

Proponente

**FLUMINI MANNU**

**FLUMINI MANNU LIMITED**

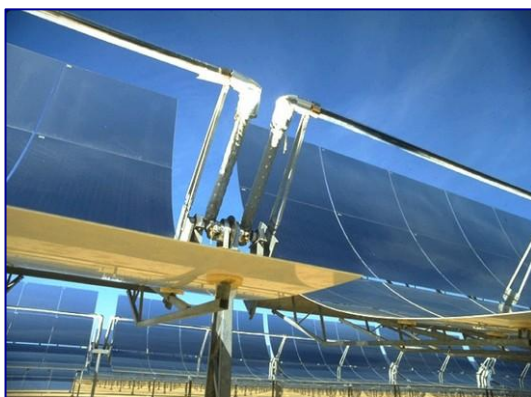
Sede Legale: Bow Road 221 - Londra - Regno Unito  
Filiale Italiana: Corso Umberto I, 08015 Macomer (NU)

**Provincia di Cagliari**

**Comuni di Villasor e Decimoputzu**

Nome progetto

**Impianto Solare Termodinamico della potenza lorda di  
55 MWe denominato "FLUMINI MANNU"**



## VALUTAZIONE DI IMPATTO AMBIENTALE

Titolo Documento:

**RELAZIONE GEOLOGICA E RELAZIONE GEOTECNICA**

Sviluppo:



**Energogreen Renewables S.r.l.**

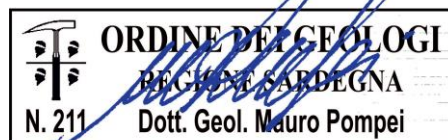
Via E. Fermi 19, 62010 Pollenza (MC)

[www.energogreen.com](http://www.energogreen.com)

e-mail: [info@energogreen.com](mailto:info@energogreen.com)

Documento realizzato da:

*Dott. Geol. Mauro Pompei*



**PDRELGEOLGEOT001**

0 05/2014 Prima Emissione

Rev. Data Descrizione

Codice di Riferimento

Proprietà e diritti del presente documento sono riservati - la riproduzione è vietata

*Gruppo di lavoro Energogreen Renewables:*



*Energogreen Renewables Srl  
Via E. Fermi, 19 - 62010 - Pollenza (MC)*

- 1. Dott. Ing. Cecilia Bubbolini*
- 2. Dott. Ing. Loretta Maccari*
- 3. Dott. Ing. Devis Bozzi*

*Consulenza Esterna:*

- Dott. Arch. Luciano Viridis: Analisi Territoriale*
- Dott. Manuel Floris: "Rapporto Tecnico di Analisi delle Misure di DNI - Sito Flumini Mannu (CA)*
- Dott. Agr. Vincenzo Satta: "Relazioni su Flora, Vegetazione, Pedologia e Uso del Suolo"*
- Dott. Agr. Vincenzo Sechi: "Relazione faunistica"*
- Dott. Agr. V. Satta e Dott. Agr. V. Sechi: "Relazione Agronomica"*
- Dott. Geol. Eugenio Pistolesi: "Indagine Geologica Preliminare di Fattibilità"*
- Studio Associato Ingg. Deffenu e Lostia: "Documento di Previsione d'Impatto Acustico"*
- Dott. Arch. Leonardo Annessi: Rendering e Fotoinserimenti*
- Tecsa S.r.l.: "Rapporto Preliminare di Sicurezza"*
- Enviroware srl, Dott. Roberto Bellasio: "Studio d'impatto atmosferico dei riscaldatori ausiliari dell'impianto solare termodinamico "Flumini Mannu"*
- Geotechna Srl: "Relazione Geologica", "Relazione Geotecnica" e "Studio di compatibilità idraulica"*
- Progetto Engineering srl: "Progetto elettrico definitivo"*

**COMUNE DI VILLASOR**

**Provincia di Cagliari**

**REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO SOLARE TERMODINAMICO  
DENOMINATO «»FLUMINI MANNU«»**

**VOL. 1 / 2**

**RELAZIONE GEOLOGICA  
E RELAZIONE GEOTECNICA**

DATA: maggio 2014

REDATTO DA: Mauro Pompei



**GEOTECHNA**

Via Lorenzo il Magnifico n. 7  
09134 Cagliari (Italy)  
Tel./Fax +39 070 551417  
e-mail: geotechna@tiscali.it  
geotechna.cagliari@pec.it

IL GEOLOGO:

*Dott. Mauro Pompei*



COLLABORATORI:

*Dott.ssa Geol. Maria Francesca Lobina  
Dott.ssa Geol. Laura Mascia  
Dott. Geol. Nicola Pili*

|           | DATA | DESCRIZIONE                          |
|-----------|------|--------------------------------------|
| REVISIONI | 00   | 19.05.2014<br><i>Prima emissione</i> |
|           | 01   |                                      |
|           | 02   |                                      |
|           | 03   |                                      |
|           | 04   |                                      |

IL COMMITTENTE:

*Energogreen Renewables S.r.l.  
Via Enrico Fermi n. 19  
62010 Pollenza (MC)*

## **RELAZIONE GEOLOGICA** **E RELAZIONE GEOTECNICA**

### **SOMMARIO**

|   |    |
|---|----|
| 1. GENERALITÀ.....  | 1  |
| 1.1. Premessa .....   | 1  |
| 1.2. Richiami normativi .....   | 2  |
| 1.3. Inquadramento territoriale .....                                     | 3  |
| 2. INDAGINE GEOGNOSTICA: CRITERI E METODI .....                           | 9  |
| 2.1. Premessa .....   | 9  |
| 2.2. Sondaggi geognostici.....  | 10 |
| 2.3. Pozzetti geognostici .....   | 12 |
| 2.4. Prove SPT.....   | 13 |
| 2.5. Prove penetrometriche DPSH.....                                      | 15 |
| 2.6. Installazione piezometri .....                                       | 17 |
| 2.7. Rilievo del livello dell'acqua nei fori.....                         | 18 |
| 2.8. Prove speditive in situ .....  | 20 |
| 2.9. Prelievo di campioni di terreno .....                                | 21 |
| 2.10. Spurgo piezometri e prelievo di campioni di acque sotterranee ..... | 23 |
| 2.11. Prove di permeabilità in foro .....                                 | 24 |
| 2.12. Prove geotecniche di laboratorio .....                              | 25 |
| 2.13. Prove chimiche sulle terre .....                                    | 33 |
| 2.14. Prove chimiche sulle acque.....                                     | 33 |
| 2.15. Indagini geofisiche.....  | 34 |
| 2.16. Rilievo topografico gps .....                                       | 35 |
| 3. RISULTATI DELL'INDAGINE GEOGNOSTICA.....                               | 37 |
| 3.1. Premessa .....   | 37 |
| 3.2. Prove Penetrometriche Standard SPT.....                              | 37 |
| 3.3. Prove Penetrometriche Dinamiche DPSH .....                           | 39 |
| 3.4. Caratteristiche fisiche generali .....                               | 42 |
| 3.5. Analisi granulometrica .....   | 45 |
| 3.6. Limiti di Atterberg.....   | 46 |
| 3.7. Prova di Taglio diretto.....   | 49 |
| 3.8. Prova Triassiale UU .....  | 49 |
| 3.9. Prova Edometrica.....  | 51 |
| 3.10. Prova di RIGONFIAMENTO.....   | 52 |
| 3.11. Prova di espansione laterale libera .....                           | 52 |
| 3.12. Prova di costipamento.....  | 53 |
| 3.13. Prova CBR.....  | 54 |
| 3.14. Resistività elettrica dei terreni .....                             | 55 |
| 3.15. M.A.S.W. ....   | 56 |
| 3.16. Aggressività chimica delle acque e del terreno.....                 | 56 |

**SEZIONE A**

**RELAZIONE GEOLOGICA**

|  |    |
|--|----|
| 4. MODELLAZIONE GEOLOGICA .....  | 57 |
| 4.1. Premessa.....   | 57 |
| 4.2. inquadramento geologico Dell'area vasta.....  | 57 |
| 4.3. Inquadramento geologico di dettaglio .....  | 59 |
| 4.4. Assetto tettonico locale e caratteristiche sismiche del sottosuolo<br>ai sensi del D.M. 14.01.2008 «N.T.C.» ..... | 61 |
| 4.5. Assetto geomorfologico ed idrografico .....   | 63 |
| 4.6. Assetto litostratigrafico locale.....   | 67 |
| 4.7. Assetto idrogeologico .....   | 72 |
| 4.7.1. Rilevo della falda .....  | 73 |
| 4.7.2. Determinazione della permeabilità in situ .....   | 74 |
| 5. AZIONE SISMICA.....   | 78 |
| 5.1. Premessa.....   | 78 |
| 5.2. Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche.....  | 78 |
| 5.3. Pericolosità sismica di base .....  | 80 |
| 5.4. Risposta sismica e stabilità del sito.....  | 82 |

**SEZIONE B**

**RELAZIONE GEOTECNICA**

|  |    |
|--|----|
| 6. MODELLAZIONE GEOTECNICA .....                                 | 84 |
| 6.1. Caratteristiche litotecniche dei terreni di fondazione..... | 84 |
| 7. CONCLUSIONI E SUGGERIMENTI PROGETTUALI.....                   | 93 |

**APPENDICI**

- 1] UBICAZIONE DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE
- 2] ELABORATI STRATIGRAFICI
- 3] PROVE PENETROMETRICHE DPSH
- 4] DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA
- 5] PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO
- 6A] ANALISI CHIMICHE DI LABORATORIO SULLE ACQUE
- 6B] ANALISI CHIMICHE DI LABORATORIO SULLE TERRE
- 7] PROVE DI PERMEABILITÀ IN FORO DI SONDAGGIO
- 8] CARTA DELLE ISOFREATICHE
- 9] CARTA DELLA SOGGIACENZA DELLA FALDA
- 10] SEZIONI LITOTECNICHE SCHEMATICHE

## 1. GENERALITÀ

### 1.1. PREMESSA

Presso un vasto settore agricolo compreso tra l'agro di Villasor e di Decimoputzu (Provincia Cagliari) è prevista la realizzazione di un impianto termodinamico, mediante pannelli a terra e centrale termica, finalizzato alla produzione di energia elettrica.

Allo scopo di definire le condizioni geologiche, idrogeologiche litostratigrafiche e litotecniche dei terreni di sedime, stimarne la capacità portante e valutare la tipologia di fondazione più adeguata, è stata eseguita dalla *GEOTECHNA S.r.l. di Cagliari*<sup>(1)</sup> – su incarico della *ENERGOGREEN RENEWABLES S.R.L.*<sup>(2)</sup> – una campagna geognostica a mezzo sondaggi, pozzetti, prove geotecniche in situ e di laboratorio, prospezioni geofisiche ed analisi chimico-fisiche sulle acque e sui terreni.

Gli studi hanno avuto come fonte diretta ed esclusiva i dati ricavati dalla suddetta campagna investigativa, coadiuvati sia dalle informazioni provenienti dalla miscellanea regionale nonché desunte da rilievi e studi geologici e geotecnici condotti dalla medesima società scrivente in occasione di precedenti lavori. I risultati sono illustrati nel presente documento – redatto in ottemperanza alla normativa vigente dal *Dott. Geol. MAURO POMPEI*<sup>(3)</sup> Direttore Tecnico della *GEOTECHNA S.R.L.* – che contempla una prima parte riferita alle tematiche geologiche dei luoghi di intervento (**RELAZIONE GEOLOGICA**) e una seconda inerente la modellizzazione geotecnica del sottosuolo con i relativi calcoli di verifica (**RELAZIONE GEOTECNICA**). Il criterio è stato quello di:

- seguire ed integrare la campagna geognostica come da specifiche tecniche dalla Committente,
- esplicitarne le metodologie esecutive,
- illustrare le caratteristiche geologiche, geotecniche, idrogeologiche, sismiche, elettrostratigrafiche e chimico-fisiche del suolo e sottosuolo interessato dagli interventi,
- definire la stratigrafia litotecnica del sottosuolo individuando il substrato più adeguato per la posa delle fondazioni di tipo diretto o profondo,
- effettuare le opportune verifiche geotecniche atte alla determinazione della capacità portante e dei cedimenti secondo i criteri delle N.T.C. e nel rispetto delle norme antisismiche.

---

<sup>(1)</sup> Società operante nel campo della GEOLOGIA APPLICATA e nella GEOTECNICA.

<sup>(2)</sup> Pollenza (MC) - Italy

<sup>(3)</sup> Ordine dei Geologi della Regione Sardegna, N. 211 - Sezione A.

## 1.2. RICHIAMI NORMATIVI

La normativa vigente in materia a cui si è fatto riferimento per lo svolgimento degli studi e la compilazione del presente documento tecnico sono:

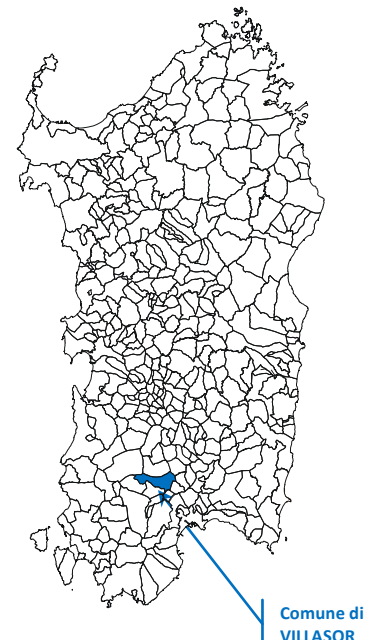
- **Legge n. 1086 del 05.11.1971** «Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica»;
- **Legge n. 64 del 02.02.1974** «Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche», che prevede l'obbligatorietà dell'applicazione per tutte le opere, pubbliche e private, delle norme tecniche che saranno fissate con successivi decreti del Ministero per il Lavori Pubblici;
- **C.N.R. n. 10024/1986** «Analisi di strutture mediante elaboratore. Impostazione e Redazione delle relazioni di calcolo»;
- **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 e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione»;
- **Circ. Min. LL.PP. n. 30483 del 24.09.1988** che prevede l'obbligo di sottoporre tutte le opere civili pubbliche e private da realizzare nel territorio della Repubblica, alle verifiche per garantire la sicurezza e la funzionalità del complesso opere-terreni ed assicurare la stabilità complessiva del territorio nel quale si inseriscono»;
- **Circolare n. 218/24/3 del 09.01.1996** «Istruzioni applicative per la redazione della Relazione Geologica e della Relazione Geotecnica»;
- **D.M. LL.PP. 09.01.1996** «Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precomprese per le strutture metalliche»;
- **D.M. LL.PP. 16.01.1996** «Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi»;
- **Eurocodice 1 - Parte 1** «Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Basi di calcolo»;
- **Eurocodice 7 - Parte 1** «Progettazione geotecnica - Regole generali»;
- **Eurocodice 8 - Parte 5** «Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici»;
- **Norme CNR-UNI-ASTM-DIN**, altre saranno specificate eventualmente ove pertinenti;
- **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», «Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici», «Norme tecniche per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni»;
- **Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3316 del 02.10.2003** «Modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri»;

- **Ordinanza P.C.M. n. 3519 del 28.04.2006** «Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone»;
- **D.M. 14.01.2008** «Norme Tecniche per le Costruzioni»;
- **D.M. Infrastrutture 06.05.2008** «Integrazioni al D.M. 14.01.2008 di approvazione delle Nuove Norme tecniche per le costruzioni emesse ai sensi delle leggi n. 1086 del 05.11.1971 e n. 64 del 02.02.1974, così come riunite nel Testo Unico per l'Edilizia di cui al D.P.R. n. 380 del 06.06.2001 e dell'art. 5 del D.L. n. 136 del 28.05.2004, convertito in legge, con modificazioni, dall'art. 1 della Legge n. 186 del 27.07.2004 e ss.mm.ii.»;
- **Circolare C.S. LL.PP. n. 617 del 02.02.2009** «Istruzioni per l'applicazione delle nuove "Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008»;
- **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 del 11.03.2005;
- **Norme di Attuazione del P.A.I.** (aggiornamento al Decreto del Presidente della R.A.S. n. 35 del 21.03.2008);
- **A.G.I. 1977** «Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche»;
- **A.G.I. 1984** «Raccomandazioni sui pali di fondazione».

### 1.3. INQUADRAMENTO TERRITORIALE

L'areale di intervento ricade nel Campidano centrale (Sardegna meridionale), nell'ambito di un vasto settore pianeggiante, circa 7 km ad ovest dell'abitato di Villasor (Provincia di Cagliari). In particolare esso si colloca in un settore esteso circa 2 km<sup>2</sup> indicato nella toponomastica locale come "Crabili Atzori", "Giva Molas" e "Sartu Bia Montis".

Il sito è raggiungibile dal capoluogo di provincia percorrendo la S.S. 130 in direzione nord e seguendo le indicazioni per Villasor da dove, lasciato alle spalle l'abitato si procede per Villacidro lungo la S.P. n. 196, fino al km 14+600 e superato il fabbricato dell'A.G.R.I.S., si imbecca la seconda traversa a sinistra. Da qui si percorrono circa 2 km lungo una strada sterrata fino a raggiungere l'azienda agricola baricentro del comparto in argomento.



**FIGURA 1**  
Inquadramento geografico.



I riferimenti cartografici sono rappresentati da:

- Foglio n. 556 “ASSEMINI” dell’I.G.M.I. [scala 1:50.000]
- Sezione 556-I “VILLASOR” dell’I.G.M.I. [scala 1:25.000]
- Sezione 556-030 “CANTONIERA SA DODA” della C.T.R. [scala 1:10.000]



**FIGURA 1** – Panoramica del sito di intervento.



**FOTO 1**  
Panoramica del lotto di intervento ripresa da strada comunale verso il sondaggio **BH1**.



**FOTO 2**  
Panoramica del lotto di intervento ripresa dal sondaggio **BH2**.



**FOTO 3**  
Panoramica del lotto di intervento ripresa dai sondaggi **BH5-BH6** verso C.se Peddis.

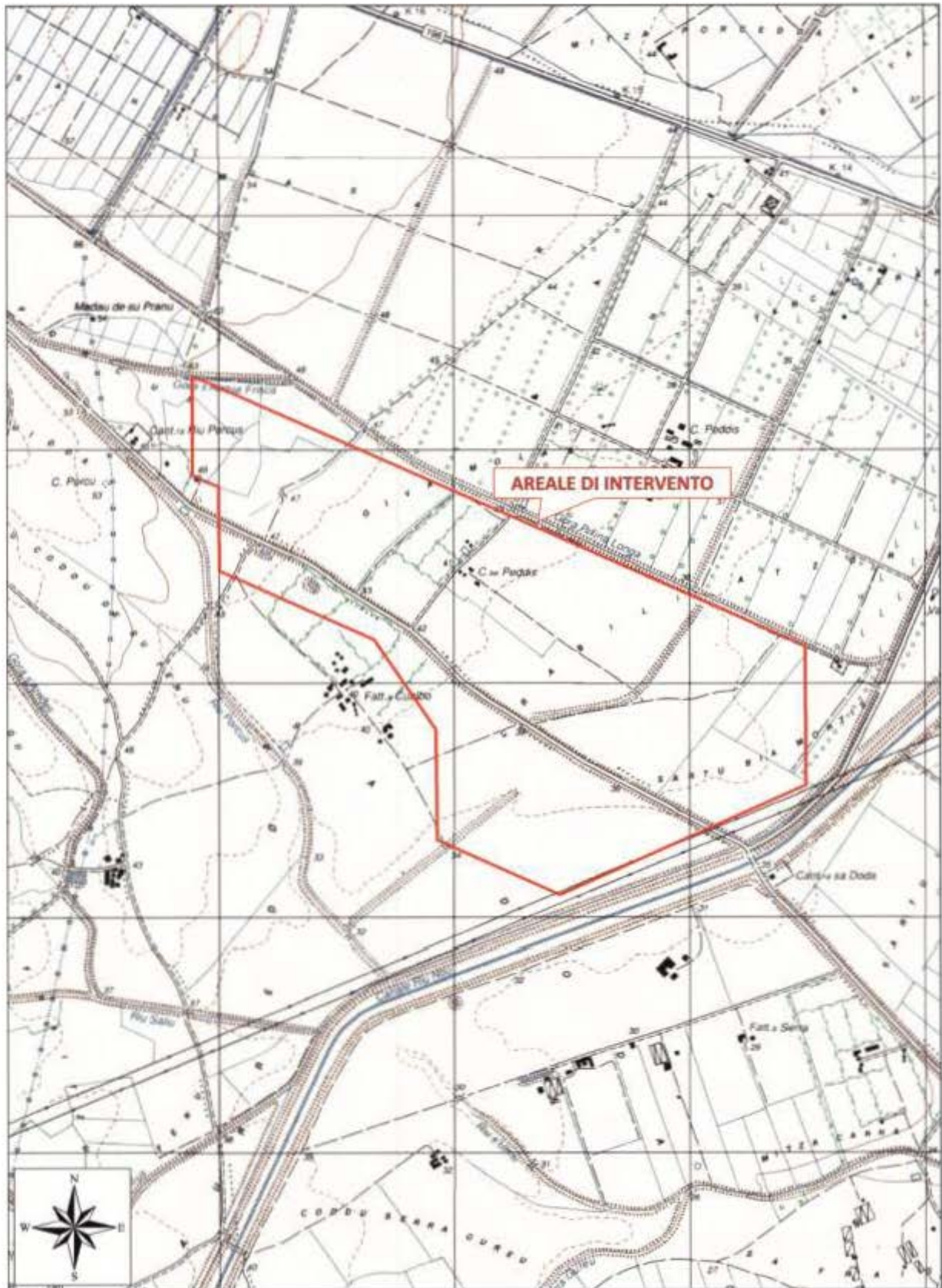
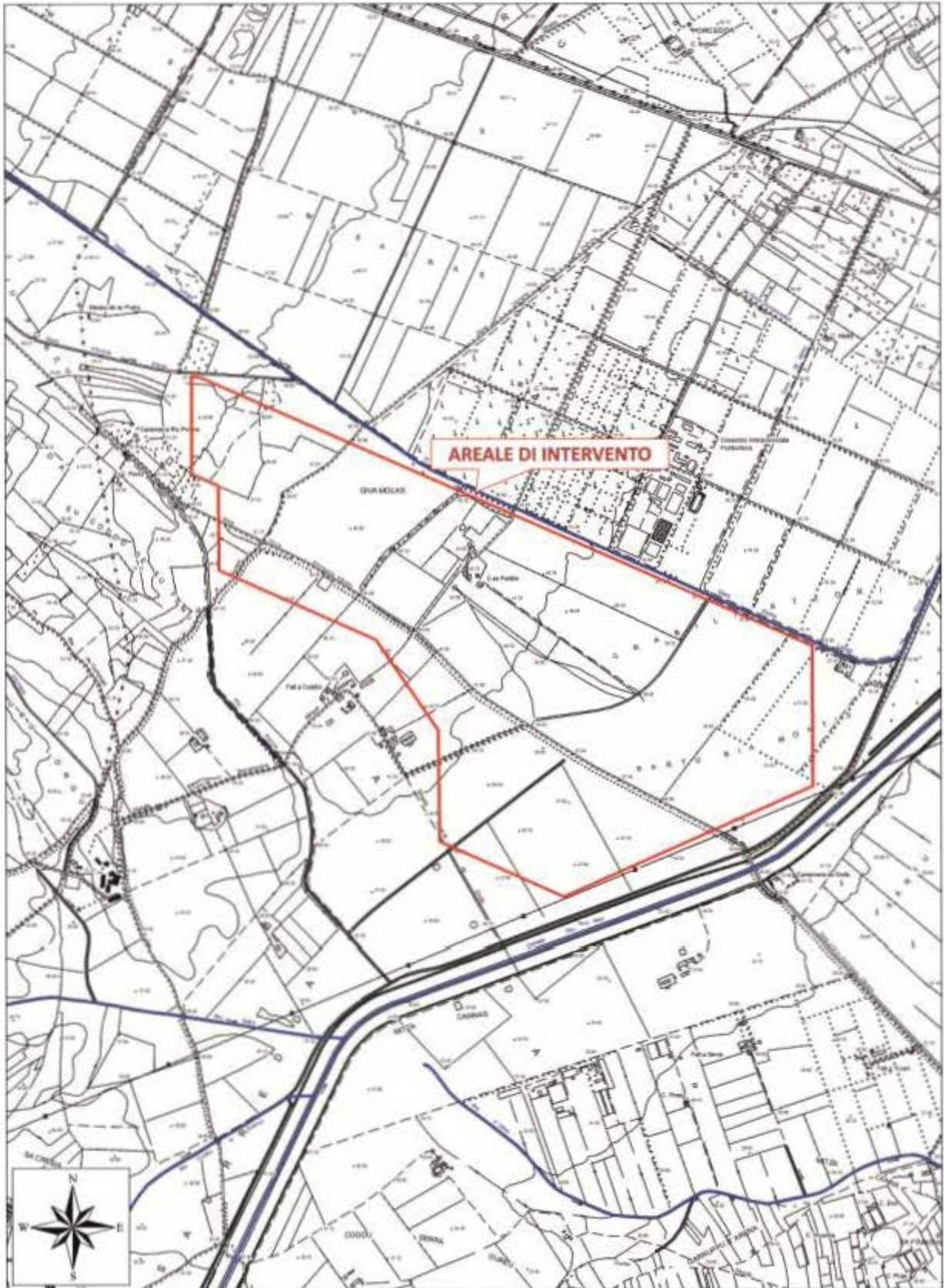


FIGURA 2 - Stralcio Cartografia I.G.M.I. – Sezione 556-I “VILLASOR” in scala 1:25.000.



**FIGURA 3** - Stralcio C.T.R. Numerica – Sezioni 556-030 “CANTONIERA SA DODA” in scala 1:25.000.



**FIGURA 4** - Stralcio ortofotogrammetrico in scala 1:25.000.

## 2. INDAGINE GEOGNOSTICA: CRITERI E METODI

### 2.1. PREMESSA

Ferme restando le finalità dello studio precedentemente illustrate, l'indagine geognostica e geotecnica svoltasi nel mese di marzo 2014 si è articolata nell'esecuzione delle seguenti indagini e prove:

#### IN SITU

|  |       |
|--|-------|
| – sondaggi a carotaggio continuo spinti sino a -10,00 m dal p.c. | n. 3  |
| – sondaggi a carotaggio continuo spinti sino a -20,00 m dal p.c. | n. 2  |
| – pozzetti geognostici   | n. 6  |
| – installazione di piezometri nei fori di sondaggio              | n. 5  |
| – prove SPT  | n. 17 |
| – prove penetrometriche DPSH                                     | n. 5  |
| – sezioni sismiche secondo la tecnologia MASW                    | n. 2  |
| – sondaggi elettrici verticali (SEV)                             | n. 4  |
| – prove di permeabilità in foro (Lefranc)                        | n. 14 |
| – prelievo di campioni di terreno rimaneggiati                   | n. 21 |
| – prelievo di campioni di terreno indisturbati                   | n. 7  |
| – prelievo di campioni di acque sotterranee                      | n. 5  |
| – prelievo di campioni di suolo                                  | n. 5  |
| – rilievo plano-altimetrico di tutti i punti di indagine         |       |

#### DI LABORATORIO SULLE TERRE

|   |       |
|---|-------|
| – prova di taglio diretto c.d.                                | n. 7  |
| – prova triassiale u.u.                                       | n. 2  |
| – prova edometrica  | n. 3  |
| – prova di espansione laterale libera (ELL)                   | n. 4  |
| – analisi granulometrica per vagliatura                       | n. 15 |
| – limiti di Atterberg   | n. 14 |
| – analisi granulometrica per sedimentazione                   | n. 9  |
| – prova CBR   | n. 2  |
| – prova di costipazione AASHTO mod.                           | n. 4  |
| – determinazione di materia organica e dei sali solubili      | n. 5  |
| – analisi quantitative dei carbonati con il metodo di Bernard | n. 5  |
| – analisi quantitative dei solfati solubili                   | n. 5  |
| – test di aggressività  |       |

#### DI LABORATORIO SULLE ACQUE

|                        |      |
|------------------------|------|
| – test di aggressività | n. 5 |
|------------------------|------|

## 2.2. SONDAGGI GEOGNOSTICI

Sono stati eseguiti n. 5 sondaggi geognostici (denominati, secondo la numerazione fornita dalla Committente, rispettivamente **BH1÷BH6**) a rotazione con carotaggio continuo diametro  $\varnothing$  101 mm, approfonditi tra 10 m e 20 m (**TABELLA 1**), utilizzando una sonda idraulica specifica per indagini geognostiche), MK mod. 900D1 CMV montata su camion Magirus (**FOTO 4**), composta da:

- antenna con tiro e spinta 78,5 - 50 daKN
- aste di perforazione  $\varnothing$  76 mm e lunghezza 3,00 m
- carotieri semplici e doppi, corone Widia e diamantate
- pompa a coclea Bellin NG800L
- corsa massima testa di rotazione 4.000 mm
- velocità di avanzamento antenna 52 m/min
- motore ausiliario potenza max kw/Hp 90-122
- testa di rotazione coppia max 9-71 rpm kNm, velocità max 0-192 Rpm
- morsa idraulica doppia forza di chiusura 226KN
- argano forza sollevamento max 20 KN

Poiché come da previsioni, sono stati intercettati esclusivamente “terreni sciolti” si è ricorso esclusivamente all’uso del carotiere semplice con tagliante in Widia. I fori sono stati rivestiti con camicia metallica provvisoria  $\varnothing$  127 mm al fine di assicurare la tenuta delle pareti (**FOTO 5÷6**). Le “carote” estratte sono state riposte in cassette in P.V.C. (**FOTO 7**) – dotate di scomparti di 1,00 m cad. e coperchio – dove sono stati indicati il numero del carotaggio e le profondità. Le stesse sono state accantonate nel cantiere a disposizione per controlli e verifiche da parte della Committenza. Si rimanda alle appendici la descrizione litostratigrafica e la relativa documentazione fotografica.

| VERTICALE | QUOTA DAL P.C. (m) | PROFONDITÀ DAL P.C. (m) | COORDINATE GAUSS BOAGA |                |
|-----------|--------------------|-------------------------|------------------------|----------------|
|           |                    |                         | EST                    | NORD           |
| BH1       | 47,303             | 10,00                   | 1.486.973,0248         | 4.359.944,1978 |
| BH2       | 32,742             | 10,00                   | 1.489.136,5068         | 4.358.874,9548 |
| BH4       | 44,504             | 10,00                   | 1.487.111,0228         | 4.359.401,5608 |
| BH5       | 39,020             | 20,00                   | 1.488.063,4188         | 4.359.170,2048 |
| BH6       | 38,044             | 20,00                   | 1.488.012,0868         | 4.358.938,6198 |

**TABELLA 1** – Profondità, quota e corrispettiva posizione geografica raggiunta dai sondaggi.



**FOTO 4** - Sonda idraulica impiegata (BH6).



**FOTO 5** - Particolare della morsa.



**FOTO 6** – Operazione di rivestimento del foro.



**FOTO 7** – Cassetta catalogatrice.



### 2.3. POZZETTI GEOGNOSTICI

I pozzetti geognostici (indicati con le sigle **PZ3÷PZ8**) sono stati realizzati utilizzando un escavatore gommato (terna) JCB (**FOTO 8÷10**) capace di raggiungere profondità di 3,00÷4,00 m dal p.c.. I materiali estratti sono stati adagiati lateralmente allo scavo e poi utilizzati per riempire il medesimo e ripristinare lo stato dei luoghi una volta ultimati i rilievi stratigrafici ed acquisita la documentazione fotografica.



