Autonome Provinz Bozen - Südtirol
29. Landesagentur für Umwelt

Prov. aut. di Bolzano - Alto Adige
29. Agenzia provinciale per l'ambiente

Bauherr - Comittente:

STA
Südtiroler Transportstrukturen A.G.
Strutture Trasporto Alto Adige S.p.A.

RFI
RETE FERROVIARIA ITALIANA S.p.A.
DIREZIONE INVESTIMENTI
DIREZIONE INGEGNERIA INVESTIMENTI
PROGETTI SOPPRESSIONE PL
E RISANAMENTO ACUSTICO

AUSFÜHRUNGSPROJEKT

PROGETTO ESECUTIVO

Brenner Eisenbahn
Projekt Für Lärmschutzmassnahmen

Linea Ferroviaria del Brennero
Progetto Impianti Antirumore

Planinhalt - Contenuto:

ELABORATI GENERALI

ALLGEMEINE DOKUMENTATION

LOCALITA' CHIUSA

ORTSCHAFT KLAUSEN

Relazione generale
Generalbericht

NET ENGINEERING
Via Squero, 12 - 35043 Monselice (PD)

Der Technische Direktor - Il Direttore Tecnico
Ing. Stefano Susani

Der Planer und der Verantwortlicher der Koordinierung der verschiedenen Spezialleistungen
Il Progettista e il Responsabile dell'integrazione fra le prestazioni specialistiche
Ing. Luca Marruccelli

Dr. Ing. MARRUCCELLI LUCA
ALBO INGEGNERI PROVINCIA DI VICENZA
1751

Der Geologe
Il Geologo
Dott. Geol. Adelchi Casale

ORDINE DEI GEOLOGI
Dr. Geol.
ADELCHI
CASALE
N° 125
REGIONE DEL VENETO

Die Behörde - L´amministrazione

Verfasser: Autore: Luca Marruccelli	Datum: data: 15/10/2018	Maßstab: Scala: -	Datei: File: A RT 001
Projekt Nr.: n.° progetto: PGEC00064	Plangröße: Dimensione: A4	Überprüfung: Revisione: 4	Anlage Nr.: n.° allegato:

4	Adeguamento prezzi	L. Marruccelli	A. Pilli	L. Marruccelli	N. Lo Turco	A. Pilli
3	Recepimento note validazione	L. Marruccelli	A. Pilli	L. Marruccelli	N. Lo Turco	A. Pilli
2	Recepimento prescrizioni RFI	L. Marruccelli	A. Pilli	L. Marruccelli	N. Lo Turco	A. Pilli
1	Prima Emissione	L. Marruccelli	A. Pilli	L. Marruccelli	N. Lo Turco	A. Pilli
0	Prima Emissione	A. Pilli	A. Pilli	L. Marruccelli	N. Lo Turco	A. Pilli
Index Indice	Beschreibung Descrizione	Gezeichnet Redatto	Geprüft CHIEF Verif. CHIEF	Kontr. PE Contr. PE	Verant. Geneh. ING Appr.Resp. ING	Visum PM Visto PM

INDICE/INHALTSVERZEICHNIS

1 PREMESSA 6

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO 8

3 DESCRIZIONE DELLE OPERE 13

4 SISMICITA' DELL'AREA 19

4.1 PARAMETRI SISMICI PER LE OPERE IN PROGETTO 23

5 CENNI DI GEOLOGIA, LITOSTRATIGRAFIA ED IDROGEOLOGIA DELL'AREA 24

6 IDROLOGIA ED IDRAULICA DELL'AREA 25

6.1 PREMESSA 25

6.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO 26

6.3 INQUADRAMENTO IDROLOGICO 26

6.4 VERIFICHE IDRAULICHE 29

7 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA 33

7.1 PREMESSA 33

7.2 COLONNE STRATIGRAFICHE DI SONDAGGIO 36

7.3 INDAGINI DI LABORATORIO 39

7.4 DETERMINAZIONE DEI DATI GEOTECNICI DA PROVE IN SITO 40

7.4.1 Parametri di resistenza al taglio e densità 41

7.4.2 Parametri di deformabilità 45

7.5 SUSCETTIBILITÀ DEI TERRENI ALLA LIQUEFAZIONE 49

7.6 MODELLO GEOTECNICO DI PROGETTO 51

8 SISTEMAZIONE FINALE DELLE AREE A VERDE 52

9 GESTIONE TERRE E ROCCE DA SCAVO E DEMOLIZIONI 54

10 CANTIERIZZAZIONE 57

10.1 LAVORAZIONI LATO FERROVIA 57

10.2 OPERE IN INTERFERENZA CON LA VIABILITÀ: SOTTOPASSI 58

10.3 PROGRAMMA LAVORI 59

10.4 LOCALIZZAZIONE DEI CANTIERI A SERVIZIO DELL'APPALTO 60

10.5 VIABILITÀ DI ACCESSO AI CANTIERI 60

11 STIMA DEI COSTI E DEI TEMPI DI ESECUZIONE DELL'INTERVENTO. 62

11.1 COSTI DELL'INTERVENTO 62
11.2 TEMPI DI ESECUZIONE 62

12 SINTESI LIVELLO PRESTAZIONALE STRUTTURE 64

1 EINFÜHRUNG 73

2 BEZUGSNORMEN 75

3 BESCHREIBUNG DES EINGRIFFS 81

4 SEISMIZITÄT DES GEBIETES 87
4.1 ERDBEBEN PARAMETER FÜR DIE BAUWERKE IM PROJEKT 91

5 GRUNDLAGEN DER GEOLOGIE, LITHOSTRATIGRAPHIE UND HYDROGEOLOGIE DES BEREICH 92

6 HYDROLOGIE UND HYDRAULIK DES GEBIETES 93
6.1 VORBEMERKUNG 93
6.2 BEZUGSNORM 94
6.3 HYDROLOGISCHE BEDINGUNGEN 94
6.4 HYDRAULISCHE ANALYSEN 97

7 GEOTECHNISCHE CHARAKTERISIERUNG 101
7.1 EINFÜHRUNG 101
7.2 STRATIGRAPHISCHEN SPALTEN DER SONDIERUNG 103
7.3 LABORUNTERSUCHUNGEN 106
7.4 BESTIMMUNG DER GEOTECHNISCHEN DATEN AUS TESTS VOR ORT 107
7.4.1 Parameter der Scherfestigkeit und der Dichte 108
7.4.2 Parameter der Verformbarkeit 112
7.5 **EMPFINDLICHKEIT DER VERFLÜSSIGUNG VON BÖDEN** 116
7.6 GEOTECHNISCHES PROJEKT MODELL 118

8 ENDEINRICHTUNG DER GRÜNFLÄCHEN 119

9 LAND- UND GESTEINVERWALTUNG VON AUSHUB UND ABBRUCH 120

10 BAUSTELLENEINRICHTUNG 123
10.1 BEARBEITUNGEN IM EISENBAHNRAUM 123
10.2 ARBEITEN IN INTERFERENZ MIT DEM VERKEHR: UNTERFÜHRUNGEN 124
10.3 ARBEITSPROGRAMM 125

10.4 STANDORTE ZUR DIENSTLEISTUNG DER BAUSTELLE 126
10.5 ZUGANG ZU DEN BAUSTELLEN 126

11 KOSTEN- UND ZEITSCHÄTZUNG FÜR DIE AUSFÜHRUNG DES BAUVORHABENS 128
11.1 KOSTENSCHÄTZUNG 128
11.2 ZEITSCHÄTZUNG 128

12 ZUSAMMENFASSUNG DES LEISTUNGSNIVEAU DER STRUKTUR 130

ALLEGATO 1 Indagini geotecniche
ANHANGE 1 Geotechnische Untersuchungen

ALLEGATO 2 Indagini strutturali
ANHANGE 2 Statische Untersuchungen

ALLEGATO 3 Nota tecnica progettuale
ANHANGE 3 Technische Projekte Anmerkung

In caso di incongruità e diversità di contenuti con la parte in lingua tedesca, vale la parte in lingua italiana.

Im Fall von Unverhältnismäßigkeit und Ungleichheit der Inhalte mit dem Teil auf Italienisch, geltet der Teil auf Italienisch.

PRECISAZIONE

Il presente documento è emesso in revisione alla precedente emissione (19/12/2017), in quanto acclude il documento progettuale "Nota Tecnica Progettuale" (Allegato 3). Tale documento progettuale fornisce la modalità di recepimento e risoluzione (con indicazione degli elementi progettuali soggetti ad eventuale revisione) delle Osservazioni e Prescrizioni allegate al documento RFI-DPR-DTP_VR.UTND\A0011\P\2018\0000446 del 23/5/2018, emesso a seguito della riunione del 5-3-2018 presso gli uffici RFI-VR e del successivo sopralluogo congiunto con i Tecnici RFI, presso l'area di interesse, il giorno 5/04/2018 nonché contenute nel parere R.F.I. – S.O. Ingegneria, Prot. RFI-DPR-DTP_VR.ING\A0011\P\2018\0002921 del 04.07.2018

1 PREMESSA

L'opera in progetto ha per obiettivo la mitigazione acustica del rumore prodotto dal passaggio dei convogli ferroviari ed arrecato ai ricettori ritenuti sensibili (principalmente edifici residenziali, strutture alberghiere) siti in prossimità della fermata ferroviaria di Chiusa. Lo studio di valutazione dell'impatto acustico ed il dimensionamento acustico del sistema di barriere per il contenimento del rumore sono stati già affrontati in sede di Studio di Fattibilità. In tale Sede di studio è stata sviluppata un'analisi del clima acustico ante e post operam ed un'indicazione tecnica del tipo di impianto scelto.

La barriera prescelta, in particolare, risponde ai requisiti previsti nei manuali ferroviari di RFI. Si precisa che, a seguito della comunicazione dell'ufficio Provinciale Beni architettonici ed artistici (parere di data 28.04.2011 prot. N. 36.11/254192) si è deciso d'intesa con l'Ufficio Aria e Rumore della Provincia, di utilizzare una barriera una tipologia di barriera rispondente, come detto, ai requisiti prestazionali richiesti da RFI ed alternativa alla tipologia di barriera antirumore classica prevista da RFI e denominata "HS".

L'area individuata è sita entro il Comune di Chiusa all'altezza della stazione ferroviaria, ed interessa il lato est (lato binario dispari) del fascio ferroviario. Si precisa che lungo il lato ovest (binario pari) è oggi presente una barriera antirumore di altezza pari a 4m a partire dalla banchina ferroviaria e per l'intero sviluppo della stessa. La barriera antirumore in progetto è particolarmente indirizzata ai fini della protezione acustica della zona del camping e dell'albergo Bischof; nella zona, difatti, sono inoltre presenti sia edifici adibiti a civile abitazione che edifici ad uso turistico-alberghiero. L'area interessata è dall'intervento è all'incirca alla stessa quota della linea ferroviaria. In prossimità dell'albergo il terreno comincia a salire ed il nucleo di abitazioni presenti è quindi situato ad una quota superiore rispetto alla ferrovia.

La figura seguente individua l'area sede dell'intervento.

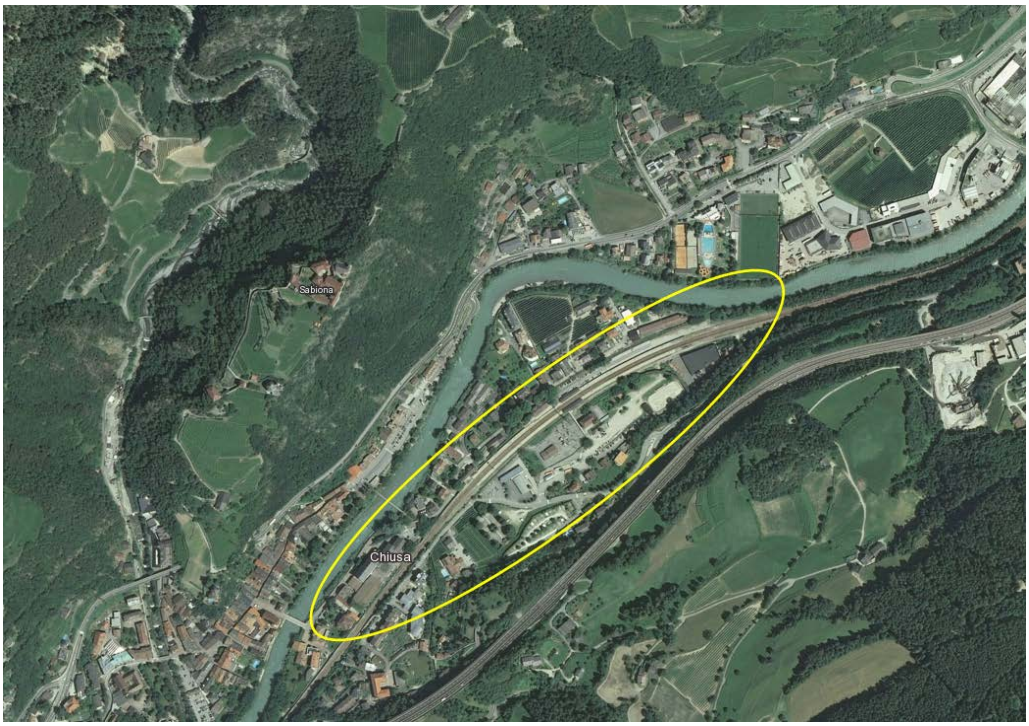


Figura 1 – Ubicazione area d'intervento

La progettazione è stata supportata da attività preliminari di rilievo geognostico (geotecnico e strutturale), allegate al presente documento (Allegati 1 e 2).

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le normative di riferimento per la redazione della presente relazione sono costituite da:

- *"Norme Tecniche per le Costruzioni – DM 14 gennaio 2008";*
- *"Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni".*

Per quanto ivi non contenuto verranno utilizzati gli Eurocodici recepiti dall'UNI.

Sono, inoltre, riferimento per la progettazione, le seguenti Specifiche ferroviarie RFI:

RFI- Manuale di Progettazione- Geologia- RFI DINIC MA GE 00 001 B del 23 aprile 2003;

RFI - Manuale di Progettazione - Ponti - RFI DIN INC MA PO 00 001 C del 20 settembre 2004;

RFI- Manuale di Progettazione - Corpo Stradale- RFI DINIC MA CS 00 001 C del 20 settembre 2004;

RFI DTC INC PO SP IFS 001 A - Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sottobinario del 27.

RFI RFI DTC INC PO SP IFS 002 A - Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei cavalca ferrovia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria del 27.12.2011;

RFI DTC INC PO SP IFS 003 A- Specifica per la verifica a fatica dei ponti ferroviari;

RFI DTC INC PO SP IFS 004 A - Specifica per la Progettazione e l'esecuzione di impalcati ferroviari a travi in ferro a doppio T incorporate nel calcestruzzo del 28.12.2011;

Istruzione Tecnica N. 44/S - Saldatura ad arco di strutture destinate ai ponti ferroviari Codifica DI TC/AR ST PO 001 A data 20/1 0/99;

Istruzione Tecnica N. 44/M - Specifica tecnica relativa al collaudo dei materiali ed alla costruzione delle travate metalliche e miste acciaio-calcestruzzo per ponti ferroviari e cavalca ferrovia Codifica DI TC/AR ST PO 002 A data 10/04/00;

Istruzione Tecnica N. 44N- Cicli di verniciatura per la protezione dalla corrosione di opere metalliche nuove e per la manutenzione di quelle esistenti Codifica DI TC/AR ST PO 005 A data marzo 2001;

RFI DTC INCIA00111PI2012/10 del5.1.2012- Elenco dei cicli di verniciatura omologati da RFI;

Istruzione RFI/DIN/IC/ PO 001 B del 30.04.2003 - Linee guida per il collaudo statico delle opere d'arte di una nuova linea ferroviaria;

Disciplinare Tecnico FS Divisione Infrastruttura 1998 e s.m.i. - Barriere Antirumore per impieghi ferroviari;

Nota FS Divisione Infrastruttura DI!TC/A 1 007/P/00/000088 del 28.01.2000 - Disciplinare tecnico Barriere Antirumore- Carichi di progetto;

Specifica tecnica di progettazione DIIN/IC STA OOA del 7.7.2003;

Nota RFI DIN/A0011/P/2004/0000111 del 19/02/2004 - Barriere antirumore per le nuove realizzazioni;

Nota RFI DIN/IC/009/239 del 24/03/04 - Prescrizioni tecniche integrative e provvisorie per la progettazione delle Barriere Antirumore;

RFI DIN ICI/A0011/P/2005/24 del 28.01.2005 - Progettazione interventi di risanamento acustico;

Nota RFI DIN-ICI/A0011/P/2005/000166 del 23/11/2005 -Caratteristica di resistenza al fuoco delle barriere antirumore;

Nota RFI-DIN-ICI/AOO 11 /P/2005/0001184 del 19/12/2005 - Disciplinare Tecnico per barriere antirumore per impieghi ferroviari - Aggiornamento del punto 3.3: "Caratteristiche di resistenza al fuoco" e del punto 3.1.b "Caratteristiche acustiche -Prove di perdita per inserzione della barriera in opera (accettabilità definitiva)";

Nota RFI-DIN-ICIW/A00011/P/2006/0000717 del 21/06/2006 "Indicazioni tecniche per le Barriere Antirumore";

RFI DIN ICI /A0011/P/2006!1019 del 19.09.2006- Problematiche di interferenze e visibilità dei segnali con le barriere antirumore standard per impieghi ferroviari tipo;

Nota RFI-DIN/A00011 /P/2008/0000721 del 08/04/2008 Procedura per l'omologazione delle barriere antirumore per impieghi ferroviari;

Nota RFI-DTC-INC/A00011/P/201 0/0000600 del 06/10/201 0 - Barriere antirumore standard per impieghi ferroviari tipo "HS";

RFI Disposizione di esercizio n. 17 del 20 Dicembre 2011 "Norme concernenti i regimi di esecuzione dei lavori all'infrastruttura ferroviaria e delle attività di vigilanza e di controlli della stessa".

RFI, Direzione Investimenti, Ingegneria Civile, Lettera di Trasmissione, protocollo RFI/DIN/IC/009/239 del 24/03/2004 "Barriere antirumore – aggiornamento delle linee guida": Definizione del carico di progetto agente suIle barriere antirumore;

RFI, Divisione Infrastruttura, Direzione Tecnica, Lettera di Trasmissione, protocollo DI!TC/A1007/P/00/000088 del 28/01/2000 "Disciplinare tecnico barriere antirumore": combinazioni di carico, verifiche;

RFI, Direzione Investimenti (il Direttore), Nota, protocollo RFI-DIN/ A0011/P/2004/0000111 del 19/02/2004 "Barriere antirumore per le nuove realizzazioni";

RFI, Direzione Investimenti, Ingegneria Civile, Nota, protocollo RFI-DIN-ICI/ A0011/P/2005/0001066 del 23/11/2005 "Caratteristiche di resistenza al fuoco delle barriere antirumore";

RFI, Direzione Investimenti, Ingegneria Civile, Nota, protocollo RFI-DIN-ICI/ A0011/P/2008/0000717 del21/08/2005 "Barriere antirumore": tirafondi;

RFI, Divisione Infrastruttura, Specifica di istruzione tecnica 44/M, codifica DI TC/AR ST PO 002 A, 14/05/2000: "Specifica tecnica relativa al collaudo

dei materiali ed alla costruzione delle travate metalliche e miste acciaio calcestruzzo per ponti ferroviari e cavalca ferrovia":

- *caratteristiche dei materiali, saldature, bulloni, tirafondi, montaggio, tolleranze;*
- *metodi e procedure di collaudo;*
- *prove sui materiali;*

RFI, Divisione Infrastruttura, Specifica di Istruzione Tecnica 44/S, codifica DI TC/AR ST PO 001 A, 20/10/1 999: "Saldature ad arco destinate a ponti ferroviari";

RFI, Divisione Infrastruttura, Specifica di Istruzione Tecnica 44N, codifica DI TC/AR ST PO 005 A, Marzo 2001: "Cicli di verniciatura per la protezione dalla corrosione di opere metalliche nuove e per la manutenzione di quelle esistenti";

RFI, Ingegneria Civile, Istruzione Tecnica, codifica RFI/DIN/IC PO 001 B, 30/04/2003: "Linee guida per il collaudo statico delle opere d'arte di una nuova linea ferroviaria";

Armamento e Opere d'Arte, Istituto Sperimentale di Progettazione, Divisione Infrastruttura, Direzione Tecnica, con la collaborazione di ltalferr S.p.A.: "Barriere Antirumore per impieghi ferroviari – disciplinare tecnico", Dicembre 1998 (ediz.91);

RFI, Specifica, Codifica RFI DTC INC CS SP IFS 001 A, 21/12/2011, "Linee guida per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie";

RFI, Specifica, Codifica RFI DTC lNC PO SP IFS 001 A, 21/12/2011: "Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere sotto binario";

RFI, Specifica Tecnica di Progettazione, Codifica DI IN /IC STA 000 A, 07/07/2003: "Progettazione di interventi di mitigazione acustica".

Prescrizioni RFI-DPR-DTP-VR.IT\A0011\P\2011\000073 del 10/11/2011

RFI, Codifica RFI DTC SI MA IFS 001 A 30/12/2016: "Manuale di Progettazione delle Opere Civili ".

Ulteriori riferimenti assunti sono:

- *Associazione Geotecnica Italiana – "Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio" - 1994;*
- *Associazione Geotecnica Italiana – "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche"- 1977.*

3 DESCRIZIONE DELLE OPERE

L'intervento in progetto prevede la realizzazione di una barriera antirumore lungo il lato dispari del fascio binario, composta da pannelli fonoassorbenti verticali di calcestruzzo alleggerito (o fonoassorbenti con struttura d'alluminio 15/10 in corrispondenza del superamento di opere preesistenti e delle porte di servizio). I pannelli saranno sostenuti da montati d'acciaio in profilo HEB posti ad interasse 3m. La parte superiore della barriera è di cristallo stratificato inclinato verso i binari ferroviari di 30°. La struttura è sostenuta da una fondazione di c.a. su micropali iniettati in pressione. Lungo il lato pari del fascio binari è già presente una barriera antirumore.

La geometria e l'efficacia della barriera ai fini della protezione dal rumore proveniente dal passaggio dei convogli ferroviari sono state esaminate, come premesso, nel documento progettuale di Studio di Mitigazione Acustica redatto in sede di Progetto di Fattibilità, cui si rimanda. Nel caso specifico, tale documento prevedeva un'altezza della barriera di 5m (a partire dalla quota del piano ferro) lungo il tratto corrispondente alle banchine di fermata (sia a sud che a nord della pensilina di fermata); tale studio prevedeva inoltre un'altezza della barriera di 6m a partire dal termine della banchina sud e si estendeva verso sud sino a proteggere gli edifici residenziali siti in via Seebeeg, terminando 52m circa a sud dall'esistente scolo idraulico che sottopassa via Seebegg.

Su tali basi è stato redatto ed approvato, nel corso del 2016, il Progetto Definitivo, redatto a cura dello scrivente. La successiva emissione della Nota Dispositiva del 16/02/2017 a cura della Provincia Autonoma di Bolzano - Agenzia Provinciale per l'Ambiente/Ufficio Aria e Rumore, ha comportato una modifica delle suddette altezze delle barriere antirumore, riducendole. Ciò, in quanto, successive verifiche e rielaborazioni della Fattibilità acustica a cura dell'Agenzia provinciale, eseguite anche su espressa richiesta del Comune di Chiusa (parere della Commissione Edilizia del 10/2/2017), hanno successivamente indotto a ridurre le precedenti

altezze previste che variavano, come detto, tra i 5m ed i 6m dal piano ferro. In dettaglio, tale Nota dispositiva richiede:

- altezza barriere pari a 3m dal piano stradale, sul parcheggio di via Seebegg (precedente altezza 4m - fondazione Tipo 3);

- altezza barriera 4m dal piano ferro a partire dal termine della barriera di cui al precedente punto, e fino alla progressiva chilometrica di progetto 0+219.00 circa (precedente altezza 6m - fondazione Tipo 2);

- altezza barriera 5m dal piano ferro dalla progressiva 0+219.00 circa sino al termine dell'intervento (inalterato dalla precedente emissione - fondazione Tipo 1);

La Nota Dispositiva precisa, tuttavia, che nulla osta alla possibilità che, in futuro, possa emergere la necessità di un successivo innalzamento delle suddette barriere sino alle altezze previste dallo Studio di Fattibilità. Per questa ragione, d'accordo con la Committente, **il presente Progetto Esecutivo sviluppa le analisi di dimensionamento e verifica delle barriere e relative strutture di sostegno (relazioni di calcolo strutturale) nella configurazione di massima altezza (precedente la suddetta Nota), pur redigendo gli elaborati grafici specifici con altezze di barriera ridotte, come poc'anzi illustrato; prevedendo, altresì, opportuni accorgimenti tecnici (connessioni flangiate) per consentire la futura sopraelevazione delle barriere.**

Si precisa che, per migliorare il risultato dello Studio di mitigazione acustica in corrispondenza di via Seebeeg, la barriera antirumore è stata estesa di ulteriori 20m circa verso sud rispetto alle indicazioni del citato Studio acustico; inoltre, tale la barriera sarà posta all'altezza del muro si sostegno che separa via Seebeeg dall'ambito RFI (sostenuta da apposita fondazione indipendente) e non più posta sul sedìme ferroviario.

In corrispondenza della pensilina ferroviaria di fermata si prevede il prolungamento della barriera su fondazione Tipo 1 in fregio al relativo piazzale di banchina ferroviaria, in corrispondenza della viabilità pedonale di accesso alla banchina; sarà garantito un adeguato varco di passaggio con un'opportuna sovrapposizione degli elementi di barriera (barriera su fondazione Tipo 1A).

L'ubicazione della barriera (distanza dalla sorgente del rumore) è conforme alle indicazioni preliminari dettate dallo Studio di mitigazione acustica ed è in ogni caso superiore al valore di 3m dal bordo interno della rotaia più vicina, nel rispetto delle prescrizioni RFI. Le strutture di elettrificazione ferroviaria (pali T.E.) sono poste tra i binari e la barriera antirumore.

Ai fini della ispezionabilità dell'opera, si prevede di posizionare 3 vie di accesso lungo il tracciato della barriera costituite da porte di servizio con apertura verso l'esterno e dotate di maniglione con apertura a scatto del tipo antipanico (tipologia porta: 120m(L) x 210m(H) con requisito minimo di resistenza al fuoco REI60). Le porte di servizio saranno posizionate con interasse non maggiore di 250m; due a sud della pensilina di fermata ferroviaria; una a nord della stessa

Per gli elementi di barriera si prevede il requisito minimo di resistenza al fuoco al (min. REI30 – vds. Disciplinare RFI "Barriere antirumore per impieghi ferroviari" Disciplinare Tecnico).

Per garantire la sicurezza del transito degli addetti RFI sul sentiero tecnico, posto tra barriera ed il binario più vicino, si è preservata una distanza tra l'asse del sentiero e la rotaia più vicina di non meno di 1.90m (rif. D.P.R: 469-1979 art.6) sulla base di una velocità di progetto di transito dei convogli ferroviari pari a 180 km/h).

Per il superamento di due importanti strutture esistenti di sottopassaggio (ponticello ferroviario sul canale idraulico di via Seebegg e sottopasso stradale di collegamento Griesbruk - via Stazione) si prevedono due distinte opere di carpenteria metallica indipendenti dalle esistenti strutture, aventi lo scopo di sostenere la barriera, senza alcun aggravio sulle strutture esistenti. In particolare,

per il superamento dello scolo idraulico è necessario realizzare un ponte metallico fondato su micropali in affiancamento all'esistente ponte ferroviario. L'opera, di luce 12.5m circa, ha funzione di sostegno della barriera antirumore e di transito per gli addetti RFI (sentiero tecnico) in modo da ottenere il requisito di distanza minima tra l'asse del sentiero tecnico e la rotaia più vicina, attualmente non garantita (1.90m). Per il superamento del sottopasso stradale, si prevede anche in questo caso un ponticello sospeso, di luce 8m circa fondato anch'esso su micropali. In tale prossimità (10m a nord del sottovia) la presenza di importanti sottoservizi di distribuzione pubblica richiederà, quale sostegno delle barriere per un breve tratto (10m circa), l'adozione di una fondazione diretta in sostituzione di fondazioni di tipo profondo.

Per la collocazione della barriera, alla prevista distanza di progetto, sarà necessario rimuovere provvisoriamente i sottoservizi tecnici RFI presenti lungo il percorso ferroviario (principalmente la canalina passacavi prefabbricata), che potranno essere ricollocati in adiacenza al cordolo di c.a. di collegamento della barriera antirumore.

Infine, al fine di preservare i micropali da eventuali correnti vaganti, si è evitato che la struttura di acciaio dei micropali possa ricadere al di sotto della proiezione della rotaia più vicina, in particolare, laddove il micropalo risulta inclinato (da 15° a 30°) in direzione del binario stesso. La seguente tabella illustra come, la geometria di tracciamento di tutti i tipologici di fondazione di interesse (rif. elab. RCL00111), non interferisca con il binario.

CHIUSA								
		lungh. micropalo	angolo	off-set micropalo - barriera	dist. punta micropalo - asse barriera	distanza min. barriera-rotaia	dist. punta micropalo - proiezione rotaia	Verifica
		[m]	[°]	[m]		[m]		
TIPO1-1B		8.00	30.00	0.35	4.35	6.40	**2.05**	SI
TIPO2-2A		7.00	15.00	0.70	2.51	3.70	**1.19**	SI

Lo sviluppo del tracciato della barriera è pari a circa 584m complessivi, a partire dalla prog. km. 177+886.9, così suddivisi (partendo da sud, verso nord).

- 42m+3m lungo via Seebegg, di barriera costituita da pannelli di cls alleggerito H. 3m a partire dal piano strada di via Seebeeg (H.5,2m da piano ferro) sostenuta da fondazione Tipo 3 su micropali (2 micropali /metro);
- 9m di barriera costituita da pannelli di cls alleggerito H. 4m a partire dalla quota di piano ferro; la barriera è sostenuta da fondazione Tipo 2A su micropali (4 micropali /montante);
- 12.5m di barriera antirumore costituita da pannelli d'alluminio15/10; la barriera, di altezza complessiva H. 4m da p. ferro corrispondente, è sostenuta dal ponte metallico PONTE A, di luce 12.5m;
- 93m di barriera costituita da pannelli di cls alleggerito H. 4m a partire dalla quota di piano ferro; la barriera è sostenuta da fondazione Tipo 2 su micropali (4 micropali /montante);
- 11,5m di barriera antirumore costituita da pannelli d'alluminio15/10; la barriera, di altezza complessiva H. 4m da p. ferro corrispondente, è sostenuta dal ponte metallico PONTE B, di luce 8m;
- 26.5m di barriera costituita da pannelli di cls alleggerito H. 4m a partire dalla quota di piano ferro; la barriera è sostenuta da fondazione Tipo 2 su micropali (4 micropali /montante); prevista in tale ambito una porta di servizio; si prevede, inoltre, per un'estensione di 9m, la medesima barriera, sostenuta, però, da una differente fondazione (di tipo diretto, denominata Tipo 2B);
- in ambito di banchina (lato sud), previsti 198m di barriera costituita da pannelli di cls alleggerito H. 5m a partire dalla quota di piano ferro; i pannelli antirumore hanno un’altezza complessiva di 4m; la barriera è sostenuta da fondazione Tipo 1 su micropali (2 micropali /montante); prevista una porta di

servizio; i primi 18m a partire da sud la barriera ha un'altezza, da piano ferro, inferiore (H 4m) ed è denominata Tipo 1B;

- In corrispondenza del varco di accesso alla banchina ferroviaria), prevista una barriera antirumore costituita prevalentemente da pannelli di cls alleggerito H. 5m a partire dalla quota di piano ferro; i pannelli antirumore hanno un'altezza complessiva di 4m e la barriera sostenuta da una fondazione diretta Tipo 1A; lo sviluppo complessivo è di circa 12m;

- in ambito di banchina (lato nord), previsti 177m di barriera costituita da pannelli di cls alleggerito H. 5m a partire dalla quota di piano ferro; i pannelli antirumore hanno un'altezza complessiva di 4m; la barriera è sostenuta da fondazione Tipo 1 su micropali (2 micropali /montante); in tale ambito è prevista una porta di servizio.

4 SISMICITA' DELL'AREA

Per la definizione delle azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, è necessario conoscere la "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero, su sito di riferimento rigido, con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente Se (T), con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza Pv_R, nel periodo di riferimento V_R.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

È conveniente utilizzare, come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R, espresso in anni. Fissata la vita di riferimento si può ricavare il tempo di ritorno del sisma che serve per le verifiche ai quattro stati limite previsti:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

P_{Vr}= Probabilità di superamento nel periodo di riferimento

Le nuove NTC, per ciascun nodo del reticolo di riferimento, forniscono i tre parametri necessari a determinare l'input sismico; per poterli determinare si deve definire la posizione del sito d'interesse:

LONG 11° 34' 24.6" EST

LAT 46° 38' 33.14" NORD

Saranno eseguite interpolazioni geometriche correlate alle distanze tra il sito

d'interesse e i quattro punti del reticolo fondamentale.

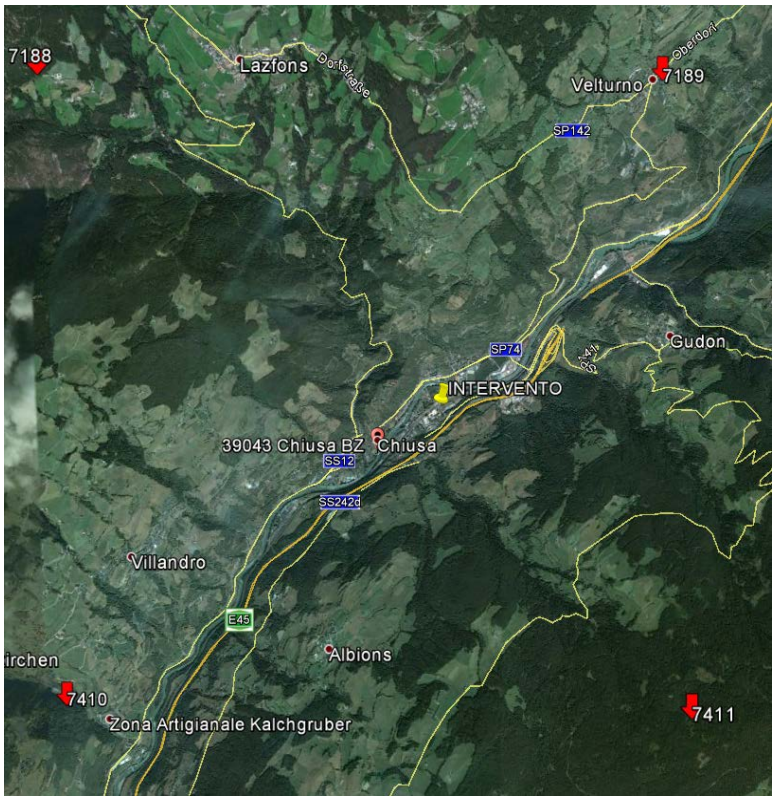


Figura 2: Area d'intervento e nodi del reticolo sismico fondamentale

Punto 1	7188										
Longitudine		Tr									Est
Latitudine		30	50	72	101	140	201	475	975	2475	Nord
	$a_{g/10}$	**0.175**	**0.223**	**0.263**	**0.301**	**0.337**	**0.377**	**0.496**	**0.603**	**0.763**	Distanza
	F_0	**2.56**	**2.47**	**2.48**	**2.46**	**2.46**	**2.48**	**2.56**	**2.69**	**2.81**	15
	Tc*	**0.15**	**0.19**	**0.20**	**0.22**	**0.26**	**0.29**	**0.35**	**0.39**	**0.42**	
Punto 2	7189										
Longitudine		Tr									Est
Latitudine		30	50	72	101	140	201	475	975	2475	Nord
	$a_{g/10}$	**0.18**	**0.231**	**0.271**	**0.31**	**0.346**	**0.386**	**0.513**	**0.626**	**0.791**	Distanza
	F_0	**2.54**	**2.44**	**2.46**	**2.44**	**2.45**	**2.48**	**2.55**	**2.66**	**2.79**	13.5
	Tc*	**0.15**	**0.20**	**0.20**	**0.22**	**0.27**	**0.29**	**0.35**	**0.39**	**0.43**	
Punto 3	7410										
Longitudine		Tr									Est
Latitudine		30	50	72	101	140	201	475	975	2475	Nord
	$a_{g/10}$	**0.184**	**0.235**	**0.276**	**0.313**	**0.35**	**0.39**	**0.516**	**0.629**	**0.795**	Distanza
	F_0	**2.54**	**2.50**	**2.47**	**2.45**	**2.46**	**2.48**	**2.56**	**2.66**	**2.80**	12.5
	Tc*	**0.15**	**0.18**	**0.20**	**0.22**	**0.27**	**0.30**	**0.35**	**0.39**	**0.42**	
Punto 4	7411										
Longitudine		Tr									Est
Latitudine		30	50	72	101	140	201	475	975	2475	Nord
	$a_{g/10}$	**0.189**	**0.244**	**0.285**	**0.323**	**0.358**	**0.398**	**0.534**	**0.654**	**0.827**	Distanza
	F_0	**2.52**	**2.48**	**2.45**	**2.44**	**2.47**	**2.49**	**2.55**	**2.64**	**2.77**	12.5
	Tc*	**0.15**	**0.19**	**0.21**	**0.24**	**0.27**	**0.30**	**0.36**	**0.39**	**0.43**	
Longitudine		Tr									Est
Latitudine		30	50	72	101	140	201	475	975	2475	Nord
	$a_{g/10}$	0.18235	0.233749	0.274281	0.312261	0.348261	0.388261	0.515616	0.629148	0.795433	
	F_0	2.539113	2.473251	2.464433	2.447094	2.460197	2.48266	2.554877	2.66133	2.791773	
	Tc*	0.15	0.189803	0.20266	0.22532	0.267783	0.29532	0.35266	0.39	0.425123	

Considerando la vita nominale delle strutture e la classe d'uso è possibile definire per ogni opera e per ogni stato limite i fattori a_g (accelerazione orizzontale massima al sito) F_0 (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e T_c^* (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale).

