

COMUNE DI CUGLIERI

PROVINCIA DI ORISTANO

INTERVENTI PER IL SUPERAMENTO DELLE PROBLEMATICHE IDRAULICHE DEL CANALE COPERTO "RIU SALAMEDU"

CUP : C94J18000110006 - CIG : 7869594269

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

ELABORATO

RELAZIONE GEOLOGICA

TAVOLA

G1

AGGIORNAMENTO

DATA

GENNAIO 2025

SCALA

RUP : ING DAVIDE CASTAGNA

PROGETTISTA CAPOGRUPPO :
DOTT. ING. ELENA DEMARTIS

-- STUDIO DI INGEGNERIA CIVILE --

-- VIA MANNO, 7 --

07100 SASSARI (SS) - TEL. 3381220466

MANDANTI :

DOTT. ING. ANDREA SANNA

DOTT. ING. ANNA ACHENZA

DOTT. ARCHEOLOGO GABRIELE CARENTI

DOTT. GEOL. DONATELLA GIANNONI

DOTT. ARCH. LUCIANO IDDA

Coordinatore dell'unità di progetto " Interventi Commissariali
contro il Dissesto idrogeologico" - Assessorato dei Lavori
Pubblici - R.A.S. -

Ing. Pietro Teodosio Dau

Il Capogruppo

Ing. Elena Demartis

SOMMARIO

1. PREMESSA	2
1.1.1 <i>Alternative progettuali</i>	3
2. MODELLO GEOLOGICO	6
2.1 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	6
2.2 GEOLOGIA	7
2.2.1 <i>Quadro geologico e strutturale</i>	7
2.2.2 <i>Quadro litostratigrafico</i>	8
2.3 GEOMORFOLOGIA	12
2.3.1 <i>Morfologia dei tratto fluviale di progetto</i>	15
2.4 IDROGEOLOGIA	18
2.4.1 <i>Circolazione idrica superficiale.</i>	18
2.4.2 <i>Circolazione idrica sotterranea.</i>	18
2.4.3 <i>Analisi trasporto solido.</i>	20
3. MODELLO GEOTECNICO.	25
3.1 OPERE IN PROGETTO	25
3.2 INDAGINI GEOGNOSTICHE	26
3.3 STRATIGRAFIA DEL SITO DI PROGETTO.	29
3.4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELLE LITOLOGIE	31
3.4.1 <i>Terre</i>	31
3.4.2 <i>Rocce</i>	35
3.4.3 <i>Parametri caratteristici.</i>	36
3.5 CARATTERIZZAZIONE LITOFACIES LAPIDEA (CRITERIO DI HOEK-BROWN)	37
3.6 MODELLO LITOTECNICO	42
3.7 INDAGINE GEOFISICA	44
3.8 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO.	45
3.8.1 <i>Amplificazione stratigrafica.</i>	46
3.8.2 <i>Amplificazione topografica.</i>	48
4. CONCLUSIONI.	48

1. PREMESSA

La presente relazione è parte del Progetto di Fattibilità Tecnica ed Economica per gli *"Interventi per il superamento delle problematiche idrauliche del Rio Salamedu"*, corso d'acqua che sfocia nella borgata marina di S. Caterina di Pittinuri, la cui pericolosità idraulica è evidenziata nel Piano di Assetto Idrogeologico (PAI) della Regione Sardegna, che indica una fascia Hi4 a pericolosità molto elevata (Tr 50 anni) per tutto il fondovalle.

Il Comune di Cuglieri, con determinazione n° 568/123 del giorno 1 ottobre 2019, prot. 8363 del 29.10.2019, del responsabile del Settore Tecnico, aveva affidato la progettazione dell'opera al RTP avente come capogruppo mandatario l'Ing. Francesco Bosincu e mandanti Ing. Elena Demartis, Geol. Donatella Giannoni, Ing. Stefano Tola, Ing. Anna Achenza, Arch. Silvia Marchinu, Archeologo Gabriele Carenti e Arch. Luciano Idda.

Il tratto fluviale interessato dagli interventi comprende gli ultimi 800 ml circa dalla foce del Rio Pedra Onada, dove il corso d'acqua prende il nome di Rio Salamedu ed è tombato per circa 350 m. Le opere previste riguardano i lavori necessari per ridare al corso d'acqua in oggetto la sezione idraulica necessaria per contenere le piene con tempo di ritorno pari a 200 anni con l'obiettivo di migliorare l'officiosità idraulica del tratto finale del rio (circa 700 ml) e a risolvere le criticità legate all'esistente tombato.

Nel Maggio 2021 era stato trasmesso al Comune di Cuglieri il progetto di fattibilità tecnico-economica che prevedeva le seguenti lavorazioni:

- la detombinatura del tratto tombato;
- il rinalveamento del tratto a cielo aperto dopo il tombato e verso il monte fino al piccolo tubolare esistente;
- due nuove opere di attraversamento;
- lavori vari completivi.

A seguito della scomparsa dell'Ing. Francesco Bosincu, avvenuta in data 14.03.2022, e delle dimissioni presentate in data 12.10.2022 dall'Arch. Silvia Marchinu, il comune di Cuglieri, con determinazione n. 556 del 25.10.2022 ha stabilito di proseguire il rapporto contrattuale riaffidando il suddetto incarico, formalizzato con atto notarile n° 6774 in data 9 novembre 2022, all'associazione temporanea tra i seguenti professionisti: capogruppo mandatario Ing. Elena Demartis, mandanti Ing. Andrea Sanna, Ing. Stefano Tola, Geol. Donatella Giannoni, Ing. Anna Achenza, Archeologo Gabriele Carenti e Arch. Luciano Idda.

Con comunicazione in data 28.05.2024, l'Ing. Stefano Tola ha dato le dimissioni dal Raggruppamento Temporaneo di Professionisti.

Nel PFTE trasmesso nel Maggio 2021 le competenze geologico-geotecniche si erano espletate principalmente nell'ambito della progettazione delle due nuove opere di attraversamento e del rinalveamento, verso le quali erano stati indirizzati gli approfondimenti e le indagini; l'area quindi era stata investigata tramite una campagna di indagini mirata alla definizione del modello geotecnico e alla caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce nel volume significativo, come prescrive la normativa vigente in materia (D.M. 11.03.1988 e D.M. 17/01/2018 “*Norme tecniche per le costruzioni*”).

1.1.1 Alternative progettuali

Le possibili alternative progettuali erano state già ampiamente esplicitate anche nelle versioni precedenti del progetto di fattibilità tecnica ed economica, tuttavia allo stato attuale ed a seguito del subentro dei nuovi interlocutori (Unità di Progetto contro il dissesto idrogeologico), si è reso necessario revisionare e aggiornare la presente fase progettuale con le seguenti alternative:

alternativa zero: non procedere ad alcun lavoro importante ma solo ad una manutenzione ordinaria con pulizia dell'alveo. Attuando tale opzione non vi sarebbe neanche un minimo di miglioramento dal punto di vista della pericolosità idraulica alla quale sono esposti gli abitanti e le strutture presenti nelle aree limitrofe al fiume. Tale soluzione non viene pertanto approfondita.

alternativa uno: la soluzione prevede il rinalveamento dalla sez. 0+020 al ponte sulla S.S. 292 e fino alla sez. 0+860 per circa 860 ml, e comporta l'esecuzione di 2 nuovi attraversamenti (ponti) per dare continuità alla strada di fondo valle, parallela al rio Salamedu, che non può essere interrotta, nonché l'adeguamento o ricostruzione del ponte sulla S.S. 292, in sostituzione dell'attuale ponte ad arco. Questo “scenario complessivo”, soluzione che appare risolutiva dal punto di vista idraulico, comporterebbe costi molto elevati; inoltre la tipologia di finanziamento non può essere sfruttata per l'attuazione di tale intervento in quanto la competenza dell'attraversamento sulla strada statale è di competenza ANAS, pertanto tale ALTERNATIVA PROGETTUALE NON PUO' ESSERE PORTATA AVANTI.

alternativa due: la proposta prevede la dismissione del canale tombato e il rinalveamento solo la parte del tombato interferente con la viabilità da sez. 140 a sez. 400, realizzando un primo ponte alla sezione 400, rinalveare in dx idraulica da sez. 400 fino alla sezione 860, con un secondo

ponte alla sezione 780/800 portando ad una vera e propria rinaturazione dello stesso. Il progetto si configura in linea globale rispettando la soluzione proposta nell'ALTERNATIVA N.1 precedentemente descritta ad esclusione del rifacimento sul ponte nella S.S.292.

Dai calcoli idraulici, nell'ipotesi di rinalveamento a tutta lunghezza del rio con sezione trapezia si evince che, senza l'adeguamento dell'attraversamento della S.S. 292, non si ottengono risultati accettabili relativamente alla mitigazione del rischio idraulico nella zona con case abitate. In altre parole, senza la modifica dell'attuale configurazione del ponte sulla S.S. 292, si correrebbe il rischio di spostare la pericolosità da monte a valle, proprio in corrispondenza dell'area di maggiore criticità.

alternativa tre: realizzazione di un bacino di laminazione che consente di laminare l'acqua scolante nel bacino idrografico. E' stata valutata l'ipotesi di una diga di laminazione posta alla confluenza tra il Riu Pedra Onada e il Riu Fonne Anzone.

La soluzione si prospetta come una vera e propria diga di competenza nazionale, essa dovrà essere iscritta nel registro dighe il cui iter è lungo e molto complesso. Comporterebbe consistenti movimenti terra, dal notevole impatto ambientale, e tempistiche di approvazione progettuale e realizzative rilevanti.

Le altre soluzioni quali vasche di laminazione, scolmatori diversi dall'asta fluviale attuale, pur essendo state vagliate, si sono rivelate opere di difficile attuazione e di incerto risultato, lontane dall'obiettivo diretto del finanziamento che è quello di superare le problematiche del canale coperto rio Salamedu. Le altre aree libere in sinistra o destra idraulica rispetto al fiume e parallele alla via Salamedu sarebbero di modestissima superficie rispetto alle portate da laminare, e non apporterebbero un significativo contributo alla riduzione del volume ed alla velocità della corrente, proprio in corrispondenza dell'edificato. La soluzione non appare sostenibile sia in termini di impatto ambientale che di costi rispetto al beneficio atteso.

alternativa quattro: limitarsi alla detombinatura della parte del tratto tombato che affianca il centro abitato di Santa Caterina di Pittinuri tenendo la soletta di copertura esistente o inserendo delle griglie carrabili, solo in corrispondenza degli attraversamenti.

alternativa cinque: effettuare la detombinatura della parte del tratto tombato, realizzare un primo ponte alla sezione 400, rinalveare in dx idraulica da sez. 400 fino alla sezione 860, con un secondo ponte alla sezione 780/800.

A seguito dell'analisi accurata di ogni alternativa ed alla comparazione fra le alternative è stata scelta la alternativa quattro.

Nella sostanza, con tale tipologia d'intervento non si eliminerebbe il rischio idraulico e la pericolosità idraulica, in termini di aree di allagamento, ma si scongiurerebbe il funzionamento in pressione del canale, portando di fatto ad un miglioramento.

Pertanto, con la consapevolezza che fare solo lo "stombamento" senza agire sul ponte ad arco, significa perdere molta della efficacia dell'intervento poichè non si andrebbe ad eliminare l'ostruzione maggiore, l'RTP, non potendo contemplare altre soluzioni progettuali per le ragioni sopra esplicitate, ritiene l'alternativa n. quattro quella maggiormente percorribile.

Nel presente elaborato, che procede alla caratterizzazione e la modellazione geologica e alla definizione del modello geotecnico, verranno comunque esposte, sebbene non più funzionali alla realizzazione delle nuove opere di attraversamento e del rinalveamento, le risultanze della campagna indagini realizzata.

Considerando inoltre che la sola detombinatura non comporta la realizzazione di sponde di collegamento tra il canale tombato e il piano campagna in quanto la soletta del canale è già, per tutta la sua lunghezza, alla quota del piano campagna, non si ritengono necessari ulteriori approfondimenti geologico/geotecnici rispetto a quelli già effettuati nella precedente versione del PFTE.

2. MODELLO GEOLOGICO

2.1 Inquadramento geografico

L'area di studio è ubicata nel settore meridionale del territorio comunale di Cuglieri, lungo la costa della Sardegna occidentale. (Fig. 1).

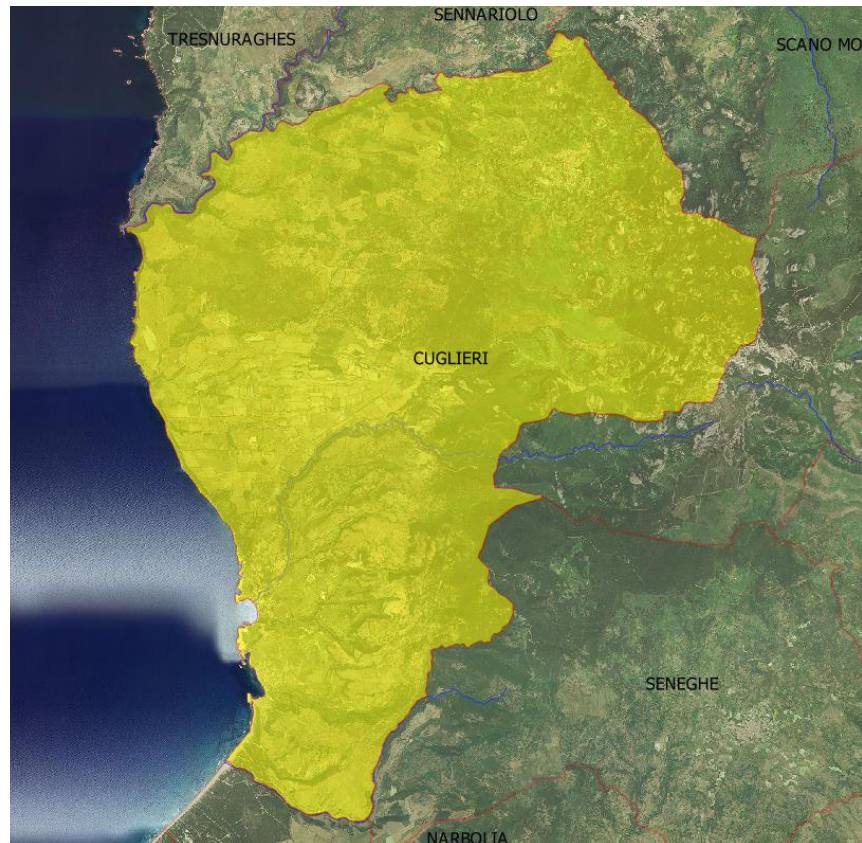


Figura 1: Inquadramento geografico.

