ECOSAVONA

Impianto chimico fisico di trattamento rifiuti liquidi



Progetto Definitivo

Relazione Geotecnica



ING. ENRICO ULISSE AVANZI

Galleria Bernardino da Feltre 8 - R O V I G O

Tel. (0425) 422499 - Telefax (0425) 1682407

ingegneria.avanzi@libero.it
stavanzi@tin.it

Febbraio 2014, Rev. 0

Ing. Enrico Ulisse Avanzi
Galleria Bernardino da Feltre n° 8
45100 ROVIGO
tel. 0425/422499 fax 0425/699098
e-mail stavanzi@tin.it
Odine Ingg. Rovigo n. 370

RELAZIONE GEOTECNICA

ai sensi del D.M. 14/01/2008 "Norme tecniche per le costruzioni"

Lavoro:
ECOSAVONA s.r.l. - Impianto Chimico fisico di trattamento rifiuti liquidi

Località:
Boscaccio in Comune di vado Ligure (SV)

1) PREMESSA

Su incarico di ECOSAVONA s.r.l., per le definizione dei parametri geotecnici dei terreni si fa riferimento alla **Relazione Geologica redatta dal Dott. Geol. Sergio Aicardi** con studio in Savona del Dicembre 2013.

Come riportato in tale sede:

"al fine di definire in modo esaustivo la geometria delle strutture naturali sepolte nonché per quantificare i parametri geotecnici e geomeccanici descrittivi dei caratteri meccanici dei terreni si sono effettuati: N° 1 test MASW - N° 5 Sondaggi a carotaggio continuo".

Agli stessi si fa appunto riferimento per le definizioni dei parametri geotecnici di calcolo per la progettazione strutturale in oggetto che consta essenzialmente dei seguenti manufatti:

- Vasca di Omogeneizzazione ed Equalizzazione avente $Ø_{fondazione}$ = 15,20 m (Sondaggio n. 1);

- Platea di Stoccaggio Temporaneo Rifiuti Liquidi con dimensioni planimetriche B x L = 4,00 x 23,00 m (Sondaggio n. 1);

- Vasca di Trattamento Biologico avente Ø fondazione = 17,40 m (Sondaggi nn. 3 e 4) Centrale Tecnologica con dimensioni planimetriche pari a circa B x L = 15,00 x 13,00 m (Sondaggio n. 5);

- Manufatti minori nella zona della Centrale Tecnologica (Sondaggio n. 5).

Ing. Enrico Ulisse Avanzi
Galleria Bernardino da Feltre n° 8
45100 ROVIGO
tel. 0425/422499 fax 0425/699098
e-mail stavanzi@tin.it
Odine Ingg. Rovigo n. 370

2) INTERPRETAZIONE DEI DATI GEOTECNICI

Il riferimento è al § 3.4 della citata Relazione Geologica nella quale sono essenzialmente distinte 3 Unità Litologiche:

Unità Geologica 1 da Q. 0,00 m a Q. -3,00 m
Riporti – Ø= 28° - gamma = 1700 daN/m3 – c' = 0,00 daN/m2

Unità Geologica 2 da Q. 3,00 m a Q. -6,00 m
Limi con ciottoli – Ø= 33° - gamma = 1800 daN/m3 – c' = 0,00 daN/m2

Unità Geologica 3 sotto Q. -6,00 m
Roccia Fratturata – Ø= 42° - gamma = 1900 daN/m3 – c' = 0,00 daN/m2

Con questi parametri quindi sono state eseguite le verifiche geotecniche seguenti.

Non è stata individuata la presenza di una falda idrica.

3) VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

Le verifiche di sicurezza nel caso di opere geotecniche, in base a quanto indicato al capoverso 6.2.3 del D.M. 14/01/2008, si basano sul metodo degli stati limite utilizzando coefficienti parziali di sicurezza; nello specifico tali verifiche devono essere effettuate relativamente agli Stati Limite Ultimi (SLU) e agli Stati Limite di Esercizio (SLE).

Nel caso delle verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU), la condizione che deve essere rispettata risulta essere la seguente:

$E_d \leq R_d$ dove:

E_d : valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;
R_d : valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

La verifica della suddetta condizione può essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti di sicurezza parziali; tali gruppi sono rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3) e sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi (Approccio 1 e Approccio 2).

Nel caso relativo a **FONDAZIONI SUPERFICIALI** (§ 6.4.2), le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite ultimi:

Ing. Enrico Ulisse Avanzi
Galleria Bernardino da Feltre n° 8
45100 ROVIGO
tel. 0425/422499 fax 0425/699098
e-mail stavanzi@tin.it
Odine Ingg. Rovigo n. 370

SLU di tipo geotecnico (GEO):
- collasso per carico limite nell'insieme fondazione -terreno;
- collasso per scorrimento sul piano di posa;
- stabilità globale.

SLU di tipo strutturale (STR):
- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l' Approccio 1, Combinazione 2 : (A2+M2+R2) tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II del D.M. 14/01/2008 per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I sempre relativa al suddetto decreto per le resistenze globali.

Per quanto riguarda invece le verifiche nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE), si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni al fine di verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2) e nel rispetto della seguente condizione (6.2.7):

$E_d \leq C_d$ dove:

E_d : valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;
C_d : valore limite prescritto relativo all'effetto delle azioni.

Analogamente, forma, dimensioni e rigidezza della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi.

Nel caso relativo a **FONDAZIONI SU PALI** (§ 6.4.3), le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite ultimi:

SLU di tipo geotecnico (GEO):
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi traversali;
- collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
- stabilità globale.

SLU di tipo strutturale (STR):
- raggiungimento della resistenza dei pali;
- raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2: (A2+M2+R2) tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.
Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti

Ing. Enrico Ulisse Avanzi
Galleria Bernardino da Feltre n° 8
45100 ROVIGO
tel. 0425/422499 fax 0425/699098
e-mail stavanzi@tin.it
Odine Ingg. Rovigo n. 370

parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1
Combinazione 1: (A1+M1+R1)
Combinazione 2:(A2+M2+R2)
Approccio 2:(A1+M1+R3)

Nelle verifiche effettuate con l'Approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale il coefficiente γR non deve essere portato in conto.

Per quanto riguarda invece le verifiche nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE), sono da considerarsi (se pertinenti) i seguenti stati limite di servizio:

- eccessivi cedimenti o sollevamenti;
- eccessivi spostamenti trasversali.

Specificamente, si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), nel rispetto della condizione (6.2.7). La geometria della fondazione (numero, lunghezza, diametro e interasse dei pali) deve essere stabilita nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo opportunamente conto degli effetti di interazione tra i pali e considerando i diversi meccanismi di mobilitazione della resistenza laterale rispetto alla resistenza alla base, soprattutto in presenza di pali di grande diametro.

4) VALUTAZIONI GEOTECNICHE

4.1) Vasca di Omogeneizzazione ed Equalizzazione

Per questo manufatto, anche in relazione da quanto definito al § 6 della ricordata Relazione Geologica si ipotizzano fondazione del tipo superficiale a platea circolare di diametro pari a 15,20 m ed impostate a quota -2,00 m dall'attuale piano di campagna.
Il carico statico che il manufatto trasmette al suolo è pari a circa 15.987 kN.
In prima approssimazione ed in relazione ai parametri sismici forniti per lo SLV può essere assunto una accelerazione a_g = 0,060 in modo che possano essere definiti, a questo livello, le azioni per la verifica delle fondazioni nel seguente modo:

T = 15987*0,06 = 959 kN

M = 959*(6,00/2) = 2878 kN

Ing. Enrico Ulisse Avanzi
Galleria Bernardino da Feltre n° 8
45100 ROVIGO
tel. 0425/422499 fax 0425/699098
e-mail stavanzi@tin.it
Odine Ingg. Rovigo n. 370

Con tali valori delle sollecitazioni in **ALLEGATO 1** sono riportate le verifiche agli SLU :

Approccio (A) Combinazione (C)	R_d (kN/m^2)	E_d (kN/m^2)	γ_r
A 1 C 2	764,334	88,100	8,676
SISMA	667,750	90,840	7,351

Valori ampiamente ammissibili pur avendo cautelativamente impiegato un valore Ø = 25° ; in tal senso si ritiene valido il metodo semplificato adottato.

