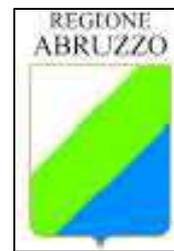




REGIONE ABRUZZO

PROVINCIA CHIETI



ORTONA- SAN VITO CHIETINO-ROCCA SAN GIOVANNI-FOSSACESIA-TORINO DI SANGRO-CASALBORDINO-VASTO

REGIONE ABRUZZO PAR FAS - FAS 2007-2013 Obiettivo Specifico IV.2 - Obiettivo Operativo IV.2.2 - Linea di Azione IV.2.2.a Bando di Gara a Procedura aperta Direttiva 2004/18/CE. Lavori per la realizzazione della via Verde della Costa dei Trabocchi del Comune di Ortona, San Vito Chietino, Rocca San Giovanni, Fossacesia, Torino di Sangro, Casalbordino, Vasto.

CUP D91B1300049002

CIG 63262781C2



PROGETTO ESECUTIVO

COD.	DESCRIZIONE	SCALA	DATA
B.4	RELAZIONE GEOTECNICA		APRILE 2017

PROGETTISTI INCARICATI:

Arch. BANDINI PAOLO (Mandatario)
 Ing. FARINA LUIGI
 Ing. PIETROMARTIRE LORENZO
 Geol. CAVALLUCCI SILVIO
 Ing. TUCCI ALESSANDRO-GEINA SRL
 Geom. D'AMBROSIO ORAZIO
 Arch. ZAVARELLA ANTONIO
 Ing. GALANO ALESSANDRO

IMPRESE CONCORRENTI:

CO.GE.PRI. SRL (Mandataria)
 DI PERSIO COSTRUZIONI SRL
 TENAGLIA SRL
 STRADE E AMBIENTE SRL
 EUROIMPIANTI SRL

Settembre 2017 Adeguamento per validazione in riferimento al Rapporto Tecnico NCm_05

Il responsabile del procedimento: Arch. Valerio A. Ursini

SOMMARIO

1. PREMESSA.....	2
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	4
3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO LOCALE.....	5
4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	8
5. DESCRIZIONE DELLE OPERE DI PROGETTO	10
6. SINTESI DEI RISULTATI E VERIFICHE GEOTECNICHE.....	11
6.1 Verifica della capacità portante platea di fondazione Edificio Servizi Ortona	11
6.2 Verifica della capacità portante platea di fondazione Edificio Tipo 1 e 2	12
6.4 Calcolo e verifica del muro di contenimento in c.a. (Accesso di Ortona).....	14
6.5 Verifiche della fondazione del pergolato	15

ALLEGATI

1. INDAGINI DI RIFERIMENTO
2. CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE PLATEA EDIFICI SERVIZI
3. CALCOLO GEOTECNICO DEL MURO DI CONTENIMENTO ACCESSO ORTONA
4. CALCOLO GEOTECNICO FONDAZIONE ICONE CICLABILI
5. CALCOLO GEOTECNICO FONDAZIONE ICONE COMUNALI
6. CALCOLO CAPACITA' PORTANTE PLINTO PERGOLATO

1. PREMESSA

La relazione tecnica che segue, a supporto del progetto esecutivo relativo alla realizzazione della pista ciclabile denominata via Verdi Costa dei Trabocchi, si pone come obiettivo quello definire le caratteristiche geotecniche delle formazioni presenti lungo il tracciato in modo da permettere il dimensionamento delle opere strutturali e geotecniche da realizzare.

L'area di studio si colloca lungo la fascia della costa meridionale abruzzese, tra i comuni di Ortona e di Vasto. Complessivamente lo sviluppo longitudinale del tracciato è di circa 41 km.



Il progetto prevede la realizzazione di alcune opere geotecnico-strutturali quali:

- Rilevato in terre armate necessario alla realizzazione della rampa di accesso al tracciato ciclabile in prossimità della stazione ferroviaria di Ortona;
- Gabbionata in terramesh-system da eseguire al fine di stabilizzare una porzione di versante in dissesto tra la prima e seconda galleria nel tronco 1.
- Opere di supporto per l'installazione di arredi urbani quali: icone ciclabili, icone comunali, parapetri, pergolati, segni architettonici, etc.

La caratterizzazione meccanica dei terreni è stata eseguita tramite l'interpretazione di prove in situ e di laboratorio realizzate su campioni indisturbati prelevati nel corso di precedenti campagne d'indagine e a disposizione degli scriventi. I dati reperiti risultano sufficienti a definire il modello geomeccanico dei terreni presenti nell'area di progetto, in quanto, le formazioni litologiche terebrate ed analizzate sono rappresentative del contesto geologico-geotecnico del sito.

Nello specifico tutti i riferimenti ai modelli geologici o geotecnici sono dettagliatamente descritti e riportati negli elaborati E.4 e nella specifica relazione geologica.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Di seguito sono elencati i principali e più importanti riferimenti normativi presi in considerazione nella redazione dell'elaborato:

- D.M. LL.PP. del 11/03/1988: Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;
- Circolare LL PP n° 30483 del 24 settembre 1988: “Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- D.M. del 14 gennaio 2008: “Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” (G.U. n. 29 del 4 febbraio 2008 Supplemento Ordinario n. 30).
- Circolare 2 Febbraio 2009, n. 617 – Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 14 Gennaio 2008.

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO LOCALE

La geologia dell'area risulta molto complessa e di difficile identificazione data l'estensione dell'opera e la molteplicità delle unità litotecniche che si incontrano. Nello specifico è stato comunque possibile identificare un modello rappresentativo della zona che nelle fasi di progettazione successive dovrà estendersi e calarsi nel dettaglio dove saranno previsti particolari interventi di consolidamento non rinvenibili allo stato attuale.

Di seguito si riporta una sintesi dei depositi che si rinvencono lungo il tracciato in modo da offrire una chiave di lettura più semplice delle tavole relative all'individuazione delle sezioni geotecniche.

L'Associazione Pelitico-Sabbiosa è composta da argille e argille marnose a cromatismo da grigio-azzurro a grigio-piombo, prevalentemente compatte e contraddistinte da un tipo di fratturazione frequentemente concoide, con intercalati livelli di sabbie di colore giallastro, sabbie limose e sabbie microconglomeratiche, di spessore sottile a laminazione piano-parallela e secondariamente incrociata. Localmente sono presenti tatatocenosi fossilifere.

L'Associazione Sabbioso-Pelitica presenta alternanze di sabbie e sabbie siltose a cromatismo giallo-ocra con argille e argille siltose; le sabbie hanno vario grado di cementazione e le peliti sono sottilmente laminate. Presenti strutture tipo groove cast e rari ciottoli con buon grado di arrotondamento. Gli strati sabbiosi presentano un trend di spessore positivo verso l'alto, da sottile a medio; il rapporto sabbia/argilla è generalmente prossimo ad 1.

L'Associazione Sabbioso-Conglomeratica è formata da sabbie ed arenarie da molto fini a grossolane a cromatismo giallastro, con lenti e livelli conglomeratici ad elementi calcareo-silicei ben arrotondati, a vario grado di cementazione; le sabbie presentano stratificazione incrociata ad angolo variabile con mesostrutture caratterizzate da ripples simmetrici e bioturbazioni. Talora sono intercalati sottili livelli siltoso-argillosi, da massivi a laminati.

I Conglomerati di Ripa Teatina sono conglomerati poligenici, eterometrici, a strati da sottili a molto spessi disposti ad assetto da planare ad incrociati, alternati a sabbie grossolane in lenti e strati da medi a fini e, più raramente, a livelli secondari di argille siltose. Il grado di cementazione è variabile e i clasti si presentano da subspigolosi ad arrotondati. Presenza di strutture sedimentarie lineari quali truogoli a base da concava a molto larga. La base della Formazione è contraddistinta da un contatto di tipo erosivo costituito da una serie di canali

anastomizzati bassi e molto larghi. Presenza al tetto di lembi e resti di paleosuolo rubefatti, decarburati e talora argillificato.

I Depositi Alluvionali comprendono sabbie e ghiaie con livelli e lenti di argilli e torbe; stratificazione per lo più lenticolare e incrociata, con livelli interdigitizzati. Le ghiaie, poligeniche, presentano un range dimensionale variabile dal centimetrico al decimetrico, da subspigolose ad arrotondate. Presenti intercalazioni di sabbie eterometriche e limi-sabbiosi di colore generalmente brunastro; verso il bordo esterno del complesso alluvionale talora resti di paleosuoli bruno-rossastri. In vicinanza della linea di costa i livelli sono interdigitizzati con orizzonti marini di alta energia.

I Depositi di Spiaggia sono caratterizzati da sabbie sciolte medio-fini, poligeniche, e ghiaie eterometriche con ciottoli generalmente discoidali, da arrotondati a subarrotondati.

Le Coltri Eluvio-Colluviali sono dei depositi costituiti da materiali a granulometria mista, limoso-argilloso-sabbiosa, con inclusi clasti eterometrici arenacei, selciferi e calcarei, di colore da giallastro-avano a bruno, talora con chiazze e bande giallo-ocraceo. Sono spesso presenti lenti, noduli e veli di concrezione calcarea. Mentre quelle Eluvio-Colluviali Ghiaiose comprendono materiali a granulometria prevalentemente ghiaiosa in poca matrice sabbioso-siltosa: le ghiaie sono poligeniche, da subspigolose a ben arrotondate, eterometriche.

I Depositi di Accumulo di Frana hanno genesi gravitativa, sono poligenici, a struttura caotica, caratterizzati da blocchi eterometrici di conglomerati immersi in una matrice di natura sabbioso-limoso-argillosa.

I Depositi Antropici sono dei materiali caotici, di diversa dimensione e forma, costituiti da tutte le frazioni granulometriche con inglobati frammenti eterometrici di manufatti e resti di laterizi.

L'assetto fisiografico generale è contraddistinto da un rilievo collinare tabulare, tipo mesas, contornato dalle scarpate di incisione di una rete idrografica principalmente anaclinale, conseguente, a pattern pinnato-dendritico e, in corrispondenza con la linea di costa, da falesie spesso subverticali e di ragguardevole altezza. La continuità morfologica è talora interrotta da ampi fondovalle di piana alluvionale, quali quelli del Fiume Sangro, del Fiume Osento e del Fiume Sinello; o da quelli dei corsi d'acqua minori: Torrente Moro, Feltrino, Fontanelli, Acquachiara; Fosso, Lebba, Opera.

Nell'area risultano presenti molteplici forme morfologiche quali quelle strutturali, idrografiche e di gravità. Si consulti l'elab. B1 – Relazione Geologica, per approfondimenti legati alla morfologia e alla geologia locale.

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Come descritto in premessa la caratterizzazione geotecnica delle formazioni è stata eseguita avvalendosi dei risultati di prove in situ e prove di laboratorio realizzate su campioni indisturbati prelevati nel corso di precedenti campagne geognostiche realizzate lungo il tracciato di progetto oltre che dalle prove realizzate nel 2015 e relative alle integrazioni a supporto della progettazione preliminare. Di seguito si riportano i modelli geotecnici utilizzati per le simulazioni numeriche.

Dalla consultazione della carta litotecnica dell'area interessata dallo smottamento, compresa tra la prima e seconda galleria finestrata, **elab. E.4.a**, è possibile riscontrare che la zona oggetto dell'intervento con terrasystem, ricade all'interno dell'unità conglomeratica arenitico-sabbiosa. Per la definizione dell'esatto modello geotecnico è stato considerato il **sondaggio S1** della campagna geognostica del 2015 ed allegato alla presente relazione (**cf. allegato 1**). Di seguito si riporta la caratterizzazione dei litotipi presenti.

Modello geotecnico di riferimento Tratto in frana

	Descrizione	Caratterizzazione geotecnica
	Unità arenitico sabbiosa	$\gamma_n = 18,50 \text{ kN/m}^3$ $\varphi = 26^\circ$ $c' = 4,00 \text{ kN/m}^2$ $E = 8.000 \text{ kN/m}^2$
	Unità sabbiosa	$\gamma_n = 19,00 \text{ kN/m}^3$ $\varphi = 27^\circ$ $c' = 11,00 \text{ kN/m}^2$ $E = 8.000 \text{ kN/m}^2$
	Limo argilloso con livelli sabbiosi	$\gamma_n = 21,00 \text{ kN/m}^3$ $\varphi = 27^\circ$ $c' = 17,00 \text{ kN/m}^2$ $E = 8.000 \text{ kN/m}^2$

Relativamente alla definizione del modello geotecnico necessario alle verifiche di stabilità globale della rampa di accesso nell'area di Ortona, si può fare affidamento sempre a quanto graficizzato nell'**elab. E.4.a**, dove risulta chiaro che i terreni in affioramento appartengono alla categoria dell'unità ghiaiosa-sabbiosa-limosa. Il modello geotecnico individuato è composto da un'unica facies litologica e dal rilevato ferroviario esistente. Di seguito si riporta la caratterizzazione meccanica delle formazioni.

Modello geotecnico di riferimento Ortona

	Descrizione	Caratterizzazione geotecnica
	Rilevato ferroviario	$\gamma_n = 18,70 \text{ kN/m}^3$ $\varphi = 23^\circ$ $c' = 5,00 \text{ kN/m}^2$ $E = 12.000 \text{ kN/m}^2$
	Unità ghiaiosa-sabbiosa-limosa	$\gamma_n = 21,00 \text{ kN/m}^3$ $\varphi = 33^\circ$ $c' = 2,00 \text{ kN/m}^2$ $E = 17.000 \text{ kN/m}^2$

Si fa presente che il modello precedentemente riportato è stato utilizzato per tutte le verifiche geotecniche relative alle opere di supporto per gli arredi urbani e per le verifiche di sicurezza delle platee degli edifici servizi.

Per tutte le opere geotecniche da realizzare lungo l'ex tracciato ferroviario si potrà fare riferimento sempre al medesimo modello geotecnico, dove i parametri meccanici del rilevato sono stati cautelativamente ridotti.

5. DESCRIZIONE DELLE OPERE DI PROGETTO

Le opere d'arte di progetto possono riassumersi brevemente come segue:

- Opere di contenimento in c.a.;
- Opere flessibili necessarie al consolidamento di scarpate e alla realizzazione di una rampa di accesso;
- Opere d'arte per posa in opera di elementi di arredo urbano;
- Edifici servizi.

Tra questi manufatti è possibile individuarne alcuni che, sia per dimensione che per destinazione d'uso, risultano principali rispetto agli altri. Nella fattispecie, le opere di progetto riguardano:

- La realizzazione di un muro di contenimento in c.a. gettato in opera nell'area dell'accesso di Ortona;
- L'esecuzione di una rampa di accesso alla pista ciclabile realizzata con un rilevato in terra armata in aderenza a quello esistente dell'ex tracciato ferroviario;
- La realizzazione di 3 tipologie di edifici servizi;
- Il consolidamento di un versante tra la seconda galleria finestrata e la galleria Moro nel territorio comunale di Ortona;
- La realizzazione di un pergolato in acciaio nel territorio comunale di Fossacesia.

Per ciascuna struttura, sono state eseguite specifiche verifiche sia strutturali che geotecniche, quest'ultime, in particolare, finalizzate a definire l'interazione tra terreno-struttura e terreno-fondazione. Nelle pagine che seguono si riporta una sintesi dei risultati ottenuti rimandando qualunque approfondimento alle specialistiche relazioni di calcolo.

6. SINTESI DEI RISULTATI E VERIFICHE GEOTECNICHE

Nel capitolo che segue si riporta una sintesi dei risultati delle principali opere geotecniche da realizzare e relativamente al solo aspetto geotecnico.

6.1 Verifica della capacità portante platea di fondazione Edificio Servizi Ortona

La verifica della capacità portate della platea di fondazione dell'edificio servizi di Ortona, è stata eseguita in ottemperanza a quanto riportato al capitolo 6 delle NTC del 2008 e specificatamente al capitolo 6.4.2 (Fondazioni superficiali).

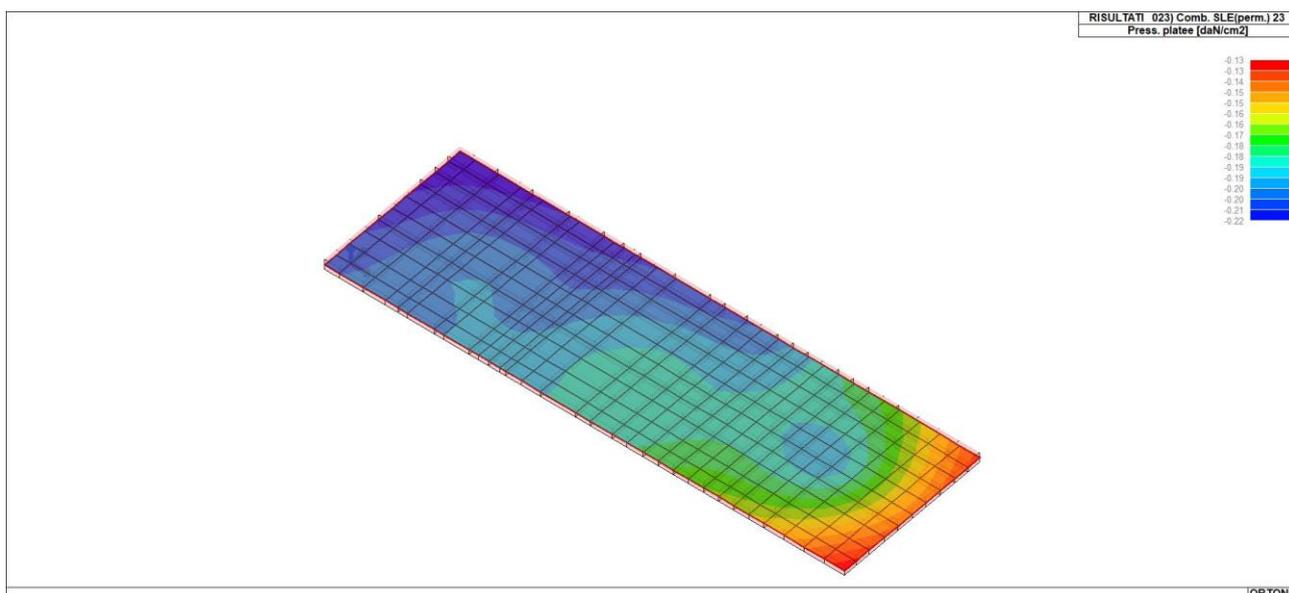


Figura 2 Pressione platea Edificio Servizi Ortona

Dai risultati dell'analisi è emerso che il carico massimo in fondazione per la combinazione di esercizio è pari a 0.22 daN/cm^2 , pertanto valutando la capacità ultima del terreno di fondazione, che nel caso in esame coincide con quello del rilevato ferroviario si ottiene che la capacità portante del terreno per la fondazione di progetto è pari a $1,61 \text{ daN/cm}^2$ (**cf. allegato 2**). Né deriva quindi la verifica della struttura di fondazione. Per i dettagli si confronti la relazione di calcolo allegata.

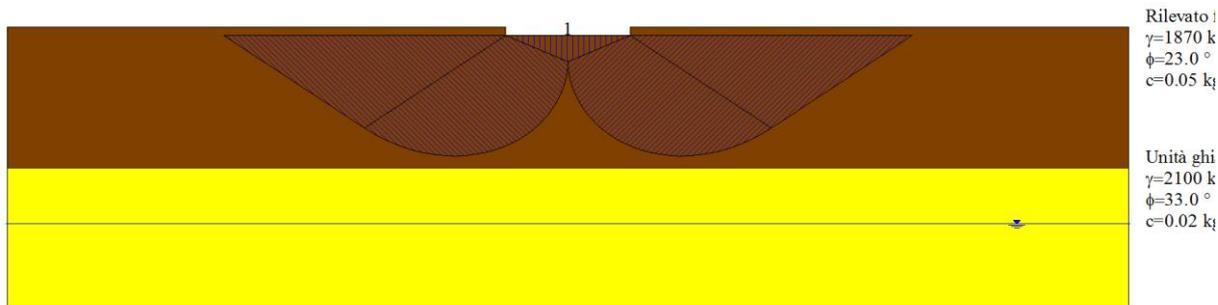


Figura 3 Vista stratigrafica e del cono di rottura

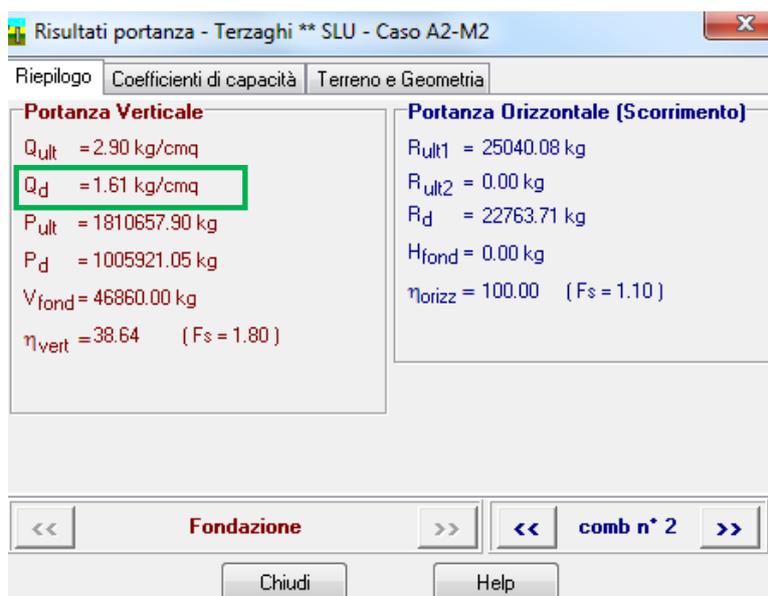


Figura 4 Report di sintesi

6.2 Verifica della capacità portante platea di fondazione Edificio Tipo 1 e 2

La verifica della capacità portate delle platee di fondazione dell'edificio servizi Tipo 1 e 2, è stata eseguita con le medesime modalità della verifica dell'Edificio servizi di Ortona. Di seguito si riporta l'andamento delle pressioni sul terreno nelle condizioni di esercizio per le due fondazioni.

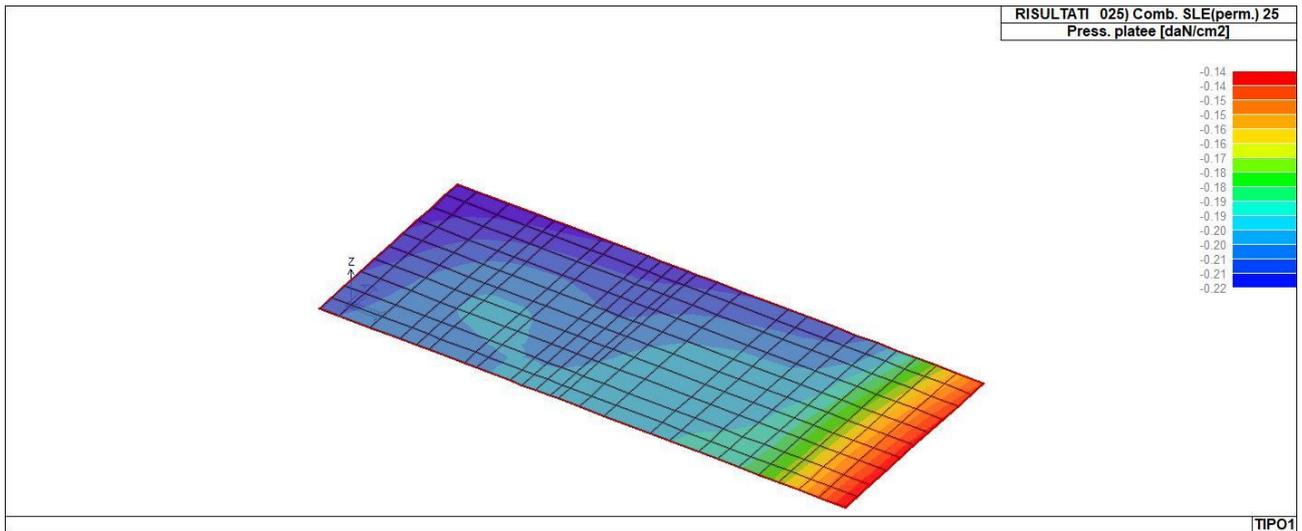


Figura 5 Pressione platea Edificio Servizi Tipo 1

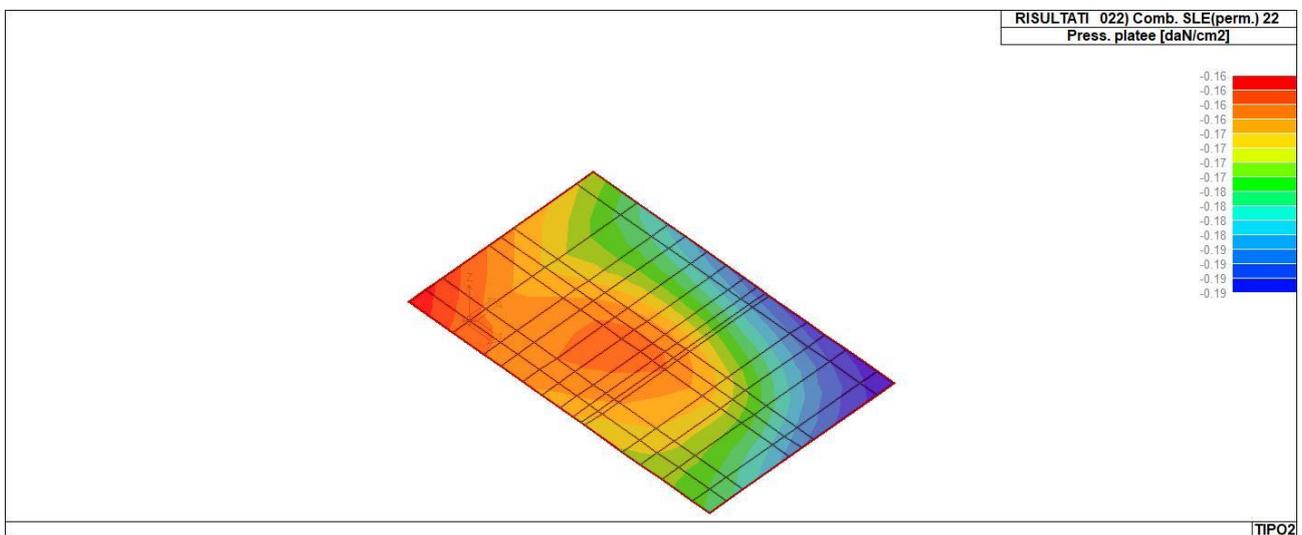


Figura 6 Pressioni platea Edificio Servizi Tipo 2

Tenendo in considerazione che la posa di tutti gli edifici sarà realizzata a ridosso del rilevato ferroviario ed avendo stimato per questo una capacità portante di $1,61 \text{ daN/cm}^2$, in quanto la larghezza della fondazione risulta la medesima e pari a $4,40 \text{ m.}$, si ritengono soddisfatte le verifiche anche per gli edifici servizi tipo 1 e 2.

6.4 Calcolo e verifica del muro di contenimento in c.a. (Accesso di Ortona)

Di seguito si riporta il modello geotecnico di dettaglio utilizzato per il calcolo e la verifica del muro di contenimento di Ortona. Le verifiche sono state eseguite in accordo a quanto riportato al capitolo 6.5.3.1.1 delle NTC del 2008. Il calcolo è stato svolto per la sezione più sollecitata e senza tenere in considerazione il contributo delle curvature a 90° lungo lo sviluppo del muro.

Per dettagli delle verifiche geotecniche si rimanda all'**allegato 3**.

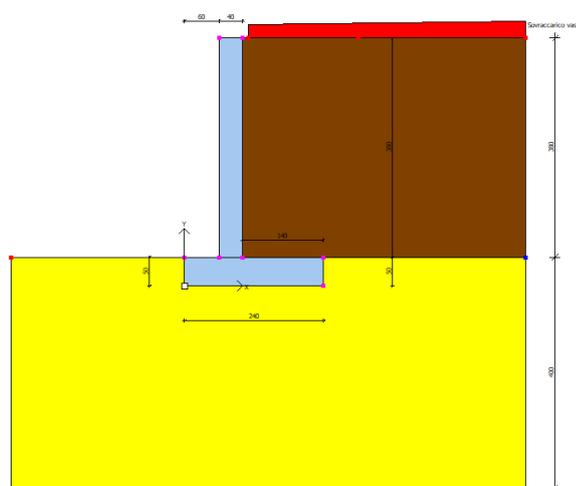


Figura 7 Modello geotecnico e schema di carico

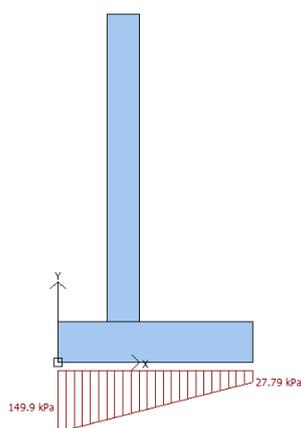


Figura 8 Spinte del terreno sulla fondazione in combinazione sismica. Si nota l'assenza di una parzializzazione del terreno

6.5 Verifiche della fondazione del pergolato

La verifica della capacità portate del sistema di fondazione è stata eseguita in ottemperanza a quanto riportato al capitolo 6 delle NTC del 2008 e specificatamente al capitolo 6.4.2 (Fondazioni superficiali), valutando la resistenza ultima del terreno e ai carichi dei plinti e ai delle travi.

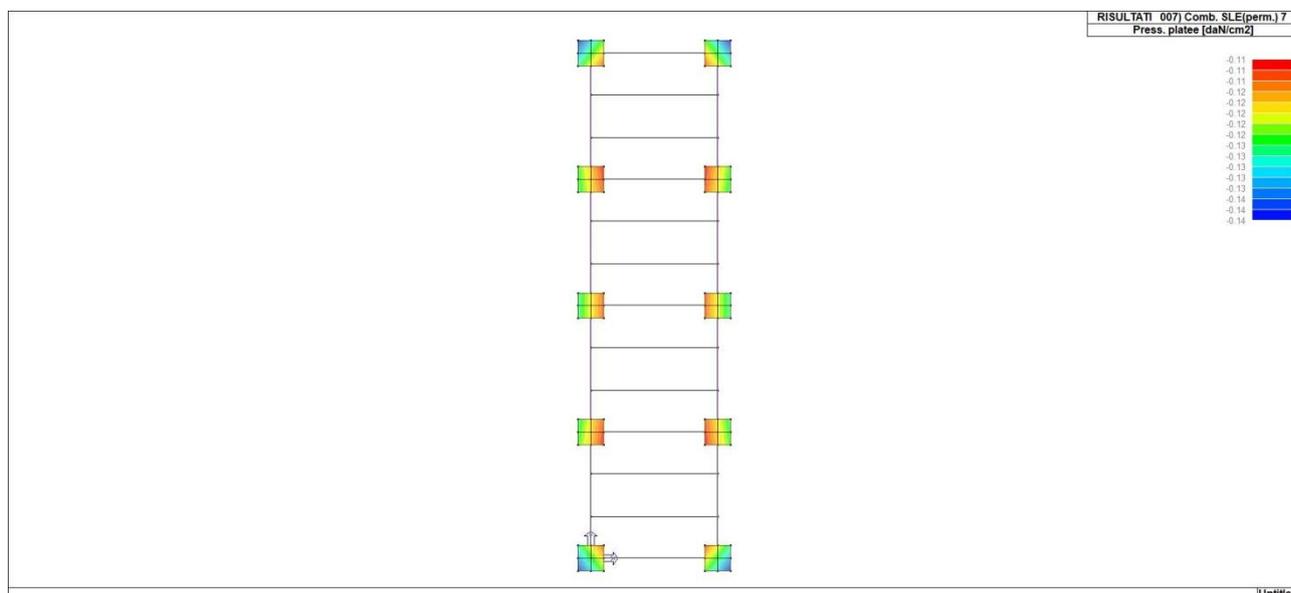


Figura 9

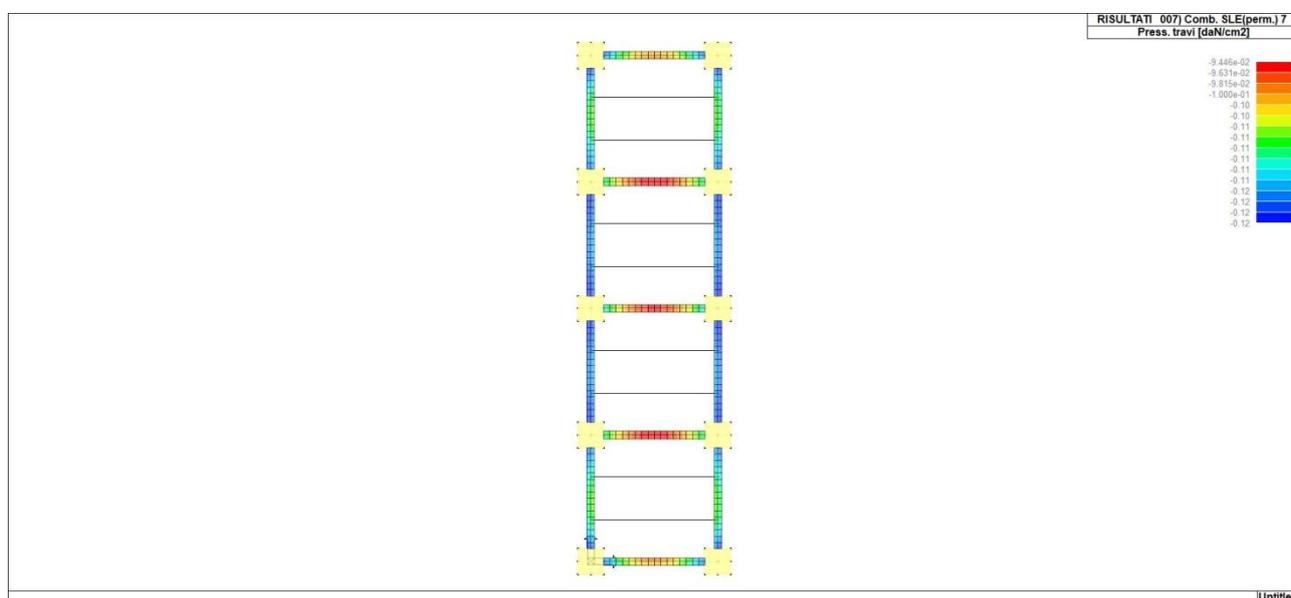


Figura 10

Dai risultati dell'analisi è emerso che il carico massimo in fondazione per la combinazione di esercizio è pari a 0.14 daN/cm² per i plinti e 0.12 daN/cm² per le travi, pertanto avendo valutato la capacità ultima delle travi pari a 0.87 daN/cm² e quella dei plinti pari a 1.02 daN/cm², si possono considerare le verifiche soddisfatte (cfr. allegato 6).

