

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

**TRATTA A.V. /A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI
PROGETTO ESECUTIVO**

Riqualficazione Ambientale Val Lemme

Relazione generale

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI
Consorzio Cociv Ing. P.P. Marcheselli	

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I G 5 1	0 1	E	C V	R G	D P 0 4 0 0	0 0 1	D

Progettazione :

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
B00	Seconda emissione	Foltran <i>Dario Foltran</i>	19/10/2012	Panizza <i>[Signature]</i>	19/10/2012	E. Pagani <i>[Signature]</i>	19/10/2012	
C00	Nota Regione Piemonte prot. 1345/DB 12.06 del 6 marzo 2013	Foltran <i>Dario Foltran</i>	03/07/2013	Panizza <i>[Signature]</i>	03/07/2013	A. Palomba <i>[Signature]</i>	03/07/2013	
D00	Istr. ITF IG5101E1 IISDP0400002A	Foltran <i>Dario Foltran</i>	26/11/2013	Panizza <i>[Signature]</i>	26/11/2013	A. Palomba <i>[Signature]</i>	26/11/2013	

n. Elab.:	File: IG51-01-E-CV-RG-DP04-00-001-D00
-----------	---------------------------------------

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51 01 E CV RG DP04 00 001_D00 Riqualifica ambientale Val Lemme
	Foglio 3 di 97

INDICE

1.	GENERALITÀ	5
2.	ELENCO ELABORATI	9
3.	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	12
4.	LO STATO DEI LUOGHI.....	14
5.	TOPOGRAFIA DEL SITO	21
6.	CENNI DI IDROLOGIA	21
7.	MODELLAZIONE IDRAULICA.....	23
8.	ANALISI GEOTECNICA DEGLI INTERVENTI.....	25
8.1	Inquadramento geologico	25
8.2	Caratterizzazione geotecnica del sito.....	26
8.3	Caratterizzazione geotecnica del materiale di scavo e del materiale di riempimento delle terre rinforzate	29
8.4	Verifiche di stabilità globale	31
8.5	Dimensionamento e verifica terre rinforzate	34
9.	ANALISI GEOMECCANICA DEL FRONTE DI CAVA.....	42
10.	DESCRIZIONE DI DETTAGLIO DELL'INTERVENTO	43
10.1	Finalità	43
10.2	Vincoli progettuali	43
10.3	Opere di sostegno del deposito	43
10.4	Drenaggio di fondo	45
10.5	Drenaggi suborizzontali	48
10.5.1	Dreni sub orizzontali con scarico sulle banche.....	48
10.5.2	Dreni sub orizzontali con scarico a tergo delle terre armate	49
10.5.3	Trincee drenanti realizzate con la tecnologia tipo Gabbiodren – Descrizione	50
10.5.4	Canali collettori principali – Descrizione	53
10.6	Regimazione superficiale delle acque	62
10.6.1	Descrizione	62
10.6.2	Sistema compluvio centrale – Descrizione generale.....	63
10.6.3	Sistema compluvio nord – Descrizione generale	71
10.6.4	Sistema compluvio sud – Descrizione generale.....	77
10.7	Interventi strutturali sul t. Lemme	86
10.8	Opere di protezione contro la caduta massi	88
10.9	Accesso al deposito e viabilità.....	92
10.10	Monitoraggi e manutenzioni.....	96
10.11	Modalità di abbancamento e carichi su piastra	96

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



IG51 01 E CV RG DP04 00 001_D00
Riqualifica ambientale Val Lemme

Foglio
4 di 97

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51 01 E CV RG DP04 00 001_D00 Riqualfica ambientale Val Lemme	Foglio 5 di 97

1. GENERALITÀ

Nell'ambito dei lavori di costruzione della tratta A.V./A.C. Milano-Genova "Terzo valico dei Giovi" è prevista la riqualificazione ambientale della cava ex-Cementir che si trova in sinistra orografica al t. Lemme in comune di Voltaggio, Provincia di Alessandria, in Val Lemme. Tale area si presenta oggi caratterizzata da una gradonata artificiale dell'altezza complessiva di circa 150 m, risultante dal precedente esercizio dell'attività di cava.

Nelle immediate vicinanze della cava, e in particolare in sponda destra al Lemme, una "finestra" laterale andrà ad intercettare il tracciato in progetto in corrispondenza della galleria ferroviaria in progetto, consentendo l'evacuazione di materiale di smarino. Il progetto consente lo stoccaggio di un volume stimabile in 1.300.000 mc.

Pertanto, tenuto conto delle esigenze di natura ambientale di rinaturalizzare un sito che a tutt'oggi appare fortemente degradato e sulla base della oggettiva necessità di trovare una collocazione per il materiale proveniente dagli scavi, è nata l'idea progettuale di riqualificare l'area utilizzando proprio detto materiale.

Rispetto al progetto definitivo, nel presente progetto esecutivo si sono resi necessari alcuni adeguamenti per soddisfare le esigenze di carattere paesaggistico e ambientale evidenziate dalle autorità competenti.

Il materiale di apporto (smarino), costituito da materiali sciolti incoerenti, verrà disposto secondo un profilo inclinato caratterizzato da una successione di scarpate con pendenza di 22.5° rispetto all'orizzontale, intervallate da berme di larghezza pari a 3 m. Si prevede di compattare il materiale di apporto che costituirà il corpo del deposito al 90% del peso di volume risultante dalle prove di compattazione Proctor standard eseguite sui campioni di smarino in fase di progettazione definitiva. Il materiale di smarino che andrà a costituire le terre rinforzate verrà compattato al 95% del peso di volume risultante dalle prove di compattazione Proctor standard.

Il terreno di fondazione nell'area di cava, in base alle analisi condotte, risulta invece costituito da uno strato superficiale di spessore variabile composto da materiali di riporto e da argillite; al di sotto di questo strato di materiale sciolto si trova il substrato roccioso. La determinazione dello spessore della coltre superficiale (ovvero della quota del tetto del bedrock) risulta di fondamentale importanza ai fini delle verifiche di stabilità del pendio e, più in generale, del dimensionamento delle opere.

Le analisi condotte in sito (sismica a rifrazione e sondaggi) hanno consentito di ricostruire la stratigrafia dell'area di intervento, ma soprattutto hanno evidenziato alcune singolarità geolitologiche dei terreni di fondazione, con particolare riferimento alla variabilità dello spessore della coltre superficiale (che in alcuni casi supera i 10 m) e la differente natura del substrato roccioso (costituito, a seconda delle zone, da calcare compatto o da argillite più o meno fratturata).

Infatti, se dalle prime indagini condotte nel 2004 e nel 2005 (nell'ambito della stesura del progetto definitivo) era stato ragionevolmente ipotizzato che il substrato roccioso fosse costituito prevalentemente da calcare (la cui presenza è stata rilevata nei sondaggi condotti nel 2005), l'integrazione di indagine eseguita nel 2012 ha evidenziato, in corrispondenza del tracciato del piede

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51 01 E CV RG DP04 00 001_D00 Riqualfica ambientale Val Lemme
	Foglio 6 di 97

dell'opera, la presenza di un substrato roccioso di differente natura (costituito da argillite più o meno fratturata). Pertanto, il calcare, rilevato nell'ambito della prima campagna di indagini, sembra essere presente nella zona di monte, mentre in prossimità della sponda del torrente Lemme è stata appunto rilevata la presenza di un substrato costituito prevalentemente da argillite.

Al fine di definire un modello geotecnico affidabile, sono state eseguite pertanto ulteriori indagini geognostiche integrative consistenti in

- N.5 stendimenti sismici a rifrazione, di cui uno longitudinale al piede delle terre rinforzate lato t. Lemme e 4 trasversali;
- n.6 sondaggi geognostici a carotaggio continuo con esecuzione di prove vane test e prove point load.

I risultati delle indagini sono riportati in allegato.

L'osservazione dei testimoni dei sondaggi ha permesso di confermare la presenza di un substrato roccioso costituito da alternanze di calcari grigi a grana e durezza media più o meno fratturati e argilliti grigio scuro nerastre con vario grado di fatturazione e laminazioni mediamente inclinate tra 70 e 90° (subverticali).

I risultati di tutte le indagini sono stati utilizzati per la ricostruzione di un modello geotecnico del terreno affidandosi zona per zona ai risultati più cautelativi ottenuti per tomografie e/o sondaggi.

Ai fini della caratterizzazione geotecnica del bedrock inoltre si è ritenuto cautelativamente corretto individuare i parametri di resistenza dei livelli ad argilliti caratterizzati da minore resistenza rispetto ai calcari. Non è possibile infatti eseguire una zonizzazione dell'area per individuare la prevalenza di una litologia rispetto all'altra.

Negli elaborati del profilo geotecnico e delle sezioni geotecniche è riportato il livello del bedrock così come ricostruito sulla base delle indagini sopra descritte.

Rispetto alla prima versione del progetto definitivo (redatta nel 2005), in fase di progettazione esecutiva, con l'obiettivo di minimizzare l'impatto ambientale delle opere, sono state introdotte alcune modifiche sostanziali al progetto originario.

Si riportano le prescrizioni Cipe relative al DP04 e le conseguenti azione sviluppate in ottemperanza, nel seguito descritte dettagliatamente.

- *“Per quanto concerne la ex-cava Cementir di Voltaggio, in fase di progettazione esecutiva il soggetto aggiudicatore dovrà verificare che gli interventi di cui al progetto definitivo non alterino le attuali condizioni di stabilità dell'area interessata dall'abbancamento. La progettazione esecutiva dovrà altresì considerare la necessità che i tratti spondali del Torrente Lemme conservino un maggiore grado di naturalità e coerenza con la morfologia esistente: l'impostazione dell'intera opera di riporto materiale e di recupero ambientale dovrà fare stretto riferimento alla morfologia originaria del sito per trame impostazioni e profili ad essa coerenti; in particolare sia tenuta in stretta considerazione l'esigenza della riconferma o del recupero nella naturalità del contesto fluviale. La scelta delle essenze arbustive ed arboree da impiegarsi nel recupero ambientale e nella costituzione delle formazioni boscate dovrà fare stretto riferimento alle essenze locali.”*
- Le condizioni di stabilità del fronte di cava sono state oggetto di studio geologico e geomeccanico della parete, comprensivo di rilevamento geostrutturale di tutto il fronte di

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51 01 E CV RG DP04 00 001_D00 Riqualifica ambientale Val Lemme
	Foglio 7 di 97

cava, esecuzione di 14 stendimenti geostrutturali, rilevamento dei massi instabili, analisi fotogrammetrica del vicino accoppiata ad un rilievo mediante laser scanner, calcoli di verifica di stabilità all'equilibrio limite e simulazioni numeriche della traiettoria dei massi. Sono stati dimensionati gli interventi di disaggio leggero e pesante, le barriere paramassi, i monitoraggi del fronte e il vallo di accumulo di valle per la eventuale trattenuta di materiali provenienti da frane e toppling. E' stata garantita la conservazione della naturalità dell'ambiente fluviale e della morfologia originale mediante arretramento del fronte di abbancamento. La geometria prevista per l'abbancamento riproduce inoltre la morfologia originaria. La scogliera in sponda sinistra al t. Lemme è stata ridotta a un breve tratto, ad esterno curva, in corrispondenza del quale il t. Lemme si avvicina maggiormente all'abbancamento. Le verifiche idrauliche del t. Lemme, in condizioni attuali e di progetto, sono state condotte in condizioni di severa cautela, utilizzando le portate con tempo di ritorno 500 anni del Sottoprogetto SP 1.4 – Attività di Pianificazione del Bacino del Fiume Po – Rete idrografica minore naturale e artificiale – Monografia del Torrente Lemme, redatto nell'ottobre 2002 dall'Autorità di Bacino del Fiume Po.

Analogamente a quanto già previsto nel progetto definitivo del 2005, al fine di contenere il volume di riempimento mantenendo pendenze contenute del materiale riportato, è prevista la realizzazione di un'opera di sostegno (in terra rinforzata) al piede del rilevato.

In ragione dell'arretramento del piede dell'opera previsto nel progetto esecutivo, l'altezza della terra rinforzata lato Lemme (comprensiva del vallo paramassi posto in sommità) risulta in alcuni tratti superiore ai 20 m (quindi ben superiore ai 6 m previsti nel progetto definitivo del 2005).

Inoltre, nell'area a Nord verrà realizzata una vasca di accumulo di volume complessivo pari a circa 110.000 m³, avente lo scopo di contenere il materiale che potrebbe arrivare a valle qualora si manifestassero fenomeni di frana del versante. Al fine di garantire un'adeguata capacità di accumulo della vasca, le pareti dell'opera sono state anch'esse realizzate con muri di sostegno in terra rinforzata, caratterizzati da altezze particolarmente rilevanti (in alcuni tratti superiori ai 30 m).

Al fine di garantire una maggiore stabilità dell'opera di sostegno in terra rinforzata lato t. Lemme, a maggior tutela nei confronti di una eventuale frana del materiale di abbancamento ed occlusione dell'alveo del Lemme, si è previsto l'approfondimento del piano di fondazione dell'opera di sostegno in terra rinforzata fino ad intercettare il tetto del substrato roccioso (di seguito indicato come "bedrock").

Come accennato precedentemente, l'andamento plano-altimetrico dell'area di deposito è stato studiato in modo da ricreare, per quanto possibile, la geometria del versante precedente alla coltivazione della cava, così come è stato possibile rintracciarla dall'esame della cartografia storica. L'intero ammasso è stato quindi suddiviso in tre bacini scolanti, ricalcando la presenza degli originari impluvi che caratterizzavano il versante.

Al piede del riempimento di progetto, in sinistra idrografica del Torrente Lemme, verrà realizzato un breve tratto di scogliera in massi di cava, avente una lunghezza di circa 400 m, disposto ad esterno

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51 01 E CV RG DP04 00 001_D00 Riqualfica ambientale Val Lemme
	Foglio 8 di 97

curva dove l'azione erosiva del torrente è più intensa e nel tratto in cui il t. Lemme si avvicina di più al deposito.

Particolare cura è stata posta nel dimensionamento delle canalette e dei fossi di guardia per il drenaggio delle acque superficiali, prevedendo vasche di decantazione con la finalità sia di ridurre l'energia delle acque che di contenere il trasporto di materiale fine nel Torrente Lemme in caso di eventi di forte intensità e di breve durata. Il ricorso ad eventuali sistemi di biofiltrazione non è stato ritenuto necessario visto che non si prevede il dilavamento di carichi organici.

Per la progettazione delle opere si è fatto riferimento alle soluzioni di ingegneria naturalistica al fine di contenere l'impatto delle opere, valutando in particolare le soluzioni di intervento proposte nella pubblicazione della Regione Piemonte, Direzioni Ambiente e Opere Pubbliche, intitolata "Interventi di sistemazione del territorio con tecniche di Ingegneria Naturalistica" (2004).

Al fine di garantire la sicurezza del versante di cava attuale sia in fase di esecuzione del deposito che in fase di esercizio, il progetto prevede interventi di disaggio leggero e pesante dei blocchi instabili, predisposizione di ulteriori mire di monitoraggio nei punti più sensibili, l'installazione di reti paramassi di altezza pari a 4.00 e 5.00 m ai piedi del versante di cava, immediatamente a monte dell'abbancamento di progetto. La vasca di accumulo lato Nord da 110.000 m³ descritta precedentemente e il vallo paramassi in testa alla terra rinforzata, al piede del deposito, garantiscono da cadute di materiale, nel lungo periodo, nel torrente Lemme.

Nel progetto sono stati curati in modo particolare gli aspetti relativi all'accessibilità al versante per le necessarie operazioni di manutenzione delle opere.

Nel seguito sono descritti dettagliatamente gli interventi di progetto previsti.

In merito alla normativa tecnica da applicare per il calcolo delle strutture, si evidenzia che il presente progetto è stato sviluppato applicando le seguenti normative:

- D.M. 11/03/1988: Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione (pubblicato sulla G.U. n° 127 del 01/06/1988);
- D.M. 16/01/1996: Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche (pubblicato sulla G.U. n° 29 del 05/02/1996);
- Circolare 4 Luglio 1996 n. 156 AA.GG./STC.: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al D.M. 16.01.1996;
- O.P.C.M. n°3274 e relativi allegati del 20/03/2003 : Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica (pubblicato sul supplemento alla G.U. n° 105 del 08 /05/2003).

Quest'ultima normativa è stata applicata per la definizione della categoria sismica dei luoghi.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collocamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51 01 E CV RG DP04 00 001_D00 Riquilifica ambientale Val Lemme
	Foglio 9 di 97

2. ELENCO ELABORATI

All.

Oggetto

DP04IG51-01-E-CVC3DP0400001C00	Riquilificazione Ambientale Val Lemme - Corografia
DP04IG51-01-E-CVP3DP0400001B00	Riquilificazione Ambientale Val Lemme - Bacino imbrifero
DP04IG51-01-E-CVPZDP0400001C00	Riquilificazione Ambientale Val Lemme - Confronto Planimetria di Progetto
DP04IG51-01-E-CVP7DP0400011A00	Riquilificazione Ambientale Val Lemme - Planimetria fotografica
DP04IG51-01-E-CVP7DP0400001D00	Riquilificazione Ambientale Val Lemme - Planimetria di Progetto
DP04IG51-01-E-CVP8DP0400001C00	Riquilificazione Ambientale Val Lemme - Planimetria di Progetto. Dettaglio Nord
DP04IG51-01-E-CVP8DP0400002C00	Riquilificazione Ambientale Val Lemme - Planimetria di Progetto. Dettaglio Sud
DP04IG51-01-E-CVPZDP0400027A00	Riquilificazione Ambientale Val Lemme - Planimetria di tracciamento
DP04IG51-01-E-CVRBDP0400001C00	Riquilificazione Ambientale Val Lemme - Relazione geotecnica
DP04IG51-01-E-CVP7DP0400003B00	Riquilificazione Ambientale Val Lemme - Planimetria sondaggi e tomografie
DP04IG51-01-E-CVWZDP0400046B00	Riquilificazione Ambientale Val Lemme - Sezioni geotecniche
DP04IG51-01-E-CVFZDP0400019A00	Riquilificazione Ambientale Val Lemme - Profili geotecnici
DP04IG51-01-E-CVRGDP0400001D00	Riquilificazione Ambientale Val Lemme - Relazione generale
DP04IG51-01-E-CVCLDP0400002B00	Riquilificazione Ambientale Val Lemme - Relazione di calcolo
DP04IG51-01-E-CVRIDP0400002C00	Riquilificazione Ambientale Val Lemme - Relazione idraulica abbancamento
DP04IG51-01-E-CVRIDP0400003A01	Riquilificazione Ambientale Val Lemme - Relazione idraulica scogliera
DP04IG51-01-E-CVP7DP0400006B00	Riquilificazione Ambientale Val Lemme - Modello idraulico HEC-RAS T.Lemme -
Planimetria aree di esondazione TR=200 anni	
DP04IG51-01-E-CVP7DP0400007B00	Riquilificazione Ambientale Val Lemme - Modello idraulico HEC-RAS T.Lemme -
Planimetria aree di esondazione TR=500 anni	
DP04IG51-01-E-CVWZDP0400001C00	Riquilificazione Ambientale Val Lemme - Sezioni trasversali abbancamento 1/10
DP04IG51-01-E-CVWZDP0400002C00	Riquilificazione Ambientale Val Lemme - Sezioni trasversali abbancamento 2/10
DP04IG51-01-E-CVWZDP0400003C00	Riquilificazione Ambientale Val Lemme - Sezioni trasversali abbancamento 3/10
DP04IG51-01-E-CVWZDP0400004C00	Riquilificazione Ambientale Val Lemme - Sezioni trasversali abbancamento 4/10
DP04IG51-01-E-CVWZDP0400005C00	Riquilificazione Ambientale Val Lemme - Sezioni trasversali abbancamento 5/10
DP04IG51-01-E-CVWZDP0400006C00	Riquilificazione Ambientale Val Lemme - Sezioni trasversali abbancamento 6/10
DP04IG51-01-E-CVWZDP0400007D00	Riquilificazione Ambientale Val Lemme - Sezioni trasversali abbancamento 7/10
DP04IG51-01-E-CVWZDP0400008D00	Riquilificazione Ambientale Val Lemme - Sezioni trasversali abbancamento 8/10
DP04IG51-01-E-CVWZDP0400009D00	Riquilificazione Ambientale Val Lemme - Sezioni trasversali abbancamento 9/10
DP04IG51-01-E-CVWZDP0400010D00	Riquilificazione Ambientale Val Lemme - Sezioni trasversali abbancamento 10/10
DP04IG51-01-E-CVPZDP0400003C00	Riquilificazione Ambientale Val Lemme - Drenaggi suborizzontali banche -
Planimetria 1/2	
DP04IG51-01-E-CVPZDP0400021B00	Riquilificazione Ambientale Val Lemme - Drenaggi suborizzontali banche -
Planimetria 2/2	
DP04IG51-01-E-CVPZDP0400022C00	Riquilificazione Ambientale Val Lemme - Smaltimenti acque superficiali -
Planimetria 1/2	
DP04IG51-01-E-CVPZDP0400023C00	Riquilificazione Ambientale Val Lemme - Smaltimenti acque superficiali -
Planimetria 2/2	
DP04IG51-01-E-CVFZDP0400010B00	Riquilificazione Ambientale Val Lemme - Drenaggi e smaltimenti acque superficiali
banche - Profili 1/2	
DP04IG51-01-E-CVFZDP0400008B00	Riquilificazione Ambientale Val Lemme - Drenaggi e smaltimenti acque superficiali
banche - Profili 2/2	
DP04IG51-01-E-CVFZDP0400009B00	Riquilificazione Ambientale Val Lemme - Drenaggi. Profili tubazioni
DP04IG51-01-E-CVBZDP0400007D00	Riquilificazione Ambientale Val Lemme - Drenaggi suborizzontali banche -
Particolari costruttivi	
DP04IG51-01-E-CVAZDP0400009A00	Riquilificazione Ambientale Val Lemme - Drenaggi suborizzontali banche -
Geometria, profili e tabelle output modello HEC-RAS	
DP04IG51-01-E-CVAZDP0400013A00	Riquilificazione Ambientale Val Lemme - Drenaggi suborizzontali profondi. Disegno
d'insieme.	
DP04IG51-01-E-CVBZDP0400009D00	Riquilificazione Ambientale Val Lemme - Smaltimenti acque superficiali - Particolari
costruttivi	
DP04IG51-01-E-CVFZDP0400005D00	Riquilificazione Ambientale Val Lemme - Smaltimenti acque superficiali - Profilo
colatore sud e tracciamento	
DP04IG51-01-E-CVFZDP0400006B00	Riquilificazione Ambientale Val Lemme - Smaltimenti acque superficiali - Profilo
colatore intermedio e tracciamento	
DP04IG51-01-E-CVFZDP0400007B00	Riquilificazione Ambientale Val Lemme - Smaltimenti acque superficiali - Profilo
colatore nord e tracciamento	

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG51 01 E CV RG DP04 00 001_D00 Riqualifica ambientale Val Lemme</p> <p style="text-align: right;">Foglio 10 di 97</p>

<p>DP04IG51-01-E-CVAZDP0400010A00 intermedio - Geometria, profili e tabelle output modello HEC-RAS</p> <p>DP04IG51-01-E-CVAZDP0400011A00 nord - Geometria, profili e tabelle output modello HEC-RAS</p> <p>DP04IG51-01-E-CVAZDP0400012A00 sud - Geometria, profili e tabelle output modello HEC-RAS</p> <p>DP04IG51-01-E-CVPZDP0400005C00</p> <p>DP04IG51-01-E-CVFZDP0400002C00</p> <p>DP04IG51-01-E-CVAZDP0400002C00 lavorative</p> <p>DP04IG51-01-E-CVPZDP0400006C00</p> <p>DP04IG51-01-E-CVBZDP0400004C00 sezione tipologica</p> <p>DP04IG51-01-E-CVPZDP0400007C00</p> <p>DP04IG51-01-E-CVFZDP0400003C00</p> <p>DP04IG51-01-E-CVWZDP0400021C00</p> <p>DP04IG51-01-E-CVWZDP0400022C00</p> <p>DP04IG51-01-E-CVWZDP0400023C00</p> <p>DP04IG51-01-E-CVWZDP0400024C00</p> <p>DP04IG51-01-E-CVWZDP0400025C00</p> <p>DP04IG51-01-E-CVWZDP0400026C00</p> <p>DP04IG51-01-E-CVWZDP0400027C00</p> <p>DP04IG51-01-E-CVPZDP0400008B00 tridimensionale dello stato attuale</p> <p>DP04IG51-01-E-CVRGDP0400002B00</p> <p>DP04IG51-01-E-CVG7DP0400001C00 scala 1:1.000</p> <p>DP04IG51-01-E-CVFZDP0400001C00 verifica di stabilità alla scala 1:1.000/1.000</p> <p>DP04IG51-01-E-CVPZDP0400009D00 messa in sicurezza del fronte di cava</p> <p>DP04IG51-01-E-CVWZDP0400028D00</p> <p>DP04IG51-01-E-CVPZDP0400010C01</p> <p>DP04IG51-01-E-CVPZDP0400011B00</p> <p>DP04IG51-01-E-CVCLDP0400001D00 stabilità e della traiettoria di caduta dei blocchi</p> <p>DP04IG51-01-E-CVAZDP0400003D00 lavorative</p> <p>DP04IG51-01-E-CVPZDP0400012C00</p> <p>DP04IG51-01-E-CVWZDP0400029C00 scogliera</p> <p>DP04IG51-01-E-CVPZDP0400013C00</p> <p>DP04IG51-01-E-CVFZDP0400004C00</p> <p>DP04IG51-01-E-CVWZDP0400030C00</p> <p>DP04IG51-01-E-CVWZDP0400031C00</p> <p>DP04IG51-01-E-CVWZDP0400032C00</p> <p>DP04IG51-01-E-CVWZDP0400033C00</p> <p>DP04IG51-01-E-CVWZDP0400034C00</p> <p>DP04IG51-01-E-CVWZDP0400035C00</p> <p>DP04IG51-01-E-CVWZDP0400036C00</p> <p>DP04IG51-01-E-CVWZDP0400037C00</p> <p>DP04IG51-01-E-CVAZDP0400004C00 lavorative</p> <p>DP04IG51-01-E-CVPZDP0400014C00</p> <p>DP04IG51-01-E-CVBZDP0400005C00</p> <p>DP04IG51-01-E-CVPZDP0400015B00 Planimetria e tracciamento</p> <p>DP04IG51-01-E-CVFZDP0400011B00 Profilo</p> <p>DP04IG51-01-E-CVWZDP0400048A00 Sezioni trasversali</p> <p>DP04IG51-01-E-CVWZDP0400049B00 Sezioni tipo e particolari costruttivi</p>	<p>Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Smaltimenti acque superficiali - Colatore</p> <p>Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Smaltimenti acque superficiali - Colatore</p> <p>Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Smaltimenti acque superficiali - Colatore</p> <p>Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Dreno di fondo - Planimetria</p> <p>Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Dreno di fondo - Profilo</p> <p>Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Dreno di fondo - Disegno d'insieme e fasi</p> <p>Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Dreno di fondo - Tracciamento</p> <p>Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Dreno di fondo - Particolari costruttivi e</p> <p>Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Pianta scogliera</p> <p>Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Profilo scogliera</p> <p>Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Sezioni scogliera 1/7</p> <p>Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Sezioni scogliera 2/7</p> <p>Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Sezioni scogliera 3/7</p> <p>Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Sezioni scogliera 4/7</p> <p>Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Sezioni scogliera 5/7</p> <p>Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Sezioni scogliera 6/7</p> <p>Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Sezioni scogliera 7/7</p> <p>Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Visioni prospettiche del modello</p> <p>Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Rilievo laser-scanner: relazione tecnica</p> <p>Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Carta geologica – geomorfologica alla</p> <p>Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Profili geologici lungo le sezioni di</p> <p>Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Indicazioni di massima degli interventi di</p> <p>Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Tipologia (sezioni) degli interventi</p> <p>Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Ubicazione degli interventi</p> <p>Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Criteri di scelta degli interventi</p> <p>Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Relazione di calcolo delle verifiche di</p> <p>Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Disegno d'insieme scogliera. Fasi</p> <p>Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Tracciamento scogliera</p> <p>Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Sezioni tipo e particolari costruttivi</p> <p>Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Terra rinforzata -Pianta</p> <p>Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Terra rinforzata - Profilo</p> <p>Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Terra rinforzata - Sezioni 1/8</p> <p>Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Terra rinforzata - Sezioni 2/8</p> <p>Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Terra rinforzata - Sezioni 3/8</p> <p>Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Terra rinforzata - Sezioni 4/8</p> <p>Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Terra rinforzata - Sezioni 5/8</p> <p>Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Terra rinforzata - Sezioni 6/8</p> <p>Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Terra rinforzata - Sezioni 7/8</p> <p>Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Terra rinforzata - Sezioni 8/8</p> <p>Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Terra rinforzata - Disegno d'insieme e fasi</p> <p>Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Terra rinforzata - Tracciamento</p> <p>Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Terra rinforzata - Particolari costruttivi</p> <p>Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Viabilità di Accesso Abbancamento-</p> <p>Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Viabilità di Accesso Abbancamento-</p> <p>Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Viabilità di Accesso Abbancamento-</p> <p>Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Viabilità di Accesso Abbancamento-</p>
--	---

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collocamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51 01 E CV RG DP04 00 001_D00 Riqualifica ambientale Val Lemme

Foglio
11 di 97

DP04IG51-01-E-CVAZDP0400007B00 Disegno d'insieme opere d'arte	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Viabilità di Accesso Abbancamento -
DP04IG51-01-E-CVPZDP0400026A00 Planimetria e tracciamento	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Viabilità pista lungo le banche -
DP04IG51-01-E-CVFZDP0400018A00 DP04IG51-01-E-CVWZDP0400050B00 trasversali	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Viabilità pista lungo le banche - Profili Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Viabilità pista lungo le banche - Sezioni
DP04IG51-01-E-CVWZDP0400051B00 tipo e particolari costruttivi	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Viabilità pista lungo le banche - Sezioni
DP04IG51-01-E-CVBZDP0400013C00 DP04IG51-01-E-CVLZDP0400001C00 vasca di sedimentazione di valle - Planimetria e profilo	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Vasche Vn1-Vn8 - Carpenteria e armatura Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Smaltimenti acque superficiali lato nord e
DP04IG51-01-E-CVWZDP0400038D00 vasca di sedimentazione di valle - Sezioni trasversali	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Smaltimenti acque superficiali lato nord e
DP04IG51-01-E-CVBZDP0400014C00 vasca di sedimentazione di valle - Carpenterie e Armature 1/2	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Smaltimenti acque superficiali lato nord e
DP04IG51-01-E-CVBZDP0400015C00 vasca di sedimentazione di valle - Carpenterie e Armature 2/2	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Smaltimenti acque superficiali lato nord e
DP04IG51-01-E-CVLZDP0400002C00 vasca di sedimentazione di valle - Planimetria e profilo	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Smaltimenti drenaggi lato nord fino alla
DP04IG51-01-E-CVBZDP0400016C00 vasca di sedimentazione di valle - Carpenterie e Armature	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Smaltimenti drenaggi lato nord fino alla
DP04IG51-01-E-CVBZDP0400017C00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Vasca Vi0 - Carpenteria e armatura
DP04IG51-01-E-CVBZDP0400018C00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Vasca Vi1 - Carpenteria e armatura
DP04IG51-01-E-CVBZDP0400019C00 armatura	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Vasche Vi2-Vi3-Vi4 - Carpenteria e
DP04IG51-01-E-CVBZDP0400020C00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Vasca Vi5 - Carpenteria e armatura
DP04IG51-01-E-CVBZDP0400021C00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Vasche Vs0 -Vs1 Carpenteria e armatura
DP04IG51-01-E-CVBZDP0400022C00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Vasche Vs8 -Vs11 Carpenteria e armatura
DP04IG51-01-E-CVBZDP0400023C00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Vasche V9 -Vs10 Carpenteria e armatura
DP04IG51-01-E-CVBZDP0400024C00 Carpenteria e armatura	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Vasche Vs12 e scatolare sotto viabilità
DP04IG51-01-E-CVBZDP0400025C00 armatura	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Vasche Vs2 -Vs3 - Vs4 Carpenteria e
DP04IG51-01-E-CVBZDP0400026C00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Vasche Vs5 -Vs6 Carpenteria e armatura
DP04IG51-01-E-CVBZDP0400027C00 abbancamento	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Vasca Vs7 Carpenteria e armatura
DP04IG51-01-E-CVA7DP0400001B00 abbancamento	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Planimetria e sezioni fasi lavorative
DP04IG51-01-E-CVP7DP0400004B00 abbancamento	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Planimetria fasi lavorative pre-
DP04IG51-01-E-CVRODP0400001B00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Piano di manutenzione
DP04IG51-01-E-CVRODP0400003A00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Protocolli operativi DSS
DP04IG51-01-E-CVRODP0400002B00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Cronoprogramma Lavori
DP04IG51-01-E-CVP7DP0400010A00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Planimetria ubicazione barriere paramassi

3. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

Il sito di intervento è posto in prossimità della località di Voltaggio, in Provincia di Alessandria, sul Torrente Lemme, come rappresentato nella figura seguente sulla base della CTR della Regione Piemonte e nella successiva ripresa aerofotografica relativa all'area di deposito del materiale.

