

# ADEGUAMENTO S.S. n°87 "SANNITICA"

## INTERVENTI LOCALIZZATI PER GARANTIRE LA PERCORRIBILITA' IMMEDIATA TRATTO "CAMPOBASSO – BIVIO S.ELIA"

### LOTTE A2 E A3

## PROGETTO DEFINITIVO

CB-150

A.T.I. di PROGETTAZIONE:  
(Mandataria)



(Mandante)



(Mandante)

**FRANCHETTI**

IL PROGETTISTA:

Ing. Franco Persio Bocchetto - Ordine Ing. Roma n.° 8664-Sez A  
Ing. Luigi Albert – Ordine Ing. Milano n.° 14725-Sez A  
Ing. Paolo Franchetti – Ordine Ing. Vicenza n.° 2013-Sez A

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Anna Maria Bruna  
- Ordine Geol. Lazio n. 1531

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE  
DISCIPLINE SPECIALISTICHE

Ing. Franco Persio Bocchetto - Ordine Ing. Roma n.° 8664-Sez A

COORDINATORE PER LA SICUREZZA:

Ing. Andrea Maria Enea Failla - Ordine Ing. Catania n.° A6701

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Ing. CLAUDIO BUCCI

## GE-GEOLOGIA GEOTECNICA E SISMICA

Geotecnica e sismica

Relazione Geotecnica

CODICE PROGETTO

PROGETTO

LIV.PROG. ANNO

D P C B 0 1 5 0 D 2 2

NOME FILE:

T00GE00GETRE01A

REVISIONE

SCALA

CODICE  
ELAB.

T 0 0 G E 0 0 G E T R E 0 1

B

-

|      |                  |             |                 |                   |              |
|------|------------------|-------------|-----------------|-------------------|--------------|
|      |                  |             |                 |                   |              |
|      |                  |             |                 |                   |              |
| B    | ISTRUTTORIA ANAS | Luglio 2022 | Ing. C. Morerio | Geol. F. Staffini | Ing.L.Albert |
| A    | EMISSIONE        | Aprile 2022 | Ing. C. Morerio | Geol. F. Staffini | Ing.L.Albert |
| REV. | DESCRIZIONE      | DATA        | REDATTO         | VERIFICATO        | APPROVATO    |

**INDICE**

|     |                                                                                                      |    |
|-----|------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| 1   | Introduzione.....                                                                                    | 1  |
| 1.1 | GENERALITÀ .....                                                                                     | 1  |
| 1.2 | Normativa di riferimento.....                                                                        | 1  |
| 2   | Riferimenti.....                                                                                     | 3  |
| 2.1 | Normativa di riferimento.....                                                                        | 3  |
| 2.2 | Documenti di progetto .....                                                                          | 3  |
| 2.3 | Bibliografia.....                                                                                    | 3  |
| 3   | CARATTERISTICHE GENERALI DEL SITO .....                                                              | 4  |
| 4   | INDAGINI DISPONIBILI .....                                                                           | 6  |
| 4.1 | INDAGINI PROGETTO PRELIMINARE .....                                                                  | 6  |
| 4.2 | INDAGINI PROGETTO DEFINITIVO .....                                                                   | 6  |
| 5   | ELABORAZIONE DEI DATI.....                                                                           | 8  |
| 5.1 | Prove in sito e laboratorio .....                                                                    | 8  |
| 5.2 | MECCANISMI DI MOBILITAZIONE DELLE FRANE ALL'INTERNO DEI TERRENI<br>"GEOTECNICAMENTE COMPLESSI" ..... | 38 |
| 6   | PROFILO DI RIFERIMENTO E PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO .....                                       | 41 |
| 6.1 | DATI INCLINOMETRICI .....                                                                            | 41 |
| 6.2 | PROFILI DI RIFERIMENTO E PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO .....                                       | 41 |
| 6.3 | Posizione della falda .....                                                                          | 42 |
| 7   | RACCOMANDAZIONI GENERALI DI PROGETTO.....                                                            | 44 |
| 7.1 | le fondazioni dei viadotti .....                                                                     | 44 |
| 7.2 | IL CONTENIMENTO DEL CORPO STRADALE .....                                                             | 44 |
| 7.3 | CEDIMENTI DEI RILAVATI .....                                                                         | 45 |
| 7.4 | DRENI.....                                                                                           | 45 |

## **1 INTRODUZIONE**

### **1.1 GENERALITÀ**

La presente relazione intende fornire la caratterizzazione geotecnica dei terreni d'imposta della variante della strada ANAS SS87, Sannitica, tratto "Campobasso-Bivio S. Elia", Lotti A2 e A3.

La planimetria definitiva del tracciato è riportata in Figura 1.1 ove compaiono anche i rilievi relativi alla stabilità dei versanti con indicazione delle zone "instabili". Si ritiene importante fare fin da subito riferimento a tali indicazioni essendo proprio le tematiche relative alla stabilità dei versanti quelle che hanno fondamentalmente condizionato tutte le principali scelte ingegneristiche per le opere d'arte e per il corpo stradale. L'area in questione ricade cioè in zona caratterizzata dalla prevalente presenza di "terreni geotecnicamente complessi", comuni a larghe parti delle zone appenniniche, per i quali è fortunatamente disponibile ampia e circostanziata letteratura di cui si è tenuto debito conto nelle considerazioni di cui al seguito.

Sono presenti nella tratta qui di interesse n°4 viadotti; oltre alle fondazioni delle spalle, i viadotti 1, 2 e 4 presentano 3 pile intermedie, mentre il viadotto 3, il più lungo, ne ha 5. Il corpo stradale è in parte in rilevato e in parte in trincea, con la ricerca costante di minimizzarne le altezze, in relazione alle delicate condizioni di stabilità all'intorno.

La Relazione Geologica di progetto definitivo (rif. [5]) fornisce l'inquadramento geologico, geomorfologico, idrologico e sismico della zona; essa illustra inoltre sia le indagini del progetto preliminare che quelle del definitivo, che costituiranno l'indispensabile riferimento delle considerazioni di cui al seguito, congiuntamente con il profilo di cui allegate Tavole 1.2/1.3 e 1.4. e le sezioni geologiche (riff. [11] e [12]). L'ubicazione di tutte le verticali esplorate è riportata nel rif. [13].

Sulla base delle informazioni di cui sopra, nei paragrafi seguenti si provvederà a fornire i profili geotecnici di calcolo e i parametri da adottare nelle varie verifiche delle opere, insieme ad alcune raccomandazioni operative destinate alla ottimizzazione degli interventi.

### **1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Le verifiche descritte nella relazione in oggetto sono state condotte ai sensi delle Norme Tecniche delle Costruzioni (NTC 2018, D.M. 17 Gennaio 2018, Rif. 2.1).

**RELAZIONE GEOTECNICA**

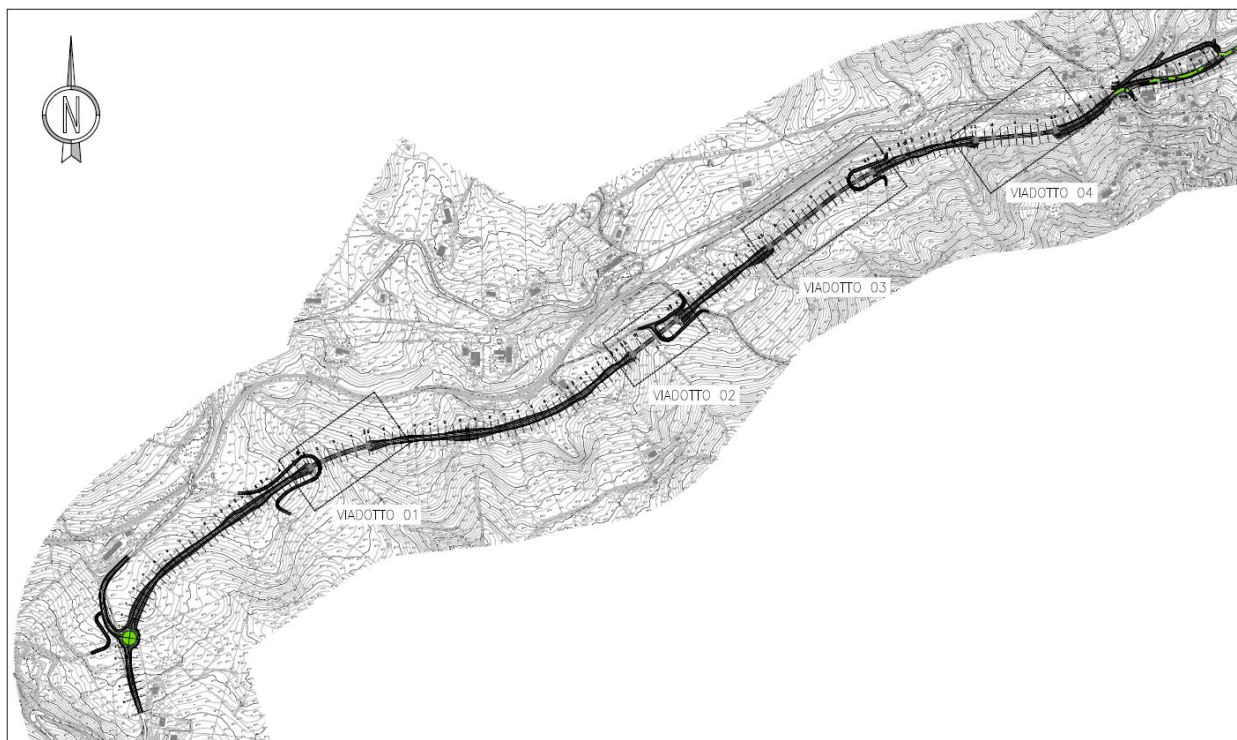


Figura 1.1 – Planimetria generale dell'area di intervento

## **2 RIFERIMENTI**

### **2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

- [1] D.M. 17 Gennaio 2018. "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»" (G.U. n. 42 del 20 Febbraio 2018).
- [2] Circolare 21 Gennaio 2019, n. 7 "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018." (Suppl. Ordinario alla G.U. n. 35 del 11 Febbraio 2019).
- [3] AGI - Associazione Geotecnica Italiana - "Raccomandazioni sui pali di fondazione", 1984
- [4] AGI-AICAP – "Ancoraggi nei terreni e nelle rocce - Raccomandazioni", 2012

### **2.2 DOCUMENTI DI PROGETTO**

- [5] Doc. n. T00GE00GEORE03A "Relazione geologica, geomorfologica e idrogeologica"
- [6] Doc. n. T00GE00GETRE01A "Relazione Geotecnica"
- [7] Doc. n. T00GE00GETRE02A "Relazione Sismica"
- [8] Doc. n. T00VI01STRRE01A "Relazione tecnica e di calcolo - Impalcato"
- [9] Doc. n. T00VI01STRRE02A "Relazione tecnica e di calcolo - Sottostrutture"
- [10] Doc. n. T00PS00GETRE01A "Relazione tecnica e di calcolo - Sezioni in rilevato e trincea"
- [11] Doc. n. T00EG00GE0PG01 e T00EG00GE0PG02 "Profilo geologico"
- [12] Doc. n. T00EG00GE0SG01 "Sezioni geologiche trasversali"
- [13] Doc. n. T00EG00GE0PI01 "Planimetria ubicazione indagini"
- [14] Imos Srl: "Indagini geognostiche – Moniotraggio inclinometrico e piezometrico", IG04 del 05/2021

### **2.3 BIBLIOGRAFIA**

- [15] Lancellotta R. (2012) – Geotecnica, Zanichelli
- [16] C. Viggiani C. (2003) – Fondazioni, Hevelius Edizione.
- [17] Berezantzev V.G. (1965) – "Design of deep foundation" VI ICSMFE, Montreal 1965, Vol.II
- [18] Bustamante M. e Doix B. (1985) "Une Méthode pour le Calcul des Tirants et des Micropieux Injectés", Bull. Liaison Labo. P. et Ch. N. 140, nov dic 1985 – Réf. 3047.
- [19] Picarelli, J. Di Maio, C. De Rosa, J.: "Processes and mechanisms governing the transition of slides in tectonized clays and clay shales into rapid earthflows", Rivista Italiana di Geotecnica, 4/2021;
- [20] Di Maio, C., De Rosa, J., Vassallo, R., Coviello, R., Macchia, G.: "Hydraulic conductivity and pore water pressures in a clayey landslide: experimental data", Geosciences, 2020/10, 102.
- [21] Comegna, L.: "Proprietà e comportamento delle colate in argilla", Tesi di dottorato, Un. di Napoli (relatore: Picarelli, L.), 2005
- [22] Guerriero, G., Olivares, L., Picarelli, L.: "Modelling the mechanical behaviour of clay shales: some experimental remarks". Colloquium Mundanum, Bruxelles, 1995
- [23] Picarelli, L., Comegna, L., Urcioli, G.F.: "The friction angle mobilized by shallow earthflows in tectonized clay shales", Rivista Italiana di Geotecnica, 1/2022.

### 3 CARATTERISTICHE GENERALI DEL SITO

L'inquadramento generale della Relazione Geologica descrive le unità di maggiore interesse in zona: *"...I depositi dell'Unità Sicilide affiorano in gran parte dell'area in studio...Sono formati da depositi...costituiti in prevalenza dalla **Formazione delle Argille Varicolori**... di colore variabile dal rosso al grigio, al verde, con intercalazioni lapidee arenacee e calcaree...Lo spessore dell'Unità è superiore a 1500m, determinato soprattutto da più sovrapposizioni tettoniche...Le Argille Scagliose... affioranti nell'area di studio, sono caratterizzate da un assetto strutturale con una elevata caoticità, determinata dal notevole trasporto tettonico subito..."* E ancora: *"...le Argille Varicolori si presentano in sovrapposizione tettonica sulle Argille del Fiume Fortore.... Si tratta di un'alternanza di argille biancastre, sabbie e arenarie disposte in strati, passanti verso l'alto ad argille grigiastre..."*.

Dal punto di vista stratigrafico, al di sotto di uno spessore variabile di riporto costituito da materiali a granulometria mista (di qualche rilevanza solo in corrispondenza dei rilevati stradali e ferroviario esistenti, si distinguono i seguenti livelli:

- **depositi di frana**, presenti soprattutto sui versanti flishoidi, nelle aree di affioramento delle Argille Varicolori. La litologia locale è funzione della natura del substrato coinvolto nel dissesto; prevalgono terreni sabbioso-argillosi con isolati elementi lapidei;
- **argille varicolori**, in facies più o meno "variabili" (prevalenza di argilliti scagliose, con intercalazioni di livelli più o meno importanti di inclusioni marnose e/o prevalentemente arenacee/lapidee).  
*"...Gran parte del tracciato stradale in progetto è interessata dalla successione pelitica [quella cioè più fortemente argillificata] e solo per piccoli tratti si poggia su quella lapidea..."* (da rif. [5]);
- argille del Fiume Fortore, in contatto con la Varicolori tramite una superficie di sovrascorrimento. Esse sono presenti sia in successione con prevalenza sabbiosa che prevalentemente argillosa, la prima in realtà caratterizzata da alternanze di livelli centimetrici o decimetrici di argilla, inserite tra gli strati a granulometria più grossolana.

Gli specifici rilievi di superficie e la consultazione delle carte di archivio ha permesso di localizzare le zone interessate da più o meno attuali (o potenziali) fenomeni di instabilità dei versanti. In considerazione delle comuni caratteristiche di forte preconsolidazione originaria dei depositi e della medio-alta plasticità delle componenti argillose, si dovrà prendere in considerazione la elevata probabilità che anche zone oggi quiescenti possano in un non lontano futuro risentire degli stessi fenomeni di rammollimento superficiale e di elevate pressioni interstiziali profonde che nelle aree oggi mappate (fortemente concentrate nel tratto centrale e orientale del percorso (come ben visibile in Figura 1.1) possano estendersi all'intero tracciato.

Nella descrizione delle caratteristiche idrogeologiche del sito, la Relazione Geologica propone alcune osservazioni di grande interesse per la successiva schematizzazione geotecnica del sito:

- la permeabilità "propria" di tutti gli strati di cui sopra è molto bassa, salvo che in caso di possibili trasferimenti attraverso le discontinuità delle inclusioni lapidee;
- i versanti in superficie sono incisi da più fossi, modificati però dall'attività agricola. Essi risultano molto degradati e scarsamente incisivi ed entrano in funzione solo in corrispondenza di eventi meteorici importanti;
- il rilevamento di punti di emergenza di falde acquifere non ha evidenziato la presenza di importanti pozzi o sorgenti. Le cinque sorgenti perenni censite da Acquater nel 1979-80 non sono state ritrovate;
- la permeabilità dei depositi in questione deriva principalmente da *"...sistemi di fratturazione spesso fra loro intersecanti..."* (rif. [5]). I sette pozzi a uso irriguo presenti in zona hanno profondità massime di 5.6m e raccolgono acqua all'interno dei livelli detritici e alterati del substrato argilloso. Tale meccanismo potrebbe validare le considerazioni del modello di stabilità locale di cui al par.5.2.

## **RELAZIONE GEOTECNICA**

Le quote di falda rilevate dai 7 piezometri a tubo aperto installati lungo il tracciato sono piuttosto basse nella parte iniziale e centrale del tracciato, fino alla progressiva circa 1+600 (Viadotto 2) con soggiacenze di 5÷6m fino a 0+800, per scendere invece a 19-15 e 12m nella seconda zona citata. Le letture invece, a partire dal Viadotto 3 segnalano una profondità di falda a soli 2m dal p.c..

La rilevanza di tali dati verrà discussa al par. 6.3.

## **4 INDAGINI DISPONIBILI**

### **4.1 INDAGINI PROGETTO PRELIMINARE**

Nelle aree interessate dal progetto stradale è stata condotta nel 2004 una campagna di indagine geognostica e geotecnica finalizzata alla Progettazione Preliminare di adeguamento della SS87 Sannitica nei tratti compresi tra il km 149+460 ed il km 168+00, su incarico del Provveditorato Regionale alle OO.PP per il Molise.

Per questa campagna di indagine sono stati eseguiti:

- 24 sondaggi verticali a carotaggio, profondi da 25 a 40m;
- Prelievo di 24 campioni indisturbati;
- N.13 prove penetrometriche dinamiche continue con penetrometro pesante;
- N.69 stendimenti sismici a rifrazione da ml 160;
- N.9 prove "down-hole" nei fori di sondaggio;
- Prove geotecniche di laboratorio.

I risultati di questa campagna d'indagine sono stati considerati ai fini della delimitazione degli affioramenti litologici rilevati in campana nella Relazione Geologica (Rif.[5]).

### **4.2 INDAGINI PROGETTO DEFINITIVO**

La campagna d'indagine geognostica è stata così articolata:

- n. 21 sondaggi, di cui n. 17 a carotaggio continuo e n.4 a distruzione di nucleo, con profondità variabili dai 10 ai 40m, complessivamente comprendenti:
  - n. 36 prove SPT;
  - n. 78 campionamenti di terre e rocce derivanti dai sondaggi;
  - n. 14 prove pressiometriche in foro di sondaggio;
  - n. 12 installazioni di tubazione inclinometrica, massimamente finalizzate a utilizzo composito di misure inclinometriche e prospezioni geofisiche down-hole;
  - n. 7 installazioni piezometriche;
  - n.1 installazione di tubazione standard per prospezione down-hole.
- n. 18 pozzetti esplorativi, distinti da finalità prettamente geotecniche e/o "ambientali" (n.14) e archeologiche (n.4), complessivamente comprendenti le seguenti attività:
  - n. 7 prove di carico su piastra, distribuite in altrettanti pozzetti;
  - campionamenti di terreno in n.12 pozzetti, destinati ad analisi chimiche di laboratorio per caratterizzazione ambientale.
- monitoraggio inclinometrico e piezometrico delle strumentazioni installate, con quantità totale di misure ripartite come segue:
  - n. 5 misure, compresa misura di azzeramento, in n. 16 fori (n. 10 inclinometri e n. 6 piezometri);
  - n. 2 misure, compresa misura di azzeramento, in n. 3 fori (n. 2 inclinometri e n. 1 piezometro).

