

COMMITTENTE:



RETE FERROVIARIA ITALIANA S.p.A.
DIREZIONE OPERATIVA INFRASTRUTTURA TERRITORIALE (DOIT)

PROGETTAZIONE:

PROGETTISTA

ETS S.r.l.

Via Benedetto Croce, 68
00142 Roma
email: info@etsingegneria.it

SOGGETTO TECNICO:

RFI - DIREZIONE OPERATIVA INFRASTRUTTURA TERRITORIALE DI GENOVA
S.O. INGEGNERIA

PROGETTO ESECUTIVO

Aggiornamento della Progettazione Esecutiva della galleria artificiale di Mele
(compreso il relativo tracciato ferroviario, dal PL fino all'imbocco della galleria del Turchino),
comprensiva degli interventi propedeutici alla realizzazione della galleria artificiale - Linea Genova – Ovada – Acqui Terme

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI

SCALA :	--		
FOGLIO	1	di	72

PROGETTO/ANNO	SOTTOPR.	LIVELLO	NOME DOC.	PROGR.OP.	FASE FUNZ.	NUMERAZ.
3 5 3 7 2 3	0 0 0	P E	T S P N	0 1	0 0	0 5 0 2

Rev.	Descrizione	Progettista	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
0	EMISSIONE	G.Grossi	13/10/2023	R.Giordano	13/10/2023	L.Catalo	13/10/2023	D.Lagostena	13/10/2023
1	EMISSIONE	R.Giordano	29/01/2024	F.Foria	29/01/2024	L.Catalo	29/01/2024	D.Lagostena	29/01/2024
		<i>Riccardo Giordano</i>				<i>L. Catalo</i>			



LINEA

L	4	4	1

SEDE TECNICA

L	O	0	2	8	2

INDICE

1	Introduzione	1
2	Normative e documentazione di riferimento.....	2
2.1	Normative.....	2
2.2	Bibliografia	2
2.3	Documenti di progetto di riferimento	2
2.4	Sitografia.....	2
3	Materiali	4
3.1	Micropali.....	4
4	Inquadramento dell'area di studio	5
4.1	Inquadramento geografico.....	5
4.2	Inquadramento geologico	5
4.3	Assetto geomorfologico	10
4.4	Dinamica di versante	10
4.5	Quadro del dissesto idrogeologico	15
5	Interventi di progetto	17
5.1	Galleria artificiale prefabbricata e galleria con struttura a sbalzo provvisoria	17
6	Riferimenti Normativi.....	24
6.1	Norme generali.....	24
6.2	Paratie.....	25
6.3	SLU di tipo strutturale (STR)	26
6.4	Verifiche di stabilità globali	27
7	Modello geotecnico di calcolo	28
8	Analisi e combinazione dei carichi	30
8.1	Analisi dei carichi.....	30
8.2	Combinazioni dei carichi.....	31
9	Verifiche.....	33
9.1	Verifiche SLU sui micropali.....	33
9.1.1	Classificazione delle sezioni	33
9.1.2	Verifica a flessione SLU.....	34
9.1.3	Verifica a taglio SLU	34
9.1.4	Verifiche SLE	35

9.2	Dimensionamento delle armature dei cordoli	38
10	Analisi e verifiche di calcolo	40
10.1	Descrizione dello schema di calcolo e fasi	40
10.2	Risultati ottenuti.....	41
10.2.1	Combinazioni SLU	41
10.2.2	Combinazioni SLE	42
10.3	Verifiche	44
10.3.1	Verifica a flessione	44
10.3.2	Verifica a taglio	44
11	ALLEGATI.....	45
11.1	Allegato di calcolo Paratie Plus	45

1 Introduzione

La seguente relazione rientra nell'ambito della Progettazione Esecutiva con oggetto "Aggiornamento della Progettazione esecutiva della galleria artificiale di Mele (compreso il relativo tracciato ferroviario, dal PL fino all'imbocco della galleria del Turchino), comprensiva degli interventi propedeutici alla realizzazione della galleria artificiale - Linea Genova – Ovada – Acqui Terme".

Nello specifico tale relazione è inerente al progetto di realizzazione della Galleria artificiale, delle relative opere strutturali ed idrauliche, delle opere di consolidamento delle opere di contenimento preesistenti e delle opere inerenti alla sistemazione definitiva del versante, in località Mele (Genova).

L'area di intervento è ubicata nel Comune di Mele, provincia della città metropolitana di Genova in Liguria. Nel punto mediano del sito, le coordinate geografiche (sistema di riferimento WGS 84) sono le seguenti: *Latitudine* 44°28'25.00"N e *8°43'59.93"E*. Di seguito uno stralcio della cartografia Google Earth con indicata la zona oggetto di studio.



Figura 1 – Ubicazione del sito di intervento.

Nel presente elaborato sono descritti gli studi e le analisi di calcolo condotte sulle opere provvisionali.

2 Normative e documentazione di riferimento

2.1 Normative

- Decreto Ministeriale dei Lavori Pubblici n. 47 del 11 marzo 1988 - "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";
- UNI ENV 1997-1 Eurocodice 7: "Progettazione geotecnica" Parte 1;
- UNI 10006-2002 Costruzione e manutenzione delle strade – Tecniche di impiego delle terre;
- Decreto del Ministero delle Infrastrutture del 17/01/2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni" pubblicate sulla G.U. n. 8 del 20/02/2018;
- Circolare esplicativa CSLLPP del 21/01/2019: "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle 'Norme tecniche per le costruzioni'" di cui al D.M. 17/01/18.

2.2 Bibliografia

- ALLASINAZ A., GELATI R., GNACCOLINI M., MARTINIS B., OROMBELLI G., PASQUARÈ G. & ROSSI P. M. (1971) – Note illustrative della Carta Geologica d'Italia. Foglio n. 82 "Genova" – Roma, Nuova Tecnica Grafica
- AA. VV. (1971) – Foglio n. 82 "Genova" della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100.000 – Servizio Geologico d'Italia
- AA.VV., coord. Vanossi M. (1994) – Guide geologiche regionali. Alpi Liguri. – Società Geologica Italiana 293 pp
- CAPPONI G., GOSSO G., SCAMBELLURI M., SILETTO G. B., TALLONE S. (1994) - Carta geologico-strutturale del settore centro-meridionale del Gruppo di Voltri (Alpi Liguri) e note illustrative. - Bollettino Società Geologica Italiana, 113, 2, 383 - 394
- CASALE L., GIUFFRÈ A., TRAVERSO M., LOMBARDI M. (2002) - Provincia di Genova. Ambiti regionali di bacino 12 e 13. Piani di Bacino Stralcio sul Rischio Idrogeologico. Caratteristiche idrauliche e geologiche del territorio. Valutazione del rischio idraulico e geomorfologico
- CHIESA S., CORTESOGNO L., FORCELLA F., GALLI M., MESSIGA B., PASQUARÈ G. & PEDEMONTE G. M. (1975) – Assetto strutturale e interpretazione del Gruppo di Voltri. – Boll. Soc. Geol. It., 94, 555-581
- PROVINCIA DI GENOVA (2013) – Piano di Bacino. Ambiti 12 e 13. Piani stralcio per la tutela dal rischio idrogeologico di cui all'art. 1 del D.L. 11/06/1998 n. 180 convertito in Legge 03/08/1998 n. 267 e s.m.i..
- REGIONE LIGURIA & AUTORITÀ DI BACINO DISTRETTUALE DELL'APPENNINO SETTENTRIONALE (2023) - Piani di bacino stralcio per la tutela dal rischio idrogeologico (ai sensi dell'art. 1, comma1, del D.L. 180/1998 convertito in L. 267/1998). Ambiti regionali di bacino 12 e 13
- SERVIZIO GEOLOGICO D'ITALIA (1971) – Carta geologica d'Italia alla scala 1:100.000. Foglio n. 82 Genova. II Edizione, Roma
- SERVIZIO GEOLOGICO D'ITALIA (2007) – Carta geologica d'Italia alla scala 1:50.000. Foglio n. 213 Genova. Progetto CARG, Firenze

2.3 Documenti di progetto di riferimento

- Progetto esecutivo 2003 "Lavori urgenti, atti a mettere in sicurezza zone del muro di controripa al km 22+530 della linea Genova-Ovada in Stazione di Mele, danneggiato da cause di forza maggiore nonché interventi vari di distemazione del versante sovrastante il muro resto" – Rete Ferroviaria Italiana

2.4 Sitografia

- <http://www.pianidibacino.ambienteinliguria.it/GE/ambiti12e13/ambiti12e13.html>

- <http://srvcarto.regione.liguria.it/geoviewer2/pages/apps/geoportale/index.html>
- https://www.isprambiente.gov.it/Media/carg/213_GENOVA/Foglio.html
- <http://www.pcn.minambiente.it>

3 Materiali

3.1 Micropali

Diametro perforazione	250 mm
Classe di resistenza miscela cementizia	C25/30
Classe di esposizione	XC2
Copriferro netto	≈ 40 mm
Tipo di cemento	CEM III÷V
Tecnologia di iniezione	IGU
Eventuali additivi secondo NTA	

Acciaio per micropali

Profili tubolari $\phi 168.3/10$ in acciaio S355

Tensione caratteristica di snervamento/ rottura f_{yk}	355/510 N/mm ²
Tensione caratteristica di progetto	338.1 N/mm ²

Cordolo di collegamento di testa dei micropali

Dimensione	50x50 cm
Classe di resistenza calcestruzzo	C25/30
Classe di esposizione	XC2
Rapporto a/c	0.60
Classe di consistenza	S3-S4
Tipo di cemento	CEM III÷V
Copriferro netto	50 mm
Acciaio di armatura	B450C

4 Inquadramento dell'area di studio

4.1 Inquadramento geografico

L'area di intervento è ubicata nel Comune di Mele, provincia della città metropolitana di Genova in Liguria. Nel punto mediano del sito, le coordinate geografiche (sistema di riferimento WGS 84) sono le seguenti: *Latitudine* 44°28'25.00"N e 8°43'59.93"E. Di seguito uno stralcio della cartografia Google Earth con indicata la zona oggetto di studio.



Figura 2 – Ubicazione del sito di intervento.

4.2 Inquadramento geologico

Per il settore oggetto di studio la cartografia storica di riferimento è rappresentata dal Foglio n. 82 “Genova” della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100.000, dalla quale si evince che il substrato roccioso pre-quadernario è rappresentato da rocce metamorfiche, di età mesozoica, riferibili al Complesso Ofiolitico del Gruppo di Voltri.

Il Gruppo di Voltri è un sistema composito di falde metamorfiche, situato in posizione interna rispetto all'arco alpino occidentale. In esso prevalgono litologie provenienti da diversi ambienti litosferici: mantello continentale, ofioliti mesozoiche e coperture sedimentarie. Le relazioni originarie tra le diverse litologie sono generalmente cancellate e trasposte a causa dell'intensa tettonica alpina.

Nell'area in esame le litologie prevalenti sono riferibili a frammenti di crosta oceanica (Unità Ofiolitiche: Unità M.te Beigua - Carta Geologica d'Italia, Foglio n° 82) ed a metasedimenti di fossa (Unità dei Calcescisti del Turchino - Carta Geologica d'Italia, Foglio n° 82).

Il Gruppo di Voltri comprende numerose unità tettoniche che, in prima approssimazione, si possono ricondurre a una originaria serie stratigrafica ascrivibile al Dominio Piemontese - Ligure che, procedendo dal basso verso l'alto, comprende: serpentinoscisti con lenti di eclogiti (meta-Fe-gabbri) e di gabbri eclogitici (Mg-gabbri), oficalciti (brecce di serpentiniti a cemento carbonatico), una successione di basalti prasinitizzati (metabasiti), quarzoscisti manganesiferi, marmi e calcescisti.

Calcescisti del Turchino

Sotto tale denominazione sono compresi le principali associazioni litologiche:

- Calcescisti a muscovite e paragonite; calcemicascisti a muscovite, paragonite \pm fengite e clorite; argilloscisti seritici; filladi calcarifere a clorite e sericite \pm grafite; micascisti e quarzomicascisti a clorite \pm sericite, marmi micacei; calcescisti, calcemicascisti e micascisti albitici. Il contatto tra calcescisti l.s. e rocce basiche e/o ultrabasiche è talora sottolineato da livelli a epidoto, clorite e anfiboli;
- Quarzoscisti;
- Prasiniti, prasiniti ovarditiche ed epidotiche, prasiniti ad attinoto \pm glaucofane, prasiniti a fuchsite, prasiniti granatiferi e a biotite (Membro delle prasiniti di Campo Ligure).

Ofoliti di Monte Beigua

Nell'area di studio sono rappresentate essenzialmente da rocce ultrabasiche e basiche:

- Serpentiniti da massive a foliate, serpentiniti anfiboliche, serpentinoscisti, talcoscisti e scisti amiantiferi, filoni rodingitici e oficalciti;
- Scisti actinolitici e scisti cloritici-actinolitici, talora a epidoto, costituenti prodotti di laminazione tettonica localizzati entro i calcescisti e soprattutto in corrispondenza ai contatti tra questi ultimi e le masse ofiolitiche;
- Mg-gabbri a tessitura da occhiadina a listata, talora con relitti eclogitici.

Inoltre, a Est di Bric Aresci, vi sono importanti masse di quarziti massicce e/o listate riferibili dal punto di vista litostratigrafico al Dominio Pre-piemontese e/o Piemontese s.s. sensu Vanossi et alii – 1984 (in Capponi et alii, 1994).

Più recentemente è stato pubblicato il Foglio n. 213 Genova della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:50.000 (Servizio Geologico d'Italia, 2007) nel quale sono state modificate le denominazioni delle varie Formazioni indicate nella cartografia e nella Letteratura precedente.

È infine disponibile la Carta geolitologica del Piano di bacino (Regione Liguria & Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Settentrionale, 2023).

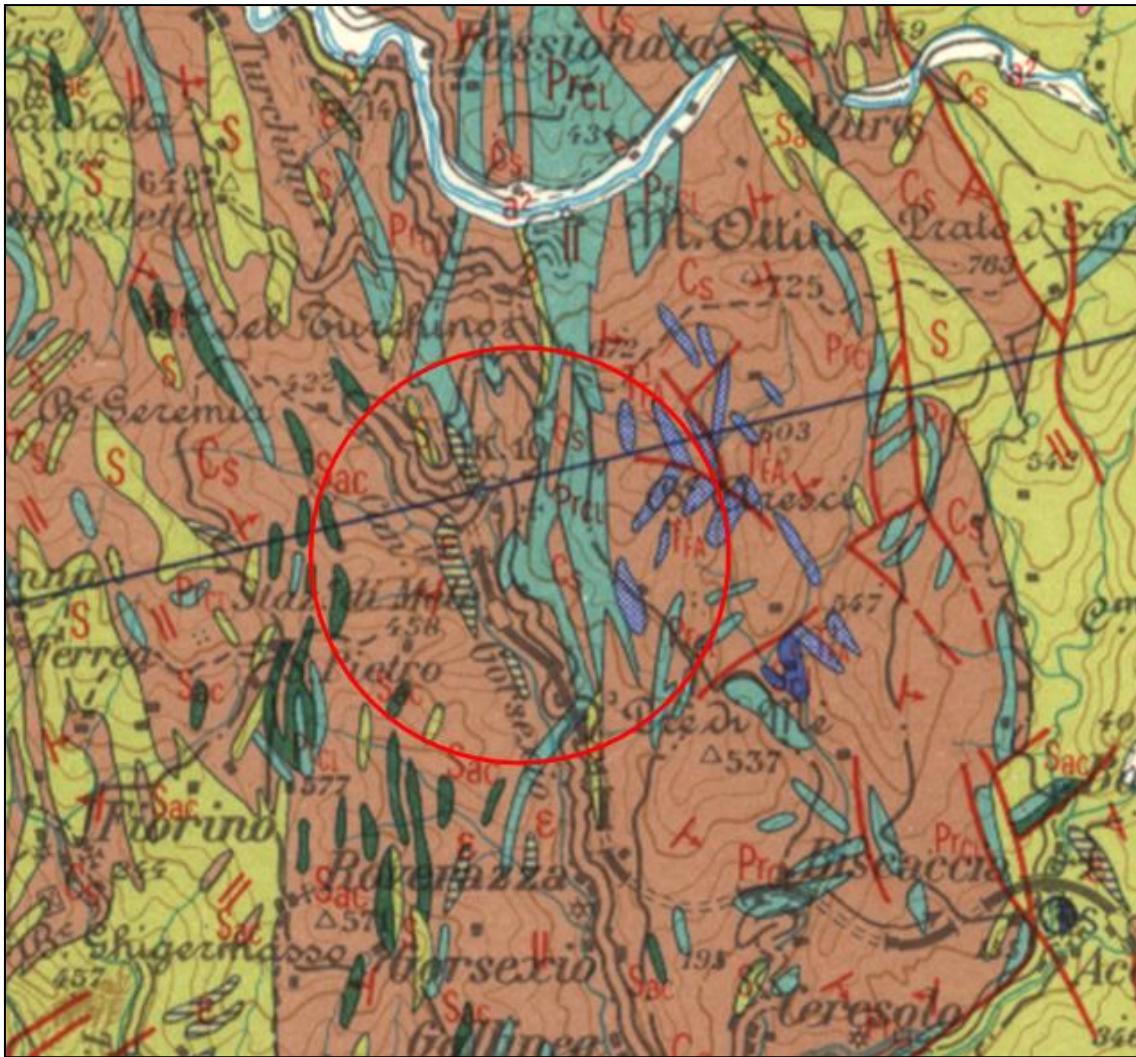


Figura 3 – Stralcio dal Foglio n. 82 “Genova” della Carta Geologica d’Italia alla scala 1:100.000. Legenda: Cs) Calcescisti del Turchino; Prcl) Membro delle Prasiniti di Campo Ligure; S) Ofioli di M. Beigua (Membro delle serpentine di Capanne Marcarolo); Sac) Scisti actinolitici e cloritico-actinolitici; ε) Metagabbri; T¹ FA) Quarziti di Fosso Angassino.

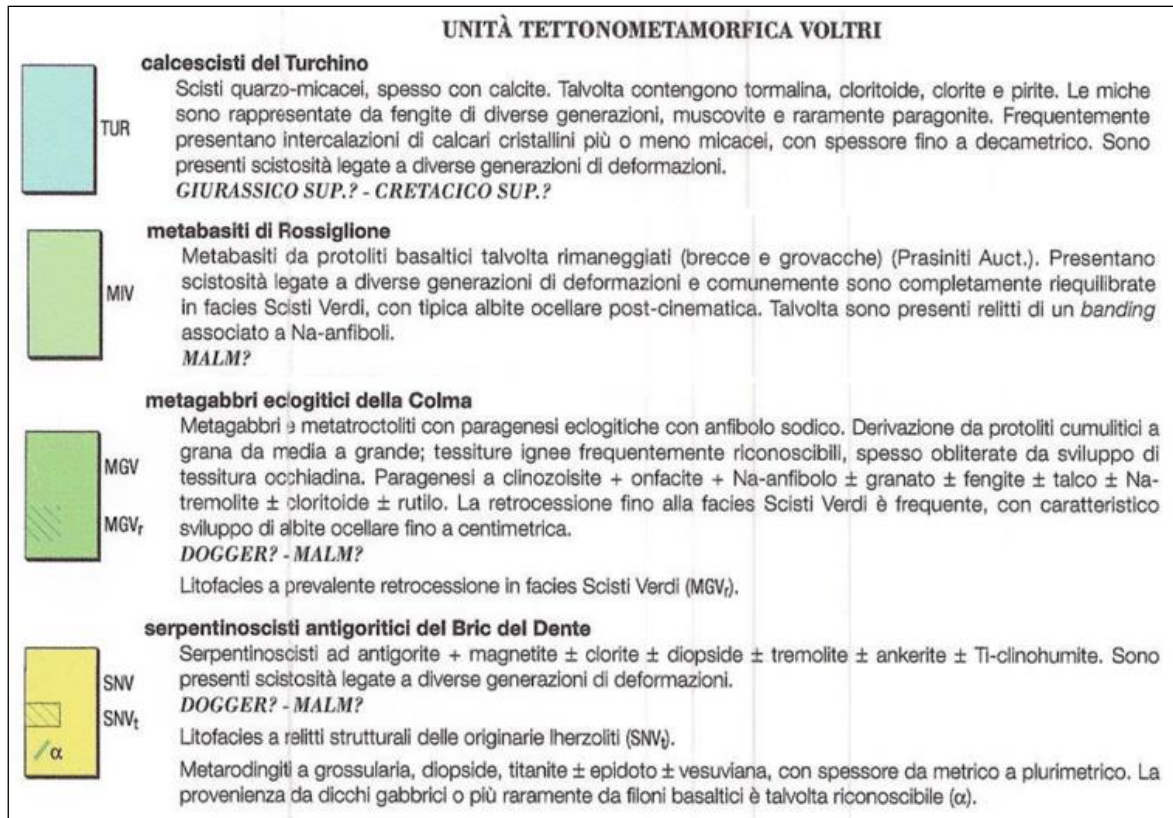
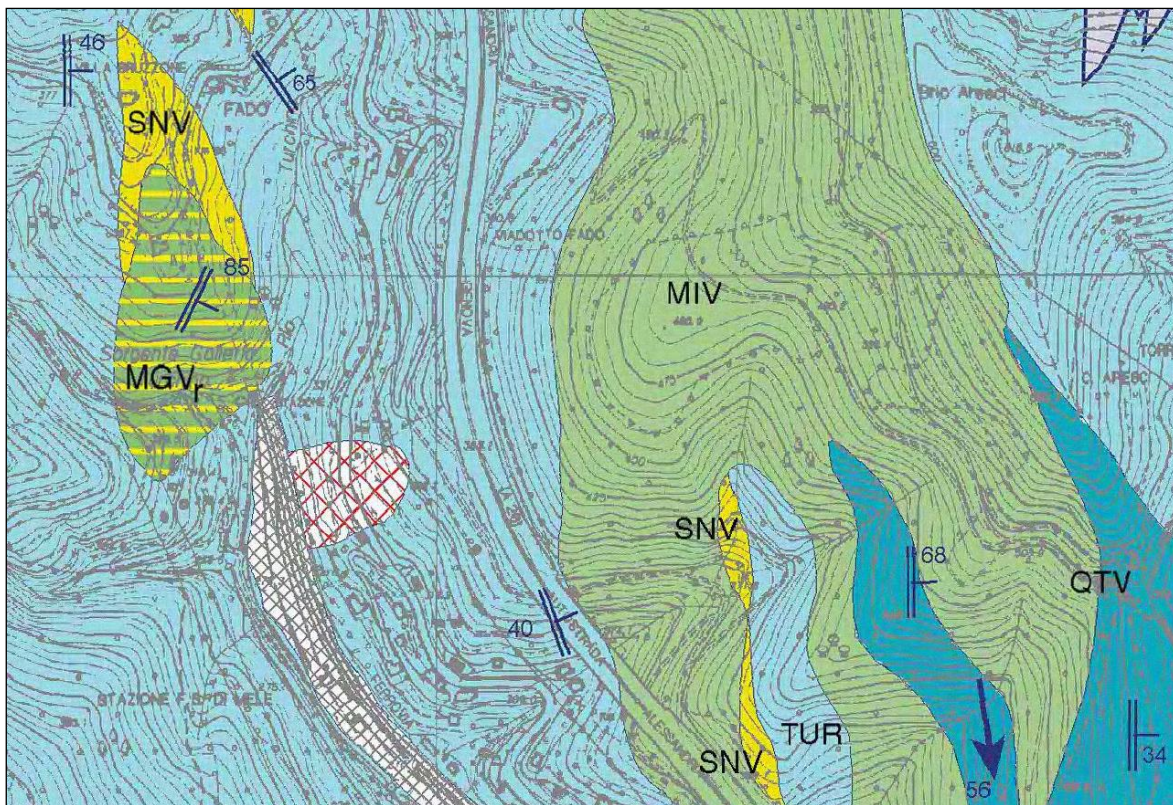


Figura 4 – Stralci dal Foglio n. 213 “Genova” della Carta Geologica d’Italia alla scala 1:50.000.

