

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

S.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA CENTRO

PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA

VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA

RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA MANOPPELLO – SCAFA

LOTTO 2

OPERE DI SOSTEGNO (ferroviari + viabilità)

Relazione tecnico-descrittiva

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

IA97 00 R 29 RO RI0005 001 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE DEFINITIVA	P. Luciani 	Agosto 2021	L. Odoguardi 	Agosto 2021	T. Paoletti 	Agosto 2021	F. Arduini Novembre 2021
B	REVISIONE A SEGUITO RICHIESTE RFI	P. Luciani 	Novembre 2021	L. Odoguardi 	Novembre 2021	T. Paoletti 	Novembre 2021	

File: IA9700R29RORI0005001B

n. Elab.: 11-1

INDICE

1	INQUADRAMENTO GENERALE DEL PROGETTO.....	3
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	4
3	INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	6
1.1	QUADRO DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE.....	6
2.	QUADRO DI RIFERIMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO.....	8
2.1	DESCRIZIONE UNITÀ GEOLOGICHE.....	8
2.2	DESCRIZIONE UNITÀ GEOTECNICHE.....	9
2.3	PROFILO FREATICO.....	10
2.4	CARATTERISTICHE MEDIE DI PERMEABILITA'.....	10
2.5	PARAMETRI GEOTECNICI DI RIFERIMENTO.....	11
3.	QUADRO CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA LUNGO IL TRACCIATO.....	12
3.1	AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO PER LE VERIFICHE GEOTECNICHE.....	15
3.2	VERIFICHE A LIQUEFAZIONE.....	17
4.	OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA.....	18
4.1.1	<i>Muri e paratie di linea.....</i>	19
4.1.2	<i>Opere di mitigazione.....</i>	26

1 INQUADRAMENTO GENERALE DEL PROGETTO

Lo scopo del presente documento è quello di illustrare il predimensionamento delle opere di sostegno su fondazioni profonde perviste nell'ambito del progetto di fattibilità tecnica ed economica del raddoppio ferroviario della tratta Manoppello – Scafa (Lotto 2).



Fig. 1 – Inquadramento generale tratte interessate dai lavori di velocizzazione della linea Roma-Pescara Lotto 2 – Tratto Manoppello-Scafa

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Si riporta di seguito la normativa di riferimento per la redazione del progetto:

- [1] LEGGE n. 1086 del 05.11.1971: “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- [2] Circolare n.11951 del 14.02.1974 - “Istruzioni per l’applicazione della legge 5/11/1971 n. 1086”.
- [3] D.M. 17 gennaio 2018 - Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le costruzioni».
- [4] Circolare 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l’applicazione dell’ “Aggiornamento delle Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018.
- [5] Eurocodice 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1.1: Regole generali e regole per gli edifici.
- [6] UNI ENV 1992-1-1 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- [7] UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.
- [8] UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- [9] UNI EN 206-1-2016: Calcestruzzo. “Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- [10] UNI 11104:2016 – “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206”.
- [11] RFI DTC SI MA IFS 001 E del 31.12.2020 - Manuale di progettazione delle opere civili
- [12] RFI DTC SI SP IFS 001 E del 31.12.2020 - “Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili”.
- [13] Regolamento (UE) N° 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 776/2019 della Commissione del 16 maggio 2019.
- [14] Regolamento (UE) N. 1300/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per l’accessibilità del sistema ferroviario dell’Unione europea per le persone con disabilità e le persone a mobilità ridotta, modificato con il Regolamento di esecuzione (UE) N° 772/2019 della Commissione del 16 maggio 2019.
- [15] Regolamento di Esecuzione (UE) 776/2019 della Commissione del 16 maggio 2019 che modifica i regolamenti (UE) n. 321/2013, (UE) n. 1299/2014, (UE) n. 1301/2014, (UE) n. 1302/2014, (UE) n. 1303/2014 e (UE) 2016/919 della Commissione e la decisione di esecuzione 2011/665/UE della Commissione per quanto riguarda l'allineamento alla direttiva (UE) 2016/797 del Parlamento europeo e del Consiglio e l'attuazione di obiettivi specifici stabiliti nella decisione delegata (UE) 2017/1474 della Commissione.

[16] Regolamento di Esecuzione (UE) 2019/772 DELLA COMMISSIONE del 16 maggio 2019 che modifica il regolamento (UE) n. 1300/2014 per quanto riguarda l'inventario delle attività al fine di individuare le barriere all'accessibilità, fornire informazioni agli utenti e monitorare e valutare i progressi compiuti in materia di accessibilità.

3 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

1.1 Quadro delle indagini geognostiche

Nel presente capitolo viene fornita la sintesi delle indagini in sito e di laboratorio effettuate.

La campagna di indagini geognostiche è stata condotta da SONDEDILE s.r.l. per conto di Italferr nel periodo compreso tra marzo e giugno 2021. Sono stati eseguiti 25 sondaggi geognostici a carotaggio continuo con profondità comprese tra i 30 e i 55 metri dal piano campagna, 13 prove penetrometriche statiche con caratteristiche strumentali Pagani TG 73 (200kN) e 2 prove penetrometriche dinamiche DPSH. Lungo ogni verticale indagata sono state eseguite delle prove in situ (SPT, Pocket Penetrometer, Dilatometriche, Pressiometriche e di permeabilità tipo Lefranc) e prelevati campioni di terreno indisturbati e rimaneggiati da sottoporre a prove di laboratorio; successivamente sono stati installati piezometri di tipo a tubo aperto e celle di Casagrande in 16 fori di sondaggio. Nell'area in oggetto sono stati realizzati anche n.16 stendimenti di sismica per indagini MASW, n.6 prove Down-Hole e n.15 prove HVSR.

Sui campioni indisturbati e in alcuni casi rimaneggiati, sono state eseguite prove di classificazione (limiti di Atterberg e granulometria), prove di taglio diretto TD, prove di compressione ad espansione laterale libera (ELL), prove triassiali UU e CIU, prove edometriche (EDO) e prove di colonna risonante (RC).

Indagini in situ:

- n.25 sondaggi a carotaggio continuo spinti fino a profondità comprese tra 30 m e 55 m;
- n.319 prove penetrometriche di tipo SPT eseguite lungo i fori sondaggio;
- prove con Pocket penetrometers;
- n.13 prove penetrometriche statiche di tipo CPT spinte fino a profondità comprese tra 12.0 m e 16.80 m;
- n.1 prova pressiometrica eseguita lungo i fori di sondaggio;
- n.21 prove dilatometriche eseguite lungo i fori di sondaggio;
- n.2 prove penetrometriche dinamiche super heavy (DPSH) spinte fino a profondità comprese tra 1.0 e 3.3 metri;
- n.45 prove di permeabilità di tipo Lefranc a carico variabile lungo i fori di sondaggio;
- n.16 prove geofisiche di tipo MASW, n.6 di tipo DOWNHOLE e n.15 di tipo HVSR.

Prove di laboratorio:

- prelievo di n.29 campioni indisturbati e n.7 campioni rimaneggiati/semidisturbati lungo perforazione, con l'esecuzione di:
- analisi per la determinazione delle principali caratteristiche fisiche;
- prove di classificazione;
- n.11 prove di taglio diretto (TD);
- n.19 prove di compressione triassiale, di cui n.7 consolidate non drenate (TX-CIU) e n.12 non consolidate non drenate (TX-UU);
- n.3 prove di compressione uniassiale ad espansione laterale libera (ELL);
- n.15 prove edometriche (EDO);
- n.2 prove di colonna risonante (RC).

Nelle seguenti Tabelle si riporta l'elenco dei sondaggi e delle principali prove in situ eseguite.

Sondaggi e prove in situ della campagna di indagine

Sondaggio	Quota (m s.l.m.)	Profondità (m)	SPT	Lefranc	Piezometro	Dilatometrica DPT	Pressiometrica MPD	Campioni indisturbati	Campioni rimaneggiati semidisturbati
S1	106.924	36	11	3	T.A. (36, 12÷30)	-	-	2	-
S2	98.613	55	14	2	-	-	-	1	-
S3	93.294	50	12	3	-	3	-	2	-
S4	94.213	40	12	4	-	2	-	1	-
S6	99.135	40	11	-	C.C. 14.0m	-	-	3	-
S6bis	95.076	35	14	4	-	-	-	1	1
S7	93.397	40	12	-	T.A. (24, 6÷21)	2	-	2	-
S9	89.719	30	12	3	T.A. (30, 3÷17.5)	-	-	1	3
S10	82.698	40	13	3	C.C. 18.0m	-	-	2	-
S11	79.109	40	14	1	T.A. (30, 3÷24)	2	-	2	-
S12	76.154	40	12	3	C.C. 25.0m	-	-	-	-
S12bis	76.340	45	12	1	-	3	-	1	-
S13	71.665	30	11	1	T.A. (30, 6÷18)	-	-	2	-
S16bis	64.327	50	13	-	T.A. (33, 3÷15)	-	-	-	-
S17ter	63.617	50	11	3	-	2	-	-	-
S18	62.949	35	14	3	T.A. (21, 3÷18)	-	-	-	-
S20	64.932	40	14	-	T.A. (18, 3÷15)	-	-	1	-
S24	72.333	40	13	3	T.A. (30, 3÷18)	-	-	1	3
S25	66.437	40	13	-	T.A. (30, 9÷18)	1	1	3	-
S26	71.301	35	13	4	C.C. 18.5m	-	-	4	-
Svi-1	73.160	50	13	-	C.C. 12 ø21 m	-	-	-	-
Svi-2	73.345	50	13	3	T.A. (36, 3÷33)	3	-	-	-
Svi-3	67.938	50	14	-	-	-	-	-	-
Svi-4	66.651	50	14	-	-	-	-	-	-
Svi-5	68.011	50	14	1	-	3	-	-	-

Prove CPT

Prova	Quota (m s.l.m.)	da quota [m da p.c.]	a quota [m da p.c.]
CPT-A	70.940	3.20	16.80
CPT-B	61.316	0.00	2.00
CPT-i-4	74.406	1.20	3.60
CPT-i-6	94.670	0.00	7.20
CPT-i-7	90.479	1.20	5.80
CPT-i-9	79.220	1.20	12.00
CPT-N	77.449	1.20	5.00
CPT-O	80.725	1.20	5.20
CPT-R	97.398	1.20	12.60
CPT-U	105.247	1.20	10.00
CPT-vi-1	73.160	1.20	14.80
CPT-vi-2	68.300	1.20	3.40
CPT-vi-10	72.560	1.20	13.40

2. QUADRO DI RIFERIMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO

2.1 Descrizione unità geologiche

Con riferimento all'area in cui ricade il Lotto 2 i depositi affioranti corrispondono alla successione silicoclastica del Pliocene superiore - Pleistocene inferiore (Formazione di Mutignano), in concordanza al di sopra dei depositi del Pliocene medio-superiore.