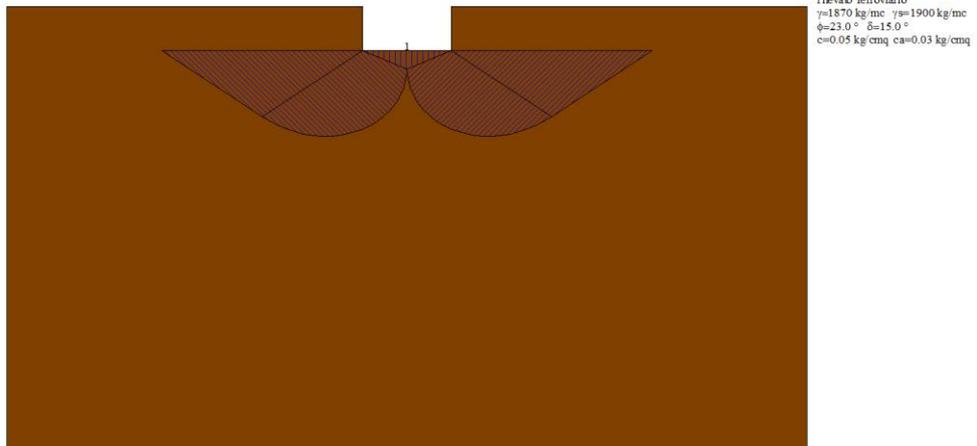


Figura 11 Vista stratigrafica e del cuneo di rottura

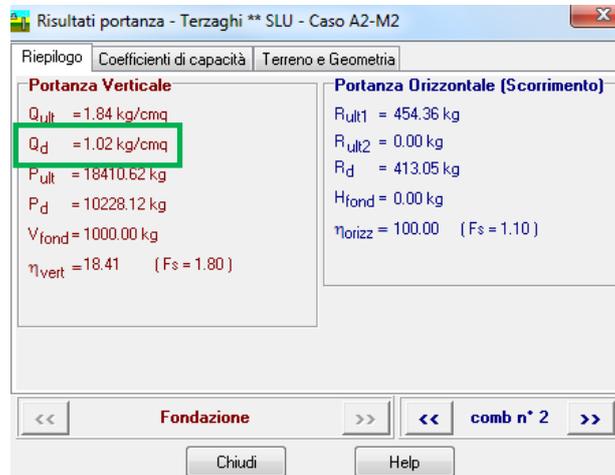


Figura 12 Report di sintesi

ALLEGATO 1
(INDAGINI DI RIFERIMENTO)



Geotecnica Ricci s.r.l.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Autorizzazione a svolgere attività di prova e certificazione
per prove geotecniche sui terreni ed in sito
Decreto 8502 del 22/12/2009
Decreto 2531 del 15/03/2013

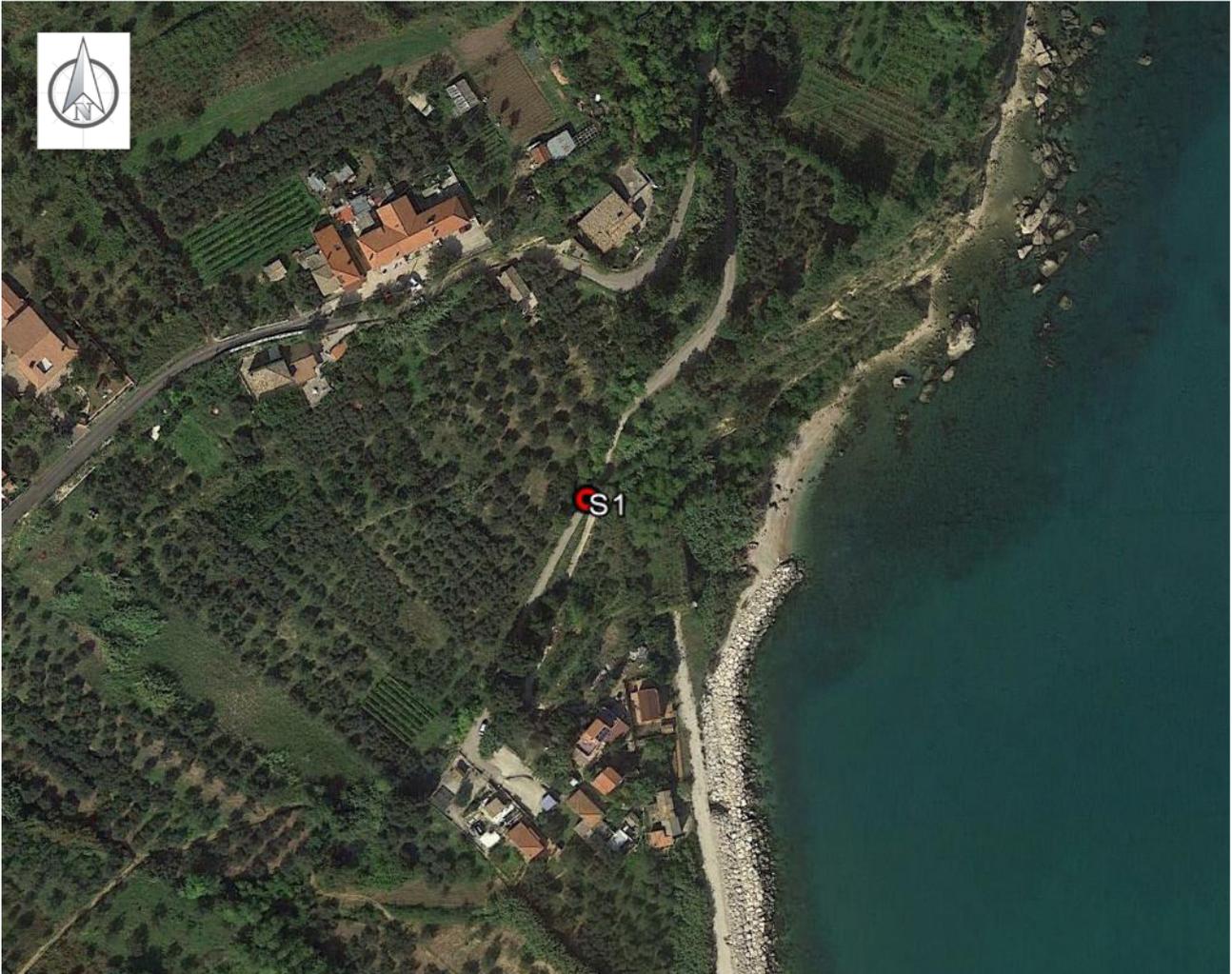
UBICAZIONE DELLE INDAGINI

Foglio 1 di 1

Commessa n°: 0026 del 30/06/2015

Committente: Amministrazione Provinciale di Chieti

Cantiere: Strada Verde dei Trabocchi - Galleria Moro - Ortona (CH)



Sondaggio geognostico a carotaggio continuo

S1

Lat: 42°19'55.14"N

Long: 14°25'25.15"E



Geotecnica Ricci s.r.l.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Autorizzazione a svolgere attività di prova e certificazione per prove geotecniche sui terreni ed in sito
Decreto 8502 del 22/12/2009

STRATIGRAFIA SONDAGGIO

Certificato n°: 2811/1 del 23/07/2015

Foglio 1 di 1

Mod. CEST Rev. 01

Commessa n° 0026/15 del 30/06/15 Sondaggio S1 Data Inizio 07/07/2015 Data Fine 10/07/2015
 Committente Amm.ne Prov.le di Chieti Cantiere Galleria Moro
 Località Ortona (CH) Quota (m s.l.m.) 33 m slm (WGS84) Il Geologo dott. A. Ricci
 Macchina operatrice Nenzi Neva 3S Metodo perforazione rotazione Diam. perforazione mm 101
 Campionamento carotaggio Diam. rivestimento mm 127 Carotiere semplice
 Ubicazione sondaggio 42°19'55.14"N 14°25'25.15"E Normativa di riferimento Racc. AGI 1977 Procedura di prova IQ 01/S

Profondita'	Potenza	Stratigrafia	Descrizione	Rivestimento	Prof. SPT	N° colpi SPT	Inclinometro	Scala 1:200
0.20	0.20		Asfalto e sottofondo.					1
4.00	3.80		Terreno detritico a grana fina e media costituito da limo sabbioso e/o sabbia limosa di colore variabile dal nocciola al cenere, al giallo oro. Presenza di numerosi clasti a spigoli vivi diffusi. Recupero (100%): materiale sciolto e spezzoni di carota.		2.90	24 17 31		2 3 4
11.90	7.90		Sabbia fina di colore avana chiaro con rari livelletti centimetrici di limo argilloso. Presenza di solette arenacee. Recupero (100%): materiale sciolto e in minor misura, spezzoni di carote.		6.00	50		5 6 7 8 9 10
13.40	1.50		Limo argilloso grigio con striature grigio scure e giallastre, presenza di un livello sabbioso centimetrico.	127.000	13.00	11 9 50		11 12 13
20.20	6.80		Ghiaia con elementi a spigoli arrotondati in matrice sabbiosa più o meno abbondante di colore variabile dal grigiastro a color ruggine. Recupero (100%): materiale sciolto.		15.20	50		14 15 16 17 18
29.20	9.00		Sabbia fina alternata a livelli decisamente limosi di colore variabile dal marroncino rossastro chiaro al giallastro. Recupero (100%): materiale sciolto e, in misura minore, spezzoni di carota.		18.50	31 24 50		19 20 21 22 23 24 25 26 27 28
30.50	1.30		Limo argilloso grigio con livelli sabbiosi. Recupero (100%): carote.				30.50	29 30

Lo Sperimentatore
(Dott. Geol. Angelo Ricci)

Il Direttore
(Dott. Geol. Renato Ricci)



S1 – Galleria Moro – Ortona

Postazione



da 0.00 a 5.00 m



Partita IVA / Codice Fiscale e R.I. 016 69 31 06 80 • REA c/o C.C.I.A.A. di Chieti N. 147419 • Sede Legale e Laboratorio:
Via Arenazze, 6/8 66100 CHIETI - Tel/Fax +39 0871 321631
www.geotecnicaricci.com • e-mail: info@geotecnicaricci.com



Decreto 8502 del 22/12/2009
Decreto 2531 del 15/03/2013



UNI EN ISO 9001:2008
Cert. n. 3046/0



Attestazione n.17855AL/17/00
OS20-B Class. II



Iscrizione n. 19



da 5.00 a 10.00 m



da 10.00 a 15.00 m



Partita IVA / Codice Fiscale e R.I. 016 69 31 06 80 • REA c/o C.C.I.A.A. di Chieti N. 147419 • Sede Legale e Laboratorio:
Via Arenazze, 6/8 66100 CHIETI - Tel/Fax +39 0871 321631
www.geotecnicaricci.com • e-mail: info@geotecnicaricci.com



Decreto 8502 del 22/12/2009
Decreto 2531 del 15/03/2013



UNI EN ISO 9001:2008
Cert. n. 3046/0



Attestazione n.17855AL/17/00
OS20-B Class. II



Iscrizione n. 19



da 15.00 a 20.00 m



da 20.00 a 25.00 m



Partita IVA / Codice Fiscale e R.I. 016 69 31 06 80 • REA c/o C.C.I.A.A. di Chieti N. 147419 • Sede Legale e Laboratorio:
Via Arenazze, 6/8 66100 CHIETI - Tel/Fax +39 0871 321631
www.geotecnicaricci.com • e-mail: info@geotecnicaricci.com



Decreto 8502 del 22/12/2009
Decreto 2531 del 15/03/2013



UNI EN ISO 9001:2008
Cert. n. 3046/0



Attestazione n.17855AL/17/00
OS20-B Class. II



dal 1984
A.L.G.I.

Iscrizione n. 19



da 25.00 a 30.00 m



Partita IVA / Codice Fiscale e R.I. 016 69 31 06 80 • REA c/o C.C.I.A.A. di Chieti N. 147419 • Sede Legale e Laboratorio:
Via Arenazze, 6/8 66100 CHIETI - Tel/Fax +39 0871 321631
www.geotecnicaricci.com • e-mail: info@geotecnicaricci.com



Decreto 8502 del 22/12/2009
Decreto 2531 del 15/03/2013



UNI EN ISO 9001:2008
Cert. n. 3046/0



Attestazione n.17855AL/17/00
OS20-B Class. II



Iscrizione n. 19



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
 Autorizzazione a svolgere attività di prova e certificazione per prove
 geotecniche sui terreni ed in sito
 Decreto 8502 del 22/12/2009
 Decreto 2531 del 15/03/2013

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SPT

Certificato n°: 2811/2 del 23/07/2015

Foglio 1 di 1

Commessa n°: 0026-15 del 30/06/2015

Committente: Amm.ne Prov.le di Chieti Cantiere: Galleria Moro - Ortona (CH)

Sondaggio n°: S1 Quota: 33 m s.l.m. Data esecuzione prova: 07-10/07/2015

Macchina Operatrice: Nenzi Neva 3S

Normativa di riferimento: (Raccomandazioni AGI 1977)

Procedura di prova Rif. MQ: ITL 03/S

Ubicazione prova: 42°19'55.14"N 14°25'25.15"E (WGS84)

Falda m dal p.c.: - Rivestimento m: 24 Diametro rivestimento: 127 mm

Diametro perforazione: 101 mm Modalità esecutive perforazione: carotaggio continuo

Caratteristiche campionatore

Campionatore Raymond

Massa battente	M = 63.50 kg	Lunghezza delle aste	La = 3.00 m
Altezza caduta libera	H = 0.76 m	Massa aste per metro	Ma = 7.00 kg
Diametro punta conica	D = 51.00 mm	Diametro aste	Φ = 50.00 mm
Area base punta conica	A = 20.43 cm ²	Avanzamento punta	δ = 0.15 m
Angolo apertura punta	α = 60 °	Numero di colpi punta (Relativo ad un avanzamento di 15 cm)	N = N(15)

Prova	Profondità (m)	N ₁	N ₂	N ₃	N _{SPT}	Note	Punta
1	2.90	17	24	31	55		chiusa
2	6.00	50	-	-	-	Per N ₁ = 50 avanzamento cm 14	chiusa
3	9.10	50	-	-	-	Per N ₁ = 50 avanzamento cm 9	chiusa
4	13.00	9	11	50	-	Per N ₃ = 50 avanzamento cm 12	chiusa
5	15.20	50	-	-	-	Per N ₁ = 50 avanzamento cm 10	chiusa
6	18.50	24	32	50	-	Per N ₃ = 50 avanzamento cm 13	chiusa

Osservazioni:

Incertezze di misura e/o anomalie riscontrate:

Lo Sperimentatore
 (Dott. Geol. Angelo Ricci)

Il Direttore
 (Dott. Geol. Renato Ricci)

Mod. CEPT Rev 01



Geotecnica Ricci s.r.l.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Autorizzazione a svolgere attività di prova e certificazione
per prove geotecniche sui terreni ed in sito
Decreto 8502 del 22/12/2009
Decreto 2531 del 15/03/2013

UBICAZIONE DELLE INDAGINI

Foglio 1 di 1

Commessa n°: 0026 del 30/06/2015

Committente: Amministrazione Provinciale di Chieti

Cantiere: Strada Verde dei Trabocchi - Galleria Acquaviva - San Vito Chietino (CH)



Sondaggio geognostico a carotaggio continuo

S1

Lat: 42°17'47.34"N Long: 14°27'54.39"E



Prova penetrometrica dinamica continua super pesante

DPSH1

Lat: 42°17'47.14"N Long: 14°27'54.58"E



Geotecnica Ricci s.r.l.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Autorizzazione a svolgere attività di prova e certificazione per prove geotecniche sui terreni ed in sito
Decreto 8502 del 22/12/2009

STRATIGRAFIA SONDAGGIO

Certificato n°: 2812/1 del 23/07/2015

Foglio 1 di 1

Mod. CEST Rev. 01

Commessa n° 0026/15 del 30/06/15 Sondaggio S1 Data Inizio 07/07/2015 Data Fine 07/07/2015
 Committente Amm.ne Prov.le di Chieti Cantiere Galleria Acquaviva
 Località San Vito (CH) Quota (m s.l.m.) 18 m slm (WGS84) Il Geologo dott. A. Ricci
 Macchina operatrice Nenzi Neva 3S Metodo perforazione rotazione Diam. perforazione mm 101
 Campionamento carotaggio Diam. rivestimento mm 127 Carotiere semplice
 Ubicazione sondaggio 42°17'47.34"N 14°27'54.39"E Normativa di riferimento Racc. AGI 1977 Procedura di prova IQ 01/S

Profondita'	Potenza	Stratigrafia	Descrizione	Rivestimento	Prof. SPT	N° colpi SPT	Scala 1:130
1.60	1.60		Terreno detritico costituito da sabbia e ghiaia. Clasti calcarei eterometrici di forma angolare.	127.000	3.00	6 5 10	1
2.90	2.90		Sabbia giallastra con striature color ruggine alternata, talora, a livelli decimetrici arenacei e livelli limoso argillosi di 10-40 cm di colore bruno rossastro. Recupero: materiale sciolto e spezzoni di carote.				2
4.50	4.50		Sabbia limosa di colore variabile dal giallastro al ruggine con sottili intercalazioni arenacee.				3
7.70	7.70						4
12.20	12.20		Sabbia fina di colore grigiastro. Recupero: materiale sciolto.				5
14.90	14.90		Limo argilloso grigio con spalmature ed intercalazioni sabbiose centimetriche dello stesso colore.				6
20.00	20.00						7
							8
							9
							10
							11
							12
							13
							14
							15
							16
							17
							18
							19
							20

Lo Sperimentatore (Dott. Geol. Angelo Ricci)

Il Direttore (Dott. Geol. Renato Ricci)



S1 – Galleria Acquaviva – San Vito

Postazione



da 0.00 a 5.00 m



Partita IVA / Codice Fiscale e R.I. 016 69 31 06 80 • REA c/o C.C.I.A.A. di Chieti N. 147419 • Sede Legale e Laboratorio:
Via Arenazze, 6/8 66100 CHIETI - Tel/Fax +39 0871 321631
www.geotecnicaricci.com • e-mail: info@geotecnicaricci.com



Decreto 8502 del 22/12/2009
Decreto 2531 del 15/03/2013



UNI EN ISO 9001:2008
Cert. n. 3046/0



Attestazione n.17855AL/17/00
OS20-B Class. II



dal 1984
A.L.G.I.

Iscrizione n. 19



da 5.00 a 10.00 m



da 10.00 a 15.00 m



Partita IVA / Codice Fiscale e R.I. 016 69 31 06 80 • REA c/o C.C.I.A.A. di Chieti N. 147419 • Sede Legale e Laboratorio:
Via Arenazze, 6/8 66100 CHIETI - Tel/Fax +39 0871 321631
www.geotecnicaricci.com • e-mail: info@geotecnicaricci.com



Decreto 8502 del 22/12/2009
Decreto 2531 del 15/03/2013



UNI EN ISO 9001:2008
Cert. n. 3046/0



Attestazione n.17855AL/17/00
OS20-B Class. II



dal 1984
A.L.G.I.

Iscrizione n. 19



da 15.00 a 20.00 m



Partita IVA / Codice Fiscale e R.I. 016 69 31 06 80 • REA c/o C.C.I.A.A. di Chieti N. 147419 • Sede Legale e Laboratorio:
Via Arenazze, 6/8 66100 CHIETI - Tel/Fax +39 0871 321631
www.geotecnicaricci.com • e-mail: info@geotecnicaricci.com



Decreto 8502 del 22/12/2009
Decreto 2531 del 15/03/2013



UNI EN ISO 9001:2008
Cert. n. 3046/0



Attestazione n.17855AL/17/00
OS20-B Class. II



Iscrizione n. 19



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
 Autorizzazione a svolgere attività di prova e certificazione per prove
 geotecniche sui terreni ed in sito
 Decreto 8502 del 22/12/2009
 Decreto 2531 del 15/03/2013

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SPT

Certificato n°: 2812/2 del 23/07/2015

Foglio 1 di 1

Commessa n°: 0026-15 del 30/06/2015

Committente: Amm.ne Prov.le di Chieti Cantiere: Galleria Acquaviva - San Vito (CH)

Sondaggio n°: S1 Quota: 18 m s.l.m. Data esecuzione prova: 07/07/2015

Macchina Operatrice: Nenzi Neva 3S

Normativa di riferimento: (Raccomandazioni AGI 1977)

Procedura di prova Rif. MQ: ITL 03/S

Ubicazione prova: 42°17'47.34"N 14°27'54.39"E (WGS84)

Falda m dal p.c.: - Rivestimento m: 12 Diametro rivestimento: 127 mm

Diametro perforazione: 101 mm Modalità esecutive perforazione: carotaggio continuo

Caratteristiche campionatore

Campionatore Raymond

Massa battente	M = 63.50 kg	Lunghezza delle aste	La = 3.00 m
Altezza caduta libera	H = 0.76 m	Massa aste per metro	Ma = 7.00 kg
Diametro punta conica	D = 51.00 mm	Diametro aste	Φ = 50.00 mm
Area base punta conica	A = 20.43 cm ²	Avanzamento punta	δ = 0.15 m
Angolo apertura punta	α = 60 °	Numero di colpi punta (Relativo ad un avanzamento di 15 cm)	N = N(15)

Prova	Profondità (m)	N ₁	N ₂	N ₃	N _{SPT}	Note	Punta
1	3.00	5	6	10	16		chiusa
2	6.00	9	15	22	37		chiusa
3	9.00	32	44	25	69		chiusa
4	12.00	50	-	-	-	Per N ₁ = 50 avanzamento cm 12	chiusa
5	15.00	18	50	-	-	Per N ₂ = 50 avanzamento cm 13	chiusa

Osservazioni:

Incertezze di misura e/o anomalie riscontrate:

Lo Sperimentatore
 (Dott. Geol. Angelo Ricci)

Il Direttore
 (Dott. Geol. Renato Ricci)

Mod. CEPT Rev 01



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
 Autorizzazione a svolgere attività di prova e certificazione per prove geotecniche sui terreni ed in sito
 Decreto 8502 del 22/12/2009
 Decreto 2531 del 15/03/2013

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
 CONTINUA (DPSH)**

Certificato n°: 2813 del 23/07/2015
 Foglio 1 di 3

Commessa n°: 0026-15 del 30/06/2015

Committente: Amm.ne Provinciale di Chieti Cantiere: Strada Verde dei Trabocchi - Galleria Acquaviva - Rocca S. Giovanni

Prova n°: DPSH1 Quota: 18 m s.l.m. (WGS84) Data esecuzione prova: 17/07/2015

Macchina Operatrice: Penetrometro Pagani TG 63-200 EML.C

Normativa di riferimento: (Raccomandazioni AGI 1977)

Procedura di prova Rif. MQ: ITL 04/S

Ubicazione prova: 42°17'47.14"N 14°27'54.58"E (WGS84)

Falda m dal p.c.: non rilevata Rivestimento m: -

Caratteristiche penetrometro

Penetrometro dinamico Super pesante (DPSH)

Massa battente	M = 63.50 kg
Altezza caduta libera	H = 0.75 m
Massa sistema battuta	Ms = 0.63 kg
Diametro punta conica	D = 51.00 mm
Area base punta conica	A = 20.43 cm ²
Angolo apertura punta	α = 60 °
Lunghezza delle aste	La = 1.00 m
Massa aste per metro	Ma = 6.31 kg
Prof. Giunzione 1a asta	P1 = 0.40 m
Avanzamento punta	δ = 0.20 m
Numero di colpi punta	N = N(20) ⇨ Relativo ad un avanzamento di 20 cm
Rivestimento/fanghi	NO
Energia specifica x colpo	Q = (MH)/(Aδ) = 1.14 MPa (prova SPT: Qspt = 0,77 MPa)
Coefficiente teorico di energia	βt = Q/Qspt = 1.489 (teoricamente: Nspt = βt N)

$$Rpd = M^2 H N / [A \delta (M + P)]$$

Rpd = resistenza dinamica punta

P = Massa totale aste e sistema battuta

Osservazioni:

Incertezze di misura e/o anomalie riscontrate:

Lo Sperimentatore
 (Dott. Geol. Angelo Ricci)

Il Direttore
 (Dott. Geol. Renato Ricci)



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
 Autorizzazione a svolgere attività di prova e certificazione per prove
 geotecniche sui terreni ed in sito
 Decreto 8502 del 22/12/2009
 Decreto 2531 del 15/03/2013

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
 CONTINUA (DPSH)**

Certificato n°: 2813 del 23/07/2015
 Foglio 2 di 3

Commessa n°: 0026-15 del 30/06/2015
 Committente: Amm.ne Provinciale di Chieti Cantiere: Strada Verde dei Trabocchi - Galleria Acquaviva - Rocca S. Giovanni
 Prova n°: DPSH1 Quota: 18 m s.l.m. (WGS84) Data esecuzione prova: 17/07/2015
 Macchina Operatrice: Penetrometro Pagani TG 63-200 EML.C

Normativa di riferimento: (Raccomandazioni AGI 1977)

Procedura di prova Rif. MQ: ITL 04/S

Prof. (m)	Numero colpi N = N (20)	asta	Rpd (Mpa)	Prof. (m)	Numero colpi N = N (20)	asta	Rpd (Mpa)	Prof. (m)	Numero colpi N = N (20)	asta	Rpd (Mpa)
0.2	3	1	3.20	9.8	28	11	15.5	-	-	-	-
0.4	3	1	3.20	10.0	26	11	14.4	-	-	-	-
0.6	2	2	1.90	10.2	25	11	13.9	-	-	-	-
0.8	2	2	1.90	10.4	27	11	15.0	-	-	-	-
1.0	8	2	7.70	10.6	21	12	11.1	-	-	-	-
1.2	4	2	3.90	10.8	29	12	15.4	-	-	-	-
1.4	2	2	1.90	11.0	31	12	16.4	-	-	-	-
1.6	3	3	2.70	11.2	33	12	17.5	-	-	-	-
1.8	6	3	5.40	11.4	35	12	18.6	-	-	-	-
2.0	7	3	6.20	11.6	33	13	16.7	-	-	-	-
2.2	9	3	8.00	11.8	40	13	20.3	-	-	-	-
2.4	13	3	11.60	12.0	46	13	23.3	-	-	-	-
2.6	11	4	9.10	12.2	50	13	25.4	-	-	-	-
2.8	13	4	10.80	-	-	-	-	-	-	-	-
3.0	12	4	10.00	-	-	-	-	-	-	-	-
3.2	14	4	11.60	-	-	-	-	-	-	-	-
3.4	16	4	13.30	-	-	-	-	-	-	-	-
3.6	10	5	7.70	-	-	-	-	-	-	-	-
3.8	13	5	10.10	-	-	-	-	-	-	-	-
4.0	12	5	9.30	-	-	-	-	-	-	-	-
4.2	15	5	11.60	-	-	-	-	-	-	-	-
4.4	11	5	8.50	-	-	-	-	-	-	-	-
4.6	11	6	8.00	-	-	-	-	-	-	-	-
4.8	20	6	14.50	-	-	-	-	-	-	-	-
5.0	18	6	13.10	-	-	-	-	-	-	-	-
5.2	19	6	13.80	-	-	-	-	-	-	-	-
5.4	16	6	11.60	-	-	-	-	-	-	-	-
5.6	14	7	9.60	-	-	-	-	-	-	-	-
5.8	16	7	11.00	-	-	-	-	-	-	-	-
6.0	15	7	10.30	-	-	-	-	-	-	-	-
6.2	18	7	12.30	-	-	-	-	-	-	-	-
6.4	19	7	13.00	-	-	-	-	-	-	-	-
6.6	25	8	16.20	-	-	-	-	-	-	-	-
6.8	38	8	24.60	-	-	-	-	-	-	-	-
7.0	32	8	20.70	-	-	-	-	-	-	-	-
7.2	36	8	23.30	-	-	-	-	-	-	-	-
7.4	38	8	24.60	-	-	-	-	-	-	-	-
7.6	26	9	15.90	-	-	-	-	-	-	-	-
7.8	11	9	6.70	-	-	-	-	-	-	-	-
8.0	11	9	6.70	-	-	-	-	-	-	-	-
8.2	13	9	8.00	-	-	-	-	-	-	-	-
8.4	15	9	9.20	-	-	-	-	-	-	-	-
8.6	17	10	9.90	-	-	-	-	-	-	-	-
8.8	19	10	11.10	-	-	-	-	-	-	-	-
9.0	19	10	11.10	-	-	-	-	-	-	-	-
9.2	16	10	9.30	-	-	-	-	-	-	-	-
9.4	21	10	12.20	-	-	-	-	-	-	-	-
9.6	19	11	10.50	-	-	-	-	-	-	-	-

Osservazioni:

Incertezze di misura e/o anomalie riscontrate:

Lo Sperimentatore
 (Dott. Geo. Angelo Ricci)

Il Direttore
 (Dott. Geo. Renato Ricci)

Mod. CEPS Rev 02



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
 Autorizzazione a svolgere attività di prova e certificazione per prove
 geotecniche sui terreni ed in sito
 Decreto 8502 del 22/12/2009
 Decreto 2531 del 15/03/2013

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
 CONTINUA (DPSH)**

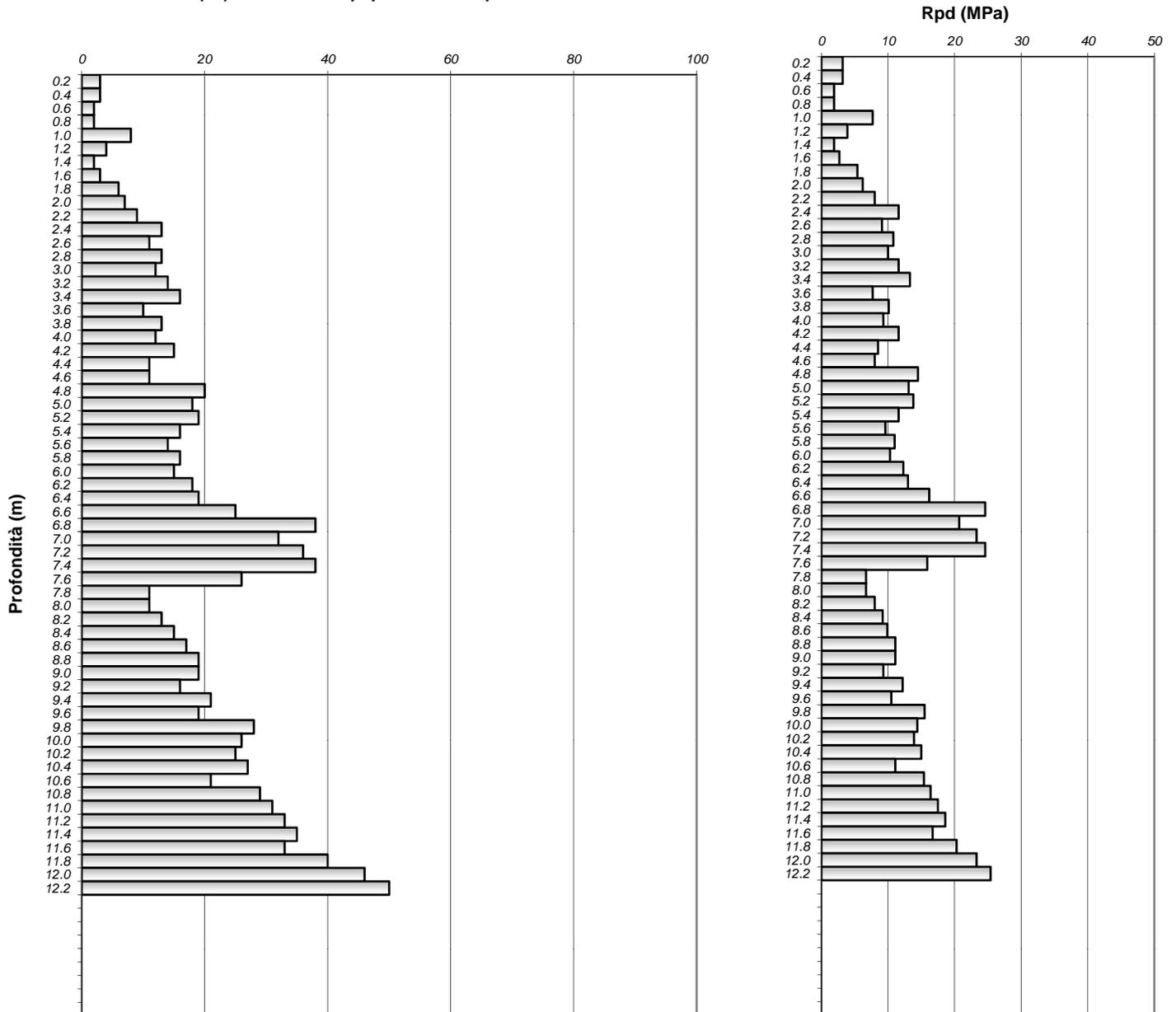
Certificato n°: 2813 del 23/07/2015
 Foglio 3 di 3

Commessa n°: 0026-15 del 30/06/2015
 Committente: Amm.ne Provinciale di Chieti Cantiere: Strada Verde dei Trabocchi - Galleria Acquaviva - Rocca S. Giovanni
 Prova n°: DPSH1 Quota: 18 m s.l.m. (WGS84) Data esecuzione prova: 17/07/2015
 Macchina Operatrice: Penetrometro Pagani TG 63-200 EML.C

Normativa di riferimento: (Raccomandazioni AGI 1977)

Procedura di prova Rif. MQ: ITL 04/S

N = N(20) numero di colpi penetrazione punta - avanzamento $\delta = 20$



Osservazioni:

Incertezze di misura e/o anomalie riscontrate:

Lo Sperimentatore
 (Dott. Geol. Angelo Ricci)

Il Direttore
 (Dott. Geol. Renato Ricci)

Mod. CEPS Rev 02



DPSH1 – Galleria Acquaviva – San Vito

Postazione



Partita IVA / Codice Fiscale e R.I. 016 69 31 06 80 • REA c/o C.C.I.A.A. di Chieti N. 147419 • Sede Legale e Laboratorio:
Via Arenazze, 6/8 66100 CHIETI - Tel/Fax +39 0871 321631
www.geotecnicaricci.com • e-mail: info@geotecnicaricci.com



Decreto 8502 del 22/12/2009
Decreto 2531 del 15/03/2013



UNI EN ISO 9001:2008
Cert. n. 3046/0



Attestazione n.17855AL/17/00
OS20-B Class. II



dal 1984
A.L.G.I.

Iscrizione n. 19



Geotecnica Ricci s.r.l.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Autorizzazione a svolgere attività di prova e certificazione
per prove geotecniche sui terreni ed in sito
Decreto 8502 del 22/12/2009
Decreto 2531 del 15/03/2013

UBICAZIONE DELLE INDAGINI

Foglio 1 di 1

Commessa n°: 0026 del 30/06/2015

Committente: Amministrazione Provinciale di Chieti

Cantiere: Strada Verde dei Trabocchi - Trabocco Punta Torre - Rocca San Giovanni (CH)



Sondaggio geognostico a carotaggio continuo

S1

Lat: 42°16'22.44"N

Long: 14°30'0.54"E



Geotecnica Ricci s.r.l.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Autorizzazione a svolgere attività di prova e certificazione per prove geotecniche sui terreni ed in sito
Decreto 8502 del 22/12/2009

STRATIGRAFIA SONDAGGIO

Certificato n°: 2814/1 del 23/07/2015

Foglio 1 di 1

Mod. CEST Rev. 01

Commessa n° 0026/15 del 30/06/15 Sondaggio S1 Data Inizio 13/07/2015 Data Fine 14/07/2015
 Committente Amm.ne Prov.le di Chieti Cantiere Trabocco Punta Torre
 Località Rocca San Giovanni (CH) Quota (m s.l.m.) 14 m slm (WGS84) Il Geologo dott. A. Ricci
 Macchina operatrice Nenzi Neva 3S Metodo perforazione rotazione Diam. perforazione mm 101
 Campionamento carotaggio Diam. rivestimento mm 127 Carotiere semplice
 Ubicazione sondaggio 42°16'22.42"N 14°30'0.39"E Normativa di riferimento Racc. AGI 1977 Procedura di prova IQ 01/S

Profondita'	Potenza	Stratigrafia	Descrizione	Rivestimento	Campioni	Prof. SPT	N° colpi SPT	Scala 1:130
13.70	13.70		Alternanza di limi argillosi e/o sabbiosi, di colore variabile dall'avana al nocciola con striature color ruggine e grigiastre, e livelli sabbiosi con intercalazioni arenacee centimetriche. Recupero (100%): carote e, in misura minore, materiale sciolto.	127.000	5.00 1265 5.50	3.00	15 12 20	1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20
18.60	4.90		Sabbia limosa e/o limo sabbioso di colore grigio, talora, con striature giallastre. Il tenore in sabbia diminuisce con la profondità. Recupero (100%): carote facilmente disgregabili.			7.00	36 25 50	
20.60	2.00		Limo argilloso di colore grigio.			9.20	32 20 50	
						12.00	27 18 50	
						16.00	36 24 48	
						20.00	1266	
						20.60		

Lo Sperimentatore
(Dott. Geol. Angelo Ricci)

Il Direttore
(Dott. Geol. Renato Ricci)



S1 – Trabocco Punta Torre – Rocca San Giovanni

Postazione



da 0.00 a 5.00 m



Partita IVA / Codice Fiscale e R.I. 016 69 31 06 80 • REA c/o C.C.I.A.A. di Chieti N. 147419 • Sede Legale e Laboratorio:
Via Arenazze, 6/8 66100 CHIETI - Tel/Fax +39 0871 321631
www.geotecnicaricci.com • e-mail: info@geotecnicaricci.com



Decreto 8502 del 22/12/2009
Decreto 2531 del 15/03/2013



UNI EN ISO 9001:2008
Cert. n. 3046/0



Attestazione n.17855AL/17/00
OS20-B Class. II



Iscrizione n. 19



da 5.00 a 10.00 m



da 10.00 a 15.00 m



Partita IVA / Codice Fiscale e R.I. 016 69 31 06 80 • REA c/o C.C.I.A.A. di Chieti N. 147419 • Sede Legale e Laboratorio:
Via Arenazze, 6/8 66100 CHIETI - Tel/Fax +39 0871 321631
www.geotecnicaricci.com • e-mail: info@geotecnicaricci.com



Decreto 8502 del 22/12/2009
Decreto 2531 del 15/03/2013



UNI EN ISO 9001:2008
Cert. n. 3046/0



Attestazione n.17855AL/17/00
OS20-B Class. II



Iscrizione n. 19



da 15.00 a 20.00 m



Partita IVA / Codice Fiscale e R.I. 016 69 31 06 80 • REA c/o C.C.I.A.A. di Chieti N. 147419 • Sede Legale e Laboratorio:
Via Arenazze, 6/8 66100 CHIETI - Tel/Fax +39 0871 321631
www.geotecnicaricci.com • e-mail: info@geotecnicaricci.com



Decreto 8502 del 22/12/2009
Decreto 2531 del 15/03/2013



UNI EN ISO 9001:2008
Cert. n. 3046/0



Attestazione n.17855AL/17/00
OS20-B Class. II



dal 1984
A.L.G.I.