La relazione impiegata è la classica relazione trinomia di Brinch ed Hansen (1970) con i coeff. correttivi riportati appunto in **ALLEGATO 1** di riferimento.

qlim = c'·Nc·sc·dc·ic·bc·gc + q·Nq·sq·dq·iq·bq·gq + 0,5·g·B·Ng·sg·dg·ig·bg·gg

Per quanto riguarda la verifica agli SLE, la stessa riguarda essenzialmente i cedimenti e le distorsioni dovute ad i carichi in gioco e sono in relazione alle necessità prestazionali della struttura (D.M. 14.01.2008 §§ 2.2.2 e 2.6.2).
In tale zona (Sondaggio 1) il sedime di fondazione è costituito da roccia in condizioni meccaniche di media qualità e quindi, anche in relazione ai risultati delle precedenti verifiche prestazionali il calcolo dei cedimenti viene omesso in relazione alla modestia degli stessi.

4.2) Vasca di Trattamento Biologico (Sondaggi nn. 3 e 4)

Per questo manufatto, anche in relazione da quanto definito al § 6 della ricordata Relazione Geologica si ipotizzano fondazione del tipo profondo.
In tale ottica concordando con quanto indicato si prevede l'impiego di micropali tipo tubfix con armatura tubolare Ø 101,6 x 10 mm e per i quali si prevede un diametro di calcolo D = 203,20 mm (**ALLEGATO 2**).
La tipologia prevista è quella definita ad iniezione ripetuta ad alta pressione con perforazione che potrà essere eseguita con o senza rivestimento provvisorio, a secco o con circolazione di acqua o di fango di cemento e bentonite, in funzione dell'attitudine delle formazioni attraversate a mantenere stabili le pareti del foro e previa approvazione della Direzione Lavori.
Le fasi della posa in opera saranno le seguenti:
1) riempimento della cavità anulare compresa tra il tubo a valvole e le pareti del perforo, ottenuta alimentando con apposito condotto di iniezione e otturatore semplice la valvola più bassa finché la malta risale fino alla bocca del foro;
2) lavaggio con acqua all'interno del tubo;

Ing. Enrico Ulisse Avanzi
Galleria Bernardino da Feltre n° 8
45100 ROVIGO
tel. 0425/422499 fax 0425/699098
e-mail stavanzi@tin.it
Odine Ingg. Rovigo n. 370

3) avvenuta la presa della malta precedentemente posta in opera, si inietteranno valvola per valvola volumi di malta non eccedenti il sestuplo del volume del perforo, senza superare, durante l'iniezione la pressione corrispondente alla fratturazione idraulica del terreno ("claquage");
4) lavaggio con acqua all'interno del tubo;
5) avvenuta la presa della malta precedentemente iniettata, si ripeterà l'iniezione in pressione limitatamente alle valvole per le quali:
- il volume iniettato non abbia raggiunto il limite predetto a causa della incipiente fratturazione idraulica del terreno;
- le pressioni residue di iniezioni, misurate a bocca foro al raggiungimento del limite volumetrico, non superino 0,7 MPa. Al termine delle iniezioni si riempirà a gravità l'interno del tubo.

Lo schema del palo previsto è quello riportato a lato con una lunghezza complesssiva di 15,00 m e che nel tratto terminale di 3,00 m prevede la realizzazione e relativa iniezione di n° 4 valvole con la metodologia sopra descritta o similare.

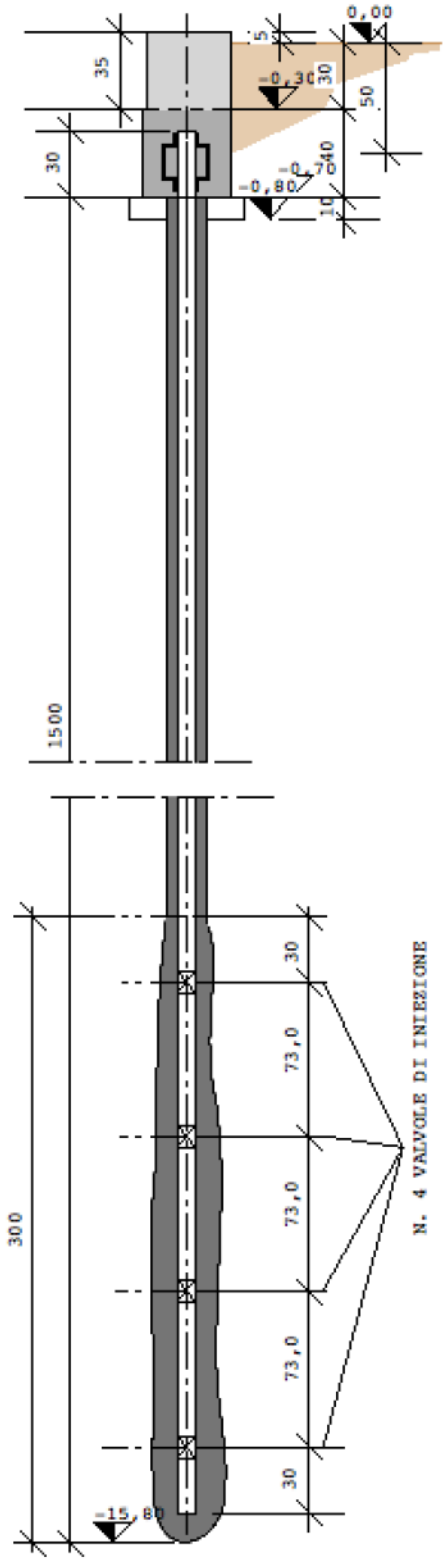
Le caratteristiche delle malte e paste cementizie da impiegare per la formazione dei micropali dovranno essere:
- rapporto acqua/cemento: < 0,5;
- resistenza cubica: > 30 MPa.

L' eventuale aggregato potrà essere costituito da sabbia fine lavata o da ceneri volanti o polverino di calcare, totalmente passanti al vaglio da 0,075 mm, quest'ultime più adatte per le paste dei micropali formati mediante iniezione in pressione.

Per garantire la resistenza richiesta e la necessaria lavorabilità e stabilità dell'impasto dovranno essere adottati i seguenti dosaggi minimi:
- per le malte: cemento 600 daN/m3 di impasto;
- per le paste: cemento 900 daN/m3 di impasto.

Per una corretta posa in opera si potranno anche aggiungere fluidificanti non aeranti ed eventualmente bentonite, quest'ultima in misura non superiore al 4% in peso del cemento.

L'esecuzione di ogni singolo micropalo sarà documentata mediante la compilazione da parte dell'Impresa in contraddittorio con la Direzione Lavori di una apposita scheda sulla quale si registreranno i dati seguenti:



Ing. Enrico Ulisse Avanzi
Galleria Bernardino da Feltre n° 8
45100 ROVIGO
tel. 0425/422499 fax 0425/699098
e-mail stavanzi@tin.it
Odine Ingg. Rovigo n. 370

- identificazione del micropalo;
- data di inizio perforazione e termine del getto (o iniezione);
- profondità effettiva raggiunta dalla perforazione;
- profondità del foro all'atto della posa dell'armatura;
- assorbimento totale effettivo di miscela di iniezione.

Le prove di carico seguiranno quanto indicato nel D.M. 14.01.2008 al § 6.4.3.7.2.

In **ALLEGATO 3** sono riportate i valori del carico assiale per la verifica degli elementi progettati in sede di Relazione di Calcolo Statico.

4.3) Centrale Tecnologica (Sondaggio n. 5)

Per questo manufatto in accordo con la citata Relazione Geologica valgono le stesse considerazioni sulle opere di fondazione che sono previste dello stesso tipo e con l'impiego dei medesimi pali di fondazione già visti nel § precedente.

4.4) Verifiche di Stabilita' Globale

Nella planimetria di **ALLEGATO 4** sono riportate le sezioni caratteristiche per le verifiche di stabilità globale nella zona relativa alla Vasca di Trattamento Biologico ed alla Centrale Tecnologica.

La sezione più significativa in quest'ottica è la **sezione n. 1** considerando il carico in superficie (condizione conservativa) trasmesso appunto dalla Vasca di Trattamento Biologico stimato pari a 9980 daN/m2.

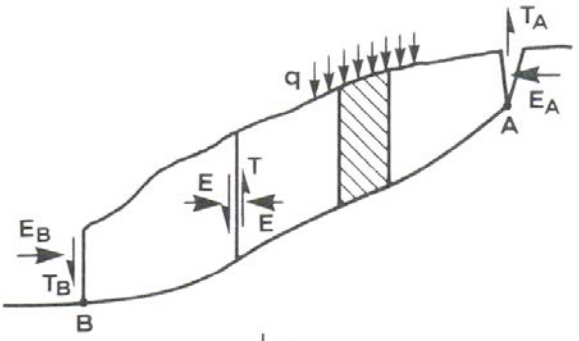
In relazione alla conformazione della zona di pendio ed alle distanze dallo stesso, la zona relativa alla Vasca di Omogeneizzazione ed Equalizzazione non presenta, in quest'ottica, necessità di particolari verifiche.

