Committente:

Consorzio Intercomunale di Rio Marsiglia
Riciclare è il nostro futuro

CONSORZIO INTERCOMUNALE DI RIO MARSIGLIA

Piazza Cavagnari, 7 - 16044 CICAGNA GE

Oggetto:

Ampliamento della discarica per rifiuti non pericolosi in loc. Rio Marsiglia - Comuni di Tribogna e Uscio

STUDIO DI IMPATTO AMBIENTALE

Titolo elaborato:

INTEGRAZIONI: ASPETTI GEOLOGICI

Gruppo di progettazione:

ARCH. MASSIMO POGGI
VIA ROMA 7/6 - 16121 GENOVA
010.8686325 poggi.massimo@fastwebnet.it
(progetto definitivo ed elaborati)

DOTT.SSA PAOLA CAFFA
VIA CURTATONE 22 R - 16122 GENOVA
010.8392626 paola.caffa@gmail.com
(redazione naturalistica/forestale/agronomica)

DOTT.SSA CLAUDIA CARIA
VIA SCARPA 3/7 - 17100 SAVONA
340.7918118 claudiacaria.amb@gmail.com
(redazione specialistica acustica)

DOTT. ROBERTO DE FERRARI
VIA DE GASPERI 43 - 16047 FERRADA DI MOCONESI GE
333.2455319 geo_deffe@libero.it
(redazione specialistica geologica)

ARCH. ANGELA ZATTERA
VIA LUCCOLI 30/11 - 16123 GENOVA
010 2470869 studio@zatteraangela.com
(redazione specialistica paesaggistica)

STUDIOELB ING. ASSOCIATI
(Ing. Riccardo Giammarini)
CORSO TORINO 17/6 sc A - 16129 GENOVA
010.5740568 inge@studioelb.it
(redazione specialistica idraulica)

0	31.01.2013	rg - em	RG	Emissione
Revisione	Data	Redatto da:	Controllato da:	Descrizione

Data ultima revisione:	Scala:	
31.01.2013	-	Allegato Int-G

Dott. Geol. Roberto De Ferrari
Via De Gasperi 43, 16047 – Moconesi (GE)
email: geo_deffe@libero.it
Ordine Geologi della Liguria n° 533/AP
P.IVA n° 01607410998

SOMMARIO

1. PREMESSA 3

2. SISTEMA DI DRENAGGIO 3

2.1 SISTEMA DI DRENAGGIO E RACCOLTA DELLE ACQUE SOTTERRANEE 4

2.2 ISPEZIONABILITÀ E MANUTENZIONE 4

3. OPERA DI SOSTEGNO AL PIEDE DEL NUOVO VOLUME DI RSU 5

4. VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALI 6

4.1 INQUADRAMENTO SISMICO 6

4.2 RISULTATI E OSSERVAZIONI 7

5. RETE DI CONTROLLO E MONITORAGGIO GEOTECNICO E IDROGEOLOGICO 9

Dott. Geol. Roberto De Ferrari
Via De Gasperi 43, 16047 – Moconesi (GE)
email: geo_deffe@libero.it
Ordine Geologi della Liguria n° 533/AP
P.IVA n° 01607410998

ALLEGATI:

Disegno id-10	Regimazione delle acque profonde: planimetrie di progetto
Disegno id-11	Profilo del sistema di regimazione delle acque profonde
Disegno id-12	Sistema di drenaggio e raccolta acque sotterranee: sezioni tipologiche
Disegno id-13	Opera di sostegno al piede del nuovo volume di RSU
Tavola GEO-1	Sezioni geologiche con indicazione profondità sorgenti
Tavola GEO-2	Planimetri con indicazione traccia delle sezioni geologiche e della trincea
Tavola GEO-3	Indicazione dei punti costituenti la rete di monitoraggio
ALLEGATO 1	Verifiche di stabilità globali
ALLEGATO 2	Verifiche di stabilità opera di sostegno

Dott. Geol. Roberto De Ferrari
Via De Gasperi 43, 16047 – Moconesi (GE)
email: geo_deffe@libero.it
Ordine Geologi della Liguria n° 533/AP
P.IVA n° 01607410998

1. PREMESSA

In risposta a quanto richiesto dal Settore VIA della Regione Liguria, le presenti note contengono gli approfondimenti richiesti relativi agli aspetti geologici richiamati nella richiesta di integrazione. In particolare il presente documento, redatto in forma congiunta dai progettisti Ing. Riccardo Giammarini e Geol. Roberto De Ferrari, si occupa delle richieste di integrazioni inerenti i seguenti aspetti:

- il sistema di drenaggio e raccolta delle acque sotterranee presenti nella zona di ampliamento
- la progettazione dell'opera di contenimento
- le verifiche di stabilità utilizzando la Classe d'uso III ai sensi del D.M. 14/01/2008
- la definizione di una rete di monitoraggio geotecnico e piezometrico del nuovo volume di rifiuti

2. SISTEMA DI DRENAGGIO

L'area su cui insisterà la nuova discarica non è interessata né dalla presenza di falde sospese né libere ma da una circolazione idrica profonda che si sviluppa all'interno del substrato roccioso. Il substrato roccioso è sostanzialmente impermeabile in condizioni d'integrità, ma, in considerazione del grado di fratturazione acquisito, risulta permeabile, in particolare nei livelli superficiali, e le discontinuità caratteristiche rappresentano la via di circolazione preferenziale; si deve ritenere, infatti, che l'acqua possa saturare le fratture in profondità e possa trovare vie di percolazione secondo i rapporti geometrici esistenti tra i giunti caratteristici dell'ammasso roccioso.

Nel settore di monte dell'area sono state rinvenute, durante le indagini svolte, sorgenti in roccia puntuali talune delle quali sono captate in roccia con pozzi strumentati con pompe a immersione. La profondità di risalita dell'acqua in tali punti del versante è stata monitorata ed è variabile, settore di versante in cui sono state monitorate le quote mediante i pozzi esistenti, mediamente intorno a quota 310 m.s.l.m. (Tavola GEO-1). Con riferimento a quanto indicato nella normativa vigente (D.Lgs. 36/2003) nei modelli ricostruiti e nelle sezioni idrogeologiche a profondità che non interagiscono direttamente con lo strato di base della barriera impermeabile (Tavola GEO-1).

Si sottolinea infine che la situazione richiamata nel D.Lgs. 36/2003 prevede la presenza di una falda arealmente continua tipica di materiali porosi e granulari. Tale situazione tuttavia differisce di molto dalla reale situazione rinvenuta nell'area e pertanto pur riferendosi alle indicazioni contenute nel D.Lgs. 36/2003 appare lecito tenere in considerazione che le condizioni idrogeologiche dei materiali sottostanti il volume di rifiuto sono riconducibili ad un mezzo sostanzialmente impermeabile e solo localmente permeabile per fratturazione.

Dott. Geol. Roberto De Ferrari
Via De Gasperi 43, 16047 – Moconesi (GE)
email: geo_deffe@libero.it
Ordine Geologi della Liguria n° 533/AP
P.IVA n° 01607410998

Per intervenire regimando le acque circolanti lungo fratture nell'ammasso roccioso rinvenute nell'area, assicurando così una distanza minima del fondo discarica dal massimo livello di escursione falda maggiore di 2m (D.Lgs. 36/2003), si prevede di realizzare opere di drenaggio subsuperficiale, mediante la messa in opera di trincee drenanti alla base della scarpata che delimita a monte il volume dei rifiuti (Tavola GEO-2).

2.1 Sistema di drenaggio e raccolta delle acque sotterranee

Nel disegno id-10 è raffigurato il sistema di drenaggio e raccolta delle acque sotterranee, che verrà realizzato al termine dei nuovi scavi e prima dell'abbancamento dei nuovi rifiuti, come segue:

- **trincea drenante** alla base del piano di scavo (v. particolari in disegno id-12) realizzata mediante scavo di trincea delle dimensioni di circa 1.60×1.60 m, riempita con materiale ghiaioso selezionato dagli scavi e con un pannello drenante costituito da un involucro scatolare in rete metallica a doppia torsione rivestito internamente con geotessile tessuto monofilamento ritentore, riempito in ciottoli di polistirolo non riciclato imputrescibile con funzione di drenaggio, avente preassemblato alla base un tubo fessurato a doppia parete. Tale pannello consente di ottenere alte prestazioni idrauliche e meccaniche ed elevata capacità di smaltimento idraulico; le trincee smaltiranno le acque raccolte per gravità, fino a raggiungere ai due lati della discarica la rete di raccolta e smaltimento delle acque superficiali (v. disegni id-10-11);
- in prossimità delle principali venute di acqua individuate, verranno realizzati N° 5 **camini drenanti**, costituiti dagli stessi pannelli che costituiranno la trincea drenante, posizionati fino al raggiungimento del livello puntuale individuato della falda (v. disegno id-11).

Il sistema è realizzato completamente all'esterno del corpo di discarica, dalla quale è separato fisicamente mediante la geomembrana in HDPE e gli strati di regolarizzazione.

Il sistema così realizzato è in grado di smaltire portate dell'ordine dei 100 l/s, nettamente superiore alle portate rilevate anche in fasi di picco (dell'ordine di circa 1 l/s).

2.2 Ispezionabilità e manutenzione

Il sistema di raccolta e controllo delle acque sotterranee verrà realizzato alla base del riempimento, in un'area che verrà successivamente riempita da uno strato di circa 20 m di rifiuti: è pertanto necessario approfondire e verificare i parametri progettuali di riferimento *prima* dell'abbancamento dei rifiuti, in quanto le volumetrie di ricoprimento rendono complesso, pericoloso e probabilmente non efficace qualsiasi sistema per l'ispezione del sistema stesso.

Per quanto sopra premesso, il sistema di captazione, costituito da trincea drenante e camini drenanti localizzati, è stato progettato sulla base delle informazioni date dalle indagini

Dott. Geol. Roberto De Ferrari
Via De Gasperi 43, 16047 – Moconesi (GE)
email: geo_deffe@libero.it
Ordine Geologi della Liguria n° 533/AP
P.IVA n° 01607410998

geologiche eseguite, sulla base delle quali sono stati individuati alcuni punti principali di provenienza delle acque sotterranee, e verrà progressivamente verificato in sito una volta completata la fase di scavo e la conseguente "messa a nudo" del terreno ove abbancare i nuovi rifiuti.

In tale fase verranno eseguite prove dirette di funzionamento del sistema, che risulteranno quelle più significative e consentiranno di eseguire eventuali adattamenti del sistema stesso al fine di renderlo funzionale ed efficace *prima* dell'inizio dell'abbancamento dei rifiuti; eventuali interventi di manutenzione delle opere dopo l'abbancamento dei rifiuti risultano molto complesse e di difficile esecuzione, per cui è certamente opportuno predisporre un sistema, anche sovradimensionato rispetto alle esigenze, ma che possa garantire la durata nel tempo.

In questa prima fase di progettazione (v. dis. id-12) è stato previsto un sistema di sicurezza - *la cui necessità ed efficacia verrà valutata nelle successive fasi di progettazione* - costituito da un collettore D 750 mm , al quale verranno applicate alcune fessure, con le seguenti funzioni:

- ispezione: il collettore consentirà di eseguire eventuali controlli in remoto mediante telecamera teleguidata;
- drenaggio di emergenza: in caso di intasamento o malfunzionamento della trincea drenante, l'acqua può confluire all'interno del collettore ed essere smaltita dallo stesso per gravità.

3. OPERA DI SOSTEGNO AL PIEDE DEL NUOVO VOLUME DI RSU

Per sostenere al piede il nuovo volume di RSU, è stata progettata un'opera di sostegno costituita da gabbioni in rete metallica riempiti con pietrame (v. disegno id-13) di altezza pari a 3 m e larghezza pari a 3 m; la scelta dei gabbioni, che potrà essere affinata durante le successive fasi progettuali, è dovuta alla possibilità di adattamento a locali assestamenti del corpo rifiuti soprastante, alla possibilità di definire la compartimentazione del corpo rifiuti, alla presenza di una base fondazionale ampia che consente la posa anche al di sopra del corpo rifiuti esistente (la verifica è stata eseguita cautelativamente ipotizzando l'appoggio diretto sul corpo rifiuti, mentre in realtà sarà presente uno strato intermedio di regolarizzazione).

