



# PROVINCIA DI MATERA

## Area Tecnica

Progetto per la ricostruzione di un ponte al  
km 2+500 della S.P. 5 (ex SS 176)

### PROGETTO ESECUTIVO



ELABORATO:

S

SCALA:

DATA:

Luglio 2021

Nome dell'elaborato:

### RELAZIONE GEOLOGICA



**PROGETTO REDATTO DA:**

Area Tecnica della Provincia di Matera

*Visto: Il RUP*

Ing. Michele PONTILLO



# PROVINCIA DI MATERA

## Area Tecnica

Progetto per la ricostruzione di 2 ponti al km 2+150 e 2+500  
della S.P. 5 (ex SS 176)



ELABORATO:

SCALA:

DATA:  
aprile 2021

Nome dell'elaborato:

## RELAZIONE GEOLOGICA

*Il Geologo*  
**Dott. Domenico LAVIOLA**



RELAZIONE GEOLOGICA

INDICE

PREMESSA.....	2
1 - ELEMENTI GENERALI SULLE INDAGINI .....	4
2 - INQUADRAMENTO GEOLOGICO .....	6
1.1 - Stratigrafia .....	6
3 – CARATTERISTICHE MORFOLOGICHE E GEOMORFOLOGICHE.....	9
3.1 – Caratteri generali.....	9
3.2 – Caratteri geomorfologici dell’area di progetto .....	10
4 – CARATTERISTICHE IDROLOGICHE ED IDROGEOLOGICHE.....	13
6 – CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO DI PROGETTO .....	16
7 – MODELLO GEOLOGICO E GEOTECNICO.....	20
8 – VERIFICHE DI STABILITA’ .....	25
9 - CONCLUSIONI.....	31

**Tavole:**

1	Corografia
2	Carta di ubicazione delle indagini
3	Carta geo-litologica
4	Sezioni geologiche
5	Carta geomorfologica
6	Carta del Rischio (AdB)
7	Modello geotecnico

**Allegati:**

- 1 - Report fine Indagine;
- 2 – Tabulati verifiche di stabilità

RELAZIONE GEOLOGICA

**PREMESSA**

La presente relazione riferisce i risultati dell'indagine geologico-tecnica a corredo del progetto di demolizione e ricostruzione di due ponti ai km 2+150 e 2+500 della S.P. n. 5 (ex S.S. n.176).



**Fig. 1:** Veduta aerea con ubicazione dei due ponti oggetto di ricostruzione

Con riferimento alla cartografia dell'Istituto Geografico Militare (IGM) a scala 1:25.000, l'area progetto è compresa nella Tavoletta 201 III SO "*Pisticci*", mentre nella Carta tecnica regionale (CTR) ricade nella sezione n° 491153.

Lo studio geologico eseguito è stato redatto in ottemperanza a quanto previsto dal D.M. 17/01/18 "Aggiornamento Norme tecniche per le costruzioni", dal DPR 380/01 "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia", dalla L.R. 38 del 06/08/1997 "Norme per l'esercizio delle funzioni regionali in materia di difesa del territorio dal rischio sismico" e s.m.i., e relativo



RELAZIONE GEOLOGICA

Regolamento attuativo e in accordo con quanto prescritto nel Piano Stralcio per la Difesa dal Rischio idrogeologico dell' Autorità distrettuale dell'Appennino Meridionale – Sede Basilicata.



**Fig. 2:** Ponte km 2+150



**Fig. 3** Ponte km 2+500

RELAZIONE GEOLOGICA

## 1 - ELEMENTI GENERALI SULLE INDAGINI

Per le caratteristiche lito-stratigrafiche, geomeccaniche e sismiche dei litotipi presenti nei siti di progetto, si è fatto riferimento a una campagna geognostica effettuata a ottobre 2013 per i lavori di ricostruzione del Ponte al km 4 +100 (*Report fine Indagine*).

Di seguito le indagini eseguite in prossimità dei ponti km 2+150 e 2+500:

- ✓ n° 3 sondaggi a carotaggio continuo di cui n° 2 sondaggi (S1 e S2) a 30 m dal p.c. e n° 1 sondaggio (S3) a 20 m dal p.c.;
- ✓ i sondaggi S1 e S2 sono stati attrezzati a piezometri;
- ✓ n° 1 indagine sismica in foro tipo “*Down-Hole*” eseguite all’interno del foro S2 (DH-S.2);
- ✓ n° 4 prove di laboratorio geotecnico eseguite su campioni indisturbati prelevati nel corso dei sondaggi S1 e S2. Sono state eseguite prove fisiche e prove meccaniche. Nello specifico sono state eseguite prove di taglio diretto e residuo, prove triassiali tipo CD e CU e prove edometriche.

L’ubicazione delle indagini è riportata nella Tavola 2.



**Fig. 4** Postazione sonda Ponte km 2+150

RELAZIONE GEOLOGICA



**Fig. 5** - Postazione sonda Ponte km 2+500

RELAZIONE GEOLOGICA

## 2 - INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'area in esame ricade nel settore sud-orientale della Fossa Bradanica, la quale si individua come dominio di avanfossa nel sistema catena-avanfossa-avampaese a partire dal Miocene superiore-Pliocene inferiore.

Nel corso del Pliocene e del Pleistocene Inferiore tale Fossa viene colmata da sedimenti di natura in gran parte silicoclastica (provenienti dal progressivo smantellamento della Catena appenninica) e subordinatamente carbonatica nel settore nord-orientale (in relazione alla vicinanza con l'Avampaese apulo), riferibili ad ambienti francamente marini (Argille marnose grigio-azzurre, nel settore studiato).

Successivamente l'area è stata interessata da un sollevamento dovuto alla interazione fra la generale spinta verso Est delle falde appenniniche ed il sollevamento isostatico di porzioni di placca apula finiti in subduzione; tale sollevamento ha prodotto un generale *trend* regressivo dei sedimenti della Fossa, i quali si riferiscono ad ambienti sempre meno profondi. La regressione si conclude con la deposizione di sedimenti riferibili ad ambienti costieri, deltizi, e di piana alluvionale, riconosciuti nella letteratura più recente come "Depositi costieri di Irsina".

Nel corso del Pleistocene medio e superiore, a causa della interazione fra effetti tardivi delle spinte ad impulsi delle falde appenniniche, ed alle oscillazioni talassoeustatiche, si sono prodotti, nei settori sud-orientali della Fossa, ma anche sui terreni flisciodi dell'Appennino (a SW) e sui calcari dell'area apula (a NE), undici ordini di terrazzi marini, poggianti in trasgressione sulle formazioni sottostanti.

### 1.1 - Stratigrafia

#### Depositi alluvionali

Affiorano lungo gli alvei dei principali fossi e sono costituiti da depositi eterogenei a granulometria variabile dai limi alle argille con assetto lentiforme. La natura di tali sedimenti è legata all'apporto delle acque superficiali derivanti da precipitazioni essenzialmente a carattere stagionale, di materiale derivante



## RELAZIONE GEOLOGICA

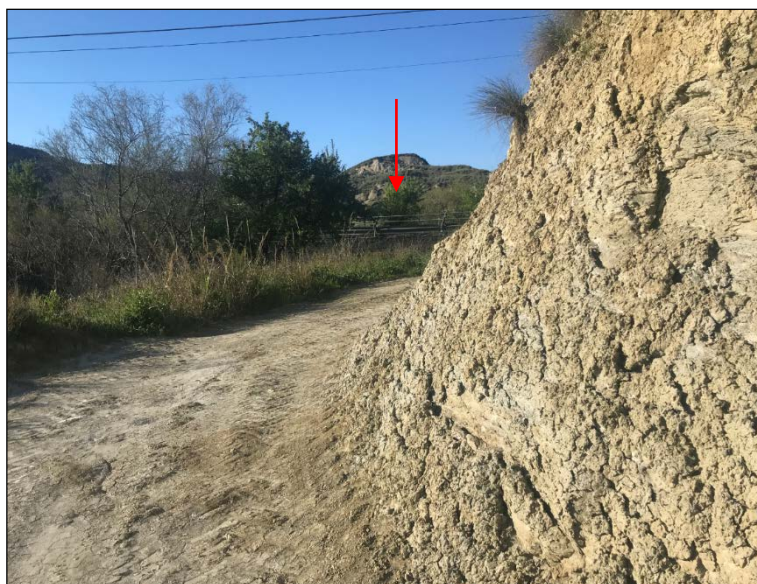
dall'erosione dei depositi prevalentemente pelitici presenti nelle aree circostanti. L'età è Olocene;

### Argille marnose grigio-azzurre

Affiorano estesamente nell'area in esame e sono costituite da argille più o meno marnose di colore grigio-azzurro (bianco-giallastro in superficie per l'alterazione), con intercalati alcuni livelli argillosi-sabbiosi. In genere si presenta compatta e disposta in grossi banchi omogenei.

Dal punto di vista mineralogico, questi sedimenti, presentano generalmente una frazione argillosa più ricca in minerali espandibili, come ad es. la smectite e meno ricca in illite. In percentuali minori, si ritrovano sempre, tra i minerali argillosi, clorite e caolinite. Per quanto riguarda la frazione più grossolana di tali sedimenti, cioè per ciò che concerne i minerali non argillosi, risulta sempre particolarmente abbondante la percentuale di calcite, seguita da quarzo e feldspati. In minor misura, si trovano in tale matrice dolomite e raramente gesso.

La monotonia litologica della successione è interrotta da livelli vulcanoclastici, di debole spessore ma di notevole continuità laterale. Detti livelli, messi in evidenza dall'erosione differenziale, segnano l'andamento della stratificazione. Come età esse sono attribuibili al Pliocene sup. –Pleistocene inf..



