

COMUNE DI VALLERMOSA

Spazio in bianco per apposizione di autorizzazioni o firme

PROGETTO DEFINITIVO RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTAZIONE DELL'INTERVENTO DI DEMOLIZIONE E
RICOSTRUZIONE DI UN PONTE (PONTE A)
NEL RIO GORA MANNA A MARGINE DEL CENTRO
ABITATO - CUP H91B19000640002 - CIG 8370870473

Allegato - Versione - Data - ID - U

Elaborato N.6
Versione: 1
03/03/2022

ID-Utente: 4236MS

Committente

**Comune
di
Vallermosa**

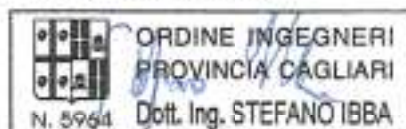
Società di Ingegneria

DEARIS

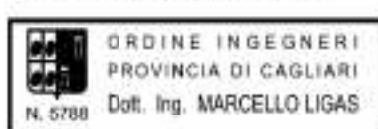
www.dearis.org
studio@dearis.org
dearis@pec.it
Via Boticelli 126, 09045, Quana S.E.
Via Roma 41, 07100, Sassari
P.IVA 03677550927

RTP

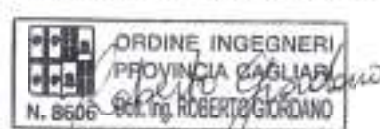
Dott. Ing. Stefano Ibba



Dott. Ing. Marcello Ligas



Dott. Ing. Roberto Giordano





Società di Ingegneria DEARIS

DEARIS – SRLS a socio unico
Quartu S.Elena (CA), Via S.Botticelli 126 – Sassari (SS), via Roma 41
Email: studiodearis@gmail.com, PEC: dearis@pec.it
tel. 0707966933 - 0703514082 - cell. 3884343679 - 3923772509

Indice

1 Premessa.....	3
2 Elaborati progettuali.....	4

1 Premessa

Con determinazione del responsabile del Servizio tecnico n.163 (reg. gen. n.462) del 28/09/2020 è stato affidato l'incarico di "Progettazione dell'intervento di demolizione e ricostruzione di un ponte (Ponte A) nel Rio Gora Manna a margine del centro abitato – CUP H91B19000640002 - CIG 8370870473" all'operatore economico costituito dal raggruppamento temporaneo RTI DEARIS srls (legale rappresentante Ing. Stefano Ibba), Ing. Marcello Ligas, Ing. Roberto Giordano.

Con delibera di giunta n.52 del 04/08/2021 è stato approvato il progetto di fattibilità tecnica ed economica, pertanto si procede alla redazione dei documenti relativi alla fase definitiva.

La procedura di affidamento ha per oggetto il servizio di progettazione (nelle tre fasi: progetto di fattibilità tecnica ed economica, progettazione definitiva, ivi inclusi lo studio di compatibilità idraulica dell'intervento e la relazione paesaggistica, e progettazione esecutiva comprensiva del piano di sicurezza e coordinamento) dell'intervento in oggetto.

Si riporta di seguito lo studio geotecnico condotto dalla Dott.ssa Maria Francesca Lobina.



COMUNE DI VALLERMOSA
Provincia del Sud Sardegna

COMMITTENTE

Amministrazione Comunale di Vallermosa

SINDACO

Dott. Francesco Spiga

RESPONSABILE DEL SERVIZIO

Ing. Mauro Milazzo

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. Mauro Milazzo

GEOLOGO INCARICATO

*Dott. Maria Francesca Lobina
Via Lorenzo il Magnifico n. 7 - 09134 Cagliari
Tel. +39 0706499009
Cell. + 39 3283424137
e-mail lobina.francesca@tiscali.it*



Dott.ssa Maria Francesca Lobina
geologo

PROGETTAZIONE

*Dearis S.r.l.s.
Ing. Stefano Ibba
Ing. Marcello Ligas
Ing. Roberto Giordano*

SPAZIO RISERVATO ALL'UFFICIO TECNICO

PROGETTO DEFINITIVO

**DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE
DI UN PONTE (PONTE A)
NEL RIO GORA MANNA
A MARGINE DEL CENTRO ABITATO**

relazione geotecnica

Elaborato

Numero

GEO4

Scala

Data

20 ottobre 2021

Rev.

00

SOMMARIO

1. GENERALITÀ	1
1.1. Premessa.....	1
1.2. Inquadramento topografico e territoriale	1
1.3. Richiami normativi	6
1.4. Descrizione dei luoghi.....	7
1.5. Base informativa di supporto	10
2. MODELLO GEOTECNICO	12
2.1. Assetto litostratigrafico locale	12
2.2. Stratigrafia dei terreni di fondazione	12
2.3. Aspetti sismici	14
2.4. Risultati delle prove geotecniche in situ e di laboratorio.....	14
2.5. Caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione	15
3. VERIFICHE DI STABILITÀ OPERA / TERRENO	20
3.1. Modello geotecnico di riferimento	20
3.2. Assunzioni di calcolo	20
3.3. Verifiche agli Stati Limite Ultimi	21
3.4. Cedimenti teorici	22
3.5. Coefficiente di sottofondo alla Winkler	23
3.6. Suscettibilità alla liquefazione	23
3.7. Vulnerabilità sismica	23
4. CONCLUSIONI	24

ALLEGATI FUORI FASCICOLO

- INDAGINE GEOGNOSTICA – SONDAGGI GEOGNOSTICI, PROVE SPT E PROVE DI LABORATORIO, Relazione a cura della Ditta Dott. Antonello Angius di Cagliari
- INDAGINE GEOFISICA – Relazione a cura della Ditta Dott. Antonello Angius di Cagliari



1. GENERALITÀ

1.1. Premessa

Su incarico conferito dall'Amministrazione Comunale di Vallermosa previa aggiudicazione di gara su piattaforma telematica, lo scrivente geologo Dott.ssa MARIA FRANCESCA LOBINA⁽¹⁾ redige il presente elaborato nell'ambito delle attività e studi a supporto della progettazione definitiva / esecutiva degli interventi per la «**Demolizione e ricostruzione di un ponte (Ponte A) nel Rio "Gora Manna" a margine del centro abitato di Vallermosa**».

A completamento del quadro informativo derivante da una campagna geognostica e geotecnica condotta nel marzo 2015⁽²⁾ nei luoghi di intervento, da rilievi diretti all'uopo eseguiti in un congruo intorno e da altri dati estrapolati dalla miscellanea e cartografia geotematica regionale, nel mese di aprile 2021 con il coordinamento e la direzione della medesima, è stata condotta una prospezione geofisica funzionale allo studio sulla risposta sismica della struttura in progetto ai sensi del paragrafo 3.2 del D.M. 17.01.2018 «*Norme tecniche per le costruzioni*».

In tal modo è stato integrato il quadro geologico della precedente fase progettuale nei seguenti aspetti:

- a. modello geologico,
- b. modello geotecnico,
- c. individuazione di eventuali criticità di natura geologica,
- d. elaborazione delle necessarie indicazioni progettuali.

I risultati dell'analisi geotecnica, comprese le verifiche di stabilità opere/terreno costituiscono l'oggetto del presente documento. Si rimanda all'elaborato specialistico a firma del medesimo scrivente per quanto attiene gli aspetti geologici del sito di intervento.

1.2. Inquadramento topografico e territoriale

Il ponte in esame è ubicato sul Rio Gora Manna nel tratto immediatamente fuori la periferia orientale dell'abitato di Vallermosa (Provincia del Sud Sardegna), lungo la strada Com.le Congiaus quale prosecuzione della Via Kennedy in località Pau Cungiaus. L'ambito è prettamente agricolo, con larga diffusione di appezzamenti a pascolo e coltivazioni estensione a ulivi e subordinati frutteti.

Nello strumento urbanistico comunale (P.U.C.) il sito ricade in zona **E3** "Aree caratterizzate da un elevato frazionamento fondiario".

I riferimenti cartografici sono i seguenti:

- | | |
|--|------------------|
| – Foglio 556 "ASSEMBINI" dell'I.G.M.I. | [scala 1:50.000] |
| – Sez. 556-IV "SILQUA" dell'I.G.M.I. | [scala 1:25.000] |
| – Sez. 556-020 "VALLERMOSA" della C.T.R. | [scala 1:10.000] |

Le coordinate Gauss Boaga del baricentro dell'opera sono:

4.357.289,26 N 1.481.870,06 E

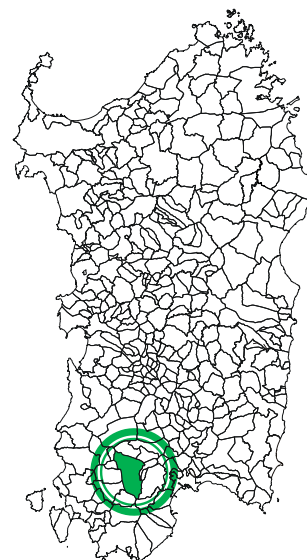


FIGURA 1.1
Comune di Vallermosa
Inquadramento geografico.

⁽¹⁾ Albo Geologi della Regione Sardegna N. 222 – Sezione A.

⁽²⁾ Eseguita dalla Ditta Dott. Antonello Angius di Cagliari.



FIGURA 1.2 – Ubicazione del ponte in progetto.

