GRUPPO FS ITALIANE

Direzione Tecnica

S.S. n°1 AURELIA
VARIANTE ALL'ABITATO DI IMPERIA
LOTTO 1
DA SVINCOLO TORRENTE PRINO A SVINCOLO IMPERO

PROGETTO DEFINITIVO

COD. GE271

PROGETTAZIONE:
RAGGRUPPAMENTO
TEMPORANEO PROGETTISTI

MANDATARIA: PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.

MANDANTI: delta ingegneria; VIA INGEGNERIA

IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:
Ing. Riccardo Formichi – Società Pro Iter Srl
Ordine Ingegneri Provincia di Milano n. 18045

IL GEOLOGO:
Geol. Massimo Mezzanzanica – Società Pro Iter Srl
Ordine Geologi Regione Lombardia n. A762

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:
Ing. Matteo Di Girolamo – Società VIA Ingegneria Srl
Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. n° 15138

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO:
Ing. Fabrizio Cardone

PROTOCOLLO:

DATA:

IL PROGETTISTA:
Geol. Massimo Mezzanzanica – Società Pro Iter Srl
Ordine Geologi Regione Lombardia n. A762

ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI MILANO – DOTT.ING. FORMICHI RICCARDO – Sez.A Settori: a) civile e ambientale b) industriale c) dell'informazione – n° A 18045

ORDINE DEI GEOLOGI della LOMBARDIA – Mezzanzanica Massimo n° 762

02 - GEOLOGIA E GEOTECNICA
02.01 - GEOLOGIA
Relazione geologica

CODICE PROGETTO	NOME FILE	REVISIONE	SCALA
PROGETTO: DPGE2710 – LIV. PROG.: D – 23	T00GE01GEORE01C.pdf		
	CODICE ELAB.: T00GE01GEORE01	C	-

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
D					
C	Revisione per avvio Conferenza dei Servizi	Agosto 2025	Vitiello	Mezzanzanica	Formichi
B	Revisione a seguito di richiesta integrazioni in procedura V.I.A.	Dicembre 2024	Vitiello	Mezzanzanica	Formichi
A	EMISSIONE	Gennaio 2024	Vitiello	Mezzanzanica	Formichi

I N D I C E

1 PREMESSA 5
1.1 OPERE IN SOTTERRANEO: GALLERIE 6
1.2 OPERE ALL'APERTO: PONTI E VIADOTTI 7
2 NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO 8
2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO 8
2.2 ELABORATI DI PROGETTO DEFINITIVO 8
3 INDAGINI GEOGNOSTICHE 10
3.1 CAMPAGNA DI INDAGINE GEOGNOSTICA PREGRESSA (2010) 10
3.1.1 Indagini geognostiche in sito 12
3.1.1.1 Sondaggi geognostici a carotaggio continuo 12
3.1.1.2 Prove penetrometriche dinamiche in foro di sondaggio (SPT) 13
3.1.1.3 Prove di permeabilità Lefranc 15
3.1.1.4 Prove di permeabilità Lugeon 15
3.1.1.5 Prove pressiometriche 16
3.1.1.6 Prove dilatometriche 16
3.1.1.7 Prove penetrometriche dinamiche continue 16
3.1.1.8 Prospezioni sismiche di superficie 17
3.1.1.9 Prospezioni sismiche down hole 18
3.1.1.10 Pozzetti esplorativi 20
3.1.1.11 Misure piezometriche 20
3.1.2 Prove geotecniche e geomeccaniche di laboratorio 21
3.1.3 Rilievi geomeccanici 22
3.2 CAMPAGNA DI INDAGINE GEOGNOSTICA INTEGRATIVA (2023) 23
3.2.1 Indagini geognostiche in sito 24
3.2.1.1 Sondaggi geognostici 24
3.2.1.2 Prove di resistenza dinamica in foro: Standard Penetration Test (SPT) 25
3.2.1.3 Prove di permeabilità Lefranc 26
3.2.1.4 Prove di permeabilità Lugeon 27
3.2.1.5 Prove dilatometriche in foro 27
3.2.1.6 Prelievo di carico su piastra 27
3.2.1.7 Prelievo di campioni ambientali 28
3.2.1.8 Indagini geofisiche 29
3.2.2 Prove geotecniche e geomeccaniche di laboratorio 33
4 INQUADRAMENTO TETTONICO-STRATIGRAFICO 34
5 RILEVAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO DI DETTAGLIO 36
6 GEOLOGIA DEL SUBSTRATO 41
6.1 FLYSCH DI SANREMO 41
6.1.1 Facies arenaceo-torbiditica (FS1) 42
6.1.2 Facies marnosa (FS2) 43
7 SUCCESSIONI MARINE/CONTINENTALI POST-MESSINIANE 46
7.1 "SERIE PLIOCENICA" 46

7.1.1 Brecce di Taggia *47*
7.1.2 Argille di Ortovero *47*
7.1.3 Conglomerati di Monte Villa *48*
7.1.4 Sabbie della Costa Terre Bianche *50*
7.1.5 Geometria e contatti stratigrafici *50*
7.2 DEPOSITI CONTINENTALI 51
7.2.1 Depositi alluvionali *51*
7.2.1.1 Depositi alluvionali attuali (“alluvioni mobili”) 51
7.2.1.2 Depositi alluvionali recenti 51
7.2.1.3 Depositi alluvionali antichi 52
7.2.2 Depositi di versante (coltre eluvio-colluviale) *52*
7.2.2.1 Rappresentazione cartografia dei depositi eluvio-colluviali 53
7.2.3 Depositi di spiaggia *53*
8 ASSETTO STRUTTURALE 54
9 ASSETTO GEOMORFOLOGICO 55
9.1 PAI 56
9.2 INVENTARIO DEI FENOMENI FRANOSI IN ITALIA IFFI 58
9.3 ANALISI INTERFEROMETRICA DI IMMAGINI RADAR SATELLITARI 58
9.3.1 Generalità *58*
9.3.2 Analisi dei valori di velocità dei PS nelle aree di frana segnalate dal PAI *61*
10 IDROGEOLOGIA 64
10.1 AREE DI FONDOVALLE 64
10.1.1 Bacino del Torrente Prino *64*
10.1.2 Bacino del Torrente Impero *64*
10.2 AREE DI VERSANTE 65
10.3 POSSIBILI INTERFERENZE 65
10.4 DETERMINAZIONE DELLE VENUTE D’ACQUA IN GALLERIA 66
10.5 ASPETTI IDROCHIMICI ED AGGRESSIVITÀ DELLE ACQUE 72
11 SISMICITA’ DEL TERRITORIO 75
11.1 ZONAZIONE SISMOGENETICA 75
11.2 CLASSIFICAZIONE SISMICA COMUNALE E SISMICITÀ STORICA 76
11.3 STRUTTURE SISMOGENETICHE 78
11.4 FAGLIE CAPACI 79
11.5 AZIONE SISMICA DI PROGETTO 81
11.5.1 Stati limite nei confronti delle azioni sismiche *81*
11.5.2 Periodo di riferimento per l’azione sismica *82*
11.5.3 Parametri sismici *82*
11.6 ANALISI DI DISAGGREGAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA 84
11.7 SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE 86
11.8 CATEGORIA SISMICA DEI SUOLI DI FONDAZIONE 89
11.8.1 Criteri per la definizione delle categorie di sottosuolo sulla base delle prospezioni sismiche eseguite 90
11.8.2 Definizione delle categorie di sottosuolo per la progettazione *91*

11.8.3 Coefficiente di amplificazione topografica 92
11.9 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL TRATTO COMPRESO TRA IL PONTE SUL PRINO E IL PONTE SULL'IMPERO (COMPRESI) AD ECCEZIONE DELL'IMBOCCO OVEST DELLA GALLERIA BARDELLINI 92
11.10 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'IMBOCCO OVEST DELLA GALLERIA MONTE BARDELLINI 92
11.11 ANALISI PSEUDOSTATICHE 95
11.11.1 Stabilità dei fronti di scavo e rilevati 95
11.11.2 Opere di sostegno 96
11.11.3 Manufatti scatolari 96
11.11.4 Paratie 96

12 PROBLEMATICHE GEOLOGICO-GEOTECNICHE DEL TRACCIATO E SCELTE PROGETTUALI ADOTTATE 98
12.1 PONTE SUL TORRENTE PRINO (L=70.00 M – TRATTO 1: DA P.K. 0+030.75 A P.K. 0+100.75) 98
12.1.1 Indagini geognostiche eseguite 98
12.1.2 Modello geologico di riferimento e interventi previsti 99
12.2 GALLERIA MONTE CALVARIO (L=467M - TRATTO 2: DA P.K. 0+088.00 A P.K. 0+555.00) 99
12.2.1 Indagini geognostiche eseguite 99
12.2.2 Modello geologico di riferimento 100
12.2.3 Problematiche geotecniche e interventi previsti 101
12.3 VIADOTTO CARAMAGNA (L=290M – TRATTO 3: DA P.K. 0+025.58 A P.K. 0+315.58) 103
12.3.1 Indagini geognostiche eseguite 103
12.3.2 Modello geologico di riferimento e interventi previsti 104
12.4 GALLERIA COSTA MURATA (L=665M - TRATTO 3: DA P.K. 0+420.00 A P.K. 1+085.00) 104
12.4.1 Indagini geognostiche eseguite 104
12.4.2 Modello geologico di riferimento 107
12.4.3 Problematiche geotecniche e interventi previsti 107
12.5 GALLERIA MERIELLO (L=612.5M - TRATTO 4: DA P.K. 0+090.00 A P.K. 0+702.50) 110
12.5.1 Indagini geognostiche eseguite 110
12.5.2 Modello geologico di riferimento 111
12.5.3 Problematiche geotecniche e interventi previsti 112
12.6 GALLERIA MONTE BARDELLINI (L=1934M - TRATTO 5: DA P.K. 0+076.00 A P.K. 2+010.00) 114
12.6.1 Indagini geognostiche eseguite 114
12.6.2 Modello geologico di riferimento 117
12.6.3 Problematiche geotecniche e interventi previsti 117
12.7 PONTE SUL FIUME IMPERO (L=100 M – TRATTO 5: DA P.K. 2+117.50 A P.K. 2+217.50) 120
12.7.1 Indagini geognostiche eseguite 120
12.7.2 Modello geologico di riferimento e interventi previsti 121

1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto la caratterizzazione geologica, geomorfologica e idrogeologica dei terreni di fondazione delle opere previste nell'ambito della progettazione definitiva dell'infrastruttura denominata "*S.S.1 Aurelia – Variante all'abitato di Imperia – 1° Lotto funzionale"* (cfr. **Figura 1-1**), il cui tracciato si snoda tra il Torrente Prino a ovest e il Torrente Impero a est, esclusivamente all'interno del territorio comunale di Imperia.

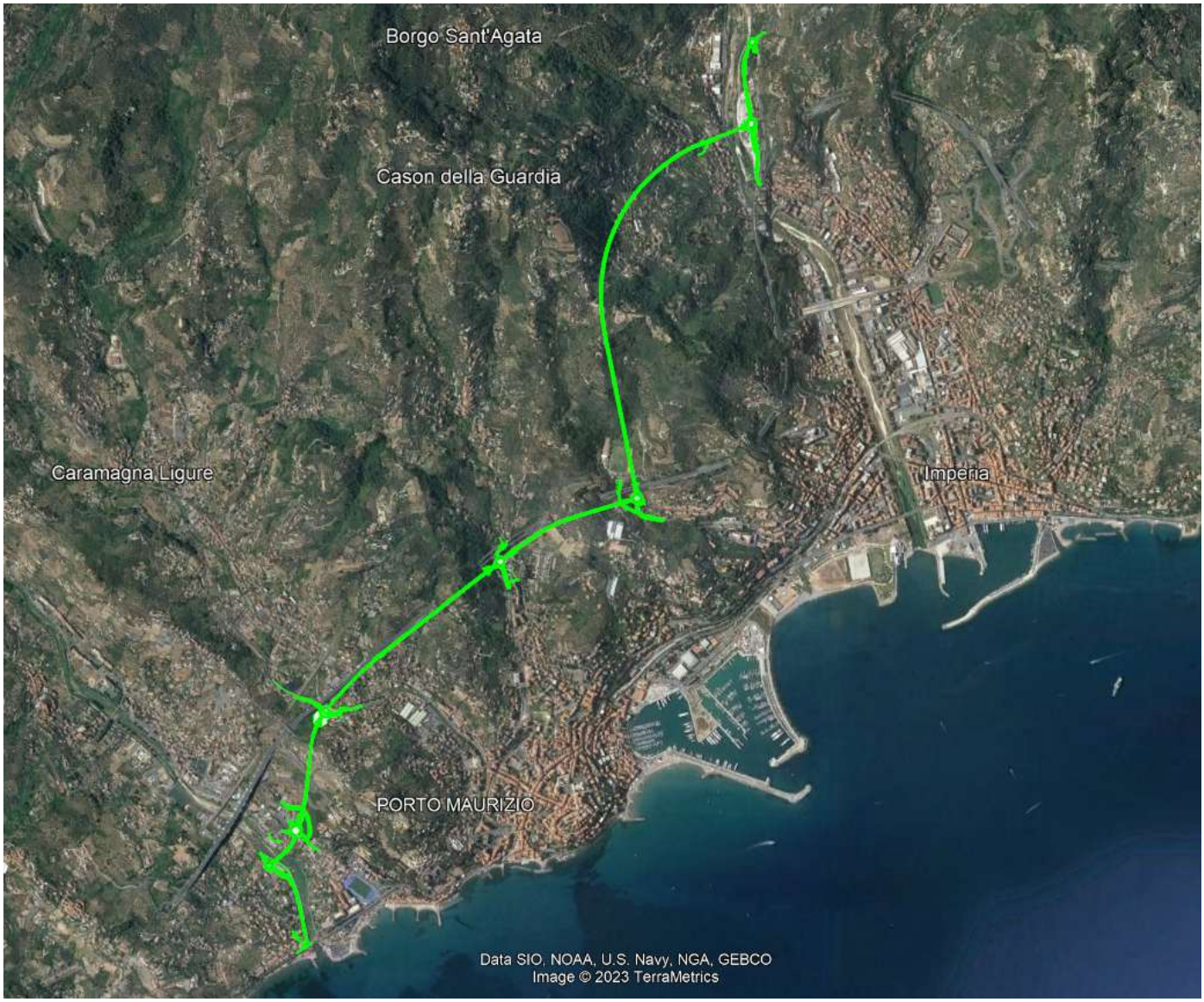


FIGURA 1-1 - FOTO AEREA DA GOOGLE EARTH CON SOVRAPPOSIZIONE SCHEMATICA DEL TRACCIATO DI PROGETTO (IN VERDE)

L'opera definita "Aurelia bis" si inquadra nella serie di interventi volti a modernizzare la viabilità costiera ligure lungo la direttrice est-ovest, decongestionando gli assi viari urbani con lo spostamento del flusso veicolare di transito alle spalle dei centri abitati. La conformazione del territorio implica così lo sviluppo di lunghi tratti in galleria.

Lo sviluppo complessivo dell'asse principale del 1° Lotto funzionale risulta pari a 5082.06 m e comprende principalmente 4 gallerie naturali e 3 ponti/viadotti principali.

1.1 Opere in sotterraneo: Gallerie

Il progetto definitivo del 1° Lotto funzionale della variante all'esistente S.S.1 "Aurelia" in Comune di Imperia, nella tratta compresa tra lo Svincolo foce del T. Prino e lo Svincolo S.S.28, prevede la realizzazione di 4 gallerie naturali a singolo fornice contenenti una piattaforma stradale bidirezionale (categoria C1). Il tracciato in esame si estende per una lunghezza di circa 5.082,06 m di cui circa 3.678,50 m in sotterraneo.

Si riporta nel seguito un prospetto delle gallerie con individuazione delle loro lunghezze.

Galleria	Lunghezza galleria naturale [m]	Lunghezza totale [m]
Monte Calvario	385	467
Costa Murata	355	665
Meriello	510	612.5
Monte Bardellini	1895	1934

Secondo quanto previsto dalla normativa, la carreggiata stradale tipo C1 è composta da due corsie di marcia da 3.75m, e banchine di 1.5m (con ulteriore allargamento per aumentare la visuale libera in alcuni tratti); la sezione utile corrente ha una estensione di circa 120m^2. La sagoma utile è stata mantenuta di altezza pari a 5m nelle corsie da 3.75m e pari a 4.8m nelle banchine laterali (**Figura 1-2**).

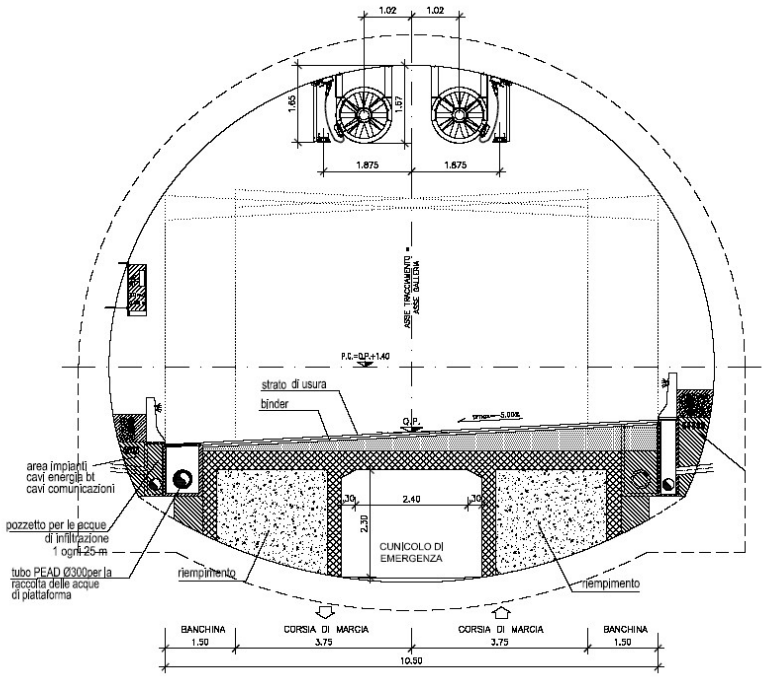


FIGURA 1-2 – SEZIONE TIPO IN GALLERIA

Nella maggior parte delle gallerie la pendenza trasversale della piattaforma stradale raggiunge valori massimi del 5%.

Nella galleria Monte Bardellini le caratteristiche plano-altimetriche del tracciato hanno reso necessaria l'introduzione di un allargamento massimo di 1m della sagoma interna della galleria per il rispetto delle visuali libere.

Altimetricamente i tracciati in galleria presentano una pendenza longitudinale massima del 3%.

Le problematiche inerenti la realizzazione delle gallerie in oggetto sono relative all'interferenza del loro tracciato con quello della linea ferroviaria della tratta S. Lorenzo al Mare - Andora e dell'Autostrada dei Fiori. Grazie alle elevate differenze di quota con cui i tracciati si intersecano (la galleria ferroviaria risulta più profonda della strada in progetto mentre quelle autostradali più superficiali) e anche in relazione alle buone caratteristiche dell'ammasso roccioso attraversato nelle aree di interferenza, le eventuali influenze degli scavi sulle infrastrutture esistenti non risultano significative.

Più importanti risultano invece gli impatti degli scavi degli imbocchi nel contesto edificato del territorio attraversato. Ciò ha comportato la realizzazione di opere di sostegno di altezze significative, sia provvisorie che definitive, resesi necessarie anche per le limitate lunghezze delle tratte d'uscita dalla galleria allo svincolo immediatamente antistante. Questa condizione, particolarmente impegnativa per lo sviluppo delle opere, ha influito in modo importante nella scelta delle sistemazioni definitive degli imbocchi delle gallerie in quanto, dovendo garantire la visuale libera lungo l'assetto stradale, ha indirizzato verso soluzioni con portali d'imbocco di lunghezza ridotta e prosecuzione con muri rivestiti in pietrame a sostegno delle pareti di scavo delle trincee antistanti.

1.2 Opere all'aperto: Ponti e Viadotti

DI seguito si riporta un prospetto dei principali ponti e viadotti con individuazione delle loro lunghezze:

Opera	Lunghezza [m]
Ponte sul Torrente Prino	70
Viadotto Caramagna	290
Ponte sul Torrente Impero	100

2 NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Normativa di riferimento

La caratterizzazione e la modellazione geologica del sito sono state eseguite in conformità alla normativa vigente, costituita da:

- Ministero delle Infrastrutture e Trasporti - **Decreto 17 gennaio 2018 - Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"**
- Ministero delle Infrastrutture e Trasporti - **Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP – Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"**

Tale normativa definisce i principi per il progetto, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni, nei riguardi delle loro prestazioni richieste in termini di requisiti essenziali di resistenza meccanica e portanza. Nello specifico si fa esplicito riferimento a quanto riportato al paragrafo 6.1.2 delle N.T.C. 2018 secondo il quale *"le scelte progettuali devono tener conto delle prestazioni attese dalle opere, dei caratteri geologici del sito e delle condizioni ambientali. I risultati dello studio rivolto alla caratterizzazione e modellazione geologica, dedotti da specifiche indagini, devono essere esposti in una specifica relazione geologica."*

2.2 Elaborati di Progetto Definitivo

Geologia

- **T00GE01GEORE02 - Indagini geognostiche – Monografie di ubicazione dei punti di indagine**
- **T00GE01GEORE03 - Indagini geognostiche – Indagini in sito**
- **T00GE01GEORE04 - Indagini geognostiche – Prospezioni sismiche MASW**
- **T00GE01GEORE05 - Indagini geognostiche – Prove geotecniche di laboratorio**
- **T00GE01GEORE06 - Indagini geognostiche – Analisi chimiche di laboratorio**
- **T00GE01GEORE07 - Indagini geognostiche pregresse – Sondaggi geognostici**
- **T00GE01GEORE08 - Indagini geognostiche pregresse – Prove penetrometriche dinamiche continue**
- **T00GE01GEORE09 - Indagini geognostiche pregresse – Pozzetti esplorativi**
- **T00GE01GEORE10 - Indagini geognostiche pregresse – Indagini sismiche a rifrazione**
- **T00GE01GEORE11 - Indagini geognostiche pregresse – Prove in foro**
- **T00GE01GEORE12 - Indagini geognostiche pregresse – Prove di laboratorio – Parte 1**
- **T00GE01GEORE13 - Indagini geognostiche pregresse – Prove di laboratorio – Parte 2**
- **T00GE01GEORE14 - Indagini geognostiche pregresse – Analisi chimiche sui terreni**
- **T00GE01GEORE15 - Indagini geognostiche pregresse - Autostrada dei Fiori - Sondaggi geognostici**
- **T00GE01GEORE16 - Indagini geognostiche pregresse - Linea ferroviaria S.Lorenzo-Andora - Sondaggi - Parte 1**
- **T00GE01GEORE17 - Indagini geognostiche pregresse - Linea ferroviaria S.Lorenzo-Andora - Sondaggi - Parte 2**

- **T00GE01GEORE18 - Indagini geognostiche pregresse - Linea ferroviaria S.Lorenzo-Andora - Laboratorio - Parte 1**
- **T00GE01GEORE19 - Indagini geognostiche pregresse - Linea ferroviaria S.Lorenzo-Andora - Laboratorio - Parte 2**
- **T00GE01GEORE20 - Linea ferroviaria S.Lorenzo-Andora – Galleria Poggi - Rilievi geologico-strutturali dei fronti di scavo**
- **T00GE01GEOPU01÷04 - Planimetria con ubicazione delle indagini geognostiche - scala 1:2.000 (4 tavv.).**
- **T00GE01GEOCG01÷02 - Carta geologica generale – Scala 1:5.000 (2 tavv.)**
- **T00GE01GEOCG03÷06 - Carta geologica di dettaglio – Scala 1:2.000 (4 tavv.)**
- **T00GE01GEOCG07÷10 - Carta geologico-strutturale di dettaglio – Scala 1:2.000 (4 tavv.)**
- **T00GE01GEOCG11÷14 - Carta geomorfologica – Scala 1:2.000 (4 tavv.)**
- **T00GE01GEOCI01÷04 - Carta idrogeologica – Scala 1:2.000 (4 tavv.)**
- **T00GE01GEOFG01÷02 - Profilo geologico asse principale – Scala 1:2.000/2.000 (2 tavv.)**
- **T00GE01GEOSG01 - Sezioni geologiche trasversali – Scala 1:2.000/2.000**
- **T00GE01GEOPF01 - Planimetria e profilo geologico – Ponte sul Torrente Prino - Scala 1:1.000/1.000**
- **T00GE01GEOPF02 - Planimetria e profilo geologico – Viadotto Caramagna - Scala 1:1.000/1.000**
- **T00GE01GEOPF03 - Planimetria e profilo geologico – Ponte sul Torrente Impero - Scala 1:1.000/1.000**
- **T00GE01GEOSG02 - Sezioni geologico-tecniche – Scala 1:200/200**

Piano di gestione materie

- **T00GE02GEORE01 - Relazione di gestione materie**
- **T00GE02GEORE02 - Piano di utilizzo delle terre e rocce da scavo - Relazione tecnica**
- **T00GE02GEOCD01 - Planimetria ubicativa dei siti di cava e deposito**

Geotecnica

- **T00GE03GETRE01 - Relazione geotecnica generale**
- **T00GE03GETRE02 - Relazione geomeccanica**
- **T00GE03GETFG01÷04 – Profilo geotecnico asse principale - Scala 1:2.000/200 (4 tavv.)**
- **T00GE03GETFG05 – Profili geotecnici opere maggiori - Scala 1:500/200**
- **T00GE03GETFG06 – Profilo geologico-geomeccanico – Galleria Monte Calvario - Scala 1:2.000/2000**
- **T00GE03GETFG07 – Profilo geologico-geomeccanico – Galleria Costa Murata - Scala 1:2.000/2000**
- **T00GE03GETFG08 – Profilo geologico-geomeccanico – Galleria Meriello - Scala 1:2.000/2000**
- **T00GE03GETFG09 – Profilo geologico-geomeccanico – Galleria Monte Bardellini - Scala 1:2.000/2000**

Sismica

- **T00GE04GETRE01 - Relazione sismica**
- **T00GE04GETCS01÷04 - Planimetria con classificazione sismica del territorio - scala 1:2.000 (4 tavv.).**

3 INDAGINI GEOGNOSTICHE

Gli elementi necessari per la progettazione definitiva delle opere previste in progetto sono stati ricavati principalmente dall'interpretazione dei dati geognostici disponibili dall'esecuzione delle campagne di indagini previste per la presente fase di progetto definitivo, congiuntamente all'esame dei dati bibliografici disponibili tra cui risultano due diverse campagne di indagini pregresse.

In particolare, sono stati utilizzati gli esiti della recente (2023) campagna di indagine eseguita per l'integrazione della caratterizzazione sismica e ambientale imposta dalla recente normativa, gli esiti della campagna di indagine (2010) eseguita per il precedente progetto definitivo dell'intera variante fino a Diano Marina, nonché gli esiti delle indagini eseguite per il raddoppio della Linea S. Lorenzo a Mare-Andora, fornite da *Italferr S.p.A.*, e le indagini eseguite per la realizzazione dell'autostrada A10, fornite da e da *Autostrada dei Fiori S.p.A.*

L'ubicazione di tutte le indagini eseguite nell'ambito del tracciato in progetto è riportata nell'elaborato **T00GE01GEOPU01÷04** – "Planimetria con ubicazione delle indagini geognostiche" (4 tavv.) allegato al progetto sulla quale, oltre alle indagini programmate ed eseguite nell'ambito dello sviluppo della presente fase progettuale, si riporta anche l'ubicazione delle indagini pregresse eseguite nelle aree limitrofe al tracciato in progetto e messe a disposizione da *Italferr S.p.A.* e da *Autostrada dei Fiori S.p.A.*

3.1 Campagna di indagine geognostica pregressa (2010)

Nell'ambito della progettazione definitiva dell'intera variante di Imperia fino a Diano Marina, è stata eseguita nel 2010 una campagna di indagini geognostiche nell'ottica di caratterizzare i terreni e le rocce di sottofondo delle opere oltre che da un punto di vista prettamente geologico anche dal punto di vista geotecnico, sismico ed ambientale.

Tale campagna, infatti si rendeva necessaria per integrare i dati disponibili per l'area che consistevano negli gli esiti delle indagini eseguite per il raddoppio della Linea S. Lorenzo a Mare-Andora, fornite da *Italferr S.p.A.* (2004-05) nonché nelle indagini eseguite per la realizzazione dell'autostrada A10, fornite da e da *Autostrada dei Fiori S.p.A* e datate anni '60-'70. In particolare, per queste due campagne risultano disponibili esclusivamente i report stratigrafici dei sondaggi eseguiti, ad oggi ubicati comunque a diversi metri di distanza dall'asse di progetto e utilizzati nella presente fase di progettazione esclusivamente a corredo dei dati più recenti per la caratterizzazione geologica di terreni e rocce costituenti l'area in esame.

Le indagini realizzate nel 2010 hanno comportato l'esecuzione di sondaggi geognostici a carotaggio continuo con installazione di piezometri a tubo aperto, prove di permeabilità Lefranc e Lugeon, prove dilatometriche e pressiometriche, prove penetrometriche dinamiche, indagini sismiche down-hole, indagini sismiche di superficie a rifrazione, pozzetti esplorativi e rilievi geomeccanici di dettaglio su affioramenti significativi.

Le indagini sono state eseguite nel periodo giugno-dicembre 2010 dalla Società "Citiemme" di Torino. In particolare, l'indagine di progetto definitivo è consistita in:

- sondaggi geognostici eseguiti a carotaggio continuo, con esecuzione di prove penetrometriche dinamiche tipo SPT, prove dilatometriche e pressiometriche, prove di permeabilità Lefranc e Lugeon, prelievo di campioni rimaneggiati e indisturbati da sottoporre a prove di laboratorio;
- sondaggi a distruzione di nucleo, con installazione nei fori di sondaggio di tubazioni in PVC per l'esecuzione di prospezioni sismiche down-hole;
- prove penetrometriche dinamiche continue spinte sino ad ottenere rifiuto alla penetrazione;
- stendimenti sismici a rifrazione;
- pozzetti esplorativi con rilievo della stratigrafia, prelievo di campioni rimaneggiati ed esecuzione di prove di carico su piastra;
- rilievi geomeccanici di dettaglio su affioramenti rocciosi significativi.

Sui campioni prelevati in sito sono state eseguite, presso il Laboratorio geotecnico SGL di Vado Ligure (SV), prove di identificazione, prove edometriche, prove di taglio diretto, prove triassiali UU, prove di compressione ad espansione laterale libera, misure della velocità sonica, prove di trazione indiretta e prove di compressione monoassiale e triassiale su provini di materiale lapideo.

L'esatta ubicazione di tutte le indagini eseguite, comprese quelle pregresse fornite da *Italferr S.p.A.* e *Autostrada dei Fiori S.p.A.*, è riportata in planimetria nell'elaborato di progetto **T00GE01GEOPU01÷04** – "Planimetria con ubicazione delle indagini geognostiche" (4 tavv.).

I risultati sperimentali completi sono riportati nei seguenti rapporti tecnico-descrittivi:

- **T00GE01GEORE02** - Indagini geognostiche – Monografie di ubicazione dei punti di indagine
- **T00GE01GEORE03** - Indagini geognostiche – Indagini in sito
- **T00GE01GEORE04** - Indagini geognostiche – Prospezioni sismiche MASW
- **T00GE01GEORE05** - Indagini geognostiche – Prove geotecniche di laboratorio
- **T00GE01GEORE06** - Indagini geognostiche – Analisi chimiche di laboratorio
- **T00GE01GEORE07** - Indagini geognostiche pregresse – Sondaggi geognostici
- **T00GE01GEORE08** - Indagini geognostiche pregresse – Prove penetrometriche dinamiche continue
- **T00GE01GEORE09** - Indagini geognostiche pregresse – Pozzetti esplorativi
- **T00GE01GEORE10** - Indagini geognostiche pregresse – Indagini sismiche a rifrazione
- **T00GE01GEORE11** - Indagini geognostiche pregresse – Prove in foro
- **T00GE01GEORE12** - Indagini geognostiche pregresse – Prove di laboratorio – Parte 1
- **T00GE01GEORE13** - Indagini geognostiche pregresse – Prove di laboratorio – Parte 2
- **T00GE01GEORE14** - Indagini geognostiche pregresse – Analisi chimiche sui terreni
- **T00GE01GEORE15** - Indagini geognostiche pregresse - Autostrada dei Fiori - Sondaggi geognostici
- **T00GE01GEORE16** - Indagini geognostiche pregresse - Linea ferroviaria S. Lorenzo-Andora - Sondaggi - Parte 1

- **T00GE01GEORE17** - Indagini geognostiche pregresse - Linea ferroviaria S .Lorenzo-Andora - Sondaggi - Parte 2
- **T00GE01GEORE18** - Indagini geognostiche pregresse - Linea ferroviaria S .Lorenzo-Andora - Laboratorio – Parte 1
- **T00GE01GEORE19** - Indagini geognostiche pregresse - Linea ferroviaria S. Lorenzo-Andora - Laboratorio - Parte 2
- **T00GE01GEORE20** - Linea ferroviaria S. Lorenzo-Andora – Galleria Poggi - Rilievi geologico-strutturali dei fronti di scavo

3.1.1 Indagini geognostiche in sito

3.1.1.1 Sondaggi geognostici a carotaggio continuo

Sono stati eseguiti n° 19 sondaggi geognostici a carotaggio continuo, spinti fino a profondità variabile tra 23.4 e 110 m. Per la perforazione a carotaggio dei sondaggi nelle tratte in terreno è stato utilizzato il carotiere semplice con corona al widia, mentre per i tratti in roccia (calcari, arenarie, siltiti e marne) è stato utilizzato il carotiere doppio T6 con corona diamantata. Nella **Tabella 3-1** sono riassunti in uno schema i tipi di perforazione eseguita e la strumentazione installata in ogni verticale di indagine:

sondaggio n°	*tipo di perforazione*	*profondità [m]*	*strumentazione installata*
S1	carotaggio continuo	30	piezometro a tubo aperto
S1bis	distruzione di nucleo	30	tubazione in PVC per down-hole
S2	carotaggio continuo	30	piezometro a tubo aperto
S3	carotaggio continuo	25	piezometro a tubo aperto
S4	carotaggio continuo	25	piezometro a tubo aperto
S5	carotaggio continuo	30	piezometro a tubo aperto
S5bis	distruzione di nucleo	30	tubazione in PVC per down-hole
S6	carotaggio continuo	70	piezometro a tubo aperto
S7	carotaggio continuo	25	piezometro a tubo aperto
S8	carotaggio continuo	30	piezometro a tubo aperto
S9	carotaggio continuo	40	piezometro a tubo aperto
S17	carotaggio continuo	23.4	piezometro a tubo aperto
S19	carotaggio continuo	25	piezometro a tubo aperto
S21	carotaggio continuo	25	piezometro a tubo aperto
S22	carotaggio continuo	25	piezometro a tubo aperto

S23	carotaggio continuo	25	piezometro a tubo aperto
S24	carotaggio continuo	35	piezometro a tubo aperto
S25	carotaggio continuo	70	piezometro a tubo aperto
S26	carotaggio continuo	110	piezometro a tubo aperto
S28	carotaggio continuo	30	piezometro a tubo aperto
S29	carotaggio continuo	30	piezometro a tubo aperto
S29bis	distruzione di nucleo	30	tubazione in PVC per down-hole

TABELLA 3-1 – CAMPAGNA DI INDAGINI 2010: SONDAGGI GEOGNOSTICI E STRUMENTAZIONE INSTALLATA

3.1.1.2 Prove penetrometriche dinamiche in foro di sondaggio (SPT)

Nei fori di sondaggio sono state complessivamente eseguite n° 86 prove penetrometriche dinamiche tipo SPT (*Standard Penetration Test*). Nella **Tabella 3-2** vengono riportati, per ciascun sondaggio, la profondità di ogni prova e il corrispondente valore di N_{SPT} (numero di colpi necessario ad una penetrazione del campionatore Raymond pari a 30 cm).

Sondaggio n°	*profondità [m]*	N_{SPT} *[colpi/30 cm]*
S1	1,5	56
	3,0	73
	4,5	62
	6,0	66
	9,0	65
	12,0	37
	15,0	49
	18,0	R
	21,0	R
S2	1,5	R
	3,0	R
	4,5	R
	6,0	39
	7,5	47
	9,0	26
	12,0	3
	15,0	10
	18,0	27

Sondaggio n°	*profondità [m]*	N_{SPT} *[colpi/30 cm]*
S17	3,0	61
	6,0	11
	9,0	R
	12,0	R
S19	1,5	9
	3,0	15
S21	3,0	25
	6,0	20
	9,0	57
	12,0	R
	15,0	R
S22	1,5	54
	4,5	52
	7,5	65
S23	3,0	8
	6,0	12
	9,0	R
S24	1,5	R

	21,0	R
S3	3,0	21
	4,5	R
	6,0	R
	9,0	44
S4	1,5	25
	3,0	22
	6,0	19
S5	1,5	16
	3,0	22
	6,0	12
S6	1,5	R
	3,0	R
	4,5	79
S7	1,5	31
	4,5	R
	6,0	R
	9,0	57
	12,0	R
S8	1,5	11
	3,0	11
	4,5	8
	6,0	8
	9,0	17
	12,0	25
	15,0	29
	18,0	31
S9	1,5	12
	3,0	17
	4,5	19
	6,0	66
	9,0	R
	3,0	R
	6,0	R
S25	1,5	R
	3,0	R
	6,0	83
S26	1,5	26
	3,0	R
	6,0	39
S28	3,0	R
	6,0	R
	9,0	R
S29	1,5	R
	4,5	80
	7,5	R
	10,5	50
	13,5	R

TABELLA 3-2 – CAMPAGNA DI INDAGINI 2010: RISULTATI PROVE SPT

3.1.1.3 *Prove di permeabilità Lefranc*

In n.5 fori di sondaggio è stata eseguita una prova Lefranc per la determinazione del coefficiente di permeabilità in sito. Le prove sono state condotte sempre a carico idraulico variabile, previa preparazione della tasca di prova (cilindrica) e saturazione, misurando nel tempo gli abbassamenti del livello dell'acqua nel foro a partire da un livello iniziale, coincidente generalmente con l'estremità superiore del tubo di rivestimento.

Nella **Tabella 3-3** si riportano, per ciascuna prova, il foro di sondaggio in cui è stata eseguita, la profondità della tasca di prova e il valore del coefficiente di permeabilità calcolato sulla base delle misure eseguite.

sondaggio n°	*profondità [m]*	*K [m/s]*
S1	9.0÷10.5	7.61E-06
S5	4.5÷5.0	3.21E-06
S8	18.5÷20.0	7.36E-08
S15	6.0÷7.0	1.70E-07
S29	12.0÷13.5	1.83E-04

TABELLA 3-3 – CAMPAGNA DI INDAGINI 2010: RISULTATI PROVE LEFRANC

3.1.1.4 *Prove di permeabilità Lugeon*

In n° 6 fori di sondaggio è stata eseguita una prova Lugeon per la determinazione del coefficiente di permeabilità in sito all'interno del substrato lapideo. Le prove sono state condotte isolando, mediante idonei otturatori (packer), tratti di foro di lunghezza compresa tra 1.0 e 3.0 m e misurando il volume d'acqua assorbito a diversi valori di pressione di iniezione.

Nella **Tabella 3-4** si riportano, per ciascuna prova, il foro di sondaggio in cui è stata eseguita, la profondità della tasca di prova e il valore del coefficiente di permeabilità calcolato sulla base delle misure eseguite.

sondaggio n° [-]	*da prof. [m]*	*a prof. [m]*	*L [m]*	*Unità Lugeon media [U.L.]*	*K [m/s]*	*note*
S2	27,50	29,00	1,50	0,94	9,38E-08	intasamento fratture
S5	23,00	25,00	2,00	10,24	1,02E-06	moto idraulico laminare
S21	24,00	25,00	1,00	1,13	1,13E-07	parziale dilavamento fratture
S22	9,00	12,00	3,00	0,48	4,83E-08	dilatazione fratture
S24	20,00	22,00	2,00	30,63	3,06E-06	moto idraulico laminare
S28	27,00	30,00	3,00	0,16	1,65E-08	dilatazione fratture

TABELLA 3-4 – CAMPAGNA DI INDAGINI 2010: RISULTATI PROVE LUGEON

3.1.1.5 *Prove pressiometriche*

All'interno della perforazione di sondaggio S1 è stata eseguita una prova pressiometrica tipo Menard per la determinazione delle caratteristiche di deformabilità e di resistenza dell'ammasso roccioso attraversato. La prova è stata condotta in sostituzione della prevista prova dilatometrica in ragione della natura siltitica del substrato. La prova ha fornito un valore di modulo pressiometrico pari a 426.6 MPa.

3.1.1.6 *Prove dilatometriche*

Sono state eseguite complessivamente n° 5 prove dilatometriche per la definizione dei parametri di deformabilità degli ammassi rocciosi. Le prove sono state condotte impiegando una sonda dilatometrica cilindrica del diametro di 95 mm in grado di misurare le deformazioni delle pareti del foro lungo tre direzioni diametrali poste a 120° l'una dall'altra in seguito alla pressurizzazione della sonda mediante azoto. Le prove hanno previsto l'esecuzione di tre cicli di carico/scarico, che hanno consentito la definizione del modulo di deformazione e del modulo di elasticità per ogni ciclo di carico, oltre alla definizione del modulo di deformazione globale (ottenuto dalla retta congiungente i picchi del primo e del terzo ciclo). La sintesi dei risultati delle prove è riportata nella **Tabella 3-5**.

			modulo di deformazione				modulo di elasticità		
			1° ciclo	2° ciclo	3° ciclo	globale	1° ciclo	2° ciclo	3° ciclo
sondaggio	prof. [m]	litologia	E [MPa]	E [MPa]	E [MPa]	E [MPa]	E [MPa]	E [MPa]	E [MPa]
S4	20,00	marna litoide colore grigio	241	395	487	266	580	574	624
S6	65,00	marna calcarea	267	506	600	669	401	562	650
S9	35,00	calcare marnoso	245	552	701	485	745	841	914
S24	25,00	calcare marnoso-arenaceo	469	1026	1221	1213	789	1302	1556
S26	100,00	marna e/o marna calcarea fratturata e frammentata	125	237	278	180	208	532	465

TABELLA 3-5 – CAMPAGNA DI INDAGINI 2010: RISULTATI PROVE DILATOMETRICHE

3.1.1.7 *Prove penetrometriche dinamiche continue*

Lungo lo sviluppo dell'opera in progetto sono state eseguite n° 16 prove penetrometriche dinamiche continue con attrezzatura superpesante DPSH tipo Meardi-AGI, con massa battente di 73 kg ed altezza di caduta di 75 cm e penetrazione di riferimento di 30 cm. La punta impiegata ha una conicità di 60° ed un diametro di 51 mm. Le prove che hanno raggiunto rifiuto alla penetrazione a profondità inferiore a 3 m sono state ripetute in posizioni limitrofe (DPSH5bis e DPSH14bis)

Nella **Tabella 3-6** sono riassunte le profondità raggiunte dalle prove penetrometriche dinamiche continue eseguite.