**Fig. 6.** - Affioramento delle Argille marnose grigio-azzurre (sullo sfondo il Ponte km 2+150)

RELAZIONE GEOLOGICA



**Fig. 7** - Affioramento delle Argille marnose grigio-azzurre sul fondo del fosso del Ponte km 2+150

RELAZIONE GEOLOGICA

### **3 – CARATTERISTICHE MORFOLOGICHE E GEOMORFOLOGICHE**

#### **3.1 – Caratteri generali**

L'area in esame per un suo adeguato intorno è caratterizzata dalla presenza di una serie di modesti rilievi argillosi residuali a pendenza più o meno debole (cupolette, mammelloni, ecc.) con reticolo idrografico di tipo dentritico e quote di modesta entità, comprese tra gli 90 e i 130 m s.l.m.

I versanti a morfologia dolcemente ondulata con pendenze modeste o moderate, sono caratterizzate da erosione laminare, o per piccoli solchi, mentre i versanti più ripidi, spesso scoscesi sono caratterizzati da forme di erosione di tipo lineare. Tali forme risultano ben evidenti poichè alla base della formazione dei calanchi con drenaggi densi e gerarchizzati, dettati da profonde incisioni sui substrati argillosi e con displuvi stretti e affilati.

Lungo i versanti meridionali si sviluppano frequentemente fenomeni di fessurazione delle argille che favoriscono l'infiltrazione di acqua piovana, nella coltre più superficiale che pertanto risulta essere più "allentata" e degradata.

Nelle aree pianeggianti si sviluppano fossi a fondo piatto delimitati da pareti verticali.



**Fig. 8 - Cupolette e mammelloni nelle vicinanze del Ponte km 2+500**

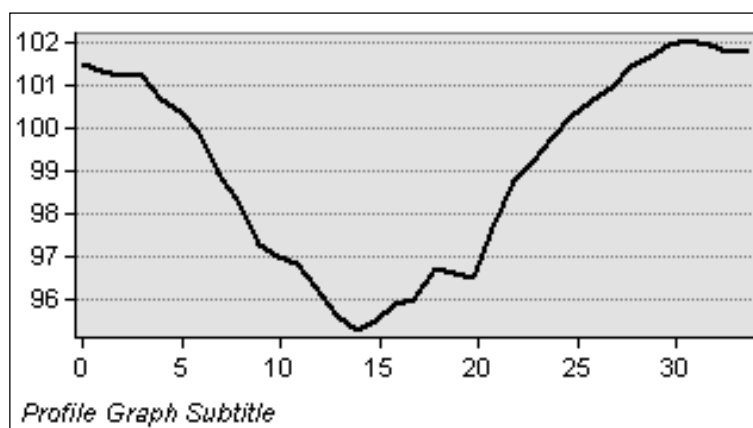
RELAZIONE GEOLOGICA

**3.2 – Caratteri geomorfologici dell'area di progetto**

Morfologicamente i ponti da ricostruire sono ubicati in una zona pianeggiante di raccordo tra i deboli rilievi argillosi e la valle del Fiume Cavone.

Nello specifico il Ponte km 2+150 attraversa a una quota di 102 m s.l.m. un fosso largo circa 10 m e profondo 7 m (Fig. 9). Si tratta di un fosso con pareti sub-verticali inciso nelle Argille marnose grigio-azzurre dalle acque superficiali provenienti dal quadrante sud-est.

I rilievi eseguiti non hanno rilevato indizi di movimenti franosi in atto.



**Fig. 9 - Profilo grafico del fosso in corrispondenza del Ponte km 2+150**

Il Ponte km 2+500 attraversa a una quota di 94 m s.l.m. un fosso largo circa 20 m e profondo circa 12 m (Fig. 10). Come il precedente anch'esso risulta inciso nelle Argille marnose grigio-azzurre dalle acque superficiali provenienti dai quadranti nord e sud-est.

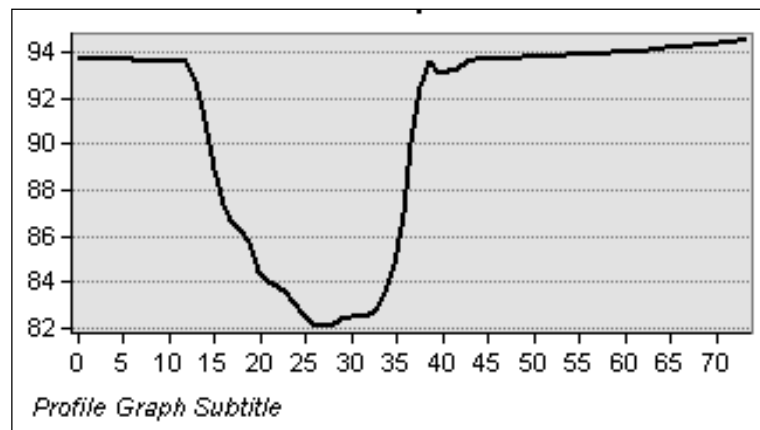
I rilievi eseguiti in quest'area non hanno rilevato indizi di movimenti franosi in atto.

È da segnalare nei tratti a monte e a valle del ponte la presenza lungo il fosso di cumuli di frana (Tav. 5 e Fig. 11).

In questi tratti le acque che scorrono nel fosso erodono la base della parete e provocano uno scalzamento al piede con conseguente crollo/ribaltamento di prismi di argilla ("sfezzamenti")



RELAZIONE GEOLOGICA



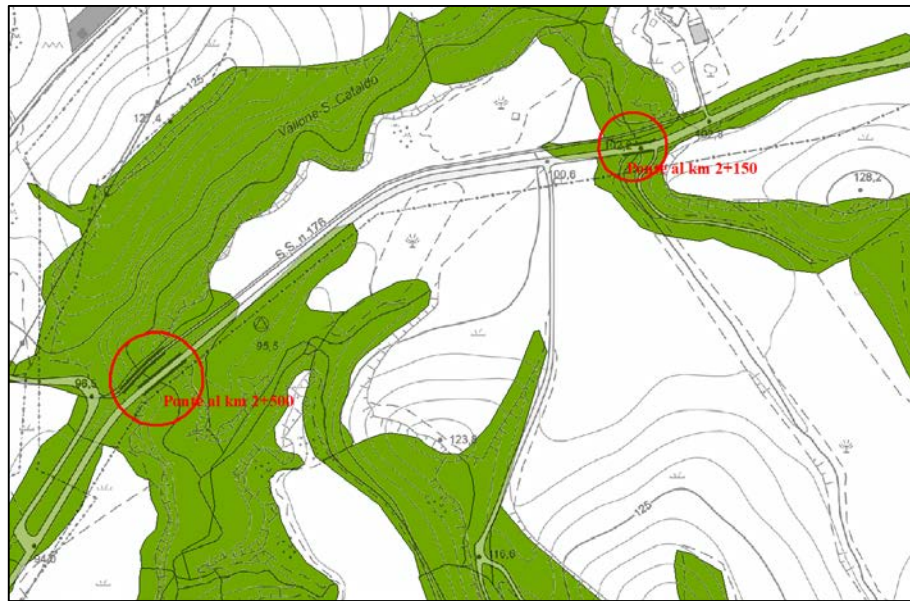
**Fig. 10 - Profilo grafico del fosso in corrispondenza del Ponte km 2+500**



**Fig. 11 - Vista dal Ponte km 2+500**

Nella Carta del Rischio redatta dall' Autorità di Bacino della Basilicata (AdB), i siti di progetto ricadono in aree perimetrate come areali a rischio medio indicato con sigla R2 (Fig. 7). Si tratta di aree interessate da intensa attività erosiva (calanchi) e/o elevata pendenza.

RELAZIONE GEOLOGICA



**Fig. 12** - Stralcio della Carta del Rischio del Piano Stralcio delle Aree di Versante

RELAZIONE GEOLOGICA

#### **4 – CARATTERISTICHE IDROLOGICHE ED IDROGEOLOGICHE**

L'area oggetto di studio è soggetta ad un regime climatico di tipo marittimo-mediterraneo, con estati lunghe e calde ed inverni miti non particolarmente piovosi. Il clima può essere classificato come semiarido con eccedenza idrica modesta. Le temperature minime invernali raramente scendono al di sotto 5-6 °C, mentre le massime estive possono superare i 30 °C. Le piogge sono concentrate prevalentemente fra ottobre e marzo. La media delle precipitazioni oscilla fra 500 e 600 mm/anno

L'area di progetto appartiene al bacino idrografico del Torrente Salandrella/Cavone.

La circolazione delle acque meteoriche, essendo l'area ricoperta da depositi impermeabili, avviene quasi esclusivamente in superficie con deflusso incerto fino al raggiungimento dei due fossi (Fosso San Francesco e Vallone San Cataldo) attraversati dai ponti oggetto d'intervento.