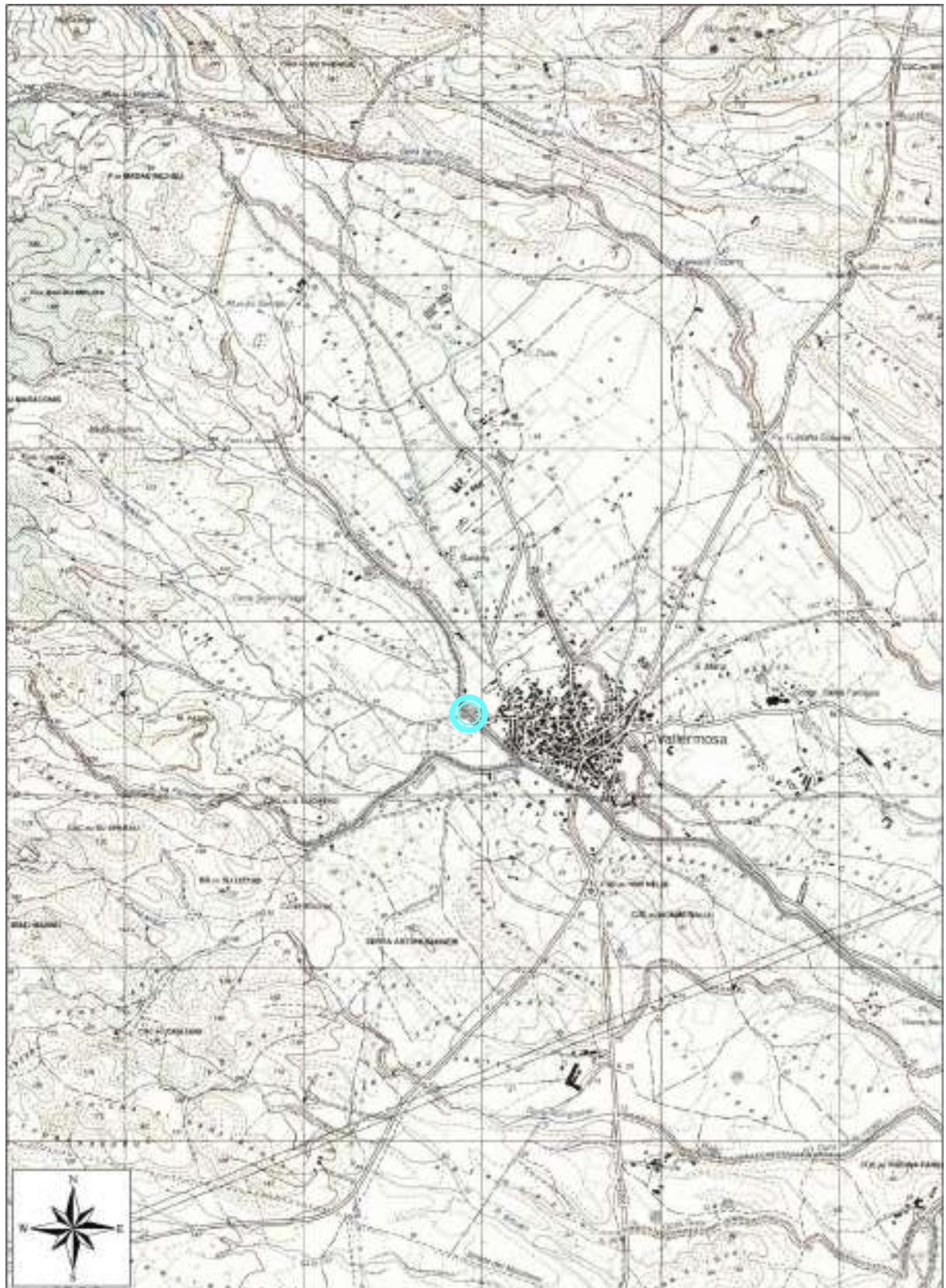


FIGURA 1.3 - Ubicazione dell'opera in progetto su cartografia I.G.M.I. in scala 1:25.000.

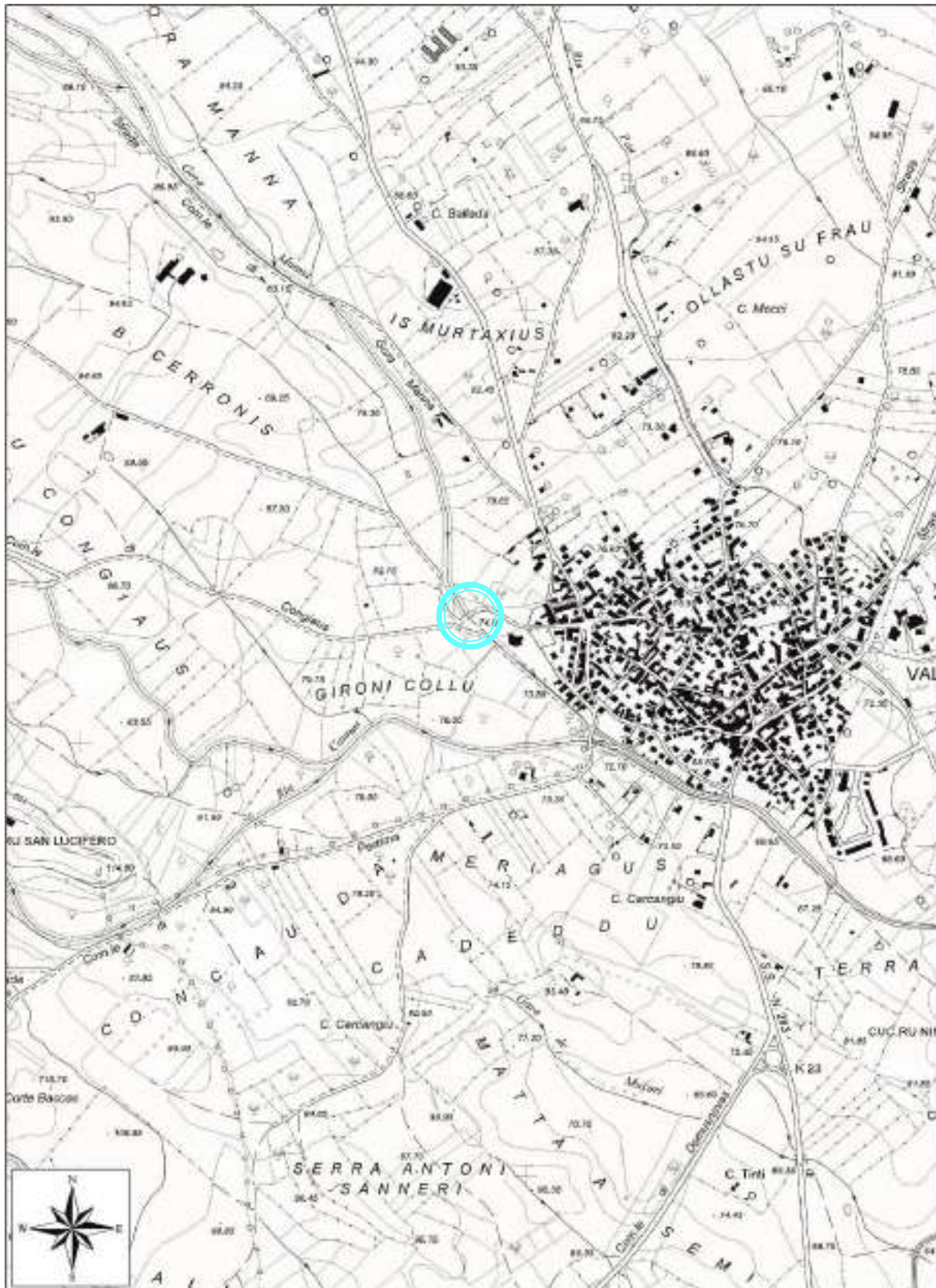


FIGURA 1.4 - Ubicazione dell'opera in progetto su cartografia C.T.R. Numerica in scala 1:10.000.