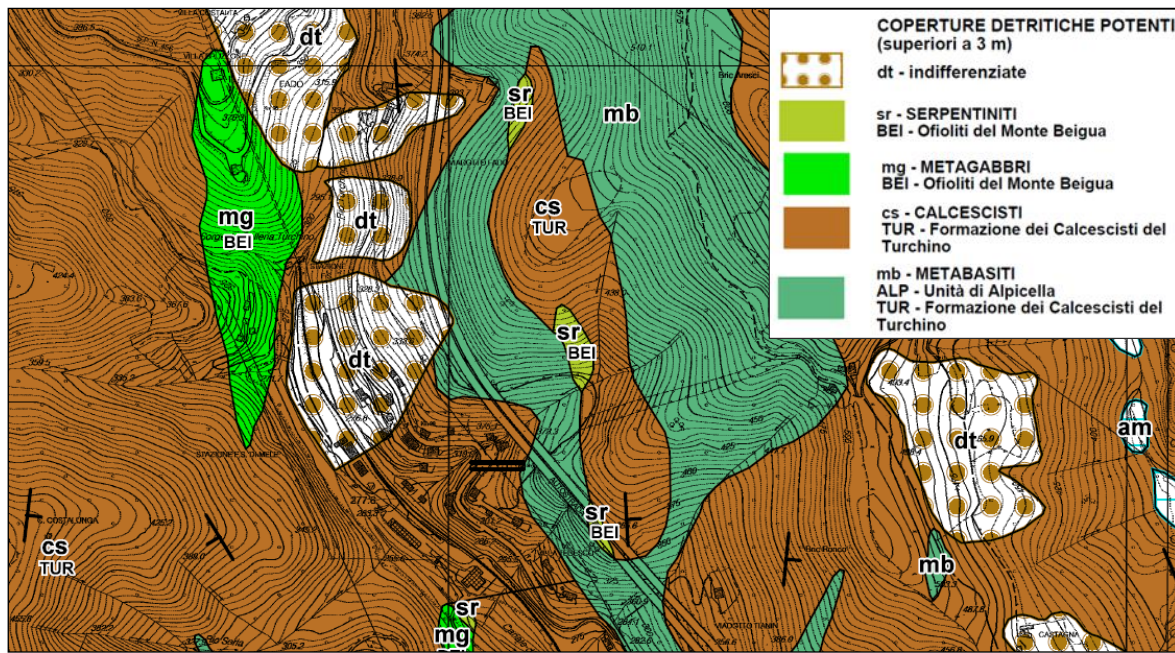


Figura 5 – Stralci dalla Tavola 213090 Carta geolitologica del Piano di bacino stralcio per la tutela dal rischio idrogeologico - Ambiti 12 e 13 (Regione Liguria & Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Settentrionale, 2023).

STADI METAMORFICI
(definiti per rocce a chimismo basico)

	Eclogitico	Glaucofanico	Anfibolitico ad albite	Scisti Verdi
Micascisti	ph1+pg+grt+rt+Fe-Tiox	cld+ph2+ab+ttn		ms+bt+chl+ab+ttn+ox
Calcescisti	ph1+ pg+grt+zo+chl+ox	cld+ph2+ab+ttn		ms+bt+chl+ab+ttn+ox
Quarziti e Quarzoscisti	ph1+pg+Mn-ep+Mn-grt+ox±rt	cld+ph2+ab±ttn		ms+bt+chl+ab+ox±ttn
Metabasiti indifferenz.	come basalti e Fe-gabbri			
Basalti	Na-cpx+grt1+rt±Fe-Tiox±Na-anf	Na-anf±grt2±ep±ttn	bar+ab+ep+ttn±chl	act+ab+ep+chl+ttn+Fe-ox
Fe-gabbri	Na-cpx+grt1+rt±Fe-ox±Na-anf	Na-anf±grt2±ep±ttn	bar+ab+ep+ttn±chl	act+ab+ep+chl+ttn+Fe-ox
Mg-gabbri	Na-cpx+grt+zo+tc±Na-anf±pg	Na-anf	bar+ab+ep	tr+ab+ep+chl
Ultramafiti	ol+atg+di+Ti-chu±chl		atg+brc+chl±tr±ctl	

Abbreviazioni dei minerali tratte da KRETZ (1983). ab = albite; act = attinolite; anf = anfibolo; atg = antigorite; bar = barrosite; brc = brucite; bt = biotite; chl = clorite; cld = cloritoido; cpx = clinopirosseno; ctl = crisotilo; di = diopside; ep = epidoto; grt = granato; ms = muscovite; ol = olivina; ox = ossidi; pg = paragonite; ph = fengite; rt = rutilo; tc = taico; Ti-chu = titanclinohumite; ttn = titanite; tr = tremolite; zo = zoisite.

Figura 6 – Paragenesi metamorfiche nei litotipi del Gruppo di Voltri, figura tratta da Capponi et alii (1994).

4.3 Assetto geomorfologico

L'area oggetto del presente studio è localizzata nel bacino del T. Leiro, immediatamente a valle della confluenza del Rio Turchino nel Rio Gorsexio.

Il versante si presenta come una dorsale allungata in direzione NW-SE, interrotta localmente da selle in contropendenza, interpretabili come tracce di direttrici di un reticolato idrografico pregresso.

Un lembo di superficie pianeggiante modellato in roccia, di probabile origine fluviale, si osserva a valle di Bric Aresci a circa 490 m di altezza.

Il versante compreso tra Bric Aresci (616 m s.l.m.m.) e il fondovalle (quota media 275 m s.l.m.m., nei pressi della Stazione ferroviaria di Mele) si può suddividere in tre differenti settori:

- Il tratto superiore è caratterizzato un profilo concavo, con un'acclività media di circa 25° e tratti inclinati anche di 35°, interrotta da un ripiano compreso tra le quote 485 m e 500 m circa. Sul versante Sud-orientale di Bric Aresci, a si osserva una scarpata in contropendenza orientata N40W, avente le seguenti dimensioni: lunghezza = 30 m, larghezza = 20-25 m, profondità = 5-6 m;
- Il tratto mediano (a monte della A 26) mostra un profilo rettilineo ed un'inclinazione anch'esso di circa 25°;
- Il tratto inferiore (a valle della A 26) mostra una morfologia maggiormente complessa, caratterizzata dalla presenza di ondulazioni longitudinali e trasversali della superficie topografica nonché da un generalizzato rigonfiamento intuibile sulle basi cartografiche pubblicate precedentemente all'attivazione del fenomeno franoso. In corrispondenza al corpo di frana l'acclività può raggiungere i 35°-40°. In quest'ultimo settore si osservano fessure e scarpate aventi direzione parallela alle curve di livello, con altezza variabile compresa tra 1 m e 3-4 m, distribuite essenzialmente tra le quote 320 m e 300 m s.l.m.m..

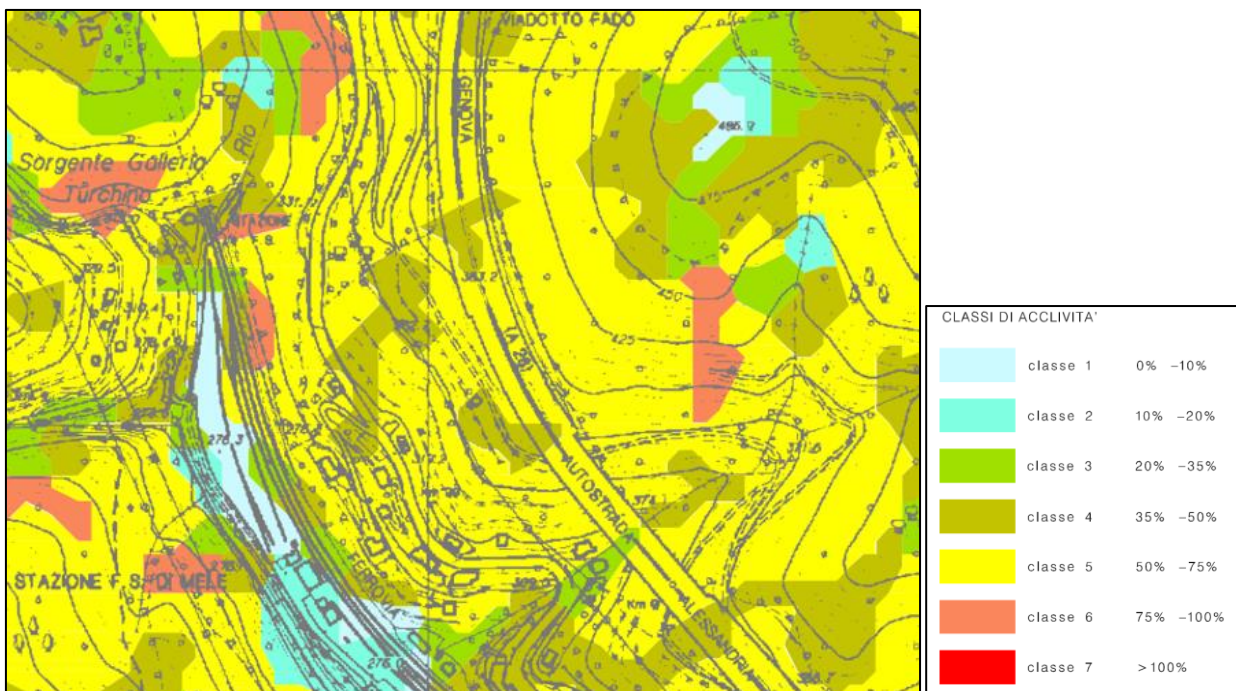


Figura 7 – Stralci dalla Carta dell'acclività (Provincia di Genova, 2013).

4.4 Dinamica di versante

In seguito alle eccezionali precipitazioni del mese di Novembre 2000 infatti, si attivò un esteso movimento franoso interessante il settore di versante a monte della Stazione FS nel Comune di Mele in sponda orografica sinistra del rio Turchino. Il movimento franoso si estese da poco a monte della S.S. 456 "del Turchino" alla linea ferroviaria

e compromise notevolmente sia la viabilità stradale lungo la statale suddetta sia il movimento ferroviario lungo la linea Genova – Ovada. Gli interventi di sistemazione parziale del versante sono stati oggetto di progettazione esecutiva datata 2003.

Nel primo caso sono stati eseguiti dei lavori da parte dell'ANAS per ripristinare il tracciato stradale a mezzo di un viadotto con fondazioni profonde. Nel secondo caso, invece, è stata necessaria l'interruzione di entrambi i binari di esercizio, è stato realizzato un nuovo tracciato tramite il collegamento in galleria con il vecchio binario dispari, è stata costruita una scogliera di protezione in modo da contenere la frana ed infine è stata realizzata un'opera di consolidamento del versante (in *Figura 8* presenti già la viabilità alternativa e la scogliera di protezione). L'intervento di consolidamento del versante che, ad oggi, risulta ultimato, consiste in diverse tipologie di opere e, in particolare, la consolidazione dei muri rimasti illesi dopo il movimento franoso, a mezzo di cordoli in testa con micropali e tiranti con l'utilizzo di un graticcio di travi in acciaio, ed un'opera d'arte più imponente con lo scopo di contenimento del versante lungo lo sviluppo del tratto di muro crollato.



Figura 8 – Foto frontale della frana avvenuta nel Novembre 2000.



Figura 9 – Foto frontale della sistemazione provvisoria del versante ad ultimazione lavori.

L'analisi morfologica e l'interpretazione fotogrammetrica dell'area in esame hanno permesso di individuare in modo evidente un diffuso stato di dissesto lungo l'intero versante, a partire dalla linea ferroviaria sino ad oltre il sovrastante tracciato autostradale. In tale contesto il fenomeno innescatosi nel Novembre 2000 rappresenta una locale riattivazione di una porzione di un più vasto dissesto, del quale sono individuabili i limiti morfologici e le opere di consolidamento realizzate.

Entro l'accumulo dalla frana antica, la tendenza a locali riattivazioni è confermata dal dissesto manifestatosi nel 1986 nel settore di versante a Nord dell'attuale movimento, già interessato da interventi di consolidamento e bonifica e compreso tra la strada statale e l'autostrada.

È inoltre da rilevare la presenza di un settore a minore acclività in corrispondenza dell'imposta della spalla del viadotto Fado, evidenziato dall'analisi delle foto aeree precedenti alla realizzazione dell'autostrada e probabilmente attribuibile alla porzione sommitale dell'accumulo dell'antico fenomeno.

Lo studio delle giaciture degli affioramenti individuati lungo lo sviluppo dell'areale considerato conferma sostanzialmente la delimitazione individuata dall'analisi fotogrammetrica e morfologica. Per un vasto settore del versante in esame risulta infatti evidente una ragionevole congruenza nell'assetto della scistosità, sostanzialmente a reggipoggio, con direzione ed inclinazione rispettivamente variabili tra 70° - 100° e tra 60° - 70°; tale assetto non è confermato entro il settore morfologicamente attribuito al pregresso fenomeno gravitativo, ove la scistosità presenta giaciture casuali.

La porzione di frana riattivata ha individuato un evidente settore di coronamento, poco a monte della sede stradale, che è proseguito lungo la sede stessa e successivamente sino alla parte mediana del versante, definendo i margini laterali del fenomeno. Le dislocazioni manifestatesi in seguito all'evento sono plurimetriche in senso verticale e pluridecametriche in senso orizzontale, che ha condotto alla totale compromissione delle opere di sottoscarpa esistenti. Il fenomeno gravitativo ha manifestato una larghezza sommitale di circa 50 m, a circa 100 m nella porzione terminale; lo sviluppo longitudinale del dissesto è stato di circa 80 m, su un dislivello di circa 60 m.

L'analisi della morfologia e delle fessurazioni evidenziate sul versante successivamente al dissesto ha indicato che, lungo il margine Nord, verso la parte terminale, il materiale dislocato è stato solo parzialmente contenuto dall'opera di sostegno al piede, localmente aggirata senza il completo scarico a valle del detrito. L'esame delle risultanze della seconda campagna di indagini ha fornito significative informazioni relative all'assetto stratigrafico di tale settore; in particolare il sondaggio S6 (2001) ha individuato un evidente livello di alterazione del substrato,

verosimilmente già interessato da antica dislocazione sino alla quota di 18,0 m da p.c. (alla cui quota si riscontra un livello milonitizzato ed argillificato), entro il quale si è ragionevolmente sviluppata la recente superficie di scorrimento. Gli affioramenti di zolle litoidi dislocate entro l'accumulo evidenziano materiali con caratteristiche analoghe al livello sopra descritto.

Lungo il margine Sud dell'accumulo, in prossimità del tratto di muro conservato - lato Genova, sono state osservate concentrazioni e venute idriche localizzate che sono state interessate da interventi di drenaggio profondo.

Nella seguente descrizione dei parametri dimensionali del fenomeno gravitativo in oggetto sono state adottate le indicazioni fornite dalla Regione Liguria per il censimento dei movimenti franosi nell'ambito degli studi per i piani di bacino.

Sinteticamente si riportano i principali elementi descrittivi di una frana:

- Classificazione: tipo di frana (cfr. Varnes, 1978; Amanti et alii, 1992);
- Coronamento: ovvero il materiale rimasto in posto praticamente non disturbato ed adiacente alle parti alte della scarpata principale;
- Scarpata principale: superficie ripida del terreno non dislocato posta al margine superiore del corpo di frana e formatasi a seguito del moto di scorrimento del materiale staccatosi dal terreno indisturbato;
- Unghia frontale della frana: il margine, arcuato, del materiale di frana dislocato alla maggiore distanza dalla scarpata principale;
- Punto inferiore: il punto dell'unghia situato a maggiore distanza dal punto sommitale della frana;
- Profondità del corpo di frana: massima profondità della massa dislocata misurata in direzione perpendicolare alla sua lunghezza;
- Lunghezza totale: distanza tra il coronamento e l'unghia frontale della frana;
- Larghezza del corpo di frana: massima larghezza della massa dislocata, misurata in direzione perpendicolare alla lunghezza dell'ammasso di frana;
- Altezza massima: altezza misurata perpendicolarmente dal coronamento alla quota del punto inferiore
- Angolo di inclinazione dell'accumulo (α');
- Angolo di inclinazione del pendio (α).

Classificazione: frana complessa che ha coinvolto il substrato roccioso e la copertura

Coronamento: a circa quota 330 m s.m.m.

Scarpata principale: localizzata immediatamente a monte del tracciato della S.S. 456 del Turchino

Unghia frontale della frana: localizzato in corrispondenza al tracciato ferroviario

Punto inferiore: quota 276 m s.l.m.m.

Profondità del corpo di frana: 12 m

Lunghezza totale: 80 m

Larghezza del corpo di frana: 50 m, nel settore adiacente al coronamento; 100 m nel settore di unghia frontale

Altezza massima: 54 m

Area interessata: 6000 m²

Angolo di inclinazione dell'accumulo (α'): 30°- 35°

Angolo di inclinazione del pendio (α): 25°- 28°

I rilievi di terreno hanno permesso di verificare la presenza di zolle di substrato intensamente tettonizzato, costituite da calcescisti e prasiniti, scompagnate dal movimento ma non disarticolate, le quali mostrano di aver subito una rotazione, come emerge dal confronto con le giaciture del substrato relativamente indisturbato che si osserva in settori adiacenti all'area instabile.

La notevole estensione planimetrica ed altimetrica dei depositi del corpo sedimentario A, la presenza di zolle anche in corrispondenza al coronamento del corpo franoso in oggetto, nonché la presenza di vuoti entro la copertura eluvio/detritico-colluviale (desunta dai sondaggi), induce ad interpretare il corpo A come depositi di un

accumulo di frana, probabilmente di natura composita. Tale accumulo, di età sconosciuta ma presumibilmente olocenica, è soggetto a riattivazioni recenti, testimoniate dalla presenza di numerose scarpate e rotture di pendenza interpretabili come nicchie di distacco di frane secondarie, in parte rimodellate ed attualmente vegetate e, ovviamente, dall'aggravarsi delle condizioni di instabilità osservate nel Novembre 2000.

Uno dei dati più interessanti emersi dalla campagna di indagini geognostiche è la presenza di una profonda (sino a 40 m circa) depressione del tetto del substrato roccioso, orientata perpendicolarmente al pendio.

L'esistenza di un fenomeno gravitativo pregresso coinvolgente l'intero versante, confermato dalla notevole potenza dei depositi sciolti, dalla presenza di una profonda depressione del tetto del substrato roccioso e da indizi morfologici, pone due principali problemi interpretativi:

- Non è stata individuata con certezza una nicchia di distacco di dimensioni congruenti con i volumi di materiale coinvolto dal movimento, che dovrebbe essere localizzata verosimilmente immediatamente a monte del tracciato autostradale; l'età del fenomeno potrebbe aver permesso una sua totale obliterazione e/o potrebbe essere mascherata dalla deposizione di depositi colluviali o da corpi di frana minori.
- Un accumulo o una serie di corpi di frana sovrapposti avrebbero ostruito il fondovalle, che nel tratto considerato ha una larghezza di una cinquantina di metri, provocando la formazione di un bacino lacustre e/o palustre immediatamente a monte dello sbarramento del Rio Turchino, ipotesi che non trova riscontro dai risultati del rilevamento geologico e geomorfologico.

