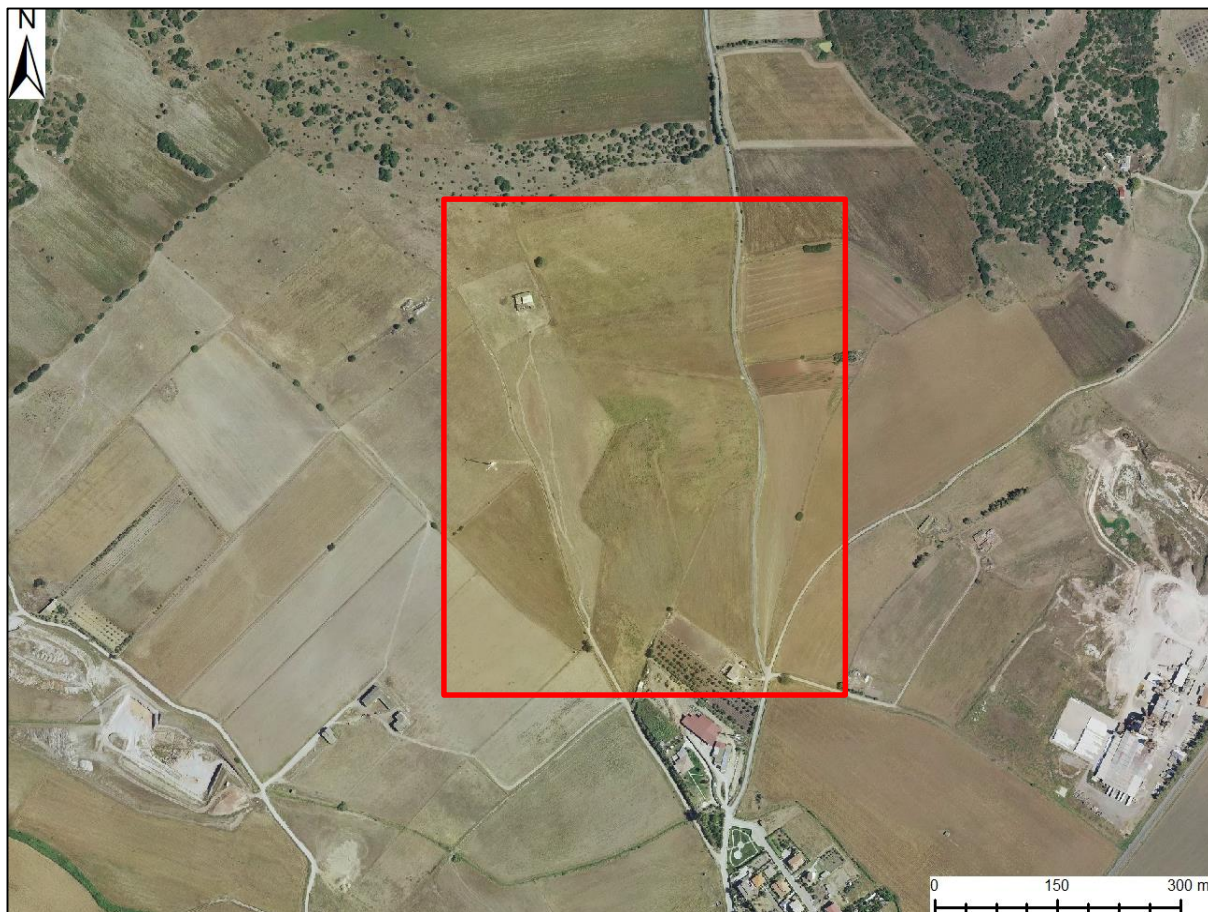
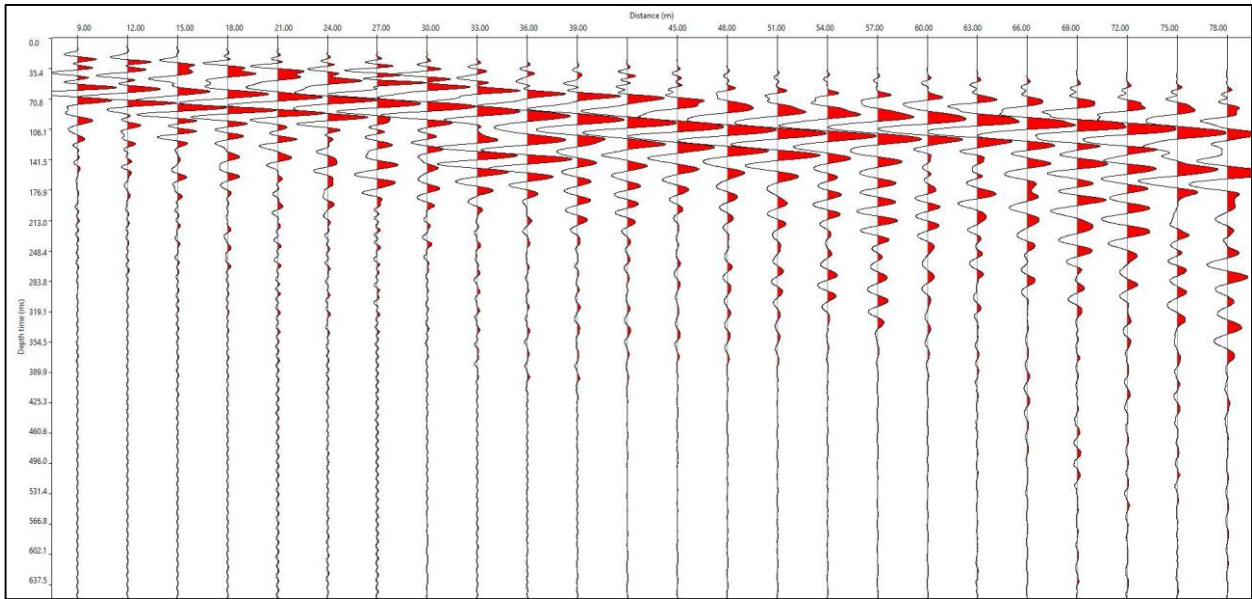


Figura 40 - Localizzazione dell'indagine sismica MASW.

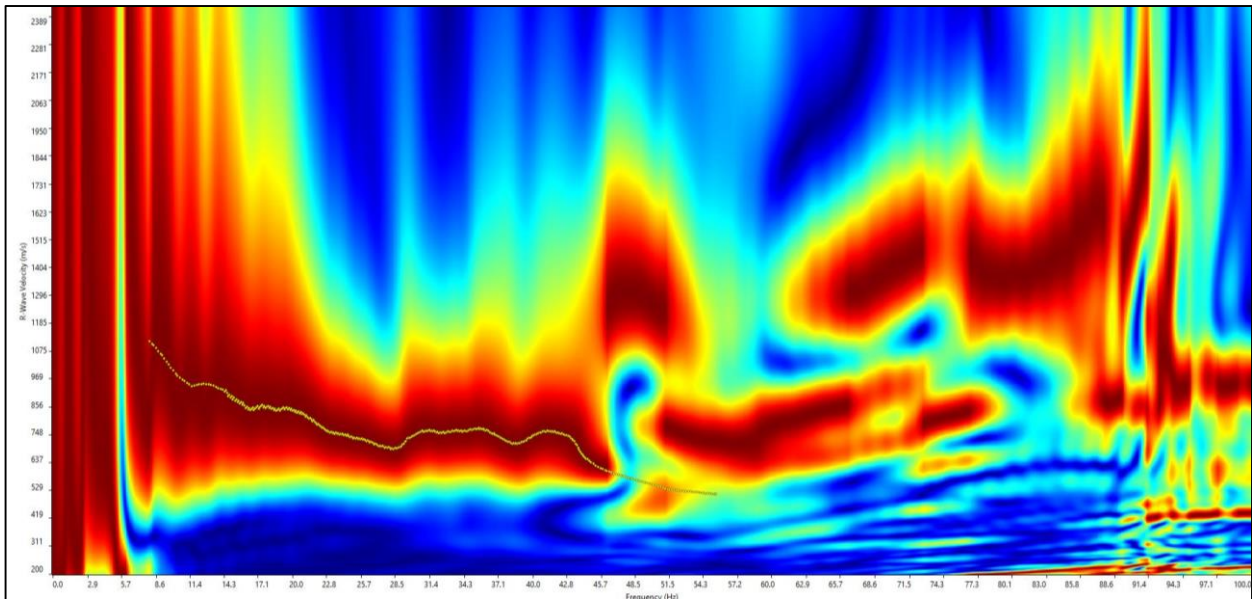


Figura 41 - Rilievo sismico MASW nell'area di studio.

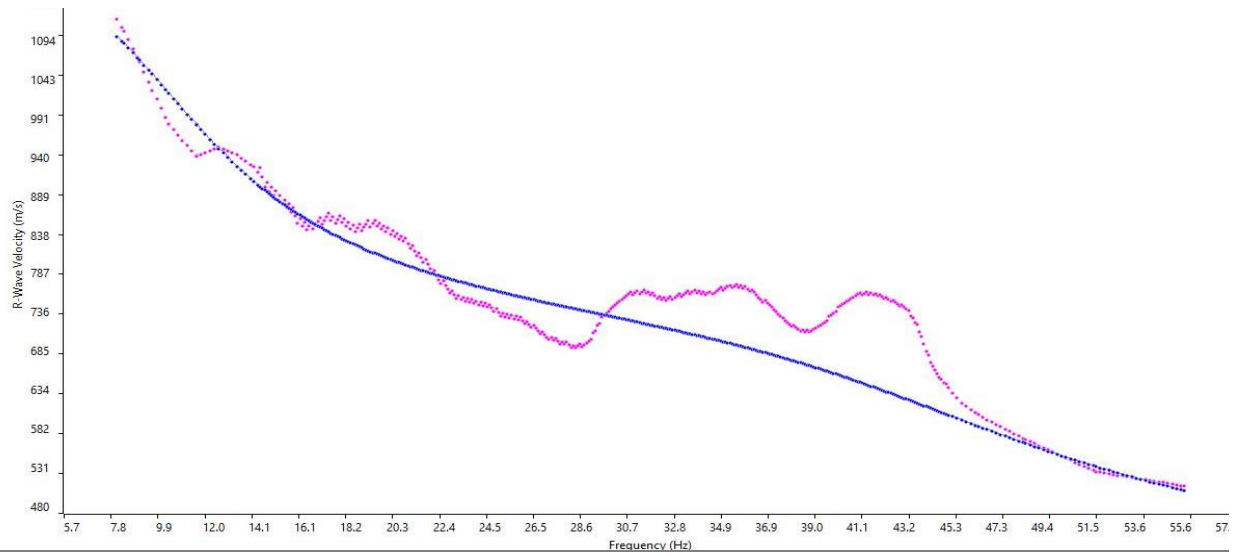
DATASET (ZVF) DELLE ONDE DI RAYLEIGH



CURVA DI DISPERSIONE SPERIMENTALE (Spettro f-v)



CURVA DI DISPERSIONE SINTETICA



3.4.9 Categoria sismica di sottosuolo e condizioni topografiche

DECRETO DEL 17 GENNAIO 2018 – NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

Categoria A

Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.

Categoria B

Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

Categoria C

Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

Categoria D

Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 m/s e 180 m/s.

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 30m.

Per velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio si intende la media pesata delle velocità delle onde S negli strati nei primi metri di profondità dal piano di posa della fondazione, secondo la relazione:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} h_i} \cdot h_i \cdot V_{s,i} \quad [\text{m/s}]$$

Dove: N è il numero di strati individuabili nei primi metri di suolo, ciascuno caratterizzato dallo spessore $h(\text{strato})$ e dalla velocità delle onde S $V_s(\text{strato})$.