Sulla base delle indicazioni stratigrafiche dei sondaggi realizzati nella campagna geognostica tra Marzo-Giugno 2021, nell'area si intercettano prevalentemente depositi limoso-argillosi e limoso-sabbiosi, con intercalazioni di livelli sabbiosi e sabbioso-ghiaiosi. Alla base, lungo tutta la tratta, si imposta un livello ghiaioso-sabbioso, tali litologie sono riconducibili in letteratura ai depositi alluvionali terrazzati Quaternari del Sintema Valle Majelama - Subsintema di Chieti Scalo (sigla CARG "AVM", ISPRA 2010). I depositi alluvionali terrazzati hanno uno spessore massimo di circa 20 m.

Alla base dei depositi continentali Quaternari si intercettano la presenza di litologie costituite principalmente da argille e argille marnose grigio - azzurre e argille siltose avana sottilmente stratificate con rari livelli e strati sabbiosi, appartenenti da bibliografia alla "Formazione di Mutignano" e alla "Formazione di Cellino".

2.2 Descrizione unità geotecniche

Considerando le unità geologiche di cui al paragrafo precedente, sulla base delle descrizioni stratigrafiche riportate nei certificati dei sondaggi e sulla base delle prove granulometriche eseguite sui campioni di materiale raccolti, nella tratta in esame si incontrano i seguenti tipi di terreno.

Limi sabbiosi e Limi argilloso sabbiosi (LSA): Limi argillosi, argilloso sabbiosi e sabbiosi, da umidi a molto umidi, da poco consistenti a consistenti, di colore marrone, nocciola e grigio-verdastro. La frazione fine (argilla e limo) è risultata mediamente compresa tra il 60 e l'80%. A luoghi si rinvengono passaggi di sabbie limose a struttura indistinta o debolmente laminata, con locali ghiaie poligeniche da sub-arrotondate ad arrotondate. Costituiscono lo strato superficiale dei depositi alluvionali e si incontrano fino a profondità massime di circa 18m.

Argille limose (AL): Argille limosa debolmente marnose, da mediamente consistenti a dure, di colore grigio con stratificazione orizzontale molto sottile. Presentano livelli da centimetrici a decimetrici debolmente sabbiosi. Costituiscono gli strati superficiali dei depositi alluvionali con spessori medi pari a circa 3÷5 m in alternanza all'unità LSA. In alcuni casi si rinvengono a profondità più elevate (circa 20 m dal p.c.) subito al di sopra del tetto del livello ghiaioso-sabbioso (G,S) o anche direttamente a contatto con le argille marnose di base (AM).

Sabbie e Sabbie limose (SL): Sabbie, sabbie limose di colore grigio, marrone e giallastro, a stratificazione indistinta o incrociata, da sub-arrotondate ad arrotondate, in matrice sabbiosa e sabbioso-limosa di colore grigio, marrone e giallastro, da scarsa ad abbondante. Si presentano solo localmente lungo l'area del tracciato sia negli strati più superficiali con spessori compresi tra 1 e 5 m sia più in profondità con spessori di circa 10 m fino a profondità di circa 20, in quest'ultimo caso presentano abbondanti ghiaie poligeniche da sub-arrotondate ed arrotondate; con passaggi di ghiaie poligeniche ed eterometriche.

Ghiaie e Ghiaie con sabbia (G,S): Ghiaia con sabbia eterometrica, limosa e/o limoso argillosa, umida, da addensata a molto addensata, di colore avana, biancastra, grigio chiara e verdastra. Costituiscono in genere il tetto della formazione argilloso-marnosa di base. Sono caratterizzate da elevate resistenze.

Argille marnose (AM): Argille limose da debolmente marnose a marnose di colore grigio-azzurro che costituiscono il substrato più consistente alla base dei depositi alluvionali. Appartenenti alla formazione di Cellino e di Mutignano sono caratterizzate da resistenze elevate.

2.3 Profilo freatico

In linea generale il livello di falda si attesta ad una profondità media compresa tra 15 e 18 m nel primo tratto (pk 0+000 ÷ 1+500) per poi risalire fino ad un minimo di 1.5m dal p.c. in corrispondenza della pk 2+500 dove il tracciato interseca il fiume Pescara. Nel tratto successivo e fino a quando il tracciato si sviluppa in adiacenza al fiume Pescara, il livello di falda si mantiene pressoché costante ad una profondità di circa 5÷7 m dal p.c.. Nel tratto finale il livello di falda tende a risalire fino a profondità massima di circa 20 m dal p.c..

2.4 Caratteristiche medie di permeabilità'

In base alle prove di permeabilità Lefranc in fori di sondaggio e, tenuto conto dei risultati delle prove edometriche dal punto di vista qualitativo, si riportano intervalli di permeabilità per i diversi litotipi riscontrati.

LITOTIPO	Coeff. di permeabilità K [m/s]
LSA: LIMI SABBIOSI E LIMI ARGILLOSI-SABBIOSI	$10^{-8} \leq k \leq 10^{-7}$
AL: ARGILLE LIMOSE	$10^{-9} \leq k \leq 10^{-8}$
SL: SABBIE E SABBIE LIMOSE	$10^{-7} \leq k \leq 5 \cdot 10^{-7}$
G,S: GHIAIE E GHIAIE CON SABBIE	$10^{-5} \leq k \leq 5 \cdot 10^{-3}$
AM: ARGILLE MARNOSE	$k = 10^{-8}$

2.5 Parametri geotecnici di riferimento

Sulla base delle considerazioni riportate nei paragrafi precedenti sono stati stimati valori dei principali parametri per ciascuna unità geotecnica, da prendere a riferimento da parte del progettista per le elaborazioni/assunzioni progettuali per le opere, come riportato nelle successive tabelle:

Unità	Materiale	Parametri di resistenza								Parametri di deformabilità elastici					
		γ	k_0	OCR	φ_p^*	φ_{ev}^*	φ_r^*	c'	c_u	G_0	E_0	E_{sp1}	E_{sp2}	E_u	ν'
[-]	[-]	[kN/m ³]	[-]	[-]	[°]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]
LSA	L(A,S); L(S,A)	19.0	0.50	1+2	26.00	-	21.00	5.00	30.00	80.00	200.00	20.00	10.00	12.00	0.30
AL ⁽¹⁾	L(A); L,A	19.5	0.54	1+2	27.00	-	22.00	10.00	80.00 120.00	150.00	400.00	40.00 60.00	20.00 30.00	30.00 50.00	0.30
SL ⁽²⁾	S(A,L); S(L,G)	19.5 20.0	0.50	1+2	27.00 38.00	25.00 35.00	-	-	-	115.00 160.00	300.00 420.00	25.00 35.00	15.00 25.00	-	0.25
G,S ⁽³⁾	G(S,L); G,S	22.0	0.35	1.00	40.00	35.00	-	-	-	300.00 400.00	750.00 1000.00	100.00 150.00	60.00 100.00	-	0.25
AM	A(L); A(L,M)	20.5	0.52	1.00	28.00	-	-	32.00	300.00	450.00	1200.00	140.00	90.00	120.00	0.30
COL ⁽⁴⁾	L(A,S); L(S,A)	19.0	0.50	1.00	25.00	-	21.00	-	10.00	-	-	5.00	2.50	4.00	0.3

NOTE

- (1) I valori più elevati dei parametri di deformabilità e della resistenza al taglio non drenata c_u dell'unità AL, presenti nella riga in basso, sono da adottare per profondità superiori a 10m dal p.c.
- (2) I valori più elevati dei parametri di resistenza e di deformabilità dell'unità SL, presenti nella riga in basso, sono da adottare in corrispondenza del tratto compreso tra la pk 5+500 e la pk 6+000 (rif. Sondaggi S7 e S6bis) a partire da circa 10m di profondità dal p.c..
- (3) I valori più elevati dei parametri di resistenza e deformabilità dell'unità G,S, presenti nella riga in basso, sono da adottare per profondità superiori a 15m dal p.c.. L'intervallo di valori, costituito dalla prima e seconda riga, può essere utilizzato per caratterizzare i primi 15m ipotizzando un aumento lineare dei parametri in funzione della profondità.
- (4) I valori dell'angolo di resistenza al taglio residuo sono da utilizzare nelle verifiche di stabilità dei rilevati e dei versanti.

Unità	Materiale	Parametri di deformabilità e di permeabilità			
		C_c	$C_r=C_s$	c_v	kv
[-]	[-]	[-]	[-]	[m ² /s]	[m/s]
LSA	L(A,S); L(S,A)	0.1980	0.0213	6.80E-08	5x10 ⁻⁷
AL	L(A); L,A	0.2160	0.0288	4.80E-08	1x10 ⁻⁶
SL	S(A,L); S(L,G)	0.1700	0.0244	1.00E-07	1x10 ⁻⁶
G,S	G(S,L); G,S	-	-	-	4x10 ⁻⁶
AM	A(L); A(L,M)	0.1586	0.0385	6.50E-08	1x10 ⁻⁶
COL	L(A,S); L(S,A)	0.1980	0.0213	6.80E-08	5x10 ⁻⁷

Con riferimento alle precedenti tabelle sono da considerarsi le seguenti note:

- I valori del coefficiente di spinta a riposo variano in funzione della profondità e di conseguenza del grado di sovraconsolidazione OCR per il quale si assume una variazione da 2, in corrispondenza del p.c., a 1 alla profondità di circa 7.0 dal p.c.