Nell'allegato 2 sono riportate le verifiche di stabilità dell'opera.

Dott. Geol. Roberto De Ferrari
Via De Gasperi 43, 16047 – Moconesi (GE)
email: geo_deffe@libero.it
Ordine Geologi della Liguria n° 533/AP
P.IVA n° 01607410998

4. VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALI

4.1 Inquadramento sismico

Secondo quanto indicato nella richiesta di integrazioni in merito alle verifiche di stabilità del corpo di discarica nella configurazione di progetto si specifica che sono state eseguite le verifiche utilizzando l'approccio proposto nelle richiesta.

Secondo quanto indicato in normativa è stata assunta come vita nominale dell'opera (numero di anni nel quale deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata e definita in funzione del tipo di costruzione dalla tabella 2.4.I NTC2008):"Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale =50 anni". Pertanto VN =50 anni.

In particolare al caso in oggetto è stata assegnata una Classe d'uso III ("Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso" - tab. 2.4.II NTC 2008) a cui corrisponde un = 1.5. Dalla combinazione del coefficiente d'uso Cu per la Classe d'Uso III con la valore di vita nominale VN si ottiene una vita di riferimento VR = 75 anni.

Inoltre alla luce della situazione stratigrafica locale rinvenuta a seguito delle prospezioni geognostiche e delle indagini geofisiche grazie alle quali è stato possibile determinare anche la velocità media di propagazione delle onde di taglio Vs entro 30m di profondità (Vs30), appare chiaro che la categoria di suolo sia la Categoria A.

In considerazione della situazione morfologica rinvenuta nel sito di indagine si può adottare un fattore di amplificazione stratigrafica St pari a 1.2 in quanto il versante oggetto di intervento presenta una pendenza media nei dintorni del sito oggetto di intervento superiore a 15° sull'orizzontale (categoria T2) e si trova in prossimità della sommità del versante.

I parametri sismici che derivano da tale approccio sono riassunti nell'ALLEGATO 1: per soddisfare le richieste di integrazione alla relazione geologica le simulazioni di calcolo sono state pertanto condotte in campo pseudostatico simulando un impulso sismico, ottenuto da calcolo mediante apposito software, Kh pari a 0.044 g per la componente orizzontale e Kv pari a 0.022 g per quella verticale, al fine di valutare la stabilità globale dei volumi di rifiuto e del terreno naturale.

Sono state utilizzate le stesse parametrizzazioni dei materiali oggetto di verifica e delle condizioni stratigrafiche e topografiche utilizzate nella relazione geologica redatta dagli scriventi e oggetto di richiesta di integrazioni.

I parametri geotecnici di progetto dei terreni adottati per le verifiche (pedice d), ottenuti dai valori caratteristici (pedice k, considerati uguali a quelli medi), sono:

Dott. Geol. Roberto De Ferrari
Via De Gasperi 43, 16047 – Moconesi (GE)
email: geo_deffe@libero.it
Ordine Geologi della Liguria n° 533/AP
P.IVA n° 01607410998

Parametri di progetto	Substrato roccioso (argilloscisti)	Coltre detritica	Rifiuto esistente	Rifiuto a progetto	Barriera geologica e capping
Angolo di attrito (°) tg φd = tgφk/1.25	Tg40°/1.25 => φd = 33.9	Tg32°/1.25 => φd = 26.5	Tg30°/1.25 => φd = 24.8	Tg28°/1.25 => φd = 23	Tg20°/1.25 => φd = 16.0
Coesione(kPa) c'd=c'k/1.25	34/1.25 = 27.2	1.25/1.25 = 1	4/1.25 = 3.2	2.5/1.25 = 2	6.3/1.25= 5
Peso di volume γd=γK	26 kN/m^3	20 kN/m^3	10 kN/m^3	10 kN/m^3	18 kN/m^3

4.2 Risultati e osservazioni

Le verifiche condotte utilizzando la Classe d'Uso III, come suggerito nella richiesta di integrazione, dimostrano come la stabilità globale e locale del pendio, come già ottenuto utilizzando la Classe d'Uso II, nella configurazione di progetto finale, è garantita con un coefficiente di sicurezza soddisfacente a condizione che siano rispettate le condizioni imposte nelle simulazioni, con particolare riferimento all'azione di vincolo della struttura di contenimento per la strada privata a valle dello stessa. I valori dei coefficienti di sicurezza per le superfici più sfavorevoli, confrontati con quelli ottenuti utilizzando l'approccio con la Classe d'Uso II, risultano ovviamente inferiori come valore e più prossimi all'unità mantenedo generalmente tuttavia un margine di sicurezza sufficiente.

La forza di contrasto fornita dalla struttura di contenimento a valle del rifiuto previsto a progetto della sistemazione prevista a progetto è stata simulata applicando una forza di 5 kN/m2. Tale soluzione e i valori in essa ipotizzati rappresenta l'azione minima di contrasto per garantire i coefficienti di sicurezza adeguati. Il dimensionamento previsto per questa opera (ALLEGATO 2) risulta sufficiente a garantire i coefficienti di sicurezza ottenuti nelle verifiche globali.

Le verifiche condotte dimostrano che la stabilità, globale del pendio (Fs circ) e locale lungo la superficie di contatto tra la barriera impermeabile e il corpo di rifiuto (Fs barriera), nella configurazione di progetto è la seguente per le superfici più sfavorevoli:

Dott. Geol. Roberto De Ferrari
Via De Gasperi 43, 16047 – Moconesi (GE)
email: geo_deffe@libero.it
Ordine Geologi della Liguria n° 533/AP
P.IVA n° 01607410998

	Classe d'Uso II		**Classe d'Uso III**	
	Fs_{min} circ Profondità percolato 15m	Fs_{min} barriera Profondità percolato 15m	Fs_{min} circ Profondità percolato 15m	Fs_{min} barriera Profondità percolato 15m
Sezione 1	1.11	1.51	1.09	1.46
Sezione 4	1.09	1.24	1.08	1.20
Sezione 8	1.15	1.14	1.13	1.10

I risultati in forma grafica della analisi di stabilità, effettuata utilizzando la classe d'Uso III, sono contenuti nell' ALLEGATO 1.

I risultati di tali verifiche, sebbene riviste con un approccio più cautelativo dal punto di vista della definizione dell'azione sismica, mostrano ancora una sostanziale stabilità sia dei profili di discarica a progetto che dell'intero volume di rifiuti così come sarà configurato a seguito del progetto e considerando una situazione di risalita del percolato ad una profondità massima rispetto alle quote superficiali di 15m. Va sottolineato che tale configurazione è stata simulata per individuare il livello di risalita critico del percolato per la stabilità della discarica: tuttavia si vuol sottolineare come, durante le attività di monitoraggio della profondità del percolato nel corpo di discarica esistente svolti dal consorzio Rio Marsiglia nel periodo 2005-2012 non sono mai state misurate profondità del livello di percolato inferiori a 20m misurate dal piano compagna. Tale indicazione suggerisce che la geometria complessiva della discarica (acclività media) giochi a favore del mantenimento di un livello di percolato piuttosto profondo, prossimo alla base del volume di rifiuti.

Va inoltre ricordato che le inclinazioni massime previste per i fronti di abbancamento del rifiuto non superano i 30° secondo in conformità a quanto previsto nella vigente D.Lgs. 36/2003.

Dott. Geol. Roberto De Ferrari
Via De Gasperi 43, 16047 – Moconesi (GE)
email: geo_deffe@libero.it
Ordine Geologi della Liguria n° 533/AP
P.IVA n° 01607410998

5. RETE DI CONTROLLO E MONITORAGGIO GEOTECNICO E IDROGEOLOGICO

Il monitoraggio geotecnico e morfologico del corpo di accumulo ovvero l'evoluzione morfologica della discarica sarà monitorata al fine di verificare l'andamento degli assestamenti dei rifiuti ed anche al fine di valutare la necessità o meno di interventi di ripristino superficiale. A tale scopo si possono prevedere l'installazione di due inclinometri ubicati nel nuovo volume di rifiuti (Tavola GEO-3): uno in corrispondenza della zona di sovrapposizione del volume già autorizzato con quello di nuova realizzazione e l'altro nel settore meridionale della nuova area di discarica, in corrispondenza del settore di versante caratterizzato dalla presenza di coltri detritiche superficiali sovrapposte al substrato roccioso. Il confronto tra i dati dei due inclinometri potrà fornire indicazioni circa l'esistenza, all'interno del corpo di rifiuti, di velocità di deformazioni (verticali e orizzontali) differenti anche in funzione della deformazione differente del livello di appoggio della nuova discarica (rifiuto e terreno naturale)

Inoltre per un completo monitoraggio della evoluzione del versante nella configurazione di progetto in termini di stabilità globale e locale si prescrive l'installazione di una rete di caposaldi per il monitoraggio superficiale del rifiuto allo scopo di integrare e per correggere opportunamente i dati del monitoraggio inclinometrico che spesso risultano molto critiche su discariche in versante come quella oggetto di studio. L'ubicazione dei capisaldi (Tavola GEO-3) sarà funzionale al controllo della stabilità generale del corpo di rifiuti con particolare attenzione al controllo dei settori del volume di rifiuti che risultano e risulteranno, a seguito delle analisi di stabilità eseguite nel progetto di ampliamento e da quelle che saranno svolte annualmente sullo stato di avanzamento della discarica, caratterizzati da valori dei fattori di sicurezza più critici.

L'attività di monitoraggio inerente il controllo dei livelli di percolato e di falda interna ed esterna al corpo di discarica avrà come obbiettivi quello di rilevare tempestivamente eventuali situazioni di innalzamento dei livelli di percolato all'interno dei rifiuti e quello di rilevare le eventuali fuoriuscite di materiale inquinante sicuramente riconducibili alla discarica e la loro interazione con le acque sotterranee al fine di adottare le necessarie misure previste dal Piano di Emergenza Interno.

Il piano di monitoraggio delle acque sotterranee della discarica attualmente in attività prevede l'utilizzo dei tre piezometri esistenti: PM1 (monte 1 – "blank") e PV1 (valle 1) e PV 2 (valle 2). Tali pozzi sono utilizzati per rilievo periodico del livello della falda. Si può fin da questa fase prevedere la realizzazione di un piezometro ubicato in corrispondenza del settore settentrionale del nuovo volume di discarica immediatamente a monte del volume di rifiuti (Tavola GEO-3). Il piezometro dovrà essere installato in corrispondenza di una delle zone di fatturazione che caratterizzano il substrato roccioso, rinvenuta nelle indagini geologiche specialistiche, allo scopo di intercettare e monitorare nei periodi di maggior circolazione le acque sotterranee circolanti in roccia lungo le lineazioni strutturali principali. In aggiunta alla rete di piezometri già esistenti nella discarica autorizzata, tale piezometro permetterebbe un monitoraggio più

Dott. Geol. Roberto De Ferrari
Via De Gasperi 43, 16047 – Moconesi (GE)
email: geo_deffe@libero.it
Ordine Geologi della Liguria n° 533/AP
P.IVA n° 01607410998

esaustivo della circolazione idrica nel reticolo di lineazioni strutturali e fatturazioni dell'ammasso roccioso dell'area della discarica.

Relativamente al monitoraggio inclinometrico e plano-altimetrico la procedura operativa di monitoraggio potrà essere gestita dal Personale di Sorveglianza e Controllo che effettuerà, con la frequenza e la modalità indicate nella Tabella di seguito, misure topografiche dell'area di discarica e i rilievi inclinometrici.

I dati del rilievo topografico e delle indagini inclinometriche saranno poi compresi nella relazione annuale sullo stato dei monitoraggi.