Prova n°	*profondità [m]*
DPSH1	20.4
DPSH2	12.9
DPSH3	6.3
DPSH4	14.4
DPSH5	2.1
DPSH5bis	1.8
DPSH6	5.1
DPSH7	8.1
DPSH8	7.2
DPSH9	11.4
DPSH10	12.9
DPSH12	9.0
DPSH13	6.9
DPSH14	1.8
DPSH14bis	2.1
DPSH15	5.4
DPSH16	6.3
DPSH17	4.2

TABELLA 3-6 – CAMPAGNA DI INDAGINI 2010: PROFONDITÀ PROVE PENETROMETRICHE DPSH

3.1.1.8 Prospezioni sismiche di superficie

Lungo lo sviluppo dell'opera in progetto sono stati acquisiti n. 27 stendimenti sismici con tecnica a rifrazione, per complessivi 4320 m di linea indagata. La geometria degli stendimenti ha previsto una distanza intergeofonica pari a 5 metri, in grado quindi di coprire con 12 geofoni una lunghezza complessiva di 55 metri, oppure con 24 geofoni di 115 metri. Per la realizzazione di stendimenti di lunghezza maggiore è stata utilizzata una combinazione di stese successive delle tipologie sopra descritte, distanziate reciprocamente di 5 metri. Ogni stendimento è stato energizzato in 7 punti e per l'acquisizione dei segnali è stato impiegato un sismografo a 24 canali. I risultati della prospezione sismica eseguita sono mostrati nel rapporto di indagine allegato. In linea generale le indagini eseguite hanno consentito l'individuazione di tre orizzonti sismo-stratigrafici, così schematizzabili:

Unità sismostratigrafica	*Litologia*	*V_P [m/s]*
1	coltre eluvio-colluviale	< 1200÷1400
2	Alterite	1200÷1400 - 2300÷2600
3	Substrato lapideo	>2300÷2600

TABELLA 3-7 – CAMPAGNA DI INDAGINI 2010: STENDIMENTI SISMO-STRATIGRAFICI E RISULTATI

È da evidenziare la presenza di ampi settori delle aree indagate caratterizzati da elevati spessori degli orizzonti eluvio-colluviale e lateritico che sovente raggiungono valori complessivamente superiori a 15 m.

3.1.1.9 Prospezioni sismiche down hole

All'interno delle perforazioni di sondaggio S1bis, S5bis ed S29bis, della profondità di 30 m, sono state eseguite altrettante prospezioni sismiche tipo down-hole, con la finalità di misurare le velocità sismiche delle onde di compressione V_P e delle onde di taglio V_S, in modo da definire in maniera diretta i parametri dinamici dei terreni attraversati.

I risultati della prospezione sismica down-hole, in termini di velocità delle onde di compressione V_P e delle onde di taglio V_S sono mostrati nelle seguenti figure (cfr.**Figura 3-1, Figura 3-2, Figura 3-3**)

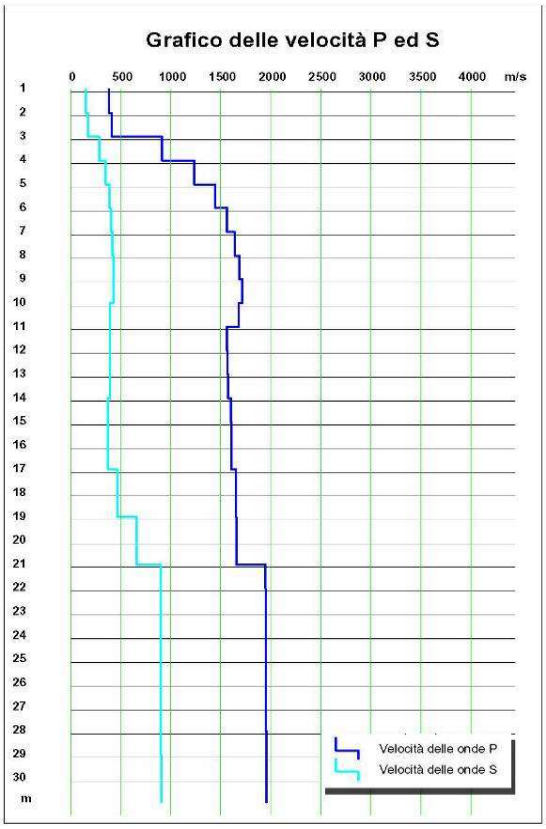


FIGURA 3-1 – DOWN-HOLE S1BIS

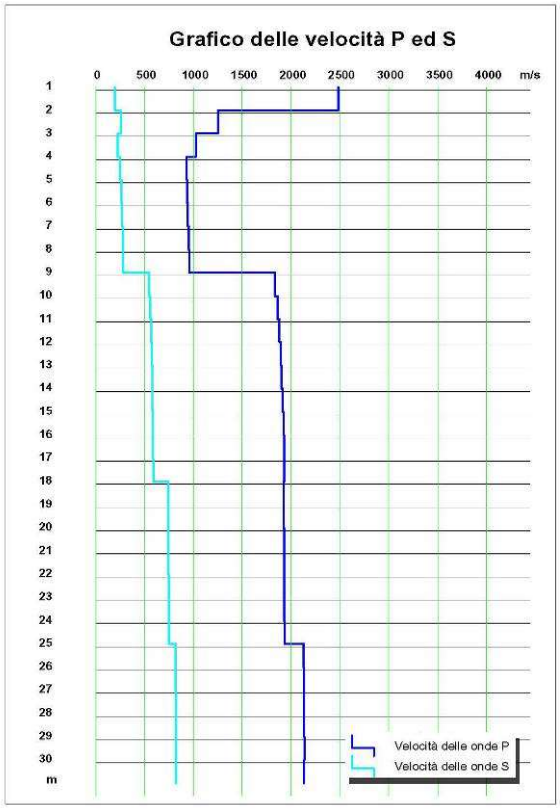


FIGURA 3-2 – DOWN-HOLE S5BIS

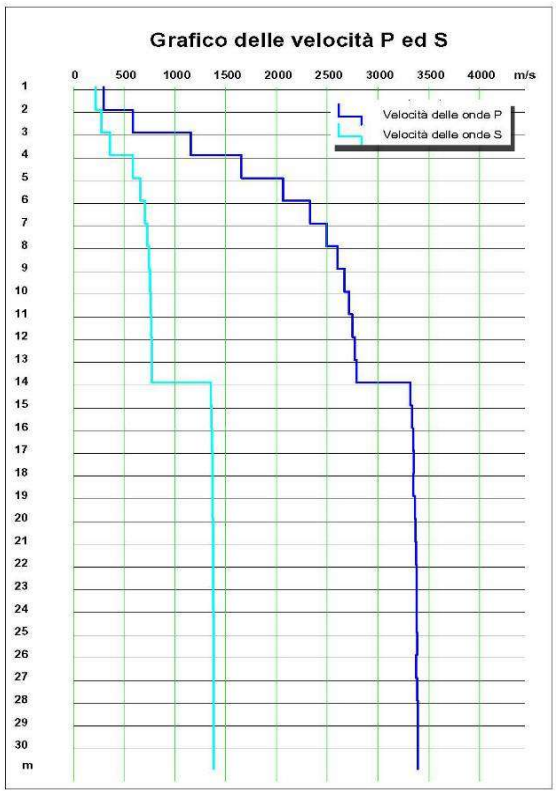


FIGURA 3-3 – DOWN-HOLE S29BIS

3.1.1.10 *Pozzetti esplorativi*

Lungo lo sviluppo del tracciato di progetto sono stati scavati n° 6 pozzetti esplorativi con escavatore a braccio rovescio che hanno raggiunto profondità comprese tra 1.6 e 3.0 m da p.c. All'interno di ciascun pozzetto esplorativo è stato prelevato un campione rimaneggiato da sottoporre ad analisi di laboratorio finalizzate alla caratterizzazione geotecnica dei terreni di sottofondo ed è stata eseguita una prova di carico su piastra per la determinazione delle relative caratteristiche di deformabilità. Una sintesi delle profondità raggiunte e della quota di prelievo dei campioni rimaneggiati è mostrata nella **Tabella 3-8.**

Pozzetto esplorativo	*Profondità [m]*	*Profondità di campionamento [m]*
PE1	1.6	1.6
PE2	3.0	2.5
PE3	1.9	1.8
PE5	3.0	1.8
PE6	3.0	1.0
PE7	3.0	2.5

TABELLA 3-8 - CAMPAGNA DI INDAGINI 2010: PROFONDITÀ POZZETTI ESPLORATIVI

3.1.1.11 *Misure piezometriche*

Per la definizione del livello piezometrico di progetto lungo tutto il tracciato della variante in progetto in ogni verticale di indagine è stato installato un piezometro a tubo aperto per la definizione del livello piezometrico di progetto. Nella seguente tabella si riporta la profondità del tratto fenestrato di misura in corrispondenza di ciascuna verticale di misura (cfr.**Tabella 3-9**).

Sondaggio	*Profondità [m]*	*Piezometro [m]*	*tratto filtrante [m]*	*profondità del livello piezometrico [m]*	*data di misurazione*
S1	30	*30*	*3-30*	*2.70*	*17/06/2010*
S2	30	*30*	*3-30*	*1.77*	*22/06/2010*
S3	25	*25*	*1-25*	*6.70*	*24/06/2010*
S4	25	*25*	*1-25*	*11.00*	*29/07/2010*
S5	30	*30*	*3-30*	*22.25*	*23/07/2010*
S6	70	*70*	*55-70*	*38.30*	*22/07/2010*

S7	25	*25*	*1-25*	*6.00*	*05/07/2010*
S8	30	*27*	*3-27*	*19.70*	*02/07/2010*
S9	40	*40*	*25-40*	*11.80*	*08/07/2010*
S17	23.4	*23.4*	*2.4-23.4*	*6.30*	*13/08/2010*
S19	25	*25*	*1-25*	*7.20*	*09/07/2010*
S21	25	*25*	*1-25*	*4.05*	*16/07/2010*
S22	25	*25*	*1-25*	*5.20*	*10/08/2010*
S23	25	*25*	*1-25*	*14.36*	*30/07/2010*
S24	35	*35*	*20-35*	*4.80*	*12/08/2010*
S25	70	*70*	*55-70*	*39.21*	*02/09/2010*
S26	110	*110*	*95-110*	*14.50*	*15/10/2010*
S28	30	*30*	*3-30*	*5.30*	*27/08/2010*
S29	30	*30*	*3-30*	*7.00*	*22/07/2010*

TABELLA 3-9 - CAMPAGNA DI INDAGINI 2010: MISURE PIEZOMETRICHE

3.1.2 Prove geotecniche e geomeccaniche di laboratorio

Sui campioni prelevati in sito sono state eseguite, presso il Laboratorio geotecnico SGL di Vado Ligure (SV), prove di identificazione, prove edometriche, prove di taglio diretto, prove triassiali UU sui campioni geotecnici, mentre sugli spezzoni di carota lapidei sono state eseguite prove di compressione ad espansione laterale libera, misure di velocità soniche, prove di compressione monoassiale e triassiale, prove di trazione indiretta brasiliana. Nella **Tabella 3-10** sono indicate le profondità di tutti i campioni prelevati, sondaggio per sondaggio.

Sondaggio n°	*Campione n°*	*Profondità m*
S01	A	10,00-10,30
S01	B	14,50-15,00
S02	1	11,50-12,00
S02	A	7,50-8,00
S02	B	19,70-20,20
S03	1	7,50-8,00
S03	C	22,50-22,60
S04	A	9,00-9,30
S04	B	11,00-11,30
S04	C	17,70-18,00

Sondaggio n°	*Campione n°*	*Profondità m*
S19	A	2,40-2,90
S19	B	15,00-15,47
S19	C	20,70-21,00
S21	A	2,70-3,00
S21	B	7,50-8,00
S21	C	8,70-9,00
S22	A	4,70-5,00
S22	B	6,00-6,20
S22	C	12,50-12,80
S22	D	19,50-19,80

S04	D	22,45-22,80	S23	A	4,80-5,00
S05	A	5,60-6,00	S23	B	7,00-7,30
S05	D	19,00-19,35	S23	C	10,50-10,80
S05	E	26,30-26,60	S23	D	24,50-25,00
S06	A	8,50-9,00	S24	A	5,10-5,30
S06	B	36,35-36,65	S24	B	9,20-9,40
S06	C	49,40-49,90	S24	C	16,60-16,90
S06	D	61,65-61,95	S25	1	59,40-60,40
S07	A	4,00-4,30	S26	A	4,70-5,00
S07	C	16,60-16,80	S26	B	22,20-22,40
S07	D	20,20-20,35	S26	C	43,60-43,90
S08	A	7,00-7,50	S26	D	71,40-71,95
S09	A	11,00-11,30	S28	1	7,50-7,90
S09	C	28,00-28,60	S28	A	3,80-4,00
S09	D	31,70-31,90	S28	B	5,80-6,00
S17	A	4,00-4,30	S28	D	13,70-14,00
S17	B	9,50-9,80	S29	A	6,00-6,50
S17	D	20,00-20,30	S29	C	17,00-17,40
			S29	D	22,05-22,40

TABELLA 3-10 - CAMPAGNA DI INDAGINI 2010: PROFONDITÀ CAMPIONI

Per l'analisi dei risultati delle prove di identificazione e resistenza eseguite su ciascun campione, necessarie ai fini della caratterizzazione geotecnica si rimanda all'elaborato **T00GE03GETRE01** – "Relazione geotecnica generale".

Sugli spezzoni di carota lapidea prelevati sono state eseguite complessivamente n.9 misure del peso di volume naturale e delle velocità di propagazione delle onde di compressione e di taglio, n.19 prove di resistenza a compressione monoassiale, n. 21 prove di resistenza a compressione triassiale e n.5 prove di resistenza a trazione indiretta tipo brasiliana. Per i risultati di tali prove si rimanda all'elaborato **T00GE03GETRE02** – "Relazione geomeccanica".

3.1.3 Rilievi geomeccanici

Lungo lo sviluppo del tracciato in progetto sono stati condotti n° 10 rilievi geomeccanici di dettaglio in accordo alle raccomandazioni ISRM ("Quantitative description of discontinuities in rock masses", 1978).

L'esame dei risultati dei rilievi geomeccanici e della caratterizzazione condotta in ciascuna area di rilievo ha consentito la suddivisione degli ammassi rocciosi analizzati in 4 gruppi geomeccanici omogenei, definiti sulla base della litologia e del rapporto stratimetrico tra le litologie arenacee competenti e le litologie siltitico-marnose caratterizzate da più modesti parametri di resistenza e deformabilità.

In particolare, sono stati individuati i seguenti gruppi geomeccanici:

- *Gruppo 1*: marne siltose con sporadiche intercalazioni di marne calcaree;
- *Gruppo 2*: siltiti debolmente marnose di aspetto scaglioso fittamente laminate con sporadici sottili straterelli di arenarie fini a laminazione parallela di spessore da centimetrico a decimetrico.
- *Gruppo 3:* alternanze di arenarie a grana da media a fine, gradate e laminate, in strati di spessore da decimetrico a metrico, marne in banchi metrici e strati decimetrici e siltiti grigio verdastre in livelli di spessore da decimetrico a metrico, con rapporto stratimetrico percentuale tra le litologie competenti ed i livelli siltitici mediamente compreso tra 35/65 e 65/35.
- *Gruppo 4:* sequenze arenacee in strati decimetrici e banchi metrici con sottili interstrati siltitici di spessore centimetrico.

I gruppi 1 e 2 risultano distribuiti all'interno del Membro di San Lorenzo del Flysch di Sanremo (*Unità FS2*), distribuito nella porzione occidentale dell'area rilevata, mentre i gruppi 3 e 4 si rinvengono all'interno del Membro di San Michele (*Unità FS1*), distribuito nelle porzioni centrale ed orientale dell'area rilevata. Per quanto concerne la distinzione tra gruppo 3 e gruppo 4 occorre rilevare che spesso l'esiguità degli affioramenti disponibili non ha consentito di valutare correttamente il rapporto stratimetrico; di conseguenza allo stato attuale delle conoscenze, in attesa del completamento delle indagini geognostiche, non è possibile escludere l'eventualità che gli elevati rapporti stratimetrici tra arenarie e siltiti che caratterizzano il gruppo 4 siano in realtà da attribuire esclusivamente alla scarsa estensione delle serie affioranti. A tale proposito risulta di particolare interesse l'esame del rilievo stratimetrico eseguito lungo uno stendimento di misura di sviluppo pari a circa 450 m nei pressi di Capo Berta, lungo la strada litoranea tra Diano Marina ed Oneglia, che ha consentito il rilievo di circa 200 m di serie stratigrafica. L'esame dei risultati ottenuti evidenzia infatti che nell'ambito della serie esaminata il rapporto stratimetrico tra i livelli arenacei ed i livelli pelitici, valutato su intervalli di lunghezza pari a 10 m, pur risultando generalmente compreso tra 0,8 e 2,5, mostra tuttavia locali incrementi fino ad oltre 10 e decrementi fino a 0,5. È quindi possibile che il gruppo 4 sia frutto di locali e periodiche variazioni degli apporti di torbida all'interno dell'area di sedimentazione dell'unità.

I rilievi geomeccanici eseguiti risultano così distribuiti all'interno dei gruppi geomeccanici omogenei:

- Gruppo 1: RG1
- Gruppo 2: RG10
- Gruppo 3: RG4, RG5, RG8 e RG9
- Gruppo 4: RG2, RG3, RG6 e RG7

I risultati dei rilievi eseguiti sono riportati nell'elaborato **T00GE03GETRE02** – "Relazione geomeccanica" a cui si rimanda per ogni approfondimento.

3.2 Campagna di indagine geognostica integrativa (2023)

Le indagini realizzate nella recente campagna del 2023 hanno comportato l'esecuzione di sondaggi geognostici a carotaggio continuo con installazione di piezometri a tubo aperto, prove di permeabilità Lefranc e Lugeon, prove dilatometriche, prospezioni sismiche tipo MASW, pozzetti esplorativi geotecnici e ambientali.

Le indagini sono state eseguite nel periodo giugno-dicembre 2023 dalla ATI Geoserving S.r.l. (IN.TEC. Soc. Coop.-Logos S.r.l. – Geo-Surveys S.r.l. – Aureli Soil S.r.l. – O.S.I. S.r.l.).

La campagna geognostica in oggetto ha previsto l'esecuzione delle seguenti tipologie di indagini in sito, eseguite dalla ATI Geoserving S.r.l. nel periodo giugno-agosto 2023:

- sondaggi geognostici a carotaggio continuo con prelievo di campioni indisturbati e rimaneggiati da sottoporre a prove di laboratorio;
- esecuzione di prove in foro (SPT, prove di permeabilità Lefranc e Lugeon, prove dilatometriche) e installazione nei fori di sondaggio a carotaggio di piezometri a tubo aperto;
- pozzetti esplorativi con rilievo della stratigrafia, prelievo di campioni rimaneggiati, ambientali ed esecuzione di prove di carico su piastra;
- prospezioni sismiche tipo MASW.

3.2.1 Indagini geognostiche in sito

3.2.1.1 Sondaggi geognostici

Sono stati previsti complessivamente n.6 sondaggi geognostici a carotaggio continuo, di profondità variabile tra 15 e 200 m in funzione delle quote di progetto della strada e delle caratteristiche strutturali delle opere (viadotti e gallerie, in particolare). Oltre a tali verticali, sono stati realizzati anche pozzetti esplorativi da 2 m in prossimità degli assi secondari del tracciato, oggetto di realizzazione di opere in rilevato, coadiuvati da prove di carico su piastra necessarie ai fini della determinazione del comportamento geotecnico dei terreni nei primi metri di profondità. La planimetria che riporta le indagini eseguite è rappresentata dall'elaborato di progetto **T00GE01GEOPU01÷04** – "Planimetria con ubicazione delle indagini geognostiche" (4 tavv.)

Tutte le perforazioni delle verticali di sondaggio sono state eseguite tutte a carotaggio continuo, con l'utilizzo del carotiere semplice nei tratti in materiale sciolto (depositi superficiali e substrato roccioso molto alterato) e del carotiere doppio, associato a corona diamantata, nei tratti in roccia. In particolare, l'utilizzo del carotiere doppio ha consentito di misurare per ogni manovra il valore di RQD % (Deere, 1964), ottenuto dalla somma delle lunghezze delle carote lapidee di lunghezza > 10 cm rapportato alla lunghezza della manovra.

A fine perforazione, è stata prevista l'installazione di tubazioni piezometriche a tubo aperto, per l'esecuzione di misure di livello della falda.

Nella **Tabella 3-11** sono riassunti in uno schema i tipi di perforazione eseguita e la strumentazione installata in ogni verticale di indagine:

Sondaggio	Prof. (m)	Metodo perforazione	Strumentazione installata
SN01	50	Carotaggio continuo	Piezometro a tubo aperto
SN02	25	Carotaggio continuo	Piezometro a tubo aperto
SN03	25	Carotaggio continuo	Piezometro a tubo aperto

SN04bis	25	Carotaggio continuo	Piezometro a tubo aperto
SN05	50	Carotaggio continuo	Piezometro a tubo aperto
SN06	200	Carotaggio continuo	Piezometro a tubo aperto

TABELLA 3-11 – SONDAGGI GEOGNOSTICI ESEGUITI: PROFONDITÀ E STRUMENTAZIONE INSTALLATA

Tutti i sondaggi hanno raggiunto il substrato roccioso, costituito sostanzialmente lungo tutto lo sviluppo del tracciato dalla formazione del *Flysch di Sanremo,* nelle sue due *facies arenaceo-pelitica* e *marnosa*, intervallate nel tratto centrale del tracciato dalle formazioni delle *Argille di Ortovero* e, nel complesso, sempre ricoperte da spessori metrici di materiale alteritico limoso-sabbioso-argilloso e da depositi alluvionali recenti o antichi in corrispondenza delle valli principali (Prino, Caramagna, Artallo e Baité)..

Per un quadro più generale in merito alla stratigrafia di riferimento per i terreni di sottofondo delle opere si rimanda ai punti **6** e **7** della presente relazione.

3.2.1.2 Prove di resistenza dinamica in foro: Standard Penetration Test (SPT)

All'interno dei fori di sondaggio, durante la loro esecuzione, sono state eseguite delle prove penetrometriche dinamiche SPT, a profondità variabili. In particolare, sono state eseguite n.17 prove SPT.

Nella sottostante tabella sono riassunti i risultati delle prove SPT eseguite (R = "rifiuto").

Sondaggio	**SPT [-]**	**Profondità da p.c. [m]**	**N_{SPT} [colpi/30cm]**
SN01	SPT1	1,5	12
	SPT2	4,5	51
	SPT3	7,5	R
SN02	SPT1	3,0	37
	SPT2	6,0	33
	SPT3	7,5	R
	SPT4	9,0	R
	SPT5	12,0	R
SN03	SPT1	4,0	23
	SPT2	6,0	R
	SPT3	9,0	R

SN04bis	SPT1	3,0	R
	SPT2	6,0	R
	SPT3	9,0	R
SN05	SPT1	1,5	33
	SPT2	4,5	R
	SPT3	7,5	R

TABELLA 3-12 – PROVE DI RESISTENZA DINAMICA SPT DI CIASCUN SONDAGGIO

In generale i risultati delle prove penetrometriche SPT hanno consentito di verificare, per i terreni di copertura, uno stato di addensamento tendenzialmente medio e uno stato di consistenza da medio ad elevato per i primi metri di terreno di alterazione del substrato roccioso.

3.2.1.3 Prove di permeabilità Lefranc

Come anticipato, la campagna geognostica in oggetto ha previsto l'esecuzione, all'interno dei sondaggi eseguiti, di prove di permeabilità Lefranc per i tratti in terreno che hanno consentito di determinare il valore del *coefficiente di permeabilità K*.

Il modello idrogeologico proposto al punto **10** della presente relazione deriva dalla attribuzione del valore qualitativo del grado di permeabilità a ciascuna delle unità litostratigrafiche discriminate in base a quanto rinvenuto dalle prove di permeabilità di cui sopra. A tal proposito, nell'elaborato **T00GE01GEOCI01÷04** – "Carta idrogeologica" (4 tavv.) allegata al progetto, sono stati rappresentati i range di permeabilità delle unità litostratigrafiche riconosciute.

Nella tabella sottostante (cfr. **Tabella 3-13**) si riportano gli esiti delle prove di permeabilità Lefranc eseguite all'interno dei fori di sondaggio e che hanno permesso di definire i valori di coefficiente di permeabilità K.

Sigla	Opera	Pk	Profondità sondaggio (m)	Tratto di prova (m da p.c.)	K - coeff. di permeabilità (cm/s)
SN-02	Viadotto Caramagna	1418.12	25	4.0 - 4.5	0.01186
SN-03	Viadotto Caramagna	1483.52	25	4.0 - 4.5	0.00859
SN-04 Bis	Ponte sul Torrente Prino	30.57	25	4.0 - 4.5	0.16707

TABELLA 3-13 – CAMPAGNA DI INDAGINI 2023: RISULTATI DELLE PROVE DI PERMEABILITÀ LEFRANC

In generale, il sottosuolo del tracciato in esame è caratterizzato nel complesso da unità geotecniche e geomeccaniche a permeabilità variabile, da **molto bassa** *(Argille di Ortovero)* ad **alta-molto alta** *(Depositi alluvionali attuali e recenti)* con valori che variano rispettivamente tra 1E-07÷1E-08 m/s e 1E-03÷1E-05 m/s.

3.2.1.4 *Prove di permeabilità Lugeon*

In n° 3 fori di sondaggio (SN01, SN05 e SN06) sono state eseguite prove Lugeon per la determinazione del coefficiente di permeabilità in sito all'interno del substrato lapideo. Le prove sono state condotte isolando, mediante idonei otturatori (packer), tratti di foro di lunghezza pari a 3.0 m e misurando il volume d'acqua assorbito a diversi valori di pressione di iniezione.

Nella **Tabella 3-14** si riportano, per ciascuna prova, il foro di sondaggio in cui è stata eseguita, la profondità della tasca di prova e il valore del coefficiente di permeabilità calcolato sulla base delle misure eseguite.

sondaggio n° [-]	*da prof. [m]*	*a prof. [m]*	*L [m]*	*Unità Lugeon media [U.L.]*	*K [m/s]*	*note*
SN01	36,00	39,00	3,00	0,18	1,8E-08	dilatazione fratture
SN05	33,00	36,00	3,00	0,31	3,1E-08	dilatazione fratture
SN06	185,00	188,00	3,00	0,90	9,0E-08	moto idraulico laminare

TABELLA 3-14 – CAMPAGNA DI INDAGINI 2023: RISULTATI PROVE DI PERMEABILITÀ LUGEON

3.2.1.5 *Prove dilatometriche in foro*

Nei fori di sondaggio sono state previste n.3 prove dilatometriche in foro (SN01, SN05 e SN06) per la determinazione dei parametri di deformabilità degli ammassi rocciosi in condizioni di carico (modulo di deformazione) e di scarico (modulo di elasticità). Le prove sono state eseguite dalla ditta GeoAnalisi Srl con tre cicli di carico/scarico con determinazione del modulo corrispondente ad ogni ciclo.

I risultati di tali prove hanno permesso di affinare la caratterizzazione geomeccanica delle unità rocciose che vengono attraversate dalle opere. A tal proposito, si rimanda all'elaborato **T00GE03GETRE02** – "Relazione geomeccanica".

3.2.1.6 *Prelievo di carico su piastra*

Nel corso della campagna integrativa sono stati realizzati n.6 pozzetti esplorativi, spinti alla profondità di 2 m. Tali pozzetti si sono resi necessari in ottica di:

- verificare la stratigrafia degli strati più superficiali;
- prelievo di n.2 campioni rimaneggiati per ciascun pozzetto, tra 0.5 m e 2 m di profondità, sui quali eseguire prove di laboratorio (analisi granulometrica e limiti di Atterberg) atte a definire il gruppo di appartenenza dei terreni nell'ambito di classificazione stradale CNR-UNI 10006;
- prelievo di n.2 campioni ambientali per ciascun pozzetto, sui quali eseguire le analisi chimiche di cui al **punto 3.2.1.7**;
- esecuzione di prove di carico su piastra circolare al di sotto dello spessore di terreno di scotico di 0.5 m.

Sono state eseguite prove di carico a doppio ciclo su piastra circolare, con piano di posa a 0.5 m di profondità dal p.c., al fine di determinare le caratteristiche di deformabilità dei terreni di sottofondo dei rilevati e delle fondazioni stradali.

Le prove di carico su piastra sono state eseguite con piastra da 298,5 mm e doppio ciclo di carico secondo la norma CNR-BU n.146 del 14.12.1992, con determinazione del modulo di deformazione "Md", al primo e al secondo ciclo di carico, misurato nell'intervallo 50-150 kPa.

I risultati ottenuti, in termini di modulo di deformazione Md (rapporto fra l'intervallo di carico predefinito, 150-50=100 KPa, ed il cedimento corrispondente) sono mostrati nella sottostante tabella dove è riportato anche il rapporto Md1 / Md2.

Pozzetto [-]	**Profondità** [m]	**Md_1** (1° ciclo) [MPa]	**Md_2** (2° ciclo) [MPa]	**Md_1 / Md_2** [-]
PA01	0.5	11.9	76.3	0.16
PA02	0.5	21.3	96.7	0.22
PA03	0.5	9.8	160.7	0.6
PA04	0.5	13.4	160.7	0.08
PA05	0.5	37.5	290.3	0.13
PA06	0.5	14.4	272.7	0.05

TABELLA 3-15 – RISULTATI PROVE DI CARICO SU PIASTRA PER CIASCUN POZZETTO ESPLORATIVO

Nel caso specifico, i valori del modulo di deformazione del terreno di sottofondo sono risultati variabili tra 10 e 38 MPa al 1° ciclo di carico, mentre i valori al 2° ciclo sono risultati molto più elevati, in un range compreso tra 76 e 290 MPa, indicando un elevato incremento del modulo di deformazione in conseguenza delle operazioni di compattazione.

3.2.1.7 Prelievo di campioni ambientali

Per la determinazione dello stato di qualità dei terreni e delle acque, sono stati previsti i prelievi di campioni di terreno e di acqua sotterranea, sia in corrispondenza delle verticali di sondaggio sia nei pozzetti esplorativi. In particolare, è stato previsto almeno un campione ambientale per ogni verticale di indagine, localizzati in corrispondenza delle sezioni si scavo, e un campione composito nei tratti in galleria per un totale di n. 35 campioni di terreno e n.2 campioni di acqua sotterranea che sono stati sottoposti ad analisi chimiche.

Il set analitico di riferimento ha previsto l'analisi della concentrazione delle sostanze così come definito nell'*Allegato 4 al D.P.R. 13 giugno 2017, n.120 – Regolamento recante la disciplina semplificata della gestione delle terre da scavo, ai sensi dell'articolo 8 del decreto-legge 12 settembre 2014, n.133, convertito, con modificazioni, dalla legge 11 novembre 2014, n.164* e il prelievo di campioni è stato effettuato in ciascuna verticale di sondaggio in funzione delle previste profondità di scavo: per quanto riguardo lo scavo in galleria, sono stati previsti campioni medi compositi alle profondità di scavo della galleria, prevedendo almeno n.3 incrementi per ciascun campione medio composito.

Sono stati previsti infine campionamenti di acque sotterranee in piezometro ai fini dell'esecuzione di analisi chimiche per la verifica alla conformità alle CSC di cui al D.Lgs. 152/06. Dato che il progetto prevede la presenza di strutture interrate potenzialmente a contatto con acque di falda, sui campioni di acque sotterranee sono state previste anche analisi chimiche per la verifica dell'eventuale aggressività dell'acqua nei confronti del calcestruzzo e analisi chimiche su campioni di terreno nei confronti del calcestruzzo.

Infine, sono state previste analisi chimiche per la classificazione delle terre e rocce da scavo come rifiuto ("omologa rifiuto") per un totale di n.2 campioni.

I risultati delle analisi chimiche, effettuate dai laboratori O.S.I. Srl, sono descritti negli elaborati di progetto **T00GE02GEORE02** – "Piano di utilizzo in sito delle terre e rocce da scavo – Relazione tecnica" e **T00GE02GEORE01** – "Relazione di gestione materie" mentre i certificati delle analisi chimiche si rimanda all'elaborato **T00GE01GEORE06** - "Indagini geognostiche - Analisi chimiche di laboratorio".

3.2.1.8 Indagini geofisiche

Nel corso della campagna di indagini, la ditta Geoserving Srl si è occupata dell'esecuzione di n.6 stendimenti sismici tipo MASW per la determinazione delle categorie di sottosuolo nei diversi tratti del tracciato. Tali indagini vanno ad integrare le diverse prospezioni sismiche eseguite nella campagna di indagine pregressa di cui ai **punti 3.1.1.8** e **3.1.1.9,** costituite da prospezioni sismiche down-hole e stendimenti di sismica a rifrazione.

L'elaborazione è stata eseguita tramite il software SWAN (Surface Wave Analysis) della Geostudi Astier. Le onde sismiche superficiali non evidenziano elevati contrasti di velocità. Infatti, si verifica un aumento graduale delle velocità con la profondità (gradiente di velocità) delle onde S, le quali individuano unbedrock sismico di riferimento (Vs > 800 m/s) prima dei 30 m di profondità dal piano campagna.

Le n.6 prospezioni MASW, eseguite nei tratti di tracciato non coperti dalle precedenti prospezioni e in particolare in prossimità del tratto finale del Ponte sul Prino (MASW1), lungo lo sviluppo del Viadotto Caramagna (MASW2, MASW3 e MASW4), nel tratto compreso tra il Viadotto Caramagna e la Galleria artificiale Costa Murata (MASW5) e infine in prossimità del tratto iniziale del Ponte sull'Impero (MASW6).

Le indagini eseguite con i relativi risultati in termine di onde di taglio, nonché gli esiti delle categorie di sottosuolo assegnate in relazione a ciascuna opera sono riportate nella tabella sottostante e, assieme agli esiti delle indagini geofisiche pregresse, nella **Tabella 3-16**.

STENDIMENTO SISMICO "MASW50_L1":	VS,eq = 500.58 m/s
STENDIMENTO SISMICO "MASW50_L2":	VS,eq = 518.08 m/s
STENDIMENTO SISMICO "MASW50_L3":	VS,eq = 504.11 m/s
STENDIMENTO SISMICO "MASW50_L4":	VS,eq = 530.04 m/s
STENDIMENTO SISMICO "MASW50_L5":	VS,eq = 570.73 m/s
STENDIMENTO SISMICO "MASW50_L6":	VS,eq = 602.60 m/s

TABELLA 3-16 – RISULTATI PROSPEZIONI SISMICHE TIPO MASW IN TERMINI DI VSEQ

Di seguito si riportano i profili delle onde S delle diverse prospezioni eseguite, dalla **Figura 3-4** alla **Figura 3-9**.

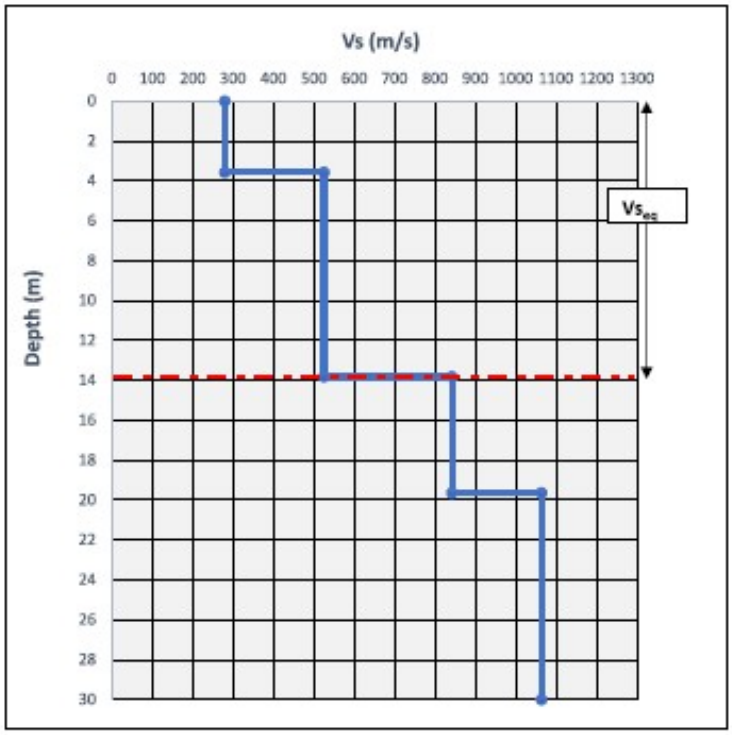


FIGURA 3-4 – MASW1: GRAFICO DELLE VS

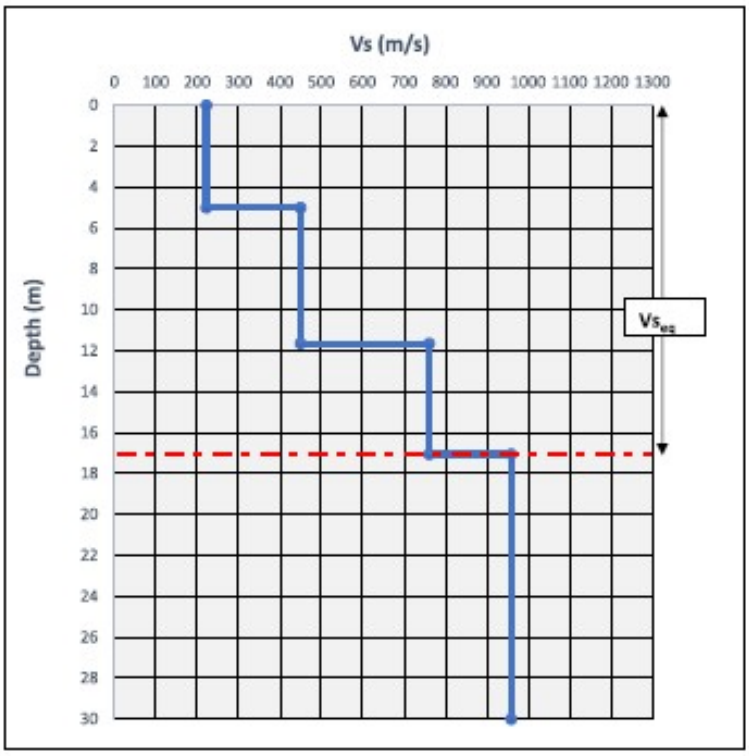


FIGURA 3-5 – MASW2: GRAFICO DELLE VS

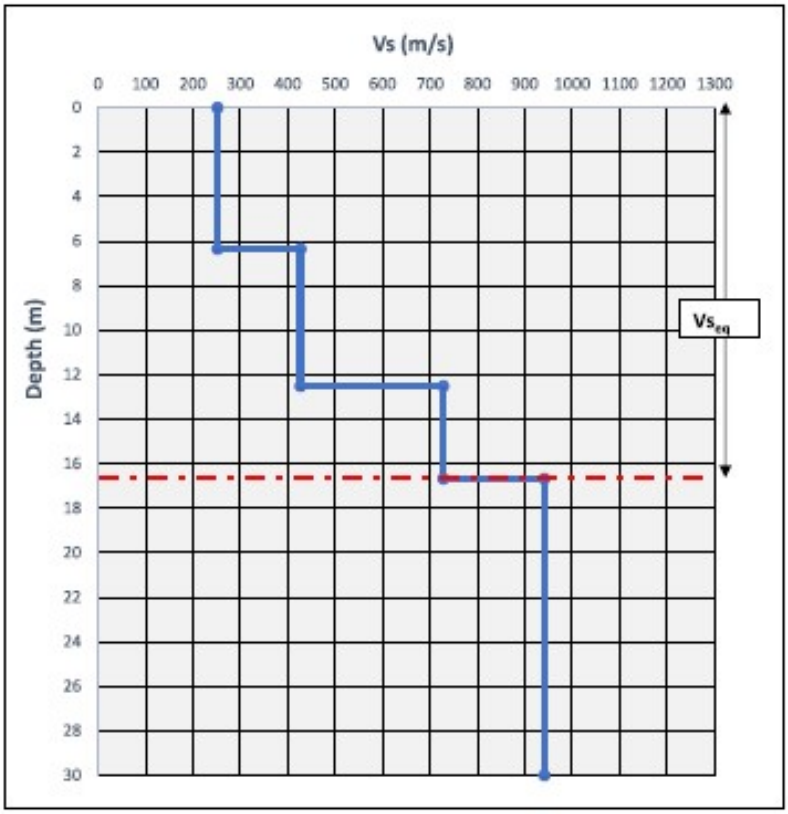


FIGURA 3-6 – MASW3: GRAFICO DELLE VS

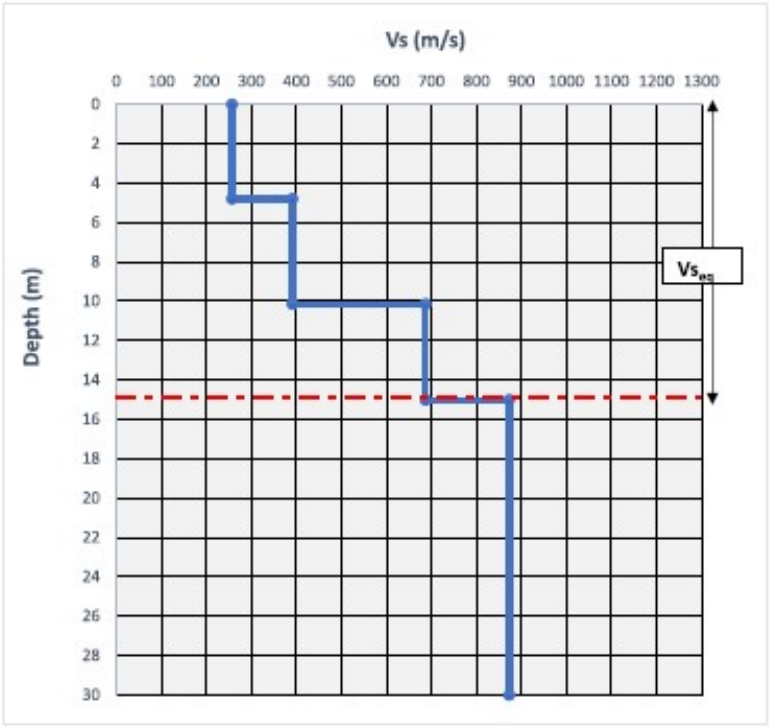


FIGURA 3-7 – MASW4: GRAFICO DELLE VS

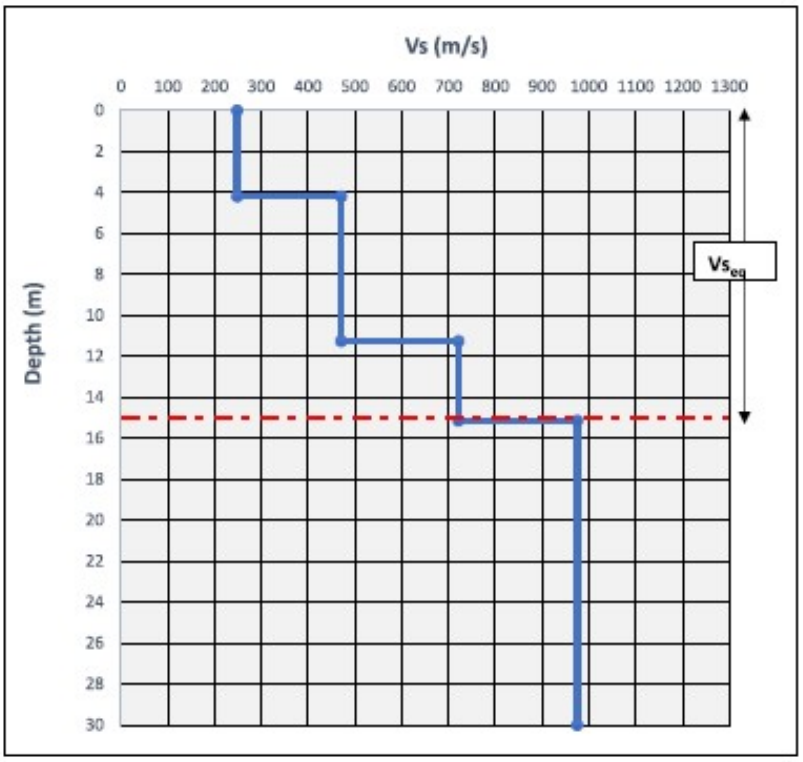


FIGURA 3-8 – MASW5: GRAFICO DELLE VS

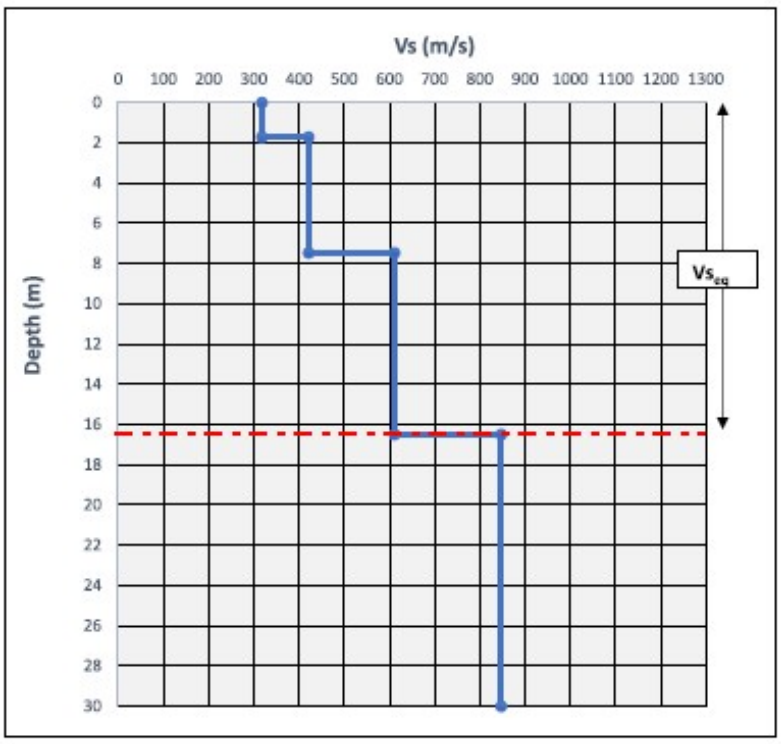


FIGURA 3-9 – MASW6: GRAFICO DELLE VS

3.2.2 Prove geotecniche e geomeccaniche di laboratorio

Durante la perforazione dei sondaggi e dei pozzetti nella campagna di indagine eseguita sono stati prelevati n.26 tra campioni rimaneggiati e indisturbati su cui eseguire prove geotecniche di laboratorio. Tali prove sono state eseguite dai laboratori di Geoserving Srl e i risultati hanno permesso di definire una caratterizzazione geotecnica dei terreni di sottofondo delle opere previste lungo l'infrastruttura in oggetto.