La **sezione n. 1** è stata quindi verificata secondo le indicazioni del già ricordato Decreto Ministeriale 14 Gennaio 2008 relativo alle "Norme Tecniche per le Costruzioni", lo stesso viene utilizzato per la determinazione delle azioni sismiche anche in considerazione di quanto indicato nella Relazione Geologica di riferimento.

In **ALLEGATO 5** sono riportati i valori delle accelerazioni impiegate nelle verifiche , calcolati per la zona di intervento, con il software DomusSismi di Interstudio (PT).

Le verifiche di stabilità globale sono state poi eseguite con il software Geo-Tec B sempre di Interstudio (PT); Il metodo di Janbu utilizzato in Geo-Tec B è quello semplificato, ampliato alle situazioni multistrato ed inserendo nelle relazioni il coefficiente sismico definito ($a_{max.}$ = 0,017 g) secondo i concetti del metodo pseudo-statico.

Ing. Enrico Ulisse Avanzi
Galleria Bernardino da Feltre n° 8
45100 ROVIGO
tel. 0425/422499 fax 0425/699098
e-mail stavanzi@tin.it
Odine Ingg. Rovigo n. 370

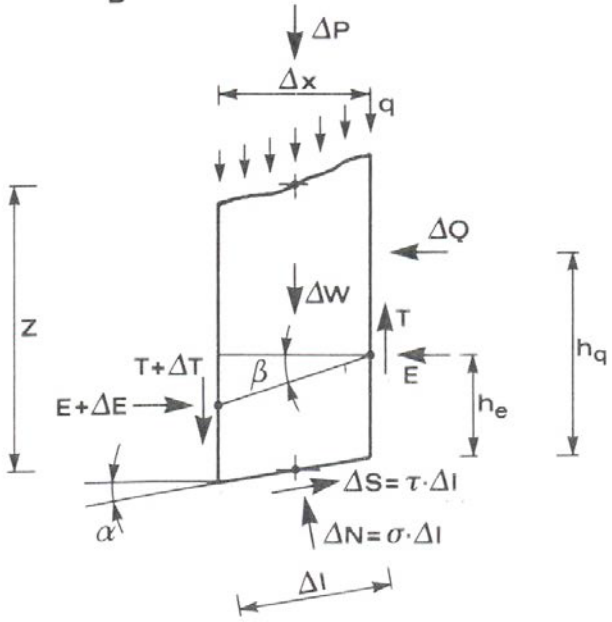


Consideriamo, come riferimento all'interno del pendio, un concio isolato; dall'equilibrio alla rotazione, alla traslazione verticale e alla traslazione orizzontale del concio si determina la relazione:

Nel software impiegato, viene calcolato un primo valore di F utilizzando il metodo di Fellenius, tale valore viene utilizzato come valore di partenza per il ciclo iterativo che, anche per il fatto di iniziare da un F molto vicino al risultato finale, converge molto rapidamente.

Nel ciclo iterativo non vengono considerati i tagli T e ΔT.

Il valore F_o, ricavato dal ciclo iterativo, viene moltiplicato per un coefficiente C_f in base al diagramma a lato.



A seguito del coefficiente di sicurezza finale $F=F_o * C_f$ vengono determinati T e Tau.

Dato che con Geo-Tec B ci troviamo con pendii multistrato,i parametri geotecnici possono

$$F = \frac{\sum_{A}^{B} \tau_f \cdot \Delta x \cdot (1 + \tan^2\alpha)}{E_A - E_B + \sum_{A}^{B} \left\{ \Delta Q + \left(\gamma \cdot z + q + \frac{\Delta P}{\Delta x} + \frac{\Delta T}{\Delta x} \right) \cdot \Delta x \cdot \tan\alpha \right\}}$$

con:

$$\tau_f = \frac{c' + \left(\gamma \cdot z + q + \frac{\Delta P}{\Delta x} + \frac{\Delta T}{\Delta x} - u \right) \cdot \tan\phi'}{1 + \frac{1}{F} \cdot \tan\phi' \cdot \tan\alpha}$$

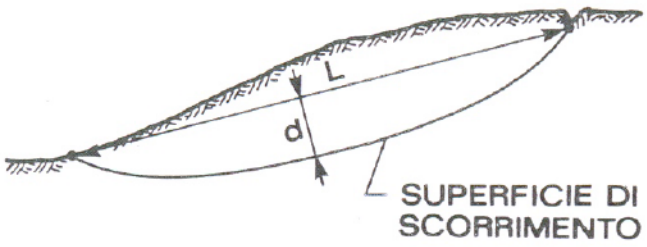
cambiare per ogni concio e quindi C_f viene calcolato come media dei C_{fi} dei vari conci.

L'applicazione del Metodo Pseudostatico (di chiara derivazione strutturale) che è stata implementata, lungi dall'essere esaustiva per il fenomeno, è però di norma a favore della sicurezza quando venga eseguita con Fellenius o con Janbu e l'azione sismica aggiuntiva sia applicata alla base del concio in questione.

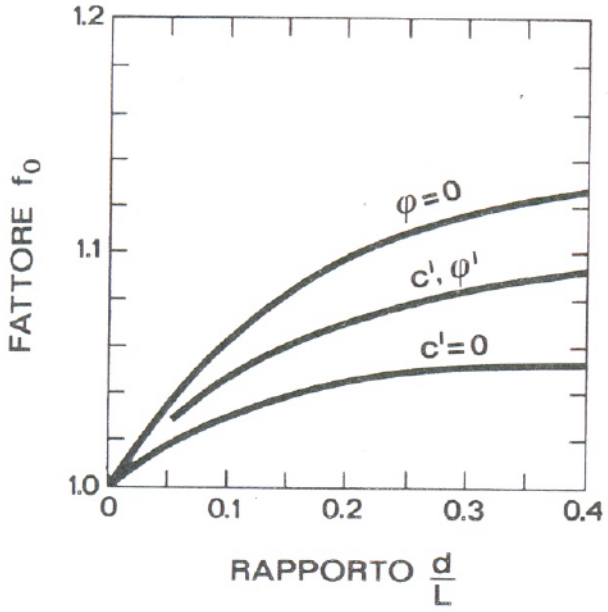
Ing. Enrico Ulisse Avanzi
Galleria Bernardino da Feltre n° 8
45100 ROVIGO
tel. 0425/422499 fax 0425/699098
e-mail stavanzi@tin.it
Odine Ingg. Rovigo n. 370

Il calcolo è stato impostato secondo § 6.3 e § 7.11.3.5 del ricordato D.M. 14.01.2008:

(A2+M2+R2)	Caso Statico	R2	=	1,1
(A2*+M1+R + sisma)	Caso Sismico	R	=	1,3 (Progettista)



$F = f_o \cdot F_o$



I valori dei coefficienti di sicurezza determinati sono riscontrabili in modo esteso in **ALLEGATO 6** e di seguito riassunti:

(A2+M2+R2)	Caso Statico	R2	=	1,465
(A2*+M1+R + sisma)	Caso Sismico	R	=	1,749

Ing. Enrico Ulisse Avanzi
Galleria Bernardino da Feltre n° 8
45100 ROVIGO
tel. 0425/422499 fax 0425/699098
e-mail stavanzi@tin.it
Odine Ingg. Rovigo n. 370

Le verifiche eseguite fornendo tutte coeff. di sicurezza maggiori di quelli richiesti permettono di considerare le scarpate oggetto di verifica come stabili allo slittamento verificando quindi la stabilità globale dell'intevento costruttivo analizzato.

Ulteriori verifiche a completamento di quelle riportate saranno presenti nella Relazione di Calcolo Statico pure redatta dallo scrivente.

