

PROVINCIA AUTONOMA DI BOLZANO

Comune: Brunico

Committente: I.P.E.S.

Progetto: realizzazione di un edificio con alloggi sociali nell'Area ex-anas, in via Kerer, p.f. 368/2 in C.C. di Brunico

RELAZIONE GEOLOGICA

Sulle indagini, caratterizzazione e modellazione geologica e sismica del sito

RELAZIONE GEOTECNICA

Sulle indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica del volume significativo di terreno

Varna, maggio 2012

dott. Gianni Piffer



dott. Gianfranco Dragà



INDICE

RELAZIONE GEOLOGICA

1.	PREMESSA	5
2.	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	6
3.	DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO	6
4.	PIANI DI GOVERNO DEL TERRIOTORRIO	6
5.	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO, GEOMORFOLOGICO, GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO	7
6.	CAMPAGNA DI INDAGINI	9
	6.1 Sondaggio a carotaggio continuo	9
	6.2 Analisi granulometriche	10
	6.3 Indagini sismiche	10
7.	MODELLO STRATIGRAFICO	11
	7.1 Idrogeologia	11
8.	PERICOLOSITÀ SISMICA DEL SITO	12
	8.1. Normativa provinciale	12
	8.2. Nuove norme tecniche per le costruzioni D.M. del 14 gennaio 2008	12
	8.3 Classificazione sismica dei suoli di fondazione	13
	8.4 Modellazione sismica del sito di progetto secondo le NTC del 14 gennaio 2008	13
9.	TERRE E ROCCE DA SCAVO	14
10.	CONCLUSIONI	15

RELAZIONE GEOTECNICA

1.	PREMESSA	17
2.	DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO	18
3.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	18
4.	INDAGINI GEOGNOSTICHE	18
	4.1 Prove SPT in foro	18
5.	MODELLO GEOTECNICO	19
6.	VERIFICHE GEOTECNICHE DI INDIRIZZO	21
	6.1 Capacità portante dei terreni di fondazione	21
	6.2. Cedimenti	22
	6.3. Fronti di scavo	23
	6.4 Verifica di stabilità dei fronti di scavo	24
7.	CONCLUSIONI	29

ALLEGATI

- A. COROGRAFIA
- B. PLANIMETRIA CON UBICAZIONE DELLA ZONA DI TUTELA IDROGEOLOGICA
- C. CARTA GEOLOGICA
- D. PLANIMETRIA CON UBICAZIONE INDAGINI E SEZIONE STRATIGRAFICA
- E. STRATIGRAFIA DEL SONDAGGIO
- F. RELAZIONE INDAGINI SISMICHE
- G. INDAGINI DI LABORATORIO
- H. DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

PROGETTO

Realizzazione di un edificio con alloggi sociali nell'Area ex-anas, in via Kerer, p.f. 368/2 in C.C. di Brunico

RELAZIONE GEOLOGICA

Sulle indagini, caratterizzazione e modellazione geologica e sismica del sito

1. PREMESSA

La presente relazione geologica sulle indagini, caratterizzazione e modellazione geologica e sismica del sito, riguarda il progetto per la realizzazione di alloggi sociali nell'Area ex-Anas, in via Kerer, p.f. 368/2 comune di Brunico (BZ).

Su incarico dell'Istituto per l'Edilizia Sociale (IPES) della Provincia Autonoma di Bolzano è stato eseguito un rilievo geologico dell'area, un sondaggio a carotaggio continuo con prove SPT in foro, prelievo di campioni, posa di un piezometro e un'indagine sismica. Alla luce dei dati raccolti si definiscono gli elementi di criticità del sito in riferimento agli strumenti di pianificazione urbanistica vigenti ed il modello geologico e stratigrafico dell'area in esame.

In relazione ai nuovi strumenti normativi, con particolare riferimento al paragrafo 3.2.3 "Valutazione dell'azione sismica" contenuto nelle "Norme Tecniche per le Costruzioni del 14 gennaio 2008" e al Decreto del Presidente della Provincia Autonoma di Bolzano, nr. 33 del 21 luglio 2009, viene definita la modellazione sismica del sito di progetto.

2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area di progetto è localizzata nella porzione est del centro abitato di Brunico, in destra orografica del Torrente Rienza ed insiste ad una quota media di ca. 840,0 m s.l.m. (allegato A).

L'abitato di Brunico interessa il fondovalle della Val Pusteria incisa dal Torrente Rienza alla confluenza del Rio di Riscione suo affluente sinistro e del Torrente Aurino suo affluente destro.

In particolare il sito di nuova espansione edilizia interesserà la ex sede dell'ANAS, area sub pianeggiante circondata da case residenziali e confinante a nord con Via Dobbiaco ed ad ovest con Via Josef Kerer. Verso nord la p.f. 368/2 in C.C. di Brunico è delimitato dalla scarpata meridionale del rilevato stradale di Via Dobbiaco, di altezza variabile da 2 a 5 m.

3. DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO

Il presente studio riguarda la realizzazione di un edificio che ospiterà quindici alloggi sociali il cui progetto non è ancora stato redatto.

Secondo alcune indicazioni fornite dalla committenza l'edificio occuperà una superficie d'impronta paria al 30% del lotto edificabile e sarà costituito da un piano interrato e da alcuni piani fuori terra.

In assenza di progetto, il presente studio analizza le problematiche geologiche e idrogeologiche relative all'esecuzione del futuro intervento e ricostruisce il modello geologico e sismico del sito e dovrà necessariamente essere integrato in fase di progettazione definitiva.

4. PIANI DI GOVERNO DEL TERRITORIO

La cartografia redatta dalla Provincia Autonoma di Bolzano consultata dal GeoBrowser non individua zone a rischio geologico. Il piano della zone di pericolo del comune di Brunico è in elaborazione.

La p.f. 368/2 in C.C. di Brunico ricade in area di tutela dell'acqua potabile ed in particolare in zona III definita dal Decreto del Presidente della Provincia Autonoma di Bolzano del 24 luglio 2006, nr. 35 come area di alimentazione dei pozzi EWB "Sitzen" e "Stegen"

dell'acquedotto di Brunico. Queste opere di captazione della acque di falda si localizzano a ca. 1,25 e 1,50 km a ovest del sito di progetto (si rimanda all'allegato B).

I vincoli per la tutela dei pozzi „EWB „Sitz“ e „STEGEN“ dell'acquedotto Bruneck (Acq. 013/001) nel Comune di Brunico sono dettati dal Decreto del Presidente della Giunta Provinciale n.20/30.2 del 24.04.1996. Tale Decreto prevede che gli scavi in genere non dovranno interferire con la superficie freatica e non dovranno ridurre la copertura a meno di 1 m dal livello massimo della falda acquifera.