In particolare, durante la perforazione dei sondaggi geognostici sono stati previsti complessivamente n.25 campioni rimaneggiati e n.1 campione indisturbato, oltre a numerosi campioni lapidei.

Sui campioni di terreno sono state previste le seguenti prove:

- aperture e descrizioni geotecniche
- determinazioni del peso di volume naturale e peso specifico dei grani
- determinazioni del contenuto naturale d'acqua
- analisi granulometriche complete
- determinazioni dei limiti di consistenza
- prove di taglio diretto con determinazione della resistenza di picco

Tutti i risultati di tali prove e la caratterizzazione geotecnica dei terreni che ne consegue vengono descritti nel dettaglio nell'elaborato **T00GE03GETRE01** – "Relazione geotecnica generale", a cui si rimanda.

Durante la perforazione dei sondaggi nella campagna di indagine eseguita sono stati prelevati anche n.16 spezzoni di carota lapidea su cui eseguire prove geomeccaniche di laboratorio. Tali prove sono state eseguite dai laboratori di Geoserving Srl e i risultati hanno permesso di definire una caratterizzazione geomeccanica dele unità rocciose attraversate dalle opere.

In particolare, sui campioni di roccia, ricavati da spezzoni di carota lapidea, sono state previste le seguenti prove:

- aperture e descrizioni del campione di roccia
- determinazioni del peso di volume naturale
- prove di resistenza a compressione monoassiale e triassiale con rilievo delle deformazioni assiali e diametrali
- prove di resistenza a compressione triassiale con rilievo delle deformazioni assiali e diametrali
- prove di resistenza a trazione indiretta (brasiliana)
- prove di carico puntiforme (point-load strength test)

Tutti i risultati di tali prove e la caratterizzazione delle rocce che ne consegue vengono descritti nel dettaglio nell'elaborato **T00GE03GETRE02** – "Relazione geomeccanica", a cui si rimanda.

4 INQUADRAMENTO TETTONICO-STRATIGRAFICO

L'area rilevata è localizzata nelle Alpi marittime entro la cosiddetta *"Zona dei Flysch"*, regione tettonostratigrafica inclusa tra la Zona Delfinese-Provenzale a ovest e la Zona Brianzonese e Piemontese ad est. Entro questa zona strutturale sono comprese essenzialmente 4 unità principali, legate ai meccanismi genetici dei flysch, che la suddivisione classica definisce come: l'Unità Colla Domenica – Leverone, l'Unità di Borghetto d'Arroscia-Alassio, l'Unità di Moglio – Testico ed infine l'*Unità di Sanremo – M. Saccarello*. Quest'ultima unità viene correlata generalmente alla Formazione del Monte Antola che chiude la sequenza della zona Sestri-Voltaggio e la serie delle unità tettono-stratigrafiche delle Liguridi Interne (Haccard et Alii, 1972; Ellero, 2000).

La zona strutturale è infatti costituita da un gruppo di quattro Unità sradicate, in posizione sommitale ed esterna rispetto alla catena, che forma un grosso triangolo con un vertice nella zona del Colle di Tenda e la base tra Albenga e Bordighera; lungo il lato settentrionale le unità flyschioidi sono accavallate alle unità piemontesi e brianzonesi, quindi con vergenza NNE; sul lato sudoccidentale si accavallano invece alla zona delfinese-provenzale. All'interno dell'Unità tettono-stratigrafica di Sanremo - M. Saccarello non si individuano dunque, per la posizione sommitale nell'edificio strutturale, elementi di evoluzione metamorfica.

La struttura geologica dell'area di progetto è costituita da termini del *Flysch di Sanremo* (facies arenaceo-calcareo-pelitica FS1 e facies marnosa FS2), costituiti da successioni flyschioidi di strati arenacei, marnosi e calcarei, spessi da pochi decimetri ad alcuni metri, con interstrati marnoso-pelitici fino ad argillitici con spessori variabili. La stratificazione è sempre planare a scala dell'affioramento e prevalentemente anche alla mesoscala. Le strutture deformative sono costituite generalmente da pieghe ad ampio raggio di curvatura.

Cataclasiti di vario genere sono difficilmente individuabili per l'alterazione. Alcune brecce tettoniche di carattere tensionale suturate da calcite spatica sono meglio conservate e quindi rilevabili.

Tali terreni sono stati soggetti a profonda alterazione che ha dato luogo ad estese coperture alteritiche e detritiche.

I sistemi vallivi post-messiniani sono stati suturati da imponenti depositi fluviali e deltizi sfocianti in un bacino a sedimentazione pelitica (termini pliocenici della serie) successivamente erosi fino alla definizione dell'attuale struttura fisiografica del territorio, con evidenti fenomeni di inversione del rilievo.

In tale contesto geologico-strutturale il tracciato di progetto attraversa una successione flyschioide caratterizzata da un assetto strutturale complessivamente blando con pieghe ad ampio raggio in cui il comportamento relativamente rigido delle bancate marnose e arenacee e la deformazione fortemente plastica delle peliti di interstrato tende a produrre peculiari evidenze morfologiche. Le pieghe sono troncate da fasci di faglie orientate generalmente NE-SW con andamento prossimo alla verticale che delineano una fascia di strutture trascorrenti sinistrorse con un corredo di faglie minori coniugate e di drag fold associate. Le indagini condotte hanno messo in evidenza l'esistenza di un piano di sovrascorrimento a basso angolo interno alle sequenze flyschioidi al disotto della coltre alluvionale del T. Caramagna.

Non sono invece evidenti tracce di importante attività neotettonica con faglie normali di rilevante entità ed i terrazzi sembrano correlarsi relativamente bene in senso parallelo alla costa; tuttavia il fatto che tutti i riempimenti vallivi di età plio-pleistocenica siano stati erosi con impostazione del nuovo asse di erosione sul lato occidentale del pattern preesistente (i depositi cioè sono conservati prevalentemente in sinistra idrografica) può suggerire un modesto basculamento con innalzamento del settore orientale dell'area.

5 RILEVAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO DI DETTAGLIO

Prima del rilievo geologico e geomorfologico di dettaglio, è stata redatta una cartografia geologica preliminare, per la quale, una volta analizzato tutto il materiale disponibile in bibliografia per l'area in oggetto, si è fatto riferimento essenzialmente alla documentazione disponibile presso la *Provincia di Imperia*. Sono state utilizzate come base di riferimento le carte allegate ai *Piani di Bacino* (*Bacino del Torrente Prino-Caramagna, Bacino del Torrente Impero e Bacino Dianese*), confrontate con i dati disponibili della cartografia CARG per il settore occidentale del tracciato della Variante di Imperia e con la cartografia geologica del Servizio Geologico d'Italia per il settore orientale del tracciato. In particolare, dei Piani di Bacino sono state utilizzate la *Carta Litologica*, la *Carta del Rischio Geomorfologico* e la *Carta Geomorfologica*. Presso gli uffici provinciali, inoltre, alcuni aspetti geologici peculiari del territorio sono stati discussi con il Dr. R. Anfossi, funzionario della Provincia, che ha fornito anche dei parametri di valutazione sulla qualità delle cartografie.

Sulla carta sintetica preliminare è stato sviluppato quindi un primo profilo geologico interpretativo. A causa della mancanza di sezioni già sviluppate sulla cartografia ufficiale e dei risultati delle indagini geognostiche (al momento non ancora realizzate), atte a verificare consistenza e stratigrafia dei depositi superficiali più consistenti, è stato prodotto un modello interpretativo preliminare sia della struttura geologica sia delle sequenze di depositi recenti (plio-pleistocenici), che ha messo in evidenza strutture geologiche non individuate nel profilo di progetto preliminare e lacune da colmare sia con il rilievo geologico di dettaglio appositamente progettato sia con le previste indagini geognostiche.

Ulteriori informazioni di base sono state reperite nell'*Indagine geologica del territorio comunale per il Piano Regolatore Generale del Comune di Imperia*, redatta dal *Dott. Belmonte*, nella documentazione geologica e di indagine geognostica allegata al *Progetto esecutivo di seconda fase del raddoppio della linea ferroviaria Genova-Ventimiglia nella tratta San Lorenzo a Mare – Andora*, messa cortesemente a disposizione da *Italferr S.p.A.*, e, infine, dalla documentazione di indagine geognostica relativa ad interventi lungo l'asse dell'Autostrada A10 Savona-Ventimiglia, messa cortesemente a disposizione da *Autostrada dei Fiori S.p.A.*

Sulla base della carta geologica preliminare e del profilo geologico interpretativo, sviluppato lungo tutto il tracciato, è stato eseguito un *rilievo geologico e geomorfologico di dettaglio* ad una scala 1:2.000, per una fascia di larghezza media pari a un chilometro a cavallo dell'asse del tracciato, con estensioni oltre tale margine per una migliore comprensione di alcune unità.

Il rilievo in sito è stato preceduto da una *analisi in stereoscopia delle fotografie aeree* che ha consentito il riconoscimento dei lineamenti morfologici e strutturali dell'area. A tale scopo la *Provincia di Imperia* ha reso disponibili alla consultazione le strisciate di foto aeree in copertura stereoscopica, che sono state analizzate con stereoscopio per verificare alcuni aspetti morfologici, dissesti, pattern strutturali e stato dei luoghi, ricavando molti elementi utili all'interpretazione del territorio:

- *Strisciata 1-5, fotogrammi 758-768*
- *Strisciata 1-6, fotogrammi 734-744*
- *Strisciata 7-18, fotogrammi 1020-1023*

I dati così ottenuti sono stati inoltre integrati con quelli provenienti dal *Catalogo IFFI* di *ISPRA*, che censisce a livello nazionale informazioni e cartografia su frane e dissesti in modo da ottenere un quadro esaustivo sullo stato dei dissesti in atto o potenziali.

Al termine del rilevamento in funzione della carta in progresso sono state ubicate le stazioni di rilievo geologico-strutturale e le ubicazioni di alcuni sondaggi geognostici.

Per il completamento della carta geologica l'analisi delle carote prodotte dai sondaggi è stata di fondamentale importanza, data la cattiva qualità e la bassa densità degli affioramenti, consentendo di ridefinire l'assetto stratigrafico e strutturale, sulla base di evidenze significative. In merito a tale aspetto si sottolinea che si è proceduto all'esame diretto di tutte le cassette di sondaggio con interpretazione stratigrafica, analisi stratimetrica e valutazione dei disturbi tettonici (fasce cataclasate), attività finalizzate nel loro insieme alla messa a punto del modello geologico.

Per quanto riguarda la ricostruzione dell'assetto geologico-strutturale, essa è risultata ostacolata dal fatto che l'area oggetto di indagine non è mai stata glacializzata ed i litotipi marnosi, calcareo-marnosi ed arenacei sono stati interessati da fenomeni pedogenetici importanti e continui a partire dal Pliocene per le quote più rilevate. Inoltre in quest'area non è evidenziata una attività neotettonica di particolare rilievo. Di conseguenza il substrato lapideo non alterato è affiorante in maniera limitata e la distribuzione degli affioramenti al di fuori degli scavi di origine antropica è legata alla competenza litologica, essendo molto raramente visibili sequenze di strati significative.

In tale contesto in particolare l'andamento dei lineamenti tettonici, che in questi litotipi si manifestano con piani ben definiti solo all'interno dei litotipi più competenti e con diffusione di deformazioni plastiche all'interno negli orizzonti marnosi, può essere dedotto principalmente intersecando le aree di affioramenti cataclasati con le evidenze morfologiche, tenendo in considerazione l'andamento medio delle famiglie di piani di discontinuità principali evidenziati nelle aree di rilievo geomeccanico di dettaglio e l'orientazione dei lineamenti desunti da fotointerpretazione.

Una migliore definizione dei piani di faglia si osserva in pochi punti, come ad esempio a monte del campo di rugby (faglia intersecata alla progressiva 0+340 circa del Tratto 5) e nella valle del Torrente Impero, in sinistra, presso l'imbocco dell'esistente tunnel autostradale.

Le faglie individuate tra le progressive 2+500 e 3+400 circa del Tratto 6 sono state desunte dalla fotointerpretazione e dalla variazione di giacitura dei settori da esse delimitati, considerato che le lineazioni descrivono un pattern strutturale decisamente chiaro e ripetuto, che non lascia dubbi sulla possibile interpretazione sebbene le coperture siano così importanti da non consentire affioramento nemmeno lungo i tagli stradali.

In merito all'estensione delle fasce di disturbo si rileva che, in considerazione della elevata percentuale di litotipi marnosi anche all'interno delle sequenze ascritte alla facies FS1, le deformazioni risultano prevalentemente di tipo plastico distribuite all'interno degli orizzonti marnosi (cfr. **Figura 5-1**, **Figura 5-2**), con sviluppo di fasce cataclastiche solo in corrispondenza degli orizzonti più competenti (cfr. **Figura 5-3**); tali fasce hanno di norma spessore ridotto come osservabile in affioramento e nei rilievi dei fronti di scavo delle gallerie messi a disposizione da RFI, di seguito mostrati a titolo di esempio (cfr. **Figura 5-4**, **Figura 5-5**). Sulla base quindi degli elementi conoscitivi sopra esposti è

stato quindi assunto un valore conservativo, se valutato sulla media dei disturbi realmente osservati, pari a 10 m, che si ritiene possa essere ragionevolmente applicabile alle unità di substrato lungo lo sviluppo dell'intera opera.



FIGURA 5-1 - PIANO DI FAGLIA IN FS1



FIGURA 5-2 - FAGLIA E ORIZZONTE CATACLASTICO IN FS1



FIGURA 5-3 - ORIZZONTE CATACLASTICO IN FS1

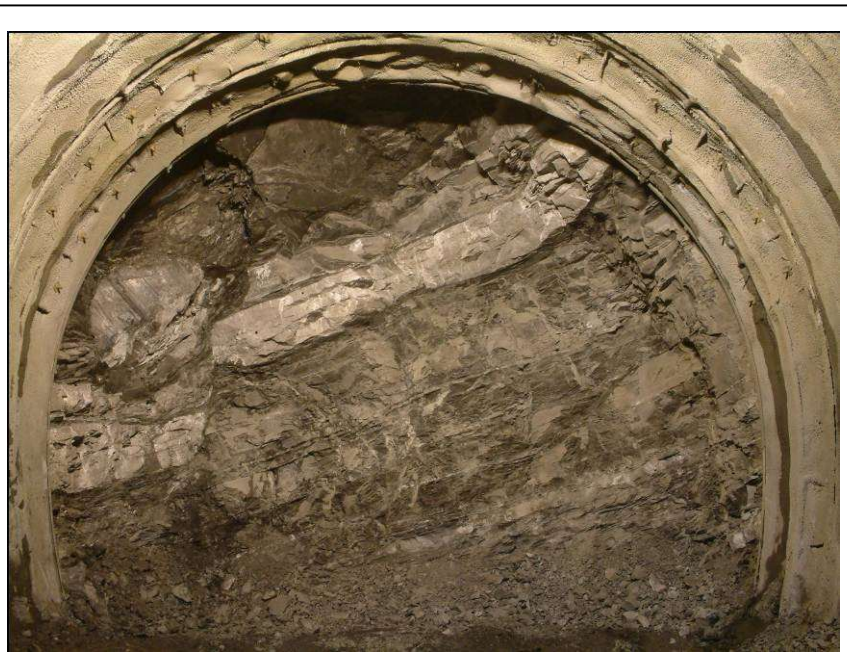


FIGURA 5-4 - FRONTE DI SCAVO GALLERIA POGGI RFI



FIGURA 5-5 - FRONTE DI SCAVO GALLERIA POGGI RFI

6 GEOLOGIA DEL SUBSTRATO

L'Aurelia bis si sviluppa entro l'Unità tettonostratigrafica denominata Sanremo – Monte Saccarello che, a livello regionale, è costituita dalle seguenti formazioni bacinali tardo cretaciche:

- *Formazione di San Bartolomeo*, costituta da prevalenti peliti argillose scure;
- *Flysch di Sanremo facies arenaceo-torbiditica* (FS1), costituite da una successione flyschioide ricca in livelli arenacei
- *Flysch di Sanremo facies marnosa* (FS2), costituite da una successione flyschioide prevalentemente marnosa
- *Arenarie di Bordighera*, costituite da arenarie torbiditiche massicce, in spessi strati.

Il tracciato della Variante di Imperia interseca solo facies ascrivibili al Flysch di Sanremo.

Nel tempo sono state proposte numerose classificazioni litostratigrafiche sia nell'ambito di cartografie geologiche locali sia nell'ambito del Progetto CARG per la Carta Geologica d'Italia 1:50.000.

Classicamente venivano distinte due litofacies principali, mentre la cartografia CARG arriva a distinguere almeno 4 unità differenti, basandosi soprattutto su analisi di facies in sezione sottile. Dopo una prima fase di rilievi di terreno è risultato evidente come molte di queste suddivisioni potessero essere state indotte da analisi di laboratorio molto dettagliate su aree "spot", eccessivamente localizzate sia arealmente che all'interno della successione. Per un rilevamento geologico finalizzato alla progettazione di opere infrastrutturali tale differenziazione si è rivelata impossibile da operarsi e talora nettamente in contrasto con le evidenze di terreno e soprattutto con le evidenze portate dai sondaggi eseguiti. Viceversa, ove disponibili successioni di confronto continue facenti geologicamente parte delle strutture rilevate, anche se di poco esterne all'area di rilevamento, ne è stata verificata una eccellente continuità stratigrafica, che ha spinto gli scriventi alla differenziazione utilizzata nel presente lavoro, basata su due litofacies principali. La successiva esecuzione di indagini geomeccaniche ha portato poi alla conferma della coerenza del modello adottato.

6.1 Flysch di Sanremo

Il *Flysch di Sanremo* è una formazione monotona costituita dalle facies tipiche denominate in passato *Flysch ad Elmintoidi*, a litologia essenzialmente calcareo-marnosa e arenaceo-pelitica. Sono presenti varie facies, di cui la più comune è caratterizzata da arenarie fini e medie ben laminate alla base dell'orizzonte torbiditico, passanti verso l'alto ad un potente strato marnoso che può raggiungere i 2-3 m di spessore. Sono poi diffuse torbiditi argilloso/arenacee.

Come anticipato al paragrafo precedente, il rilevamento di terreno e l'analisi di numerosi sondaggi ha portato sostanzialmente alla conferma di due sole facies significativamente differenti: la facies arenaceo-torbiditica (FS1) e la facies marnosa (FS2), in posizione sommitale all'interno della serie. La facies marnosa FS2 affiora essenzialmente nel settore più occidentale, nella Valle del Torrente Prino e fino al Torrente Caramagna verso est. Qui, al disotto delle alluvioni, è sormontata tettonicamente, con un piano a basso angolo (sovrascorrimento), dalla facies arenaceo-torbiditica FS1, come evidenziato dalle litologie individuate nei sondaggi.

6.1.1 Facies arenaceo-torbiditica (FS1)

E' costituita da torbiditi argilloso/arenacee con areniti medie e grossolane, in strati planari medi e sottili, seguite da orizzonti pelitici e marnoso/pelitici laminati (cfr.**Figura 6-1**); sono meno frequenti le torbiditi costituite da soli fanghi calcarei, che hanno generato orizzonti calcilutitici molto competenti. Si osservano frequentemente bancate di arenaria caoticizzata (megaslumping) (cfr.**Figura 6-2**) con evidenza morfologica marcata sul rilievo; in questi strati le arenarie laminate sono frequentemente rimaneggiate a dare superfici complesse; localmente è evidente la giustapposizione di barre da corrente a laminazione incrociata a basso angolo, talora concava. Questi strati caoticizzati presentano spessori che oscillano tra pochi decimetri e il metro; possono localmente superare i 4 m di spessore.



FIGURA 6-1 - FLYSCH DI SANREMO - FACIES ARENACEO-TORBIDITICA (FS1) PRESSO CAPO BERTA



FIGURA 6-2 - FLYSCH DI SANREMO - FACIES ARENACEO-TORBIDITICA (FS1) ASPETTI DELLE BANCATE ARENACEE SULLA CRESTA A N DEL CIMITERO DI ONEGLIA

L'alternanza stratimetrica di arenarie, marne e peliti è molto difficilmente valutabile ovunque tranne che sulle falesie recenti lungo la costa e in qualche spaccato generato dai tagli autostradali. In generale, infatti, a causa dei fenomeni di alterazione ben sviluppati in queste aree mai glacializzate, gli affioramenti evidenti sono limitati alle arenarie o ai banchi molto potenti di marne arenacee, mentre marne più pure e peliti sono coperte da suoli sviluppati più in profondità: ciò può alterare la percezione della distribuzione litologica. Inoltre, le aree di affioramento sono generalmente ristrette eccetto che nel caso di bancate arenacee particolarmente spesse o strati arenacei predominanti.

Le oscillazioni nel rapporto arenaria/pelite e l'incidenza di orizzonti più strettamente calcarenitici entro le sequenze torbiditiche non hanno mostrato trend significativi sufficienti a delineare spezzoni di serie separabili come unità distinte. Le indagini geomeccaniche hanno poi supportato questa scelta sottolineando la sostanziale omogeneità dal punto di vista litologico dell'ammasso roccioso.

Nell'ambito delle successioni esaminate il rapporto arenaria/pelite risulta mediamente pari a 2, con locali passaggi a zone con valori prossimi all'unità e zone con valori >> 1.

6.1.2 Facies marnosa (FS2)

Nella porzione più occidentale del rilievo si osserva il passaggio, mai osservabile direttamente, alle facies occidentali più marcatamente marnose, dove rari strati decimetrici o centimetrici di arenaria o calcarenite sono separati da marne pelitiche normalmente scagliose e più raramente fogliettate con spessore plurimetrico (cfr. **FIGURA 6-3** e **FIGURA 6-4**).

Gli strati arenacei e calcarenitici, sempre di esiguo spessore e nettamente subordinati rispetto alla componente pelitica, si presentano marcatamente planari e con una significativa continuità laterale.

La caratteristica principale delle marne è che in superficie presentano colori da bruno chiaro a ocracei e sono fortemente scagliose a causa dell'alterazione e della disidratazione; al disotto del profilo di alterazione sono caratterizzate da una migliore consistenza e riduzione dei fenomeni di fessurazione, mostrandosi sostanzialmente massicce con colori tipicamente grigio e bruno grigiastro scuro.



FIGURA 6-3- FLYSCH DI SANREMO - FACIES MARNOSA (FS2) ASPETTI DELLE MARNE AFFIORANTI SULLA CRESTA VERSO TORRE ACQUARONE



FIGURA 6-4- FLYSCH DI SANREMO - FACIES MARNOSA (FS2) ASPETTI DELLE MARNE AFFIORANTI NELLA VALLE DEL TORRENTE PRINO

7 SUCCESSIONI MARINE/CONTINENTALI POST-MESSINIANE

7.1 "Serie Pliocenica"

Il tracciato interseca alcuni sistemi vallivi ai cui margini sono conservati depositi bacinali e depositi di aggradazione di età pliocenica-pleistocenica basale. La paleotopografia articolata, delineatasi durante il Messiniano, viene suturata da depositi continentali o prossimali grossolani, a bassa maturità tessiturale (*Brecce di Taggia*, che non sono state individuate in affioramento); tali brecce sono reincise e suturate dai depositi bacinali delle *Argille di Ortovero* cui si indentano eteropicamente i *Conglomerati di Monte Villa*, espressione di apparati deltizi anche imponenti; in questa sequenza si innesta la deposizione delle *Sabbie delle Terre Bianche*, espressione di sedimentazione costiera prossimale. La complessità di questo quadro deriva dalla compartimentazione fisiografica dei bacini di alimentazione, la cui sequenza deposizionale è delineata dalle fasi di sollevamento della catena e dalle oscillazioni del livello eustatico che determina il livello di base dell'erosione.

L'insieme di queste unità è complesso e sinora sono stati condotti studi parziali; tra l'altro gli studi più esaustivi sono concettualmente anteriori sia ad una trattazione moderna della ciclicità climatica plio-pleistocenica sia all'introduzione dei concetti di allostratigrafia maggiormente idonei alla valutazione dei depositi di carattere continentale o prossimale. Nell'ambito del progetto CARG lo schema impostato non è stato rivisto in maniera significativa e attraverso i vari fogli ove sono presenti queste unità si denotano differenti interpretazioni della sequenza. L'impostazione è quindi attestata su una descrizione di tipo litologico sostanzialmente slegata dall'analisi delle superfici limite.

Si può genericamente delineare un modello con una sedimentazione pelitica pliocenica continua in cui si immettono corpi deltizi da fini a molto grossolani alimentati dal reticolo di valli costiere. L'estensione dei bacini, le unità geologiche attraversate e l'energia del rilievo nelle singole valli hanno determinato le variazioni litologiche nei depositi grossolani in senso lato, la cui estensione è stata guidata dalle variabili fasi di sollevamento della catena/ fasi di oscillazione del livello eustatico.

Sempre procedendo per linee generali sono differenziati i termini regressivi, caratterizzati dalla progradazione dei sistemi fluviali in condizioni di sollevamento della catena e/o abbassamento del livello marino, dai termini marcatamente leggermente trasgressivi, indicativamente correlati a stasi del sollevamento della catena e a condizioni di livello del mare alto. Nei termini regressivi più antichi si evidenziano sedimenti grossolani a bassa maturità tessiturale posti direttamente sul substrato, indice di una situazione vivace dal punto di vista geodinamico con rapida erosione prossimale e deposizione. Salendo nella serie i depositi grossolani evidenziano progressivamente una maturità tessiturale crescente (soprattutto nei termini delle ghiaie medie e grossolane), con litologie che testimoniano l'ampliamento dei bacini di alimentazione.

Questi termini antichi si individuano anche a oltre quattrocento metri di quota (252 m nell'area rilevata). Le paleosuperfici associate non sono generalmente superfici deposizionali primarie (ovvero di non-deposizione al termine del ciclo di sedimentazione) ma piuttosto il risultato di erosione secondaria (talora nei termini della piattaforma di ablazione costiera) in corrispondenza di una discontinuità litologica significativa durante le fasi di sollevamento.

Sono state individuate sostanzialmente quattro unità, corrispondenti al “ciclo Pliocenico Ligure” come definito in letteratura, i cui termini più recenti, tuttavia, è verosimile si inseriscano bene entro il Pleistocene basale. La caratterizzazione paleontologica e micropaleontologica è purtroppo scarsa in letteratura e poco significativa dal punto di vista stratigrafico.

7.1.1 Brecce di Taggia

Sono costituite da alternanze di sabbie, spesso con crostoni immaturi e molto grossolani, argille marnose, diamicton a clasti spigolosi e brecce. Si tratta in parte di depositi di versante, talora di conoide prossimale.

Non sono state individuate in affioramento ma potrebbero essere intersecate in galleria tra il T. Caramagna e il Rio Artallo poiché segnalate in sondaggi e lavori precedenti.

7.1.2 Argille di Ortovero

Si tratta di argille marnose, marne, siltiti e arenarie fini, di colore da grigio cinereo a grigio-azzurro a bruno-giallastro in alterazione, in strati da centimetrici a decimetrici, che costituiscono depositi con spessore di decine di metri (cfr. **Figura 7-1**).



FIGURA 7-1– ARGILLE DI ORTOVERO – ZONA CARAMAGNETTA

Il contatto con il substrato non è mai visibile ma si suppone siano frequentemente interposti depositi di versante grossolani (*Brecce di Taggia*) La geometria dei depositi segue l’andamento del substrato, colmando depressioni della paleosuperficie (paleovalli e depressioni strutturali). Il contenuto micropaleontologico descritto in letteratura comprende foraminiferi planctonici, bentonici, diatomee e nannoplancton calcareo. L’età viene riferita su base biostratigrafica allo Zancleano inferiore.

Sono in parte eteropiche ai *Conglomerati di Monte Villa* che sfumano in letti di ghiaie grossolane a ciottoli ben arrotondati a supporto di matrice argillosa e argilloso-sabbiosa.

Le paleosuperfici impostate sulle Argille di Ortovero costituiscono terrazzi ben delineati alle quote 80 e 100 m (cfr.**Figura 7-2**). Dove visibili per ampio tratto i depositi non mostrano un tilting significativo che suggerisca un sollevamento differenziale dei vari comparti di territorio dove sono presenti le argille.



FIGURA 7-2 - RIO ARTALLO, DESTRA IDROGRAFICA: EVIDENTE LA CRESTA PIANEGGIANTE IMPOSTATA SULLA PALEOSUPERFICIE DELLE UNITÀ PLIO-PLEISTOCENICHE.

7.1.3 Conglomerati di Monte Villa

Sono costituiti da ghiaie grossolane a matrice sabbioso-argillosa, orizzonti ghiaiosi grossolani a matrice argillosa, ghiaie grossolane a supporto clastico e matrice sabbiosa, in banchi grossolanamente stratificati fino a 3 m di spessore talora con accenni di laminazione obliqua; arenarie grossolane in strati da 30 cm a 4 m; conglomerati a supporto clastico e matrice di ghiaia fine e sabbia grossolana ben cementati, con tracce di litodomi (cfr. **Figura 7-3** e **Figura 7-4**Figura 7-3).

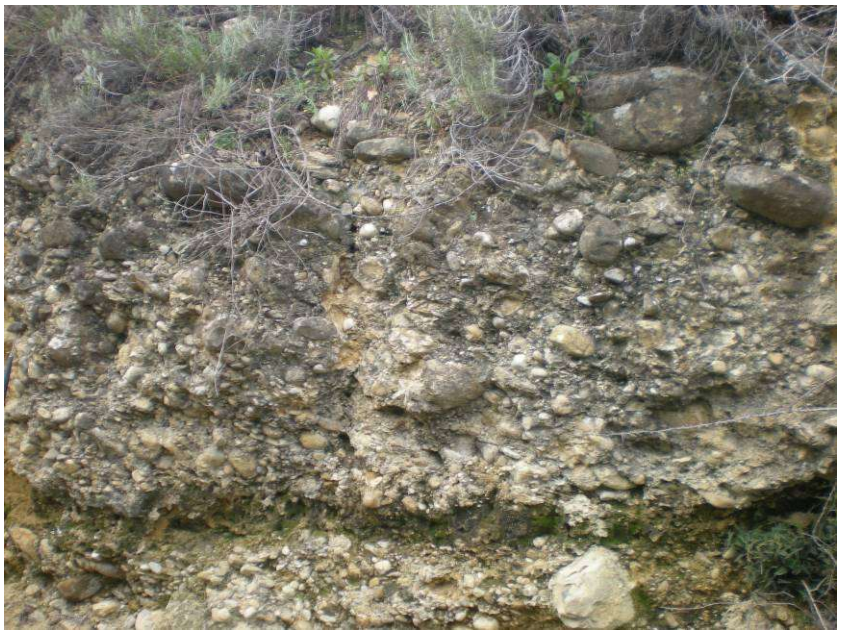


FIGURA 7-3 – CONGLOMERATI DI MONTE VILLA, FACIES A SUPPORTO CLASTICO



FIGURA 7-4 – CONGLOMERATI DI MONTE VILLA, FACIES A SUPPORTO DI MATRICE

I *Conglomerati di Monte Villa* costituiscono depositi che suturano una paleosuperficie articolata fino a quote superiori ai 150 m, dove si rinvengono fossili di lamellibranchi (Santuario della Madonna del Carmine).

7.1.4 Sabbie della Costa Terre Bianche

Sabbie più o meno cementate e arenarie prevalentemente quarzose, in strati da 3 a 60 cm, o in banchi massivi plurimetrici con sparsi ciottoli e blocchi ben arrotondati. Ghiaie a supporto clastico e di matrice sabbioso-argillosa, sovraconsolidate ma non cementate. Costituisce un grande litosoma terrazzato alla quota di 110 m nell'area urbana di Imperia, a N di Porto Maurizio (cfr. **Figura 7-5**). La posizione stratigrafica, apparentemente inserita entro la successione Argille di Ortovero/Conglomerato di Monte Villa, è tuttavia problematica. Si presume sia una successione con apporti grossolani più localizzati ed una sequenza di livelli di spiaggia per via della posizione più esterna rispetto ai grandi assi di alimentazione fluviale.

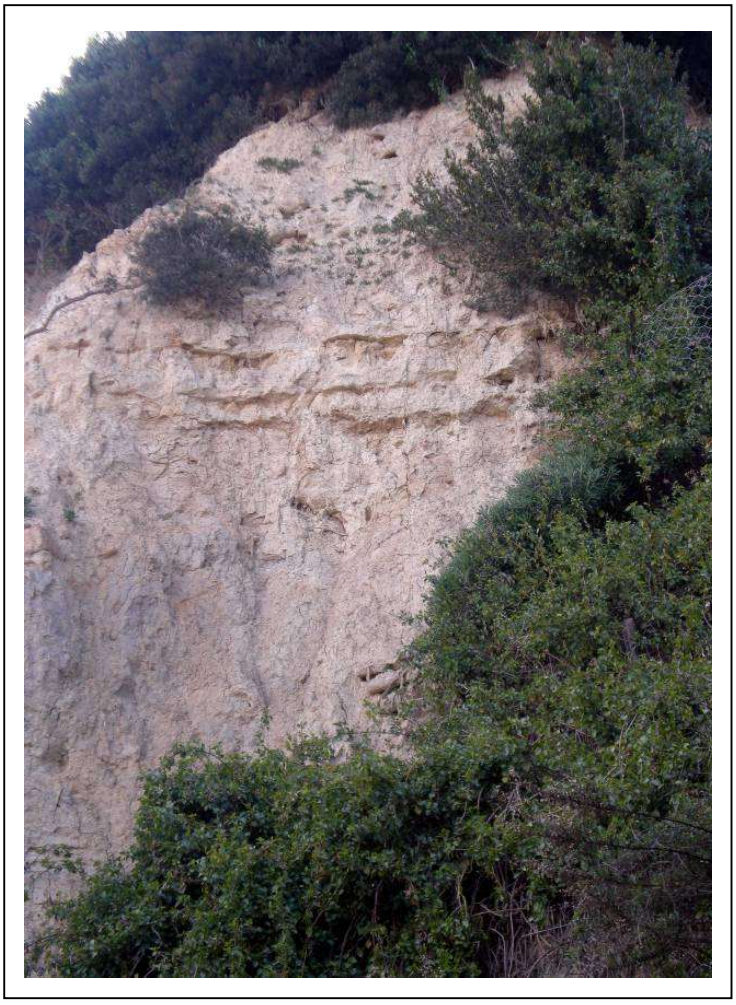


FIGURA 7-5 - SABBIE DELLA COSTA TERRE BIANCHE

7.1.5 Geometria e contatti stratigrafici

Gli spessori più rilevanti dei depositi della cosiddetta Serie Pliocenica sono stati individuati in corrispondenza di *paleovalli* completamente riempite di sedimento: in corrispondenza di queste paleovalli sono attualmente impostate dorsali con dislivelli marcati rispetto ai fondovalle attuali. Tale fenomeno, definito *inversione del rilievo*, si verifica per la maggiore erodibilità delle aree a contatto tra il substrato ed il riempimento sedimentario. Ciò determina il fatto che

alcune gallerie (es. Costa Murata) attraversino pressoché esclusivamente una successione sedimentaria recente non litificata.

Si sottolinea inoltre che tutti i corpi ghiaiosi e sabbiosi presentano geometria apparentemente stratoide a scala dell'affioramento ma lenticolare a grande scala, essendo costituiti da corpi canalizzati deposti da corsi d'acqua in ambiente continentale, deltizio o prossimale.

7.2 Depositi continentali

7.2.1 Depositi alluvionali

I fondovalle, sebbene localmente ristretti, hanno una pendenza media non molto elevata consentendo lo strutturarsi di corsi d'acqua caratterizzati da un pattern che va da canale rettilineo fino a braided, dove sono più ampi. Le tipologie di depositi si sono quindi ripetute nel tempo. Sono presenti infatti depositi alluvionali antichi, terrazzati, depositi alluvionali terrazzati recenti e depositi attuali.

Lo spessore complessivo dei depositi alluvionali, al di sotto dei fondovalle, sembra non superare i 30 m nei punti di massima profondità, ma normalmente è inferiore.

7.2.1.1 Depositi alluvionali attuali ("alluvioni mobili")

Questi depositi sono limitati all'alveo di piena ordinaria dei fiumi e sono costituiti generalmente da ghiaie poligeniche medio-grossolane (ciottoli fino a 20 cm) con rari blocchi di maggiori dimensioni e una matrice sabbiosa da fine a grossolana piuttosto pulita, senza termini limosi. I ciottoli sono sempre ben arrotondati.