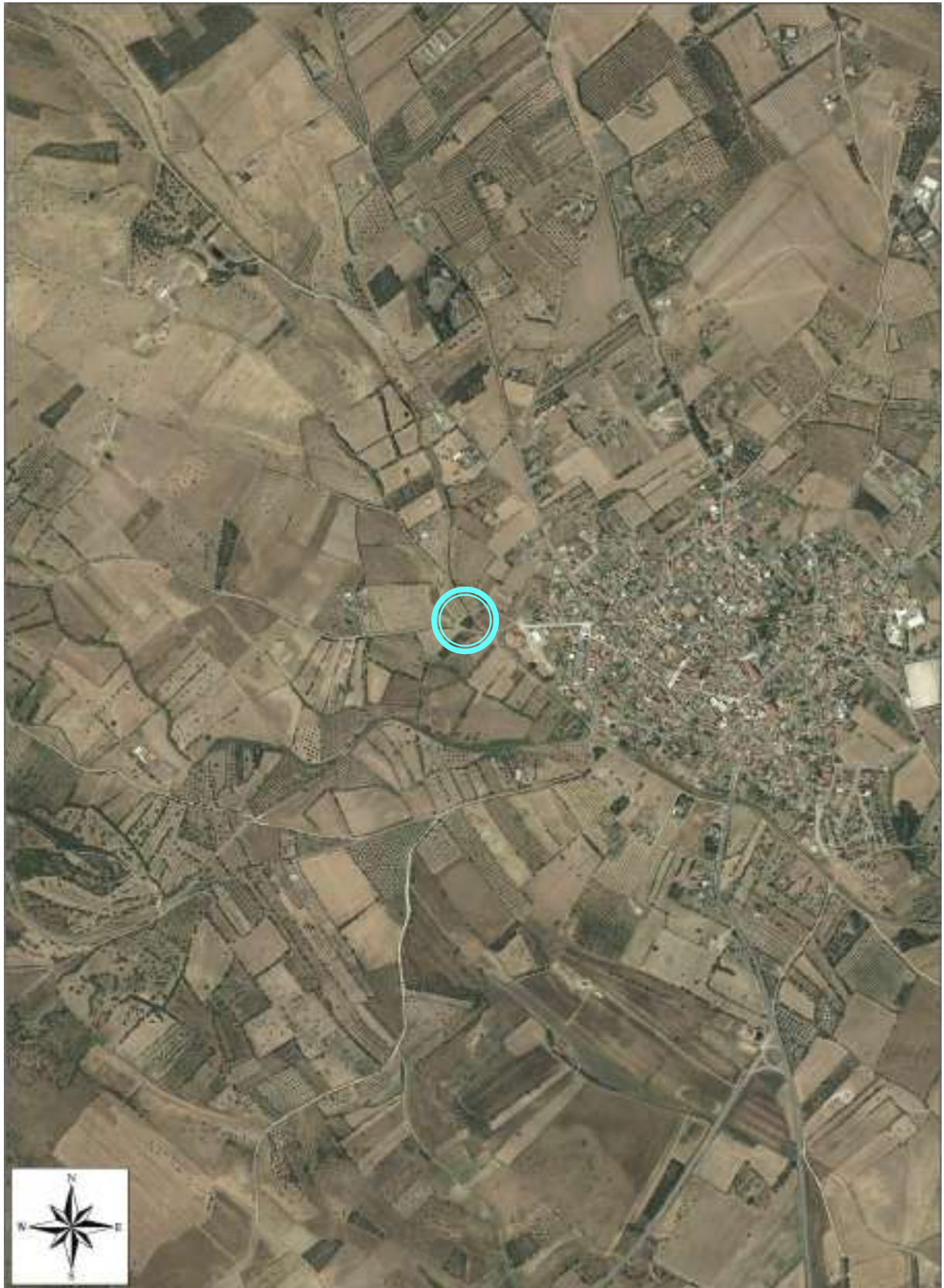


FIGURA 1.5 - Ubicazione dell'opera in progetto su immagine ortofotogrammetrica in scala 1:10.000.

1.3. Richiami normativi

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

- **Circolare C.S. LL.PP. n. 7 del 21.01.2019** «Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni» di cui al D.M. 17.01.2018»;
- **D.M. 17.01.2019** «Norme Tecniche per le Costruzioni»;
- **D. Lgs. n. 50 del 08.04.2016**, «Nuovo Codice degli Appalti - Attuazione delle direttive 2014/23/UE, 2014/24/UE e 2014/25/UE sull'aggiudicazione dei contratti di concessione, sugli appalti pubblici e sulle procedure d'appalto degli enti erogatori nei settori dell'acqua, dell'energia, dei trasporti e dei servizi postali, nonché per il riordino della disciplina vigente in materia di contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture» e ss.mm.ii.;
- **D.P.R. n. 207 del 05.10.2010** - Regolamento di esecuzione ed attuazione del D.Lgs. 12.04.2006, n. 163 «Codice dei contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture in attuazione delle direttive 2004/17/CE e 2004/18/CE» e ss.mm.ii.;
- **Circolare C.S. LL.PP. n. 617 del 02.02.2009** «Istruzioni per l'applicazione delle nuove "Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008»;
- **Ordinanza P.C.M. n. 3519 del 28.04.2006** «Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone»;
- **Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3316 del 02.10.2003** «Modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri»;
- **Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20.03.2003** «Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzione in zona sismica»;
- **Eurocodice 7** «Progettazione Geotecnica»;
- **D.M. LL.PP. 16.01.1996** «Norme tecniche per la costruzione in zone sismiche»;
- **D.M. LL.PP. 11.03.1988** «Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione» e relativa **Circ. Min. LL.PP. n. 30483 del 24.09.1988**;
- **A.G.I. 1977** «Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche».
- **Legge n. 64 del 02.02.1974** «Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche», che prevede l'obbligatorietà dell'applicazione per tutte le opere, pubbliche e private, delle norme tecniche che saranno fissate con successivi decreti del Ministero LL.PP..

1.4. Descrizione dei luoghi

Il progetto in argomento si inserisce nell'ambito di un più ampio programma di interventi finalizzati alla mitigazione del rischio idraulico dell'abitato di Vallermosa che prevedono l'adeguamento dell'alveo del Rio Gora Manna ed il rifacimento di tre ponti preesistenti (denominati da molte a valle ponte A, ponte B e ponte C). Il presente elaborato si riferisce **al ponte A**, ubicato immediatamente fuori l'abitato di Vallermosa, con luce 4,65 m ed altezza massima netta rispetto alla savanella di circa 1,90 m, di cui si prevede la completa demolizione.



FIGURA 1.6 – Rilievo a monte del ponte A.

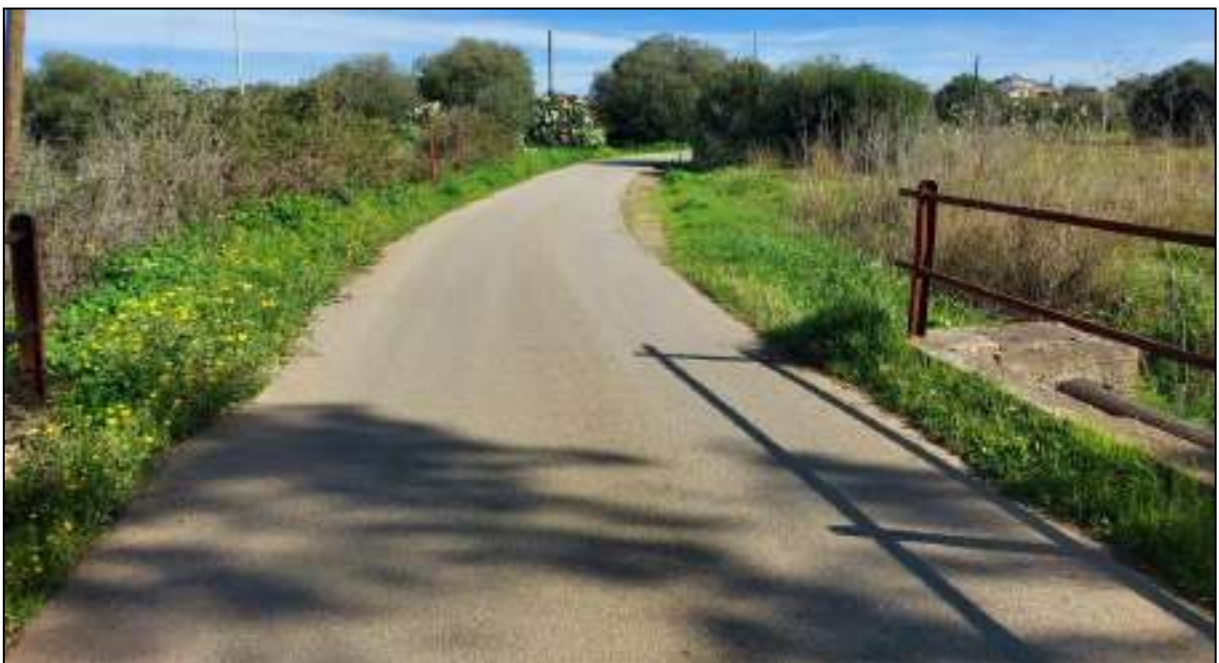


FOTO 1.1 – Panoramica dello stato attuale del ponte.



FOTO 1.2 - Vista del ponte attuale nella parte a valle.



FOTO 1.3 e 1.4 - Vista dell'alveo attuale rispettivamente a valle (immagine sinistra) e a monte (immagine destra)



FOTO 1.5 e 1.6 - Alveo a valle in periodo di magra (agosto 2020) e di moderato deflusso (febbraio 2021).

1.5. Base informativa di supporto

L'analisi in essere si è avvalsa dei dati estrapolabili dalla documentazione resa disponibile dalla Stazione Appaltante, relativa all'indagine 2015 condotta dalla *Ditta Antonello Angius di Cagliari*. Con riferimento al Ponte A (nel succitato documento indicato come Ponte 2), si è esplicitata in:

- sondaggi a carotaggio continuo spinti a 10 m da p.c. n. 2
- prove SPT n. 3
- prove di laboratorio geotecnico n. 9

per la cui descrizione metodologica, le stratigrafie dei sondaggi ed i rapporti di prova, si rimanda allo specifico elaborato, da cui è stata estratta l'immagine in **FIGURA 1.7** che rappresenta l'ubicazione dei punti di indagine. La tabella seguente precisa le prove di laboratorio eseguite sui campioni di terreno prelevati.

ID.	FORO	PROFONDITÀ DA P.C. (m)	TIPOLOGIA	PROVA ESEGUITA
C1	S1	2,90 ÷ 3,00	Semidisturbato	Classificazione delle terre
C2		3,00 ÷ 3,20		Taglio diretto
C3		3,50 ÷ 3,70		Edometrica
C4		4,60 ÷ 4,85	Indisturbato	Compressione monoassiale
C5		5,40 ÷ 5,60		Compressione monoassiale
C1	S2	2,40 ÷ 2,70	Semidisturbato	Classificazione delle terre
C2		3,00 ÷ 3,20		Taglio diretto
C3		4,00 ÷ 4,30	Indisturbato	Compressione monoassiale
C4		5,00 ÷ 5,30		Compressione monoassiale

TABELLA 1.1 – Campioni rappresentativi di terreno prelevati con relative prove geotecniche di laboratorio.