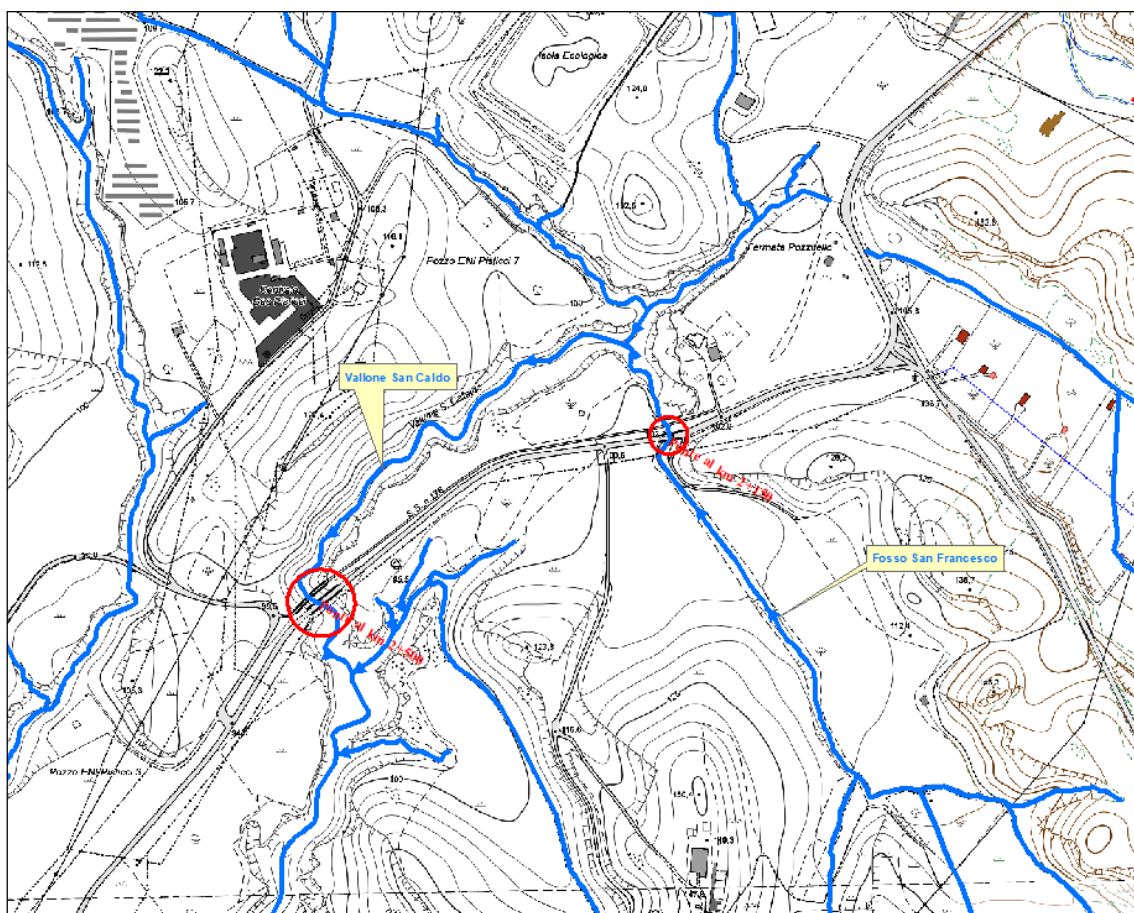
In linea del tutto generale, l'area studiata si presenta incisa da reticoli a geometria di tipo dendritico, abbastanza ben organizzati, reticoli quest'ultimi che sottolineano appunto, il naturale carattere impermeabile dei terreni su cui essi si impostano.

I corsi d'acqua sono caratterizzati da portate di tipo stagionale, legate pertanto in modo diretto al regime delle precipitazioni e in tal senso quindi si alterna il carattere torrentizio di tali corsi d'acqua nei periodi di forte apporto meteorico (essenzialmente autunno/inverno) ai periodi di magra (essenzialmente estivi).

L'idrogeologia dell'area resta ben inteso che risulta condizionata dal carattere decisamente impermeabile dei terreni di cui è costituita tale area (argille). Ciò determina, in generale una bassa tendenza alla permeazione di questi litotipi da parte delle acque meteoriche e ad un prevalente deflusso superficiale delle stesse, che insieme al carattere morfologico dei luoghi, produce accentuati valori di erosione e di trasporto solido, maggiormente apprezzabili laddove la copertura vegetale ed arborea è ridotta e/o pressoché assente. In

## RELAZIONE GEOLOGICA

definitiva, il forte sviluppo del drenaggio superficiale, dovuto a caratteri già rappresentati dei terreni di fondo, quale impermeabilità e facile erodibilità, dà luogo a dei veri e propri “*patterns dendritici*”, che si manifestano con la tipica “*arborescenza*” delle incisioni prodotte. Spesso, non si tratta di veri e propri reticoli idrografici, ma di una serie di incisioni superficiali in cui periodicamente vi è presenza di acqua.



**Fig. 13** – Reticolo idrografico nelle aree d'intervento

Nello specifico, per quanto riguarda i caratteri idrogeologici, i terreni presenti nei siti di progetto generano un complesso impermeabile costituito dalle Argille marnose grigio-azzurre che a causa dell'elevata percentuale di componente pelitica risultano praticamente impermeabili. Le prove di permeabilità eseguite nei fori dei sondaggi della vicina discarica hanno fornito un coefficiente di permeabilità molto basso ( $K$  compreso tra  $2.5 \cdot 10^{-8}$  m/s e  $6.5 \cdot 10^{-7}$  m/s).



RELAZIONE GEOLOGICA

Al netto del carattere impermeabile della litologia ivi presente, per contro però, questo complesso può detenere un certo grado di permeabilità, da inquadrare nell'ambito della cosiddetta *permeabilità di tipo secondario*, presente essenzialmente nella parte più superficiale, poiché quest'ultima risulta quasi sempre degradata e “*allentata*” (a minor compattezza). Pertanto è possibile riscontrare presenza di acqua in alcune porzioni sommitali di tale litotipo, seppure queste acque generalmente non costituiscono una vera e propria circolazione profonda.

Le misure eseguite con freatimetro nel piezometro del sondaggio S1 hanno rilevato la presenza di acqua a 18.30 m dal p.c. (al momento dei rilievi il pozzetto del sondaggio S2 risulta essere stato coperto dall'asfalto).



**Fig. 14** – Misure nel piezometro del Sondaggio S1

RELAZIONE GEOLOGICA

## 6 – CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO DI PROGETTO

La valutazione della *"pericolosità sismica di base"*, intesa come accelerazione massima orizzontale su suolo rigido con superficie topografica orizzontale (suolo di categoria A con  $V_s > 800 \text{ m/sec}$ ), è adesso definita mediante un approccio *"sito dipendente"* e non più tramite un criterio *"zona dipendente"* così come adottato dalle precedenti normative.

Per il generico sito in esame, la stima dei parametri spettrali necessari per la definizione dell'azione sismica di progetto viene infatti effettuata utilizzando le informazioni disponibili nel reticolo di riferimento (Tabella 1 dell'Allegato B delle NTC08).

Le forme spettrali sono definite in funzione dei seguenti tre parametri:

- $a_g$  = accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_o$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_c^*$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Relativamente al sito in esame e ad un'opera di Classe d'uso III e Vita Nominale  $\geq 50$  anni, nella tabella sottostante sono riportati i parametri suddetti con i relativi periodi di ritorno, ricavati tramite media pesata rispetto ai quattro vertici del reticolo di riferimento, all'interno del quale si trova il sito:

Stato Limite	$T_R$ (anni)	$a_g$ (g)	$F_o$ (-)	$T_c^*$ (s)
<i>SLO</i>	45	0.045	2.442	0.310
<i>SLD</i>	75	0.055	2.496	0.340
<i>SLV</i>	712	0.118	2.630	0.429
<i>SLC</i>	1462	0.144	2.693	0.441

Utilizzando i valori sopra riportati, si ricava lo spettro di risposta elastico in accelerazione, valido per il sito in oggetto su suolo rigido (suolo di categoria A con  $V_s > 800 \text{ m/sec}$ ).

## RELAZIONE GEOLOGICA

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale del sito in esame.

In assenza di analisi più dettagliate, si può fare riferimento ad un approccio semplificato che si basa sull'individuazione della categoria di sottosuolo del sito in oggetto.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio,  $V_{S,eq}$  (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{S,eq} = H / \sum (h_i / V_{s,i})$$

dove

$h_i$  = spessore in metri dell'i-esimo strato compreso;

$V_{s,i}$  = velocità delle onde di taglio SH nell'i-esimo strato

$H$  = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da  $V_S$  non inferiore a 800 m/s.

*Per depositi con profondità  $H$  del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{S,eq}$  è definita dal para-metro  $V_{S,30}$ , ottenuto ponendo  $H=30$  m nella precedente espressione.*

Per la classificazione sismica dell'area di progetto è stato fatto riferimento all'indagine sismica in foro tipo "Down-Hole" eseguite all'interno del foro S2 (DH-S.2) che permette di attribuire ai sensi delle NTC18 il terreno di fondazione alla Categoria C ( $V_{S,eq} = V_{S,30} = 294$  m/s con profondità del substrato superiore a 30 m).



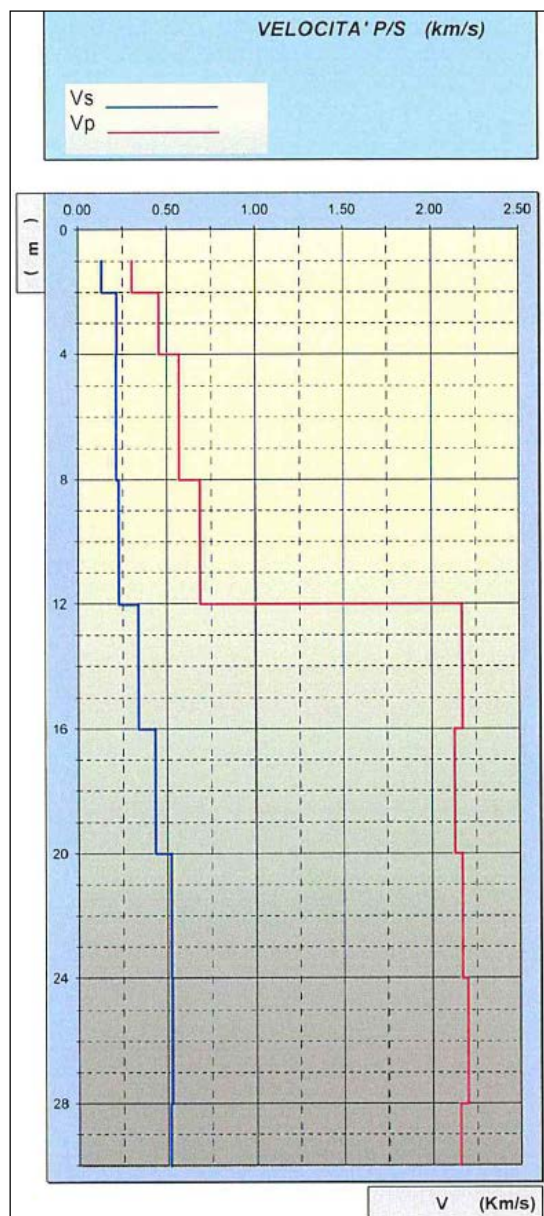
**Fig. 15** – Postazione indagine sismica DH-S.2

RELAZIONE GEOLOGICA

Nello spettro di risposta di progetto le caratteristiche di sito sono introdotte tramite un coefficiente  $S$  che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la seguente relazione:

$$S = S_s \times S_T$$

dove  $S_s$  è il coefficiente di amplificazione stratigrafica e  $S_T$  è il coefficiente di amplificazione topografica.