Ai fini della determinazione dell'azione sismica di progetto, i terreni possono considerarsi appartenenti alla categoria C (cfr. sottostante figura), sulla base della determinazione della velocità media delle onde di taglio stimata per uno spessore medio di 30m. L'attribuzione del valore della velocità delle onde di taglio è stata condotta con riferimento all'espressione di Otha e Goto (1979):

$$v_{Sr} = 54.33 \cdot N^{0.173} \alpha \cdot \beta \cdot \left(\frac{z}{0.303} \right)^{0.193}$$

, con α e β rispettivamente "fattori di età" e "geologico". Per aver un quadro più

completo dei valori SPT anche a profondità superiori a quelle indagate in fase di indagine preliminare, si è attinto a dati di repertorio su sondaggi eseguiti nella medesima località (vedi figura seguente – perforazione spinta sino a 16m). L'approccio è ritenuto in questa fase di progetto adeguata e conservativa per conseguire, con buon grado di attendibilità, la definizione della categoria di suolo dell'area, principalmente in considerazione della natura geologica dell'area di fondovalle in oggetto che vede la presenza delle alluvioni fluvioglaciali e fluviali (caratterizzate dai sondaggi di indagine) poggianti sul substrato autoctono delle filladi quarzose (non raggiunte dai sondaggi). Come si rileverà nel seguito, tale azione (sismica) rivelerà ad ogni modo la propria ininfluenza nei riguardi del dimensionamento delle opere, in quanto risultata non dimensionante a tale fine (SLV). A seguire l'esito dell'elaborazione dei dati per la definizione della categoria di suolo, che è inquadrabile, come premesso, in Categoria sismica C.

CH-S1					
Nspt	prof (m)	α	β		vs (m/s)
41	3	1	1.086		174.6012
34	6	1	1.086		193.2325
41	9	1	1.086		215.8398
55	12	1	1.086		240.0578
40	15	1	1.086		237.1882
				vs	212.1839

Tabella 3.2.II – *Categorie di sottosuolo*

Categoria	Descrizione
A	*Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti*, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	*Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m*, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Figura 3– Valori v_s e individuazione della categoria di sottosuolo

4.1 PARAMETRI SISMICI PER LE OPERE IN PROGETTO

Vita nominale = 50 anni

Coefficiente d'uso = 1.5 (Classe d'uso pari a 3)

Vita di riferimento = 50 x 1.5 = 75 anni

Struttura	Vita nominale	Classe d'uso	Coeff. Cu	Periodo di riferimento (Vr)
	50	3	1.5	75

	Tr								
	30	50	72	101	140	201	475	975	2475
$a_{g/g}$	0.0182	0.0234	0.0274	0.0312	0.0348	0.0388	0.0516	0.0629	0.0795
F_0	2.5391	2.4733	2.4644	2.4471	2.4602	2.4827	2.5549	2.6613	2.7918
Tc*	0.1500	0.1898	0.2027	0.2253	0.2678	0.2953	0.3527	0.3900	0.4251

Stati limite		Probabilità di superamento	Tempo di ritorno	$a_{g/g}$ inf	Tr inf	$a_{g/g}$ sup	Tr sup	$a_{g/g}$
Stati limite di esercizio	SLO	81%	**45**	0.018235	30	0.023375	50	**0.022**
	SLD	63%	**75**	0.027428	72	0.031226	101	**0.028**
Stati limite ultimi	SLV	10%	**712**	0.051562	475	0.062915	975	**0.058**
	SLC	5%	**1462**	0.062915	975	0.079543	2475	**0.070**

Stati limite		Probabilità di superamento	Tempo di ritorno	F_0 inf	Tr inf	F_0 sup	Tr sup	F_0
Stati limite di esercizio	SLO	81%	**45**	2.539113	30	2.473251	50	**2.486**
	SLD	63%	**75**	2.464433	72	2.447094	101	**2.462**
Stati limite ultimi	SLV	10%	**712**	2.554877	475	2.66133	975	**2.614**
	SLC	5%	**1462**	2.66133	975	2.791773	2475	**2.717**

Stati limite		Probabilità di superamento	Tempo di ritorno	Tc* inf	Tr inf	Tc* sup	Tr sup	Tc*
Stati limite di esercizio	SLO	81%	**45**	0.15	30	0.189803	50	**0.181**
	SLD	63%	**75**	0.20266	72	0.22532	101	**0.206**
Stati limite ultimi	SLV	10%	**712**	0.35266	475	0.39	975	**0.373**
	SLC	5%	**1462**	0.39	975	0.425123	2475	**0.405**

Categoria di sottosuolo C
Condizioni topografiche T1 St= 1

Stati limite		βm	$a_{g/g}$	Ss	St	a_{max}	K_h	K_v	S	Cc
Stati limite di esercizio	SLO	1	0.022	1.50	1	0.033	0.0334	0.0167	1.50	1.845
	SLD	1	0.028	1.50	1	0.042	0.0419	0.0209	1.50	1.770
Stati limite	SLV	1	0.058	1.50	1	0.087	0.0865	0.0433	1.50	1.454

5 CENNI DI GEOLOGIA, LITOSTRATIGRAFIA ED IDROGEOLOGIA DELL'AREA

L'area di intervento si localizza a quote di circa 524 m s.l.m al margine orientale della piana alluvionale dell'Isarco.

L'area interessata dal progetto è caratterizzata da coperture alluvionali quaternarie, del fiume Isarco.

Il substrato è costituito da filladi quarzifere di Bressanone del basamento metamorfico prepermiano, estesamente affioranti sul versante orientale della valle e maggiormente interessate dalla presenza di un plutone permiano di paragneiss sul versante occidentale.

In corrispondenza dell'area di intervento le indagini svolte evidenziano la presenza di alternanze di sedimenti alluvionali con prevalenza di frazioni sabbiose (talvolta debolmente limose) e ghiaiose poligeniche.

Dal punto di vista dell'idrogeologia il sito è caratterizzato dalla presenza di un falda freatica ospitata entro i depositi alluvionali dell'Isarco.

Il foro di sondaggio (CH-S3-P) è stato equipaggiato con piezometro a tubo aperto Ø 2" con filtro ubicato tra i 3 ed i 12 m di profondità dal piano di campagna. La quota di p.c. di riferimento è assunta pari a +523,12 m s.l.m. Tale tubo piezometrico è stato sottoposto a lettura in occasione della terebrazione (1 Ottobre 2015), fornendo un valore di soggiacenza pari a 6,65 m dal piano campagna.

6 IDROLOGIA ED IDRAULICA DELL'AREA

6.1 PREMESSA

Le opere in progetto riguardano la realizzazione di barriere antirumore lato est (lato binario dispari) del fascio binario in prossimità della fermata ferroviaria di Chiusa.

Le barriere prescelte, conformi ai requisiti previsti nei manuali ferroviari di RFI, prevedono un tratto verticale seguito da uno in aggetto per 5m di altezza complessiva a seconda dei casi e saranno composte da moduli di calcestruzzo (base) e da lastre di vetro stratificato. I moduli saranno sostenuti da montati d'acciaio ad interasse di 3 m fondati su plinti sostenuti da micropali collegati da un cordolo di continuità in calcestruzzo.

Sono previste tre tipologie di fondazione:

- nella tipologia 1 i plinti hanno dimensioni 60x60x180cm su micropali mentre il cordolo di collegamento ha dimensioni di 55x100cm;
- nella tipologia 2 i plinti hanno dimensioni 120x60x180 cm su micropali mentre il cordolo di collegamento ha dimensioni 60x60 cm;
- nella tipologia 3 è previsto un plinto continuo 150x55 cm operante a sbalzo e sostenuto da micropali.

In corrispondenza di due importanti strutture esistenti di sottopassaggio (ponticello ferroviario sul canale idraulico di via Seebegg e sottopasso stradale di collegamento Griesbruk - via Stazione) si prevedono due distinte opere di carpenteria metallica indipendenti dalle esistenti strutture, aventi lo scopo di sostenere la barriera di progetto, alta in questa tratta 5m, senza alcun aggravio sulle strutture esistenti. In particolare, per il superamento dello scolo idraulico è necessario realizzare un ponte metallico fondato su micropali in affiancamento all'esistente ponte ferroviario. Per il superamento del sottopasso stradale, si

prevede anche in questo caso un ponticello sospeso, di luce 8m circa fondato anch'esso su micropali.

Le barriere saranno collocate a circa 3m dalla rotaia ferroviaria più vicina e pertanto le relative fondazioni potrebbero costituire una barriera per il libero deflusso delle acque meteoriche.

L'analisi idrologica-idraulica di seguito riportata affronta le problematiche idrauliche dell'intervento di progetto prevedendo, ove necessario, opportuni accorgimenti per rendere idraulicamente trasparenti le fondazioni delle barriere con l'obiettivo di minimizzare l'impatto delle opere sul regime dei deflussi superficiali e profondi preesistenti.

In conformità a quanto prescritto dai manuali di progettazione di RFI nel dimensionamento dei dispositivi di drenaggio della piattaforma ferroviaria si è fatto rifermento ad eventi con tempo di ritorno T= 100 anni.

6.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La principale normativa di riferimento per la redazione della presente relazione è di seguito elencata:

- *"Norme Tecniche per le Costruzioni – DM 14 gennaio 2008";*
- *"Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni".*
- *Specifiche ferroviarie RFI, tra cui:*
  RFI- Manuale di Progettazione - Corpo Stradale- RFI DINIC MA CS 00 001 C del 20 settembre 2004;
  RFI, Codifica RFI DTC SICS MA IFS 0012 A 29/12/2015: "Manuale di Progettazione delle Opere Civili ".

6.3 INQUADRAMENTO IDROLOGICO

L'area di intervento si localizza a quote di circa 524 m s.l.m al margine orientale

della piana alluvionale dell'Isarco.

L'area interessata dal progetto è caratterizzata da coperture alluvionali quaternarie, del fiume Isarco.

In corrispondenza dell'area di intervento le indagini svolte evidenziano la presenza di alternanze di sedimenti alluvionali con prevalenza di frazioni sabbiose (talvolta debolmente limose) e ghiaiose poligeniche.

Dal punto di vista idrogeologico il sito è caratterizzato dalla presenza di una falda freatica ospitata entro i depositi alluvionali dell'Isarco con una soggiacenza indicativa pari a 6÷7 m dal piano campagna.

Per l'analisi del regime delle piogge intense ci si è avvalsi di quanto pubblicato dalla Provincia Autonoma di Trento – Dipartimento Protezione Civile e Infrastrutture – Servizio Prevenzione Rischi.

Attraverso il geoportale della Provincia si hanno a disposizione i parametri che caratterizzano le altezze di pioggia massime annuali di assegnata durata sotto forma di file raster e quindi distribuiti sull'intero territorio provinciale. I dati sono estesi anche ad una parte delle province limitrofe, tra cui Bolzano, Brescia Belluno e Vicenza, per coprire le zone di confine tra i diversi territori.

La formulazione scala-invariante riferita al modello di Gumbel è rappresentata dalle seguenti equazioni:

$$h_T(d) = a_1 \left\{ 1 - \frac{V\sqrt{6}}{\pi} [\varepsilon + y_T] \right\} d^n$$

dove

$$y_T = \ln \left[\ln \left\{ \frac{T}{T-1} \right\} \right]$$

dove $h_T(d)$ rappresenta il valore di precipitazione caratterizzata da un tempo di ritorno T per una durata di pioggia d, mentre i parametri n, e a_1 vengono calcolati

tramite regressione dei logaritmi delle medie campionarie delle altezze di pioggia massime annuali relative alle diverse durate rispetto ai logaritmi delle corrispondenti durate, ε rappresenta il numero di Eulero pari a 0.5772157. Il valore del coefficiente di variazione globale V viene calcolato come media dei quadrati dei coefficienti di variazione calcolati per i massimi annuali relativi alle durate comprese nell'intervallo in cui viene verificata l'ipotesi di invarianza di stima. Nel caso degli scrosci, ovvero delle precipitazioni di durata inferiore all'ora, l'analisi condotta sulle stazioni considerate ha mostrato un'evidenza sperimentale di costanza pari al valore 0.366 dell'esponente di scala n sull'intero territorio della provincia di Trento.

Dalla consultazione delle immagini raster sono stati ricavati i seguenti parametri rappresentativi della zona d'intervento delle barriere in comune di Bolzano:

a_1= 21.79

V= 0.31

da cui posto T= 100 anni si ricava la curva di possibilità pluviometrica di progetto:

$$h_{100}(d) = 42.98\ d^{0.366}.$$

Ai fini delle analisi idrologiche idrauliche di interesse in questo progetto si ritiene di poter estendere a favore di sicurezza la validità della curva come sopra determinata a tutti i siti di intervento, tra cui anche Chiusa, senza temere di introdurre approssimazioni di un ordine di grandezza superiore rispetto a quelle già presenti nella rappresentazione schematica dei fenomeni fisici in gioco.

A supporto di tale assunzione si è verificata la distribuzione spaziale delle medie dei massimi annuali delle piogge di durata 1 ora, tratta dal Rapporto VAPI – Triveneto del CNR – GNDCI, che evidenzia come l'isoieta passante per Bolzano percorra sostanzialmente anche la Valle Isarco, pertanto è logico aspettarsi che anche per gli scrosci non vi siano differenze sostanziali tra le diverse località

interessate dagli interventi.

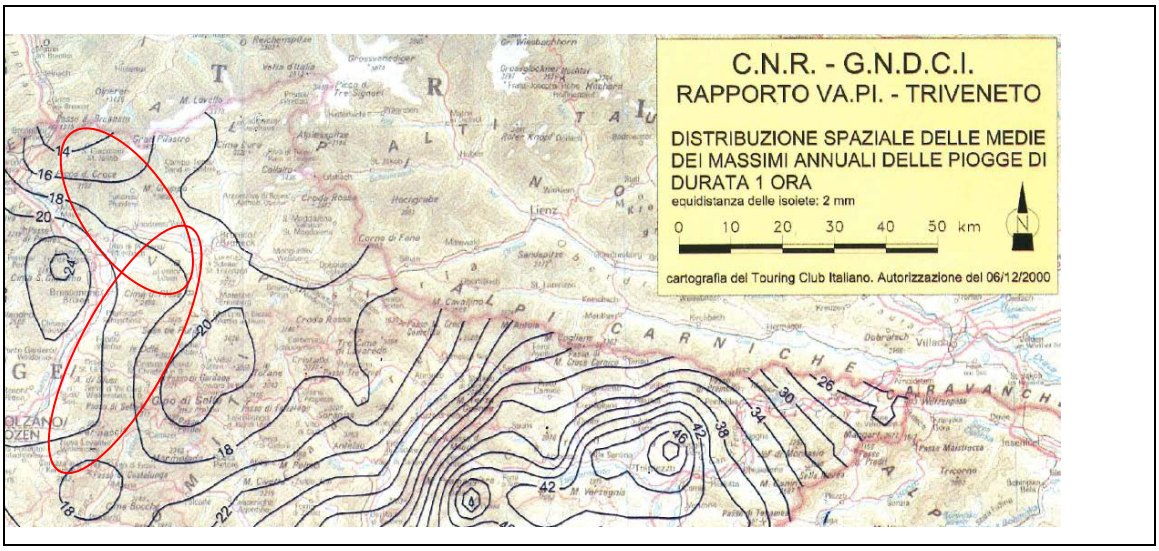


Figura 4– Estratto da Tav. 1 "Distribuzione spaziale delle medie dei massimi annuali delle piogge di durata 1 ora" allegata al Rapporto VAPI –Triveneto del CNR – GNDCI

6.4 VERIFICHE IDRAULICHE

Per il calcolo delle portate è stato utilizzato il metodo razionale:

$$Q = \phi \cdot J \cdot A$$

dove "Q" è la portata massima, "A" è la superficie del bacino, "ϕ" è il coefficiente di deflusso e "J" è l'intensità di precipitazione corrispondente ad una durata della precipitazione pari al tempo di corrivazione t_c e dipendente dal tempo di ritorno T.

Il coefficiente ϕ è un parametro minore o uguale dell'unità tramite il quale si tiene globalmente conto del complesso delle perdite del bacino (infiltrazione nel terreno, ritenzione nelle depressioni superficiali) a causa delle quali la portata al colmo è minore della portata di pioggia.

Nell'assegnare il valore del coefficiente di deflusso della piattaforma ferroviaria ci si dovrebbe riferire allo strato sottostante dato che il primo strato di ballast può essere considerando altamente permeabile. Nel caso in esame, trattandosi di una

linea ferroviaria storica, il ballast risulta steso su uno strato di fondazione costituito da materiale naturale costipato escludendo la presenza di strati di sub-ballast in conglomerato bituminoso e/o strati di supercompattato.

I valori di letteratura per “massicciate in strade ordinarie” indicano un range per il coefficiente di deflusso variabile tra 0.4 e 0.8, pertanto si assume a favore di sicurezza il valore massimo pari a 0.8.

Il tempo di corrivazione rappresenta l’intervallo di tempo impiegato dalla particella d’acqua, che cade nel punto più lontano idraulicamente del bacino, per attraversare la sezione di chiusura.

Nel caso in esame, trattandosi dei primi elementi di raccolta e allontanamento delle acque di piattaforma si fa riferimento ad una durata convenzionale di 5 minuti per non rischiare di sovradimensionare le opere idrauliche a fronte di eventi di durata talmente breve da non essere in grado di creare reali criticità per il sistema di scolo.

La superficie del bacino di calcolo corrisponde a metà larghezza di piattaforma ferroviaria, delimitata verso est dalle barriere laterali, nel caso specifico larga al massimo 10 m, quindi A può essere assunto pari a 10 m² per unità di lunghezza di piattaforma.

Con i dati sopra esposti si ricava un’intensità di precipitazione per una durata di pioggia di 5 min corrispondente a 207.7 mm/ora, un deflusso unitario di 0.046 l/s/m² e quindi una portata di deflusso laterale pari a 0.46 l/s per metro di lunghezza di piattaforma.

Nell’ipotesi più gravosa di dover allontanare la totalità delle acque di drenaggio non infiltrate nel sottofondo stradale attraverso una serie di fori da 160 mm di diametro disposti lungo il cordolo in calcestruzzo ad interasse non inferiore a 3 m, si può verificare che la portata in gioco risulta pari a 1.38 l/s e che questa viene allontanata dai fori di scarico costituiti da spezzoni di tubazioni in PVC da 160 mm di diametro esterno (Øi=152 mm) con un tirante all’imbocco di appena 3.3

cm e grado di riempimento y/D= 22%, nell'ipotesi che si formi l'altezza critica all'imbocco del tubo essendo il tratto di valle a forte pendenza.

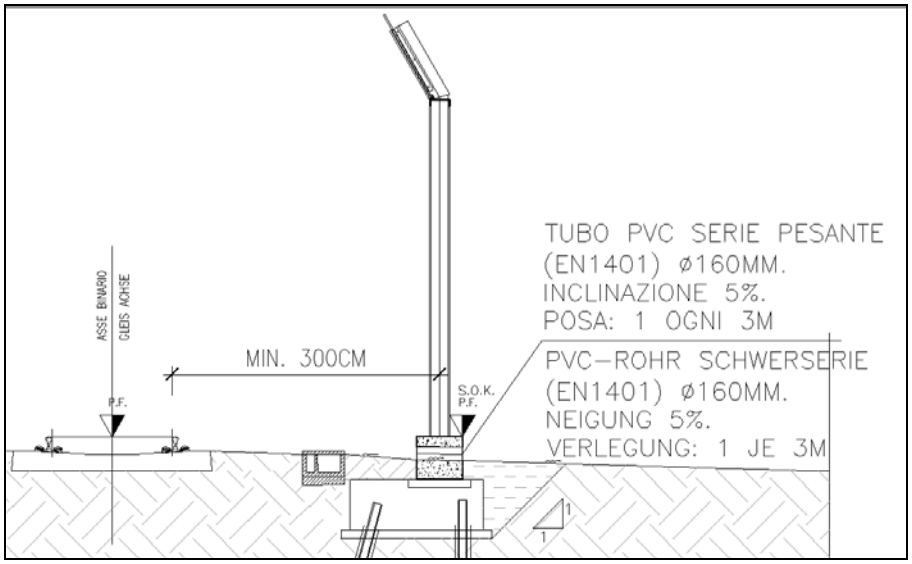


Figura 5– Sistema di scarico di superficie Tipo 1

Va tuttavia sottolineato che i cordoli della fondazione di progetto saranno collocati con quota di estradosso pari a quella del piano ferro e, quindi, nella realtà non andranno ad impedire il deflusso per filtrazione laterale in quanto molto difficilmente questi andranno ad attestarsi nello strato di fondazione di terreno naturale costipato in virtù della limitata altezza prevista per i cordoli (60 cm più lo strato di magrone) e per la lontananza di posa dalla più vicina rotaia (non meno di 3 m).

La presenza dei fori sul cordolo continuo avranno quindi, in termini più realistici, la funzione di allontanare le eventuali acque di supero rispetto a quelle eliminate mediante filtrazione nel terreno sottostante e posto lateralmente al ballast.

La sommità del cordolo è prevista, come detto, alla quota del piano del ferro, tuttavia, nella varietà delle condizioni geometriche specialmente altimetriche in cui si possono trovare la scarpata ferroviaria e il piano campagna adiacente, si possono presentare situazioni in cui il cordolo della barriera risulta più o meno affondato nel terreno e pertanto i fori di drenaggio possono risultare parzialmente al di sotto del piano finito. In questi casi si prevede la posa di un geotessile ad alta

permeabilità nel piano (geocomposito drenante) ovvero ad alta trasmissività, lungo la parete contro terra del cordolo lato ferrovia, per un metro di lunghezza in corrispondenza del foro di scarico, allo scopo di creare una via preferenziale verso i punti di libero deflusso ed impedire nel contempo l'intasamento dei fori da parte del terreno circostante.

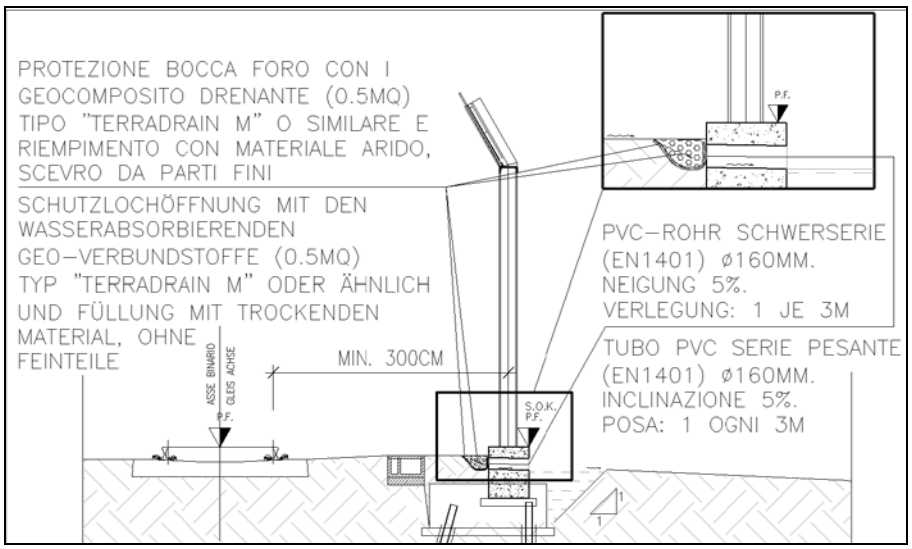


Figura 6– Sistema di scarico di superficie Tipo 2

Tra i materiali commercialmente disponibili atti a garantire la funzione drenante per raccogliere l'acqua lungo il cordolo e la funzione di filtro separatore per il materiale di rinterro si prevede l'impiego di un geocomposito costituito da un nucleo drenante tridimensionale racchiuso da due tessuti-non-tessuti filtranti termosaldati (tipo *Terradrain-M* o similare). Accanto a questo provvedimento si prevede di curare il riempimento dello scavo a ridosso del cordolo con materiale ad alta permeabilità, scevro da parti fini, proveniente dalla rimozione dei terreni in ambito RFI precedentemente accantonati.

7 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

7.1 PREMESSA

La caratterizzazione geotecnica dei terreni interessati dalla realizzazione dell'intervento è stata eseguita sulla base di una apposita campagna di indagini geotecniche in sito.

Nello specifico, le indagini geotecniche di supporto al presente intervento comprendono:

- Sondaggio a carotaggio continuo CH-S1. Il sondaggio ha raggiunto la profondità di 16m. Nel corso della perforazione si sono eseguite 5 prove penetrometriche dinamiche in foro "SPT" in corrispondenza dei livelli incoerenti (-3.0m, -6.0m, -6m, -9.0m, -12.0m e -15.0m dal piano campagna); in tale contesto, si è proceduto a recuperare i campioni di terra (3 campioni rimaneggiati), avviati al laboratorio geotecnico. In laboratorio sono state eseguite prove di classificazione granulometrica e determinazione del contenuto naturale d'acqua.

- Sondaggio a carotaggio continuo CH-S2. Il sondaggio ha raggiunto la profondità di 12m. Nel corso della perforazione si sono eseguite 5 prove penetrometriche dinamiche in foro "SPT" in corrispondenza dei livelli incoerenti (-1.5m, -2.5m, -4.5m, -6.0m, -9.0m dal piano campagna); in tale contesto, si è proceduto a recuperare i campioni di terra (3 campioni rimaneggiati), avviati al laboratorio geotecnico. In laboratorio sono state eseguite prove di classificazione granulometrica e determinazione del contenuto naturale d'acqua.

- Sondaggio a carotaggio continuo CH-S3-P. Il sondaggio ha raggiunto, come per i precedenti, la profondità di 12m. Nel corso della perforazione si sono eseguite 5 prove penetrometriche dinamiche in foro "SPT" in corrispondenza

dei livelli incoerenti (-3.0m, -4.5m, -6m, -9.0m, -10.5m dal piano campagna). Al termine della perforazione, il foro è stato attrezzato con tubo piezometrico da 2”, il cui tratto fessurato è compreso tra 3 e 12 m di profondità dal piano campagna. Anche in questo caso si è proceduto a recuperare i campioni di terra (3 campioni rimaneggiati), avviati al laboratorio geotecnico. In laboratorio sono state eseguite prove di classificazione granulometrica e determinazione del contenuto naturale d’acqua.

L’ubicazione delle indagini è riportata in figura seguente.

Figura 7 – Ubicazione indagini intervento Chiusa

7.2 COLONNE STRATIGRAFICHE DI SONDAGGIO

Si riportano, a seguire, le descrizioni delle colonne di stratigrafia relative ai sondaggi CH-S1, CH-S2 e CH-S3-P.

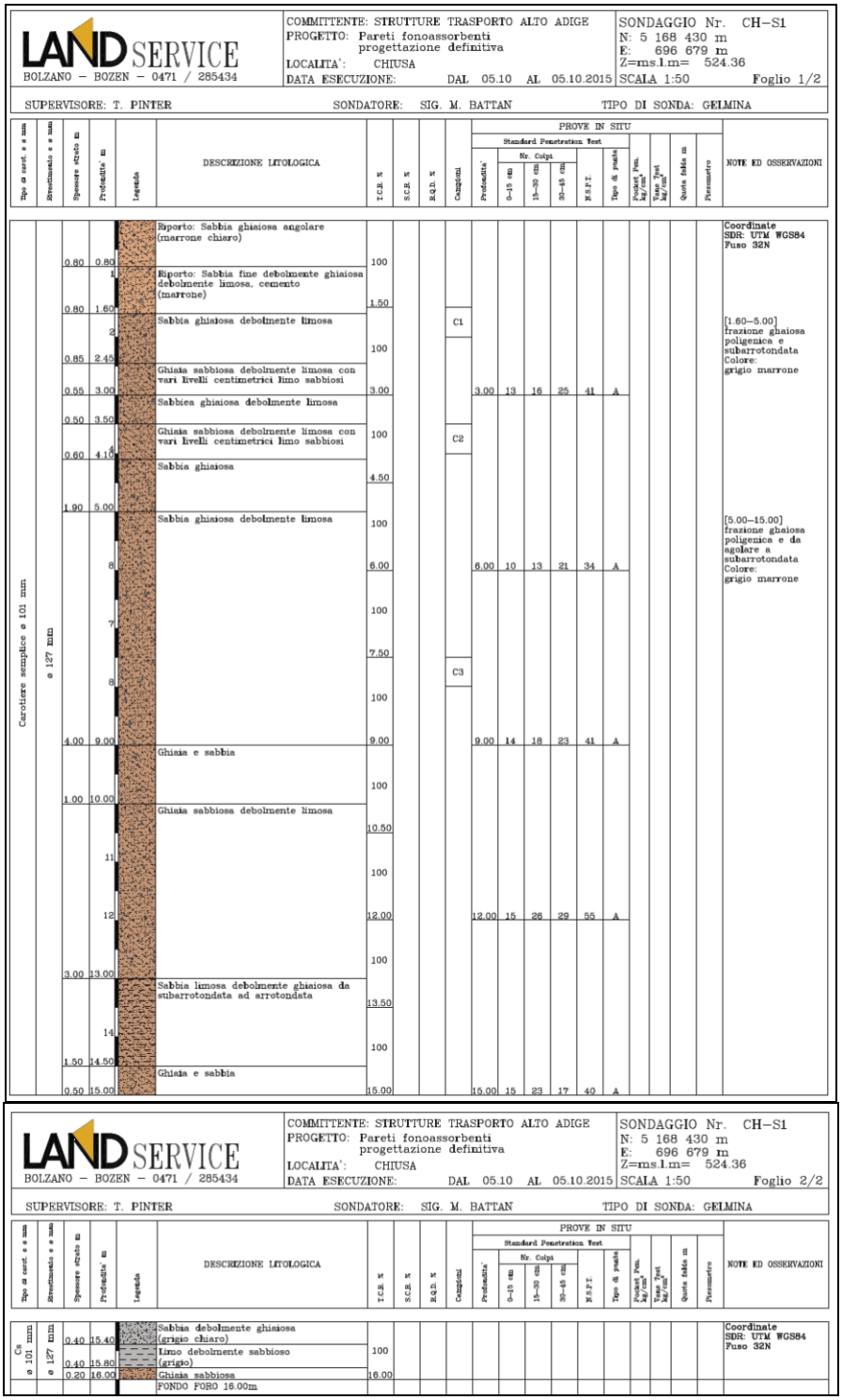
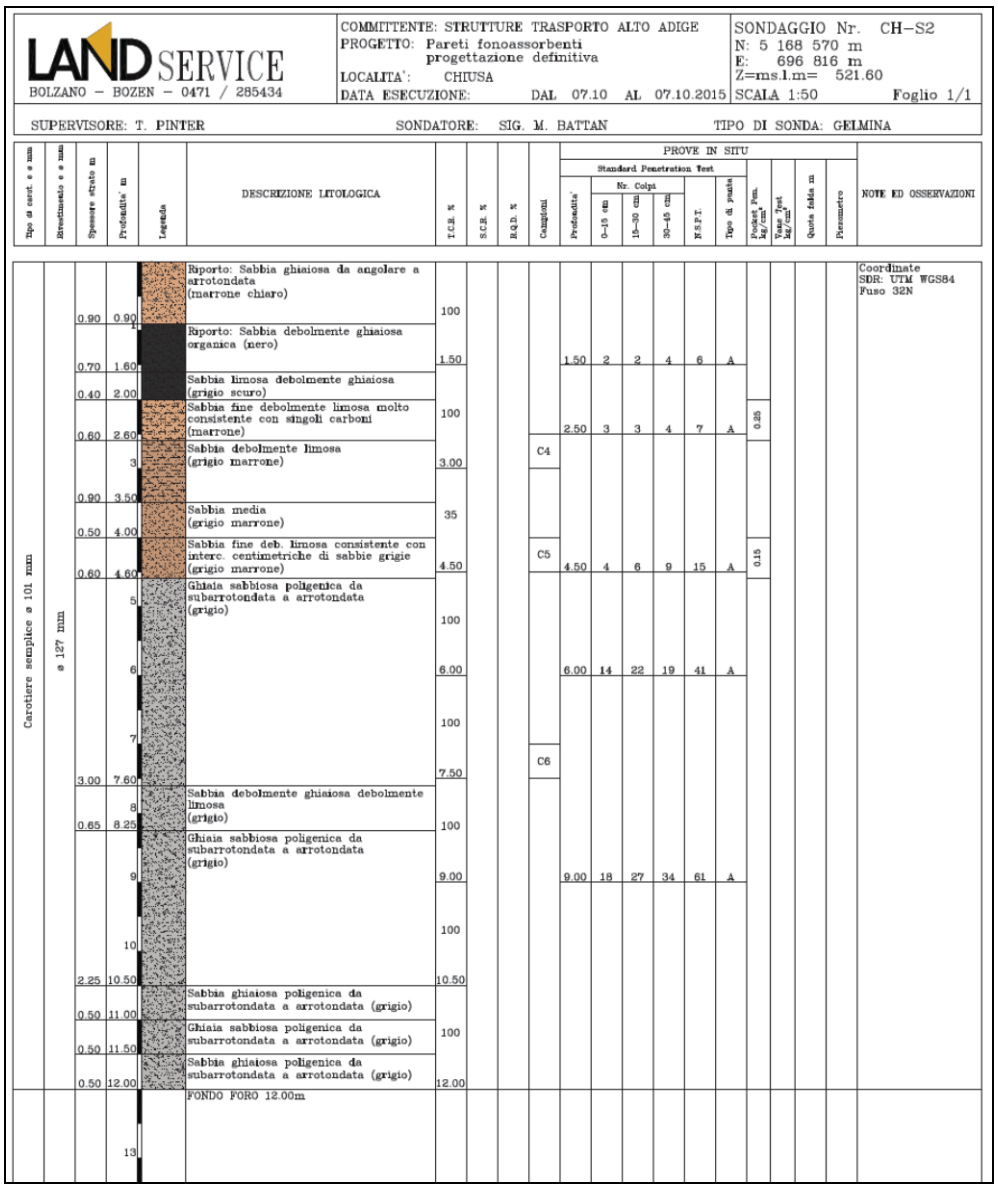