**FOTO 8/10** - Esecuzione di pozzetto geognostico.

| VERTICALE | QUOTA DAL P.C. (m) | PROFONDITÀ DAL P.C. (m) | COORDINATE GAUSS BOAGA |                |
|-----------|--------------------|-------------------------|------------------------|----------------|
|           |                    |                         | EST                    | NORD           |
| PZ3       | 3,00               | 32,241                  | 1.489.332,6838         | 4.359.030,0738 |
| PZ4       | 2,50               | 39,352                  | 1.488.240,4048         | 4.359.519,3528 |
| PZ5       | 2,60               | 41,460                  | 1.487.651,7638         | 4.359.421,4438 |
| PZ6       | 2,30               | 43,644                  | 1.487.396,8058         | 4.359.695,9528 |
| PZ7       | 2,50               | 41,956                  | 1.487.712,3808         | 4.359.684,7178 |
| PZ8       | 2,20               | 45,107                  | 1.487.219,9188         | 4.359.688,7308 |

**TABELLA 2** – Profondità raggiunta dai pozzetti geognostici e corrispettiva quota e posizione geografica.

## 2.4. PROVE SPT

Nel corso dell'avanzamento delle perforazioni sono state eseguite complessivamente **n. 17** prove SPT, in numero minimo di 2 e massimo di 5 per ogni verticale di sondaggio (**TABELLA 3**) a profondità variabili da 1,00÷18,00 m dal p.c.. Il test consiste nell'infissione a percussione di una punta chiusa di forma conica (**FOTO 13**) di diametro esterno pari a 51 mm e apertura di 60° per i terreni incoerenti e aperta (**FOTO 12** - Campionatore di *Raymond*) per i terreni coesivi, che, penetrando nel terreno, consente di valutarne la resistenza meccanica (come numero N di colpi di un apposito maglio per un dato avanzamento) e ricavare, attraverso abachi e formule note in letteratura tecnica, i principali parametri di resistenza al taglio e di comprimibilità dei terreni attraversati.

La prova viene eseguita direttamente a partire dal fondo del sondaggio, dopo aver pulito accuratamente il foro. Il dispositivo di percussione è costituito da:

- una testa di battuta d'acciaio avvitata sulle aste
- un maglio d'acciaio da 63,5 kg
- aste  $\varnothing$  50 mm e lunghezza 1,50 m e 3,00 m
- un dispositivo di guida e di sganciamento automatico del maglio che assicuri una corsa a caduta libera di 76,2 cm

Il primo tratto di infissione, detto "di avviamento" o N1, corrisponde ad un avanzamento di 15 cm mentre il successivo tratto di 30 cm rappresenta il valore significativo del test, espresso in numero di colpi  $N_{SPT}$ , formato dalla somma dei colpi necessari all'infissione di due tratti da 15 cm cad. ( $N2+N3$ ). La prova, superati i 50 colpi/15<sub>cm</sub> viene considerata "a rifiuto".

| Definizione della consistenza               | Numero dei colpi N (S.P.T.) | Indice di consistenza I <sub>c</sub> | Coesione non drenata c <sub>u</sub> (bar) |
|---|-----------------------------|--------------------------------------|---|
| <i>Terrano coesante</i>                     |                             |                                      |   |
| Molto soffice                               | < 2                         | ~ 0                                  | < 0,1                                     |
| Soffice                                     | 2 ÷ 4                       | 0 ÷ 0,25                             | 0,1 ÷ 0,25                                |
| Plastico                                    | 4 ÷ 8                       | 0,25 ÷ 0,5                           | 0,25 ÷ 0,5                                |
| Duro  | 8 ÷ 15                      | 0,5 ÷ 0,75                           | 0,5 ÷ 1,0                                 |
| Molto duro                                  | 15 ÷ 30                     | 0,75 ÷ 1,0                           | 1,0 ÷ 2,0                                 |
| Durissimo                                   | > 30                        | > 1,0                                | > 2,0                                     |
| <i>Terrano incoerente (sabbie e ghiaie)</i> |                             |                                      |   |
|   |                             | Densità relativa D <sub>r</sub>      | Angolo di attrito φ'                      |
| Molto sciolto                               | < 4                         | < 0,2                                | < 30°                                     |
| Sciolto                                     | 4 ÷ 10                      | 0,2 ÷ 0,4                            | 30° ÷ 35°                                 |
| Medio                                       | 10 ÷ 30                     | 0,4 ÷ 0,6                            | 35° ÷ 40°                                 |
| Denso                                       | 30 ÷ 50                     | 0,6 ÷ 0,8                            | 40° ÷ 45°                                 |
| Molto denso                                 | > 50                        | > 0,8                                | > 45°                                     |

**FIGURA 5**

Valutazione dei parametri di resistenza dai dati dello SPT.

Da CESTELLI GUIDI C., *Geotecnica e Tecnica delle fondazioni*, Vol. I, Ed. Hoepli, 1987.



**FOTO 11** - Esecuzione del test SPT.



**FOTO 12** - Punta aperta (Campionatore di Raymond).



**FOTO 13** - Punta chiusa.

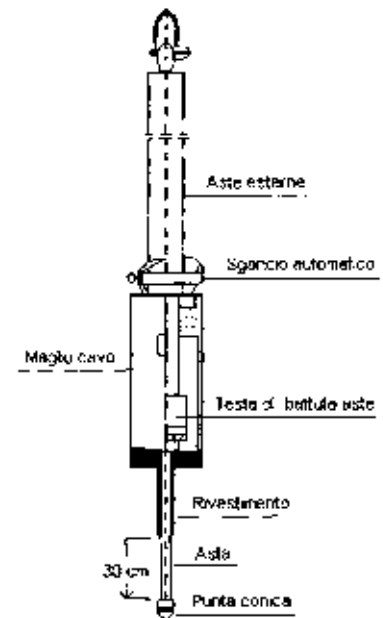
| SONDAGGIO | PROFONDITÀ DA P.C. (m) | TIPO PUNTA | LETTURA       | N <sub>30</sub> |
|-----------|------------------------|------------|---------------|-----------------|
| BH1       | 3,50÷3,74              | Chiusa     | 22-50/9 cm    | Rif.            |
|           | 9,00÷9,45              |            | 17-20-38      | 58              |
| BH2       | 2,70÷3,15              | Chiusa     | 22-27-35      | 72              |
|           | 5,00÷5,45              | Aperta     | 10-17-21      | 38              |
|           | 6,85÷7,30              |            | 5-5-8         | 13              |
| BH4       | 4,50÷5,00              | Chiusa     | 28-50-31      | 81              |
|           | 8,70÷8,98              |            | 18-50/13 cm   | Rif.            |
| BH5       | 1,00÷1,45              | Chiusa     | 13-24-47      | 71              |
|           | 5,70÷6,15              |            | 24-33-36      | 69              |
|           | 8,00÷8,45              | Aperta     | 12-18-23      | 41              |
|           | 13,90÷14,35            | Chiusa     | 4-8-10        | 18              |
| BH6       | 1,00÷1,45              | Chiusa     | 15-18-25      | 43              |
|           | 4,20÷4,55              |            | 14-27-50/5 cm | Rif.            |
|           | 6,40÷6,95              |            | 26-31-14      | 45              |
|           | 10,85÷11,30            | Aperta     | 13-19-24      | 43              |
|           | 18,00÷18,45            |            | 6-9-12        | 21              |

**TABELLA 3** – Riepilogo dei risultati delle prove SPT.

## 2.5. PROVE PENETROMETRICHE DPSH

Le prove penetrometriche dinamiche continue (DPSH1÷DPSH6) – eseguite in adiacenza ai sondaggi – sono state realizzate con un PENETROMETRO “SUPERPESANTE” PAGANI TG63/150 (anno di costruzione dicembre 2005 – FOTO 14), idoneamente strumentato tale da rispondere alle seguenti caratteristiche riconosciute nella procedura ISSMFE (1988) dall’ASSOCIAZIONE GEOTECNICA INTERNAZIONALE (FIGURA 7):

|  |                    |
|--|--------------------|
| – Riferimento norme                    | DIN 4094           |
| – Altezza di caduta                    | 75 cm              |
| – Peso massa battente                  | 63,5 kg            |
| – Peso sistema di caduta               | 8,0 kg             |
| – Diametro della punta conica          | 50,46 mm           |
| – Angolo al vertice della punta conica | 90°                |
| – Area della punta conica              | 20 cm <sup>2</sup> |
| – Lunghezza delle aste                 | 1 m                |
| – Peso batteria di aste concentriche   | 6,30 kg/m cad      |
| – Profondità giunzione prima asta      | 0,80 m             |
| – Avanzamento punta                    | 0,20 m             |

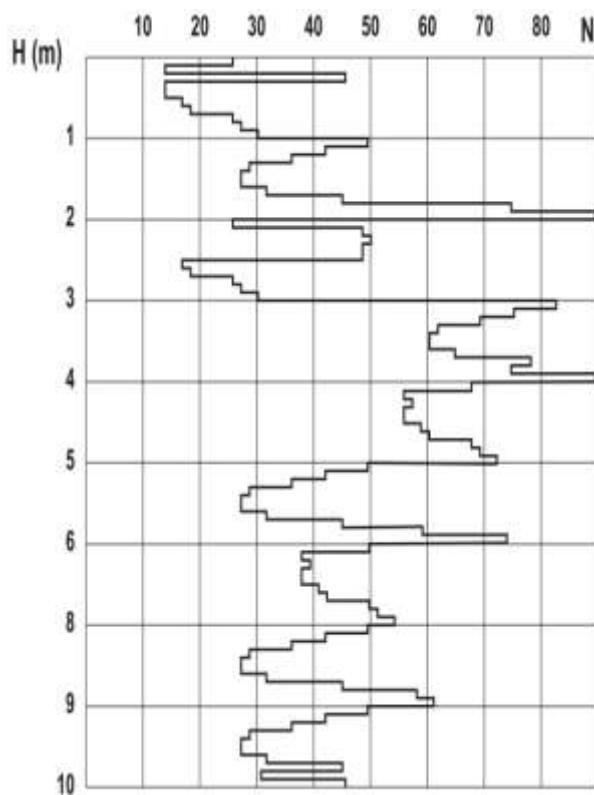


**FOTO 14**  
Penetrometro pesante  
impiegato.

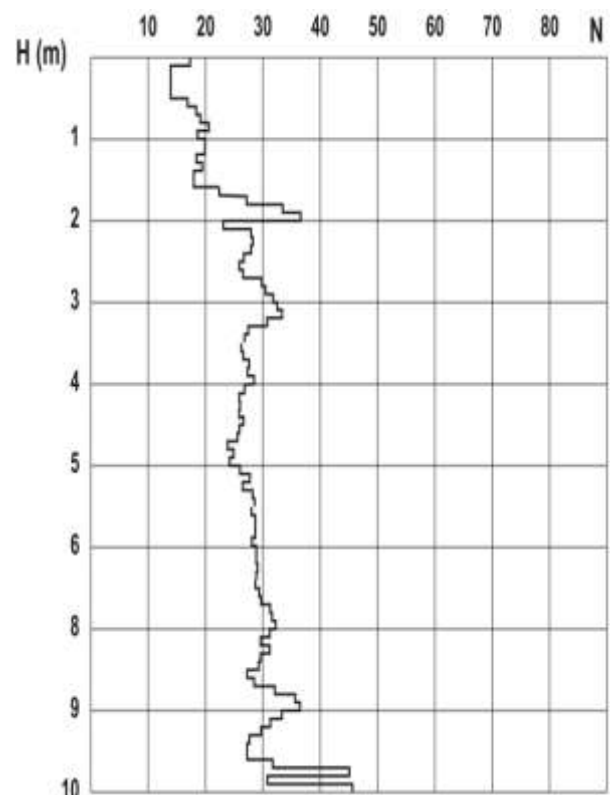
| VERTICALE | PROFONDITÀ DAL P.C. (m) | QUOTA s.l.m. (m) | CORRISPONDENZA | COORDINATE GAUSS BOAGA |                |
|-----------|-------------------------|------------------|----------------|------------------------|----------------|
|           |                         |                  |                | EST                    | NORD           |
| DPSH1     | 6,00                    | 45,784           | BH1            | 1.487.189,3318         | 4.359.856,7998 |
| DPSH2     | 10,20                   | 32,563           | BH2            | 1.489.137,2848         | 4.358.880,4328 |
| DPSH4     | 4,60                    | 44,667           | BH4            | 1.487.107,4788         | 4.359.401,6798 |
| DPSH5     | 10,20                   | 38,876           | BH5            | 1.488.066,2208         | 4.359.176,6738 |
| DPSH6     | 10,20                   | 38,134           | BH6            | 1.488.011,5068         | 4.358.947,0098 |

**TABELLA 4** - Profondità raggiunta dalle prove penetrometriche e corrispettiva posizione geografica.

I risultati delle prove penetrometriche sono stati restituiti sotto forma di diagrammi in funzione della profondità e del numero dei colpi  $N_{20}$  (“logs penetrometrici”) che hanno consentito di evidenziare le variazioni delle caratteristiche “meccaniche” dei terreni testati ed al contempo, attraverso l’andamento del valore di  $N_{20}$  lungo la verticale, una prima macro distinzione tra terreni “granulari” o “incoerenti” (sabbie e ghiaie - **FIGURA 8A**) e terreni “coesivi” (argille - **FIGURA 8B**).



**FIGURA 8A**  
Istogramma “tipo” in terreni incoerenti



**FIGURA 8B**  
Istogramma “tipo” in terreni coerenti

Per consentire l'impiego delle numerose formule ed abachi esistenti in letteratura per la prova SPT, le letture  $N_{DPSH(20)}$  sono state trasformate in  $N_{SPT(30)}$  standard, attraverso l'introduzione di un coefficiente di conversione, previa correzione dovuto al relativo attrito sulle aste.

Alcuni autori propongono un valore costante di **1,50** pari al rapporto tra energia specifica per colpo DPSH (**Q**) e quella riferita alla prova SPT ed altri dei coefficienti compresi tra **1÷3** a secondo del tipo litologico, come esplicitato nella **TABELLA 5**. Nella fattispecie si è ritenuto di utilizzare un coeff. 1 per i terreni più grossolani intercettati e 2 per quelli più fini.

| CORRELAZIONE |   |      |   | LITOLOGIA  |                                   |
|--------------|---|------|---|------------|-----------------------------------|
| $N_{SPT}$    | = | 1    | x | $N_{DPSH}$ | Ghiaie e ghiaie sabbiose          |
| $N_{SPT}$    | = | 1,25 | x | $N_{DPSH}$ | Sabbie e ghiaie con fine plastico |
| $N_{SPT}$    | = | 1,5  | x | $N_{DPSH}$ | Sabbie con molto fine             |
| $N_{SPT}$    | = | 2    | x | $N_{DPSH}$ | Limi                              |
| $N_{SPT}$    | = | 2,5  | x | $N_{DPSH}$ | Argille limose/sabbiose           |
| $N_{SPT}$    | = | 3    | x | $N_{DPSH}$ | Argille                           |

**TABELLA 5** – Correlazioni  $N_{SPT}/N_{DPSH}$  in funzione della litologia

## 2.6. INSTALLAZIONE PIEZOMETRI

Tutti i fori di sondaggi sono stati strumentati con “piezometro a tubo aperto” al fine di consentire il rilievo dei livelli idrici della falda. All'interno di ciascun foro è stato inserito un tubo di PVC di diametro pari a 110 mm microfessurato approfondito fino alle quote raggiunte dalle perforazioni (**FOTO 15÷19**).

L'intercapedine tubo/foro nel tratto microfessurato è stato riempito con sabbia grossa/ghiaietto con granulometria compresa fra 2 mm e 4 mm fino ad 1 m circa al di sopra del tratto finestrato. La parte restante è stata sigillata con miscela ternaria acqua-cemento-bentonite fino alla sommità, tramite iniezione dal fondo. In sommità il tubo è chiuso mediante un tappo di testa a vite.



**FOTO 15** – Piezometro in BH5.



**FOTO 16÷19** – Fasi di realizzazione del piezometro a tubo aperto.

## **2.7. RILIEVO DEL LIVELLO DELL'ACQUA NEI FORI**

All'interno dei tubi piezometrici, immediatamente al termine della perforazione e successivamente per tutto il perdurare della campagna investigativa, sono stati periodicamente rilevati, in numero di n.2 misure al giorno, i livelli dell'acqua presente nei fori di sonda con l'ausilio di un sondino freaticometrico centimetrato (**FOTO 20÷23**). Delle misure effettuate è stato annotato:

- ◆ livello acqua nel foro rispetto al p.c.
- ◆ data ed ora della misura



**FOTO 20÷23** - Rilievo del livello idrico entro i tubi piezometrici.

| ID. | STAZIONE | FALDA                                |          |
|-----|----------|--------------------------------------|----------|
|     | Q.A. (m) | PROFONDITÀ DA P.C. A FINE LAVORI (m) | Q.A. (m) |
| BH1 | 47,303   | 1,02                                 | 46,353   |
| BH2 | 32,742   | 1,83                                 | 30,912   |
| BH4 | 44,504   | 2,61                                 | 41,894   |
| BH5 | 39,020   | 2,55                                 | 36,470   |
| BH6 | 38,044   | 2,18                                 | 35,864   |
| PZ3 | 32,241   | 2,10                                 | 30,141   |
| PZ4 | 39,352   | > 2,50                               | > 36,852 |
| PZ5 | 41,460   | 1,90                                 | 39,560   |
| PZ6 | 43,644   | 1,90                                 | 41,744   |
| PZ7 | 41,956   | 2,20                                 | 39,756   |
| PZ8 | 45,107   | 2,00                                 | 43,107   |

**TABELLA 6** – Caratteristiche delle stazioni di misura piezometrica.



## 2.8. PROVE SPEDITIVE IN SITU

Su spezzoni di carota provenienti da terreni a granulometria "molto fine" a comportamento essenzialmente "coesivo" (livelli di limi argillosi ± sabbiosi - **FOTO 24**) recuperati nel corso dei sondaggi geognostici, sono state operate delle prove a carattere speditivo mediante POCKET PENETROMETER (**FOTO 25**).

Lo strumento - costituito da una punta cilindrica che viene infissa nel terreno a pressione normale sino all'affondamento di una tacca marcata sulla punta in modo da consentire, utilizzando un dinamometro, la lettura della pressione esercitata su una scala opportunamente graduata - è in grado di valutare in prima battuta la consistenza/addensamento del terreno e può essere ricondotta alle misure di espansione laterale libera ( $\sigma_{ELL}$ ) eseguite in laboratorio per ricavare uno dei parametri di resistenza al taglio delle terre. Più precisamente è possibile determinare il valore della coesione non drenata ( $c_u$ ) attraverso la relazione:

$$c_u = \frac{\sigma_{ELL}}{2}$$



**FOTO 24/25** – Strumentazione geotecnica portatile e misure in situ.

## 2.9. PRELIEVO DI CAMPIONI DI TERRENO

Nel corso dell'esecuzione delle indagini sono stati recuperati **n. 28** campioni di terreno, i quali sono stati inviati presso un laboratorio geotecnico specializzato per essere sottoposti ad "analisi e prove geotecniche". Di questi n. 7, denominati con la sigla **BH-SH**, sono stati campionati in modo indisturbato mediante un campionatore in acciaio a pareti sottili (**Foto 26** - fustella *Shelby*) infisso a pressione. I restanti provini, prelevati in modo semidisturbato e nominati con la sigla **BH-SD**, sono stati celermente protetti e sigillati in buste di cellophane (**Foto 27**) al fine di conservare integre le proprietà fisiche e l'umidità.

Altri n. 5 campioni sono stati conservati in contenitore di vetro (**Foto 28**), anch'essi sigillati e contrassegnati con i dati identificativi per essere conferiti presso il laboratorio per le "analisi chimiche".



**FOTO 26** – Campionamento indisturbato.



**FIGURA 9** - Campioni di terreno prelevati per analisi geotecniche e per analisi chimiche.

| ID. | FORO | PROFONDITÀ DA P.C. (m) | TIPO DI CAMPIONE | PROVA DI LABORATORIO   |
|-----|------|------------------------|------------------|--|
| CH1 | BH1  | 0,50÷1,50              | -                | Chimica  |
| A   |      | -                      | -                | Chimica  |
| SD1 |      | 4,20÷4,50              | Semidisturbato   | Taglio   |
| SD2 |      | 7,00÷7,50              | Semidisturbato   | Granulometria + Sedimentazione + Limiti di Atterberg                                       |
| SH1 |      | 8,60÷9,00              | Shelby           | E.L.L. + Edometrica  |
| CH1 | BH2  | 0,00÷1,00              | -                | Chimica  |
| A   |      | -                      | -                | Chimica  |
| SD1 |      | 4,30÷4,50              | Semidisturbato   | Taglio + Granulometria + Sedimentazione + Limiti di Atterberg                              |
| SH1 |      | 6,25÷6,85              | Shelby           | E.L.L. + Analisi Granulometrica + Sedimentazione + Limiti di Atterberg                     |
| SD2 |      | 8,00÷8,40              | Semidisturbato   | Taglio   |
| CH1 | BH4  | 0,00÷1,00              | -                | Chimica  |
| A   |      | -                      | -                | Chimica  |
| SD1 |      | 1,00÷2,00              | Semidisturbato   | Granulometria + Sedimentazione + Limiti di Atterberg                                       |
| SD2 |      | 4,00÷4,50              | Semidisturbato   | Taglio   |
| SH1 |      | 6,00÷6,40              | Shelby           | E.L.L. + Granulometria + Sedimentazione + Limiti di Atterberg                              |
| CH1 | BH5  | 0,00÷1,00              | -                | Chimica  |
| A   |      | -                      | -                | Chimica  |
| SD1 |      | 4,60÷5,00              | Semidisturbato   | Taglio   |
| SH1 |      | 7,50÷8,00              | Shelby           | Triassiale U.U.  |
| SD2 |      | 8,00÷8,45              | Semidisturbato   | Limiti di Atterberg  |
| SD3 |      | 14,00÷15,00            | Semidisturbato   | Granulometria + Limiti di Atterberg  |
| SD3 |      | 14,00÷15,00            | Semidisturbato   | Granulometria + Limiti di Atterberg  |
| CH1 | BH6  | 0,00÷1,00              | -                | Chimica  |
| A   |      | -                      | -                | Chimica  |
| SH1 |      | 7,50÷8,10              | Shelby           | Triassiale U.U. + Rigonfiamento + Edometrica   |
| SH2 |      | 8,10÷8,40              | Shelby           | Taglio + Granulometria + Sedimentazione + Limiti di Atterberg                              |
| SH3 |      | 10,50÷10,85            | Shelby           | E.L.L. + Granulometria + Sedimentazione + Limiti di Atterberg + Rigonfiamento + Edometrica |
| SD1 |      | 12,00÷12,50            | Semidisturbato   | Granulometria + Sedimentazione + Limiti di Atterberg                                       |
| SD2 |      | 15,35÷15,75            | Semidisturbato   | Taglio + Granulometria + Sedimentazione + Limiti di Atterberg                              |
| SD2 |      | 15,35÷15,75            | Semidisturbato   | Taglio + Granulometria + Sedimentazione + Limiti di Atterberg                              |
| SD1 | PZ3  | 0,80                   | Rimaneggiato     | Costipamento   |
| SD2 |      | 1,10                   |                  | Granulometria + Limiti di Atterberg  |
| SD1 | PZ4  | 0,60                   | Rimaneggiato     | Costipamento   |
| SD2 |      | 0,90                   |                  | C.B.R.   |
| SD3 |      | 0,50                   |                  | Granulometria + Limiti di Atterberg  |
| SD1 | PZ5  | 0,90                   | Rimaneggiato     | C.B.R.   |
| SD1 | PZ7  | 0,00÷1,00              | Rimaneggiato     | Granulometria + Limiti di Atterberg  |
| SD2 |      | 1,30                   |                  | Costipamento   |
| SD1 | PZ8  | 1,30                   | Rimaneggiato     | Costipamento   |
| SD2 |      | 1,50                   |                  | Granulometria + Limiti di Atterberg  |

**TABELLA 7** – Campioni prelevati di **terre** ed **acque** e prove di laboratorio eseguite.

## **2.10. SPURGO PIEZOMETRI E PRELIEVO DI CAMPIONI DI ACQUE SOTTERRANEE**

Al termine delle perforazioni è stata eseguita un'operazione di spurgo dell'acqua presente nel piezometro mediante una pompa, emungendo un volume di liquido pari a 3 volte la capacità del pozzo stesso. Successivamente sono stati prelevati n.5 campioni rappresentativi di acque (**Foto 30**), su appositi contenitori di vetro, sigillati e contrassegnati con i dati identificativi e conferiti dopo poche ore dal prelievo presso il laboratorio chimico.



**FOTO 27/28** – Fasi di esecuzione dello spurgo e del prelievo campioni d'acqua.



**FOTO 29** – Campioni d'acqua prelevati.  
REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO SOLARE TERMODINAMICO DENOMINATO "FLUMINI MANNU" IN AGRO DI VILLASOR  
(PROVINCIA DI CAGLIARI)

## 2.11. PROVE DI PERMEABILITÀ IN FORO

Nel corso dell'avanzamento delle perforazioni, sono state condotte complessivamente **n. 14 prove** di permeabilità a carico variabile ed esattamente n. 2 nei sondaggi profondi 10 m e n. 4 in quelli da 20 m, ovvero con una frequenza di n. 1 prova ogni 5 m di perforazione.

La modalità di esecuzione della prova hanno seguito le specifiche prescritte dal Committente: nello specifico sono state condotte in corrispondenza di una tasca di 0,50 m di terreno, dopo aver rivestito tutto il tratto del foro non interessato dalla prova con una tubazione (*casing* Ø127 mm). Il tubo di rivestimento, fino alla quota raggiunta dalla perforazione, è stato inserito negli ultimi 100 cm di infissione senza uso di fluido di circolazione. Per la preparazione della "tasca" di prova, si è provveduto ad inserire nella colonna di rivestimento un quantitativo di ghiaino pulito, fino a creare uno spessore di 60 cm dal fondo foro ed a sollevare quindi la batteria di rivestimento di 50 cm, con un solo tiro della sonda o comunque senza fluido di circolazione.

La **prova a carico variabile (Lefranc)** è stata realizzata riempiendo la tasca con acqua fino all'estremità superiore del rivestimento e misurando il livello dell'acqua all'interno (senza ulteriori immissioni) a distanza di 30" e successivamente ogni minuto fino al raggiungimento di 15'.

| ID. PROVA | PROFONDITÀ TRATTO DI PROVA (m da p.c.) | LITOLOGIA | TIPO DI PROVA                      | LIVELLO FALDA (m dal p.c.) |
|-----------|--|-----------|------------------------------------|----------------------------|
| BH1-LF1   | 4,00÷4,50                              | B]        | Carico variabile<br><i>Lefranc</i> | 1,02                       |
| BH1-LF2   | 7,00÷7,50                              | D1]       |                                    |                            |
| BH2-LF1   | 3,20÷3,70                              | B]        |                                    | 1,35                       |
| BH2-LF2   | 10,50÷11,00                            | B]        |                                    |                            |
| BH4-LF1   | 2,50÷3,00                              | B]        |                                    | 1,83                       |
| BH4-LF2   | 7,50÷8,00                              | C2]       |                                    |                            |
| BH5-LF1   | 1,00÷1,50                              | B]        |                                    | 2,55                       |
| BH5-LF2   | 4,20÷4,70                              | B]        |                                    |                            |
| BH5-LF3   | 13,00÷13,50                            | B]        |                                    |                            |
| BH5-LF4   | 16,50÷17,00                            | B]        |                                    |                            |
| BH6-LF1   | 1,50÷2,00                              | B]        |                                    | 2,18                       |
| BH6-LF2   | 4,30÷4,80                              | B]        |                                    |                            |
| BH6-LF3   | 16,50÷17,00                            | D2]       |                                    |                            |
| BH6-LF4   | 18,00÷18,50                            | C2]       |                                    |                            |

TABELLA 8 - Risultati prove di permeabilità *Lefranc*.



FOTO 30 – Esecuzione di prova di permeabilità a carico variabile nel BH4.

## 2.12. PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO

I campioni prelevati nel corso dell'esecuzione dei sondaggi e dei pozzetti geognostici sono stati inviati presso le strutture del laboratorio della GEOTECHNA S.R.L. per essere sottoposti a prove geotecniche e nello specifico:

|   |       |
|---|-------|
| – Prova di Taglio diretto C.D.              | n. 7  |
| – Prova Triassiale U.U.                     | n. 2  |
| – Prova Edometrica                          | n. 3  |
| – Prova di Espansione Laterale Libera (ELL) | n. 4  |
| – Analisi granulometrica                    | n. 14 |
| – Limiti di Atterberg                       | n. 15 |
| – Analisi granulometrica per sedimentazione | n. 9  |
| – Prova C.B.R.                              | n. 2  |
| – Prova di Costipazione AASHTO mod.         | n. 4  |

L'elenco dei campioni prelevati e delle prove effettuate è esplicitato in **TABELLA 8**, mentre per i certificati di laboratorio si rimanda all'**APPENDICE 4**. Di seguito si riportano le modalità esecutive delle prove eseguite.

### **PROVA DI TAGLIO DIRETTO**

Lo strumento utilizzato è denominato “Scatola di Casagrande”, costituita da due bassi parallelepipedi a sezione quadrata sovrapposti che possono traslare relativamente in direzione perpendicolare all’asse. Il campione, secondo la procedura ASTM D3080, è opportunamente preparato per consentire il test su almeno 3 provini di sezione pari a 59,7 cm<sup>2</sup> che vengono preventivamente sottoposti a consolidazione per circa 24 ore sotto carico verticale costante ma crescente per ciascuno dei provini, in maniera tale da riprodurre le verosimili condizioni di carico del terreno in sito, successivamente allo sforzo di taglio sino a rottura (carico orizzontale sul piano di separazione delle due semiscatole).

Gli spostamenti relativi delle due parti, conseguenti all’applicazione della forza tangenziale sono misurati, così come quelli in direzione assiale, con un comparatore od un trasduttore.

Le misurazioni vengono riportate in un diagramma  $\sigma_a/\tau$  e da questo ricavato il valore dell’angolo di attrito interno ( $\phi$ ) e della coesione C. Nel corso della stessa prova viene anche determinato il peso di volume ( $\gamma$ ) e il contenuto d’acqua (**W**) iniziale e finale.

### **PROVA EDOMETRICA**

Mediante questa prova è possibile ricavare il modulo di comprimibilità delle terre sotto carico, ovvero il valore del modulo edometrico ( $E_d$ ).

Utilizzando un’apparecchiatura costituita da una cella all’interno della quale viene posto il provino, avente un diametro di 7÷8 cm e spessore pari generalmente a 2xH, essendo H il percorso di drenaggio pari ad 1 cm, si è rilevato in corrispondenza di ogni pressione verticale applicata, il corrispondente cedimento di consolidazione, come previsto dalla procedura ASTM D 2435-90.

Il campione viene posto in contatto, sia alla base che in sommità, con due piastre porose inumidite che, all’applicazione del carico assiale di prova, permettono la dissipazione della sovrappressione interstiziale in maniera tale da far gravare il carico sulla frazione “solida” del terreno. Dalla lettura di un comparatore micrometrico che completa l’attrezzatura di prova, si risale ai cedimenti del terreno per un primo intervallo di carico applicato, poi si procede con carichi crescenti ed infine si può ricavare il valore del modulo di compressibilità edometrica ( $E_d$ ) nell’intervallo di tensione prescelto.

È anche possibile valutare l'entità dei cedimenti di un'opera nel corso del tempo, nonché definire il valore del coefficiente di consolidazione ( $C_v$ ), determinando il tempo necessario alla dissipazione della pressione neutra sotto l'applicazione del carico, in maniera tale da prevedere il possibile andamento dei cedimenti.

### **PROVA DI RIGONFIAMENTO**

La prova consiste nel misurare la pressione necessaria a contrastare l'aumento di volume di un provino contenuto in una cella edometrica quando viene immerso in acqua.

La preparazione del provino non presenta alcuna differenza rispetto alla prova edometrica standard: si preparano 2 provini, sul primo si determina il contenuto d'acqua e sul secondo le caratteristiche di rigonfiamento.

Una volta posizionato il provino all'interno della cella edometrica è possibile determinare la pressione di rigonfiamento applicando un primo gradino di carico (compreso tra 3 KPa e la pressione geostatica) e riempiendo di acqua la cella mediante l'applicazione di piccoli incrementi di carico impedendo il rigonfiamento del provino. Si prosegue fino a quando l'ultimo gradino di carico produce un cedimento irreversibile.

### **PROVA DI ESPANSIONE LATERALE LIBERA (ELL)**

La prova consiste nella determinazione della resistenza a compressione monoassiale in assenza di confinamento laterale di terreni coesivi e fornisce un valore approssimato della resistenza non drenata espressa in termini di tensioni totali.

La prova viene eseguita su provini cilindrici di diametro non inferiore a 35 mm e rapporto altezza/diametro compreso tra 2,0 e 2,5 preparati con apposito tornietto campionatore a partire da campioni indisturbati, in ambiente ad umidità controllata, in modo da evitare qualsiasi variazione al contenuto d'acqua iniziale.