**Fig. 16** – Risultati dell'indagine sismica DH-S.2



RELAZIONE GEOLOGICA

Il coefficiente  $S_s$  si può ricavare dalla seguente tabella che lo lega alla categoria di sottosuolo di riferimento:

Categoria di suolo	$S_s$
A	1,00
B	$1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot a_g / g$
<b>C</b>	<b><math>1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot a_g / g</math></b>
D	$2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot a_g / g$
E	$2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot a_g / g$

Tabella 3.2.IV, modificata, delle NTC

Relativamente al coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$ , si può fare riferimento alla seguente tabella dove sono indicate le varie caratteristiche della superficie topografica che possono generare amplificazione sismica:

Categoria topografica	Caratteristiche della superficie topografica	Coefficiente topografico $S_T$
<b>T1</b>	<b>Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media <math>i \leq 15^\circ</math></b>	<b>1.0</b>
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	1.2
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1.2
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	1.4

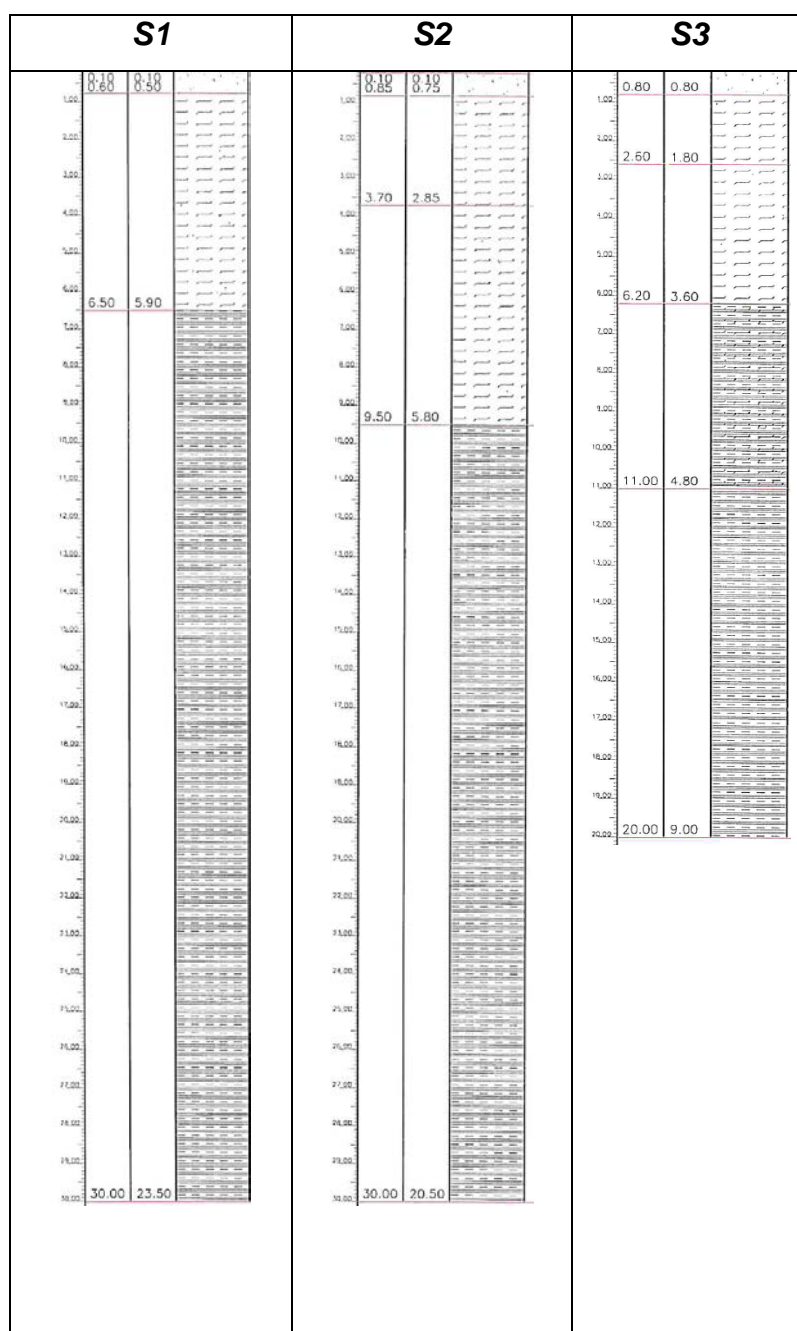
Tabella 3.2.V, modificata, delle NTC

Nel caso in oggetto, utilizzando un tempo di ritorno di 712 anni, il coefficiente stratigrafico  $S_s$  è uguale a **1.51**, quello topografico  $S_T$  a **1** per cui il coefficiente  $S$  vale **1.51**.

RELAZIONE GEOLOGICA

**7 – MODELLO GEOLOGICO E GEOTECNICO**

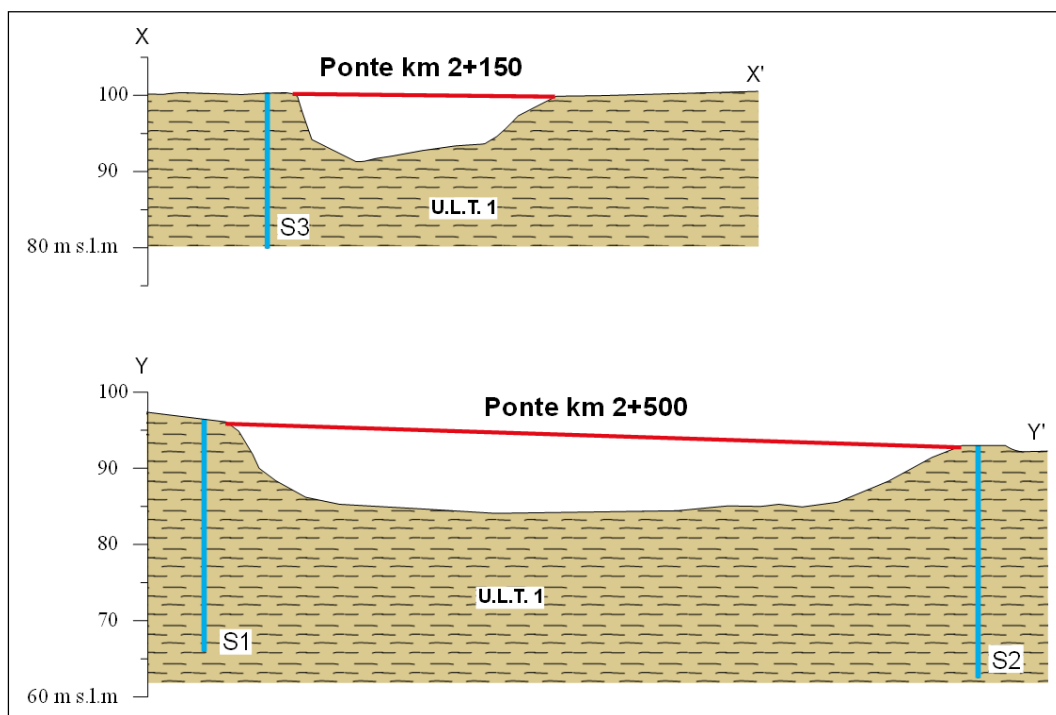
Nella figura riportata si mostra uno schema riassuntivo delle stratigrafie di sondaggio considerate. Sulla base delle letture piezometriche eseguite, come scelta progettuale e di calcolo, si considera la presenza della falda a quota – 18 mt dal piano di campagna.



**Fig. 17 – Stratigrafia dei sondaggi geognostici**

RELAZIONE GEOLOGICA

Di seguito si riportano le sezioni con l'indicazione dell'assetto litostratigrafico in corrispondenza delle aree di progetto.



**Fig. 18** – Modello geologico con ubicazione in blu dei sondaggi geognostici

Sulla base delle considerazioni geologiche sopra riportate, del rilevamento geologico di campagna, l'assetto litostratigrafico dell'area di studio è riconducibile a sola unità litotecnica:

U.T.L.1: Argille con limo scrivibili alla Formazione delle Argille marnose grigio-azzurre.

Il modello geologico individuato può essere utilizzato anche come modello geotecnico e, pertanto, si trasformano le unità litologiche in unità geotecniche suddividendo l'Unità Litotecnica 1 in due unità geotecniche in quanto i parametri fisico-meccanici in questa unità variano con la profondità.

La parametrizzazione delle unità geotecniche scaturisce da analisi quantitative quali prove di laboratorio geotecnico e indagini geofisiche.

Nel corso delle perforazioni sono stati prelevati n° 2 campioni nel S1 rispettivamente a 6 e 14 m dal p.c. e n° 2 campioni nel S2 a 6 e 30 m dal p.c.