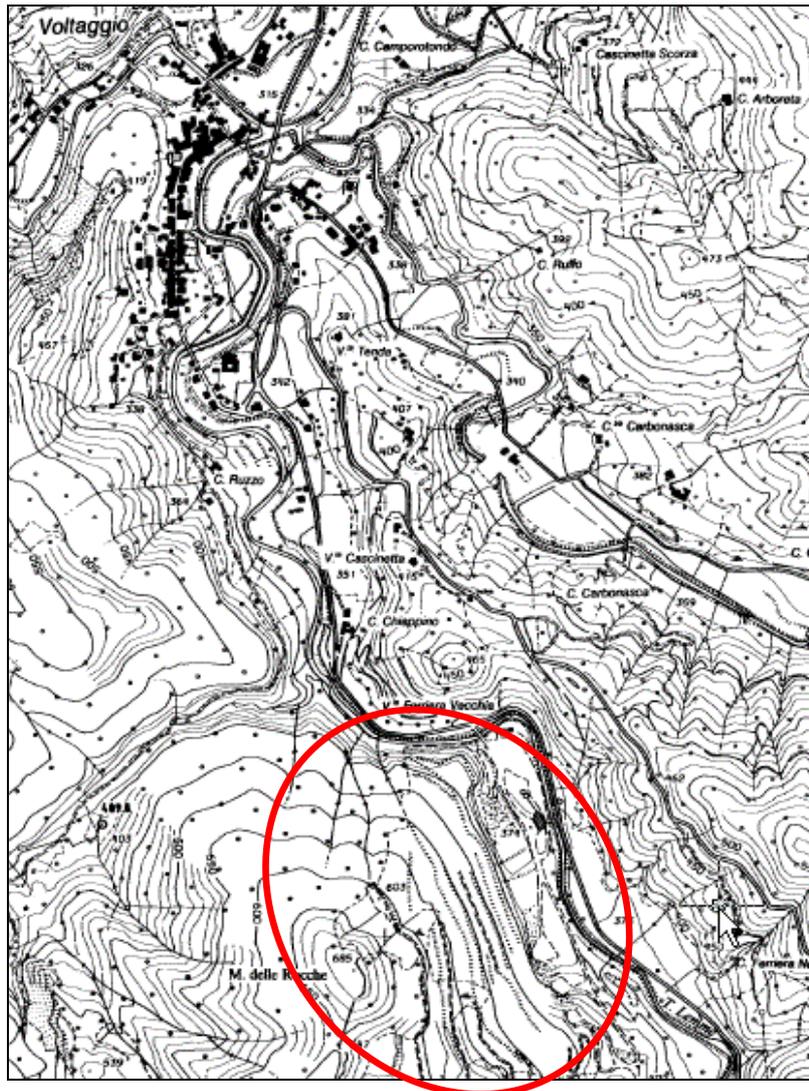


Figura 1 - Localizzazione del sito di intervento sulla base della CTR della Regione Piemonte



Figura 2 – Ripresa aerofotografica dell'area di deposito del materiale

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51 01 E CV RG DP04 00 001_D00 Riqualfica ambientale Val Lemme
	Foglio 14 di 97

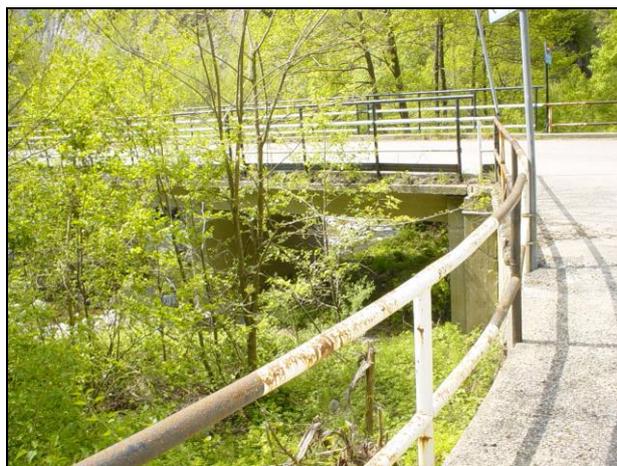
4. LO STATO DEI LUOGHI

Si riporta nel seguito la documentazione fotografica relativa al sopralluogo effettuato al fine di individuare in via definitiva le caratteristiche dell'intervento di riqualfica ambientale.

Chi percorre la SP 160 provenendo dall'abitato di Voltaggio, trova alla propria destra il ponticello di attraversamento del Lemme (foto 1 e 2) che consente l'accesso all'area di cantiere Cociv e che rappresenta altresì la via di ingresso all'area di cava.



Fotografia 1.



Fotografia 2.

Tale area si sviluppa totalmente in sinistra orografica al t. Lemme per uno sviluppo lineare di circa 600 m ed una profondità variabile da 130 m a 220 m. Risultano immediatamente visibili in primo piano accumuli artificiali provenienti da scarti di attività di cava (foto 3); sullo sfondo incombe il versante est del monte delle Rocche, gradonato per un'altezza di circa 150 m (foto 4, 5 e 6).



Fotografia 3.

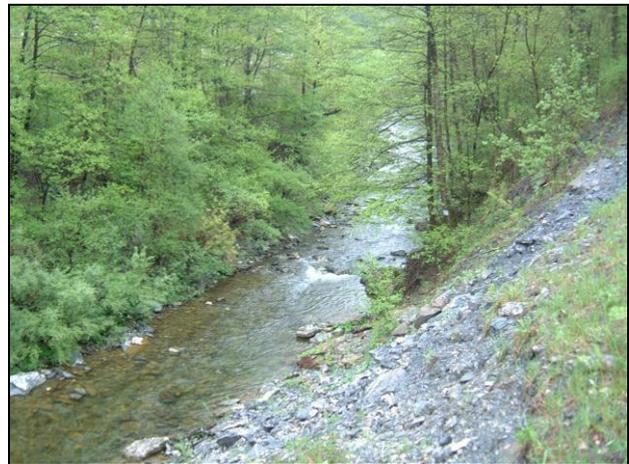


Fotografia 4.

*Fotografia 5.**Fotografia 6.*

I rilievi artificiali inizialmente si sviluppano in posizione arretrata rispetto al torrente quindi, in corrispondenza di una piccola cabina di trasformazione, si allineano sulla sponda sinistra del Lemme.

Tali accumuli raggiungono altezze ragguardevoli, dell'ordine di 15 m rispetto alla quota di fondo alveo, e presentano un'inclinazione molto pronunciata; tale stato di fatto, aggravato dalle scadenti caratteristiche del materiale e da fenomeni di scalzamento al piede dovuti al Lemme, è causa di franamenti diffusi testimoniati dalle numerose nicchie di distacco osservate (foto 7, 8 e 9).

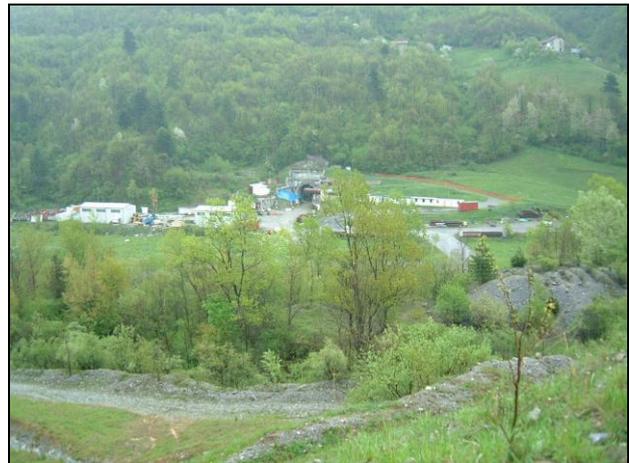
*Fotografia 7.**Fotografia 8.*

*Fotografia 9.**Fotografia 10.*

Nel settore più a monte dell'area di cava, in corrispondenza della depressione compresa tra il fronte storico dell'attività di cava e gli accumuli artificiali correnti lungo la sponda sinistra, si trova un bacino di ristagno con quota di fondo prossima a quella del Lemme, alimentato da un piccolo rigagnolo (foto 10). Tenuto conto della vegetazione di canne che vi prolifera è probabile che detto ristagno sia di tipo permanente e non legato ad eventi meteorologici stagionali.

Dalla sommità del rilievo laterale al bacino di ristagno si gode della migliore panoramica dell'area di cava (foto 11, 12, 13, 14 e 15) e della finestra aperta sul versante opposto per le operazioni di smaltimento del materiale di smarino (foto 16).

*Fotografia 11.**Fotografia 12.*

*Fotografia 13.**Fotografia 14.**Fotografia 15.**Fotografia 16.*

Dal medesimo punto di vista sono osservabili locali interventi di bioingegneria realizzati per stabilizzare fenomeni di scorrimento superficiali (foto 17 e 18).

*Fotografia 17.**Fotografia 18.*

Procedendo ancora più a monte lungo la strada che, salendo di quota, consentiva l'accesso ai terrazzamenti di coltivazione della cava si giunge su rilievi che sono stati evidentemente rimaneggiati e pesantemente interessati da ricariche di materiale di risulta delle lavorazioni (foto 19 e 20); tali rilievi, già allontanatisi dalla sponda del Lemme, non risultano più direttamente interessati da fenomeni di scalzamento al piede.

*Fotografia 19.**Fotografia 20.*

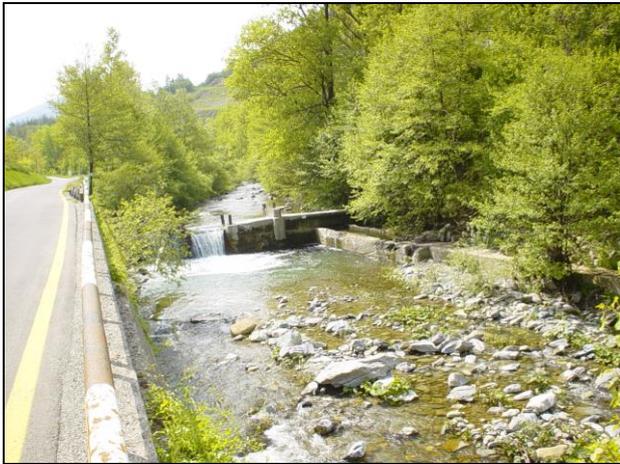
Ritornando all'inizio del percorso effettuato fino al ponte di accesso alla cava e percorrendo la Strada Provinciale 160 che corre in destra al Lemme è possibile osservare la brusca ansa sinistra del torrente che precede immediatamente il ponte (foto 21 e 22).

*Fotografia 21.**Fotografia 22.*

La Strada Provinciale prosegue più a monte realizzando con le proprie opere di sostegno in c.a. la sponda destra del Lemme (foto 23 e 24).

*Fotografia 23.**Fotografia 24.*

Procedendo ancora verso monte si trova una piccola traversa con opera di derivazione di un canale in condizioni di abbandono (foto 25 e 26). Immediatamente a valle il muro di sostegno alla SP. 160 appare scalzato (foto 27).

*Fotografia 25.**Fotografia 26.*

Una volta superata la traversa, la Strada Provinciale si allontana dalla linea di sponda del Lemme e prosegue a mezza costa senza particolari opere di sostegno di valle (foto 28).

*Fotografia 27.**Fotografia 28.*

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51 01 E CV RG DP04 00 001_D00 Riqualfica ambientale Val Lemme
	Foglio 21 di 97

5. TOPOGRAFIA DEL SITO

La topografia del sito è nota a mezzo di un accurato rilievo di dettaglio effettuato appositamente per il progetto che ha consentito di rilevare un congruo numero di punti quotati.

Operando su tali dati di base e con il supporto delle informazioni deducibili dalla Carta Tecnica Regionale e dai sopralluoghi in sito, è stata ricostruita la geometria complessiva del terreno per mezzo di una modellazione tridimensionale su supporto informatico.

6. CENNI DI IDROLOGIA

Il bacino imbrifero del torrente Lemme, con sezione di chiusura in prossimità di V.la Ferriera Vecchia, si estende per una superficie di 18.60 kmq; l'asse del bacino è orientato in direzione Sud Est - Nord Ovest; lo spartiacque dei tributari di destra orografica tocca in successione il P.so La Bocchetta, il M. Poggio, il M. Calvo, il M. Cavetti, l'abitato di Fraconalto, il Bric Albergorosso. Lo spartiacque degli affluenti di sinistra tocca il M. Lecco, il M. Taccone, il M. delle Figne, il Bric Tavolin, il Bric della Croce e il M. delle Rocche.

La lunghezza dell'asta principale è di circa 6.1 km e la pendenza media è 0.065. L'altitudine massima è di 1172 m. s.l.m., la sezione di chiusura è a 357.73 m s.l.m. e l'altezza media del bacino è di 615 m s.l.m.

Lo studio di riferimento per il tratto oggetto di intervento, come pure del resto dell'asta, è il Sottoprogetto SP 1.4 – Attività di Pianificazione del Bacino del Fiume Po – Rete idrografica minore naturale e artificiale – Monografia del Torrente Lemme, redatto nell'ottobre 2002 dall'Autorità di Bacino del Fiume Po.

Lo studio SP1.4 valuta, utilizzando diverse metodologie idrologiche di correlazione afflussi-deflussi, le portate in corrispondenza di quattro sezioni di chiusura: immediatamente a monte dell'abitato di Voltaggio (sez.64 di riferimento SP1.4), a valle di Gavi (sez.26), a Francavilla Bisio (sez.9) ed in immissione in Orba (sez.1).

La sezione di Voltaggio, pur trovandosi molto a valle rispetto all'area oggetto di intervento, è da considerarsi come sezione di riferimento; il valore di portata risulterà cautelativo, a favore di sicurezza.

Dopo una serie di valutazioni, lo studio riporta (in Tabella 16) i valori delle portate al colmo di piena di riferimento per assegnato tempo di ritorno; la sezione 64 è quella relativa a Voltaggio.

Portata [m ³ /s]	Sezioni di Chiusura			
	1	9	26	64
Q(20)	513	408	370	152
Q(100)	747	592	532	217
Q(200)	839	666	599	244
Q(500)	949	753	676	276

Tabella 1 – Portate al colmo di piena del t. Lemme per assegnato tempo di ritorno (Tabella 16-SP1.4)

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collocamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51 01 E CV RG DP04 00 001_D00 Riqualfica ambientale Val Lemme
	Foglio 22 di 97

Per la sezione di Voltaggio le portate di riferimento sono: 152 m³/s per tempo di ritorno 20 anni, 217 m³/s per tempo di ritorno 100 anni, 244 m³/s per tempo di ritorno 200 anni, 276 m³/s per tempo di ritorno 500 anni.

La modellazione idraulica del t. Lemme è stata sviluppata utilizzando, come portata di riferimento, la portata cinquecentennale, indicata dallo studio SP 1.4, pari a 276 m³/s.

L'analisi idrologica dei sistemi di drenaggio del deposito per tempo di ritorno 20 anni, in analogia con quanto previsto nel progetto definitivo, è condotta utilizzando, come precipitazione di riferimento, le piogge di forte intensità e breve durata (inferiore all'ora) della stazione pluviometrica di Gavi, in quanto i tempi di corrivazione delle canalette, dei fossi di guardia e dei compluvi risultano essere frazioni di ora.

Il numero di registrazioni riportate dagli Annali Idrologici alla Tabella V per la stazione di Gavi dal 1951 al 1991 è di 6 per piogge di durata 10 minuti, di 9 per 15 minuti, di 7 per 30 minuti e di 4 per 45 minuti.

Stazioni pluviometriche prossime alla stazione di Gavi (Lavezze, Lavagnina) hanno un numero di registrazioni di poco superiore a Gavi ma comunque insufficiente a costituire un campione rappresentativo su cui impostare una trattazione probabilistica.

Si è comunque condotta una elaborazione delle registrazioni di Gavi con trattazione probabilistica secondo il metodo di Gumbel, come riportato in allegato.

I parametri a e n della curva di possibilità pluviometrica per piogge di durata inferiore all'ora così ottenuti risultano, per le ragioni appena discusse, di scarsa attendibilità.

Nella seguente tabella si riportano tali parametri confrontati con quelli per piogge di durata superiore all'ora forniti dal P.A.I., per il tempo di ritorno di 20 anni. Si osserva che il parametro a non è coincidente e che il parametro n per durate inferiori all'ora è minore di quello per durate orarie.

	<i>Piogge di durata inferiore all'ora</i>	<i>Piogge di durata superiore all'ora</i>
	<i>Gumbel</i>	<i>PAI</i>
<i>a</i>	43.31	63.48
<i>n</i>	0.316	0.401

Tabella 2 – Confronto parametri a e n per Tr = 20 anni

Si è allora proceduto riportando su grafico bilogaritmico h – t (altezza di pioggia – durata) le registrazioni delle piogge di forte intensità e breve durata della stazione di Gavi. Si è poi costruita la retta che passa per l'altezza di pioggia a = 63.48 mm e durata di un'ora (PAI per Tr = 20 anni) e che risulta superiore alle registrazioni di pioggia riportate. I parametri della curva di possibilità pluviometrica per piogge di forte intensità e breve durata con Tr = 20 anni così ottenuti sono:

$$a = 63.48 \text{ mm}$$

$$n = 0.5779$$

La determinazione delle portate al colmo, insistenti sui vari tratti della rete di drenaggio in progetto, è stata effettuata mediante il metodo cinematico, secondo la formula di Turazza.

La valutazione del tempo di corrivazione viene effettuata utilizzando le formule empiriche di Ventura, Pasini e Pezzoli.

Il tempo di corrivazione adottato è quello medio fornito dalle tre formule empiriche.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51 01 E CV RG DP04 00 001_D00 Riqualfica ambientale Val Lemme	Foglio 23 di 97

7. MODELLAZIONE IDRAULICA

E' stato utilizzato il codice di calcolo HEC-RAS e si è scelto di condurre un'analisi monodimensionale del deflusso del t. Lemme.

Il torrente Lemme è stato schematizzato nella zona di interesse utilizzando il modello digitale del terreno ricavato dal rilievo topografico (Figura 4), mediante 32 sezioni trasversali.

L'inserimento dei coefficienti di scabrezza di *Manning* per completare la geometria dello stato attuale e di progetto ha condotto allo sviluppo delle modellazioni idrauliche con le seguenti scabrezze :

- Coefficiente K_s di Strickler pari a $15 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per il fondo alveo e pari a $10 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per le sponde e le golene.

Tali scabrezze sono motivate dal grado di cautela ricercato dai progettisti nel dimensionamento delle opere d'arte. Si è inoltre voluto tenere in conto, per mezzo della scabrezza, del contributo, in termini di incremento di livelli liquidi, dei fenomeni di trasporto solido e di flottante, significativi per eventi estremi quali quelli oggetto di modellazione. Risulta infine evidente che l'impegno complessivo della geometria del canale, dal punto di vista delle scabrezze, risulta considerevole per portate di questa entità.

Si sono effettuate le simulazioni sopra descritte in moto stazionario per il tempo di ritorno di 500 anni. Per ogni sezione sono stati determinati:

- i livelli idrici di piena;
- la velocità media di deflusso in alveo;
- il numero di Froude.

Lo stato di progetto prevede l'introduzione in ogni sezione dell'opera di difesa sinistra in massi.

Il dimensionamento del sistema di deflusso principale interessante i compluvi nord, intermedio e sud è stato condotto mediante modello Hec Ras, a riprodurre la geometria di progetto sollecitata da una portata di progetto avente tempo di ritorno 20 anni.

Si rimanda alla relazione idraulica per gli approfondimenti e i dettagli dei risultati.

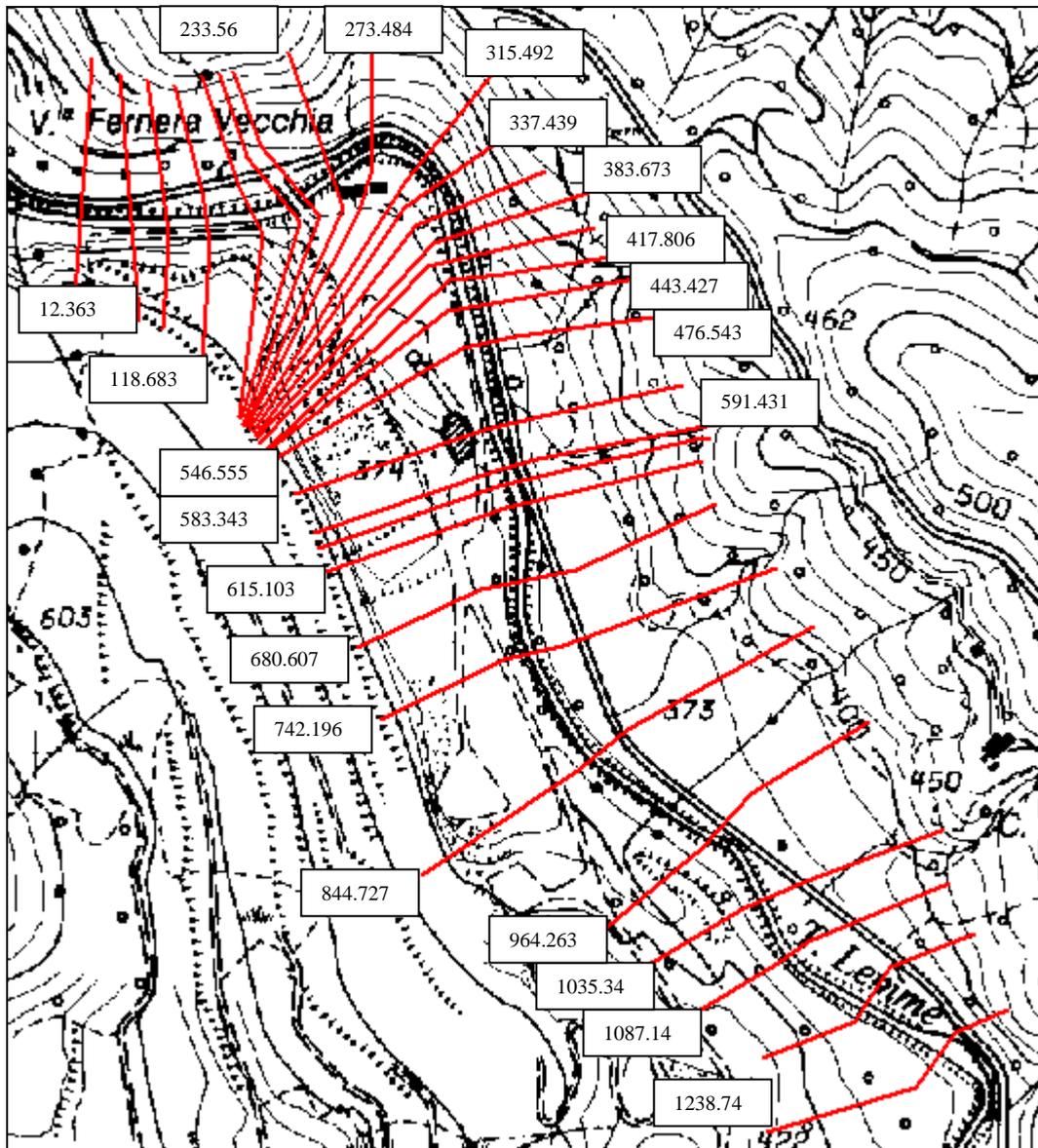


Figura 3 - Sezioni trasversali modello

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51 01 E CV RG DP04 00 001_D00 Riqualfica ambientale Val Lemme
	Foglio 25 di 97

8. ANALISI GEOTECNICA DEGLI INTERVENTI

8.1 Inquadramento geologico

Dal punto di vista litologico, nell'area che interessa esclusivamente la cava di Voltaggio, si ritrova la seguente successione litologica:

- Ultrabasiti
- Metabasiti
- Diaspri
- Calcari di Voltaggio
- Argille a palombini del Passo della Bocchetta.

La cava veniva sfruttata esclusivamente per estrarre i Calcari di Voltaggio; si tratta di depositi di calcari e calcari arenacei macrocristallini di colore da grigio a grigio scuro stratificati, laminati dal clivaggio tettonico soprattutto in corrispondenza dei giunti più argillosi e degli strati più sottili. La facies di tali calcari varia con una riduzione di spessore degli strati corrispondenti ad un aumento delle percentuali di minerali micacei. L'età di questi depositi è compresa tra il Giurassico superiore e il Cretaceo inferiore.

Dal punto di vista geostrutturale nell'area di cava sono visibili le diverse fasi deformative, di tipo duttile e di tipo fragile. Esse sono state rilevate dettagliatamente all'interno della zona di indagine: sono state distinte differenti fasi di deformazione e sono state studiate le probabili relazioni di precedenza.

Nella zona in questione è stato rilevato come i Calcari di Voltaggio abbiano una stratificazione subverticale con immersione grossomodo ad Est. La stratificazione è stata interessata quindi da un grande evento plicativo, che ha formato presso la cava in oggetto dei blandi piegamenti con dei piani assiali suborizzontali o di poco immergenti verso Ovest.

Tali deformazioni di tipo duttile sarebbero successivamente state interessate da nuove e complesse fasi deformative, accompagnate da pieghe e fratture. Sono stati riconosciuti almeno un sistema di deformazione duttile, con formazioni di pieghe ad immersione e inclinazione variabile, e almeno due successivi sistemi di fratturazione.

Il primo di questi sistemi è stato riscontrato in tutta l'area di indagine e riconosciuto per le numerose faglie e fratture con inclinazione media di 70° circa, e per la loro immersione intorno ai 120°-130° Nord. Il secondo sistema invece, probabilmente successivo al primo evento fragile e meno evidente del primo (soprattutto a grande scala), ha un'immersione media di 180°-200° e un'inclinazione di 70°-80°.

Infine si sono osservate nei calcari di Voltaggio delle strutture minori, di tipo fragile, riconoscibili da fratture di tensione centimetriche di forma sigmoidale (tensione di gashes) e da un clivaggio frequente di tipo "crenulation cleavage" e di tipo "strani slip cleavage".

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51 01 E CV RG DP04 00 001_D00 Riqualfica ambientale Val Lemme
	Foglio 26 di 97

8.2 Caratterizzazione geotecnica del sito

La caratterizzazione geotecnica del sito è stata effettuata sulla base dei dati disponibili e sulla base dei risultati delle indagini geotecniche e geofisiche eseguite nell'ambito della progettazione definitiva (indagini 2004 e 2005) ed esecutiva (indagini 2012 e 2013) dell'intervento di cui in oggetto.

Nel 2004 e nel 2005, in fase di progettazione definitiva, sono stati eseguiti complessivamente 8 sondaggi, di cui 3 mediante perforazione a distruzione di nucleo (S2, S3, S4) e 5 a carotaggio continuo (S5, SS4, SS8 e SS11). È stata inoltre condotta un'indagine geofisica, consistente in 5 stendimenti sismici a rifrazione (riportati in allegato).

Nell'agosto 2012, in ragione delle modifiche introdotte al progetto esecutivo (riguardanti principalmente l'arretramento del piede dell'opera rispetto alla sponda del torrente Lemme), sono stati eseguiti alcuni sondaggi integrativi al fine di caratterizzare con maggiore definizione i terreni di fondazione al piede del pendio artificiale, in corrispondenza del tracciato previsto per l'opera di sostegno in terra rinforzata.

Nel corso del 2013 al fine di definire un modello geotecnico affidabile del terreno in sito è stata eseguita una ulteriore campagna di indagini geognostiche consistenti in n.6 sondaggi a carotaggio continuo e n.5 indagini sismiche a rifrazione.

L'ubicazione dei sondaggi e il tracciato delle tomografie è rappresentata nell'elaborato grafico IG51-01-E-CV-P7-DP-04-0-0-003-B00 (Planimetria sondaggi e tomografie), mentre la sovrapposizione tra sezioni di progetto, stratigrafie e tomografie è rappresentata nelle tavole IG51-01-E-CV-WZ-DP-04-0-0-046-B00 (Sezioni geotecniche) e IG51-01-E-CV-FZ-DP-04-0-0-019-A00 (Profili geotecnici). Le stratigrafie dei sondaggi sono riportate in allegato alla presente relazione.

In prima analisi (cfr. modello geotecnico dei terreni di fondazione definito nell'ambito del progetto definitivo del 2005), sulla base dei risultati dell'indagine geofisica è stato possibile stimare la profondità del bedrock, variabile lungo lo sviluppo dell'area di indagine. Le stratigrafie dei sondaggi a carotaggio continuo S5 (campagna di indagini 2004) e SS4, SS8, SS11 (campagna di indagini 2005) hanno, quindi, consentito di integrare i dati geofisici per quanto riguarda l'individuazione della quota del tetto del substrato roccioso.

In base ai risultati di questa prima campagna di indagini è stato costruito un modello geotecnico del terreno di fondazione, in cui è stato identificato lo spessore della coltre superficiale costituita da materiali di riporto e argillite e il tetto del substrato roccioso, che risultava costituito da calcare compatto di colore grigio chiaro di media durezza (cfr. stratigrafie sondaggi SS4, SS8, SS11). Solamente nel sondaggio S5 (spinto fino a 12 m) non era stato intercettato il substrato roccioso calcareo; al contrario al di sotto del cappellaccio di alterazione (a profondità di circa 10 m da piano campagna) era stato rinvenuto uno strato di argillite grigio scuro molto fratturata. Tale singolarità era stata attribuita alla posizione del sondaggio, che è stato eseguito nel tratto di monte (a sud), in una zona dove probabilmente le attività di cava si erano spinte più in profondità.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51 01 E CV RG DP04 00 001_D00 Riqualfica ambientale Val Lemme

I sondaggi integrativi eseguiti nel 2012 lungo il tracciato del piede del pendio artificiale previsto nel progetto esecutivo hanno portato alla luce alcune singolarità geolitologiche dei terreni di fondazione. Le indagini hanno infatti evidenziato che la profondità relativa del tetto del substrato roccioso è fortemente variabile all'interno dell'area di intervento; in alcune zone, infatti, la copertura superficiale presenta spessori piuttosto elevati (superiori ai 10 m).

Inoltre, se dalle prime indagini condotte nel 2004 e nel 2005 era stato ragionevolmente ipotizzato che il substrato roccioso fosse costituito prevalentemente da calcare, l'integrazione di indagine eseguita nel 2012 ha evidenziato, in corrispondenza del piede del rilevato, la presenza di un substrato roccioso di differente natura (costituito da argillite più o meno fratturata). Pertanto, fu ragionevole presumere che il calcare, rilevato nell'ambito della prima campagna di indagini, fosse presente nella zona di monte (lato versante), mentre nell'area di cava più prossima all'alveo del Lemme fosse presente un substrato costituito prevalentemente da argillite.

In fase di progettazione definitiva, la stratigrafia era stata sostanzialmente ricostruita sulla base dell'interpretazione delle indagini sismiche a rifrazione; in particolare era stato utilizzato il criterio (confortato da dati di letteratura) di identificare la linea di separazione tra coltre superficiale e bedrock con l'isolinea corrispondente alla velocità di 2000 m/s (velocità caratteristica delle onde P di compressione su rocce di natura calcarea). Tale schematizzazione era stata successivamente validata confrontando, ove possibile, l'andamento delle tomografie con le stratigrafie dei sondaggi a carotaggio continuo e confermando sostanzialmente l'attendibilità del metodo.

Tale criterio, invece, non risulta confermato confrontando le tomografie con i sondaggi eseguiti nel 2012; infatti, la differente natura del substrato roccioso (argillite) e il suo più o meno elevato grado di fratturazione non consentono di ottenere risultati attendibili dall'interpretazione delle tomografie (l'argillite è caratterizzata mediamente da valori più bassi delle velocità delle onde P rispetto al calcare e non si ottiene una netta discriminazione con la copertura soprastante).

Per i motivi sopra esposti e per definire un modello geotecnico attendibile a supporto della progettazione esecutiva, sono stati eseguiti nel 2013 indagini sismiche a rifrazione e sondaggi geognostici a carotaggio continuo, ubicati nelle aree dove si avevano le maggiori incertezze per la ricostruzione del modello stesso.

L'osservazione dei testimoni dei sondaggi ha permesso di confermare la presenza di un substrato roccioso costituito da alternanze di calcari grigi a grana e durezza media più o meno fratturati e argilliti grigio scuro nerastre con vario grado di fratturazione e laminazioni mediamente inclinate tra 70 e 90° (subverticali).

I risultati di tutte le indagini sono stati utilizzati per la ricostruzione di un modello geotecnico del terreno affidandosi zona per zona ai risultati più cautelativi ottenuti per tomografie e/o sondaggi.

Ai fini della caratterizzazione geotecnica del bedrock inoltre si è ritenuto cautelativamente corretto individuare i parametri di resistenza dei livelli ad argilliti caratterizzati da minore resistenza rispetto ai calcari. Non è possibile infatti eseguire una zonizzazione dell'area per individuare la prevalenza di una litologia rispetto all'altra.

Il terreno di copertura è costituito da terreno di riporto e/o terreno rimaneggiato dalle precedenti lavorazioni di cava, passante in argille limose con clasti calcarei e blocchi calcarei localmente

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51 01 E CV RG DP04 00 001_D00 Riqualfica ambientale Val Lemme
	Foglio 28 di 97

alterati e limi sabbiosi. Per la caratterizzazione di questo materiale si è fatto riferimento alle prove SPT eseguite nelle precedenti campagne geognostiche; i valori di SPT sono molto dispersi per cui gli stessi sono stati elaborati con il metodo della covarianza.

Il valore caratteristico della distribuzione dei valori NSPT è pari a 22.

valore medio	deviaz. Standard	COV (coeff. variaz)
30.3077	17.301	0.5708613
valore caratteristico		
21.657		

Secondo la correlazione Road Bridge Specification si ottiene quindi un valore dell'angolo di attrito $\varphi=33^\circ$.

Su una serie di campioni significativi sono state inoltre eseguite prove vane test al fine di valutare l'entità della coesione.

I valori ottenuti dai vane test sono stati trattati mediante il metodo di Student per ottenere il valore caratteristico della distribuzione, come riportato nella seguente tabella (valori espressi in kg/cm^2).

Il valore caratteristico ricavato è pari a

valore medio	Deviazione standard
0.510	0.210
Numero dati	Student
21	1.725
Valore caratteristico	
0.429	

Il materiale di copertura del bedrock è stato quindi caratterizzato con i seguenti parametri di resistenza:

$$\varphi=33^\circ$$

$$c_u= 42 \text{ kPa.}$$

Sulla base di dati bibliografici si è inoltre assegnato un peso di volume saturo pari a 22kN/m^3 .

Le indagini geognostiche ed i rilievi in sito hanno permesso di riscontrare la presenza di un substrato roccioso variabile localmente da calcari prevalenti ad argilliti prevalenti sino ad alternanze di livelli ad argilliti e livelli a calcari anche piuttosto fratturati. In particolare tale situazione è emersa proprio lungo lo sviluppo del corpo in terre rinforzate da realizzarsi al piede dell'abbancamento del materiale di smarino, in cui si è rilevato come in alcuni punti (verticali di sondaggio a carotaggio continuo) siano prevalenti le argilliti ed in altri i calcari. La ricostruzione del modello geotecnico cautelativamente è stata quindi rivista considerando la presenza di argilliti lungo tutto lo sviluppo del

corpo delle terre rinforzate (le argilliti rispetto ai calcari sono caratterizzate da minori parametri di resistenza geomeccanica). I parametri di resistenza del bedrock sono stati quindi rivisti integrando le vecchie campagne di indagini con n.6 sondaggi geognostici a carotaggio continuo; in particolare sulle cassette catalogatrici di questi ultimi è stato eseguito un rilievo in piccola scala dei sistemi di discontinuità e sono stati valutati i parametri necessari a caratterizzare l'ammasso secondo il metodo di Beniaowski. I sistemi di discontinuità in piccola scala ben rispecchiano quanto osservabile direttamente in sito nelle aree di emergenza del substrato e già rilevato nella relazione del 1980 "progetto di variante al piano di coltivazione della cava di Voltaggio - Relazione di stabilità" a cura del Dott. Foglino.