Quadro dei monitoraggi			
Punto di monitoraggio	**Parametro**	**Frequenza controllo**	
		Gestione operativa	**Gestione post operativa**
Rete in clinometri	Spostamento del corpo rifiuti	trimestrale	Semestrale per i primi tre anni e annuale nei successivi
Reti capisaldi topografici	Rilievo/deformazione del piano quotato		

Alla luce di quanto indicato nel presente documento il Consorzio dovrà:

- garantire la costante funzionalità della rete di in clinometri, piezometri e dei capisaldi una volta installati;
- garantire la frequenza di monitoraggio delle reti di monitoraggio indicata nella tabella sopra;
- inviare a Provincia di Genova e ARPAL – Dipartimento Provinciale di Genova gli esiti dei monitoraggi effettuati.

SISTEMI DI INTERCETTAZIONE ACQUE PROFONDE

- Pozzo 2 — Pozzi esistenti
- Sorgenti puntuali in roccia
- +310.0 — Quote livello di falda
- Trincea drenante e camini di drenaggio a progetto

FASE DI LAVORO : FINE SCAVO

Trincea drenante

+310.10 m

+310.6 m

+310.5 m

+310.6 m

Pozzo 1

Pozzo 2

+305.00 slm

centralina per rilevamento parametri mete

SCHEMA GESTIONE ACQUE METEORICHE

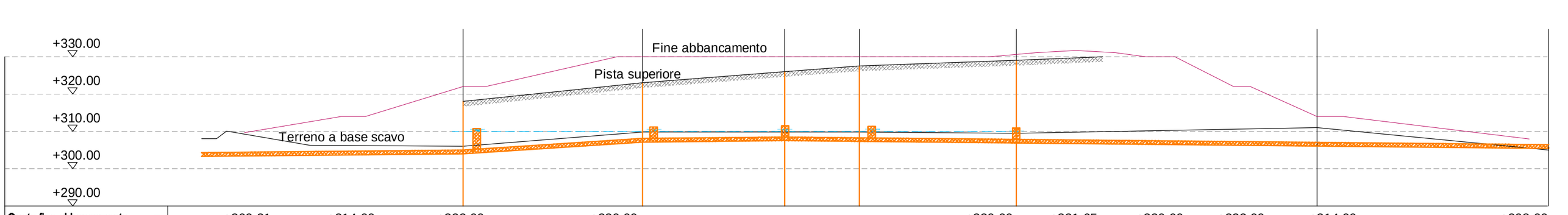
- Direzioni di deflusso acque
- Canalette raccolta acque
- Collettori per convogliamento alla rete idrografica principale
- Percorso trincea drenante (v. dis. id-7)

FASE DI LAVORO : FINE ABBANCAMENTO

quota 330
(piazzale mq 8069)

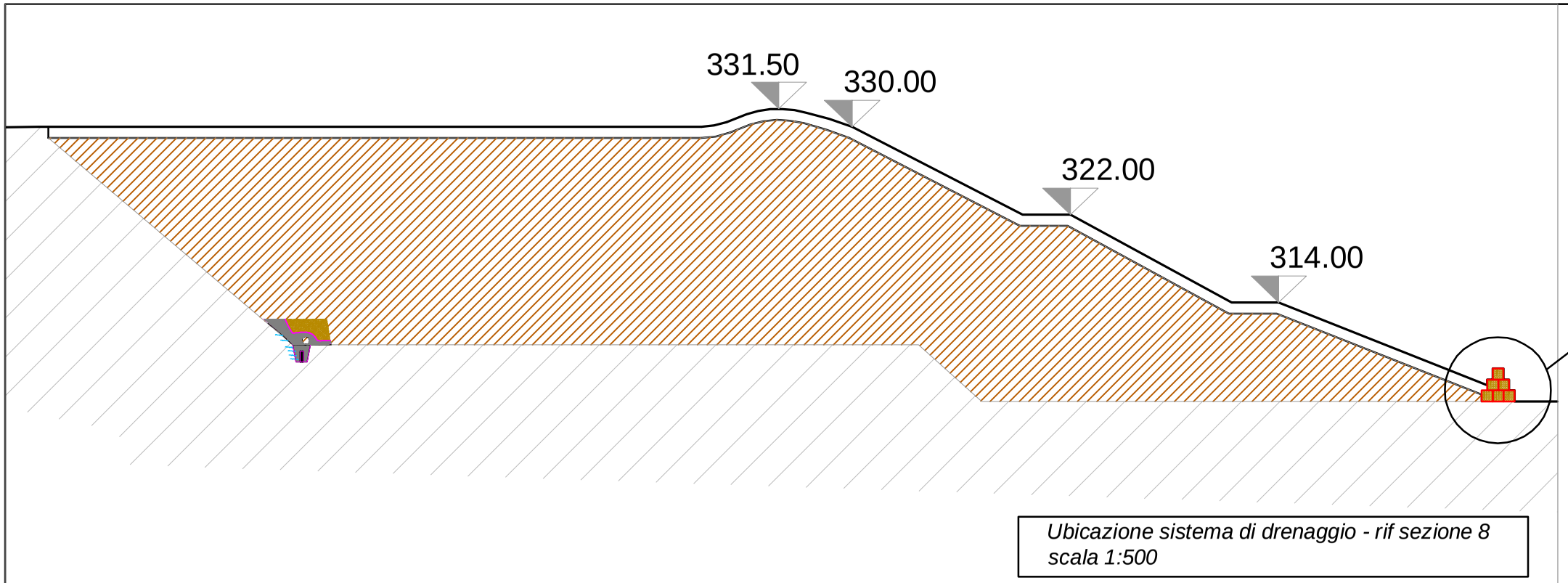
quota 305

Disegno id10
Regimazione delle acque profonde:
planimetrie di progetto - Scala 1:1000

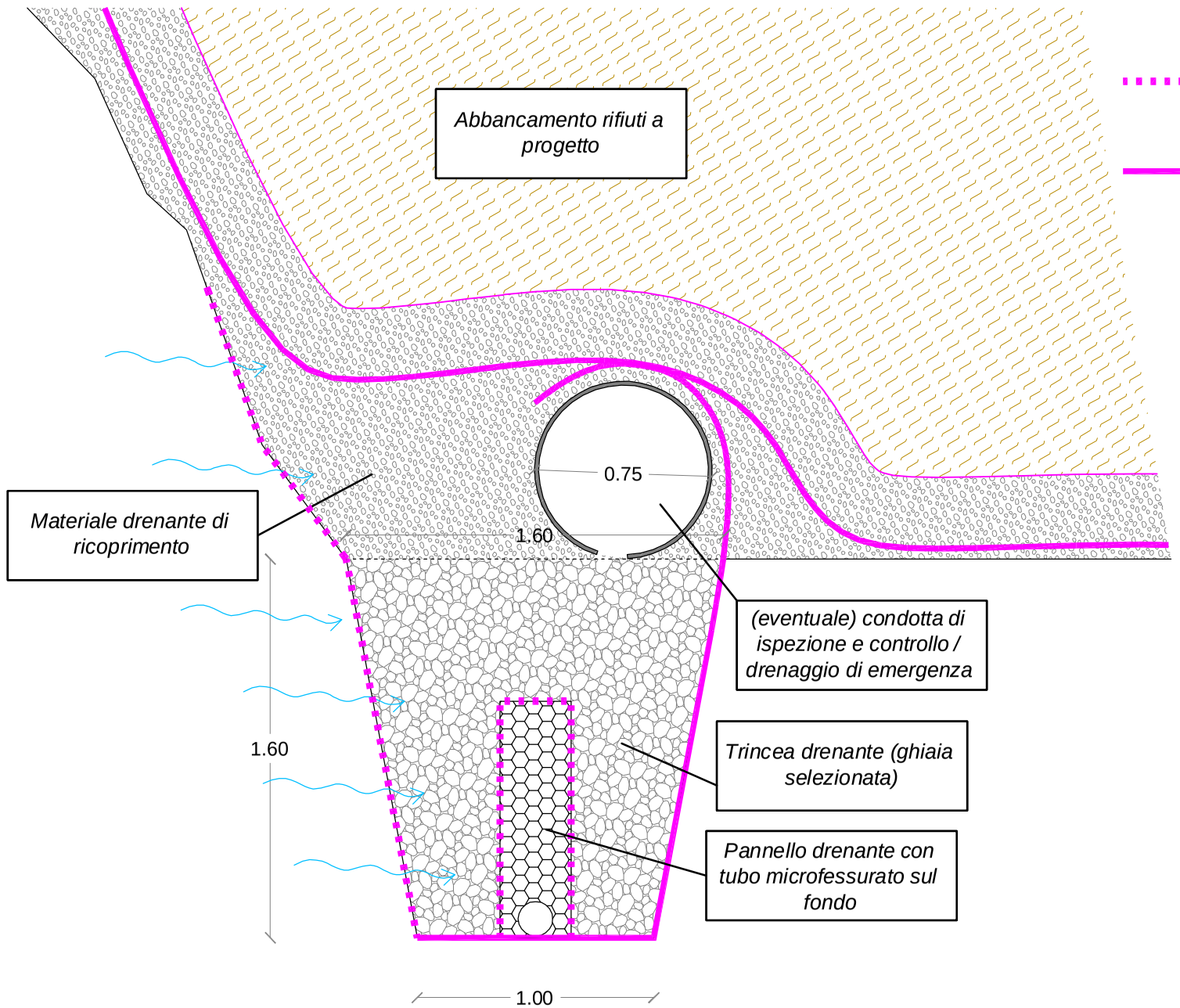


Quota fine abbancamento	+309.31	+314.00	+322.00	+330.00		+330.00	+331.65	+330.00	+322.00	+314.00		+308.00
Quota pista superiore a fine scavo			+318.00	+323.00	+326.00	+327.5	+329.00					
Camini drenanti												
Livello falda			+310.60	+310.50		+310.60	+310.10			+310.10		+310.10
Quota piano di campagna	+308.00		+306.00	+309.85	+309.90	+309.90	+309.50			+311.00		+305.00
Quota fondo trincea	+303.3		+304.00	+307.11	+307.49	+307.29	+306.87			+306.07		+305.45
Pendenza trincea		p 1%		p 6.5%		p 1%			p 1%			
		70.00		48.00		38.00	20.00	42.00		80.40		61.98
						360.38						
	0		A		B	C	D	E		F		G

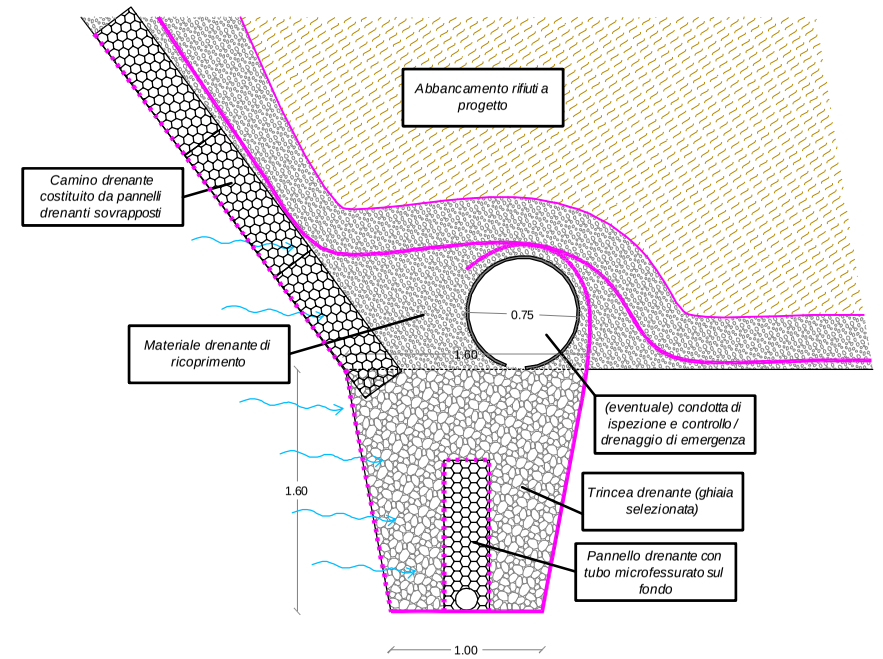
Disegno id-11
Profilo del sistema di regimazione delle acque profonde
Scala 1:1000