Figura 8 – Colonna stratigrafica sondaggio CH-S1



LAND SERVICE
BOLZANO – BOZEN – 0471 / 285434

COMMITTENTE: STRUTTURE TRASPORTO ALTO ADIGE
PROGETTO: Pareti fonoassorbenti progettazione definitiva
LOCALITA': CHIUSA
DATA ESECUZIONE: DAL 07.10 AL 07.10.2015

SONDAGGIO Nr. CH–S2
N: 5 168 570 m
E: 696 816 m
Z=ms.l.m= 521.60
SCALA 1:50 Foglio 1/1

SUPERVISORE: T. PINTER SONDATORE: SIG. M. BATTAN TIPO DI SONDA: GELMINA

Tipo di carot. e ø mm	Rivestimento e ø mm	Spessore strato m	Profondita' m	Legenda	DESCRIZIONE LITOLOGICA	T.C.R. %	S.C.R. %	R.Q.D. %	Campioni	PROVE IN SITU – Standard Penetration Test – Profondita'	Nr. Colpi 0–15 cm	15–30 cm	30–45 cm	N.S.P.T.	Tipo di punta	Pocket Pen. kg/cm²	Vane Test kg/cm²	Quota falda m	Piezometro	NOTE ED OSSERVAZIONI
Carotiere semplice ø 101 mm	ø 127 mm				Riporto: Sabbia ghiaiosa da angolare a arrotondata (marrone chiaro)	100														Coordinate SDR: UTM WGS84 Fuso 32N
		0.90	0.90		Riporto: Sabbia debolmente ghiaiosa organica (nero)	1.50				1.50	2	2	4	6	A					
		0.70	1.60		Sabbia limosa debolmente ghiaiosa (grigio scuro)															
		0.40	2.00		Sabbia fine debolmente limosa molto consistente con singoli carboni (marrone)	100				2.50	3	3	4	7	A	0.25				
		0.60	2.60		Sabbia debolmente limosa (grigio marrone)	3.00			C4											
		0.90	3.50		Sabbia media (grigio marrone)	35														
		0.50	4.00		Sabbia fine deb. limosa consistente con interc. centimetriche di sabbie grigie (grigio marrone)	4.50			C5	4.50	4	6	9	15	A	0.15				
		0.60	4.60		Ghiaia sabbiosa poligenica da subarrotondata a arrotondata (grigio)	100														
			5																	
			6			6.00				6.00	14	22	19	41	A					
			7			100														
		3.00	7.60			7.50			C6											
			8		Sabbia debolmente ghiaiosa debolmente limosa (grigio)															
		0.65	8.25		Ghiaia sabbiosa poligenica da subarrotondata a arrotondata (grigio)	100														
			9			9.00				9.00	18	27	34	61	A					
			10			100														
		2.25	10.50			10.50														
		0.50	11.00		Sabbia ghiaiosa poligenica da subarrotondata a arrotondata (grigio)															
		0.50	11.50		Ghiaia sabbiosa poligenica da subarrotondata a arrotondata (grigio)	100														
		0.50	12.00		Sabbia ghiaiosa poligenica da subarrotondata a arrotondata (grigio)	12.00														
			13		FONDO FORO 12.00m															

Figura 9 – Colonna stratigrafica sondaggio CH-S2

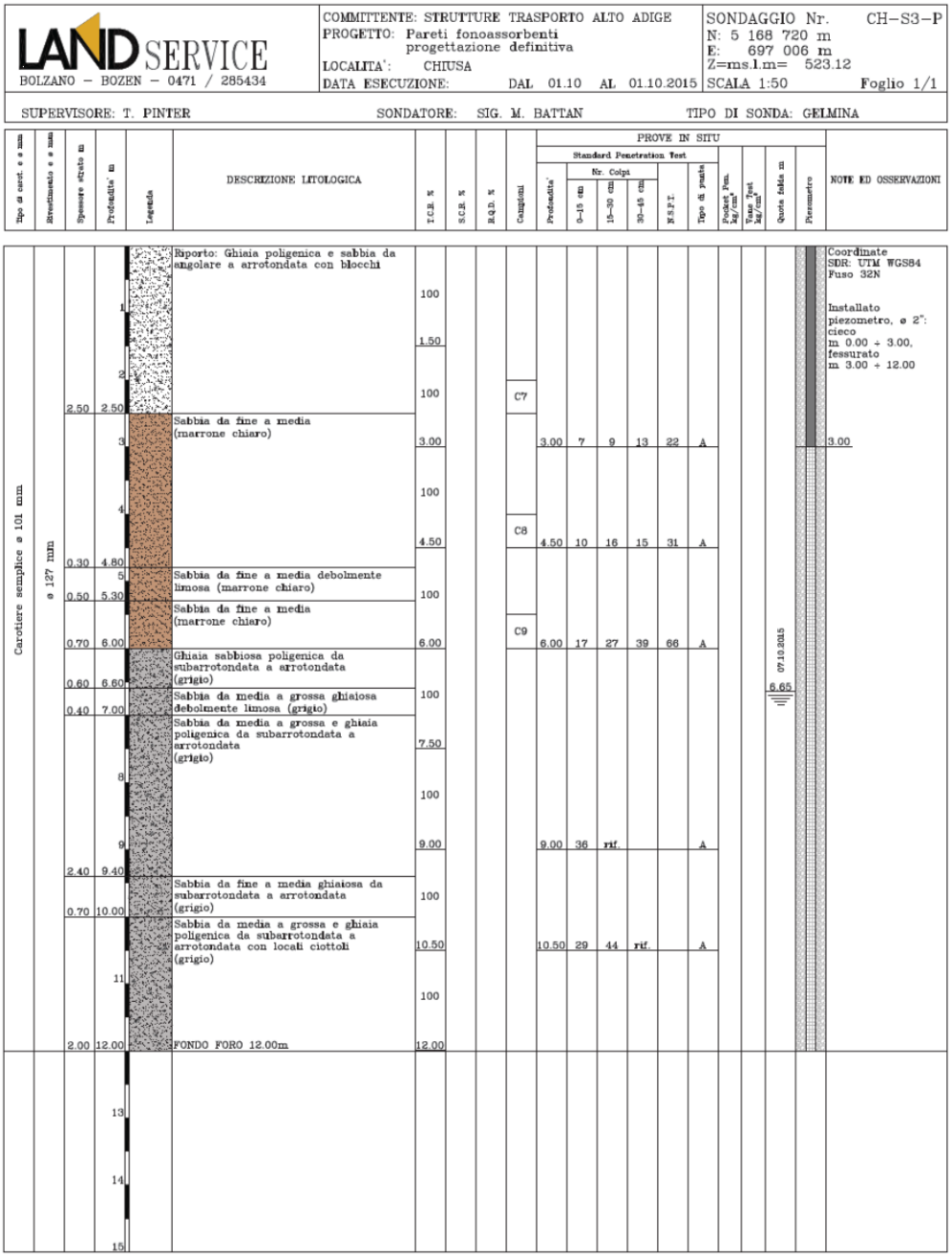


Figura 10 – Colonna stratigrafica sondaggio CH-S3-P

7.3 INDAGINI DI LABORATORIO

Nella seguente Tabella si raccolgono gli esiti delle prove di laboratorio eseguite su 9 campioni rimaneggiati del sottosuolo, estratti a seguito dell'esecuzione delle tre perforazioni. Sono specificati i codici identificativi relativi alla parte del campione esaminata, la tipologia di campionamento, le quote di prelievo.

La seguente tabella riassume l'esito delle prove di laboratorio geotecnico.

Chiusa	Prof. (m)	granulom.				γ_n (kN/m^3)	w_n (%)	Classif.
		gh.	sa.	limi	arg.			
CH-S1-C1	1.5 - 2.0	40	41	19		-	10.8	SC SM SC-SM
CH-S1-C2	3.5 - 4.0	60	31	9		-	5.1	GW-GM GW-GC
CH-S1-C3	7.5 - 8.0	37	55	8		-	8.2	SW -SM SW-SC
CH-S2-C4	2.5 - 3.0	5	41	54		-	34.2	CL-ML C-ML CL-ML
CH-S2-C5	4.0 - 4.5	7	51	42		-	30.9	CL-ML C-ML CL-ML
CH-S2-C6	7.0 - 7.5	20	68	12		-	9.2	SC SM SC-SM
CH-S3-C7	2.0 - 2.5	2	52	46		-	28.2	CL-ML C-ML CL-ML
CH-S3-C8	4.0 - 4.5	1	74	25		-	27.2	SC SM SC-SM
CH-S3-C9	5.5 - 6.0	0	73	27		-	24.8	SC SM SC-SM

Tabella I - Prove di laboratorio Sondaggi CH-S1, CH-S2 e CH-S3-P

In allegato alla presente, il report delle indagini geognostiche e di laboratorio geotecnico.

7.4 DETERMINAZIONE DEI DATI GEOTECNICI DA PROVE IN SITO

Nel corso dell'esecuzione dei sondaggi sono state eseguite complessivamente 18 3 prove SPT con impiego di una punta aperta standardizzata (campionatore).

Di seguito di riportano i risultati acquisiti:

CH-S1		CH-S2		CH-S3-P	
Profondità	Nspt	Profondità	Nspt	Profondità	Nspt
3	41	1.5	6	3	22
6	34	2.5	7	4.5	31
9	41	4.5	15	6	66
12	55	6	41	9	80
15	40	9	61	10.5	80

Tabella II – Risultati prove Nspt

Ove mai sia presente, in falda, una significativa presenza di materiali fini nel terreno in prova, è opportuno adottare una correzione del valore N_{SPT} al fine di bilanciare l'influenza delle sovra-pressioni interstiziali in fase di battitura, secondo l'approccio formulato da Terzaghi & Peck (1948), per valori Nspt > 15. In tali circostanze, il valore della prova viene corretto secondo la seguente espressione:

N'spt=15+0.5x (Nspt-15).

Si precisa che, laddove la prova ha conseguito un valore denominato "a rifiuto" (ovvero somma colpi $N_{2/15cm} + N_{3/15cm} \geq 100$), come nel caso delle prove eseguite in corrispondenza del sondaggio CH-S3-P , a -9m e -10.5m da p.c.), si è attribuito un valore (inferiore a 100) tale da conferire successivamente un valore di densità relativa D_r prossimo alla densità massima (100%).

7.4.1 Parametri di resistenza al taglio e densità

A seguire si riporta l'approccio interpretativo delle prove in situ SPT per la definizione dei parametri meccanici delle unità indagate.

Per la valutazione dello stato di addensamento dei depositi (densità relativa del terreno) è possibile utilizzare la correlazione proposta da Kulhawy e Mayne (1990) a partire dalle indicazioni di Skempton, 1986):

$(N_1)_{60} / D_r^2 \approx 60$.

Il valore $(N_1)_{60}$ rappresenta il valore normalizzato di N_{spt} che tiene conto della pressione del terreno sovrastante e del rendimento del sistema d'infissione $ER_{i,M}$. (≈ 55÷65% da Cestari "Prove in sito") e che può essere quantificato attraverso la seguente relazione empirica:

$(N_1)_{60} = (ER_{i,M} * N_{spt}) / (60 * \sqrt{\sigma_{v0}'})$

Sempre per ciò che riguarda la valutazione della densità relativa è stata adottata anche la correlazione proposta da Bazaraa (1967). Quanto proposto dall'autore tiene in dovuta considerazione aspetti caratteristi del deposito naturale, fattori di primaria importanza quali la cementazione, l'invecchiamento (aging), la storia dello stato tensionale ecc. L'autore è pervenuto alla seguente correlazione:

$$D_r^2 = \frac{N}{20 \cdot \left(1 + 4.1 \cdot \sigma_{v0}^{'}\right)} \qquad \text{per } \sigma_{v0}^{'} \leq 0.732\ kg/cm^2$$

$$D_r^2 = \frac{N}{20 \cdot \left(3.24 + 1.024 \cdot \sigma_{v0}^{'}\right)} \qquad \text{per } \sigma_{v0}^{'} > 0.732\ kg/cm^2$$

L'applicazione di tale correlazione porta a risultati del tutto confrontabili con quanto proposto da Kulhawy e Mayne.

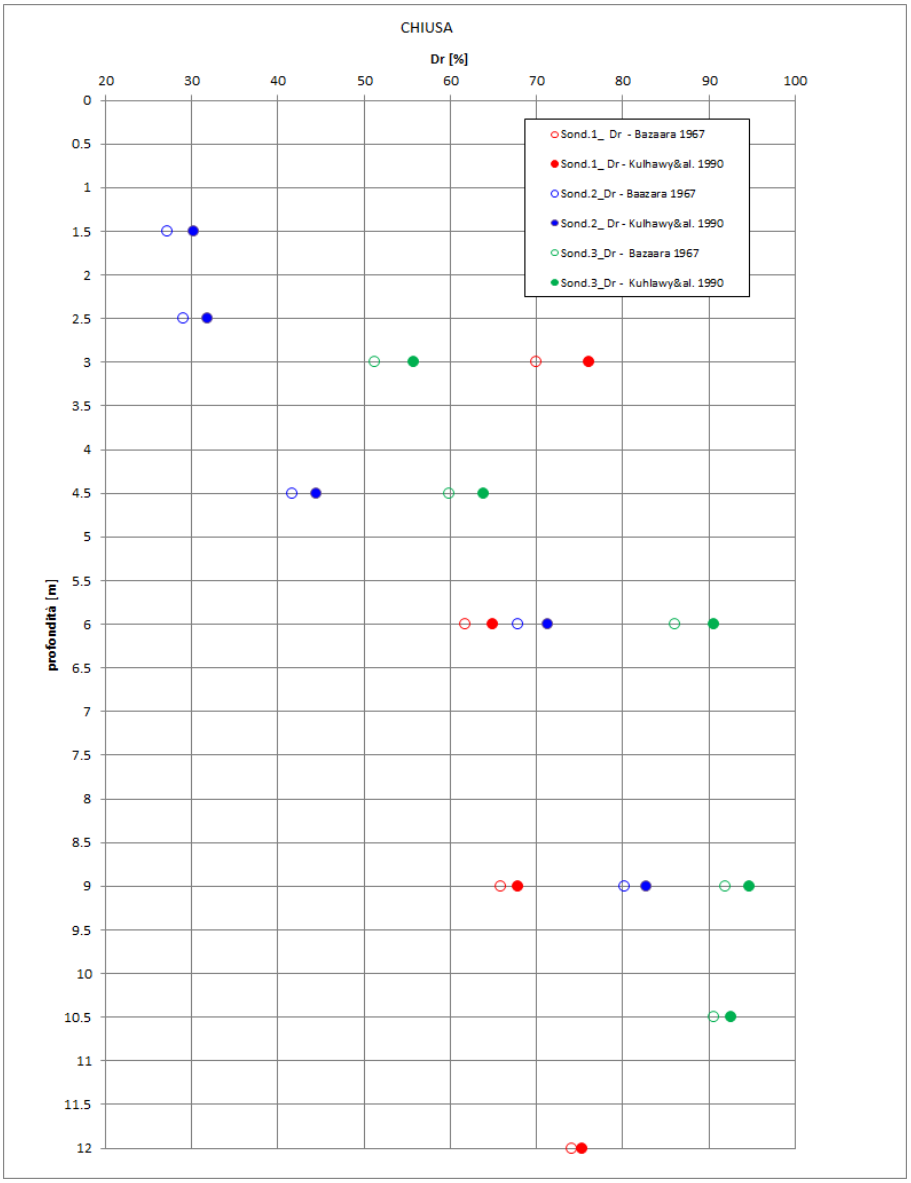


Figura 11 — Densità relativa (Bazaara-1967, Kuhlawy&Maine-1990) da SPT

Per la stima dell'angolo di resistenza al taglio di picco, si assume quale dato di base il valore dello stato di addensamento come proposto da Schmertmann (1978 – vedi figura seguente), ovvero in funzione del valore di densità relativa e con riferimento alle correlazioni espresse nella seguente figura.

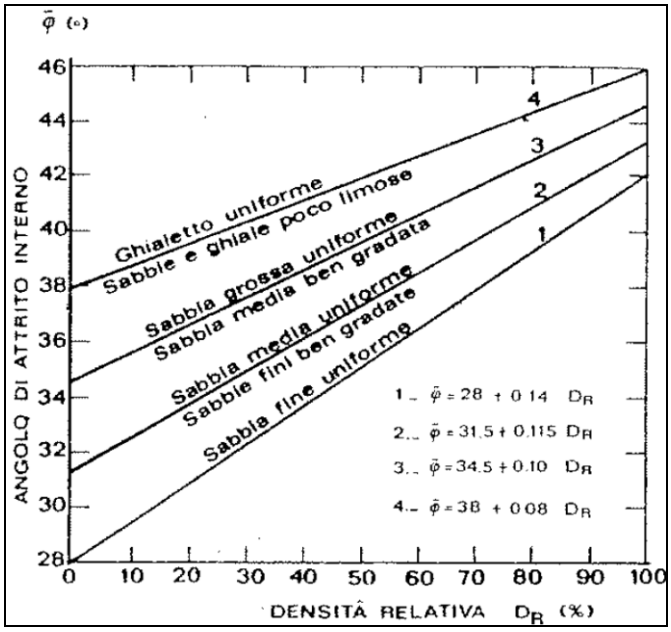


Figura 12 – Correlazione fra Dr e angolo di attrito di picco Schmertmann (1978)

Su tali basi, con la seguente tabella si riassume l'esito dell'analisi interpretativa dei dati Nspt per la determinazione indiretta dell'angolo di resistenza a taglio. Si nota una buona corrispondenza dei valor di resistenza a taglio, malgrado l'applicazione dei due diversi approcci implementati (Bazaara-1967, Kuhlawy&Maine-1990) per la determinazione del valore di densità relativa.

CH-S1						
Profondità	Nspt	Nspt corr.	ER_{IM}	σ'_{vo} [kg/cm^2]	N_{60}	$N_{1,60}$
3	41	41	58	0.92	40	41
6	34	34	58	1.19	33	30
9	41	41	58	1.46	40	33
12	55	55	58	1.73	53	40
15	40	40	58	2	39	27
Bazaara (1967) Dr (%)		(Schmertmann)	**Skempton (da Kulhawy & Mayne, 1990)** Dr (%)			(Schmertmann)
Profondità	Dr(%)	$\phi°$	Profondità	$N_{1,60}$	Dr(%)	$\phi°$
3	**70**	**39.6**	3	41	**76**	**40.2**
6	**62**	**38.6**	6	30	**65**	**39.0**
9	**66**	**39.1**	9	33	**68**	**39.3**
12	**74**	**40.0**	12	40	**75**	**40.2**
15	**61**	**38.6**	15	27	**62**	**38.6**

CH-S2						
Profondità	Nspt	Nspt corr.	ER_{IM}	σ'_{vo} [kg/cm^2]	N_{60}	$N_{1,60}$
1.5	6	6	58	0.785	6	7
2.5	7	7	58	0.875	7	7
4.5	15	15	58	1.055	15	14
6	41	41	58	1.19	40	36
9	61	61	58	1.46	59	49
Bazaara (1967) Dr (%)		(Schmertmann)	**Skempton (da Kulhawy & Mayne, 1990)** Dr (%)			(Schmertmann)
Profondità	Dr(%)	$\phi°$	Profondità	$N_{1,60}$	Dr(%)	$\phi°$
1.5	**27**	**34.6**	1.5	7	**30**	**35.0**
2.5	**29**	**34.8**	2.5	7	**32**	**35.2**
4.5	**42**	**36.3**	4.5	14	**44**	**36.6**
6	**68**	**39.3**	6	36	**71**	**39.7**
9	**80**	**40.7**	9	49	**83**	**41.0**

CH-S3-P						
Profondità	Nspt	Nspt corr.	ER_{IM}	σ'_{vo} [kg/cm^2]	N_{60}	$N_{1,60}$
3	22	22	58	0.92	21	22
4.5	31	31	58	1.055	30	29
6	66	66	58	1.19	64	58
9	80	80	58	1.46	77	64
10.5	80	80	58	1.595	77	61
Bazaara (1967) Dr (%)		(Schmertmann)	**Skempton (da Kulhawy & Mayne, 1990)** Dr (%)			(Schmertmann)
Profondità	Dr(%)	$\phi°$	Profondità	$N_{1,60}$	Dr(%)	$\phi°$
3	**51**	**37.4**	3	22	**56**	**37.9**
4.5	**60**	**38.4**	4.5	29	**64**	**38.9**
6	**86**	**41.4**	6	58	**91**	**41.9**
9	**92**	**42.1**	9	64	**95**	**42.4**
10.5	**91**	**41.9**	10.5	61	**93**	**42.1**

Tabella III – Angolo di resistenza a taglio (picco) - (Schmertmann) da Dr (%)

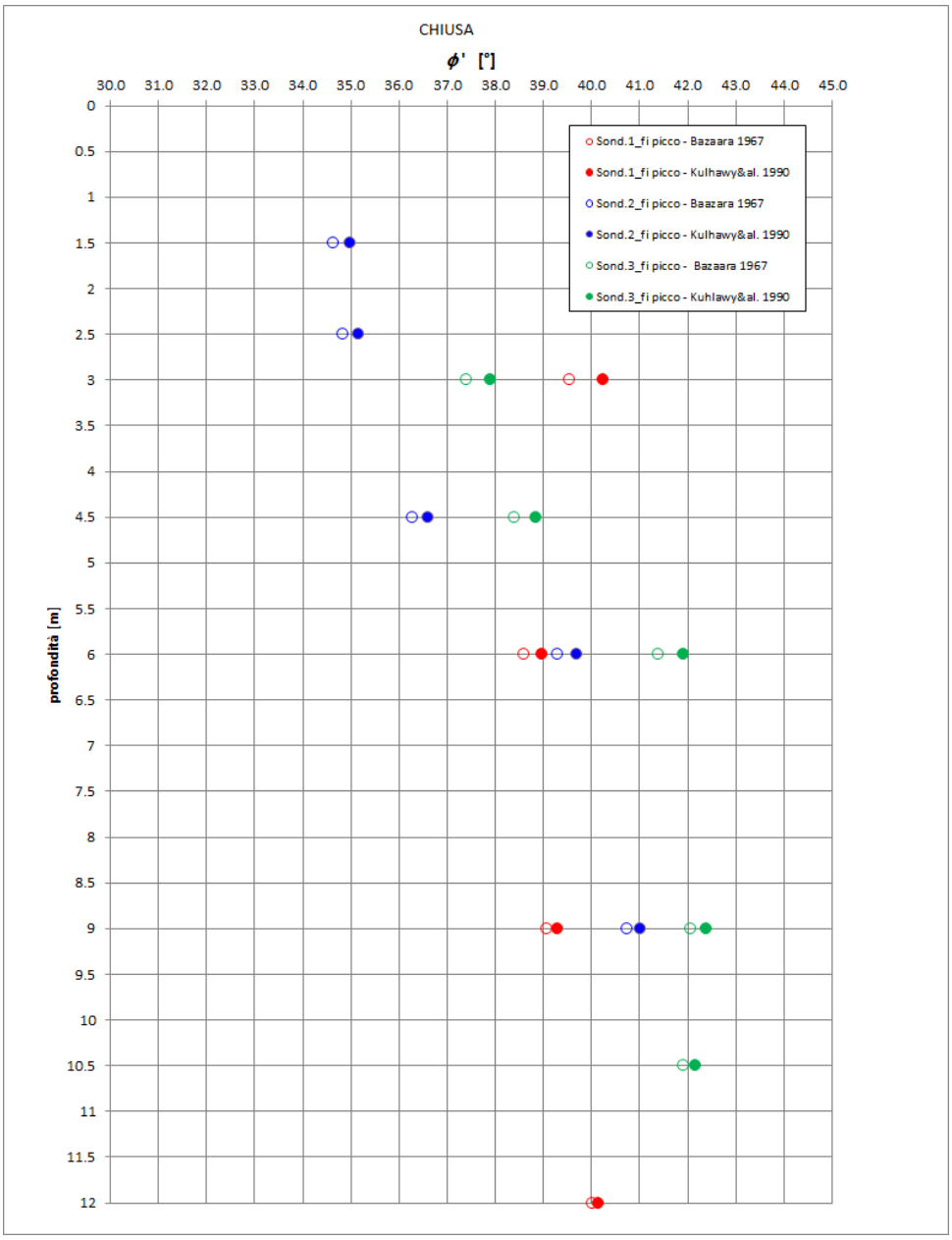


Figura 13 – Angolo di resistenza a taglio (picco) - (Schmertmann) da Dr (%)

7.4.2 Parametri di deformabilità

Per la valutazione dei parametri di deformabilità degli strati più profondi a partire da indagini SPT, si attinge a quanto proposto dall'Autore (Stroud, 1989) che ha redatto, in forma grafica, alcune correlazioni tra il comportamento deformativo di

terre a grana grossa a partire da prove di carico in sito (su piastra) e da valori misurati su fondazioni reali (nastriformi, a platea), in funzione della resistenza alla penetrabilità (N_{60}=numero di colpi corretto per riferirlo al rendimento del 60% del dispositivo d'infissione). L'abaco di figura seguente correla il rapporto E'/N_{60} (modulo di deformazione E' e N_{spt} corretto) col livello di carico (ovvero alla profondità indagata), espressa dal rapporto q_{net}/q_{lim} (con q_{net} pressione applicata q_{lim} carico a rottura).

Per piccoli livelli di deformazione ($q_{net}/q_{lim} \rightarrow 0$) il rapporto E'/N_{60} è variabile da 2 (sabbie normalconsolidate) a valori superiori a 10 (sabbie e ghiaie sovraconsolidate). I valori di deformabilità sono in questo caso da intendersi come moduli iniziali.

Livelli di deformazione "operativi" che ammettano, cioè, un livello di carico limitato a valori tipicamente compresi tra il 20% ed il 30% del carico ultimo, si ottiene un rapporto E'/N_{60} variabile da 1 (sabbie normalconsolidate) a 1.5 (sabbie e ghiaie sovraconsolidate). La seguente tabella riassume i valori di modulo operativo in tal modo stimati.

Una stima alternativa del modulo di deformazione può essere condotta con riferimento a quanto proposto da Jamiolkowski (1988). Anche in questo caso, ci si riconduce a valori che ammettano un livello di deformazione "operativo" nella comune accezione del termine (al 25% del carico di rottura)

$E'_{25} = (10.5 - 3.5\ Dr) * N_{60}$ [kg/cm^2] (per terre normalconsolidate)

$E'_{25} = (52.5 - 3.5\ Dr) * N_{60}$ [kg/cm^2] (per terre sovraconsolidate)

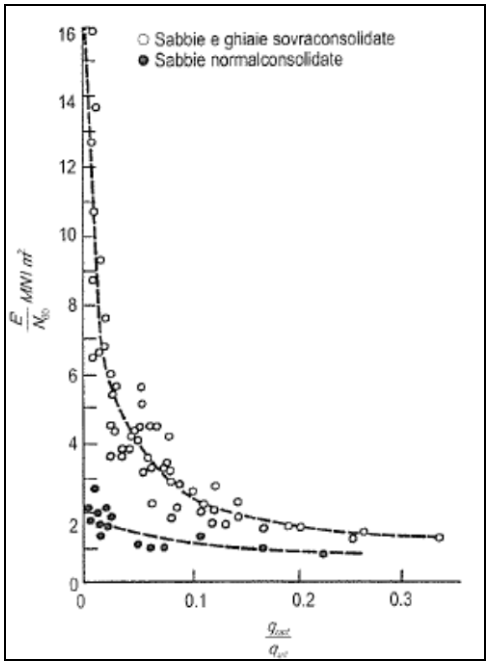


Figura 14 – Relazione tra deformabilità, resistenza N_{spt} e livello di carico (Stroud, 1989)

In tabella e figura seguenti si raccolgono i limiti, inferiori e superiori dei valori di modulo di deformazione.

CH-S1			
Profondità	E'_{inf}[MPa]	E'_{sup}[MPa]	E'_{25}[MPa]
	Stroud (1989)		Jamiolkowski (1988)
3	40	79	32
6	33	66	28
9	40	79	33
12	53	106	43
15	39	77	33
CH-S2			
Profondità	E'_{inf}[MPa]	E'_{sup}[MPa]	E'_{25}[MPa]
	Stroud (1989)		Jamiolkowski (1988)
1.5	6	12	6
2.5	7	14	7
4.5	15	29	13
6	40	79	33
9	59	118	46
CH-S3-P			
Profondità	E'_{inf}[MPa]	E'_{sup}[MPa]	E'_{25}[MPa]
	Stroud (1989)		Jamiolkowski (1988)
3	21	43	19
4.5	30	60	26
6	64	128	48
9	77	155	57
10.5	77	155	58

Tabella IV – Modulo di deformazione (Stroud, Jamiolkowski)

La figura seguente rappresenta in forma grafica i valori del modulo di deformazione rappresentativi.

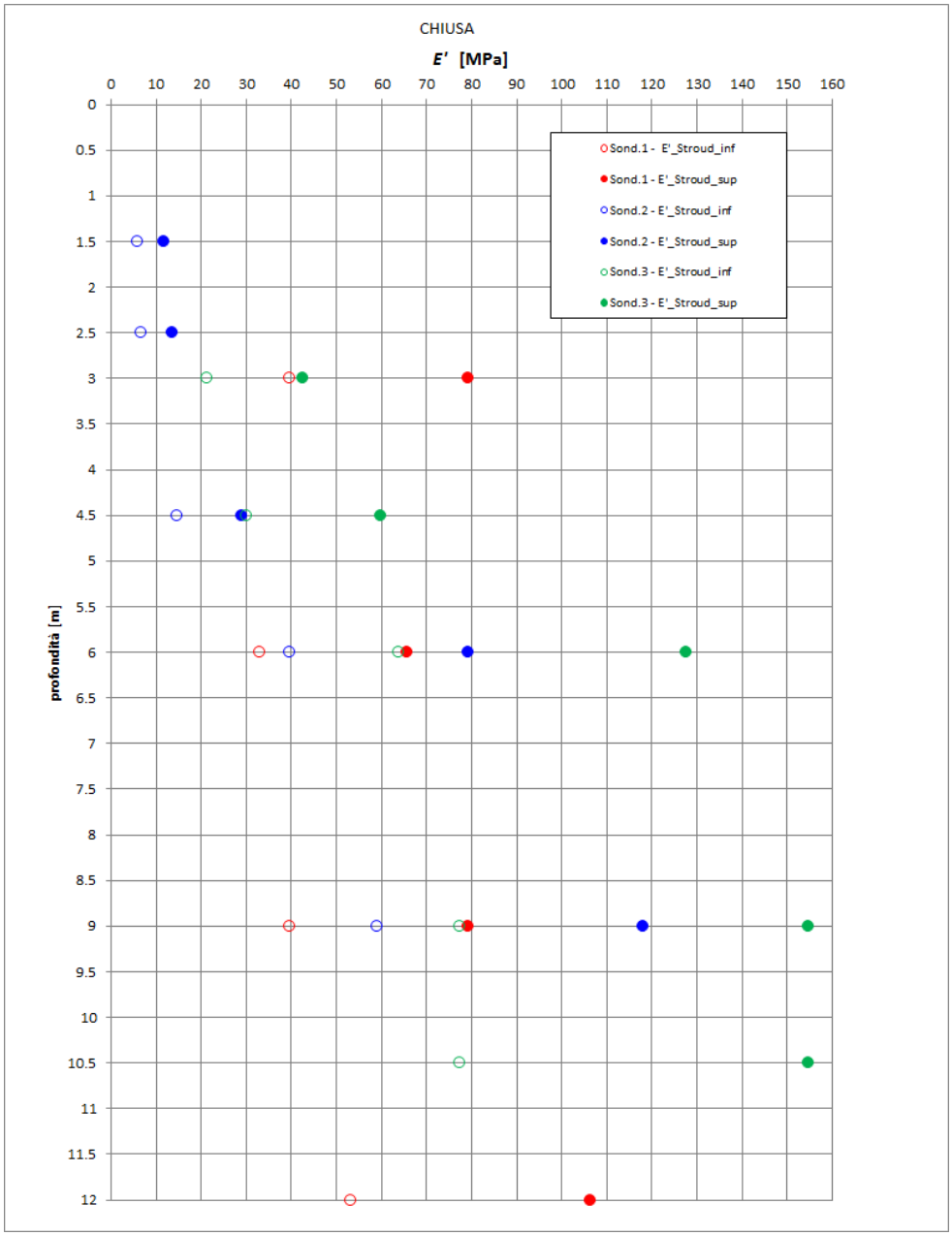


Figura 15 – Modulo di deformazione (Stroud, 1989)

7.5 SUSCETTIBILITÀ DEI TERRENI ALLA LIQUEFAZIONE

La suscettibilità dei terreni alla liquefazione è il fenomeno associato alla perdita di resistenza a taglio, od accumulo di deformazioni plastiche, che si manifesta in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi e poco addensati, sollecitati da azioni

cicliche.

Nel seguito si provvede ad esprimersi sull'eventualità che si possa incorrere in una tale circostanza. Con riferimento a quanto disposto al par.7.11.3.4.2 delle N.T.14/1/2008 in tema di esclusione del potenziale rischio di liquefazione.

In dettaglio:

La verifica alla liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. *l'evento sismico è di magnitudo inferiore a 5;*
2. *l'accelerazione massima attesa al p.c. (free-fiele) inferiori a 0.1g;*
3. *la profondità media stagionale della falda è superiore a 15m dal p.c. (in caso di piano campagna sub-orizzontale e in presenza di fondazioni superficiali);*
4. *i depositi sono costituti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica dinamica SPT* $(N_1)_{60}>30$ *oppure statica CPT,* $q_{c1,N}>180$*, normalizzate ad una tensione efficace verticale pari a 100 kPa;*
5. *la distribuzione granulometrica del deposito è esterna al fuso rappresentato in Figura 9 nel caso in cui il coefficiente di uniformità è < 3,5; diversamente, in Figura 10 (coeff. uniformità > 3.5).*

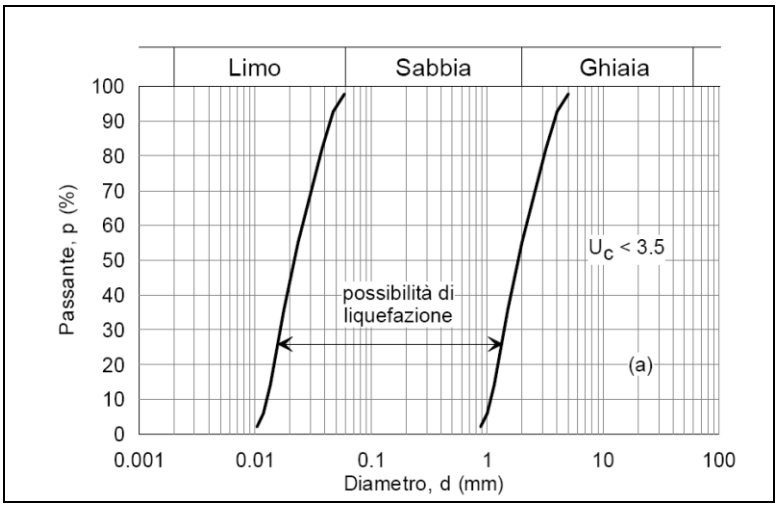


Figura 16: potenziale liquefazione – U_c<3,5

Nel caso in oggetto, non si rivelano i requisiti secondo cui prevedere potenziale rischio di liquefazione in considerazione della natura dei suoli (prevalentemente grossolana) ed in relazione ad un valore di accelerazione massima al suolo

inferiore al parametro critico definito al *punto 2)* precedente. Infatti, con riferimento, ai valori di Vita Nominale (50 anni) e Classe d'Uso dell'opera (III), si ottiene il seguente esito, secondo cui il valore di accelerazione massima al suolo risulta inferiore a 0.1g, tale dunque da non richiedere ulteriori verifiche (a_{max} SLV = 0.087 x 9.81 = 0.854m/s^2 < 0.1g = 0.981 m/s^2).

