

Autonome Provinz Bozen - Provincia Autonoma di Bolzano  
Stadtgemeinde Bozen - Comune di Bolzano

STÄDTEBAULICHER AUFWERTUNGSPLAN - ZONE PERATHONERSTRASSE - SÜDTIROLERSTRASSE  
PIANO DI RIQUALIFICAZIONE URBANISTICA - ZONA VIA PERATHONER - ALTO ADIGE

# WaltherPark

TUNNEL - VORARBEITEN FÜR DIE VERBINDUNG DES PARKPLATZES AM WALTHERPLATZ UND ANPASSUNG DER INFRASTRUKTUREN  
TUNNEL - LAVORI PROPEDeutICI PER IL COLLEGAMENTO DEL PARCHEGGIO DI PIAZZA WALTHER E ADEGUAMENTO SOTTOSERVIZI

Proprietà  
Eigentümer



Città di Bolzano  
Stadt Bozen

Città di Bolzano - Stadt Bozen  
vicolo Gumer 7 - 39100 Bolzano - Bozen

Projektausführerin  
Soggetto Attuatore

WaltherPark s.p.a.

**SIGNA** eine Gesellschaft der SIGNA Gruppe | una Società del Gruppo SIGNA

General Contractor  
Projektmanagement



ICM Italia General Contractor Srl

Waltherplatz | piazza Walther n. 22 | 39100 Bolzano - Bozen

Generalplaner  
Progettista generale

**DMA**

ITALIA srl

Waltherplatz | piazza Walther n. 22 | 39100 Bolzano - Bozen

Planungsteam  
Team di Progettazione



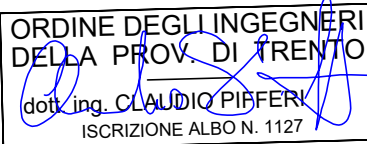
AE 13.0043



Handwerkerstraße Süd, 1  
I - 39044 NEUMARKT (BZ)  
Tel.: 0 4 7 1 - 8 1 1 5 1 1  
Email: info@planpunkt.net  
MwSt.Nr. 02610700219

**in.ge.na.**

ingenieurwesen • geologie • naturraumplanung  
ingegneria • geologia • natura e pianificazione



Büro für  
Verkehrs- und  
Raumplanung

**area7**  
architetti associati

**Snøhetta**

INGENIEURTEAM STUDIO DI INGEGNERIA  
**BERGMEISTER**

**SECURPLAN**  
safety first

Stefan Bernard Landschaftsarchitekten  
Monumentenstraße 33-34 | Aufgang A  
D-10829 Berlin

Geologia e Ambiente  
Geologie und Umweltschutz

Stempel Gemeinde

Planungsphase | Fase

**AUSFÜHRUNGSPROJEKT - PROGETTO ESECUTIVO**

Planinhalt | Descr. Tav.

Geotechnischer Bericht  
Relazione geotecnica

Plankodierung | Cod.

-

Index -

Planart | Tipologia

Geologie / Geologia

Maßstab - Scala: -

Format | Formato:

Datum - Data :

Gez :

Plannummer - nr. Tav.:





# Geologia e Ambiente Geologie und Umweltschutz

GEOLOGIA APPLICATA, IDROLOGIA, GEOMECANICA, VALUTAZIONI E SISTEMAZIONE GEOAMBIENTALI  
ANGEWANDE GEOLOGIE, HYDROGEOLOGIE, FELSMCHANIK, UMWELTSCHUTZ  
STUDIO ASSOCIATO - BÜROGEMEINSCHAFT

dott. Michele Nobile • dott. Lorenzo Cadrobbi • dott. Stefano Paternoster • dott. Claudio Valle

Committente: ICM – Italia General Contractor S.r.l.

PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO DEL TUNNEL E DEI SOTTOSERVIZI IN  
VIA ALTO ADIGE - BOLZANO  
DURCHFÜHRUNGSPROJEKT DES TUNNELS UND DER INFRASTRUKTUREN IN DER  
SÜDTIROLER STRASSE - BOZEN

## RELAZIONE GEOTECNICA

sulle indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica del sito

## GEOTECHNISCHER BERICHT

für die Charakterisierung und geotechnische Modellierung des Standorts  
rel 1745/2bis/15

dott. Michele Nobile  
dott. Lorenzo Cadrobbi  
dott. Stefano Paternoster  
dott. Claudio Valle

ICM – Italia General Contractor S.r.l.

## WaltherPark

PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO DEL TUNNEL E  
DEI SOTTOSERVIZI IN VIA ALTO ADIGE - BOLZANO

EINREICH/ AUSFÜHRUNGSPROJEKT DES TUNNELS  
UND DER INFRASTRUKTUREN IN DER SÜDTIROLER  
STRASSE - BOZEN

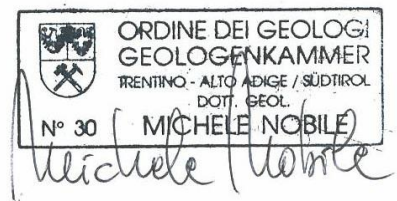
### RELAZIONE GEOTECNICA

di caratterizzazione e modellazione geotecnica del sito

### GEOTECHNISCHER BERICHT

für die Charakterisierung und geotechnische Modellierung des Standorts

IL GEOTECNICO/DER GEOTECHNISCHER



COMMITTENTE: ICM – Italia General Contractor S.r.l.

## SOMMARIO

1.	PREMESSA – INTERVENTI IN PROGETTO .....	3
2.	NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI DI RIFERIMENTO .....	3
3.	ESTRATTO DAL MODELLO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO .....	4
4.	INDAGINI GEOLOGICHE E GEOTECNICHE .....	4
4.1	INDAGINI DIRETTE ESISTENTI RICHIAMATE .....	4
4.2	PROVE DI LABORATORIO GEOTECNICO ESISTENTI RICHIAMATE .....	5
4.3	NUOVE INDAGINI DIRETTE .....	5
5.	RISPOSTA SISMICA LOCALE .....	7
5.1	PREMESSE .....	7
5.2	CLASSIFICAZIONE DELL'OPERA E VITA ATTESA .....	7
5.3	TEMPO DI RITORNO DELL'EVENTO SISMICO .....	8
5.4	ACCELERAZIONE $a_{max}$ - SU SUOLO DI CAT. A (bedrock sismico) .....	8
5.5	EFFETTI STRATIGRAFICI E TOPOGRAFICI E PARAMETRI DI SITO .....	9
6.	PARAMETRAZIONE GEOTECNICA .....	11
6.1	PREMESSE .....	11
6.2	INTERPRETAZIONE VALORI SPT .....	12
7.	MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO .....	18
7.1	UNITA' GEOTECNICHE OMOGENEE .....	18
7.2	REGIME DELLE PRESSIONI NEUTRE .....	19
8.	CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE A LIVELLO DI PROGETTO DEFINITIVO .....	19
8.1	PREMESSE .....	19
8.2	MODALITA' ESECUTIVE DEGLI SCAVI .....	19
8.3	INTERRAMENTO TUNNEL STRADALE .....	22
8.3.1	Caratteristiche dell'intervento .....	22
8.3.2	Interferenze con la falda e condizioni di sottospinta idraulica .....	22
8.3.3	Condizioni fondazionali .....	23
8.3.4	Modalità di realizzazione degli scavi .....	23
8.4	PONTE CICLOPEDONALE TRA VIA GARIBALDI E LA ZONA ARGINALE .....	24
8.5	SOTTOPASSO CICLABILE SOTTO PONTE LORETO .....	24
8.6	PENSILINA PER AUTOCORRIERE .....	25
9.	PIANO DI MONITORAGGIO IN FASE DI SCAVO DEL TUNNEL .....	26
9.1	OBBIETTIVI DEL MONITORAGGIO .....	26
9.2	STRUMENTAZIONE UTILIZZATA PER IL MONITORAGGIO GEOTECNICO STRUTTURALE .....	27
9.2.1	Monitoraggio vibrometrico .....	27
9.2.2	Monitoraggio sulle deformazioni (sezioni di misura) .....	27
9.3	PIANO DI MONITORAGGIO .....	28
9.3.1	Definizione dello stato di fatto degli edifici e delle opere al contorno ritenute sensibili (bersagli) .....	28
9.3.2	Rilievo vibrometrico .....	28
9.3.3	Misura delle deformazioni .....	28
10.	CONCLUSIONI .....	30

## 1. PREMESSA – INTERVENTI IN PROGETTO

La presente relazione fa esplicito riferimento al modello geologico definito nella relazione geologica di cui alla parte prima del presente documento. Gli interventi si sviluppano intorno a zona Stazione a Bolzano in un settore sub pianeggiante mediamente compreso tra le quote 266.5÷263.5 m slm, e prevedono di realizzare nuovi sotto servizi ed infrastrutture per il “WaltherPark” anch’esso in fase di progettazione. Nel dettaglio, oltre ad una generale risistemazione delle superfici antropiche, sono previsti i seguenti interventi:

- Realizzazione di un tunnel stradale sotterraneo lungo l’attuale via Alto Adige di collegamento col parcheggio sotterraneo di Piazza Walter e con quello che sarà previsto essere a servizio del Centro Commerciale con uscita a ridosso della zona arginale, attigua al sotto-attraversamento di via Garibaldi. La quota di massimo approfondimento degli scavi/fondazioni dello scatolare interrato raggiungerà i 253.3 m slm e le paratie si approfondiranno ad una quota minima pari a 249.0 m slm.
- Realizzazione di una pista ciclopedonale di raccordo tra la Stazione ferroviaria e l’attuale pista ciclabile che interessa l’argine destro del Fiume Isarco. L’intervento maggiore riguarderà la realizzazione di un ponte ciclopedonale tra via Garibaldi per innalzarsi fino alla quota dell’attuale pista ciclabile arginale.
- Realizzazione di un sottopasso ciclabile sotto Ponte Loreto. La quota di calpestio è prevista essere a 261 metri slm e la quota di fondo scavo intorno a 260 m slm.
- Realizzazione di una pensilina per le autocorriere lunga approssimativamente 140 metri con appoggi indicativamente ogni 25 metri.

Dal punto di vista sismico trattandosi di opere con vita nominale ( $V_N$ ) 50 anni e di Classe d’uso II, ricadenti in Zona 4, sono ammessi sia il “Metodo delle *tensioni ammissibili*” che il “Metodo di calcolo è agli *stati limite*”.

## 2. NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI DI RIFERIMENTO

Il presente elaborato con riferimento alla seguente normativa di settore:

- D.M. 14 gennaio 2008 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”.
- CIRCOLARE 2 FEBBRAIO 2009, N° 617 – Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14. 01. 2008
- D.M. LL,PP. 11.03.88 “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- UNI ENV 1997-1 – Eurocodice 7 “Progettazione Geotecnica .
- A.G.I. 1977 - Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche.

### 3. ESTRATTO DAL MODELLO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO

La serie stratigrafica locale più recente e di interesse per l'inquadramento del modello geotecnico (ultimi 30 metri di alluvioni), rileva la presenza di **depositi di conoide distale** (UNITA' A) del torrente Talvera alla confluenza con il Fiume Isarco, con prevalenza di *trasporto da corrente idrica in canale o intercanale attivo* (UNITA' A1) ghiaioso sabbiosa con ciottoli), con sviluppo irregolare al tetto di sabbie fini e limi sabbiosi nocciola (UNITA' A2) ascrivibili a *depositi di decantazione in intercanale abbandonato*, in parte asportati e sostituiti con materiali di riporto in genere granulari ghiaioso sabbiosi e sabbioso ghiaiosi, talora con resti antropici (UNITA' R). L'Unità A2 si sviluppa discontinua, al tetto dell'UNITA' A1, nei settori con piano campagna al di sotto di quota 266.0 m slm circa, con spessore compreso tra i 2.0 ed i 5.5 m, che si attesta frequentemente intorno ai 4.0 m. Intercalazioni pluridecimetriche dell'UNITA' A2 si rilevano localmente anche più in profondità (in particolare tra i 12.0-14.0 m) ma non assumono rilevanza geotecnica. I materiali di riporto, quando presenti, si rilevano a partire dal piano campagna su spessori massimi in genere dell'ordine dei 4.0 m.

### 4. INDAGINI GEOLOGICHE E GEOTECNICHE

#### 4.1 INDAGINI DIRETTE ESISTENTI RICHIAMATE

Le indagini di seguito citate sono quelle realizzate in aree limitrofe e/o confinanti rispetto allo sviluppo delle opere in progetto, riferite in particolare ai seguenti ambiti:

Piazza Walter/Parcheeggio:	S1/1983, S2/1983, S3/1983
Piazza Stazione/Provincia:	S1/1988, S2/1988
Via Alto Adige/P.zza Verdi:	S5/2001, S6/2001, S7/2001, S8/2001
Via Carducci/Garage interrato:	S1/2014a
Zona Stazione/Centro Comm.:	S1/2014b

**Tabella 3.1.a** – Quadro riassuntivo indagini geognostiche in sito consultate

Prova N.	Quota prova [m slm.]	Profondità [m]	Piezometro tubo aperto [m]	Campioni geotecnici N.		Prove Permeabilità	Prove SPT	
				indist.	rimaneg.		punta aperta	punta chiusa
S1/1983 - cc - v	267.0 c.a.	20.0	Si -15.0	-	1	-	-	5
S2/1983 - cc - v	267.0 c.a.	12.0	No	-	1	-	-	3
S3/1983 - cc - v	266.5 c.a.	12.0	No	-	1	-	-	2
S1/1988 - cc - v	265.0 c.a.	18.0	No					8
S2/1988 - cc - v	265.0c.a.	16.0	Si - 16.0					8

S5/2001 - cc - v	264.5 c.a.	20.0	No				9
S6/2001 - cc - v	264.5 c.a.	20.0	No				9
S7/2001 - cc - v	265.0 c.a.	22.0	Si - 22.0				9
S8/2001 - cc - v	265.0 c.a.	20.0	No				9
S1/2014a - cc - v	264.0 c.a.	15.0	Si - 15.0	1			6
S1/2014b - cc - v	264.5 c.a.	25.0	Si - 25.0				13
S = sondaggio meccanico; cc = carotaggio continuo ; dn = distruzione di nucleo; v = verticale ; i = inclinato							

#### 4.2 PROVE DI LABORATORIO GEOTECNICO ESISTENTI RICHIAMATE

Le prove di laboratorio sulle terre richiamate in relazione riguardano N. 2 campioni rimaneggiati prelevati uniformemente nei fori di sondaggio S1/1983 ed S2/1983 entro i materiali definiti nel presente elaborato UNITA' A, rappresentativi dei depositi alluvionali grossolani di conoide, sui quali sono state eseguite prove di Taglio diretto C.D. secondo ASTM D3080, su campioni ricostruiti sulla frazione granulometrica passante al setaccio ASTM 10 corrispondete ai 2.0 mm.

Le prove hanno fornito i risultati di seguito sintetizzati:

**Tabella 2.2** – Prove meccaniche

Sondaggio <i>N.</i>	Campione <i>sigla</i>	Profondità <i>m</i>	Sforzi efficaci	
			<i>C' [kPa]</i>	<i>φ' [°]</i>
S1/1083	1	4,5-5,0	0	36.5
S2/1983	1	5,5-6,5	0	36.0

#### 4.3 NUOVE INDAGINI DIRETTE

Le prove SPT eseguite nei sondaggi SIG1A SIG2A nell'anno 2015, assieme alle altre prove disponibili per le zone limitrofe, sono state utilizzate per la parametrizzazione fisico meccanica dei materiali. Come si nota le prove sono state eseguite prevalentemente mediante infissione di punta chiusa, data la granulometria grossolana dei materiali. Esse hanno confermato la presenza di terreni complessivamente addensati, già riconosciuti dagli scriventi per l'area e per gli immediati intorno nell'ambito di altri lavori. Di seguito si riporta il grafico con l'andamento dei valori ottenuti, elaborando le prove a rifiuto come stima in base alla penetrazione dei primi 2 tratti.



Tabella 4.3a- Valori Prove spt

Sondaggio	Profondità	Litologia	Nspt	Tipo di punta
SIG1A <sub>2015</sub>	1.50 m	Sabbie prevalenti e riporti	16	Chiusa
	3.00 m	Sabbie prevalenti e riporti	17	Chiusa
	4.50 m	Ghiaia con sabbia e ciottoli	79	Chiusa
	6.00 m	Ghiaia con sabbia e ciottoli	65	Chiusa
	7.50 m	Ghiaia con sabbia e ciottoli	Rifiuto	Chiusa
	9.00 m	Ghiaia con sabbia limosa e ciottoli	Rifiuto	Chiusa
	10.50 m	Ghiaia con sabbia limosa e ciottoli	Rifiuto	Chiusa
	12.00 m	Ghiaia con sabbia limosa e ciottoli	Rifiuto	Chiusa
	13.50 m	Ghiaia con sabbia limosa e ciottoli	Rifiuto	Chiusa
	15.0 m	Ghiaia con sabbia limosa e ciottoli	Rifiuto	Chiusa
	18.0 m	Ghiaia con sabbia limosa e ciottoli	Rifiuto	Chiusa
	21.0 m	Ghiaia con sabbia limosa e ciottoli	Rifiuto	Chiusa
	24.0 m	Ghiaia con sabbia limosa e ciottoli	Rifiuto	Chiusa
SIG2A <sub>2015</sub>	1.50 m	Sabbie prevalenti e riporti	9	Chiusa
	3.00 m	Sabbia fine debolmente limosa	11	Aperta
	4.50 m	Sabbia fine debolmente limosa	10	Aperta
	6.00 m	Ghiaia con sabbia e ciottoli	33	Chiusa
	7.50 m	Ghiaia con sabbia e ciottoli	52	Chiusa
	9.00 m	Ghiaia con sabbia limosa e ciottoli	77	Chiusa
	10.50 m	Ghiaia con sabbia limosa e ciottoli	Rifiuto	Chiusa
	12.00 m	Ghiaia con sabbia limosa e ciottoli	Rifiuto	Chiusa
	13.50 m	Ghiaia con sabbia limosa e ciottoli	38	Chiusa
	15.0 m	Ghiaia con sabbia limosa e ciottoli	39	Chiusa
	18.0 m	Ghiaia con sabbia limosa e ciottoli	Rifiuto	Chiusa
	21.0 m	Ghiaia con sabbia limosa e ciottoli	49	Chiusa
	24.0 m	Ghiaia con sabbia limosa e ciottoli	47	Chiusa

### RISULTATI INDAGINI

I sondaggi appositamente eseguiti per questa fase di studio hanno in buona sostanza confermato, al di sotto dei 2-5.5 metri dal p.c., la presenza di ghiaie poligeniche sabbiose, in prevalenza porfiriche, con ciottoli e blocchi. Le prove SPT eseguite evidenziano come lo stato di addensamento del materiale sia in genere elevato (altissima percentuale di rifiuti) e l'esperienza maturata negli anni nell'assistenza agli scavi in aree limitrofe, evidenzia come localmente sia possibile il rinvenimento di blocchi di dimensioni anche decisamente superiori a quelle massime evidenziate nelle stratigrafie dei sondaggi. Per quanto riguarda i primi 2-5.5 metri di sottosuolo è confermata la presenza discontinua di sabbie fini e limi sabbiosi talora sostituiti parzialmente o totalmente da riporti granulari, talora con resti antropici.

## 5. RISPOSTA SISMICA LOCALE

### 5.1 PREMESSE

Nella provincia Autonoma di Bolzano l'adozione dei criteri antisismici nella progettazione delle opere è demandata al *Decreto del Presidente della Provincia Autonoma di Bolzano* n° 33 del 21 luglio 2009 – "Disposizioni per opere edili antisismiche." In esso si inserisce il Comune di Bolzano, al pari di tutti gli altri comuni altoatesini, in zona sismica 4.

### 5.2 CLASSIFICAZIONE DELL'OPERA E VITA ATTESA

In accordo a quanto previsto dalle NTC la vita di riferimento ( $V_R$ ) dell'opera viene definita (cfr. paragrafo n.2.4.3 – NTC) come prodotto tra la vita nominale ( $V_N$ ) ed il coefficiente d'uso ( $C_U$ ) come di seguito indicato:  $V_R = V_N \times C_U$

La vita nominale dell'opera viene definita con riferimento alla tabella 5.2.a in funzione delle caratteristiche della stessa.

*Tabella 5.2.a – tipo e vita nominale dell'opera (DM 14/01/2008 – tabella 2.4.I)*

Opera	Tipo	$V_N$
Parti d'opera provvisionali con $V_N \leq 2$ anni	1	$\leq 2$
Parti d'opera provvisionali con $2\text{anni} < V_N \leq 10$ anni	1	$\leq 10$
Opere ordinarie	2	$\geq 50$
Grandi opere	3	$\geq 100$

Il coefficiente d'uso dell'opera viene definito in relazione alle conseguenze di una interruzione di funzionalità o collasso in caso di sisma in accordo a quanto riportato in tabella 5.2.b

*Tabella 5.2.b – Classi e coefficienti d'uso (DM 14/01/2008 – tabella 2.4.II)*

Classe d'uso	I	II	III	IV
$C_U$	0.7	1.0	1.5	2.0

Con riferimento a quanto sopra illustrato, nel caso specifico in studio in accordo con i dati di progetto si assume quanto segue:

Tipo della costruzione = 2 (opera ordinaria)

$V_N$  = vita nominale dell'opera = 50 anni

Classe d'uso = II

$C_U$  = coefficiente d'uso = 1.0

Si ottiene pertanto il valore di riferimento della vita dell'opera:  $V_R = V_N \times C_U = 50$  anni

### 5.3 TEMPO DI RITORNO DELL'EVENTO SISMICO

Si assume (in accordo con la Normativa vigente) come indicatore del grado di pericolosità sismica l'accelerazione orizzontale massima su *bedrock sismico* ( $V_s > 800$  m/s). Il valore di progetto di tale parametro viene definito in funzione della "probabilità di superamento" per un dato "tempo di ritorno". E' noto che il "tempo di ritorno" e la "probabilità di superamento" sono due grandezze tra loro correlate come segue:  $T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$

dove:

$T_R$  = tempo di ritorno

$V_R$  = 50 anni = periodo di riferimento dell'opera (cfr. paragrafo 3.1)

$P_{VR}$  = probabilità di superamento

In tabella 5.3.a sono riassunti i valori del tempo di ritorno ( $T_R$ ) in funzione del periodo di riferimento ( $V_R$ ) e delle probabilità di superamento ( $P_{VR}$ ) definite dalle Norma per gli stati limite ultimi di servizio (SLO, **SLD**) e ultimi (**SLV**, SLC), e in grassetto quelli da considerarsi nelle verifiche sismiche.

Tabella 5.3.a – Tempi di ritorno per analisi allo stato limite

STATI LIMITE	$V_R$ (anni)	$P_{VR}$	$T_R$ (anni)
SLO	50	81%	30
<b>SLD</b>		<b>63%</b>	<b>50</b>
<b>SLV</b>		<b>10%</b>	<b>475</b>
SLC		5%	975

### 5.4 ACCELERAZIONE $a_{max}$ SU SUOLO DI CAT. A (bedrock sismico)

Il valore di accelerazione orizzontale massima nello specifico sito di interesse viene determinato con riferimento ai valori puntuali già definiti per un'apposita griglia (10x10km) da uno studio dell'INGV e riassunti nelle tabelle di cui all'allegato B delle NTC cui si rimanda. In particolare il valore al sito viene definito mediando (in funzione della distanza) l'entità dell'accelerazione caratteristica dei 4 nodi più prossimi al sito stesso come di seguito indicato

(analogo procedimento viene adottato per gli altri parametri sismici [F0 e T\*C]):

$$a_g = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{a_{g,i}}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

dove:

$a_g$  = accelerazione massima suolo tipo A nel sito

$a_{g,i}$  = accelerazione massima suolo tipo A nell'i-esimo punto

$d_i$  = distanza del sito da i-esimo punto

Di seguito si riporta l'ubicazione dei nodi del reticolo di riferimento ed una tabella con i parametri sismici relativi ai diversi stati limite, su suolo di categoria A in condizioni di campo libero. I valori di riferimento dei parametri  $a_g$  (g)  $F_0$  (adimensionale) e  $T_c^*$  (espresso in secondi) sono calcolati utilizzando il codice di calcolo della *Geostru* e di seguito riportati.



**Determinazione dei parametri sismici**

(1)\* Coordinate WGS84  
 Lat.  Long.   
 \* \* \*

(1)\* Coordinate ED50  
 Lat.  Long.   
 \* \* \*

Classe dell'edificio  
  $C_u = 1$

Vita nominale  
 (Opere provvisorie  $\leq 10$ , Opere ordinarie  $\geq 50$ , Grandi opere  $\geq 100$ )

Interpolazione

Stato Limite	Tr [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$	$T_c^*$ [s]
Operatività (SLO)	30	0,019	2,550	0,157
Danno (SLD)	50	0,025	2,518	0,187
Salvaguardia vita (SLV)	475	0,052	2,593	0,347
Prevenzione collasso (SLC)	975	0,063	2,695	0,383
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

Le verifiche verranno condotte con riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

## 5.5 EFFETTI STRATIGRAFICI E TOPOGRAFICI E PARAMETRI DI SITO

Gli effetti di amplificazione locale dovuti alla stratigrafia ed alla conformazione topografica vengono messi in conto mediante i seguenti parametri:

- **Parametro  $S_S$ :**      **Effetti stratigrafici**
- **Parametro  $S_T$ :**      **Effetti topografici**

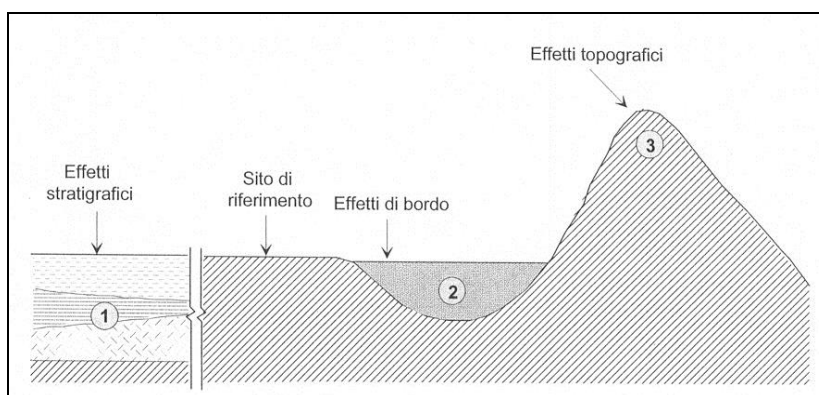


Figura 1– Possibili effetti di amplificazione

Il parametro di risentimento in superficie legato agli effetti stratigrafici ( $S_S$ ) viene valutato in funzione delle caratteristiche del terreno nei primi 30m di profondità, in accordo a quanto

riportato in tabella 5.5.a, mediante la determinazione diretta del parametro  $V_{s,30}$ , di seguito per ora stimato con riferimento ai valori delle prove S.P.T.

**Tabella 5.5.a – Categorie dei suoli di fondazione (NTC 2008)**

Categoria	Descrizione
<b>A</b>	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> 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>B</b>	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> 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).
<b>C</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> 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).
<b>D</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , 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).
<b>E</b>	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Nell'area, sulla base dell'indagine eseguita e dei dati bibliografici consultati, con specifico riferimento alla tabella 5.5.a si determina una categoria B sia per verifiche fondazionali che per le opere di sostegno a lungo termine. Per quanto concerne gli effetti di amplificazione dovuti alla topografia del sito in considerazione del fatto che il sito è posto su un pendio con inclinazione media inferiore ai  $15^\circ$  si può adottare la seguente categoria topografica:

**Tabella 5.5.b – Categorie topografica (NTC 2008)**

Categoria	Descrizione del pendio	Ubicazione struttura	$S_T$
T4	Rilievi con larghezza in cresta moltomolto minore che alla base e inclinazione media superiore a $30^\circ$	In corrispondenza della cresta	1.4
T3	Rilievi con larghezza in cresta moltomolto minore che alla base e inclinazione media compresa tra $15^\circ$ e $30^\circ$	In corrispondenza della cresta	1.2
T2	Pendii con inclinazione media superiore a $15^\circ$	In corrispondenza della sommità	1.2
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media inferiore a $15^\circ$	--	1.0

*categoria topografica  $\mapsto$  T1 e parametro  $S_T = 1.0$*

Di seguito si riportano i coefficienti sismici  $K_n$ ,  $K_v$ ,  $A_{max}$  e  $\beta$  ed i parametri per la costruzione degli spettri di risposta sismica locale in accelerazione delle componenti orizzontali e verticali, distinti per le fondazioni e per le paratie di sostegno degli scavi da considerarsi anche queste ultime come opere definitive.

### Per fondazioni

Calcolo dei coefficienti sismici

Muri di sostegno
  Paratie

Stabilità dei pendii e fondazioni

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m)

us (m)

Categoria sottosuolo

Categoria topografica

	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss* Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,20
Cc* Coeff. funz categoria	1,59	1,54	1,36	1,33
St* Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

Personalizza acc.ne massima attesa al sito [m/s<sup>2</sup>]

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,005	0,006	0,012	0,015
kv	0,002	0,003	0,006	0,008
Amax [m/s <sup>2</sup> ]	0,227	0,289	0,612	0,742
Beta	0,200	0,200	0,200	0,200

### Per paratie

Calcolo dei coefficienti sismici

Muri di sostegno
  Paratie

Stabilità dei pendii e fondazioni

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m)

us (m)

Categoria sottosuolo

Categoria topografica

	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss* Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,20
Cc* Coeff. funz categoria	1,59	1,54	1,36	1,33
St* Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

Personalizza acc.ne massima attesa al sito [m/s<sup>2</sup>]

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,009	0,011	0,024	0,029
kv	--	--	--	--
Amax [m/s <sup>2</sup> ]	0,227	0,289	0,612	0,742
Beta	0,385	0,385	0,385	0,385

Attenzione us>=0.005H

## 6. PARAMETRAZIONE GEOTECNICA

### 6.1 PREMESSE

I parametri di resistenza di picco  $\phi^i$  delle unità A2/R<sup>1</sup> e A1 (interessate dalle opere in progetto) trattandosi di materiali a comportamento incoerente, sono stati ricavati dalle correlazioni da prove SPT, mediante analisi statistica dei dati rilevati considerando, con approccio geotecnico cautelativo, caratteristici i valori prossimi al quinto percentile della popolazione (azioni non compensate nel modello geotecnico). Avendo rilevato statisticamente un numero molto rilevante di prove SPT andate a rifiuto (secondo ASTM D1586-84), queste sono state comunque elaborate assumendo valori cautelativi compresi tra 53-58 colpi/piede.

I parametri di deformabilità, sempre con riferimento alle prove SPT, sono invece assunti come valori medi caratteristici, a meno della deviazione standard. Per la stima dell'angolo di resistenza a taglio critico (a volume costante)  $\phi_{cv}$  si sono utilizzati dati delle prove di taglio diretto di laboratorio esistenti su campioni ricostruiti, tenendo in conto l'effetto di dilatanza (peraltro molto basso trattandosi appunto di campioni ricostruiti poco addensati).

<sup>1</sup> I materiali dell'UNITA' A2 e dell'UNITA' R vengono cautelativamente considerati come unica unità geotecnica ai fini dell'attribuzione dei parametri di resistenza e deformabilità.

## 6.2 INTERPRETAZIONE VALORI SPT

La prova SPT (standard penetration test) è codificata dalla norma A.S.T.M. Designation D 4633-86. Il valore della densità relativa è calcolato sulla base dei valori di  $N_{SPT}$  e della pressione geostatica verticale efficace  $\sigma'_{v0}$ . I valori di  $N_{SPT}$  per terreni sotto falda sono corretti mediante l'espressione  $N_{SPT} = 15 + 0.5(N_{SPT} - 15)$  (Terzaghi 1948).

### Densità relativa DR

La densità relativa DR è determinata con le correlazioni proposte da: Gibbs e Holtz (Meyerhof  $\phi$  1957)  $N_{SPT} = [17 + 24(\sigma'_{v0}/p_a)] DR^2$

### Angolo di attrito di picco

**De Mello** (1971): sulla base dei risultati di Gibbs e Holtz (1957), De Mello (1971) ha proposto una correlazione empirica del tipo  $\varphi' = f(DR, \sigma'_{v0})$ , con le espressioni di approssimazione delle curve proposte da Schmertman (1975).

**Hatanaka e Uccida**: questa correlazione, piuttosto recente (1996), utilizza la seguente espressione  $\varphi' = (20 \cdot N_{SPT})^{0.5} + 20$ , e risulta in buono accordo con i dati sperimentali ottenuti in terreni ghiaiosi con la prova LPT.

### Modulo di Young secante $E_{25}$

Per il modulo di Young sono proposte in letteratura numerose correlazioni; nelle elaborazioni effettuate ci si riferisce a quelle più comunemente usate che hanno un'espressione del tipo:  $E = S_1 \cdot N_{SPT} + S_2$ , utilizzando i parametri proposti da *D'Appolonia et Al.* (1970).

### Modulo di taglio iniziale $G_0$

Il modulo di taglio iniziale, relativo a livelli deformativi molto contenuti (inferiori a 0.001%) in corrispondenza dei quali il comportamento sforzi-deformazioni si mantiene lineare, risulta ben correlabile alla resistenza alla penetrazione NSPT. Tra le diverse correlazioni presenti in letteratura, quella di Ohta e Goto, risulta quella di maggior interesse perché tiene conto anche dell'età geologica del deposito, attraverso una relazione del tipo:

$$V_s = 69 N_{60}^{0.17} Z^{0.2} F_A F_G$$

dove:

$V_s$  = velocità di propagazione dell'onde di taglio [m/s]

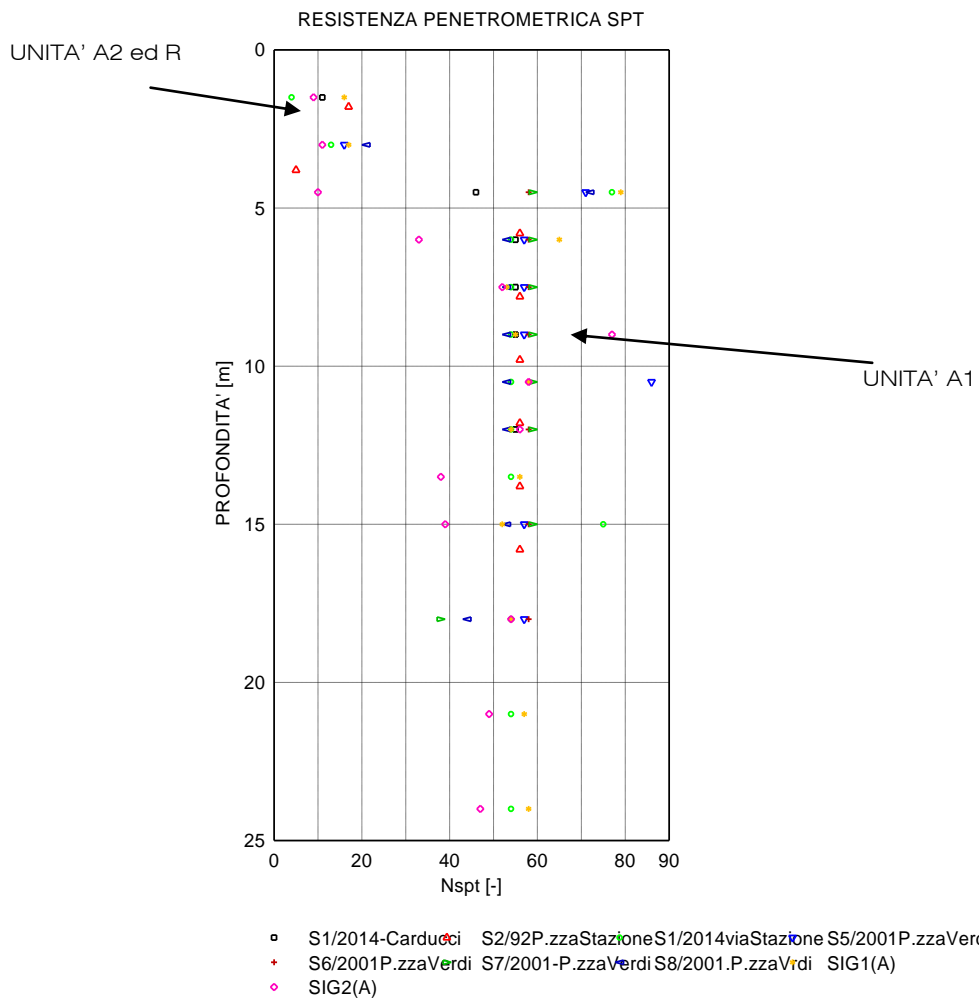
$Z$  = profondità in metri

$F_A$  = fattore che tiene conto dell'età del deposito

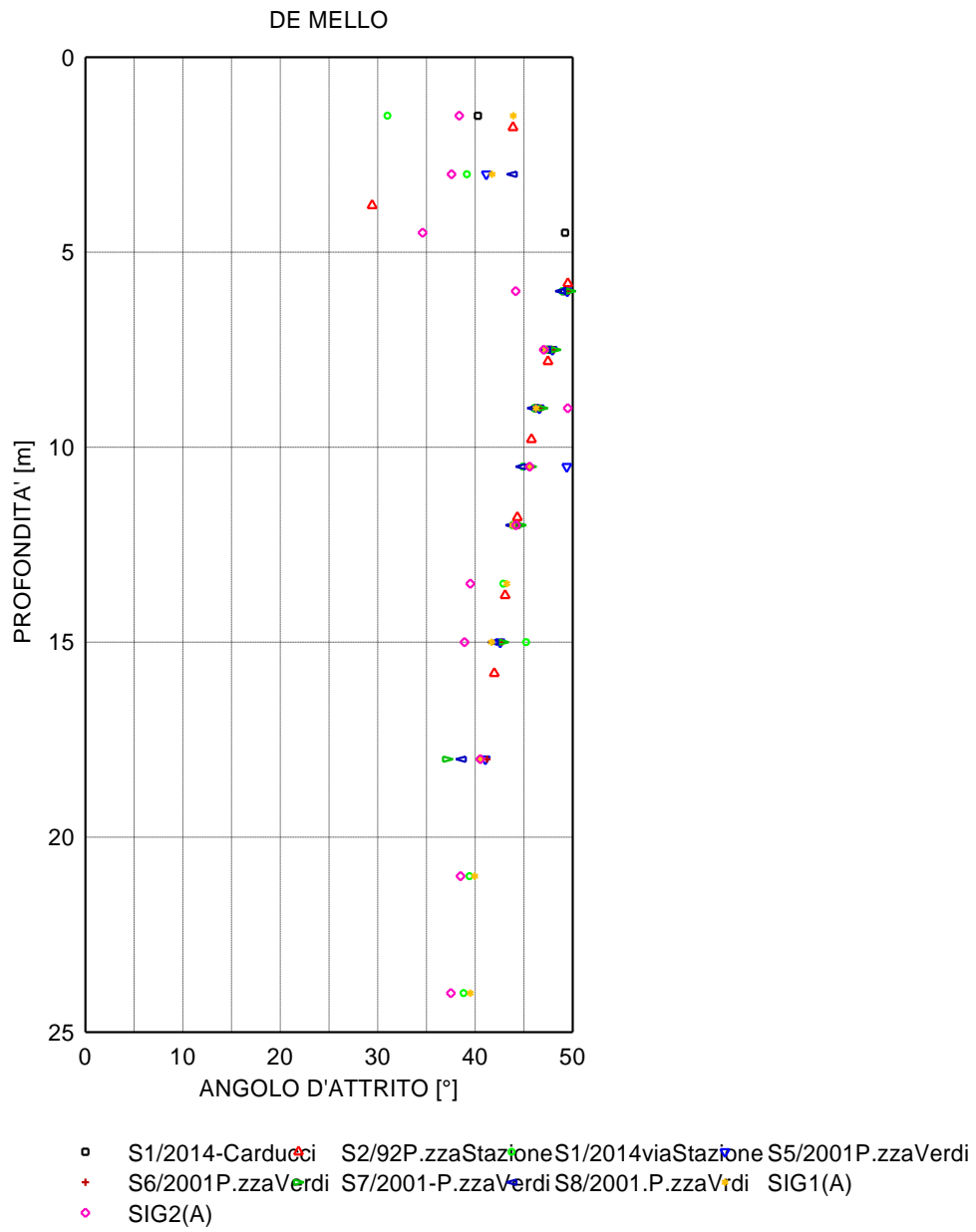
$F_G$  = fattore che tiene conto del tipo di terreno.