Il bedrock costituito da alternanze di calcari ed argilliti fratturati, ricade in Classe IV (si veda la relazione geotecnica per i dettagli della trattazione); i parametri di resistenza assegnati, sono quindi i seguenti:

Classe Beniaowsky	Angolo d'attrito interno φ [°]	Coesione ammasso roccioso C_u [KPa]	Peso di volume saturo γ_s [KN/m ³]
IV (molto scadente)	20	150	23.00

8.3 Caratterizzazione geotecnica del materiale di scavo e del materiale di riempimento delle terre rinforzate

Il materiale di scavo è stato sottoposto a prove di laboratorio per determinarne peso di volume e caratteristiche di resistenza.

In particolare sono state eseguite prove granulometriche, limiti di Atterberg, prove Proctor Standard e prove di taglio.

Le analisi sono state eseguite nel 2004 e 2005 da due diversi laboratori che hanno permesso di ricavare i seguenti parametri:

Laboratorio Geodata anno 2004:

Prova Proctor: peso di volume secco $\gamma = 20.53 \text{ kN/m}^3$

Peso di volume saturo $\gamma_s = 22.85 \text{ kN/m}^3$

Prova di taglio su campione addensato al 100% Proctor: $\varphi' = 30^\circ$.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51 01 E CV RG DP04 00 001_D00 Riqualfica ambientale Val Lemme
	Foglio 30 di 97

Laboratorio Geotecnica 2004

Prova Proctor: peso di volume secco $\gamma = 21.26 \text{ kN/m}^3$

Peso di volume saturo $\gamma_s = 23.44 \text{ kN/m}^3$

Prova di taglio su campione addensato al 95% Proctor: $\phi' = 28^\circ$.

I valori di peso di volume sono molto prossimi tra loro e quindi sono stati definiti i valori medi relativi al 100% Proctor Standard: $\gamma = 20.89 \text{ kN/m}^3$; $\gamma_s = 23.14 \text{ kN/m}^3$.

Partendo da questi valori sono stati quindi definiti i pesi di volume sia per il materiale da abbancare che per quello da utilizzare per le terre armate tenendo conto che nel primo caso verrà eseguito un compattamento delle bancate per garantire il raggiungimento del 90% del Proctor Standard e nel secondo caso il 95%.

I valori di peso di volume sono pertanto:

Smarino $\gamma = 18.80 \text{ kN/m}^3$; $\gamma_s = 20.83 \text{ kN/m}^3$

Riempimento terre rinforzate $\gamma = 19.85 \text{ kN/m}^3$; $\gamma_s = 21.98 \text{ kN/m}^3$

Per quanto riguarda invece il valore dell'angolo di attrito delle terre rinforzate si è fatto riferimento a quanto ricavato dalla prova di taglio diretto su campione ricostituito al 95% del Proctor ovvero pari al livello di addensamento previsto in sito; il valore di angolo di attrito $\phi = 28^\circ$.

Ad oggi non è stato ancora possibile completare una prova Proctor Standard su campione addensato al 90%; tuttavia pur non essendoci una relazione diretta tra i valori di addensamento e i valori di angolo di attrito tenuto conto che nel caso di addensamento al 100% Proctor si aveva un $\phi = 30^\circ$, per un addensamento al 95% un $\phi = 28^\circ$, si ritiene plausibile e sufficientemente cautelativo assegnare allo smarino, da addensarsi al 90% Proctor, un valore $\phi = 25^\circ$.

Riassumendo si assegneranno allo smarino e al riempimento delle terre rinforzate i seguenti parametri geotecnici:

	Angolo d'attrito interno ϕ [°]	Coesione [KPa]	Peso di volume saturo γ_s [KN/m³]
Smarino	25	-	20.83
Terre rinforzate	28	-	21.98

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51 01 E CV RG DP04 00 001_D00 Riqualfica ambientale Val Lemme
	Foglio 31 di 97

8.4 Verifiche di stabilità globale

Le verifiche di stabilità dell'opera di sostegno in terra rinforzata e del pendio sono state condotte, in conformità al contratto, secondo quanto prescritto dal D.M. 11/03/1988 e dal D.M. 16/01/1996.

Per quanto riguarda, invece, la classificazione sismica dell'area oggetto di intervento si è fatto riferimento all'O.P.C.M. n°3274 e relativi allegati del 20/03/2003. In particolare, nell'allegato 1 dell'O.P.C.M. n°3274 (*Criteri per l'individuazione delle zone sismiche individuazione, formazione e aggiornamento degli elenchi nelle medesime zone*), il comune di Voltaggio ricade in zona 3 e risulta quindi caratterizzato da un grado di sismicità S pari a 6.

A favore di sicurezza, tutte le verifiche geotecniche sono state condotte in condizioni sature. Nelle verifiche di stabilità globale, per il materiale abbancato è stato considerato un peso di volume pari a quello saturo ovvero 20.83 kN/m³; analogamente, per il materiale maggiormente costipato delle terre rinforzate, è stato utilizzato il peso di volume saturo pari a 21.98 kN/m³. Nelle verifiche di sicurezza relative alle terre rinforzate è stato invece utilizzato cautelativamente sempre il peso di volume saturo del materiale con costipazione maggiore ovvero 21.98 kN/m³. È stato, inoltre, considerato un sovraccarico di 10 kPa, dovuto all'eventuale presenza di mezzi per la manutenzione dell'opera sul pendio a tergo dell'opera di sostegno in terra rinforzata.

Le verifiche sono state condotte, come prescritto dal D.M. 16/01/1996, con il metodo delle tensioni ammissibili. In caso di verifiche in condizioni sismiche, le tensioni di calcolo che devono essere considerate agli effetti della verifica sono state valutate assumendo il comportamento elastico e lineare dell'opera e considerando la combinazione di carichi che fornisce le sollecitazioni $\alpha_{p\pm}\alpha$ più gravose, dove con α si intendono le sollecitazioni dovute al sisma convenzionale e con α_p le sollecitazioni dovute agli altri carichi agenti contemporaneamente.

Nella verifica è stata considerato il livello della falda corrispondente al livello di massima piena caratterizzato da un tempo di ritorno di 500 anni (come indicato negli elaborati progettuali). Si ricorda che il rilevato si affianca ad un versante privo di venute d'acqua e che il rilevato stesso, realizzato con materiale a modesta permeabilità, è dotato di un efficiente sistema di controllo delle acque meteoriche attraverso canalette rivestite in c.a. e delle eventuali acque di infiltrazione attraverso dreni superficiali e profondi, sia alla base che all'interfaccia con il versante.

Si riassumono di seguito, in Tabella 3, i parametri geotecnici dei terreni utilizzati nelle verifiche di stabilità del pendio e nel dimensionamento delle opere di sostegno in terra rinforzata.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51 01 E CV RG DP04 00 001_D00 Riqualfica ambientale Val Lemme
	Foglio 32 di 97

DESCRIZIONE	γ_{sat} (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)
Terreno di riempimento	20.83	25	0
Riempimento terre armate	21.98	28	0
Copertura del bedrock (riporti e argilliti fratturate)	22	33	42
Bedrock (alternanze di argilliti e calcari)	23	20	150

Tabella 3: Parametri geotecnici dei terreni e dei materiali utilizzati per la realizzazione dell'opera

Le verifiche sono state condotte sia in condizioni ordinarie che in condizioni sismiche. Secondo quanto prescritto dal D.M. 16/01/1996, le verifiche in condizioni sismiche sono state condotte considerando un sistema di forze orizzontali dato da:

$$F_i = C \cdot W \quad \text{con} \quad C = (S - 2) / 100$$

dove C rappresenta il coefficiente di intensità sismica e W il peso complessivo delle masse.

Le verifiche di stabilità globale sono state condotte secondo quanto prescritto dal D.M. 11/03/1988. In particolare il D.M. 11/03/1988 al punto E.3 (*Manufatti di materiali sciolti - Criteri di progetto*) prescrive che per i rilevati il coefficiente di sicurezza riferito alla stabilità del sistema manufatto-terreno di fondazione non deve risultare inferiore a 1.3.

Analogamente, per le verifiche di stabilità dei fronti di scavo (punto G.3.2 – *Fronti di scavo - Criteri di progetto e calcolo di stabilità*), nel caso di terreni omogenei e nei quali le pressioni neutre siano note con sufficiente attendibilità, il coefficiente di sicurezza non deve essere minore di 1.3.

Pertanto, le verifiche di stabilità del pendio realizzato con il materiale proveniente dalle attività di scavo della galleria sono state condotte, sia in condizioni ordinarie che sismiche, considerando un coefficiente di sicurezza di 1.3.

Le verifiche di stabilità globale sono state condotte con riferimento alle sezioni dalla 3 alla 18 ad esclusione della 14 e della 15, in quanto interrotte all'interno dell'abbancamento.

L'analisi di stabilità globale del pendio è stata eseguita utilizzando il codice di calcolo STAP della Aztec Informatica, con il metodo di Spencer.

I risultati delle verifiche sono stati riassunti nella tabella seguente; le verifiche sono soddisfatte (coefficiente di sicurezza maggiore di 1.3).



SEZIONE	F_s
3	1.417
4	1.426
5	1.405
6	1.419
7	1.413
8	1.427
9	1.413
10	1.421
11	1.409
12	1.416
13	1.409
16	1.413
17	1.423
18	1.568

Tabella 4: Risultati verifiche di stabilità globale

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51 01 E CV RG DP04 00 001_D00 Riqualfica ambientale Val Lemme
	Foglio 34 di 97

8.5 Dimensionamento e verifica terre rinforzate

Nel presente paragrafo sono riportati i criteri utilizzati per il dimensionamento delle opere di sostegno in terra rinforzata previste nel progetto di riqualificazione ambientale della Val Lemme.

I calcoli sono stati condotti in accordo con quanto prescritto dal D.M. 11/03/1988 e dal D.M. 16/01/1996.

Come anticipato in premessa, al fine di aumentare il più possibile volume di riempimento mantenendo pendenze contenute del materiale riportato, è prevista la realizzazione di un'opera di sostegno (in terra rinforzata) al piede del pendio artificiale.

La tecnologia della terra rinforzata, infatti, permette di realizzare opere di sostegno con un materiale da costruzione composito, costituito appunto da terra ed armature di rinforzo, ottenendo inclinazioni del pendio non realizzabili utilizzando il solo terreno di apporto. Mediante l'alternanza di strati ben compattati di terreno e di particolari tipologie di armature di rinforzo (geogriglie) si possono realizzare pareti con pendenze molto elevate e altezze anche superiori ai 20 m (come nel caso specifico). L'assemblaggio di terreno e geogriglia realizza una struttura che può resistere a sforzi di compressione, trazione e taglio. Si viene a creare infatti una sinergia tra gli elementi, che ha come obiettivo finale quello di migliorare le caratteristiche generali del materiale da costruzione.

In base al principio di funzionamento, per la verifica di stabilità interna, sono importanti le caratteristiche fisiche del rilevato (angolo di attrito, coesione e peso specifico del terreno di riempimento e resistenza a trazione delle geogriglie).

Le lunghezze dei rinforzi e le resistenze a trazione sono calcolate in base agli sforzi di trazione trasmessi dal terreno grazie alla forza d'attrito e in funzione della spinta della terra e degli eventuali carichi esterni. La tecnica di realizzazione della terra rinforzata è del tipo Wrap Around, la quale prevede che la geogriglia di rinforzo venga risvoltata sul paramento esterno dell'opera.

Nel dimensionamento di un'opera in terra rinforzata particolarmente interessante è il concetto di durata (o vita) di servizio, che serve a tenere conto del fenomeno del creep (deformazione nel tempo sotto carico costante) che interessa le geogriglie di rinforzo. Il calcolo delle geogriglie di rinforzo viene infatti eseguito effettuando un sovradimensionamento iniziale per tener conto della riduzione nel tempo della resistenza a trazione (nonché del fatto che la deformazione di creep potrebbe far sì che la geogriglia stessa venga ad assorbire una aliquota inferiore di sollecitazione; in questo modo si aumenta indirettamente la rigidezza della stessa geogriglia). La resistenza a trazione di progetto, che sovrastima quella richiesta effettivamente in sito, viene quindi calcolata applicando dei coefficienti di sicurezza che considerano, tra l'altro, la riduzione di resistenza a trazione causata dal fenomeno del creep che andrà persa durante la vita di servizio dell'opera. In sostanza i rinforzi vengono calcolati oggi nelle condizioni in cui si troveranno al termine di tale periodo.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collocamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51 01 E CV RG DP04 00 001_D00 Riqualfica ambientale Val Lemme
	Foglio 35 di 97

Caratteristiche dei materiali impiegati (rinforzi e terreno di riempimento)

Per la realizzazione dell'opera di sostegno in terra rinforzata è stato previsto l'impiego dei seguenti materiali:

- Geogriglie di rinforzo: geogriglie tessute in poliestere, ricoperte in PVC, con resistenze a trazione e allungamenti a rottura testati secondo la norma UNI EN ISO 10319, forniti in rotoli di larghezza 3.60 o 3.90 x 100 ml e apertura delle maglie 20x20 mm;
- Casseri: pannelli in rete metallica elettrosaldata per paramento rinverdibile, tipo FeB 44K, di dimensioni pari a 4.20 m per 1.45 m, successivamente piegati a 70° e completi di tiranti (7 per cassero) e picchetti (2 per cassero);
- Biostuoia: biostuoia in fibre naturali di juta, maglie aperte 3 x 4 mm, dimensioni 1.40 x 150 ml

Le opere in terra rinforzata possono essere realizzate con diversi tipi di geosintetici di rinforzo, tra cui: geogriglie tessute in Poliestere, geogriglie estruse in Polietilene, geotessili tessuti in Poliestere e geotessili tessuti in Polipropilene.

La differenza principale tra geogriglie e geotessili sta nel tipo di struttura; diversamente dai geotessili, infatti, le geogriglie interagiscono con il terreno sia per attrito sulla superficie dei fili, sia per incastro delle particelle nelle aperture. Di conseguenza, il meccanismo di interazione delle geogriglie risulta più efficiente di quello dei geotessili, tanto che i coefficienti di interazione per taglio diretto e per sfilamento risultano più elevati per le geogriglie.

Il polimero costituente il rinforzo influenza la resistenza ammissibile, utilizzata nel dimensionamento; infatti, analogamente a quanto previsto per tutti i materiali di rinforzo, la resistenza massima a trazione deve essere ridotta con opportuni Fattori di Sicurezza parziali per determinare la Resistenza di Progetto, che il rinforzo deve essere in grado di garantire per l'intera vita di progetto dell'opera.

Ai fini del calcolo, le resistenze di progetto vengono valutate come suggerito dalla normativa americana GRI (Geosynthetic Research Institute) GG4. In particolare, secondo la suddetta normativa, la resistenza ammissibile T_{amm} è determinata applicando opportuni Fattori di Sicurezza parziali alla resistenza massima a trazione T_{ult} :

$$T_{amm} = \frac{T_{ult}}{(FS_{creep} \cdot FS_{chimico-biologico} \cdot FS_{costruzione})}$$

Il Fattore di Sicurezza FS_{creep} è ricavato in base a prove accelerate di creep di trazione, eseguite a diverse temperature, mediante estrapolazione dei risultati a 120 anni.

Il Fattore di Sicurezza $FS_{costruzione}$ tiene conto del fatto che, quando il terreno di riempimento, specialmente se caratterizzato da elementi a spigolo vivo, viene sparso sul di rinforzo e compattato, il rinforzo può subire danneggiamenti dovuti al punzonamento e all'abrasione da parte delle

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collocamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51 01 E CV RG DP04 00 001_D00 Riqualfica ambientale Val Lemme
	Foglio 36 di 97

particelle di terreno. Ogni tipo di rinforzo subisce un diverso livello di danneggiamento, che può essere valutato per mezzo di prove di trazione eseguite su campioni danneggiati e non danneggiati. La successiva Tabella 5 mostra i valori tipici per geogriglie e geotessili tessuti.

Terreno	Dimensione granuli	FS _{costruzione}		
		GG estruse in HDPE	GG tessute in PET	GT tessuti in PET
limo e argilla	< 0.06 mm	1.00	1.00	1.00
ceneri volanti		1.00	1.00	1.00
sabbie fini e medie	0.06 - 0.6mm	1.00	1.10	1.20
sabbie grosse e ghiaie fini	0.6 - 6 mm	1.10	1.20	1.30
ghiaie spaccate	6 - 60 mm	1.15	1.30	1.40
ballast, rocce spaccate a spigolo vivo		1.15	1.40	1.50

Tabella 5: Fattore di sicurezza $FS_{costruzione}$ suggerito per vari tipi di rinforzo

Il Fattore di Sicurezza chimico - biologico tiene conto del tipo di terreno, che presenta diversi gradi di aggressività nei confronti del Poliesteri, del Polietilene e del Polipropilene, con particolare riferimento al pH del terreno stesso. Questo Fattore di Sicurezza può essere valutato esponendo campioni di geogriglie o geotessili a prove accelerate di esposizione ai diversi tipi di terreno, e misurando quindi la resistenza a trazione residua. La successiva Tabella 6 mostra i valori tipici per geogriglie e geotessili tessuti.

	GG estruse in HDPE	GG tessute in PET	GT tessuti in PET
F _{Schimico} (Terreni con pH < 2 o pH > 10)]	1.00	1.10	1.30
F _{Sbiologico}	1.00	1.00	1.00
F _{Screep}	2.60	1.67	1.67

Tabella 6: Fattore di sicurezza $FS_{chimico-biologico}$ suggerito per vari tipi di rinforzo

Per ottemperare a quanto richiesto dal D.M. 11.03.88 ("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"), nelle analisi di stabilità interna la resistenza di progetto T_D è stata determinata applicando un ulteriore Fattore di Sicurezza Globale FS_G alla tensione ammissibile T_{amm} :

$$T_D = T_{amm} / FS_G.$$

In base all'importanza ed alla durata prevista per il progetto il valore di FS_G è stato assunto pari a 1.30.

Nelle analisi di stabilità globale si utilizza invece la resistenza ammissibile T_{amm} , verificando poi che i Fattori di Sicurezza siano superiori a quelli minimi richiesti dalla Normativa.

Tra tutti i coefficienti di sicurezza suggeriti dalla normativa americana GRI, il Fattore di Sicurezza che ha un maggior “peso” ai fini del dimensionamento è sicuramente FS_{creep} : esso dipende principalmente dalla resistenza ai carichi costanti applicati per lungo tempo, tipica del polimero costituente il Geosintetico di rinforzo. Il Poliesteri è un polimero con ottima resistenza a lungo termine, grazie alla composizione chimica delle molecole, che contengono un anello alifatico che ne irrigidisce la struttura rendendola poco soggetta a scorrimenti viscosi. Il Polietilene ha un comportamento intermedio, mentre il Polipropilene presenta i maggiori scorrimenti viscosi e quindi la minor resistenza a lungo termine.

La Tabella 7, tratta dal Manuale della Federal Highway Administration americana “Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes – Design & Construction Guidelines” evidenzia che ai Geosintetici di Poliesteri deve essere applicato un FS_{creep} minimo pari a 1.60, al Polietilene un FS_{creep} minimo pari a 2.60, al Polipropilene un FS_{creep} minimo pari a 4.00.

Polimero	FS_{creep} minimo	FS_{creep} massimo
Poliesteri	1.6	2.5
Polietilene	2.6	5.0
Polipropilene	4.0	5.0

Tabella 7: Fattore di sicurezza FS_{creep} suggerito per vari tipi di rinforzo

Nel presente progetto sono state considerate per il rinforzo del terreno delle geogriglie di tipo monodirezionale (cioè caratterizzate da una resistenza a trazione prevalente in direzione longitudinale), prodotte per tessitura di fili di Poliesteri ad alta tenacità.

In base alle analisi di stabilità in condizioni sia statiche che sismiche, l’opera di sostegno in terra rinforzata prevista in progetto può essere realizzata utilizzando sette tipi di geogriglie, aventi resistenza ammissibile T_{amm} pari rispettivamente a

Geogriglie 55/30	$T_{amm} = 22.73 \text{ kN/m}$
Geogriglie 80/30	$T_{amm} = 33.06 \text{ kN/m}$
Geogriglie 110/30	$T_{amm} = 45.45 \text{ kN/m}$
Geogriglie 150/30	$T_{amm} = 61.98 \text{ kN/m}$
Geogriglie 200/30	$T_{amm} = 82.64 \text{ kN/m}$
Geogriglie 300/30	$T_{amm} = 123.97 \text{ kN/m}$
Geogriglie 400/30	$T_{amm} = 165.29 \text{ kN/m}$.

Dal momento che i fattori di sicurezza da applicare a quella nominale per ricavare la resistenza ammissibile vengono forniti dalle diverse case costruttrici e poiché ad oggi non è stato ancora definito un produttore di riferimento, i valori di sicurezza adottati sono stati ricavati come valore medio tra quelli proposti in letteratura per geogriglie in Poliesteri ricoperte in PVC installate in terreni a pezzatura media con spigoli vivi e pH compreso tra 2 e 12; i valori sono riportati nella tabella seguente.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51 01 E CV RG DP04 00 001_D00 Riqualfica ambientale Val Lemme

Foglio
38 di 97

Caratteristiche rinforzo	Geogriglie tessuta in Poliestere
Terreno	Pezzatura media a spigoli vivi (argilliti)
FS_{creep}	1.62
FS_{costruzione}	1.30
FS_{chimico -biologico}	1.15
FS complessivo	2.42
Fattore di taglio diretto f_{ds}	0.90
Fattore di sfilamento f_{po}	0.90

Tabella 8: Fattori di sicurezza per geogriglie tessute in Poliestere

Il valore di FS_{creep} per le geogriglie in Poliestere viene assunto pari a 1.62 (da certificati di prove di laboratorio su geogriglie di caratteristiche analoghe a quelle utilizzate in progetto). Il Fattore di Sicurezza chimico - biologico per le Geogriglie in Poliestere, tenuto conto del tipo di terreno, può essere assunto pari a 1.15. Per le Geogriglie in Poliestere, da installare nelle argilliti a pezzatura media e con spigoli vivi, si può considerare inoltre un danneggiamento da costruzione medio, e quindi il relativo Fattore di Sicurezza FS_{costruzione} può essere assunto pari a 1.30.

Infine considerato il tipo di terreno utilizzato per la realizzazione delle terre rinforzate (argillite proveniente dalle attività di scavo della galleria), sono stati assunti i seguenti coefficienti di interazione:

- fattore di taglio diretto f_{ds} 0.90;
- fattore di sfilamento f_{po} 0.90.

Considerando le esigenze progettuali, dove i calcoli di progetto richiedono una resistenza ammissibile T_{amm} = 22.73 kN/m, occorre selezionare una geogriglia di Poliestere con resistenza a trazione pari almeno a:

$$T_{ult \text{ GG poliestere}} = T_{amm} \times FS_{complessivo} = 55.0 \text{ kN/m};$$

Analogamente con T_{amm} = 33.06 kN/m, occorre selezionare una geogriglia avente T_{ult GG poliestere} = 80.0 kN/m; mentre ad un T_{amm} di 45.45 kN/m corrisponde un valore di T_{ult GG poliestere} pari a 110.0 kN/m; a T_{amm} = 61.98 kN/m corrisponde un valore di T_{ult GG poliestere} pari a 150.0 kN/m; a T_{amm} = 82.64 kN/m corrisponde un valore di T_{ult GG poliestere} pari a 200.0 kN/m ed, infine, con T_{amm} = 123.97 kN/m, occorre selezionare una Geogriglia di Poliestere con resistenza a trazione pari a T_{ult GG poliestere} = 300.0 kN/m.

Il materiale utilizzato nel presente progetto per la realizzazione delle terre rinforzate è il medesimo utilizzato per la formazione del rilevato, ovvero lo smarino proveniente dalle attività di scavo della galleria. Nel materiale destinato alla formazione della terra armata non dovranno essere presenti elementi di dimensione superiore a 10 cm; inoltre, almeno il 50% del materiale dovrà avere dimensione inferiore a 5 cm e rientrare in classe A1/A2/A3.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51 01 E CV RG DP04 00 001_D00 Riqualifica ambientale Val Lemme
	Foglio 39 di 97

La granulometria deve essere tale da permettere un grado di costipamento non inferiore al 95% della prova Proctor Standard; le porzioni di terra armata in fondazione saranno realizzate senza l'impiego di casseri; le geogriglie utilizzate per le fondazioni avranno resistenza nominale non inferiore a 300 kN/m. Gli strati di fondazione saranno realizzati per compattazione di 3 livelli da 0,225, 0,20 e 0,20 m, fino a raggiungere lo spessore di 0,625 finale di ciascun livello (spessori riferiti al finito).

Considerazioni progettuali

Con riferimento ai dati geometrici desumibili dalle tavole di progetto è stata eseguita la progettazione delle opere in terra rinforzata per tutte le tipologie di sezioni. Per semplificare la costruzione è stato fissato un valore unico dell'interasse verticale tra le geogriglie di rinforzo, costante per tutte le sezioni, pari a 0,625 m. Il paramento dell'opera ha inclinazione costante pari a 70° sull'orizzontale.

Sono quindi state dimensionate le sezioni progettuali mediante un'analisi di stabilità globale e interna, utilizzando i metodi di calcolo descritti nei successivi paragrafi.

Nei report allegati alla presente relazione geotecnica si riportano i risultati delle verifiche di stabilità globale e interna, in condizioni statiche e sismiche per le sezioni considerate ai fini del dimensionamento (cfr. elaborati da IG51-01-E-CV-WZ-DP-04-0-0-030-C00 a IG51-01-E-CV-WZ-DP-04-0-0-037-C00). Le analisi eseguite hanno permesso di determinare le resistenze e le lunghezze per i vari strati di rinforzo, tali da assicurare la stabilità delle opere in terra rinforzata.

Nei calcoli è stato considerato un sovraccarico uniforme di 10 kPa, derivante dal passaggio dei mezzi di manutenzione eventualmente presenti sul pendio a tergo dell'opera in terra rinforzata. Il peso di volume del materiale abbancato cautelativamente è stato posto pari a quello del materiale di riempimento della terra rinforzata in condizioni sature. Tale assunzione va a favore di sicurezza ed intende inoltre tenere conto dell'eventuale messa in opera del terreno in presenza di eventuali precipitazioni atmosferiche e/o drenaggi del materiale non ancora completati e funzionanti. Si è inoltre assegnato un valore dell'angolo di attrito al terreno di riempimento della terra rinforzata pari a 28° (come ricavato dalla prova di resistenza a taglio eseguita sul campione ricostruito al 95% del valore Proctor Standard) e cautelativamente un valore dell'angolo di attrito del materiale abbancato pari a 25°, in attesa delle ulteriori prove in sito da eseguirsi su rilevati di prova in sito con densità pari al 90% del Proctor Standard.

La falda è stata considerata come indicata nelle sezioni di progetto (pari al livello di piena del torrente Lemme corrispondente ad un tempo di ritorno di 500 anni).

In base ai calcoli è stato valutato che è possibile utilizzare geogriglie tessute in Poliestere ad alta tenacità (PET) con resistenza a trazione compresa tra 55 e 400 kN/m in senso longitudinale.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG51 01 E CV RG DP04 00 001_D00 Riqualifica ambientale Val Lemme</p>	<p>Foglio 40 di 97</p>

Il progetto è impostato sulla tecnica di costruzione “wrap-around”, secondo la quale le geogriglie vengono risvoltate attorno alla facciata dell'opera, assumendo quindi sia la funzione di rinforzo della parete che quella di contenimento della facciata.

La lunghezza strettamente necessaria dei risvolti delle geogriglie risulta inferiore a 0.50 m: perciò è stata fissata una lunghezza dei risvolti costante pari a 1.80 m, per facilitare le operazioni di posa in opera; la lunghezza totale della geogriglia in facciata più la lunghezza di risvolto risulta dunque pari a 2.50 m. Per il primo strato, a partire dalla sommità di ogni balza della terre rinforzata, la parte orizzontale del risvolto sarà tenuta pari a 4.70 m, al fine di evitare possibili Tension Crack.

Riguardo alla realizzazione della facciata, si è previsto di:

- utilizzare geogriglie tessute in Poliestere con maglia di 20 mm, in modo da favorire l'incastro del terreno;
- inserire una biostuoia in juta e uno spessore di almeno 20÷30 cm di terreno vegetale in corrispondenza alla facciata;
- utilizzare casseri a perdere costituiti da pannelli in rete metallica elettrosaldata con diametro di 8 mm, maglia differenziata 15 cm x 20 cm, per paramento rinverdibile, tipo FeB 44K, di dimensione 4.20 m per 1.45 m, opportunamente piegati e completi di tiranti (7 per cassero) e picchetti (2 per cassero);
- sulla facciata; i casseri avranno altezza utile di 0.625 m in proiezione verticale, pari a 1 strato di terra rinforzata; i casseri andranno forniti con piegatura eseguita in stabilimento, con un lato inclinato a 70° e un lato orizzontale; il lato inclinato e il lato orizzontale verranno collegati da ganci realizzati con barre di ferro da 8 mm di diametro;
- la facciata verrà poi idroseminata nel periodo più adatto per la crescita della vegetazione.

Il dimensionamento della terra rinforzata prevista in progetto è stato eseguito con riferimento a quanto riportato nella seguente tabella ed eventualmente integrato e dettagliato nel seguito del presente paragrafo. Per le caratteristiche geometriche e stratigrafiche delle sezioni di calcolo si rimanda a quanto riportato negli elaborati grafici di progetto (cfr. elaborati da IG51-01-E-CV-WZ-DP-04-0-0-030-C00 a IG51-01-E-CV-WZ-DP-04-0-0-037-C00):

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51 01 E CV RG DP04 00 001_D00 Riqualfica ambientale Val Lemme

Foglio
41 di 97

CLASSIFICAZIONE DELL'OPERA	CLASSE TEMPORALE	Opera Permanente			
	DURATA DI SERVIZIO	100 anni			
	AMBIENTE DI ESERCIZIO	Asciutto			
CARATTERISTICHE DEI COMPONENTI STRUTTURALI	TIPO DI PARAMENTO	Terra rinforzata rinverdibile			
	INCLINAZIONE OPERA	70°			
	TIPO DI RINFORZO	Geogriglie tessute in poliestere ricoperte in PVC			
DATI GEOTECNICI	TERRA RINFORZATA	Terreno	$\gamma = 21.98 \text{ kN/m}^3$	$\varphi = 28^\circ$	$c' = 0$
CARICHI ACCIDENTALI ESTERNI	STATICO	Pendio sovrastante con inclinazione media di 22.5° Sovraccarico = 10 kPa FS statico = 1.30			
	SISMICO	Zona sismica 3; S=6 (O.P.C.M. n°3274) Sovraccarico = 10 kPa $k_h = 0.040$ $k_v = 0.000$ FS sismico = 1.30			

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51 01 E CV RG DP04 00 001_D00 Riqualifica ambientale Val Lemme
	Foglio 42 di 97

9. ANALISI GEOMECCANICA DEL FRONTE DI CAVA

Un accurato studio geologico e geomeccanico della parete ha compreso il rilevamento geostrutturale di tutto il fronte di cava, l'esecuzione di 14 stendimenti geostrutturali, il rilevamento dei massi instabili, l'analisi fotogrammetrica del vicino accoppiata ad un rilievo mediante laser scanner, i calcoli di verifica di stabilità all'equilibrio limite e le simulazioni numeriche della traiettoria dei massi.

Il presente progetto consiste essenzialmente in:

- una riprofilatura del rilevato di smarino previsto in fase di progetto definitivo allo scopo di creare dei valli di contenimento per le eventuali cadute di blocchi di grande dimensioni dalle pareti del versante roccioso;
- disaggio leggero e pesante di blocchi in parete;
- interventi di tipo passivo (barriere paramassi ad alto assorbimento di energia);
- monitoraggio topografico di alcuni blocchi instabili.

La soluzione adottata si prefigge l'obiettivo di soddisfare i seguenti criteri in ordine di importanza:

- sicurezza a lungo termine con minima manutenzione;
- sicurezza nel corso di realizzazione delle opere.

Per gli interventi previsti si faccia riferimento al capitolo dedicato, nel seguito.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51 01 E CV RG DP04 00 001_D00 Riqualfica ambientale Val Lemme
	Foglio 43 di 97

10. DESCRIZIONE DI DETTAGLIO DELL'INTERVENTO

10.1 Finalità

Gli obiettivi posti alla base del progetto di riqualificazione ambientale della cava sono:

- rinaturalizzazione del sito e rimozione, per quanto possibile, dei segni di attività estrattiva sul territorio;
- utilizzo del materiale di smarino proveniente dagli scavi;
- recupero della morfologia originaria del versante sulla base della cartografia storica dell'area.

10.2 Vincoli progettuali

Tenuto conto degli obiettivi posti a base dell'attività di progettazione si è dovuto tenere conto dei vincoli seguenti:

- vincoli geologico-tecnici;
- vincoli idraulici.

I *vincoli geologico-tecnici* sono principalmente rappresentati dalla necessità di realizzare una sistemazione in rilevato del materiale di smarino che risulti stabile anche nelle condizioni statiche e idrauliche più sfavorevoli; tenuto conto dei dati geotecnici dei materiali provenienti dagli scavi è stata definita la gradonatura tipica del versante caratterizzata da un'alternanza di berme e di scarpate di inclinazione 22,5° rispetto all'orizzontale; tale profilatura di pendio è risultata stabile nei confronti dei possibili cinematismi di rottura di tipo locale.

I *vincoli idraulici* riguardano in particolare le problematiche seguenti:

- definizione delle quote della piena di riferimento del t. Lemme ai fini della definizione geometrica delle opere di protezione di sponda; i livelli idrici di piena risultano altresì significativi ai fini della previsione delle condizioni di carico idraulico sul pendio;
- necessità di prevedere opere di captazione delle acque di infiltrazione al fine di contenere i carichi idraulici nei limiti assunti in fase di verifica di stabilità;
- necessità di prevedere un sistema di drenaggio delle acque superficiali al fine di prevenire fenomeni di ruscellamento delle scarpate.

10.3 Opere di sostegno del deposito

Come anticipato in premessa, al fine di aumentare il più possibile volume di riempimento mantenendo pendenze contenute del materiale riportato, è prevista la realizzazione di un'opera di sostegno (in terra rinforzata) al piede del pendio artificiale.

L'opera di sostegno al piede, costituita da terre rinforzate, ha una duplice funzione: il contenimento del materiale di smarino della galleria per la porzione al di sopra del piano campagna,

l'immorsamento in roccia per la stabilizzazione del piede per la porzione al di sotto del piano campagna.