Si conclude dunque con la non necessità di ulteriori approfondimenti circa il rischio di decadimento della prestazione meccanica del sottosuolo.

7.6 MODELLO GEOTECNICO DI PROGETTO

Si fornisce in Tabella V il riassunto, in forma tabellare, dei caratteri geotecnici (meccanici e di deformabilità) relativi al sottosuolo da utilizzarsi in sede di progetto e verifica delle opere previste nell'ambito dell'intervento 19.06.

Legenda

GG = Terreno a grana grossa

GF = Terreno a grana fine

E_{vc} = modulo di carico

E_{ur} = modulo scarico ricarico

M_t = modulo edometrico

ϕ'_{picco} = angolo di attrito di picco

				Intervento CHIUSA										
Numero	DESCRIZIONE BANCO	Z iniz. (m)	Z fin. (m)	Spess. banco (m)	Z med. (m)	γ' (kN/m^3)	γ_d (kN/m^3)	γ_{nat} (kN/m^3)	γ_{sat} (kN/m^3)	Tipo di terreno	ϕ'_P(°)	Mt (kPa)	Evc (MPa)	Eur (MPa)
unità 1	riporti sabbiosi da poco a mediam. addensati	0.00	2.00	2.00	1.00	9.00	15.00	18.00	19.00	GG	34	25	15	24
unità 2	sabbie fini- deb. limose - mediam. addensate	2.00	4.00	2.00	3.00	8.00	15.00	18.00	19.00	GG	35	30	20	32
unità 3	sabbie ghiaiose - deb. limose - mediam. addensate	4.00	12.00	8.00	6.00	8.00	15.00	18.00	19.00	GG	38	80	60	100

Tabella V - Modello geotecnico del sottosuolo

8 SISTEMAZIONE FINALE DELLE AREE A VERDE

In sede di sistemazione finale delle aree di cantiere, sarà necessario prevedere un intervento mirato al recupero naturalistico e della vegetazione preesistente delle aree interessate, al fine di ricondurle alle condizioni di assetto preesistenti all'intervento di progetto. Medesima cura andrà prevista per preservare le scarpate di progetto, laddove previste, da erosione e/o dal proliferare di vegetazione spontanea.

Tali attività di ripristino a verde saranno condotte con riferimento al Manuale di Progettazione delle Opere Civili RFI doc. ***RFI DTC SI AG MA IFS 001 A – Parte II, Sezione 1 " Ambiente e Geologia"*** *– emiss. 30/12/2016,* che fornisce le norme di carattere descrittivo ed applicativo di carattere generale.

Unitamente a tale documento, si adotteranno le Specifiche applicative ed operative del documento tecnico d'Appalto RFI doc. ***RFI DTC SI AG SP IFS 003 A – Parte 2, Sezione 15 " Opere a verde"***, acclusa al Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili RFI doc. ***RFI DTC SI SP IFS 001 A*** - emiss. 30/12/2016.

Nel dettaglio, il modus applicativo delle suddette specifiche esecutive:

- una programmazione delle attività (par. 15.7)
- qualità del materiale agrario (par. 15.8.1);
- qualità del materiale vivaistico (par. 15.8.2);
- trasposto e mantenimento dei materiali prima dell'impianto (par. 15.9)
- modalità esecutive attività di impianto (par. 15.10);
- ultimazione di impianto e garanzia di attecchimento (par. 15.11);
- piano di manutenzione post-impianto e garanzie di manutenzione (par, 15.12).

La planimetria di progetto di riferimento (elab. RPL0011, RPL0012 ed RPL0013) illustra l'estensione dell'ambito di intervento.

9 GESTIONE TERRE E ROCCE DA SCAVO E DEMOLIZIONI

Per la gestione dei prodotti provenienti da scavi, demolizioni, e per apporto di inerti in ambito di cantiere, si evidenzia quanto segue

Per le aree di pertinenza ferroviaria, l'Esecutore dovrà attenersi a quanto disposto nelle premesse di cui al C.A.A. .OO.CC RFI, doc. RFI DTC SI SP IFS 001 A del 30/12/2016, ovvero:

- *PARTE 1 - par. 1.6 ("Adempimenti in materia ambientali");*
- *PARTE 2 - SEZIONE 4 ("Demolizioni"– par. 4.5 ("Oneri e prescrizioni generali");*
- *PARTE2 - SEZIONE 5 ("Opere in terra e scavi") – par. 5.6 ("Prescrizioni ed oneri generali" e relativi sottocapitoli:*
  - *5.6.1 ("Prescrizioni ed oneri particolari per la gestione dei materiali in esclusione dal regime dei rifiuti"),*
  - *5.6.2 ("Prescrizioni ed oneri particolari per la gestione dei materiali in regime dei rifiuti").*

Oltre allo specifico previsto per le aree ferroviarie, in linea generale, per la gestione delle materie provenienti da scavi e demolizioni, si osserveranno le disposizioni emanate dalla Provincia Aut. Di Bolzano con Delibera n°189 del 26/01/2009 "Criteri per la classificazione delle terre e rocce da scavo, anche di gallerie, come sottoprodotti" . L'allegato 1, in particolare, nello stabilire che gli areali ferroviari (ambito prevalente del cantiere) sono da includere tra le aree di attività in "siti potenzialmente contaminati", richiede di redigere per essi un apposito piano di caratterizzazione di cui alla deliberazione 4/4/2005 n°1072.

Per terre e rocce non incluse tra quelli di cui al citato Allegato 1, potranno essere considerati "sottoprodotti" (L.Provinciale 26/5/2006 n°4) se rispondenti alle Specifiche di cui alla suddetta Delibera n°189.

Riguardo le aree "potenzialmente contaminate" è stato stimato l'ammontare

economico degli oneri di esecuzione del programma di caratterizzazione delle terre di cui sopra con riferimento al D.M. n°161 /2012; somma resa disponibile all'Amministrazione nel Quadro Economico di progetto (punto B3). Nello specifico si prevede l'esecuzione di analisi chimica su almeno 10 campioni da punti di prelievo concordati con la D.L. nell'ambito degli areali ferroviari interessati dagli scavi.

Per la destinazione dei materiali in esubero dalle attività (terreni, rocce, demolizioni, materiali potenzialmente contaminati, si sono individuate le seguenti

Ditte:

- Ditta ERBAU Srl (39012 Merano - BZ) distanza da cantiere 65km,
- Ditta RAUCHBAU Srl (39024 Nalles - BZ) distanza da cantiere 20 km,
- Ditta BETON EISACK Srl (Via Prato dell'Ospizio,14 39043 Chiusa BZ - Via Brennero, 40, 39040 Varna BZ - 39040 via Val Pusteria, Schabs-Sciavés BZ) distanze 8km, 25km e 30 km
- Ditta DI GOLLER BÖGL Srl (Via Julius Durst, 66, 39042 Bressanone BZ) distanza 20km

La corretta destinazione dei materiali in esubero sarà in funzione degli esiti delle analisi chimiche preliminari di caratterizzazione. In questa sede, si propone una stima previsionale dei materiali da qualificare come rifiuto speciale (CAT. 9/3 – Prezziario Prov. Bolzano 2018 di rif.), quantificata in misura del 10% dei materiali rimossi dall'ambito degli areali ferroviari. Le restanti indennità di discarica sono associate a materiali di categoria 1/D, 2/B e 4/A (da Prezziario Prov. Bolzano 2018 di rif).

A seguire si allega una tabella di sintesi delle quantità di progetto delle materie, degli esuberi e dei fabbisogni.

Movimenti di materie e Demolizioni Erdbewegungen und Abbrucharbeiten		quantità Anzahl	unità di misura Maßeinheit	Note / Bemerkung
Tariffa/Tarif	54.02.20.05.A	357.78	[m^2]	Demolizioni / Abbrucharbeiten
Tariffa/Tarif	54.02.20.15.A	357.78	[m^2]	Demolizioni / Abbrucharbeiten
Tariffa/Tarif	54.02.05.05.A	18.206	[m^3]	Demolizioni / Abbrucharbeiten
Tariffa/Tarif	54.45.02.08	224.406	[t]	Discarica / Deponie
Tariffa/Tarif	53.10.03.01.B	42	[m]	Rimozioni / Entfernung
Tariffa/Tarif	53.05.01.01.A	42	[m]	Demolizioni / Abbrucharbeiten
Tariffa/Tarif	53.05.01.01.B	42	[m]	Demolizioni / Abbrucharbeiten
Tariffa/Tarif	54.02.20.03.A	92	[m^2]	Demolizioni / Abbrucharbeiten
Tariffa/Tarif	54.02.20.03.B	92	[m^2]	Demolizioni / Abbrucharbeiten
Tariffa/Tarif	54.45.02.02	40.656	[t]	Discarica / Deponie
Tariffa/Tarif	54.01.02.01.A	821.773	[m^3]	Scavi / Grabung
Tariffa/Tarif	54.10.02.05.A	518.28	[m^3]	Rinterri / Auffüllen
Tariffa/Tarif	54.45.01.04	398.363	[t]	Discarica / Deponie
Tariffa/Tarif	54.45.06.03	147.919	[t]	Discarica / Deponie
Tariffa/Tarif	51.03.01.01	21408.39	[km]	Trasporti / Transport
Tariffa/Tarif	54.16.03.22	46.242	[m^3]	Rinterri / Auffüllen
Tariffa/Tarif	54.30.02.01	903	[m^3]	Terra vegetale / Landwirtschaftlichen Flächen
Tariffa/Tarif	54.30.03.05.A	903	[m^3]	Trasporti / Transport

10 CANTIERIZZAZIONE

10.1 LAVORAZIONI LATO FERROVIA

Di seguito sono descritti gli aspetti realizzativi salienti della cantierizzazione, analizzando le fasi di costruzione dei tratti di barriera che compongono l'opera stessa.

Per le caratteristiche territoriali, e per la tipologia di opera, si è ipotizzato un sistema di lavoro che operi dall'esterno della sede ferroviaria con l'ausilio di macchine operatrici per i lavori stradali, non è quindi necessario l'utilizzo di treni cantiere.

Per la realizzazione delle barriere antirumore si prevede di operare dall'esterno della sede ferroviaria in modo da evitare l'interruzione dell'esercizio ferroviario. Non vi sono interferenze con la linea ferroviaria, a meno della temporanea sospensione nelle ore notturne al momento della posa delle barriere fonoassorbenti e il varo di due ponti metallici. Per questo motivo la linea di alimentazione di Alta Tensione verrà temporaneamente disalimentata, ove interferisca con la posa delle barriere e con la posa dei due ponti. La circolazione di linea sarà mantenuta inalterata. Sarà implementato il sistema di sicurezza di avviso treni ATWS.

Con particolare riferimento alle barriere da realizzarsi lungo la linea, la sequenza di lavoro prevede le seguenti attività:

1. *Realizzazione dei micropali e fondazioni speciali*

   La realizzazione dei micropali avverrà mediante attrezzatura specifica. Tale macchina operatrice sarà dotata di cingoli, e sarà trasportata dalla sede stradale con l'ausilio di un carrello gommato apposito. L'esecuzione dei micropali sarà subordinata all'esecuzione delle seguenti attività:

   - Bonifica ordigni bellici,

- Rilievo ed eventuale spostamento dei sottoservizi esistenti.

L'asta di perforazione sarà sollevata solo al momento del posizionamento definitivo della macchina sul palo non interferendo in tal modo con la linea di contatto durante la perforazione. La macchina per i micropali dovrà essere munita di dispositivi antiribaltamento. La medesima sarà lasciata nei pressi della zona di intervento solo in presenza di spazio sufficiente per non creare interferenze con l'esercizio della linea ferroviaria. La cementazione dei micropali, eseguita con miscela cementizia, sarà eseguita con apposito impianto di miscelazione e pompaggio della boiacca cementizia sino al punto di iniezione (tubi di armatura valvolati).

2. *Getto dei plinti di fondazione e cordoli*.

Il getto del cls delle strutture di c.a. avverrà mediante autobetoniera e dove necessario con ausilio di autopompa gommata.

3. *Posa delle barriere*.

Per la posa dei montanti e dei pannelli, i materiali saranno trasportati al luogo di posa mediante autocarro e ivi contate; successivamente verranno montati tramite l'ausilio di una autogru munita di braccio telescopico ed un autocarro munito di piattaforma per gli operatori che lavoreranno in loco.

10.2 OPERE IN INTERFERENZA CON LA VIABILITÀ: SOTTOPASSI

Per il superamento di due importanti strutture esistenti di sottopassaggio (ponticello ferroviario sul canale idraulico di via Seebegg e sottopasso stradale di collegamento via Griesbruk - via Stazione) si prevedono due distinte opere di carpenteria metallica indipendenti dalle esistenti strutture, aventi lo scopo di sostenere la barriera, senza alcun aggravio sulle strutture esistenti. In particolare, per il superamento dello scolo idraulico è necessario realizzare un ponte metallico, di luce 12m circa, fondato su micropali in affiancamento all'esistente ponte ferroviario. Per il superamento del sottopasso stradale, si prevede anche in questo

caso un ponticello metallico, sospeso, di luce 8 m circa, fondato anch'esso su micropali. In tale prossimità (10 m a nord del sottovia), la presenza di importanti sottoservizi di distribuzione servizi pubblici richiederà, quale sostegno delle barriere per un breve tratto (10m circa), l'adozione di una fondazione diretta in sostituzione delle fondazioni di tipo profondo.

Per la realizzazione del ponticello metallico sul sottopasso stradale di collegamento via Griesbruk - via Stazione, e per la sola fase di varo della carpenteria metallica, è prevista la chiusura della strada in orario notturno, in modo da arrecare meno disagi possibili alla circolazione. Il traffico sarà spostato su viabilità alternativa a Nord-Est.

Per la realizzazione del ponticello metallico sul canale idraulico di via Seebegg, non sarà necessario il totale blocco della carreggiata stradale, ma la stessa sarà parzializzata con istituzione di un senso unico alternato, regolata da un impianto semaforico mobile, per tutta la durata dei lavori.

10.3 PROGRAMMA LAVORI

Il cronoprogramma dei lavori è stato sviluppato e valutato nei tempi considerando i seguenti vincoli e/o limitazioni, che dovranno essere rispettati e tenuti in considerazione in fase di esecuzione lavori:

- le lavorazioni avverranno in tempi e/o aree distinti (risoluzione delle interferenze spazio/temporali);
- le aree di progetto saranno interessate da Bonifica preventiva da ordigni bellici con conseguente necessità di nulla-osta del Genio Militare prima dell'inizio dei lavori;
- saranno risolte, preliminarmente all'inizio dei lavori, le interferenze con le reti tecnologiche esistenti, sia in ambito cittadino che ferroviario;
- tempo climatico sfavorevole.

10.4 LOCALIZZAZIONE DEI CANTIERI A SERVIZIO DELL'APPALTO

L'area logistica (campo base), a servizio delle attività d'appalto, è unica ed è ubicata sul lato Nord-Est rispetto alla linea ferroviaria. Quest'area logistica è a servizio dell'intero appalto per quanto concerne gli spogliatoi, i servizi igienici e gli uffici di cantiere, asservita a tutte le lavorazioni previste in progetto. In essa è inoltre prevista un'area per lo stoccaggio dei terreni di scavo.

Dal punto di vista dell'organizzazione del lavoro, si suddivide l'intervento in 3 aree di cantiere così individuate:

- Cantiere Sud-Ovest

- Cantiere Centrale

- Cantiere Nord-Est

Le aree di cantiere saranno tutte recintate e riguardano prettamente i lavori di installazione delle barriere in linea. Tutti i cantieri sono individuati affinché i relativi programmi dei lavori possano svolgersi temporalmente in contemporaneità, ma non interferenti spazialmente.

10.5 VIABILITÀ DI ACCESSO AI CANTIERI

Le arterie principali, che collegano tutte le vie di accesso ai cantieri sono via Seebegg e via Griesbruck che si immettono sulla strada statale 242d che, a sua volta, si immette sulla SS12 e quindi sulla A22 del Brennero. Le vie di accesso ai cantieri risultano idonee al transito di mezzi pesanti.

Gli accessi alle zone segregate da recinzione di cantiere dovranno essere presidiati da "cancelli" di caratteristiche commisurate alla tipologia di recinzione adottata, con ante apribili verso l'interno, a uno o più battenti, di rigidezza e resistenza adeguata (comunque realizzati con telaio metallico), dotati di cardini e lucchetto, di dimensioni atte a garantire il passaggio dei veicoli di maggior sagoma previsti in fase operativa del cantiere, con un ulteriore franco di 0,70 m per i pedoni.

In qualsiasi caso di tipologia di recinzione, l'accesso carraio dovrà essere preferibilmente arretrato rispetto alla viabilità esistente di almeno 20 metri in maniera tale da consentire la fermata dei mezzi e consentire l'apertura e la chiusura dei cancelli in posizione esterna rispetto alla sede stradale.

11 STIMA DEI COSTI E DEI TEMPI DI ESECUZIONE DELL'INTERVENTO.

11.1 COSTI DELL'INTERVENTO

Per la determinazione del valore delle opere si è provveduto alla computazione analitica della totalità delle forniture e lavorazioni necessarie alla realizzazione degli interventi di progetto, in considerazione della loro particolarità strutturale e realizzativa e nell'intento di ottenere il corretto valore economico dell'intervento.

Per la computazione del Progetto Esecutivo si è preso a riferimento il listino Provincia Autonoma di Bolzano - anno 2018 - Opere edili e opere non edili.

Per alcuni articoli non compresi nel sopra menzionato listino si è fatto quindi riferimento al listino RFI – Elenco tariffe - Anno 2018 ed al listino ANAS nazionale – anno 2017.

Per le lavorazioni non coperte dai prezzi dei sopraccitati listini, si sono utilizzati dei nuovi prezzi identificati dal codice PA (prezzi aggiunti), che derivano da nuove specifiche analisi, redatte sulla base di prezzi provenienti dai listini sopracitati e/o da indagini di mercato, identificati dal codice OF (offerta).

Il costo complessivo dell'opera ammonta a 2.000.000 euro circa, incluse le somme in diretta amministrazione.

Per maggiori dettagli si consulti il documento di progetto "Quadro Economico" cod. ST003DCM00211.

11.2 TEMPI DI ESECUZIONE

Nella stima della durata dei lavori si è considerato che le lavorazioni possano essere eseguite in tempi e/o aree distinte, come evidenziato negli specifici elaborati di cantierizzazione, suddividendo le attività su 5 aree di cantiere

(cantiere ponte ferroviario – cantiere sottopasso stradale – cantiere sud-ovest – cantiere centrale – cantiere nord-est). Le aree, analizzate singolarmente, richiedono i seguenti tempi di esecuzione:

- cantiere ponte ferroviario km 177+945.81: 20 giorni,
- cantiere sottopasso stradale km. 178+050.17: 20 giorni,
- cantiere sud-ovest: 60 giorni,
- cantiere centrale: 80 giorni,
- cantiere nord-est: 66 giorni.

Si prevede, inoltre, una fase iniziale spalmata di attività preliminari (demolizioni – bonifica da ordigni bellici – risoluzione sottoservizi), stimata in 133 giorni circa.

Si segnala che per buona parte di tali aree sarà possibile, però, prevedere, nel rispetto dell'organizzazione del cantiere, una cronologia delle lavorazioni con simultanea presenza di attività sulle diverse aree di cantiere.

La durata complessiva dell'intervento è, pertanto, stimata pari a di 150 giorni consecutivi.

Per maggiori dettagli si rimanda ai documenti di progetto "Cronoprogramma", cod. ST003QTP00111, "Piano di Sicurezza e Coordinamento: Relazione" cod. ST003QCS00311, unitamente alle informazioni di cui al precedente paragrafo 10.

12 SINTESI LIVELLO PRESTAZIONALE STRUTTURE

Si forniscono le seguenti tabelle numeriche di sintesi del livello prestazionale delle opere in progetto, sia dal punto strutturale che geotecnico. In particolare, per le principali strutture, si confronta il livello delle azioni di carico con i requisiti di resistenza, nel rispetto dei riferimenti normativi nazionali vigenti (D.M. 14/1/2008) e delle disposizioni di cui alle Specifiche Tecniche RFI assunte quale dato di base per la stesura del presente progetto. Si precisa che il dettaglio delle analisi e verifiche strutturali è rappresentato in Relazione di calcolo barriere allegata al presente progetto.

BARRIERA ANTIRUMORE SU MICROPALI (FONDAZIONE TIPO 1)	E_d / R_d	Note
Acciaio montanti barriera		
SEZIONE HEB220 S275JR (sezione verificata base montante inghisata)		
base montante: rapporto azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0,253**	(< 1 → verificato)
base montante:rapporto tensione di calcolo / tensione limite fatica $\Delta\sigma i \times \gamma_{M,f} < \Delta\sigma_D$	**0,263**	(< 1 → verificato)
base montante:rapporto tensione di calcolo / tensione limite fatica $\Delta\tau i \times \gamma_{M,f} < \Delta\tau_D$	**0,034**	(< 1 → verificato)
inflessione di calcolo (pressione 2,5 kN/m^2)	**1/205**	(< 1/150 l. libera infless. → verificato)
Calcestruzzo tasca di collegamento plinto-cordolo (calcestruzzo C30/37)		
rapporto azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0,170**	(< 1 → verificato)
verifica a fessurazione	**0,015mm < w2**	(n.f. = non fessurato)
Calcestruzzo cordolo collegamento micropali (calcestruzzo C30/37)		
rapporto azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0,830**	(< 1 → verificato)
verifica a fessurazione	**0,136mm < w2**	(n.f. = non fessurato)
Micropali		
Verifica strutturale (armatura Ø 101/12,5mm S275JR)		
rapporto azione di calcolo/resistenza di calcolo	**0,540**	(< 1 → verificato)
Verifica geotecnica (cap. portante assiale A1+M1+R3)		
rapporto azione di calcolo/resistenza di calcolo (si escludono i primi 2m da p.c.)	**0,762**	(< 1 → verificato)

Tabella VI - Barriera antirumore su fondazione Tipo 1

BARRIERA ANTIRUMORE SU FONDAZIONE DIRETTA TIPO 1A		
SEZIONE HEB220 S275JR (VEDI FONDAZIONE TIPO 1) (sezione verificata base montante saldata)		
Acciaio tirafondi barriera (3+3 barre Ø 26mm B450C)		
acciaio: rapporto azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0,190**	(< 1 → verificato)
sfilamento tirafondo: rapporto azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0,338**	(< 1 → verificato)
barra: rapporto tensione di calcolo / tensione limite fatica $\Delta\sigma i \times \gamma_{M,f} < \Delta\sigma_D$	**0,752**	(< 1 → verificato)
barra: rapporto tensione di calcolo / tensione limite fatica $\Delta\tau i \times \gamma_{M,f} < \Delta\tau_D$	**0,044**	(< 1 → verificato)
Calcestruzzo piastra di fondazione (calcestruzzo C30/37)		
rapporto azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0,420**	(< 1 → verificato)
verifica a fessurazione	**0,11mm < w2**	(n.f. = non fessurato)
Fondaziona diretta *Verifica geotecnica* (cap. portante A1+M1+R3)		
rapporto azione di calcolo/resistenza di calcolo	**0,159**	(< 1 → verificato)

Tabella VII - Barriera antirumore su fondazione diretta Tipo 1A

BARRIERA ANTIRUMORE SU MICROPALI (FONDAZIONE TIPO 2)	E_d / R_d	Note
Acciaio montanti barriera		
SEZIONE HEM240 S275JR (sezione verificata base montante inghisata)		
base montante: rapporto azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0,220**	(< 1 → verificato)
base montante:rapporto tensione di calcolo / tensione limite fatica $\Delta\sigma i \times \gamma_{M,f} < \Delta\sigma_D$	**0,240**	(< 1 → verificato)
base montante:rapporto tensione di calcolo / tensione limite fatica $\Delta\tau i \times \gamma_{M,f} < \Delta\tau_D$	**0,020**	(< 1 → verificato)
inflessione di calcolo (pressione 2,5 kN/m^2)	**1/200**	(< 1/150 l. libera infless. → verificato)
bulloni flangia testa montante: rapporto azione / resistenza di calcolo	**0,131**	(< 1 → verificato)
bulloni flangia testa montante:rapporto tensione / tensione limite fatica $\Delta\sigma i \times \gamma_{M,f} < \Delta\sigma_D$	**0,988**	(< 1 → verificato)
bulloni flangia testa montante:rapporto tensione / tensione limite fatica $\Delta\tau i \times \gamma_{M,f} < \Delta\tau_D$	**0,100**	(< 1 → verificato)
Calcestruzzo tasca di collegamento plinto-cordolo (calcestruzzo C30/37)		
rapporto azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0,500**	(< 1 → verificato)
verifica a fessurazione	**0,051mm < w2**	(n.f. = non fessurato)
Calcestruzzo cordolo collegamento micropali (calcestruzzo C30/37)		
rapporto azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0,480**	(< 1 → verificato)
verifica a fessurazione	**0,09mm < w2**	(n.f. = non fessurato)
Micropali		
Verifica strutturale (armatura Ø 101/10mm S275JR)		
rapporto azione di calcolo/resistenza di calcolo	**0,200**	(< 1 → verificato)
Verifica geotecnica (cap. portante assiale A1+M1+R3)		
rapporto azione di calcolo/resistenza di calcolo (si escludono i primi 2m da p.c.)	**0,641**	(< 1 → verificato)

Tabella VIII - Barriera antirumore su fondazione Tipo 2

BARRIERA ANTIRUMORE SU FONDAZIONE DIRETTA TIPO 2B		
SEZIONE HEM240 S275JR (VEDI FONDAZIONE TIPO 2) (sezione verificata base montante saldata)		
Acciaio tirafondi barriera (6+6 barre Ø 32mm B450C)		
acciaio: rapporto azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0,125**	(< 1 → verificato)
sfilamento tirafondo: rapporto azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0,425**	(< 1 → verificato)
barra: rapporto tensione di calcolo / tensione limite fatica $\Delta\sigma i \times \gamma_{M,f} < \Delta\sigma_D$	**0,917**	(< 1 → verificato)
barra: rapporto tensione di calcolo / tensione limite fatica $\Delta\tau i \times \gamma_{M,f} < \Delta\tau_D$	**0,049**	(< 1 → verificato)
Calcestruzzo piastra di fondazione (calcestruzzo C30/37)		
rapporto azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0,540**	(< 1 → verificato)
verifica a fessurazione	**0,13mm < w2**	(n.f. = non fessurato)
Fondaziona diretta *Verifica geotecnica* (cap. portante A1+M1+R3)		
rapporto azione di calcolo/resistenza di calcolo	**0,926**	(< 1 → verificato)

Tabella IX - Barriera antirumore su fondazione diretta Tipo 2B

BARRIERA ANTIRUMORE SU MICROPALI (FONDAZIONE TIPO 3)	E_d / R_d	Note
Acciaio montanti barriera		
SEZIONE HEB240 S275JR		
(sezione verificata base montante con tirafondi)		
base montante: rapporto azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0,300**	(< 1 → verificato)
inflessione di calcolo (pressione 2,5 kN/m^2)	**1/175**	(< 1/150 l. libera infless. → verificato)
bulloni flangia testa montante: rapporto azione / resistenza di calcolo	**0,150**	(< 1 → verificato)
bulloni flangia testa montante:rapporto tensione / tensione limite fatica $\Delta\sigma i \times \gamma_{M,f} < \Delta\sigma_D$	**0,780**	(< 1 → verificato)
bulloni flangia testa montante:rapporto tensione / tensione limite fatica $\Delta\tau i \times \gamma_{M,f} < \Delta\tau_D$	**0,070**	(< 1 → verificato)
Acciaio tirafondi barriera		
(4+4 barre Ø 30mm B450C)		
acciaio: rapporto azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0,260**	(< 1 → verificato)
sfilamento tirafondo: rapporto azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0,444**	(< 1 → verificato)
barra: rapporto tensione di calcolo / tensione limite fatica $\Delta\sigma i \times \gamma_{M,f} < \Delta\sigma_D$	**0,920**	(< 1 → verificato)
barra: rapporto tensione di calcolo / tensione limite fatica $\Delta\tau i \times \gamma_{M,f} < \Delta\tau_D$	**0,050**	(< 1 → verificato)
saldatura profilo-piastra: rapporto tensione di calcolo/resistenza di calcolo	**0,260**	(< 1 → verificato)
saldatura profilo-piastra: rapporto tensione di calcolo / tensione limite fatica $\Delta\sigma i \times \gamma_{M,f} < \Delta\sigma_D$	**0,850**	(< 1 → verificato)
saldatura profilo-piastra: rapporto tensione di calcolo / tensione limite fatica $\Delta\tau i \times \gamma_{M,f} < \Delta\tau_D$	**0,180**	(< 1 → verificato)
Calcestruzzo cordolo collegamento micropali		
(calcestruzzo C30/37)		
rapporto azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0,250**	(< 1 → verificato)
verifica a fessurazione	**0,035mm < w2**	(n.f. = non fessurato)
Micropali		
Verifica strutturale		
(armatura Ø 101/12,5mm S275JR)		
rapporto azione di calcolo/resistenza di calcolo	**(vds. Tipo 1)**	(< 1 → verificato)
Verifica geotecnica		
(cap. portante assiale A1+M1+R3)		
rapporto azione di calcolo/resistenza di calcolo (si escludono i primi 2m da p.c.)	**0,670**	(< 1 → verificato)

Tabella X - Barriera antirumore su fondazione Tipo 3

PONTI D'ACCIAIO		E_d / R_d	Note
(Ponte A)			
Travi principali			
	tensione longitudinale: azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0.142**	(< 1 → verificato)
	tensione tangenzialee: azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0.077**	(< 1 → verificato)
travi - ala inferiore	saldatura: tensione di calcolo / tensione limite fatica $\Delta\sigma i \times \gamma_{M,f} < \Delta\sigma_D$	**0.157**	(< 1 → verificato)
collegamenti saldati	rapporto tensione di calcolo / tensione limite fatica $\Delta\tau i \times \gamma_{M,f} < \Delta\tau_D$	**0.078**	(< 1 → verificato)
collegamento al batolo di fondazione	verifica Dowel - Action: rapporto azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0.996**	(< 1 → verificato)
collegamento al batolo di fondazione	verifica lunghezza di aderenza: rapporto azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0.208**	(< 1 → verificato)
collegamento al batolo di fondazione	tensione normale: rapporto azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0.486**	(< 1 → verificato)
Traversi intermedi			
	tensione longitudinale: azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0.172**	(< 1 → verificato)
	tensione tangenzialee: azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0.041**	(< 1 → verificato)
collegam. ala inferiore	saldatura: tensione di calcolo / tensione limite fatica $\Delta\sigma i \times \gamma_{M,f} < \Delta\sigma_D$	**0.113**	(< 1 → verificato)
collegamenti saldati	rapporto tensione di calcolo / tensione limite fatica $\Delta\tau i \times \gamma_{M,f} < \Delta\tau_D$	**0.070**	(< 1 → verificato)
Traverso di testata			
	tensione longitudinale: azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0.163**	(< 1 → verificato)
	tensione tangenzialee: azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0.149**	(< 1 → verificato)
Montanti HEM240			
	base montante: rapporto azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0.295**	(< 1 → verificato)
	inflessione di calcolo (pressione 2,5 kN/m^2) - include deformaz. torsionali ponte	**1/153**	(< 1/150 l. libera infless. → verificato)
	saldatura: tensione di calcolo / tensione limite fatica $\Delta\sigma i \times \gamma_{M,f} < \Delta\sigma_D$	**0.459**	(< 1 → verificato)
collegamento piastra: flessione	tensione normale: rapporto azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0.954**	(< 1 → verificato)
collegamento piastra: bulloni	tensione normale: rapporto azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0.486**	(< 1 → verificato)
collegamento piastra: bulloni	tensione tangenziale: rapporto azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0.136**	(< 1 → verificato)

Tabella XI - Ponti: struttura d'acciaio

PONTI D'ACCIAIO	E_d / R_d	Note
Calcestruzzo plinto di collegamento micropali - Ponte A		
(calcestruzzo C30/37)		
rapporto azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0.170**	(< 1 → verificato)
verifica a fessurazione	**0,02mm < w_3**	(n.f. = non fessurato)
Micropali - Ponte A		
Verifica strutturale		
(armatura Ø 101/12.5mm S275JR)		
rapporto azione di calcolo/resistenza di calcolo	**0.345**	(< 1 → verificato)
Verifica geotecnica		
(cap. portante assiale A1+M1+R3)		
rapporto azione di calcolo/resistenza di calcolo (si escludono i primi 2m da p.c.)	**0.843**	(< 1 → verificato)
Calcestruzzo plinto di collegamento micropali - Ponte B		
(calcestruzzo C30/37)		
rapporto azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0.160**	(< 1 → verificato)
verifica a fessurazione	**0,026mm < w_3**	(n.f. = non fessurato)
Micropali - Ponte B		
Verifica strutturale		
(armatura Ø 101/12.5mm S275JR)		
rapporto azione di calcolo/resistenza di calcolo	**0.333**	(< 1 → verificato)
Verifica geotecnica		
(cap. portante assiale A1+M1+R3)		
rapporto azione di calcolo/resistenza di calcolo (si escludono i primi 2m da p.c.)	**0.822**	(< 1 → verificato)

Tabella XII - Ponti: fondazioni

ERLÄUTERUNG

Dieses Dokument wurde in Überholung der vorherigen Ausgabe (19/12/2017) herausgegeben, da es das Projektunterlagen "Technische Projekte Anmerkung" (Anlage 3) enthält. Dieses Projektunterlagen stellt Umsetzung Modalität und Lösung (mit Angabe der Projektelemente, die einer möglichen Überholung unterliegen) der Beobachtungen und Vorschriften, die an dem Dokument RFI-DPR-DTP_VR.UTND\A0011\P\2018\0000446 vom 23/05/2018 in Anlagen sind. Das ist nach dem Treffen vom 05/03/2018 in den RFI-VR-Büros und der anschließenden gemeinsamen Besichtigung mit den RFI-Fachmann im Arbeitsgebiet am 05/04/2018 ausgestellt und in der Stellungnahme R.F.I. – S.O. Ingegneria, Prot. RFI-DPR-DTP_VR.ING\A0011\P\2018\0002921 vom 04.07.2018 enthalten.

.

1 EINFÜHRUNG

Das Projekt hat das Ziel der Schallminderung vom erzeugten Lärm durch den Verkehr der Zügen. Der Lärm verursacht Schäden an den empfindlichen Rezeptoren (hauptsächlich Wohnhäuser, Hotels) in der Nähe des Bahnhofs von Klausen. Das Studium der Bewertung der Lärmbelastung und die relative akustische Dimensionierung des System von Barrieren für die Lärmeindämmung, wurden bereits in den Entwurf der Machbarkeitsstudie behandelt. Insbesondere wurde in dieser Planungsphase die Analyse des akustischen Klimas vor und nach der Werkerrichtung durchgeführt, zur technische Angabe über die Art der Anlage.

Die gewählte Barriere entspricht den Anforderungen der RFI Bahn Handbücher. Es wird darauf hingewiesen, dass nach dem Provinzialbüro der Kommunikation des architektonischen und künstlerischen Erbes (Datum Ansicht 28.04.2011 Prot. N. 36.11/254192), wurde in Absprache mit dem Amt für Luft und Lärm der Provinz beschlossen, eine Art von Barriere zu errichten, die, wie erwähnt, den Leistungsanforderungen der RFI entspricht. Es ist eine Alternative zur klassischen Typologie der Lärmschutzwand von RFI, "HS" bezeichnet.