FIGURA 1.7 – Planimetria delle indagini 2015 estratta dal documento finale a corredo dell'indagine geognostica prodotto dalla Ditta Antonello Angius, rielaborata.

Per la classificazione dei terreni secondo la Nuova Normativa Antisismica (Ordinanza n. 3274) ed i disposti di cui alle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17.01.2018), nel mese di aprile 2021 è stata realizzata una prospezione sismica per la definizione categoria di suolo. Nello specifico si è operato mediante tecnica MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) materializzando n. 1 stendimento di lunghezza $L = 46,00$ m ed allineamento di n. 24 geofoni con interdistanza geofonica 2,00 m e baricentro più o meno coincidente con quello del previsto ponte.

Dall'elaborazione del dato acquisito in campagna è stato ricostruito un profilo medio di velocità delle onde di taglio verticali V_s che ha consentito di individuare la profondità del substrato con $V_s > 800$ m/s e distinguere i diversi sismostrati costituenti il sedime dell'intervento. La categoria di sottosuolo è assegnata funzionalmente alla profondità designata per la posa delle fondazioni.

Utilizzando la medesima strumentazione di acquisizione e conservando la medesima distribuzione dei geofoni, il dato sismico è stato elaborato anche con metodo tomografico da cui è scaturita una sezione sismostratigrafica 2D del sito di imposta, ben correlabile con i riscontri diretti provenienti dai sondaggi.

Per i dettagli metodologici si rimanda alla relazione sull'indagini geofisica a cura della ditta esecutrice *Antonello Angius di Cagliari*.



FOTO 1.7 e 1.8 – Disposizione dello stendimento geofisico.

2. MODELLO GEOTECNICO

2.1. Assetto litostratigrafico locale

L'area in studio è localizzata nella Sardegna meridionale, in un ambito contraddistinto dalla diffusa presenza di terreni detritici di genesi alluvionale, associati ai relativi prodotti di alterazione pedogenetica ("suoli") che sormontano il basamento litificato locale, costituito perlopiù dalla successione sedimentaria paleogenica della Sardegna sud-occidentale ("*Formazione del Cixerri*") o alle vulcaniti del cosiddetto "*Distretto vulcanico di Siliqua*".

Con riferimento alla cartografia geologica ufficiale edita da APAT e richiamando i contenuti della relazione geologica, a partire dai più recenti sono state distinte le seguenti unità:

ba	Alluvioni ghiaiose grossolane e medie	[Olocene]
bn	Alluvioni terrazzate ghiaiose e subordinate sabbie	[Olocene]
PVM2a	Depositi alluvionali antichi	[Pleistocene superiore]
CIX	Argille ed arenarie continentali	[Eocene medio - Oligocene?]
SQA	Vulcaniti piroclastiche	[Eocene medio - Oligocene?]
SVI	Alternanze di metarenarie e metasiltiti	[Cambriano – Ordoviciano]

Sulla base di quanto emerso dalle indagini geognostiche, i terreni che caratterizzano lo specifico sito di intervento sono riconducibili alle unità **ba** [ghiaie ± ciottolose poligeniche con abbondante matrice sabbio-limosa], **bn** [alluvioni a granulometria per lo più ghiaioso-ciottolose, eterometriche e poligeniche con elementi derivanti dallo smantellamento dei rilievi dell'Iglesiente (scisti, quarziti, calcari, vulcaniti, etc.), spesso ricche in concrezioni carbonatiche] e **CIX** [arenarie e siltiti più o meno arenacee, identificabili con la "*Formazione del Cixerri*"].

2.2. Stratigrafia dei terreni di fondazione

Come risulta dagli elaborati stratigrafici messi a disposizione dalla stazione appaltante, relativi ai sondaggi a carotaggio continuo all'uopo eseguiti nell'anno 2015, la sequenza stratigrafica acquisita in nello stradello in prossimità delle sponde dell'attuale ponte vede la presenza, sotto una coltre di spessore variabile 0,40÷1,80 m di suolo [**Strato LL-A1**] e terre rimaneggiate [**Strato LL-A2**], di alluvioni sabbioso-ghiaiose recenti [**Strato LL-B**] che sormontano, in discordanza stratigrafica e a meno di uno strato argillo-limoso [**Strato LL-C**], il substrato litificato locale nel caso rappresentato dalla sequenza di arenarie e siltiti continentali ascrivibili alla Formazione eocenica del Cixerri [**Strato LL-D**].

Nel dettaglio e per le finalità del presente lavoro, la stratigrafia del settore di intervento, può essere ricondotta alla seguente successione di unità litostratigrafiche, a partire dalle più recenti:

LL-A1	Terre di riporto	[Attuale]
LL-A2	Suolo	[Attuale]
LL-B	Alluvioni sabbioso-ghiaiose	[Olocene]
LL-C	Argille limose	[Eocene medio – Oligocene?]
LL-D	Arenarie marnose e marne	[Eocene medio – Oligocene?]

Si rimanda all'elaborato delle indagini geognostiche a corredo del presente documento come allegato fuori fascicolo, per le stratigrafie dei sondaggi ed il repertorio fotografico.

Dalle ricostruzioni effettuate - attraverso le stratigrafie dei sondaggi a carotaggio continuo della campagna geognostica 2015 ed il supporto dei riscontri delle indagini sismiche all'uopo eseguite - è stata confermata la configurazione ipotizzata in sede di fattibilità tecnico-economica, ovvero la presenza di un basamento lapideo soggiacente mediamente alla profondità di 4,00 m ed immergente verso i quadranti occidentali (vedi sezione geologica in **FIGURA 2.1**).

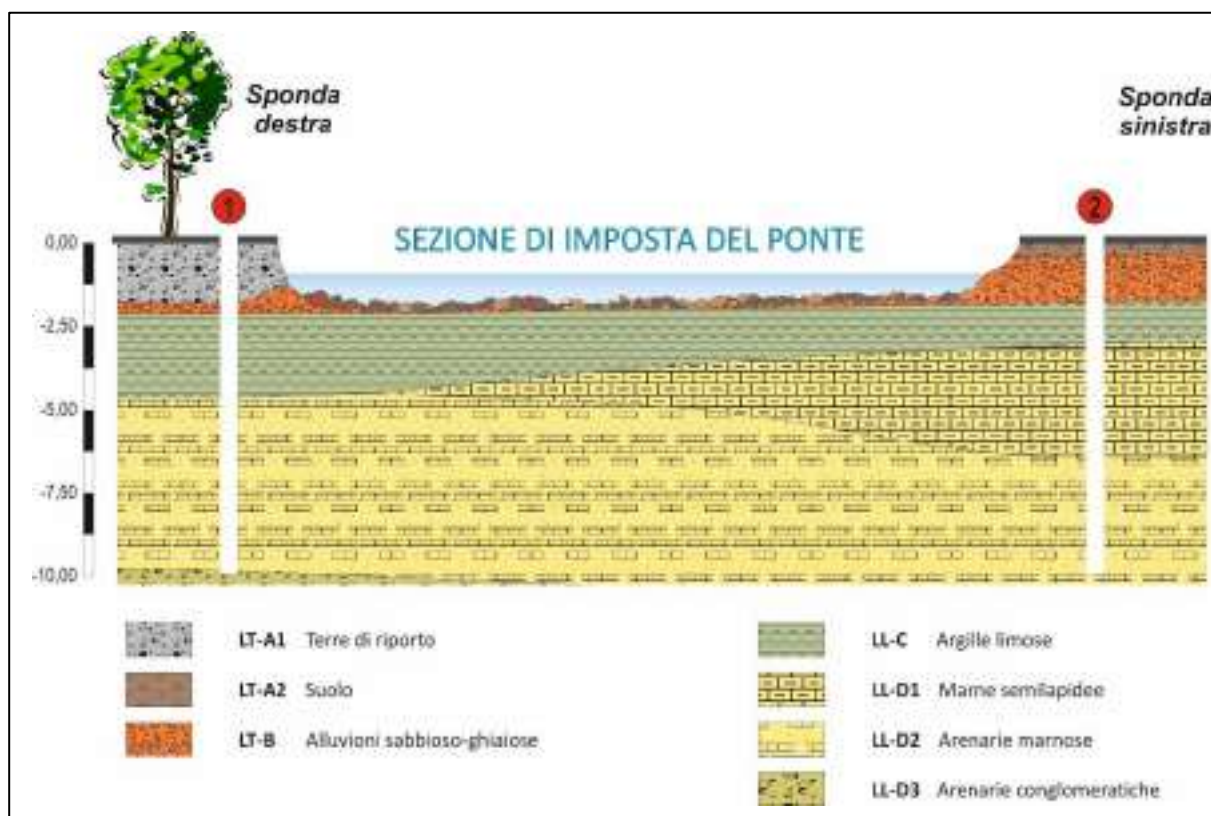


FIGURA 2.1 – Sezione geologica schematica in corrispondenza della sezione di imposta del ponte.

Il profilo 2D delle onde P (FIGURA 2.2) realizzato elaborando con metodo tomografico l'acquisizione di sismica a rifrazione, ha mostrato una perfetta coerenza con la ricostruzione stratigrafica dai sondaggi, evidenziando una netta variazione di velocità a 4 ± 1 m di profondità (TABELLA 2.1), verosimilmente riconducibile con il passaggio litologico tra le alluvioni ed il sottostante basamento lapideo.