Figura 4 - Profilo terre rinforzate

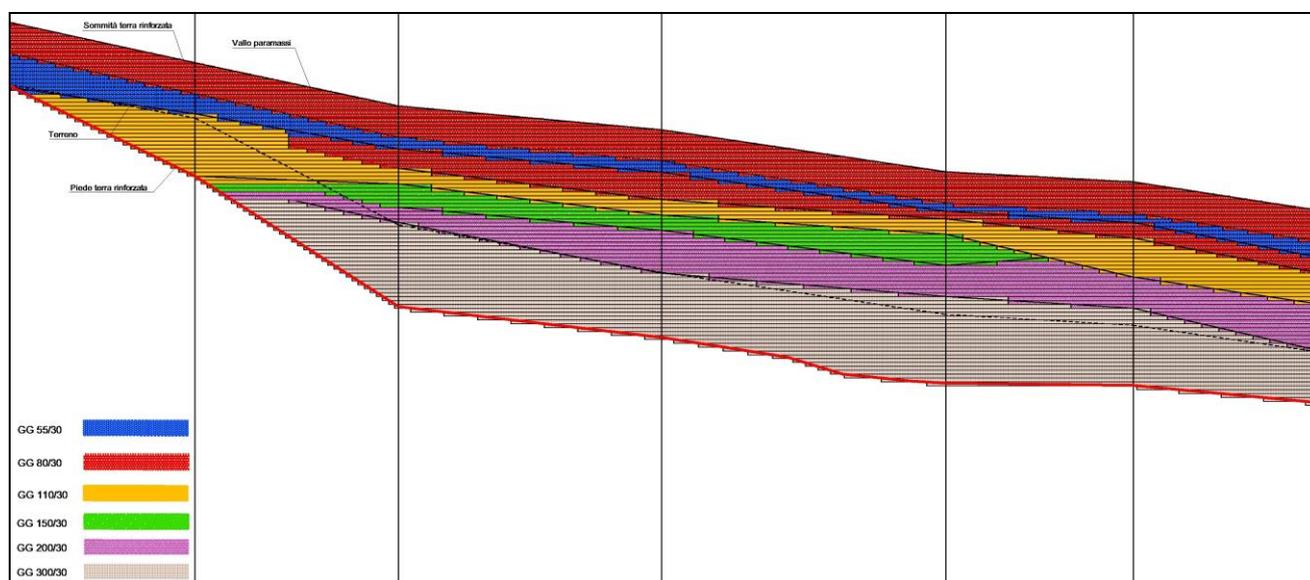


Figura 5 - Profilo terre rinforzate. Ingrandimento

Nel presente progetto sono state considerate per il rinforzo del terreno delle geogriglie di tipo monodirezionale (cioè caratterizzate da una resistenza a trazione prevalente in direzione longitudinale), prodotte per tessitura di fili di Poliestere ad alta tenacità.

In base alle analisi di stabilità in condizioni sia statiche che sismiche, l'opera di sostegno in terra rinforzata prevista in progetto può essere realizzata utilizzando sette tipi di geogriglie, aventi resistenza ammissibile T_{amm} pari rispettivamente a

Geogriglie 55/30	$T_{amm} = 22.73 \text{ kN/m}$
Geogriglie 80/30	$T_{amm} = 33.06 \text{ kN/m}$
Geogriglie 110/30	$T_{amm} = 45.45 \text{ kN/m}$
Geogriglie 150/30	$T_{amm} = 61.98 \text{ kN/m}$
Geogriglie 200/30	$T_{amm} = 82.64 \text{ kN/m}$
Geogriglie 300/30	$T_{amm} = 123.97 \text{ kN/m}$
Geogriglie 400/30	$T_{amm} = 165.29 \text{ kN/m}$.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51 01 E CV RG DP04 00 001_D00 Riqualfica ambientale Val Lemme
	Foglio 45 di 97

Il materiale utilizzato nel presente progetto per la realizzazione delle terre rinforzate è il medesimo utilizzato per la formazione del rilevato, ovvero lo smarino proveniente dalle attività di scavo della galleria. Nel materiale destinato alla formazione della terra armata non dovranno essere presenti elementi di dimensione superiore a 10 cm; inoltre, almeno il 50% del materiale dovrà avere dimensione inferiore a 5 cm e rientrare in classe A1/A2/A3.

La granulometria deve essere tale da permettere un grado di costipamento non inferiore al 95% della prova Proctor Standard; le porzioni di terra armata in fondazione saranno realizzate senza l'impiego di casseri; le geogriglie utilizzate per le fondazioni avranno resistenza nominale non inferiore a 300 kN/m. Gli strati di fondazione saranno realizzati per compattazione di 3 livelli da 0,225, 0,20 e 0,20 m, fino a raggiungere lo spessore di 0,625 finale di ciascun livello (spessori riferiti al finito).

Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche dei terreni di fondazione presenti in sito e dei materiali utilizzati per la formazione del rilevato e dell'opera in terra rinforzata si faccia riferimento alla precedente Tabella 3.

10.4 Drenaggio di fondo

Il drenaggio di fondo verrà realizzato mediante la posa di uno strato drenante in ghiaia confinato entro un geotessile con funzione di separazione e filtrazione. All'interno dello strato di ghiaia sarà posata una tubazione in PVC SN8 (lato abbancamento) e SN16 (zona vallo) a diametro variabile microforata per agevolare il deflusso dei drenaggi verso il T. Lemme.

Le tubazioni di drenaggio profondo verranno posate nei punti depressi della topografia attuale che coincidono grosso modo con il centro della golena in sponda destra Lemme; nei tratti interni all'abbancamento in cui il piano campagna pende verso il Lemme è stata prevista la posa di tubazione drenante anche al piede delle terre armate in progetto.

A partire da monte, verranno realizzate tre linee di drenaggio: quella principale, immediatamente a valle della sezione 2 e le due secondarie ubicate rispettivamente in una incisione secondaria del piano campagna attuale e a tergo delle terre armate (con partenza rispettivamente in corrispondenza delle sezioni 3 e 4). Le tubazioni di drenaggio utilizzate per le tre linee sono in PVC SN8 micro fessurato con diametri esterni DN 400 e 500 mm.

A valle della sezione 7, fino alla sezione 13 compresa, il drenaggio di fondo dell'abbancamento prevede una sola linea, quella principale armata con tubazione in PVC SN8 DN 500-630 mm.

In corrispondenza della sezione 14 è prevista la posa di una tubazione in PVC micro fessurata DN 630 mm SN8 anche a tergo delle terre armate in quanto il piano campagna presenta un alto tra la depressione a centro golena e il T. Lemme con pendenza del terreno al piede delle terre armate verso il torrente stesso. Dalla sezione 18, in corrispondenza del pozzetto D3, la tubazione necessita di un aumento di rigidità anulare con passaggio dalla classe di resistenza da SN8 a SN16 per via della presenza del vallo di accumulo a monte dell'abbancamento.

La tubazione drenante principale, a centro golena, dalla sezione 13 in poi (in corrispondenza del pozzetto A10), passa anch'essa ad un grado di rigidità anulare superiore, ovvero da SN8 a SN16, sempre per far fronte alle possibili sollecitazioni ulteriori cui verrebbe sottoposta nella zona del vallo di accumulo in caso di frana.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51 01 E CV RG DP04 00 001_D00 Riqualfica ambientale Val Lemme	Foglio 46 di 97

Dalla sezione 20, in corrispondenza del pozzetto A12, fino allo scarico nella vasca di sedimentazione, la tubazione drenante è una sola in PVC micro fessurato DN800 mm SN16.

Risulta quindi evidente la maggior esposizione alle sollecitazioni esterne del tratto di tubazione drenante ubicata all'interno del vallo paramassi ubicato nel settore nord dell'abbancamento; per sopperire a tale criticità sono state adottate sostanzialmente quattro soluzioni:

- realizzazione di una terra armata in sommità della trincea drenante che contiene la tubazione micro fessurata con geogriglie ad alta resistenza;
- aumento delle caratteristiche di rigidità anulare della tubazione (da SN8 si passa a SN16);
- in corrispondenza dalla sez. 10, è stata prevista una tubazione di riserva che consente di derivare le portate del dreno attraverso le terre armate lato Lemme. Allo stato attuale la derivazione si arresta in un pozzetto di controllo al piede delle terre armate in prossimità della sponda del Lemme, ma, in caso di necessità, il pozzetto potrebbe essere utilizzato per una derivazione verso l'alveo del torrente;
- la trincea drenante contenente la tubazione micro fessurata verrà realizzata con un'ampiezza a piano campagna sovradimensionata rispetto al necessario per consentire un migliore apporto dei deflussi superficiali interessanti la vasca al suo interno; questa soluzione consente quindi lo smaltimento delle acque meteoriche che si accumulano nella vasca e permette, in caso di caduta della frana, di mantenere la capacità di smaltimento del dreno per mezzo della trincea drenante esterna alla tubazione, sfruttando i vuoti all'interno della trincea stessa.

Durante la realizzazione dell'abbancamento del materiale di smarino, nell'intervallo di tempo occorrente al materiale di deposito per raggiungere la quota della testa terre armate in sponda sinistra al t. Lemme, il drenaggio di fondo rappresenta l'unico canale di scarico delle acque meteoriche insistenti sull'area di cava. L'area scolante in fase di realizzazione risulta esclusivamente quella di fondo cava, escludendo i contributi di precipitazione del versante di cava, raccolti da apposito e temporaneo fosso di guardia, e i contributi del versante a monte dell'intervento progettuale, deviati nel t. Lemme prima di coinvolgere l'abbancamento. Il funzionamento idraulico della trincea drenante come ricettore di scarico delle acque meteoriche è limitato al tempo necessario per realizzare la copertura della trincea col materiale di abbancamento. Successivamente, la bassa permeabilità del materiale di deposito riduce pesantemente gli afflussi idrici alla trincea, mentre la progressiva realizzazione delle banche con i relativi drenaggi orizzontali e superficiali ridurrà conseguentemente la superficie di infiltrazione. La verifica idraulica è quindi condotta nelle condizioni più sfavorevoli, ossia quelle relative alle prime fasi di lavorazione, nell'ipotesi di piogge direttamente insistenti sui drenaggi.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collocamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51 01 E CV RG DP04 00 001_D00 Riqualfica ambientale Val Lemme
	Foglio 48 di 97

10.5 Drenaggi suborizzontali

10.5.1 Dreni sub orizzontali con scarico sulle banche

Il drenaggio delle acque d'infiltrazione dal fronte della sistemazione di rilevato è previsto mediante drenaggi suborizzontali disposti in corrispondenza di ogni berma, con scarico diretto all'interno delle trincee drenanti tipo Gabbiodren.

I dreni presentano le caratteristiche seguenti:

- lunghezza = 50 m;
- interasse = 10 m;
- tubo drenante in HDPE diametro 200 mm microfessurato con struttura a doppia parete e piede d'appoggio corrugato all'esterno e liscio internamente, avvolto con calza di telo geotessile in polipropilene di peso 140 gr/mq.

La verifica idraulica dei dreni è condotta nelle condizioni più gravose, corrispondenti alla fase di realizzazione dell'abbancamento, durante la quale i dreni sono disposti lungo la banca ma non ancora interrati e quindi soggetti all'azione diretta di un evento meteorico ipotizzato con tempo di ritorno 20 anni; per tale evento essi devono essere in grado di smaltire l'acqua meteorica scolante sulla propria area di competenza.

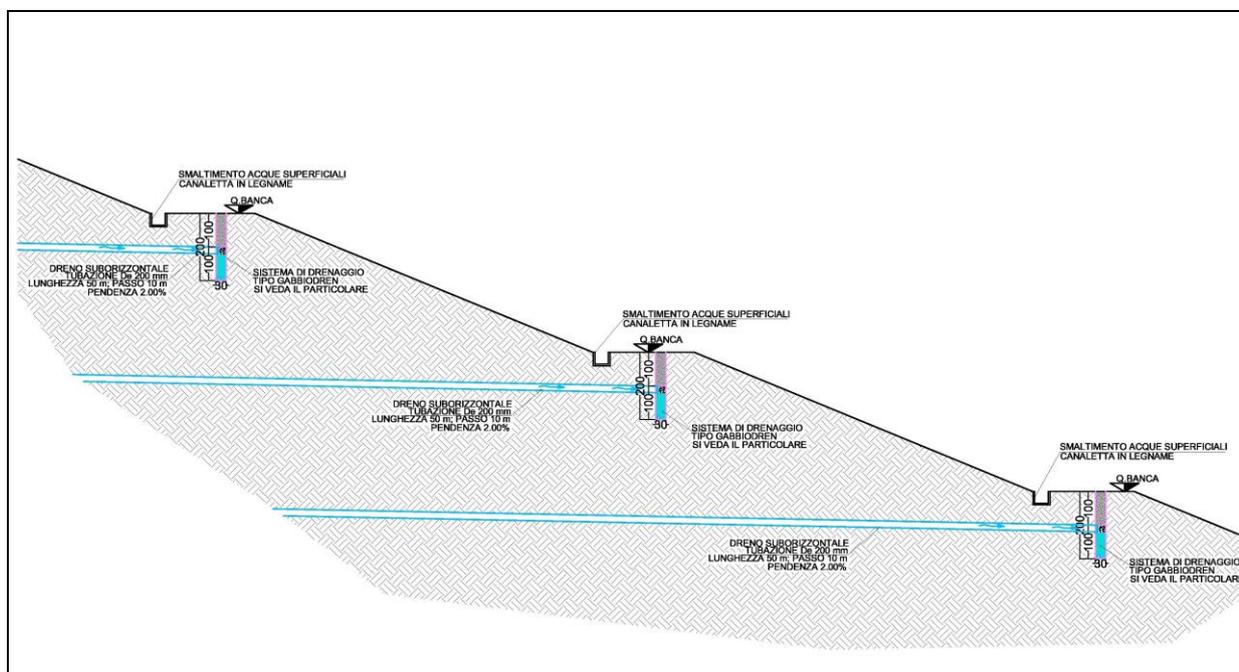


Figura 7 - Disposizione dreni suborizzontali

In fase di esercizio le condizioni idrauliche dei dreni sono meno impegnative, in quanto il materiale risulta abbancato e i dreni ricoperti; la permeabilità del materiale di smarino proveniente dallo scavo della galleria risulta molto bassa, e quindi l'infiltrazione delle acque all'interno dell'ammasso è molto lenta, non significativa per la determinazione di diametro e interasse dei dreni.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51 01 E CV RG DP04 00 001_D00 Riqualifica ambientale Val Lemme	Foglio 49 di 97

10.5.2 Dreni sub orizzontali con scarico a tergo delle terre armate

Il drenaggio delle acque d'infiltrazione del rilevato durante le fasi iniziali di abbancamento è previsto mediante drenaggi sub orizzontali disposti in corrispondenza del piede di ogni ordine di terra armata.

I dreni presentano le caratteristiche seguenti:

- lunghezza = variabile;
- interasse = 10 m;
- tubo drenante in HDPE diametro 200 mm microfessurato con struttura a doppia parete e piede d'appoggio corrugato all'esterno e liscio internamente, avvolto con calza di telo geotessile in polipropilene di peso 140 gr/mq.

Lo scarico di tali dreni avviene in tubazione in PVC SN8 di diametro variabile ubicata a tergo delle terre armate. Dalla sezione 4 alla 8 comprese gli ordini dei dreni sono in tutto 3 sovrapposti verticalmente; dalla sezione 9 alla 10 comprese gli ordini diventano 2, mentre dalla sezione 11 fino al pozzetto di confluenza e salto P22 esiste una sola tubazione di raccolta e scarico.

Le tubazioni di scarico in PVC del secondo e terzo ordine (in termini di profondità), scaricano direttamente nel materasso di ghiaia di fondo, come anche i drenaggi sub orizzontali profondi presenti tra le sezioni 11 e 12.

I dreni sub orizzontali che scaricano a tergo terre armate presentano, cautelativamente, le stesse caratteristiche geometriche di quelli delle banche, nonostante il coefficiente di deflusso minore; le tubazioni in PVC di scarico sono invece state dimensionate in modo personalizzato per avere il miglior rapporto costi-benefici possibile.

Relativamente alle tubazioni in PVC di scarico a tergo delle terre armate occorre sottolineare che sono previste 3 tipologie di diametro DN400, 500 e 800 in dipendenza dal bacino idrografico di riferimento (vedi anali afflussi-deflussi in Allegato 3) e dalla pendenza minima longitudinale del piede della terra armata di riferimento. I cambi di diametro si verificano in corrispondenza delle sezioni 7, 9 e 12. Il bacino di riferimento è stato individuato in base alla quota di abbancamento nel momento della posa del dreno suborizzontale, esso risulta quindi parzializzato rispetto all'occupazione dell'abbancamento in condizioni finali.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51 01 E CV RG DP04 00 001_D00 Riqualfica ambientale Val Lemme	Foglio 50 di 97

10.5.3 Trincee drenanti realizzate con la tecnologia tipo Gabbiodren – Descrizione

Il sistema di drenaggio tipo GABBIODREN consiste nella realizzazione di trincee drenanti realizzate mediante pannelli prefabbricati ad alte prestazioni idraulico-meccaniche. Il pannello drenante è costituito da uno scatolare esterno in rete metallica a doppia torsione rivestito con geotessile ritentore e separatore. Il nucleo drenante è costituito da "ciottoli" di polistirolo non riciclato, imputrescibile, insolubile e chimicamente inerte alle acque. La trincea presenta al suo interno, preassemblato, un tubo microforato del diametro di 160 mm.

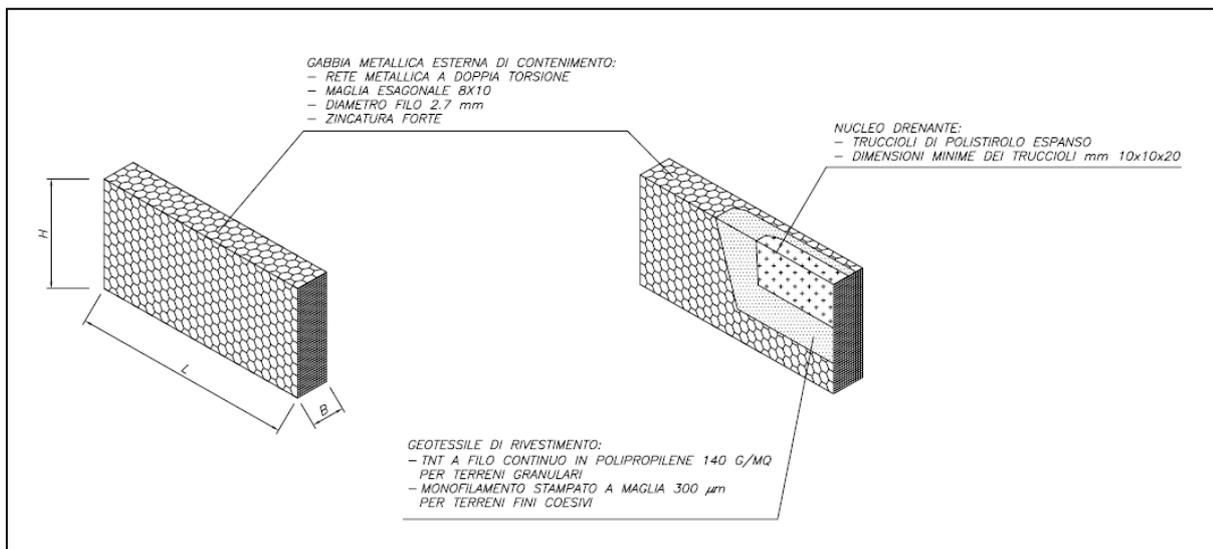


Figura 8 - Sistema di drenaggio tipo Gabbiodren – realizzazione

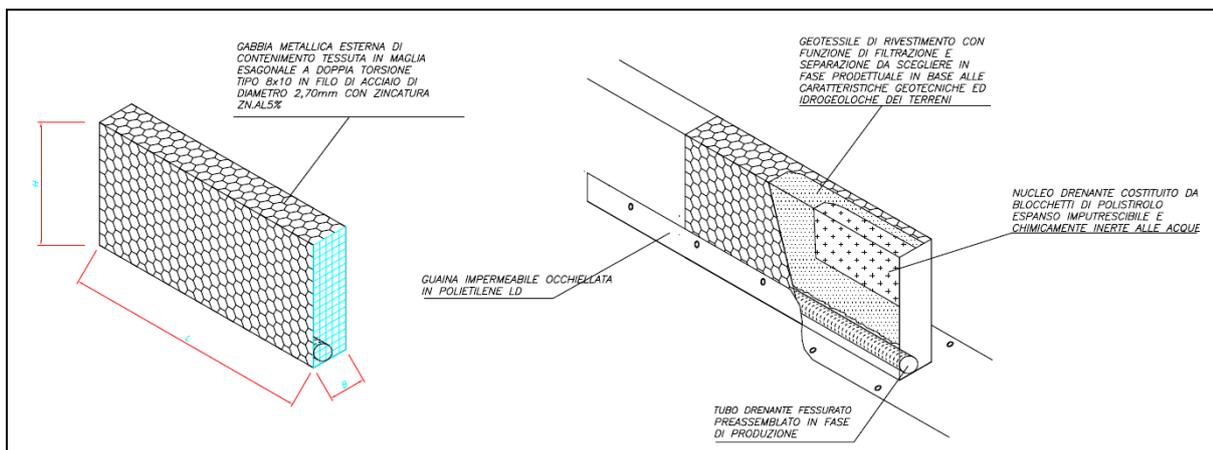


Figura 9 - Sistema di drenaggio tipo Gabbiodren – posa in opera

L'inserimento nel terreno di una trincea drenante permette di realizzare una linea a forte permeabilità data dalle differenza di pressione esistente tra quella presente all'interno del corpo del dreno (pressione atmosferica) e la sovrappressione dell'acqua che si trova all'interno dei pori del terreno stesso. In virtù della differenza di permeabilità che si verifica all'interfaccia tra trincea drenante e mezzo geologico in posto, si innesca un moto di filtrazione che porta all'abbattimento

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51 01 E CV RG DP04 00 001_D00 Riqualfica ambientale Val Lemme
	Foglio 51 di 97

della falda freatica ed alla diminuzione del tenore di acqua nel terreno. Il relativo abbattimento delle pressioni interstiziali (pressioni neutre u) porta ad un miglioramento delle caratteristiche geotecniche dei terreni.

Il sistema di drenaggio tipo Gabbiodren presenta i seguenti vantaggi applicativi e realizzativi rispetto ai sistemi tradizionali:

- maggiore sicurezza: i pannelli drenanti prefabbricati si assemblano a bordo scavo e vengono successivamente calati nella trincea dall'esterno. Pertanto le operazioni che possono portare le maestranze in scavo sono ridotte al minimo o quasi nulle;
- grande facilità di movimentazione: ogni pannello Gabbiodren presenta dimensioni 2.0 x 1.0 x 0.30 m e pesa circa 15 kg e pertanto può essere movimentato facilmente;
- gestione di cantiere: i materiali preassemblati consentono di avere aree di cantiere pulite e sgombrare da grandi quantità di inerti, questo consente di fare a meno di aree di stoccaggio, carico e scarico materiali inerti e terrigeni;
- ridurre sensibilmente i volumi di scavo: tale opportunità è un aspetto che presenta un risvolto fondamentale per la sicurezza e la velocità dei lavori;
- alleggerimento del versante: la riduzione dei volumi e dei pesi consente di ridurre i carichi transitanti sulle aree fragili e instabili del cantiere; si realizza inoltre un alleggerimento dei versanti in dissesto, infatti 1.0 m³ di pannello prefabbricato tipo Gabbiodren pesano circa 30 kg contro i circa 1900 kg dell'inerte tradizionale per una pari volumetria;
- maggiore velocità di posa: i pannelli drenanti prefabbricati possono essere posati, nella maggior parte delle condizioni di terreno e di scavo, alla medesima velocità di avanzamento dell'escavatore nell'apertura della trincea;
- ottimizzazione volume drenante: questo aspetto è particolarmente importante nei confronti della valutazione funzionale comparata con la tipologia di dreno tradizionale costituito da pietrame, geotessile e tubo. La necessità di realizzare degli scavi in sicurezza per costruire una trincea tradizionale (si lavora sempre con maestranze all'interno dello scavo) implica anche un utilizzo molto consistente in termini di volumi di materiale drenante (pietrame). Spesso quindi si realizzano dei drenaggi con una volumetria di pietrame fortemente ingiustificata rispetto all'effettiva quantità di portata idraulica da smaltire;
- geotessile di rivestimento: un punto importante da rimarcare, che risulta di primaria importanza, è relativo ad un aspetto geotecnico tanto fondamentale quanto trascurato: spesso accade, nella realizzazione di drenaggi realizzati classicamente, che il geotessile non riceve adeguata specifica se non quella generica del peso o grammatura minima. In realtà tale caratteristica non ha alcuna valenza tecnica e funzionale. La caratteristica più importante per un geotessile di filtrazione e separazione è la porometria o apertura caratteristica media dei pori. Questa dote permette di identificare il tipo idoneo di tessuto non tessuto per uno specifico tipo di terreno. Se non vengono attuate le scelte tecnicamente idonee ed oculate relative al tessuto non tessuto si può andare incontro a grossi problemi di resistenza meccanica che comportano strappi frequenti del tessuto (tessuto a filo continuo agugliato e termo-calandrato contro tessuto a fiocco) e durata funzionale delle trincee.

La verifica idraulica del sistema di drenaggio tipo Gabbiodren, in corrispondenza delle banche, è condotta con tempo di ritorno di 20 anni (stazione pluviometrica di Gavi, piogge di forte intensità e durata inferiore all'ora) e coefficiente di deflusso c pari a 0.80.

La struttura del pannello tipo Gabbiodren risulta parzialmente deformabile, per cui la sua capacità drenante è funzione della profondità di installazione e delle caratteristiche geotecniche del terreno che tende a comprimerlo.

Ciascuna trincea si sviluppa lungo le banche ad una distanza asse trincea - ciglio banca di 1.00 m secondo una linea di base di altezza pari ad 1 m e di larghezza 0.30 m con pannello drenante di dimensioni 2.00X1.00X0.30. Il pannello di base presenta al suo interno un tubo dreno fessurato preassemblato per l'allontanamento delle acque avente diametro esterno 160 mm ed interno 140mm. Il pannello sarà posto ad una profondità media di 2,0 metri dal piano compagna.

Le trincee drenanti lungo le banche 5, 6, 7, 8 e 9, a monte del compluvio centrale, convogliano le acque all'interno della linea ovest di drenaggio principale realizzata con tubazioni in CLS. La descrizione della linea ovest di drenaggio principale è riportata nel paragrafo dedicato.

Le trincee delle porzioni di valle, in corrispondenza delle banche 5, 6 e 7, e le trincee delle banche 0, 1, 2, 3 e 4 convogliano le acque nella linea nord di drenaggio principale realizzata con tubazioni in CLS (linea P16-P23). Anche in questo caso la descrizione della linea è riportata nel paragrafo dedicato.

Lungo le linee di trincee drenanti previste, ad intervallo di circa 100 m, sono posati idonei pozzetti prefabbricati di ispezione in CLS con dimensioni interne 80x80.

Tutti i pozzetti in progetto prevedono la protezione del fondo con rivestimento in pietrame spessore 20 cm.

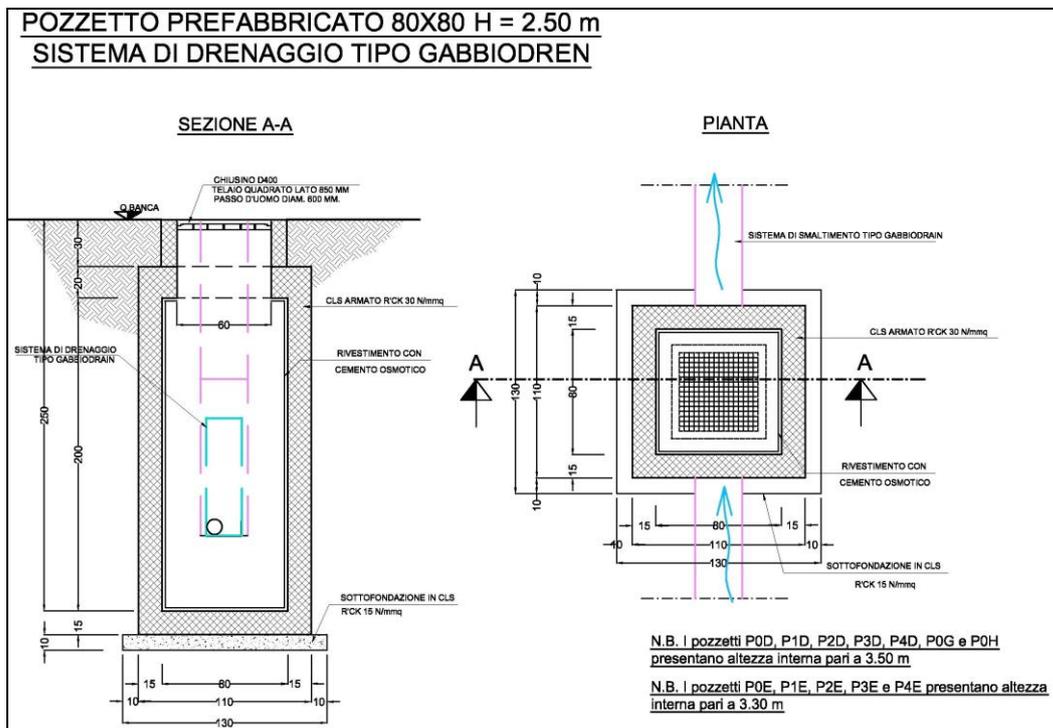


Figura 10 – Pozzetto di ispezione sistema di drenaggio tipo Gabbiodren

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collocamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51 01 E CV RG DP04 00 001_D00 Riqualfica ambientale Val Lemme	Foglio 53 di 97

In corrispondenza delle vasche V_i0, V_i1, V_i2, V_i3, V_i4 e V_i5, lungo il compluvio centrale, si prevede di deviare le trincee drenanti di circa 2.50 m lato scarpata. La continuità è garantita dalla posa di una tubazione in CLS di diametro interno 300 mm. In corrispondenza della deviazione sono posati idonei pozzetti prefabbricati in CLS di dimensioni interne 100x100 cm.

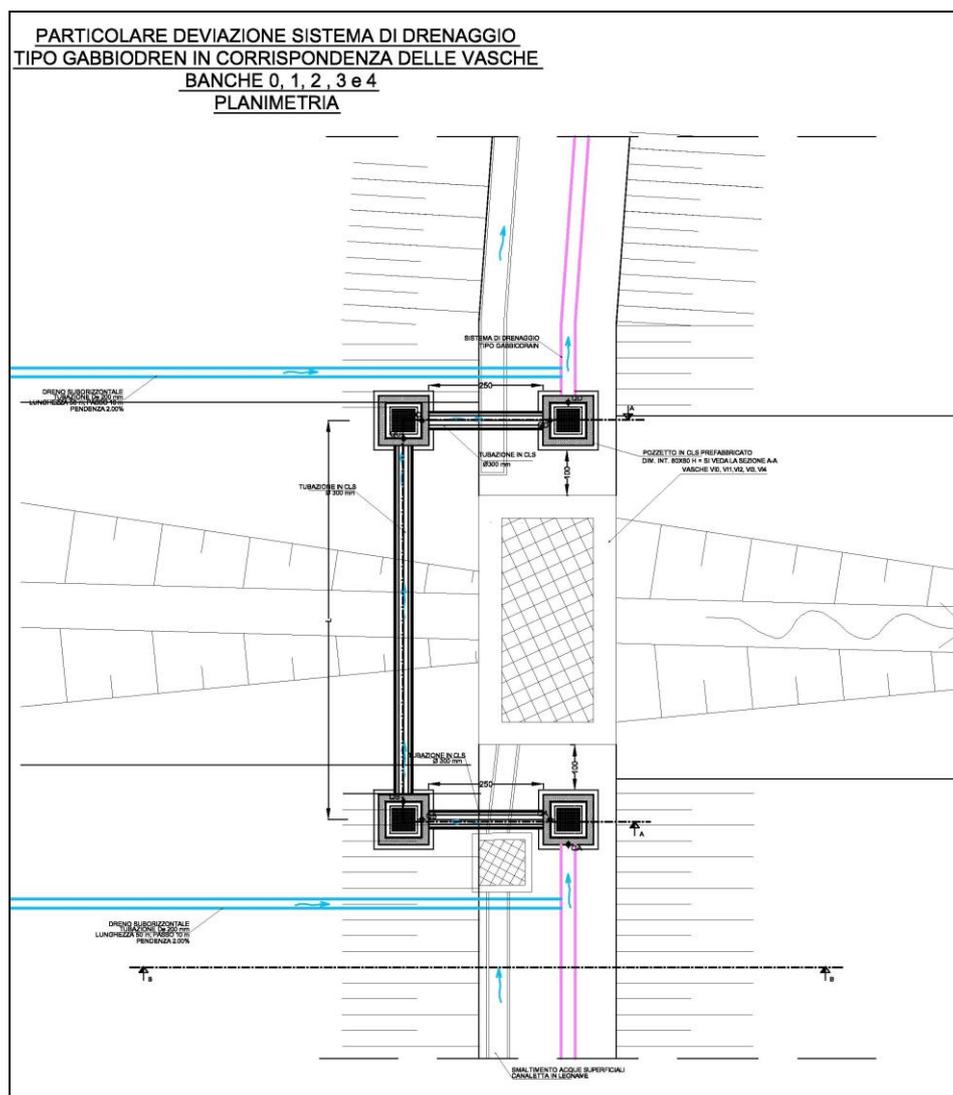


Figura 11 – Particolare deviazione del sistema tipo Gabbiodren in corrispondenza delle vasche lungo il compluvio centrale

10.5.4 Canali collettori principali – Descrizione

Come descritto in precedenza le singole trincee drenanti scaricano all'interno di due linee di drenaggio principali indicate, in seguito, come linea sud e linea nord.

La linea di drenaggio sud si sviluppa dal pozzetto P1 al P15. Nel tratto compreso tra i pozzetti P1 - e P7, la tubazione in CLS, è posata in testa all'abbancamento. Il diametro interno della tubazione è

500 mm tra i pozzetti P1 e P4/1 e 600 mm tra P4/1 e P7. In questo tratto la linea riceve il contributo delle trincee drenanti posate lungo le banche 5, 6, 7, 8 e 9 a monte del compluvio centrale.