Das identifizierte Gebiet befindet sich innerhalb der Gemeinde Klausen auf der Höhe des Bahnhofs und betrifft die östliche Seite (ungerade Gleisseite) des Schienenstrahls. Es sei darauf hingewiesen, dass entlang der westlichen Seite (gerade Gleisseite) vom Bahnkai aus, eine 4m hohe Lärmschutzwand für die gesamte Länge des Keis besteht. Die geplante Lärmschutzwand ist speziell für den akustischen Schutz des Campingplatzes und des Hotel Bischof konzipiert; im Areal befinden sich weitere Gebäude für Wohn- und Touristmus/Hotelnutzung. Die Quote des betroffenen Gebiets entspricht in etwa dem der Eisenbahnstrecke. In der Nähe des Hotels beginnt sich der Boden zu erheben und die anwesende Häusergruppe befindet sich deshalb auf einer höheren Quote als die Eisenbahn.

Die folgende Abbildung zeigt den Eingriffsbereich.

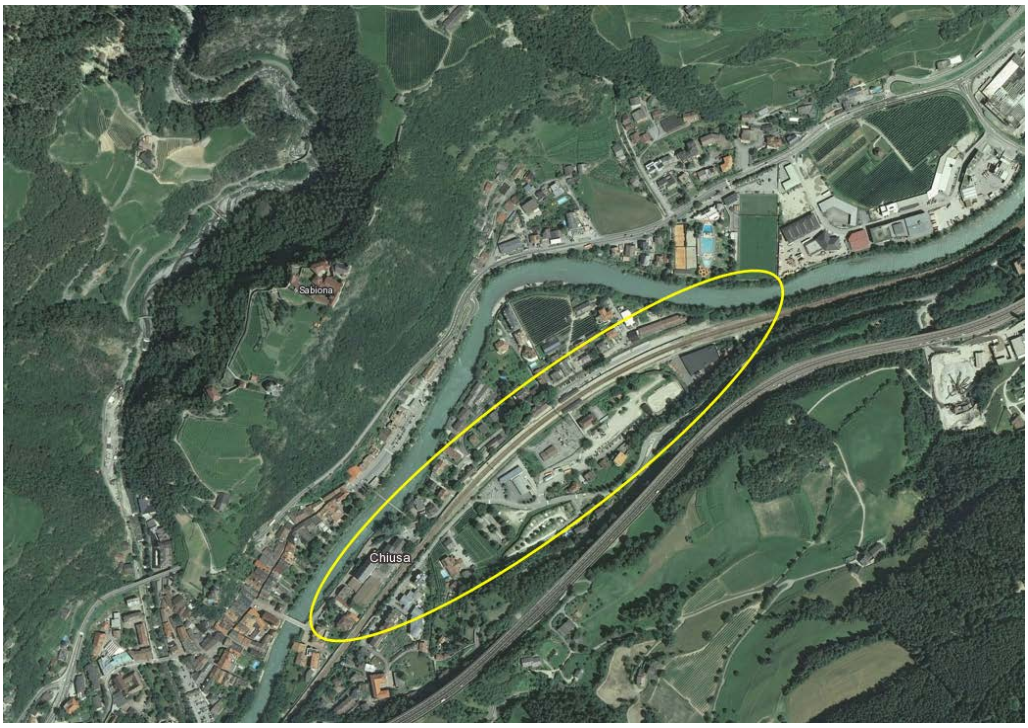


Abbildung 17 – Lage Eingriffsbereich

Die Planung wurde durch vorläufige geognostische Vermessungen (geotechnisch und statisch) unterstützt, die diesem Dokument beigefügt sind (Anlagen 1 und 2).

2 BEZUGSNORMEN

Die Referenzstandards für die Erstellung dieses Berichts werden unten aufgeführt:

- "*Technische Normen für Bau – DM 14.01.2008*";
- "*Anleitungen für die Anwendung der Technischen Normen für Bau*".

Es werden die, von UNI empfangenen Eurocodes benutzt.

Die folgende RFI Eisenbahn Bestimmungen sind die Grundlage der Gestaltung:
RFI- Planung Handbuch - Geologie - RFI DINIC MA GE 00 001 B vom 23 April 2003;

RFI - Planung Handbuch - Brücken - RFI DIN INC MA PO 00 001 C vom 20 September 2004;

RFI- Planung Handbuch - Straßenkörper - RFI DINIC MA CS 00 001 C vom 20 September 2004;

RFI DTC INC PO SP IFS 001 A - Bestimmung für die Planung und Ausführung von Eisenbahnbrücken und andere kleinere Arbeiten unter den Schienen vom 27.12.2011;

RFI RFI DTC INC PO SP IFS 002 A - Bestimmung für die Planung und Ausführung von Eisenbahnüberführung und Fußwege an der Bahn-Seite vom 27.12.2011;

RFI DTC INC PO SP IFS 003 A- Bestimmung für die Prüfung auf Ermüdung von Eisenbahnbrücken;

RFI DTC INC PO SP IFS 004 A - Bestimmung für die Planung und Ausführung von Eisenbahndecks in Doppel-T Eisenträger in Beton eingebettet vom 28.12.2011;

Technische Ausbildung N. 44/S - Lichtbogenschweißen von Strukturen für Eisenbahnbrücken. Codierung DI TC/AR ST PO 001 Datum 20/1 0/99;
Technische Anweisung N. 44/M - Bestimmung im Verhältnis zu Materialprüfung und den Bau von Metallträgern und Betonstahlträger für Eisenbahnbrücken und Eisenbahnüberführungen. Codierung DI TC/AR ST PO 002 Datum 10/04/00;

Technische Anweisung N. 44N- Malerei Zyklen für den Korrosionsschutz von neuen Metallbearbeitung und für die Aufrechterhaltung bestehenden. Codierung DI TC/AR ST PO 005 vom März 2001;

RFI DTC INCIA00111PI2012/10 vom 5.1.2012- Liste der Beschichtungssysteme genehmigt durch RFI;
Anweisung RFI/DIN/IC/ PO 001 B vom 30.04.2003 - Richtlinien für die statische Prüfung der Werke einer neuen Eisenbahnlinie;

Technische Regeln FS Infrastrukturbereich 1998 und ähnliche. - Lärmschutzwände für Bahnanwendungen;

Note FS Infrastrukturbereich DI!TC/A 1 007/P/00/000088 vom 28.01.2000 - Technische Regelungen Lärmschutzwände – Planungslasten;

Bestimmung für die Planung DIIN/IC STA OOA vom 7.7.2003;

Note RFI DIN/A0011/P/2004/0000111 vom 19/02/2004 - Lärmschutzwände für den Neubau;

Note RFI DIN/IC/009/239 vom 24/03/04 - ergänzte und vorläufige technische Anweisungen der Gestaltung der Lärmschutzwände;

RFI DIN ICI/A0011/P/2005/24 vom 28.01.2005 - Ausführung der Lärmgenesung;

Note RFI DIN-ICI/A0011/P/2005/000166 vom 23/11/2005 - Widerstandscharakteristik des Feuer von Lärmschutzwänden;

Note RFI-DIN-ICI/AOO 11 /P/2005/0001184 vom 19/12/2005 - Technische Regeln für Lärmschutzwände für Bahnanwendungen – Aktualisierung des Punkts 3.3: " Widerstand gegen Feuer " und Punkt 3.1.b "Akustische Eigenschaften - Verlusttests zum Einsetzen der geplanten Barriere (letztliche Genehmigung)";

Note RFI-DIN-ICIW/A00011/P/2006/0000717 vom 21/06/2006 " Technische Bestimmungen für Lärmschutzwände ";

RFI DIN ICI /A0011/P/2006!1019 vom 19.09.2006- Probleme der Störung und der Sichtbarkeit von Signalen mit den Standard-Lärmschutzwände für Eisenbahnanwendungen;

Note RFI-DIN/A00011 /P/2008/0000721 vom 08/04/2008 Verfahren für die Genehmigung von Lärmschutzwänden für Bahnanwendungen;

Note RFI-DTC-INC/A00011/P/201 0/0000600 vom 06/10/201 0 - Standard-Lärmschutzwände für Eisenbahnanwendungen , wie beispielsweise "HS";

RFI Arbeitsvereinbarung n. 17 vom 20 Dezember 2011 " Regeln für die Durchführungregelung der Arbeiten an der Eisenbahninfrastruktur und Aufsichtstätigkeiten und Inspektionen der gleichen ".

RFI, Leitung der Geldinvestierung, Bauingenieurie, Übertragungsbrief, Protokoll RFI/DIN/IC/009/239 vom 24/03/2004 " Lärmschutzwände – Richtlinien aktualisierten ": Bestimmung der einwirkenden Bemessungslast auf die Lärmschutzwände;

RFI, Infrastrukturbereich, Technische Leitung, Übertragungsbrief, Protokoll DI!TC/A1007/P/00/000088 vom 28/01/2000 "Technische Lärmschutzwände Disziplinar": Lastkombinationen, Prüfungen;

RFI, Leitung der Geldinvestierung (der Leiter), Note, Protokoll RFI-DIN/ A0011/P/2004/0000111 vom 19/02/2004 " Lärmschutzwände für den Neubau ";

RFI, Leitung der Geldinvestierung, Bauingenieurwesen, Note, Protokoll RFI-DIN-ICI/ A0011/P/2005/0001066 vom 23/11/2005 " Widerstandscharakteristik des Feuer von Lärmschutzwänden ";

RFI, Leitung der Geldinvestierung, Bauingenieurwesen, Note, Protokoll RFI-DIN-ICI/ A0011/P/2008/0000717 vom 21/08/2005 " Lärmschutzwände ": Anschlussbewehrung;

RFI, Infrastrukturbereich, Spezifische technische Anweisung 44/M, Codierung DI TC/AR ST PO 002 A, 14/05/2000: " Bestimmung im Verhältnis zur Materialprüfung und den Bau von Metallträgern und Betonstahlträger für Eisenbahnbrücken und Eisenbahnüberführungen ":

- *Materialengenschaften, Schweißungen, Bolzen, Anschlussbewehrung, Montage, Toleranzen;*
- *Methoden und Testverfahren;*
- *Materialprüfungen;*

RFI, Infrastrukturbereich, Spezifische technische Anweisung 44/S, Codierung DI TC/AR ST PO 001 A, 20/10/1 999: " Lichtbogenschweißen von Strukturen für Eisenbahnbrücken ";

RFI, Infrastrukturbereich, Spezifische technische Anweisung 44N, Codierung DI TC/AR ST PO 005 A, März 2001: " Malerei Zyklen für den Korrosionsschutz von neuen Metallbearbeitung und für die Aufrechterhaltung bestehender ";

RFI, Bauingenieurwesen, Technische Anweisung, Codierung RFI/DIN/IC PO 001 B, 30/04/2003: " Richtlinien für die statische Prüfung der Werke einer neuen Eisenbahnlinie ";

Bewehrung und Kunstwerke, Experimentell Institute, Infrastrukturbereich, Technische Leitung, in Zusammenarbeit mit der ltalferr S.p.A.: " Lärmschutz für Bahnanwendungen – Technische Bestimmungen ", Dezember 1998 (Ausgabe 91);

RFI, Bestimmung, Codierung RFI DTC INC CS SP IFS 001 A, 21/12/2011, " Richtlinien für die geotechnische Planung von Eisenbahn Bauarbeiten ";

RFI, Bestimmung, Codierung RFI DTC lNC PO SP IFS 001 A, 21/12/2011: " Bestimmung für die Planung und Ausführung von Eisenbahnbrücken und andere kleinere Arbeiten unter den Schienen ";

RFI, Technische Bestimmung des Planung, Codierung DI IN /IC STA 000 A, 07/07/2003: " Ausführung des Lärmminderungsmaßnahmen ".

Vorschriften RFI-DPR-DTP-VR.IT\A0011\P\2011\000073 vom 10/11/2011

RFI, RFI DTC SI MA IFS 001 A 30/12/2016: "Manuale di Progettazione delle Opere Civili “.

Weitere eingestellte Referenzen sind:

- *Italienisch Geotechnische Vereinigung – "Empfehlungen für geotechnische Laboruntersuchungen" - 1994;*
- *Italienisch Geotechnische Vereinigung – "Empfehlungen für die Planung und Durchführung von geotechnischen Untersuchungen"- 1977.*

3 BESCHREIBUNG DES EINGRIFFS

Das Projekt besteht aus einer Lärmschutzwand auf der ungereden Seite der Schienen. Die Barrieren besteht aus senkrechten, schallabsorbierenden Platten aus Leichtbeton; dagegen ist die Barrieren bei der Fluchttür und bei den Überführungen der bestehenden Strukturen bestehen aus Aluminium 15/10.

Die Platten werden durch Stahlständer in HEB/M Profil erstellt und mit Achsabständen von 3m positioniert. Der obere Teil der Barriere ist aus geschichtetem Kristall, der mit 30° zum Bahngleisen geneigt ist. Die Struktur wird durch ein Stahlbetonfundament über, unter Druck eingespritzten Mikropfählen unterstützt. Eine Lärmschutzwand ist entlang der geradzahligen Seite des Schienenstrahls bereits vorhanden.

Die Geometrie und die Wirksamkeit der Barriere zum Schutz vor Lärm der vorbeifahrenden Zügen, werden im Projektdokument des Lärmschutzstudium im Machbarkeitsprojekt untersucht, auf dem hier in Bezug genommen wird.

Im spezifischen Fall sah das Dokument eine Barrierehöhe von 5 m (ausgehend vom Niveau der Eisenebene) entlang des Abschnittes, der den Kais entspricht (sowohl südlich als auch nördlich des Vordaches) vor; diese Studie sah auch eine Barrierehöhe von 6 m vom Ende des Südkais und eine südliche Verlängerung vor, um die Wohngebäude in der Seebeegstraßw zu schützen, die etwa 52 m südlich der bestehenden hydraulischen Entwässerung endet.

Auf dieser Grundlage wurde 2016 das vom Verfasser ausgearbeitete Endprojekt entworfen und genehmigt. Die darauffolgende Ausgabe des Vermerks der Autonomen Provinz Bozen - Landesamt für Umwelt/Luft und Lärm Büro vom 16.02.2017 führte zu einer Änderung der oben genannten Höhen der Lärmschutzwände und deren Reduzierung. Dies liegt daran, dass die wiederholten Überprüfungen und Neuentwürfe der akustischen Durchführbarkeit durch die Provinzialbehörde, die ebenfalls auf ausdrücklichen Wunsch der Gemeinde

Klausen durchgeführt wurden (Stellungnahme der Baukommission vom 10.2.2017), später zu einer Verringerung der früheren Höhen geführt haben, die, wie oben erwähnt, zwischen 5 m und 6 m von der Eisenebene schwankten. Im Detail erfordert dieser Vermerk:

- Schrankenhöhe von 3m vom Straßenbelag, auf dem Parkplatz in der Seebeggstraße (frühere Höhe 4m - Fundamenttyp 3);

- Barrierehöhe 4 m von der Eisenebene ausgehend vom Ende der Barriere gemäß dem vorigen Punkt und bis zur progressiven Projektionskilometer 0+219,00 ca. (frühere Höhe 6 m - Fundament Typ 2);

- Barrierehöhe 5m von der Schienenoberfläche ab der progressiven 0+219,00 bis etwa zum Betriebsende (geändert von der vorhergehende Ausgabe - Fundamenttyp 1);

Der Vormerk spezifiziert jedoch, dass nichts die Möglichkeit ausschließt, dass sich in Zukunft die Notwendigkeit einer nachträglichen Anhebung der oben genannten Barrieren bis zu den in der Machbarkeitsstudie vorgesehenen Höhen ergeben kann. Aus diesem Grund entwickelt dieses Projekt in Absprache mit dem Kunden **die Dimensionierung und Nachweisanalysen der Barrieren und der entsprechenden Tragkonstruktionen (statische Berechnungsberichte) in der Maximalhöhenkonfiguration (vorheriger Hinweis) und erstellt die spezifischen graphischen Dokumente mit reduzierten Barrierenhöhen, wie oben dargestellt, und stellt darüber hinaus geeignete technische Maßnahmen (Flanschverbindungen) zur Verfügung, um die zukünftige Erhöhung der Barrieren zu erleichtern.**

Zu beachten ist, dass zur Verbesserung der Ergebnisse der Lärmminderungsstudie in der Seebeegstraße die Lärmschutzwand gegenüber den Hinweisen der genannten Akustikstudie um ca. 20 m nach Süden verlängert wurde; zusätzlich wird diese Schallschutzwand auf der Höhe der Mauer, die die Seebeegstraße vom RFI-Bereich trennt (unterstützt durch ein eigenständiges Fundament) und nicht mehr auf dem Bahngelände errichtet wird.

Der Ausbau der Schranke auf einem Typ 1 Fundament bis zum Bahnsteigvorfeld am Bahnhof ist entsprechend der Fußgängerzufahrt zum Kai geplant; ein ausreichender Durchfahrtsgang wird durch eine geeignete Überlappung der Schrankenelemente (Schranke auf Typ 1A Fundament) gewährleistet.

Die Lage der Barriere (Entfernung von der Lärmquelle) entspricht den vorläufigen Angaben von diesem Lärmminderungsstudium und ist in jedem Fall nicht kleiner als 3 m von der Innenkante des nächsten Schiene, in Bezug auf die RFI-Anforderungen. Die Strukturen zur Bahnelektrifizierung (O.L. Pfahlen) werden zwischen den Gleisen und der Geräuschbarriere erhalten.

Zur Inspektion des Bauwerks sind 3 Zugangswege entlang der Strecke der Barriere vorgesehen, bestehend aus Betriebstüren mit Öffnung nach außen und mit Griffen mit Panikschnapperöffnung (Türtyp: 120m (L) x 210m (H) mit Mindestfeuerwiderstand REI60). Die Fluchttüren werden mit einem Abstand von nicht mehr als 250 m positioniert; beide südlich des Bahnsteigvorfelds

Für die Barriere ist die Mindestanforderung an die Feuerwiderstandsfähigkeit vorhergesehen (min. REI30 – Ref. Bestimmung RFI Lärmschutzwände).

Um den sicheren Durchgang des Personals von RFI auf dem technischen Weg, die sich zwischen der Schranke und dem nächstgelegenen Gleis befindet, zu gewährleisten, wurde ein Abstand von mindestens 1,90 m zwischen der Bahnachse und der nächstgelegenen Eisenbahnlinie (siehe D.P.R.: 469-1979 Art. 6) auf der Grundlage einer Entwurfsgeschwindigkeit der Züge von 180 km/h eingehalten.

Zur Überwindung von zwei wichtigen bestehenden Unterführungen (Bahnkreuzung über den Hydraulikkanal der Seebeggstraße und Straßenunterführung der Griesbruk-Verbindung - Bahnhofstraße) sind unabhängig von den bestehenden Bauwerken zwei verschiedene Metallbauschreinerarbeiten mit dem Ziel geplant, die Barriere ohne zusätzliche Belastung der bestehenden Bauwerke zu stützen. Um die hydraulische Entwässerung zu überwinden, ist es insbesondere erforderlich, neben der bestehenden Eisenbahnbrücke eine

Metallbrücke auf Basis von Mikropfählen zu errichten. Die 12,5 m lange Struktur unterstützt die Lärmschutzwand und ermöglicht den Durchgang für das RFI-Personal (technischer Weg), um den Mindestabstand zwischen der Achse des technischen Wegs und der nächstgelegenen Schiene (1,90 m) einzuhalten, da er derzeit nicht garantierten ist. Zur Überwindung der Straßenunterführung wird eine Hängebrücke mit ca. 8 m Länge, ebenfalls auf Basis von Mikropfählen, errichtet. In dieser Umgebung (10 m nördlich der U-Bahn) wird die Präsenz wichtiger öffentlicher Versorgungseinrichtungen die Annahme eines direkten Fundaments erforderlich machen, das als Unterstützung für die Barrieren auf einer kurzen Strecke (ca. 10 m) anstelle von Tiefgründungen dienen soll.

Für die Errichtung der Barriere im vorgesehenen Abstand von den Bahngleisen, wird es nötig sein, provisorisch den vorhandenen Kabelweg der Eisenbahn zu entfernen, welcher dann bei der vorgesehenen Stahlbeton-Bordkante neu verlegt werden kann.

Schließlich, um die Mikropfähle von eventuellen Streuströme zu erhalten, wird vermieden, dass die Stahlkonstruktion der Mikropfählen unter die Projektion der nächstgelegenen Schiene fällt, insbesondere wo der Mikropfahl in der Spurrichtung geneigt ist (um 15°). Die folgende Tabelle zeigt, wie die Spurgeometrie aller vorhergesehenen Fundamenttypologien (Ref. Elab. RCL00111) nicht mit der nächsten Schiene stören.

CHIUSA								
		lungh. micropalo	angolo	off-set micropalo - barriera	dist. punta micropalo - asse barriera	distanza min. barriera-rotaia	dist. punta micropalo - proiezione rotaia	Verifica
		[m]	[°]	[m]		[m]		
TIPO1-1B		8.00	30.00	0.35	4.35	6.40	**2.05**	SI
TIPO2-2A		7.00	15.00	0.70	2.51	3.70	**1.19**	SI

Die Entwicklung der Barriere ist insgesamt ca. 584m, von der Prog. km. 177+886.9, so eingeteilt (von Süden aus).

- 42m+3m entlang der Seebeggstraße, Schranke bestehend aus Leichtbetonplatten H. 3 m von der Straßenebene der Via Seebeeg (H. 5,2 m

vom Eisenboden entfernt), gestützt durch ein Fundament Typ 3 auf Mikropfählen (2 Mikropfähle / Meter);

- 9m langer Barrierenabschnitt, bestehend aus Leichtbetonpaneele H 4m vom Bahngleis aus, auf Fundamenttypologie 2A mit Mikropfählen (4 Mikropfähle/Sockel);
- 12,5m Lärmschutzwand bestehend aus Aluminiumpaneelen15/10; die Barriere, mit Gesamthöhe H. 4m von der entsprechenden Eisenebene, wird von der Metallbrücke PONTE A getragen, 12,5m lang;
- 93m langer Barrierenabschnitt, bestehend aus Leichtbetonpaneele H 4m vom Bahngleis aus, auf Fundamenttypologie 2A mit Mikropfählen (4 Mikropfähle/Sockel);
- 11,5m Lärmschutzwand bestehend aus Aluminiumpaneelen15/10; die Barriere, mit Gesamthöhe H. 4m von der entsprechenden Eisenebene, wird von der Metallbrücke PONTE B getragen, 8m lang;
- 26.5m langer Barrierenabschnitt, bestehend aus Leichtbetonpaneele H 4m vom Bahngleis aus, auf Fundamenttypologie 2A mit Mikropfählen (4 Mikropfähle/Sockel); in diesem Bereich ist eine Servicetür vorgesehen; für eine Länge von 9 m wird die gleiche Schranke, jedoch mit einer anderen Fundamentierung (direkter Typ, Typ 2B genannt), erstellt;
- im Kaibereich (Südseite), 198 m Barriere bestehend aus Leichtbetonplatten H. 5 m ab der Ebene des Eisenbodens; die Lärmschutzwände haben eine Gesamthöhe von 4 m; die Schranke wird durch ein Fundament Typ 1 auf Mikropfählen (2 Mikropfähle/Ständer) gestützt; eine Betriebstür ist vorgesehen; für die ersten 18 m ab der Südseite hat die Schranke eine geringere Höhe (H 4 m) und als Typ 1B bezeichnet;
- Am Zugangstor zum Bahnsteig befindet sich eine Lärmschutzwand, die hauptsächlich aus Paneelen aus Leichtbeton besteht H. 5 m von der Ebene des

Eisenbodens; die Lärmschutzwände haben eine Gesamthöhe von 4 m und die Barriere wird durch ein direktes Fundament Typ 1A gestützt; die Gesamtentwicklung beträgt ca. 12 m;

- im Kaibereich (Nordseite), 177 m Barriere bestehend aus Leichtbetonplatten H. 5 m ab der Ebene des Eisenbodens; die Lärmschutzwände haben eine Gesamthöhe von 4 m; die Schranke wird durch ein Fundament Typ 1 auf Mikropfählen (2 Mikropfähle/Ständer) gestützt; eine Betriebstür ist vorgesehen.

4 SEISMIZITÄT DES GEBIETES

Für die Bestimmung der Erdbeben Einwirkungen, von denen die Achtung der verschiedenen Grenzzustände zu bewerten ist, muss man die "Grund Erdbebengefährdung" der Baustelle bestimmen.

Die Erdbebengefährdung wird als die erwartete maximale Horizontalbeschleunigung a_g im freien Feld definiert, auf starrem Referenzgebiet, auf einer horizontalen topographischen Oberfläche (Kategorie A), sowie die Ordinaten des elastischen Antwortspektrums in Beschleunigung Se (T) ihm entsprechend, mit Bezug auf vorgewählter Wahrscheinlichkeit der Überschreitung Pv_R, während des Bezugszeitraums T_R.

Die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit als auch der Tragfähigkeit, gegenüber den Erdbebenbelastungen, werden durch Bezug auf die Leistungen des gesamten Aufbaus identifiziert, mit einbeziehung der Strukturellen-, der nicht-strukturellen und der Anlagen Elementen.

Es ist bequem, als Charakterisierungsparameter der Erdbebengefährdung, die Wiederkehrperiode der seismischen Aktion T_R, in Jahren zu beurteilen. Nach der festlegung der Lebensdauer, kann man die Wiederkehrperiode des Erdbebens, für die Prüfungen der vier geplanten Grenzzustände berechnen:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

P_{Vr}= Überschreitungswahrscheinlichkeit während des Bezugszeitraums

Der neue NTC liefert für jeden Knoten des Referenzmusters die drei benötigten Parameter, um den seismischen Input zu bestimmen; um Sie festzulegen muss man die Lage des Standorts festlegen:

LONG 11° 34’ 24.6" EST

LAT 46° 38' 33.14" NORD

Es werden geometrische Interpolationen der Abstände zwischen dem Ort von Interesse und den vier Punkten des Grundgitter durchgeführt.

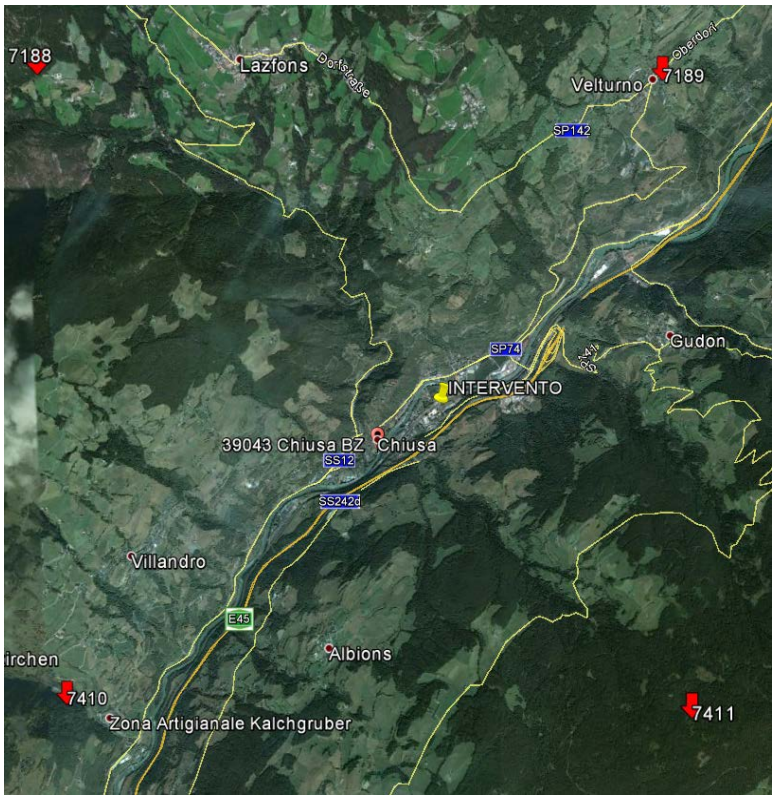


Abbildung 18: Eingriffsbereich und Knoten des grundlegenden seismischen Netzes

Punto 1	7188										
Longitudine		Tr									Est
Latitudine		30	50	72	101	140	201	475	975	2475	Nord
	$a_{g/10}$	**0.175**	**0.223**	**0.263**	**0.301**	**0.337**	**0.377**	**0.496**	**0.603**	**0.763**	Distanza
	F_0	**2.56**	**2.47**	**2.48**	**2.46**	**2.46**	**2.48**	**2.56**	**2.69**	**2.81**	15
	Tc*	**0.15**	**0.19**	**0.20**	**0.22**	**0.26**	**0.29**	**0.35**	**0.39**	**0.42**	

Punto 2	7189										
Longitudine		Tr									Est
Latitudine		30	50	72	101	140	201	475	975	2475	Nord
	$a_{g/10}$	**0.18**	**0.231**	**0.271**	**0.31**	**0.346**	**0.386**	**0.513**	**0.626**	**0.791**	Distanza
	F_0	**2.54**	**2.44**	**2.46**	**2.44**	**2.45**	**2.48**	**2.55**	**2.66**	**2.79**	13.5
	Tc*	**0.15**	**0.20**	**0.20**	**0.22**	**0.27**	**0.29**	**0.35**	**0.39**	**0.43**	

Punto 3	7410										
Longitudine		Tr									Est
Latitudine		30	50	72	101	140	201	475	975	2475	Nord
	$a_{g/10}$	**0.184**	**0.235**	**0.276**	**0.313**	**0.35**	**0.39**	**0.516**	**0.629**	**0.795**	Distanza
	F_0	**2.54**	**2.50**	**2.47**	**2.45**	**2.46**	**2.48**	**2.56**	**2.66**	**2.80**	12.5
	Tc*	**0.15**	**0.18**	**0.20**	**0.22**	**0.27**	**0.30**	**0.35**	**0.39**	**0.42**	

Punto 4	7411										
Longitudine		Tr									Est
Latitudine		30	50	72	101	140	201	475	975	2475	Nord
	$a_{g/10}$	**0.189**	**0.244**	**0.285**	**0.323**	**0.358**	**0.398**	**0.534**	**0.654**	**0.827**	Distanza
	F_0	**2.52**	**2.48**	**2.45**	**2.44**	**2.47**	**2.49**	**2.55**	**2.64**	**2.77**	12.5
	Tc*	**0.15**	**0.19**	**0.21**	**0.24**	**0.27**	**0.30**	**0.36**	**0.39**	**0.43**	

Longitudine		Tr									Est
Latitudine		30	50	72	101	140	201	475	975	2475	Nord
	$a_{g/10}$	0.18235	0.233749	0.274281	0.312261	0.348261	0.388261	0.515616	0.629148	0.795433	
	F_0	2.539113	2.473251	2.464433	2.447094	2.460197	2.48266	2.554877	2.66133	2.791773	
	Tc*	0.15	0.189803	0.20266	0.22532	0.267783	0.29532	0.35266	0.39	0.425123	

In Anbetracht der nominalen Lebensdauer der Strukturen und der Benutzungsklasse, können die Faktoren a_g (maximale horizontale Beschleunigung auf der Baustelle), F_0 (Maximalwert des Amplifikationsfaktors des Spektrums in Horizontalbeschleunigungs) und T_c^* (Zeitraum von Beginn des Konstantgeschwindigkeitsbereich des Spektrums in Horizontalbeschleunigung) für jedes Gebäude und für jeden Grenzzustand bestimmt werden.

Um die Erdbebeneinwirkung zu Bestimmen, können die Gelände in der Kategorie D in Betracht gezogen werden (siehe folgende Abbildung), auf der Grundlage der Bestimmung der Durchschnittsgeschwindigkeit der geschätzten Scherwelle für einer durchschnittlichen Dicke von 30m. Die Zuordnung des Wertes der Geschwindigkeit der Scherwellen wurde mit Bezug auf die Formulierung von Otha und Goto (1979) durchgeführt:

$$v_{Sr} = 54.33 \cdot N^{0.173} \alpha \cdot \beta \cdot \left(\frac{z}{0.303} \right)^{0.193}$$

mit α und β jeweils "Alter Faktoren" und "geologische". Um ein vollständiges Bild der SPT-Werte, auch für größere Tiefen als die der Voruntersuchung zu haben, wurde auf die Archivdaten von durchgeführten Erhebungen an der gleichen Stelle bezug genommen (siehe Abbildung unten - Druckbohrung bis zu 16 m). Der Ansatz wird, in dieser Phase des Projekts, als ausreichend betrachtet, mit einem guten Maß an Zuverlässigkeit, für die Bestimmung der Bodenkategorie des Gebietes; auch in Anbetracht des bedeutungslosen Einfluß der seismischen Wirkung in der Dimensionierung des Bauwerks, da es als nicht dimensionierend gilt (SLV; Grenzzustand der Lebenserhaltung). Es folgt das Ergebnis der Ausarbeitung der Daten zur bestimmung des Bodentyps, der, wie vorausgesetzt, der Kategorie C entspricht.

CH-S1					
Nspt	prof (m)	α	β		vs (m/s)
41	3	1	1.086		174.6012
34	6	1	1.086		193.2325
41	9	1	1.086		215.8398
55	12	1	1.086		240.0578
40	15	1	1.086		237.1882
				vs	212.1839

Tabella 3.2.II – *Categorie di sottosuolo*

Categoria	Descrizione
A	*Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti,* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	*Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m,* posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Abbildung 19– Die Werte von V_s und die Bestimmung der Kategorie des Untergrundes

4.1 ERDBEBEN PARAMETER FÜR DIE BAUWERKE IM PROJEKT

Nennlebensdauer = 50 Jahren

Nutzungskoeffizient = 1.5 (Benutzungsklasse gleich 3)

Referenzlebensdauer = 50 x 1.5 = 75 Jahren

Struttura	Vita nominale	Classe d'uso	Coeff. Cu	Periodo di riferimento (Vr)
	50	3	1.5	75

	Tr								
	30	50	72	101	140	201	475	975	2475
$a_{g/g}$	0.0182	0.0234	0.0274	0.0312	0.0348	0.0388	0.0516	0.0629	0.0795
F_0	2.5391	2.4733	2.4644	2.4471	2.4602	2.4827	2.5549	2.6613	2.7918
Tc*	0.1500	0.1898	0.2027	0.2253	0.2678	0.2953	0.3527	0.3900	0.4251

Stati limite		Probabilità di superamento	Tempo di ritorno	$a_{g/g}$ inf	Tr inf	$a_{g/g}$ sup	Tr sup	$a_{g/g}$
Stati limite di esercizio	SLO	81%	**45**	0.018235	30	0.023375	50	**0.022**
	SLD	63%	**75**	0.027428	72	0.031226	101	**0.028**
Stati limite ultimi	SLV	10%	**712**	0.051562	475	0.062915	975	**0.058**
	SLC	5%	**1462**	0.062915	975	0.079543	2475	**0.070**

Stati limite		Probabilità di superamento	Tempo di ritorno	F_0 inf	Tr inf	F_0 sup	Tr sup	F_0
Stati limite di esercizio	SLO	81%	**45**	2.539113	30	2.473251	50	**2.486**
	SLD	63%	**75**	2.464433	72	2.447094	101	**2.462**
Stati limite ultimi	SLV	10%	**712**	2.554877	475	2.66133	975	**2.614**
	SLC	5%	**1462**	2.66133	975	2.791773	2475	**2.717**

Stati limite		Probabilità di superamento	Tempo di ritorno	Tc* inf	Tr inf	Tc* sup	Tr sup	Tc*
Stati limite di esercizio	SLO	81%	**45**	0.15	30	0.189803	50	**0.181**
	SLD	63%	**75**	0.20266	72	0.22532	101	**0.206**
Stati limite ultimi	SLV	10%	**712**	0.35266	475	0.39	975	**0.373**
	SLC	5%	**1462**	0.39	975	0.425123	2475	**0.405**

Categoria di sottosuolo C
Condizioni topografiche T1 St= 1

Stati limite		βm	$a_{g/g}$	Ss	St	a_{max}	K_h	K_v	S	Cc
Stati limite di esercizio	SLO	1	0.022	1.50	1	0.033	0.0334	0.0167	1.50	1.845
	SLD	1	0.028	1.50	1	0.042	0.0419	0.0209	1.50	1.770
Stati limite	SLV	1	0.058	1.50	1	0.087	0.0865	0.0433	1.50	1.454

5 GRUNDLAGEN DER GEOLOGIE, LITHOSTRATIGRAPHIE UND HYDROGEOLOGIE DES BEREICH

Das Projektgebiet liegt in einer Höhenlage von 524 m (ü.d.M.) am östlichen Rand der Eisack-Alluvialebene.