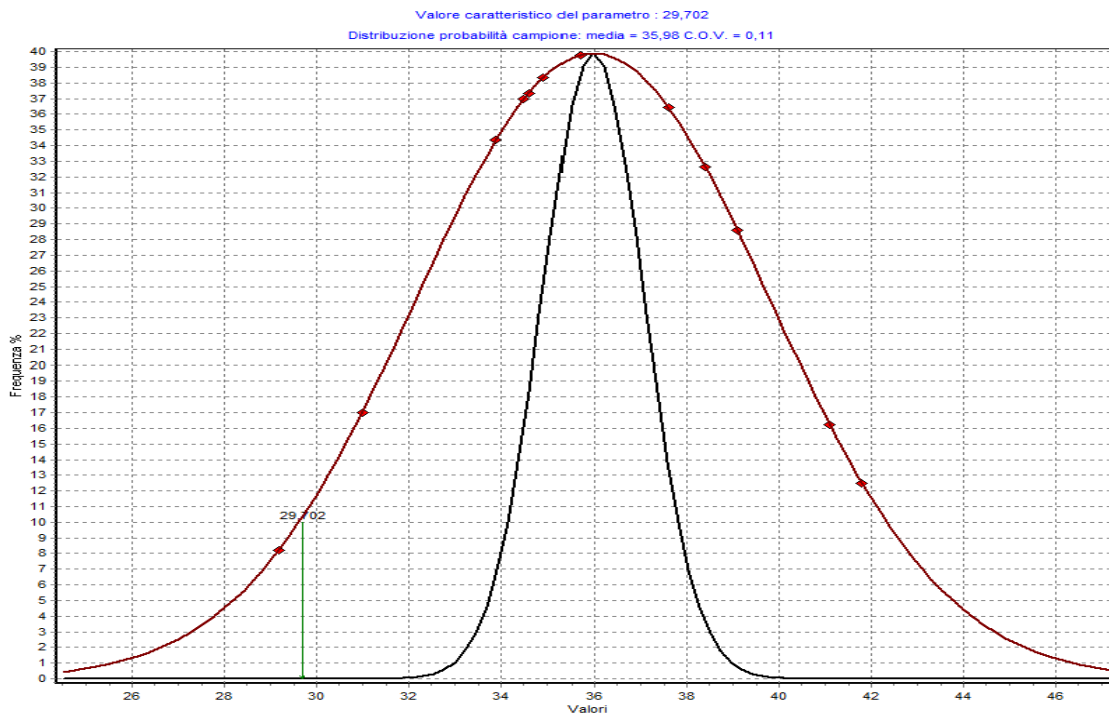
Il valore del modulo di taglio  $G_0$  si ricava, poi, dalla relazione:  $G_0 = \rho V_s^2$

Nelle pagine seguenti sono riportati i diagrammi interpretati delle prove SPT.

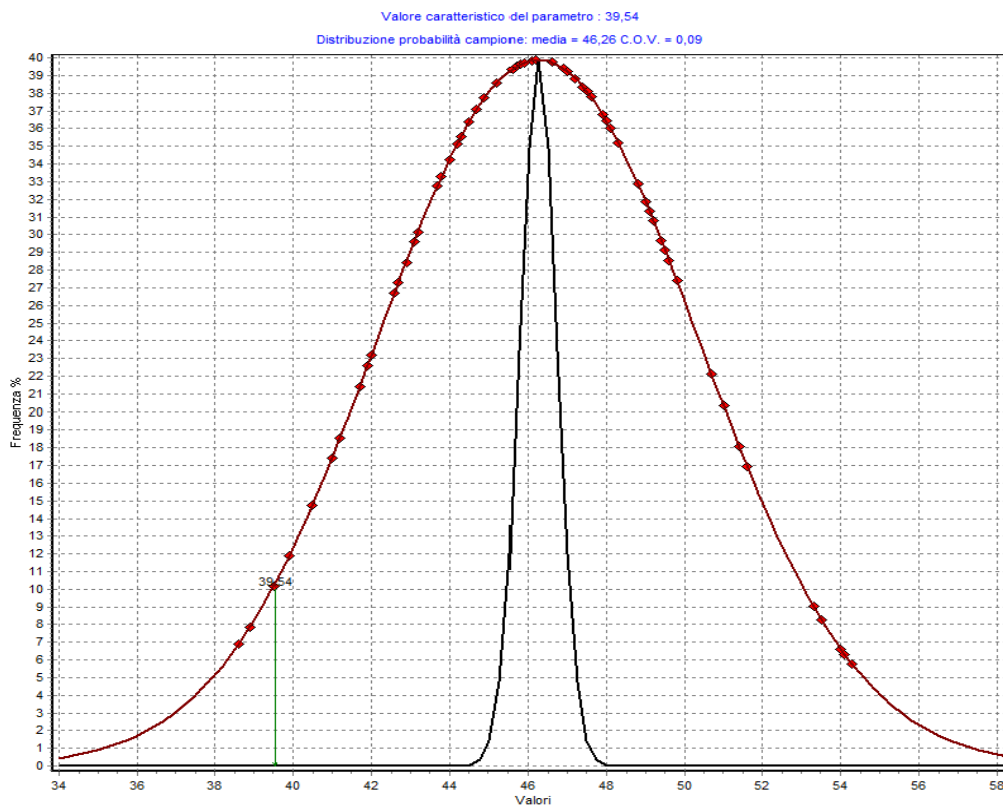




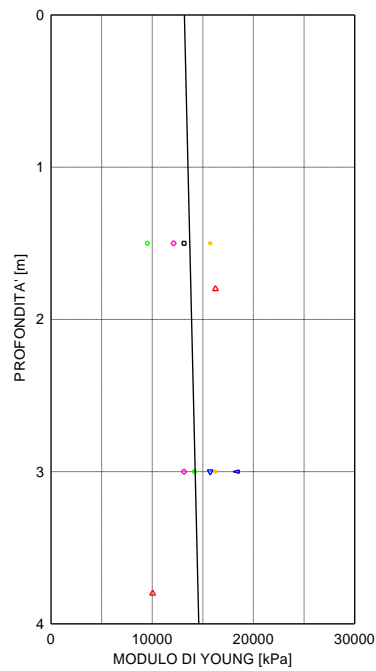




*Unità A2/R angolo di resistenza al taglio picco 29,7°  
quinto percentile della distribuzione della popolazione*



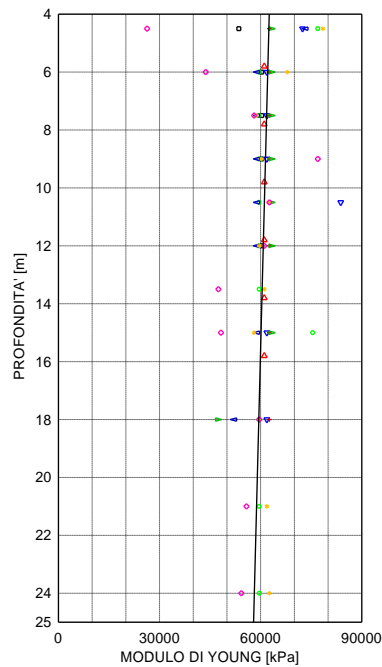
*Unità A1 angolo di resistenza al taglio picco 39,5°  
quinto percentile della distribuzione della popolazione*



**LEGENDA:**

- S1/2014-Carducci S2/92P.zzaStazioneS1/2014viaStazione S5/2001P.zzaVerdi
- S6/2001P.zzaVerdi S7/2001-P.zzaVerdi S8/2001.P.zzaVrdi SIG1(A)
- SIG2(A)

Grandezze statistiche relative ai dati compresi nell'intervallo  $z = 0 \text{ m} - z = 4 \text{ m}$   
 Valore medio = 14040.0[kPa] Deviazione standard = 2618.5 [kPa]  
 Retta interpolatrice:  $Dr = 355.2299 z + 13180.9896$

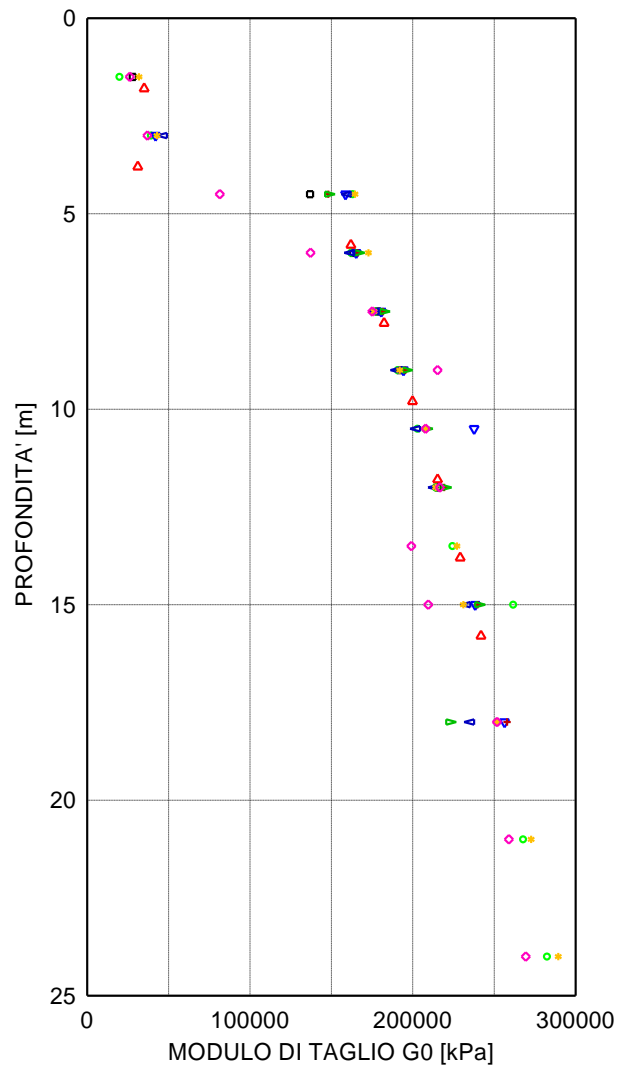


**LEGENDA:**

- S1/2014-Carducci S2/92P.zzaStazioneS1/2014viaStazione S5/2001P.zzaVerdi
- S6/2001P.zzaVerdi S7/2001-P.zzaVerdi S8/2001.P.zzaVrdi SIG1(A)
- SIG2(A)

Grandezze statistiche relative ai dati compresi nell'intervallo  $z = 4 \text{ m} - z = 25 \text{ m}$   
 Valore medio = 60934.8[kPa] Deviazione standard = 7533.7 [kPa]  
 Retta interpolatrice:  $Dr = -221.1132 z + 63425.4189$

OHTA e GOTO - Ter. Inc.



- LEGENDA:**
- S1/2014-Carducci S2/92P.zzaStazione S1/2014viaStazione S5/2001P.zzaVerdi
  - + S6/2001P.zzaVerdi S7/2001-P.zzaVerdi S8/2001.P.zzaVerdi SIG1(A)
  - ◇ SIG2(A)

## 7. MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

### 7.1 UNITA' GEOTECNICHE OMOGENEE

Sulla base delle elaborazioni riportate al capitolo 6 e con riferimento all'assetto litostratigrafico descritto al capitolo 5 della relazione geologica e richiamato al capitolo 4, si riporta il quadro di sintesi del modello geotecnico di riferimento ricavato per l'area sulla base delle indagini puntuali indicate al capitolo 2. Le unità omogenee così come individuate su base stratigrafica assumono rilevanza anche per la modellazione geotecnica, assimilando per caratteristiche fisico meccaniche i riporti (UNITA' R) con i depositi dell'UNITA' A2 (Tavola 1).

Questi pertanto i parametri attribuiti alle UNITA' caratteristiche individuate:

**UNITA' R - MATERIALI DI RIPORTO:** *formati in prevalenza da materiale granulare ghiaioso sabbioso, a tratti a matrice sabbioso limosa, localmente misto a materiali antropici.*

**UNITA' A2 - DEPOSITI ALLUVIONALI DI INTERCANALE:** *sabbie fini e limi finemente sabbiosi a tratti debolmente ghiaiosi.*

*Spessore medio di riferimento per quote del p.c. superiori a 266.0 m slm 2.0 m. Spessore di riferimento medio per quote del p.c. superiori inferiori a 266.0 m slm 4.0 m.*

peso di volume	$\gamma$	= 18.5÷19.0 kN/m <sup>3</sup>
angolo di resistenza al taglio di picco	$\phi'$	= 29°÷31°
coesione efficace	$C'$	= 0
angolo di resistenza al taglio critico	$\phi_{cv}$	= 28°
modulo di Young secante	$E_{25}$	= 10 MPa
Modulo di taglio iniziale	$G_0$	= 25÷40 MPa (deformazioni 10 <sup>-4</sup> )

**UNITA' A1 - DEPOSITI ALLUVIONALI GROSSOLANI DI CONOIDE:** *ghiaia poligenica, prevalentemente porfirica, da subarrotondata ad arrotondata, in matrice sabbiosa localmente debolmente limosa, con presenza di ciottoli e blocchi (dimensioni massime da sondaggio 30÷40 cm). Il contenuto in ghiaia supera generalmente il 50% in peso, e si attesta mediamente su valori compresi tra il 60÷70%; la sabbia è presente in percentuali mediamente comprese tra il 20÷30%, il limo tra 0÷10%.*

peso di volume	$\gamma$	= 19.5÷20.0 kN/m <sup>3</sup>
angolo di resistenza al taglio di picco	$\phi'$	= 39°÷41°
coesione efficace	$C'$	= 0
angolo di resistenza al taglio critico	$\phi_{cv}$	= 36°
modulo di Young secante	$E_{25}$	= 55 MPa
Modulo di taglio iniziale	$G_0$	= 150÷200 MPa (deformazioni 10 <sup>-4</sup> )

## 7.2 REGIME DELLE PRESSIONI NEUTRE

Le osservazioni specifiche sulle possibili interferenze delle opere in progetto con la falda di fondo valle sono contenute al capitoli 5.0 e 8.2 della relazione geologica . In Tavola 1 è riportato il livello di falda lungo il tracciato di sviluppo delle opere in progetto, sia con riferimento a valori di escursione media più frequente che come livello massimo calcolato con i tempi di ritorno indicati in relazione geologica, nella quale si evidenzia l'assenza di interferenze anche su periodi temporali significativi per la vita utile della struttura in progetto.

## 8. CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE A LIVELLO DI PROGETTO DEFINITIVO

### 8.1 PREMESSE

Nei capitoli che seguono, in relazione allo sviluppo delle opere di progetto, vengono analizzati i seguenti aspetti geotecnici rilevanti:

- Le modalità di realizzazione degli scavi in generale.
- Sviluppo dell'interramento del tunnel stradale sotterraneo lungo l'attuale via Alto Adige: interferenze, condizioni fondazionali, modalità di realizzazione degli scavi.
- La pista ciclopedonale, con particolare riferimento al ponte tra via Garibaldi per innalzarsi fino alla quota dell'attuale pista ciclabile arginale.
- La realizzazione del sottopasso ciclabile sotto Ponte Loreto.
- La realizzazione di una pensilina per le autocorriere.

### 8.2 MODALITA' ESECUTIVE DEGLI SCAVI

La realizzazione delle opere in progetto prevede l'esecuzione di scavi, che dal punto di vista dei contesto geotecnico realizzativo e delle previste geometrie, possono essere distinti in due principali categorie:

- A) Scavi semplici, sviluppati quasi completamente entro il materiale alluvionale grossolano (UNITA' A) senza particolare problematiche al contorno, in condizioni assimilabili ad estradosso subpianeggiante.
- B) Scavi che richiedono valutazioni più specifiche, in condizioni al contorno rilevanti, che richiedono l'adozione di opere provvisorie di contenimento.

Nel presente capitolo vengono fornite le prescrizioni di carattere generale per la realizzazione degli scavi del tipo A), rimandando ai specifici capitoli e documenti di approfondimento le valutazioni relative agli scavi riconducibili al tipo B).

### Scavi di tipo A:

I materiali interessati dagli scavi più significativi sono essenzialmente riconducibili all'UNITA' A1; si considerano quindi parametri di resistenza medi comuni, da utilizzare ai fini delle verifiche di stabilità dei fronti scavo nel breve termine, come di seguito:

peso di volume naturale medio  $\gamma = 19.5 \text{ KN/m}^3$   
 angolo di resistenza al taglio medio  $\phi' = 39^\circ$

Nel breve termine è possibile considerare un contributo della coesione apparente<sup>2</sup> presente nel materiale in condizioni naturali, stimata in un minimo di 6÷7 kPa mediante *back analysis* su fronti scavo aperti nell'area entro tali materiali. Le verifiche di seguito riportate sono eseguite utilizzando i diagrammi di *Hoeck e Bray* schema n°1 (Figura 1 - assenza di filtrazione sul fronte scavo), specifici per valutazioni di stabilità di fronti scavo, con estradosso subpianeggiante.

Secondo il D.M. 14 gennaio 2008 (capitolo 6.) deve essere rispettata la condizione:  $E_d \leq R_d$ , con:

$E_d$  = valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni.

$R_d$  = valore di progetto della resistenza del terreno.

Le verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1- Combinazione 2:  
(A2+M2+R2)

La normativa prevede che al peso dell'unità di volume della massa potenzialmente instabile vada applicato il coefficiente A2  $\gamma_{G1} = 1.0$ .

I parametri fisico meccanici vanno ridotti secondo la tabella di seguito riportata.

PARAMETRO	GRANDEZZA DA RIDURRE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.25
<i>Coesione efficace</i>	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1.25
<i>Peso di volume</i>	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1.0

Per le verifiche di sicurezza dei fronti scavo il coefficiente R2 =  $\gamma_R = 1.1$

---

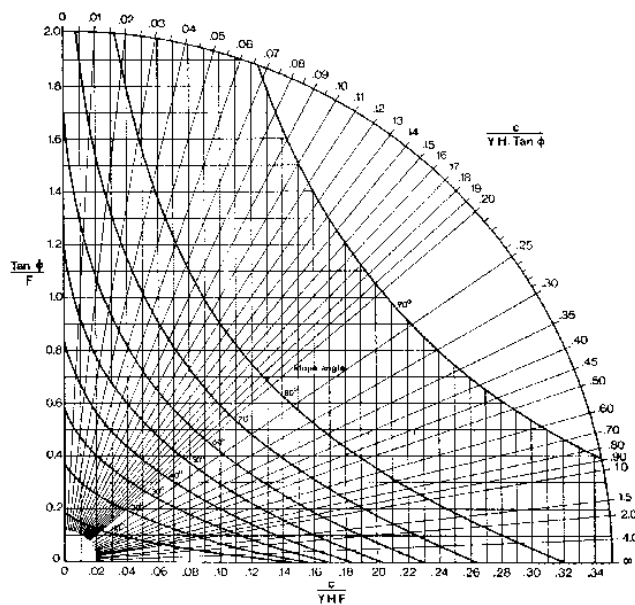
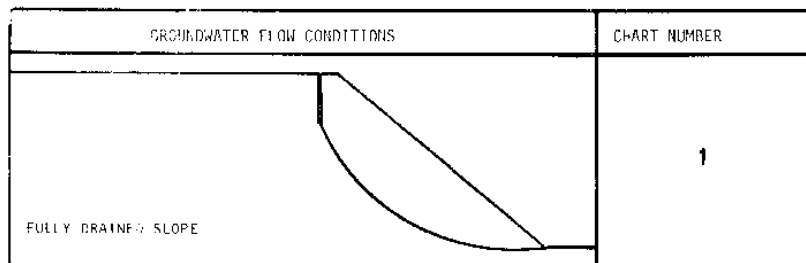
2 - Contributo legato al regime di pressioni neutre negative.

Nell'abaco di *Hoeck e Bray* sono quindi introdotti i parametri fisico meccanici ridotti ed il coefficiente  $F$  assume il valore  $R2$ . I profili a breve termine, funzione dell'altezza di scavo, sono di seguito indicati:

**Profili di scavo in condizioni asciutte o completamente drenate:**

per $H$ fino a 4.0 m	$\beta = 60^\circ$
per $4.0 \leq H < 8.0$	$\beta = 50^\circ$
per $8.0 \leq H < 10.0$	$\beta = 45^\circ$

**DIAGRAMMA DI STABILITA' DI HOECK & BRAY**



**Figura 2** – Diagramma di stabilità di *Hoeck e Bray* n. 1 – condizioni di scavo asciutto



Eventuali blocchi sporgenti sul fronte scavo andranno puntualmente rimossi prima di procedere al ribasso dello scavo stesso; i fronti aperti con altezza superiore ai 4.0 m andranno provvisoriamente protetti con teli di nylon. Nel caso di rinvenimento di eventuali venute idriche localizzate sospese si valuteranno caso per caso le modalità di profilatura e sistemazione più opportune.

Le considerazioni riportate si riferiscono a terreni naturali non contaminati; nel caso in cui si dovessero rinvenire localmente terreni contaminati si dovranno concordare le modalità di scavo con le attività di bonifica.

### **8.3 INTERRAMENTO TUNNEL STRADALE**

#### **8.3.1 Caratteristiche dell'intervento**

La lunghezza del tratto di realizzazione del tunnel stradale è di circa 360 m, tutti realizzati in trincea, con ritombamento dello scavo, sino a risalire in *via Mayr* in direzione *Isarco*. Gli scavi, nei settori interrati, hanno altezza mediamente compresa tra i 9.3÷10.3 m ed in genere interesseranno per i primi 2÷5 m l'UNITA' A2/R e per la restante profondità i depositi grossolani dell'UNITA' A1 con intercalazioni geotecnicamente non rilevanti di UNITA' A2. La quota del p.c. risulterà mediamente compresa tra i 266.0÷263.5 m slm mentre la quota di posa della fondazione dello scatolare interrato raggiungerà la quota minima di 253.3 m slm e le paratie si approfondiranno ad una quota minima pari a 249.0 m slm. Gli scavi, per le condizioni al contorno rilevate, avverranno spesso in presenza di opere di contenimento provvisoriale.

#### **8.3.2 Interferenze con la falda e condizioni di sottospinta idraulica**

Le osservazioni specifiche sulle possibili interferenze delle opere in progetto con la falda di fondo valle sono contenute al capitolo 5. della relazione geologica . In Tavola 1 è riportato il livello di falda lungo il tracciato di sviluppo delle opere in progetto, sia con riferimento a valori di escursione media più frequenti che come livello massimo rilevato con riferimento alle serie storiche disponibili. Sono escluse interferenze con la falda di saturazione di fondo valle ed in tal senso non si prevedono problematiche legate a fenomeni di sottospinta idraulica. Sono quindi da prevedere esclusivamente infiltrazioni di acque meteoriche lungo i profili di ritombamento degli scavi a tergo delle opere e delle murature di contenimento laterale.

### 8.3.3 Condizioni fondazionali

Entro il volume significativo di sottosuolo interessato dalla nuova linea ferroviaria, sia nel settore di galleria artificiale che nei settori in trincea si rileva la presenza di *depositi alluvionali grossolani* - UNITA' A1 (Tavola 1) di buone caratteristiche geotecniche, e non si ravvisano quindi problematiche particolari a livello fondazionale, anche in considerazione dello scarico litostatico che si dovrà eseguire per l'inserimento dell'opera (mediamente stimabile nell'ordine dei 150 KPa). I cedimenti conseguenti saranno perciò prevalentemente di ricomprensione in presenza di moduli di deformazione elevati e quindi di entità trascurabile. Data la natura granulare grossolana drenante dei terreni di sedime, non saranno da attendersi cedimenti per consolidazione, differiti nel tempo, e in ogni caso cedimenti viscosi non rilevanti.

In considerazione dell'accertata assenza d'interferenza tra falda e struttura non si rende necessaria la verifica della struttura al sollevamento/sifonamento ai sensi della normativa vigente (D.M. 14/1/2008). Le verifiche geotecniche/strutturali fondazionali e le prescrizioni per la realizzazione dei piani viari sono contenute nelle relazioni di calcolo strutturale allegate al progetto alle quali si rimanda.

### 8.3.4 Modalità di realizzazione degli scavi

Gli scavi per l'interramento della linea del tunnel stradale interesseranno i depositi alluvionali grossolani dell'UNITA' A1 (Tavola 1) e superficialmente, nei primi 2÷5 m coltri riconducibili all'UNITA' A2 sabbioso limosa e/o materiale di riporto o rimaneggiato granulare (UNITA' R).

In linea generale gli scavi avverranno in presenza di opere provvisorie di contenimento, realizzate su entrambi i lati di sviluppo del tunnel/scatolare interrato, con paratie che lavorano a mensola controventate con il getto della soletta superiore come contrasto interno (*Metodo Milano*), senza la realizzazione di tiranti. Il modello geotecnico di riferimento per il dimensionamento delle paratie è quello riportato al cap. 7.1 e sintetizzato in Tavola 1

La necessità di spostare la tubazione di sottoservizio principale esistente dal centro strada verso il lato ovest richiederà, su parte dello sviluppo dell'opera, la realizzazione anticipata di una cortina di micropali, al fine di consentire un primo ribasso su altezza massima non superiore ai 3÷4 m; la cortina di micropali risulterà realizzata a lato del marciapiede esistente con pali posizionati su due file a quinconce senza tiranti (la presenza di interrati negli edifici/strutture al perimetro, non permette la realizzazione di tiranti o ancoraggi passivi); solo ed esclusivamente per il dimensionamento di tale struttura provvisoria, all'unità superiore A2/R potrà essere assegnata una coesione a medio/breve termine pari a 3-5 kPa.

Gli scavi, nei settori in cui non sono necessarie e/o realizzabili opere di contenimento, saranno profilati in funzione dell'altezza, secondo gli angoli riportati al capitolo 8.2. Lo sviluppo degli scavi tiene conto anche della viabilità provvisoria nella fase di cantiere.

Il dimensionamento geotecnico e strutturale delle opere di contenimento degli scavi è riportato negli specifici elaborati del progetto esecutivo e lo sviluppo planimetrico nella relativa tavola di riferimento.

Infine alcune considerazioni geotecniche relativamente alle tecnologie da adottare per la realizzazione delle paratie gettate in opera, considerando di adottare in linea generale, come detto, il *Metodo Milano*, con mensola di controvento in testa costituita dal getto della soletta superiore come contrasto interno e/o localmente puntellazione idraulica interna telescopica, senza la realizzazione di tiranti. La realizzazione di diaframmi gettati in opera con tecniche tradizionali a Bolzano ha quasi sempre portato a problemi in corso d'opera per le caratteristiche granulometriche (locale presenza di ciottoli e blocchi), di addensamento (SPT a rifiuto) e composizionali (porfidi prevalenti) dei materiali costituenti buona parte del sottosuolo attraversato. L'unica tecnologia per la previsione di diaframmi in opera che non porta ad imprevisti di questo tipo è la realizzazione con IDROFRESA che però presenta costi di accantieramento molto elevati e costi di realizzazione elevati.

Si rileva invece come, considerato che non vi sono problematiche idrauliche particolare, la tecnologia attualmente più competitiva risulti la realizzazione di **pali trivellati accostati (tangenti), realizzati con la tecnologia CAP** (pali a elica continua rivestiti) con diametri di realizzazione non inferiore a 800÷1000 mm. E' una tecnologia ideale per interventi in centri urbani, in quanto elimina vibrazioni e disturbi alle strutture adiacenti, riduce le emissioni acustiche ed evita l'utilizzo dei fanghi bentonitici di perforazione.

#### 8.4 PONTE CICLOPEDONALE TRA VIA GARIBALDI E LA ZONA ARGINALE

In relazione all'entità dei carichi gravanti e dell'opportunità di realizzare scavi importanti, si potrà valutare se utilizzare fondazioni dirette, by passando lo strato di riporto ed incastrarsi nel terreno naturale più grossolano UNITA' A1, o in alternativa impostare le fondazioni dei sostegni su fondazioni indirette (micropali).

#### 8.5 SOTTOPASSO CICLABILE SOTTO PONTE LORETO

Il sottopasso sarà realizzato scavando un primo settore, sostenendo la strada con una cortina di micropali e poi scavando la restante parte. Data la tipologia dell'intervento e date le buone caratteristiche di resistenza meccanica dei terreni non si evidenziano particolare problematiche, anche in considerazione dello scarico litostatico che si determinerà a seguito

dell'inserimento dell'opera (In prima approssimazione stimabile nell'ordine dei 60-80 KPa). I cedimenti conseguenti saranno perciò prevalentemente di ricomprensione e sicuramente compatibili con la tipologia di opera prevista.

## 8.6 PENSILINA PER AUTOCORRIERE

Sulla base delle nostre conoscenze stratigrafiche e geotecniche dell'area interessata dalla pensilina e dalla nuova stazione autocorriere, possiamo affermare che in tutto il sedime interessato è presente un livello di circa 4-6 metri di sabbie limose fini, poco addensate (N'spt 8 colpi/piede pari a circa 26°-28° di angolo di attrito). Al di sotto di questo livello sono presenti alluvionali grossolani ghiaiosi con ciottoli e trovanti, alternati a deboli livelli sabbiosi (N'spt >50 colpi/piede – assimilabili quindi all'unità A1).

In considerazione delle caratteristiche fisico meccaniche del terreno in quest'area si possono prevedere fondazioni dirette a larga impronta (Platea) oppure fondazioni indirette su micropali in presenza di carichi puntuali particolarmente significativi (Lunghezza indicativa 8-9 metri).

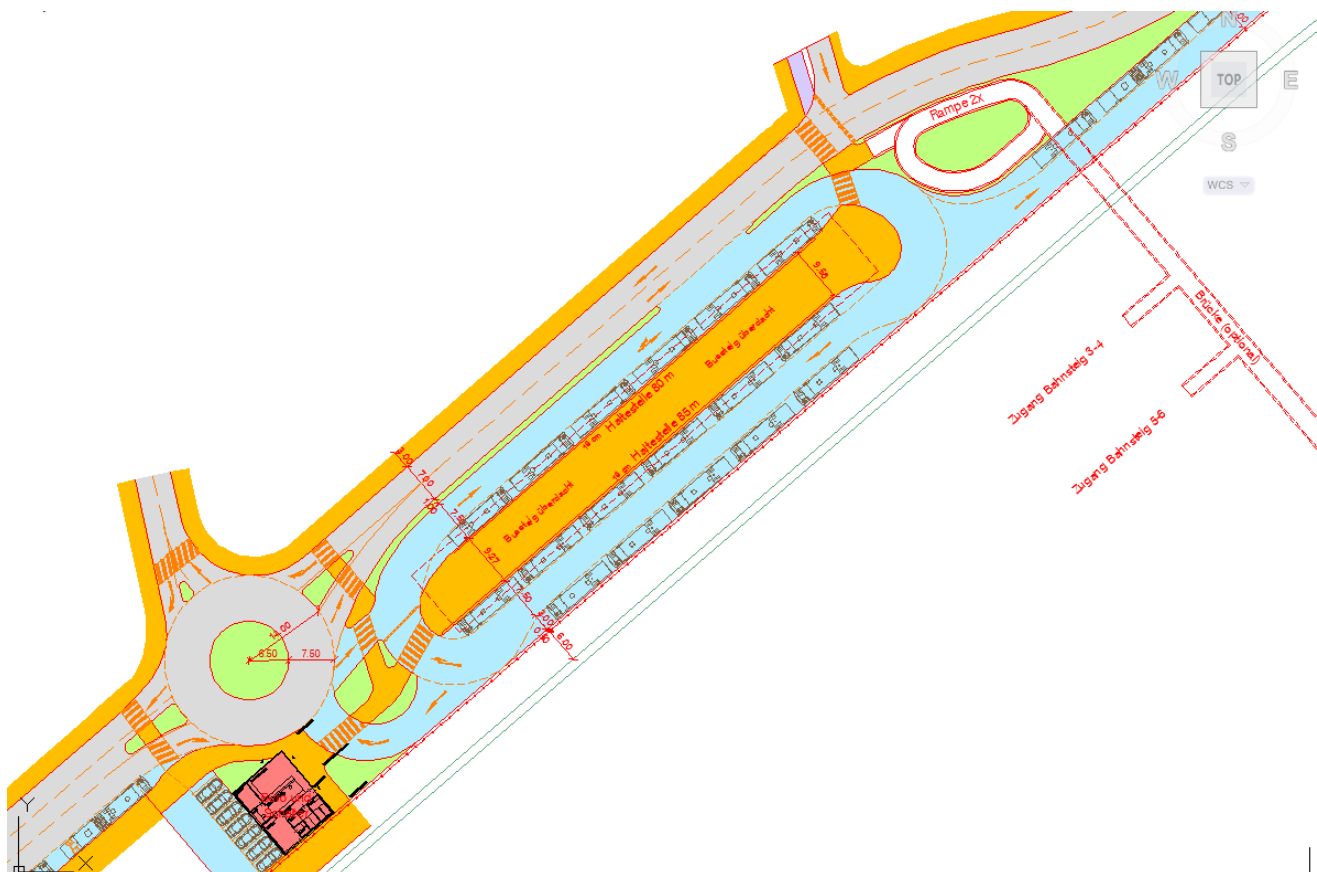


Figura 3 – Planimetria dell'areale della nuova stazione autocorriere

## 9. PIANO DI MONITORAGGIO IN FASE DI SCAVO DEL TUNNEL

### 9.1 OBIETTIVI DEL MONITORAGGIO

I lavori per la realizzazione del tunnel interrato e delle opere accessorie, eseguiti in contesto urbano, in particolare nella fase di esecuzione delle opere di contenimento e durante lo svolgimento delle operazioni di scavo, sino al completamento delle strutture fuori terra, indurranno inevitabilmente modifiche degli stati tensionali al contorno, la cui entità e raggio di influenza dipenderà, oltre che dalle caratteristiche intrinseche degli interventi, dalle caratteristiche fisico meccaniche ed idrogeologiche del mezzo scavato, dalle condizioni tensio-deformative originarie e dalla posizione e caratteristiche degli obiettivi sensibili.

Per definire correttamente gli obiettivi ed i parametri da tenere sotto controllo con il monitoraggio occorre analizzare il contesto in cui si opera ed in particolare eseguire le seguenti attività:

- Verifica di dettaglio dello stato di fatto delle opere al contorno significative nelle condizioni precedenti i potenziali effetti perturbatori ed in concomitanza alle fasi preparatorie di cantiere. Tale verifica consentirà di “fotografare” la situazione ante lavori, di analizzare la variabilità intrinseca dei parametri da monitorare e di valutare l’entità dei “rumori di fondo”, permettendo di definire il piano operativo dei controlli e le procedure di gestione delle misure.
- Effetti dinamici prodotti dalla realizzazione delle opere di consolidamento degli scavi (esecuzione dei pali C.A.P. tangenti, esecuzione di micropali, operazioni di scavo, traffico pesante ecc.), mediante il controllo delle vibrazioni indotte direttamente nelle principali strutture adiacenti. A tal fine verranno monitorati n. 8 edifici/strutture sensibili prossimi al perimetro di scavo, con eventuale estensione dei punti di misura sulla base delle risultanze in corso di misura.
- Misura delle deformazioni e spostamenti delle opere di contenimento degli scavi, e controllo delle deformazioni nel sottosuolo entro l’area di influenza degli edifici al contorno, in fase di realizzazione delle opere di sostegno e di approfondimento degli scavi.

Non essendoci interferenza diretta tra le opere in progetto e falda sottostante non si renderà invece necessario predisporre piani particolari per il monitoraggio piezometrico.

## 9.2 STRUMENTAZIONE UTILIZZATA PER IL MONITORAGGIO GEOTECNICO STRUTTURALE E IMPOSTAZIONE GENERALE

### 9.2.1 Monitoraggio vibrometrico

Il monitoraggio vibrometrico sarà del tipo continuativo nel tempo con possibilità di scarico dati da remoto. La strumentazione utilizzata (in ogni sito di misura) sarà del tipo *Nomis Graph 7000*, portatile, compatta, robusta ed affidabile, dotata di un geofono acquisitore triassiale (orizzontale, verticale e radiale) e acustica di supporto (microfono). Per la sua semplicità d'uso, robustezza, e affidabilità, è diventata, in breve tempo, la più diffusa centralina di monitoraggio vibrometrico in Italia. Consente il riscontro della conformità alla normativa internazionale ed Italiana sulle vibrazioni ammissibili (UNI 9916, DIN 4150-3, UNI 9614, ecc.). I dati acquisiti saranno trasferiti automaticamente via GSM e leggibili da postazioni di lavoro. I dati relativi agli eventi acquisiti verranno elaborati e forniti con stampa dei tracciati triassiali e dell'onda acustica, con riferimento alla normativa DIN4150, la più restrittiva a livello europeo, con stampa della tabella di tutti gli eventi superanti il valore di trigger preimpostato, e nel rispetto della normativa e rapporto stampa grafico degli eventi salienti registrati (trascrizione della forma d'onda, analisi di *Fourier* - spettro di ampiezza-finestra di *Hanning*).

