



**Dr. Geol. Francesco SERRA – GEOLOGIA TECNICA e SERVIZI per l'AMBIENTE –**

**Via Dante Alighieri 6 – 26027 Rivolta d'Adda**

**Tel.: 0363.79065; Fax. 0363 707620 ; cell. 3482268926; e-mail : [geoserra@serrafra.191.it](mailto:geoserra@serrafra.191.it)**

**CF : SRRFNC59T27H357Z - PI : 00827350190**

**Consiglio Nazionale delle Ricerche – Istituto di Metodologie per l'Analisi Ambientale**  
**Area Industriale di TITO (PZ)**

**REALIZZAZIONE DI UNA TORRE ATMOSFERICA CON STRUTTURA IN ACCIAIO  
OPERANTE NELL'AMBITO DELL'INFRASTRUTTURA DI RICERCA EUROPEA  
INTEGRATED CARBON OBSERVATION SYSTEM-RESEARCH INFRASTRUCTURE  
(ICOS-RI)**

**PROGETTO DEFINITIVO**  
**Relazione geologico tecnica**  
*ai sensi delle normative vigenti*



# INDICE

<b>1. PREMESSA ED INQUADRAMENTO GEOGRAFICO .....</b>	<b>3</b>
<b>2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO .....</b>	<b>5</b>
2.1 ASPETTI GEOLOGICI GENERALI.....	5
2.2 ASPETTI GEOMORFOLOGICI .....	8
<b>3 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO .....</b>	<b>9</b>
3.1 ASPETTI IDROLOGICI.....	9
3.2 ASPETTI IDROGEOLOGICI.....	9
<b>4 INDAGINI ESEGUITE E RELATIVE ELABORAZIONI.....</b>	<b>10</b>
4.1 INTERPRETAZIONE DELLE PROVE SPT IN FORO DI SONDAGGIO .....	10
4.2 INTERPRETAZIONE DELLE PROVE PENETROMETRICHE STATICHE A PUNTA ELETTRICA.....	16
4.3 INTERPRETAZIONE DELLE PROVE DI LABORATORIO TERRE .....	17
<b>5 MODELLO GEOLOGICO E GEOTECNICO .....</b>	<b>21</b>
<b>6. ASPETTI SISMICI .....</b>	<b>34</b>
6.1 GENERALITÀ.....	34
6.2 MICROZONAZIONE SISMICA .....	39
6.3 MODELLO SISMICO MONODIMENSIONALE E CALCOLO DELLE $V_{S30}$ .....	41
6.4 VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE .....	43
6.5 CATEGORIA TOPOGRAFICA.....	44
<b>7. ASPETTI RELATIVI ALLA FATTIBILITA' DELL'INTERVENTO .....</b>	<b>45</b>

## 1. PREMESSA ED INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

Il presente rapporto è a supporto della progettazione definitiva di una Torre Atmosferica con struttura in acciaio operante nell'ambito della ricerca Europea "*Integrated Carbon Observation System-Research Infrastructures*" per conto del Consiglio Nazionale delle Ricerche, Istituto di Metodologie per l'Analisi Ambientale.

La relazione modifica, integra e completa la nostra precedente relazione geologico tecnica a supporto della progettazione preliminare n. 1971 del 25 maggio 2020, alla quale si rimanda per quanto non ripreso nel presente studio.

Si fa presente che rispetto al contesto esaminato nella relazione preliminare in un quadro sostanzialmente simile due sono gli aspetti aggiuntivi di cui si terrà conto :

- in merito alle indagini geognostiche sono ora disponibili anche le prove geotecniche di laboratorio che forniscono ulteriori dati ed indicazioni a completamento delle precedenti per un adeguato approfondimento della caratterizzazione litologica e tecnica dei terreni interessati dall'intervento
- per motivi logistici si è anche previsto uno spostamento della torre ed una rotazione degli elementi di ancoraggio che hanno come conseguenza la necessità di modificare il modello geologico e le relative sezioni

Per tutte le indagini eseguite si rimanda al "Rapporto tecnico delle Indagini" del 29 maggio 2020 prodotto dalla I.M.O.S. srl (redatto da G. Treviso, responsabile di sito C. Del Paggio, approvato e firmato da Dr. Geol. Carlo Scassera), che è parte integrante dello studio ed a cui si rimanda per tutti i certificati, i diagrammi ed i tabulati relativi alle prove di sito e di laboratorio effettuate, che quindi non vengono riportate in questa relazione.

Per i dettagli progettuali e costruttivi relativi all'intervento si rimanda al progetto relativo.

Nel presente rapporto si considerano le problematiche geologiche, idrogeologiche e sismiche relative ai terreni di fondazione interessati dal progetto; la relazione è redatta ai sensi del D.M. 17.01.18 e tiene conto di quanto previsto per lo studio definitivo ai sensi dell'art. 23 del D.Lgs. 18 aprile 2016 n. 50 (GU n. 91 del 19.04.2016 – s.o. n. 10) così come modificato dal D.L. n. 244 del 30 dicembre 2016 (in vigore dal 30.12.2016), dal D.Lgs. n. 56 del 19 aprile 2017 (in vigore dal 20.05.2017), dalla L. 205 del 27 dicembre 2017 in vigore dal 01.01.2018, con particolare riferimento a quanto previsto all'articolo 1, comma 853 e seguenti ed infine dalla Legge n. 55/2019, pubblicata un G.U. n. 140/2019 di conversione al DL 32/2019 ("sblocca cantieri") .

Nei capitoli seguenti di questa prima relazione si riprenderanno per completezza le descrizioni del contesto in geologico, geomorfologico, idrogeologico e sismico; quindi a partire da tutte le indagini geognostiche realizzate e tenendo conto dell'ubicazione definitiva dei manufatti in progetto (la torre ed i quattro ancoraggi) si procederà alla caratterizzazione tecnica dei terreni in funzione delle interazioni terreno-strutture, fornendo il modello geologico ed il modello sismo stratigrafico definitivo del sito; si forniranno inoltre le indicazioni di competenza relative alle tipologie fondazionali da utilizzare ed agli accorgimenti da adottare in sede progettuale ed esecutiva.



**Figura 1:** Ubicazione del sito in oggetto su *google earth*

## 2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

### *2.1 Aspetti geologici generali*

Il sito è ubicato su un piccolo alto morfologico con una blanda pendenza verso NE, visibilmente separata da gradini morfologici rispetto al resto del territorio: a nord di origine artificiale, ad est dalla presenza di un piccolo impluvio, ad ovest ed a sud, dove passa la strada, con avvallamenti che sottolineano vecchi corsi preferenziali degli impluvi.

Il deposito di cui è costituito il terreno in oggetto si può dire che è sostanzialmente formato da materiali di erosione delle colline retrostanti che sono confluite nel sito in successivi fenomeni detritici ed esondativi trasportando clasti di diversa natura e dimensione in una matrice con composizione variabile tra la sabbia e l'argilla, ma dove il contenuto di materiale fine limoso argilloso è sempre significativo.

Tecnicamente si potrebbe dire che il piccolo rilievo in oggetto è un cono detritico fluviale che si immetteva in un'area di tipo palustre e lacustre, modellato nel tempo dall'evoluzione geomorfologica, idrogeologica ed antropica.

La composizione del deposito risente molto di questa genesi e composizione; le antiche fiumare hanno dilavato le formazioni di monte con clasti di varia natura (derivanti dalla "Formazione degli Scisti Silicei", con diaspri verdi, bruni e nerastri, argilliti, brecciole calcaree ecc.. – **STSc** - ; dalla "Formazione dei Calcarei con Selce", formate da Calcilutiti, marne ed argilliti -**SLC**-; e dalla formazione dei "Flysch di Galestrino" prevalentemente formato da un'alternanza stratificata di argilliti e calcilutiti - **FYG** -, si veda la **figura 2** seguente).

Per cui i clasti presenti nel deposito, generalmente con dimensioni comprese fra 1 e 5÷6 cm, sono appartenenti a queste formazioni; la matrice è generalmente argillosa, ma con variazioni locali legati legate alla diversa energia del deposito ed al diverso clima e stagione in cui furono deposti.

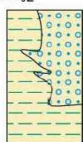
Per questi motivi deposizionali si ha pertanto un'unica grande formazione "in grande" che però al suo interno è molto eterogenea sia in senso verticale che orizzontale e quindi difficilmente schematizzabile in unità più piccole.

In linea generale sembra di poter riconoscere, una presenza di materiale più fine ed argilloso procedendo da monte a valle e dal centro verso la periferia del conoide (**figura 3** per la disposizione approssimativa di quest'ultimo), anche se a piccola scala è sensibilmente prevalente l'eterogeneità di lenti o livelli a diverso contenuto di argille, limi o sabbie fini.





FTN<sub>e2</sub> PLEISTOCENE MEDIO p.p. - SUP?



FTN<sub>b</sub>

### SINTEMA DELLA FIUMARA DEL MATTINO

Sintema formato da limi argillosi ed argille con lenti di ghiaie e livelli di torbe verso l'alto a ghiaie sabbiose di conoide alluvionale (litofacies FTN<sub>b</sub>), nel versante di *unconformity* erosive. La successione poggia su una superficie risultata sottoposta con contatto erosivo ai depositi ubiquitari b<sub>a</sub>, b<sub>2</sub> e a<sub>1b</sub>. Def. alluvionale b. Spessori massimi intorno ai 30 metri.

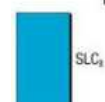
PLEISTOCENE MEDIO p.p. - SUP?

### FLYSCH GALESTRINO (FYG)

litofacies marnoso-silicea (FYG<sub>a</sub>).

Alternanza di argilliti nere laminare e scagliettate con rari sottili livelli diasprigni e di calcilutiti silicifere grigio-brune in strati da sottili a 2 m con fessurazione tipo "pietra paesina"; sporadici livelli arenitici fini, gradati e con strutture da corrente alla base. Le argilliti costituiscono interstrati e strati fino a parecchi metri e localmente prevalgono sulle altre componenti litiche. Nella formazione si riconoscono rare faune a radiolari, a spicole di spugne e a nannofossili quali *Stradneria crenulata*, *Crucellipsis cuvelieri* e *Watznaueria* spp. Il passaggio alla sottostante formazione è graduale, mentre superiormente la successione è troncata tettonicamente. L'assetto è caotico. Spessore tra 300 e 400 m. L'età complessiva della formazione è:

GIURASSICO SUPERIORE p.p.-CRETACICO



SLC<sub>1</sub>

### CALCARI CON SELCE (SLC)

litofacies Lagonegro-Sasso di Castalda (SLC<sub>a</sub>).

Calcilutiti grigie ben stratificate con liste e noduli di selce in strati da 10 cm al metro, con un livello basale fossilifero silicizzato di circa 2 m ad *Halobia styriaca*. Seguono calcilutiti grigie con selce e un'alternanza di marne e argilliti policrome con *Halobia superba*, *Halobia* cfr. *cassiana* e *H. styriaca*, oltre a numerose *Posidonomya* sp. L'intervallo mediano della successione è rappresentato da calcari grigi con liste e noduli di selce ad *Halobia charlyana* alla base e calcilutiti grigie, in strati da 30-60 cm a 2 m, ad ammoniti non classificabili e *Halobia habrica*; verso l'alto marne e argilliti nere ad *Halobia norica* ed *H. lineata* oltre a varie specie di *Posidonomya*. La successione si chiude con calcilutiti con liste e noduli di selce progressivamente sempre più silicee, che con intercalazioni di marne, argilliti silicee policrome fanno graduale passaggio agli Scisti Silicei. Spessore circa 500 m.

CARNICO-NORICO

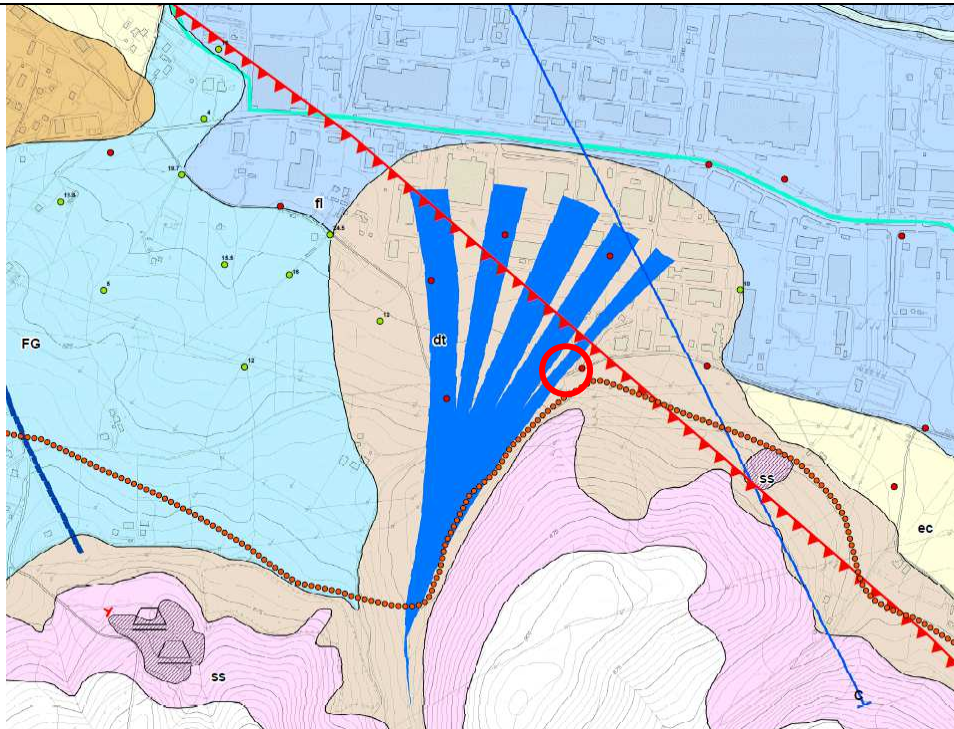
### SCISTI SILICEI (STS)

litofacies Lagonegro-Sasso di Castalda (STS<sub>a</sub>).

Alternanza di diaspri verdi, bruni e nerastri in strati sottili piano-paralleli, di argilliti silicifere rosse e verdi, di diaspri bianchi e verdi in strati regolari da 5 a 15 cm, localmente fino a 70 cm, con rare intercalazioni di breccie calcaree silicizzate e di marne silicifere rosse o grigie fogliettate in livelli da molto sottili a medi, con strutture di fondo e da corrente. Nell'intervallo basale associazioni a foraminiferi comuni dal Norico al Giurassico inferiore, nella parte alta radiolari del Tortonico medio. Passaggio al soprastante FYG<sub>a</sub> graduale, tramite un'alternanza di diaspri manganesiferi, argilliti plumbee e calcari siliciferi. Spessore fino a 300 m.

GIURASSICO

Figura 2 : inquadramento geologico



- dt Detrito di falda**  
Deposito eterogeneo ed eterometrico, in assetto massivo, sedimentato per gravità al piede dei versanti degli scisti silicei di Macchia Malandrina e Madonna del Carmine, costituito da clasti di dimensioni centimetriche e decimetriche, a spigoli vivi, immersi in matrice limoso-argillosa brunastra; localmente ricoperto da una coltre eluviale.
- fi Deposito fluvio lacustri**  
Piana di Tito: limi e limi con intercalazioni lenticolari di ghiaia e sabbia, passanti lateralmente e verso l'alto a ghiaia a matrice sabbioso-rossastra da pochi metri a 40-50 m (Pleistocene superiore).
- ec Deposito eluvio colluviale**  
Limi, limi sabbiosi e sabbie limose con clasti eterometrici ed eterogenei da angolosi a subangolosi, generalmente saturi. Da poco a moderatamente consistenti dove prevale la componente limosa, da poco a moderatamente addensati dove prevale la componente sabbiosa, resistenti al taglio dove prevale la componente lapidea. Spessore massimo supposto 10 metri e variabile in funzione dell'andamento topografico. (Olocene - Attuale)
- FG Galestri**  
Alternanza di argilliti silicifere fogliettate grigie, marne silicifere grigio-giallastre a frattura concoide, in strati da centimetrici a decimetrici, calcilutiti e calcari siliciferi grigio-avani in strati decimetrici. Stratificato. (Cretacico)

**Figura 3 :** carta geologica con ubicazione approssimativa del conoide che interessa nella sua facies distale l'appezzamento in oggetto

## ***2.2 Aspetti geomorfologici***

Dal punto di vista geomorfologico, non sono segnalate nella documentazione disponibile e reperibili particolari criticità o dissesti, almeno noti o riconoscibili.