Il provino così preparato viene posizionato nella pressa di carico previa lubrificazione delle piastre di carico, al fine di evitare attriti tra le estremità del provino e le piastre di carico.

La velocità di deformazione adottata nella prova dovrà essere compresa tra 0,5÷2,0%/min.; durante l'applicazione del carico si procede alla registrazione ad intervalli di tempo regolari del carico applicato e della corrispondente deformazione assiale, in modo da avere almeno 15 coppie di valori.



La prova viene protratta sino ad ottenere una deformazione assiale pari ad almeno il 15%. Al termine si ottiene il carico di rottura e corrispondente deformazione assiale, la tabella di sintesi con i valori di carico e deformazione assiale registrati, il diagramma del carico assiale, la deformazione assiale. L'elaborazione della prova consente di ricavare la coesione non drenata secondo la relazione  $c_u = \sigma_r/2$ .

### **PROVA TRIASSIALE U.U.**

Tale prova consente di ricavare la resistenza al taglio non drenata  $c_u$ , che rappresenta la resistenza di un terreno sotto l'applicazione istantanea, o in tempi brevi, di un carico.

Un campione di terreno cilindrico viene inserito all'interno di una membrana di gomma in una cella cilindrica riempita d'acqua (cella triassiale) a cui viene applicata una pressione laterale di contenimento  $p_2 = p_3$ . Successivamente viene applicata, mediante una pressa, a velocità di deformazione costante, una pressione verticale  $p_1$  fino a raggiungere la rottura del provino. Durante la prova si effettua la regolazione e la misura della pressione di cella, la regolazione e la misura della pressione interstiziale, la misura del carico, degli spostamenti verticali e delle variazioni di volume del provino.

Nello specifico, il test è stato condotto in condizioni di drenaggio impedito e, di conseguenza, la dissipazione della pressione dai pori, sia durante l'applicazione della pressione di contenimento, sia durante l'applicazione della pressione verticale, fino alla rottura del campione.

Se il campione è saturo, la variazione di volume del campione è nulla, altrimenti si ha una diminuzione di volume iniziale dovuta alla fuoriuscita dell'aria dai pori. I cerchi di Mohr a rottura, (che rappresentano lo stato tensionale in termini di tensioni normali e di taglio esistente in un punto), hanno diametro costante, e sono espressi in termini di tensioni totali, non essendoci mobilitazione delle tensioni efficaci (campione saturo).

## CLASSIFICAZIONE DELLE TERRE UNI-CNR 10006

Tiene conto della Composizione granulometrica, del Limite liquido (**LL**), del Limite plastico (**LP**), dell'Indice di Plasticità (**IP**), dell'Indice di Gruppo (**IG**). L'Indice di plasticità (**IP**) si ottiene dalla differenza tra il Limite liquido (**LL**) e il Limite plastico (**LP**).

Per l'analisi granulometrica, il campione di terra essiccata e disgregata viene fatto passare attraverso una serie unificata di setacci e si pesano le percentuali trattenute da ciascun setaccio, oppure le percentuali passanti da un setaccio e trattenute da quello successivo.

Questa procedura è applicabile a sabbie e ghiaie, mentre per le frazioni più fini (limo ed argilla), l'analisi granulometrica si esegue determinando le velocità con le quali le varie particelle sedimentano da una sospensione liquida.

Il LIMITE LIQUIDO rappresenta la percentuale di umidità in corrispondenza della quale la terra passa dallo stato "plastico" a quello "liquido". Si determina sulla frazione passante al setaccio n. 40: un campione di terra viene impastato a differenti percentuali di acqua e posto in una capsula, poi diviso diametralmente in due parti mediante un solco ottenuto con uno speciale regolo. A mezzo di una tavola normalizzata, s'imprimono alla capsula 25 scosse sussultorie in ragione di due al secondo. La percentuale d'acqua che permette la chiusura del solco esattamente al termine delle 25 scosse, dà il LIMITE LIQUIDO (**LL**).

Il LIMITE PLASTICO (**LP**) è la percentuale di umidità in corrispondenza della quale la terra passa dallo stato solido a quello plastico; si determina sulla frazione che passa al setaccio n. 40. La terra viene impastata con l'acqua e ridotta ad una palla; poi la si colloca su una lastra di vetro e col palmo della mano trasformata in un bastoncino. La più piccola percentuale d'acqua che permette di ottenere un bastoncino di 3 mm di diametro, senza che il bastoncino si sbricioli o si spezzi durante la manipolazione, dà il LIMITE PLASTICO (**LP**).

L'insieme delle prove sopradescritte consentono di valutare le caratteristiche del terreno in termini di qualità come terre da sottofondo o per rilevati attraverso la classificazione rappresentata in **FIGURA 9**.

Un'altra classificazione dei terreni è quella di CASAGRANDE (1948 – **FIGURA 9**), che tiene conto dei soli LIMITE LIQUIDO (**LL**) e INDICE PLASTICO (**IP**) e che, rispetto a quella CNR UNI, ha un più vasto campo di applicabilità.

## PROVA DI SEDIMENTAZIONE

Con questa prova è possibile determinare la distribuzione delle particelle di diametro compreso tra 0,074 mm e 0,001 mm mediante un metodo indiretto che sfrutta la legge di Stoke che valuta il tempo di sedimentazione delle particelle di terreno poste all'interno di un cilindro contenente acqua distillata e anti flocculante. Essa viene applicata se almeno il 12% del suolo ha diametro minore di 0,074 mm.

Una volta trattato il campione con acqua ossigenata si procede al trattamento del campione secondo una quantità non inferiore a 30 gr. La quantità da trattare viene collocata in un contenitore con l'aggiunta di 50 gr di deflocculante ( $\text{Na}_2\text{C}_2\text{O}_4$  ossalato di sodio +  $\text{Na}_2\text{CO}_2$  carbonato di sodio).

Tali condizioni vengono mantenute per qualche minuto; successivamente il sedimento con l'aggiunta del deflocculante viene inserito in un agitatore meccanico tenuto in funzione per circa 10 minuti. Lo scopo di questa operazione è quello di permettere una efficace deflocollazione del materiale fine.

Al termine di questa operazione, la sospensione viene collocata in un cilindro di vetro con l'aggiunta di acqua distillata fino ad un volume totale di  $1000 \text{ cm}^3$ . Prima di procedere alla lettura della densità del fluido, viene agitato l'intero contenuto del cilindro attraverso una momentanea occlusione della sommità superiore.

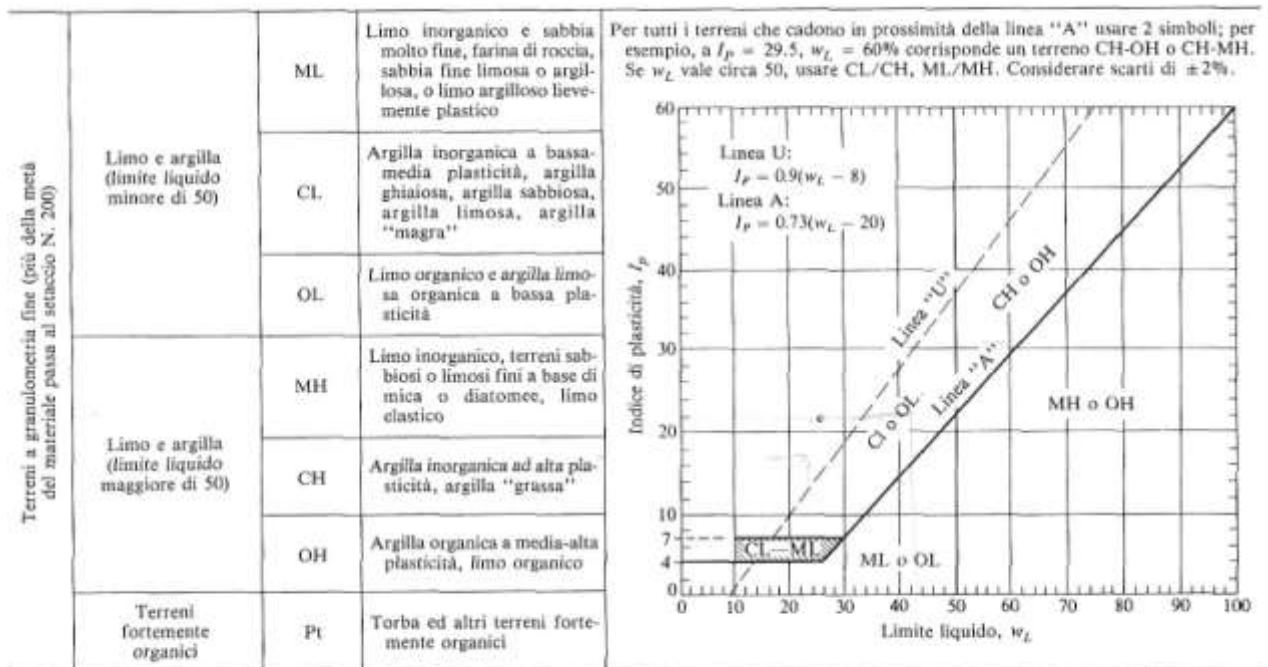
Ad inizio prova viene inserito un **densimetro** di tipo ASTM, tipo A, a bulbo leggermente asimmetrico, tarato ad una temperatura di  $20^\circ \text{C}$  in acqua distillata.

Vengono così effettuate le letture della densità del fluido ad intervalli di tempo predefiniti dalla relazione che la Legge di Stoke implica tra la densità del fluido e la percentuale di particelle che via via sedimentano.

Le percentuali vengono ottenute per interpolazione lineare tra i valori di densità letti sull'indicatore superiore del densimetro e i tempi di misura, tramite un'apposita tabella.

| Gruppo  | Terreni granulari (passate al 200 A.S.T.M. < 35%) |                            |                  |                            |                  |                  | Terreni argillo-limosi (passate al 200 A.S.T.M. > 35%) |                  |                  |                   |
|---|---|----------------------------|------------------|----------------------------|------------------|------------------|--|------------------|------------------|-------------------|
|   | A <sub>1</sub>                                    | A <sub>2</sub>             | A <sub>3</sub>   | A <sub>4</sub>             | A <sub>5</sub>   | A <sub>6</sub>   | A <sub>7</sub>   | A <sub>8</sub>   | A <sub>9</sub>   | A <sub>10</sub>   |
| Sottogruppo   | A <sub>1-1</sub>                                  | A <sub>1-2</sub>           | A <sub>2-1</sub> | A <sub>2-2</sub>           | A <sub>2-3</sub> | A <sub>2-4</sub> |  |                  |                  | A <sub>10-1</sub> |
| Granulometria:<br>passate al 10 A.S.T.M.<br>passate al 40 A.S.T.M.<br>passate al 200 A.S.T.M. | 50 max<br>30 max<br>15 max                        | 50 max<br>25 max<br>10 max | 50 min<br>—<br>— | 35 max                     | 35 max           | 35 max           | 35 max   | 35 max           | 35 max           | 35 max            |
| Frazione passante al setaccio 40:<br>Limite di liquidità<br>Indice di plasticità              | —<br>—<br>—                                       | —<br>—<br>—                | N. P.            | 40 max<br>10 max           | 41 min<br>10 max | 40 max<br>11 min | 41 min<br>11 min                                       | 40 max<br>10 max | 41 min<br>10 max | 40 max<br>11 min  |
| Indice di gruppo  | 0   | 0                          | 0                | 0                          | 0                | 4 max            | 4 max  | 8 max            | 12 max           | 16 max            |
| Tipologia del terreno   | Frammenti di pietre e sabbia                      |                            | Sabbia fine      | Sabbia con limo ed argilla |                  |                  | Limo   |                  | Argilla          |                   |
| Condizione come terreno di sottofondo   | Terreni eccellenti-buoni                          |                            |                  |                            |                  |                  | Medesimi e cattivi                                     |                  |                  |                   |

FIGURA 10 – Classificazione dei terreni di sottofondo per sovrastrutture stradali con gruppi e sottogruppi. Da TESORIERE G., *Strade ferrovie aeroporti*, Vol. II, Ed. Utet, 1991.



(1) La suddivisione dei terreni GM e SM nei sottogruppi d e u si applica unicamente nel caso di strade ed aeroporti. La suddivisione è fatta in base ai limiti di Atterberg; si usa il suffisso "d" quando  $w_L$  è minore o uguale a 28 e  $I_p$  è minore o uguale a 6; il suffisso "u" si usa quando  $w_L$  è maggiore di 28.  
(2) I terreni intermedi, che possiedono le caratteristiche comuni a due gruppi, vengono indicati usando i simboli dei gruppi. Per esempio, GW-GC indica una miscela di sabbia e ghiaia ben graduata, con argilla argillosa.

FIGURA 11 - Classificazione unificata dei terreni, stralcio (CASAGRANDE, 1981).

### PROVA DI COMPATTAZIONE AASHTO MOD.

Lo scopo della Prova di Compattazione o Prova Proctor è quello di determinare a quale valore di umidità si ottiene il massimo peso specifico ( $\gamma_d$ ) del terreno.

Nel caso specifico, la prova è stata eseguita con il metodo AASHTO MOD., ovvero impiegando la fustella cilindrica di tipo B ( $\varnothing$  152,4 mm), martello del peso di 4,4536 Kg e di diametro 5,08 cm. Vengono presi circa 3 Kg di terreno il quale, dopo essere stato essiccato, viene polverizzato e setacciato al vaglio N. 4. Il prodotto così ottenuto viene compattato nella fustella per strati di 3÷5 cm, facendo cadere il martello 52 volte da un'altezza di 45,72 cm.

A questo punto si misura il valore del contenuto d'acqua sia al tetto che alla base del campione e si calcola il valore  $\gamma_d$  con la seguente formula:

$$\gamma_d = \frac{P_s}{V} = (1 - n) \cdot G_s$$

**P<sub>s</sub>** = peso del campione essiccato

**V** = volume del campione al valore di umidità analizzato

**N** = porosità del campione al valore di umidità analizzato

**G<sub>s</sub>** = peso specifico dei granuli

Si ripete la stessa operazione aggiungendo una quantità d'acqua superiore per un numero di volte necessarie a costruire la curva di compattazione su di un grafico avente in ascisse i valori del contenuto d'acqua ed in ordinate la densità secca.

La curva che si ottiene ha andamento a campana, dove il punto più alto (massimo valore delle ordinate), corrisponde al valore di umidità ottimale (**W<sub>ott</sub>**).

### PROVA CBR (CALIFORNIA BEARING RATIO)

La prova CBR viene eseguita per valutare l'idoneità del terreno alla realizzazione di sottofondi per pavimentazioni stradali. Essa consiste nel sottoporre un campione di terreno, opportunamente preparato entro una fustella cilindrica, ad una prova di penetrazione effettuata a mezzo di apposito pistone o ago di dimensioni prestabilite, con una velocità di 1,27 mm/min, ricavando il carico corrispondente a valori di affondamento di 2,5 mm e 5,0 mm. Il rapporto percentuale tra tali carichi con analoghi ottenuti su un terreno prestabilito, ovvero 70 kg/cm<sup>2</sup> per un affondamento di 2,5 mm e 105 kg/cm<sup>2</sup> per 5 mm, fornisce l'*Indice CBR*.

La prova viene eseguita in condizione di saturazione, ottenuta immergendo in acqua il campione – già preparato e caricato con un certo numero di pesi – per 4 giorni. Dei due valori ottenuti si sceglie il maggiore dei due, nonostante risultino molto simili se la prova è stata condotta in maniera scrupolosa. Questa procedura richiede la determinazione dell'*Indice di rigonfiamento* del campione, che si rileva per differenza tra lo stato iniziale e finale della prova.

### 2.13. PROVE CHIMICHE SULLE TERRE

Alcuni campioni di terreno (denominati con la sigla **BHX-CH1**, dove X è il numero del sondaggio), sono stati conferiti presso il laboratorio della **SGS ITALIA S.P.A.** sede di Macchiareddu per essere sottoposti ad analisi chimica. Le analisi eseguite e le relative metodiche sono precisate in **TABELLA 9**.

| PARAMETRO                                | NUMERO CAMPIONI | METODO ANALITICO        |
|--|-----------------|-------------------------|
| Sostanza organica                        | 5               | D.M. 13/06/92 p. VII.2  |
| Sali solubili                            |                 | D.M. 13/06/92 p. IV.2   |
| Contenuti di solfati (solubili in acido) |                 | UNI EN 1744-1:2013 p.12 |
| Contenuto in carbonati                   |                 | EN 196:1996 p. 21       |
| Acidità di Baumann-Gully                 |                 | DIN 4030 – 2 – D 2008   |

**TABELLA 9** – Prove chimiche eseguite sulle terre e relativi metodi analitici impiegati.

### 2.14. PROVE CHIMICHE SULLE ACQUE

I campioni di acqua prelevati (denominati con la sigla **BHX-A1**, dove X sta ad indicare il numero del sondaggio), sono stati sottoposti ad analisi chimica presso il medesimo laboratorio di cui sopra per essere. Le tipologie di analisi eseguite e le relative metodiche sono precisate in **TABELLA 10**.

| PARAMETRO                                    | NUMERO CAMPIONI | METODO ANALITICO                                |
|--|-----------------|---|
| pH   | 5               | APAT CNR IRSA 2060 Man 29 2003                  |
| Durezza totale                               |                 | APAT CNR IRSA 2040 B Man 29 2003                |
| Azoto Ammoniacale (NH <sub>4</sub> )         |                 | APAT CNR IRSA 4030/A1/A2/C Man 29 2003          |
| Solfati                                      |                 | APAT CNR IRSA 4140/B Man 29 2003, EPA 300.0/99  |
| Cloruri                                      |                 | APAT CNR IRSA 4090/A1 Man 29 2003, EPA 300.0/99 |
| Ca, Mg, Na, K                                |                 | EPA 6010/C 2007                                 |
| Bicarbonati (NCO <sub>3</sub> <sup>-</sup> ) |                 | APAT CNR IRSA 2010 B Man 29 2003                |

**TABELLA 10** – Prove chimiche eseguite sulle acque e relativi metodi analitici impiegati.

## 2.15. INDAGINI GEOFISICHE

La campagna di indagine geofisica si è esplicata nell'esecuzione di:

- sezione sismiche M.A.S.W. n. 2
- sondaggi elettrici verticali S.E.V. n. 4

Per il dettaglio metodologico si rimanda all'**APPENDICE 11** mentre di seguito si riportano le modalità esecutive delle prospezioni.

### SEZIONI SISMICHE MASW

L'indagine sismica secondo tecnica MASW (*"Multichannel Analysis of Surface Waves"*) è stata condotta con l'obiettivo di definire il parametro  $V_{s30}$  in funzione della risposta sismica ad una sollecitazione indotta artificialmente. Il metodo impiegato, finalizzato alla determinazione del profilo verticale di velocità delle Onde di taglio (**onde S**) consente, tramite l'acquisizione di registrazioni multicanale delle onde superficiali di Rayleigh generate da masse battenti, di generare un profilo  $V_s$  in funzione della profondità.

L'intero processo si esplica in tre fasi:

- 1]** acquisizione dei dati di campo delle onde superficiali ("ground roll") mediante idonea strumentazione sismica;
- 2]** costruzione di una curva di dispersione (grafico della velocità di fase rispetto alla frequenza);
- 3]** inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle  $V_s$  che descrive la variazione di  $V_s$  con la profondità.

Per ottenere un profilo  $V_s$  è necessario produrre un treno di onde superficiali a banda larga e registrarlo minimizzando il rumore. L'inversione della curva di dispersione viene successivamente realizzata iterativamente, utilizzando la curva di dispersione misurata come riferimento sia per la modellizzazione diretta che per la procedura dei minimi quadrati.

Il sistema di acquisizione dati è composto da:

- sismografo
- sorgente energizzante
- trigger
- apparecchiatura di ricezione

**SONDAGGI ELETTRICI VERTICALI**

L'indagine, il cui scopo è quello di valutare la resistività dei terreni per il corretto dimensionamento dell'impianto di messa a terra, è stata realizzata con l'impiego della metodologia dei Sondaggi Elettrici Verticali (S.E.V.) utilizzando il "Dispositivo quadripolare di Wenner", con distanza massima tra gli elettrodi di energizzazione (A-B) di 48 m.

**2.16. RILIEVO TOPOGRAFICO GPS**

Il rilievo topografico di tutti i punti di indagine (Sondaggi, pozzetti geognostici, prove DPSH, Stendimenti geofisici) è stato realizzato con l'ausilio della strumentazione GPS LEICA Viva GNSS GS08/CS10 in modalità RTK, combinata con Stazione Totale LEICA FLEXLINE TS02 ultra 7". Il sistema di posizionamento, con annessa tutta la strumentazione necessaria per il suo perfetto funzionamento, è dotato d'idonea attrezzatura, costituita da ricevitore e antenna GPS, radio modem RTK e antenna radio, paline mobili e treppiedi per la esecuzione di rilevamenti di dettaglio o per la determinazione di punti di inquadramento, previa opportuna individuazione dei capisaldi di riferimento principali di primo ordine.

La strumentazione GPS utilizzata è dotata di collegamento differenziale di area via GPRS alla rete geodetica nazionale di stazioni permanenti LEICA ITALPOS, ovvero a collegamenti differenziali POINT-TO-POINT via GSM o radio-modem locali.



**FIGURA 12**  
Strumenti utilizzati nelle operazioni di rilievo: LEICA FLEXLINE TS02 ultra 7" e GPS LEICA GNNSS GS08/CS10.



Tutti i dati acquisiti sono stati restituiti nel sistema di riferimento UTM–WGS84. Per il presente rilievo è stato necessario utilizzare, come appoggio, la rete topografica ITALPOS, rete di stazioni permanenti GNSS a copertura nazionale capace di fornire dati GNSS, sotto forma di correzioni in tempo reale (RTK in formato RTCM 2 E 3).









**FOTO 31+32** – Esecuzione del rilievo piano altimetrico GPS.

### 3. RISULTATI DELL'INDAGINE GEOGNOSTICA

#### 3.1. PREMESSA

La campagna di indagini e prove geologiche e geotecniche hanno consentito, direttamente o indirettamente, di estrapolare nel dettaglio le caratteristiche del sedime di intervento, compresi i parametri fisico-meccanici dei terreni necessarie ai fini progettuali. I risultati sono di seguito riepilogati in funzione dello strato testato:

|  |   |           |
|--|---|-----------|
| <b>A]</b> Suolo  |  | [Attuale] |
| <b>B]</b> Ghiaia ciottoloso-sabbiosa in matrice limo-argillosa |  | [Olocene] |
| <b>C1]</b> Limo sabbioso-argilloso                             |  | [Olocene] |
| <b>C2]</b> Argilla limosa                                      |  | [Olocene] |
| <b>D1]</b> Sabbia ghiaiosa                                     |  | [Olocene] |
| <b>D2]</b> Sabbia limosa                                       |  | [Olocene] |

#### 3.2. PROVE PENETROMETRICHE STANDARD SPT

I risultati delle prove penetrometriche sono stati rappresentati nel grafico di **FIGURA 13** che riporta in ascisse il numero dei colpi ( $N_{30}$ ) ed in ordinata la quota assoluta espressa in metri.

L'Unità **B** presenta sempre valori molto elevati e superiori a 35 colpi, ad eccezione di un'unica misura che ha fornito  $N_{30} = 18$ , a riprova del buon addensamento di tali materiali. Anche le sabbie ghiaiose dell'Unità **D1** mostrano il medesimo comportamento. Le condizioni di rifiuto strumentale sono invece da ricondurre alla presenza di ciottoli all'interno del sedimento che impediscono l'avanzamento della punta penetrometrica.

Il valore di resistenza diminuisce leggermente in corrispondenza delle granulometrie più fini, argille limose e limi argillosi, mantenendo comunque valori di  $N_{30} > 10$  colpi, che forniscono anche in questo caso garanzia della compattezza dei terreni.

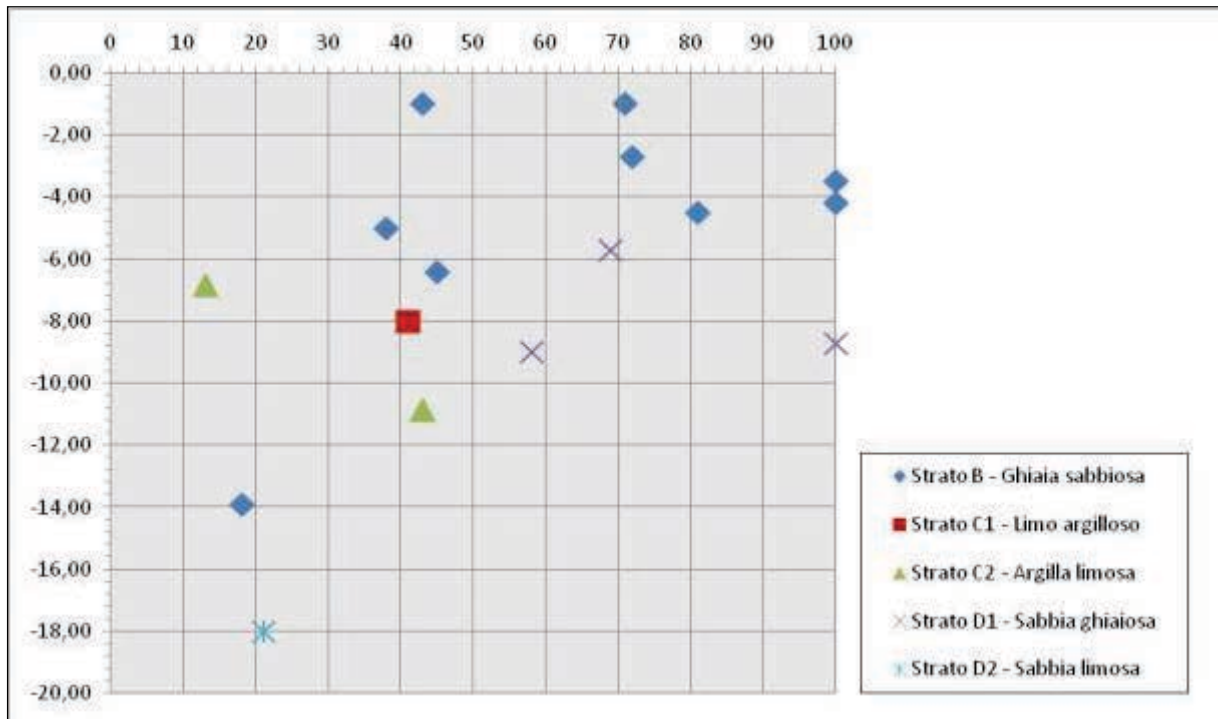


FIGURA 13 - Rappresentazione dell'andamento della resistenza alla penetrazione N<sub>SPT</sub> e la profondità. Le letture "a rifiuto" sono espresse pari a 100 colpi.

| FORO | QUOTA DA P.C. | LETTURA       | N <sub>30</sub> | STRATO TESTATO |                         |
|------|---------------|---------------|-----------------|----------------|-------------------------|
| BH1  | 3,50÷3,74     | 22-50/9 cm    | Rif.            | B]             | Ghiaia sabbiosa         |
|      | 9,00÷9,45     | 17-20-38      | 58              | D1]            | Sabbia ghiaiosa         |
| BH2  | 2,70÷3,15     | 22-27-35      | 72              | B]             | Ghiaia sabbiosa         |
|      | 5,00÷5,45     | 10-17-21      | 38              | C2]            | Argilla limosa          |
| BH4  | 4,50÷5,00     | 28-50-31      | 81              | B]             | Ghiaia sabbiosa         |
|      | 8,70÷8,98     | 18-50/13 cm   | Rif.            | D1]            | Sabbia ghiaiosa         |
| BH5  | 1,00÷1,45     | 13-24-47      | 71              | B]             | Ghiaia sabbiosa         |
|      | 5,70÷6,15     | 24-33-36      | 69              | D1]            | Sabbia ghiaiosa         |
|      | 8,00÷8,45     | 12-18-23      | 41              | C1]            | Limo sabbioso-argilloso |
|      | 13,90÷14,35   | 4-8-10        | 18              | B]             | Ghiaia sabbiosa         |
| BH6  | 1,00÷1,45     | 15-18-25      | 43              | B]             | Ghiaia sabbiosa         |
|      | 4,20÷4,55     | 14-27-50/5 cm | Rif.            |                |                         |
|      | 6,40÷6,95     | 26-31-14      | 45              | C2]            | Argilla limosa          |
|      | 10,85÷11,30   | 13-19-24      | 43              |                |                         |
|      | 18,00÷18,45   | 6-9-12        | 21              |                |                         |

TABELLA 11 – Risultati delle Prove Penetrometriche SPT (quote in metri).

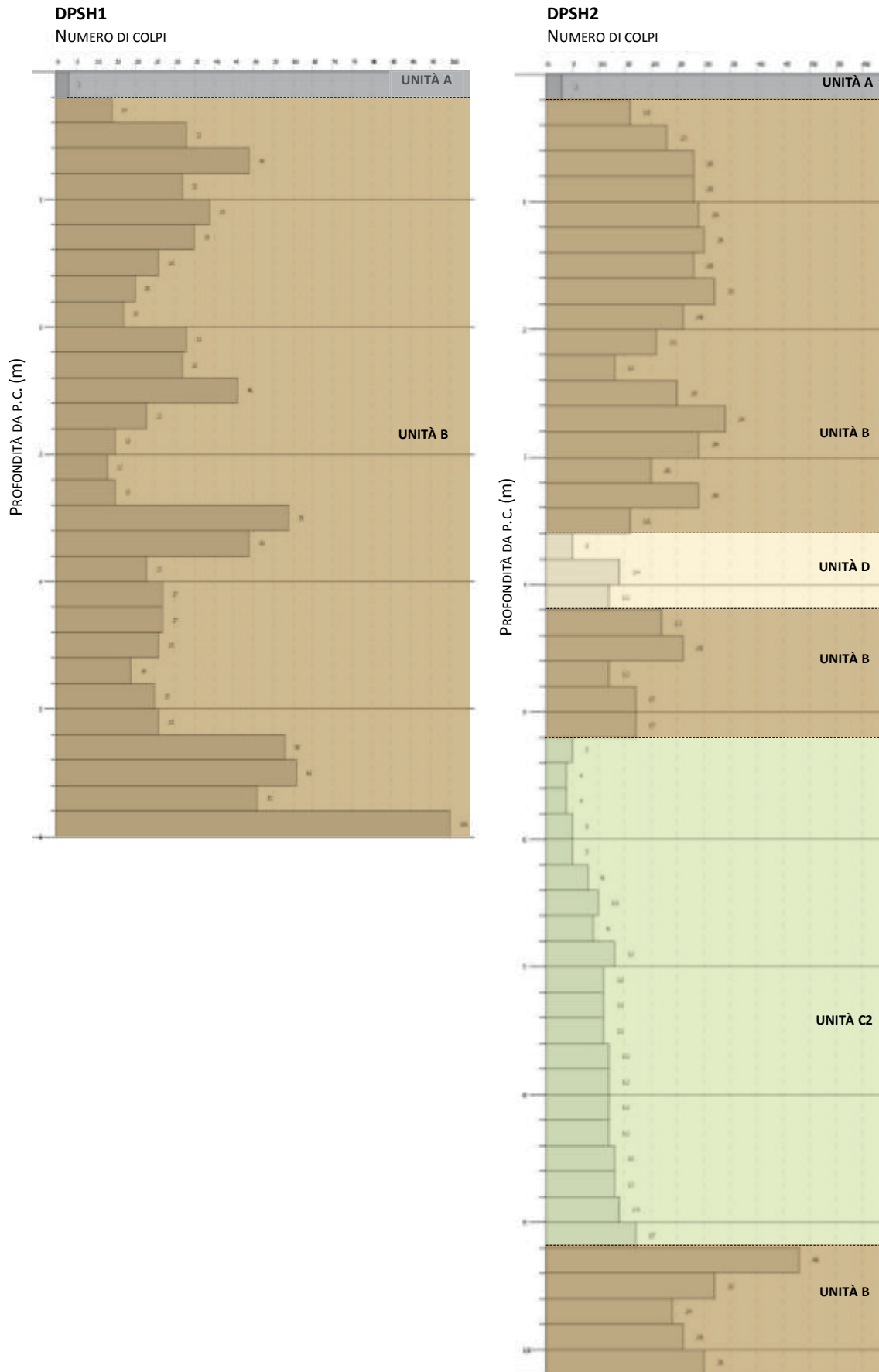
### 3.3. PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE DPSH

Le prove penetrometriche DPSH sono state spinte a profondità comprese tra poco più di 10 m fino al raggiungimento delle condizioni di “rifiuto strumentale” ( $N_{20} > 100$  colpi).