Rovigo, 28.10.2010

Ing. Enrico Ulisse Avanzi



ALLEGATO 1

ECOSAVONA
VASCA DI EQUALIZZAZIONE
A2+M2+R2

Fondazioni Dirette Circolari
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0{,}5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

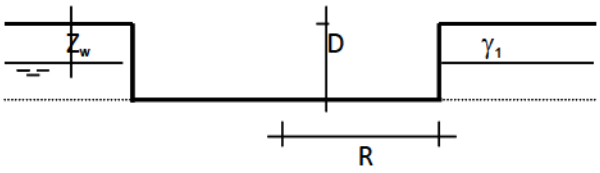
D = Profondità del piano di appoggio

e = Eccentricità in direzione B (e = M/N)

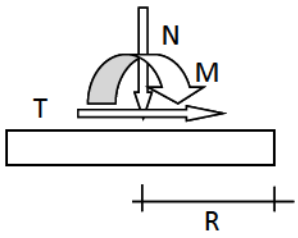
B* = Larghezza fittizia della fondazione equivalente

L* = Lunghezza fittizia della fondazione equivalente

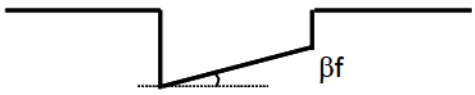
		coefficienti parziali					
		azioni		proprietà del terreno		resistenze	
Metodo di calcolo		permanenti	temporanee variabili	tan φ'	c'	qlim	scorr
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1 ○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
	A2+M2+R2 ◉	1,00	1,30	1,25	1,25	1,80	1,00
	SISMA ○	1,00	1,00	1,25	1,25	1,80	1,00
	A1+M1+R3 ○	1,30	1,50	1,00	1,00	2,30	1,10
	SISMA ○	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10
Tensioni Ammissibili ○		1,00	1,00	1,00	1,00	3,00	3,00
Definiti dal Progettista ○		1,10	1,10	1,10	1,10	3,00	3,00



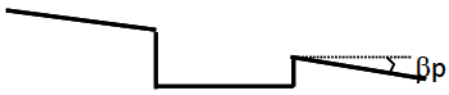
γ, c', φ'



Raggio fondazione	R	=	7,60	(m)
Profondità piano di posa	D	=	2,00	(m)



βf = 0,00 (°)



βp = 0,00 (°)

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	15987,00	0,00	15987,00
M [kNm]	0,00	0,00	0,00
T [kN]	0,00	0,00	0,00

Peso unità di volume del terreno

γ_1 = 18,00 (kN/mc)

γ = 18,00 (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

c' = 0,00 (kN/mq)

φ' = 25,00 (°)

Valori di progetto

c' = 0,00 (kN/mq)

φ' = 20,46 (°)

Profondità della falda

Zw = 100,00 (m)

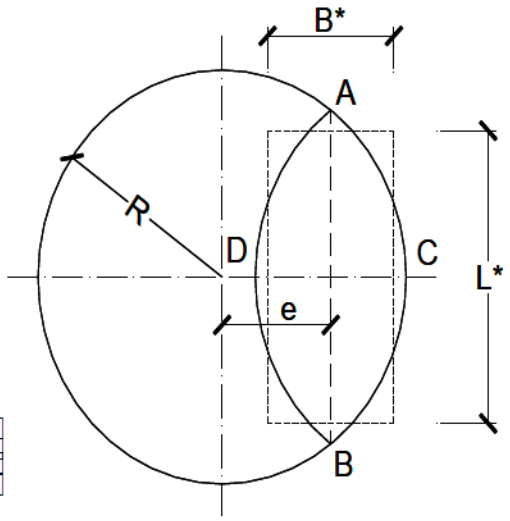
DC=2(R-e)

$$AB = \sqrt{R^2 - e^2}$$

$$\frac{AB}{CD} = \frac{L^*}{B^*}$$

$$h' = R - e$$

$$B^* \cdot L^* = A^* = 2\left[R^2 \cos^{-1}\left(\frac{R-h'}{R}\right) - (R-h')\sqrt{(2Rh'-h'^2)}\right]$$



e = 0,00 (m)

B* = 13,47 (m)

L* = 13,47 (m)

q : sovraccarico alla profondità D

q = 36,00 (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

γ = 18,00 (kN/mc)

Nc, Nq, Nγ : <u>coefficienti di capacità portante</u>

$Nq = \tan^2(45 + \varphi'/2) * e^{(\pi * tg\varphi')}$

Nq = 6,70

$Nc = (Nq - 1)/\tan\varphi'$

$Nc =$ 15,27

$N\gamma = 2*(Nq + 1)*\tan\varphi'$

$N\gamma =$ 5,74

s_c, s_q, s_γ : <u>fattori di forma</u>

$s_c = 1 + B*Nq / (L* Nc)$

$s_c =$ 1,44

$s_q = 1 + B*\tan\varphi' / L*$

$s_q =$ 1,37

$s_\gamma = 1 - 0,4*B* / L*$

$s_\gamma =$ 0,60

i_c, i_q, i_γ : <u>fattori di inclinazione del carico</u>

$m_b = (2 + B* / L*) / (1 + B* / L*)$ = 1,50

$i_q = (1 - H/(N + B*L* c' \cot g\varphi'))^m$

$i_q =$ 1,00

$i_c = i_q - (1 - i_q)/(Nq - 1)$

$i_c =$ 1,00

$i_\gamma = (1 - H/(N + B*L* c' \cot g\varphi'))^{(m+1)}$

$i_\gamma =$ 1,00

d_c, d_q, d_γ : <u>fattori di profondità del piano di appoggio</u>

per $D/B* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan\varphi' (1 - \text{sen}\varphi')^2 / B*$
per $D/B* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan\varphi' (1 - \text{sen}\varphi')^2) * \arctan (D / B*)$

$d_q =$ 1,05

$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\varphi')$

$d_c =$ 1,06

$d_\gamma = 1$

$d_\gamma =$ 1,00

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi')^2$ $\beta_f + \beta_p =$ 0,00 $\beta_f + \beta_p < 45°$

$b_q =$ 1,00

$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi')$

$b_c =$ 1,00

$b_\gamma = b_q$

$b_\gamma =$ 1,00

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2$ $\beta_f + \beta_p =$ 0,00 $\beta_f + \beta_p < 45°$

$g_q =$ 1,00

$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi')$

$g_c =$ 1,00

$g_\gamma = g_q$

$g_\gamma =$ 1,00

Carico limite unitario

$q_{lim} =$ 764,34 (kN/m²)

Pressione massima agente

$q = N / B^* L^*$

$q =$ 88,10 (kN/m²)

Verifica di sicurezza capacità portante

$q_{lim} / \gamma_R =$ 424,63 ≥ $q =$ 88,10 (kN/m²)

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

Hd = 0,00 (kN)

Azione Resistente

Sd = N tan(φ') + c' B* L*

Sd = 5963,89 (kN)

Verifica di sicurezza allo scorrimento

Sd / γ_R = 5963,89 **≥** **Hd =** 0,00 (kN)

Fondazioni Dirette Circolari
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0{,}5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

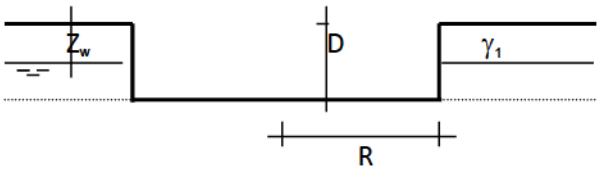
D = Profondità del piano di appoggio

e = Eccentricità in direzione B (e = M/N)

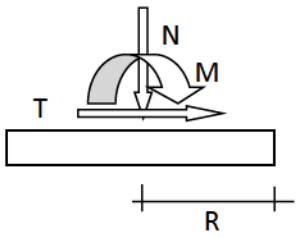
B* = Larghezza fittizia della fondazione equivalente

L* = Lunghezza fittizia della fondazione equivalente

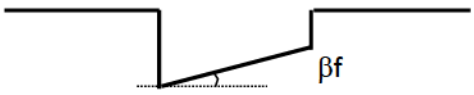
		coefficienti parziali					
		azioni		proprietà del terreno		resistenze	
Metodo di calcolo		permanenti	temporanee variabili	tan φ'	c'	qlim	scorr
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1 ○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
	A2+M2+R2 ○	1,00	1,30	1,25	1,25	1,80	1,00
	SISMA ●	1,00	1,00	1,25	1,25	1,80	1,00
	A1+M1+R3 ○	1,30	1,50	1,00	1,00	2,30	1,10
	SISMA ○	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10
Tensioni Ammissibili	○	1,00	1,00	1,00	1,00	3,00	3,00
Definiti dal Progettista	○	1,10	1,10	1,10	1,10	3,00	3,00



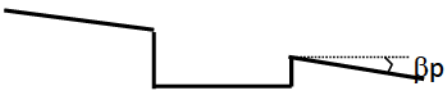
γ, c', φ'



Raggio fondazione	R	=	7,60	(m)
Profondità piano di posa	D	=	2,00	(m)



βf = 0,00 (°)



βp = 0,00 (°)

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	15987,00	0,00	15987,00
M [kNm]	2878,00	0,00	2878,00
T [kN]	959,00	0,00	959,00