Iscrizione n. 19



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
 Autorizzazione a svolgere attività di prova e certificazione per prove
 geotecniche sui terreni ed in sito
 Decreto 8502 del 22/12/2009
 Decreto 2531 del 15/03/2013

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SPT

Certificato n°: 2814/2 del 23/07/2015

Foglio 1 di 1

Commessa n°: 0026-15 del 30/06/2015

Committente: Amm.ne Prov.le di Chieti Cantiere: Trabocco Punta Torre - Rocca San Giovanni (CH)

Sondaggio n°: S1 Quota: 14 m s.l.m. Data esecuzione prova: 13-14/07/2015

Macchina Operatrice: Nenzi Neva 3S

Normativa di riferimento: (Raccomandazioni AGI 1977)

Procedura di prova Rif. MQ: ITL 03/S

Ubicazione prova: 42°16'22.42"N 14°30'0.39"E (WGS84)

Falda m dal p.c.: - Rivestimento m: 16.5 Diametro rivestimento: 127 mm

Diametro perforazione: 101 mm Modalità esecutive perforazione: carotaggio continuo

Caratteristiche campionatore

Campionatore Raymond

Massa battente	M = 63.50	kg	Lunghezza delle aste	La = 3.00	m
Altezza caduta libera	H = 0.76	m	Massa aste per metro	Ma = 7.00	kg
Diametro punta conica	D = 51.00	mm	Diametro aste	Φ = 50.00	mm
Area base punta conica	A = 20.43	cm ²	Avanzamento punta	δ = 0.15	m
Angolo apertura punta	α = 60	°	Numero di colpi punta (Relativo ad un avanzamento di 15 cm)	N = N(15)	

Prova	Profondità (m)	N ₁	N ₂	N ₃	N _{SPT}	Note	Punta
1	3.00	12	15	20	35		chiusa
2	7.00	25	36	50	-	Per N ₃ = 50 avanzamento cm 10	chiusa
3	9.20	20	32	50	-	Per N ₃ = 50 avanzamento cm 8	chiusa
4	12.00	18	27	50	-	Per N ₃ = 50 avanzamento cm 12	chiusa
5	16.00	24	35	48	83		chiusa

Osservazioni:

Incertezze di misura e/o anomalie riscontrate:

Lo Sperimentatore
 (Dott. Geol. Angelo Ricci)

Il Direttore
 (Dott. Geol. Renato Ricci)

Mod. CEPT Rev 01



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
 Autorizzazione a svolgere attività di prova e certificazione per prove geotecniche sui terreni ed in sito
 Decreto 8502 del 22/12/2009
 Decreto 2531 del 15/03/2013

**PRELIEVO CAMPIONI INDISTURBATI E A
 DISTURBO LIMITATO**

Certificato n°: 2814/3 del 23/07/2015
 Pag. 1 di 1

Commessa n°: 0026-15 del 30/06/2015

Committente: Amm.ne Prov.le di Chieti Cantiere: Trabocco Punta Torre - Rocca San Giovanni (CH)

Normativa di riferimento: Raccomandazioni AGI 1977

Procedura di prova Rif. MQ: ITL 02/S

Sondaggio n°: S1 Profondità: 20.6 m Falda: - m dal p.c.

Tipo sondaggio: rotazione percussione

Avanzamento: distruzione carotaggio

Ubicazione sondaggio: 42°16'22.42"N 14°30'0.39"E (WGS84)

Sigla campione	Profondità		Campionatore	Diametro campionatore mm	Data prelievo	Stato campione
	da m	a m				
1265	5.00	5.50	Shelby	86	13/07/2015	indisturbato
1266	20.00	20.60	Shelby	86	14/07/2015	indisturbato

Osservazioni:

Incertezze di misura e/o anomalie riscontrate:

Lo Sperimentatore
 (Dott. Geol. Angelo Ricci)

Il Direttore
 (Dott. Geol. Renato Ricci)

Mod. CEPC Rev 00



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Autorizzazione a svolgere attività di prova e certificazione per prove geotecniche sui terreni ed in sito
Decreto 8502 del 22/12/2009
Decreto 2531 del 15/03/2013

APERTURA E DESCRIZIONE GENERALE DEL CAMPIONE

Certificato n°: 4511/1 del 24/07/2015
Foglio 1 di 1

Commessa n°: 0026 del 30/06/2015 Verbale Accettazione n°: 407 del 15/07/2015

Committente: Amm.ne Prov.le di Chieti Cantiere: Trabocco Punta Torre - Rocca San Giovanni (CH)

Sondaggio n°: S1 Profondità m: 5.0 - 5.5 Sigla campione: 1265

Data prelievo: 13/07/2015 Data inizio prova: 16/07/2015 Data fine prova: 16/07/2015

Normativa di riferimento: ASTM D 2488 - 00, Raccomandazioni AGI 1994, ASTM D 4648 - 00

Procedura di prova Rif. MQ: ITL 01/L

Tipo contenitore: Fustella metallica Stato campione: ~~Disturbato~~ / Indisturbato

Lunghezza (cm): 35 Diametro "Φ"(mm): 86 Modalità di prelievo: campionatore Shelby

Descrizione: Sabbia con limo, argillosa, di colore giallastro.
(ASTM D 2488-93)

CLASSE DEL CAMPIONE (Racc. AGI 1994)	CONSISTENZA (ASTM D 2488-93)	Rp (kPa)	STUTTURA (ASTM D 2488-93)
<input type="checkbox"/> Q1 Disturbati o rimaneggiati	Moito tenero	≤ 40	<input type="checkbox"/> Stratificata
<input type="checkbox"/> Q2 Disturbati o rimaneggiati	Tenero	40 ÷ 80	<input checked="" type="checkbox"/> Laminata
<input type="checkbox"/> Q3 Disturbati o rimaneggiati	Consistente	80 ÷ 150	<input type="checkbox"/> Fessurata
<input type="checkbox"/> Q4 Disturbo limitato	Moito consistente	150 ÷ 300	<input type="checkbox"/> Levigata
<input checked="" type="checkbox"/> Q5 Indisturbati	Duro	≥ 300	<input type="checkbox"/> Scagliosa
			<input type="checkbox"/> Lenticolare
			<input type="checkbox"/> Omogenea

UMIDITA' (ASTM D2488-93)	PLASTICITA' (ASTM D 2488-93)	GRADO DI CEMENTAZIONE (ASTM D 2488-93)	REAZIONE CON HCl (ASTM D 2488-93)
<input checked="" type="checkbox"/> Secco	<input type="checkbox"/> Non plastico	<input checked="" type="checkbox"/> Debole	<input type="checkbox"/> Nulla
<input type="checkbox"/> Umido	<input type="checkbox"/> Poco plastico	<input type="checkbox"/> Moderato	<input type="checkbox"/> Debole
<input type="checkbox"/> Saturo	<input type="checkbox"/> Mediamente plastico	<input type="checkbox"/> Elevato	<input type="checkbox"/> Alta
	<input type="checkbox"/> Molto plastico		

Profondità (m)	Note	Prove eseguite	Pocket Penetrometer (kPa)	Vane Test (kPa) (ASTM D 4648-94)
5.00		Analisi granulometrica Prova di taglio diretto CD		
5.35				

Osservazioni:

Incertezze di misura e/o anomalie riscontrate:

Lo Sperimentatore

Dott. Geol. Angelo Ricci

Il Direttore

Dott. Geol. Renato Ricci

Mod. CEAC Rev 02



ANALISI GRANULOMETRICA

Certificato n°: 4511/2 24/07/2015

Foglio 1 di 1

Commessa n°: 0026 del 30/06/2015 Verbale Accettazione n°: 407 del 15/07/2015
 Committente: Amm.ne Prov.le di Chieti Cantiere: Trabocco Punta Torre - Rocca San Giovanni (CH)
 Sondaggio n°: S1 Profondità m: 5.0 - 5.5 Sigla campione: 1265
 Data prelievo: 13/07/2015 Data inizio prova: 17/07/2015 Data fine prova: 23/07/2015

Normativa di riferimento: UNI CEN ISO/TS 17892-4

Procedura di prova Rif. MQ: ITL05/L

Classe del campione: Q5 Stato campione: Disturbato / Indisturbato

Descrizione campione: Sabbia con limo, argillosa, di colore giallastro.

SETACCIATURA

Metodo usato: per via umida
 Massa iniziale terra (Mt) 316.36 g

Crivello Setaccio	Diametro (mm)	Somma prog. trattenuti (%)	P (%)
n°	(mm)	(%)	(%)
3"	75.0	0.00	100.00
2"	50.0	0.00	100.00
1,5"	38.1	0.00	100.00
1"	25.0	0.00	100.00
3/4"	19.0	0.00	100.00
3/8"	9.50	0.00	100.00
4	4.75	0.00	100.00
10	2.00	0.16	99.84
20	0.850	0.47	99.53
40	0.425	0.95	99.05
60	0.250	1.42	98.58
80	0.106	30.98	69.02
200	0.075	36.51	63.49

Passante al setaccio 200 (M_{0,075}) 200.86 g

SEDIMENTAZIONE

Massa totale iniziale (Mt): 53.40 g

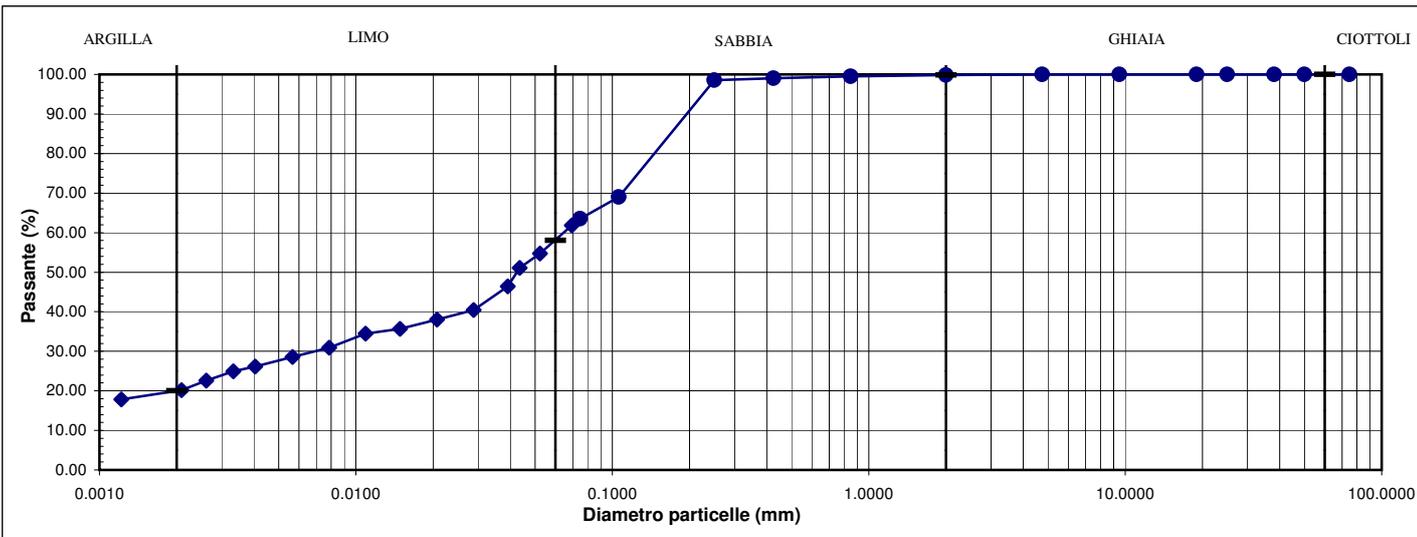
D (mm)	P (%)
0.0695	61.83
0.0522	54.69
0.0436	51.13
0.0391	46.37
0.0288	40.42
0.0207	38.05
0.0149	35.67
0.0109	34.48
0.0079	30.91
0.0057	28.54
0.0040	26.16
0.0033	24.97
0.0026	22.59
0.0021	20.21
0.0012	17.83

Massa volumica dei granuli solidi (ρ_s) (*): 2.65 Mg/m³

Aerometro tipo: ASTM 152H

Classificazione AGI: Sabbia con limo, argillosa.

G = 0.2 % L = 38.0 %
 S = 41.8 % A = 20.0 %



Osservazioni: (*) Valore assunto

Incertezze di misura e/o anomalie riscontrate:

Lo Sperimentatore

Dott. Geol. Angelo Ricci

Il Direttore

Dott. Geol. Renzo Ricci



PROVA DI TAGLIO DIRETTO

Certificato n°: 4511/3 del 24/07/2015
 Foglio 1 di 2

Commessa n°: 0026 del 30/06/2015 Verbale Accettazione n°: 407 del 15/07/2015
 Committente: Amm.ne Prov.le di Chieti Cantiere: Trabocco Punta Torre - Rocca San Giovanni (CH)
 Sondaggio n°: S1 Profondità m: 5.0 - 5.5 Sigla campione: 1265
 Data prelievo: 13/07/2015 Data inizio prova: 16/07/2015 Data fine prova: 22/07/2015

Normativa di riferimento: UNI CEN ISO/TS 17892-10

Procedura di prova Rif. MQ: ITL 11/L

Classe campione: Q5 Stato campione: Disturbate / Indisturbato / Ricompattate

Descrizione campione: Sabbia con limo, argillosa, di colore giallastro.

Posizione ed orientamento dei provini all'interno del campione: fustellamento secondo l'asse del campione

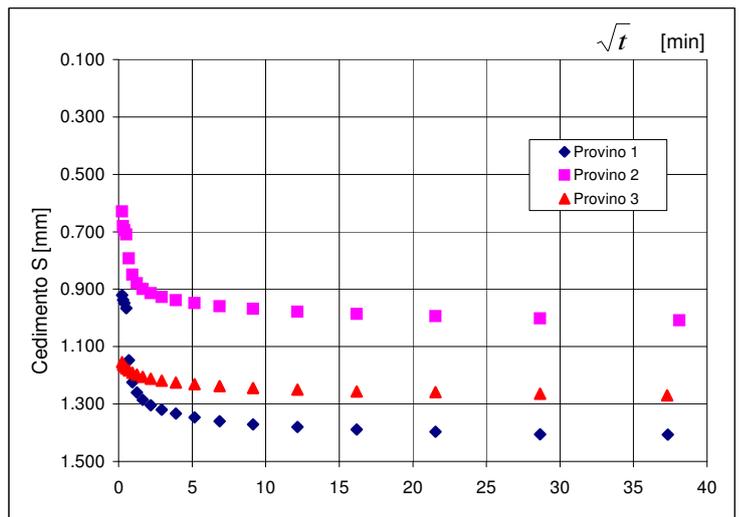
Apparecchiatura utilizzata: macchina di taglio diretto cod. int. 020055

Scatola di taglio: quadrata Condizione: sommersa

CARATTERISTICHE FISICHE INIZIALI		Provino 1	Provino 2	Provino 3	
Contenuto d'acqua	w _o	16.06	15.21	13.54	%
Massa volumica	ρ	1.53	1.58	1.61	Mg/m ³
Massa volumica secca	ρ _d	1.32	1.37	1.42	Mg/m ³
Indice dei vuoti iniziale	e _o	1.010	0.927	0.871	-
Grado di saturazione	S _{ro}	42.13	43.47	41.19	%
Massa volumica dei granuli (Valore assunto)	ρ _s	2.65			Mg/m ³

Provino 1		Provino 2		Provino 3	
Tensione normale efficace 100.0 kPa		Tensione normale efficace 200.0 kPa		Tensione normale efficace 300.0 kPa	
√t	ΔH	√t	ΔH	√t	ΔH
min	mm	min	mm	min	mm
0.23	0.921	0.23	0.629	0.23	1.154
0.30	0.937	0.30	0.680	0.30	1.163
0.40	0.949	0.40	0.695	0.40	1.170
0.53	0.966	0.53	0.709	0.53	1.176
0.70	1.148	0.70	0.793	0.70	1.183
0.93	1.224	0.93	0.849	0.93	1.191
1.24	1.260	1.24	0.879	1.24	1.197
1.65	1.285	1.65	0.899	1.65	1.205
2.19	1.304	2.19	0.914	2.19	1.212
2.92	1.320	2.92	0.927	2.92	1.219
3.88	1.333	3.88	0.938	3.88	1.225
5.17	1.347	5.17	0.949	5.17	1.231
6.88	1.360	6.88	0.960	6.88	1.238
9.15	1.371	9.15	0.969	9.15	1.244
12.17	1.380	12.17	0.978	12.17	1.250
16.19	1.389	16.19	0.986	16.19	1.256
21.54	1.397	21.54	0.994	21.54	1.259
28.66	1.405	28.66	1.002	28.66	1.264
37.34	1.407	38.13	1.009	37.28	1.270
-	-	50.73	1.016	-	-
-	-	50.73	1.023	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-

		Provino 1	Provino 2	Provino 3	
Lato	L	5.98	5.98	5.98	cm
Altezza	H ₀	1.96	2.00	1.96	cm
Sezione	A	35.76	35.76	35.76	cm ²



	Provino 1	Provino 2	Provino 3	
Tempo di fine consolidazione primaria t ₁₀₀	4.84	14.44	11.56	min
Velocità di deformazione calcolata	0.040	0.016	0.020	mm/min
Indice dei vuoti a fine consolidazione	0.866	0.829	0.750	-

Lo Sperimentatore
 (Dott. Geol. Angelo Ricci)

Il Direttore
 (Dott. Geol. Renato Ricci)

Mod. CETD Rev 03



Commessa n°: 0026 del 30/06/2015 Verbale Accettazione n°: 407 del 15/07/2015
 Committente: Amm.ne Prov.le di Chieti Cantiere: Trabocco Punta Torre - Rocca San Giovanni (CH)
 Sondaggio n°: S1 Profondità m: 5.0 - 5.5 Sigla campione: 1265
 Data prelievo: 13/07/2015 Data inizio prova: 16/07/2015 Data fine prova: 22/07/2015

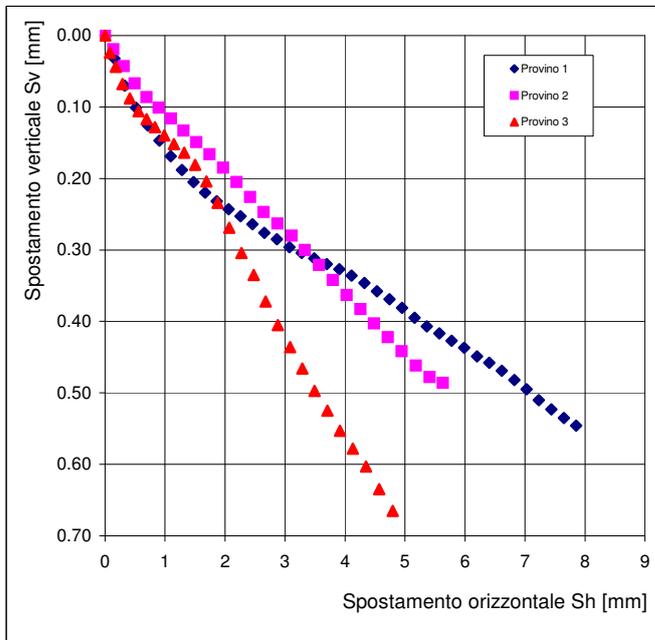
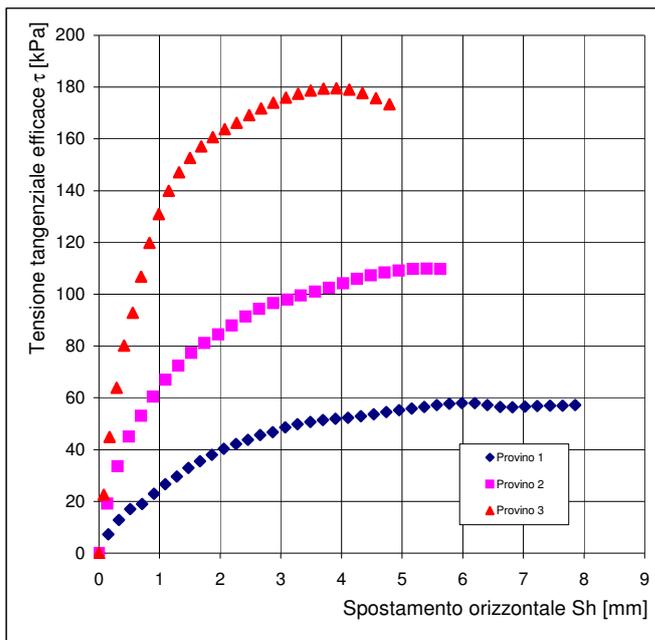
Normativa di riferimento: UNI CEN ISO/TS 17892-10

Procedura di prova Rif. MQ: ITL 11/L

FASE DI TAGLIO

Velocità di deformazione applicata	Provino 1 0.0200	Provino 2 0.0150	Provino 3 0.0200	mm/min
------------------------------------	---------------------	---------------------	---------------------	--------

Provino 1 Tensione normale efficace 100.0 kPa			Provino 2 Tensione normale efficace 200.0 kPa			Provino 3 Tensione normale efficace 300.0 kPa		
Sh mm	Sv mm	τ kPa	Sh mm	Sv mm	τ kPa	Sh mm	Sv mm	τ kPa
0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.154	0.032	7.272	0.137	0.019	19.162	0.078	0.024	22.600
0.328	0.070	12.852	0.309	0.043	33.599	0.176	0.044	44.914
0.514	0.101	16.977	0.496	0.067	44.963	0.292	0.068	63.895
0.713	0.126	19.026	0.693	0.086	52.978	0.415	0.088	80.181
0.905	0.147	22.941	0.894	0.101	60.444	0.556	0.106	92.836
1.092	0.169	26.673	1.099	0.116	66.922	0.693	0.117	106.776
1.284	0.188	29.626	1.310	0.133	72.416	0.834	0.128	119.896
1.476	0.205	32.941	1.525	0.149	77.288	0.989	0.140	130.895
1.666	0.220	35.530	1.743	0.166	81.152	1.150	0.152	139.910
1.863	0.232	37.963	1.969	0.185	84.448	1.322	0.164	147.077
2.058	0.243	40.266	2.192	0.205	87.871	1.500	0.181	152.657
2.260	0.253	42.154	2.418	0.226	91.396	1.688	0.204	157.087
2.457	0.264	43.758	2.643	0.247	94.353	1.878	0.234	160.725
2.656	0.276	45.594	2.875	0.263	96.590	2.073	0.269	163.726
2.863	0.285	46.783	3.109	0.280	97.926	2.273	0.304	166.191
3.071	0.296	48.567	3.329	0.300	99.468	2.478	0.335	169.189
3.276	0.304	49.781	3.568	0.321	101.009	2.676	0.372	171.702
3.487	0.312	50.686	3.796	0.342	102.422	2.878	0.405	173.961
3.694	0.320	51.409	4.027	0.363	104.219	3.084	0.436	175.915
3.902	0.327	51.900	4.256	0.383	105.939	3.287	0.466	177.412
4.108	0.336	52.314	4.483	0.403	107.274	3.493	0.497	178.705
4.321	0.346	52.882	4.714	0.422	108.326	3.706	0.525	179.440
4.530	0.358	53.683	4.945	0.442	109.122	3.914	0.553	179.592
4.740	0.369	54.561	5.179	0.462	109.686	4.128	0.578	179.009
4.949	0.381	55.259	5.410	0.478	109.865	4.348	0.603	177.640
5.158	0.395	55.853	5.632	0.486	109.777	4.568	0.635	175.661
5.365	0.407	56.524	-	-	-	4.794	0.665	173.378
5.571	0.417	57.221	-	-	-	-	-	-
5.777	0.427	57.686	-	-	-	-	-	-
5.986	0.437	57.996	-	-	-	-	-	-
6.198	0.449	57.893	-	-	-	-	-	-
6.405	0.458	57.221	-	-	-	-	-	-
6.615	0.469	56.447	-	-	-	-	-	-
6.820	0.482	56.369	-	-	-	-	-	-
7.025	0.495	56.576	-	-	-	-	-	-
7.229	0.510	56.808	-	-	-	-	-	-
7.440	0.523	56.911	-	-	-	-	-	-
7.647	0.535	56.963	-	-	-	-	-	-
7.853	0.546	57.170	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-



Contenuto d'acqua finale

Provino		1	2	3
Contenuto d'acqua finale	%	32.51	31.56	31.32

Osservazioni: _____ Incertezze di misura e/o anomalie riscontrate: _____

Lo Sperimentatore
 (Dott. Geol. Angelo Ricci)

Il Direttore
 (Dott. Geol. Renato Ricci)



Campione	01265			
Sondaggio	S1			
Profondità	da m	5.0	a m	5.5



Provini sottoposti a prove meccaniche



PROVA DI TAGLIO DIRETTO - Condizione di picco

COMMITTENTE

Amm.ne Prov.le di Chieti

LOCALITA'

occo Punta Torre - Rocca San Giovanni

Sondaggio n°

S1

Campione n°

1265

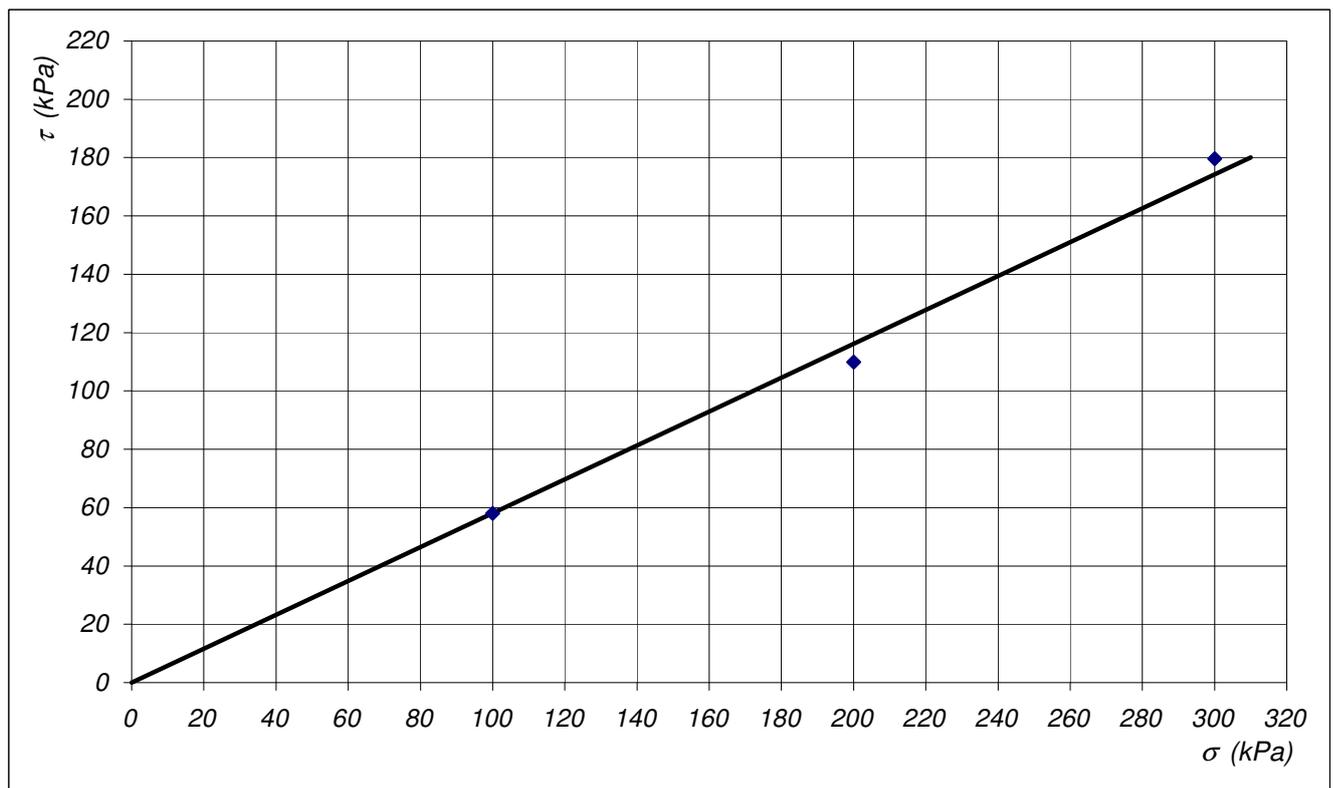
Profondità m.

5.0 - 5.5

Tipo di prova:

Consolidata drenata

Provino N°	Tensione normale efficace σ' (kPa)	Sforzo tangenziale a rottura τ (kPa)
1	100	58.00
2	200	109.87
3	300	179.59



$$\varphi' = 30.1 \text{ } ^\circ$$

$$c' = 0 \text{ kPa}$$

Osservazioni:



Geotecnica Ricci s.r.l.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Autorizzazione a svolgere attività di prova e certificazione
per prove geotecniche sui terreni ed in sito
Decreto 8502 del 22/12/2009
Decreto 2531 del 15/03/2013

UBICAZIONE DELLE INDAGINI

Foglio 1 di 1

Commessa n°: 0026 del 30/06/2015

Committente: Amministrazione Provinciale di Chieti

Cantiere: Strada Verde dei Trabocchi - Loc. San Nicola - Vasto (CH)



Sondaggio geognostico a carotaggio continuo

S1

Lat: 42° 7'26.58"N Long: 14° 43'15.51"E



Prova penetrometrica dinamica continua super pesante

DPSH1

Lat: 42° 7'26.44"N Long: 14° 43'15.51"E



Geotecnica Ricci s.r.l.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Autorizzazione a svolgere attività di prova e certificazione per prove geotecniche sui terreni ed in sito
Decreto 8502 del 22/12/2009

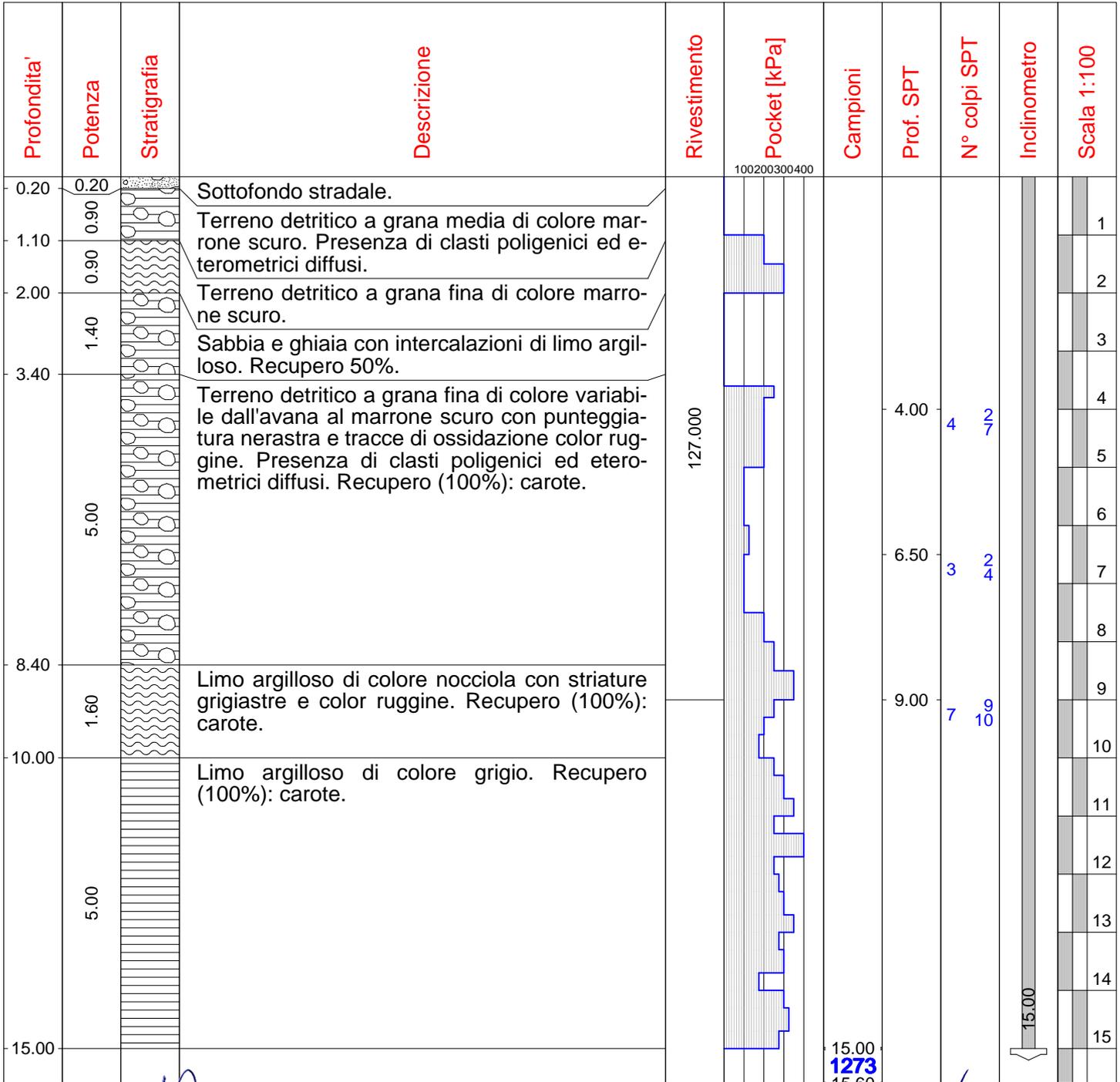
STRATIGRAFIA SONDAGGIO

Certificato n°: 2815/1 del 23/07/2015

Foglio 1 di 1

Mod. CEST Rev. 01

Commessa n° 0026/15 del 30/06/15 Sondaggio S1 Data Inizio 14/07/2015 Data Fine 14/07/2015
 Committente Amm.ne Prov.le di Chieti Cantiere Loc. San Nicola
 Località Vasto (CH) Quota (m s.l.m.) 21 (WGS84) Il Geologo dott. A. Ricci
 Macchina operatrice Nenzi Neva 3S Metodo perforazione rotazione Diam. perforazione mm 101
 Campionamento carotaggio Diam. rivestimento mm 127 Carotiere semplice
 Ubicazione sondaggio 42° 7'26.58"N 14°43'15.51"E Normativa di riferimento Racc. AGI 1977 Procedura di prova IQ 01/S



Lo Sperimentatore
(Dott. Geol. Angelo Ricci)

Il Direttore
(Dott. Geol. Renato Ricci)



S1 – Loc. San Nicola – Vasto

Postazione



da 0.00 a 5.00 m



Partita IVA / Codice Fiscale e R.I. 016 69 31 06 80 • REA c/o C.C.I.A.A. di Chieti N. 147419 • Sede Legale e Laboratorio:
Via Arenazze, 6/8 66100 CHIETI - Tel/Fax +39 0871 321631
www.geotecnicaricci.com • e-mail: info@geotecnicaricci.com



Decreto 8502 del 22/12/2009
Decreto 2531 del 15/03/2013



UNI EN ISO 9001:2008
Cert. n. 3046/0



Attestazione n.17855AL/17/00
OS20-B Class. II



dal 1984
A.L.G.I.

Iscrizione n. 19



da 5.00 a 10.00 m



da 10.00 a 15.00 m



Partita IVA / Codice Fiscale e R.I. 016 69 31 06 80 • REA c/o C.C.I.A.A. di Chieti N. 147419 • Sede Legale e Laboratorio:
Via Arenazze, 6/8 66100 CHIETI - Tel/Fax +39 0871 321631
www.geotecnicaricci.com • e-mail: info@geotecnicaricci.com



Decreto 8502 del 22/12/2009
Decreto 2531 del 15/03/2013



UNI EN ISO 9001:2008
Cert. n. 3046/0



Attestazione n.17855AL/17/00
OS20-B Class. II



dal 1984
A.L.G.I.

Iscrizione n. 19



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
 Autorizzazione a svolgere attività di prova e certificazione per prove
 geotecniche sui terreni ed in sito
 Decreto 8502 del 22/12/2009
 Decreto 2531 del 15/03/2013

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SPT

Certificato n°: 2815/2 del 23/07/2015
 Foglio 1 di 1

Commessa n°: 0026-15 del 30/06/2015

Committente: Amm.ne Prov.le di Chieti Cantiere: Loc. San Nicola - Vasto (CH)

Sondaggio n°: S1 Quota: 21 m s.l.m. Data esecuzione prova: 14/07/2015

Macchina Operatrice: Nenzi Neva 3S

Normativa di riferimento: (Raccomandazioni AGI 1977)

Procedura di prova Rif. MQ: ITL 03/S

Ubicazione prova: 42° 7'26.58"N 14°43'15.51"E (WGS84)

Falda m dal p.c.: - Rivestimento m: 9 Diametro rivestimento: 127 mm

Diametro perforazione: 101 mm Modalità esecutive perforazione: carotaggio continuo

Caratteristiche campionatore

Campionatore Raymond

Massa battente	M = 63.50 kg	Lunghezza delle aste	La = 3.00 m
Altezza caduta libera	H = 0.76 m	Massa aste per metro	Ma = 7.00 kg
Diametro punta conica	D = 51.00 mm	Diametro aste	Φ = 50.00 mm
Area base punta conica	A = 20.43 cm ²	Avanzamento punta	δ = 0.15 m
Angolo apertura punta	α = 60 °	Numero di colpi punta (Relativo ad un avanzamento di 15 cm)	N = N(15)

Prova	Profondità (m)	N ₁	N ₂	N ₃	N _{SPT}	Note	Punta
1	4.00	2	4	7	11		chiusa
2	6.50	2	3	4	7		chiusa
3	9.00	9	7	10	17		chiusa

Osservazioni:

Incertezze di misura e/o anomalie riscontrate:

Lo Sperimentatore
 (Dott. Geol. Angelo Ricci)

Il Direttore
 (Dott. Geol. Renato Ricci)

Mod. CEPT Rev 01



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Autorizzazione a svolgere attività di prova e certificazione per prove geotecniche sui terreni ed in sito
Decreto 8502 del 22/12/2009
Decreto 2531 del 15/03/2013

**PRELIEVO CAMPIONI INDISTURBATI E A
DISTURBO LIMITATO**

Certificato n°: 2815/3 del 23/07/2015

Pag. 1 di 1

Commessa n°: 0026-15 del 30/06/2015

Committente: Amm.ne Prov.le di Chieti Cantiere: Loc. San Nicola - Vasto (CH)

Normativa di riferimento: Raccomandazioni AGI 1977

Procedura di prova Rif. MQ: ITL 02/S

Sondaggio n°: S1 Profondità: 15.6 m Falda: - m dal p.c.