7.2.1.2 Depositi alluvionali recenti

Si tratta di ghiaie grossolane a ciottoli arrotondati, prevalentemente calcarei ed arenacei, immersi in abbondante matrice sabbioso-limosa e argillosa nonostante il supporto generalmente clastico. Sono presenti intercalazioni argillose di spessore variabile legate sia a fasi di stagnazione della linea di costa sia ad apporti dei depositi di alterazione dei versanti (cfr.**Figura 7-6**).

Questi depositi si presentano generalmente ben addensati, e la superficie risulta blandamente pedogenizzata e occupata da suolo vegetale; gran parte, tuttavia, è andata persa per l'intensa antropizzazione.



FIGURA 7-6 - DEPOSITI ALLUVIONALI RECENTI, VALLE DELL'ACQUARONE

7.2.1.3 Depositi alluvionali antichi

Sono presenti soltanto in sinistra idrografica sia lungo il Torrente Impero, presso il cimitero di Oneglia, con terrazzi che raggiungono la quota massima di 20 m ed uno spessore di circa 17 m, sia sul Torrente Prino, con terrazzo principale intorno ai 15 m.

Si tratta in generale di depositi fini, sabbie e limi sabbiosi con una frazione di argilla pedogenica di colore bruno legato al livello di alterazione. Localmente appaiono sovraconsolidati e blandamente cementati.

7.2.2 Depositi di versante (coltre eluvio-colluviale)

L'area rilevata non è mai stata glacializzata durante il Plio-Pleistocene e i processi di alterazione pedogenetica sono proseguiti almeno a partire dal Pliocene inferiore se non già dal Messiniano. Conseguentemente il fronte di alterazione raggiunge frequentemente profondità comprese tra i 5 e i 10 m. Date le litologie flyschioidi tali processi hanno generato ingenti quantità di alteriti, poi rimobilizzate con gli usuali meccanismi di ridistribuzione gravitativa per soliflusso e colata. Per tali motivi lo spessore è generalmente elevato e la qualità degli affioramenti è scarsa in tutta l'area. Ogni falda di detrito è infatti caratterizzata dalla presenza di clasti spigolosi del bedrock imballati in matrice fine di limo e sabbia con quantità variabili di argilla.

La presenza di coperture piuttosto plastiche su pendii acclivi si riflette in una serie di dissesti pellicolari legati soprattutto a meccanismi di colata.

Dissesti più profondi sono sporadici. Le pareti acclivi legate a falesia nella fascia costiera sono anch'esse caratterizzate da un'alta propensione al dissesto, favorita dalla presenza di bancate rigide di arenarie e calcari intercalate da orizzonti pelitici fogliettati altamente erodibili. I depositi di accumulo ai piedi di tali scarpate sono

marcatamente più grossolani con clasti poco alterati a spigoli vivi, ma presentano comunque frazioni importanti di matrice fine derivata dagli orizzonti marnoso-pelitici.

7.2.2.1 Rappresentazione cartografia dei depositi eluvio-colluviali

In generale per la rappresentazione cartografica dei depositi eluvio-colluviali è stato utilizzato un criterio diverso per i profili e le sezioni geologiche rispetto alle planimetrie in scala 1:5000 o 1:2000.

Negli elaborati di cartografia geologica (cfr. **T00GE01GEOCG01÷02 - Carta geologica generale – Scala 1:5.000 (2 tavv.** e **T00GE01GEOCG03÷06 - Carta geologica di dettaglio – Scala 1:2.000 (4 tavv.)**), ai fini di una migliore leggibilità del documento, si è scelto di rappresentare la coltre eluvio-colluviale solamente nelle aree caratterizzate da elevato spessore. Gli sporadici affioramenti che intersecano il tracciato evidenziati sulla planimetria sono di ridotta estensione essendo in genere il substrato subaffiorante.

Nel profilo (cfr. **T00GE01GEOFG01÷02 - Profilo geologico asse principale – Scala 1:2.000/2.000 (2 tavv.)**) e nelle sezioni geologiche (cfr. **T00GE01GEOSG01 - Sezioni geologiche trasversali – Scala 1:2.000/2.000**), data l'importanza di tale informazione per il progetto geotecnico e strutturale delle opere, sono stati indicati invece gli spessori reali della coltre eluvio-colluviale (e dei depositi alteritici del substrato) deducendoli da tutti i risultati delle indagini geognostiche, dirette (sondaggi a carotaggio) e indirette (prospezioni sismiche a rifrazione), condotte lungo l'asse di progetto.

7.2.3 Depositi di spiaggia

In corrispondenza della fascia litoranea sono presenti depositi rimobilizzati dall'azione marina costituiti prevalentemente da ghiaie medie a supporto clastico in matrice sabbiosa da massive a stratificate e sabbie medio fini da massive a laminate.

8 ASSETTO STRUTTURALE

La successione flyschioide è caratterizzata da un assetto strutturale complessivamente blando con pieghe ad ampio raggio; una caratteristica di queste strutture è il comportamento relativamente rigido delle bancate marnose e arenacee e una deformazione fortemente plastica delle peliti di interstrato. Le pieghe sono troncate da fasci di faglie orientate generalmente NE-SW con andamento prossimo alla verticale; tale direzione sembra visualizzare una fascia di strutture trascorrenti sinistrorse con un corredo di faglie minori coniugate e di drag fold associate. Si presume che la distribuzione spaziale di queste faglie, che sembrano delineare un pattern di transfer con disposizione en èchelon e direzione NE-SW, possa essere relativamente omogenea anche quando non sono individuabili in superficie a causa dell'importanza dei depositi superficiali. Il nucleo di Capo Berta appare svincolato dall'entroterra da questo pattern strutturale.

L'andamento NE-SW si mantiene anche nella parte centro-occidentale dell'area rilevata, e va sottolineata una sovrapposizione molto buona tra le lineazioni individuate in stereofotografia e le strutture osservate sul terreno. In alcuni casi lungo tali direttrici si evidenziano fasci di brecce cataclastiche grossolane suturate da calcite spatica; tali strutture tensionali vengono così a costituire setti più difficilmente permeabili alle acque nel sottosuolo.

Il sovrascorrimento a basso angolo ipotizzato al di sotto della coltre alluvionale del T. Caramagna risponde alla necessità geometrica imposta dalle evidenze stratigrafiche dei sondaggi.

Non sono invece evidenti tracce di importante attività neotettonica con faglie normali di rilevante entità ed i terrazzi sembrano correlarsi relativamente bene in senso parallelo alla costa; tuttavia il fatto che tutti i riempimenti vallivi di età plio-pleistocenica siano stati erosi con impostazione del nuovo asse di erosione sul lato occidentale del pattern preesistente (i depositi cioè sono conservati prevalentemente in sinistra idrografica) può suggerire un modesto basculamento con innalzamento del settore orientale dell'area.

9 ASSETTO GEOMORFOLOGICO

L'assetto geomorfologico dell'area è governato dalla litologia e dalla struttura tettonica in interazione con il sollevamento della catena e le oscillazioni eustatiche. Le forme a versanti ripidi e piuttosto regolarizzati sono determinate da una storia di erosione e alterazione antica, non essendosi mai verificati episodi glaciali in queste aree prossimali alla costa. In questa omogeneità spiccano sui versanti le bancate arenacee più massive che mantengono un risalto morfologico positivo dovuto alla minore erodibilità del litotipo.

Su questa struttura sono impostate forme residuali come ripiani e orli di scarpata erosionale che interessano le successioni di depositi plio-pleistocenici. Le paleosuperfici, come quelle evidenti in sinistra idrografica della Val Caramagna, in località Terre Bianche o in sinistra idrografica del Torrente Impero, sono da considerarsi in buona parte come piattaforme di ablazione costiera residuali troncate dall'erosione. Sono ubicate fino a 250 m di quota appena a N dell'area rilevata, e sui rilievi prospicienti al mare sono attestati intorno ai 115 metri di quota (cfr. **FIGURA 9-1 E FIGURA 9-2).**



FIGURA 9-1- SVINCOLO IMPERIA EST. SULL'ORIZZONTE NEL LATO SINISTRO DELL'IMMAGINE IL RIPIANO DELLE ARGILLE DI ORTOVERO, CIOÈ LA PALEOSUPERFICIE PLIOCENICA.

La correlazione tra vari livelli di paleosuperficie è buona, e non si evidenziano basculamenti significativi o tracce importanti di neotettonica. L'unico particolare significativo è la presenza di queste paleosuperfici essenzialmente in sinistra idrografica dei principali assi vallivi, come se durante la fase di sollevamento si sia verificato un blando basculamento con sollevamento dei comparti orientali.

Alle quote più basse le uniche morfologie significative sono limitate ai terrazzi di erosione fluviale nelle sequenze di alluvioni antiche, localizzate fino a 20 m di quota, e recenti, fino al livello del mare.



FIGURA 9-2 - CIMITERO DI ONEGLIA. OPERE PER LA REALIZZAZIONE DELL'IMBOCCO DELLA GALLERIA FERROVIARIA. A MONTE DELL'OPERA IN EVIDENZA LA PALEOSUPERFICIE PLIOCENICA.

I versanti, usualmente ricoperti da spessori importanti di alteriti progressivamente passanti a depositi di versante eluvio-colluviali, sono interessati da fenomeni diffusi di colata con scarsa evidenza morfologica; molti valloni presentano corone di arretramento anch'esse poco visibili. Le frane con una nicchia e un corpo di frana ben evidente sono poco comuni, limitate al settore centro-occidentale dell'area rilevata. L'accumularsi di depositi di versante legati a differenti modalità di messa in posto produce generalmente importanti spessori eluvio-colluviali alla base dei pendii.

Le morfologie della parte alta dei valloni meno importanti, non legati a corsi d'acqua rilevanti, sono state frequentemente obliterate e modificate con importanti riporti derivanti dalla realizzazione delle gallerie autostradali.

9.1 PAI

I piani di bacino stralcio vigenti per l'assetto idrogeologico del territorio (Autorità di Bacino Regionale della Liguria) sono disponibili al sito http://www.pianidibacino.ambienteinliguria.it/.

In particolare, per l'area attraversata dal tracciato dell'infrastruttura in progetto, sono disponibili i seguenti piani di bacino:

- Piano di Bacino dei torrenti Prino, Caramagna, Inferno e Baitè, approvato con DGP n.244 del 21.04.2004 (ultima variante approvata: DGR n.1156 del 12/12/2016)

  (cfr. http://www.pianidibacino.ambienteinliguria.it/IM/prino-caramagna/prino-caramagna.html)

- Piano di bacino del Fiume Impero, approvato con DCP n. 88 del 15/10/2002 (ultima variante approvata: DSG n. 143 del 15/12/2022, entrata in vigore il 18/01/2023)

  (cfr. http://www.pianidibacino.ambienteinliguria.it/IM/impero/impero.html)

Ai fini della definizione della pericolosità geomorfologica dei versanti dei bacini, sono disponibili le seguenti cartografie:

- *Carta di suscettività al dissesto* in *scala 1:10000*, dove vengono identificate le seguenti classi di suscettività:
  - *suscettività al dissesto molto elevata* - frana attiva (*Pg4*): aree in cui sono presenti movimenti di massa in atto;
  - *suscettività al dissesto elevata* comprensiva delle seguenti aree:
    - aree in cui sono presenti indicatori geomorfologici diretti, quali l'esistenza di frane quiescenti o di segni precursori o premonitori di movimenti gravitativi (*Pg3a*);
    - aree, prive al momento di movimenti gravitativi attivi e quiescenti, in cui sono presenti indicatori indiretti di elevata suscettività valutabili, dalla combinazione di elementi geomorfologici, litologici, strutturali e di uso del suolo. Sono comprese in tali aree le frane stabilizzate e relitte (paleofrane) e le zone a franosità diffusa inattive (*Pg3b*);
  - *suscettività al dissesto media* (*Pg2*): aree, in cui sono presenti elementi geomorfologici e di uso del suolo, dalla cui valutazione combinata risulta una propensione al dissesto di grado inferiore a quella indicata al punto precedente;
  - *suscettività al dissesto bassa* (*Pg1*): aree, in cui sono presenti elementi geomorfologici e di uso del suolo caratterizzati da una bassa incidenza sulla instabilità, dalla cui valutazione risulta una propensione al dissesto di grado inferiore a quella indicata al punto precedente;
  - *suscettività al dissesto molto bassa (Pg0)*: aree, in cui i processi geomorfologici e le caratteristiche fisiche dei terreni non costituiscono, se non occasionalmente, fattori predisponenti al verificarsi di movimenti di massa.
- *Carta del rischio geomorfologico* in *scala 1:10000*, dove vengono identificate le seguenti classi di rischio a gravosità decrescente:
  - *R4: rischio molto elevato*
  - *R3: rischio elevato*
  - *R2: rischio medio*
  - *R1: rischio moderato*
  - *R0: rischio lieve*

Le aree a *suscettività al dissesto elevata (Pg3a, Pg3b)* e *molto elevata (Pg4)* sono state riportate nell'elaborato di progetto **T00GE01GEOCG11÷14** "Carta geomorfologica" in scala 1:2.000 (4 tavv.).

E' disponibile inoltre la mappa della pericolosità per la Regione Liguria del Progetto PAI "Dissesti geomorfologici" dell'Autorità di Bacino distrettuale dell'Appennino settentrionale, dove sono riportate le aree a pericolosità crescente

P1, P2, P3b, P3a e P4, in pratica corrispondenti alle aree a diversa suscettività al dissesto Pg1, Pg2, Pg3b, Pg3a e Pg4 del PAI vigente

(cfr.https://geodataserver.appenninosettentrionale.it/portal/apps/webappviewer/index.html?id=14ca15f41e8e4396a1b27d788db98f60).

La perimetrazione delle aree P3a (corrispondente ad una "pericolosità elevata tipo a"), P3b (corrispondente ad una "pericolosità elevata tipo b") e P4 (corrispondente ad una "pericolosità molto elevata") sono state riportate anche nell'elaborato **T00GE01GEOCG1518 – "Carta del grado di pericolosità PAI Dissesti"** (4 tavv.).

Si sottolinea che la sovrapposizione delle aree sopra citate con la planimetria di progetto non evidenzia alcuna interferenza con le opere del tracciato in esame. Il rilievo geologico e geomorfologico di dettaglio, eseguito per la progettazione definitiva dell'infrastruttura, non ha poi evidenziato la presenza di ulteriori dissesti, rispetto a quelli segnalati dal PAI, interferenti con il tracciato.

Ai fini della definizione di un quadro ulteriormente esaustivo, le carte di pericolosità state integrate con le "Aree speciali di tipo B2" previste dal PAI che identificano zone corrispondenti a riporti antropici, come nel caso specifico, oppure a discariche dismesse. Per tali aree si segnala in particolare una parziale interferenza con il tracciato nelle zone seguenti:

- svincolo di Imperia Ovest
- svincolo di Baité
- imbocco sud Galleria Monte Calvario e Galleria Meriello
- tratto in artificiale Galleria Costa Murata

Si sottolinea infine che, nell'ambito del progetto definitivo, in tutte queste aree sono state previste ed eseguite specifiche indagini geognostiche e geofisiche per la valutazione dello stato di addensamento e/o di consistenza dei depositi e per la loro caratterizzazione geotecnica finalizzata al dimensionamento delle opere di sostegno provvisionali e definitive in modo da garantirne la stabilità in fase di cantiere e di esercizio.

9.2 Inventario dei fenomeni franosi in Italia IFFI

Nell'elaborato di progetto **T00GE01GEOCG11÷14** "Carta geomorfologica" in scala 1:2.000 (4 tavv.) sono stati riportati anche i dissesti reperibili nell'Inventario dei fenomeni franosi in Italia, a cura di ISPRA, dove ogni dissesto cene classificato per tipologia di movimento. Il progetto IFFI prevede l'identificazione e la mappatura dei movimenti franosi sull'intero territorio italiano.

9.3 Analisi interferometrica di immagini radar satellitari

9.3.1 Generalità

I sistemi radar satellitari sono sensori di tipo attivo, ossia inviano un segnale che viene riflesso dalla superficie terrestre e ricevuto dal sensore. Rispetto ai più noti sistemi ottici operano con continuità, potendo acquisire dati in

presenza di copertura nuvolosa, sia di giorno che di notte. I satelliti radar permettono di misurare spostamenti superficiali del terreno con livelli di precisione millimetrica, grazie alle tecniche di elaborazione dei dati acquisiti, dette interferometriche (PSInsar e SqueeSAR). Essi rappresentano quindi strumenti efficaci per il monitoraggio da remoto dei fenomeni di deformazione della superficie terrestre misurati in corrispondenza dei PS (permanent scatterers), ovvero bersagli radar naturali già esistenti sul territorio, contraddistinti da un elevato potere riflettente nei confronti della radiazione elettromagnetica emessa dal satellite e caratterizzati dall'avere una risposta al segnale radar particolarmente stabile durante tutto il periodo di analisi (edifici, rocce esposte, strutture e infrastrutture di vario tipo, ecc.).

I satelliti con a bordo sistemi di acquisizione radar percorrono orbite eliosincrone lievemente inclinate rispetto ai meridiani (cfr.**FIGURA 9-3**), illuminando, da una quota di circa 800 km, una striscia di terreno larga circa 100 km (satelliti ERS-ENVISAT).

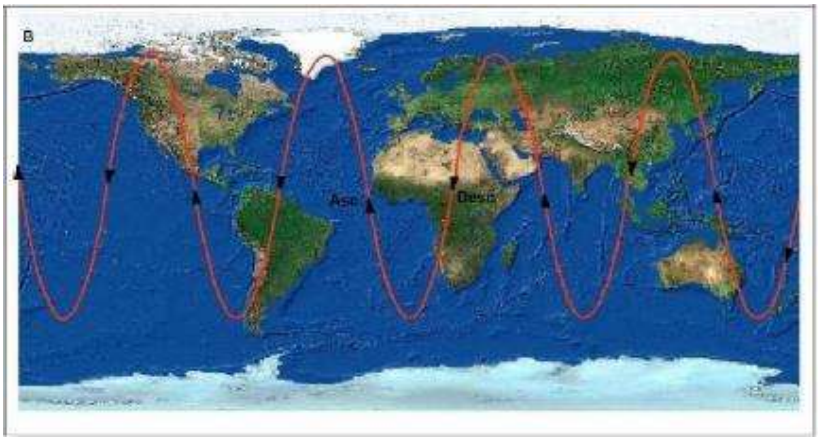


FIGURA 9-3 ANDAMENTO PLANIMETRICO DELLE ORBITE ELIOSINCRONE DEI SATELLITI SAR

La direzione della congiungente sensore bersaglio (LOS) risulta perpendicolare alla direzione dell'orbita (azimut) ed è generalmente inclinata di un determinato angolo rispetto alla verticale.

La stessa orbita viene ripercorsa dopo un determinato intervallo di tempo, detto tempo di rivisitazione, consentendo così di acquisire dati relativi alla stessa scena al suolo in tempi differenti. Dalla combinazione della rotazione terrestre con le orbite eliosincrone dei satelliti risulta che la stessa area della superficie terrestre viene illuminata dalla radiazione radar sia durante un passaggio del satellite da nord verso sud, denominata orbita discendente, sia durante un passaggio del satellite da sud verso nord, denominata orbita ascendente.

I sistemi radar satellitari tendono a risolvere meglio situazioni dove il versante viene osservato con bassa inclinazione rispetto alla linea di vista del satellite e per tale motivo i versanti esposti ad est vengano generalmente risolti meglio in geometria ascendente, mentre quelli esposti ad ovest in geometria discendente; pertanto, avere le immagini acquisite in entrambe le geometrie permette di migliorare notevolmente la risoluzione geometrica del fenomeno che vogliamo esaminare.

Dato che gli spostamenti vengono registrati lungo la linea di vista del satellite (LOS) che risulta essere orientata circa in direzione EO, tale geometria di acquisizione non comporta particolari problemi nell'analisi di movimenti

prevalentemente verticali come fenomeni di subsidenza del terreno, mentre nello studio dei dissesti franosi, dove la componente orizzontale può assumere un carattere predominante, più la direzione del movimento si discosta dalla direzione EO più viene sottostimata la velocità di spostamento, fino ad arrivare alla situazione estrema di un movimento orizzontale con direzione NS che non viene assolutamente rilevato dal satellite.

Nello specifico, sono stati utilizzati i dati interferometrici del satellite Sentinel visualizzati e scaricati dal geoportale Copernicus - EGMS European Ground Motion Service https://egms.land.copernicus.eu/, con immagini satellitari acquisite nel periodo 2015-2021.

9.3.2 Analisi dei valori di velocità dei PS nelle aree di frana segnalate dal PAI

Nell'area di progetto i dati interferometrici derivanti dai satelliti Sentinel sono stati sovrapposti alle perimetrazioni delle aree in frana segnalate dall'IFFI, dal PAI e alle aree in dissesto rilevate nel presente studio (cfr. **FIGURA 9-4**).

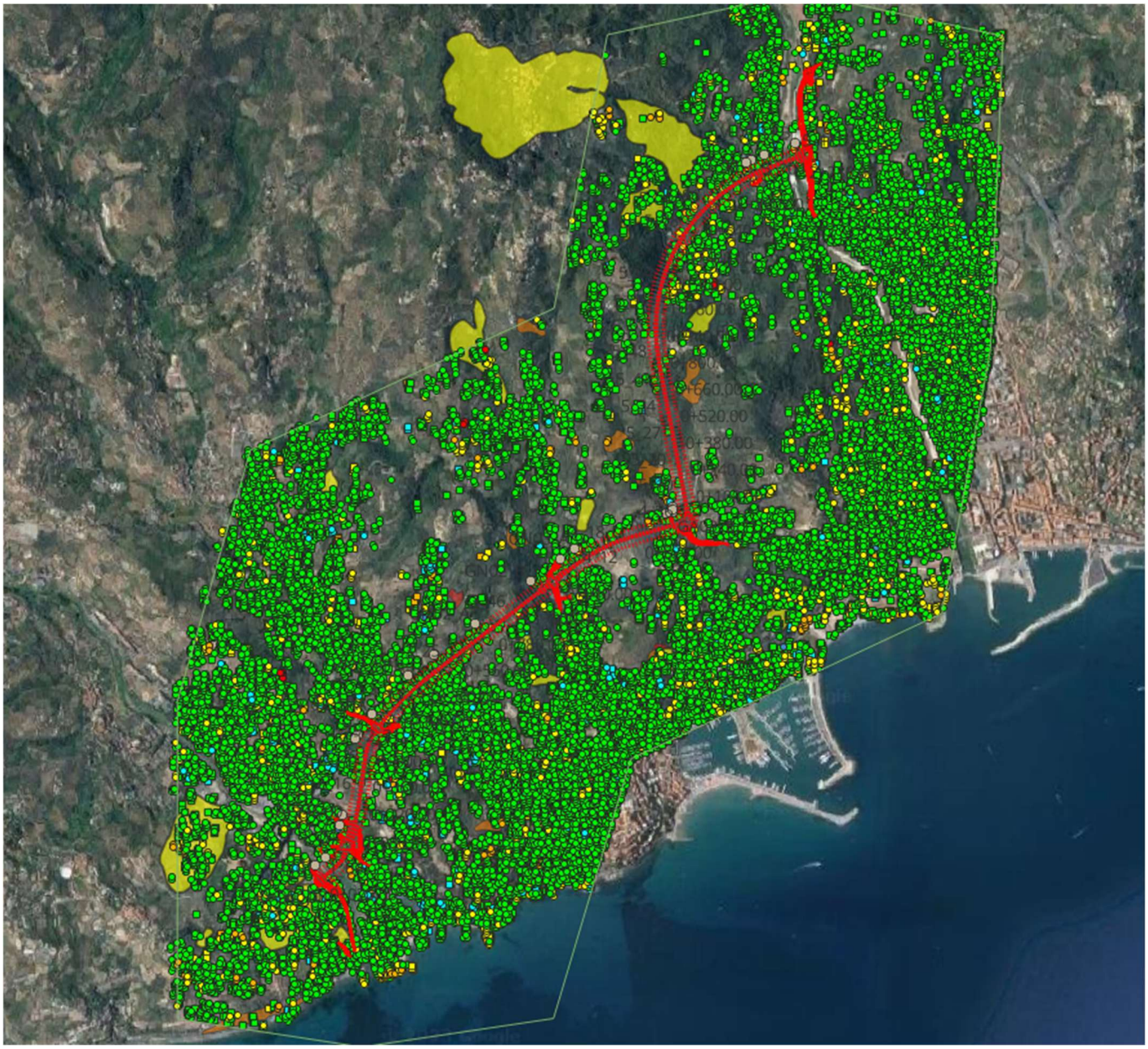


FIGURA 9-4 AREA DI PROGETTO CON SOVRAPPOSIZIONE DELLE AREE IN DISSESTO E I DATI INTERFEROMETRICI

La presenza di strutture antropiche o bersagli naturali molto riflettenti quali le rocce esposte, ha favorito l'individuazione di numerosi punti di misura radar, anche se la loro distribuzione spaziale non è omogenea.

La gran maggioranza degli scatter individuati nelle aree limitrofe al tracciato di progetto indica velocità di movimento comprese tra -1.9÷2 mm/anno registrate sia in orbita ascendente che discendente.

Nella parte iniziale del tracciato di progetto il pAI vigente individua tre aree di dissesto a suscettività elevata Pg3b, impostate nelle coltri eluvio colluviali poggianti sul substrato prevalentemente marnoso della Formazione del Flysch di Sanremo e classificate secondo l'IFFI come *scivolamento rotazionale/traslativo*, *colamento lento* o *non determinato*, aree che non risultano comunque interferenti con il tracciato dell'asse principale, ma solo con la parte terminale di un asse secondario. All'interno di tali aree in dissesto ricadono diversi scatter interferometrici. I PS presenti indicano una sostanziale stabilità (velocità comprese tra -1.9÷2 mm/anno sia per l'orbita ascendente che discendente ad eccezione di sporadici PS che presentano valori di velocità compresi tra 2.1 e 5 mm/anno (cfr. **FIGURA 9-5).**

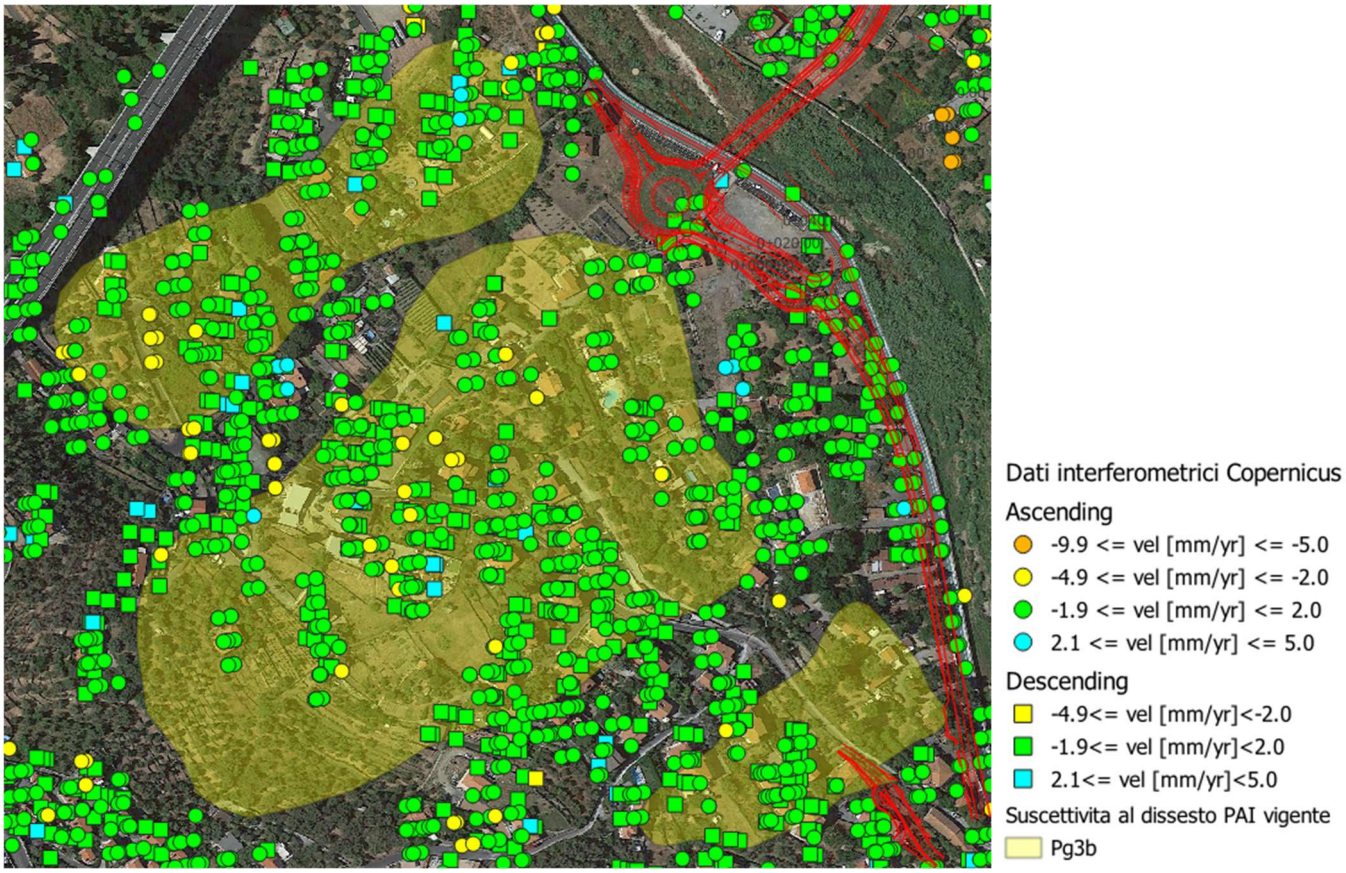


FIGURA 9-5 - DISTRIBUZIONE DI TUTTI PS. RILEVATI E RELATIVI VALORI DI VELOCITÀ NELL'AREALE DEL DISSESTO UBICATO ALLA PK 0+000 CIRCA - TRAIETTORIA ASCENDENTE E DISCENDENTE

Considerando l'esposizione del versante ad Est corrispondente quindi alla direzione del movimento verso valle, le velocità rilevate > 2 mm/anno in orbita *discendente* indicano un avvicinamento lungo la LOS (valori positivi), quindi coerenti con un movimento verso valle, mentre quelle rilevate in orbita *ascendente* indicano sia un allontanamento lungo la LOS (valori negativi < - 2mm/anno), coerenti con un movimento verso valle, sia un avvicinamento (valori positivi > 2mm/anno), non coerenti con un movimento verso valle, segnalando quindi una certa indeterminazione (cfr. **FIGURA 9-6**, dove sono rappresentate solo le velocità con un modulo > 2mm/anno).

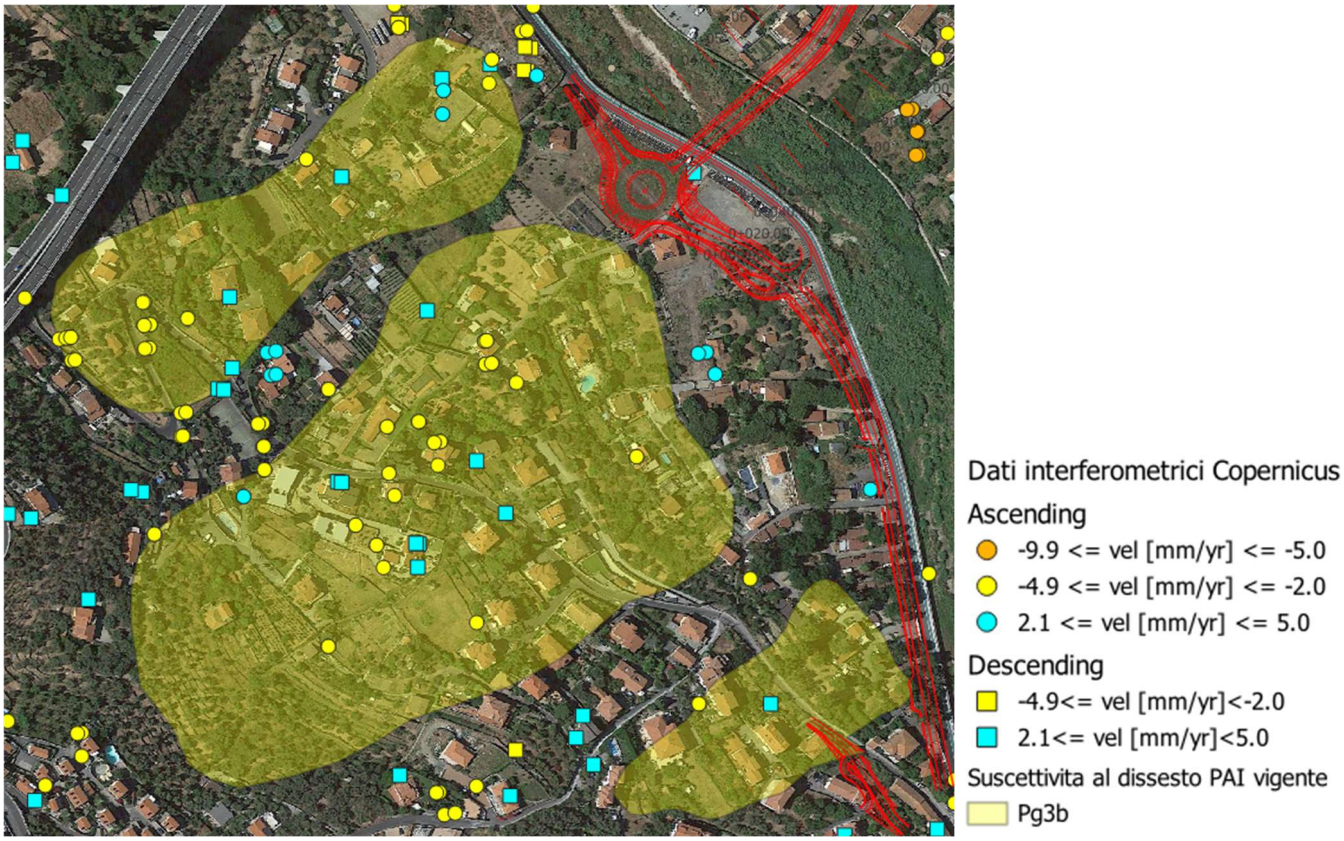


FIGURA 9-6 - DISTRIBUZIONE DEI PS. RILEVATI NELL'AREALE DISSESTO UBICATO ALLA PK 0+000 CIRCA CON VALORI DEL MODULO DI VELOCITÀ SUPERIORE A 2.0 mm/anno

10 IDROGEOLOGIA

10.1 Aree di fondovalle

In tutta l'area rilevata gli unici acquiferi significativi, soggetti a captazione per uso idropotabile ed industriale, sono limitati alle aree di fondovalle dei torrenti Prino e Impero. La valle del T. Caramagna è caratterizzata prevalentemente da depositi più fini, che hanno determinato un uso ridotto esclusivamente a scopo irriguo. Valli minori presentano depositi derivati dalla rielaborazione di alteriti rimaneggiate, quindi estremamente poco permeabili per l'elevato tenore in argille e non sono sede di acquiferi significativi.

I corpi idrici sotterranei dei Torrenti Prino e Impero sono stati individuati come corpi idrici significativi dal Piano Regionale di tutela delle Acque condotto dall'ARPAL.

10.1.1 Bacino del Torrente Prino

Nel bacino del Torrente Prino i principali pozzi sono ubicati in destra idrografica, dove nelle sequenze alluvionali sono presenti i depositi più grossolani: l'alveo fluviale ha insistito maggiormente sul lato occidentale della valle come già evidenziato dalle considerazioni geomorfologiche. La massima profondità registrata del paleoalveo sul substrato è di circa 21 m da piano campagna, mentre presso il viadotto autostradale la profondità del substrato è limitata a 11.5 m. L'acquifero risulta quindi molto superficiale ed è considerabile sostanzialmente come acquifero di subalveo; ciò è confermato dagli studi effettuati per il piano di Bacino del Torrente Prino dalla Provincia di Imperia. Infatti, gli orizzonti argillosi presenti sia alla base della serie, a contatto con il substrato, sia all'interno di essa non è noto se siano riferibili alle Argille di Ortovero o a depositi di bassa energia più recenti, e quale sia la loro continuità sia longitudinale che trasversale. Altri orizzonti fini con le caratteristiche di acquitardi sono comunque discontinui e di spessore estremamente ridotto.

10.1.2 Bacino del Torrente Impero

Nella valle del Torrente Impero alcuni pozzi hanno verificato la profondità massima del materasso alluvionale pari a 38 m dal piano campagna. In generale l'acquifero è limitato alle Alluvioni Recenti, poiché le Alluvioni Antiche sono caratterizzate da sedimenti fini e molto fini, localmente leggermente cementati, quindi con una permeabilità bassissima. L'acquifero captato, considerabile come un acquifero di subalveo, è limitato ai depositi alluvionali non terrazzati del corso d'acqua. La maggiore permeabilità è limitata alle facies più grossolane, dove oscilla tra valori pari a 10^{-2} e 10^{-4} m/s, che sono caratterizzate da porosità efficace pari al 10-30% e sono costituite da ghiaia (70%), sabbia (20%) e limo (10%). Le facies più fini, che arrivano a contenere il 30% di argilla, hanno invece porosità efficace di poco superiore al 5% e di conseguenza permeabilità estremamente bassa.

Il deflusso superficiale del Torrente Impero e il livello della falda sono strettamente correlati, e dipendenti dal ciclo stagionale. Verso mare, a valle della diga subalvea realizzata da Italcementi, è documentata la risalita del cuneo salino.

10.2 Aree di versante

In generale dove sono maggiori gli spessori di alteriti, ma soprattutto entro i depositi di versante contenenti alteriti rimaneggiate, è possibile individuare modeste falde sospese a bassissima trasmissività, talora confinate, alimentate direttamente dall'infiltrazione di acque meteoriche. La presenza di queste piccole falde sospese è talvolta correlabile all'innesco di fenomeni franosi pellicolari.

Gli ammassi rocciosi costituiti dalla facies marnosa FS2 sono sostanzialmente impermeabili sia per litologia sia per fratturazione. Gli ammassi costituiti dalla facies arenaceo-calcareo-marnosa FS1 sono invece sostanzialmente impermeabili dal punto di vista litologico ma presentano una certa permeabilità per fratturazione, che dà luogo ad acquiferi discontinui per saturazione dell'ammasso. Questi acquiferi, generalmente piuttosto profondi rispetto alla superficie, generano modestissime sorgenti e sono talora captati per uso privato da pozzi, che solitamente richiedono una profondità superiore ai 70 m per garantire un minimo di portata.

L'unica evidenza di falda in pressione di una certa consistenza è emersa nel corso del sondaggio S26 nel corso del quale si è verificata una vera e propria eruzione di acqua in pressione che ha costretto a proseguire la perforazione adottando dei preventer di tenuta. Il sondaggio S26 si trova all'incrocio di due sistemi di faglie/fratture orientati NW-SE e NE-SW ed è collocato nel cuneo presso l'intersezione che chiude a valle la dorsale che va dal passo Scuppellino al M. Rosa e al M. Bardellini, con circa 200 m di dislivello tra la cresta e il punto del sondaggio. Si è quindi ipotizzato che i due sistemi di faglia costituiscano una importante soglia di permeabilità.

10.3 Possibili interferenze

Nella valle del Torrente Prino il tracciato stradale si mantiene ad una distanza di oltre 30 m dai pozzi indicati da Rivieracqua S.p.A. (ex gestore AMAT S.p.A.), con opere interamente fuori terra: non è previsto quindi alcun tipo di interferenza, anche se andranno previste particolari attenzioni in fase di esecuzione dei lavori volte ad evitare eventi incidentali che possano implicare dispersione di inquinanti ed andranno allontanate le acque di dilavamento del manto stradale al di fuori delle fasce di rispetto.

Nella valle del Torrente Impero invece il viadotto di attraversamento passa esattamente sopra al pozzo più a monte del campo esistente, anch'esso gestito da Rivieracqua S.p.A. (ex gestore AMAT S.p.A.), che si sviluppa verso valle con altri sei pozzi il più distante dei quali si trova 900 m a valle dell'opera. Data l'elevata trasmissività dell'acquifero captato andranno adottati metodi di fondazione che limitino la dispersione di contaminanti in falda o anche solamente l'occlusione meccanica a causa del rimaneggiamento e trasporto di frazioni fini.

A seguito di richiesta inviata a Rivieracqua S.p.A., oltre alle interferenze possibili dei suddetti pozzi, sono stati forniti i seguenti dati relativamente agli stessi.

Per ciò che concerne i pozzi presenti nell'alveo del Torrente Prino si riscontra:

- Pozzo n.6: regolarmente in uso con una portata media di emungimento di 19 l/s;
- Pozzo n.4 e n.7: attualmente non in uso.

Per ciò che concerne i pozzi presenti nell'alveo del Torrente Impero si riscontra:

- Pozzo n.14: regolarmente in uso con una portata media di emungimento di 16 l/s;
- Pozzo n.22: regolarmente in uso con una portata media di emungimento di 16 l/s;
- Pozzo n.23: regolarmente in uso con una portata media di emungimento di 16 l/s.

Per quanto concerne le possibili interferenze con le sorgenti e i pozzi privati nelle aree di versante, sussiste una potenziale interferenza nel caso delle gallerie, dove la quota elevata della superficie piezometrica rispetto alla calotta fa presumere la presenza di soglie di permeabilità litologiche e strutturali tali da sostenere la falda, almeno localmente, entro il mezzo fratturato. È necessario quindi definire la consistenza delle venute d'acqua indotte dallo scavo delle gallerie in progetto, specialmente di quelle più profonde (Monte Bardellini) e valutare le eventuali ripercussioni sul sistema acquifero, sia durante lo scavo sia in fase di esercizio delle opere.