Ubicazione sistema di drenaggio - rif sezione 8
scala 1:500

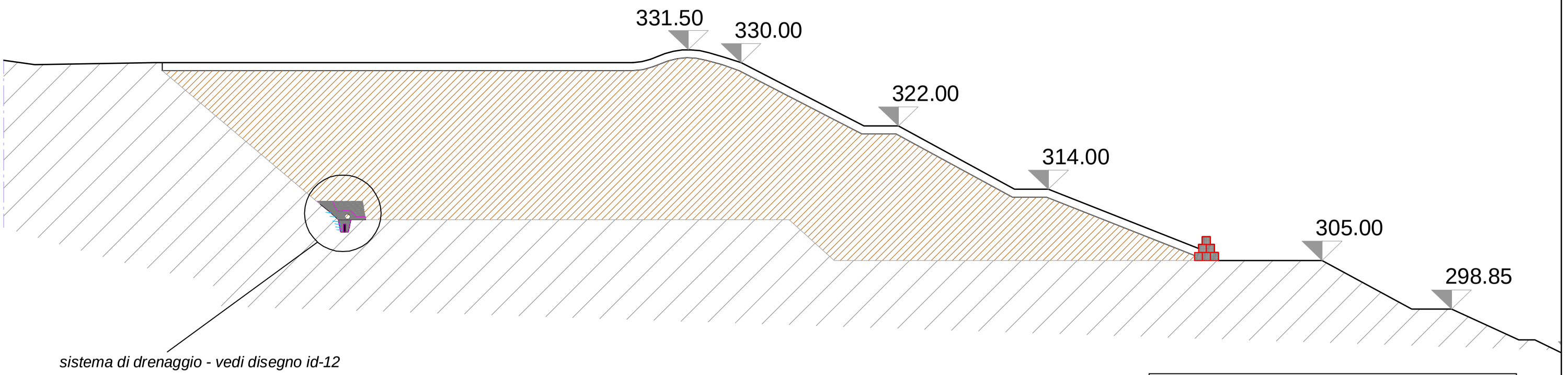


Sezione tipo trincea drenante
scala 1:25



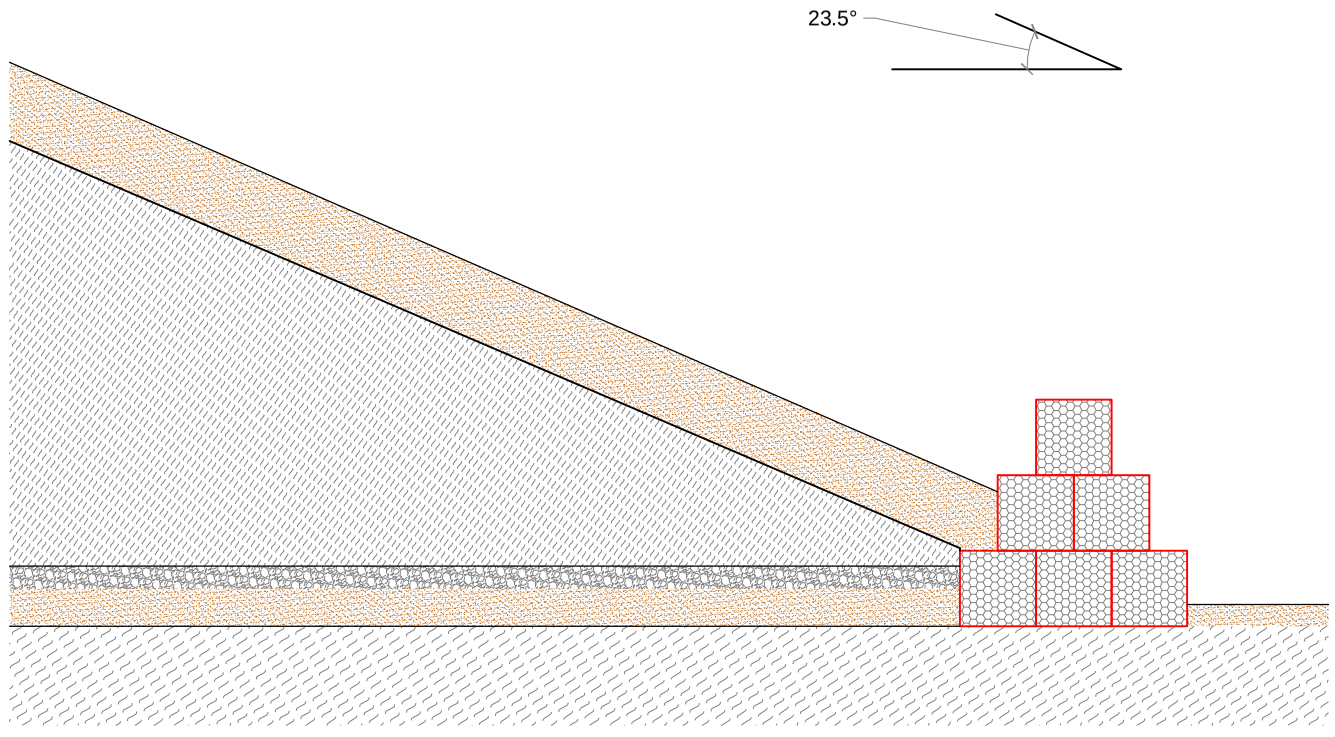
Sezione tipo camino drenante
scala 1:50

Disegno id-12
Sistema di drenaggio e raccolta acque sotterranee: sezioni tipologiche



Ubicazione opera di sostegno - rif sezione 8
scala 1:500

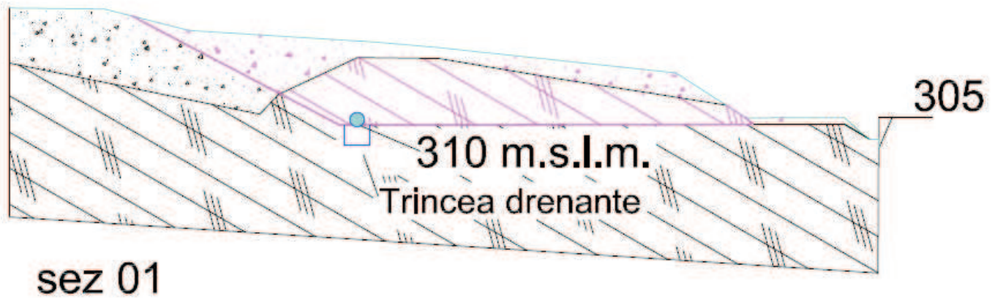
Schema tipo sezione 4 - opera di sostegno



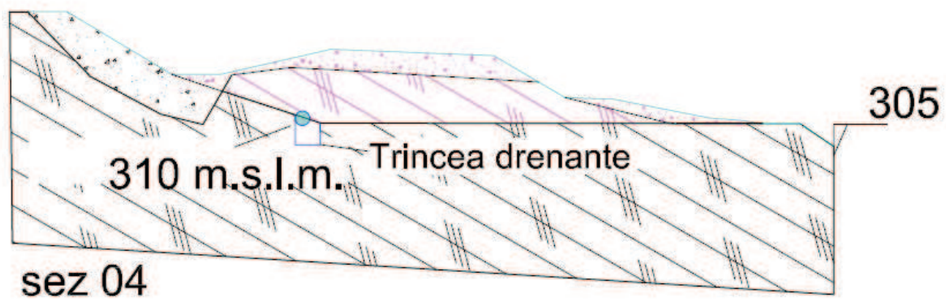
- Abbancamento rifiuti a progetto
- Strato di ghiaia
- Terreno vegetale / terra compattata
- Rifiuti discarica esistente
- Opera di sostegno al piede

Particolare opera di sostegno
scala 1:100

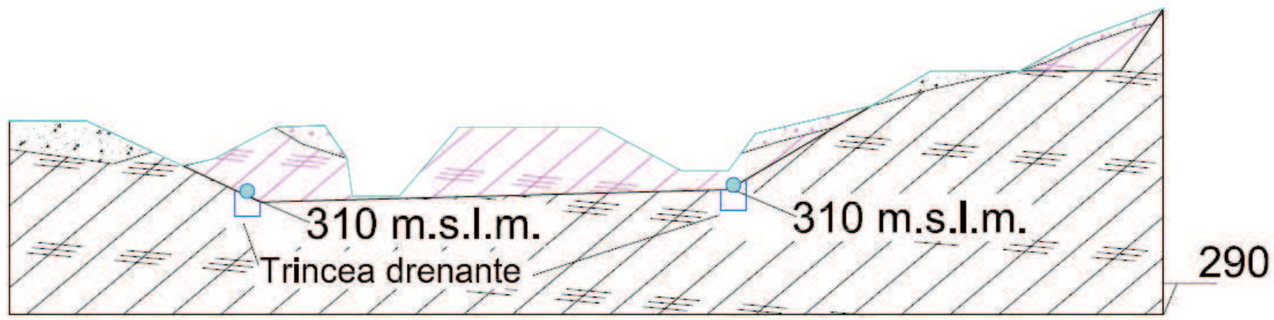
Disegno id-13
Opera di sostegno al piede del nuovo volume di RSU



sez 01



sez 04



sez 02

Coltre di versante (Vp < 800 m/s)

Coltre di versante oggetto di scavi

Substrato roccioso sano (Vp > 2000 m/s)

Substrato roccioso sano oggetto di scavi

Topografia dicembre 2011

Topografia a seguito degli scavi previsti

310 m.s.l.m. Ubicazione e quota topografica delle emergenze idriche in roccia

Traccia schematica trincea drenante

CONSORZIO INTERCOMUNALE DI RIO MARSIGLIA

TAVOLA GEO-1 1:1000

Sezioni geologiche - idrogeologiche con indicazione della quota piezometrica delle sorgenti in roccia

Traccia trincea drenante

Pozzo1 — Pozzi per emungimento acqua in roccia esistenti

S1 — Piezometri fessurati

4 — Traccia sezioni geologiche quote piezometriche

Ubicazione sorgenti in roccia

Pozzo 2

Pozzo1

S1

S2

QUOTA SISTEMAZIONE FINALE
305.00 slm

CONSORZIO INTERCOMUNALE DI RIO MARSIGLIA	
TAVOLA GEO-2	1:1000
Planimetria stato attuale con indicazione della posizione della trincea drenante e dei	

I2 inclinometri

PP2 piezometri per campionamento acque profonde

C6 capisaldi plano-altimetrici su basamento in cls

quota 330
(piazzale mq 8069)

quota 305

inclinometro esistente

CONSORZIO INTERCOMUNALE DI RIO MARSIGLIA
TAVOLA GEO-3 1:1000
Planimetria stato di sistemazione finale con indicazione della posizione delle punti di monitoraggio inclinometrico, piezometrico e plano-altimetrico

STUDIOELB
INGEGNERI ASSOCIATI

Dott. Geol. Roberto De Ferrari
Via De Gasperi 43, 16047 – Moconesi (GE)
email: geo_deffe@libero.it
Ordine Geologi della Liguria n° 533/AP
P.IVA n° 01607410998

ALLEGATO 1

VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE

Parametri sismici

determinati con **GeoStru PS** http://www.geostru.com/geoapp

Le coordinate geografiche espresse in questo file sono in ED50

Tipo di elaborazione: Stabilità dei pendii

Sito in esame.
latitudine: 44,428600 [°]
longitudine: 9,160960 [°]
Classe d'uso: III. Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
Vita nominale: 50 [anni]
Tipo di interpolazione: Media ponderata

Siti di riferimento.