- Per i parametri di resistenza e deformabilità dell'unità LSA si è scelto in questa sede di prevedere un intervallo di valori indipendente sia dalla posizione lungo il tracciato sia dalla profondità rispetto al piano campagna. Tale necessità è dovuta alla notevole variabilità dei risultati che si sono ottenuti. Al tal riguardo è stato scelto un intervallo di valori sufficientemente cautelativo in modo da poter utilizzare nelle verifiche di progetto il corrispondente valore medio.
- I valori più elevati dell'intervallo definito per l'unità geotecnica SL sono da utilizzare per profondità maggiori a 10 m dal p.c. dove in genere tali terreni presentano abbondanti ghiaie poligeniche da sub-arrotondate ed arrotondante. I valori più bassi sono quelli invece che corrispondono agli strati più superficiali.
- Per l'unità G,S si è evidenziato un tendenziale aumento dei parametri di deformabilità con la profondità fino a circa 20 dal p.c., da tale profondità in poi tali parametri si mantengono pressoché costanti.

3. QUADRO CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA LUNGO IL TRACCIATO

La caratterizzazione ha avuto come risultato finale la suddivisione dei depositi investigati dal punto di vista geotecnico, coerentemente con le indicazioni emerse dallo studio geologico ed idrogeologico della zona. Su tale studio di base, sono state sovrapposte le unità geotecniche - stratigrafiche, vale a dire definite le aree di separazione tra strati che risultano omogenei dal punto di vista geotecnico.

Nei paragrafi seguenti si riporta la caratterizzazione in corrispondenza della porzione di tracciato di pertinenza in termini di successione stratigrafica caratteristica. Per quanto riguarda invece i relativi parametri geotecnici rimangono valide le indicazioni riportate nel precedente capitolo.

Tratto 1 – da pk 0+000 a pk 1+300

Il livello di falda in tale tratta varia pressoché linearmente da profondità di circa 17 m dal p.c., in corrispondenza della pk 0+000, a profondità di circa 12 m, in corrispondenza della pk 1+300.

La stratigrafia di sottosuolo prevede in linea generale uno strato superficiale costituito principalmente dall'unità LSA. Tale unità si presenta nel tratto iniziale con spessori massimi pari a circa 18 m che vanno man mano riducendosi a circa 3 in corrispondenza della pk 1+000 per poi mantenersi costanti a circa 6 m fino alla pk 1+300. Dato lo spessore dello strato di LSA, risulta necessario prestare attenzione, in relazione alla tipologie di opere che vi ricadono, alle caratteristiche di deformabilità medio-alte del terreno, e al comportamento reologico dei litotipi in larga parte coesivi. Anche i parametri di resistenza

	VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA MANOPPELLO – SCAFA LOTTO 2 PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA					
Opere di sostegno (ferroviari + viabilità) - Relazione tecnico-descrittiva	COMMESSA IA97	LOTTO 00 R 29	CODIFICA RO	DOCUMENTO RI0005 001	REV. B	FOGLIO 13 di 31

registrati dalle prove in situ e in laboratorio indicano la presenza di tratti (mediamente superficiali) più scadenti in cui sono da attenzionare come potenzialmente critiche alcune verifiche di stabilità per fondazioni superficiali o scarpate. In tal senso, ove le verifiche specifiche lo richiedano, si opterà per fondazioni profonde o consolidamenti del terreno.

Dalla pk 0+400 alla pk 0+800, sono presenti tutte le condizioni affinché si possa verificare il fenomeno della liquefazione per uno spessore massimo di 4 m, tuttavia le verifiche eseguite allo stato attuale di conoscenze/acquisizioni indagini, mostrano esiti positivi con coefficienti di sicurezza minimi garantiti. In relazione al completamento/acquisizione di tutte le indagini e relativa elaborazione, si valuteranno eventuali interventi mirati alla mitigazione del fenomeno, soprattutto ove vi sia coincidenza con i suddetti tratti di caratteristiche geomeccaniche meno affidabili.

Tratto 2 – da pk1+300 a pk 2+850

Il livello di falda si mantiene ad una profondità media di circa 3÷4 m dal p.c. ad eccezione della zona dove il tracciato interseca il fiume Pescara, in corrispondenza della pk 2+500, dove risale fino ad un minimo di 1.5m dal p.c.

L'attraversamento del fiume Pescara fa sì che, dalla pk1+900 alla pk 2+600, è presente un affioramento del livello ghiaioso (G,S) con spessori variabili da 10 a 20 m circa. Nel tratto finale fino alla pk 2+850 i depositi alluvionali LSA e AL sovrastano con spessore medio di circa 5 m l'unità G,S.

Nell'ambito del tratto 02, si segnala, a partire dalla pk 1+300 alla pk 1+950 (ferroviarie di riferimento), la presenza di un pendio sovrastante la attuale via Tiburtina, oggetto di adeguamento, con inserimento di una viabilità di progetto sub-parallela ad essa (complesso NV21), che interessa come scavi e opere di sostegno l'area del pendio stesso. Tale pendio è segnalato nelle mappe come a potenziale rischio frana, seppure con una perimetrazione abbastanza limitata. Esso è interessato da colluvioni e depositi sciolti (per i quali si rimanda al dettaglio delle relazioni e sezioni geologiche di progetto) i cui parametri attesi possono essere per analogia associati a quelli dei terreni limo argillosi superficiali. In virtù delle viabilità suddette da realizzare in quest'area si rende necessario approfondire la stabilità del versante. In tal senso, ove le verifiche specifiche lo richiedano, si opterà per fondazioni profonde o consolidamenti del terreno.

Dalla pk 1+450 alla pk 1+850, sono presenti tutte le condizioni affinché si possa verificare il fenomeno della liquefazione per uno spessore massimo di 2 m, tuttavia le verifiche eseguite allo stato attuale di conoscenze/acquisizioni indagini, mostrano esiti positivi con coefficienti di sicurezza minimi garantiti. In

relazione al completamento/acquisizione di tutte le indagini e relativa elaborazione, si valuteranno eventuali interventi mirati alla mitigazione del fenomeno, soprattutto ove vi sia coincidenza con i suddetti tratti di caratteristiche geomeccaniche meno affidabili.

Tratto 3 – da pk 2+850 a pk 5+000

Il livello di falda si mantiene pressoché costante ad una profondità di circa 5÷7 m dal p.c con il tracciato che si sviluppa in parallelo al fiume Pescara.

Gli strati superficiali sono costituiti dai depositi alluvionali delle unità LSA e AL che alternandosi si presentano con spessori totali compresi tra 3 e 7 m. Il sotto stante livello ghiaioso si rinviene con spessori variabili tra 4 e 10m.

Dalla pk 3+100 alla pk 3+630, sono presenti tutte le condizioni affinché si possa verificare il fenomeno della liquefazione per uno spessore molto esiguo di circa 1 m. Inoltre, dalla pk 4+7500 fino a fine tratto, è presente uno spessore di terreno liquefacibile di spessore massimo di 3,5 m. Tuttavia le verifiche eseguite su entrambe le zone allo stato attuale di conoscenze/acquisizioni indagini, mostrano esiti positivi con coefficienti di sicurezza minimi garantiti.

Data l'importanza dello spessore dei terreni LSA ed AL, risulta necessario prestare attenzione alle caratteristiche deformabilità del terreno e al comportamento reologico dei litotipi in larga parte coesivi, che unitamente a valori di resistenza non sempre buoni, potrebbero condizionare il comportamento delle opere. In tal senso, ove le verifiche specifiche lo richiedano, si opterà per fondazioni profonde o consolidamenti del terreno. In relazione al completamento/acquisizione di tutte le indagini e relativa elaborazione, si valuteranno eventuali interventi mirati anche alla mitigazione del fenomeno liquefazione, soprattutto ove vi sia coincidenza con i suddetti tratti di caratteristiche geomeccaniche meno affidabili.

Tratto 4 – da pk 5+000 a pk 7+894

Il livello di falda si mantiene pressoché costante ad una profondità di circa 5÷7 m dal p.c poiché il tracciato si sviluppa in parallelo al fiume Pescara, salvo intersecarlo alla pk 6+700 circa.

Nel tratto compreso tra la pk 5+000 e la pk 5+450 i depositi alluvionali costituiti principalmente dall'unità LSA si presentano con spessori molto ridotti, all'incirca 2 m, a sovrastare un livello ghiaioso a sua volta di spessore medio pari a circa 10m. Nel tratto successivo fino a fine lotto i depositi alluvionali si presentano con spessori medi pari a circa 15 m dove in linea generale affiora l'unità LSA.

In particolare tra la pk 5+500 e pk 5+950 si intercetta a profondità media di 8 m circa l'unità SL caratterizzata da abbondanti ghiaie poligeniche da sub-arrotondate ed arrotondate. Tale banco, caratterizzato da elevata resistenza, raggiunge spessori di circa 10m.

Da inizio tratto fino alla pk 5+400, sono presenti tutte le condizioni affinché si possa verificare il fenomeno della liquefazione per uno spessore di circa 3,5 m. Inoltre, dalla pk 6+150 fino alla pk 6+500, è presente uno spessore di terreno liquefacibile di spessore massimo di 3,5 m. Tuttavia le verifiche eseguite allo stato attuale di conoscenze/acquisizioni indagini, mostrano esiti positivi con coefficienti di sicurezza minimi garantiti. In relazione al completamento/acquisizione di tutte le indagini e relativa elaborazione, si valuteranno eventuali interventi mirati alla mitigazione del fenomeno.

3.1 AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO PER LE VERIFICHE GEOTECNICHE

I risultati delle indagini geofisiche effettuate (N.16 profili MASW; N.15 prove HVSR, N.6 Downhole) indicano come il parametro $V_{s,eq}$ comporti categorie di sottosuolo di tipo B e C che si alternano lungo lo sviluppo del tracciato.