Gli interventi in progetto interessano il Riu Pedra Onada, il cui bacino comprende una superficie di circa 8.9 km², che attraversa la borgata di Santa Caterina di Pittinuri provenendo dalle colline vulcaniche del Montiferru, sfociando nell'omonimo golfo. Il tratto fluviale interessato dagli interventi di riordino idraulico, dove il corso d'acqua prende il nome di Rio Salamedu, comprende gli ultimi 700 m circa dalla foce (Fig. 2).

I riferimenti cartografici e geologici utilizzati sono i seguenti:

- Foglio n° 514 sezioni I, II, III e IV della Carta Topografica d'Italia IGM, 1:25.000.
- Sezioni 514060, 514070, 514100 e 514110 della Carta Tecnica Regionale, 1:10.000.
- Carta Geologica di base della Regione Sardegna.
- Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI) RAS (2005).

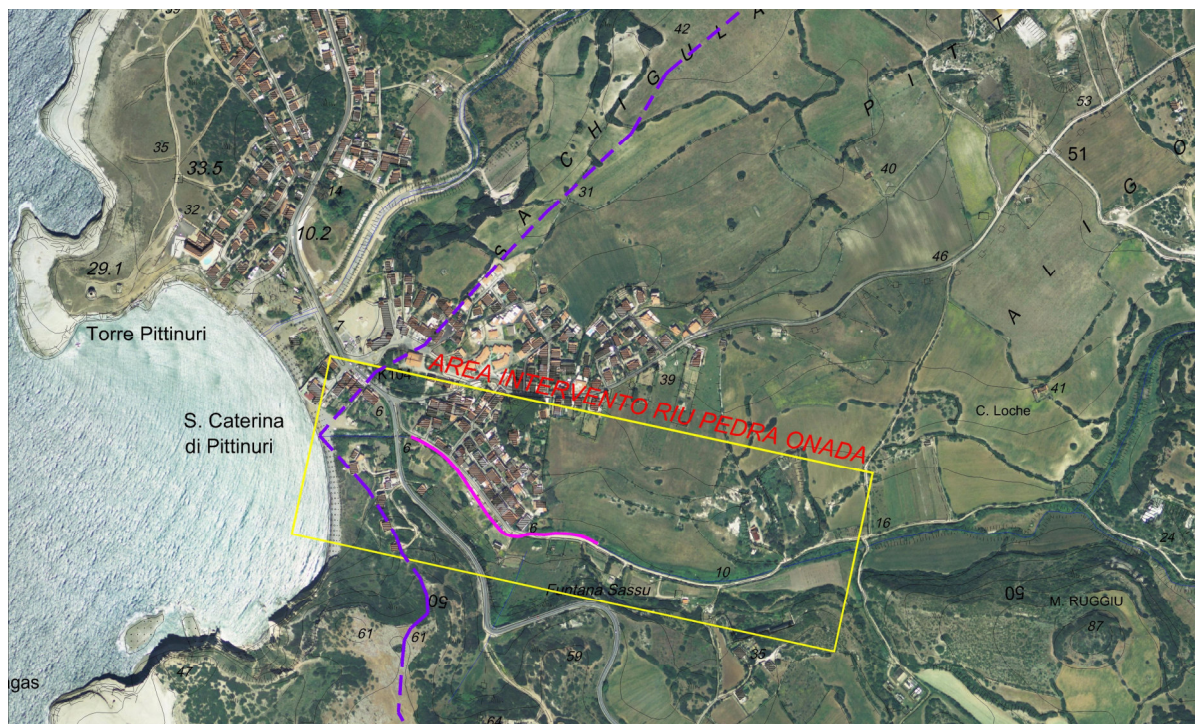


Figura 2: Area di intervento.

2.2 Geologia

2.2.1 Quadro geologico e strutturale

Il bacino idrografico del Rio Salamedu è situato nel settore centro-occidentale dell'isola, caratterizzato da estese coperture vulcaniche plio-pleistoceniche disposte sul potente complesso vulcanico oligo-miocenico e sulla sequenza marina miocenica. Geologicamente appartiene quindi alla Fossa Sarda, l'importante struttura regionale associata ad un sistema di rift che attraversa l'intera isola in senso meridiano, successivamente ribassata dal più recente Graben del Campidano, associato alla tettonica distensiva pliocenica, che caratterizza la geologia del golfo di Oristano, a sud dell'area di studio (Fig. 3).

La formazione del rift, legata alle principali strutture orientate circa N 60° E e N-S, è associata alla fase tettonica distensiva collegata alla rotazione del Blocco Sardo Corso e la sua apertura è legata a due rilevanti fenomeni della geologia sarda oligomiocenica: un'intensa attività vulcanica che ha messo in posto potenti spessori di prodotti lavici e piroclastici, e varie ingressioni marine che hanno portato alla formazione di importanti coltri sedimentarie e vulcano sedimentarie.

Queste importanti zone di taglio profondo individuano aree di debolezza crustale, che si sono riattivate anche in tempi successivi, durante le varie fasi tettoniche che si sono succedute nel Nord Sardegna e sono responsabili della messa in posto degli estesi

espandimenti basaltici connessi alla tettonica distensiva plio-pleistocenica, rappresentando anche importanti direttrici lito-morfologiche.

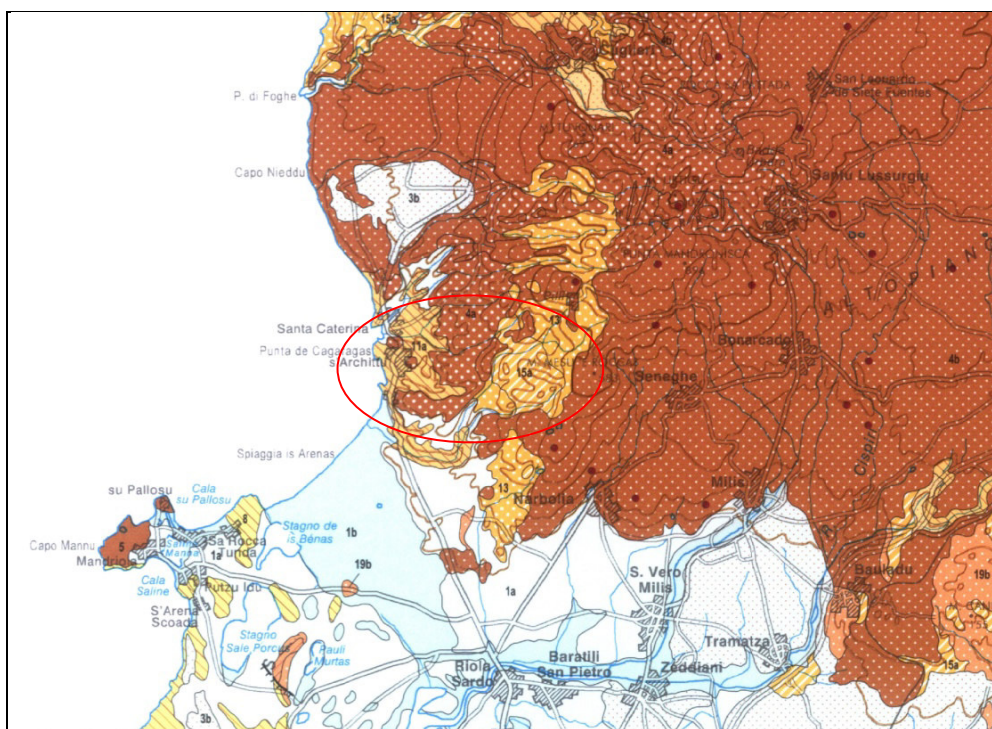


Figura 3: Inquadramento geologico (da "Carta Geologica della Sardegna" in scala 1:250.000_2008).

Nell'ambito di tale quadro geodinamico si inseriscono le formazioni geologiche presenti nel bacino idrografico del Rio Pedra Onada. Il quadro geologico è infatti costituito dalle litologie vulcaniche oligo-mioceniche, che affiorano nelle colline del settore orientale prevalentemente coperte degli espandimenti basaltici plio-pleistocenici i quali formano tutti i versanti fino alla piana retrolitorale occupata dalla formazione sedimentarie miocenica. Sopra questi ultimi si estendono i depositi fluvio-torrentizi pleistocenici e le coperture più recenti rappresentate dai depositi alluvionali attuali e dai sedimenti costieri.

2.2.2 Quadro litostratigrafico

Di seguito verranno schematicamente descritte le principali formazioni geologiche presenti nell'area studiata e riportate nella TAV.G2 -CARTA GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICA in scala 1:5.000 allegata.

Successione sedimentaria miocenica

Le litologie appartenenti a tale successione sono da ricollegare all'ingressione marina che ha accompagnato una seconda fase di rifting, durante la quale si ebbe la sedimentazione dell'importante sequenza calcareo-marnosa, sia in ambiente sia marino che continentale.

FORMAZIONE DI SANTA CATERINA DI PITTINURI

Calcari organogeni, calcari detritici più o meno arenacei e fossiliferi, con filoni di selce e calcite idrotermale (Langhiano medio - Serravalliano inf.).

Complesso vulcanico Plio-Pleistocenico

Costituito da varie facies basaltiche con intercalati conglomerati continentali. Queste litologie sono collegate al ciclo vulcanico più recente, essenzialmente di natura fissurale, ad affinità alcalina, transizionale e subalcalina, connesso con la tettonica distensiva dell'area sud-tirrenica.

FORMAZIONE DI NURAGHE CASTEDDU

Conglomerati e arenarie, con ciottoli di quarzo e metamorfiti subarrotondate, di ambiente fluvio-deltizio. (Pliocene medio).

UNITA' DI SCANO MONTIFERRO

Basaniti inferiori ad analcime, fortemente porfiriche per megacristalli di clinopirosseno e talora biotite e noduli gabbri. (Plio-Pleistocene).

UNITÀ DI SANTU LUSSURGIU.

Trachiti, trachiti fonolitiche e fonoliti in domi e colate, piroclastiti stratificate e breccie vulcaniche. (Plio-Pleistocene).

Depositi pleistocenici dell'area continentale

Si tratta dei sedimenti marini e continentali depositati dopo la fine della penultima fase fredda pleistocenica.

SINTEMA DI PORTOVESME

Ghiaie alluvionali terrazzate da medie a grossolane, con subordinate sabbie. Litofacies nel subsintema di Portoscuso (**Pleistocene sup.**).

Depositi olocenici dell'area continentale

I depositi attuali sono rappresentati dai depositi alluvionali che occupano i compluvi e i fondovalle.

DEPOSITI DI SPIAGGIA. Sabbie e ghiaie dei litorali (Olocene).

DEPOSITI ALLUVIONALI. Sabbie con subordinati limi e argille. Ambiente continentale (Olocene).

Il basamento più antico è rappresentato dal complesso vulcanico oligo-miocenico del Distretto vulcanico del Montiferru, costituito da ammassi lavici, duomi e piroclastiti a chimismo prevalentemente riolitico-andesitico messi in posto in condizioni subaeree.

La trasgressione che si verifica nel Burdigaliano superiore produce la successione sedimentaria comprendente termini depositati sia in ambiente continentale (fluviale e lacustre) che in ambiente marino, i primi rappresentati prevalentemente da arenarie, sabbie, conglomerati, siltiti e marne, i secondi rappresentati prevalentemente da termini calcareo-calcarenitici.



Foto 1: Falesia calcarea a nord del golfo di Santa Caterina.

La formazione miocenica affiora estesamente nella fascia costiera tra le località di S'Archittu e Santa Caterina di Pittinuri, in finestra di erosione tra le vulcaniti, formando alte falesie (Foto 1) e le vallate del Riu Santa Caterina e Pedra Onada. Le facies rappresentate sono prevalentemente quelle calcaree e calcarenitiche che si presentano in bancate massive, di colore da giallastro a bianco, poco fratturate, con generale debole immersione verso ovest.

Al passaggio tra il Pliocene e il quaternario la dinamica estensionale determina la messa in posto di prodotti collegabili ad un'attività di tipo prevalentemente effusivo lento, per lo più lave basaltiche in colate e livelli piroclastici, responsabili della formazione nel settore centro-occidentale dell'isola delle Campede, della Planargia e del massiccio del Montiferru. Nelle colline che circondano alla baia di Santa Caterina le lave sono rappresentate da basaniti ad

analcime e da facies trachitico-fonolitiche in domi e colate; si presentano dure, compatte e con fratturazione scheggiata o concoide, colorazione grigio da chiaro a scuro, biancastra per fenomeni di alterazione. La fratturazione verticale legata alla contrazione durante il raffreddamento della colata si evidenzia prevalentemente alla testata delle colate con fessurazione colonnare (Foto 2). Alla base o intercalati con le basaniti sono presenti depositi continentali costituiti da conglomerati in matrice argillosa rossastra o arenacea riconducibili ad un ambiente fluviale o di accumulo gravitativo.



Foto 2: Fessurazione colonnare nella colata vulcanica alla sommità della falesia sud del golfo di S. Caterina.

Sul complesso vulcanico pleistocenico si estendono coltri alluvionali formate da conglomerati ad elementi vulcanici sia oligo-miocenici che pleistocenici, sabbie, argille, e diffuse incrostazioni carbonatiche, disposte, con spessori di diversi metri, su una paleo-superficie piana o debolmente ondulata; in particolare gli affioramenti a nord del Riu Santa Caterina sono parte di un'ampia conoide che si estende con debole immersione verso ovest da quote di 300 m fino al mare; non sono presenti affioramenti di queste litologie nel bacino del Rio Pedra Onada.

Il fondovalle del Riu Pedra Onada è occupato dai depositi alluvionali attuali rappresentati da limi, sabbie e argille disposti in affioramenti significativi sopra i calcari miocenici della fascia retrolitorale, dove la morfologia ne favorisce il deposito.