Per H si intende la profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro V_{s30} , ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

In accordo con l'Ordinanza n. 3274 del 20/03/2003 e relativo "TESTO UNICO DELLE COSTRUZIONI", la categoria di sottosuolo - assunta sulla base di precedenti indagini sismiche condotte nell'area di studio secondo la metodologia MASW utilizzando come parametro la velocità di propagazione delle onde sismiche entro i primi 30 m di profondità (V_{s30}) **è quella denominata "B" che comprende "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s"**.

In relazione all'andamento morfologico del sito, la categoria topografica, sulla base TABELLA 3.2.IV delle N.T.C., si può assumere "T1", corrispondente o assimilabile a «Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ».

3.4.10 Parametri del nodo sismico di riferimento

Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione al periodo di riferimento V_R che si ricava puntualmente moltiplicando la vita nominale V_N di una costruzione per il coefficiente d'uso del suolo C_U , secondo la seguente relazione:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

La Vita Nominale **V_N** è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. **Nel caso di studio, questo può classificarsi come un'opera ordinaria con $V_N \geq 50$** (Tabella 6). In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono definite secondo le seguenti **Classi d'uso C_U** :

Classe I: Costruzione con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe 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.

Con riferimento alla struttura in progetto, questa ricade in classe d’uso I, a cui corrisponde un coefficiente C_u pari a 1 (Tabella 7, Tabella 8).

Tabella 6 - Vita nominale V_N per diversi tipi di opere.

TIPI DI COSTRUZIONE		VITA NOMINALE V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali -Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica.	≥ 100

Tabella 7 - Valori del coefficiente di C_U .

CLASSE D’USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella 8 - Intervalli di valori attribuiti al V_R al variare di V_N e C_U .

VITA NOMINALE	CLASSE D’USO			
	I	II	III	IV
$V_N \leq 10$ anni	35	35	35	35
$V_N \geq 50$ anni	≥ 35	≥ 50	≥ 75	≥ 100
$V_N \geq 100$ anni	≥ 70	≥ 100	≥ 150	≥ 200

Applicando la relazione:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})} = -C_u \cdot \frac{V_N}{\ln(1-P_{VR})}$$

si ottiene, per ciascun stato limite e per la relativa probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , il periodo di ritorno T_R del sisma.

3.4.11 Pericolosità sismica di base

Le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni introducono il concetto di “pericolosità sismica di base” definita a sua volta in termini di accelerazione orizzontale massima a_g in condizioni ideali su un sito di riferimento rigido (di categoria A) con superficie topografica orizzontale (di categoria T1) e con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR.

In pratica si stabilisce il principio per cui le azioni sismiche sulle costruzioni si determinano in relazione alla pericolosità del sito, definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa su suolo A, e del corrispondente spettro di risposta elastico. Per accelerazione massima attesa s'intende il picco del segnale che ha una certa probabilità PvR di essere superato in un periodo di riferimento Vr.

Le forme spettrali sono definite invece, per ciascuna probabilità di superamento PVR nel periodo di riferimento, a partire dai tre parametri validi:

- a_g = accelerazione massima del terreno [g/10];
- F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Il valore di a_g è desunto dalla pericolosità di riferimento, attualmente fornita da dalla I.N.G.V.⁽⁴⁾, mentre F_0 e T_C^* sono calcolati in modo che gli spettri di risposta elastici in accelerazione, velocità e spostamento forniti dalle N.T.C. approssimino al meglio i corrispondenti spettri di risposta in accelerazione, velocità e spostamento derivanti dalla pericolosità di riferimento. I valori di a_g , F_0 e T_C^* , in funzione del periodo di ritorno TR sono riportati nella tabella 2 delle NTC per Vita nominale di 50 anni e Classe d'uso I.

3.4.12 Risposta sismica locale

Il moto generato da un sisma in un sito dipende, quindi, dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono. Il moto sismico alla superficie di un sito associato a ciascuna categoria di sottosuolo è definito mediante l'accelerazione massima (a_{max}) attesa in superficie ed una forma spettrale ancorata ad essa. In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, è possibile valutare l'accelerazione massima a_{max} attesa al sito mediante la relazione:

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

dove:

S_S = coefficiente che tiene conto dell'effetto dell'amplificazione stratigrafica

S_T = coefficiente che tiene conto dell'effetto dell'amplificazione topografica
 a_g = accelerazione massima orizzontale sul suolo di categoria C.

Parametri sismici

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1
Periodo di riferimento:	35(anni)
Coefficiente cu:	0,7

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento:	81%
Tr:	30[anni]
ag:	0,019 g
Fo:	2,610
Tc*:	0,273[s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento:	63%
Tr:	35[anni]
ag:	0,020 g
Fo:	2,628
Tc*:	0,280[s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento:	10%
Tr:	332[anni]
ag:	0,045 g
Fo:	2,855
Tc*:	0,332[s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento:	5%
Tr:	682[anni]
ag:	0,055 g
Fo:	2,930
Tc*:	0,356[s]

Coefficienti Sismici Stabilità dei pendii

SLO:

Ss:	1,200
Cc:	1,430
St:	1,000
Kh:	0,004
Kv:	0,002
Amax:	0,219
Beta:	0,200

SLD:

Ss:	1,200
Cc:	1,420
St:	1,000
Kh:	0,005
Kv:	0,002
Amax:	0,235
Beta:	0,200

SLV:

Ss:	1,200
Cc:	1,370
St:	1,000
Kh:	0,11
Kv:	0,005
Amax:	0,532
Beta:	0,200

SLC:

Ss:	1,200
Cc:	1,350
St:	1,000
Kh:	0,13
Kv:	0,007
Amax:	0,647
Beta:	0,200

3.5 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Il CAPITOLO 6.0 “**PROGETTAZIONE GEOTECNICA**” del TESTO UNICO SULLE COSTRUZIONI 17 Gennaio 2018, indica i passaggi che devono essere seguiti per condurre le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) nel rispetto dei principi e delle procedure.

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la seguente condizione:

$$Ed \leq Rd$$

dove:

Ed = valore di progetto dell'azione o dell'effetto delle azioni;

Rd = valore di progetto della resistenza del terreno o della struttura.

La verifica della condizione **Ed ≤ Rd** 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:

APPROCCIO 1: sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti:

La Combinazione 1 è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale (STR) delle opere a contatto con il terreno,

A1+M1+R1 p (dimensionamento STRutturale)

mentre la Combinazione 2 è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico (GEO).

A2+M2+R2 p (dimensionamento GEOtecnico)

APPROCCIO 2: nel secondo approccio progettuale è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali (STR), sia nelle verifiche geotecniche (GEO).

A1+M1+R3 p (dimensionamento GEOtecnico e STRutturale)

Nelle tabelle seguenti vengono riportati i coefficienti parziali da utilizzare nell'ambito dei due approcci progettuali descritti:

COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O PER L'EFFETTO DELLE AZIONI

Tabella 9 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tabella 6.2.I - NTC 2018).

CARICO	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti G1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti G2 ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO

Tabella 10 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tabella 6.2.II - NTC 2018).

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	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_y	γ_y	1,0	1,0

Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto, con i coefficienti parziali γ_R indicati nelle tabelle sottostanti.

3.5.1 Fondazioni Superficiali

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. Come indicato nel CAPITOLO 6.4.2.1 delle NTC 2018 le verifiche SLU di tipo geotecnico (GEO) devono essere effettuate secondo i seguenti approcci:

CARICO LIMITE

APPROCCIO 2: A1+M1+R3

Tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nella

Tabella 11 - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali (Tabella 6.4.I, e 7.11.II - NTC 2018).

VERIFICA	CONDIZIONI STATICHE	CONDIZIONI SISMICHE
Coefficiente Parziale	(R3)	(R3)
Carico Limite	$\gamma_R= 2,3$	$\gamma_R= 1,8 - 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R= 1,1$	$\gamma_R= 1,1$
Resistenza sulle superfici laterali		$\gamma_R= 1,3$

3.5.2 Determinazione della capacità portante della fondazione

Il carico limite del complesso fondazione-terreno, deve essere calcolato sulla base delle caratteristiche geotecniche del sottosuolo e delle caratteristiche geometriche della fondazione, nel calcolo devono essere considerate anche le eventuali modifiche che l'esecuzione dell'opera può apportare alle caratteristiche del terreno ed allo stato dei luoghi.

Per la verifica del carico limite ultimo dei terreni di fondazione sono stati applicati i metodi di calcolo proposti da Brinch-Hansen e la verifica allo scorrimento del piano di posa della fondazione, utilizzando il programma di calcolo automatico Calcolo fondazioni superficiali Ing. Paolo sottile.

3.5.2.1 PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

Il carico limite del complesso fondazione-terreno, deve essere calcolato sulla base delle caratteristiche geotecniche del sottosuolo e delle caratteristiche geometriche della fondazione, nel calcolo devono essere considerate anche le eventuali modifiche che l'esecuzione dell'opera può apportare alle caratteristiche del terreno ed allo stato dei luoghi.

Nella tabella sottostante sono riepilogati i parametri litotecnici caratteristici utilizzati per le verifiche.

Tabella 12 - Tabella riepilogativa dei parametri litotecnici utilizzati per le verifiche geotecniche.

UNITÀ	γ_{NAT} (kN/m ³)	Cu (kPa)	Φ (°)
Suoli argillosi	16,0	13,0	18
Coltri eluvio colluviali	20,4	18	22
Vulcaniti mioceniche	22,9	50	36

3.5.2.2 PARAMETRI GEOMETRICI DELLA FONDAZIONE

Le opere di fondazione in progetto sono costituite principalmente da platee con profondità del piano di posa a -0,9 m.

Per quanto concerne le fondazioni profonde (sostegni dei Tracker) la verifica è stata eseguita all'interno della relazione preliminare di calcolo strutturale cod. EP12.

I parametri geometrici delle fondazioni sono i seguenti:

Tabella 13 - Tabella riepilogativa dei parametri geometrici dell'opera di fondazione.

Nome	Tipologia	Lunghezza L	Larghezza B	Altezza Hf	Quota
Cabina Power Center	Platea	5,8 m	2,5 m	0,4 m	-0,9 m
Cabina Consegna Gestore Cluster Nord	Platea	6,75 m	2,5 m	0,4 m	-0,9 m
Cabina Consegna Gestore Cluster Sud	Platea	5,8 m	2,5 m	0,4 m	-0,9 m
Cabina Utente Cluster Nord	Platea	7,5 m	2,5 m	0,4 m	-0,9 m
Cabina Utente - Cluster Sud	Platea	8,7 m	2,5 m	0,4 m	-0,9 m
Locale Deposito/Ufficio	Platea	7,3 m	2,25 m	0,3 m	-0,5 m

3.5.2.3 VERIFICA DEL CARICO LIMITE (Q_{lim})

Dopo una prima parte descrittiva dell'elemento strutturale da calcolare, il foglio di calcolo si articola essenzialmente nelle seguenti parti.

- **Caratteristiche geometriche, carichi e parametri geotecnici.**

Larghezza, lunghezza e profondità del piano di posa della fondazione; carichi verticali esterni permanenti, permanenti non strutturali e variabili agenti sulla fondazione con eventuali relative eccentricità ed inclinazione della risultante; angolo di attrito, coesione, adesione, peso unità di volume del terreno di fondazione, inclinazione del piano di campagna e del piano di posa della fondazione.

- **Parametri sismici.**

In cui è necessario valorizzare la scelta dello stato limite preso in considerazione per il calcolo, la categoria di sottosuolo, la categoria topografica, l'accelerazione orizzontale massima sul sito di riferimento ed il fattore di amplificazione spettrale massima sul sito di riferimento (le ultime due grandezze da desumere a parte tramite gli usuali applicativi di calcolo degli spettri sismici).