Una soluzione a questi due problemi è la postulazione dell'esistenza di una deformazione gravitativa profonda che interessa gran parte del versante. Infatti, come è supportato dalla bibliografia specifica, fenomeni di questo tipo si differenziano dalle frane s.s. per i seguenti motivi:

- Una superficie di scorrimento ben definita non è indispensabile dal punto di vista del meccanismo deformativo;
- L'entità dello spostamento è molto minore rispetto alle dimensioni del fenomeno;
- Le dimensioni del fenomeno sono confrontabili con quelle del versante coinvolto.

In un quadro di questo tipo la maggior parte della deformazione si esplicherebbe in corrispondenza del substrato roccioso intensamente tettonizzato e alterato, producendo nei livelli superficiali, costituiti da depositi sciolti e/o a debole coesione, una generalizzata instabilità con la formazione di nuove superfici di taglio, come si è verificato a carico della S.S. 456 del Turchino e della linea ferroviaria.

4.5 Quadro del dissesto idrogeologico

La più recente cartografia inerente il dissesto idrogeologico è contenuta nel Piano di bacino stralcio per la tutela dal rischio idrogeologico - Ambiti regionali di bacino 12 e 13 (Regione Liguria & Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Settentrionale (2023).

Nella Carta del dissesto idrogeologico si riportano stralci delle seguenti cartografie:

- Carta geomorfologica
- Carta della franosità reale

In particolare, per il settore in esame viene indicato il perimetro di frana complessa attiva compreso in una più ampia paleofrana. Tali perimetrazioni si discostano da quanto rilevato e cartografato dopo l'evento del 2000 (ved. tavole Carta geomorfologica e Carta geologica, sezione e profilo geologico).

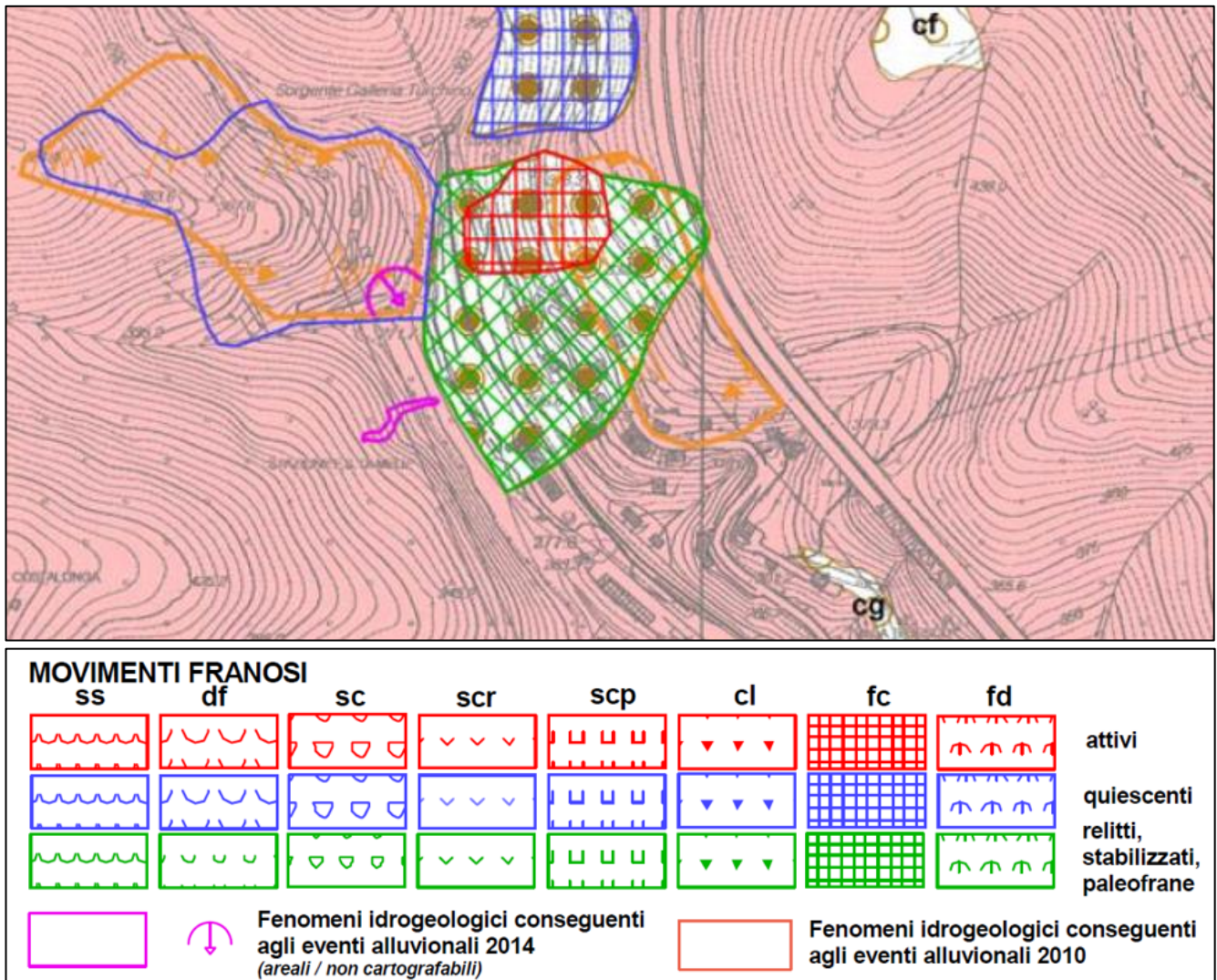


Figura 10 – Stralci dalla Tavola 213090 Carta geomorfologica del Piano di bacino stralcio per la tutela dal rischio idrogeologico - Ambiti 12 e 13 (Regione Liguria & Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Settentrionale, 2023).

In merito alla dinamica torrentizia, si sottolinea che le cartografie del Piano di bacino e del Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni (PGRA) non riportano aree inondabili nel settore oggetto di intervento in quanto le perimetrazioni sono state effettuate solo nel tratto compreso all'incirca tra il concentrico di Mele e la costa.

Per le problematiche di natura idraulica si rimanda agli specifici elaborati progettuali: Relazione idrologico-idraulica, Corografia generale del reticolo idrografico e dei vincoli di natura idraulica, Carta dei bacini idrografici e Sezioni di verifica idraulica.

5 Interventi di progetto

L'intervento oggetto di questa progettazione esecutiva consiste nella definitiva messa in sicurezza del versante franato attraverso la realizzazione delle seguenti opere.

- Galleria artificiale prefabbricata;
- Scatolare drenante prefabbricato;
- Prolungamento dei pozzi drenanti esistenti;
- Opere di consolidamento sul tratto di muro crollato;
- Opere di consolidamento sui tratti di muro rimasti in posto;
- Consolidamento dei terreni di fondazione;
- Rampa di accesso;
- Opere di finitura superficiali sulle strutture a vista;
- Risagomature del versante;
- Interventi di rafforzamenti corticali;
- Nuovo tracciato ferroviario di progetto.

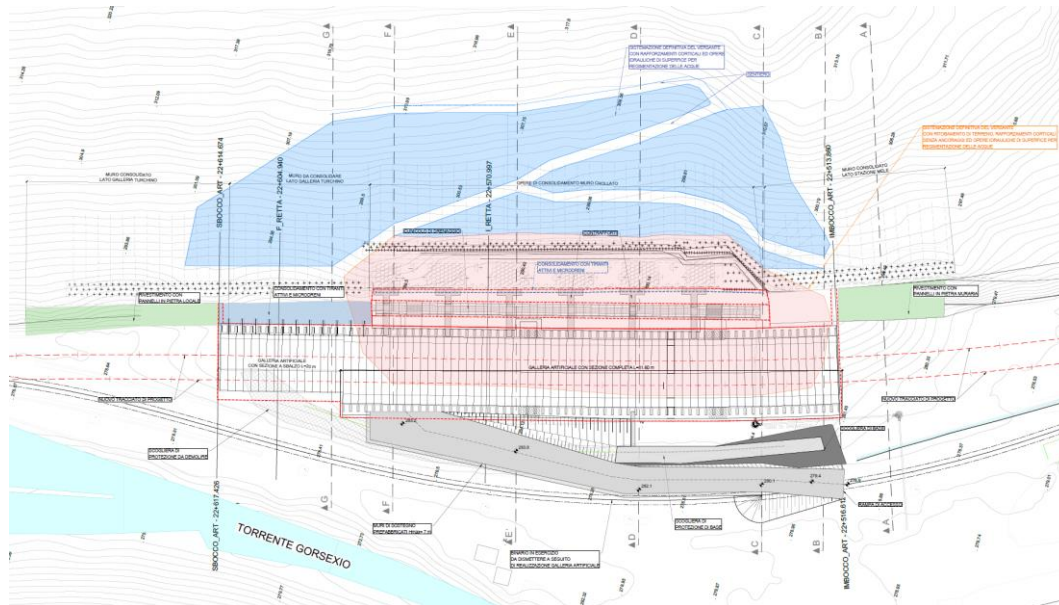


Figura 11 – Stralcio della planimetria di progetto.

Si descrivono di seguito le opere prettamente interessate dal presente documento.

5.1 Galleria artificiale prefabbricata e galleria con struttura a sbalzo provvisoria

La galleria artificiale, lunga complessivamente 101.6 m e realizzata con tecnica di prefabbricazione sarà costituita da un tratto a sezione completa per circa 81.6 m e da un tratto a sezione completa, realizzato in una prima fase con struttura a sbalzo provvisoria per circa 20 m a partire dall'imbocco lato Ovada. Su tutta la galleria saranno previsti dei moduli prefabbricati da 1.25 m.

La scelta di realizzare le strutture con tecnica di prefabbricazione è stata adottata al fine di limitare le tempistiche di cantiere e le interferenze con l'esercizio della linea ferroviaria, pur mantenendo adeguate capacità prestazionali nel rispetto della sicurezza e delle norme tecniche attuali.

Per quanto riguarda la struttura a sezione completa si parla di una struttura prefabbricata a portale costituita da una successione di moduli prefabbricati in cemento armato vibrato prodotti in stabilimento, dotati di marcatura “CE”, formanti un manufatto con due piedritti verticali distanti tra loro la luce netta $L = 11,0$ m, due pareti inclinate a smusso e una copertura tra i due smussi posta ad un'altezza $H = 7,20$ m dall'estradosso della fondazione. Ogni modulo è formato da due elementi prefabbricati. Il manufatto è sagomato come illustrato nella figura seguente ed è dimensionato per resistere all'effetto delle spinte laterali e verticali del terreno, in assenza di spinta idraulica, nel rispetto delle vigenti leggi e norme tecniche delle costruzioni. I difetti di planarità della faccia a vista, verificati su m 4, non supereranno mm 8 e gli spigoli verticali in vista saranno arrotondati. Le armature tese di ciascun elemento saranno continue anche nel passaggio fra ritto, smusso e copertura.

Di rappresenta di seguito uno schema tipologico della struttura chiusa.

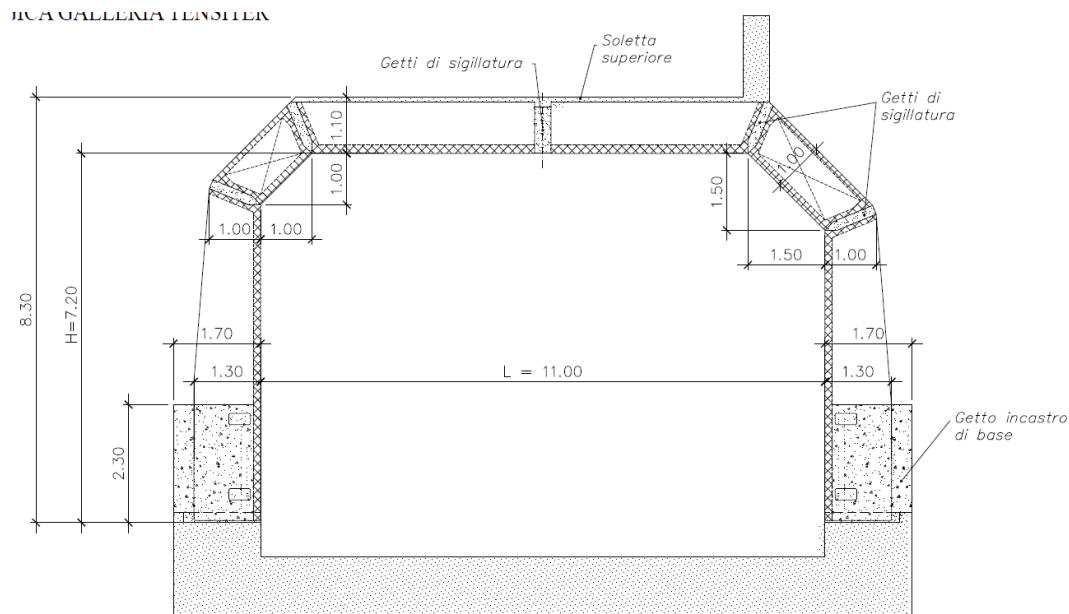


Figura 12 – Sezione tipo dell'impalcato della galleria artificiale.

La galleria sarà inoltre collegata alle opere di contenimento tramite dei contrafforti in c.a. gettati in opera. Saranno presenti in totale 6 contrafforti ad interasse 10 m.

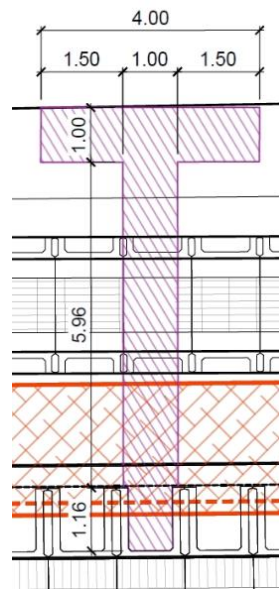


Figura 13 – Stralcio planimetrico di uno dei contrafforti.

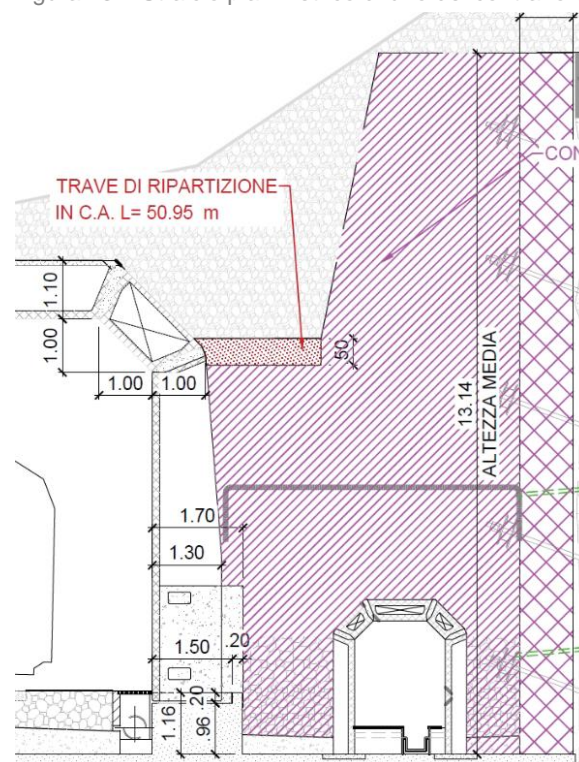


Figura 14 – Stralcio di una sezione di uno dei contrafforti.

Il collegamento tra i contrafforti e la galleria artificiale avverrà tramite il getto in opera dei contrafforti in prossimità di 2 conci successivi. All'interno dello stesso getto sarà realizzata in prossimità del giunto tra ritto e obliquo della galleria, un'apposita trave in c.a. di spessore circa 50 cm e larghezza variabile intorno a 2.2-2.4 m circa. I contrafforti saranno inoltre collegati direttamente alla platea di fondazione.

Nel tratto di galleria lato Ovada per circa 20 m la soluzione progettuale prevede in condizioni definitive una struttura di dimensioni medesime dell'impalcato a sezioni chiusa, realizzata però in 2 differenti fasi.

Al fine di ridurre le interferenze con l'esercizio dei binari in prossimità dell'imbocco lato Ovada in una prima fase si realizzerà una struttura a sbalzo provvisoria, costituita da una successione di elementi prefabbricati in cemento armato, prodotti in stabilimento, dotati di marcatura "CE", sostenuti a monte da appositi tiranti provvisori). Durante il montaggio e per una breve fase transitoria gli elementi prefabbricati saranno ancorati all'opera di contenimento di monte tramite una serie di tiranti provvisori.

Durante questa fase saranno inoltre realizzati i contrafforti di collegamento con l'opera muraria di monte.

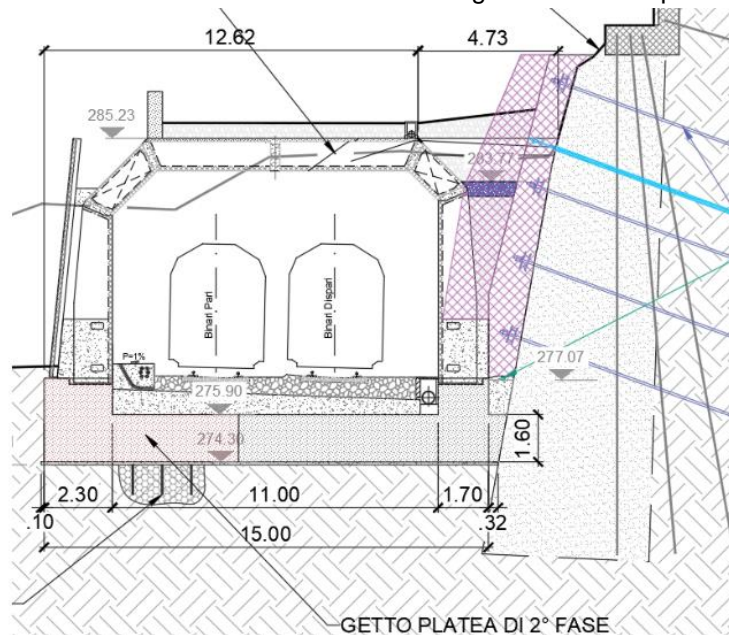


Figura 15 – Sezione tipo dei contrafforti previsti lato Ovada.

Contrariamente ai contrafforti della zona centrale, questi contrafforti non saranno direttamente collegati alla platea di base al fine di poter garantire un eventuale sfogo delle acque potenzialmente accumulabili a tergo della struttura.

Il collegamento tra contrafforti e struttura avverrà all'interno dei getti di collegamento di conci successivi.

In una seconda fase, a seguito della messa in esercizio del binario di progetto Dispari, sarà varata una seconda parte di struttura, collegata appositamente alla struttura di prima fase, avente una sagoma complessiva del tutto equivalente alla rimanente struttura in sezione chiusa (vedi immagini seguenti).

Si riportano di seguito lo schema strutturale tipo della struttura prevista e delle fasi necessarie alla sua installazione.

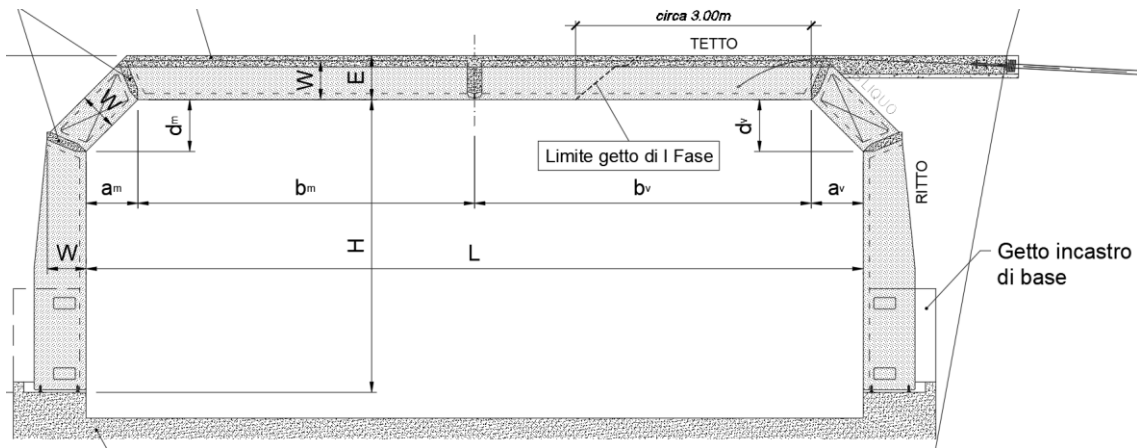


Figura 16 – Sezione tipo dell'impalcato della galleria artificiale da realizzare in 2 fasi.