Non sono previsti altri vincoli alla realizzazione dell'edificio residenziale in progetto.

5. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO, GEOMORFOLOGICO, GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO

La nuova zona di espansione p.f. 368/2 in C.C. di Brunico, è ubicata in destra orografica del T. Rienza e si attesta ad un quota media di ca. 840 m s.l.m.

L'area si estende su di un'ampia area sub pianeggiante di fondovalle, leggermente inclinata verso S-E con pendenza media del 1%, pari ad un angolo di circa 0,5 °.

L'area è situata in corrispondenza della scarpata fluvioglaciale che raccorda il fondovalle con il versante orografico destro della val di Pusteria.

In generale la morfologia dei luoghi è imputabile a processi di deposito di materiale alluvionale ad opera del Torrente Rienza e dei suoi affluenti. La valle di Pusteria, infatti è costituita da un profondo solco vallivo originatosi dalla esarazione glaciale quaternaria e dal successivo deposito di sedimenti fluviali e fluvioglaciali il cui spessore raggiunge molte decine di metri (allegato C).

I sedimenti caratteristici dell'area di studio e dintorni sono rappresentati da depositi glaciali würmiani successivamente erosi e rimaneggiati dalla rete idrografica superficiale.

I risultati emersi dall'indagine sismica eseguita in sito hanno permesso di determinare lo spessore dei depositi sciolti nell'ordine di 100,0 m.

I depositi quaternari presenti nell'area di studio, sono rappresentati da:

- depositi alluvionali costituiti da alternanze decimetriche di sabbie e ghiaie sciolte poligeniche, con ciottoli da sub angolosi a sub arrotondati di dimensioni da centimetriche a decimetriche. I depositi alluvionali nel sito di progetto raggiungono

spessori plurimetritici. Tali depositi al tetto risultano rivestiti localmente da materiali antropici;

- depositi fluvioglaciali: ghiaie e sabbie da fini a medie con abbondante matrice sabbiosa debolmente limosa con locali ciottoli di natura poligenica da sub angolosi a sub arrotondati di ϕ max 10 cm. Tale unità è stata riscontrata fino alla massima profondità investigata dal sondaggio di -15,0 m dal p.c..
- depositi glaciali: caratterizzati da ghiaie e clasti poligenici eterometrici e da abbondante matrice sabbioso argillosa, questi depositi affiorano lungo i versanti a monte dell'area di progetto.

Il substrato roccioso affiora esternamente al sito di progetto ed in particolare lungo i versanti più acclivi e in corrispondenza degli alti strutturali presenti a sud e sud-ovest del sito di progetto. Le unità litologiche nell'intorno dell'area di progetto, sono ascrivibili:

- al Calcare del Castello di Brunico: calcari bianchi passanti a dolomie grigiastre. Il nome della formazione ne rispecchia la collocazione, infatti tale affioramento roccioso costituisce il piccolo dosso a sud-ovest del sito di progetto sede del castello di Bressanone;
- alla fillade quarzifera di Bressanone: appartiene al complesso metamorfico sudalpino ed è rappresentata da filladi quarzifere a mica chiara con bande di paragneis biotitici e quarziti più o meno micacee.

L'idrografia principale è rappresentata dal T. Rienza e da due tributari: il rio Riscione che si immette nel Rienza poco più a sud del sito di progetto e il Torrente Avione che confluisce nel Rienza poco più a ovest di Brunico.

L'assetto idrogeologico generale è caratterizzato da un acquifero non confinato all'interno dei depositi permeabili di fondovalle. La ricarica dell'acquifero superficiale è sostanzialmente riconducibile agli apporti meteorici, alla dispersione di parte della portata fluente del torrente Rienza e agli apporti delle acque dai versanti laterali.

Nell'area di progetto le due misure effettuate, hanno rilevato la presenza del livello piezometrico a profondità variabili tra i -7,80 e -8,00 m dal p.c..

Due pozzi denominati "Sitz" e "Stegen" emungono le acque di falda per l'approvvigionamento idropotabile dell'acquedotto di Brunico. Il pozzo Stegen, di cui è stata fornita la successione stratigrafica e i dettagli del pozzo, è dotato di un tratto di tubo fenestrato a profondità variabili tra -32,0 e -62,0 m dal p.c. La stratigrafia riporta un potente strato superficiale di ghiaie e sabbie fino a -32,0 m dal p.c., un livello ghiaioso fino a -62,0 m dal p.c. sede dell'acquifero libero e uno strato a partire da -62,0 m dal p.c. di limi argillosi

che costituiscono l'acquicluda. Tale modello idrogeologico può essere ampliato all'intera zona di alimentazione del pozzo e pertanto anche al sito di progetto.

6. CAMPAGNA DI INDAGINI

Per la definizione della successione stratigrafica e delle caratteristiche granulometriche dei depositi sciolti costituenti il sottosuolo nel lotto di progetto sono state eseguite le seguenti indagini:

• Esecuzione di un sondaggio a carotaggio continuo	S1 Prof./ Tiefe=	da 0,0 a -15,0 m dal p.c.
• Prelievo di nr. 2 campioni rimaneggiati	S1-C1 prof./ S1-C2 prof./	2,30 – 2,60 m dal p.c. 7,00 – 7,40 m dal p.c.
• Analisi granulometriche	S1-C1	Ghiaia 44,6 % Sabbia 38,6 % Limi 16,8 %
	S1-C2	Ghiaia 56,2 % Sabbia 36,5 % Limi 7,3 %
• Esecuzione di nr. 6 prove SPT in foro	Profondità 1,50 3,00 4,50 6,00 7,50 9,00	N _{SPT} 4 – 7 – 5 10 – 18 – 30 30 – R 23 – 29 – R 20 – 23 – R 18 – 20 – 23
• Esecuzione di uno stendimento per indagine sismica a rifrazione	lunghezza profondità investigata	40,0 m -12,0 m dal p.c.
• Esecuzione di indagini sismiche tipo MASW e REMI	lunghezza / profondità investigata	40,0 m -100,0 m dal p.c.
• Esecuzione di nr. 2 indagini sismiche passive tipo HVSR	H/V1 profondità: H/V2 profondità:	100,0 m 100,0 m
• Rilevamento geologico dell'area		Marzo /März 2012
La documentazione relativa alle indagini eseguite è acclusa in allegato.		

6.1 Sondaggio a carotaggio continuo

Considerata la necessità di ricostruire la successione stratigrafica dell'area in esame si è optato per l'esecuzione di un sondaggio a carotaggio continuo con prove in foro e con il prelievo di due campioni di terreno rimaneggiati (si veda allegato D).

