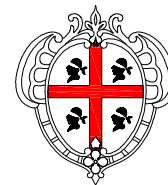




REGIONE AUTÒNOMA DE SARDIGNA
REGIONE AUTONOMA DELLA SARDEGNA

Assessoradu de sos traballos pùblicos
Assessorato dei lavori pubblici



Ente acque della Sardegna
Servizio Progetti e Costruzioni

**INTERVENTO DI RISTRUTTURAZIONE E RIQUALIFICAZIONE
DELLE OPERE ANNESSE ALLA DIGA DI NURAGHE ARRUBIU -
L108 - SISTEMAZIONE DELLA CARRARECCIA NURAGHE
ARRUBIU - DIGA FLUMENDOSA
- PROGETTO ESECUTIVO -**



PARTE A - INQUADRAMENTO GENERALE
A.8. - RAPPORTO GEOLOGICO E GEOTECNICO

Relazione geotecnica

Allegato

A.8.2.

scala:

Redatto da ATP Flumendosa:

Progettazione:

- Ing. Pietro Paolo Mossone (capogruppo)
- Ing. Giancarlo Orrù
- Ing. Carla Trampetta Giuffrida
- Ing. Francesca Melis

Consulenti:

- Dott. Geol. Giovanni Battista Demontis
- Ing. Giulia Balloco
- Dott. Mauro Cavallo

Il Direttore Generale f.f.
Ing. Franco Ollargiu

**Il Direttore del Servizio Progetti e Costruzioni
e Responsabile Unico del Procedimento**

Maggio 2015

Ente Acque della Sardegna

Cagliari

INTERVENTI DI RISTRUTTURAZIONE E RIQUALIFICAZIONE DELLE OPERE ANNESSE ALLA DIGA DI NURAGHE ARRUBIU. L108 - SISTEMAZIONE DELLA CARRARECCIA NURAGHE ARRUBIU – DIGA FLUMENDOSA

PROGETTO ESECUTIVO

A.8. – RAPPORTO GEOLOGICO E GEOTECNICO

A.8.2. – Relazione geotecnica

INDICE

1.0.	Premessa	Pag.	3
2.0.	Descrizione indagini precedenti	Pag.	4
3.0.	L'indagine del dicembre 2013	Pag.	6
3.1.	Sondaggi geognostici	Pag.	7
3.2.	Caratteristiche geotecniche dei terreni	Pag.	10
4.0.	Esame del tracciato e descrizione delle opere	Pag.	12
5.1.	Verifiche agli stati limite ultimi(SLU).Capacità portante delle fondazioni superficiali dei muri di sostegno	Pag.	18
5.2.	Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE).Calcolo dei cedimenti	Pag.	21
5.3.	Verifiche agli stati limite ultimi(SLU).Capacità portante dei micropali di fondazione dei muri di sostegno tra le se.228-230	Pag.	22
5.4.	Verifiche di stabilità globale versante	Pag.	24
5.4.1.	Verifiche ex-ante	Pag.	27
5.4.2	Verifiche ex-post	Pag.	27
6.0.	Classificazione sismica	Pag.	35
7.0.	Caratterizzazione del piano di posa della sovrastruttura carrarecciale	Pag.	36
8.0.	Conclusioni	Pag.	39

Allegati:

- **Fotografie dissesti lungo il tracciato**
- **Elaborati indagini geotecniche Ditta Angius**
- **Profilo geotecnico longitudinale**

1.0. Premessa

L'ENAS ha affidato all'A.T.P. con capogruppo l'Ing. Pietro Paolo Mossone, l'incarico per l'esecuzione della progettazione definitiva per il ripristino funzionale e risistemazione dell'esistente carrareccia di collegamento tra il Nuraghe Arrubiu e la Diga di Nuraghe Arrubiu sul Flumendosa.

Nel quadro di detta progettazione è prevista l'esecuzione del servizio di prestazioni specialistiche per la redazione degli studi geologici, geotecnici, idrologici ed idraulici preliminari.

Le indagini eseguite fanno riferimento alla normativa vigente, che si richiama:

D.M. 11.03.1988 recante le “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilizzazione dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”;

Legge 11.02.1994 N° 109 Legge quadro in materia di lavori pubblici, e successive modificazioni;

D.P.R. N° 554 del 21.12.1999 – Regolamento di attuazione della legge quadro in materia di lavori pubblici, e successive modificazioni Art.18 e art.19.

- D.M. 14/01/2008 Nuove Norme Tecniche sulle Costruzioni

- Circolare Ministeriale N°617 del 02/02/2009 - Nuove Norme Tecniche sulle Costruzioni

Nel seguito vengono esposte le risultanze dello studio geotecnico, richiamando anche le precedenti indagini svolte dall'E.AF. nel 2002.

2.0. Descrizione indagini precedenti

La carrareccia in esame è già stata oggetto nel 2002 di una campagna di indagini geognostiche per conto dell'E.A.F., consistita nell'esecuzione di:

- n°17 sondaggi a carotaggio continuo spinti sino alla profondità di 20 m dal p.c.
- n°3 prelievi di campioni di detrito nel corso dei sondaggi
- n°2 prelievi di campioni di roccia nel corso dei sondaggi
- n°3 analisi granulometriche
- n° 3 determinazioni del limite liquido e limite plastico
- n° 3 classificazioni geotecniche secondo la norma UNI-CNR10006
- n°3 prove di taglio diretto
- n°2 prove a rottura per compressione monoassiale su carote di roccia
- n°2 determinazioni del peso di volume su carote di roccia

Nella tabella che segue vengono riepilogati in maniera schematica gli spessori delle varie litologie incontrate, tenendo presente che talora non si ha una netta distinzione tra basalto lapideo e basalto clastico/coriaceo, che spesso si rinvengono in alternanze irregolari.

Sondaggio	Detrito	Basalto lapideo	Basalto clastico/ scoriaceo	Porfiroide scistoso
S1	0,0-2,7 m	2,7-7,5 m	7,5-10,0 m	/
S2	0,0-0,5	0,5-1,7 m	/	1,7-15,0 m
S3	0,0-13,7 m	13,7-15,0 m	/	/
S4	0,0-5,7 m	5,7-7,9 m	7,9-9,4 m	9,4-15,0 m
S5	0,0-6,5 m	/	/	6,5-15,5 m
S6	0,0-15,0 m	/	/	/
S7	0,0-4,0 m	4,0-5,0 m	5,0-15,0 m	/
S8	0,0-13,8 m	/	/	13,8-14,7 m
S9	0,0-15,0 m	/	/	/
S10	0,0-14,0 m	14,0-15,0 m	/	/
S11	0,0-0,6 m	0,6-11,8 m	11,8-15,5 m	/
S12	0,0-4,2 m		4,2-15,0 m	/
S13	0,0-11,3 m	11,3-12,0 m	/	12,0-14,0 m
S14	0,0-13,5 m	/	13,5-14,0 m	/
S15	0,0-10,0 m	/	/	/
Sondaggio	Detrito	Basalto lapideo	Basalto clastico/	Porfiroide scistoso

			scoriaceo	
S16	0,0-0,3 m	3,8-10,7 m	0,3-3,8 m	/
S17	0,0-3,4 m	3,4-4,5 m	4,5-5,8 m	5,8-11,0 m

Nella tabella che segue vengono riepilogati i principali parametri geotecnici ottenuti con le prove di laboratorio rispettivamente sui detriti e sui campioni lapidei.

TABELLA RIASSUNTIVA PROPRIETA' GEOTECNICHE DEI CAMPIONI DI DETRITO

Sond.	Profond. (m)	Litologia	Pass. 2,00 mm	Pass. 0,4 mm	Pass. 0,075 mm	L.L.	I.P.	Classifica UNI-CNR 10006	Class. USCS	ϕ	C kpa
S3	6,20	Deposito di versante	68,95	57,41	44,12	44	24	A7-6	GC	30,61	14,66
S6	3,70	Deposito di versante	91,59	82,78	66,76	36	9	A4	ML	33,97	5,89
S9	5,00	Deposito di versante	88,35	73,61	61,74	42	16	A7-6	CL-ML	26,01	13,39

TABELLA RIASSUNTIVA PROPRIETA' GEOTECNICHE DEI CAMPIONI DI ROCCIA

Sond.	Profond. (m)	Litologia	Compr. a rottura Kpa	γ_{nat} g/cmc
S5	6,90	Porfiroide scistoso	36251	2,573
S5	10,00	Porfiroide scistoso	39876	2,610

Le stratigrafie dei sondaggi eseguiti dalla Geoconsult s.r.l. consentono di individuare gli spessori delle coltri detritiche lungo il tracciato e conseguentemente la profondità del substrato lapideo basaltico o porfiroide. Dette informazioni, unitamente a quelle ottenute con le nuove indagini, hanno consentito di redarre il profilo geologico e caratterizzare dal punto geotecnico i terreni presenti lungo il tracciato.

3.0. L'Indagine del dicembre 2013

Ad integrazioni delle informazioni ottenute con la succitata indagine, si è reso necessario eseguire ulteriori verifiche in corrispondenza delle opere d'arte principali, laddove non si dispone di alcun sondaggio.

Sono stati eseguiti 6 sondaggi a carotaggio continuo della profondità massima di 15 m la cui ubicazione è riportata nella planimetria allegata.

I sondaggi sono posizionati nella parte finale dello stradello e hanno consentito di individuare la profondità del basamento litoide e quindi hanno permesso di realizzare una sezione stratigrafica lungo la linea di massima pendenza per una verifica di stabilità del versante.

Più in particolare i sondaggi sono stati così distribuiti:

S1N e S2N in corrispondenza della smottamento a valle della carrareccia tra le sezz.228-230

S3N in corrispondenza del muro di sostegno da realizzare tra le sezz. 219-220

S4N in corrispondenza del ciglio carrareccia lato valle tra le sezz. 203-204

S5N in corrispondenza del muro di sostegno da realizzare presso la sez.193

S6N in corrispondenza del muro di sostegno da realizzare presso la sez.171.

L'indagine ha avuto inizio nel mese di dicembre 2013 e si è sviluppata secondo il programma predefinito che prevedeva la predisposizione da parte del geologo degli elaborati occorrenti per la definizione delle indagini in sito, da appaltare a ditta specializzata, e quindi l'esecuzione dei rilievi geologici e geotecnici ed analisi di laboratorio necessari per definire gli interventi da eseguire per la messa in sicurezza della carrareccia che collega il Nuraghe Arrubiu alla diga omonima.