### 9.2.2 Monitoraggio sulle deformazioni (sezioni di misura)

Per il monitoraggio delle deformazioni al contorno e nel diaframma di cinturamento per lo scavo del tunnel, verranno materializzate **N. 8 sezioni di misura**, che consisteranno in un sistema accoppiato di tubo inclinometrico e assestimetro a piastra.

Le deformate nel corpo del diaframma durante le progressive fasi di scavo verranno misurate mediante **tubi inclinometrici** annegati nel getto dei pali tangenti del diaframma per tutta la lunghezza degli stessi; per i tubi inclinometrici si utilizzeranno tubi in alluminio a 4 scanalature, diametro 81/76 mm, resi solidali alla gabbia di armatura a mezzo di opportune legature. Le misure saranno effettuate con una sonda inclinometrica perfettamente efficiente, di tipo biassiale, previo rilevamento delle torsioni iniziali del tubo guida.

Le deformazioni verticali, lungo le sezioni di misura, nei settori esterni al diaframma in pali, verranno lette mediante **assestimetri a piastra** con ancoraggio posizionato al di sotto del fondo scavo (precisione delle deformazioni verticali inferiore al decimo di millimetro). Il punto di riferimento della base consiste in una piastra di acciaio zincato di forma quadrata unita ad uno spezzone di asta di misura sulla quale si raccorda la batteria delle aste di misura inserita in apposito foro. La batteria di aste viene inserita all'interno di una guaina corrugata per svincolarle dall'attrito con il terreno. In testa alle aste verrà inserito un trasduttore di spostamento lineare per misurare in automatico i valori di spostamento relativi tra il piano campagna e la quota di ancoraggio dell'asta sotto quota fondo scavo. Il trasduttore di

spostamento sarà collegato alla centralina di acquisizione in automatico utilizzata anche per i sensori piezometrici.

E' previsto infine il posizionamento di **mire ottiche** sui due lati del diaframma, ad interasse regolare in corrispondenza delle travi di testa e delle sezioni di misura, e rilievo di precisione con **teodolite** a cadenza stabilita.

### **9.3 Piano Di Monitoraggio**

Con riferimento a quanto riportato ai paragrafi precedenti in termini di obbiettivi e strumentazioni, per l'attuazione del piano di monitoraggio si prevede quanto segue.

#### **9.3.1 Definizione dello stato di fatto degli edifici e delle opere al contorno ritenute sensibili (bersagli)**

Questa fase, antecedente l'inizio dei lavori, consiste nella verifica delle condizioni statico strutturali degli edifici e delle opere al contorno (stato di consistenza) mediante rilievo fotografico e mappatura di dettaglio dello stato fessurativo individuato. Verrà redatto specifico fascicolo per ogni sito verificato. Questa operazione permetterà di individuare l'eventuale tipologia di strumentazione necessaria da installare per l'eventuale controllo delle deformazioni sugli edifici sensibili che presentassero già lesioni (in linea generale si prevede l'utilizzo di fessurimetri, con trasduttore di spostamento elettrico risoluzione 0.01 mm, oltre che puntualmente le mire ottiche già citate).

#### **9.3.2 Rilievo vibrometrico**

Da eseguirsi in prima fase in assenza degli eventi sismici perturbatori indotti dalle lavorazioni per la misura dei "rumori di fondo" negli 8 punti di controllo inizialmente stabiliti secondo lo schema previsionale.

In seconda fase, durante tutto il periodo di esecuzione delle opere di sostegno (diaframmi in pali, micropali ecc.), e di primo approfondimento degli scavi sarà mantenuto ancora attivo il rilievo vibrometrico. L'opportunità di proseguire con tale monitoraggio nelle fasi successive di lavoro sarà valutata sulla base dei riscontri in corso d'opera.

#### **9.3.3 Misura delle deformazioni**

##### **Rilievo topografico**

E' previsto il posizionamento di mire ottiche su tutti i lati del diaframma, ad interasse 10.0 m circa in corrispondenza delle travi di testa e rilievo di precisione con teodolite a cadenza settimanale ed in corrispondenza di ogni fase di scavo anche parziale. Il rilievo di precisione

verrà eventualmente esteso a riscontri significativi nell'area esterna ai diaframmi. Il sistema di monitoraggio topografico rimarrà funzionante per tutta la fase di realizzazione dell'opera. L'opportunità di modificare la cadenza di rilievo sarà valutata sulla base dei riscontri in corso d'opera.

### **Sezioni di misura delle deformazioni**

Il monitoraggio delle deformazioni al contorno e nel diaframma in pali per lo scavo del tunnel, verrà attuato mediante la materializzazione di N. **8 sezioni di misura**, consistenti in un sistema accoppiato di **tubo inclinometrico** e **assestometro a piastra** (cap. 9.2.2). La frequenza delle misure entro i tubi inclinometrici sarà stabilita volta per volta, in relazione ai programmi di approfondimento degli scavi. In corrispondenza della testa di ogni tubo inclinometrico andrà posizionata una mira ottica di rilievo. Le letture assestometriche avranno anche il vantaggio di fornire un'acquisizione automatica e continua delle deformazioni a tergo dei diaframmi così da poter meglio integrare eventuali letture suppletive con sonda inclinometrica nei diaframmi, oltre a quelle programmate per le fasi di ribasso degli scavi.

### **Misure dirette di deformazione su strutture al contorno**

La determinazione dello stato di fatto degli edifici e delle opere al contorno, di cui al cap.9.3.1 permetterà di individuare la tipologia di strumentazione eventualmente necessaria da installare per il controllo delle deformazioni sugli edifici selezionati. In linea generale si prevede l'utilizzo di fessurimetri, con trasduttore di spostamento elettrico risoluzione 0.01 mm, oltre che delle mire ottiche già citate.

Si ribadisce infine che tutta la strumentazione fissa in esercizio sarà di tipo elettrico e collegata ad una unità di acquisizione automatica con teletrasmissione remota dei dati attraverso modem GSM, ad esclusione del sistema topografico di rilevazione che richiederà misure manuali con teodolite e letture con sonda nei tubi inclinometrici entro i diaframmi.



## 10. CONCLUSIONI

In base alle indagini di campagna eseguite ed alle verifiche effettuate è stato riconosciuto che l'area individuata può essere considerata idonea dal punto di vista geotecnico alla realizzazione dell'opera in progetto, osservando le indicazioni e le prescrizioni riportate nel presente elaborato.

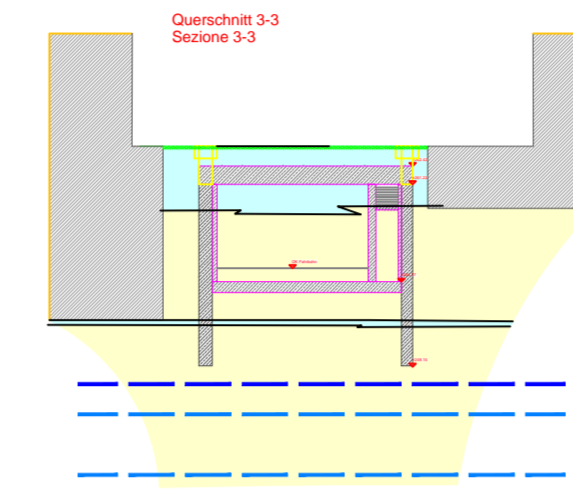
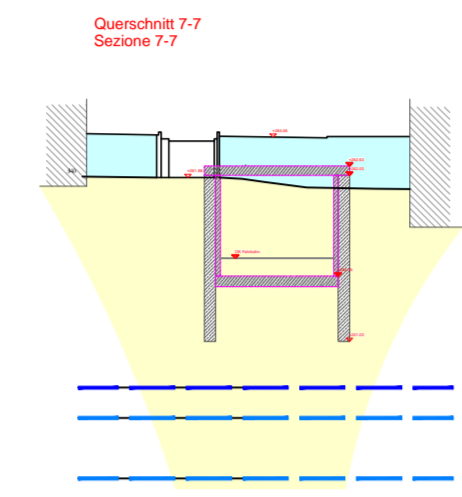
*Il presente elaborato è redatto in ottemperanza ai contenuti del D.M. 14 gennaio 2008 "Nuove norme tecniche per le costruzioni" e costituisce documento progettuale idoneo per il rilascio della concessione ad edificare. La presente relazione geotecnica sulle indagini, caratterizzazione e modellazione del volume significativo di terreno è integrata dalle diverse relazioni di calcolo allegate al progetto per tutte le previste verifiche della sicurezza e delle prestazioni di cui al capitolo 6.2.3. delle NTC.*

Bolzano, giugno 2015

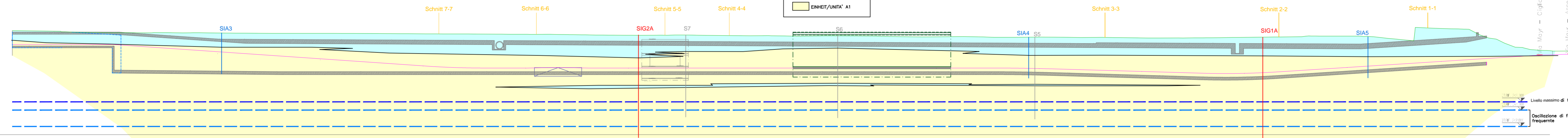
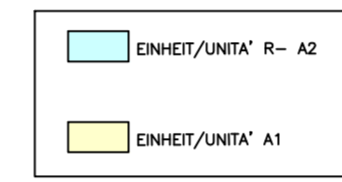
### ALLEGATI:

- Tavola 1
- Documento di sintesi
- Relazione stratigrafica Imprefond srl
- Relazione stratigrafica Geoland srl

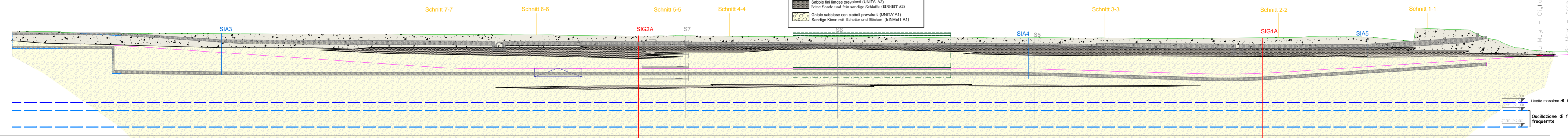
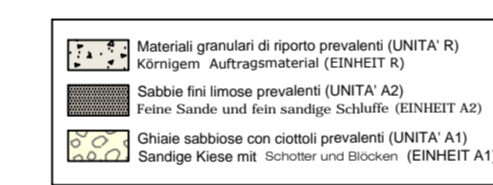
SCALA 1:500



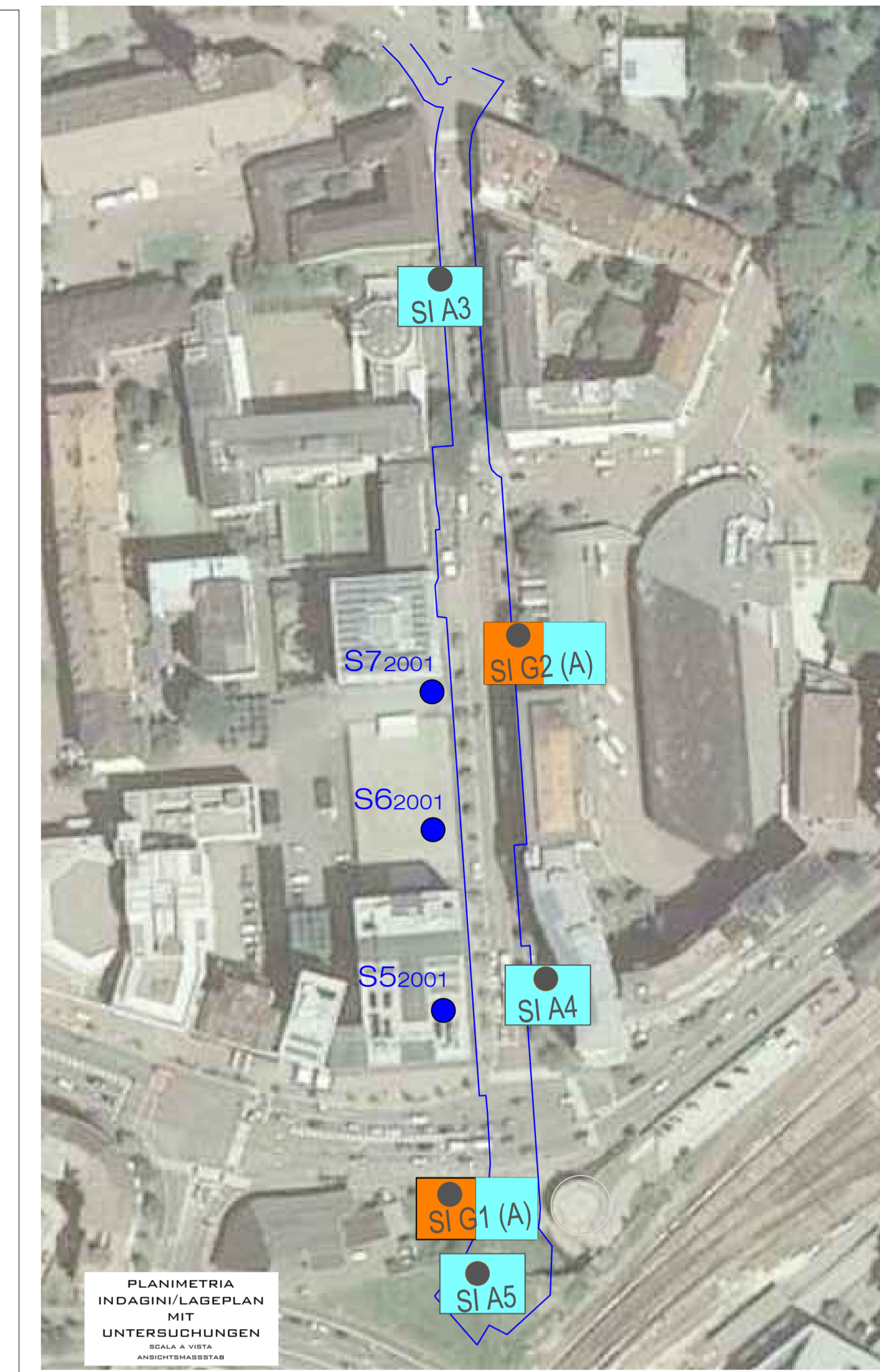
GEOTECHNISCHE BEZUGSMODELLS  
MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO



GEOLOGISCHE BEZUGSMODELLS  
MODELLO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO



NUMERO SEZIONI	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
DISTANZE PARALLELE		25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	22,93	27,07	4,33
DISTANZE PROGRESSIVE	0,00	25,00	50,00	75,00	100,00	125,00	150,00	175,00	200,00	225,00	250,00	275,00	300,00	325,00	347,93	375,00	379,33
QUOTE TERRENO	202,00	204,05	206,00	208,00	210,00	212,00	214,00	216,00	218,00	220,00	222,00	224,00	226,00	228,00	230,00	232,00	234,00
QUOTE PROGETTO	202,00	201,00	200,00	199,00	198,00	197,00	196,00	195,00	194,00	193,00	192,00	191,00	190,00	189,00	188,00	187,00	186,00
DIFFERENZA IN QUOTA	0,00	3,05	6,00	9,00	12,00	15,00	18,00	21,00	24,00	27,00	30,00	33,00	36,00	39,00	42,00	45,00	48,00
ANDAMENTO PLANIMETRICO																	
SOPRAELEVAZIONI																	



COMITENTE/AUFTRAGGEBER  
I.C.M. ITALIA GENERAL CONTRACTOR S.R.L.

WALTHERPARK  
PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO DEL TUNNEL  
E DEI SOTTOSERVIZI IN VIA ALTO ADIGE - BOLZANO

EINREICH/ AUSFÜHRUNGSPROJEKT DES TUNNELS  
UND DER INFRASTRUKTUREN IN DER SÜDTIROLER  
STRASSE - BOZEN

**RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA  
GEOLOGISCHER UND GEOTECNISCHER  
BERICHT**

TAV./TAF. 1  
MODELLO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO  
GEOLOGISCHE BEZUGSMODELLS  
MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO  
GEOTECHNISCHE BEZUGSMODELLS

TIMBR/STEMP.:

BER./REL. 17451/2bis/15 GIUGNO/JUNI 2015

**Geologia e ambiente**  
**Geologie und Umweltschutz**  
GEOLGIA APPLICATA / ANGEWANDTE GEOLOGIE / GEOPHYSIK UND GEOTECHNIK / INGENIEURGEOLGIE UND BESTIMMUNG DER UMGEBUNG  
 ANGEWANDTE GEOLOGIE / HYDROGEOLOGIE / FELDMECHANIK / UMWELTSCHUTZ  
STUDIO ASSOCIATO - VERKÖRPERUNGSGEMEINSCHAFT / Bolzano/Bozen - Via Koenig - Strada, 18 - tel. 0471.382125

Questo documento non potrà essere copiato, riprodotto o pubblicato in tutto o in parte senza il consenso scritto degli autori. (legge 22 aprile 1941 n. 633, art.2575 e sepp. c.c.)

ICM – Italia General Contractor S.r.l.

## WaltherPark

PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO DEL TUNNEL  
E DEI SOTTOSERVIZI IN VIA ALTO ADIGE - BOLZANO

EINREICH/ AUSFÜHRUNGSPROJEKT DES TUNNELS  
UND DER INFRASTRUKTUREN IN DER SÜDTIROLER  
STRASSE - BOZEN

### RELAZIONE GEOTECNICA

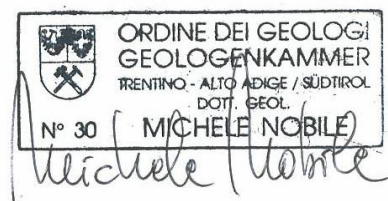
di caratterizzazione e modellazione geotecnica del sito

### GEOTECHNISCHER BERICHT

für die Charakterisierung und geotechnische Modellierung des Standorts

### DOCUMENTO DI SINTESI

IL GEOTECNICO



## MODELLO GEOTECNICO

Sulla base delle elaborazioni riportate al capitolo 6 e con riferimento all'assetto litostratigrafico descritto al capitolo 5 della relazione geologica e richiamato al capitolo 4, si riporta il quadro di sintesi del modello geotecnico di riferimento ricavato per l'area sulla base delle indagini puntuali indicate al capitolo 2. Le unità omogenee così come individuate su base stratigrafica assumono rilevanza anche per la modellazione geotecnica, assimilando per caratteristiche fisico meccaniche i riporti (UNITA' R) con i depositi dell'UNITA' A2 (Tavola 1).

Questi pertanto i parametri attribuiti alle UNITA' caratteristiche individuate:

**UNITA' R - MATERIALI DI RIPORTO:** *formati in prevalenza da materiale granulare ghiaioso sabbioso, a tratti a matrice sabbioso limosa, localmente misto a materiali antropici.*

**UNITA' A2 - DEPOSITI ALLUVIONALI DI INTERCANALE:** *sabbie fini e limi finemente sabbiosi a tratti debolmente ghiaiosi.*

*Spessore medio di riferimento per quote del p.c. superiori a 266.0 m slm 2.0 m. Spessore di riferimento medio per quote del p.c. superiori inferiori a 266.0 m slm 4.0 m.*

peso di volume	$\gamma$	= 18.5÷19.0	kN/m <sup>3</sup>
angolo di resistenza al taglio di picco	$\phi'$	= 29°÷31°	
coesione efficace	$C'$	= 0	
angolo di resistenza al taglio critico	$\phi_{cv}$	= 28°	
modulo di Young secante	$E_{25}$	= 10	MPa
Modulo di taglio iniziale	$G_0$	= 25÷40	MPa (deformazioni 10 <sup>-4</sup> )

**UNITA' A1 - DEPOSITI ALLUVIONALI GROSSOLANI DI CONOIDE:** *ghiaia poligenica, prevalentemente porfirica, da subarrotondata ad arrotondata, in matrice sabbiosa localmente debolmente limosa, con presenza di ciottoli e blocchi (dimensioni massime da sondaggio 30÷40 cm). Il contenuto in ghiaia supera generalmente il 50% in peso, e si attesta mediamente su valori compresi tra il 60÷70%; la sabbia è presente in percentuali mediamente comprese tra il 20÷30%, il limo tra 0÷10%.*

peso di volume	$\gamma$	= 19.5÷20.0	kN/m <sup>3</sup>
angolo di resistenza al taglio di picco	$\phi'$	= 39°÷41°	
coesione efficace	$C'$	= 0	
angolo di resistenza al taglio critico	$\phi_{cv}$	= 36°	
modulo di Young secante	$E_{25}$	= 55	MPa
Modulo di taglio iniziale	$G_0$	= 150÷200	MPa (deformazioni 10 <sup>-4</sup> )

## 8.1 INTERRAMENTO TUNNEL STRADALE

### 8.1.1 Caratteristiche dell'intervento

La lunghezza del tratto di realizzazione del tunnel stradale è di circa 360 m, tutti realizzati in trincea, con ritombamento dello scavo, sino a risalire in *via Mayr* in direzione *Isarco*. Gli scavi, nei settori interrati, hanno altezza mediamente compresa tra i 9.3÷10.3 m ed in genere interesseranno per i primi 2÷5 m l'UNITA' A2/R e per la restante profondità i depositi grossolani dell'UNITA' A1 con intercalazioni geotecnicamente non rilevanti di UNITA' A2. La quota del p.c. risulterà mediamente compresa tra i 266.0÷263.5 m slm mentre la quota di posa della fondazione dello scatolare interrato raggiungerà la quota minima di 253.3 m slm e le paratie si approfondiranno ad una quota minima pari a 249.0 m slm. Gli scavi, per le condizioni al contorno rilevate, avverranno spesso in presenza di opere di contenimento provvisoriale.

### 8.1.2 Interferenze con la falda e condizioni di sottospinta idraulica

Le osservazioni specifiche sulle possibili interferenze delle opere in progetto con la falda di fondo valle sono contenute al capitolo 5. della relazione geologica . In Tavola 1 è riportato il livello di falda lungo il tracciato di sviluppo delle opere in progetto, sia con riferimento a valori di escursione media più frequenti che come livello massimo rilevato con riferimento alle serie storiche disponibili. Sono escluse interferenze con la falda di saturazione di fondo valle ed in tal senso non si prevedono problematiche legate a fenomeni di sottospinta idraulica. Sono quindi da prevedere esclusivamente infiltrazioni di acque meteoriche lungo i profili di ritombamento degli scavi a tergo delle opere e delle murature di contenimento laterale.

### 8.1.3 Condizioni fondazionali

Entro il volume significativo di sottosuolo interessato dalla nuova linea ferroviaria, sia nel settore di galleria artificiale che nei settori in trincea si rileva la presenza di *depositi alluvionali grossolani* - UNITA' A1 (Tavola 1) di buone caratteristiche geotecniche, e non si ravvisano quindi problematiche particolari a livello fondazionale, anche in considerazione dello scarico litostatico che si dovrà eseguire per l'inserimento dell'opera (mediamente stimabile nell'ordine dei 150 KPa). I cedimenti conseguenti saranno perciò prevalentemente di ricompressione in presenza di moduli di deformazione elevati e quindi di entità trascurabile. Data la natura granulare grossolana drenante dei terreni di sedime, non saranno da attendersi cedimenti per consolidazione, differiti nel tempo, e in ogni caso cedimenti viscosi non rilevanti.

In considerazione dell'accertata assenza d'interferenza tra falda e struttura non si rende necessaria la verifica della struttura al sollevamento/sifonamento ai sensi della normativa

vigente (D.M. 14/1/2008). Le verifiche geotecniche/strutturali fondazionali e le prescrizioni per la realizzazione dei piani viari sono contenute nelle relazioni di calcolo strutturale allegate al progetto alle quali si rimanda.

#### 8.1.4 Modalità di realizzazione degli scavi

Gli scavi per l'interramento della linea del tunnel stradale interesseranno i depositi alluvionali grossolani dell'UNITA' A1 (Tavola 1) e superficialmente, nei primi 2÷5 m coltri riconducibili all'UNITA' A2 sabbioso limosa e/o materiale di riporto o rimaneggiato granulare (UNITA' R).

In linea generale gli scavi avverranno in presenza di opere provvisorie di contenimento, realizzate su entrambi i lati di sviluppo del tunnel/scatolare interrato, con paratie che lavorano a mensola controventate con il getto della soletta superiore come contrasto interno (*Metodo Milano*), senza la realizzazione di tiranti. Il modello geotecnico di riferimento per il dimensionamento delle paratie è quello riportato al cap. 7.1 e sintetizzato in Tavola 1

La necessità di spostare la tubazione di sottoservizio principale esistente dal centro strada verso il lato ovest richiederà, su parte dello sviluppo dell'opera, la realizzazione anticipata di una cortina di micropali, al fine di consentire un primo ribasso su altezza massima non superiore ai 3÷4 m; la cortina di micropali risulterà realizzata a lato del marciapiede esistente con pali posizionati su due file a quinconce senza tiranti (la presenza di interrati negli edifici/strutture al perimetro, non permette la realizzazione di tiranti o ancoraggi passivi); solo ed esclusivamente per il dimensionamento di tale struttura provvisoria, all'unità superiore A2/R potrà essere assegnata una coesione a medio/breve termine pari a 3-5 kPa.

Gli scavi, nei settori in cui non sono necessarie e/o realizzabili opere di contenimento, saranno profilati in funzione dell'altezza, secondo gli angoli riportati al capitolo 8.2. Lo sviluppo degli scavi tiene conto anche della viabilità provvisoria nella fase di cantiere.

Il dimensionamento geotecnico e strutturale delle opere di contenimento degli scavi è riportato negli specifici elaborati del progetto esecutivo e lo sviluppo planimetrico nella relativa tavola di riferimento.

Infine alcune considerazioni geotecniche relativamente alle tecnologie da adottare per la realizzazione delle paratie gettate in opera, considerando di adottare in linea generale, come detto, il *Metodo Milano*, con mensola di controvento in testa costituita dal getto della soletta superiore come contrasto interno e/o localmente puntellazione idraulica interna telescopica, senza la realizzazione di tiranti. La realizzazione di diaframmi gettati in opera con tecniche tradizionali a Bolzano ha quasi sempre portato a problemi in corso d'opera per le caratteristiche granulometriche (locale presenza di ciottoli e blocchi), di addensamento (SPT a rifiuto) e composizionali (porfidi prevalenti) dei materiali costituenti buona parte del sottosuolo attraversato. L'unica tecnologia per la previsione di diaframmi in opera che non porta ad

imprevisti di questo tipo è la realizzazione con IDROFRESA che però presenta costi di accantieramento molto elevati e costi di realizzazione elevati.

Si rileva invece come, considerato che non vi sono problematiche idrauliche particolare, la tecnologia attualmente più competitiva risulti la realizzazione di **pali trivellati accostati (tangenti), realizzati con la tecnologia CAP** (pali a elica continua rivestiti) con diametri di realizzazione non inferiore a 800÷1000 mm. E' una tecnologia ideale per interventi in centri urbani, in quanto elimina vibrazioni e disturbi alle strutture adiacenti, riduce le emissioni acustiche ed evita l'utilizzo dei fanghi bentonitici di perforazione.

## **8.2 PONTE CICLOPEDONALE TRA VIA GARIBALDI E LA ZONA ARGINALE**

In relazione all'entità dei carichi gravanti e dell'opportunità di realizzare scavi importanti, si potrà valutare se utilizzare fondazioni dirette, by passando lo strato di riporto ed incastrarsi nel terreno naturale più grossolano UNITA' A1, o in alternativa impostare le fondazioni dei sostegni su fondazioni indirette (micropali).

## **8.3 SOTTOPASSO CICLABILE SOTTO PONTE LORETO**

Il sottopasso sarà realizzato scavando un primo settore, sostenendo la strada con una cortina di micropali e poi scavando la restante parte. Data la tipologia dell'intervento e date le buone caratteristiche di resistenza meccanica dei terreni non si evidenziano particolare problematiche, anche in considerazione dello scarico litostatico che si determinerà a seguito dell'inserimento dell'opera (In prima approssimazione stimabile nell'ordine dei 60-80 KPa). I cedimenti conseguenti saranno perciò prevalentemente di ricompressione e sicuramente compatibili con la tipologia di opera prevista.

## **8.4 PENSILINA PER AUTOCORRIERE**

Sulla base delle nostre conoscenze stratigrafiche e geotecniche dell'area interessata dalla pensilina e dalla nuova stazione autocorriere, possiamo affermare che in tutto il sedime interessato è presente un livello di circa 4-6 metri di sabbie limose fini, poco addensate (N'spt 8 colpi/piede pari a circa 26°-28° di angolo di attrito). Al di sotto di questo livello sono presenti alluvionali grossolani ghiaiosi con ciottoli e trovanti, alternati a deboli livelli sabbiosi (N'spt >50 colpi/piede – assimilabili quindi all'unità A1).

In considerazione delle caratteristiche fisico meccaniche del terreno in quest'area si possono prevedere fondazioni dirette a larga impronta (Platea) oppure fondazioni indirette su micropali in presenza di carichi puntuali particolarmente significativi (Lunghezza indicativa 8-9 metri).

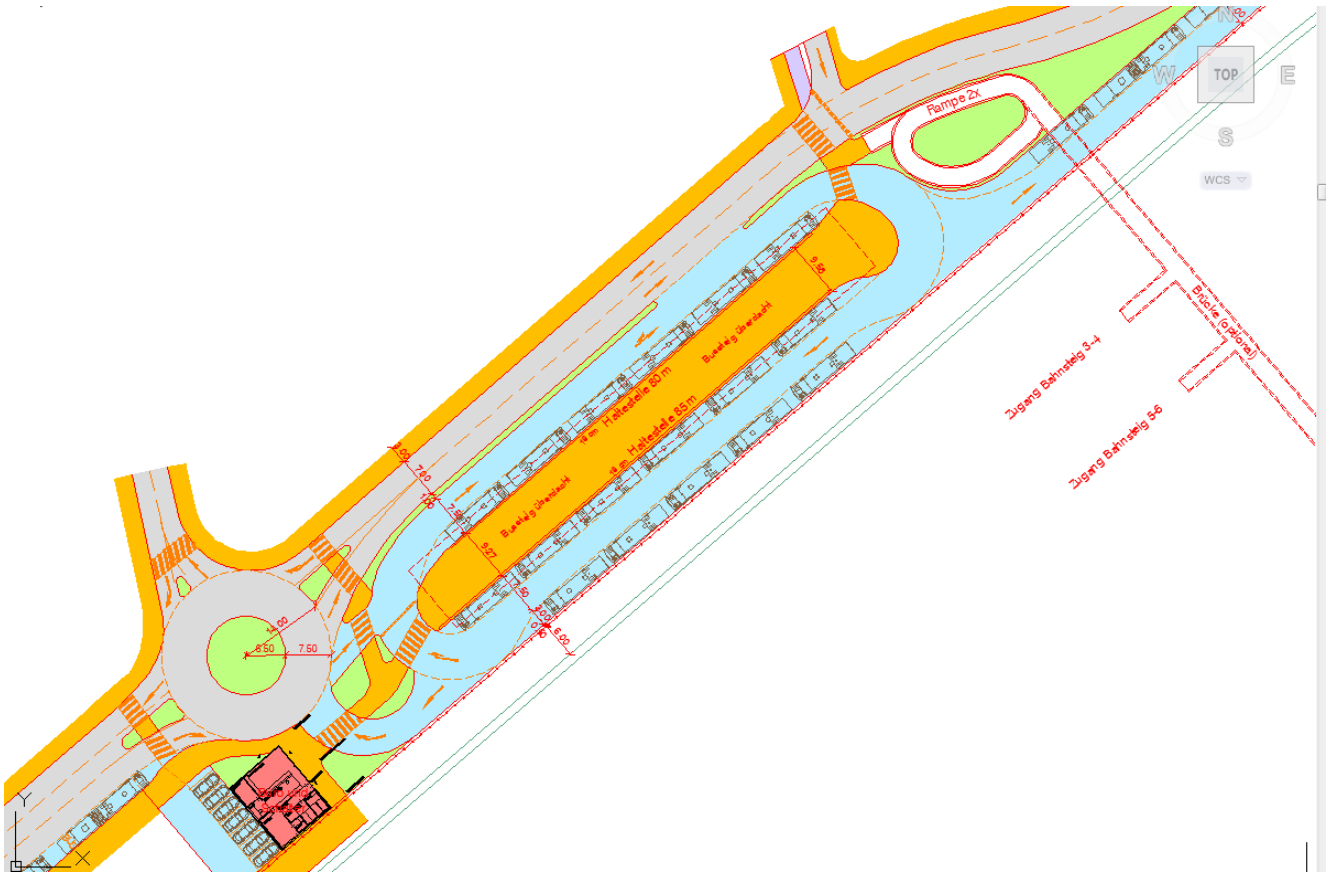


Figura 3 – Planimetria dell'areale della nuova stazione autocorriere

## 9.1 PIANO DI MONITORAGGIO IN FASE DI SCAVO DEL TUNNEL

### 9.1 OBIETTIVI DEL MONITORAGGIO

I lavori per la realizzazione del tunnel interrato e delle opere accessorie, eseguiti in contesto urbano, in particolare nella fase di esecuzione delle opere di contenimento e durante lo svolgimento delle operazioni di scavo, sino al completamento delle strutture fuori terra, indurranno inevitabilmente modifiche degli stati tensionali al contorno, la cui entità e raggio di influenza dipenderà, oltre che dalle caratteristiche intrinseche degli interventi, dalle caratteristiche fisico meccaniche ed idrogeologiche del mezzo scavato, dalle condizioni tensio-deformative originarie e dalla posizione e caratteristiche degli obiettivi sensibili.

Per definire correttamente gli obiettivi ed i parametri da tenere sotto controllo con il monitoraggio occorre analizzare il contesto in cui si opera ed in particolare eseguire le seguenti attività:

- Verifica di dettaglio dello stato di fatto delle opere al contorno significative nelle condizioni precedenti i potenziali effetti perturbatori ed in concomitanza alle fasi preparatorie di cantiere. Tale verifica consentirà di “fotografare” la situazione ante lavori, di analizzare la



variabilità intrinseca dei parametri da monitorare e di valutare l'entità dei "rumori di fondo", permettendo di definire il piano operativo dei controlli e le procedure di gestione delle misure.

- Effetti dinamici prodotti dalla realizzazione delle opere di consolidamento degli scavi (esecuzione dei pali C.A.P. tangenti, esecuzione di micropali, operazioni di scavo, traffico pesante ecc.), mediante il controllo delle vibrazioni indotte direttamente nelle principali strutture adiacenti. A tal fine verranno monitorati n. 8 edifici/strutture sensibili prossimi al perimetro di scavo, con eventuale estensione dei punti di misura sulla base delle risultanze in corso di misura.
- Misura delle deformazioni e spostamenti delle opere di contenimento degli scavi, e controllo delle deformazioni nel sottosuolo entro l'area di influenza degli edifici al contorno, in fase di realizzazione delle opere di sostegno e di approfondimento degli scavi.