Das Projektgebiet wird von Eisack Quartär alluvialen Abdeckungen gekennzeichnet.

Der Substrat besteht aus Brixner Quarzsträngen aus dem metamorphotischen präpermianischen Boden, die von der östlichen Seite des Tales auskragen und am stärksten von einem Permpluton aus Paragneis auf der westlichen Seite betroffen sind.

Im Bereich des Eingriffs, zeigen die Untersuchungen wechselnde Schwemmsedimente mit vorwiegenden sandigen (manchmal leicht lehmigen) und polygenen Kiesfraktionen.

Vom hydrogeologischen Standpunkt aus, ist das Gelände von der phreatischen Zone der alluvialen Ablagerungen des Eisacks charaktersiert.

Die Bohrprobe wurde mit einem piezometrischen offenen Rohr (Ø 2”) ausgerüstet, wo der gerissene Abschnitt zwischen 3 und 12 m Tiefe liegt.

Der Anteil des Bezugsplanes wird mit +523,12 m über dem Meeresspiegel angenommen. Diese piezometrische Messröhre wurde zum Zeitpunkt der Durchbohrung (1. Oktober 2015) abgelesen und lieferte einen Grundwert von 6,65 m aus dem Feldplan.

6 HYDROLOGIE UND HYDRAULIK DES GEBIETES

6.1 VORBEMERKUNG

Die Arbeiten am Projekt beziehen sich auf den Bau von Lärmschutzwänden auf Ostseite (ungerade Gleis) des Schienenstrahls, in der Nähe des Bahnhofs Klausen.

Die gewählten Barrieren, die die Anforderungen im RFI-Eisenbahnhandbuch entsprechen, sehen einen vertikalen Abschnitt vorher, gefolgt von einem auskragenden Abschnitt von 5 m in Gesamthöhe, je nach Fall und werden aus Betonmodulen (Basis) und durch Verbundglas Platten zusammengesetzt sein. Die Module werden durch Ständer mit 3 m Achsabstand unterstützt und auf einem Sockel über Mikropfähle gegründet, die mittels einen Betonbordstein verbunden sind.

Es werden drei typologien von Fundamente vorhergesehen:

- in der Typologie 1 haben die Sockel eine Größe von 60x60x180cm auf Mikropfählen; während der Ringbalken Abmessungen von 55x100cm hat;
- in der Typologie 2 haben die Sockel eine Größe von 120x60x180cm auf Mikropfählen; während der Ringbalken Abmessungen von 60x60 cm hat;
- bei der Typologie 3 ist ein Durchlaufsockel 150x55 cm vorgesehen, der als Ausleger arbeitet und von Mikropfählen gestützt wird.

An zwei wichtigen bestehenden Unterführungen (Eisenbahnbrücke auf der Hydraulikkanal der Seebeggstraße und Straßenunterführung zur Verbindung Griesbruk - Bahnhofstraße) sind unabhängig von den bestehenden Bauwerken zwei separate Metallbauarbeiten geplant, um die 5 m hohen Projektbarriere zu stützen, ohne die bestehenden Bauwerke zusätzlich zu Belasten. Um die hydraulische Entwässerung zu überwinden, ist es insbesondere erforderlich, neben der bestehenden Eisenbahnbrücke eine Metallbrücke auf Basis von Mikropfählen

zu errichten. Zur Überwindung der Straßenunterführung wird eine Hängebrücke mit ca. 8 m Länge, ebenfalls auf Basis von Mikropfählen, errichtet.

Die Barrieren werden von der nächsten Schiene etwa 3 m liegen und daher könnten die relativen Fundamente ein Hindernis für den freien Fluss von Regenwasser bilden.

Die folgende hydrologische-hydraulische Analyse befasst sich mit den hydraulischen Problemen des Projekteingriffs und plant geeignete Maßnahmen wo notwendig ein, um die Fundamente der Barrieren hydraulisch transparent zu gestalten, mit dem Ziel der minimalisierung der Auswirkungen der Arbeiten auf das Regime des oberflächlichen und tiefen Abflusses.

In Übereinstimmung mit den Anforderungen des Planungshandbuches des RFI in der Dimensionierung der Drainagevorrichtungen des Bahnsteiges, wurde Bezug auf Ereignisse mit Wiederkehrperiode von T = 100 Jahren genommen.

6.2 BEZUGSNORM

Die wichtigsten Bezugsnormen für die Herstellung dieses Kapitels sind hier aufgeführt:

- *"Norme Tecniche per le Costruzioni – DM 14 gennaio 2008";*
- *"Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni".*
- *Specifiche ferroviarie RFI, tra cui:*
  RFI- Manuale di Progettazione - Corpo Stradale- RFI DINIC MA CS 00 001 C del 20 settembre 2004;
  RFI, Codifica RFI DTC SICS MA IFS 0012 A 29/12/2015: "Manuale di Progettazione delle Opere Civili".

6.3 HYDROLOGISCHE BEDINGUNGEN

Das Projektgebiet ist in einer Höhenlage von 524 m (ü.d.M.) am östlichen Rand

der Eisack-Alluvialebene.

Das Projektgebiet wird von Eisack Quartär alluvialen Abdeckungen gekennzeichnet.

In Übereinstimmung mit dem Eingriffsbereich zeigen die durchgeführten Untersuchungen das Vorhandensein von Alternierungen alluvialer Sedimente mit Prävalenz sandiger (manchmal leicht lehmiger) Fraktionen und polygenem Kies.

Vom hydrogeologischen Standpunkt aus, ist das Gelände von der phreatischen Zone der alluvialen Ablagerungen des Eisacks charaktersiert mit einer indikativen Tiefe von 6÷7 m von der Oberfläche.

Für die Niederschlaganalyse wurden die Publikationen des - Amts für Zivilschutz und der Infrastrukturen – Dienst zur Risikovorbeugung der Provinz Trient verwendet

Mittels des Geoportals der Provinz hat man auf Kennwerte bezüglich der Maximalniederschläge eines bestimmten Zeitraums zugriff. Diese Daten gelten für die ganze Provinz Trient, sowie auch in den Nachbarprovinzen: Bozen, Brescia, Belluno und Vicenza.

Die skaleninvariante Formulierung der Gleichung, im Bezug zum Gumbel Modell, ist wie folgt:

$$h_T(d) = a_1 \left\{ 1 - \frac{V\sqrt{6}}{\pi} [\varepsilon + y_T] \right\} d^n$$

wo

$$y_T = \ln \left[\ln \left\{ \frac{T}{T-1} \right\} \right]$$

Und $h_T(d)$ den Niederschlagswert mit Wiederkehrzeit T für einen bestimmten Zeitabschnitt d repräsentiert. Die Parameter n und a_1 werden mittels einer logarithmischen Regression der Mittelwerte der jährlichen Maximalniederschläge,

bezüglich verschiedener Zeitabschnitte, in Bezug zu den Logarithmen der entsprechenden Zeitabschnitte berechnet, ε ist die Euler-Mascheroni Konstante 0.5772157. Den Wert des globalen Variatonskoeffizient berechnet man mit den Mittelwert der Quadrate der Variationen der jährlichen Maximalwerte bezüglich der Zeitabschnitte innerhalb des Intervalls in welchem die Hypothese der Invarianz der Schätzung überprüft wird. Für Niederschläge mit Dauer unter einer Stunde, ergab die Analyse der betrachteten Messstationen, eine experimentelle Konstante mit Wert 0,366 des Exponenten n für das ganze Gebiet der Provinz Trient.

Anhand der Rasterdaten wurden folgende Parameter für das Gelände der Bauzone in der Gemeinde Bozen, gefunden:

a_1= 21.79

V= 0.31

Durch diese Werte wurde, mit T= 100, die Kurve der pluviometrischen Möglichkeit des Projekts, berechnet:

$$h_{100}(d) = 42.98\ d^{0.366}.$$

Für die Zwecke der hydraulischen-hydrologische Analyse in diesem Projekt wird sicherheitshalber angenommen, dass die Lage der Gültigkeit der zuvor bestimmten Kurve, auf alle Eingriffsgebiete, sich einschließlich Gossensaß erstrecken kann, ohne Angst der Einführung von Annäherungen mit einer höheren Größenordnung im Vergleich zu dem bereits in der schematischen Darstellung der physikalischen Phänomene angenommenen.

Zur Unterstützung dieser Annahme wird die räumliche Verteilung der Mittelwerte der Jahreshöchstdauer der Regenzeit überprüft, mit Dauer 1 Stunde, vom VAPI Verhältnis - Triveneto CNR - GNDCI, die zeigt, wie die isoieta für Bozen im Wesentlichen auch das Eisacktal entlangläuft, daher ist es logisch, dass auch für

die Regengüsse keine wesentlichen Unterschiede zwischen den verschiedenen Orten des Eingriffs zu erwarten sind.

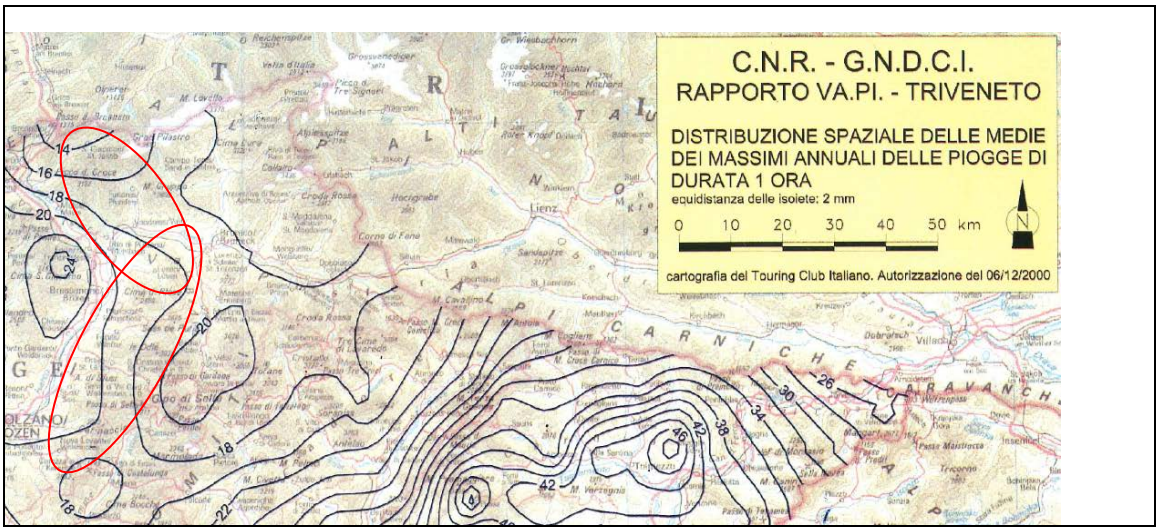


Abbildung 20 **- Von Tab 1 „Räumliche Verteilung der durchschnittlichen jährlichen maximalen Regenfälle, mit Dauer von einer Stunde“ im Anhang zu diesem Bericht VAPI - Triveneto CNR -. GNDCI**

6.4 HYDRAULISCHE ANALYSEN

Für die Bestimmung der Durchflussrate wurde die rationelle Methode verwendet:

$$Q = \phi \cdot J \cdot A$$

wobei “Q“ der Maximaldurchfluss ist, “A” die Oberfläche des Einzugsgebietes, “ϕ” der Abflusskoeffizient und “J” die Intensität des Niederschlags (abhängig von der Wiederkehrzeit T) mit gleicher Dauer wie die Konzentrationszeit t_c.

Der Koeffizient ϕ ist ein Parameter der gleich oder kleiner als 1 ist, mittels welchem die Verluste (Einsickerung im Boden, Rücklage in Mulden…) des Einzugsgebiets in Betracht gezogen werden. Diese Verluste führen zu einem geringeren Maximaldurchfluss.

Um den Abflusskoeffizient der Bahnplattform zu bestimmen, müsste man die Schicht unterhalb der ersten Ballastschicht betrachten, da die Ballastschicht sehr

permeabel ist. In diesem Fall, da es sich um eine historische Eisenbahlinee handelt, befindet sich die Ballastschicht auf einem Fundamentsubstrat aus natürlichen gepressten Material bestehend, ohne Sub-Ballast aus bituminösen Konglomerat oder superkompakte Schichten.

In der Literatur findet man für den Ballast in gewöhnlichen Straßen, Werte für den Abflusskoeffizienten, die zwischen 0.4 und 0.8 liegen. Es wird hier der Maximalwert 0.8 verwendet.

Die Konzentrationszeit entspricht der Zeitspanne die ein Wassertropfen der im, vom hydraulischen Standpunkt aus, am weitesten entfernten Punkt des Einzugsgebietes fällt, braucht, um zum Gebietsauslass zu gelangen.

Für diesen Fall, da es sich um die Elemente für den Auffang und der Entfernung des Wassers von der Bahnplattform handelt, wird eine konventionelle Dauer von 5 Minuten verwendet, um nicht das Risiko einzugehen eine Überdimensionierung der hydraulischen Werke zu haben, ohne, dass das reelle Risiko besteht, dass die Niederschlagsphänomene Kritizitäten für die Abflusssysteme verursachen können.

Die Berechnungsbeckenfläche entspricht der halben Breite des Bahnsteigs, die durch die seitlichen Barrieren nach Osten begrenzt ist, in diesem Fall maximal 10 m breit, so dass man von A = 10 m² je Bahnsteiglänge ausgehen kann.

Anhand der vorgelegten Werte, ergeben sich eine Niederschlagsintensität für die 5 Minuten von 207.7 mm/Stunde, einen Einheitsabfluss von 0,046 l/s/m² und, daher, ein Seitenabfluss von 0,46 l/s für jeden Längenmeter der Plattform.

In dem schlimmsten Fall, dass das ganze Abflusswasser das nicht unter der Straße eingesickert ist, mittels 160 mm Löcher in 3 m Abstand entlang des Betonrandsteins, abgeflossen werden muss, kann man berechnen, dass der Abfluss 1,38 l/s ist. Dieser Abfluss wird mittels den Löchern (160 mm Diameter) und PVC Rohrelemente (152 mm externer Diameter) geregelt, was zu einem Wasserpegel von nur 3,3 cm und einen Füllungsgrad von y/D= 22% führt. Dies

gilt im Falle einer kritischen Höhe beim Einlass des Rohres, da eine starke Neigung vorhanden ist.

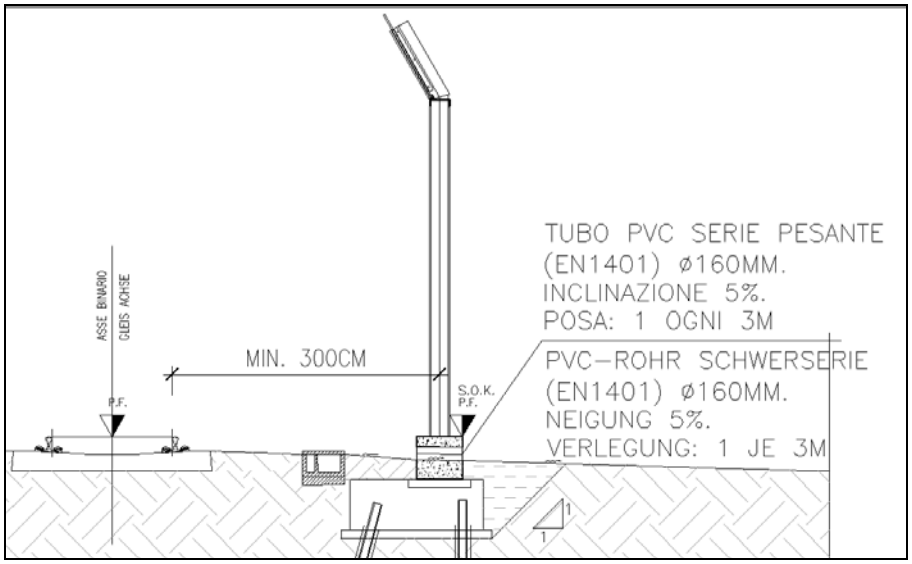


Abbildung 21 – Oberflächliche Abflussanlage Typ 1

Es sollte jedoch betont werden, dass die Bordsteinkanten des Fundament vom Projekt mit Quote am extrados gleich derjenigen der Eisenebene platziert werden und damit in Wirklichkeit den seitlichen Filterabfluss nicht verhindern, da es sehr unwahrscheinlich ist, dass der Abfluss in der Grundschicht, aus kompaktierten natürlicher Boden läuft, aufgrund der begrenzten Höhe für die Randsteine (60 cm plus der Magerbetonschicht) und für die vorgesehene Verlegungsentfernung zur nächstgelegenen Schiene (nicht weniger als 3 m).

Das Vorhandensein der Löcher auf dem fortlaufenden Bordstein hat, in realistischen Bedingungen, die Funktion jeden Wasserüberschuss zu entfernen, über den, durch den Untergrund und seitlich am Ballast schon entfernten.

Die Höhe des Randsteins ist, wie gesagt, entsprechend der Bahngleisebene. Allerdings, aufgrund der Variabilität der geometrischen Bedingungen, besonders bezüglich des Höhenunterschieds des Bahngeländes in Bezug zur Umgebung, kann es vorkommen, dass der Randstein im Boden eingegraben ist, und die Abflusslöcher sich teilweise unterhalb der Bahnebene befinden. In diesen Fällen ist die Legung auf der Bahngleisebene einer Geotextile mit hoher Permeabilität

vorgesehen (ein geosynthetischer Material) für einige meter an des Loch 160mm Diameter. Entlang des Bordsteins (Seite Bahngleis) wird ein Geotextil mit hoher Transmissibilität verlegt, um Vorzugswege für den Abfluss des Wassers Richtung Abflusslöcher zu schaffen und die Verstopfung dieser zu verhindern.

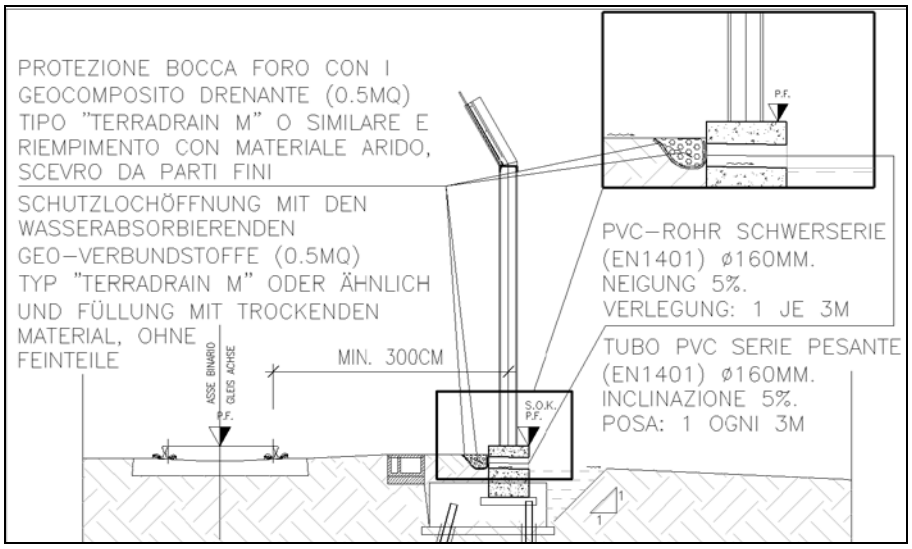


Abbildung 22 – Oberflächliche Abflussanlage Typ 2

Unter dem im Handel erhältlichen Materialien, um den Ablauf sicherzustellen, zur Sammlung des Wassers entlang des Bordstein und die Trennfilterfunktion für das Verfüllmaterial, wird ein geosynthetischer Material verwendet, bestehend aus einem dreidimensionalen Drainagekern, umschlossen von zwei verschweißten, filtrierenden Vliesstoffe (Terradrain M-Typ oder ähnliches). Neben dieser Maßnahme wird erwartet die Ausschachtung nahe der Bordsteinkante mit hochpermeablen Material zu füllen, frei von Feinanteilen, die durch die Entfernung von Boden im RFI-Feld zuvor beiseite gestellt wurden.

7 GEOTECHNISCHE CHARAKTERISIERUNG

7.1 EINFÜHRUNG

Die geotechnische Charakterisierung von Böden, die von der Durchführung des Eingriffs interessiert sind, wurde auf der Grundlage von geotechnischen Untersuchung vor Ort durchgeführt.

Insbesondere, die geotechnische Untersuchungen dieses Eingriffs enthalten:

- Sondierung mit durchgehender Kernbohrung CH-S1. Die Sondierung hat eine Tiefe von 16 m erreicht. Während des Bohrens wurden 5 dynamischen Penetrationstests in Loch "SPT" durchgeführt, in Übereinstimmung mit den unzusammenhängenden Ebenen (-3.0m, -6.0m, -9.0m, -12.0m e -15.0m vom Bodenniveau aus); in diesem Rahmen wurden die Bodenproben erhoben (3 nachbearbeitete Proben) und dem geotechnischen Labor gesendet. Im Labor wurden Partikelgrößenklassifizierungen durchgeführt und der natürliche Wassergehalt überprüft.

- Sondierung mit durchgehender Kernbohrung CH-S2. Die Sondierung hat eine Tiefe von 12 m erreicht. Während des Bohrens wurden 5 dynamischen Penetrationstests in Loch "SPT" durchgeführt, in Übereinstimmung mit den unzusammenhängenden Ebenen (-1.5m, -2.5m, -4.5m, -6.0m, -9.0m vom Bodenniveau aus); in diesem Rahmen wurden die Bodenproben erhoben (3 nachbearbeitete Proben) und dem geotechnischen Labor gesendet. Im Labor wurden Partikelgrößenklassifizierungen durchgeführt und der natürliche Wassergehalt überprüft.

- Sondierung mit durchgehender Kernbohrung CH-S3-P. Die Sondierung hat eine Tiefe von 12 m erreicht. Während des Bohrens wurden 5 dynamischen Penetrationstests in Loch "SPT" durchgeführt, in Übereinstimmung mit den unzusammenhängenden Ebenen (-3.0m, -4.5m, -6m, -9.0m, -10.5m vom

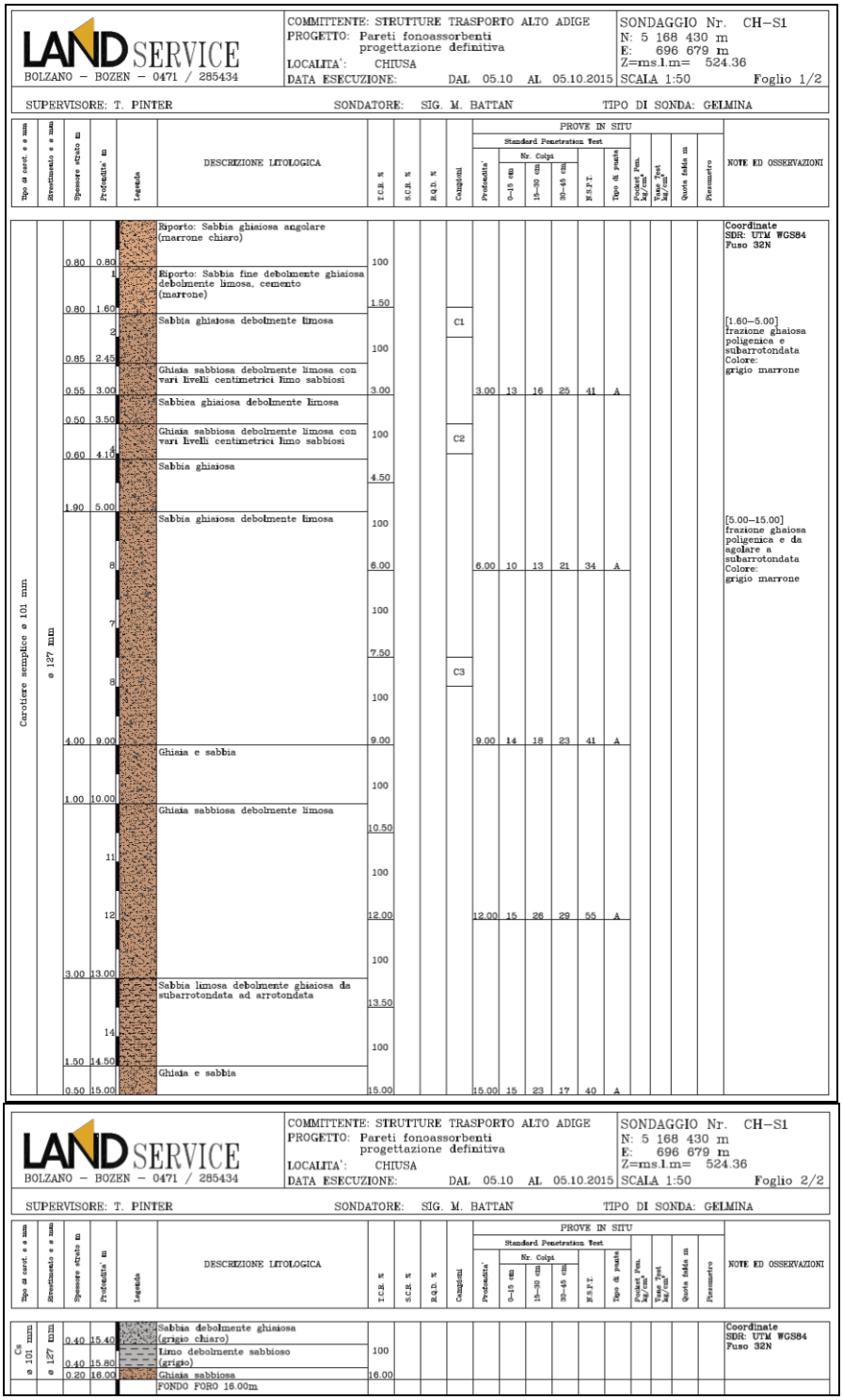
Bodenniveau aus). Am Ende der Durchbohrung wurde das Loch mit einem piezometrischen 2" Rohr ausgerüstet, wo der gerissene Abschnitt zwischen 3 und 12 m Tiefe liegt. Auch in diesem Fall wurden die Bodenproben erhoben (3 nachbearbeitete Proben) und dem geotechnischen Labor gesendet. Im Labor wurden Partikelgrößenklassifizierungen und natürliche Wassergehalt überprüft.

Die Lage der beschriebenen Untersuchungen wird in der folgenden Abbildung dargestellt.

Abbildung 23 – Ort der Eingriff Sondierungen in Klausen

7.2 STRATIGRAPHISCHEN SPALTEN DER SONDIERUNG

Es werden hier die Beschreibungen der stratigraphischen Spalten für die Sondierungen CH-S1, CH-S2P und CH-S3-P gezeigt.



LAND SERVICE
BOLZANO – BOZEN – 0471 / 285434

COMMITTENTE: STRUTTURE TRASPORTO ALTO ADIGE
PROGETTO: Pareti fonoassorbenti progettazione definitiva
LOCALITA': CHIUSA
DATA ESECUZIONE: DAL 05.10 AL 05.10.2015

SONDAGGIO Nr. CH–S1
N: 5 168 430 m
E: 696 679 m
Z=ms.l.m= 524.36
SCALA 1:50 Foglio 1/2

SUPERVISORE: T. PINTER SONDATORE: SIG. M. BATTAN TIPO DI SONDA: GELMINA

Tipo di carot. e ø mm	Strumento e ø mm	Spessore strato m	Profondita' m	Legenda	DESCRIZIONE LITOLOGICA	T.C.R. %	S.C.R. %	R.Q.D. %	Campioni	PROVE IN SITU – Standard Penetration Test: Profondita'	Nr. Colpi 0–15 cm	15–30 cm	30–45 cm	N.S.P.T.	Tipo di punta	Pocket Pen. kg/cm²	Torsc. Test kg/cm²	Quota falda m	Piezometro	NOTE ED OSSERVAZIONI
Carotiere semplice ø 101 mm	ø 127 mm	0.80	0.80		Riporto: Sabbia ghiaiosa angolare (marrone chiaro)	100														Coordinate SDR: UTM WGS84 Fuso 32N
		0.80	1.60		Riporto: Sabbia fine debolmente ghiaiosa debolmente limosa, cemento (marrone)	1.50														
		0.85	2.45		Sabbia ghiaiosa debolmente limosa	100			C1											[1.60–5.00] frazione ghaiosa poligenica e subarrotondata Colore: grigio marrone
		0.55	3.00		Ghiaia sabbiosa debolmente limosa con vari livelli centimetrici limo sabbiosi	3.00				3.00	13	16	25	41	A					
		0.50	3.50		Sabbiea ghiaiosa debolmente limosa															
		0.60	4.10		Ghiaia sabbiosa debolmente limosa con vari livelli centimetrici limo sabbiosi	100			C2											
		1.90	5.00		Sabbia ghiaiosa	4.50														
		4.00	9.00		Sabbia ghiaiosa debolmente limosa	100 / 6.00 / 100 / 7.50 / 100 / 9.00			C3	6.00 / 9.00	10 / 14	13 / 18	21 / 23	34 / 41	A / A					[5.00–15.00] frazione ghaiosa poligenica e da sgolare a subarrotondata Colore: grigio marrone
		1.00	10.00		Ghiaia e sabbia	100														
		3.00	13.00		Ghiaia sabbiosa debolmente limosa	10.50 / 100 / 12.00 / 100				12.00	15	26	29	55	A					
		1.50	14.50		Sabbia limosa debolmente ghiaiosa da subarrotondata ad arrotondata	13.50 / 100														
		0.50	15.00		Ghiaia e sabbia	15.00				15.00	15	23	17	40	A					

LAND SERVICE
BOLZANO – BOZEN – 0471 / 285434

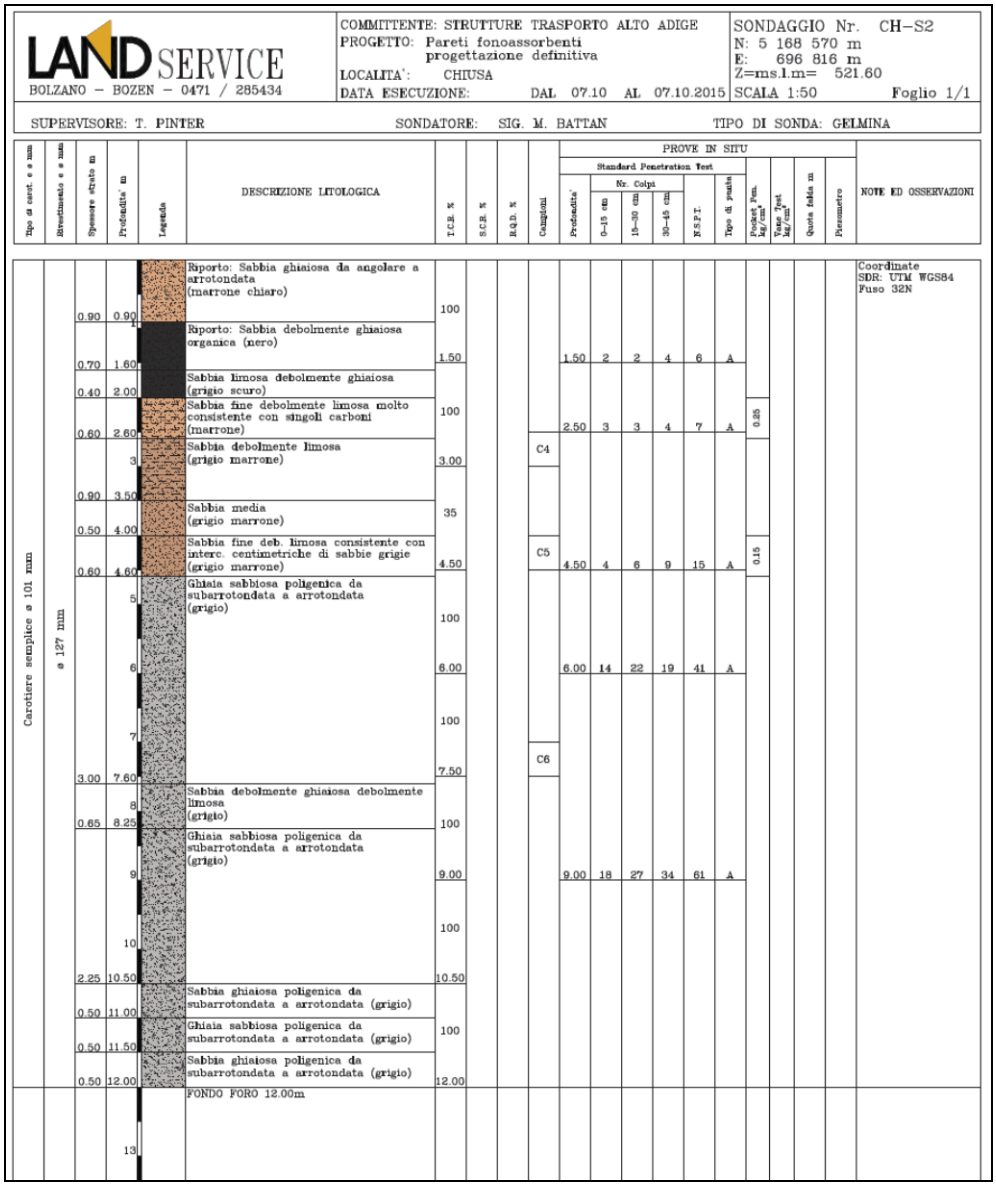
COMMITTENTE: STRUTTURE TRASPORTO ALTO ADIGE
PROGETTO: Pareti fonoassorbenti progettazione definitiva
LOCALITA': CHIUSA
DATA ESECUZIONE: DAL 05.10 AL 05.10.2015

SONDAGGIO Nr. CH–S1
N: 5 168 430 m
E: 696 679 m
Z=ms.l.m= 524.36
SCALA 1:50 Foglio 2/2

SUPERVISORE: T. PINTER SONDATORE: SIG. M. BATTAN TIPO DI SONDA: GELMINA

Tipo di carot. e ø mm	Strumento e ø mm	Spessore strato m	Profondita' m	Legenda	DESCRIZIONE LITOLOGICA	T.C.R. %	S.C.R. %	R.Q.D. %	Campioni	PROVE IN SITU – Standard Penetration Test: Profondita'	Nr. Colpi 0–15 cm	15–30 cm	30–45 cm	N.S.P.T.	Tipo di punta	Pocket Pen. kg/cm²	Torsc. Test kg/cm²	Quota falda m	Piezometro	NOTE ED OSSERVAZIONI
Ca ø 101 mm	ø 127 mm	0.40	15.40		Sabbia debolmente ghiaiosa (grigio chiaro)															Coordinate SDR: UTM WGS84 Fuso 32N
		0.40	15.80		Limo debolmente sabbioso (grigio)	100														
		0.20	16.00		Ghiaia sabbiosa	16.00														
					FONDO FORO 16.00m															

Abbildung 24 – Stratigraphische Spalte für die Sondierung CH-S1



LAND SERVICE
BOLZANO – BOZEN – 0471 / 285434

COMMITTENTE: STRUTTURE TRASPORTO ALTO ADIGE
PROGETTO: Pareti fonoassorbenti progettazione definitiva
LOCALITA': CHIUSA
DATA ESECUZIONE: DAL 07.10 AL 07.10.2015

SONDAGGIO Nr. CH–S2
N: 5 168 570 m
E: 696 816 m
Z=ms.l.m= 521.60
SCALA 1:50 Foglio 1/1