I sistemi di faglie, di cui due principali orientati circa NNW–SSE e E-W, interessano le formazioni oligo-mioceniche quindi sono prevalentemente nascoste dalle vulcaniti e dai depositi del quaternario antico.

2.3 Geomorfologia

Il contesto geomorfologico, rappresentato nella **TAV. G2 - CARTA GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICA**, è quello di un bacino idrografico con versanti ripidi tra le quote di 740 dello spartiacque fino a circa 200 m, dove la giacitura sub-orizzontale delle vulcaniti quaternarie forma prima colline dalle forme dolci poi aree pianeggianti fino al golfo, orientato N/S, nel quale sfociano il Riu Pedra Onada e, poco più a nord, il Riu Santa Caterina. L'azione dei due corsi d'acqua ha eroso la copertura vulcanica facendo affiorare in finestra la formazione calcarea miocenica e formando due ampie vallate e un litorale sabbioso-ciottoloso racchiuso da alte falesie calcaree).

L'analisi geomorfologica del bacino evidenzia che le forme più rilevanti sono legate alla presenza di scarpate rocciose sia nelle formazioni vulcaniche, prevalentemente nelle colate basaltiche caratterizzate da fessurazione colonnare, che nella formazione miocenica, le cui caratteristiche di litologia massiva e resistente all'erosione favorisce la formazione di scarpate rocciose e di alte falesie costiere, che qualificano paesaggisticamente l'intera costa per la loro estensione e per le dimensioni che raggiungono.

Sia le scarpate rocciose che le falesie sono attraversate da un sistema di discontinuità orizzontale riconducibile alla stratificazione e da un sistema, seppur rado, di fratturazione secondaria verticale, che può isolare blocchi o porzioni di parete rocciosa rendendoli instabili e creando i presupposti per il manifestarsi di fenomeni di frana da ribaltamento e crollo, soprattutto, nelle falesie, in associazione con l'azione erosiva del mare alla base, in corrispondenza del quale possono essere presenti solchi di erosione e grotte (Foto 1).

La falesia meridionale del golfo è sede anche di altri fenomeni gravitativi sia in corrispondenza della colata basaltica soprastante interessata da una fitta fratturazione colonnare che ha isolato cunei rocciosi al bordo della bancata (Foto 2) che nella coltre superficiale sede di fenomeni di scivolamento segnalati anche dal Progetto IFFI (Foto 3).

Elementi morfologici antropici rilevanti, più che altro per la loro estensione in un'area così limitata, sono rappresentati dalle aree di cava, anch'esse impostate nelle litologie calcaree

mioceniche; si tratta di cave dismesse con alti fronti verticali distribuite in su cinque aree nella parte terminale del bacino idrografico del Riu Pedra Onada-Salamedu.



Foto 3: Nicchia di frana e corpo di frana nella coltre detritica, nella falesia meridionale di Santa Caterina.

Le aree interessate dai fenomeni franosi in atto e potenziali presenti nel tratto di bacino idrografico interessato dagli interventi in progetto sono state classificate dal "Piano per l'Assetto Idrogeologico" (PAI) a pericolo di frana da moderato Hg1 a molto elevato Hg4 (Fig. 4).



Figura 4: Rappresentazione aerofotogrammetrica con le aree di pericolosità da frana individuate dal PAI.

2.3.1 Morfologia del tratto fluviale di progetto

Il bacino idrografico del Rio Pedra Onada si estende per circa 8.9 Km² e il progetto di riordino idraulico riguarda il tratto vallivo del corso d'acqua (circa 800 ml dalla foce) dove le criticità sono prevalentemente legate alla presenza di un canale tombato della lunghezza di 350 m. Questa è un'area di prevalente sedimentazione, dove il corso d'acqua non è confinato ed è libero di occupare la sua piana inondabile, cioè l'area pianeggiante adiacente all'alveo, costruita dai sedimenti depositati dal corso d'acqua stesso, corrispondente alla piana alluvionale.

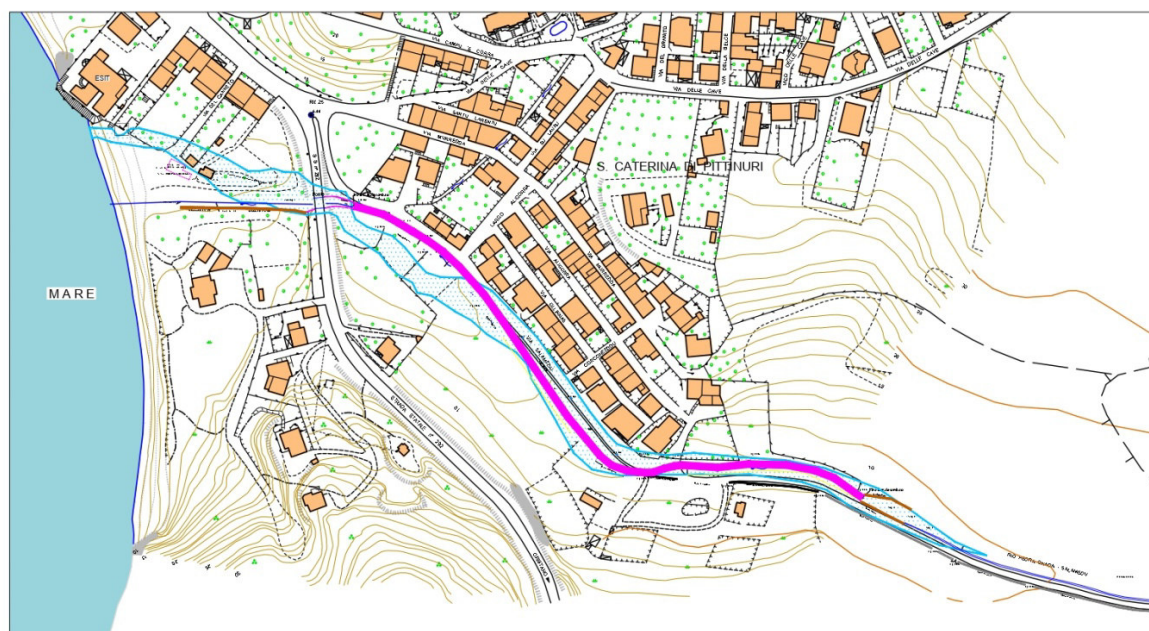
L'analisi dell'evoluzione storica del tratto focivo del Rio Pedra Onada, che qui prende il nome di Rio Salamedu, evidenzia importanti variazioni: la realizzazione del canale tombato, per una lunghezza di circa 350 metri, ha cancellato i caratteri di naturalità del corso d'acqua, il quale presentava un alveo a canali intrecciati che si snodava in un'ampia piana inondabile (Fig 5), modificandone la dinamica fluviale con conseguente diminuzione del trasporto solido, riduzione dell'efficacia della piena alla foce e arretramento della linea di costa (Foto 4, 5 e 6).

Questo ha certamente contribuito a favorire la formazione di un cordone litorale costituito prevalentemente da ciottoli in corrispondenza della foce (Foto 8), che in qualche modo rappresenta un sovralluvionamento del fondo alveo e un ostacolo al deflusso a mare della piena. Si rileva anche la deviazione della foce verso sud.

Le problematiche di ordine idraulico attualmente si manifestano con le esondazioni che in occasione delle piene ordinarie avvengono in corrispondenza dell'attraversamento in località Salamedu. Da questo punto in poi le problematiche idrauliche si ripercuotono verso la foce quindi sulla borgata di Santa Caterina di Pittinuri. Tali problematiche sono riconducibili alla riduzione della sezione idraulica per effetto delle opere artificiali: quindi all'inadeguatezza degli attraversamenti in località Salamedu e alla presenza del canale tombato.

Efficaci interventi finalizzati al superamento delle problematiche devono essere mirati quindi all'eliminazione delle strozzature idrauliche e alla riduzione dell'impatto negativo delle opere idrauliche in altre parole al ripristino, per quanto possibile, delle caratteristiche naturali del corpo idrico, alla sua rinaturalizzazione.

TRATTO FINALE DEL RIU PEDRA ONADA
raffronto tra la situazione attuale e quella degli anni 1954-55





-  Canale tombato
-  Alveo naturale negli anni 1954-55

Figura 5

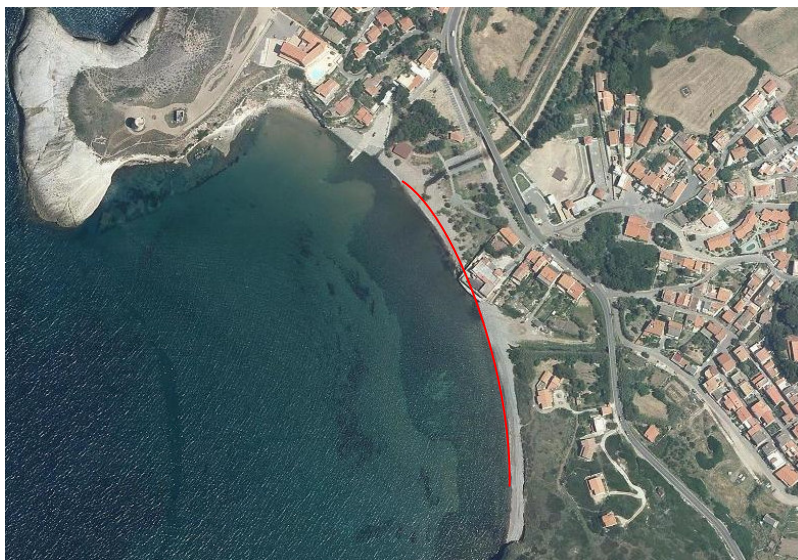


Foto 4 e Foto 5: Linea di costa negli anni 1977/78 e nel 2013. La variazione è riscontrabile in corrispondenza dell'edificio del ristorante, al centro della spiaggia.



Foto 6: Litorale in erosione.



Foto 7: Cordone litorale davanti alla foce del Rio Pedra Onada.

2.4 Idrogeologia

2.4.1 Circolazione idrica superficiale.

Il Rio Pedra Onada, il cui bacino comprende una superficie di circa 8.9 km², attraversa la borgata di Santa Caterina di Pittinuri provenendo dalle colline vulcaniche del Montiferru, e sfocia nell'omonimo golfo (Fig 6). Il tratto fluviale interessato dagli interventi di riordino idraulico, dove il corso d'acqua prende il nome di Rio Salamedu, comprende gli ultimi 800 m dalla foce; in corrispondenza della borgata di Santa Caterina il corso d'acqua scorre all'interno di un canale tombato per circa 350 m, fino al ponte sulla S.S. 292, a valle del quale torna a cielo aperto fino alla foce.

L'area interessata dagli interventi, proprio per via dell'esistenza del canale tombato, ricade in area perimetrata a pericolosità idraulica molto elevata Hi4 dal PAI vigente (Fig. 7).

2.4.2 Circolazione idrica sotterranea.

La vallata del Rio Salamedu, dalla quota di circa 60 m s.l.m. fino al livello del mare, è impostata nella formazione miocenica, che affiora in finestra di erosione tra le vulcaniti, ed è rappresentata prevalentemente da facies calcaree e calcarenitiche massive e scarsamente fratturate.

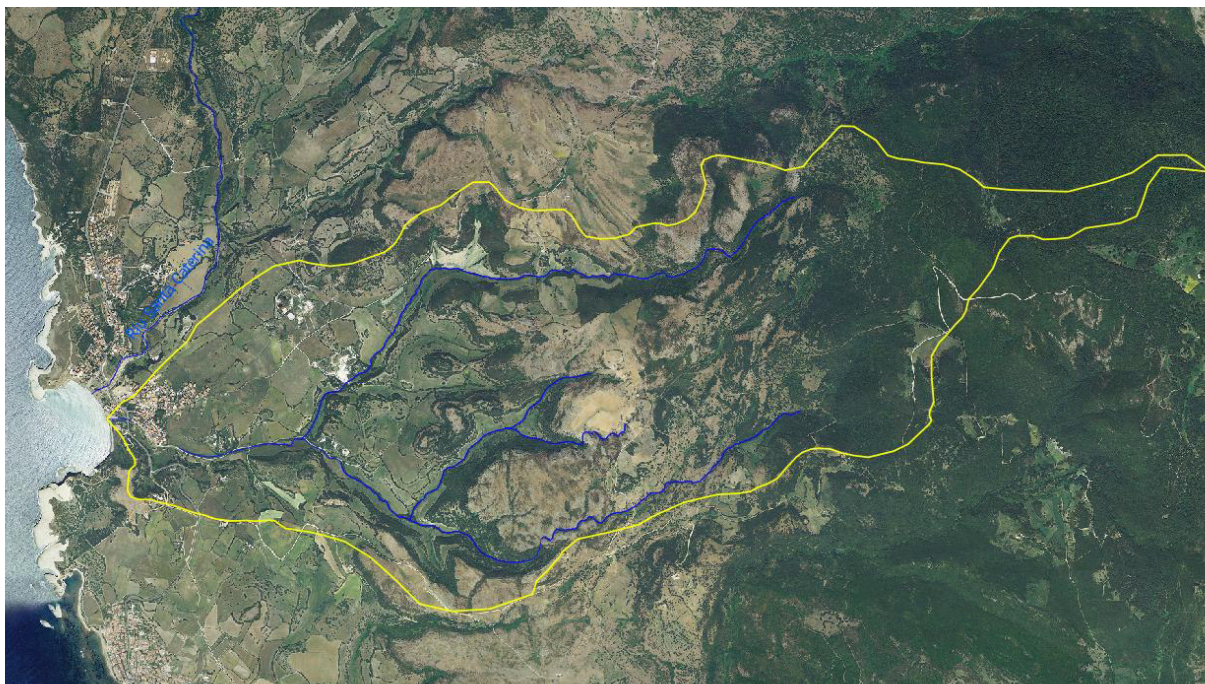


Figura 6: Bacino idrografico del Rio Pedra Onada.



Figura 7: Pericolosità idraulica nell'ultimo tratto del Rio Salamedu.