Anche dalle evidenze in sito non si evidenziano particolari processi geomorfologici in corso o potenziali; in linea generale però si fa presente che questo tipo di materiali presenta spesso aspetti 'problematici' a causa della loro natura e composizione; in particolare due sono le criticità:

- la possibilità di avere sovrappressioni nei litotipi argillosi e piccole falde in pressione nelle lenti più sabbiose che possono innescare movimenti nei terreni e conseguenti dissesti
- la sensibilità delle argille e la loro coesione unite alla forte eterogeneità litologica a piccola scala che possono essere causa di problematiche nel caso di perforazioni o tirantatura non adeguatamente dimensionate e/o eseguite

Sarà importante soprattutto un'attenta valutazione delle interazioni fra le opere in progetto (in particolare le basi di fondazione) e la morfologia del sito (varia e con modificazioni repentine di quota) per evitare la possibilità di innescare smottamenti o dissesti di qualsiasi natura o sforzi o trazioni che influiscano negativamente sul fattore di stabilità dei versanti.

Va a questo proposito fatto presente che lo spostamento dell'ubicazione della torre e degli ancoraggi verso monte è da questo punto di vista un fattore positivo che può aumentare il valore di sicurezza della stabilità globale.



### **3 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO**

#### ***3.1 Aspetti idrologici***

Dal punto di vista idrologico si segnala la presenza di un piccolo corso idrico che delimita l'appezzamento di terreno in oggetto nel suo lato orientale, in un'incisione; si ricorda che all'origine del deposito in oggetto c'è il corso d'acqua che da monte, con le modalità di una 'fiumara' ha eroso le colline retrostanti depositando il conoide segnalata nella precedente figura 3.

Una volta realizzata l'opera, nel periodo di esercizio sarà necessario tenere sotto controllo il rigagnolo e valutare se si instaurano erosioni di sponda o di fondo che in qualche modo possono mobilitare il versante; in questo caso sarà indispensabile procedere tempestivamente ad interventi di regimazione e di messa in sicurezza adeguatamente dimensionati.

#### ***3.2 Aspetti idrogeologici***

La circolazione idrica sotterranea è influenzata dall'assetto geologico-strutturale dell'area con la presenza di lenti o livelli a diversa permeabilità relativa, posizionati su formazioni del substrato e litotipi prevalentemente argillosi che fanno da 'acquicludo' all'acquifero;

Pertanto è possibile aspettarci falde superficiali circolanti con caratteristiche variabile sia da zona a zona che secondo la stagione, con faldine talvolta anche in pressione, sospese o con emersione in piccole sorgenti.

A quest'ultimo proposito, nelle indagini effettuate si è osservata la presenza diffusa di acque a partire da una certa profondità (si vedano sezioni allegate e prove geognostiche) ; è probabile che ci sia una variazione di comportamento e di pressione di queste acque soprattutto laddove lenti più sabbiose e permeabili sono contenute in livelli più argillosi, plastici ed impermeabili; la falda riportata è quella misurata alla data delle indagini (11 e 12 maggio 2020) ; l'acquifero ha una direzione di flusso all'incirca coincidente con l'inclinazione del versante (da WSW a ENE) e quote comprese, nel mappale in oggetto fra la decina di metri a monte a circa 3 metri a valle.

## 4 INDAGINI ESEGUITE E RELATIVE ELABORAZIONI

Viste le caratteristiche tipologiche dell'opera da realizzare e la litologia attesa per la caratterizzazione geologica e per la ricostruzione geologico-tecnica ci si è avvalsi innanzitutto di una campagna geognostica appositamente eseguita e concordata con il progettista delle strutture che è costituita dalla realizzazione di :

- un sondaggio geognostico S1 eseguito in corrispondenza della posizione originaria della torre, realizzato a carotaggio continuo, con la realizzazione di n. 8 prove di Standard Penetration Test, secondo la metodologia ISSMFE e spinto fino a 20 metri di profondità
- n. 4 prove penetrometriche statiche a punta elettrica con piezocono, spinte fino alla massima loro possibilità di avanzamento (intorno ai 10 metri dal piano di partenza) , eseguite in corrispondenza della posizione originariamente prevista per i quattro ancoraggi
- una prova sismica tipo MASW eseguita con direzione nord-sud con il centro dello stendimento in corrispondenza del sondaggio geognostico S1
- prove di identificazione in laboratorio geotecnico, su quattro campioni rappresentativi delle diverse litologie incontrate, su cui si sono realizzate le prove di identificazione (granulometrie complete, limiti di Atterberg, misure di umidità e pesi di volume, ecc..).

Tutti gli elaborati relativi alle indagini in sito ed in laboratorio sono riportati nel “Rapporto tecnico delle Indagini” del 29 maggio 2020 prodotto dalla I.M.O.S. srl a cui si rimanda.

Prima di passare alla fase di caratterizzazione si definiscono brevemente gli approcci utilizzati per la prima interpretazione delle indagini eseguite.

### ***4.1 Interpretazione delle prove SPT in foro di sondaggio***

Il sondaggio è stato eseguito sotto la supervisione dello scrivente l'11 maggio 2020 partendo dal piano campagna attuale.

Le prove Standard Penetration Test eseguite secondo la metodologia standard ISSMFE, in avanzamento fino alla quota di fondo foro e misurando il numero di colpi richiesti per provocare la penetrazione per battitura di un campionatore standard per tre tratti consecutivi di 15 cm ciascuno. La resistenza dinamica puntuale ( $N_{SPT}$ ) si ottiene poi sommando il numero di colpi richiesto per l'avanzamento degli ultimi 30 cm.

Per tenere conto dei fattori di variabilità connessi ai vari dispositivi di infissione e alla pressione efficace del terreno alla profondità di esecuzione della prova, è stato calcolato in

funzione della profondità il valore normalizzato di NSPT, cioè  $(N_1)_{60}$ , ricavato dalla seguente espressione:

$$(N_1)_{60} = C_N (ER/60) \cdot \lambda \cdot N_{SPT}$$

in cui:

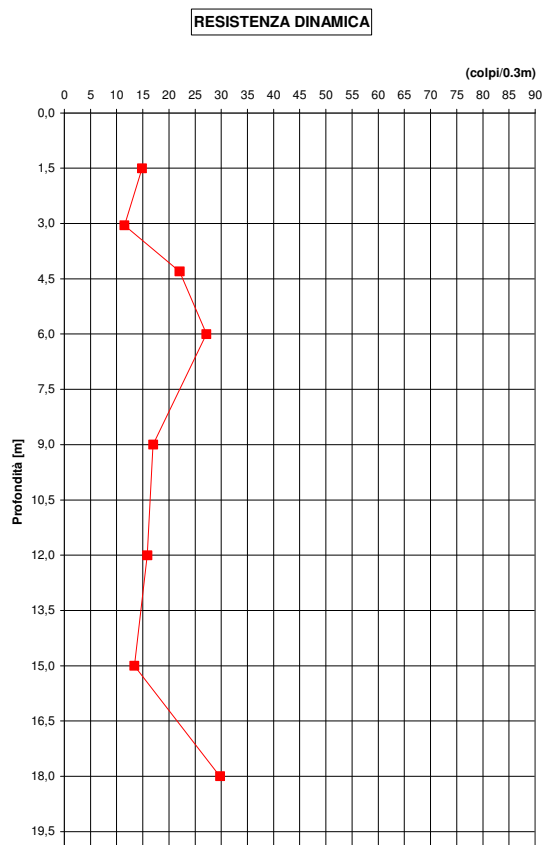
$C_N = 1/\sigma'_{vo}{}^{(0.5)}$ , coefficiente di correzione dipendente dal valore di  $\sigma'_{vo}$  [Liao & Whitman, 1986]

$\sigma'_{vo}$  = pressione efficace alla quota della prova

ER = rendimento medio del dispositivo di infissione espresso in percentuale (per il presente caso: 60%);

$\lambda$  = parametro che tiene conto della perdita di energia per la lunghezza delle aste.

Nella **figura 4** seguente si riportano i valori misurati e corretti di resistenza alla penetrazione SPT del sondaggio S1, così come utilizzati nei successivi calcoli.



**Figura 4:** valori di resistenza alla penetrazione SPT normalizzati del sondaggio S1

Per la valutazione dei parametri geotecnici sono state utilizzate le più note e diffuse correlazioni, basate sui dati SPT normalizzati come riportato nei paragrafi precedenti, confrontati con le litologie in esame. Ove possibile, si sono utilizzati diversi approcci, confrontandone criticamente i risultati.

In particolare :

- ✓ Per le descrizioni litologiche ci si è basati sulle indicazioni per la classificazione in cantiere delle terre proposta dall'Associazione Geotecnica Italiana (A.G.I., 1977) (si veda **figura 5**);

0,002	0,06	2	60	( $\phi$ , mm)
ARGILLA	LIMO	SABBIA	GHIAIA	CIOTTOLE BLOCCHI

Per classificare un terreno dal punto di vista della granulometria sono necessarie analisi granulometriche di laboratorio.

**Nota alla classifica granulometrica**

Per l'identificazione di terreni composti da più frazioni si segue il criterio :  
 siano A, B, C, i nomi degli intervalli principali (argilla, limo, .....); siano  $p_1, p_2, p_3$  le percentuali di A, B, C, presenti nella terra in esame; se, per esempio  $p_1 > p_2 > p_3$  il terreno viene denominato col nome della frazione A, seguito dai nomi delle frazioni B e C preceduti dalla congiunzione "con", se il corrispondente  $p$  è compreso tra il 50 e il 250/o, seguiti dal suffisso "oso" se  $p$  è tra il 25 e il 100/o; o infine seguiti dal suffisso "oso" e preceduti da "debolmente" se  $p$  è compreso tra il 10 e il 50/o. Si definisce terreno di granulometria uniforme se  $D_{60}/D_{10} < 2$  dove  $D_{60}$  e  $D_{10}$  sono i diametri corrispondenti al 60 ed al 10% di passaggio rilevati dall'analisi granulometrica.

Si ricorda che esistono numerosi sistemi di classifica granulometrica, tra loro differenti per i limiti delle classi; (per un confronto vedi : Geotecnica, 1963)

**Figura 5:** Classificazione dei terreni secondo AGI, '77.

- ✓ per quanto riguarda la valutazione della densità relativa  $D_r$  ci si è basati sul metodo proposto da Gibbs e Holtz, confrontato con i metodi proposti da Kulhawy e Mayne (1990) (si veda **figura 6**);
- ✓ per quanto riguarda la stima del valore dell'angolo di attrito  $\phi'$  (**figura 7**) ci si è basati sul metodo proposto da De Mello, confrontato con quello ricavato mediante la correlazione di Schmertmann (1975) e la relazione proposta dalla Road Bridge adm. (1990);
- ✓ per la determinazione del modulo elastico  $E'$  dei materiali granulari si è utilizzata la formula di Berardi e Lancellotta (**figura 8**), utilizzando la seguente espressione:

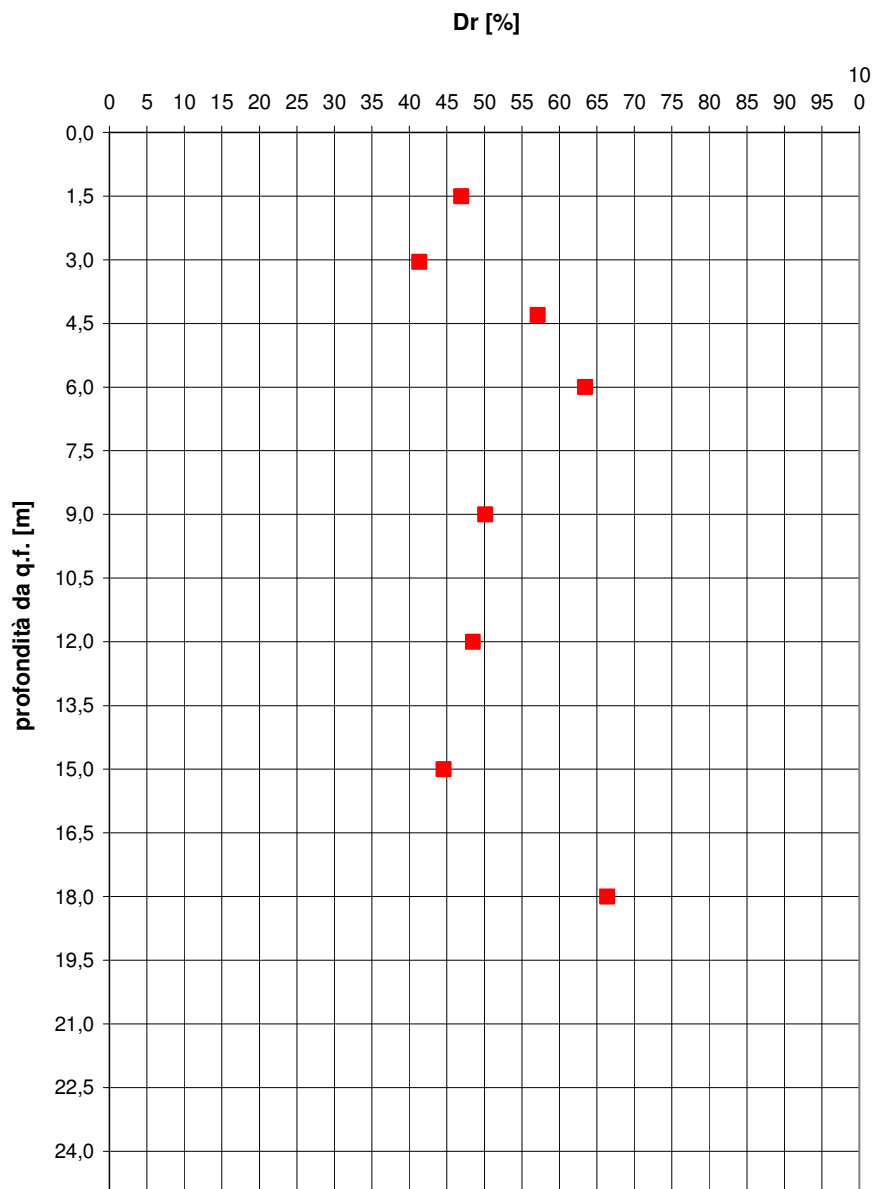
$$E' = K_E \cdot p_a \cdot \left[ \frac{\sigma'_{vo}}{p_a} \right]^{0.5}$$

in cui

$K_E$  = numero del modulo, funzione della densità relativa per  $D_r \approx 40\%$  si può assumere  $K_E = 400$

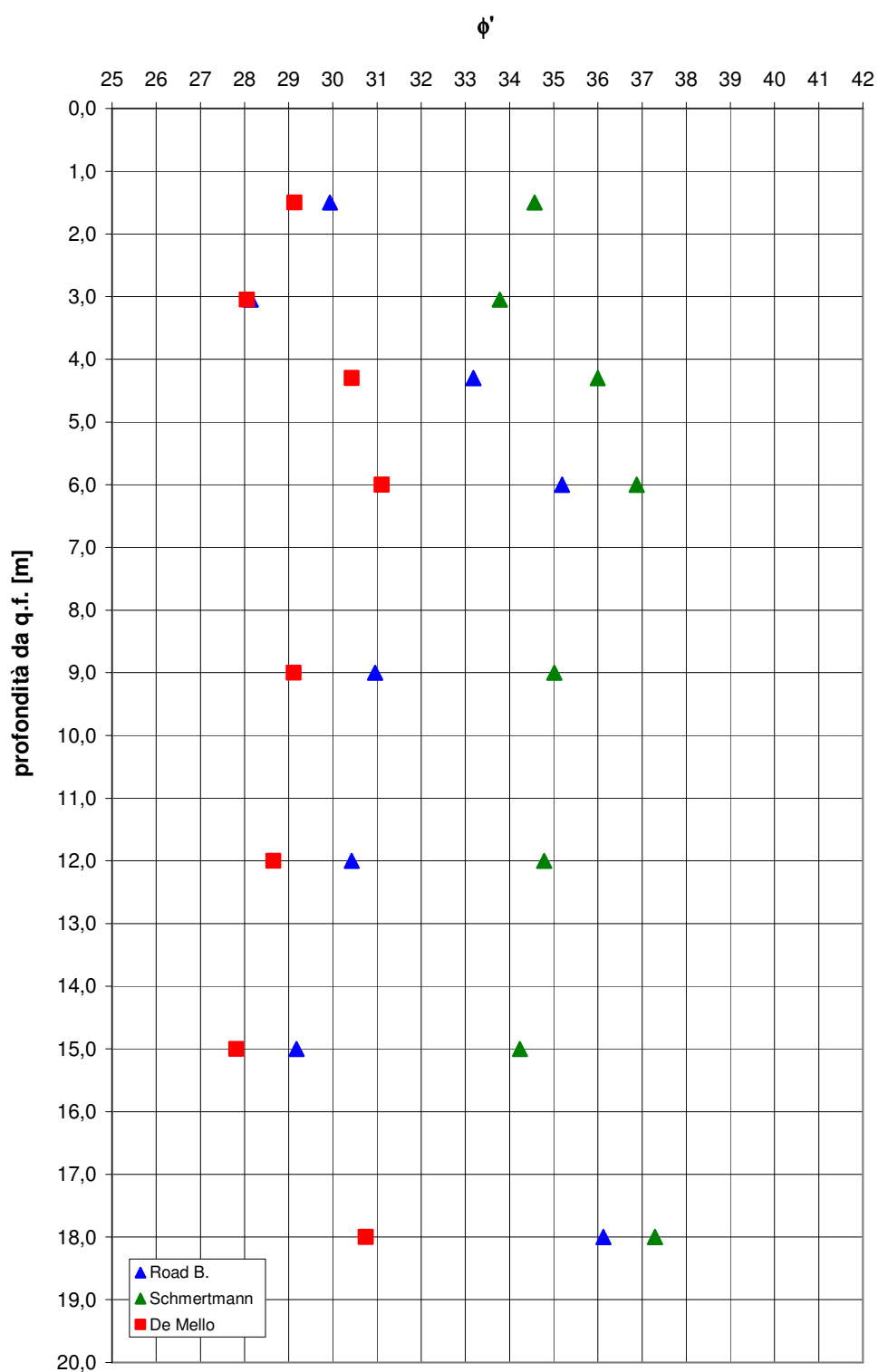
$p_a$  = pressione di riferimento = 100 kPa ;  $\sigma'_{vo}$  = pressione efficace alla quota della prova

Si ricorda che la presenza di ciottoli può provocare alcune anomalie nei valori misurati (fino al rifiuto); questi valori anomali non saranno cautelativamente utilizzati nella successiva caratterizzazione geotecnica dei terreni.