	ID	Latitudine [°]	Longitudine [°]	Distanza [m]
Sito 1	16921	44,405580	9,151647	2664,4
Sito 2	16922	44,408110	9,221488	5319,8
Sito 3	16700	44,458050	9,217972	5586,4
Sito 4	16699	44,455520	9,148038	3164,3

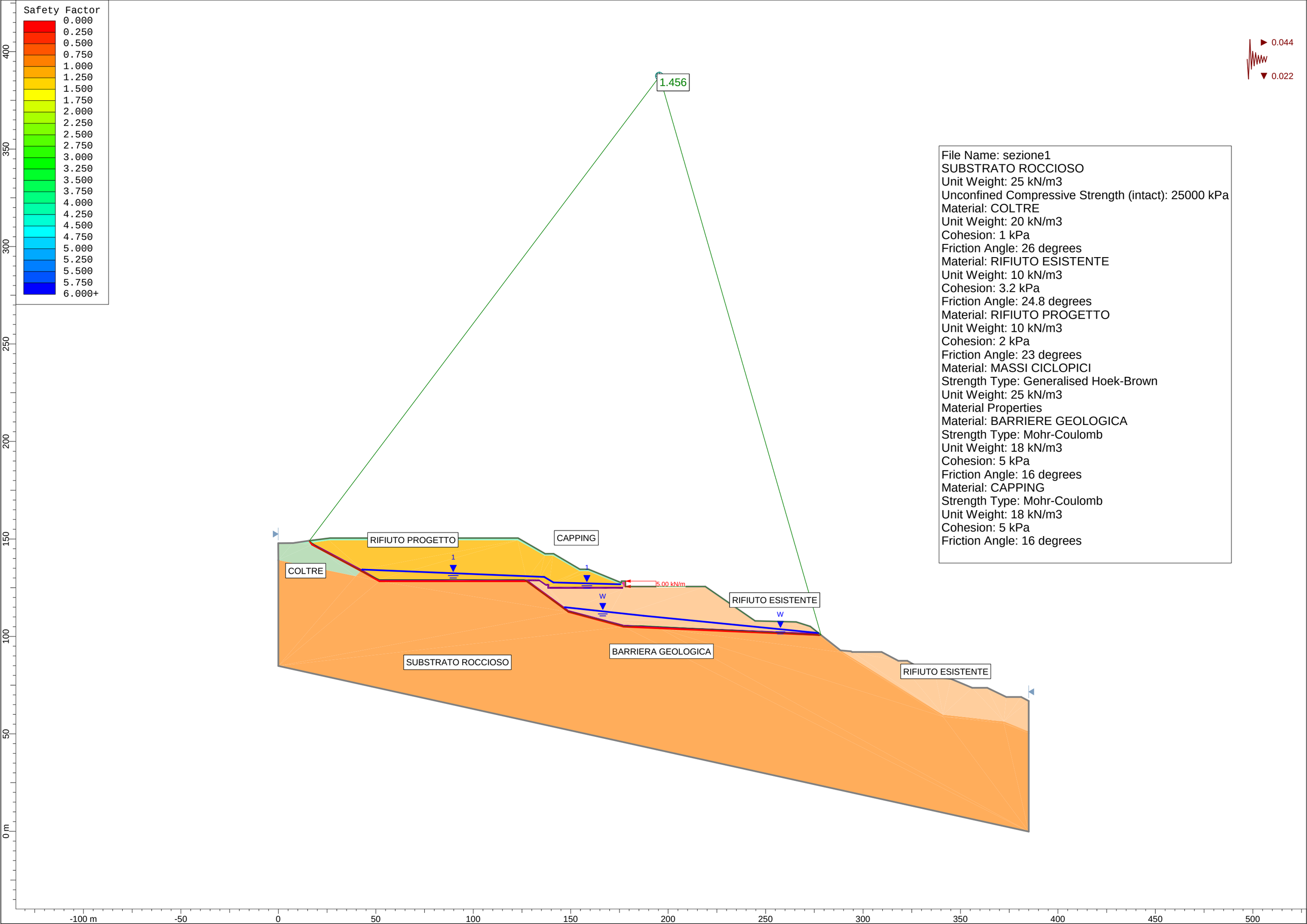
Parametri sismici
Categoria sottosuolo: A
Categoria topografica: T2
Periodo di riferimento: 75 anni
Coefficiente cu: 1,5

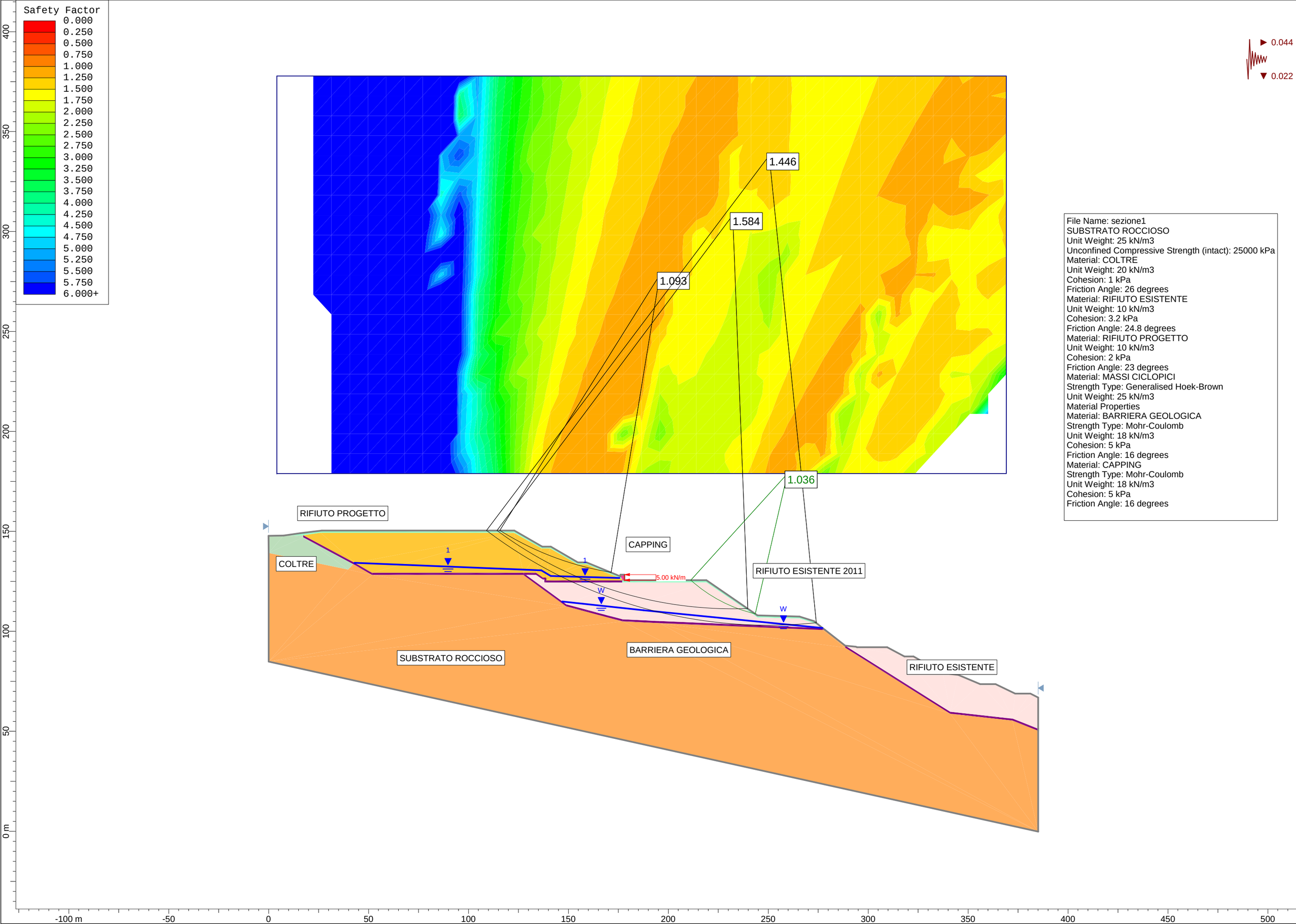
	Prob. superamento [%]	Tr [anni]	ag [g]	Fo [-]	Tc* [s]
Operatività (SLO)	81	45	0,036	2,537	0,213
Danno	63	75	0,044	2,530	0,241

(SLD)					
Salvaguardia della vita (SLV)	10	712	0,105	2,494	0,287
Prevenzione dal collasso (SLC)	5	1462	0,136	2,483	0,292

Coefficienti Sismici

	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	Kh [-]	Kv [-]	Amax [m/s²]	Beta [-]
SLO	1,000	1,000	1,200	0,009	0,004	0,418	0,200
SLD	1,000	1,000	1,200	0,011	0,005	0,515	0,200
SLV	1,000	1,000	1,200	0,034	0,017	1,238	0,270
SLC	1,000	1,000	1,200	0,044	0,022	1,601	0,270


Safety Factor
0.000
0.250
0.500
0.750
1.000
1.250
1.500
1.750
2.000
2.250
2.500
2.750
3.000
3.250
3.500
3.750
4.000
4.250
4.500
4.750
5.000
5.250
5.500
5.750
6.000+
▶ 0.044
▼ 0.022
1.456
File Name: sezione1
SUBSTRATO ROCCIOSO
Unit Weight: 25 kN/m3
Unconfined Compressive Strength (intact): 25000 kPa
Material: COLTRE
Unit Weight: 20 kN/m3
Cohesion: 1 kPa
Friction Angle: 26 degrees
Material: RIFIUTO ESISTENTE
Unit Weight: 10 kN/m3
Cohesion: 3.2 kPa
Friction Angle: 24.8 degrees
Material: RIFIUTO PROGETTO
Unit Weight: 10 kN/m3
Cohesion: 2 kPa
Friction Angle: 23 degrees
Material: MASSI CICLOPICI
Strength Type: Generalised Hoek-Brown
Unit Weight: 25 kN/m3
Material Properties
Material: BARRIERE GEOLOGICA
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 18 kN/m3
Cohesion: 5 kPa
Friction Angle: 16 degrees
Material: CAPPING
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 18 kN/m3
Cohesion: 5 kPa
Friction Angle: 16 degrees
RIFIUTO PROGETTO
CAPPING
COLTRE
1
1
5.00 kN/m
W
W
RIFIUTO ESISTENTE
BARRIERA GEOLOGICA
SUBSTRATO ROCCIOSO
RIFIUTO ESISTENTE
400
350
300
250
200
150
100
50
0 m
-100 m
-50
0
50
100
150
200
250
300
350
400
450
500


Safety Factor
0.000
0.250
0.500
0.750
1.000
1.250
1.500
1.750
2.000
2.250
2.500
2.750
3.000
3.250
3.500
3.750
4.000
4.250
4.500
4.750
5.000
5.250
5.500
5.750
6.000+
▶ 0.044
▼ 0.022
1.446
1.584
1.093
1.036
RIFIUTO PROGETTO
CAPPING
COLTRE
RIFIUTO ESISTENTE 2011
5.00 kN/m
SUBSTRATO ROCCIOSO
BARRIERA GEOLOGICA
RIFIUTO ESISTENTE
File Name: sezione1
SUBSTRATO ROCCIOSO
Unit Weight: 25 kN/m3
Unconfined Compressive Strength (intact): 25000 kPa
Material: COLTRE
Unit Weight: 20 kN/m3
Cohesion: 1 kPa
Friction Angle: 26 degrees
Material: RIFIUTO ESISTENTE
Unit Weight: 10 kN/m3
Cohesion: 3.2 kPa
Friction Angle: 24.8 degrees
Material: RIFIUTO PROGETTO
Unit Weight: 10 kN/m3
Cohesion: 2 kPa
Friction Angle: 23 degrees
Material: MASSI CICLOPICI
Strength Type: Generalised Hoek-Brown
Unit Weight: 25 kN/m3
Material Properties
Material: BARRIERA GEOLOGICA
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 18 kN/m3
Cohesion: 5 kPa
Friction Angle: 16 degrees
Material: CAPPING
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 18 kN/m3
Cohesion: 5 kPa
Friction Angle: 16 degrees
400
350
300
250
200
150
100
50
0 m
-100 m
-50
0
50
100
150
200
250
300
350
400
450
500

Safety Factor
0.000
0.250
0.500
0.750
1.000
1.250
1.500
1.750
2.000
2.250
2.500
2.750
3.000
3.250
3.500
3.750
4.000
4.250
4.500
4.750
5.000
5.250
5.500
5.750
6.000+