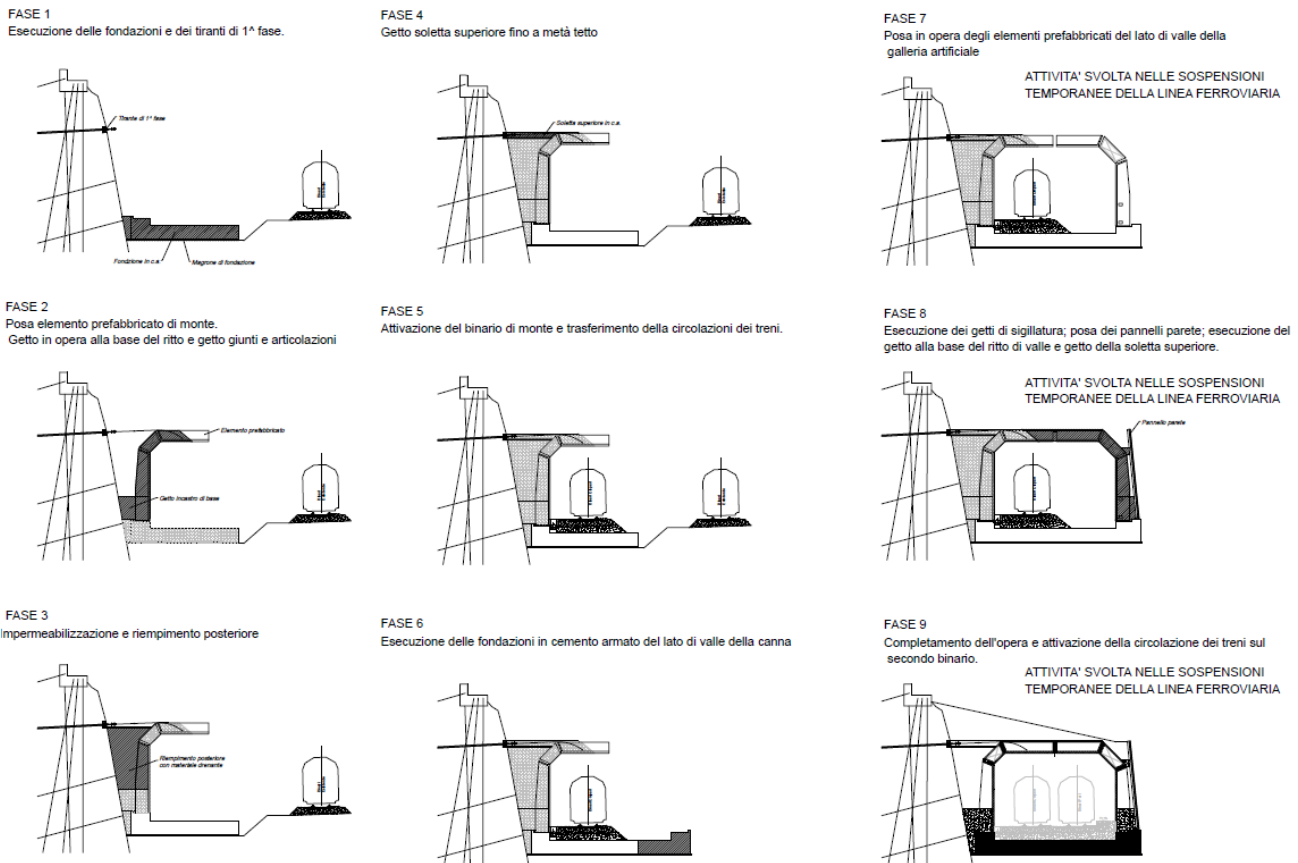


Figura 17 – Schema tipo delle fasi necessarie alla realizzazione della struttura in 2 fasi.

La galleria presenta delle fondazioni dirette consistenti su una platea di spessore 1.6 m e dei muretti in c.a. di altezza variabile in prossimità dei ritto finalizzati all'installazione e al completamento dei getti.

Per lo scavo necessario alla realizzazione della platea di fondazione e per lo scavo delle opere idrauliche in prossimità dell'imbocco lato stazione Mele, sarà necessaria la realizzazione di una paratia di micropali provvisoria.

La paratia sarà costituita da micropali con perforazione 250 mm, armatura con tubolari 168.3/10 ed interasse di 0.4 m. Il collegamento dei micropali avverrà tramite un cordolo da 50x50 cm.

Per quanto riguarda i terreni di fondazione della galleria presentano generalmente delle buone caratteristiche meccaniche, essendo prevista al piano di imposta degli scavi delle fondazioni (secondo quanto indicato dalle indagini geognostiche e sismiche eseguite) la presenza di litologie rocciose-subrocciose di -buona fattura.

Tuttavia, su alcune verticali di indagine eseguite a valle del versante, è stata rinvenuta talvolta la presenza di materiali di detrito/riporto di mediocri caratteristiche fino a profondità di circa 4-5 m dal piano di imposta previsto dalle fondazioni (ad es. sondaggio geognostico S6 2004).

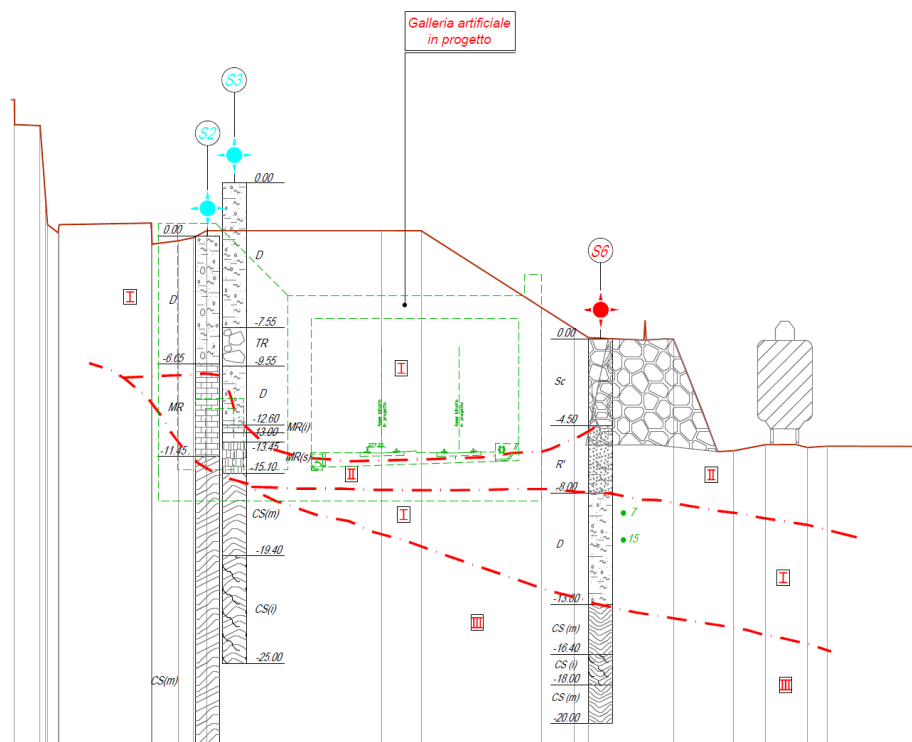


Figura 18 – Stralcio di una sezione geotecnica.

Nonostante la platea di fondazione sia in grado di soddisfare correttamente le verifiche di capacità portante, essendo previste localmente alcune importanti discontinuità in termini di rigidità tra le litologie presenti potrebbero verificarsi eventuali problematiche legate a cedimenti differenziali della struttura.

Si prevede dunque un consolidamento dei terreni superficiali tramite iniezioni di boiaccia cementizia additivata con resina acrilica.

La lunghezza delle canne, disposte a maglia 1mx1m, sarà variabile e crescente da monte verso valle fino a una lunghezza massima di 5 m, secondo l'andamento ipotizzato dei materiali meno rigidi.

L'ubicazione e la disposizione delle canne di consolidamento saranno da verificare a seguito dei materiali riscontrati al termine degli scavi fino al piano di posa della fondazione.

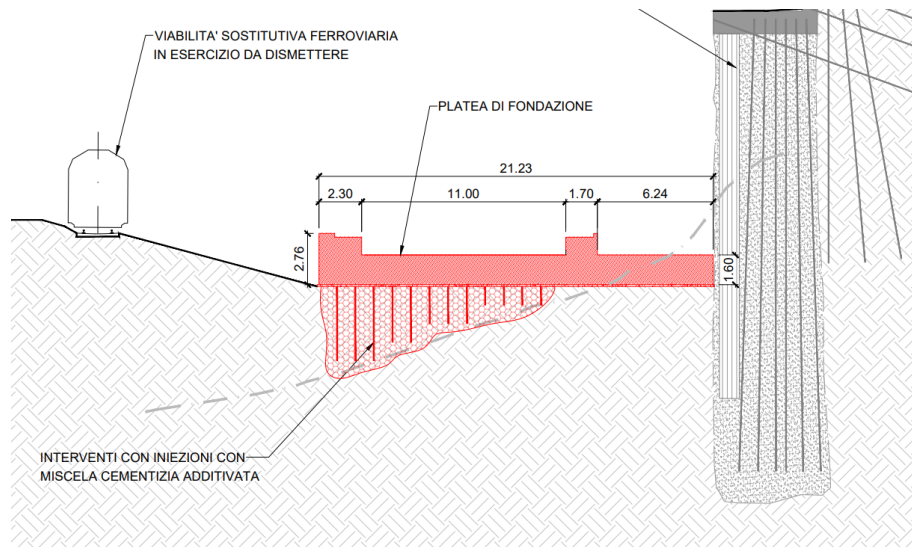


Figura 19 – Stralcio di una delle sezioni di progetto.

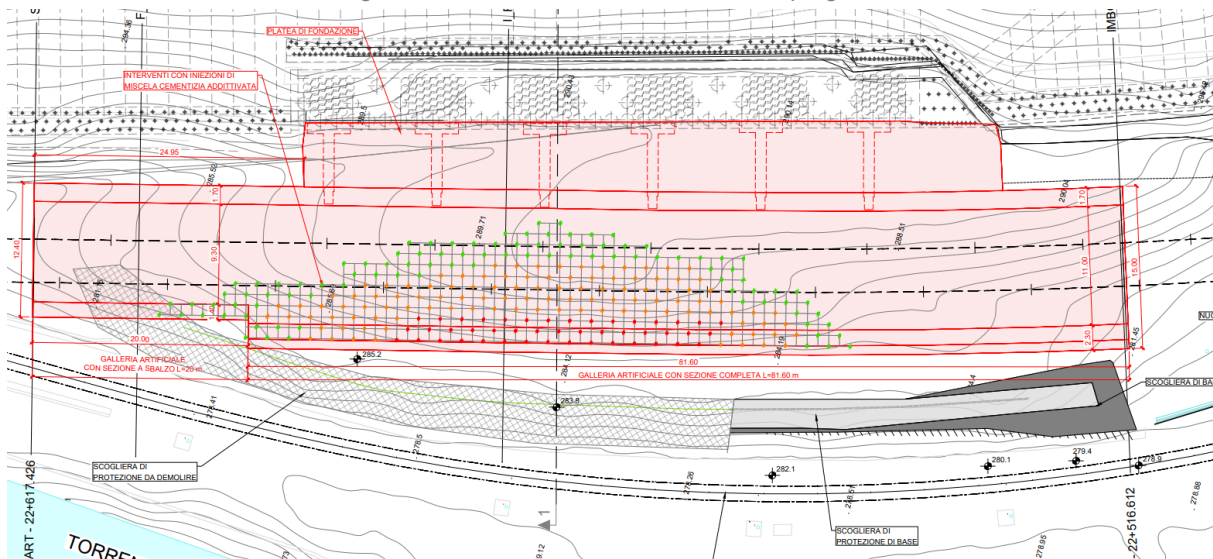


Figura 20 – Stralcio della planimetria con ubicazione dei consolidamenti.

Al fine, inoltre, di tarare la tipologia della resina, i rapporti di miscelazione ed i volumi di iniezione e le modalità operative per garantire la massima sicurezza ed i migliori risultati sarà predisposto un campo prova.

Inoltre, prima e dopo l'esecuzione dei consolidamenti dovranno essere prelevati dei campioni di terreno al fine di poter verificare la corretta esecuzione dei consolidamenti e le ipotesi progettuali.

6 Riferimenti Normativi

6.1 Norme generali

Tutte le analisi sono state effettuate con riferimento alle prescrizioni contenute nelle Norme Tecniche delle costruzioni del 17/01/2018 (NTC) e alle Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" pubblicate a Gennaio del 2019.

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) consistono, in generale, nel verificare il rispetto della condizione:

$$E_d < R_d \quad [6.2.1 - NTC2018]$$

dove con E_d si indica il valore di progetto delle azioni, o degli effetti delle azioni, e con R_d il valore di progetto delle resistenze.

La verifica di tale condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali definiti rispettivamente per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

Le azioni di progetto, E_d , o, altresì, gli effetti delle azioni, sono valutabili a partire dalle azioni caratteristiche adottando per i coefficienti parziali γ_F i valori specificati nella Figura 21 (Tabella 2.6.I delle NTC); le resistenze dei materiali sono valutabili a partire dalle resistenze caratteristiche adottando i coefficienti parziali γ_M specificati nei capitoli 4 (calcestruzzo e acciaio) e 6 (parametri geotecnici di resistenza) delle "Norme Tecniche delle Costruzioni", tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R , specifici per ciascun tipo di opera.

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Figura 21 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU.

Le resistenze di progetto, R_d , si determinano a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici di resistenza, divisi per i coefficienti parziali γ_M specificati in Figura 22 (Tabella 6.2.II delle NTC18) e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R , specifici per ciascun tipo di opera e verifica.

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Figura 22 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (NTC18).

Per le verifiche di sicurezza relative agli stati limite di esercizio deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d \text{ [6.2.7 NTC 2018]}$$

dove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni nelle combinazioni di carico per gli SLE e C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni. Quest'ultimo deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione e di tutte le costruzioni che interagiscono con le opere geotecniche in progetto, tenendo conto della durata dei carichi applicati.

6.2 Paratie

In accordo col paragrafo 6.5.2.2 delle NTC 2018 il modello geometrico deve tenere conto delle possibili variazioni del profilo del terreno a monte e a valle del paramento rispetto ai valori nominali. Nel caso in cui la funzione di sostegno è affidata alla resistenza del volume di terreno a valle dell'opera, la quota di valle deve essere diminuita di una quantità pari al minore dei seguenti valori:

- 10% dell'altezza di terreno da sostenere nel caso di opere a sbalzo;
- 10 % della differenza di quota fra il livello inferiore di vincolo e il fondo scavo nel caso di opere vincolate;
- 0.5 m.

Il livello della superficie libera dell'acqua deve essere scelto sulla base di misure e sulla possibile evoluzione del regime delle pressioni interstiziali anche legati a eventi di carattere eccezionale e a possibili malfunzionamenti dei sistemi di drenaggio. In assenza di particolari sistemi di drenaggio, nelle verifiche allo stato limite ultimo, si deve sempre ipotizzare che la superficie libera della falda non sia inferiore a quella del livello di sommità dei terreni con bassa permeabilità ($k < 10^{-6}$ m/s).

Per le paratie si devono considerare almeno i seguenti stati limite ultimi, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- Collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);
- Collasso per carico limite verticale;
- Sfilamento di uno o più ancoraggi;
- Instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate;

- Instabilità del fondo scavo per sollevamento;
- Sifonamento del fondo scavo;
- Instabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno.

SLU di tipo strutturale (STR)

- Raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
- Raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;
- Raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

Nel caso in esame, le verifiche strutturali e geotecniche principali sono implementate automaticamente all'interno software Paratie Plus, direttamente nel caso delle verifiche strutturali della paratia, indirettamente per le verifiche geotecniche tramite il raggiungimento della convergenza dei modelli numerici.

Per quanto riguarda la verifica di instabilità del fondo scavo, data la natura dei terreni riscontrati non è stato ritenuto opportuno effettuare delle apposite verifiche. La verifica a sifonamento del fondo scavo non è stata considerata, in quanto la stratigrafia riscontrata in prossimità dell'opera non ne giustifica l'effettuazione.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I. In condizioni sismiche si assumono invece azioni e parametri geotecnici caratteristici.

Verifiche di esercizio (SLE)

In tutti i casi, nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità di manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle pressioni interstiziali.

In presenza di manufatti particolarmente sensibili agli spostamenti dell'opera di sostegno, deve essere sviluppata una specifica analisi dell'interazione tra opere e terreno, tenendo conto della sequenza delle fasi costruttive. Nel caso in esame per le verifiche deformative di esercizio sulla linea ferroviaria si prende a riferimento la norma tecnica RFI "Standard di qualità geometrica del binario e parametri di dinamica di marcia per velocità fino a 300 km/h".

6.3 SLU di tipo strutturale (STR)

Per quanto riguarda le verifiche strutturali si fa riferimento all'inquadramento normativo sull'acciaio presente nelle NTC 2018 al paragrafo 4.2.4.

Acciaio per carpenteria

La resistenza di progetto delle membrature R_d si pone nella forma:

$$R_d = R_k / \gamma_m$$

dove:

R_k è il valore caratteristico della resistenza (trazione, compressione, flessione, taglio e torsione) della membratura, determinata dai valori caratteristici delle resistenze dei materiali f_{yk} e dalle caratteristiche geometriche degli elementi strutturali, dipendenti dalla classe della sezione.

γ_m è il fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato.

Per le verifiche di resistenza delle sezioni delle membrature, con riferimento ai modelli di resistenza esposti nella presente normativa ed utilizzando acciai dal grado S 235 al grado S 460 di cui al § 11.3, si adottano i fattori

parziali γ_{M0} e γ_{M2} indicati nella Tab. 4.2.VII. Il coefficiente di sicurezza γ_{M0} , in particolare, deve essere impiegato qualora si eseguano verifiche di elementi tesi nelle zone di unione delle membrature indebolite dai fori. Per valutare la stabilità degli elementi strutturali compressi, inflessi e presso-inflessi, si utilizza il coefficiente parziale di sicurezza γ_{M1} indicato nella seguente tabella.

Tab. 4.2.VII - Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

Figura 23 - Tab. 4.2.VII NTC 2018 – Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità.

6.4 Verifiche di stabilità globali

Le verifiche di stabilità globale devono essere eseguite utilizzando la combinazione (A2+M2+R2), tenendo conto, in condizioni statiche, del valore del coefficiente parziale $\gamma_R = 1.1$, come indicato nella figura seguente, definito per le opere di materiali sciolti e per i fronti di scavo (Tab. 6.8.I delle NTC18).

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Figura 24 - Coefficiente parziale per la verifica di stabilità globale, per opere di materiali sciolti e fronti di scavo (NTC18).

7 Modello geotecnico di calcolo

A valle degli studi e delle indagini effettuate sono state individuate tre unità litostratigrafiche principali, rappresentate da detrito colluviale sovrapposto ad un substrato fortemente alterato, da pseudolitoide a litoide, suddivisibile in due sottounità in funzione del grado stesso di alterazione; la terza unità è definita dai riporti costituenti il corpo stradale ANAS e l'area di piazzale ferroviario, litologicamente assimilabili al detrito colluviale o derivanti dallo smarino di galleria.

Il detrito (**Unità I**) ha natura prevalente sabbiosa, con componente limosa localmente prevalente, percentuale argillosa mediamente inferiore al 10 % e significative inclusioni lapidee alterate ed a varia pezzatura; tale unità è verosimilmente ascrivibile all'accumulo di un più esteso e pregresso fenomeno franoso.

I riporti (**Unità II**) sono mediamente rappresentati da termini litologicamente ascrivibili alle sabbie limose, con ghiaia costituita da inclusioni lapidee alterate ed a varia pezzatura e ridotta percentuale argillosa; tale unità è verosimilmente ascrivibile all'accumulo dei materiali detritici derivanti dallo smarino della Galleria del Turchino e dagli scavi di sbancamento, posti in opera in occasione della realizzazione della linea ferroviaria.

Il substrato è sostanzialmente rappresentato da calcescisti, che si presentano estremamente alterati nella porzione superiore (**Unità IIIa**), con locali relitti della primitiva tessitura e presenza di clasti lapidei e matrice limoso sabbiosa; il substrato a prevalenza lapidea (**Unità IIIb**), presenta comunque un elevato grado di fratturazione, con valori di RQD compresi tra 0 – 40 %. Localmente si sono rilevati livelli di metabasiti, meno alterate, con valori di RQD che raggiungono il 60 %.

Nel caso dei terreni di fondazione risulta essere presente principalmente l'unità geotecnica III, ma sui sondaggi eseguiti nelle zone di valle di quella prevista per la galleria risultano essere presenti sia l'unità di riporto II ma, soprattutto in una zona centrale e per uno spessore di circa 4 m l'unità geotecnica I. Di seguito si riporta un estratto della sezione geotecnica B-B.

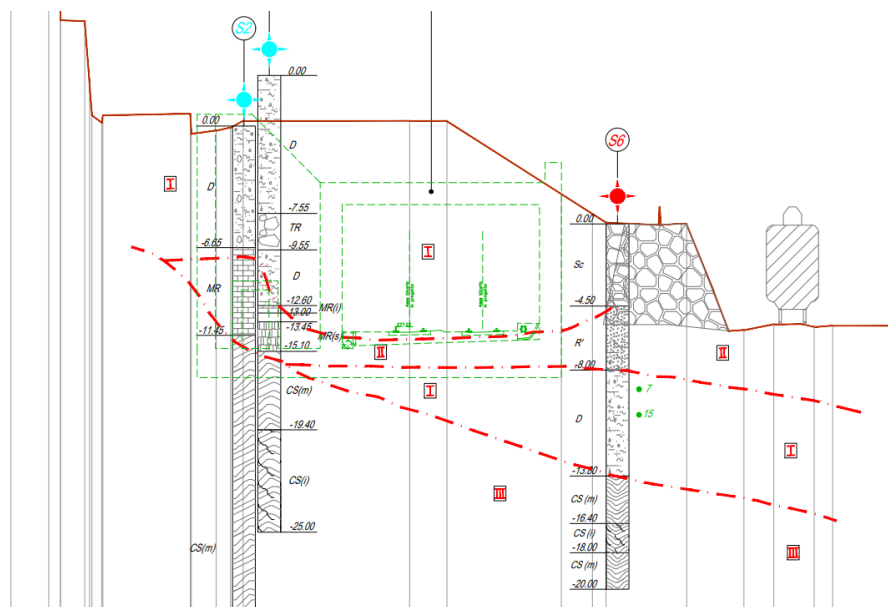


Figura 25 – Estratto della sezione geotecnica B-B.