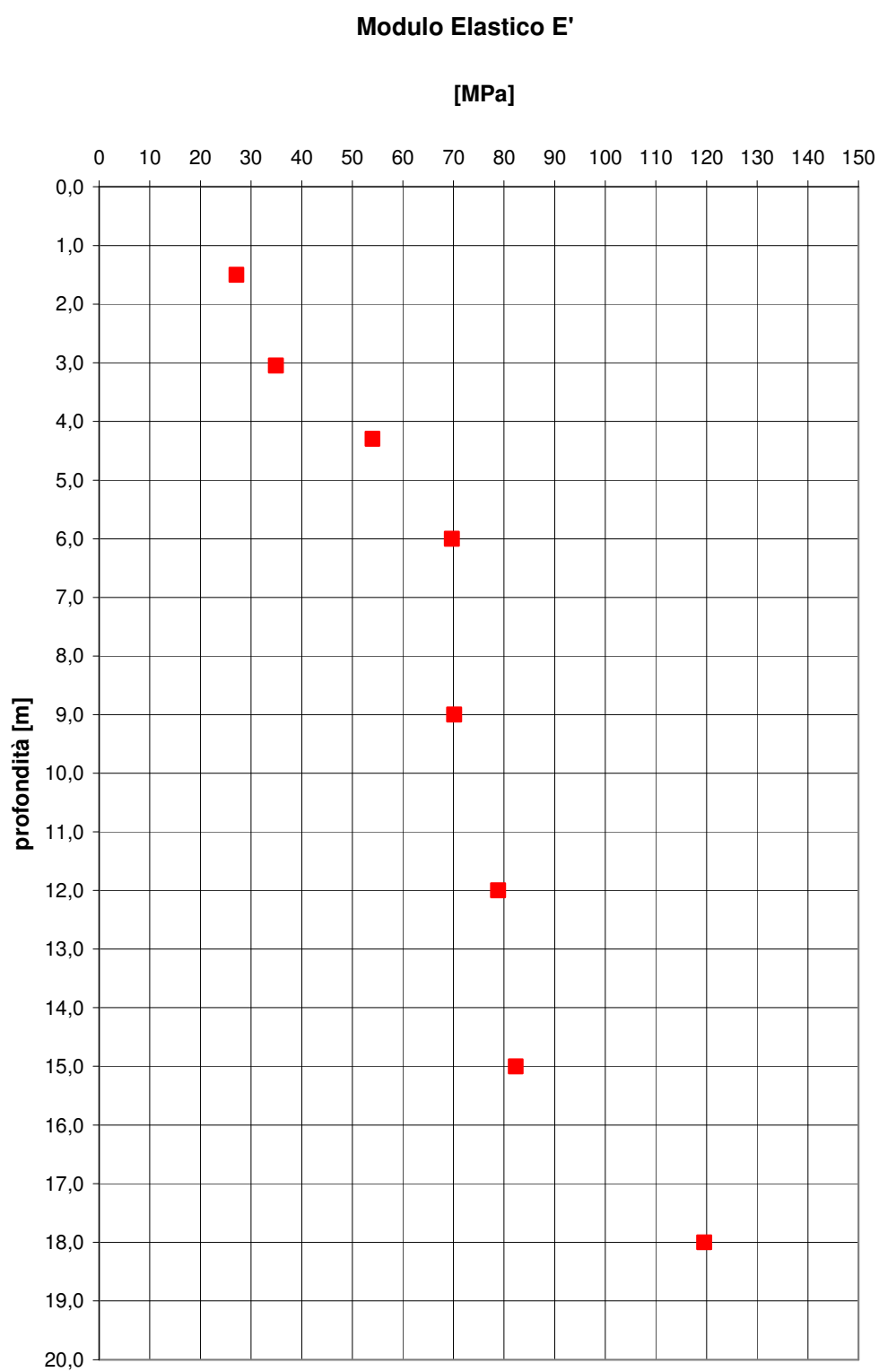


**Figura 6:** Valutazione della densità relativa  $D_r$  secondo *Gibbs e Holtz*





**Figura 7:** Valutazione dell'angolo d'attrito secondo *De Mello*, *Schmertmann* e *Road Bridge*



**Figura 8:** Valutazione del modulo E'.

#### **4.2 Interpretazione delle prove penetrometriche statiche a punta elettrica**

Le prove penetrometriche statiche a punta elettrica permettono di ricostruire con buon dettaglio e con maggior continuità le caratteristiche meccaniche dei terreni attraversati che risultano funzione dei valori di resistenza alla penetrazione (RP) e dell'attrito laterale (RL).

Si è anche rilevata la pressione interstiziale ( $u$ ) che è un elemento molto utile per identificare con buona approssimazione la frazione argillosa, grazie alla registrazione in condizioni non drenate del suo aumento.

Per la caratterizzazione geologico-tecnica dei vari livelli che costituiscono il modello stratigrafico di riferimento, si è fatto uso delle seguenti correlazioni:

Per i livelli coesivi, la resistenza al taglio non drenata  $C_u$  viene ricavata direttamente dai valori dalle prove CPT attraverso l'espressione

$$C_u = \frac{q_c - \sigma_v}{N_k}$$

con  $N_k = 18$ ;

mentre il modulo elastico  $E$  attraverso la seguente relazione:

$$E = 100 \cdot C_u$$

Per i livelli incoerenti sabbiosi e sabbioso-limosi, la densità relativa  $DR$  è calcolata con la formula di Jamiolkowski mentre l'angolo di attrito di picco  $\phi'_p$  è stato determinato in funzione del valore di  $DR$  con la seguenti curve proposte da Schmertmann:

$$D_R = -98 + 66 \log_{10} (q_c / (\sigma'_{VO})^{0.5})$$

1 - $\phi'_p = 28 + 0.14 D_R$	(sabbia fine uniforme)
2 - $\phi'_p = 31.5 + 0.115 D_R$	(sabbia media uniforme/fine ben gradata)
3 - $\phi'_p = 34.5 + 0.10 D_R$	(sabbia grossa uniforme/media ben gradata)
4 - $\phi'_p = 38 + 0.08 D_R$	(ghiaietto uniforme/sabbia e ghiaia poco limosa)

Si è successivamente applicata una riduzione del **5-7%** al valore dell'angolo di attrito di picco in modo da tenere in conto della presenza di una certa percentuale di materiale fine, mentre per la determinazione del modulo elastico dei materiali granulari si è utilizzata la formula di Berardi e Lancellotta

$$E = K_E \cdot P_a \cdot \left( \frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right)^{0.5}$$

In cui:

$K_E$  = numero adimensionale del modulo funzione della densità relativa;

$P_a$  = pressione di riferimento, pari ad 1 atmosfera da esprimere nel sistema di unità prescelto; nel caso specifico, utilizzando il sistema internazionale ed esprimendo le grandezze in kN e m, si assume  $P_a = 100$  kPa;

$\sigma'_{v0}$  = pressione verticale efficace alla profondità considerata

Il rapporto fra modulo elastico di Young e la resistenza alla punta è regolata dai seguenti rapporti [Berardi et al. - 1991] :

$E'/q_c(0.25\%)=2.0-3.5$  [depositi molto recenti N.C. (man made)]  
 $E'/q_c(0.10\%)=3.5-6.0$  [depositi molto antichi N.C.]  
 $E'/q_c(0.10\%)=6.0-12.0$  [depositi O.C.]  
 N.B. :  $E'/q_c$  - decresce al crescere della  $D_R$  e del rapporto  $q_c/(\sigma'_{v0})^{0.5}$

Ci sono poi diversi grafici e tabulati che, a partire dai rapporti fra resistenze alla punta e laterali, definiscono i litotipi presumibili quali il coefficiente  $I_c$  di Robertson (2010), la Soil Classification di Schneider ed al (2008) ; a questo proposito si veda anche il rapporto di IMOS allegato.

#### **4.3 Interpretazione delle prove di laboratorio terre**

Dal materiale carotato nel sondaggio S1 sono stati prelevati 4 campioni rimaneggiati rappresentativi delle varie unità attraversate (CR1, CR2, CR3, CR4) secondo lo schema riportato nella **tabella 1** seguente .

Campione	Profondità (m p.c.)
<b>CR1</b>	2,5 ÷ 3,0
<b>CR2</b>	6,5 ÷ 7,0
<b>CR3</b>	11,4 ÷ 11,8
<b>CR4</b>	17,4 ÷ 17,8

**Tabella 1:** Sondaggio S1 schema di campionamento

I campioni rimaneggiati sono stati sottoposti alle classiche prove di identificazione comprensive delle analisi granulometriche per setacciatura e sedimentazione e alla determinazione dei limiti Atterberg al fine di classificare i materiali secondo la norma USCS-ASTM (**figura 9**) e secondo le normative AGI (figura 5 precedente) .

Terreni grossolani trattenuto al #200 < 50%	Ghiaie	passante #200 <5%	GW	Ghiaie ben pulite e ben gradate
			GP	Ghiaie poco graduate
		passante #200 >12%	GM	Ghiaie limose
	Sabbie		GC	Ghiaie argillose
		passante #200 <5%	SW	Sabbie ben pulite e ben gradate
			SP	Sabbie poco graduate
Terreni fini passante al #200 > 50%	Argille con W<50 limi con W>50	passante #200 >12%	SM	Sabbie limose
			SC	Sabbie argillose
		Sotto retta A e zona tratteggiata diagramma di plasticità<5%	OL	Limi organici e argille limose
			ML	Limi inorganici, limi argillosi
		Sopra la retta A del diagramma di plasticità	CL	Argille inorganiche a bassa plasticità
		Sotto la retta A del diagramma di plasticità	OH	Argille organiche di media alta plasticità
terre fortemente organiche			MH	Limi inorganici
		Sopra la retta A del diagramma di plasticità	CH	Argille inorganiche ad alta plasticità
			Pt	torbe ed altre terre fortemente organiche



**Figura 9 :** tabella di classificazione USCS-ASTM semplificata



Rimandando al rapporto IMOS per i dettagli, di seguito si riporta in **tabella 2** la sintesi dei risultati ottenuti :

- in tutti i campioni è significativa la presenza di argille (dal 15 al 30 % circa), determinando di fatto ed in generale la priorità di un comportamento coesivo dei terreni in interesse
- la plasticità dei terreni è da bassa a media ( $LL = 30 \div 37$  %)
- valutando l'indice di liquidità dei terreni e l'indice di consistenza si può affermare che le argille sono in generale consistenti e solide
- dai parametri ottenuti risulterebbe che le argille hanno sovraconsolidazione da media ad elevata
- se si considera l'indice di attività secondo Skempton (rapporto fra IP e % argilla), che in qualche modo definisce le caratteristiche mineralogiche delle argille si hanno terreni coesivi da inattivi ( $< 0,75$ ) a normalmente attivi ( $0,75 - 1,25$ )
- dal punto di vista della sovraconsolidazione i terreni presentano sempre un certo grado di sovraconsolidazione, più elevato nei livelli meno profondi.

In sintesi la presenza di una percentuale elevata di terreni fini e coesivi determina un comportamento più complesso e perdurante nel tempo rispetto ai depositi incoerenti e rende necessarie delle valutazioni sia in campo non drenato che in campo drenato; in genere comunque le caratteristiche delle argille analizzate non presentano particolari elementi di criticità superiori alla media.

	CR1	CR2	CR3	CR4
	11/05/2020	11/05/2020	11/05/2020	11/05/2020
	rim	rim	rim	rim
	2,5÷3,0	6,5÷7,0	11,4÷11,8	17,4÷17,8
<b>ghiaie AGI</b>	<b>24,30</b>	<b>43,90</b>	<b>28,40</b>	<b>45,50</b>
<b>sabbie AGI</b>	<b>25,10</b>	<b>28,20</b>	<b>30,50</b>	<b>27,70</b>
<b>Limo+argilla (ASTM)</b>	<b>52,00</b>	<b>28,50</b>	<b>42,10</b>	<b>27,40</b>
<b>limo e argilla AGI</b>	<b>50,60</b>	<b>27,90</b>	<b>41,10</b>	<b>26,80</b>
<b>di cui limo</b>	<b>22,00</b>	<b>10,40</b>	<b>19,50</b>	<b>11,90</b>
<b>di cui argilla</b>	<b>28,60</b>	<b>17,50</b>	<b>21,60</b>	<b>14,90</b>
Umidità naturale %	16,4	16,5	18,0	15,7
Peso di volume $kN/m^3$	19,4	19,6	20,6	19,8
Peso di volume secco $kN/m^3$	16,7	16,8	17,4	17,1
Peso di volume saturo $kN/m^3$	20,2	20,3	20,6	20,4
Peso specifico	2,67	2,65	2,63	2,63
Indice dei vuoti	0,567	0,549	0,479	0,512
Porosità %	36,2	35,4	32,4	33,9
Grado di saturazione %	77,0	79,7	98,6	81,0
LL %	31,2	30,7	36,9	30,5
LP %	21,5	17,4	19,5	17,6
IP %	<b>9,7</b>	<b>13,3</b>	<b>17,4</b>	<b>12,9</b>
Indice di consistenza	1,53	1,07	1,09	1,15
Indice di Liquidità calcolato $(W_n - LP)/IP$	-0,53	-0,07	-0,09	-0,15
Limite consistenza $(LL-(IP/2))$	<b>26,35</b>	<b>24,05</b>	<b>28,20</b>	<b>24,05</b>
Indice di attività $(IP/\%arg)$	<b>0,34</b>	<b>0,76</b>	<b>0,81</b>	<b>0,87</b>
Colore	marrone scuro	marrone-rossastro	marrone-rossastro	marrone-giallastro
Classificazione USCS	<b>ML-CL</b>	<b>GC</b>	<b>SC</b>	<b>GC</b>
Classificazione AGI	argilla con sabbia ghiaiosa limosa	ghiaia con sabbia argillosa limosa	sabbia con ghiaia argillosa limosa	ghiaia con sabbia argillosa limosa

**Tabella 2** : sintesi risultati di laboratorio

## 5 MODELLO GEOLOGICO E GEOTECNICO

Sulla base delle indagini eseguite e della loro interpretazione, tenendo conto di tutte le informazioni pregresse disponibili e/o recuperabili e recuperate, è stato possibile ricostruire un modello geologico e geotecnico per il dimensionamento definitivo delle opere.