Velocità equivalenti delle onde di taglio registrate nelle prove geofisiche

Prova	V_{seq} [m/s]	Categoria Suolo	Progressiva pk
MASW_01	342	C	7+416
MASW_02	395	B	6+813
MASW_04	301	C	6+017
MASW_03	391	B	5+585
MASW_05	320	C	4+758
MASW_06	281	C	4+370
MASW_07	-	-	3+943
MASW_08	378	B	3+275
MASW_09b	393	B	2+829
MASW_09	-	-	2+658
MASW_11	482	B	1+383
MASW_10	279	C	1+067
MASW_13	308	C	0+566

MASW_16	-	-	0+305
MASW_14	312	C	0+075
MASW_15	-	-	0+011
DH_S3	413	B	6+732
DH_S4	465	B	6+656
DH_S12bis	464	B	3+902
DH_SV-i-3	464	B	1+937
DH_SV-i-4	472	B	2+190
DH_SV-i-5	436	B	2+642

In questa sede, cautelativamente, si assume una categoria di sottosuolo di tipo C per la quale il relativo coefficiente SS si ottiene dalla seguente espressione (vedi Tabella 3.2.IV del par. 3.2.3 delle NTC2018):

$$SS = 1.0 \leq 1.70 - 0.6 \cdot F_0 \cdot a_g / g \leq 1.50$$

Per ciò che concerne l'amplificazione topografica, il tracciato corre all'interno di un sito sostanzialmente pianeggiante e viene classificato in categoria topografica T1 (Superficie pianeggiante e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$, v. Tabella 3.2.III al par.3.2.2. delle NTC2018). Pertanto, il fattore di amplificazione topografica risulta pari a:

$$ST = 1$$

Nella seguente tabella sono riportati le azioni sismiche di progetto $a_{max} = S a_g$ ottenute per i diversi periodi di ritorno.

Valori dell'accelerazione massima di progetto a_{max} per gli stati limite di riferimento.

Stato Limite	T_R [anni]	Lotto 2		
		a_g [g]	S [-]	a_{max} [g]
SLO	45	0.071	1.500	0.107
SLD	75	0.089	1.500	0.133
SLV	712	0.213	1.376	0.293
SLC	1462	0.272	1.284	0.349

3.2 Verifiche a liquefazione

Al fine di individuare i tratti da sottoporre a verifica nei confronti della liquefazione in termini di coefficiente di sicurezza e in accordo ai classici “metodi semplificati” è stata adottata la procedura di seguito esposta considerando un innalzamento della linea di falda pari a circa 2m lungo tutto il tracciato per tener conto delle oscillazioni stagionali e del breve periodo di monitoraggio.

In una prima fase si è proceduto ad escludere tutti i tratti in cui il livello di falda si trova ad una profondità maggiore di 15 m dal p.c.

In una seconda fase si è proceduto di esclusione basata sulle indicazioni riportate al punto 3 del par.7.11.3.4.2 delle NTC 2018 (*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 verticale efficace di 100 kPa*)

In una terza fase si è proceduto ad escludere ulteriori tratti lungo il tracciato caratterizzati da terreni, che pur ricadendo sottofalda, rispondono ai requisiti di esclusione indicati al punto 3 del par.7.11.3.4.2 delle NTC 2018

In definitiva tale procedura ha permesso di identificare 5 tratti lungo il tracciato per i quali la verifica nei confronti della stabilità alla liquefazione non può essere omessa. Tali tratti sono stati sottoposti a verifica nei confronti della liquefazione in termini di coefficiente di sicurezza. Per i dettagli si rimanda alla “Relazione Geotecnica generale”.

Le resistenze cicliche sono state calcolate a partire dai risultati delle prove in situ (CPT e N_{SPT}) tenendo in conto i vari livelli di falda e la granulometria dei terreni interessati. Tutte le verifiche in termini di coefficienti di sicurezza sono risultate soddisfatte e di conseguenza si è ottenuto un indice di potenziale di liquefazione sempre nullo.

4. OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA

Nello sviluppo del progetto le analisi hanno evidenziato:

- un territorio fortemente antropizzato;
- tratti di linea evidenziano zone a rischio esondazione del fiume Pescara e dei suoi affluenti;
- barriere acustiche per mitigare il rumore;
- muri di mitigazione di linea (riferimento al p.to 3.12.3.5 della Sezione 3 della Parte II del MdP RFI 2020).

Tenendo conto di quanto appena evidenziato è emerso la necessità di prevedere numerosi tratti di opere di sostegno che andassero a limitare l'occupazione del territorio per la nuova sede ferroviaria, ma allo stesso tempo svolgessero anche la o le funzioni per i punti descritti in precedenza (ostacolo al rischio di esondazione acque, fondazione delle barriere antirumore oppure funzione di recinzione), nonché funzioni necessarie a garantire adeguati coefficienti di sicurezza nei confronti della stabilità dei versanti. Alcune opere sono fondate su pali altre invece presentano una fondazione diretta. Di seguito sono riportati i muri di linea definitivi e le paratie annesse, con indicate le progressive di inizio e fine, il relativo sviluppo e le principali caratteristiche geometriche e tipologiche.

4.1.1 Muri e paratie di linea

	pk da km	a km	Sviluppo (m)	φ pali	L pali (m)	BP/BD
Paratia con Muro ad U	0+943.40	0+988.85	45.45	1500	25	BD
Muro Tipo 2A	0+326.30	0+431.00	104.7	1000	20	BD
Muro Tipo 2B	0+431.00	0+500.00	69	600	8	BD
Muro Tipo 1E	0+675.00	0+725.00	50	-	-	BP
Muro Tipo 1D	0+725.00	0+755.00	30	-	-	BP
Muro Tipo 1A	0+755.00	0+800.00	45	1200	30	BP
Muro Tipo 3A	1+000.00	1+068.20	68.2	1200	28	BP
Muro Tipo 3A	1+030.50	1+068.20	37.7	1200	28	BD
Muro tipo 3B	4+054.4	4+131.04	77	-	-	BD
Muro tipo 3C	4+131.04	4+231.06	100	-	-	BD
Muro tipo 1E	5+750	5+814.47	64.5	-	-	BD
Muro Tipo 1B	6+325.05	6+422.71	97.5	1200	26	BD
Muro Tipo 4	6+504	6+619.18	115	1200	20	BP
Muro Tipo 4	6+813.00	6+943.61	130.5	1200	20	BD
Muro tipo 3C	6+813.00	6+943.61	130.5	-	-	BP
Muro tipo 3F	7+784.76	7+893.99	109	-	-	BP

Tabella 1 – Opere di sostegno ferroviarie di linea

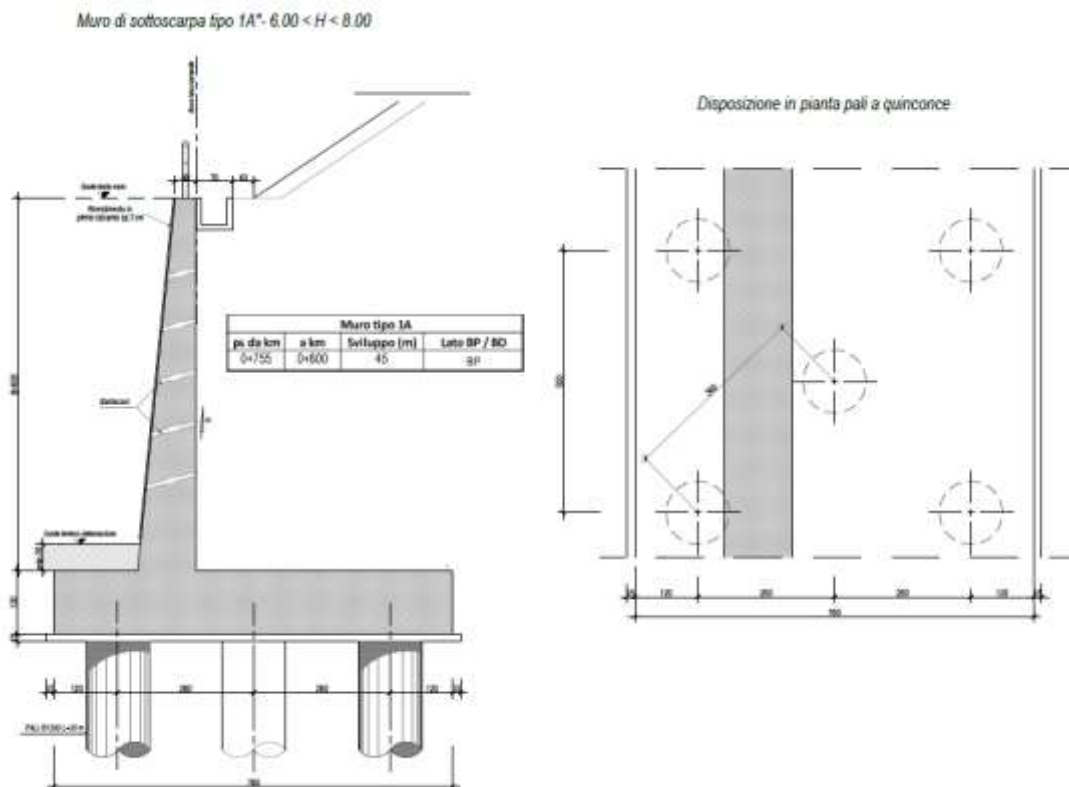
TIPO	NV - Asse	pk da km	a km	Sviluppo (m)	φ pali	Lpali (m)
Muro tipo 1B	NV21 - Asse 1	0+863	0+875	12.00	1200.00	26.00
Muro tipo 1A	NV21 - Asse 1	0+875	0+937	62.00	1200.00	30
Muro tipo 1A	NV21 - Asse 1	1+018	1+074	56.00	1200.00	30
Paratia φ1000 L=20 m con muro ad U	NV21 - Asse 2	0+25,25	0+109,6	80.00		
Muro tipo 3C	NV21 - Asse 2	0+175	0+300	125.00	-	-
Muro tipo 3D	NV21 - Asse 2	0+300	0+390	90.00	-	-
Muro tipo 3C	NV22 - Asse 1	0+138	0+300	162.00	-	-

Muro tipo 3D	NV22 - Asse 1	0+300	0+328	28.00	-	-
Muro di tipo 1E	NV24 - Asse 1	0+049	0+089	7.00	-	-
Muro tipo 1C	NV24 - Asse 1	0+049	0+089	18.00	-	-
Muro tipo 1D	NV24 - Asse 1	0+049	0+089	20.00	-	-
Muro ad U	NV25 - Asse 1	0+042	0+093	52.00		
Muro ad U	NV25 - Asse 1	0+130	0+218	90.00		
Muro in sx tipo 1C	NV25 - Asse 1	0+218	0+320	102.00	-	-
Muro dx tipo 3C	NV25 - Asse 1	0+218	0+283	65.00	-	-
Muro tipo 1E	NV26 - Asse 1	0+137	0+239	89.00	-	-

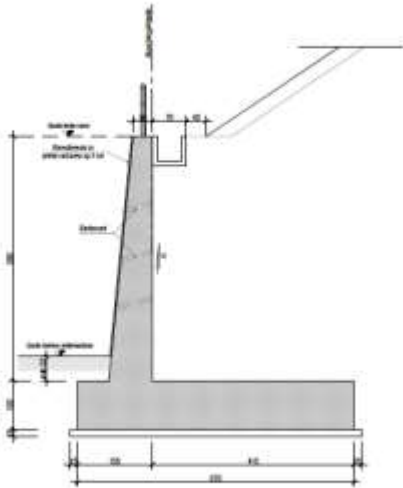
Tabella 2 – Opere di sostegno stradali

Di seguito si riportano le tipologie dei muri definitivi previsti differenziati in funzione delle altezze del paramento verticale previste e del tipo di utilizzo previsto.