Nel modello geotecnico sarà dunque simulato uno scenario stratigrafico rappresentante quanto indicato nella sezione geotecnica prima descritta

Si seguito si riepilogano dunque le stratigrafie ed i parametri geotecnici adottati.

Inoltre, l'unità geotecnica III, valutata la sua rigidità e l'obiettivo delle analisi, sarà simulata tramite un materiale elastico.

	Material	γ		c'	φ'	E'
		γ _n	γ _{sat}			
Unità geotecnica	[-]	[kN/m ³]		[kPa]	[°]	[MPa]
Unità I	Mohr-Coulomb	18	18	0	26	15
Unità II	Mohr-Coulomb	19	19	0	36	24
Unità III	Linear Elastic	24	24	-	-	1000

Tabella 1 - Riepilogo dei principali parametri geotecnici.

Per quanto riguarda la falda, non essendo stata riscontrata all'interno del volume geotecnico previsto non sarà direttamente considerata all'interno delle analisi e delle verifiche.

8 Analisi e combinazione dei carichi

8.1 Analisi dei carichi

I carichi di progetto considerati nelle analisi sono i seguenti:

- Pesi propri delle terre e delle strutture;
- Azione variabile rappresentativa del traffico ferroviario;

I pesi propri dei terreni e delle strutture sono stati considerati automaticamente dai software di calcolo in base ai corrispondenti pesi specifici assegnati.

Per quanto riguarda i coefficienti di spinta sono stati ricavati come descritto di seguito:

Il coefficiente di spinta attiva è stato ricavato secondo la teoria di M-O (Mononobe-Okabe generalizzato).

$$\beta \leq \phi - \theta : K_{A,E} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \text{sen}^2\psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta)\text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta)\text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta : K_{A,E} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \text{sen}^2\psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

(12-14)

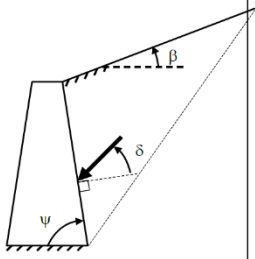


Figura 26 – Coefficienti di spinta attiva secondo Mononobe-Okabe.

Dove β è l'angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del terreno a monte dell'opera di sostegno, ϕ l'angolo di resistenza a taglio del terrapieno, ψ è angolo di inclinazione del paramento di monte dell'opera di sostegno rispetto all'orizzontale, δ l'angolo di attrito opera di sostegno-terreno e θ l'angolo di inclinazione che tiene conto dell'effetto dell'azione sismica.

I valori del coefficiente θ sono ricavati tramite delle correlazioni che tengono conto, oltre che dell'azione sismica, della tipologia di terreno e delle condizioni di saturazione:

Terreno asciutto

$$\tan\theta = \frac{F_h}{F_v} = \frac{k_h \cdot V \cdot \gamma_d}{(1 \pm k_v) \cdot V \cdot \gamma_d} = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

Terreno a grana fine saturo

$$\tan\theta = \frac{F'_h}{F'_v} = \frac{k_h \cdot V \cdot \gamma_{sat}}{(1 \pm k_v) \cdot V \cdot \gamma'} = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma'} \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

Terreno a grana grossa saturo

$$\tan\theta = \frac{F'_h}{F'_v} = \frac{k_h \cdot V \cdot \gamma_d}{(1 \pm k_v) \cdot V \cdot \gamma'} = \frac{\gamma_d}{\gamma'} \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

I valori del coefficiente k_a ottenuti con la precedente formula sono inoltre moltiplicati per il termine $\cos\delta$ per tenere in conto dell'eventuale inclinazione della spinta dovuta all'attrito muro-terreno.

Il coefficiente di spinta passiva è ricavato invece secondo Lancellotta (2007).

$$K_{PE} = \left[\frac{\cos \delta}{\cos(i - \psi) - \sqrt{\sin^2 \phi' - \sin^2(i - \psi)}} \times (\cos \delta + \sqrt{\sin^2 \phi' - \sin^2 \delta}) \right] e^{2\theta \tan \phi'}$$

Dove i è l'angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del terreno a monte del muro, ψ e 2θ sono due angoli di inclinazione che tengono conto dell'effetto dell'azione sismica, ϕ' l'angolo di resistenza a taglio del terrapieno.

$$2\theta = \sin^{-1} \left(\frac{\sin \delta}{\sin \phi'} \right) + \sin^{-1} \left[\frac{\sin(i - \psi)}{\sin \phi'} \right] + \delta + (i - \psi) + 2\psi$$

Nel calcolo delle spinte passive si utilizza un angolo di attrito terra-paratia δ pari a 0.5 volte l'angolo di resistenza a taglio del terreno. A vantaggio di sicurezza tale contributo non viene considerato nella valutazione della spinta attiva.

Per quanto riguarda l'azione del traffico ferroviario del treno, è stato applicato il carico ferroviario relativo al modello di carico LM71 definito all'interno del Manuale di Progettazione delle Opere Civili – Parte II – Sez. 2. La normativa di riferimento definisce il *modello di carico LM71* come un modello di carico che schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale come mostrato nella figura sottostante e risulta costituito da:

- quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1.60 m;
- carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0.80 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata.

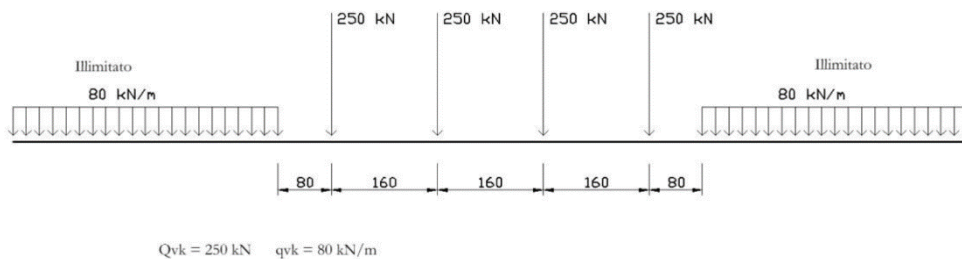


Figura 27 – Modello di carico LM71 (Figura 5.2.1 - MdP Parte II – Sez. 2).

In questo caso l'azione del traffico ferroviario sarebbe quindi valutata come il carico uniformemente distribuito dalla presenza del singolo asse da 250 kN ripartito su un'interasse di 1.6 m.

Inoltre, tale carico è stato considerato come ripartito sulla larghezza della traversina pari a 2.4 m, amplificandolo per il coefficiente α 1.1. Si considera quindi un carico uniformemente distribuito pari ad 71.6 kPa per il modello LM71 per una striscia di 2.4 m.

8.2 Combinazioni dei carichi

Si riportano di seguito le combinazioni di carico secondo quanto prescritto dalle NTC-2018 al par.2.5.3:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} sono dati nella Tab. 2.5.I oppure nella Tab. 5.1.VI per i ponti stradali e nella Tab. 5.2.VII per i ponti ferroviari. I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} sono dati nel § 2.6.1.

Per le analisi di calcolo di progetto le combinazioni di carico non sono state applicate pedissequamente a vantaggio di sicurezza: i carichi variabili infatti non sono stati combinati o comunque sono sempre stati considerati contemporaneamente applicando dei coefficienti di combinazione unitari.

Inoltre, per le combinazioni SLE, il software Paratie Plus considera un'unica combinazione valida per le condizioni Rara/Frequente/Quasi permanente.

9 Verifiche

In questo capitolo vengono descritte le metodologie adottate per le verifiche di carattere geotecnico e strutturale degli elementi previsti in progetto. Tutte le verifiche sono state svolte secondo le NTC 2018.

Si specificano di seguito le caratteristiche meccaniche dei materiali:

Calcestruzzo C25/30

$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

$R_{ck} = 30 \text{ MPa}$

Modulo elastico = 31475800 MPa

Peso specifico = 25 kN/m³

Acciaio S355

$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$

Modulo elastico = 210000000 MPa

9.1 Verifiche SLU sui micropali

Le sollecitazioni massime al metro lineare sono state estratte dalle analisi numeriche su Paratie Plus, già amplificate dei relativi coefficienti di normativa. Il software permette inoltre il calcolo automatico delle capacità resistente della sezione secondo normativa, i cui procedimenti saranno comunque illustrati di seguito. Nel paragrafo 10 saranno riportati graficamente gli involuipi delle sollecitazioni e le verifiche.

La verifica di stabilità globale delle paratie si ritiene implicitamente soddisfatta in quanto in prossimità del piano di scavo si prevede del materiale roccioso di discreta fattura ed essendo soddisfatte le rimanenti verifiche.

9.1.1 Classificazione delle sezioni

Le sezioni trasversali degli elementi strutturali si classificano in funzione della loro capacità rotazionale C_{θ} definita come:

$$C_{\theta} = \vartheta_r / \vartheta_y - 1 \quad [4.2.0]$$

essendo ϑ_r e ϑ_y le rotazioni corrispondenti rispettivamente al raggiungimento della deformazione ultima ed allo snervamento.

La classificazione delle sezioni trasversali degli elementi strutturali si effettua in funzione della loro capacità di deformarsi in campo plastico. È possibile distinguere le seguenti classi di sezioni:

classe 1 se la sezione è in grado di sviluppare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta per l'analisi strutturale condotta con il metodo plastico di cui al § 4.2.3.2 senza subire riduzioni della resistenza. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_{\theta} \geq 3$;

classe 2 se la sezione è in grado di sviluppare il proprio momento resistente plastico, ma con capacità rotazionale limitata. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_{\theta} \geq 1,5$;

classe 3 se nella sezione le tensioni calcolate nelle fibre estreme compresse possono raggiungere la tensione di snervamento, ma l'instabilità locale impedisce lo sviluppo del momento resistente plastico;

classe 4 se, per determinarne la resistenza flettente, tagliante o normale, è necessario tener conto degli effetti dell'instabilità locale in fase elastica nelle parti compresse che compongono la sezione. In tal caso nel calcolo della resistenza la sezione geometrica effettiva può sostituirsi con una sezione efficace.

Le sezioni di classe 1 si definiscono duttili, quelle di classe 2 compatte, quelle di classe 3 semi-compatte e quelle di classe 4 snelle.

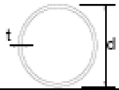
Sezioni Tubolari						
						
Classe	Sezione inflessa e/o compressa					
1	$d/t \leq 50e^2$					
2	$d/t \leq 70e^2$					
3	$d/t \leq 90e^2$ (Per $d/t > 90e^2$ vedere EN 1993-1-6)					
$\varepsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	e	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	e^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Tabella 2 - Tab. 4.2V – Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse per profili tubolari.

Nel caso in esame il profilo tubolare $\Phi 168.1/10$ di progetto appartiene alla **classe di sezione 1**.

9.1.2 Verifica a flessione SLU

La verifica a flessione del palo è stata effettuata verificando il rispetto della seguente relazione:

$$M_{Ed}/M_{c,Rd} \leq 1$$

dove:

M_{Ed} = momento flettente di progetto

$M_{c,Rd}$ = resistenza di progetto a flessione retta

La resistenza di progetto a flessione retta della sezione $M_{c,Rd}$ vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \text{ per le sezioni di classe 1 e 2;}$$

in cui W_{pl} rappresenta il modulo di resistenza plastico della sezione

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \text{ per le sezioni di classe 3;}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \text{ per le sezioni di classe 4;}$$

per le sezioni di classe 3, $W_{el,min}$ è il modulo resistente elastico minimo della sezione in acciaio; per le sezioni di classe 4, invece, il modulo $W_{eff,min}$ è calcolato eliminando le parti della sezione inattive a causa dei fenomeni di instabilità locali, secondo il procedimento esposto in UNI EN1993-1-5, e scegliendo il minore tra i moduli così ottenuti.

Nel caso in esame la verifica è stata eseguita secondo le relazioni valide per sezione di classe 1.

9.1.3 Verifica a taglio SLU

Il valore di progetto dell'azione tagliante V_{Ed} deve rispettare la condizione:

$$V_{Ed}/V_{c,Rd} \leq 1$$

Dove la resistenza di progetto a taglio $V_{c,Rd}$, in assenza di torsione, vale

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

dove A_v è l'area resistente a taglio, che per sezioni circolari cave e tubi di spessore uniforme risulta pari a:

$$A_v = 2 A / \pi$$

A = area lorda della sezione del profilo.

9.1.4 Verifiche SLE

Tramite il software Paratie Plus è stata effettuata una valutazione dei cedimenti attesi a monte della paratia, al fine di valutare gli effetti sulla linea ferroviaria.

Il software permette infatti, tramite correlazioni empiriche, di collegare le deformazioni laterali della parete di sostegno con i cedimenti del piano campagna a monte dello scavo.

Nello specifico si utilizzano il metodo semplificato Paratie Plus e il metodo di Boone & Westland (2006).

Il metodo Paratie Plus fa riferimento allo schema di paratia a mensola riportato in Figura 28, dove i cedimenti della superficie libera del terreno a monte e a valle possono essere stimati calcolando il volume di terreno che subisce uno spostamento orizzontale.

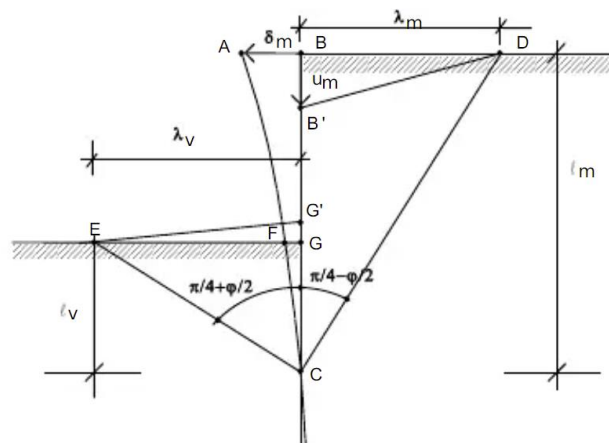


Figura 28 – Valutazione dei cedimenti per terreni incoerenti.

Tale approccio, non generalizzabile anche a schemi più complessi, prevede anche una estensione per diverse situazioni di vincolo delle parate. Per informazioni più specifiche fare riferimento ai manuali del software.

Il metodo di Boone & Westland (2006) consente di stimare gli spostamenti laterali e verticali indotti da uno scavo profondo, tramite un insieme di equazioni in forma chiusa.

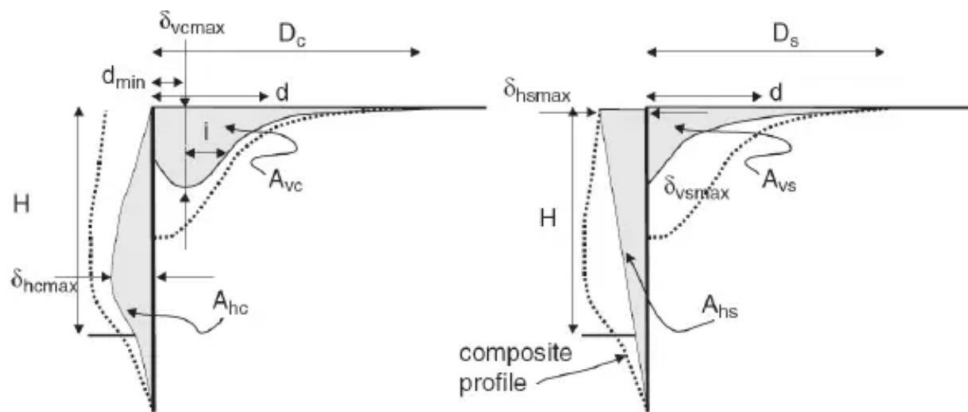


Figura 29 – Valutazione dei cedimenti per il metodo di Boone & Westland (2006).

In sostanza il metodo si può riassumere come di seguito:

- Sulla base della geometria dell'opera e delle caratteristiche del terreno, si calcolano il massimo spostamento laterale della parete δ_{hmax} e della superficie δ_{hsmax} ;
- La deformata della parete viene suddivisa in due contributi principali, ossia uno spostamento rigido e una deformazione convessa legata alla deformabilità della parete. Per ciascun contributo viene calcolata l'area sottesa al diagramma delle deformazioni (A_{hs} e A_{hc}) attraverso opportune equazioni;
- I cedimenti verticali, a loro volta suddivisi in due contributi apportati dalle due componenti della deformata vengono stimati a partire dal calcolo dell'area sottesa a ciascuno di essi (A_{vs} per la componente rigida e A_{vc} per quella convessa), come un'opportuna percentuale di A_{hs} o A_{hc} ;
- Noti A_{vs} e A_{vc} i massimi cedimenti δ_{vsmax} e δ_{vcmax} sono calcolati sulla base di andamenti noti lungo la superficie;
- Infine, il cedimento totale, nel generico punto in superficie ad una distanza d dalla parete, è calcolato sommando i due contributi: vale a dire $\delta_v(d) = \delta_{vs}(d) + \delta_{vc}(d)$.

Per la stima dei cedimenti Paratie Plus utilizza parzialmente le indicazioni del metodo. Per informazioni più specifiche fare riferimento ai manuali del software.

A partire dalle analisi di calcolo sono stati valutati gli spostamenti differenziali tra le 2 rotaie della linea ferroviaria confrontandoli con i valori limite indicati all'interno delle istruzioni tecniche RFI "Standard di qualità geometrica del binario e parametri di dinamica di marcia per velocità fino a 300 km/h".

Si valutano dunque il livello trasversale XL, lo scarto di livello SCARTXL ed il livello di sopraelevazione ΔH .

Livello trasversale

Abbreviazione XL: è la misura, espressa in mm, della differenza in altezza tra le due tavole di rotolamento adiacenti; è espressa come l'altezza del triangolo rettangolo avente ipotenusa pari a 1500 mm ed angolo al vertice pari all'angolo tra il piano di rotolamento ed un piano orizzontale di riferimento.

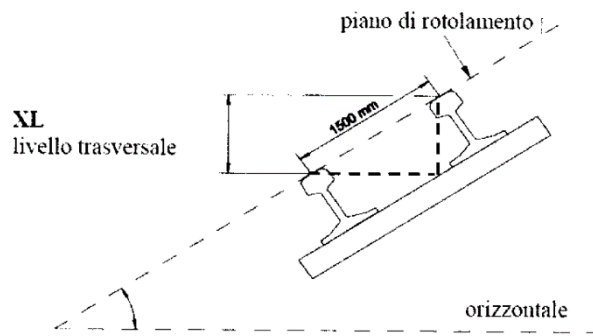


Fig.6: livello trasversale

Figura 30 – Livello trasversale.

Scarto di livello SCARTXL

Per un dato punto, è la differenza, espressa in mm, fra il suo livello trasversale XL e la media dei livelli trasversali XL di due punti posti rispettivamente 5 m prima e 5 m dopo il punto considerato.

I superi sono gli spostamenti (da media a picco) rispetto alla linea dei valori medi che eccedono il valore ammesso (valore da considerare in più o in meno rispetto alla linea dei valori medi). Di seguito si riporta lo schema grafico di riferimento.

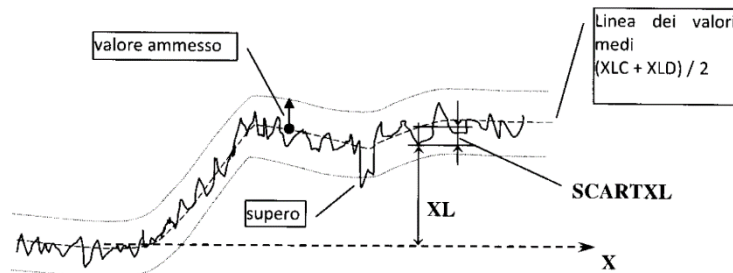


Figura 31 – Singoli difetti di scarto di livello trasversale.

Livello di sopraelevazione ΔH

Per un dato punto è la misura, espressa in millimetri, del modulo della differenza tra il livello trasversale XL e la sopraelevazione di progetto h: $\Delta H = |h - XL|$.

La sopraelevazione di progetto h è:

- 0 per binario in retta o su curve senza sopraelevazione e loro raccordi planimetrici;
- H di progetto della sopraelevazione per le curve e loro raccordi altimetri (h variabile).

Sul grafico si traccia, in corrispondenza delle rette e delle curve di tracciato, una linea alla quota della sopraelevazione di progetto, riportata nei tabellini delle curve e si valuta la differenza ΔH fra il livello trasversale XL e la sopraelevazione di progetto h: se la differenza ΔH eccede il relativo valore ammesso, si ha un supero.

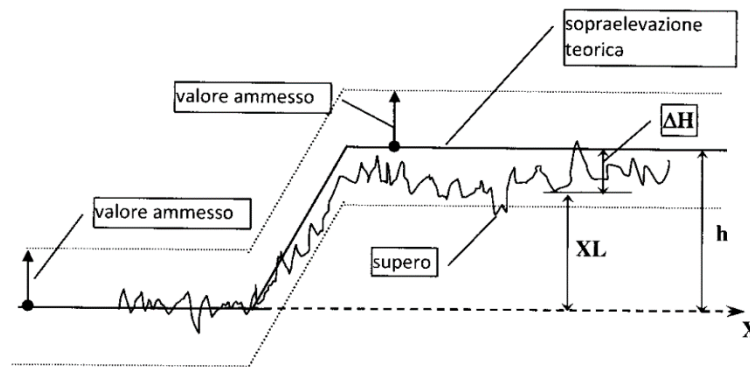


Figura 32 – Singoli difetti di sopraelevazione.