Sono stati realizzate inoltre:

- n.8 rilievi sismici in foro mediante tecnica Down-hole (DH) nei fori di sondaggio denominati S2, S10, S11, S12, S15, S16, S19 e S21.
- n.8 rilievi sismici a stazione singola del tipo HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio);
- n. 16 stendimenti sismici tomografici a rifrazione in onde di compressione (P) e di Taglio (S).

È stato eseguito almeno un sondaggio per ciascuna delle principali opere di linea. Per i viadotti è stato realizzato circa un sondaggio per spalla.

Per la valutazione dei piani di posa dei rilevati sono stati eseguiti pozzetti esplorativi con esecuzione di prove di carico su piastra e talvolta il prelievo di campioni indisturbati.

Ai fini della caratterizzazione sismica, alcuni sondaggi sono stati attrezzati per l'esecuzione della prova Down-Hole in modo tale da ottenere la categoria di suolo sismico in corrispondenza delle principali opere.

La scelta del tipo di indagine con relative prove di laboratorio è stata correlata alla natura dell'opera da realizzare, con la lunghezza dei sondaggi determinata in funzione del volume geotecnicamente significativo.

Per ogni sondaggio sono state eseguite più prove SPT il cui numero risulta funzione della lunghezza del sondaggio e delle formazioni investigate; tali prove consentono di fornire indicazioni meccaniche e d'identificazione sismica in maniera indiretta così come previsto dalla normativa vigente.

Sulle carote prelevate sono state eseguite prove con Pocket Penetrometer.

Tutti i campioni prelevati, sia di tipo indisturbato che rimaneggiato, sono stati sottoposti a prove di laboratorio per la determinazione della curva granulometrica, dei parametri fisici (peso dell'unità di volume, peso specifico, contenuto naturale d'acqua); per i campioni di tipo limoso-argillosi sono stati eseguiti anche i limiti di Atterberg.

Per la determinazione delle caratteristiche meccaniche ed elastiche sono state eseguite:

- prove di taglio diretto;
- prove triassiali di tipo CD;
- prove triassiali di tipo CU;
- prove triassiali di tipo UU;
- prove edometriche;
- prove di compressione monoassiale roccia.

Si rimanda al quadro riassuntivo delle prove geotecniche di laboratorio in allegato alla Relazione Geologica (Rif.[5]) per il dettaglio del risultato delle analisi eseguite.

## **5 ELABORAZIONE DEI DATI**

### **5.1 PROVE IN SITO E LABORATORIO**

Si discutono nel seguito i risultati ottenuti sia dalle prove di laboratorio che da quelle in sito.

Dalla Figura 5.1 alla Figura 5.4 si illustra la composizione granulometrica dei terreni distribuiti lungo il tracciato, fino alle massime profondità esplorate. La frazione "fine" (limo e argilla) è nettamente prevalente, salvo in corrispondenza di alcuni orizzonti specifici ove il carotaggio ha incontrato livelli lapidei. Va a questo proposito sottolineato che tutti i sondaggi eseguiti hanno rinvenuto strati di elevata consistenza: calcari, calcari-marnosi e marne, spesso fratturati, con spessori continui variabili da punto a punto ma talvolta anche di qualche metro.

A titolo di esempio, si riportano nel seguito le descrizioni di alcuni profili:

a) S1 PZ

- Da 5 a 6.6 m da p.c.: presenza di trovanti e/o livelli lapidei;
- Da 6.6 a 20 m: argilla limosa... con inclusi lapidei calcarei centimetrici... livelli centimetrici e decimetrici di natura calcarea e calcareo-marnosa...La frazione pelitica presenta consistenza molto rigida o dura mentre la frazione lapidea presenta resistenza debole.

Con una struttura come sopra il campionamento indisturbato della parte più argillosa risulta estremamente difficile e le prove di laboratorio poco rappresentative. Per forza di cose si trascura inoltre totalmente la frazione lapidea che, se pure di "resistenza debole" (attenzione: riferimento ad una roccia!) è pur sempre dotata di resistenza a compressione stimabile almeno in 1 MPa (rocce tenere).

L'assunto di cui sopra è comprovato dal fatto che tutte le prove di resistenza eseguite in laboratorio raggiungono la condizione di rottura con deformazioni percentuali del 6÷12% ben superiori cioè a quelle caratteristiche di argilla compatte "continue" (con carichi di preconsolidamento confrontabili), a conferma di un significato disturbo del campione.

b) S2 DH:

- 4.5÷19.5m da p.c.: limi argillosi... con locali ghiaie sub-angolose. A luoghi si rinvenivano calcari grigi in strati millimetrici e livelli da pochi centimetri a 40÷50cm. Terreno a consistenza da rigida a molto rigida;
- 19.5÷23.30m: limi come sopra...passaggi di alcuni millimetri di argilla marnose e marne argillose grigie. Terreno da rigido a molto rigido;
- 23.30÷40m come sopra...passaggi di spessore 3÷4cm di argille marnose e marne argillose. Terreno a consistenza da molto rigida a dura.

c) S3 PZ

- 4.5÷19.2m da p.c.: limi argillosi...A luoghi si rinvenivano calcari grigi in strati millimetrici e livelli da pochi centimetri fino a 40÷50cm con abbondanti ghiaie angolose... Terreni a consistenza da rigida a molto rigida;
- 19.2÷23.3m: come sopra... passaggi...di argille marnose e marne argillose (da rigide a molto rigide);
- Oltre 23.3m: come sopra...passaggi... 3÷4cm di argille marnose e marne argillose (da rigide a molto rigide).

È facilmente intuibile che, in una situazione quale quella fino a qui descritta ove i risultati delle prove triassiali (TX uu) sono normalmente compresi tra 50 e 100 kPa (due sole eccezioni: sondaggio S20PZ, campione CI2, 11.5÷12.0m,  $c_u=154.4$  kPa e sondaggio S13PZ, campione CI3, 21.2÷21.65m,  $c_u=116.2$  kPa) si rischia una significativa sottostima dei parametri medi di resistenza dei vari strati, con un conseguente sovradimensionamento della lunghezza dei pali, per di più in terreni ove lo scavo risulterà certamente da eseguirsi con macchine di elevata potenza e capacità di passaggio attraverso a livelli semi-lapidei e lapidei. Si è preferito quindi riferirsi ai risultati delle prove in sito, ottenuti su di uno spessore maggiore di terreno e che in qualche modo danno conto della complessità del profilo locale e del contributo di resistenza dei livelli lapidei e semi-lapidei;

d) S5:

- 4.5÷10m da p.c.: argille limose da debolmente marnose... intercalate da lamine... di marne argillose sub-litoidi...strati max 4cm di calcare biancastro e calcare marnoso... di calcareniti avana...;
- 10÷20cm: argille marmose ... con rari con inclusi litici...sottili intercalazioni lapidee in lamine e strati...calcareniti avana...;

e) S6 PZ e seguenti:

- tutte le stratigrafie dei sondaggi mettono in luce la presenza di numerose e più o meno spesse intercalazioni di materiali litoidi e di una elevata consistenza dei depositi, a partire dai 5÷6m dal p.c.

Come già sottolineato, le peculiarità stratigrafiche di cui sopra rendono molto difficile il campionamento indisturbato e complicano non poco la susseguente preparazione dei provini in laboratorio, con il risultato del rischio di una severa sottovalutazione dei parametri di deformabilità e resistenza di tutti gli strati, in particolare di quelli profondi, sede dei numerosi pali di fondazione e presidio.

A ulteriore conferma della elevata consistenza dei materiali in questione (per quanto concerne il loro comportamento nei riguardi dei carichi verticali, in specifico) nelle Figura 5.5/5.6 e 5.7 si riportano i risultati delle misure down-hole per tre sondaggi diversi, distribuiti lungo il tracciato d'interesse. Si nota che:

- le velocità sia delle onde di taglio (S) che di compressione (P) crescono linearmente con la profondità fino a 5 (÷6)m dal p.c., ove raggiungono valori elevati, discretamente omogenei e all'incirca stabili (leggermente crescenti con la profondità). La presenza di livelli lapidei di spessore significativo (più consistenti) è evidenziata da incrementi locali di entrambe le misure;
- in tutti i casi i valori misurati sia per le onde S che per quelle P sono caratteristici di terreni di alta resistenza;
- come noto, dalle misure citate è possibile derivare anche la deformabilità dei depositi attraversati, con moduli elastici riferiti alle "piccole deformazioni". Dividendo i valori così ottenuti per (÷5)10, si ottengono quelli applicabili al corrente campo di cedimenti delle opere qui di interesse ( $E_{es}$ ). Per i terreni al di sotto dei 5÷6m dal p.c. si ha:  $E_{es} = 70÷100$ MPa in sommità e  $100÷400$  MPa a maggiore profondità (15÷30)m; essi non solo risultano significativamente più alti di quelli forniti dalle prove edometriche di laboratorio, ma confermano anche la elevata consistenza del deposito, valutata nel suo insieme (compresi cioè gli interstrati lapidei)

L'analisi fin qui condotta vuole sottolineare la sostanziale uniformità dei depositi che verranno attraversati dai pali di fondazione per quanto riguarda il loro comportamento nei riguardi della risposta ai carichi

verticali e quella ai carichi orizzontali al di sotto della zona superficiale, potenzialmente in movimento. Si cercherà di dimostrare nel seguito che il reale problema da risolvere è non già quello delle "differenze" lungo il tracciato, bensì quello della sottostima delle caratteristiche di deformabilità e resistenza dei terreni "profondi" nonché delle difficoltà costruttive correlate alla loro elevata consistenza e alla presenza dei frequenti interstrati di roccia.

Di quanto sopra si è tenuto conto nella scelta della tipologia dei pali, con ricorso sistematico a quelli di tipo trivellato ed esclusione dei pali a elica continua e dei pannelli di diaframma; per tali due ultime modalità esecutive, la presenza degli strati lapidei avrebbe potuto condurre all'arresto dell'avanzamento e alla necessità di ricorrere all'impiego dello scalpello. Ovviamente, tempi e costi dei pali trivellati saranno influenzati dalla presenza degli strati di roccia, con la necessità di prescrivere l'adozione di attrezzature di scavo con la dovuta potenza.

La Figura 5.8 riporta il valore del peso di volume misurato in laboratorio. Esso si attesta attorno ai  $(17\div)18 \text{ kN/m}^3$  nella parte superficiale del deposito per crescere poi in profondità, oltre i  $12\div14\text{m}$  da p.c., a  $18\div19 \text{ kN/m}^3$ .

Le caratteristiche di plasticità dei terreni esplorati sono illustrate dalla Figura 5.9. Solo nell'ambito dei primi  $4\div5\text{m}$  dal p.c. i contenuti di acqua (W) sono prossimi o superiori al limite plastico (LP); a maggiori profondità, W è sempre significativamente inferiore a LP, a conferma di un elevato grado di consolidazione e di resistenza.

Tale differenza è da considerarsi correlata all'influenza del rilascio tensionale dei livelli più vicini al piano campagna, favorito dalle infiltrazioni in profondità delle acque meteoriche.

Il limite liquido (LL) misurato è compreso tra 45 e 60%, con valori di indice plastico (IP) di  $20\div30\%$ , caratteristici di terreni con plasticità medio alta.

Con riferimento ai dati citati si sono poi esaminati i risultati delle prove in sito, tutte riferite al comportamento non drenato dei materiali attraversati.

La Figura 5.10 riporta i valori delle resistenze SPT misurate a fondo foro; i vari simboli individuano i diversi tipi di terreno classificati nella Relazione Geologica. I risultati sono molto dispersi, con numerose prove che raggiungono la condizione di "rifiuto" (numero di colpi per un avanzamento di 15cm superiore a 50); per verificare la possibile "congruenza" nell'ambito dello stesso tipo di materiali, nella Figura 5.11 e Figura 5.12 si sono suddivise per "formazioni" (AVP in 5.11 e AVPL/AVL in 5.12) ma il risultato ottenuto fornisce per entrambi casi valori fortemente variabili, essendo:

- AVP: Argille Varicolori con componente pelitica (dalla Relazione Geologica): se ne osserva una distribuzione "casuale" con la profondità, mista ad altri strati con analoga origine;
- AVPL: Argille Varicolori con componente argilloso-marnoso-calcareo;
- AVL: Argille Varicolori con componente prevalentemente lapidea.

La Figura 5.12 testimonia che entrambe le due ultime tipologie di deposito possono essere costituite da parti talvolta molto resistenti (il numero di prove a "rifiuto" è decisamente più elevato che non per i materiali tipo AVP; anche per questi ultimi comunque 3 su 10 prove conducono a resistenze dinamiche molto elevate) ma sono presenti anche livelli più facilmente penetrabili e quindi meno compatti.

Questa analisi sembra indicare che, se è vero che a partire da circa 5m da p.c. sono presenti strati tutti di più che discreta resistenza (con una tendenza alla crescita con la profondità), è anche vera la probabile commistione di livelli argillosi veri e propri con ridotto grado di cementazione (o elevata condizione di disturbo) con altri praticamente lapidei.

Le correnti correlazioni di letteratura permettono di stimare la coesione non drenata ( $c_u$ ) del deposito sulla base della resistenza dinamica  $N_{SPT}$  misurata con:

$$c_u = (6 \div 7) \cdot N_{SPT} \text{ (kPa)}$$

Se ne deduce che i valori minimi, al di sotto dei 5m da p.c. ( $N_{SPT} = 20 \div 50$  colpi/30cm) oscillano tra 140 e 300 kPa, con un elevato numero di prove a "rifiuto" (da Figura 5.10: tra 5 e 10m da p.c.: 5 prove sulle 11 disponibili); ne consegue che per il dimensionamento di elementi che, a rottura, coinvolgono "estesi" volumi di terreno, non sia corretto fare riferimento ai limiti inferiori sperimentali, ma si debba tener conto di tutto quanto emerso dalle indagini che ripetutamente sottolineano la presenza di strati molto più resistenti.

Analogamente a quanto sopra: oltre -10m da p.c. sono disponibili 8 misure a rifiuto su un totale di 14 prove. Se ne dovrà tener conto nella scelta dei parametri di calcolo.

Sono state eseguite anche numerose prove pressiometriche; i risultati in termini di modulo pressiometrico sono riportati in Figura 5.13. Il tentativo di suddividerli in termini di "formazione" (come già tentato per le prove SPT) non ha fornito risultati particolarmente significativi. Confrontando la Figura 5.14 ove si riportano i dati delle sole argille varicolori tipo AUP con quelli della Figura 5.15 (AVPL e AVL), in teoria relativa a strati semilapidei o lapidei, si deve concludere di una distribuzione di risultati non particolarmente congruente (in particolare: i risultati a circa 15 e 17m da p.c. devono ritenersi affetti da disturbo in fase esecutiva). Le pressioni limite ( $P_e$ ) misurate nel corso della stessa prova sono rappresentate in Figura 5.16; tutti i valori sono elevati e confermano la presenza di terreni di buona consistenza. A conferma del "disturbo" in fase di perforazione per le due prove precedentemente citate, a circa 15 e 17m da p.c., si nota che i valori di  $P_e$  qui misurati, non si discostano più di tanto da quelli adiacenti, a sostegno del recupero di una qualche rappresentatività della misura in presenza di grandi deformazioni.

Sulla base delle correlazioni di letteratura (si vedano, ad esempio, gli atti della "Journée d'études: la pratique du pressiomètre en Belgique", Bruxelles, 18/09/2017, ove vengono aggiornate quelle precedentemente raccomandate da Ménard e dai suoi collaboratori), si ritiene si possa far riferimento a:

- Coesione non drenata:

$$c_u = (P_e - p_0)/5.5 \approx (P_e/5.5)$$

$P_e$  = pressione limite dalla prova pressiometrica, compresa tra 1.2 e 1.5 MPa a modesta profondità tra 2 e 2.5 al di sotto dei 6m da p.c. e tra 1.5 e 2MPa oltre i 10m da p.c. (probabile la sottostima del primo valore);

$p_0$  = pressione efficace (trascurabile rispetto a  $p_e$ )

Per lo strato superficiale si ottiene  $c_u > 200$ kPa e per quello profondo un valore medio superiore a 300kPa. Entrambi sono significativamente superiori a quelli ottenuti dalle prove di laboratorio sui campioni indisturbati dal sito. Ancora una volta si sottolinea però che la fitta stratificazione con presenza di livelletti più o meno rigidi/lapidei rende pressoché impossibile il prelievo di carote veramente "indisturbate". E pertanto assolutamente congruente con lo stato dei luoghi che la resistenza non drenata del terreno non possa ricavarsi in laboratorio;

- Modulo di Young (E): dalla stessa bibliografia si ha:

$$E \cong 3 \cdot E_M \text{ (argille molto compatte)}$$

$E_M$  = modulo da pressiometro Mènard

Nel presente caso si potrà pertanto far conto, per i terreni al di sotto dei 4÷5m da p.c. di valori del modulo elastico compresi tra 90 e 300MPa, con una conferma di quanto deducibile dalle misure di cui alle Figura 5.5/5.6 e 5.7.

Sono disponibili anche misure della resistenza non drenata da prove *UU* di laboratorio, rappresentate in Figura 5.17. In Figura 5.18 esse sono confrontate con le misure al sito da prova; è immediato riconoscere la grande discordanza tra i due insiemi, dovendosi quindi riconoscere la scarsa affidabilità delle prime rispetto alle seconde. Si sottolinea oltretutto, come già accennato, il rilevamento di deformazioni a rottura (per le prove di laboratorio) di gran lunga in eccesso rispetto a quelle normalmente osservate per materiali "intatti".

Si sono anche esaminati criticamente i risultati delle prove edometriche, alla luce dei criteri di "qualità" del campione (ISO-2014) riportati in calce alla Tabella 5.1. A commento della stessa, si osserva:

- Le pressioni di sovraconsolidazione ( $\sigma'_p$ ) indicate sono riportate direttamente sul certificato di prova e come tali diagrammate in Figura 5.19;
- La stessa figura (simboli con il cerchio) ne propone il confronto con la pressione verticale efficace, calcolata nell'ipotesi prudenziale di una falda generalizzata ubicata a 9m dal p.c. Si noti che la presenza di falda all'interno della potenziale superficie di scorrimento posta a  $\approx 5$ m dal p.c. non "alleggerisce" il peso del terreno, funzione affidata al solo livello che interessa il deposito nel suo insieme;
- Al di sotto dei  $\approx 5$ m da p.c., tutti i valori di  $\sigma'_p$  sono o inferiori o molto prossimi alla linea tratteggiata che rappresenta la pressione verticale efficace in sito. Tale risultato è certamente non congruente con le reali caratteristiche del terreno in sito.

Con riferimento ai "giudizi" della penultima colonna della Tabella 5.1, si ha:

- I soli campioni probabilmente di buona qualità sono quelli prelevati al di sopra dei 5m da p.c.;
- Il campione S12 CI3, 15÷15.3m mostra un valore di OCR eccessivamente basso (1.09). il giudizio di "very good to excellent" è con ogni probabilità da riportarsi alla sua pressione di espansione, verosimilmente prossima al valore di  $\sigma'_{v0}$ . In altre parole: la variazione misurata del suo indice dei vuoti richiesta per ristabilire la pressione efficace in sito è piccola (e quindi il campione rientra nella categoria dei "buoni") in quanto esso è aumentato di volume una volta introdotto nella cella di prova ed ha quindi mostrato una deformazione verticale modesta per raggiungere di nuovo, sotto carico,  $\sigma'_{v0}$ .  
Tuttavia, il valore di  $\sigma'_p$  determinato in base alle misure è con ogni probabilità largamente sottostimato (si vedono anche le considerazioni di cui al seguito);
- Per il campione S13 PZ CI1 valgono considerazioni del tutto analoghe.

Per approfondire l'analisi di cui sopra si sono processati i risultati delle prove *UU* precedentemente citati, in accordo al modello generale, proposto da Skempton (1964):

$$(c_u / \sigma'_{v0})_{OC} = (c_u / \sigma'_{v0})_{NC} \times OCR^\alpha$$

Ove il rapporto  $(c_u / \sigma'_{v0})_{NC}$  valido per terreni normalmente consolidati può essere posto pari a 0.22 e l'esponente  $\alpha$  del grado di sovraconsolidazione (OCR) è tipicamente uguale a 0.8.