In tal senso lo scrivente ha predisposto un computo delle indagini in sito che sono state poi appaltate ad una ditta specializzata, che ha eseguito i lavori a cavallo tra il mese di dicembre 2013 e gennaio 2014 e che prevedeva:

- esecuzione di sondaggi geognostici a carotaggio continuo della lunghezza variabile ma comunque tale da intercettare, in genere, il substrato litoide in posto, compreso l'impiego, ove necessario della corona diamantata;**
- esecuzione di prove penetrometriche SPT in foro di sondaggio**
- Esecuzione di campionamenti durante i sondaggi ed invio al laboratorio per l'esecuzione di prove geotecniche sui terreni**

Da parte dello scrivente la prestazione professionale si è svolta oltre che con la direzione delle indagini in sito anche con l'esecuzione di diversi sopralluoghi preliminari con i progettisti.

Oltre a ciò si è provveduto alla raccolta di tutte le notizie reperibili in letteratura e delle indagini, citate in precedenza, che sono state effettuate nel passato lungo la carrareccia in esame.

Sono stati effettuati quindi i rilevamenti geologici delle formazioni geologiche presenti lungo il tracciato e sono stati prelevati dei campioni rappresentativi delle principali litologie per effettuare prove geomeccaniche al fine di definirne i principali parametri di resistenza.

Le informazioni ottenute con le indagini specialistiche e con l'esame puntuale del tracciato, hanno consentito di individuare tutti i tratti interessati dai dissesti in atto e di quelli potenzialmente instabili sui quali si è previsto di intervenire per la messa in sicurezza della citata carrareccia.

3.1. Sondaggi Geognostici

Nel periodo dicembre 2013 – gennaio 2014, lungo tutto il tracciato, LA Ditta specializzata Angius Antonello ha eseguito 6 sondaggi geognostici a carotaggio continuo e con l'uso di corona diamantata. La sonda che è stata impiegata è una Nenzi Elga con l'utilizzo di carotiere semplice per i terreni sciolti e carotiere doppio con corona diamantata per i terreni lapidei: in entrambi i casi il diametro di perforazione è stato di 101 mm. La profondità dei sondaggi è risultata differente ed è variata tra m 13,60 e m 15,00.

Durante il corso dei sondaggi il materiale carotato è stato posto entro cassette catalogatrici contenenti ciascuna 5 m di carotaggio. Sono state rilevate le stratigrafie dei terreni attraversati ed è stato determinato l'indice RQD. Nel corso della perforazione sono stati eseguiti dei campionamenti significativi delle litologie attraversate e su detti campioni sono state eseguite delle prove geotecniche di laboratorio per determinarne i parametri di resistenza.

L'ubicazione dei sondaggi è riportata nella planimetria ubicazione indagini e la loro distribuzione lungo il tracciato è stata determinata dalla necessità di acquisire il maggior numero di informazioni in corrispondenza delle zone dove è prevista la realizzazione di opere di contenimento delle scarpate, cercando di individuare la profondità della roccia in posto per impostare le fondazioni delle opere d'arte da ricostruire o integrare.

Nel seguito vengono richiamati i principali elementi verificati con i sondaggi mentre per maggiori dettagli si farà riferimento ai log stratigrafici. Si precisa che ai sondaggi è stata aggiunta la lettera N (= Nuovo) per distinguerli da quelli eseguiti nell'indagine del 2002.

Sondaggio S1N

Il sondaggio S1N è stato eseguito tra le sezz 228-230 dove si è avuta una profonda erosione che ha interessato il corpo della carrareccia. Il sondaggio è stato spinto sino alla profondità di m 13,20 dall'attuale piano viabile e la stratigrafia rilevata può riassumersi come segue:

- Coltre detritica ciottoloso sabbiosa con abbondante matrice argillosa, satura, di colore marron da sciolta a poco addensata fino a -1,00 m, e quindi con aumento della frazione ciottolosa e del grado di addensamento fino a -11,00m, profondità alla quale è stato intercettato il porfiroide lapideo con indice RQD =65%.

La falda idrica non è stata intercettata nel corso del sondaggio.

Sondaggio S2N

Il sondaggio S2N è stato eseguito tra le sezz.228-230, circa 20 m prima del sondaggio S1N dove si è avuta una profonda erosione che ha interessato il corpo della carrareccia. Il sondaggio è stato spinto sino alla profondità di m 15,00 dall'attuale piano viabile e la stratigrafia rilevata può riassumersi come segue:

- Coltre detritica ciottoloso sabbiosa con abbondante matrice argillosa, satura, di colore marron da sciolta a poco addensata fino a -0,40 m, e quindi con aumento della frazione ciottolosa e del grado di addensamento fino a -14,10m, profondità alla quale è stato intercettato il porfiroide alterato lapideo con indice RQD =0%.

La falda idrica non è stata intercettata nel corso del sondaggio.

Sondaggio S3N

Il sondaggio S3N è stato eseguito tra le sezz.219-220, dove deve essere realizzato un muro in cls a sostegno della scarpata lato monte. Il sondaggio è stato spinto sino alla profondità di m 15,00 dal piano viabile e la stratigrafia rilevata può riassumersi come segue:

- Coltre detritica ciottoloso sabbiosa con abbondante matrice argillosa, satura, di colore marron, da sciolta a poco addensata fino a -1,00 m, e quindi con aumento della frazione ciottolosa e del grado di addensamento fino a -12,00m, profondità alla quale è stato intercettato il porfiroide alterato per 50 cm e quindi lapideo con indice RQD =50%.

La falda idrica non è stata intercettata nel corso del sondaggio.

Sondaggio S4N

Il sondaggio S4N è stato eseguito tra le sezz.203-204, sul ciglio carrareccia lato valle. Il sondaggio è stato spinto sino alla profondità di m 15,00 dal piano viabile e la stratigrafia rilevata può riassumersi come segue:

- Coltre detritica ciottoloso sabbiosa con abbondante matrice argillosa, satura, di colore marron, da sciolta a poco addensata fino a -0,90 m, e quindi con aumento della frazione ciottolosa e del grado di addensamento fino a -15,00m.

Nell'ambito della profondità del sondaggio non è stata raggiunta la roccia compatta in posto, né è stata individuata alcuna falda idrica.

Sondaggio S5N

Il sondaggio S5N è stato eseguito presso la sezione 193, dove deve essere realizzato un muro in cls a sostegno della scarpata lato monte. Il sondaggio è stato spinto sino alla profondità di m 14,10 dal piano viabile e la stratigrafia rilevata può riassumersi come segue:

- Coltre detritica ciottoloso sabbiosa con abbondante matrice argillosa, satura, di colore marron, da sciolta a poco addensata fino a -1,70 m, e quindi con aumento della frazione ciottolosa e del grado di addensamento fino a -12,00 m, profondità alla quale è stato intercettato il porfiroide alterato per 45 cm e quindi lapideo con indice RQD =30%.

Nell'ambito della profondità del sondaggio non è stata individuata alcuna falda idrica.

Sondaggio S6N

Il sondaggio S6N è stato eseguito presso la sezione 171, dove deve essere realizzato un muro in cls a sostegno della scarpata lato monte. Il sondaggio è stato spinto sino alla profondità di m 14,10 dal piano viabile e la stratigrafia rilevata può riassumersi come segue:

- Coltre detritica ciottoloso sabbiosa con abbondante matrice argillosa, satura, di colore marron, da sciolta a poco addensata fino a -1,50 m, e quindi con aumento della frazione ciottolosa e del grado di addensamento fino a -9,30 m, profondità alla quale è stato intercettato il porfiroide alterato per 90 cm e quindi lapideo con indice RQD =40%.

Nell'ambito della profondità del sondaggio non è stata individuata alcuna falda idrica.

3.2.Caratteristiche geotecniche dei terreni

Per la caratterizzazione geotecnica dei terreni attraversati si è fatto ricorso a prove penetrometriche S.P.T. in foro di sondaggio.

I valori di N_{spt} ottenuti, riferiti all'affondamento della punta per gli ultimi 30 cm sono correlabili all'angolo di attrito interno mediante varie relazioni, tra cui quella proposta dal J.N.R., secondo cui $\phi = 0,3 N_{spt} + 20$ e quella del R.B.S., secondo cui $\phi = \sqrt{15 N_{spt} + 15}$.

Nella tabella che segue sono riepilogati i risultati ottenuti:

Sondaggio	Profondità	Tipo Litologico	N_{spt}	$\phi_{J.N.R.}$	$\phi_{R.B.S.}$	ϕ_{MEDIO}
1N	1,50 m	Detrito ghiaioso argilloso	39	32	39	35
1N	3,30 m	Detrito ghiaioso argilloso	R	>45	>45	>45
1N	4,50 m	Detrito ghiaioso argilloso	83	45	50	48
2N	1,70 m	Detrito ghiaioso argilloso	31	29	37	33
2N	3,40 m	Detrito ghiaioso argilloso	56	37	44	40
2N	4,30 m	Detrito ghiaioso argilloso	52	36	43	39
3N	1,50 m	Detrito ghiaioso argilloso	39	32	39	35
3N	3,30 m	Detrito ghiaioso argilloso	R	>45	>45	>45
3N	4,50 m	Detrito ghiaioso argilloso	83	45	50	48
4N	1,50 m	Detrito ghiaioso argilloso	9	23	27	25
4N	3,20 m	Detrito ghiaioso argilloso	35	31	38	34
4N	4,50 m	Detrito ghiaioso argilloso	R	>45	>45	>45
5N	1,50 m	Detrito ghiaioso argilloso	59	38	45	41
5N	3,10 m	Detrito ghiaioso argilloso	R	>45	>45	>45
5N	4,70 m	Detrito ghiaioso argilloso	R	>45	>45	>45
6N	2,60 m	Detrito ghiaioso argilloso	29	29	36	32
6N	4,50 m	Detrito ghiaioso argilloso	28	28	35	32
6N	5,50 m	Detrito ghiaioso argilloso	65	40	46	43

Dai dati riportati nella tabella suesposta si evince che il detrito ghiaioso argilloso è caratterizzato da buona consistenza, in quanto il valore minimo di N_{spt} è risultato pari a 28 colpi/30 cm di affondamento. Fa eccezione il valore $N_{spt} = 9$ rilevato nel sondaggio 4 alla

profondità di 1,50 m , dovuto presumibilmente alla presenza di ristagno d'acqua che ha ammorbidito gli strati più superficiali.