## RELAZIONE GEOLOGICA

I principali indici geotecnici misurati sono riportati nelle seguenti tabelle riassuntive:

N° d'ordine	Rif. interno	Sondaggio	Campione	Classe campione (A.G.I.)	Profondità		$\gamma_n$	$W_n$	$\gamma_s$	LL	LP	I.P.	I.C.	Sr	Granulometria				Prova Edometrica				Parametri meccanici										
					da metri	a metri									(kN/m <sup>3</sup> )	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	G	S	L	A	Pc	Moduli Edometrici (kPa)			c	$\phi$	c'	$\phi'$	$\phi_r$
																										49,0-98,1	98,1 - 196,1	196,1 - 392,3					
1	630-13	1	1	Q5	6,00	6,40	20,1	18,8	2,71	46,1	21,6	24,5	1,11	89	0,0	2,9	43,9	53,2	271	8257	4975	8240	—	—	23,8	23,0	16,4						
2	631-13	1	2	Q5	14,00	14,50	20,4	19,2	2,70	46,7	23,3	23,4	1,18	95	0,0	1,6	39,5	58,9	755	—	—	9821	106,0	12,0	87 88	15,7 14,0	11,9						

Sondaggio S1

N° d'ordine	Rif. interno	Sondaggio	Campione	Classe campione (A.G.)	Profondità		$\gamma_n$	$W_n$	$\gamma_s$	LL	LP	I.P.	I.C.	Sr	Granulometria				Prova Edometrica				Parametri meccanici				
		(n.)	(n.)		da metri	a metri	(kN/m <sup>3</sup> )	(%)		(%)	(%)	(%)		(%)	G	S	L	A	Pc	Moduli Edometrici (kPa)			c	$\phi$	c'	$\phi'$	$\phi_r$
																				(kPa)	49,0-98,1	98,1-196,1					
																			(%)				(%)	(%)	(%)		
1	632-13	2	1	Q5	6,00	6,40	19,7	20,7	2,68	38,5	21,7	16,8	1,06	91	0,0	0,9	49,8	49,3	760	3194	8418	11674	37,0	16,4	28,0 29,0	18,7 17,5	14,6
2	633-13	2	2	Q5	30,00	30,45	20,7	17,5	2,72	50,0	24,3	25,7	1,26	93	0,0	1,2	39,4	59,4	742	—	11611	11475	110,0	12,3	90,0 89,8	16,4 15,3	13,1

Sondaggio S2

$\gamma_n$  = Densità naturale -  $W_n$  = Umidità naturale -  $\gamma_s$  = Peso specifico - LL = Limite Liquido - LP = Limite Plastico - IP = Indice di Plasticità - I.C. = Indice di Consistenza - Sr = Grado di saturazione - G = Ghiaia - S = Sabbia - L = Limo - A = Argilla - Pc = Pressione di Preconsolidazione - c,  $\phi$  = Coesione e angolo di resistenza al taglio (tensioni totali da TRXCIU) - c',  $\phi'$  = Coesione e angolo di resistenza al taglio (tensioni efficaci da TRXCIU e Taglio Diretto) -  $\phi_r$  = Angolo di resistenza al taglio residuo (da Taglio Reverse)

I risultati delle prove evidenziano la presenza di terreni costituiti sostanzialmente da argilla con limo e mostrano un aumento del contenuto di argilla e un incremento dei parametri meccanici con la profondità.

L'indagine sismica DH-S.2 evidenzia un forte contrasto di impedenza a 12 m dal p.c (Fig. 16).

A seguito di quanto in precedenza rappresentato e considerato, il modello geotecnico dei siti di progetto è costituito dalle seguenti unità geotecniche (Tav. 7 e Fig. 19):



RELAZIONE GEOLOGICA

✓ **U.G.1** – Corrisponde all'Unità U.L.T.1 ed è costituita da argilla con limo. Le caratteristiche meccaniche si mantengono costanti con la profondità. È presente fino alla profondità di investigazione (30 m dal p.c.). A questa unità sono stati attribuiti i valori ottenuti dalle prove eseguite sui campioni S1C2 e S2C2.

				Prova di taglio diretto		Prova di taglio residuo		Prova Triassiale CD		Prova Triassiale CU		SKEMPTON (1954)
Unità <sup>1</sup>	Campioni	$\gamma$	I.P.	c kPA	$\phi^\circ$	c kPA	$\phi^\circ$	c kPA	$\phi^\circ$	c kPA	$\phi^\circ$	cu kPA
U.G.1	S1C2	20,4	23,4	88	14	0,7	11,9	87	15,7	106	12	32,08
	S2C2	25,7	23,4	88,9	15,3	2,3	13,1	90	16,4	110	12,3	150,74
	Valori medi	23,05	23,4	88,45	14,65	1,5	12,5	88,5	16,05	108	12,15	91,41

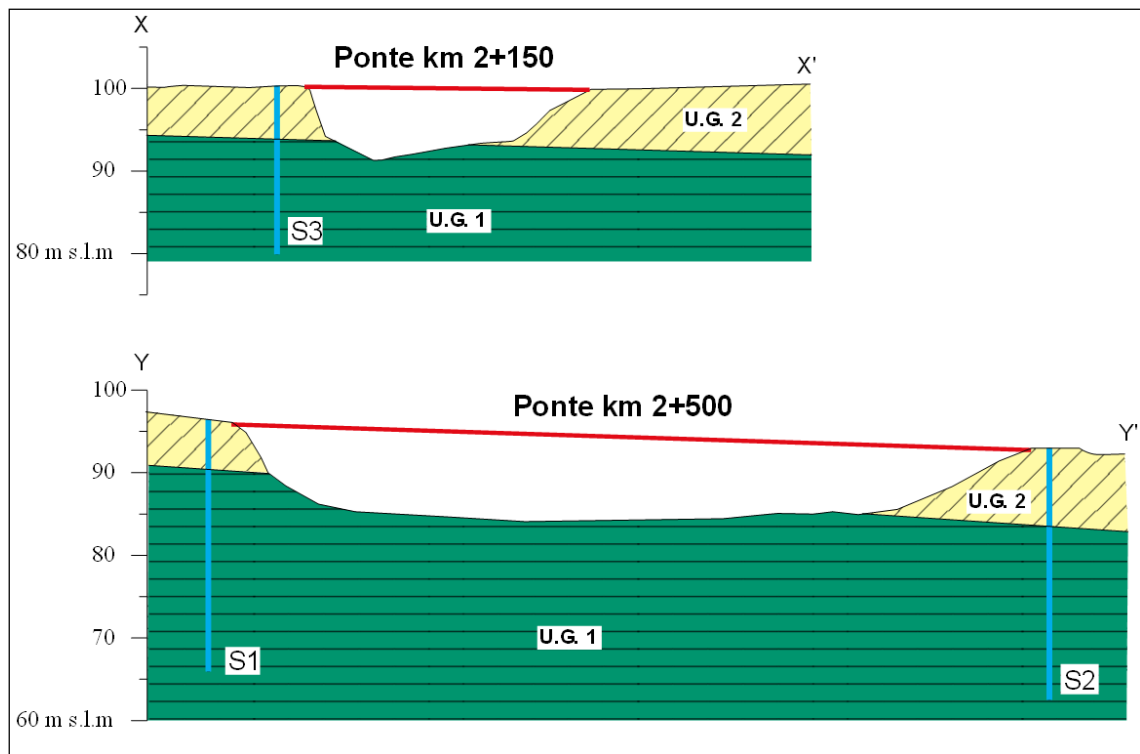
✓ **U.G.2** – Questa unità corrisponde alla coltre superficiale degradata “allentata” (a minor compattezza) dell'Unità U.L.T.1. Le caratteristiche meccaniche risultano più scadenti, i dati dei sondaggi mostrano uno spessore compreso tra 6 e 10 m. A questa unità si attribuiscono i parametri meccanici ottenuti dalla prove S1C1 e S2C1.

				Prova di taglio diretto		Prova di taglio residuo		Prova Triassiale CD		Prova Triassiale CU		SKEMPTON (1954)
Unità <sup>1</sup>	Campioni	$\gamma$	I.P.	c kPA	$\phi^\circ$	c kPA	$\phi^\circ$	c kPA	$\phi^\circ$	c kPA	$\phi^\circ$	cu kPA
U.G.2	S1C1	20,1	24,5	23,8	23	1,6	16,4					24,20
	S2C1	19,7	16,8	29	17,5	1,2	14,4	28	18,7	37	16,4	20,35
	Valori medi	19,9	20,65	26,4	20,25	1,4	15,4					22,27

*Il valore della coesione non drenata (cu) è stato ottenuto dalla formula di SKEMPTON (1954):  $Cu/\sigma'_v = 0,11 + 0,0037 \times I.P.$*

Alla luce delle considerazioni innanzi riportate, il modello geo-tecnico di riferimento è il seguente:

RELAZIONE GEOLOGICA



**Fig. 19** – Modello geotecnico nei siti di progetto con ubicazione in blu dei sondaggi geognostici

## 8 – VERIFICHE DI STABILITA'

Premesso che il tracciato stradale oggetto d'intervento si sviluppa su aree pianeggianti, si procede a una verifica di stabilità verifica delle scarpate allo stato intermedio (dopo la demolizione delle spalle dei ponti esistenti ) e allo stato finale (ricostruzione delle spalle dei ponti).

La verifica è stata eseguita con il “*metodo dell'equilibrio limite*”. Tale metodo consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le *tensioni da taglio* ( $\tau$ ) e confrontate con la *resistenza disponibile* ( $\tau_\phi$ ), valutata secondo il criterio di rottura di *Coulomb*. Da questo confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità dettata dal coefficiente di sicurezza  $F$  che è pari a  $\tau_\phi / \tau$ .

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (*Culman*), altri, a causa della non omogeneità del corpo, lo dividono in conci considerando poi l'equilibrio di ciascuno di essi (*Fellenius*, *Bishop*, *Janbu* ecc.).

I vari metodi di calcolo dell'equilibrio limite disponibili in lettura (Bishop, 1995; Janbu, 1973; Morgensten e Prince, 1965; Fellenius, 1927; ecc.), si basano tutti sulle ipotesi seguenti:

- Il coefficiente di sicurezza ( $F_s$ ) è definito come rapporto tra la resistenza al taglio e lo sforzo di taglio mobilitato lungo un'ipotetica superficie di scorrimento;
- Il coefficiente di sicurezza ( $F_s$ ) è considerato costante in tutti i punti della superficie di scorrimento;

La rottura avviene per il raggiungimento, contemporaneamente in tutti i punti della superficie di scorrimento, della resistenza al taglio limite.

Venendo al caso in specie, il calcolo è stato effettuato utilizzando un programma di calcolo denominato Geostru Slope - versione 2021.30.6.1458.