Una volta determinato OCR, si può stimare la pressione di sovraconsolidazione mediante:

$$\sigma'_p = \text{OCR} \times \sigma'_{v0}$$

Il procedimento indicato è stato applicato a tutte le *UU* disponibili, di cui alla Figura 5.17 (come da Tabella 5.2). la Figura 5.19 riporta i valori ottenuti. Si propongono i seguenti commenti:

- in tutti i campioni per i quali sono disponibili sia la prova edometrica (cerchio colorato) che *UU* (triangolo colorato), l'approccio di cui sopra fornisce valori molto maggiori per le seconde prove che non per le prime, nonostante il dubbio che i valori di  $c_u$  di riferimento siano comunque inferiori al reale;
- i valori di  $\sigma'_p$  dalle  $c_u$  confermano l'assenza di terreni sotto consolidati;
- l'utilizzo dei risultati delle prove edometriche nella schematizzazione geotecnica del sito potrebbe comportare una severa sottostima delle caratteristiche degli strati posti al di sotto dei  $\approx 5\text{m}$  da p.c.

Si è passati infine all'analisi delle prove di resistenza finalizzate alla misura dei parametri drenati. La Figura 5.20 presenta le misure dell'angolo di resistenza al taglio  $\phi$ . È evidente l'influenza dei livelli più fortemente cementati che spingono  $\phi$  verso i  $32\div 35^\circ$ , tipici di terreni granulari; i valori compresi tra  $22.5$  e  $26^\circ$  sono in realtà quelli congruenti con le caratteristiche di plasticità dei livelli argillosi che saranno quelli che condizioneranno la stabilità di tutti i pendii in zona e l'entità delle spinte di lungo termine sulle opere di sostegno. A tale caratteristica di resistenza si dovrà poi accoppiare la coesione in termini di sforzi efficaci ( $c'$ ), rappresentata in Figura 5.21. La forte preconsolidazione di tutti i terreni del sito conduce a misure comprese tra  $10$  e  $30\text{kPa}$ , cui si farà riferimento nel seguito per la scelta dei parametri di progetto dei pali negli strati "profondi".