STRATO	DESCRIZIONE	PROFONDITÀ da p.c. [m]	SPESSORE [m]	Vp [m/sec]
1	Alluvioni	0,00 ÷ 5,00	5	450 ÷ 1.250
2	Substrato lapideo	5,00 ÷ oltre	∞	1.250 ÷ 2.600

TABELLA 2.1 – Successione sismo-stratigrafica ricavata dall'interpretazione sismica.

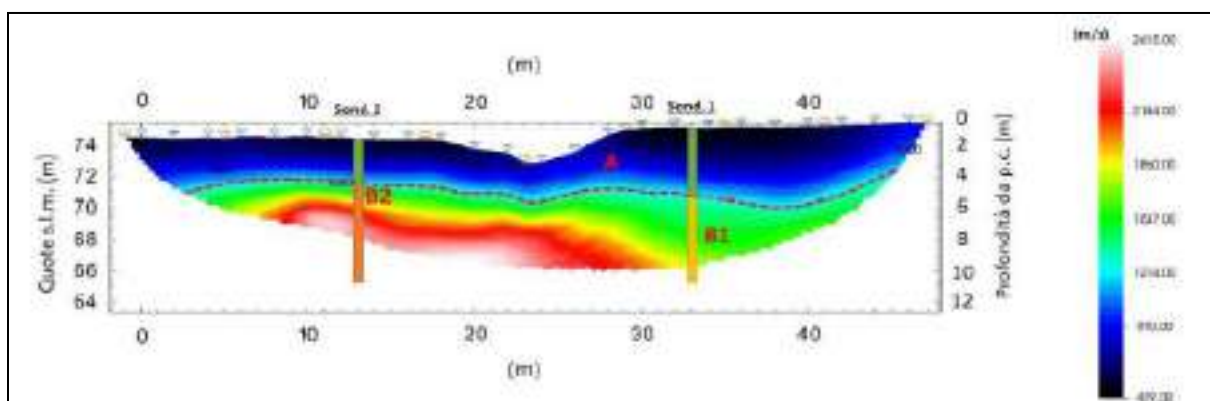


FIGURA 2.2 – Profilo 2D con l'andamento delle onde P.

2.3. Aspetti sismici

Il sito di specifico intervento edilizio, così come tutto il territorio regionale ricade in **Zona 4**, contraddistinto da «pericolosità sismica BASSA» a cui corrisponde la normativa antisismica meno severa ed al parametro **ag** è assegnato un valore di accelerazione al suolo (con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni) compreso tra **0,025÷0,05 g** da adottare nella progettazione.

Il *database* del progetto ITHACA (*ITaly HAZard from CAPable faults*) ha consentito di escludere la presenza di “faglie capaci”, ovvero di lineamenti tettonici attivi che possono potenzialmente creare deformazioni in superficie e produrre fenomeni dagli effetti distruttivi per le opere antropiche. Gli unici elementi tettonici significativi sono ubicati circa 4,5 km ad est del sito: tratta della faglia 94198 “Sarroch 2 Fault” e della faglia 94202 “Villacidro 1 Fault” facente parte del sintema di Campidano Graben.

Dall’indagine sismica in questa sede condotta con metodo MASW è stato ricostruito il profilo medio di velocità delle onde di taglio verticali Vs ed individuato il “bedrock” alla profondità di **5,00 m dal p.c.** ($V_s > 800$ m/s) da cui scaturisce una velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio pari a $V_{seq} = 327,9$ m/s che consente di classificare il terreno appartenente alla “Categoria E”.

Nell’ipotesi in cui le fondazioni siano realizzate a -5,00 m dal p.c., il piano di fondazione coinciderebbe con il tetto del bedrock sismico, onde per cui il terreno risulterebbe caratterizzato da valori di velocità delle onde di taglio > 800 m/s e ricadrebbe nella “Categoria A”.

2.4. Risultati delle prove geotecniche in situ e di laboratorio

I dati riportati nelle tabelle che seguono sono state estrapolate direttamente dall’elaborato conclusivo relativo all’indagine geognostica 2015 condotta dalla *Ditta Antonello Angius di Cagliari*.

SONDAGGIO	PROFONDITÀ (m) DA P.C.	LETTURE / 15 cm	N ₃₀	STRATO TESTATO	
S1	2,40 ÷ 2,85	12 – 7 – 9	16	LT-B	Argille limose
	3,70 ÷ 3,925	12 – 50/7,5cm	R	LT-C	Arenarie siltosa
S2	2,00 ÷ 2,45	12 – 13 – 11	24	LT-B	Argille limose

TABELLA 2.2 – Risultati delle prove S.P.T..

	CAMPIONE	PROFONDITÀ (m) DA P.C.	MASSA VOLUMICA (kg/m ³)	RESISTENZA UNITARIA (N/mm ²)
LT-C	C4-S1	4,60 ÷ 4,85	2.330,9	4,57
	C5-S1	5,40 ÷ 5,60	2.301,8	1,02
	C3-S2	4,00 ÷ 4,30	2.404,4	5,01
	C4-S2	5,00 ÷ 5,30	2.475,7	11,49

TABELLA 2.3 - Risultati delle prove di compressione monoassiale.

	CAMPIONE	PROFONDITÀ (m) DA P.C.	SCORRIMENTO ORIZZONTALE (mm)			SFORZO TAGLIO MASSIMO (kPa)		
			I	II	III	I	II	III
LT-B	C2-S1	3,00 ÷ 3,20	2,54	6,81	5,76	69,68	120,55	177,82
	C2-S2	3,00 ÷ 3,20	5,88	6,22	6,96	194,65	290,99	384,37

TABELLA 2.4 - Risultati delle prove di taglio diretto.

	CAMPIONE	PROFONDITÀ (m) DA P.C.	SETACCIO (mm)	PASSANTE (%)	LIMITI DI ATTERBERG
LT-B	C1-S1	2,90 ÷ 3,00	25 ÷ 200	100,00	Limite Liquido = 43%
			15	100,00	Limite Plastico = 22%
			10	100,00	Indice Plastico = 21
			5	100,00	Indice di Gruppo = 13
			2	100,00	Peso specifico = A7-6
			1	99,79	Umidità naturale = 14,06%
			0,42	99,55	Massa volumica = 2.133,44 kg/m ³
			0,18	98,98	Indice dei vuoti = 0,381
			0,075	96,71	Grado di saturazione = 95,43%
LT-B	C1-S2	2,40 ÷ 2,70	25 ÷ 200	100,00	Limite Liquido = 34%
			15	99,33	Limite Plastico = 20%
			10	98,90	Indice Plastico = 14
			5	97,24	Indice di Gruppo = 10
			2	94,59	Peso specifico = A6
			1	92,84	Umidità naturale = 14,49%
			0,42	90,20	Massa volumica = 2.063,80 kg/m ³
			0,18	87,99	Indice dei vuoti = 0,443
			0,075	86,16	Grado di saturazione = 85,12%

TABELLA 2.5 - Risultati provenienti dalla prova di Classificazione delle Terre.

	CAMPIONE	PROFONDITÀ (m) DA P.C.	PRESSIONE (kPa)	CEDIMENTO (mm)	INDICE DEI VUOTI (e)	MODULO (kPa) EDOMETRICO
LT-B	C3-S1	3,50 ÷ 3,70	0,00	0,000	0,505	
			24,52	0,000	0,505	1.961
			49,04	0,250	0,486	3.228
			98,07	0,550	0,463	4.769
			196,14	0,950	0,433	8.123
			392,28	1,410	0,399	12.360
			784,56	2,000	0,354	22.066
			1.569,12	2,640	0,306	

TABELLA 2.6 - Risultati della prova edometrica per i diversi cicli di carico espressi in kPa.

2.5. Caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione

Riprendendo la medesima nomenclatura utilizzata nella descrizione dell'assetto litostratigrafico, vengono nel seguito definite le caratteristiche geotecniche dei terreni interagenti con l'opera in progetto, sulla base di quanto scaturito dall'elaborazione delle prove geotecniche in situ e di laboratorio.

Pertanto, esulando dallo strato vegetale, la configurazione litotecnica dei terreni di fondazione può essere ricondotta alla successione dei seguenti strati:

- LT-A** Ghiaie e sabbie più o meno rimaneggiate
- LT-B** Argille limose e fascia di alterazione del basamento
- LL-C** Arenarie marnose e marne litificate

LT-A - Ghiaie e sabbie più o meno rimaneggiate

0,00 m ÷ -1,90 m variabile -2,30 m

Spessore min 1,90 m (S1)

Spessore max 2,30 m (S2)

Identificabile con l'insieme delle unità litologiche LL-A2 e LL-B, trattasi di un misto alluvionale più o meno rimaneggiato di colore variabile dal beige al marroncino, con scheletro clastico di dimensioni da pluridecimetriche sino a decimetriche, incoerente.

Per l'opera in progetto, non costituiscono un piano sufficientemente performante per l'appoggio di fondazioni dirette. Non sono state oggetto di alcuna prova geotecnica.