La profondità investigata dal sondaggio raggiunge -15,0 m dal p.c.. Per la perforazione è stato impiegato un carotiere semplice del diametro di 101 mm ed un rivestimento con diametro di 127 mm. La perforazione è stata eseguita a rotazione con avanzamento e campionamento continuo con carotiere da 1,5 metri.

Il sondaggio a carotaggio continuo ha messo in luce una successione stratigrafica costituita da un primo livello di sabbie ghiaiose a contenuto organico dello spessore pari a ca. 2,20 m e da alternanze decimetriche di sabbie e ghiaie poligeniche fino a -4,00 m dal p.c.. A profondità maggiore sono state riscontrate ghiaie da fini a medie e sabbie con ciottoli poligenici da sub spigolosi a sub arrotondati di ϕ variabile tra 1 e 10 cm. Si rimanda alla stratigrafia in allegato F.

Entro il sondaggio è stato installato un piezometro fessurato da -9,00 a -15,0 m dal p.c..

La misura piezometrica realizzata ad ultimazione del sondaggio, indicava la presenza d'acqua di falda ad una profondità di -8,0 m da p.c.; una successiva misura ha rilevato la falda a -7,8 m dal p.c.

6.2 Analisi granulometriche

Sui due campioni prelevati entro il sondaggio S1 sono state eseguite le analisi granulometriche. Tali prove definiscono la distribuzione percentuale dei grani secondo le dimensioni. La frazione con diametro maggiore di 0,063mm viene determinata per via meccanica a mezzo di vagli. Le curve granulometriche risultanti dalle prove eseguite sui due campioni descrivono un andamento costante della curva con variabilità dalle ghiaie grossolane alle sabbie fini con percentuali di limi inferiori al 20 % (si vedano certificati allegato G).

6.3 Indagini sismiche

L'indagine sismica a rifrazione eseguita su uno stendimento di ca. 40,0 m di lunghezza ha riscontrato un primo livello di depositi sciolti di potenza variabile tra i 3,0 e i 4,0 m caratterizzato da valori di V_p bassi compresi tra 400 e 500 m/s. In approfondimento le velocità V_p aumentano progressivamente fino ad un massimo di 1500 m/s a -12,0 m dal p.c.. Un passaggio netto si ha in corrispondenza dei -8,0/-9,0 m dal p.c. presumibilmente si tratta della falda presente entro i depositi sciolti.

Le indagini MASW e REMI hanno evidenziato i seguenti incrementi di velocità delle onde S: a -2,8 m dal p.c. la Vs passa da 110 a 150 m/s; a -6,0 m dal p.c. a 350 m/s, a -20,0 m dal p.c. passa a 450 m/s, a -30,0 m dal p.c. a 700 m/s e infine l'ultimo incremento è registrato a -100,0 m dal p.c. con valori pari a 1300 m/s.

Per ulteriori approfondimenti si rimanda alla relazione allegato F.

7. MODELLO STRATIGRAFICO

Dalle stratigrafie desunte dal sondaggio a carotaggio continuo, dalle analisi granulometriche sui due campioni di terreno prelevati e dall'indagine sismica, sono state riconosciute tre unità stratigrafiche:

unità 1 da 0,00 a -2,20 m dal p.c.: sabbie ghiaiose a contenuto organico, di colore bruno marrone con clasti centimetrici sub angolosi;

unità 2 da -2,20 a -4,0 m dal p.c.: alternanze decimetriche di sabbie e ghiaie limose poligeniche di spessore pari a ca. 1,8 m;

unità 3 da -4,0 a -15,0 m dal p.c.: ghiaie e sabbie debolmente limose con clasti poligenici di ϕ max 10 cm nella porzione superficiale e passanti a clasti di ϕ max 1-3 cm nella restante verticale indagata. Questa unità è stata riscontrata fino ad una profondità massima investigata dal sondaggio di -15,0 m dal p.c..

7.1 Idrogeologia

PERMEABILITÀ

Il coefficiente di permeabilità delle unità stratigrafiche indagate può essere stimato, in base alla composizione granulometrica e al grado di addensamento, come segue (secondo Unified Soil Classification):

UNITÀ 1:	$k = 10^{-3} - 10^{-4}$ m/sec	Permeabilità medio-alta
UNITÀ 2:	$k = 10^{-3} - 10^{-4}$ m/sec	Permeabilità medio-alta
UNITÀ 3:	$k = 10^{-4} - 10^{-5}$ m/sec	Permeabilità media

FALDA ACQUIFERA

All'interno dei depositi alluvionali e fluvio-glaciali di fondovalle è presente un acquifero libero superficiale la cui superficie freatica, secondo i dati emersi dalla campagna geognostica in sito, si attesta ad una profondità compresa tra -8,0 e -7,8 m dal p.c..

Considerata la presenza di vincoli per la tutela dei pozzi EWB "Stiz" e "Stegen" e la relativa necessità di stabilire le variazioni stagionali della falda, si ritiene necessario eseguire una serie di misure nel corso dell'anno per verificare l'effettiva escursione della piezometrica in corrispondenza della zona di scavo in progetto.

8. PERICOLOSITÀ SISMICA DEL SITO

Di seguito viene fornita la pericolosità sismica dell'area in esame, valutata secondo il Decreto del Presidente della Provincia Autonoma di Bolzano n. 33 del 21 luglio 2009 e secondo le NTC del 14 gennaio 2008. La prima disposizione legislativa fa riferimento alle regole tecniche per la progettazione antisismica contenute nell'Ordinanza del P.C.M. 3274 del 2003 che definisce per ogni comune la zona sismica di appartenenza.

La seconda definisce l'accelerazione sismica attesa al suolo sulla base dell'accelerazione orizzontale massima attesa al sito di progetto.

8.1. Normativa provinciale

In ottemperanza all' Ordinanza 3274 del 2003 il comune di Brunico rientra in zona sismica 4. Il Decreto del Presidente della Provincia di Bolzano n. 33 del 21 luglio 2009 definisce che per le opere di tipo 1 e 2 e di classe d'uso I e II è ammesso l'uso del metodo alle tensioni ammissibili assumendo uno spettro di progetto costante $S_d(T_1) = 0,05g$.

Sempre secondo il Decreto del Presidente della Provincia di Bolzano n. 33 del 21 luglio 2009, le opere strategiche o rilevanti possono essere progettate allo SLV assumendo uno spettro di progetto costante $S_d(T_1) = 0,07g$.

Per le opere strategiche o rilevanti il Progettista potrà valutare in alternativa l'adozione dei valori di a_g puntuali secondo le NTC, di cui si riporta il calcolo nel paragrafo successivo.