SUPERVISORE: T. PINTER SONDATORE: SIG. M. BATTAN TIPO DI SONDA: GELMINA

Tipo di carot. e ø mm	Rivestimento e ø mm	Spessore strato m	Profondita' m	Legenda	DESCRIZIONE LITOLOGICA	T.C.R. %	S.C.R. %	R.Q.D. %	Campioni	PROVE IN SITU – Standard Penetration Test – Profondita'	Nr. Colpi 0–15 cm	15–30 cm	30–45 cm	N.S.P.T.	Tipo di punta	Pocket Pen. kg/cm²	Vane Test kg/cm²	Quota falda m	Piezometro	NOTE ED OSSERVAZIONI
Carotiere semplice ø 101 mm	ø 127 mm	0.90	0.90		Riporto: Sabbia ghiaiosa da angolare a arrotondata (marrone chiaro)	100														Coordinate SDR: UTM WGS84 Fuso 32N
		0.70	1.60		Riporto: Sabbia debolmente ghiaiosa organica (nero)	1.50				1.50	2	2	4	6	A					
		0.40	2.00		Sabbia limosa debolmente ghiaiosa (grigio scuro)															
		0.60	2.60		Sabbia fine debolmente limosa molto consistente con singoli carboni (marrone)	100				2.50	3	3	4	7	A	0.25				
			3		Sabbia debolmente limosa (grigio marrone)	3.00			C4											
		0.90	3.50																	
		0.50	4.00		Sabbia media (grigio marrone)	35														
		0.60	4.60		Sabbia fine deb. limosa consistente con interc. centimetriche di sabbie grigie (grigio marrone)	4.50			C5	4.50	4	6	9	15	A	0.15				
			5		Ghiaia sabbiosa poligenica da subarrotondata a arrotondata (grigio)	100														
			6			6.00				6.00	14	22	19	41	A					
			7			100														
		3.00	7.60			7.50			C6											
			8		Sabbia debolmente ghiaiosa debolmente limosa (grigio)															
		0.65	8.25			100														
			9		Ghiaia sabbiosa poligenica da subarrotondata a arrotondata (grigio)	9.00				9.00	18	27	34	61	A					
			10			100														
		2.25	10.50			10.50														
		0.50	11.00		Sabbia ghiaiosa poligenica da subarrotondata a arrotondata (grigio)															
		0.50	11.50		Ghiaia sabbiosa poligenica da subarrotondata a arrotondata (grigio)	100														
		0.50	12.00		Sabbia ghiaiosa poligenica da subarrotondata a arrotondata (grigio)	12.00														
			13		FONDO FORO 12.00m															

Abbildung 25 – Stratigraphische Spalte für die Sondierung CH-S2

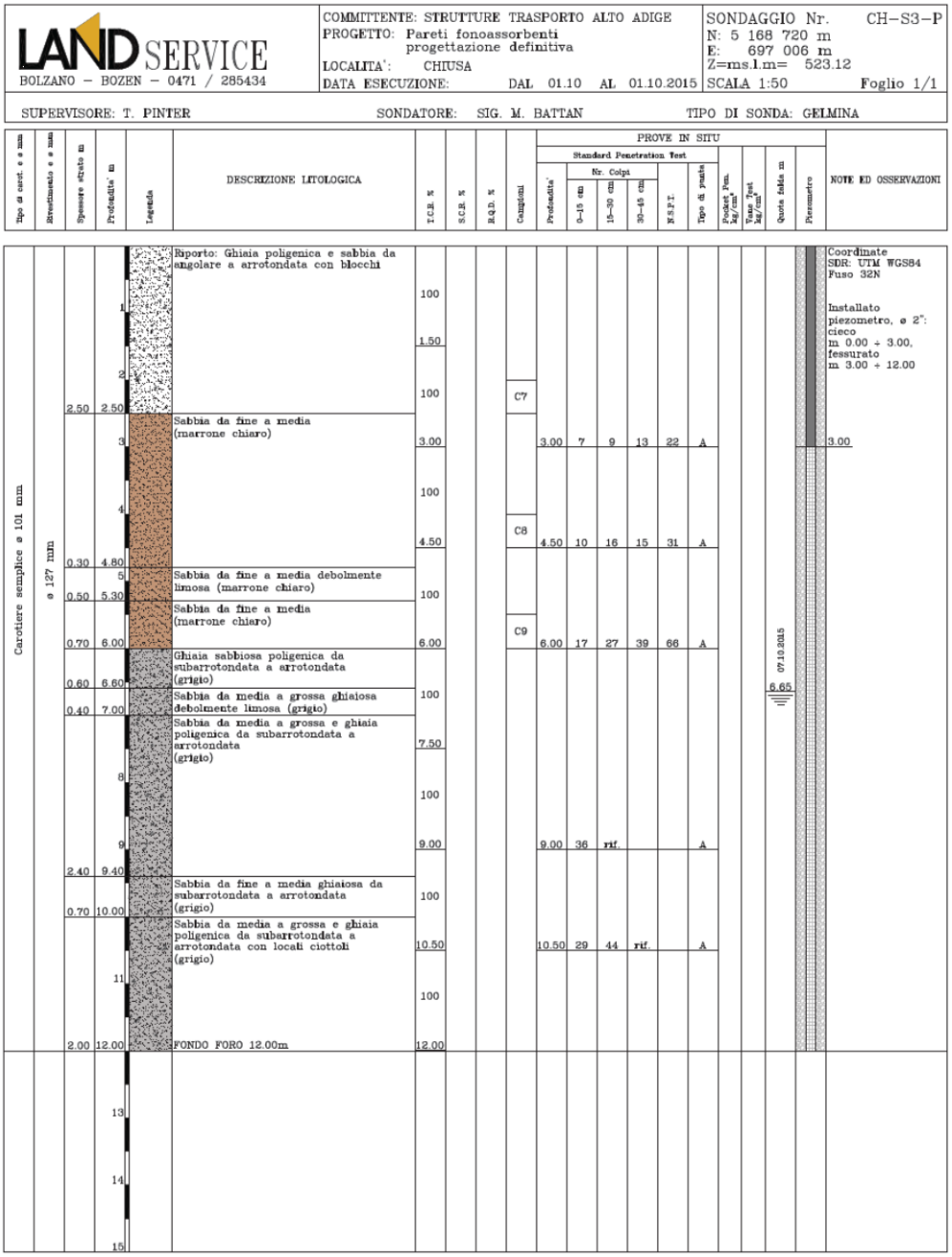


Abbildung 26 – Stratigraphische Spalte für die Sondierung CH-S3-P

7.3 LABORUNTERSUCHUNGEN

Die folgende Tabelle enthält die Ergebnisse der Labortests an 9 Proben des Untergrunds, gesammelt nach der Ausführung der drei Durchbohrungen. Es wurden die Identifikationscodes in Bezug auf den Teil der untersuchten Probe, der Art der Probenahme und Probenahmequoten spezifiziert.

Die folgende Tabelle fasst die Ergebnisse der geotechnischen Labortests zusammen

Chiusa	Prof. (m)	granulom.				γ_n (kN/m^3)	w_n (%)	Classif.
		gh.	sa.	limi	arg.			
CH-S1-C1	1.5 - 2.0	40	41	19		-	10.8	SC SM SC-SM
CH-S1-C2	3.5 - 4.0	60	31	9		-	5.1	GW-GM GW-GC
CH-S1-C3	7.5 - 8.0	37	55	8		-	8.2	SW -SM SW-SC
CH-S2-C4	2.5 - 3.0	5	41	54		-	34.2	CL-ML C-ML CL-ML
CH-S2-C5	4.0 - 4.5	7	51	42		-	30.9	CL-ML C-ML CL-ML
CH-S2-C6	7.0 - 7.5	20	68	12		-	9.2	SC SM SC-SM
CH-S3-C7	2.0 - 2.5	2	52	46		-	28.2	CL-ML C-ML CL-ML
CH-S3-C8	4.0 - 4.5	1	74	25		-	27.2	SC SM SC-SM
CH-S3-C9	5.5 - 6.0	0	73	27		-	24.8	SC SM SC-SM

Tabelle XIII - Laboruntersuchungen von Sondierungen CH-S1, CH-S2 und CH-S3-P

Diesem ist der Bericht über geognostische und geotechnische Laboruntersuchungen beigefügt.

7.4 BESTIMMUNG DER GEOTECHNISCHEN DATEN AUS TESTS VOR ORT

Während der Ausführung der Sondierungen wurden insgesamt 183 SPT Tests mit einer standardisierten offenen Spitze (Sampler) durchgeführt.

Die folgende Tabelle zeigt die erhaltenen Ergebnisse:

CH-S1		CH-S2		CH-S3-P	
Profondità	Nspt	Profondità	Nspt	Profondità	Nspt
3	41	1.5	6	3	22
6	34	2.5	7	4.5	31
9	41	4.5	15	6	66
12	55	6	41	9	80
15	40	9	61	10.5	80

Tabelle XIV – Ergebnisse der Test Nspt

Falls im Grundwasser eine bedeutende Anwesenheit von feinen Materialien im Testboden ist, ist es angemessen eine Korrektur vom N_{SPT} Wert anzuwenden, um den Einfluss des Überdrucks in der Einlagerungsphase während das Schlagen auszugleichen, nach dem Ansatz von Terzaghi & Peck (1948), für Nspt > 15. In einem solchen Fall wird der Testwert gemäß dem folgenden Ausdruck korrigiert: *N'spt=15+0.5x (Nspt-15).*

Im Fall, dass der Test einen Wert namens "Versagung" erreicht (das heißt eine Summe der Schläge $N_{2/15cm} + N_{3/15cm} \geq 100$) wie bei der Prüfung der Sondierung CH-S3-P – 9m und -10,5 m von Bodenebene, wird ein NSPT Wert (weniger als 100) angegeben, der später einen relativen Dichtewert D_r nahe der maximalen Dichte (100%) ergibt.

7.4.1 Parameter der Scherfestigkeit und der Dichte

Im Folgenden ist die Herangehensweise der SPT Tests vor Ort, zur Bestimmung der mechanischen Parameter der Untersuchungseinheiten beschrieben.

Um den Zustand der Verdichtung der Ablagerungen zu beurteilen (relative Dichte des Bodens), wird die vorgeschlagene Beziehung von Kulhawy und Mayne (1990) verwendet, ausgehend von den Angaben von Skempton, 1986:

$(N_1)_{60} / D_r^2 \approx 60.$

Der Wert $(N_1)_{60}$ stellt den normalisierten Wert von N_{spt} dar, der den Druck des darüber liegenden Bodens und die Leistung des Stapelsystems $ER_{i,M}$. (≈ 55÷65% von Cestari "Prove in sito") berücksichtigt. Er kann durch die folgende empirische Beziehung quantifiziert werden:

$(N_1)_{60} = (ER_{i,M} * N_{spt}) / (60 * \sqrt{\sigma_{v0}'})$

Für die Beurteilung der relativen Dichte wird die vorgeschlagene Beziehung von Bazaraa (1967) verwendet. Der vorgeschlagene Wert vom Autor betrachtet die charakteristischen Beziehungen der natürlichen Ablagerungen, davon Faktoren von primärer Bedeutung sind die Zementierung, Alterung (aging), die Geschichte des Spannungszustands und so weiter. Der Autor hat die folgende Beziehung vorgeschlagen:

$$D_r^2 = \frac{N}{20 \cdot \left(1 + 4.1 \cdot \sigma_{v0}^{'}\right)} \qquad \text{per } \sigma_{v0}^{'} \leq 0.732\ kg/cm^2$$

$$D_r^2 = \frac{N}{20 \cdot \left(3.24 + 1.024 \cdot \sigma_{v0}^{'}\right)} \qquad \text{per } \sigma_{v0}^{'} > 0.732\ kg/cm^2$$

Die Anwendung dieser Beziehung führt zu Ergebnissen vergleichbar mit dem was von Kulhawy und Mayne vorgeschlagen wird.

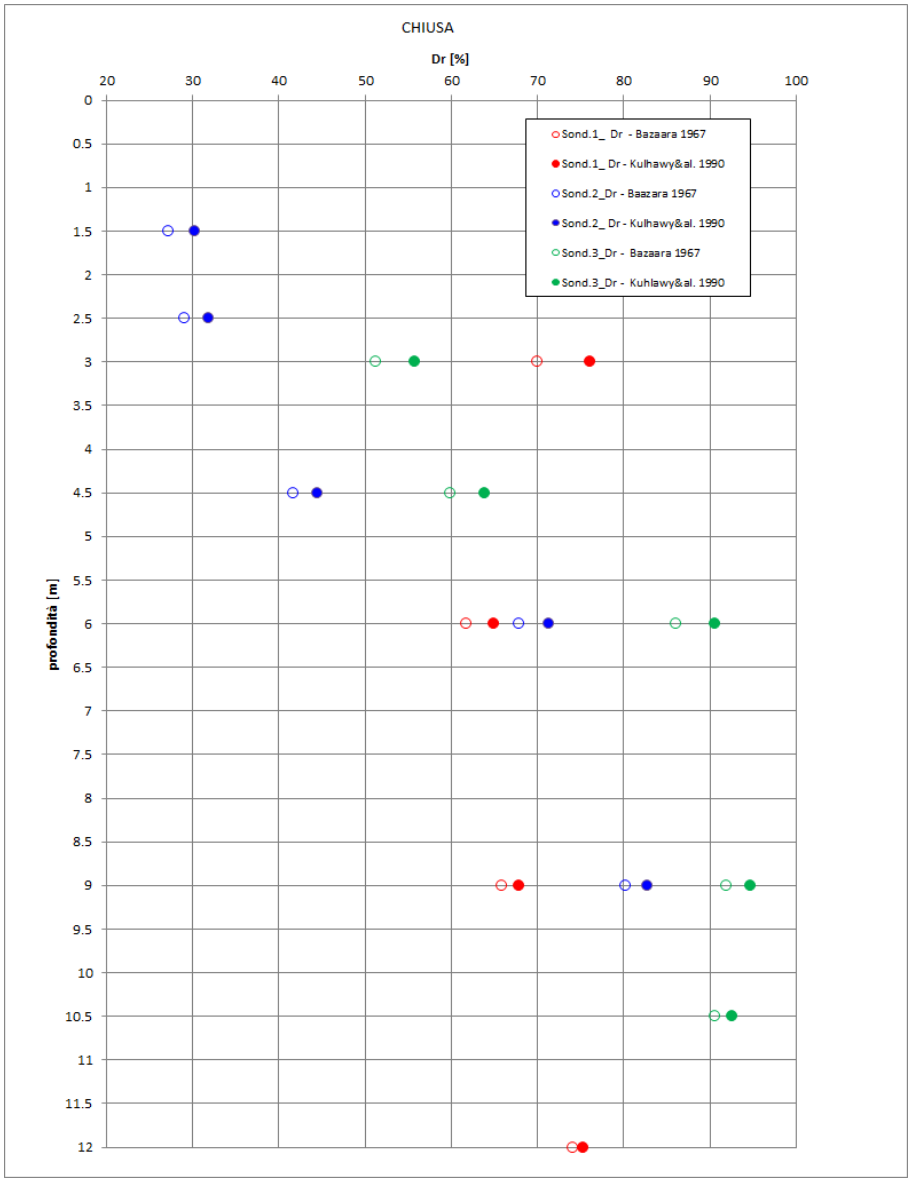


Abbildung 27 — Relative Dichte (Bazaara-1967, Kuhlawy&Maine-1990) von SPT

Zur Abschätzung des Winkels der Spitz-Scherfestigkeit, wird als Basis der Verdichtungswert angenommen, der, wie von Schmertmann (1978 – siehe die folgende Abbildung) vorgeschlagen berechnet wird. Daher ist er abhängig vom Wert der relativen Dichte und mit Bezug auf die Beziehung der folgenden Abbildung.

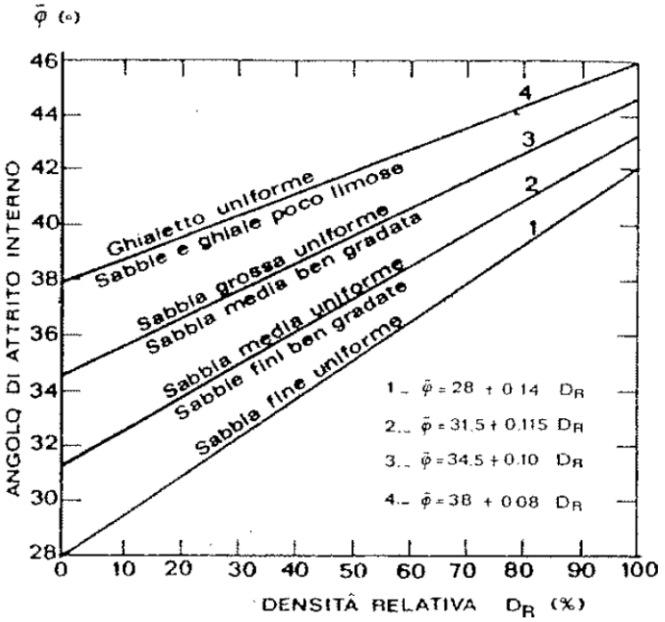


Abbildung 28 – Beziehung zwischen Dr und Spitz-Reibungswinkel Schmertmann (1978)

Die folgende Tabelle fasst die Ergebnisse der Analyse der Auswertung der Nspt Daten zusammen, für die indirekte Bestimmung des Winkels der Scherfestigkeit.

Es ergibt sich eine gute Übereinstimmung der Werte der Scherfestigkeit trotz der Anwendung der zwei unterschiedlichen Herangehensweisen (Bazaara-1967, Kuhlawy&Maine-1990) zur Bestimmung der relativen Dichte.

CH-S1						
Profondità	Nspt	Nspt corr.	ER_{IM}	σ'_{vo} [kg/cm^2]	N_{60}	$N_{1,60}$
3	41	41	58	0.92	40	41
6	34	34	58	1.19	33	30
9	41	41	58	1.46	40	33
12	55	55	58	1.73	53	40
15	40	40	58	2	39	27
Bazaara (1967) Dr (%)		(Schmertmann)	**Skempton (da Kulhawy & Mayne, 1990)** Dr (%)			(Schmertmann)
Profondità	Dr(%)	$\phi°$	Profondità	$N_{1,60}$	Dr(%)	$\phi°$
3	**70**	**39.6**	3	41	**76**	**40.2**
6	**62**	**38.6**	6	30	**65**	**39.0**
9	**66**	**39.1**	9	33	**68**	**39.3**
12	**74**	**40.0**	12	40	**75**	**40.2**
15	**61**	**38.6**	15	27	**62**	**38.6**

CH-S2						
Profondità	Nspt	Nspt corr.	ER_{IM}	σ'_{vo} [kg/cm^2]	N_{60}	$N_{1,60}$
1.5	6	6	58	0.785	6	7
2.5	7	7	58	0.875	7	7
4.5	15	15	58	1.055	15	14
6	41	41	58	1.19	40	36
9	61	61	58	1.46	59	49
Bazaara (1967) Dr (%)		(Schmertmann)	**Skempton (da Kulhawy & Mayne, 1990)** Dr (%)			(Schmertmann)
Profondità	Dr(%)	$\phi°$	Profondità	$N_{1,60}$	Dr(%)	$\phi°$
1.5	**27**	**34.6**	1.5	7	**30**	**35.0**
2.5	**29**	**34.8**	2.5	7	**32**	**35.2**
4.5	**42**	**36.3**	4.5	14	**44**	**36.6**
6	**68**	**39.3**	6	36	**71**	**39.7**
9	**80**	**40.7**	9	49	**83**	**41.0**

CH-S3-P						
Profondità	Nspt	Nspt corr.	ER_{IM}	σ'_{vo} [kg/cm^2]	N_{60}	$N_{1,60}$
3	22	22	58	0.92	21	22
4.5	31	31	58	1.055	30	29
6	66	66	58	1.19	64	58
9	80	80	58	1.46	77	64
10.5	80	80	58	1.595	77	61
Bazaara (1967) Dr (%)		(Schmertmann)	**Skempton (da Kulhawy & Mayne, 1990)** Dr (%)			(Schmertmann)
Profondità	Dr(%)	$\phi°$	Profondità	$N_{1,60}$	Dr(%)	$\phi°$
3	**51**	**37.4**	3	22	**56**	**37.9**
4.5	**60**	**38.4**	4.5	29	**64**	**38.9**
6	**86**	**41.4**	6	58	**91**	**41.9**
9	**92**	**42.1**	9	64	**95**	**42.4**
10.5	**91**	**41.9**	10.5	61	**93**	**42.1**

Tabelle XV – Winkel Scherfestigkeit (Höchstwert) - (Schmertmann) Dr (%)

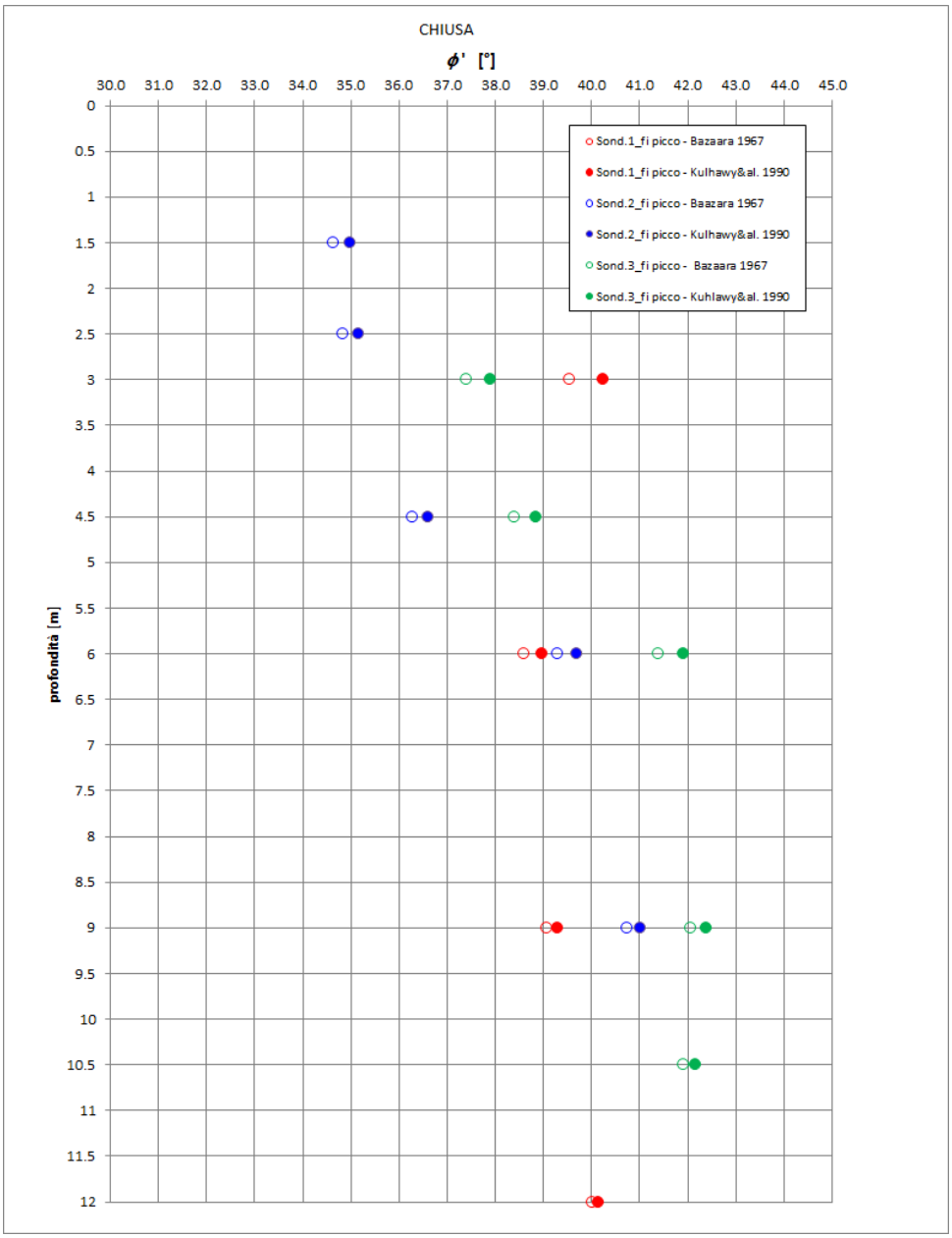


Abbildung 29 – Winkel Scherfestigkeit (Höchstwert) - (Schmertmann) Dr (%)

7.4.2 Parameter der Verformbarkeit

Für die Bewertung der Verformbarkeitsparameter der tieferen Schichten von den SPT Erhebungen, wird vom Modell vom Autor (Stroud, 1989) ausgegangen, welcher in graphischer Form einige Zusammenhänge zwischen den

Verformungsverhalten von grobkörnigem Boden von Belastungstests vor Ort (auf Platte) erstellt hat und aus den gemessen Werten an realen Fundamente (bandförmige , Grundplatte), in Abhängigkeit von dem Widerstand gegen Durchdringung (N_{60} = korrekte Anzahl der Schläge um sich an den 60% Wirkungsgrad der Stapelvorrichtung zu berichten). Der Abakus der folgenden Abbildung bezieht das Verhältnis E'/N_{60} (Verformungsmodul E' und N_{sp} korrekt) mit dem Belastungsniveau (dh die untersuchte Tiefe), ausgedrückt als das Verhältnis q_{net}/q_{lim} (mit q_{net} aufgetragene Druck q_{lim} Bruchbelastung).

Für kleine Niveaus der Verformung (q_{net} /q_{lim}→ 0) ist das Verhältnis E'/N_{60} variabel von 2 (Normal konsolidierter Sand) bis über 10 (vorbelastete Sand und Kies). Die Verformbarkeitsparameter sind in diesem Fall als Anfangsmodule zu betrachten.

"Betrieb" Verformungslevel die ein begrenztes Lastniveau zugeben, zwischen 20% und 30% der Bruchlast, ergeben ein Verhältnis E'/N_{60} , variable von 1 (Normal konsolidierter Sand) bis 1,5 (vorbelastete Sand und Kies). Die folgende Tabelle fasst die Werte der so geschätzten Betriebsmodule zusammen.

Eine alternative Schätzung des Verformungsmoduls kann, mit Bezug auf dem von Jamiolkowski (1988) vorgeschlagen, durchgeführt werden. Auch in diesem Fall, bringt man sich zurück auf bestimmte Werte, die einen "Betrieb" Verformungslevel zugeben (bis 25% der Bruchlast)

E'_{25} =(10.5 -3.5 Dr) * N_{60} [kg/cm^2] (für normal befestigte Erden)

E'_{25} =(52.5 -3.5 Dr) * N_{60} [kg/cm^2] (für vorbelastete Erden)

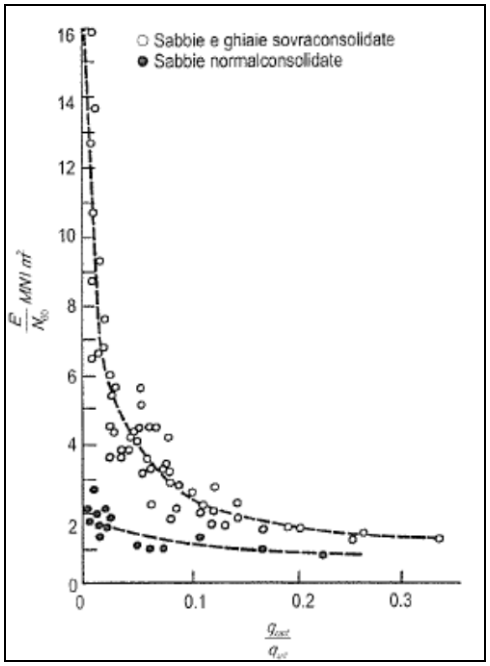


Abbildung 30 – Beziehung zwischen Verformbarkeit, Widerstand N_{spt} und Lastniveau (Stroud, 1989)

Die folgende Tabelle und Abbildung sammeln die unteren und oberen Grenzen der Verformungsmodul Werte.

CH-S1			
Profondità	E'_{inf}[MPa]	E'_{sup}[MPa]	E'_{25}[MPa]
	Stroud (1989)		Jamiolkowski (1988)
3	40	79	32
6	33	66	28
9	40	79	33
12	53	106	43
15	39	77	33
CH-S2			
Profondità	E'_{inf}[MPa]	E'_{sup}[MPa]	E'_{25}[MPa]
	Stroud (1989)		Jamiolkowski (1988)
1.5	6	12	6
2.5	7	14	7
4.5	15	29	13
6	40	79	33
9	59	118	46
CH-S3-P			
Profondità	E'_{inf}[MPa]	E'_{sup}[MPa]	E'_{25}[MPa]
	Stroud (1989)		Jamiolkowski (1988)
3	21	43	19
4.5	30	60	26
6	64	128	48
9	77	155	57
10.5	77	155	58

Tabelle XVI – Verformungsmodul (Stroud, Jamiolkowski)

Die folgende Abbildung zeigt grafisch die repräsentativen Verformungsmodul Werte.

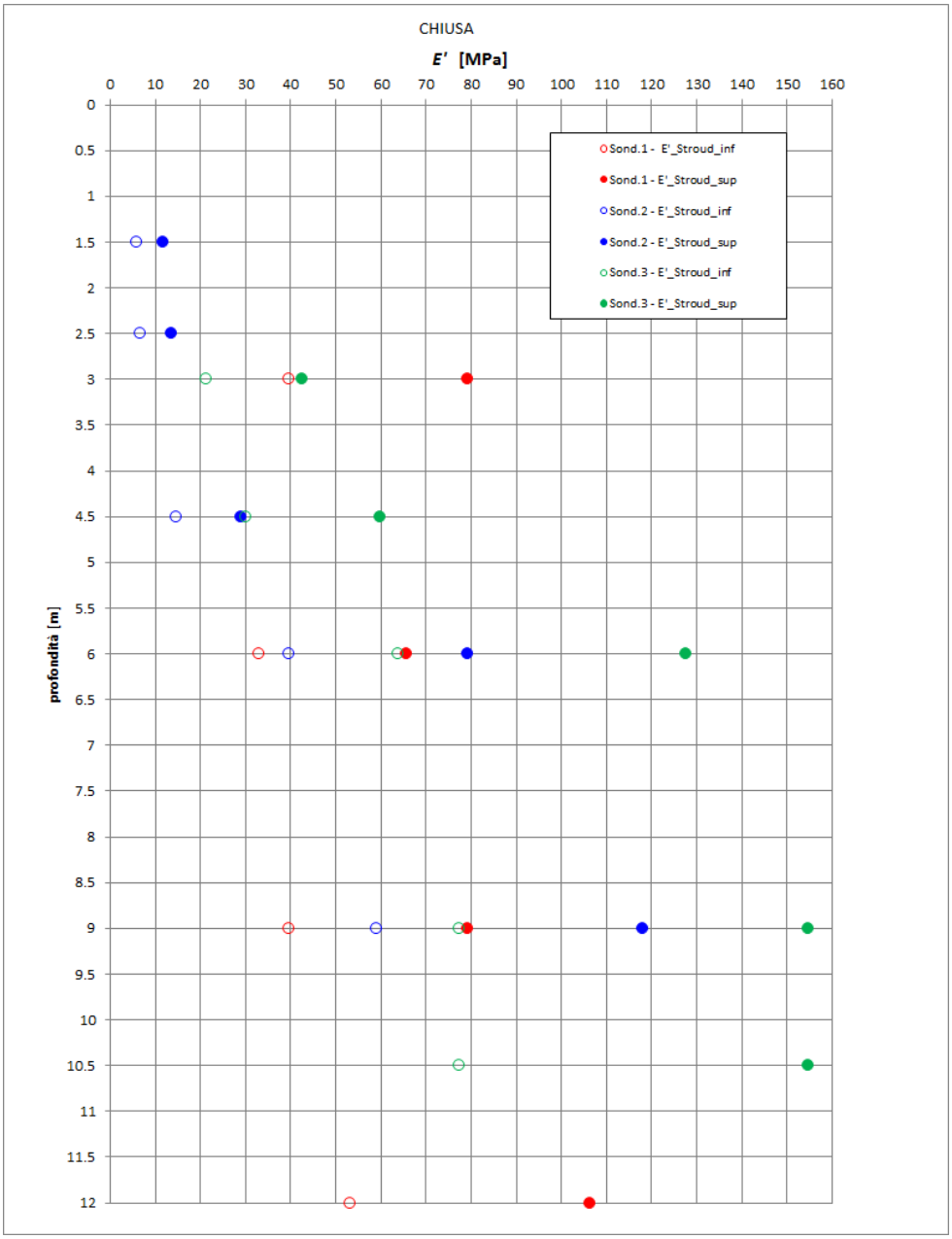


Abbildung 31 – Verformungsmodul (Stroud, 1989)

7.5 EMPFINDLICHKEIT DER VERFLÜSSIGUNG VON BÖDEN

Die empfindlichkeit gegenüber der Verflüssigung des Boden, ist das Phänomen, dem der Verlust der Scherfestigkeit oder ansammeln von plastischen Verformungen verbunden ist, die in gesättigten, hauptsächlich sandig und leicht verdichteten Böden auftreten und durch zyklische Einwirkungen belastet sind.

Der folgende Abschnitt beschreibt die Bedingungen, die zur verflüssigung bringen können. Mit Bezug auf die Bestimmungen des Absatzes 7.11.3.4.2 der N.T.14/1/2008 über das Thema des Risikos einer möglichen Verflüssigung.

Ausführlich:

Die Überprüfung der Verflüssigung kann weggelassen werden, wenn mindestens einer der folgenden Umstände eintretet:

1. *das Erdbeben hat eine Magnitude kleiner als 5;*
2. *die maximale erwartete Beschleunigung am Boden (Freifeld) ist kleiner als 0,1g;*
3. *die Saison-durchschnittliche Tiefe des Grundwasserspiegels ist größer als 15 m vom Bodenniveau (im Falle von sub-horizontalem Bodenniveau und in Gegenwart von Flachgründungen);*
4. *die Ablagerungen bestehen aus sauberen Sand mit dynamischen-penetrometer Widerstand SPT $(N_1)_{60}$>30 oder statische CPT $q_{c1,N}$ >180, normiert auf eine vertikale effektive Spannung von 100 kPa;*
5. *Die Korngrößenverteilung der Ablagerung befindet sich außerhalb des, in Abbildung 9 dargestellten Bereichs, wenn der Gleichförmigkeitskoeffizient <3,5 ist; andernfalls in Abbildung 10 (Gleichförmigkeitskoeffizient > 3.5).*

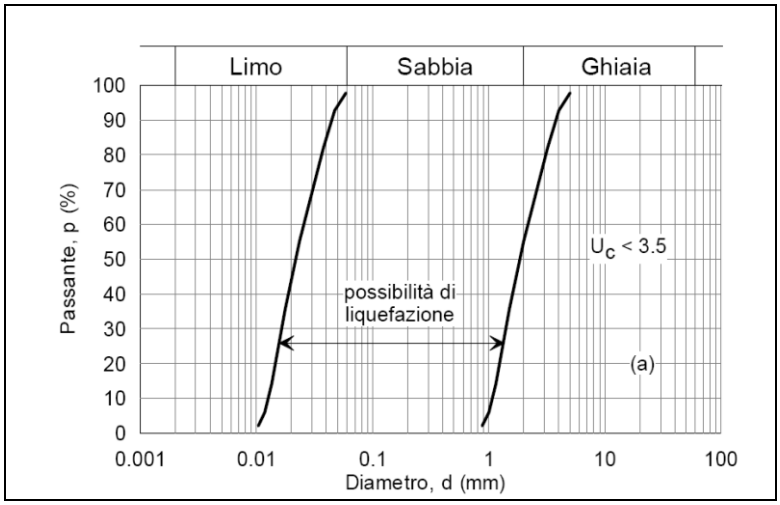


Abbildung 32: möglichkeit der Verflüssigung – U_c<3,5

Im vorliegenden Fall sind aufgrund der Beschaffenheit des Bodens (hauptsächlich grob) und in Bezug auf einen maximalen Bodenbeschleunigungswert, der unter dem in Nummer 2 genannten kritischen Parameter liegt, keine Voraussagen über

ein potenzielles Verflüssigungsrisiko erforderlich.

In Bezug auf die Nennlebensdauer (50 Jahre) und Nutzungsklasse vom Aufbau (III), erhält man die folgenden Ergebnisse, nach denen der Wert der maximalen Bodenbeschleunigung systematisch weniger als 0,1g ist und daher keine weitere Überprüfung verlangen (a_{max} SLV = 0.087 x 9.81 = 0.854m/s^2 < 0.1g = 0.981 m/s^2).