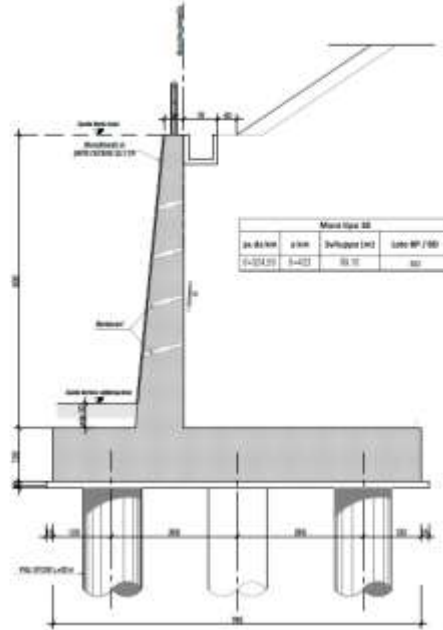
Per i muri di sottoscarpa a sostegno di rilevati stradali e ferroviari sono previsti i seguenti tipologici:



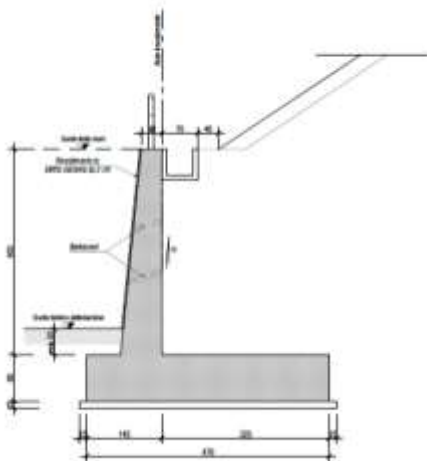
Tipo *1C* - 4.00 < H < 5.00



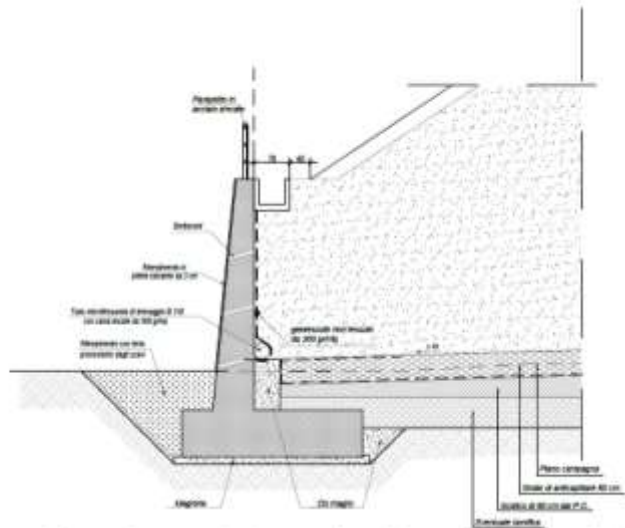
Tipo *1B* - 5.00 < H < 6.00



Tipo *1D* - 3.00 < H < 4.00



SEZIONE TIPO SISTEMAZIONE MURO-Scala 1:50



**Opere di sostegno (ferroviari + viabilità) -
Relazione tecnico-descrittiva**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA97	00 R 29	RO	RI0005 001	B	22 di 31

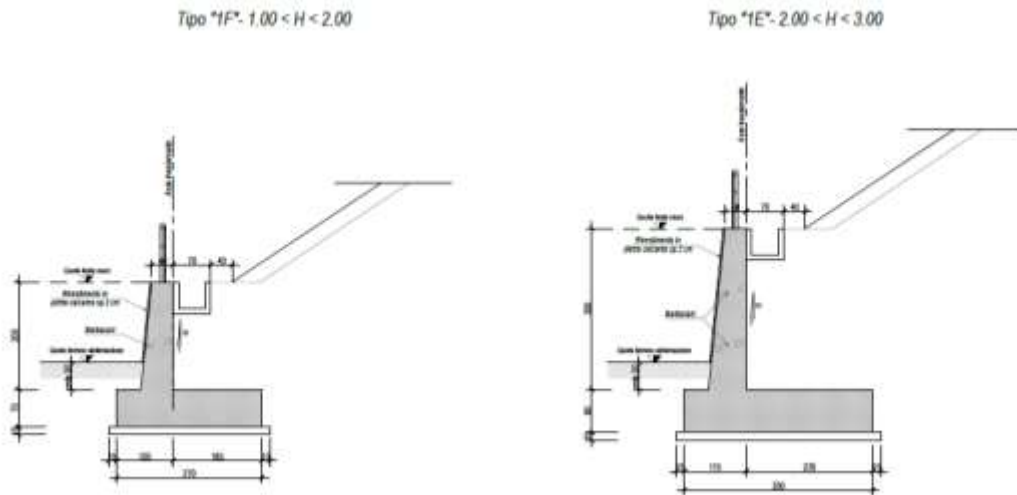


Fig. 33 – Tipologici Muri di sottoscarpa tipo 1

Si è reso necessario anche l'utilizzo di muri ad L di controripa su pali nelle seguenti tipologie:

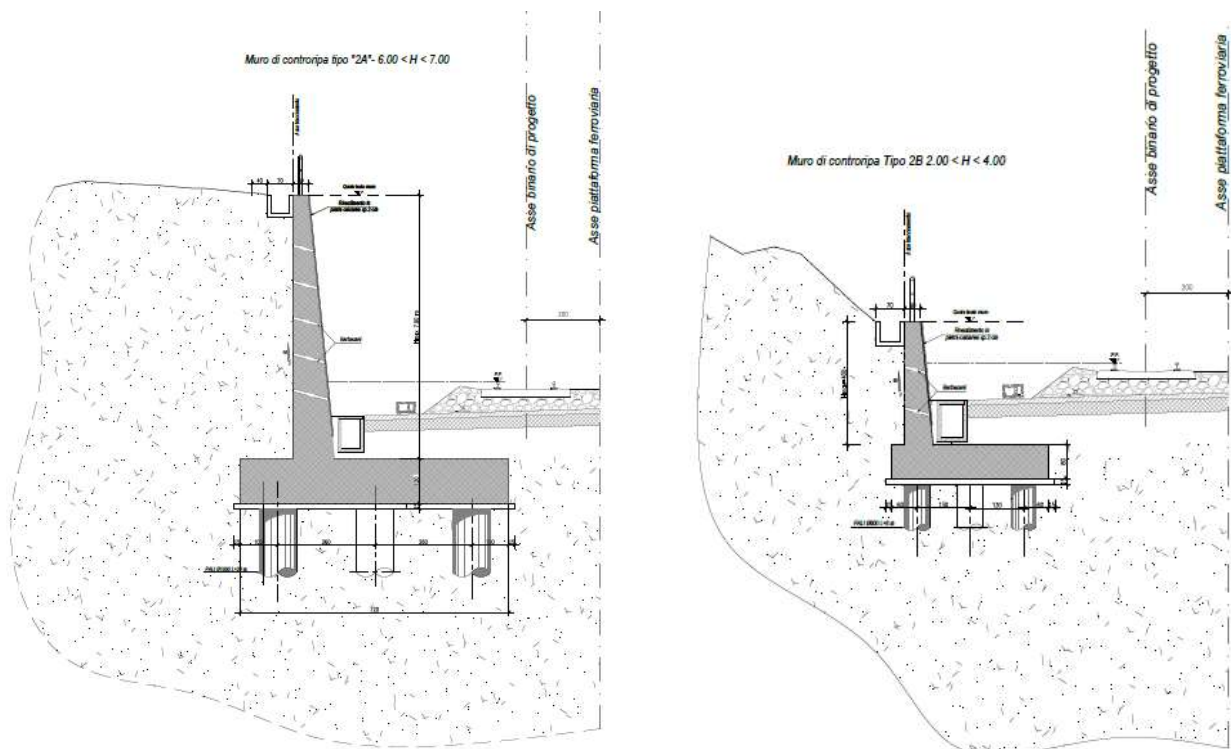


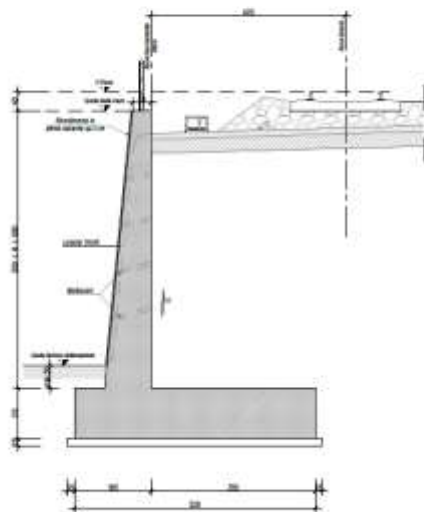
Fig. 33 – Tipologici Muri di controripa tipo 2