Le verifiche sono state effettuate confrontando i valori di cedimenti ottenuti con i valori limiti indicati nella *Parte III – Livelli di qualità geotecnica correnti* delle istruzioni RFI.

	$V \leq 160 \text{ km/h}$	$160 < V \leq 300 \text{ km/h}$
1° livello di qualità	$\Delta H \leq 10$ $SCARTXL \leq 6$	$\Delta H \leq 10$ $SCARTXL \leq 4$
2° livello di qualità	$10 < \Delta H \leq 15$ $6 < SCARTXL \leq 10$	$10 < \Delta H \leq 15$ $4 < SCARTXL \leq 8$
3° livello di qualità intervento anche in relazione ai limiti di sghembo (2)	$15 < \Delta H \leq 20$ (1) $10 < SCARTXL \leq 14$	$15 < \Delta H \leq 20$ (1) $8 < SCARTXL \leq 12$
(1) il valore di ΔH può essere ammesso solo a seguito di una verifica di assenza di problemi di sagoma (gallerie, interasse, posizione linea di contatto ecc.) (2) ATTENZIONE al rispetto delle condizioni di lavorabilità del binario previste dalla Norma sulla l.r.s.		

n.b.: Quando ci sono superi delle tolleranze d'esercizio esposte nell'ultima riga della tabella va consultata la Parte IV – VALORI COMPORTANTI VINCOLI ALL'ESERCIZIO.

Figura 33 – Valori limite di livello trasversale e livello di sopraelevazione.

A vantaggio di sicurezza si considererà la condizione secondo cui la valutazione di SCARTXL avverrà tra la sezione di scavo massimo ed una sezione senza scavo al fine di massimizzarne il valore. Per la valutazione del livello di sopraelevazione si considera invece una sopraelevazione di progetto h nulla al fine di massimizzare il valore del livello di sopraelevazione ΔH . In queste condizioni dunque varrà $XL = SCARTXL = \Delta H$.

9.2 Dimensionamento delle armature dei cordoli

Il dimensionamento delle armature dei cordoli delle paratie avviene fuori calcolo, definendo un verosimile quantitativo di armature superiore ai valori minimi definiti dalle NTC 2018.

Nello specifico secondo il paragrafo 4.1.6.1.1 l'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t \cdot d$$

E comunque non minore di $0.0013 \cdot b_t \cdot d$

Dove:

b_t = rappresenta la larghezza media della zona tesa; per una trave a T con piattabanda compressa, nel calcolare il valore di b_t si considera solo la larghezza dell'anima;

d = è l'altezza utile della sezione;

f_{ctm} = è il valore medio della resistenza a trazione assiale definita nel § 11.2.10.2;
 f_{yk} = è il valore caratteristico della resistenza a trazione dell'armatura ordinaria.

10 Analisi e verifiche di calcolo

Di seguito saranno riportate le analisi svolte con la descrizione degli schemi di calcolo, dei modelli numerici e dei risultati ottenuti.

10.1 Descrizione dello schema di calcolo e fasi

È stata studiata una sezione di calcolo rappresentativa delle condizioni di scavo necessarie per la realizzazione delle fondazioni.

Su questa zona si considera un'altezza di scavo di 3 m, considerando una stratigrafia di cautela dove per 2 m si riscontra del terreno di riporto (Unità II), fino a 5 m materiale detritico (Unità I) e successivamente il substrato (Unità III).

Si considera una paratia di micropali di lunghezza 9 m

Di seguito si riportano le fasi analizzate.

- Fase 0: Stato di fatto con attivazione dei carichi da treno e della paratia.

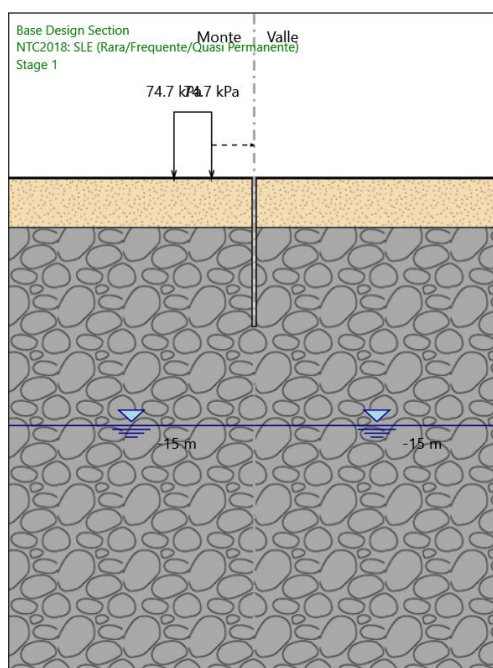


Figura 34 – Fase 0 - Riproduzione dello stato di fatto.

- Fase 1: Attivazione della paratia, dei carichi tra treno e scavo fino a 3.0 m da p.c.

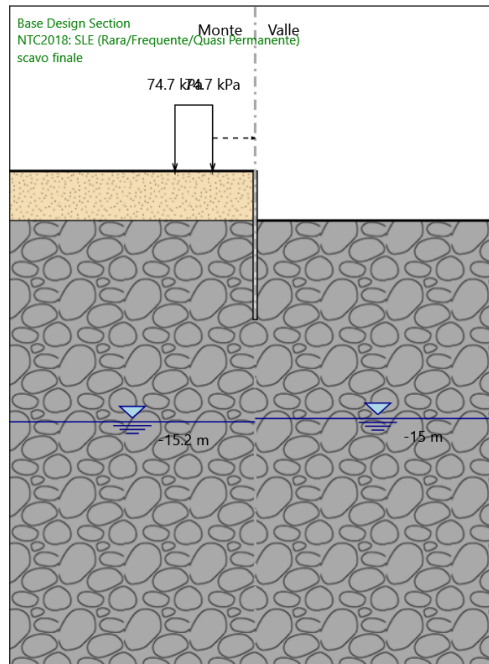


Figura 35 – Fase 1 - Scavo a -3.0 m.

10.2 Risultati ottenuti

10.2.1 Combinazioni SLU

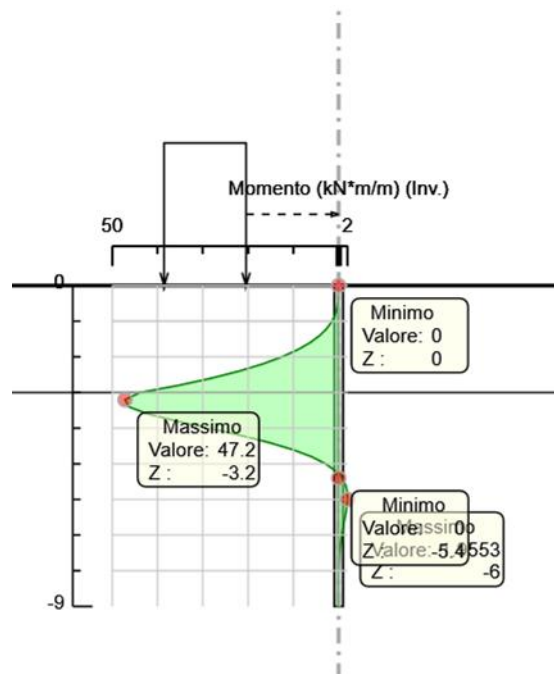


Figura 36 – Involuppo Momento flettente SLU.

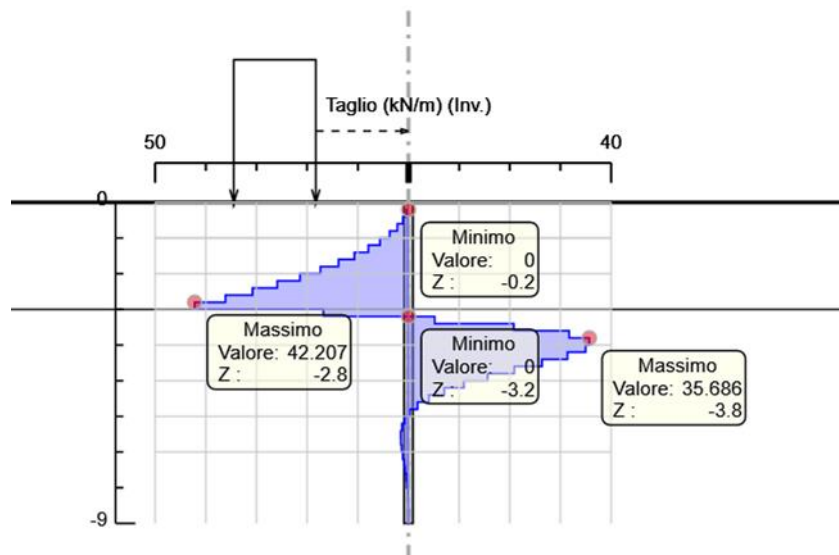


Figura 37 – Involuppo Taglio SLU.

10.2.2 Combinazioni SLE

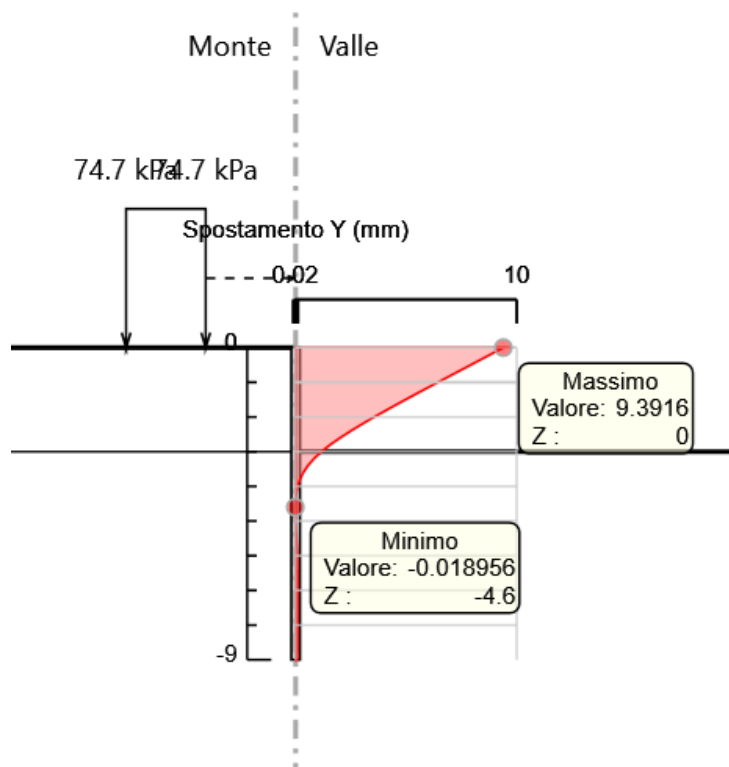


Figura 38: Spostamenti orizzontali in condizioni definitive statiche SLE.

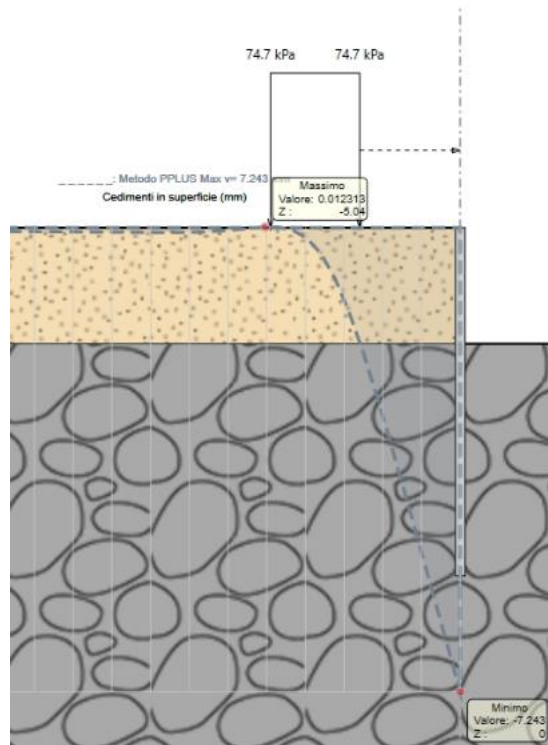


Figura 39: Valutazione dei cedimenti col metodo Paratie Plus in condizioni definitive statiche.

Riepilogo analisi SLE Sezione 2

FASE DI CALCOLO	u_x	u_{y-sx}	u_{y-dx}	$XL=SCARTXL=\Delta H$
	[m]	[mm]	[mm]	[mm]
	-	metodo PP		metodo PP
Fase 1	1.3	0	1.3	1.3

Tabella 3: Riepilogo dei risultati delle analisi SLE.

Le verifiche SLE sui cedimenti attesi risultano soddisfatte, in quanto i valori di cedimento risultano all'interno del 1° livello di qualità descritto in Figura 33.

Riepilogo analisi SLU Paratie Plus

M_{max}		T_{max}	
[kNm/m]	[kNm]	[kN/m]	[kN]
47.2	18.88	42.21	16.88

Tabella 4: Riepilogo delle sollecitazioni massime in condizioni SLU.

10.3 Verifiche

10.3.1 Verifica a flessione

$$M_{Rd} = 212.1 \text{ kNm/m} \geq M_{Ed} = 47.2 \text{ kN m/m}$$

10.3.2 Verifica a taglio

$$T_{Rd} = 1545 \text{ kN/m} \geq T_{Ed} = 42.88 \text{ kN /m}$$

Si specifica inoltre che tutte le combinazioni di calcolo previste da NTC2018 STR e GEO sono risultate soddisfatte (per risultati completi fare riferimento all'allegato di calcolo).

11 ALLEGATI

11.1 Allegato di calcolo Paratie Plus

Report di Calcolo

Descrizione della Stratigrafia e degli Strati di Terreno

Tipo : HORIZONTAL

Quota : 0 m

OCR : 1

Tipo : HORIZONTAL

Quota : -3 m

OCR : 1

Strato di Terreno	Terreno	γ dry	γ sat	ϕ'	ϕ	c'	Su	Modulo	Elastico	Eu	Evc	Eur	Ah	Av	exp	Pa	Rur/Rvc	Rvc	Ku	Kvc	Kur	
		kN/m ³	kN/m ³	°	°	kPa	kPa				kPa	kPa				kPa		kPa	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³	
1	Unità I	18	18	26		0		Constant			15000	24000										
2	Unità III	24	24	28		150		Constant			250000	250000										

Descrizione Pareti

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -9 m

Muro di sinistra

Sezione : Micropali 250 tubo 168.3/10 i0.4 n

Area equivalente : 0.0289629853385815 m

Inerzia equivalente : 0.0001 m⁴/m

Materiale calcestruzzo : C25/30

Tipo sezione : Tangent

Spaziatura : 0.4 m

Diametro : 0.25 m

Efficacia : 1

Materiale acciaio : S355

Sezione : CHS168.3*10

Tipo sezione : O

Spaziatura : 0.4 m

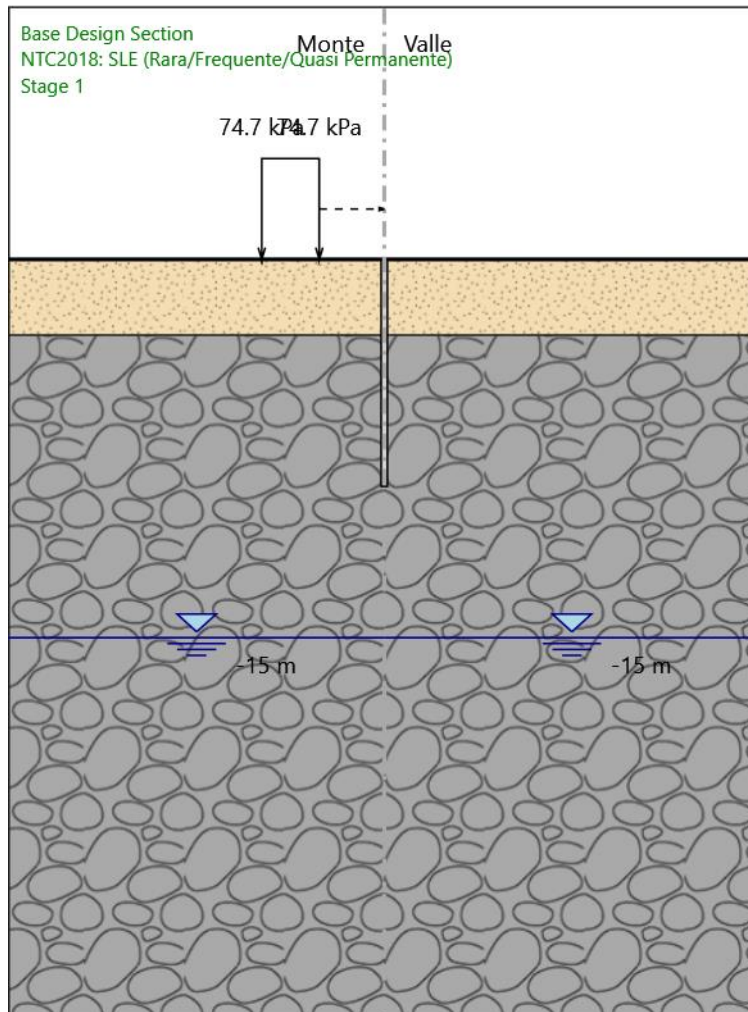
Spessore : 0.01 m

Diametro : 0.1683 m



Fasi di Calcolo

Stage 1



Stage 1

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -15 m

Falda di destra : -15 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -4.9 m

X finale : -2.6 m

Pressione iniziale : 74.7 kPa

Pressione finale : 74.7 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

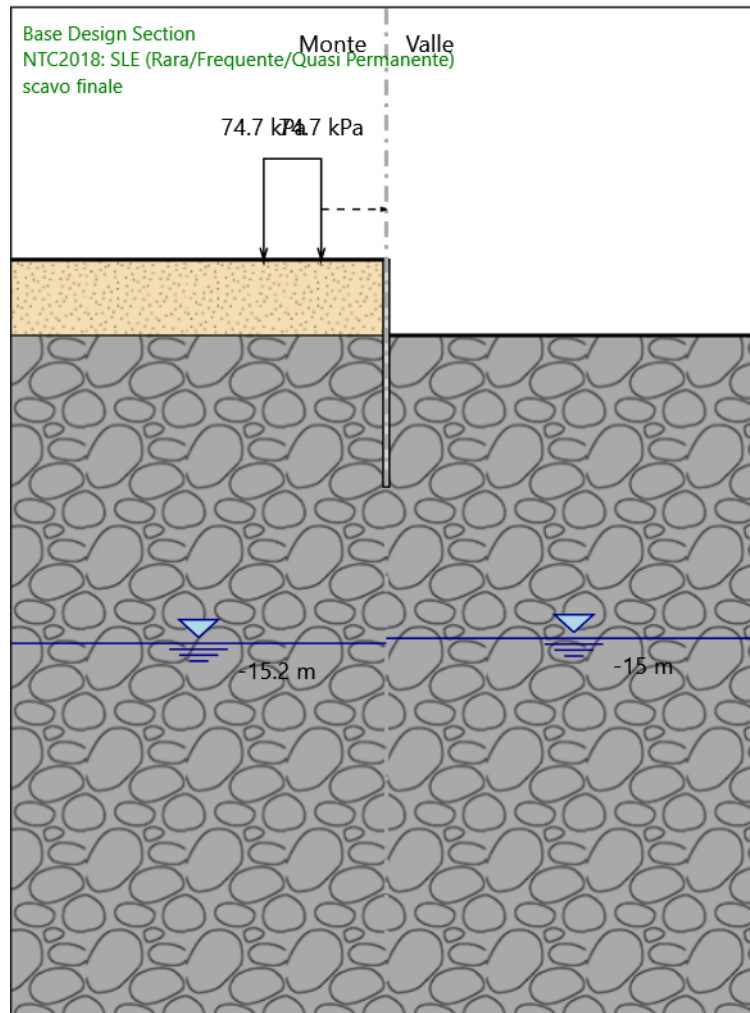
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -9 m

Sezione : Micropali 250 tubo 168.3/10 i0.4 n

scavo finale



scavo finale

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -3 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m
 Linea di scavo di destra (Orizzontale)
 -3 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -15.2 m
 Falda di destra : -15 m

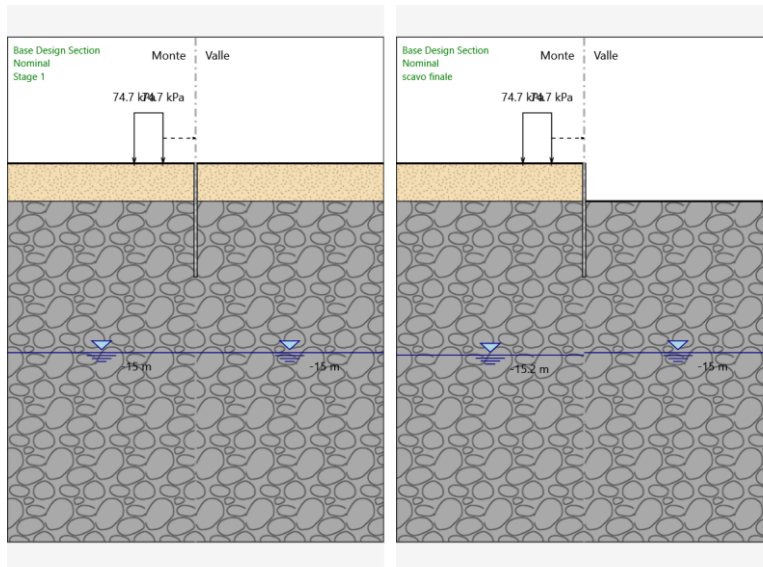
Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge
 X iniziale : -4.9 m
 X finale : -2.6 m
 Pressione iniziale : 74.7 kPa
 Pressione finale : 74.7 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement
 X : 0 m
 Quota in alto : 0 m
 Quota di fondo : -9 m
 Sezione : Micropali 250 tubo 168.3/10 i0.4 n