Tipo sondaggio: rotazione percussione

Avanzamento: distruzione carotaggio

Ubicazione sondaggio: 42° 7'26.58"N 14°43'15.51"E (WGS84)

Sigla campione	Profondità		Campionatore	Diametro campionatore mm	Data prelievo	Stato campione
	da m	a m				
1273	15.00	15.60	Shelby	86	14/07/2015	indisturbato

Osservazioni:

Incertezze di misura e/o anomalie riscontrate:

Lo Sperimentatore
(Dott. Geol. Angelo Ricci)

Il Direttore
(Dott. Geol. Renato Ricci)

Mod. CEPC Rev 00



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Autorizzazione a svolgere attività di prova e certificazione per prove geotecniche sui terreni ed in sito
Decreto 8502 del 22/12/2009
Decreto 2531 del 15/03/2013

APERTURA E DESCRIZIONE GENERALE DEL CAMPIONE

Certificato n°: 4512/1 del 24/07/2015
Foglio 1 di 1

Commessa n°: 0026 del 30/06/2015 Verbale Accettazione n°: 409 del 17/07/2015
Committente: Amm.ne Prov.le di Chieti Cantiere: San Nicola - Vasto (CH)
Sondaggio n°: S1 Profondità m: 15.0 - 15.6 Sigla campione: 1273
Data prelievo: 16/07/2015 Data inizio prova: 20/07/2015 Data fine prova: 20/07/2015

Normativa di riferimento: ASTM D 2488 - 00, Raccomandazioni AGI 1994, ASTM D 4648 - 00

Procedura di prova Rif. MQ: ITL 01/L

Tipo contenitore: Fustella metallica Stato campione: ~~Disturbato~~ / Indisturbato
Lunghezza (cm): 54 Diametro "Φ"(mm): 86 Modalità di prelievo: campionatore Shelby

Descrizione: Limo con argilla di colore grigio.
(ASTM D 2488-93)

CLASSE DEL CAMPIONE (Racc. AGI 1994)	CONSISTENZA (ASTM D 2488-93)	Rp (kPa)	STUTTURA (ASTM D 2488-93)
<input type="checkbox"/> Q1 Disturbati o rimaneggiati	<input type="checkbox"/> Molto tenero	≤ 40	<input type="checkbox"/> Stratificata
<input type="checkbox"/> Q2 Disturbati o rimaneggiati	<input type="checkbox"/> Tenero	40 ÷ 80	<input type="checkbox"/> Laminata
<input type="checkbox"/> Q3 Disturbati o rimaneggiati	<input checked="" type="checkbox"/> Consistente	80 ÷ 150	<input type="checkbox"/> Fessurata
<input type="checkbox"/> Q4 Disturbo limitato	<input checked="" type="checkbox"/> Molto consistente	150 ÷ 300	<input type="checkbox"/> Levigata
<input checked="" type="checkbox"/> Q5 Indisturbati	<input type="checkbox"/> Duro	≥ 300	<input type="checkbox"/> Scagliosa
			<input type="checkbox"/> Lenticolare
			<input checked="" type="checkbox"/> Omogenea

UMIDITA' (ASTM D2488-93)	PLASTICITA' (ASTM D 2488-93)	GRADO DI CEMENTAZIONE (ASTM D 2488-93)	REAZIONE CON HCl (ASTM D 2488-93)
<input type="checkbox"/> Secco	<input type="checkbox"/> Non plastico	<input type="checkbox"/> Debole	<input type="checkbox"/> Nulla
<input checked="" type="checkbox"/> Umido	<input checked="" type="checkbox"/> Poco plastico	<input type="checkbox"/> Moderato	<input type="checkbox"/> Debole
<input type="checkbox"/> Saturo	<input checked="" type="checkbox"/> Mediamente plastico	<input type="checkbox"/> Elevato	<input type="checkbox"/> Alta
	<input type="checkbox"/> Molto plastico		

Profondità (m)	Note	Prove eseguite	Pocket Penetrometer (kPa)	Vane Test (kPa) (ASTM D 4648-94)
15.00		Analisi granulometrica Prova di taglio diretto CD	100	
			150	
15.54			300	

Osservazioni:

Incertezze di misura e/o anomalie riscontrate:

Lo Sperimentatore

Dott. Geol. Angelo Ricci

Il Direttore

Dott. Geol. Angelo Ricci

Mod. CEAC Rev.02



ANALISI GRANULOMETRICA

Certificato n°: 4512/2 24/07/2015

Foglio 1 di 1

Commessa n°: 0026 del 30/06/2015 Verbale Accettazione n°: 409 del 17/07/2015

Committente: Amm.ne Prov.le di Chieti Cantiere: San Nicola - Vasto (CH)

Sondaggio n°: S1 Profondità m: 15.0 - 15.6 Sigla campione: 1273

Data prelievo: 13/07/2015 Data inizio prova: 21/07/2015 Data fine prova: 24/07/2015

Normativa di riferimento: UNI CEN ISO/TS 17892-4

Procedura di prova Rif. MQ: ITL05/L

Classe del campione: Q5 Stato campione: ~~Disturbato~~ / Indisturbato

Descrizione campione: Limo con argilla di colore grigio.

SETACCIATURA

Metodo usato: per via umida
 Massa iniziale terra (Mt) 241.04 g

Crivello Setaccio	Diametro (mm)	Somma prog. trattenuti (%)	P (%)
n°	(mm)	(%)	(%)
3"	75.0	0.00	100.00
2"	50.0	0.00	100.00
1,5"	38.1	0.00	100.00
1"	25.0	0.00	100.00
3/4"	19.0	0.00	100.00
3/8"	9.50	0.00	100.00
4	4.75	0.00	100.00
10	2.00	0.21	99.79
20	0.850	0.41	99.59
40	0.425	0.41	99.59
60	0.250	0.41	99.59
80	0.106	0.41	99.59
200	0.075	0.83	99.17

Passante al setaccio 200 (M_{0,075}) 239.04 g

SEDIMENTAZIONE

Massa totale iniziale (Mt): 53.74 g

D (mm)	P (%)
0.0666	98.65
0.0484	95.00
0.0398	93.17
0.0349	91.35
0.0250	89.52
0.0180	85.87
0.0131	78.56
0.0100	71.25
0.0071	67.60
0.0052	62.12
0.0038	54.81
0.0031	49.33
0.0028	45.67
0.0020	40.19
0.0012	34.71

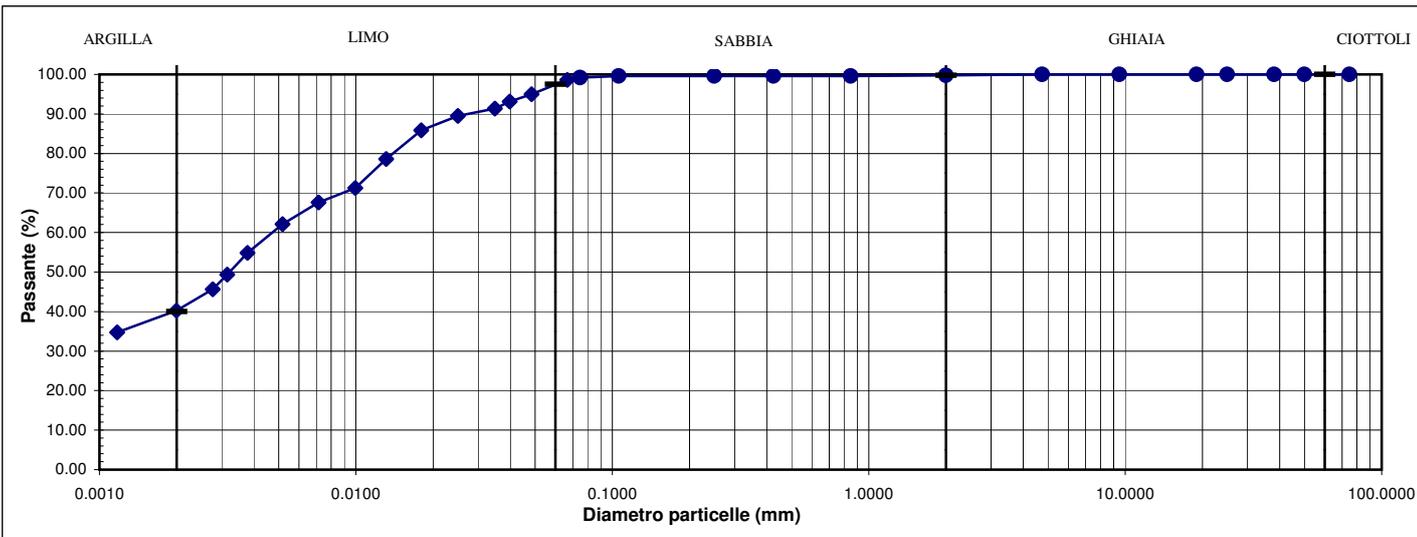
Massa volumica dei granuli solidi (ρ_s) (*): 2.70 Mg/m³

Aerometro tipo: ASTM 152H

Classificazione AGI: Limo con argilla

G = 0.2 % L = 57.5 %

S = 2.3 % A = 40.0 %



Osservazioni: (*) Valore assunto

Incertezze di misura e/o anomalie riscontrate:

Lo Sperimentatore

Dott. Geol. Angelo Ricci

Il Direttore

Dott. Geol. Renato Ricci



PROVA DI TAGLIO DIRETTO

Certificato n°: 4512/3 del 24/07/2015
 Foglio 1 di 2

Commessa n°: 0026 del 30/06/2015 Verbale Accettazione n°: 409 del 17/07/2015
 Committente: Amm.ne Prov.le di Chieti Cantiere: San Nicola - Vasto (CH)
 Sondaggio n°: S1 Profondità m: 15.0 - 15.5 Sigla campione: 1273
 Data prelievo: 16/07/2015 Data inizio prova: 20/07/2015 Data fine prova: 24/07/2015

Normativa di riferimento: UNI CEN ISO/TS 17892-10

Procedura di prova Rif. MQ: ITL 11/L

Classe campione: Q5 Stato campione: Disturbate / Indisturbato / Ricompattate

Descrizione campione: Limo con argilla di colore grigio.

Posizione ed orientamento dei provini all'interno del campione: fustellamento secondo l'asse del campione

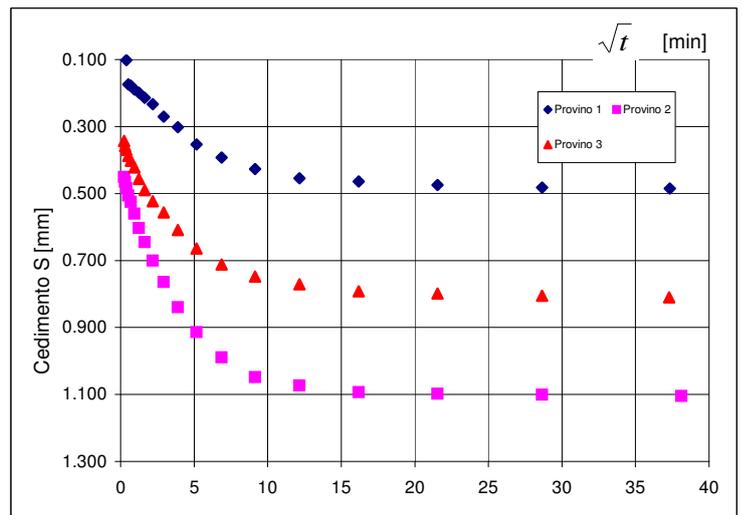
Apparecchiatura utilizzata: macchina di taglio diretto cod. int. 020055

Scatola di taglio: quadrata Condizione: sommersa

CARATTERISTICHE FISICHE INIZIALI					Provino 1	Provino 2	Provino 3	
Contenuto d'acqua	w_o	31.13	30.54	30.54	%			
Massa volumica	ρ	1.94	1.93	2.02	Mg/m ³			
Massa volumica secca	ρ_d	1.48	1.48	1.55	Mg/m ³			
Indice dei vuoti iniziale	e_o	0.827	0.823	0.742	-			
Grado di saturazione	S_{ro}	100.00	100.00	100.00	%			
Massa volumica dei granuli (Valore assunto)	ρ_s	2.70		Mg/m ³				

Provino 1		Provino 2		Provino 3	
Tensione normale efficace 100.0 kPa		Tensione normale efficace 200.0 kPa		Tensione normale efficace 300.0 kPa	
\sqrt{t}	ΔH	\sqrt{t}	ΔH	\sqrt{t}	ΔH
min	mm	min	mm	min	mm
0.23	0.055	0.23	0.451	0.23	0.343
0.30	0.075	0.30	0.465	0.30	0.358
0.40	0.102	0.40	0.484	0.40	0.370
0.53	0.174	0.53	0.506	0.53	0.388
0.70	0.178	0.70	0.525	0.70	0.402
0.93	0.190	0.93	0.560	0.93	0.422
1.24	0.199	1.24	0.603	1.24	0.456
1.65	0.214	1.65	0.645	1.65	0.490
2.19	0.233	2.19	0.700	2.19	0.523
2.92	0.271	2.92	0.764	2.92	0.557
3.88	0.302	3.88	0.840	3.88	0.609
5.17	0.354	5.17	0.914	5.17	0.664
6.88	0.393	6.88	0.989	6.88	0.712
9.15	0.427	9.15	1.048	9.15	0.748
12.17	0.455	12.17	1.073	12.17	0.771
16.19	0.464	16.19	1.093	16.19	0.792
21.54	0.475	21.54	1.098	21.54	0.799
28.66	0.482	28.66	1.101	28.66	0.805
37.34	0.485	38.13	1.105	37.28	0.810
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-

Dimensioni provini					
		Provino 1	Provino 2	Provino 3	
Lato	L	5.98	5.98	5.98	cm
Altezza	H ₀	2.00	1.96	2.00	cm
Sezione	A	35.76	35.76	35.76	cm ²



	Provino 1	Provino 2	Provino 3	
Tempo di fine consolidazione primaria t_{100}	67.24	53.29	56.25	min
Velocità di deformazione calcolata	0.003	0.004	0.004	mm/min
Indice dei vuoti a fine consolidazione	0.782	0.720	0.671	-

Lo Sperimentatore
 (Dott. Geol. Angelo Ricci)

Il Direttore
 (Dott. Geol. Renato Ricci)

PROVA DI TAGLIO DIRETTO - Condizione di picco

COMMITTENTE

Amm.ne Prov.le di Chieti

LOCALITA'

San Nicola - Vasto (CH)

Sondaggio n°

S1

Campione n°

1273

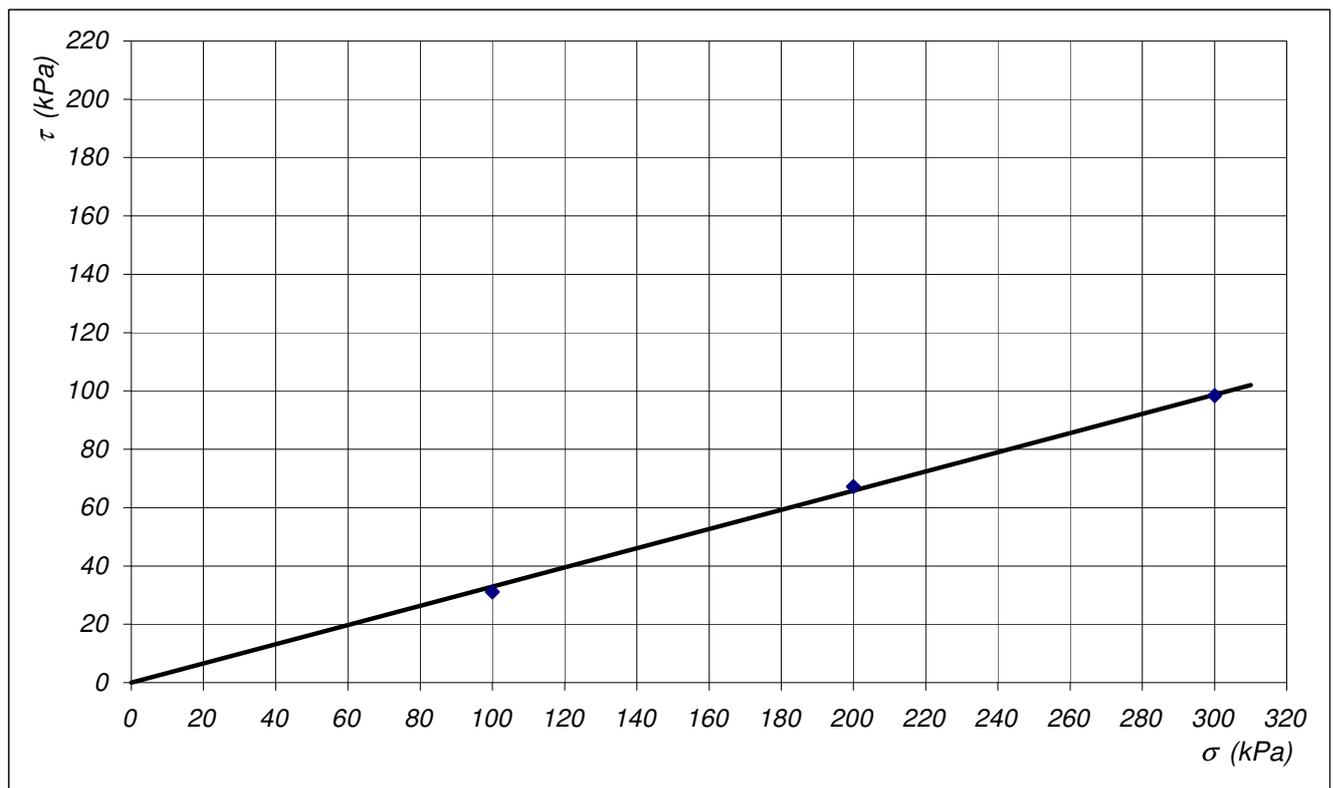
Profondità m.

15.0 - 15.5

Tipo di prova:

Consolidata drenata

Provino N°	Tensione normale efficace σ' (kPa)	Sforzo tangenziale a rottura τ (kPa)
1	100	31.04
2	200	67.25
3	300	98.40



$$\varphi' = 18.2 \text{ } ^\circ$$

$$c' = 0 \text{ kPa}$$

Osservazioni:



Campione	01273			
Sondaggio	S1			
Profondità	da m	15.0	a m	15.6



Provini sottoposti a prove meccaniche





Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
 Autorizzazione a svolgere attività di prova e certificazione per prove
 geotecniche sui terreni ed in sito
 Decreto 8502 del 22/12/2009
 Decreto 2531 del 15/03/2013

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
 CONTINUA (DPSH)**

Certificato n°: 2817 del 23/07/2015
 Foglio 1 di 3

Commessa n°: 0026-15 del 30/06/2015

Committente: Amm.ne Provinciale di Chieti Cantiere: Loc. San Nicola - Vasto (CH)

Prova n°: DPSH1 Quota: 21 m s.l.m. (WGS84) Data esecuzione prova: 17/07/2015

Macchina Operatrice: Penetrometro Pagani TG 63-200 EML.C

Normativa di riferimento: (Raccomandazioni AGI 1977)

Procedura di prova Rif. MQ: ITL 04/S

Ubicazione prova: 42° 7'26.44"N 14°43'15.51"E (WGS84)

Falda m dal p.c.: non rilevata

Rivestimento m: -

Caratteristiche penetrometro

Penetrometro dinamico Super pesante (DPSH)

Massa battente	M = 63.50	kg
Altezza caduta libera	H = 0.75	m
Massa sistema battuta	Ms = 0.63	kg
Diametro punta conica	D = 51.00	mm
Area base punta conica	A = 20.43	cm ²
Angolo apertura punta	α = 60	°
Lunghezza delle aste	La = 1.00	m
Massa aste per metro	Ma = 6.31	kg
Prof. Giunzione 1a asta	P1 = 0.40	m
Avanzamento punta	δ = 0.20	m
Numero di colpi punta	N = N(20) ⇒	Relativo ad un avanzamento di 20 cm
Rivestimento/fanghi	NO	
Energia specifica x colpo	Q = (MH)/(Aδ) = 1.14	MPa (prova SPT: Qspt = 0,77 MPa)
Coefficiente teorico di energia	βt = Q/Qspt = 1.489	(teoricamente: Nspt = βt N)

$$Rpd = M^2 H N / [A \delta (M + P)]$$

Rpd = resistenza dinamica punta

P = Massa totale aste e sistema battuta

Osservazioni:

Incertezze di misura e/o anomalie riscontrate:

Lo Sperimentatore

(Dott. Geol. Angelo Ricci)

Il Direttore

(Dott. Geol. Renato Ricci)

Mod. CEPD Rev 02



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
 Autorizzazione a svolgere attività di prova e certificazione per prove
 geotecniche sui terreni ed in sito
 Decreto 8502 del 22/12/2009
 Decreto 2531 del 15/03/2013

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
 CONTINUA (DPSH)**

Certificato n°: 2817 del 23/07/2015
 Foglio 2 di 3

Commessa n°: 0026-15 del 30/06/2015
 Committente: Amm.ne Provinciale di Chieti Cantiere: Loc. San Nicola - Vasto (CH)
 Prova n°: DPSH1 Quota: 21 m s.l.m. (WGS84) Data esecuzione prova: 17/07/2015
 Macchina Operatrice: Penetrometro Pagani TG 63-200 EML.C

Normativa di riferimento: (Raccomandazioni AGI 1977)

Procedura di prova Rif. MQ: ITL 04/S

Prof. (m)	Numero colpi N = N (20)	asta	Rpd (Mpa)	Prof. (m)	Numero colpi N = N (20)	asta	Rpd (Mpa)	Prof. (m)	Numero colpi N = N (20)	asta	Rpd (Mpa)
0.2	14	1	14.70	9.8	13	11	7.2	-	-	-	-
0.4	11	1	11.60	10.0	15	11	8.3	-	-	-	-
0.6	3	2	2.90	10.2	13	11	7.2	-	-	-	-
0.8	4	2	3.90	10.4	13	11	7.2	-	-	-	-
1.0	4	2	3.90	10.6	14	12	7.4	-	-	-	-
1.2	5	2	4.80	10.8	14	12	7.4	-	-	-	-
1.4	3	2	2.90	11.0	15	12	8.0	-	-	-	-
1.6	3	3	2.70	11.2	12	12	6.4	-	-	-	-
1.8	3	3	2.70	11.4	14	12	7.4	-	-	-	-
2.0	3	3	2.70	11.6	12	13	6.1	-	-	-	-
2.2	4	3	3.60	11.8	13	13	6.6	-	-	-	-
2.4	2	3	1.80	12.0	13	13	6.6	-	-	-	-
2.6	3	4	2.50	12.2	17	13	8.6	-	-	-	-
2.8	4	4	3.30	12.4	18	13	9.1	-	-	-	-
3.0	5	4	4.10	12.6	13	14	6.3	-	-	-	-
3.2	7	4	5.80	12.8	15	14	7.3	-	-	-	-
3.4	3	4	2.50	13.0	15	14	7.3	-	-	-	-
3.6	2	5	1.50	13.2	17	14	8.3	-	-	-	-
3.8	3	5	2.30	13.4	14	14	6.8	-	-	-	-
4.0	3	5	2.30	13.6	13	15	6.1	-	-	-	-
4.2	3	5	2.30	13.8	16	15	7.5	-	-	-	-
4.4	2	5	1.50	14.0	18	15	8.4	-	-	-	-
4.6	3	6	2.20	14.2	18	15	8.4	-	-	-	-
4.8	4	6	2.90	14.4	17	15	7.9	-	-	-	-
5.0	3	6	2.20	14.6	19	16	8.5	-	-	-	-
5.2	3	6	2.20	14.8	19	16	8.5	-	-	-	-
5.4	3	6	2.20	15.0	18	16	8.1	-	-	-	-
5.6	3	7	2.10	-	-	-	-	-	-	-	-
5.8	2	7	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-
6.0	2	7	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-
6.2	3	7	2.10	-	-	-	-	-	-	-	-
6.4	2	7	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-
6.6	2	8	1.30	-	-	-	-	-	-	-	-
6.8	2	8	1.30	-	-	-	-	-	-	-	-
7.0	3	8	1.90	-	-	-	-	-	-	-	-
7.2	4	8	2.60	-	-	-	-	-	-	-	-
7.4	5	8	3.20	-	-	-	-	-	-	-	-
7.6	5	9	3.10	-	-	-	-	-	-	-	-
7.8	5	9	3.10	-	-	-	-	-	-	-	-
8.0	6	9	3.70	-	-	-	-	-	-	-	-
8.2	6	9	3.70	-	-	-	-	-	-	-	-
8.4	7	9	4.30	-	-	-	-	-	-	-	-
8.6	9	10	5.20	-	-	-	-	-	-	-	-
8.8	8	10	4.70	-	-	-	-	-	-	-	-
9.0	8	10	4.70	-	-	-	-	-	-	-	-
9.2	10	10	5.80	-	-	-	-	-	-	-	-
9.4	12	10	7.00	-	-	-	-	-	-	-	-
9.6	11	11	6.10	-	-	-	-	-	-	-	-

Osservazioni:

Incertezze di misura e/o anomalie riscontrate:

Lo Sperimentatore
 (Dott. Geol. Angelo Ricci)

Il Direttore
 (Dott. Geol. Renato Ricci)

Mod. CEPS Rev 02



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
 Autorizzazione a svolgere attività di prova e certificazione per prove geotecniche sui terreni ed in sito
 Decreto 8502 del 22/12/2009
 Decreto 2531 del 15/03/2013

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
 CONTINUA (DPSH)**

Certificato n°: 2817 del 23/07/2015

Foglio 3 di 3

Commessa n°: 0026-15 del 30/06/2015

Committente: Amm.ne Provinciale di Chieti Cantiere: Loc. San Nicola - Vasto (CH)

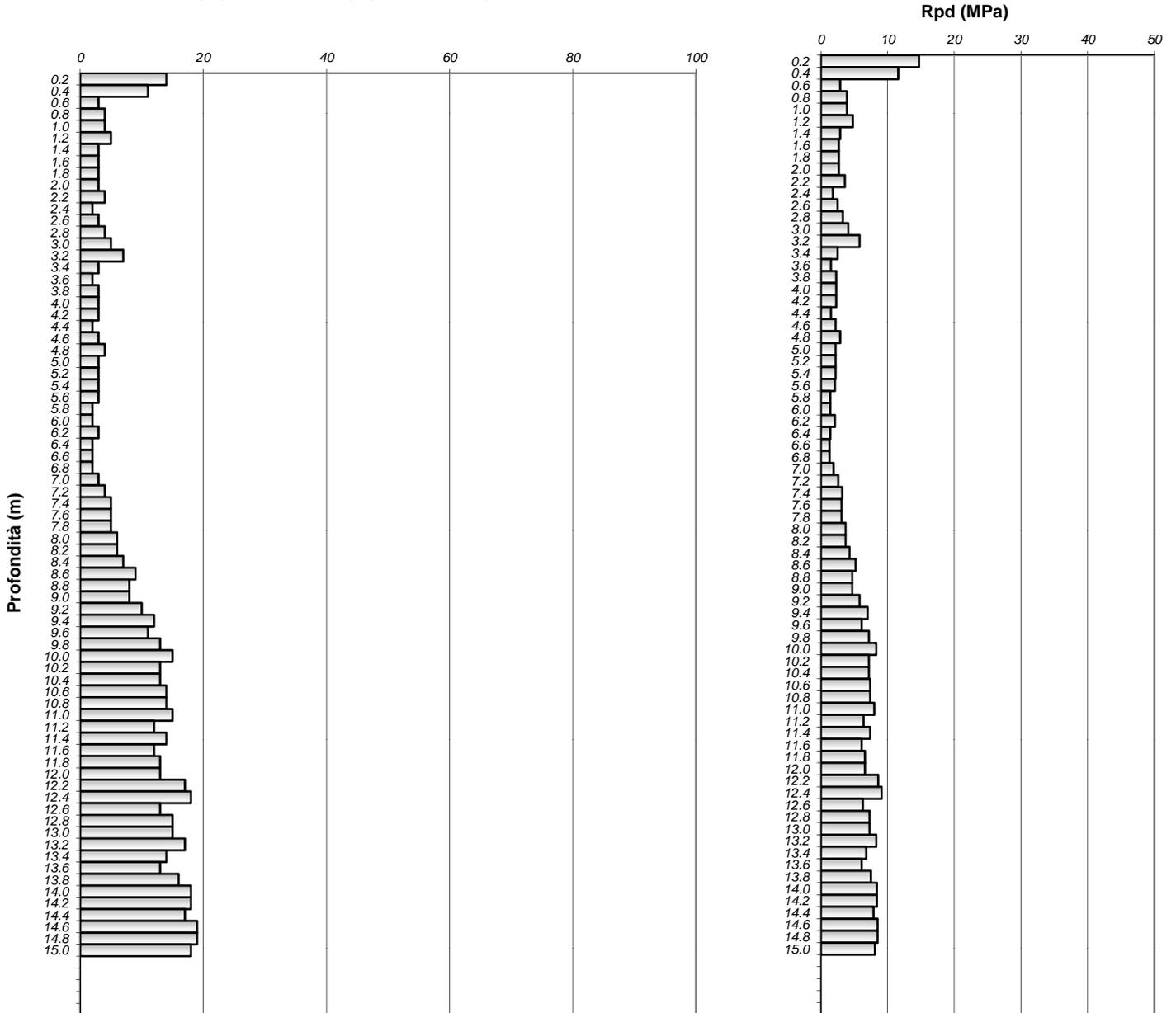
Prova n°: DPSH1 Quota: 21 m s.l.m. (WGS84) Data esecuzione prova: 17/07/2015

Macchina Operatrice: Penetrometro Pagani TG 63-200 EML.C

Normativa di riferimento: (Raccomandazioni AGI 1977)

Procedura di prova Rif. MQ: ITL 04/S

N = N(20) numero di colpi penetrazione punta - avanzamento $\delta = 20$



Osservazioni:

Incertezze di misura e/o anomalie riscontrate:

Lo Sperimentatore
 (Dott. Geol. Angelo Ricci)

Il Direttore
 (Dott. Geol. Renato Ricci)

Mod. CEPS Rev 02



DPSH1 – Loc. San Nicola – Vasto

Postazione



Partita IVA / Codice Fiscale e R.I. 016 69 31 06 80 • REA c/o C.C.I.A.A. di Chieti N. 147419 • Sede Legale e Laboratorio:
Via Arenazze, 6/8 66100 CHIETI - Tel/Fax +39 0871 321631
www.geotecnicaricci.com • e-mail: info@geotecnicaricci.com



Decreto 8502 del 22/12/2009
Decreto 2531 del 15/03/2013



UNI EN ISO 9001:2008
Cert. n. 3046/0



Attestazione n.17855AL/17/00
OS20-B Class. II



dal 1984
A.L.G.I.

Iscrizione n. 19



Geotecnica Ricci s.r.l.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Autorizzazione a svolgere attività di prova e certificazione
per prove geotecniche sui terreni ed in sito
Decreto 8502 del 22/12/2009
Decreto 2531 del 15/03/2013

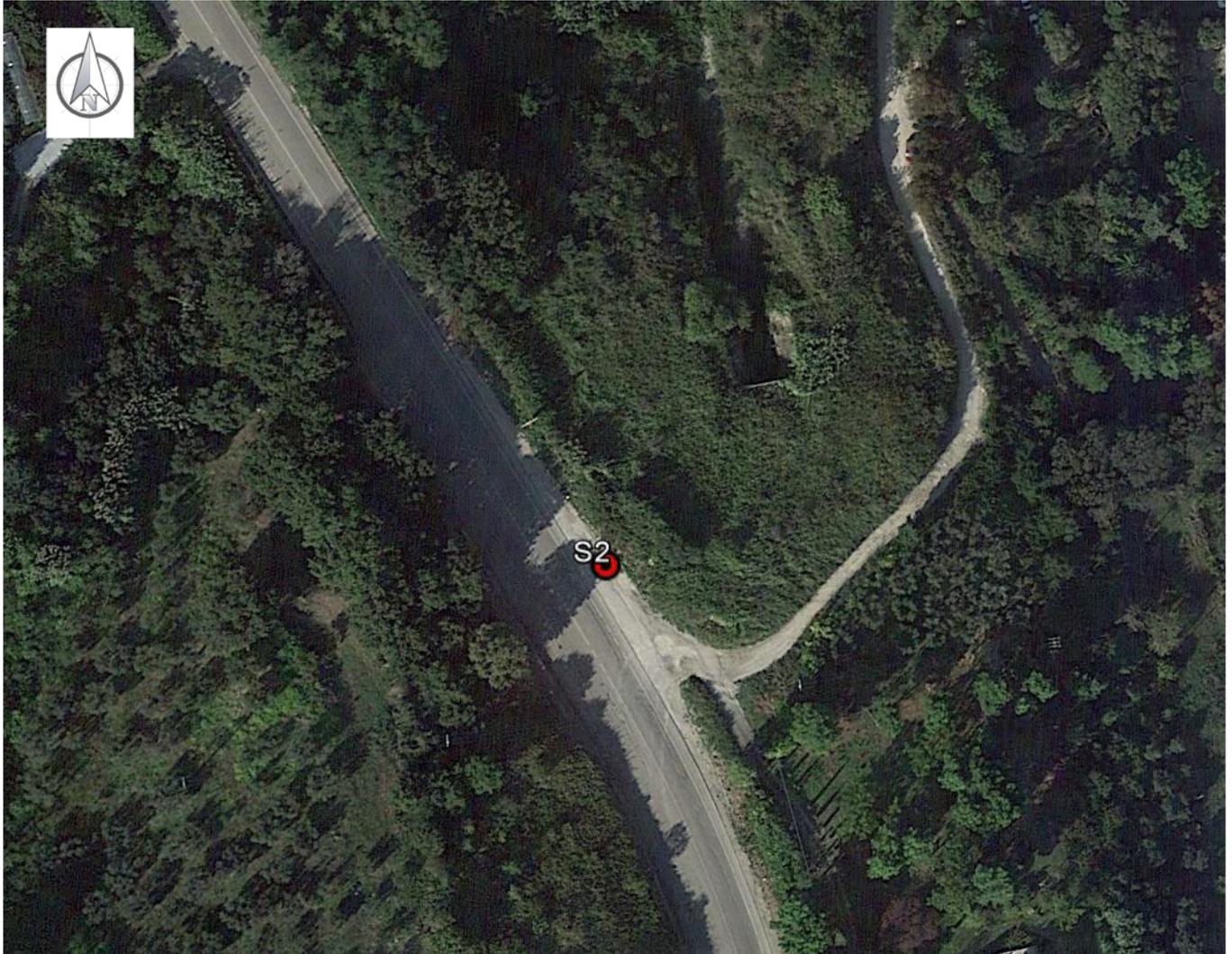
UBICAZIONE DELLE INDAGINI

Foglio 1 di 1

Commessa n°: 0026 del 30/06/2015

Committente: Amministrazione Provinciale di Chieti

Cantiere: Strada Verde dei Trabocchi - Loc. Canale - Vasto (CH)



Sondaggio geognostico a carotaggio continuo

S2

Lat: 42° 8'16.12"N Long: 14°43'0.36"E



Geotecnica Ricci s.r.l.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Autorizzazione a svolgere attività di prova e certificazione per prove geotecniche sui terreni ed in sito
Decreto 8502 del 22/12/2009

STRATIGRAFIA SONDAGGIO

Certificato n°: 2816/1 del 23/07/2015

Foglio 1 di 1

Mod. CEST Rev. 01

Commessa n° 0026/15 del 30/06/15 Sondaggio S2 Data Inizio 16/07/2015 Data Fine 16/07/2015
 Committente Amm.ne Prov.le di Chieti Cantiere Loc. Canale
 Località Vasto (CH) Quota (m s.l.m.) 39 (WGS84) Il Geologo dott. A. Ricci
 Macchina operatrice Nenzi Neva 3S Metodo perforazione rotazione Diam. perforazione mm 101
 Campionamento carotaggio Diam. rivestimento mm 127 Carotiere semplice
 Ubicazione sondaggio 42° 8'16.12"N 14°43'0.36"E Normativa di riferimento Racc. AGI 1977 Procedura di prova IQ 01/S

Profondita'	Potenza	Stratigrafia	Descrizione	Rivestimento	Pocket [kPa]	Campioni	Prof. SPT	N° colpi SPT	Inclinometro	Scala 1:100
1.00	1.00		Sottofondo stradale e riporto.		100200300400					1
3.00	3.00		Terreno detritico a grana variabile da fina (limi argillosi e/o sabbiosi) a grossa (ghiaie e ciottoli). Clasti calcarei eterometrici di diametro max 8 cm di forma da sub-angolare a sub-arrotolata.	127.000			3.30	7 4 10		2 3 4
6.00	6.00		Limo argilloso di colore nocciola con numerose striature grigiastre, nerastre e color ruggine. Recupero (100%): carote.				7.00 1274 7.50	13 8 17		5 6 7 8
10.00	5.00		Limo argilloso grigio, con sottili intercalazioni sabbiose giallastre, che si rinvergono fino alla profondità di m 13 dal p.c. Recupero (100%): carote.				12.50	6 3 7		9 10 11 12 13 14 15

Lo Sperimentatore (Dott. Geol. Angelo Ricci)

Il Direttore (Dott. Geol. Renato Ricci)



S2 – Loc. Canale – Vasto

Postazione



da 0.00 a 5.00 m



Partita IVA / Codice Fiscale e R.I. 016 69 31 06 80 • REA c/o C.C.I.A.A. di Chieti N. 147419 • Sede Legale e Laboratorio:
Via Arenazze, 6/8 66100 CHIETI - Tel/Fax +39 0871 321631
www.geotecnicaricci.com • e-mail: info@geotecnicaricci.com



Decreto 8502 del 22/12/2009
Decreto 2531 del 15/03/2013



UNI EN ISO 9001:2008
Cert. n. 3046/0



Attestazione n.17855AL/17/00
OS20-B Class. II



dal 1984
A.L.G.I.