- **Calcolo dei fattori di capacità portante**

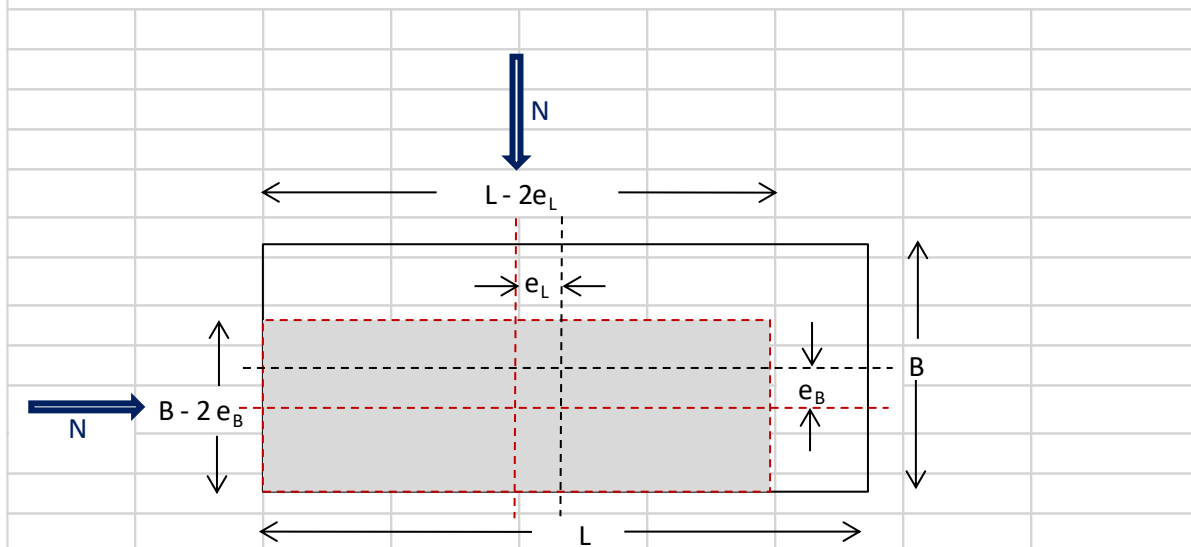
Forma, profondità, inclinazione e carico, del piano di posa e del piano di campagna, fattori di correzione sismica inerziale e dell'effetto cinematico dovuti al sisma; il calcolo restituisce automaticamente i valori in condizioni non drenate e in condizioni drenate, con riguardo alla combinazione (A1+M1+R3) dell'approccio 2.

- **Verifiche di sicurezza agli stati limite ultimi.**

In cui il foglio di calcolo effettua automaticamente per la combinazione suddetta la verifica al carico limite con la formula di Brinch-Hansen e la verifica allo scorrimento del piano di posa della fondazione, restituendone i relativi coefficienti di sicurezza per il dimensionamento geotecnico, visualizzando immediatamente se queste verifiche vanno a buon fine o se bisogna intervenire sui dati di input. Per il carico limite vi è la possibilità di scegliere se effettuarne la verifica in condizioni sismiche o in condizioni statiche (in quest'ultimo caso il foglio di calcolo esclude automaticamente i fattori che tengono conto dell'effetto del sisma). Le verifiche agli SLU sono state condotte attraverso la combinazione suddetta la verifica al carico limite con la formula di Brinch-Hansen e la verifica allo scorrimento del piano di posa della fondazione, restituendone i relativi coefficienti di sicurezza per il dimensionamento geotecnico, visualizzando immediatamente se queste verifiche vanno a buon fine o se bisogna intervenire sui dati di input. Per il carico limite vi è la possibilità di scegliere se effettuarne la verifica in condizioni sismiche o in condizioni statiche (in quest'ultimo caso il foglio di calcolo esclude automaticamente i fattori che tengono conto dell'effetto del sisma).

CALCOLO CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI (NTC 2018)

La fondazione è la parte di una struttura che serve a trasmettere il carico dell'opera al terreno sottostante attraverso la superficie di contatto (piano di posa). In accordo con la teoria di Terzaghi, una fondazione si definisce di tipo superficiale se $D/B < 4$, essendo D la profondità del piano di posa rispetto al piano di campagna e B la dimensione minima in pianta della fondazione.



3.5.2.4 VERIFICHE AGLI SLU - CABINA POWER CENTER

<u>Cabina Power Center</u>				
Platea = 5,80 x 2,50 x 0,40 mc				
Profondità posa prevista = 0,9 m				
G1	[kN/mq]	25,17	[kN]	365
G2	[kN/mq]	4,24	[kN]	61,5
qk	[kN/mq]	3	[kN]	43,5
qs	[kN/mq]	0,432	[kN]	6,26

Carichi permanenti	$G_{k1} =$	365 KN
Carichi permanenti non strutturali	$G_{k2} =$	61,5 KN
Sovraccarichi	$Q_k =$	43,5 KN
Risultante dei carichi verticali	$N =$	470 KN
Inclinazione della risultante N rispetto alla verticale	$\theta =$	15 °
Componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa	$H =$	121,64 KN
Componente verticale dei carichi agente sul piano di posa	$V =$	453,99 KN
Eccentricità della risultante dei carichi parallela al lato B	$e_B =$	0,20 m
Eccentricità della risultante dei carichi parallela al lato L	$e_L =$	0,40 m
Larghezza della fondazione all'appoggio sul terreno	$B =$	2,50 m
Lunghezza della fondazione	$L =$	5,80 m
Profondità del piano di posa della fondazione	$D =$	0,90 m
Larghezza ridotta della fondazione per eccentricità del carico	$B' =$	2,10 m
Lunghezza ridotta della fondazione per eccentricità del carico	$L' =$	5,00 m
Coesione del terreno al di sotto del piano di posa	$c =$	13,00 KN/m ²
Adesione lungo la base della fondazione ($c_a < c$)	$c_a =$	KN/m ²
Angolo di attrito del terreno al di sotto del piano di posa	$\phi =$	18 °
Pressione geostatica sul piano di posa della fondazione	$q =$	14,4 KN/m ²
Peso unità di volume del terreno al di sotto del piano di posa	$\gamma_t =$	16,00 KN/m ³
Angolo di inclinazione del piano di campagna	$\omega =$	5 °
Angolo di inclinazione del piano di posa	$\varepsilon =$	0 °
Parametri sismici		
Stato limite considerato		SLV
Accelerazione orizzontale massima attesa sul sito di riferimento	$a_g =$	0,045 m/sec ²
Fattore di amplificazione spettrale max sul sito di riferimento	$F_o =$	2,855
Categoria di sottosuolo	<input type="text" value="B"/>	$\beta_s =$ 0,20
Coefficiente di amplificazione stratigrafica		$S_s =$ 1,20
Categoria topografica	<input type="text" value="T1"/>	$S_T =$ 1,0

Il carico limite unitario del terreno di fondazione, calcolato con la formula di Brinch - Hansen, è dato dalla seguente espressione:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot z_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot z_q + 0,5 \cdot B \cdot \gamma_t \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot z_\gamma \cdot e_{yk} \cdot e_{yi}$$

Fattori di capacità portante N_c , N_q e N_γ

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$N_c = 2 + \pi$	N.R.
$N_q = 1$	N.R.
$N_\gamma = 0$ se $\phi=0$	N.R.
$N_\gamma = -2 \text{ sen } \omega$ se $\phi \neq 0$	-0,17

per $\phi > 0$		A1+M1+R3
$N_c = (N_q - 1) \text{ ctg } \phi$		13,10
$N_q = K_p \cdot e^{\pi \text{tg} \phi}$		5,25
$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \cdot \text{tg} \phi$		4,06

Fattori di forma s_c , s_q e s_γ ($B/L \leq 1$)

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$s_c = 1 + [B'/(2 + \pi) \cdot L']$	N.R.
$s_q = 1$	N.R.
$s_\gamma = 1 - 0,4 (B'/L')$	N.R.

per $\phi > 0$		A1+M1+R3
$s_c = 1 + (N_q \cdot B')/(N_c \cdot L')$		1,17
$s_q = 1 + (B'/L' \cdot \text{tg} \phi)$		1,14
$s_\gamma = 1 - 0,4 (B'/L')$		0,83

Fattori di profondità d_c , d_q e d_γ

Si definisce il seguente parametro:

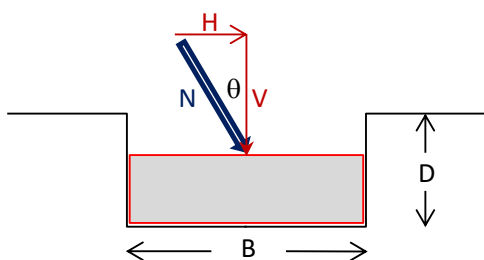
$$K = D/B' = 0,43 \quad \text{se } D/B' \leq 1$$

$$K = \arctg D/B' = \text{N.R.} \quad \text{se } D/B' > 1$$

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$d_c = 1 + 0,4 K$	FALSO
$d_q = 1$	FALSO
$d_\gamma = 1$	FALSO

per $\phi > 0$		A1+M1+R3
$d_c = d_q \cdot [(1 - d_q)/(N_c \text{tg} \phi)]$		1,16
$d_q = 1 + 2 \text{tg} \phi (1 - \text{sen} \phi)^2 \cdot K$		1,13
$d_\gamma = 1$		1,00

Fattori di inclinazione del carico i_c , i_q e i_γ



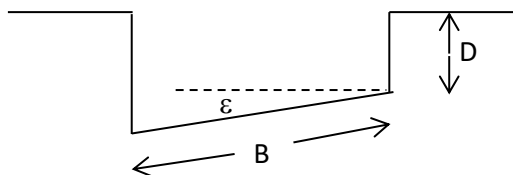
Si definisce il seguente parametro:

$$m = [2 + (B'/L')]/[1 + (B'/L')] = 1,70$$

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$i_c = 1 - [(m \cdot H)/(B' \cdot L' \cdot c_a \cdot N_c)]$	N.R.
$i_q = 1$	N.R.
$i_\gamma = 1$	N.R.

per $\phi > 0$		A1+M1+R3
$i_c = i_q \cdot [(1 - i_q)/(N_c \text{tg} \phi)]$		0,49
$i_q = [1 - (H/(V + B' \cdot L' \cdot c_a \cdot \text{ctg} \phi))]^m$		0,59
$i_\gamma = [1 - (H/(V + B' \cdot L' \cdot c_a \cdot \text{ctg} \phi))]^{m+1}$		0,43

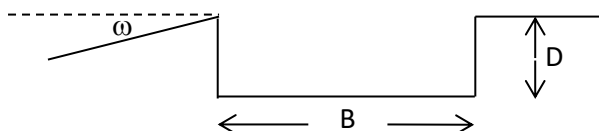
Fattori di inclinazione del piano di posa g_c , g_q e g_γ ($\varepsilon < 45^\circ$)



per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$g_c = 1 - [(2 \cdot \varepsilon)/(2 + \pi)]$	N.R.
$g_q = 1$	N.R.
$g_\gamma = 1$	N.R.

per $\phi > 0$		A1+M1+R3
$g_c = g_q - [(1 - g_q)/(N_c \cdot \tan \phi)]$		1,00
$g_q = (1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$		1,00
$g_\gamma = (1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$		1,00

Fattori di inclinazione del piano di campagna b_c , b_q e b_γ ($\omega < \phi$; $\omega < 45^\circ$)



per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$b_c = 1 - [(2 \cdot \omega)/(2 + \pi)]$	N.R.
$b_q = 1$	N.R.
$b_\gamma = 1$	N.R.

per $\phi > 0$		A1+M1+R3
$b_c = b_q - [(1 - b_q)/(N_c \cdot \tan \phi)]$		0,79
$b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$		0,83
$b_\gamma = b_q / \cos \omega$		0,83

Fattori di correzione sismica inerziale z_c , z_q e z_γ (Paolucci - Pecker)