10.4 Determinazione delle venute d'acqua in galleria

La realizzazione di un'opera in sotterraneo ubicata al di sotto della superficie di saturazione piezometrica comporta in ogni caso ripercussioni sul sistema acquifero attraversato che si traducono in apporti idrici verso il cavo in fase di scavo ed in abbattimento della quota piezometrica all'intorno della zona di influenza della galleria. L'esatta quantificazione numerica di tali effetti non è possibile allo stato attuale delle conoscenze anche ricorrendo ad avanzati codici di calcolo ad elementi distinti in quanto gli elementi di base necessari alla previsione non possono di fatto essere noti preventivamente. Occorre infatti evidenziare che la circolazione idrica all'interno degli ammassi lapidei, a differenza dei terreni di copertura porosi a cui è applicabile un approccio darcyano, avviene lungo sistemi di frattura che isolano porzioni di ammasso che possono essere considerate praticamente impermeabili; si viene così a creare un mezzo discreto a rete per il quale l'implementazione di un modello di flusso numerico necessita della esatta ricostruzione di un modello tridimensionale del campo di discontinuità in cui assumono particolare rilevanza l'intensità di fratturazione, la connettività del reticolo fessurativo, l'apertura ed il riempimento delle fratture e la loro orientazione spaziale. È del tutto evidente che per poter fornire indicazioni realistiche un tale approccio deve essere basato su una conoscenza di estremo dettaglio del campo fessurativo, generalmente caratterizzato da un elevato grado di aleatorietà e di fatto non disponibile nella comune pratica ingegneristica.

È quindi necessario ricorrere a più o meno attendibili stime dell'entità del drenaggio indotto dalle operazioni di scavo sulla base di approcci empirici o semi-empirici.

In linea del tutto generale gli afflussi idrici in sotterraneo possono essere di tipo concentrato o distribuito. Gli afflussi concentrati, in genere poco frequenti, si verificano quando la scavo intercetta zone di faglia con brecce incoerenti e prive di materiale fine, fasce ad intensa fratturazione, giunti beanti o sistemi carsici. In tali condizioni si possono avere venute d'acqua concentrate anche importanti, la cui esatta quantificazione preventiva è di fatto molto difficile.

Gli afflussi distribuiti sono strettamente dipendenti dall'entità della fratturazione che, in caso di intercettazione di fasce ad elevata fratturazione, può determinare significativi apporti idrici al cavo. Tipicamente fasce ad elevata fratturazione si rinvengono ai margini delle faglie maggiori che in genere di per sé costituiscono soglie di permeabilità in virtù del materiale milonitico ad esse associato che ne riduce sensibilmente la permeabilità.

Al fine di stimare i prevedibili apporti idrici nel corso dello scavo delle opere sotterranee in progetto si è fatto ricorso al metodo empirico proposto da Heuer (1995), a partire dalla soluzione di Goodman (1965):

$$q_s = F_s \cdot k \cdot H$$

dove: q_s = portata al fronte in condizioni stazionarie

F_s = fattore di influenza

k = permeabilità equivalente

H = carico idraulico

Il metodo adottato si basa sull'utilizzo di un abaco (cfr. ***Figura 10-1***) che fornisce una correlazione grafica tra la portata drenata in condizioni stazionarie q_s, espressa in termini normalizzati rispetto al carico piezometrico q_s/H, e la permeabilità equivalente del mezzo, fornendo così un'alternativa alla determinazione analitica del fattore di influenza F_s.

La portata iniziale al fronte di scavo può essere poi valutata con la seguente espressione:

$$q_h = F_h \cdot q_s$$

dove: q_h = portata iniziale al fronte

q_s = portata al fronte in condizioni stazionarie

F_h = fattore di flusso al fronte (variabile da 1 a 5 in funzione della permeabilità)

La riduzione della portata dai valori iniziali ai valori a regime è conseguenza di diverse cause, tra cui in particolare:

- il flusso al fronte è tridimensionale provenendo sia dal fronte in avanzamento che dalle pareti dello scavo;
- in prossimità del fronte si hanno pressioni e carichi idrostatici maggiori con più elevati gradienti idraulici;
- fenomeni di rapido svuotamento di zone e sacche sature ma di limitata estensione.

Il tempo necessario alla riduzione delle portate dai valori iniziali ai valori a regime stazionario non è di fatto determinabile se non in condizioni particolarmente semplici.

Per la determinazione delle portate drenate ciascuna galleria è stata suddivisa in tratte omogenee della lunghezza di 10 m a cui sono stati attribuiti corrispondenti valori di altezza di ricoprimento, carico idraulico e permeabilità d'ammasso; le portate ottenute sono state rappresentate in forma grafica in funzione della progressiva, sia come portata per singola tratta di calcolo che come portata cumulata all'imbocco.

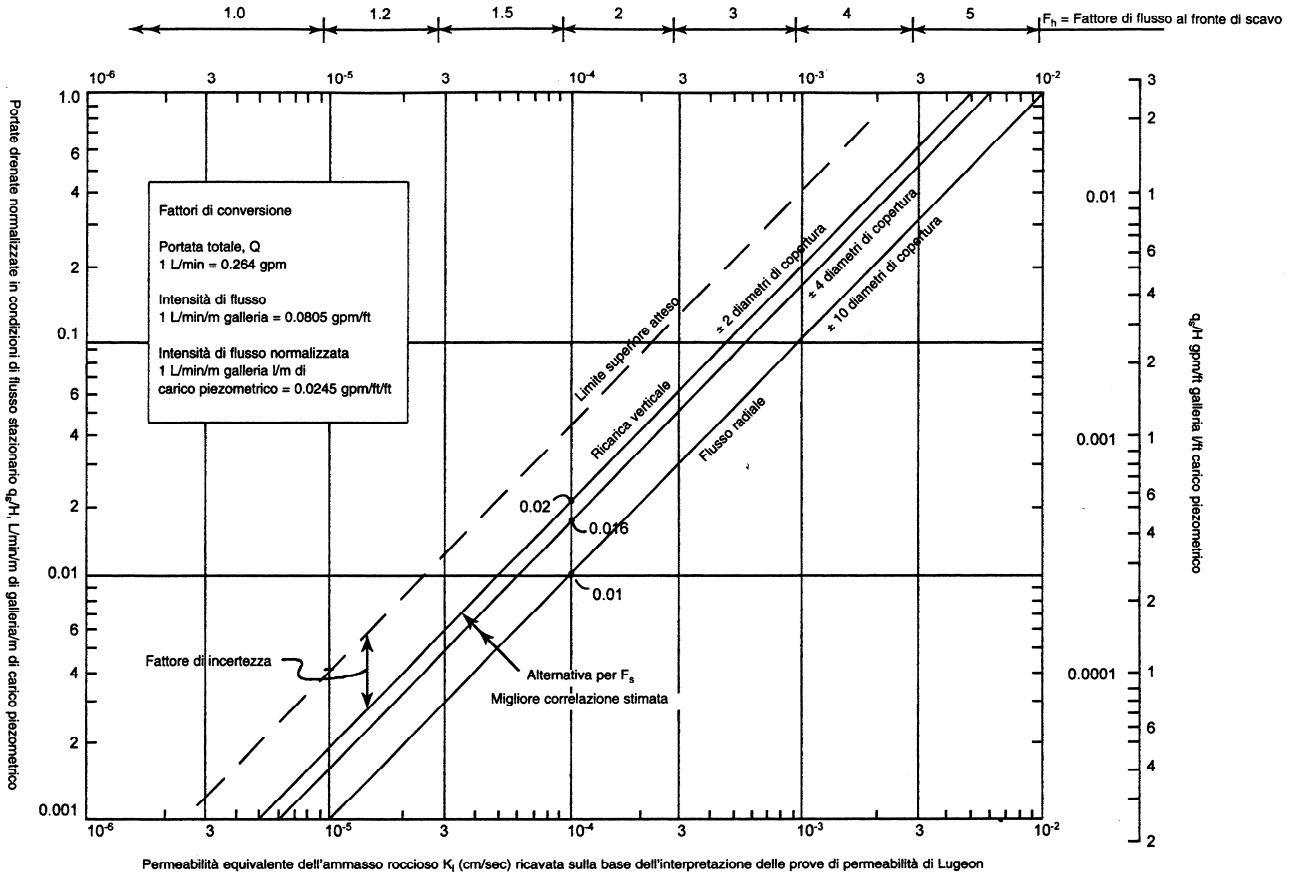


FIGURA 10-1 – *ABACO PER LA DETERMINAZIONE DELLE PORTATE DRENATE*

I valori di permeabilità adottati, che condizionano sostanzialmente il risultato finale, sono stati ottenuti a mezzo delle prove di permeabilità condotte in sito i cui risultati sono di seguito sintetizzati (cfr. Tabella 10-1):

sondaggio n°	*profondità [m]*	*K [m/s]*	*Unità*
S5	4.5÷5.0	3.21E-06	Alt
S8	18.5÷20.0	7.36E-08	Alt
S2	27.50÷29.0	9,38E-08	FS2
S5	23.0÷25.0	1,02E-06	FS1-Fratturato
S21	24.0÷25.0	1,13E-07	FS2
S22	9.0÷12.0	4,83E-08	FS1
S24	20.0÷22.0	3,06E-06	FS1-Fratturato
S28	27.0÷30.0	1,65E-08	FS1
SN01	36.0-39.0	1,78E-08	FS2

SN05	33.0-36.0	3,14E-08	FS1
SN06	185.0-188.0	8,98E-08	FS1

TABELLA 10-1

Sulla base dei dati sperimentali sono stati quindi definiti i seguenti valori di riferimento per le diverse unità intercettate dagli scavi in sotterraneo:

Unità FS1: coefficiente di permeabilità medio $1.0 \cdot 10^{-7}$ m/s

Unità FS2: coefficiente di permeabilità medio $1.0 \cdot 10^{-7}$ m/s

Zone di Faglia: coefficiente di permeabilità medio $5.0 \cdot 10^{-6}$ m/s

Alteriti: coefficiente di permeabilità medio $1.0 \cdot 10^{-6}$ m/s

Per le unita plioceniche si è fatto riferimento alla campagna di indagini RFI assumendo i seguenti valori di riferimento:

coefficiente di permeabilità medio $2.0 \cdot 10^{-6}$ m/s

Sulla base dei valori medi di permeabilità delle diverse unità intercettate dagli scavi in sotterraneo e delle formulazioni più sopra riportate, con applicazione di un fattore di incertezza pari a 2, si sono determinate le portate mostrate nelle seguenti figure (dalla ***Figura 10-2*** alla ***Figura 10-5***).

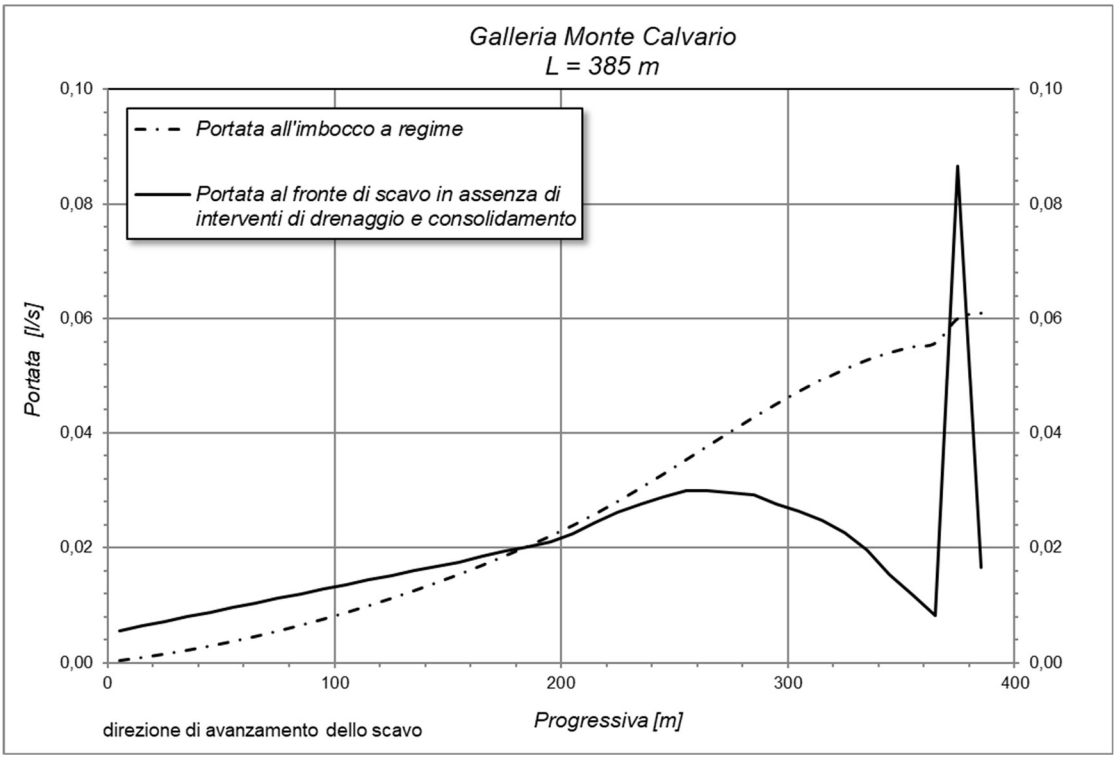


Figura 10-2 – *Galleria Monte Calvario: portate drenate*

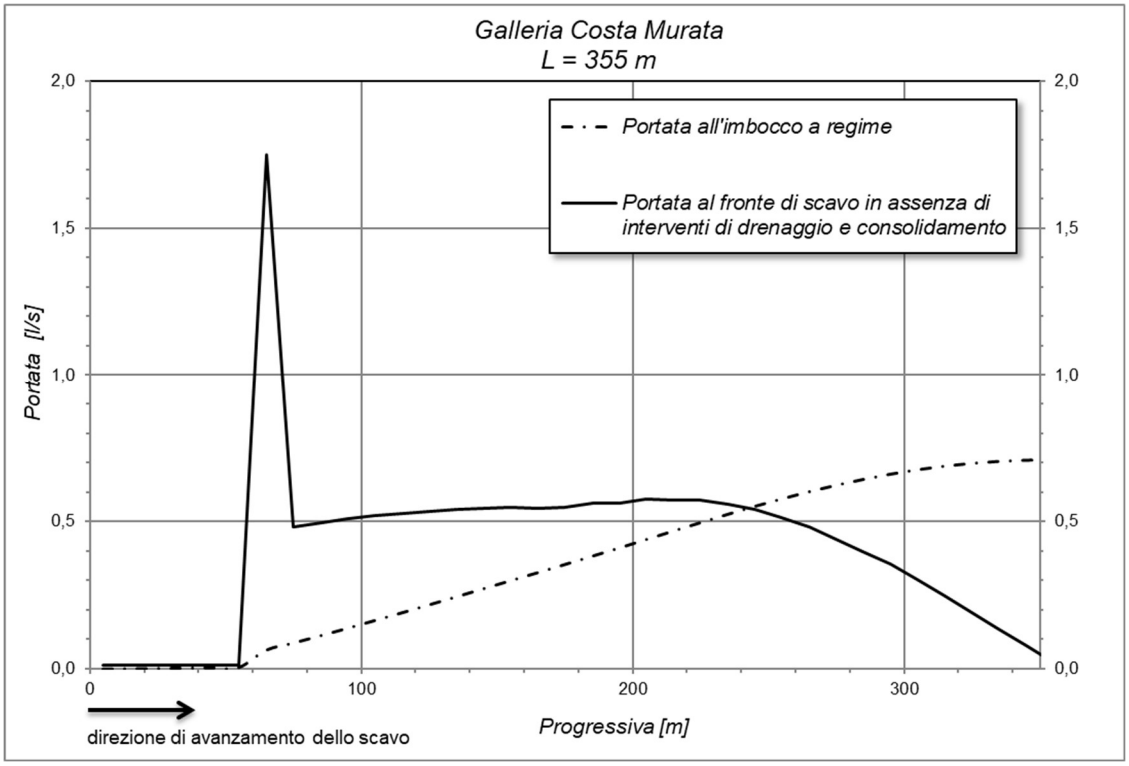


Figura 10-3 *– Galleria Costa Murata: portate drenate*

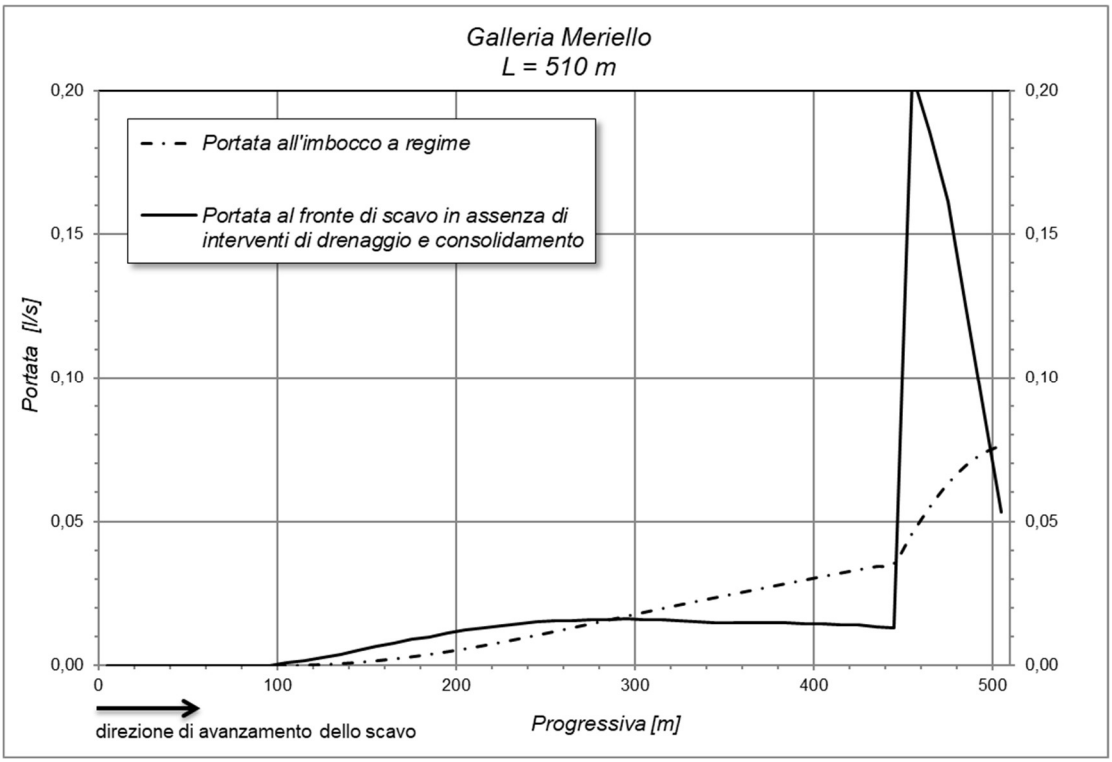


Figura 10-4 *– Galleria Meriello: portate drenate*

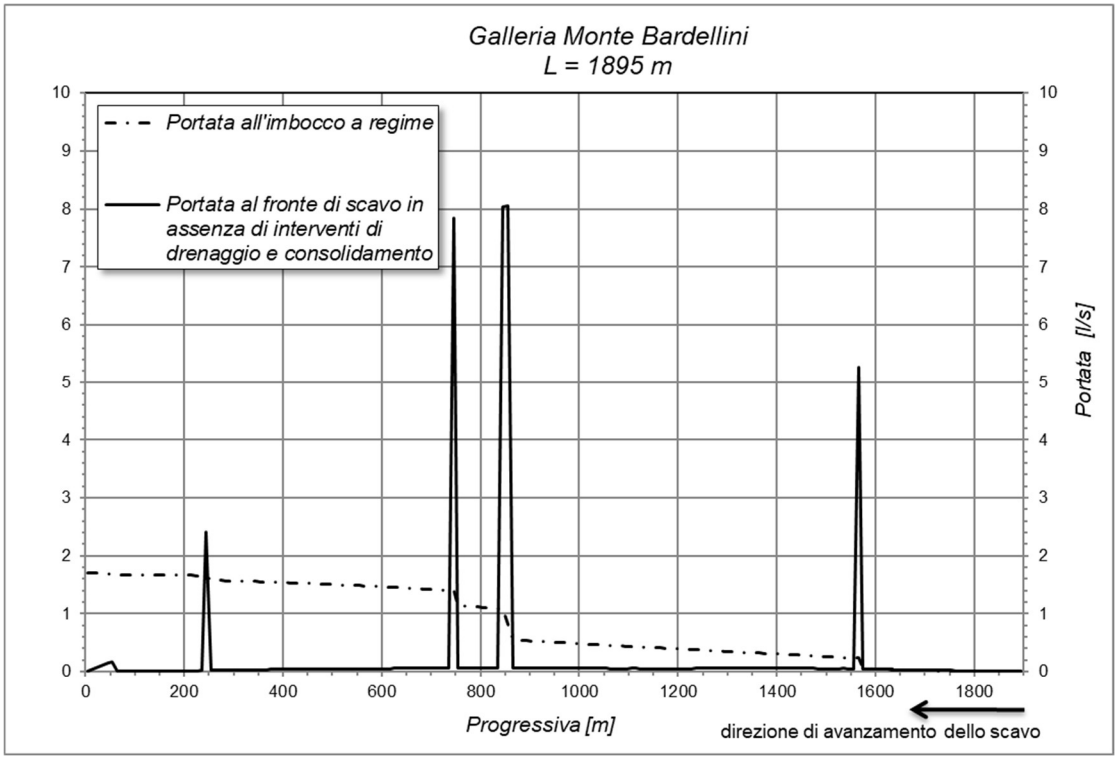


***Figura 10-5** – Galleria Monte Bardellini: portate drenate*

I risultati ottenuti evidenziano che all'interno delle formazioni di substrato, a fronte di generali condizioni di stillicidio, in corrispondenza delle zone di clastesi connesse ai principali disturbi tettonici, in assenza di interventi consolidamento e drenaggio, si potranno avere apporti più consistenti con portate al fronte fino a circa 8 l/s, previste in particolare per la galleria Monte Bardellini. Occorre sottolineare che tali valori sono del tutto teorici e che in realtà le portate al fronte saranno sensibilmente inferiori in virtù degli interventi di consolidamento previsti, in grado di ridurre sensibilmente la permeabilità al contorno del cavo, e dei drenaggi lanciati in avanzamento al fronte, in grado di determinare una ridistribuzione degli afflussi concentrati su tratte di maggiore estensione con conseguente riduzione dei valori di portata unitaria.

Le portate all'imbocco sono state determinate in condizioni di flusso stazionario considerando la riduzione della permeabilità al contorno del cavo connessa alla messa in opera del rivestimento di prima fase. Tale effetto è stato cautelativamente modellato apportando una riduzione di un ordine di grandezza ai valori di permeabilità d'ammasso, al fine di poter considerare locali fenomeni di fessurazione del rivestimento di prima fase, di per sé caratterizzato da permeabilità molto basse (generalmente comprese tra 10^{-10} e 10^{-12} m/s).

Sulla base di tali assunzioni le portate totali a regime, nei casi più significativi, raggiungono valori massimi pari a 1.70 l/s per la Galleria Monte Bardellini. Occorre tuttavia considerare che le portate realmente drenate a regime potranno essere in realtà sensibilmente inferiori, in conseguenza dell'effetto degli interventi di consolidamento (con conseguente riduzione della permeabilità al contorno del cavo) messi in atto nelle zone di faglia, ove sono concentrati i maggiori apporti idrici.

10.5 Aspetti idrochimici ed aggressività delle acque

In linea generale condizioni di aggressività nei confronti dei calcestruzzi possono evidenziarsi solo in presenza di contesti geologici peculiari e ben riconoscibili, potendosi avere acque selenitose in ambienti gessosi o anidritici, acque ricche in solfuri in ambienti gessosi o argillosi con pirite diffusa, e acque carboniche in coltri alluvionali o detritiche con estese coperture boschive, in terreni torbosi e in contesti legati a manifestazioni sorgentizie mineralizzate connessi a fenomeni vulcanici od endogeni.

Nell'area rilevata non sono state evidenziate sorgenti termali o sulfuree, presenti invece più ad occidente; le più vicine sono segnalate a Borgomaro, 10 km a NW, all'interno, e ad Aregai, dove si tratta di una sorgente subacquea, 7 km ad Ovest del termine del tracciato. Occorre tuttavia sottolineare che queste manifestazioni, di carattere ipotermale, sono riferite ad elementi strutturali profondi che non interessano il settore rilevato. Diversamente nell'area rilevata non sono state riscontrate neppure minime evidenze di acque sulfuree; in generale nell'ammasso roccioso non sono individuate plaghe di solfuri di neoformazione, di solito ben evidenti negli strati marnosi delle formazioni flyschioidi laddove presenti, mentre gli accenni di formazioni tufacee sui muschi di alcune sorgenti indicano piuttosto una condizione leggermente carbonato-calcica. In tutta l'area sono presenti pozzi privati, raramente denunciati alle autorità; questi pozzi idrici per uso domestico hanno sempre profondità minime di 70-90 metri e possono spingersi fino a 150 m di profondità con portate usualmente modeste e le loro acque sono utilizzate senza trattamenti preliminari.

Un riscontro dell'assenza di ambienti aggressivi è stato ottenuto inoltre analizzando i dati idrochimici gentilmente messi a disposizione da ARPAL e relativi ai campionamenti effettuati sui pozzi AMAT ubicati nella valle del Torrente Impero e del Torrente Prino nel corso del 2010. I dati, riportati per esteso in Appendice alla presente Relazione (cfr. **Appendice B – Risultati analisi idrochimiche AMAT**), evidenziano in sintesi i seguenti parametri idrochimici di base, utili per il riconoscimento di potenziali ambienti aggressivi:

- conducibilità elettrica : 554÷833 µS/cm
- pH: 7.0÷7.8

La conducibilità elettrica ed il pH possono infatti fornire indicazioni sul tipo di roccia che l'acqua ha attraversato prima della sua venuta a giorno e sui tempi di permanenza all'interno dell'ammasso roccioso, consentendo così di evidenziare l'esistenza di diversi circuiti sotterranei delle acque.

I parametri utilizzati per distinguere i tipi di acque analizzati sono riportati nella tabella seguente.

Conducibilità	**pH**	**Circolazione**
µS/cm	**-**	
<200	< 7,0	superficiale
200-800	7,0-8,5	intermedia

>800	>8,5	profonda
-	>9	profonda

TABELLA 10-2

In relazione al tipo di circolazione idrica sotterranea condizioni di ambienti aggressivi possono realizzarsi in presenza di circolazione superficiale, per apporti diretti dagli orizzonti umici superficiali, o in presenza di circolazione profonda in grado di dar luogo a manifestazioni ipotermali.

I dati disponibili indicano per il settore in esame una circolazione di tipo prevalentemente intermedio che esclude il potenziale sviluppo di ambienti molto aggressivi.

In particolare, i risultati delle analisi eseguite su campioni di acqua di falda (cfr.) e su campioni di terreno (cfr.) e per la verifica dell'aggressività nei confronti del cls hanno evidenziato una classe di aggressività **XA1**.

Verifica dell'aggressività dell'acqua sul calcestruzzo ai sensi delle norme UNI 11104 e UNI-EN 206-1								4722/A/2023
Parametro	**U.M.**	**Classe XA1**		**Classe XA2**		**Classe XA3**		**SN03-A2**
		Lim. inferiore	**Lim. superiore**	**Lim. inferiore**	**Lim. superiore**	**Lim. inferiore**	**Lim. superiore**	
pH	-	*5,5*	*6,5*	*4,5*	*5,5*	*4,0*	*4,5*	7,80
Solfato	*mg/L*	*200*	*600*	*600*	*3000*	*3000*	*6000*	68,9
Magnesio	*mg/L*	*300*	*1000*	*1000*	*3000*	*> 3000*		7,45
Azoto ammoniacale (NH4+)	*mg/L*	*15*	*30*	*30*	*60*	*60*	*100*	0,89
Anidride carbonica disciolta	*CO_2 mg/L*	*15*	*40*	*40*	*100*	*> 100*		19,0

Legenda

- *< Classe XA1*
- *Classe XA1*
- *Classe XA2*
- *Classe XA3*

TABELLA 10-3 – RISULTATI DELLE ANALISI PER LA VERIFICA DELL'AGGRESSIVITÀ DELL'ACQUA NEI CONFRONTI DEL CLS

Verifica dell'aggressività dei terreni sul calcestruzzo ai sensi delle norme UNI 11104 e UNI-EN 206-1									
								4823/L/2023	4127-2/L/2023
Parametro	**U.M.**	**Classe XA1**		**Classe XA2**		**Classe XA3**		**SN03 CA5 (0,00-1,00)**	**SN05 CA3 (30,00-43,00)**
		Lim. inferiore	**Lim. superiore**	**Lim. inferiore**	**Lim. superiore**	**Lim. inferiore**	**Lim. superiore**		
Acidità Baumann-Gully (espressa come $CaCO_3$)	*ml/kg*	*200*	*-*	*non incontrato*		*non incontrato*		4,0	0,4
Solfato (ione solfato SO_4^{2-})	*mg/kgss*	*2000*	*3000*	*3000*	*12000*	*12000*	*24000*	200	1700

Legenda

- < *Classe XA1*
- *Classe XA1*
- *Classe XA2*
- *Classe XA3*

TABELLA 10-4 – RISULTATI DELLE ANALISI PER LA VERIFICA DELL'AGGRESSIVITÀ DEL TERRENO NEI CONFRONTI DEL CLS

11 SISMICITA' DEL TERRITORIO

11.1 Zonazione sismogenetica

All'interno delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (DM 17/01/2018), elaborate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, si prevede che l'azione sismica di riferimento per la progettazione (paragrafo 3.2.3) venga definita sulla base dei valori di pericolosità sismica proposti nel sito dell'INGV. Queste stime di pericolosità sismica sono state successivamente elaborate dal Consiglio Superiore per ottenere i parametri che determinano la forma dello spettro di risposta elastica.

Come noto, l'Ordinanza 3274 della presidenza del Consiglio dei Ministri del 20/03/2003 ha esplicitamente previsto la definizione di una mappa aggiornata di pericolosità sismica del territorio italiano. La redazione di tale mappa è stata affidata all'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV); il modello sismo-tettonico di riferimento per la penisola italiana (cfr. Meletti et al., 2000) ha dato origine alla zonazione sismogenetica ZS9 (Gruppo di Lavoro 2004 – Meletti et al., http://zonesismiche.mi.ingv.it/documenti/App2.pdf), è basata sulla precedente ZS4 (Scandone e Stucchi, 1999, http://emidius.mi.ingv.it/GNDT/ZONE/zone_sismo.html) con modifiche, accorpa-menti ed elisioni delle numerose zone di ZS4 e introduzione di nuove zone, con l'obbiettivo di realizzare un modello più coerente con i nuovi dati e con il quadro sismo-tettonico oggi disponibile. Le diverse zone sono individuate da un numero; le zone indicate con una lettera non sono state utilizzate per la valutazione della pericolosità sismica.

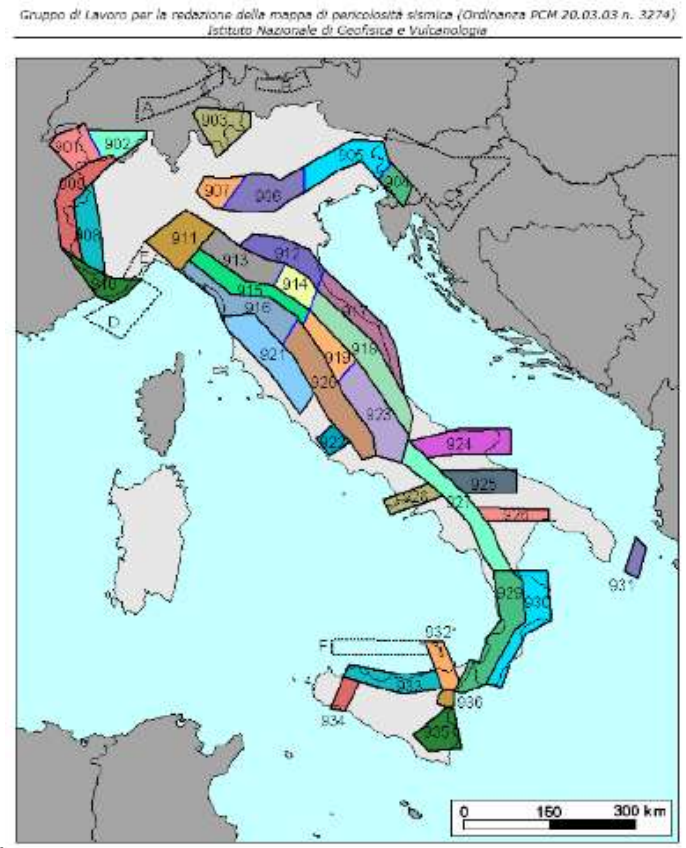


FIGURA 11-1 - CARTA ZONAZIONE SISMOGENETICA ZS9. DAL SITO ZONESISMICHE.MI.INGV.IT (GRUPPO DI LAVORO, 2004)

Come è possibile verificare dalla **Figura 11-1**, la zona in esame, identificata dal numero 910, è tuttora poco caratterizzata dal punto di vista sismo-tettonico. Essa è considerata l'area di svincolo che consente l'arretramento dell'arco alpino occidentale ed è caratterizzata da una sismicità più elevata dei settori di arretramento, motivo per cui è stata separata dalle zone adiacenti. In questa zona il meccanismo focale atteso è di tipo inverso.

11.2 Classificazione sismica comunale e sismicità storica

Secondo l'aggiornamento della classificazione sismica del territorio della Regione Liguria, con delibera della Giunta regionale n.962 del 23 novembre 2018 e relativo Allegato 2 alla stessa DGR, si riporta la mappa della classificazione sismica dei diversi comuni della Regione Liguria. Il comune di Imperia risulta classificato in **Zona 2** come visibile anche dal cerchio rosso che lo identifica nella figura sottostante.

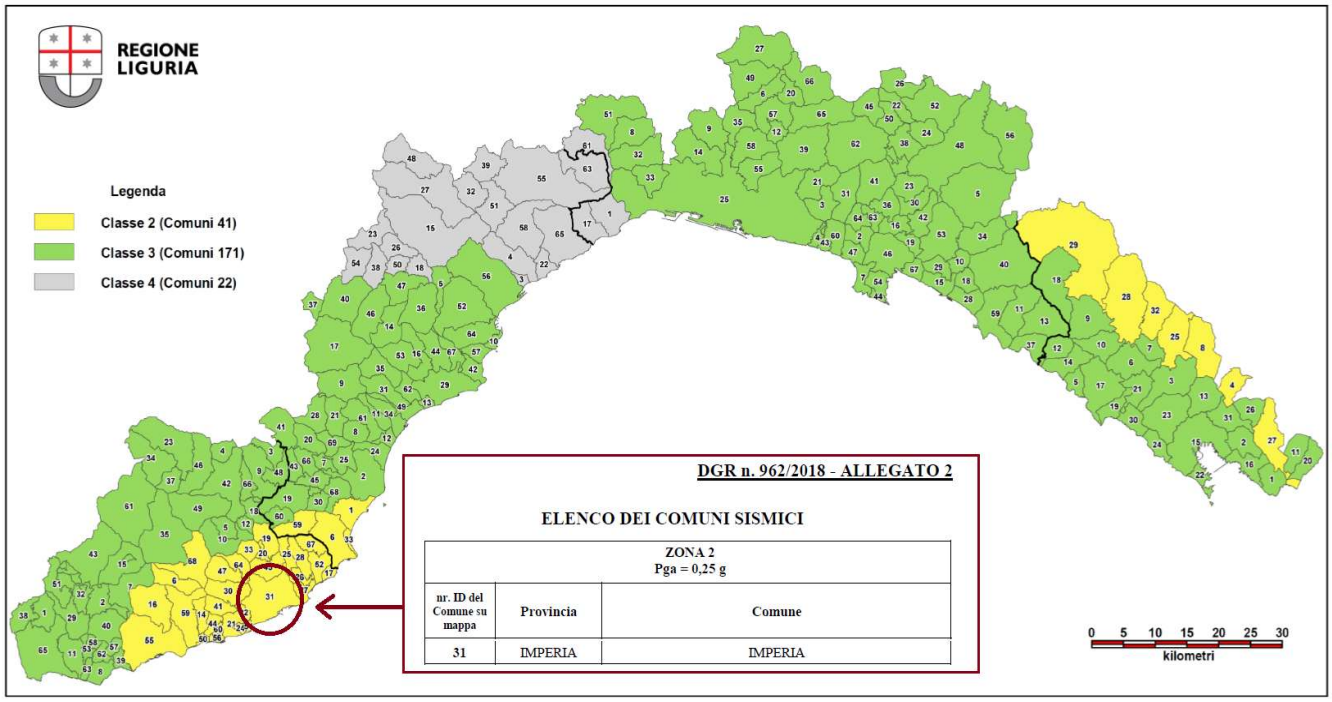


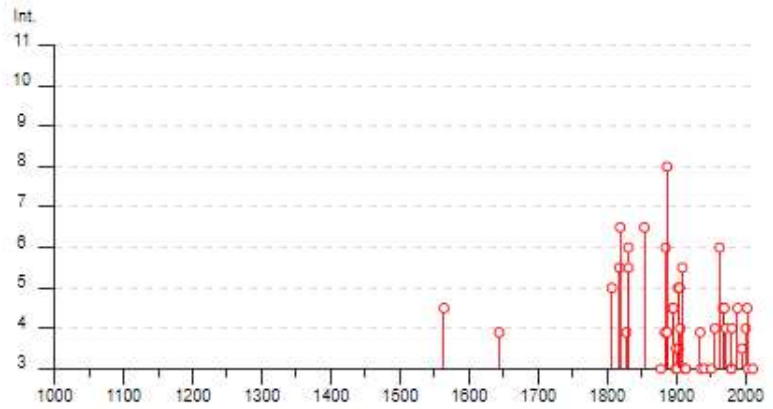
FIGURA 11-2 - REGIONE LIGURIA - STRALCIO DELLA MAPPA DI CLASSIFICAZIONE SISMICA COMUNALE CON EVIDENZA DEL COMUNE DI IMPERIA

Il Database Macrosismico Italiano *DBMI15 v.3.0* è utile a fornire un quadro completo dei livelli di sismicità dell'area di interesse, contenendo tutte le informazioni riguardanti le intensità macrosismiche osservate a seguito dei terremoti.

In particolare, la **Figura 11-3** mostra la storia sismica del Comune di Imperia dal 1500 a oggi, con la presenza di sismi le cui intensità risentite nel territorio comunale non superano il valore di 6-7.

Imperia

PlaceID	IT_32205
Coordinate (lat, lon)	43.885, 8.027
Comune (ISTAT 2015)	Imperia
Provincia	Imperia
Regione	Liguria
Numero di eventi riportati	54



Effetti	In occasione del terremoto del													
Int.	Anno	Me	Gi	Ho	Mi	Se	Area epicentrale	NMDP	Io	Mw
4-5	1564	07	20				Lantosque	15	8-9	5.80
F	1644	02	15	04	30		Alpes Niçoises	29	8	5.74
5	1807	09	05	01	30		Liguria occidentale	10	5-6	4.81
5-6	1818	02	23	18	10		Liguria occidentale	45	7	5.32
6-7	1819	01	08	22	30		Liguria occidentale	5	6-7	4.86
F	1828	10	09	02	20		Oltrepò Pavese	110	8	5.72
6	1831	05	26	10	30		Liguria occidentale	33	8	5.56
5-6	1831	05	28	12	45		Liguria occidentale	7	6	4.73
6-7	1854	12	29	01	45		Liguria occidentale	86	7-8	5.72
3	1878	06	07	22	25		Cuneese	34	6	4.86
F	1884	11	27	22	15		Alpi Cozie	63	6-7	5.17
6	1885	01	24	20			Liguria occidentale	4	5-6	4.40
8	1887	02	23	05	21	5	Liguria occidentale	1511	9	6.27
F	1887	03	11	14	45		Liguria occidentale	20		
4-5	1895	12	25	04	47		Liguria occidentale	9	5	4.18
4-5	1896	10	16				Liguria occidentale	55	6	4.91
3-4	1900	04	22				Liguria occidentale	4	4	3.70
3	1900	12	30	23	36	2	Alto Monferrato	36	5	4.35
3	1901	04	20	09	35	0	Cuneese	15	5	4.31
2	1901	10	30	14	49	5	Garda occidentale	289	7-8	5.44
5	1903	04	04	01	41		Liguria occidentale	20	5	4.45
3-4	1904	11	15	19	16		Liguria occidentale	17	5	4.16
5	1905	05	30	04	55		Cuneese	121	5-6	4.65
4	1906	08	11	09	58		Liguria occidentale	82	5	4.41
NF	1909	01	13	00	45		Emilia Romagna orientale	867	6-7	5.36
5-6	1909	05	27	06	10		Liguria occidentale	51	5-6	4.34
3	1913	03	27	02	25	4	Val Trebbia	58	4-5	4.24
3	1914	10	27	09	22		Lucchesia	660	7	5.63
2	1934	06	13	09	06		Val di Taro-Lunigiana	29	6	5.14
2	1935	02	19	00	01	0	Cuneese	45	5	4.34
F	1935	03	19	07	27	1	Embrunais	254	7	5.25
2	1936	07	09	01	10		Cuneese	20	5	4.32

3	1936	12	11	17	25		Liguria occidentale	12	6	4.46
3	1941	02	23	20	12	4	Cuneese	5		
3	1951	05	15	22	54		Lodigiano	179	6-7	5.17
4	1956	03	20	00	35		Liguria occidentale	6	4-5	3.93
6	1963	07	27	05	58	2	Mar Ligure	9		4.98
4-5	1968	04	18	19	38	1	Liguria occidentale	51	7-8	4.93
NF	1968	06	18	05	27		Valle d'Aosta	60	6	4.86
4-5	1970	12	31	22	04	4	Liguria occidentale	79	6	4.62
2	1971	09	25	10	34	0	Mar Ligure	31	5-6	4.33
4	1972	10	25	21	56	1	Appennino settentrionale	198	5	4.87
3	1980	01	05	14	32	2	Torinese	120	6-7	4.82
3	1980	12	23	12	01	0	Piacentino	69	6-7	4.57
4	1981	04	22	04	26	2	Mar Ligure	14		4.43
2	1983	11	09	16	29	5	Parmense	850	6-7	5.04
4-5	1989	12	26	19	59	5	Mar Ligure	290		4.46
NF	1993	07	17	10	34	5	Liguria occidentale	336	5	4.34
3-4	1995	04	21	08	02	5	Liguria occidentale	49		4.39
2-3	2000	08	21	17	14		Monferrato	595	6	4.94
4	2001	02	25	18	34	4	Mar Ligure	59		4.44
4-5	2003	04	11	09	26	5	Valle Scrivia	78	6-7	4.81
3	2004	11	24	22	59	3	Garda occidentale	176	7-8	4.99
3	2011	07	25	12	31	2	Torinese	105	5	4.67

FIGURA 11-3 - DBMI15: CATALOGO STORICO DEI SISMI IN COMUNE DI IMPERIA

11.3 Strutture sismogenetiche

Facendo riferimento allo studio pubblicato dall'INGV (*Database of Individual Seismogenic Sources – versione 3.3.0)*, disponibile al collegamento web http://diss.rm.ingv.it/diss è possibile verificare che è presente una struttura sismogenetica composita in prossimità dell'area in oggetto e relative sorgenti individuali (cfr. **Figura 11-4**).