Peso unità di volume del terreno

γ_1 = 18,00 (kN/mc)

γ = 18,00 (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

c' = 0,00 (kN/mq)

φ' = 25,00 (°)

Valori di progetto

c' = 0,00 (kN/mq)

φ' = 20,46 (°)

Profondità della falda

Zw = 100,00 (m)

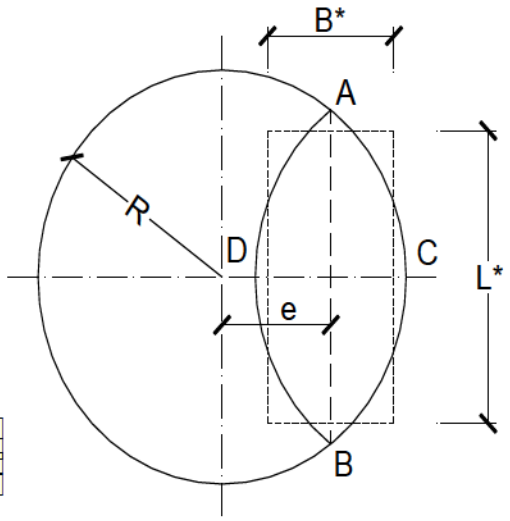
DC=2(R-e)

$$AB = \sqrt{R^2 - e^2}$$

$$\frac{AB}{CD} = \frac{L^*}{B^*}$$

$$h' = R - e$$

$$B^* \cdot L^* = A^* = 2\left[R^2 \cos^{-1}\left(\frac{R-h'}{R}\right) - (R-h')\sqrt{(2Rh'-h'^2)}\right]$$



e = 0,18 (m)

B* = 13,11 (m)

L* = 13,42 (m)

q : sovraccarico alla profondità D

q = 36,00 (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

γ = 18,00 (kN/mc)

Nc, Nq, Nγ : <u>coefficienti di capacità portante</u>

$Nq = \tan^2(45 + \varphi'/2) * e^{(\pi * tg\varphi')}$

Nq = 6,70

$Nc = (Nq - 1)/\tan\varphi'$

$Nc =$ 15,27

$N\gamma = 2*(Nq + 1)*\tan\varphi'$

$N\gamma =$ 5,74

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$s_c = 1 + B*Nq / (L* Nc)$

$s_c =$ 1,43

$s_q = 1 + B*\tan\varphi' / L*$

$s_q =$ 1,36

$s_\gamma = 1 - 0,4*B* / L*$

$s_\gamma =$ 0,61

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$m_b = (2 + B* / L*) / (1 + B* / L*)$ = 1,51

$i_q = (1 - H/(N + B*L* c' \cot g\varphi'))^m$

$i_q =$ 0,91

$i_c = i_q - (1 - i_q)/(Nq - 1)$

$i_c =$ 0,90

$i_\gamma = (1 - H/(N + B*L* c' \cot g\varphi'))^{(m+1)}$

$i_\gamma =$ 0,86

d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan\varphi' (1 - \mathrm{sen}\varphi')^2 / B*$
per $D/B* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan\varphi' (1 - \mathrm{sen}\varphi')^2) * \arctan (D / B*)$

$d_q =$ 1,05

$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\varphi')$

$d_c =$ 1,06

$d_\gamma = 1$

$d_\gamma =$ 1,00

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi')^2$ $\beta_f + \beta_p =$ 0,00 $\beta_f + \beta_p < 45°$

$b_q =$ 1,00

$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi')$

$b_c =$ 1,00

$b_\gamma = b_q$

$b_\gamma =$ 1,00

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2$ $\beta_f + \beta_p =$ 0,00 $\beta_f + \beta_p < 45°$

$g_q =$ 1,00

$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi')$

$g_c =$ 1,00

$g_\gamma = g_q$

$g_\gamma =$ 1,00

Carico limite unitario

$q_{lim} =$ 667,75 (kN/m²)

Pressione massima agente

$q = N / B^* L^*$

$q =$ 90,84 (kN/m²)

Verifica di sicurezza capacità portante

$q_{lim} / \gamma_R =$ 370,97 ≥ $q =$ 90,84 (kN/m²)

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

Hd = 959,00 (kN)

Azione Resistente

Sd = N tan(φ') + c' B* L*

Sd = 5963,89 (kN)

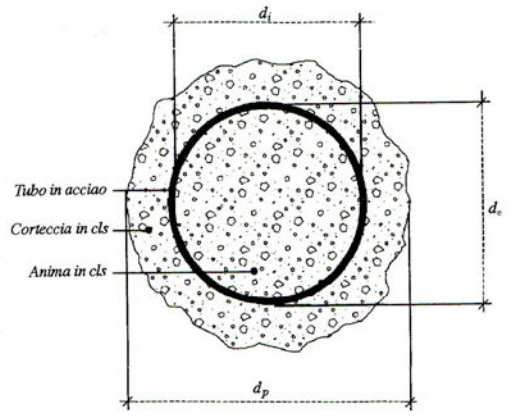
Verifica di sicurezza allo scorrimento

Sd / γ_R = 5963,89 **≥** **Hd =** 959,00 (kN)

ALLEGATO 2

PREVISIONE DELLA PORTATA TEORICA
PER MICROPALI INIETTATI [tipo Tubfix]
con l'impiego del Metodo Empirico

Cantiere : TRATTAMENTO REFLUI



Rif. CPT 2 1998			
dp	mm	160,00	
de	mm	101,60	
s	mm	10,00	
di	mm	81,60	
alfa	(n°)	1,50	
			SCELTA
D = 2*de	mm	203,20	*
D = alfa*dp	mm	240,00	

INPUT DATI

Quota testa	0,00	(-m)
Quota punta	15,00	(-m)
Lunghezza	15,00	(m)
N° strati	4	(n°)

S(i)	z1(i) [m]	z2(i) [m]	H(i) [m]	valvola	τ(i) [daN/cm2]	I(i) [n°]	Q.lim.(i)
1	0,00	3,00	3,00	1,00	1,00	0,85	16.227
2	3,00	6,00	3,00	1,00	1,00	0,85	16.227
3	6,00	12,00	6,00	1,00	1,50	0,85	48.682
4	12,00	15,00	3,00	1,50	1,50	0,85	36.512

Lunghezza 15,00

PORTATA LIMITE e di ESERCIZIO :

Ql, lim.		(daN/palo)	117.648
Qp,lim.	10%	(daN/palo)	11.765
Qt, lim.			129.413
Fs		(n°)	2,50
Q amm.(DM 88)		(daN/palo)	51.765

ING. ENRICO ULISSE AVANZI [C] 1983-1994

ALLEGATO 3

PROVA		Q laterale (daN)	Q punta (daN)	Q tot. (daN)	Q amm. (DM 88) (daN)
S3 - S4		117.556	11.756	129.311	51.725
	MEDIA	117.556	11.756	129.311	51.725
	MIN.	117.556	11.756	129.311	51.725