Per la valutazione della spinta delle terre potranno adottarsi i seguenti geotecnici cautelativi:

– Peso di volume naturale	γ = 17,00÷18,00 kN/m ³
– Angolo di resistenza al taglio	ϕ' = 27÷29°
– Coesione	c' = 0,00 daN/cm ²
– Modulo elastico	E_{ed} = 100÷120 daN/cm ²

LT-B - Argille limose

-1,90 m variabile -2,30 m ÷ -3,20 m variabile -4,50 m

Spessore min 1,10 m (S2)

Spessore max 2,20 m (S1)

Argille limose sovraconsolidate, da moderatamente consistenti a consistenti, coincidenti con l'unità litostratigrafica LL-C e la coltre alterata e decompressa di LL-D.

Le prove SPT hanno indicato $N_{30} = 16\div24$ colpi, indicativi di "terre molto dure".

I campioni sottoposti a Classificazione delle Terre⁽³⁾ hanno mostrato un fuso granulometrico rappresentato da un passante al setaccio 2 mm di 94,59÷100%, al 0,420 mm di 99,20÷99,55%, al 0,075 mm di 86,16÷96,71%, con LL = 34÷43, LP = 20÷22, IP = 12÷14 e IG = 10÷13: sulla base di questi dati rientrerebbero nel sottogruppo A7-6 «Argille fortemente compressibili e fortemente plastiche» e al gruppo A6 «Argille poco compressibili» della Classificazione CNR-UNI 10006.

Dalla prova edometrica⁽⁴⁾ sono scaturiti, per pressioni comprese tra 24,52÷784,56 kPa, valori di modulo edometrico 20÷220 daN/cm².

L'elaborazione dei dati provenienti dalle prove di taglio diretto⁽⁵⁾ ha fornito valori di resistenza al taglio espressi da $\phi = 26^\circ$ e $c' = 99,9$ kPa.

Sinteticamente i dati scaturiti dalle prove di laboratorio sono:

– Densità naturale	γ_{nat} = 19,65÷21,63 kN/m ³
– Peso di volume	γ_{nat} = 26,01 kN/m ³
– Umidità naturale	W = 8,31÷9,88 %
– Grado di saturazione	W = 85,12 %
– Modulo edometrico	E_{ed} = 20÷220 daN/cm ²
– Limite liquido	L.L. = 34÷43 %

⁽³⁾ C1-S1(2,90÷3,00 m) e C1-S2(2,40÷2,70 m).

⁽⁴⁾ C3-S1(3,50÷3,70 m).

⁽⁵⁾ C2-S1(3,00÷3,20 m) e C2-S2(3,00÷3,20 m).

– Limite Plastico	L.P. =	20÷22 %
– Indice Plastico	I.P. =	12÷14
– Indice di Gruppo	I.G. =	10÷13
– Classificazione CNR-UNI 10006		A6 / A7-6
– Angolo di resistenza al taglio	φ =	26°
– Coesione non drenata ⁽⁶⁾	c_u =	1,00 daN/cm ²

L'elaborazione dei dati ha dato la seguente parametrizzazione geotecnica media cautelativa:

– Peso di volume naturale	γ_{nat} =	19,00÷21,00 kN/m ³
– Angolo di resistenza al taglio	φ =	24÷26°
– Coesione non drenata ⁽⁷⁾	c_u =	1,00÷1,20 daN/cm ²
– Modulo elastico ⁽⁸⁾	E_{el} =	150÷200 daN/cm ²
– Modulo edometrico ⁽⁹⁾	E_{ed} =	160÷230 daN/cm ²

Sebbene dotate di buone caratteristiche geotecniche, la forte componente argillosa le rende suscettibili a fenomeni di detensionamento se esposte agli agenti esogeni con conseguente irreversibile compromissione delle loro caratteristiche meccaniche.

Per questo motivo la scelta di individuare su questo strato il piano fondale, dovrà tener conto di possibili cedimenti differenziali, scontabili anche a lungo termine.

LT-C - Arenarie marnose e marne litoidi

–3,20 m variabile -4,50 m ÷ -10,00 m ed oltre (?)

Spessore min 5,90 m (S1)

Spessore max 6,50 m (S2)

Arenarie siltitiche, talora conglomeratiche, da semilapidee a lapidee, riconducibili con l'unità litostratigrafica LL-D. La fascia sommitale alterata è stata accorpata alla sovrastante LT-C.

L'analisi della documentazione fotografica dei sondaggi a carotaggio, a parte qualche livello decimetrico frammentato, la compagine rocciosa si presenta poco fratturata (a meno di quelle orizzontali indotte dalle operazioni di campionamento) tale per cui si può classificare in via cautelativa con un indice Rock Quality Designation RQD = 80% "Buona".

La prova S.P.T. S1 a 3,925 m che ha raggiunto detto basamento si è attestata in condizioni di "rifiuto".

Alcuni campioni sottoposti a Prova di Compressione monoassiale in laboratorio, hanno mostrato una resistenza alla rottura (σ_r) compresa tra 1,02÷11,49 N/mm²: escludendo le code, si assume come dato rappresentativo 4,75 N/mm² ($\approx$ 45,75 daN/cm²).

Al dato di resistenza alla rottura (σ_r) e agli altri parametri caratteristici dell'ammasso è stato assegnato un indice parziale come da classificazione di BIENIAWSKI di cui alla **FIGURA 2.3**: sulla base di detto indice, per l'ammasso roccioso in questione sono stati calcolati i parametri di resistenza al taglio e di coesione riportati in tabella in **FIGURA 2.4**. Sulla base dell'analisi eseguita, tutte le verticali indagate hanno mostrato nell'insieme una qualità dell'ammasso roccioso "buona" (classe III) con RMR 70÷90. In tutti i casi in via prudenziale si preferisce assegnare i parametri geotecnici relativi ad un ammasso "discreto".

⁽⁶⁾ Schmertmann, 1975 (valori minimi).

⁽⁷⁾ Schmertmann, 1975 (valori minimi).

⁽⁸⁾ D'Appollonia.

⁽⁹⁾ Buismann-Sanglerat per argille compatte.

PARAMETRI		CAMPO VALORI				
1	RESISTENZA PUNTO STATICA	2-82 N/cm ²	82-210 N/cm ²	210-420 N/cm ²	420-840 N/cm ²	840-1680 N/cm ²
	RESISTENZA PUNTO DINAMICA	> 200 kg/cm ²	1000-2000 kg/cm ²	2000-4000 kg/cm ²	4000-8000 kg/cm ²	8000-16000 kg/cm ²
2	INDICE	15	12	7	4	1
	INDICE	20	17	13	8	5
3	SPAZZAMENTO MAX	> 3 m	1-2 m	0,5-1 m	50-200 mm	< 50 mm
	INDICE	30	25	20	10	5
4	CONDIZIONE G.I.T.	Superficie molto disomogenea, irregolare Pavimento sciolto	Superficie sciolta, spaccata, irregolare Pavimento sciolto	Superficie sciolta, spaccata, irregolare Pavimento sciolto	Superficie sciolta, spaccata, irregolare Pavimento sciolto	Superficie sciolta, spaccata, irregolare Pavimento sciolto
	INDICE	15	12	7	4	1
5	CONDIZIONE TAVOLA G.I.T.	Assenza per 10 m lunghezza area	Assenza	Assenza	Assenza	Assenza
	Presenza area di 10 m ²	0	0,002	0,005	0,01	0,02
	Condizione di 10 m ²	Condizione di 10 m ²	Condizione di 10 m ²	Condizione di 10 m ²	Condizione di 10 m ²	Condizione di 10 m ²
	INDICE	15	12	7	4	1

FIGURA 2.4 – Classificazione dell'ammasso roccioso secondo Bieniawski.

M - S mi	0-25	25-50	50-75	75-100	100-125
CLASSE	V	IV	III	II	I
QUALITÀ DELL'AMMASSO	molto scadente	scadente	discreta	buona	ottima
ρ Kg/cm ³	> 1	1-1,5	1,5-2,0	2,0-2,5	> 2,5
γ	< 10°	30°-35°	35°-40°	40°-45°	> 45°
GLICIO SULLE DIFFICOLTÀ DI SCARICO	nessuna difficoltà	problemi difficoltà Frantumazione indesiderata	difficoltà difficoltà	difficoltà difficoltà	difficoltà difficoltà
1 m	10 mm 0,5	5 mm 1,5	1 mm 2	5 mm 2	10 mm 5

FIGURA 2.3 – Proprietà meccaniche dell'ammasso roccioso in base all'indice RMR

Considerando anche questi valori, i parametri geotecnici cautelativamente assegnabile alla compagine lapidea è la seguente:

- | | | | |
|----------------------------------|-----------------------|---|-------------------------------|
| – Peso di volume naturale | γ_{nat} | = | 23,00÷25,00 kN/m ³ |
| – Angolo di resistenza al taglio | φ | = | 35÷40° |
| – Coesione non drenata | c_u | = | 1,50÷2,00 daN/cm ² |
| – Modulo elastico | E_{el} | = | 300÷500 MPa |

Per questo strato, contraddistinto da elevata resistenza al taglio ed incompressibili, non sussistono limitazioni in ordine alla tipologia fondale.

3. VERIFICHE DI STABILITÀ OPERA / TERRENO

3.1. Modello geotecnico di riferimento

Riprendendo quanto esposto nel capitolo precedente la configurazione litotecnica in corrispondenza dell'imposta dell'opera in progetto, è stata ricondotta alla successione dei seguenti strati:

- LT-A** Ghiaie e sabbie più o meno rimaneggiate
- LT-B** Argille limose e fascia di alterazione del basamento
- LT-C** Arenarie marnose e marne lapidee

a cui sono stati assegnati i parametri geotecnici scaturiti dalle prove in situ e di laboratorio. Pertanto, con diretto riferimento alle stratigrafie e alla documentazione fotografica dei sondaggi geognostici, constatata, tra la spalla destra (sondaggio S1) e quella sinistra (sondaggio S2) una lieve difformità in ordine alla profondità di rinvenimento del substrato lapideo, si presenta in **TABELLA 3.1** lo schema geotecnico di riferimento per le verifiche geotecniche.