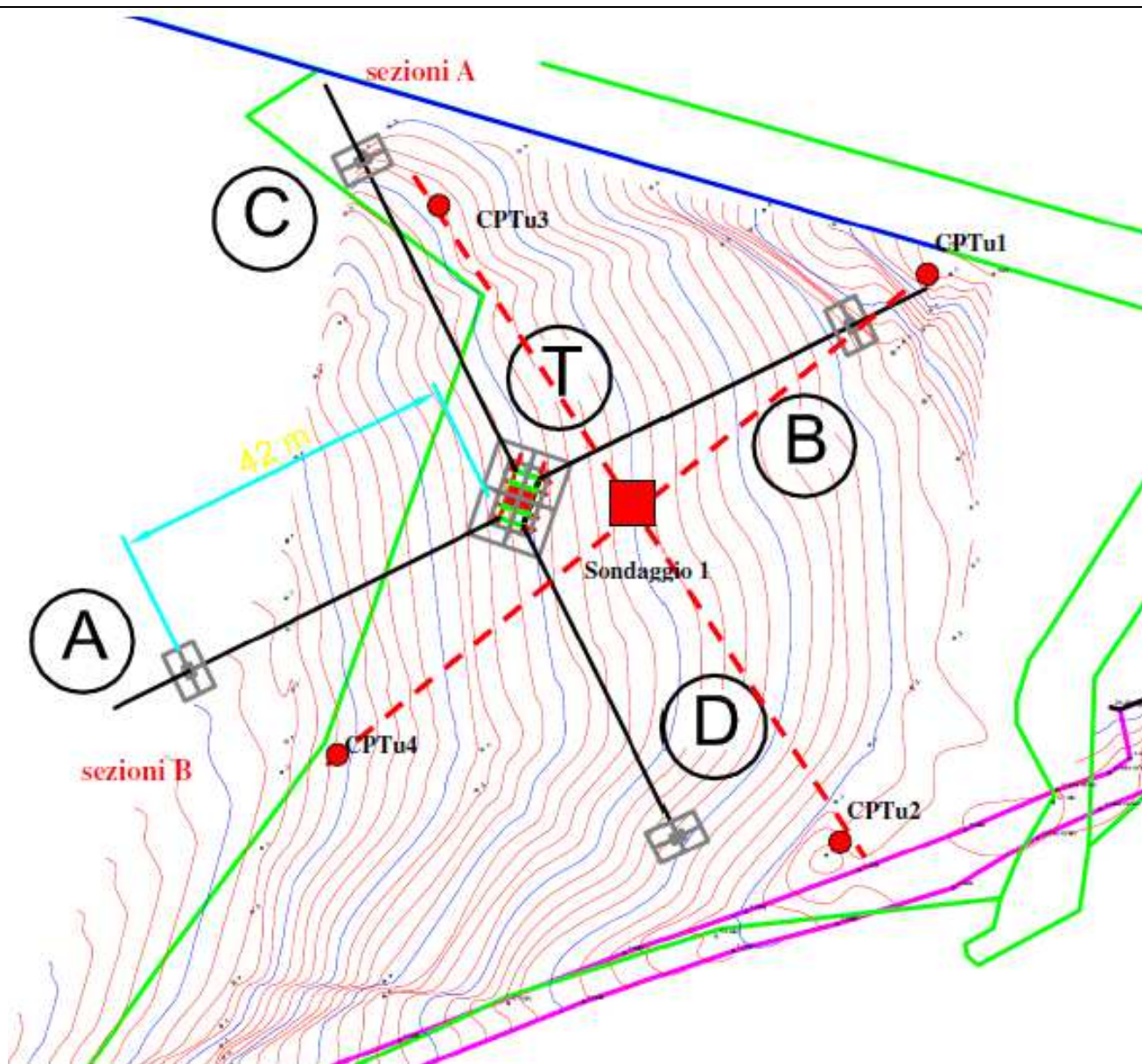
Sostanzialmente si confermano le condizioni al contorno e le criticità già emerse in sede di studio preliminare; i nuovi elementi, costituiti dalla redazione definitiva degli elaborati relativi alle indagini geognostiche con particolare riferimento alle prove di laboratorio hanno permesso di approfondire alcuni aspetti geotecnici sulle condizioni dei materiali (sovracconsolidazione, consistenza, plasticità, ecc..) permettendo di interpretare meglio e di completare le informazioni ricavabili dalle altre prove geognostiche disponibili.

Si è poi reso necessario interpretare gli andamenti dei depositi per poter tener conto dello spostamento delle opere in progetto (torre e dadi di ancoraggio) rispetto alla posizione definita originariamente e quindi rispetto al posizionamento delle prove geognostiche effettuate che a quelle posizioni iniziali si riferivano (**figura 10**).

Si è quindi aggiornato il modello geologico-tecnico locale nelle due sezioni che passano dalle prove geognostiche; si è poi traslata tale caratterizzazione, per quanto possibile, centrandola sulle nuove posizioni dei manufatti e tenendo conto delle differenze di quote sia relativamente ai sondaggi che ai manufatti.

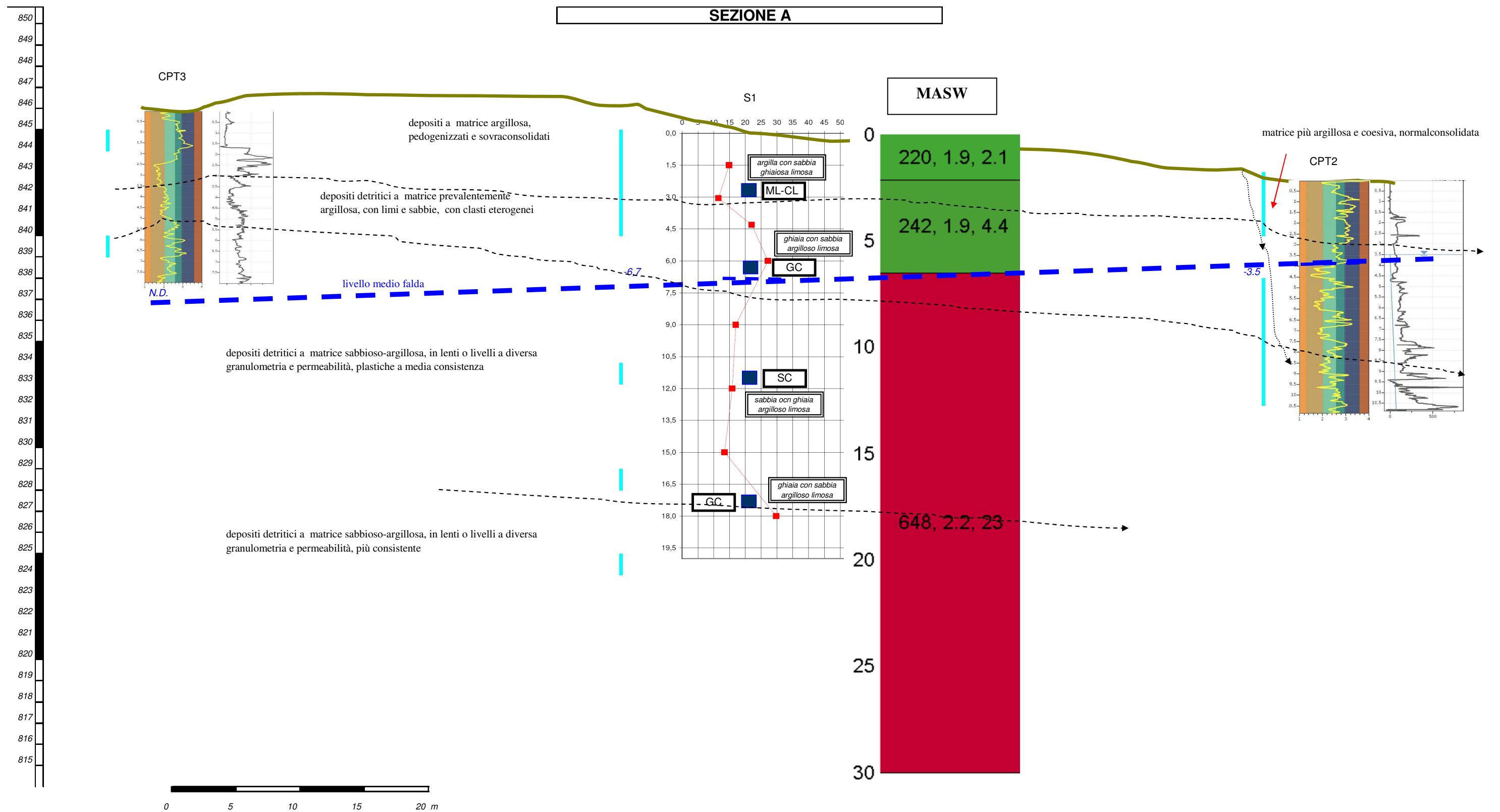
Va tenuto presente che le suddivisioni delle unità sono schematiche e funzionali ad una modellazione di sintesi; in realtà geologicamente siamo in presenza di un unico deposito detritico formatosi grazie ad una successione di eventi che presenta quindi un'eteropia sia litologica che di caratteristiche sia in senso verticale che orizzontale con variazioni che risentono di diversi episodi successivi nel tempo e nello spazio, anche con vergenze diverse, dove è impossibile suddividere ogni diversa modificazione litologica e tecnica.

Se si considera tutto il deposito come omogeneo a grande scale si osserva che costante la presenza di elementi detritici di varia natura ed in varia percentuale in una matrice con una forte presenza di argilla (percentuali fra il 15 e il 30 %) a bassa-media plasticità che ne caratterizza il comportamento in grande.



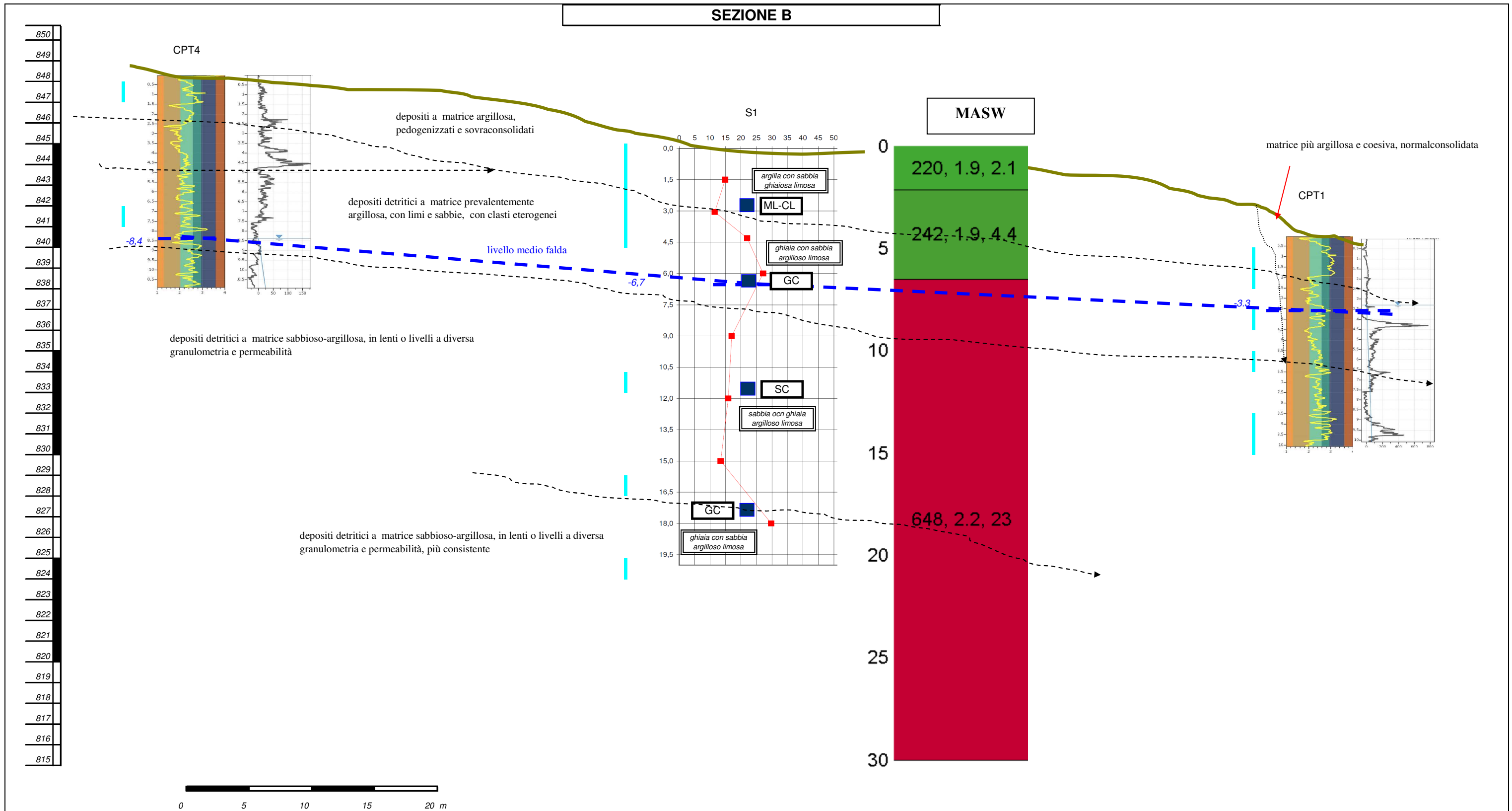
**Figura 10** : ubicazioni indagini rispetto al posizionamento definitivo delle opere

Nelle **figure 11 e 12** seguenti si riporta le sezioni litologiche realizzate sulle indagini; di seguito, nelle **figure 13 e 14** si riportano le sezioni schematiche dedotte dalle precedenti e posizionate sulle opere.