In particolare, la struttura individuale identificata è quella classificata secondo DISS3 come ITIS130, che fa parte a sua volta del complesso della *ITCS022 "Imperia Promontory"*, un sorgente composita è costituita da un sistema di faglie inverse NE-SW situato nel Mar Ligure settentrionale, a pochi chilometri dalla costa italo-francese. Questa è una delle aree sismicamente più attive del Mediterraneo occidentale.

Il sistema composito, ubicato a poco più di 5 km dall'intervento (cfr. **Figura 11-4**, zona identificata da segnaposto rosso), è in grado di produrre complessivamente sismi di magnitudo fino a 7.4 Richter e con profondità della superficie variabile tra 2.5 e 15 km.

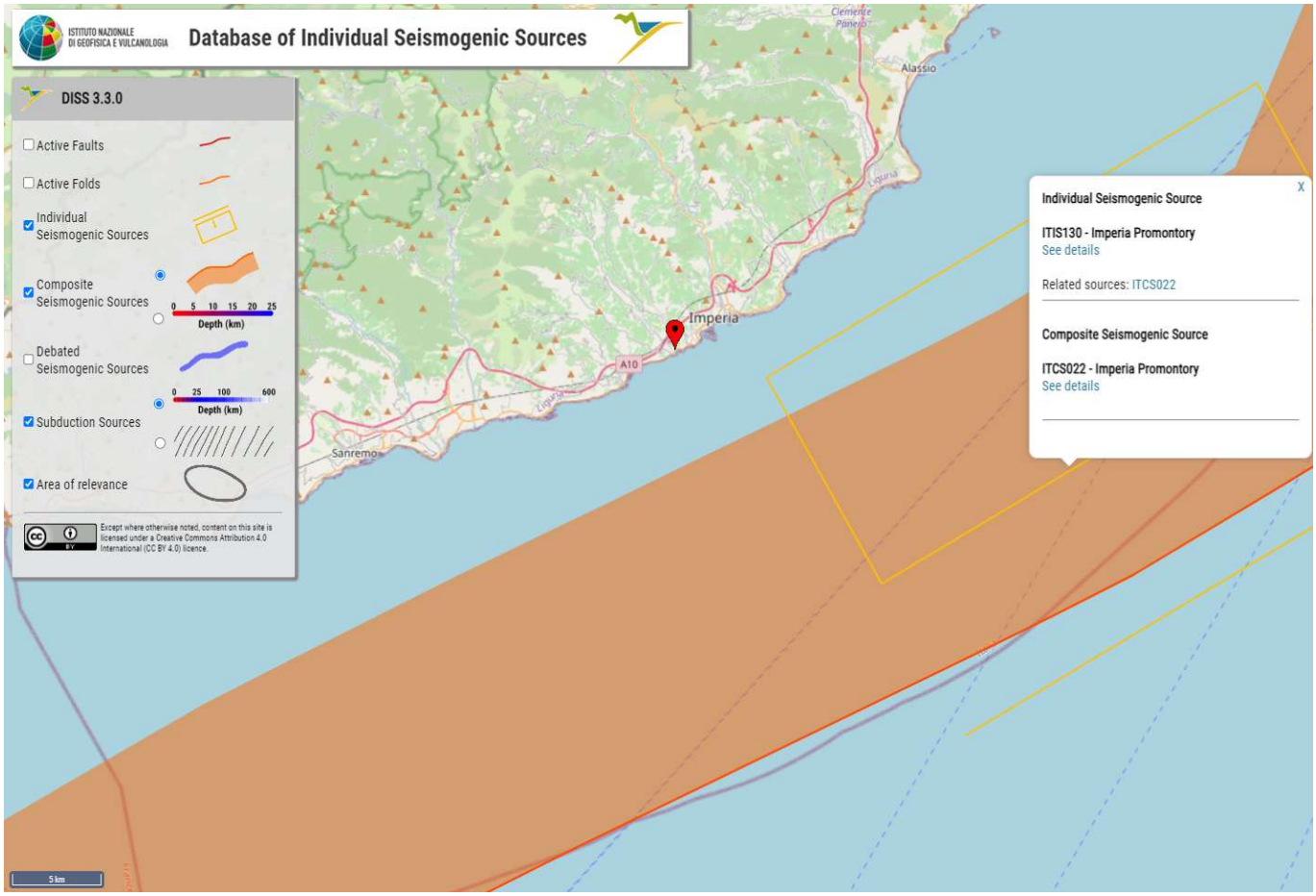


FIGURA 11-4 – INGV-DISS 3.3.0 – MAPPA DEI LINEAMENTI SISMOGENETICI E DETTAGLIO DELLE STRUTTURE (IL SEGNAPOSTO ROSSO IDENTIFICA IL SITO IN ESAME)

11.4 Faglie capaci

La consultazione del database "Ithaca – Catalogo delle faglie capaci", possibile al link di collegamento http://sgi2.isprambiente.it/ithacaweb/viewer/index.html ha consentito di verificare che non ci sono faglie capaci interferenti con l'area attraversata dal tracciato (cfr. **Figura 11-5**) e che la struttura più vicina, corrispondente alla faglia normale *San Remo Marine 41*, è ubicata circa 2 km dall'area di intervento.

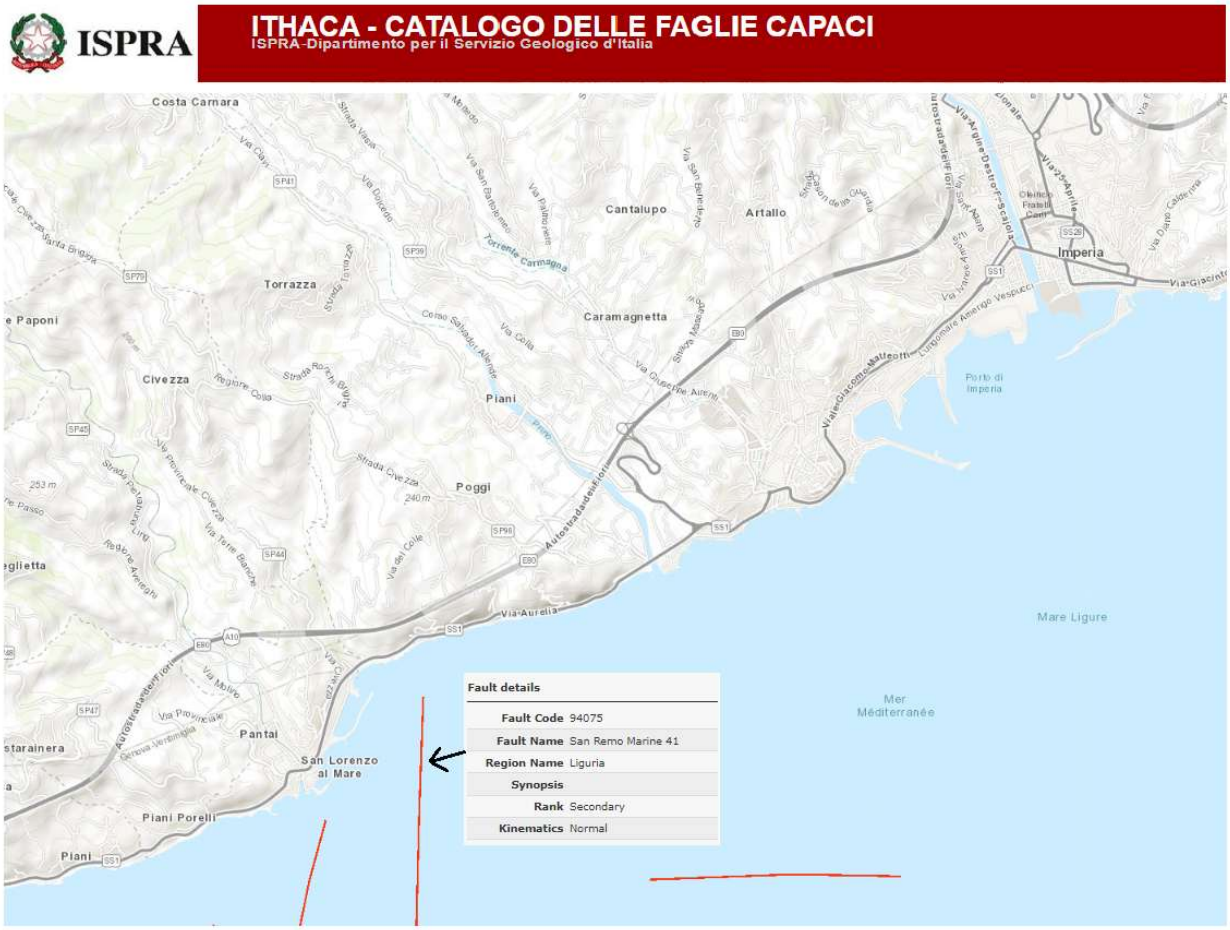


FIGURA 11-5 – ITHACA – STRALCIO CATALOGO FAGLIE CAPACI CON DETTAGLIO DELLA FAGLIA DI SAN REMO MARINE 41

11.5 Azione sismica di progetto

11.5.1 Stati limite nei confronti delle azioni sismiche

Al paragrafo 3.2.1 del D.M. 17/01/2018 vengono definiti gli stati limite nei confronti delle azioni sismiche, sia di esercizio che ultimi, riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio (SLE) sono:

- **Stato Limite di Operatività** (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti in relazione alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno** (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi (SLU) sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita** (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso** (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento ***PVR***, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono (Tab. 3.2.I D.M. 17/01/2018):

Stati Limite		***PVR0: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R***
Stati Limite di Esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati Limite Ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

11.5.2 Periodo di riferimento per l'azione sismica

L'accelerazione orizzontale massima attesa al sito dipende dal periodo di riferimento considerato per la definizione dell'azione sismica. Si ritiene di attribuire alla infrastruttura in progetto, ai sensi della tabella 2.4.I del D.M. 17.01.2018, una vita nominale $V_N \geq 50$ anni nonché una classe d'uso IV. In base alla tabella 2.4.II il coefficiente d'uso vale $C_U = 2$.

Pertanto, il periodo di riferimento per l'azione sismica vale:

$$V_R = V_N \, C_U = 50 \times 2.0 = 100 \text{ anni}$$

11.5.3 Parametri sismici

In base a quanto descritto nel D.M. 17/01/2018 la *pericolosità sismica* in un generico sito deve essere descritta:

- in termini di accelerazione orizzontale massima a_g e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale;
- in corrispondenza dei punti di un reticolo, denominato reticolo di riferimento, i cui nodi non distano più di 10 km.

Le forme spettrali previste dal D.M. 17/01/2018 sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F^0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nelle norme tecniche NTC 2018 sono forniti, secondo un reticolo di riferimento e per differenti intervalli di riferimento, i parametri sismici a_g, F_O e T^*_C per un sito rigido orizzontale (come definiti al paragrafo 3.2) necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

Qualora l'area in esame non ricada in corrispondenza dei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri di interesse possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento, mediante la seguente espressione:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^{4} \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^{4} \frac{1}{d_i}}$$

in cui:

- p è il valore del parametro di interesse nel punto in esame;
- p_i è il valore del parametro di interesse nell'i-esimo punto della maglia elementare contenente il punto in esame;
- d_i è la distanza del punto in esame dall'i-esimo punto della maglia suddetta.

Sono stati ricavati i parametri sismici a_g agli SLV, mediante il programma "Spettri NTC ver.1.0.3.xls", disponibile sul sito http://www.cslp.it/cslp/, inserendo all'interno dello stesso le coordinate geografiche dei punti più significativi in corrispondenza delle principali opere d'arte maggiori (es. Ponte sul Prino, Viadotto Caramagna, Ponte sull'Impero, ecc.). I valori ottenuti sono stati ricavati in funzione del periodo di ritorno T_R e di una vita di riferimento V_R=100 anni.

Ponte sul Prino (7.9967 – 43.8721)

	T_R (anni)	a_g (g)	F_0	T^*_C (s)
SLO	60	0,044	2,599	0,217
SLD	101	0,064	2,530	0,244
SLV	949	0,198	2,469	0,304
SLC	1950	0,263	2,488	0,319

Viadotto Caramagna (8.0010 – 43.8799)

	T_R (anni)	a_g (g)	F_0	T^*_C (s)
SLO	60	0,045	2,599	0,217
SLD	101	0,065	2,527	0,244
SLV	949	0,200	2,468	0,304
SLC	1950	0,264	2,488	0,320

Imbocco ovest Galleria Meriello (8.0105 – 43.8858)

	T_R (anni)	a_g (g)	F_0	T^*_C (s)
SLO	60	0,043	2,597	0,217
SLD	101	0,062	2,540	0,244
SLV	949	0,195	2,467	0,303
SLC	1950	0,259	2,486	0,319

Ponte sull'Impero (8.0252 – 43.9052)

	T_R (anni)	a_g (g)	F_0	T^*_C (s)
SLO	60	0,044	2,598	0,217
SLD	101	0,063	2,536	0,244
SLV	949	0,197	2,466	0,303
SLC	1950	0,262	2,486	0,319

Nell'ottica di una caratterizzazione sismica adeguata, sulla base della tipologia di rilievo e delle opere attraversate dal tracciato, si è scelto di utilizzare i dati dei parametri sismici relativi all'area del Viadotto Caramagna, che fornisce i valori di a_g più elevati. In particolare, si riportano di seguito i valori dei parametri sismici a_g, F_0 e $T^*_{c(s)}$ ricavati mediante il programma "Spettri NTC ver.1.0.3.xls" da utilizzare in fase progettuale:

Viadotto Caramagna (8.0010 – 43.8799)

	T_R (anni)	a_g (g)	F_0	T^*_C (s)
SLO	60	0,045	2,599	0,217
SLD	101	0,065	2,527	0,244
SLV	949	0,200	2,468	0,304
SLC	1950	0,264	2,488	0,320

11.6 Analisi di disaggregazione della pericolosità sismica

La disaggregazione della pericolosità sismica (McGuire, 1995; Bazzurro & Cornell, 1999) è un'operazione che consente di valutare i contributi di diversi sorgenti sismiche alla pericolosità di un sito. La forma più comune di disaggregazione è quella bidimensionale in *magnitudo e distanza (M-R)*, che permette di definire il contributo di sorgenti sismogenetiche a distanza R capaci di generare terremoti di magnitudo M.

Il processo di disaggregazione in *M-R* fornisce il terremoto che domina lo scenario di pericolosità (terremoto di scenario) inteso come l'evento di magnitudo *M* a distanza *R* dal sito oggetto di studio che contribuisce maggiormente alla pericolosità sismica del sito stesso.

In particolare, per effettuare tale analisi viene messo a disposizione il sito http://esse1-gis.mi.ingv.it/ dell'INGV, dove è possibile eseguire l'analisi di disaggregazione.

All'interno del sito, è possibile compilare il "modello di pericolosità sismica MPS04-S1", dove dovranno essere riportati il comune oggetto d'indagine o le coordinate, la probabilità di accadimento di un sisma in 50 anni (indicando il valore più vicino al tempo di ritorno prossimo a quello di progetto) e il percentile, che corrisponde a "50" ai sensi delle NTC 2018. In questo modo è possibile avviare il software e ottenere i valori di magnitudo-distanza *M-R* con relativa probabilità di accadimento.

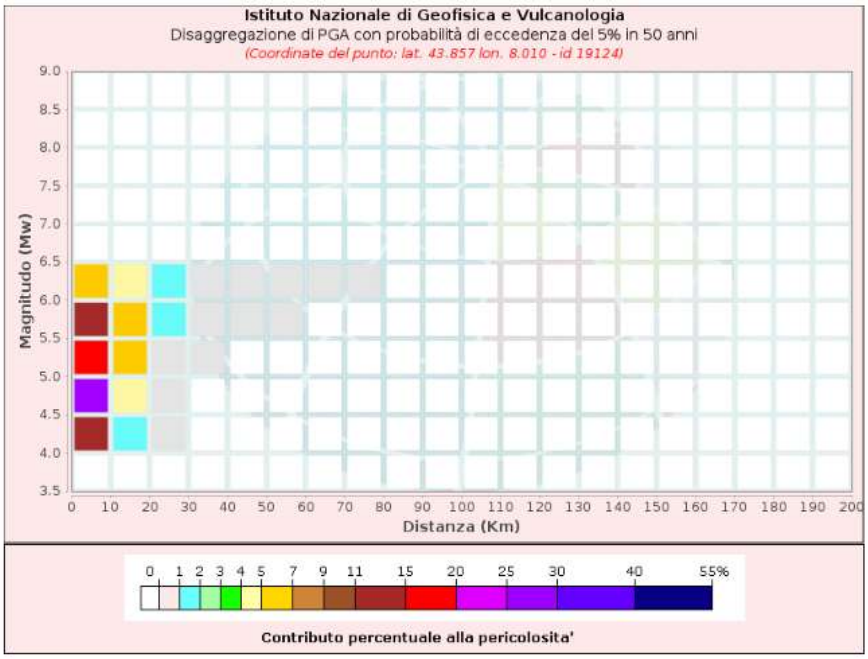
Nel caso dell'infrastruttura in oggetto, sono stati inputati i seguenti dati:

- Coordinate di fine tracciato: Lon. 8.0010; Lat. 43.8799;
- Valore vita di riferimento $V_R = V_N C_U = 50 \times 2.0 = 100$ anni
- Valore tempo di ritorno prossimo a quello di progetto (ovvero Tr= 949): Tr = 975, corrispondente alla probabilità di accadimento del 5% in 50 anni

I dati di disaggregazione sismica risultanti, nel caso in oggetto, sono i seguenti (cfr. **Figura 11-6**):

- Magnitudo (M) compresa tra 4.5 e 5.5 Mw
- Distanza (R) compresa tra 0 e 10 km

da cui è stata ricavata la coppia magnitudo-distanza (M-R) con maggior probabilità di accadimento, corrispondente ai valori medi di magnitudo 5.2 Mw e distanza 8.2 km.



Disaggregazione di PGA con probabilità di eccedenza del 5% in 50 anni (Coordinate del punto: lat. 43.857 lon. 8.010 - id 19124)											
Distanza (Km)	Magnitudo (Mw)										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.0000	11.3000	25.3000	18.7000	11.7000	5.4500	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10-20	0.0000	1.1800	4.5300	6.0500	6.2200	4.2500	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
20-30	0.0000	0.0010	0.2360	0.9740	1.6600	1.6000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
30-40	0.0000	0.0000	0.0000	0.0570	0.2760	0.3700	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
40-50	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0331	0.0840	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
50-60	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0015	0.0198	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
60-70	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0030	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
70-80	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
80-90	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
90-100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
100-110	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
110-120	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
120-130	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
130-140	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
140-150	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
150-160	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
160-170	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
170-180	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
180-190	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
190-200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Valori Medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
5.2	8.16	0.65

FIGURA 11-6 – RISULTATI DELL'ANALISI DI DISAGGREGAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA

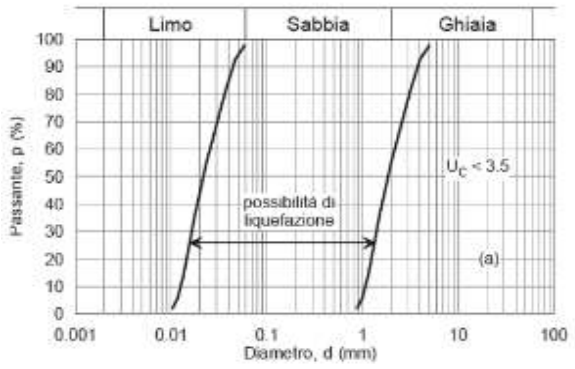
11.7 Suscettibilità alla liquefazione

Con il termine liquefazione si intende una serie di fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche, in terreni saturi sabbiosi sollecitati in condizioni non drenate da azioni sismiche. L'avvenuta liquefazione si manifesta, in presenza di manufatti, attraverso la perdita di capacità portante e/o lo sviluppo di elevati cedimenti e rotazioni.

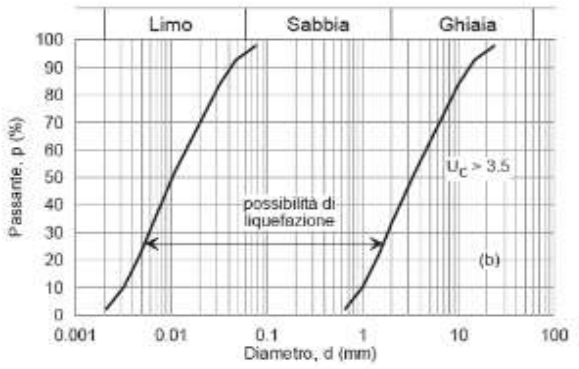
Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere dunque stabile nei confronti della liquefazione. Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione. In assenza di interventi di miglioramento del terreno, l'impiego di fondazioni profonde richiede comunque la valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali.

In base al paragrafo 7.11.3.4.2 delle NTC2018 la verifica di liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- accelerazione massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0.1g;
- profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (SPT) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (CPT) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
- distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nel grafico a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$, e nel grafico b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$.



a)



b)

Dato il valore di accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido, pari a 0.200 g, a prescindere dalle diverse conformazioni topografiche e categorie di sottosuolo, l'accelerazione massima risulta sicuramente superiore a 0.1 g.

La profondità della falda misurata nei diversi piezometri installati nei fori di sondaggio è risultata variabile tra 2-3 m e 6-7 m all'interno delle unità terrigene lungo il tracciato in oggetto, quindi inferiore a 15 m dal p.c.

Durante la perforazione dei sondaggi eseguiti durante le campagna di indagini geognostiche, sono stati prelevati campion indisturbati e rimaneggiati dei terreni. Sui campioni indisturbati e rimaneggiati dei sondaggi sono state eseguite analisi granulometriche complete (setacciatura e sedimentazione). Di seguito vengono riportati i grafici contenenti le curve granulometriche dei terreni raggruppate per le diverse unità rinvenute (dalla **Figura 11-7** alla **Figura 11-11)** e messe a confronto con i limiti di figura a) e figura b) di cui sopra. In particolare, è possibile verificare che la totalità dei campioni in ciascuna unità terrigena risulta avere una più che buona percentuale di materiale fine esterna al limite sinistro dei fusi di riferimento, Altresì, tutti i campioni con una bassa percentuale di materiale fine denotano di contro una discreta quantità di materiale esterno ai fusi destri di riferimento e che li rendono, comunque, non suscettibili alla liquefazione.

Si può quindi affermare che, sulla base alle valutazioni sopra espresse, la probabilità di occorrenza del fenomeno di liquefazione è trascurabile e l'ambiente fisico entro cui ricadono le opere in progetto non risulta vulnerabile alla liquefazione.

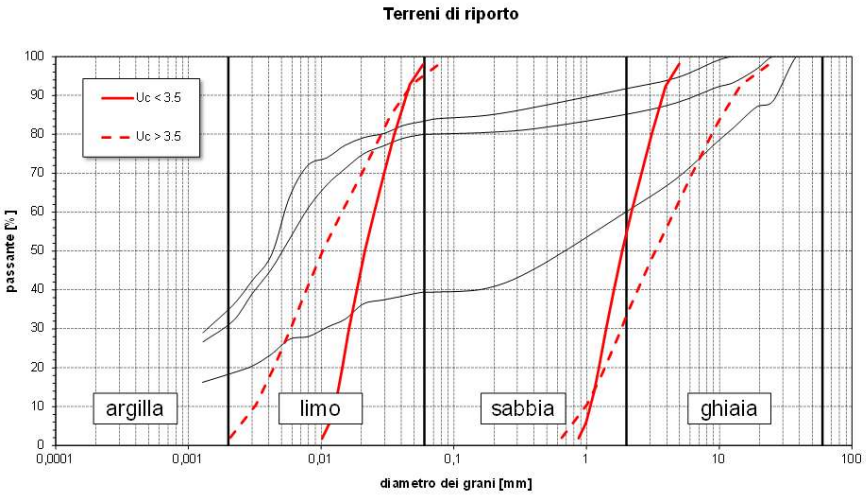


FIGURA 11-7 – FUSO GRANULOMETRICO TERRENI DI RIPORTO

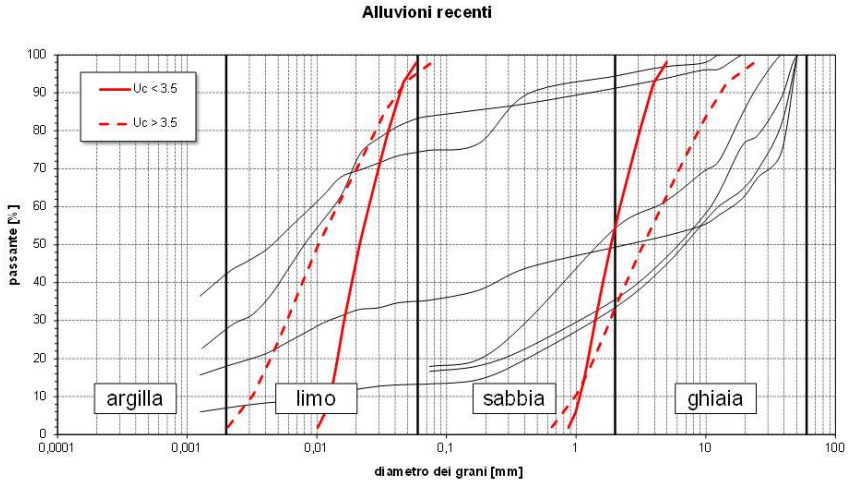


FIGURA 11-8 – FUSO GRANULOMETRICO ALLUVIONI RECENTI

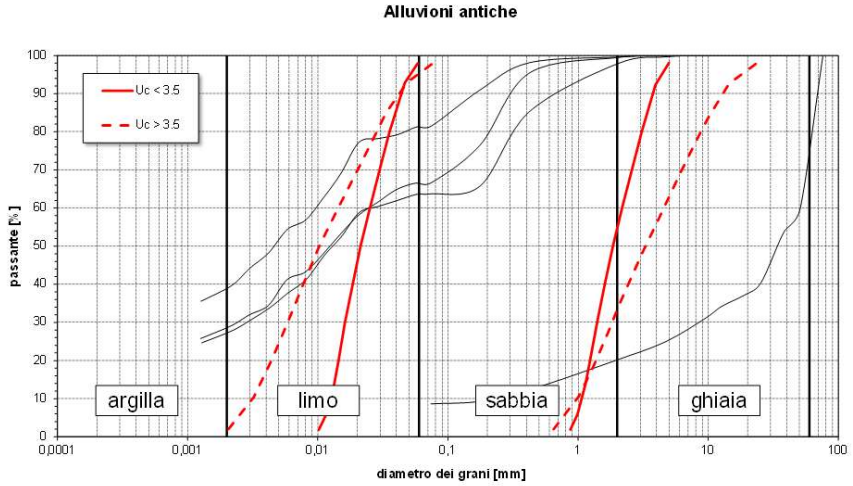


FIGURA 11-9 – FUSO GRANULOMETRICO ALLUVIONI ANTICHE

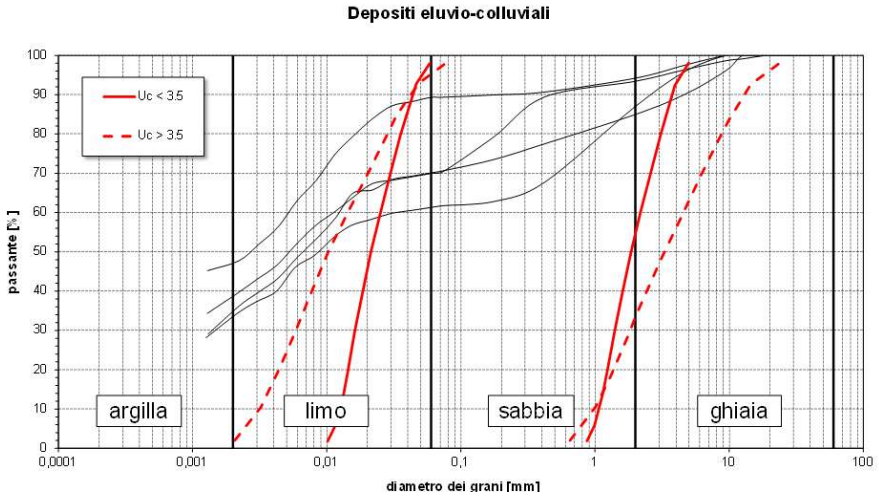


FIGURA 11-10 – FUSO GRANULOMETRICO DEPOSITI ELUVIO-COLLUVIALI

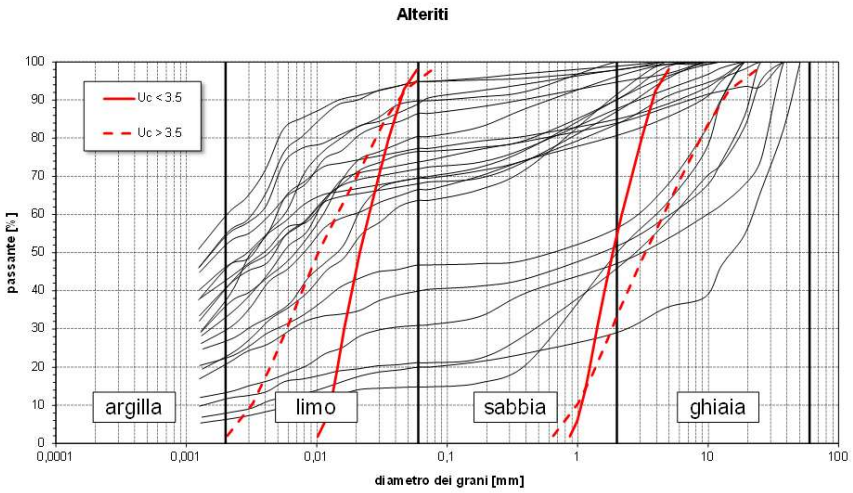


FIGURA 11-11 – FUSO GRANULOMETRICO ALTERITI

11.8 Categoria sismica dei suoli di fondazione

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indicato nel paragrafo 7.11.3 del D.M. del 17/01/2018. In assenza di tali analisi o per una prima stima, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di *categorie di sottosuolo* di riferimento, identificate in funzione dei valori della velocità di propagazione $\mathbf{V_S}$ (velocità sismiche delle onde di taglio).

Con riferimento alla vigente normativa "*Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni*" (D.M. 17/01/2018) la classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche e ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, V_{Seq} (in m/s), definita dall'espressione:

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

con:

- h_i spessore dell'i-esimo strato;
- $V_{s,i}$ velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;
- N numero di strati;
- H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio V_{Seq} è definita dal parametro V_{S30}, ottenuto ponendo H=30 m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite nella **Tab.3.2**.II del NTC 2018, riportata di seguito.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
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.
B	*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* 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.
D	*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti*, 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 e 180 m/s.
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.

11.8.1 Criteri per la definizione delle categorie di sottosuolo sulla base delle prospezioni sismiche eseguite

Per la determinazione delle categorie di sottosuolo sono stati considerati sia i risultati delle prospezioni sismiche eseguite nel corso della campagna di indagine geognostica per la progettazione definitiva delle opere (anno 2010), costituite da prospezioni sismiche down-hole e stendimenti di sismica a rifrazione, sia i risultati delle prospezioni MASW eseguite per la presente fase di progettazione esecutiva in autunno 2023.

In particolare, sono state considerate le seguenti tipologie di indagine:

- n.3 prospezioni sismiche down-hole (S1bis, S5bis, S29bis), ubicate rispettivamente in prossimità dell'innesto del Ponte sul Prino, all'imbocco ovest della Galleria Meriello e in prossimità del tratto finale del Ponte sull'Impero;
- n.19 stendimenti a rifrazione a onde P ed S, ubicati in maniera longitudinale e trasversale sostanzialmente lungo tutte le principali aree del tracciato coinvolte dalle opere, specie in prossimità degli imbocchi delle gallerie (B1, B2, B20, B21, B22, B23, B3, B4, B5a, B6, B7, B8, B91, B10, B9b, B9c, B32 e B25) e di cui sono stati considerati i risultati lungo tre verticali ovvero le due estremità di inizio e fine della linea sismica e una porzione centrale;
- n.6 prospezioni MASW, eseguite nei tratti di tracciato non coperti dalle precedenti prospezioni e in particolare in prossimità del tratto finale del Ponte sul Prino (MASW1), lungo lo sviluppo del Viadotto Caramagna (MASW2, MASW3 e MASW4), nel tratto compreso tra il Viadotto Caramagna e la Galleria artificiale Costa Murata (MASW5) e infine in prossimità del tratto iniziale del Ponte sull'Impero (MASW6).

Le prospezioni down-hole, in quanto strumento più diretto per la misura delle V_{Seq} nei diversi orizzonti di sottosuolo, sono state considerate in termini di affidabilità come elemento principale per la definizione della categoria di sottosuolo, seguite dalla elaborazione dei risultati delle prospezioni MASW. Nei punti del tracciato in cui non sono presenti né prove down-hole né prospezioni tipo MASW, ci si è avvalsi dei risultati ottenuti dalle indagini sismiche a rifrazione di superficie, espressi in termini di velocità di propagazione delle onde di compressione P e poi ricondotte a valori di V_S considerando, come anticipato, tre verticali lungo lo stendimento sismico e corrispondenti al punto iniziale, finale e centrale del lineamento.

Le indagini eseguite con i relativi risultati in termine di onde di taglio, nonché gli esiti delle categorie di sottosuolo assegnate in relazione a ciascuna opera sono riportate nella tabella di **Figura 11-12**.

11.8.2 Definizione delle categorie di sottosuolo per la progettazione

Dai risultati delle prospezioni sismiche eseguite nelle diverse campagne di indagine, anche in considerazione della distribuzione delle formazioni geologiche lungo il tracciato e delle opere da realizzare, tenuto conto anche dei criteri di valutazione definiti al **punto 11.8.1**, è stato possibile definire, in modo cautelativo, le seguenti categorie di sottosuolo:

- una **categoria di sottosuolo di tipo B**, corrispondente a *rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{S,eq}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s,* nei seguenti tratti/opere:

  - **dal Ponte sul T. Prino all'imbocco ovest della Galleria Monte Calvario (compresi);**
  - **dall'imbocco est della Galleria Monte Calvario all'imbocco ovest della Galleria Meriello (compresi);**
  - **imbocco est della Galleria Meriello**
  - **dall'imbocco ovest della Galleria Monte Bardellini (escluso) alla p.k. 0+500 della galleria naturale**
  - **dall'imbocco est della Galleria Monte Bardellini al Ponte sull'Impero (compresi).**

- una **categoria di sottosuolo di tipo C**, corrispondente a *depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti 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 e 180 m/s* nel seguente tratto:

  - **imbocco ovest della Galleria Monte Bardellini.**

Per i tratti di tracciato previsti in galleria naturale, è stata prevista:

- una **categoria di sottosuolo di tipo A**, corrispondente 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,* nei tratti dove l'intera sezione di scavo risulta per almeno 10 m all'interno delle unità lapidee ascrivibili al Flysch di Sanremo, sia nella facies arenaceo-pelitica (FS1) a sia nella facies marnosa (FS2), corrispondenti ai seguenti tratti:
  - **Galleria naturale Monte Calvario: da p.k. 0+191 a p.k. 0+524 - Tratto AP02**
  - **Galleria naturale Meriello: da p.k. 0+256 a p.k. 0+609 – Tratto AP04**
  - **Galleria naturale Monte Bardellini: da p.k. 0+500 a p.k. 1+931 – Tratto AP05**

Si specifica che per la **Galleria naturale Costa Murata** è stata prevista, cautelativamente, una **categoria di sottosuolo di tipo B** sulla base sia dei risultati degli stendimenti sismici a rifrazione e della prospezione sismica tipo down-hole, sia della presenza di materiali argillosi ascrivibili all'unità delle Argille di Ortovero per un lungo tratto di scavo in sotterraneo.

Le categorie di sottosuolo succitate sono state riportate anche nella tabella di **Figura 11-12,** in funzione delle opere da realizzare e dei risultati delle indagini sismiche eseguite.

Le categorie di sottosuolo così come descritte in relazione al tracciato sono mostrate anche nell'elaborato **T00GE04GETPL01÷04** – "Planimetria con classificazione sismica del territorio" (4 tavv.).

11.8.3 Coefficiente di amplificazione topografica

In base alle condizioni topografiche presenti in sito (T1= superficie pianeggiante, T2 = pendii con inclinazione media >15°), si può adottare il seguente valori del coefficiente di amplificazione topografica S_T (cfr. Tabella 3.2.V del D.M. 17/01/18):

Categoria topografica	S_T
T1	1.0
T2	1.2

11.9 Caratterizzazione sismica del tratto compreso tra il Ponte sul Prino e il Ponte sull'Impero (compresi) ad eccezione dell'imbocco ovest della Galleria Bardellini

I tratti compresi tra il Ponte sul Prino e l'imbocco est della Galleria Meriello (compresi) e dall'imbocco est della Galleria Monte Bardellini al Ponte sull'Impero (compresi), sono stati caratterizzati dalla **categoria di sottosuolo B**.

In caso di presenza di una categoria topografica T1 (S_T=1.0), il valore di a_{max} risulta il seguente:

Stato Limite	T_R [anni]	a_{max} [g]
SLO	60	0.054
SLD	101	0.077
SLV	949	0.239
SLC	1950	0.301

In caso di presenza di una categoria topografica T2 (S_T=1.2), il valore di a_{max} risulta il seguente:

Stato Limite	T_R [anni]	a_{max} [g]
SLO	60	0.064
SLD	101	0.093
SLV	949	0.287
SLC	1950	0.361

11.10 Caratterizzazione sismica dell'imbocco ovest della Galleria Monte Bardellini

Il tratto corrispondente all'imbocco ovest della Galleria Monte Bardellini è stato caratterizzato dalla **categoria di sottosuolo C**.

In caso di presenza di una categoria topografica T1 (S_T=1.0), il valore di a_{max} risulta il seguente:

Stato Limite	T_R [anni]	a_{max} [g]
SLO	60	0.067
SLD	101	0.097
SLV	949	0.280
SLC	1950	0.345

In caso di presenza di una categoria topografica T2 (S_T=1.2), il valore di a_{max} risulta il seguente:

Stato Limite	T_R [anni]	a_{max} [g]
SLO	60	0.080
SLD	101	0.116
SLV	949	0.336
SLC	1950	0.414

V_S da down-hole			V_S da MASW			V_S da sismica a rifrazione							*opera*	*categoria di sottosuolo*
sondaggio	$V_{S30\ down\text{-}hole}$	categoria	MASW	$V_{S\ eq}$	categoria	stendimento	$V_{S\ 30\ sx}$	categoria	$V_{S\ 30\ dx}$	categoria	$V_{S\ 30\ sond.}$	categoria		
S1bis	445	Categoria B	**MASW1**	501	Categoria B								Ponte sul Torrente Prino	Categoria B
						B1	519	Categoria B	658	Categoria B	619	Categoria B	Imbocco ovest Monte Calvario	Categoria B
						B2	674	Categoria B	585	Categoria B	699	Categoria B		
													Galleria naturale Monte Calvario	Categoria A
						B20	745	Categoria B	878	Categoria A			Imbocco est Monte Calvario	Categoria B
						B21	708	Categoria B	978	Categoria A	764	Categoria B		
			MASW2	518	Categoria B								Viadotto Caramagna	Categoria B
			MASW3	504	Categoria B									
			MASW4	530	Categoria B									
			MASW5	571	Categoria B	**B22**	687	Categoria B	638	Categoria B			tra Caramagna e Costa Murata	Categoria B
						B23	674	Categoria B	552	Categoria B			Imbocco ovest Costa Murata	Categoria B
													Galleria naturale Costa Murata	Categoria B
						B3	881	Categoria A	550	Categoria B	411	Categoria B	Imbocco est Costa Murata	Categoria B
						B4	369	Categoria B	354	Categoria C	362	Categoria B		
						B5a	445	Categoria B	613	Categoria B			Imbocco ovest Meriello	Categoria B
						B5b	493	Categoria B	554	Categoria B				
S5bis	466	Categoria B				**B6**	541	Categoria B	657	Categoria B	462	Categoria B		
													Galleria naturale Meriello	Categoria A
						B7	979	Categoria A	644	Categoria B			Imbocco est Meriello	Categoria B
						B8	520	Categoria B	531	Categoria B				
						B9a	484	Categoria B	512	Categoria B	494	Categoria B	Imbocco ovest Monte Bardellini	Categoria C
						B10	273	Categoria C	314	Categoria C	237	Categoria C		
						B9b	636	Categoria B	681	Categoria B			Tratto iniziale Galleria naturale Monte Bardellini	Categoria B
						B9c	416	Categoria B	751	Categoria B				
						B32	666	Categoria B	547	Categoria B				
													Galleria naturale Mote Bardellini	Categoria A
						B25	611	Categoria B	628	Categoria B			Imbocco est Monte Bardellini	Categoria B
S29bis	806	Categoria A	**MASW6**	603	Categoria B								Ponte sul Torrente Impero	Categoria B

FIGURA 11-12 – TABELLA DI SINTESI DELLE DIVERSE CATEGORIE DI SOTTOSUOLO PER CIASCUNA OPERA IN RELAZIONE ALLE INDAGINI SISMICHE ESEGUITE.