8.2. Nuove norme tecniche per le costruzioni D.M. del 14 gennaio 2008

Secondo le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni l'azione sismica di progetto in rispetto allo stato limite di salvaguardia alla vita (SLV), si definisce a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, nel periodo di riferimento VR pari a 100 anni per i vari stati limite, dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale, di coordinate:

LATITUDINE	LONGITUDINE
46.79776060	11.94796443

Tabella 8.2 Parametri di pericolosità sismica di progetto calcolati considerando una VN dell'opera di 100 anni e una classe d'uso II (sarà discrezione del Progettista definire tali parametri).

Tabella 8.2 seismische Parameter des Projektgebietes

"Stato Limite" "Grenzzustand"	Tr [anni / Jahre]	ag [g]	Fo [-]	T*c [s]
Operatività / Tätigkeitsbereich	60	0.025	2.446	0.199
Danno / Schaden	101	0.031	2.456	0.230
Salvaguardia Vita / Gefährdung von Menschenleben	949	0.065	2.535	0.389
Prevenzione Collasso / Prävention Zusammenbruch	1950	0.078	2.634	0.422

Dove

a_g: accelerazione orizzontale massima al sito / horizontale Beschleunigung

F_o: valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
Maximaler Verstärkungsfaktor der horizontalen Beschleunigung

T*c: periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.
Zeitraum der konstanten Geschwindigkeit der horizontalen Beschleunigung

8.3 Classificazione sismica dei suoli di fondazione

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante una specifica indagine sismica.

La classificazione sismica del suolo nel sito di progetto è identificata come segue:

Profondità in m dal p.c.	TIPO DI TERRE NO	DESCRIZIONE	PARAMETRI	
			Vs30m/s	Nspt Cu kPa
Da 0,0 a -4,0	C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti	> 180 - < 360	> 15 - < 50
Da -4,0 a -15,0	B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti	> 360 - < 860	> 50

Il parametro Vs30 rappresenta la velocità media di propagazione delle onde S entro 30 m di profondità (al di sotto del piano di fondazione). Si rimanda alla relazione dell'indagine sismica allegato F.

8.4 Modellazione sismica del sito di progetto secondo le NTC del 14 gennaio 2008

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, ovvero dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono. Alla scala della singola opera o del singolo sistema geotecnico, la risposta sismica locale consente di definire le modifiche che un segnale sismico subisce, a causa dei fattori anzidetti, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

Il moto sismico alla superficie di un sito, associato alla topografia locale e a ciascuna categoria di sottosuolo, è definito mediante l'accelerazione massima (a_{max}) attesa in superficie ed una forma spettrale ancorata ad essa.

Il valore di a_{max} può essere ricavato dalla relazione $a_{max} = S_s \cdot a_g$ dove:

- a_g è l'accelerazione massima orizzontale su sito di riferimento rigido, stimata pari a 0,065 (si veda tabella 8.2);
- S_s è il coefficiente di amplificazione stratigrafica che per la categoria di sottosuolo B vale 1,20 e per la categoria C vale 1,50.

Per tali valori l'accelerazione massima (a_{max}) attesa in superficie è pari a 0,0975g se il terreno di fondazione è di tipo C e pari a 0,078g se il terreno di fondazione è di tipo B.

9. TERRE E ROCCE DA SCAVO

Nel rispetto della normativa vigente in materia, al fine di evitare il trasferimento di potenziali sostanze inquinanti, l'eventuale riutilizzo di materiale proveniente da altro sito, dovrà ottemperare a quanto disposto nell' art 186 del D.Lgs. 152/2006, modificato dal D.Lgs 4/2008 e a quanto contenuto nella Delibera della Giunta Provinciale di Bolzano del 26 gennaio 2009, n. 189 che disciplinano il riutilizzo dei terreni e rocce da scavo. La D.L. dovrà in particolare appurare la compatibilità ambientale dei materiali e compilare il certificato di utilizzo.

10. CONCLUSIONI

Su incarico dell'Istituto Per l'Edilizia Sociale (IPES) della Provincia Autonoma di Bolzano è stato eseguito uno studio per la caratterizzazione geologica e modellazione sismica dell'area ex-Anas posta in via Kerer sulla p.f. 368/2 in C.C. di Brunico (BZ).

In tale area è prevista la realizzazione di un edificio che ospiterà quindici alloggi sociali il cui progetto non è ancora stato redatto.

Il sito di progetto ricade nella zona III, area di alimentazione dei pozzi EWB "Sitzen" e "Stegen" dell'acquedotto di Brunico. I vincoli per la tutela dei pozzi „EWB "Sitz" e „STEGEN" dell'acquedotto Bruneck (Acq. 013/001) nel Comune di Brunico sono dettati dal Decreto del Presidente della Giunta Provinciale n.20/30.2 del 24.04.1996. Tale Decreto prevede che gli scavi in genere non dovranno interferire con la superficie freatica e non dovranno ridurre la copertura a meno di 1 m dal livello massimo della falda acquifera.

Il modello stratigrafico dell'area di nuova espansione è stato ricostruito sulla base di una campagna geognostica costituita da un sondaggio a carotaggio continuo con prelievo di due campioni sottoposti a prove di laboratorio geotecnico e prove in foro e sulla base di un'indagine geofisica.

Il modello stratigrafico del sito di progetto è costituito da tre unità stratigrafiche: sabbie ghiaiose a contenuto organico dello spessore pari a ca. 2,20 m; alternanze decimetriche di sabbie e ghiaie poligeniche a contenuto limoso dello spessore pari a 1,80 m ed infine ghiaie e sabbie debolmente limose con clasti poligenici di ϕ variabile tra 1 e 10 cm intercettate fino a fine sondaggio (-15,0 m dal p.c.).

All'interno dei depositi di fondovalle è presente un acquifero libero, la cui superficie freatica nel sito di progetto si attesta ad una profondità di ca. -7,80÷-8,00 m dal p.c., come riscontrato nel piezometro installato nel foro di sondaggio.

Considerato che l'area di progetto ricade nella zona di tutela dei pozzi EWB "Stiz" e "Stegen" si ritiene necessario verificare l'entità delle variazioni stagionali del livello di falda in sito, mediante esecuzione di misure piezometriche nel corso di un anno idrologico, al fine di definire la potenziale profondità massima di scavo per la realizzazione degli edifici.

Nel presente studio in cap. 8 viene analizzata la pericolosità sismica dell'area secondo la normativa vigente.

Il presente elaborato dovrà essere integrato sulla base del progetto definitivo in ottemperanza ai contenuti del D.M. del 14 gennaio 2008 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni".