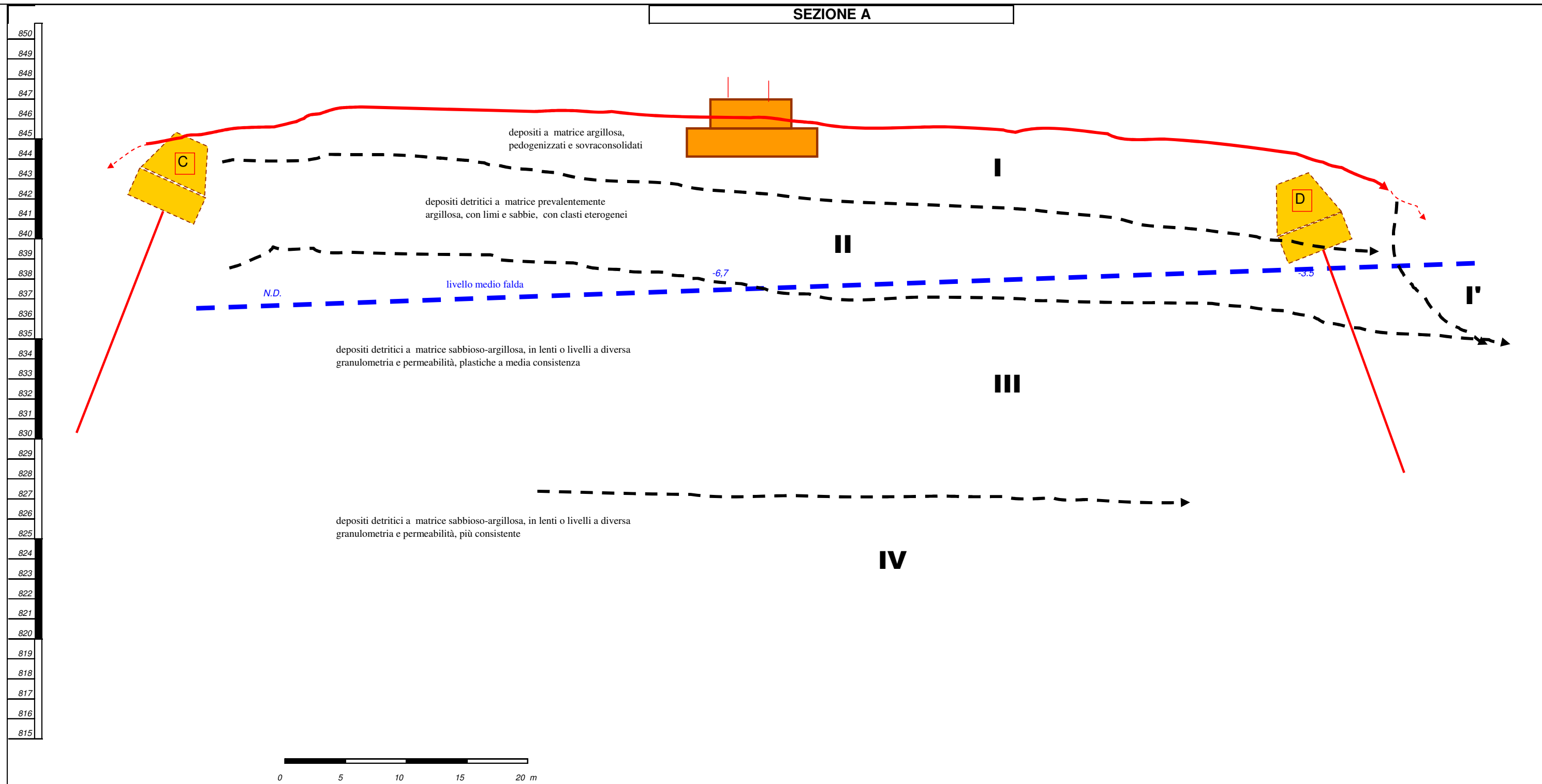


**Figura 11** : Sezione A litologica, basata sulle indagini geognostiche

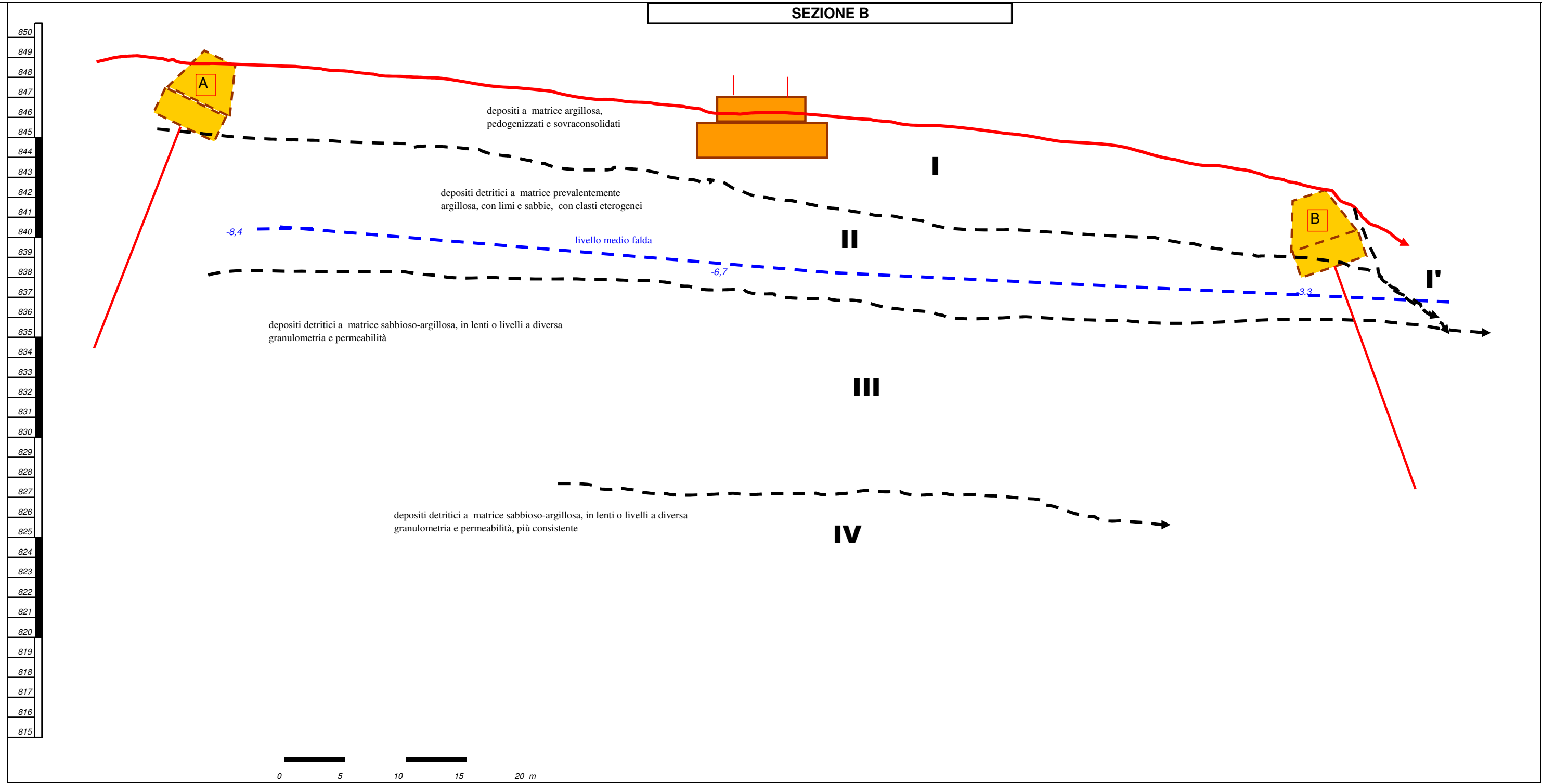




**Figura 12 :** Sezione B litologica, basata sulle indagini geognostiche



**Figura 13** : Sezione schematica A, centrata sui manufatti con unità geologico tecniche schematizzate (si veda tabella 3)



**Figura 14** : Sezione schematica B, centrata sui manufatti con unità geologico tecniche schematizzate (si veda tabella 3)

Dall'osservazione attenta delle sezioni precedenti si evince che :

- esiste una forte eterogeneità locale, che è ben rappresentata nei diagrammi delle prove CPT anche se è generalmente possibile individuare una serie di livelli sovrapposti, non univocamente definibili, con peculiari caratteristiche litologiche e di consistenza
- è sempre segnalata la presenza di un acquifero con una pendenza verso valle; le quote si riferiscono alla data delle indagini (maggio 2020) e sono sicuramente suscettibili di oscillazioni stagionali anche importanti che necessiterebbero di osservazioni sistematiche e continuative nel tempo, non compatibili con le tempistiche progettuali; si riconosce comunque una direzione di flusso grosso modo coincidente con l'inclinazione del versante
- l'interazione fra basi fondazionali in progetto, la morfologia superficiale e le caratteristiche dei primi livelli di terreno, più pedogenizzati e scadenti, è complessa e va tenuta presente in sede esecutiva; in particolare i due ancoraggi B e D sono molto vicini ad un repentino cambio litologico e di pendenza con terreni meno consistenti e quindi con peggiori caratteristiche geotecniche, di resistenza al taglio e di portanza, da tenere presenti nelle scelte progettuali e durante la loro esecuzione
- i terreni interessati, che in grande si possono assumere come omogenei presentano a scala decimetrica e metrica comportamenti anche molto diversi fra i livelli a matrice più argillosa (plastici, coesivi e talora sensitivi e rigonfianti) e quelli con prevalenza di limi e sabbie (comportamento incoerente, talora con falda in pressione); una sommatoria di caratteristiche geotecniche contrapposte, da tenere ben presente sia in sede di dimensionamento fondazionale (dove sono sicuramente prevalenti anche nella definizione della resistenza al taglio i comportamenti coesivi) sia in sede di esecuzione delle fondazioni; sarà molto importante che la realizzazione delle fondazioni, delle palificazioni e delle tirantature tenga presente questa eterogeneità locale anche molto marcata

Sulla base di tutte le informazioni note è possibile ricostruire il seguente modello geologico-tecnico locale (**tabella 3**); il modello è assunto come valido per tutta l'area di intervento ed anche come schema sismo-stratigrafico; la denominazione delle unità fa riferimento alle sezioni A e B delle figure 13 e 14 precedenti.

Unità Geotecnica	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Dr [%]	$\phi_p$ (°)	$\phi'$ (°)	Cu (kPa)	E' (MPa)	IP (%)	Consistenza (da Ic ed IL)	Profondità da piano di riferimento [m]	Litologia
I	≈19.0	40÷50	28÷32	26÷30	30÷50	10÷20	≈ 5÷ 10	Consistente	Spessori fino ad 2,5/3,0 m	depositi a matrice argillosa, pedogenizzati e sovraconsolidati
I'	≈19.0	30÷40	24÷28	20÷22	10÷40	10÷15	≈ 5÷ 15	Mediamente Consistente	Spessori fino ad 4,0 m	depositi a matrice argillosa, pedogenizzati e normalconsolidati
II	≈19.0	50÷60	34÷36	28÷32	50÷200	20÷40	≈ 10÷ 15	Consistente	Da ≈ 2.5/3,0 m a ≈ 8,0	depositi detritici a matrice prevalentemente argillosa con sabbia e limo, con clasti eterogenei, talora più diffusi in lenti o livelli
III	≈19.0	40÷50	28÷35	27÷29	50÷250	40÷60	≈ 15÷ 20	Mediamente Consistente	Da ≈ 8,0 m a ≈ 17,0	depositi detritici a matrice prevalentemente argillosa e sabbiosa, con clasti eterogenei
IV	≈20.0	50÷80	35÷40	28÷34	50÷300	60÷80	≈ 10÷ 15	Mediamente Consistente	Da ≈ 17, 0 m	depositi detritici a matrice argillosa più o meno sabbiosa, in lenti o livelli a diversa granulometria e permeabilità

**NB: si ricorda che:** esiste una falda con profondità variabile (si veda sezioni) e comportamento legato alla diversa permeabilità e pressione (cfr relazione); i parametri di resistenza al taglio variano reciprocamente fra terreni coesivi e terreni incoerenti; si tratta di “macrounità” che presentano al loro interno eterogeneità litologiche e di comportamento anche importanti da tenere presenti in fase esecutiva

**Tabella 3 :** modello geologico e sismostratigrafico

Si fa presente che la tabella di caratterizzazione geotecnica della tabella 3 precedente va utilizzata:

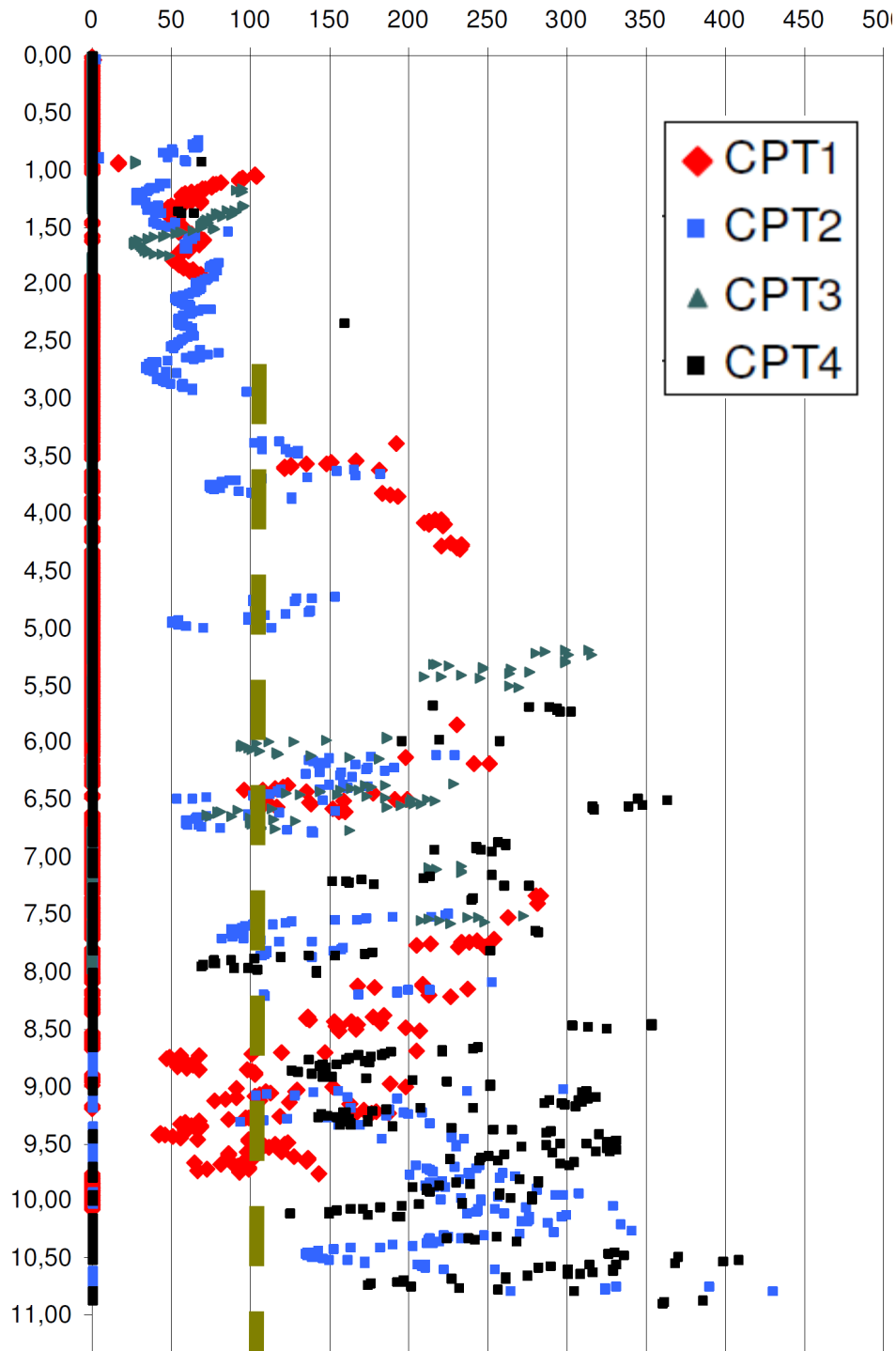
- tenendo ben presente gli andamenti delle diverse unità che variano a secondo della posizione e della litologia, come schematicamente riportato nelle sezioni delle figure 13 e 14 precedenti; si dovrà tenerne conto, in particolare, delle differenze di quote, di morfologia e di unità interessate
- come si evince anche dalle indagini eseguite ed in particolare dalle prove CPTu e dalle analisi di laboratorio si hanno differenze di comportamento fra i termini più sabbiosi e limosi (termini incoerenti) ed i termini più argillosi (termini coesivi); questi ultimi sono spesso determinanti nel determinare il comportamento dei materiali
- a questo proposito ed a titolo esemplificativo, nella successiva **figura 15** si riporta il diagramma dei valori di coesione non drenata ( $C_u$ ), in KPa, da cui si evince le profondità ed i valori delle stesse sulla base della formula richiamata al precedente paragrafo 4.2 (pagina 16) e ricavati dalle prove penetrometriche statiche; va tenuto presente che il riferimento è il piano campagna di partenza di ogni prova, che varia secondo i valori della seguente tabella e che è diverso anche dalle posizioni e dalle quote degli ancoraggi; nei tratti senza valori vuol dire che, secondo le prove CPT, siamo in presenza di materiali sabbioso limosi, dove la resistenza al taglio è di tipo drenato con angoli di attrito e senza coesione.

Prova penetr.	Quota 0,0 m relativa (m slm)
<b>CPT1</b>	840,60
<b>CPT2</b>	842,70
<b>CPT3</b>	845,90
<b>CPT4</b>	848,10

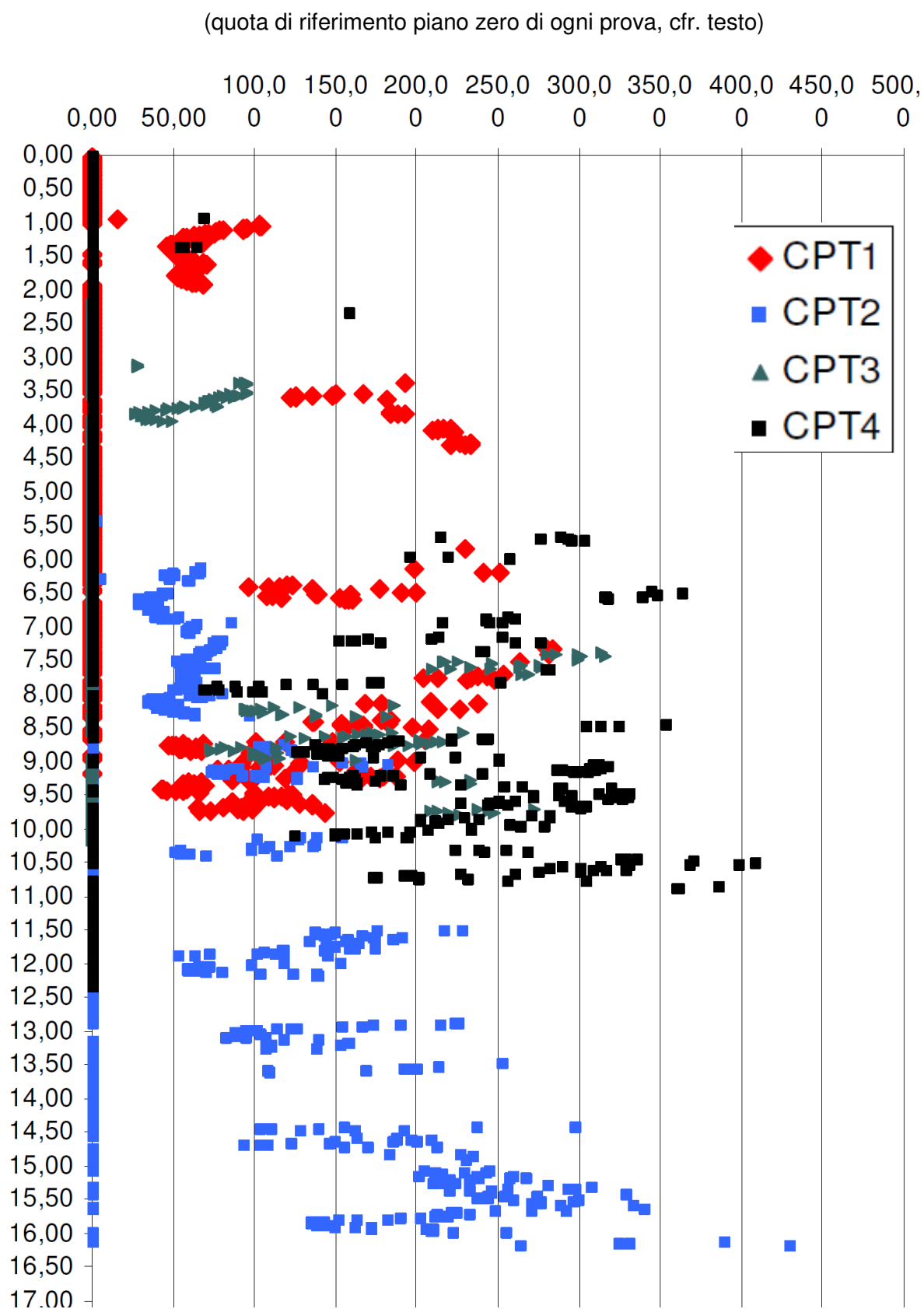
**Tabella 4** : quote assolute delle prove penetrometriche statiche

- a confronto in **figura 16** si riporta lo stesso schema con le prove posizionate in quote assolute ponendo quota 0.0= 848,10 m slm; come si evince anche dalle sezioni citate le prove posizionate più in basso (CPT1 e CPT2) intercettano una unità meno consistente; lo spostamento a monte degli ancoraggi è per questo aspetto migliorativa.
- In **figura 17** si riporta la media dei valori di  $C_u$  considerata, mentre in **figura 18** l'andamento della media armonica; poiché per i valori caratteristici la normativa suggerisce, per fondazioni profonde, di non utilizzare i valori medi ma di utilizzare valori inferiori tenendo conto dei minimi, facendo presente che le prove CPT 1 e CPT 2 sono

esterne al sito e molto probabilmente da collegarsi a terreni più recenti e/o meno consistenti, considerando come omogeneo in grande il deposito interessato dagli interventi, nell'utilizzo del valore di coesione non drenata si può ritenere come ragionevole un valore non superiore a  $\approx 100$  KPa (valore caratteristico lungo a grande scala), a partire dall'unità II (**figura 18**).