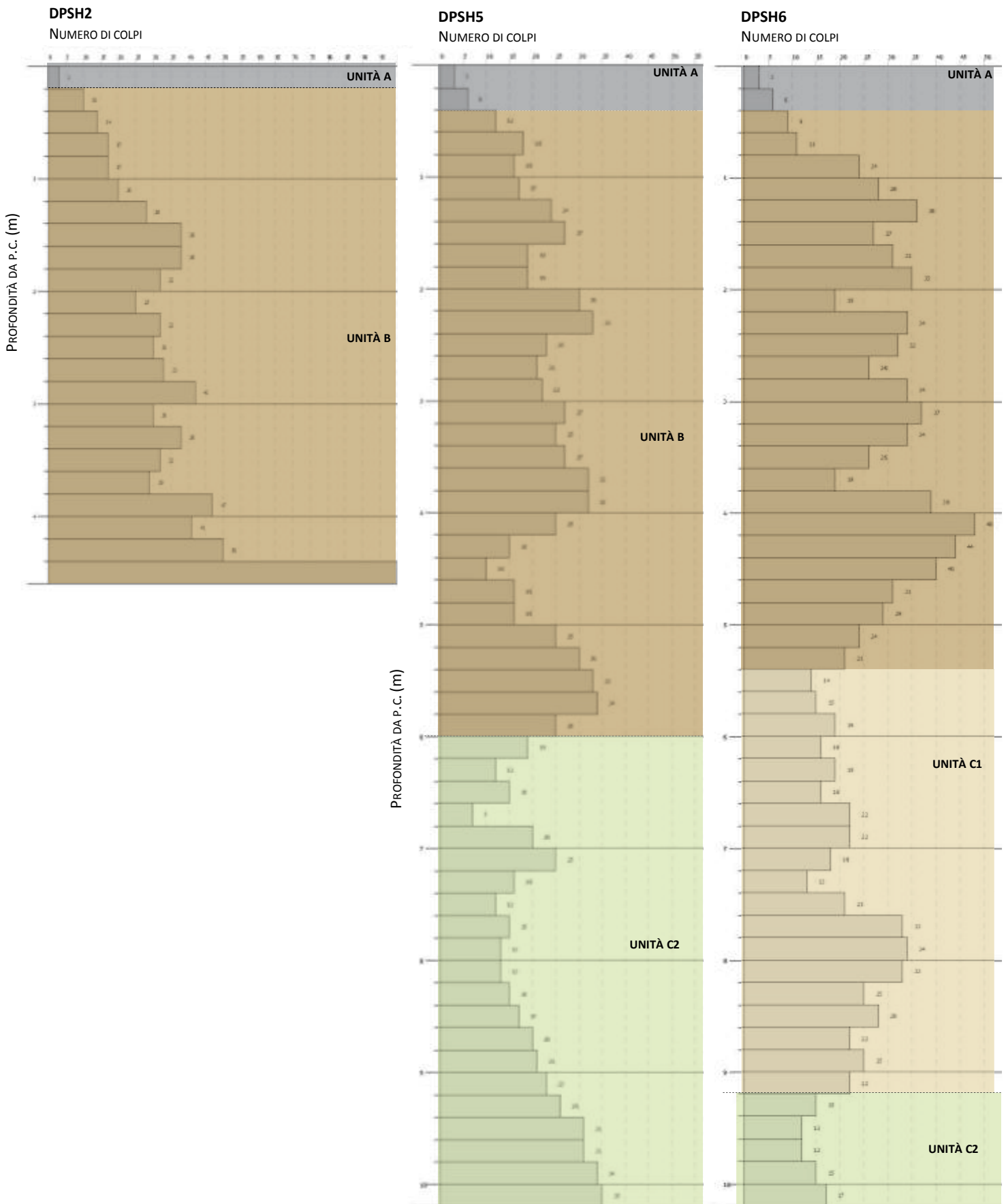
Le letture di campagna sono state restituite sotto forma di grafici aventi in ordinata la profondità ed in ascissa il numero dei colpi  $N_{30}$  (FIGURE 14). Come si evince dall’analisi delle suddette figure, i logs penetrometrici hanno un andamento molto simile tra loro: nella fattispecie tra 5,00÷6,00 m s.l.m. si è riscontrato, al di sotto di un orizzonte superficiale costituente il suolo sommitale [**Strato A**, spessore 0,20÷0,40 m], uno strato contraddistinto da una forte variabilità in termini di numero di colpi e di resistenza all’infissione, con  $N_{20}$  compreso tra 25-33 colpi, riconducibile sulla base dell’interpretazione grafica alle ghiaie sabbiose con ciottoli dello **Strato B**, intercettate con spessori variabili da 4,40 m (DPSH 4) a 5,80 m (DPSH1).

Talvolta, come in DPSH2 e DPSH6, intercalate entro tale strato si trovano livelli pluricentimetrici di Sabbie dello Strato D come denota il continuo alternarsi di creste e gole.

Al di sotto di 5,00-6,00 m dal p.c. si riscontra invece una sequenza di depositi a granulometria più fine, prevalentemente limoso-argillosi riconducibili all’**Unità C**, come visibile dall’andamento più uniforme del numero di colpi del grafico [verticali DPSH2 - DPSH5 e DPSH6]. La medesima mostra un elevato grado di consistenza ed un numero di colpi  $N_{20}$  variabile da 10 (DPSH2) a 15÷20 (DPSH5) fino ad un massimo di 25 per i limi dello Strato C1.



**FIGURA 14A** - Prove penetrometriche dinamiche DPSH1÷DPSH2.



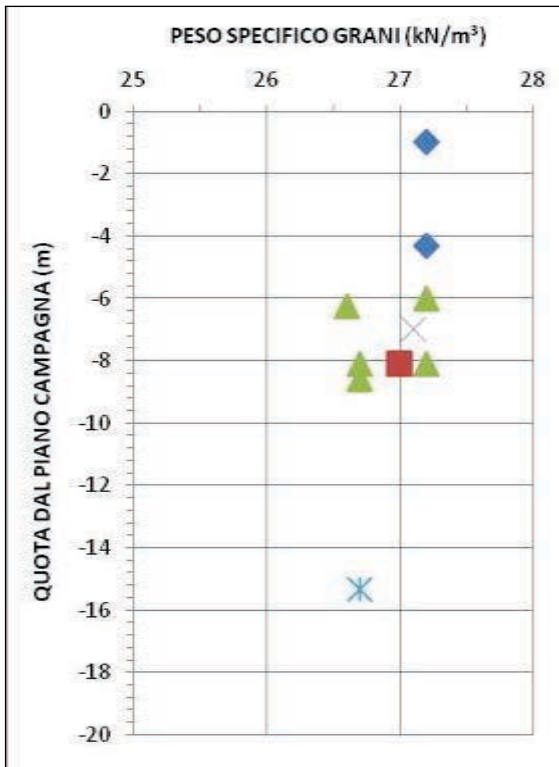
**FIGURA 14B** - Prove penetrometriche dinamiche DPSH4÷DPSH6.

### 3.4. CARATTERISTICHE FISICHE GENERALI

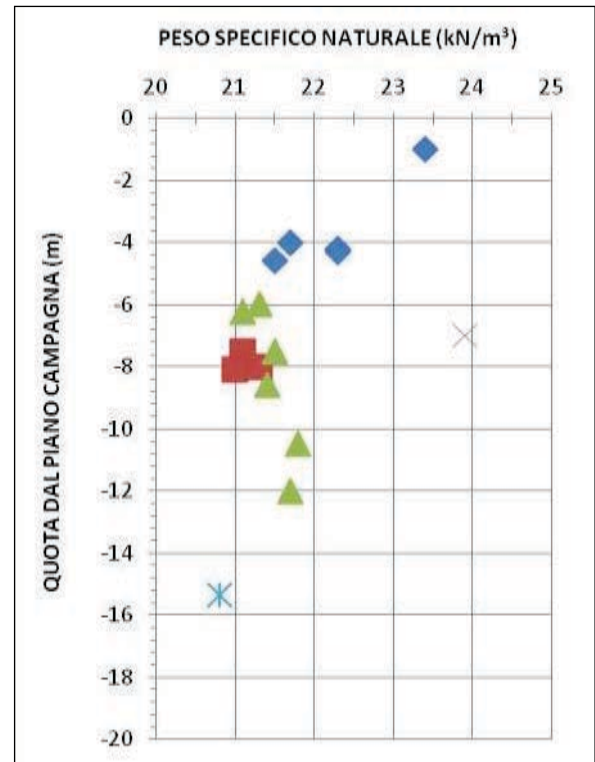
|    | CAMPIONE | QUOTA DA P.C. | P.S. GRANI | PUV <sub>nat</sub> | PUV <sub>secco</sub> | W           | S      | IV   |
|----|----------|---------------|------------|--------------------|----------------------|-------------|--------|------|
| B  | BH1-SD1  | -4,20÷-4,50   |            | 22,3               | 20,7                 | 7,41        |        |      |
| D1 | BH1-SD2  | -7,00÷-7,50   | 27,1       | 23,9               |                      | 10,86       |        |      |
| C2 | BH1-SH1  | -8,60÷-9,00   | 26,7       | 21,2÷21,6          | 17,9÷18,2            | 18,64       | 100,96 | 0,49 |
| B  | BH2-SD1  | -4,30÷-4,50   | 27,2       | 21,6÷23,0          | 20,1                 | 6,89        |        |      |
| C2 | BH2-SH1  | -6,25÷-6,85   | 26,6       | 21,1               | 18,0                 | 17,62       |        |      |
| C1 | BH2-SD2  | -8,00÷-8,40   |            | 21,3               | 17,5                 | 21,36       |        |      |
| B  | BH4-SD1  | -1,00÷-2,00   | 27,2       | 23,4               |                      | 3,31        |        |      |
|    | BH4-SD2  | -4,00÷-4,50   |            | 21,7               | 19,5                 | 11,26       |        |      |
| C2 | BH4-SH1  | -6,00÷-6,40   | 27,2       | 21,2÷21,4          | 18,3                 | 17,35       |        |      |
| B  | BH5-SD1  | -4,60÷-5,00   |            | 21,5               | 20,00                | 7,54        |        |      |
| C2 | BH5-SH1  | -7,50÷-8,00   |            | 21,5               | 18,0                 | 17,4        | 98     | 0,48 |
| C2 | BH5-SD2  | -8,00÷-8,45   |            |                    |                      | 17,07       |        |      |
| B  | BH5-SD3  | -14,00÷-15,00 |            | n.d.               | n.d.                 | 9,83        |        |      |
| C1 | BH6-SH1  | -7,50÷-8,10   |            | 21,1÷21,3          | 18,1                 | 16,84       | 93,32  | 0,48 |
|    | BH6-SH2  | -8,10÷-8,40   | 27,0       | 21,0               | 18,8                 | 11,44       |        |      |
| C2 | BH6-SH3  | -10,50÷-10,85 | 26,7÷26,8  | 21,8÷21,9          | 18,4÷18,7            | 17,08÷18,68 | 107,26 | 0,42 |
| C2 | BH6-SD1  | -12,00÷-12,50 | 27,2       | 21,7               |                      | 20,79       |        |      |
| D2 | BH6-SD2  | -15,35÷-15,75 | 26,7       | 20,8               | 17,2                 | 20,72       |        |      |
| B  | PZ3-SD1  | 0,80          |            |                    | 20,9                 |             |        |      |
|    | PZ3-SD2  | 1,10          |            |                    |                      | 7,64        |        |      |
|    | PZ4-SD1  | 0,60          |            |                    | 21,4                 |             |        |      |
|    | PZ4-SD2  | 0,90          |            |                    | 20,1                 |             |        |      |
|    | PZ4-SD3  | 0,50          |            |                    |                      | 7,27        |        |      |
|    | PZ5-SD1  | 0,90          |            |                    | 20,7                 |             |        |      |
|    | PZ7-SD1  | 0,00÷-1,00    |            |                    |                      | 6,65        |        |      |
|    | PZ8-SD1  | 1,30          |            |                    | 21,3                 |             |        |      |
|    | PZ8-SD2  | 1,50          |            |                    |                      | 6,18        |        |      |

**TABELLA 12** - Determinazione delle caratteristiche fisiche generali in laboratorio (quote in metri).

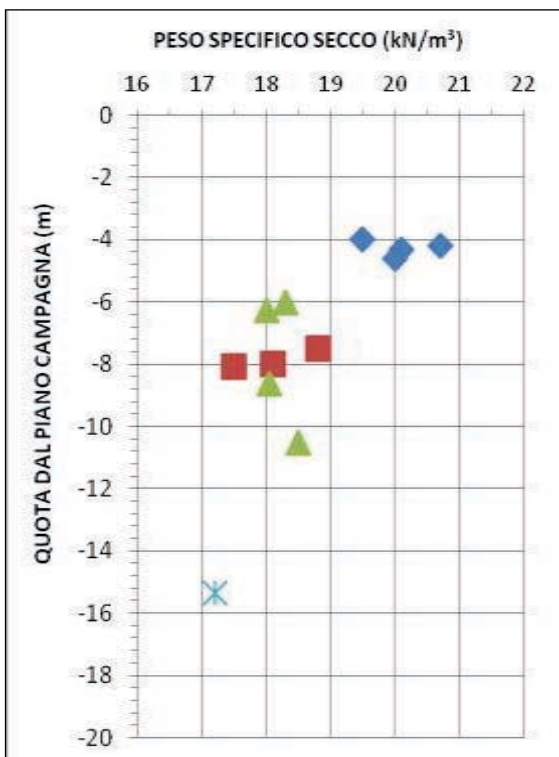
|                          |   |
|--------------------------|---|
| <b>PROFONDITÀ</b>        | riferita al p.c. nel settore emerso e al fondale in quello sommerso (m) |
| <b>P.S. GRANI</b>        | Peso specifico dei grani (kN/m <sup>3</sup> )                           |
| <b>PUV<sub>nat</sub></b> | Peso di Volume naturale (kN/m <sup>3</sup> )                            |
| <b>PUV<sub>sec</sub></b> | Peso di Volume stimato secco (kN/m <sup>3</sup> )                       |
| <b>W</b>                 | Contenuto naturale d'acqua (%)  |
| <b>S</b>                 | Grado di saturazione (%)  |
| <b>IV</b>                | Indice dei vuoti  |



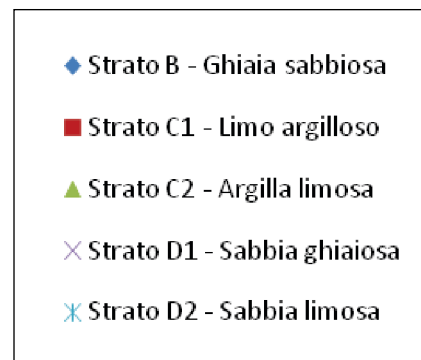
**FIGURA 15A**  
Andamento del peso specifico dei grani con la quota.



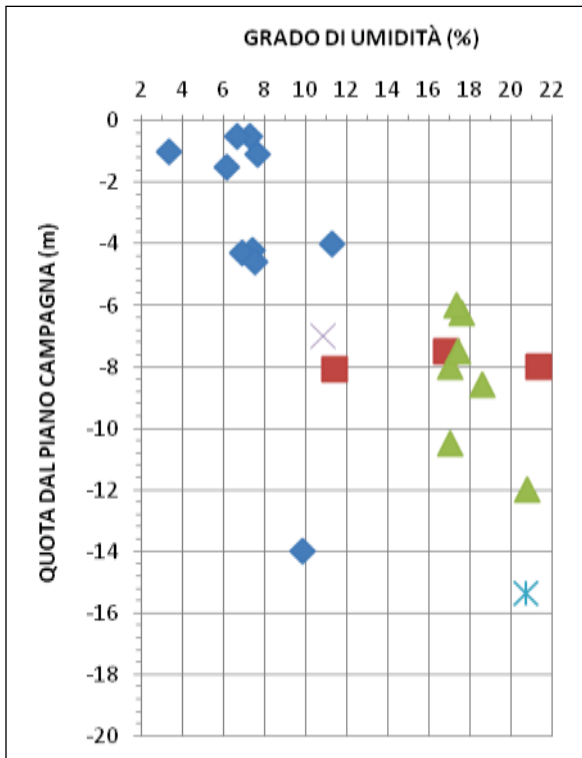
**FIGURA 15B**  
Andamento del peso di volume naturale con la quota.



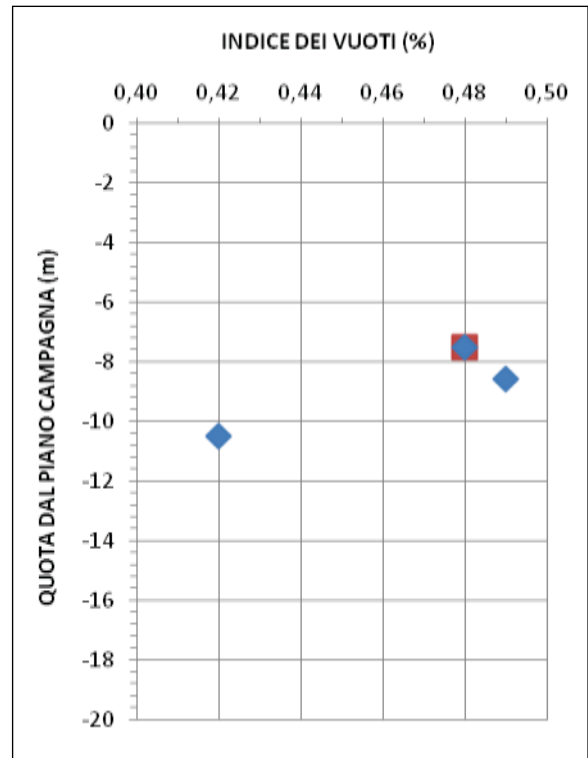
**FIGURA 15C**  
Andamento del peso di volume secco con la quota.



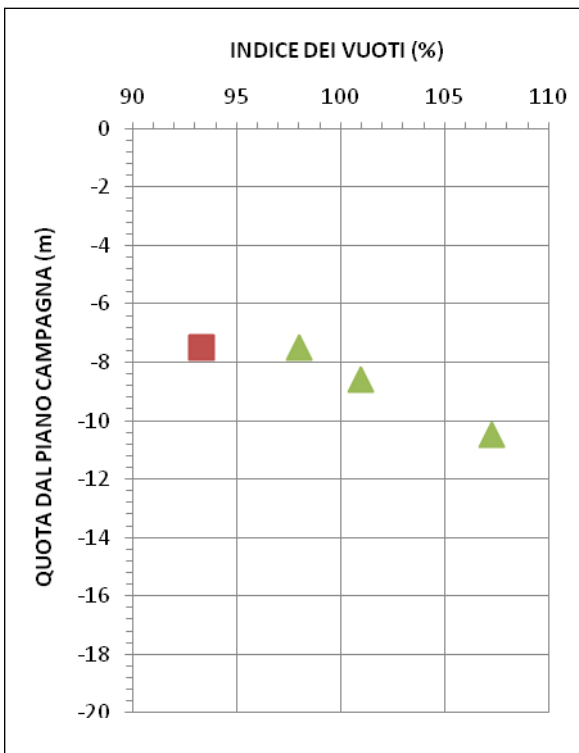




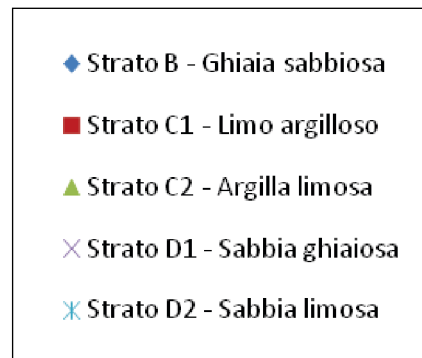
**FIGURA 15D**  
Andamento del grado di umidità con la profondità.



**FIGURA 15E**  
Andamento dell'indice dei vuoti con la profondità.



**FIGURA 15F**  
Andamento del grado di saturazione con la profondità.



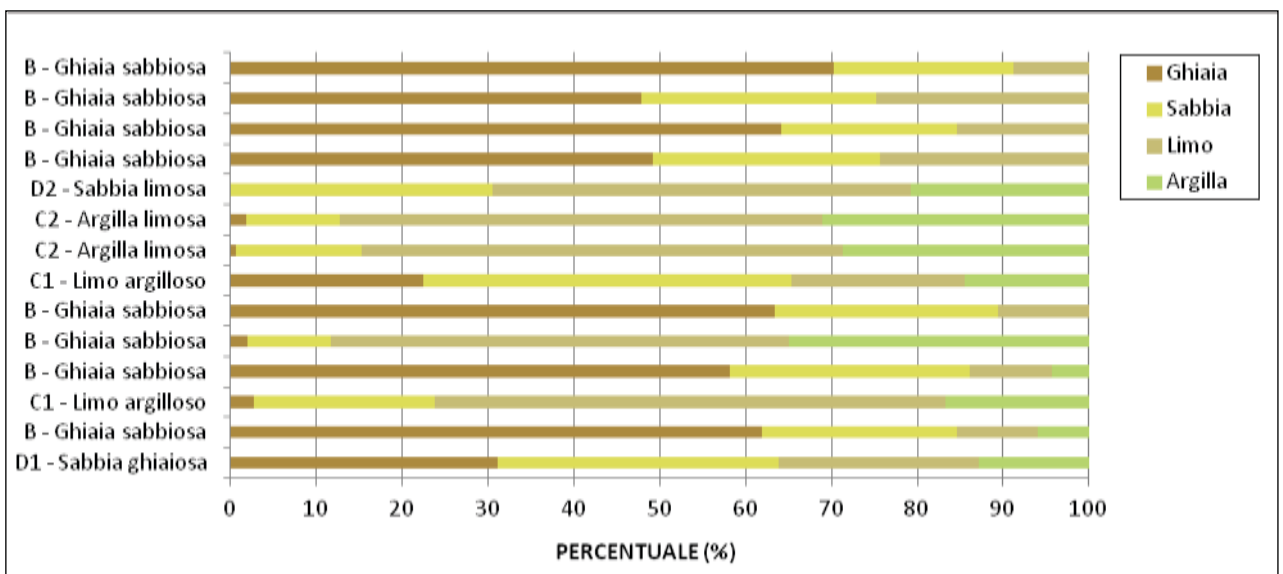
Le **FIGURE 15** rappresentano l'andamento delle principali proprietà indice e grandezze di stato in funzione della profondità. Nella fattispecie si rileva come il peso dei grani (**FIGURA 16A**) sia mediamente dell'ordine dei 27 kN/m<sup>3</sup> per tutti gli strati, mentre il peso specifico naturale risulta mediamente dell'ordine di 22 kN/m<sup>3</sup> per lo Strato B e 21 kN/m<sup>3</sup> per gli Strati C1, C2 e D1, fino a 23,90 kN/m<sup>3</sup> per lo Strato D1. Il peso specifico secco risulta compreso tra 19,50÷21,40 kN/m<sup>3</sup> per lo Strato B, tra 17,50÷18,80 kN/m<sup>3</sup> per lo Strato C1, tra 18,00÷18,50 kN/m<sup>3</sup> per lo Strato C2 e pari a 17,20 kN/m<sup>3</sup> per lo Strato D2.

Il grado di umidità (**FIGURA 15D**) è inversamente proporzionale alla granulometria del sedimento: è compreso tra 3,31÷11,26% per lo Strato B, tra 11,44÷21,36% per lo Strato C e tra 10,86÷20,72% per lo Strato D. Il grado di saturazione (**FIGURA 15E**), è pari a 93,32% per lo Strato C1 mentre è superiore al 100% per lo Strato C2. Infine l'indice dei vuoti (**FIGURA 15F**) è compreso tra 0,42÷0,49%.

Non si riscontra nessuna significativa relazione con la quota di prelievo.

### 3.5. ANALISI GRANULOMETRICA

La distribuzione delle classi granulometriche (**FIGURA 16**) ben evidenzia la marcata componente grossolana, ghiaioso-sabbiosa dello Strato B e la preponderanza di frazione fine limoso-argillosa, che contraddistingue gli Strati C1 e C2. La Classificazione CNR-UNI 10006 indica per lo Strato B le classi A1-a, A2-4, A2-6, per lo Strato C la classe A6 mentre per lo Strato D la classe A4.



**FIGURA 16** - Rappresentazione delle frazioni granulometriche nei vari litotipi.

|    | CAMPIONI | QUOTA da p.c. | GHIAIA (%) | SABBIA (%) | LIMO (%) | ARGILLA (%) | CLASSIFICAZIONE |               |
|----|----------|---------------|------------|------------|----------|-------------|-----------------|---------------|
|    |          |               |            |            |          |             | USCS            | CNR UNI 10006 |
| D1 | BH1-SD2  | -7,00÷-7,50   | 31,15      | 32,74      | 23,24    | 12,87       | SC              | A4            |
| B  | BH2-SD1  | -4,30÷-4,50   | 61,85      | 22,83      | 9,31     | 6,01        | GC              | A2-6          |
| C1 | BH2-SH1  | -6,25÷-6,85   | 2,76       | 21,05      | 59,42    | 16,77       | CL              | A4            |
| B  | BH4-SD1  | -1,00÷-2,00   | 58,18      | 28,01      | 9,44     | 4,37        | SC              | A2-4          |
| C2 | BH4-SH1  | -6,00÷-6,40   | 1,96       | 9,74       | 53,41    | 34,89       | CL              | A6            |
| B  | BH5-SD3  | -14,00÷-15,00 | 63,36      | 26,06      | 10,58    |             | GW              | A1-a          |
| C1 | BH6-SH2  | -8,10÷-8,40   | 22,37      | 42,95      | 20,23    | 14,45       | SC              | A2-4          |
| C2 | BH6-SH3  | -10,50÷-10,85 | 0,56       | 14,65      | 56,07    | 28,72       | CL              | A6            |
|    | BH6-SD1  | -12,00÷-12,50 | 1,73       | 11,00      | 56,24    | 31,03       | CL              | A6            |
| D2 | BH6-SD2  | -15,35÷-15,75 | 0,07       | 30,49      | 48,64    | 20,80       | ML              | A4            |
| B  | PZ3-SD2  | -1,10         | 49,13      | 26,54      | 24,33    |             | SC              | A2-6          |
|    | PZ4-SD3  | -0,50         | 64,14      | 20,44      | 15,42    |             | GC              | A2-4          |
|    | PZ7-SD1  | -0,00÷-1,00   | 47,83      | 27,31      | 24,86    |             | SC              | A2-6          |
|    | PZ8-SD2  | -1,50         | 70,21      | 20,97      | 8,82     |             | GW-CC           | A2-6          |

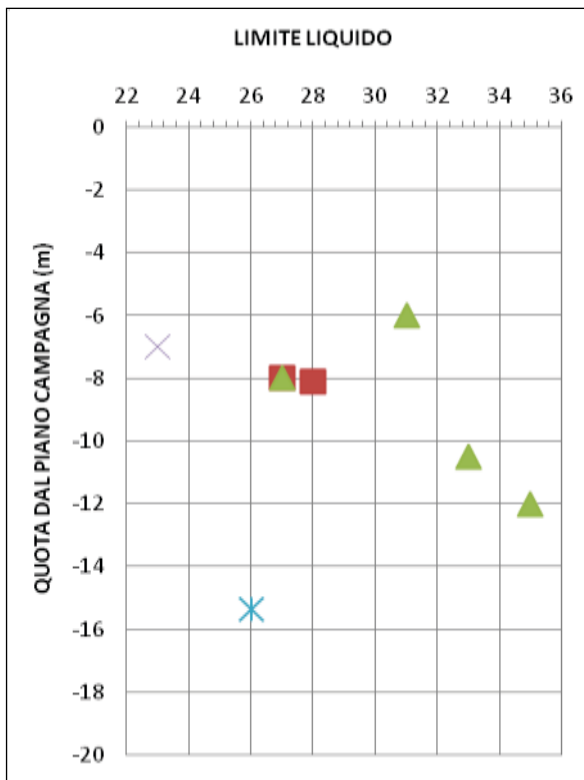
**TABELLA 13** – Determinazione delle frazioni granulometriche (quote in metri).

### 3.6. LIMITI DI ATTERBERG

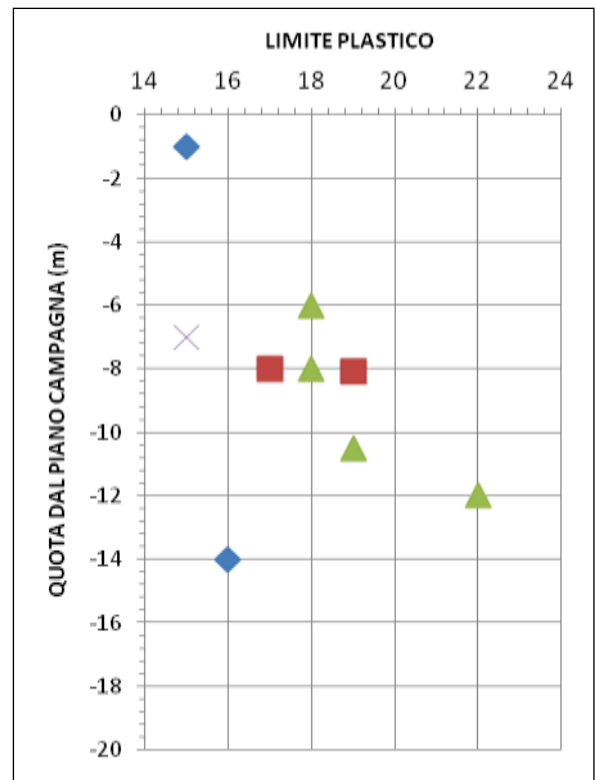
|    | CAMPIONI | QUOTA da p.c. | LL   | LP   | IP   | IG   |
|----|----------|---------------|------|------|------|------|
| D1 | BH1-SD2  | -7,00÷-7,50   | 23   | 15   | 8    | 0    |
| B  | BH2-SD1  | -4,30÷-4,50   | 27   | 15   | 12   | 0    |
| C1 | BH2-SH1  | -8,00÷-8,40   | 27   | 17   | 10   | 8    |
| B  | BH4-SD1  | -1,00÷-2,00   | 22   | 16   | 6    | 0    |
| C2 | BH4-SH1  | -6,00÷-6,40   | 31   | 18   | 13   | 9    |
| C2 | BH5-SD2  | -8,00÷-8,45   | 27   | 18   | 9    | n.d. |
| B  | BH5-SD3  | -14,00÷-15,00 | n.d. | n.d. | n.d. | 0    |
| C1 | BH6-SH2  | -8,10÷-8,40   | 28   | 19   | 9    | 0    |
| C2 | BH6-SH3  | -10,50÷-10,85 | 33   | 19   | 14   | 10   |
|    | BH6-SD1  | -12,00÷-12,50 | 35   | 22   | 13   | 9    |
| D2 | BH6-SD2  | -15,35÷-15,75 | 26   | n.d. | n.d. | 0    |

**TABELLA 14** – Determinazione delle frazioni granulometriche (quote in metri).

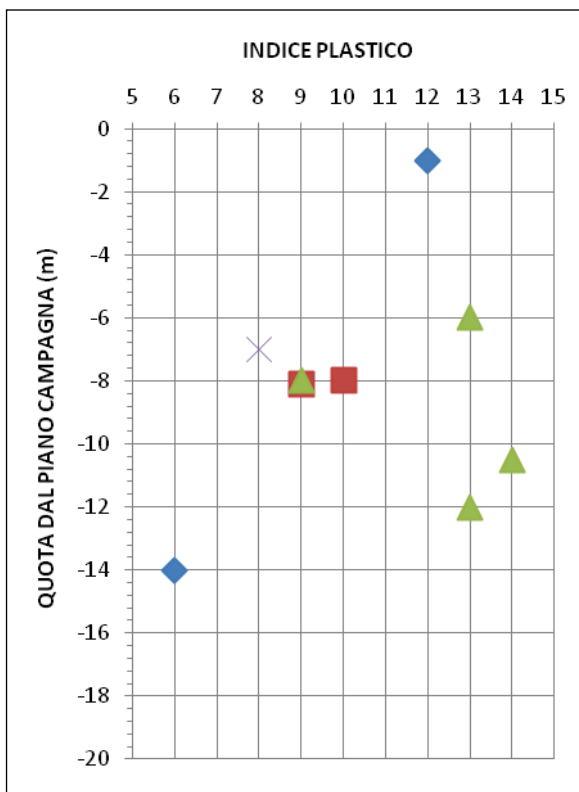
- LL** Limite liquido (%)  
**LP** Limite plastico (%)  
**IG** Indice di gruppo  
**IP** Indice plastico (%)



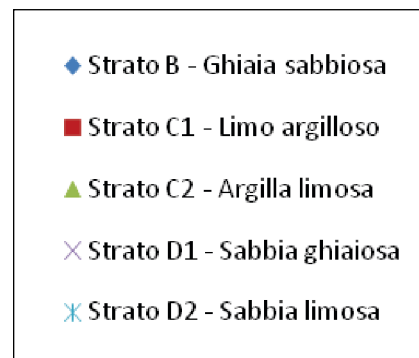
**FIGURA 17A**  
Andamento del limite liquido con la profondità.