**Opere di sostegno (ferroviari + viabilità) -
Relazione tecnico-descrittiva**

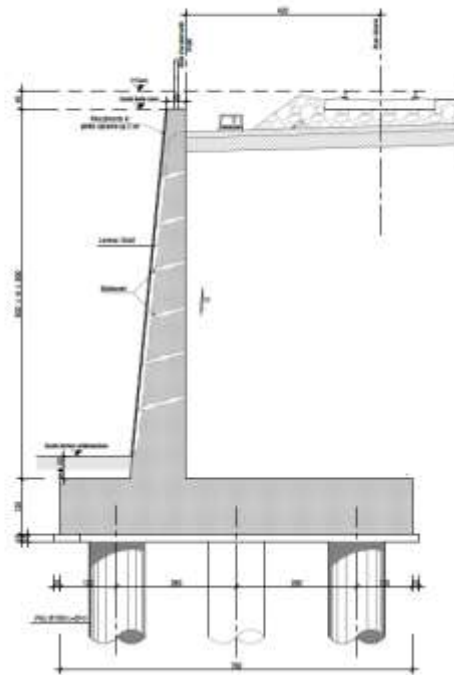
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA97	00 R 29	RO	RI0005 001	B	23 di 31

Di seguito si riportano le tipologie di muri di sostegno previste (per il tipo 3A la disposizione dei pali in pianta è a quinconce):

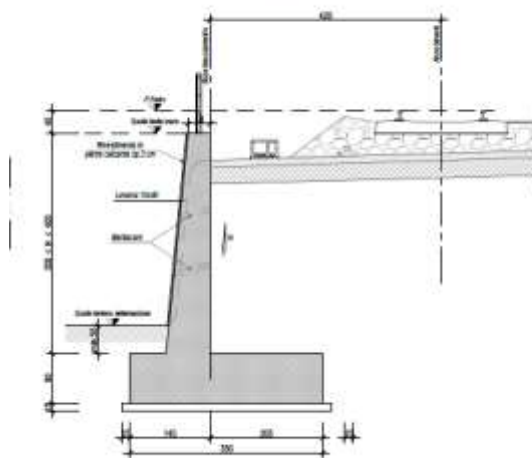
Tipo "3B" - 5.00 < H < 6.00



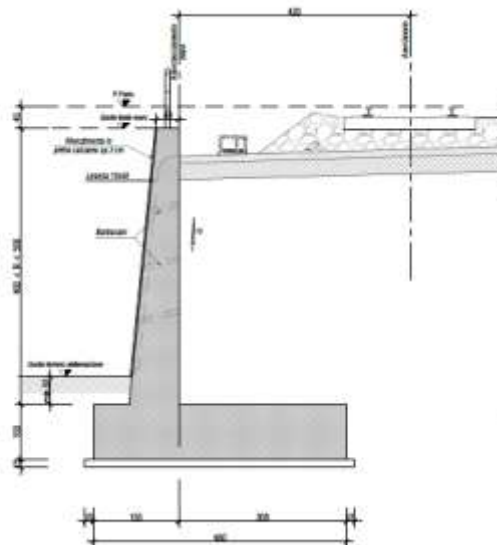
Muro di sostegno Tipo 3A - 6.00 < H < 8.00



Tipo "3D" - 3.00 < H < 4.00



Tipo "3C" - 4.00 < H < 5.00



**Opere di sostegno (ferroviari + viabilità) -
Relazione tecnico-descrittiva**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA97	00 R 29	RO	RI0005 001	B	24 di 31

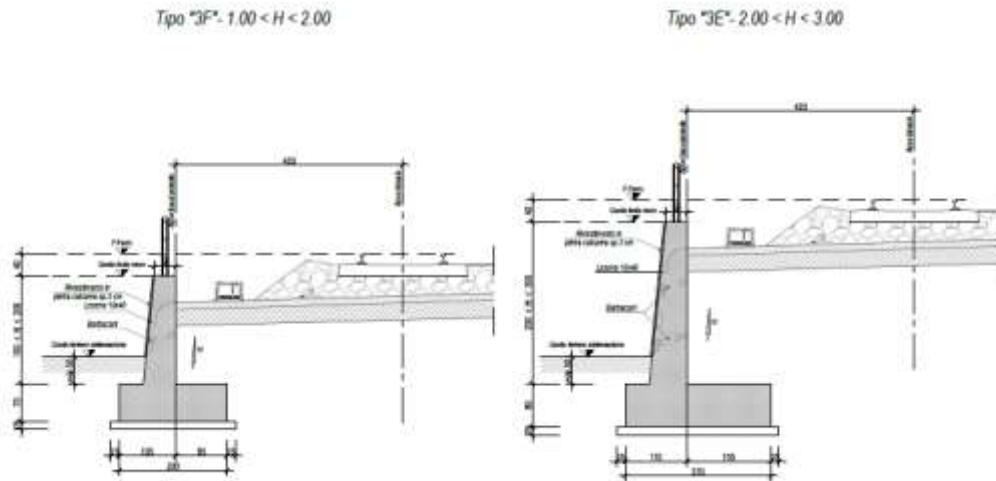


Fig. 33 – Tipologici Muri di sostegno tipo 3

Nei tratti in cui è previsto l'inserimento di opere di mitigazione allo svio in concomitanza con opere di sostegno è stato sviluppato un ulteriore tipologico su pali (tipo 4):

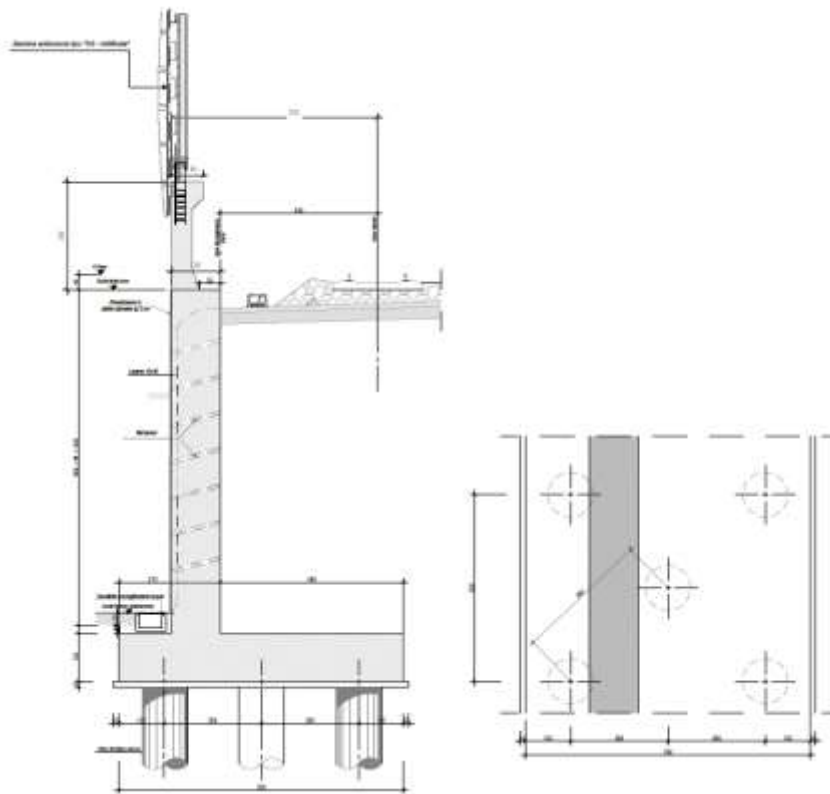


Fig. 33 – Tipologico Muri di sostegno su pali con opera di mitigazione tipo 4

Infine, in due casi particolari è stato necessario l'inserimento di paratie associate a muri ad U, per i cui dettagli si rimanda agli elaborati specifici ed alle relative relazioni di predimensionamento