Nel corso dei sondaggi sono stati inoltre prelevati dei campioni rimaneggiati tra 0,00 m e 0,70/0,80 m di profondità per definire le caratteristiche del terreno di sottofondo della massicciata della carrareccia, sui quali è stata eseguita l'analisi granulometrica e i limiti di Atterberg, che hanno consentito di classificare secondo la norma UNI-CNR 10006 e la prova CBR per la determinazione dell'indice di portanza; considerato che la natura dei livelli superficiali era molto simile, e tenuto conto del fatto che la quantità del campione di un singolo sondaggio non era sufficiente per eseguire la prova CBR e la granulometria e i limiti, dette prove sono state effettuate su delle miscele tra i campioni S1N e S2N, S3N e S4N, S5N e S6N.

Nella tabella che segue sono riepilogati i principali parametri ottenuti:

Miscel a	Profond. (m)	Litologia	Pass. 2,00 mm	Pass. 0,4 mm	Pass. 0,075 mm	L.L.	I.P.	Classif. UNI-CNR 10006	Classific USCS	I _{CBR} %	γ_d g/cmc	Winiz. %
S1N- S2N	0,00-0,80	Deposito di versante	69,0	61,3	52,3	37	17	A6	CL	8,1	1,800	13,02
S3N- S4N	0,00-0,80	Deposito di versante	72,3	62,4	49,4	35	17	A6	SC	4,5	1,703	10,49
S5N- S6N	0,00-0,70	Deposito di versante	78,2	66,5	54,3	37	16	A6	CL	5,0	1,741	10,91

Inoltre su dei campioni semiindisturbati più profondi è stata eseguita la prova di taglio diretto con la scatola di Casagrande per la determinazione dell'angolo di attrito interno e della coesione drenata, densità naturale e umidità naturale.

Nella tabella che segue sono riportati i principali parametri ottenuti:

Sond.	Profond. (m)	Litologia	γ_{nat} g/cmc	Winiz. %	ϕ	C kpa
S2N	1,70-1,90	Deposito di versante	1,981	20,31	27°5	22,78
S3N-S4N	0,00-0,80	Deposito di versante	1,936	30,38	33°2	12,19
S5N-S6N	0,00-0,70	Deposito di versante	2,008	25,94	29°6	30,47

4.0. Esame del tracciato e descrizione delle opere

Il tracciato ha inizio dalla sezione 0 a quota 497,88 m, posta sull'altopiano ove è ubicato il Nuraghe Arrubiu, e termina alla sezione 240 a quota 379,47 m, all'innesto con la strada di collegamento alla diga. La lunghezza totale del tracciato è 1038 m

La soluzione progettuale adottata è stata concepita per ridurre al minimo la conflittualità con il sistema ambientale esistente. Il tracciato ripropone quasi interamente lo sviluppo attuale, fatta eccezione per il breve tratto in leggera variante di raccordo con l'anello esistente intorno al Nuraghe.

L'intervento sul tracciato, fatta eccezione per il tratto in variante di innesto con l'anello del Nuraghe, si configura come un ripristino funzionale dell'esistente mediante opere di riqualificazione e miglioramento del livello di sicurezza, al fine di ottenere una sede viaria con caratteristiche idonee al transito pedonale e di autovetture fuoristrada.

L'ampliamento del corpo della carrareccia, come già detto, avverrà prevalentemente su sezioni a mezza costa e per brevi tratti (nella parte iniziale) sezioni in rilevato.

I rilevati coincidono, in massima parte, con quelli esistenti per cui, prima di effettuare gli allargamenti, le scarpate verranno scorticate del terreno vegetale presente, ripulite dalle erbacce e dai rovi e risagomate al fine di evitare scorrimenti relativi tra il corpo del nuovo rilevato rispetto a quello in sito.

Le scarpate sono previste con pendenza 2/3.

Sovrastruttura e pavimentazione

La sovrastruttura sarà così costituita:

- Piano di posa preparato mediante terreno vegetale;**
- Formazione di rilevato in materiale arido proveniente da cava di prestito dello spessore minimo di cm. 20**
- Strato di fondazione in misto granulare proveniente da cava di prestito spessore cm. 20 ;**
- Pavimentazione in cls tipo Levocell - spess. 20 cm, caratterizzata da inerti selezionati, aventi medesime caratteristiche dell'inerte locale con particolare riguardo ai cromatismi.**

L'intervento coinvolge seppur in minima parte l'attuale carrareccia di accesso alla diga. E' prevista una modifica geometrica dell'intersezione con la carrareccia al fine di migliorare il raccordo plano altimetrico attualmente troppo brusco e pendente e migliorare la visibilità dell'incrocio.

Si richiamano alcune considerazioni, già esposte in precedenza, che valgono per tutto il tracciato:

- **la carrareccia è priva di qualsiasi manutenzione per cui i fronti di scavo lato monte sono soggetti a crolli e ribaltamenti diffusi di sassi, in genere di ridotte dimensioni (fino a 20 cm). I fronti di scavo in detrito andranno stabilizzati con dei muri in cls di altezza variabile da 0,70 a 1,90 m, mentre i fronti in basalto fratturato andranno protetti con reti paramassi.**

- **l'assenza delle cunette attiva un ruscellamento delle acque meteoriche sul piano viabile con deflusso a valle che di frequente ha eroso le banchine della carrareccia e lo stesso rilevato, soprattutto in considerazione del fatto che sono assenti anche i tombini che in una carrareccia di montagna come quella di che trattasi dovrebbero essere realizzati a distanze non superiori ai 200 m. Il progetto prevede l'allontanamento delle acque superficiali dalla sede della carrareccia mediante adeguate opere di regimentazione che accompagneranno il deflusso in corrispondenza di ogni tornante.**

Per smaltire in sicurezza l'acqua del bacino che interessa la carrareccia è necessario costruire n. 5 tombini e due guadi a cui si aggiunge un sesto tombino lungo la carrareccia asfaltata in corrispondenza della sez. 240. Sono stati preventivati n. 2 guadi per l'allontanamento delle acque meteoriche, uno nella sez. 18 e l'altro nella sez. 56.

Ai margini della carreggiata, nei tratti in trincea sono state previste cunette alla francese muretti d'unghia, per una corretta raccolta delle acque provenienti dalla sede carrarecciale ed il loro convogliamento ai punti di scolo.

- **lungo tutto il tracciato sono presenti dei muri di sottoscarpa di pietrame a secco, dei quali non è nota la geometria, ovvero se siano dei muri a gravità o dei semplici placcaggi, per cui si è ritenuto opportuno spostare la sede carrareccia verso monte, in modo da non gravare sui predetti muri.**

- **il fondo dell'attuale carrareccia è stabilizzato parzialmente dalla presenza della vecchia massiciata in pietrame, per cui è opportuno ricaricare la nuova fondazione carrarecciale in misto stabilizzato, senza eseguire lo scotico superficiale.**

Fatte queste premesse, si illustra nel seguito il tracciato:

Dalla sezione 0 alla sezione 44

La carrareccia procede sul pianoro il cui substrato è costituito dal basalto lapideo, sub affiorante. Tra le sezz.8-11 localmente sono presenti delle sacche di argilla, in corrispondenza

delle quali, nei periodi piovosi, si creano delle zone di ristagno d'acqua. Considerato che in questo tratto è prevista la realizzazione di un rilevato, sarà sufficiente eseguire lo scotico di 20 cm.

Dalla sezione 44 alla sezione 51

Il tracciato scende di quota, leggermente a mezza costa, sviluppandosi sempre sul basalto, che però non è interessato da scavi, per cui non c'è alcun problema di stabilità. Fino alla sezione 51 il tracciato ricade in zona a pericolosità di frana Hg1.

Dalla sezione 51 alla sezione 120

A partire dalla sezione 51 fino alla fine alla sezione 240, il tracciato ricade in zona a pericolosità di frana Hg4 (Riferimento tavole di progetto 14/1-14/2).

Il tracciato si snoda a mezza costa con un andamento tortuoso, caratterizzato da tornanti con stretto raggio di curvatura, su un pendio caratterizzato da elevata pendenza.

In corrispondenza dei tornanti si hanno dei fronti di scavo subverticali che interessano la roccia basaltica intensamente fratturata, per cui è necessaria la bonifica dei blocchi instabili e la messa in opera della rete paramassi con cavi di acciaio di rinforzo con disposizione romboidale, in particolare :

Dalla Sez 74 alla sez.77 su un fronte lungo 15 m di altezza variabile tra 2 e 5 m. Il fronte è riconoscibile per la presenza di diverse pareti subverticali, di cui quella a quota inferiore è caratterizzato da massi di dimensione variabile compatta.

Nella porzione del costone a quota più elevata si rinvencono due tratti distinti, quello di sinistra risulta di altezza pari a 2 mt, mentre quello di destra prosegue con un tratto ad andamento pressoché verticale come il precedente, di altezza fino a circa 5.00.

Dalla Sez 81 alla sez.91 su un fronte lungo 34 m di altezza variabile tra 1,5 e 10 m.

E' caratterizzato, sulla sinistra, da una pendice a pendenza verticale mediamente costante, per lo più ricoperta da vegetazione con qualche sporadica emergenza lapidea naturale frastagliata. Sono presenti anche alcuni alberi d'alto fusto ed alcune piante di ficodindia. Procedendo verso destra, nella parte terminale, la citata pendice diventa più frastagliata e le pareti rocciose di altezza modesta, (al massimo 5 m), si presentano composte da grandi massi sovrapposti in modo

regolare.

Dalla Sez 92 alla sez.98 su un fronte lungo 17,5 m di altezza media 2,7 m. Il tratto è caratterizzato da diverse sporgenze e rientranze della propaggine rocciosa. In particolare si può notare, partendo da sinistra:

- un primo fronte, caratterizzato da parete verticale che presenta piccoli massi fratturati;
- una zona centrale depressa, probabile sfaldamento della parete causato dalle copiose precipitazioni manifestatesi nel tempo;
- un fronte, più a destra, caratterizzato da una piccola porzione rocciosa in pendenza; in sommità di tale parete è presente un ampio pianoro, ricoperto quasi ovunque di pietre di contenute dimensioni.

Dalla Sez 105 alla sez.111 il fronte lungo 27 m, di altezza variabile tra 2 e 10,5 m, risulta simile al tratto tra le sezz.81-91, presenta una copertura di vegetazione rappresentata da lentischio ed alberi di olivastro. Tuttavia nella parte terminale presenta massi di dimensioni medie in condizioni di equilibrio instabile. Questa parte di parete necessita di un consolidamento corticale con pannelli ad alta resistenza, mentre l'altra parte sarà ricoperta con rete paramassi con cavi di acciaio di rinforzo come nelle tratte precedenti.