▶ 0.044
▼ 0.022

1.204

File Name: sezione1
SUBSTRATO ROCCIOSO
Unit Weight: 25 kN/m3
Unconfined Compressive Strength (intact): 25000 kPa
Material: COLTRE
Unit Weight: 20 kN/m3
Cohesion: 1 kPa
Friction Angle: 26 degrees
Material: RIFIUTO ESISTENTE
Unit Weight: 10 kN/m3
Cohesion: 3.2 kPa
Friction Angle: 24.8 degrees
Material: RIFIUTO PROGETTO
Unit Weight: 10 kN/m3
Cohesion: 2 kPa
Friction Angle: 23 degrees
Material: MASSI CICLOPICI
Strength Type: Generalised Hoek-Brown
Unit Weight: 25 kN/m3
Material Properties
Material: BARRIERE GEOLOGICA
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 18 kN/m3
Cohesion: 5 kPa
Friction Angle: 16 degrees
Material: CAPPING
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 18 kN/m3
Cohesion: 5 kPa
Friction Angle: 16 degrees

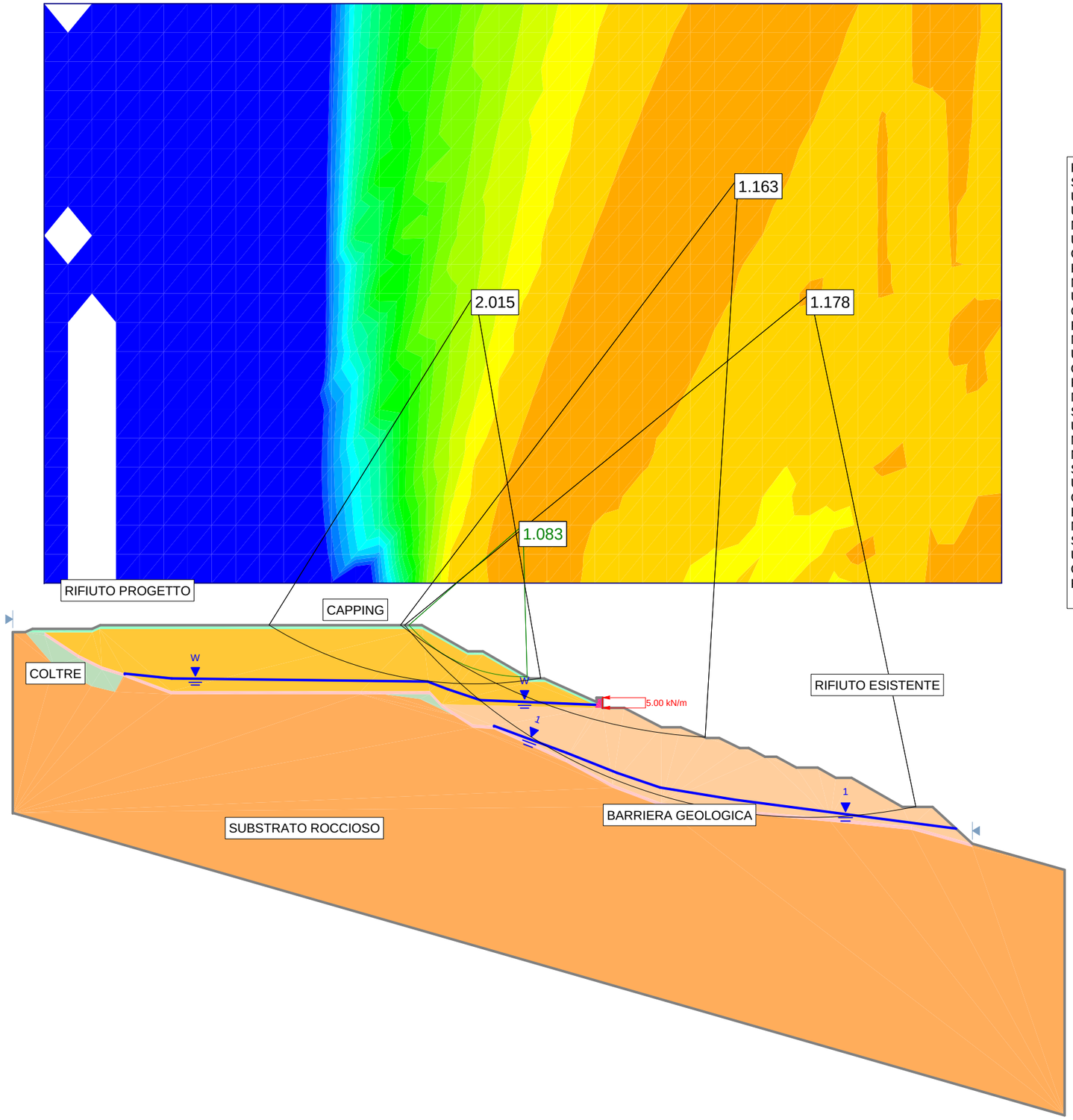
RIFIUTO PROGETTO
COLTRE
W
W
5.00 kN/m
1
RIFIUTO ESISTENTE
1
BARRIERA GEOLOGICA
SUBSTRATO ROCCIOSO
material name

400
350
300
250
200
150
100
50
0 m

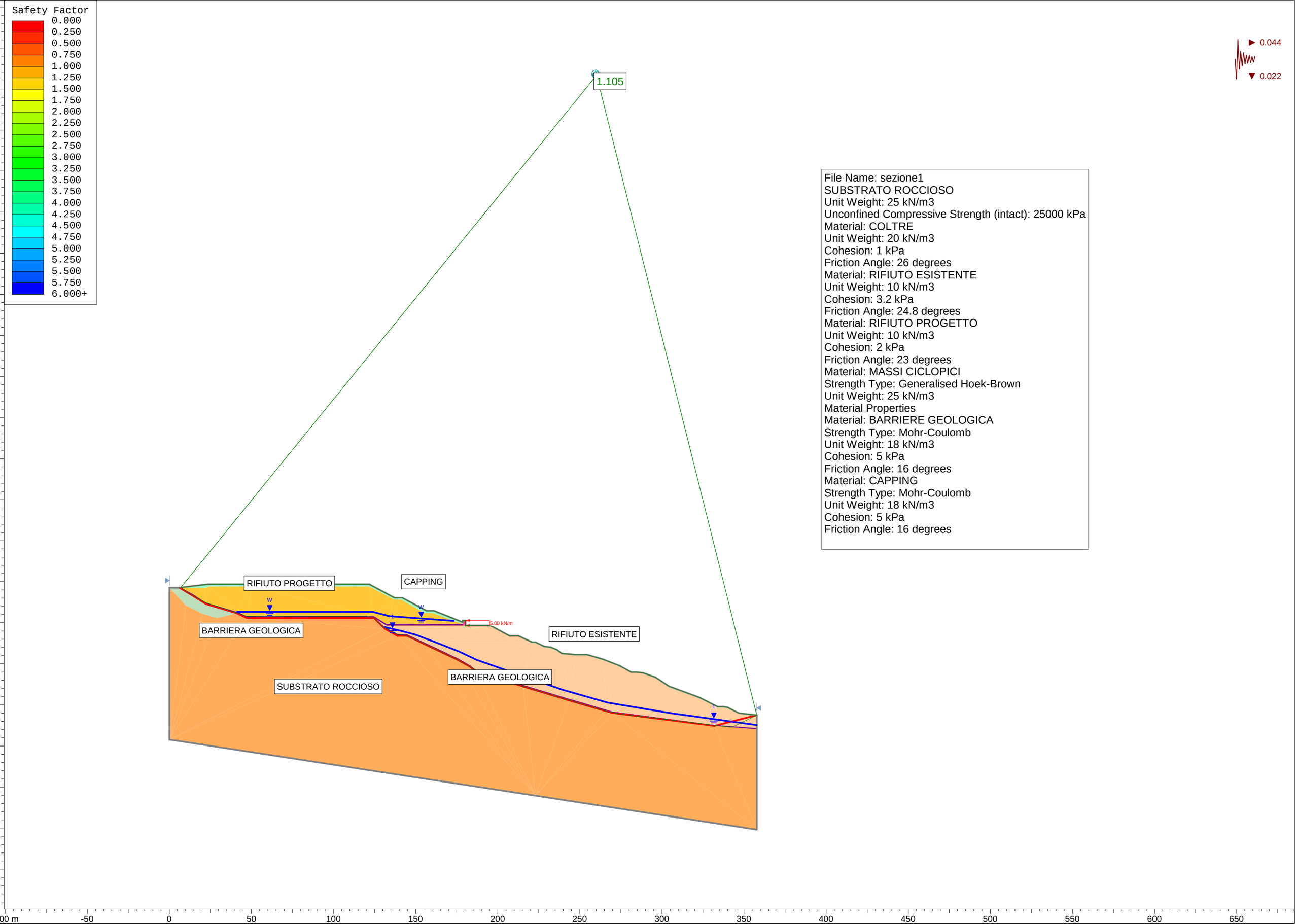
-150 m
-100
-50
0
50
100
150
200
250
300
350
400
450
500

Safety Factor
0.000
0.250
0.500
0.750
1.000
1.250
1.500
1.750
2.000
2.250
2.500
2.750
3.000
3.250
3.500
3.750
4.000
4.250
4.500
4.750
5.000
5.250
5.500
5.750
6.000+

▶ 0.044
▼ 0.022



File Name: sezione1
SUBSTRATO ROCCIOSO
Unit Weight: 25 kN/m3
Unconfined Compressive Strength (intact): 25000 kPa
Material: COLTRE
Unit Weight: 20 kN/m3
Cohesion: 1 kPa
Friction Angle: 26 degrees
Material: RIFIUTO ESISTENTE
Unit Weight: 10 kN/m3
Cohesion: 3.2 kPa
Friction Angle: 24.8 degrees
Material: RIFIUTO PROGETTO
Unit Weight: 10 kN/m3
Cohesion: 2 kPa
Friction Angle: 23 degrees
Material: MASSI CICLOPICI
Strength Type: Generalised Hoek-Brown
Unit Weight: 25 kN/m3
Material Properties
Material: BARRIERA GEOLOGICA
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 18 kN/m3
Cohesion: 5 kPa
Friction Angle: 16 degrees
Material: CAPPING
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 18 kN/m3
Cohesion: 5 kPa
Friction Angle: 16 degrees


Safety Factor
0.000
0.250
0.500
0.750
1.000
1.250
1.500
1.750
2.000
2.250
2.500
2.750
3.000
3.250
3.500
3.750
4.000
4.250
4.500
4.750
5.000
5.250
5.500
5.750
6.000+
▶ 0.044
▼ 0.022
1.105
File Name: sezione1
SUBSTRATO ROCCIOSO
Unit Weight: 25 kN/m3
Unconfined Compressive Strength (intact): 25000 kPa
Material: COLTRE
Unit Weight: 20 kN/m3
Cohesion: 1 kPa
Friction Angle: 26 degrees
Material: RIFIUTO ESISTENTE
Unit Weight: 10 kN/m3
Cohesion: 3.2 kPa
Friction Angle: 24.8 degrees
Material: RIFIUTO PROGETTO
Unit Weight: 10 kN/m3
Cohesion: 2 kPa
Friction Angle: 23 degrees
Material: MASSI CICLOPICI
Strength Type: Generalised Hoek-Brown
Unit Weight: 25 kN/m3
Material Properties
Material: BARRIERE GEOLOGICA
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 18 kN/m3
Cohesion: 5 kPa
Friction Angle: 16 degrees
Material: CAPPING
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 18 kN/m3
Cohesion: 5 kPa
Friction Angle: 16 degrees
RIFIUTO PROGETTO
CAPPING
BARRIERA GEOLOGICA
RIFIUTO ESISTENTE
BARRIERA GEOLOGICA
SUBSTRATO ROCCIOSO
5.00 kN/m
W
W
1
1
500
450
400
350
300
250
200
150
100
50
0 m
-100 m
-50
0
50
100
150
200
250
300
350
400
450
500
550
600
650

Safety Factor
0.000
0.250
0.500
0.750
1.000
1.250
1.500
1.750
2.000
2.250
2.500
2.750
3.000
3.250
3.500
3.750
4.000
4.250
4.500
4.750
5.000
5.250
5.500
5.750
6.000+

▶ 0.044
▼ 0.022

1.214
1.693
1.425
1.170
1.126

RIFIUTO PROGETTO
CAPPING
COLTRE
BARRIERA GEOLOGICA
5.00 kN/m
RIFIUTO ESISTENTE
BARRIERA GEOLOGICA
CAPPING
SUBSTRATO ROCCIOSO