In queste litologie l'infiltrazione delle acque nel sottosuolo avviene principalmente lungo il reticolo di fratturazione della roccia, all'interno del quale le acque, attraverso un processo chimico-fisico di alterazione, producono un'azione di dissoluzione del carbonato di calcio, con conseguente allargamento delle fratture e creazione di cavità; presenta cioè un tipo di

permeabilità di tipo secondario, per fessurazione e carsismo. La struttura massiva e scarsamente fratturata conferisce a queste litologie caratteristiche di medio-bassa permeabilità.

In particolare nelle aree del fondovalle, interessate dalle opere in progetto, queste litologie presentano, al contatto con le soprastanti coperture sedimentarie, un livello di decalcificazione che le trasforma in un deposito marnoso-argilloso dalle caratteristiche di scarsa o assente permeabilità.

Tutto il fondovalle è occupato dai depositi alluvionali attuali rappresentati da sabbie e conglomerati con spessori di 2.50÷3.00 m e matrice argillosa che li rende scarsamente permeabili per porosità.

In tutti i sondaggi che hanno raggiunto la profondità di 5.00 m dal piano campagna, e quote assolute comprese tra 2.80 e 8.95 m, non è stata rinvenuta falda superficiale.

2.4.3 Analisi trasporto solido.

I lavori relativi alle sistemazioni idrauliche partono comunemente dallo studio idraulico puro, mirato in genere alla conoscenza dei deflussi che pervengono ad una determinata sezione fluviale ed in particolare alla determinazione della portata di massima piena, allo scopo di calibrare le opere di risanamento rispetto ad un evento eccezionale statisticamente prevedibile.

Tuttavia la valutazione del rischio idrogeologico non può prescindere da una disamina complessiva dei fattori del territorio, in particolar modo quando l'analisi non interessa grossi sistemi fluviali, bensì sistemi a carattere torrentizio, come quello preso qui in esame.

La necessaria caratterizzazione climatica, i dati sulle portate liquide, sui coefficienti di deflusso, sui tempi di corrivazione, vanno supportati dai dati riguardanti il trasporto solido e le condizioni di erodibilità del bacino imbrifero; questi dati, derivando da un approfondito studio delle caratteristiche litologiche, morfologiche, climatiche e dell'uso del suolo del territorio, forniscono preziosi parametri utilizzabili sia a breve termine, per un adeguato dimensionamento delle opere di risanamento idraulico, che a medio e lungo termine, per un risanamento del territorio dell'intero bacino imbrifero.

Le condizioni di erodibilità di un bacino imbrifero, per effetto del ruscellamento delle acque piovane da cui deriva un più o meno imponente trasporto solido, sono funzione della resistenza delle litologie costituenti il bacino, della loro giacitura, delle pendenze, dell'esistenza di zone dissestate, della presenza o meno di copertura vegetale e del tipo di

vegetazione (bosco, pascolo, seminativo, incolto...). A questi elementi sono legati sia le quantità dei materiali prodotti per erosione che le loro granulometrie: le argille, i limi e le sabbie fini vengono trasportate in sospensione dalla corrente liquida fino alla foce del corso d'acqua; i materiali di dimensione media, che la turbolenza della corrente non riesce a mantenere in sospensione, procedono a salti sul fondo dell'alveo e vi si depositano al rallentare della velocità della corrente; i materiali grossolani e i blocchi strisciano e rotolano sul fondo e si depositano a monte degli altri materiali.

La valutazione del trasporto solido in un corso d'acqua naturale presenta numerosi fattori d'incertezza, in genere connessi con l'indeterminazione dei dati e dei parametri ma anche con la forte dispersione dei risultati che si ottengono utilizzando le diverse formule (tutte empiriche) che sono disponibili in letteratura.

Queste formulazioni possono schematicamente dividersi in due categorie, differenti anche sulla base del fattore tempo:

a) quelle idrauliche, fondate su parametri legati alla corrente idrica e alle dimensioni dei grani, fondamentalmente basate sulla teoria del trasporto solido di Shields, che per primo individuò un legame fra lo sforzo tangenziale τ_0 , che provoca il primo movimento del materiale incoerente ed omogeneo posto sul fondo dell'alveo, e la viscosità μ , la densità ρ del fluido, nonché le caratteristiche d e ρ_s dei grani; si tratta di modelli di previsione evento per evento.

b) quelle ambientali, fondate invece su parametri differenti legati a caratteristiche proprie del bacino quali pendenza dell'asta, piovosità, termometria ecc.; si tratta di modelli di previsione annuale.

Uno dei modelli usati per la valutazione del trasporto solido medio annuo è quello proposto da Gavrilovic, mentre la valutazione relativa al singolo evento, considerando che, come generalmente accade nei corsi d'acqua torrentizi della Sardegna, il trasporto solido si attiva durante un evento di piena, può essere condotta a partire dai risultati dello studio idraulico, svolto sulla base del modello numerico HEC-RAS, implementato su tutti i tratti classificati come asta principale. In entrambe i casi si tratta di valutazioni teoriche della capacità di trasporto solido.

Nel presente studio l'analisi del trasporto solido viene valutata tramite applicazione il metodo di Gavrilovic.

TRASPORTO SOLIDO MEDIO ANNUO. Il metodo di Gavrilovic è stato messo a punto nel 1959 considerando i bacini a carattere torrentizio del Sud e del Sud-Est della regione balcanica e rappresenta quello che, fra tutti, meglio combina semplicità d'uso e attendibilità dei risultati. Questo metodo prende infatti in considerazione tutti i quattro fattori principali che condizionano l'entità dell'erosione in un bacino (litologia affiorante e condizioni di dissesto in atto, copertura vegetale, acclività media e clima). Si tratta di un metodo calibrato su un notevole numero di bacini in tutta Europa, in condizioni climatiche, morfologiche e litologiche molto differenti.

Il metodo proposto da Gavrilovic richiede l'introduzione dei dati geometrici del bacino e dei parametri legati all'erodibilità (tipo di vegetazione, litotipi e condizioni morfologiche). Viene fornito come risultato la quantità di materiale che può essere perduta dal bacino in un anno per erosione.

La relazione, sui cui si basa il metodo, è la seguente:

$$W(mc / anno) = Sh\pi \sqrt{\frac{t^\circ}{10} + 0.1} \sqrt{Z^3}$$

dove:

- S = superficie del bacino o sottobacino in Km²;
- h = altezza di precipitazione media annua del bacino in mm;
- t° = temperatura media annua del bacino in °C;
- Z = coefficiente di erosione relativa dato dalla relazione seguente:

$$Z = XY(\Phi + \sqrt{I})$$

dove:

- X = coefficiente di protezione del suolo dato dalla vegetazione;
- Y = coefficiente di erodibilità del suolo dato dalla litologia;
- Φ = coefficiente di degradazione che esprime il tipo e il grado del processo di erosione;
- I = pendenza media del bacino in %.

I fattori X, Y e Φ sono ricavabili attraverso le relazioni sotto riportate e i valori dei coefficienti derivano da più di 20 anni di esperimenti in questo campo:

$$X = \frac{0.01A + 0.2B + 0.35C + 0.6D + 0.95E}{S}$$

in cui:

- A = superficie coperta da boschi o boscaglie densi e di buona struttura (coeff. 0.01);
- B = superficie coperta da prati, campi di trifoglio e altre colture simili (coeff. 0.20);
- C = superficie coperta da pascoli, boschi degradati e boscaglie con suolo eroso (coeff. 0.35);

D = superficie coperta da frutteti e vigneti senza vegetazione al suolo (coeff. 0.60);
E = superficie priva completamente di vegetazione (coeff. 0.95);
U = Area urbana (coeff 0);

$$Y = \frac{0.45L + 0.8LM + 1K + 1.4J + 1.9JF}{S}$$

in cui:

L = superficie con rocce dure, resistenti all'erosione (coeff. 0.45);
LM = superficie con rocce di media resistenza (coeff. 0.80);
K = superficie con rocce friabili (pseudo o semi-coerenti) (coeff. 1);
J = superficie con rocce incoerenti(coeff. 1.40);
JF = superficie con rocce sciolte (coeff. 1.90);

$$\Phi' = \frac{N7 + P4 + Q2}{S} \cdot 100$$

in cui:

N = superficie con frane (coeff. 7);
P = superficie con erosione accentuata (coeff. 4);
Q = superficie con valanghe (coeff. 2);

Viste le condizioni climatiche e altimetriche della nostra regione non si tiene conto delle superfici valanghivie.

Da Φ' (superficie dissestata relativa) è poi possibile calcolare il coefficiente di degradazione Φ secondo il seguente schema:

se $0 \leq \Phi' \leq 0,5$ allora $\Phi = 0,1 + \Phi' \cdot 0,4$
se $,50 \leq \Phi' \leq 2$ allora $\Phi = 0,134 \cdot \Phi' + 0,133$
se $2 \leq \Phi' \leq 8$ allora $\Phi = \Phi' / 10 + 0,2$
se $\Phi' > 8$ allora $\Phi = 1$

Il fattore I esprime invece l'influenza dell'acclività del bacino e si ricava dalla relazione:

$$I = \frac{\sum_{m=1}^6 I_m i_m}{S}$$

in cui:

I_1 = superficie del bacino in km^2 con acclività fra 0-10% ; $i_1=0.05$
 I_2 = superficie del bacino in km^2 con acclività fra 10-20% ; $i_2=0.15$
 I_3 = superficie del bacino in km^2 con acclività fra 20-40% ; $i_3=0.30$
 I_4 = superficie del bacino in km^2 con acclività fra 40-60% ; $i_4=0.50$
 I_5 = superficie del bacino in km^2 con acclività fra 60-80% ; $i_5=0.70$
 I_6 = superficie del bacino in km^2 con acclività fra >80% ; $i_6=2.00$

La grandezza **W** ricavata rappresenta il volume in m³ di materiale prodotto annualmente nel bacino dai processi erosivi e disponibile nel bacino per il trasporto, ovvero il trasporto solido potenziale.

Il volume di materiale prodotto annualmente a causa dei processi erosivi nel bacino del Rio Pedra Onada-Salamedu alla sezione dell'imbocco del canale (Sez. 1376), è pari a:

$$W \text{ (mc/anno)} = 1424,4 \text{ m}^3$$

Questo dato rappresenta il prodotto potenzialmente erodibile nel bacino ma che non necessariamente giunge alla sezione di chiusura considerata in quanto possono depositarsi in aree dei versanti o dell'asta fluviale caratterizzati da prevalente deposizione.

Il metodo prevede quindi l'applicazione di un fattore di riduzione R:

$$R = \frac{\sqrt{P \cdot H_m} \cdot (L_p + L_i)}{S \cdot (L_p + 10)}$$

dove:

P = perimetro del bacino (km)

L_p = lunghezza asta principale (km);

L_i = lunghezza complessiva affluenti (km);

H_m = altezza media del bacino (km).

Questo è risultato pari a **R = 0.25**

Applicando questo fattore di riduzione, la stima del materiale trasportato alla sezione di chiusura deriva dall'espressione:

$$G = W \cdot R$$

quindi la stima del materiale trasportato risulta:

$$G = W \cdot R = 1424,4 \text{ m}^3/\text{a} \cdot 0.25 = 353,41 \text{ m}^3/\text{a}$$

Tabella riassuntiva: Calcolo del trasporto solido con il metodo di Gavrilovic

Categorie	Parametro	Valore	U.M.
Fisiografia	S - superficie bacino	7.985	km ²
	I - pendenza media	0.22	-
	P - perimetro bacino	15.139	km
	H _m - altezza media bacino	0.206	km
	L _p - lunghezza asta principale	4.604	km
	L _i - lunghezza affluenti	11.75	km
Clima	t - temperatura media annua	15.1	°C
	h - precipitazione media annua	765.7	mm
Copertura	A - boschi e aree con veget. densa	4.149	km ²

vegetale	B - campi trifoglio e altre colt. simili	1.907	km ²
	C - pascoli e boscaglie con suoli erosi	1.854	km ²
	D - frutteti e vigneti senza veget. al suolo	0	km ²
	E - terreno completam. denudato non coltiv.	0.07	km ²
	U - area urbana	0	km ²
Litologia	L - rocce dure, resistenti all'erosione	3.312	km ²
	LM - rocce di media resistenza	3.266	km ²
	K - rocce friabili (pseudo e semicoerenti)	0.89	km ²
	J - rocce incoerenti (poco resistenti all'eros.)	0.514	km ²
	JF - rocce sciolte (non resistenti all'eros.)	0	km ²
Dissesti	N - Superficie con frane	0.187	km ²
	P - superficie con erosione accentuata	0	km ²
Coefficienti calcolati	X- coefficiente di protezione (copertura veget.)	0.14	-
	Y - coefficiente di erodibilità (litologia)	0.71	-
	Φ - coefficiente di degradazione	1	-
	Z - coefficiente di erosione relativa	0.15	-
	R - fattore di riduzione	0.25	-
Risultati	W - trasporto solido potenziale del bacino	1424,4	m³
	G - trasporto solido effettivo alla sezione	353,4	m³/a

3. MODELLO GEOTECNICO.

Sulla base della ricostruzione del modello geologico, oggetto del capitolo 2, si è proceduto alla elaborazione del modello geotecnico nel quale è stato ricostruito lo *schema rappresentativo del volume significativo di terreno, suddiviso in unità omogenee sotto il profilo fisico-meccanico* ognuna delle quali è stata rappresentata da valori caratteristici dei parametri geotecnici.

3.1 Opere in progetto

Tra le cinque alternative progettuali analizzate l'RTP ha ritenuto l'alternativa quattro quella maggiormente percorribile; per poter ricondurre l'intervento progettuale in coerenza con la linea di finanziamento e compatibilmente con i fondi a disposizione originariamente ipotizzati, il progetto propone:

- la detombinatura del canale coperto per un tratto di circa 330 m;
- la realizzazione di passaggi grigliati carrabili che consentono l'accesso ai proprietari dei terreni posti sulla sinistra idraulica del rio;
- la posa in opera di parapetti lungo le pareti verticali del rio;
- la posa in opera di barriere di ritenuta sulle passerelle carrabili;
- il rifacimento del marciapiede pedonale posto verso la via Salamedu che verrebbe inevitabilmente rovinato dalle operazioni di detombinatura;

- la rinaturalizzazione, delle aree poste tra il canale ed il marciapiede;
- lo spostamento delle reti di fognatura interferenti che passano sotto il ponte S.S. 292.