Dalla Sez 115 alla sez.119 su un fronte lungo 10,5 m di altezza variabile tra 4 e 4,5 m
La parete sub verticale risulta costituita da blocchi di svariati m³ sovrapposti uno sull'altro. Nella sovrapposizione è presente materiale fratturato amovibile che necessita di protezione per evitare che le acque meteoriche lo trasportino a terra lasciando delle sacche che potrebbero nel tempo, per dilavamento, crescere e dare origine a fenomeni di rotolamento verso la carrareccia. La protezione sarà garantita dal rivestimento con rete in filo metallico zincato tipo C (UNI 3598) con diametro pari a 3 mm, in maglia esagonale 80 mm × 100 mm (vedi descrizione più avanti).

Il lato valle dei tornanti è caratterizzato dalla presenza di muri a secco in pietrame che in questo tratto non mostrano segni di instabilità.

Tuttavia in corrispondenza della sezz.111 si ha un accumulo di blocchi di basalto, immediatamente a valle della carrareccia lungo il versante, che andranno rimossi.

Dalla sezione 120 alla sezione 240

A partire dalla sezione 120 fino alla fine del tracciato alla sez.240, la carrareccia si sviluppa a mezza costa sui depositi detritici, fatta eccezione per i tornanti tra le sezz. 144-147, 175-180 e 211-212 in corrispondenza dei quali vengono lambite le propaggini della colata basaltica.

I fronti di scavo in detrito allo stato attuale sono profilati con pendenze subverticali, per cui sono interessati da locali smottamenti. Per la messa in sicurezza di fronti di scavo si prevede la realizzazione di muri in cls, che avranno altezza variabile tra 0,85-1,90 m in funzione dell'andamento della topografia retrostante.

Si è adottata la tipologia in cemento armato in quanto di geometria più compatta e quindi comportante minori scavi. Altre soluzioni ritenute esteticamente meno impattanti quali le gabbionate o similari comportano l'apertura di fronti di scavo più importanti con la conseguenza di sacrificare un numero elevato di alberi insistenti in prossimità dei cigli superiori, oltre ad una più importante movimentazione di materiali di scavo.

Per quanto riguarda il lato a valle, si segnalano due fenomeni di instabilità che hanno interessato la sede della carrareccia:

Tra le sezz.133-135 il muro di sottoscarpa in pietrame a secco è parzialmente crollato, e lo smottamento ha interessato la sede della carrareccia. E' consigliabile lo spostamento della sede della carrareccia verso monte per non gravare sul muro a secco, che comunque dovrà essere ricostruito. A maggior garanzia della stabilità della sede della carrareccia potrà essere realizzata una berlinese di micropali da intestare nel porfiroide scistoso ubicato alla profondità di -6,50 m dal piano carrareccia(vedi sondaggio S5 vecchia indagine) . La costruzione della berlinese di micropali e il suo rivestimento con lo stesso materiale franato, comporterà che il muro in pietrame esistente non svolgerà più funzione statica ma di esclusivo rivestimento. Tale soluzione consente di preservare totalmente l'estetica dei luoghi e azzerare la movimentazione di materiali di scavo, essendo la berlinese totalmente interrata.

Tra le sezz. 228-230 il lato a valle è interessato da una frana di scivolamento rotazionale traslativo del rilevato e della sottostante coltre detritica, in cui si prevede di intervenire mediante la realizzazione di un muro di sottoscarpa in calcestruzzo a partire dalla sottostante strada di accesso alla diga. Per limitare l'altezza del muro si prevede di spostare leggermente il tracciato della carrareccia sottostante verso valle, e per contenere gli scavi a tergo del muro saranno realizzate fondazioni su micropali. Il terreno tra la sommità del muro e la carrareccia

soprastante sarà riempito con misto granulare arido profilato con pendenza 2/3. Le ragioni che hanno portato a tale scelta sono le seguenti. Il piede della attuale scarpata in frana è praticamente a ridosso della strada di accesso alla diga. Su tale scarpata insistono alberi di pregio. Uno scavo di fondazione importante (quale quello ad esempio per una gabbionata) comporterebbe la necessità di messa in sicurezza del versante con conseguente sbancamento di porzioni tale da investire tutto il costone della montagna, sacrificando inoltre diversi alberi di pregio. La soluzione in cemento armato su micropali consente di realizzare una fondazione di appena 2,00 metri a fronte di una altezza massima di muro di 3.55m. Per cui la sua realizzazione comporta scavi ridotti consentendo quindi la salvaguardia degli alberi posti sul ciglio. Ai fini di mitigare l'impatto visivo si prevede il rivestimento totale del muro in acciaio Corten e legno. Sulle parti in legno si potrà in tal modo tassellare cartelli illustrativi sui percorsi naturalistici.

5.1. Verifiche agli stati limite ultimi (SLU). Capacità portante delle fondazioni superficiali dei muri di sostegno.

L'indagine ha consentito di definire la stratigrafia dei terreni che saranno interessati dai lavori in oggetto.

E' prevista la realizzazione di muri di sostegno in cls di altezza massima 2,30 m (1,90 m fuori terra e 0,40 m fondazione) che dovranno sostenere i fronti di scavo in detrito.

Considerata l'elevata pendenza longitudinale della carrareccia, il piano di posa delle fondazioni del muro sarà gradonato, secondo moduli di lunghezza di 2,00 m circa.

Sulla base delle indicazioni fornite dai sondaggi, il piano di posa delle fondazioni sarà impostato sugli stessi detriti, che sono risultati essere caratterizzati da ottime caratteristiche di addensamento, anche se i valori di N_{spt} ottenuti sono sicuramente influenzati dalla presenza di frequenti ciottoli e blocchi. Per questo motivo i parametri che verranno considerati per la valutazione della portanza fanno riferimento alle prove di taglio diretto eseguite in laboratorio su provini ricostruiti.

La verifica della portanza viene effettuata, condizioni drenate, secondo la relazione di Brinch-Hansen:

$$q_{ult} = c' N_c S_c \beta_c + 0,5 \gamma_1 B N_\gamma S_\gamma \beta_\gamma + \gamma_2 D N_q S_q \beta_q$$

Le verifiche che seguono sono state effettuate secondo l'Approccio 2 - Combinazione (A1+M1+R3)

Nei calcoli si considera un valore caratteristico di angolo di attrito ϕ_k di 30°, e un valore caratteristico di coesione c_k' pari a 16 kpa , ottenuti come media dei valori delle prove eseguite nelle due diverse indagini, γ_1 (peso di volume sopra il piano di fondazione) pari a 1,90 t/m³ e γ_2 (peso di volume sotto il piano di fondazione) pari a 1,90 t/m³; nei calcoli non si considera la presenza della falda idrica in quanto non è stata rinvenuta nel corso delle perforazioni.

Detti valori dei parametri geotecnici riferiti al detrito potranno essere assunti, oltre che per il dimensionamento delle fondazioni, anche per la valutazione delle spinte a tergo delle opere di sostegno, compresa la berlinese ed il muro di sostegno da realizzare lungo la carrareccia di accesso alla diga.

Per il muro di altezza 2,30 m si prevede un approfondimento della fondazione D pari a 0,40 m e una base larga 1,40 m

Il coefficiente M1 da applicare sui parametri geotecnici è pari a 1.

Per $\phi = 30^\circ$ si hanno i seguenti fattori correttivi

$$N_c = 30,14$$

$$N_q = 18,4$$

$$N_\gamma = 22,4$$

Fattori di forma (per un modulo di muro lungo 2 m)

$$S_c = 1 + (B/L) \times N_q / N_c \phi = 1,575$$

$$S_q = 1 + (B/L) \tan \phi = 1,404$$

$$S_\gamma = 1 - (0,4) B/L = 0,72$$

Coefficienti riduttivi per l'inclinazione del versante(ω) pari a 24°

$$\beta_c = \beta_\gamma - [(1 - \beta_\gamma) / N_c \tan \phi] = 0,268$$

$$\beta_q = (1 - \tan \omega)^2 \cos \omega = 0,281$$

$$\beta_\gamma = \beta_q / \cos \omega = 0,308$$

La capacità portante ultima, per una muro avente base larga 1,40 m e lungo 2 m, risulta:

$$Q_{ult} = (1,6 \text{ t/m}^2 \times 30,14 \times 1,575 \times 0,268) + (1,9 \text{ t/m}^3 \times 0,40 \text{ m} \times 18,4 \times 1,404 \times 0,281) + (0,5 \times 1,9 \text{ t/m}^3 \times 1,40 \text{ m} \times 22,4 \times 0,720 \times 0,308) = (20,36 + 5,52 + 6,61) = 32,49 \text{ t/m}^2 = 3,25 \text{ kg/cm}^2$$

Pertanto le azioni massime gravanti sul terreno ad opera del muro, maggiorate di un coefficiente pari a 1,3 (coefficiente A1) non dovranno superare 1,41 kg/cm², secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, che prevede che il fattore di sicurezza globale (R3), dato dal rapporto tra le resistenze e le azioni sul terreno, deve essere maggiore di 2,3.

Per ciò che riguarda gli scavi a tergo dei muri di sostegno, dovranno essere realizzati preferibilmente nei periodi asciutti, in quanto nei periodi piovosi la prolungata imbibizione dei detriti argillosi può dar luogo a locali smottamenti. Infatti la stabilità dei fronti di scavo in detti materiali è assicurata solo nel breve termine, per cui gli stessi non potranno rimanere aperti per periodi superiori a 15 gg.

Per l'analisi di sicurezza svolta nelle condizioni a breve termine in tensioni totali, si fa riferimento alla soluzione proposta da Terzaghi, secondo cui l'altezza critica di un fronte di scavo a parete verticale in argille sature è pari a :

$$H_c = 2 \times C_u / \gamma$$

Dove:

Cu è la coesione non drenata pari a $7,5 \text{ t/m}^2$

γ è il peso dell'unità di volume del terreno pari a $1,9 \text{ t/m}^3$

La verifica, effettuata secondo l'approccio 1 combinazione 2 ($A2+M2+R2$), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I del D.M.14.01.2008, da cui

$$\mathbf{A2 = 1,0}$$

$$\mathbf{M2 = 1,4 \text{ per } Cu \text{ e } 1,0 \text{ per } \gamma}$$

$$\mathbf{R2 = 1,1}$$

L'altezza critica pertanto risulta pari a :

$$\mathbf{Hc = 2 \times (7,5/1,4) \text{ t/m}^2 / (1,9/1,0) \text{ t/m}^3 = 5,64 \text{ m}}$$

E applicando il coefficiente globale $R2 = 1,1$ si ha che l'altezza critica è pari a 5,13 m.