**FIGURA 17B**  
Andamento del limite plastico con la profondità.



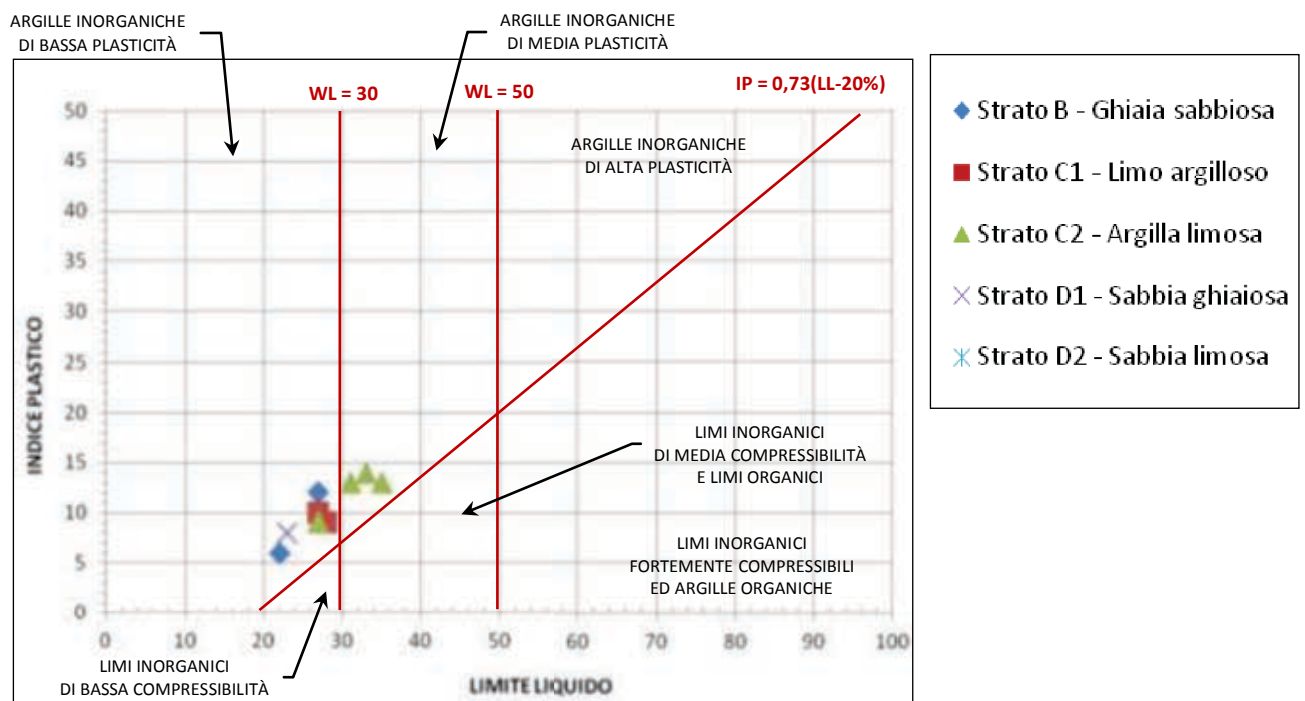
**FIGURA 17C**  
Andamento dell'indice plastico con la profondità.



I valori del limite liquido ricadono nell'intervallo 23÷35 (**FIGURA 17A**), mentre il limite plastico è risultato mediamente compreso tra 17÷19 (**FIGURA 17B**) con scostamenti di 15 e 22.

L'indice plastico è risultato invece variabile da 6÷12 per le ghiaie dello Strato B, fino a valori di 9÷10 per i limi dello Strato C1 e di 13÷14 per le argille dello Strato C2.

Nella Carta di Plasticità di Casagrande (**FIGURA 18**), la totalità dei campioni si dispone al di sopra della linea  $IP = 0,73 (LL-20\%)$  entro i campi delle «argille inorganiche». In particolare lo Strato B ricade nel campo di media plasticità» (3 campioni /4) mentre gli Strato C1,C2 e D1 sono caratterizzati da una bassa plasticità.



**FIGURA 18** - Carta di Plasticità di Casagrande.

### 3.7. PROVA DI TAGLIO DIRETTO

|    | CAMPIONE | QUOTA DA P.C. | $c'$  | $\varphi'$ |
|----|----------|---------------|-------|------------|
| B  | BH1-SD1  | -4,20÷-4,50   | 10,59 | 41,53      |
| B  | BH2-SD1  | -4,30÷-5,00   | 4,03  | 33,88      |
| C1 | BH2-SD2  | -8,00÷-8,40   | 27,48 | 29,74      |
| B  | BH4-SD2  | -4,00÷-4,50   | 4,14  | 48,37      |
| B  | BH5-SD1  | -4,60÷-5,00   | 36,64 | 34,06      |
| C1 | BH6-SH2  | -8,10÷-8,40   | 39,24 | 31,40      |
| D2 | BH6-SD2  | -15,35÷-15,75 | 35,86 | 32,65      |

**TABELLA 15** - Parametri di resistenza al taglio (quote in metri).

$c'$  coesione efficace (kPa)  
 $\varphi'$  angolo d'attrito interno (°)

I parametri di resistenza al taglio estrapolati dalle prove con Scatola di Casagrande hanno fornito valori compresi tra 4÷39 kPa per la coesione ( $C'$ ) e tra 24÷48° per l'angolo di attrito interno ( $\varphi'$ ). Per le rappresentazioni grafiche si rimanda alla **FIGURA 19**.

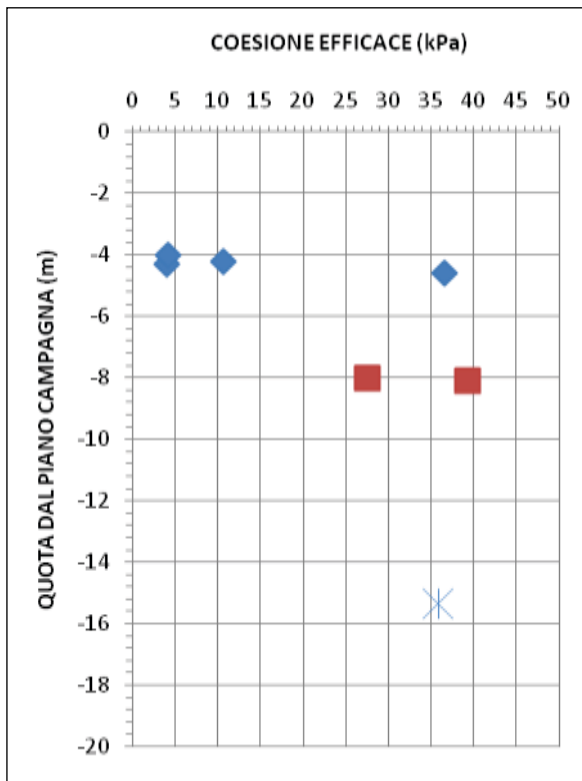
### 3.8. PROVA TRIASSIALE UU

|    | CAMPIONE | QUOTA DA P.C. | cu        |           |           |
|----|----------|---------------|-----------|-----------|-----------|
|    |          |               | PROVINO 1 | PROVINO 2 | PROVINO 3 |
| C2 | BH5-SH1  | -7,50÷-8,00   | 71,305    | 197,060   | 167,632   |
| C1 | BH6-SH1  | -7,50÷-8,10   | 59,928    | 221,1115  | 102,394   |

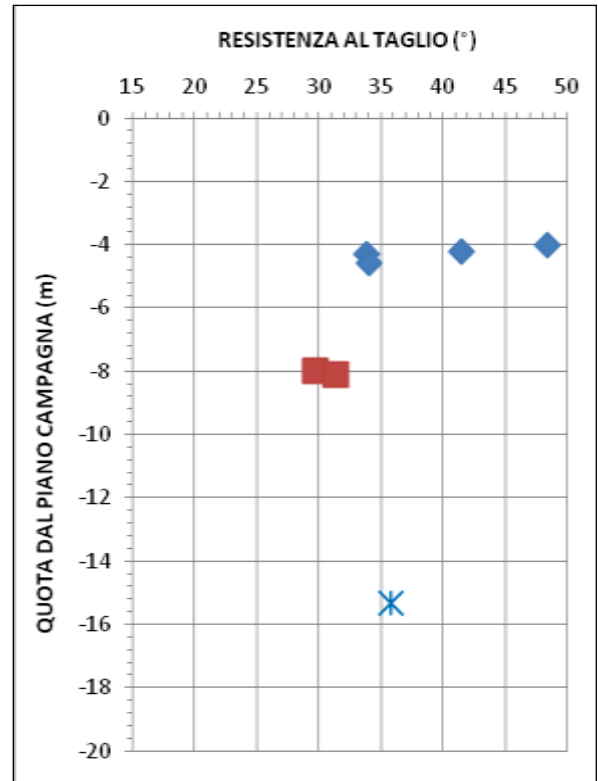
**TABELLA 16** - Parametri di resistenza al taglio (quote in metri).

cu coesione non drenata (kPa)  
 $\varphi'$  angolo d'attrito interno (°)

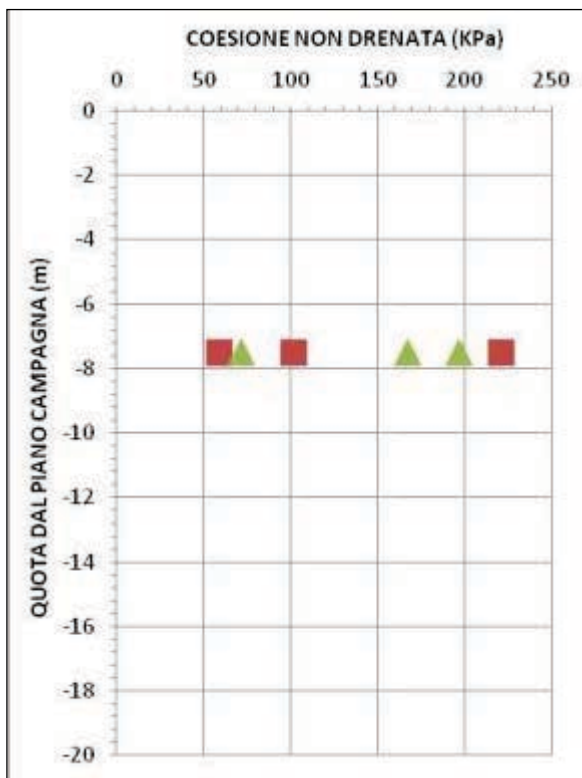
I parametri di resistenza al taglio estrapolati dalle prove di Compressione Triassiale UU, hanno fornito valori compresi tra 60÷220 kPa per la coesione non drenata ( $C_u$ ). Per il grafico si rimanda alla **FIGURA 20**.



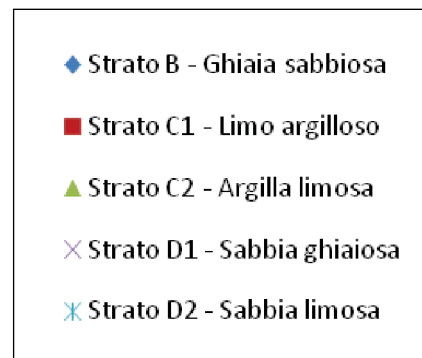
**FIGURA 19A**  
Andamento della coesione da Prova di Taglio.



**FIGURA 19B**  
Andamento dell'attrito da Prova di Taglio .



**FIGURA 20**  
Andamento della coesione non drenata da Prova Triassiale UU.

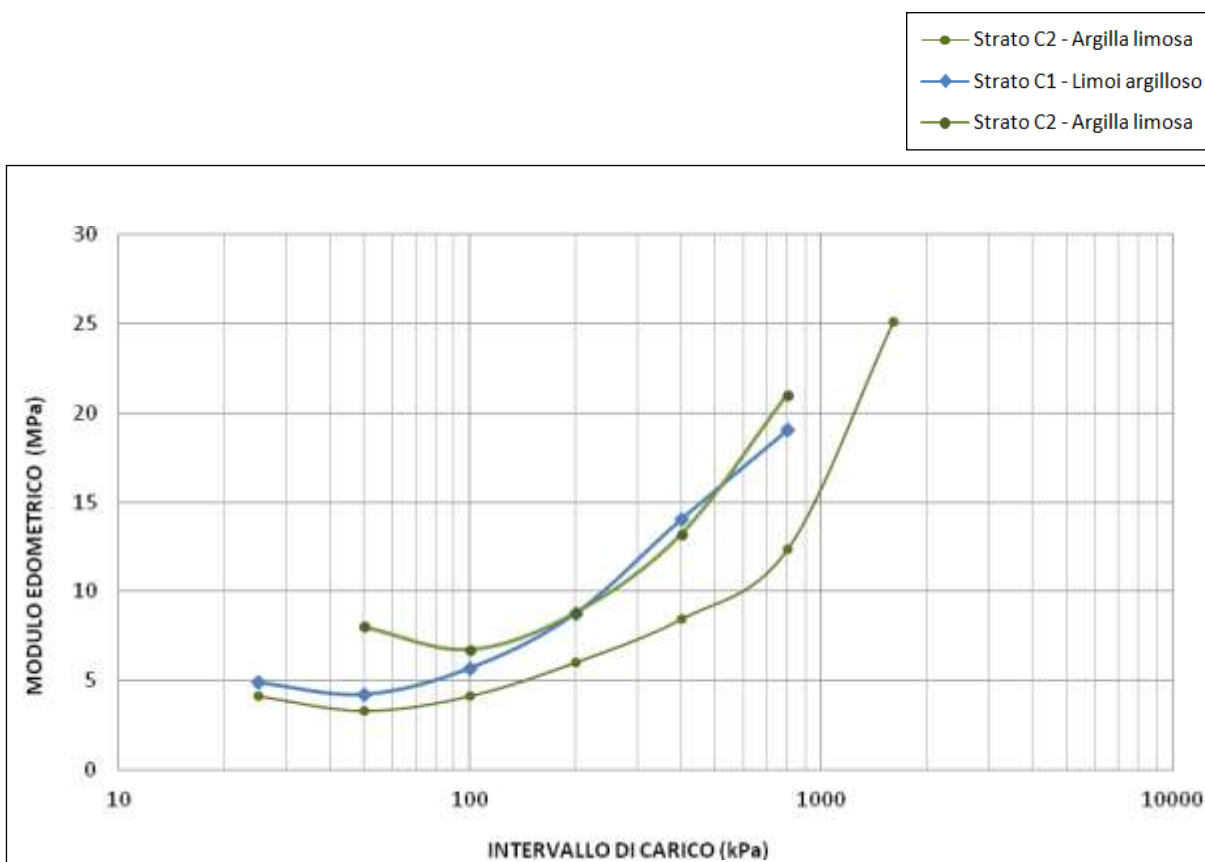


### 3.9. PROVA EDOMETRICA

| CAMPIONE | QUOTA DA P.C.<br>(m) | INTERVALLO DI CARICO (KPa) |        |        |        |        |         |         |         |     |   |
|----------|----------------------|----------------------------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|-----|---|
|          |                      | 25                         | 50     | 100    | 200    | 400    | 800     | 1600    | 400     | 100 |   |
| C2       | BH1-SH1              | -8,60÷-9,00                | 4144,5 | 3326,9 | 4144,5 | 6037,7 | 8468,5  | 12361,6 | 25079,7 | -   | - |
| C1       | BH6-SH1              | -7,50÷-8,10                | 4878,2 | 4205,3 | 5672,3 | 8750,1 | 14038,0 | 19036,8 | -       | -   | - |
| C2       | BH6-SH3              | -10,50÷-10,85              | -      | 8010,5 | 6739,9 | 8804,4 | 13206,5 | 21016,8 | -       | -   | - |

**TABELLA 17** - Determinazione del modulo di compressibilità edometrica (KPa).

Come si rileva dal grafico di cui alla **FIGURA 21**, l'andamento del modulo edometrico risulta compreso tra 4,14÷6,7 MPa alla pressione di 100 Kpa per campioni provenienti dallo Strato C2 mentre risulta pari a 5,67 MPa per il campione rappresentativo dello Strato C1. Raddoppiando il carico applicato il valore del modulo edometrico diviene circa fino a 1,5 superiore.



**FIGURA 21** - Andamento del modulo edometrico per diversi intervalli di carico.



### 3.10. PROVA DI RIGONFIAMENTO

|    | CAMPIONE | QUOTA DA P.C. | PRESSIONE (KPa)      | TEMPO (min) |
|----|----------|---------------|----------------------|-------------|
| C1 | BH6-SH1  | -7,50÷-8,10   | Nessun Rigonfiamento |             |
| C2 | BH6-SH3  | -10,50÷-10,85 | 37,018               | 1,12        |

**TABELLA 18** – Riepilogo prove di rigonfiamento.

La prova di rigonfiamento ha fornito esito favorevole solo nel campione rappresentativo dello Strato C2, in corrispondenza del quale è stato appurato che il carico necessario per contrastare il rigonfiamento risultava essere pari a 37,0 KPa. Il campione rappresentativo dello Strato C1 è risultato essere non rigonfiante.

### 3.11. PROVA DI ESPANSIONE LATERALE LIBERA

|    | CAMPIONE | QUOTA DA P.C. (m) | $\epsilon$ | $\sigma_r$ | $c_u$   |
|----|----------|-------------------|------------|------------|---------|
| C2 | BH1-SH1  | 8,60÷9,00         | 3,23       | 133,79     | 66,895  |
| C2 | BH2-SH1  | 6,25÷6,85         | 4,63       | 158,23     | 79,115  |
| C1 | BH4-SH1  | 6,00÷6,40         | 8,39       | 474,98     | 237,49  |
| C2 | BH6-SH3  | -10,50÷-10,85     | 7,56       | 372,95     | 186,475 |

**TABELLA 19** - Determinazione della pressione di rottura (KPa).

$\epsilon$  Deformazione verticale a rottura (%)

$\sigma_r$  Pressione a rottura (KPa)

$c_u$  Coesione non drenata (KPa)

La prova di espansione laterale libera ha fornito dei valori di resistenza a rottura compresi tra 113÷372 kPa per lo Strato C2, fino ad un massimo di 475 kPa per lo Strato C1. Il valore della coesione non drenata – pari alla metà della pressione a rottura – è risultato compreso tra 67÷187 kPa per lo Strato C2, fino ad un massimo di 237 kPa per lo Strato C1.

■ Strato C1 - Limo argilloso

▲ Strato C2 - Argilla limosa

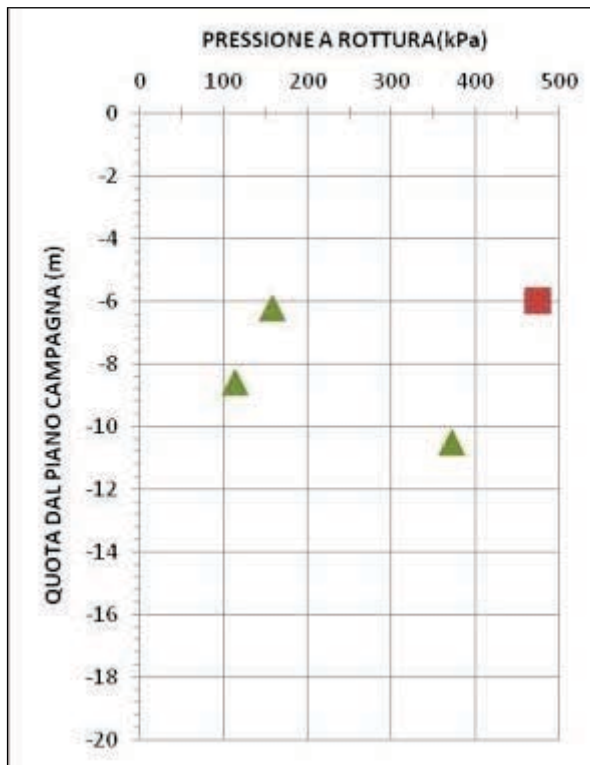


FIGURA 22A  
Andamento della pressione a rottura dalla prova ELL.

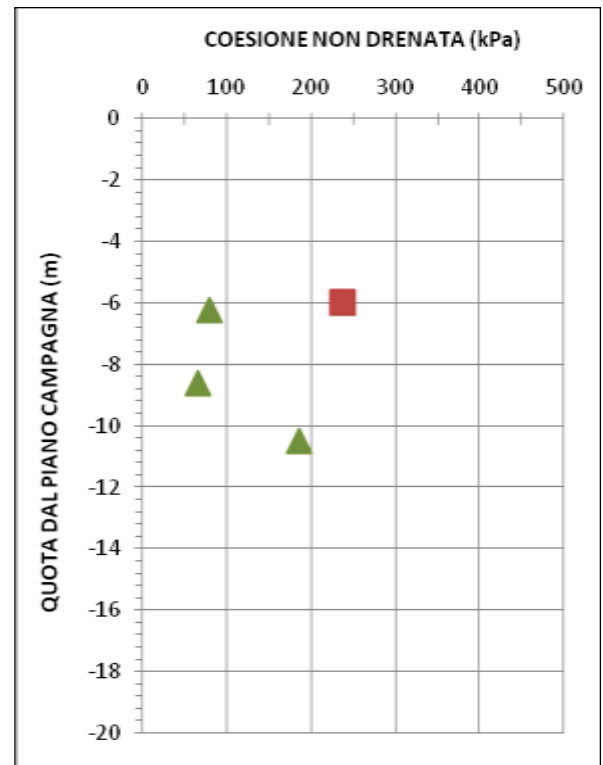


FIGURA 22B  
Andamento della coesione non drenata dalla prova ELL.

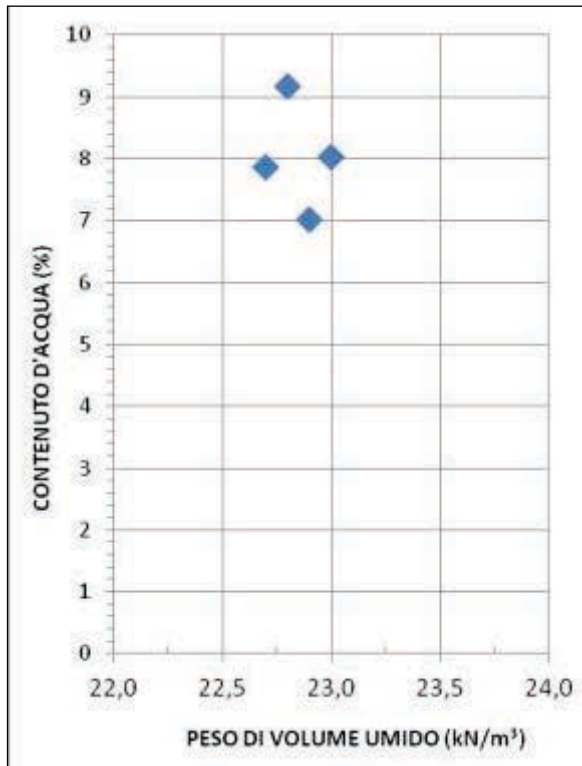
### 3.12. PROVA DI COSTIPAMENTO

|   | CAMPIONE | QUOTA DA P.C. | PESO UMIDO<br>(KN/m <sup>3</sup> ) | PESO SECCO<br>(KN/m <sup>3</sup> ) | CONTENUTO D'ACQUA<br>(%) |
|---|----------|---------------|------------------------------------|------------------------------------|--------------------------|
| B | PZ3-SD1  | -0,80         | 22,8                               | 20,9                               | 9,18                     |
|   | PZ4-SD1  | -0,60         | 22,9                               | 21,4                               | 7,02                     |
|   | PZ7-SD2  | -1,30         | 22,7                               | 21,1                               | 7,86                     |
|   | PZ8-SD1  | -1,50         | 23,0                               | 21,3                               | 8,04                     |

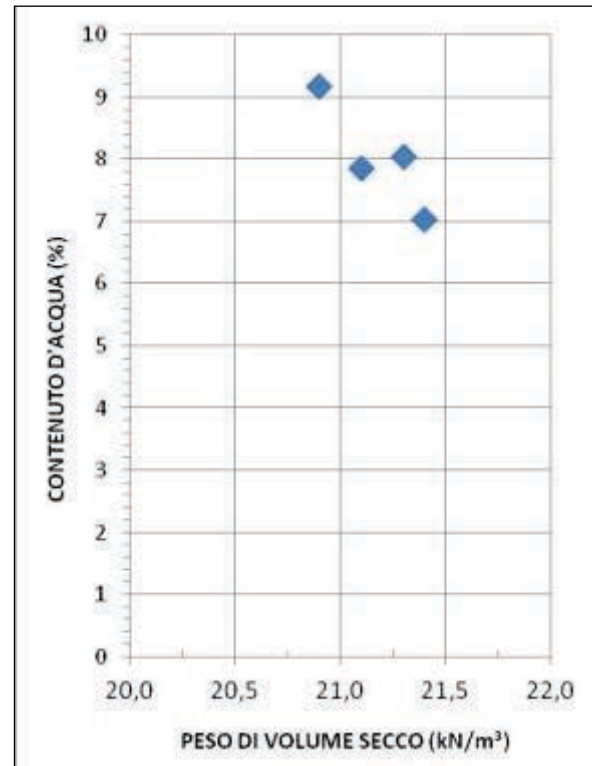
TABELLA 20 - Riepilogo prove di costipamento

La prova di costipamento eseguita su campioni superficiali prelevati dai pozzetti ha permesso di determinare il valore del contenuto d'acqua necessario per ottenere il massimo peso specifico del campione e di conseguenza il valore di compattazione ottimale. In questo caso il contenuto d'acqua ottimale risulta compreso tra 7,02÷9,18%.

◆ Strato B - Ghiaia sabbiosa



**FIGURA 23A**  
Andamento del contenuto d'acqua ottimale in funzione del peso specifico umido.



**FIGURA 23B**  
Andamento del contenuto d'acqua ottimale in funzione del peso specifico secco.

### 3.13. PROVA CBR

|   | CAMPIONE | QUOTA DA P.C. (m) | INDICE DI PORTANZA C.B.R. (%) |                      | RIGONFIAMENTO PERCENTUALE (%) |
|---|----------|-------------------|-------------------------------|----------------------|-------------------------------|
|   |          |                   | $I_{2,5 \text{ mm}}$          | $I_{5,0 \text{ mm}}$ |                               |
| B | PZ4-SD2  | -0,90             | 2                             | 2                    | 0,86                          |
|   | PZ5-SD1  | -0,90             | 3                             | 4                    | 1,11                          |

TABELLA 21 - Riepilogo prove C.B.R.

Le prove CBR eseguite ante e post saturazione hanno fornito come di indici di portanza in corrispondenza dell'affondamento di 2,5 mm del pistone valori di  $I_{5,0} = 2\% \div 3\%$  e in corrispondenza dell'affondamento di 5,0 mm valori di  $I_{5,0} = 2\% \div 4\%$ .

### 3.14. RESISTIVITÀ ELETTRICA DEI TERRENI

Come emerso dalle prospezioni geoelettriche, la resistività dei terreni presenti nel sedime di intervento è risultata prevalentemente debole-trascurabile per lo Strato A fino a media per lo Strato B e per lo Strato C, con valori compresi tra 3.000÷4.700 Ohm\*cm.

| STRATO    | PROVA    | PROFONDITÀ (m) | RESISTIVITÀ (ohm*cm) | CORROSIVITÀ  |
|-----------|----------|----------------|----------------------|--------------|
| STRATO A  | S.E.V. 1 | 0,00           | 10.600               |              |
|           |          | 0,09           | 19.600               | Trascurabile |
| STRATO B  |          | 2,80           | 16.400               | Trascurabile |
|           |          | 5,40           | 3.000                | Media        |
| STRATO A  | S.E.V. 2 | 0,00           | 5.000                | Media        |
|           |          | 0,40           | 24.500               | Trascurabile |
| STRATO B  |          | 3,20           | 4.300                | Media        |
| STRATO A  | S.E.V. 3 | 0,00           | 9.500                | Debole       |
|           |          | 0,25           | 15.400               | Trascurabile |
| STRATO C1 |          | 6,80           | 3.200                | Media        |
| STRATO A  | S.E.V. 4 | 0,00           | 8.500                | Debole       |
|           |          | 0,21           | 15.300               | Trascurabile |
| STRATO B  |          | 5,00           | 4.700                | Media        |

**TABELLA 22** – Valori di resistività misurati nel sottosuolo.

| STRATO | PROVA | PROFONDITÀ [m] | SPESSORE [m] | Vp [m/sec] | Vs [m/sec] | Vs30 [m/sec] | CAT. DI SUOLO |
|--------|-------|----------------|--------------|------------|------------|--------------|---------------|
| B      | 1     | 1,40           | 1,40         | 419,0      | 256,6      | 499,82       | B             |
|        |       | 2,44           | 1,04         | 580,7      | 355,6      |              |               |
| C2     |       | 9,43           | 6,99         | 736,2      | 450,8      |              |               |
| B      |       | 15,36          | 5,93         | 883,8      | 541,2      |              |               |
| -      |       | 30,35          | 14,98        | 949,6      | 581,5      |              |               |
| -      |       | ∞              | ∞            | 1277,9     | 782,6      |              |               |
| B      | 2     | 1,13           | 1,13         | 298,6      | 182,9      | 490,09       | B             |
|        |       | 2,56           | 1,44         | 514,2      | 314,9      |              |               |
| C2     |       | 8,87           | 6,30         | 690,6      | 422,9      |              |               |
| -      |       | 15,47          | 6,60         | 814,3      | 498,7      |              |               |
| -      |       | 22,87          | 7,40         | 914,2      | 559,8      |              |               |
| -      |       | ∞              | ∞            | 1276,5     | 781,7      |              |               |

**TABELLA 23** – Valori di velocità delle onde misurati nei primi 30 m dal p.c..

### 3.15. M.A.S.W.

Le 2 prove M.A.S.W. eseguite hanno permesso di calcolare la categoria di suolo, che nel caso specifico risulta essere di tipo B ovvero “Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s”.

### 3.16. AGGRESSIVITÀ CHIMICA DELLE ACQUE E DEL TERRENO

Le analisi chimiche sui campioni di acqua e di terreno prelevati nel corso delle hanno fornito i risultati esposti nelle seguenti tabelle.

| ANALITA                                  | METODO                           | BH1-A | BH2-A | BH4-A | BH5-A | BH6-A |
|--|----------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| pH                                       | APAT CNR IRSA 2060 Man 29 2003   | 8,2   | 7,7   | 7,6   | 7,4   | 7,7   |
| Durezza [°F]                             | APAT CNR IRSA 2040 B Man 29 2003 | 18    | 12    | 12    | 15    | 12    |
| Bicarbonati HCO <sub>3</sub> [mg/l]      | APAT CNR IRSA 2010 B Man 29 2003 | 245,2 | 164,7 | 170,8 | 235,5 | 162,3 |
| Azoto ammoniacale NH <sub>4</sub> [mg/l] | APAT CNR IRSA 4030 B Man 29 2003 | <0,4  | < 0,4 | < 0,4 | <0,4  | <0,4  |
| Magnesio (mg/l)                          | EPA 6010C 2007                   | 25    | 19    | 16    | 21    | 18    |
| Cloruri Cl [mg/l]                        | EPA 300.0 1999                   | 175   | 90    | 111   | 135   | 148   |
| Solfati SO <sub>4</sub> [mg/l]           | EPA 300.0 1999                   | 57    | 36    | 33    | 40    | 25    |

TABELLA 24 – Analisi chimiche eseguite sulle acque.

| ANALITA                           | METODO            | BH1 – CH1 | BH2 – CH1 | BH4 – CH1 | BH5 – CH1 | BH6 – CH1 |
|-----------------------------------|-------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Salinità (Sali solubili) [meq/l]  | D.M.13.09.99-IV.1 | 3,2       | 1,5       | 3,6       | 5,8       | 1,8       |
| Sostanza organica [%]             | D.M.13.9.99-VII.2 | 0,5       | 0,5       | 1         | 1         | 1         |
| Carbonati Totali [%]              | D.M.13.09.99-V.1  | 1,0       | < 0,1     | < 0,1     | < 0,1     | < 0,1     |
| Acidità da Baumann-Gully [ ml/Kg] | DIN 4030-2 D      | 24        | 71        | 29        | 69        | 53        |

TABELLA 25 – Analisi chimiche eseguite sulle terre (campione secco frazione < 2 mm).