Non essendoci interferenza diretta tra le opere in progetto e falda sottostante non si renderà invece necessario predisporre piani particolari per il monitoraggio piezometrico.

dott. Michele Nobile  
dott. Lorenzo Cadrobbi  
dott. Stefano Paternoster  
dott. Claudio Valle

ICM – Italia General Contractor GmbH

## WaltherPark

**PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO DEL TUNNEL E  
DEI SOTTOSERVIZI IN VIA ALTO ADIGE - BOLZANO**

**EINREICH-/ AUSFÜHRUNGSPROJEKT DES TUNNELS  
UND DER INFRASTRUKTUREN IN DER SÜDTIROLER  
STRASSE - BOZEN**

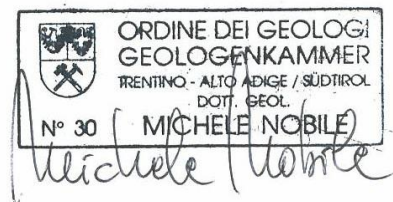
### **RELAZIONE GEOTECNICA**

di caratterizzazione e modellazione geotecnica del sito

### **GEOTECHNISCHER BERICHT**

für die Charakterisierung und geotechnische Modellierung des Standorts

IL GEOTECNICO/DER GEOTECHNIKER



**Auftraggeber: ICM – Italia General Contractor GmbH**

Geologia e Ambiente – Geologie und Umweltschutz – 39100 BOLZANO/BOZEN – Via Kravogl, 18

Tel. 0471/202125 – Fax 0471/051037 – P.IVA 01370340216

## INHALTSVERZEICHNIS

1.	VORWORT – GEPLANTE MASSNAHMEN .....	3
2.	REFERENZNORMEN UND –EMPFEHLUNGEN .....	3
3.	AUSZUG AUS DEM GEOLOGISCHEN BEZUGSMODELL .....	4
4.	GEOLOGISCHE UND GEOTECHNISCHE UNTERSUCHUNGEN .....	4
4.1	VORHANDENE DIREKTE UNTERSUCHUNGEN, AUF DIE BEZUG GENOMMEN WURDE .....	4
4.2	VORHANDENE GEOTECHNISCHE LABORUNTERSUCHUNGEN, AUF DIE VERWIESEN WIRD .....	5
4.3	NEUE DIREKTE UNTERSUCHUNGEN .....	6
5.	STANDORTANTWORT AUF SEISMISCHE ANREGUNGEN .....	8
5.1	VORWORT .....	8
5.2	KLASSIFIZIERUNG DES BAUWERKS UND ERWARTETE LEBENSDAUER .....	8
5.3	WIEDERKEHRZEIT DES ERDBEBENEREIGNISSES .....	9
5.4	BESCHLEUNIGUNG $a_{max}$ . AM BODEN DER KAT. A (seismischer Bedrock) .....	10
5.5	STRATIGRAPHISCHE UND TOPOGRAPHISCHE AUSWIRKUNGEN UND STANDORTPARAMETER .....	11
6.	GEOTECHNISCHE PARAMETRIERUNG .....	13
6.1	VORWORT .....	13
6.2	AUSWERTUNG DER SPT-WERTE .....	14
7.	GEOTECHNISCHES REFERENZMODELL .....	20
7.1	HOMOGENE GEOTECHNISCHE EINHEITEN .....	20
7.2	NEUTRALE DRUCKVERHÄLTNISSE .....	21
8.	GEOTECHNISCHE BETRACHTUNGEN FÜR DAS EINREICHPROJEKT .....	21
8.1	VORWORT .....	21
8.2	AUSFÜHRUNGSMODALITÄTEN DER BAUGRUBEN .....	21
8.3	UNTERIRDISCHER STASSENTUNNEL .....	24
8.3.1	Merkmale der Maßnahme .....	24
8.3.2	Wechselwirkungen mit dem Grundwasser und hydraulischer Auftrieb .....	24
8.3.3	Gründungsverhältnisse .....	25
8.3.4	Aushubmodalitäten .....	25
8.4	FUSSGÄNGER-/RADFAHRBRÜCKE ZWISCHEN DER GARIBALDI-STRASSE UND DEM UFERBEREICH .....	27
8.5	RADFAHRUNTERFÜHRUNG UNTER DER LORETO-BRÜCKE .....	27
8.6	SCHUTZDACH FÜR ÜBERLANDBUSSE .....	27
9.	ÜBERWACHUNGSPLAN IN DER AUSHUBPHASE DES TUNNELS .....	28
9.1	ZIELE DER ÜBERWACHUNG .....	28
9.2	FÜR DIE GEOTECHNISCHE-STRUKTURELLE ÜBERWACHUNG VERWENDETE INSTRUMENTIERUNG UND ALLGEMEINER ANSATZ .....	29
9.2.1	Vibrationsüberwachung .....	29
9.2.2	Überwachung der Verformungen (Messabschnitte) .....	30
9.3	ÜBERWACHUNGSPLAN .....	30
9.3.1	Festlegung des Zustands der umliegenden als sensibel angesehenen Gebäude und Bauwerke (Ziele) .....	31
9.3.2	Überwachung der Vibrationen .....	31
9.3.3	Deformationsmessung .....	31
10.	SCHLUSSBETRACHTUNGEN .....	33

## 1. VORWORT – GEPLANTE MASSNAHMEN

Vorliegendes Gutachten nimmt ausdrücklich Bezug auf das im geologischen Gutachten des ersten Teils des vorliegenden Dokuments definierte geologische Modell. Die Maßnahmen sind zwischen dem Bahnhofsbereich und der Südtiroler Straße in Bozen in einem fast ebenen Gebiet vorgesehen, das durchschnittlich zwischen 266,5 und 263,5 m ü. M. liegt; sie umfassen den Bau neuer Leitungen und Infrastrukturen für das „WaltherPark“, das sich ebenfalls in der Planungsphase befindet. Im Einzelnen sind außer einer allgemeinen Umlagerung der anthropogenen Flächen folgende Maßnahmen vorgesehen:

Bau eines Straßentunnels längs der derzeitigen Südtiroler Straße zur Verbindung mit der Tiefgarage vom Waltherplatz und mit der, die für das Einkaufszentrum gebaut werden soll; die Ausfahrt ist in der Nähe des Uferbereichs, angrenzend an die Unterquerung der Garibaldistraße, geplant. Die Aushübe/Fundamente des unterirdischen Rahmenbauwerks reichen bis in höchstens 253,3 m ü. M. und die Verbauwände bis in mindestens 249,0 m ü. M. Bau eines Fußgänger-/Radwegs zur Verbindung zwischen dem Bahnhof und dem derzeitigen Fahrradweg, der am rechten Ufer des Eisacks entlangführt. Die umfangreichste Maßnahme betrifft den Bau einer Fußgänger-/Fahrradbrücke zwischen der Garibaldistraße, um die Höhe des derzeitigen Fahrradwegs am Eisack zu erreichen. Bau einer Radwegunterführung unter der Loreto-Brücke. Die befahrbare Höhe ist auf 261 m ü. M. geplant und die Höhe der Aushubsohle um 260 m ü. M. Herstellung eines Schutzdachs für Überlandbusse, ungefähr 140 m lang, mit Stützen ungefähr alle 25 Meter.

Hinsichtlich der Erdbebengefahr sind, da es sich um Bauwerke mit einer Nennlebensdauer (VN) von 50 Jahren und einer Nutzungsklasse II handelt, die unter die **Zone 4** fallen, sowohl die „Methode der *zulässigen Spannungen*“ als die „Methode der Berechnung *in den Grenzzuständen*“ zugelassen.

## 2. REFERENZNORMEN UND –EMPFEHLUNGEN

Vorliegendes Dokument wurde unter Bezugnahme auf die folgenden einschlägigen Vorschriften ausgearbeitet:

- Ministerium für Infrastrukturen und Verkehr vom 14. Januar 2008 – „Neue Technische Vorschriften für Bauten“
- RUNDSCHREIBEN VOM 2. FEBRUAR 2009, Nr. 617 – Hinweise für die Anwendung der „Neuen Technischen Vorschriften für Bauten“ gemäß Ministerialdekret vom 14.01.2008.
- Ministerialdekret öffentliche Arbeiten 11.03.88 – „Technische Vorschriften hinsichtlich Untersuchungen im Boden und im Gestein, Stabilität von natürlichen Hängen und Böschungen, allgemeine Kriterien und Vorschriften für die Planung, Durchführung und Abnahme von Stützbauwerken von Erdreich und Fundamentbauwerken“
- UNI ENV 1997-1 – Eurocode 7 “Entwurf in der Geotechnik .
- A.G.I. 1977 – Empfehlungen zur Programmierung und Durchführung von geotechnischen Untersuchungen;

### 3. AUSZUG AUS DEM GEOLOGISCHEN BEZUGSMODELL

Die rezenteste lokale stratigraphische Abfolge, die für die Einordnung des geotechnischen Modells von Interesse ist (die letzten 30 Meter der Anschwemmungen), zeigt **distale Schuttkegelablagerungen** der Talfer am Zusammenfluss mit dem Eisack, überwiegend mit *aktivem Transport durch Wasserströmung im Flussbett oder in der Ebene (EINHEIT A1)*, kiesig-sandig mit Schottern, mit unregelmäßiger Ausdehnung im Hangenden von feinen Sanden und sandigen Schluffen, haselnussbraun (**EINHEIT A2**), die auf feinkörnigere Ablagerungen in einem aufgelassenen Bereich in der Ebene zurückzuführen sind, zum Teil abgetragen und ersetzt mit Auftragsmaterial im Allgemeinen körnig, kiesig-sandig und sandig-kiesig, mitunter mit anthropogenen Bestandteilen (**EINHEIT R**).

Die Einheit A2 entwickelt sich diskontinuierlich, im Hangenden der EINHEIT A1, in den Abschnitten mit Geländeoberkante unter der Höhe von ca. 266,0 m ü. M., mit Mächtigkeiten im Allgemeinen zwischen 2,0 und 5,5 m, häufig um 4,0 m. Einschaltungen im Zehnermeterbereich der EINHEIT A2 werden örtlich auch in größeren Tiefen angetroffen (insbesondere zwischen 12,0 und 14,0 m), sind aber ohne geotechnische Bedeutung für das gegenständliche Projekt. Das Auftragsmaterial, wenn vorhanden, wird ab Geländeoberkante in durchschnittlichen Mächtigkeiten um 2,0 m und höchstens 4,0 m angetroffen.

### 4. GEOLOGISCHE UND GEOTECHNISCHE UNTERSUCHUNGEN

#### 4.1 VORHANDENE DIREKTE UNTERSUCHUNGEN, AUF DIE BEZUG GENOMMEN WURDE

Die nachstehend genannten Untersuchungen (Abbildung 7) wurden in benachbarten und/oder angrenzenden Gebieten zum Bauvorhaben vorgenommen und betrafen insbesondere folgende Bereiche:

Walther-Platz/Parkplatz:	S1/1983, S2/1983 S3/1983
Bahnhofsplatz/Provinz:	S1/1988, S2/1988
Südtiroler Straße/Verdi-Platz:	S5/2001, S6/2001, S7/2001, S8/2001
Carducci-Straße/Tiefgarage:	S1/2014a
Bahnhofsbereich/Einkaufszentrum:	S1/2014b

**Tabelle 3.1.a** – Zusammenfassende Übersicht der hinzugezogenen In-situ-Auflchlussuntersuchungen

Versuch Anz.	Höhe Versuch [m ü. M.]	Tiefe [m]	Standrohr- Piezometer [m]	Geotechnische Proben Anz.		Permeabilitätsprüfungen	S.P.T.-Versuche	
				ungest.	aufber.		offene Spitze	geschlossene Spitze
S1/1983 - cc - v	267.0 ca.	20.0	Ja -15.0	-	1	-	-	5
S2/1983 - cc - v	267.0 ca.	12.0	Nein	-	1	-	-	3
S3/1983 - cc - v	266.5 ca.	12.0	Nein	-	1	-	-	2
S1/1988 - cc - v	265.0 ca.	18.0	Nein					8
S2/1988 - cc - v	ca. 265.0	16.0	Ja - 16.0 m					8
S5/2001 - cc - v	264.5 ca.	20.0	Nein					9
S6/2001 - cc - v	264.5 ca.	20.0	Nein					9
S7/2001 - cc - v	265.0 ca.	22.0	Ja - 22.0 m					9
S8/2001 - cc - v	265.0 ca.	20.0	Nein					9
S1/2014a - cc - v	264.0 ca.	15.0	Ja - 15.0 m	1				6
S1/2014b - cc - v	264.5 ca.	25.0	Ja - 25.0 m					13

S = mechanische Sondierung; cc = Kernbohrung; dn = Kernzerstörung; v= vertikal; i = geneigt

#### 4.2 VORHANDENE GEOTECHNISCHE LABORUNTERSUCHUNGEN, AUF DIE VERWIESEN WIRD

Die Laboruntersuchungen an den im Gutachten angeführten Böden betreffen 2 umgelagerte Proben, die gleichmäßig in den Bohrlöcher S1/1983 und S2/1983 in dem in diesem Dokument als EINHEIT A bezeichneten Material entnommen wurden, das repräsentativ ist für die groben Schuttkegel-Schwemmlagerungen; es wurden direkte Scherversuche an konsolidierten dränierten Böden nach ASTM D3080 an Proben vorgenommen, die mit der das Sieb ASTM 10 entsprechend 2,0 mm passierenden Kornfraktion rekonstruiert worden waren.

Dabei wurden folgende Ergebnisse erzielt:

**Tabelle 2.2 – Mechanische Versuche**

Sondierung	Probe	Tiefe	Wirksame Kräfte	
<i>Nr.</i>	<i>Kurzzeichen</i>	<i>m</i>	<i>C' [kPa]</i>	<i>φ [°]</i>
S1/1083	1	4,5-5,0	0	36.5
S2/1983	1	5,5-6,5	0	36.0

### 4.3 NEUE DIREKTE UNTERSUCHUNGEN

Die bei den Sondierungen im Jahr 2015 zusammen mit den anderen für die angrenzenden Gebiete verfügbaren Versuche vorgenommenen SPT-Versuche wurden für die physikalische und mechanische Parametrierung des Materials hinzugezogen. Wie man sieht, wurden die Versuche überwiegend durch Einrammen der geschlossenen Spitze durchgeführt, angesichts der Korngröße des Materials. Sie haben bestätigt, dass insgesamt verdichtete Böden vorliegen, die die Unterzeichneten bereits aus anderen Arbeiten vor Ort und in unmittelbarer Nähe kennen. Nachstehend folgt das Diagramm mit dem Verlauf der erzielten Werte, wobei die Versuche mit überschrittener Schlagzahl als Schätzung anhand des Eindringens der ersten 2 Strecken ausgearbeitet wurden.

**Tabelle 4.3a – Werte der SPT-Versuche**

Sondierung	Tiefe	Lithologie	Nspt	Art der Spitze
SIG1A <sub>2015</sub>	1.50 m	Überwiegend Sand und Auftragslagen	16	geschlossen
	3.00 m	Überwiegend Sand und Auftragslagen	17	geschlossen
	4.50 m	Kies mit Sand und Schotter	79	geschlossen
	6.00 m	Kies mit Sand und Schotter	65	geschlossen
	7.50 m	Kies mit Sand und Schotter	Abfall	geschlossen
	9.00 m	Kies mit schluffigem Sand und Schotter	Abfall	geschlossen
	10.50 m	Kies mit schluffigem Sand und Schotter	Abfall	geschlossen
	12.00 m	Kies mit schluffigem Sand und Schotter	Abfall	geschlossen
	13.50 m	Kies mit schluffigem Sand und Schotter	Abfall	geschlossen
	15.0 m	Kies mit schluffigem Sand und Schotter	Abfall	geschlossen
	18.0 m	Kies mit schluffigem Sand und Schotter	Abfall	geschlossen
	21.0 m	Kies mit schluffigem Sand und Schotter	Abfall	geschlossen
	24.0 m	Kies mit schluffigem Sand und Schotter	Abfall	geschlossen

SIG2A <sub>2015</sub>	1.50 m	Überwiegend Sand und Auftragslagen	9	geschlossen
	3.00 m	Feiner schwach schluffiger Sand	11	offen
	4.50 m	Feiner schwach schluffiger Sand	10	offen
	6.00 m	Kies mit Sand und Schotter	33	geschlossen
	7.50 m	Kies mit Sand und Schotter	52	geschlossen
	9.00 m	Kies mit schluffigem Sand und Schotter	77	geschlossen
	10.50 m	Kies mit schluffigem Sand und Schotter	Abfall	geschlossen
	12.00 m	Kies mit schluffigem Sand und Schotter	Abfall	geschlossen
	13.50 m	Kies mit schluffigem Sand und Schotter	38	geschlossen
	15.0 m	Kies mit schluffigem Sand und Schotter	39	geschlossen
	18.0 m	Kies mit schluffigem Sand und Schotter	Abfall	geschlossen
	21.0 m	Kies mit schluffigem Sand und Schotter	49	geschlossen
	24.0 m	Kies mit schluffigem Sand und Schotter	47	geschlossen

## UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE

Die eigens für diese Studienphase durchgeführten Sondierungen haben in Wesentlichen bestätigt, dass unterhalb von 2.5 – 5 m unter GOK polygene sandige Kiesel, überwiegend porphyrisch, mit Schottern und Blöcken vorliegen. Die vorgenommenen SPT-Versuche zeigen, dass der Verdichtungsgrad des Materials im Allgemeinen hoch ist (sehr hoher Abfallanteil), und die in den Jahren bei der Unterstützung bei Aushüben in angrenzenden Bereichen gewonnenen Erfahrungen belegen, dass örtlich Blöcke mit auch entschieden größeren Abmessungen als die maximalen Abmessungen, die sich aus den Schichtprofilen der Sondierungen ergeben haben, angetroffen werden können. Was die ersten 2,5 – 5 m des Untergrunds angeht, so bestätigt sich das unregelmäßige Vorliegen von feinen Sanden und sandigen Schluffen, die mitunter teilweise oder vollständig durch körniges Auftragsmaterial, manchmal mit anthropogenen Bestandteilen, ersetzt werden.



## 5. STANDORTANTWORT AUF SEISMISCHE ANREGUNGEN

### 5.1 VORWORT

In der Autonomen Provinz Bozen richtet sich die Anwendung von Erdbebenschutzkriterien bei der Planung von Bauvorhaben nach dem *Dekret des Landeshauptmanns* Nr. 33 vom 21. Juli 2009 – „Bestimmungen über erdbebensicheres Bauen.“ Die Gemeinde Bozen, wie auch alle anderen Südtiroler Gemeinden, fällt unter die Erbebenzone 4.

### 5.2 KLASSIFIZIERUNG DES BAUWERKS UND ERWARTETE LEBENSDAUER

Nach den Bestimmungen der Technischen Vorschriften für Bauten wird die Referenzlebensdauer ( $V_R$ ) des Bauwerks (siehe Absatz 2.4.3 – Technische Vorschriften für Bauten) als Produkt zwischen der Nennlebensdauer ( $V_N$ ) und dem Nutzungskoeffizienten ( $C_U$ ) definiert, wie nachstehend angeführt:  $V_R = V_N \times C_U$

Die Nennlebensdauer des Bauwerks wird unter Bezugnahme auf die Tabelle 5,2 in Funktion der Merkmale desselben definiert.

**Tabelle 5.2.a** – Typ und Nennlebensdauer des Bauwerks (Ministerialdekret vom 14.01.2008 – Tabelle 2.4.I)

<b>Bauwerk:</b>	<b>Typ</b>	<b><math>V_N</math></b>
Teile von Behelfsbauwerken mit $V_N \leq 2$ Jahre	1	$\leq 2$
Teile von Behelfsbauwerken mit 2 Jahre $< V_N \leq 10$ Jahre	1	$\leq 10$
Gewöhnliche Bauwerke	2	$\geq 50$
Große Bauwerke	3	$\geq 100$

Der Nutzungskoeffizient des Bauwerks wird nach den Folgen einer Unterbrechung der Betriebsfähigkeit oder eines Versagens im Falle eines Erdbebens nach den Angaben in Tabelle 5.2 b festgelegt.

**Tabelle 5.2.b** – Nutzungsklassen und -koeffizienten (Ministerialdekret vom 14.01.2008 – Tabelle 2.4.II)

<b>Nutzungs-kategorie</b>	<b>I</b>	<b>II</b>	<b>III</b>	<b>IV</b>
<b><math>C_U</math></b>	0.7	1.0	1.5	<b>2.0</b>

Nach den obigen Angaben gelten im vorliegenden untersuchten Fall gemäß den Projektdaten folgende Annahmen:

Art des Bauwerks = 2 (gewöhnliches Bauwerk)

$V_N$  = Nennlebensdauer des Bauwerks = 50 Jahre

Nutzungsklasse = II

$C_U$  = Nutzungskoeffizient = 1.0

Man erhält sodann den Bezugswert der Lebensdauer des Bauwerks:  $V_R = V_N \times C_U = 50$   
**Jahre**

### 5.3 WIEDERKEHRZEIT DES ERDBEBENEREIGNISSES

Gemäß den geltenden Vorschriften wird als Indikator des Erdbebengefährdungsgrades die maximale horizontale Beschleunigung auf seismischem Bedrock angenommen ( $V_s > 800$  m/s). Der Bemessungswert dieses Parameters wird in Funktion der „Überschreitungswahrscheinlichkeit“ für eine bestimmte „Wiederkehrzeit“ definiert. Bekanntlich sind die „Wiederkehrzeit“ und die „Überschreitungswahrscheinlichkeit“ zwei

miteinander wie folgt korrelierte Größen:  $T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$

Dabei sind:

$T_R$  = Wiederkehrzeit

$V_R = 50$  Jahre = Bezugsperiode des Bauwerks (siehe Absatz 3.1)

$P_{VR}$  = Überschreitungswahrscheinlichkeit

In der Tabelle 5.3.a sind die Werte der Wiederkehrzeit ( $T_R$ ) in Funktion der Bezugsperiode ( $V_R$ ) und der Überschreitungswahrscheinlichkeiten ( $P_{VR}$ ) angeführt, die in der Vorschrift für die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (SLO, **SLD**) und der Tragfähigkeit (**SLV**, SLC) festgelegt sind, und fett gedruckt sind diejenigen, die für Erbebennachweise herangezogen werden.

**Tabelle 5.3a** – Wiederkehrzeiten für die Nachweise in den Grenzzuständen

<b>GREZZU STÄNDE</b>	<b><math>V_R</math> (Jahre)</b>	<b><math>P_{VR}</math></b>	<b><math>T_R</math> (Jahre)</b>
SLO	50	81%	30
<b>SLD</b>		<b>63%</b>	<b>50</b>
<b>SLV</b>		<b>10%</b>	<b>475</b>
SLC		5%	975

#### 5.4 BESCHLEUNIGUNG $a_{max}$ . AM BODEN DER KAT. A (seismischer Bedrock)

Der Wert der maximalen horizontalen Beschleunigung am gegenständlichen Standort wird unter Bezugnahme auf die bereits in einem entsprechenden Raster (10 x 10 km) von einer Studie des INGV definierten punktuellen Werte ermittelt, die in den Tabellen der Anlage B in den technischen Vorschriften für Bauten zusammengefasst sind, auf die verwiesen wird. Insbesondere wird der Wert für den Standort definiert, indem das Ausmaß der charakteristischen Beschleunigung der 4 dem Standort am nächsten liegenden Knoten gemittelt wird (das gleiche Verfahren wird für die anderen seismischen Parameter [F0 und

$$T^*C] \text{ angewandt): } a_g = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{a_{g,i}}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

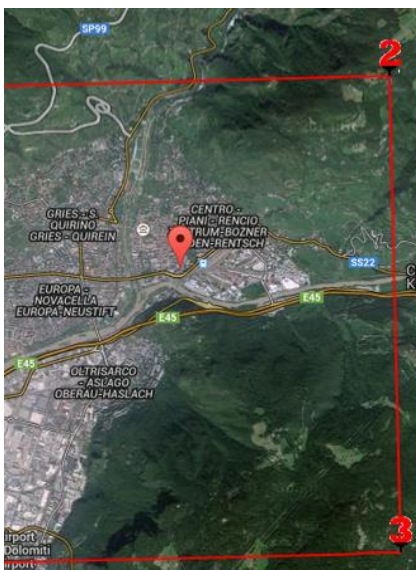
Dabei sind:

$a_g$  = höchste Bodenbeschleunigung Typ A am Standort

$a_{g,i}$  = höchste Bodenbeschleunigung Typ A am n-ten Punkt

$d_i$  = Entfernung des Standorts vom n-ten Punkt.

Nachstehend wird der Standort der Knoten des Bezugsrasters angeführt und es folgt eine Tabelle mit den seismischen Parametern für die verschiedenen Grenzzustände am Boden der Kategorie A im freien Feld. Die Bezugswerte der Parameter  $a_g$  (g)  $F_0$  (dimensionslos) und  $T^*C$  (ausgedrückt in Sekunden) wurden mit dem Code der *Geostru* errechnet und sind nachstehend angeführt.



**Determinazione dei parametri sismici**

(1)\* Coordinate WGS84  
 Lat:  Long:   
 =  =

(1)\* Coordinate ED50  
 Lat:  Long:   
 =  =

Classe dell'edificio  
 II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche   
 Vita nominale (Opere provvisorie <=10, Opere ordinarie >=50, Grandi opere >=100)   
 Interpolazione

Stato Limite	Tr [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$	$T_c^*$ [s]
Operatività (SLO)	30	0,019	2,550	0,157
Danno (SLD)	50	0,025	2,518	0,187
Salvaguardia vita (SLV)	475	0,052	2,593	0,347
Prevenzione collasso (SLC)	975	0,063	2,695	0,383
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

Die Nachweise werden im Grenzzustand der Überlebenssicherheit (SLV) geführt.

## 5.5 STRATIGRAPHISCHE UND TOPOGRAPHISCHE AUSWIRKUNGEN UND STANDORTPARAMETER

Die Wirkungen der Standortverstärkung durch die Stratigraphie und die topographischen Gegebenheiten werden mit den folgenden Parametern berücksichtigt:

- Parameter  $S_s$ : Stratigrafische Wirkungen
- Parameter ST: Topographische Wirkungen

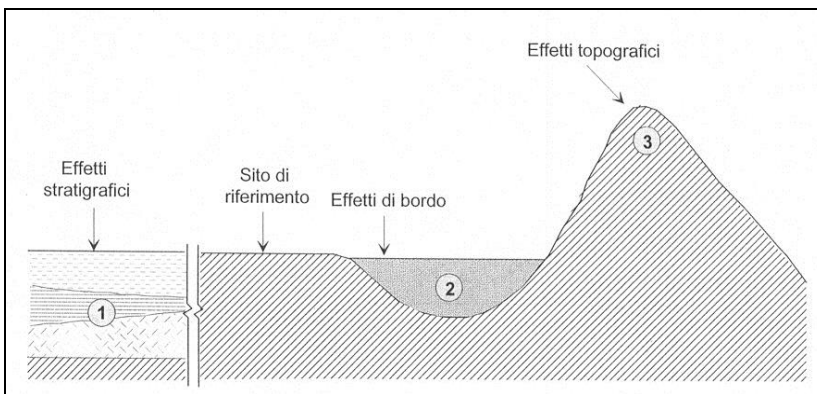


Abbildung 1 - Mögliche Verstärkungseffekte

Der Auswirkungsparameter an der Oberfläche in Funktion der stratigraphischen Wirkungen ( $S_s$ ) wird nach den Merkmalen des Bodens in den ersten 30 m Tiefe, wie in Tab. 5. 5A angeführt, durch die direkte Ermittlung des Parameters  $V_{s,30}$ , bewertet, der nachstehend vorerst nach den Werten der SPT-Versuche geschätzt wird.

Tabelle 5.5a – Bodenkategorien der Gründung (Technische Vorschriften für Bauten 2008)

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> 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	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> 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	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> 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	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , 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	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

In diesem Bereich wird anhand der vorgenommenen Untersuchung und der hinzugezogenen bibliografischen Daten speziell in Bezug auf Tab. 5. 5a eine **Kategorie B** sowohl für die Gründungsnachweise als auch für die langfristigen Stützbauten ermittelt. Was die Verstärkungswirkungen durch die Topographie des Standorts angeht, so kann angesichts der Tatsache, dass der Standort an einem Hang mit mittlerem Gefälle unter 15° liegt, die folgende topographische Kategorie angewendet werden:

**Tabelle 5.5b** - Topografische Kategorien (Technische Vorschriften für Bauten 2008)

Kategorie	Beschreibung des Hangs	Standort des Bauwerks	$S_T$
T4	Erhebungen mit erheblich kleinerer Breite am Gipfel als am Fuß und mittlerem Gefälle über 30°	In Gipfelhöhe	1.4
T3	Erhebungen mit erheblich kleinerer Breite am Gipfel als am Fuß und mittlerem Gefälle zwischen 15 und 30°	In Gipfelhöhe	1.2
T2	Hänge mit mittlerem Gefälle über 15°	In Gipfelhöhe	1.2
T1	Ebene Oberfläche, vereinzelt Hänge und Erhebungen mit mittlerem Gefälle unter 15°	--	1.0

Topographische Kategorie  $\mapsto$  T1 **und Parameter**  $S_T = 1.0$

Nachstehend werden die seismischen Koeffizienten  $K_n$ ,  $K_v$ ,  $A_{max}$  und  $\square$  und die Parameter für die Konstruktion der Antwortspektren auf seismische Anregungen in Beschleunigung der vertikalen und horizontalen Komponenten angeführt, unterschieden für Gründungen und Stützwände der Baugruben, wobei auch diese Letzteren als endgültige Bauwerke anzusehen sind.

## Für Gründungen

**Calcolo dei coefficienti sismici**

Muri di sostegno  Paratie

Stabilità dei pendii e fondazioni

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m)

us (m)

Categoria sottosuolo

Categoria topografica

	SLO	SLD	SLV	SLC
<b>Ss *</b> Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,20
<b>Cc *</b> Coeff. funz categoria	1,59	1,54	1,36	1,33
<b>St *</b> Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

Personalizza acc.ne massima attesa al sito [m/s<sup>2</sup>]

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,005	0,006	0,012	0,015
kv	0,002	0,003	0,006	0,008
Amax [m/s <sup>2</sup> ]	0,227	0,289	0,612	0,742
Beta	0,200	0,200	0,200	0,200

## Für Verbauwände

**Calcolo dei coefficienti sismici**

Muri di sostegno  Paratie

Stabilità dei pendii e fondazioni

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m)

us (m)

Categoria sottosuolo

Categoria topografica

	SLO	SLD	SLV	SLC
<b>Ss *</b> Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,20
<b>Cc *</b> Coeff. funz categoria	1,59	1,54	1,36	1,33
<b>St *</b> Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

Personalizza acc.ne massima attesa al sito [m/s<sup>2</sup>]

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,009	0,011	0,024	0,029
kv	--	--	--	--
Amax [m/s <sup>2</sup> ]	0,227	0,289	0,612	0,742
Beta	0,385	0,385	0,385	0,385

Attenzione us>=0.005H

## 6. GEOTECHNISCHE PARAMETRIERUNG

### 6.1 VORWORT

Die Parameter des Spitzenwiderstands  $\phi'$  der Einheiten A2/R<sup>1</sup> und A1 (die von den geplanten Bauwerken betroffen sind) wurden, da es sich um nicht bindiges Material handelt, aus den Korrelationen der SPT-Versuche mittels statistischer Analyse der erfassten Daten erhalten, wobei mit geotechnischem Ansatz auf der sicheren Seite die Werte nahe dem fünften Perzentil der Population als charakteristisch angesehen wurden (im geotechnischen Modell nicht kompensierte Einwirkungen). Da statistisch bei einer sehr hohen Anzahl SPT-Versuche die Schlagzahl als überschritten erfasst wurde (gemäß ASTM D1586-84), wurden diese wie auch immer ausgearbeitet und dabei Werte auf der sicheren Seite zwischen 53 und 58 Schlägen/Fuß angenommen.

Die Verformbarkeitsparameter, ebenfalls bei den SPT-Versuchen, wurden dagegen als mittlere charakteristische Werte, abgesehen von der Standard-Abweichung, angenommen. Für die Schätzung des kritischen Scherfestigkeitswinkels  $\varphi_{cv}$  (bei konstantem Volumen) wurden Daten der vorliegenden direkten Scherversuche im Labor an rekonstruierten Proben

<sup>1</sup> Das Material der EINHEIT A2 und der EINHEIT R wird zur Sicherheit als einzige geotechnische Einheit zum Zwecke der Zuweisung der Festigkeits- und Verformbarkeitsparameter angesehen.

verwendet, wobei der Dilatanzeffekt (im Übrigen sehr niedrig, da es sich eben um wenig verdichtete rekonstruierte Proben handelt) berücksichtigt wurde.

## 6.2 AUSWERTUNG DER SPT-WERTE

Der SPT-Versuch (Standard Penetration Test) ist in der Norm A.S.T.M. Designation D 1586-67 festgelegt. Der Wert der relativen Dichte wird aus dem Wert von  $N_{SPT}$  und dem Wert des wirksamen vertikalen geostatischen Drucks  $\sigma'_{v0}$  errechnet. Die Werte von NSPT für Böden unter dem Grundwasserspiegel werden mit dem Ausdruck  $NSPT = 15 + 0.5(NSPT - 15)$  (Terzaghi 1948) korrigiert.

### Relative Dichte RD

Die relative Dichte RD wird mit den von Gibbs e Holtz (Meyerhof  $\phi$  1957) vorgestellten Korrelationen ermittelt:  $NSPT = [17 + 24(\sigma'_{v0}/pa)]DR^2$

### Spitzenreibungswinkel

**De Mello (1971):** auf der Grundlage der Ergebnisse von Gibbs und Holtz (1957) hat De Mello (1971) eine empirische Korrelation des Typs  $\phi' = f(DR, \sigma'_{v0})$  mit den Näherungsausdrücken der von Schmertman (1975) entwickelten Kurven aufgestellt.

**Hatanaka und Uccida:** diese ziemlich neue Korrelation (1996) verwendet den folgenden Ausdruck:  $s \phi' = (20 \cdot N_{SPT})^{0.5} + 20$ , und stimmt gut mit den Versuchsdaten überein, die mit dem LPT-Versuch in kiesigen Böden erzielt wurden.

### Youngscher Modul $E_{25}$

Für den Youngschen Modul werden in der Literatur zahlreiche Korrelationen vorgestellt; bei den Ausarbeitungen wird Bezug genommen auf diejenigen, die am gebräuchlichsten sind und einen Ausdruck des folgenden Typs haben:  $E = S_1 \cdot N_{SPT} + S_2$ , wobei die von *D'Appolonia et Al. (1970)* vorgeschlagenen Werte verwendet wurden.

### Anfangsschermodul $G_0$

Der Anfangsschermodul, der für sehr geringe Deformationen (unter 0.001%) angewendet wird, bei denen das Spannungs-Verformungsverhalten linear bleibt, ist gut mit dem Eindringwiderstand NSPT korrelierbar. Unter den verschiedenen in der Literatur vorliegenden Korrelationen ist die von Ohta und Goto am interessantesten, weil sie auch das geologische Alter der Ablagerung durch eine Gleichung des folgenden Typs berücksichtigt:

$$Vs = 69 N_{60}^{0.17} Z^{0.2} F_A F_G$$

Dabei sind:

$V_s$  = Ausbreitungsgeschwindigkeit der Scherwellen [m/s]

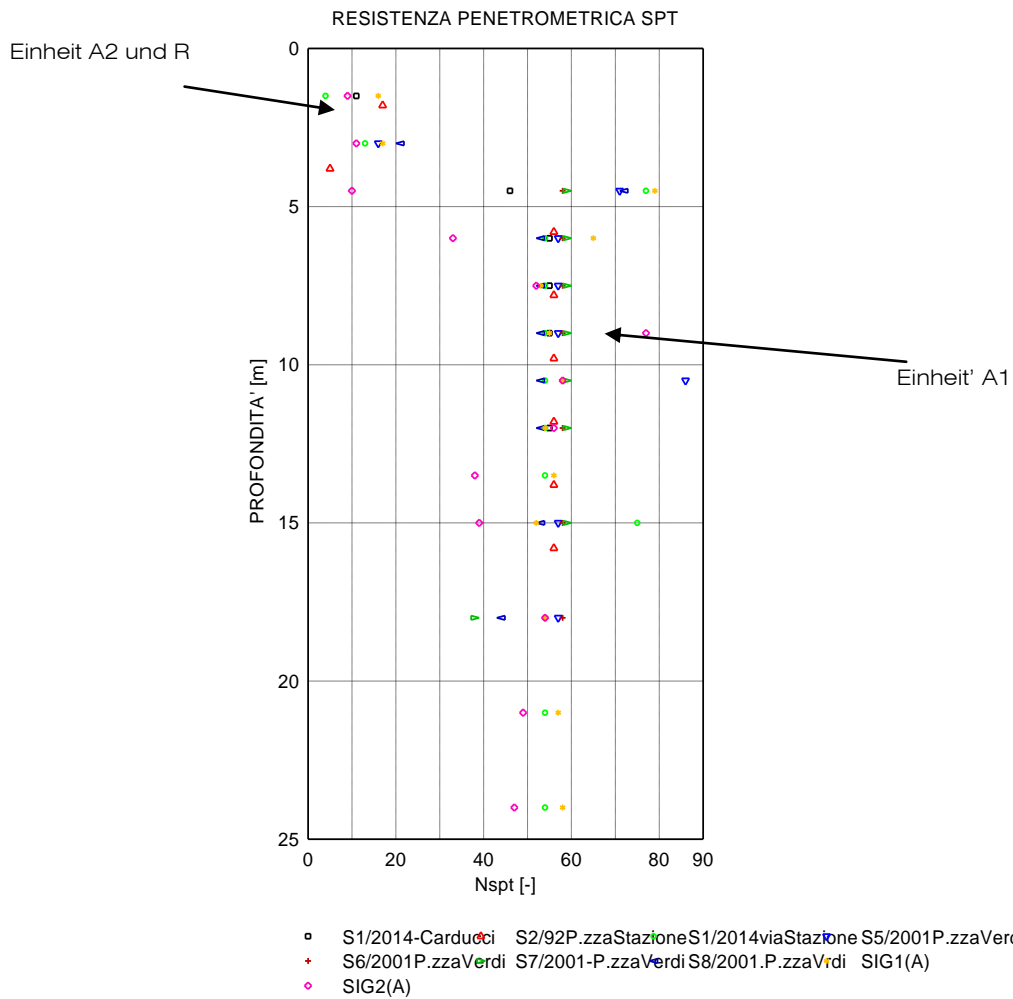
$Z$  = Tiefe in Metern

$F_A$  = Faktor, der das Alter der Ablagerung berücksichtigt

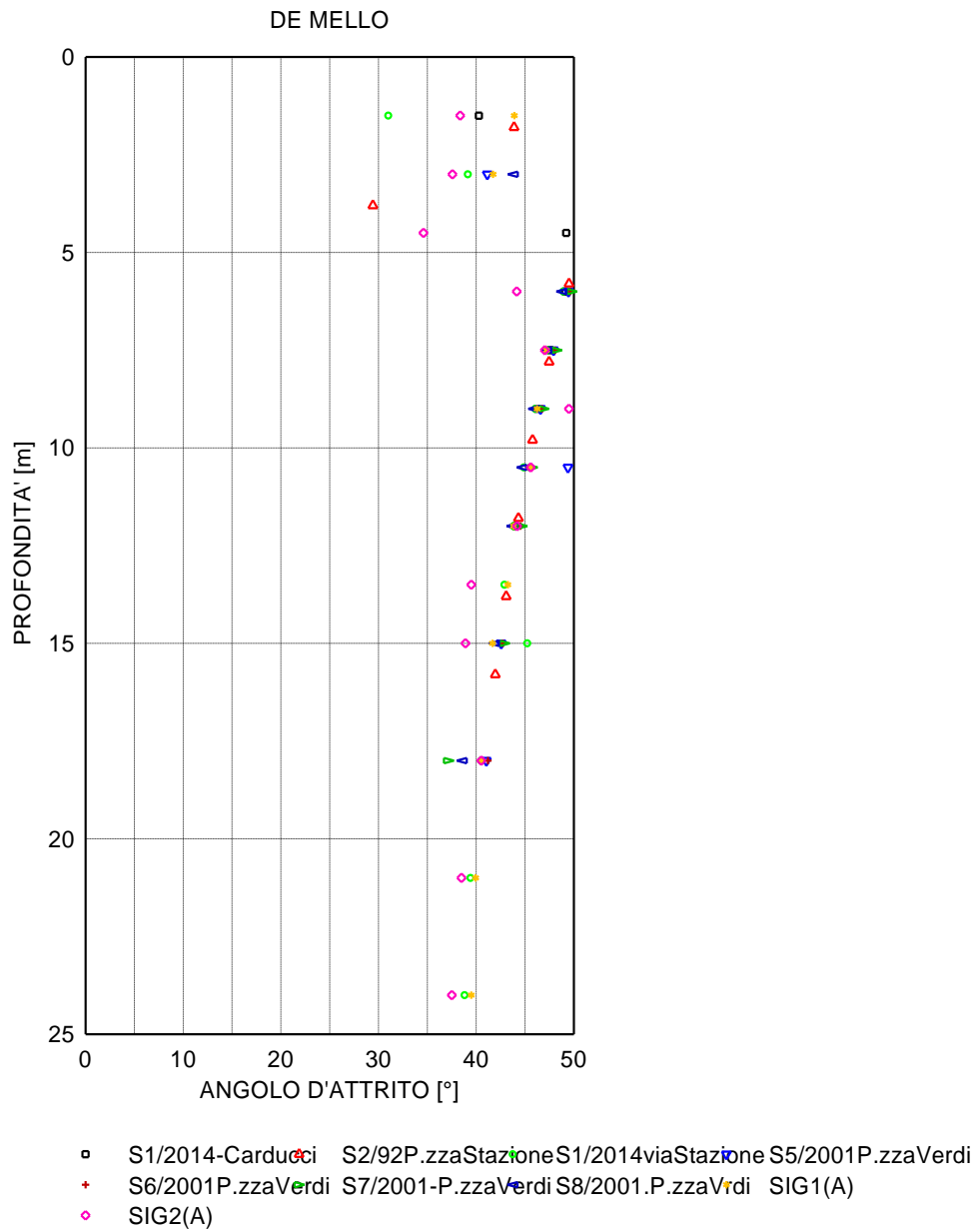
$F_G$  = Faktor, der die Bodenart berücksichtigt.