**RELAZIONE GEOTECNICA**

**Percentuali frazioni granulometriche  
da pk.0+000 a pk.1+000**

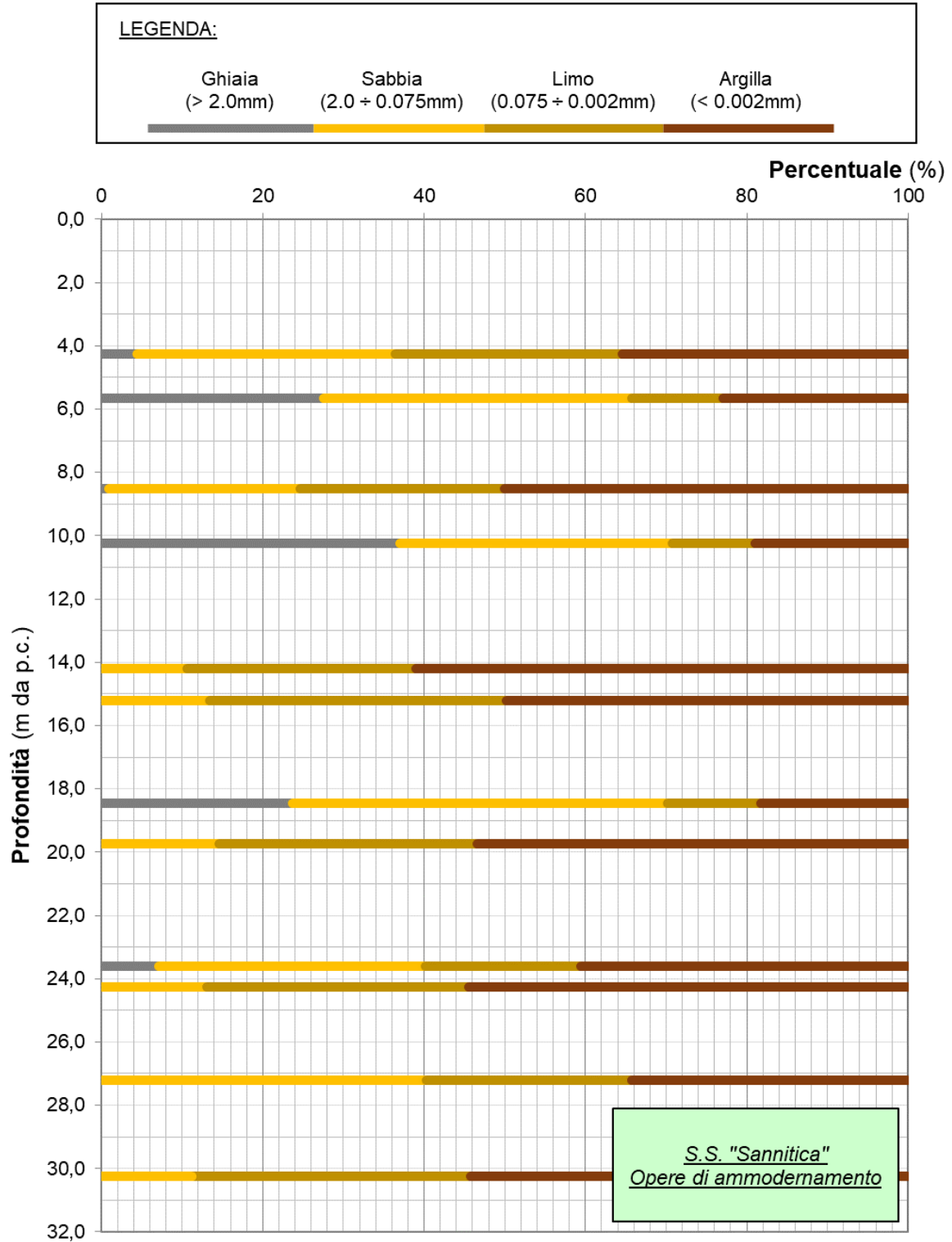


Figura 5.1

**RELAZIONE GEOTECNICA**

**Percentuali frazioni granulometriche  
da pk.1+000 a pk.2+000**

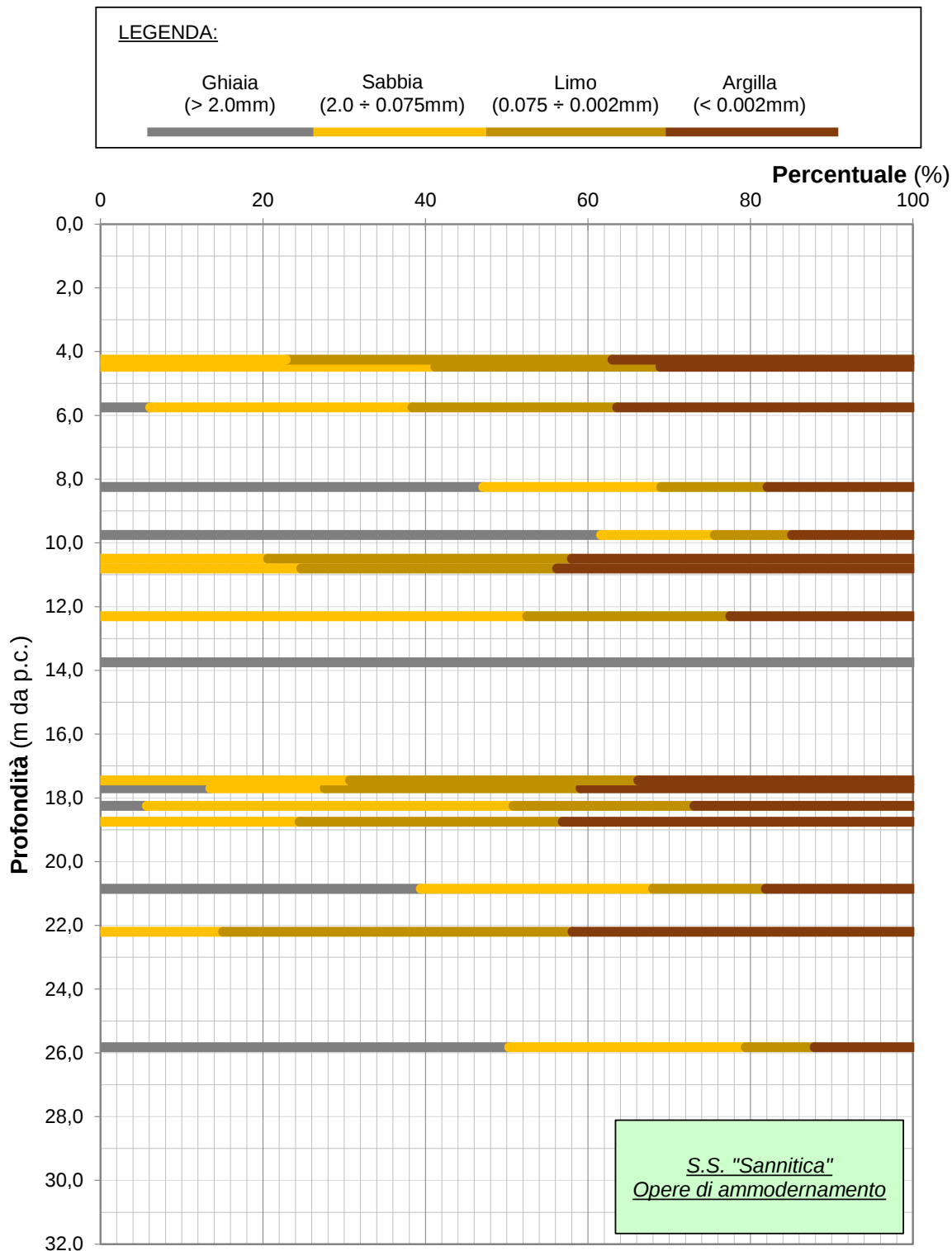


Figura 5.2

**RELAZIONE GEOTECNICA**

**Percentuali frazioni granulometriche  
da pk.2+000 a pk.2+500**

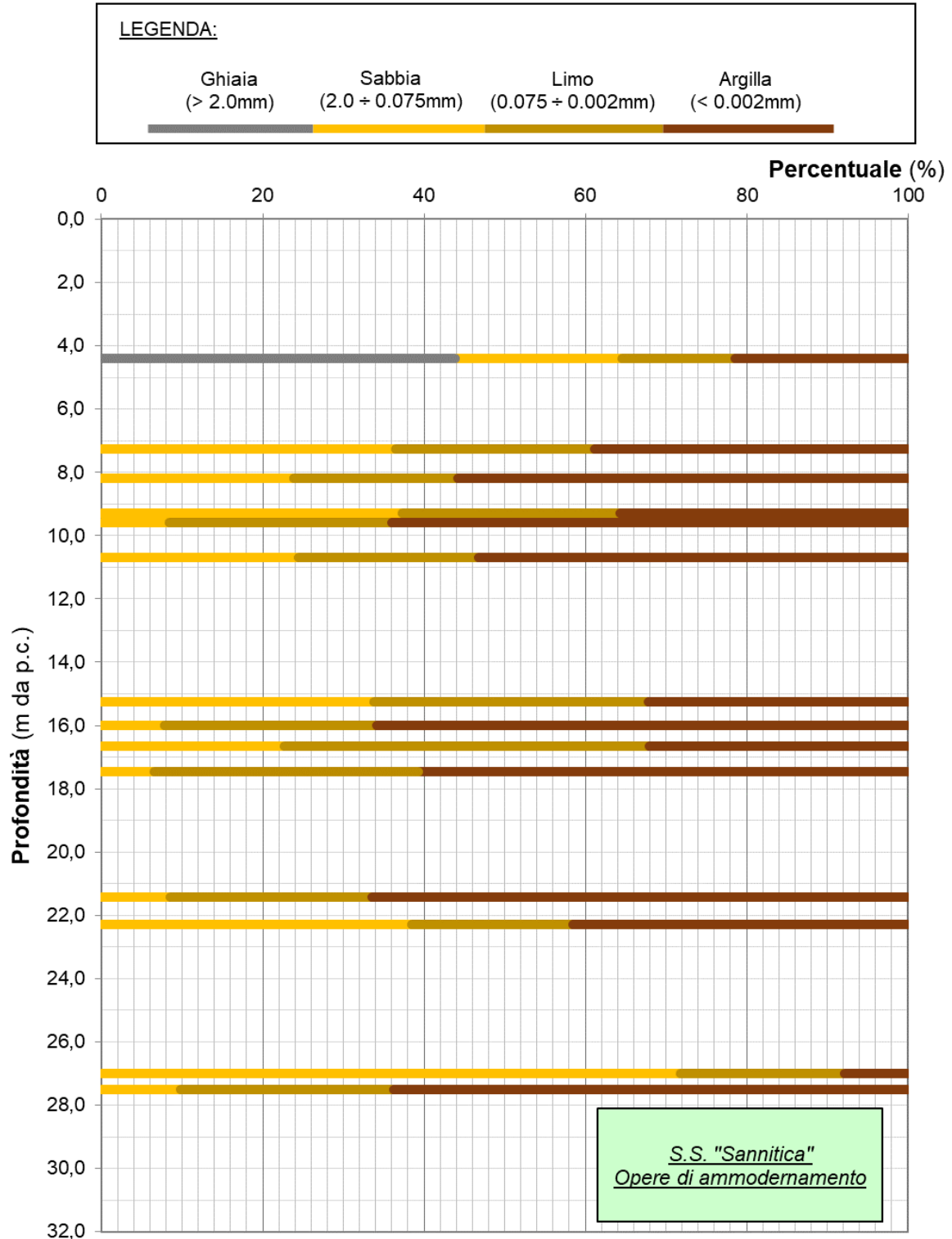


Figura 5.3

**RELAZIONE GEOTECNICA**

**Percentuali frazioni granulometriche  
da pk.2+500 a pk.3+000**

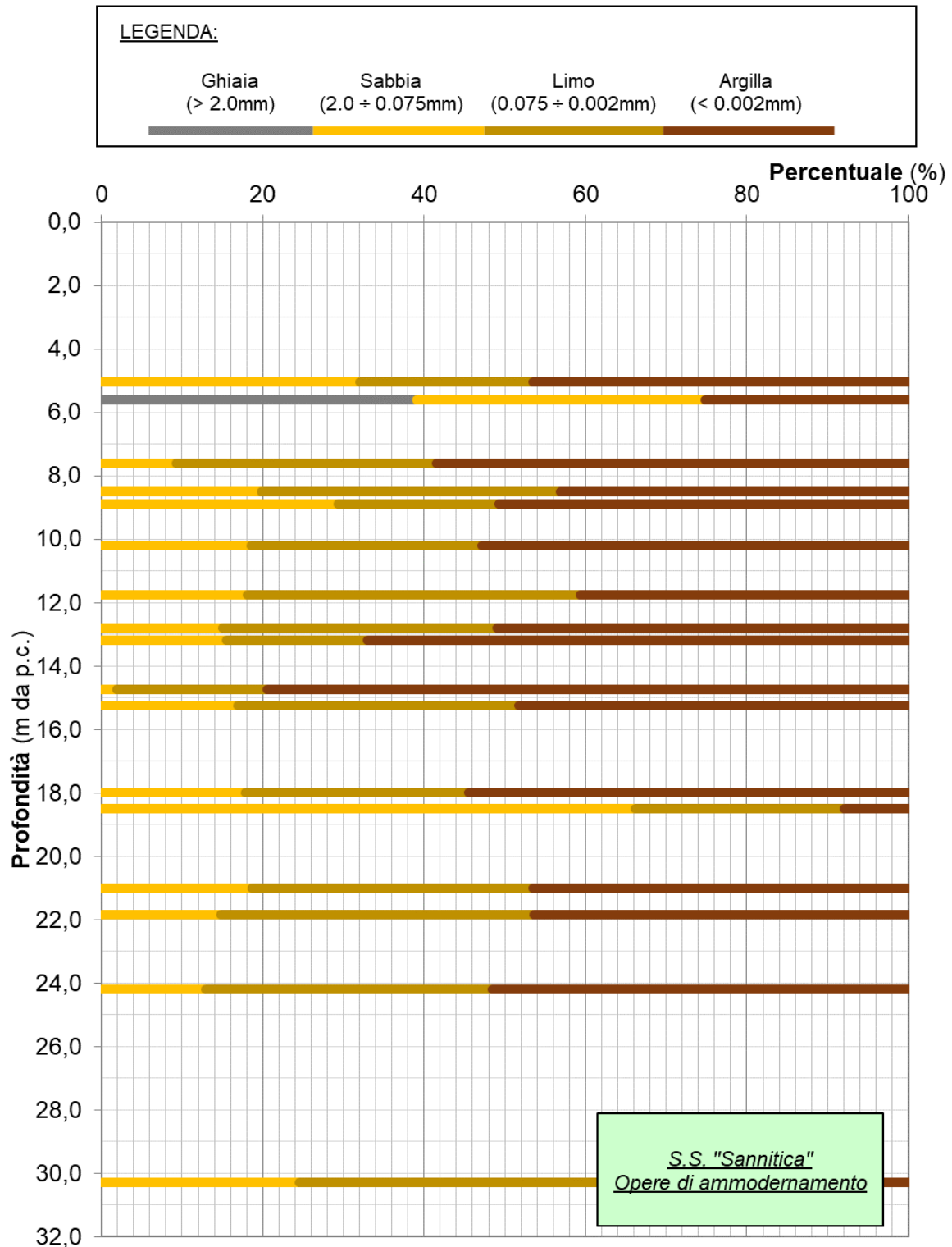


Figura 5.4

**RELAZIONE GEOTECNICA**

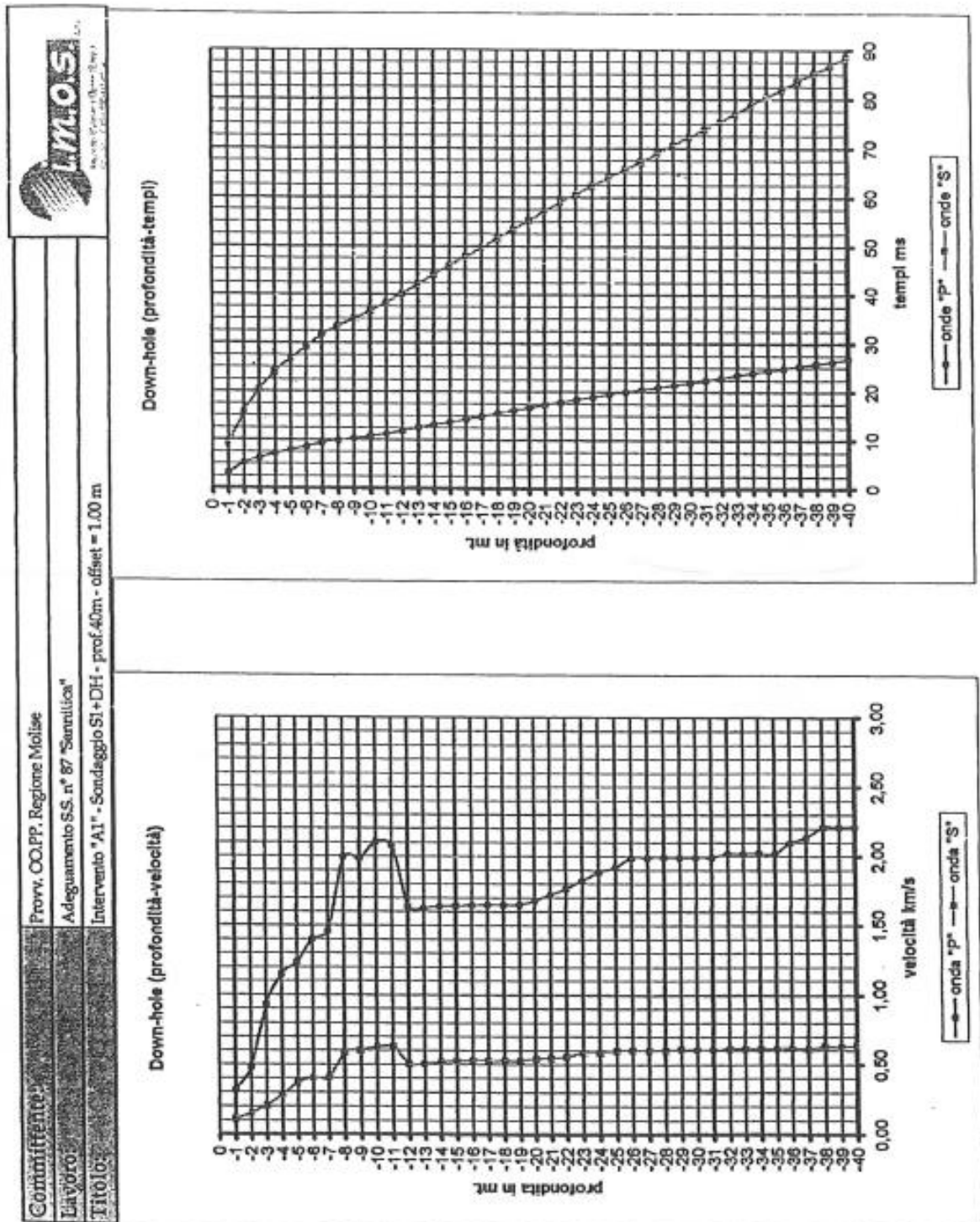


Figura 5.5

**RELAZIONE GEOTECNICA**

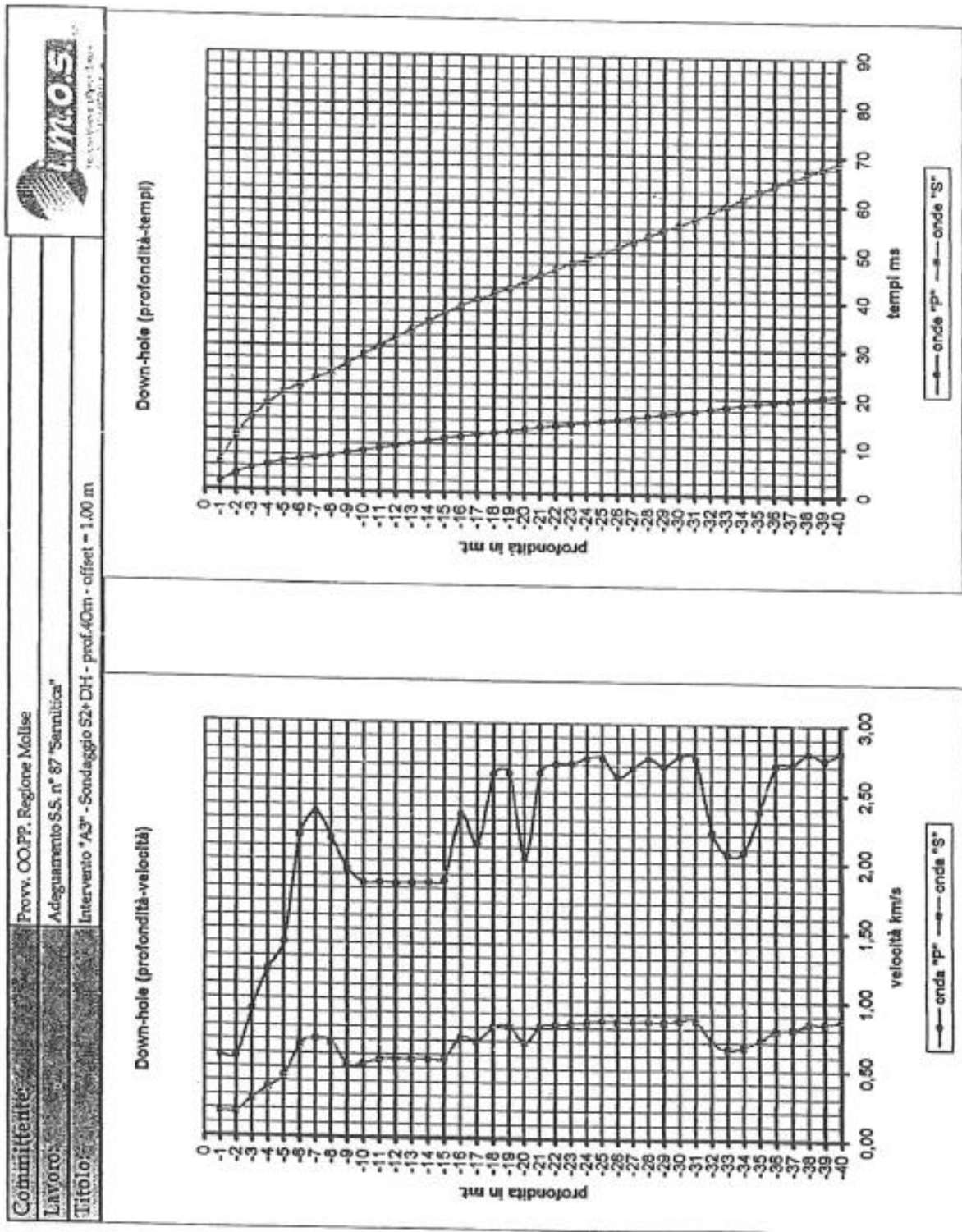


Figura 5.6

RELAZIONE GEOTECNICA

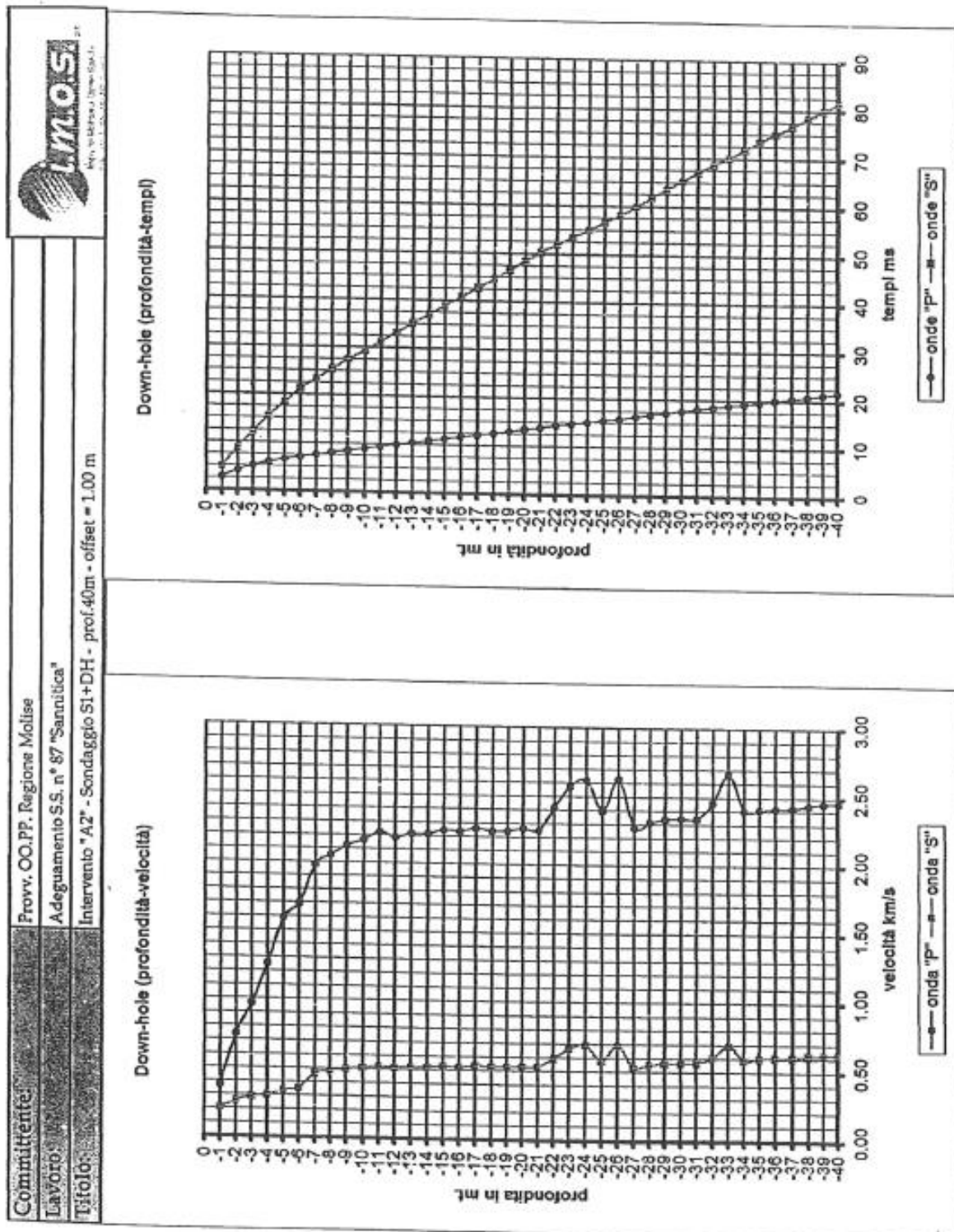


Figura 5.7

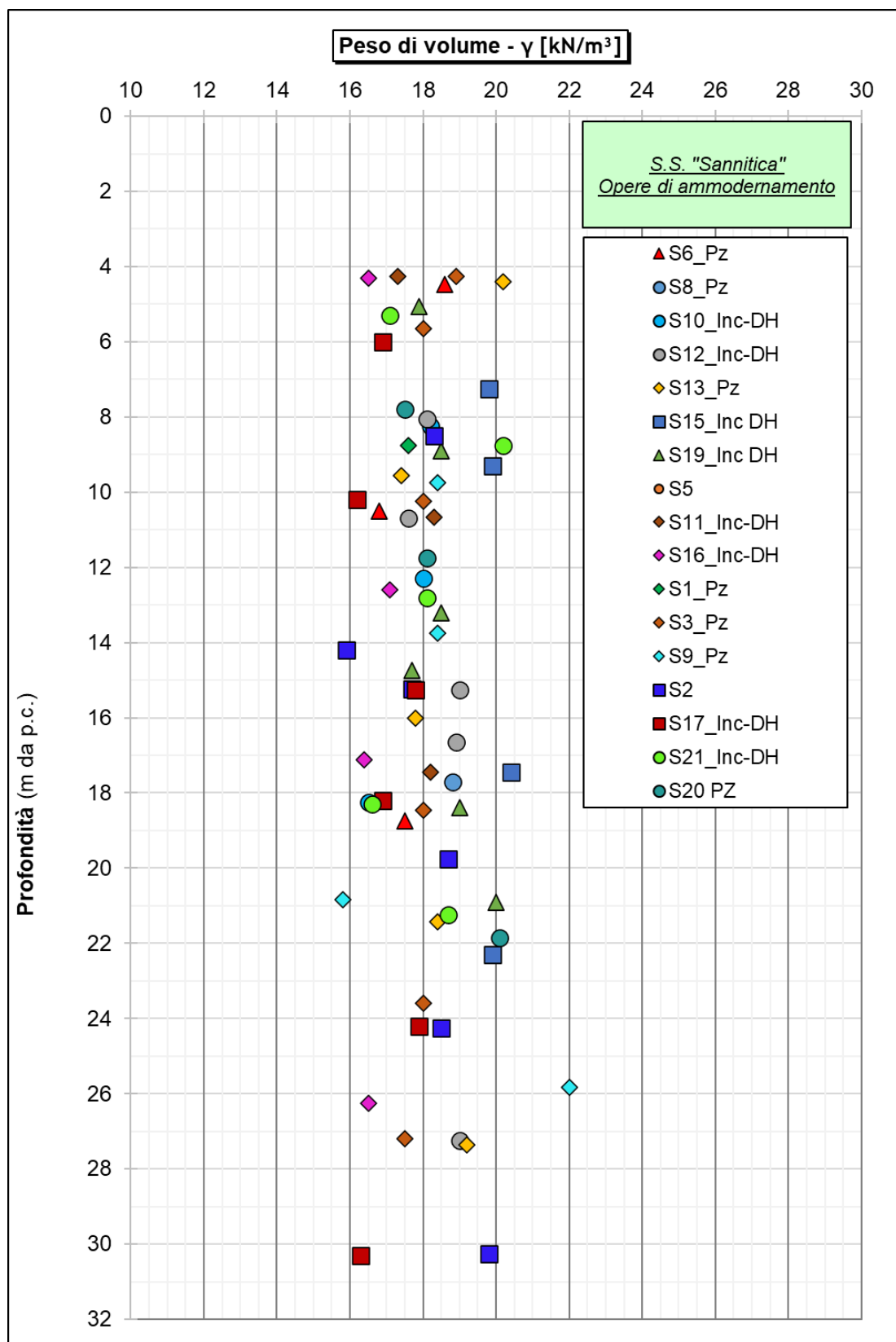


Figura 5.8

**RELAZIONE GEOTECNICA**

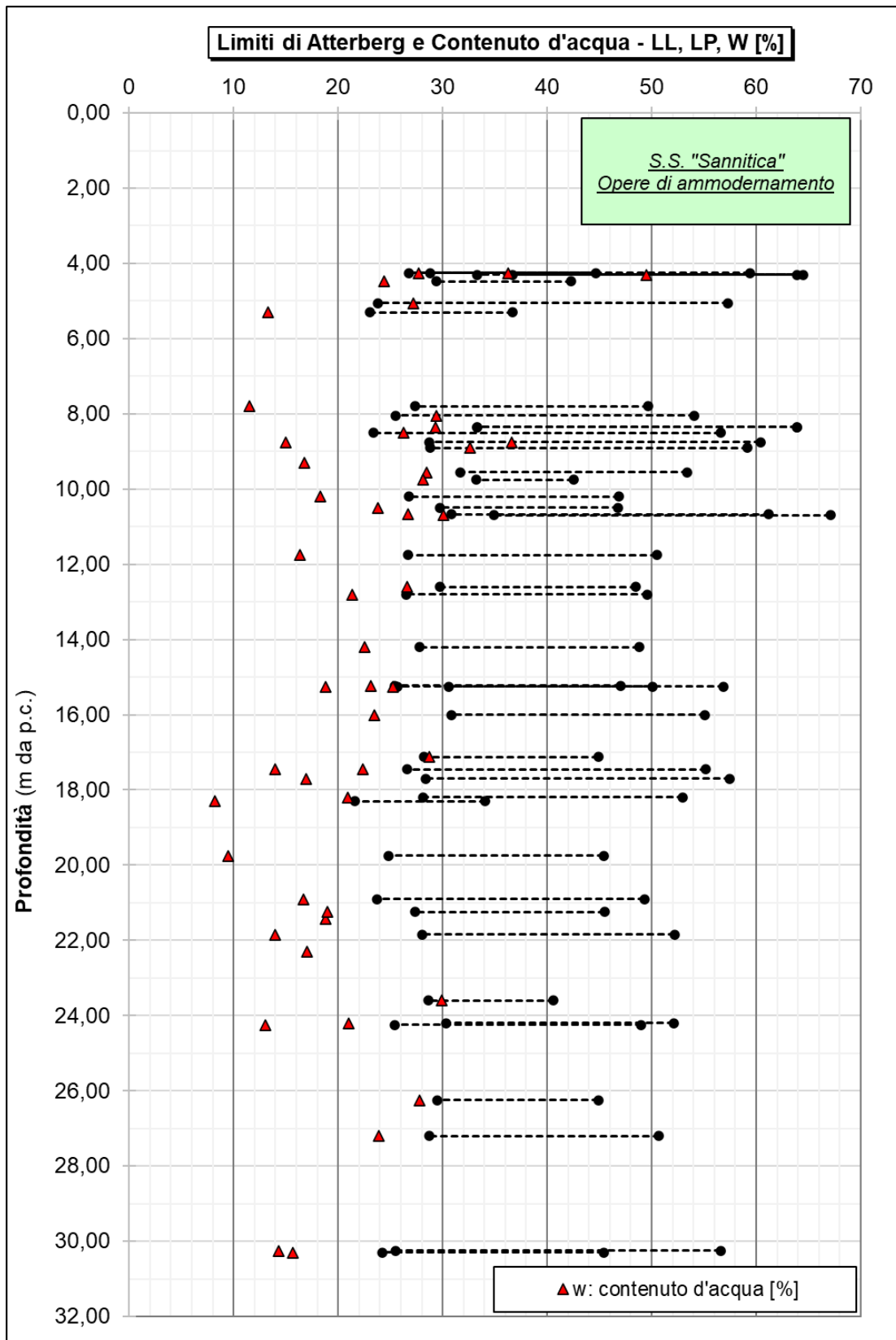


Figura 5.9

**RELAZIONE GEOTECNICA**

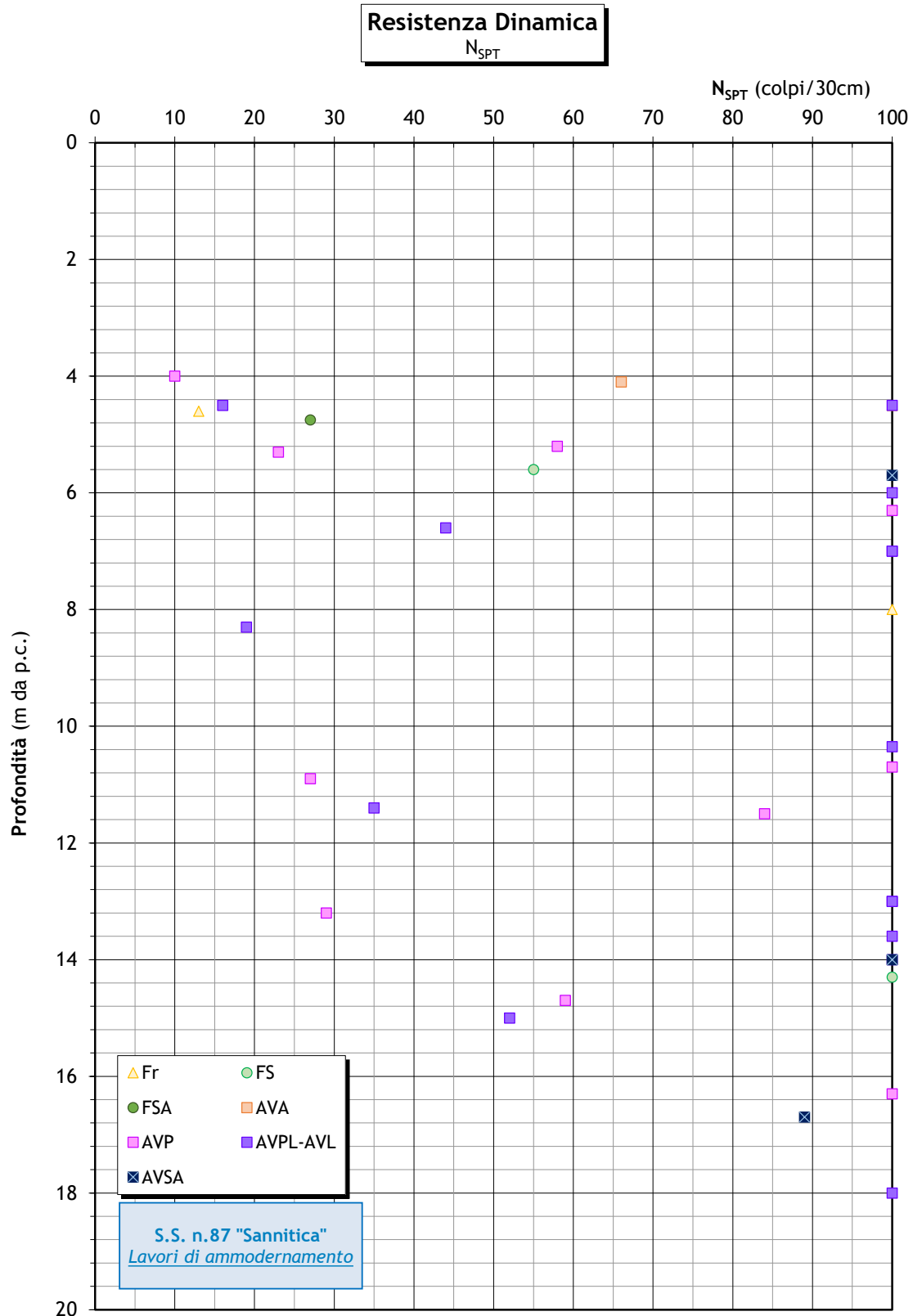


Figura 5.10

**RELAZIONE GEOTECNICA**

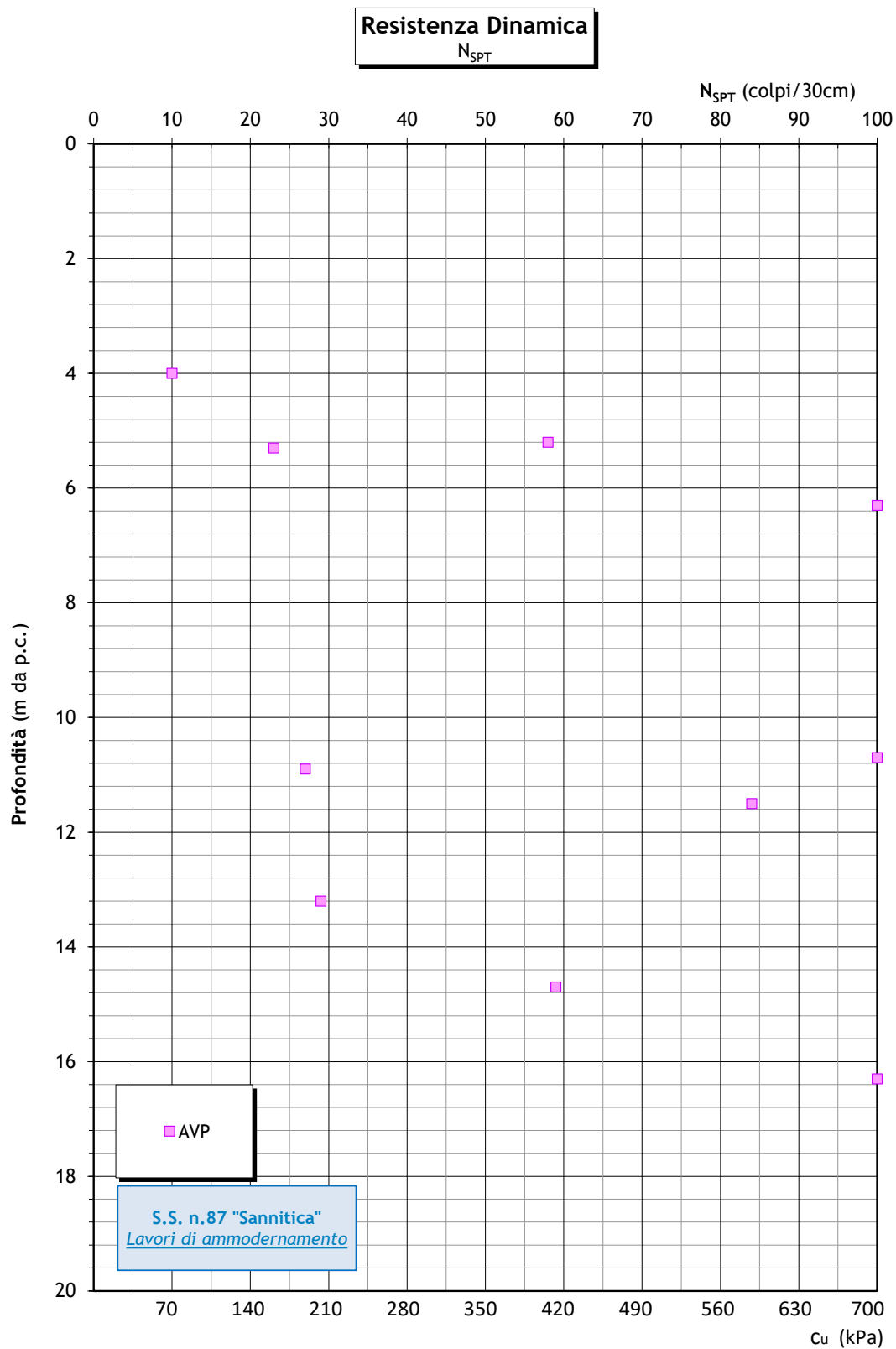


Figura 5.11

**RELAZIONE GEOTECNICA**

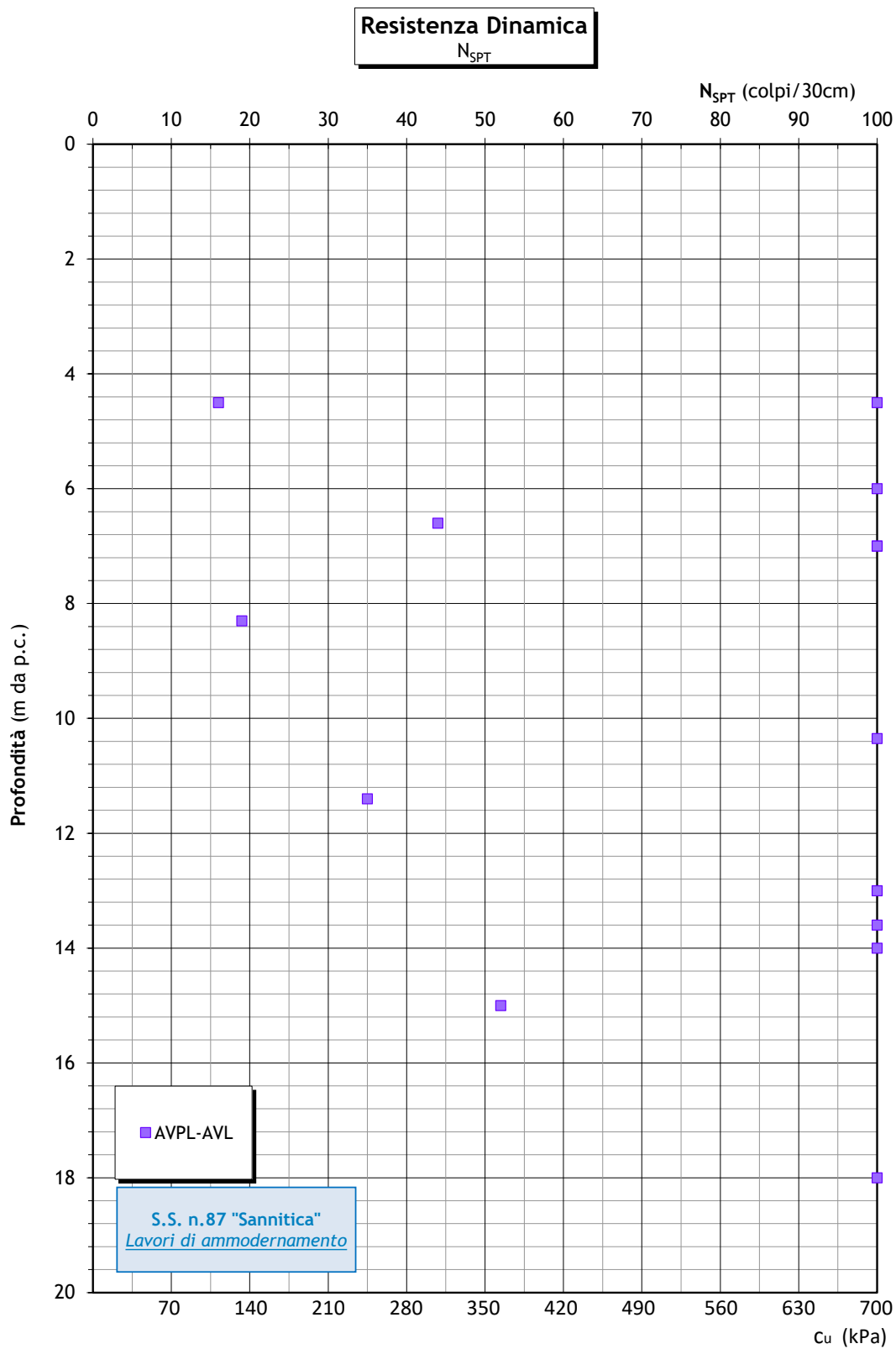


Figura 5.12

**RELAZIONE GEOTECNICA**

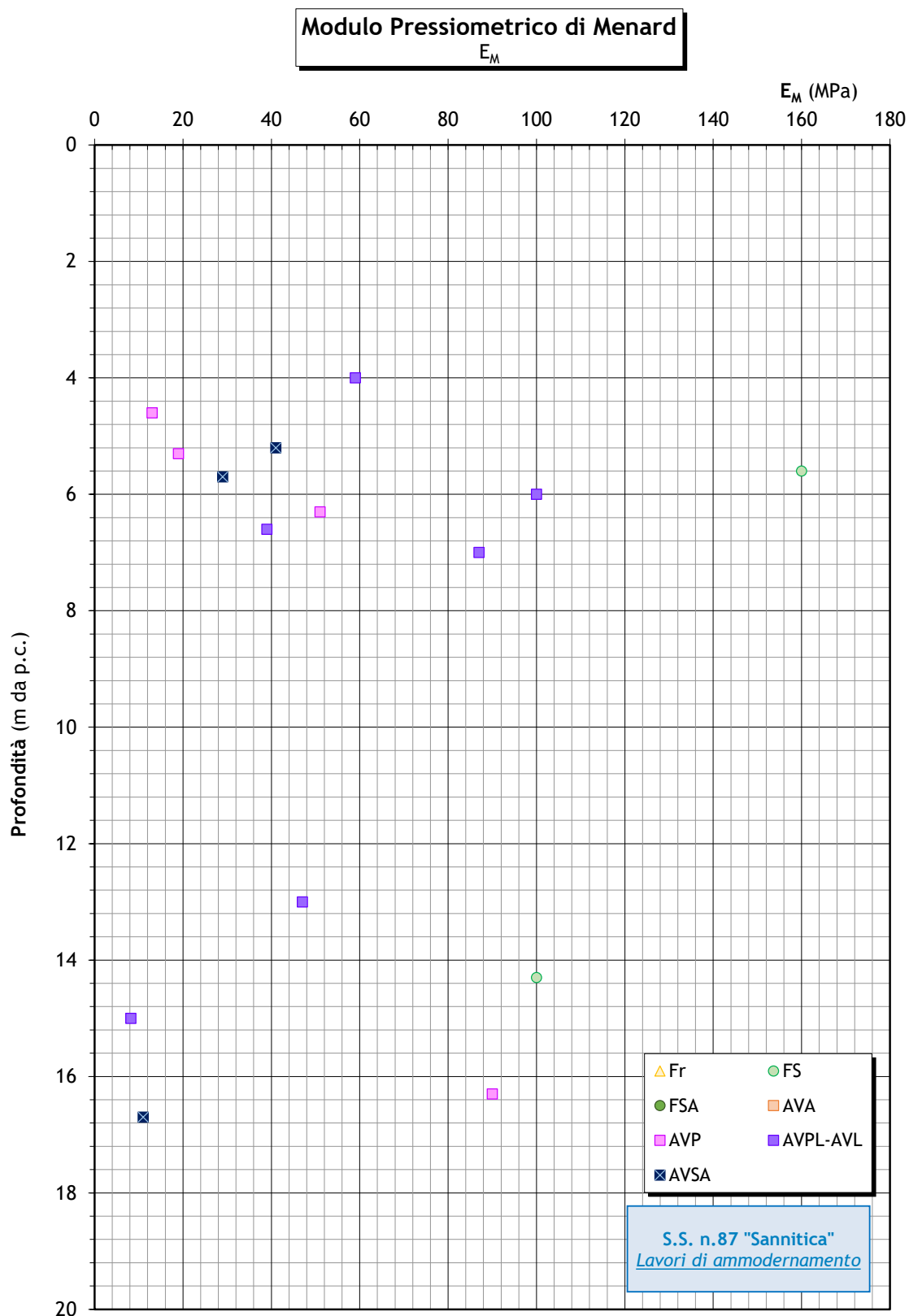


Figura 5.13

**RELAZIONE GEOTECNICA**

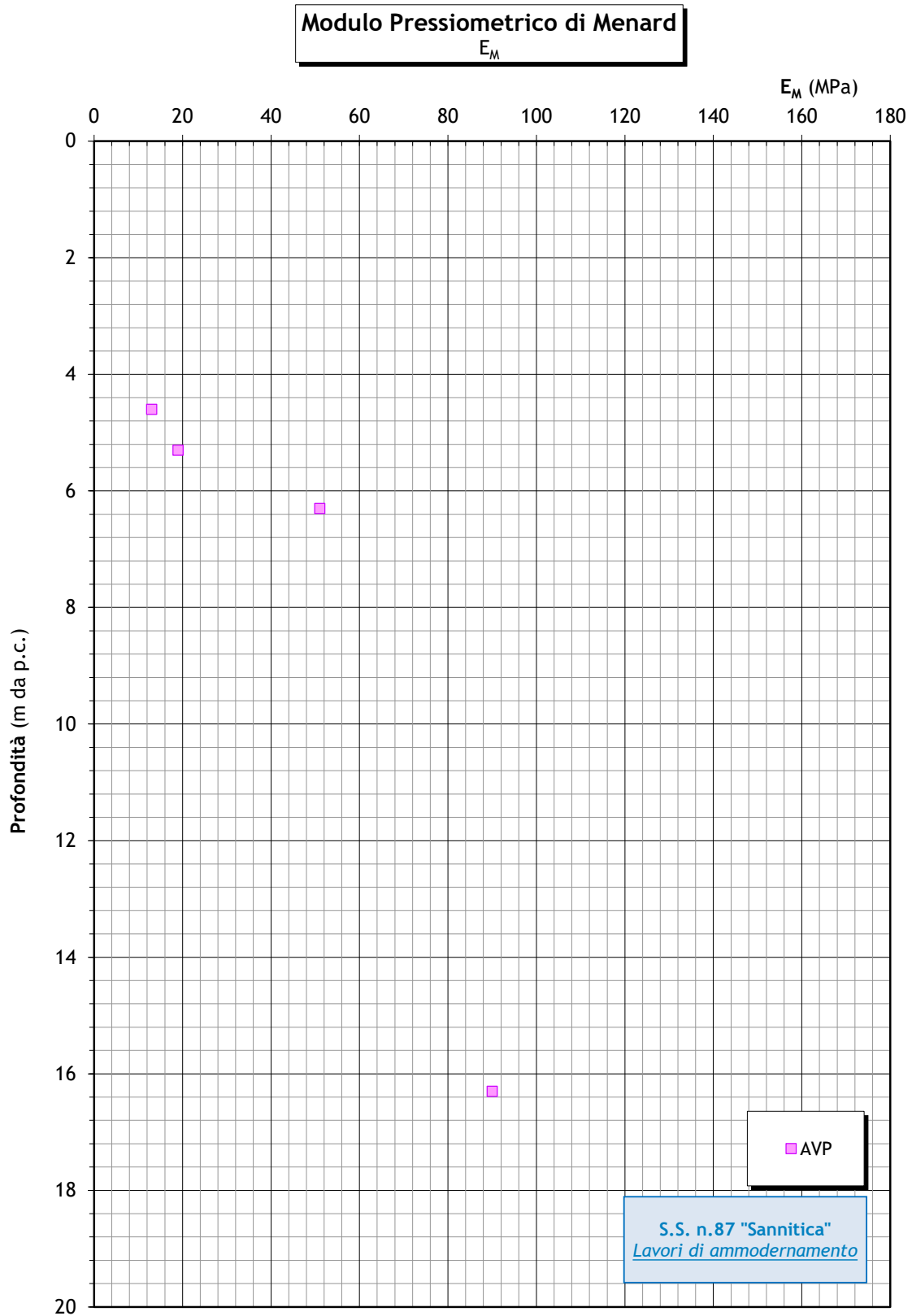


Figura 5.14

**RELAZIONE GEOTECNICA**

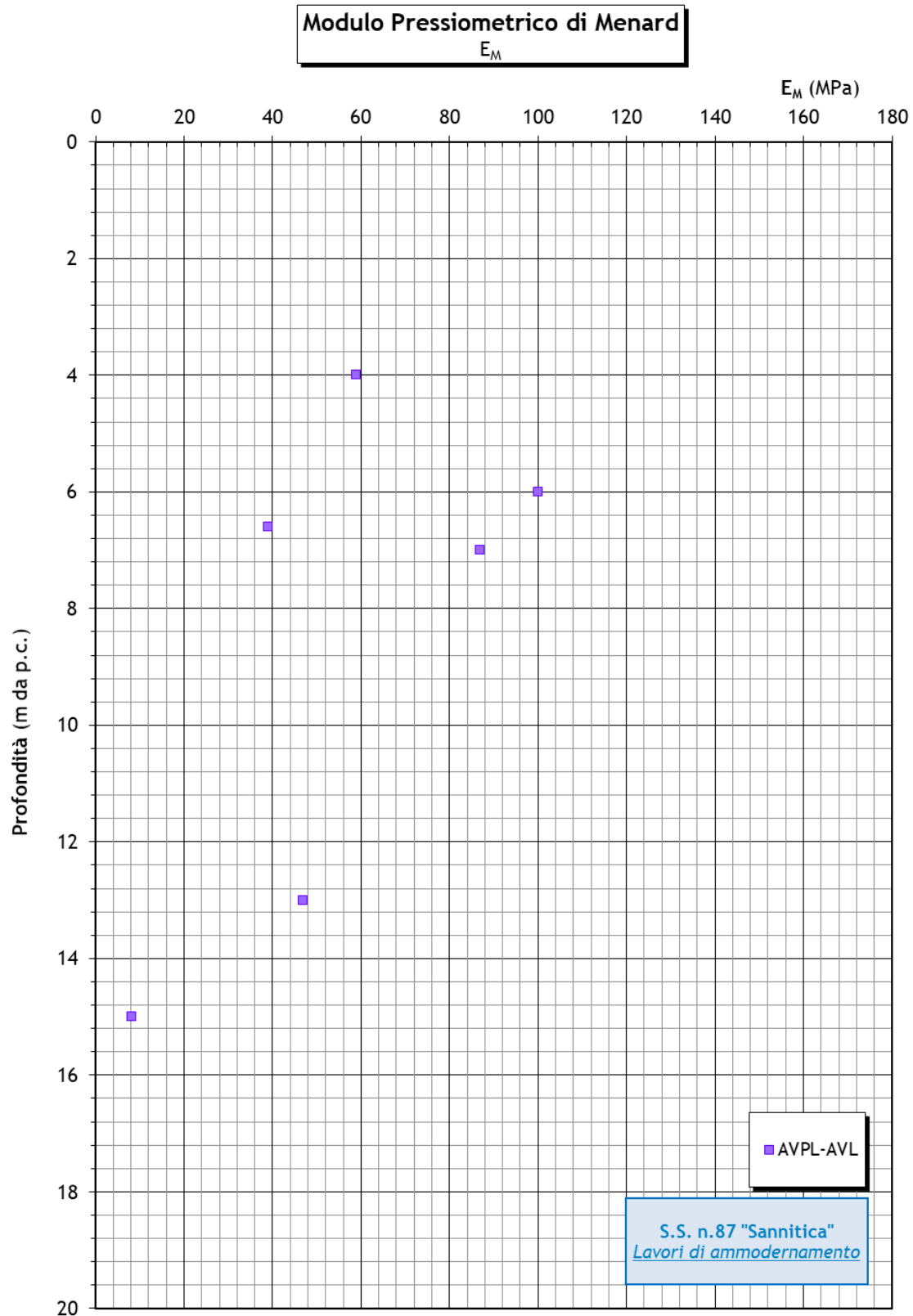


Figura 5.15

**RELAZIONE GEOTECNICA**

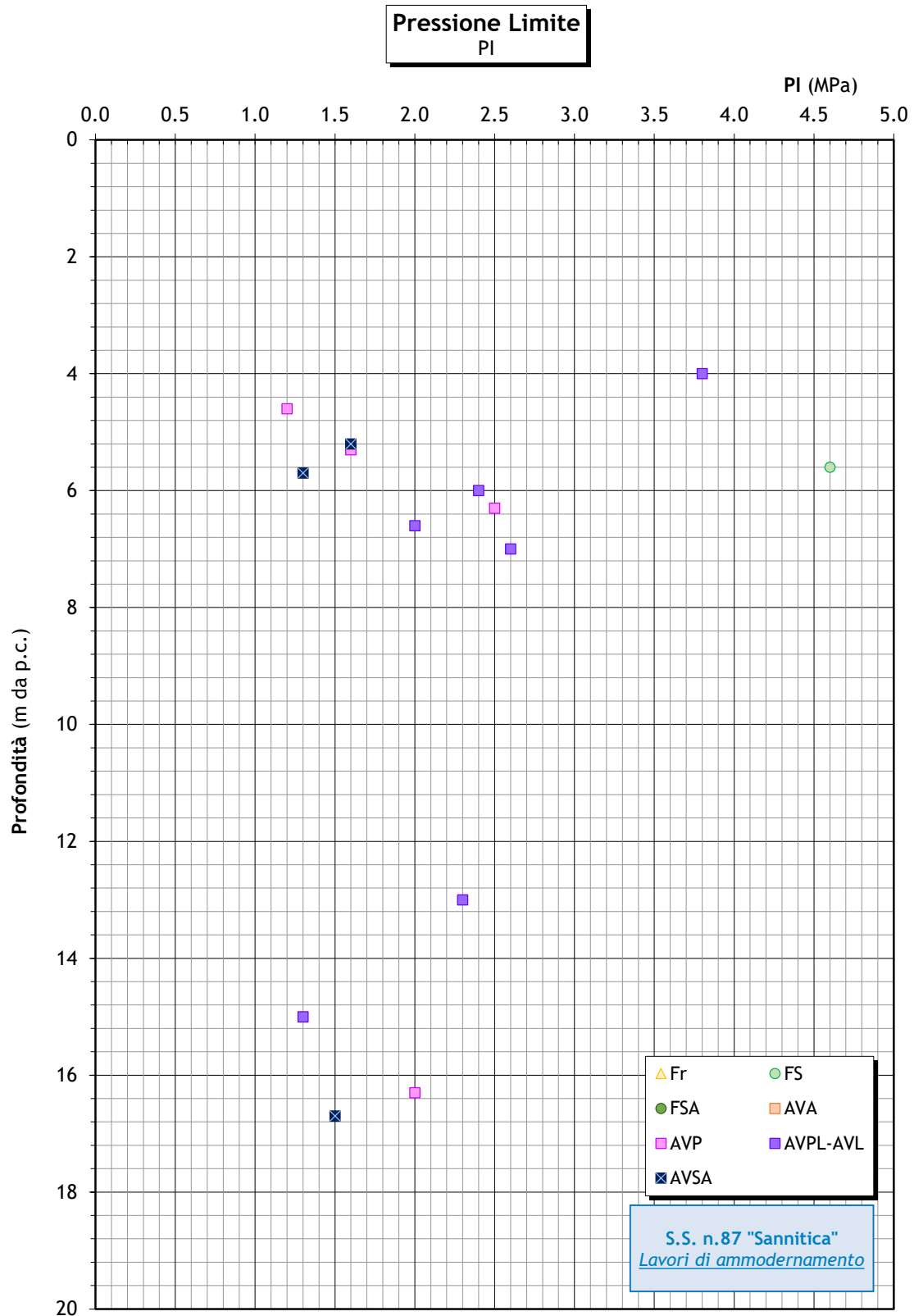


Figura 5.16

**RELAZIONE GEOTECNICA**

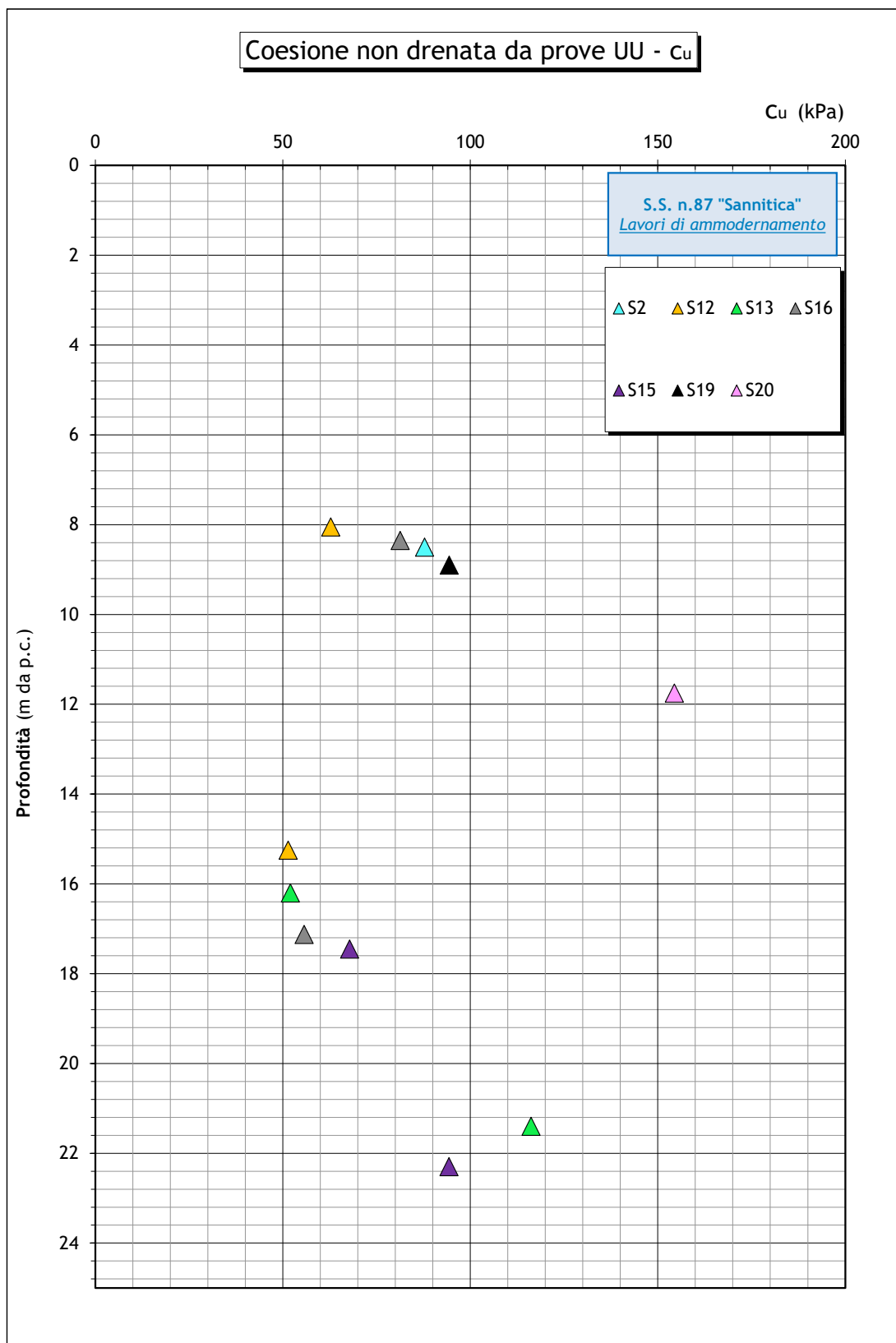


Figura 5.17

**RELAZIONE GEOTECNICA**

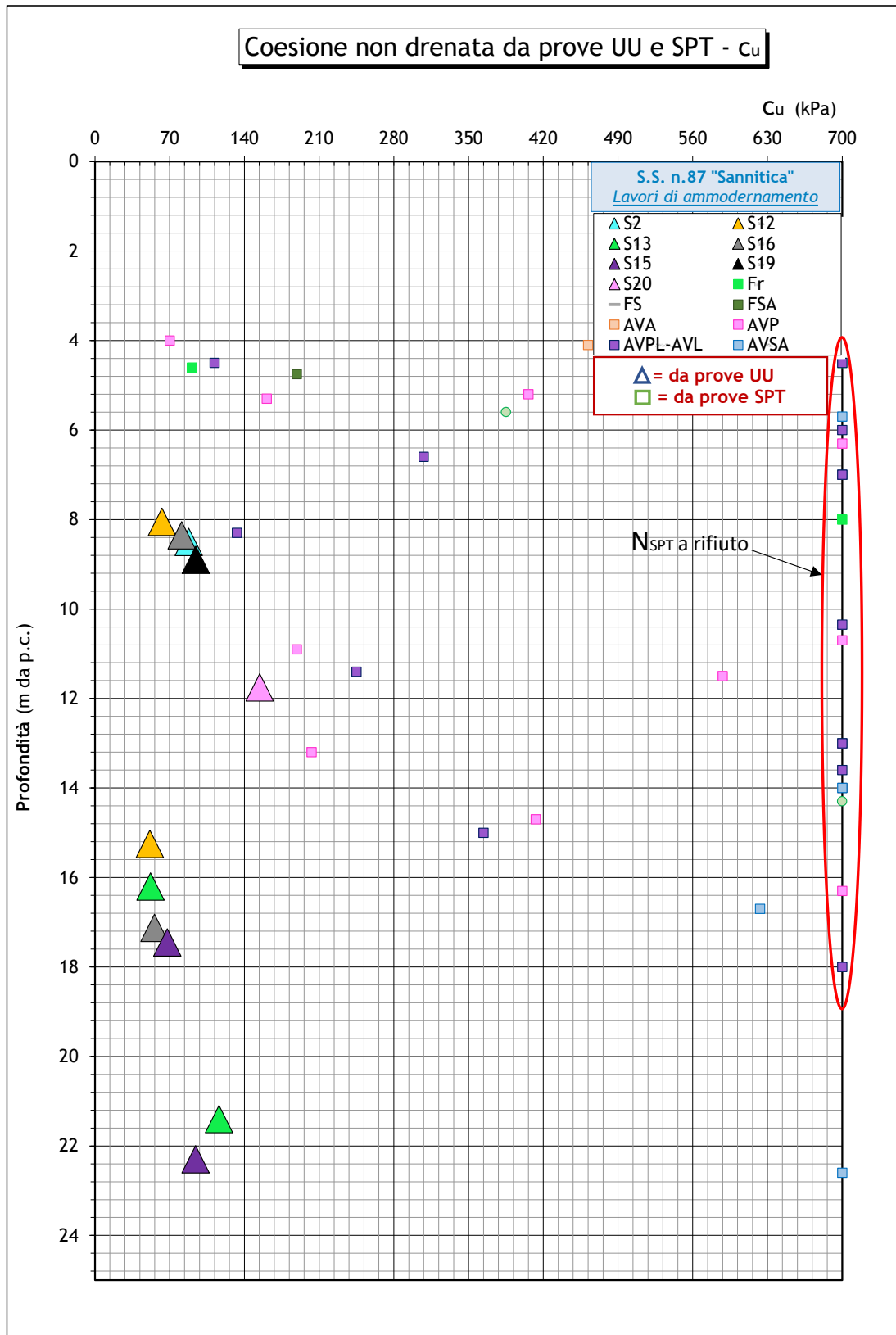


Figura 5.18

**RELAZIONE GEOTECNICA**

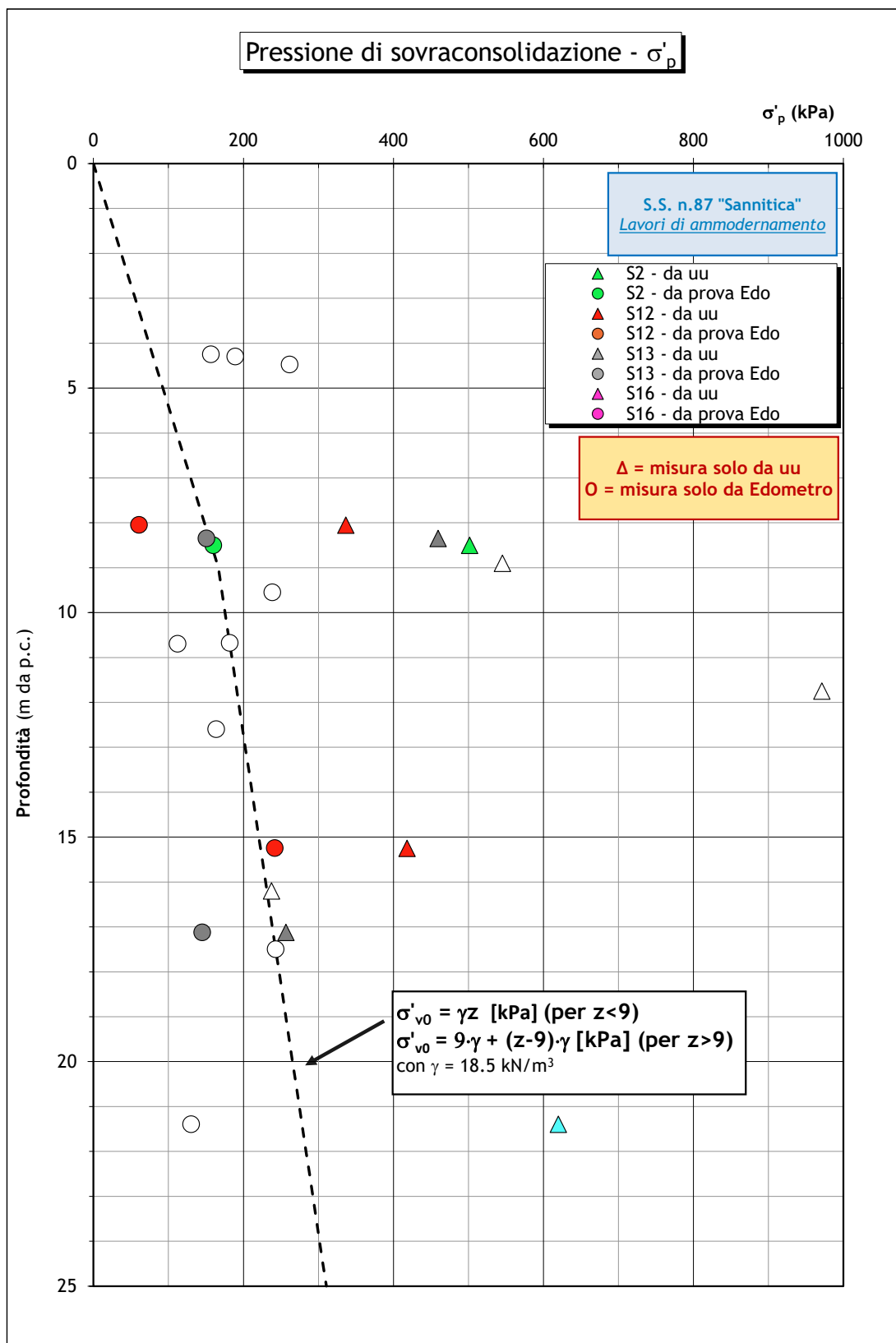


Figura 5.19

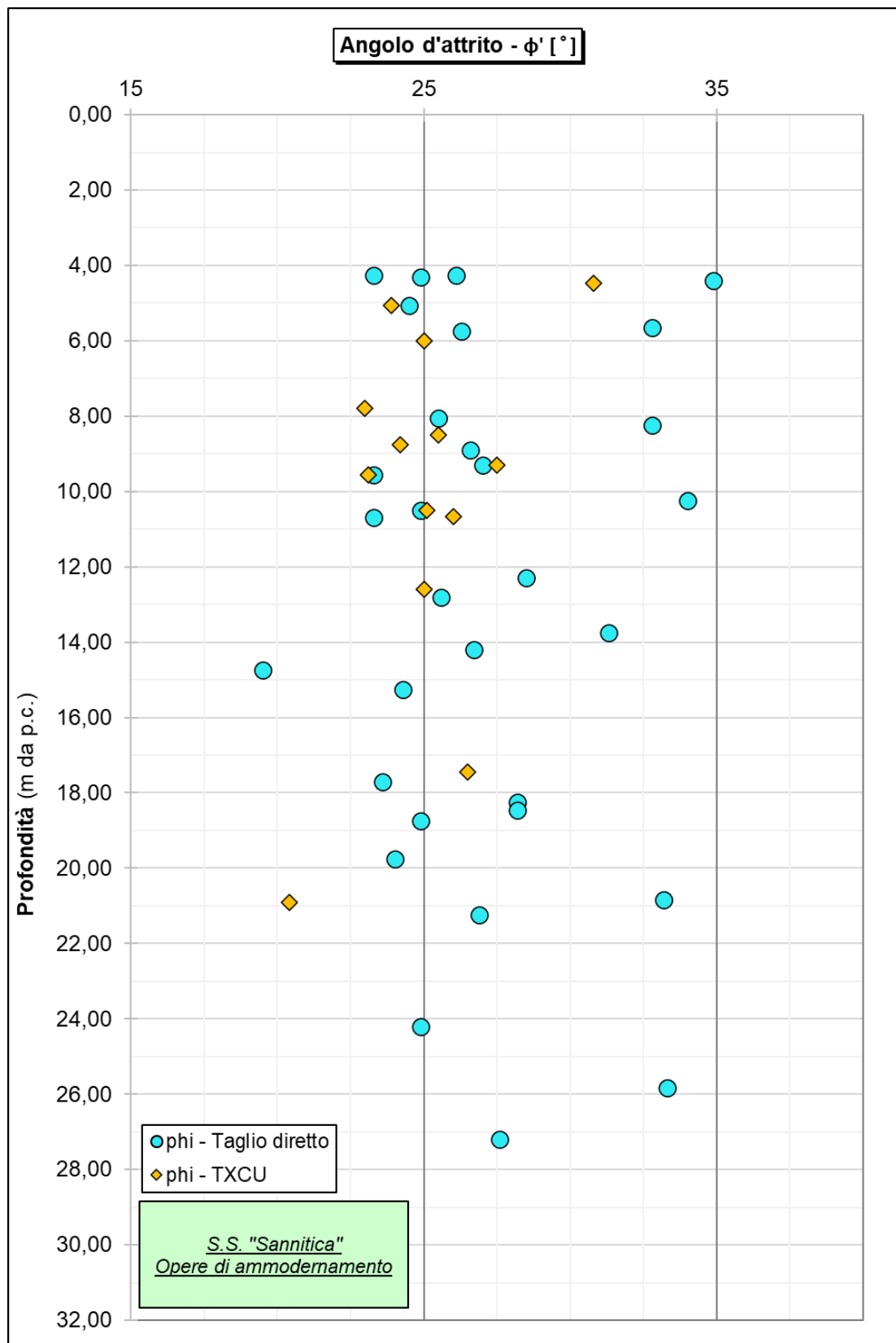


Figura 5.20

**RELAZIONE GEOTECNICA**

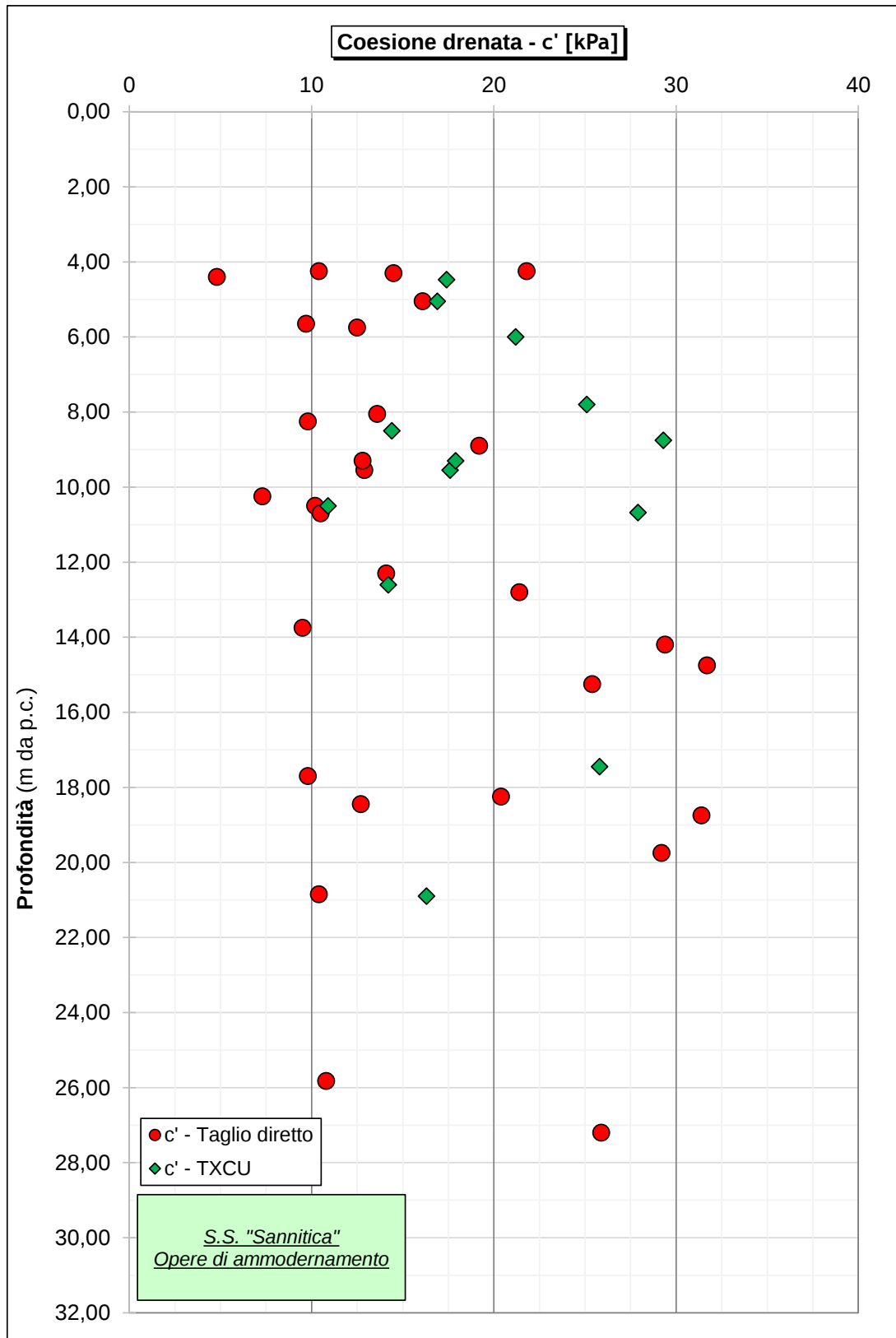


Figura 5.21

**RELAZIONE GEOTECNICA**

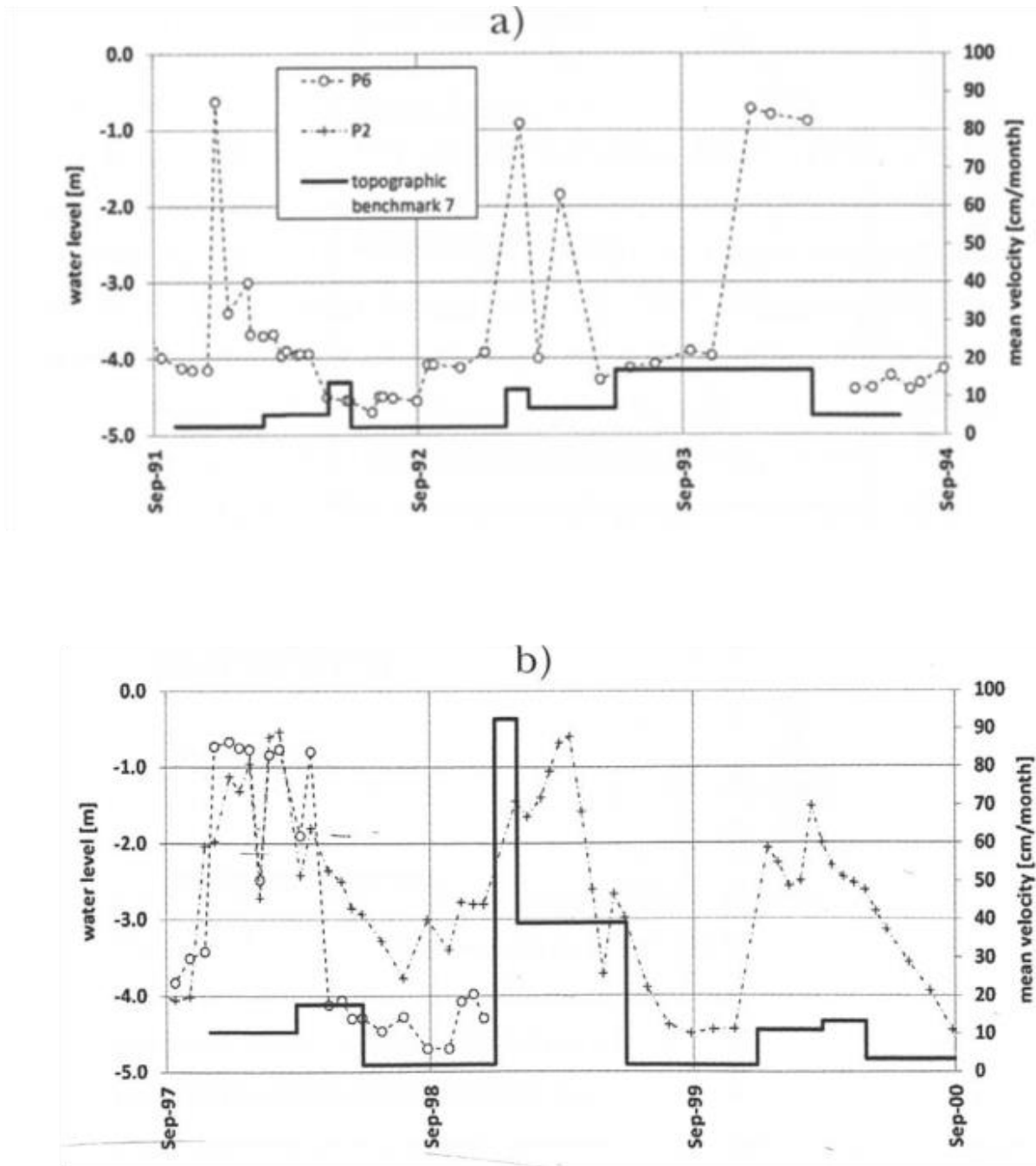


Figura 5.22 – Risultati del monitoraggio di una colata: dati piezometrici e dati di velocità di scorrimento registrati nei periodi: a) 1991-1994 e b) 1997-2000

| Sondaggio e campione | z<br>(m da p.c.) | e <sub>0</sub> | OCR  | σ <sub>p</sub><br>(kPa) | σ <sub>v0</sub><br>(kPa) | e <sub>v0</sub> | Δe    | Δe/e <sub>0</sub> | QUALITÀ DEL CAMPIONE<br>INDISTURBATO<br>(secondo ISO, 2014) | Note               |
|----------------------|------------------|----------------|------|-------------------------|--------------------------|-----------------|-------|-------------------|-------------------------------------------------------------|--------------------|
| S2 C11               | 8,20±8,80        | 0,854          | 1,00 | 160,0                   | 160,0                    | 0,669           | 0,185 | 0,217             | Very Poor                                                   | NC ??              |
| S5 C12               | 10,45±10,90      | 0,860          | 0,74 | 133,9                   | 181,8                    | 0,790           | 0,070 | 0,081             | Poor                                                        | Sottoconsolidato ? |
| S5 C13               | 17,20±17,80      | 0,800          | 0,55 | 133,2                   | 243,0                    | 0,695           | 0,105 | 0,131             | Poor                                                        | Sottoconsolidato ? |
| S5 C11               | 4,00±4,50        | 1,070          | 1,99 | 156,8                   | 78,6                     | 1,050           | 0,020 | 0,019             | Very Good to Excellent                                      |                    |
| S6 PZ C11            | 4,20±4,75        | 0,780          | 3,06 | 261,7                   | 85,5                     | 0,775           | 0,005 | 0,006             | Very Good to Excellent                                      |                    |
| S12 C11              | 7,80±8,30        | 0,920          | 0,41 | 60,9                    | 148,0                    | 0,779           | 0,141 | 0,153             | Very Poor                                                   | Sottoconsolidato ? |
| S12 C12              | 10,40±11,00      | 0,940          | 0,62 | 112,3                   | 181,8                    | 0,820           | 0,120 | 0,128             | Poor                                                        | Sottoconsolidato ? |
| S12 C13              | 15,00±15,50      | 0,690          | 1,09 | 241,9                   | 222,8                    | 0,665           | 0,025 | 0,036             | Very Good to Excellent                                      |                    |
| S13 PZ C11           | 9,30±9,80        | 0,970          | 1,40 | 238,6                   | 171,0                    | 0,943           | 0,027 | 0,028             | Very Good to Excellent                                      |                    |