RELAZIONE GEOLOGICA

**8.1 - Parametri geotecnici di input**

Nel calcolo si è fatto riferimento al modello geotecnico individuato nella presente relazione e nello specifico sono stati utilizzati i valori medi dei parametri ottenuti dalla prova di taglio residuo per le verifiche nelle condizioni a lungo termine e i valori medi della coesione non drenata ( $c_u$ ) per le verifiche nelle condizioni a breve termine:

Unità geotecnica/spessore m		$\gamma_n$ KN/mc	Taglio residuo		$c_u$ Kpa
			$\Phi_r^\circ$	$C_r$ Kpa	
<b>U.G. 2</b>	<b>10</b>	<b>19.90</b>	<b>15.4</b>	<b>1.4</b>	<b>22.27</b>
<b>U.G. 1</b>		<b>23.05</b>	<b>12.5</b>	<b>1.5</b>	<b>91.41</b>

Riguardo alle caratteristiche geotecniche del materiale da utilizzare per il riempimento delle terre armate (*terrapieno*) sono stati utilizzati i seguenti valori

Unità	$\gamma_n$ KN/mc	$\Phi^\circ$	C Kpa	$c_u$ Kpa
<b>Terre armate (terrapieno)</b>	<b>17.65</b>	<b>25</b>	<b>0</b>	<b>0</b>

**8.2 - Coefficienti sismici calcolati ai sensi delle NTC18**

Nel § 7.11.3.5.2 delle NTC18 vengono definite le modalità di esecuzione delle analisi di stabilità dei pendii, in condizioni sismiche, con metodi pseudostatici.

In questi metodi, l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso (W) del volume di terreno potenzialmente instabile.



RELAZIONE GEOLOGICA

Tale forza, dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume, di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come:

$$F_h = k_h \times W$$

$$F_v = k_v \times W$$

con  $k_h$  e  $k_v$  rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale.

$$K_h = \beta_s \times a_{max}$$

$$K_v = +0.5 \times K_h$$

dove  $\beta_s =$  coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito  
 $a_{max} =$  accelerazione orizzontale massima attesa al sito  
 $g =$  accelerazione di gravità

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione:

$$a_{max} = S \times a_g = S_s \times S_T \times a_g$$

Nel caso in esame, essendo la categoria di sottosuolo la C e il valore di  $a_g/g = 0,136$ , dalla seguente tabella:

	Categoria di sottosuolo	
	A	B,C,D
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.27	<b>0.24</b>
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.20

Tabella 7.11. I coefficienti di riduzione dell'accelerazione attesa al sito delle NTC 2008

si ricava che  $\beta_s = 0.24$ .

RELAZIONE GEOLOGICA

Il coefficiente  $S_s$  si ricava dalla tabella sottostante che lo lega alla categoria di sottosuolo di riferimento:

Categoria di suolo	$S_s$
A	1,00
B	$1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot a_g / g$
<b>C</b>	<b><math>1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot a_g / g</math></b>
D	$2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot a_g / g$
E	$2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot a_g / g$

Tabella 3.2.IV, modificata, delle NTC18

$$S_s = 1.70 - 0.60 \times 2.630 \times 0.118 = 1.51$$

Il coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$  è di 1 e quindi:

$$K_h = \beta_s \times a_{max} = 0.24 \times 1.51 \times 1 \times 0.118 = 0.042$$

Nel calcolo eseguito è stato utilizzato come coefficiente sismico orizzontale  $k_h = 0.042$  e per quello verticale  $k_v = 0.021$ , essendo  $k_v = \frac{1}{2} k_h$ .

### 9.3 - Risultati delle verifiche eseguite

Come detto in precedenza la verifica deve essere effettuata secondo l'Approccio 1 Combinazione 2 ( $A2 + M2 + R2$ ) con  $R2 = 1.1$ .

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione ed  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Il valore di progetto della resistenza  $R_d$  è determinato in modo analitico con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno.

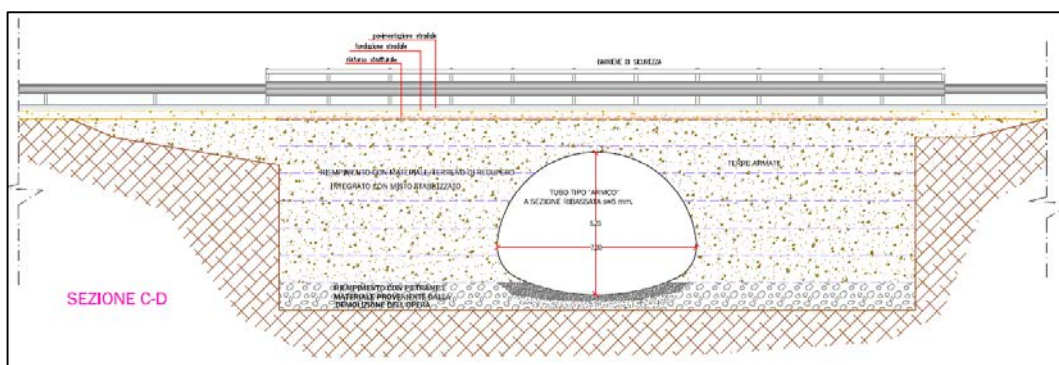
La verifica di stabilità si ottiene con:

$$E_d \leq R_d \quad \text{ossia} \quad F = \frac{R_d}{E_d} \geq 1$$

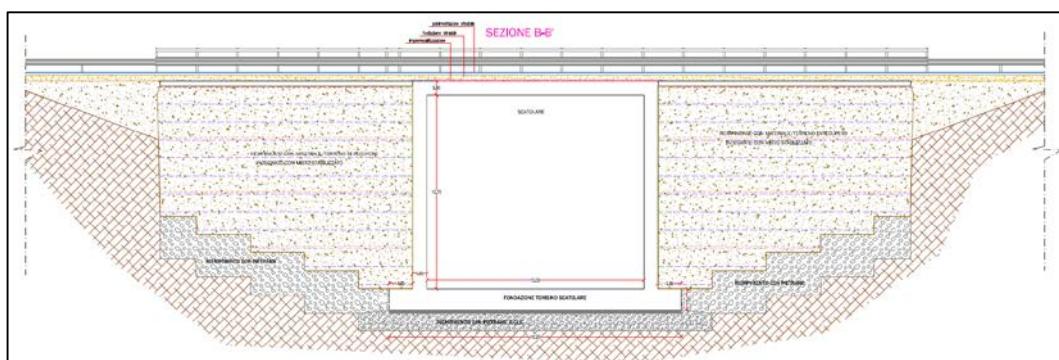
## RELAZIONE GEOLOGICA

Le analisi sono state effettuate in modo cautelativo, a tutto vantaggio della sicurezza, in quanto:

- ✓ sono stati utilizzati i parametri geotecnici di progetto M2;
- ✓ il calcolo è stato condotto in condizioni dinamiche;
- ✓ nelle conzioni a lungo termine sono stati utilizzati i parametri ottenuti dalla prova di taglio residuo;
- ✓ nella verifica allo stato finale il tubo armco (Fig. 20) e lo scatolare (Fig. 21) sono stati assimilati a muri di sostegno, le terre armate a un terrapieno; in realtà, come si evince dalle figure 20 e 21, le opere da realizzare costituiranno *“un corpo unico solidale”*



**Fig. 20** – Stato finale - Sezione C-D di progetto lungo il ponte km 2+150



**Fig. 21** – Stato finale - Sezione B-B' di progetto lungo il ponte km 2+500

RELAZIONE GEOLOGICA

Le verifiche effettuate a breve termine hanno fornito, allo stato intermedio, per il Ponte km 2+150 coefficienti di sicurezza minimo ( $F_s$ ) rispettivamente di 0.28 e 0.46, per il Ponte 2+500 di 0.24 e 0.53.

La verifica allo stato di finale è stata eseguita nelle stesse condizioni inserendo un muro di sostegno spesso 0.5 m e di altezza di 7 e 10 m rispettivamente per il Ponte km 2+150 e il Ponte 2+500 e un terrapieno.

Nella tabella che segue sono riportati i risultati delle verifiche eseguite:

PONTE KM 2+150				
Coeff. di sicur. minimo	Stato intermedio		Stato finale	
	Condizioni a lungo termine	Condizioni a breve termine	Condizioni a lungo termine	Condizioni a breve termine
$F_s$	<b>0.22</b>	<b>0.33</b>	<b>5.49</b>	<b>1.24</b>

PONTE KM 2+500				
Coeff. di sicur. minimo	Stato intermedio		Stato finale	
	Condizioni a lungo termine	Condizioni a breve termine	Condizioni a lungo termine	Condizioni a breve termine
$F_s$	<b>0.19</b>	<b>0.38</b>	<b>2.99</b>	<b>1.12</b>

Le verifiche allo stato intermedio evidenziano che, essendo il coefficiente di sicurezza minimo ( $F_s$ )  $<1$ , è necessario, man mano che procedono i lavori di demolizione, prevedere opere di rafforzamento e di puntellamento delle pareti necessarie ad evitare crolli imprevisti.

Le verifiche eseguite allo stato finale, invece, mostrano che le opere da realizzare incrementano il coefficiente di sicurezza minimo ( $F_s$ ) con valori finali  $>1$ .



RELAZIONE GEOLOGICA

## 9 - CONCLUSIONI

I rilievi di superficie e i dati provenienti dalle indagini geognostiche hanno evidenziato quanto segue:

- ✓ nei siti di progetto affiorano terreni appartenenti alla Formazione delle Argille marnose grigio-azzurre;
- ✓ le stratigrafie dei sondaggi geognostici indicano fino alla profondità di investigazione (30 m dal p.c.) terreni costituiti da argilla con limo appartenenti alla Formazione delle Argille marnose grigio-azzurre;
- ✓ il modello geotecnico individuato nei siti di progetto risulta costituito da n° 2 unità geotecniche (U.G.1e U.G.2)
- ✓ i rilievi effettuati non hanno evidenziato la presenza di indizi di movimenti franosi in atto o quiescenti;
- ✓ le evidenze geomorfologiche più significative si osservano a monte e a valle del Ponte km 2+500; si tratta di modesti cumuli di frana presenti alla base delle pareti verticali del fosso;
- ✓ le misure effettuate con freatimetro nel piezometro del sondaggio S1 hanno rilevato la presenza di acqua a 18.30 m dal p.c.;
- ✓ le verifiche di stabilità eseguite mostrano che le opere da realizzare incrementano il coefficiente di sicurezza minimo ( $F_s$ ) con valori finali  $>1$

Si consiglia di predisporre un piano al fine di monitorare durante i lavori di demolizione il ponte adiacente delle Ferrovie Appulo-Lucane.