Tabella Configurazione Stage (Nominal)



Grafici dei Risultati

Design Assumption : Nominal

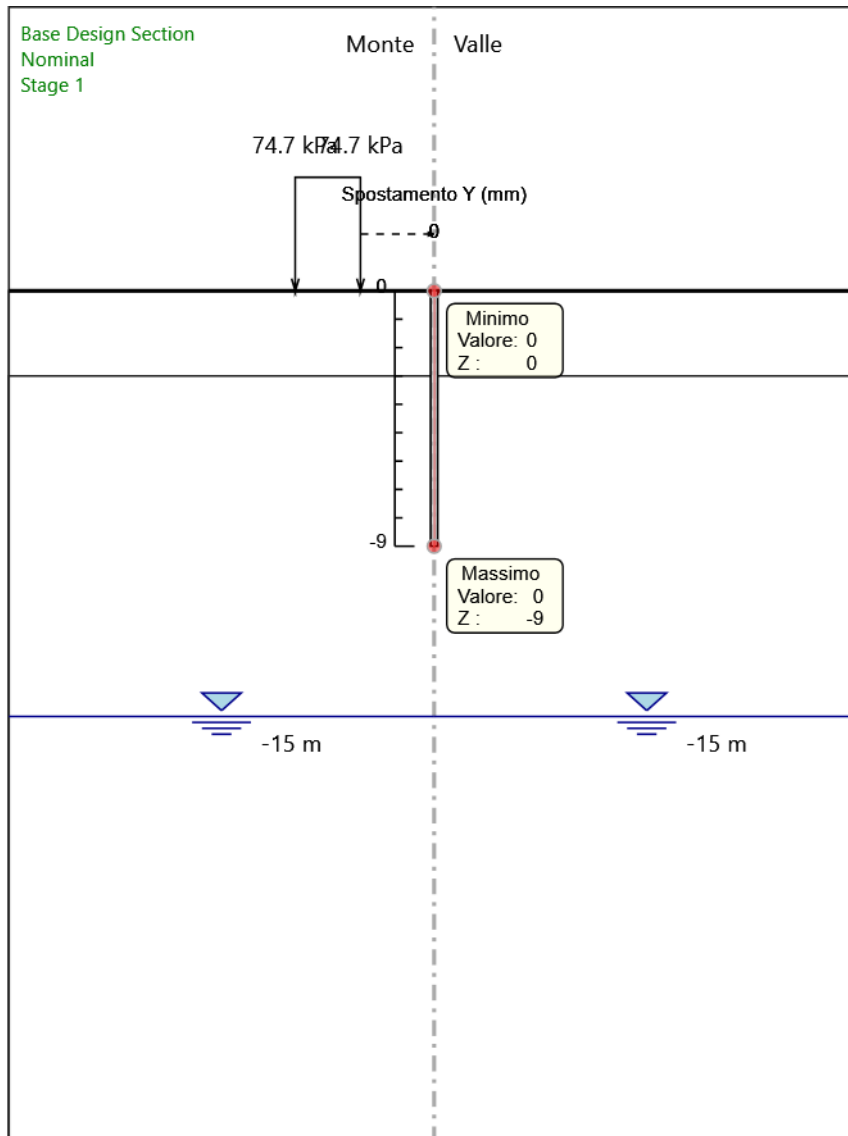
Tabella Spostamento Nominal - LEFT Stage: Stage 1

Design Assumption: Nominal	Tipo Risultato: Spostamento	Muro: LEFT
Stage	Z (m)	Spostamento orizzontale (mm)
Stage 1	0	0
Stage 1	-0.2	0
Stage 1	-0.4	0
Stage 1	-0.6	0
Stage 1	-0.8	0
Stage 1	-1	0
Stage 1	-1.2	0
Stage 1	-1.4	0
Stage 1	-1.6	0
Stage 1	-1.8	0
Stage 1	-2	0
Stage 1	-2.2	0
Stage 1	-2.4	0
Stage 1	-2.6	0
Stage 1	-2.8	0
Stage 1	-3	0
Stage 1	-3.2	0
Stage 1	-3.4	0
Stage 1	-3.6	0
Stage 1	-3.8	0
Stage 1	-4	0
Stage 1	-4.2	0
Stage 1	-4.4	0
Stage 1	-4.6	0
Stage 1	-4.8	0
Stage 1	-5	0
Stage 1	-5.2	0
Stage 1	-5.4	0
Stage 1	-5.6	0
Stage 1	-5.8	0
Stage 1	-6	0
Stage 1	-6.2	0
Stage 1	-6.4	0
Stage 1	-6.6	0
Stage 1	-6.8	0
Stage 1	-7	0
Stage 1	-7.2	0
Stage 1	-7.4	0
Stage 1	-7.6	0
Stage 1	-7.8	0
Stage 1	-8	0
Stage 1	-8.2	0
Stage 1	-8.4	0
Stage 1	-8.6	0
Stage 1	-8.8	0
Stage 1	-9	0

Tabella Spostamento Nominal - LEFT Stage: scavo finale

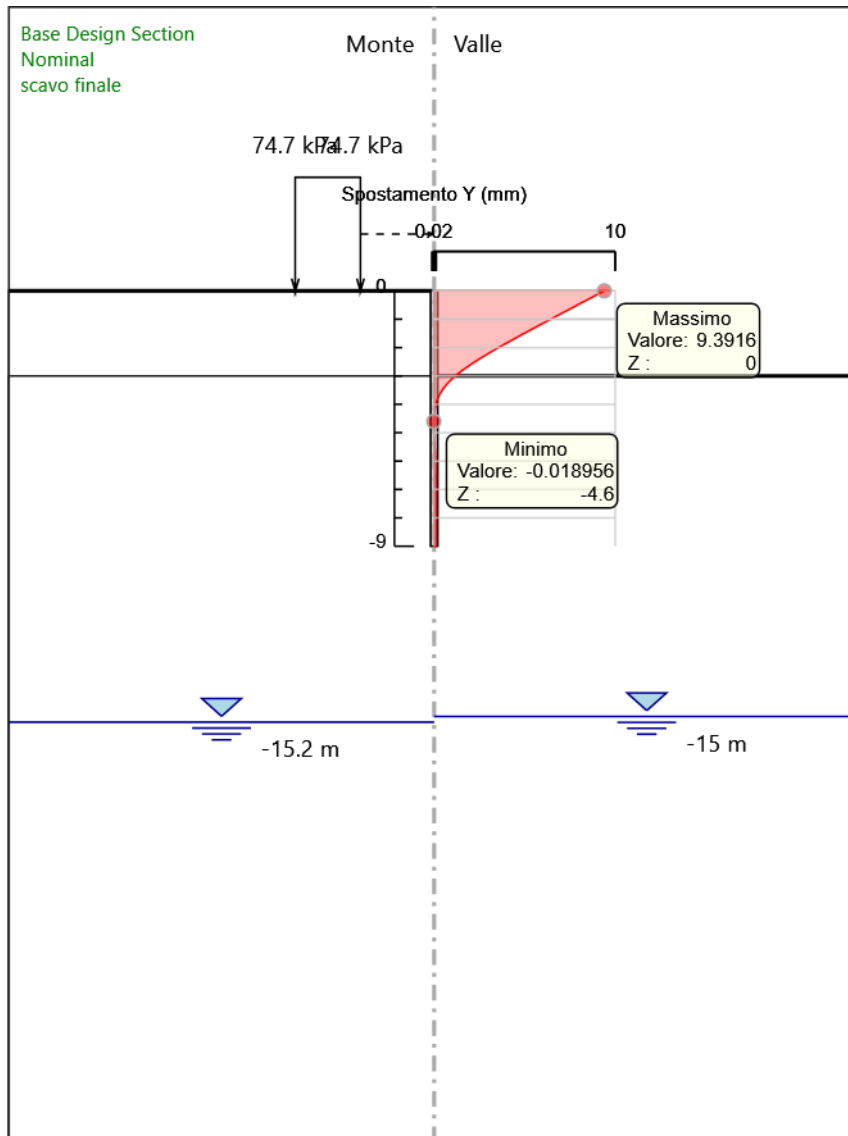
Design Assumption: Nominal	Tipo Risultato: Spostamento	Muro: LEFT
Stage	Z (m)	Spostamento orizzontale (mm)
scavo finale	0	9.39
scavo finale	-0.2	8.8
scavo finale	-0.4	8.21
scavo finale	-0.6	7.61
scavo finale	-0.8	7.02
scavo finale	-1	6.43
scavo finale	-1.2	5.84
scavo finale	-1.4	5.26
scavo finale	-1.6	4.68
scavo finale	-1.8	4.11
scavo finale	-2	3.55
scavo finale	-2.2	3.01
scavo finale	-2.4	2.49
scavo finale	-2.6	2.01
scavo finale	-2.8	1.56
scavo finale	-3	1.17
scavo finale	-3.2	0.83
scavo finale	-3.4	0.55
scavo finale	-3.6	0.34
scavo finale	-3.8	0.19
scavo finale	-4	0.09
scavo finale	-4.2	0.03
scavo finale	-4.4	-0.01
scavo finale	-4.6	-0.02
scavo finale	-4.8	-0.02
scavo finale	-5	0
scavo finale	-5.2	0.01
scavo finale	-5.4	0.03
scavo finale	-5.6	0.04
scavo finale	-5.8	0.06
scavo finale	-6	0.07
scavo finale	-6.2	0.08
scavo finale	-6.4	0.09
scavo finale	-6.6	0.09
scavo finale	-6.8	0.09
scavo finale	-7	0.09
scavo finale	-7.2	0.09
scavo finale	-7.4	0.09
scavo finale	-7.6	0.09
scavo finale	-7.8	0.09
scavo finale	-8	0.09
scavo finale	-8.2	0.09
scavo finale	-8.4	0.09
scavo finale	-8.6	0.09
scavo finale	-8.8	0.09
scavo finale	-9	0.09

Grafico Spostamento orizzontale Nominal - Stage: Stage 1



Design Assumption: Nominal
 Stage: Stage 1
 Spostamento orizzontale

Grafico Spostamento orizzontale Nominal - Stage: scavo finale



Design Assumption: Nominal
 Stage: scavo finale
 Spostamento orizzontale

Inviluppi Spostamento Nominal

Risultati Paratia

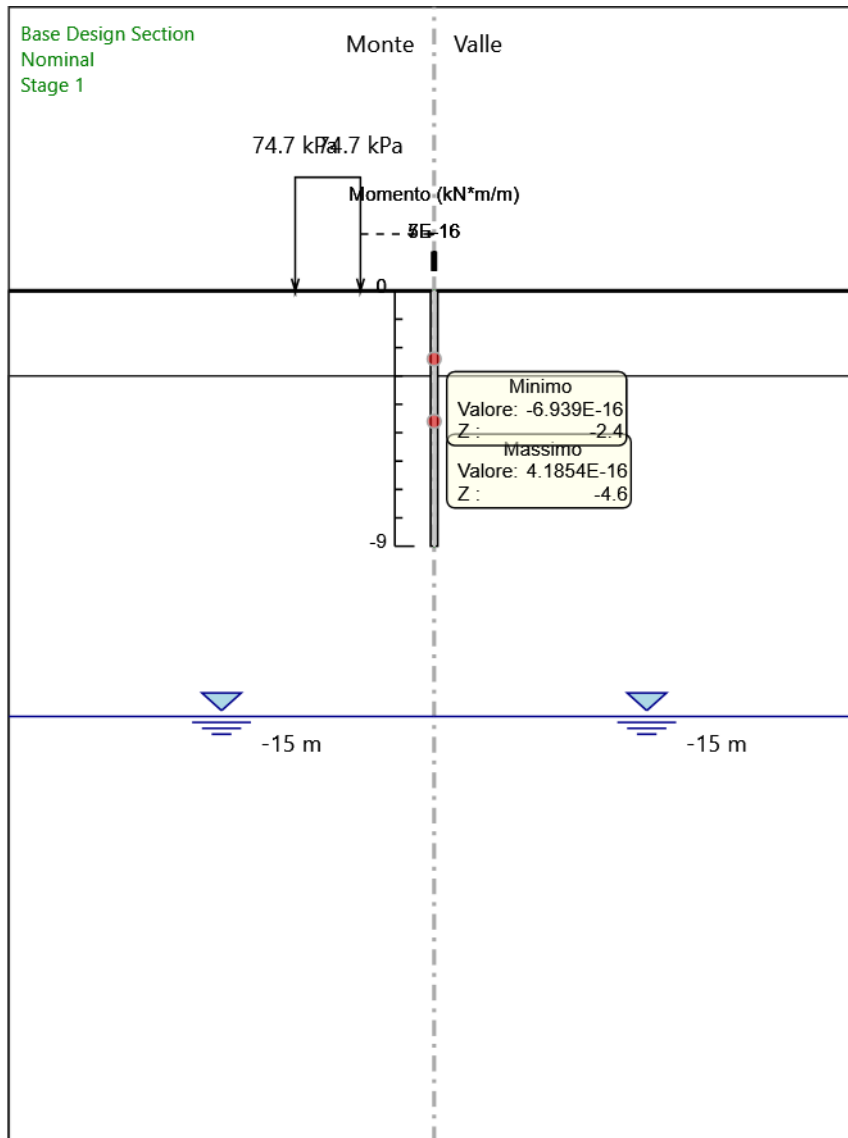
Tabella Risultati Paratia Nominal - Stage: Stage 1

Design Assumption: Nominal Risultati Paratia		Muro: LEFT	
Stage	Z (m)	Momento (kN*m/m)	Taglio (kN/m)
Stage 1	0	0	0
Stage 1	-0.2	0	0
Stage 1	-0.4	0	0
Stage 1	-0.6	0	0
Stage 1	-0.8	0	0
Stage 1	-1	0	0
Stage 1	-1.2	0	0
Stage 1	-1.4	0	0
Stage 1	-1.6	0	0
Stage 1	-1.8	0	0
Stage 1	-2	0	0
Stage 1	-2.2	0	0
Stage 1	-2.4	0	0
Stage 1	-2.6	0	0
Stage 1	-2.8	0	0
Stage 1	-3	0	0
Stage 1	-3.2	0	0
Stage 1	-3.4	0	0
Stage 1	-3.6	0	0
Stage 1	-3.8	0	0
Stage 1	-4	0	0
Stage 1	-4.2	0	0
Stage 1	-4.4	0	0
Stage 1	-4.6	0	0
Stage 1	-4.8	0	0
Stage 1	-5	0	0
Stage 1	-5.2	0	0
Stage 1	-5.4	0	0
Stage 1	-5.6	0	0
Stage 1	-5.8	0	0
Stage 1	-6	0	0
Stage 1	-6.2	0	0
Stage 1	-6.4	0	0
Stage 1	-6.6	0	0
Stage 1	-6.8	0	0
Stage 1	-7	0	0
Stage 1	-7.2	0	0
Stage 1	-7.4	0	0
Stage 1	-7.6	0	0
Stage 1	-7.8	0	0
Stage 1	-8	0	0
Stage 1	-8.2	0	0
Stage 1	-8.4	0	0
Stage 1	-8.6	0	0
Stage 1	-8.8	0	0
Stage 1	-9	0	0

Tabella Risultati Paratia Nominal - Stage: scavo finale

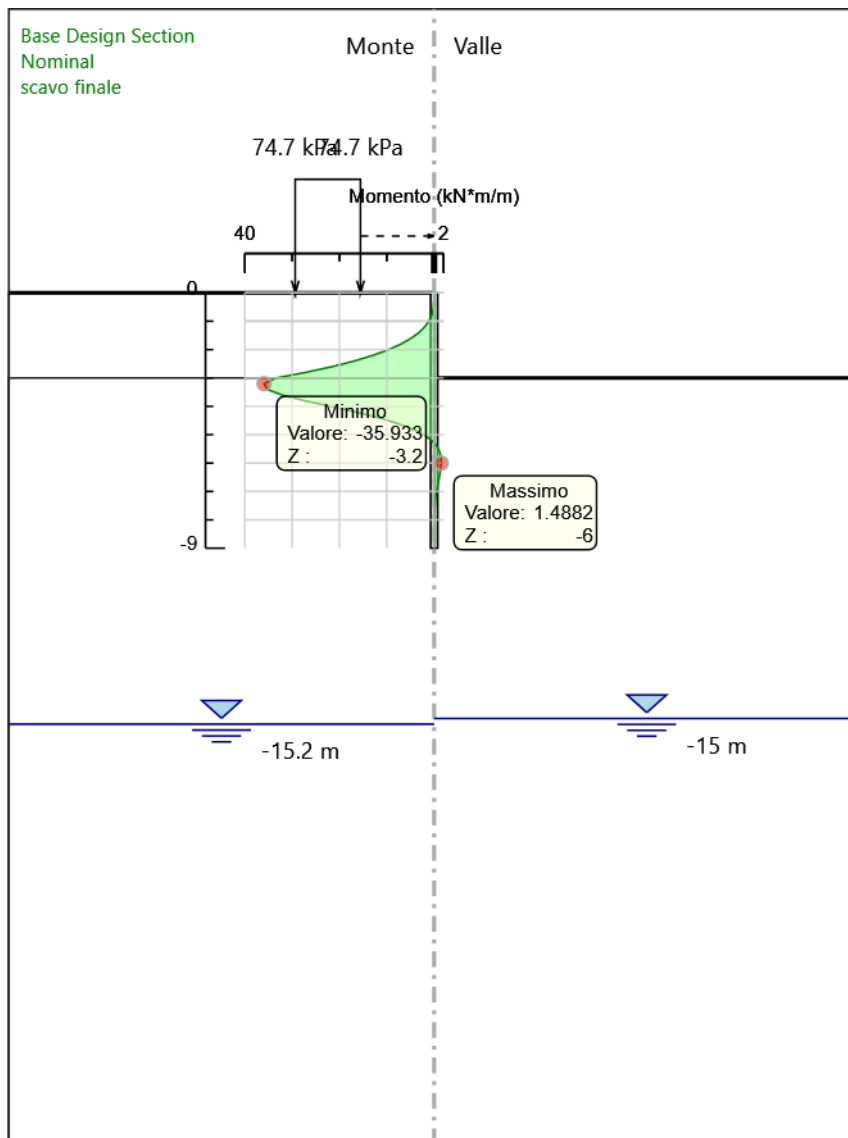
Design Assumption: Nominal Risultati Paratia		Muro: LEFT	
Stage	Z (m)	Momento (kN*m/m)	Taglio (kN/m)
scavo finale	0	0	0
scavo finale	-0.2	0	0
scavo finale	-0.2	0	0
scavo finale	-0.4	-0.06	-0.28
scavo finale	-0.6	-0.23	-0.85
scavo finale	-0.8	-0.57	-1.7
scavo finale	-1	-1.14	-2.85
scavo finale	-1.2	-2	-4.3
scavo finale	-1.4	-3.21	-6.07
scavo finale	-1.6	-4.84	-8.15
scavo finale	-1.8	-6.95	-10.55
scavo finale	-2	-9.61	-13.28
scavo finale	-2.2	-12.88	-16.34
scavo finale	-2.4	-16.82	-19.73
scavo finale	-2.6	-21.51	-23.44
scavo finale	-2.8	-27.01	-27.49
scavo finale	-3	-33.39	-31.92
scavo finale	-3.2	-35.93	-12.7
scavo finale	-3.4	-35.3	3.15
scavo finale	-3.6	-32.17	15.65
scavo finale	-3.8	-27.36	24.06
scavo finale	-4	-21.93	27.14
scavo finale	-4.2	-16.61	26.63
scavo finale	-4.4	-11.82	23.94
scavo finale	-4.6	-7.8	20.12
scavo finale	-4.8	-4.6	15.96
scavo finale	-5	-2.22	11.95
scavo finale	-5.2	-0.54	8.39
scavo finale	-5.4	0.55	5.43
scavo finale	-5.6	1.17	3.11
scavo finale	-5.8	1.45	1.39
scavo finale	-6	1.49	0.2
scavo finale	-6.2	1.38	-0.55
scavo finale	-6.4	1.18	-0.97
scavo finale	-6.6	0.96	-1.14
scavo finale	-6.8	0.73	-1.14
scavo finale	-7	0.52	-1.03
scavo finale	-7.2	0.35	-0.87
scavo finale	-7.4	0.21	-0.68
scavo finale	-7.6	0.11	-0.5
scavo finale	-7.8	0.05	-0.34
scavo finale	-8	0.01	-0.2
scavo finale	-8.2	-0.01	-0.09
scavo finale	-8.4	-0.02	-0.02
scavo finale	-8.6	-0.01	0.03
scavo finale	-8.8	0	0.04
scavo finale	-9	0	0.02