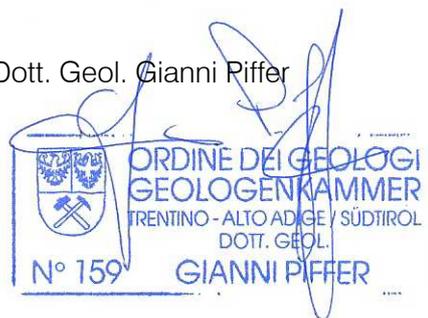
In corso d'opera si dovrà controllare la rispondenza tra il modello geologico di riferimento assunto in progetto e la situazione effettiva, differendo di conseguenza il modello geotecnico, così come previsto dalla normativa di settore.

Varna, febbraio 2012

Dott. Geol. Gianfranco Dragà



Dott. Geol. Gianni Piffer



PROGETTO

Realizzazione di un edificio con alloggi sociali nell'Area ex-anas, in via Kerer, p.f. 368/2 in C.C. di
Brunico

RELAZIONE GEOTECNICA

Sulle indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica del volume significativo di terreno

1. PREMESSA

La presente relazione geotecnica sulle indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica del volume significativo di terreno, riguarda il progetto per la realizzazione di nuovi alloggi nell'area ex-Anas in via Kerer sulla p.f. 368/2 in C.C. di Brunico (BZ).

Il modello geotecnico del volume significativo di sottosuolo esteso all'intera area di studio, è stato ricostruito sulla base del modello stratigrafico e della campagna di indagini geognostiche svolta nel sito di progetto. Le prove in foro, le indagini sismiche e le prove di laboratorio geotecnico, hanno permesso di determinare le proprietà geotecniche dei terreni costituenti il volume significativo di terreno interessato dalle opere in progetto.

In assenza del progetto definitivo viene fornita una valutazione preliminare della capacità portante e dei cedimenti dei terreni di fondazione e vengono suggerite alcune indicazioni operative da adottare in fase esecutiva dell'opera.

La presente relazione geotecnica in ottemperanza ai contenuti del D.M. del 14 gennaio 2008 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" e alla Circolare applicativa (C.S.LL.PP. n. 617 del 02.02.2009) il presente documento dovrà essere integrato sulla base del progetto definitivo.

2. DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO

Il presente studio riguarda la realizzazione di un edificio che ospiterà quindici alloggi sociali il cui progetto non è ancora stato redatto.

Secondo alcune indicazioni fornite dalla committenza l'edificio occuperà una superficie d'impronta, pari al 30% del lotto edificabile e sarà costituito da un piano interrato e da alcuni piani fuori terra.

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'area ex-Anas si localizza nella porzione nord-est del centro abitato di Brunico in destra orografica del Torrente Rienza ad una quota media di ca. 840 m s.l.m..

I sedimenti presenti nell'area di studio sono rappresentati da tre unità stratigrafiche: sabbie ghiaiose a contenuto organico dello spessore pari a ca. 2,20 m; alternanze decimetriche di sabbie e ghiaie poligeniche a contenuto limoso dello spessore pari a 1,80 m ed infine da ghiaie e sabbie debolmente limose con clasti poligenici di ϕ variabile tra 1 e 10 cm intercettate fino a fine sondaggio (-15,0 m dal p.c.).

I depositi sciolti che colmano l'ampia valle del Rienza, secondo l'indagine sismica eseguita in sito hanno una potenza di ca. 100,0 m.

All'interno di questi depositi sciolti è presente un acquifero libero la cui superficie freatica misurata entro il piezometro installato nel S1, si attesta a ca. -7,80 ÷ -8,00 m dal p.c..

4. INDAGINI GEOGNOSTICHE

Le indagini geognostiche in sito hanno permesso di definire il modello geotecnico del volume significativo di terreno interessato dalle opere in progetto e la parametrizzazione geotecnica dei materiali interessati dalle fondazioni e dagli scavi.

4.1 Prove SPT in foro

Tramite le prove SPT viene misurata la resistenza di un terreno sciolto all'infissione di una punta conica (in caso di terreni grossolani). Durante l'infissione viene misurato il numero di colpi necessario per una penetrazione del campionatore nei primi 15 cm e nei successivi 30 cm (= 2 x 15 cm). Il valore preso in considerazione riguarda gli ultimi 30 cm (= N_{30SPT}).

Dai valori di N_{30SPT} , applicando le correzioni di Terzaghi partendo dal numero di colpi NSPT si ottengono i seguenti parametri geotecnici:

- il valore dell'angolo d'attrito interno ϕ mediante i seguenti metodi:

$$\phi = \sqrt{15 \times N_{spt} + 15} \text{ (Road Bridge Specification)}$$

$$\phi = 0,3 \times N_{spt} + 27 \text{ (Japanese National Railway)}$$

- il modulo elastico applicando le correlazioni proposte da Joseph e Bowles per sabbia e ghiaia:

$$E_s = 600 (N_{spt} + 6)$$

$$E_s = 1200 (N_{spt} + 6);$$

- la densità relativa è stata calcolata con il metodo proposto da Gibbs-Holtz (1957).

Sulla base delle formule empiriche sopra citate sono stati ricavati i parametri geotecnici caratteristici dei terreni interessati dalle indagini SPT in foro.

Si rimanda al capitolo 6 della relazione geologica per la descrizione dettagliata della campagna d'indagine eseguita in sito e agli allegati D, E, F e G.

5. MODELLO GEOTECNICO

Il modello geotecnico riferito al volume significativo di sottosuolo interessato dalle opere in progetto ricostruito sulla base del modello stratigrafico desunto dalle indagini in sito e di laboratorio, può essere così riassunto:

- **unità 1 da 0,00 a -2,20 m dal p.c.:** costituita da sabbie e ghiaie a contenuto organico di spessore pari a ca. 2,20 m con angolo d'attrito pari a ca. 29°; V_p variabili tra 400 e 450 m/s; V_s pari a 110 m/s;
- **unità 2 da -2,20 a -4,0 m dal p.c.:** costituita da alternanze decimetri che di sabbie e ghiaie limose di spessore pari a ca. 1,8 m; caratterizzata da valori di angolo d'attrito variabile tra 33 e 35°; modulo elastico variabile tra 10.000 e 15.000 KPa, densità relativa media pari a ca. 70%, V_p compresi tra 450 e 650 m/s e V_s pari a 150 m/s;
- **unità 3 da -4,0 a -15,0 m dal p.c.:** ghiaie e sabbie debolmente limose con clasti poligenici di ϕ max 10 cm riscontrate fino alla profondità di -15,0 m dal p.c.. L'unità 3 è caratterizzata da valori di angolo d'attrito compresi tra ca. 35 e 37°, densità relativa che aumenta con la profondità in funzione del grado di consolidazione e variabile tra il 70% e il 100%, modulo elastico variabile tra 55.000 e 65.000 KPa; V_p comprese tra 700 e 1400 m/s e V_s variabili tra 350 e 450 m/s.