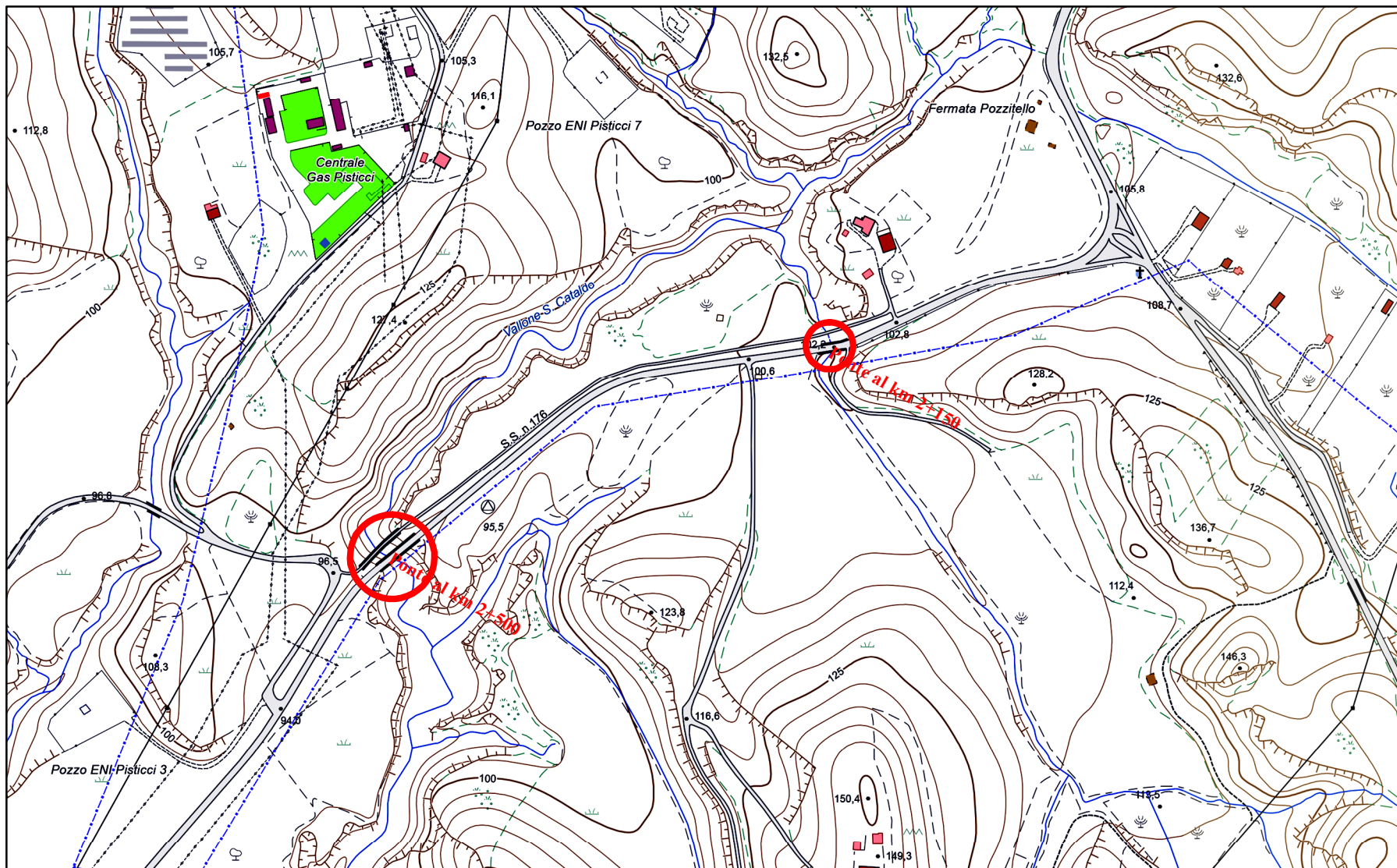
Le opere da realizzare dovranno essere sottoposte nel tempo a interventi di controllo e manutenzione al fine di garantirne il funzionamento.


In conclusione è possibile affermare che l'analisi geologico-tecnica non evidenzia controindicazioni alla realizzazione di quanto proposto in progetto.

# COROGRAFIA

Scala 1: 5.000

## TAVOLA 1



 Sito di progetto



# COROGRAFIA CON UBICAZIONE DEI PUNTI D'INDAGINE

Scala 1: 2.000

TAVOLA 2



Sondaggio geognostico a carotaggio continuo



Sondaggio geognostico a carotaggio continuo  
con prova sismica in foro tipo "Down-Hole"