In corrispondenza del pozzetto P7 la tubazione scende lungo la scarpata della banca 5 e corre parallela alla vasca dei drenaggi superficiali V₄ (pozzetti P8-P8/1). In corrispondenza del pozzetto P9 raggiunge la banca 4. L'ultimo tratto di tubazione si sviluppa lungo la quarta banca, parallelamente alla trincea drenante, sino allo scarico al pozzetto P15. Il diametro interno della tubazione dal pozzetto P7 al pozzetto P9 è 600 mm. L'ultimo tratto di linea, dal pozzetto P9 al P15, è realizzato con tubazioni in CLS di diametro interno 800 mm.

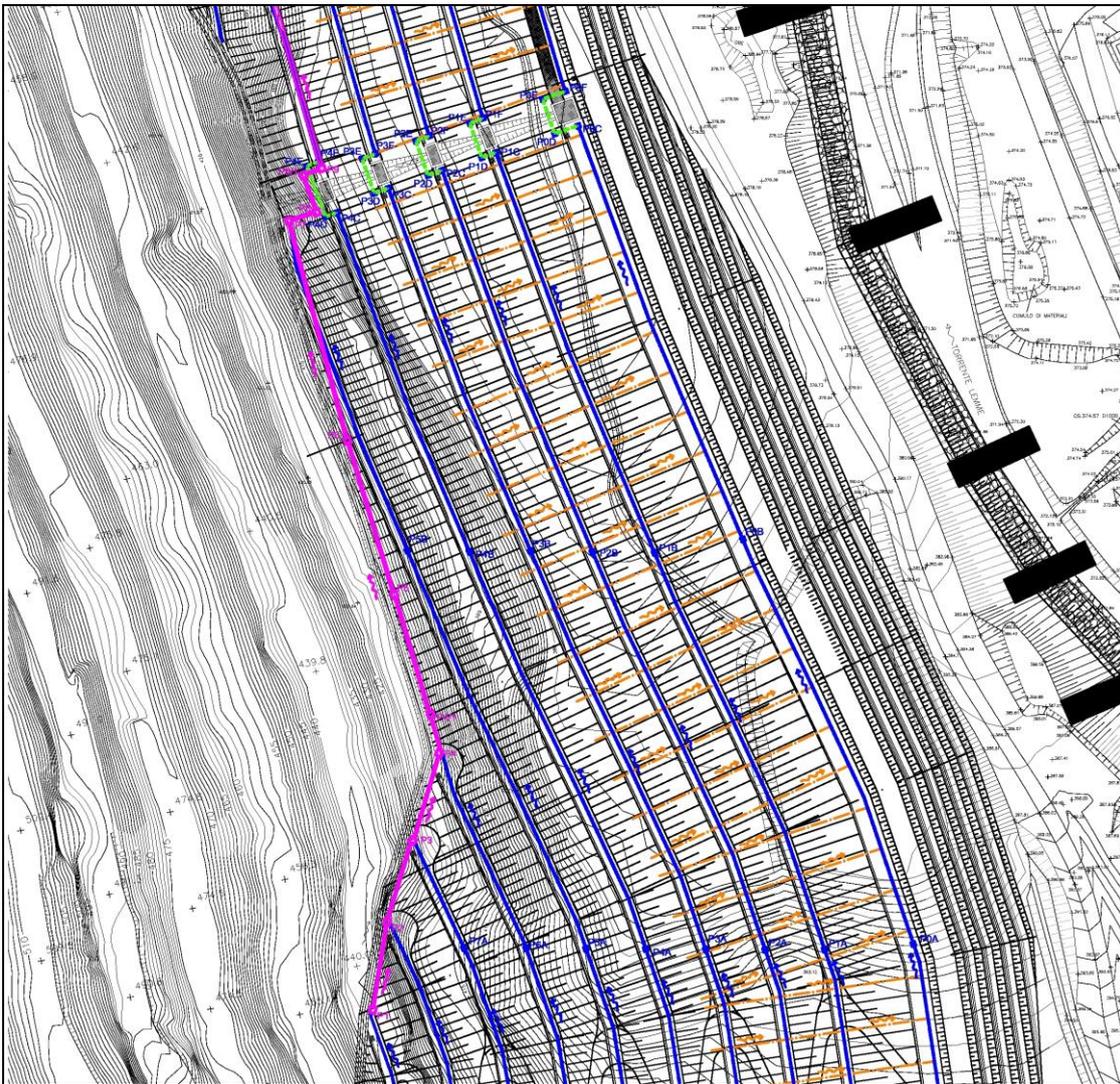


Figura 12 – Linea di drenaggio principale sud – primo tratto

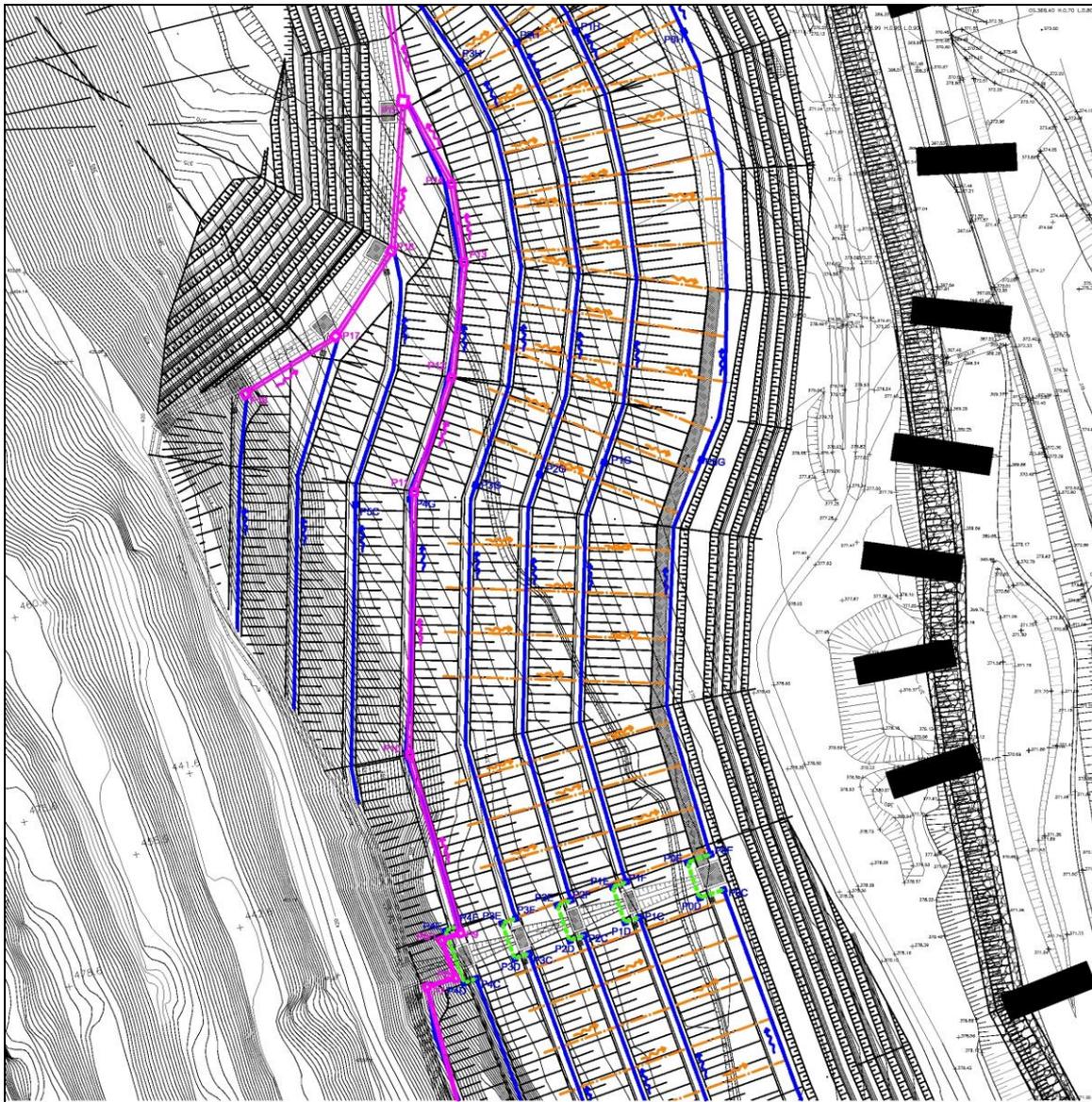


Figura 13 – Linea di drenaggio principale sud – secondo tratto

Lungo la linea, in corrispondenza degli scarichi della trincea drenante, dei cambi di direzione e dei cambi di diametro, sono presenti pozzetti in CLS prefabbricati e gettati in opera.

In particolare nel primo tratto (da P1 a P8/1) i pozzetti risultano prefabbricati con dimensioni interne 100x100 cm.

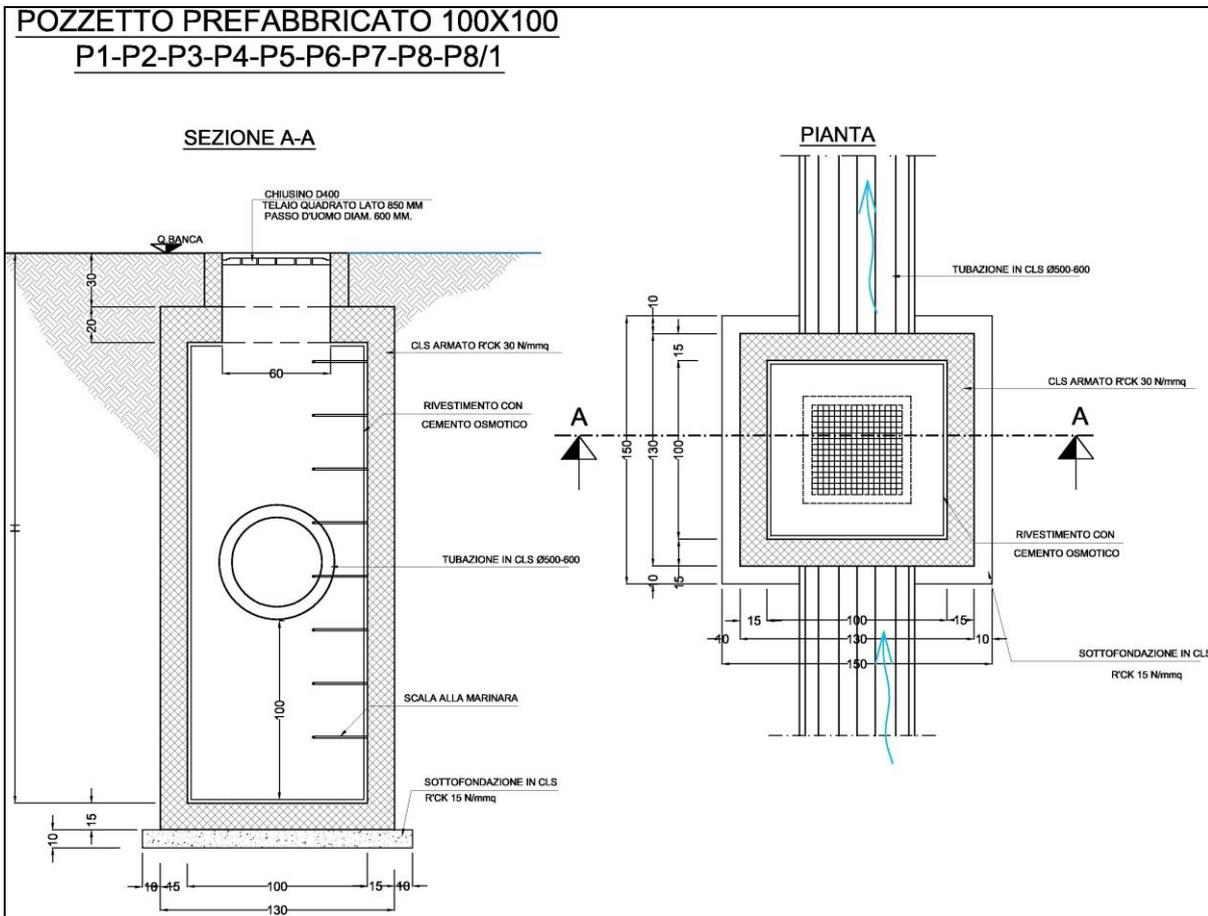


Figura 14 – Pozzetti prefabbricati 100x100

Anche il pozzetto P9 risulta prefabbricato con dimensioni interne 150x150 cm. Nel tratto compreso tra i pozzetti P10 al P14 è presente un parallelismo tra la trincea drenante e la tubazione in CLS; pertanto i pozzetti di ispezione sono costituiti da un torrino di accesso di dimensioni interne 80x80 e da una camera sottostante di dimensioni interne 150x150. In corrispondenza di ciascun pozzetto di ispezione la trincea drenante tipo Gabbiodren è deviata di 50 cm verso la base della scarpata.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51 01 E CV RG DP04 00 001_D00 Riqualfica ambientale Val Lemme
	Foglio 58 di 97

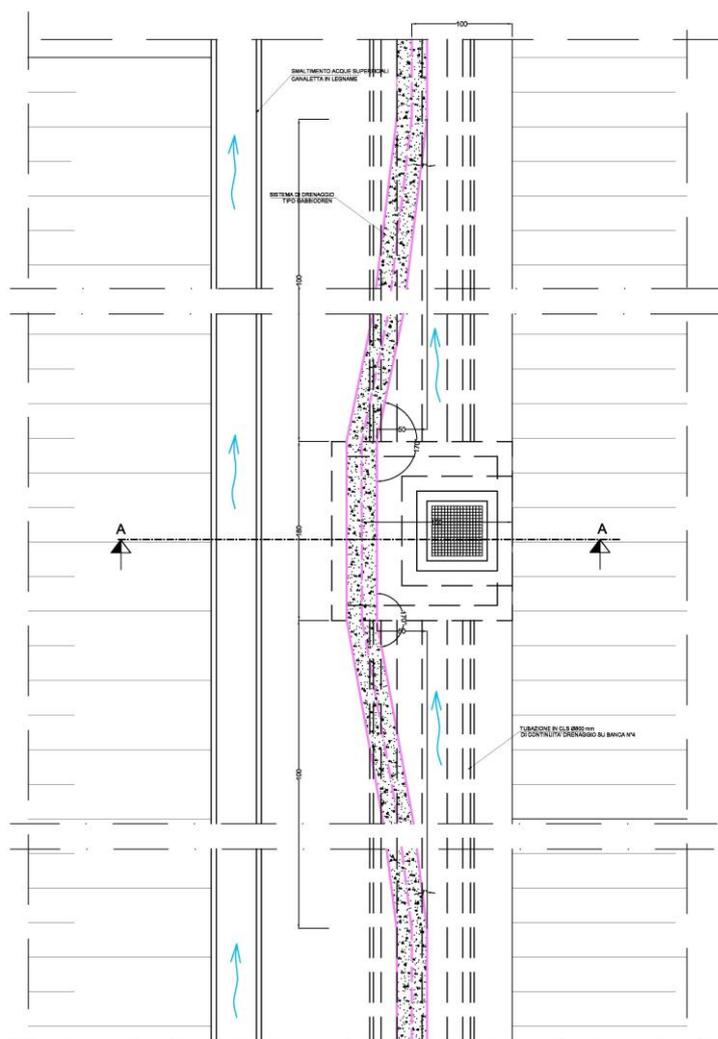


Figura 16 – Deviazione trincea drenante tipo Gabbiodren in corrispondenza dei pozzetti di ispezione lungo la banca 4

Come descritto in precedenza, la linea converge al pozzetto P15, prefabbricato e di dimensioni interne 200x200 cm, di scarico all'interno della seconda linea di drenaggio principale. La quota di arrivo è fissata a 389.99 m s.l.m.

La tubazione in CLS è posata sopra uno strato di sabbia il cui spessore è pari a 15 cm per tubazioni di diametro interno sino a 800 mm e pari a $0.25 * DN + 10$ cm per quelle con diametro superiore. Il rinfiacco, realizzato sempre con sabbia, prosegue sino a 30 cm al di sopra della generatrice superiore della tubazione. Sopra lo strato di sabbia, il ricoprimento avviene con il materiale con il quale è realizzato l'abbancamento.

POSA TUBAZIONE CLS Ø500-600-700-800

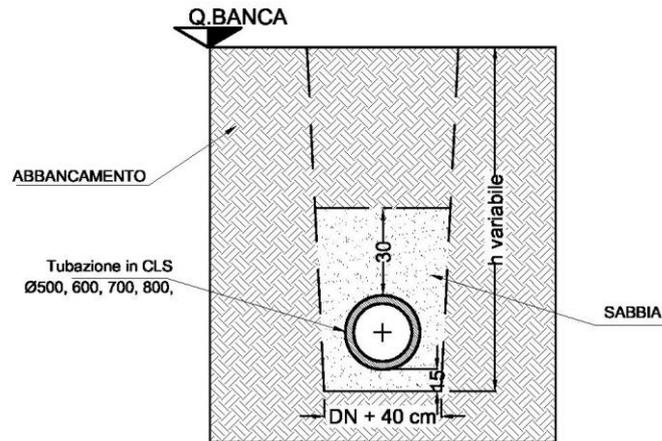


Figura 17 – Posa tubazioni con diametro sino a 800 mm

POSA TUBAZIONE CLS Ø1000-1200

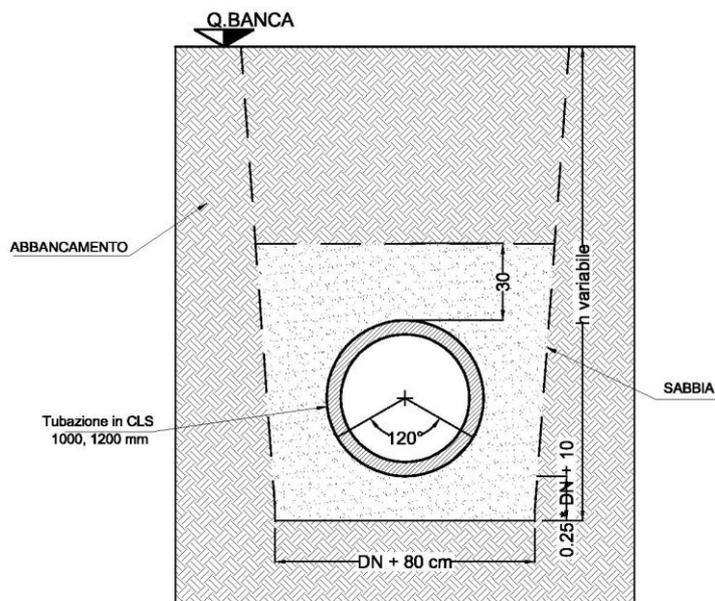


Figura 18 – Posa tubazioni con diametro superiore a 800 mm

La linea nord di drenaggio principale si sviluppa dal pozzetto P16 sino alla vasca di sedimentazione. La tubazione, sempre in CLS, si sviluppa, sino al pozzetto P22, in testa all'abbancamento. In corrispondenza del pozzetto P15 converge la prima linea descritta in precedenza. Il diametro interno della tubazione è 700 mm tra i pozzetti P16 e P17; dal pozzetto P17 al pozzetto P15 il diametro interno della tubazione è 800 mm. Dal pozzetto P15 al P21 il diametro risulta di 1000 mm; infine tra i pozzetti P21 e P24 il diametro interno è 1200 mm.

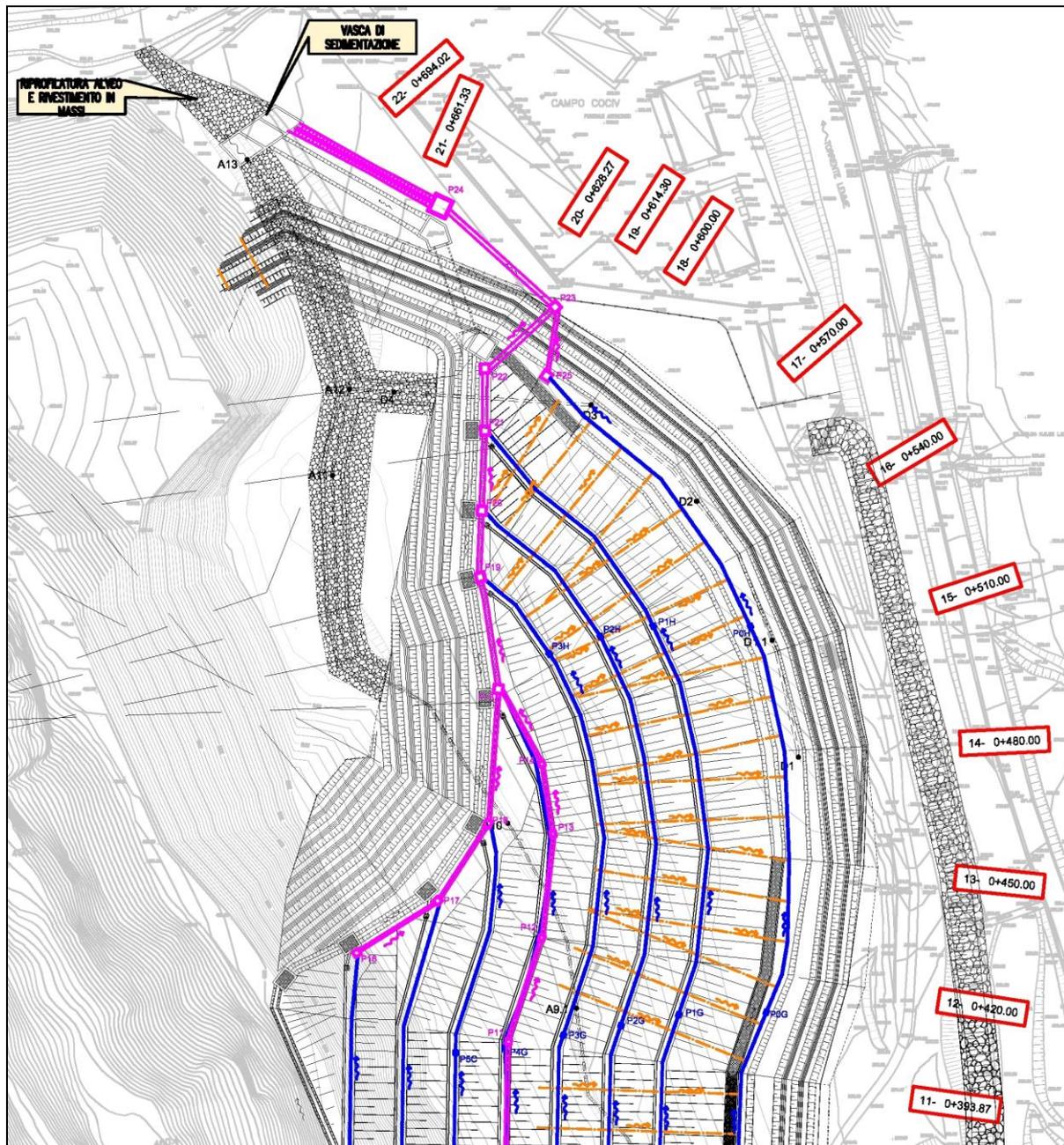


Figura 19 – Linea di drenaggio principale nord

La modalità di posa delle tubazioni è analoga a quanto descritto per la linea di drenaggio ovest. I pozzetti prefabbricati in CLS P16, P17 e P18 presentano dimensioni interne 150x150. I pozzetti P19, P20, P21 e P23, anch'essi prefabbricati, presentano dimensioni interne 200x200. Il pozzetto di salto P22, di dimensioni interne 200x200 cm, presenta altezza interna di 9.90 m; tale pozzetto è previsto gettato in opera. Il salto è necessario per consentire alla tubazione di drenaggio di raggiungere, in corrispondenza del pozzetto P24, la quota di piano campagna attuale. In uscita dal pozzetto P24 si sviluppa il fosso di scarico in massi cementati a sezione trapezia di base 60 cm e sponde inclinate 2/1. Il fosso convoglia le acque nella vasca di sedimentazione di valle descritta in precedenza.

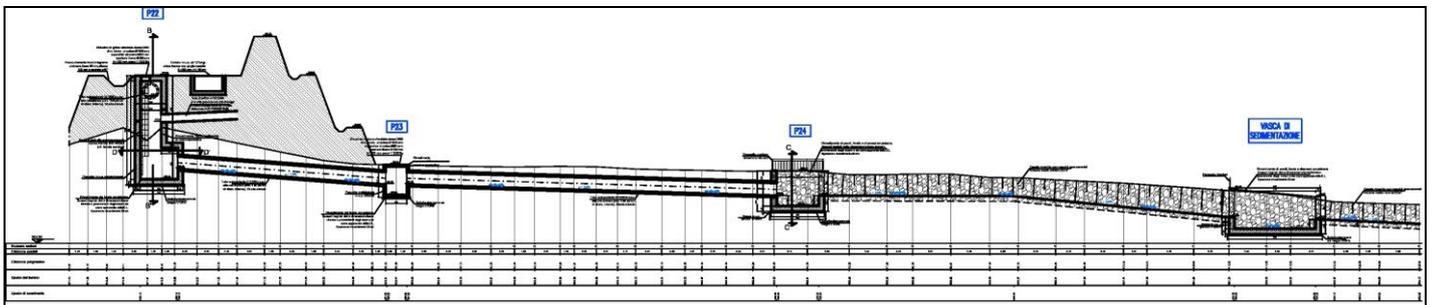


Figura 20 – Tratto finale linea di drenaggio principale nord

Infine, la trincea drenante in corrispondenza della banca 0 scarica all'interno del pozzetto di salto P25. Anche il pozzetto di salto P25 risulta in c.a. gettato in opera. Dal pozzetto, un breve tratto di tubazione in CLS di diametro interno 800 mm convoglia le acque all'interno del pozzetto P23 descritto in precedenza.

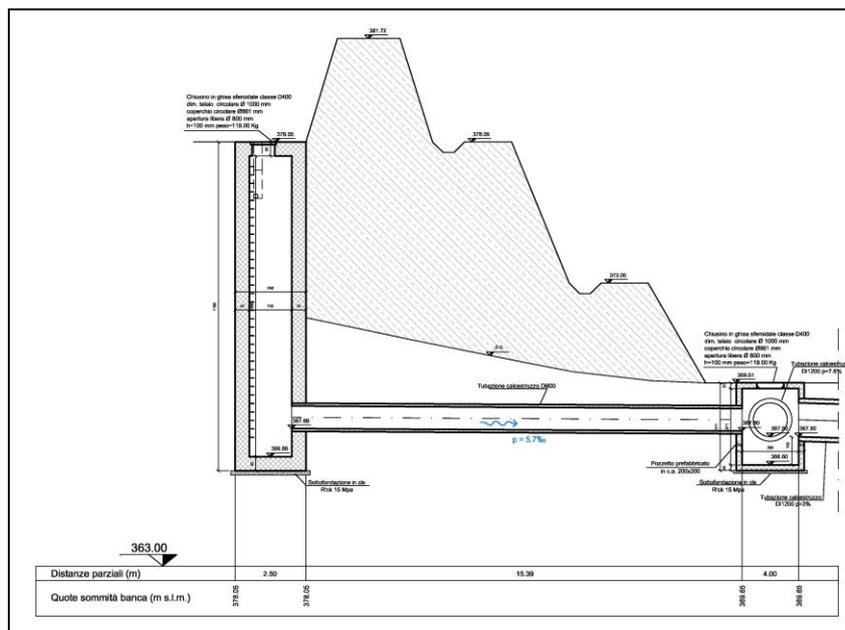


Figura 21 – Pozzetto di salto P25

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51 01 E CV RG DP04 00 001_D00 Riqualfica ambientale Val Lemme
	Foglio 62 di 97

10.6 Regimazione superficiale delle acque

10.6.1 Descrizione

Le acque superficiali interessanti il deposito del materiale di smarino della galleria sono smaltite da tre compluvi principali di progetto, posizionati all'estremo sud dell'abbancamento (Sistema sud), al centro di esso, nei pressi della sezione 9 di progetto (Compluvio centrale), e all'estremo nord di esso (Compluvio nord).

Il sistema di drenaggio superficiale risulta composto dalle seguenti tipologie di manufatti:

- i fossi di guardia, in legname e pietrame, disposti in testa al deposito di smarino e destinati a raccogliere le acque meteoriche scolanti lungo il fronte di cava;
- le vasche di sedimentazione, in c.a. gettate in opera con rivestimento in massi, che regolano l'immissione delle acque scaricate dai fossi di guardia all'interno dei compluvi, con abbattimento della velocità della corrente e deposizione del materiale in sospensione;
- le canalette, in legname a sezione rettangolare, disposte lungo le banche, con pendenza pari alla pendenza della banca, dimensionate per raccogliere le acque meteoriche scolanti lungo la singola banca e la successiva scarpata del deposito;
- i canali con manufatto scatolare ad U con griglia superiore carrabile, in c.a. gettati in opera, necessari per veicolare i deflussi in caso di spazi limitati;
- i pozzetti di decantazione in c.a. prefabbricati, disposti lungo le banche in corrispondenza dello scarico delle canalette nei compluvi;
- le vasche di calma, in c.a. gettate in opera con rivestimento in massi, localizzate lungo i compluvi all'intersezione con le banche, che agiscono da vasca di salto e dissipatore di energia e provocano il rallentamento della corrente lungo il compluvio. La continuità della viabilità è garantita da griglie tipo Orsogrill carrabili e rimovibili per manutenzione;
- la vasca di sedimentazione di valle, posizionata a valle dei compluvi nord e intermedio, immediatamente a monte dello scarico nel torrente Lemme, da realizzarsi in c.a. gettata in opera con rivestimento in massi, con setti trasversali alla direzione della corrente per il contenimento del materiale di deposito e la sedimentazione.

10.6.2 Sistema compluvio centrale – Descrizione generale

Il sistema di drenaggio associato al compluvio centrale è evidenziato in Figura 22.

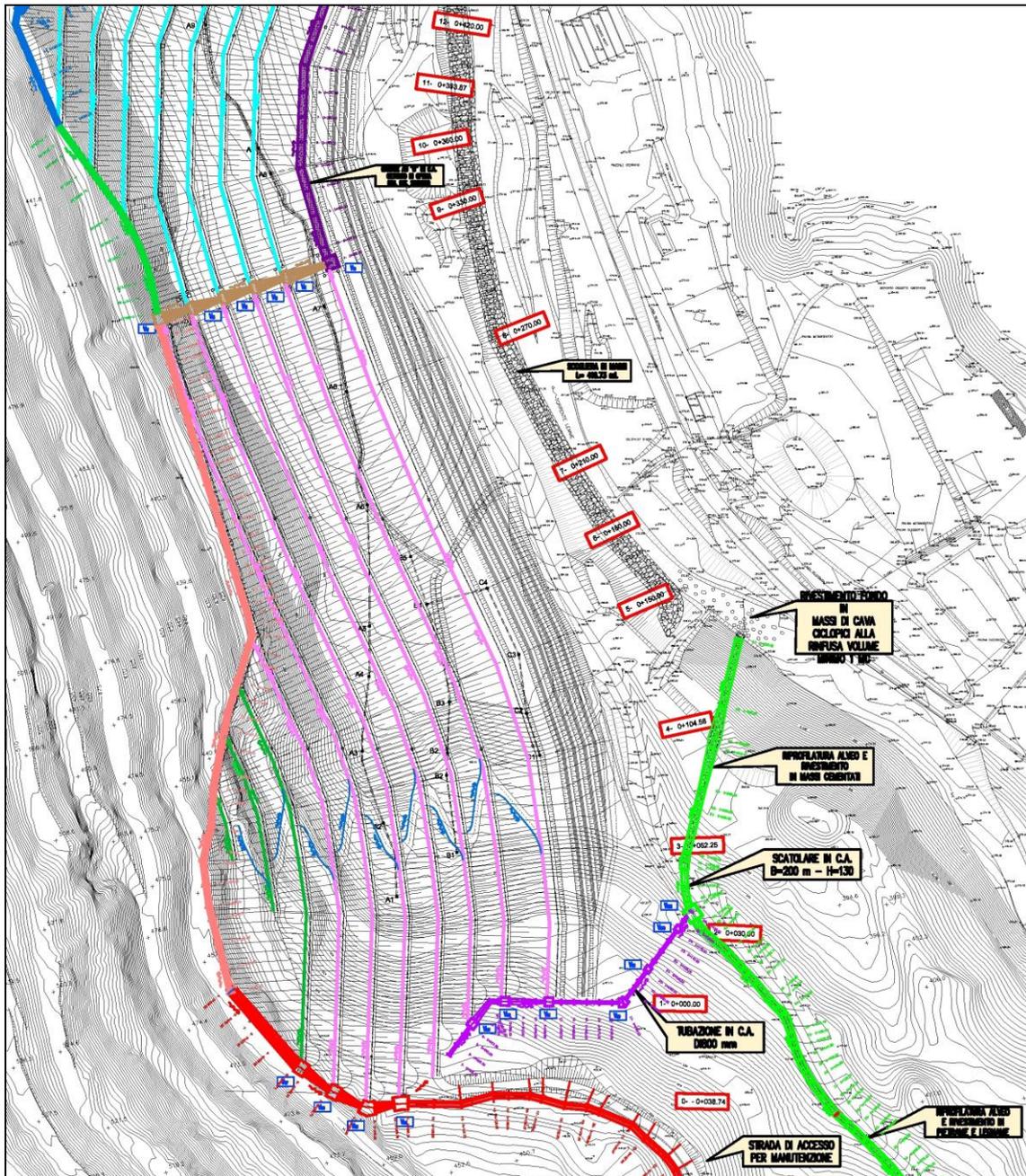


Figura 22 – Compluvio centrale – Schema drenaggio

Un sistema di canalette ad U in legname (in azzurro), collocate al piede di ogni scarpata compresa fra una banca e l'altra, ha la funzione di drenare le acque piovane che insistono sull'abbancamento, nella porzione a sud del compluvio in oggetto; le canalette (Figura 23) hanno base 40 cm ed altezza 35 cm, dalla banca 0 alla banca 6, mentre hanno base 30 cm ed altezza 30 cm dalla banca 7 alla 9.

Il drenaggio avviene in direzione Sud-Nord, seguendo la pendenza delle banche. Immediatamente a monte dello scarico in compluvio centrale, è previsto un pozzetto di decantazione in c.a. prefabbricato, a base quadrata di lato 80 cm (Figura 24).