$z_c = 1 - 0,32 \cdot K_{hi}$	1,00
$z_q = (1 - K_{hi} / \tan \phi)^{0,35}$	0,99
$z_\gamma = (1 - K_{hi} / \tan \phi)^{0,35}$	0,99

$k_{hi} = 0,2 \cdot a_g$	0,009
--------------------------	-------

Fattori di correzione dell'effetto cinematico e_{yiv} , e_{yik} (Maugeri - Cascone)

$e_{yk} = (1 - K_{hk} / \tan \phi)^{0,45}$	0,98
$e_{yi} = (1 - 0,7 K_{hi})^5$	0,97

$k_{hk} = \beta_s \cdot a_{max} / g$	0,011
$a_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g$	0,054

VERIFICHE DI SICUREZZA AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Approccio 2 - Combinazione (A1 + M1 + R3)

Sono incrementate le azioni permanenti, incrementate le azioni variabili (A), invariati i parametri geotecnici (M) e ridotta la resistenza (R), secondo i coefficienti di seguito riportati:

Carichi	(A1)
Perman.	1,30
Perm. n.s.	1,50
Sovracc.	1,50

Par. geo.	(M1)
$\tan \phi$	1,00
c	1,00
γ_t	1,00

Resist.	(R3)
Cap. port.	2,30
Scorr.	1,10

VERIFICA AL CARICO LIMITE

CONDIZIONI SISMICHE

Carico limite

$$q_{lim} = 155,73 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza del sistema geotecnico $R = q_{lim} \times B' \times L'$

$$R = 1635,20 \text{ KN}$$

Resistenza di progetto del sistema geotecnico $R_d = R/\gamma_r$

$$R_d = 710,96 \text{ KN}$$

Valore di progetto dell'azione $E_d = G_{k1} + 1,3 G_{k2} + 1,3 Q_k$

$$E_d = 632 \text{ KN}$$

Deve essere rispettata la condizione $E_d \leq R_d \quad (R_d / E_d \geq 1)$

$$632 < 710,96$$

verifica soddisfatta

$$R_d / E_d = 1,12$$

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA

Res. di prog. sistema geotecnico $R_d = 1/\gamma_r \cdot [(c \cdot B' \cdot L')/\gamma_c + (N_d \cdot \tan \phi / \gamma_\phi)]$

$$R_d = 258,19 \text{ KN}$$

Valore di progetto dell'azione $E_d = H$

$$E_d = 121,64 \text{ KN}$$

Deve essere rispettata la condizione $E_d \leq R_d \quad (R_d / E_d \geq 1)$

$$121,64 < 258,19$$

verifica soddisfatta

3.5.2.5 VERIFICHE AGLI SLU - CABINA CONSEGNA GESTORE - CLUSTER NORD

<i>Cabina Consegna Gestore - Cluster Nord</i>				
Platea = 6,75 x 2,50 x 0,40 mc				
Profondità posa prevista = 0,9 m				
G1	[kN/mq]	26,13	[kN]	441
G2	[kN/mq]	2,60	[kN]	43,81
qk	[kN/mq]	3	[kN]	50,62
qs	[kN/mq]	0,432	[kN]	7,29

Carichi permanenti

Carichi permanenti non strutturali

Sovraccarichi

Risultante dei carichi verticali

Inclinazione della risultante N rispetto alla verticale

Componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa

Componente verticale dei carichi agente sul piano di posa

Eccentricità della risultante dei carichi parallela al lato B

Eccentricità della risultante dei carichi parallela al lato L

Larghezza della fondazione all'appoggio sul terreno

Lunghezza della fondazione

Profondità del piano di posa della fondazione

Larghezza ridotta della fondazione per eccentricità del carico

Lunghezza ridotta della fondazione per eccentricità del carico

Coesione del terreno al di sotto del piano di posa

Adesione lungo la base della fondazione ($c_a < c$)

Angolo di attrito del terreno al di sotto del piano di posa

Pressione geostatica sul piano di posa della fondazione

Peso unità di volume del terreno al di sotto del piano di posa

Angolo di inclinazione del piano di campagna

Angolo di inclinazione del piano di posa

Parametri sismici

Stato limite considerato

Accelerazione orizzontale massima attesa sul sito di riferimenti

Fattore di amplificazione spettrale max sul sito di riferimento

Categoria di sottosuolo B

Coefficiente di amplificazione stratigrafica

Categoria topografica T1

$G_{k1} = 441$ KN

$G_{k2} = 43,81$ KN

$Q_k = 50,62$ KN

$N = 535,43$ KN

$\theta = 15^\circ$

$H = 138,58$ KN

$V = 517,19$ KN

$e_B = 0,20$ m

$e_L = 0,40$ m

$B = 2,50$ m

$L = 6,75$ m

$D = 0,90$ m

$B' = 2,10$ m

$L' = 5,95$ m

$c = 13,00$ KN/m²

$c_a =$ KN/m²

$\phi = 18^\circ$

$q = 14,4$ KN/m²

$\gamma_t = 16,00$ KN/m³

$\omega = 5^\circ$

$\varepsilon = 0^\circ$

SLV

$a_g = 0,045$ m/sec²

$F_o = 2,855$

$\beta_s = 0,20$

$S_s = 1,20$

$S_T = 1,0$

Il carico limite unitario del terreno di fondazione, calcolato con la formula di Brinch - Hansen, è dato dalla seguente espressione:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot z_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot z_q + 0,5 \cdot B \cdot \gamma_t \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot z_\gamma \cdot e_{yk} \cdot e_{yi}$$

Fattori di capacità portante N_c , N_q e N_γ

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$N_c = 2 + \pi$	N.R.
$N_q = 1$	N.R.
$N_\gamma = 0$ se $\phi=0$	N.R.
$N_\gamma = -2 \text{ sen } \omega$ se $\phi \neq 0$	-0,17

per $\phi > 0$	A1+M1+R3
$N_c = (N_q - 1) \text{ ctg } \phi$	13,10
$N_q = K_p \cdot e^{\pi \text{tg} \phi}$	5,25
$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \cdot \text{tg} \phi$	4,06

Fattori di forma s_c , s_q e s_γ ($B/L \leq 1$)

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$s_c = 1 + [B'/(2 + \pi) \cdot L']$	N.R.
$s_q = 1$	N.R.
$s_\gamma = 1 - 0,4 (B'/L')$	N.R.

per $\phi > 0$	A1+M1+R3
$s_c = 1 + (N_q \cdot B')/(N_c \cdot L')$	1,14
$s_q = 1 + (B'/L' \cdot \text{tg} \phi)$	1,11
$s_\gamma = 1 - 0,4 (B'/L')$	0,86

Fattori di profondità d_c , d_q e d_γ

Si definisce il seguente parametro:

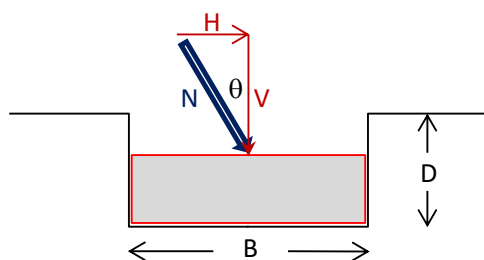
$$K = D/B' = 0,43 \quad \text{se } D/B' \leq 1$$

$$K = \arctg D/B' = \text{N.R.} \quad \text{se } D/B' > 1$$

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$d_c = 1 + 0,4 K$	FALSO
$d_q = 1$	FALSO
$d_\gamma = 1$	FALSO

per $\phi > 0$	A1+M1+R3
$d_c = d_q \cdot [(1 - d_q)/(N_c \text{tg} \phi)]$	1,16
$d_q = 1 + 2 \text{tg} \phi (1 - \text{sen} \phi)^2 \cdot K$	1,13
$d_\gamma = 1$	1,00

Fattori di inclinazione del carico i_c , i_q e i_γ



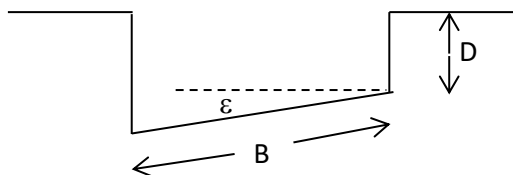
Si definisce il seguente parametro:

$$m = [2 + (B'/L')]/[(1 + (B'/L'))] = 1,74$$

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$i_c = 1 - [(m \cdot H)/(B' \cdot L' \cdot c_a \cdot N_c)]$	N.R.
$i_q = 1$	N.R.
$i_\gamma = 1$	N.R.

per $\phi > 0$	A1+M1+R3
$i_c = i_q \cdot [(1 - i_q)/(N_c \text{tg} \phi)]$	0,48
$i_q = [1 - (H/(V + B' \cdot L' \cdot c_a \cdot \text{ctg} \phi))]^m$	0,58
$i_\gamma = [1 - (H/(V + B' \cdot L' \cdot c_a \cdot \text{ctg} \phi))]^{m+1}$	0,43

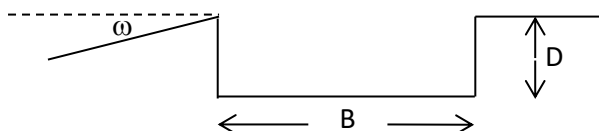
Fattori di inclinazione del piano di posa g_c , g_q e g_γ ($\varepsilon < 45^\circ$)



per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$g_c = 1 - [(2 \cdot \varepsilon)/(2 + \pi)]$	N.R.
$g_q = 1$	N.R.
$g_\gamma = 1$	N.R.

per $\phi > 0$		A1+M1+R3
$g_c = g_q - [(1 - g_q)/(N_c \cdot \tan \phi)]$		1,00
$g_q = (1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$		1,00
$g_\gamma = (1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$		1,00

Fattori di inclinazione del piano di campagna b_c , b_q e b_γ ($\omega < \phi$; $\omega < 45^\circ$)



per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$b_c = 1 - [(2 \cdot \omega)/(2 + \pi)]$	N.R.
$b_q = 1$	N.R.
$b_\gamma = 1$	N.R.

per $\phi > 0$		A1+M1+R3
$b_c = b_q - [(1 - b_q)/(N_c \cdot \tan \phi)]$		0,79
$b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$		0,83
$b_\gamma = b_q / \cos \omega$		0,83

Fattori di correzione sismica inerziale z_c , z_q e z_γ (Paolucci - Pecker)

$z_c = 1 - 0,32 \cdot K_{hi}$	1,00
$z_q = (1 - K_{hi} / \tan \phi)^{0,35}$	0,99
$z_\gamma = (1 - K_{hi} / \tan \phi)^{0,35}$	0,99

$k_{hi} = 0,2 \cdot a_g$	0,009
--------------------------	-------

Fattori di correzione dell'effetto cinematico e_{yiv} , e_{yk} (Maugeri - Cascone)

$e_{yk} = (1 - K_{hk} / \tan \phi)^{0,45}$	0,98
$e_{yi} = (1 - 0,7 K_{hi})^5$	0,97

$k_{hk} = \beta_s \cdot a_{max} / g$	0,011
$a_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g$	0,054

VERIFICHE DI SICUREZZA AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Approccio 2 - Combinazione (A1 + M1 + R3)

Sono incrementate le azioni permanenti, incrementate le azioni variabili (A), invariati i parametri geotecnici (M) e ridotta la resistenza (R), secondo i coefficienti di seguito riportati:

Carichi	(A1)
Perman.	1,30
Perm. n.s.	1,50
Sovracc.	1,50

Par. geo.	(M1)
$\tan \phi$	1,00
c	1,00
γ_t	1,00

Resist.	(R3)
Cap. port.	2,30
Scorr.	1,10

VERIFICA AL CARICO LIMITE

CONDIZIONI SISMICHE

Carico limite

$$q_{lim} = 151,28 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza del sistema geotecnico $R = q_{lim} \times B' \times L'$

$$R = 1890,21 \text{ KN}$$

Resistenza di progetto del sistema geotecnico $R_d = R/\gamma_r$

$$R_d = 821,83 \text{ KN}$$

Valore di progetto dell'azione $E_d = G_{k1} + 1,3 G_{k2} + 1,3 Q_k$

$$E_d = 714,945 \text{ KN}$$

Deve essere rispettata la condizione $E_d \leq R_d \quad (R_d / E_d \geq 1)$

$$714,945 < 821,83$$

verifica soddisfatta

$$R_d / E_d = 1,15$$

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA

Res. di prog. sistema geotecnico $R_d = 1/\gamma_r \cdot [(c \cdot B' \cdot L')/\gamma_c + (N_d \cdot \tan \phi / \gamma_\phi)]$

$$R_d = 300,44 \text{ KN}$$

Valore di progetto dell'azione $E_d = H$

$$E_d = 138,58 \text{ KN}$$

Deve essere rispettata la condizione $E_d \leq R_d \quad (R_d / E_d \geq 1)$

$$138,58 < 300,44$$

verifica soddisfatta

3.5.2.6 VERIFICHE AGLI SLU - CABINA UTENTE - CLUSTER NORD

<i>Cabina Utente - Cluster Nord</i>				
Platea = 7,50 x 2,50 x 0,40 mc				
Profondità posa prevista = 0,9 m				
G1	[kN/mq]	23,71	[kN]	444,5
G2	[kN/mq]	2,49	[kN]	46,62
qk	[kN/mq]	3	[kN]	56,25
qs	[kN/mq]	0,432	[kN]	8,10

Carichi permanenti

Carichi permanenti non strutturali

Sovraccarichi

Risultante dei carichi verticali

Inclinazione della risultante N rispetto alla verticale

Componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa

Componente verticale dei carichi agente sul piano di posa

Eccentricità della risultante dei carichi parallela al lato B

Eccentricità della risultante dei carichi parallela al lato L

Larghezza della fondazione all'appoggio sul terreno

Lunghezza della fondazione

Profondità del piano di posa della fondazione

Larghezza ridotta della fondazione per eccentricità del carico

Lunghezza ridotta della fondazione per eccentricità del carico

Coesione del terreno al di sotto del piano di posa

Adesione lungo la base della fondazione (ca < c)

Angolo di attrito del terreno al di sotto del piano di posa

Pressione geostatica sul piano di posa della fondazione

Peso unità di volume del terreno al di sotto del piano di posa

Angolo di inclinazione del piano di campagna

Angolo di inclinazione del piano di posa

Parametri sismici

Stato limite considerato

Accelerazione orizzontale massima attesa sul sito di riferimenti

Fattore di amplificazione spettrale max sul sito di riferimento

Categoria di sottosuolo

B

Coefficiente di amplificazione stratigrafica

Categoria topografica

T1

$G_{k1} = 444,5$ KN

$G_{k2} = 46,62$ KN

$Q_k = 56,25$ KN

$N = 547,37$ KN

$\theta = 15^\circ$

$H = 141,67$ KN

$V = 528,72$ KN

$e_B = 0,20$ m

$e_L = 0,40$ m

$B = 2,50$ m

$L = 7,50$ m

$D = 0,90$ m

$B' = 2,10$ m

$L' = 6,70$ m

$c = 13,00$ KN/m²

$c_a =$ KN/m²

$\phi = 18^\circ$

$q = 14,4$ KN/m²

$\gamma_t = 16,00$ KN/m³

$\omega = 5^\circ$

$\varepsilon = 0^\circ$

SLV

$a_g = 0,045$ m/sec²

$F_o = 2,855$

$\beta_s = 0,20$

$S_s = 1,20$

$S_T = 1,0$

Il carico limite unitario del terreno di fondazione, calcolato con la formula di Brinch - Hansen, è dato dalla seguente espressione:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot z_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot z_q + 0,5 \cdot B \cdot \gamma_t \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot z_\gamma \cdot e_{yk} \cdot e_{yi}$$

Fattori di capacità portante N_c , N_q e N_γ

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$N_c = 2 + \pi$	N.R.
$N_q = 1$	N.R.
$N_\gamma = 0$ se $\phi=0$	N.R.
$N_\gamma = -2 \text{ sen } \omega$ se $\phi \neq 0$	-0,17

per $\phi > 0$	A1+M1+R3
$N_c = (N_q - 1) \text{ ctg } \phi$	13,10
$N_q = K_p \cdot e^{\pi \text{tg} \phi}$	5,25
$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \cdot \text{tg} \phi$	4,06

Fattori di forma s_c , s_q e s_γ ($B/L \leq 1$)

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$s_c = 1 + [B'/(2 + \pi) \cdot L']$	N.R.
$s_q = 1$	N.R.
$s_\gamma = 1 - 0,4 (B'/L')$	N.R.

per $\phi > 0$	A1+M1+R3
$s_c = 1 + (N_q \cdot B')/(N_c \cdot L')$	1,13
$s_q = 1 + (B'/L' \cdot \text{tg} \phi)$	1,10
$s_\gamma = 1 - 0,4 (B'/L')$	0,87

Fattori di profondità d_c , d_q e d_γ

Si definisce il seguente parametro:

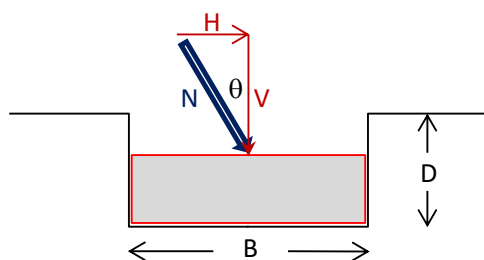
$$K = D/B' = 0,43 \quad \text{se } D/B' \leq 1$$

$$K = \arctg D/B' = \text{N.R.} \quad \text{se } D/B' > 1$$

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$d_c = 1 + 0,4 K$	FALSO
$d_q = 1$	FALSO
$d_\gamma = 1$	FALSO

per $\phi > 0$	A1+M1+R3
$d_c = d_q \cdot [(1 - d_q)/(N_c \text{tg} \phi)]$	1,16
$d_q = 1 + 2 \text{tg} \phi (1 - \text{sen} \phi)^2 \cdot K$	1,13
$d_\gamma = 1$	1,00

Fattori di inclinazione del carico i_c , i_q e i_γ



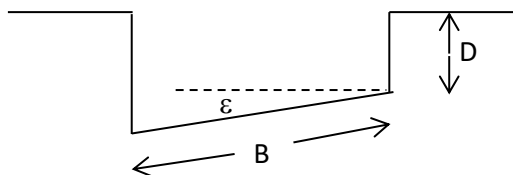
Si definisce il seguente parametro:

$$m = [2 + (B'/L')]/[1 + (B'/L')] = 1,76$$

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$i_c = 1 - [(m \cdot H)/(B' \cdot L' \cdot c_a \cdot N_c)]$	N.R.
$i_q = 1$	N.R.
$i_\gamma = 1$	N.R.

per $\phi > 0$	A1+M1+R3
$i_c = i_q \cdot [(1 - i_q)/(N_c \text{tg} \phi)]$	0,48
$i_q = [1 - (H/(V + B' \cdot L' \cdot c_a \cdot \text{ctg} \phi))]^m$	0,58
$i_\gamma = [1 - (H/(V + B' \cdot L' \cdot c_a \cdot \text{ctg} \phi))]^{m+1}$	0,42

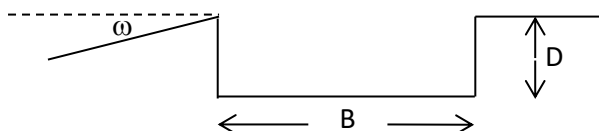
Fattori di inclinazione del piano di posa g_c , g_q e g_γ ($\varepsilon < 45^\circ$)



per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$g_c = 1 - [(2 \cdot \varepsilon)/(2 + \pi)]$	N.R.
$g_q = 1$	N.R.
$g_\gamma = 1$	N.R.

per $\phi > 0$		A1+M1+R3
$g_c = g_q - [(1 - g_q)/(N_c \cdot \tan \phi)]$		1,00
$g_q = (1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$		1,00
$g_\gamma = (1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$		1,00

Fattori di inclinazione del piano di campagna b_c , b_q e b_γ ($\omega < \phi$; $\omega < 45^\circ$)



per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$b_c = 1 - [(2 \cdot \omega)/(2 + \pi)]$	N.R.
$b_q = 1$	N.R.
$b_\gamma = 1$	N.R.

per $\phi > 0$		A1+M1+R3
$b_c = b_q - [(1 - b_q)/(N_c \cdot \tan \phi)]$		0,79
$b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$		0,83
$b_\gamma = b_q / \cos \omega$		0,83

Fattori di correzione sismica inerziale z_c , z_q e z_γ (Paolucci - Pecker)

$z_c = 1 - 0,32 \cdot K_{hi}$	1,00
$z_q = (1 - K_{hi} / \tan \phi)^{0,35}$	0,99
$z_\gamma = (1 - K_{hi} / \tan \phi)^{0,35}$	0,99

$k_{hi} = 0,2 \cdot a_g$	0,009
--------------------------	-------

Fattori di correzione dell'effetto cinematico e_{yiv} , e_{yvk} (Maugeri - Cascone)

$e_{yvk} = (1 - K_{hk} / \tan \phi)^{0,45}$	0,98
$e_{yvi} = (1 - 0,7 K_{hi})^5$	0,97

$k_{hk} = \beta_s \cdot a_{max} / g$	0,011
$a_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g$	0,054

VERIFICHE DI SICUREZZA AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Approccio 2 - Combinazione (A1 + M1 + R3)

Sono incrementate le azioni permanenti, incrementate le azioni variabili (A), invariati i parametri geotecnici (M) e ridotta la resistenza (R), secondo i coefficienti di seguito riportati:

Carichi	(A1)
Perman.	1,30
Perm. n.s.	1,50
Sovracc.	1,50

Par. geo.	(M1)
$\tan \phi$	1,00
c	1,00
γ_t	1,00

Resist.	(R3)
Cap. port.	2,30
Scorr.	1,10

VERIFICA AL CARICO LIMITE

CONDIZIONI SISMICHE

Carico limite

$$q_{lim} = 148,60 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza del sistema geotecnico $R = q_{lim} \times B' \times L'$

$$R = 2090,76 \text{ KN}$$

Resistenza di progetto del sistema geotecnico $R_d = R/\gamma_r$

$$R_d = 909,03 \text{ KN}$$

Valore di progetto dell'azione $E_d = G_{k1} + 1,3 G_{k2} + 1,3 Q_k$

$$E_d = 732,155 \text{ KN}$$

Deve essere rispettata la condizione $E_d \leq R_d \quad (R_d / E_d \geq 1)$

$$732,155 < 909,03$$

verifica soddisfatta

$$R_d / E_d = 1,24$$

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA

Res. di prog. sistema geotecnico $R_d = 1/\gamma_r \cdot [(c \cdot B' \cdot L')/\gamma_c + (N_d \cdot \text{tg}\phi/\gamma_\phi)]$

$$R_d = 322,46 \text{ KN}$$

Valore di progetto dell'azione $E_d = H$

$$E_d = 141,67 \text{ KN}$$

Deve essere rispettata la condizione $E_d \leq R_d \quad (R_d / E_d \geq 1)$

$$141,67 < 322,46$$

verifica soddisfatta

3.5.2.7 VERIFICHE AGLI SLU - LOCALE DEPOSITO/UFFICIO

<i>Locale Deposito/Ufficio</i>				
Platea = 7,30 x 2,25 x 0,3				
Profondità posa prevista = 0,4 m				
G1	[kN/mq]	18,66	[kN]	335,92
G2	[kN/mq]	1,30	[kN]	20,96
qk	[kN/mq]	5	[kN]	80,64
qs	[kN/mq]	0,432	[kN]	6,97