11.11 Analisi pseudostatiche

Nei metodi pseudo-statici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso del volume di terreno *W* considerato. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi mediante dei coefficienti di proporzionalità diretta denominati coefficienti sismici orizzontale e verticale e indicati con k_h e k_v rispettivamente. I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni (§ 7.11.6.2.1 del D.M. 17.01.2018):

$$F_h = k_h \cdot W \qquad F_v = k_v \cdot W \qquad \text{con} \qquad k_h = \beta \cdot a_{max}/g \qquad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove:

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità;

β = coefficiente di riduzione di a_{max}.

In assenza di analisi specifiche di risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata mediante la relazione:

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

dove:

S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica (Tab. 3.2.IV);

S_T = coefficiente di amplificazione topografica (Tab. 3.2.V);

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

11.11.1 Stabilità dei fronti di scavo e rilevati

Il comportamento in condizioni sismiche dei fronti di scavo e dei rilevati può essere analizzato con gli stessi metodi impiegati per i pendii naturali. Nei metodi pseudostatici i valori dei coefficienti sismici k_h e k_v da utilizzare nelle verifiche geotecniche, in mancanza di studi specifici, sono stati ottenuti a partire da una accelerazione orizzontale massima su suolo rigido calcolata in funzione di uno stato limite tipo **SLV – Stato Limite di salvaguardia della Vita** e il valore del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito β_s da utilizzare risulta (cfr. § 7.11.4.):

β_s = 0.38 nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV)

11.11.2 Opere di sostegno

La sicurezza delle opere di sostegno deve essere garantita prima, durante e dopo il terremoto. È ammesso l'uso di metodi pseudo-statici come specificato nel § 7.11.6.2.1.

I valori dei coefficienti sismici k_h e k_v da utilizzare nelle verifiche strutturali e geotecniche si ottengono a partire da una accelerazione orizzontale massima su suolo rigido calcolata in funzione di uno stato limite tipo **SLV – Stato Limite di salvaguardia della Vita** come visto nei precedenti paragrafi della relazione e il valore del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito β_m da utilizzare risulta:

$\beta_m = 0.38$ nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV)

Per i muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario.

11.11.3 Manufatti scatolari

Il calcolo delle spinte delle terre sui ritti dei manufatti scatolari è stato eseguito assimilando tali opere ad opere di sostegno rigide, che non sono in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il valore del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito β_m può essere considerato pari a 1.

11.11.4 Paratie

Nel caso delle paratie l'azione sismica, nelle analisi pseudo-statiche, è definita mediante un'accelerazione orizzontale equivalente a_h pari a:

$$a_h = k_h\, g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max}$$

dove:

- g = accelerazione di gravità
- k_h = coefficiente sismico in direzione orizzontale
- α = coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera
- β = coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza

mentre la componente verticale a_v dell'accelerazione equivalente può essere posta uguale a 0.

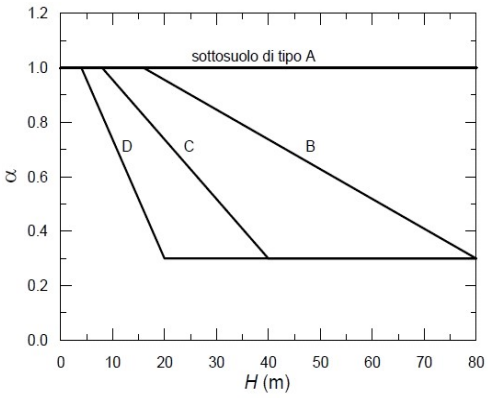
Anche in questo caso l'accelerazione massima può essere valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale oppure mediante la relazione:

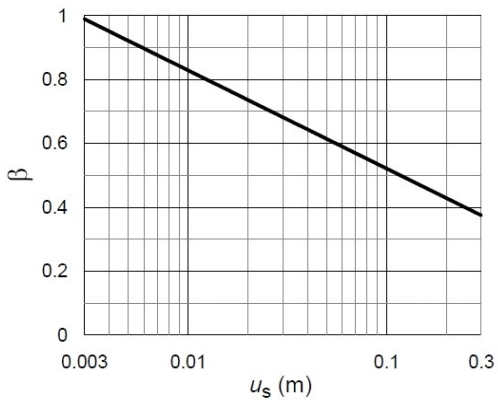
$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

- S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica (Tab. 3.2.IV);
- S_T = coefficiente di amplificazione topografica (Tab. 3.2.V);
- a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori dei coefficienti α e β possono essere ricavati dai grafici sottostanti (cfr. *Figura 7.11.2I* e *Figura 7.11.3* delle NTC 2018):





12 PROBLEMATICHE GEOLOGICO-GEOTECNICHE DEL TRACCIATO E SCELTE PROGETTUALI ADOTTATE

Di seguito si descrivono, sulla base di tutti i dati geologici e geotecnici a disposizione, le problematiche geologico-geotecniche relative alle principali opere d'arte della Variante di Imperia, riepilogando, di volta in volta, le indagini eseguite, il modello geologico di riferimento per l'opera e le soluzioni progettuali adottate.

Tale modello geologico è mostrato in dettaglio nell'elaborato di progetto **T00GE01GEOFG01÷02 - Profilo geologico asse principale – Scala 1:2.000/2.000 (2 tavv.)**.

Si sottolinea che per la definizione del modello geologico delle gallerie nel Flysch di Sanremo, tra la documentazione reperita presso RFI, ci sono anche i rilievi geologico–strutturali eseguiti durante lo scavo della galleria *Poggi*, galleria eseguita per il raddoppio della Linea ferroviaria S.Lorenzo-Andora e scavata con *metodo tradizionale* (a differenza delle gallerie *Bardellini* e *Gorleri*, più lunghe e scavate con fresa). I rilievi hanno permesso di verificare le caratteristiche geologiche e geomeccaniche del flysch alla scala del fronte di scavo. Da un punto di vista geologico, è stato possibile osservare la variabilità nella composizione litologica delle alternanze torbiditiche del flysch, caratterizzate dalla locale prevalenza dei calcari, dei calcari marnosi o delle marne. Inoltre sono state osservate diverse situazioni di fronte, da quelli con assetto molto regolare, caratterizzate da strati suborizzontali poco inclinati, a quelli interessati da faglie, più o meno estese e con rigetto più o meno evidente, a quelli con assetto più caotico. Da un punto di vista geomeccanico sono stati descritti fronti di scavo di buona qualità con GSI fino a 35÷40, scavate con esplosivo su sfondi di 3.00÷4.50m e rivestimento del cavo con centine (2IPN180/1.44m), spritz-beton (25cm) e chiodi in calotta (14/15) e fronti di scavo di qualità più scadente, con GSI fino a 25÷30, scavate con martellone con avanzamenti ridotti (1.00÷1.20m), centine a passo ridotto (2IPN180/0.80÷1.00m), spritz-beton (30/20cm) e locale presenza di VTR al fronte.

12.1 Ponte sul Torrente Prino (L=70.00 m – Tratto 1: da p.k. 0+030.75 a p.k. 0+100.75)

Il Tratto 1 dell'asse viario in progetto, della lunghezza di 230.45m, parte dalla rotatoria di nuova realizzazione ubicata in destra idraulica del Torrente Prino, attraversa il torrente con il Ponte sul Torrente Prino (L=70m) e termina in corrispondenza della nuova rotatoria (p.k. 0+230.45) in corrispondenza dello svincolo autostradale di Imperia Ovest.

12.1.1 Indagini geognostiche eseguite

Il modello geologico del Ponte sul Torrente Prino è stato definito sulla base della seguente documentazione di indagine:

Campagna 2010:

- sondaggio S1 (30m), eseguito in corrispondenza della spalla ovest (vecchia posizione);
- sondaggio S1bis (30m) a distruzione, eseguito in prossimità del sondaggio S1, con prospezione sismica down-hole per la determinazione della V_{S30};
- sondaggio S2 (30m), eseguito in corrispondenza della spalla est.

Campagna 2023:

- sondaggio SN04bis (25m), eseguito in corrispondenza della nuova posizione della spalla ovest;
- prospezione sismica MASW01, eseguita in corrispondenza della spalla est;
- pozzetto esplorativo PA01, eseguito in corrispondenza della rotatoria di inizio tracciato.

12.1.2 Modello geologico di riferimento e interventi previsti

La geologia del sottosuolo dell'opera, ricavata direttamente dalle stratigrafie dei sondaggi S1, S2 e SN04bis, con le opportune correlazioni, è caratterizzata dalla presenza di alluvioni recenti (Ar), prevalentemente ghiaiose, nei primi 10-15 m, e di alluvioni antiche (Aa), costituite da limi argilloso-sabbiosi e sabbie limose con livelli e lenti di ghiaie sabbie grossolane, fino a circa 20m, profondità alla quale compare un substrato litoide prevalentemente argilloso-marnoso, attribuito facies marnoso-pelitica del Flysch di Sanremo (FS2).

Data tale stratigrafia, il Ponte sul Torrente Prino sarà dotato di fondazioni profonde su pali atte a trasferire i carichi al substrato lapideo (FS2). In particolare, per tale opera sono previsti n. 18 pali diam. 1200 mm, di lunghezza pari a 31m in corrispondenza della spalla 1 (ovest) e sono previsti n. 18 pali diam. 1200 mm di lunghezza pari a 31m in corrispondenza della spalla 2 (est).

12.2 Galleria Monte Calvario (L=467m - Tratto 2: da p.k. 0+088.00 a p.k. 0+555.00)

Dopo la rotatoria corrispondente all'Intersezione Imperia ovest, che segna il limite tra il Tratto 1 ed il Tratto 2 della Variante di Imperia, il tracciato imbocca la Galleria Monte Calvario (L=467m). Il tratto di galleria naturale (L=385m) è preceduto da un tratto di galleria artificiale di lunghezza pari a 77m in corrispondenza dell'imbocco ovest e prevede un tratto di lunghezza pari a 5m (corrispondente a dima e concio d'attacco) in corrispondenza dell'imbocco est.

12.2.1 Indagini geognostiche eseguite

Il modello geologico della galleria Monte Calvario è stato definito sulla base della seguente documentazione di indagine:

Campagna 2010:

- rilievo geologico di superficie del crinale posto tra le valli Prino e Caramagna, con misura delle giaciture su numerosi affioramenti rocciosi che hanno presentato caratteristiche litologiche riconducibili alla facies marnosa del Flysch di Sanremo; sono stati considerati in particolare gli affioramenti di roccia presenti in corrispondenza dello svincolo autostradale di Imperia ovest e quelli in corrispondenza della scarpata di scavo a monte di un deposito di materiale edile;
- rilievo geologico-strutturale RG10;
- sondaggio S3 (25m), eseguito in corrispondenza dell'imbocco ovest;
- basi simiche a rifrazione B1 (110m) e B2 (55m) eseguite in corrispondenza dell'imbocco ovest;
- sondaggio S19 (25m), eseguito in corrispondenza dell'imbocco est;

- basi simiche a rifrazione B20 (110m) e B21 (55m), eseguite in corrispondenza dell'imbocco est.

Campagna 2023:

- sondaggio SN01 (50m), eseguito circa a metà galleria, in una sezione caratterizzata da circa 30 m di copertura;
- pozzetto esplorativo PA02, eseguito in prossimità della nuova rotatoria dello svincolo autostradale di Imperia Ovest.

Oltre ai rilievi geologici e geologico-strutturali di campagna, per la definizione del modello sono quindi stati considerati attentamente i risultati dei sondaggi (descrizioni stratigrafiche, descrizioni geomeccaniche delle discontinuità, foto delle cassette, rilievi dei livelli di falda nei piezometri) e i risultati delle indagini sismiche a rifrazione.

In corrispondenza dell'imbocco ovest, l'elaborazione dei risultati dei due stendimenti B1 (110m) e B2 (55m), perpendicolari tra loro, ha consentito di individuare uno strato di materiale di copertura detritica con velocità progressivamente crescenti (fino al valore di 1.4 km/s) con uno spessore variabile tra un minimo di 2 m e un massimo di 10 m nel tratto più a valle: tale strato è stato attribuito alla copertura eluvio-colluviale nel tratto di monte, più vicino al versante, e alle alluvioni antiche terrazzate nel tratto di valle, dove raggiunge i maggiori spessori. Al di sotto di questo strato sono state registrate velocità delle onde sismiche progressivamente crescenti, dovute al rinvenimento di un substrato sempre più consistente, fino al raggiungimento di valori tipici del substrato litoide (≥ 2,6 km/s) ad una profondità variabile tra circa 10 metri a monte e circa 20 m verso valle. In corrispondenza della verticale del sondaggio S3 (25m) il substrato litoide (FS2) è stato rinvenuto ad una profondità di 12 m da p.c., dopo uno spesso strato di alterazione.

La perforazione del sondaggio SN01 ha consentito di osservare uno spessore dell'orizzonte di alterazione, costituito da argilliti sabbiose e arenarie molto alterate, pari a 15.60m; oltre tale profondità sono state rinvenuti calcareniti grigio-avana e calcari marnosi grigio-neri (FS2), mediamente fratturati (RQD variabile tra 20 e 80% circa), con limitati intervalli ad intensa fratturazione (RQD=0%).

In corrispondenza dell'imbocco est, in prossimità del quale sono stati eseguiti i due stendimenti B20 (110m) e B21 (55m), sono stati individuati tramite la sismica a rifrazione un primo strato di spessore fino a 5 m con velocità < 1.2 km/s, costituito dai terreni detritici della copertura eluvio-colluviale, e un secondo strato, costituito dal substrato flyschioide alterato, con velocità progressivamente crescenti fino a valori > 2.3-2.6 km/s a profondità variabili tra 10 e 15 m. Il sondaggio S19 (25m) ha consentito di verificare che lo spessore dello strato di alterazione raggiunge circa 10.5 m da p.c.; in particolare nel sondaggio fino a fondo foro è stato rinvenuto un substrato lapideo molto competente, attribuibile alla facies arenaceo-torbiditica del Flysch di Sanremo (FS1), molto diverso da quello rinvenuto in S3 (facies pelitico-marnosa del Flysch di Sanremo, FS2).

12.2.2 Modello geologico di riferimento

Lo scavo del tratto di galleria artificiale all'imbocco ovest della galleria interesserà un terrazzo di alluvioni antiche e quindi una successione di depositi di versante e di alteriti rimaneggiate con circa 11 metri di spessore, prima di incontrare il substrato a p.k. circa 0+140. Nei depositi di versante la galleria dovrebbe intersecare una superficie

piezometrica posta a circa 6 metri dal piano campagna. Il substrato, costituito dalla facies pelitico-marnosa del Flysch di Sanremo (FS2), è caratterizzato da giaciture blande e non sembrano presenti disturbi significativi se non presso l'imbocco est. Qui dovrebbe intersecare alla base dell'opera il contatto tettonico per faglia con la facies arenaceo-calcareo-marnosa del Flysch di Sanremo (FS1). La circolazione idrica nell'ammasso dovrebbe essere pressoché nulla o estremamente ridotta. L'imbocco est presenta spessori di coperture alteritiche e colluviali di circa 13 m ed è presente un piccolo terrazzo di riporti antropici. Le coperture massime lungo lo sviluppo della galleria si raggiungono intorno alla progressiva km 0+450 e raggiungono circa 50m.

Dal punto di vista idrogeologico le indagini eseguite evidenziano la presenza di una circolazione di versante contenuta all'interno dell'orizzonte di alterazione del substrato e della coltre eluvio-colluviale, mentre all'interno delle sequenze siltitico-marnose dell'unità FS2 non sono prevedibili significativi apporti idrici in galleria.

12.2.3 Problematiche geotecniche e interventi previsti

Con riferimento all'ubicazione e alla conformazione dell'opera, le problematiche geotecniche relative allo scavo della galleria naturale riguardano fondamentalmente i seguenti aspetti:

- attraversamento di ammassi rocciosi con scarse proprietà geomeccaniche, nei quali la ridotta resistenza influisce sulle deformazioni della cavità e sulla stabilità del fronte, in ragione della decompressione causata dallo scavo; inoltre, in presenza di basse coperture, l'innesco di instabilità del fronte può essere causa di fenomeni di franamento all'interno della cavità dei terreni di copertura, anche fino al raggiungimento del piano campagna.

Tali problematiche hanno determinato la scelta progettuale di adottare sezioni tipo che prevedano adeguati interventi di consolidamento in avanzamento sul contorno e sul fronte di scavo.

In particolare, nelle zone di imbocco, in considerazione delle ridotte coperture e della presenza di materiali allentati, al fine di assicurare la stabilità e l'avanzamento in condizioni di sicurezza e di scongiurare il possibile verificarsi di camini, si prevede l'adozione di una sezione tipo dotata di infilaggi metallici in avanzamento; inoltre, la stabilità del fronte di scavo sarà garantita da un consolidamento realizzato mediante tubi in VTR. Il rivestimento di prima fase previsto presenta uno strato di betoncino proiettato fibrorinforzato di spessore pari a 5+20 cm, armato con un doppio profilato IPN 180 a passo 1.0m.

Nella tratta con coperture fino a 30m interessata dalla facies marnosa FS2 si prevede, cautelativamente, di adottare una sezione di scavo tronco-conica, dotata di infilaggi metallici iniettati sul contorno e tubi in VTR iniettati sul fronte. Il rivestimento di prima fase presenta sempre uno strato di betoncino proiettato fibrorinforzato di spessore pari a 5+20 cm, armato con un doppio profilato IPN 180 a passo 1.0m. In questa tratta si prevede l'avanzamento con campi di scavo di lunghezza massima 9m.

Nella tratta della formazione FS2 con coperture maggiori di 30m e nella tratta in basse coperture successiva all'imbocco ovest, nell'ottica di effettuare le scelte progettuali in maniera cautelativa, si prevede l'adozione della medesima sezione di scavo sopra descritta, dotata di interventi di protezione in calotta e di consolidamento sul fronte, ma con campi di scavo in avanzamento ridotti a 6m.

In corrispondenza dell'imbocco ovest l'attacco dello scavo in sotterraneo è ubicato sul fianco del rilevato di una rampa autostradale a servizio del casello d'esazione. In tale area è presente lo scarico di un tombino scatolare che corre al di sotto del rilevato autostradale e che interferisce con le opere in progetto. Si prevede la risoluzione dell'interferenza idraulica prima della realizzazione dell'imbocco, con deviazione definitiva del corso d'acqua sopra la parete d'imbocco.

La trincea di approccio per l'attacco dello scavo in sotterraneo, che coinvolgerà prevalentemente il substrato dei Flysch di Sanremo in facies marnosa (FS2), sottostante al suo orizzonte di alterazione e alla coltre eluvio-colluviale, con spessori massimi di 6m, verrà effettuata previa realizzazione di una paratia di sostegno provvisoria tipo berlinese in micropali (lunghezza massima dei pali 26m, altezza massima di scavo circa 20m), contrastati su più ordini da travi di ripartizione orizzontali in profilati in acciaio vincolate da tiranti a trefoli; i micropali, disposti a passo 40cm e armati con tubi in acciaio, risultano inoltre collegati in testa ad una trave di coronamento in cemento armato. La struttura è ricoperta da uno strato di betoncino proiettato (spessore 10cm), armato con rete elettrosaldata, attraversato da perforazioni in cui sono inseriti tubi drenanti. Gli scavi provvisori di sbancamento a chiusura delle opere di sostegno sono previsti con pendenze pari alle inclinazioni 1/1, 2/3 e 4/7 in funzione del materiale di scavo.

La preparazione dell'imbocco prevede, sulla parete di attacco, la realizzazione di un preanello di imbocco in calcestruzzo armato all'intradosso con centine in profilati in acciaio (dima d'attacco, lunghezza 5 m). Onde facilitare l'attacco degli scavi in sotterraneo, i tiranti di contrasto della paratia di sostegno frontale interessati dal profilo di scavo della galleria verranno eseguiti con tubolari in VTR. In questo caso, essendo richiesta staticamente una sezione del tubo in VTR più grande rispetto a quella del tubo in acciaio, sarà necessario disporre i micropali a passo 50cm.

La sistemazione definitiva prevede la realizzazione di un tratto di galleria artificiale a piedritti verticali, estesa per circa 77 m fino all'ultima sezione utile per il mantenimento della larghezza della piattaforma stradale prima che questa si allarghi per l'immissione nella adiacente rotatoria dello svincolo Imperia ovest. Gli ultimi 15 m della struttura artificiale vengono sostituiti da un portale in c.a. a sezione circolare, delimitato sul lato est da un muro rivestito in pietra naturale. La configurazione finale dell'imbocco ripristinerà la morfologia originaria del terreno mediante ritombamento con terreno proveniente dagli scavi e con pendenze di inclinazione massima 2/3. Verrà inoltre eseguita una nuova viabilità (rampa d'accesso al piazzale del casello autostradale) il cui tracciato trova ubicazione al di sopra della galleria artificiale nel tratto prossimo al portale d'uscita galleria.

In corrispondenza dell'imbocco est la trincea di approccio per l'attacco dello scavo in sotterraneo, che interessa le medesime litologie dell'imbocco ovest, ad eccezione del materiale di ricoprimento che in tale area è costituito da terreni di riporto con spessori massimi di circa 8÷10 m, è effettuata previa realizzazione di una paratia di sostegno provvisoria tipo berlinese in micropali (lunghezza massima dei pali 26m, altezza massima di scavo circa 14), contrastati su più ordini da travi di ripartizione orizzontali in profilati in acciaio vincolate da tiranti a trefoli; i micropali, disposti a passo 40cm e armati con tubi in acciaio, risultano inoltre collegati in testa ad una trave di coronamento in cemento armato. La struttura è ricoperta da uno strato di betoncino proiettato (spessore 10cm), armato con rete

elettrosaldata, attraversato da perforazioni in cui sono inseriti tubi drenanti. Gli scavi di sbancamento a chiusura delle opere di sostegno sono previsti con pendenze non superiori all'inclinazione 2/3.

La preparazione dell'imbocco prevede, sulla parete di attacco, la realizzazione di un preanello di imbocco in calcestruzzo armato all'intradosso con centine in profilati in acciaio (dima d'attacco, lunghezza 5 m). Anche per questo imbocco, onde facilitare l'attacco degli scavi in sotterraneo, i tiranti di contrasto della paratia di sostegno frontale interessati dal profilo di scavo della galleria verranno eseguiti con tubolari in VTR. In questo caso, essendo richiesta staticamente una sezione del tubo in VTR più grande rispetto a quella del tubo in acciaio, sarà necessario disporre i micropali a passo 50cm

La sistemazione definitiva prevede la realizzazione di un tratto di galleria artificiale di lunghezza 5m al di sotto della dima di attacco; la struttura artificiale termina con una parete verticale rivestita in pietra naturale. In prosecuzione, all'esterno della galleria artificiale, il sostegno a lungo termine delle pareti di sostegno della trincea avviene mediante muri in c.a. con fondazione unica sotto la piattaforma stradale (muri a U), rivestiti nella parte a vista con pietra locale. La configurazione finale dell'imbocco ripristinerà la morfologia originaria del terreno.

12.3 Viadotto Caramagna (L=290m – Tratto 3: da p.k. 0+025.58 a p.k. 0+315.58)

In corrispondenza dell'attraversamento della Variante di Imperia in progetto, la valle del Torrente Caramagna è caratterizzata dalla presenza di depositi alluvionali recenti, di spessore pari a circa 10÷13m, che ricoprono un substrato costituito dal Flysch di Sanremo in facies marnosa (FS2) nella porzione centrale della valle e in facies arenaceo-calcareo-marnosa (FS1) in sinistra idraulica. Tra i depositi alluvionali ed il substrato sano è interposto uno spessore di alteriti pari a 2÷4m circa.

12.3.1 Indagini geognostiche eseguite

Il modello geologico nella valle del Torrente Caramagna è stato definito principalmente sulla base della seguente documentazione di indagine:

Campagna 2010:

- sondaggio S21 (25m), eseguito in posizione assiale alla valle;
- sondaggio S22 (25m), eseguito ai piedi del versante in sinistra idraulica;
- prove penetrometriche dinamiche DPSH9 e DPSH10;
- pozzetto esplorativo PE5;
- sondaggi V30 (17m), V31 (17.4m) e V32 (13.5m) eseguiti nel 1962 per la costruzione del *Viadotto Caramagna* di Autostrada dei Fiori, non molto profondi ma intestati nel substrato roccioso per alcuni metri.

Campagna 2023:

- sondaggio SN02 (25m), eseguito in posizione assiale alla valle;
- prospezione sismica MASW02, eseguita in posizione assiale alla valle;

- prospezione sismica MASW03, eseguita in posizione assiale alla valle;
- sondaggio SN03 (25m), eseguito ai margini della valle in sinistra idraulica;
- prospezione sismica MASW04, eseguita ai margini della valle in sinistra idraulica;
- prospezione sismica MASW05, eseguita ai piedi del versante in sinistra idraulica;
- pozzetto esplorativo PA03, eseguito ai margini della valle in destra idraulica.

12.3.2 Modello geologico di riferimento e interventi previsti

La geologia del sottosuolo delle opere previste in questo tratto è ricavata principalmente dalle stratigrafie dei sondaggi S21, S22, SN02, SN03, V30, V31 e V32, ed è caratterizzata dalla presenza di alluvioni recenti (Ar) prevalentemente ghiaiose con lenti e livelli di materiale fine limoso-sabbioso e limoso-argilloso, per uno spessore massimo di 12-13 m, al di sopra di un substrato lapideo prevalentemente marnoso (FS2) nella porzione centrale della valle e arenaceo-torbiditico (FS1) sui due lati. Dati i rapporti di posizione tra le due facies FS1 (base della serie del Flysch di Sanremo) e FS2 (che invece ne costituisce la porzione sommitale), è stato ipotizzato nella valle del Torrente Caramagna un sovrascorrimento della prima unità sulla seconda. Lo spessore di alterazione del substrato lapideo, riconosciuto nei sondaggi, è risultato mediamente variabile tra 4 e 6 m circa.

Il viadotto è costituito da 2 spalle e 3 pile, poggiate ognuna su fondazioni su pali di diametro 1200mm.

Il numero e la lunghezza dei pali sono i seguenti:

- spalla 1 (ovest): n.18 pali L=30m
- pila 1: n. 11 pali L=36m
- pila 2: n. 12 pali L=35m
- pila 3: n. 8 pali L=9m
- spalla 2 (est): n.12 pali L=8m

La lunghezza varia principalmente in funzione, oltre che dei carichi di progetto, della profondità del substrato roccioso, costituito dal Flysch di Sanremo, nel tratto iniziale in facies marnosa (FS2) e quindi (pila P3 e spalla SP2) in facies arenaceo-calcareo-marnosa (FS1).

12.4 Galleria Costa Murata (L=665m - Tratto 3: da p.k. 0+420.00 a p.k. 1+085.00)

Dopo il Viadotto Caramagna, il tracciato imbocca la Galleria Costa Murata (L=665m), il cui tratto di galleria naturale (L=355m) è preceduto, in corrispondenza dell'imbocco ovest, da lungo un tratto di galleria artificiale di lunghezza pari a 305m.

12.4.1 Indagini geognostiche eseguite

Il modello geologico della Galleria Costa Murata è stato definito sulla base della seguente documentazione di indagine:

Campagna 2010:

- rilievo geologico di superficie del crinale posto tra le valli Caramagna e Artallo, con misura delle giaciture sugli affioramenti rocciosi della facies arenaceo-torbiditica del Flysch di Sanremo (FS1) e riconoscimento delle aree di affioramento dei depositi pliocenici (argille di Ortovero e Conglomerati di Monte Villa) in corrispondenza delle parti sommitali del crinale;
- rilievo geologico-strutturale RG2;
- sondaggio S23 (25m) e basi sismiche a rifrazione B22 (175m) e B23 (55m), eseguiti nel tratto prospiciente il tratto artificiale (imbocco ovest) della galleria;
- sondaggio S24 (35m), eseguito in prossimità dell'imbocco ovest della galleria naturale;
- sondaggio S25 (70m), eseguito in asse alla galleria in corrispondenza del tratto centrale della galleria naturale;
- sondaggio G27 (55m) di Autostrada dei Fiori, ubicato a 44 m di distanza dall'asse della galleria;
- sondaggi GN23 (113.3m) e GN15 (146.3m), ubicati rispettivamente a 423m e a 420 m dall'asse della galleria, tuttavia molto significativi per l'interpretazione della struttura geologica del crinale attraversato dall'opera;
- sondaggio S4 (25m), eseguito nel tratto prospiciente l'imbocco est;
- sondaggi SLV (28.1m), P1 (25.8m), P2 (25.2m) eseguiti per la realizzazione del *Viadotto Rio Artallo* di Autostrade dei Fiori;
- basi simiche a rifrazione B3 (115m) e B4 (55m), eseguite nel tratto prospiciente l'imbocco est.

Campagna 2023:

- pozzetto esplorativo PA04, eseguito in corrispondenza della nuova rotatoria tra le gallerie Costa Murata e Meriello.

In corrispondenza dell'imbocco ovest della galleria artificiale, la stratigrafia del sondaggio S23 mostra un primo livello di terreno vegetale (0.90m), quindi un livello di limi sabbioso-argillosi assimilabili alla coltre eluvio-colluviale, per uno spessore complessivo di 2.90 m, poi fino a 10 m di profondità sono stati rinvenuti depositi limoso-sabbiosi con clasti marnoso-arenacei ascrivibili alla coltre di alterazione del substrato lapideo; da 10m a fondo foro (25m) sono stati rinvenuti calcari marnosi, in parte molto fratturati, alternati ad argille marnose, ascrivibili alla facies FS1 del Flysch di Sanremo. L'elaborazione dei risultati dei due stendimenti B22 (175m) e B23 (55m), perpendicolari tra loro, ha consentito di individuare un primo strato con velocità fino a 1.2 km/s per uno spessore variabile tra 3 e 5 m circa (coltre eluvio-colluviale), quindi un secondo strato con velocità progressivamente crescenti fino valori tipici del substrato litoide (≥ 2,3÷2.6 km/s) ad una profondità variabile tra circa 6÷7 m circa 14÷15 m.

La stratigrafia del sondaggio S24, ubicato in prossimità dell'imbocco ovest della galleria naturale, mostra, dopo un livello di coltre eluvio-colluviale di 3.60m (sabbia limosa con clasti e ciottoli) e un livello di alteriti di 2.70m (clasti calcareo-marnosi con limo sabbioso), una breccia di calcare marnoso parzialmente cementata almeno fino a 12m,

dovuta alla presenza di una faglia; da 12m fino a fondo foro (35m) calcari marnoso- arenacei compatti, poco fratturati (facies FS1 del Flysch di Sanremo).

Per il tratto centrale della galleria naturale sono disponibili le stratigrafie dei sondaggi S25 (70m), eseguito in asse alla galleria in corrispondenza del tratto centrale della galleria naturale, il sondaggio G27 (55m) di Autostrada dei Fiori (a 44m di distanza dall'asse della galleria) e i sondaggi GN23 (113.3m) e GN15 (146.3m), ubicati rispettivamente a 423m e a 420 m dall'asse della galleria.

Il sondaggio S25 ha attraversato per tutta la sua lunghezza (70m) una sequenza di terreni pliocenici, costituiti perlopiù da argille e limi da mediamente consistenti a dure (Argille di Ortovero), con presenza sporadica di livelli più grossolani, costituiti generalmente da blocchi e ciottoli ben arrotondati immersi in una matrice sabbioso-limosa (conglomerati alterati ascrivibili ai Conglomerati di Monte Villa, parzialmente eteropici con le Argille di Ortovero).

Anche il sondaggio G27 di AdF ha attraversato per tutta la sua lunghezza (55m) terreni pliocenici prevalentemente limoso-argillosi, con presenza subordinata di sabbia, ghiaia e ciottoli.

Similmente, il sondaggio GN15 di RFI ha attraversato per tutta la sua lunghezza (146.3m) depositi pliocenici, ascrivibili:

- nella porzione superiore (primi 30m circa), prevalentemente ghiaioso-sabbiosa e conglomeratica, ai Conglomerati di Monte Villa;
- nella porzione intermedia (fino a 70m circa), prevalentemente argilloso-limosa con livelli più grossolani (sabbie, ghiaie, blocchi e ciottoli), alle Argille di Ortovero;
- nella porzione inferiore, tra 70 e fondo foro (146.3m), costituita da brecce da medie a molto grossolane, con clasti e blocchi di calcari marnosi e arenarie immersi in una matrice fine sabbioso-limosa, alle Brecce di Taggia.

Infine, il sondaggio GN23 di RFI, dopo circa 60m di terreni argilloso-limoso-sabbiosi con livelli di ghiaie, ha attraversato le Brecce di Taggia per uno spessore di 25-30m, quindi si è intestato nel substrato lapideo calcareo-marnoso e arenaceo (facies FS1 del Flysch di Sanremo), qui caratterizzato da livelli molto competenti alternati a cataclasiti (brecce). A questo proposito si segnala che, a causa della morfologia del contatto ipotizzato tra Conglomerati di Monte Villa e Brecce di Taggia, esiste la possibilità che nello scavo della galleria, almeno localmente in arco rovescio, possano essere attraversati terreni riferibili alle Brecce di Taggia.

Per la presenza dei livelli cataclastici sopra descritti, è opinione degli scriventi che il margine occidentale della struttura di riempimento della paleovalle pliocenica risulti condizionato dalla presenza di una faglia normale, che approfondisce di molto la base della serie pliocenica. Studi recenti infatti mostrano come le sequenze deposizionali plioceniche siano spesso impostate in corrispondenza di strutture distensive a gradinata (horst e graben).

In corrispondenza dell'imbocco est della galleria, la stratigrafia del sondaggio S4 mostra, al di sotto di un livello di terreni di riporto dello spessore di 6.30m, terreni costituiti da limi e sabbie limose con clasti poligenici ascrivibili alle Argille di Ortovero fino a 20.5m, quindi brecce con blocchi di calcari e arenarie immersi in una matrice limoso-sabbiosa (Brecce di Taggia) fino a fondo foro (25m). Le stratigrafie dei sondaggi SLV (28.1m), P1 (25.8m) e P2

(25.2m) di AdF sono caratterizzate per l'intera lunghezza, dalla presenza di limi e argille, localmente con sabbia e ciottoli, ascrivibili alle Argille di Ortovero. Il modello geologico in corrispondenza dell'imbocco est è quindi stato definito principalmente in base alle stratigrafie dei sondaggi descritti, dato che le basi sismiche a rifrazione in questo specifico caso non sono risultate diagnostiche, a causa probabilmente della presenza di terreni pliocenici compatti alle profondità in cui generalmente viene rilevato il substrato roccioso.

12.4.2 Modello geologico di riferimento

L'imbocco ovest della Galleria Costa Murata (L=665m) è caratterizzato da un tratto di lunghezza pari a 305m in cui una copertura alteritico/colluviale spessa mediamente 10m poggia direttamente sulla facies arenaceo-calcareo-marnosa (FS1) del Flysch di Sanremo. Tale tratto dovrà essere realizzato mediante galleria artificiale data l'esiguità di copertura. La galleria naturale attraversa invece un primo breve tratto di Flysch di Sanremo FS1 e successivamente una potente sequenza di depositi plio-pleistocenici che ha riempito una profonda paleovalle. I terreni saranno costituiti da argille, ghiaie a matrice argillosa, ghiaie a matrice sabbiosa, brecce a matrice sabbiosa. La superficie piezometrica è stata misurata ad un livello di 26m sopra la quota di progetto; data la possibile presenza di corpi canalizzati ad elevata porosità efficace, sarà possibile intercettare orizzonti ad elevata trasmissività, come già avvenuto per i lavori del tunnel ferroviario, sulla cui posizione peraltro non è tecnicamente possibile avanzare ipotesi, salvo dove sono stati intercettati dai sondaggi. Tali corpi avranno geometria lenticolare tendenzialmente orientata parallelamente al fianco della paleovalle, cioè con direzione NNO-SSE. Essendo confinati entro depositi argillosi potrebbero manifestare inoltre non trascurabili sovrapressioni. L'imbocco est è caratterizzato da importanti riporti antropici, poggianti direttamente sul substrato, con spessore superiore ai 6 m. Questo riporto costituisce un terrapieno che ha colmato la vallecola, su cui poggerà l'opera in attraversamento.

Le coperture massime lungo lo sviluppo della galleria si raggiungono intorno alla progressiva km 0+910 e raggiungono circa i 65m.

Per quanto attiene al quadro idrogeologico che caratterizza lo scavo delle sequenze argillose plioceniche, anche se in generale l'ammasso presenta una ridotta permeabilità, la presenza di orizzonti granulari saturi potrà dar luogo all'intercettazione di falde in pressione con improvvisi apporti idrici in galleria.

Nel tratto iniziale scavato all'interno delle sequenze calcareo-pelitiche di substrato la massima altezza piezometrica sarà pari a circa 5m al di sopra della calotta; in tale tratto non si prevedono significativi apporti idrici in fase di scavo.

12.4.3 Problematiche geotecniche e interventi previsti

Con riferimento all'ubicazione e alla conformazione dell'opera, le problematiche geotecniche riguardano fondamentalmente l'attraversamento dei terreni di natura argillosa e l'eventualità di intercettare falde in pressione con improvvisi apporti idrici in galleria. In tale contesto la scelta progettuale è quella di adottare sezioni tipo che prevedano adeguati interventi di consolidamento in avanzamento sul contorno e sul fronte di scavo. In particolare nelle zone di imbocco, in considerazione delle ridotte coperture e della presenza di materiali allentati, al fine di assicurare la stabilità e l'avanzamento in condizioni di sicurezza e di scongiurare il possibile verificarsi di camini, si prevede l'adozione di una sezione tipo dotata di infilaggi metallici in avanzamento; inoltre, la stabilità del fronte di

scavo sarà garantita da un consolidamento realizzato mediante tubi in VTR. Il rivestimento di prima fase previsto presenta uno strato di betoncino proiettato fibrorinforzato di spessore complessivo pari a 5+20 cm, armato con un doppio profilato IPN 180 a passo 1.0m.

Nella formazione rocciosa FS1 fino alla fascia tettonizzata che segna il passaggio dalla formazione in oggetto al terreno coesivo delle Argille di Ortovero, le analisi effettuate non evidenziano alcuna problematica deformativa e di stabilità; il comportamento del cavo atteso è di tipo sostanzialmente elastico, e il fronte si presenta stabile. Sebbene in tale contesto sarebbe sufficiente adottare una sezione tipo con un rivestimento di prima fase costituito da uno strato di betoncino proiettato fibrorinforzato senza profilato metallico e con chiodature in calotta, a protezione di possibili rilasci locali di blocchi rocciosi, o, in alternativa, nell'eventualità di un decadimento delle proprietà dell'ammasso roccioso e di un incremento delle deformazioni con l'aumentare delle coperture, una sezione caratterizzata da betoncino proiettato e centine metalliche, in virtù del ridotto tratto di attraversamento della formazione rocciosa, limitata superiormente da una superficie di contatto con il materiale argilloso sub orizzontale, ubicata a pochi metri dalla calotta della galleria, si prevede cautelativamente l'applicazione di una sezione di scavo tronco-conica, dotata di infilaggi metallici iniettati sul contorno e tubi in VTR iniettati sul fronte. Il rivestimento di prima fase presenta sempre uno strato di betoncino proiettato fibrorinforzato di spessore pari a 5+20 cm, armato con un doppio profilato IPN 180 a passo 1.0m. In questa tratta si prevede l'avanzamento con campi di scavo di lunghezza massima variabile da 9m a 12m.

In corrispondenza della fascia tettonizzata, nell'ottica di effettuare le scelte progettuali in maniera cautelativa, si prevede l'adozione della medesima sezione di scavo sopra descritta, dotata di protezione del contorno con infilaggi e del fronte mediante tubi in VTR valvolati e iniettati, con campi di scavo di lunghezza massima 9m.

Nella tratta più estesa caratterizzata dalla presenza del terreno argilloso, l'adozione di una sezione tipo di scavo come la precedente, rinforzata nella sovrapposizione degli interventi in avanzamento (campi di scavo di lunghezza massima 6m), risulta necessaria per le elevate convergenze al fronte e le notevoli estensioni della fascia plastica che si manifestano alle massime coperture. Cautelativamente tale sezione viene applicata anche con coperture inferiori.

In corrispondenza dell'imbocco ovest il lungo tratto di tracciato con basse coperture costituite da terreni, in affiancamento all'infrastruttura autostradale esistente e in area edificata, che caratterizza i primi 305m di galleria, ha comportato la scelta progettuale di realizzare gli scavi a cielo aperto mediante una trincea sostenuta da paratie in micropali. A meno della demolizione di pochi edifici insistenti sulla fascia di scavo, sarà necessario eseguire dei dettagliati rilievi delle strutture civili limitrofe prima dell'esecuzione dei tiranti e soprattutto prevedere un frequente ed attento monitoraggio per il controllo degli edifici e degli eventuali spostamenti sugli stessi indotti dagli scavi.

La trincea di approccio per l'attacco dello scavo in sotterraneo è quindi risolta con paratie di sostegno provvisorie tipo berlinese in micropali (lunghezza massima dei pali 26m, altezza massima di scavo circa 19m), contrastati su più ordini da travi di ripartizione orizzontali in profilati in acciaio vincolate da tiranti a trefoli; i micropali, disposti a passo 40cm e armati con tubi in acciaio, risultano inoltre collegati in testa ad una trave di coronamento in cemento armato.

La struttura è ricoperta da uno strato di betoncino proiettato (spessore 10cm), armato con rete elettrosaldata, attraversato da perforazioni in cui sono inseriti tubi drenanti.

La preparazione dell'imbocco prevede, sulla parete di attacco, la realizzazione di un preanello di imbocco in calcestruzzo armato all'intradosso con centine in profilati in acciaio (dima d'attacco, lunghezza 5 m).

Onde facilitare l'attacco degli scavi in sotterraneo, i tiranti di contrasto della paratia di sostegno frontale interessati dal profilo di scavo della galleria verranno eseguiti con tubolari in VTR. In questo caso, essendo richiesta staticamente una sezione del tubo in VTR più grande rispetto a quella del tubo in acciaio, sarà necessario disporre i micropali a passo 50cm.