File Name: sezione1
SUBSTRATO ROCCIOSO
Unit Weight: 25 kN/m3
Unconfined Compressive Strength (intact): 25000 kPa
Material: COLTRE
Unit Weight: 20 kN/m3
Cohesion: 1 kPa
Friction Angle: 26 degrees
Material: RIFIUTO ESISTENTE
Unit Weight: 10 kN/m3
Cohesion: 3.2 kPa
Friction Angle: 24.8 degrees
Material: RIFIUTO PROGETTO
Unit Weight: 10 kN/m3
Cohesion: 2 kPa
Friction Angle: 23 degrees
Material: MASSI CICLOPICI
Strength Type: Generalised Hoek-Brown
Unit Weight: 25 kN/m3
Material Properties
Material: BARRIERA GEOLOGICA
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 18 kN/m3
Cohesion: 5 kPa
Friction Angle: 16 degrees
Material: CAPPING
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 18 kN/m3
Cohesion: 5 kPa
Friction Angle: 16 degrees

350
300
250
200
150
100
50
0 m

-100 m
-50
0
50
100
150
200
250
300
350
400
450
500

STUDIOELB
INGEGNERI ASSOCIATI

Dott. Geol. Roberto De Ferrari
Via De Gasperi 43, 16047 – Moconesi (GE)
email: geo_deffe@libero.it
Ordine Geologi della Liguria n° 533/AP
P.IVA n° 01607410998

ALLEGATO 2

VERIFICHE DI STABILITA'
OPERA DI SOSTEGNO

SOMMARIO

1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO 2

2. EFFETTI SISMICI 2

3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO 2

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI 4

5. VERIFICHE DI STABILITÀ 4

5.1 VERIFICA A RIBALTAMENTO 6
5.1.1 Calcolo delle spinte 6
5.1.2 Verifica in condizione statiche 7
5.1.3 Verifica in condizione sismiche 7
5.2 VERIFICA A SCORRIMENTO 7
5.2.1 Calcolo delle spinte 8
5.2.2 Verifica in condizione statiche 8
5.2.3 Verifica in condizione sismiche 8
5.3 VERIFICA A CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE 8
5.3.1 Verifica in condizioni statiche 8
5.3.1.1 Calcolo della pressione agente 8
5.3.1.2 Calcolo della pressione resistente sul terreno 9
5.3.2 Verifica in condizioni sismiche 10
5.3.2.1 Calcolo della pressione agente 10
5.3.2.2 Calcolo della pressione resistente sul terreno 10

1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli riportati nella presente relazione sono eseguiti in conformità alle normativa vigente e specificamente alle norme tecniche seguenti:

- D.M. 14.01.2008 – Nuove norme tecniche per le costruzioni;
- Circ. N. 617 del 02.02.2009 – Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.

Tutte le verifiche verranno eseguite secondo il metodo degli stati limite ultimi.

2. EFFETTI SISMICI

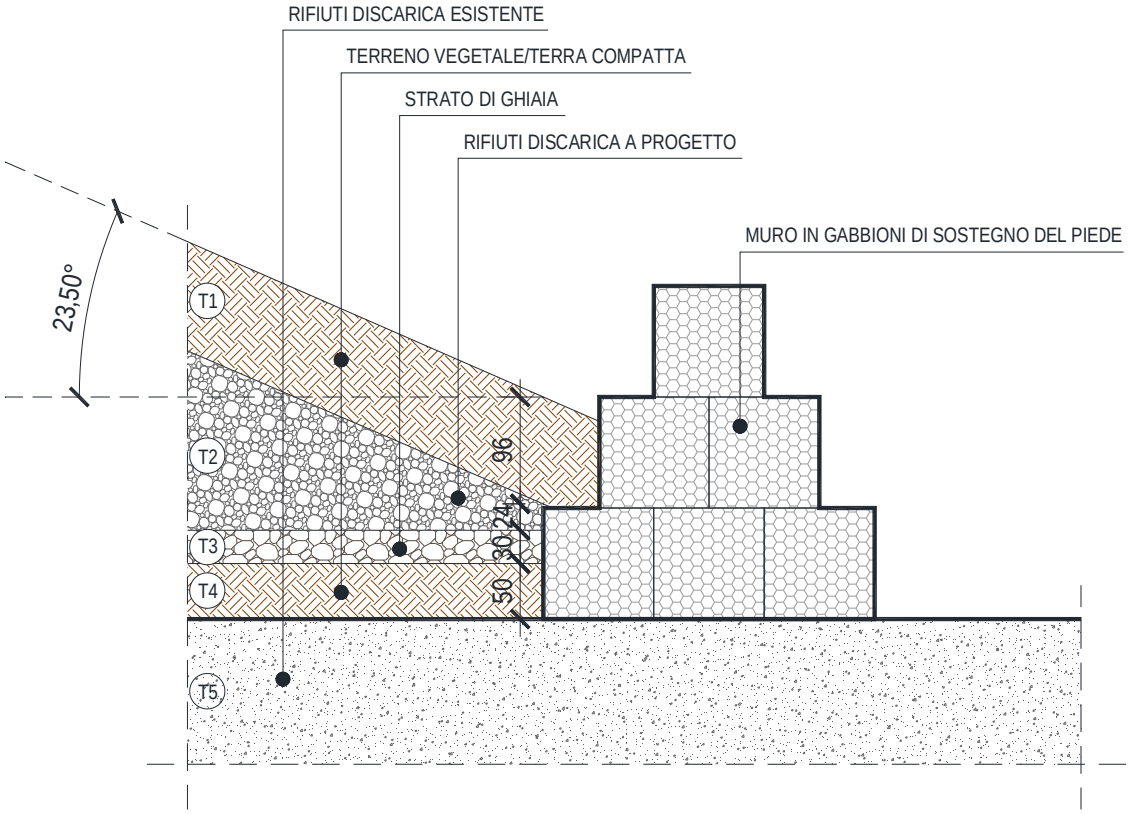
L'analisi della sicurezza delle opere di contenimento in condizioni sismiche viene eseguita mediante il metodo pseudostatico ai sensi del D.M. 14 Gennaio 2008.
Per il calcolo delle azioni sismiche e le verifiche in condizioni sismiche vengono considerati i seguenti parametri, in accordo con l'elaborato "*Relazione geologica*":

- Categoria del suolo A
- Categoria topografica: T2
- Accel. orizzontale max attesa sul sito di riferimento rigido $a_g/g = 0,09$
- Valore max del fattore di amplificazione dello spettro acc. orizz. $F_0 = 2,51$
- Coefficiente di amplificazione topografico $S_T = 1,20$
- Coefficiente di amplificazione stratigrafico $S_S = 1,00$
- Coefficiente $S = S_T \times S_S$ $S = 1,20$
- Accelerazione orizzontale massima attesa al sito $a_{max} = 1,238$ m/s^2
- Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito $\beta_m = 0,27$
- Coefficiente sismico orizzontale $k_h = 0,034$
- Coefficiente sismico verticale $k_v = 0,017$

3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO

Per la descrizione e la caratterizzazione geologica generale del sito si faccia riferimento all'elaborato progettuale "*Relazione geologica*".

Per l'opera oggetto delle verifiche contenute nel presente allegato (muro in gabbioni di sostegno del piede), si faccia riferimento allo schema della discarica a progetto con le geometrie e i parametri geomeccanici del terreno rappresentati nelle figure seguenti.



			γ [kN/mc]	c' [kPa]	ϕ' [°]
T5		RIFIUTI DISCARICA ESISTENTE	10,00	3,20	24,80
T1, T4		TERRENO VEGETALE/TERRA COMPATTA	18,00	5,00	16,00
T3		STRATO DI GHIAIA	20,00	1,00	26,00
T2		RIFIUTI DISCARICA A PROGETTO	10,00	2,00	24,80

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Muro in gabbioni

Peso di volume (medio) $\gamma_g = 16$ kN/m^3

Ai fini dei calcoli seguenti, si assume il comportamento rigido del muro in gabbioni.

5. VERIFICHE DI STABILITÀ

Nel presente capitolo verranno eseguite le verifiche di stabilità relative alle opere previste a progetto.

Con riferimento al *cap. 6.5.3* del *D.M. 14.01.2008*, le verifiche a scorrimento e capacità portante del terreno di fondazione sono condotte secondo l'approccio 2 (A1+M1+R3) nelle combinazioni delle azioni statica e sismica, mentre la verifica a ribaltamento, non prevedendo la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione, nella condizione (EQU+M2) nelle combinazioni delle azioni statica e sismica, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle seguenti:

Coefficienti parziali per le azioni

Carichi	*Effetto*	*Coefficiente parziale*	*(EQU)*	*(A1)*
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5
Variabili	Favorevole	γ_{G3}	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5

Nella combinazione delle azioni sismica, i coefficienti parziali devono essere posti uguali a 1.

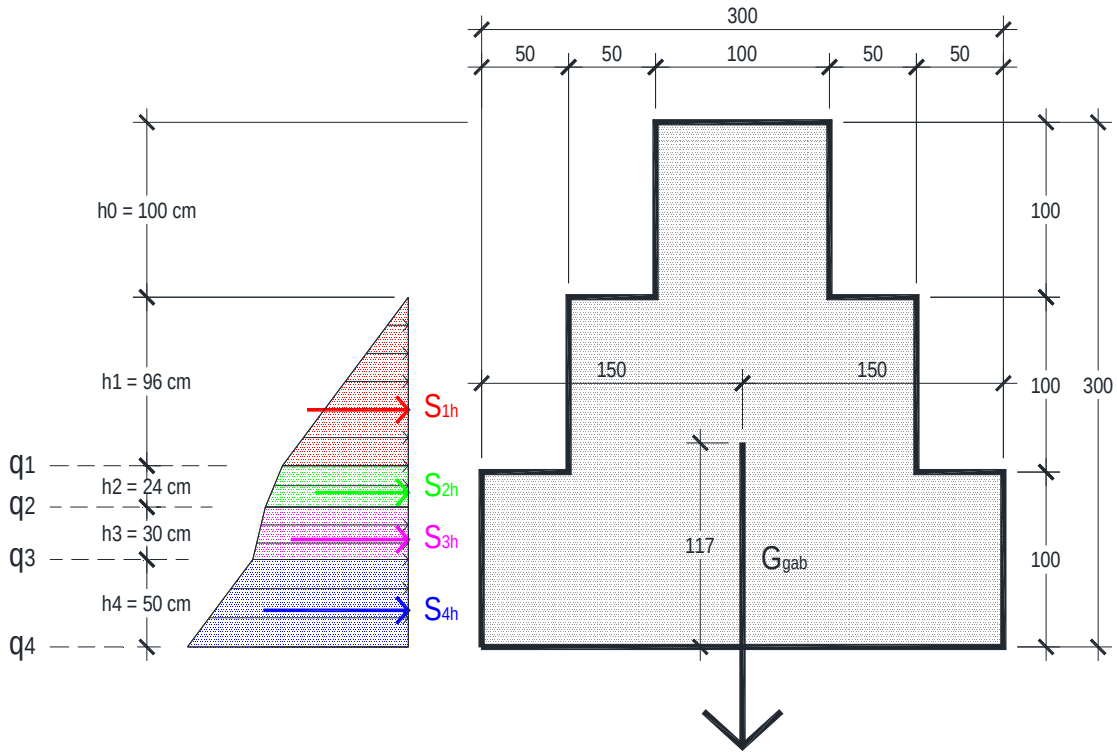
Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	*Grandezza*	*Coefficiente parziale*	*(M1)*	*(M2)*
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi

Parametro	*Coefficiente parziale (R3)*
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Si considera lo schema di calcolo seguente:



Considerando un'inclinazione del terreno a monte pari a $\beta = 23,50°$, i coefficienti di spinta dei terreni rispettivamente, nelle combinazioni M1 e M2, valgono:

Terreno	*Combinazione M1*	*Combinazione M2*
T1	$K_{T1} = 0,568$	$K_{T1} = 0,634$
T2	$K_{T2} = 0,409$	$K_{T2} = 0,485$
T3	$K_{T3} = 0,390$	$K_{T3} = 0,467$
T4	$K_{T4} = 0,568$	$K_{T4} = 0,634$

5.1 Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento viene eseguita secondo le combinazioni di carico statica e sismica (EQU+M2).