	STRATO	SPESSORE (m)	PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA							
			γ_{nat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_{imm} (kN/m ³)	ϕ (°)	c' daN/cm ²	c_u (daN/cm ²)	E_{el} (daN/cm ²)	E_{ed} (daN/cm ²)
DESTRA	LT-A	2,30	16,50	18,00	6,50	27	0,00		100	-
	LT-B	2,20	19,00			24		1,00	150	160
	LT-C	> 5,50	23,00			35	1,70		4.000	-
SINISTRA	LT-A	1,90	16,50	18,00	6,50	27	0,00		100	-
	LT-B	1,30	19,00			25		1,20	200	230
	LT-C	> 6,60	25,00			40	2,00		5.000	

TABELLA 3.1 - Schema litotecnico di riferimento per i calcoli di verifica geotecnica dal p.c. attuale.

3.2. Assunzioni di calcolo

Le verifiche di sicurezza sono state sviluppate assumendo una fondazione diretta "quadrata" con le seguenti caratteristiche geometriche:

- larghezza A = 2,50 m
- lunghezza B = 2,50 m
- altezza Q = 0,55 m
- quota di imposta D = -3,50 m dal p.c.
- incasso coincidente con piano di fondazione
- luce tra le due spalle 10,00 m

altri parametri:

- piano di fondazione orizzontale
- piano di campagna orizzontale
- profondità falda acquifera > 10,00 m da p.c.

e, con riferimento alla struttura in progetto:

- tipologia di opera 2
- classe d'uso II
- vita nominale (V_n) 50 anni
- zona sismica IV
- categoria di sottosuolo A
- categoria topografica T1

3.3. Verifiche agli Stati Limite Ultimi

Le N.T.C. 2018 hanno sancito che per fondazioni superficiali, le verifiche agli stati limite ultimi (SLU) devono essere effettuate con il solo Approccio DA2 (Approccio 2 – Combinazione A1+M1+R3), tenendo conto dei coefficienti parziali riportanti in TABELLA 6.2.I e TABELLA 6.2.II (per azioni e parametri) e la TABELLA 6.4.I (per le resistenze globali R3) delle N.T.C. 2018.

Affinché la verifica sia soddisfatta è necessario il rispetto della condizione $R_D \geq E_D$, essendo:

$R_D \Rightarrow$ valore di progetto della resistenza del terreno

$E_D \Rightarrow$ valore di progetto dell'azione

Partendo dalle impostazioni prima richiamate, i valori di Resistenza di progetto (R_D) ricavate con i diversi autori sono i seguenti:

SPALLA DESTRA

- HANSEN, 1970 $\Rightarrow 5,31 \text{ daN/cm}^2$
- TERZAGHI, 1955 $\Rightarrow 4,00 \text{ daN/cm}^2$
- MEYERHOF, 1963 $\Rightarrow 4,80 \text{ daN/cm}^2$
- VESIC, 1975 $\Rightarrow 5,63 \text{ daN/cm}^2$
- BRINCHANSEN, 1970 $\Rightarrow 5,46 \text{ daN/cm}^2$
- MEYERHOF & HANNA, 1970 $\Rightarrow 4,06 \text{ daN/cm}^2$

SPALLA SINISTRA

- HANSEN, 1970 $\Rightarrow 218,52 \text{ daN/cm}^2$
- TERZAGHI, 1955 $\Rightarrow 145,87 \text{ daN/cm}^2$
- MEYERHOF, 1963 $\Rightarrow 242,69 \text{ daN/cm}^2$
- VESIC, 1975 $\Rightarrow 199,79 \text{ daN/cm}^2$
- BRINCH HANSEN, 1970 $\Rightarrow 181,30 \text{ daN/cm}^2$
- MEYERHOF & HANNA, 1970 $\Rightarrow 10,25 \text{ daN/cm}^2$

Assumendo – come da attese progettuali estrapolate dagli elaborati del ponte similare di valle⁽¹⁰⁾ – le corrispettive azioni di progetto (E_D) nella configurazione più cautelativa⁽¹¹⁾, si ricava:

- spalla destra $R_D = 4,00 \text{ daN/cm}^2$ $E_D = 3,90 \text{ daN/cm}^2$
- spalla sinistra $R_D = 10,25 \text{ daN/cm}^2$ $E_D = 3,00 \text{ daN/cm}^2$

si evince che in tutti i casi la disequazione:

$E_D < R_D$ è soddisfatta

⁽¹⁰⁾ Progetto definitivo-esecutivo per la «Ricostruzione e riqualificazione di n. 2 ponti lungo il Rio Gora Manna all'interno del centro abitato di Vallermosa e riadeguamento del tratto di alveo compreso tra essi – Lotto uno – Demolizione e ricostruzione del ponte sul Rio Gora Manna ed adeguamento localizzato della sezione idraulica dell'alveo», Progettista Ing. Sandro Catta, gennaio 2018.

⁽¹¹⁾ Dall'elaborato «B3 – Relazione di calcolo del ponte» ultima pagina (pag. 96), per le condizioni di maggiore sollecitazione si evincono carichi elastici max pari a 274 kN/m^2 per il ritto destro (bordo esterno, condiz. di carico 21) e 211 kN/m^2 per quello sinistro (bordo esterno, condiz. di carico 23).

Poiché non è discretizzata l'aliquota dei carichi permanenti e di quelli variabili, si è ritenuto di applicare un coefficiente medio di amplificazione tra i due (rispettivamente 1,3 e 1,5) pari a circa 1,42 che tiene conto dei livelli di sicurezza della norma vigente (D.M. 17.01.2018) per quanto attiene la verifica di capacità portante dei terreni (Stati Limite Ultimi – SLU). Per il calcolo dei cedimenti (agli Stati Limite di Esercizio – SLE) sono stati invece assunti i valori di pressione sul terreno così come indicati nella succitata relazione.

3.4. Cedimenti teorici

Al fine della verifica dei cedimenti, richiamate le precedenti assunzioni relativamente alla geometria di fondazione ed ai parametri geotecnici, i cedimenti assoluti stimati (sia con il metodo edometrico e di Schertmann) al centro (W_C) ed al bordo (W_B) per uno stato limite di esercizio⁽¹²⁾ rispettivamente di 274 kN/m² per il ritto destro e 211 kN/m² per quello sinistro, sono i seguenti:

- spalla destra $W_C = 1,45$ cm $W_B = 0,50$ cm
- spalla sinistra $W_C = 0,09$ cm $W_B = 0,09$ cm

che si traducono in cedimenti differenziali dell'ordine di 1,35 cm al centro e 0,40 cm al bordo.

Considerato la presenza della componente limo-argillosa dello strato residuo [**Strato LT-B**] tra piano di fondazione e bedrock [**Strato LT-C**] soggiacente mediamente a -5,00 m dal p.c. attuale, detto cedimento si esaurirà per il 50÷60% in corso d'opera e il restante a medio-lungo termine (4÷5 mesi).

Va da sé che approfondendo il piano di fondazione si avrà un contenimento dei cedimenti attesi per la spalla destra. Questi ultimi, come nel caso della spalla sinistra, potranno risultare insignificanti nell'ipotesi di piano di posa coincidente con il tetto del substrato lapideo [bedrock – **Strato LT-C**].