5.2. Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)-Cedimenti delle fondazioni superficiali

Per effetto delle azioni trasmesse in fondazione, i terreni subiscono deformazioni che provocano spostamenti del piano di posa. Le componenti verticali degli spostamenti (cedimenti) assumono in genere valori diversi sul piano di posa di un manufatto.

Nel caso in esame, per pressioni di esercizio entro 1,2 kg/cmq, trattandosi di terreni detritici con alta componente ciottolosa con ottime caratteristiche di addensamento, si può affermare che l'entità dei cedimenti prevedibili è assolutamente trascurabile.

5.3. Verifiche agli stati limite ultimi (SLU). Capacità portante dei micropali di fondazione dei muri di sostegno tra le sez.228-230

La scelta di fondazioni profonde è dovuta al fatto che si vuole evitare di eseguire degli sbancamenti per la realizzazione del piede del muro lato monte, che darebbero luogo ad un'ulteriore destabilizzazione di un fronte già soggetto a fenomeni di instabilità.

Si è optato pertanto per la soluzione su micropali con diametro di perforazione di 200 mm.

Il sondaggio 15 eseguito nell'indagine Geoconsult del 2012, a partire dalla carrareccia di accesso alla diga in corrispondenza del muro da realizzare, ha evidenziato la presenza di un deposito di versante terroso detritico con clasti di basalto.

Per quanto riguarda la definizione dei parametri geotecnici del detrito si fa riferimento alle prove SPT eseguite nel corso della campagna di indagini eseguita nel dicembre 2013.

Nel presente paragrafo sono effettuate le verifiche delle fondazioni agli SLU di tipo geotecnico (GEO), considerando il caso del collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali; più in particolare si considera l'Approccio 2(A1+M1+R3).

Il valore della Resistenza caratteristica R_k (=capacità portante ultima del singolo palo) è dato dalla somma di due contributi: $R_k = (R_{lat} + R_{base})$

Con

R_{lat} = resistenza laterale

R_{base} = resistenza di base

La resistenza di base, considerata la ridotta sezione del palo, è trascurabile rispetto alla portata laterale.

La resistenza laterale viene calcolata utilizzando i valori sperimentali suggeriti dal Bustamante, e per argille dure (resistenze NSPT pari a 40), si assume un valore di adesione malta-roccia (τ) di 0,18 Mpa, per micropali iniettati in un'unica soluzione (IGU).

$$R_{lat} = A_{lat} \times \tau$$

Dove

$$A_{lat} = \text{area laterale del palo} = \pi \times D \times L$$

Con L = lunghezza di infissione nello strato di argilla dura

Per cui per un micropalo da 200 mm di diametro infisso 6 m in detrito argilloso consistente si ha:

$$R_{lat} = 0,628 \text{ m}^2 \times 6,0 \text{ m} \times 0,18 \text{ Mpa} \cong 67,82 \text{ t}$$

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della Tab. 6.4.II. del D.M. 14.01.2008

Nel caso in esame, considerato che si tratta di pali trivellati, per la determinazione della resistenza laterale in compressione, si ha un valore di R_3 pari a 1,15

Inoltre si deve considerare un ulteriore fattore di correlazione ξ , riportato nella Tab. 6.4.IV del D.M. 14.01.2008, in funzione del numero n di verticali di indagine.

Nel caso in esame, considerato che alla base del muro è stato eseguito 1 sondaggio (indagine Geoconsult 2002), il valore di ξ è pari a 1,7.

Risulta pertanto:

$$R_d = 67,82/1,15/1,7 = 34,69 \text{ t}$$

5.4. Verifiche di stabilità globale versante

Nei tratti nei quali è prevista la realizzazione della berlinese tra le sezz.133-135 e il muro di sostegno tra le sezz.228-230, utilizzando i parametri geotecnici riportati in precedenza, è stata effettuata la verifica di stabilità globale secondo la metodologia che si espone di seguito.

Prudenzialmente le verifiche sono effettuate considerando la presenza della sola coltre detritica, di cui si riassumono i parametri geotecnici caratteristici.

Le analisi effettuate su queste terre consentono di caratterizzarle con i seguenti parametri:

φ = angolo di attrito interno: 30°

c = coesione $16,00 \text{ Kpa}$

γ_d = peso specifico del secco = 1.900 Kg/m^3

γ_{sat} = peso specifico saturo = 1.900 Kg/m^3

Per lo sviluppo delle verifiche sono stati utilizzati i seguenti software:

- Bulkcad per la verifica della berlinese
- Wallcad per la verifica del muro di sostegno fondato su micropali

Nello sviluppo dei calcoli per la verifica di stabilità sono state esaminate le superfici di scorrimento cinematicamente possibili individuando, mediante un adeguato numero di verifiche, il coefficiente di sicurezza più basso.

Per la risoluzione dei problemi di stabilità il software tiene conto delle equazioni di campo e dei legami costitutivi. Le prime sono di equilibrio, le seconde descrivono il comportamento del terreno. Tali equazioni risultano particolarmente complesse in quanto i terreni sono dei sistemi multifase, che possono essere ricondotti a sistemi monofase solo in condizioni di terreno secco, o di analisi in condizioni drenate.

Nella maggior parte dei casi ci si trova a dover trattare un materiale che se saturo è per lo meno bifase, ciò rende la trattazione delle equazioni di equilibrio notevolmente complicata. Inoltre è praticamente impossibile definire una legge costitutiva di validità generale, in quanto i terreni presentano un comportamento non-lineare già a piccole deformazioni, sono anisotropi ed inoltre il loro comportamento dipende non solo dallo sforzo deviatorico ma anche da quello normale. A causa delle suddette difficoltà vengono introdotte delle ipotesi semplificative:

(a) Si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico. Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione (c) e angolo di

resistenza al taglio (ϕ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

(b) In alcuni casi vengono soddisfatte solo in parte le equazioni di equilibrio.

Metodo equilibrio limite (LEM)

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (τ) e confrontate con la resistenza disponibile (τ_f), valutata secondo il criterio di rottura di *Coulomb*, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza $F = \tau_f / \tau$.

Tra i metodi dell'equilibrio limite, nella presente relazione si è preferito effettuare le verifiche con il metodo di Bishop che divide il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno.

Metodo dei conci

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a n , il problema presenta le seguenti incognite:

n valori delle forze normali N_i agenti sulla base di ciascun concio;

n valori delle forze di taglio alla base del concio T_i

$(n-1)$ forze normali E_i agenti sull'interfaccia dei conci;

$(n-1)$ forze tangenziali X_i agenti sull'interfaccia dei conci;

n valori della coordinata a che individua il punto di applicazione delle E_i ;

$(n-1)$ valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle X_i ;

una incognita costituita dal fattore di sicurezza F .

Complessivamente le incognite sono $(6n-2)$ mentre le equazioni a disposizione sono:

Equazioni di equilibrio dei momenti n

Equazioni di equilibrio alla traslazione verticale n

Equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale n

Equazioni relative al criterio di rottura n

Totale numero di equazioni $4n$

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a

$$i = (6n-2)-(4n) = 2n-2.$$

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a $(n-2)$ in quando si fa l'assunzione che N_i sia applicato nel punto medio della striscia, ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.

I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le $(n-2)$ indeterminazioni.

Metodo di BISHOP (1955)

Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali.

Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$$\Sigma F_v = 0, \Sigma M_0 = 0, \text{ Criterio di rottura.}$$

$$F = \frac{\Sigma \{ c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i \} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\Sigma W_i \times \sin \alpha_i}$$

I valori di F e di ΔX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre $\Delta X = 0$ ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di *Bishop ordinario*, gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

Sulla base degli spessori ricavati dalle stratigrafie ricavate da misure rilevate dalla parete e dalle analisi di laboratorio è stata effettuata la verifica di stabilità globale del versante lungo una sezione caratteristica nella zona centrale del muro .Occorre inoltre precisare che la sezione su cui sono state impostate la verifiche è ricavata da rilievi topografici di dettaglio in situ.

Di seguito si espongono i risultati delle verifiche di stabilità e le relative rappresentazioni grafiche riportando esclusivamente i valori relativi alla superficie di scorrimento con coefficiente di sicurezza minimo, mentre si riporta il grafico della superficie avente F_s minimo.

5.4.1. Verifiche ex-ante

Le verifiche ex ante intervento vengono omesse in quanto, considerato che in entrambi i casi, sia tra le sezz.133-135 che tra le sezz. 228-230, i dissesti sono già avvenuti, e quindi si hanno delle superfici di scivolamento per le quali il coefficiente di sicurezza è inferiore a 1.

5.4.2.Verifiche ex-post

Berlinese tra le sezz. 133-135

PARATIA IN ACCIAIO
valori espressi in daN, cm.

Altezza totale della paratia: 900 cm

Normativa per il calcolo dell'azione sismica: NTC 2008
Accelerazione relativa massima su sito rigido = 0,35
Categoria del suolo di fondazione = B
Coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_s = 1,5$
Coefficiente di amplificazione topografica $S_t = 1$
Coefficiente di deformabilità $\alpha = 0,6$
Coefficiente di spostamento $\beta = 0,5$
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima $\beta_{as} = 0,28$
Posizione risultante forza dinamica nello stesso punto della statica

profilo: MICROPALO Ø168*8/70
Micropalo Ø168mm
Spessore 8mm
Interasse 70 cm
Area = 40.21 Area taglio = 36.19 Gamma Mo = 1.1 $f_{yk} = 3550$
v plastico = 67434 w plastico = 205

DATI GEOTECNICI GENERALI
ampiezze dei bulbi di pressione: a monte 100.0 , a valle 100.0
coeff. riduttivo delle spinte passive 1.00
coeff. riduttivo per adesione 0.00
coeff. parziale sulle azioni $\gamma_A(\text{permanenti})$ 1.00
coeff. parziale sul terreno $\gamma_M(\tan\phi)$ 1.00
coeff. parziale sul terreno $\gamma_M(\text{coesione})$ 1.00
coeff. parziale sulla resistenza al taglio del pendio $\gamma_R(\text{pendio})$ 1.10

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
materiale FE510 sf.amm. = 2400

CARICHI DISTRIBUITI
sovraccarico a monte 0.1000 sovraccarico a valle 0.0000

VINCOLI E CEDIMENTI IMPOSTI (prof. da sommità paratia)
n. prof. spost. rotaz.(rad)
1 0.00 0.000 0.00000