| S13 PZ C13           | 21,20±21,60      | 0,720          | 0,47 | 130,5                   | 278,1                    | 0,648           | 0,072 | 0,100             | Poor                                                        | Sottoconsolidato ? |
| S15 C11              | 8,80±9,80        | 0,560          | 1,58 | 268,1                   | 169,2                    | 0,533           | 0,027 | 0,048             | Good to Fair                                                |                    |
| S16 C1               | 4,00±4,60        | 1,450          | 2,38 | 189,4                   | 79,6                     | 1,405           | 0,045 | 0,031             | Very Good to Excellent                                      |                    |
| S16 C2               | 8,10±8,60        | 1,048          | 0,98 | 151,0                   | 154,5                    | 0,960           | 0,088 | 0,084             | Poor                                                        |                    |
| S16 C13              | 12,20±13,00      | 1,070          | 0,83 | 163,8                   | 198,0                    | 0,956           | 0,114 | 0,107             | Poor                                                        |                    |
| S16 C14              | 16,85±17,40      | 1,030          | 0,61 | 145,4                   | 239,6                    | 0,935           | 0,095 | 0,092             | Poor                                                        |                    |

$z_m$  = profondità di campionamento  
 $e_0$  = indice dei vuoti iniziale  
 $\sigma_{v0}$  = pressione verticale efficace (calcolata sempre con falda a 9m da p.c.)  
 $e_{v0}$  = indice dei vuoti alla pressione verticale efficace misurata dalla prova edometrica  
 $\Delta e = e_0 - e_{v0}$   
 OCR valori della pressione di preconsolidazione indicati sui diagrammi di prova

| Overconsolidation Ratio | Δe/e <sub>0</sub>      |              |              |
|-------------------------|------------------------|--------------|--------------|
|                         | Very Good to Excellent | Good to Fair | Poor         |
| 1 to 2                  | < 0.04                 | 0.04 to 0.07 | 0.07 to 0.14 |
| 2 to 4                  | < 0.03                 | 0.03 to 0.05 | 0.05 to 0.10 |
|                         |                        |              | > 0.14       |
|                         |                        |              | > 0.10       |

International Organization for Standardization, 2014. ISO 19901-8:2014. Petroleum and Natural Gas Industries - Specific Requirements for Offshore Structures - Part 8: Marine Soil Investigations. Geneva: ISO.



Tabella 5.1

| Sondaggio | Campione n° | Profondità |       | z <sub>m</sub><br>(mda p.c.) | C <sub>u</sub><br>(da uu)<br>(kPa) | σ' <sub>v0</sub><br>(kPa) | k<br>(-) | OCR<br>calcolato<br>(da uu)<br>(-) | σ' <sub>p</sub><br>(da uu)<br>(kPa) | σ' <sub>p</sub><br>da prova<br>edometrica<br>(kPa) |
|-----------|-------------|------------|-------|------------------------------|------------------------------------|---------------------------|----------|------------------------------------|-------------------------------------|----------------------------------------------------|
|           |             | da m       | a m   |                              |                                    |                           |          |                                    |                                     |                                                    |
| S2        | Cl 1        | 8,20       | 8,80  | 8,50                         | 87,80                              | 160,00                    | 2,49     | 3,13                               | 501,54                              | 160,00                                             |
| S12       | Cl 1        | 7,80       | 8,30  | 8,05                         | 62,80                              | 148,00                    | 1,93     | 2,27                               | 336,40                              | 60,90                                              |
| S12       | Cl 3        | 15,00      | 15,50 | 15,25                        | 51,40                              | 22,80                     | 10,25    | 18,33                              | 418,01                              | 241,90                                             |
| S13       | Cl 3        | 21,20      | 21,60 | 21,40                        | 116,20                             | 278,10                    | 1,90     | 2,23                               | 620,05                              | 130,50                                             |
| S16       | C 2         | 8,10       | 8,60  | 8,35                         | 81,30                              | 154,50                    | 2,39     | 2,97                               | 459,57                              | 151,00                                             |