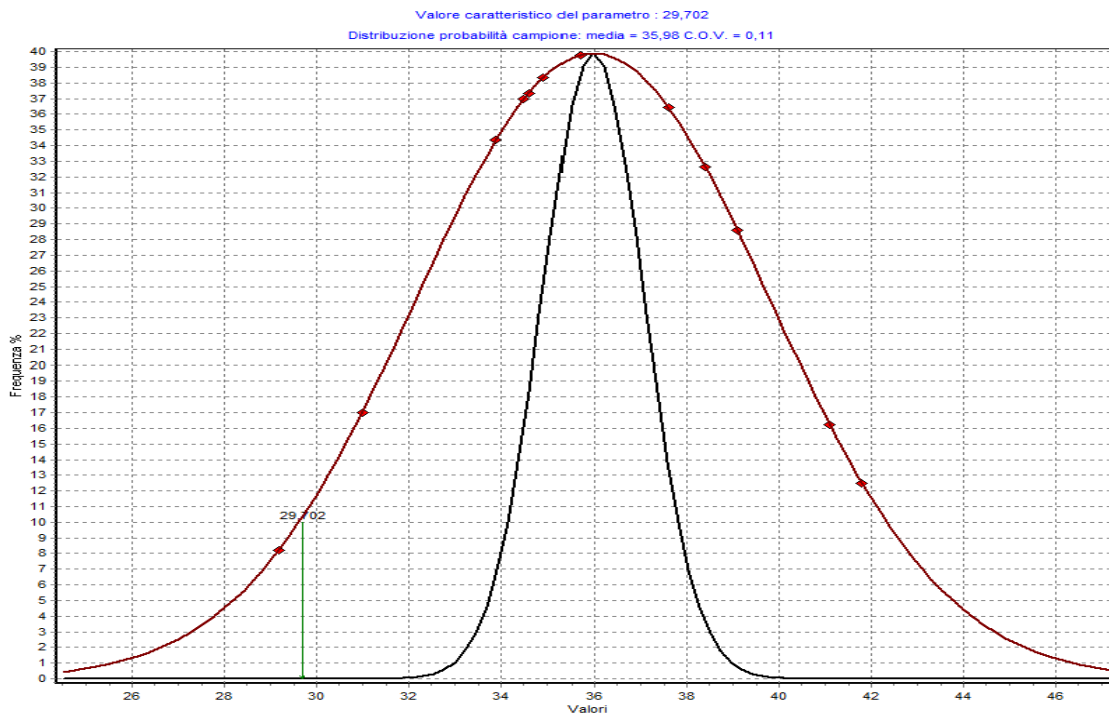
Den Wert des Schermoduls  $G_o$  erhält man sodann aus der Gleichung:  $G_o = \rho V_s^2$

Auf den folgenden Seiten sind die ausgewerteten Diagramme der SPT-Versuche angeführt.

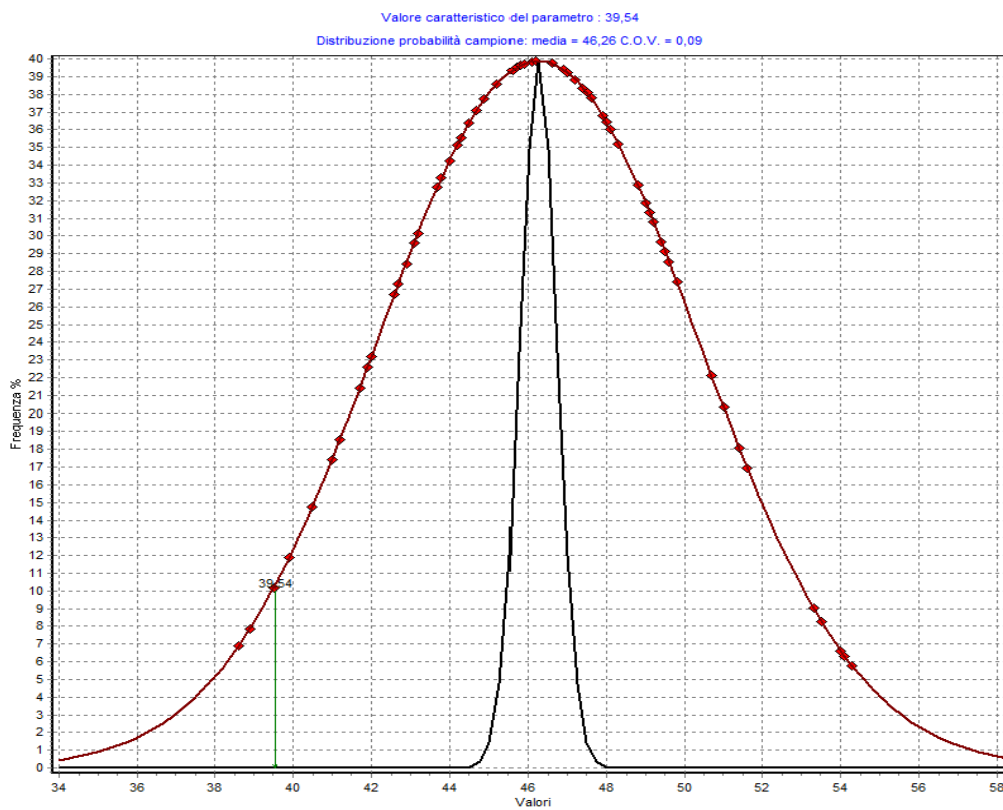




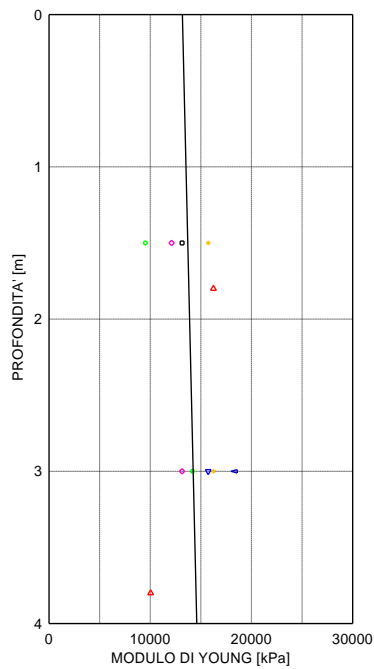




*Einheit A2/R Spitzenwert des Scherfestigkeitswinkels 29,7°  
fünftes Perzentil der Populationsverteilung*



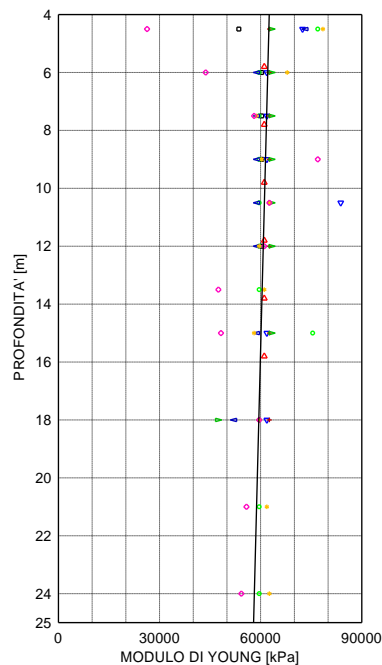
*Einheit A1 Spitzenwert des Scherfestigkeitswinkels 39,5°  
fünftes Perzentil der Populationsverteilung*



**LEGENDA:**

- S1/2014-Carducci S2/92P.zzaStazioneS1/2014viaStazione S5/2001P.zzaVerdi
- S6/2001P.zzaVerdi S7/2001-P.zzaVerdi S8/2001.P.zzaVrdi SIG1(A)
- SIG2(A)

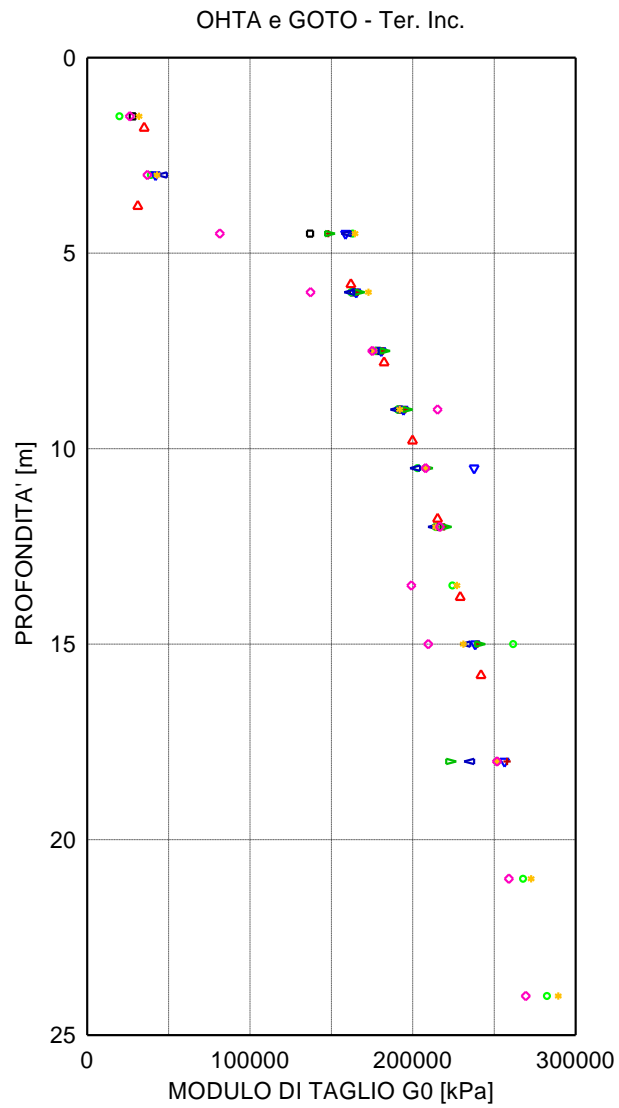
Grandezze statistiche relative ai dati compresi nell'intervallo  $z = 0 \text{ m} - z = 4 \text{ m}$   
 Valore medio = 14040.0[kPa] Deviazione standard = 2618.5 [kPa]  
 Retta interpolatrice:  $Dr = 355.2299 z + 13180.9896$



**LEGENDA:**

- S1/2014-Carducci S2/92P.zzaStazioneS1/2014viaStazione S5/2001P.zzaVerdi
- S6/2001P.zzaVerdi S7/2001-P.zzaVerdi S8/2001.P.zzaVrdi SIG1(A)
- SIG2(A)

Grandezze statistiche relative ai dati compresi nell'intervallo  $z = 4 \text{ m} - z = 25 \text{ m}$   
 Valore medio = 60934.8[kPa] Deviazione standard = 7533.7 [kPa]  
 Retta interpolatrice:  $Dr = -221.1132 z + 63425.4189$



**LEGENDA:**

- S1/2014-Carducci S2/92P.zzaStazione S1/2014viaStazione S5/2001P.zzaVerdi
- + S6/2001P.zzaVerdi S7/2001-P.zzaVerdi S8/2001.P.zzaVerdi SIG1(A)
- ◇ SIG2(A)

## 7. GEOTECHNISCHES REFERENZMODELL

### 7.1 HOMOGENE GEOTECHNISCHE EINHEITEN

Auf der Grundlage der in Kapitel 6 enthaltenen Angaben und unter Bezugnahme auf die in Kapitel 5 des geologischen Gutachtens beschriebenen und in Kapitel 4 angeführten lithostratigraphischen Verhältnisse folgt die Übersicht des geologischen Bezugsmodells, das für den untersuchten Bereich anhand der in Kapitel 2 genannten punktuellen Untersuchungen ausgearbeitet wurde. Die homogenen Einheiten, wie sie auf stratigraphischer Grundlage ermittelt wurden, nehmen auch für die geotechnische Modellierung Bedeutung ein: die physikalischen und mechanischen Eigenschaften der Auftragslagen (EINHEIT R) werden an die Ablagerungen der EINHEIT A2 (Blatt 1) assimiliert.

Dies sind also die Bodenkennwerte, die den angetroffenen charakteristischen EINHEITEN zugeordnet wurden:

*EINHEIT R – AUFTRAGSMATERIAL: bestehend überwiegend aus körnigem kiesig-sandigem Material, manchmal mit sandiger schluffiger Grundmasse, örtlich vermischt mit anthropogenem Material.*

*EINHEIT A2 – SCHWEMMABLAGERUNGEN IN DER EBENE: feine Sande und fein sandige Schluffe, abschnittsweise schwach kiesig.  
Durchschnittliche Bezugsmächtigkeit für Höhen der GOK über 266,0 m ü. M.: 2,0 m.  
Durchschnittliche Bezugsmächtigkeit für Höhen der GOK unter 266,0 m ü. M.: 4,0 m.*

Volumengewicht	$\gamma$	= 18.5÷19.0	kN/m <sup>3</sup>
Spitzenwert des Scherfestigkeitswinkels	$\phi'$	= 29°÷31°	
Wirksame Kohäsion	$C'$	= 0	
Kritischer Scherfestigkeitswinkel	$\phi_{cv}$	= 28°	
Youngscher Modul	$E_{25}$	= 10	MPa
Anfangsschermodul	$G_o$	= 25÷40	MPa (Verformungen 10 <sup>-4</sup> )

*EINHEIT A1 – GROBE SCHUTTKEGEL-SCHWEMMABLAGERUNGEN: polygener Kies, überwiegend porphyrisch, von fast rund bis rund, in sandiger Grundmasse, örtlich schwach schluffig, mit Schotter und Blöcken (max. Abmessungen aus Sondierung 30 – 40 cm) Der Kiesanteil übersteigt im Allgemeinen 50% an Gewicht und liegt durchschnittlich bei Werten zwischen 60 und 70%; Sand ist durchschnittlich zwischen 20 und 30%, Schluff zwischen 0 und 10% vorhanden.*

Volumengewicht	$\gamma$	= 19.5÷20.0	kN/m <sup>3</sup>
Spitzenwert des Scherfestigkeitswinkels	$\phi'$	= 39°÷41°	
Wirksame Kohäsion	$C'$	= 0	
Kritischer Scherfestigkeitswinkel	$\phi_{cv}$	= 36°	
Youngscher Modul	$E_{25}$	= 55	MPa
Anfangsschermodul	$G_o$	= 150÷200	MPa (Verformungen 10 <sup>-4</sup> )

## 7.2 NEUTRALE DRUCKVERHÄLTNISSE

Die Beobachtungen zu den möglichen Wechselwirkungen der gegenständlichen Bauwerke mit dem Grundwasser sind in den Kapiteln 5.0 und 8.2 des geologischen Gutachtens enthalten. Im Blatt 1 ist die Höhe des Grundwassers längs dem Ausdehnungsverlauf der geplanten Bauwerke sowohl hinsichtlich der Werte der häufigsten durchschnittlichen Schwankung als auch als maximale Höhe angeführt, berechnet mit den im geologischen Gutachten angegebenen Wiederkehrzeiten; daraus wird ersichtlich, dass keine Interferenzen auch über einen längeren Zeitraum für die Lebensdauer des geplanten Bauwerks vorliegen.

## 8. GEOTECHNISCHE BETRACHTUNGEN FÜR DAS EINREICHPROJEKT

### 8.1 VORWORT

In den folgenden Kapiteln werden hinsichtlich der Ausdehnung der geplanten Bauwerke die folgenden wichtigen geotechnischen Aspekte untersucht:

- Die Aushubmodalitäten im Allgemeinen.
- Ausdehnung des unterirdischen Verlaufs des Straßentunnels längs der derzeitigen Südtiroler Straße: Interferenzen, Gründungsverhältnisse, Aushubmodalitäten.
- Der Fußgänger-/Radweg, besonders hinsichtlich der Brücke zwischen der Garibaldi-Straße, um die Höhe des derzeitigen Radfahrwegs am Ufer entlang zu erreichen.
- Der Bau der Radwegunterführung unter der Loreto-Brücke.
- Die Errichtung eines Schutzdachs für die Überlandbusse.

### 8.2 AUSFÜHRUNGSMODALITÄTEN DER BAUGRUBEN

Für die geplanten Bauwerke ist die Herstellung von Baugruben vorgesehen, die hinsichtlich der geotechnischen Verhältnisse und der vorgesehenen Geometrien in zwei hauptsächliche Kategorien unterschieden werden können:

A) Einfache Baugruben, die fast vollständig im groben Schwemmmaterial (EINHEIT A) verlaufen, ohne besondere Probleme, unter Bedingungen, die einer fast ebenen Ausbruchskante gleichgestellt werden können.

B) Baugruben, die genauere Beurteilungen erfordern, mit relevanten Rahmenbedingungen, für die behelfsmäßige Stützbauten notwendig sind.

In diesem Kapitel werden die Vorschriften allgemeiner Art für die Herstellung der Baugruben des Typs A) angeführt, und für die Beurteilung der Baugruben des Typs B wird auf die entsprechenden Kapitel und Dokumente mit Hintergrundinformationen verwiesen.

### Baugruben des Typs A:

Das Material, in dem die wichtigsten Baugruben vorgesehen sind, gehört im Wesentlichen zur EINHEIT A1; es werden also gemeinsame durchschnittliche Festigkeitsparameter zugrunde gelegt, die für die Kurzzeit-Stabilitätsnachweise der Aushubfronten wie folgt verwendet werden:

$$\begin{aligned} \text{Natürliches mittleres Volumengewicht} & \quad \gamma = 19.5 \text{ KN/m}^3 \\ \text{mittlerer Scherfestigkeitswinkel} & \quad \phi' = 39^\circ \end{aligned}$$

Kurzfristig kann ein Beitrag der scheinbaren Kohäsion<sup>2</sup>, die im Material unter natürlichen Bedingungen vorhanden ist, berücksichtigt werden; diese wird mittels Back Analysis an den vor Ort in diesem Material geöffneten Aushubfronten auf mindestens 6 – 7 kPa geschätzt. Die nachstehend genannten Nachweise werden mit den Diagrammen von Hoek & Bray Typo Nr. 1 (Abbildung 2 – keine Filterung an der Aushubfront) geführt, die eigens für die Beurteilung der Stabilität der Aushubfronten mit fast ebener Ausbruchskante dienen.

Gemäß Ministerialdekret vom 14. Jänner 2008 (Kapitel 6) muss folgende Bedingung eingehalten werden:  $E_d \leq R_d$ , dabei sind:

$E_d$  = Bemessungswert der Einwirkung oder der Auswirkungen.

$R_d$  = Bemessungswert der Bodenfestigkeit.

Die Nachweise müssen nach Ansatz 1 – Kombination 2 geführt werden:

$$(A2+M2+R2)$$

Die Bestimmungen sehen vor, dass für das Gewicht der Volumeneinheit der potenziell instabilen Masse der Koeffizient  $A2 \gamma_{G1} = 1.0$  angewandt wird.

Die physikalischen und mechanischen Parameter müssen nach der folgenden Tabelle reduziert werden.

KENNWERT	ZU REDUZIERENDE GRÖSSE	TEILSICHERHEITSBEIWERT $\gamma_M$	(M2)
<i>Tangente des Scherfestigkeitswinkels</i>	$\text{Tan } \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.25
<i>Wirksame Kohäsion</i>	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1.25
<i>Volumengewicht</i>	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1.0

Für die Sicherheitsnachweise der Aushubfronten gilt der Koeffizient  $R2 = \gamma_R = 1.1$ .

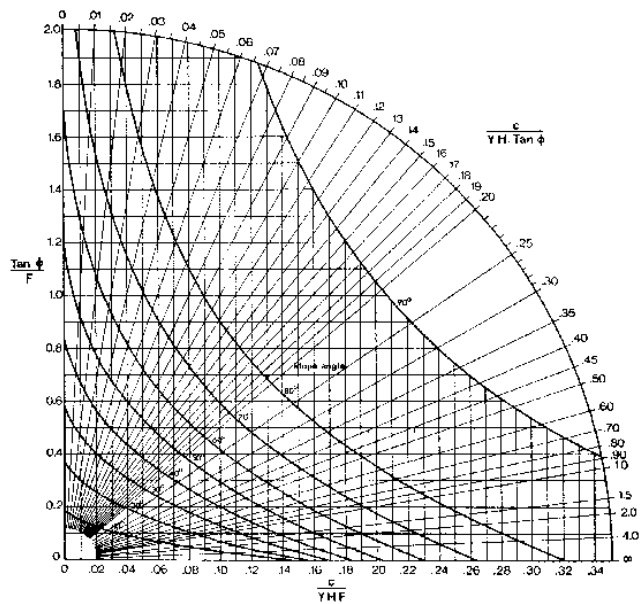
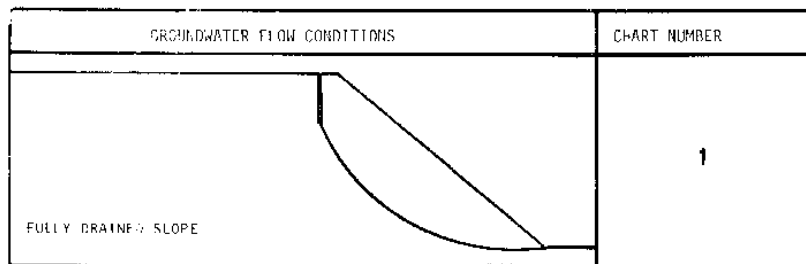
2 Beitrag abhängig von den negativen neutralen Druckverhältnissen.

Im Abakus von Hoek & Bray werden also die reduzierten physikalischen und mechanischen Kennwerte übernommen und der Koeffizient F nimmt den Wert R2 ein. Die Kurzzeit-Profile in Funktion der Aushubhöhe werden nachstehend angegeben:

**Aushubprofile unter trockenen oder vollständig dränierten Bedingungen:**

für H bis 4.0 m	$\beta = 60^\circ$
für $4.0 \leq H < 8.0$	$\beta = 50^\circ$
für $8.0 \leq H < 10.0$	$\beta = 45^\circ$

**DIAGRAMMA DI STABILITA' DI HOECK & BRAY**



**Abbildung 2 – Stabilitätsdiagramm nach Hoek & Bray Nr. 1 – Trockene Aushubbedingungen**



Eventuelle aus der Aushubfront herausragende Blöcke müssen punktuell entfernt werden, bevor die Tieferführung der Baugrube vorgenommen wird; die geöffneten Fronten mit einer Höhe von mehr als 4.0 müssen temporär mit Nylonplanen abgedeckt werden. Sollte es zu eventuell seitlich eindringendem Wasser kommen, so werden von Fall zu Fall die geeignetste Profilierung und Anlegung abgewogen.

Die angestellten Betrachtungen beziehen sich auf nicht kontaminierte natürliche Böden; falls örtlich kontaminierte Böden angetroffen werden, müssen die Aushubmodalitäten mit den Sanierungstätigkeiten vereinbart werden.

### **8.3 UNTERIRDISCHER STASSENTUNNEL**

#### **8.3.1 Merkmale der Maßnahme**

Die Länge des Straßentunnels wird ca. 360 m betragen, die alle in offener Bauweise hergestellt werden, mit Überdeckung der Baugrube, bis zur Ausfahrt in der Mayr-Straße in Richtung Eisack. Die Aushübe haben in den unterirdischen Abschnitten eine durchschnittliche Höhe zwischen 9,3 und 10,3 m und liegen im Allgemeinen in den ersten 2-5 m in der EINHEIT A2/R und unterhalb in den grobkörnigen Ablagerungen der EINHEIT A1 mit geotechnisch nicht erheblichen Einschaltungen der EINHEIT A2. Die Höhe der GOK beträgt durchschnittlich zwischen 266,0 und 263,5 m ü. M., während die Einbauebene des Fundaments des unterirdischen Rahmenbauwerks die Mindesthöhe n 253,3 ü. M. erreichen wird, und die Verbauwände bis in mindestens 249,0 ü. M. reichen werden. Die Baugruben müssen wegen der angetroffenen Rahmenbedingungen oft behelfsmäßig mit Stützbauwerken gesichert werden.

#### **8.3.2 Wechselwirkungen mit dem Grundwasser und hydraulischer Auftrieb**

Die Beobachtungen zu den möglichen Wechselwirkungen der gegenständlichen Bauwerke mit dem Grundwasser sind in Kapitel 5 des geologischen Gutachtens enthalten. In Blatt 1 ist die Höhe des Grundwasserspiegels längs dem Ausdehnungsverlauf der gegenständlichen Bauwerke sowohl hinsichtlich der häufigsten durchschnittlichen Schwankungswerte als auch des höchsten gemessenen Grundwasserspiegels, der in den historischen Aufzeichnungen enthalten ist, angeführt. Wechselwirkungen mit dem Sättigungswasser des anstehenden Grundwassers im Talgrund sind ausgeschlossen und aus diesem Grund werden keine Probleme im Zusammenhang mit dem hydraulischen Auftrieb befürchtet. Es sind deshalb ausschließlich Infiltrationen von Niederschlagswasser längs der Profile der Überdeckung hinter den Bauwerken und den seitlichen Stützmauern zu erwarten.

### 8.3.3 Gründungsverhältnisse

Innerhalb des signifikanten Volumens des von der neuen Eisenbahnlinie sowohl im Tunnel im Abschnitt in offener Bauweise als in den Abschnitten in offener Bauweise durchquerten Untergrunds sind *grobe Schwemmlagerungen* – EINHEIT 1 (Blatt 1) mit guten geotechnischen Eigenschaften anzutreffen, und es werden also keine besonderen Probleme hinsichtlich der Gründung erwartet, auch angesichts der lithostatischen Druckentlastung, die zum Einbinden des Bauwerks erforderlich sein wird (schätzbar durchschnittlich auf rund 150 kPa). Bei den entsprechenden Setzungen wird es sich also überwiegend um Rekompansionssetzungen bei hohen Deformationsmoduln und daher von vernachlässigbarem Ausmaß handeln. Dank der grobkörnigen dränenden Beschaffenheit der umgebenden Böden sind keine späteren Setzungen durch Konsolidierung und auf jeden Fall nicht relevante viskose Setzungen zu erwarten.

Angesichts des festgestellten Fehlens einer Wechselwirkung zwischen Grundwasser und Bauwerk ist ein Nachweis gegen Abheben/Nachweis der Grundbruchsicherheit des Bauwerks gemäß den geltenden Bestimmungen (Ministerialdekret vom 14.1.2008) nicht erforderlich. Die geotechnischen Nachweise/Tragwerksnachweise der Gründung und die Vorschriften für die Straßenführungspläne sind in den dem Projekt beiliegenden Tragwerksberechnungen enthalten, auf die verwiesen wird.

### 8.3.4 Aushubmodalitäten

Die Baugruben für den unterirdischen Verlauf des Straßentunnels liegen in den groben Schwemmlagerungen der EINHEIT A1 (Blatt 1) und oberflächlich, in den ersten 2 – 5 m, in den auf die sandig-schluffige EINHEIT A2 zurückzuführenden Decken und/oder in Auftragsmaterial oder körnigem umgelagertem Material (EINHEIT R).

Im Allgemeinen werden die Baugruben mit der Sicherung von behelfsmäßigen Stützbauten auf beiden Seiten des unterirdischen Tunnels/Rahmenbauwerks hergestellt; die Verbauwände werden mit der Schüttung der Decke als interne Gegenkraft verstrebt (Mailänder Methode), ohne Verwendung von Ankern. Das geotechnische Referenzmodell für die Dimensionierung der Verbauwände ist in Kap. 7.1 angeführt und in Blatt 1 zusammengefasst.

Angesichts der Notwendigkeit, die vorhandene Hauptversorgungsleitung von der Mitte der Straße zur Westseite zu verlegen, ist für einen Teil der Bauarbeiten die vorgezogene Herstellung einer Mikropfahlwand erforderlich, um eine erste Absenkung auf eine maximale Höhe von nicht mehr als 3 – 4 m zu ermöglichen; die Mikropfahlwand wird auf der Seite des vorhandenen Gehsteigs mit in zwei Reihen in Fünfergruppen angeordneten Pfählen ohne Anker errichtet (die Untergeschosse in den Gebäuden/Einrichtungen innerhalb des Baubereichs lassen den Einbau von Ankern oder passiven Verankerungen nicht zu).

Ausschließlich für die Dimensionierung dieses Behelfsbauwerks kann der oberen Einheit A2/R eine kurz-/mittelfristige Kohäsion von 3-5 kPa zugewiesen werden.

Die Baugruben werden in den Abschnitten, in denen Stützbauten nicht notwendig und/oder nicht durchführbar sind, je nach der Höhe mit den in Kapitel 8.2 angegebenen Winkeln profiliert. Die Ausdehnung der Baugruben trägt auch der Behelfsstraßenführung in der Baustellenphase Rechnung.

Die geotechnische Dimensionierung und der Tragsicherheitsnachweis der Stützbauten der Baugruben sind in den entsprechenden Dokumenten des Ausführungsprojekts angeführt, und deren horizontale Ausdehnung findet sich im entsprechenden Bezugsblatt.

Schließlich einige geotechnische Erwägungen zu den Technologien, die für die Verbauwände in Ortbeton eingesetzt werden; dabei soll im Allgemeinen wie gesagt die *Mailänder Methode* zur Anwendung kommen, mit verstrebtter Konsole am Kopf, bestehend aus der Schüttung der Decke als Gegenkraft, und/oder örtlich interne hydraulische Teleskopverstrebung, ohne Einbau von Ankern. Schlitzwände, die mit herkömmlichen Techniken in Ortbeton hergestellt werden, führten in Bozen fast immer zu Problemen im Laufe der Arbeiten wegen der Korngrößen (örtliches Vorliegen von Schottern und Blöcken), der Verdichtung (bei SPT Schlagzahlen überschritten) und der Zusammensetzung (überwiegend Porphyry) des Materials, das einen Großteil des durchquerten Untergrunds darstellt. Die einzige Technologie für den Einbau von Schlitzwänden, die keine unvorhergesehenen Probleme dieser Art verursacht, ist die Herstellung mit einer SCHLITZWANDFRÄSE, was jedoch sehr hohe Baustellenkosten und hohe Herstellungskosten mit sich bringt

Da keine besonderen hydraulischen Probleme vorliegen, wird derzeit die wettbewerbsfähigste Technologie von **aneinandergereihten (tangierenden) Bohrpfählen dargestellt, die mit der Technologie CAP** (ummantelte Pfähle mit Endlosbohrschnecke) mit Herstellungsdurchmessern nicht unter 800-1000 mm gesetzt werden. Diese Technologie ist ideal für Maßnahmen in dicht bebauten Gebieten, da keine Vibrationen und Störungen an den angrenzenden Gebäuden auftreten; die Lärmentwicklung ist begrenzt und es werden keine Bentonitschlämme für die Bohrung benötigt.

#### **8.4 FUSSGÄNGER-/RADFAHRBRÜCKE ZWISCHEN DER GARIBALDI-STRASSE UND DEM UFERBEREICH**

Angesichts des Ausmaßes der Lasten und der Notwendigkeit, große Baugruben herzustellen, kann erwogen werden, Einzelfundamente einzusetzen, so die Auflagslage zu umgehen und sich in größeren natürlichen Böden der EINEIT A1 einzubinden, oder alternativ für die Stützen Tiefgründungen (Mikropfähle) vorzusehen.

#### **8.5 RADFAHRUNTERFÜHRUNG UNTER DER LORETO-BRÜCKE**

Die Unterführung wird durch Ausheben eines ersten Abschnittes und Abstützen der Straße mit einer Mikropfahlwand während des Aushebens des restlichen Teils hergestellt. Angesichts der Typologie der Maßnahmen und der guten mechanischen Festigkeitsmerkmale der Böden stellen sich keine besonderen Probleme, auch dank der lithostatischen Druckentlastung, die sich nach der Einbindung des Bauwerks ergeben wird (vorab schätzbar um 60-80 kPa). Bei den späteren Setzungen wird es sich deshalb überwiegend um Rekompansionssetzungen handeln, die sicherlich zu diesem Bauwerk kompatibel sind.

#### **8.6 SCHUTZDACH FÜR ÜBERLANDBUSSE**

Auf der Grundlage unserer stratigraphischen und geotechnischen Kenntnisse des Bereichs, der für den Bau des Schutzdachs und des neuen Busbahnhofs vorgesehen ist, können wir sagen, dass auf dem gesamten betroffenen Areal eine Lage von ca. 4 – 6 Metern feiner schluffiger, wenig verdichteter Sande (N'spt 8 Schläge/Fuß gleich ca. 26 – 28° Reibungswinkel) ansteht. Unterhalb dieser Lage sind grobe kiesige Schwemmlagerungen mit Schottern und Findlingen, wechselschichtig mit schwachen sandigen Lagen (N'spt >50 Schläge/Fuß – also assimilierbar mit der Einheit A1) vorhanden.

Angesichts der physikalischen und mechanischen Eigenschaften des Bodens in diesem Bereich kommen großflächige Flachgründungen (Bodenplatte) oder Tiefgründungen auf Mikropfählen bei besonders erheblichen punktuellen Lasten in Frage (Richtlänge 8 – 9 Meter).

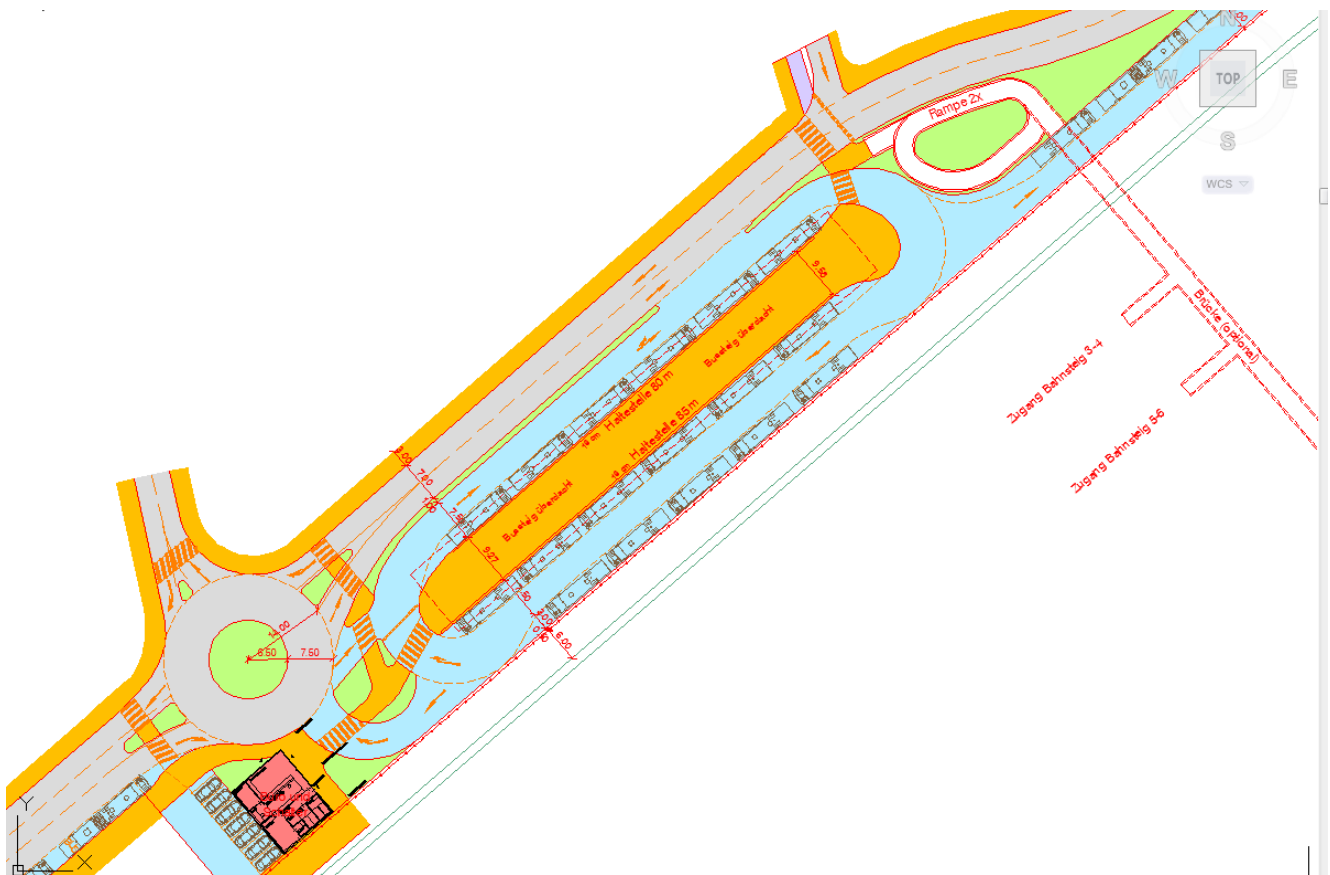


Abbildung 3 – Lageplan des Areals des neuen Busbahnhofs

## 9. ÜBERWACHUNGSPLAN IN DER AUSHUBPHASE DES TUNNELS

### 9.1 ZIELE DER ÜBERWACHUNG

Die Arbeiten für die Herstellung des unterirdischen Tunnels und der Zusatzbauwerke, ausgeführt im städtischen Umfeld, insbesondere in der Ausführungsphase der Stützbauten und während der Aushubarbeiten, bis zur Fertigstellung der oberirdischen Bauwerke, werden unweigerlich zu Änderungen der Spannungsverhältnisse führen, deren Ausmaß und Einflussradius außer von den eigentlichen Merkmalen der Maßnahmen von den physikalischen, mechanischen und hydrogeologischen Eigenschaften des ausgehobenen Materials, den ursprünglichen Spannungs- und Verformungszuständen und von der Lage und den Merkmalen der sensiblen Ziele abhängen.