Nel progetto trasmesso al Comune di Cuglieri nel Maggio 2021 si prevedevano invece le seguenti lavorazioni:

- la detombinatura del tratto tombato;
- il rinalveamento del tratto a cielo aperto dopo il tombato e verso il monte fino al piccolo tubolare esistente;
- due nuove opere di attraversamento;
- lavori vari completivi.

In quella versione del PFTE le competenze geologico-geotecniche si erano espletate principalmente nell'ambito della progettazione delle due nuove opere di attraversamento e del rinalveamento, verso le quali erano stati indirizzati gli approfondimenti e le indagini; l'area quindi era stata investigata tramite una campagna di indagini mirata alla definizione del modello geotecnico e alla caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce nel volume significativo, come prescrive la normativa vigente in materia (D.M. 11.03.1988 e D.M. 17/01/2018 "Norme tecniche per le costruzioni").

Nel presente elaborato verranno esposte, sebbene non più funzionali alla realizzazione delle nuove opere di attraversamento e del rinalveamento, le risultanze della campagna indagini realizzata nel PFTE del 2021.

Considerando inoltre che la sola detombinatura non comporta la realizzazione di sponde di collegamento tra il canale tombato e il piano campagna in quanto la soletta del canale è già, per tutta la sua lunghezza, alla quota del piano campagna, non si ritengono necessari ulteriori approfondimenti geologico/geotecnici rispetto a quelli già effettuati nella precedente versione del PFTE.

3.2 Indagini geognostiche

Lungo il tratto interessato dalle opere in progetto è stata realizzata una campagna indagini effettuata tramite Sondaggi a carotaggio continuo e 1 stendimento sismico; le indagini sono state eseguite nel mese di Ottobre 2020 rispettivamente dall'impresa Sardasondaggi del Dr Andrea Desantis e dal Dr Stefano Conti, i cui risultati sono dettagliatamente riportati nell'**Allegato G3 - "Rapporto sulle indagini geognostiche"**. La campagna sondaggi si è svolta tramite l'esecuzione di 4 sondaggi geognostici a carotaggio continuo e 3 sondaggi per campionamento ambientale ubicati come nella Planimetria Indagini della figura 10, mentre lo stendimento sismico si è sviluppato lungo la Via Salamedu, al lato del canale tombato.

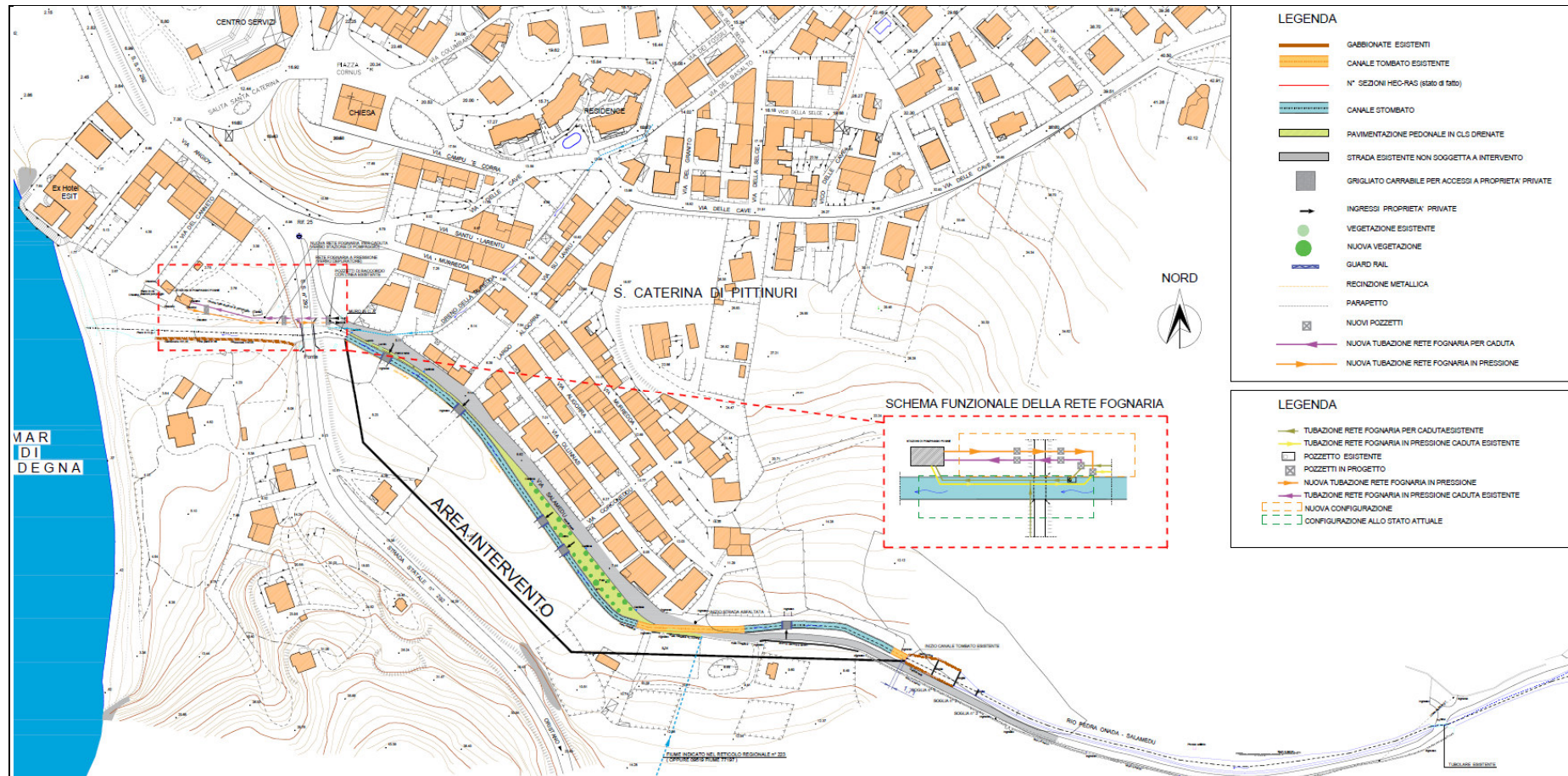


Figura 8: Planimetria di progetto (alternativa progettuale n. 4).



Figura 9: Planimetria delle indagini.

I sondaggi geognostici hanno raggiunto la profondità di 5.00 m dal piano campagna e la descrizione stratigrafica con la relativa documentazione fotografica fanno parte dell'**Allegato 1 - Colonne stratigrafiche** del Rapporto Indagini nelle quali viene anche indicata l'ubicazione delle prove eseguite in foro e i campioni prelevati per le prove di laboratorio.

Nel corso dei sondaggi sono state eseguite 3 Prove penetrometriche SPT (Standard Penetration Test), descritte nel dettaglio nell' **Allegato 2 - Tabella prove SPT** del Rapporto Indagini, che hanno permesso la stima dei parametri geotecnici calcolabili attraverso le correlazioni dirette con i valori di resistenza alla penetrazione N_{spt} .

I campioni lapidei, rappresentativi della formazione rocciosa, e quelli delle terre, rappresentativi delle coperture, sono stati selezionati e contraddistinti con la sigla del sondaggio e la progressiva della profondità di prelievo per l'invio in laboratorio. Nello specifico sono stati prelevati 1 campione rimaneggiato delle terre e tre campioni litoidi, sui quali sono state eseguite le prove geotecniche.

Le prove sui campioni sono state effettuate dal laboratorio geotecnico Engineering Service, del dott. D. Boneddu di Nuoro, e fanno parte dell' **Allegato 3 - Prove di laboratorio** del Rapporto Indagini.

L'indagine geofisica si è articolata attraverso l'esecuzione di 1 stendimento sismico lungo il quale sono state acquisite sia le onde di taglio SH che le onde di compressione P, con l'obiettivo di definire la categoria di sottosuolo così come previsto al punto 3.2.2 delle NTC 2018 attraverso l'andamento delle Vs. I risultati sono dettagliatamente riportati nell' **Allegato 4 - Rapporto prove geofisiche**.

3.3 Stratigrafia del sito di progetto.

Sulla base delle indagini effettuate, lungo il tracciato del nuovo canale in progetto la stratigrafia ricostruita è risultata la seguente:

DEPOSITI ANTROPICI/RIMANEGGIATI

I terreni di riporto/rimaneggiati sono presenti in tutti i sondaggi con spessori tra 1.40 e 1.60 m; solo nel sondaggio S4 sono stati rinvenuti i 0.15 m del tout-venant stradale.

ARGILLE SABBIOSE E CONGLOMERATI

Argille sabbiose, da poco a mediamente addensate, contenenti litici calcarei e vulcanici, generalmente arrotondati e di dimensioni da millimetriche a centimetriche, con spessori compresi tra 1.30 e 1.60 m nei sondaggi e, sempre nei punti di indagine, fino a profondità comprese tra m. -2.40 ÷ -3.00; nel fondovalle si ipotizzano spessori di 3.50÷3.70. Sono presenti in tutti i sondaggi e sono riconducibili a depositi alluvionali. Sono caratterizzate da tre prove SPT con $N_{spt} = 9 \div 15$ (poco addensate) e $N_{spt} = 40$ (mediamente addensate) e da un campione rimaneggiato inviato in laboratorio.

Localmente, nei sondaggi più a monte (S3 ed S4), intercalati livelli conglomeratici più ricchi di litici arrotondati e poligenici in matrice sabbioso-argillosa, con spessore 0.40÷0.50 m.

MARNE ARGILLOSE

Sono presenti in tutti i sondaggi a profondità comprese tra m. -2.40 ÷ -4.00, tra le coperture sabbiose alluvionali e il substrato calcareo litoide, con spessori tra 0.40 ÷ 1.00 m maggiori nei sondaggi più a valle (S1 e S2); interpretabili come derivanti da fenomeni alterazione/decalcificazione delle litologie calcaree a contatto con i depositi alluvionali.

CALCARI MARNOSI

Il substrato è rappresentato da calcari marnosi litoidi, massivi di colore da bianco a giallo/verdastro, scarsamente fratturato con RQD molto elevati nell'ultimo metro (90 e 100 in S1 ed S2 - 85 in S3). Si rinviene a profondità comprese tra m. -2.85 ÷ -3.30 nei due sondaggi più a monte (S3 ed S4) e tra m. -3.55 ÷ -4.00 nei due più a valle (S1 ed S2). Tre campioni sono stati inviati in laboratorio per la determinazione della resistenza a compressione, finalizzata alla definizione delle caratteristiche geotecniche.

Il modello litostratigrafico che deriva a seguito dell'esecuzione delle indagini quindi è il seguente:

un basamento litoide costituito dai calcari marnosi miocenici, per i quali si ipotizzano potenze di diverse decine di metri, e dei suoi prodotti di alterazione al passaggio con coperture alluvionali, rappresentati da un livello residuale di decalcificazione dello spessore massimo 1 metro.

Per le coperture alluvionali nel fondovalle si ipotizzano spessori di $3.50 \div 3.70$; sono costituite da terreni sabbiosi, da poco a mediamente addensati e localmente da livelli conglomeratici.

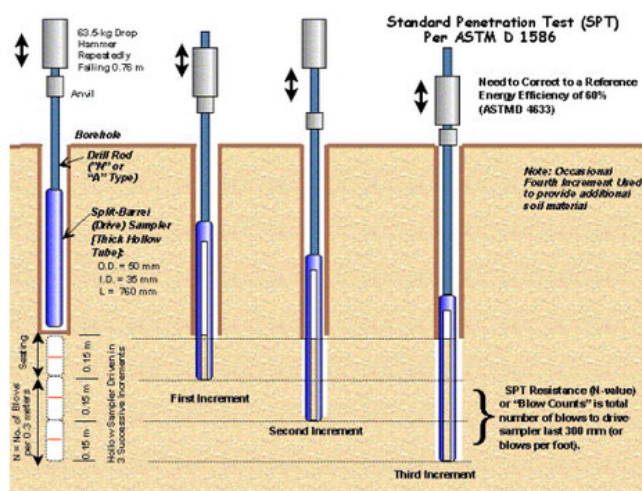
Inoltre, sviluppandosi in un'area urbanizzata e in parte adiacente al canale esistente, l'insieme dei terreni artificiali, materiali di riporto+pavimentazione bitumata, chiudono la stratigrafia.

Questo modello litostratigrafico, nel quale sono state individuate le sopraesposte unità litostratigrafiche omogenee, è stato completato dall'elaborazione dei dati forniti dalle prove in situ e di laboratorio, che hanno permesso di rappresentare tali unità da valori caratteristici dei parametri geotecnici.

3.4 Caratterizzazione geotecnica delle litologie

3.4.1 Terre

Prova penetrometrica dinamica SPT (Standard Penetration Test). La prova SPT si esegue durante la perforazione. Consiste nel registrare il numero di colpi necessari per far penetrare di 45 cm nel terreno a fondo foro un tubo campionario di dimensioni standard, collegato alla superficie mediante batteria di aste in testa alle quali agisce un maglio del peso di 63.5 kg che cade liberamente da un'altezza di 0.76 m.



Durante la prova si misura:

- N_1 = numero di colpi di maglio necessari a provocare l'avanzamento del campionario per i primi 15 cm, assunti come tratto di "avviamento";
- N_2 = numero di colpi che provoca la penetrazione del campionario nei successivi 15 cm;
- N_3 = numero di colpi necessari per gli ultimi 15 cm di avanzamento.

Si assume come resistenza alla penetrazione il valore:

$$N_{SPT} = N_2 + N_3$$

La sua vasta diffusione è dovuta principalmente alla facilità di realizzazione, potendo essere eseguita in qualunque tipo di terreno direttamente durante il sondaggio, senza l'adozione di attrezzature supplementari; il suo uso diffuso ha portato alla produzione di una abbondante bibliografia che rende agevole l'interpretazione dei risultati ottenuti.