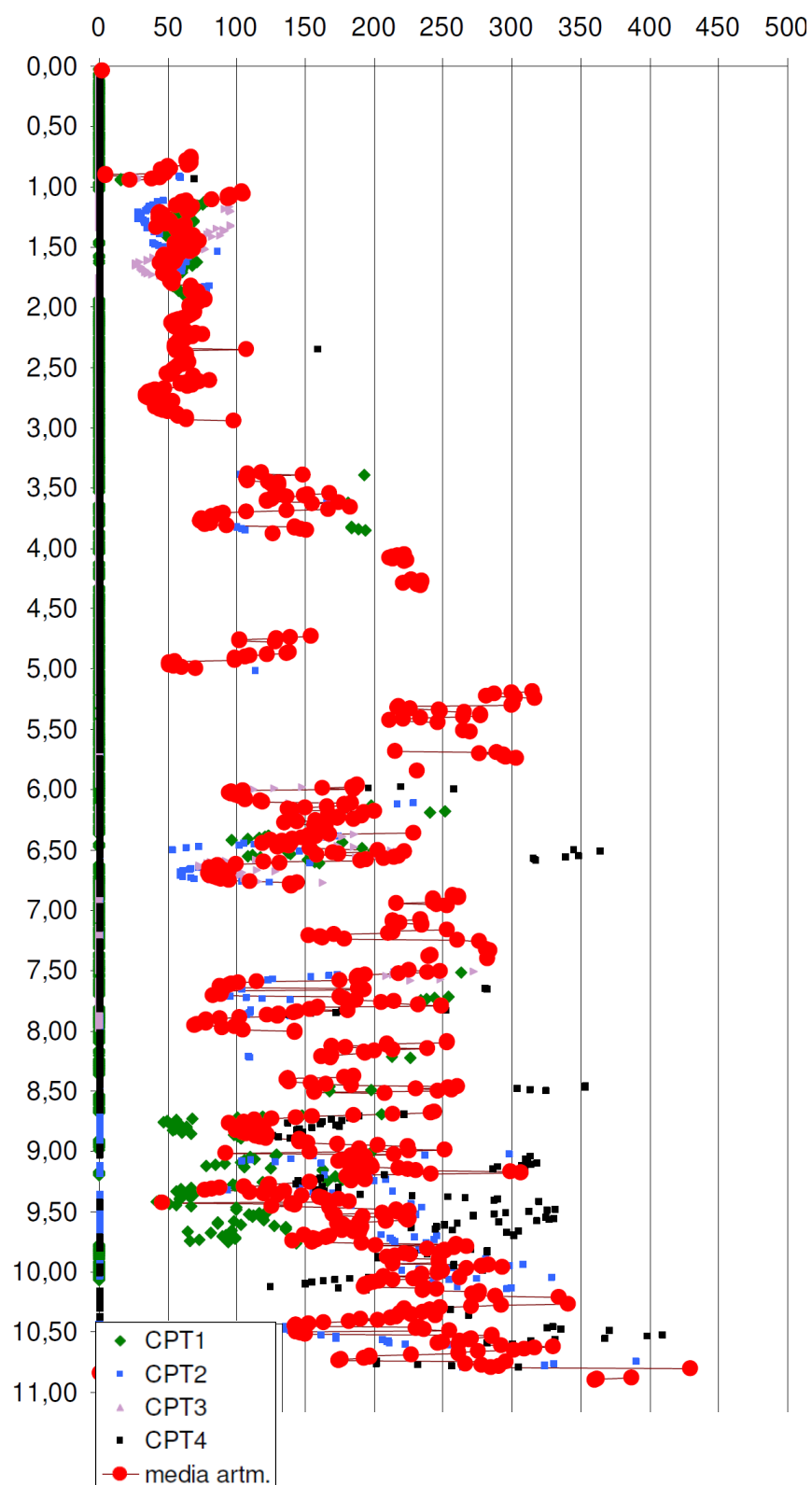


**Figura 15 :** andamento coesione non drenata  $C_u$  da resistenza alla punta CPTu

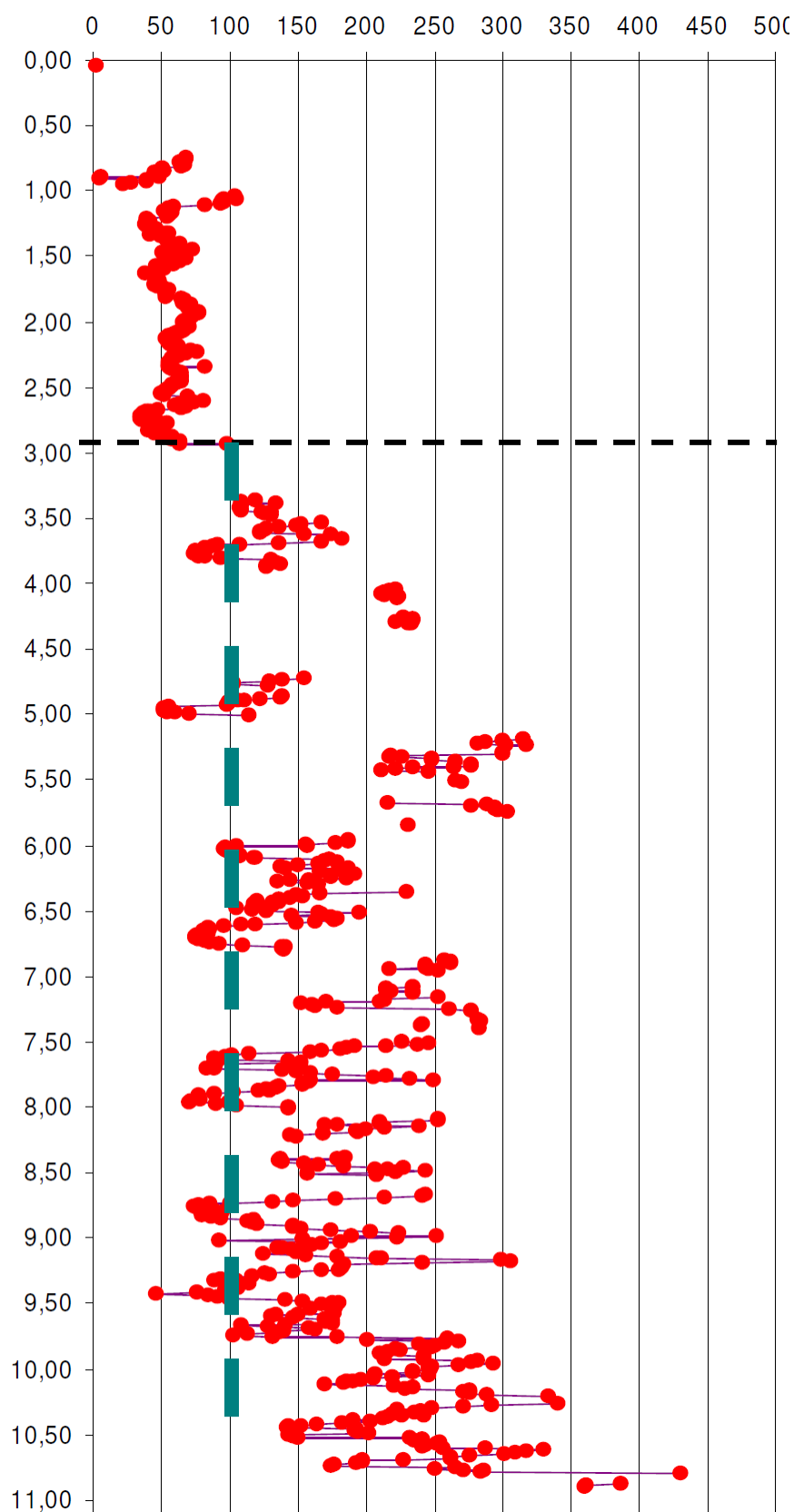


**Figura 16 :** andamento coesione non drenata  $C_u$  da resistenza alla punta CPTu  
(quota di riferimento assoluta con quota zero = 848,1 m slm, si veda testo)





**Figura 17 :** andamento medio coesione non drenata  $C_u$  da resistenza alla punta CPTu  
(quota di riferimento piano zero di ogni prova, cfr. testo)



**Figura 18 :** grafico media armonica coesione non drenata  $C_u$  da resistenza alla punta CPTu e suo valore caratteristico (quota di riferimento piano zero di ogni prova, cfr. testo).

## 6. ASPETTI SISMICI

### 6.1 Generalità

L'emanazione dell'ordinanza del P.C.M. n. 3274 del 20 Marzo 2003 ha determinato la classificazione sismica del territorio nazionale attraverso la definizione di 4 zone sismiche.

Questa classificazione è stata recepita e completata dalla D.C.R. della Basilicata n. 731 del 19 novembre 2003; secondo questa nuova classificazione il comune di Tito appartiene **alla zona sismica 1.**

Con la L.R. n. 9 del 7 giugno 2011 (pubblicata sul Bollettino Ufficiale n. 17 del 10 giugno 2011) e s.m.i., la Regione Basilicata ha inoltre definito le specifiche per gli studi di microzonazione sismica da effettuare sul territorio regionale e ha riclassificato il territorio regionale.

La Basilicata è caratterizzata da una notevole attività sismica. I terremoti più forti, di magnitudo superiore a 6, si sono verificati nell'area del Vulture (1851), in Irpinia (1694, 1930, 1980) e lungo l'Appennino Lucano (1561, 1826, 1857) fino al Lagonegrese (1831, 1836).

Tale sismicità è storicamente documentata in varie opere e cataloghi nazionali ed internazionali.

Tra gli eventi sismici più distruttivi che hanno colpito la penisola italiana, ancora oggi vi è traccia nella memoria collettiva del terremoto del 16 dicembre 1857 (X-XI grado Mercalli, magnitudo 7.0) che colpì una vasta area dell'Appennino meridionale, fra Campania e Basilicata, e in particolare la Val d'Agri.

Moltissime località delle provincie di Potenza e Salerno subirono gravi danni, crolli e vittime.

Questo terremoto, oltre ad essere ricordato per i suoi effetti distruttivi, ha segnato un passo fondamentale per la nascita della moderna sismologia. Infatti, gli effetti del terremoto furono studiati e riportati nel volume "*The great Neapolitan earthquake of 1857*" (London, 1863) dall'ingegnere inglese Robert Mallet che valutò questo evento tra i più importanti per vastità e gravità in Europa (per l'epoca).

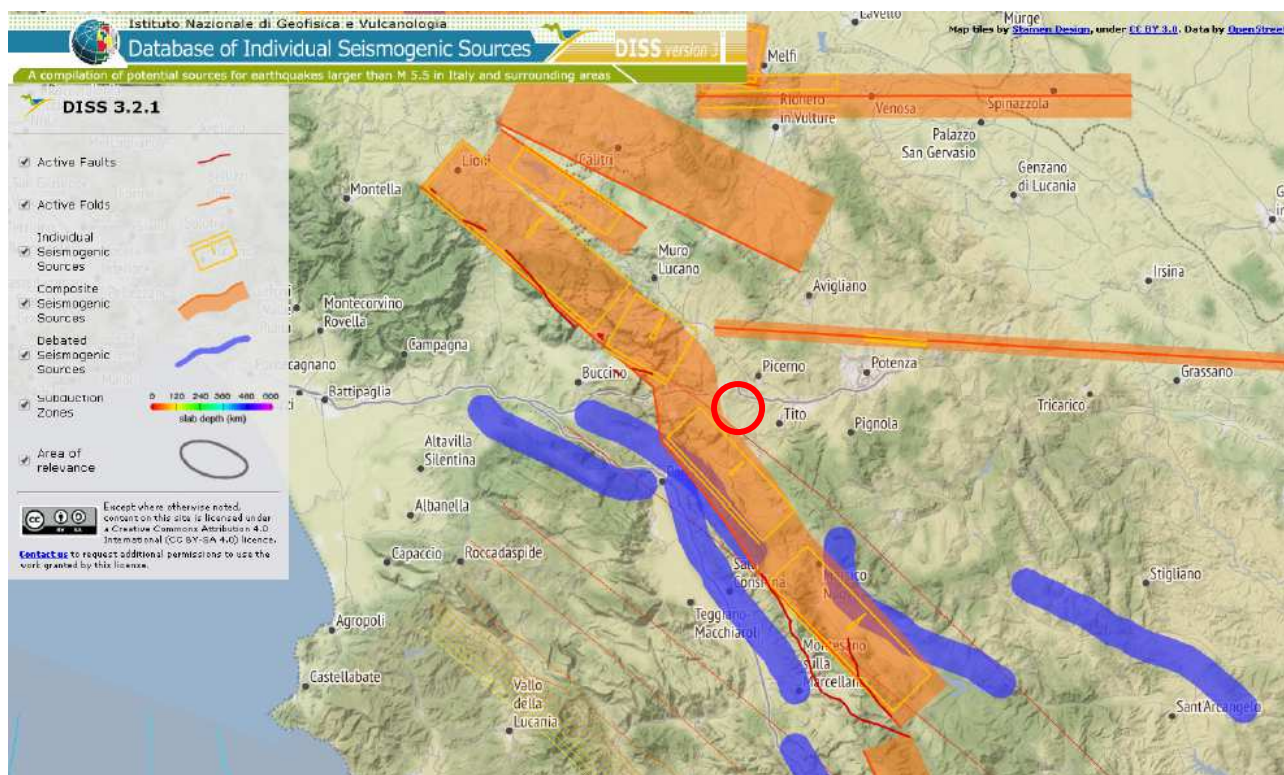
Le "*Norme tecniche per le costruzioni*" hanno introdotto un nuovo elemento metodologico nella stima della pericolosità sismica di base, la quale non risulta più associata alla zona sismica di appartenenza (criterio "zona dipendente" – OPCM 3274 e s.m.i. ed ex D.M. 14.09.2005) ma al valore di accelerazione massima orizzontale attesa su base probabilistica ad uno specifico sito (criterio "sito dipendente").

L'approccio probabilistico, nella definizione della pericolosità sismica, ha come base di partenza l'analisi della distribuzione spazio-temporale dei terremoti avvenuti.

La pericolosità sismica del territorio italiano trae il suo supporto conoscitivo da una approfondita analisi sismologica svolta dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) del CNR, che, sulla base della nuova zonazione sismica e del catalogo aggiornato degli eventi sismici ha predisposto una mappa della pericolosità sismica di tipo probabilistico; questa mappa, è consultabile in forma interattiva nel sito di INGV e permette di individuare i possibili contributi alla pericolosità per intervalli di magnitudo e distanza epicentrale.

Facendo riferimento alla zonazione sismogenetica ZS9 e soprattutto al catalogo delle sorgenti sismiche DISS3 (DISS Working Group (2010) - *"Database of Individual Seismogenic Sources (DISS), Version 3.1.1: A compilation of potential sources for earthquakes larger than M 5.5 in Italy and surrounding areas"*) si nota come il territorio di Tito ed un suo ragionevole intorno siano potenzialmente interessati dagli effetti indotti da alcune delle più importanti zone sismogenetiche (strutture geologiche in grado di generare terremoti) che si sviluppano con direzione NNW-SSE (figura 19)

In particolare ci si riferisce alla linea sismogenetica classificata come ITIS010 (Melandro Pergola) appartenente al sistema Irpinia-Val d'Agri (ITCS034).