Iscrizione n. 19



da 5.00 a 10.00 m



da 10.00 a 15.00 m



Partita IVA / Codice Fiscale e R.I. 016 69 31 06 80 • REA c/o C.C.I.A.A. di Chieti N. 147419 • Sede Legale e Laboratorio:
Via Arenazze, 6/8 66100 CHIETI - Tel/Fax +39 0871 321631
www.geotecnicaricci.com • e-mail: info@geotecnicaricci.com



Decreto 8502 del 22/12/2009
Decreto 2531 del 15/03/2013



UNI EN ISO 9001:2008
Cert. n. 3046/0



Attestazione n.17855AL/17/00
OS20-B Class. II



dal 1984
A.L.G.I.

Iscrizione n. 19



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
 Autorizzazione a svolgere attività di prova e certificazione per prove
 geotecniche sui terreni ed in sito
 Decreto 8502 del 22/12/2009
 Decreto 2531 del 15/03/2013

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SPT

Certificato n°: 2816/2 del 23/07/2015
 Foglio 1 di 1

Commessa n°: 0026-15 del 30/06/2015
 Committente: Amm.ne Prov.le di Chieti Cantiere: Loc. Canale - Vasto (CH)
 Sondaggio n°: S2 Quota: 39 m s.l.m. Data esecuzione prova: 16/07/2015
 Macchina Operatrice: Nenzi Neva 3S

Normativa di riferimento: (Raccomandazioni AGI 1977)

Procedura di prova Rif. MQ: ITL 03/S

Ubicazione prova: 42° 8'16.12"N 14°43'0.36"E (WGS84)

Falda m dal p.c.: - Rivestimento m: 4 Diametro rivestimento: 127 mm

Diametro perforazione: 101 mm Modalità esecutive perforazione: carotaggio continuo

Caratteristiche campionatore

Campionatore Raymond

Massa battente	M = 63.50 kg	Lunghezza delle aste	La = 3.00 m
Altezza caduta libera	H = 0.76 m	Massa aste per metro	Ma = 7.00 kg
Diametro punta conica	D = 51.00 mm	Diametro aste	Φ = 50.00 mm
Area base punta conica	A = 20.43 cm ²	Avanzamento punta	δ = 0.15 m
Angolo apertura punta	α = 60 °	Numero di colpi punta (Relativo ad un avanzamento di 15 cm)	N = N(15)

Prova	Profondità (m)	N ₁	N ₂	N ₃	N _{SPT}	Note	Punta
1	3.30	4	7	10	17		chiusa
2	7.50	8	13	17	30		chiusa
3	12.50	3	6	7	13		chiusa

Osservazioni:

Incertezze di misura e/o anomalie riscontrate:

Lo Sperimentatore
 (Dott. Geol. Angelo Ricci)

Il Direttore
 (Dott. Geol. Renato Ricci)



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
 Autorizzazione a svolgere attività di prova e certificazione per prove geotecniche sui terreni ed in sito
 Decreto 8502 del 22/12/2009
 Decreto 2531 del 15/03/2013

**PRELIEVO CAMPIONI INDISTURBATI E A
 DISTURBO LIMITATO**

Certificato n°: 2816/3 del 23/07/2015
 Pag. 1 di 1

Commessa n°: 0026-15 del 30/06/2015

Committente: Amm.ne Prov.le di Chieti Cantiere: Loc. Canale - Vasto (CH)

Normativa di riferimento: Raccomandazioni AGI 1977

Procedura di prova Rif. MQ: ITL 02/S

Sondaggio n°: S2 Profondità: 15.0 m Falda: - m dal p.c.

Tipo sondaggio: rotazione percussione

Avanzamento: distruzione carotaggio

Ubicazione sondaggio: 42° 8'16.12"N 14°43'0.36"E (WGS84)

Sigla campione	Profondità		Campionatore	Diametro campionatore mm	Data prelievo	Stato campione
	da m	a m				
1274	7.00	7.50	Shelby	86	16/07/2015	indisturbato

Osservazioni:

Incertezze di misura e/o anomalie riscontrate:

Lo Sperimentatore
 (Dott. Geol. Angelo Ricci)

Il Direttore
 (Dott. Geol. Angelo Ricci)

Mod. CEPC Rev 00

ALLEGATO 2

(CALCOLO CAPACITA' PORTANTE PLATEA EDIFICIO SERVIZI)

Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$Q_u / R \geq \eta_q$$

Terzaghi ha proposto la seguente espressione per il calcolo della capacità portante di una fondazione superficiale.

$$q_u = cN_c s_c + qN_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma$$

La simbologia adottata è la seguente:

c	coesione del terreno in fondazione;
ϕ	angolo di attrito del terreno in fondazione;
γ	peso di volume del terreno in fondazione;
B	larghezza della fondazione;
D	profondità del piano di posa;
q	pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I fattori di capacità portante sono espressi dalle seguenti relazioni:

$$N_q = \frac{e^{2(0.75\pi - \phi/2)\text{tg}(\phi)}}{2\cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$c = (N_q - 1)\text{ctg}\phi$$

$$N_\gamma = \frac{\text{tg}\phi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\phi} - 1 \right)$$

I fattori di forma s_c e s_γ che compaiono nella espressione di q_u dipendono dalla forma della fondazione. In particolare valgono 1 per fondazioni nastriformi o rettangolari allungate e valgono rispettivamente 1.3 e 0.8 per fondazioni quadrate.

termine $K_{p\gamma}$ che compare nell'espressione di N_γ non ha un'espressione analitica. Pertanto si assume per N_γ l'espressione proposta da Vesic

$$N_\gamma = 2(N_q + 1)\text{tg}\phi$$

Verifica della portanza per carichi orizzontali (scorrimento)

Per la verifica a scorrimento lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere la fondazione deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere la fondazione F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s . Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_s \geq 1.0$

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_f la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_f$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle della fondazione. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 30 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Cedimenti della fondazione

Metodo Edometrico

Il metodo edometrico è il classico procedimento per il calcolo dei cedimenti in terreni a grana fina, proposto da Terzaghi negli anni '20.

L'ipotesi edometrica è verificata con approssimazione tanto migliore quanto più ridotto è il valore del rapporto tra lo spessore dello strato compressibile e la dimensione in pianta della fondazione.

Tuttavia il metodo risulta dotato di ottima approssimazione anche nei casi di strati deformabili di grande spessore.

L'implementazione del metodo è espressa secondo la seguente espressione:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta \sigma_i}{E_{ed,i}} \Delta z_i$$

dove:

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

E_{ed} è il modulo elastico determinato attraverso la prova edometrica e relativa allo strato i -esimo;

Δz rappresenta lo spessore dello strato i -esimo in cui è stato suddiviso lo strato compressibile e per il quale si conosce il modulo elastico.

Calcolo delle tensioni indotte

Metodo di Boussinesq

Il metodo di Boussinesq considera il terreno come un mezzo omogeneo elastico ed isotropo. Dato un carico concentrato Q , applicato in superficie, la relazione di Boussinesq fornisce la seguente espressione della tensione verticale indotta in un punto $P(x,y,z)$ posto alla profondità z :

$$q_v = \frac{3Qz^3}{2\pi R^5}$$

dove: $R = (x^2 + y^2 + z^2)^{1/2}$;

Per ottenere la pressione indotta da un carico distribuito occorre integrare tale espressione su tutta l'area di carico, considerando il carico Q come un carico infinitesimo agente su una areola dA . L'integrazione analitica di questa espressione si presenta estremamente complessa specialmente nel caso di carichi distribuiti in modo non uniforme. Pertanto si ricorre a metodi di soluzione numerica. Dato il carico agente sulla fondazione, si calcola il diagramma delle pressioni indotte sul piano di posa della fondazione. Si divide l'area di carico in un elevato numero di areole rettangolari a ciascuna delle quali compete un carico dQ : la tensione indotta in un punto $P(x,y,z)$, posto alla profondità z , si otterrà sommando i contributi di tutte le areole di carico calcolati come nella formula di Boussinesq.

Geometria della fondazione

Simbologia adottata

<i>Descrizione</i>	Descrizione della fondazione
<i>Forma</i>	Forma della fondazione (N=Nastriforme, R= Rettangolare, C=Circolare)
<i>X</i>	Ascissa del baricentro della fondazione espressa in [m]
<i>Y</i>	Ordinata del baricentro della fondazione espressa in [m]
<i>B</i>	Base/Diametro della fondazione espressa in [m]
<i>L</i>	Lunghezza della fondazione espressa in [m]
<i>D</i>	Profondità del piano di posa in [m]
<i>α</i>	Inclinazione del piano di posa espressa in [°]
<i>ω</i>	Inclinazione del piano campagna espressa in [°]

Descrizione	Forma	X	Y	B	L	D	α	ω
Fondazione	(R)	0.00	0.00	4.40	14.20	0.30	0.00	0.00

Descrizione terreni e falda

Caratteristiche fisico-meccaniche

Simbologia adottata

<i>Descrizione</i>	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
γ_{sat}	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
ϕ	Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi
δ	Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi
c	Coesione del terreno espressa in [kg/cmq]
ca	Adesione del terreno espressa in [kg/cmq]

Descrizione	γ	γ_{sat}	ϕ	δ	c	ca
Rilevato ferroviario	1870.0	1900.0	23.00	15.00	0.050	0.030
Unità ghiaiosa-sabbiosa	2100.0	2100.0	33.00	22.00	0.020	0.010

Falda

Profondità dal piano campagna 7.00 [m]

Caratteristiche di deformabilità

Simbologia adottata

<i>Descr</i>	Descrizione terreno
E_{ed}	Modulo edometrico espresso in [kg/cmq]

Descr	E_{ed}
Rilevato ferroviario	80.00
Unità ghiaiosa-sabbiosa	150.00

Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata

<i>n°</i>	Identificativo strato
<i>Z1</i>	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°1 espressa in [m]
<i>Z2</i>	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°2 espressa in [m]
<i>Z3</i>	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°3 espressa in [m]
<i>Terreno</i>	Terreno dello strato

Punto di sondaggio n° 1:	X = 0.0 [m]	Y = 0.0 [m]
Punto di sondaggio n° 2:	X = 3.0 [m]	Y = 0.0 [m]
Punto di sondaggio n° 3:	X = 0.0 [m]	Y = 3.0 [m]

N	Z1	Z2	Z3	Terreno
1	-5.0	-5.0	-5.0	Rilevato ferroviario
2	-10.0	-10.0	-10.0	Unità ghiaiosa-sabbiosa

Normativa

N.T.C. 2008

Calcolo secondo: Approccio 1

Simbologia adottata

γ_{Gsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{Gfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{Qsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ_{Qfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
γ_c	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
γ_γ	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

Coefficienti parziali combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.30	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.30

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	γ_c	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1.00	1.00

Coefficienti parziali combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	γ_c	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1.00	1.00

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche geotecniche.

		<i>R1</i>	<i>R2</i>	<i>R3</i>
Capacità portante	γ_r	1.00	1.80	2.30
Scorrimento	γ_r	1.00	1.10	1.10

Coeff. di combinazione $\Psi_0=0.70$ $\Psi_1=0.50$ $\Psi_2=0.20$

Analisi in condizioni drenate**Verifica della portanza per carichi verticali**

Il calcolo della portanza è stato eseguito col metodo di Terzaghi
La relazione adottata è la seguente:

$$q_u = c N_c s_c + q N_q s_q + 0.5 B \gamma N_\gamma s_\gamma$$

Altezza del cuneo di rottura: AUTOMATICA

Il criterio utilizzato per il calcolo del macrostrato equivalente è stato la MEDIA ARITMETICA

Nel calcolo della portanza sono state richieste le seguenti opzioni:

Riduzione sismica: NESSUNA

Coefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1.00

Coefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1.00

Riduzione per carico eccentrico: MEYERHOF

Riduzione per rottura locale o punzonamento del terreno: NESSUNA

Meccanismo di punzonamento in presenza di falda.

Fondazione**Combinazione n° 2**

Caratteristiche fisico-meccaniche del terreno equivalente

Spessore dello strato	H = 0.74	[m]
Peso specifico terreno	$\gamma = 1870.00$	[kg/mc]
Angolo di attrito	$\phi = 18.76$	[°]
Coesione	c = 0.04	[kg/cm ²]
Modulo di taglio	G = 44.44	[kg/cm ²]

Base ridotta B' = B - 2 ex = 4.40 [m]

Lunghezza ridotta L' = L - 2 ey = 14.20 [m]

Coefficienti di capacità portante e fattori correttivi del carico limite.

$N_c = 16.30$	$N_q = 6.53$	$N_\gamma = 5.12$
$s_c = 1.30$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 0.80$

Il valore della capacità portante è dato da:

$$q_u = 0.85 + 0.37 + 1.68 = 2.90 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$q_d = 1.61 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$Q_u = 1810657.90 \text{ [kg]}$$

$$Q_d = 1005921.05 \text{ [kg]}$$

$$V = 46860.00 \text{ [kg]}$$

$$\eta = Q_u / V = 1810657.90 / 46860.00 = 38.64$$

Indici rigidezza

$I_c = 1.00$ $I_{rc} = 41.18$

ALLEGATO 3

(CALCOLO GEOTECNICO DEL MURO DI CONTENIMENTO ACCESSO ORTONA)

RIFERIMENTI NORMATIVI

Le fasi di analisi e verifica delle strutture sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziate nel prosieguo della presente relazione:

D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008 (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.) "Norme tecniche per le Costruzioni"

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.) "Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008".

Eurocodice 7 – "Progettazione geotecnica" - ENV 1997-1 per quanto non in contrasto con le disposizioni del D.M. 2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni".

AZIONE SISMICA PER I MURI DI SOSTEGNO

Il moto sismico alla superficie di un sito, associato a ciascuna categoria di sottosuolo, è definito mediante l'accelerazione massima (a_{\max}) attesa in superficie il cui valore può essere ricavato dalla relazione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove a_g è l'accelerazione massima su sito di riferimento rigido.

L'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche è eseguita mediante i metodi pseudostatici. L'analisi pseudostatica è condotta mediante i metodi dell'equilibrio limite. L'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità ed opportuni coefficienti sismici. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm \cdot 0.5 \cdot k_h$$

dove:

a_{\max} accelerazione massima al sito

g accelerazione di gravità

β_m coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (Tab. 7.11-II delle NTC)

VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)

La condizione di verifica è espressa attraverso la seguente disequazione:

$$E_d \leq R_d$$

Dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e R_d è il valore di resistenza del sistema geotecnico.

SLU di tipo geotecnico (GEO)

Nel caso dei muri di sostegno le verifiche previste dalle NTC 2008 sono:

- Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno
- Collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno
- Collasso per scorrimento sul piano di posa
- Ribaltamento

SLU di tipo strutturale (STR)

-Raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.

CALCOLO DELLA SPINTA ATTIVA CON COULOMB

Il calcolo della spinta attiva con il metodo di *Coulomb* è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura nell'ipotesi di parete ruvida.

Per terreno omogeneo ed asciutto il diagramma delle pressioni si presenta lineare con distribuzione:

$$P_t = K_a \cdot \gamma_t \cdot z$$

La spinta S_t è applicata ad $1/3 H$ di valore

$$S_t = \frac{1}{2} \gamma_t \cdot H^2 \cdot K_a$$

Avendo indicato con:

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta - \varphi)}{\sin^2\beta \cdot \sin(\beta + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon)}{\sin(\beta + \delta) \cdot \sin(\beta - \varepsilon)}} \right]^2}$$

Valori limite di K_a :

$\delta < (\beta - \varphi - \varepsilon)$ secondo Muller-Breslau

γ_t Peso unità di volume del terreno;

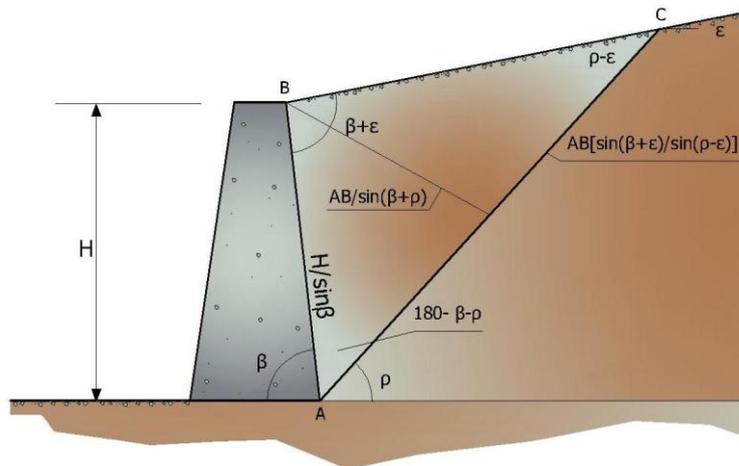
β inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;

φ angolo di resistenza al taglio del terreno;

δ angolo di attrito terra-muro;

ε inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, positiva se antioraria;

H altezza della parete.



Cuneo di rottura usato per la derivazione dell'equazione di Coulomb relativa alla pressione attiva.

CALCOLO DELLA SPINTA ATTIVA CON RANKINE

Se $\epsilon = \delta = 0$ e $\beta = 90^\circ$ (muro con parete verticale liscia e terrapieno con superficie orizzontale) la spinta S_t si semplifica nella forma:

$$S_t = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \frac{(1 - \sin\varphi)}{(1 + \sin\varphi)} = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \tan^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$$

che coincide con l'equazione di Rankine per il calcolo della spinta attiva del terreno con terrapieno orizzontale.

In effetti Rankine adottò essenzialmente le stesse ipotesi fatte da Coulomb, ad eccezione del fatto che trascurò l'attrito terra-muro e la presenza di coesione. Nella sua formulazione generale l'espressione di K_a di Rankine si presenta come segue:

$$K_a = \cos\epsilon \frac{\cos\epsilon - \sqrt{\cos^2\epsilon - \cos^2\varphi}}{\cos\epsilon + \sqrt{\cos^2\epsilon - \cos^2\varphi}}$$

CALCOLO DELLA SPINTA ATTIVA CON MONONOBE & OKABE

Il calcolo della spinta attiva con il metodo di *Mononobe & Okabe* riguarda la valutazione della spinta in condizioni sismiche con il metodo pseudo-statico. Esso è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura in una configurazione fittizia di calcolo nella quale l'angolo ϵ di inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, e l'angolo di inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede, vengono aumentati di una quantità ϑ tale che:

$$\tan\vartheta = \left(\frac{k_h}{1 \pm k_v} \right)$$

con k_h coefficiente sismico orizzontale e k_v verticale.

EFFETTO DOVUTO ALLA COESIONE

La coesione induce delle pressioni negative costanti pari a:

$$P_c = -2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$$

Non essendo possibile stabilire, a priori, quale sia il decremento indotto nella spinta per effetto della coesione, è stata calcolata un'altezza critica Z_c come segue:

$$Z_c = \frac{2 \cdot c}{\gamma} \cdot \frac{1}{\sqrt{K_A}} - \frac{Q \cdot \frac{\sin\beta}{\sin(\beta + \varepsilon)}}{\gamma}$$

Dove:

Q = Carico agente sul terrapieno.

Se $Z_c < 0$ è possibile sovrapporre direttamente gli effetti, con decremento pari a:

$$S_c = P_c \cdot H$$

con punto di applicazione pari a $H/2$.

CARICO UNIFORME SUL TERRAPIENO

Un carico Q , uniformemente distribuito sul piano campagna, induce delle pressioni costanti pari a:

$$P_q = K_a \cdot Q \cdot \frac{\sin\beta}{\sin(\beta + \varepsilon)}$$

Per integrazione, una spinta pari a S_q :

$$S_q = K_a \cdot Q \cdot H \cdot \frac{\sin\beta}{\sin(\beta + \varepsilon)}$$

Con punto di applicazione ad $H/2$, avendo indicato con K_a il coefficiente di spinta attiva secondo *Muller-Breslau*.

SPINTA ATTIVA IN CONDIZIONI SISMICHE

In presenza di sisma la forza di calcolo esercitata dal terrapieno sul muro è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot KH^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

Dove:

- H Altezza muro;
k_v Coefficiente sismico verticale;
γ Peso per unità di volume del terreno;
K Coefficienti di spinta attiva totale (statico + dinamico);
E_{ws} Spinta idrostatica dell'acqua;
E_{wd} Spinta idrodinamica.

Per terreni impermeabili la spinta idrodinamica E_{wd} = 0, ma viene effettuata una correzione sulla valutazione dell'angolo ϑ della formula di Mononobe & Okabe così come di seguito:

$$\operatorname{tg} \vartheta = \frac{\gamma_{\text{sat}}}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

Nei terreni ad elevata permeabilità in condizioni dinamiche continua a valere la correzione di cui sopra, ma la spinta idrodinamica assume la seguente espressione:

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H^2$$

Con H' altezza del livello di falda misurato a partire dalla base del muro.

SPINTA IDROSTATICA

La falda con superficie distante H_w dalla base del muro induce delle pressioni idrostatiche normali alla parete che, alla profondità z, sono espresse come segue:

$$P_w(z) = \gamma_w \cdot z$$

Con risultante pari a:

$$S_w = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot H^2$$

La spinta del terreno immerso si ottiene sostituendo γ_t con γ'_t (γ'_t = γ_{saturo} - γ_w), peso efficace del materiale immerso in acqua.

RESISTENZA PASSIVA

Per terreno omogeneo il diagramma delle pressioni risulta lineare del tipo:

$$P_t = K_p \cdot \gamma_t \cdot z$$

per integrazione si ottiene la spinta passiva:

$$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot H^2 \cdot K_p$$

Avendo indicato con:

$$K_p = \frac{\sin^2(\varphi + \beta)}{\sin^2\beta \cdot \sin(\beta - \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin(\varphi + \varepsilon)}{\sin(\beta - \delta) \cdot \sin(\beta - \varepsilon)}} \right]^2}$$

(Muller-Breslau) con valori limiti di δ pari a:

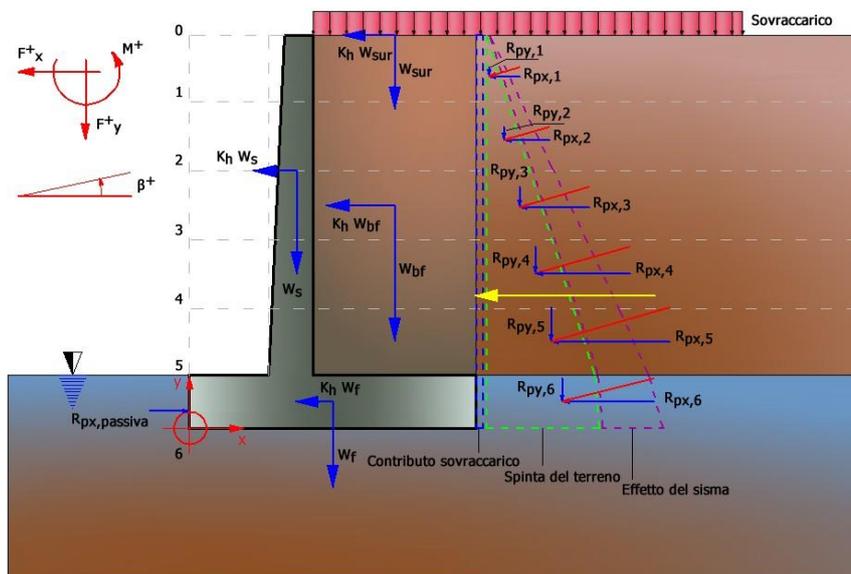
$$\delta < \beta - \varphi - \varepsilon$$

L'espressione di K_p secondo la formulazione di Rankine assume la seguente forma:

$$K_p = \frac{\cos\varepsilon + \sqrt{\cos^2\varepsilon - \cos^2\varphi}}{\cos\varepsilon - \sqrt{\cos^2\varepsilon - \cos^2\varphi}}$$

SOLLECITAZIONI SUL MURO

Per il calcolo delle sollecitazioni, il muro viene discretizzato in n-tratti in funzione delle sezioni significative e per ogni tratto vengono calcolate le spinte del terreno (valutate secondo un piano di rottura passante per il paramento lato monte), le risultanti delle forze orizzontali e verticali e le forze inerziali sono rappresentate in figura.



Schema delle forze agenti su un muro e convenzioni sui segni

CALCOLO DELLE SPINTE PER LE VERIFICHE

Le spinte sono state valutate ipotizzando un piano di rottura passante per l'estradosso della mensola di fondazione lato monte, tale piano è stato discretizzato in *n-tratti*.

CONVENZIONI SUI SEGNI

Forze verticali	positive se dirette dall'alto verso il basso;
Forze orizzontali	positive se dirette da monte verso valle;
Coppie	positive se antiorarie;
Angoli	positivi se antiorari.

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

VESIC – ANALISI A BREVE TERMINE

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine. Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$\frac{R}{A'} \leq (2 + \pi) \cdot c_u \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c + q$$

Dove:

$A' = B'L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u Coesione non drenata;

q Pressione litostatica totale sul piano di posa;

s_c Fattore di forma;

$s_c = 0.2 \cdot \left(\frac{B'}{L'} \right)$ per fondazioni rettangolari; il valore di s_c viene assunto pari ad 1 per fondazioni nastroforni

d_c Fattore di profondità;

$$d_c = 0.4 \cdot K \quad \text{con } K = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1 \text{ altrimenti } K = \arctan \frac{D}{B}$$

i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H ;

$$i_c = 1 - \frac{2H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

A_f Area efficace della fondazione;

c_a Aderenza alla base, pari alla coesione o ad una sua frazione.

VESIC – ANALISI A LUNGO TERMINE

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$\frac{R}{A'} \leq c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot d_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi'$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \cdot \tan \phi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \left(\frac{B'}{L'} \right) \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'} \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cot \phi'} \right)^m$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cot \phi'} \right)^{m+1}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi'}$$

$$m = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$$

Fattori di profondità

$$d_c = 1 + 0.4K$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi' \cdot (1 - \sin \phi') \cdot K$$

$$\text{con } K = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1 \text{ altrimenti } K = \arctan \frac{D}{B}$$

$$d_\gamma = 1$$

HANSEN – ANALISI A BREVE TERMINE

$$\frac{R}{A'} \leq (2 + \pi) \cdot c_u (1 + s_c + d_c - i_c) + q$$

Dove:

$A' = B' \times L'$, area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u Coesione non drenata;

q Pressione litostatica totale sul piano di posa;

s_c Fattore di forma, $s_c = 0$ per fondazioni nastriformi;

d_c Fattore di profondità;

$$d_c = 0.4 \cdot K \text{ con } K = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1 \text{ altrimenti } K = \arctan \frac{D}{B}$$

i_c Fattore correttivo di inclinazione del carico;

$$i_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$$

A_f Area efficace della fondazione;

c_a Aderenza alla base, pari alla coesione o ad una sua frazione.

HANSEN- ANALISI A LUNGO TERMINE

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$\frac{R}{A'} \leq c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot d_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi'$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \cdot \tan \phi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \left(\frac{B'}{L'} \right)$$

per forma rettangolare

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$$

per forma rettangolare, quadrata o circolare.

$$s_c = s_q = s_\gamma = 1$$

per fondazione nastriforme

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cot \phi'} \right)^3$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cot \phi'} \right)^3$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

Fattori di profondità

$$d_c = 1 + 0.4K$$

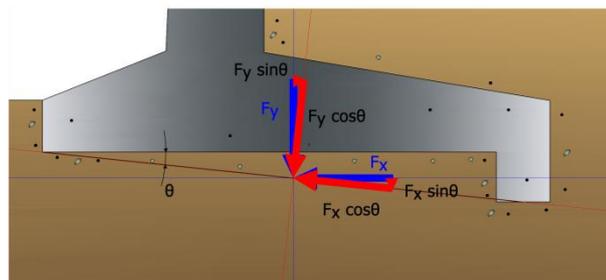
$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi) \cdot K$$

$$\text{con } K = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1 \text{ altrimenti } K = \arctan \frac{D}{B}$$

$$d_\gamma = 1$$

VERIFICA ALLA TRASLAZIONE ORIZZONTALE

Nel caso in cui il piano di scorrimento della fondazione sia inclinato di un certo angolo θ , le risultanti delle azioni F_x ed F_y dovranno essere riferiti a tale piano.



Verifica alla traslazione orizzontale, azioni di progetto

L'azione di progetto è data da:

$$E_d = F_x \cdot \cos \theta - F_y \cdot \sin \theta$$

La forza normale al piano di scorrimento è:

$$P = F_x \cdot \sin \theta + F_y \cdot \cos \theta$$

La resistenza di progetto si determina dalla relazione:

$$R_d = \frac{c_a \cdot B + P \cdot \tan \delta - S_p}{\gamma_r}$$

Dove:

c_a adesione;

B larghezza della fondazione;

$\tan \delta$ coefficiente d'attrito;

γ_r coefficiente parziale sulle resistenze;

S_p contributo della spinta passiva.

Se $\theta = 0$ si ha che $P = F_y$ e $E_d = F_x$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

L'azione di progetto E_d è definita dal momento che tende a far ribaltare il muro, ovvero da tutte le forze responsabili di tale meccanismo, la resistenza R_d coincide con il momento stabilizzante, ovvero dalle forze che tendono a stabilizzare il muro.

Le azioni totali che intervengono nel calcolo sono riportate in tabella, dove $\Sigma M = E_d - R_d$

Azioni	F _x	F _y	Braccio		M
Spinta terreno*	S _{Tx}	S _{Ty}	d _{1x}	d _{1y}	ΔM
Peso muro	W _s	W _s	d _{2x}	d _{2y}	ΔM
Peso fondazione	W _f	W _f	d _{3x}	d _{3y}	ΔM
Sovraccarico	W _{bf}	W _{bf}	d _{4x}	d _{4y}	ΔM
Terreno fondazione	S _{px}	S _{py}	d _{5x}	d _{5y}	ΔM
Spinte fondazione***	S _{px}	S _{py}	d _{6x}	d _{6y}	ΔM
Totale	Σ F_x	Σ F_y			Σ M

* si tiene conto del contributo del sisma, del sovraccarico, dell'eventuale presenza della falda...

** oltre alla spinta passiva si considera il contributo della sottospinta per l'eventuale presenza di falda.

La condizione di verifica viene espressa dalla relazione:

$$\frac{E_d}{R_d} = \frac{\text{Momento ribaltante}}{\text{Momento stabilizzante}} \leq 1$$

VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE DELLE OPERE DI SOSTEGNO

La risoluzione di un problema di stabilità richiede la presa in 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:

1. 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.
2. 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 alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (Culman), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (Fellenius, Bishop, Janbu ecc.).

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 quanto 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.

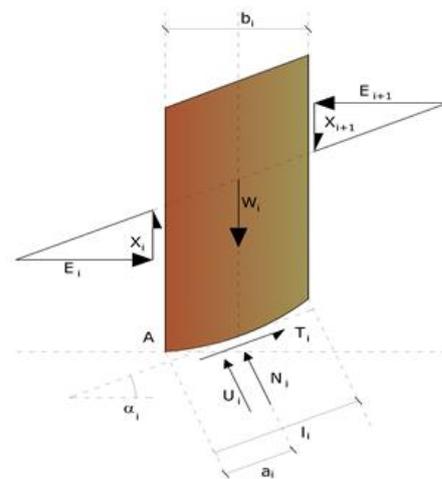
I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le $(n-2)$ indeterminazioni.

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:

$$\sum F_y = 0, \quad \sum M_0 = 0 \quad \text{Criterio di rottura}$$

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



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 %..

Dati generali

Lat./Long. [WGS84]	42.345123/14.410878
Normativa GEO	NTC 2008
Normativa STR	SLU (EC2)
Spinta	Mononobe e Okabe [M.O. 1929]

Dati generali muro

Altezza muro	380.0 cm
--------------	----------

Spessore testa muro	40.0 cm
Risega muro lato valle	0.0 cm
Risega muro lato monte	0.0 cm
Sporgenza mensola a valle	60.0 cm
Sporgenza mensola a monte	140.0 cm
Svaso mensola a valle	0.0 cm
Altezza estremità mensola a valle	50.0 cm
Altezza estremità mensola a monte	50.0 cm

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	50.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.37	2.53	0.28
S.L.D.	50.0	0.45	2.51	0.32
S.L.V.	475.0	0.96	2.67	0.44
S.L.C.	975.0	1.19	2.72	0.45

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera:	Opere di sostegno
--------	-------------------

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.555	0.18	0.0102	0.0051
S.L.D.	0.675	0.18	0.0124	0.0062
S.L.V.	1.44	0.18	0.0264	0.0132
S.L.C.	1.785	0.24	0.0437	0.0218

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

Conglomerati

Nr.	Classe Calcestruzzo	fck,cubi [Mpa]	Ec [Mpa]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	fctd [Mpa]	fctm [Mpa]
1	C20/25	25.49	30550.21	20.39	11.55	1.05	2.25
2	C25/30	30.59	32089.96	25.49	14.44	1.21	2.61
3	C28/35	35.69	32936.31	28.55	16.17	1.31	2.81
4	C40/50	50.99	35913.83	40.79	20.22	1.52	3.26

Acciai:

Nr.	Classe acciaio	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	ftk [Mpa]	ftd [Mpa]	ep_tk	epd_ult	B1*B2 iniziale	B1*B2 finale
1	B450C	203940	458.87	399.01	550.64	399.01	.075	.0675	1	0.5
2	B450C*	203940	458.87	399.01	550.64	458.87	.075	.0675	1	0.5
3	B450C*	203940	458.87	399.01	467.33	406.35	.012	.01	1	0.5

	*									
4	S235H	203940	244.73	214.14	367.09	214.14	0.012	0.01	1	0.5
5	S275H	203940	285.52	247.79	469.06	248.81	0.012	0.01	1	0.5
6	S355H	203940	367.09	318.15	520.05	367.09	0.012	0.01	1	0.5

Materiali impiegati realizzazione muro C28/35 B450C

Copriferro, Elevazione 5.0 cm
 Copriferro, Fondazione 5.0 cm
 Copriferro, Dente di fondazione 3.0 cm

Stratigrafia

Ns	Spessore strato (cm)	Inclinazione dello strato. (°)	Peso unità di volume (KN/m³)	Angolo di resistenza a taglio (°)	Coesione (kPa)	Angolo di attrito terra muro (°)	Presenza di falda (Si/No)	Litologia	Descrizione
1	380	0	18.70	23	5.00	16	No		Rilevato ferroviario
2	400	0	21.00	33	2.00	19	Si		Unità sabbiosa limosa

Carichi distribuiti

Descrizione	Ascissa iniziale (cm)	Ascissa finale (cm)	Valore iniziale (kPa)	Valore finale (kPa)	Profondità (cm)
Sovraccarico vasca	10.0	490.0	12.0	15.0	0.0

FATTORI DI COMBINAZIONE

A1+M1+R1

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.30
2	Spinta terreno	1.00
3	Peso terreno mensola	1.30
4	Spinta falda	1.00
5	Spinta sismica in x	1.00
6	Spinta sismica in y	1.00
7	Sovraccarico vasca	1.50

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1
2	Scorrimento	1
3	Partecipazione spinta passiva	1

A2+M2+R2

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.00
2	Spinta terreno	1.00
3	Peso terreno mensola	1.00
4	Spinta falda	1.00
5	Spinta sismica in x	1.00
6	Spinta sismica in y	1.00
7	Sovraccarico vasca	1.30

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1.25
2	Coesione efficace	1.25
3	Resistenza non drenata	1.4
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1
2	Scorrimento	1
3	Partecipazione spinta passiva	1

EQU+M2

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	0.90
2	Spinta terreno	1.10
3	Peso terreno mensola	1.00
4	Spinta falda	1.00
5	Spinta sismica in x	1.00
6	Spinta sismica in y	0.00
7	Sovraccarico vasca	1.00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1.25
2	Coesione efficace	1.25
3	Resistenza non drenata	1.4
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1
2	Scorrimento	1
3	Partecipazione spinta passiva	1

SISMA4

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.00
2	Spinta terreno	1.00
3	Peso terreno mensola	1.00
4	Spinta falda	1.00
5	Spinta sismica in x	1.00
6	Spinta sismica in y	1.00
7	Sovraccarico vasca	1.00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1.25
2	Coesione efficace	1.25

3	Resistenza non drenata	1.4
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1
2	Scorrimento	1
3	Partecipazione spinta passiva	1

A2+M2+R2 [GEO+STR]

CALCOLO SPINTE

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
G	Peso unità di volume (KN/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
430.0	354.0	18.7	0.0	18.76	16.0	4.0	0.0	
354.0	278.0	18.7	0.0	18.76	16.0	4.0	0.0	
278.0	202.0	18.7	0.0	18.76	16.0	4.0	0.0	
202.0	126.0	18.7	0.0	18.76	16.0	4.0	0.0	
126.0	50.0	18.7	0.0	18.76	16.0	4.0	0.0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta.
Ka	Coefficiente di spinta attiva.
Kd	Coefficiente di spinta dinamica.
Dk	Coefficiente di incremento dinamico.
Kax, Kay	Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
Dkx, Dky	Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
16.0	0.45	0.0	0.0	0.43	0.12	0.0	0.0
16.0	0.45	0.0	0.0	0.43	0.12	0.0	0.0
16.0	0.45	0.0	0.0	0.43	0.12	0.0	0.0
16.0	0.45	0.0	0.0	0.43	0.12	0.0	0.0
16.0	0.45	0.0	0.0	0.43	0.12	0.0	0.0

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota inizio strato.
----	----------------------

Qf Quota inizio strato.
 Rpx, Rpy Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
 Z(Rpx) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
 Z(Rpy) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	430.0	354.0	5.86	1.68	391.64	391.64
2	354.0	278.0	8.9	2.55	312.66	312.66
3	278.0	202.0	13.59	3.9	237.81	237.81
4	202.0	126.0	18.29	5.24	162.38	162.38
5	126.0	50.0	22.98	6.59	86.71	86.71

CARATTERISTICHE MURO (Peso, Baricentro, Inerzi a)

Py Peso del muro (kN);
 Px Forza inerziale (kN);
 Xp, Yp Coordinate baricentro dei pesi (cm);

	Quota	Px	Py	Xp	Yp
	354.0	0.0	7.45	80.0	392.0
	278.0	0.0	14.91	80.0	354.0
	202.0	0.0	22.36	80.0	316.0
	126.0	0.0	29.81	80.0	278.0
	50.0	0.0	37.27	80.0	240.0

Sollecitazioni sul muro

Quota Origine ordinata minima del muro (cm).
 Fx Forza in direzione x (kN);
 Fy Forza in direzione y (kN);
 M Momento (kNm);
 H Altezza sezione di calcolo (cm);

	Quota	Fx	Fy	M	H
	354.0	5.86	9.13	1.87	40.0
	278.0	14.76	19.14	8.89	40.0
	202.0	28.35	30.49	24.2	40.0
	126.0	46.64	43.19	51.35	40.0
	50.0	69.62	57.23	93.92	40.0

VERIFICHE GLOBALI

Piano di rottura passante per $(x_{r1}, y_{r1}) = (240.0/0.0)$
 Piano di rottura passante per $(x_{r2}, y_{r2}) = (240.0/430.0)$
 Centro di rotazione $(x_{ro}, y_{ro}) = (0.0/0.0)$

Discretizzazione terreno

Qi Quota iniziale strato (cm);

Qf	Quota finale strato
G	Peso unità di volume (KN/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
430.0	354.0	18.7	0.0	18.76	18.76	4.0	0.0	
354.0	278.0	18.7	0.0	18.76	18.76	4.0	0.0	
278.0	202.0	18.7	0.0	18.76	18.76	4.0	0.0	
202.0	126.0	18.7	0.0	18.76	18.76	4.0	0.0	
126.0	50.0	18.7	0.0	18.76	18.76	4.0	0.0	
50.0	0.0	21.0	0.0	27.45	19.0	1.6	0.0	Falda

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta.
Ka	Coefficiente di spinta attiva.
Kd	Coefficiente di spinta dinamica.
Dk	Coefficiente di incremento dinamico.
Kax, Kay	Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
Dkx, Dky	Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
18.76	0.45	0.0	0.0	0.42	0.14	0.0	0.0
18.76	0.45	0.0	0.0	0.42	0.14	0.0	0.0
18.76	0.45	0.0	0.0	0.42	0.14	0.0	0.0
18.76	0.45	0.0	0.0	0.42	0.14	0.0	0.0
18.76	0.45	0.0	0.0	0.42	0.14	0.0	0.0
19.0	0.33	0.0	0.0	0.31	0.11	0.0	0.0

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota inizio strato.
Qf	Quota inizio strato.
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	430.0	354.0	5.71	1.94	391.66	391.66
2	354.0	278.0	8.66	2.94	312.65	312.65
3	278.0	202.0	13.24	4.5	237.81	237.81
4	202.0	126.0	17.82	6.05	162.37	162.37
5	126.0	50.0	22.39	7.6	86.71	86.71
6	50.0	0.0	18.56	5.9	24.26	24.79

SPINTE IN FONDAZIONE

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
G	Peso unità di volume (KN/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
50.0	0.0	21.0	180.0	27.45	19.0	1.6	180.0	Falda

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta.
Kp	Coefficiente di resistenza passiva.
Kpx, Kpy	Componenti secondo x e y del coefficiente di resistenza passiva.