METODOLOGIA DI STIMA DEI PARAMETRI GEOTECNICI

I parametri geotecnici calcolabili per terreni incoerenti (componente sabbiosa o ghiaiosa dominante) attraverso le correlazioni dirette con i valori di N_{spt} sono i seguenti:

- angolo di resistenza al taglio φ ;
- densità relativa D_r ;
- modulo di deformazione (o di Young) E_{50} ;
- modulo edometrico M_0 ;
- modulo dinamico di taglio G_0 .

Angolo di resistenza al taglio.

L'angolo di resistenza al taglio del materiale indagato può essere valutato attraverso due categorie di metodi: i metodi di correlazione diretta $N_{spt}-\varphi$ e i metodi di correlazione indiretta (Schmertmann). Per la determinazione dell'angolo di resistenza al taglio è stato qui utilizzato il metodo di:

Peck-Hanson & Thornburn

Il metodo di Peck - Hanson & Thornburn è valido per le sabbie in genere e trova le sue condizioni ottimali di applicabilità per profondità di prova inferiori a circa 5 m per terreni sopra falda e inferiori a circa 8 m per terreni in falda (pressione efficace inferiore a 8-10 t/mq).

$$\varphi = 27,2 + 0,28 N_{spt}$$

Densità relativa.

Per la determinazione della densità relativa è stato qui utilizzato il metodo di:

c) Meyerhof

Il metodo è valido per tutti i tipi di suolo:

$$D_r = 21 \sqrt{\frac{N_{spt}}{\sigma'_v + 0,7}}$$

dove: σ'_v = tensione verticale efficace, espressa in kg/cmq;

Modulo elastico (modulo di Young).

Per la determinazione del modulo elastico è stato qui utilizzato il metodo di:

c) *Schmertmann*

Il metodo è valido per le sabbie in genere. La relazione non considera l'influenza della pressione efficace, che porta a parità di N_{spt} ad una diminuzione di E con la profondità. Il metodo si basa sulla seguente relazione:

$$E(kg/cmq) = 2BN_{spt}$$

dove N_{spt} è il numero di colpi medio nello strato e B è una costante variabile in funzione della litologia:

B	Litologia
4	sabbia fine
6	sabbia media
10	sabbia grossolana

I metodi di Schultze e Menzebach e di Webb sono validi per sabbia sotto falda.

Modulo edometrico.

Per la determinazione del modulo edometrico è stato qui utilizzato il metodo di:

a) *Farrent*.

Il metodo di Farrent è valido per le sabbie in genere. Il metodo non considera l'influenza della pressione efficace, che porta a parità di N_{spt} ad una diminuzione di M con la profondità.

$$M(kg/cmq) = 7,1N_{spt}$$

Modulo di deformazione di taglio.

Per la determinazione della deformazione di taglio è stato qui utilizzato il metodo di:

a) *Ohsaki & Iwasaki*

Il metodo di Ohsaki & Iwasaki, valido per le sabbie pulite o con fine plastico (limo o argilla), si basa sulla seguente relazione:

$$G_0(t/mq) = aN_{spt}^b$$

dove N_{spt} è il numero di colpi medio nello strato mentre a e b sono costanti dipendenti dalla granulometria del deposito secondo il seguente schema:

a	b	Granulometria
650	0.94	Sabbie pulite
1182	0.76	Sabbie con fine plastico

Nelle seguenti tabelle riepilogative si riportano i parametri geotecnici determinati sia tramite le prove eseguite in foro (SPT) quelle derivanti dalle analisi di laboratorio sui campioni prelevati dai carotaggi.

Parametri da prove in situ (SPT)

DESCRIZIONE	PROFONDITA' PROVA SPT	N_{spt}	PARAMETRI GEOTECNICI					CLASSIFICAZIONE
			ϕ	D_r	E_y	E_{ed}	G_0	
Argilla sabbiosa	m -1.50÷1.95 (S1)	9	29.7	64	7.1	6.3	61.5	Terreni poco addensati
Argilla sabbiosa	m -1.80÷2.25 (S2)	40	38.4	129	31.4	27.8	191.2	Terreni mediamente addensati
Argilla sabbiosa	m -1.50÷1.95 (S3)	15	31.4	82	11.8	10.4	90.7	Terreni poco addensati

ϕ Angolo di resistenza al taglio (°) (Peck Hanson & Thornburn)

D_r Densità relativa (%) (Meyerhof)

E_y Modulo elastico (Young) (Mpa) (Schmertmann)

E_{ed} Modulo edometrico (Mpa) (Farrent)

G_0 Modulo di deformazione di taglio (Mpa) (Ohsaki & Iwasaki)

Parametri da prove laboratorio

DESCRIZIONE	PROFONDITA' CAMPIONE	Prove eseguite	PARAMETRI GEOTECNICI								CLASSIFICAZIONE UNI 10006
			γ_{nat}	γ_{sat}	Φ'	c'	L_l	L_p	I_p	I_g	
Argilla sabbiosa	m -2.47÷2.74 (S1)	PV-AG-LA-PT	2,031	2,177	28,99	0,24	38	21	17	5	A6 Argilla con sabbia

Prove: PV Peso di volume; AG Analisi granulometrica; LA Limiti di Atterberg; PT Prova di Taglio; MV Massa

Volumica; PLT Point Load Test; PCS Prova compressione semplice

γ_{nat} Peso volume naturale (g/cm^3)

γ_{sat} Peso volume saturo (g/cm^3)

Φ' Angolo di attrito

c' Coesione

L_l Limite liquido

L_p Limite plastico

I_p Indice plastico

I_g Indice di gruppo

3.4.2 Rocce

La Resistenza a compressione semplice dell'ammasso roccioso può essere valutata con metodi diretti o indiretti. I metodi diretti, come la prova di compressione uniassiale, permettono di ottenere direttamente il valore di RC, i metodi indiretti invece si basano sul calcolo di un indice (R per il martello di Schmidt e $Is(50)$ per il PLT) che è correlabile alla resistenza a compressione semplice attraverso relazioni empiriche.

Per la determinazione della Resistenza a compressione dell'ammasso roccioso dei calcari marnosi sono state effettuate prove di compressione uniassiale su campioni di carota inviati in laboratorio. La resistenza delle rocce alla compressione è la resistenza che queste oppongono alle forze che tendono a romperle per schiacciamento. Le prove per determinarne il valore vengono effettuate su provini sottoposti ad un carico statico gradualmente crescente sino ad ottenere la rottura del provino. Un manometro permette di leggere il valore del carico applicato quando avviene la rottura del campione, mentre un'asta graduata consente la lettura dello spessore del campione prima che avvenga la compressione.

La determinazione dei parametri di RC per i calcari marnosi è stata eseguita tramite le prove geotecniche di laboratorio effettuate sulle carote dei sondaggi. I campioni di roccia prelevati dai carotaggi ed inviati in laboratorio, sono specificati nella tabella sottostante.

SONDAGGIO	STATO CAMPIONE	PROFONDITA'	PROVA
S1	Litoide	4.50-4.80 somm.	Massa volumica e Prova compressione
S1	Litoide	4.50-4.80 basale	Massa volumica e Prova compressione
S2	Litoide	4.35-4.76	Massa volumica e Prova compressione
S3	Litoide	4.20-4.45	Massa volumica e Prova compressione

I risultati delle analisi sui campioni di calcari marnosi, come dettagliato nell'Allegato 3 della Relazione sulle Indagini (Prove di laboratorio), hanno dato, in sintesi, i seguenti risultati:

Campione	Peso di volume (g/cm ³)	Pressione di Rottura (kg/cm ²)
S1 (4.40-4.80)	1,951	41,51
S1 (4.40-4.80)	1,967	41,82
S1 (4.35-4.76)	2,034	43,90
S1 (4.20-4.45)	2,143	32,27

Per la determinazione dei parametri caratteristici si può ricorrere a metodi statistici oppure a valutazioni soggettive basate sul giudizio del geotecnico (*stima ragionata e cautelativa, effettuata dal progettista geotecnico, del valore del parametro nello stato limite considerato*); nello specifico, come suggerito nella Circolare esplicativa alle NTC 2018, si ritiene giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità, o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti. Al contrario si può fare riferimento ai valori minimi nel caso in cui siano coinvolti modesti volumi di terreno..... o nel caso in cui la struttura a contatto con il terreno non sia in grado di trasferire forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti.

Per la determinazione dei valori caratteristici, dati sia il numero limitato dei valori a disposizione che la tipologia delle opere in progetto, è giustificato l'utilizzo dei valori medi, per il calcolo dei quali si è scelto il metodo statistico proposto da Cherubini e Orr (approccio Bayesiano):

dove:	$x_m = \sum x_i / n$	valore medio
	$s_x = [\sum (x_i - x_m)^2 / (n-1)]^{0,5}$	deviazione standard
	$CV = s_x / x_m$	coefficiente di variazione

La descrizione delle argille sabbiose derivante dall'esame macroscopico dei campioni nei carotaggi è stata aggiornata a seguito dell'analisi granulometrica, che aveva permesso l'esatta classificazione dei campioni in argilla+limo con sabbia (S1 2,47-2,74). L'omogeneità riscontrata poi nei valori delle caratteristiche fisico-naturali e di resistenza hanno giustificato l'individuazione di un unico litotipo, al netto delle variazioni granulometriche. Solo i valori riferibili alla prova SPT S2 (1.80-2.25) risultano più elevati e correlabili verosimilmente ad un livello più conglomeratico; sono stati comunque anch'essi ricompresi nella determinazione dei parametri caratteristici.

LITOTIPO	PARAMETRO	C1	C2	C3	C4	x _m	s _x	CV	x _K
Argilla con sabbia (Lab+SPT)	φ (°)	28,99	29,70	38,40	31,40	32,12	3,73	0,12	30,26

Per quanto attiene alla coesione drenata, procedendo nel medesimo modo, si ottiene un valore di $C' = 0.53$.

Valore caratteristico della coesione C

LITOTIPO	PARAMETRO	C1	C2	C3	C4	x_m	s_x	CV	x_k
Argilla con sabbia (Lab+SPT)	C'	0,24	0,47	2,06	0,77	0,89	0,70	0,80	0,53

Tuttavia, considerando che la prova SPT non è correlabile alla coesione drenata, si ritiene più cautelativo fare riferimento all'unico valore fornito dalla prova di laboratorio:

$$C' = 0.24$$

ROCCE

Lo stesso metodo è stato seguito anche per il calcolo della RCS, ottenuta per via diretta tramite le prove di compressione uniassiale, perché costituisce uno degli elementi per la determinazione dei parametri di resistenza al taglio, effettuata di seguito tramite il criterio di Hoek&Brown.

Valore caratteristico della RCS della calcarenite

LITOTIPO	PARAMETRO	C1	C2	C3	C4	x_m	s_x	CV	x_k
Calcare marnoso	RCS (kg/cm²)	41,51	41,82	43,90	32,27	39,88	4,49	0,11	37,63

$$RCS = 37,63 \text{ kg/cm}^2 = 3,69 \text{ Mpa}$$

3.5 Caratterizzazione litofacies lapidea (criterio di Hoek-Brown)

Il reticolo di discontinuità unitamente alla definizione della resistenza della matrice rocciosa, determinano il comportamento meccanico e il modello geotecnico degli ammassi rocciosi. E' importante quindi, al fine di una loro corretta caratterizzazione, una precisa descrizione della struttura della massa e delle discontinuità sia in termini qualitativi che quantitativi: la caratterizzazione delle proprietà meccaniche e strutturali dell'ammasso roccioso permette di definire la resistenza al taglio (in termini di ϕ' e c') dell'ammasso assegnando un valore numerico alle sue caratteristiche geologiche.

La resistenza al taglio complessiva di un ammasso roccioso, attribuita in parte alla componente coesiva ed in parte alla componente attritiva, vengono stimati mediante teorie di calcolo sul modello di Mohr-Coulomb, il quale indica una correlazione fra resistenza al taglio del materiale e pressione di confinamento di tipo lineare, mentre negli ammassi rocciosi tale correlazione è di tipo non lineare. Hoek e Brown hanno studiato una procedura che consentisse l'applicazione delle formule dell'equilibrio limite anche al caso di ammassi

rocciosi, tramite una approssimazione lineare dell'involuppo di rottura curvilineo ottenendo coesione c' e angolo d'attrito φ' .

Rispetto alla formulazione originaria del 1980, questo criterio è stato modificato dagli Autori nel corso degli anni e perfezionato, anche per la sua applicazione a rocce tenere e alle formazioni complesse. Nel seguito viene illustrata la versione più recente (2002):

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

dove σ_1 e σ_3 sono gli sforzi principali efficaci massimi e minimi applicati a rottura;

σ_{ci} è la resistenza a compressione monoassiale del materiale roccia intatto;

m_b , s , a sono coefficienti che dipendono dalle caratteristiche dell'ammasso roccioso.

Tali coefficienti possono essere calcolati tramite le seguenti formule:

$$m_b = m_i \exp \left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right)$$

$$s = \exp \left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right)$$

dove:

GSI (Geological Strength Index) è, come precedentemente spiegato, un indice di qualità dell'ammasso roccioso variabile tra 5 e 100, funzione delle condizioni geomeccaniche e del grado di alterazione;

m_i è un coefficiente tipico della roccia intatta;

D è il fattore di disturbo, che tiene conto dell'impatto delle tecnologie di scavo sugli ammassi considerati e/o delle deformazioni subite dall'ammasso a seguito o prima della scavo; esso varia tra 0 (ammassi non disturbati) e 1 (ammassi molto disturbati).

I valori di m_i e D sono ricavabili da tabelle o range di valori proposti dallo stesso autore.

Nella presente relazione per l'elaborazione del metodo di Hoek e Brown è stato utilizzato il programma RocLab (Rocscience Inc.).

Classificazione di Palmstöm

Il **GSI**, che di solito è stimato qualitativamente in base ad osservazioni a vista circa le caratteristiche strutturali della roccia e la qualità delle superfici di discontinuità esposte, può essere calcolato, indirettamente, tramite il metodo di Palmstöm.

Tale metodo è finalizzato al calcolo del Rock Mass index (R_{Mi}), ossia di un indice che tiene conto della riduzione di resistenza a compressione dell'ammasso (σ_c), per effetto di alcune proprietà delle discontinuità. Il valore del Rock Mass index è dato da:

$$R_{Mi} = R_{Ci} \cdot J_P$$

dove R_{Ci} è la resistenza a compressione uniassiale della matrice rocciosa e J_P è il "coefficiente della fratturazione" che, a sua volta, tiene conto del "volume del blocco" (V_b) e del "fattore di condizione" (j_C) delle discontinuità.