**Figura 19:** Ubicazione delle sorgenti sismiche (catalogo DISS3).

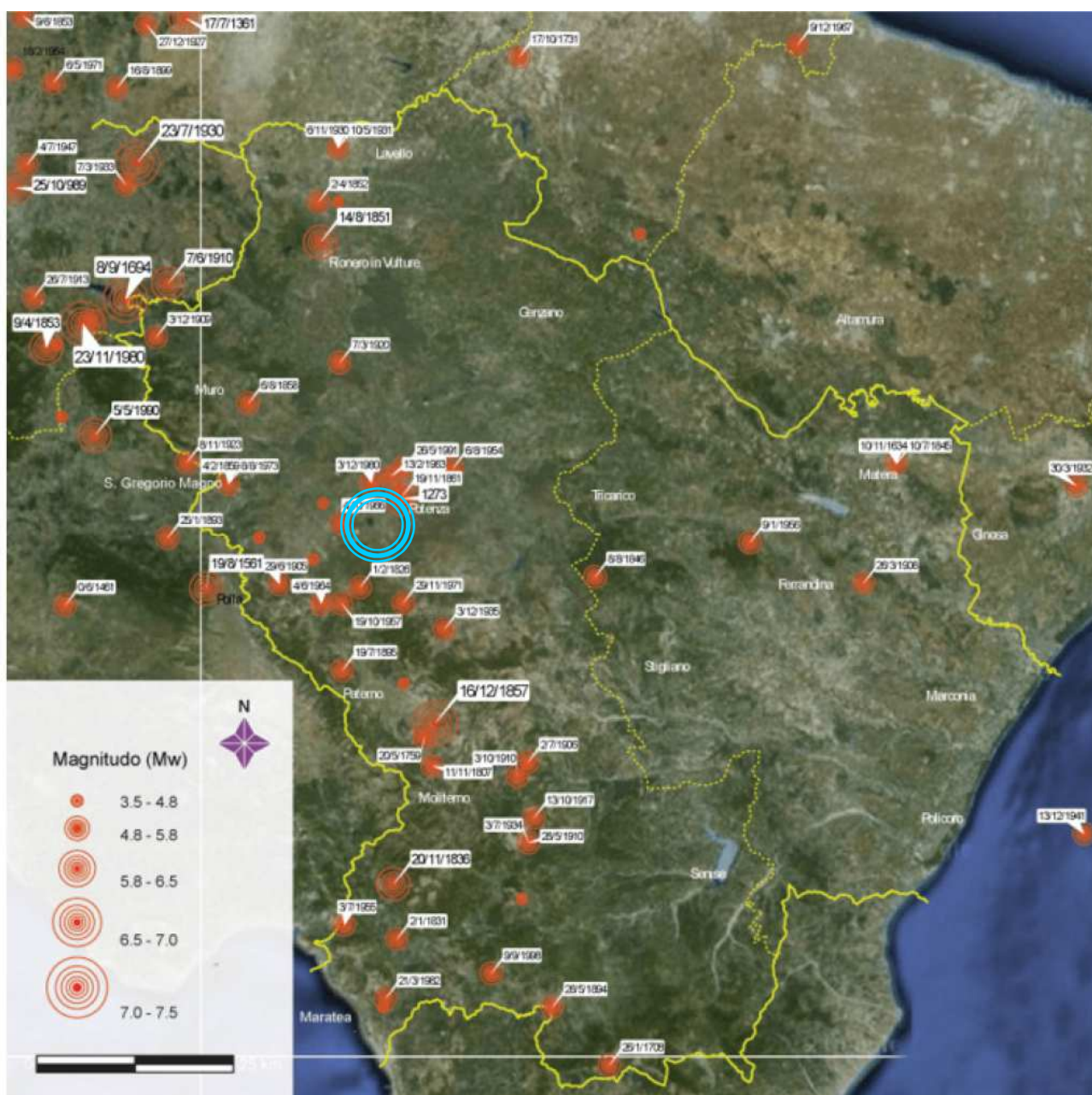
Nella tabella seguente (**figura 20**) si riporta la successione degli eventi significativi registrati che hanno interessato anche il settore in esame dal 1300 circa.

DATA (GG/MM/AAAA)	AREA EPICENTRALE	MAGNITUDO (Maw)
11/01/1693	Sicilia orientale	7,4
28/12/1908	Calabria meridionale	7,2
08/09/1905	Calabria	7,1
27/03/1638	Calabria	7,0
13/01/1915	Avezzano (Abruzzo)	7,0
05/12/1456	Molise	7,0
16/12/1857	Basilicata	7,0
28/03/1783	Calabria	6,9
05/02/1783	Calabria	6,9
20/02/1743	Basso Ionio	6,9
23/11/1980	Irpinia-Basilicata	6,9
08/09/1694	Irpinia-Basilicata	6,9
14/01/1703	Appennino reatino	6,8
30/07/1627	Gargano	6,7
05/06/1688	Sannio	6,7
23/07/1930	Irpinia	6,7
25/01/1348	Carnia	6,7
02/02/1703	Aquilano	6,7
09/09/1349	Lazio merid.-Molise	6,6
10/12/1542	Siracusano	6,6

**Figura 20:** data/intensità dei terremoti che hanno riguardato il sito (1300-2000)

A completamento di quanto sopra esposto, in **figura 21** si mostra la distribuzione della sismicità “recente” rispetto al territorio in esame, riportando le localizzazioni epicentrali degli eventi registrati dalla rete Sismica Nazionale nell’intervallo di tempo compreso tra il 1981 ed il 2006 (Catalogo della sismicità italiana C.S. 1.0).

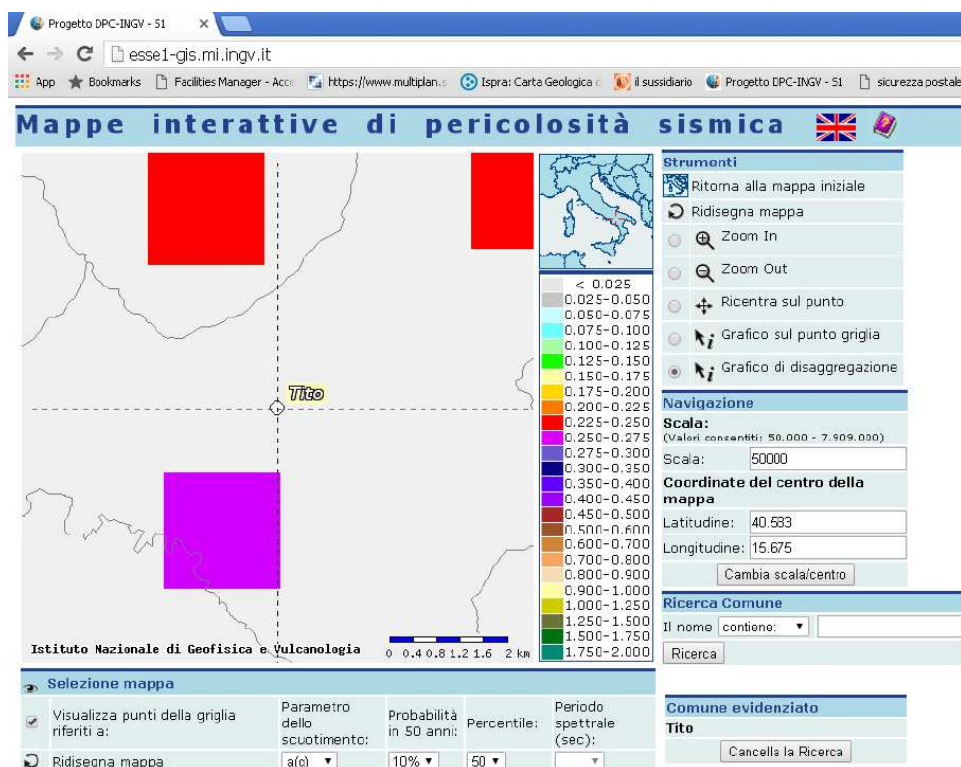




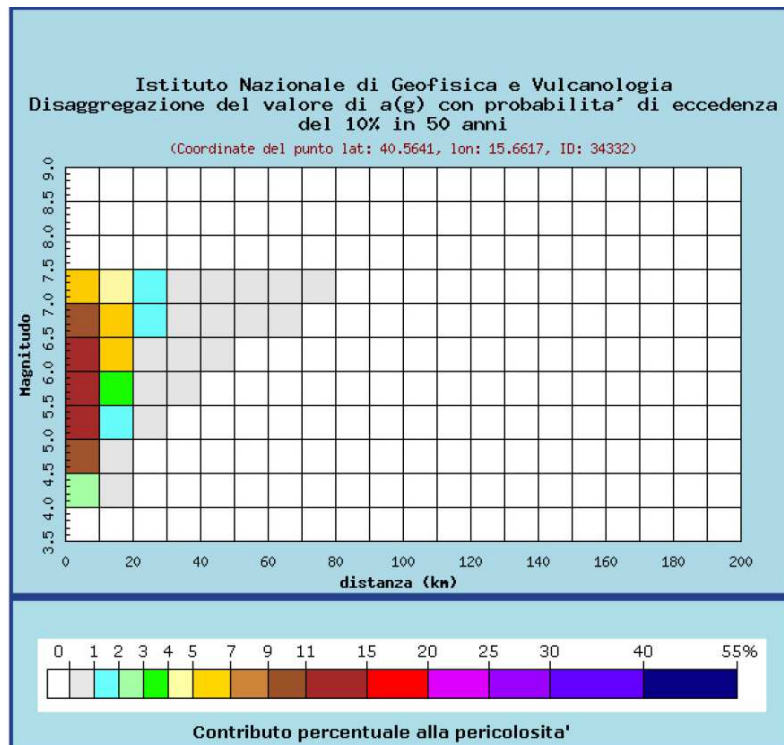
**Figura 21** : distribuzione dei principali terremoti storici in Basilicata  
(rielaborazione IN.G.V.)

Per quanto riguarda la magnitudo degli eventi sismici si tratta di un parametro di difficile valutazione, la cui scelta non è del tutto chiarita dalle normative vigenti.

Sulla base delle valutazioni disponibili sul sito INGV, per il punto in oggetto (**figura 22**) si sono valutate le probabilità di magnitudo nel grafico di disaggregazione (**figura 23**) in funzione della distanza epicentrale (**figura 24**).



**Figura 22** : sito INGV di riferimento per il calcolo della pericolosità sismica



**Figura 23** : diagramma disaggregato dei valori di  $a(g)$  per il sito in oggetto (INGV)

Distanza in km	Disaggregazione del valore di a(g) con probabilita' di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 40.5641, lon: 15.6617, ID: 34332)										
	Magnitudo										
	3,5-4,0	4,0-4,5	4,5-5,0	5,0-5,5	5,5-6,0	6,0-6,5	6,5-7,0	7,0-7,5	7,5-8,0	8,0-8,5	8,5-9,0
0-10	0.000	2.960	10.300	13.500	14.800	13.600	10.700	5.500	0.000	0.000	0.000
10-20	0.000	0.015	0.457	1.810	3.710	5.530	6.820	4.850	0.000	0.000	0.000
20-30	0.000	0.000	0.000	0.011	0.239	0.783	1.510	1.470	0.000	0.000	0.000
30-40	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.104	0.401	0.512	0.000	0.000	0.000
40-50	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.005	0.126	0.186	0.000	0.000	0.000
50-60	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.027	0.064	0.000	0.000	0.000
60-70	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.018	0.000	0.000	0.000
70-80	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000
80-90	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
90-100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
100-110	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
110-120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
120-130	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
130-140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
140-150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
150-160	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
160-170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
170-180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
180-190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
190-200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
6.010	8.350	0.702

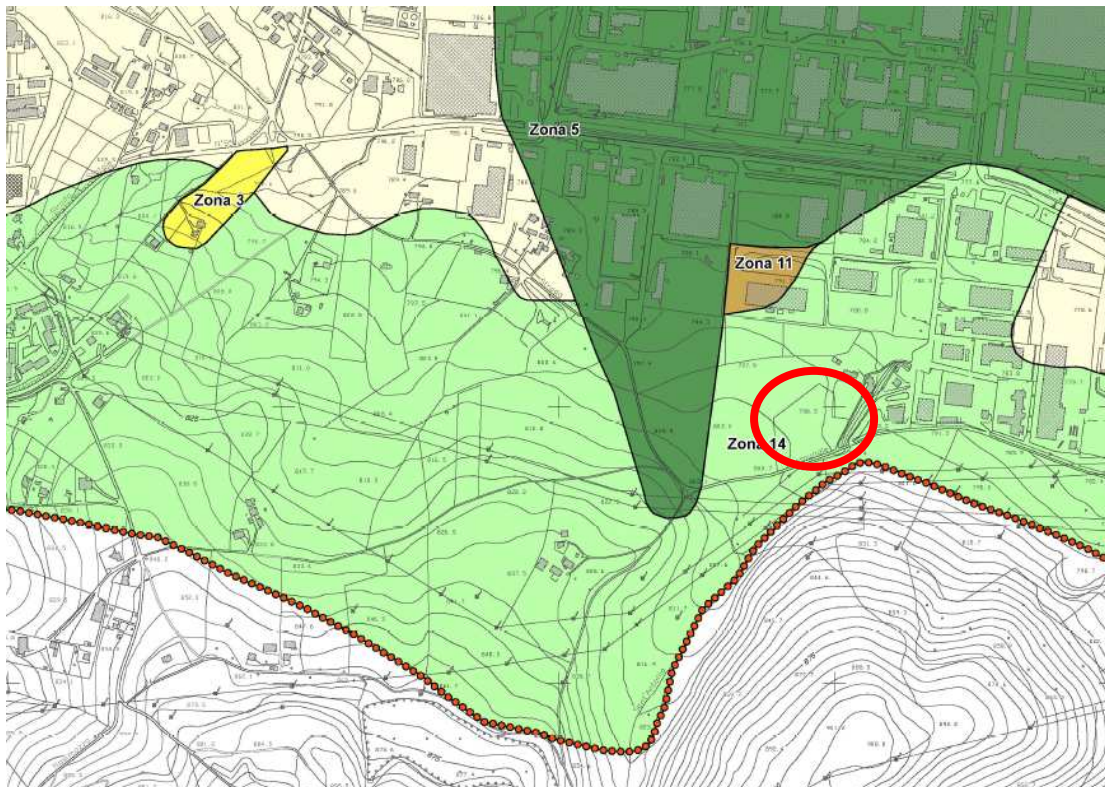
**Figura 24** : contributi alla pericolosità per intervalli di magnitudo e distanza epicentrale dal sito in oggetto (da sito INGV)

## 6.2 Microzonazione sismica

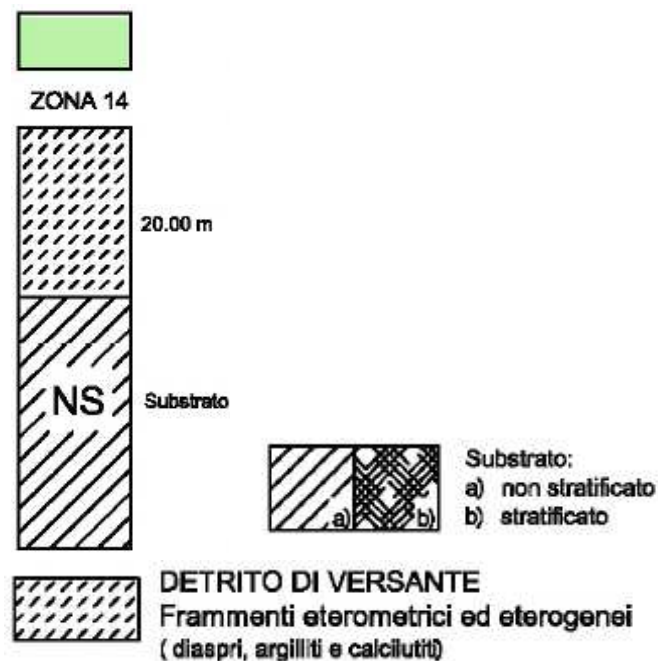
In ottemperanza alla Deliberazione del Consiglio Regionale della Basilicata n 731 del 19 novembre 2003 (classificazione sismica) il comune di Tito con Determina Dirigenziale n. 7602.2011/D.00590 del 23/10/2011 procedeva allo studio di microzonazione sismica del territorio Comunale ,a cura del dr. Geol. Antonio Ugliano ed el Dr. Geol. Maria Ruggiero, a cui si rimanda.



Nella seguente **figura 25** si riporta uno stralcio della tavola n. 4.b MS 1 (Tito scalo – Area Industriale) del citato studio , con la relativa colonna sismostratigrafica di riferimento (figura 19).



**Figura 25** : stralcio carta 4b MS 1 di microzonazione del sito (op. cit.)



**Figura 26** : colonna sismostratigrafica di riferimento per il sito in oggetto (zona 14, op. cit.)

### 6.3 Modello sismico monodimensionale e calcolo delle $V_{s30}$

Sulla base della MSW eseguita, della normativa vigente (DM 17.01.2018) e dello studio geologico allegato alla variante di PGT, si rileva che l'area in oggetto è interessata dall'amplificazione litologica relativa ai depositi alluvionali di granulari e/o coesivi, appartenenti alla classe Z4a.

Per il calcolo delle  $V_{s30}$  si fa riferimento alla seguente espressione, riportata nel D.M. 17.01.2018 (nuove "Norme tecniche per le costruzioni", formula 3.2.1, paragrafo 3.2.2):

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

dove  $H_i$  e  $V_i$  indicano lo spessore (in m) e 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 superiori (nel nostro caso valido come  $H$ ).