| S16       | Cl 4        | 16,85      | 17,40 | 17,13                        | 55,70                              | 239,60                    | 1,06     | 1,07                               | 256,70                              | 145,40                                             |
| S13       | Cl 2        | 15,90      | 16,50 | 16,20                        | 52,00                              | 231,30                    | 1,02     | 1,03                               | 237,65                              | -                                                  |
| S15       | Cl 2        | 17,00      | 17,90 | 17,45                        | 67,80                              | 242,55                    | 1,27     | 1,35                               | 327,20                              | -                                                  |
| S15       | Cl 3        | 22,00      | 22,60 | 22,30                        | 94,30                              | 286,20                    | 1,50     | 1,66                               | 474,18                              | -                                                  |
| S19       | Cl 2        | 8,60       | 9,20  | 8,90                         | 94,40                              | 164,65                    | 2,61     | 3,31                               | 545,19                              | -                                                  |
| S20       | Cl 2        | 11,50      | 12,00 | 11,75                        | 154,40                             | 191,25                    | 3,67     | 5,08                               | 971,36                              | -                                                  |

$$\begin{aligned}
 (\sigma'_{v0})_{\text{fino a } 9\text{m}} &= z_{\text{medio}} * 18,5 \\
 (\sigma'_{v0})_{\text{oltre } 9\text{m}} &= 9 * 18,5 + (z_{\text{medio}} - 9) * \zeta \\
 \left( \frac{c_u}{\sigma'_{v0/OC}} \right) &= 0,22 * OCR^{0,8} \\
 OCR^\alpha &= ((c_u/\sigma'_{v0})/0,22) = K \quad (\alpha=0,8) \\
 \sigma'_p &= (OCR * \sigma'_{v0}) \\
 (\sigma'_p) &= \text{pressione di sovraconsolidazione}
 \end{aligned}$$

Tabella 5.2

## **5.2 MECCANISMI DI MOBILITAZIONE DELLE FRANE ALL'INTERNO DEI TERRENI "GEOTECNICAMENTE COMPLESSI"**

Per la scelta definitiva dei parametri di calcolo e della filosofia di progetto delle opere da realizzare nel presente lotto, si ritiene indispensabile una discussione esaustiva dei meccanismi che portano al corrente manifestarsi dei fenomeni di instabilità dei versanti nei terreni del tipo di quelli rinvenuti lungo l'intera tratta in esame. Come in dettaglio riportato nella Relazione Geologica e nell'allegata Figura 1.1, tutta la zona centrale e orientale del lotto è interessata da accertati scoscendimenti, con segnalazione anche di zone potenziali e future; la uniformità di natura dei depositi e pendenze dei declivi del tutto simili a quelle delle zone di cui sopra hanno portato gli scriventi ad assumere prudenzialmente che gli stessi fenomeni potrebbero estendersi, in un futuro non troppo lontano, anche alla parte occidentale del lotto a meno che non si adottino le opportune azioni per prevenirli.

Nell'approfondimento dei temi di cui sopra ci sono state di prezioso ausilio le numerose pubblicazioni che fin dagli albori della geotecnica hanno discusso le numerose ed estese frane che affliggono vaste zone dell'Appennino.

Le tre pubblicazioni citate in rif. [19] / [20] e [21] illustrano in maniera chiara e ben documentata i meccanismi che spiegano e giustificano i movimenti di cui sopra; esse rappresentano anche un sommario delle conoscenze a oggi disponibili sul tema.

Tra l'altro la tesi di cui in rif. [21] si occupa anche di una imponente frana nella zona del fiume Biferno che è ubicata sul versante opposto dello stesso rilievo su cui è posizionato il lotto qui in discussione. La geologia locale è del tutto simile: *"...La Valle del Biferno è occupata dalle formazioni delle Unità Sicilidi... I terreni coinvolti sono costituiti dalle Argille Varicolori..."* (pag. 61) e le frane di colata colà descritte (esempio: colata di Covatta) sono del tutto simili a quelli riportate in Figura 1.1. *"...Il materiale coinvolto nella colata di Covatta è costituito da argille a scaglie, includenti anche strati, blocchi e frammenti della roccia originaria. Tuttavia, il comportamento meccanico globale è controllato dalla componente argillosa..."* (pag. 63). *"...I campioni presi dal corpo frana... sono caratterizzati da una porosità e da un contenuto di acqua significativamente più grandi di quelli della formazione in sede..."*. Lo stesso si constata qui dalla Figura 5.9 confrontando i dati al di sopra e al di sotto di circa 5m dal p.c.. *"...In corrispondenza della zona di taglio [quella cioè che costituisce lo strato entro cui scorre la frana] si registra un crollo della resistenza che torna ad assumere un valore prossimo ai 50kPa..."*. *"...Per i materiali del corpo frana è stata valutata una coesione  $c'=4.6\text{kPa}$  e un angolo di attrito  $\phi = 24^\circ$ ..."* (questi ultimi parametri sono quindi relativi al piano di potenziale scorrimento)