Carichi permanenti

Carichi permanenti non strutturali

Sovraccarichi

Risultante dei carichi verticali

Inclinazione della risultante N rispetto alla verticale

Componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa

Componente verticale dei carichi agente sul piano di posa

Eccentricità della risultante dei carichi parallela al lato B

Eccentricità della risultante dei carichi parallela al lato L

Larghezza della fondazione all'appoggio sul terreno

Lunghezza della fondazione

Profondità del piano di posa della fondazione

Larghezza ridotta della fondazione per eccentricità del carico

Lunghezza ridotta della fondazione per eccentricità del carico

Coesione del terreno al di sotto del piano di posa

Adesione lungo la base della fondazione ($c_a < c$)

Angolo di attrito del terreno al di sotto del piano di posa

Pressione geostatica sul piano di posa della fondazione

Peso unità di volume del terreno al di sotto del piano di posa

Angolo di inclinazione del piano di campagna

Angolo di inclinazione del piano di posa

Parametri sismici

Stato limite considerato

Accelerazione orizzontale massima attesa sul sito di riferimenti

Fattore di amplificazione spettrale max sul sito di riferimento

Categoria di sottosuolo B

Coefficiente di amplificazione stratigrafica

Categoria topografica T1

$G_{k1} = 335,92$ KN

$G_{k2} = 20,96$ KN

$Q_k = 80,64$ KN

$N = 437,52$ KN

$\theta = 15^\circ$

$H = 113,24$ KN

$V = 422,61$ KN

$e_B = 0,20$ m

$e_L = 0,40$ m

$B = 2,25$ m

$L = 7,30$ m

$D = 0,50$ m

$B' = 1,85$ m

$L' = 6,50$ m

$c = 13,00$ KN/m²

$c_a =$ KN/m²

$\phi = 18^\circ$

$q = 8$ KN/m²

$\gamma_t = 16,00$ KN/m³

$\omega = 5^\circ$

$\varepsilon = 0^\circ$

SLV

$a_g = 0,045$ m/sec²

$F_o = 2,855$

$\beta_s = 0,20$

$S_s = 1,20$

$S_T = 1,0$

Il carico limite unitario del terreno di fondazione, calcolato con la formula di Brinch - Hansen, è dato dalla seguente espressione:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot z_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot z_q + 0,5 \cdot B \cdot \gamma_t \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot z_\gamma \cdot e_{yk} \cdot e_{yi}$$

Fattori di capacità portante N_c , N_q e N_γ

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$N_c = 2 + \pi$	N.R.
$N_q = 1$	N.R.
$N_\gamma = 0$ se $\phi=0$	N.R.
$N_\gamma = -2 \text{ sen } \omega$ se $\phi \neq 0$	-0,17

per $\phi > 0$		A1+M1+R3
$N_c = (N_q - 1) \text{ ctg } \phi$		13,10
$N_q = K_p \cdot e^{\pi \text{tg} \phi}$		5,25
$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \cdot \text{tg} \phi$		4,06

Fattori di forma s_c , s_q e s_γ ($B/L \leq 1$)

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$s_c = 1 + [B'/(2 + \pi) \cdot L']$	N.R.
$s_q = 1$	N.R.
$s_\gamma = 1 - 0,4 (B'/L')$	N.R.

per $\phi > 0$		A1+M1+R3
$s_c = 1 + (N_q \cdot B')/(N_c \cdot L')$		1,11
$s_q = 1 + (B'/L' \cdot \text{tg} \phi)$		1,09
$s_\gamma = 1 - 0,4 (B'/L')$		0,89

Fattori di profondità d_c , d_q e d_γ

Si definisce il seguente parametro:

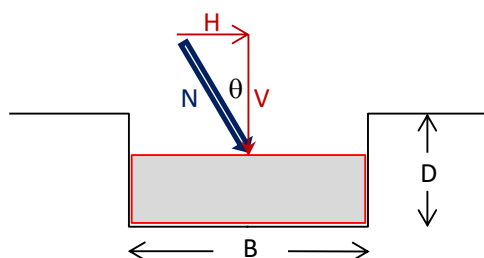
$$K = D/B' = 0,27 \quad \text{se } D/B' \leq 1$$

$$K = \arctg D/B' = \text{N.R.} \quad \text{se } D/B' > 1$$

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$d_c = 1 + 0,4 K$	FALSO
$d_q = 1$	FALSO
$d_\gamma = 1$	FALSO

per $\phi > 0$		A1+M1+R3
$d_c = d_q \cdot [(1 - d_q)/(N_c \text{tg} \phi)]$		1,10
$d_q = 1 + 2 \text{tg} \phi (1 - \text{sen} \phi)^2 \cdot K$		1,08
$d_\gamma = 1$		1,00

Fattori di inclinazione del carico i_c , i_q e i_γ



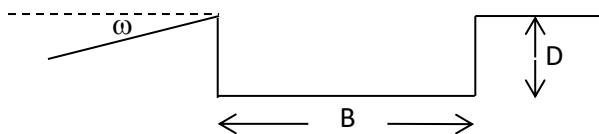
Si definisce il seguente parametro:

$$m = [2 + (B'/L')]/[(1 + (B'/L'))] = 1,78$$

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$i_c = 1 - [(m \cdot H)/(B' \cdot L' \cdot c_a \cdot N_c)]$	N.R.
$i_q = 1$	N.R.
$i_\gamma = 1$	N.R.

per $\phi > 0$		A1+M1+R3
$i_c = i_q \cdot [(1 - i_q)/(N_c \text{tg} \phi)]$		0,47
$i_q = [1 - (H/(V + B' \cdot L' \cdot c_a \cdot \text{ctg} \phi))]^m$		0,57
$i_\gamma = [1 - (H/(V + B' \cdot L' \cdot c_a \cdot \text{ctg} \phi))]^{m+1}$		0,42

Fattori di inclinazione del piano di campagna b_c , b_q e b_γ ($\omega < \phi$; $\omega < 45^\circ$)



per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$b_c = 1 - [(2 \cdot \omega)/(2 + \pi)]$	N.R.
$b_q = 1$	N.R.
$b_\gamma = 1$	N.R.

per $\phi > 0$		A1+M1+R3
$b_c = b_q \cdot [(1 - b_q)/(N_c \cdot \tan \phi)]$		0,79
$b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$		0,83
$b_\gamma = b_q / \cos \omega$		0,83

Fattori di correzione sismica inerziale z_c , z_q e z_γ (Paolucci - Pecker)

$z_c = 1 - 0,32 \cdot K_{hi}$	1,00
$z_q = (1 - K_{hi} / \tan \phi)^{0,35}$	0,99
$z_\gamma = (1 - K_{hi} / \tan \phi)^{0,35}$	0,99

$k_{hi} = 0,2 \cdot a_g$	0,009
--------------------------	-------

Fattori di correzione dell'effetto cinematico e_{yir} , e_{yk} (Maugeri - Cascone)

$e_{yk} = (1 - K_{hk} / \tan \phi)^{0,45}$	0,98
$e_{yi} = (1 - 0,7 K_{hi})^5$	0,97

$k_{hk} = \beta_s \cdot a_{max} / g$	0,011
$a_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g$	0,054

VERIFICHE DI SICUREZZA AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Approccio 2 - Combinazione (A1 + M1 + R3)

Sono incrementate le azioni permanenti, incrementate le azioni variabili (A), invariati i parametri geotecnici (M) e ridotta la resistenza (R), secondo i coefficienti di seguito riportati:

Carichi	(A1)
Perman.	1,30
Perm. n.s.	1,50
Sovracc.	1,50

Par. geo.	(M1)
$\tan \phi$	1,00
c	1,00
γ_t	1,00

Resist.	(R3)
Cap. port.	2,30
Scorr.	1,10

VERIFICA AL CARICO LIMITE

CONDIZIONI SISMICHE

Carico limite

$$q_{lim} = 119,24 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza del sistema geotecnico $R = q_{lim} \times B' \times L'$

$$R = 1433,85 \text{ KN}$$

Resistenza di progetto del sistema geotecnico $R_d = R/\gamma_r$

$$R_d = 623,41 \text{ KN}$$

Valore di progetto dell'azione $E_d = G_{k1} + 1,3 G_{k2} + 1,3 Q_k$

$$E_d = 589,096 \text{ KN}$$

Deve essere rispettata la condizione $E_d \leq R_d \quad (R_d / E_d \geq 1)$

$$589,096 < 623,41$$

verifica soddisfatta

$$R_d / E_d = 1,06$$

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA

Res. di prog. sistema geotecnico $R_d = 1/\gamma_r \cdot [(c \cdot B' \cdot L')/\gamma_c + (N_d \cdot \tan \phi / \gamma_\phi)]$

$$R_d = 266,95 \text{ KN}$$

Valore di progetto dell'azione $E_d = H$

$$E_d = 113,24 \text{ KN}$$

Deve essere rispettata la condizione $E_d \leq R_d \quad (R_d / E_d \geq 1)$

$$113,24 < 266,95$$

verifica soddisfatta

3.5.2.8 VERIFICHE AGLI SLU - CABINA CONSEGNA GESTORE - CLUSTER SUD

<u>Cabina Consegna Gestore - Cluster Sud</u>				
Platea = 5,80 x 2,50 x 0,40 mc				
Profondità posa prevista = 0,9 m				
G1	[kN/mq]	25,17	[kN]	365
G2	[kN/mq]	2,78	[kN]	40,25
qk	[kN/mq]	3	[kN]	43,5
qs	[kN/mq]	0,432	[kN]	6,26

Carichi permanenti

Carichi permanenti non strutturali

Sovraccarichi

Risultante dei carichi verticali

Inclinazione della risultante N rispetto alla verticale

Componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa

Componente verticale dei carichi agente sul piano di posa

Eccentricità della risultante dei carichi parallela al lato B

Eccentricità della risultante dei carichi parallela al lato L

Larghezza della fondazione all'appoggio sul terreno

Lunghezza della fondazione

Profondità del piano di posa della fondazione

Larghezza ridotta della fondazione per eccentricità del carico

Lunghezza ridotta della fondazione per eccentricità del carico

Coesione del terreno al di sotto del piano di posa

Adesione lungo la base della fondazione ($c_a < c$)

Angolo di attrito del terreno al di sotto del piano di posa

Pressione geostatica sul piano di posa della fondazione

Peso unità di volume del terreno al di sotto del piano di posa

Angolo di inclinazione del piano di campagna

Angolo di inclinazione del piano di posa

Parametri sismici

Stato limite considerato

Accelerazione orizzontale massima attesa sul sito di riferimenti

Fattore di amplificazione spettrale max sul sito di riferimento

Categoria di sottosuolo

B

Coefficiente di amplificazione stratigrafica

Categoria topografica

T1

$G_{k1} = 365$ KN

$G_{k2} = 40,25$ KN

$Q_k = 43,5$ KN

$N = 448,75$ KN

$\theta = 15^\circ$

$H = 116,15$ KN

$V = 433,46$ KN

$e_B = 0,20$ m

$e_L = 0,40$ m

$B = 2,50$ m

$L = 5,80$ m

$D = 1,00$ m

$B' = 2,10$ m

$L' = 5,00$ m

$c = 13,00$ KN/m²

$c_a =$ KN/m²

$\phi = 18^\circ$

$q = 16$ KN/m²

$\gamma_t = 16,00$ KN/m³

$\omega = 5^\circ$

$\varepsilon = 0^\circ$

SLV

$a_g = 0,045$ m/sec²

$F_o = 2,855$

$\beta_s = 0,20$

$S_s = 1,20$

$S_T = 1,0$

Il carico limite unitario del terreno di fondazione, calcolato con la formula di Brinch - Hansen, è dato dalla seguente espressione:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot z_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot z_q + 0,5 \cdot B \cdot \gamma_t \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot z_\gamma \cdot e_{yk} \cdot e_{yi}$$