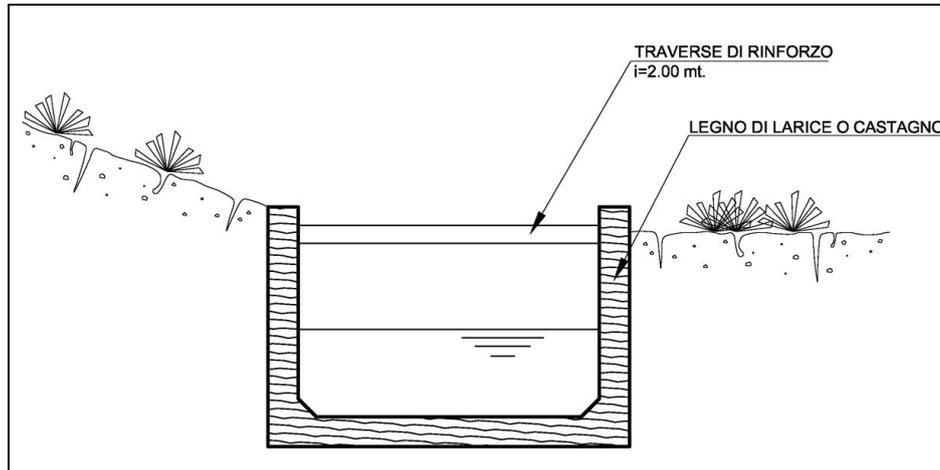


Figura 23 – Compiuvio centrale – Canaletta ad U in legname

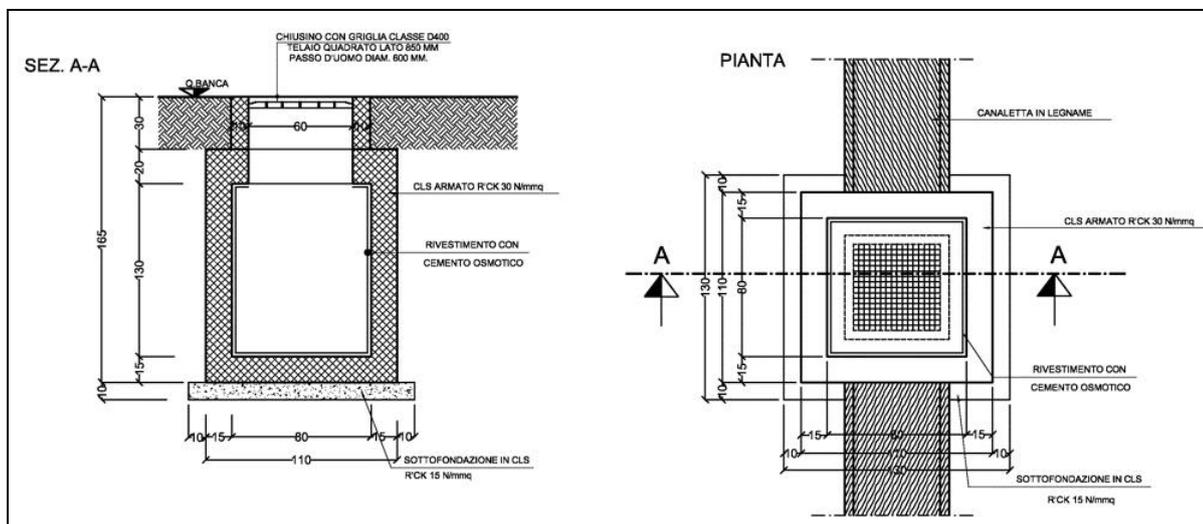


Figura 24 – Compiuvio centrale – Pozzetto di decantazione in c.a. prefabbricato

Due fossi di guardia a sezione trapezia, in legname e pietrame (in arancione e verde), posti immediatamente a monte dell'abbancamento, al suo estremo ovest, drenano, per la porzione che su di loro insiste, i contributi di ruscellamento provenienti dal versante, prima che raggiungano l'abbancamento.

Essi sono realizzati in legname e pietrame, secondo le tecniche di ingegneria naturalistica (Figura 25).

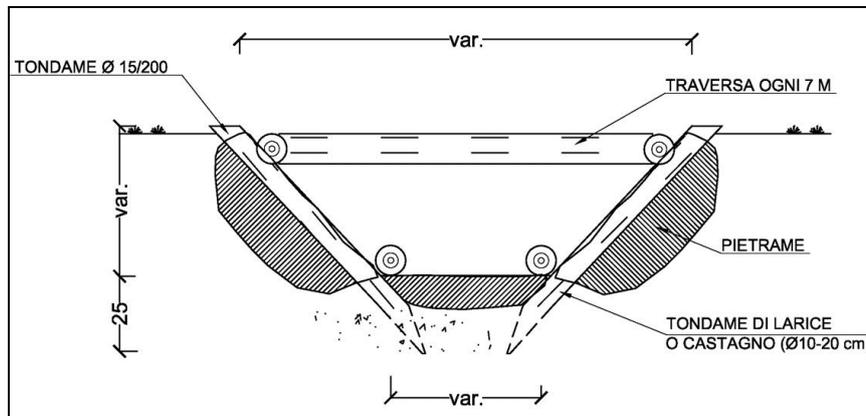


Figura 25 – Canale in legname pietrame

Il fosso proveniente da Nord (verde) è lungo circa 85 m ed ha sezione trapezia, con base minore 100 cm, base maggiore 200 cm, altezza 100 cm e pendenza sponde 2/1.

Il fosso proveniente da Sud (arancione) è lungo circa 271 m ed ha sezione trapezia, con base minore 110 cm, base maggiore 220 cm, altezza 110 cm e pendenza sponde 2/1, (tratto tra la sezione di progetto 1 e la 22); a valle della sezione 22 il fosso di guardia ha base minore 110 cm, base maggiore 230 cm, altezza 120 cm e pendenza sponde 2/1.

I due fossi confluiscono nella vasca V;5 (Figura 26, Figura 27), da cui diparte il compluvio centrale rappresentato in planimetria in marrone.

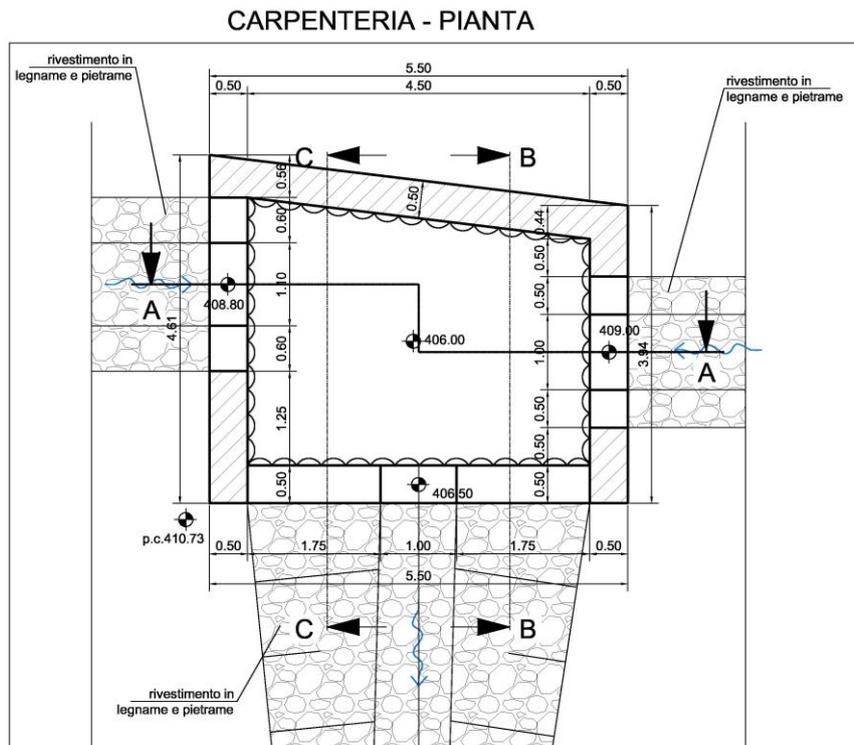


Figura 26 – Compluvio centrale – Vasca Vi5 - pianta

CARPENTERIA - SEZIONE B-B

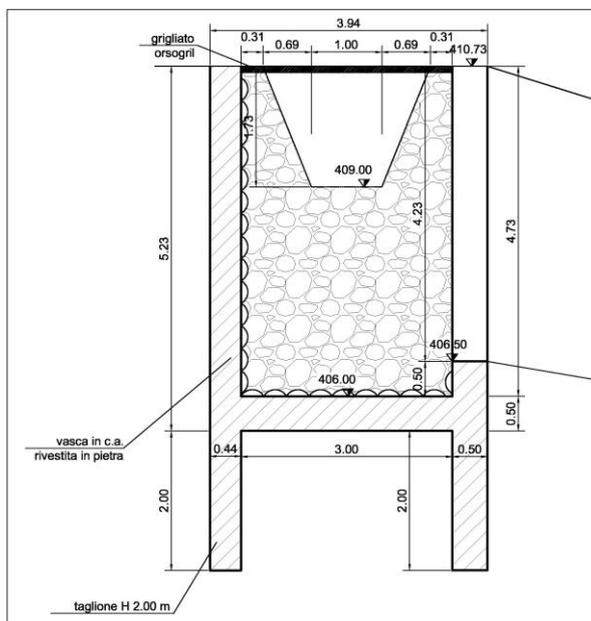


Figura 27 – Compluvio centrale – Vasca Vi5 - sezione

Tale compluvio discende trasversalmente all'abbancamento e raccoglie le acque provenienti dalle canalette.

In corrispondenza di ogni banca è presente una vasca, in c.a. gettata in opera, che assume funzione di salto, al fine di ridurre la pendenza della porzione di canale a valle di esso e quindi la velocità della corrente, e di sedimentazione.

Le vasche, denominate V_i4 , V_i3 , V_i2 (Figura 28, Figura 29) hanno dimensione interna 200 cm x 450 cm (esterna 300x550); la vasca V_i1 ha dimensione interna 200 cm x 500 cm (esterna 300x600). Il salto coperto all'interno della vasca V_i1 è di 3.1 m, mentre è di 2.5 m in corrispondenza delle altre vasche.

CARPENTERIA PIANTA

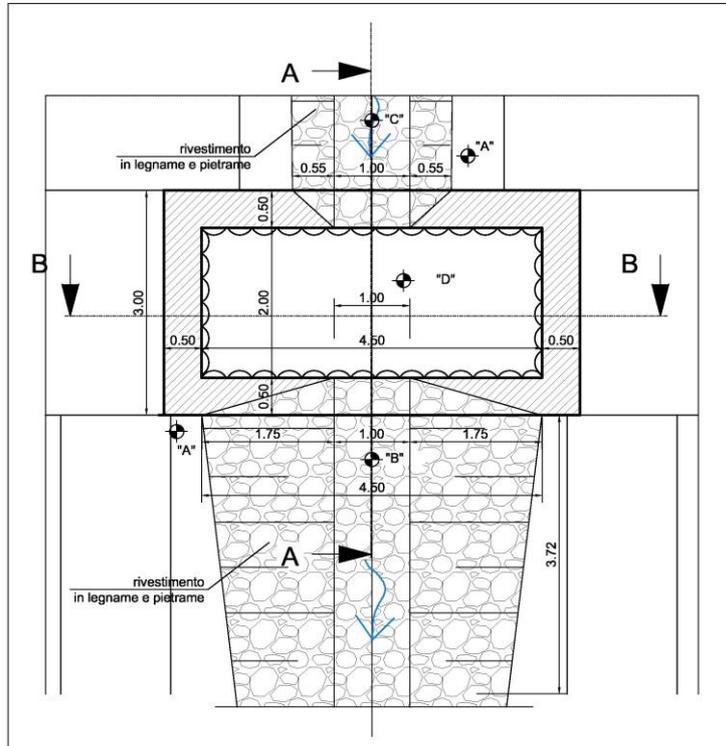


Figura 28 – Compluvio centrale – Vasca tipo Vi2-3-3 - pianta

CARPENTERIA SEZIONE A-A

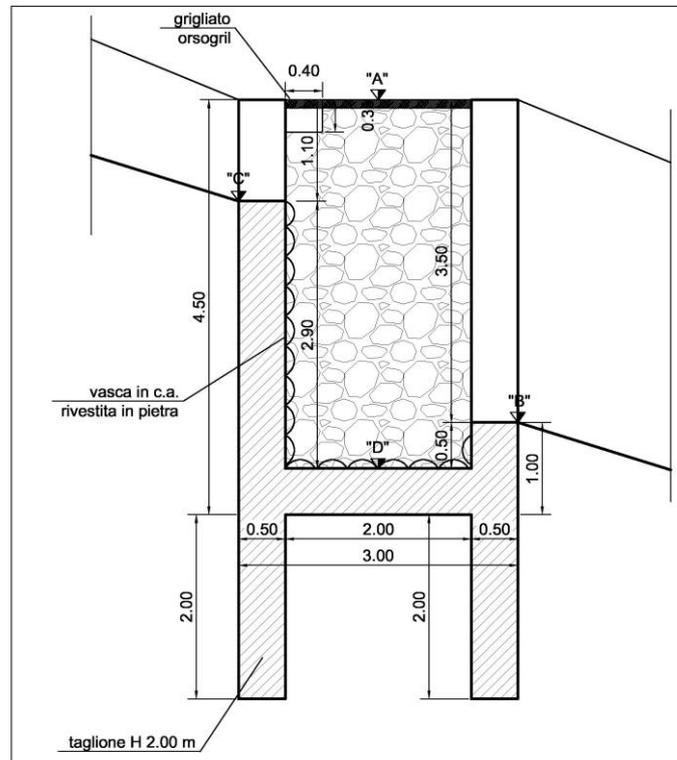


Figura 29 – Compiuvio centrale – Vasca tipo Vi2-3-3 - sezione

La vasca finale V_{i0} , collocata sulla banca più bassa (banca 0), ha dimensioni interne 400 cm x 450 cm (esterna 500x550) e raccorda il canale trapezio discendente dalle banche con il canale ad U in c.a. di scarico che si sviluppa lungo la stessa banca, verso Nord.

Tutte le vasche, ad esclusione della V_{i1} , sono più profonde di 50 cm rispetto al fondo fosso in uscita, al fine di ottenere un volume di sedimentazione. Per la V_{i1} tale abbassamento risulta di 40 cm.

I canali di collegamento fra le vasche V_{i5} al V_{i0} sono realizzati in legname e pietrame ed hanno sezione trapezia con pendenza sponde 2.5/1 ed altezza variabile.

Il canale in entrata alle vasche V_{i4} - V_{i3} - V_{i2} ha base minore 100 cm, base maggiore 210 cm, altezza 110 cm. Il canale in entrata alla vasca V_{i1} ha base minore 100 cm, base maggiore 246 cm, altezza 182 cm. Il canale in entrata alla vasca V_{i0} ha base minore 110 cm, base maggiore 254 cm, altezza 180 cm. Infine, i canali in entrata alla vasca V_{i5} presentano, quello sud base minore 110 cm, base maggiore 264 cm, altezza 193 cm mentre quello nord base minore 110 cm, base maggiore 238 cm, altezza 173 cm.

Il canale in uscita dalle vasche V_{i4} - V_{i3} - V_{i2} ha base minore 100 cm, base maggiore 450 cm, altezza 350 cm. Il canale in uscita dalla vasca V_{i1} ha base minore 100 cm, base maggiore 500 cm, altezza 482 cm. Il canale ad U in uscita dalla vasca V_{i0} presenta sezione rettangolare di base 250 cm ed altezza 180 cm. Infine, il canale in uscita dalla vasca V_{i5} ha base minore 100 cm, base maggiore 450 cm, altezza 423 cm.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51 01 E CV RG DP04 00 001_D00 Riqualfica ambientale Val Lemme
	Foglio 69 di 97

A valle della vasca V₀, lungo la banca più bassa, per 136 m, si sviluppa un canale ad U in c.a. gettato in opera (Figura 30), con base 250 cm ed altezza 150 cm, in c.a., coperto da una griglia carrabile (in magenta in figura).

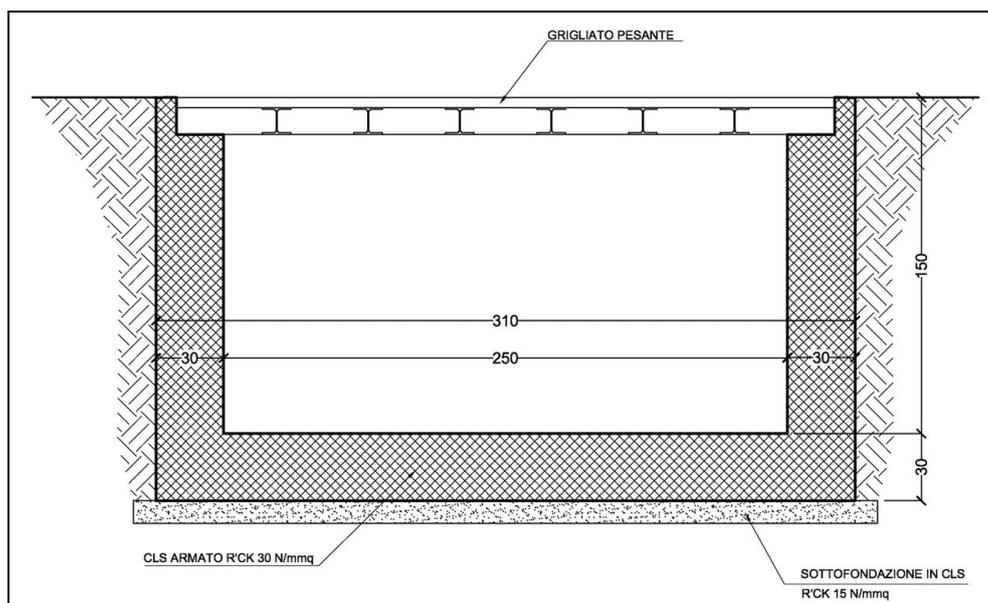


Figura 30 – Compluvio centrale – Canale ad U in c.a. con griglia di copertura carrabile - sezione

A valle di esso, per 123 m, si sviluppa un canale trapezio in legname e pietrame (in blu) con base minore 200 cm, base maggiore minima 350 cm e altezza minima 150 cm, pendenza sponde 2/1.

Due tratti di raccordo, lunghi 10 m collegano il fosso trapezio all'uscita dal canale a U ed all'entrata nel successivo tratto di canale; la sezione in testata ai canali ha base minore 150 cm, base maggiore 400 e altezza minima 150 cm, pendenza sponde 2/1.

A valle del canale trapezio riparte nuovamente un canale ad U, con base 250 cm ed altezza 150 cm, in c.a. gettato in opera, coperto da una griglia carrabile (in verde in figura), che si sviluppa fino alla vasca di confluenza e salto V_{n0} (Figura 31).

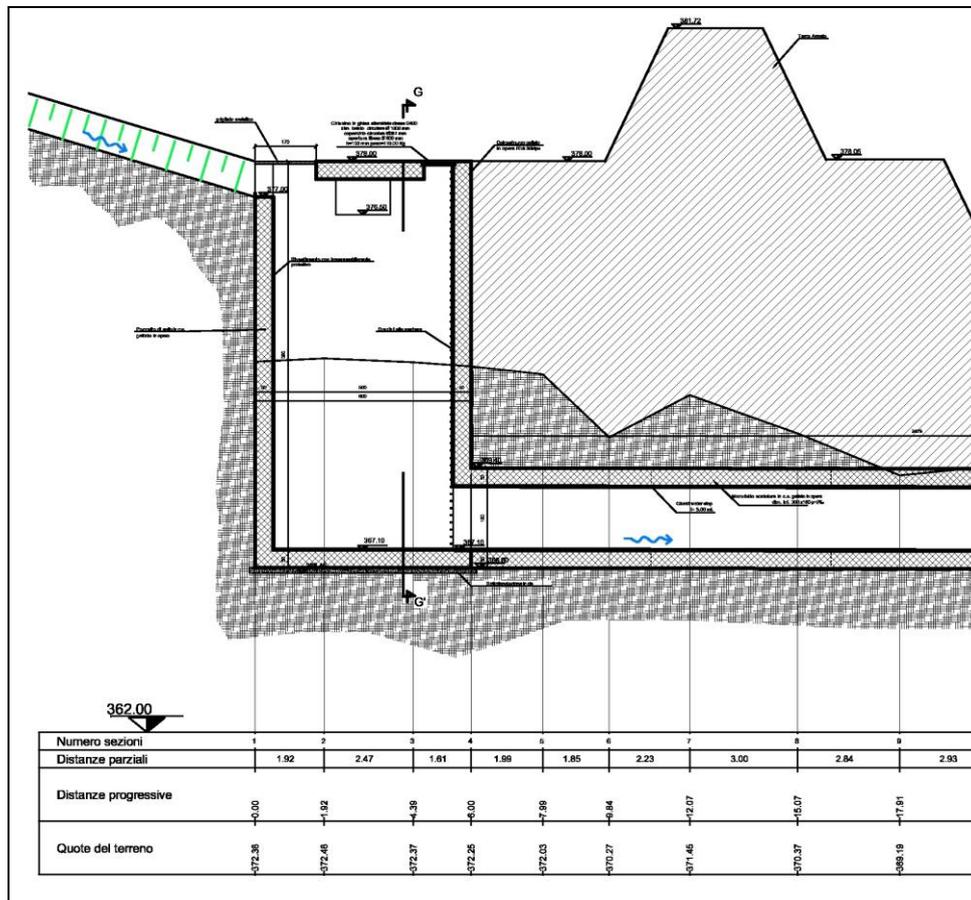


Figura 31 – Compluvio centrale – Vasca Vn0

Dalla vasca V_{n0} l'acqua viene veicolata verso il recettore finale attraverso un canale che verrà descritto nel paragrafo del compluvio nord

10.6.3 Sistema compluvio nord – Descrizione generale

Il sistema di drenaggio associato al compluvio nord è evidenziato in *Figura 32*

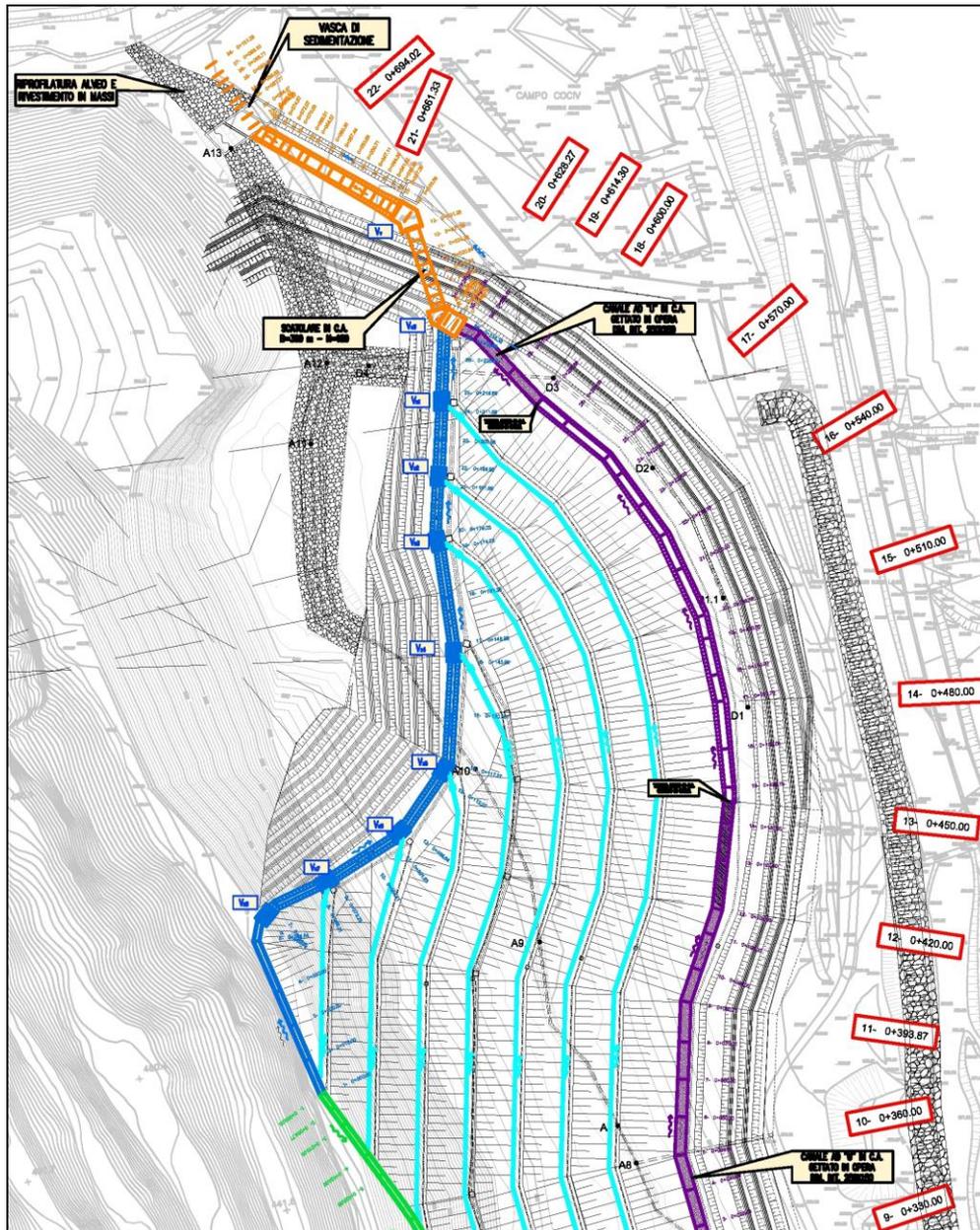


Figura 32 – Compluvio nord – Schema drenaggio

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51 01 E CV RG DP04 00 001_D00 Riqualfica ambientale Val Lemme	Foglio 72 di 97

Un sistema di canalette ad U in legname (in azzurro), collocate al piede di ogni scarpata, compresa fra una banca e l'altra, ha la funzione di drenare le acque piovane che insistono sull'abbancamento, nella porzione a sud del compluvio in oggetto; le canalette hanno base 50 cm ed altezza 35 cm. Il drenaggio avviene in direzione Sud-Nord, seguendo la pendenza delle banche. Immediatamente a monte dello scarico in compluvio centrale, è prevista una vaschetta di sedimentazione in legname e pietrame, a base quadrata di lato 100 cm.

Un fosso di guardia in legname e pietrame, rappresentato in Figura 32 in blu, posto immediatamente a monte dell'abbancamento, al suo estremo ovest, drena, per la porzione che su di esso insiste, i contributi di ruscellamento provenienti dal versante, prima che raggiungano l'abbancamento.

Esso è realizzato secondo le tecniche di ingegneria naturalistica.

Il fosso è lungo circa 50 m ed ha sezione trapezia, con base minore 100 cm, base maggiore 200 cm, altezza 100 cm e pendenza sponde 2/1. Il fosso affluisce nella vasca V_n8, da cui diparte il compluvio nord (in blu).

Tale compluvio discende lungo l'estremo nord dell'abbancamento, seguendone l'andamento e raccoglie le acque provenienti dalle canalette.

In corrispondenza di ogni banca è presente una vasca, in c.a. gettata in opera con rivestimento in massi, che assume funzione di vasca di salto, al fine di ridurre la pendenza della porzione di canale a valle di esso, e di sedimentazione.

Le vasche, dalla V_n1 alla V_n8 (Figura 33, Figura 34), hanno dimensione interna 300 cm x 400 cm (esterne 400x500). Il salto coperto all'interno della vasca varia tra 52 e 140 cm.

Le vasche sono più profonde di 50 cm rispetto al fondo fosso in uscita, al fine di ottenere un volume di sedimentazione.

A fine linea l'acqua affluisce nella vasca di salto Vn0.

CARPENTERIA - PIANTA

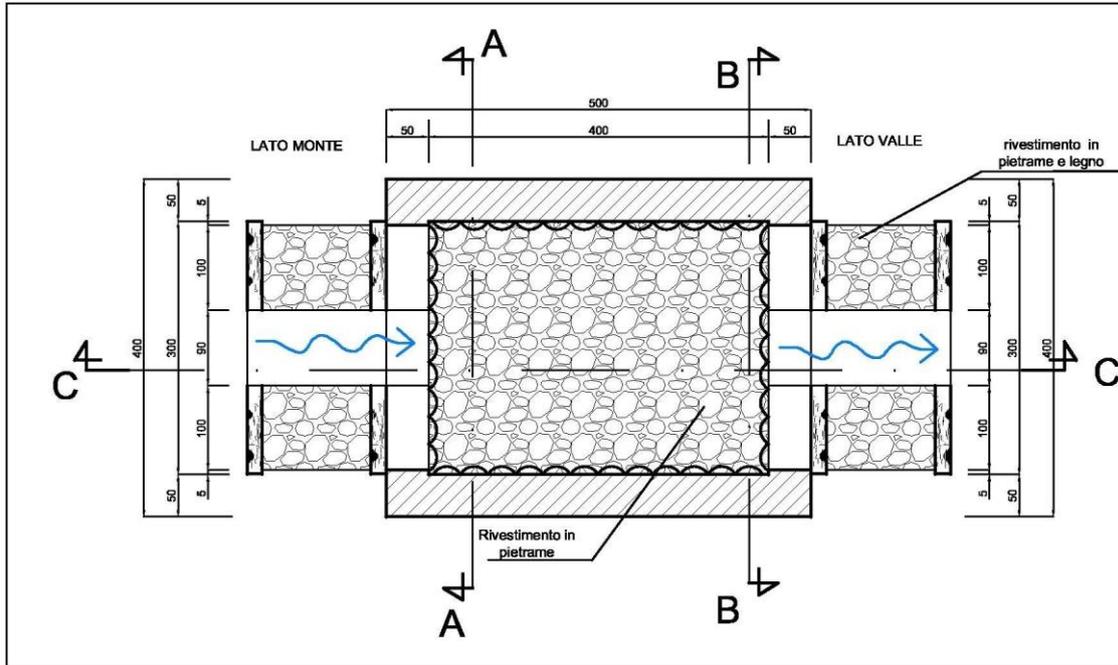


Figura 33 – Compluvio nord – Vasche tipo Vn1-Vn8 - pianta

CARPENTERIA - SEZIONE C-C

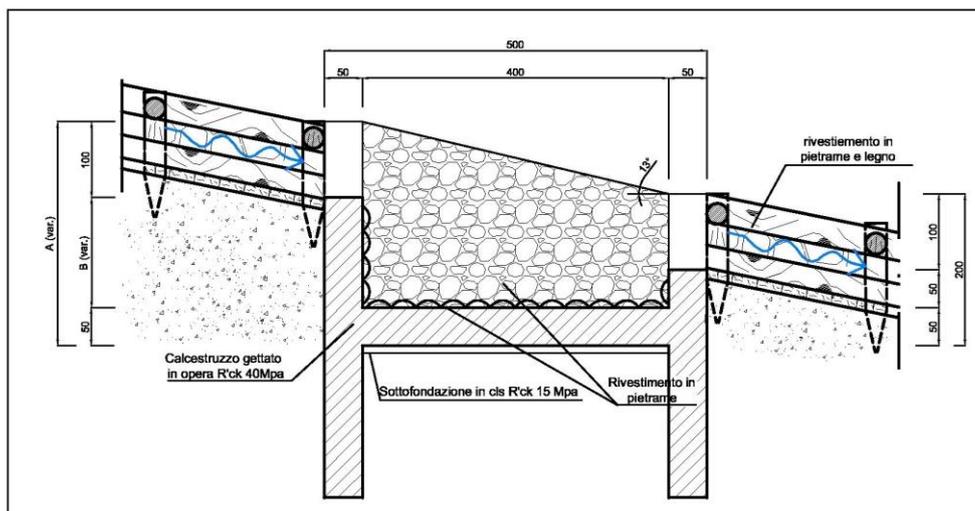


Figura 34 – Compluvio nord – Vasche tipo Vn1-Vn8 - sezione

I canali di collegamento fra le vasche dalla V_{n8} alla V_{n0} sono realizzati in legname e pietrame ed hanno sezione trapezia con base minore 90 cm, base maggiore 290 cm, altezza 100 cm e pendenza sponde 1/1.

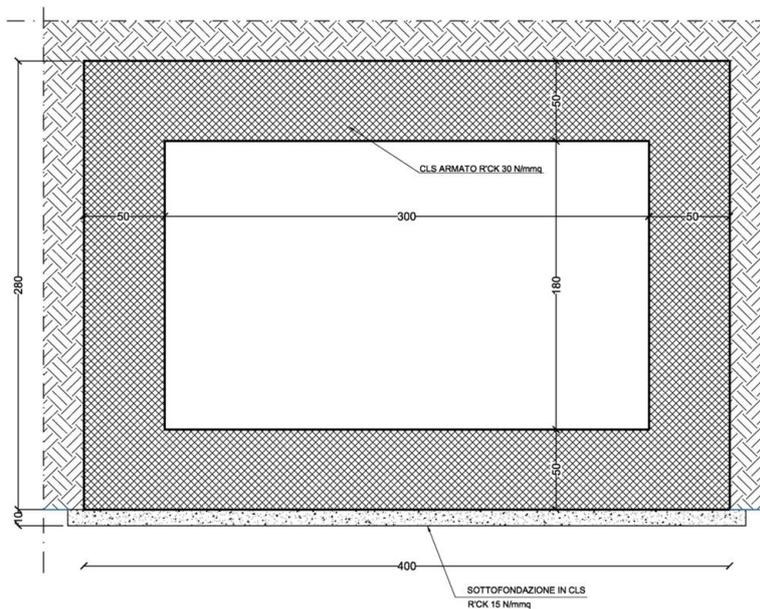


Figura 37 – Compluvio nord – Canale in c.a. gettato in opera

Dalla vasca V_v parte un canale rivestito in massi cementati che si sviluppa per 43 m circa con sezione trapezia, avente base minore 300 cm, base maggiore minima 460 cm, altezza minima 160 cm, pendenza sponde 2/1; l'altezza è variabile in funzione della posizione del fondo rispetto al p.c.

Tale canale entra nella vasca di sedimentazione finale (Figura 38, Figura 39, Figura 40), dalla quale spicca il canale terminale, rivestito in massi cementati, di scarico verso il recettore finale, Torrente Lemme. La vasca trattiene l'ultimo contributo di materiale in sospensione, al netto delle quantità di materiale in trasporto solido già intrappolate dal ridondante sistema di sedimentazione delle vasche di monte, al fine di garantire che lo scarico in t. Lemme sia privo di torbidità prodotta dal materiale dell'abbancamento.