Da osservazioni con il microscopio elettronico, all'interno di tale "fascia" si constata un isorientamento delle particelle argillose parallelamente alla superficie di rottura, pur con caratteristiche di resistenza ivi direttamente misurate superiori a quelle residue (nel caso della frana di cui sopra, ad esempio, si ha:  $\phi_{\text{residuo}} = 11\div 12^\circ$ ; si veda: rif. [22]).

Altre misure sperimentali dei parametri nella zona di taglio su materiali con caratteristiche fisiche analoghe comportano valori dell'angolo di resistenza al taglio dell'ordine di  $21\div 23^\circ$ , pur sempre in presenza di un valore di coesione efficace,  $c'$ , piccolo ma finito. Ad essi si è fatto riferimento per la scelta dei parametri di progetto della parte (superficiale) del terreno potenzialmente in frana.

Per spiegare il meccanismo di innesco dei fenomeni di instabilità qui di interesse si deve far riferimento innanzitutto al comportamento osservato nel corso di prove edometriche di carico e scarico di tali materiali; si constata che, al termine dell'esperimento, l'indice dei vuoti è diventato molto significativamente superiore a quello iniziale (rif. [19]).

Nelle condizioni reali del sito, l'alto potenziale di rigonfiamento di questi terreni fortemente preconsolidati produce quindi, in presenza di una diminuzione delle pressioni di confinamento (strati superficiali) e di acqua esterna (infiltrazione da precipitazioni o ruscellamenti) un sostanziale decremento delle loro caratteristiche di resistenza.

Si aggiunge a tale effetto il cambiamento del chimismo dell'acqua interstiziale, deposizionalmente di origine marina e quindi carica di sali, sostituita nel tempo dell'acqua piovana; è stato dimostrato che anche tale fenomeno favorisce il forte rigonfiamento del terreno naturale, tanto più significativo quanto minore la pressione verticale al contorno. La infiltrazione di acqua dolce all'interno della massa e la sua diffusione ionica attraverso le superfici di discontinuità interne comporta un forte deterioramento delle caratteristiche meccaniche della stessa.

Le misure sperimentali condotte all'interno di un corpo di frana in corrispondenza sia della stretta fascia ove si concentrano gli spostamenti che dei livelli argillosi immediatamente soprastanti e sottostanti hanno condotto al (sorprendente) risultato di una permeabilità nell'ambito della prima di due ordini di grandezza superiore a quella dei secondi (rif. [20]). Per di più si constata che la risposta alle condizioni idrologiche confinanti di tale zona critica sono di gran lunga più rapide che per i due strati al contorno. Se ne deduce che la "fascia" di rottura è connessa con l'atmosfera e che le pressioni interstiziali che si manifestano al suo interno sono correlate agli spostamenti osservati.

Dalle considerazioni di cui sopra si deduce pertanto il seguente modello semplificato di riferimento:

- a) tutti i terreni qui di interesse sono fortemente preconsolidati con rilevanti pressioni di rigonfiamento, che, di per sé conducono a variazioni di volume (incremento dell'indice dei vuoti e diminuzione della resistenza) e al manifestarsi di discontinuità all'interno degli strati superficiali del deposito;
- b) la tendenza al rigonfiamento è ulteriormente favorita dalla graduale sostituzione degli ioni NaCl dell'acqua marina originaria con acqua dolce, a seguito delle infiltrazioni in profondità dei ruscellamenti superficiali;
- c) in ragione della pendenza naturale e dei fenomeni di cui sopra si forma in profondità una fascia di terreno all'interno della quale si concentrano le deformazioni di scorrimento. Essa è tendenzialmente in collegamento con l'atmosfera e possiede una permeabilità di due ordini di grandezza superiore a quella dei livelli circostanti. Si realizza quindi al suo interno una "continuità idraulica" in grado di trasferire nella parte più bassa della frana (in termini di quota) pressioni interstiziali molto rilevanti, prossime al peso degli strati soprastanti. Si innesca così uno spostamento che annulla temporaneamente la sovrappressione fino a una nuova posizione di equilibrio (le permeabilità misurate sono comunque basse -  $k = 10^{-5} \div 10^{-7} \text{ m/sec}$  – ed è quindi sufficiente una piccola deformazione del terreno interessato per eliminare le sovrappressioni della falda). Nel tempo, la pressione interstiziale cresce di nuovo; si innescano quindi una serie di spostamenti "a gradino" che tolgono "piede" alla massa di terreno della parte alta del pendio, che a sua volta può entrare così in instabilità.