Verticali Indagate N: 2

ξ_3	1,65
ξ_4	1,55

VALORI CARATTERISTICI

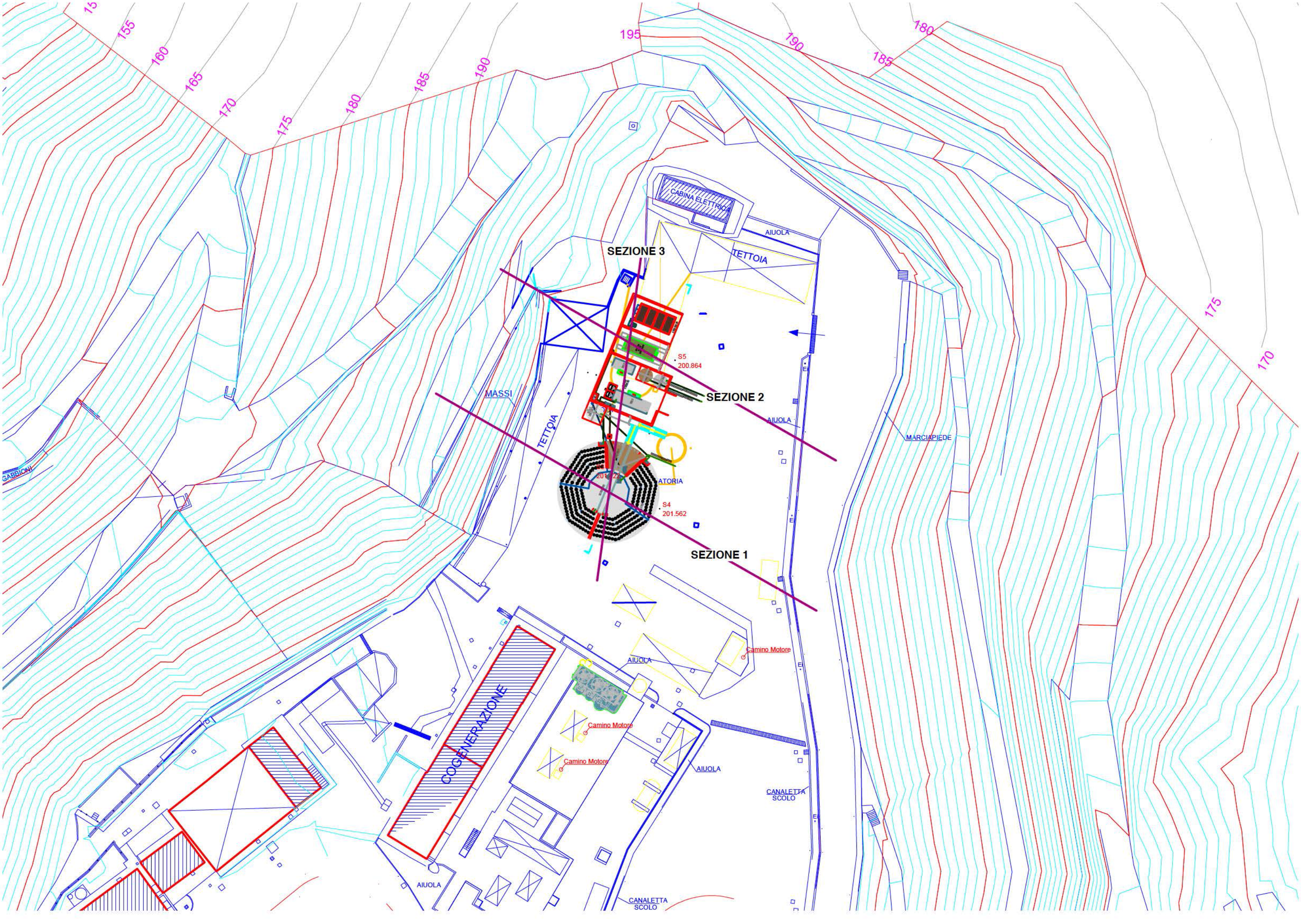
Rp,k	**7.125**	(daN)	7.125	7.584	(daN)
Rl,k	**71.246**	(daN)	71.246	75.842	(daN)
Rt,k	**78.371**	(daN)	78.371	83.427	(daN)

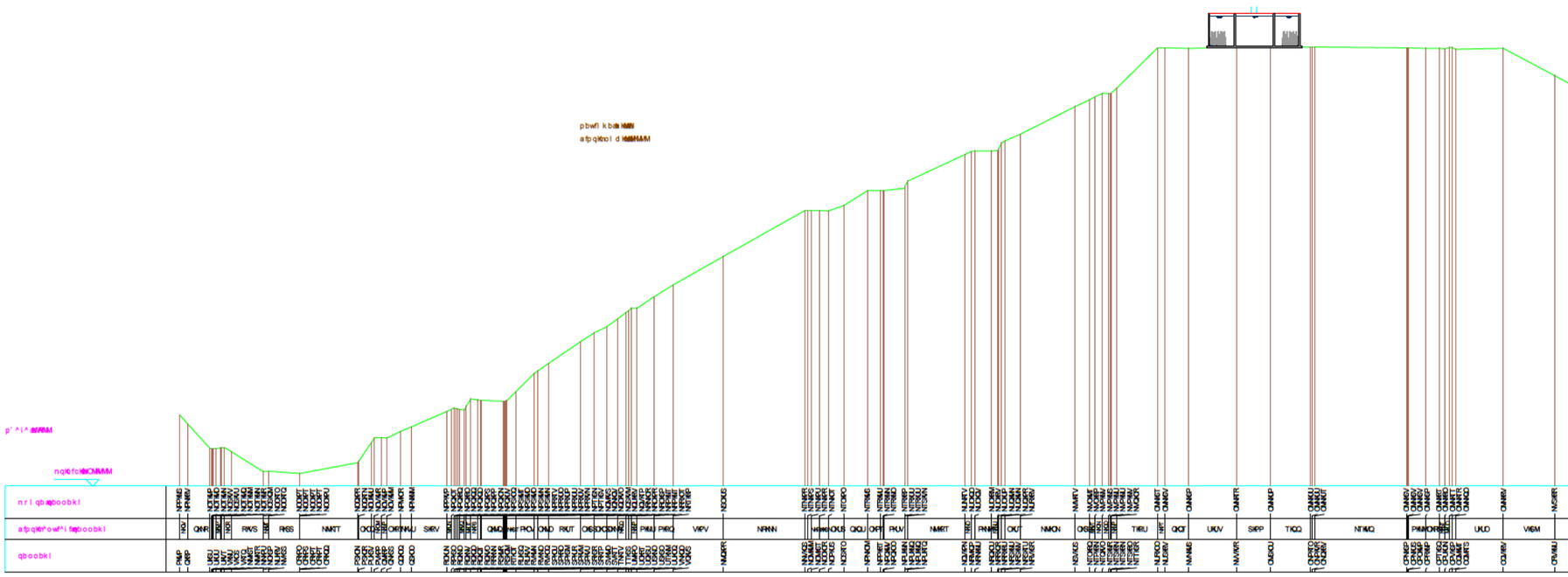
	VALORI DI PROGETTO		
	R1	R2	R3
γ_r punta	1,00	1,70	1,35
γ_r laterale	1,00	1,45	1,15
γ_r tot.	1,00	1,60	1,30

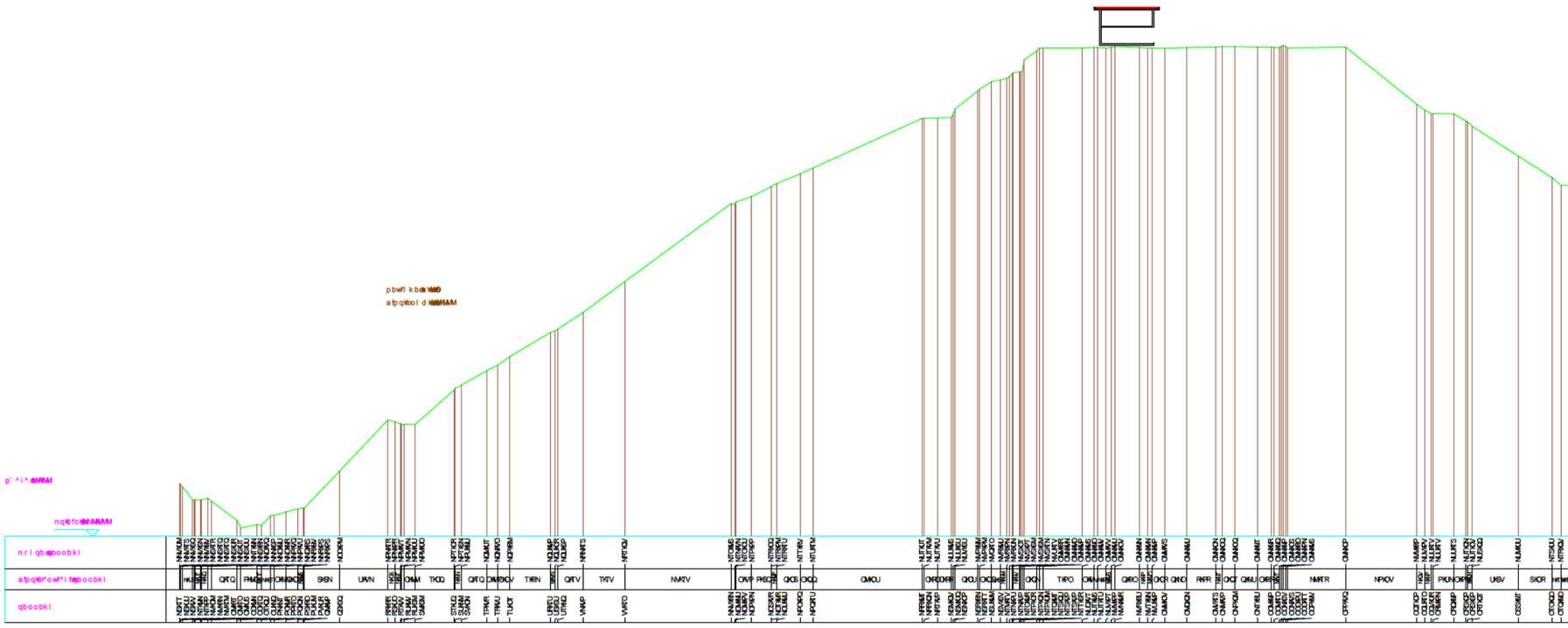
Punta	Q pd	7.125	4.191	5.277	(daN)
Laterale	Q ld	71.246	49.135	61.953	(daN)
Totale 1	Q1 d	78.371	53.326	67.230	(daN)
Totale 2	Q2 d	78.371	48.982	60.285	(daN)
Rd		78.371	48.982	60.285	(daN)