STRATI DEL TERRENO A MONTE (prof. da sommità paratia)										
n.	spess.	prof.in.	g.sec	g.sat	B(°)	F(°)	D(°)	c	Et	Ko
1	900.0	0.0	0.001900	0.000000	0.0	30.0	0.0	0.00002	410.0	0.50000

STRATI DEL TERRENO A VALLE (prof. da sommità paratia)										
n.	spess.	prof.in.	g.sec	g.sat	B(°)	F(°)	D(°)	c	Et	Ko
1	500.0	400.0	0.001900	0.000000	0.0	30.0	0.0	0.00000	410.0	0.50000

SPINTE DEL TERRENO (prof. da sommità paratia; spinte positive da monte)											
quota	att.monte	pass.monte	att.valle	pass.valle	rip.monte	rip.valle	eff.monte	eff.valle	eff.totale		
0.00	0.033315	0.250024	0.000000	0.000000	0.050000	0.000000	0.050000	0.000000	0.050000		
40.00	0.058648	0.440004	0.000000	0.000000	0.088000	0.000000	0.058648	0.000000	0.058648		
80.00	0.083982	0.629985	0.000000	0.000000	0.126000	0.000000	0.083982	0.000000	0.083982		
120.00	0.109315	0.819965	0.000000	0.000000	0.164000	0.000000	0.109315	0.000000	0.109315		
160.00	0.134648	1.009945	0.000000	0.000000	0.202000	0.000000	0.134648	0.000000	0.134648		
200.00	0.159982	1.199925	0.000000	0.000000	0.240000	0.000000	0.159982	0.000000	0.159982		
240.00	0.185315	1.389905	0.000000	0.000000	0.278000	0.000000	0.185315	0.000000	0.185315		
280.00	0.210648	1.579885	0.000000	0.000000	0.316000	0.000000	0.210648	0.000000	0.210648		
320.00	0.235982	1.769865	0.000000	0.000000	0.354000	0.000000	0.235982	0.000000	0.235982		
360.00	0.261315	1.959845	0.000000	0.000000	0.392000	0.000000	0.261315	0.000000	0.261315		
400.00	0.286648	2.580055	0.000000	0.000000	0.430000	0.000000	0.286648	0.000000	0.286648		
420.00	0.299315	2.694055	-0.012667	-0.114000	0.449000	-0.019000	0.299315	-0.114000	0.185315		
440.00	0.311982	2.808055	-0.025333	-0.228000	0.468000	-0.038000	0.311982	-0.228000	0.083982		
460.00	0.324648	2.922055	-0.038000	-0.342000	0.487000	-0.057000	0.324648	-0.342000	-0.017352		
480.00	0.337315	3.036055	-0.050667	-0.456000	0.506000	-0.076000	0.337315	-0.456000	-0.118685		
500.00	0.349982	3.150055	-0.063333	-0.570000	0.525000	-0.095000	0.349982	-0.570000	-0.220019		
520.00	0.362648	3.264055	-0.076000	-0.684000	0.544000	-0.114000	0.362648	-0.684000	-0.321352		
540.00	0.375315	3.378055	-0.088667	-0.798000	0.563000	-0.133000	0.375315	-0.798000	-0.422685		
560.00	0.387982	3.492055	-0.101333	-0.912000	0.582000	-0.152000	0.387982	-0.912000	-0.524019		
580.00	0.400648	3.606055	-0.114000	-1.026000	0.601000	-0.171000	0.400648	-1.026000	-0.625352		
600.00	0.413315	3.720055	-0.126667	-1.140000	0.620000	-0.190000	0.413315	-0.785616	-0.372302		
620.00	0.425982	3.834055	-0.139333	-1.254000	0.639000	-0.209000	0.425982	-0.603521	-0.177539		
640.00	0.438648	3.948055	-0.152000	-1.368000	0.658000	-0.228000	0.438648	-0.487216	-0.048568		
660.00	0.451315	4.062055	-0.164667	-1.482000	0.677000	-0.247000	0.499855	-0.424145	0.075710		

680.00	0.463982	4.176055	-.177333	-1.596000	0.696000	-.266000	0.560897	-.401103	0.159794
700.00	0.476648	4.290055	-.190000	-1.710000	0.715000	-.285000	0.594209	-.405792	0.188417
720.00	0.489315	4.404056	-.202667	-1.824000	0.734000	-.304000	0.610110	-.427890	0.182219
740.00	0.501982	4.518055	-.215333	-1.938000	0.753000	-.323000	0.616521	-.459479	0.157043
760.00	0.514648	4.632055	-.228000	-2.052000	0.772000	-.342000	0.619013	-.494987	0.124025
780.00	0.527315	4.746056	-.240667	-2.166000	0.791000	-.361000	0.621106	-.530895	0.090211
800.00	0.539982	4.860055	-.253333	-2.280000	0.810000	-.380000	0.624695	-.565305	0.059390
820.00	0.552648	4.974055	-.266000	-2.394000	0.829000	-.399000	0.630484	-.597516	0.032968
840.00	0.565315	5.088056	-.278667	-2.508000	0.848000	-.418000	0.638385	-.627615	0.010770
860.00	0.577982	5.202055	-.291333	-2.622000	0.867000	-.437000	0.647869	-.656131	-.008261
880.00	0.590648	5.316055	-.304000	-2.736000	0.886000	-.456000	0.658259	-.683741	-.025482
900.00	0.603315	5.430056	-.316667	-2.850000	0.905000	-.475000	0.668980	-.711020	-.042039

SOLLECITAZIONI, SPOSTAMENTI E VERIFICHE DELLA PARATIA (prof. da sommità' paratia)

c.n°	p.iniz.	p.fin.	M.iniz	M.fin	T.iniz	T.fin	N.iniz	N.fin	sp.iniz	sp.fin	rot.iniz	rot.fin	l/cs.fl
1/cs.tag													
1	0.00	40.00	-646404	-430995	5385	5385	0	-18	0.00	0.09	0.0000	0.0000	0.6218
0.0559													
2	40.00	80.00	-430995	-233064	4948	4948	-18	-36	0.09	0.32	-.0043	0.0921	0.4147
0.0514													
3	80.00	120.00	-233064	-56663	4410	4410	-36	-54	0.32	0.63	-.0070	0.3232	0.2244
0.0458													
4	120.00	160.00	-56663	94154	3770	3770	-54	-72	0.63	0.96	-.0081	0.6301	0.0909
0.0391													
5	160.00	200.00	94154	215335	3030	3030	-72	-90	0.96	1.25	-.0080	0.9566	0.2076
0.0314													
6	200.00	240.00	215335	302824	2187	2187	-90	-108	1.25	1.49	-.0067	1.2545	0.2918
0.0227													
7	240.00	280.00	302824	352570	1244	1244	-108	-126	1.49	1.62	-.0047	1.4851	0.3398
0.0129													
8	280.00	320.00	352570	360519	199	199	-126	-144	1.62	1.65	-.0020	1.6208	0.3475
0.0021													
9	320.00	360.00	360519	322617	-948	-948	-144	-162	1.65	1.56	0.0008	1.6457	0.3475
0.0098													
10	360.00	400.00	322617	234812	-2195	-2195	-162	-180	1.56	1.37	0.0035	1.5575	0.3112
0.0228													
11	400.00	420.00	234812	172700	-3106	-3106	-180	-189	1.37	1.24	0.0058	1.3686	0.2268
0.0322													
12	420.00	440.00	172700	103176	-3476	-3476	-189	-198	1.24	1.11	0.0066	1.2445	0.1671
0.0361													
13	440.00	460.00	103176	30292	-3644	-3644	-198	-207	1.11	0.96	0.0071	1.1065	0.1002
0.0378													
14	460.00	480.00	30292	-41897	-3609	-3609	-207	-216	0.96	0.81	0.0074	0.9604	0.0414
0.0375													
15	480.00	500.00	-41897	-109339	-3372	-3372	-216	-225	0.81	0.67	0.0074	0.8118	0.1063
0.0350													
16	500.00	520.00	-109339	-167980	-2932	-2932	-225	-234	0.67	0.53	0.0071	0.6666	0.1627
0.0304													
17	520.00	540.00	-167980	-213768	-2289	-2289	-234	-244	0.53	0.41	0.0065	0.5299	0.2068
0.0238													
18	540.00	560.00	-213768	-242647	-1444	-1444	-244	-253	0.41	0.30	0.0058	0.4066	0.2347
0.0150													
19	560.00	580.00	-242647	-250566	-396	-396	-253	-262	0.30	0.21	0.0049	0.3001	0.2423
0.0041													
20	580.00	600.00	-250566	-233471	855	855	-262	-271	0.21	0.15	0.0039	0.2128	0.2423
0.0089													
21	600.00	620.00	-233471	-201484	1599	1599	-271	-280	0.15	0.10	0.0029	0.1453	0.2259
0.0166													
22	620.00	640.00	-201484	-162396	1954	1954	-280	-289	0.10	0.06	0.0020	0.0962	0.1952
0.0203													
23	640.00	660.00	-162396	-121364	2052	2052	-289	-298	0.06	0.04	0.0013	0.0632	0.1576
0.0213													
24	660.00	680.00	-121364	-83361	1900	1900	-298	-307	0.04	0.03	0.0007	0.0432	0.1182
0.0197													
25	680.00	700.00	-83361	-51750	1581	1581	-307	-316	0.03	0.03	0.0003	0.0330	0.0817
0.0164													
26	700.00	720.00	-51750	-27675	1204	1204	-316	-325	0.03	0.03	0.0000	0.0295	0.0513
0.0125													
27	720.00	740.00	-27675	-10890	839	839	-325	-334	0.03	0.03	-.0001	0.0302	0.0282
0.0087													
28	740.00	760.00	-10890	-386	525	525	-334	-343	0.03	0.04	-.0002	0.0333	0.0121
0.0055													
29	760.00	780.00	-386	5157	277	277	-343	-352	0.04	0.04	-.0002	0.0373	0.0067
0.0029													
30	780.00	800.00	5157	7092	97	97	-352	-361	0.04	0.05	-.0002	0.0414	0.0086
0.0010													
31	800.00	820.00	7092	6651	-22	-22	-361	-370	0.05	0.05	-.0002	0.0452	0.0086
0.0002													
32	820.00	840.00	6651	4891	-88	-88	-370	-379	0.05	0.05	-.0001	0.0484	0.0082
0.0009													
33	840.00	860.00	4891	2701	-110	-110	-379	-388	0.05	0.05	-.0001	0.0511	0.0066
0.0011													
34	860.00	880.00	2701	841	-93	-93	-388	-397	0.05	0.06	-.0001	0.0534	0.0045
0.0010													
35	880.00	900.00	841	0	-42	-42	-397	-406	0.06	0.06	-.0001	0.0555	0.0028
0.0004													