In fase definitiva viene ripristinata completamente la morfologia originaria del terreno mediante la realizzazione di una galleria artificiale a piedritti verticali all'interno della lunga trincea di 305m, completamente ritombata. La struttura artificiale termina con una parete verticale rivestita in pietra naturale. In prosecuzione, all'esterno della galleria artificiale, il sostegno a lungo termine delle pareti di sostegno della trincea avviene mediante muri in c.a. con fondazione unica sotto la piattaforma stradale (muri a U), rivestiti nella parte a vista con pietra locale.

L'imbocco est si sviluppa interamente nei terreni argillosi delle Argille di Ortovero, sormontate da uno strato di materiale di riporto. La trincea di approccio per l'attacco dello scavo in sotterraneo è effettuata previa realizzazione di una paratia di sostegno provvisoria tipo berlinese in micropali (lunghezza massima dei pali 26m, altezza massima di scavo circa 16.5m), risultano su più ordini da travi di ripartizione orizzontali in profilati in acciaio vincolate da tiranti a trefoli; i micropali, disposti a passo 40cm e armati con tubi in acciaio, risultano inoltre collegati in testa ad una trave di coronamento in cemento armato. La struttura è ricoperta da uno strato di betoncino proiettato (spessore 10cm), armato con rete elettrosaldata, attraversato da perforazioni in cui sono inseriti tubi drenanti. Gli scavi di sbancamento a chiusura delle opere di sostegno sono previsti con pendenze non superiori all'inclinazione 2/3.

La preparazione dell'imbocco prevede, sulla parete di attacco, la realizzazione di un preanello di imbocco in calcestruzzo armato all'intradosso con centine in profilati in acciaio (dima d'attacco, lunghezza 5 m).

Come per altri imbocchi, onde facilitare l''attacco degli scavi in sotterraneo, i tiranti di contrasto della paratia di sostegno frontale interessati dal profilo di scavo della galleria verranno eseguiti con tubolari in VTR. In questo caso, essendo richiesta staticamente una sezione del tubo in VTR più grande rispetto a quella del tubo in acciaio, sarà necessario disporre i micropali a passo 50cm.

La sistemazione definitiva prevede la realizzazione di un tratto di galleria artificiale di lunghezza 5m al di sotto della dima di attacco; la struttura artificiale termina con una parete verticale rivestita in pietra naturale. In prosecuzione, all'esterno della galleria artificiale, il sostegno a lungo termine delle pareti di sostegno della trincea avviene mediante muri in c.a. con fondazione unica sotto la piattaforma stradale (muri a U), rivestiti nella parte a vista con pietra locale. La configurazione finale dell'imbocco ripristinerà la morfologia originaria del terreno.

Inoltre, per la presenza dell'uscita dal cunicolo di fuga, sono previsti dei muri laterali in affiancamento alla sede stradale di altezza pari a circa 4m, risvoltati verso la parete esterna a chiusura delle strutture, in corrispondenza dell'uscita dal cunicolo e simmetricamente sul lato opposto.

12.5 Galleria Meriello (L=612.5m - Tratto 4: da p.k. 0+090.00 a p.k. 0+702.50)

Tra le valli Artallo e Baité il tracciato prevede la realizzazione della Galleria Meriello (L=612.5m), il cui tratto di galleria naturale (L=510m) è preceduto, agli imbocchi ovest ed est, da due tratti di galleria artificiale di lunghezza pari a, rispettivamente, 70m e 32.5m.

12.5.1 Indagini geognostiche eseguite

Il modello geologico della Galleria Meriello è stato definito sulla base della seguente documentazione di indagine:

Campagna 2010:

- rilievo geologico di superficie del crinale posto tra le valli Artallo e Baité, con misura delle giaciture sugli affioramenti rocciosi della facies arenaceo-torbiditica del Flysch di Sanremo (FS1) e riconoscimento della aree di affioramento dei depositi pliocenici (Argille di Ortovero e Sabbie Costa Terre Bianche) sul versante meridionale della collina;
- rilievo geologico-strutturale RG3;
- sondaggi S5 (30m) e S5bis (30m) e basi sismiche a rifrazione B5a (115m), B5b (175m) e B6 (55m), eseguiti in corrispondenza dell'imbocco ovest della galleria;
- sondaggi P4 (35m) e P6 (14.2m) eseguiti per la realizzazione del *Viadotto Rio Artallo* di Autostrade dei Fiori e localizzati in prossimità dell'imbocco ovest della galleria;
- sondaggio S6 (70m), eseguito in asse alla galleria in corrispondenza del tratto centrale della galleria naturale;
- sondaggio S7 (25m), prova penetrometrica DPSH6 e basi sismiche a rifrazione B7 (115m) e B8 (55m), eseguiti in corrispondenza dell'imbocco est della galleria;
- sondaggi P2 (27.8m) e P3 (11.2m), eseguiti per la realizzazione del *Viadotto delle Valli* di Autostrade dei Fiori, localizzati in prossimità dell'imbocco est della galleria.

Campagna 2023:

- sondaggio SN05 (50m), eseguito grosso modo a metà galleria, in corrispondenza di una sezione caratterizzata da una copertura di 36 m.

In corrispondenza dell'imbocco ovest della galleria è stato eseguito il sondaggio S5, la cui stratigrafia mostra la presenza, al di sotto di uno strato copertura eluvio-colluviale (parzialmente rimaneggiato) di spessore pari a 2.20m, di un potente strato di alterazione, costituito da limi sabbioso-argillosi molto consistenti con relitti di calcari e marne, fino a 17m circa; quindi, fino a fondo foro (30m), il substrato roccioso costituito da calcari marnosi e marne calcaree. Anche i risultati delle basi simiche a rifrazione B5b (175m), B5a (115m) e B6 (55m) hanno messo in evidenza l'elevata profondità del substrato litoide poco alterato, risultata variabile tra un minimo di 8÷10m e un massimo di oltre 20 m. Infine, mediante le stratigrafie dei sondaggi P4 (35m) e P6 (14.2m) di AdF è stata definita la geometria del contatto tra argille plioceniche e substrato litoide (più o meno alterato), rinvenuto a 34 m nel sondaggio P4 e a 6.30m nel sondaggio P6.

In profondità, ovvero in tutti i sondaggi eseguiti nell'area, non sono mai stati riconosciuti depositi ascrivibili alla formazione delle Sabbie della Costa Terre Bianche, affiorante estesamente appena a sud del tracciato.

Nel tratto centrale della galleria la stratigrafia del sondaggio S6 (70m) mostra, al di sotto uno strato di alterazione dello spessore di circa 12m e fino a fondo foro, una sequenza, mediamente fratturata, di calcari, calcari marnosi ed arenarie tipica della facies torbiditica (FS1) del Flysch di Sanremo.

La stratigrafia del più recente sondaggio SN05 mostra la presenza, dopo circa 0.9 m di terreno superficiale rimaneggiato, di materiale di alterazione del substrato fino a 2.5 m, oltre il quale sono state rinvenute alternanze di arenarie marnose grigio-avana, calcareniti grigio-nocciola e calcari marnosi grigio-neri (FS1), da poco a mediamente fratturati (RQD% mediamente variabile tra 50 e 90% circa).

In corrispondenza dell'imbocco est della galleria il sondaggio S7, dopo 3.80m di copertura eluvio-colluviale e 8.5m di ammasso roccioso alterato (argille e limi argilloso-sabbiosi molto consistenti, inglobanti blocchi lapidei calcarei e marnoso-calcarei), ha raggiunto il substrato lapideo, qui costituito da calcari e marne calcaree, con livelli di argille marnose, assimilabili a FS1. Nei sondaggi P2 e P3 di AdF invece sono state rinvenute, da 8m circa fino a fondo foro (27.8m) in P2 e da 2m a fondo foro (11.2m) in P3, prevalentemente marne, riferibili a FS2. Tra il sondaggio S7 e il sondaggio P2 è stato quindi fatto passare il contatto, stratigrafico, tra la facies torbiditica FS2 e la facies marnosa FS1 del Flysch di Sanremo.

Le basi sismiche B7 (115m) e B8 (55m) hanno messo in luce, ai piedi del versante, uno spessore dello strato di alterazione del substrato mediamente variabile tra 10 e 20 m circa.

12.5.2 Modello geologico di riferimento

L'imbocco ovest della Galleria Meriello (L=612.5 m) è caratterizzato dall'attraversamento di un deposito di Argille di Ortovero di ridotto spessore e di una sequenza di alteriti/depositi di versante probabilmente eteropici alle argille con uno spessore che supera i 20m che approssimandosi all'imbocco del tratto in naturale (progr. Km 0+160) si riducono progressivamente di spessore sovrapponendosi all'orizzonte di alterazione del substrato lapideo. Lo scavo del tratto in naturale, di lunghezza complessiva pari a 510 m, incontrerà per altri 85m circa, a partire dall'imbocco ovest, condizioni di fronte misto, con i depositi alteritici al di sopra delle sequenze calcareo-pelitiche di substrato; quest'ultimi interesseranno l'intera sezione di scavo a partire dalla progr. Km 0+250 circa fino alla progr. 0+620 circa, dove compariranno nuovamente depositi alteritici in calotta in progressivo ispessimento verso l'imbocco est, raggiungendo, insieme ai sovrastanti depositi eluvio-colluviali, uno spessore di circa 14 m. Il substrato è costituito dalla facies FS1 del Flysch di Sanremo, che qui si presenta con giacitura monoclinale piuttosto ripida, tra i 45° e i 50° di inclinazione. L'ammasso presenta una certa permeabilità per fratturazione ed è sede di un acquifero modesto, con una superficie piezometrica che raggiunge al massimo un livello di 13m sopra lo scavo di calotta. Questa falda confluisce nei depositi superficiali che interessano l'imbocco est, caratterizzato da alteriti e depositi di versante spessi fino a 14m con una falda interna a 6,5m sopra la quota della calotta all'intersezione con il substrato lapideo. Considerata la permeabilità d'ammasso, sono prevedibili moderati apporti idrici in fase di scavo in corrispondenza dei tratti a più elevata fatturazione. In corrispondenza della progr. Km 0+640 circa le sequenze calcareo-pelitiche

dell'unità FS1 passano con limite stratigrafico transizionale alle sovrastanti sequenze siltitico-marnose dell'unità FS2, che costituisce il substrato lapideo nella zona dell'imbocco est e del relativo tratto in artificiale.

Le coperture massime lungo lo sviluppo della galleria si raggiungono intorno alla progressiva km 0+460 e assumono il valore di circa 50m.

12.5.3 Problematiche geotecniche e interventi previsti

Con riferimento all'ubicazione e alla conformazione dell'opera, le problematiche geotecniche riguardano fondamentalmente l'attraversamento dei materiali non rocciosi alle basse coperture e l'eventualità di intercettare consistenti apporti idrici in fase di scavo in corrispondenza dei tratti a più elevata fatturazione. In tale contesto la scelta progettuale è quella di adottare in queste tratte una sezione tipo che preveda adeguati interventi di consolidamento in avanzamento sul contorno e sul fronte di scavo.

In particolare, nelle zone di imbocco, in considerazione delle ridotte coperture (fino a 20m circa) e della presenza di materiali allentati, al fine di assicurare la stabilità e l'avanzamento in condizioni di sicurezza e di scongiurare il possibile verificarsi di camini, si prevede l'adozione di una sezione tipo dotata di infilaggi metallici in avanzamento; inoltre, la stabilità del fronte di scavo sarà garantita da un consolidamento realizzato mediante tubi in VTR. Il rivestimento di prima fase previsto presenta uno strato di betoncino proiettato fibrorinforzato di spessore complessivo pari a 5+20 cm, armato con un doppio profilato IPN 180 a passo 1.0 m.

Nella formazione rocciosa FS1 fino alle massime coperture, le analisi effettuate non evidenziano alcuna problematica deformativa e di stabilità; il comportamento del cavo atteso è di tipo sostanzialmente elastico, e il fronte si presenta stabile. La sezione tipo adottata non prevede la messa in opera di interventi di consolidamento in avanzamento, ma solo chiodature di protezione in calotta, dove possibili rilasci locali di blocchi rocciosi possono manifestarsi a prescindere dai risultati positivi delle analisi svolte. Il rivestimento di prima fase è costituito da uno strato di betoncino proiettato fibrorinforzato di spessore pari a 5+10 cm. In alternativa, nell'eventualità di un decadimento delle proprietà dell'ammasso roccioso e di un incremento delle deformazioni con l'aumentare delle coperture, pur rimanendo in campo elastico, può essere adottata una sezione caratterizzata da betoncino proiettato di spessore 5+20cm e centine, armato con un doppio profilato IPN 180 a passo 1.50m.

Anche per le piazzole di sosta, che ricadono nella formazione FS1 non esistono problemi particolari; si prevede perciò una sezione di scavo con chiodatura radiale in calotta e betoncino proiettato di spessore pari a 5+15 cm.

Nelle tratte dopo gli imbocchi caratterizzate dalla presenza di materiale alterato si prevede l'adozione di una sezione di scavo tronco-conica, dotata di infilaggi metallici iniettati sul contorno e tubi in VTR iniettati sul fronte. Il rivestimento di prima fase presenta sempre uno strato di betoncino proiettato fibrorinforzato di spessore pari a 5+20 cm, armato con un doppio profilato IPN 180 a passo 1.0m. In questa tratta si prevede l'avanzamento con campi di scavo di lunghezza massima 12m.

In corrispondenza dell'imbocco ovest la trincea di approccio per l'attacco dello scavo in sotterraneo, che interesserà prevalentemente il substrato dei Flysch di Sanremo in facies arenacea (FS1), sottostante al suo orizzonte di alterazione sul quale, a sua volta, giace un livello di Argille di Ortovero, è effettuata previa realizzazione di una paratia

di sostegno provvisoria tipo berlinese in micropali, di altezza massima (lunghezza massima dei pali 23m, altezza massima di scavo circa 16m), contrastati su più ordini da travi di ripartizione orizzontali in profilati in acciaio vincolate da tiranti a trefoli; i micropali, disposti a passo 40cm e armati con tubi in acciaio, risultano inoltre collegati in testa ad una trave di coronamento in cemento armato. La struttura è ricoperta da uno strato di betoncino proiettato (spessore 10cm), armato con rete elettrosaldata, attraversato da perforazioni in cui sono inseriti tubi drenanti. Gli scavi di sbancamento a chiusura delle opere di sostegno sono previsti con pendenze non superiori all'inclinazione 2/3.

La preparazione dell'imbocco prevede, sulla parete di attacco, la realizzazione di un preanello di imbocco in calcestruzzo armato all'intradosso con centine in profilati in acciaio (dima d'attacco, lunghezza 5 m).

Onde facilitare l'attacco degli scavi in sotterraneo, i tiranti di contrasto della paratia di sostegno frontale interessati dal profilo di scavo della galleria verranno eseguiti con tubolari in VTR. In questo caso, essendo richiesta staticamente una sezione del tubo in VTR più grande rispetto a quella del tubo in acciaio, sarà necessario disporre i micropali a passo 50cm.

In fase definitiva è prevista la realizzazione di un tratto di galleria artificiale a piedritti verticali per una lunghezza di circa 55m. Ulteriori 15m di struttura artificiale saranno invece a sezione circolare (portale); la parte terminale, in corrispondenza dell'uscita dal cunicolo di sicurezza, avverrà con parete verticale, di altezza massima 4.5m, rivestita in pietra naturale.

La configurazione finale dell'imbocco ripristinerà la morfologia originaria del terreno, con completo ritombamento della galleria artificiale; la parte terminale dell'imbocco sarà caratterizzata da muri di sostegno, rivestiti in pietra naturale, a sostegno nel lungo termine delle spinte del terreno.

All'imbocco est la trincea di approccio per l'attacco dello scavo in sotterraneo, che coinvolgerà prevalentemente le sequenze siltitico-marnose dell'unità FS2, che costituisce il substrato lapideo, sul quale giace uno strato potente di alterazione a sua volta sormontato dalla coltre eluvio-colluviale, è effettuata previa realizzazione di una paratia di sostegno provvisoria tipo berlinese in micropali (lunghezza massima dei pali 22m, altezza massima di scavo circa 15m), contrastati su più ordini da travi di ripartizione orizzontali in profilati in acciaio vincolate da tiranti a trefoli; i micropali, disposti a passo 40cm e armati con tubi in acciaio, risultano inoltre collegati in testa ad una trave di coronamento in cemento armato. La struttura è ricoperta da uno strato di betoncino proiettato (spessore 10cm), armato con rete elettrosaldata, attraversato da perforazioni in cui sono inseriti tubi drenanti. Gli scavi di sbancamento a chiusura delle opere di sostegno sono previsti con pendenze non superiori all'inclinazione 2/3.

La preparazione dell'imbocco prevede, sulla parete di attacco, la realizzazione di un preanello di imbocco in calcestruzzo armato all'intradosso con centine in profilati in acciaio (dima d'attacco, lunghezza 5 m).

Anche in questo caso, onde facilitare l'attacco degli scavi in sotterraneo, i tiranti di contrasto della paratia di sostegno frontale interessati dal profilo di scavo della galleria verranno eseguiti con tubolari in VTR e i micropali saranno disposti a passo 50cm.

La sistemazione definitiva prevede la realizzazione di un tratto di 32.5m di galleria artificiale a piedritti verticali. La configurazione finale dell'imbocco ripristinerà la morfologia originaria del terreno mediante ritombamento con terreno

proveniente dagli scavi e con pendenze di inclinazione massima 2/3. Verrà inoltre eseguito il ripristino di una viabilità esistente e interrotta dalla nuova rotatoria, il cui tracciato trova ubicazione al di sopra della galleria artificiale nel tratto prossimo al portale d'uscita galleria. Il sostegno delle terre nel tratto antistante il portale verrà affidato a muri in c.a. rivestiti in pietra naturale.

L'attraversamento del successivo vallone, caratterizzato da un substrato di facies FS2 del Flysch di Sanremo, con strati marnosi di elevato spessore, avviene prevalentemente su terreni di riporto.

12.6 Galleria Monte Bardellini (L=1934m - Tratto 5: da p.k. 0+076.00 a p.k. 2+010.00)

Tra le valli Baitè e Impero il tracciato prevede la realizzazione di una lunga galleria, la Galleria Monte Bardellini (L=1934m). Questa galleria è caratterizzata da un tratto di galleria naturale lungo 1895m, preceduto, all'imbocco ovest, da un tratto di galleria artificiale di lunghezza pari a 14m e, all'imbocco est, da un tratto di galleria artificiale di lunghezza pari a 25m. Inoltre, i primi 220 m di galleria naturale a partire dall'imbocco ovest, al di sotto del campo sportivo in località Baitè, sono caratterizzati da una ridotta copertura, compresa tra 15 e 22 m.

12.6.1 Indagini geognostiche eseguite

Il modello geologico della Galleria Monte Bardellini è stato definito sulla base della seguente documentazione di indagine:

Campagna 2010:

- rilievo geologico di superficie di tutta l'area intorno al Monte Bardellini, con misura delle giaciture sui numerosi affioramenti rocciosi, distribuiti con continuità dalla zona dell'imbocco ovest alla zona dell'imbocco est della galleria, della facies arenaceo-torbiditica del Flysch di Sanremo (FS1) e verifica in sito di tutti i lineamenti tettonici già evidenziati dallo studio stereoscopico delle fotografie aeree;
- rilievo geologico-strutturale RG4;
- sondaggi S8 (30m) e S9 (40m), prova penetrometrica DPSH5, basi sismiche a rifrazione B9a (115m), B9b (115m), B9c (115m), B32 (115m) e B10 (55m), eseguiti in corrispondenza dell'imbocco ovest della galleria e del tratto a ridotta copertura al di sotto del campo sportivo in località Baitè;
- sondaggi P2 (27.8m), P3 (11.2m) e P5 (9.1m), eseguiti per la realizzazione del *Viadotto delle Valli* di Autostrade dei Fiori e localizzati in prossimità dell'imbocco ovest della galleria;
- sondaggi GN14 (220m), ubicato a 390m dall'asse della galleria, tuttavia molto significativo per la caratterizzazione stratigrafia e geomeccanica della facies arenaceo-calcareo-torbiditica del Flysch di Sanremo (FS1);
- sondaggio S26 (110m), eseguito in asse alla galleria in corrispondenza di un tratto di galleria naturale con copertura pari a circa 90 m;
- base sismica a rifrazione B25 (55m), eseguita in corrispondenza dell'imbocco est della galleria.

Campagna 2023:

- sondaggio SN06 (200m), eseguito grosso modo a metà galleria (p.k. 0+970 circa), in corrispondenza di una sezione con copertura pari a circa 180m;
- pozzetto esplorativo PA05, eseguito in corrispondenza della nuova rotatoria tra le gallerie Meriello e Monte Bardellini

In corrispondenza dell'imbocco ovest e del tratto a ridotta copertura il rilievo geologico di superficie insieme con la fotointerpretazione ha messo in evidenza la presenza di un'estesa plaga di materiali di riporto, legati alla presenza di un impianto sportivo. Tali materiali, provenienti presumibilmente dallo smarino delle gallerie autostradali, ricoprono, con spessori consistenti, il fondo della vallecola in località Baitè, attraversato dal *Viadotto delle Valli* dell'autostrada A10.

La perforazione del sondaggio S8 ha permesso di riconoscere circa 11÷12m di terreni di riporto, molto eterogenei, che ricoprono argille siltose debolmente marnose, riferibili nei primi metri, più limoso-sabbiosi, a depositi eluvio-colluviali e quindi ad un ammasso roccioso molto alterato; il substrato litoide, riconducibile alla facies marnosa del Flysch di Sanremo (FS2), è stato rinvenuto dalla profondità di 26.5m fino a fondo foro (30m).

Sul fondo della vallecola in località Baitè, tra la prevista rotatoria e l'imbocco in artificiale della galleria, nel 1966 sono stati realizzati da Autostrada dei Fiori 2 sondaggi in corrispondenza delle Pile 2 e 3 del *Viadotto delle Valli*. Nel sondaggio P2 di AdF, dopo 6m di argille e argille marnose (depositi eluvio-colluviali) e 2m di argille marnose con trovanti di arenaria (alteriti), sono state rinvenute prevalentemente marne con strati di argilla e marne compatte fino a fondo foro (27.8m), riferibili a FS2. Anche nel sondaggio P3 di AdF, dopo 2m di argilla (depositi eluvio-colluviali) sono state rinvenute principalmente marne riferibili sempre a FS2.

Nel sondaggio P5 di AdF, eseguito in corrispondenza della Pila 5 e ubicato in prossimità della spalla est del Viadotto delle Valli, dopo 2m di argilla e 1m di argilla con strati marnosi, sono stati rinvenute arenarie e marne, riferite a FS1 anche per la vicina presenza di affioramenti di ammassi rocciosi della facies arenaceo-torbiditica del Flysch di Sanremo.

Data la sostanziale concordanza delle giaciture degli strati di FS1 presenti sui due versanti, ad ovest e ad est, della vallecola in loc. Baité, e data l'interposizione, sul fondo della vallecola, di rocce riferibili a FS2, è stato ipotizzato un contatto stratigrafico tra FS1 ed FS2, sepolto sotto i terreni di riporto del campo sportivo ed interrotto da una faglia orientata N-S che rialza parzialmente il settore ad ovest.

I risultati della base sismica a rifrazione B9a (115m), eseguita sulla scarpata a sud del campo sportivo, ha messo in evidenza uno spessore del primo strato a bassa velocità (V_P<1.2km/s), assimilabile ai terreni di riporto superficiali ed eventualmente a depositi eluvio-colluviali, mediamente variabile tra 4÷5m e circa 12÷13m; oltre tali profondità, le velocità aumentano fino a raggiungere 2.3km/s (substrato poco alterato) ad una profondità variabile fino ad un massimo di circa 23÷25m, compatibile con la profondità di 26.5m che nella stratigrafia del sondaggio S8 segna il passaggio tre le argille marnose e le marne litoidi. La base sismica B10 (55m), fino alla massima profondità indagata (15÷18m), rileva solo materiali a bassa velocità, compatibili con terreni riportati e depositi eluvio-colluviali.

La base sismica B9b (115m), eseguita a lato del campo sportivo, evidenzia uno spessore dei terreni sciolti (terreni di riporto ed eluvio-colluvio) variabile tra 3÷4m e 8÷9m circa ed una profondità del substrato litoide variabile tra 8÷9m e 14÷15m.

Il sondaggio S9, dopo circa 2m di terreni di riporto, ha rinvenuto argille limose con grado di consistenza gradualmente crescente fino a circa 13÷13.5m di profondità, dove è stato rinvenuto un substrato litico molto competente, costituito da alternanze di calcareniti, calcari marnosi e marne calcaree, attribuibile senz'altro alla facies FS1 del Flysch di Sanremo.

Le basi sismiche a rifrazione B9c (115m) e B32 (115m), contigue ed eseguite a partire dall'estremità del campo sportivo fino a risalire il versante a nord per oltre 200m (con un dislivello di circa 50m), hanno messo in evidenza uno spessore dei materiali sciolti, assimilabili ai depositi eluvio-colluviali, variabile tra 3÷5m e 6÷7m, e una profondità del substrato litoide, al di sotto dell'orizzonte alteritico, variabile tra 6÷8m e circa 25m.

In corrispondenza del tratto centrale della galleria, il rilievo geologico di superficie di tutta l'area intorno al Monte Bardellini ha messo in evidenza che nella zona sono presenti, al di sotto di una coltre di depositi superficiali ed alteritici di spessore variabile, litologie riferibili esclusivamente alla facies arenaceo-torbiditica (FS1) del Flysch di Sanremo. Infatti, gli affioramenti di tale unità, sui quali sono state eseguite sistematicamente misure di immersione e inclinazione degli strati, sono comunque ben distribuiti su tutta l'area, dalla zona del campo sportivo a sud alla valle dell'Impero a nord-est. Inoltre, sono stati eseguiti controlli in sito dei lineamenti emersi durante la fase di fotointerpretazione: i lineamenti che sono stati rilevati in sito anche con l'osservazione diretta oppure che sono risultati caratterizzati da repentini cambi di giacitura ai suoi margini, sono stati confermati attribuendogli il significato di vere e proprie faglie.

Il massiccio del Monte Bardellini risulta quindi caratterizzato da una struttura monoclinalica con prevalente immersione a E-NE ed inclinazione mediamente variabile tra 30-40° e 50-70°; tuttavia, data la presenza di pieghe ad ampio raggio e di numerose faglie, prevalentemente ad andamento N-S e NE-SW e localmente NW-SE, tale assetto monoclinalico risulta disarticolato in più punti, particolarmente nel tratto attraversato dalla galleria in progetto, dove l'orientazione degli strati cambia direzione più volte a seconda delle strutture (pieghe o faglie) intercettate.

La perforazione del sondaggio GN14, eseguito per la realizzazione della *Galleria Bardellini* di RFI, ha permesso di riconoscere fino a fondo foro (220m) alternanze di calcari marnosi, calcareniti ed arenarie (FS1), con presenza di alcuni livelli, dello spessore di alcuni metri, più alterati e fratturati, talora con aspetto di brecce cataclastiche talora presenti come limi argilloso-sabbiosi con scaglie arenaceo-calcaree.

La recente perforazione del sondaggio SN06 (200m), eseguito grosso modo a metà galleria in corrispondenza di un tratto con copertura pari a circa 180 m, ha permesso di riconoscere, dopo uno spessore di materiale di alterazione del substrato roccioso di circa 8 m, una sequenza costituita da arenarie grigie, calcari marnosi grigio-neri e calcari marnosi grigio-nocciola (FS1), da poco a mediamente fratturati (RQD% mediamente variabile tra 30 e 100%).

A circa 420 m dall'imbocco est è stato ubicato il sondaggio S26 (110m), eseguito in asse alla galleria in corrispondenza di un tratto di galleria naturale con copertura pari a circa 90 m. La stratigrafia del sondaggio mostra

la presenza, al di sotto di circa 2÷3m di coltre eluvio-colluviale e di circa 5m di alteriti, di alternanze di calcari marnosi compatti e marne calcaree (FS1), da poco fratturate a fratturate, fino a fondo foro (110m); sono presenti livelli di alcuni metri molto fratturati e in parte alterati.

In prossimità dell'imbocco est della galleria, il rilievo geologico di superficie mette in evidenza una giacitura degli strati della facies FS1 del Flysch di Sanremo con immersione variabile tra ENE e NNO a monte dell'imbocco e a SW in corrispondenza dell'imbocco. Le alternanze torbiditiche della facies FS1 sono ricoperte da un livello di depositi eluvio-colluviali dello spessore di 1-2m e quindi da un orizzonte di alterazione di spessore variabile tra pochi metri e 15m circa, come messo in evidenza dalla base sismica B25 (55m).

12.6.2 Modello geologico di riferimento

Lo scavo dell'imbocco ovest della galleria Monte Bardellini (L=1934 m) verrà eseguito in terreni riporto, depositi di versante e alteriti. Quindi lo scavo coinvolgerà solo in minima parte la facies marnosa del Flysch di Sanremo (FS2) mentre gran parte della galleria verrà scavata nella facies arenaceo-calcareo-pelitica FS1.

L'ammasso roccioso è caratterizzato da giacitura variabile ed è interessato da almeno 4 faglie principali e dalle relative fasce cataclastiche. La presenza di orizzonti arenacei di grande spessore e piuttosto competenti, di orizzonti calcarei e di orizzonti marnosi rende disomogenea la distribuzione dei sistemi di fratture, in cui trova sede un acquifero; all'imbocco ovest la superficie piezometrica compare rapidamente, limitata a circa 4m al di sopra della calotta, già entro le coperture e le alteriti; sale poi rapidamente per raggiungere un livello di circa 150m sopra la calotta al centro della galleria, in corrispondenza del massimo ricoprimento. Sul versante E, verso lo sbocco in valle Impero, la superficie piezometrica si abbassa di quota parallelamente al versante, restando limitata verso l'alto dall'orizzonte alteritico e colluviale. All'imbocco est lo spessore di questo orizzonte raggiunge i 12 m.

12.6.3 Problematiche geotecniche e interventi previsti

Con riferimento all'ubicazione e alla conformazione dell'opera, le problematiche geotecniche riguardano fondamentalmente i seguenti aspetti:

- attraversamento di ammassi rocciosi con scarse proprietà geomeccaniche, nei quali la ridotta resistenza influisce sulle deformazioni della cavità e sulla stabilità del fronte, in ragione della decompressione causata dallo scavo (tratte a basse coperture in presenza di materiali non rocciosi, zone di faglia con alte coperture);
- significativi apporti idrici in fase di scavo in corrispondenza delle zone di faglia e di orizzonti maggiormente fratturati, con venute anche in pressione;
- interferenze degli scavi con infrastrutture esistenti.

A fronte di tali problematiche sono state individuate adeguate sezioni tipo di scavo e sostegno.

In particolare, nelle zone di imbocco, in considerazione delle ridotte coperture e della presenza di materiali allentati, al fine di assicurare la stabilità e l'avanzamento in condizioni di sicurezza e di scongiurare il possibile verificarsi di camini, si prevede l'adozione di una sezione tipo dotata di infilaggi metallici in avanzamento; inoltre, la stabilità del fronte di scavo sarà garantita da un consolidamento realizzato mediante tubi in VTR. Il rivestimento di prima fase

previsto presenta uno strato di betoncino proiettato fibrorinforzato di spessore complessivo pari a 5+20 cm, armato con un doppio profilato IPN 180 a passo 1.0m.

Nelle tratte con coperture attorno ai 20-25m interessate dalla facies marnosa FS2 (imbocco ovest) e dalla formazione rocciosa FS1 (imbocco est) si prevede l'adozione di una sezione di scavo tronco-conica, dotata di infilaggi metallici iniettati sul contorno e tubi in VTR iniettati sul fronte. Il rivestimento di prima fase presenta sempre uno strato di betoncino proiettato fibrorinforzato di spessore pari a 5+20 cm, armato con un doppio profilato IPN 180 a passo 1.0m. In questa tratta si prevede l'avanzamento con campi di scavo di lunghezza massima 12m.

Nella formazione rocciosa FS1 fino alle massime coperture, le analisi effettuate non evidenziano alcuna problematica deformativa e di stabilità; il comportamento del cavo atteso è di tipo sostanzialmente elastico, e il fronte si presenta stabile. La sezione tipo adottata non prevede la messa in opera di interventi di consolidamento in avanzamento, ma solo chiodature di protezione in calotta, dove possibili rilasci locali di blocchi rocciosi possono manifestarsi a prescindere dai risultati positivi delle analisi svolte. Il rivestimento di prima fase è costituito da uno strato di betoncino proiettato fibrorinforzato di spessore pari a 5+10 cm. In alternativa, nell'eventualità di un decadimento delle proprietà dell'ammasso roccioso e di un incremento delle deformazioni con l'aumentare delle coperture, pur rimanendo in campo elastico, può essere adottata una sezione caratterizzata da betoncino proiettato di spessore 5+20cm e centine, armato con un doppio profilato IPN 180 a passo 1.50m.

In corrispondenza delle fasce tettonizzate nell'ottica di effettuare le scelte progettuali in maniera cautelativa, si prevede l'adozione di una sezione di scavo dotata di protezione del fronte mediante tubi in VTR valvolati e iniettati, messi in opera sul fronte. Il rivestimento di prima fase verrà realizzato attraverso la messa in opera di uno strato di betoncino proiettato fibrorinforzato dello spessore complessivo di 5+20cm, armato con un doppio profilato IPN 180 a passo 1.0m.

Nelle tratte di faglia sotto inferiori coperture (inferiori a 60m circa), dove la tendenza alla stabilità del fronte è meno evidente, potrà essere adottata una sezione tipo più leggera con protezione del fronte mediante tubi in VTR valvolati e iniettati, rivestimento di prima fase costituito da betoncino proiettato fibrorinforzato dello spessore complessivo di 5+20cm, armato con un doppio profilato IPN 180 a passo 1.0m.

Anche per le piazzole di sosta, che ricadono nella formazione FS1 non esistono problemi particolari; si prevede perciò una sezione di scavo con chiodatura radiale in calotta e betoncino proiettato di spessore pari a 5+15 cm.

L'imbocco ovest della Galleria Monte Bardellini è ubicato in un settore caratterizzato dalla presenza di una zona di accumulo di materiali di riporto derivanti dagli scavi delle esistenti gallerie autostradali che raggiungono uno spessore massimo di circa 12 m. I terreni di riporto ricoprono un livello di depositi eluvio-colluviali, di spessore mediamente compreso tra 2 e 4 m, seguito in profondità da un potente livello di alteriti che mostrano spessori estremamente variabili, mediamente compresi tra 5 e 15 m.

In tale contesto il tratto in artificiale di imbocco ovest, della lunghezza di 14 m, verrà scavato interamente all'interno dei terreni di riporto, della coltre eluvio-colluviale e delle alteriti. La trincea di approccio per l'attacco dello scavo in sotterraneo presenta dimensioni elevate in quanto deve contenere la struttura in c.a. della centrale di ventilazione.

In corrispondenza della sezione di attacco in sotterraneo è prevista quindi la realizzazione di una estesa paratia di sostegno provvisoria tipo berlinese in micropali (lunghezza massima dei pali 26m, altezza massima di scavo circa 17.5m), contrastati su più ordini da travi di ripartizione orizzontali in profilati in acciaio vincolate da tiranti a trefoli. Sul lato est la parte finale della paratia berlinese termina con un tratto privo di contrasti che risvolta intorno alle fondazioni delle pile dell'autostrada sovrastante. La struttura è ricoperta da uno strato di betoncino proiettato (spessore 10cm), armato con rete elettrosaldata, attraversato da perforazioni in cui sono inseriti tubi drenanti. Gli scavi di sbancamento a chiusura delle opere di sostegno sono previsti con pendenze non superiori all'inclinazione 2/3.

La preparazione dell'imbocco prevede, sulla parete di attacco, la realizzazione di un preanello di imbocco in calcestruzzo armato all'intradosso con centine in profilati in acciaio (dima d'attacco, lunghezza 5 m) che, in fase definitiva, verrà demolita per far posto alla galleria artificiale di ridotta estensione.

Onde facilitare l'attacco degli scavi in sotterraneo, i tiranti di contrasto della paratia di sostegno frontale interessati dal profilo di scavo della galleria verranno eseguiti con tubolari in VTR. In questo caso, essendo richiesta staticamente una sezione del tubo in VTR più grande rispetto a quella del tubo in acciaio, sarà necessario disporre i micropali a passo 50cm.

La sistemazione definitiva prevede la realizzazione di una lunga parete di elevata altezza, tutta rivestita in pietra naturale, sulla quale si trovano gli accessi sia ai locali tecnici sia al cunicolo di sicurezza; tale elevazione si trova allineata tra la parete frontale della struttura "centrale" e la sezione di imbocco della galleria artificiale la quale, con sagoma a piedritti verticali, copre il tratto tra la paratia d'imbocco e la parete frontale stessa. Lateralmente l'opera definitiva di sostegno della trincea è costituita da muri in c.a. rivestiti in pietra naturale e, nella tratta a protezione delle pile dell'autostrada sovrastante, da una paratia berlinese definitiva anch'essa rivestita in pietra naturale.

In corrispondenza dell'imbocco est della galleria è presente uno spessore di circa 12m di depositi alteritici con un sottile livello di depositi eluvio-colluviali in sommità. Tale spessore dei terreni di copertura del substrato lapideo dei Flysch di Sanremo in facies arenacea (FS1) verrà incontrato nello scavo del tratto in artificiale esteso per 25 m.

La trincea di approccio per l'attacco dello scavo in sotterraneo deve contenere la struttura della centrale di ventilazione a servizio della galleria ubicata lateralmente all'imbocco ad una quota più elevata di circa 4.5m rispetto al piano di scavo della galleria. La trincea viene effettuata previa realizzazione di una paratia di sostegno provvisoria tipo berlinese in micropali (lunghezza massima dei pali 26m, altezza massima di scavo circa 16m), contrastati su più ordini da travi di ripartizione orizzontali in profilati in acciaio vincolate da tiranti a trefoli; micropali, disposti a passo 40cm e armati con tubi in acciaio, risultano inoltre collegati in testa ad una trave di coronamento in cemento armato. La struttura è ricoperta da uno strato di betoncino proiettato (spessore 10cm), armato con rete elettrosaldata, attraversato da perforazioni in cui sono inseriti tubi drenanti. Gli scavi di sbancamento a chiusura delle opere di sostegno sono previsti con pendenze non superiori all'inclinazione 2/3.

La preparazione dell'imbocco prevede, sulla parete di attacco, la realizzazione di un preanello di imbocco in calcestruzzo armato all'intradosso con centine in profilati in acciaio (dima d'attacco, lunghezza 5 m).

Anche in questo caso, onde facilitare l'attacco degli scavi in sotterraneo, i tiranti di contrasto della paratia di sostegno frontale interessati dal profilo di scavo della galleria verranno eseguiti con tubolari in VTR e i micropali saranno disposti a passo 50cm.

La sistemazione definitiva prevede la realizzazione di un tratto di galleria artificiale a piedritti verticali, e di una parete di sostegno in c.a. a tergo della quale trovano posto le strutture impiantistiche e quelle di uscita dal cunicolo di sicurezza. La configurazione finale dell'imbocco ripristinerà la morfologia originaria del terreno, con completo ritombamento della galleria artificiale e delle strutture in c.a. rivestite in pietra naturale.

12.7 Ponte sul Fiume Impero (L=100 m – Tratto 5: da p.k. 2+117.50 a p.k. 2+217.50)

Per l'attraversamento della Valle dell'Impero il progetto della Variante di Imperia prevede la realizzazione di un ponte ad arco della lunghezza di 100 m.

12.7.1 Indagini geognostiche eseguite

Il modello geologico del Ponte sul Torrente Impero è stato definito principalmente in base della seguente documentazione di indagine:

Campagna 2010:

- rilievo di superficie, preceduto da opportuna fotointerpretazione, con individuazione della distribuzione planimetrica dei depositi alluvionali recenti ed attuali e dei depositi antropici legati alla attività della cava presente in sinistra Impero;
- sondaggio S28 (30m), eseguito in prossimità della fondazione dell'arco in destra Impero;
- sondaggio S29 (30m) e S29bis (30m), eseguiti in prossimità della fondazione dell'arco in sinistra Impero.

Campagna 2023:

- prospezione sismica MASW06, eseguita in corrispondenza della spalla ovest del ponte;
- pozzetto esplorativo PA06, eseguito in corrispondenza della spalla est del ponte.

La perforazione del sondaggio S28 (30m), eseguito in destra Impero, ha permesso di riconoscere, al di sotto di uno strato di terreno di riporto di 3m di spessore, un livello di circa 1m di alluvioni recenti (ghiaie e sabbie), un livello di alterazione del substrato lapideo dello spessore di circa 7 m, costituito superiormente da argille marnose e inferiormente da marne calcaree fratturate ed alterate, e quindi, a 10.8 m di profondità, calcari marnosi molto massicci, con un RQD sempre molto elevato, ascrivibili alla facies FS1 del Flysch di Sanremo.

In sinistra Impero, la stratigrafia del sondaggio S29 (30m) ha mostrato, dopo circa 3m di terreni di riporto, un livello di depositi alluvionali ghiaioso-sabbiosi fino alla profondità di circa 14m, dove è stato rinvenuto il substrato lapideo (FS1).

12.7.2 Modello geologico di riferimento e interventi previsti

La valle del Torrente Impero, attraversata in viadotto con fondazioni profonde su pali, è caratterizzata da un materasso alluvionale con spessore massimo di circa 14-15m, sede di un acquifero captato, che poggia sulla facies FS1 del Flysch di Sanremo.

Il Ponte sul Torrente Impero (L=100m) ha conformazione ad arco con struttura mista in acciaio-cls ed è caratterizzato dalla presenza di 2 spalle (Spalla 1 e Spalla 2) per il sostegno dell'arco.

Al fine di garantire il pieno trasferimento dei carichi di progetto al substrato roccioso, le fondazioni verranno realizzate su n. 21 pali diam. 1200mm L=10m per la spalla 1 (ovest) e su n. 28 pali diam. 1200mm L=13m per la spalla 2 (est).