Il fattore j_C si calcola valutando alcune proprietà fisiche delle discontinuità rilevate in sito ed espresse sotto forma di coefficienti che sono: i fattori di rugosità (j_R), di ondulazione (j_W), di alterazione (j_A), di persistenza (j_L) e di continuità (j_t) che dipendono dalla scala e dalla geometria del problema. Il volume del blocco V_b , può essere calcolato dai dati di spaziatura rilevati in campagna o, in linea subordinata, a partire dai dati di RQD delle perforazioni.

Il parametro J_P può calcolarsi in base alla formula:

$$J_P = 0,2 \cdot \sqrt{j_C} \cdot V_b D$$

$$\text{dove: } D = 0,37 \cdot j_C^{-0,2}.$$

Sulla base dei valori di R_{Mi} , Palmström propone la sua classificazione degli ammassi.

R _{Mi} (MPa)	Descrizione
<0,001	Estremamente scadente
0,001 – 0,01	Molto scadente
0,01 – 0,1	Scadente
0,1 – 1	Moderatamente scadente
1 – 10	Buona
10 – 100	Molto buona
>100	Estremamente buona

Secondo Palmström, a partire dall' R_{Mi} , si può risalire ai valori delle costanti empiriche s ed m_b che compaiono nel criterio di rottura "originale" di Hoek e Brown [HOEK e BROWN 1980], essendo nullo il valore della sollecitazione principale minima σ_3' . Entrambe queste costanti dipendono dalle proprietà della matrice e dell'ammasso roccioso nonché dall'entità del disturbo da esso subito, prima di essere interessato da sollecitazioni di taglio. Essendo la

costante s concettualmente simile al JP, Palmström propone la seguente correlazione tra le due grandezze:

$$s = JP^2$$

Quindi, una volta noto il parametro della fratturazione JP è possibile risalire anche al valore del GSI [HOEK et al., 1992; HOEK et al., 2002]; a tal riguardo, Palmström propone la seguente espressione:

$$GSI = (\ln s \cdot 9) + 100$$

Il GSI viene così calcolato a partire dal parametro della fratturazione JP.

Calculating the Rock Mass index, RMI

Uniaxial compressive strength of intact rock (MPa)		RC =	3.69
Hoek-Brown rock material constant		m_i =	7
Joint roughness	smooth & planar = 1; smooth & undulating = 2; rough & planar = 2	factor jR =	2
Joint alteration	fresh = 1; coating of calcite = 3; coating of clay = 3; filling of clay = 6 - 10	factor jA =	3
Joint size	partings = 6; short joints = 2 - 4; medium joints = 1 - 2	factor jL =	2
Joint termination	continuous = 1; discontinuous = 2	=	2
Block size, joint density, or degree of jointing (use only input of ONE of these parameters)	Block volume (m ³) (note the input in m3)	Vb =	
	Rock quality designation	RQD =	80
	Volumetric joint count	Jv =	
	Average joint spacing (m)	Sa =	
Block shape	cubical = 27; slightly long or flat = 40; long or flat = 75; very long or flat = 250	=	27
For information only (must not be filled)	Number of joint sets in the actual location	nj =	2
	Occurrence of seam(s) (= clay-filled joint with thickness < 1m)		
	Weakness zone or fault (= zone with thickness > 1m)		
CALCULATIONS			
Rock mass index		RMi =	0.237968569
		classification of RMi =	Low

Il valore del GSI risulta quindi:

$$GSI = (\ln s \cdot 9) + 100 = 50.66$$

Ricavati i valori della Resistenza a compressione uniassiale (σ_{ci} = 3.69 MPa) e quello del parametro di GSI (50.66), sono stati utilizzati il parametro m_i , relativo alla litologia e ricavabile dalla tabella dello stesso autore, per il quale è stato utilizzato il valore di 7, e il parametro D, a cui si è attribuito un valore di 0.0.

I valori dei parametri relativi all'ammasso roccioso (calcarei marnosi) utilizzati per l'elaborazione e i parametri di resistenza che da essa sono derivati vengono sotto riportati:

Classification Hoek-Brown

RCS	3.69 MPa
GSI	50.66
mi	7
D	0.0

Criterio Hoek-Brown

mb =	1.202
s =	0,0042
a=	0.505

Adattamento Mohr-Coulomb (scavo)

$\varphi' =$	40.65 °
$c' =$	0.067 MPa

Adattamento Mohr-Coulomb (fondazioni)

$\varphi' =$	27.72 °
$c' =$	0.167 MPa

Nella figura sotto i relativi diagrammi degli involucri a rottura, dove vengono raffrontate le curve derivanti dai due metodi (Hoek-Brown e Mohr-Coulomb).

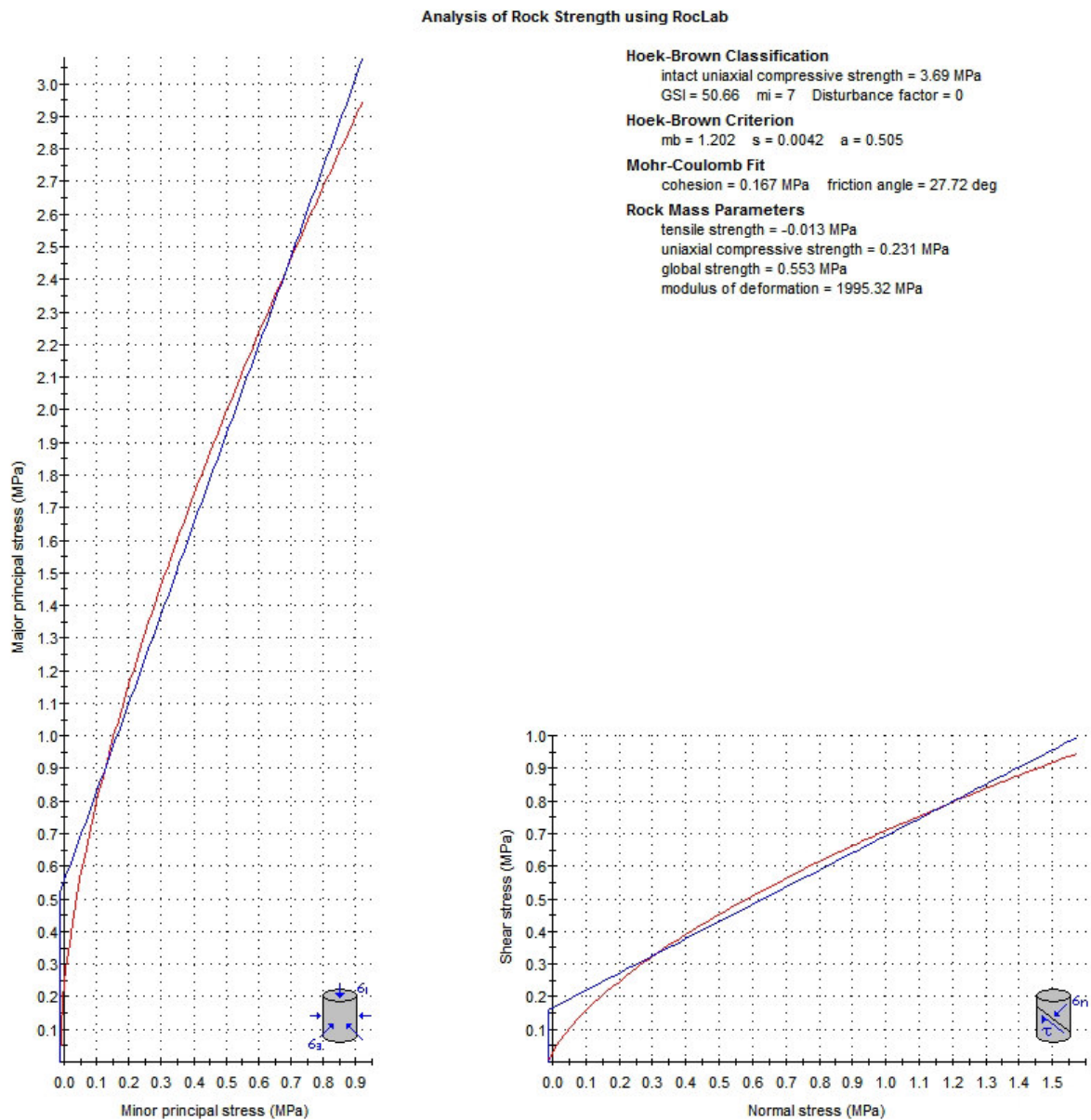


Figura 10: Involuppi di rottura, secondo il criterio generalizzato di Hoek-Brown (in rosso) ed equivalente (in blu).

3.6 Modello litotecnico

Il modello litotecnico, definito sulla base delle prove in situ ed in laboratorio, rispetta quanto individuato nel modello litostratigrafico.

Il volume indagato, quindi, può essere suddiviso in terreni artificiali (Litotipo a_h), coperture di argille e sabbie da poco a mediamente coesive (Litotipo a_1), un livello residuale di decalcificazione marnoso-argillosa da semicoerente a debolmente cementata dello spessore

massimo 1 metro (Litotipo b₁), e infine substrato di calcari marnosi, lapidei e competenti (Litotipo b₂).

LITOTIPO a_h. DEPOSITI ANTROPICI

Materiali di riporto e rimaneggiati, da sciolti a scarsamente addensati, con abbondante matrice sabbiosa e litici spigolosi poligenici ed eterometrici. Materiali di scarsa coesione, scavabili con normali mezzi meccanici e classificabili come scavi in terra. I valori sotto riportati derivano da dati di letteratura.

$$\gamma_{\text{nat}} = 1,88 \text{ g/cm}^3$$

$$\gamma_{\text{nat}} = 2,02 \text{ g/cm}^3$$

$$\varphi_k' = 30^\circ$$

$$c_k' = 0,0 \text{ kg/cm}^2$$

LITOTIPO a₁. DEPOSITI ALLUVIONALI

Argille con sabbie, da poco a mediamente addensate, con litici calcarei a tratti molto abbondanti, generalmente arrotondati e di dimensioni da millimetriche a centimetriche, di origine alluvionale. Caratterizzate da elevata resistenza al taglio e coesione modesta. Scavabili agevolmente con macchine di peso operativo e benna ordinari.

$$\gamma_{\text{nat}} = 2.031 \text{ g/cm}^3$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 2.177 \text{ g/cm}^3$$

$$\varphi_k' = 30.26^\circ$$

$$c_k' = 0,24 \text{ kg/cm}^2$$

LITOTIPO b₁

Rappresenta un termine di graduale transizione al substrato litoide, dove l'alterazione per dissoluzione del cemento carbonatico ha prodotto un livello di decalcificazione marnoso-argilloso di colore da bianco a bianco-giallastro. La scavabilità è agevole con macchine di peso operativo e benna ordinari.

LITOTIPO b₂

Calcari marnosi lapidei, stratificati e scarsamente fratturati, con resistenza a compressione modesta e resistenza al taglio non elevata (criterio generale di Hoek & Brown),. Sono scavabili quasi esclusivamente con macchine di elevato peso operativo supportate dall'uso del martello demolitore.

$$\gamma_{\text{nat}} = 2.02 \text{ g/cm}^3$$

$$\begin{aligned}\varphi_k' &= 27.72^\circ \\ c_k' &= 0.167 \text{ MPa} \\ \text{RCS}_{\text{max}} &= 43,90 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{RCS}_k &= 37.63 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

Il modello ricostruito ha permesso di definire il modello stratigrafico bidimensionale, che è stato riportato nella **Tav. G4 - Sezioni geologiche attraversamenti**, in scala 1:100, da cui si rileva che le fondazioni delle nuove opere poggiano sul basamento litoide dei calcari marnosi. Le unità litostratigrafiche omogenee individuate e rappresentate nelle sezioni geologiche della Tav. G4 sono rappresentate dai valori caratteristici dei parametri geotecnici sopra sintetizzati.

3.7 Indagine geofisica

Il modello litotecnico ricostruito trova riscontro nell'indagine geofisica, per quanto riguarda sia la suddivisione degli orizzonti che gli spessori:

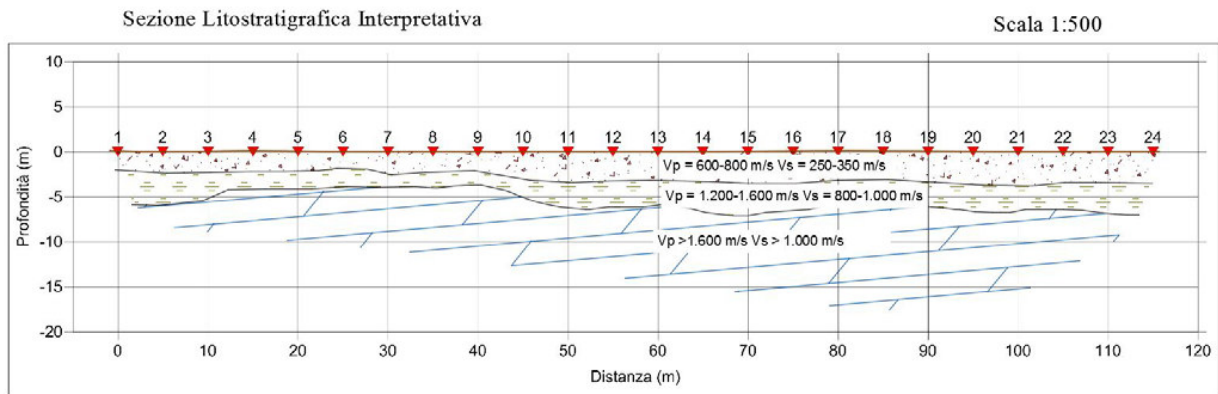
In particolare per quanto riguarda le onde P, l'indagine ha evidenziato la presenza di un orizzonte superficiale, caratterizzato da velocità di compressione inferiori a 800 m/s, con spessore compreso tra 2.0 e 3.8 m con un graduale aumento di spessore verso valle, che può essere ricondotto alle coperture detritiche/alluvionali recenti.