**SEZIONE B**

**RELAZIONE GEOTECNICA**

## 4. MODELLAZIONE GEOLOGICA

### 4.1. PREMESSA

Di seguito, conformemente a quanto previsto agli artt. 6.2 e 6.12 del D.M. 14.01.2008 rispettivamente inerenti l'*Articolazione del progetto* e la *Fattibilità di opere su grandi aree*, l'intervento di ampliamento verrà contestualizzato con l'assetto naturale dei luoghi attraverso una prima analisi di inquadramento per poi pervenire alla definizione del modello geologico del sito e alla caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni costituenti il sottosuolo: quest'ultimo aspetto risulta indispensabile per la successiva definizione del modello geotecnico del substrato d'appoggio delle opere e per le conseguenti valutazioni atte alla verifica delle condizioni di stabilità dell'insieme opera/terreno di fondazione.

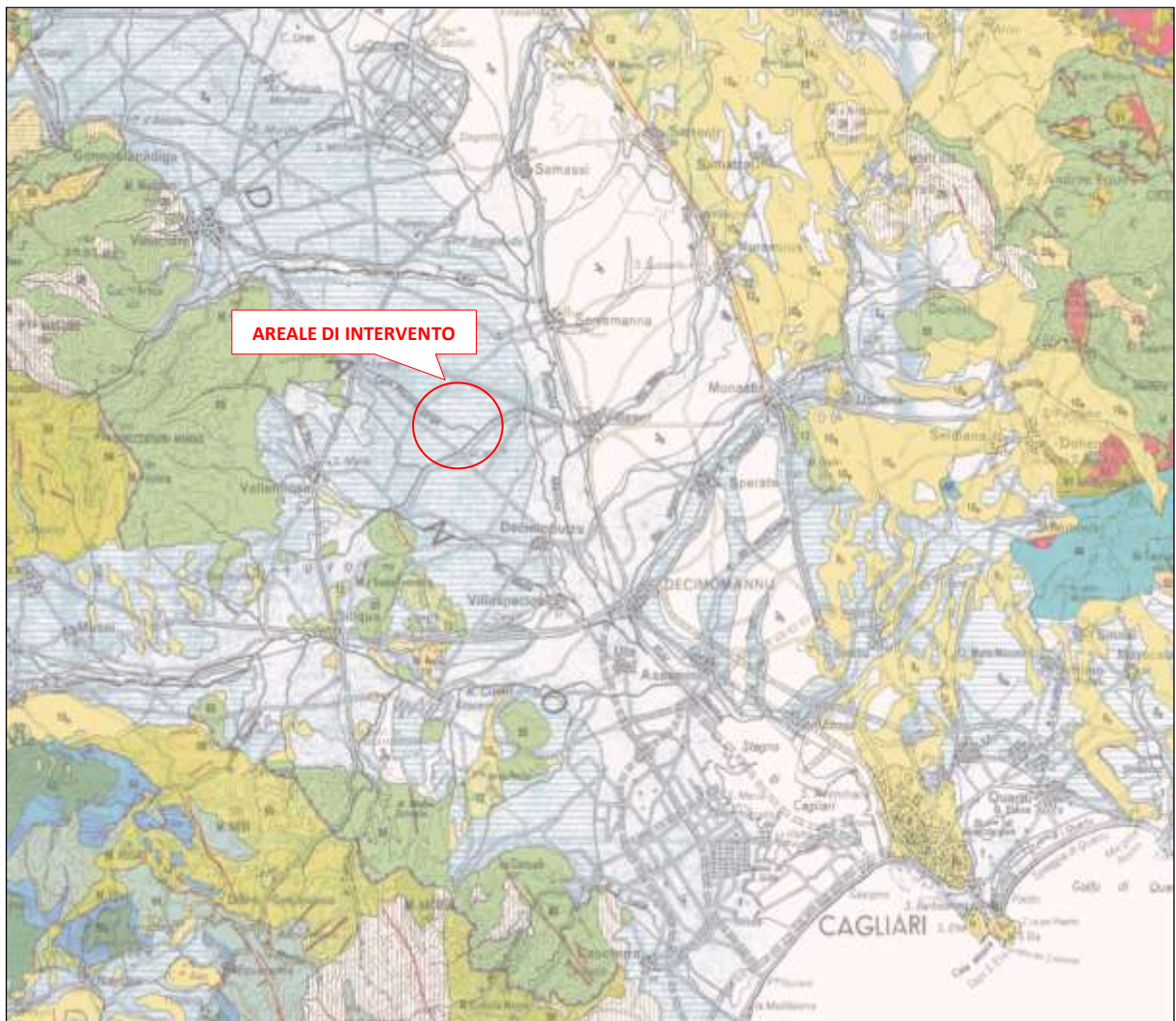
### 4.2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO DELL'AREA VASTA

L'area oggetto di studio è situata nel settore centrale della piana del *Campidano*, notoriamente identificato come una zona particolarmente importante nel quadro dell'evoluzione geodinamica della Sardegna e che si estende con direzione NW-SE dal *Golfo di Oristano* al *Golfo di Cagliari* per circa 100 km ed una larghezza media di 20 km. Nella parte meridionale si sovrappone alla più vasta fossa tettonica sarda (oligo-miocenica) che attraversa la Sardegna in senso longitudinale unendo il *Golfo dell'Asinara* con quello di *Cagliari*. La formazione di quest'ampia depressione si deve a un'intensa tettonica disgiuntiva verificatasi durante il Terziario – soprattutto dopo il Tortoniano (Miocene medio-sup.) – che ha provocato lo sprofondamento di questo settore mediante un sistema di faglie (con un rigetto complessivo valutabile tra 500 e 1500 m), impostate probabilmente su linee di debolezza erciniche.

Sulla base ai dati riportati in bibliografia relativi ad alcuni pozzi profondi realizzati per ricerche di idrocarburi, la colmata della depressione campidanese si esplica con la messa in posto di un insieme eterogeneo di rocce sia sedimentarie (marine e continentali) sia vulcaniche, che localmente raggiungono lo spessore di qualche migliaio di metri. Si depositano dapprima le vulcaniti oligoceniche calcaree (circa 400-500 m), poi i sedimenti marini e continentali miocenici e pliocenici di natura marnosa ed arenacea (600-1000 m) e, alla fine del Terziario, la F.NE DI SAMASSI.

Tale formazione giace in discordanza stratigrafica sul Miocene e il Pliocene medio-inferiore ed è stata successivamente dislocata a gradinata da movimenti verticali della crosta terrestre. Trattasi di un deposito continentale di ambiente fluvio-deltizio, originatosi dal rimaneggiamento di sedimenti preesistenti per la massima parte miocenici. Dal basso verso l'alto è costituito da:

- conglomerati a ciottoli di marne, eterometrici, più o meno cementati e ben costipati;
- calcari detritici, marnosi, biancastri;
- limi argillosi bruno-rossastri;
- arenarie grossolane in banchi più o meno cementati, con intercalate sottili lenti conglomeratiche.



**FIGURA 24 – Carta Geologica di inquadramento.**

- 1] Ghiaie, sabbie, limi ed argille dei depositi alluvionali, colluviali, eolici litorali e travertini
- 3] **Formazione di Samassi** - Conglomerati, arenarie e argille di sistema alluvionale, prevalentemente derivati dal rimaneggiamento di sedimenti miocenici (3b - Pliocene medio-sup. - ?Pleistocene). Sabbie carbonati che e siltiti argillose con molluschi terrestri e limnicoli (3° - Pliocene).
- 55] **Arenarie di San Vito** – Alternanze irregolari, di metarenarie micacee, quarziti e metasiltiti. (Cambriano medio – Ordoviciano inferiore).



La F.NE DI SAMASSI è ricoperta in discordanza stratigrafica da una potente coltre detritica quaternaria, costituita da ALLUVIONI (antiche e recenti) e da DETRITI DI FALDA variamente dislocati sotto forma di terrazzi degradanti verso il mare, per uno spessore massimo di 200 m, da COLLUVI e dai relativi prodotti di alterazione pedogenetica ("SUOLI"). L'età di questi terreni è ascrivibile ad un intervallo di tempo compreso tra il Pliocene e l'Attuale.

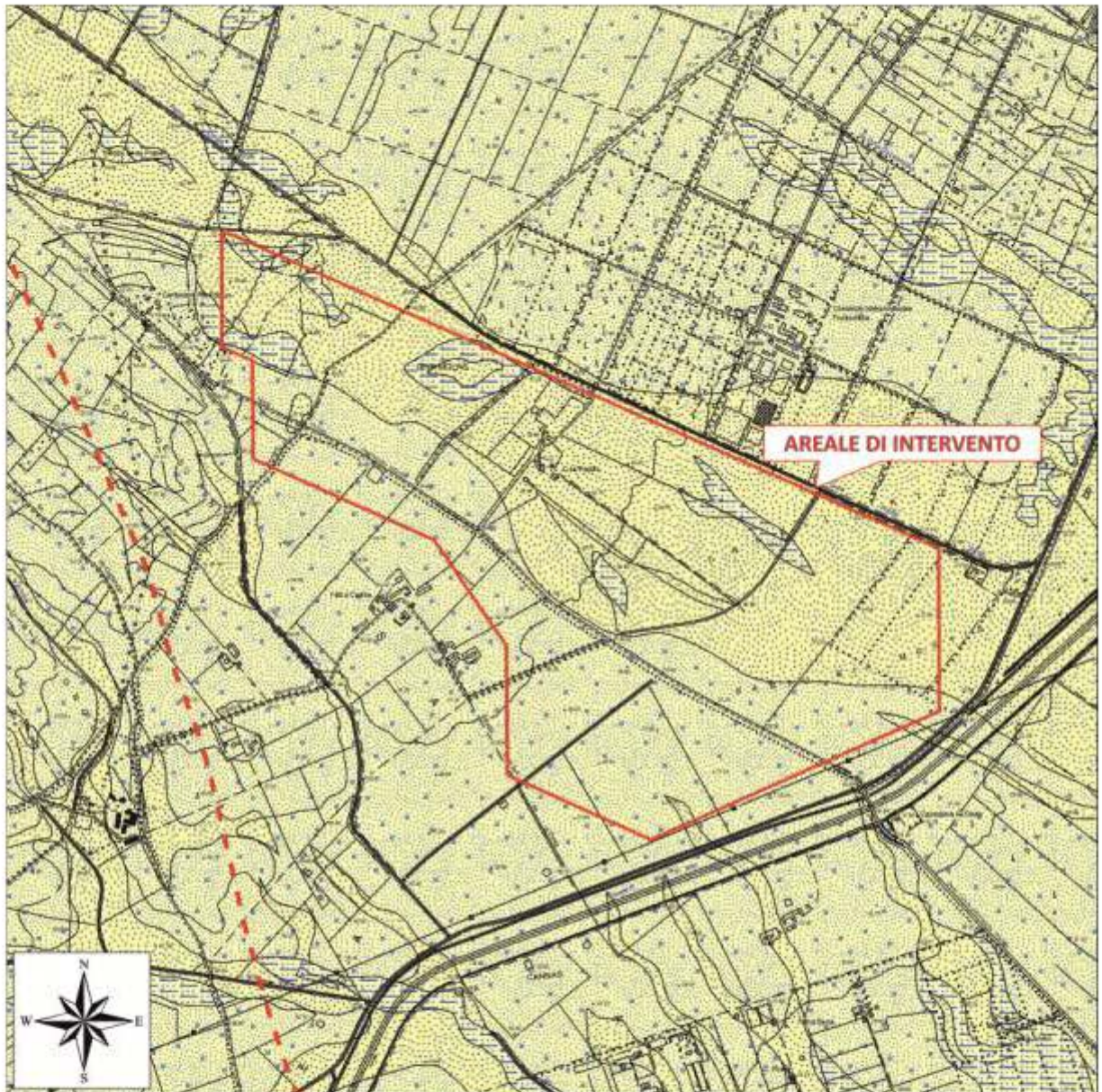
Le ALLUVIONI ANTICHE, talora terrazzate, sono costituite da clasti eterometrici e poligenici (quarziti, porfidi, graniti, scisti etc.), arrotondati ed immersi in una matrice sabbioso-limosa arrossata, solitamente ben cementati. Questi materiali sono riconducibili, nel settore in esame, agli apporti detritici *del Flumini Mannu*. Locali eteropie laterali e verticali, conseguenti alle variazioni di regime idrico del corso d'acqua, caratterizzano il materasso alluvionale dando luogo a depositi più fini (limi e argille), in genere limitati a lenti e lingue.

Chiudono la serie continentale quaternaria le ALLUVIONI RECENTI ED ATTUALI presenti nella valle e nella piana di esondazione del *Flumini Mannu*. Sono costituite da materiali a granulometria minuta sciolti o poco costipati, la cui origine è da ricondurre a limitati fenomeni di piena, con conseguente rimaneggiamento dei sedimenti precedenti. Localmente si osserva la presenza di sabbie, limi più o meno argillosi disposti in giacitura caotica.





#### 4.3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO DI DETTAGLIO

Schematicamente, l'assetto geologico-stratigrafico del settore in studio – coerentemente a quanto rappresentato nella **Carta Geologica di contesto** di cui alla **FIGURA 25** – risulta piuttosto omogeneo e costituito da una tipica sequenza sedimentaria di ambiente alluvionale, costituita, a partire dalla più recente dalla sovrapposizione di tre unità litostratigrafiche:

|  |           |
|--|-----------|
| <b>b<sub>na</sub></b> ] Depositi alluvionali terrazzati a prevalenti ghiaie          | [Olocene] |
| <b>b<sub>nb</sub></b> ] Depositi alluvionali terrazzati a prevalenti sabbie          | [Olocene] |
| <b>b<sub>nc</sub></b> ] Depositi alluvionali terrazzati a prevalenti limi ed argille | [Olocene] |



**LEGENDA**

-  Faglia diretta presunta
-  Depositi alluvionali terrazzati costituiti da limi ed argille (Olocene).
-  Depositi alluvionali terrazzati costituiti da sabbie con subordinate limi ed argille (Olocene).
-  Depositi alluvionali terrazzati costituiti da ghiaie con subordinate sabbie (Olocene).

**FIGURA 25** - Stralcio della “CARTA GEOLOGICA D’ITALIA” in scala 1:10.000.  
A cura di: APAT - Dipartimento Difesa del Suolo – Servizio Geologico d’Italia, modificata.

Trattasi di sedimenti perlopiù ghiaiosi [**b<sub>na</sub>**] e sabbiosi [**b<sub>nb</sub>**] generalmente costituiti da ciottoli ben elaborati di rocce prevalentemente paleozoiche (quarziti, scisti, metamorfiti, porfidi, granito) di dimensioni da pluricentriche a decimetriche in abbondante matrice sabbioso-limosa e limoso-argillosa, localmente intercalati da lenti e/o livelli di limi argillosi [**b<sub>nc</sub>**], a composizione variabile e con differente forma. Si mostrano da mediamente addensati e generalmente interessati da fenomeni di ossidazione pregressa più o meno blandi o arricchiti in CaCO<sub>3</sub> di genesi secondaria.

Si ritrovano lateralmente ai letti attuali o dei tratti di alveo regimati ed in genere non interessati dalle dinamiche in atto, sebbene possano essere interessati in occasione di eventi idrometeorici eccezionali. Lo spessore di questi sedimenti e, nella maggior parte dei casi, difficilmente valutabile, ma in alcune sezioni, in cave o lungo scarpate di erosione fluviale associate alle dinamiche attuali, sono di ordine pluridecimetico. Queste unità, rinvenute direttamente in situ, mostrano uno spessore maggiore di 20 m ed una prevalenza di depositi grossolani a tessitura ghiaioso-ciottolosa, rispetto a quelli più fini.

#### **4.4. ASSETTO TETTONICO LOCALE E CARATTERISTICHE SISMICHE DEL SOTTOSUOLO AI SENSI DEL D.M. 14.01.2008 «N.T.C.»**

Le faglie presenti al contorno dell'area, di impostazione oligo-miocenica e riattivate nel tardo Miocene e nel Plio-Quaternario, seppur non osservabili direttamente ma estrapolabili dall'assetto geostrutturale dei luoghi al contorno, sono rappresentate prevalentemente da discontinuità di direzione N-S e NNW-SSE a carattere prevalentemente distensivo che dislocano tutta la successione miocenica in piccoli graben (fosse) e horst (pilastrici) e sono sigillate dalla sedimentazione detritico-alluvionale quaternaria.

È probabilmente da mettere in relazione con la tettonica tardo-terziaria la formazione delle aree depresse del Campidano meridionale interessate dagli stagni costieri e lagune con evidenti condizioni di subsidenza dei luoghi, ancora attiva seppure con movimenti molto lenti.



FIGURA 26 – Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale (Fonte Dipartimento Protezione Civile).

Allo stato attuale l'attività tettonica nel settore considerato, come per tutta l'Isola, viene considerata molto bassa. Tuttavia dal 2003, con l'applicazione della normativa antisismica nella progettazione (*Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20.03.2003*), tutto il territorio italiano è stato ripartito in 4 zone sismiche alle quali si applicano norme tecniche differenziate in relazione alla realizzazione di opere interagenti con il terreno.

Così come nella precedente, anche nella più recente *Ordinanza P.C.M. del 28.04.2006 n. 3519 «Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone»*, la Sardegna ricade in **Zona sismica IV** (contraddistinta da un valore dell'accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A di **0,05 g**), quella ritenuta meno pericolosa e alla quale corrisponde la normativa antisismica meno severa.

Non si esclude in ogni caso, stante 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, compreso l'ambito cagliaritano, vibrazioni i cui effetti sulle strutture in progetto potrebbero verosimilmente ritenersi di non trascurabile entità.

#### **4.5. ASSETTO GEOMORFOLOGICO ED IDROGRAFICO**

Il settore in esame è caratterizzato da una morfologia sostanzialmente pianeggiante seppur debolmente degradante verso sud-est, con quote comprese tra 55,85 m s.l.m. a NW (*Gora S'Acqua Frisca*) e 32 m s.l.m. a SE (*loc. Sartu Bia Montis*). L'ambito geomorfologico è quello della piana alluvionale del *Rio Flumini Mannu* che scorre circa 4 km ad est, in posizione centro-occidentale rispetto alla pianura del Campidano, e che insiste sugli antichi terrazzi dello stesso corso d'acqua. Questi ultimi costituiscono corpi sedimentari a prevalente composizione ghiaioso-sabbiosa, generalmente posti a quote superiori rispetto agli attuali depositi del corso d'acqua e messi in posto quando il reticolo idrografico aveva un assetto differente rispetto a quello odierno.

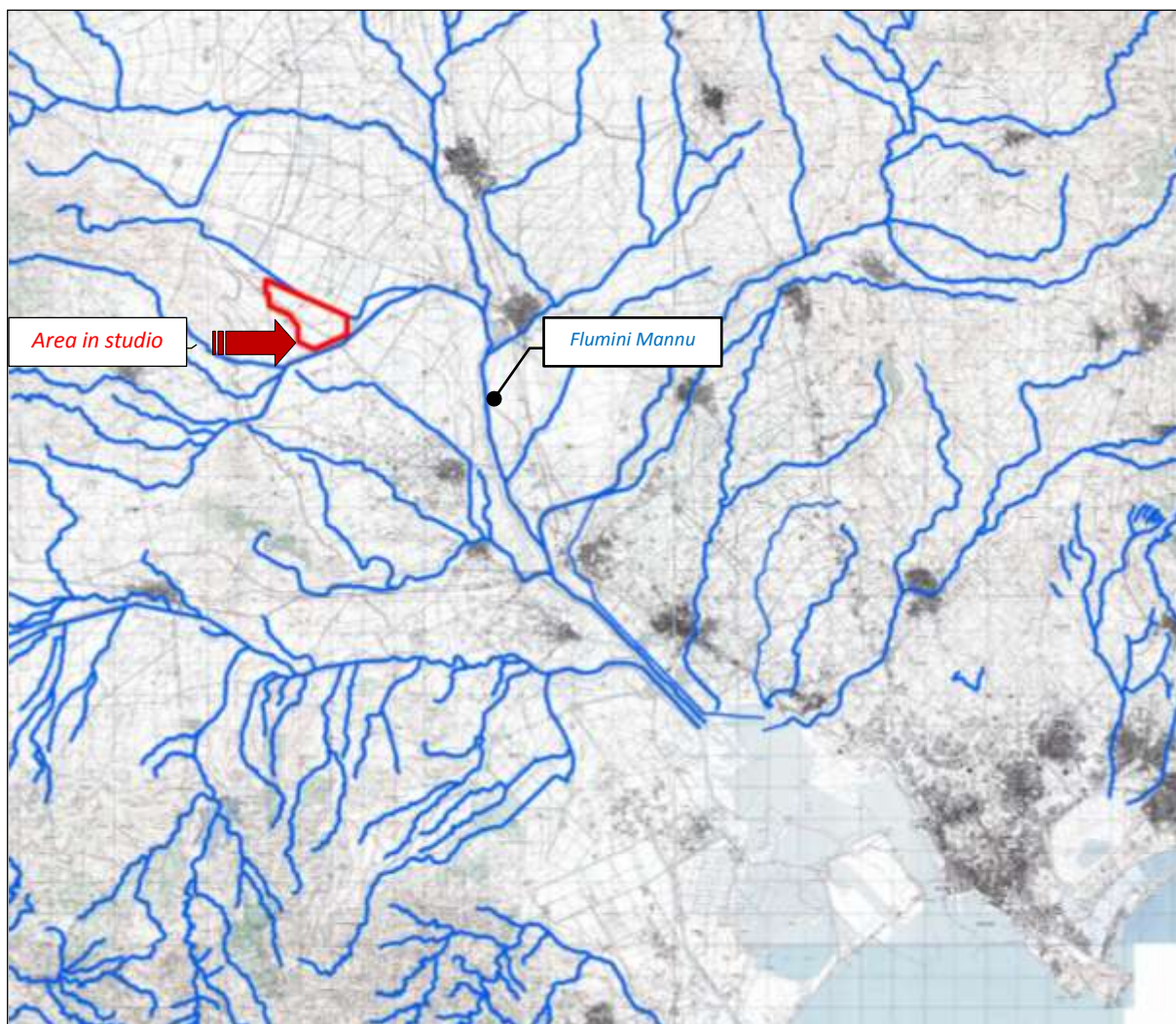
A W e NW dell'area in studio la morfologia diviene più varia ed articolata: la pianura lascia spazio alle colline vulcaniche e successivamente ai rilievi montuosi del complesso del Monte Linas (**FIGURA 27**).



FIGURA 27 – Inquadramento morfologico dell’area in studio (da Google Earth)

Il reticolo idrografico risulta ben sviluppato ed organizzato in un corso d’acqua principale entro cui confluiscono diversi affluenti secondari. Il corso d’acqua principale è costituito da uno dei più importanti fiumi della Sardegna meridionale ovvero il *Rio Flumini Mannu* che scorre nel settore occidentale dell’abitato di Villasor con direzione N-S e sfocia dopo aver raccolto le acque del *Rio Cixerri* e di numerosi altri tributari nello *Stagno di Santa Gilla* (Golfo di Cagliari). Si caratterizza per una lunghezza dell’asta principale pari a circa 96 km, e a differenza della maggior parte dei corsi d’acqua sardi, si sviluppa per metà del suo corso in pianura.

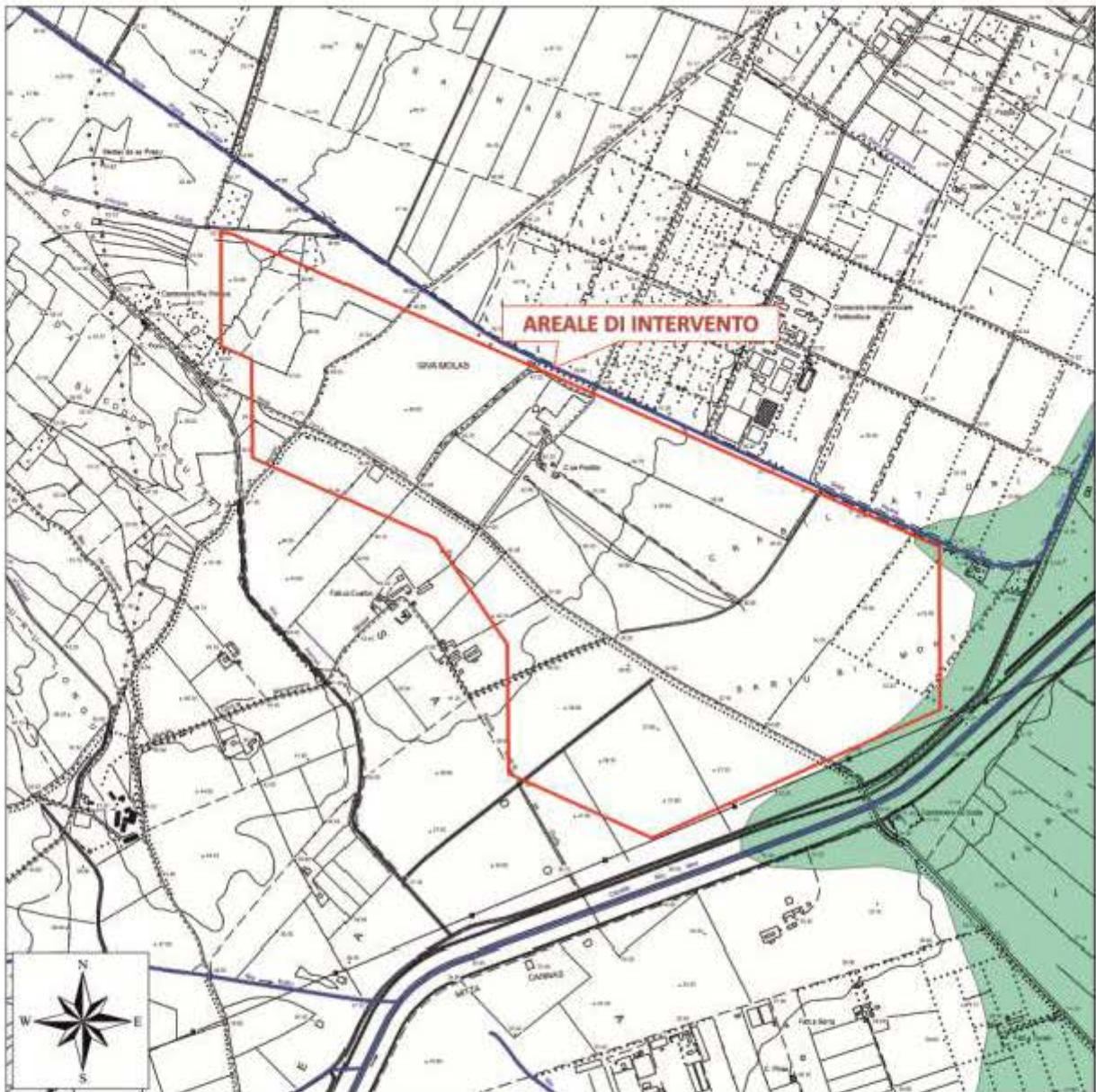
L’areale in studio, ubicato in destra idrografica rispetto al Flumini Mannu, è inoltre attraversato da un serie di rii tributari che drenano le acque del Monte Linas, i quali attualmente risultano canalizzati in una serie di collettori irrigui.



**FIGURA 28** – Reticolo Idrografico dell’area in studio.

La consultazione della cartografia del Piano Stralcio per l’Assetto Idrogeologico (P.A.I.) redatta della Regione Sardegna ha messo in evidenza che il sito di intervento - appartenente al bacino denominato *Sub-bacino Flumendosa-Campidano-Cixerri (N. 7)* - è esente da pericolosità di tipo geologico (Hg) ed idraulico (Hi).

Le suo porzione più sud-orientale risulta invece inserita nelle aree “inondabili da piene con portate di colmo caratterizzate da tempi di ritorno di 500 anni” (**FIGURA 28**), identificate in base a criteri morfologici e coincidenti con le aree a pericolosità moderata Hi1 del P.A.I. per le quali non si prevedono vincoli edilizi.

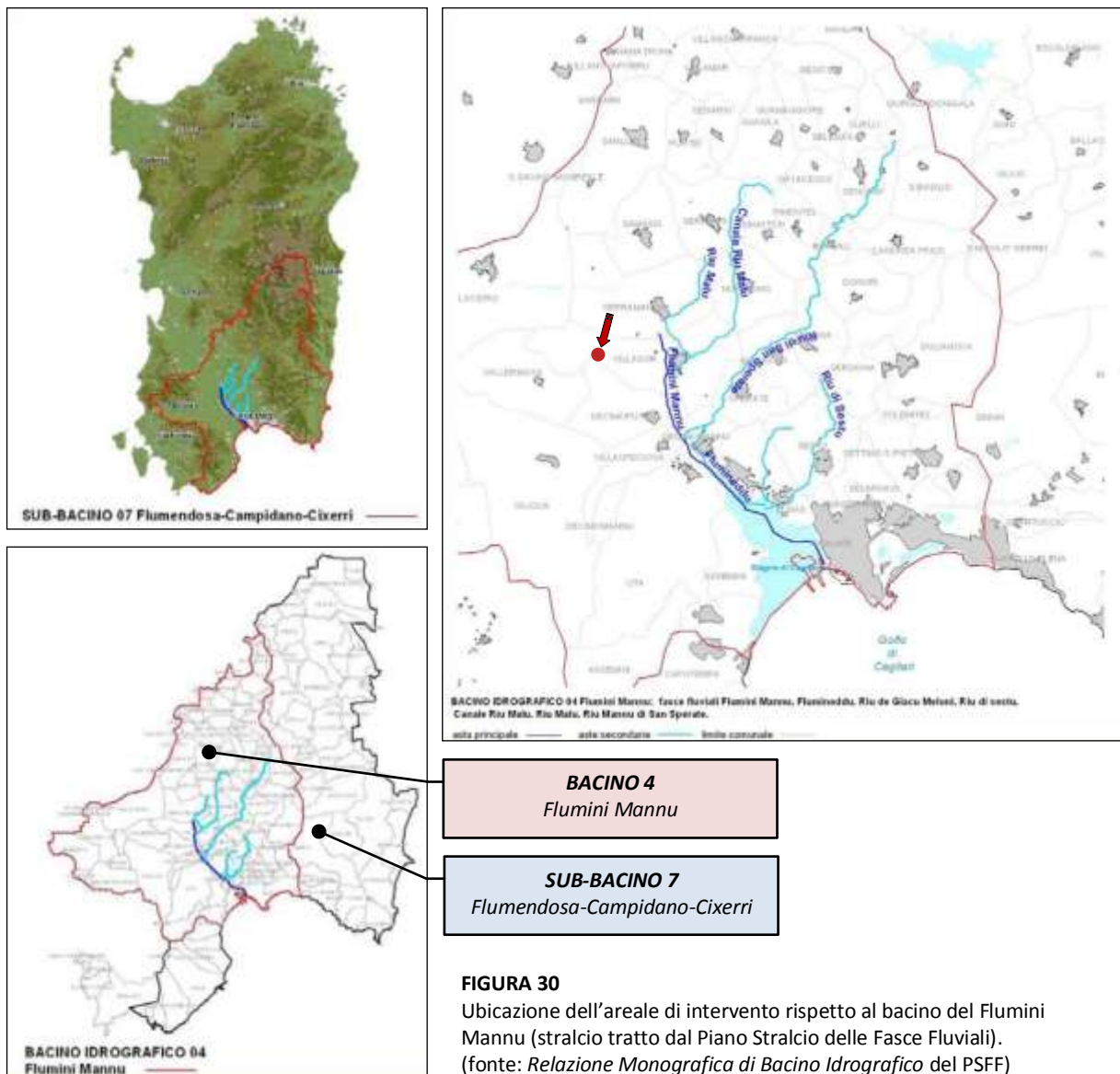


**LEGENDA**

- Fascia A\_2**  
Aree inondabili al verificarsi dell'evento di piena con portata al colmo corrispondente al periodo di ritorno  $T = 2$  anni
- Fascia A\_50**  
Aree inondabili al verificarsi dell'evento di piena con portata al colmo corrispondente al periodo di ritorno  $T = 50$  anni
- Fascia B\_100**  
Aree inondabili al verificarsi dell'evento di piena con portata al colmo corrispondente al periodo di ritorno  $T = 100$  anni
- Fascia B\_200**  
Aree inondabili al verificarsi dell'evento di piena con portata al colmo corrispondente al periodo di ritorno  $T = 200$  anni
- Fascia C**  
Aree inondabili al verificarsi dell'evento di piena con portata al colmo corrispondente al periodo di ritorno  $T = 500$  anni

**FIGURA 29 – Stralcio cartografia del Progetto di Piano Stralcio delle Fasce Fluviali (Carta FM 026).**











#### 4.6. ASSETTO LITOSTRATIGRAFICO LOCALE

Sulla base di quanto emerso dalla campagna geognostica che ha supportato il presente studio, il sottosuolo interessato dalle opere in progetto è costituito, se si esclude l'esile strato pedogenizzato superficiale [**Strato A**], da una coltre detritica alluvio-colluviale composta prevalentemente da livelli di ghiaie ciottolose [**Strato B**], sabbie [**Strato D**] e limi argilloso-sabbiosi [**Strato C**] tra loro interdigitati.