Il calcolo delle azioni ribaltanti e stabilizzanti è eseguito rispetto allo spigolo anteriore considerando una striscia di struttura di lunghezza unitaria.

5.1.1 Calcolo delle spinte

Pesi propri:

- Opera di sostegno in gabbioni: $G_{gab} = 1{,}00^3 \times 6 \times 16{,}00 = 96{,}00$ kN

Spinte del terreno in condizioni drenate (componenti orizzontali):

- $q_1 = \gamma_{T1} \times h_1 \times k_{T1} = 18{,}00 \times 0{,}96 \times 0{,}634 = 10{,}96$ kN/m^2
- $q_2 = q_1 + \gamma_{T2} \times h_2 \times k_{T2} = 10{,}96 + 10{,}00 \times 0{,}24 \times 0{,}485 = 12{,}12$ kN/m^2
- $q_3 = q_2 + \gamma_{T3} \times h_3 \times k_{T3} = 12{,}12 + 20{,}00 \times 0{,}30 \times 0{,}467 = 14{,}92$ kN/m^2
- $q_4 = q_3 + \gamma_{T4} \times h_4 \times k_{T4} = 14{,}92 + 18{,}00 \times 0{,}50 \times 0{,}634 = 20{,}63$ kN/m^2
- T1: $S_{1h} = (0{,}5 \times q_1 \times h_1 - 2c'_{T1} \sqrt{k_{T1}}) \times \cos \beta =$

  $= (0{,}5 \times 10{,}96 \times 0{,}96 - 2 \times 5{,}00 \times \sqrt{0{,}634}) \times \cos 23{,}50 < 0{,}00$ kN/m
- T2: $S_{2h} = (0{,}5 \times (q_1 + q_2) \times h_2 - 2c'_{T2} \sqrt{k_{T2}}) \times \cos \beta =$

  $= (0{,}5 \times (10{,}96 \times 12{,}12) \times 0{,}24 - 2 \times 2{,}00 \times \sqrt{0{,}485}) \times \cos 23{,}50 < 0{,}00$ kN/m
- T3: $S_{3h} = (0{,}5 \times (q_2 + q_3) \times h_3 - 2c'_{T3} \sqrt{k_{T3}}) \times \cos \beta =$

  $= (0{,}5 \times (12{,}12 + 14{,}92) \times 0{,}30 - 2 \times 1{,}00 \times \sqrt{0{,}467}) \times \cos 23{,}50 = 2{,}47$ kN/m
- T4: $S_{4h} = (0{,}5 \times (q_3 + q_4) \times h_4 - 2c'_{T4} \sqrt{k_{T4}}) \times \cos \beta =$

  $= (0{,}5 \times (14{,}92 + 20{,}63) \times 0{,}50 - 2 \times 5{,}00 \times \sqrt{0{,}634}) \times \cos 23{,}50 = 0{,}85$ kN/m

Azione sismica:

L'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per il coefficiente sismico k_h.

Si assume che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto della spinta statica.

- $E = 96{,}00 \times 0{,}035 = 3{,}36$ kN/m

5.1.2 Verifica in condizione statiche

- Valore di progetto delle azioni ribaltanti: $S_{Md} = 1{,}50\times(S_{3h}\times d_3+S_{4h}\times d_4) = 2{,}99$ kN×m

  dove i bracci di leva valgono rispettivamente: $d_3 = 0{,}725$ m

  $d_4 = 0{,}237$ m

- Valore di progetto delle azioni stabilizzanti: $R_{Md} = 0{,}90\times G_{gab}\times d_{gab} = 129{,}60$ kN×m

  dove il braccio di leva vale: $d_{gab} = 1{,}50$ m

$R_{Md} > S_{Md}$ ***La verifica è soddisfatta***

5.1.3 Verifica in condizione sismiche

L'analisi della sicurezza in condizioni sismiche viene eseguita mediante il metodo pseudostatico ai sensi del D.M. 14 Gennaio 2008.

- Valore di progetto delle azioni ribaltanti statiche:

  $S_{Md} = 1{,}00\times(S_{3h}\times d_3+S_{4h}\times d_4) = 1{,}99$ kN×m

  dove i bracci di leva valgono rispettivamente: $d_3 = 0{,}725$ m

  $d_4 = 0{,}237$ m

- Valore di progetto delle azioni ribaltanti sismiche:

  $S^*_{Md} = E\times d_E = 3{,}93$ kN×m

  dove il braccio di leva vale: $d_E = 1{,}17$ m

- Valore di progetto delle azioni stabilizzanti: $R_{Md} = 0{,}90\times G_{gab}\times d_{gab} = 129{,}60$ kN×m

  dove il braccio di leva vale: $d_{gab} = 1{,}50$ m

$R_{Md} > S_{Md} + S^*_{Md}$ ***La verifica è soddisfatta***

5.2 Verifica a scorrimento

La verifica a scorrimento viene eseguita secondo le combinazioni di carico statica e sismica (A1+M1+R3).

Il calcolo delle azioni traslanti e stabilizzanti è eseguito considerando una striscia di struttura di lunghezza unitaria.

5.2.1 Calcolo delle spinte

Per il calcolo delle spinte si faccia riferimento al par 5.1.1 della presente relazione.

5.2.2 Verifica in condizione statiche

- Valore di progetto delle azioni traslanti: $S_{Hd} = 1{,}50\times(S_{3h} + S_{4h}) = 4{,}98$ kN

- Valore di progetto delle azioni stabilizzanti: $R_{Hd} = 1{,}00\times G_{gab}\times\mu = 28{,}80$ kN

  dove il coefficiente di attrito vale: $\mu = 0{,}30$

$R_{Hd} > \gamma_R\times S_{Hd} = 5{,}48$ kN ***La verifica è soddisfatta***

5.2.3 Verifica in condizione sismiche

- Valore di progetto delle azioni traslanti statiche: $S_{Hd} = 1{,}00\times(S_{3h} + S_{4h}) = 3{,}32$ kN
- Valore di progetto delle azioni traslanti sismiche: $S^{*}_{Hd} = E = 3{,}36$ kN
- Valore di progetto delle azioni stabilizzanti: $R_{Hd} = 1{,}00\times G_{gab}\times\mu = 28{,}80$ kN

  dove il coefficiente di attrito vale: $\mu = 0{,}30$

$R_{Hd} > \gamma_R\times(S_{Hd} + S^{*}_{Hd}) = 7{,}35$ kN ***La verifica è soddisfatta***

5.3 Verifica a capacità portante del terreno di fondazione

Il calcolo della pressione sul terreno di fondazione viene eseguita secondo la combinazione di carico statica e sismica (A1+M1+R3).
Il calcolo delle azioni è eseguito considerando una striscia di struttura di lunghezza unitaria.

5.3.1 Verifica in condizioni statiche

5.3.1.1 Calcolo della pressione agente

- Valore di progetto del momento ribaltante statico rispetto allo spigolo anteriore:

  $S_{Md} = 1{,}50\times(S_{3h}\times d_3 + S_{4h}\times d_4) = 2{,}99$ kN×m
- Valore di progetto del momento stabilizzante rispetto allo spigolo anteriore:

  $R_{Md} = 1{,}00\times G_{gab}\times d_{gab} = 144{,}00$ kN×m
- Valore di progetto della risultante delle forze verticali:

  $R_{Vd} = 1{,}00\times G_{gab} = 96{,}00$ kN

La distanza della risultante sullo spigolo anteriore vale: $d = \frac{R_{Md} - S_{Md}}{R_{vd}} =$ 1,47 m

L'eccentricità della risultante è quindi pari a:

$e = \frac{B}{2} - d =$ 0,03 m $\Rightarrow$ la sezione è interamente reagente

Il momento M_0 vale: $M_0 = R_{Vd} \times e = 2{,}88$ kN×m

Le pressioni applicate sul terreno valgono: spigolo anteriore $q_{ant} = 33{,}92$ kN/m^2

spigolo posteriore $q_{post} = 30{,}08$ kN/m^2

La pressione agente di calcolo nella condizione di carico statica vale $q_{Ed} = 33{,}92$ kN/m^2

5.3.1.2 Calcolo della pressione resistente sul terreno

La verifica alla capacità portante è eseguita utilizzando la formula generale di Brinch-Hansen.

$$q_{Rd} = cN_c d_c i_c + qN_q d_q i_q + \frac{1}{2}\gamma \times BN_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

Dove:

- Peso medio terreno sul piano di posa — $q = 10{,}00$ kN/m^2
- Larghezza efficace fondazione: — $B = 3{,}00$ m
- Profondità fondazione dal piano di campagna — $z = 0{,}00$
- Fattori di capacità portante — $N_c = 20{,}72$ (Hansen); $N_q = 10{,}66$ (Hansen); $N\gamma = 10{,}87$ (Vesic')
- Fattori di profondità — $d_c = 1{,}00$; $d_q = 1{,}00$; $d\gamma = 1{,}00$
- Fattori di inclinaz. del carico in condizioni statiche — $i_c = 0{,}954$; $i_q = 0{,}958$; $i\gamma = 0{,}913$

La pressione resistente in condizioni statiche vale:

$q_{Rd} = 517{,}36$ kN/m^2 > $\gamma_R \times q_{Ed} = 47{,}49$ kN/m^2 ***La verifica è soddisfatta***

5.3.2 Verifica in condizioni sismiche

5.3.2.1 Calcolo della pressione agente

- Valore di progetto del momento ribaltante statico rispetto allo spigolo anteriore:

$S_{Md} = 1{,}00 \times (S_{3h} \times d_3 + S_{4h} \times d_4) = 1{,}99$ kN×m

- Valore di progetto del momento ribaltante sismico rispetto allo spigolo anteriore:

$S^*_{Md} = E \times d_E = 3{,}93$ kN×m

- Valore di progetto del momento stabilizzante rispetto allo spigolo anteriore:

$R_{Md} = 1{,}00 \times G_{gab} \times d_{gab} = 144{,}00$ kN×m

- Valore di progetto della risultante delle forze verticali:

$R_{Vd} = 1{,}00 \times G_{gab} = 96{,}00$ kN

La distanza della risultante sullo spigolo anteriore vale: $d = \dfrac{R_{Md} - \left(S_{Md} + S^*_{Md}\right)}{R_{vd}} = 1{,}44$ m

L'eccentricità della risultante è quindi pari a:

$e = \dfrac{B}{2} - d = 0{,}06$ m $\Rightarrow$ la sezione è interamente reagente

Il momento M_0 vale: $M_0 = R_{Vd} \times e = 5{,}76$ kN×m

Le pressioni applicate sul terreno valgono: spigolo anteriore $q_{ant} = 35{,}84$ kN/m^2

spigolo posteriore $q_{post} = 28{,}16$ kN/m^2

La pressione agente di calcolo nella condizione di carico sismica vale $q^*_{Ed} = 35{,}84$ kN/m^2

5.3.2.2 Calcolo della pressione resistente sul terreno

La verifica alla capacità portante è eseguita utilizzando la formula generale di Brinch-Hansen.

$$q_{Rd} = cN_c d_c i_c + qN_q d_q i_q + \frac{1}{2}\gamma \times BN_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

Dove:

- Peso medio terreno sul piano di posa — q = 10,00 kN/m^2
- Larghezza efficace fondazione: — B = 3,00 m
- Profondità fondazione dal piano di campagna — z = 0,00
- Fattori di capacità portante — N_c = 20,72 (Hansen); N_q = 10,66 (Hansen); $N\gamma$ = 10,87 (Vesic')
- Fattori di profondità — d_c = 1,00; d_q = 1,00

$d\gamma = 1,00$

- Fattori di inclinaz. del carico in condizioni sismiche $i^*_c = 0,938$

  $i^*_q = 0,944$

  $i^*\gamma = 0,884$

La pressione resistente in condizioni sismiche vale:

$q^*_{Rd} = 517,36\ kN/m^2 > \gamma_R \times q^*_{Ed} = 50,18\ kN/m^2$ ***La verifica è soddisfatta***