Fattori di capacità portante N_c , N_q e N_γ

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$N_c = 2 + \pi$	N.R.
$N_q = 1$	N.R.
$N_\gamma = 0$ se $\phi=0$	N.R.
$N_\gamma = -2 \text{ sen } \omega$ se $\phi \neq 0$	-0,17

per $\phi > 0$		A1+M1+R3
$N_c = (N_q - 1) \text{ ctg } \phi$		13,10
$N_q = K_p \cdot e^{\pi \text{tg} \phi}$		5,25
$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \cdot \text{tg} \phi$		4,06

Fattori di forma s_c , s_q e s_γ ($B/L \leq 1$)

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$s_c = 1 + [B'/(2 + \pi) \cdot L']$	N.R.
$s_q = 1$	N.R.
$s_\gamma = 1 - 0,4 (B'/L')$	N.R.

per $\phi > 0$		A1+M1+R3
$s_c = 1 + (N_q \cdot B')/(N_c \cdot L')$		1,17
$s_q = 1 + (B'/L' \cdot \text{tg} \phi)$		1,14
$s_\gamma = 1 - 0,4 (B'/L')$		0,83

Fattori di profondità d_c , d_q e d_γ

Si definisce il seguente parametro:

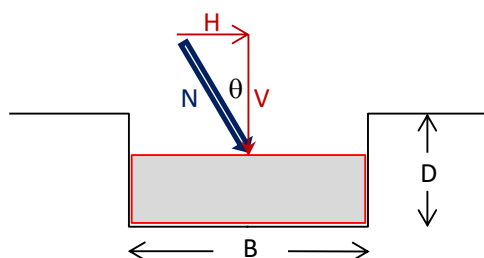
$$K = D/B' = 0,48 \quad \text{se } D/B' \leq 1$$

$$K = \arctg D/B' = \text{N.R.} \quad \text{se } D/B' > 1$$

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$d_c = 1 + 0,4 K$	FALSO
$d_q = 1$	FALSO
$d_\gamma = 1$	FALSO

per $\phi > 0$		A1+M1+R3
$d_c = d_q \cdot [(1 - d_q)/(N_c \text{tg} \phi)]$		1,18
$d_q = 1 + 2 \text{tg} \phi (1 - \text{sen} \phi)^2 \cdot K$		1,15
$d_\gamma = 1$		1,00

Fattori di inclinazione del carico i_c , i_q e i_γ



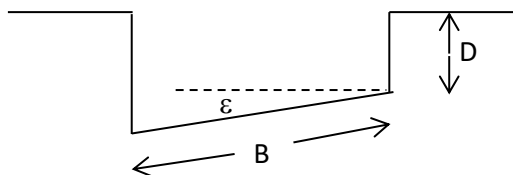
Si definisce il seguente parametro:

$$m = [2 + (B'/L')]/[1 + (B'/L')] = 1,70$$

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$i_c = 1 - [(m \cdot H)/(B' \cdot L' \cdot c_a \cdot N_c)]$	N.R.
$i_q = 1$	N.R.
$i_\gamma = 1$	N.R.

per $\phi > 0$		A1+M1+R3
$i_c = i_q \cdot [(1 - i_q)/(N_c \text{tg} \phi)]$		0,49
$i_q = [1 - (H/(V + B' \cdot L' \cdot c_a \cdot \text{ctg} \phi))]^m$		0,59
$i_\gamma = [1 - (H/(V + B' \cdot L' \cdot c_a \cdot \text{ctg} \phi))]^{m+1}$		0,43

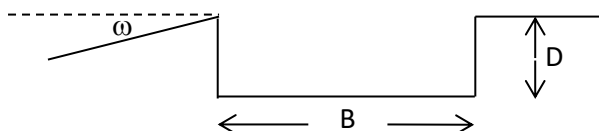
Fattori di inclinazione del piano di posa g_c , g_q e g_γ ($\varepsilon < 45^\circ$)



per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$g_c = 1 - [(2 \cdot \varepsilon) / (2 + \pi)]$	N.R.
$g_q = 1$	N.R.
$g_\gamma = 1$	N.R.

per $\phi > 0$		A1+M1+R3
$g_c = g_q - [(1 - g_q) / (N_c \cdot \tan \phi)]$		1,00
$g_q = (1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$		1,00
$g_\gamma = (1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$		1,00

Fattori di inclinazione del piano di campagna b_c , b_q e b_γ ($\omega < \phi$; $\omega < 45^\circ$)



per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$b_c = 1 - [(2 \cdot \omega) / (2 + \pi)]$	N.R.
$b_q = 1$	N.R.
$b_\gamma = 1$	N.R.

per $\phi > 0$		A1+M1+R3
$b_c = b_q - [(1 - b_q) / (N_c \cdot \tan \phi)]$		0,79
$b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$		0,83
$b_\gamma = b_q / \cos \omega$		0,83

Fattori di correzione sismica inerziale z_c , z_q e z_γ (Paolucci - Pecker)

$z_c = 1 - 0,32 \cdot K_{hi}$	1,00
$z_q = (1 - K_{hi} / \tan \phi)^{0,35}$	0,99
$z_\gamma = (1 - K_{hi} / \tan \phi)^{0,35}$	0,99

$k_{hi} = 0,2 \cdot a_g$	0,009
--------------------------	-------

Fattori di correzione dell'effetto cinematico e_{yiv} , e_{yk} (Maugeri - Cascone)

$e_{yk} = (1 - K_{hk} / \tan \phi)^{0,45}$	0,98
$e_{yi} = (1 - 0,7 K_{hi})^5$	0,97

$k_{hk} = \beta_s \cdot a_{max} / g$	0,011
$a_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g$	0,054

VERIFICHE DI SICUREZZA AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Approccio 2 - Combinazione (A1 + M1 + R3)

Sono incrementate le azioni permanenti, incrementate le azioni variabili (A), invariati i parametri geotecnici (M) e ridotta la resistenza (R), secondo i coefficienti di seguito riportati:

Carichi	(A1)
Perman.	1,30
Perm. n.s.	1,50
Sovracc.	1,50

Par. geo.	(M1)
$\tan \phi$	1,00
c	1,00
γ_t	1,00

Resist.	(R3)
Cap. port.	2,30
Scorr.	1,10

VERIFICA AL CARICO LIMITE

CONDIZIONI SISMICHE

Carico limite

$$q_{lim} = 163,04 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza del sistema geotecnico $R = q_{lim} \times B' \times L'$

$$R = 1711,95 \text{ KN}$$

Resistenza di progetto del sistema geotecnico $R_d = R/\gamma_r$

$$R_d = 744,33 \text{ KN}$$

Valore di progetto dell'azione $E_d = G_{k1} + 1,3 G_{k2} + 1,3 Q_k$

$$E_d = 600,125 \text{ KN}$$

Deve essere rispettata la condizione $E_d \leq R_d \quad (R_d / E_d \geq 1)$

$$600,125 < 744,33$$

verifica soddisfatta

$$R_d / E_d = 1,24$$

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA

Res. di prog. sistema geotecnico $R_d = 1/\gamma_r \cdot [(c \cdot B' \cdot L')/\gamma_c + (N_d \cdot \text{tg} \phi / \gamma_\phi)]$

$$R_d = 252,13 \text{ KN}$$

Valore di progetto dell'azione $E_d = H$

$$E_d = 116,15 \text{ KN}$$

Deve essere rispettata la condizione $E_d \leq R_d \quad (R_d / E_d \geq 1)$

$$116,15 < 252,13$$

verifica soddisfatta

3.5.2.9 VERIFICHE AGLI SLU - CABINA UTENTE - CLUSTER SUD

<i>Cabina Utente - Cluster Sud</i>				
Platea = 8,70 x 2,50 x 0,40 mc				
Profondità posa prevista = 0,9 m				
G1	[kN/mq]	22,87	[kN]	497,5
G2	[kN/mq]	2,83	[kN]	61,5
qk	[kN/mq]	3	[kN]	65,25
qs	[kN/mq]	0,432	[kN]	9,40

Carichi permanenti

Carichi permanenti non strutturali

Sovraccarichi

Risultante dei carichi verticali

Inclinazione della risultante N rispetto alla verticale

Componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa

Componente verticale dei carichi agente sul piano di posa

Eccentricità della risultante dei carichi parallela al lato B

Eccentricità della risultante dei carichi parallela al lato L

Larghezza della fondazione all'appoggio sul terreno

Lunghezza della fondazione

Profondità del piano di posa della fondazione

Larghezza ridotta della fondazione per eccentricità del carico

Lunghezza ridotta della fondazione per eccentricità del carico

Coesione del terreno al di sotto del piano di posa

Adesione lungo la base della fondazione ($c_a < c$)

Angolo di attrito del terreno al di sotto del piano di posa

Pressione geostatica sul piano di posa della fondazione

Peso unità di volume del terreno al di sotto del piano di posa

Angolo di inclinazione del piano di campagna

Angolo di inclinazione del piano di posa

Parametri sismici

Stato limite considerato

Accelerazione orizzontale massima attesa sul sito di riferimenti

Fattore di amplificazione spettrale max sul sito di riferimento

Categoria di sottosuolo B

Coefficiente di amplificazione stratigrafica

Categoria topografica T1

$G_{k1} = 497,5$ KN

$G_{k2} = 61,5$ KN

$Q_k = 65,25$ KN

$N = 624,25$ KN

$\theta = 15^\circ$

$H = 161,57$ KN

$V = 602,98$ KN

$e_B = 0,20$ m

$e_L = 0,40$ m

$B = 2,50$ m

$L = 8,70$ m

$D = 1,00$ m

$B' = 2,10$ m

$L' = 7,90$ m

$c = 13,00$ KN/m²

$c_a =$ KN/m²

$\phi = 18^\circ$

$q = 16$ KN/m²

$\gamma_t = 16,00$ KN/m³

$\omega = 5^\circ$

$\varepsilon = 0^\circ$

SLV

$a_g = 0,045$ m/sec²

$F_o = 2,855$

$\beta_s = 0,20$

$S_s = 1,20$

$S_T = 1,0$

Il carico limite unitario del terreno di fondazione, calcolato con la formula di Brinch - Hansen, è dato dalla seguente espressione:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot z_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot z_q + 0,5 \cdot B \cdot \gamma_t \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot z_\gamma \cdot e_{yk} \cdot e_{yi}$$

Fattori di capacità portante N_c , N_q e N_γ

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$N_c = 2 + \pi$	N.R.
$N_q = 1$	N.R.
$N_\gamma = 0$ se $\phi=0$	N.R.
$N_\gamma = -2 \text{ sen } \omega$ se $\phi \neq 0$	-0,17

per $\phi > 0$		A1+M1+R3
$N_c = (N_q - 1) \text{ ctg } \phi$		13,10
$N_q = K_p \cdot e^{\pi \text{tg} \phi}$		5,25
$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \cdot \text{tg} \phi$		4,06

Fattori di forma s_c , s_q e s_γ ($B/L \leq 1$)

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$s_c = 1 + [B'/(2 + \pi) \cdot L']$	N.R.
$s_q = 1$	N.R.
$s_\gamma = 1 - 0,4 (B'/L')$	N.R.

per $\phi > 0$		A1+M1+R3
$s_c = 1 + (N_q \cdot B')/(N_c \cdot L')$		1,11
$s_q = 1 + (B'/L' \cdot \text{tg} \phi)$		1,09
$s_\gamma = 1 - 0,4 (B'/L')$		0,89

Fattori di profondità d_c , d_q e d_γ

Si definisce il seguente parametro:

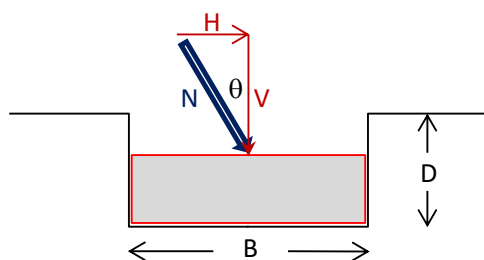
$$K = D/B' = 0,48 \quad \text{se } D/B' \leq 1$$

$$K = \arctg D/B' = \text{N.R.} \quad \text{se } D/B' > 1$$

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$d_c = 1 + 0,4 K$	FALSO
$d_q = 1$	FALSO
$d_\gamma = 1$	FALSO

per $\phi > 0$		A1+M1+R3
$d_c = d_q \cdot [(1 - d_q)/(N_c \text{tg} \phi)]$		1,18
$d_q = 1 + 2 \text{tg} \phi (1 - \text{sen} \phi)^2 \cdot K$		1,15
$d_\gamma = 1$		1,00

Fattori di inclinazione del carico i_c , i_q e i_γ



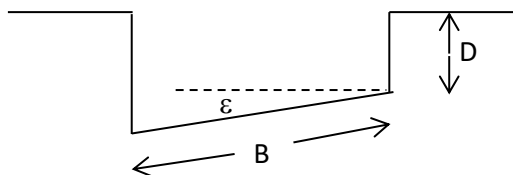
Si definisce il seguente parametro:

$$m = [2 + (B'/L')]/[1 + (B'/L')] = 1,79$$

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$i_c = 1 - [(m \cdot H)/(B' \cdot L' \cdot c_a \cdot N_c)]$	N.R.
$i_q = 1$	N.R.
$i_\gamma = 1$	N.R.

per $\phi > 0$		A1+M1+R3
$i_c = i_q \cdot [(1 - i_q)/(N_c \text{tg} \phi)]$		0,47
$i_q = [1 - (H/(V + B' \cdot L' \cdot c_a \cdot \text{ctg} \phi))]^m$		0,57
$i_\gamma = [1 - (H/(V + B' \cdot L' \cdot c_a \cdot \text{ctg} \phi))]^{m+1}$		0,42

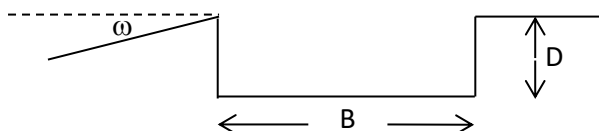
Fattori di inclinazione del piano di posa g_c , g_q e g_γ ($\varepsilon < 45^\circ$)



per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$g_c = 1 - [(2 \cdot \varepsilon)/(2 + \pi)]$	N.R.
$g_q = 1$	N.R.
$g_\gamma = 1$	N.R.

per $\phi > 0$		A1+M1+R3
$g_c = g_q - [(1 - g_q)/(N_c \cdot \tan \phi)]$		1,00
$g_q = (1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$		1,00
$g_\gamma = (1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$		1,00

Fattori di inclinazione del piano di campagna b_c , b_q e b_γ ($\omega < \phi$; $\omega < 45^\circ$)



per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$b_c = 1 - [(2 \cdot \omega)/(2 + \pi)]$	N.R.
$b_q = 1$	N.R.
$b_\gamma = 1$	N.R.

per $\phi > 0$		A1+M1+R3
$b_c = b_q - [(1 - b_q)/(N_c \cdot \tan \phi)]$		0,79
$b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$		0,83
$b_\gamma = b_q / \cos \omega$		0,83

Fattori di correzione sismica inerziale z_c , z_q e z_γ (Paolucci - Pecker)

$z_c = 1 - 0,32 \cdot K_{hi}$	1,00
$z_q = (1 - K_{hi} / \tan \phi)^{0,35}$	0,99
$z_\gamma = (1 - K_{hi} / \tan \phi)^{0,35}$	0,99

$k_{hi} = 0,2 \cdot a_g$	0,009
--------------------------	-------

Fattori di correzione dell'effetto cinematico e_{yiv} , e_{yvk} (Maugeri - Cascone)

$e_{yvk} = (1 - K_{hk} / \tan \phi)^{0,45}$	0,98
$e_{yiv} = (1 - 0,7 K_{hi})^5$	0,97

$k_{hk} = \beta_s \cdot a_{max} / g$	0,011
$a_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g$	0,054

VERIFICHE DI SICUREZZA AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Approccio 2 - Combinazione (A1 + M1 + R3)

Sono incrementate le azioni permanenti, incrementate le azioni variabili (A), invariati i parametri geotecnici (M) e ridotta la resistenza (R), secondo i coefficienti di seguito riportati:

Carichi	(A1)
Perman.	1,30
Perm. n.s.	1,50
Sovracc.	1,50

Par. geo.	(M1)
$\tan \phi$	1,00
c	1,00
γ_t	1,00

Resist.	(R3)
Cap. port.	2,30
Scorr.	1,10

VERIFICA AL CARICO LIMITE

CONDIZIONI SISMICHE

Carico limite

$$q_{lim} = 152,08 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza del sistema geotecnico $R = q_{lim} \times B' \times L'$

$$R = 2523,04 \text{ KN}$$

Resistenza di progetto del sistema geotecnico $R_d = R/\gamma_r$

$$R_d = 1096,98 \text{ KN}$$

Valore di progetto dell'azione $E_d = G_{k1} + 1,3 G_{k2} + 1,3 Q_k$

$$E_d = 836,875 \text{ KN}$$

Deve essere rispettata la condizione $E_d \leq R_d \quad (R_d / E_d \geq 1)$

$$836,875 < 1096,98$$

verifica soddisfatta

$$R_d / E_d = 1,31$$

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA

Res. di prog. sistema geotecnico $R_d = 1/\gamma_r \cdot [(c \cdot B' \cdot L')/\gamma_c + (N_d \cdot \text{tg}\phi/\gamma_\phi)]$

$$R_d = 374,17 \text{ KN}$$

Valore di progetto dell'azione $E_d = H$

$$E_d = 161,57 \text{ KN}$$

Deve essere rispettata la condizione $E_d \leq R_d \quad (R_d / E_d \geq 1)$

$$161,57 < 374,17$$

verifica soddisfatta

In Tabella 14 sono riportati i valori di Q_{limite} , ottenuti applicando la metodologia di calcolo proposte da Brinch-Hansen, considerando le seguenti opzioni di analisi:

Tabella 14 – Risultati della Verifica del carico limite.

VERIFICA DEL CARICO LIMITE - IN CONDIZIONI NON DRENATE – A1+M1+R3					
NOME	CARICO LIMITE	RESISTENZA DEL SISTEMA	RESISTENZA DI PROGETTO	VALORE DI PROGETTO DELL'AZIONE	Rd/Ed
	[Q_{LIM}]	[R]	[Rd]	[Ed]	
	KN/m ²	KN	KN	KN	
Cabina Power Center	155,7	1635,2	710,9	632,0	1,12
Cabina Consegna Gestore - Cluster Nord	151,2	1890,2	821,8	714,9	1,15
Cabina Utente - Cluster Nord	148,6	2090,7	909,0	732,1	1,24
Locale Deposito/Ufficio	119,2	1433,8	623,4	589,0	1,06
Cabina Consegna Gestore - Cluster Sud	163,0	1711,9	744,3	600,1	1,24
Cabina Utente - Cluster Sud	152,0	2523,0	1096,9	836,8	1,31

SEZIONE IV

VALUTAZIONI FINALI E CONCLUSIONI

4 CONCLUSIONI

Sulla base dello studio effettuato, si può asserire che:

- Dalle conoscenze di carattere geologico, morfologico e idrogeologico, l'area di studio su cui è previsto il progetto agro-fotovoltaico di un impianto di produzione di energia elettrica da fonte rinnovabile di tipo fotovoltaico integrato da riqualificazione agricola", sarà ubicato su delle coltri eluvio colluviali, su depositi alluvionali e sulle vulcaniti mioceniche (Rioliti, daciti e andesiti).
- Nell'area d'interesse non sono stati rilevati fenomeni franosi in atto, né segni che ne lascino presagire l'occorrenza. Essa, inoltre, non è interessata da fenomeni di subsidenza, né sono stati rilevati altri fenomeni morfogenetici attivi in grado di influire in maniera rilevante sulla stabilità dell'area. In considerazione delle caratteristiche tecniche dei terreni unitamente ai valori di pendenza l'area rimane caratterizzata da buone condizioni di stabilità.
- Una Parte del CLUSTER SUD, ricade in fascia di pericolosità idraulica molto elevata Hi4 (Rev. 41 e Art. 8); l'ART. 27, delle norme di attuazione del PAI disciplina le aree di pericolosità idraulica molto elevata (Hi4); al punto 4. è evidenziato che nelle aree di pericolosità idraulica molto elevata resta comunque sempre vietato realizzare:
 - a. strutture e manufatti mobili e immobili, ad eccezione di quelli a carattere provvisorio o precario indispensabili per la conduzione dei cantieri o specificamente ammessi dalle presenti norme;
 - b. protezioni di colture agricole con rilevati capaci di ostacolare il deflusso delle acque;
 - c. cambiamenti colturali o nuove colture arboree capaci di ostacolare il deflusso delle acque o di pregiudicare la stabilità degli argini;
 - d. nuovi impianti o ampliamenti di impianti di trattamento, smaltimento e di recupero dei rifiuti⁵⁰;
 - e51. nuovi impianti di trattamento delle acque reflue;
 - f. nuovi stabilimenti o ampliamenti di stabilimenti soggetti agli obblighi di cui agli articoli 6, 7 e 8 del decreto legislativo 17.8.1999, n. 334, "Attuazione della direttiva 96/82/CE relativa al controllo dei pericoli di incidenti rilevanti connessi con determinate sostanze pericolose";
 - g. nuovi impianti tecnologici fuori terra ad eccezione dei ripetitori e dei tralicci per il trasporto dell'energia elettrica e di quelli espressamente consentiti dalle presenti norme.
- La caratterizzazione geotecnica è stata eseguita attraverso le prove penetrometriche, dall'analisi, dalle prove di taglio, da una caratterizzazione sismica attraverso il metodo MASV e da altra documentazione inerente a prove eseguite al contorno in condizioni analoghe, si ritiene opportuno attribuire a questa unità la seguente parametrizzazione cautelativa in virtù del comportamento plastico in condizioni sature durante il periodo invernale.
- I parametri geotecnici, utili al progettista ai fini del calcolo strutturale sono:

- a) Suolo argilloso - (si consiglia di posizionare le opere di fondazione al di sotto di tale orizzonte)
Peso di volume naturale (γ) 16.0 KN/m³,
Angolo di attrito (Φ) = 18°,
Coesione (C) = 13 KPa;
- b) Coltri eluvio-colluviali e depositi alluvionali – (si consiglia di posizionare le opere di fondazione a -0,7 m dal p.c.)
Peso di volume naturale (γ) 20.4 KN/m³,
Angolo di attrito (Φ) = 22°,
Coesione (C) = 18 KPa;
- c) Vulcaniti mioceniche – (adatti alle opere di fondazione)
Peso di volume naturale (γ) 22.9 KN/m³,
Angolo di attrito (Φ) = 36°,
Coesione (C) = 50 KPa
- La verifica della capacità portante (SLU), secondo le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018), è stata eseguita con il primo metodo, tenendo conto della doppia combinazione: A1+M1+R1 (STR) e A2+M2+R2 più l'effetto SISMA (correzione sismica). L'ipotesi di calcolo ha tenuto conto di una fondazione a platea, con profondità di incastro a -0,9 m da p.c.
Dai calcoli effettuati utilizzando i valori minimi possibili di resistenza alla compressione e con i massimi coefficienti di sicurezza **la condizione imposta dalla normativa: $E_d \leq R_d$ risulta verificata.**

Il progettista, verificata la compatibilità della struttura con il terreno di fondazione, dovrà studiare la soluzione più consona secondo le esigenze di progetto e di sue considerazioni di prudenza.

Cagliari, 18/02/2022

Il Professionista

Dott. Geol. Mattia Alessio Meloni