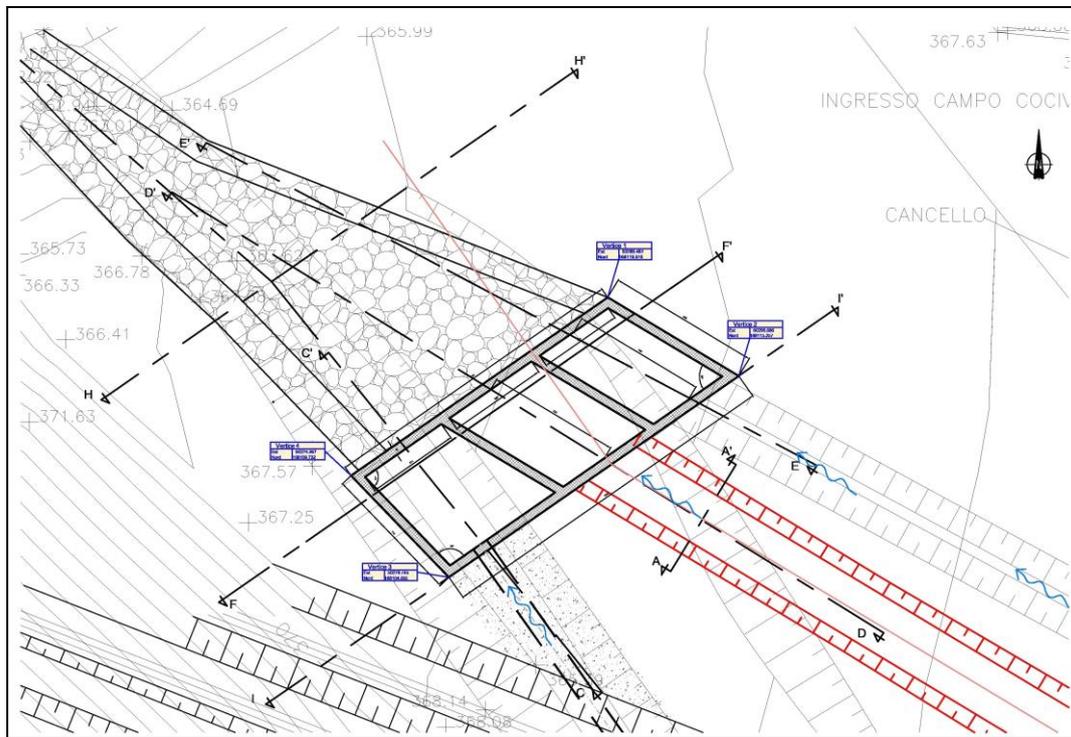


Figura 38 – Compiuvio nord – Vasca di sedimentazione -

Prospetto I-I' (monte)

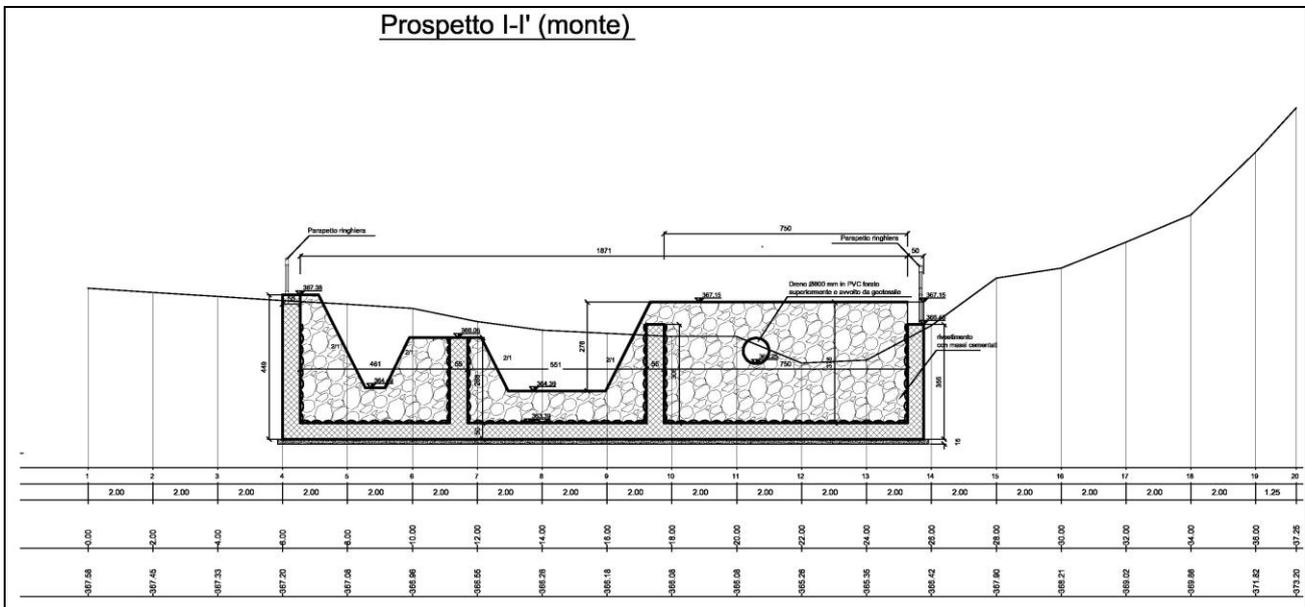
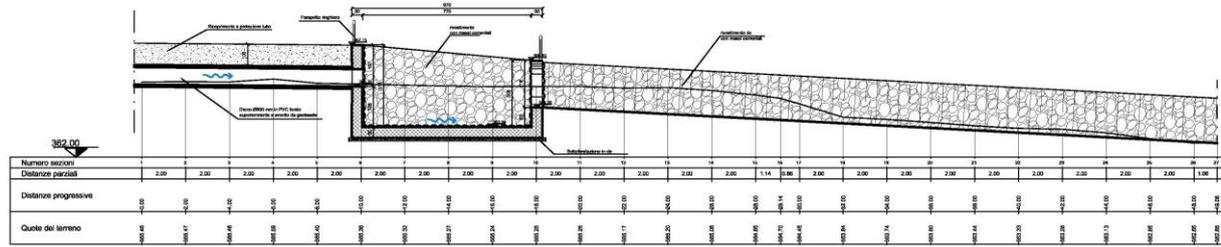


Figura 39 – Compiuvio nord – Vasca di sedimentazione - sezione

Sezione C-C'



Sezione D-D'

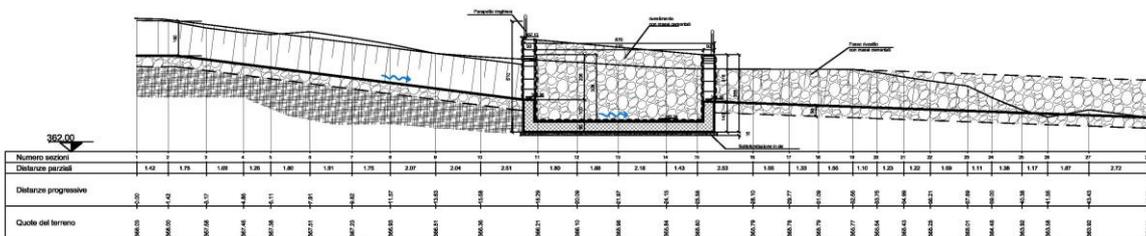


Figura 40 – Compluvio nord – Vasca di sedimentazione - sezione

10.6.4 Sistema compluvio sud – Descrizione generale

Il sistema di drenaggio associato al compluvio sud è evidenziato in Figura 41.

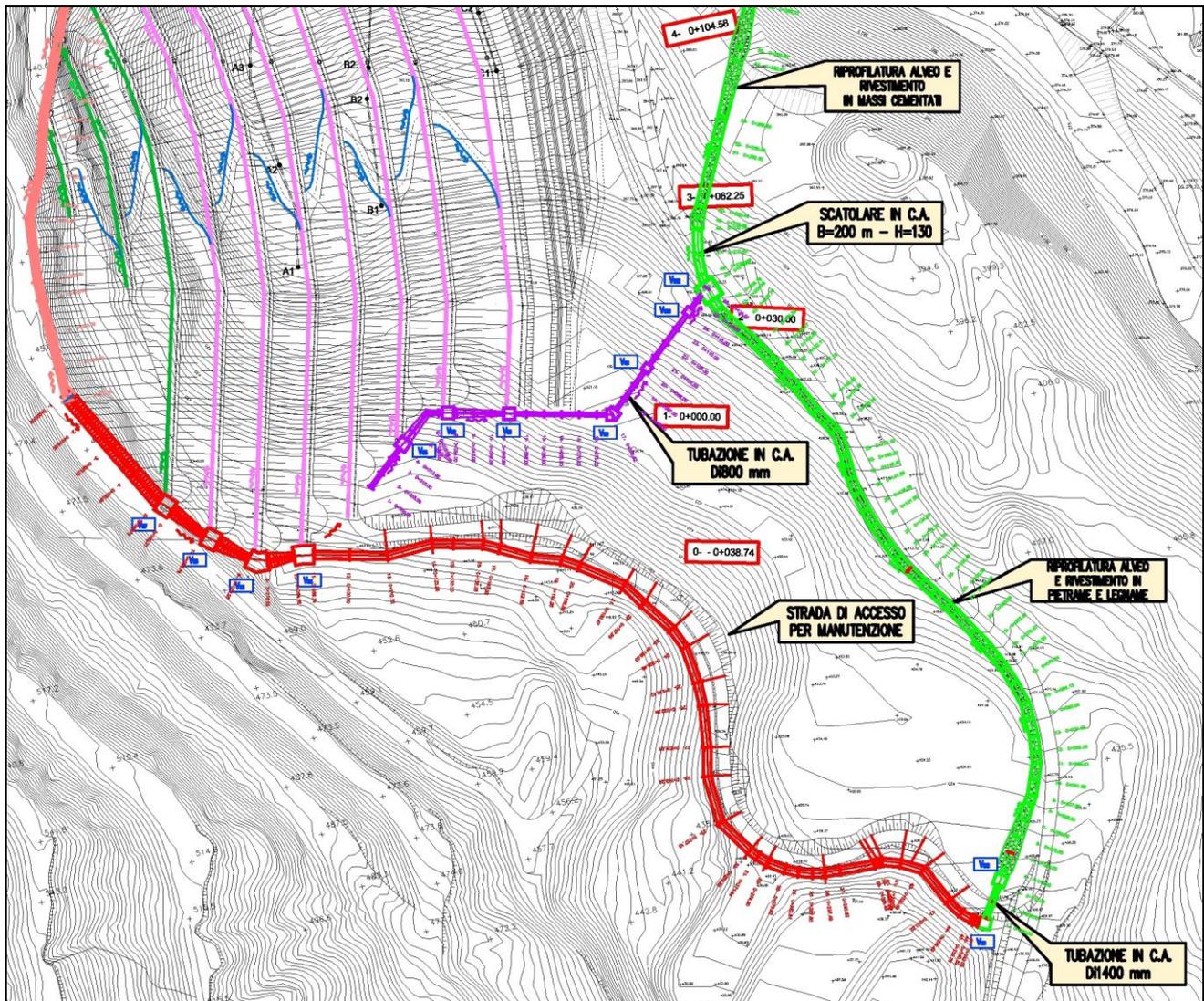


Figura 41 – Compluvio sud– Schema drenaggio

Il fosso di guardia rappresentato in rosso, posto immediatamente a monte dell'abbancamento, al suo estremo sud-ovest, drena, per la porzione che su di esso insiste, i contributi di ruscellamento provenienti dal versante, prima che raggiungano l'abbancamento.

Esso è realizzato in legname e pietrame, secondo le tecniche di ingegneria naturalistica.

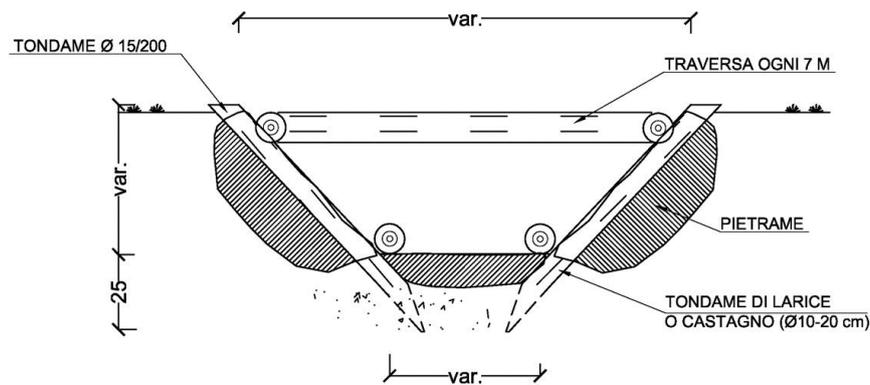


Figura 42 – Canale in legname pietrame

Il fosso è lungo circa 40 m ed ha sezione trapezia, con base minore 100 cm, base maggiore 400 cm, altezza 150 cm e pendenza sponde 1/1.

Il fosso affluisce nella vasca Vs7, da cui si diparte un canale discendente lungo il versante che si sviluppa in tre salti, fino alla vasca Vs4 (in rosso).

Tale canale segue l'andamento dell'abbancamento, lungo il suo estremo sud, tra le banche 7 e 4.

In corrispondenza di ogni banca è presente una vasca, in c.a. gettata in opera e rivestita in massi, che assume funzione di pozzetto di salto, al fine di ridurre la pendenza della porzione di canale a valle di esso e la velocità della corrente, oltre a consentire la sedimentazione al suo interno.

Le vasche Vs7, Vs6, Vs5 e Vs4 hanno larghezza interna 500 cm (esterna 600) e lunghezza variabile. Il salto coperto all'interno dei pozzetti varia tra 130 e 250 cm.

Le vasche sono più profonde di 50 cm rispetto al fondo fosso in uscita, al fine di ottenere un volume di sedimentazione.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collocamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51 01 E CV RG DP04 00 001_D00 Riqualfica ambientale Val Lemme
	Foglio 81 di 97

Il canale in entrata da Vs7 ha base minore 100 cm, base maggiore 440 cm, altezza 170 cm e pendenza sponde 1/1. Il canale in uscita da Vs7 ha base minore 100 cm, base maggiore 400 cm, altezza 300 cm e pendenza sponde 2/1.

Il canale in uscita da Vs5 e Vs6 hanno base minore 100 cm, base maggiore 450 cm, altezza 350 cm e pendenza sponde 2/1.

I canali in entrata in Vs6, Vs5 e Vs4 hanno base minore 100 cm, base maggiore 200 cm, altezza 100 cm e pendenza sponde 2/1.

Dalla vasca Vs4, si diparte un canale a U in c.a. (in blu), rivestito in pietra, largo alla base 180 cm e con altezza variabile.

Il canale si sviluppa, per 252 m, lungo il lato di monte della strada di accesso per manutenzione e raccoglie le acque di versante che su di esso insistono, e termina nel pozzetto in c.a. Vs8, avente dimensioni interne 300 cm x 300 cm.

Dal pozzetto Vs8, una tubazione Di1400 in c.a.v. (in viola) sottopassa la viabilità e conduce le acque nel pozzetto Vs11, avente le stesse caratteristiche del pozzetto Vs8.

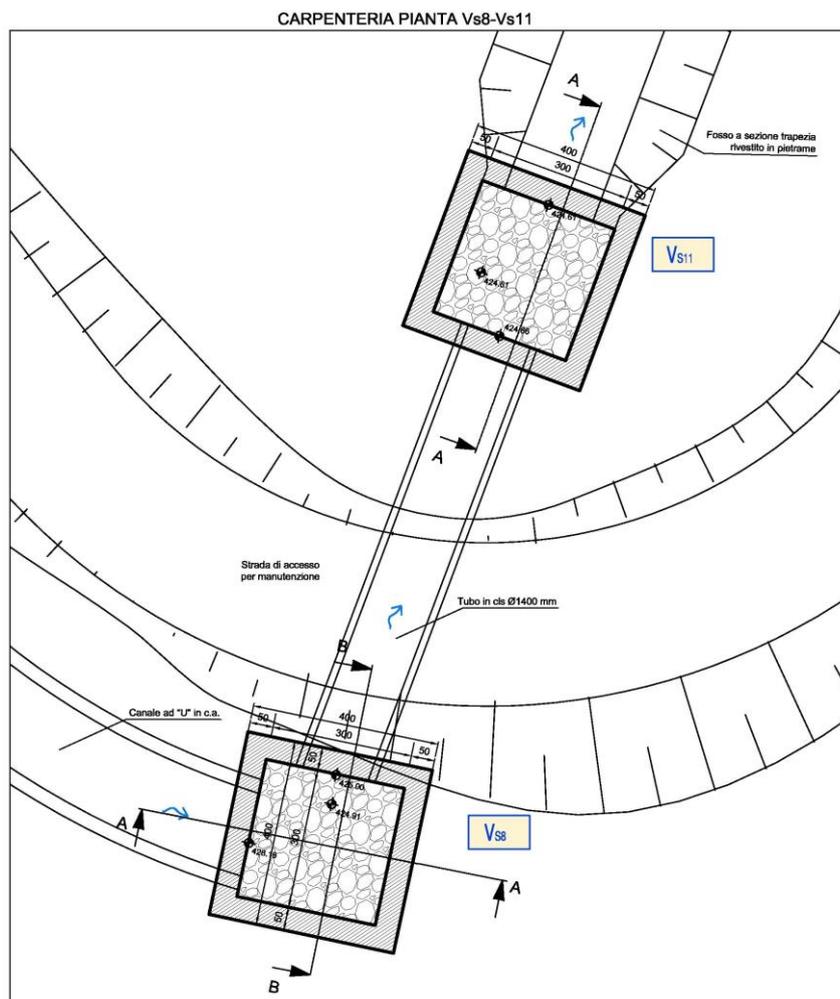


Figura 45 – Sistema compluvio sud – Pozzetti VS8-VS11 - Pianta

CARPENTERIA Vs8

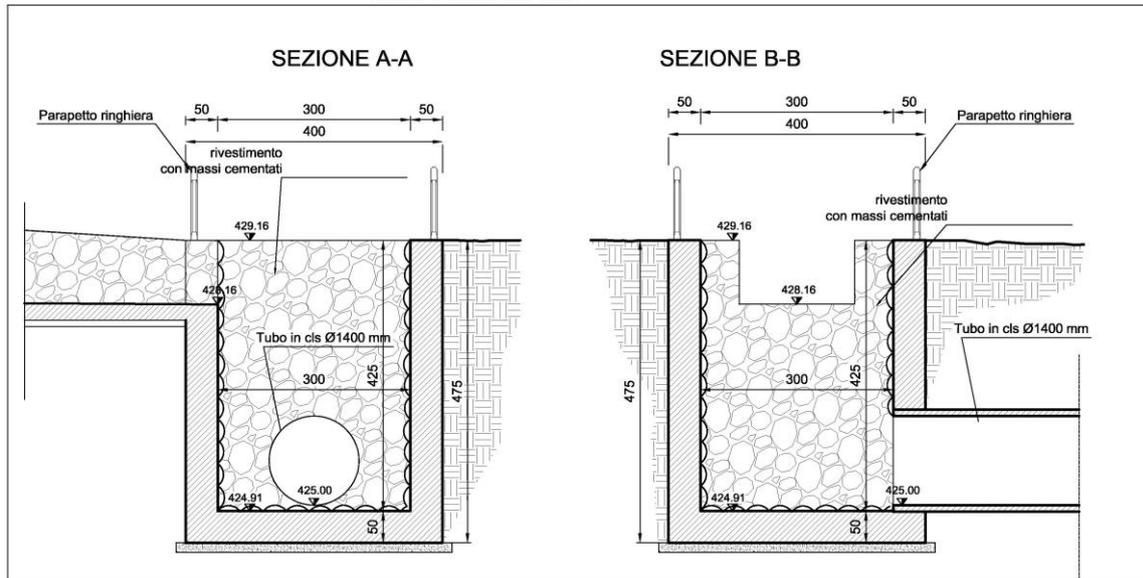


Figura 46 – Sistema compluvio sud – Pozzetti VS8-VS11 - Sezione

Dal pozzetto Vs8 e fino al pozzetto Vs12, si sviluppa un canale in legname e pietrame avente sezione variabile, con sezione minima di base minore 200 cm, base maggiore 300 cm, altezza 100 cm e pendenza sponde 2/1.

Separatamente da questa linea di drenaggio, se ne sviluppa un'altra che raccoglie le acque meteoriche ruscellanti al di sotto della banca 3, fra il rilevato della viabilità di servizio e l'abbancamento (in magenta).

Il tratto di monte è costituito da un canale che segue l'andamento del deposito, lungo il suo estremo sud, tra le banche 3 e 0. In corrispondenza di ogni banca è presente una vasca in c.a., che assume funzione di pozzetto di salto, al fine di ridurre la pendenza della porzione di canale a valle di esso, e di consentire la sedimentazione.

Le vasche Vs3, Vs2 e Vs1 hanno forma quadrata in pianta, con larghezza interna 300 cm (esterna 400). Il salto coperto all'interno dei pozzetti Vs3 e Vs2 è pari a 150 cm.

Le vasche sono più profonde di 50 cm rispetto al fondo fosso in uscita, al fine di ottenere un volume di sedimentazione.

I canali di collegamento fra i pozzetti sono realizzati in legname e pietrame ed hanno sezione trapezia: i canali in entrata ai pozzetti hanno base minore 50 cm, base maggiore 120 cm, altezza 70 cm e pendenza sponde 2/1; i canali in uscita da Vs3 e Vs2 hanno base minore 50 cm, base maggiore 270 cm, altezza 220 cm e pendenza sponde 2/1. Dal pozzetto di salto Vs1 si sviluppa una tubazione Di800 in c.a.v. che affluisce nella vasca Vs12 (in magenta tratteggiato), a base quadrata 500 cm x 500 cm, a raccogliere le acque provenienti dal canale proveniente da Sud e dalla tubazione Di800, da Ovest.

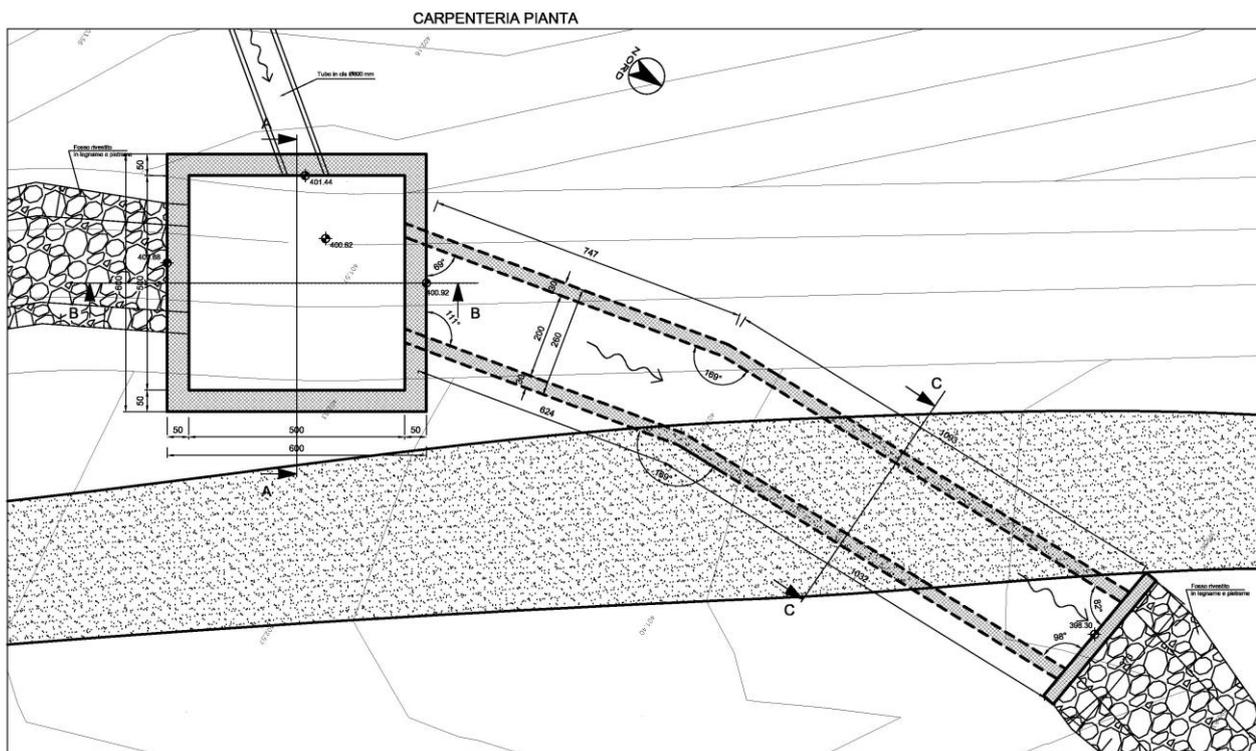
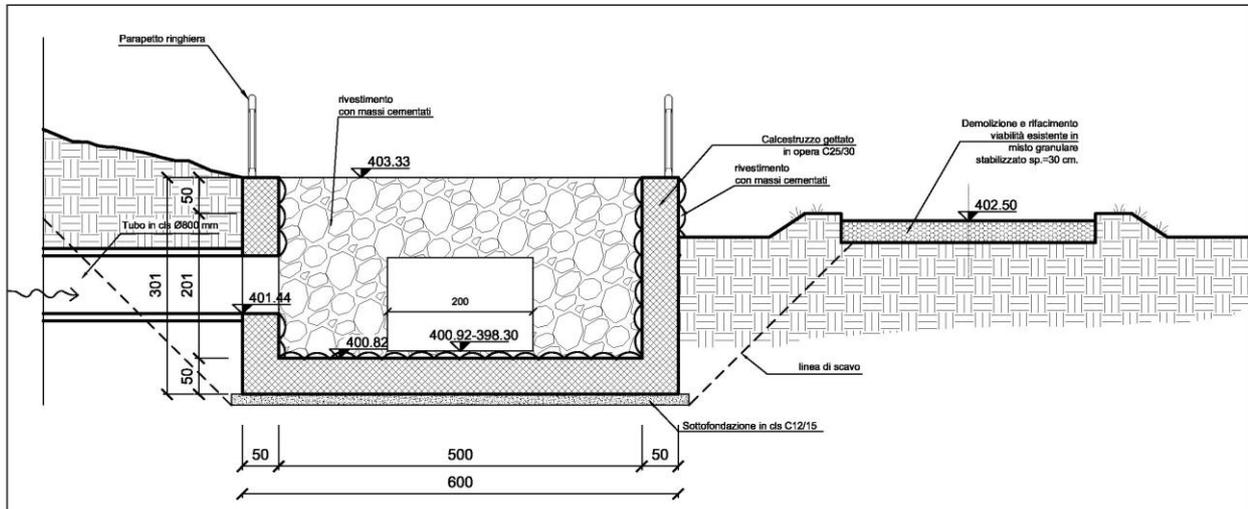


Figura 49 – Sistema pluviario sud – Vasca Vs12 - pianta

SEZIONE A-A-scala 1:50



SEZIONE B-B-scala 1:50

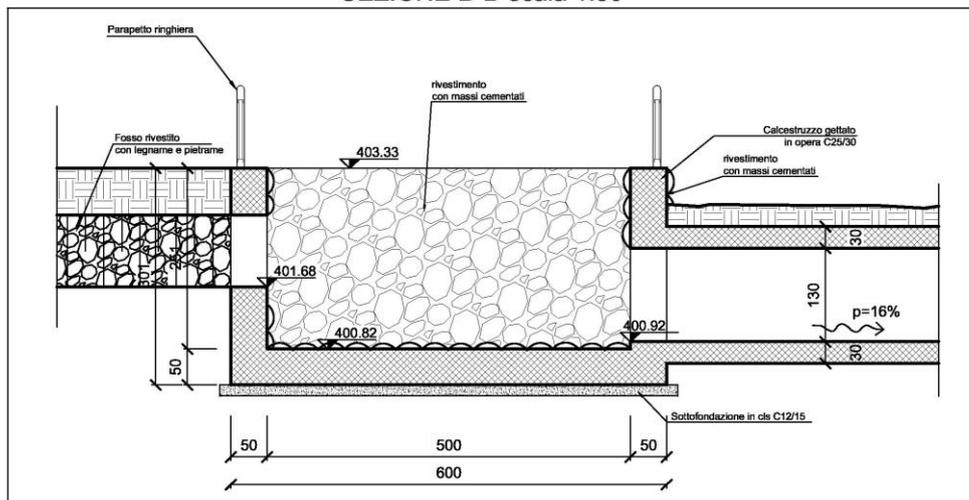


Figura 50 – Sistema compluvio sud – Vasca Vs12 - sezioni

Da esso un manufatto scatolare in c.a., con base 200 cm ed altezza 130 cm (in marrone), si sviluppa per circa 16 m al di sotto della viabilità esistente, fino a scaricare in golenia sinistra del Torrente Lemme con un canale trapezoidale (in azzurro), rivestito in massi cementati, di lunghezza pari a circa 94 m. La sezione corrente minima ha base minore 200 cm, base maggiore 300 cm, altezza 100 cm e pendenza sponde 2/1.

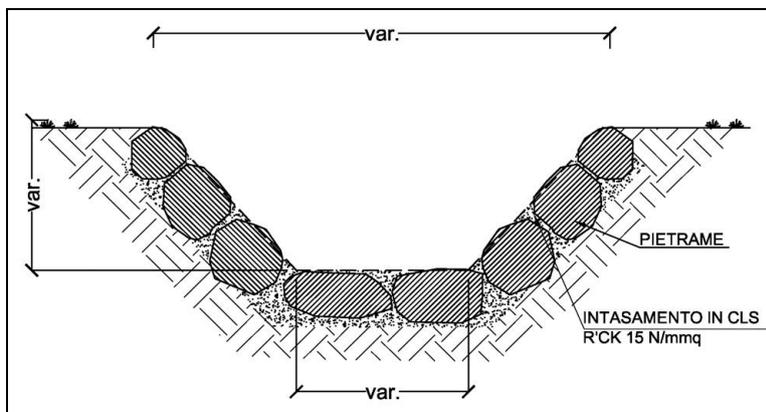


Figura 51 – Sistema compluvio sud – Sezione in massi cementati

10.7 Interventi strutturali sul t. Lemme

La scogliera in massi prevista in sponda sinistra al t. Lemme a protezione dell'abbancamento di progetto, per il tratto ad esterno curva in maggiore prossimità al deposito, va a rivestire la sponda sinistra per uno sviluppo complessivo di circa 410 m e piegare alle due estremità, ad immorsarsi nel versante esistente. Il tracciato planimetrico è riportato nella seguente Figura 52.

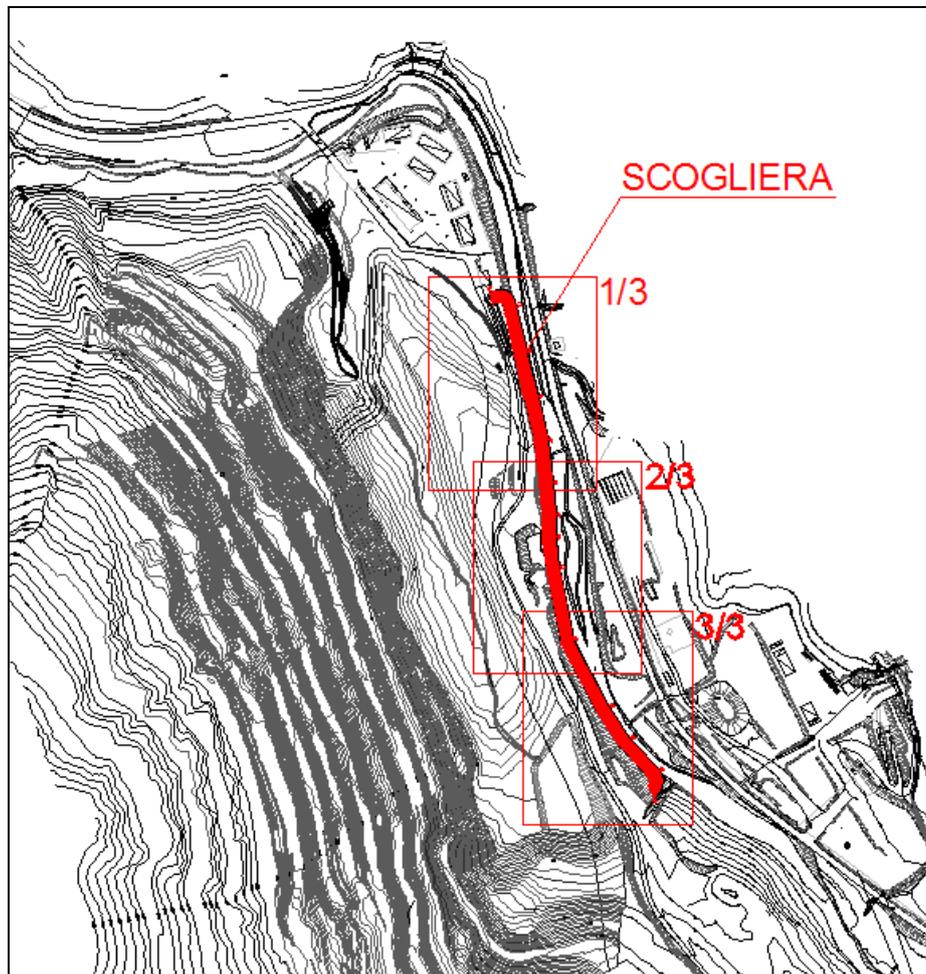


Figura 52 – Scogliera. Tracciato di progetto

La sezione tipo prevista, riportata nella seguente Figura 53, è conforme al Manuale di Ingegneria naturalistica della Regione Piemonte 'Interventi di sistemazione del territorio con tecniche di Ingegneria Naturalistica' del 2003. La fondazione e parte dell'elevazione, al di sotto del fondo alveo, sono realizzati in massi cementati con calcestruzzo C20/25, mentre la parte restante dell'elevazione, fuori terra, è costituita da massi intasati in terra agraria al fine di favorire l'attecchimento di essenze autoctone. La fondazione della scogliera è immorsata 1 m sotto il fondo alveo, in accordo con le verifiche di scalzamento riportate nella relazione idraulica.

Le scogliere saranno integralmente fasciate mediante teli geotessili ottenuti tramite agugliatura a fibra lunga (≥ 60 mm) di polipropilene puro:

- ❑ peso 400 g/mq;
- ❑ resistenza a trazione media ≥ 18 KN/m;
- ❑ sovrapposizione dei teli minima 10 cm.