(M>0 se tendono le fibre a valle; T>0 di tipo orario; s>0 verso monte; rot.>0 se antiorarie; N>0 se di trazione)

Verifica peggiore:

l/c.s. max = 0.6218 < 1 a profondita' 0.00 da sommità' paratia
con N = 0 M = -646404 T = 5385
Area = 40.21 Area taglio = 36.19 Gamma Mo = 1.1 fyk = 3550
v plastico = 67434 w plastico = 205 fattore riduttivo rho = 0

Verifica di Stabilità Globale dell'opera - Metodo di Bishop

STABILITA' DEL PENDIO CON BISHOP

Simboli usati nella tabella dei risultati:

alfa = angolo alla base del concio in gradi
 l = lunghezza della base del concio
 C = coesione alla base del concio
 fi = angolo d'attrito alla base del concio in gradi
 Xg = baricentro del concio
 b = braccio relativo al peso del concio
 Peso = peso complessivo alla base
 Peso S+ = peso complessivo alla base con sisma positivo (verso il basso)
 Peso S- = peso complessivo alla base con sisma negativo (verso l'alto)
 Pvert. = carico verticale complessivo agente sul concio
 Press. = pressione di falda
 Mstab = momento stabilizzante (attrito + coesione) in assenza di sisma
 Mstab SV+ = momento stabilizzante (attrito + coesione) con sisma positivo (verso l'alto)
 Mstab SV- = momento stabilizzante (attrito + coesione) con sisma negativo (verso il basso)
 Mstab SO = momento stabilizzante (attrito + coesione) con solo sisma orizzontale
 Mpeso = momento dovuto al peso in assenza di sisma
 Mpeso SV+ = momento dovuto al peso con sisma positivo (verso l'alto)
 Mpeso SV- = momento dovuto al peso con sisma negativo (verso il basso)
 Mpeso SO = momento dovuto al peso con solo sisma orizzontale

Unità di misura utilizzate nella tabella dei risultati: daN,cm

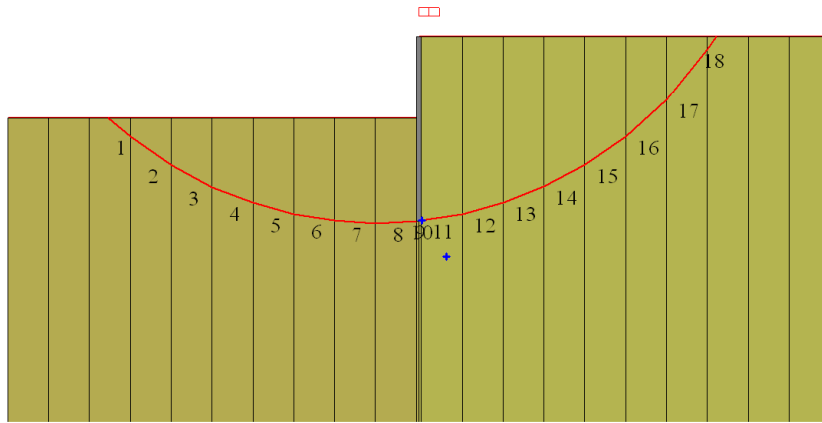
Caratteristiche del cerchio di scivolamento che comporta il minimo coefficiente di sicurezza:

Ascissa del centro X = -199
 Ordinata del centro Y = 1110
 Raggio del cerchio R = 2018 cm

STABILITA' DEL PENDIO CON SISMA ORIZZONTALE E VERTICALE (Bishop)

Concio	alfa	Xg	b	Peso S+	Peso S-	Pvert.	Press.	Mstab SV+	Mpeso SV+	Mstab SV-	Mpeso SV-
1	-39.1	-1448	1249	15	13	0	0	28823	-15865	24876	-13259
2	-33.3	-1292	1093	71	61	0	0	119960	-62784	103533	-52064
3	-26.7	-1100	901	117	101	0	0	177567	-79991	153252	-65390
4	-20.6	-903	704	153	132	0	0	211839	-72757	182831	-57924
5	-14.6	-706	507	179	154	0	0	231356	-48646	199676	-36193
6	-8.8	-508	309	195	169	0	0	240452	-13792	207526	-5492
7	-3.2	-310	111	204	176	0	0	241421	26465	208362	29571
8	2.5	-112	87	204	176	0	0	235417	67201	203180	64747
9	5.5	-6	193	29	25	0	0	0	11769	0	11004
10	5.8	6	205	30	26	1	0	0	12637	0	11789
11	8.9	111	310	367	317	9	0	415016	191951	358187	176334
12	14.6	309	508	341	294	0	0	382964	245067	330524	221282
13	20.6	507	706	315	272	0	0	355655	287978	306954	257394
14	26.7	705	904	280	241	0	0	320734	309603	276815	274835
15	33.3	903	1102	233	201	0	0	275249	302378	237559	267074
16	40.4	1099	1298	172	148	0	0	213658	256090	184402	225295
17	48.3	1288	1487	92	80	0	0	124111	155004	107117	135916
18	54.6	1431	1630	10	8	0	0	14271	17680	12317	15470
				3006	2595	10		3588493	1589990	3097108	1460389

Coefficiente di sicurezza con sisma orizzontale e verticale positivo FS = 2.26
 Coefficiente di sicurezza con sisma orizzontale e verticale negativo FS = 2.12
 Coefficiente di sicurezza minimo FS = 2.12 superiore al valore minimo richiesto (1.1)



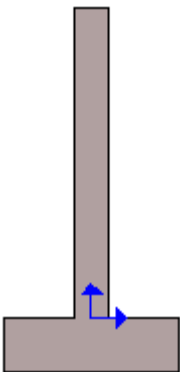
Muro di sostegno sezz.228-230

GEOMETRIA DEL MURO

La descrizione della geometria del muro si avvale di una duplice rappresentazione, una schematica, tramite la sezione trasversale, e l'altra in forma analitica tramite le dimensioni principali degli elementi costituenti.

SISTEMA DI RIFERIMENTO

Nella seguente rappresentazione schematica viene rappresentata la posizione e l'orientamento del sistema di riferimento rispetto ai vertici principali della sagoma del muro.



Sistema di riferimento adottato per le coordinate:

Ascisse X (espresse in centimetri) positive verso destra

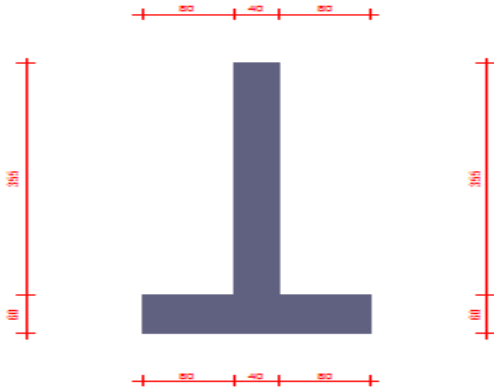
Ordinate Y (espresse in centimetri) positive verso l'alto

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da sinistra verso destra

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dal basso verso l'alto

Tutti i valori in output sono riferiti ad 1 centimetro di muro.

RAPPRESENTAZIONE GEOMETRICA, SEZIONE TRASVERSALE



RAPPRESENTAZIONE ANALITICA

Il muro viene convenzionalmente suddiviso in blocchi principali ed eventuali accessori.

Ingombro globale

Larghezza totale del muro	: 200 cm
Altezza totale del muro	: 415 cm
Peso specifico del muro	: 2500 daN/m ³
Peso specifico delle falde	: 1000 daN/m ³

Paramento

Base inf.	: 40 cm
Base sup.	: 40 cm
Altezza	: 355 cm
Disassamento	: 0 cm

Mensola sinistra in fondazione

Larghezza	: 80 cm
Alt.interna	: 60 cm
Alt.esterna	: 60 cm
Disassamento	: 0 cm

Zoccolo centrale in fondazione

Larghezza	: 40 cm
Altezza a sx	: 60 cm
Altezza a dx	: 60 cm
Sfalsamento	: 0 cm

Mensola destra in fondazione

Larghezza	: 80 cm
Alt.interna	: 60 cm
Alt.esterna	: 60 cm
Disassamento	: 0 cm

CARATTERISTICHE DEI TERRENI

Significato dei simboli e unità di misura:

Gsat: Peso specifico saturo del terreno, utilizzato nelle zone immerse (daN/m³)

Gnat: Peso specifico naturale del terreno, utilizzato nelle zone non immerse (daN/m³)

Fi: Angolo di attrito interno del terreno (deg)

C': Coesione drenata del terreno (daN/cm²)

Cnd: Coesione non drenata del terreno (daN/cm²)

Delta: Angolo di attrito all'interfaccia terreno/paramento (deg)

Al: Adesione della coesione all'interfaccia terreno/cls (-)

OCR: Coefficiente di sovraconsolidazione del terreno (-)

Ko: Coefficiente di spinta a riposo del terreno (-)

E: Modulo elastico longitudinale del terreno (daN/cm²)

G: Modulo elastico tangenziale del terreno (daN/cm²)

Perm: Permeabilità del terreno (cm/sec)

N	Denominazione	Gsat	Gnat	Fi	C'	Cnd	Delta	Al	OCR	Ko	E	G	Perm
1	Terreno Carrareccia	1900	1900	30,00	0,160	0,000	0,00	1,00	1,00	0,50	410	150	3,30E-01
2	Tout Venant	1700	1700	35,00	0,000	0,000	20,00	1,00	1,00	0,43	300	115	3,30E-01