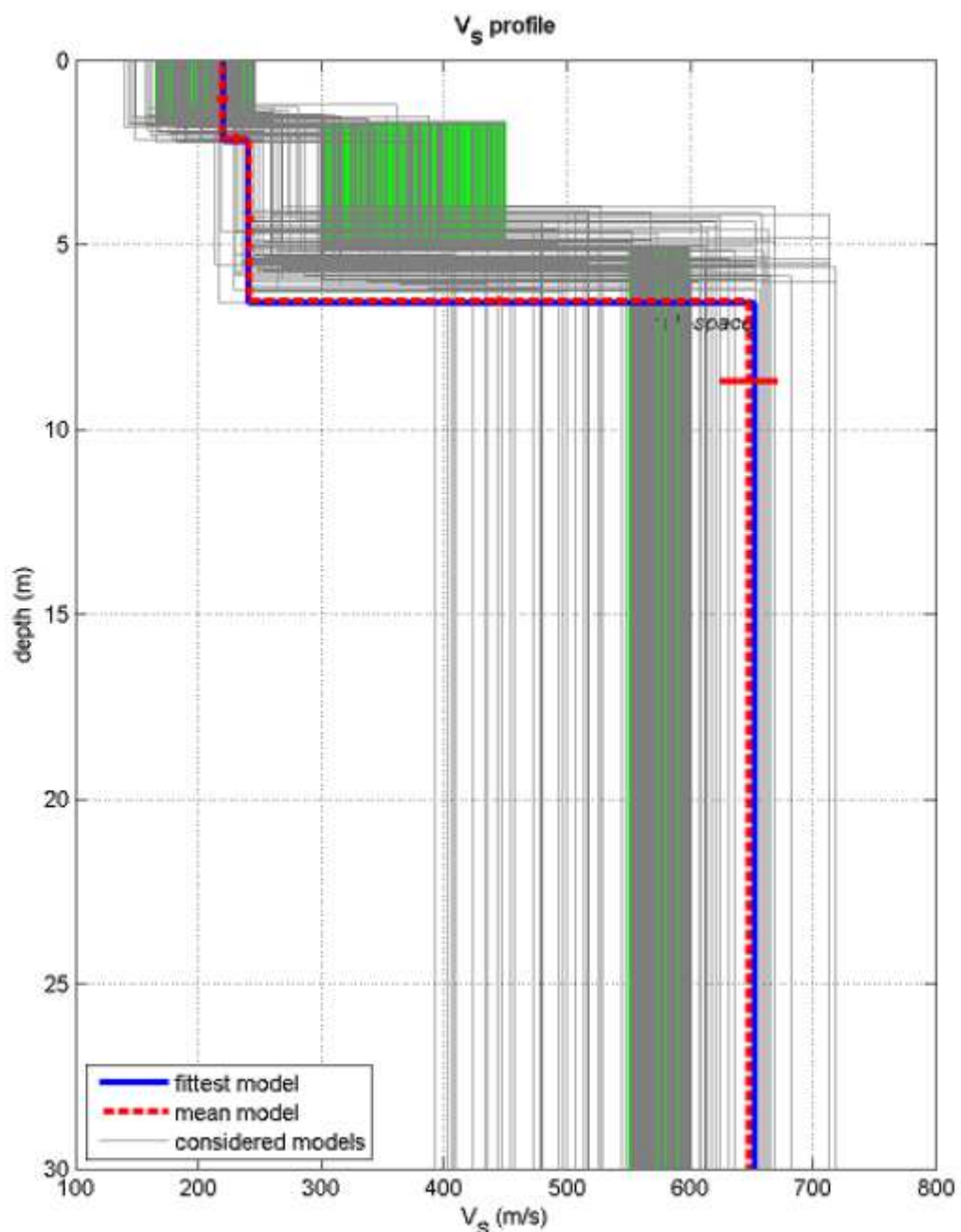
Sulla base dell'analisi sismica eseguita di cui viene riportata nella **figura 27** seguente il profilo delle onde  $V_s$  il valore di  $V_s$  che si ottiene per i 30 metri è :

$$V_{s30} = 468,899 \text{ m/s}$$

Da cui si evince che il terreno è compreso nella **categoria di suolo B.**

Si ricorda che il sito è soggetto all'amplificazione litostratigrafica, come emerge dallo studio di microzonazione sismica realizzato dalla regione Basilicata e dalla caratterizzazione del territorio del CNR-INGV.

Come espressamente previsto dalle normative vigenti quando, come nel caso in esame, il sito in oggetto presenti uno scenario di pericolosità sismica locale (PSL) ed in particolare amplificazioni litologiche e geometriche **Z4a** ("zona di fondovalle e di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi")

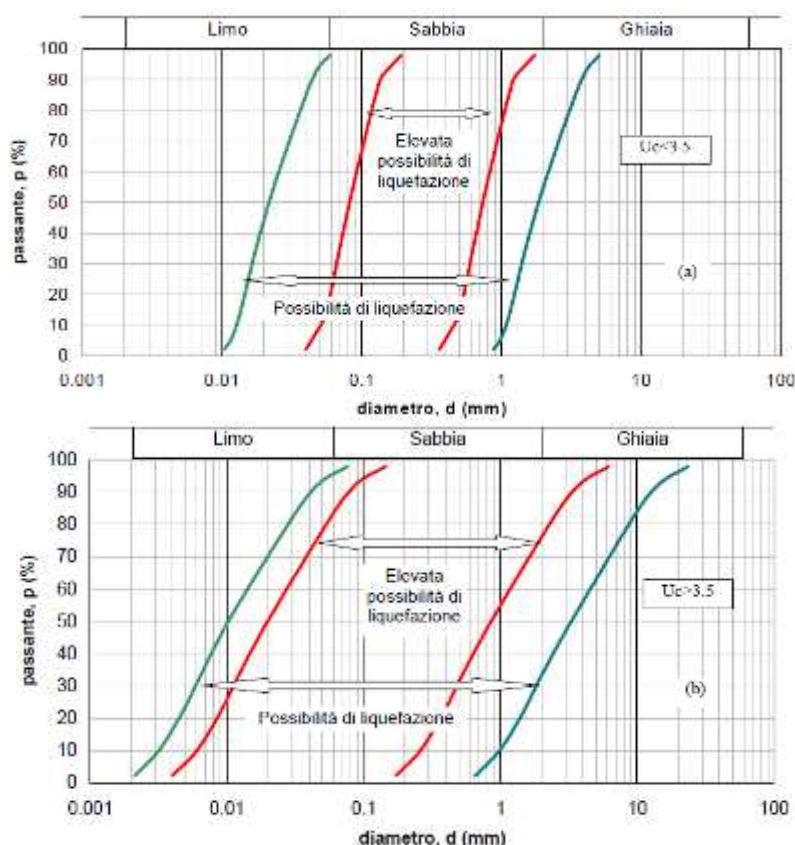


**Figura 27** : valori di  $V_s$  misurati nel territorio in oggetto

## 6.4 Verifica alla liquefazione

Le NTC attualmente in vigore propongono una griglia di casi per i quali il sito non presenta possibilità di liquefazione dei terreni; in particolare la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti quattro circostanze (paragrafo 7.11.3.4.2, NTC 2018) :

- accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti minori di 0,1 g
- profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali
- depositi costituiti da sabbie pulite con  $NSPT_{(60)} > 30$  o  $q_{c1N} > 180$  (con valori normalizzati)
- distribuzione granulometrica esterna alle curve granulometriche critiche riportate in normativa (**figura 28** seguente)



**Figura 28** – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione per  $U_c < 3,5$  e per  $U_c > 3,5$

La determinazione della liquefacibilità dei terreni, sia deterministica che probabilistica, attraverso le cosiddette “procedure semplificate” basate sui risultati acquisiti a mezzo di prove in sito è esplicitamente ammessa dalle NTC al paragrafo § 7.11.3.4.3 “Metodologia di analisi” “[...] la verifica può essere effettuata con metodologie di tipo storico-empirico in cui il coefficiente di sicurezza FS viene definito dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione CRR (Cyclic Resistance Ratio o resistenza alla liquefazione del terreno o rapporto di resistenza ciclica) e la

sollecitazione indotta dal terremoto di progetto CSR (Cyclic Stress Ratio o carico indotto dal sisma o rapporto di stress ciclico)".

Analogamente la Circolare n. 617/2009 del CSLP al paragrafo § C7.11.3.4 "Stabilità nei confronti della liquefazione" indica che "la sicurezza nei confronti della liquefazione può essere valutata con procedure di analisi avanzate o con metodologie di carattere semi-empirico" (metodi semplificati).

Sulla base di quanto disponibile si ritiene, allo stato, poco probabile l'innescarsi di fenomeni di liquefacibilità; in particolare, come si evince dalla seguente **tabella 5** tutte le litologie analizzate in laboratorio hanno caratteristiche che escludono la possibilità di liquefazione.

	CR1	CR2	CR3	CR4
<b>ghiaie AGI</b>	<b>24,30</b>	<b>43,90</b>	<b>28,40</b>	<b>45,50</b>
<b>sabbie AGI</b>	<b>25,10</b>	<b>28,20</b>	<b>30,50</b>	<b>27,70</b>
<b>limo e argilla AGI</b>	<b>50,60</b>	<b>27,90</b>	<b>41,10</b>	<b>26,80</b>
<b>di cui limo</b>	<b>22,00</b>	<b>10,40</b>	<b>19,50</b>	<b>11,90</b>
<b>di cui argilla</b>	<b>28,60</b>	<b>17,50</b>	<b>21,60</b>	<b>14,90</b>
IP %	9,7	13,3	17,4	12,9
<b>Liquefazione</b>				
ESCLUSIONE per IP >10		<i>Escluso</i>	<i>Escluso</i>	<i>Escluso</i>
ESCLUSIONE per FINI (0,005) > 15%	<i>Escluso</i>			

**Tabella 5** : parametri dei campioni analizzati per esclusione liquefazione

### 6.5 Categoria topografica

Come si evince facilmente dall'areofotogrammetrico comunale (in scala 1:5.000) l'area in oggetto ha una inclinazione generalmente inferiore ai 12° e quindi, ai sensi della tabella 3.2.III del capitolo 3.2.2 delle NTC2018 corrispondente alla categoria topografica T1 (con coefficiente topografico  $S_T = 1,0$ ).

## **7. ASPETTI RELATIVI ALLA FATTIBILITA' DELL'INTERVENTO**

Sulla base delle informazioni pregresse disponibili, delle normative vigenti, delle cartografie specifiche consultate e di quanto emerso dall'analisi delle indagini effettuate, si ritiene l'intervento come compatibile con il contesto, secondo le modalità previste dal progettista delle strutture, utilizzando fondazioni indirette su pali per la torre e tiranti per gli ancoraggi.

Si conferma infatti la fattibilità del progetto in oggetto in riferimento alle condizioni geologiche, idrogeologiche, geomorfologiche e sismiche del sito con le indicazioni ed i limiti evidenziati in questa e nella precedente relazione a supporto del progetto preliminare :

- il deposito interessato dall'intervento per le modalità con cui si è formato (successione di colate detritiche) si presenta con una forte eterogeneità a piccola scala con la predominanza nella matrice di materiale più fine ed argilloso in aumento procedendo da monte a valle e dal centro verso la periferia del conoide; al suo interno sono segnalati livelli più sabbioso limosi ed una diffusa presenza di clasti grossolani (dimensioni della ghiaia e del ciottolo), per lo più spigolosi, di varia natura e consistenza (dalle argilliti ai diaspri).
- si è osservata la presenza diffusa di acque a partire da una certa profondità (si vedano sezioni allegate e prove geognostiche); è segnalata una variazione di comportamento e di pressione di queste acque soprattutto laddove lenti più sabbiose e permeabili sono contenute in livelli più argillosi, plastici ed impermeabili.
- allo stesso modo il carattere geotecnico dei terreni, che in grande si può assumere come omogeneo, presenta comportamenti anche molto diversi fra i livelli a matrice più argillosa (plastici, coesivi e talora sensitivi e rigonfianti) e quelli con prevalenza di limi e sabbie (comportamento incoerente).
- è comunque possibile schematizzare una successione di unità a comportamento differente, come si evince dalle sezioni di figura 13 e 14 e dalla tabella 3 (capitolo 5), sempre tenendo presente la possibilità di eterogeneità puntuali.
- dal punto di vista geomorfologico, non sono segnalate criticità o dissesti, almeno noti o riconoscibili con evidenze geomorfologiche in sito; si ricorda che in linea generale si tratta comunque di depositi 'problematici' a causa della loro natura e composizione; non si può escludere a priori che eventuali sovrappressioni interstiziali nei depositi del versante che potrebbero manifestarsi in seguito di importanti fenomeni meteorologici, possano innescare fenomeni deformativi e di dissesto . Andrà sempre monitorata inoltre la condizione del piccolo impluvio che scorre alla base del versante; la possibilità di un'evoluzione dell'alveo sia con approfondimento del fondo che con erosione di sponda, in caso di piene, potrebbe



innescare fenomeni di instabilità per erosione al piede del versante che andranno immediatamente neutralizzati con opere di regimazione idraulica e di contenimento delle sponde.

- sarà anche importante l'attenta valutazione delle interazioni fra le opere in progetto (in particolare le basi di fondazione) e la morfologia del sito (varia e con modificazioni repentine di quota e di caratteristiche geotecniche dei materiali interessati) per evitare la possibilità di innescare smottamenti o dissesti di qualsiasi natura o sforzi o trazioni che influiscano negativamente sul fattore di stabilità dei versanti; a quest'ultimo proposito dovrà essere tenuto in debito conto le condizioni di alta sismicità del sito, come accennato nei capitoli precedenti

Pertanto sulla base delle valutazioni derivanti dalla caratterizzazione geotecnica e dalle esigenze strutturali mediante un approccio iterativo il progettista delle strutture ha infine optato per un'opzione in cui per la struttura in progetto vengono adottate fondazioni indirette su pali di piccolo diametro (micropali) per la torre e di tiranti per gli ancoraggi.

La normativa prevede che, nel caso l'interazione fra pali e struttura di collegamento rispetto all'azione di progetto trasferita sul terreno sia considerata non significativa, come in prima istanza nel caso in oggetto, le verifiche secondo le NTC 2018 e smi dovranno soddisfare quanto riportato ai paragrafi 6.4.3.3. e 6.4.3.4

Nel caso di fondazioni indirette, come previsto nel DM 17.01.18 sulla base delle informazioni geotecniche e strutturali va verificato il rispetto della condizione

$$Ed \leq Rd$$

Dove  $Ed$  è il valore delle azioni di progetto ed  $Rd$  è il valore di resistenza di progetto.

Per quanto riguarda le verifiche agli SLU di tipo geotecnico esse vanno effettuate secondo l'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati in tabella 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II, 6.4.VI.

Riguardo alle verifiche previste dalle normative va considerato lo stato limite ultimo per il dimensionamento delle fondazioni in oggetto (GEO).

Si ricordano le prove in corso d'opera previste al punto 6.4.3.7.2 .

In prima istanza va verificata la resistenza caratteristica  $R_k$  del palo singolo soggetto a carico assiale; la normativa prevede che questa resistenza può essere dedotta da :

- risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota
- metodi di calcolo analitici a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici
- risultati di prove dinamiche di progetto

Al variare della tipologia, delle dimensioni della fondazione e/o del piano di posa si avranno valori di  $R_d$  anche molto diversi e quindi da ricalcolare opportunamente in una corretta interazione fra dimensionamento geotecnico e dimensionamento strutturale.

Nel dimensionamento e nelle verifiche strutturali andranno anche tenuti presenti tutte le indicazioni sismiche a cui si è fatto cenno nella presente relazione geologica in conformità ai criteri previsti al paragrafo 7.11.5.3.2 delle NTC 2018.

Viste le caratteristiche del materiale delle unità interessate e tenuto conto che tale unità si presenta con caratteristiche omogenee su tutta l'area, la tipologia di pali individuata dal progettista e la disponibilità di prove geognostiche in sito per la verifica si adotteranno metodi di calcolo compatibili con le litologie evidenziate e con le loro problematiche.

Sulla base di quanto disponibile in letteratura e verificato in diverse esperienze pregresse in terreni di caratteristiche analoghe nelle stesse zone, tenendo presente i modesti diametri dei pali si ritiene che non ci possano essere diminuzioni della portata per effetti di gruppo se si mantiene un interasse minimo fra i pali pari o superiore ai 3 diametri.

Viste le caratteristiche dei materiali interessati molto eterogenei anche dal punto di vista del comportamento geotecnico e idrogeologico e della sensibilità, sarà molto importante che l'esecuzione di pali e tiranti sia eseguita a perfetta regola d'arte e da tecnici esperti di questa tipologia di terreni e sotto la supervisione attenta di una DL competente per evitare la diminuzione repentina delle resistenze al taglio dei terreni con la conseguente diminuzione dalla loro capacità prestazionale.