Um die Ziele und die mit der Überwachung unter Kontrolle zu haltenden Parameter auf korrekte Weise zu bestimmen, muss das Umfeld, in dem vorgegangen wird, analysiert und insbesondere müssen folgende Tätigkeiten vorgenommen werden:

- Detaillierter Nachweis des Zustands der umgebenden wichtigen Bauwerke vor den potenziellen störenden Effekten und gleichzeitig mit den Vorbereitungsphasen der Baustelle. Mit diesem Nachweis kann eine „Fotografie“ des Zustands vor den Bauarbeiten gemacht werden; ferner ist es möglich, die intrinsische Variabilität der zu überwachenden Parameter zu analysieren und das Ausmaß des „Grundlärms“ zu bewerten, wodurch der Tätigkeitsplan für die Kontrollen und die Verfahren für den Einsatz der Maßnahmen festgelegt werden kann.
- Dynamische Auswirkungen durch die Sicherungsmaßnahmen der Baugruben (Herstellung der tangierenden CAP-Pfähle, Mikropfähle, Aushubarbeiten, Schwerverkehr usw.) durch Kontrolle der direkt an den angrenzenden Bauwerken entstehenden Vibrationen. Zu diesem Zweck werden 8 Gebäude/empfindliche Einrichtungen in der unmittelbaren Umgebung der Baugrube monitoriert, mit eventueller Ausdehnung der Messpunkte je nach den Ergebnissen bei der Messung.
- Messung der Verformungen und Verschiebungen der Stützbauwerke der Baugruben und Kontrolle der Verformungen im Untergrund innerhalb des Einflussbereichs der umgebenden Gebäude in der Herstellungsphase der Stützbauten und bei der Vertiefung der Baugruben.

Da keine direkte Wechselwirkung zwischen dem geplanten Vorhaben und dem anstehenden Grundwasser vorliegt, sind keine besonderen Pläne für die piezometrische Überwachung erforderlich.

## 9.2 FÜR DIE GEOTECHNISCH-STRUKTURELLE ÜBERWACHUNG VERWENDETE INSTRUMENTIERUNG UND ALLGEMEINER ANSATZ

### 9.2.1 Vibrationsüberwachung

Die Vibrationsüberwachung erfolgt kontinuierlich mit der Möglichkeit, die Daten herunterzuladen. Bei der (an jedem Messungsstandort) verwendeten Ausrüstung handelt es sich um *Nomis Graph 7000*, tragbar, kompakt, robust und zuverlässig, ausgestattet mit Dreiachsen-Geophon (horizontal, vertikal und radial) und Zusatzakustik (Mikrofon). Dank seiner Bedienungsfreundlichkeit, Robustheit und Zuverlässigkeit wurde es innerhalb kurzer Zeit zur verbreitetsten Einrichtung für die Vibrationsüberwachung in Italien. Es ermöglicht den Konformitätsvergleich mit den internationalen und italienischen Vorschriften über die zulässigen Vibrationen (UNI 9916, DIN 450-3, UNI 9614 usw.). Die erfassten Daten werden automatisch per GSM übermittelt und können an den Arbeitsplätzen ausgelesen werden. Die

Daten zu den erfassten Ereignissen werden ausgearbeitet und mit folgenden Ausdrucken bereitgestellt: Dreiachsen-Aufzeichnungen und Aufzeichnung der akustischen Welle, unter Bezugnahme auf die Norm DIN 4150, der europaweit am restriktivsten, mit Ausdruck der Tabelle aller Ereignisse, die den voreingestellten Trigger-Wert überschreiten und unter Einhaltung der Bestimmungen, grafischer Report der wichtigsten aufgezeichneten Ereignisse (Darstellung der Wellenform, Fourier-Analyse – Spektrum Amplitude-Hanning-Fenster).

### 9.2.2 Überwachung der Verformungen (Messabschnitte)

Für die Überwachung der Verformungen an der Kontur und an der die Baugrube für den Tunnel umschließenden Schlitzwand werden **8 Messabschnitte** eingerichtet, die aus einem kombinierten System aus Neigungsmessrohr und Platten-Setzungspegel besteht.

Die während der aufeinanderfolgenden Phasen des Aushubs aufgetretenen Verformungen im Körper der Schlitzwand werden mit den in der Schüttung der tangierenden Pfähle der Schlitzwand eingebauten **Neigungsmessrohre** auf ihrer gesamten Länge gemessen; für die Neigungsmessrohre werden viernutige Aluminiumrohre, Durchmesser 81/76 mm, die auf geeignete Weise mit dem Bewehrungskorb fest verbunden sind, verwendet. Die Messungen werden mit einer voll funktionsfähigen Zweiachsen-Neigungsmesssonde nach Erfassung der Anfangstorsionen des Führungsrohrs durchgeführt.

Die vertikalen Verformungen längs der Messabschnitte, in den Außenbereichen der Pfahlwand, werden mittels **Platten-Setzungspegeln** mit Verankerung unterhalb der Aushubsohle abgelesen (Genauigkeit der vertikalen Deformationen unter einem Zehntel Millimeter). Der Bezugspunkt an der Basis besteht aus einer verzinkten quadratischen Stahlplatte, die mit einem Messgestängeteil versehen ist; in dieses werden die weiteren Gestänge in einer entsprechenden Bohrung eingehängt. Die Messgestänge werden in ein Hüllrohr eingeführt, um ein Anhängen des Schüttmaterials am Gestänge zu verhindern. Am Messgestängekopf wird ein linearer Wegaufnehmer für die automatische Messung der relativen Verschiebungen zwischen Geländeoberkante und der Verankerungshöhe des Gestänges unter der Aushubsohle montiert. Der Wegaufnehmer wird an die automatische Erfassungseinheit angeschlossen, die auch für die Piezometersensoren verwendet wird.

Schließlich sind der Einbau von **optischen Nivellements** auf beiden Seiten der Schlitzwand in regelmäßigem Abstand in Höhe der Kopfbalken und der Messabschnitte sowie die Präzisionsmessung mit **Theodolit** in vorgegebenen Zeitabständen vorgesehen.

## 9.3 ÜBERWACHUNGSPLAN

Der Überwachungsplan wird unter Berücksichtigung der Angaben in den vorherigen Abschnitten zu Zielen und Instrumentierungen wie folgt umgesetzt:

### **9.3.1. Festlegung des Zustands der umliegenden als sensibel angesehenen Gebäude und Bauwerke (Ziele).**

Diese Phase, vor dem Beginn der Arbeiten, besteht aus der Überprüfung des statisch-strukturellen Zustands der umliegenden Gebäude und Bauwerke (Bestandsaufnahme) mittels Fotoaufnahmen und detaillierter Kartierung des Zustands der angetroffenen Risse. Es wird ein Bericht für jeden überprüften Standort angefertigt. Auf diese Weise kann die Instrumentierung bestimmt werden, die für eine eventuelle Kontrolle der Verformungen an den empfindlichen Gebäuden eingebaut wird, welche bereits Risse aufweisen sollten (im Allgemeinen wird der Einsatz von Fissurometern mit elektrischem Wegaufnehmer Auflösung 0,01 mm vorgesehen, außer punktuell die bereits genannten optischen Nivellements).

### **9.3.2 Überwachung der Vibrationen**

Diese wird in einer ersten Phase ohne störende seismische Ereignisse durch die Arbeiten für die Messung des „Grundlärms“ an den 8 anfänglich festgelegten Kontrollpunkten vorgenommen.

In einer zweiten Phase, während des gesamten Einbaus der Stützbauwerke (Schlitzwände aus Pfählen, Mikropfählen usw.) und bei der ersten Tieferführung der Baugrube, bleibt die Vibrationsüberwachung weiterhin aktiv. Die Notwendigkeit, diese Überwachung in den folgenden Arbeitsphasen fortzusetzen, wird anhand der Ergebnisse während der Arbeiten abgewogen.

### **9.3.3 Deformationsmessung**

#### **Topographische Kartierung**

Es ist der Einbau von optischen Nivellements auf allen Seiten der Schlitzwand, im Abstand von ca. 10.0 m in Höhe der Kopfbalken und Präzisionsmessung mit Theolodit in wöchentlichem Abstand und in jeder auch partiellen Aushubphase vorgesehen. Die Präzisionsmessung wird eventuell auf relevante Ergebnisse im Bereich außerhalb der Schlitzwände ausgedehnt. Das topographische Überwachungssystem bleibt während den gesamten Bauarbeiten in Funktion. Die Notwendigkeit der Änderung der Messhäufigkeit wird anhand der Ergebnisse im Laufe der Arbeiten abgewogen.

#### **Messabschnitte der Deformationen**

Für die Überwachung der Verformungen an der Kontur und in der Pfahlschlitzwand für die Baugrube für den Tunnel werden 8 Messabschnitte eingerichtet, die aus einem kombinierten System aus Neigungsmessrohr und Platten-Setzungspegel besteht (Kap. 9.2.2). Die Messhäufigkeit innerhalb der Neigungsmessrohre wird von Mal zu Mal je nach den Programmen für die Tieferführung der Baugruben festgelegt. In Höhe des Kopfes eines jeden Neigungsmessrohrs wird ein optisches Nivellement angebracht. Die Ablesungen der



Setzungsmessungen bieten auch den Vorteil der automatischen und kontinuierlichen Erfassung der Verformungen hinter den Schlitzwänden, sodass eventuelle ergänzende Messwerte mit der Neigungssonde in den Schlitzwänden sowie die für die Phasen der Tieferführung der Baugruben geplanten besser integriert werden können.

#### **Direkte Deformationsmessungen an umgebenden Bauwerken**

Durch die Ermittlung des Zustands der umliegenden Gebäude und Bauwerke, wie in Kap. 9.3.1 erläutert, wird es möglich sein, die Art der eventuell notwendigen Instrumentierung festzulegen, die für die Überwachung der Deformationen an ausgewählten Gebäuden notwendig sein wird. Im Allgemeinen ist die Verwendung von Fissurometern mit elektrischem Wegaufnehmer Auflösung 0,01 mm, außer den bereits genannten optischen Nivellements, vorgesehen.

Es wird schließlich darauf hingewiesen, dass die gesamte verwendete feststehende Instrumentierung elektrisch betrieben wird und an eine automatische Erfassungseinheit mit Fernübermittlung der Daten über GSM-Modem angeschlossen ist, mit Ausnahme des topographischen Erfassungssystems, das Messungen von Hand mit Theodolit für die Ablesung der Sonden in den Neigungsmessrohren in den Schlitzwänden erfordert.

## 10. SCHLUSSBETRACHTUNGEN

Auf der Grundlage der durchgeführten Felduntersuchungen und Nachweisen wurde erkannt, dass der geplante Bereich aus geotechnischer Sicht für die Durchführung des Bauvorhabens als geeignet angesehen werden kann, wenn die Hinweise und Vorschriften in diesem Dokument beachtet werden.

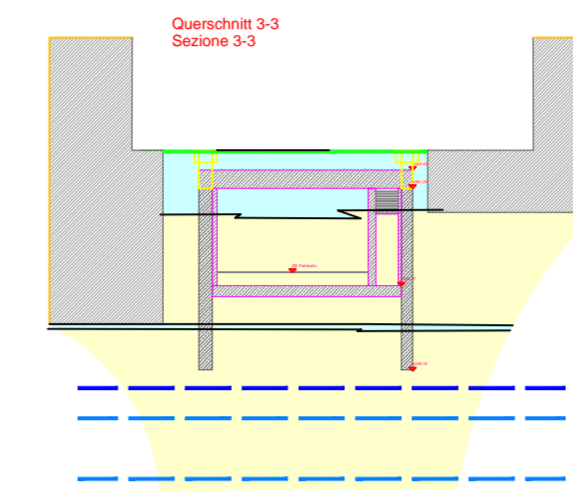
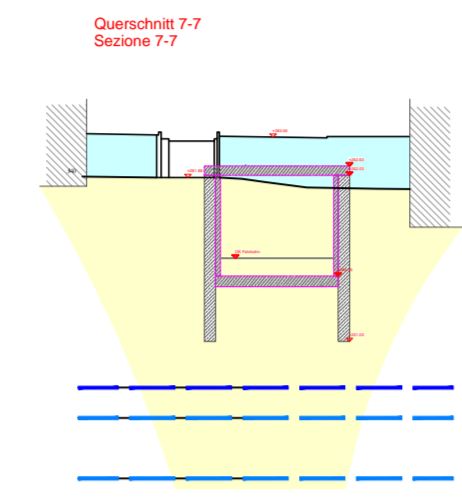
*Vorliegende Dokumentation wurde nach den Inhalten des Ministerialdekrets vom 14. Jänner 2008 „Neue Technische Vorschriften für Bauten“ ausgearbeitet und stellt eine Projektunterlage dar, die für die Erteilung der Baugenehmigung geeignet ist. Vorliegendes geotechnisches Gutachten über die Untersuchungen, Charakterisierung und Modellierung des signifikanten Bodenvolumens wird von den verschiedenen dem Projekt beiliegenden Tragwerksnachweisen für alle vorgesehenen Sicherheits- und Leistungsnachweise nach Kapitel 6.2.3 der Technischen Vorschriften für Bauten ergänzt.*

Bozen, Juni 2015

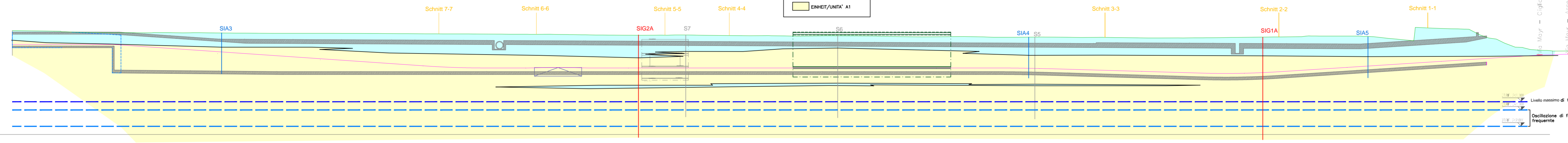
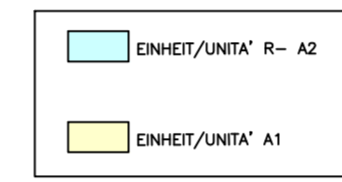
### ANLAGEN:

- Blatt 1 -
- Kurze Zusammenfassung
- Stratigraphisches Gutachten Imprefond Srl
- Stratigraphisches Gutachten Geoland GmbH

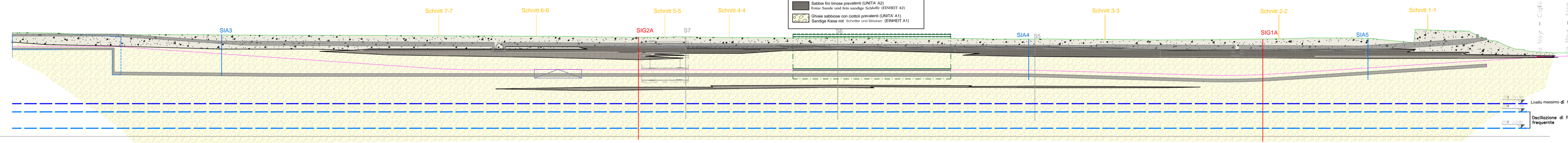
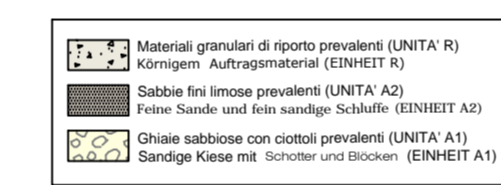
SCALA 1:500



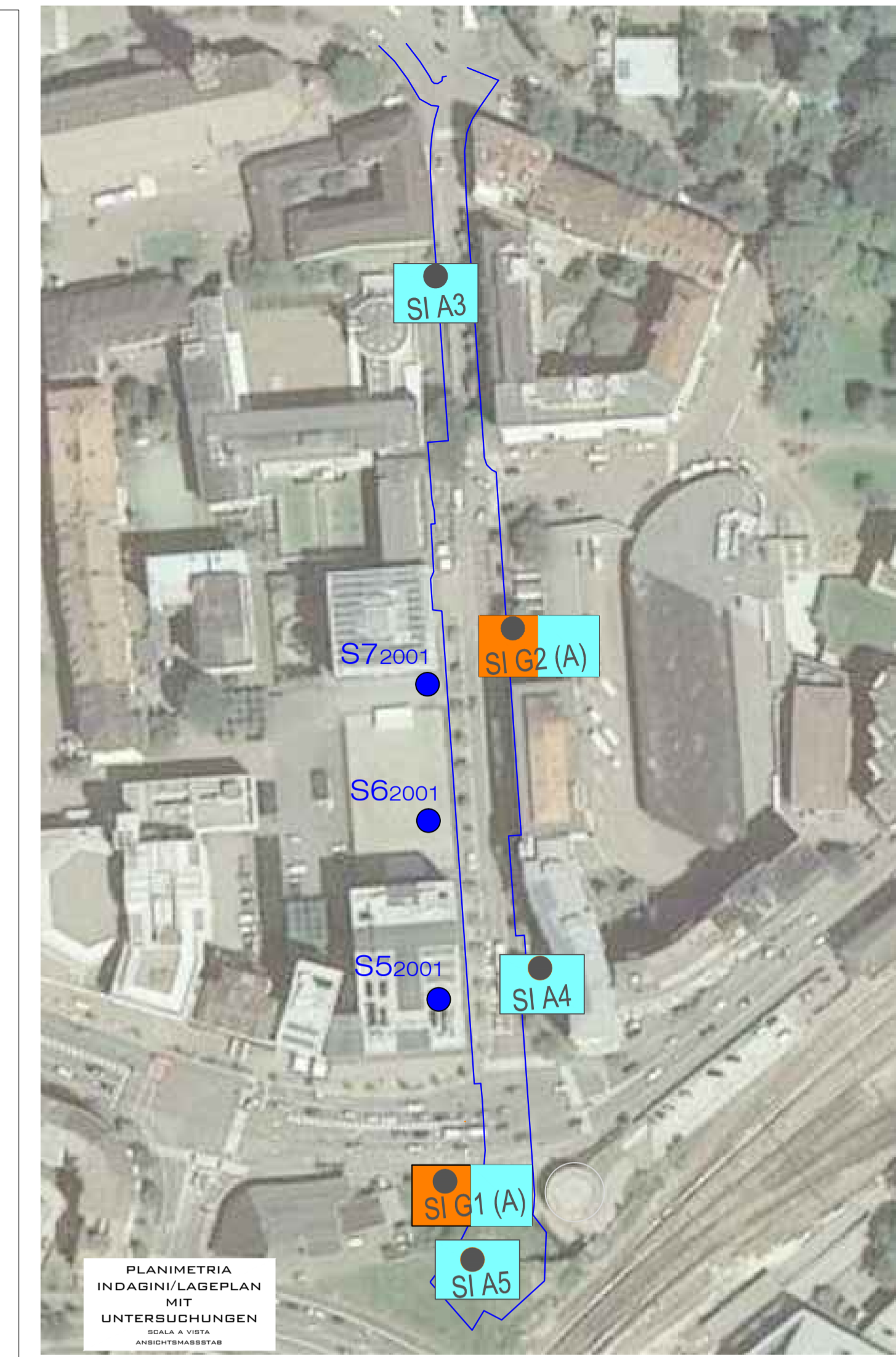
GEOTECHNISCHE BEZUGSMODELLS  
MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO



GEOLOGISCHE BEZUGSMODELLS  
MODELLO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO



NUMERO SEZIONI	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
DISTANZE PARALLELI		25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	27,07	4,33
DISTANZE PROGRESSIVE	0,00	25,00	50,00	75,00	100,00	125,00	150,00	175,00	200,00	225,00	250,00	275,00	300,00	325,00	350,00	377,07	381,40
QUOTE TERRENO	2023,38	2024,85	2026,32	2027,79	2029,26	2030,73	2032,20	2033,67	2035,14	2036,61	2038,08	2039,55	2041,02	2042,49	2043,96	2045,43	2046,90
QUOTE PROGETTO	2022,00	2023,07	2024,14	2025,21	2026,28	2027,35	2028,42	2029,49	2030,56	2031,63	2032,70	2033,77	2034,84	2035,91	2036,98	2038,05	2039,12
DIFFERENZA IN QUOTA	-1,38	-1,78	-2,18	-2,58	-2,98	-3,38	-3,78	-4,18	-4,58	-4,98	-5,38	-5,78	-6,18	-6,58	-6,98	-7,38	-7,78
ANDAMENTO PIANTOMETRICO																	
SOPRAELEVAZIONI																	



COMITENTE/AUFTRAGGEBER  
I.C.M. ITALIA GENERAL CONTRACTOR S.R.L.

WALTHERPARK  
PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO DEL TUNNEL E DEI SOTTOSERVIZI IN VIA ALTO ADIGE - BOLZANO  
EINREICH/ AUSFÜHRUNGSPROJEKT DES TUNNELS UND DER INFRASTRUKTUREN IN DER SÜDTIROLER STRASSE - BOZEN

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA  
GEOLOGISCHER UND GEOTECNISCHER BERICHT

TAV./TAF. 1  
MODELLO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO  
GEOLOGISCHE BEZUGSMODELLS  
MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO  
GEOTECHNISCHE BEZUGSMODELLS

TIMBRI/STEMP.:

BER./REL. 17451/2bis/15 GIUGNO/JUNI 2015

**Geologia e ambiente**  
**Geologie und Umweltschutz**  
GEOLOGIA AMBIENTALE / UMWELTGEOLOGIE / ANWENDUNGS- / ANGEWANDTE GEOLOGIE / HYDROGEOLOGIE / FELDMECHANIK / UMWELTSCHUTZ  
STUDIO ASSOCIATO - INGENIEURBÜRO Bolzano/Bozen - Via Koenig - Strada, 18 - tel. 0471.382725

Questo documento non potrà essere copiato, riprodotto o pubblicato in tutto o in parte senza il consenso scritto degli autori. (legge 22 aprile 1941 n. 633, art.2575 e sepp. c.c.)

ICM - Italia General Contractor GmbH

## WaltherPark

PROJEKT DEFINITIVO/ESECUTIVO DEL TUNNEL E  
DEI SOTTOSERVIZI IN VIA ALTO ADIGE - BOLZANO

EINREICH-/ AUSFÜHRUNGSPROJEKT DES TUNNELS  
UND DER INFRASTRUKTUREN IN DER SÜDTIROLER  
STRASSE - BOZEN

### RELAZIONE GEOTECNICA

di caratterizzazione e modellazione geotecnica del sito

### GEOTECHNISCHER BERICHT

für die Charakterisierung und geotechnische Modellierung des Standorts

### KURZE ZUSAMMENFASSUNG



## GEOTECHNISCHES MODELL

Auf der Grundlage der in Kapitel 6 enthaltenen Angaben und unter Bezugnahme auf die in Kapitel 5 des geologischen Gutachtens beschriebenen und in Kapitel 4 angeführten lithostratigraphischen Verhältnisse folgt die Übersicht des geotechnischen Bezugsmodells, das für den untersuchten Bereich anhand der in Kapitel 2 genannten punktuellen Untersuchungen ausgearbeitet wurde. Die homogenen Einheiten, wie sie auf stratigraphischer Grundlage ermittelt wurden, nehmen auch für die geotechnische Modellierung Bedeutung ein: die physikalischen und mechanischen Eigenschaften der Auftragslagen (EINHEIT R) werden an die Ablagerungen der EINHEIT A2 (Blatt 1) assimiliert.

Dies sind also die Bodenkennwerte, die den angetroffenen charakteristischen EINHEITEN zugeordnet wurden:

**EINHEIT R – AUFTRAGSMATERIAL:** *bestehend überwiegend aus körnigem kiesigem sandigem Material, manchmal mit sandiger schluffiger Grundmasse, örtlich vermischt mit anthropogenem Material.*

**EINHEIT A2 – SCHWEMMABLAGERUNGEN ZWISCHEN DEN WASSERLÄUFEN:** *feine Sande und fein sandige Schluffe, abschnittsweise schwach kiesig.*

*Durchschnittliche Bezugsmächtigkeit für Höhen der GOK über 266,0 m ü. M. 2,0 m.  
Durchschnittliche Bezugsmächtigkeit für Höhen der GOK unter 266,0 m ü. M. 4,0 m.*

Volumengewicht	$\gamma$	= 18.5÷19.0	kN/m <sup>3</sup>
Spitzenwert des Scherfestigkeitswinkels	$\phi'$	= 29°÷31°	
Wirksame Kohäsion	$C'$	= 0	
Kritischer Scherfestigkeitswinkel	$\phi_{cv}$	= 28°	
Youngscher Modul	$E_{25}$	= 10	MPa
Anfangsschermodul	$G_0$	= 25÷40	MPa (Verformungen 10 <sup>-4</sup> )

**EINHEIT A1 – GROBE SCHUTTKEGEL-SCHWEMMABLAGERUNGEN:** *polygener Kies, überwiegend porphyrisch, von fast rund bis rund, in sandiger Grundmasse, örtlich schwach schluffig, mit Schotter und Blöcken (max. Abmessungen aus Sondierung 30 – 40 cm) Der Kiesanteil übersteigt im Allgemeinen 50% an Gewicht, und liegt durchschnittlich bei Werten zwischen 60 und 70%; Sand ist durchschnittlich zwischen 20 und 30%, Schluff zwischen 0 und 10% vorhanden.*

Volumengewicht	$\gamma$	= 19.5÷20.0	kN/m <sup>3</sup>
Spitzenwert des Scherfestigkeitswinkels	$\phi'$	= 39°÷41°	
Wirksame Kohäsion	$C'$	= 0	
Kritischer Scherfestigkeitswinkel	$\phi_{cv}$	= 36°	
Youngscher Modul	$E_{25}$	= 55	MPa
Anfangsschermodul	$G_0$	= 150÷200	MPa (Verformungen 10 <sup>-4</sup> )

## **8.1 UNTERIRDISCHER STASSENTUNNEL**

### **8.1.1 Merkmale der Maßnahme**

Die Länge des Straßentunnels wird ca. 360 m betragen, die alle in offener Bauweise hergestellt werden, mit Überdeckung der Baugrube, bis zur Ausfahrt in der Mayr-Straße in Richtung Eisack. Die Aushübe haben in den unterirdischen Abschnitten eine durchschnittliche Höhe zwischen 9,3 und 10,3 m und liegen im Allgemeinen in den ersten 2-5 m in der EINHEIT A2/R und unterhalb in den grobkörnigen Ablagerungen der EINHEIT A1 mit geotechnisch nicht erheblichen Einschaltungen der EINHEIT A2. Die Höhe der GOK beträgt durchschnittlich zwischen 266,0 und 263,5 m ü. M., während die Einbauebene des Fundaments des unterirdischen Rahmenbauwerks die Mindesthöhe n 253,3 ü. M. erreichen wird, und die Verbauwände bis in mindestens 249,0 ü. M. reichen werden. Die Baugruben werden wegen der angetroffenen umgebenden Bodenverhältnisse oft behelfsmäßig mit Stützbauwerken gesichert.

### **8.1.2 Wechselwirkungen mit dem Grundwasser und hydraulischer Auftrieb**

Die Beobachtungen zu den möglichen Wechselwirkungen der gegenständlichen Bauwerke mit dem Grundwasser sind in Kapitel 5 des geologischen Gutachtens enthalten. In Blatt 1 ist die Höhe des Grundwasserspiegels längs dem Ausdehnungsverlauf der gegenständlichen Bauwerke sowohl hinsichtlich der häufigsten durchschnittlichen Schwankungswerte als auch des höchsten gemessenen Grundwasserspiegels, der in den historischen Aufzeichnungen enthalten ist, angeführt. Wechselwirkungen mit dem Sättigungswasser des anstehenden Grundwassers im Talgrund sind ausgeschlossen und aus diesem Grund werden keine Probleme im Zusammenhang mit dem hydraulischen Auftrieb befürchtet. Es sind deshalb ausschließlich Infiltrationen von Niederschlagswasser längs der Profile der Überdeckung hinter den Bauwerken und den seitlichen Stützmauern zu erwarten.

### **8.1.3 Gründungsverhältnisse**

Innerhalb des signifikanten Volumens des von der neuen Eisenbahnlinie sowohl im Tunnel im Abschnitt in offener Bauweise als in den Abschnitten in offener Bauweise durchquerten Untergrunds sind grobe Schwemmlagerungen – EINHEIT 1 (Blatt 1) mit guten geotechnischen Eigenschaften anzutreffen, und es werden also keine besonderen Probleme hinsichtlich der Gründung erwartet, auch angesichts der lithostatischen Druckentlastung, die

zum Einbinden des Bauwerks erforderlich sein wird (schätzbar durchschnittlich auf rund 150 kPa). Bei den entsprechenden Setzungen wird es sich also überwiegend um Rekompansionssetzungen bei hohen Deformationsmoduln und daher von vernachlässigbarem Ausmaß handeln. Angesichts der grobkörnigen dränenden Beschaffenheit der umgebenden Böden sind keine späteren Setzungen durch Konsolidierung und auf jeden Fall nicht relevante viskose Setzungen zu erwarten.

Angesichts des festgestellten Fehlens einer Wechselwirkung zwischen Grundwasser und Bauwerk ist ein Nachweis gegen Abheben/Nachweis der Grundbruchsicherheit des Bauwerks gemäß den geltenden Bestimmungen (Ministerialdekret vom 14.1.2008) nicht erforderlich. Die geotechnischen Nachweise/Tragwerksnachweise der Gründung und die Vorschriften für die Straßenführungspläne sind in den dem Projekt beiliegenden Tragwerksberechnungen enthalten, auf die verwiesen wird.

#### **8.1.4 Aushubmodalitäten**

Die Baugruben für den unterirdischen Verlauf des Straßentunnels liegen in den groben Schwemmablagerungen der EINHEIT A1 (Blatt 1) und oberflächlich, in den ersten 2 – 5 m, in den auf die sandig-schluffige EINHEIT A2 zurückzuführenden Decken und/oder in Auftragsmaterial oder körnigem umgelagertem Material (EINHEIT R).

Im Allgemeinen werden die Baugruben mit der Sicherung durch behelfsmäßige Stützbauten auf beiden Seiten des unterirdischen Tunnels/Rahmenbauwerks hergestellt; die Verbauwände werden mit der Schüttung der Decke als interne Gegenkraft verstrebt (*Mailänder Methode*), ohne Verwendung von Ankern. Das geotechnische Referenzmodell für die Dimensionierung der Verbauwände ist in Kap. 7.1 angeführt und in Blatt 1 zusammengefasst.

Angesichts der Notwendigkeit, die vorhandene Hauptversorgungsleitung von der Mitte der Straße zur Westseite zu verlegen, ist für einen Teil der Bauarbeiten die vorgezogene Herstellung einer Mikropfahlwand erforderlich, um eine erste Absenkung auf eine maximale Höhe von nicht mehr als 3 – 4 m zu ermöglichen; die Mikropfahlwand wird auf der Seite des vorhandenen Gehsteigs mit in zwei Reihen in Fünfergruppen angeordneten Pfählen ohne Anker errichtet (die Untergeschosse in den Gebäuden/Einrichtungen innerhalb des Baubereichs lassen den Einbau von Ankern oder passiven Verankerungen nicht zu). Ausschließlich für die Dimensionierung dieses Behelfsbauwerks kann der oberen Einheit A2/R eine kurz-/mittelfristige Kohäsion von 3-5 kPa zugewiesen werden.

Die Baugruben werden in den Abschnitten, in denen Stützbauten nicht notwendig und/oder nicht durchführbar sind, je nach der Höhe mit den in Kapitel 8.2 angegebenen Winkeln profiliert. Die Ausdehnung der Baugruben trägt auch der Behelfsstraßenführung in der Baustellenphase Rechnung.

Die geotechnische und strukturelle Dimensionierung der Stützbauten der Baugruben ist in den entsprechenden Dokumenten des Ausführungsprojekts angeführt, und deren Länge findet sich im entsprechenden Bezugsblatt.

Schließlich einige geotechnische Erwägungen zu den Technologien, die für die Verbauwände in Ortbeton eingesetzt werden; dabei soll im Allgemeinen wie gesagt die *Mailänder Methode* zur Anwendung kommen, mit verstreuter Konsole am Kopf, bestehend aus der Schüttung der Decke als Gegenkraft, und/oder örtlich interne hydraulische Teleskopverstrebung, ohne Einbau von Ankern. Schlitzwände, die mit herkömmlichen Techniken in Ortbeton hergestellt werden, haben in Bozen fast immer zu Problemen im Laufe der Arbeiten wegen der Korngrößen (örtliches Vorliegen von Schottern und Blöcken), der Verdichtung (bei SPT Schlagzahlen überschritten) und der Zusammensetzung (überwiegend Porphy) des Materials geführt, das einen Großteil des durchquerten Untergrunds darstellt. Die einzige Technologie für den Einbau von Schlitzwänden, die keine unvorhergesehenen Probleme dieser Art verursacht, ist die Herstellung mit einer SCHLITZWANDFRÄSE, was jedoch sehr hohe Baustellenkosten und hohe Herstellungskosten mit sich bringt. Da keine besonderen hydraulischen Probleme vorliegen, wird derzeit die wettbewerbsfähigste Technologie von aneinandergereihten (tangierenden) Bohrpfählen dargestellt, die mit der Technologie CAP (verkleidete Pfähle mit Endlosbohrschnecke) mit Herstellungsdurchmessern nicht unter 800-1000 mm gesetzt werden. Diese Technologie ist ideal für Maßnahmen in dicht bebauten Gebieten, da keine Vibrationen und Störungen an den angrenzenden Gebäuden auftreten; die Lärmentwicklung ist begrenzt und es werden keine Bentonitschlämme für die Bohrung benötigt.

## **8.2 FUSSGÄNGER-/RADFAHRBRÜCKE ZWISCHEN DER GARIBALDI-STRASSE UND DEM UFERBEREICH**

Angesichts des Ausmaßes der Lasten und der Notwendigkeit, große Baugruben herzustellen, kann erwogen werden, Einzelfundamente einzusetzen, die Auftragslage zu umgehen und sich in gröberen natürlichen Boden der EINEIT A1 einzubinden, oder alternativ für die Stützen Tiefgründungen (Mikropfähle) vorzusehen.

## **8.3 RADFAHRUNTERFÜHRUNG UNTER DER LORETO-BRÜCKE**

Die Unterführung wird durch Ausheben eines ersten Abschnittes und Abstützen der Straße mit einer Mikropfahlwand während des Aushebens des restlichen Teils hergestellt. Angesichts der Typologie der Maßnahmen und der guten mechanischen Festigkeitsmerkmale der Böden stellen sich keine besonderen Probleme, auch dank der lithostatischen Druckentlastung, die sich nach der Einbindung des Bauwerks ergeben wird (vorab schätzbar um 60-80 kPa). Bei den späteren Setzungen handelt es sich deshalb überwiegend um Rekompansionssetzungen, die sicherlich zu diesem Bauwerk kompatibel sind.



## 8.4 SCHUTZDACH FÜR ÜBERLANDBUSSE

Auf der Grundlage unserer stratigraphischen und geotechnischen Kenntnisse des Bereichs, der für den Bau des Schutzdachs und des neuen Busbahnhofs vorgesehen ist, können wir sagen, dass auf dem gesamten betroffenen Areal eine Lage von ca. 4 – 6 Metern feiner schluffiger, wenig verdichteter Sande (N'spt 8 Schläge/Fuß mit ca. 26 – 28° Reibungswinkel) ansteht. Unterhalb dieser Lage sind grobe kiesige Schwemmlagerungen mit Schottern und Findlingen, wechschichtig mit schwachen sandigen Lagen (N'spt >50 Schläge/Fuß – also assimilierbar mit der Einheit A1) vorhanden.

Angesichts der physikalischen und mechanischen Eigenschaften des Bodens in diesem Bereich kommen großflächige Flachgründungen (Bodenplatte) oder Tiefgründungen auf Mikropfählen bei besonders erheblichen punktuellen Lasten in Frage (Richtlänge 8 – 9 Meter).

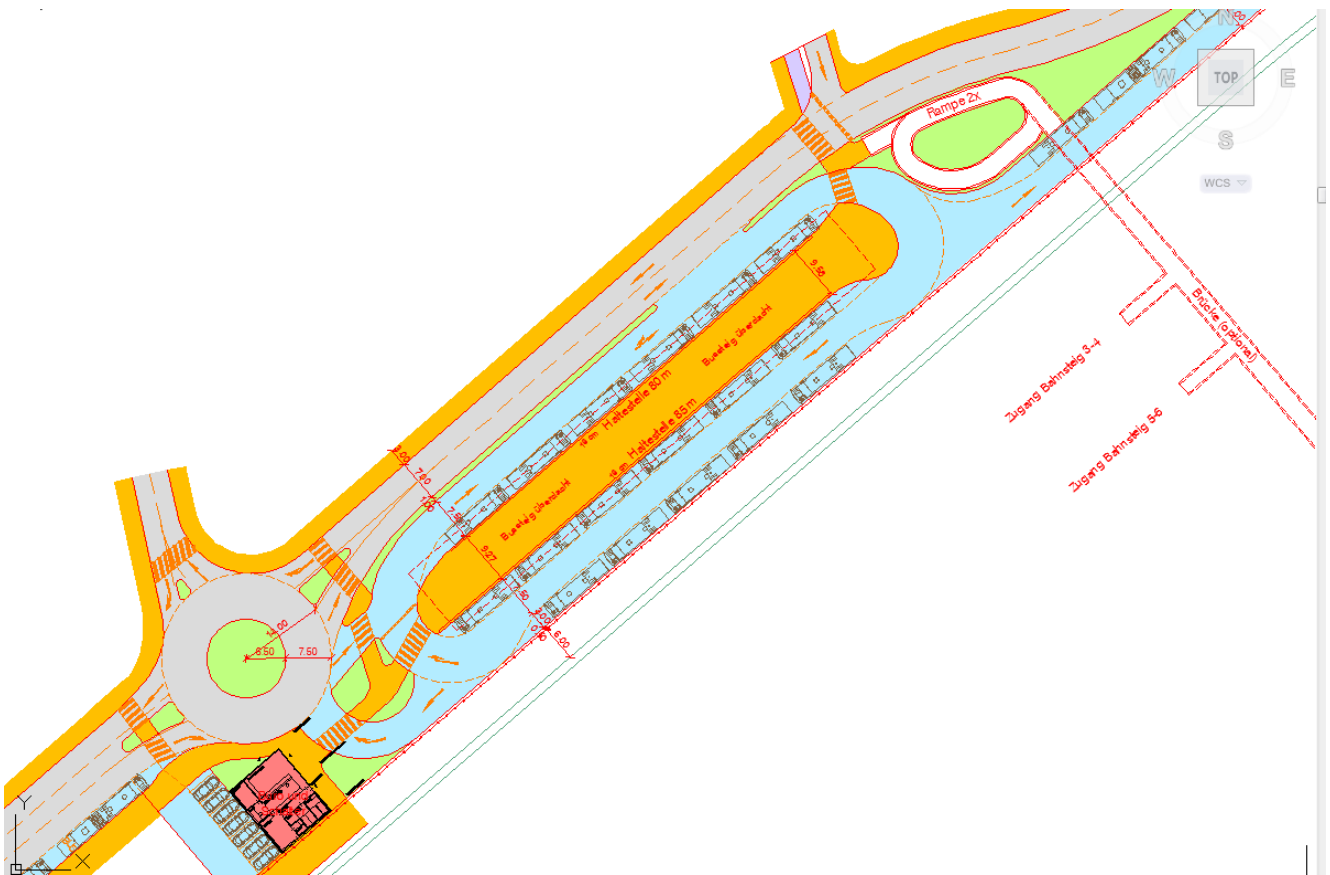


Abbildung 3 – Lageplan des Areals des neuen Busbahnhofs

## 9.1 ÜBERWACHUNGSPLAN IN DER AUSHUBPHASE DES TUNNELS

### 9.1 ZIEL DER ÜBERWACHUNG

Die Arbeiten für die Herstellung des unterirdischen Tunnels und der Zusatzbauwerke, ausgeführt im städtischen Umfeld, insbesondere in der Ausführungsphase der Stützbauten und während der Aushubarbeiten, bis zur Fertigstellung der oberirdischen Bauwerke, werden unweigerlich zu Änderungen der umgebenden Spannungsverhältnisse führen, deren Ausmaß und Einflussradius außer von den eigentlichen Merkmalen der Maßnahmen von den physikalischen, mechanischen und hydrogeologischen Eigenschaften des ausgehobenen Materials, den ursprünglichen Spannungs- und Verformungszuständen und von der Lage und den Merkmalen der sensiblen Ziele abhängen.