Di seguito vengono riassunti i parametri geotecnici delle unità ricavati dalle prove in sito, dalle indagini sismiche e dalle prove di laboratorio, integrati con parametri ricavati su terreni sciolti aventi le stesse caratteristiche tratti da bibliografia specifica.

In base a queste considerazioni verranno quindi forniti dei campi di variabilità, per quanto possibile attendibili e verificati, dei principali parametri geotecnici relativi all'unità considerata.

Tabella 5.1 - Tabelle 5.1

UNITÀ 1: sabbie ghiaiose a contenuto organico da 0,0 a -2,20 m dal p.c.	
Granulometria	Sabbie e ghiaie a contenuto organico
Colore	Bruno marrone
Peso di volume	γ = 18,0 ÷ 18,5 kN/m ³
Angolo d'attrito interno	Φ = 28° - 30°
coesione	c = 0 - 10 kN/m ²
Velocità onde sismiche P	V_p = 400-450
Velocità onde sismiche S	V_s = 110 m/s
UNITÀ 2: alternanze di sabbie e ghiaie limose con ciottoli poligenici da -2,20 a -4,00 m dal p.c.	
Granulometria	Sabbie e ghiaie limose
Colore	Marrone
Peso di volume drenato	γ = 18,5 - 19,0 kN/m ³
Angolo d'attrito interno	Φ = 33° - 35°
Coesione	c = 0 - 10 kN/m ²
Modulo elastico	E_s = 10.000 - 15.000 KPa
Velocità onde sismiche P	V_p = 450 ÷ 650 m/s
Velocità onde sismiche S	V_s = 150 m/s
UNITÀ 3: ghiaie e sabbie debolmente limose con clasti poligenici di ϕ max 10 cm da -4,00 a -15,0 m dal p.c.	
Granulometria	Ghiaie e sabbie debolmente limose
Colore	Marrone
Peso di volume drenato	γ = 18,5 - 19,0 kN/m ³
Angolo d'attrito interno	Φ = 35° - 37°
Coesione	c = 0 - 5 kN/m ²
Modulo elastico	E_s = 55.000 - 65.000 KPa
Velocità onde sismiche P	V_p = 700 ÷ 1400 m/s
Velocità onde sismiche S	V_s = 350 ÷ 450 m/s

6. VERIFICHE GEOTECNICHE DI INDIRIZZO

Il presente capitolo contiene le verifiche geotecniche di indirizzo riguardanti il sistema opera-terreno, quali: la capacità portante, i cedimenti dei terreni di fondazione delle opere in progetto e la stabilità dei fronti di scavo.

Vista l'assenza di un progetto definitivo, le verifiche geotecniche condotte di seguito considerano le seguenti ipotesi progettuali:

- realizzazione di un edificio residenziale con sviluppo massimo di tre piani fuori terra ed interrato di profondità inferiore ai 4,0 m;
- quota piano fondazionale a -4,0 m dal p.c.;
- adozione di fondazioni a trave rovescia, con carichi stimati di 1,5 ÷ 2,0 kg/cm²;
- fronti di scavo di altezza massima stimata pari a 4,0 m.

Le verifiche geotecniche svolte di seguito, sono condotte con il metodo degli stati limite in ottemperanza alle Nuove Norme Tecniche per le costruzioni D.M. del 14 gennaio 2008.

6.1 Capacità portante dei terreni di fondazione

Nell'ipotesi che venga realizzato il piano interrato, il piano di posa delle fondazioni dell'edificio sarà impostato entro l'unità geotecnica 3.

Il metodo adottato per il calcolo della capacità portante dei terreni di fondazione in materiali sciolti è quello proposto da Brinch-Hansen considerando cautelativamente nulla la coesione. Di seguito vengono calcolate le capacità portanti del terreno adottando i parametri geotecnici dell'unità 3 espressi in tabella 5.1, applicando la seguente formula:

$$q_{lim} = \gamma \times D \times N_q + 0,5 \times \gamma \times N_\gamma$$

dove: γ = peso di volume naturale / Dichte

D = profondità d'incasso / Tiefe des Einbaus

B = larghezza della fondazione / Breite der Gründung

N_q, N_γ = fattori di capacità portante / Faktoren für die zulässige Bodenpressung

Nelle verifiche agli stati limite ultimi, per il dimensionamento geotecnico delle fondazioni (GEO), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni. L'analisi viene condotta secondo l'Approccio 1, combinazione 2 (A2+M2+R2), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti del gruppo M2 e la resistenza globale del sistema tramite i coefficienti γ_r del gruppo R2, che per le verifiche di capacità portante vale 1,80.

Utilizzando il software Carl 10 e adottando diverse profondità di incasso D e diverse larghezze di fondazione B con un fattore di sicurezza $F_s=1,8$ come previsto dalla vigente

normativa (D.M. 14/01/2008), si ottengono i valori delle pressioni massime ammissibili (q_{amm}) riassunti in tabella:

Capacità portante del terreno - unità geotecnica 3

D (m)	B (m)	q_{lim} (kg/cm ²)	q_{amm} (kg/cm ²)
0,50	0,80	3,75	2,08
	1,00	4,11	2,28
	1,20	4,49	2,50
	1,50	5,09	2,83
0,80	0,80	5,27	2,93
	1,00	5,54	3,08
	1,20	5,86	3,25
	1,50	6,39	3,55

Il progettista dovrà valutare la geometria di fondazione più idonea in funzione del piano di appoggio delle fondazioni, delle dimensioni dell'opera e dei carichi su di essa agenti.

6.2. Cedimenti

Nel presente capitolo vengono forniti indicativamente i cedimenti dovuti alle nuove opere ipotizzando il piano di fondazione entro l'unità geotecnica 3. Il nuovo edificio provocherà un aumento delle condizioni tensionali verticali nel sottosuolo. Le deformazioni verticali assumeranno valori significativi in relazione al tipo di terreno. Nel caso specifico, vista la presenza di materiali granulari poco coesivi i cedimenti saranno immediati ed avranno un decorso rapido.

Al fine di determinare in via preliminare i cedimenti viene applicato il metodo elastico:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta \sigma_i (1 - \nu - 2 \nu^2)}{E_i (1 - \nu)} \Delta z_i$$

L'espressione di w_{lib} è la seguente:

Der Ausdruck von w_{lib} ist folgender:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta \sigma_i}{E_i} \Delta z_i$$

$\Delta \sigma$ è la tensione indotta nel terreno, alla profondità z , dalla pressione di contatto della fondazione;

E è il modulo elastico relativo allo strato i -esimo;

$\Delta \sigma$ ist die induzierte Spannung, die Tiefe z , E Elastizitätsmodul in Zusammenhang mit der Schicht i -esimo;

Il calcolo dei cedimenti delle nuove opere è stato sviluppato utilizzando il software CARL 10, che valuta le deformazioni verticali di ogni strato i-esimo. Nella tabella seguente vengono indicati i valori indicativi dei cedimenti di una fondazione continua a trave rovescia sottoposta a un carico di 2 kg/cm² e poggiante sui terreni dell'unità 3.