Es wird daher ohne die Notwendigkeit einer weiteren Studie über das Risiko des Verfalls der mechanischen Leistung des Baugrundes, abgeschlossen.

7.6 GEOTECHNISCHES PROJEKT MODELL

Es wird die Zusammenfassung der geotechnischen Eigenschaften (mechanische und Verformbarkeit) in Tabelle V geliefert, in Bezug auf den Untergrund im Rahmen der Projekterbeitung und Überprüfung der geplanten Arbeiten während den Eingriff des 19.06.

Legende

GG = Grobkörnige Boden

GF = Feinkörnige Boden

E_{vc} = Lademodul

E_{ur} = Entladen und Neuladen Modul

M_t =Edometrische Modul

ϕ'_{picco} = Spitz-Reibungswinkel

				Intervento CHIUSA										
Numero	DESCRIZIONE BANCO	Z iniz. (m)	Z fin. (m)	Spess. banco (m)	Z med. (m)	γ' (kN/m^3)	γ_d (kN/m^3)	γ_{nat} (kN/m^3)	γ_{sat} (kN/m^3)	Tipo di terreno	ϕ'_P(°)	Mt (kPa)	Evc (MPa)	Eur (MPa)
unità 1	riporti sabbiosi da poco a mediam. addensati	0.00	2.00	2.00	1.00	9.00	15.00	18.00	19.00	GG	34	25	15	24
unità 2	sabbie fini- deb. limose - mediam. addensate	2.00	4.00	2.00	3.00	8.00	15.00	18.00	19.00	GG	35	30	20	32
unità 3	sabbie ghiaiose - deb. limose - mediam. addensate	4.00	12.00	8.00	6.00	8.00	15.00	18.00	19.00	GG	38	80	60	100

Tabelle XVII - Geotechnische Modell des Untergrunds

8 ENDEINRICHTUNG DER GRÜNFLÄCHEN

Bei der Endeinrichtung des Baugelände, wird es nötig sein ein Renaturierungseingriff bei den betroffenen Gebieten durchzuführen, um den aktuellen Vegetationsstatus wiederherzustellen. Das gleiche gilt für die Böschung entlang des Bahngleises, um Erosion zu vermeiden.

Diese Renaturierungseingriffe erfolgen nach dem, vom Projekthandbuch für Zivilbauten der RFI RFI (doc. ***RFI DTC SI AG MA IFS 001 A – Parte II, Sezione 1 " Ambiente e Geologia"*** *– emiss. 30/12/2016)* vorgesehene Vorgehensweisen.

Neben diesem Handbuch, werden auch di Vorschriften des technischen Handbuches der RFI (doc. ***RFI DTC SI AG SP IFS 003 A – Parte 2, Sezione 15 " Opere a verde"***, acclusa al Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili RFI doc. ***RFI DTC SI SP IFS 001 A*** - emiss. 30/12/2016), angewendet.

Im Detail, werden folgende Vorschriften angewandt:

- Programmierung der Aktivität (par. 15.7)
- Qualität des Agrarmaterial (par. 15.8.1);
- Qualität des Baumschulenmaterial (par. 15.8.2);
- Transport und Instandhaltung des Materials vor der Setzung (par. 15.9)
- Modalität der Setzung (par. 15.10);
- Garantie der Erfolgreichen Setzung (par. 15.11);
- Wartungsplan und Wartungsgarantie (par, 15.12).

Die Planimetrie des Werkes (Dok. RPL0011, RPL0012 und RPL0013) zeigt die Ausdehnung der Eingriffe.

9 LAND- UND GESTEINVERWALTUNG VON AUSHUB UND ABBRUCH

Für die Verwaltung der Produkte die aus Ausgrabungen und Abrisse kommen und von zuführung von inerten Füllstoff zur Baustelle, ist folgendes zu beachten

Für Bereiche mit Zuständigkeit der Eisenbahn, muss der Ausführende die Bestimmungen der Voraussetzungen in den C.A.A. .OO.CC RFI, Doc. RFI DTC SI SP IFS 001 A des 2016.12.30 einhalten, und zwar:

- TEIL 1 - Par. 1.6 (“Adempimenti in materia ambientali”);
- TEIL 2 - SEKTION 4 (“Demolizioni”– Par. 4.5 (“Oneri e prescrizioni generali”);
- TEIL 2 - SEKTION 5 (“Opere in terra e scavi”) – Par. 5.6 (“Prescrizioni ed oneri generali” einschließlich seiner Unterabschnitte:
  - *5.6.1 (“Prescrizioni ed oneri particolari per la gestione dei materiali in esclusione dal regime dei rifiuti”),*
  - *5.6.2 (“Prescrizioni ed oneri particolari per la gestione dei materiali in regime dei rifiuti”).*

Neben den spezifischen Bestimmungen für Bahnflächen, sind generell für die Verwaltung von Materialien aus Ausgrabungen und Abrisse, die ausgestellten Vorschriften der Autonomen Provinz Bozen zu beobachten, mit dem Beschluss Nr 189 von 26.01.2009 “Kriterien zur Klassifizierung von Erdaushub und Gestein, aus Tunneln einschließlich, als Nebenprodukten". Anhang 1, insbesondere bei der Festlegung des Eisenbahnareals (vorherrschende Baustellenbereich) unter den Handlungsbereichen der “potenziell kontaminierten Standorten“ einzubeziehen. Daher wird erfordert ein geeigneter Plan der Charakterisierung auszuarbeiten, gemäß Beschluss 4/4/2005 N°1072.

Erdboden und Gesteine, die in den vorgenannten Anhang 1 nicht enthalten sind, können als „Nebenprodukte “ (Landesgesetz 26.05.2006 n ° 4) betrachtet werden, falls sie die Vorgaben der obigen Auflösung Nr 189 erfüllen.

In Bezug auf die ”potenziell kontaminierten“ Bereiche, wurde die Höhe der wirtschaftlichen Belastung der Ausführung des Programm der Charakterisierung, mit Bezug auf dem D.M. n ° 161/2012, geschätzt; Summe die die Verwaltung im Wirtschaftsrahmen des Projekt zur Verfügung stellt (Absatz B3). Insbesondere wird die Durchführung von chemischen Analysen auf mindestens 10 Proben durchgeführt, von Probeabnahmestellen die mit der Bauleitung vereinbart werden, im Rahmen der, von den Ausgrabungen betroffenen Bahnfläche.

Für die Zuteilung der Überschussmaterialien von den Bautätigkeiten (Land, Gesteine, Abriss, potenziell kontaminierte Materialien) wurden die folgenden Unternehmen identifiziert:

Unternehmen:

- Unternehmen ERBAU GmbH (39012 Meran - BZ) Abstand zur Baustelle 65km,
- Unternehmen RAUCHBAU GmbH (39024 Nals - BZ) Abstand zur Baustelle 20km,
- Unternehmen BETON EISACK GmbH (Spitalwiese Straβe,14 39043 Klausen BZ - Brennerstraβe, 40, 39040 Vahrn BZ - 39040 Pustertalstraβe, Schabs- Sciavés BZ) Abstand zur Baustelle 8km, 25km und 30 km
- Unternehmen GOLLER BÖGL GmbH (Julius Durst Straβe, 66, 39042 Brixen BZ) Abstand zur Baustelle 20km

Die ordnungsgemäße Zuweisung der überschüssigen Materialien hängig von den Ergebnissen der vorläufigen chemischen Charakterisierungsanalyse ab. In diesem Bericht ist eine vorläufige Schätzung als Sondermüll der Materialien vorgeschlagen (CAT 9/3 -. Preisliste Prov Bozen 2018 ref.), quantifiziert in einem Ausmaß von 10% der entfernten Bahnflächenmaterialien. Die verbleibenden

Deponierechte werden nach Materialien der Kategorie 1/D, 2/B und 4/A (Preisliste Prov. Bozen 2018 ref) berechnet.

In der nachstehenden Tabelle werden Planungsmenge, Mehrmenge und benötigte Mengen zusammengefasst:

Movimenti di materie e Demolizioni Erdbewegungen und Abbrucharbeiten		quantità Anzahl	unità di misura Maßeinheit	Note / Bemerkung
Tariffa/Tarif	54.02.20.05.A	357.78	[m^2]	Demolizioni / Abbrucharbeiten
Tariffa/Tarif	54.02.20.15.A	357.78	[m^2]	Demolizioni / Abbrucharbeiten
Tariffa/Tarif	54.02.05.05.A	18.206	[m^3]	Demolizioni / Abbrucharbeiten
Tariffa/Tarif	54.45.02.08	224.406	[t]	Discarica / Deponie
Tariffa/Tarif	53.10.03.01.B	42	[m]	Rimozioni / Entfernung
Tariffa/Tarif	53.05.01.01.A	42	[m]	Demolizioni / Abbrucharbeiten
Tariffa/Tarif	53.05.01.01.B	42	[m]	Demolizioni / Abbrucharbeiten
Tariffa/Tarif	54.02.20.03.A	92	[m^2]	Demolizioni / Abbrucharbeiten
Tariffa/Tarif	54.02.20.03.B	92	[m^2]	Demolizioni / Abbrucharbeiten
Tariffa/Tarif	54.45.02.02	40.656	[t]	Discarica / Deponie
Tariffa/Tarif	54.01.02.01.A	821.773	[m^3]	Scavi / Grabung
Tariffa/Tarif	54.10.02.05.A	518.28	[m^3]	Rinterri / Auffüllen
Tariffa/Tarif	54.45.01.04	398.363	[t]	Discarica / Deponie
Tariffa/Tarif	54.45.06.03	147.919	[t]	Discarica / Deponie
Tariffa/Tarif	51.03.01.01	21408.39	[km]	Trasporti / Transport
Tariffa/Tarif	54.16.03.22	46.242	[m^3]	Rinterri / Auffüllen
Tariffa/Tarif	54.30.02.01	903	[m^3]	Terra vegetale / Landwirtschaftlichen Flächen
Tariffa/Tarif	54.30.03.05.A	903	[m^3]	Trasporti / Transport

10 BAUSTELLENEINRICHTUNG

10.1 BEARBEITUNGEN IM EISENBAHNRAUM

Im Folgenden sind, durch die Analyse der Bauphasen der Barrierenabschnitte, die wesentlichen Aspekte der Realisierung beschrieben, die den Auftrag selbst bilden.

Für die geografischen Merkmale und für die Typologie des Bau, wurde ein Arbeitssystem angenommen, dass außerhalb der Eisenbahn mit Hilfe von gewöhnlich verwendeten Maschinen für Straßenarbeiten arbeitet; es ist daher nicht notwendig Dienstzüge zu benutzen.

Für die Realisierung der Lärmschutzwänden wird erwartet außerhalb des Eisenbahnsitzes zu arbeiten, auf beide Seiten der Strecke, um die Unterbrechung des Zugdurchgangs zu vermeiden. Es werden daher keine Störungen mit der Bahnlinie bestehen, auβer der vorübergehenden Aussetzung der Oberleitungen in den Nachtstunden zum Zeitpunkt der Lärmschutzwandverlegung in der Nähe des Pfostens der Oberleitungen und der Veröffentlichung von zwei Metallbrücken. Aus diesem Grunde wird die Hochspannungsleitung vorübergehend stromlos geschaltet, wo sie mit der Verlegung der Barrieren und mit der Verlegung der zwei Metallbrücken stört. Der Verkehr wird unverändert beibehalten. Es wird das ATWS Zugwarnungs-Sicherungssystem eingebaut.

Mit besonderem Bezug auf den Barrieren, die entlang der Linie durchgeführt werden sollen, umfasst die Arbeitsfolge die folgenden Tätigkeiten:

1. Bau der Mikropfähle und besondere Fundamente

Die Realisierung der Mikropfähle wird mittels spezifischer Ausrüstung verarbeiten. Jene Ausrüstung wird mit Raupenketten ausgestattet und entlang der Fahrbahn mit Hilfe eines speziellen Wagen mit Rädern transportiert. Die Ausführung der Mikropfähle wird auf die Ausführung der folgenden Tätigkeiten unterliegen:

- Sanierung militärischer Geräte,
- Feststellung und eventuelle Verschiebung der bestehenden unterirdischen Leitungen.

die Bohrstange wird nur zum Zeitpunkt der endgültigen Positionierung der Maschine auf dem Pfahl angehoben, um somit nicht mit der Kontaktlinie während des Bohrens zu stören. Die Maschine für die Mikropfähle muss mit einer Vorrichtung gegen umkippen versehen sein. Sie wird in der Nähe des Eingriffsbereiches gelassen, nur in Gegenwart von genügend Raum um nicht mit der Ausübung der Eisenbahnlinie zu stören. Die Zementierung der Mikropfähle erfolgt mit einer Zementmischung, die mit einer speziellen Misch- und Pumpanlage des Zementmörtels bis zum Injektionspunkt erfolgt (mit Ventil ausgestattete Rohre).

2. *Guss der Fundamentsockel und Bordkanten*

Der Guss des Betons der Stahlbetonkonstruktionen wird mit Hilfe eines Betonmischers und gegebenenfalls einer Fahrwagenpumpe durchgeführt.

3. *Platzierung der Barrieren*

Für die Montage der Ständer und der Paneelen werden die Materialien auf die Baustelle mittels Lastwagen gebracht und dort gezählt. Anschließend werden Sie mit Hilfe eines Kranwagen montiert. Ein Lastwagen mit Plattform wird erfordert für die, zur Freigabe der Ketten zugeordneten Bediener, die in großer Höhe arbeiten.

10.2 ARBEITEN IN INTERFERENZ MIT DEM VERKEHR: UNTERFÜHRUNGEN

Zur Überwindung von zwei wichtigen bestehenden Unterführungen (Bahnbrücke auf der Hydraulikkanal der Seebeggstraße und die Straßenunterführung über Griesbruk - Bahnhofstraße) werden zwei von den bestehenden Bauwerken unabhängige Schreinerarbeiten durchgeführt, um die Barriere ohne zusätzliche

Belastung der bestehenden Bauwerke zu stützen. Um die hydraulische Entwässerung zu überwinden, ist es insbesondere erforderlich, eine etwa 12 m lange Metallbrücke zu errichten, die auf Mikropfählen entlang der bestehenden Eisenbahnbrücke basiert. Zur Überwindung der Straßenunterführung wird eine Metallbrücke mit einer Länge von ca. 8 m, ebenfalls auf Basis von Mikropfählen, errichtet. In dieser Nachbarschaft (10 m nördlich der Eisenbahn) erfordert das Vorhandensein wichtiger öffentlicher Versorgungseinrichtungen die Annahme eines direkten Fundaments, das als Unterstützung für die Hindernisse auf einer kurzen Strecke (ca. 10 m) anstelle von Tiefgründungen dienen soll.

Für den Bau der Metallbrücke auf der Straßenunterführung über Griesbruk - Bahnhofstraße, ist während der einzigen Phase der Inbetriebnahme der Metallzimmermanufaktur geplant, die Straße nachts zu sperren, um den Verkehr so gering wie möglich zu belasten. Der Verkehr wird auf Alternativstraßen im Nordosten umgeleitet.

Für den Bau der Metallbrücke auf dem Hydraulikkanal der Via Seebegg ist es nicht notwendig, die Fahrbahn vollständig zu schließen, sondern diese wird für die gesamte Dauer der Arbeiten mit der Errichtung einer einzigen Wechselrichtung, die durch ein mobiles Ampelsystem geregelt wird, partiell abgeschlossen.

10.3 ARBEITSPROGRAMM

Der Zeitplan der Arbeiten wurde unter Berücksichtigung der folgenden Einschränkungen und/oder Begrenzungen entwickelt und bewertet, die in Betracht zur Laufzeit der Arbeiten, beachtet und einbezogen werden müssen:

- die Bearbeitungen erfolgen zu unterschiedlichen Zeitpunkten und/oder verschiedene Bereiche (Auflösung der räumlichen/zeitlichen Interferenzen);
- die Projektgebiete werden vor den Bauarbeiten durch präventive Bombenentschärfung unterzogen, mit konsequenter Freistimmung von den Ingenieurkorps der Armee;

- vor den Beginn der Arbeiten werden Interferenzen mit den vorhandenen Technologie-Netzwerken, sowohl in städtischen als auch in eisenbahn Gebieten gelöst;
- ungünstige klimatische Bedingungen.

10.4 STANDORTE ZUR DIENSTLEISTUNG DER BAUSTELLE

Der Logistikbereich (Grundfeld), der die Beschaffungsaktivitäten bedient, ist einzigartig und befindet sich auf der nordöstlichen Seite der Bahnstrecke. Dieser logistische Bereich steht den gesamten Baustellen zur Verfügung für Umkleideräume, Toiletten und Baubüros. Dieser Bereich ist in den Dienst aller Prozesse. In der Baustelle ist auch einen Bereich für die Lagerung der Ausgrabungsboden vorgesehen.

Aus der Sicht der Arbeitsorganisation sind die Eingriffe in 3 Baustellenbereichen aufgeteilt, und so bezeichnet:

- Baustelle Süd -West

- Zentrale Baustelle

- Baustelle Nord-Ost

Alle Baustellen werden eingezäunt und betreffen nur die Einbauarbeiten der Barrieren. Alle Baustellen sind ermittelt zur Einplanung von gleichzeitigen Arbeiten, aber nicht räumlich störend.

10.5 ZUGANG ZU DEN BAUSTELLEN

Die Hauptverkehrsstraßen, die alle Zufahrtswege zu den Baustellen verbinden, sind die Seebeggstraße und die Griesbruckstraße, die zur Bundesstraße 242d führen, die wiederum zur SS12 und dann zur Brennerautobahn A22 führt. Die Zufahrtswege zu den Baustellen sind für den Transit von Schwerlastkraftwagen geeignet.

Die Zugänge zu den durch Zäune getrennten Bereichen müssen durch "Tore" mit entsprechenden Merkmalen entsprechend dem verwendeten Zauntyp geschützt sein, mit Türen, die nach innen geöffnet werden können, mit ausreichender Steifigkeit und Widerstandsfähigkeit (in jedem Fall mit Metallrahmen), ausgestattet mit Scharnieren und Schlössern. Die Abmessungen müssen geeignet sein, um die Durchfahrt der Fahrzeuge mit der größten Spurweiten zu gewährleisten, die in der Arbeitsphase der Konstruktion vorgesehenen sind.

Für jede Art von Zaun muss der Fahrzeugzugang am besten mindestens 20 Meter hinter dem bestehenden Straßennetz liegen, damit die Fahrzeuge außerhalb des Straßennetzes anhalten und die Tore öffnen und schließen können.

11 KOSTEN- UND ZEITSCHÄTZUNG FÜR DIE AUSFÜHRUNG DES BAUVORHABENS

11.1 KOSTENSCHÄTZUNG

Der Gesamtwert des Werkes wurde mittels einer Analyse der einzelnen Faktoren bestimmt. Um zu einem korrekten Gesamtwert zu gelangen, wurden daher alle Lieferungen und Bearbeitungen und dessen Pekuliaritäten berücksichtigt, die für die Errichtung der verschiedenen Bestandteile des Werkes nötig waren. Für die Berechnung des Ausführungsprojekts wurde die Preisliste der Autonomen Provinz Bozen – Jahr 2018 – Hochbauten und Tiefbauten als Grundlage verwendet.
Für die Elemente, die in dieser Preisliste nicht vorhanden sind, wurden die Preislisten der RFI – Jahr 2018 und ANAS – Jahr 2017 verwendet.
Für jene Elemente die in keiner der oben genannten Preislisten vorhanden sind, wurden neue Preise gefunden. Diese Preise wurden mittels der Preisschöpfung durch spezifische Analysen, anhand der der Preise der oben genannten Preislisten und/oder Marktforschungen, festgelegt.
Die Gesamtkosten des Bauvorhabens betragen schätzungsweise **2.000.000 Euro, inklusiv Bauaufträge in direkter Regie**.

Für weitere Details siehe Dokument “ Generalbericht” Kod. ST003DCM00211.

11.2 ZEITSCHÄTZUNG

Die Zeitschätzung des Bauvorhabens wird ausgearbeitet unter der Annahme, dass die Bauarbeiten laut technischen Zeichnungen der Bauphasen in verschiedenen Zeiten und/oder Baustellenbereichen ausgeführt werden können

Die Bauarbeiten werden in 5 verschiedenen Baustellenbereichen umterteilt (Baustelle Brücke “A” - Baustelle Brücke “B” - Baustelle Süden -Westen - Zentral Baustelle und Baustelle Norden-Osten). Die unterschiedlichen Baustellenbereichen benötigen folgende Ausführungszeiten:

- Baustelle Brücke “A” km 177+945.81: 20 Tage,
- Baustelle Brücke “B” km. 178+050.17: 20 Tage,
- Baustelle Süden -Westen: 60 Tage,
- Zentral Baustelle: 80 Tage,
- Baustelle Norden-Osten: 66 Tage.

Zusätzlich wird eine voraussichtliche Dauer der ersten vorbereitenden Bauphase (Abbrucharbeiten – Entminung - Störungen mit netzwerkdiensteni) von etwa 133 Tagen vorgesehen.

Es wird hingewiesen, dass für Großteil der Baustellenbereiche kann einen Zeitplan der gleichzeitlicher auszuführenden Bauarbeiten in den verschieden Baugebieten vorgesehen werden.

Daher beträgt die geschätzte Gesamtdauer des Bauvorhabens 150 aufeinanderfolgende Tage.

Für weitere Details siehe Projektdokumente “Bauzeitenplan”, Kod. ST003QTPCM00111, “Generalbericht” Kod. ST003QCS00311, sowie Informationen, die in vorstehendem Abschnitt §10 vorgelegt wurden.

12 ZUSAMMENFASSUNG DES LEISTUNGSNIVEAU DER STRUKTUR

Es wird in folgenden Tabellen einen Zusammenfassung der Leistungsniveau der Werke im Projekt geliefert, sowohl aus struktureller Hinsicht als auch aus geotechnischer. Insbesondere vergleicht die Tabelle den Grad der Belastungsaktionen mit den Widerstandswerten für die wichtigsten Strukturen, in Übereinstimmung mit den geltenden nationalen, gesetzlichen Vorschriften (D.M. 14/1/2008) und den Bestimmungen der RFI Technischen Angaben, die die Grundlage für die Herstellung dieses Projekts gaben.

Detaillierte Analysen und Strukturüberprüfungen werden in dem Berechnungsbericht der Barrieren dargestellt, die diesem Projekt beigefügt sind.

BARRIERA ANTIRUMORE SU MICROPALI (FONDAZIONE TIPO 1)	E_d / R_d	Note
Acciaio montanti barriera		
SEZIONE HEB220 S275JR (sezione verificata base montante inghisata)		
base montante: rapporto azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0,253**	(< 1 → verificato)
base montante:rapporto tensione di calcolo / tensione limite fatica $\Delta\sigma i \times \gamma_{M,f} < \Delta\sigma_D$	**0,263**	(< 1 → verificato)
base montante:rapporto tensione di calcolo / tensione limite fatica $\Delta\tau i \times \gamma_{M,f} < \Delta\tau_D$	**0,034**	(< 1 → verificato)
inflessione di calcolo (pressione 2,5 kN/m^2)	**1/205**	(< 1/150 l. libera infless. → verificato)
Calcestruzzo tasca di collegamento plinto-cordolo (calcestruzzo C30/37)		
rapporto azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0,170**	(< 1 → verificato)
verifica a fessurazione	**0,015mm < w2**	(n.f. = non fessurato)
Calcestruzzo cordolo collegamento micropali (calcestruzzo C30/37)		
rapporto azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0,830**	(< 1 → verificato)
verifica a fessurazione	**0,136mm < w2**	(n.f. = non fessurato)
Micropali		
Verifica strutturale (armatura Ø 101/12,5mm S275JR)		
rapporto azione di calcolo/resistenza di calcolo	**0,540**	(< 1 → verificato)
Verifica geotecnica (cap. portante assiale A1+M1+R3)		
rapporto azione di calcolo/resistenza di calcolo (si escludono i primi 2m da p.c.)	**0,762**	(< 1 → verificato)

Tabelle XVIII - Lärmschutzwand auf Fundament Typ 1

BARRIERA ANTIRUMORE SU FONDAZIONE DIRETTA TIPO 1A		
SEZIONE HEB220 S275JR (VEDI FONDAZIONE TIPO 1) (sezione verificata base montante saldata)		
Acciaio tirafondi barriera (3+3 barre Ø 26mm B450C)		
acciaio: rapporto azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0,190**	(< 1 → verificato)
sfilamento tirafondo: rapporto azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0,338**	(< 1 → verificato)
barra: rapporto tensione di calcolo / tensione limite fatica $\Delta\sigma i \times \gamma_{M,f} < \Delta\sigma_D$	**0,752**	(< 1 → verificato)
barra: rapporto tensione di calcolo / tensione limite fatica $\Delta\tau i \times \gamma_{M,f} < \Delta\tau_D$	**0,044**	(< 1 → verificato)
Calcestruzzo piastra di fondazione (calcestruzzo C30/37)		
rapporto azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0,420**	(< 1 → verificato)
verifica a fessurazione	**0,11mm < w2**	(n.f. = non fessurato)
Fondaziona diretta *Verifica geotecnica* (cap. portante A1+M1+R3)		
rapporto azione di calcolo/resistenza di calcolo	**0,159**	(< 1 → verificato)

Tabelle XIX - Lärmschutzwand auf direkte Fundament Typ 1A

BARRIERA ANTIRUMORE SU MICROPALI (FONDAZIONE TIPO 2)	E_d / R_d	Note
Acciaio montanti barriera		
SEZIONE HEM240 S275JR (sezione verificata base montante inghisata)		
base montante: rapporto azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0,220**	(< 1 → verificato)
base montante:rapporto tensione di calcolo / tensione limite fatica $\Delta\sigma i \times \gamma_{M,f} < \Delta\sigma_D$	**0,240**	(< 1 → verificato)
base montante:rapporto tensione di calcolo / tensione limite fatica $\Delta\tau i \times \gamma_{M,f} < \Delta\tau_D$	**0,020**	(< 1 → verificato)
inflessione di calcolo (pressione 2,5 kN/m^2)	**1/200**	(< 1/150 l. libera infless. → verificato)
bulloni flangia testa montante: rapporto azione / resistenza di calcolo	**0,131**	(< 1 → verificato)
bulloni flangia testa montante:rapporto tensione / tensione limite fatica $\Delta\sigma i \times \gamma_{M,f} < \Delta\sigma_D$	**0,988**	(< 1 → verificato)
bulloni flangia testa montante:rapporto tensione / tensione limite fatica $\Delta\tau i \times \gamma_{M,f} < \Delta\tau_D$	**0,100**	(< 1 → verificato)
Calcestruzzo tasca di collegamento plinto-cordolo (calcestruzzo C30/37)		
rapporto azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0,500**	(< 1 → verificato)
verifica a fessurazione	**0,051mm < w2**	(n.f. = non fessurato)
Calcestruzzo cordolo collegamento micropali (calcestruzzo C30/37)		
rapporto azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0,480**	(< 1 → verificato)
verifica a fessurazione	**0,09mm < w2**	(n.f. = non fessurato)
Micropali		
Verifica strutturale (armatura Ø 101/10mm S275JR)		
rapporto azione di calcolo/resistenza di calcolo	**0,200**	(< 1 → verificato)
Verifica geotecnica (cap. portante assiale A1+M1+R3)		
rapporto azione di calcolo/resistenza di calcolo (si escludono i primi 2m da p.c.)	**0,641**	(< 1 → verificato)

Tabelle XX - Lärmschutzwand auf Fundament Typ 2

BARRIERA ANTIRUMORE SU FONDAZIONE DIRETTA TIPO 2B		
SEZIONE HEM240 S275JR (VEDI FONDAZIONE TIPO 2)		
(sezione verificata base montante saldata)		
Acciaio tirafondi barriera		
(6+6 barre Ø 32mm B450C)		
acciaio: rapporto azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0,125**	(< 1 → verificato)
sfilamento tirafondo: rapporto azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0,425**	(< 1 → verificato)
barra: rapporto tensione di calcolo / tensione limite fatica $\Delta\sigma i \times \gamma_{M,f} < \Delta\sigma_D$	**0,917**	(< 1 → verificato)
barra: rapporto tensione di calcolo / tensione limite fatica $\Delta\tau i \times \gamma_{M,f} < \Delta\tau_D$	**0,049**	(< 1 → verificato)
Calcestruzzo piastra di fondazione		
(calcestruzzo C30/37)		
rapporto azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0,540**	(< 1 → verificato)
verifica a fessurazione	**0,13mm < w2**	(n.f. = non fessurato)
Fondaziona diretta		
Verifica geotecnica		
(cap. portante A1+M1+R3)		
rapporto azione di calcolo/resistenza di calcolo	**0,926**	(< 1 → verificato)

Tabelle XXI - Lärmschutzwand auf direkte Fundament Typ 2B

BARRIERA ANTIRUMORE SU MICROPALI (FONDAZIONE TIPO 3)	E_d / R_d	Note
Acciaio montanti barriera		
SEZIONE HEB240 S275JR		
(sezione verificata base montante con tirafondi)		
base montante: rapporto azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0,300**	(< 1 → verificato)
inflessione di calcolo (pressione 2,5 kN/m^2)	**1/175**	(< 1/150 l. libera infless. → verificato)
bulloni flangia testa montante: rapporto azione / resistenza di calcolo	**0,150**	(< 1 → verificato)
bulloni flangia testa montante:rapporto tensione / tensione limite fatica $\Delta\sigma i \times \gamma_{M,f} < \Delta\sigma_D$	**0,780**	(< 1 → verificato)
bulloni flangia testa montante:rapporto tensione / tensione limite fatica $\Delta\tau i \times \gamma_{M,f} < \Delta\tau_D$	**0,070**	(< 1 → verificato)
Acciaio tirafondi barriera		
(4+4 barre Ø 30mm B450C)		
acciaio: rapporto azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0,260**	(< 1 → verificato)
sfilamento tirafondo: rapporto azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0,444**	(< 1 → verificato)
barra: rapporto tensione di calcolo / tensione limite fatica $\Delta\sigma i \times \gamma_{M,f} < \Delta\sigma_D$	**0,920**	(< 1 → verificato)
barra: rapporto tensione di calcolo / tensione limite fatica $\Delta\tau i \times \gamma_{M,f} < \Delta\tau_D$	**0,050**	(< 1 → verificato)
saldatura profilo-piastra: rapporto tensione di calcolo/resistenza di calcolo	**0,260**	(< 1 → verificato)
saldatura profilo-piastra: rapporto tensione di calcolo / tensione limite fatica $\Delta\sigma i \times \gamma_{M,f} < \Delta\sigma_D$	**0,850**	(< 1 → verificato)
saldatura profilo-piastra: rapporto tensione di calcolo / tensione limite fatica $\Delta\tau i \times \gamma_{M,f} < \Delta\tau_D$	**0,180**	(< 1 → verificato)
Calcestruzzo cordolo collegamento micropali		
(calcestruzzo C30/37)		
rapporto azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0,250**	(< 1 → verificato)
verifica a fessurazione	**0,035mm < w2**	(n.f. = non fessurato)
Micropali		
Verifica strutturale		
(armatura Ø 101/12,5mm S275JR)		
rapporto azione di calcolo/resistenza di calcolo	**(vds. Tipo 1)**	(< 1 → verificato)
Verifica geotecnica		
(cap. portante assiale A1+M1+R3)		
rapporto azione di calcolo/resistenza di calcolo (si escludono i primi 2m da p.c.)	**0,670**	(< 1 → verificato)

Tabelle XXII - Lärmschutzwand auf Fundament Typ 3

PONTI D'ACCIAIO		E_d / R_d	Note
(Ponte A)			
Travi principali			
	tensione longitudinale: azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0.142**	(< 1 → verificato)
	tensione tangenzialee: azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0.077**	(< 1 → verificato)
travi - ala inferiore	saldatura: tensione di calcolo / tensione limite fatica $\Delta\sigma i \times \gamma_{M,f} < \Delta\sigma_D$	**0.157**	(< 1 → verificato)
collegamenti saldati	rapporto tensione di calcolo / tensione limite fatica $\Delta\tau i \times \gamma_{M,f} < \Delta\tau_D$	**0.078**	(< 1 → verificato)
collegamento al batolo di fondazione	verifica Dowel - Action: rapporto azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0.996**	(< 1 → verificato)
collegamento al batolo di fondazione	verifica lunghezza di aderenza: rapporto azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0.208**	(< 1 → verificato)
collegamento al batolo di fondazione	tensione normale: rapporto azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0.486**	(< 1 → verificato)
Traversi intermedi			
	tensione longitudinale: azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0.172**	(< 1 → verificato)
	tensione tangenzialee: azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0.041**	(< 1 → verificato)
collegam. ala inferiore	saldatura: tensione di calcolo / tensione limite fatica $\Delta\sigma i \times \gamma_{M,f} < \Delta\sigma_D$	**0.113**	(< 1 → verificato)
collegamenti saldati	rapporto tensione di calcolo / tensione limite fatica $\Delta\tau i \times \gamma_{M,f} < \Delta\tau_D$	**0.070**	(< 1 → verificato)
Traverso di testata			
	tensione longitudinale: azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0.163**	(< 1 → verificato)
	tensione tangenzialee: azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0.149**	(< 1 → verificato)
Montanti HEM240			
	base montante: rapporto azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0.295**	(< 1 → verificato)
	inflessione di calcolo (pressione 2,5 kN/m^2) - include deformaz. torsionali ponte	**1/153**	(< 1/150 l. libera infless. → verificato)
	saldatura: tensione di calcolo / tensione limite fatica $\Delta\sigma i \times \gamma_{M,f} < \Delta\sigma_D$	**0.459**	(< 1 → verificato)
collegamento piastra: flessione	tensione normale: rapporto azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0.954**	(< 1 → verificato)
collegamento piastra: bulloni	tensione normale: rapporto azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0.486**	(< 1 → verificato)
collegamento piastra: bulloni	tensione tangenziale: rapporto azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0.136**	(< 1 → verificato)

Tabelle XXIII - Brücken: Stahlbau

PONTI D'ACCIAIO	E_d / R_d	Note
Calcestruzzo plinto di collegamento micropali - Ponte A		
(calcestruzzo C30/37)		
rapporto azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0.170**	(< 1 → verificato)
verifica a fessurazione	**0,02mm < w_3**	(n.f. = non fessurato)
Micropali - Ponte A		
Verifica strutturale		
(armatura Ø 101/12.5mm S275JR)		
rapporto azione di calcolo/resistenza di calcolo	**0.345**	(< 1 → verificato)
Verifica geotecnica		
(cap. portante assiale A1+M1+R3)		
rapporto azione di calcolo/resistenza di calcolo (si escludono i primi 2m da p.c.)	**0.843**	(< 1 → verificato)
Calcestruzzo plinto di collegamento micropali - Ponte B		
(calcestruzzo C30/37)		
rapporto azione di calcolo / resistenza di calcolo	**0.160**	(< 1 → verificato)
verifica a fessurazione	**0,026mm < w_3**	(n.f. = non fessurato)
Micropali - Ponte B		
Verifica strutturale		
(armatura Ø 101/12.5mm S275JR)		
rapporto azione di calcolo/resistenza di calcolo	**0.333**	(< 1 → verificato)
Verifica geotecnica		
(cap. portante assiale A1+M1+R3)		
rapporto azione di calcolo/resistenza di calcolo (si escludono i primi 2m da p.c.)	**0.822**	(< 1 → verificato)

Tabelle XXIV - Brücken: Fundamente

- ALLEGATO 1 -
Indagini geotecniche

- ANHANGE 1 -
Geotechnische Untersuchungen

- ALLEGATO 2 -
Indagini strutturali

- ANHANGE 2 -
Statische Untersuchungen

- ALLEGATO 3 –
NOTA TECNICA PROGETTUALE

- ANHANGE 3 -
TECHNISCHE PROJEKTE ANMERKUNG