Um die Ziele und die mit der Überwachung unter Kontrolle zu haltenden Parameter auf korrekte Weise zu bestimmen, muss das Umfeld, in dem vorgegangen wird, analysiert und insbesondere müssen folgende Tätigkeiten vorgenommen werden:

- Detaillierter Nachweis des Zustands der umgebenden wichtigen Bauwerke vor den potenziellen störenden Effekten und gleichzeitig mit den Vorbereitungsphasen der Baustelle. Mit diesem Nachweis kann eine „Fotografie“ des Zustands vor den Bauarbeiten gemacht werden; ferner ist es möglich, die intrinsische Variabilität der zu überwachenden Parameter zu analysieren und das Ausmaß des „Grundlärms“ zu bewerten, wodurch der Tätigkeitsplan für die Kontrollen und die Verfahren für den Einsatz der Maßnahmen festgelegt werden kann.
- Dynamische Auswirkungen durch die Sicherungsmaßnahmen der Baugruben (Herstellung der tangierenden CAP-Pfähle, Mikropfähle, Aushubarbeiten, Schwerverkehr usw.) durch Kontrolle der direkt an den angrenzenden Bauwerken entstehenden Vibrationen. Zu diesem Zweck werden 8 Gebäude/empfindliche Einrichtungen in der unmittelbaren Umgebung der Baugrube monitoriert, mit eventueller Ausdehnung der Messpunkte je nach den Ergebnissen bei der Messung.
- Messung der Verformungen und Verschiebungen der Stützbauwerke der Baugruben und Kontrolle der Verformungen im Untergrund innerhalb des Einflussbereichs der umgebenden Gebäude in der Herstellungsphase der Stützbauten und bei der Vertiefung der Baugruben.

Da keine direkte Wechselwirkung zwischen dem geplanten Vorhaben und dem anstehenden Grundwasser vorliegt, sind keine besonderen Pläne für die piezometrische Überwachung erforderlich.



Allegato indagini

Anhang Bodenuntersuchungen



**imprefond**

GEOTECNICA E LAVORI SPECIALI  
DEL SOTTOSUOLO

TRIESTE - via dei Cosulich, 8 - +39 040 827789  
Grumo/S. Michele All'Adige (TN) - Via Tonale, 30 - +39 0461 650277

*Con. Min. Infr. e Trasp. con Decreto n. 0000151 del 19/04/2011 Settore C-Prove in situ su terreni (ai sensi dell'art. 59 del DPR n. 380/2001)*

REGIONE AUTONOMA TRENINO ALTO ADIGE  
PROVINCIA AUTONOMA DI BOLZANO  
COMUNE DI BOLZANO

**INDAGINI GEOGNOSTICHE E PROVE IN SITO A  
SUPPORTO DEL PROGETTO PER LA  
REALIZZAZIONE DELLE INFRASTRUTTURE  
STRADALI SOTTERRANEE NELL'AMBITO DEL  
NUOVO "KAUFHAUS BOZEN" A BOLZANO (BZ).**

**COMMITTENTE:  
ICM ITALIA GENERAL CONTRACTOR S.R.L.**

**DATA:  
FEBBRAIO 2015**

**RELAZIONE SULLE INDAGINI GEOGNOSTICHE**



**Direttore del laboratorio:  
dott. geol. Dario GUBERTINI**



**REGIONE AUTONOMA TRENINO ALTO ADIGE  
PROVINCIA AUTONOMA DI BOLZANO  
COMUNE DI BOLZANO**

**INDAGINI GEOGNOSTICHE E PROVE IN SITO A  
SUPPORTO DEL PROGETTO PER LA  
REALIZZAZIONE DELLE INFRASTRUTTURE  
STRADALI SOTTERRANEE NELL'AMBITO DEL  
NUOVO "KAUFHAUS BOZEN" A BOLZANO (BZ).**

**COMMITTENTE:  
ICM ITALIA GENERAL CONTRACTOR S.R.L.**

**DATA:  
FEBBRAIO 2015**

## **RELAZIONE SULLE INDAGINI GEOGNOSTICHE**

---

### **1 Generalità**

---

Su incarico della ICM Italia General Contractor S.r.l., nel mese di febbraio 2015, la nostra Società ha eseguito una campagna di indagini geognostiche a mezzo sondaggi meccanici a carotaggio continuo e prove in sito a supporto del progetto per la realizzazione delle infrastrutture stradali sotterranee nell'ambito del nuovo "Kaufhaus Bozen" a Bolzano (BZ).

L'indagine è stata eseguita con la supervisione del dott. geol. Dario Gubertini e con l'assistenza in cantiere del dott. Giorgio Ianes.

Sede legale  
34147 Trieste, via dei Cosulich, 8  
tel. +39 040 827789, fax +39 040 830018  
www.imprefond.com  
e-mail: [imprefond@imprefond.com](mailto:imprefond@imprefond.com)

Filiale  
38010 Grumo S.Michele a A (Trento)  
via Tonale, 30  
tel. +39 0461 650277, fax +39 0461 662920  
e-mail: [imprefond-tn@imprefond.com](mailto:imprefond-tn@imprefond.com)

Imprefond srl - P.I. [IT] 00565000320, C.F. ed iscrizione al Registro Imprese di Trieste n. 00565000320, ANCE n. 8870607, cap. soc. € 90.000,00

---

**2 INDAGINI GEOGNOSTICHE**

---

Nel complesso sono stati eseguiti:

<b>Sondaggio</b>	<b>Profondità</b>	<b>Prove S.P.T.</b>	<b>Piezometro</b>
	m.l.	n°	m.l.
SIG1(A)	25,00	13	25
SIG2(A)	25,00	13	25



Ubicazione del punto di indagine SIG1(A)-2015

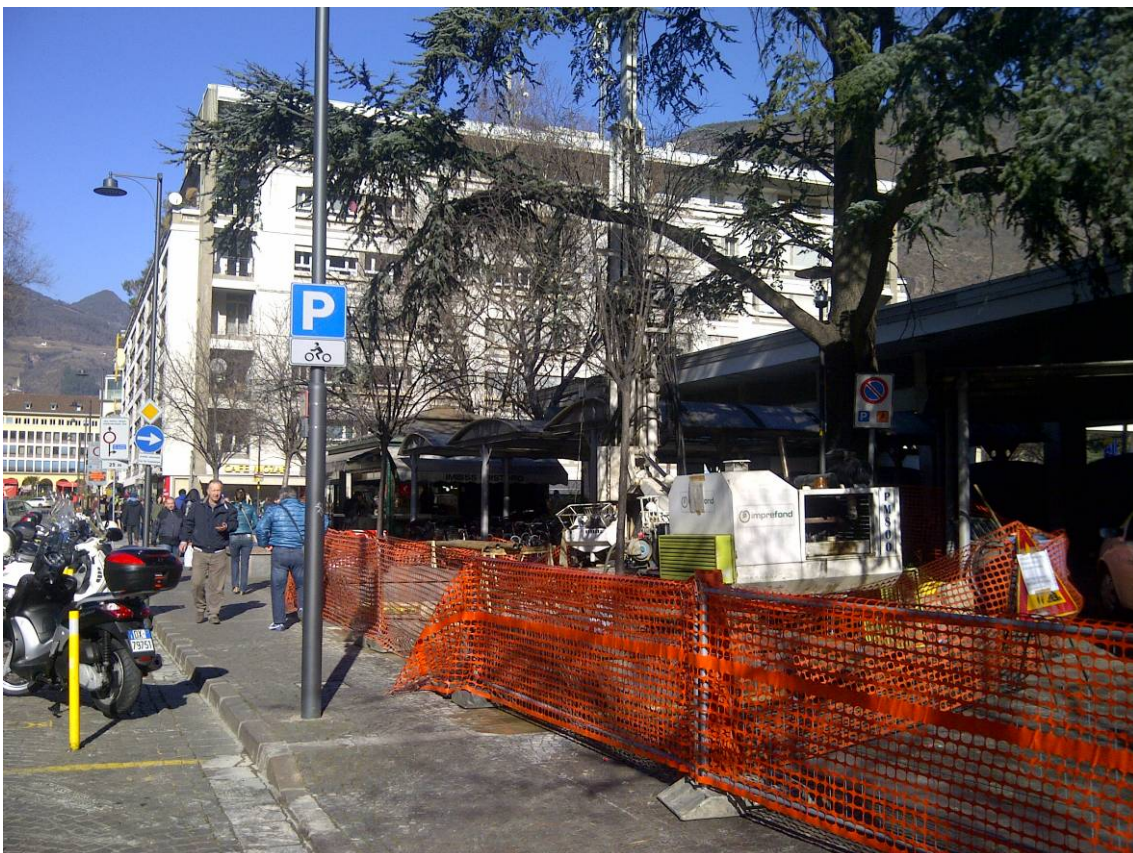


Ubicazione del punto di indagine SIG1(A)-2015





Ubicazione del punto di indagine SIG2(A)-2015



Ubicazione del punto di indagine SIG2(A)-2015

### 3 Modalità di esecuzione delle indagini e delle prove in situ

#### 3.1 Sondaggi geognostici

##### 3.1.1 Sondaggi geognostici a rotazione a carotaggio continuo

Un sondaggio a rotazione a carotaggio continuo viene eseguito per ottenere una esatta conoscenza delle formazioni o dei terreni indagati, grazie all'esame visivo delle carote estratte durante la perforazione.

In generale il sistema di perforazione comprende diversi elementi (Figura 1) integrati nelle batterie che sono:

- testa di rotazione;
- tubo carotiere;
- estrattore;
- manicotto porta-estrattore;
- corona tagliente.

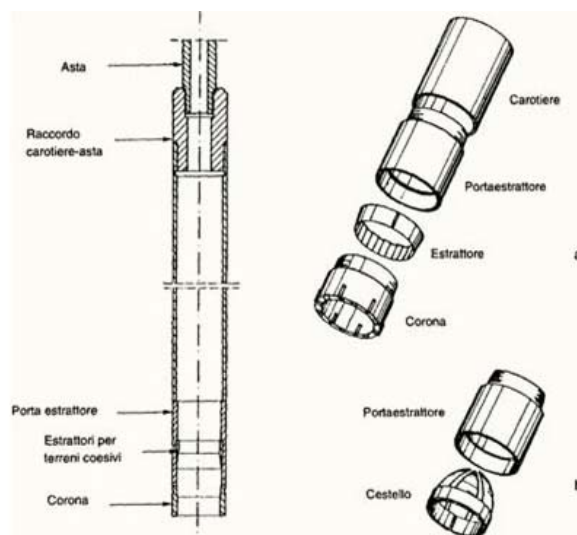


Figura 1 – Sistema di perforazione con aste e carotiere e sulla destra set per la prevenzione della perdita di una carota

La testa di rotazione costituisce il pezzo di unione tra il carotiere, in cui si raccoglie la carota che si estrae durante la perforazione, e la batteria di aste a cui si trasmette il movimento di rotazione e la spinta esercitata dalla macchina perforatrice. Il manicotto portaestrattore contiene una molla denominata estrattore che serve a tagliare la carota quando viene estratta, impedendo così che la stessa fuoriesca durante la manovra.

La corona rappresenta l'elemento perforante che si utilizza nel sondaggio. Essa dispone di taglianti, i quali possono essere di widia (carburo di tungsteno) o di diamanti. In genere le corone al widia vengono utilizzate in terreni o rocce tenere mentre quelle diamantate in rocce dure o molto dure.

I carotieri nella loro forma più semplice hanno la forma di un tubo munito ad un'estremità di una testa di raccordo con le aste di perforazione e all'altra estremità di un filetto a cui si avvita la corona tagliente che permette il prelievo della carota contemporaneamente all'avanzamento della perforazione.

I carotieri possono essere di due tipi (Figura 2):

- semplice, costituito da un unico tubo;
- doppio, costituito da un tubo carotiere e da un tubo portacarota; vi può anche essere la presenza di una fustella in acciaio/PVC posizionata all'interno del tubo interno (carotiere triplo)

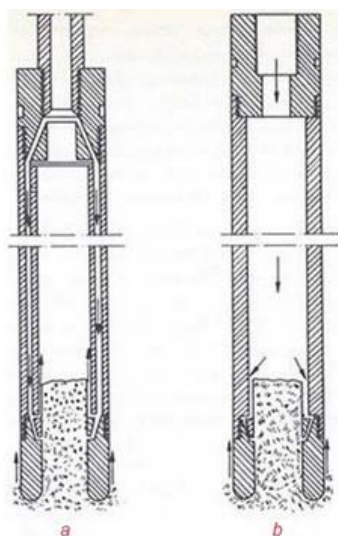


Figura 2 – Tipi di carotieri per perforazione a rotazione:  
a, carotiere doppio; b, carotiere semplice

Il carotiere semplice (Figura 3) è costituito da un unico tubo di acciaio di diametro compreso tra 66 e 146 mm munito della corona tagliente a una estremità e di una valvola di non ritorno a sfera all'altra estremità, per evitare la possibilità che la carota fuoriesca dal carotiere. In caso di terreni sciolti, può anche essere inserito alla base del carotiere, immediatamente al di sopra della corona, un cestello al fine di agevolare la ritenuta del materiale carotato.

Normalmente il carotiere semplice viene impiegato “a secco” cioè senza l'utilizzo del fluido di perforazione che altrimenti dilaverebbe tutta la superficie della carota e le frazioni fini.

Questo carotiere rappresenta un utensile molto semplice che realizza aree di taglio piccole grazie all'esiguo spessore della corona di 7 mm. Crea pochi detriti e la carota, a parità di diametro esterno, ha un diametro maggiore di quello ottenibile con i doppi carotieri anche se in questo caso la carote sono più disturbate. Consente il prelievo di campioni rimaneggiati in quanto il materiale recuperato rimane a contatto con le pareti del carotiere e con l'eventuale l'acqua di circolazione. Viene utilizzato

soprattutto nei terreni teneri come le argille, limo e sabbia in quanto la rotazione del tubo del carotiere può causare il rimaneggiamento di terreni cementati.

Una bassa velocità di rotazione e una bassa spinta possono garantire la riduzione del disturbo del carotaggio ed evitare la creazione di tappi di materiale particolarmente essiccato e bruciato.



Figura 3 – Carotiere semplice

Il carotiere doppio ha la particolarità, pur mantenendo lo stesso diametro del carotiere semplice, di avere due tubi di acciaio coassiali indipendenti nei movimenti:

- un tubo interno costituito da un tubo portacarota o camicia che rimane fermo durante l'avanzamento della perforazione e che si trova in posizione più arretrata di quello esterno con il compito di raccogliere il materiale carotato;
- un tubo esterno costituito da un tubo carotiere rotante dotato di corona con il compito di tagliare il terreno.

La parete interna non ruotante è munita di una scarpa tagliente atta a penetrare a pressione per un breve tratto nel terreno e quindi sporgente rispetto alla tubazione esterna ruotante. Tale sporgenza decresce con l'aumentare della compattezza del terreno.

Viene generalmente utilizzato con il fluido di circolazione che viene fatto passare tra l'intercapedine esistente tra i due tubi coassiali e quindi la carota, incamiciata nel tubo interno, è in contatto con il fluido solo in corrispondenza del margine della corona che normalmente è di spessore maggiore di quella utilizzata nel carotiere semplice.

Inoltre il tubo interno va montato su cuscinetti a sfera che ne impediscono il movimento mentre il tubo esterno ruota.

Il carotiere doppio monta inoltre un estrattore e un portaestrattore e a volte un tubo di allungamento del tubo interno che è solidale con l'estrattore e viene abbassato quando la carota deve essere spezzata, in modo tale che la sollecitazione meccanica venga trasferita dall'estrattore e dal portaestrattore al tubo esterno più robusto.

Esistono diversi tipi di carotieri doppi che differiscono per caratteristiche e in ragione della natura litologica dei terreni:

- T2, carotiere doppio con corona a parete sottile (diametro fino a 101 mm) costituito da un tubo interno non rotante e un tubo esterno a cui si raccorda una corona di perforazione con spessore di parete di  $7 \div 8,5$  mm, a seconda del diametro del carotiere. È caratterizzato dunque da una minima superficie di taglio che porta a ottenere elevate velocità di penetrazione.
- T6, carotiere doppio costituito dal tubo interno intero (un solo pezzo) di diametro compreso fra 101 al 146 mm; caratterizzato dal montare una corona sottile diamantata o in lega dura di widia che presenta uno spessore di parete di  $9,5 \div 11,5$  mm a seconda del diametro del carotiere.

I T6 sono essenzialmente previsti per il carotaggio in formazioni di media durezza, anche se, grazie alla piccola superficie di taglio, possono essere impiegati in modo vantaggioso anche in formazioni a durezza maggiore mediante l'utilizzo di corone diamantate.

A differenza del tipo T2 (Figura 4) questo carotiere è adatto anche per il carotaggio in formazioni sedimentarie, alluvionali o alterate dove sia necessario ricorrere ai fanghi bentonitici come fluido di circolazione per stabilizzare il foro. Lo spazio anulare tra i tubi esterno e interno è infatti sufficiente per consentire il passaggio del fango con sedimenti grossolani;

- T6S, carotiere doppio costituito da un tubo interno apribile (Figura 5) longitudinalmente in due metà che consente il recupero di carote intatte anche da formazioni poco compatte e alterate. Monta corone con uno spessore leggermente maggiore del T6 caratterizzate normalmente da uno scarico frontale che preserva la carota dal fluido di circolazione.

I "T6S" sono essenzialmente previsti per formazioni tenere e friabili e ne caso in cui si vogliano carote da inviare al laboratorio geotecnico.

Questo carotiere doppio presenta il vantaggio di avere un tubo interno leggermente avanzato rispetto alla corona del tubo esterno che ruota, punzonando il terreno tramite una scarpa tagliente che si ritira o si allunga in funzione della compattezza del terreno. Il tubo interno divisibile permette inoltre l'esame immediato della carota e il suo trasferimento nella cassetta catalogatrice senza alcun disturbo.

I carotieri T6 e T6S impiegano, dunque, corone a parete sottile ma possono comunque essere impiegati anche con spurgo di fango grazie sia all'impiego di acciai di alta qualità per la costruzione del tubo interno che viene così ad avere uno spessore minimo e sia a un valore medio dell'intercapedine tra tubo esterno e tubo interno.

Va considerato che la presenza di un piccolo spessore di parete fornisce, rispetto a una corona di maggiore spessore, una minore superficie di taglio, un minore detrito, un minor consumo della corona, una velocità di penetrazione maggiore, una minor pressione e coppia torcente.

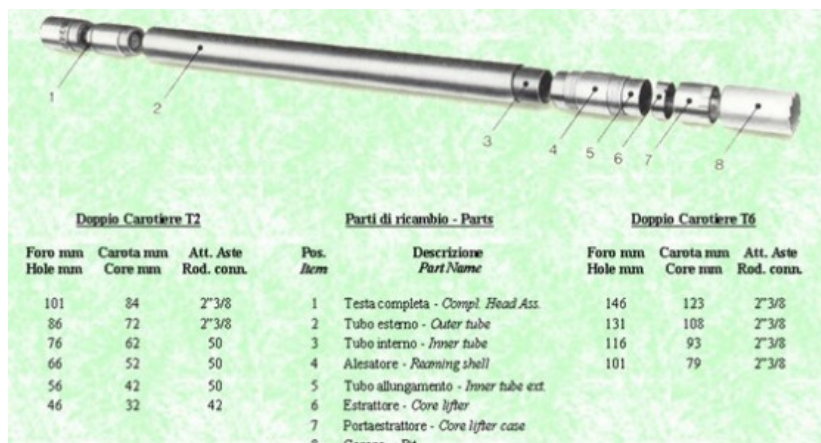


Figura 4 – Carotiere doppio T2 e T6.



Figura 5 – Carotiere T6S

Una volta ultimata la perforazione il geologo provvede allo studio più completo delle carote e all'invio, se previsto, di campioni di terreno al laboratorio geotecnico / ambientale.

A tal fine le carote ottenute vengono allineate nell'ordine in cui sono estratte, in luogo riparato, e numerate progressivamente con i dati relativi alla profondità di provenienza.

La serie di carote estratte dalla sonda viene raccolta in apposite cassette catalogatrici (Figura 6 e Figura 7) di forma rettangolare, divise in 5 scomparti di 1 m di lunghezza, dotate di coperchio e con altezza adeguata rapportata al diametro della perforazione. Il tutto nel rispetto della sequenza stratigrafica rinvenuta utilizzando separatori interni o opportune segnature che indicheranno le quote di inizio e fine di ogni manovra e l'eventuale prelievo di campioni.



Figura 6 – Cassetta catalogatrice - carotaggio in terreni

Le cassette catalogatrici sono contrassegnate da una etichetta o scritta inamovibile e indelebile riportante: località; designazione del cantiere - committente – esecutore; designazione del sondaggio; n° di cassetta e profondità di prelievo (da/a).

Le cassette sono numerate a partire da quelle che contengono le carote più prossime alla superficie esterna, e per ognuna di viene eseguita una fotografia a colori in modo da individuare in maniera ottimale le variazioni litologiche.

Le fotografie effettuate saranno successivamente inserite nelle schede fotografiche allegate al report di indagine.

I carotaggi contenuti nelle cassette catalogatrici vengono quindi trasportati e conservati in ambienti riparati dalle intemperie.



Figura 7 – Cassetta catalogatrice – carotaggio in roccia

Se previsto, al fine di mantenere disponibile il foro di sondaggio anche per successivi utilizzi, si provvede a proteggere il boccapozzo con pozzetto e chiusura inamovibile, dopo averlo attrezzato con le strumentazioni richieste (installazione di tubi inclinometrici, di tubi per prove tipo “Down-Hole” o di piezometri, ecc.).



### 3.2 Standard Penetration Test (SPT)

La prova S.P.T. (Standard Penetration Test) è una prova puntuale che viene eseguita nel corso della perforazione, al fondo del foro.

È molto nota, standardizzata sia dalla A.S.T.M. Designation 1586/67, dal sottocomitato I.S.S.M.F.E. (Associazione Geotecnica Internazionale), per le prove penetrometriche in Europa, nonché dalle “Raccomandazioni” A.G.I. (Associazione Geotecnica Italiana) per l’esecuzione delle indagini geotecniche (1977).

La prova consiste nell’infiggere nel terreno, alla base del sondaggio, per mezzo di un martino a sganciamento automatico del peso di kg 63,4 cadente da un’altezza di cm 75, un campionatore (Figura 8).

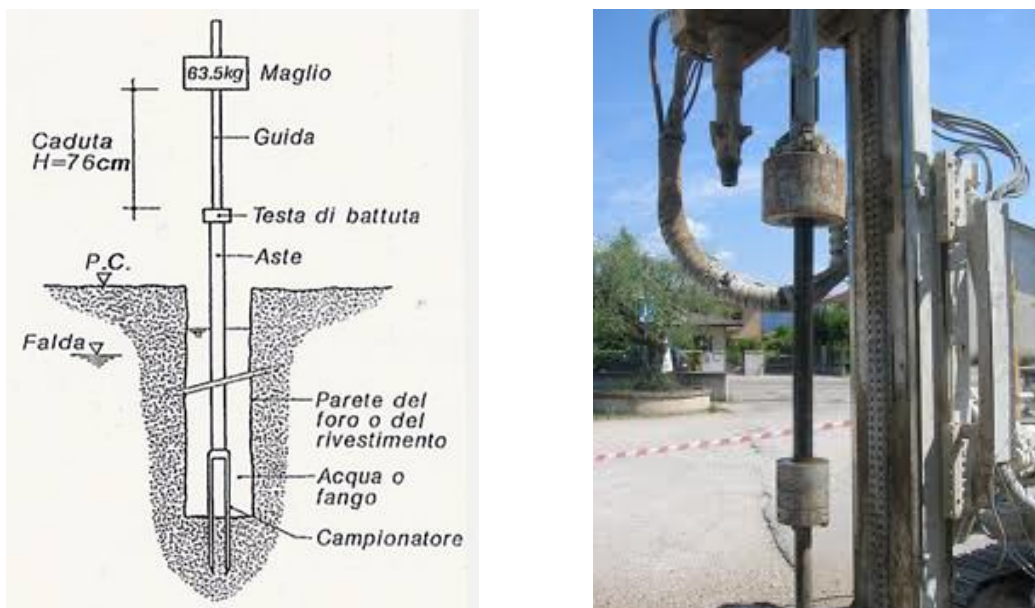


Figura 8 – Maglio S.P.T.

La prova consiste nell’infissione preliminare di 150 mm contando ed annotando il numero di colpi del maglio, fino ad un massimo di 50 colpi; successivamente si procede all’infissione del tratto di 300 mm contando ed annotando il numero di colpi relativi ai primi 150 mm ed ai secondi 150 mm fino ad un massimo di 100 colpi (Figura 9)

Il rifiuto si considera raggiunto quando, dopo l’infissione preliminare, che è pari a 150 mm o 50 colpi, si ottengono 100 colpi per un avanzamento minore o uguale a 300 mm. In ghiaie o in terreni molto compatti viene utilizzata una punta chiusa con apertura di 60°. In base al valore NSPT è possibile determinare lo stato reale di addensamento per i terreni incoerenti e di consistenza per quelli coesivi, come evidenziato nella tabella riportata nella pagina successiva.

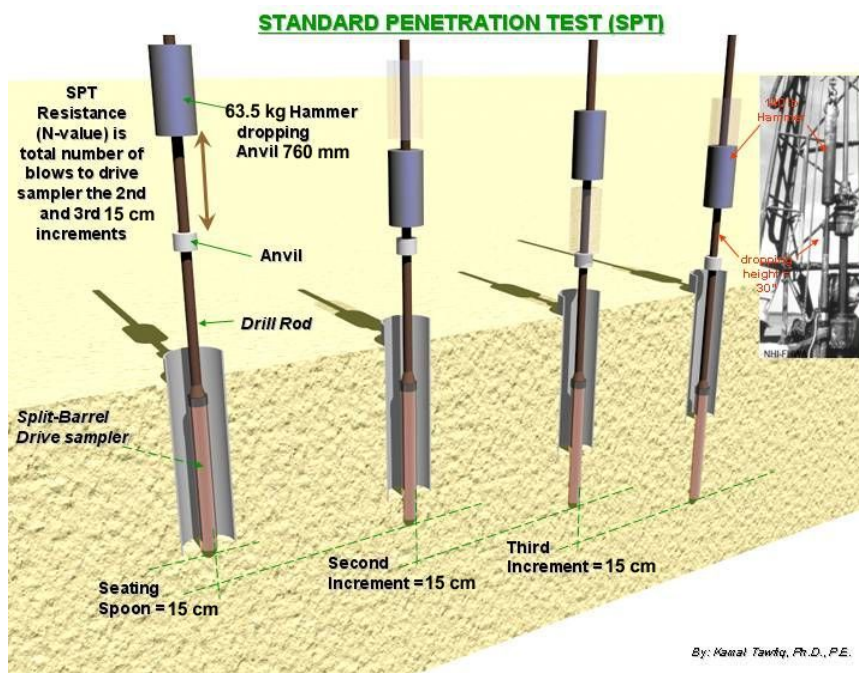


Figura 9 – Schema prova S.P.T.

VALUTAZIONE DEI PARAMETRI DI RESISTENZA DEI DATI DELLO S.P.T.

Terreno coerente Definizione della consistenza	Numero dei colpi NSPT	Indice di consistenza Ic	Coesione non drenata Cu [Bar]
Privo di consistenza	< 2	0	< 0.1
Poco consistente	2 – 4	0 - 0.25	0.1 - 0.25
Moderatamente consistente	4 – 8	0.25 - 0.5	0.25 - 0.5
Consistente	8 – 15	0.5 - 0.75	0.5 - 1.0
Molto consistente	15 – 30	0.75 - 1.0	1.0 - 2.0
Estremamente consistente	> 30	> 1.0	> 2.0

Terreno incoerente Grado di addensamento	Numero dei colpi NSPT	Densità relativa Dr	Angolo di attrito φ [°]
Sciolto	< 4	< 0.2	< 30°
Poco addensato	4 – 10	0.2 - 0.4	30° - 35°
Moderatamente addensato	10 – 30	0.4 - 0.6	35° - 40°
Addensato	30 – 50	0.6 - 0.8	40° - 45°
Molto addensato	> 50	> 0.8	> 45°

La resistenza al taglio di un terreno granulare è sinteticamente espressa dall'angolo  $\phi'$  la cui determinazione non è direttamente derivabile dai valori dalle  $N_{SPT}$  o dalla  $Q_c$ .

L'approccio più semplice e maggiormente utilizzato è quello della stima della  $D_r$  della sabbia in funzione di  $N_{SPT}$  e della tensione efficace utilizzando la correlazione di Gibbs ed Holtz (1957 - Figura 10) e, successivamente, nota la  $D_r$  e la composizione granulometrica risalire al valore di  $\phi'$  tramite la correlazione di Schmertmann (1978 - Figura 11).

Tra i metodi di correlazione diretta  $N_{SPT} - \phi'$  viene tradizionalmente utilizzata la correlazione di De Mello (1971 - Figura 12), con cui è possibile dare stima dell'angolo di resistenza a taglio in funzione di  $\sigma'_{v0}$  e  $N_{SPT}$ .

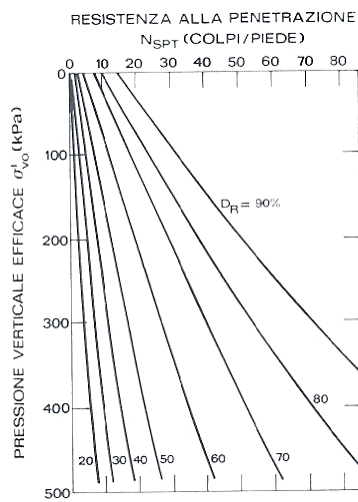


Figura 10 – Gibbs-Holtz (1957)

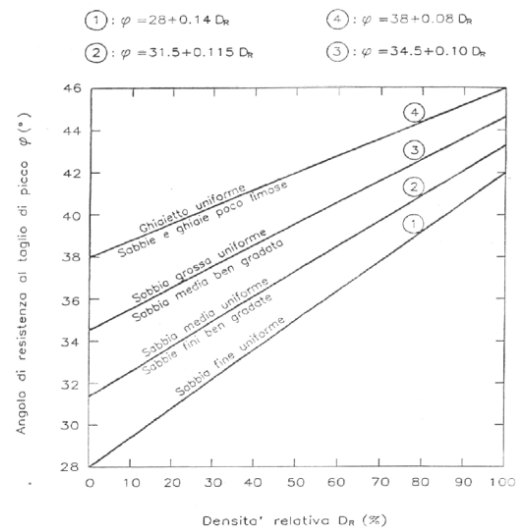


Figura 11 – Schertmann (1978)

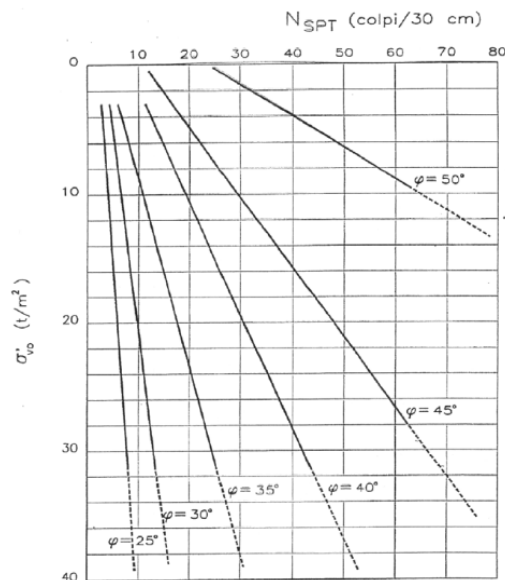


Figura 12 – De Mello (1971)

Nell'esecuzione delle prove è stata sempre mantenuta la verticalità della guida del maglio durante la caduta libera.

Con uno scandaglio è stata controllata di volta in volta la quota del fondo foro: se la differenza con le quote raggiunte in precedenza dalla manovra di perforazione o pulizia ha superato i 7 cm (norma ASTD) la prova è stata sospesa per procedere ad un'ulteriore operazione di pulizia.

Ad estrazione avvenuta il campione prelevato è stato misurato, trascurando l'eventuale parte alte costituita da detriti, sigillato in un contenitore ed inviato in laboratorio.

## 4 Fori attrezzati

### 4.1 Posa in opera di tubi piezometrici

Terminata la perforazione dei fori d'indagine, al loro interno sono stati messi in opera tubi piezometrici. Scopo dell'operazione è il controllo del percolato ed il controllo delle acque di falda.

#### 4.1.1 Piezometro a tubo aperto in PVC

I piezometri a tubo aperto sono usati per rilevare, misurare e monitorare il livello dell'acqua in suoli permeabili. La colonna è di norma realizzata con tubi fessurati in corrispondenza della falda e ciechi nella restante parte superiore.

I tubi in PVC garantiscono una perfetta corrispondenza alle normative igieniche e tecniche dei principali paesi industriali. Sono resistenti alla corrosione di muffe, correnti vaganti, acque marine, soluzioni acide ed alcaline diluite; sono inoltre privi di incrostazioni e le pareti interne hanno una bassa rugosità. La filettatura, inoltre, è rafforzata con un ispessimento all'estremità dei tubi in fase di estrusione.



Figura 13 – Tubi piezometrici in PVC, tappi di testa e di fondo, chiusini

Al termine della posa dei tubi, gli stessi sono stati spurgati dai residui di perforazione mediante immissione di acqua in pressione, mentre la testa pozzo è stata attrezzata con chiusino metallico.

Il collegamento tra uno spezzone di tubo e l'altro è stato realizzato sul campo; si è quindi proceduto alla messa in opera del tubo piezometrico e tappo di fondo, del materasso filtrante composto ghiaia medio fina lavata e di bentonite in pellets al fine di garantire la separazione dei fluidi percolanti dalla zona attrezzata con tubo cieco e quella microfessurata.

Ø esterno		Ø interno	Spessore	Ø esterno massimo	Filettatura	Peso
inch	mm	mm	mm	mm		kg/m
1/2"	21,1	15,9	2,6	26,0	Gas	0,2
3/4"	26,5	21,3	2,6	30,0	Gas	0,3
1"	33,3	26,7	3,3	40,0	Gas	0,5
1"	33,3	26,7	3,3	33,3	Trapezoidale	0,5
1"1/4	42,0	34,6	3,7	49,0	Gas	0,7
1"1/4	42,0	34,6	3,7	42,0	Trapezoidale	0,7
1"1/2	48,0	40,0	4,0	55,0	Gas	0,8
1"1/2	48,0	40,0	4,0	48,0	Trapezoidale	0,8
2"	60,0	51,6	4,2	65,0	Gas/Trapezoidale	1,1
<b>2"</b>	<b>60,0</b>	<b>51,6</b>	<b>4,2</b>	<b>60,0</b>	<b>Trapezoidale</b>	<b>1,1</b>
2"1/2	75,0	66,0	4,5	81,0	Gas/Trapezoidale	1,6
2"1/2	75,0	66,0	4,5	75,0	Trapezoidale	1,6
3"	89,0	79,0	5,0	95,0	Gas/Trapezoidale	2,0
3"	89,0	79,0	5,0	89,0	Trapezoidale	2,0
4"	114,0	103,2	5,3	121,0	Gas/Trapezoidale	2,9
4"	114,0	103,2	5,3	114,0	Trapezoidale	2,9
Microfessurazioni 0,2 - 0,3 - 0,4 - 0,5 - 0,7 - 1,0 - 1,5 - 2,0 - 2,5 - 3,0 mm.						
Lunghezze standard elementi 1m, 2m, 3m, 5m, 6m.						

Alla sommità, infine, è stato applicato un tappo di sabbia dello spessore di 0.10 m ed una sigillatura superficiale in cemento.

L'allestimento del piezometro è stato ultimato con la posa in opera del pozzetto di protezione consistente in un chiusino metallico.



## 5.2 Descrizione stratigrafica

La descrizione stratigrafica è compilata in modo tale da specificare per ciascun strato quanto relativo ai punti sotto elencati:

### 5.2.1 Denominazione geologica della formazione

### 5.2.2 Tipo di terreno

Le caratteristiche granulometriche del terreno sono state definite con riferimento alla terminologia AGI (1977).