Grafico Momento Nominal - Stage: Stage 1



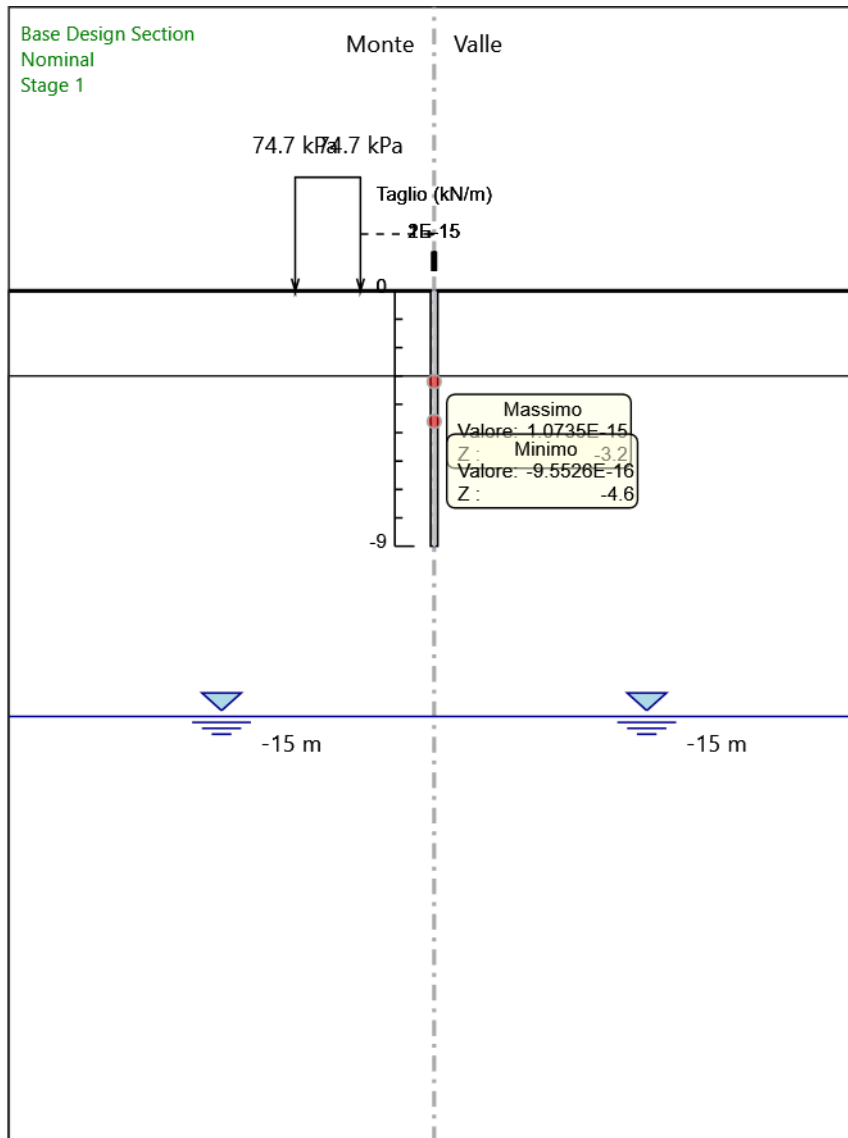
Design Assumption: Nominal
 Stage: Stage 1
 Momento

Grafico Momento Nominal - Stage: scavo finale



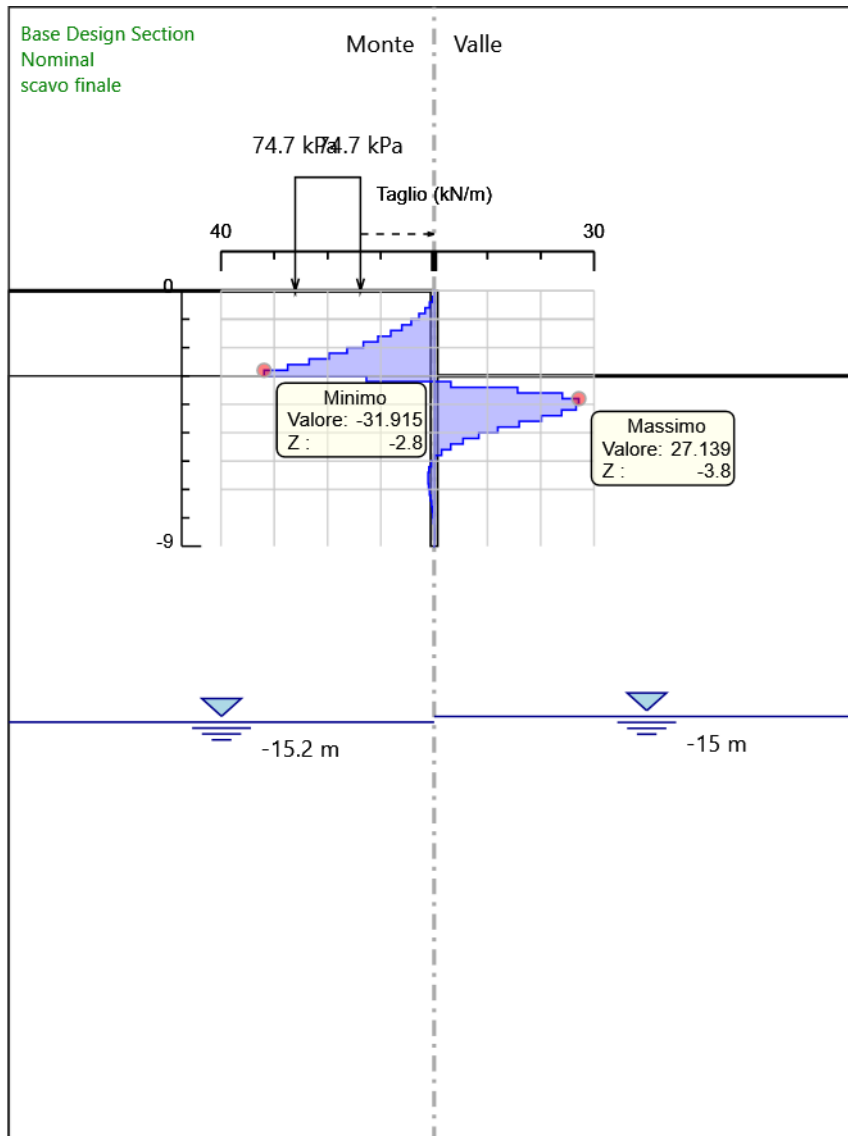
Design Assumption: Nominal
 Stage: scavo finale
 Momento

Grafico Taglio Nominal - Stage: Stage 1



Design Assumption: Nominal
 Stage: Stage 1
 Taglio

Grafico Taglio Nominal - Stage: scavo finale



Design Assumption: Nominal
 Stage: scavo finale
 Taglio

Inviluppi Risultati Paratia Nominal

Riepilogo spinte

Design Assumption: Nominal Stage	Tipo Risultato: Riepilogo spinte Vera effettiva (kN/m)	Muro: LEFT					
		Pressione neutra (kN/m)	Vera Totale (kN/m)	Min ammissibile (kN/m)	Max ammissibile (kN/m)	Percentuale di resistenza massima	Vera / Attiva
Stage 1	493.3	0	493.3	31.9	7109.4	6.94%	15.46
scavo finale	394.1	0	394.1	31.9	7109.4	5.54%	12.35

Design Assumption: Nominal Stage	Tipo Risultato: Riepilogo spinte Vera effettiva (kN/m)	Muro: LEFT					
		Pressione neutra (kN/m)	Vera Totale (kN/m)	Min ammissibile (kN/m)	Max ammissibile (kN/m)	Percentuale di resistenza massima	Vera / Attiva
Stage 1	493.3	0	493.3	29.5	6732.8	7.33%	16.72
scavo finale	394.1	0	394.1	0	5219.7	7.55%	∞

Descrizione Coefficienti Design Assumption

Nome	Carichi Permanenti Sfavorevoli (F_dead_load_ unfavour)	Carichi Permanenti Favorevoli (F_dead_loa d_favour)	Carichi Variabili Sfavorevoli (F_live_load_ unfavour)	Carichi Variabili Favorevoli (F_live_loa d_favour)	Carico Sismico (F_seis m_load)	Pressio ni Acqua Lato Monte (F_Wat erDR)	Pressio ni Acqua Lato Valle (F_Wat erRes)	Carichi Permane nti Destabili zzanti (F_UPL_ GDStab)	Carichi Perman enti Stabilizz anti (F_UPL_ GStab)	Carichi Variabili Destabili zzanti (F_UPL_ QDStab)	Carichi Permane nti Destabili zzanti (F_HYD_ GDStab)	Carichi Perman enti Stabilizz anti (F_HYD_ GStab)	Carichi Variabili Destabiliz zanti (F_HYD_ QDStab)
Simbolo	γ_G	γ_G	γ_Q	γ_Q	γ_{QE}	γ_G	γ_G	γ_{Gdst}	γ_{Gstb}	γ_{Qdst}	γ_{Gdst}	γ_{Gstb}	γ_{Qdst}
Nominal	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1	1.3	1	1.5	1	0	1.3	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018: A1+M1+R3	1.3	1	1.5	1	0	1.3	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1	1.3	1	0	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018: A2+M2+R2	1	1	1.3	1	0	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1

Nome	Parziale su $\tan(\phi')$ (F_Fr) γ_ϕ	Parziale su c' (F_eff_cohes) γ_c	Parziale su S_u (F_Su) γ_{cu}	Parziale su q_u (F_qu) γ_{qu}	Parziale su peso specifico (F_gamma) γ_γ
Simbolo	γ_ϕ	γ_c	γ_{cu}	γ_{qu}	γ_γ
Nominal	1	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R3	1	1	1	1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1.25	1.25	1.4	1	1
NTC2018: A2+M2+R2	1.25	1.25	1.4	1	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1	1	1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1	1	1	1

Nome	Parziale resistenza terreno (es. Kp) (F_Soil_Res_walls) γ_{Re}	Parziale resistenza Tiranti permanenti (F_Anch_P) γ_{ap}	Parziale resistenza Tiranti temporanei (F_Anch_T) γ_{at}	Parziale elementi strutturali (F_wall)
Simbolo	γ_{Re}	γ_{ap}	γ_{at}	
Nominal	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R3	1	1.2	1.1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1.2	1.1	1
NTC2018: A2+M2+R2	1	1.2	1.1	1

Nome	Parziale resistenza terreno (es. Kp) (F_Soil_Res_walls)	Parziale resistenza Tiranti permanenti (F_Anch_P)	Parziale resistenza Tiranti temporanei (F_Anch_T)	Parziale elementi strutturali (F_wall)
Simbolo	γ_{Re}	γ_{ap}	γ_{at}	
NTC2018: SISMICA STR	1	1.2	1.1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1.2	1.1	1

Riepilogo Stage / Design Assumption per Inviluppo

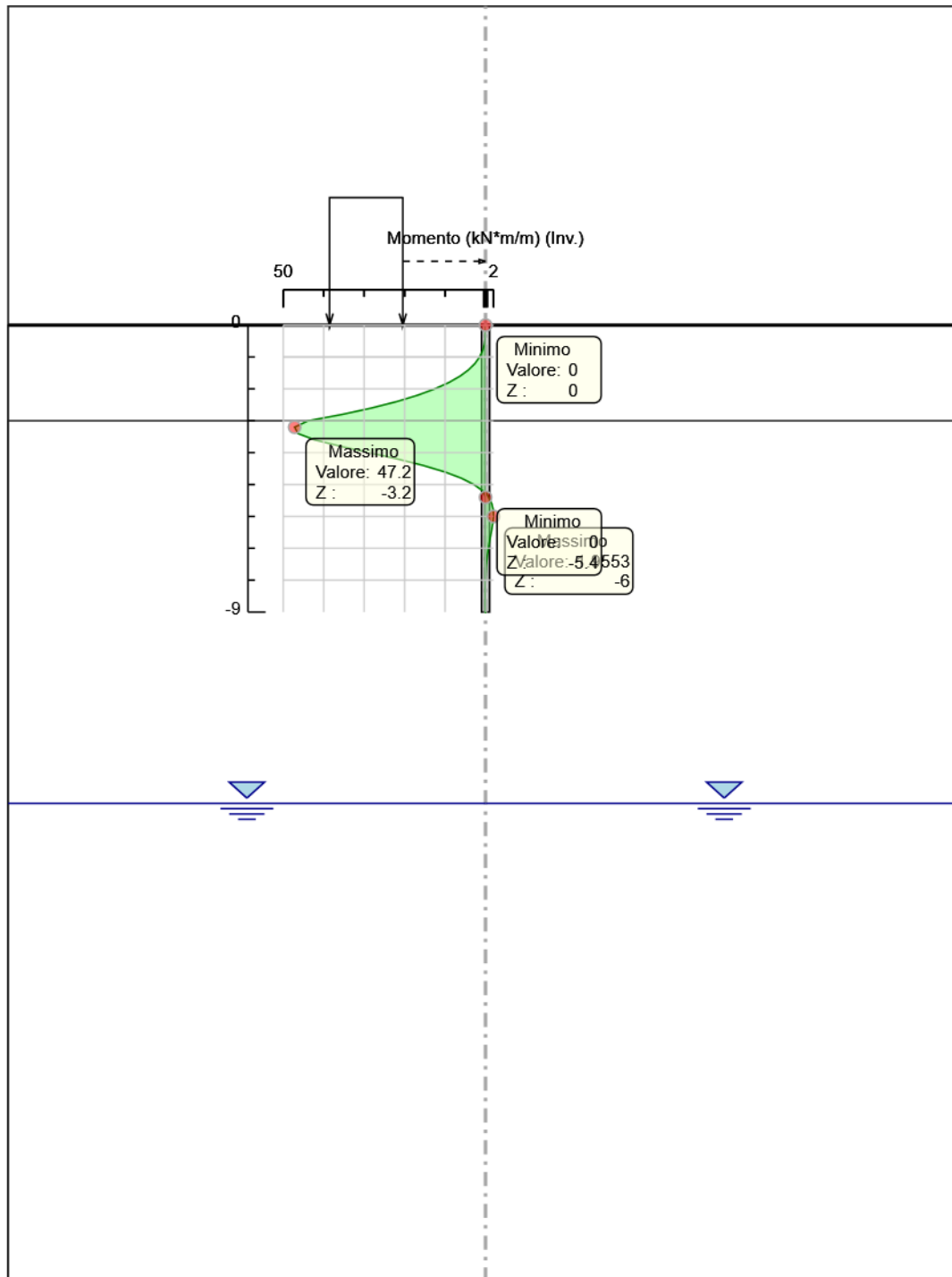
Design Assumption	Stage 1 scavo finale
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	
NTC2018: A1+M1+R1	V
NTC2018: A1+M1+R3	V
NTC2018: A2+M2+R1	V
NTC2018: A2+M2+R2	V
NTC2018: SISMICA STR	
NTC2018: SISMICA GEO	

Descrizione sintetica dei risultati delle Design Assumption (Inviluppi)

Tabella Inviluppi Momento WallElement

Selected Design Assumptions	Inviluppi: Momento	Muro: WallElement
Z (m)	Lato sinistro (kN*m/m)	Lato destro (kN*m/m)
0	0	0
-0.2	0	0
-0.4	0.073	0
-0.6	0.293	0
-0.8	0.736	0
-1	1.479	0
-1.2	2.602	0
-1.4	4.187	0
-1.6	6.318	0
-1.8	9.08	0
-2	12.559	0
-2.2	16.844	0
-2.4	22.021	0
-2.6	28.178	0
-2.8	35.402	0
-3	43.844	0
-3.2	47.2	0
-3.4	46.357	0
-3.6	42.197	0
-3.8	35.853	0
-4	28.715	0
-4.2	21.723	0
-4.4	15.445	0
-4.6	10.172	0
-4.8	5.994	0
-5	2.87	0
-5.2	0.679	0
-5.4	0	0.741
-5.6	0	1.546
-5.8	0	1.906
-6	0	1.955
-6.2	0	1.808
-6.4	0	1.553
-6.6	0	1.254
-6.8	0	0.955
-7	0	0.685
-7.2	0	0.458
-7.4	0	0.279
-7.6	0	0.147
-7.8	0	0.059
-8	0	0.006
-8.2	0.019	0
-8.4	0.023	0
-8.6	0.017	0
-8.8	0.006	0
-9	0	0

Grafico Involuppi Momento

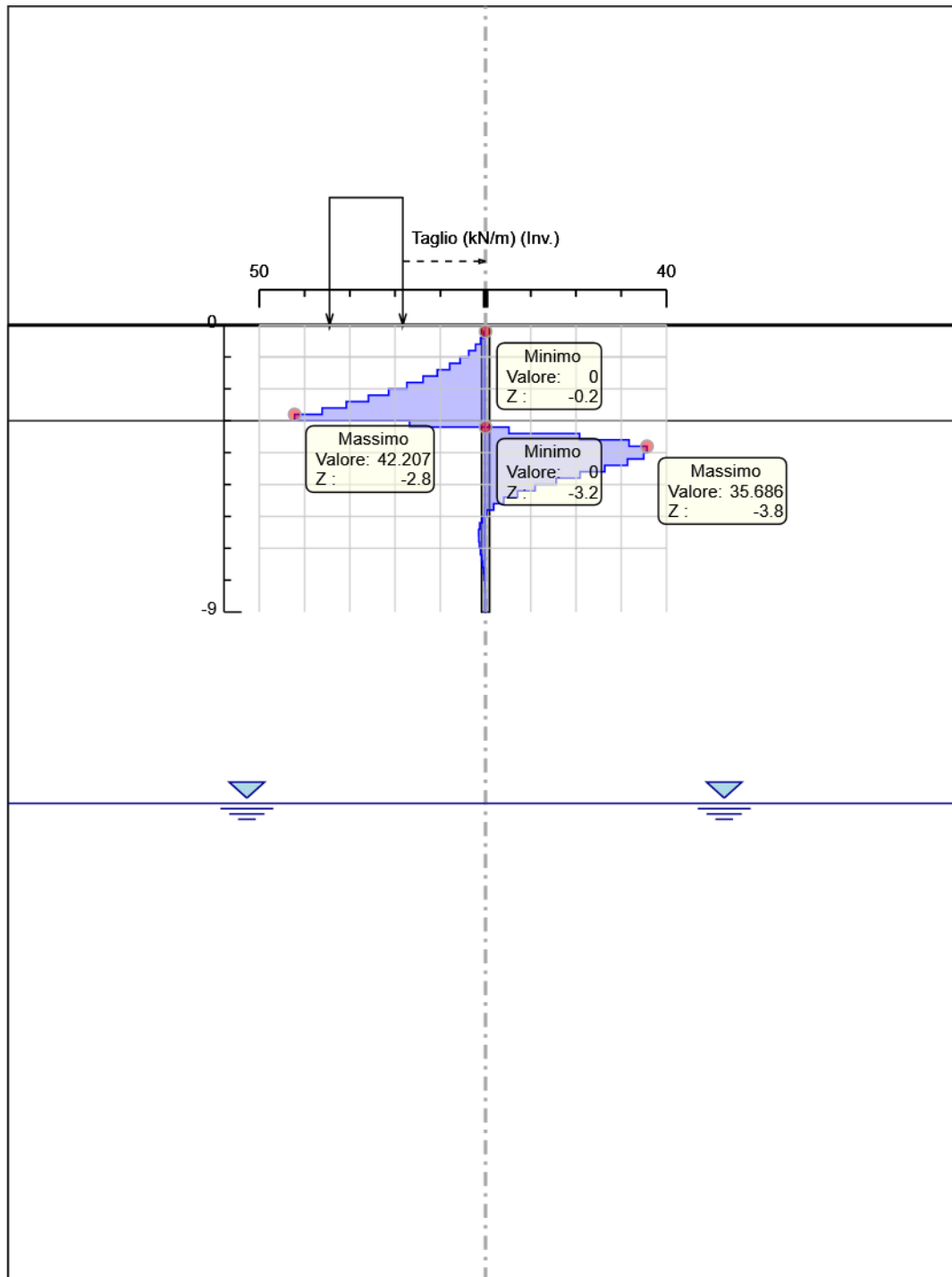


Momento

Tabella Involuppi Taglio WallElement

Selected Design Assumptions	Involuppi: Taglio	Muro: WallElement
Z (m)	Lato sinistro (kN/m)	Lato destro (kN/m)
0	0	0
-0.2	0.366	0
-0.4	1.101	0
-0.6	2.215	0
-0.8	3.715	0
-1	5.615	0
-1.2	7.924	0
-1.4	10.653	0
-1.6	13.809	0
-1.8	17.398	0
-2	21.424	0
-2.2	25.886	0
-2.4	30.786	0
-2.6	36.12	0
-2.8	42.207	0
-3	42.207	0
-3.2	16.78	5.176
-3.4	0	20.801
-3.6	0	31.724
-3.8	0	35.686
-4	0	35.686
-4.2	0	34.962
-4.4	0	31.389
-4.6	0	26.365
-4.8	0	20.889
-5	0	15.622
-5.2	0	10.956
-5.4	0	7.081
-5.6	0	4.044
-5.8	0	1.799
-6	0.736	0.247
-6.2	1.277	0
-6.4	1.495	0
-6.6	1.495	0
-6.8	1.492	0
-7	1.351	0
-7.2	1.137	0
-7.4	0.895	0
-7.6	0.657	0
-7.8	0.443	0
-8	0.263	0
-8.2	0.123	0
-8.4	0.024	0.034
-8.6	0	0.052
-8.8	0	0.052
-9	0	0.031

Grafico Involuppi Taglio



Taglio

Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva %
NTC2018: A2+M2+R1 scavo finale Left Wall		LEFT		7.84
NTC2018: A2+M2+R1 scavo finale Left Wall			RIGHT	11.04

Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Attiva

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Attiva %
NTC2018: A2+M2+R1 scavo finale Left Wall		LEFT		1060.02