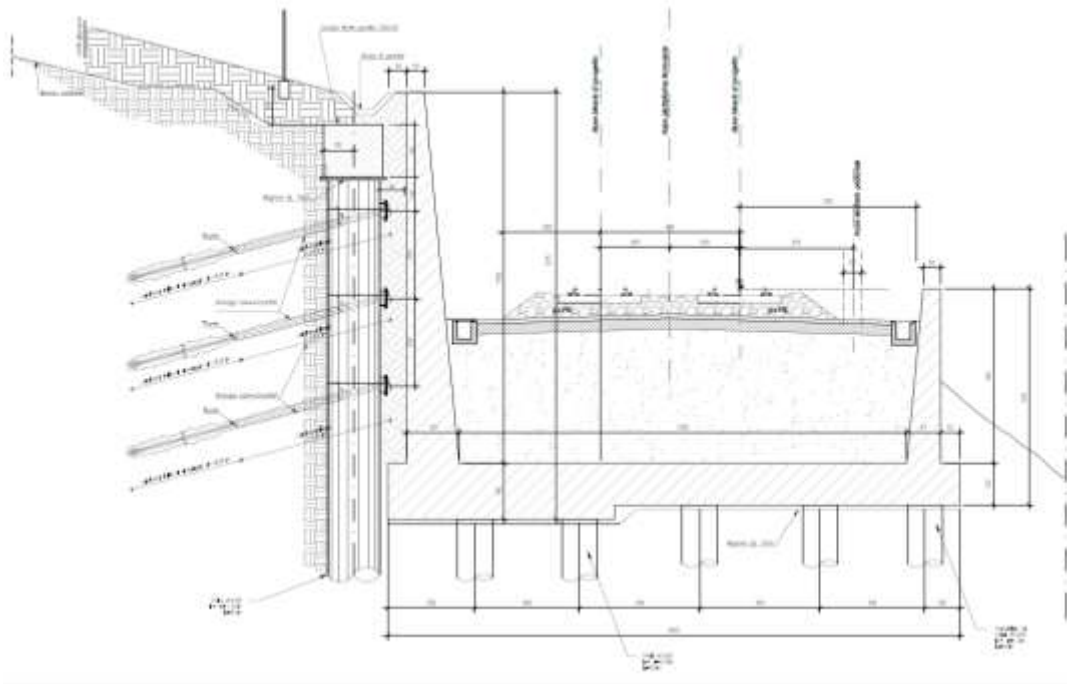


Fig. 33 – Tipologico muro ad U con paratia a monte

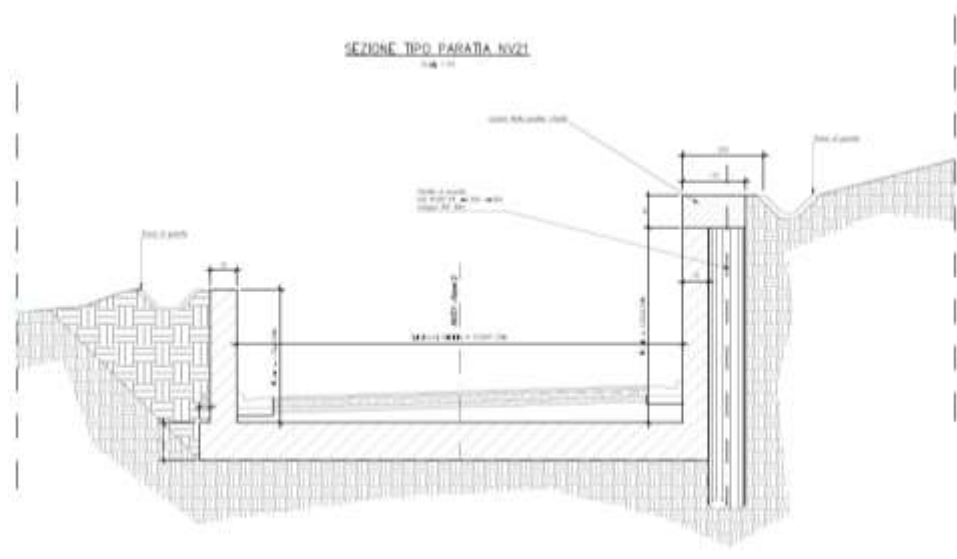


Fig. 33 – Tipologico paratia di presidio per Muri ad U NV21 asse 2

	VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA MANOPPELLO – SCAFA LOTTO 2 PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA					
	Opere di sostegno (ferroviari + viabilità) - Relazione tecnico-descrittiva	COMMESSA IA97	LOTTO 00 R 29	CODIFICA RO	DOCUMENTO RI0005 001	REV. B

4.1.2 Opere di mitigazione

Sia le norme NTC2018 che il Manuale di Progettazione delle opere civili di RFI prendono in considerazione la possibilità che un treno possa deragliare, e, conseguentemente, far nascere un rischio di collisione tra il veicolo deragliato e le strutture adiacenti la ferrovia. Nel seguito vengono analizzati i vari scenari di rischio considerando l'involuppo delle condizioni peggiori previsti dalle due norme, e portate avanti soluzioni progettuali a tutela delle opere esistenti.

Le NTC2018 al p.to 3.6.3.4 "Urti da Traffico ferroviario" (Azioni eccezionali) prescrivono che, in mancanza di specifiche analisi di rischio, possono assumersi azioni statiche equivalenti per verificarne la capacità di resistenza; tali azioni sono funzione della distanza tra asse binario e struttura adiacente alla linea. La norma precisa inoltre che nel caso in cui la distanza di riferimento sia maggiore del valore di 15,00 m, l'intensità delle forze statiche equivalenti è da considerarsi nulla.

Il Manuale di Progettazione al p.to 3.12.3.5 – Sezione 3 – Parte II, oltre a richiamare le NTC2018, definisce in caso di deragliamento del treno valori massimi per la distanza laterale, e per il percorso longitudinale che il treno potrebbe avere. Tali parametri sono funzione della velocità di progetto ed ottenuti applicando i criteri indicati nella Fiche UIC 777-2 (Appendix F – F2 parametro "b" e "d") nell'ipotesi di una decelerazione pari a 3 m/s^2 e con percorso di deragliamento del treno parallelo al tracciato (Fig.).

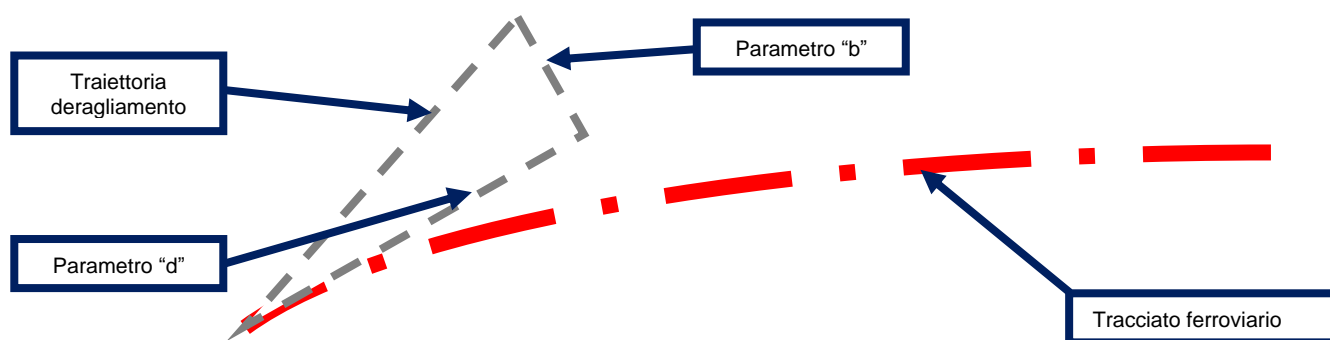


Fig. 34 – Schema deragliamento treno secondo UIC 772-R

Per traiettoria del deragliamento è da intendersi il filo esterno della sagoma del treno.

Le correlazioni dei parametri "b" e "d" sono di seguito riportati:

**Opere di sostegno (ferroviari + viabilità) -
Relazione tecnico-descrittiva**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA97	00 R 29	RO	RI0005 001	B	27 di 31

- $b=V^{0.55}$ [m];
- $d=V^2/80$ [m].

V è espressa in km/h.

Nella caso in esame si ha:

V	Da km	A km	$b=V^{0.55}$	$d=V^2/80$
125 km/h	0+000	3+760	14.23 m	195.31 m
145 km/h	3+760	6+091	15.44 m	262.81 m
85 km/h	6+091	7+894	11.51 m	90.31 m

Dato che la tratta in esame attraversa diverse aree fortemente antropizzate e che numerosi fabbricati esistenti non rispettano la distanza minima di almeno 30 metri, in coerenza con il DPR 753/1980, è stata valutata l'opportunità di adottare misure di mitigazione secondo quanto indicato dal Manuale di Progettazione delle opere civili di RFI (p.to 3.12.3.5 – Sezione 3 – Parte II). In particolare si valutano i fabbricati presenti nella fascia individuabile applicando i criteri indicati nella Fiche UIC 777-2.

In accordo quanto riportato nel Manuale di Progettazione delle opere civili di RFI (p.to 3.12.3.5 – Sezione 3 – Parte II), sono stati analizzati gli inviluppi delle traiettorie di deragliamento del treno che possono interessare i fabbricati. Dai risultati delle analisi si è riscontrato che occorre predisporre interventi mitigativi o di protezione.

Nella tabella successiva si riportano i muri di mitigazione adottati.

OP	Da km	A km	Sviluppo (m)	Lato piattaforma ferroviaria	Descrizione
MU21A	4+283.00	5+025.00	742	DX	Muro di mitigazione lato BP da pk 4+283,00 a pk 5+025,00
MU21B	4+859.00	5+386.00	527	SX	Muro di mitigazione lato BD da pk 4+859,00 a pk 5+386,00
MU21D	5+040.00	5+211.00	171	DX	Muro di mitigazione lato BP da pk 5+040,00 a pk 5+211,00
MU21E	6+139.00	6+253.00	114	DX	Muro di mitigazione lato BP da pk 6+139,00 a pk 6+253,00
MU21G	6+253.00	6+341.00	88.00	DX+SX	Muro di mitigazione Lato BP e BD da pk 6+253,00 a pk 6+341,00
MU21H	6+341.00	6+424.00	83.00	DX	Muro di mitigazione lato BP da pk 6+341,00 a pk 6+424,00
MU21K	6+504.00	6+619.00	115	DX	Muro di mitigazione lato BP da pk 6+533,00 a pk 6+619,00
MU21L	6+814.00	6+948.00	134.00	DX	Muro di mitigazione lato BP da pk 6+814,00 a pk 6+948,00
MU21M	7+256.00	7+430.00	174.00	DX	Muro di mitigazione lato BP da pk 7+256,00 a pk 7+430,00
MU21N	7+400.00	7+588.00	188.00	SX	Muro di mitigazione lato BD da pk 7+400,00 a pk 7+588,00
MU21O	7+629.00	7+670.00	41.00	SX	Muro di mitigazione lato BD da pk 7+629,00 a pk 7+670,00
MU21P	7+637.00	7+786.00	149.00	DX	Muro di mitigazione lato BP da pk 7+637,00 a pk 7+786,00

Tab. 1 – Opere di mitigazione

Nelle seguenti figure è riportato un caso studio descrittivo che mostra le traiettorie di svio per il treno transitante lungo il binario pari e lungo il binario dispari. Si evidenziano in rosso alcune traiettorie notevoli, in particolare è riportato il punto di impatto tra la traiettoria critica (prima traiettoria di impatto con un fabbricato da proteggere) e il muro di mitigazione. In verde sono evidenziati i fabbricati protetti dal muro. Il caso studio riportato è quello del muro MU21C lato BD da km 4+979 a 5+450.