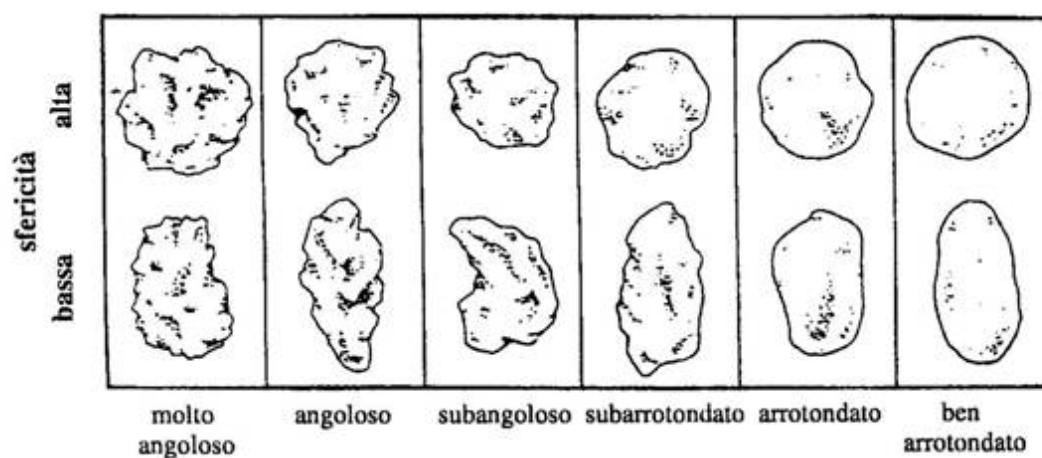
DEFINIZIONE		DIAMETRO DEI GRANI [mm]
BLOCCHI		> 200
CIOTTOLI		200 - 60
GHIAIA	Grossa	60 - 20
	Media	20 - 6
	Fine	6 - 2
SABBIA	Grossa	2 - 0,6
	Media	0,6 - 0,2
	Fine	0,2 - 0,06
LIMO		0,06 - 0,002
ARGILLA		< 0,002

Per classificare un terreno costituito da diverse frazioni granulometriche si utilizza la seguente nomenclatura:

- I nome: la frazione granulometrica di maggior diametro da il nome all'aggregato (es. Limo)
- II nome: quando il II materiale ha una percentuale in peso tra 50%-25% si utilizza CON per unire i due nomi (es. Limo con argilla)
- III nome: si utilizza il suffisso OSO se la percentuale in peso della frazione successiva è tra 25%-10% (es. Limo con argilla sabbiosa)
- IV nome: si utilizza la particella DEBOLMENTE se la percentuale della frazione successiva è tra 10%-5% (es. Sabbia con ghiaia debolmente limosa).



Della frazione ghiaiosa e ciottolosa è specificato il grado di arrotondamento con riferimento alla seguente tabella:



DEFINIZIONE	ARROTONDAMENTO	DESCRIZIONE
Angoloso	0 – 0.15	Nessuna smussatura
Subangoloso	0.15 – 0.25	Mantiene forma originale con evidenze di smussatura
Subarrotondato	0.25 – 0.40	Smussatura considerevole e riduzione dell'area di sup. del clasto
Arrotondato	0.40 – 0.60	Rimozione delle sup. originali, con rare superfici piatte
Ben arrotondato	0.60 - 1	Superficie interamente compresa da curve ben arrotondate

### 5.2.3 Condizioni di umidità naturale

Le condizioni di umidità naturale del terreno è stata definita con uno dei seguenti termini:

- Asciutto
- Debolmente umido
- Umido
- Molto umido
- Saturo

#### 5.2.4 Consistenza

La consistenza dei terreni coesivi è stata descritta con riferimento alla misura di resistenza al penetrometro tascabile sulla carota appena estratta e scortecciata con frequenza di una prova ogni 10-15 cm.

Nel caso di terreni granulari la consistenza si esprime in termini di addensamento.

##### Terreno coerente

- Privo di consistenza
- Poco consistente
- Moderatamente consistente
- Consistente
- Molto consistente
- Estremamente consistente

##### Terreno incoerente

- Sciolto
- Poco addensato
- Moderatamente addensato
- Addensato
- Molto addensato

#### 5.2.5 Colore

Il colore è stato descritto scegliendo tra i seguenti termini precisando se necessario la tonalità e l'intensità: rosa, rosso, viola, arancione, giallo, marrone, verde, grigio, nero precisando se necessario la tonalità e l'intensità.

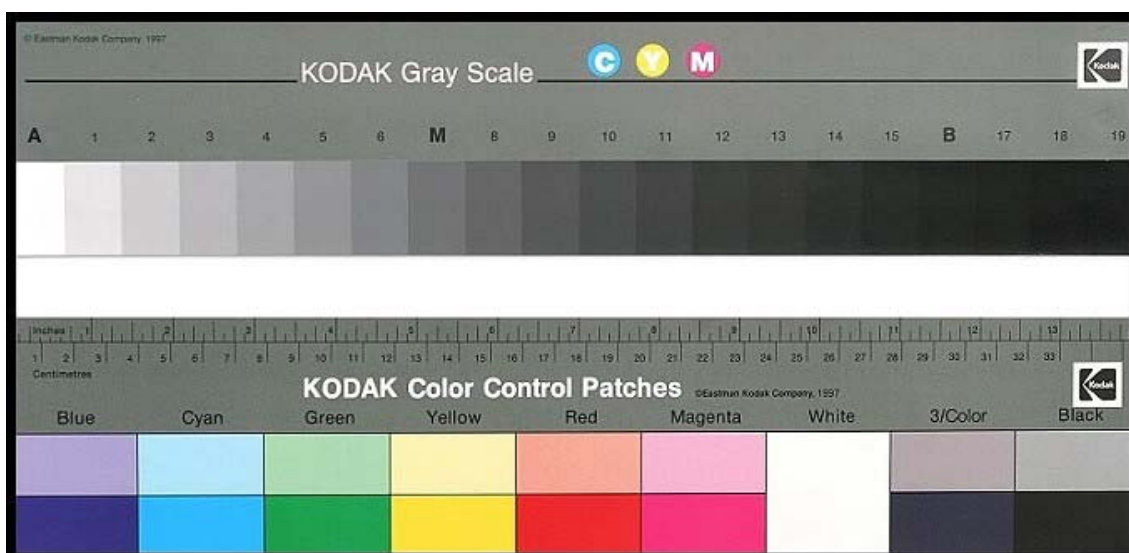


Figura 14 – Guida colori Kodak

### 5.2.6 Struttura

Con il termine struttura si intende la presenza o l'assenza di discontinuità, precisando la spaziatura, le laminazioni e tutti gli indizi legati a processi di alterazione o trasporto.

### 5.2.7 Particolarità aggiuntive

Con questo termine si intende tutte le caratteristiche significative, ai fini della schematizzazione geotecnica, che non siano già inserite nei parametri precedentemente elencati (radici, manufatti, fossili, residui organici vegetali, concrezioni).

### 5.2.8 Litologia ed origine

Il tipo di litologia è stato definito basandosi sui criteri classificativi dello Studio Geotecnico Italiano s.r.l.

---

## 6 Attrezzature impiegate

---

SONDA CINGOLATA:	PUNTEL	PX 600
Coppia torcente	kg x m	600
Spinta	kg	6700
Tiro	kg	8000
Rotazione	giri/min.	220-650

## **INDICE**

<b>1</b>	<b>GENERALITÀ.....</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>INDAGINI GEOGNOSTICHE.....</b>	<b>2</b>
<b>3</b>	<b>MODALITÀ DI ESECUZIONE DELLE INDAGINI E DELLE PROVE IN SITU.....</b>	<b>5</b>
3.1	SONDAGGI GEOGNOSTICI.....	5
3.1.1	Sondaggi geognostici a rotazione a carotaggio continuo.....	5
3.2	STANDARD PENETRATION TEST (SPT).....	12
<b>4</b>	<b>FORI ATTREZZATI.....</b>	<b>16</b>
4.1	POSA IN OPERA DI TUBI PIEZOMETRICI.....	16
4.1.1	Piezometro a tubo aperto in PVC.....	16
<b>5</b>	<b>MODALITÀ DESCRITTIVE.....</b>	<b>18</b>
5.1	RAPPORTO STRATIGRAFICO.....	18
5.2	DESCRIZIONE STRATIGRAFICA.....	19
5.2.1	Denominazione geologica della formazione.....	19
5.2.2	Tipo di terreno.....	19
5.2.3	Condizioni di umidità naturale.....	20
5.2.4	Consistenza.....	21
5.2.5	Colore.....	21
5.2.6	Struttura.....	22
5.2.7	Particolarità aggiuntive.....	22
5.2.8	Litologia ed origine.....	22
<b>6</b>	<b>ATTREZZATURE IMPIEGATE.....</b>	<b>22</b>

### **Allegati:**

- **Log Stratigrafici**
- **Schede fotografiche**



**imprefond**

GEOTECNICA E LAVORI SPECIALI  
DEL SOTTOSUOLO

TRIESTE - via dei Cosulich, 8 - +39 040 827789  
Grumo/S. Michele All'Adige (TN) - Via Tonale, 30 - +39 0461 650277

ICM ITALIA GENERAL CONTRACTOR S.R.L.

**COMMITTENTE:** INFRASTRUTTURE STRADALI SOTTERRANEE  
**PROGETTO:** PER IL NUOVO «KAUFHAUSE BOZEN»  
**LOCALITÀ:** PIAZZA GIUSEPPE VERDI - BOLZANO (BZ)

Sondaggio:

**SIG1(A)/2015**

(VERTICALE)

Foglio: 1

**SUPERVISORE:** Dott. Giorgio Ianes

**SONDATORE:** Sig. F. Tenaglia

**SONDA:** Puntel PX 600

Data	Tipo e diam. carotiere Rivestimento	Prof. relativa m	Prof. assoluta m	Legenda	DESCRIZIONE STRATIGRAFICA	Percentuale carotaggio	R.Q.D. %	Campioni		Standard Penetration Test				Pocket Penetrometer (Kg/cm2)	Vane Test (Kg/cm2)	Prova di permeabilità tipo Leifranc	Prova pressiometrica tipo Menardi (dal p.c.)	Piezometro	Note
								Disturbati	Indisturbati	N. Colpi			N.S.P.T.						

Febbraio 2015	Carotiere semplice e diamante Ø 101mm Ø 127mm	1.0	4.50	<p>Terreno vegetale con materiale di riporto. 0.00 - 0.90 m: Sabbia fina limosa di colore marrone rossastro con rado ghiaietto, resti vegetali e sporadici frammenti di laterizio. 0.90 - 4.50 m: Sabbia medio fina debolmente limosa di colore variabile dal grigio al grigio-marrone, con ghiaia di natura prevalentemente porfirica eterometrica di forma da angolare ad arrotondata con ciottoli Ø max 7 - 8 cm. Rilevato odore di idrocarburo.</p>																			
		2.0			SPT 1.50	9	9	7	16	●													
		3.0			SPT 3.00	12	10	7	17	●													
		4.0			SPT 4.50	28	36	43	79	●													
		5.0			SPT 6.00	21	30	35	65	●													
		6.0			SPT 7.50	39	R (10 cm)			●													
		7.0			SPT 9.00	R (13 cm)				●													
		8.0			SPT 10.50	32	28	30	58	●													
		9.0			SPT 12.00	39	R (10 cm)			●													
		10.0			SPT 13.50	R (13 cm)				●													
		11.0			SPT 15.00	23	R (5 cm)			●													
		12.0			SPT 18.00	39	37	R (8 cm)		●													
		13.0			SPT 21.00	17	43	R (8 cm)		●													
14.0	SPT 24.00	R (13 cm)				●																	
15.0																							
16.0																							
17.0																							
18.0																							
19.0																							
20.0																							
21.0																							
22.0																							
23.0																							
24.0																							
25.0																							
26.0																							
27.0																							
28.0																							
29.0																							
30.0																							

Pozzetto in ghisa carrabile

-20.46

19/02/2015  
(quota da p.c.)

Con. Min. Infr. e Trasp. con Decreto n 0000151 del 19/04/2011 Settore C-Prove in situ su terreni (ai sensi dell'art. 59 del DPR n. 380/2001)

Lo sperimentatore:  
Dott. Geol. Dario Gubertini

Il Direttore del Laboratorio  
dott. geol. Dario Gubertini



**imprefond**

GEOTECNICA E LAVORI SPECIALI  
DEL SOTTOSUOLO

TRIESTE - via dei Cosulich, 8 - +39 040 827789  
Grumo/S. Michele All'Adige (TN) - Via Tonale, 30 - +39 0461 650277

**COMMITTENTE:** ICM ITALIA GENERAL CONTRACTOR S.R.L.  
**PROGETTO:** REALIZZAZIONE DELLE INFRASTRUTTURE  
STRADALI SOTTERRANEE NELL'AMBITO DEL  
NUOVO "KAUFHAUS BOZEN"  
**UBICAZIONE:** PIAZZA G. VERDI - BOLZANO (BZ)

Sondaggio/Pit:  
**SIG1(A)-2015**  
Cassetta:  
**1**

**TECNICO:** DOTT. GIORGIO IANES

**OPERATORE:** SIG. FLAVIO TENAGLIA

**SONDA:** PUNTEL PX 600



0.00	Materiale di riporto	1.00	
1.00	Materiale di riporto	2.00	
2.00	Materiale di riporto	3.00	
3.00	Materiale di riporto	4.00	
4.00	Materiale di riporto	Ghiaia poligenica con sabbia	5.00



**imprefond**

GEOTECNICA E LAVORI SPECIALI  
DEL SOTTOSUOLO

TRIESTE - via dei Cosulich, 8 - +39 040 827789  
Grumo/S. Michele All'Adige (TN) - Via Tonale, 30 - +39 0461 650277

**COMMITTENTE:** ICM ITALIA GENERAL CONTRACTOR S.R.L.  
**PROGETTO:** REALIZZAZIONE DELLE INFRASTRUTTURE  
STRADALI SOTTERRANEE NELL'AMBITO DEL  
NUOVO "KAUFHAUS BOZEN"  
**UBICAZIONE:** PIAZZA G. VERDI - BOLZANO (BZ)

Sondaggio/Pit:  
**SIG1(A)-2015**  
Cassetta:  
**2**

**TECNICO:** DOTT. GIORGIO IANES

**OPERATORE:** SIG. FLAVIO TENAGLIA

**SONDA:** PUNTEL PX 600



5.00	Ghiaia poligenica con sabbia	6.00
6.00	Ghiaia poligenica con sabbia	7.00
7.00	Ghiaia poligenica con sabbia	8.00
8.00	Ghiaia poligenica con sabbia	9.00
9.00	Ghiaia poligenica con sabbia	10.00



**imprefond**

GEOTECNICA E LAVORI SPECIALI  
DEL SOTTOSUOLO

TRIESTE - via dei Cosulich, 8 - +39 040 827789  
Grumo/S. Michele All'Adige (TN) - Via Tonale, 30 - +39 0461 650277

**COMMITTENTE:** ICM ITALIA GENERAL CONTRACTOR S.R.L.  
**PROGETTO:** REALIZZAZIONE DELLE INFRASTRUTTURE  
STRADALI SOTTERRANEE NELL'AMBITO DEL  
NUOVO "KAUFHAUS BOZEN"  
**UBICAZIONE:** PIAZZA G. VERDI - BOLZANO (BZ)

Sondaggio/Pit:  
**SIG1(A)-2015**  
Cassetta:  
**3**

**TECNICO:** DOTT. GIORGIO IANES

**OPERATORE:** SIG. FLAVIO TENAGLIA

**SONDA:** PUNTEL PX 600



10.00	Ghiaia poligenica con sabbia	11.00
11.00	Ghiaia poligenica con sabbia	12.00
12.00	Ghiaia poligenica con sabbia	13.00
13.00	Ghiaia poligenica con sabbia	14.00
14.00	Ghiaia poligenica con sabbia	15.00





**imprefond**

GEOTECNICA E LAVORI SPECIALI  
DEL SOTTOSUOLO

TRIESTE - via dei Cosulich, 8 - +39 040 827789  
Grumo/S. Michele All'Adige (TN) - Via Tonale, 30 - +39 0461 650277

**COMMITTENTE:** ICM ITALIA GENERAL CONTRACTOR S.R.L.  
**PROGETTO:** REALIZZAZIONE DELLE INFRASTRUTTURE  
STRADALI SOTTERRANEE NELL'AMBITO DEL  
NUOVO "KAUFHAUS BOZEN"  
**UBICAZIONE:** PIAZZA G. VERDI - BOLZANO (BZ)

Sondaggio/Pit:  
**SIG1(A)-2015**  
Cassetta:  
**4**

**TECNICO:** DOTT. GIORGIO IANES

**OPERATORE:** SIG. FLAVIO TENAGLIA

**SONDA:** PUNTEL PX 600



15.00	Ghiaia poligenica con sabbia	16.00
16.00	Ghiaia poligenica con sabbia	17.00
17.00	Ghiaia poligenica con sabbia	18.00
18.00	Ghiaia poligenica con sabbia	19.00
19.00	Ghiaia poligenica con sabbia	20.00



**imprefond**

GEOTECNICA E LAVORI SPECIALI  
DEL SOTTOSUOLO

TRIESTE - via dei Cosulich, 8 - +39 040 827789  
Grumo S. Michele All'Adige (TN) - Via Tonale, 30 - +39 0461 650277

**COMMITTENTE:** ICM ITALIA GENERAL CONTRACTOR S.R.L.  
**PROGETTO:** REALIZZAZIONE DELLE INFRASTRUTTURE  
STRADALI SOTTERRANEE NELL'AMBITO DEL  
NUOVO "KAUFHAUS BOZEN"  
**UBICAZIONE:** PIAZZA G. VERDI - BOLZANO (BZ)

Sondaggio/Pit:  
**SIG1(A)-2015**  
Cassetta:  
**5**

**TECNICO:** DOTT. GIORGIO IANES

**OPERATORE:** SIG. FLAVIO TENAGLIA

**SONDA:** PUNTEL PX 600



20.00	Ghiaia poligenica con sabbia	21.00
21.00	Ghiaia poligenica con sabbia	22.00
22.00	Ghiaia poligenica con sabbia	23.00
23.00	Ghiaia poligenica con sabbia	24.00
24.00	Ghiaia poligenica con sabbia	25.00



**imprefond**

GEOTECNICA E LAVORI SPECIALI  
DEL SOTTOSUOLO

TRIESTE - via dei Cosulich, 8 - +39 040 827789  
Grumo/S.Michele All'Adige (TN) - Via Tonale, 30 - +39 0461 650277

**COMMITTENTE:** INFRASTRUTTURE STRADALI SOTTERRANEE  
**PROGETTO:** PER IL NUOVO «KAUFHAUSE BOZEN»  
**LOCALITÀ:** VIA ALTO ADIGE - BOLZANO (BZ)

Sondaggio:  
**SIG2(A)/2015**

(VERTICALE)

Foglio: 1

**SUPERVISORE:** Dott. Giorgio Ianes

**SONDATORE:** Sig. F. Tenaglia

**SONDA:** Puntel PX 600

Data	Tipo e diam. carotiere Rivestimento	Prof. relativa m	Prof. assoluta m	Legenda	DESCRIZIONE STRATIGRAFICA	Percentuale carotaggio	R.Q.D. %	Campioni		Standard Penetration Test					Pocket Penetrometer (Kg/cm2)	Vane Test (Kg/cm2)	Prova di permeabilità tipo Leifranc	Prova pressiometrica tipo Marchetti (da p.c.)	Piezometro	Note
								Disturbati	Indisturbati	N. Colpi			N.S.P.T.	Punta Aperta ○						

Febbraio 2015	Carotiere semplice e diamante Ø 101mm Ø 127mm	1.0	2.50	Materiale di riporto. 0.00 - 2.00 m: Sabbia media debolmente limosa di colore marrone con ghiaia prevalentemente di porfido eterometrica di forma da angolare a arrotondata. Presenza di laterizi. 2.00 - 2.50 m: Sabbia medio fina grigia con raro ghiaietto e frammenti di laterizio. Leggero odore di idrocarburo.						SPT	7	5	4	9	●										
		2.0										1.50													
		3.0				Sabbia fina debolmente limosa di colore nocciola							SPT	6	6	5	11	○							
		4.0											3.00												
		5.0				Sabbia medio grossa grigia nocciola con raro ghiaietto di porfido.							SPT	4	5	5	10	○							
		6.0											4.50												
		7.0											6.00	7	9	24	33	●							
		8.0											7.50	21	27	25	52	●							
		9.0											9.00	29	36	41	77	●							
		10.0											10.50	R (6 cm)				●							
		11.0											12.00	38	R (10 cm)			●							
		12.0					Ghiaia poligenica (prevalentemente di natura porfirica) etrometrica da subarrotondata ad arrotondata con sabbia medio grossa, da debolmente limosa a limosa. Colore variabile dal grigio marrone al marrone vinaccia con abbondanti ciottoli Ø massimo 14 - 16 cm.						SPT	15	16	22	38	●							
		13.0					Da 13.30 a 14.30 - Presenza di un livello di sabbia medio grossa debolmente limosa, di colore marrone vinaccia con sparso ghiaietto porfirico.						13.50					●							
		14.0											15.00	34	22	17	39	●							
		15.0											18.00	34	39	R (11 cm)		●							
16.0									21.00	16	23	26	49	●											
17.0									24.00	18	26	21	47	●											
18.0									25.00																
19.0																									
20.0																									
21.0																									
22.0																									
23.0																									
24.0																									
25.0																									
26.0																									
27.0																									
28.0																									
29.0																									
30.0																									

Pozzetto in ghisa carrabile

-21.29  
19/02/2015  
(quota da p.c.)



**imprefond**

GEOTECNICA E LAVORI SPECIALI  
DEL SOTTOSUOLO

TRIESTE - via dei Cosulich, 8 - +39 040 827789  
Grumo/S. Michele All'Adige (TN) - Via Tonale, 30 - +39 0461 650277

**COMMITTENTE:** ICM ITALIA GENERAL CONTRACTOR S.R.L.  
**PROGETTO:** REALIZZAZIONE DELLE INFRASTRUTTURE  
STRADALI SOTTERRANEE NELL'AMBITO DEL  
NUOVO "KAUFHAUS BOZEN"  
**UBICAZIONE:** PIAZZA G. VERDI - BOLZANO (BZ)

Sondaggio/Pit:

**SIG2(A)-2015**

Cassetta:

**1**

**TECNICO:** DOTT. GIORGIO IANES

**OPERATORE:** SIG. FLAVIO TENAGLIA

**SONDA:** PUNTEL PX 600



0.00	Materiale di riporto		1.00
1.00	Materiale di riporto		2.00
2.00	Materiale di riporto	Sabbia fina debolmente limosa	3.00
3.00	Sabbia fina debolmente limosa		4.00
4.00	Sabbia fina debolmente limosa	Sabbia medio - grossa	5.00



**imprefond**

GEOTECNICA E LAVORI SPECIALI  
DEL SOTTOSUOLO

TRIESTE - via dei Cosulich, 8 - +39 040 827789  
Grumo/S. Michele All'Adige (TN) - Via Tonale, 30 - +39 0461 650277

**COMMITTENTE:** ICM ITALIA GENERAL CONTRACTOR S.R.L.  
**PROGETTO:** REALIZZAZIONE DELLE INFRASTRUTTURE  
STRADALI SOTTERRANEE NELL'AMBITO DEL  
NUOVO "KAUFHAUS BOZEN"  
**UBICAZIONE:** PIAZZA G. VERDI - BOLZANO (BZ)

Sondaggio/Pit:  
**SIG2(A)-2015**  
Cassetta:  
**2**

**TECNICO:** DOTT. GIORGIO IANES

**OPERATORE:** SIG. FLAVIO TENAGLIA

**SONDA:** PUNTEL PX 600



5.00	Sabbia medio - grossa	Ghiaia poligenica con sabbia	6.00
6.00	Ghiaia poligenica con sabbia		7.00
7.00	Ghiaia poligenica con sabbia		8.00
8.00	Ghiaia poligenica con sabbia		9.00
9.00	Ghiaia poligenica con sabbia		10.00



**imprefond**

GEOTECNICA E LAVORI SPECIALI  
DEL SOTTOSUOLO

TRIESTE - via dei Cosulich, 8 - +39 040 827789  
Grumo/S. Michele All'Adige (TN) - Via Tonale, 30 - +39 0461 650277

**COMMITTENTE:** ICM ITALIA GENERAL CONTRACTOR S.R.L.  
**PROGETTO:** REALIZZAZIONE DELLE INFRASTRUTTURE  
STRADALI SOTTERRANEE NELL'AMBITO DEL  
NUOVO "KAUFHAUS BOZEN"  
**UBICAZIONE:** PIAZZA G. VERDI - BOLZANO (BZ)

Sondaggio/Pit:  
**SIG2(A)-2015**  
Cassetta:  
**3**

**TECNICO:** DOTT. GIORGIO IANES

**OPERATORE:** SIG. FLAVIO TENAGLIA

**SONDA:** PUNTEL PX 600



10.00	Ghiaia poligenica con sabbia	11.00
11.00	Ghiaia poligenica con sabbia	12.00
12.00	Ghiaia poligenica con sabbia	13.00
13.00	Ghiaia poligenica con sabbia	14.00
14.00	Ghiaia poligenica con sabbia	15.00



**imprefond**

GEOTECNICA E LAVORI SPECIALI  
DEL SOTTOSUOLO

TRIESTE - via dei Cosulich, 8 - +39 040 827789  
Grumo/S. Michele All'Adige (TN) - Via Tonale, 30 - +39 0461 650277

**COMMITTENTE:** ICM ITALIA GENERAL CONTRACTOR S.R.L.  
**PROGETTO:** REALIZZAZIONE DELLE INFRASTRUTTURE  
STRADALI SOTTERRANEE NELL'AMBITO DEL  
NUOVO "KAUFHAUS BOZEN"  
**UBICAZIONE:** PIAZZA G. VERDI - BOLZANO (BZ)

Sondaggio/Pit:

**SIG2(A)-2015**

Cassetta:

**4**

**TECNICO:** DOTT. GIORGIO IANES

**OPERATORE:** SIG. FLAVIO TENAGLIA

**SONDA:** PUNTEL PX 600



15.00	Ghiaia poligenica con sabbia	16.00
16.00	Ghiaia poligenica con sabbia	17.00
17.00	Ghiaia poligenica con sabbia	18.00
18.00	Ghiaia poligenica con sabbia	19.00
19.00	Ghiaia poligenica con sabbia	20.00



**imprefond**

GEOTECNICA E LAVORI SPECIALI  
DEL SOTTOSUOLO

TRIESTE - via dei Cosulich, 8 - +39 040 827789  
Grumo/S. Michele All'Adige (TN) - Via Tonale, 30 - +39 0461 650277

**COMMITTENTE:** ICM ITALIA GENERAL CONTRACTOR S.R.L.  
**PROGETTO:** REALIZZAZIONE DELLE INFRASTRUTTURE  
STRADALI SOTTERRANEE NELL'AMBITO DEL  
NUOVO "KAUFHAUS BOZEN"  
**UBICAZIONE:** PIAZZA G. VERDI - BOLZANO (BZ)

Sondaggio/Pit:

**SIG2(A)-2015**

Cassetta:

**5**

**TECNICO:** DOTT. GIORGIO IANES

**OPERATORE:** SIG. FLAVIO TENAGLIA

**SONDA:** PUNTEL PX 600



20.00	Ghiaia poligenica con sabbia	21.00
21.00	Ghiaia poligenica con sabbia	22.00
22.00	Ghiaia poligenica con sabbia	23.00
23.00	Ghiaia poligenica con sabbia	24.00
24.00	Ghiaia poligenica con sabbia	25.00



**ICM GMBH**

**ICM SRL**

**KAUFHAUS BOZEN**

**KAUFHAUS BOLZANO**

Gegenstand

**GEOGNOSTISCHE BOHRUNGEN**

Oggetto

**SONDAGGI GEOGNOSTICI**

Ortschaft

**BOZEN (BZ)**

Località

**BOLZANO (BZ)**

Datum

**BOZEN, JUNI 2015**

Data

**BOLZANO, GIUGNO 2015**

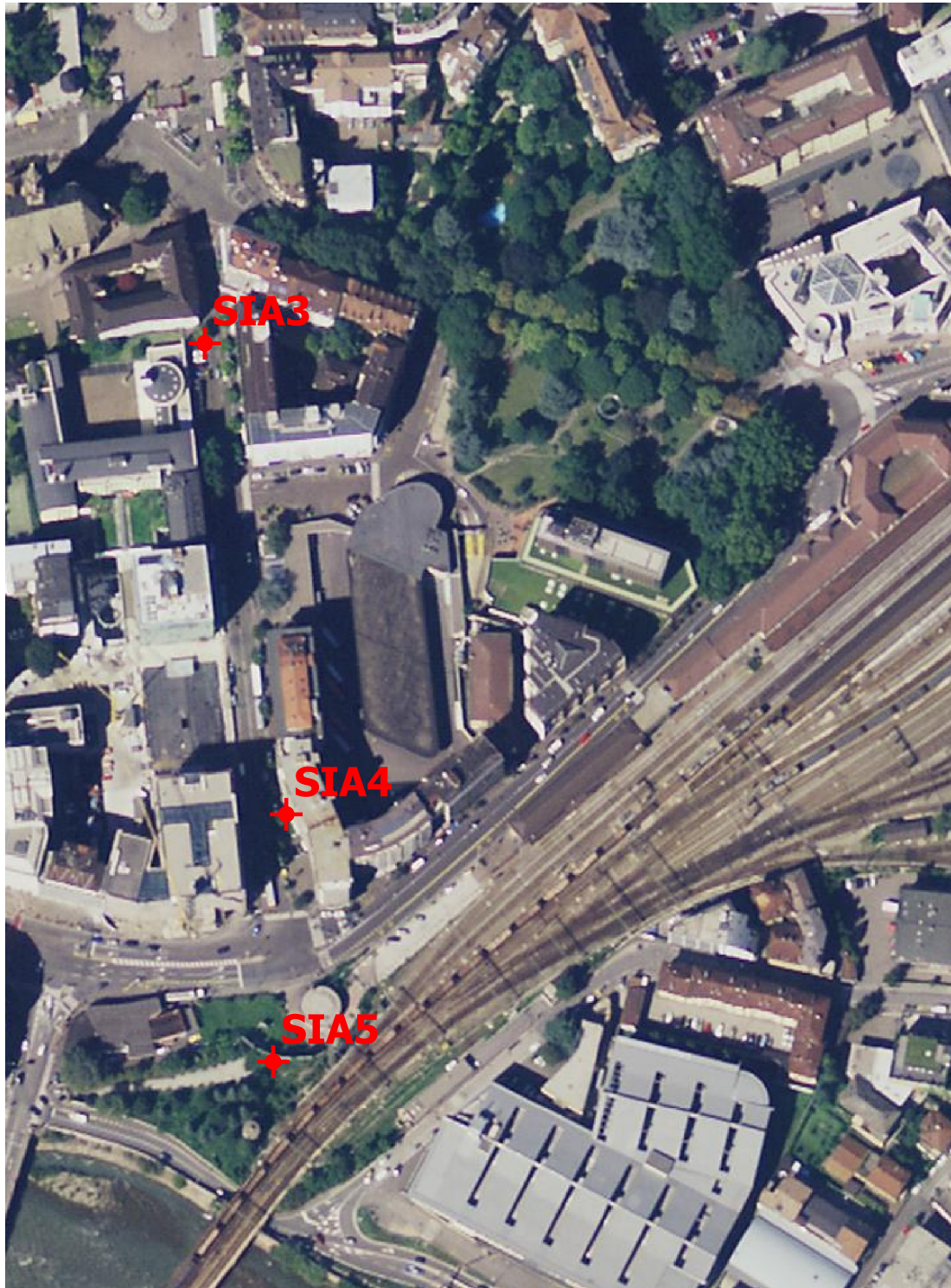
Anhang

- Lageplan der Bohrungen
- Stratigrafie
- Bohrkernfotos

Allegato

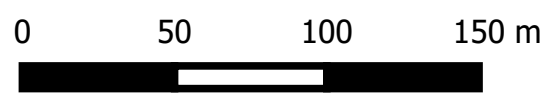
- Planimetria con ubicazione sondaggi
- Stratigrafia
- Foto cassette catalogatrici





N  
M 1:2.500

Bozen - Bolzano  
(BZ)



- **Stratigrafie**

- **Stratigrafia**



SONDAGGI GEOGNOSTICI SU TERRENI E ROCCIA  
GEOGNOSTISCHE BOHRUNGEN IN LOCKER- UND FESTGESTEIN

AUFTRAGGEBER: ICM GMBH

PROJEKT: GEOLOGISCHE ERKUNDUNGSBOHRUNG

ORT: BOZEN (BZ)

DURCHFÜHRUNGSDATUM: VON 12.05 BIS 12.05.15

BOHRUNG Nr. SIA3

X=OST= 680705

Y=NORD= 5151982

Z=m ü. M.= ---

MAßSTAB 1:50

Seite 1

OBERLEITER: DR. R. PILSER

BOHRGERÄTFÜHRER: HR. A. TENAGLIA

BOHRGERÄT: NENZI GELMA 1

Bohrverfahren ø mm	Vermantelung ø mm	Schichtdicke m	Tiefe m	Legende	GESTEINSBESCHREIBUNG	T.C.R. %	R.Q.D. %	Entnommene Proben	FELDVERSUCHE							BEMERKUNGEN			
									Standard Penetration Test				N.S.P.T.	Art der Spitze	Pocket Pen. MPa		Vane Test t/m²	Grundwasserstand m	Pegelrohr
									Tiefe	Nr. Schläge									

Einfachkernrohr ø 131 mm ø 152 mm	3.40	3.40	1	<p>Aufschüttung: Sand mit Kies, teils Steine (Porfyr); braune Farbe. Vereinzelt Bruchstücke aus Ziegelstein, Nägel.</p>	100												Koordinatensystem UTM WGS 84.  Rotations Schlagbohrung Trockenbohrung ohne Spühlzusatz.
			2		1.50												
			3		3.00												
			4		4.50												
			5		6.00												
			6		7.50												
			7		9.00												
			8		10.00												
			9		10.00												
			10		10.00												
			11														
			12														
			13														
			14														
			15														





SONDAGGI GEOGNOSTICI SU TERRENI E ROCCIA  
GEOGNOSTISCHE BOHRUNGEN IN LOCKER- UND FESTGESTEIN

AUFTRAGGEBER: ICM GMBH

PROJEKT: GEOLOGISCHE ERKUNDUNGSBOHRUNG

ORT: BOZEN (BZ)

DURCHFÜHRUNGSDATUM: VON 13.05 BIS 13.05.15

BOHRUNG Nr. SIA4

X=OST= 680736

Y=NORD= 5151803

Z=m ü. M.= ---

MAßSTAB 1:50

Seite 1

OBERLEITER: DR. R. PILSER

BOHRGERÄTFÜHRER: HR. A. TENAGLIA

BOHRGERÄT: NENZI GELMA 1

Bohrverfahren ø mm	Vermantelung ø mm	Schichtdicke m	Tiefe m	Legende	GESTEINSBESCHREIBUNG	T.C.R. %	R.Q.D. %	Entnommene Proben	FELDVERSUCHE							BEMERKUNGEN			
									Standard Penetration Test				N.S.P.T.	Art der Spitze	Pocket Pen. MPa		Vane Test t/m²	Grundwasserstand m	Pegelrohr
									Tiefe	Nr. Schläge									
Einfachkernrohr ø 131 mm ø 152 mm			1		Aufschüttung: Sand, kiesig, vereinzelt Steine (Porfyr); braune Farbe. Vereinzelt Bruchstücke aus Ziegelstein.	100											Koordinatensystem UTM WGS 84.  Rotationsschlagbohrung Trockenbohrung ohne Spühlzusatz.		
			2			2.90	2.90	100											
			3			3.00		100											
			4			1.30	4.20	100											
			5			4.50		100											
			6			6.00		100											
			7			7.50		100											
			8			100													
			9			9.00		100											
			10			10.00	5.80	10.00											
			10.00		Teufe m 10.00														
			11																
			12																
			13																
			14																
			15																











SONDAGGI GEOGNOSTICI SU TERRENI E ROCCIA  
GEOGNOSTISCHE BOHRUNGEN IN LOCKER- UND FESTGESTEIN

COMMITTENTE: ICM SRL

PROGETTO: INDAGINE GEOGNOSTICA

LOCALITA': BOLZANO (BZ)

DATA ESECUZIONE: DAL 13.05 AL 13.05.2015

SONDAGGIO Nr. SIA4

X=EST= 680736

Y=NORD= 5151803

Z=m.s.l.m.= ---

SCALA 1:50

Foglio 1

SUPERVISORE: DR. R. PILSER

SONDATORE: SIG. A. TENAGLIA

TIPO DI SONDA: NENZI GELMA 1

Tipo di carot. e ø mm	Rivestimento e ø mm	Spessore strato m	Profondita' m	Legenda	DESCRIZIONE LITOLOGICA	T.C.R. %	R.Q.D. %	Campioni	PROVE IN SITU								NOTE ED OSSERVAZIONI		
									Standard Penetration Test					Tipo di punta	Pocket Pen. MPa	Vane Test t/m²		Quota falda m	Piezometro
									Profondita'	Nr. Colpi			N.S.P.T.						
										0-15 cm	15-30 cm	30-45 cm							
Carotiere semplice ø 131 mm ø 152 mm			1		<p>Riporto: Sabbia ghiaiosa con singoli ciottoli porfirici; colore marrone. Presente singoli frammenti laterizzi.</p>	100										<p>Coordinate espresse con il sistema UTM WGS 84.</p> <p>Sondaggio eseguito a rotopercolazione senza utilizzo di fluidi.</p>			
			2.90			2.90	1.50	100											
			4				3.00	100											
			1.30			4.20	4.50	100	<p>Riporto: Sabbia debolmente limosa con ghiaia porfirica; colore marrone.</p>										
			5				6.00	100											
			6				7.50	100	<p>Ghiaia e sabbia con locali ciottoli porfirici; colore marrone - rossastro. m 4.80-5.00: blocchi porfirici.</p>										
			7				9.00	100											
			8				10.00	100											
			9				10.00	10.00											
			10				10.00	10.00	F.F. m 10.00										
			11																
			12																
			13																
			14																
			15																









Bozen (BZ) - SIA3 - Box 1 - m 0.00 ÷ m 4.00



Bozen (BZ) - SIA3 - Box 2 - m 4.00 ÷ m 8.00



Bozen (BZ) - SIA3 - Box 3 - m 8.00 ÷ m 10.00



Bozen (BZ) - SIA4 - Box 1 - m 0.00 ÷ m 4.00



Bozen (BZ) - SIA4 - Box 2 - m 4.00 ÷ m 8.00



Bozen (BZ) - SIA4 - Box 3 - m 8.00 ÷ m 10.00



Bozen (BZ) - SIA5 - Box 1 - m 0.00 ÷ m 4.00



Bozen (BZ) - SIA5 - Box 2 - m 4.00 ÷ m 8.00





Bozen (BZ) - SIA5 - Box 3 - m 8.00 ÷ m 10.00