μ	Kp	Kpx	Kpy
199.0	2.71	-2.56	-0.88

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota inizio strato.
Qf	Quota inizio strato.
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	50.0	0.0	-7.3	-0.53	19.51	10.88

Sollecitazioni total i

Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);

	Fx	Fy	M
Spinta terreno	86.39	28.93	64.35
Peso muro	0.0	37.27	-29.81
Peso fondazione	0.0	29.42	-35.3
Sovraccarico	0.0	24.57	-41.77
Terr. fondazione	0.0	99.48	-169.12

Spinte fondazione	-7.3	-0.53	-1.42
	79.08	219.14	-213.08

Momento stabilizzante	-345.44 kNm
Momento ribaltante	132.36 kNm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali	86.39 kN
Sommatoria forze verticali	219.67 kN
Coefficiente di attrito	0.52
Adesione	1.12 kPa
Angolo piano di scorrimento	-360.0 °
Forze normali al piano di scorrimento	219.67 kN
Forze parall. al piano di scorrimento	86.39 kN
Resistenza terreno	124.12 kN
Coeff. sicurezza traslazione Csd	1.44
Traslazione verificata Csd>1	

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante	-345.44 kNm
Momento ribaltante	132.36 kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv	2.61
Muro verificato a ribaltamento Csv>1	

Carico limite verticale VESIC

Somma forze in direzione x (Fx)	79.08 kN
Somma forze in direzione y (Fy)	219.14 kN
Somma momenti	-213.08 kNm
Larghezza fondazione	240.0 cm
Lunghezza	800.0 cm
Eccentricità su B	22.77 cm
Peso unità di volume	21.0 KN/m ³
Angolo di resistenza al taglio	27.45 °
Coesione	1.6 kPa
Terreno sulla fondazione	50.0 cm
Peso terreno sul piano di posa	18.7 KN/m ³
Nq	13.86
Nc	24.76
Ng	15.45
Fattori di forma	
sq	1.13
sc	1.14
sg	0.9
Inclinazione carichi	
iq	0.46
ic	0.42
ig	0.3

Fattori di profondità	
dq	1.08
dc	1.1
dg	1.0
Carico limite verticale (Qlim)	254.13 kN
Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy)	1.16

Carico limite verificato Csq>1

Tensioni sul terreno

Ascissa centro sollecitazione	97.23 cm
Larghezza della fondazione	240.0 cm
x = 0.0 cm	143.28 kPa
x = 240.0 cm	39.34 kPa

MENSOLA A VALLE

Xprogr. Ascissa progressiva (cm);
Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);
H Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
---------	----	----	---	---

60.0	-7.3	-71.34	-21.94	50.0
------	------	--------	--------	------

MENSOLA A MONTE

Xprogr. Ascissa progressiva (cm);
Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);
H Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
---------	----	----	---	---

100.0	18.56	72.63	-81.18	50.0
-------	-------	-------	--------	------

EQU+M2 [GEO+STR]

CALCOLO SPINTE

Discretizzazione terreno

Qi Quota iniziale strato (cm);
Qf Quota finale strato

G	Peso unità di volume (KN/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
430.0	354.0	18.7	0.0	18.76	16.0	4.0	0.0	
354.0	278.0	18.7	0.0	18.76	16.0	4.0	0.0	
278.0	202.0	18.7	0.0	18.76	16.0	4.0	0.0	
202.0	126.0	18.7	0.0	18.76	16.0	4.0	0.0	
126.0	50.0	18.7	0.0	18.76	16.0	4.0	0.0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta.
Ka	Coefficiente di spinta attiva.
Kd	Coefficiente di spinta dinamica.
Dk	Coefficiente di incremento dinamico.
Kax, Kay	Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
Dkx, Dky	Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
16.0	0.45	0.0	0.0	0.43	0.12	0.0	0.0
16.0	0.45	0.0	0.0	0.43	0.12	0.0	0.0
16.0	0.45	0.0	0.0	0.43	0.12	0.0	0.0
16.0	0.45	0.0	0.0	0.43	0.12	0.0	0.0
16.0	0.45	0.0	0.0	0.43	0.12	0.0	0.0

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota inizio strato.
Qf	Quota inizio strato.
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	430.0	354.0	4.53	1.3	391.49	391.53
2	354.0	278.0	7.88	2.17	311.85	312.07
3	278.0	202.0	13.04	3.51	237.49	237.58
4	202.0	126.0	18.2	4.86	162.2	162.25
5	126.0	50.0	23.36	6.21	86.6	86.63

CARATTERISTICHE MURO (Peso, Baricentro, Inerzi a)

Py	Peso del muro (kN);
Px	Forza inerziale (kN);

Xp, Yp Coordinate baricentro dei pesi (cm);

Quota	Px	Py	Xp	Yp
354.0	0.0	6.71	80.0	392.0
278.0	0.0	13.42	80.0	354.0
202.0	0.0	20.12	80.0	316.0
126.0	0.0	26.83	80.0	278.0
50.0	0.0	33.54	80.0	240.0

Sollecitazioni sul muro

Quota Origine ordinata minima del muro (cm).
 Fx Forza in direzione x (kN);
 Fy Forza in direzione y (kN);
 M Momento (kNm);
 H Altezza sezione di calcolo (cm);

Quota	Fx	Fy	M	H
354.0	4.53	8.0	1.44	40.0
278.0	12.4	16.88	7.11	40.0
202.0	25.44	27.1	20.46	40.0
126.0	43.64	38.67	45.41	40.0
50.0	67.0	51.58	85.88	40.0

VERIFICHE GLOBALI

Piano di rottura passante per $(x_{r1}, y_{r1}) = (240.0/0.0)$
 Piano di rottura passante per $(x_{r2}, y_{r2}) = (240.0/430.0)$
 Centro di rotazione $(x_{ro}, y_{ro}) = (0.0/0.0)$

Discretizzazione terreno

Qi Quota iniziale strato (cm);
 Qf Quota finale strato
 G Peso unità di volume (KN/m³);
 Eps Inclinazione dello strato. (°);
 Fi Angolo di resistenza a taglio (°);
 Delta Angolo attrito terra muro;
 c Coesione (kPa);
 β Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
 Note Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
430.0	354.0	18.7	0.0	18.76	18.76	4.0	0.0	
354.0	278.0	18.7	0.0	18.76	18.76	4.0	0.0	
278.0	202.0	18.7	0.0	18.76	18.76	4.0	0.0	
202.0	126.0	18.7	0.0	18.76	18.76	4.0	0.0	
126.0	50.0	18.7	0.0	18.76	18.76	4.0	0.0	
50.0	0.0	21.0	0.0	27.45	19.0	1.6	0.0	Falda

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta.
K_a	Coefficiente di spinta attiva.
K_d	Coefficiente di spinta dinamica.
D_k	Coefficiente di incremento dinamico.
K_{ax}, K_{ay}	Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
D_{kx}, D_{ky}	Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	K_a	K_d	D_k	K_{ax}	K_{ay}	D_{kx}	D_{ky}
18.76	0.45	0.0	0.0	0.42	0.14	0.0	0.0
18.76	0.45	0.0	0.0	0.42	0.14	0.0	0.0
18.76	0.45	0.0	0.0	0.42	0.14	0.0	0.0
18.76	0.45	0.0	0.0	0.42	0.14	0.0	0.0
18.76	0.45	0.0	0.0	0.42	0.14	0.0	0.0
19.0	0.33	0.0	0.0	0.31	0.11	0.0	0.0

Spinte risultanti e punto di applicazione

Q_i	Quota inizio strato.
Q_f	Quota inizio strato.
R_{px}, R_{py}	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
$Z(R_{px})$	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
$Z(R_{py})$	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Q_i	Q_f	R_{px}	R_{py}	$z(R_{px})$	$z(R_{py})$
1	430.0	354.0	4.41	1.5	391.51	391.56
2	354.0	278.0	7.66	2.5	311.84	312.06
3	278.0	202.0	12.7	4.05	237.49	237.57
4	202.0	126.0	17.73	5.61	162.2	162.24
5	126.0	50.0	22.76	7.16	86.6	86.63
6	50.0	0.0	19.4	5.68	24.27	24.78

SPINTE IN FONDAZIONE

Discretizzazione terreno

Q_i	Quota iniziale strato (cm);
Q_f	Quota finale strato
G	Peso unità di volume (KN/m ³);
E_{ps}	Inclinazione dello strato. (°);
F_i	Angolo di resistenza a taglio (°);
Δ	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Q_i	Q_f	G	E_{ps}	F_i	Δ	c	β	Note
50.0	0.0	21.0	180.0	27.45	19.0	1.6	180.0	Falda

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ Angolo di direzione della spinta.
 K_p Coefficiente di resistenza passiva.
 K_{px}, K_{py} Componenti secondo x e y del coefficiente di resistenza passiva.

μ	K_p	K_{px}	K_{py}
199.0	2.71	-2.56	-0.88

Spinte risultanti e punto di applicazione

Q_i Quota inizio strato.
 Q_f Quota inizio strato.
 R_{px}, R_{py} Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
 $Z(R_{px})$ Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
 $Z(R_{py})$ Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Q_i	Q_f	R_{px}	R_{py}	$z(R_{px})$	$z(R_{py})$
1	50.0	0.0	-7.3	-0.53	19.51	10.88

Sollecitazioni totali

F_x Forza in direzione x (kN);
 F_y Forza in direzione y (kN);
 M Momento (kNm);

	F_x	F_y	M
Spinta terreno	84.66	26.5	60.89
Peso muro	0.0	33.54	-26.83
Peso fondazione	0.0	26.48	-31.77
Sovraccarico	0.0	18.9	-32.13
Terr. fondazione	0.0	99.48	-169.12
Spinte fondazione	-7.3	-0.53	-1.42
	77.36	204.37	-200.4

Momento stabilizzante -323.46 kNm
Momento ribaltante 123.06 kNm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali	84.66 kN
Sommatoria forze verticali	204.9 kN
Coefficiente di attrito	0.52
Adesione	1.12 kPa
Angolo piano di scorrimento	-360.0 °
Forze normali al piano di scorrimento	204.9 kN
Forze parall. al piano di scorrimento	84.66 kN

Resistenza terreno	116.44 kN
Coeff. sicurezza traslazione Csd	1.38
Traslazione verificata Csd>1	

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante	-323.46 kNm
Momento ribaltante	123.06 kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv	2.63
Muro verificato a ribaltamento Csv>1	

Carico limite verticale VESIC

Somma forze in direzione x (Fx)	77.36 kN
Somma forze in direzione y (Fy)	204.37 kN
Somma momenti	-200.4 kNm
Larghezza fondazione	240.0 cm
Lunghezza	800.0 cm
Eccentricità su B	21.95 cm
Peso unità di volume	21.0 KN/m ³
Angolo di resistenza al taglio	27.45 °
Coesione	1.6 kPa
Terreno sulla fondazione	50.0 cm
Peso terreno sul piano di posa	18.7 KN/m ³
Nq	13.86
Nc	24.76
Ng	15.45
Fattori di forma	
sq	1.13
sc	1.14
sg	0.9
Inclinazione carichi	
iq	0.44
ic	0.39
ig	0.28
Fattori di profondità	
dq	1.08
dc	1.1
dg	1.0
Carico limite verticale (Qlim)	243.22 kN
Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy)	1.19

Carico limite verificato Csq>1

Tensioni sul terreno

Ascissa centro sollecitazione	98.05 cm
Larghezza della fondazione	240.0 cm
x = 0.0 cm	131.88 kPa
x = 240.0 cm	38.43 kPa

MENSOLA A VALLE

Xprogr. Ascissa progressiva (cm);
Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);
H Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
60.0	-7.3	-66.03	-20.29	50.0

MENSOLA A MONTE

Xprogr. Ascissa progressiva (cm);
Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);
H Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
100.0	19.4	68.36	-75.47	50.0

SISMA4 [GEO+STR]

Coefficiente sismico orizzontale Kh 0.0264
Coefficiente sismico verticale Kv 0.0132

CALCOLO SPINTE

Discretizzazione terreno

Qi Quota iniziale strato (cm);
Qf Quota finale strato
G Peso unità di volume (KN/m³);
Eps Inclinazione dello strato. (°);
Fi Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta Angolo attrito terra muro;
c Coesione (kPa);
β Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
430.0	354.0	18.7	0.0	18.76	16.0	4.0	0.0	
354.0	278.0	18.7	0.0	18.76	16.0	4.0	0.0	
278.0	202.0	18.7	0.0	18.76	16.0	4.0	0.0	
202.0	126.0	18.7	0.0	18.76	16.0	4.0	0.0	
126.0	50.0	18.7	0.0	18.76	16.0	4.0	0.0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta.
K_a	Coefficiente di spinta attiva.
K_d	Coefficiente di spinta dinamica.
D_k	Coefficiente di incremento dinamico.
K_{ax}, K_{ay}	Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
D_{kx}, D_{ky}	Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	K_a	K_d	D_k	K_{ax}	K_{ay}	D_{kx}	D_{ky}
16.0	0.45	0.47	0.03	0.43	0.12	0.03	0.01
16.0	0.45	0.47	0.03	0.43	0.12	0.03	0.01
16.0	0.45	0.47	0.03	0.43	0.12	0.03	0.01
16.0	0.45	0.47	0.03	0.43	0.12	0.03	0.01
16.0	0.45	0.47	0.03	0.43	0.12	0.03	0.01

Spinte risultanti e punto di applicazione

Q_i	Quota inizio strato.
Q_f	Quota inizio strato.
R_{px}, R_{py}	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
$Z(R_{px})$	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
$Z(R_{py})$	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Q_i	Q_f	R_{px}	R_{py}	$z(R_{px})$	$z(R_{py})$
1	430.0	354.0	4.95	1.42	391.58	391.2
2	354.0	278.0	8.29	2.38	312.42	312.19
3	278.0	202.0	13.28	3.81	237.76	237.62
4	202.0	126.0	18.27	5.24	162.37	162.27
5	126.0	50.0	23.26	6.67	86.72	86.64

CARATTERISTICHE MURO (Peso, Baricentro, Inerzi a)

P_y	Peso del muro (kN);
P_x	Forza inerziale (kN);
X_p, Y_p	Coordinate baricentro dei pesi (cm);

Quota	P_x	P_y	X_p	Y_p
354.0	0.2	7.45	80.0	392.0
278.0	0.39	14.91	80.0	354.0
202.0	0.59	22.36	80.0	316.0
126.0	0.79	29.81	80.0	278.0
50.0	0.98	37.27	80.0	240.0

Sollecitazioni sul muro

Quota	Origine ordinata minima del muro (cm).
F_x	Forza in direzione x (kN);
F_y	Forza in direzione y (kN);

M Momento (kNm);
H Altezza sezione di calcolo (cm);

Quota	Fx	Fy	M	H
354.0	5.15	8.87	1.65	40.0
278.0	13.63	18.7	8.01	40.0
202.0	27.11	29.96	22.44	40.0
126.0	45.57	42.65	48.71	40.0
50.0	69.03	56.78	90.63	40.0

VERIFICHE GLOBALI

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (240.0/0.0)
Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (240.0/430.0)
Centro di rotazione (xro,yro) = (0.0/0.0)

Discretizzazione terreno

Qi Quota iniziale strato (cm);
Qf Quota finale strato
G Peso unità di volume (KN/m³);
Eps Inclinazione dello strato. (°);
Fi Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta Angolo attrito terra muro;
c Coesione (kPa);
β Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
430.0	354.0	18.7	0.0	18.76	18.76	4.0	0.0	
354.0	278.0	18.7	0.0	18.76	18.76	4.0	0.0	
278.0	202.0	18.7	0.0	18.76	18.76	4.0	0.0	
202.0	126.0	18.7	0.0	18.76	18.76	4.0	0.0	
126.0	50.0	18.7	0.0	18.76	18.76	4.0	0.0	
50.0	0.0	21.0	0.0	27.45	19.0	1.6	0.0	Falda

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ Angolo di direzione della spinta.
Ka Coefficiente di spinta attiva.
Kd Coefficiente di spinta dinamica.
Dk Coefficiente di incremento dinamico.
Kax, Kay Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
Dkx, Dky Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
18.76	0.45	0.47	0.03	0.42	0.14	0.03	0.01
18.76	0.45	0.47	0.03	0.42	0.14	0.03	0.01
18.76	0.45	0.47	0.03	0.42	0.14	0.03	0.01

18.76	0.45	0.47	0.03	0.42	0.14	0.03	0.01
18.76	0.45	0.47	0.03	0.42	0.14	0.03	0.01
19.0	0.33	0.36	0.04	0.31	0.11	0.04	0.01

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi Quota inizio strato.
 Qf Quota inizio strato.
 Rpx, Rpy Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
 Z(Rpx) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
 Z(Rpy) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	430.0	354.0	4.83	1.64	391.6	391.21
2	354.0	278.0	8.09	2.75	312.42	312.18
3	278.0	202.0	12.96	4.4	237.76	237.62
4	202.0	126.0	17.83	6.06	162.37	162.27
5	126.0	50.0	22.71	7.71	86.72	86.64
6	50.0	0.0	19.22	6.12	24.28	24.77

SPINTE IN FONDAZIONE

Discretizzazione terreno

Qi Quota iniziale strato (cm);
 Qf Quota finale strato
 G Peso unità di volume (KN/m³);
 Eps Inclinazione dello strato. (°);
 Fi Angolo di resistenza a taglio (°);
 Delta Angolo attrito terra muro;
 c Coesione (kPa);
 β Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
 Note Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
50.0	0.0	21.0	180.0	27.45	19.0	1.6	180.0	Falda

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ Angolo di direzione della spinta.
 Kp Coefficiente di resistenza passiva.
 Kpx, Kpy Componenti secondo x e y del coefficiente di resistenza passiva.

μ	Kp	Kpx	Kpy
199.0	2.67	-2.52	-0.87

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi Quota inizio strato.
 Qf Quota inizio strato.
 Rpx, Rpy Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);

Z(Rpx) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
—						
1	50.0	0.0	-7.22	-0.51	19.52	10.83

Sollecitazioni total i

Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);

	Fx	Fy	M
—			
Spinta terreno	85.64	28.67	59.51
Peso muro	0.98	37.27	-27.45
Peso fondazione	0.78	29.42	-35.11
Sovraccarico	0.5	18.9	-29.98
Terr. fondazione	2.63	99.48	-162.82
Spinte fondazione	-7.22	-0.51	-1.41
	83.3	213.23	-197.26

Momento stabilizzante -335.19 kNm
Momento ribaltante 137.92 kNm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali 90.52 kN
Sommatoria forze verticali 213.74 kN
Coefficiente di attrito 0.52
Adesione 1.12 kPa
Angolo piano di scorrimento -360.0 °
Forze normali al piano di scorrimento 213.74 kN
Forze parall. al piano di scorrimento 90.52 kN
Resistenza terreno 120.95 kN
Coeff. sicurezza traslazione Csd 1.34
Traslazione verificata Csd>1

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante -335.19 kNm
Momento ribaltante 137.92 kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv 2.43
Muro verificato a ribaltamento Csv>1

Carico limite verticale VESIC

Somma forze in direzione x (Fx)	83.3 kN
Somma forze in direzione y (Fy)	213.23 kN
Somma momenti	-197.26 kNm
Larghezza fondazione	240.0 cm
Lunghezza	800.0 cm
Eccentricità su B	27.49 cm
Peso unità di volume	21.0 kN/m ³
Angolo di resistenza al taglio	27.45 °
Coesione	1.6 kPa
Terreno sulla fondazione	50.0 cm
Peso terreno sul piano di posa	18.7 kN/m ³
Nq	13.86
Nc	24.76
Ng	15.45
Fattori di forma	
sq	1.12
sc	1.13
sg	0.91
Inclinazione carichi	
iq	0.42
ic	0.37
ig	0.26
Fattori di profondità	
dq	1.08
dc	1.11
dg	1.0
Carico limite verticale (Qlim)	213.71 kN
Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy)	1.0

Carico limite verificato $C_{sq} > 1$

Tensioni sul terreno

—	
Ascissa centro sollecitazione	92.51 cm
Larghezza della fondazione	240.0 cm
x = 0.0 cm	149.90 kPa
x = 240.0 cm	27.79 kPa

MENSOLA A VALLE

Xprogr. Ascissa progressiva (cm);
Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);
H Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
—				
60.0	-7.22	-73.94	-22.83	50.0

MENSOLA A MONTE

Xprogr. Ascissa progressiva (cm);
Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);
H Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
---------	----	----	---	---

100.0	19.22	75.45	-84.65	50.0
-------	-------	-------	--------	------

Indice

1.Dati generali	15
2.CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI	16
3.Stratigrafia	16
4.Fattori combinazione	17
5.A2+M2+R2 [GEO+STR]	18
5.1.2-(Peso, Baricentro, Inerzia)	20
5.2.2-Sollecitazioni totali	22
5.3.2-Verifica alla traslazione	23
5.4.2-Verifica al ribaltamento	23
5.5.2-Carico limite	23
5.6.2-Tensioni sul terreno	24
6.EQU+M2 [GEO+STR]	24
6.1.3-(Peso, Baricentro, Inerzia)	25
6.2.3-Sollecitazioni totali	28
6.3.3-Verifica alla traslazione	28
6.4.3-Verifica al ribaltamento	29
6.5.3-Carico limite	29
6.6.3-Tensioni sul terreno	30
7.SISMA4 [GEO+STR]	30
7.1.4-(Peso, Baricentro, Inerzia)	31
7.2.4-Sollecitazioni totali	34
7.3.4-Verifica alla traslazione	34
7.4.4-Verifica al ribaltamento	35
7.5.4-Carico limite	35
7.6.4-Tensioni sul terreno	35
Indice	37

ALLEGATO 4

(CALCOLO GEOTECNICO FONDAZIONE ICONE CICLABILI)

RIFERIMENTI NORMATIVI

Le fasi di analisi e verifica delle strutture sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziate nel prosieguo della presente relazione:

D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008 (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.) "Norme tecniche per le Costruzioni"

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.) "Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008".

Eurocodice 7 – "Progettazione geotecnica" - ENV 1997-1 per quanto non in contrasto con le disposizioni del D.M. 2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni".

AZIONE SISMICA PER I MURI DI SOSTEGNO

Il moto sismico alla superficie di un sito, associato a ciascuna categoria di sottosuolo, è definito mediante l'accelerazione massima (a_{max}) attesa in superficie il cui valore può essere ricavato dalla relazione:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove a_g è l'accelerazione massima su sito di riferimento rigido.

L'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche è eseguita mediante i metodi pseudostatici. L'analisi pseudostatica è condotta mediante i metodi dell'equilibrio limite. L'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità ed opportuni coefficienti sismici. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm \cdot 0.5 \cdot k_h$$

dove:

a_{max} accelerazione massima al sito

g accelerazione di gravità

β_m coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (Tab. 7.11-II delle NTC)

VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)

La condizione di verifica è espressa attraverso la seguente disequazione:

$$E_d \leq R_d$$

Dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e R_d è il valore di resistenza del sistema geotecnico.

SLU di tipo geotecnico (GEO)

Nel caso dei muri di sostegno le verifiche previste dalle NTC 2008 sono:

- Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno
- Collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno
- Collasso per scorrimento sul piano di posa
- Ribaltamento

SLU di tipo strutturale (STR)

-Raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.

CALCOLO DELLA SPINTA ATTIVA CON COULOMB

Il calcolo della spinta attiva con il metodo di *Coulomb* è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura nell'ipotesi di parete ruvida.

Per terreno omogeneo ed asciutto il diagramma delle pressioni si presenta lineare con distribuzione:

$$P_t = K_a \cdot \gamma_t \cdot z$$

La spinta S_t è applicata ad $1/3 H$ di valore

$$S_t = \frac{1}{2} \gamma_t \cdot H^2 \cdot K_a$$

Avendo indicato con:

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta - \varphi)}{\sin^2\beta \cdot \sin(\beta + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon)}{\sin(\beta + \delta) \cdot \sin(\beta - \varepsilon)}} \right]^2}$$

Valori limite di K_a :

$\delta < (\beta - \varphi - \varepsilon)$ secondo Muller-Breslau

γ_t Peso unità di volume del terreno;

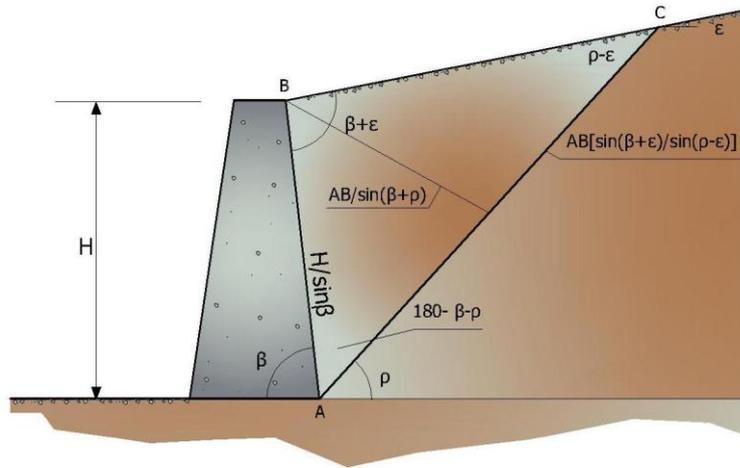
β inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;

φ angolo di resistenza al taglio del terreno;

δ angolo di attrito terra-muro;

ε inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, positiva se antioraria;

H altezza della parete.



Cuneo di rottura usato per la derivazione dell'equazione di Coulomb relativa alla pressione attiva.

CALCOLO DELLA SPINTA ATTIVA CON RANKINE

Se $\epsilon = \delta = 0$ e $\beta = 90^\circ$ (muro con parete verticale liscia e terrapieno con superficie orizzontale) la spinta S_t si semplifica nella forma:

$$S_t = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \frac{(1 - \sin\varphi)}{(1 + \sin\varphi)} = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \tan^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$$

che coincide con l'equazione di Rankine per il calcolo della spinta attiva del terreno con terrapieno orizzontale.

In effetti Rankine adottò essenzialmente le stesse ipotesi fatte da Coulomb, ad eccezione del fatto che trascurò l'attrito terra-muro e la presenza di coesione. Nella sua formulazione generale l'espressione di K_a di Rankine si presenta come segue:

$$K_a = \cos\epsilon \frac{\cos\epsilon - \sqrt{\cos^2\epsilon - \cos^2\varphi}}{\cos\epsilon + \sqrt{\cos^2\epsilon - \cos^2\varphi}}$$

CALCOLO DELLA SPINTA ATTIVA CON MONONOBE & OKABE

Il calcolo della spinta attiva con il metodo di *Mononobe & Okabe* riguarda la valutazione della spinta in condizioni sismiche con il metodo pseudo-statico. Esso è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura in una configurazione fittizia di calcolo nella quale l'angolo ϵ di inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, e l'angolo di inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede, vengono aumentati di una quantità ϑ tale che:

$$\tan\theta = \left(\frac{k_h}{1 \pm k_v} \right)$$

con k_h coefficiente sismico orizzontale e k_v verticale.

EFFETTO DOVUTO ALLA COESIONE

La coesione induce delle pressioni negative costanti pari a:

$$P_c = -2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$$

Non essendo possibile stabilire, a priori, quale sia il decremento indotto nella spinta per effetto della coesione, è stata calcolata un'altezza critica Z_c come segue:

$$Z_c = \frac{2 \cdot c}{\gamma} \cdot \frac{1}{\sqrt{K_A}} - \frac{Q \cdot \frac{\sin\beta}{\sin(\beta + \varepsilon)}}{\gamma}$$

Dove:

Q = Carico agente sul terrapieno.

Se $Z_c < 0$ è possibile sovrapporre direttamente gli effetti, con decremento pari a:

$$S_c = P_c \cdot H$$

con punto di applicazione pari a $H/2$.

CARICO UNIFORME SUL TERRAPIENO

Un carico Q , uniformemente distribuito sul piano campagna, induce delle pressioni costanti pari a:

$$P_q = K_a \cdot Q \cdot \frac{\sin\beta}{\sin(\beta + \varepsilon)}$$

Per integrazione, una spinta pari a S_q :

$$S_q = K_a \cdot Q \cdot H \cdot \frac{\sin\beta}{\sin(\beta + \varepsilon)}$$

Con punto di applicazione ad $H/2$, avendo indicato con K_a il coefficiente di spinta attiva secondo *Muller-Breslau*.

SPINTA ATTIVA IN CONDIZIONI SISMICHE

In presenza di sisma la forza di calcolo esercitata dal terrapieno sul muro è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot KH^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

Dove:

- H Altezza muro;
k_v Coefficiente sismico verticale;
γ Peso per unità di volume del terreno;
K Coefficienti di spinta attiva totale (statico + dinamico);
E_{ws} Spinta idrostatica dell'acqua;
E_{wd} Spinta idrodinamica.

Per terreni impermeabili la spinta idrodinamica E_{wd} = 0, ma viene effettuata una correzione sulla valutazione dell'angolo ϑ della formula di Mononobe & Okabe così come di seguito:

$$\operatorname{tg} \vartheta = \frac{\gamma_{\text{sat}}}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

Nei terreni ad elevata permeabilità in condizioni dinamiche continua a valere la correzione di cui sopra, ma la spinta idrodinamica assume la seguente espressione:

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H^2$$

Con H' altezza del livello di falda misurato a partire dalla base del muro.

SPINTA IDROSTATICA

La falda con superficie distante H_w dalla base del muro induce delle pressioni idrostatiche normali alla parete che, alla profondità z, sono espresse come segue:

$$P_w(z) = \gamma_w \cdot z$$

Con risultante pari a:

$$S_w = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot H^2$$

La spinta del terreno immerso si ottiene sostituendo γ_t con γ'_t (γ'_t = γ_{saturo} - γ_w), peso efficace del materiale immerso in acqua.

RESISTENZA PASSIVA

Per terreno omogeneo il diagramma delle pressioni risulta lineare del tipo:

$$P_t = K_p \cdot \gamma_t \cdot z$$

per integrazione si ottiene la spinta passiva:

$$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot H^2 \cdot K_p$$

Avendo indicato con:

$$K_p = \frac{\sin^2(\varphi + \beta)}{\sin^2\beta \cdot \sin(\beta - \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin(\varphi + \varepsilon)}{\sin(\beta - \delta) \cdot \sin(\beta - \varepsilon)}} \right]^2}$$

(Muller-Breslau) con valori limiti di δ pari a:

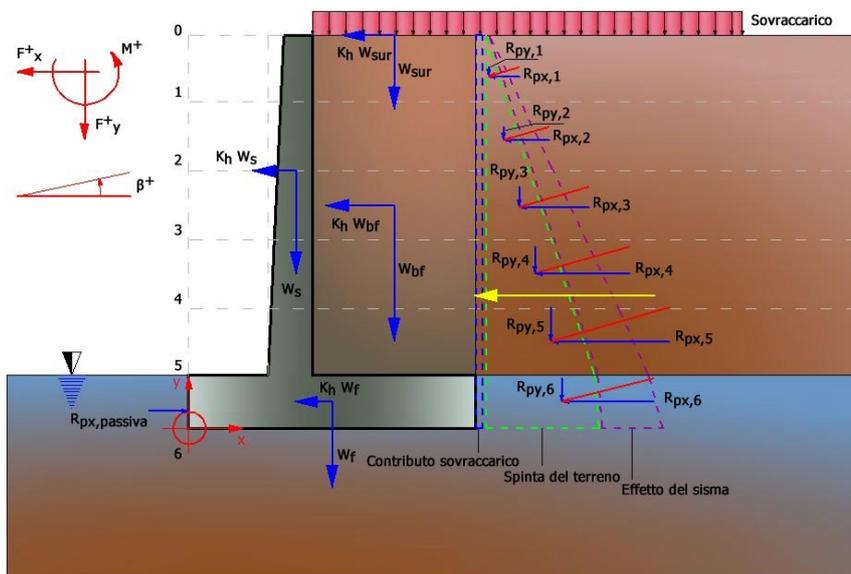
$$\delta < \beta - \varphi - \varepsilon$$

L'espressione di K_p secondo la formulazione di Rankine assume la seguente forma:

$$K_p = \frac{\cos\varepsilon + \sqrt{\cos^2\varepsilon - \cos^2\varphi}}{\cos\varepsilon - \sqrt{\cos^2\varepsilon - \cos^2\varphi}}$$

SOLLECITAZIONI SUL MURO

Per il calcolo delle sollecitazioni, il muro viene discretizzato in n-tratti in funzione delle sezioni significative e per ogni tratto vengono calcolate le spinte del terreno (valutate secondo un piano di rottura passante per il paramento lato monte), le risultanti delle forze orizzontali e verticali e le forze inerziali sono rappresentate in figura.



Schema delle forze agenti su un muro e convenzioni sui segni

CALCOLO DELLE SPINTE PER LE VERIFICHE

Le spinte sono state valutate ipotizzando un piano di rottura passante per l'estradosso della mensola di fondazione lato monte, tale piano è stato discretizzato in *n-tratti*.

CONVENZIONI SUI SEGNI

Forze verticali	positive se dirette dall'alto verso il basso;
Forze orizzontali	positive se dirette da monte verso valle;
Coppie	positive se antiorarie;
Angoli	positivi se antiorari.