Larghezza fondazione (m) Gründungsbreite (m)	Carico (kg/m) Belastung (kg/m)	Cedimento (cm) Setzungen (cm)
Unità geotecnica 3		
0,80	20.000	0,80
1,00		0,75
1,20		0,70
1,50		0,64

Nel dimensionamento strutturale il progettista dovrà valutare il diverso comportamento geotecnico dei materiali di fondazione considerando la necessità di far fronte a cedimenti differenziali dell'edificio in relazione all'unità geotecnica all'interno della quale verranno realizzate le fondazioni. Tale stima è comunque indicativa e dovrà essere verificata sulla base delle azioni agenti sulle fondazioni.

Al fine di limitare i cedimenti differenziali si consiglia di impostare il piano fondazionale dell'edificio esclusivamente nell'unità geotecnica 3.

6.3. Fronti di scavo

Gli scavi da realizzare per l'esecuzione delle nuove opere interesseranno le unità geotecniche 1 e 2 e solo marginalmente l'unità 3.

Per le verifiche di stabilità degli scavi in terreni sciolti, viene adottato il metodo proposto da HOEK e BRAY (1981) considerando il fronte drenato (Chart Number 1) e i parametri riportati in tabella 5.1.

Secondo la normativa (D.M. del 14 gennaio 2008) deve essere rispettata la condizione:

$$Ed \leq Rd,$$

con:

Ed= valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni;

Rd= valore di progetto della resistenza del terreno.

Le verifiche di stabilità vengono 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 di resistenza

del terreno sono ridotti tramite i coefficienti del gruppo M2 e la resistenza globale del sistema tramite i coefficienti γ_r del gruppo R2, che in tal caso è pari a 1,1.

Nell'abaco di Hoek e Bray sono quindi introdotti i parametri fisico meccanici ridotti ed il coefficiente F assume il valore di R2.

I fronti di scavo per la realizzazione dell'edificio potranno avere gli angoli di scarpa riassunti in tabella, in funzione dell'altezza del fronte:

Altezza fronti di scavo Höhe der Böschungseinschnitte	Angolo di scarpa per scavi temporanei Böschungswinkel des vorübergehenden Aushubs	
	UNITA' GEOTECNICA 1	UNITA' GEOTECNICA 2
2,00 m	50°	60°
3,00 m	-	50°

Gli angoli di scarpata sono validi per una stabilità a breve termine, in condizioni non sismiche, fuori dal corpo freatico e senza carico d'esercizio lungo il ciglio di scavo.

In caso di precipitazioni si consiglia di coprire le scarpate con adeguati teli impermeabili.

6.4 Verifica di stabilità dei fronti di scavo

Vista la presenza del rilevato stradale di Via Dobbiaco confinante a nord con il lotto in esame, si è optato per l'esecuzione di verifiche di stabilità dei fronti.

Le analisi di stabilità sono state eseguite nelle seguenti condizioni :

- per l'apertura a breve termine di fronti di scavo;
- in presenza di sovraccarichi sulla strada soprastante al ciglio di scavo;
- in assenza di acqua a fondo scavo e di venute d'acqua dai fronti.

Di seguito si riassumo i risultati ottenuti dalle verifiche di stabilità eseguite nelle seguenti ipotesi.

1° IPOTESI: fronte di scavo di 4,00 m con angolo di scarpa di 50° realizzato alla base della scarpata stradale; la scarpata in fase di scavo viene ad assumere uno sviluppo complessivo di ca. 8,00 m.

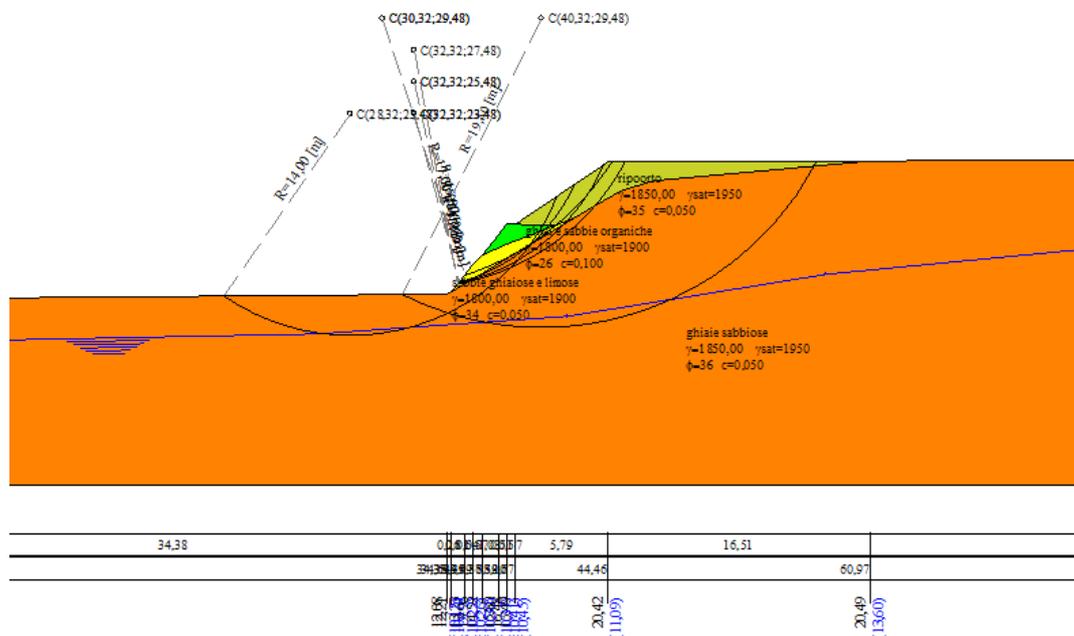


Fig. 6.4.1: verifica di stabilità con superfici di rottura aventi un $F < 1,10$.

Quadro sintetico coefficienti di sicurezza

Metodo	Nr. superfici	FS_{min}	S_{min}	FS_{max}	S_{max}
BISHOP	8476	1.074	1	114.213	8476
JANBU	8476	1.037	4	58.302	8474
JANBU COMPLETO	2149	1.054	3925	-6.678	8476

Con questa geometria del fronte si ottengono valori dei fattori di sicurezza inferiori a quanto previsto dalla normativa $F < 1,1$, non considerando la presenza di carichi sulla strada.