Al di sotto di questo primo orizzonte si individua una zona caratterizzata da un incremento graduale delle velocità sismiche fino a velocità dell'ordine di 1.600 -m/s che segnano il passaggio al sottostante bedrock litoide. Questo orizzonte può essere correlato con l'orizzonte superficiale alterato del substrato litoide miocenico .

Il substrato miocenico compatto si individua a profondità comprese tra 4 e 6.5 m e presenta velocità sismiche comprese tra 1.600 e 2800 m/sec.

.....

Incrociando i risultati delle tomografie sismiche in onde Vp e Vs è stato realizzato un modello geofisico semplificato del sottosuolo suddiviso in tre Unità principali (A, B, e C). Per ciascuna unità si è indicato il range di variabilità delle onde di compressione e delle onde di taglio, rappresentati nella sezione litostratigrafica sotto riportata.



3.8 Categoria di sottosuolo.

Sulla base delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17.01.2018) l'azione sismica di progetto viene definita a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono. Alla scala della singola opera o del singolo sistema geotecnico, la risposta sismica locale consente di definire le modifiche che un segnale sismico subisce, a causa dei fattori anzidetti, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A - Tabella 3.2.II - NCT 2018).

Il moto sismico alla superficie di un sito associato a ciascuna categoria di sottosuolo è definito mediante l'accelerazione massima (a_{max}) attesa in superficie ed una forma spettrale ancorata ad essa. In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, è possibile valutare l'accelerazione massima a_{max} attesa al sito mediante la relazione:

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

S_S = coefficiente che tiene conto dell'effetto dell'amplificazione stratigrafica

S_T = coefficiente che tiene conto dell'effetto dell'amplificazione topografica

a_g = accelerazione massima orizzontale sul suolo di categoria A

In allegato alla normativa (allegato Tab.2 B NCT 2018), per tutti i siti considerati, sono forniti i valori di a_g , F_0 e TC necessari per la determinazione delle azioni sismiche. Il territorio regionale è associato ad un'unica terna dell'Allegato B (Fig.7).

	T _R =30			T _R =50			T _R =72			T _R =101			T _R =140			T _R =201			T _R =475			T _R =975			T _R =2475		
Isole	a ₀	F ₀	T ₀ ⁺	a ₀	F ₀	T ₀ ⁺	a ₀	F ₀	T ₀ ⁺	a ₀	F ₀	T ₀ ⁺	a ₀	F ₀	T ₀ ⁺	a ₀	F ₀	T ₀ ⁺	a ₀	F ₀	T ₀ ⁺	a ₀	F ₀	T ₀ ⁺	a ₀	F ₀	T ₀ ⁺
Arcipelago Toscano, Isole Egadi, Pantelleria, Sardegna, Lampedusa, Linosa, Ponza, Palmarola, Zannone	0,186	2,61	0,273	0,235	2,67	0,296	0,274	2,70	0,303	0,314	2,73	0,307	0,351	2,78	0,313	0,393	2,82	0,322	0,500	2,88	0,340	0,603	2,98	0,372	0,747	3,09	0,401
Ventotene, Santo Stefano	0,239	2,61	0,245	0,303	2,61	0,272	0,347	2,61	0,298	0,389	2,66	0,326	0,430	2,69	0,366	0,481	2,71	0,401	0,600	2,92	0,476	0,707	3,07	0,517	0,852	3,27	0,564
Ustica, Tremiti	0,429	2,50	0,400	0,554	2,50	0,400	0,661	2,50	0,400	0,776	2,50	0,400	0,901	2,50	0,400	1,056	2,50	0,400	1,500	2,50	0,400	1,967	2,50	0,400	2,725	2,50	0,400
Alicudi, Filicudi	0,350	2,70	0,400	0,558	2,70	0,400	0,807	2,70	0,400	1,020	2,70	0,400	1,214	2,70	0,400	1,460	2,70	0,400	2,471	2,70	0,400	3,212	2,70	0,400	4,077	2,70	0,400
Panarea, Stromboli, Lipari, Vulcano, Salina	0,618	2,45	0,287	0,817	2,48	0,290	0,983	2,51	0,294	1,166	2,52	0,290	1,354	2,56	0,290	1,580	2,56	0,292	2,200	2,58	0,306	2,823	2,65	0,316	3,746	2,76	0,324

Figura 11: tabella 2 - Allegato B delle NTC 2018.

3.8.1 Amplificazione stratigrafica.

La normativa vigente quindi (D.M. 17.01.2018) impone la necessità di conoscere le caratteristiche stratigrafiche del sottosuolo dell'area indagata sino alla profondità di 30 m dal p.c. In particolare devono essere noti:

- il numero e lo spessore degli strati di copertura, cioè dei livelli sovrastanti il bedrock (substrato roccioso) o il bedrock-like, (strato sciolto con velocità delle onde S nettamente maggiore dei livelli superiori), generalmente con valori oltre i 500-700 m/s;
- la classificazione in funzione della velocità delle onde S nella copertura.

L'influenza del profilo stratigrafico sulla risposta sismica locale deve essere valutata tramite indagini in sito (sismica a rifrazione-valutazione della velocità delle onde di taglio Vs); in alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, Vs. Per la classificazione vengono identificate 5 categorie (A, B, C, D ed E) ad ognuna delle quali è associato uno spettro di risposta elastico. Lo schema di riferimento per la determinazione della categoria del sito è quello indicato nella sottostante Tabella 3.

Categoria	Descrizione	V _{seq} (m/s)
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni dalle caratteristiche più scadenti, con spessore massimo pari a 3 m.	> 800
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.	360÷800

C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.	180÷360
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 m/s e 180 m/s.	100÷180
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.	

Tabella 3.2.II-NCT 2018 - *Categorie di sottosuolo che permettono l'approccio semplificato.*

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:

dove:

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

h_i = spessore dell'i-esimo strato;

$V_{S,i}$ = velocità delle onde di taglio dell'i-esimo strato;

N = numero strati;

H = profondità del substrato caratterizzato da V_s non inferiore a 800 m/s;

I coefficienti di amplificazione stratigrafica valgono 1 per la categoria di sottosuolo A, mentre per le categorie B, C, D ed E sono funzione dei valori di F_0 e TC relativi al sottosuolo di categoria A.

Indagini sismiche con tecnica MASW

Allo scopo di definire la categoria di sottosuolo nell'area di progetto è stata eseguita una indagine geofisica di tipo sismico che si è articolata attraverso l'esecuzione di 1 stendimento lungo il quale sono state acquisite sia le onde di taglio SH che le onde di compressione P, eseguita dal Dott. Geol. Stefano Conti, ubicata come da Planimetria indagini.

La prospezione sismica, i cui risultati sono esposti nel rapporto "*Relazione sulle indagini geofisiche*" (Allegato 4 - Rapporto sulle indagini), è stato eseguito lungo uno stendimento dello sviluppo complessivo di 115 m e il posizionamento di 24 geofoni con distanza intergeofonica di 5 m.

L'indagine ha evidenziato la presenza di un substrato litoide rigido ($V_s > 800$ m/s) collocato ad una profondità compresa tra 2.00 m e 3.80m dal piano di campagna preceduto da sedimenti detritico/alluvionali mediamente addensati caratterizzati da V_s comprese tra 250 -350 m/s, Tenendo conto che a seguito dei lavori di scavo previsti in progetto lo spessore dei depositi

superficiali al di sotto dell'opera risulterà inferiore a tre metri, ai fini della caratterizzazione sismica il sottosuolo può essere considerato come **Categoria A** della Tabella 3.2.II delle N.T.C. 2018, ed è definibile come " *Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori V_{S30} superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni dalle caratteristiche più scadenti, con spessore massimo pari a 3 m."

3.8.2 Amplificazione topografica.

Per tener conto delle condizioni topografiche nella progettazione o nella verifica di opere e sistemi geotecnici realizzati su versanti e per l'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale e per configurazioni superficiali semplici, è possibile adottare la classificazione della Tabella 3.2.III.

Tabella 3.2.III - NCT 2018 - *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $> 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $> 30^\circ$

Il contesto morfologico del tratto del Rio Salamedu interessato presenta una debolissima pendenza verso W dello 0.7% (0.4°), caratteristiche topografiche che permettono di inserire il sito nella classe **T1 –Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$.**

4. CONCLUSIONI.

Lo scopo del presente lavoro è quello di fornire tutti i dati di carattere geologico-geotecnico (litologici, geomorfologici, idrogeologici e geotecnici) necessari alla ricostruzione dei modelli geologico e geotecnico del sito interessato dal progetto per gli "*Interventi per il superamento delle problematiche idrauliche del Rio Salamedu*", nel comune di Cuglieri.

Lo studio geologico ha permesso la ricostruzione del seguente modello:

→ Gli interventi in progetto interessano gli ultimi 800 ml circa dalla foce del Rio Pedra Onada, dove il corso d'acqua prende il nome di Rio Salamedu ed è tombato per circa 350 m.; lo studio geologico riguarda il bacino idrografico del Rio Salamedu, caratterizzato da estese coperture vulcaniche plio-pleistoceniche disposte sul potente complesso vulcanico oli-

go-miocenico e sulla sequenza marina miocenica. L'area strettamente interessata dagli interventi, indagata tramite sondaggi a carotaggio continuo, è costituita dai calcari marnosi miocenici, dai suoi prodotti di alterazione superficiale e dalle coperture alluvionali attuali. L'insieme dei terreni artificiali, materiali di riporto+pavimentazione bitumata, chiudono la stratigrafia.

→ L'analisi geomorfologica ha evidenziato nelle scarpate rocciose e nella falesia gli elementi geomorfologici sede di instabilità per frana, oltre che nelle numerose aree di cava dismesse; questi elementi geomorfologici sono stati riconosciuti tra le aree pericolose individuate dal PAI vigente, con classi di pericolosità da frana da moderata (Hg1) a molto elevata (Hg4). L'area interessata dagli interventi in progetto non è ricompresa fra quelle a pericolosità da frana e non sono stati rilevati elementi geomorfologici che predispongano ad instabilità. L'analisi storica del Rio Salamedu evidenzia che la realizzazione del canale tombato ha cancellato i caratteri di naturalità del corso d'acqua, il quale presentava un alveo a canali intrecciati esteso nell'ampia piana inondabile. Le problematiche di ordine idraulico si manifestano con le esondazioni che in occasione delle piene ordinarie avvengono in corrispondenza dell'attraversamento in località Salamedu. Da questo punto in poi le problematiche idrauliche si ripercuotono verso la foce quindi sulla borgata di Santa Caterina di Pittinuri. Tali problematiche sono riconducibili alla riduzione della sezione idraulica per effetto delle opere artificiali: quindi all'inadeguatezza dell'attraversamento in località Salamedu e alla presenza del canale tombato.

→ Il tratto fluviale interessato dagli interventi di riordino idraulico comprende gli ultimi 800 ml dalla foce del Rio Salamedu; in corrispondenza della borgata di Santa Caterina il corso d'acqua scorre all'interno di un canale tombato per circa 350 m, a valle del quale torna a cielo aperto fino alla foce. Tutto questo tratto fluviale ricade in area a pericolosità idraulica molto elevata Hi4 nel PAI vigente. E' stata effettuata una valutazione del trasporto solido medio annuo col metodo proposto da Gavrilovic, che ha permesso di quantificare il volume di materiale prodotto annualmente a causa dei processi erosivi nel bacino del Rio Pedra Onada-Salamedu e stimare il materiale trasportato alla sezione dell'imbocco del canale.

La configurazione geologica, in relazione alle caratteristiche litostratigrafiche, idrogeologiche, geomorfologiche e più in generale, di pericolosità geologica del territorio,

consente di valutare positivamente, senza prescrizioni di alcun tipo, la fattibilità geologica delle opere in progetto.

Tra le cinque alternative progettuali analizzate, l'RTP l'RTP ha ritenuto l'alternativa quattro quella maggiormente percorribile; per poter ricondurre l'intervento progettuale in coerenza con la linea di finanziamento e compatibilmente con i fondi a disposizione originariamente ipotizzati, il progetto propone:

- la detombinatura del canale coperto per un tratto di circa 330 m;
- la realizzazione di passaggi grigliati carrabili che consentono l'accesso ai proprietari dei terreni posti sulla sinistra idraulica del rio;
- la posa in opera di parapetti lungo le pareti verticali del rio;
- la posa in opera di barriere di ritenuta sulle passerelle carrabili;
- il rifacimento del marciapiede pedonale posto verso la via Salamedu che verrebbe inevitabilmente rovinato dalle operazioni di detombinatura;
- la rinaturalizzazione, delle aree poste tra il canale ed il marciapiede;
- lo spostamento delle reti di fognatura interferenti che passano sotto il ponte S.S. 292.

La precedente versione PFTE (Maggio 2021) prevedeva le seguenti lavorazioni:

- la detombinatura del tratto tombato;
- il rinalveamento del tratto a cielo aperto dopo il tombato e verso il monte fino al piccolo tubolare esistente;
- due nuove opere di attraversamento;
- lavori vari completivi.

In quella versione del PFTE le competenze geologico-geotecniche si erano espletate principalmente nell'ambito della progettazione delle due nuove opere di attraversamento e del rinalveamento, verso le quali erano stati indirizzati gli approfondimenti e le indagini; l'area quindi era stata investigata tramite una campagna di indagini mirata alla definizione del modello geotecnico e alla caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce nel volume significativo, come prescrive la normativa vigente in materia.

Le risultanze di questa campagna indagini, sebbene non più funzionali alla realizzazione delle nuove opere di attraversamento e del rinalveamento, sono state esposte nel presente elaborato, nel quale è stata inoltre ricostruita in dettaglio la successione stratigrafica, effettuata l'elaborazione del modello geotecnico, distinti i vari litotipi e forniti i relativi valori caratteristici delle grandezze fisiche e meccaniche.

Considerando inoltre che la sola detombinatura non comporta la realizzazione di sponde di collegamento tra il canale tombato e il piano campagna in quanto la soletta del canale è già, per tutta la sua lunghezza, alla quota del piano campagna, non si sono resi necessari ulteriori approfondimenti geologico/geotecnici rispetto a quelli già effettuati.

Dott. Geol.
Donatella Giannoni