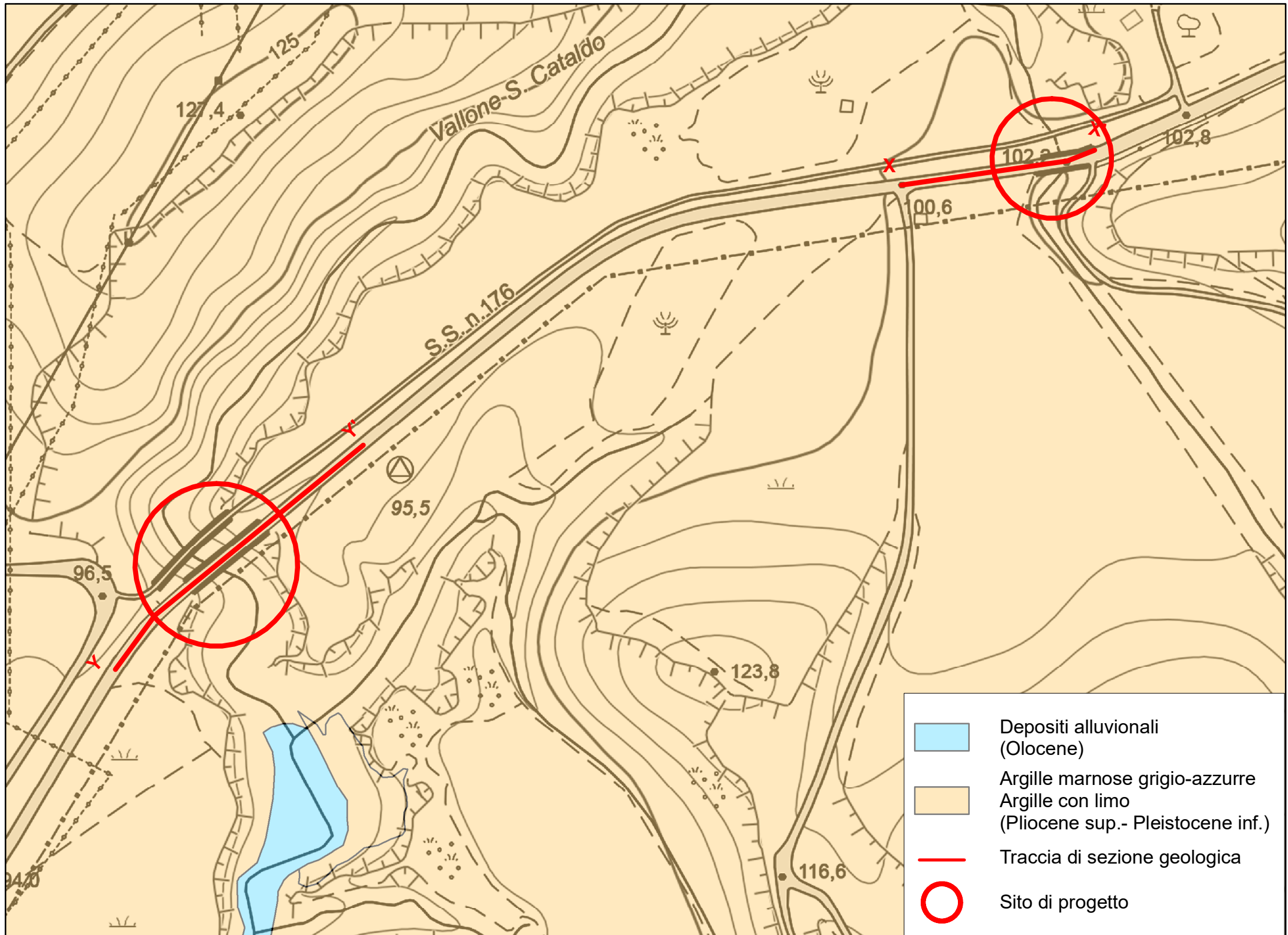
Sito di progetto



# CARTA GEO-LITOLOGICA

Scala 1: 2.000

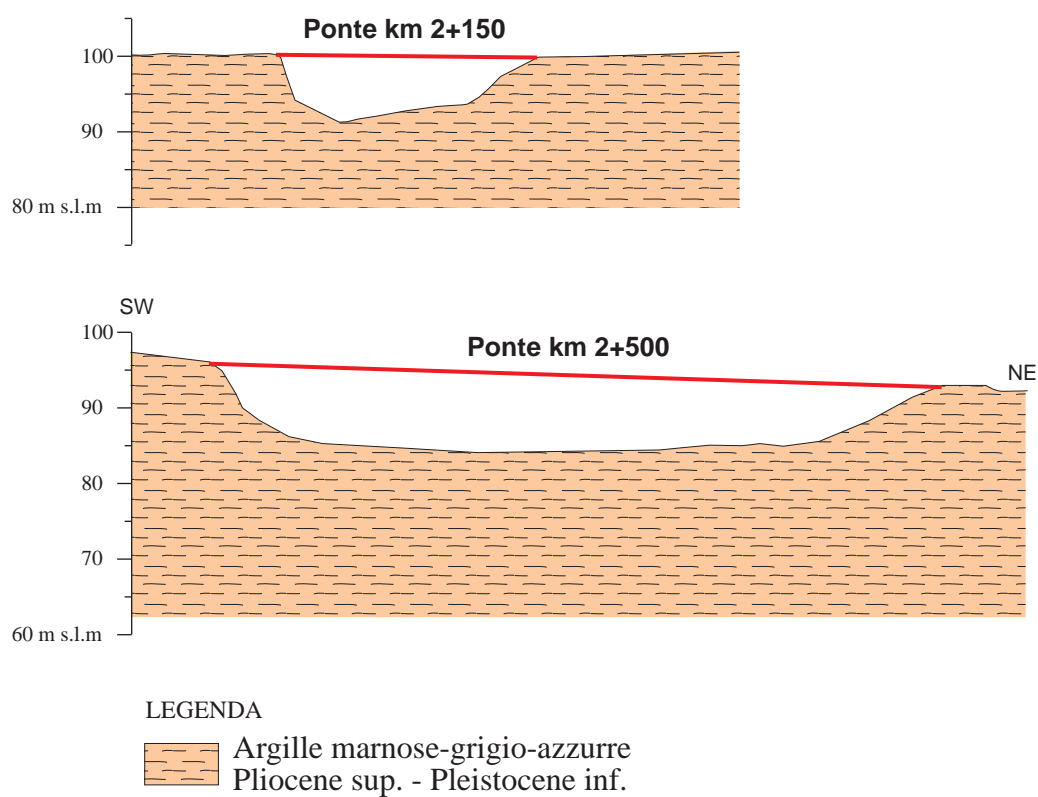
TAVOLA 3





## SEZIONI GEOLOGICHE

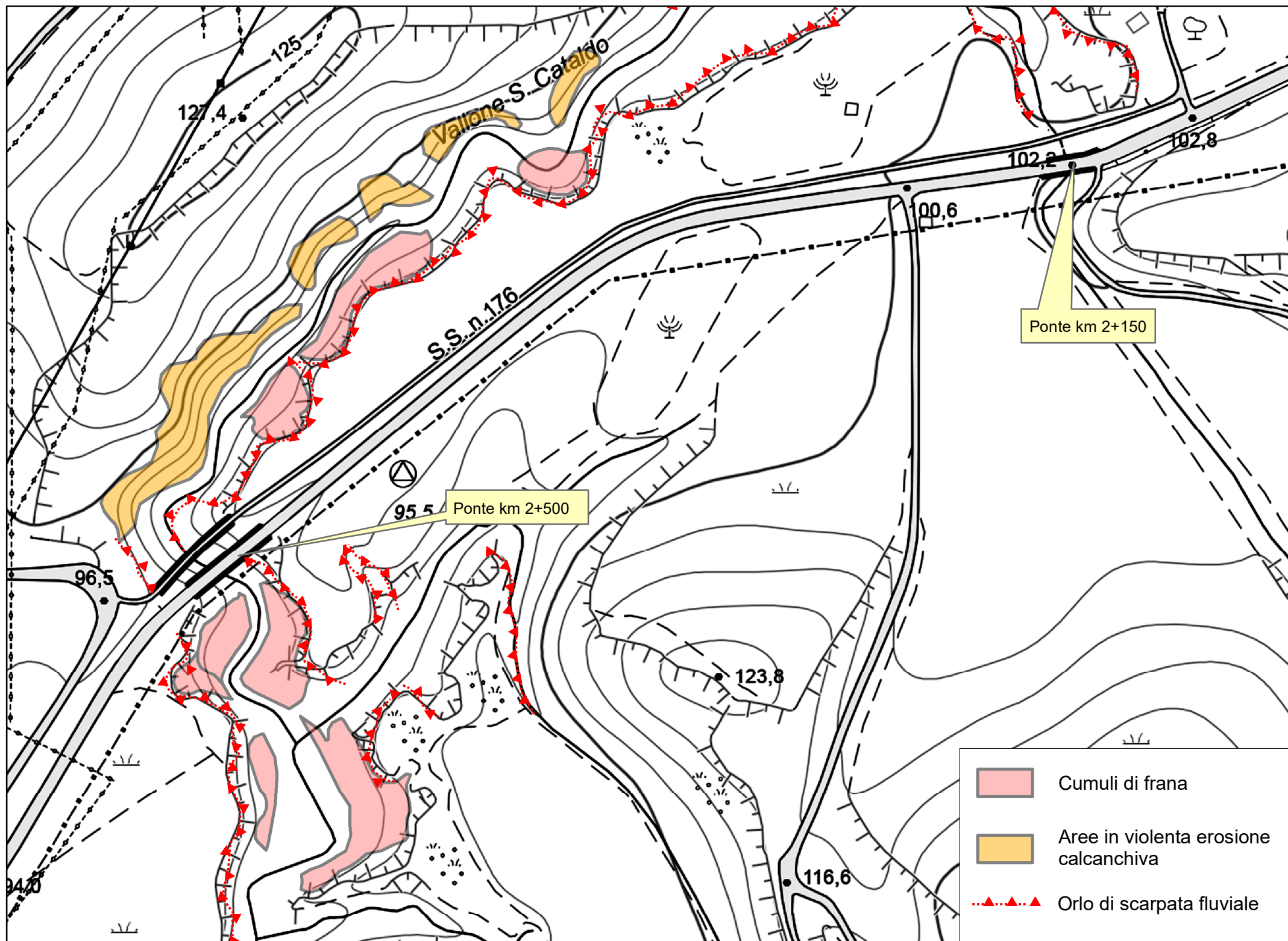
Scala 1: 1.000



# CARTA GEOMORFOLOGICA

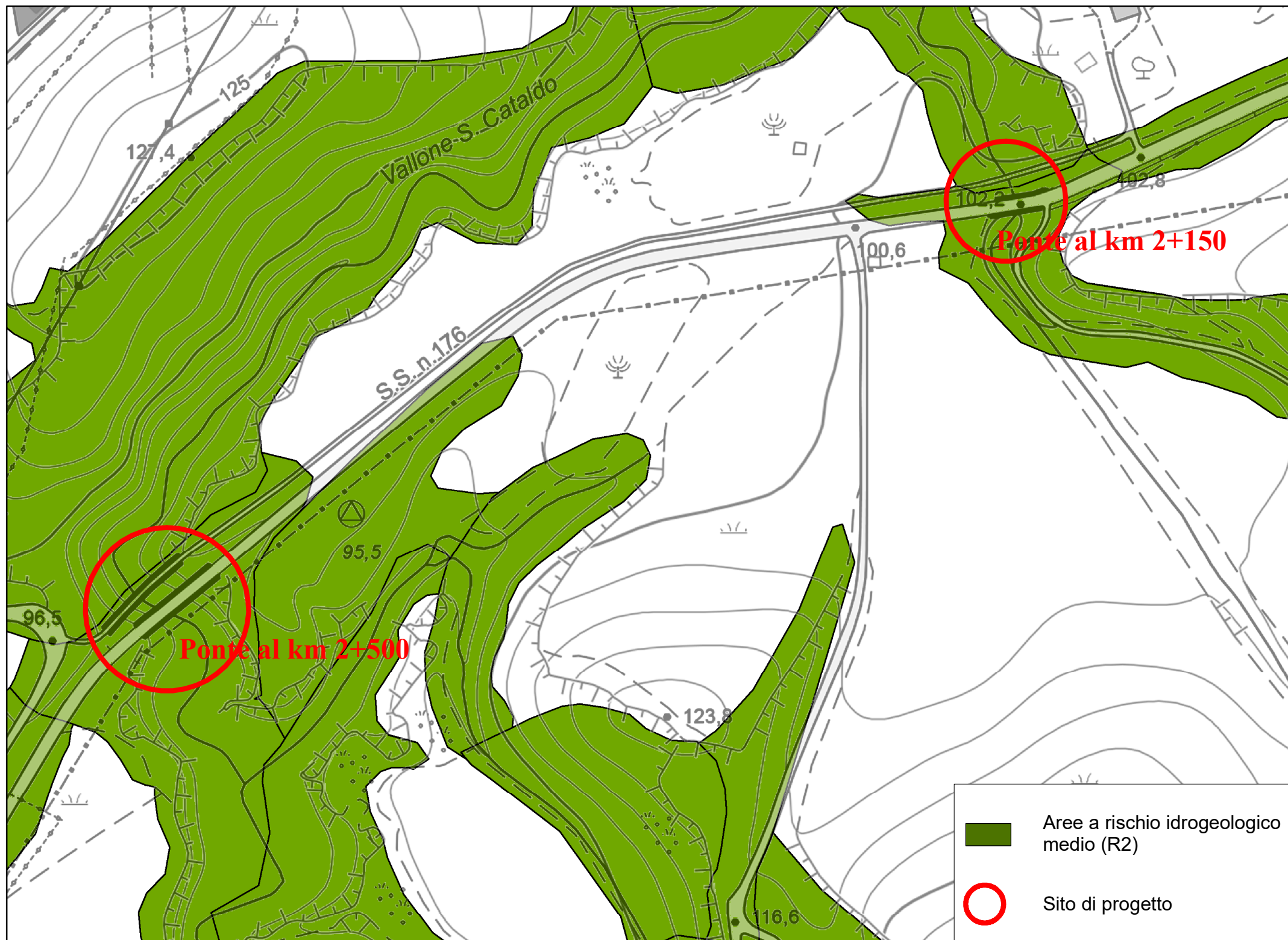
Scala 1: 2.000

TAVOLA 5



Autorità Interregionale di Bacino della Basilicata  
Piano stralcio delle aree di versante  
**CARTA DEL RISCHIO**  
Scala 1: 2.000

**TAVOLA 6**



# MODELLO GEOTECNICO

# TAVOLA 7

Scala 1: 500