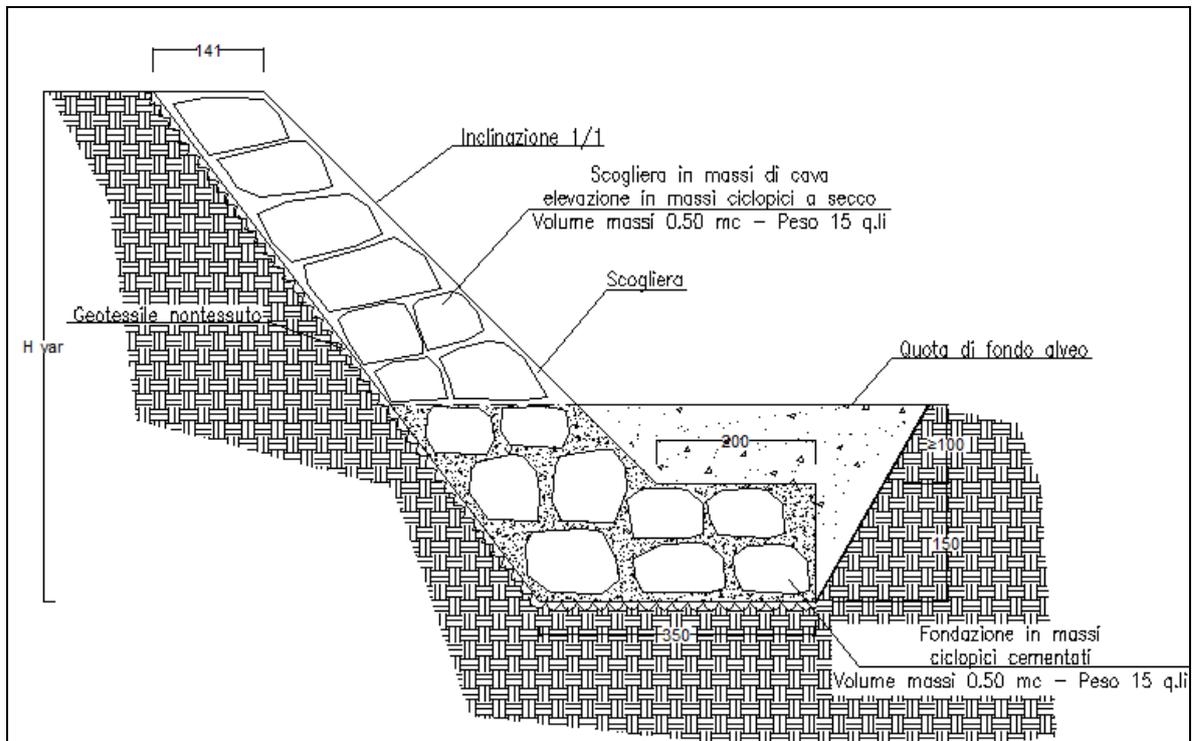


Figura 53 – Scogliera. Sezione tipo

10.8 Opere di protezione contro la caduta massi

Immediatamente a valle delle pareti rocciose e al di sotto di un'area ove sono stati previsti fenomeni di toppling, è prevista la realizzazione di una vasca di accumulo in grado di garantire la sicurezza a valle della stessa qualora si manifestassero fenomeni di frana.

Si riporta nella figura seguente l'indicazione dell'estensione dell'area interessata dalla realizzazione della vasca di accumulo.

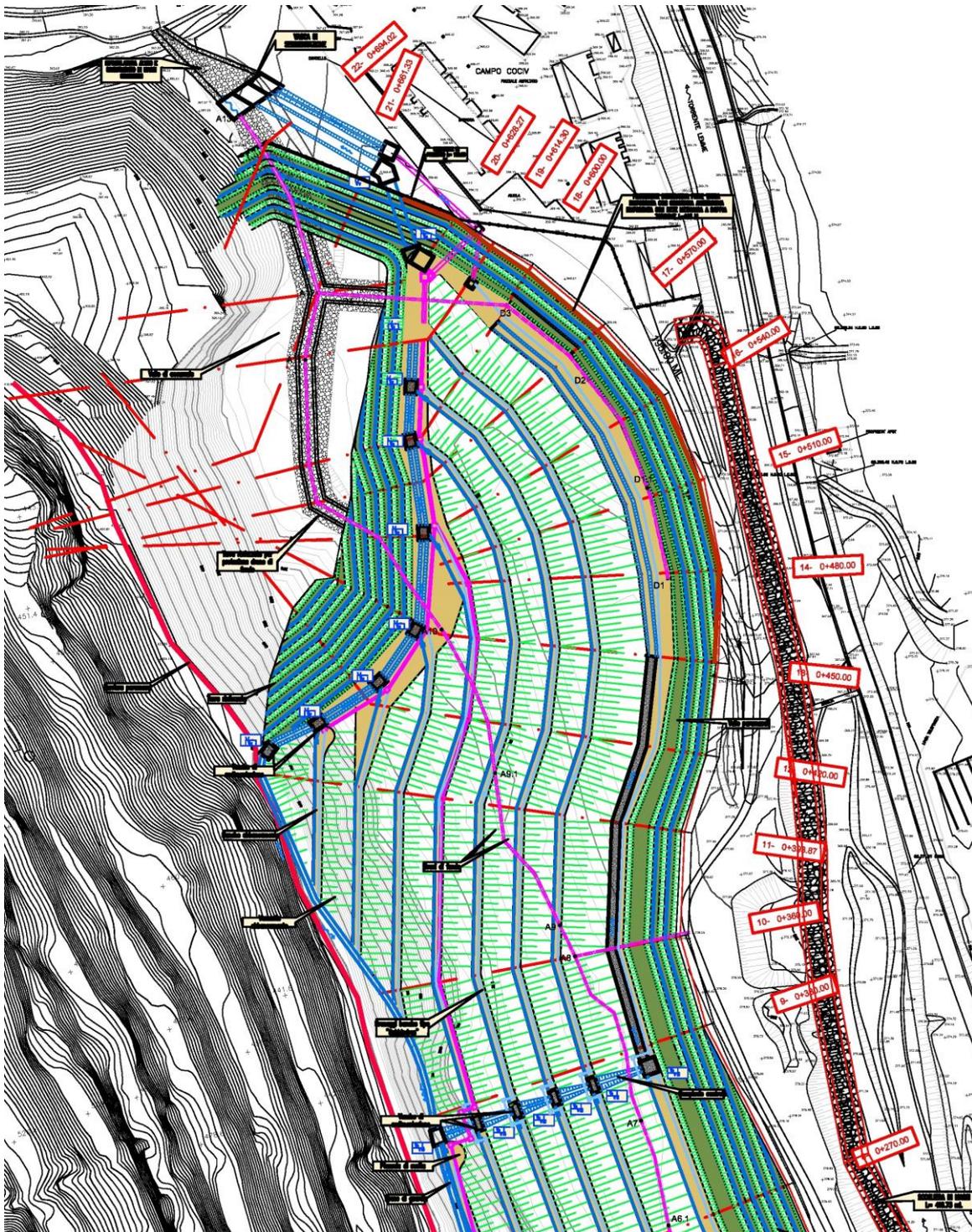


Figura 54 - Planimetria con ubicazione della vasca di accumulo

Si prevede di gradonare e di armare la scarpata di valle della vasca di accumulo al fine di contenere le spinte del materiale di smarino. La profondità della vasca è di circa 20 m e la sua capacità di accumulo è di circa 110.000 m³, in grado di contenere le volumetrie della frana planare in roccia e

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51 01 E CV RG DP04 00 001_D00 Riqualfica ambientale Val Lemme
	Foglio 90 di 97

della zona caratterizzata da fenomeni con toppling diffuso. Nella figura seguente si riporta uno schema tipologico della vasca di accumulo.

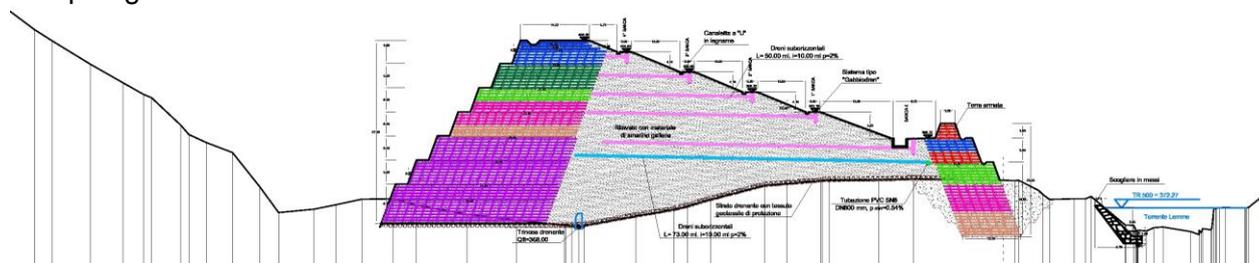


Figura 55 - Schema tipologico della vasca di accumulo

L'adozione del rilevato paramassi a valle del materiale di riempimento e della vasca di contenimento a valle delle pareti rocciose è pertanto una soluzione in grado di ridurre al minimo il rischio legato all'evoluzione di fenomeni franosi anche di notevole entità

La sicurezza nel corso della costruzione è garantita dalla messa in opera di:

- Reti paramassi ad alto assorbimento di energia.
- Disgaggio pesante di blocchi instabili (circa 1600 m³)
- Disgaggio leggero di settori con presenza di massi instabili (volume generalmente inferiore ad 1 m³).

In particolare, una prima rete, di estensione pari a 490m per un'altezza di 5m, sarà installata su una berma a quota 420 m s.l.m.; una seconda rete, di estensione pari a 242 m per un'altezza di 4m, sarà installata su una berma a quota 455m s.l.m. circa; infine una terza rete, di estensione pari a 195 m ed un'altezza di 5m, sarà installata a quota 545 m s.l.m. Per la disposizione planimetrica e per i particolari di installazione di tali reti si rimanda all'elaborato specifico.

È inoltre prevista la posa in opera di prismi ottici per il monitoraggio di alcuni blocchi. Nel corso del presente lavoro sono stati posizionati 7 miniprismi per il monitoraggio della frana n. 1.

Si riportano le specifiche tecniche delle barriere previste.

Le barriere paramassi saranno del tipo ad elevato assorbimento di energia, deformabile, prodotta in regime di qualità ISO 9001 e in possesso di BTE (Benestare Tecnico europeo) e di marchio CE, certificata, a seguito di prove in vera grandezza "crash test", secondo le modalità di prova indicate dalla Linea Guida Europea ETAG 027.

Le barriere sono di classe 5 (cinque) con assorbimento di energia non inferiore a 2.000 kJ.

Ogni barriera è sostanzialmente costituita da:

- Montanti in acciaio tubolare, HEA, HEB, IPE, dotati di cerniera ed elementi passafune, posti ad interasse compreso fra 7 e 13 m.
- Controventi di monte, di testa, funi longitudinali superiori e inferiori, funi di collegamento in funi di acciaio ad anima metallica con classe di resistenza non inferiore a 1770 N/mm² muniti di cappio, dispositivi dissipatori, grigli, manicotti di chiusura e relativa morsetteria a cavallotto.
- Fondazioni costituite da barre, micropali, ancoraggi in fune muniti di redancia e sistema di protezione anticorrosiva, dimensionate in base alle risultanze delle prove sperimentali.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51 01 E CV RG DP04 00 001_D00 Riqualfica ambientale Val Lemme
	Foglio 91 di 97

- Struttura di contenimento costituita da rete metallica con orditura a maglia quadra, esagonale, romboidale o ad anelli concatenati o altra configurazione, posti in opera tra le campate, uniti con idonei elementi di giunzione al fine di rendere omogenea tutta la struttura in caso di sollecitazione da impatto. Alla rete principale è sovrapposta una rete a maglia esagonale tipo 8x10 a doppia torsione con filo Ø mm 2,2.
- Dissipatori di energia realizzati con elementi tubolari, asole, freni o altri dispositivi, caratterizzati da modalità di funzionamento basato su sollecitazione o deformazione di materiali comunque idonei a non danneggiare le funi di acciaio.

La barriera è sostenuta in posizione dai soli montanti, dai controventi laterali e dai controventi monte.

La barriera paramassi deve rispettare le seguenti caratteristiche tecniche e prestazionali:

- superare n° 1 (una) prova di impatto con energia maggiore o uguale al 100% (M.E.L.: Maximum Energy Level) della classe nominale di resistenza, trattenendo il blocco di prova, senza rotture o danni sostanziali ai componenti principali del sistema;
- superare n° 2 (due) prove di impatto eseguite in successione, senza effettuare riparazioni, con energia maggiore o uguale ad 1/3 (S.E.L.: Service Energy Level) della classe nominale di resistenza, trattenendo il blocco di prova, senza danni sostanziali ai componenti principali del sistema.

Dovranno inoltre essere garantiti i seguenti requisiti:

- superare una prova di impatto con piccoli corpi di lancio (almeno 3 (tre)) con energia cinetica totale all'impatto non inferiore a 3,50 kJ al fine di verificare la resistenza alla perforazione della rete;
- l'altezza residua della barriera dopo le prove sopradescritte non deve essere inferiore al 70% dell'altezza nominale;
- la deformata massima nelle prove M.E.L. e S.E.L. non deve essere superiore a 5,50 metri;
- le prove "crash test", considerato anche quanto previsto dalle Linee Guida Europee ETAG 027, dovranno essere effettuate secondo le seguenti modalità e prescrizioni, i cui dati dovranno essere riportati nel certificato delle prove:
 - gli impatti durante i "crash test" devono avvenire per caduta libera del blocco di prova e senza interazioni dello stesso con il terreno o altri vincoli;
 - la velocità del blocco di prova non può essere inferiore a 25 m/s, rilevata mediante idonea strumentazione (attrezzatura video o apparecchiature similari)
 - la deformata massima dovrà essere rilevata durante la prova al momento della massima estensione della rete, mediante idonea strumentazione (attrezzatura video o altri sistemi equivalenti)
 - dovranno essere rilevati, mediante celle di carico, le forze agenti sulle fondazioni:

Tutti i materiali e/o componenti devono essere nuovi di fabbrica ed accompagnati da certificazione di origine e dichiarazioni di conformità, secondo le normative UNI EN 10025 o UNI EN 10219 (montanti in acciaio), UNI EN ISO 12385-4 (funi d'acciaio), UNI EN 10264-2 (zincatura funi).

La seguente documentazione dovrà essere preventivamente sottoposta per approvazione alla D.L.:

- BTE (Benestare Tecnico Europeo) completo in ogni sua parte, inclusi allegati;
- Certificato di Conformità CE;
- manuale di montaggio;

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51 01 E CV RG DP04 00 001_D00 Riqualfica ambientale Val Lemme
	Foglio 92 di 97

- manuale di manutenzione;
- relazione di calcolo delle fondazioni;
- certificato relativo alla prova di impatto con piccoli corpi di lancio, rilasciato da Laboratori o Istituti di Prova Ufficiali autorizzati secondo D.P.R. 380/2001 Art. 59 (Legge n.1086/1971 Art. 20).

Il certificato dovrà comprendere una specifica dichiarazione relativa al corretto funzionamento della barriera e dovrà essere privo di condizioni e/o riserve.

10.9 Accesso al deposito e viabilità

Il progetto prevede la realizzazione di una viabilità sud di accesso al deposito, fiancheggiata lateralmente lato monte da una canale ad U in c.a. rivestita in massi per le parti esposte, in grado di raccogliere i contributi delle acque meteoriche provenienti dal fronte di cava.

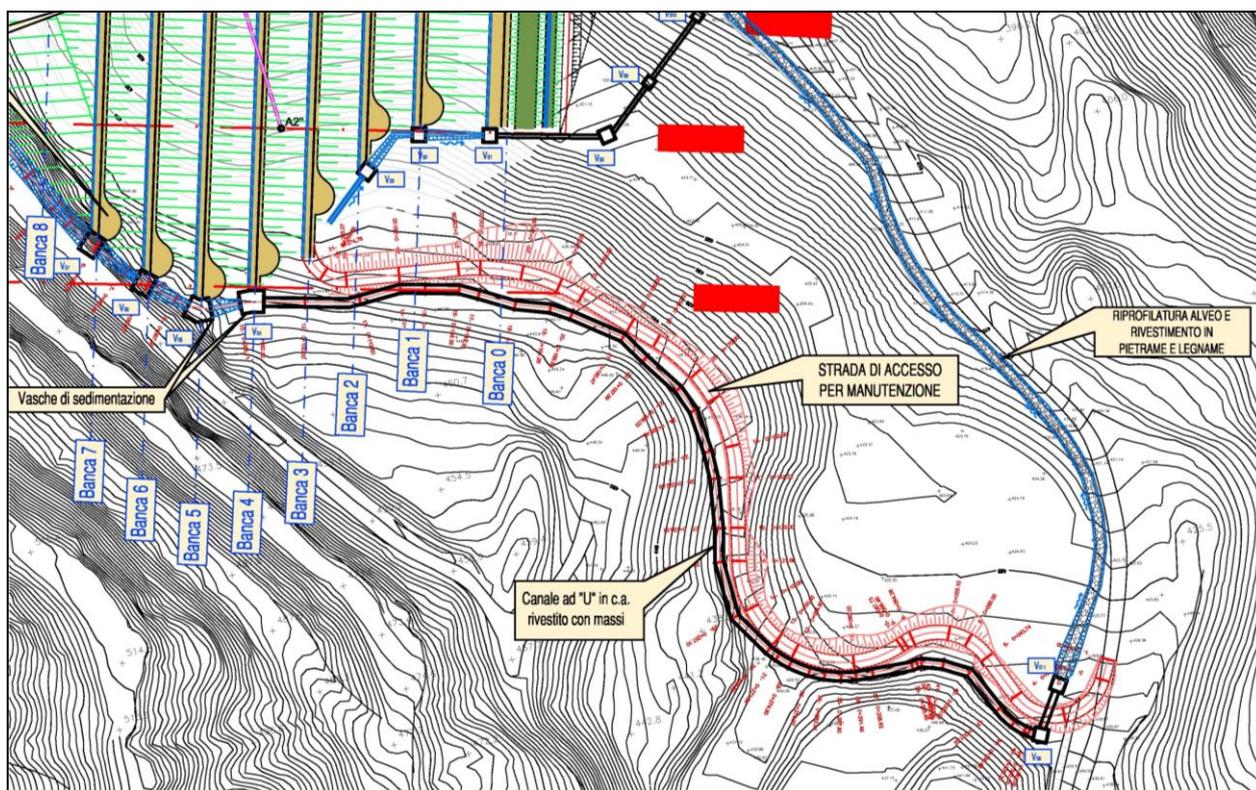


Figura 56 – Viabilità di accesso abbancamento – Planimetria

La strada di accesso, di larghezza 3.50 m con 2 arginelli laterali di larghezza 50 cm, è costituita da un pacchetto di pavimentazione in misto granulare stabilizzato avente spessore 30 cm e geotessile del peso di 200-300 gr/mq a contatto col terreno in posto.

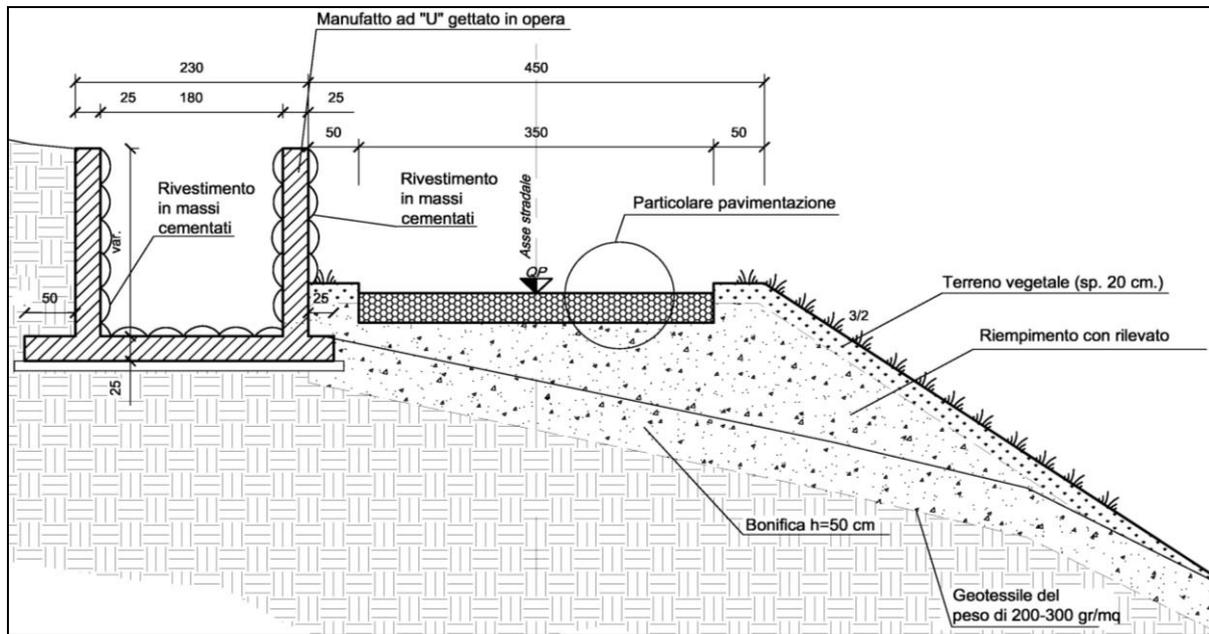


Figura 57 – Viabilità di accesso abbancamento – Sezione tipo

La viabilità di accesso all'abbancamento si innesta sulla banca 3, per poi consentire, tramite la pista a tornanti, di raggiungere tutte le restanti banche del deposito. La pista a tornanti ha larghezza 3 m ed il pacchetto di pavimentazione è costituito da misto granulare stabilizzato di spessore 30 cm con sottostante geotessile del peso di 400 g/mq. Al termine di ciascuna berma, una piazzola di svolta consente la percorrenza delle banche in entrambe le direzioni. La percorribilità delle banche, in corrispondenza delle vasche dei compluvi principali, è garantita dalla copertura delle vasche stesse con un grigliato metallico tipo orso grill, sorretto da profilati metallici rimovibili in caso di manutenzione.

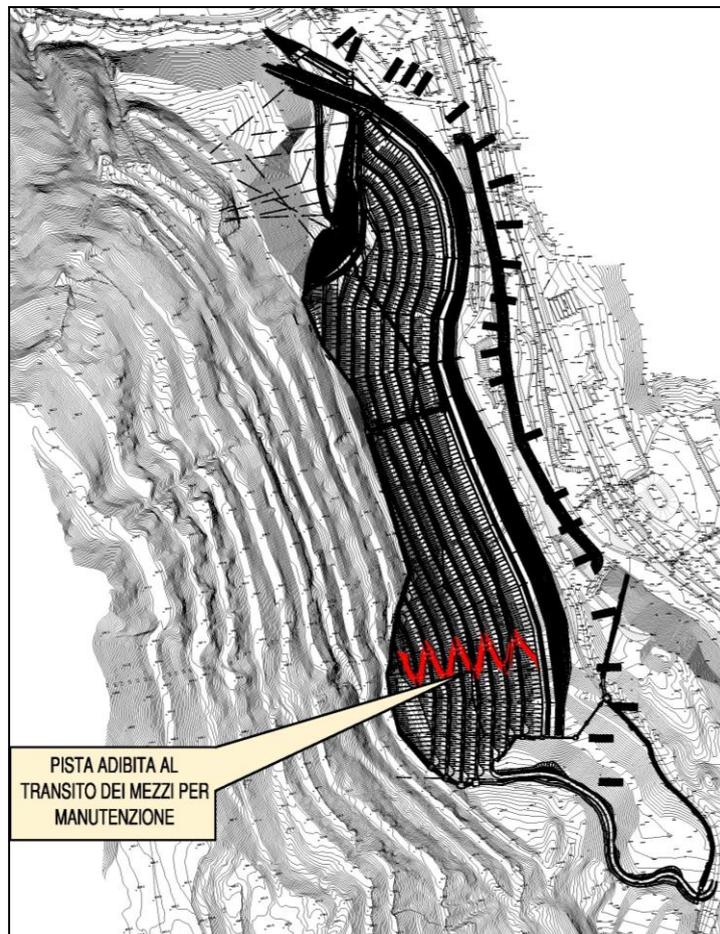


Figura 58 – Viabilità pista lungo le banche – Planimetria

La continuità di deflusso delle canalette ad U in legname lungo le banche è permessa, in corrispondenza della pista a tornanti, da brevi tratti di canali ad U in c.a. con griglia carrabile superiore. I tagli della pista a tornanti sul profilo di abbancamento sono consentiti da un'opera di sostegno costituita da una doppia palificata di muretti in legname e pietrame, rinverdita con talee, di larghezza di 1,20 m.

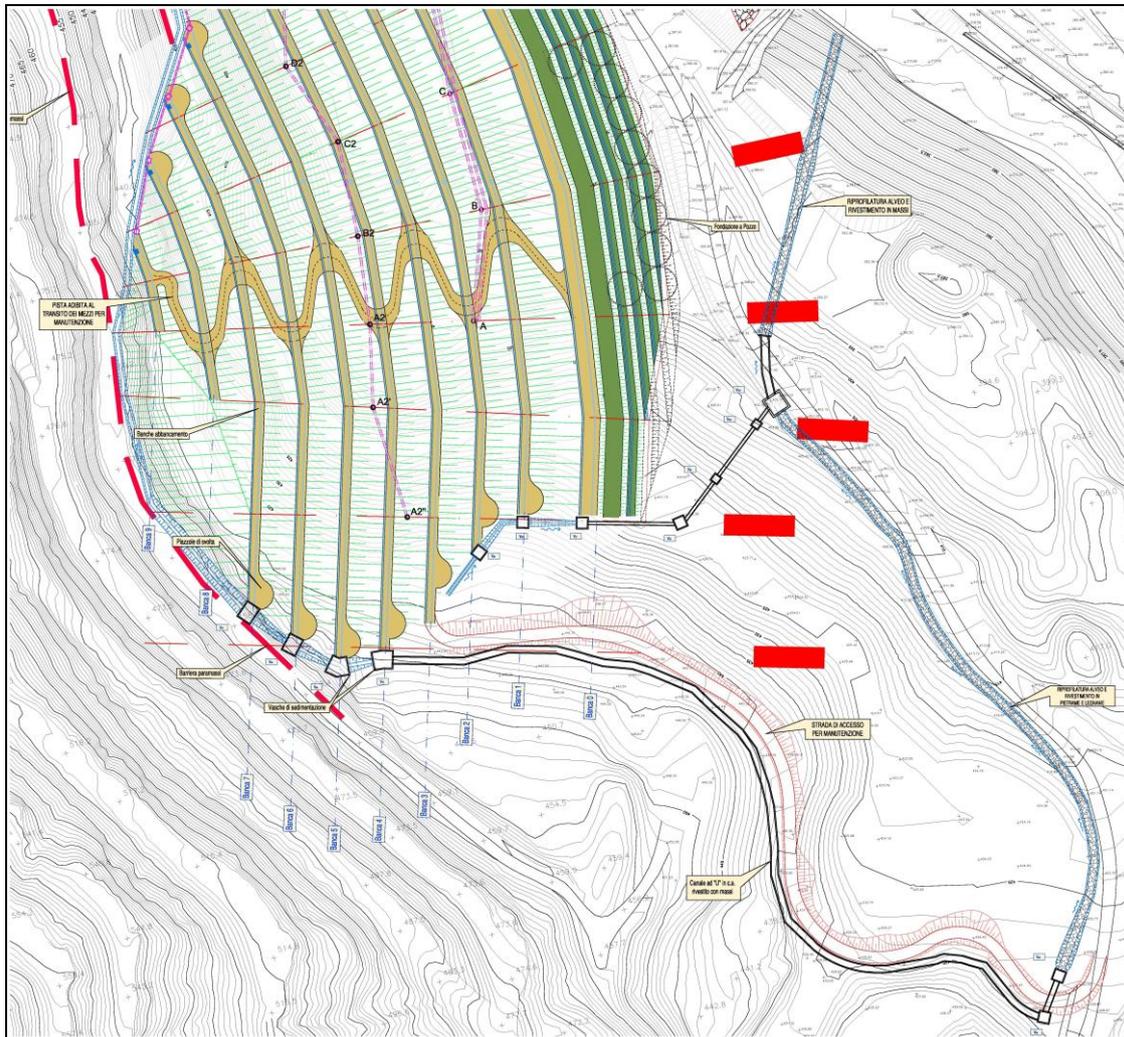


Figura 59 – Viabilità pista lungo le banche – Planimetria

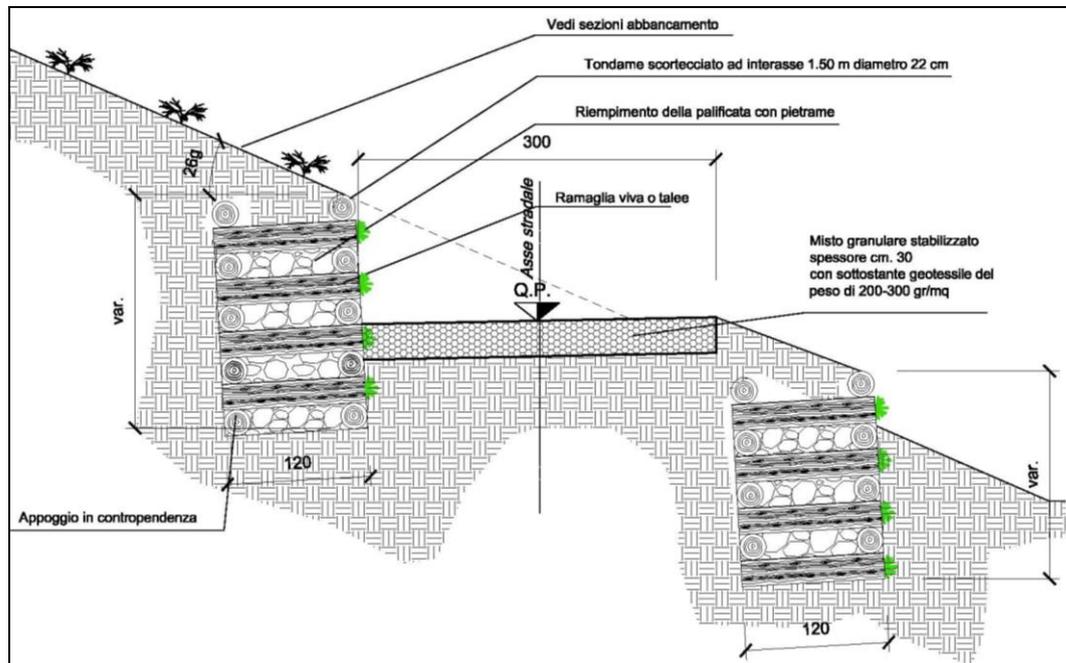


Figura 60 – Viabilità pista lungo le banche – Sezione tipo

10.10 Monitoraggi e manutenzioni

Il monitoraggio strutturale del deposito avviene mediante installazione di piezometri e inclinometri; tali strumenti consentono di verificare rispettivamente:

- l'eventuale presenza di acqua (permettendo la misura delle pressioni neutre);
- i movimenti laterali nel tempo.

Complessivamente si prevede l'installazione di 3 piezometri e 3 inclinometri distribuiti sul corpo del deposito; tali punti di monitoraggio verranno posizionati durante la fase di abbancamento nelle porzioni ultimate, in modo tale da poter effettuare delle correlazioni di carattere idrogeologico e strutturale già durante la fase di abbancamento.

Gli inclinometri e i piezometri saranno spinti ad una profondità tale da monitorare l'intera potenza del deposito, raggiungendo, pertanto, i terreni di fondazione calcareo-dolomitici.

I tre piezometri hanno lunghezze 15, 45 e 45 m e i tre inclinometri hanno lunghezze 15, 35 e 40 m.

Le misurazioni dovranno essere effettuate secondo la seguente cadenza temporale:

- primo anno: misurazioni trimestrali;
- secondo/terzo anno: misurazioni semestrali;
- quarto/quinto/sesto anno: misurazioni annuali.

10.11 Modalità di abbancamento e carichi su piastra

Il deposito del materiale proveniente dallo smarino della galleria sarà effettuato per bancate orizzontali sovrapposte di spessore non superiore a 0.65 m; la compattazione dei materiali

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collocamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51 01 E CV RG DP04 00 001_D00 Riqualfica ambientale Val Lemme
	Foglio 97 di 97

depositati avverrà con modalità tali da consentire di raggiungere una densità relativa pari al 90% di quella massima ottenibile.

Durante le fasi operative di abbancamento verranno eseguite prove di carico su piastra e prove di densità in sito.

A compattazione ultimata sulla bancata corrente, la densità del secco in sito, nel 95% dei prelievi, non deve essere inferiore al 90% del valore di riferimento (γ_{smax} ottenuta da prove Proctor Standard) misurato in laboratorio sulla miscela di progetto e dichiarato prima dell'inizio dei lavori. Le misure della densità sono effettuate secondo la norma (CNR 22/72). Per valori di densità inferiori a quello previsto dovrà essere ridefinita la modalità di compattazione del materiale abbancato.

Il confronto tra le misure di densità in sito ed i valori ottenuti in laboratorio può essere effettuato direttamente quando la granulometria della miscela in opera è priva di elementi trattenuti al crivello UNI 25 mm. In caso contrario, se il trattenuto al crivello UNI 25 mm è inferiore al 20%, si può effettuare il controllo previa correzione del peso di volume del secco in sito, per tenere conto della presenza di elementi lapidei di dimensioni maggiori di 20 mm:

$$\gamma_{d,sito} = \frac{P_d - P'_d}{V - V'}$$

dove:

P_d : Peso secco totale del materiale prelevato;

V : Volume totale occupato in sito;

P'_d : Peso secco della frazione trattenuta al crivello UNI 25 mm;

$V' = P'_d / \gamma_s$: Volume della frazione trattenuta al crivello UNI 25 mm;

γ_s : Peso specifico della frazione trattenuta al crivello UNI 25 mm.

Per ciascuna bancata dovranno essere eseguite almeno 3 prove di densità in sito.

Le prove di carico su piastra (SNV 670317) andranno eseguite in superficie ad unico ciclo con intervallo standard $1.5 \div 2.5 \text{ kg/cm}^2$; con l'utilizzo di piastra da 700 cm^2 e contrasto ottenuto tramite automezzo si ricostruiranno i grafici carico-cedimento dai quali si otterranno il modulo di compressibilità (M_E) ed il modulo di elasticità (E), quest'ultimo valutato con un coefficiente di Poisson medio di 0.3.

I valori minimi da raggiungere, oltre i quali sarà necessario provvedere alla revisione della modalità di compattazione saranno: $M_E = 45 \text{ MPa}$; $E = 30 \text{ Mpa}$.

Contestualmente alle prove di carico su piastra dovranno essere eseguiti tre prelievi di campioni da sottoporre a prove di compattazione e taglio diretto.

Le prove di carico su piastra (in numero di 3) e le prove di compattazione e taglio diretto verranno effettuate ogni 2.5 metri di abbancamento (pari a 4 strati) su piano adeguatamente predisposto.

Le prove di carico su piastra dovranno verificare che l'angolo di attrito del materiale compattato non sia inferiore a 25° .