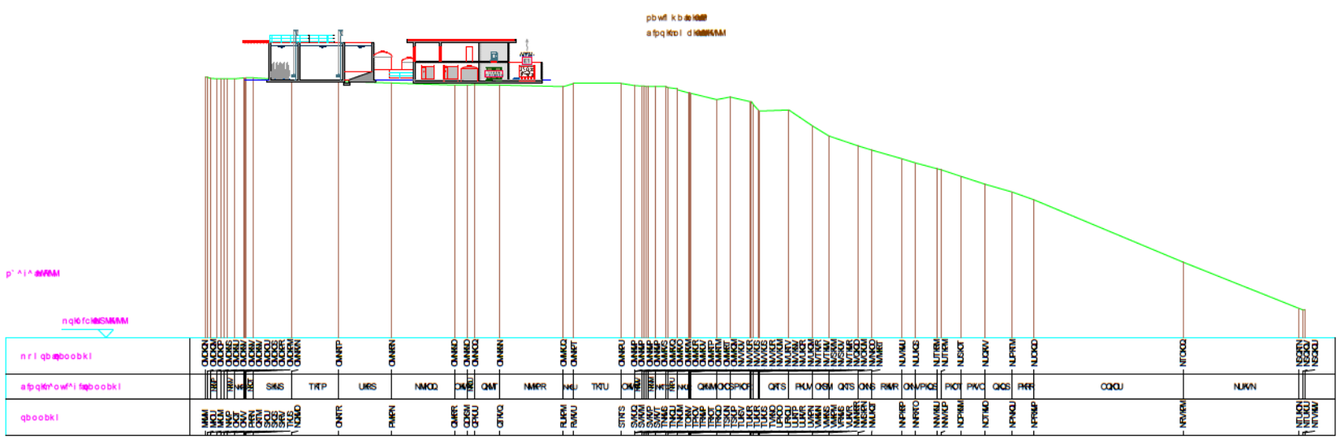
Approccio	R d	APP.1 C1	APP.1 C2	APP.2
Azioni	E d	A1 (STR)	A2 (GEO)	A1

ALLEGATO 4


195
190
185
180
175
170
165
160
155
CABINA ELETTRICA
AIUOLA
TETTOIA
SEZIONE 3
S5
200.864
SEZIONE 2
MASSI
TETTOIA
AIUOLA
MARCIAPIEDE
ATORIA
S4
201.562
SEZIONE 1
Camino Motore
AIUOLA
Camino Motore
Camino Motore
COGENERAZIONE
AIUOLA
CANALETTA SCOLO
AIUOLA
CANALETTA SCOLO


pbwfl kbdb
afpqjkbol d
p^ l^
nqlófc
nrl qbqboobkl
afpqjkl^owf^l fqboobkl
qboobkl


pbwfl kbdb
afpqjkbol d
p^ l^
nqlófc
nrl qbqboobkl
afpqjkl^owf^l fqboobkl
qboobkl


pbwfl kbdb
afpqjkbol d
p^ l^
nqlófc
nrl qbqboobkl
afpqjkl^owf^l fqboobkl
qboobkl

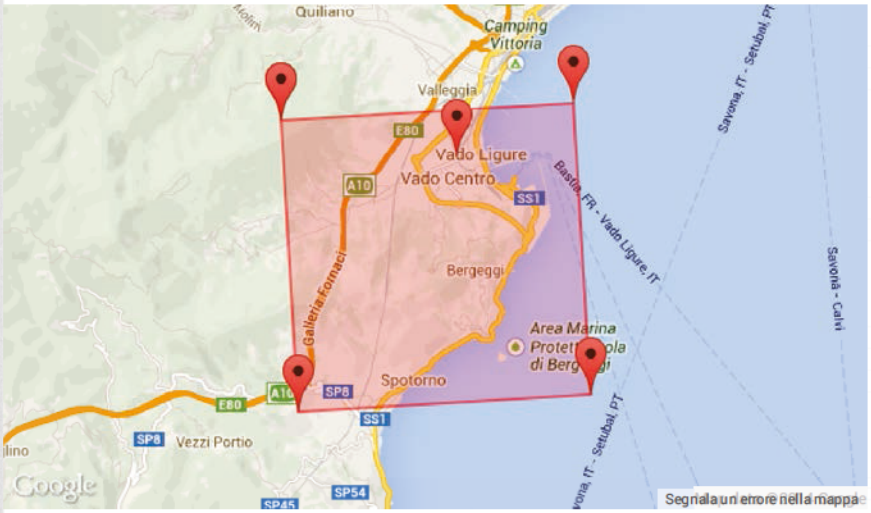
ALLEGATO 5

DomuSismi v1.0

Parametri Sismici Da Mappe

Dati

Latitudine (WGS84) :	44,2687
Longitudine (WGS84) :	8,4341
Latitudine (EDU50) :	44,2703
Longitudine (EDU50) :	8,4347
Anni :	50
Classe d'uso :	II - Affollamenti normali
Categoria sottosuolo :	B
Categoria topografica :	T2 sommità del pendio



Stato limite : SLV - vita

Risultato

Tempo di ritorno(anni) :	475
Ag :	0,594
Ag/g :	0,061
F0 :	2,603
T*C(sec) :	0,304

Vicini nella griglia

Id	Longitudine	Latitudine	Ag:	F0:	T*C
17354	44.275	8.3921	0,593	2,610	0,300
17355	44.278	8.4618	0,567	2,610	0,310
17577	44.228	8.4659	0,596	2,610	0,300
17576	44.225	8.3963	0,648	2,570	0,300

Coefficiente stratigrafico :	1,200
Coefficiente topografico :	1,200

Coefficiente sismico per stabilità dei versanti e per verifica della capacità portante

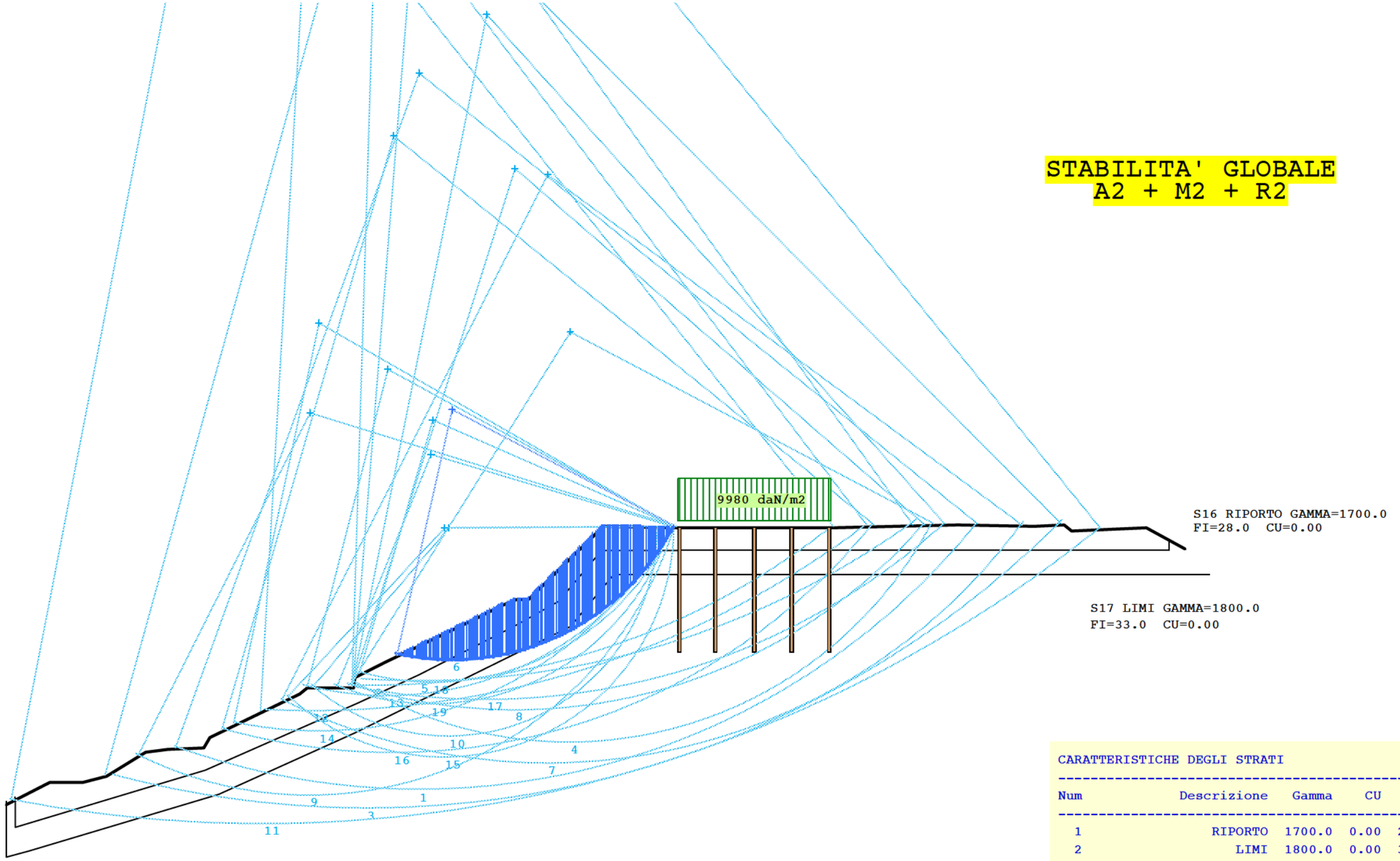
Coefficiente riduzione accelerazione attesa al sito :	0,200
Coefficiente sismico orizzontale Kh :	0,017
Coefficiente sismico verticale kv :	0,009