La genesi di queste terre è associabile a fasi più o meno intense di trasporto e deposizione in ambiente continentale avvenute nel corso degli ultimi 70.000-100.000 anni (Pleistocene-Olocene) ad opera delle acque incanalate a carattere torrentizio, come sembra indicare la variabilità tessiturale dei sedimenti sia in senso orizzontale (lenti o rapporti per eteropia di facies) che verticale.

Schematizzando, sulla base di quanto emerso dai sondaggi geognostici (**APPENDICE 2**), la stratigrafia in corrispondenza dell’impianto in progetto – a partire dal piano di campagna – può essere rappresentata come di seguito illustrato:

|   |           |   |
|---|-----------|---|
| <b>A]</b> Suolo                                       | [Attuale] |    |
| <b>B]</b> Ghiaia ciottolosa in matrice limo-argillosa | [Olocene] |    |
| <b>C]</b> Argilla limosa / Limo sabbioso-argilloso    | [Olocene] |   |
| <b>D]</b> Sabbia ghiaiosa e sabbia limosa             | [Olocene] |   |

**A] 0,00 m ÷ -0,40 m variabile -0,50 m**

**Suolo sabbioso-limoso** di colore bruno scuro, organico nella porzione superficiale e con qualche ciottolo disperso, poco addensato ed umido.

Sono stati ritrovati in tutti i sondaggi ed i pozzetti eseguiti (ad esclusione di **PZ3** e **PZ7**) con uno spessore complessivo dell’ordine di 0,50 m.



**FOTO 33** – Suolo sabbioso-limoso estratto dal sondaggio **BH1**.

**B] -0,50 m variabile -2,50 m ÷ -4,10 m variabile -5,80 m (solo S1)**

**Ghiaie** e ciottoli costituite da elementi clastici poligenici ed eterometrici di dimensioni pluricentriche (da  $\Phi$  1-2 cm a 10-12 cm fino a max 25 cm), subarrotondati ed immersi in matrice sabbioso-limosa, talora argillosa, di colore da marroncino-beige a debolmente arrossata in profondità per fenomeni di pregressa ossidazione, da umide sature.

Si ritrovano sottili livelli più spiccatamente sabbiosi ad altri cementati da  $\text{CaCO}_3$  di ricircolazione secondaria, mentre la componente ciottolosa diventa più abbondante a rilevante alla profondità di 2÷3 m dal pc..

Le diversificazioni granulometriche riscontrate nel sottosuolo dell'area di sedime sono connesse con l'evoluzione della dinamica fluviale che determina il susseguirsi naturale di variazioni significative nell'energia trattiva delle acque defluenti in funzione del periodico divagare degli alvei fluviali: ciò ha favorito l'alternarsi irregolare di condizioni ottimali per la deposizione sia di depositi più grossolani e più fini.

Questo strato è stato intercettato in tutte le verticali di sondaggio ed in tutti i pozzetti eseguiti con spessore minimo di 3,40 m (verticale **BH2**) e massimo di 6,40 m (verticale **BH6**).



**FOTO 34** – Ghiaie prelevate dal pozzetto **PZ5**.



**FOTO 35** – Ghiaie ciottolose in matrice sabbioso-limosa estratte dal sondaggio **BH6**.

**C] -5,70 m variabile -17,40 m ÷ -20,00 m variabile oltre ?**

Subordinati **limi sabbiosi debolmente argillosi [C1]** passanti gradualmente a prevalenti limi argillosi e/o **argille limose debolmente sabbiose [C2]** di colore verdognolo con abbondanti screziature rossastre di ossidazione e qualche ciottolo millimetrico con patine di ossidazione da manganese, consistenti ed asciutti.

Sono stati riscontrati in tutti i sondaggi geognostici realizzati con spessori maggiori da NW verso SE dell'area di indagine, ovvero da un minimo di 1,00 m in **BH1** fino ad un massimo di 6,80 m in **BH6**, dove la perforazione si arresta a 20 m in corrispondenza di detto strato.



**FOTO 36** – Sedimenti dello Strato C estratte dal sondaggio **BH6** (10,00-15,00 m da p.c.)



**FOTO 37** – Particolare argille limose [C2] del sondaggio BH6 (11,50÷12,00 m e 12,50÷13,00 da p.c.).



**FOTO 38** – Particolare limi sabbioso-argillosi [C1] del sondaggio BH2 (8,50÷9,00 m da p.c.)

La consistenza di questi terreni è sempre molto elevata, tant'è che anche il prelievo del campione con la fustella Shelby è risultato talora difficoltoso.

Rappresentano degli episodi di deposizione di relativa “calma” sedimentaria, in concomitanza dei quali l'energia e la velocità dei paleocorsi d'acqua erano piuttosto basse, consentendo il depositarsi del carico in “sospensione” costituiti da limi ed argille.

**D] –3,80 m variabile –8,40 m ÷ –4,40 m variabile –17,00 m**

**Sabbia ghiaiosa** o microghiaiosa [D2] o talora sabbia fine limosa [D1 - BH6] in matrice limo-argillosa di colore marroncino-rossastro per pregressa ossidazione, satura, moderatamente addensata. Si presentano come irregolari intercalazioni entro gli strati B e C, con spessore in genere submetrico [BH1, BH2 e BH5] con un massimo di 2,00 m [BH4 e BH6]. Trattasi di episodi alluvionali di transizione durante i quali, a causa diminuita l'energia di trasporto delle acque di scorrimento superficiale e successivamente alla deposizione delle frazioni più grossolane [Strato B] si sono deposte quelle più fini sino ai limi.



**FOTO 39 – Sabbie fini limose [D1] estratte dal sondaggio BH6 (15,00-17,00 m da p.c.).**



**FOTO 40 – Sabbie grossolane [D2] estratte dal sondaggio BH1 (9,00-10,00 m da p.c.).**



**FOTO 41 – Sabbie microghiaiose arrossate [D2] estratte dal sondaggio BH6 (17,00-17,40 m da p.c.).**

#### **4.7. ASSETTO IDROGEOLOGICO**

Il settore in studio è compreso all'interno dell'acquifero delle **alluvioni Plio-Quaternarie** del Campidano che, tra gli acquiferi porosi della Sardegna, rappresenta senza dubbio l'idrostruttura più significativa sia per estensione areale che per volumi idrici immagazzinati. Si tratta di un acquifero freatico multifalda, impostato sul complesso sedimentario alluvionale che occupa la pianura del Campidano, avente direzione di filtrazione orientata verso Il golfo di Cagliari nel settore a sud di San Gavino e verso il Golfo di Oristano a nord di San Gavino.

Trattandosi di un complesso sedimentario che alterna vari episodi sedimentari, l'assetto idrogeologico locale è sostanzialmente condizionato dalla distribuzione dei suddetti depositi e dai rapporti eteropici tra termini a differente capacità di infiltrazione. Infatti se da un lato la prevalenza di terreni a permeabilità generalmente media consentono, per la medio-buona capacità di drenaggio e l'elevato valore di infiltrazione efficace, l'immagazzinamento di flussi idrici, la presenza di lenti o livelli a granulometria più sottili (argille limose, limi-argillosi), talora può determinare la formazione di falde idriche sotterranee sospese, a causa del tamponamento superiore o inferiore indotto da questi livelli a bassa o nulla permeabilità.

#### 4.7.1. RILEVO DELLA FALDA

Il rilievo dei livelli piezometrici ha permesso di definire una direzione di filtrazione orientata verso est/sud-est in direzione del canale *Rio Nou*, come mostrato nella **Carta delle Isofreatiche** di cui all'**APPENDICE 8**. La presenza del canale *Gora Piscina Manna* fa sì che localmente le linee di flusso si orientino verso il canale in direzione est. La soggiacenza nel mese di marzo 2014 è stata rinvenuta a profondità comprese tra 1,00 m e 3,00 m, seppure è ragionevole ritenere che in direzione ovest/nord-ovest possa raggiungere profondità superiori ai – 5,00 m da p.c..

L'acquifero freatico è per sua natura soggetto ad una fluttuazione stagionale della tavola d'acqua: i rilievi compiuti in marzo sono pertanto indicativi della massima escursione piezometrica a cui segue un graduale svuotamento che raggiunge il suo massimo in settembre/ottobre.

| DATA       | ORA        | PROFONDITÀ DA P.C. (m) |      |      |      |      |      |       |      |      |      |      |
|------------|------------|------------------------|------|------|------|------|------|-------|------|------|------|------|
|            |            | BH1                    | BH2  | BH4  | BH5  | BH6  | PZ3  | PZ4   | PZ5  | PZ6  | PZ7  | PZ8  |
| 05.03.2014 | pomeriggio | -                      | 1,77 | -    | -    | -    | -    | -     | -    | -    | -    | -    |
| 06.03.2014 | mattina    | -                      | 1,47 | 2,45 | -    | -    | -    | -     | -    | -    | -    | -    |
| 06.03.2014 | pomeriggio | -                      | 1,45 | 2,45 | -    | -    | -    | -     | -    | -    | -    | -    |
| 07.03.2014 | mattina    | -                      | 1,45 | 2,44 | 2,45 | -    | -    | -     | -    | -    | -    | -    |
| 07.03.2014 | pomeriggio | -                      | 1,46 | 2,45 | 2,47 | -    | -    | -     | -    | -    | -    | -    |
| 10.03.2014 | mattina    | -                      | 1,53 | 2,45 | 2,41 | -    | -    | -     | -    | -    | -    | -    |
| 10.03.2014 | pomeriggio | -                      | 1,53 | 2,44 | 2,42 | 2,02 | -    | -     | -    | -    | -    | -    |
| 11.03.2014 | mattina    | -                      | 1,58 | 2,47 | 2,43 | 2,05 | -    | -     | -    | -    | -    | -    |
| 11.03.2014 | pomeriggio | 1,02                   | 1,58 | 2,47 | 2,44 | 2,05 | -    | -     | -    | -    | -    | -    |
| 17.03.2014 | mattina    | 1,13                   | 1,83 | 2,61 | 2,55 | 2,18 | 2,10 | >2,50 | 1,90 | 1,90 | 2,20 | 2,00 |

**TABELLA 26** – Misure di soggiacenza rilevate nei piezometri a tubo aperto durante la campagna d'indagine.



FIGURA 31 – Andamento del livello della falda rilevato nel corso della campagna geognostica.

In FIGURA 31 si riscontra in tutti i piezometri un trend che evidenzia un debole abbassamento del livello freatico, che con buona probabilità può essere associato sia al progressivo miglioramento delle condizioni meteo e sia allo spurgo dei piezometri avvenuto il giorno 12.03.2014.

#### 4.7.2. DETERMINAZIONE DELLA PERMEABILITÀ IN SITU

Le indagini geognostiche eseguite nel mese di marzo 2014 hanno permesso di definire con maggiore dettaglio i caratteri locali dell’acquifero multifalda, nella fattispecie, sulla base dei risultati delle prove di permeabilità condotte nei foro di sondaggio sono state identificate tre distinte sub-unità aventi peculiari caratteri tessiturali, le quali a partire dall’alto sono:

- ◆ *Acquifero delle alluvioni superficiali*

É costituito essenzialmente da depositi alluvionali ghiaioso-sabbiosi con abbondanti ciottoli [Strato B]: esso ha uno sviluppo verticale contenuto entro i primi 5,00 m da p.c. e la permeabilità è dell’ordine di  $10^{-6} \text{ m/s} < K < 10^{-5} \text{ m/s}$ , variabile in funzione del grado di compattazione e della tessitura della matrice.



Al suo interno sono presenti dei livelli cementati da processi di carbonatazione associati alla fluttuazione stagionale della falda contraddistinti da bassi valori di permeabilità  $K$ , dell'ordine di  $10^{-8}$  m/s [prova BH5\_LF1].

◆ *Acquifero delle alluvioni sub-superficiali*

È stato rinvenuto a profondità superiori ai 6,00 m ed è costituito dai medesimi depositi alluvionali dello Strato b, caratterizzati da un maggior grado di compattazione che si traduce in una riduzione della permeabilità che è dell'ordine di  $10^{-7}$  m/s <  $K$  <  $10^{-6}$  m/s.

◆ *Acquitarde o Acquiclude*

Costituisce un acquifero frapposto ai precedenti e contenuto entro gli strati di limi sabbioso-argillosi ed argille limose [Strato C] interdigitati entro il materasso alluvionale ghiaioso-ciottoloso. Tale strato, la cui potenza è variabile da 1,00 m [BH1] sino a oltre 13,00 m [BH6], mostra una permeabilità variabile da  $K = 10^{-6}$  m/s per i limi sabbiosi a  $K = 10^{-7}$  m/s per i limi argillosi dello [Strato C1] mentre si abbassa notevolmente fino a  $K = 10^{-9}$  m/s per le argille limose [Strato C2]. È evidente che la presenza di materiali a granulometria fine, rinvenuti in tutti i sondaggi, rallenti in qualche modo la filtrazione verticale e la diffusione tra i due orizzonti acquiferi (*acquitarde*), sino ad inibirne ogni possibilità di comunicazione nei depositi più francamente argillosi (*acquiclude*).

| PROVA   | PROFONDITÀ (m) | STRATO    | CONDUCIBILITÀ IDRAULICA (m/s) | GRADO DI PERMEABILITÀ |
|---------|----------------|-----------|-------------------------------|-----------------------|
| BH1-LF1 | 4,00-4,50      | STRATO B  | $6,14 \cdot 10^{-5}$          | Media                 |
| BH1-LF2 | 7,00-7,50      | STRATO D1 | $2,05 \cdot 10^{-6}$          | Bassa                 |
| BH2-LF1 | 3,20-3,70      | STRATO B  | $1,98 \cdot 10^{-5}$          | Media                 |
| BH2-LF2 | 10,50-11,00    | STRATO B  | $2,97 \cdot 10^{-7}$          | Bassa                 |
| BH4-LF1 | 2,50-3,00      | STRATO B  | $1,87 \cdot 10^{-5}$          | Media                 |
| BH4-LF2 | 7,50-8,00      | STRATO C2 | $1,91 \cdot 10^{-9}$          | Impermeabile          |
| BH5-LF1 | 1,00-1,50      | STRATO B  | $7,40 \cdot 10^{-8}$          | Molto bassa           |
| BH5-LF2 | 4,20-4,70      | STRATO B  | $3,13 \cdot 10^{-6}$          | Bassa                 |
| BH5-LF3 | 13,00-13,50    | STRATO B  | $4,27 \cdot 10^{-6}$          | Bassa                 |
| BH5-LF4 | 16,50-17,00    | STRATO B  | $2,42 \cdot 10^{-7}$          | Bassa                 |
| BH6-LF1 | 1,50-2,00      | STRATO B  | $4,72 \cdot 10^{-5}$          | Media                 |
| BH6-LF2 | 4,30-4,80      | STRATO B  | $1,41 \cdot 10^{-6}$          | Media                 |
| BH6-LF3 | 16,50-17,00    | STRATO D2 | $5,41 \cdot 10^{-6}$          | Bassa                 |
| BH6-LF4 | 18,00-18,50    | STRATO C2 | $2,08 \cdot 10^{-7}$          | Bassa                 |

TABELLA 27 – Prove di permeabilità eseguite.

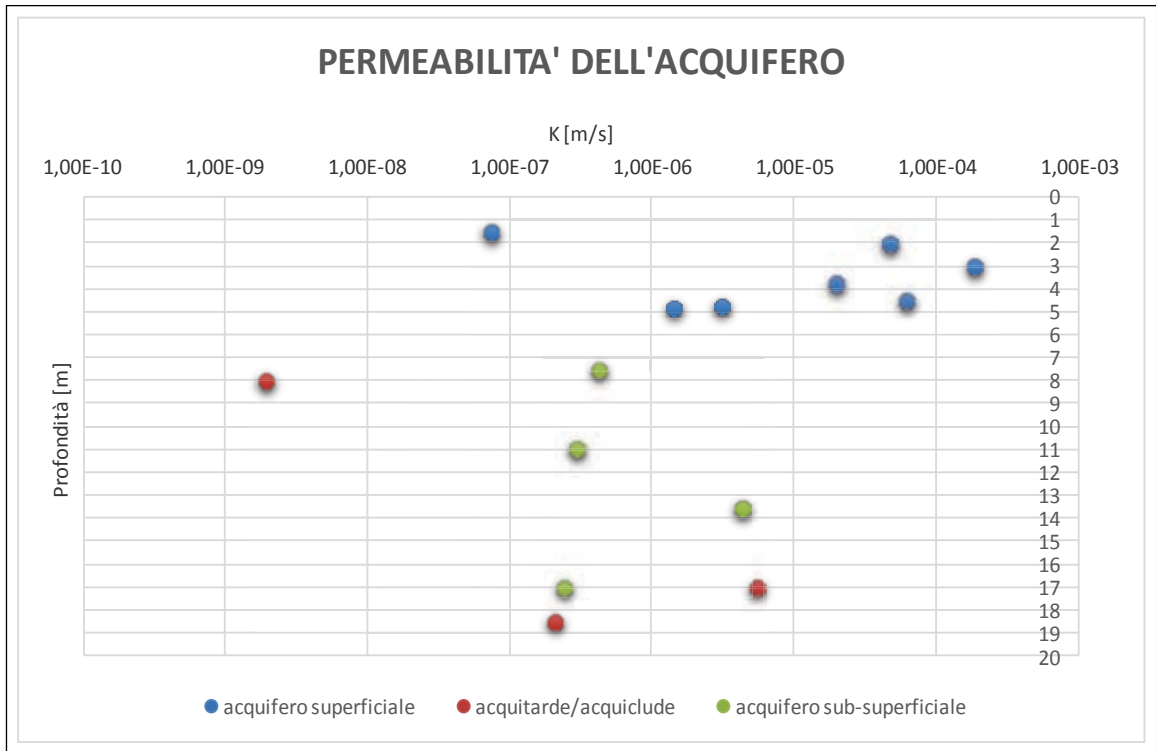


FIGURA 32 – Distribuzione della permeabilità con la profondità associata ai diversi acquiferi.

L’elaborazione relativa a ciascuna prova è contenuta nell’**APPENDICE 7** mentre in **TABELLA 27** si riporta una sintesi dei dati estrapolati dalle prove di permeabilità.

Il grafico di **FIGURA 32** esplica i differenti caratteri idrodinamici delle sub-unità. Durante l’esecuzione di buona parte delle prove, si è potuto constatare come gli abbassamenti del livello dell’acqua in foro sia stato molto significativo entro i primi 30’’: ciò a seguito della perdita di aria entrata in emulsione nell’acqua durante la fase di riempimento a caduta nel foro, tale da formare una schiuma che si esaurisce entro i primi 30’’ .

La portata della falda superficiale, ovvero riferita ai primi 5,00 m di porzione dell’acquifero, nel periodo di marzo 2014, all’interno del perimetro in studio è pari a circa 1,00 l/s: tale valore è stato determinato attraverso il metodo dinamico, basato sulla realizzazione del reticolo di deflusso e sull’applicazione della legge di Darcy in corrispondenza di porzioni omogenee di acquifero a permeabilità nota.

É pur vero che la falda più superficiale, parzialmente limitata alla base dalle tessiture “fini”, rappresenta esclusivamente una minima aliquota del ben più potente complesso idrogeologico del Campidano, la cui struttura, spesso anche più di 50 m, appare frammentata da lenti argillose le quali conferiscono all’acquifero dei caratteri multistrato. Tale aspetto lascia intendere come l’acquifero in oggetto sia interessato nel suo insieme da una circolazione idrica sotterranea costituita da portate ben superiori a 1,00 l/s, tale da soddisfare per certo fabbisogni idrici anche superiori a 5,00 l/s.

## 5. AZIONE SISMICA

### 5.1. PREMESSA

Per determinare l'azione sismica di progetto, in base alla quale valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, è stata definita la "pericolosità sismica di base" del sito, che rappresenta l'azione di filtro e di amplificazione nonché l'insieme delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza che un moto sismico – relativo a una formazione rocciosa di base (substrato o *bedrock*) – subisce attraversando gli strati di terreno sovrastanti (deposito di copertura) fino alla superficie. Ai fini della definizione della pericolosità sismica locale si è reso necessario eseguire specifiche analisi, oltre alle indagini in situ e in laboratorio, che hanno consentito di ricostruire le condizioni stratigrafiche ed il modello geotecnico del sottosuolo, mediante l'esecuzione di una prospezione geofisica secondo la tecnica "M.A.S.W." ("*Multichannel Analysis of Surface Waves*").

### 5.2. CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

In accordo con l'Ordinanza n. 3274 del 20/03/2003 e relativo "TESTO UNICO DELLE COSTRUZIONI", la categoria di sottosuolo da assumersi in base alla velocità di propagazione delle onde sismiche entro i primi 30 m di profondità ( $V_{s,30}$ ) al di sotto del previsto piano di posa fondazione, alla luce di quanto emerso dai calcoli, è quella denominata "B" che comprende «*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o depositi di terreni a grana fina molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità, caratterizzati da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica  $N_{SPT} > 50$  nei terreni a grana grossa e coesione non drenata  $c_u > 250$  KPa per quelli a grana fina)*» (TABELLA 3.2.II delle N.T.C.), dove il termine  $V_{s,30}$  rappresenta la velocità media di propagazione delle onde di taglio entro 30 m di profondità ricavabile attraverso la relazione:

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

dove:

$h_i$  = lo spessore (in m)

$V_{s,i}$  = la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio  $\gamma < 10^{-6}$ ) dello strato i-esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m sommitali;

Il valore di **Vs30** calcolato nel sito di intervento è pari a **490±500 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  $i \leq 15^\circ$ ». 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  $V_N$  di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata (TABELLA 28). Nel caso dello specifico intervento edilizio, questo può classificarsi come un'opera ordinaria con  $V_N \geq 50$ .

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 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.

| TIPI DI COSTRUZIONE |   | VITA NOMINALE $V_N$ (in anni) |
|---------------------|---|-------------------------------|
| 1                   | Opere provvisorie – Opere provvisionali -Strutture in fase costruttiva  | $\leq 10$                     |
| 2                   | <b>Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale</b> | $\geq 50$                     |
| 3                   | Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica        | $\geq 100$                    |

TABELLA 28 – Vita nominale  $V_N$  per diversi tipi di opere

Con riferimento alla struttura in progetto, l'opera ricade in **classe d'uso II**, a cui corrisponde un coefficiente d'uso  $C_u = 1,0$  (TABELLA 29).

| CLASSE D'USO       | I   | II         | III | IV  |
|--------------------|-----|------------|-----|-----|
| COEFFICIENTE $C_U$ | 0,7 | <b>1,0</b> | 1,5 | 2,0 |

TABELLA 29 – Valori del coefficiente di  $C_u$

| VITA NOMINALE       | CLASSE D'USO |                             |            |            |
|---------------------|--------------|-----------------------------|------------|------------|
|                     | I            | II                          | III        | IV         |
| $V_N \leq 10$ anni  | 35           | 35                          | 35         | 35         |
| $V_N \geq 50$ anni  | $\geq 35$    | <b><math>\geq 50</math></b> | $\geq 75$  | $\geq 100$ |
| $V_N \geq 100$ anni | $\geq 70$    | $\geq 100$                  | $\geq 150$ | $\geq 200$ |

TABELLA 30 – Intervalli di valori attribuiti al  $V_R$  al variare di  $V_N$  e  $C_u$

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.

### 5.3. 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  $P_{VR}$ .

| STATO LIMITE                    |     | $T_R$ [anni] | $a_g$ [ $m/s^2$ ] | $F_0$ [-] | $T_C^*$ [sec] |
|---------------------------------|-----|--------------|-------------------|-----------|---------------|
| STATI LIMITE DI ESERCIZIO - SLE | SLO | 30           | 0,182             | 2,61      | 0,27          |
|                                 | SLD | 50           | 0,230             | 2,67      | 0,30          |
| STATI LIMITE ULTIMI - SLU       | SLV | 475          | 0,490             | 2,88      | 0,34          |
|                                 | SLC | 975          | 0,591             | 2,98      | 0,37          |

**TABELLA 31** – Valori di  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$  relativi al sottosuolo di categoria A.

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  $P_{VR}$  di essere superato in un periodo di riferimento  $V_r$ .

Le forme spettrali sono definite invece, per ciascuna probabilità di superamento  $P_{VR}$  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;
- $T_C^*$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

Il valore di  $a_g$  è desunto dalla pericolosità di riferimento, attualmente fornita da dalla I.N.G.V.<sup>(4)</sup>, 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.

| STATO LIMITE                    |     | PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO DELLA<br>VITA DI RIFERIMENTO (%) | PERIODO DI RITORNO $T_R$<br>(anni) |
|---------------------------------|-----|---|------------------------------------|
| STATI LIMITE DI ESERCIZIO - SLE | SLO | 81  | 30                                 |
|                                 | SLD | 63  | 50                                 |
| STATI LIMITE ULTIMI - SLU       | SLV | 10  | 475                                |
|                                 | SLC | 5   | 975                                |

**TABELLA 32** – Valori di  $T_R$  espressi in funzione di  $V_r$ .

<sup>(4)</sup> Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia

I valori di  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  in funzione del periodo di ritorno  $T_R$  sono riportati nella **TABELLA 31** estrapolata dalla **TABELLA 2** delle NTC per Vita nominale di 50 anni e Classe d'uso II.

#### 5.4. RISPOSTA SISMICA E STABILITÀ DEL SITO

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 A

Per questi terreni, i valori dei parametri sono riportati nelle **TABELLE 33÷34**.

| CATEGORIA SOTTOSUOLO | $S_S$   |
|----------------------|---|
| B                    | $1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$ |

**TABELLA 33** – Coefficienti di amplificazione stratigrafica.

| CATEGORIA TOPOGRAFICA | UBICAZIONE DELL'OPERA DI INTERVENTO | $S_T$ |
|-----------------------|-------------------------------------|-------|
| B                     | -                                   | 1,0   |

**TABELLA 34** – Coefficienti di amplificazione topografica.

Conoscendo  $a_{max}$  è possibile calcolare anche i coefficienti  $K_h$  e  $K_v$  tramite le seguenti espressioni:

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

$$K_v = \pm 0,5 \cdot K_h$$



essendo:

$\beta_S$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

$a_{max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito

$g$  = accelerazione di gravità

Nel caso in esame potrà essere assunto:

- Zona Sismica            4
- Vita Nominale            50 anni
- Classe d'Uso            II
- $T_R$                         30÷975 anni
- $S_s$                         1,20
- $S_T$                         1,00 (Categoria topografica T1)

Da cui si ricavano i parametri e coefficienti sismici per i diversi tempi di ritorno come in **TABELLA 35**.

| STATO LIMITE                    |     | $T_R$ (anni) | $a_{max}$ [m/s <sup>2</sup> ] | $\beta$ | $K_h$ [-] | $K_v$ [-] |
|---------------------------------|-----|--------------|-------------------------------|---------|-----------|-----------|
| STATI LIMITE DI ESERCIZIO - SLE | SLO | 30           | 0,216                         | 0,2     | 0,0044    | 0,0022    |
|                                 | SLD | 50           | 0,276                         | 0,2     | 0,0056    | 0,0028    |
| STATI LIMITE ULTIMI - SLU       | SLV | 475          | 0,588                         | 0,2     | 0,0120    | 0,0060    |
|                                 | SLC | 975          | 0,708                         | 0,2     | 0,0144    | 0,0072    |

**TABELLA 35** – Valori di  $a_{max}$  per i diversi tempi di ritorno

**SEZIONE B**







**RELAZIONE GEOTECNICA**

## 6. MODELLAZIONE GEOTECNICA

### 6.1. CARATTERISTICHE LITOTECNICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Rimandando per i dettagli alle descrizioni contenute nel capitolo dedicato alla **MODELLAZIONE GEOLOGICA**, il sedime di intervento si inserisce in un contesto geologicamente dominato da terreni di origine sedimentaria, riconducibili a differenti fasi alluvionali succedutesi nel Quaternario, e legati prevalentemente all'azione di trasporto e deposizione fluviale. Le indagini eseguite hanno infatti evidenziato la presenza di alluvioni ghiaioso-sabbiose, da moderatamente addensate ad addensate in cui si intercalano livelli di sabbie da ghiaiose a limose e limi sabbiosi talora fortemente argillosi fino ad argille limose consistenti.

Nel seguito vengono descritte esclusivamente le unità litologiche più significative ai fini applicativi che interessano e per ciascuna indicati i parametri geotecnici necessari per i calcoli di verifica geotecnica:

|           |   |   |           |
|-----------|---|---|-----------|
| <b>A]</b> | Suolo   |  | [Attuale] |
| <b>B]</b> | Ghiaia ciottoloso-sabbiosa in matrice limo-argillosa                |  | [Olocene] |
| <b>C]</b> | { <b>C1]</b> Limo sabbioso-argilloso<br>{ <b>C2]</b> Argilla limosa |  | [Olocene] |
|           |   |  | [Olocene] |
| <b>D]</b> | { <b>D1]</b> Sabbia ghiaiosa<br>{ <b>D2]</b> Sabbia limosa          |  | [Olocene] |
|           |   |  | [Olocene] |

#### **A] Suolo**

In considerazione della scarsa rilevanza ai fini applicativi che interessano se ne omette la parametrizzazione geotecnica

#### **B] Ghiaie in matrice sabbioso-limoso-argillosa**

Ghiaie costituite da elementi clastici poligenici di dimensioni da pluricentriche a pluridecimetriche fino a blocchi, immersi in matrice sabbioso-limoso-argillosa di colore marroncino-beige, talvolta rossiccio, a tratti debolmente legate e con livelli cementati da  $\text{CaCO}_3$ . Le prove SPT hanno evidenziato resistenze all'infissione in genere elevate, variabili da  $N_{\text{SPT}} = 18\text{-}81$  colpi sino a condizioni di "rifiuto".

Le **prove DPSH** hanno fornito un valore di  $N_{20}$  che, correlato al dato  $N_{30}$  attraverso il coefficiente 1 (valido per *ghiaie e sabbie ghiaiose*), ha fornito un  $N_{30}$  equivalente medio pari a  $N_{30} = (22 \div 33) = 30$  fino a condizioni di "rifiuto strumentale" che hanno determinato l'arresto della prova (DPSH1 e DPSH4).

Detto riscontri, sicuramente indicativi di terreni "addensati", sono da considerarsi "sovrastimati" per via dell'influenza che l'abbondante frazione ciottolosa esercita sulla punta infissa.