I meccanismi di cui sopra sono con molta evidenza esemplificati nella Figura 5.22, tratta dal rif. [23], ove sono messe in correlazione le quote piezometriche locali (riferiti al piano campagna) e la velocità di spostamento di un caposaldo posto all'interno del corpo di frana. Non solo la corrispondenza tra l'aumento delle prime e il manifestarsi della seconda è ben chiara; si nota altresì che la entità delle deformazioni, a parità di pressione interstiziale, sembra crescere nel tempo, con buona probabilità a causa (anche) del progressivo deteriorarsi delle caratteristiche meccaniche del deposito.

Ne consegue che:

- la stabilità di tale tipo di colamenti non dipende soltanto dai parametri di resistenza sul piano di scorrimento, come precedentemente dagli scriventi determinati facendo riferimento ai risultati di prove di taglio condotte sui materiali da esso interessati;
- le deformazioni osservate sono anche da collegarsi agli eventi atmosferici e alla variazione locale di pressione di acqua risultante all'interno della discontinuità di cui sopra.

Da qui l'importanza di intercettare e limitare il propagarsi lungo la superficie di rottura degli effetti delle precipitazioni, nonché la difficoltà di predisporre verifiche di stabilità "a ritroso" (ovvero: back analyses), causa la non conoscenza delle reali condizioni locali di falda e geometria della superficie di rottura all'atto del reale movimento dei colamenti in questione.

Si è ritenuto in conclusione ragionevole caratterizzare lo strato superficiale in potenziale movimento riferendosi a prove eseguite in corrispondenza della "fascia" più debole del terreno, così come definito dalla letteratura in argomento su materiali del tutto simili.

Nell'ambito del quadro di cui sopra si collocano gli interventi discussi al §7.

## **6 PROFILO DI RIFERIMENTO E PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO**

### **6.1 DATI INCLINOMETRICI**

Nell'ambito di una stratigrafia sostanzialmente omogenea per quanto riguarda il rischio di frana (da questo punto di vista la presenza diffusa dei livelli francamente argillosi è quella che condiziona le assunzioni di calcolo, indipendentemente dall'accertata presenza di "relitti" lapidei più o meno estesi e/o di diffusi livelli anch'essi cementati), risultano di fondamentale importanza le misure realizzate in corrispondenza dei due inclinometri installati all'interno dei sondaggi S15 e S18, entrambi nella zona orientale del tracciato. Le letture colà eseguite nel tempo indicano la presenza di una superficie di scorrimento ubicata a 5 e 3.5m, dal p.c. locale rispettivamente, a conferma dei rilievi di superficie, nonostante il tempo relativamente breve di osservazione (da marzo a maggio 2021, rif. [14]).

Le deformazioni rilevate in corrispondenza delle altre verticali sono decisamente più incerte e confrontabili con le approssimazioni delle letture; piccoli spostamenti si notano nella zona occidentale del tracciato in S7 (fino a 4m dal p.c.) e in S10 (a 3m dal p.c.), anche se saranno necessari futuri riscontri per confermare la valutazione di cui sopra (comunque a conferma di un limitato spessore dello strato in potenziale movimento).

Dai dati presentati si deve pertanto dedurre che la zona critica, in movimento o già interessata da piccole deformazioni, raggiunge i circa 5m dal p.c.

Tale assunzione è congruente con i dati di Figura 5.9 ove i contenuti di acqua più elevati e "anomali" rispetto a quelli degli (analoghi) strati sottostanti si spingono esattamente alla stessa profondità.

È interessante notare anche come il piezometro ubicato in S6, ben a monte di S7 (inclinometro con qualche possibile movimento) segnali un livello di falda molto basso, a 19.25m da p.c.; idem per S8 (a monte dell'inclinometro 10) con falda a 15.13m da p.c.. Lo stesso vale per la zona dell'inclinometro 15, ove l'adiacente piezometro PZ9 segnala la falda a 12.1m di profondità. Solo per l'inclinometro 18 il piezometro più vicino segnala la falda a 1.9m dal p.c..

Lo schema di cui sopra sembra quindi essere congruente con il modello idrogeologico precedentemente proposto, nel quale cioè non è la falda "generale" del sito (in realtà abbastanza profonda) a condizionare la stabilità dei corpi di frana bensì la sovrappressione che riesce a instaurarsi all'interno della fascia di scorrimento (nel presente caso ipotizzabile a circa 5m dal p.c.) a causa del suo contatto con l'atmosfera, l'alimentazione dagli eventi meteorici e la sua maggiore permeabilità in grado di trasmettere anche a notevole distanza la pressione idraulica guadagnata in alto.

### **6.2 PROFILI DI RIFERIMENTO E PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO**

In una situazione così complessa e di non semplice schematizzabilità rimangono margini di incertezza, da esplorare con l'aiuto di un valido inquadramento geologico e strumentale di base da una parte, tenendo conto dall'altra delle conseguenze delle scelte in termini di possibili risvolti sul comportamento atteso delle opere in progetto e sui costi ad esse potenzialmente correlati.

Si è deciso pertanto di schematizzare il sito con un unico profilo di riferimento, suddiviso semplicemente in:

- strato 1: fino a 5m da p.c.;
- strato 2: da 5 a 10m, di transizione;
- strato 3: oltre 10m, formazione "indisturbata" in posto.

Si farà riferimento nelle diverse verifiche al quadro di parametri di calcolo di cui alla Tabella 6.1.

| Parametri | $\gamma$<br>( $kN/m^3$ ) | Parametri drenati |                            |                       | Parametri non drenati |                    |
|-----------|--------------------------|-------------------|----------------------------|-----------------------|-----------------------|--------------------|
|           |                          | $c'$<br>( $kPa$ ) | $\varphi'$<br>( $^\circ$ ) | $M_{DS}$<br>( $MPa$ ) | $c_u$<br>( $kPa$ )    | $E_u$<br>( $MPa$ ) |
| Strato 1  | 19                       | 4                 | 22                         | 7,5                   | 50                    | 10                 |
| Strato 2  | 19                       | 4                 | 24                         | 30                    | 200                   | 50                 |
| Strato 3  | 19                       | 20                | 24                         | 45 (90)               | 300                   | 75                 |

Tabella 6.1 – Parametri geotecnici di calcolo

$\gamma$  = peso di volume totale;

$c'$  = coesione efficace. Per lo strato 1 e 2 si è fatto riferimento alla letteratura precedentemente citata. Per lo strato 3 si sono valutati prudenzialmente i dati di cui in Figura 5.18;

$\varphi'$  = angolo di resistenza al taglio. Anche in questo caso si è fatto principalmente riferimento ai dati di letteratura che, anche per gli strati profondi indicano valori potenzialmente congruenti con la fascia inferiori dei dati rappresentati in Figura 5.20;

$M_{DS}$  = modulo edometrico: i valori indicati nascono da correlazioni di letteratura basate sul valore di coesione non drenata adottato nella colonna a fianco. Rispetto a quanto derivabile dalle prove pressiometriche ci si verrà a trovare in prossimità dei limiti inferiori da esse derivabili (si veda anche Figura 5.13). Il valore in parentesi dello Strato 3 è il minimo derivabile dalle misure di velocità delle onde di taglio e sarà da utilizzare per il calcolo dei cedimenti dei rilevati;

$c_u$  = coesione non drenata. Il valore prescelto per lo strato 1 corrisponde a quello misurato in corrispondenza della "fascia" di scorrimento di frane reali. In realtà i dati relativi ai materiali contenuti all'interno del corpo delle stesse sono spesso significativamente superiori. Si è deciso di mantenere comunque tale livello prudenziale poiché esso influenza solo marginalmente il calcolo della portata assiale dei pali di sostegno delle fondazioni dei viadotti e ha anche modesto impatto per quanto riguarda l'effetto su di essi dei carichi orizzontali. Si è altresì constatato che nelle verifiche di stabilità delle opere di contenimento e delle scarpate, i parametri drenati risultano più critici. Il valore qui definito ha quindi trascurabile impatto sui dimensionamenti di progetto. Le scelte per gli strati sottostanti sono di maggiore riflesso sui risultati dei calcoli; esse sono giustificate sia dalle prove in sito che dal sistematico riscontro nelle stratigrafie dei sondaggi di livelli lapidei o comunque cementati, di innegabile influenza, in grande scala, su tutti gli elementi strutturali del progetto, particolarmente in presenza di carichi impulsivi di breve durata

$E_u$  = modulo elastico non drenato. Derivato da correlazioni di letteratura. Nella scelta si è leggermente sottovalutato il contributo dei livelli cementati di cui sopra.

### 6.3 POSIZIONE DELLA FALDA

Il rilevamento dei punti di emergenza delle falde acquifere non ha evidenziato la presenza di sorgenti o di pozzi profondi. La Relazione Geologia (Rif.[5]) riferisce che non si è trovato traccia delle cinque sorgenti ubicate in comune di Campolieto, a suo tempo (1979-80) segnalate da Acquater. I 7 pozzi incontrati in zona, a uso irriguo, "pescano" a 5-6m dal p.c. e drenano acqua nei livelli detritici e alterati.

Sicuramente il tetto dello strato 2, di bassa permeabilità, può funzionare da livello di sostegno di una falda sospesa superficiale, alimentata dalle precipitazioni e infiltrazioni attraverso alle fessure e discontinuità dei materiali del livello 1. La possibile presenza della "fascia" di potenziale rottura del pendio che possiede permeabilità molto più elevata dei terreni circostanti potrebbe ben giustificare la posizione scelta dai contadini per i pozzi di cui sopra. Tutte le verifiche di stabilità degli scavi (trincee, ecc.) verranno pertanto

eseguite nell'ipotesi prudenziali di un livello di falda posto a  $(2\div)3$ m dal p.c. locale. Su di esso influiranno anche i dreni di prevista installazione distribuita lungo l'intero tracciato. In congruenza a quanto sopra, nella Relazione Geologica si afferma che *"...Il complesso [strato 1, interessato dai movimenti franosi] è a luoghi sede di modeste e temporanee falde idriche sotterranee..."*.

Nelle modellazioni di cui alle referenze bibliografiche dello stesso tipo di frana, si sottolinea la possibile presenza al confine tra strato 1 e 2, all'interno della "fascia" di rottura, di un livello a più elevata permeabilità (come anticipato: misure dirette forniscono:  $k=10^{-5}\div10^{-6}$  m/sec), in grado di trasferire verso valle le elevate pressioni imposte a monte, in corrispondenza della potenziale superficie di distacco dei movimenti franosi. I numerosi dreni predisposti al suo interno hanno la precisa funzione di interromperne la continuità idraulica in corrispondenza di una serie di punti di intercettazione in grado di estrarne le piccole quantità di acqua che trasferiscono a valle le elevate pressioni di cui sopra.

Per quanto riguarda i "complessi geologici" sottostanti, nella Relazione Geologica si accenna si alla possibile presenza di *"...modeste falde che circolano essenzialmente a pelo libero..."*. In altre parole: anche i livelli sottostanti lo strato 1 non sembrano interessati dalla presenza di una falda permanente, bensì solo da qualche "circolazione"; nelle verifiche geotecniche se ne potrà quindi considerare il peso totale.

Solo all'interno dei livelli più profondi (complesso delle alternanze calcareo – marnose profonde) potrebbe collocarsi un livello con ruolo di acquiclude, sede cioè di una falda permanente.

A favore di sicurezza e tenendo conto delle letture più attendibili dei piezometri (zone "stabili") si è prudenzialmente assunta una quota di falda permanente a circa 9m dal p.c. locale.

Tale ipotesi è quella che in definitiva condiziona le portate assiali dei pali, conferendo pesi di volume "alleggeriti"(e quindi prudenziali) per gli strati portanti più profondi.

## **7 RACCOMANDAZIONI GENERALI DI PROGETTO**

### **7.1 LE FONDAZIONI DEI VIADOTTI**

Pile e spalle verranno a trovarsi in posizione isolata all'interno del pendio. Ove si attivassero o riattivassero scoscendimenti del terreno all'intorno, i pali di sostegno saranno nella difficile situazione di dover resistere a forze orizzontali estremamente rilevanti. Per riportarli nella loro "corrente" condizione di lavoro (principalmente: carichi verticali; forze orizzontali: proporzionali ai carichi portati-sisma- vento e dilatazioni termiche) si è progettata una "edicola" di protezione costituita da pali accostati  $D=0.8\text{m}$  opportunamente infissi all'interno degli strati "stabili" 2 e 3; essa è stata dimensionata per sostenere con deformazioni orizzontali limitate, (tali cioè da non riportare azioni rilevanti sull'adiacente fondazione vera e propria della struttura) la spinta passiva tridimensionale su di essa applicata dal pendio in frana. In altre parole: anche se il pendio fosse interessato da deformazioni significative nella sua direzione di massima pendenza, si è verificato che ciascuna edicola è in grado di resistere da sola alla spinta del materiale in movimento, anche nel caso in cui esso dovesse scorrere intorno, senza interferire con il viadotto.

Al fine di prevenire tali spostamenti, ciascuna edicola è fornita di due sistemi di dreni realizzati dal suo interno: il primo è finalizzato a scaricare le acque di infiltrazione che potrebbero interessare lo strato 1, in modo da mantenerne comunque basso il livello di falda e impedire nel contempo l'alimentazione a valle; il secondo interferisce invece direttamente con la superficie a maggiore permeabilità, di massima presente all'interno della fascia di terreno in potenziale scorrimento (alla base dello strato 1) in modo da estrarne a livelli più bassi che non quello di sorgente le quantità di acqua di alimentazione con elevate sovrappressioni delle zone verso la base del pendio ove le pressioni di questa "falda localizzata" potrebbero indurre situazioni di disequilibrio.

La collaborazione tra i vari pali accostati è ottenuta a mezzo di due travi continue "semicircolari" (estese cioè all'intero sviluppo in pianta dell'edicola) e da una soletta di completamento delle stesse che ne impediscono il relativo avvicinamento e conferiscono all'edicola un marcato comportamento tridimensionale. Il contatto con il plinto contenuto all'interno della stessa è limitato da un adeguato spessore di polistirolo espanso, in grado quindi di ridurre significativamente il trasferimento degli spostamenti orizzontali attesi per l'edicola nelle sue condizioni di lavoro estreme.

Si sono anche verificati gli effetti delle inevitabili deformazioni orizzontali trasmesse ai pali di sostegno del plinto da parte della porzione interrata dell'edicola; essi sono risultati di modesta entità sia in termini assoluti che di azioni flessionali riportate sulla fondazione adiacente.

Tutti i tiranti di supporto delle edicole saranno di tipo "passivo" da realizzarsi con tubi di armatura in modo da incrementarne la rigidezza (rispetto a una soluzione con uso di trefoli)

### **7.2 IL CONTENIMENTO DEL CORPO STRADALE**

L'attesa degli spostamenti dei corpi di frana a valle che man mano si propagano verso la parte alta del pendio avrebbe seriamente minacciato la funzionalità dell'opera.

Si è pertanto optato per l'adozione di una cortina di pali "accostati"  $D=0.8\text{m}$ , infissi all'interno degli strati 2 e 3 che, con l'aiuto dello stesso tipo di tiranti di cui sopra (armati cioè con tubi metallici invece che con trefoli) saranno in grado di assicurare l'assenza/limitazione di deformazioni a monte.

Anche in questo caso si è ricorsi alla posa in opera di due categorie di dreni: la prima, all'interno dello strato 1 in modo da captarne le acque e diminuire comunque le spinte orizzontali sull'opera; la seconda perforata attraverso alla "fascia" più permeabile, potenzialmente presente alla base dello strato 1, per limitare il trasferimento verso il basso delle sovrappressioni interstiziali di cui sopra e "scaricare" le portate in transito.

Ovviamente un intervento di stabilizzazione e drenaggio così esteso avrà significativa influenza sull'intero pendio a valle e a monte del tracciato. Anche per questo motivo, in corrispondenza delle zone in trincea che ricadono principalmente nella zona occidentale del tratto stradale (la più stabile) e comunque in zone con pendenze trasversali da nulle a un massimo di 5-7°, si è ritenuto possibile rinunciare al presidio con la cortina di pali al piede. Va anche sottolineato il significativo alleggerimento delle spinte verso il basso conseguente all'asportazione del peso del terreno di scavo, con miglioramento quindi delle condizioni di equilibrio locali.

### **7.3 CEDIMENTI DEI RILAVATI**

Le elevate pressioni di sovraconsolidazione di tutti gli strati interessati dalle sollecitazioni indotte dai rilevati e la probabile, elevata fessurazione del primo livello di terreno (fino a ≈5m del p.c. attuale), favoriranno un rapido esaurimento dei cedimenti conseguenti ai maggiori carichi indotti. Una significativa componente degli stessi potrà già esaurirsi direttamente nel corso della costruzione.

Cautelativamente, per lo Strato 2 si suggerisce l'adozione di un modulo di deformazione essenzialmente correlato alle caratteristiche di resistenza dei livelli argillosi; per quello sottostante (Strato 3), si farà invece riferimento alle indicazioni ottenute dalle verticali di misura delle velocità delle onde di taglio che tengono conto della rigidità d'insieme del deposito.

### **7.4 DRENI**

Non si ritiene possibile definire un approccio quantitativo razionale al dimensionamento dei dreni, causa la indeterminabilità di una realistica permeabilità dei materiali dello strato di copertura ove, più che le caratteristiche dei terreni costituenti, conterranno discontinuità e fessurazioni conseguenti alle condizioni di esposizione locale agli agenti atmosferici e alle alterazioni prodotte dalle tipologie di coltivazione (aratura; ecc.). Si è così disposta una spaziatura in pianta di circa 2m.

Per quanto riguarda l'intercettazione delle modeste venute di acqua attese attraverso alla "fascia" potenzialmente interessata dalle superfici di scorrimento alla base dello strato 1, i relativi dreni (anch'essi con spaziatura in pianta di circa 2m), agiranno come sfogo delle portate, probabilmente con un meccanismo di riempimento graduale del tubo fessurato verso l'alto. Qui la evaporazione potrebbe anche svolgere un ruolo non secondario, così come, (soprattutto) il trasferimento nell'intorno, sempre all'interno dello strato 1 ma al di fuori del livello in grado di trasferire le sovrappressioni verso la zona bassa del pendio, di un'acqua che o verrà raccolta dall'altro sistema di dreni o scorrerà verso il basso disperdendosi, senza più la possibilità di entrare in pressione. In altre parole: il sistema di dreni che intercetta il livello critico dal punto di vista della stabilità globale del pendio viene sia pure puntualmente intercettato con uno scarico locale della sua pressione e un trasferimento di almeno parte delle portate in arrivo all'interno della sezione non pericolosa dello strato stesso.

Nell'ipotesi di uno spessore dello strato contenente le fasce di taglio di circa 20cm e di una sua permeabilità di:  $k = 10^{-5} \div 10^{-6}$  m/sec e di un ragionevole gradiente idraulico medio ( $0.1 \div 0.15$ ), attorno a ogni dreno sono da attendersi portate di acqua dell'ordine da 50 a 5 litri/giorno, non trascurabili ma facilmente evacuabili da dreni microperforati di piccolo diametro installati in fori appositamente trivellati con rivestimento provvisorio e messi in opera con opportuno contorno in sabbia. La dispersione delle portate così emunte all'interno della parte bassa dello strato 1 segue poi la stessa logica di discontinuità e fessure che giustificano la installazione del primo sistema di dreni; il compito fondamentale dei dreni qui in discussione è quello di interrompere la continuità idraulica dello strato critico e di trasferirne la relativa portata in una zona ove essa può disperdersi senza danno.

Ciascuno degli argomenti del capitolo 7 trova i relativi dimensionamenti all'interno di relazioni dedicate.