Coefficiente sismico per muri di sostegno

Coefficiente riduzione accelerazione attesa al sito :	0,180
Coefficiente sismico orizzontale Kh :	0,016

ALLEGATO 6

STABILITA' GLOBALE
A2 + M2 + R2

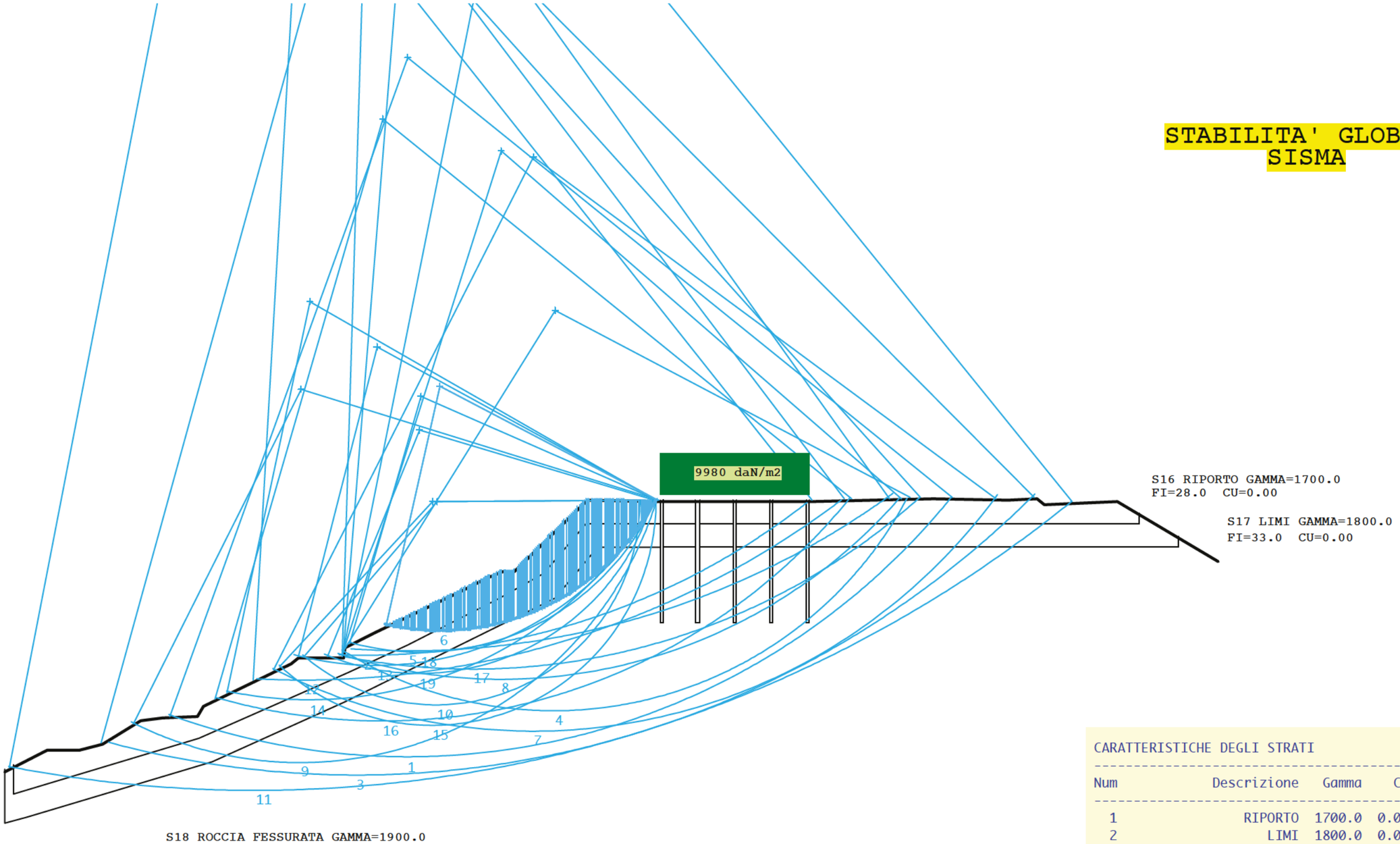


CARATTERISTICHE DEGLI STRATI

Num	Descrizione	Gamma	CU	FI	Porosità
1	RIPORTO	1700.0	0.00	28.00	0.40
2	LIMI	1800.0	0.00	33.00	0.40
3	palo 1	2500.0	50.00	0.00	1.00
4	RIPORTO	1700.0	0.00	28.00	0.40
5	LIMI	1800.0	0.00	33.00	0.40
6	palo 2	2500.0	50.00	0.00	1.00
7	RIPORTO	1700.0	0.00	28.00	0.40
8	LIMI	1800.0	0.00	33.00	0.40
9	palo 3	2500.0	50.00	0.00	1.00
10	RIPORTO	1700.0	0.00	28.00	0.40
11	LIMI	1800.0	0.00	33.00	0.40
12	palo 4	2500.0	50.00	0.00	1.00
13	RIPORTO	1700.0	0.00	28.00	0.40
14	LIMI	1800.0	0.00	33.00	0.40
15	palo 5	2500.0	50.00	0.00	1.00
16	RIPORTO	1700.0	0.00	28.00	0.40
17	LIMI	1800.0	0.00	33.00	0.40
18	ROCCIA FESSURATA	1900.0	0.00	42.00	1.00

Coefficiente di sicurezza minimo = 1.465

STABILITA' GLOBALE
SISMA



CARATTERISTICHE DEGLI STRATI

Num	Descrizione	Gamma	CU	FI	Porosità
1	RIPORTO	1700.0	0.00	28.00	0.40
2	LIMI	1800.0	0.00	33.00	0.40
3	palo 1	2500.0	50.00	0.00	1.00
4	RIPORTO	1700.0	0.00	28.00	0.40
5	LIMI	1800.0	0.00	33.00	0.40
6	palo 2	2500.0	50.00	0.00	1.00
7	RIPORTO	1700.0	0.00	28.00	0.40
8	LIMI	1800.0	0.00	33.00	0.40
9	palo 3	2500.0	50.00	0.00	1.00
10	RIPORTO	1700.0	0.00	28.00	0.40
11	LIMI	1800.0	0.00	33.00	0.40
12	palo 4	2500.0	50.00	0.00	1.00
13	RIPORTO	1700.0	0.00	28.00	0.40
14	LIMI	1800.0	0.00	33.00	0.40
15	palo 5	2500.0	50.00	0.00	1.00
16	RIPORTO	1700.0	0.00	28.00	0.40
17	LIMI	1800.0	0.00	33.00	0.40
18	ROCCIA FESSURATA	1900.0	0.00	42.00	1.00

Coefficiente di sicurezza minimo = 1.749