Le medesime terre sottoposte a test di laboratorio hanno evidenziato, come fuso granulometrico, un trattenuto al setaccio 2,00 mm (ghiaie) quasi sempre superiore al 50% e al setaccio 0,075 mm (sabbie) del 22%. La percentuale di limo è risultata variabile tra  $8,82 \div 24,86\%$  e quella di argilla variabile tra  $4,37 \div 6,01\%$ . I limiti di Atterberg hanno fornito come LIMITE LIQUIDO  $LL = 22 \div 27$ , INDICE DI PLASTICITÀ  $IP = 6 \div 12$  e INDICE DI GRUPPO  $IG = 0$ . Pertanto, secondo i criteri di classificazione CNR UNI 10006, queste terre sono ascrivibili ai sottogruppi **A2-4** e **A2-6** «*Ghiaie e sabbie limose o argillose*» o, come nel caso di un singolo campione, al sottogruppo **A1-a**. La classificazione USCS identifica i campioni come **GW** «*Miscela di ghiaie e sabbie*» e **GC** «*Miscela di ghiaia, sabbia ed argilla*».

Il peso di volume (**PUV**) allo stato naturale è stato determinato in  $21,5 \div 23,4 \text{ kN/m}^3$ , il peso dei grani in  $27,2 \text{ kN/m}^3$  e l'umidità  $W = 3,31 \div 11,26\%$ .

Le prove di taglio diretto in condizioni C.D. eseguite su campioni ricostruiti hanno evidenziato valori di angolo di attrito e di coesione abbastanza in linea con quanto emerso dalle prove penetrometriche ( $\phi = 33,88 \div 48,37$  e  $c = 4,03 \div 36,64 \text{ kPa}$ ).

La prova di costipamento ha fornito un valore di contenuto d'acqua ottimale ideale per ottenere la massima compattazione del sedimento compreso tra  $W = 7,02 \div 9,18\%$ , considerando un peso secco di  $22,7 \div 23,0 \text{ kN/m}^3$ .

Le prove CBR eseguite ante e post saturazione hanno fornito come di indici di portanza in corrispondenza dell'affondamento di 2,5 mm e di 5,0 mm del pistone rispettivamente valori di  $I_{2,5} = 2 \div 3\%$  e  $I_{5,0} = 2 \div 4\%$ .

I sondaggi elettrici verticali hanno indicato valori di resistività di  $3.000 \div 4.700 \text{ Ohm} \cdot \text{cm}$ .

La prova MASW attraversando questo strato ha fatto registrare una velocità delle onde  $V_p = 300 \div 580 \text{ m/s}$  e  $V_s = 200 \div 250 \text{ m/s}$  per lo Strato B più superficiale e  $V_p = 800 \text{ m/s}$  e  $V_s = 540 \text{ m/s}$  profondità dell'ordine di 15 m.

Ai fini dell'escavabilità possono assimilarsi a «*terre compatte miste a pietre e trovanti di roccia di dimensioni fino a 0,50 m<sup>3</sup>*» aggredibili con i normali mezzi di escavo.

Sulla base delle suddette correlazioni di letteratura e dei dati ricavati dalle prove di laboratorio i parametri geotecnici associabili cautelativamente a questo strato sono:

|                                  |   |
|----------------------------------|---|
| – Peso di volume naturale        | PUV = 21,50÷23,5 kN/m <sup>3</sup>            |
| – Peso di volume saturo          | PUV' = 11,50÷13,5 kN/m <sup>3</sup>           |
| – Coesione efficace              | c' = 0,05÷0,40 daN/cm <sup>2</sup>            |
| – Angolo di resistenza al taglio | φ' = 33÷45°                                   |
| – Modulo elastico                | E <sub>el</sub> = 200÷300 daN/cm <sup>2</sup> |

### C] Argilla limosa / Limo sabbioso-argilloso

Limi sabbiosi debolmente argillosi [C1] passanti gradualmente a prevalenti limi argillosi e/o argille limose debolmente sabbiose [C2] di colore verdognolo con abbondanti screziature rossastre per pregressi fenomeni di ossidazione e qualche ciottolo millimetrico disperso con patine di ossidazione da Mn, consistenti ed asciutti.

#### C1] Limo sabbioso-argilloso

L'unica prova SPT eseguita su detto strato ha fornito una resistenza all'infissione elevata, pari a **N<sub>SPT</sub> = 41**. Le prove DPSH hanno consentito di ricavare una resistenza all'infissione pari ad **N<sub>20</sub> = 25**, valore che convertito in N<sub>SPT</sub> tramite un coefficiente di correlazione 2 ha permesso di ricavare un valore **N<sub>SPT</sub> = 50 colpi**, a riprova della notevole consistenza dei terreni.

I **test di laboratorio** hanno evidenziato come fuso granulometrico, un trattenuto al setaccio 2,00 mm pari a 2,76÷22,37% e al setaccio 0,075 mm del 21,05÷42,95%. La percentuale di limo risulta variabile tra 20,23÷59,42 e quella di argilla variabile tra 14,46÷16,77%. I limiti di Atterberg hanno fornito come LIMITE LIQUIDO **LL = 27÷28**, INDICE DI PLASTICITÀ **IP = 9÷10** e INDICE DI GRUPPO **IG = 0÷8**: secondo i criteri di classificazione CNR UNI 10006, queste terre sono ascrivibili ai sottogruppi **A2-4** «Sabbie limose o argillose» e **A4** «Limi poco compressibili». La classificazione USCS identifica i campioni come **SC** «Sabbie argillose - Miscela di sabbie e argille» e **CL** «Argille inorganiche di media-bassa plasticità – argille ghiaiose o sabbiose».

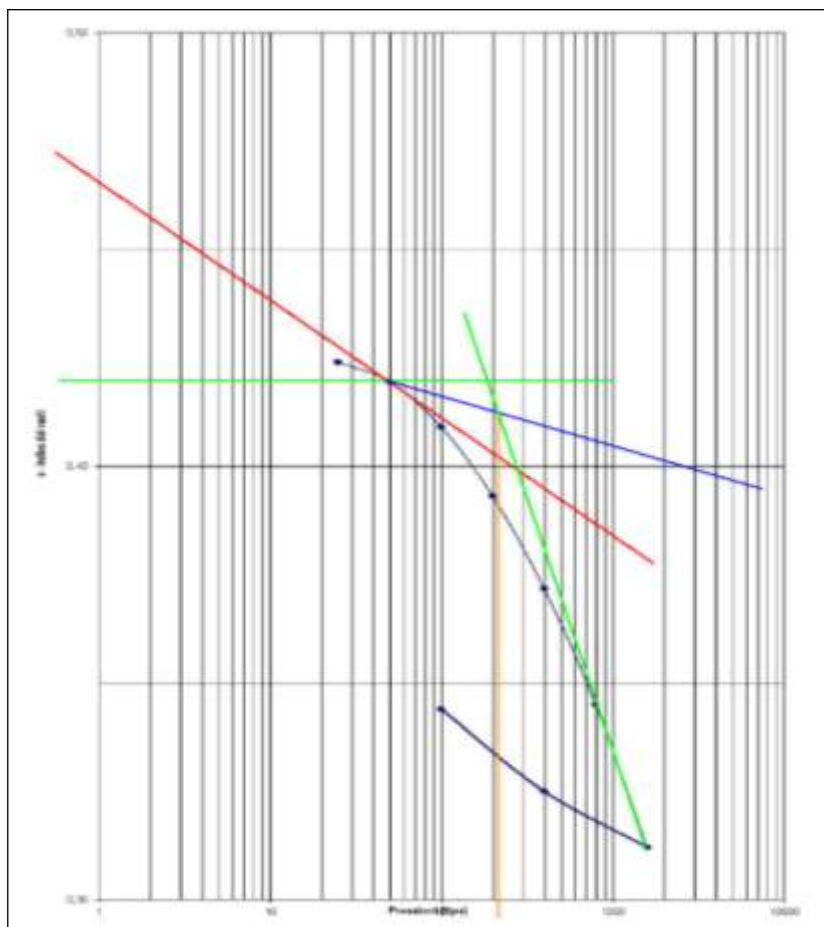
Il peso di volume (**PUV**) allo stato naturale è stato determinato in **2,10÷2,13 g/cm<sup>3</sup>**, il peso specifico dei grani risulta **2,70 g/cm<sup>3</sup>** e l'umidità **W = 11,44÷21,36%**.

Le prove di taglio diretto in condizioni di C.D. eseguite su due campioni hanno evidenziato valori di angolo di attrito **φ = 29,74 e φ = 31,40** e di coesione drenata **c = 27,48 kPa e c=39,24 KPa**.

La prova triassiale eseguita in condizioni U.U. ha fornito un valore di coesione non drenata **c<sub>u</sub>=60÷220 kPa**.

LA PROVA EDOMETRICA eseguita sul provino BH6-SH1 ha fornito – nell'intervallo di pressione circa 100÷200 kPa – un modulo **E<sub>ed</sub>= 56,7÷87,5 daN/cm<sup>2</sup>**, mentre la prova di rigonfiamento eseguita sullo stesso campione ha fornito un riscontro nullo.

Sulla curva di compressione ricavata dalla prova edometrica (**FIGURA 33**) è stata determinata la **pressione di consolidazione (o di preconsolidazione σ'<sub>c</sub>)** ovvero la massima pressione verticale efficace sopportata dal terreno nel corso della sua storia geologica.



**FIGURA 36**  
Determinazione della pressione di preconsolidazione con il metodo di Casagrande.

La stima di  $\sigma'_c$  è stata eseguita attraverso la procedura di Casagrande utilizzando il rapporto

$$\text{OCR} = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_v}$$

se  $\text{OCR} = 1$  il terreno è normalconsolidato

se  $\text{OCR} > 1$  il terreno è sovraconsolidato

Dallo sviluppo dei calcoli risulta  $\sigma'_c \approx 200 \text{ kPa}$ , mentre la pressione geostatica calcolata a -10,50 m dal p.c. è risultata  $\sigma'_v \approx 160 \text{ kPa}$ , da cui  $\text{OCR} \approx 1,25$  indicativo di terreni "leggermente sovraconsolidati".

Le prove di compressione uniassiale ad espansione laterale libera (E.L.L.) hanno indicato valori di rottura  $\sigma_r = 474,98 \text{ kPa}$ , da cui si ricava una coesione non drenata  $c_u = \sigma_r/2 \approx 2,37 \text{ daN/cm}^2$ .

Il S.E.V. 3 ha fornito un valore di resistività medio, dell'ordine di **3.000 Ohm\*cm**.

Sulla base delle correlazioni di letteratura e dei dati ricavati dalle prove di laboratorio i parametri geotecnici associabili cautelativamente a questo strato sono:

|                                  |   |
|----------------------------------|---|
| – Peso di volume naturale        | $\text{PUV} = 21,00 \div 22,00 \text{ kN/m}^3$  |
| – Peso di volume saturo          | $\text{PUV}' = 11,00 \div 12,00 \text{ kN/m}^3$ |
| – Coesione drenata               | $c = 0,20 \div 0,40 \text{ daN/cm}^2$           |
| – Coesione non drenata           | $c_u = 0,60 \div 2,20 \text{ daN/cm}^2$         |
| – Angolo di resistenza al taglio | $\varphi' = 29 \div 31^\circ$                   |
| – Modulo edometrico              | $E_{ed} = 50 \div 80 \text{ daN/cm}^2$          |

## C2] Argilla limosa / Limo argilloso

Le due prove SPT eseguite sullo Strato C2 hanno permesso di ricavare una resistenza all'infissione da media ad elevata, variabile da  $N_{\text{SPT}} = 13 \div 43$ .

Le prove DPSH hanno confermato quanto appurato nelle SPT, consentendo di ricavare un valore di  $N_{20} = 10 \div 20$  valore che convertito in  $N_{\text{SPT}}$  tramite un coefficiente di correlazione 2, ha permesso di ricavare un valore  $N_{\text{SPT}} = 20 \div 40$ , che testimonia l'elevata consistenza dei terreni.

I test di laboratorio hanno evidenziato come fuso granulometrico, un trattenuto al setaccio 2,00 mm di  $0,56 \div 1,73\%$  e al setaccio 0,075 mm del  $11 \div 14,65\%$ . La percentuale di limo risulta dell'ordine di  $56\%$  e quella di argilla variabile tra  $28,72 \div 31,03\%$ .

I limiti di Atterberg hanno fornito come LIMITE LIQUIDO **LL = 27÷35**, LIMITE PLASTICO **LP=18÷22**, INDICE DI PLASTICITÀ **IP = 9÷14** e INDICE DI GRUPPO **IG = 9÷10**. Pertanto secondo i criteri di classificazione CNR UNI 10006, queste terre sono ascrivibili ai sottogruppi **A6** «Argille poco compressibili». La classificazione USCS identifica i campioni come **CL** «Argille inorganiche di media-bassa plasticità – argille ghiaiose o sabbiose».

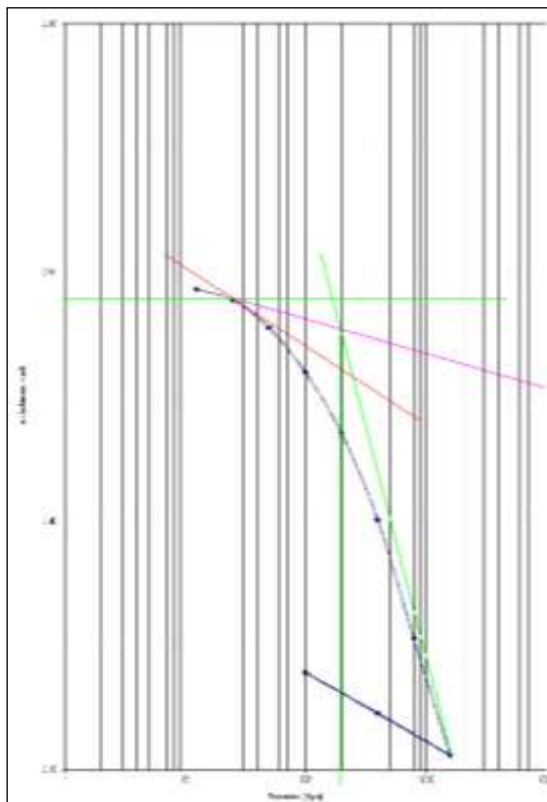
Il peso di volume (**PUV**) allo stato naturale è stato determinato in **2,10÷2,19 g/cm<sup>3</sup>**, il peso specifico dei grani risulta **2,67÷2,72 g/cm<sup>3</sup>** e l'umidità media risulta pari a **W = 17%**.

La prova triassiale eseguita in condizioni U.U. ha ricavato un valore di coesione non drenata **c<sub>u</sub> = 71÷197 kPa**.

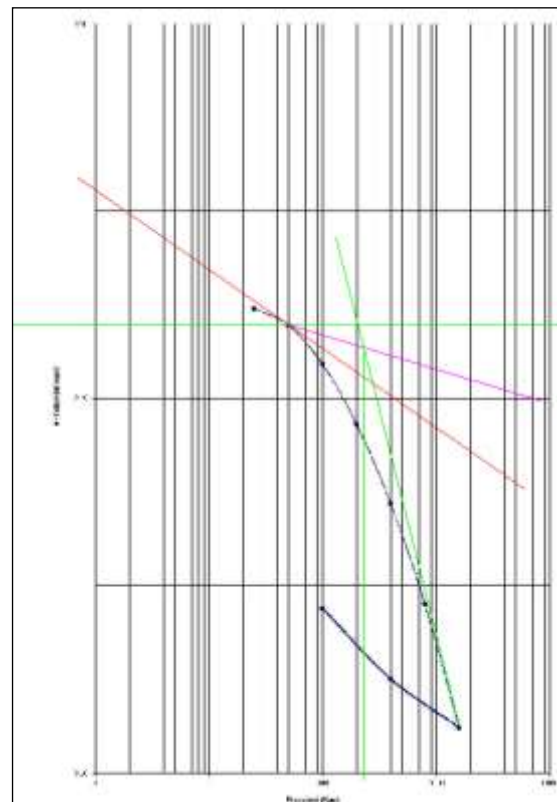
LA 2 prove edometriche hanno fornito – nell'intervallo di pressione circa 100÷200 kPa – un modulo **E<sub>ed</sub> = 41,44÷60,37 daN/cm<sup>2</sup>** per il campione BH1-SH1 e **E<sub>ed</sub> = 67,39÷88,04 daN/cm<sup>2</sup>** per il campione BH6-SH3.

La prova di rigonfiamento eseguita su quest'ultimo campione ha fornito un carico necessario a contrastare il rigonfiamento di **37,0 kPa**.

Sulla curva di compressione ricavata dalla prova edometrica elaborata per entrambi i campioni (**FIGURA 33 e FIGURA 34**), è stata determinata la **pressione di consolidazione**.



**FIGURA 7** - Determinazione della pressione di preconsolidazione per il campione BH1-SH1.



**FIGURA 74** - Determinazione della pressione di preconsolidazione per il campione BH6-SH3.



Dallo sviluppo dei calcoli risulta per il campione BH1-SH1 prelevato a -8,60 m dal p.c.  $\sigma'_c \approx 80$  kPa, e  $\sigma'_v \approx 183$  kPa, da cui si ricava  $OCR \approx 1$ , indicativo di terreni normalconsolidati. Per il campione BH6-SH3 prelevato a -10,50 m dal p.c.  $\sigma'_c \approx 215$  kPa, e  $\sigma'_v \approx 227$  kPa, da cui si ricava  $OCR \approx 1$ , anche in questo caso relativo a terre normalconsolidate.

Le prove di Compressione Uniassiale ad espansione laterale libera (E.L.L.) eseguite su tre campioni hanno indicato valori di rottura  $\sigma_r = 133,79 \div 372,95$  kPa, da cui si ricava una coesione non drenata  $c_u = \sigma_r/2 \cong 0,66 \div 1,86$  daN/cm<sup>2</sup>.

La prova MASW attraversando questo strato ha fatto registrare una velocità delle onde  $V_p = 690 \div 736$  m/s e  $V_s = 422 \div 450$  m/s.

Sulla base dei suddetti riscontri diretti scaturiti dalle prove di laboratorio e dalle prove in situ, i parametri geotecnici associabili cautelativamente a questo strato sono:

|                                  |  |
|----------------------------------|--|
| – Peso di volume naturale        | $PUV = 21,00 \div 22,00$ kN/m <sup>3</sup> |
| – Coesione non drenata           | $c_u = 0,70 \div 2,00$ daN/cm <sup>2</sup> |
| – Angolo di resistenza al taglio | $\varphi = 18 \div 20^\circ$               |
| – Modulo edometrico              | $E_{ed} = 40 \div 60$ daN/cm <sup>2</sup>  |

#### D] Sabbie limose più o meno argillose e sabbia ghiaiosa

Sabbia ghiaiosa o microghiaiosa [D2] o talora sabbia fine limosa [D1 - BH6] in matrice limo-argillosa di colore marroncino-rossastro per pregressa ossidazione, satura, moderatamente addensata.

#### D1] Sabbia ghiaiosa e microghiaiosa

Le prove SPT hanno evidenziato resistenze all'infissione in genere elevate, variabili da  $N_{SPT} = 58 \div 61$  sino a condizioni di "rifiuto" strumentale.

Le prove DPSH hanno fornito un valore di  $N_{20} = 10$  colpi che correlato al dato  $N_{30}$  per mezzo di coefficiente pari a 1,50, valido per *sabbie con molto fine* ha fornito un  $N_{30}$  equivalente medio pari a  $N_{30} = 15$  colpi (DPSH2).

I test di laboratorio hanno evidenziato come fuso granulometrico, un trattenuto al setaccio 2,00 mm di 31,15% e al setaccio 0,075 mm del 32,74%. La percentuale di limo risulta dell'ordine di 23,24% e quella di argilla del 12,87%.

I limiti di Atterberg hanno fornito come LIMITE LIQUIDO **LL = 26**, INDICE DI GRUPPO **IG = 0** mentre il LIMITE PLASTICO E L'INDICE DI PLASTICITÀ non sono stati rilevati. Secondo i criteri di classificazione CNR UNI 10006, queste terre sono ascrivibili ai sottogruppi **A4** «*Limi poco compressibili*».

La classificazione USCS identifica i campioni come **SC** «*Sabbie argillose - miscele di sabbie ed argille*».

Il peso di volume (**PUV**) allo stato naturale è stato determinato in **2,10÷2,19 g/cm<sup>3</sup>**, il peso specifico dei grani risulta **2,67÷2,72 g/cm<sup>3</sup>** e l'umidità media risulta pari a **W = 17%**.

I parametri di resistenza al taglio, determinati con prove di taglio diretto in condizioni di C.D. su un campioni, risultano espressi da valori di attrito interno  $\phi = 32,65^\circ$  e di coesione **c = 35,86 kPa**.

Sulla base dei suddetti riscontri a questo strato possono associarsi i seguenti parametri geotecnici cautelativi:

|                                  |   |
|----------------------------------|---|
| – Peso di volume naturale        | PUV = 21,00÷22,00 kN/m <sup>3</sup>           |
| – Peso di volume saturo          | PUV' = 11,00÷12,00 kN/m <sup>3</sup>          |
| – Coesione drenata               | c = 0,20÷0,30 daN/cm <sup>2</sup>             |
| – Angolo di resistenza al taglio | $\phi' = 32\div34^\circ$                      |
| – Modulo elastico                | E <sub>el</sub> = 270÷300 daN/cm <sup>2</sup> |

## **D2] Sabbia limosa**

L'unica prova SPT eseguita sullo Strati D2 ha permesso di ricavare come resistenza all'infissione un riscontro di **N<sub>SPT</sub> = 21**, rappresentativo di terreni moderatamente addensati.

Le **prove DPSH** hanno fornito un valore di N<sub>20</sub>=10 colpi che correlato al dato N<sub>30</sub> per mezzo di coefficiente pari a 1,50, valido per *sabbie con molto fine* ha fornito un **N<sub>30</sub>** equivalente medio pari a **N<sub>30</sub>=15 colpi** (DPSH2).

I test di laboratorio hanno evidenziato come fuso granulometrico, un trattenuto al setaccio 2,00 mm pari a 0,07% e al setaccio 0,075 mm del 30,49%. La percentuale di limo risulta dell'ordine di 48,64% e quella di argilla variabile tra 20,80%.

I limiti di Atterberg hanno fornito come LIMITE LIQUIDO **LL = 26**, INDICE DI GRUPPO **IG = 0** mentre il LIMITE PLASTICO E L'INDICE DI PLASTICITÀ non sono stati rilevati. Secondo i criteri di classificazione CNR UNI 10006, queste terre sono ascrivibili ai sottogruppi **A4** «*Limi poco compressibili*».

La classificazione USCS identifica i campioni come **ML** « *Sabbie fini limose o argillose / Sabbie molto fini* ».

Il peso di volume (**PUV**) allo stato naturale è stato determinato in **2,08 g/cm<sup>3</sup>**, il peso specifico dei grani risulta **2,67 g/cm<sup>3</sup>** e l'umidità media risulta pari a **W = 20,72%**.

I parametri di resistenza al taglio, determinati con prove di taglio diretto in condizioni di C.D. sul campione BH6-SD2, risultano espressi da valori di attrito interno  $\phi = 32,65^\circ$  e di coesione **c = 35,86 kPa**.

Sulla base dei suddetti riscontri a questo strato possono associarsi i seguenti parametri geotecnici cautelativi:

- Peso di volume naturale PUV = 20,00÷21,00 kN/m<sup>3</sup>
- Peso di volume saturo PUV' = 10,00÷11,00 kN/m<sup>3</sup>
- Coesione drenata c = 0,20÷0,40 daN/cm<sup>2</sup>
- Angolo di resistenza al taglio  $\phi'$  = 32÷34°
- Modulo elastico E<sub>el</sub> = 150÷180 daN/cm<sup>2</sup>

Riepilogando nella **TABELLA 36** sono riportati i valori dei principali parametri geotecnici da associare agli strati litotecnici costituenti il volume significativo del sedime in studio da utilizzare nei calcoli di verifica geotecnica.

| STRATO | SPESSORE  | PARAMETRI GEOTECNICI |  |           |                |        |                 |                 |  |
|--------|-----------|----------------------|--|-----------|----------------|--------|-----------------|-----------------|--|
|        |           | PUV                  | PUV'   | c'        | c <sub>u</sub> | $\phi$ | E <sub>el</sub> | E <sub>ed</sub> |  |
| A      | 0,40÷0,50 |                      | <i>Inadatto come substrato di fondazione</i> |           |                |        |                 |                 |  |
| B      | 3,40÷6,40 | 21,5÷23,5            | 11,5÷13,5                                    | 0,05÷0,40 | -              | 33÷45  | 200÷300         | -               |  |
| C1     | 0,70÷3,70 | 21,0÷22,0            | 11,0÷12,0                                    | 0,20÷0,40 | 0,60÷2,20      | 29÷31  | -               | 50÷80           |  |
| C2     | 1,00÷5,10 | 21,0÷22,0            | -  | -         | 0,70÷2,00      | 18÷20  | -               | 40÷60           |  |
| D1     | 0,40÷1,00 | 21,0÷22,0            | 11,0÷12,0                                    | 0,20÷0,30 | -              | 32÷34  | 270÷300         | -               |  |
| D2     | 2,00      | 20,0÷21,0            | 10,0÷11,0                                    | 0,20÷0,40 |                | 32÷34  | 150÷180         | -               |  |

**TABELLA 36** – Riepilogo dei principali parametri geotecnici cautelativamente assegnati ai diversi litostrati. **PUV** in kN/m<sup>3</sup>, **c** e **c<sub>u</sub>** in daN/cm<sup>2</sup>,  $\phi$  in ° e **E<sub>el</sub>** e **E<sub>ed</sub>** in daN/cm<sup>2</sup>.

## 7. CONCLUSIONI E SUGGERIMENTI PROGETTUALI

Sulla base degli elementi acquisiti durante la campagna di indagine, di seguito si riassumono le principali considerazioni a cui si è pervenuti.

- I. Il modello geologico del sottosuolo vede, al di sotto di una sottile coltre pedogenizzata [Strato A], la presenza di una sequenza alluvionale costituita da depositi grossolani ghiaioso-sabbiosi con ciottoli [Strato B] ben addensati e con livelli semicementati, alternati a livelli talora plurimetrici di limi argilloso-sabbiosi passanti ad argille limose molto consistenti [Strato C] e a sabbie da microghiaiose a fini [Strato D] generalmente ben addensate. Gli spessori dei sedimenti più fini risultano crescenti da NW a SE, come direttamente riscontrato nelle verticali di indagine BH1 e BH6.
  - II. L'analisi geomorfologica del sito non ha riscontrato fenomeni (in atto o potenziali) tali da determinare condizioni di "rischio geologico" s.l., né si prevede che la sua evoluzione morfodinamica naturale possa in qualche modo compromettere la funzionalità delle opere in progetto; inoltre il sito di intervento non è stato perimetrato all'interno del Piano di Assetto Idrogeologico (P.A.I.) e del Piano Stralcio delle Fasce Fluviali (P.S.F.F.).
  - III. Dalle rilevazioni effettuate immediatamente dopo il termine delle trivellazioni entro i fori di sondaggio, è emerso che la sequenza alluvionale è sede di un sistema freatico multifalda sostanzialmente condizionato dalla distribuzione degli stessi depositi sedimentari e dai rapporti eteropici tra i diversi termini che la compongono. Dalle misurazioni effettuate si evince che la soggiacenza della falda risulta a profondità comprese tra 1,00 m e 3,00 m (mese di marzo) e la sua direzione di filtrazione è orientata verso est/sud-est ed.
- Dall'elaborazione delle prove di permeabilità eseguite in situ si riscontra la presenza di tre acquiferi principali con differente grado di permeabilità:
- ◆ acquifero delle alluvioni superficiali [Strato B] con permeabilità media
  - ◆ acquifero delle alluvioni profonde [Strato B] con permeabilità medio-bassa
  - ◆ acquitarde o acquiclude [Strato C] con permeabilità molto bassa fino ad impermeabile

- IV.** In accordo con l'Ordinanza n. 3274 del 20/03/2003 e relativo "TESTO UNICO DELLE COSTRUZIONI", la categoria di sottosuolo da assumersi in base alla velocità di propagazione delle onde sismiche entro i primi 30 m di profondità ( $V_{s30}$ ) al di sotto del previsto piano di posa fondazione, alla luce delle due prospezioni geofisiche di tipo M.A.S.W. eseguite, è quella denominata "B".
- V.** La configurazione geologica e geotecnica del sedime di intervento, per la tipologia delle opere in progetto che contemplano la realizzazione di una centrale solare termodinamica e delle annesse parabole solari, consente di prevedere l'adozione di **fondazioni dirette** (trave rovescia e/o plinto) da impostare almeno alla quota di almeno -1,00 m dal p.c. - avendo cura di superare lo strato superficiale pedogenizzato non idoneo ai fini edificatori - in modo da posizionarsi direttamente entro lo strato di alluvioni ghiaioso-ciottolose in matrice sabbioso-limosa [Strato B]. Si tratta di uno strato piuttosto omogeneo e rinvenuto in maniera diffusa entro il perimetro del lotto in studio fino a quote variabili da -5,80÷-6,70 m dal p.c.. Si contraddistingue per un addensamento molto elevato, come comprovato dalle prove in situ ed in laboratorio, ed è dotato di una buona resistenza al taglio, di una non trascurabile coesione (per via della matrice argilloso-limosa) e di una limitata compressibilità, che consente di applicare pressioni di contatto dell'ordine di 3-4 daN/cm<sup>2</sup> senza manifestazioni di rottura del terreno e con l'attesa di modesti cedimenti. In tal caso per pressioni di contatto contenute, ovvero non superiori a 2 daN/cm<sup>2</sup>, il bulbo delle tensioni sarà collocato interamente all'interno dei depositi dello Strato B, pertanto non verranno interessati da deformazioni verticali gli strati a prevalente frazione argillosa [Strato C], caratterizzati da una maggiore compressibilità e da un cedimento di tipo edometrico ovvero scontabile a medio-lungo termine. In alternativa alle fondazioni dirette si potrà optare per le **fondazioni profonde** mediante **pali trivellati di medio-grande diametro** ( $\varnothing = 1.000\div 1.200$  mm) o **micropali trivellati** ( $\varnothing=200$  mm): infatti, date le caratteristiche dei materiali grossolani più superficiali (talora anche con  $\varnothing = 15-25$  cm), si ritengono di difficile esecuzione sia i pali infissi sia quelli ad elica.
- VI.** Gli scavi in generale potranno essere realizzati con comuni mezzi escavatori di adeguata potenza. Le terre provenienti dallo Strato B, per via dell'elevata percentuale di argilla entro la matrice non potranno essere riutilizzate se non con riserva e previo ulteriori accertamenti. In questo caso infatti le classificazioni CNR-UNI 10006 ha permesso di ricondurre n. 4 campioni nel sottogruppo A2-6, n. 3 nel sottogruppo A2-4 e solo n. 1 nel sottogruppo A1-a.

Nel corso dei sopralluoghi non si riscontrata la presenza di depositi di origine antropica nè di scavi artificiali.

Anche la subsidenza, se si esclude un lentissimo abbassamento ancora in atto in tutta l'area costiera meridionale, è un fattore assolutamente irrilevante tra i processi morfodinamici dell'Isola. Gli unici fenomeni riconducibili a subsidenza registrati nel territorio regionale, sono localizzati negli hinterland di Carbonia ed Iglesias, perlopiù provocati dallo sprofondamento dei "vuoti minerari", meglio noti come "sink-holes". Pertanto sono ben lontani dal settore in studio e soprattutto in contesti geologici e territoriali completamente differenti.

Analogamente, non si è a conoscenza di abbassamenti del suolo provocati dallo sfruttamento delle falde acquifere presso l'area esaminata.

Fanno parte integrante del presente documento le seguenti appendici:

- 1] UBICAZIONE DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE
- 2] ELABORATI STRATIGRAFICI
- 3] PROVE PENETROMETRICHE DPSH
- 4] DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA
- 5] PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO
- 6A] ANALISI CHIMICHE DI LABORATORIO SULLE ACQUE
- 6B] ANALISI CHIMICHE DI LABORATORIO SULLE TERRE
- 7] PROVE DI PERMEABILITÀ IN FORO DI SONDAGGIO
- 8] CARTA DELLE ISOFREATICHE
- 9] CARTA DELLA SOGGIACENZA DELLA FALDA
- 10] SEZIONI LITOTECNICHE SCHEMATICHE
- 11] PROSPEZIONE GEOFISICA

DATA: maggio 2014

IL GEOLOGO:

*Dott. Mauro Pompei*