**Opere di sostegno (ferroviari + viabilità) -
Relazione tecnico-descrittiva**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA97	00 R 29	RO	RI0005 001	B	29 di 31

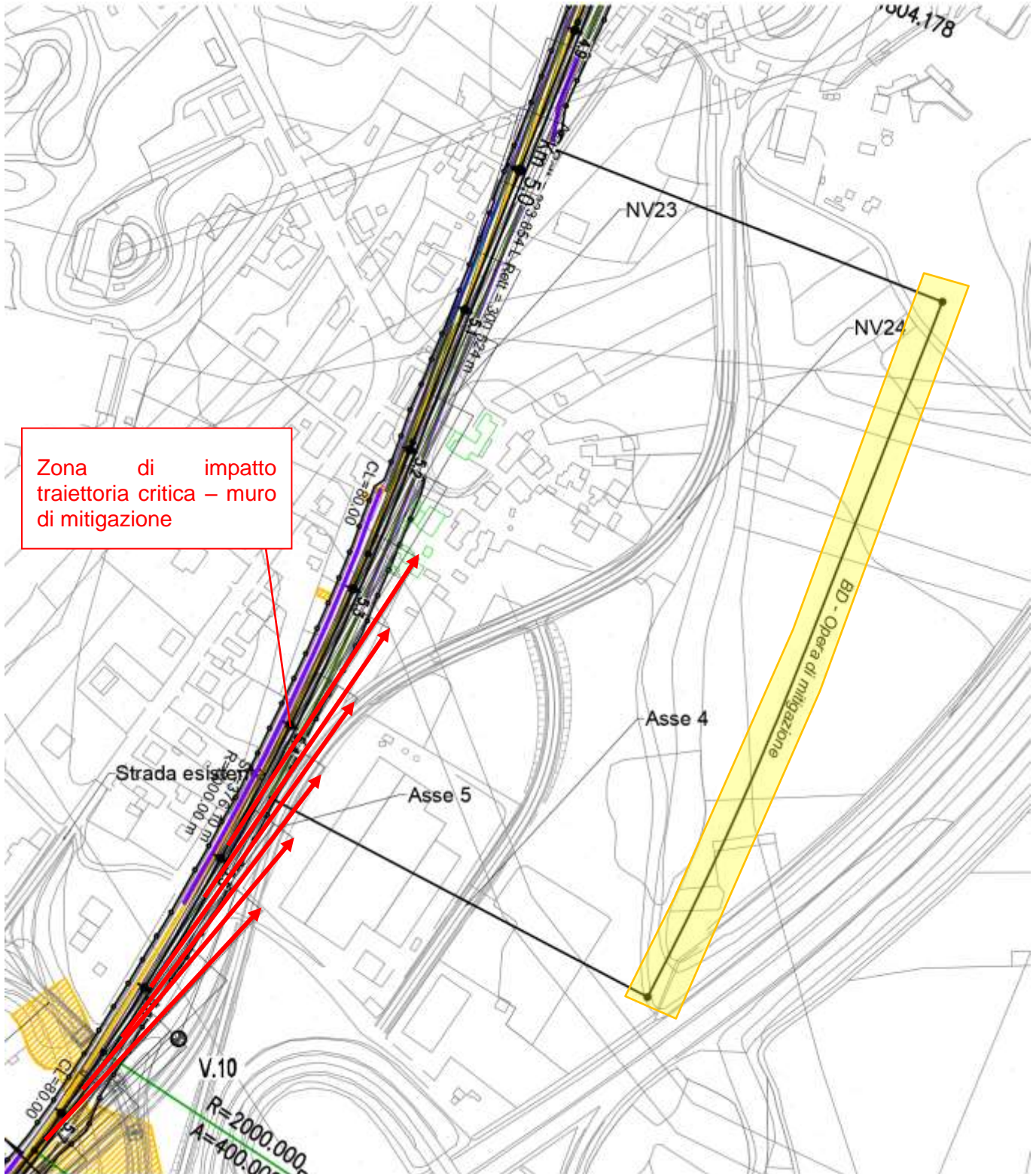


Fig. 35 – Traiettorie deragliamento – stralcio 1 di 2

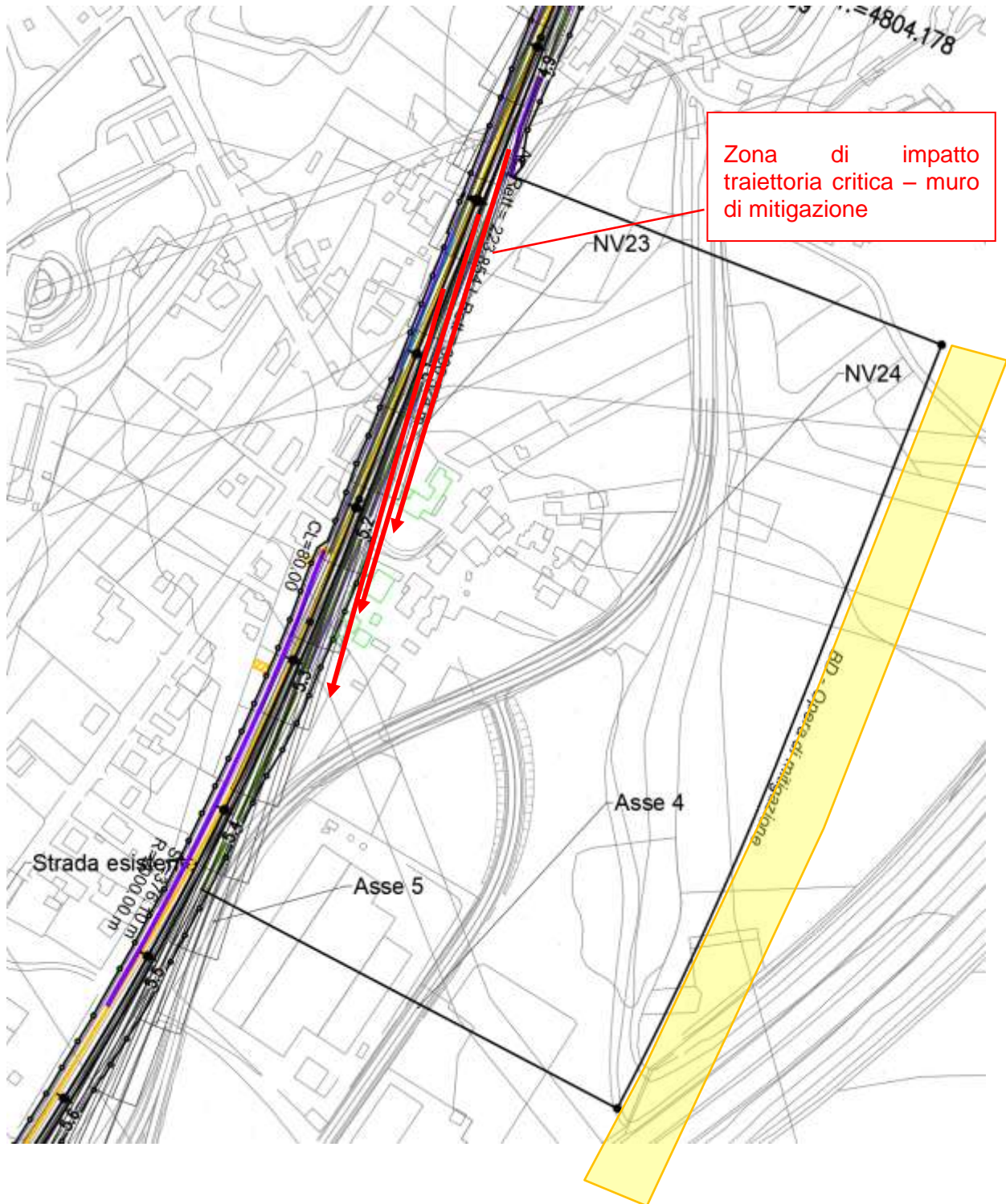


Fig. 36 – Inviluppo deragliamento– stralcio 2 di 2

**Opere di sostegno (ferroviari + viabilità) -
Relazione tecnico-descrittiva**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA97	00 R 29	RO	RI0005 001	B	31 di 31

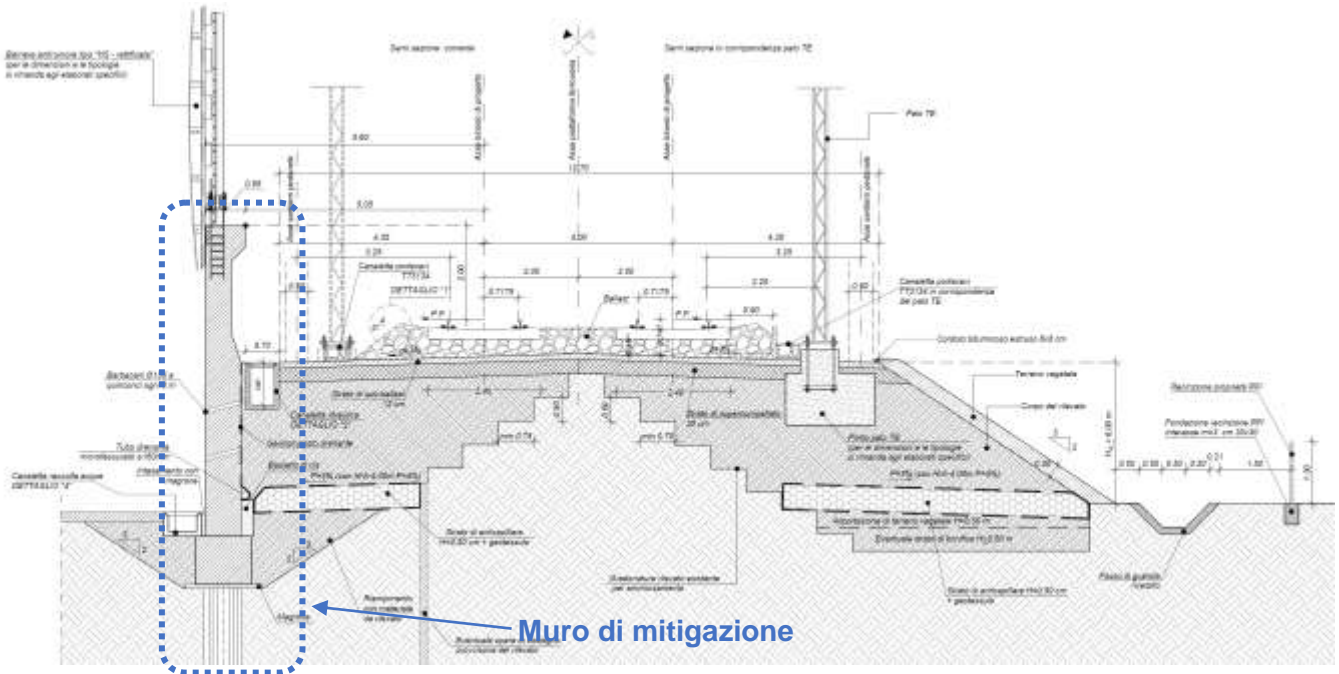


Fig. 37 – Sezione tipo con muri di mitigazione e sostegno