Per fronte di scavo in aderenza con la scarpata stradale si dovrà ricorrere all'adozione di opere di consolidamento, quali paratie, micropali, ecc..

2° IPOTESI: fronte di scavo di 4,00 m con angolo di scarpa di 50° realizzato ad una distanza di 3 m dal piede della scarpata stradale.

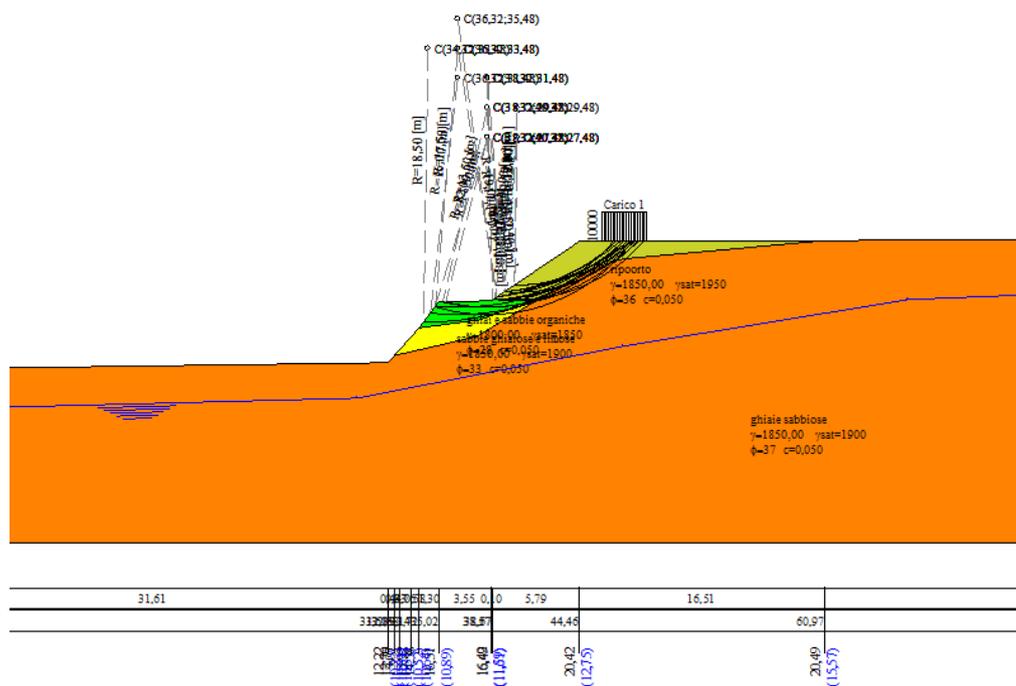


Fig. 6.4.2: verifica di stabilità con superfici di rottura aventi un $F > 1,10$.

Quadro sintetico coefficienti di sicurezza

Metodo	Nr. superfici	FS_{min}	S_{min}	FS_{max}	S_{max}
BISHOP	8608	1.190	4	-6.232	8608
JANBU	8608	1.116	1	-6.267	8608
JANBU COMPLETO	2286	1.192	4	-6.268	8608

Con questa riprofilatura del fronte si ottengono fattori di sicurezza $F > 1,1$.

Le analisi condotte dimostrano che il fronte nord dovrà essere realizzato con angoli inferiori o uguali a 50° e con ciglio ad una distanza minima di 3 m dalla scarpata stradale.

Il fronte di scavo sul lato sud-est del lotto verrà presumibilmente realizzato in prossimità dell'edificio esistente. In fase di progettazione definitiva si dovrà pertanto valutare la necessità o meno di adottare opere provvisoriale per il consolidamento del fronte.

7. CONCLUSIONI

Su incarico dell'Istituto Per l'Edilizia Sociale (IPES) della Provincia Autonoma di Bolzano è stato eseguita una campagna geognostica finalizzata alla redazione della relazione geotecnica a supporto del progetto per la realizzazione di un nuovo edificio nell'area ex-Anas di via Kerer in p.f. 368/2 C.C. di Brunico (BZ).

Il modello geotecnico del volume significativo di terreno interessato dalle nuove opere, ricostruito sulla base di una campagna di indagini in sito e di prove di laboratorio è rappresentato da tre unità geotecniche: sabbie e ghiaie a contenuto organico di spessore pari a ca. 2,20 m; alternanze decimetriche di sabbie e ghiaie limose di spessore pari a ca. 1,8 m e ghiaie e sabbie debolmente limose riscontrate fino alla profondità di -15,0 m dal p.c..

La parametrizzazione delle unità geotecniche è stata condotta sulla base delle prove in sito integrate con dati disponibili in letteratura ed è riportata in tabella 5.1.

Il calcolo preliminare della capacità portante e dei cedimenti dei terreni di fondazione appartenenti alla unità geotecnica 3, nell'ipotesi di adottare fondazioni a trave rovescia ed in conformità con le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. del 14 gennaio 2008, viene riportato in paragrafo 6.1.

I fronti di scavo per la realizzazione delle opere in progetto, avranno indicativamente altezze massime pari a ca. 4,0 m e interesseranno i terreni sciolti delle tre unità geotecniche riconosciute.

Vista la presenza del rilevato stradale di Via Dobbiaco confinante a nord con il lotto in esame, si è optato per l'esecuzione di verifiche di stabilità dei fronti. Le analisi condotte dimostrano che il fronte nord dovrà essere realizzato con angoli inferiori o uguali a 50° e con ciglio ad una distanza minima di 3 m dalla scarpata stradale o in alternativa, per fronte di scavo in aderenza con la scarpata stradale si dovrà ricorrere all'adozione di opere di consolidamento del fronte, quali paratie, micropali, ecc..

Il fronte di scavo sul lato sud-est del lotto verrà presumibilmente realizzato in prossimità dell'edificio esistente. In fase di progettazione definitiva si dovrà pertanto valutare la necessità o meno di adottare opere provvisorie per il consolidamento del fronte sul lato sud-est.

Considerato che l'area di progetto ricade nella zona di tutela dei pozzi EWB "Stiz" e "Stegen" si ritiene necessario verificare l'entità delle variazioni stagionali del livello di falda in

sito, mediante esecuzione di misure piezometriche nel corso di un anno idrologico, al fine di definire la potenziale profondità massima di scavo per la realizzazione degli edifici.

Il presente elaborato dovrà essere integrato sulla base del progetto definitivo in ottemperanza ai contenuti del D.M. del 14 gennaio 2008 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” e con tutte le previste verifiche della sicurezza e delle prestazioni di cui al capitolo 6.2.3. delle N.T.C..

Varna, maggio 2012

Dott. Geol. Gianni Piffer



Dott. Geol. Gianfranco Dragà