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

VESIC – ANALISI A BREVE TERMINE

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine. Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$\frac{R}{A'} \leq (2 + \pi) \cdot c_u \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c + q$$

Dove:

$A' = B'L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u Coesione non drenata;

q Pressione litostatica totale sul piano di posa;

s_c Fattore di forma;

$s_c = 0.2 \cdot \left(\frac{B'}{L'}\right)$ per fondazioni rettangolari; il valore di s_c viene assunto pari ad 1 per fondazioni nastroforni

d_c Fattore di profondità;

$$d_c = 0.4 \cdot K \quad \text{con } K = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1 \text{ altrimenti } K = \arctan \frac{D}{B}$$

i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H ;

$$i_c = 1 - \frac{2H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

A_f Area efficace della fondazione;

c_a Aderenza alla base, pari alla coesione o ad una sua frazione.

VESIC – ANALISI A LUNGO TERMINE

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$\frac{R}{A'} \leq c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot d_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi'$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \cdot \tan \varphi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \left(\frac{B'}{L'} \right) \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'} \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cot \varphi'} \right)^m$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cot \varphi'} \right)^{m+1}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \varphi'}$$

$$m = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$$

Fattori di profondità

$$d_c = 1 + 0.4K$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi' \cdot (1 - \sin \varphi) \cdot K$$

$$\text{con } K = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1 \text{ altrimenti } K = \arctan \frac{D}{B}$$

$$d_\gamma = 1$$

HANSEN – ANALISI A BREVE TERMINE

$$\frac{R}{A'} \leq (2 + \pi) \cdot c_u (1 + s_c + d_c - i_c) + q$$

Dove:

$A' = B' \times L'$, area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u Coesione non drenata;

q Pressione litostatica totale sul piano di posa;

s_c Fattore di forma, $s_c = 0$ per fondazioni nastriformi;

d_c Fattore di profondità;

$$d_c = 0.4 \cdot K \quad \text{con } K = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1 \text{ altrimenti } K = \arctan \frac{D}{B}$$

i_c Fattore correttivo di inclinazione del carico;

$$i_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$$

A_f Area efficace della fondazione;

c_a Aderenza alla base, pari alla coesione o ad una sua frazione.

HANSEN- ANALISI A LUNGO TERMINE

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$\frac{R}{A'} \leq c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot d_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi'$$

$$N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \varphi'$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \cdot \tan \varphi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \left(\frac{B'}{L'} \right) \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'} \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

$$s_c = s_q = s_\gamma = 1 \quad \text{per fondazione nastroforme}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cot \phi'} \right)^3$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cot \phi'} \right)^3$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

Fattori di profondità

$$d_c = 1 + 0.4K$$

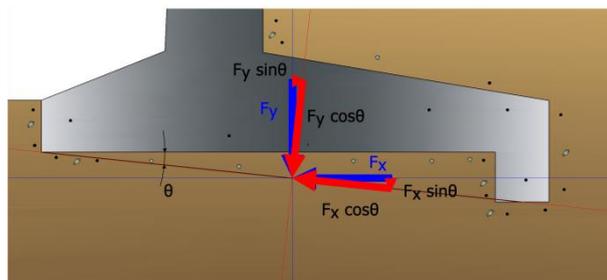
$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi) \cdot K$$

$$\text{con } K = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1 \text{ altrimenti } K = \arctan \frac{D}{B}$$

$$d_\gamma = 1$$

VERIFICA ALLA TRASLAZIONE ORIZZONTALE

Nel caso in cui il piano di scorrimento della fondazione sia inclinato di un certo angolo θ , le risultanti delle azioni F_x ed F_y dovranno essere riferiti a tale piano.



Verifica alla traslazione orizzontale, azioni di progetto

L'azione di progetto è data da:

$$E_d = F_x \cdot \cos \theta - F_y \cdot \sin \theta$$

La forza normale al piano di scorrimento è:

$$P = F_x \cdot \sin \theta + F_y \cdot \cos \theta$$

La resistenza di progetto si determina dalla relazione:

$$R_d = \frac{c_a \cdot B + P \cdot \tan \delta - S_p}{\gamma_r}$$

Dove:

c_a adesione;

B larghezza della fondazione;

$\tan \delta$ coefficiente d'attrito;

γ_r coefficiente parziale sulle resistenze;

S_p contributo della spinta passiva.

Se $\theta = 0$ si ha che $P = F_y$ e $E_d = F_x$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

L'azione di progetto E_d è definita dal momento che tende a far ribaltare il muro, ovvero da tutte le forze responsabili di tale meccanismo, la resistenza R_d coincide con il momento stabilizzante, ovvero dalle forze che tendono a stabilizzare il muro.

Le azioni totali che intervengono nel calcolo sono riportate in tabella, dove $\Sigma M = E_d - R_d$

Azioni	F_x	F_y	Braccio		M
Spinta terreno*	S_{Tx}	S_{Ty}	d_{1x}	d_{1y}	ΔM
Peso muro	W_s	W_s	d_{2x}	d_{2y}	ΔM
Peso fondazione	W_f	W_f	d_{3x}	d_{3y}	ΔM
Sovraccarico	W_{bf}	W_{bf}	d_{4x}	d_{4y}	ΔM
Terreno fondazione	S_{Px}	S_{Py}	d_{5x}	d_{5y}	ΔM
Spinte fondazione***	S_{Px}	S_{Py}	d_{6x}	d_{6y}	ΔM
Totale	ΣF_x	ΣF_y			ΣM

* si tiene conto del contributo del sisma, del sovraccarico, dell'eventuale presenza della falda...

** oltre alla spinta passiva si considera il contributo della sottospinta per l'eventuale presenza di falda.

La condizione di verifica viene espressa dalla relazione:

$$\frac{E_d}{R_d} = \frac{\text{Momento ribaltante}}{\text{Momento stabilizzante}} \leq 1$$

VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE DELLE OPERE DI SOSTEGNO

La risoluzione di un problema di stabilità richiede la presa in 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:

1. 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.
2. 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 alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (Culman), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (Fellenius, Bishop, Janbu ecc.).

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 quanto 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.

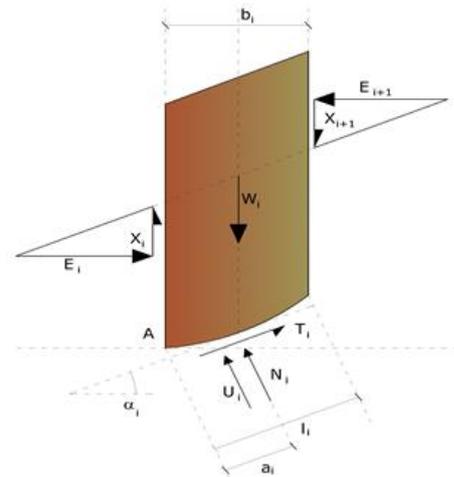
I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le (n-2) indeterminazioni.

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:

$$\sum F_y = 0, \quad \sum M_0 = 0 \quad \text{Criterio di rottura}$$

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



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 %..

Dati generali

Normativa GEO
Normativa STR
Spinta

NTC 2008
SLU (EC2)
Mononobe e Okabe [M.O. 1929]

Dati generali muro

Altezza muro	40.0 cm
Spessore testa muro	25.0 cm
Risega muro lato valle	0.0 cm
Risega muro lato monte	0.0 cm
Sporgenza mensola a valle	10.0 cm
Sporgenza mensola a monte	35.0 cm

Svaso mensola a valle	0.0 cm
Altezza estremità mensola a valle	25.0 cm
Altezza estremità mensola a monte	25.0 cm

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

Conglomerati

Nr.	Classe Calcestruzzo	fck,cubi [Mpa]	Ec [Mpa]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	fctd [Mpa]	fctm [Mpa]
1	C20/25	25.49	30550.21	20.39	11.55	1.05	2.25
2	C25/30	30.59	32089.96	25.49	14.44	1.21	2.61
3	C28/35	35.69	32936.31	28.55	16.17	1.31	2.81
4	C40/50	50.99	35913.83	40.79	20.22	1.52	3.26

Acciai:

Nr.	Classe acciaio	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	ftk [Mpa]	ftd [Mpa]	ep_tk	epd_ult	B1*B2 iniziale	B1*B2 finale
1	B450C	203940	458.87	399.01	550.64	399.01	.075	.0675	1	0.5
2	B450C*	203940	458.87	399.01	550.64	458.87	.075	.0675	1	0.5
3	B450C* *	203940	458.87	399.01	467.33	406.35	.012	.01	1	0.5
4	S235H	203940	244.73	214.14	367.09	214.14	0.012	0.01	1	0.5
5	S275H	203940	285.52	247.79	469.06	248.81	0.012	0.01	1	0.5
6	S355H	203940	367.09	318.15	520.05	367.09	0.012	0.01	1	0.5

Materiali impiegati realizzazione muro

C28/35 B450C

Copriferro, Elevazione

5.0 cm

Copriferro, Fondazione

5.0 cm

Copriferro, Dente di fondazione

3.0 cm

Stratigrafia

Ns	Spessore strato (cm)	Inclinazione dello strato. (°)	Peso unità di volume (KN/m³)	Angolo di resistenza a taglio (°)	Coesione (kPa)	Angolo di attrito terra muro (°)	Presenza di falda (Si/No)	Litologia	Descrizione
1	165	0	18.70	23	5.00	16	No		Rilevato ferroviario

Carichi concentrati

Descrizione	Posizione x (cm)	Posizione y (cm)	Fx (kN/m)	Fy (kN/m)	Mz (kNm/m)
Azione orizzontale del pannello	20.0	65.0	1.72	0.0	1.15

FATTORI DI COMBINAZIONE

A1+M1+R1

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.30
2	Spinta terreno	1.00

3	Peso terreno mensola	1.30
4	Spinta falda	1.00
5	Spinta sismica in x	1.00
6	Spinta sismica in y	1.00
7	Azione orizzontale del pannello	1.50

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1
2	Scorrimento	1
3	Partecipazione spinta passiva	1

A2+M2+R2

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.00
2	Spinta terreno	1.00
3	Peso terreno mensola	1.00
4	Spinta falda	1.00
5	Spinta sismica in x	1.00
6	Spinta sismica in y	1.00
7	Azione orizzontale del pannello	1.30

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1.25
2	Coesione efficace	1.25
3	Resistenza non drenata	1.4
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1
2	Scorrimento	1
3	Partecipazione spinta passiva	1

EQU+M2

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	0.90
2	Spinta terreno	1.10
3	Peso terreno mensola	1.00
4	Spinta falda	1.00
5	Spinta sismica in x	1.00
6	Spinta sismica in y	0.00
7	Azione orizzontale del pannello	1.00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1.25
2	Coesione efficace	1.25
3	Resistenza non drenata	1.4
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
-----	----------	-------------------------

1	Carico limite	1
2	Scorrimento	1
3	Partecipazione spinta passiva	1

A2+M2+R2 [GEO+STR]

CALCOLO SPINTE

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
G	Peso unità di volume (KN/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
65.0	57.0	18.7	0.0	18.76	16.0	4.0	0.0	
57.0	49.0	18.7	0.0	18.76	16.0	4.0	0.0	
49.0	41.0	18.7	0.0	18.76	16.0	4.0	0.0	
41.0	33.0	18.7	0.0	18.76	16.0	4.0	0.0	
33.0	25.0	18.7	0.0	18.76	16.0	4.0	0.0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta.
Ka	Coefficiente di spinta attiva.
Kd	Coefficiente di spinta dinamica.
Dk	Coefficiente di incremento dinamico.
Kax, Kay	Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
Dkx, Dky	Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
16.0	0.45	0.0	0.0	0.43	0.12	0.0	0.0
16.0	0.45	0.0	0.0	0.43	0.12	0.0	0.0
16.0	0.45	0.0	0.0	0.43	0.12	0.0	0.0
16.0	0.45	0.0	0.0	0.43	0.12	0.0	0.0
16.0	0.45	0.0	0.0	0.43	0.12	0.0	0.0

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota inizio strato.
Qf	Quota inizio strato.
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	65.0	57.0	0.0	0.0	61.0	61.0
2	57.0	49.0	0.0	0.0	53.0	53.0
3	49.0	41.0	0.0	0.0	45.0	45.0
4	41.0	33.0	0.0	0.0	37.0	37.0
5	33.0	25.0	0.0	0.0	29.0	29.0

CARATTERISTICHE MURO (Peso, Baricentro, Inerzi a)

Py Peso del muro (kN);
Px Forza inerziale (kN);
Xp, Yp Coordinate baricentro dei pesi (cm);

Quota	Px	Py	Xp	Yp
57.0	0.0	0.49	22.5	61.0
49.0	0.0	0.98	22.5	57.0
41.0	0.0	1.47	22.5	53.0
33.0	0.0	1.96	22.5	49.0
25.0	0.0	2.45	22.5	45.0

Sollecitazioni sul muro

Quota Origine ordinata minima del muro (cm).
Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);
H Altezza sezione di calcolo (cm);

Quota	Fx	Fy	M	H
57.0	2.24	0.49	1.67	25.0
49.0	2.24	0.98	1.85	25.0
41.0	2.24	1.47	2.03	25.0
33.0	2.24	1.96	2.21	25.0
25.0	2.24	2.45	2.39	25.0

VERIFICHE GLOBALI

Piano di rottura passante per $(x_{r1}, y_{r1}) = (70.0/0.0)$
Piano di rottura passante per $(x_{r2}, y_{r2}) = (70.0/65.0)$
Centro di rotazione $(x_{ro}, y_{ro}) = (0.0/0.0)$

Discretizzazione terreno

Qi Quota iniziale strato (cm);
Qf Quota finale strato
G Peso unità di volume (KN/m³);
Eps Inclinazione dello strato. (°);
Fi Angolo di resistenza a taglio (°);

Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
65.0	57.0	18.7	0.0	18.76	18.76	4.0	0.0	
57.0	49.0	18.7	0.0	18.76	18.76	4.0	0.0	
49.0	41.0	18.7	0.0	18.76	18.76	4.0	0.0	
41.0	33.0	18.7	0.0	18.76	18.76	4.0	0.0	
33.0	25.0	18.7	0.0	18.76	18.76	4.0	0.0	
25.0	0.0	18.7	0.0	18.76	16.0	4.0	0.0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta.
Ka	Coefficiente di spinta attiva.
Kd	Coefficiente di spinta dinamica.
Dk	Coefficiente di incremento dinamico.
Kax, Kay	Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
Dkx, Dky	Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
18.76	0.45	0.0	0.0	0.42	0.14	0.0	0.0
18.76	0.45	0.0	0.0	0.42	0.14	0.0	0.0
18.76	0.45	0.0	0.0	0.42	0.14	0.0	0.0
18.76	0.45	0.0	0.0	0.42	0.14	0.0	0.0
18.76	0.45	0.0	0.0	0.42	0.14	0.0	0.0
16.0	0.45	0.0	0.0	0.43	0.12	0.0	0.0

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota inizio strato.
Qf	Quota inizio strato.
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	65.0	57.0	0.0	0.0	61.0	61.0
2	57.0	49.0	0.0	0.0	53.0	53.0
3	49.0	41.0	0.0	0.0	45.0	45.0
4	41.0	33.0	0.0	0.0	37.0	37.0
5	33.0	25.0	0.0	0.0	29.0	29.0
6	25.0	0.0	0.0	0.01	0.12	2.52

SPINTE IN FONDAZIONE

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
----	-----------------------------

Qf	Quota finale strato
G	Peso unità di volume (KN/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
25.0	0.0	18.7	180.0	18.76	16.0	4.0	180.0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta.
Kp	Coefficiente di resistenza passiva.
Kpx, Kpy	Componenti secondo x e y del coefficiente di resistenza passiva.

μ	Kp	Kpx	Kpy
196.0	1.95	-1.87	-0.54

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota inizio strato.
Qf	Quota inizio strato.
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	25.0	0.0	-3.78	0.0	11.29	0.0

Sollecitazioni total i

Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);

	Fx	Fy	M
Spinta terreno	0.0	0.01	0.0
Carichi esterni	2.24	0.0	2.95
Peso muro	0.0	2.45	-0.55
Peso fondazione	0.0	4.29	-1.5
Sovraccarico	0.0	0.0	0.0
Terr. fondazione	0.0	2.62	-1.37
Spinte fondazione	-3.78	0.0	-0.43
	-1.54	9.37	-0.91

Momento stabilizzante	-3.43 kNm
Momento ribaltante	2.52 kNm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali	2.24 kN
Sommatoria forze verticali	9.37 kN
Coefficiente di attrito	0.34
Adesione	2.8 kPa
Angolo piano di scorrimento	-360.0 °
Forze normali al piano di scorrimento	9.37 kN
Forze parall. al piano di scorrimento	2.24 kN
Resistenza terreno	8.92 kN
Coeff. sicurezza traslazione Csd	3.99
Traslazione verificata Csd>1	

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante	-3.43 kNm
Momento ribaltante	2.52 kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv	1.36
Muro verificato a ribaltamento Csv>1	

Carico limite verticale VESIC

Somma forze in direzione x (Fx)	-1.54 kN
Somma forze in direzione y (Fy)	9.37 kN
Somma momenti	-0.91 kNm
Larghezza fondazione	70.0 cm
Lunghezza	1000.0 cm
Eccentricità su B	25.28 cm
Peso unità di volume	18.7 KN/m ³
Angolo di resistenza al taglio	18.76 °
Coesione	4.0 kPa
Terreno sulla fondazione	25.0 cm
Peso terreno sul piano di posa	18.7 KN/m ³
Nq	5.66
Nc	13.73
Ng	4.52
Fattori di forma	
sq	1.01
sc	1.01
sg	0.99
Inclinazione carichi	
iq	0.76
ic	0.7
ig	0.66
Fattori di profondità	
dq	1.28

dc	1.36
dg	1.0
Carico limite verticale (Qlim)	16.37 kN
Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy)	1.75

Carico limite verificato $Csq > 1$

Tensioni sul terreno

Ascissa centro sollecitazione	9.72 cm
Larghezza della fondazione	70.0 cm
x = 0.0 cm	64.23 kPa
x = 29.16 cm	0.00 kPa

MENSOLA A VALLE

Xprogr. Ascissa progressiva (cm);
 Fx Forza in direzione x (kN);
 Fy Forza in direzione y (kN);
 M Momento (kNm);
 H Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
10.0	-3.78	-4.71	-0.21	25.0

MENSOLA A MONTE

Xprogr. Ascissa progressiva (cm);
 Fx Forza in direzione x (kN);
 Fy Forza in direzione y (kN);
 M Momento (kNm);
 H Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
35.0	0.0	4.76	-0.83	25.0

EQU+M2 [GEO+STR]

CALCOLO SPINTE

Discretizzazione terreno

Qi Quota iniziale strato (cm);
 Qf Quota finale strato
 G Peso unità di volume (KN/m³);
 Eps Inclinazione dello strato. (°);

Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
65.0	57.0	18.7	0.0	18.76	16.0	4.0	0.0	
57.0	49.0	18.7	0.0	18.76	16.0	4.0	0.0	
49.0	41.0	18.7	0.0	18.76	16.0	4.0	0.0	
41.0	33.0	18.7	0.0	18.76	16.0	4.0	0.0	
33.0	25.0	18.7	0.0	18.76	16.0	4.0	0.0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta.
Ka	Coefficiente di spinta attiva.
Kd	Coefficiente di spinta dinamica.
Dk	Coefficiente di incremento dinamico.
Kax, Kay	Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
Dkx, Dky	Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
16.0	0.45	0.0	0.0	0.43	0.12	0.0	0.0
16.0	0.45	0.0	0.0	0.43	0.12	0.0	0.0
16.0	0.45	0.0	0.0	0.43	0.12	0.0	0.0
16.0	0.45	0.0	0.0	0.43	0.12	0.0	0.0
16.0	0.45	0.0	0.0	0.43	0.12	0.0	0.0

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota inizio strato.
Qf	Quota inizio strato.
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	65.0	57.0	0.0	0.0	61.0	61.0
2	57.0	49.0	0.0	0.0	53.0	53.0
3	49.0	41.0	0.0	0.0	45.0	45.0
4	41.0	33.0	0.0	0.0	37.0	37.0
5	33.0	25.0	0.0	0.0	29.0	29.0

CARATTERISTICHE MURO (Peso, Baricentro, Inerzi a)

Py	Peso del muro (kN);
Px	Forza inerziale (kN);
Xp, Yp	Coordinate baricentro dei pesi (cm);

Quota	Px	Py	Xp	Yp
57.0	0.0	0.44	22.5	61.0
49.0	0.0	0.88	22.5	57.0
41.0	0.0	1.32	22.5	53.0
33.0	0.0	1.77	22.5	49.0
25.0	0.0	2.21	22.5	45.0

Sollecitazioni sul muro

Quota	Origine ordinata minima del muro (cm).
Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);
H	Altezza sezione di calcolo (cm);

Quota	Fx	Fy	M	H
57.0	1.72	0.44	1.29	25.0
49.0	1.72	0.88	1.43	25.0
41.0	1.72	1.32	1.56	25.0
33.0	1.72	1.77	1.7	25.0
25.0	1.72	2.21	1.84	25.0

VERIFICHE GLOBALI

Piano di rottura passante per $(x_{r1}, y_{r1}) = (70.0/0.0)$
Piano di rottura passante per $(x_{r2}, y_{r2}) = (70.0/65.0)$
Centro di rotazione $(x_{ro}, y_{ro}) = (0.0/0.0)$

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
G	Peso unità di volume (KN/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
65.0	57.0	18.7	0.0	18.76	18.76	4.0	0.0	
57.0	49.0	18.7	0.0	18.76	18.76	4.0	0.0	
49.0	41.0	18.7	0.0	18.76	18.76	4.0	0.0	
41.0	33.0	18.7	0.0	18.76	18.76	4.0	0.0	
33.0	25.0	18.7	0.0	18.76	18.76	4.0	0.0	
25.0	0.0	18.7	0.0	18.76	16.0	4.0	0.0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta.
Ka	Coefficiente di spinta attiva.
Kd	Coefficiente di spinta dinamica.
Dk	Coefficiente di incremento dinamico.
Kax, Kay	Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
Dkx, Dky	Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
18.76	0.45	0.0	0.0	0.42	0.14	0.0	0.0
18.76	0.45	0.0	0.0	0.42	0.14	0.0	0.0
18.76	0.45	0.0	0.0	0.42	0.14	0.0	0.0
18.76	0.45	0.0	0.0	0.42	0.14	0.0	0.0
18.76	0.45	0.0	0.0	0.42	0.14	0.0	0.0
16.0	0.45	0.0	0.0	0.43	0.12	0.0	0.0

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota inizio strato.
Qf	Quota inizio strato.
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	65.0	57.0	0.0	0.0	61.0	61.0
2	57.0	49.0	0.0	0.0	53.0	53.0
3	49.0	41.0	0.0	0.0	45.0	45.0
4	41.0	33.0	0.0	0.0	37.0	37.0
5	33.0	25.0	0.0	0.0	29.0	29.0
6	25.0	0.0	0.0	0.01	0.12	2.52

SPINTE IN FONDAZIONE

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
G	Peso unità di volume (KN/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
25.0	0.0	18.7	180.0	18.76	16.0	4.0	180.0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ Angolo di direzione della spinta.
 K_p Coefficiente di resistenza passiva.
 K_{px}, K_{py} Componenti secondo x e y del coefficiente di resistenza passiva.

μ	K_p	K_{px}	K_{py}
196.0	1.95	-1.87	-0.54

Spinte risultanti e punto di applicazione

Q_i Quota inizio strato.
 Q_f Quota inizio strato.
 R_{px}, R_{py} Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
 $Z(R_{px})$ Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
 $Z(R_{py})$ Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Q_i	Q_f	R_{px}	R_{py}	$z(R_{px})$	$z(R_{py})$
1	25.0	0.0	-3.78	0.0	11.29	0.0

Sollecitazioni totali

F_x Forza in direzione x (kN);
 F_y Forza in direzione y (kN);
 M Momento (kNm);

	F_x	F_y	M
Spinta terreno	0.0	0.01	0.0
Carichi esterni	1.72	0.0	2.27
Peso muro	0.0	2.21	-0.5
Peso fondazione	0.0	3.86	-1.35
Sovraccarico	0.0	0.0	0.0
Terr. fondazione	0.0	2.62	-1.37
Spinte fondazione	-3.78	0.0	-0.43
	-2.06	8.69	-1.39

Momento stabilizzante -3.23 kNm
 Momento ribaltante 1.84 kNm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali	1.72 kN
Sommatoria forze verticali	8.69 kN
Coefficiente di attrito	0.34
Adesione	2.8 kPa
Angolo piano di scorrimento	-360.0 °
Forze normali al piano di scorrimento	8.69 kN
Forze parall. al piano di scorrimento	1.72 kN
Resistenza terreno	8.69 kN

Coeff. sicurezza traslazione Csd **5.05**
Traslazione verificata Csd>1

Verifica al ribaltamento

—
Momento stabilizzante -3.23 kNm
Momento ribaltante 1.84 kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv **1.75**
Muro verificato a ribaltamento Csv>1

Carico limite verticale VESIC

—
Somma forze in direzione x (Fx) -2.06 kN
Somma forze in direzione y (Fy) 8.69 kN
Somma momenti -1.39 kNm
Larghezza fondazione 70.0 cm
Lunghezza 1000.0 cm
Eccentricità su B 19.06 cm
Peso unità di volume 18.7 KN/m³
Angolo di resistenza al taglio 18.76 °
Coesione 4.0 kPa
Terreno sulla fondazione 25.0 cm
Peso terreno sul piano di posa 18.7 KN/m³
Nq 5.66
Nc 13.73
Ng 4.52
Fattori di forma
sq 1.01
sc 1.01
sg 0.99
Inclinazione carichi
iq 0.7
ic 0.64
ig 0.58
Fattori di profondità
dq 1.25
dc 1.31
dg 1.0
Carico limite verticale (Qlim) 24.75 kN
Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy) **2.85**

Carico limite verificato Csq>1

Tensioni sul terreno

—
Ascissa centro sollecitazione 15.94 cm
Larghezza della fondazione 70.0 cm
x = 0.0 cm 36.35 kPa
x = 47.82 cm 0.00 kPa

MENSOLA A VALLE

Xprogr. Ascissa progressiva (cm);
Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);
H Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
---------	----	----	---	---

10.0	-3.78	-2.7	-0.1	25.0
------	-------	------	------	------

MENSOLA A MONTE

Xprogr. Ascissa progressiva (cm);
Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);
H Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
---------	----	----	---	---

35.0	0.0	6.25	-0.6	25.0
------	-----	------	------	------

Indice

1.Dati generali	15
2.CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI	15
3.Stratigrafia	16
4.Fattori combinazione	16
5.A2+M2+R2 [GEO+STR]	17
5.1.2-(Peso, Baricentro, Inerzia)	19
5.2.2-Sollecitazioni totali	21
5.3.2-Verifica alla traslazione	22
5.4.2-Verifica al ribaltamento	22
5.5.2-Carico limite	22
5.6.2-Tensioni sul terreno	23
6.EQU+M2 [GEO+STR]	23
6.1.3-(Peso, Baricentro, Inerzia)	24
6.2.3-Sollecitazioni totali	27
6.3.3-Verifica alla traslazione	27
6.4.3-Verifica al ribaltamento	28
6.5.3-Carico limite	28
6.6.3-Tensioni sul terreno	29
Indice	30

ALLEGATO 5

(CALCOLO GEOTECNICO FONDAZIONE ICONE COMUNALI)

RIFERIMENTI NORMATIVI

Le fasi di analisi e verifica delle strutture sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziate nel prosieguo della presente relazione:

D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008 (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.) "Norme tecniche per le Costruzioni"

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.) "Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008".

Eurocodice 7 – "Progettazione geotecnica" - ENV 1997-1 per quanto non in contrasto con le disposizioni del D.M. 2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni".

AZIONE SISMICA PER I MURI DI SOSTEGNO

Il moto sismico alla superficie di un sito, associato a ciascuna categoria di sottosuolo, è definito mediante l'accelerazione massima (a_{max}) attesa in superficie il cui valore può essere ricavato dalla relazione:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove a_g è l'accelerazione massima su sito di riferimento rigido.

L'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche è eseguita mediante i metodi pseudostatici. L'analisi pseudostatica è condotta mediante i metodi dell'equilibrio limite. L'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità ed opportuni coefficienti sismici. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm \cdot 0.5 \cdot k_h$$

dove:

a_{max} accelerazione massima al sito

g accelerazione di gravità

β_m coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (Tab. 7.11-II delle NTC)

VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)

La condizione di verifica è espressa attraverso la seguente disequazione:

$$E_d \leq R_d$$

Dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e R_d è il valore di resistenza del sistema geotecnico.

SLU di tipo geotecnico (GEO)

Nel caso dei muri di sostegno le verifiche previste dalle NTC 2008 sono:

- Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno
- Collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno
- Collasso per scorrimento sul piano di posa
- Ribaltamento

SLU di tipo strutturale (STR)

-Raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.

CALCOLO DELLA SPINTA ATTIVA CON COULOMB

Il calcolo della spinta attiva con il metodo di *Coulomb* è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura nell'ipotesi di parete ruvida.

Per terreno omogeneo ed asciutto il diagramma delle pressioni si presenta lineare con distribuzione:

$$P_t = K_a \cdot \gamma_t \cdot z$$

La spinta S_t è applicata ad $1/3 H$ di valore

$$S_t = \frac{1}{2} \gamma_t \cdot H^2 \cdot K_a$$

Avendo indicato con:

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta - \varphi)}{\sin^2\beta \cdot \sin(\beta + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon)}{\sin(\beta + \delta) \cdot \sin(\beta - \varepsilon)}} \right]^2}$$

Valori limite di K_a :

$\delta < (\beta - \varphi - \varepsilon)$ secondo Muller-Breslau

γ_t Peso unità di volume del terreno;

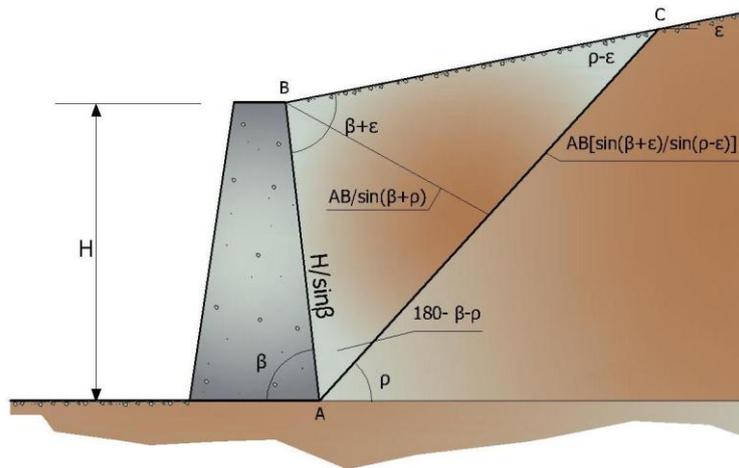
β inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;

φ angolo di resistenza al taglio del terreno;

δ angolo di attrito terra-muro;

ε inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, positiva se antioraria;

H altezza della parete.



Cuneo di rottura usato per la derivazione dell'equazione di Coulomb relativa alla pressione attiva.

CALCOLO DELLA SPINTA ATTIVA CON RANKINE

Se $\varepsilon = \delta = 0$ e $\beta = 90^\circ$ (muro con parete verticale liscia e terrapieno con superficie orizzontale) la spinta S_t si semplifica nella forma:

$$S_t = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \frac{(1 - \sin\varphi)}{(1 + \sin\varphi)} = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \tan^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$$

che coincide con l'equazione di Rankine per il calcolo della spinta attiva del terreno con terrapieno orizzontale.

In effetti Rankine adottò essenzialmente le stesse ipotesi fatte da Coulomb, ad eccezione del fatto che trascurò l'attrito terra-muro e la presenza di coesione. Nella sua formulazione generale l'espressione di K_a di Rankine si presenta come segue:

$$K_a = \cos\varepsilon \frac{\cos\varepsilon - \sqrt{\cos^2\varepsilon - \cos^2\varphi}}{\cos\varepsilon + \sqrt{\cos^2\varepsilon - \cos^2\varphi}}$$

CALCOLO DELLA SPINTA ATTIVA CON MONONOBE & OKABE

Il calcolo della spinta attiva con il metodo di *Mononobe & Okabe* riguarda la valutazione della spinta in condizioni sismiche con il metodo pseudo-statico. Esso è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura in una configurazione fittizia di calcolo nella quale l'angolo ε di inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, e l'angolo di inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede, vengono aumentati di una quantità ϑ tale che:

$$\tan\theta = \left(\frac{k_h}{1 \pm k_v} \right)$$

con k_h coefficiente sismico orizzontale e k_v verticale.

EFFETTO DOVUTO ALLA COESIONE

La coesione induce delle pressioni negative costanti pari a:

$$P_c = -2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$$

Non essendo possibile stabilire, a priori, quale sia il decremento indotto nella spinta per effetto della coesione, è stata calcolata un'altezza critica Z_c come segue:

$$Z_c = \frac{2 \cdot c}{\gamma} \cdot \frac{1}{\sqrt{K_A}} - \frac{Q \cdot \frac{\sin\beta}{\sin(\beta + \varepsilon)}}{\gamma}$$

Dove:

Q = Carico agente sul terrapieno.

Se $Z_c < 0$ è possibile sovrapporre direttamente gli effetti, con decremento pari a:

$$S_c = P_c \cdot H$$

con punto di applicazione pari a $H/2$.

CARICO UNIFORME SUL TERRAPIENO

Un carico Q , uniformemente distribuito sul piano campagna, induce delle pressioni costanti pari a:

$$P_q = K_a \cdot Q \cdot \frac{\sin\beta}{\sin(\beta + \varepsilon)}$$

Per integrazione, una spinta pari a S_q :

$$S_q = K_a \cdot Q \cdot H \cdot \frac{\sin\beta}{\sin(\beta + \varepsilon)}$$

Con punto di applicazione ad $H/2$, avendo indicato con K_a il coefficiente di spinta attiva secondo *Muller-Breslau*.

SPINTA ATTIVA IN CONDIZIONI SISMICHE

In presenza di sisma la forza di calcolo esercitata dal terrapieno sul muro è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot KH^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

Dove:

- H Altezza muro;
k_v Coefficiente sismico verticale;
γ Peso per unità di volume del terreno;
K Coefficienti di spinta attiva totale (statico + dinamico);
E_{ws} Spinta idrostatica dell'acqua;
E_{wd} Spinta idrodinamica.

Per terreni impermeabili la spinta idrodinamica E_{wd} = 0, ma viene effettuata una correzione sulla valutazione dell'angolo ϑ della formula di Mononobe & Okabe così come di seguito:

$$\operatorname{tg} \vartheta = \frac{\gamma_{\text{sat}}}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

Nei terreni ad elevata permeabilità in condizioni dinamiche continua a valere la correzione di cui sopra, ma la spinta idrodinamica assume la seguente espressione:

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H^2$$

Con H' altezza del livello di falda misurato a partire dalla base del muro.

SPINTA IDROSTATICA

La falda con superficie distante H_w dalla base del muro induce delle pressioni idrostatiche normali alla parete che, alla profondità z, sono espresse come segue:

$$P_w(z) = \gamma_w \cdot z$$

Con risultante pari a:

$$S_w = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot H^2$$

La spinta del terreno immerso si ottiene sostituendo γ_t con γ'_t (γ'_t = γ_{saturo} - γ_w), peso efficace del materiale immerso in acqua.

RESISTENZA PASSIVA

Per terreno omogeneo il diagramma delle pressioni risulta lineare del tipo:

$$P_t = K_p \cdot \gamma_t \cdot z$$

per integrazione si ottiene la spinta passiva:

$$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot H^2 \cdot K_p$$

Avendo indicato con:

$$K_p = \frac{\sin^2(\varphi + \beta)}{\sin^2\beta \cdot \sin(\beta - \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin(\varphi + \varepsilon)}{\sin(\beta - \delta) \cdot \sin(\beta - \varepsilon)}} \right]^2}$$

(Muller-Breslau) con valori limiti di δ pari a:

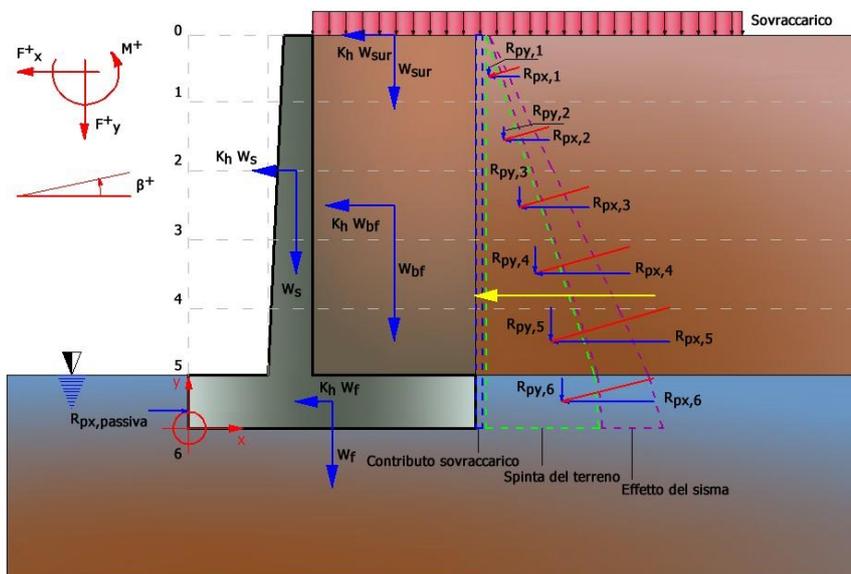
$$\delta < \beta - \varphi - \varepsilon$$

L'espressione di K_p secondo la formulazione di Rankine assume la seguente forma:

$$K_p = \frac{\cos\varepsilon + \sqrt{\cos^2\varepsilon - \cos^2\varphi}}{\cos\varepsilon - \sqrt{\cos^2\varepsilon - \cos^2\varphi}}$$

SOLLECITAZIONI SUL MURO

Per il calcolo delle sollecitazioni, il muro viene discretizzato in n-tratti in funzione delle sezioni significative e per ogni tratto vengono calcolate le spinte del terreno (valutate secondo un piano di rottura passante per il paramento lato monte), le risultanti delle forze orizzontali e verticali e le forze inerziali sono rappresentate in figura.