Strato n.1, materiale sottostante: Tout Venant

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	1	20	355
2	2	4385	3299

Strato n.2, materiale sottostante: Terreno Carrareccia

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	3	20	72
2	4	4385	3016

Strato n.3, materiale sottostante: Terreno Carrareccia

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	5	-5365	0
2	6	-100	0

Strato n.4, materiale sottostante: Terreno Carrareccia

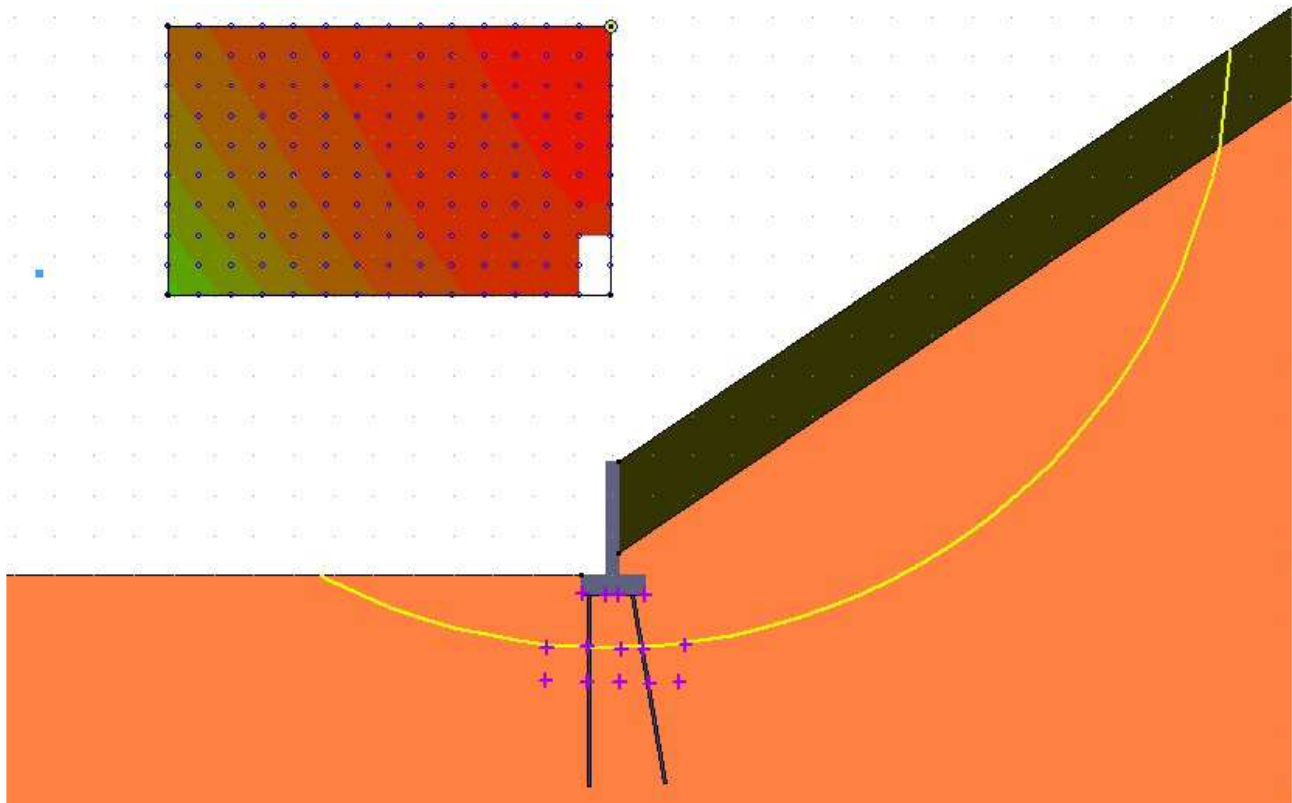
Stratigrafia adattata al profilo del muro.

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	-	-100	-60
2	-	-20	-60
3	-	20	-60
4	-	100	-60

Verifica di Stabilità Globale dell'opera - Metodo di Bishop

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: SIS-2 (vedi relazione calcoli strutturali)

Metodo di analisi di stabilità del pendio	: Bishop
Passo dei conchi	: 100 cm
Coefficiente di stabilità globale pendio	: 3.61
Coefficiente limite suggerito dalla normativa	: 1.1
X centro della superficie critica	: -290 cm
Y centro della superficie critica	: 714 cm
Raggio della superficie critica	: 867 cm
Forza di bilancio	: 634.92 daN/cm
Volume spostato dalla superficie critica	: 33.54 m ³ /m
Peso spostato dalla superficie critica	: 62277 daN/m



Riepilogando, a seguito della realizzazione delle opere , si hanno i seguenti fattori di sicurezza minimi relativi alla stabilità globale del versante:

- Per la berlinese tra le sezz.133-135 $F_s = 2,12$
- Per il muro di sostegno tra le sezz.228-230 $F_s = 3,61$

6.0. Classificazione sismica

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale e per far questo si fa riferimento all'approccio semplificato che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

Le litologie interessate dal tracciato sono essenzialmente di 2 tipi:

- Basalto lapideo ricadente nella categoria A in quanto si tratta di Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.-**
- Detrito limoso argilloso con ciottoli e blocchi lapideo ricadente nella categoria B in quanto si tratta di rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT, $30 > 50$ nei terreni a grana grossa e $cu_{30} > 250$ kpa nei terreni a grana fina).**

Per quanto riguarda le condizioni topografiche trattandosi di superfici con inclinazione maggiore di 15° il terreno ricade nella categoria T2.

7.0 Caratterizzazione del piano di posa della sovrastruttura carrareccia

La carrareccia in progetto si sviluppa fino alla sez 119 su un substrato basaltico e quindi fino alla fine del tracciato su un substrato detritico. Come detto in precedenza il fondo della carrareccia è stabilizzato parzialmente dalla presenza della vecchia massicciata in pietrame, per cui è opportuno ricaricare la nuova fondazione della carrareccia in misto stabilizzato, senza eseguire lo scotico superficiale.

Dalla caratterizzazione eseguita sulle terre d'imposta della sovrastruttura nel tratto tra le szz.119 e 240, è risultato che trattasi di terre argillose ad elevata plasticità, con una alta percentuale di materiale fine, con limite liquido compreso tra 35 e 37 e indice plastico compreso tra 16 e 17, per cui sono classificabili come A6.

L'indice di portanza C.B.R. è risultato compreso tra 4,5 e 8,1 %.

Le ipotesi progettuali prevedono la realizzazione di uno strato di fondazione in misto granulare spesso 30 cm nel tratto su detriti e 20 cm nel tratto sui basalti. Al di sopra dello strato di fondazione in misto granulare sarà messa in opera una pavimentazione in Levocell dello spessore di 25 cm.

Considerato che la carrareccia sarà interessata da un traffico limitato a piccoli pullman, che peraltro avranno una frequenza sporadica, e che il fondo della carrareccia è comunque parzialmente stabilizzato dalla vecchia massicciata, si ritiene che il pacchetto previsto sia sufficiente a garantire la stabilità del corpo della carrareccia.

Per la valutazione dell'idoneità o meno della sovrastruttura della carrareccia da realizzare viene eseguita la verifica facendo riferimento al "metodo di progettazione delle pavimentazioni stradali flessibili del Prof. Renato Bucchi dell'Università di Padova.

Il metodo del Prof. R. Bucchi si rifà al noto esperimento stradale AASHO per il dimensionamento in funzione del tipo del traffico, della natura del terreno di sottofondo, della

durata voluta per la pavimentazione stessa e delle caratteristiche fisiche ed economiche dei materiali da impiegare, nonché dell'intensità del traffico pesante.

Nel caso specifico sono noti: la portanza del sottofondo, le caratteristiche e gli spessori dei materiali impiegati nei vari tratti della carrareccia; rimane l'incognita dell'entità del traffico che si avrà sulla carrareccia in esame dopo l'esecuzione dei lavori in progetto, anche se si può affermare che potrà escludersi il transito di autocarri pesanti a causa della elevata pendenza e dei ridotti raggi di curvatura della carrareccia.

Il metodo di dimensionamento delle pavimentazioni flessibili del Prof. R. Bucchi consente di determinare "l'Indice di Spessore" I_s che definisce il parametro indicativo della resistenza della pavimentazione alle sollecitazioni del traffico.

Il numero che quantifica l'entità di tali sollecitazioni, indicato con N , rappresenta il numero massimo di passaggi di traffico pesante che una sovrastruttura stradale può sopportare sino al momento in cui si rende necessario l'intervento di sostanziale ripristino della pavimentazione.

L'Indice di spessore si ottiene mediante la procedura della combinazione lineare degli spessori dei vari strati della pavimentazione (superficiale, di base e di fondazione) secondo opportuni coefficienti che esprimono, per ciascun materiale, la maggiore o minore attitudine a soddisfare il "fabbisogno di resistenza" dell'intera pavimentazione.

Ai diversi materiali in cui sono stati realizzati i vari strati della pavimentazione sono quindi associati dei coefficienti di equivalenza basati sull'effettivo comportamento dei materiali stessi che sono correlabili ai risultati delle analisi di laboratorio effettuate sui materiali prelevati in sito.

I valori dei coefficienti di equivalenza e le caratteristiche dei materiali che sono stati assunti per le verifiche successive sono desunti dalla più autorevole letteratura e vengono riportati nel metodo del Prof. Bucchi. Detti coefficienti tengono conto, oltreché delle qualità intrinseche del materiale, anche della posizione relativa nella pavimentazione.

Sulla base di queste premesse si può stimare l'indice di spessore della pavimentazione della carrareccia in progetto:

MATERIALE	spessore	Coeff. equiv.	Is
Fondazione con frantumato di cava con ICBR \geq 50%	cm 20	0,12	2,40
Strato di fondazione carrarecciale in misto cementato con resistenza a 7 gg 46 kg/cm ² *	cm 20	0,23	4,60
	IS TOTALE		6,60

*Il valore considerato è prudenziale

Dal grafico della pubblicazione del prof. Bucchi risulta che la pavimentazione in progetto che raggiunge un grado di efficienza finale $\approx 2,5$ dopo 20 anni, per un C.B.R. pari a 4,5, è efficiente per un passaggio di $3,2 \cdot 10^6$ passaggi di assi equivalenti da 10 t, che corrispondono a 133 passaggi di mezzi da 2 assi equivalenti da 10 t ogni giorno per 365 gg all'anno, con un incremento di traffico del 5 % all'anno.

Occorre sottolineare il fatto che il metodo del Prof. Bucchi è valido per le pavimentazioni flessibili, tuttavia può essere indicativo per una valutazione di massima dell'efficienza della pavimentazione proposta.

8.0. Conclusioni

L'indagine ha consentito di definire con un buon margine di approssimazione le instabilità di carattere geologico- geomorfologico, geotecnico e idraulico che rendono attualmente impercorribile la carrareccia di collegamento tra il nuraghe Arrubiu e la diga omonima.

Gli elementi acquisiti con le verifiche in sito: sondaggi, prove in sito e prove di laboratorio, hanno fornito gli elementi di base per poter dimensionare le opere di mitigazione del rischio di frana per la messa in sicurezza della carrareccia.

Orroli novembre 2014

Il Geologo