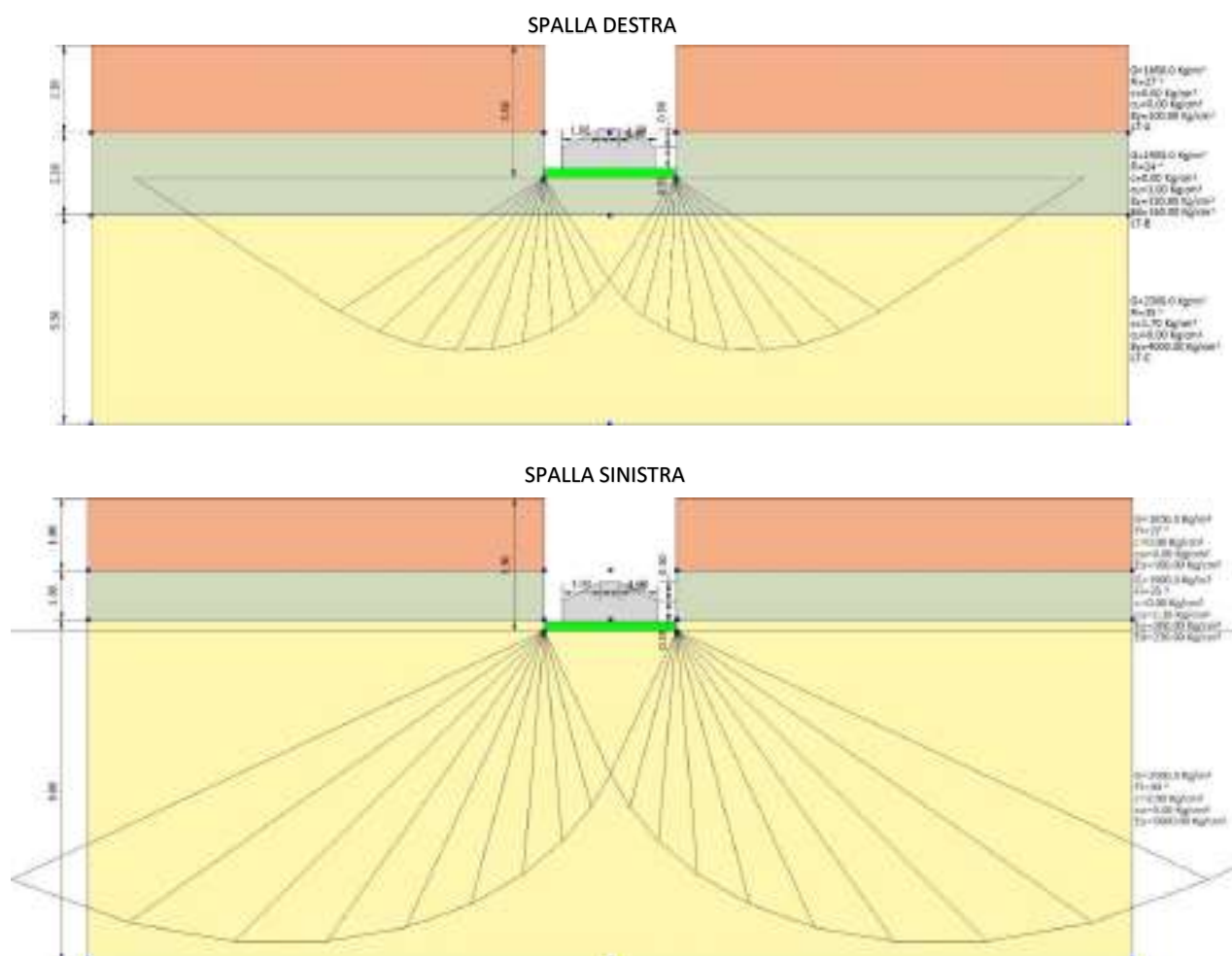


FIGURA 3.1 – Schema litotecnico adottato in sede di verifiche e corrispettivi cunei di rottura.

⁽¹²⁾ Dal succitato elaborato, per le condizioni di maggiore sollecitazione si evincono carichi elastici max pari a 274 kN/m² per il ritto destro e 211 kN/m² per quello sinistro, comprendenti quelli permanenti e quelli variabili.

3.5. Coefficiente di sottofondo alla Winkler

Qualora l'esigenza di limitare i cedimenti comporti la necessità di irrigidire la fondazione, il *Coefficiente di Sottofondo verticale* (o di WINKLER) – ricavabile dal rapporto pressione di contatto fondazione-terreno (**P**) / cedimento corrispondente (**W**) – è stato stimato mediamente in:

- spalla destra $K_w = 1,90 \text{ daN/cm}^3$
- spalla sinistra $K_w = 20 \text{ daN/cm}^3$

3.6. Suscettibilità alla liquefazione

Le N.T.C. 2018 prevedono che la verifica nei confronti della liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti minori di 0,10 g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal p.c., per piano di campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella FIGURA 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e in FIGURA 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

Nel caso dello specifico intervento, essendo di certo soddisfatte le circostanze **1** e **2**,

la verifica alla liquefazione può essere omessa

3.7. Vulnerabilità sismica

La vulnerabilità sismica, definita come la probabilità che una struttura di un certo tipo possa subire un certo livello di danneggiamento a seguito di un terremoto di una determinata intensità, è valutata sulla base della scala MSK a cura di S. MEDVEDEV, W. SPONHAUER e V. KARNIK nelle edizioni del 1964, 1976 e 1981. Detta classificazione suddivide gli edifici in tre classi di vulnerabilità (A, B e C) collegate direttamente ad altrettanti gruppi di tipologie edilizie.

Alla classe A corrispondono gli edifici in muratura più scadente (struttura portante in pietrame), alla classe B gli edifici in muratura più resistente (struttura portante in mattoni) e alla classe C gli edifici con struttura in cemento armato.

In considerazione della tipologia costruttiva in oggetto e della sismicità locale, l'intervento può definirsi come "*marginalmente vulnerabile*".

4. CONCLUSIONI

Sulla base degli elementi acquisiti attraverso la campagna geognostica/geotecnica del 2015 e quella geofisica più recente, si traggono le seguenti considerazioni a supporto della progettazione del ponte in parola.

Il sedime di intervento vede, al di sotto di una coltre [**Strato LT-A**] composta da suoli e detriti di origine alluvionale più o meno rimaneggiati, la presenza del basamento litificato marnoso-arenaceo [**Strato LT-C**], preceduto da un orizzonte eluvio-colluviale [**Strato LT-B**] di spessore metrico e oltre.

Il buon grado di consistenza del substrato argilloso-marnoso [**Strato LT-C**] già a profondità dell'ordine dei 3,50 m, garantisce caratteristiche di elevata resistenza al taglio e limitata compressibilità.

Per le profondità stimate della falda stabilizzata (oltre i 10 m dal p.c. attuale), si possono escludere interazioni permanenti tra le opere in progetto e le acque sotterranee.

Dall'indagine sismica condotta con metodo MASW è stato ricostruito il profilo medio di velocità delle onde di taglio verticali V_s che ha consentito di individuare il bedrock ($V_s > 800$ m/s) alla profondità di **5,00 m dal p.c.**: da questa constatazione è scaturita una velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio dei terreni pari a $V_{seq} = 327,9$ m/s che li classifica come appartenenti alla **Categoria E** «*Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m*».

Nell'ipotesi in cui le fondazioni siano realizzate a -5,00 m dal p.c., il piano di fondazione coinciderebbe con il tetto del bedrock sismico, onde per cui il terreno risulterebbe caratterizzato da valori di velocità delle onde di taglio > 800 m/s e ricadrebbe nella **Categoria A** «*Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m*».

La configurazione del sito consente l'adozione di fondazioni dirette come da ipotesi progettuale, seppur con l'ammissione di cedimenti a lungo termine a carico dello strato argillo-limo-marnoso [**Strato LT-B**] che potranno essere contenuti prevedendo una sottofondazione slargata rispetto alle previste geometrie, con le seguenti modalità:

- ⇒ approfondimento dello scavo fino a circa -3,50 m,
- ⇒ stesa di uno strato di 0,25 m di magrone,
- ⇒ posa di rete elettrosaldata di rinforzo,
- ⇒ stesa di un ulteriore strato di 0,25 m di magrone.

Ciò premesso, ipotizzando il piano di fondazione a -3,50 m dal piano viario attuale, la capacità portante in termini di massima resistenza a rottura (R_D) è risultata superiore al valore di progetto dell'azione (E_D), tale da soddisfare la condizione $R_D \geq E_D$. I calcoli dei cedimenti teorici hanno restituito valori compresi di 1,45 cm al centro e 0,46 cm al bordo per la spalla destra e nulli per quella sinistra, da cui scaturiscono cedimenti differenziale dello stesso ordine.

Pertanto, mentre in corrispondenza del ritto sinistro il piano di fondazione è pressoché indeformabile [**Strato LT-C**], la presenza di terreni a prevalente componente argillosa [**Strato LT-B**] alle quote di progetto in spalla destra può verosimilmente originare cedimenti a lungo termine: qualora, a giudizio del Progettista, l'entità di questi ultimi non risultino tollerabili dalla struttura, si renderà necessario approfondire di un ulteriore metro il piano di posa delle fondazione del ritto destro, fino al raggiungimento della roccia [**Strato LT-C**] rinvenuta in facies lapidea a -4,50 m dal piano attuale di calpestio. Nel caso di appoggio sullo strato lapideo si potrà avviare alla sottofondazione slargata e rinforzata, a meno di esigenze progettuali che la impongano a prescindere.

Stante la suscettività al rigonfiamento delle argille una volta private del sovrastante carico litostatico, comprese le facies lapidee dello Strato LT-C, dopo le operazioni di scavo sarà necessario operare il getto di magrone in tempi rapidissimi per evitare la compromissione irreversibile del piano di fondazione.

Nel caso la scelta ricada su fondazioni profonde, la tipologia più adeguata potrà ricercarsi nei pali trivellati di medio-grande diametro ($\varnothing = 600\div 800$ mm).

Poiché dovranno essere ammorsati entro il substrato litificato per almeno $2\div 3$ m o per un tratto pari a 3 volte il diametro, acclarata la presenza del bedrock a -5,00 m dal piano calpestabile attuale, si prevede uno sviluppo lineare complessivo di $7,00\div 8,00$ m salvo le necessarie calcoli di verifica funzionalmente ai carichi di progetto. A titolo puramente indicativo, in ambiti geologici e geotecnici analoghi, pali di diametro e sviluppo similare hanno garantito portanze dell'ordine di **$130\div 150$ t** per elemento, con cedimenti alla scala millimetrica o poco più.

Resta in capo al progettista l'utilizzo della categoria di sottosuolo di riferimento da utilizzare in funzione delle scelte progettuali.

Si rimarca che le considerazioni esposte fanno riferimento ad indagini puntuali e pertanto qualora durante gli scavi di fondazione si ravvisassero condizioni differenti e non previste in tale contesto o comunque sorgessero dubbi sulla natura e le proprietà del previsto piano di posa si raccomanda la tempestiva ispezione dello scavo da parte del geologo. **MFL**

DATA: 20 ottobre 2021

IL GEOLOGO:

Dott.ssa Maria Francesca Lobina