Schema delle forze agenti su un muro e convenzioni sui segni

CALCOLO DELLE SPINTE PER LE VERIFICHE

Le spinte sono state valutate ipotizzando un piano di rottura passante per l'estradosso della mensola di fondazione lato monte, tale piano è stato discretizzato in *n-tratti*.

CONVENZIONI SUI SEGNI

Forze verticali	positive se dirette dall'alto verso il basso;
Forze orizzontali	positive se dirette da monte verso valle;
Coppie	positive se antiorarie;
Angoli	positivi se antiorari.

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

VESIC – ANALISI A BREVE TERMINE

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine. Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$\frac{R}{A'} \leq (2 + \pi) \cdot c_u \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c + q$$

Dove:

A' = $B'L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u Coesione non drenata;

q Pressione litostatica totale sul piano di posa;

s_c Fattore di forma;

$s_c = 0.2 \cdot \left(\frac{B'}{L'}\right)$ per fondazioni rettangolari; il valore di s_c viene assunto pari ad 1 per fondazioni nastroforni

d_c Fattore di profondità;

$$d_c = 0.4 \cdot K \quad \text{con } K = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1 \text{ altrimenti } K = \arctan \frac{D}{B}$$

i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H ;

$$i_c = 1 - \frac{2H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

A_f Area efficace della fondazione;

c_a Aderenza alla base, pari alla coesione o ad una sua frazione.

VESIC – ANALISI A LUNGO TERMINE

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$\frac{R}{A'} \leq c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot d_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi'$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \cdot \tan \varphi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \left(\frac{B'}{L'} \right) \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'} \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cot \varphi'} \right)^m$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cot \varphi'} \right)^{m+1}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \varphi'}$$

$$m = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$$

Fattori di profondità

$$d_c = 1 + 0.4K$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi' \cdot (1 - \sin \varphi) \cdot K$$

$$\text{con } K = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1 \text{ altrimenti } K = \arctan \frac{D}{B}$$

$$d_\gamma = 1$$

HANSEN – ANALISI A BREVE TERMINE

$$\frac{R}{A'} \leq (2 + \pi) \cdot c_u (1 + s_c + d_c - i_c) + q$$

Dove:

$A' = B' \times L'$, area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u Coesione non drenata;

q Pressione litostatica totale sul piano di posa;

s_c Fattore di forma, $s_c = 0$ per fondazioni nastriformi;

d_c Fattore di profondità;

$$d_c = 0.4 \cdot K \quad \text{con } K = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1 \text{ altrimenti } K = \arctan \frac{D}{B}$$

i_c Fattore correttivo di inclinazione del carico;

$$i_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$$

A_f Area efficace della fondazione;

c_a Aderenza alla base, pari alla coesione o ad una sua frazione.

HANSEN- ANALISI A LUNGO TERMINE

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$\frac{R}{A'} \leq c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot d_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi'$$

$$N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \varphi'$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \cdot \tan \varphi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \left(\frac{B'}{L'} \right) \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'} \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

$$s_c = s_q = s_\gamma = 1 \quad \text{per fondazione nastroforme}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cot \phi'} \right)^3$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cot \phi'} \right)^3$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

Fattori di profondità

$$d_c = 1 + 0.4K$$

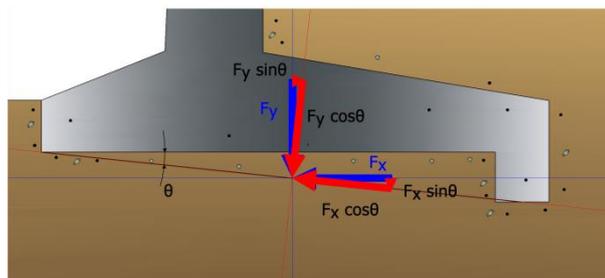
$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi) \cdot K$$

$$\text{con } K = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1 \text{ altrimenti } K = \arctan \frac{D}{B}$$

$$d_\gamma = 1$$

VERIFICA ALLA TRASLAZIONE ORIZZONTALE

Nel caso in cui il piano di scorrimento della fondazione sia inclinato di un certo angolo θ , le risultanti delle azioni F_x ed F_y dovranno essere riferiti a tale piano.



Verifica alla traslazione orizzontale, azioni di progetto

L'azione di progetto è data da:

$$E_d = F_x \cdot \cos \theta - F_y \cdot \sin \theta$$

La forza normale al piano di scorrimento è:

$$P = F_x \cdot \sin \theta + F_y \cdot \cos \theta$$

La resistenza di progetto si determina dalla relazione:

$$R_d = \frac{c_a \cdot B + P \cdot \tan \delta - S_p}{\gamma_r}$$

Dove:

c_a adesione;

B larghezza della fondazione;

$\tan \delta$ coefficiente d'attrito;

γ_r coefficiente parziale sulle resistenze;

S_p contributo della spinta passiva.

Se $\theta = 0$ si ha che $P = F_y$ e $E_d = F_x$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

L'azione di progetto E_d è definita dal momento che tende a far ribaltare il muro, ovvero da tutte le forze responsabili di tale meccanismo, la resistenza R_d coincide con il momento stabilizzante, ovvero dalle forze che tendono a stabilizzare il muro.

Le azioni totali che intervengono nel calcolo sono riportate in tabella, dove $\Sigma M = E_d - R_d$

Azioni	F_x	F_y	Braccio		M
Spinta terreno*	S_{Tx}	S_{Ty}	d_{1x}	d_{1y}	ΔM
Peso muro	W_s	W_s	d_{2x}	d_{2y}	ΔM
Peso fondazione	W_f	W_f	d_{3x}	d_{3y}	ΔM
Sovraccarico	W_{bf}	W_{bf}	d_{4x}	d_{4y}	ΔM
Terreno fondazione	S_{Px}	S_{Py}	d_{5x}	d_{5y}	ΔM
Spinte fondazione***	S_{Px}	S_{Py}	d_{6x}	d_{6y}	ΔM
Totale	ΣF_x	ΣF_y			ΣM

* si tiene conto del contributo del sisma, del sovraccarico, dell'eventuale presenza della falda...

** oltre alla spinta passiva si considera il contributo della sottospinta per l'eventuale presenza di falda.

La condizione di verifica viene espressa dalla relazione:

$$\frac{E_d}{R_d} = \frac{\text{Momento ribaltante}}{\text{Momento stabilizzante}} \leq 1$$

VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE DELLE OPERE DI SOSTEGNO

La risoluzione di un problema di stabilità richiede la presa in 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:

1. 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.
2. 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 alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (Culman), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (Fellenius, Bishop, Janbu ecc.).

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 quanto 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.

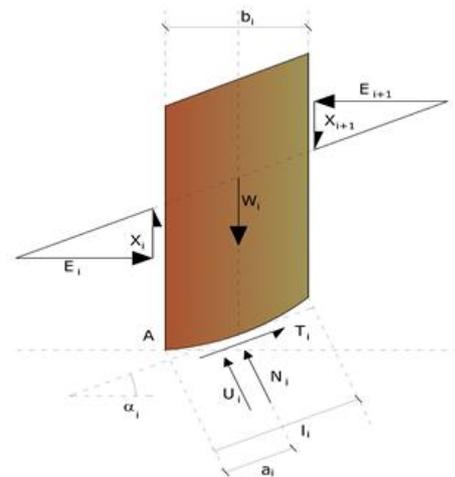
I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le (n-2) indeterminazioni.

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:

$$\sum F_y = 0, \quad \sum M_0 = 0 \quad \text{Criterio di rottura}$$

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



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 %..

Dati generali

Normativa GEO	NTC 2008
Normativa STR	SLU (EC2)
Spinta	Mononobe e Okabe [M.O. 1929]

Dati generali muro

Altezza muro	40.0 cm
Spessore testa muro	25.0 cm
Risega muro lato valle	0.0 cm
Risega muro lato monte	0.0 cm
Sporgenza mensola a valle	10.0 cm
Sporgenza mensola a monte	35.0 cm

Svaso mensola a valle	0.0 cm
Altezza estremità mensola a valle	30.0 cm
Altezza estremità mensola a monte	30.0 cm

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

Conglomerati

Nr.	Classe Calcestruzzo	fck,cubi [Mpa]	Ec [Mpa]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	fctd [Mpa]	fctm [Mpa]
1	C20/25	25.49	30550.21	20.39	11.55	1.05	2.25
2	C25/30	30.59	32089.96	25.49	14.44	1.21	2.61
3	C28/35	35.69	32936.31	28.55	16.17	1.31	2.81
4	C40/50	50.99	35913.83	40.79	20.22	1.52	3.26

Acciai:

Nr.	Classe acciaio	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	ftk [Mpa]	ftd [Mpa]	ep_tk	epd_ult	B1*B2 iniziale	B1*B2 finale
1	B450C	203940	458.87	399.01	550.64	399.01	.075	.0675	1	0.5
2	B450C*	203940	458.87	399.01	550.64	458.87	.075	.0675	1	0.5
3	B450C* *	203940	458.87	399.01	467.33	406.35	.012	.01	1	0.5
4	S235H	203940	244.73	214.14	367.09	214.14	0.012	0.01	1	0.5
5	S275H	203940	285.52	247.79	469.06	248.81	0.012	0.01	1	0.5
6	S355H	203940	367.09	318.15	520.05	367.09	0.012	0.01	1	0.5

Materiali impiegati realizzazione muro

C28/35 B450C

Copriferro, Elevazione

5.0 cm

Copriferro, Fondazione

5.0 cm

Copriferro, Dente di fondazione

3.0 cm

Stratigrafia

Ns	Spessore strato (cm)	Inclinazione dello strato. (°)	Peso unità di volume (KN/m³)	Angolo di resistenza a taglio (°)	Coesione (kPa)	Angolo di attrito terra muro (°)	Presenza di falda (Si/No)	Litologia	Descrizione
1	170	0	18.70	23	5.00	16	No		Rilevato ferroviario

Carichi concentrati

Descrizione	Posizione x (cm)	Posizione y (cm)	Fx (kN/m)	Fy (kN/m)	Mz (kNm/m)
Azione orizzontale del pannello	20.0	65.0	2.15	0.0	1.43

FATTORI DI COMBINAZIONE

A1+M1+R1

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.30
2	Spinta terreno	1.00

3	Peso terreno mensola	1.30
4	Spinta falda	1.00
5	Spinta sismica in x	1.00
6	Spinta sismica in y	1.00
7	Azione orizzontale del pannello	1.50

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coazione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1
2	Scorrimento	1
3	Partecipazione spinta passiva	1

A2+M2+R2

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.00
2	Spinta terreno	1.00
3	Peso terreno mensola	1.00
4	Spinta falda	1.00
5	Spinta sismica in x	1.00
6	Spinta sismica in y	1.00
7	Azione orizzontale del pannello	1.30

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1.25
2	Coazione efficace	1.25
3	Resistenza non drenata	1.4
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1
2	Scorrimento	1
3	Partecipazione spinta passiva	1

EQU+M2

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	0.90
2	Spinta terreno	1.10
3	Peso terreno mensola	1.00
4	Spinta falda	1.00
5	Spinta sismica in x	1.00
6	Spinta sismica in y	0.00
7	Azione orizzontale del pannello	1.00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1.25
2	Coazione efficace	1.25
3	Resistenza non drenata	1.4
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
-----	----------	-------------------------

1	Carico limite	1
2	Scorrimento	1
3	Partecipazione spinta passiva	1

A2+M2+R2 [GEO+STR]

CALCOLO SPINTE

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
G	Peso unità di volume (KN/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
70.0	65.0	18.7	0.0	18.76	16.0	4.0	0.0	
65.0	62.0	18.7	0.0	18.76	16.0	4.0	0.0	
62.0	54.0	18.7	0.0	18.76	16.0	4.0	0.0	
54.0	46.0	18.7	0.0	18.76	16.0	4.0	0.0	
46.0	38.0	18.7	0.0	18.76	16.0	4.0	0.0	
38.0	30.0	18.7	0.0	18.76	16.0	4.0	0.0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta.
Ka	Coefficiente di spinta attiva.
Kd	Coefficiente di spinta dinamica.
Dk	Coefficiente di incremento dinamico.
Kax, Kay	Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
Dkx, Dky	Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
16.0	0.45	0.0	0.0	0.43	0.12	0.0	0.0
16.0	0.45	0.0	0.0	0.43	0.12	0.0	0.0
16.0	0.45	0.0	0.0	0.43	0.12	0.0	0.0
16.0	0.45	0.0	0.0	0.43	0.12	0.0	0.0
16.0	0.45	0.0	0.0	0.43	0.12	0.0	0.0
16.0	0.45	0.0	0.0	0.43	0.12	0.0	0.0

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota inizio strato.
Qf	Quota inizio strato.
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);

Z(Rpx) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
 Z(Rpy) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	70.0	65.0	0.0	0.0	67.5	67.5
2	65.0	62.0	0.0	0.0	63.5	63.5
3	62.0	54.0	0.0	0.0	58.0	58.0
4	54.0	46.0	0.0	0.0	50.0	50.0
5	46.0	38.0	0.0	0.0	42.0	42.0
6	38.0	30.0	0.0	0.0	34.0	34.0

CARATTERISTICHE MURO (Peso, Baricentro, Inerzi a)

Py Peso del muro (kN);
 Px Forza inerziale (kN);
 Xp, Yp Coordinate baricentro dei pesi (cm);

	Quota	Px	Py	Xp	Yp
	65.0	0.0	0.32	22.5	67.5
	62.0	0.0	0.49	22.5	66.0
	54.0	0.0	0.98	22.5	62.0
	46.0	0.0	1.47	22.5	58.0
	38.0	0.0	1.96	22.5	54.0
	30.0	0.0	2.45	22.5	50.0

Sollecitazioni sul muro

Quota Origine ordinata minima del muro (cm).
 Fx Forza in direzione x (kN);
 Fy Forza in direzione y (kN);
 M Momento (kNm);
 H Altezza sezione di calcolo (cm);

	Quota	Fx	Fy	M	H
	65.0	0.0	0.32	0.0	25.0
	62.0	2.8	0.49	1.94	25.0
	54.0	2.8	0.98	2.17	25.0
	46.0	2.8	1.47	2.39	25.0
	38.0	2.8	1.96	2.61	25.0
	30.0	2.8	2.45	2.84	25.0

VERIFICHE GLOBALI

Piano di rottura passante per $(x_{r1}, y_{r1}) = (70.0/0.0)$
 Piano di rottura passante per $(x_{r2}, y_{r2}) = (70.0/70.0)$
 Centro di rotazione $(x_{ro}, y_{ro}) = (0.0/0.0)$

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
G	Peso unità di volume (KN/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
70.0	62.0	18.7	0.0	18.76	18.76	4.0	0.0	
62.0	54.0	18.7	0.0	18.76	18.76	4.0	0.0	
54.0	46.0	18.7	0.0	18.76	18.76	4.0	0.0	
46.0	38.0	18.7	0.0	18.76	18.76	4.0	0.0	
38.0	30.0	18.7	0.0	18.76	18.76	4.0	0.0	
30.0	0.0	18.7	0.0	18.76	16.0	4.0	0.0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta.
Ka	Coefficiente di spinta attiva.
Kd	Coefficiente di spinta dinamica.
Dk	Coefficiente di incremento dinamico.
Kax, Kay	Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
Dkx, Dky	Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
18.76	0.45	0.0	0.0	0.42	0.14	0.0	0.0
18.76	0.45	0.0	0.0	0.42	0.14	0.0	0.0
18.76	0.45	0.0	0.0	0.42	0.14	0.0	0.0
18.76	0.45	0.0	0.0	0.42	0.14	0.0	0.0
18.76	0.45	0.0	0.0	0.42	0.14	0.0	0.0
16.0	0.45	0.0	0.0	0.43	0.12	0.0	0.0

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota inizio strato.
Qf	Quota inizio strato.
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	70.0	62.0	0.0	0.0	66.0	66.0
2	62.0	54.0	0.0	0.0	58.0	58.0
3	54.0	46.0	0.0	0.0	50.0	50.0
4	46.0	38.0	0.0	0.0	42.0	42.0
5	38.0	30.0	0.0	0.0	34.0	34.0
6	30.0	0.0	0.01	0.02	1.79	4.19

SPINTE IN FONDAZIONE

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
G	Peso unità di volume (KN/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
30.0	0.0	18.7	180.0	18.76	16.0	4.0	180.0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta.
Kp	Coefficiente di resistenza passiva.
Kpx, Kpy	Componenti secondo x e y del coefficiente di resistenza passiva.

μ	Kp	Kpx	Kpy
196.0	1.95	-1.87	-0.54

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota inizio strato.
Qf	Quota inizio strato.
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	30.0	0.0	-4.8	0.0	13.36	0.0

Sollecitazioni total i

Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);

	Fx	Fy	M
Spinta terreno	0.01	0.02	-0.01
Carichi esterni	2.8	0.0	3.68
Peso muro	0.0	2.45	-0.55
Peso fondazione	0.0	5.15	-1.8

Sovraccarico	0.0	0.0	0.0
Terr. fondazione	0.0	2.62	-1.37
Spinte fondazione	-4.8	0.0	-0.64
	-1.99	10.24	-0.71

Momento stabilizzante	-3.74 kNm
Momento ribaltante	3.04 kNm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali	2.81 kN
Sommatoria forze verticali	10.24 kN
Coefficiente di attrito	0.34
Adesione	2.8 kPa
Angolo piano di scorrimento	-360.0 °
Forze normali al piano di scorrimento	10.24 kN
Forze parall. al piano di scorrimento	2.81 kN
Resistenza terreno	10.23 kN
Coeff. sicurezza traslazione Csd	3.65
Traslazione verificata Csd>1	

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante	-3.74 kNm
Momento ribaltante	3.04 kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv	1.23
Muro verificato a ribaltamento Csv>1	

Carico limite verticale VESIC

Somma forze in direzione x (Fx)	-1.99 kN
Somma forze in direzione y (Fy)	10.24 kN
Somma momenti	-0.71 kNm
Larghezza fondazione	70.0 cm
Lunghezza	1000.0 cm
Eccentricità su B	28.11 cm
Peso unità di volume	18.7 KN/m ³
Angolo di resistenza al taglio	18.76 °
Coesione	4.0 kPa
Terreno sulla fondazione	30.0 cm
Peso terreno sul piano di posa	18.7 KN/m ³
Nq	5.66
Nc	13.73
Ng	4.52
Fattori di forma	
sq	1.0
sc	1.01
sg	0.99
Inclinazione carichi	
iq	0.69

ic	0.63
ig	0.58
Fattori di profondità	
dq	1.36
dc	1.46
dg	1.0
Carico limite verticale (Qlim)	11.57 kN
Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy)	1.13

Carico limite verificato $Csq > 1$

Tensioni sul terreno

—	
Ascissa centro sollecitazione	6.89 cm
Larghezza della fondazione	70.0 cm
x = 0.0 cm	99.02 kPa
x = 20.68 cm	0.00 kPa

MENSOLA A VALLE

Xprogr. Ascissa progressiva (cm);
Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);
H Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
—				
10.0	-4.8	-6.78	-0.3	30.0

MENSOLA A MONTE

Xprogr. Ascissa progressiva (cm);
Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);
H Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
—				
35.0	0.01	5.21	-0.92	30.0

EQU+M2 [GEO+STR]

CALCOLO SPINTE

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
G	Peso unità di volume (KN/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
70.0	65.0	18.7	0.0	18.76	16.0	4.0	0.0	
65.0	62.0	18.7	0.0	18.76	16.0	4.0	0.0	
62.0	54.0	18.7	0.0	18.76	16.0	4.0	0.0	
54.0	46.0	18.7	0.0	18.76	16.0	4.0	0.0	
46.0	38.0	18.7	0.0	18.76	16.0	4.0	0.0	
38.0	30.0	18.7	0.0	18.76	16.0	4.0	0.0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta.
Ka	Coefficiente di spinta attiva.
Kd	Coefficiente di spinta dinamica.
Dk	Coefficiente di incremento dinamico.
Kax, Kay	Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
Dkx, Dky	Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
16.0	0.45	0.0	0.0	0.43	0.12	0.0	0.0
16.0	0.45	0.0	0.0	0.43	0.12	0.0	0.0
16.0	0.45	0.0	0.0	0.43	0.12	0.0	0.0
16.0	0.45	0.0	0.0	0.43	0.12	0.0	0.0
16.0	0.45	0.0	0.0	0.43	0.12	0.0	0.0
16.0	0.45	0.0	0.0	0.43	0.12	0.0	0.0

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota inizio strato.
Qf	Quota inizio strato.
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	70.0	65.0	0.0	0.0	67.5	67.5
2	65.0	62.0	0.0	0.0	63.5	63.5
3	62.0	54.0	0.0	0.0	58.0	58.0
4	54.0	46.0	0.0	0.0	50.0	50.0
5	46.0	38.0	0.0	0.0	42.0	42.0
6	38.0	30.0	0.0	0.0	34.0	34.0

CARATTERISTICHE MURO (Peso, Baricentro, Inerzi a)

Py Peso del muro (kN);
 Px Forza inerziale (kN);
 Xp, Yp Coordinate baricentro dei pesi (cm);

Quota	Px	Py	Xp	Yp
65.0	0.0	0.29	22.5	67.5
62.0	0.0	0.44	22.5	66.0
54.0	0.0	0.88	22.5	62.0
46.0	0.0	1.32	22.5	58.0
38.0	0.0	1.77	22.5	54.0
30.0	0.0	2.21	22.5	50.0

Sollecitazioni sul muro

Quota Origine ordinata minima del muro (cm).
 Fx Forza in direzione x (kN);
 Fy Forza in direzione y (kN);
 M Momento (kNm);
 H Altezza sezione di calcolo (cm);

Quota	Fx	Fy	M	H
65.0	0.0	0.29	0.0	25.0
62.0	2.15	0.44	1.49	25.0
54.0	2.15	0.88	1.67	25.0
46.0	2.15	1.32	1.84	25.0
38.0	2.15	1.77	2.01	25.0
30.0	2.15	2.21	2.18	25.0

VERIFICHE GLOBALI

Piano di rottura passante per $(x_{r1}, y_{r1}) = (70.0/0.0)$

Piano di rottura passante per $(x_{r2}, y_{r2}) = (70.0/70.0)$

Centro di rotazione $(x_{ro}, y_{ro}) = (0.0/0.0)$

Discretizzazione terreno

Qi Quota iniziale strato (cm);
 Qf Quota finale strato
 G Peso unità di volume (KN/m³);
 Eps Inclinazione dello strato. (°);
 Fi Angolo di resistenza a taglio (°);
 Delta Angolo attrito terra muro;
 c Coesione (kPa);
 β Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
 Note Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
----	----	---	-----	----	-------	---	---	------

70.0	62.0	18.7	0.0	18.76	18.76	4.0	0.0
62.0	54.0	18.7	0.0	18.76	18.76	4.0	0.0
54.0	46.0	18.7	0.0	18.76	18.76	4.0	0.0
46.0	38.0	18.7	0.0	18.76	18.76	4.0	0.0
38.0	30.0	18.7	0.0	18.76	18.76	4.0	0.0
30.0	0.0	18.7	0.0	18.76	16.0	4.0	0.0

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ Angolo di direzione della spinta.
 K_a Coefficiente di spinta attiva.
 K_d Coefficiente di spinta dinamica.
 D_k Coefficiente di incremento dinamico.
 K_{ax}, K_{ay} Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
 D_{kx}, D_{ky} Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	K_a	K_d	D_k	K_{ax}	K_{ay}	D_{kx}	D_{ky}
18.76	0.45	0.0	0.0	0.42	0.14	0.0	0.0
18.76	0.45	0.0	0.0	0.42	0.14	0.0	0.0
18.76	0.45	0.0	0.0	0.42	0.14	0.0	0.0
18.76	0.45	0.0	0.0	0.42	0.14	0.0	0.0
18.76	0.45	0.0	0.0	0.42	0.14	0.0	0.0
16.0	0.45	0.0	0.0	0.43	0.12	0.0	0.0

Spinte risultanti e punto di applicazione

Q_i Quota inizio strato.
 Q_f Quota inizio strato.
 R_{px}, R_{py} Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
 $Z(R_{px})$ Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
 $Z(R_{py})$ Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Q_i	Q_f	R_{px}	R_{py}	$z(R_{px})$	$z(R_{py})$
1	70.0	62.0	0.0	0.0	66.0	66.0
2	62.0	54.0	0.0	0.0	58.0	58.0
3	54.0	46.0	0.0	0.0	50.0	50.0
4	46.0	38.0	0.0	0.0	42.0	42.0
5	38.0	30.0	0.0	0.0	34.0	34.0
6	30.0	0.0	0.01	0.02	1.79	4.19

SPINTE IN FONDAZIONE

Discretizzazione terreno

Q_i Quota iniziale strato (cm);
 Q_f Quota finale strato
 G Peso unità di volume (KN/m³);
 E_{ps} Inclinazione dello strato. (°);
 F_i Angolo di resistenza a taglio (°);
 Δ Angolo attrito terra muro;
 c Coesione (kPa);

β Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
 Note Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
30.0	0.0	18.7	180.0	18.76	16.0	4.0	180.0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ Angolo di direzione della spinta.
 K_p Coefficiente di resistenza passiva.
 K_{px}, K_{py} Componenti secondo x e y del coefficiente di resistenza passiva.

μ	K_p	K_{px}	K_{py}
196.0	1.95	-1.87	-0.54

Spinte risultanti e punto di applicazione

Q_i Quota inizio strato.
 Q_f Quota inizio strato.
 R_{px}, R_{py} Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
 $Z(R_{px})$ Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
 $Z(R_{py})$ Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Q_i	Q_f	R_{px}	R_{py}	$z(R_{px})$	$z(R_{py})$
1	30.0	0.0	-4.8	0.0	13.36	0.0

Sollecitazioni total i

F_x Forza in direzione x (kN);
 F_y Forza in direzione y (kN);
 M Momento (kNm);

	F_x	F_y	M
Spinta terreno	0.01	0.02	-0.01
Carichi esterni	2.15	0.0	2.83
Peso muro	0.0	2.21	-0.5
Peso fondazione	0.0	4.63	-1.62
Sovraccarico	0.0	0.0	0.0
Terr. fondazione	0.0	2.62	-1.37
Spinte fondazione	-4.8	0.0	-0.64
	-2.63	9.48	-1.32

Momento stabilizzante -3.51 kNm
 Momento ribaltante 2.19 kNm

Verifica alla traslazione

—	
Sommatoria forze orizzontali	2.16 kN
Sommatoria forze verticali	9.48 kN
Coefficiente di attrito	0.34
Adesione	2.8 kPa
Angolo piano di scorrimento	-360.0 °
Forze normali al piano di scorrimento	9.48 kN
Forze parall. al piano di scorrimento	2.16 kN
Resistenza terreno	9.97 kN
Coeff. sicurezza traslazione Csd	4.61
Traslazione verificata Csd>1	

Verifica al ribaltamento

—	
Momento stabilizzante	-3.51 kNm
Momento ribaltante	2.19 kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv	1.6
Muro verificato a ribaltamento Csv>1	

Carico limite verticale VESIC

—	
Somma forze in direzione x (Fx)	-2.63 kN
Somma forze in direzione y (Fy)	9.48 kN
Somma momenti	-1.32 kNm
Larghezza fondazione	70.0 cm
Lunghezza	1000.0 cm
Eccentricità su B	21.09 cm
Peso unità di volume	18.7 KN/m ³
Angolo di resistenza al taglio	18.76 °
Coesione	4.0 kPa
Terreno sulla fondazione	30.0 cm
Peso terreno sul piano di posa	18.7 KN/m ³
Nq	5.66
Nc	13.73
Ng	4.52
Fattori di forma	
sq	1.01
sc	1.01
sg	0.99
Inclinazione carichi	
iq	0.63
ic	0.56
ig	0.5
Fattori di profondità	
dq	1.26
dc	1.33
dg	1.0
Carico limite verticale (Qlim)	20.14 kN
Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy)	2.12

Carico limite verificato Csq>1

Tensioni sul terreno

—	
Ascissa centro sollecitazione	13.91 cm
Larghezza della fondazione	70.0 cm
x = 0.0 cm	45.41 kPa
x = 41.73 cm	0.00 kPa

MENSOLA A VALLE

Xprogr. Ascissa progressiva (cm);
Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);
H Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
—				
10.0	-4.8	-3.34	-0.1	30.0

MENSOLA A MONTE

Xprogr. Ascissa progressiva (cm);
Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);
H Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
—				
35.0	0.01	6.24	-0.72	30.0

Indice

1.Dati generali	15
2.CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI	15
3.Stratigrafia	16
4.Fattori combinazione	16
5.A2+M2+R2 [GEO+STR]	17
5.1.2-(Peso, Baricentro, Inerzia)	19
5.2.2-Sollecitazioni totali	21
5.3.2-Verifica alla traslazione	22
5.4.2-Verifica al ribaltamento	22
5.5.2-Carico limite	22
5.6.2-Tensioni sul terreno	23
6.EQU+M2 [GEO+STR]	23
6.1.3-(Peso, Baricentro, Inerzia)	25
6.2.3-Sollecitazioni totali	27
6.3.3-Verifica alla traslazione	28
6.4.3-Verifica al ribaltamento	28
6.5.3-Carico limite	28
6.6.3-Tensioni sul terreno	29
Indice	30

ALLEGATO 6

(CALCOLO CAPACITA' PORTANTE PLINTO PERGOLATO)

Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$Q_u / R \geq \eta_q$$

Terzaghi ha proposto la seguente espressione per il calcolo della capacità portante di una fondazione superficiale.

$$q_u = cN_c s_c + qN_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma$$

La simbologia adottata è la seguente:

c	coesione del terreno in fondazione;
ϕ	angolo di attrito del terreno in fondazione;
γ	peso di volume del terreno in fondazione;
B	larghezza della fondazione;
D	profondità del piano di posa;
q	pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I fattori di capacità portante sono espressi dalle seguenti relazioni:

$$N_q = \frac{e^{2(0.75\pi - \phi/2)\text{tg}(\phi)}}{2\cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$c = (N_q - 1)\text{ctg}\phi$$

$$N_\gamma = \frac{\text{tg}\phi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\phi} - 1 \right)$$

I fattori di forma s_c e s_γ che compaiono nella espressione di q_u dipendono dalla forma della fondazione. In particolare valgono 1 per fondazioni nastriformi o rettangolari allungate e valgono rispettivamente 1.3 e 0.8 per fondazioni quadrate.

termine $K_{p\gamma}$ che compare nell'espressione di N_γ non ha un'espressione analitica. Pertanto si assume per N_γ l'espressione proposta da Vesic

$$N_\gamma = 2(N_q + 1)\text{tg}\phi$$

Geometria della fondazione

Simbologia adottata

<i>Descrizione</i>	Descrizione della fondazione
<i>Forma</i>	Forma della fondazione (N=Nastriforme, R= Rettangolare, C=Circolare)
<i>X</i>	Ascissa del baricentro della fondazione espressa in [m]
<i>Y</i>	Ordinata del baricentro della fondazione espressa in [m]
<i>B</i>	Base/Diametro della fondazione espressa in [m]
<i>L</i>	Lunghezza della fondazione espressa in [m]
<i>D</i>	Profondità del piano di posa in [m]
<i>α</i>	Inclinazione del piano di posa espressa in [°]
<i>ω</i>	Inclinazione del piano campagna espressa in [°]

Descrizione	Forma	X	Y	B	L	D	α	ω
Fondazione	(R)	0.00	0.00	1.00	1.00	0.50	0.00	0.00

Descrizione terreni e falda

Caratteristiche fisico-meccaniche

Simbologia adottata

<i>Descrizione</i>	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
γ_{sat}	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
ϕ	Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi
δ	Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi
c	Coesione del terreno espressa in [kg/cmq]
ca	Adesione del terreno espressa in [kg/cmq]

Descrizione	γ	γ_{sat}	ϕ	δ	c	ca
rilevato ferroviario	1870.0	1900.0	23.00	15.00	0.050	0.030

Caratteristiche di deformabilità

Simbologia adottata

<i>Descr</i>	Descrizione terreno
E_{ed}	Modulo edometrico espresso in [kg/cmq]

Descr	E_{ed}
rilevato ferroviario	80.00

Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata

<i>n°</i>	Identificativo strato
<i>Z1</i>	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°1 espressa in [m]
<i>Z2</i>	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°2 espressa in [m]
<i>Z3</i>	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°3 espressa in [m]
<i>Terreno</i>	Terreno dello strato

Punto di sondaggio n° 1:	X = 0.0 [m]	Y = 0.0 [m]
Punto di sondaggio n° 2:	X = 3.0 [m]	Y = 0.0 [m]
Punto di sondaggio n° 3:	X = 0.0 [m]	Y = 3.0 [m]

N	Z1	Z2	Z3	Terreno
1	-5.0	-5.0	-5.0	rilevato ferroviario

Normativa

N.T.C. 2008

Calcolo secondo: Approccio 1

Simbologia adottata

γ_{Gsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{Gfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{Qsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ_{Qfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
γ_c	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
γ_γ	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

Coefficienti parziali combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.30	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.30

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	γ_c	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1.00	1.00

Coefficienti parziali combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	γ_c	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1.00	1.00

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche geotecniche.

		<i>R1</i>	<i>R2</i>	<i>R3</i>
Capacità portante	γ_r	1.00	1.80	2.30
Scorrimento	γ_r	1.00	1.10	1.10

Coeff. di combinazione $\Psi_0=0.70$ $\Psi_1=0.50$ $\Psi_2=0.20$

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
Ψ	Coefficiente di combinazione della condizione
C	Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Combinazione n° 1 SLU - Caso A1-M1

	γ	Ψ	C
Condizione n° 1	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 2 SLU - Caso A2-M2

	γ	Ψ	C
Condizione n° 1	1.00	1.00	1.00

Analisi in condizioni drenate

Verifica della portanza per carichi verticali

Il calcolo della portanza è stato eseguito col metodo di Terzaghi
La relazione adottata è la seguente:

$$q_u = c N_c s_c + q N_q s_q + 0.5 B \gamma N_\gamma s_\gamma$$

Altezza del cuneo di rottura: AUTOMATICA

Il criterio utilizzato per il calcolo del macrostrato equivalente è stato la MEDIA ARITMETICA

Nel calcolo della portanza sono state richieste le seguenti opzioni:

Riduzione sismica: NESSUNA

Coefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1.00

Coefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1.00

Riduzione per carico eccentrico: MEYERHOF

Riduzione per rottura locale o punzonamento del terreno: NESSUNA

Meccanismo di punzonamento in presenza di falda.

Fondazione

Combinazione n° 1

Caratteristiche fisico-meccaniche del terreno equivalente

Spessore dello strato	$H = 0.21$	[m]
Peso specifico terreno	$\gamma = 1870.00$	[kg/mc]
Angolo di attrito	$\phi = 23.00$	[°]
Coesione	$c = 0.05$	[kg/cm ²]
Modulo di taglio	$G = 37.59$	[kg/cm ²]

Base ridotta $B' = B - 2 e_x = 1.00$ [m]

Lunghezza ridotta $L' = L - 2 e_y = 1.00$ [m]

Coefficienti di capacità portante e fattori correttivi del carico limite.

$N_c = 21.75$	$N_q = 10.23$	$N_\gamma = 9.53$
$s_c = 1.30$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 0.80$

Il valore della capacità portante è dato da:

$$q_u = 1.41 + 0.96 + 0.71 = 3.08 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$q_d = 3.08 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$Q_u = 30832.30 \text{ [kg]}$$

$$Q_d = 30832.30 \text{ [kg]}$$

$$V = 1000.00 \text{ [kg]}$$

$$\eta = Q_u / V = 30832.30 / 1000.00 = 30.83$$

Indici rigidezza

$I_c = 1.00$

$I_{rc} = 37.07$

Combinazione n° 2

Caratteristiche fisico-meccaniche del terreno equivalente

Spessore dello strato	$H = 0.16$	[m]
Peso specifico terreno	$\gamma = 1870.00$	[kg/mc]
Angolo di attrito	$\phi = 18.76$	[°]
Coesione	$c = 0.04$	[kg/cm ²]
Modulo di taglio	$G = 37.59$	[kg/cm ²]

Base ridotta

$B' = B - 2 e_x = 1.00$ [m]

Lunghezza ridotta

$L' = L - 2 e_y = 1.00$ [m]

Coefficienti di capacità portante e fattori correttivi del carico limite.

$N_c = 16.30$

$N_q = 6.53$

$N_\gamma = 5.12$

$s_c = 1.30$

$s_q = 1.00$

$s_\gamma = 0.80$

Il valore della capacità portante è dato da:

$$q_u = 0.85 + 0.61 + 0.38 = 1.84$$
 [kg/cm²]
 $q_d = 1.02$ [kg/cm²]

$Q_u = 18410.62$ [kg]

$Q_d = 10228.12$ [kg]

$V = 1000.00$ [kg]

$\eta = Q_u / V = 18410.62 / 1000.00 = 18.41$

Indici rigidezza

$I_c = 1.00$

$I_{rc} = 26.70$